

ΕΛΛΗΝΙΚΗ ΔΗΜΟΚΡΑΤΙΑ
ΥΠΟΥΡΓΕΙΟ ΥΓΕΙΑΣ & ΠΡΟΝΟΙΑΣ
ΓΕΝΙΚΟ ΠΕΡΙΦΕΡΙΑΚΟ ΝΟΣΟΚΟΜΕΙΟ ΗΡΑΚΛΕΙΟΥ
ΒΕΝΙΖΕΛΕΙΟ - ΠΑΝΑΝΕΙΟ

ΦΟΡΕΑΣ ΥΛΟΠΟΙΗΣΗΣ ΕΡΓΟΥ:
ΟΡΓΑΝΙΣΜΟΣ ΑΝΑΠΤΥΞΗΣ ΑΝΑΤΟΛΙΚΗΣ ΚΡΗΤΗΣ

ΑΠΟΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΚΤΙΡΙΟΥ
"ΠΑΝΑΝΕΙΟ ΔΗΜΟΤΙΚΟ ΝΟΣΟΚΟΜΕΙΟ"

ΘΕΜΑ: ΣΤΑΤΙΚΗ ΜΕΛΕΤΗ

ΠΡΟΤΑΣΗ ΑΠΟΚΑΤΑΣΤΑΣΗΣ ΚΤΙΡΙΟΥ

ΧΡΟΝΟΣ ΜΕΛΕΤΗΣ : ΜΑΪΟΣ 2004

ΝΙΚΟΛΑΟΣ Π. ΜΑΚΡΗΣ
ΔΙΠΛ. ΠΟΛΙΤΙΚΟΣ ΜΗΧΑΝΙΚΟΣ
Τ.Η.Γ. FRIDERICIANA ΚΑΡΣΕΡΟΥΗΣ ΓΕΡΜΑΝΙΑΣ
ΜΕΛΟΣ Τ.Ε.Ε. ΑΡΧΙΤΕΚΤΟΝ ΜΗΤΡΩΟΥ 30709
ΓΙΑΜΑΔΑΚΗ 50 - ΗΡΑΚΛΕΙΟ ΤΗΛ 330.230 - FAX 330.231
ΑΦΜ 023488422 - Α' ΔΟΥ ΗΡΑΚΛΕΙΟΥ

ΥΠΟΓΡΑΦΗ-ΣΦΡΑΓΙΔΑ

ΣΥΜΒΟΥΛΟΙ ΜΕΛΕΤΗΣ

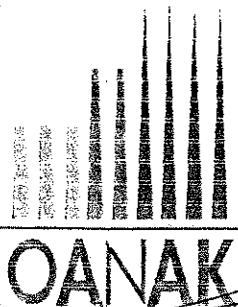
ΕΛΕΓΧΘΗΚΕ
ΑΕ ΚΑΘΕΙ ΤΕ ΔΙΑΤΑΞΕΙΣ ΤΟΥ Κ.
ΑΡΧ. 13/97/93 Π.Δ. ΔΕΚ 795/Α
ΑΡΧ. 13/97/93 Π.Δ. ΔΕΚ 795/Α
ΟΙΚΟΔΟΜΙΚΗ ΕΠΙΧΕΙΡΗΣΗ
08/2005

12 JAN 2005
ΗΡΑΚΛΕΙΟ
Ο ΤΕΧΝΙΚΟΣ ΥΠΑΛΛΗΛΟΣ

ΥΠΟΓΡΑΦΗ-ΣΦΡΑΓΙΔΑ

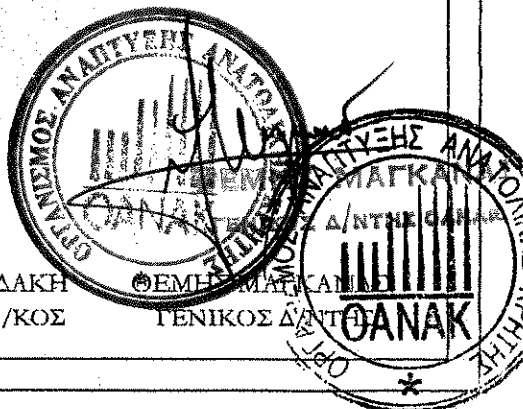
ΥΠΟΓΡΑΦΗ-ΣΦΡΑΓΙΔΑ

ΘΕΩΡΗΘΗΚΕ



ΜΑΝΟΛΗΣ ΔΟΛΑΨΑΚΗΣ
ΠΟΛΙΤΙΚΟΣ ΜΗΧ/ΚΟΣ

ΑΛΚΜΗΝΗ ΜΗΝΑΔΑΚΗ
ΑΡΧΙΤΕΚΤΩΝ ΜΗΧ/ΚΟΣ



ΕΛΛΗΝΙΚΗ ΔΗΜΟΚΡΑΤΙΑ
ΥΠΟΥΡΓΕΙΟ ΥΓΕΙΑΣ & ΠΡΟΝΟΙΑΣ
ΓΕΝΙΚΟ ΠΕΡΙΦΕΡΙΑΚΟ ΝΟΣΟΚΟΜΕΙΟ ΗΡΑΚΛΕΙΟΥ
ΒΕΝΙΖΕΛΕΙΟ - ΠΑΝΑΝΕΙΟ

ΦΟΡΕΑΣ ΥΛΟΠΟΙΗΣΗΣ ΕΡΓΟΥ:
ΟΡΓΑΝΙΣΜΟΣ ΑΝΑΠΤΥΞΗΣ ΑΝΑΤΟΛΙΚΗΣ ΚΡΗΤΗΣ

ΑΠΟΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΚΤΙΡΙΟΥ
"ΠΑΝΑΝΕΙΟ ΔΗΜΟΤΙΚΟ ΝΟΣΟΚΟΜΕΙΟ"

ΘΕΜΑ: ΣΤΑΤΙΚΗ ΜΕΛΕΤΗ

ΠΡΟΤΑΣΗ ΑΠΟΚΑΤΑΣΤΑΣΗΣ ΚΤΙΡΙΟΥ

ΧΡΟΝΟΣ ΜΕΛΕΤΗΣ : ΜΑΪΟΣ 2004

ΣΥΜΒΟΥΛΟΙ ΜΕΛΕΤΗΣ

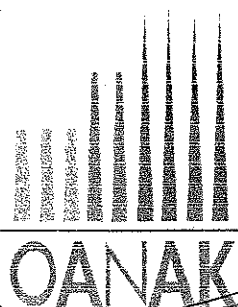
ΝΙΚΟΛΑΟΣ Π. ΜΑΚΡΗΣ
ΔΙΠΛ. ΠΟΛΙΤΙΚΟΣ ΜΗΧΑΝΙΚΟΣ
T. H. FRIDERICIANA KAMMEROUNIS GERMANIAS
ΜΕΛΟΣ Τ.Ε.Ε. ΤΟΜΟΣ ΜΗΤΡΟΥ 30709
ΠΑΜΑΔΑΚΗ 50 - ΗΡΑΚΛΕΙΟ ΤΗΛ. 330.230 - FAX : 330.231
ΑΦΜ 023486422 - Α' ΔΟΥ ΗΡΑΚΛΕΙΟΥ

ΥΠΟΓΡΑΦΗ-ΣΦΡΑΓΙΔΑ

ΥΠΟΓΡΑΦΗ-ΣΦΡΑΓΙΔΑ

ΥΠΟΓΡΑΦΗ-ΣΦΡΑΓΙΔΑ

ΘΕΩΡΗΘΗΚΕ



ΜΑΝΟΛΗΣ ΔΟΛΑΦΑΚΗΣ
ΠΟΛΙΤΙΚΟΣ ΜΗΧ/ΚΟΣ

ΑΛΚΜΗΝΗ ΜΗΝΑΔΑΚΗ
ΑΡΧΙΤΕΚΤΩΝ ΜΗΧ/ΚΟΣ

ΘΕΜΗΣ ΜΑΥΚΑΝΤΣ
ΓΕΝΙΚΟΣ Δ/ΤΗΣ



1
2
3
4
5
6
7
8
9
10
11
12
13
14
15
16
17
18
19
20
21
22
23
24
25
26
27
28
29
30
31
32
33
34
35
36
37
38
39
40
41
42
43
44
45
46
47
48
49
50
51
52
53
54
55
56
57
58
59
60
61
62
63
64
65
66
67
68
69
70
71
72
73
74
75
76
77
78
79
80
81
82
83
84
85
86
87
88
89
90
91
92
93
94
95
96
97
98
99
100

ΑΠΟΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΚΤΙΡΙΟΥ "ΠΑΝΑΝΕΙΟ ΔΗΜΟΤΙΚΟ ΝΟΣΟΚΟΜΕΙΟ"

Θέση οικοδομής : ΗΡΑΚΛΕΙΟ ΚΡΗΤΗΣ

Μηχανικός Μελέτης: ΜΑΚΡΗΣ ΝΙΚΟΛΑΟΣ

Γενικά Χαρακτηριστικά Κτιρίου

Οροφοί : 1 Υπόγειο: 1 Τοιχοποιία Διαζωματική

Υψη ορόφων [m] Δάπεδα

Υπόγειο ύψος ορόφου 3.20 [m] οροφή=Πλάκα d=0.16[m]

Ισόγειο ύψος ορόφου 4.40 [m] οροφή=Πλάκα d=0.00[m]

Φορτία Κατασκευής

Μόνιμα Δαπέδων Επικάλυψη δαπέδων= 2.00[kN/m²], Τοίχοι σε δάπεδα= 0.00[kN/m²]

Κινητά Δαπέδων Κινητά σε δάπεδα = 5.00[kN/m²], Κινητά σε σκάλες= 7.50[kN/m²]

Κινητά σε Εξώστες= 5.00[kN/m²]

Μόνιμα Στέγης Κολυμβητά κεραμίδια+σανίδωμα+ζευκτά Ιδιο βάρος= 1.50[kN/m²]

Οροφή= 0.00[kN/m²]

Κινητά Στέγης Χιόνι= 0.00[kN/m²], Άνεμος= 0.00[kN/m²]

Άνεμος (κατακόρυφα) 0.00xημ²(25°)= 0.00[kN/m²]

Συντελεστές Συνδυασμού Δράσεων (Καν. 1.3) Ψ0=0.60, Ψ1=0.60, Ψ2=0.30

Υλικά Τοιχοποιίας Τοίχοι Λιθοδομή Μ2 0.70

Σκυρόδεμα-Εδαφος C20/25-S500s $\alpha_u=0.20$ [N/mm²,MPa]

Γενικά Στοιχεία Αντισεισμικού Σχεδιασμού

Σεισμική Ζώνη Κατηγορία: II $\alpha=0.24g$

Κατηγορία Εδάφους Γ T1=0.20sec T2=0.80sec

Σπουδαιότητα Κτιρίου Σ4 $\gamma_I=1.30$

Κανονισμοί που λαμβάνονται υπόψη.

Ευρωκώδικας 6 :ENV 1996-1-1/1995. Σχεδιασμός κατασκευών από τοιχοποιία.

Εθνικό Κείμενο Εφαρμογής Ευρωκώδικα 6

Ελληνικός Κανονισμός για την Μελέτη και την Κατασκευή Εργων από Σκυρόδεμα ΕΚΩΣ 2000.

Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός,ΕΑΚ 2000 με τις τροποποιήσεις (ΦΕΚ Β 781/18.06.2003).

Ελληνικός Κανονισμός Τεχνολογίας Σκυροδέματος.

Ελληνικός Κανονισμός Φορτίσεων.

Μεθοδολογία επίλυσης και διαστασολόγησης.

Η επίλυση του κτιρίου βασίζεται στο ότι το μέγιστο των κατακόρυφων φορτίων, καθώς και οι οριζόντιες σεισμικές δυνάμεις εξ ολοκλήρου, φέρονται από τους τοίχους. Τα υποστυλώματα δεν συμμετέχουν στην ανάληψη δυνάμεων σεισμού. Η επίλυση των δαπέδων σε κατακόρυφα φορτία γίνεται ανεξάρτητα, θεωρώντας το δάπεδο σαν εσχάρα δοκών και μετακινώντας τα κινητά φορτία ώστε να επιτευχθούν οι δυσμενέστερες συνθήκες φόρτισης για κάθε δοκό. Οι πλάκες επιλύονται με τη μέθοδο των λωρίδων, κατά Marcus.

Οι οριζόντιες δυνάμεις σεισμού υπολογίζονται με την απλοποιημένη φασματική μέθοδο κατά **ΕΑΚ**. Η κατανομή των σεισμικών δυνάμεων στους τοίχους γίνεται αφού υπολογισθούν οι ακρίβεις ακαμψίες των τοίχων μέσω ανάλυσης με πεπερασμένα στοιχεία.

Οι τοίχοι επιλύονται με πεπερασμένα στοιχεία για τον ακριβή υπολογισμό των εντατικών μεγεθών τους στα κατακόρυφα φορτία και στα φορτία σεισμού.

Η διαστασολόγηση των στοιχείων από μπετόν, πλάκες, δοκοί, υποστυλώματα, πέδιλα γίνεται βάσει του **Ελληνικού Κανονισμού Οπλισμένου Σκυροδέματος**, η δε διαστασολόγηση και έλεγχος τοίχων βάσει του **Ευρωκώδικα 6**.

Τέλος γίνονται όλοι οι έλεγχοι που απαιτούνται επί πλέον από το **Εθνικό Κείμενο εφαρμογής του Ευρωκώδικα 6** και οι έλεγχοι για απλά κτίρια τοιχοποιίας.

Πλάκες

Η επίλυση και ο υπολογισμός των εντατικών μεγεθών των πλακών γίνεται με τη μέθοδο Marcus. Η μέθοδος αυτή, ως γνωστόν, βασίζεται στην επίλυση διασταυρούμενων λωρίδων με κοινό βέλος κάμψης στο μέσον της πλάκας και κατανομή του φορτίου της πλάκας στις δύο κύριες διευθύνσεις. Η ευνοϊκή επίδραση της συστραφής στις ροπές ανοιγμάτων δεν λαμβάνεται υπόψη, υπέρ της ασφαλείας. Εν συνεχεία οι πλάκες επιλύονται σαν συνεχείς ανεξάρτητοι δοκοί η κάθε λωρίδα. Σύμφωνα με τον κανονισμό οπλισμένου σκυροδέματος (18.1) πλάκες με λόγο πλευρών μεταξύ 0.050 και 2.00 επιλύονται σαν τετραερείστες, άλλως ως διερείστες. Τα μεταφερόμενα στους δοκούς φορτία προκύπτουν για φόρτιση με κινητά στις πλάκες εκατέρωθεν της δοκού. Σε περίπτωση διερείστων πλακών στους δοκούς που δεν παίρνουν φορτία μεταβιβάζεται ελάχιστο φορτίο από πλάκα ίσο με $qL/4$ όπου q το φορτίο ($1.35g+1.50q$) της πλάκας και L το άνοιγμα της δοκού. Οι υπολογισμοί αντοχής (οριακή κατάσταση αστοχίας) γίνονται σύμφωνα με τον Ελλην. Κανον. Οπλισμ. Σκυροδέματος 10.1 και 10.4. Ο έλεγχος οριακής κατάστασης λειτουργικότητας από παραμόρφωση, βασίζεται στον έλεγχο λυγρότητας σύμφωνα με (Καν. 16.2), οπότε ο έλεγχος βελών κάμψης μπορεί να παραλειφθεί. Γίνονται επίσης όλοι οι έλεγχοι για ελάχιστους οπλισμούς και αποστάσεις σύμφωνα με (Κανον. 18.1). Η ελάχιστη επικάλυψη οπλισμών λαμβάνεται 20mm που ικανοποιεί τα όρια (Κανον 5.1) για συνθήκες περιβάλλοντος ελάχιστα ή μετρίως διαβρωτικό.

Δοκοί

Το σύστημα δοκών του πατώματος επιλύεται σαν εσχάρα δοκών στο χώρο, με πεπερασμένα στοιχεία. Τα πεπερασμένα στοιχεία είναι ραβδόμορφα με τρεις βαθμούς ελευθερίας ανά κόμβο, δύο στροφές με άξονες τους άξονες της εσχάρας $x-x$ και $y-y$ και μία βύθιση στην κατακόρυφη διεύθυνση, $z-z$. Η εσχάρα δοκών εδράζεται στους τοίχους και τα υποστυλώματα, όπου η βύθιση είναι 0. Στις εδράσεις στους τοίχους επιδίδη πάντα παρεμβάλεται σενάρι, η στρόφη περι τον άξονα των στοιχείων που εδράζονται στον τοίχο λαμβάνεται ίση με 0. Για τις ακαμψίες των στοιχείων της εσχάρας λαμβάνεται συνεργαζόμενο πλάτος $0.70L/10$ στις μονόπλευρες πλακοδοκούς και $0.70L/5$ στις συμμετρικές πλακοδοκούς. Η επίλυση γίνεται για μοναδιαία φορτία σε κάθε άνοιγμα της εσχάρας. Για τον υπολογισμό των εντατικών μεγεθών της εσχάρας δοκών γίνονται όλοι οι επικίνδυνοι συνδιασμοί φορτίσεων στα ανοίγματα με $1.35g$ (μόνιμα) και $1.50q$ (κινητά) φορτία. Η επίλυση γίνεται με μέθοδο Gauss για συμμετρικούς banded πίνακες, αφού προηγηθεί βελτιστοποίηση του πλάτους του μητρώου με αρμόζουσα επαναρίθμηση κόμβων. Η διαστασολόγηση των δοκών γίνεται βάσει του Ελληνικού κανονισμού οπλισμένου σκυροδέματος. Οι ροπές παρειάς στις στηρίξεις λαμβάνονται σε απόσταση 10 cm από τον άξονα του τοίχου ή υποστυλώματος. Οι τέμνουσες σχεδιασμού λαμβάνονται σε απόσταση d (cm) από την παρεία (κανον. 5.1) όπου d το ύψος της δοκού. Το συνεργαζόμενο πλάτος λαμβάνεται $0.70L/10$ στις μονόπλευρες πλακοδοκούς και $0.70L/5$ στις συμμετρικές πλακοδοκούς (κανον. 8.4). Η ελάχιστη επικάλυψη οπλισμών λαμβάνεται 50 mm που ικανοποιεί τα όρια (Κανον 5.1) για συνθήκες περιβάλλοντος ελάχιστα ή μετρίως διαβρωτικό. Οι δοκοί οπλίζονται με ίσα σίδερα και η τέμνουσα

παραλαμβάνεται εξ ολοκλήρου από κατακόρυφους συνδετήρες. Γίνονται όλοι οι έλεγχοι για ελάχιστα ποσοστά οπλισμών (κανον. 18.3.2, 18.3.4). Γίνεται έλεγχος ρηγμάτωσης (κανον 15.3) και μεγέθους παραμορφώσεων κανον.16.1).

Τοίχοι

Οι τοίχοι παραλαμβάνουν το μέγιστο των κατακόρυφων φορτίων και όλα τα οριζόντια φορτία λόγω σεισμού. Ο υπολογισμός των σεισμικών δυνάμεων ανά όροφο γίνεται βάσει ΕΑΚ (3.3.3) με ισοδύναμα στατικά φορτία. Η βάση για την κατανομή των σεισμικών δυνάμεων στους τοίχους κάθε ορόφου είναι η ακαμψία κάθε τοίχου. Η ακαμψία αυτή εξαρτάται από τις διαστάσεις του τοίχου καθώς και από το είδος και θέση των ανοιγμάτων. Η ακαμψία του κάθε τοίχου υπολογίζεται με ακρίβεια από το πρόγραμμα αφού γίνει επίλυση του κάθε τοίχου με πεπερασμένα στοιχεία, για μοναδιαίες σχετικές μετατοπίσεις του πάνω και κάτω άκρου του τοίχου. Ο κάθε τοίχος χωρίζεται αυτόματα σε πεπερασμένα στοιχεία επίπεδα επιφανειακά (plane stress) ορθογώνια τεσσάρων κόμβων. Ο υπολογισμός και η κατανομή σεισμικών δυνάμεων φαίνεται αναλυτικά στο τεύχος υπολογισμών. Στους υπολογισμούς ακαμψιών στο τεύχος δείχνεται και η προσεγγιστική τιμή της ακαμψίας κάθε τοίχου χωρίς ανοίγματα. Εν συνεχεία γίνεται πάλι επίλυση των τοίχων με πεπερασμένα στοιχεία για τον υπολογισμό των εντατικών μεγεθών, στους διάφορους συνδιασμούς φορτίσεων. Οι τρεις βασικές τάσεις κάθε στοιχείου τοίχου ορθές τάσεις σ_x , σ_y και διάτμηση τ_{xy} εκτυπώνονται στο τεύχος υπολογισμών και μπορείτε επίσης να έχετε έγχρωμη εποπτεία πατώντας το αντίστοιχο πλήκτρο στο σχεδιαστικό πρόγραμμα. Οι τάσεις αυτές δείχνονται για δύο φορτίσεις μόνο κατακόρυφα φορτία (1.35g+1.50q) και κατακόρυφα φορτία +σεισμό (1.00g+0.30q+σεισμός). Οι έλεγχοι αντοχής των τοίχων γίνονται στην οριακή κατάσταση αστοχίας βάσει του Ευρωκώδικα 6, κεφ. 4. Γίνονται έλεγχοι σε αξονικό φορτίο για κατακόρυφη φόρτιση 1.35g+1.50q, και 1.00g+0.30q+σεισμό, καθώς και έλεγχος διάτμησης για φόρτιση με σεισμό. Γίνονται επίσης έλεγχοι λυγνρότητας και συγκεντρωμένων φορτίων, σύμφωνα πάντα με τον Ευρωκώδικα 6. Οι βασικοί έλεγχοι σε κατακόρυφα φορτία βάσει του Ευρωκώδικα 6 είναι : $N_{sd} < N_{rd}$, όπου N_{rd} =(τιμή σχεδιασμού κατακόρυφου φορτίου). N_{sd} είναι το κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού, το οποίο προσδιορίζεται σαν κατακόρυφη δύναμη ανά μονάδα μήκους από τις μέγιστες θλιπτικές κατακόρυφες τάσεις του τοίχου (εξαιρουμένων των περιοχών συγκέντρωσης τάσης στις στηρίξεις δοκών). $N_{rd} = \phi_i \cdot m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M$, ϕ_i, m είναι ο μειωτικός συντελεστής της αντοχής, ο οποίος λαμβάνει υπόψη τις συνέπειες της λυγνρότητας και της εκκεντρότητας του φορτίου. Οι εκκεντρότητες για τον υπολογισμό των μειωτικών συντελεστών υπολογίζονται με ακρίβεια από τις φορτίσεις της κατασκευής βάσει του Ευρωκώδικα (4.4.3) και (παράρτ. Γ) t είναι το πάχος του τοίχου. f_k είναι η χαρακτηριστική θλιπτική αντοχή της τοιχοποιίας που προκύπτει βάσει του κεφ.3 του Ευρωκώδικα ανάλογα με τα συστατικά (λιθοσώματα, κονίαμα) της τοιχοποιίας. γ_M είναι ο επι μέρους συντελεστής για το υλικό που προκύπτει από τον Ευρωκώδικα πίνακα 2.3.

Ο έλεγχος λυγνρότητας γίνεται βάσει της 4.4.4.3 του Ευρωκώδικα. Το μήκος λυγισμού λαμβάνεται $h_{ef} = \rho h$. Οι συντελεστές ρ υπολογίζονται για μερική ή ολική πάκτωση (ανάλογα με την περίπτωση) στην κορυφή και βάση του τοίχου, και επί το δυσμενέστερον λαμβάνονται $\rho_3 = \rho_4 = 1$ για τις κατακόρυφες παρειές.

Ο έλεγχος σε διάτμηση γίνεται βάσει του 4.5.3 του Ευρωκώδικα.6. $V_{sd} < V_{rd}$ V_{sd} είναι η τιμή σχεδιασμού τέμνουσας η οποία προσδιορίζεται σαν οριζόντια δύναμη ανά μονάδα μήκους από τις μέγιστες διατμητικές τάσεις του τοίχου (εξαιρουμένων των περιοχών συγκέντρωσης τάσης στις στηρίξεις δοκών).

Οι μέγιστες θλιπτικές τάσεις σχεδιασμού που προκύπτουν από την ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία στις περιοχές στήριξης των δοκών των δαπέδων ελέγχονται βάσει του (4.4.8) του Ευρωκώδικα να μην υπερβαίνουν την τάση f_k / γ_M .

ΕΑΚ

Εφαρμόζεται η απλοποιημένη φασματική ανάλυση (ΕΑΚ 3.3). Γίνεται ανάλυση για οριζόντιες σεισμικές δυνάμεις. Η κατακόρυφη συνιστώσα του σεισμού αγνοείται. Τα ισοδύναμα στατικά φορτία υπολογίζονται με προσεγγιστική θεώρηση των δύο πρώτων ιδιομορφιών, μία κατά x και μία κατά y διεύθυνση. Οι ιδιομορφίες αυτές είναι τριγωνικής μορφής. Οι κύριοι άξονες αδρανείας των φερόντων στοιχείων θεωρούνται κατά το πλείστον παράλληλες προς

τις διευθύνσεις x και y (ΕΑΚ 3.3.3[4]). Θεωρείται επίσης ότι το κτίριο δεν έχει στρεπτική ευαισθησία (ΕΑΚ 3.3.3 [5]). Οι μέγιστες οριζόντιες δυνάμεις λόγω σεισμού προκύπτουν σαν οι μέγιστες τιμές που δίνουν αμφότερες οι σχέσεις (ΕΑΚ 3.5.3 [1]) και (ΕΑΚ 3.5.3 [4]).

Θεμελίωση

Η θεμελίωση των τοίχων και των υποσλωμάτων βασίζεται στον έλεγχο αστοχίας λόγω υπέρβασης φέρουσας ικανότητας έδρασης, σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 7 και ΕΑΚ 5.2.3

Λιθοδομή M2 0.50

Πάχος τοίχου : 0.64 [m]

Τύπος τοίχου

Ειδικό βάρος : 26.00 [KN/m3]

Βάρος ανά m² : 16.50 [KN/m²] Διαμήκης Αρμός OXIΙδιότητες Λιθοσωμάτων (ΕυρωΚώδικας 6, 3.1)

Λιθοσώματα : Ασβεστόλιθοι 20x20x25

Τύπος Λιθοσωμάτων Λαξευτοί Φυσικοί EN 771-6

Κατηγορία I

Ομάδα 1

Διαστάσεις Λιθοσωμάτων [mm] 250 x 200 x 200

Συντελεστής δ (πίνακας 3-2) = 1.15

Θλιπτική αντοχή : 8.00 [N/mm²]Ανηγμένη Θλιπτική Αντοχή $f_b = 1.15 \times 8.00 = 9.20$ [N/mm²]Ιδιότητες Κονιάματος (ΕυρωΚώδικας 6, 3.2)

Κονίαμα : Τσιμεντοκονίαμα M10

Είδος Κονιάματος Γενικής εφαρμογής

Θλιπτική Αντοχή $f_k = 10.00$ [N/mm²]Αντοχές Τειχοποιίας (ΕυρωΚώδικας 6, 3.6)Θλιπτική Αντοχή $f_k = K f_b f_m^{0.85 \times 0.25} = 4.50$ [N/mm²] (K=0.60)Διατμητική αντοχή $f_{vko} = 0.10$ [N/mm²] $f_{vk} = 0.50 f_{vko} + 0.40 \sigma_b$ $\max f_{vko} = 1.00$ [N/mm²]Μέτρο Ελαστικότητας (E=1000f_k) = 4.50 [GPa=KN/mm²]

Μέτρο Διάτμησης G=40%E

Η τειχοποιία έχει διπλό μανδύα σκυροδέματος, 0.07 [m], οπότε αλλάζουν οι αντοχές

Μέση Χαρακτηριστική Θλιπτική αντοχή τοίχου με μανδύα $f_k = 9.36$ [N/mm²]Μέση Χαρακτηριστική Διατμητική αντοχή τοίχου με μανδύα $f_{vko} = 0.64$ [N/mm²]Υπολογισμοί μέσων χαρακτηριστικών αντοχών τοίχου με μανδύα σκυροδέματος

Πάχος τειχοποιίας χωρίς μανδύα

tw= 0.50 m

Διπλός μανδύας σκυροδέματος C20/25 πάχους tc= 0.07 m

Οπλισμός μανδύα εσχάρα Φ16/10 S500

Πάχος τοίχου μαζί με μανδύα σκυροδέματος Tw= 0.64 m

Θλιπτική αντοχή τειχοποιίας

fwk= 4.50 N/mm²

Διατμητική αντοχή τειχοποιίας

fvw= 0.10 N/mm²

Μέτρο ελαστικότητας τειχοποιίας

Ew= 4.50 N/mm²

Θλιπτική αντοχή σκυροδέματος μανδύα

fck=20.00 N/mm²

Διατμητική αντοχή σκυροδέματος μανδύα

fcv= 0.39 N/mm²

Μέση Χαρακτηριστική Θλιπτική αντοχή τοίχου με μανδύα σκυροδέματος

Θεωρούμε $\gamma_M(\text{τοίχ.})/\gamma_S(\text{μπετόν}) = 2.00/1.50$ $f_k = (4.50 \times 0.50 + (2.00/1.50) \times 2 \times 20.00 \times 0.07) / 0.64 = 9.35$ N/mm²

Διατμητική αντοχή τοίχου με μανδύα σκυροδέματος

Ποσοστό οπλισμού μανδύα $\rho = 2.01 / (10 \times 7) = 0.029 > 0.02$ Διατμητική αντοχή οπλισμού μανδύα $f_{sv} = 40 \times 0.029 = 1.15$ N/mm²

Μέση Χαρακτηριστική Διατμητική αντοχή τοίχου με μανδύα σκυροδέματος

Θεωρούμε $\gamma_M(\text{τοίχ.})/\gamma_S(\text{μπετόν}) = 2.00/1.50$, $\gamma_M(\text{τοίχ.})/\gamma_S(\text{χάλυβ.}) = 2.00/1.10$ $f_{vk} = (0.10 \times 0.50 + (2/1.50) \times 2 \times 0.39 \times 0.07 + (2/1.10) \times 2 \times 0.9 \times 1.15 \times 0.07) / 0.64 = 0.60$ N/mm²

Μέσο Μέτρο Ελαστικότητας τοίχου με μανδύα σκυροδέματος

 $E = (4.50 \times 0.50 + 2 \times 29.00 \times 0.07) / 0.64 = 9.86$ N/mm²

Λιθοδομή M2 0.60

Πάχος τοίχου : 0.74 [m]

Τύπος τοίχου



Ειδικό βάρος : 26.00 [KN/m3]

Βάρος ανά m² : 19.10 [KN/m²] Διаметρης Αριός ΟΧΙΙδιότητες Λιθοσσωμάτων (ΕυρωΚώδικας 6, 3.1)

Λιθοσώματα : Ασβεστόλιθοι 20x20x25

Τύπος Λιθοσσωμάτων Λαξευτοί Φυσικοί EN 771-6

Κατηγορία I Ομάδα 1

Διαστάσεις Λιθοσσωμάτων [mm] 250 x 200 x 200

Συντελεστής δ (πίνακας 3-2) = 1.15

Θλιπτική αντοχή : 8.00 [N/mm²] Ανηγμένη Θλιπτική Αντοχή fb = 1.15 x 8.00 = 9.20 [N/mm²]Ιδιότητες Κονιάματος (ΕυρωΚώδικας 6, 3.2)

Κονίαμα : Τσιμεντοκονίαμα M10

Είδος Κονιάματος Γενικής εφαρμογής

Θλιπτική Αντοχή fk : 10.00 [N/mm²]Αντοχές Τοιχοποιίας (ΕυρωΚώδικας 6, 3.6)Θλιπτική Αντοχή fk $f_k = K f_{td} f_m^{0.85 \text{ or } 0.25} = 4.50 \text{ [N/mm}^2\text{]} \quad (K=0.60)$ Διατμητική αντοχή fnko = 0.10 [N/mm²] Fvk = 0.50fnko + 0.40σb maxfnko = 1.00 [N/mm²]Μέτρο Ελαστικότητας (E=1000fk) = 4.50 [GPa=KN/mm²]

Μέτρο Διάτμησης G=40%E

Η τοιχοποιία έχει διπλό μανδύα σκυροδέματος, 0.07 [m], οπότε αλλάζουν οι αντοχές

Μέση Χαρακτηριστική Θλιπτική αντοχή τοίχου με μανδύα fk = 8.70 [N/mm²]Μέση Χαρακτηριστική Διατμητική αντοχή τοίχου με μανδύα fnko = 0.58 [N/mm²]Υπολογισμοί μέσων χαρακτηριστικών αντοχών τοίχου με μανδύα σκυροδέματος

Πάχος τοιχοποιίας χωρίς μανδύα tw = 0.60 m

Διπλός μανδύας σκυροδέματος C20/25 πάχους tc = 0.07 m

Οπλισμός μανδύα εσχάρα Φ16/10 S500

Πάχος τοίχου μαζί με μανδύα σκυροδέματος Tw = 0.74 m

Θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας fwk = 4.50 N/mm²Διατμητική αντοχή τοιχοποιίας fvw = 0.10 N/mm²Μέτρο ελαστικότητας τοιχοποιίας Ew = 4.50 N/mm²Θλιπτική αντοχή σκυροδέματος μανδύα fck = 20.00 N/mm²Διατμητική αντοχή σκυροδέματος μανδύα fcw = 0.39 N/mm²

Μέση Χαρακτηριστική Θλιπτική αντοχή τοίχου με μανδύα σκυροδέματος

Θεωρούμε γM(τοίχ.) / γS(μπετόν) = 2.00 / 1.50

fk = (4.50 x 0.60 + (2.00 / 1.50) x 2 x 20.00 x 0.07) / 0.74 = 8.69 N/mm²

Διατμητική αντοχή τοίχου με μανδύα σκυροδέματος

Ποσοστό οπλισμού μανδύα ρ = 2.01 / (10 x 7) = 0.029 > 0.02

Διατμητική αντοχή οπλισμού μανδύα fsv = 40 x 0.029 = 1.15 N/mm²

Μέση Χαρακτηριστική Διατμητική αντοχή τοίχου με μανδύα σκυροδέματος

Θεωρούμε γM(τοίχ.) / γS(μπετόν) = 2.00 / 1.50, γM(τοίχ.) / γS(χάλυβ.) = 2.00 / 1.10

fnk = (0.10 x 0.60 + (2 / 1.50) x 2 x 0.39 x 0.07 + (2 / 1.10) x 2 x 0.9 x 1.15 x 0.07) / 0.74 = 0.54 N/mm²

Μέσο Μέτρο Ελαστικότητας τοίχου με μανδύα σκυροδέματος

E = (4.50 x 0.60 + 2 x 29.00 x 0.07) / 0.74 = 9.14 N/mm²

Λιθοδομή 0.45

Πάχος τοίχου : 0.59 [m]

Τύπος τοίχου

Ειδικό βάρος : 26.00 [KN/m³]Βάρος ανά m² : 15.20 [KN/m²] Διαμήκης Αρμός OXI**Ιδιότητες Λιθοσσωμάτων (ΕυρωΚώδικας 6, 3.1)**

Λιθοσώματα : Ασβεστόλιθοι 20x20x25

Τύπος Λιθοσσωμάτων Λαξευτοί Φυσικοί EN 771-6

Κατηγορία I Ομάδα 1

Διαστάσεις Λιθοσσωμάτων [mm] 250 x 200 x 200

Συντελεστής δ (πίνακας 3-2) = 1.15

Θλιπτική αντοχή : 8.00 [N/mm²] Ανηγγμένη Θλιπτική Αντοχή $f_b = 1.15 \times 8.00 = 9.20$ [N/mm²]**Ιδιότητες Κονιάματος (ΕυρωΚώδικας 6, 3.2)**

Κονίαμα : Τσιμεντοκονίαμα M10

Είδος Κονιάματος Γενικής εφαρμογής

Θλιπτική Αντοχή $f_k = 10.00$ [N/mm²]**Αντοχές Τοιχοποιίας (ΕυρωΚώδικας 6, 3.6)**Θλιπτική Αντοχή $f_k = K f_b f_m^{0.85 \cdot 0.25} = 4.50$ [N/mm²] (K=0.60)Διατμητική αντοχή $f_{vko} = 0.10$ [N/mm²] $F_{vk} = 0.50 f_{vko} + 0.40 \sigma_b$ $\max f_{vko} = 1.00$ [N/mm²]Μέτρο Ελαστικότητας (E=1000f_k) = 4.50 [GPa=KN/mm²]

Μέτρο Διάτμησης G=40%E

Η τοιχοποιία έχει διπλό μανδύα σκυροδέματος, 0.07 [m], οπότε αλλάζουν οι αντοχές

Μέση Χαρακτηριστική Θλιπτική αντοχή τοίχου με μανδύα $f_k = 9.77$ [N/mm²]Μέση Χαρακτηριστική Διατμητική αντοχή τοίχου με μανδύα $f_{vko} = 0.68$ [N/mm²]**Υπολογισμοί μέσων χαρακτηριστικών αντοχών τοίχου με μανδύα σκυροδέματος**Πάχος τοιχοποιίας χωρίς μανδύα $t_w = 0.45$ mΔιπλός μανδύας σκυροδέματος C20/25 πάχους $t_c = 0.07$ m

Οπλισμός μανδύα εσχάρα Φ16/10 S500

Πάχος τοίχου μαζί με μανδύα σκυροδέματος $T_w = 0.59$ mΘλιπτική αντοχή τοιχοποιίας $f_{wk} = 4.50$ N/mm²Διατμητική αντοχή τοιχοποιίας $f_{wv} = 0.10$ N/mm²Μέτρο ελαστικότητας τοιχοποιίας $E_w = 4.50$ N/mm²Θλιπτική αντοχή σκυροδέματος μανδύα $f_{ck} = 20.00$ N/mm²Διατμητική αντοχή σκυροδέματος μανδύα $f_{cv} = 0.39$ N/mm²

Μέση Χαρακτηριστική Θλιπτική αντοχή τοίχου με μανδύα σκυροδέματος

Θεωρούμε $\gamma_M(\text{τοίχ.})/\gamma_c(\text{μπετόν}) = 2.00/1.50$ $f_k = (4.50 \times 0.45 + (2.00/1.50) \times 2 \times 20.00 \times 0.07) / 0.59 = 9.76$ N/mm²

Διατμητική αντοχή τοίχου με μανδύα σκυροδέματος

Ποσοστό οπλισμού μανδύα $\rho = 2.01 / (10 \times 7) = 0.029 > 0.02$ Διατμητική αντοχή οπλισμού μανδύα $f_{sv} = 40 \times 0.029 = 1.15$ N/mm²

Μέση Χαρακτηριστική Διατμητική αντοχή τοίχου με μανδύα σκυροδέματος

Θεωρούμε $\gamma_M(\text{τοίχ.})/\gamma_c(\text{μπετόν}) = 2.00/1.50$, $\gamma_M(\text{τοίχ.})/\gamma_s(\text{χάλυβ.}) = 2.00/1.10$ $f_{vk} = (0.10 \times 0.45 + (2/1.50) \times 2 \times 0.39 \times 0.07 + (2/1.10) \times 2 \times 0.9 \times 1.15 \times 0.07) / 0.59 = 0.65$ N/mm²

Μέσο Μέτρο Ελαστικότητας τοίχου με μανδύα σκυροδέματος

 $E = (4.50 \times 0.45 + 2 \times 29.00 \times 0.07) / 0.59 = 10.31$ N/mm²**Λιθοδομή 0.55**

Πάχος τοίχου : 0.69 [m]

Τύπος τοίχου

Ειδικό βάρος : 26.00 [KN/m³]Βάρος ανά m² : 17.80 [KN/m²] Διαμήκης Αρμός OXI**Ιδιότητες Λιθοσσωμάτων (ΕυρωΚώδικας 6, 3.1)**

Λιθοσώματα : Ασβεστόλιθοι 20x20x25

Τύπος Λιθοσσωμάτων Λαξευτοί Φυσικοί EN 771-6

Κατηγορία I Ομάδα 1

Διαστάσεις Λιθοσσωμάτων [mm] 250 x 200 x 200

Συντελεστής δ (πίνακας 3-2) = 1.15

Θλιπτική αντοχή : 8.00 [N/mm²] Ανηγγμένη Θλιπτική Αντοχή $f_b = 1.15 \times 8.00 = 9.20$ [N/mm²]**Ιδιότητες Κονιάματος (ΕυρωΚώδικας 6, 3.2)**

Κονίαμα : Τσιμεντοκονίαμα M10

Είδος Κονιάματος Γενικής εφαρμογής

Θλιπτική Αντοχή $f_k = 10.00$ [N/mm²]**Αντοχές Τοιχοποιίας (ΕυρωΚώδικας 6, 3.6)**Θλιπτική Αντοχή $f_k = K f_b f_m^{0.85 \cdot 0.25} = 4.50$ [N/mm²] (K=0.60)Διατμητική αντοχή $f_{vko} = 0.10$ [N/mm²] $F_{vk} = 0.50 f_{vko} + 0.40 \sigma_b$ $\max f_{vko} = 1.00$ [N/mm²]Μέτρο Ελαστικότητας (E=1000f_k) = 4.50 [GPa=KN/mm²]

Μέτρο Διάτμησης G=40%E

Η τοιχοποιία έχει διπλό μανδύα σκυροδέματος, 0.07 [m], οπότε αλλάζουν οι αντοχές

Μέση Χαρακτηριστική Θλιπτική αντοχή τοίχου με μανδύα $f_k = 9.01$ [N/mm²]

Μέση Χαρακτηριστική Διατμητική αντοχή τοίχου με μανδύα $f_{vk} = 0.61$ [N/mm²]

Υπολογισμοί μέσων χαρακτηριστικών αντοχών τοίχου με μανδύα σκυροδέματος

Πάχος τοιχοποιίας χωρίς μανδύα	$t_w = 0.55$ m
Διπλός μανδύας σκυροδέματος C20/25 πάχους	$t_c = 0.07$ m
Οπλισμός μανδύα εσχάρα Φ16/10 S500	
Πάχος τοίχου μαζί με μανδύα σκυροδέματος	$T_w = 0.69$ m
Θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας	$f_{wk} = 4.50$ N/mm ²
Διατμητική αντοχή τοιχοποιίας	$f_{wv} = 0.10$ N/mm ²
Μέτρο ελαστικότητας τοιχοποιίας	$E_w = 4.50$ N/mm ²
Θλιπτική αντοχή σκυροδέματος μανδύα	$f_{ck} = 20.00$ N/mm ²
Διατμητική αντοχή σκυροδέματος μανδύα	$f_{cv} = 0.39$ N/mm ²

Μέση Χαρακτηριστική Θλιπτική αντοχή τοίχου με μανδύα σκυροδέματος

Θεωρούμε $\gamma_M(\text{τοίχ.})/\gamma_c(\text{μπετόν}) = 2.00/1.50$

$f_k = (4.50 \times 0.55 + (2.00/1.50) \times 2 \times 20.00 \times 0.07) / 0.69 = 9.00$ N/mm²

Διατμητική αντοχή τοίχου με μανδύα σκυροδέματος

Ποσοστό οπλισμού μανδύα $\rho = 2.01/(10 \times 7) = 0.029 > 0.02$

Διατμητική αντοχή οπλισμού μανδύα $f_{sv} = 40 \times 0.029 = 1.15$ N/mm²

Μέση Χαρακτηριστική Διατμητική αντοχή τοίχου με μανδύα σκυροδέματος

Θεωρούμε $\gamma_M(\text{τοίχ.})/\gamma_c(\text{μπετόν}) = 2.00/1.50$, $\gamma_M(\text{τοίχ.})/\gamma_s(\text{χάλυβ.}) = 2.00/1.10$

$f_{vk} = (0.10 \times 0.55 + (2/1.50) \times 2 \times 0.39 \times 0.07 + (2/1.10) \times 2 \times 0.9 \times 1.15 \times 0.07) / 0.69 = 0.57$ N/mm²

Μέσο Μέτρο Ελαστικότητας τοίχου με μανδύα σκυροδέματος

$E = (4.50 \times 0.55 + 2 \times 29.00 \times 0.07) / 0.69 = 9.47$ N/mm²

Λιθοδομή 0.75

Πάχος τοίχου : 0.89 [m]

Τύπος τοίχου

Ειδικό βάρος : 26.00 [KN/m³]

Βάρος ανά m² : 23.00 [KN/m²] Διαμήκης Αρμός OXI

Ιδιότητες Λιθοσωμάτων (ΕυρωΚώδικας 6, 3.1)

Λιθοσώματα : Ασβεστόλιθοι 20x20x25

Τύπος Λιθοσωμάτων Λαξευτοί Φυσικοί EN 771-6

Κατηγορία I

Ομάδα 1

Διαστάσεις Λιθοσωμάτων [mm] 250 x 200 x 200

Συντελεστής δ (πίνακας 3-2) = 1.15

Θλιπτική αντοχή : 8.00 [N/mm²]

Ανηγμένη Θλιπτική Αντοχή $f_b = 1.15 \times 8.00 = 9.20$ [N/mm²]

Ιδιότητες Κονιάματος (ΕυρωΚώδικας 6, 3.2)

Κονίαμα : Τσιμεντοκονίαμα M10

Είδος Κονιάματος Γενικής εφαρμογής

Θλιπτική Αντοχή $f_k = 10.00$ [N/mm²]

Αντοχές Τοιχοποιίας (ΕυρωΚώδικας 6, 3.6)

Θλιπτική Αντοχή $f_k = K f_b f_m^{0.45 \times 0.25} = 4.50$ [N/mm²] (K=0.60)

Διατμητική αντοχή $f_{vko} = 0.10$ [N/mm²] $F_{vk} = 0.50 f_{vko} + 0.40 \sigma_b$ $\max f_{vko} = 1.00$ [N/mm²]

Μέτρο Ελαστικότητας (E=1000f_k) = 4.50 [GPa=KN/mm²]

Μέτρο Διάτμησης G=40%E

Η τοιχοποιία έχει διπλό μανδύα σκυροδέματος, 0.07 [m] , οπότε αλλάζουν οι αντοχές

Μέση Χαρακτηριστική Θλιπτική αντοχή τοίχου με μανδύα $f_k = 8.00 \text{ [N/mm}^2\text{]}$

Μέση Χαρακτηριστική Διατμητική αντοχή τοίχου με μανδύα $f_{vk} = 0.50 \text{ [N/mm}^2\text{]}$

Υπολογισμοί μέσων χαρακτηριστικών αντοχών τοίχου με μανδύα σκυροδέματος

Πάχος τοιχοποιίας χωρίς μανδύα $t_w = 0.75 \text{ m}$
 Διπλός μανδύας σκυροδέματος C20/25 πάχους $t_c = 0.07 \text{ m}$
 Οπλισμός μανδύα εσχάρα $\Phi 16/10 \text{ S500}$
 Πάχος τοίχου μαζί με μανδύα σκυροδέματος $T_w = 0.89 \text{ m}$
 Θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας $f_{wk} = 4.50 \text{ N/mm}^2$
 Διατμητική αντοχή τοιχοποιίας $f_{wn} = 0.10 \text{ N/mm}^2$
 Μέτρο ελαστικότητας τοιχοποιίας $E_w = 4.50 \text{ N/mm}^2$
 Θλιπτική αντοχή σκυροδέματος μανδύα $f_{ck} = 20.00 \text{ N/mm}^2$
 Διατμητική αντοχή σκυροδέματος μανδύα $f_{cn} = 0.39 \text{ N/mm}^2$

Μέση Χαρακτηριστική Θλιπτική αντοχή τοίχου με μανδύα σκυροδέματος

Θεωρούμε $\gamma_M(\text{τοίχ.})/\gamma_S(\text{μπετόν}) = 2.00/1.50$

$f_k = (4.50 \times 0.75 + (2.00/1.50) \times 2 \times 20.00 \times 0.07) / 0.89 = 7.99 \text{ N/mm}^2$

Διατμητική αντοχή τοίχου με μανδύα σκυροδέματος

Ποσοστό οπλισμού μανδύα $\rho = 2.01 / (10 \times 7) = 0.029 > 0.02$

Διατμητική αντοχή οπλισμού μανδύα $f_{sv} = 40 \times 0.029 = 1.15 \text{ N/mm}^2$

Μέση Χαρακτηριστική Διατμητική αντοχή τοίχου με μανδύα σκυροδέματος

Θεωρούμε $\gamma_M(\text{τοίχ.})/\gamma_S(\text{μπετόν}) = 2.00/1.50$, $\gamma_M(\text{τοίχ.})/\gamma_S(\text{χάλυβ.}) = 2.00/1.10$

$f_{vk} = (0.10 \times 0.75 + (2/1.50) \times 2 \times 0.39 \times 0.07 + (2/1.10) \times 2 \times 0.9 \times 1.15 \times 0.07) / 0.89 = 0.46 \text{ N/mm}^2$

Μέσο Μέτρο Ελαστικότητας τοίχου με μανδύα σκυροδέματος

$E = (4.50 \times 0.75 + 2 \times 29.00 \times 0.07) / 0.89 = 8.35 \text{ N/mm}^2$

Λιθοδομή 0.85

Πάχος τοίχου : 0.99 [m]

Τύπος τοίχου

Ειδικό βάρος : $26.00 \text{ [KN/m}^3\text{]}$

Βάρος ανά m^2 : $25.60 \text{ [KN/m}^2\text{]}$ Διαμήκης Αρμός ΟΧΙ

Ιδιότητες Λιθοσωμάτων (ΕυρωΚώδικας 6, 3.1)

Λιθοσώματα : Ασβεστόλιθοι $20 \times 20 \times 25$

Τύπος Λιθοσωμάτων Λαξευτοί Φυσικοί EN 771-6

Κατηγορία I

Ομάδα 1

Διαστάσεις Λιθοσωμάτων [mm] $250 \times 200 \times 200$

Συντελεστής δ (πίνακας 3-2) = 1.15

Θλιπτική αντοχή : $8.00 \text{ [N/mm}^2\text{]}$ Ανηγγμένη Θλιπτική Αντοχή $f_b = 1.15 \times 8.00 = 9.20 \text{ [N/mm}^2\text{]}$

Ιδιότητες Κονιάματος (ΕυρωΚώδικας 6, 3.2)

Κονίαμα : Τσιμεντοκονίαμα M10

Είδος Κονιάματος Γενικής εφαρμογής

Θλιπτική Αντοχή f_k : $10.00 \text{ [N/mm}^2\text{]}$

Αντοχές Τοιχοποιίας (ΕυρωΚώδικας 6, 3.6)

Θλιπτική Αντοχή f_k $f_k = K f_b f_m^{0.85 \times 0.25} = 4.50 \text{ [N/mm}^2\text{]}$ ($K = 0.60$)

Διατμητική αντοχή $f_{vko} = 0.10 \text{ [N/mm}^2\text{]}$ $F_{vk} = 0.50 f_{vko} + 0.40 \sigma_b$ $\max f_{vko} = 1.00 \text{ [N/mm}^2\text{]}$

Μέτρο Ελαστικότητας ($E = 1000 f_k$) = $4.50 \text{ [GPa=KN/mm}^2\text{]}$

Μέτρο Διάτμησης $G = 40\% E$

Η τοιχοποιία έχει διπλό μανδύα σκυροδέματος, 0.07 [m], οπότε αλλάζουν οι αντοχές

Μέση Χαρακτηριστική Θλιπτική αντοχή τοίχου με μανδύα $f_k = 7.49$ [N/mm²]

Μέση Χαρακτηριστική Διατμητική αντοχή τοίχου με μανδύα $f_{vko} = 0.45$ [N/mm²]

Υπολογισμοί μέσων χαρακτηριστικών αντοχών τοίχου με μανδύα σκυροδέματος

Πάχος τοιχοποιίας χωρίς μανδύα $t_w = 0.90$ m
 Διπλός μανδύας σκυροδέματος C20/25 πάχους $t_c = 0.07$ m
 Οπλισμός μανδύα εσχάρα $\Phi 16/10$ S500
 Πάχος τοίχου μαζί με μανδύα σκυροδέματος $T_w = 1.04$ m
 Θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας $f_{wk} = 4.50$ N/mm²
 Διατμητική αντοχή τοιχοποιίας $f_{wv} = 0.10$ N/mm²
 Μέτρο ελαστικότητας τοιχοποιίας $E_w = 4.50$ N/mm²
 Θλιπτική αντοχή σκυροδέματος μανδύα $f_{ck} = 20.00$ N/mm²
 Διατμητική αντοχή σκυροδέματος μανδύα $f_{cv} = 0.39$ N/mm²

Μέση Χαρακτηριστική Θλιπτική αντοχή τοίχου με μανδύα σκυροδέματος

Θεωρούμε $\gamma_M(\text{τοίχ.})/\gamma_C(\text{μπετόν}) = 2.00/1.50$

$f_k = (4.50 \times 0.90 + (2.00/1.50) \times 2 \times 20.00 \times 0.07) / 1.04 = 7.48$ N/mm²

Διατμητική αντοχή τοίχου με μανδύα σκυροδέματος

Ποσοστό οπλισμού μανδύα $\rho = 2.01 / (10 \times 7) = 0.029 > 0.02$

Διατμητική αντοχή οπλισμού μανδύα $f_{sv} = 40 \times 0.029 = 1.15$ N/mm²

Μέση Χαρακτηριστική Διατμητική αντοχή τοίχου με μανδύα σκυροδέματος

Θεωρούμε $\gamma_M(\text{τοίχ.})/\gamma_C(\text{μπετόν}) = 2.00/1.50$, $\gamma_M(\text{τοίχ.})/\gamma_S(\text{χάλυβ.}) = 2.00/1.10$

$f_{vk} = (0.10 \times 0.90 + (2/1.50) \times 2 \times 0.39 \times 0.07 + (2/1.10) \times 2 \times 0.9 \times 1.15 \times 0.07) / 1.04 = 0.41$ N/mm²

Μέσο Μέτρο Ελαστικότητας τοίχου με μανδύα σκυροδέματος

$E = (4.50 \times 0.90 + 2 \times 29.00 \times 0.07) / 1.04 = 7.80$ N/mm²

Λιθοδομή 0.80

Πάχος τοίχου : 0.94 [m] Τύπος τοίχου

Ειδικό βάρος : 26.00 [KN/m³]

Βάρος ανά m² : 24.30 [KN/m²] Διαμήκης Αρμός ΟΧΙ

Ιδιότητες Λιθοσωμάτων (ΕυρωΚώδικας 6, 3.1)

Λιθοσώματα : Ασβεστόλιθοι 20x20x25

Τύπος Λιθοσωμάτων Αξευτοί Φυσικοί EN 771-6

Κατηγορία I Ομάδα 1

Διαστάσεις Λιθοσωμάτων [mm] 250 x 200 x 200

Συντελεστής δ (πίνακας 3-2) = 1.15

Θλιπτική αντοχή : 8.00 [N/mm²] Ανηγμένη Θλιπτική Αντοχή $f_b = 1.15 \times 8.00 = 9.20$ [N/mm²]

Ιδιότητες Κονιάματος (ΕυρωΚώδικας 6, 3.2)

Κονίαμα : Τσιμεντοκονίαμα M10

Είδος Κονιάματος Γενικής εφαρμογής

Θλιπτική Αντοχή f_k : 10.00 [N/mm²]

Αντοχές Τοιχοποιίας (Ευρωκώδικας 6, 3.6)

Θλιπτική Αντοχή f_k $f_k = K f_b f_m^{0.85 \text{ ή } 0.25} = 4.50$ [N/mm²] (K=0.60)

Διατμητική αντοχή $f_{vko} = 0.10$ [N/mm²] $F_{vk} = 0.50 f_{vko} + 0.40 \sigma_b$ $\max f_{vko} = 1.00$ [N/mm²]

Μέτρο Ελαστικότητας (E=1000f_k) = 4.50 [GPa=KN/mm²]

Μέτρο Διάτμησης G=40%E

Η τοιχοποιία έχει διπλό μανδύα σκυροδέματος, 0.07 [m], οπότε αλλάζουν οι αντοχές

Μέση Χαρακτηριστική Θλιπτική αντοχή τοίχου με μανδύα $f_k = 7.81 \text{ [N/mm}^2\text{]}$

Μέση Χαρακτηριστική Διατμητική αντοχή τοίχου με μανδύα $f_{vk} = 0.49 \text{ [N/mm}^2\text{]}$

Υπολογισμοί μέσων χαρακτηριστικών αντοχών τοίχου με μανδύα σκυροδέματος

Πάχος τοιχοποιίας χωρίς μανδύα	$t_w = 0.80 \text{ m}$
Διπλός μανδύας σκυροδέματος C20/25 πάχους	$t_c = 0.07 \text{ m}$
Οπλισμός μανδύα εσχάρα $\Phi 16/10 \text{ S500}$	
Πάχος τοίχου μαζί με μανδύα σκυροδέματος	$T_w = 0.94 \text{ m}$
Θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας	$f_{wk} = 4.50 \text{ N/mm}^2$
Διατμητική αντοχή τοιχοποιίας	$f_{wn} = 0.10 \text{ N/mm}^2$
Μέτρο ελαστικότητας τοιχοποιίας	$E_w = 4.50 \text{ N/mm}^2$
Θλιπτική αντοχή σκυροδέματος μανδύα	$f_{ck} = 20.00 \text{ N/mm}^2$
Διατμητική αντοχή σκυροδέματος μανδύα	$f_{cn} = 0.39 \text{ N/mm}^2$

Μέση Χαρακτηριστική Θλιπτική αντοχή τοίχου με μανδύα σκυροδέματος

Θεωρούμε $\gamma_M(\text{τοίχ.})/\gamma_S(\mu\pi\epsilon\iota\acute{o}\nu) = 2.00/1.50$

$f_k = (4.50 \times 0.80 + (2.00/1.50) \times 20.00 \times 0.07) / 0.94 = 7.80 \text{ N/mm}^2$

Διατμητική αντοχή τοίχου με μανδύα σκυροδέματος

Ποσοστό οπλισμού μανδύα $\rho = 2.01 / (10 \times 7) = 0.029 > 0.02$

Διατμητική αντοχή οπλισμού μανδύα $f_{sn} = 40 \times 0.029 = 1.15 \text{ N/mm}^2$

Μέση Χαρακτηριστική Διατμητική αντοχή τοίχου με μανδύα σκυροδέματος

Θεωρούμε $\gamma_M(\text{τοίχ.})/\gamma_S(\mu\pi\epsilon\iota\acute{o}\nu) = 2.00/1.50$, $\gamma_M(\text{τοίχ.})/\gamma_S(\chi\acute{\alpha}\lambda\upsilon\beta.) = 2.00/1.10$

$f_{vk} = (0.10 \times 0.80 + (2/1.50) \times 20.00 \times 0.07 + (2/1.10) \times 2 \times 0.9 \times 1.15 \times 0.07) / 0.94 = 0.44 \text{ N/mm}^2$

Μέσο Μέτρο Ελαστικότητας τοίχου με μανδύα σκυροδέματος

$E = (4.50 \times 0.80 + 2 \times 29.00 \times 0.07) / 0.94 = 8.15 \text{ N/mm}^2$

Ορόφος	Δομ. Στ.	Υλικά	Διαστάσεις [m]	Θέση (x[m], y[m], θ°)
Υπόγειο	T1	Λιθοδομη 0.75	15.30x 3.20x0.89	0.00, 37.85, 0.00
Υπόγειο	T2	Λιθοδομη 0.75	13.60x 3.20x0.89	15.30, 37.85, 0.00
Υπόγειο	T3	Λιθοδομη 0.75	14.00x 3.20x0.89	28.45, 24.15, 0.00
Υπόγειο	T4	Λιθοδομη 0.75	11.45x 3.20x0.89	28.45, 12.70, 0.00
Υπόγειο	T5	Λιθοδομη 0.75	12.70x 3.20x0.89	28.45, 0.00, 0.00
Υπόγειο	T6	Λιθοδομη 0.80	13.20x 3.20x0.94	0.00, 0.47, 0.00
Υπόγειο	T7	Λιθοδομη 0.80	14.50x 3.20x0.94	14.40, 0.47, 0.00
Υπόγειο	T8	Λιθοδομη 0.80	14.00x 3.20x0.94	0.33, 24.15, 0.00
Υπόγειο	T9	Λιθοδομη 0.80	11.45x 3.20x0.94	0.33, 12.70, 0.00
Υπόγειο	T10	Λιθοδομη 0.80	12.70x 3.20x0.94	0.33, 0.00, 0.00
Υπόγειο	T11	Λιθοδομη 0.80	10.50x 3.20x0.94	0.00, 33.19, 0.00
Υπόγειο	T12	Λιθοδομη 0.80	13.60x 3.20x0.94	15.30, 33.14, 0.00
Υπόγειο	T14	Λιθοδομη 0.75	10.50x 3.20x0.89	3.03, 30.10, 0.00
Υπόγειο	T15	Λιθοδομη 0.75	10.42x 3.20x0.89	15.30, 30.10, 0.00
Υπόγειο	T17	Λιθοδομη 0.85	13.00x 3.20x0.99	3.03, 8.84, 0.00
Υπόγειο	T18	Λιθοδομη 0.85	9.69x 3.20x0.99	16.03, 8.84, 0.00
Υπόγειο	T19	Λιθοδομη 0.90	8.32x 3.20x1.04	0.00, 5.53, 0.00
Υπόγειο	T20	Λιθοδομη 0.90	14.50x 3.20x1.04	14.40, 5.53, 0.00
Υπόγειο	T21	Λιθοδομη 0.80	11.01x 3.20x0.94	3.36, 8.34, 0.00
Υπόγειο	T22	Λιθοδομη 0.80	11.02x 3.20x0.94	3.36, 19.35, 0.00
Υπόγειο	T23	Λιθοδομη 0.75	11.30x 3.20x0.89	25.27, 8.34, 0.00
Υπόγειο	T24	Λιθοδομη 0.75	10.73x 3.20x0.89	25.27, 19.64, 0.00
Υπόγειο	T26	Λιθοδομη M2 0.50	5.43x 3.20x0.64	13.24, 32.72, 0.00
Υπόγειο	T13	Λιθοδομη 0.90	1.50x 3.20x1.04	11.70, 5.53, 0.00
Υπόγειο	A1	Ωπλ. Σκυρ. C20/25	0.60x 0.30x3.20	6.92, 30.00, 0.00
Υπόγειο	A2	Ωπλ. Σκυρ. C20/25	0.60x 0.30x4.70	6.92, 33.11, 0.00
Υπόγειο	A3	Ωπλ. Σκυρ. C20/25	0.60x 0.30x3.20	13.26, 30.00, 0.00
Υπόγειο	A10	Ωπλ. Σκυρ. C20/25	0.60x 0.30x3.15	0.30, 29.96, 0.00
Υπόγειο	A12	Ωπλ. Σκυρ. C20/25	0.60x 0.30x3.20	25.30, 29.96, 0.00
Υπόγειο	A4	Ωπλ. Σκυρ. C20/25	0.60x 0.30x3.20	15.60, 30.00, 0.00
Υπόγειο	A5	Ωπλ. Σκυρ. C20/25	0.60x 0.30x4.70	15.60, 33.11, 0.00
Υπόγειο	A13	Ωπλ. Σκυρ. C20/25	0.60x 0.30x3.15	0.30, 23.80, 0.00
Υπόγειο	A17	Ωπλ. Σκυρ. C20/25	0.60x 0.30x3.15	0.30, 16.40, 0.00
Υπόγειο	A19	Ωπλ. Σκυρ. C20/25	0.60x 0.30x3.15	0.30, 8.80, 0.00
Υπόγειο	A20	Ωπλ. Σκυρ. C20/25	0.60x 0.30x3.15	25.30, 8.80, 0.00
Υπόγειο	A18	Ωπλ. Σκυρ. C20/25	0.60x 0.30x3.15	25.26, 16.40, 0.00
Υπόγειο	A14	Ωπλ. Σκυρ. C20/25	0.60x 0.30x3.15	25.26, 23.80, 0.00
Υπόγειο	A23	Ωπλ. Σκυρ. C20/25	0.60x 0.30x3.30	6.63, 5.40, 0.00
Υπόγειο	A24	Ωπλ. Σκυρ. C20/25	0.60x 0.35x5.20	8.02, 0.35, 0.00
Υπόγειο	A25	Ωπλ. Σκυρ. C20/25	0.60x 0.30x5.10	12.90, 0.35, 0.00
Υπόγειο	A26	Ωπλ. Σκυρ. C20/25	0.60x 0.30x3.30	12.90, 5.40, 0.00
Υπόγειο	A27	Ωπλ. Σκυρ. C20/25	0.60x 0.30x5.10	18.80, 0.35, 0.00
Υπόγειο	A28	Ωπλ. Σκυρ. C20/25	0.60x 0.30x3.30	18.80, 5.40, 0.00
Υπόγειο	A29	Ωπλ. Σκυρ. C20/25	0.60x 0.30x5.13	23.35, 0.35, 0.00
Υπόγειο	A30	Ωπλ. Σκυρ. C20/25	0.60x 0.30x3.30	23.35, 5.40, 0.00
Υπόγειο	A22	Ωπλ. Σκυρ. C20/25	0.60x 0.30x2.00	12.80, 0.50, 0.00
Υπόγειο	A21	Ωπλ. Σκυρ. C20/25	0.80x 0.30x4.00	7.95, 5.50, 0.00

Οροφος	Δομ. Στ.	Υλικά	Διαστάσεις [m]	Θέση (x [m], y [m], θ°)
Υπόγειο	Δ9	Ωπλ. Σκυρ. C20/25	0.80x 0.30x3.10	10.15, 33.30, 0.00
Υπόγειο	Δ11	Ωπλ. Σκυρ. C20/25	0.60x 0.30x2.25	13.30, 30.10, 0.00
Υπόγειο	Δ7	Ωπλ. Σκυρ. C20/25	0.60x 0.30x3.20	24.70, 30.00, 0.00
Υπόγειο	Δ8	Ωπλ. Σκυρ. C20/25	0.60x 0.30x4.70	24.70, 33.11, 0.00
Υπόγειο	Δ6	Ωπλ. Σκυρ. C20/25	0.80x 0.30x1.86	12.89, 5.50, 0.00
Ισόγειο	T36	Λιθοδομή 0.55	15.30x 4.40x0.69	0.00, 37.94, 0.00
Ισόγειο	T37	Λιθοδομή 0.55	13.60x 4.40x0.69	15.30, 37.94, 0.00
Ισόγειο	T38	Λιθοδομή 0.55	14.00x 4.40x0.69	28.56, 24.15, 0.00
Ισόγειο	T39	Λιθοδομή 0.55	11.15x 4.40x0.69	28.56, 13.00, 0.00
Ισόγειο	T40	Λιθοδομή 0.55	13.00x 4.40x0.69	28.56, 0.00, 0.00
Ισόγειο	T41	Λιθοδομή 0.55	15.30x 4.40x0.69	0.00, 0.34, 0.00
Ισόγειο	T42	Λιθοδομή 0.55	13.60x 4.40x0.69	15.30, 0.34, 0.00
Ισόγειο	T43	Λιθοδομή 0.55	14.00x 4.40x0.69	0.20, 24.15, 0.00
Ισόγειο	T44	Λιθοδομή 0.55	11.45x 4.40x0.69	0.20, 12.70, 0.00
Ισόγειο	T45	Λιθοδομή 0.55	12.70x 4.40x0.69	0.20, 0.00, 0.00
Ισόγειο	T46	Λιθοδομή 0.45	10.50x 4.40x0.59	0.00, 33.19, 0.00
Ισόγειο	T47	Λιθοδομή 0.45	9.70x 4.40x0.59	19.20, 33.19, 0.00
Ισόγειο	T49	Λιθοδομή 0.55	12.22x 4.40x0.69	2.93, 30.16, 0.00
Ισόγειο	T50	Λιθοδομή 0.55	10.49x 4.40x0.69	15.23, 30.16, 0.00
Ισόγειο	T52	Λιθοδομή M2 0.60	12.10x 4.40x0.74	3.03, 8.71, 0.00
Ισόγειο	T53	Λιθοδομή M2 0.60	10.59x 4.40x0.74	15.13, 8.71, 0.00
Ισόγειο	T54	Λιθοδομή 0.45	7.70x 4.40x0.59	0.00, 5.30, 0.00
Ισόγειο	T55	Λιθοδομή 0.45	11.67x 4.40x0.59	17.20, 5.30, 0.00
Ισόγειο	T56	Λιθοδομή M2 0.60	11.20x 4.40x0.74	3.26, 8.34, 0.00
Ισόγειο	T57	Λιθοδομή M2 0.60	10.83x 4.40x0.74	3.26, 19.54, 0.00
Ισόγειο	T58	Λιθοδομή M2 0.60	11.30x 4.40x0.74	25.35, 8.34, 0.00
Ισόγειο	T59	Λιθοδομή M2 0.60	10.00x 4.40x0.74	25.35, 19.64, 0.00

Οροφος	Πλάκα	πάχος [cm]	Φορτία [KN/m²]			Εμβαδό [m²]	Ly/Lx	Είδος	Συντ. φορτ.		Περιβάλλοντα στοιχεία
			ιδ. βάρ	επικάλ	κινητά				kx	ky	
Υπόγειο	Π1	16	4.00	2.00	5.00	30.68	0.71	<input type="checkbox"/>	0.20	0.80	T1BA-T8AB-T11A-Δ2B
Υπόγειο	Π2	16	4.00	2.00	5.00	29.27	0.73	<input type="checkbox"/>	0.36	0.64	Δ2B-T11B-Δ9A-T26AB-T1BBA
Υπόγειο	Π3	16	4.00	2.00	5.00	18.25	3.30	<input type="checkbox"/>	1.00	0.00	T26AB-Δ3B-Δ11-Δ4AB-Δ5B-T1BBE
Υπόγειο	Π4	16	4.00	2.00	5.00	42.82	0.52	<input type="checkbox"/>	0.13	0.87	T2AA-Δ5B-T12BA-Δ8B
Υπόγειο	Π5	16	4.00	2.00	5.00	17.67	1.25	<input type="checkbox"/>	0.71	0.29	Δ8B-T12BB-T3AB-T2AB
Υπόγειο	Π6	16	4.00	2.00	5.00	21.03	0.48	<input type="checkbox"/>	0.00	1.00	T8AAB-Δ10B-T14BA-Δ1AB-T11A
Υπόγειο	Π7	16	4.00	2.00	5.00	19.70	0.50	<input type="checkbox"/>	0.00	1.00	T14BB-Δ3B-Δ9A-T11B-Δ1AB
Υπόγειο	Π8	16	4.00	2.00	5.00	27.64	0.33	<input type="checkbox"/>	0.00	1.00	Δ4AB-T15AA-Δ7AB-T12BA
Υπόγειο	Π9	16	4.00	2.00	5.00	11.90	0.83	<input type="checkbox"/>	0.32	0.68	T12BB-Δ7AB-T15AB-Δ12A-T3AAB
Υπόγειο	Π10	16	4.00	2.00	5.00	18.66	2.03	<input type="checkbox"/>	1.00	0.00	T8AAA-Δ13BA-T22AAB-Δ10B
Υπόγειο	Π11	16	4.00	2.00	5.00	22.42	2.44	<input type="checkbox"/>	1.00	0.00	Δ17BA-T21BB-T22AAA-Δ13BA-T9A
Υπόγειο	Π12	16	4.00	2.00	5.00	23.03	2.51	<input type="checkbox"/>	1.00	0.00	T9AA-T10BBB-Δ19A-T21BA-Δ17B
Υπόγειο	Π13	16	4.00	2.00	5.00	19.59	1.94	<input type="checkbox"/>	0.74	0.26	T24AB-Δ14B-T3AAA-Δ12A
Υπόγειο	Π14	16	4.00	2.00	5.00	23.53	2.33	<input type="checkbox"/>	1.00	0.00	T4B-Δ14B-T24AA-T23BB-Δ18B
Υπόγειο	Π15	16	4.00	2.00	5.00	24.17	2.39	<input type="checkbox"/>	1.00	0.00	T5BB-T4A-Δ18B-T23BA-Δ20
Υπόγειο	Π16	16	4.00	2.00	5.00	20.66	0.52	<input type="checkbox"/>	0.00	1.00	T17BA-Δ19A-T10BBA-T19A-Δ23B
Υπόγειο	Π17	16	4.00	2.00	5.00	20.80	0.53	<input type="checkbox"/>	0.13	0.87	Δ23B-T19B-Δ21B-T13A-Δ26B-T1
Υπόγειο	Π18	16	4.00	2.00	5.00	19.59	0.56	<input type="checkbox"/>	0.16	0.84	Δ26B-Δ6B-T20AA-Δ28B-T18AA-T
Υπόγειο	Π19	16	4.00	2.00	5.00	15.04	0.73	<input type="checkbox"/>	0.36	0.64	Δ28B-T20ABA-Δ30B-T18ABA
Υπόγειο	Π20	16	4.00	2.00	5.00	16.73	0.64	<input type="checkbox"/>	0.00	1.00	Δ20-T18ABB-Δ30B-T20ABB-T5BAI
Υπόγειο	Π21	16	4.00	2.00	5.00	38.89	0.66	<input type="checkbox"/>	0.00	1.00	Δ24BAA-T19B-T19A-T10BA-T6BA
Υπόγειο	Π23	16	4.00	2.00	5.00	29.65	0.86	<input type="checkbox"/>	0.35	0.65	Δ27B-T20AA-Δ6B-Δ25B-Δ22-T7A
Υπόγειο	Π24	16	4.00	2.00	5.00	23.02	1.11	<input type="checkbox"/>	0.75	0.25	T7ABA-Δ29B-T20ABA-Δ27B
Υπόγειο	Π25	16	4.00	2.00	5.00	25.83	0.99	<input type="checkbox"/>	0.49	0.51	T20ABB-Δ29B-T7ABB-T5BAA

Στατική Επίλυση πλακών (Ελλην. Κανον. Εργων Σκυροδ. 9.1.3 και 18.1.4).

Πλάκες με λόγο πλευρών μεταξύ 0.5 και 2, επιλύονται ως τετραέρειστες άλλως ως αμφιέρειστες.

Η επίλυση πλακών βασίζεται στην μέθοδο των λωρίδων με κοινό μέγιστο βέλος κάμψης (Marcus).

Τα μόνιμα και κινητά φορτία κατανέμονται στις δύο διευθύνσεις βάσει των συντελεστών κατανομής k_x και k_y , και κάθε διεύθυνση επιλύεται χωριστά θεωρώντας ισοδύναμα ανοίγματα πλακών.

Αν το φορτίο τετραέρειστης σε μία διεύθυνση είναι $<10\%$ του φορτίου της πλάκας, η πλάκα επιλύεται σαν αμφιέρειστης. Μείωση ροπών ανοιγμάτων λόγω συστροφής δεν γίνεται.

Οι συνθήκες στήριξης και η συνέχεια λαμβάνονται υπόψη μέσω κατάλληλων συντελεστών υπολογισμού ροπών στήριξης που προκύπτουν από επίλυση συνεχών δοκών ισοδυνάμων ανοιγμάτων (Κανον. 18.1.4).

Οι συντελεστές αυτοί λαμβάνονται οι δυσμενέστεροι σε κάθε περίπτωση.

Οι ελάχιστες ροπές στήριξης $\min M_{sd}$ προκύπτουν χρησιμοποιώντας τους δυσμενέστερους συντελεστές και θέση κινητών φορτίων σε ισοδύναμη συνεχή δοκό με την λωρίδα επίλυσης της πλάκας.

Οι μέγιστες ροπές στήριξης $\max M_{sd}$ προκύπτουν αντίστοιχα χρησιμοποιώντας τους μικρότερους συντελεστές ροπών στήριξης και συνδυασμό κινητών που δίνει ευμενέστερες ροπές στήριξης.

Οι ροπές στήριξης μειώνονται κατά 20% με ανακατανομή (επιτρέπεται από κανονισμό 9.1.3.2).

Η μέγιστη ροπή ανοίγματος, προκύπτει από τις μικρότερες σε απόλυτο τιμή ($\max M_{sd}$) ροπές στήριξης και φόρτιση με $1.35g+1.50q$ στο άνοιγμα. Τα μεταφερόμενα στους δοκούς φορτία προκύπτουν για φόρτιση με κινητά στις πλάκες εκατέρωθεν της δοκού.

Στις περιπτώσεις διερειστών πλακών στους δοκούς που δεν παίρνουν φορτία θεωρείται ελάχιστο φορτίο από πλάκα ίσο με $qL/4$ όπου q φορτίο της πλάκας και L το άνοιγμα της δοκού.


Ο παραπάνω τρόπος επίλυσης έχει σαν αποτέλεσμα να προκύπτουν τα δυσμενέστερα πιθανά εντατικά μεγέθη για τον υπολογισμό των οπλισμών των πλακών, και των φορτίων επί των δοκών.

Υπολογισμοί αντοχής (οριακή κατάσταση αστοχίας Ελλην. Κανον. Εργων Σκυροδ. 10.1, 10.4.


Στους υπολογισμούς εκτός των υπολογισμών οπλισμών, γίνονται όλοι οι έλεγχοι που απαιτούνται για λυγνρότητα (Καν. 16.2), και ελάχιστους οπλισμούς (Καν. 18.1).

Ο έλεγχος βελών παραλείπεται αφού σύμφωνα με Κανον 16.2 ικανοποιείται η λυγνρότητα.

Ελάχιστη επικάλυψη οπλισμού πλακών λαμβάνεται $20\text{mm} > 15\text{mm}$ (Κανον 5.1).

Υπόγειο Πλάκα: **Π1**  $L_y/L_x = 0.71, C20/25-S500s, h = 16\text{ cm}$

Φορτία: μόνιμο $g = 6.00\text{ kN/m}^2$, κινητό $q = 5.00\text{ kN/m}^2$

Διεύθυνση x-x  $L_x = 6.59\text{m}$, Φορτία: $g_x = 0.20 \times 6.00 = 1.20$, $q_x = 0.20 \times 5.00 = 1.00\text{ [kN/m}^2]$

Ελάχιστη ροπή στήριξης $\min M_{sd} = -0.80 \times (0.107 \times 1.35 \times 1.20 + 0.121 \times 1.50 \times 1.00) \times 6.59^2 = -12.33\text{ [kNm/m]}$

Μέγιστη ροπή στήριξης $\max M_{sd} = -0.80 \times (0.107 \times 1.35 \times 1.20 + 0.054 \times 1.50 \times 1.00) \times 6.59^2 = -8.84\text{ [kNm/m]}$

Από $\max M_{sd}$ για φορτίο $1.35 \times 1.20 + 1.50 \times 1.00$ προκύπτουν μέγιστη ροπή ανοίγματος και αντιδράσεις.


Μέγιστη ροπή ανοίγματος $M_{sd} = 12.81\text{ [kNm/m]}$ ($V = 3.12 \times 6.59 / 2 - 8.84 / 6.59 = 8.94, M = 0.5 \times 8.94^2 / 3.12 = 12.81$)

Φορτία σε δοκούς μόνιμα $g_A = 3.28\text{ [kN/m]}$, $g_B = 4.63\text{ [kN/m]}$

Φορτία σε δοκούς κινητά $q_A = 3.01\text{ [kN/m]}$, $q_B = 3.58\text{ [kN/m]}$

οπλισμός στήριξη: $M_{sd} = -12.33\text{ kNm/m}$, $d = 14.0\text{ cm}$, $K_d = 3.99$, $\xi = 0.09$, $ec/es = 1.9/20.0$, $K_s = 2.38$, $A_s = 2.09\text{ cm}^2$

οπλισμός άνοιγμα: $M_{sd} = 12.81\text{ kNm/m}$, $d = 13.0\text{ cm}$, $K_d = 3.63$, $\xi = 0.10$, $ec/es = 2.2/20.0$, $K_s = 2.39$, $A_s = 2.36\text{ cm}^2$

Διεύθυνση y-y  $L_y = 4.66\text{m}$, Φορτία: $g_y = 0.80 \times 6.00 = 4.80$, $q_y = 0.80 \times 5.00 = 4.00\text{ [kN/m}^2]$

Ελάχιστη ροπή στήριξης $\min M_{sd} = -0.80 \times (0.107 \times 1.35 \times 4.80 + 0.121 \times 1.50 \times 4.00) \times 4.66^2 = -24.60\text{ [kNm/m]}$

Μέγιστη ροπή στήριξης $\max M_{sd} = -0.80 \times (0.107 \times 1.35 \times 4.80 + 0.054 \times 1.50 \times 4.00) \times 4.66^2 = -17.64\text{ [kNm/m]}$

Από $\max M_{sd}$ για φορτίο $1.35 \times 4.80 + 1.50 \times 4.00$ προκύπτουν μέγιστη ροπή ανοίγματος και αντιδράσεις.

Μέγιστη ροπή ανοίγματος $M_{sd} = 25.56\text{ [kNm/m]}$ ($V = 12.48 \times 4.66 / 2 - 17.64 / 4.66 = 25.26, M = 0.5 \times 25.26^2 / 12.48 = 25.56$)

Φορτία σε δοκούς μόνιμα $g_A = 13.08\text{ [kN/m]}$, $g_B = 9.26\text{ [kN/m]}$

Φορτία σε δοκούς κινητά $q_A = 10.11\text{ [kN/m]}$, $q_B = 8.51\text{ [kN/m]}$

οπλισμός στήριξη: $M_{sd} = -24.60\text{ kNm/m}$, $d = 14.0\text{ cm}$, $K_d = 2.82$, $\xi = 0.15$, $ec/es = 3.4/20.0$, $K_s = 2.45$, $A_s = 4.30\text{ cm}^2$

οπλισμός άνοιγμα: $M_{sd} = 25.56\text{ kNm/m}$, $d = 14.0\text{ cm}$, $K_d = 2.77$, $\xi = 0.15$, $ec/es = 3.5/19.6$, $K_s = 2.45$, $A_s = 4.48\text{ cm}^2$

Λυγνρότητα ($\alpha L/d$) $0.8 \times 4.66 / 0.140 = 27 < 30$ (ελάχιστος οπλισμός $\min A_s = 2.1\text{ cm}^2/\text{m}$, $\min A_s = 2.0\text{ cm}^2/\text{m}$)

Οπλισμοί ανοίγματος x-x: $\Phi 8/19$ ($2.63\text{ cm}^2/\text{m}$), y-y: $\Phi 8/11$ ($4.55\text{ cm}^2/\text{m}$) (κάτω στρώση y-y)

Οπλισμοί στήριξης: K-Στ: $\Phi 8/11$ (4.55) Δ-Στ: $\Phi 8/14$ (3.57)

Υπόγειο

Πλάκα: Π2



Ly/Lx = 0.73, C20/25-S500s, h = 16 cm

Φορτία: μόνιμο g = 6.00 kN/m², κινητό q = 5.00 kN/m²Διεύθυνση x-x Lx = 6.32m, Φορτία: gx = 0.36x 6.00 = 2.16, qx = 0.36x 5.00 = 1.80 [kN/m²]Ελάχιστη ροπή στήριξης minMsdστ = -0.80x(0.107x1.35x 2.16+0.121x1.50x 1.80)x 6.32² = -20.41 [kNm/m]Μέγιστη ροπή στήριξης maxMsdστ = -0.80x(0.107x1.35x 2.16+0.054x1.50x 1.80)x 6.32² = -14.63 [kNm/m]

Από maxMsdστ για φορτίο 1.35x 2.16+1.50x 1.80 προκύπτουν μέγιστη ροπή ανοίγματος και αντιδράσεις.

Μέγιστη ροπή ανοίγματος Msdαν = 13.41 [kNm/m] (V = 5.62x 6.32/2 = 17.75, M = 5.62x 6.32²/8 - 14.63 = 13.41)

Φορτία σε δοκούς ή τοίχους, μόνιμα gA = gB = 2.16x 6.32/2 = 6.83 [kN/m].

Φορτία σε δοκούς ή τοίχους, κινητά qA = qB = 1.80x 6.32/2 = 5.69 [kN/m]

οπλισμός στήριξη: Msd = -20.41 kNm/m, d = 14.0cm, Kd = 3.10, ξ = 0.13, ec/es = 2.9/20.0, Ks = 2.42, As = 3.53 cm²οπλισμός άνοιγμα: Msd = 13.41 kNm/m, d = 13.0cm, Kd = 3.55, ξ = 0.10, ec/es = 2.3/20.0, Ks = 2.39, As = 2.47 cm²Διεύθυνση y-y Ly = 4.60m, Φορτία: gy = 0.64x 6.00 = 3.84, qy = 0.64x 5.00 = 3.20 [kN/m²]Ελάχιστη ροπή στήριξης minMsdστ = -0.80x(0.107x1.35x 3.84+0.121x1.50x 3.20)x 4.60² = -19.22 [kNm/m]Μέγιστη ροπή στήριξης maxMsdστ = -0.80x(0.107x1.35x 3.84+0.054x1.50x 3.20)x 4.60² = -13.78 [kNm/m]

Από maxMsdστ για φορτίο 1.35x 3.84+1.50x 3.20 προκύπτουν μέγιστη ροπή ανοίγματος και αντιδράσεις.

Μέγιστη ροπή ανοίγματος Msdαν = 19.97 [kNm/m] (V = 9.98x 4.60/2 = 13.78, M = 9.98x 4.60²/8 - 13.78 = 19.97)

Φορτία σε δοκούς μόνιμα gA = 10.34 [kN/m], gB = 7.32 [kN/m]

Φορτία σε δοκούς κινητά qA = 8.00 [kN/m], qB = 6.72 [kN/m]

οπλισμός στήριξη: Msd = -19.22 kNm/m, d = 14.0cm, Kd = 3.19, ξ = 0.12, ec/es = 2.7/20.0, Ks = 2.42, As = 3.32 cm²οπλισμός άνοιγμα: Msd = 19.97 kNm/m, d = 14.0cm, Kd = 3.13, ξ = 0.12, ec/es = 2.8/20.0, Ks = 2.42, As = 3.45 cm²Λυγνρότητα (αL/d) 0.8x 4.60/0.140 = 26 < 30 (ελάχιστος οπλισμός minAsx = 2.1 cm²/m, minAsy = 2.0 cm²/m)Οπλισμοί ανοίγματος x-x: Φ8/19 (2.63 cm²/m), y-y: Φ8/14 (3.57 cm²/m) (κάτω στρώση y-y)

Οπλισμοί στηρίξεων: A-Στ: Φ8/14 (3.57) K-Στ: Φ8/15 (3.33) Δ-Στ: Φ8/14 (3.57)

Υπόγειο

Πλάκα: Π3



Ly/Lx = 3.30, C20/25-S500s, h = 16 cm

Φορτία: μόνιμο g = 6.00 kN/m², κινητό q = 5.00 kN/m²Διεύθυνση x-x Lx = 2.35m, Φορτία: gx = 1.00x 6.00 = 6.00, qx = 1.00x 5.00 = 5.00 [kN/m²]Ελάχιστη ροπή στήριξης minMsdστ = -0.80x(0.107x1.35x 6.00+0.121x1.50x 5.00)x 2.35² = -7.84 [kNm/m]Μέγιστη ροπή στήριξης maxMsdστ = -0.80x(0.107x1.35x 6.00+0.054x1.50x 5.00)x 2.35² = -5.62 [kNm/m]

Από maxMsdστ για φορτίο 1.35x 6.00+1.50x 5.00 προκύπτουν μέγιστη ροπή ανοίγματος και αντιδράσεις.

Μέγιστη ροπή ανοίγματος Msdαν = 5.15 [kNm/m] (V = 15.60x 2.35/2 = 18.33, M = 15.60x 2.35²/8 - 5.62 = 5.15)

Φορτία σε δοκούς ή τοίχους, μόνιμα gA = gB = 6.00x 2.35/2 = 7.05 [kN/m].

Φορτία σε δοκούς ή τοίχους, κινητά qA = qB = 5.00x 2.35/2 = 5.88 [kN/m]

οπλισμός στήριξη: Msd = -7.84 kNm/m, d = 14.0cm, Kd = 5.00, ξ = 0.07, ec/es = 1.4/20.0, Ks = 2.36, As = 1.32 cm²οπλισμός άνοιγμα: Msd = 5.15 kNm/m, d = 14.0cm, Kd = 6.17, ξ = 0.05, ec/es = 1.1/20.0, Ks = 2.34, As = 0.86 cm²Λυγνρότητα (αL/d) 0.6x 2.35/0.140 = 10 < 30 (ελάχιστος οπλισμός minAsx = 2.1 cm²/m, minAsy = 2.0 cm²/m)Οπλισμοί ανοίγματος x-x: Φ8/20 (2.50 cm²/m), y-y: Φ8/25 (2.00 cm²/m) (κάτω στρώση x-x)

Οπλισμοί στηρίξεων: A-Στ: Φ8/14 (3.57) Δ-Στ: Φ8/20 (2.50)

Υπόγειο

Πλάκα: Π4



Ly/Lx = 0.52, C20/25-S500s, h = 16 cm

Φορτία: μόνιμο g = 6.00 kN/m², κινητό q = 5.00 kN/m²Διεύθυνση x-x Lx = 9.10m, Φορτία: gx = 0.13x 6.00 = 0.75, qx = 0.13x 5.00 = 0.63 [kN/m²]Ελάχιστη ροπή στήριξης minMsdστ = -0.80x(0.107x1.35x 0.75+0.121x1.50x 0.63)x 9.10² = -14.75 [kNm/m]Μέγιστη ροπή στήριξης maxMsdστ = -0.80x(0.107x1.35x 0.75+0.054x1.50x 0.63)x 9.10² = -10.56 [kNm/m]


Από maxMsdστ για φορτίο 1.35x 0.75+1.50x 0.63 προκύπτουν μέγιστη ροπή ανοίγματος και αντιδράσεις.

Μέγιστη ροπή ανοίγματος Msdαν = 9.70 [kNm/m] (V = 1.96x 9.10/2 = 8.91, M = 1.96x 9.10²/8 - 10.56 = 9.70)

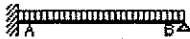

Φορτία σε δοκούς ή τοίχους, μόνιμα gA = gB = 0.75x 9.10/2 = 3.41 [kN/m].

Φορτία σε δοκούς ή τοίχους, κινητά qA = qB = 0.63x 9.10/2 = 2.87 [kN/m]


οπλισμός στήριξη: Msd = -14.75 kNm/m, d = 14.0cm, Kd = 3.65, ξ = 0.10, ec/es = 2.2/20.0, Ks = 2.39, As = 2.52 cm²οπλισμός άνοιγμα: Msd = 9.70 kNm/m, d = 13.0cm, Kd = 4.17, ξ = 0.08, ec/es = 1.8/20.0, Ks = 2.37, As = 1.77 cm²

Διεύθυνση γ-γ  $L_y = 4.71\text{m}$, Φορτία: $q_y = 0.87 \times 6.00 = 5.25$, $q_y = 0.87 \times 5.00 = 4.37$ [kN/m²]
 Ελάχιστη ροπή στήριξης $\min M_{sd} = -0.80 \times (0.107 \times 1.35 \times 5.25 + 0.121 \times 1.50 \times 4.37) \times 4.71^2 = -27.48$ [kNm/m]
 Μέγιστη ροπή στήριξης $\max M_{sd} = -0.80 \times (0.107 \times 1.35 \times 5.25 + 0.054 \times 1.50 \times 4.37) \times 4.71^2 = -19.70$ [kNm/m]
 Από $\max M_{sd}$ για φορτίο $1.35 \times 5.25 + 1.50 \times 4.37$ προκύπτουν μέγιστη ροπή ανοίγματος και αντιδράσεις.
 Μέγιστη ροπή ανοίγματος $M_{sd} = 28.54$ [kNm/m] ($V = 13.64 \times 4.71 / 2 - 19.70 / 4.71 = 27.91$, $M = 0.5 \times 27.91^2 / 13.64 = 28.54$)
 Φορτία σε δοκούς μόνιμα $g_A = 14.47$ [kN/m], $g_B = 10.24$ [kN/m]
 Φορτία σε δοκούς κινητά $q_A = 11.17$ [kN/m], $q_B = 9.39$ [kN/m]
 οπλισμός στήριξη: $M_{sd} = -27.48$ kNm/m, $d = 14.0$ cm, $K_d = 2.67$, $\xi = 0.16$, $ec/es = 3.5/17.8$, $K_s = 2.47$, $A_s = 4.84$ cm²
 οπλισμός άνοιγμα: $M_{sd} = 28.54$ kNm/m, $d = 14.0$ cm, $K_d = 2.62$, $\xi = 0.17$, $ec/es = 3.5/17.0$, $K_s = 2.48$, $A_s = 5.05$ cm²
 Λυγνρότητα ($\alpha L/d$) $0.8 \times 4.71 / 0.140 = 27 < 30$ (ελάχιστος οπλισμός $\min A_{sx} = 2.1$ cm²/m, $\min A_{sy} = 2.0$ cm²/m)
 Οπλισμοί ανοίγματος x-x: $\Phi 8/20$ (2.51 cm²/m), γ-γ: $\Phi 10/15$ (5.27 cm²/m) (κάτω στρώση γ-γ)
 Οπλισμοί στήριξης: A-Στ: $\Phi 8/19$ (2.63) K-Στ: $\Phi 10/16$ (4.94) Δ-Στ: $\Phi 8/19$ (2.63)

ΥπόγειοΠλάκα: **Π5** $L_y/L_x = 1.25$, C20/25-S500s, $h = 16$ cmΦορτία: μόνιμο $g = 6.00$ kN/m², κινητό $q = 5.00$ kN/m²

Διεύθυνση x-x  $L_x = 3.75\text{m}$, Φορτία: $g_x = 0.71 \times 6.00 = 4.27$, $q_x = 0.71 \times 5.00 = 3.56$ [kN/m²]
 Ελάχιστη ροπή στήριξης $\min M_{sd} = -0.80 \times (0.107 \times 1.35 \times 4.27 + 0.121 \times 1.50 \times 3.56) \times 3.75^2 = -14.25$ [kNm/m]
 Μέγιστη ροπή στήριξης $\max M_{sd} = -0.80 \times (0.107 \times 1.35 \times 4.27 + 0.054 \times 1.50 \times 3.56) \times 3.75^2 = -10.21$ [kNm/m]
 Από $\max M_{sd}$ για φορτίο $1.35 \times 4.27 + 1.50 \times 3.56$ προκύπτουν μέγιστη ροπή ανοίγματος και αντιδράσεις.
 Μέγιστη ροπή ανοίγματος $M_{sd} = 14.80$ [kNm/m] ($V = 11.10 \times 3.75 / 2 - 10.21 / 3.75 = 18.13$, $M = 0.5 \times 18.13^2 / 11.10 = 14.80$)
 Φορτία σε δοκούς μόνιμα $g_A = 9.39$ [kN/m], $g_B = 6.64$ [kN/m]
 Φορτία σε δοκούς κινητά $q_A = 7.26$ [kN/m], $q_B = 6.11$ [kN/m]
 οπλισμός στήριξη: $M_{sd} = -14.25$ kNm/m, $d = 14.0$ cm, $K_d = 3.71$, $\xi = 0.10$, $ec/es = 2.1/20.0$, $K_s = 2.39$, $A_s = 2.43$ cm²
 οπλισμός άνοιγμα: $M_{sd} = 14.80$ kNm/m, $d = 14.0$ cm, $K_d = 3.64$, $\xi = 0.10$, $ec/es = 2.2/20.0$, $K_s = 2.39$, $A_s = 2.53$ cm²
 Διεύθυνση γ-γ  $L_y = 4.71\text{m}$, Φορτία: $g_y = 0.29 \times 6.00 = 1.73$, $q_y = 0.29 \times 5.00 = 1.44$ [kN/m²]
 Ελάχιστη ροπή στήριξης $\min M_{sd} = -0.80 \times (0.107 \times 1.35 \times 1.73 + 0.121 \times 1.50 \times 1.44) \times 4.71^2 = -9.05$ [kNm/m]
 Μέγιστη ροπή στήριξης $\max M_{sd} = -0.80 \times (0.107 \times 1.35 \times 1.73 + 0.054 \times 1.50 \times 1.44) \times 4.71^2 = -6.49$ [kNm/m]
 Από $\max M_{sd}$ για φορτίο $1.35 \times 1.73 + 1.50 \times 1.44$ προκύπτουν μέγιστη ροπή ανοίγματος και αντιδράσεις.
 Μέγιστη ροπή ανοίγματος $M_{sd} = 9.41$ [kNm/m] ($V = 4.50 \times 4.71 / 2 - 6.49 / 4.71 = 9.20$, $M = 0.5 \times 9.20^2 / 4.50 = 9.41$)
 Φορτία σε δοκούς μόνιμα $g_A = 4.77$ [kN/m], $g_B = 3.37$ [kN/m]
 Φορτία σε δοκούς κινητά $q_A = 3.68$ [kN/m], $q_B = 3.09$ [kN/m]
 οπλισμός στήριξη: $M_{sd} = -9.05$ kNm/m, $d = 14.0$ cm, $K_d = 4.65$, $\xi = 0.07$, $ec/es = 1.6/20.0$, $K_s = 2.36$, $A_s = 1.53$ cm²
 οπλισμός άνοιγμα: $M_{sd} = 9.41$ kNm/m, $d = 13.0$ cm, $K_d = 4.24$, $\xi = 0.08$, $ec/es = 1.8/20.0$, $K_s = 2.37$, $A_s = 1.72$ cm²
 Λυγνρότητα ($\alpha L/d$) $0.8 \times 3.75 / 0.140 = 21 < 30$ (ελάχιστος οπλισμός $\min A_{sx} = 2.1$ cm²/m, $\min A_{sy} = 2.0$ cm²/m)
 Οπλισμοί ανοίγματος x-x: $\Phi 8/19$ (2.63 cm²/m), γ-γ: $\Phi 8/20$ (2.51 cm²/m) (κάτω στρώση x-x)
 Οπλισμοί στήριξης: A-Στ: $\Phi 8/19$ (2.63) K-Στ: $\Phi 8/20$ (2.50)

ΥπόγειοΠλάκα: **Π6** $L_y/L_x = 0.48$, C20/25-S500s, $h = 16$ cmΦορτία: μόνιμο $g = 6.00$ kN/m², κινητό $q = 5.00$ kN/m²

Διεύθυνση γ-γ  $L_y = 3.16\text{m}$, Φορτία: $g_y = 1.00 \times 6.00 = 6.00$, $q_y = 1.00 \times 5.00 = 5.00$ [kN/m²]
 Ελάχιστη ροπή στήριξης $\min M_{sd} = -0.80 \times (0.107 \times 1.35 \times 6.00 + 0.121 \times 1.50 \times 5.00) \times 3.16^2 = -14.15$ [kNm/m]
 Μέγιστη ροπή στήριξης $\max M_{sd} = -0.80 \times (0.107 \times 1.35 \times 6.00 + 0.054 \times 1.50 \times 5.00) \times 3.16^2 = -10.14$ [kNm/m]
 Από $\max M_{sd}$ για φορτίο $1.35 \times 6.00 + 1.50 \times 5.00$ προκύπτουν μέγιστη ροπή ανοίγματος και αντιδράσεις.
 Μέγιστη ροπή ανοίγματος $M_{sd} = 9.30$ [kNm/m] ($V = 15.60 \times 3.16 / 2 = 24.63$, $M = 15.60 \times 3.16^2 / 8 - 10.14 = 9.30$)
 Φορτία σε δοκούς ή τοίχους, μόνιμα $g_A = g_B = 6.00 \times 3.16 / 2 = 9.47$ [kN/m].
 Φορτία σε δοκούς ή τοίχους, κινητά $q_A = q_B = 5.00 \times 3.16 / 2 = 7.89$ [kN/m]
 οπλισμός στήριξη: $M_{sd} = -14.15$ kNm/m, $d = 14.0$ cm, $K_d = 3.72$, $\xi = 0.10$, $ec/es = 2.1/20.0$, $K_s = 2.39$, $A_s = 2.41$ cm²
 οπλισμός άνοιγμα: $M_{sd} = 9.30$ kNm/m, $d = 14.0$ cm, $K_d = 4.59$, $\xi = 0.07$, $ec/es = 1.6/20.0$, $K_s = 2.36$, $A_s = 1.57$ cm²
 Λυγνρότητα ($\alpha L/d$) $0.6 \times 3.16 / 0.140 = 14 < 30$ (ελάχιστος οπλισμός $\min A_{sx} = 2.1$ cm²/m, $\min A_{sy} = 2.0$ cm²/m)
 Οπλισμοί ανοίγματος x-x: $\Phi 8/25$ (2.00 cm²/m), γ-γ: $\Phi 8/20$ (2.50 cm²/m) (κάτω στρώση γ-γ)
 Οπλισμοί στήριξης: K-Στ: $\Phi 8/20$ (2.50) Δ-Στ: $\Phi 0/0$ (0.00) Π-Στ: $\Phi 8/11$ (4.55)

Υπόγειο

Πλάκα: π7

Ly/Lx= 0.50, C20/25-S500s, h= 16 cm

Φορτία: μόνιμο $g = 6.00 \text{ kN/m}^2$, κινητό $q = 5.00 \text{ kN/m}^2$

Διεύθυνση γ-γ Ly= 3.14m, Φορτία: $g_y = 1.00 \times 6.00 = 6.00$, $q_y = 1.00 \times 5.00 = 5.00 [\text{kN/m}^2]$
 Ελάχιστη ροπή στήριξης $\min M_{sd} = -0.80 \times (0.107 \times 1.35 \times 6.00 + 0.121 \times 1.50 \times 5.00) \times 3.14^2 = -14.02 [\text{kNm/m}]$
 Μέγιστη ροπή στήριξης $\max M_{sd} = -0.80 \times (0.107 \times 1.35 \times 6.00 + 0.054 \times 1.50 \times 5.00) \times 3.14^2 = -10.05 [\text{kNm/m}]$
 Από $\max M_{sd}$ για φορτίο $1.35 \times 6.00 + 1.50 \times 5.00$ προκύπτουν μέγιστη ροπή ανοίγματος και αντιδράσεις.
 Μέγιστη ροπή ανοίγματος $M_{sd} = 14.56 [\text{kNm/m}]$ ($V = 15.60 \times 3.14 / 2 - 10.05 / 3.14 = 21.31, M = 0.5 \times 21.31^2 / 15.60 = 14.56$)
 Φορτία σε δοκούς μόνιμα $g_A = 7.81 [\text{kN/m}]$, $g_B = 11.04 [\text{kN/m}]$
 Φορτία σε δοκούς κινητά $q_A = 7.18 [\text{kN/m}]$, $q_B = 8.54 [\text{kN/m}]$
 οπλισμός στήριξη: $M_{sd} = -14.02 \text{ kNm/m}$, $d = 14.0 \text{ cm}$, $K_d = 3.74$, $\xi = 0.10$, $ec/es = 2.1/20.0$, $K_s = 2.39$, $A_s = 2.39 \text{ cm}^2$
 οπλισμός άνοιγμα: $M_{sd} = 14.56 \text{ kNm/m}$, $d = 14.0 \text{ cm}$, $K_d = 3.67$, $\xi = 0.10$, $ec/es = 2.2/20.0$, $K_s = 2.39$, $A_s = 2.49 \text{ cm}^2$
 Λυγνρότητα ($\alpha L/d$) $0.8 \times 3.14 / 0.140 = 18 < 30$ (ελάχιστος οπλισμός $\min A_{sx} = 2.1 \text{ cm}^2/\text{m}$, $\min A_{sy} = 2.0 \text{ cm}^2/\text{m}$)
 Οπλισμοί ανοίγματος x-x: $\Phi 8/25$ ($2.00 \text{ cm}^2/\text{m}$), γ-γ: $\Phi 8/20$ ($2.50 \text{ cm}^2/\text{m}$) (κάτω στρώση γ-γ)
 Οπλισμοί στήριξης: A-Ετ: $\Phi 0/20$ (2.50) Δ-Ετ: $\Phi 8/20$ (2.50) Π-Ετ: $\Phi 8/15$ (3.33)

Υπόγειο

Πλάκα: π8

Ly/Lx= 0.33, C20/25-S500s, h= 16 cm

Φορτία: μόνιμο $g = 6.00 \text{ kN/m}^2$, κινητό $q = 5.00 \text{ kN/m}^2$

Διεύθυνση γ-γ Ly= 3.04m, Φορτία: $g_y = 1.00 \times 6.00 = 6.00$, $q_y = 1.00 \times 5.00 = 5.00 [\text{kN/m}^2]$
 Ελάχιστη ροπή στήριξης $\min M_{sd} = -0.80 \times (0.107 \times 1.35 \times 6.00 + 0.121 \times 1.50 \times 5.00) \times 3.04^2 = -13.10 [\text{kNm/m}]$
 Μέγιστη ροπή στήριξης $\max M_{sd} = -0.80 \times (0.107 \times 1.35 \times 6.00 + 0.054 \times 1.50 \times 5.00) \times 3.04^2 = -9.39 [\text{kNm/m}]$
 Από $\max M_{sd}$ για φορτίο $1.35 \times 6.00 + 1.50 \times 5.00$ προκύπτουν μέγιστη ροπή ανοίγματος και αντιδράσεις.
 Μέγιστη ροπή ανοίγματος $M_{sd} = 13.60 [\text{kNm/m}]$ ($V = 15.60 \times 3.04 / 2 - 9.39 / 3.04 = 20.60, M = 0.5 \times 20.60^2 / 15.60 = 13.60$)
 Φορτία σε δοκούς μόνιμα $g_A = 7.55 [\text{kN/m}]$, $g_B = 10.67 [\text{kN/m}]$
 Φορτία σε δοκούς κινητά $q_A = 6.94 [\text{kN/m}]$, $q_B = 8.25 [\text{kN/m}]$
 οπλισμός στήριξη: $M_{sd} = -13.10 \text{ kNm/m}$, $d = 14.0 \text{ cm}$, $K_d = 3.87$, $\xi = 0.09$, $ec/es = 2.0/20.0$, $K_s = 2.38$, $A_s = 2.23 \text{ cm}^2$
 οπλισμός άνοιγμα: $M_{sd} = 13.60 \text{ kNm/m}$, $d = 14.0 \text{ cm}$, $K_d = 3.80$, $\xi = 0.09$, $ec/es = 2.1/20.0$, $K_s = 2.38$, $A_s = 2.32 \text{ cm}^2$
 Λυγνρότητα ($\alpha L/d$) $0.8 \times 3.04 / 0.140 = 17 < 30$ (ελάχιστος οπλισμός $\min A_{sx} = 2.1 \text{ cm}^2/\text{m}$, $\min A_{sy} = 2.0 \text{ cm}^2/\text{m}$)
 Οπλισμοί ανοίγματος x-x: $\Phi 8/25$ ($2.00 \text{ cm}^2/\text{m}$), γ-γ: $\Phi 8/20$ ($2.50 \text{ cm}^2/\text{m}$) (κάτω στρώση γ-γ)
 Οπλισμοί στήριξης: A-Ετ: $\Phi 8/20$ (2.50) Δ-Ετ: $\Phi 8/20$ (2.50) Π-Ετ: $\Phi 10/16$ (4.94)


Υπόγειο


Πλάκα: π9


Ly/Lx= 0.83, C20/25-S500s, h= 16 cm


Φορτία: μόνιμο $g = 6.00 \text{ kN/m}^2$, κινητό $q = 5.00 \text{ kN/m}^2$


Διεύθυνση x-x Lx= 3.76m, Φορτία: $g_x = 0.32 \times 6.00 = 1.91$, $q_x = 0.32 \times 5.00 = 1.60 [\text{kN/m}^2]$
 Ελάχιστη ροπή στήριξης $\min M_{sd} = -0.80 \times (0.107 \times 1.35 \times 1.91 + 0.121 \times 1.50 \times 1.60) \times 3.76^2 = -6.39 [\text{kNm/m}]$
 Μέγιστη ροπή στήριξης $\max M_{sd} = -0.80 \times (0.107 \times 1.35 \times 1.91 + 0.054 \times 1.50 \times 1.60) \times 3.76^2 = -4.58 [\text{kNm/m}]$
 Από $\max M_{sd}$ για φορτίο $1.35 \times 1.91 + 1.50 \times 1.60$ προκύπτουν μέγιστη ροπή ανοίγματος και αντιδράσεις.
 Μέγιστη ροπή ανοίγματος $M_{sd} = 6.64 [\text{kNm/m}]$ ($V = 4.98 \times 3.76 / 2 - 4.58 / 3.76 = 8.13, M = 0.5 \times 8.13^2 / 4.98 = 6.64$)
 Φορτία σε δοκούς μόνιμα $g_A = 4.20 [\text{kN/m}]$, $g_B = 2.97 [\text{kN/m}]$
 Φορτία σε δοκούς κινητά $q_A = 3.26 [\text{kN/m}]$, $q_B = 2.74 [\text{kN/m}]$
 οπλισμός στήριξη: $M_{sd} = -6.39 \text{ kNm/m}$, $d = 14.0 \text{ cm}$, $K_d = 5.54$, $\xi = 0.06$, $ec/es = 1.3/20.0$, $K_s = 2.35$, $A_s = 1.07 \text{ cm}^2$
 οπλισμός άνοιγμα: $M_{sd} = 6.64 \text{ kNm/m}$, $d = 13.0 \text{ cm}$, $K_d = 5.05$, $\xi = 0.07$, $ec/es = 1.4/20.0$, $K_s = 2.36$, $A_s = 1.20 \text{ cm}^2$
 Διεύθυνση γ-γ Ly= 3.11m, Φορτία: $g_y = 0.68 \times 6.00 = 4.09$, $q_y = 0.68 \times 5.00 = 3.40 [\text{kN/m}^2]$
 Ελάχιστη ροπή στήριξης $\min M_{sd} = -0.80 \times (0.107 \times 1.35 \times 4.09 + 0.121 \times 1.50 \times 3.40) \times 3.11^2 = -9.33 [\text{kNm/m}]$
 Μέγιστη ροπή στήριξης $\max M_{sd} = -0.80 \times (0.107 \times 1.35 \times 4.09 + 0.054 \times 1.50 \times 3.40) \times 3.11^2 = -6.69 [\text{kNm/m}]$
 Από $\max M_{sd}$ για φορτίο $1.35 \times 4.09 + 1.50 \times 3.40$ προκύπτουν μέγιστη ροπή ανοίγματος και αντιδράσεις.
 Μέγιστη ροπή ανοίγματος $M_{sd} = 9.69 [\text{kNm/m}]$ ($V = 10.62 \times 3.11 / 2 - 6.69 / 3.11 = 14.35, M = 0.5 \times 14.35^2 / 10.62 = 9.69$)
 Φορτία σε δοκούς μόνιμα $g_A = 5.27 [\text{kN/m}]$, $g_B = 7.44 [\text{kN/m}]$
 Φορτία σε δοκούς κινητά $q_A = 4.83 [\text{kN/m}]$, $q_B = 5.74 [\text{kN/m}]$
 οπλισμός στήριξη: $M_{sd} = -9.33 \text{ kNm/m}$, $d = 14.0 \text{ cm}$, $K_d = 4.58$, $\xi = 0.07$, $ec/es = 1.6/20.0$, $K_s = 2.36$, $A_s = 1.58 \text{ cm}^2$
 οπλισμός άνοιγμα: $M_{sd} = 9.69 \text{ kNm/m}$, $d = 14.0 \text{ cm}$, $K_d = 4.50$, $\xi = 0.08$, $ec/es = 1.6/20.0$, $K_s = 2.37$, $A_s = 1.64 \text{ cm}^2$
 Λυγνρότητα ($\alpha L/d$) $0.8 \times 3.11 / 0.140 = 18 < 30$ (ελάχιστος οπλισμός $\min A_{sx} = 2.1 \text{ cm}^2/\text{m}$, $\min A_{sy} = 2.0 \text{ cm}^2/\text{m}$)
 Οπλισμοί ανοίγματος x-x: $\Phi 8/20$ ($2.51 \text{ cm}^2/\text{m}$), γ-γ: $\Phi 8/20$ ($2.50 \text{ cm}^2/\text{m}$) (κάτω στρώση γ-γ)
 Οπλισμοί στήριξης: A-Ετ: $\Phi 8/20$ (2.50) Π-Ετ: $\Phi 8/20$ (2.50)


Υπόγειο Πλάκα: **Π10**  $L_y/L_x = 2.03, C20/25-S500s, h = 16 \text{ cm}$
 Φορτία: μόνιμο $g = 6.00 \text{ kN/m}^2$, κινητό $q = 5.00 \text{ kN/m}^2$


Διεύθυνση $x-x$  $L_x = 3.03\text{m}$, Φορτία: $g_x = 1.00 \times 6.00 = 6.00$, $q_x = 1.00 \times 5.00 = 5.00 [\text{kN/m}^2]$
 Ροπή στη στήριξη $M_{sdotA}=M_{sdotB}=0 [\text{kNm/m}]$
 Ροπή στο άνοιγμα $M_{sdan}=(1.35 \times 6.00 + 1.50 \times 5.00) \times 3.03^2/8 = 17.90 [\text{kNm/m}]$
 Φορτία σε δοκούς ή τοίχους, μόνιμα $g_A=g_B= 6.00 \times 3.03/2 = 9.09 [\text{kN/m}]$.
 Φορτία σε δοκούς ή τοίχους, κινητά $q_A=q_B= 5.00 \times 3.03/2 = 7.57 [\text{kN/m}]$
 οπλισμός άνοιγμα: $M_{sd} = 17.90 \text{ kNm/m}$, $d = 14.0 \text{ cm}$, $K_d = 3.31$, $\xi = 0.11$, $ec/es = 2.6/20.0$, $K_s = 2.41$, $A_s = 3.08 \text{ cm}^2$
 Αυξηρότητα ($\alpha L/d$) $1.0 \times 3.03/0.140 = 22 < 30$ (ελάχιστος οπλισμός $\min A_{sx} = 2.1 \text{ cm}^2/\text{m}$, $\min A_{sy} = 2.0 \text{ cm}^2/\text{m}$)
 Οπλισμοί ανοίγματος $x-x: \Phi 8/16 (3.13 \text{ cm}^2/\text{m})$, $y-y: \Phi 8/25 (2.00 \text{ cm}^2/\text{m})$ (κάτω στρώση $x-x$)
 Οπλισμοί στηρίξεων: $K-\Sigma\tau: \Phi 0/20 (2.50)$ $\Pi-\Sigma\tau: \Phi 8/20 (2.50)$


Υπόγειο Πλάκα: **Π11**  $L_y/L_x = 2.44, C20/25-S500s, h = 16 \text{ cm}$
 Φορτία: μόνιμο $g = 6.00 \text{ kN/m}^2$, κινητό $q = 5.00 \text{ kN/m}^2$


Διεύθυνση $x-x$  $L_x = 3.03\text{m}$, Φορτία: $g_x = 1.00 \times 6.00 = 6.00$, $q_x = 1.00 \times 5.00 = 5.00 [\text{kN/m}^2]$
 Ροπή στη στήριξη $M_{sdotA}=M_{sdotB}=0 [\text{kNm/m}]$
 Ροπή στο άνοιγμα $M_{sdan}=(1.35 \times 6.00 + 1.50 \times 5.00) \times 3.03^2/8 = 17.90 [\text{kNm/m}]$
 Φορτία σε δοκούς ή τοίχους, μόνιμα $g_A=g_B= 6.00 \times 3.03/2 = 9.09 [\text{kN/m}]$.
 Φορτία σε δοκούς ή τοίχους, κινητά $q_A=q_B= 5.00 \times 3.03/2 = 7.57 [\text{kN/m}]$
 οπλισμός άνοιγμα: $M_{sd} = 17.90 \text{ kNm/m}$, $d = 14.0 \text{ cm}$, $K_d = 3.31$, $\xi = 0.11$, $ec/es = 2.6/20.0$, $K_s = 2.41$, $A_s = 3.08 \text{ cm}^2$
 Αυξηρότητα ($\alpha L/d$) $1.0 \times 3.03/0.140 = 22 < 30$ (ελάχιστος οπλισμός $\min A_{sx} = 2.1 \text{ cm}^2/\text{m}$, $\min A_{sy} = 2.0 \text{ cm}^2/\text{m}$)
 Οπλισμοί ανοίγματος $x-x: \Phi 8/16 (3.13 \text{ cm}^2/\text{m})$, $y-y: \Phi 8/25 (2.00 \text{ cm}^2/\text{m})$ (κάτω στρώση $x-x$)
 Οπλισμοί στηρίξεων: $K-\Sigma\tau: \Phi 0/13 (11.85)$ $\Pi-\Sigma\tau: \Phi 0/0 (0.00)$


Υπόγειο Πλάκα: **Π12**  $L_y/L_x = 2.51, C20/25-S500s, h = 16 \text{ cm}$
 Φορτία: μόνιμο $g = 6.00 \text{ kN/m}^2$, κινητό $q = 5.00 \text{ kN/m}^2$

Διεύθυνση $x-x$  $L_x = 3.03\text{m}$, Φορτία: $g_x = 1.00 \times 6.00 = 6.00$, $q_x = 1.00 \times 5.00 = 5.00 [\text{kN/m}^2]$
 Ροπή στη στήριξη $M_{sdotA}=M_{sdotB}=0 [\text{kNm/m}]$
 Ροπή στο άνοιγμα $M_{sdan}=(1.35 \times 6.00 + 1.50 \times 5.00) \times 3.03^2/8 = 17.90 [\text{kNm/m}]$
 Φορτία σε δοκούς ή τοίχους, μόνιμα $g_A=g_B= 6.00 \times 3.03/2 = 9.09 [\text{kN/m}]$.
 Φορτία σε δοκούς ή τοίχους, κινητά $q_A=q_B= 5.00 \times 3.03/2 = 7.57 [\text{kN/m}]$
 οπλισμός άνοιγμα: $M_{sd} = 17.90 \text{ kNm/m}$, $d = 14.0 \text{ cm}$, $K_d = 3.31$, $\xi = 0.11$, $ec/es = 2.6/20.0$, $K_s = 2.41$, $A_s = 3.08 \text{ cm}^2$
 Αυξηρότητα ($\alpha L/d$) $1.0 \times 3.03/0.140 = 22 < 30$ (ελάχιστος οπλισμός $\min A_{sx} = 2.1 \text{ cm}^2/\text{m}$, $\min A_{sy} = 2.0 \text{ cm}^2/\text{m}$)
 Οπλισμοί ανοίγματος $x-x: \Phi 8/16 (3.13 \text{ cm}^2/\text{m})$, $y-y: \Phi 8/25 (2.00 \text{ cm}^2/\text{m})$ (κάτω στρώση $x-x$)
 Οπλισμοί στηρίξεων: $K-\Sigma\tau: \Phi 8/19 (2.63)$ $\Pi-\Sigma\tau: \Phi 0/0 (0.00)$



Υπόγειο Πλάκα: **Π13**  $L_y/L_x = 1.94, C20/25-S500s, h = 16 \text{ cm}$
 Φορτία: μόνιμο $g = 6.00 \text{ kN/m}^2$, κινητό $q = 5.00 \text{ kN/m}^2$

Διεύθυνση $x-x$  $L_x = 3.18\text{m}$, Φορτία: $g_x = 0.74 \times 6.00 = 4.43$, $q_x = 0.74 \times 5.00 = 3.69 [\text{kN/m}^2]$
 Ροπή στη στήριξη $M_{sdotA}=M_{sdotB}=0 [\text{kNm/m}]$
 Ροπή στο άνοιγμα $M_{sdan}=(1.35 \times 4.43 + 1.50 \times 3.69) \times 3.18^2/8 = 14.56 [\text{kNm/m}]$
 Φορτία σε δοκούς ή τοίχους, μόνιμα $g_A=g_B= 4.43 \times 3.18/2 = 7.04 [\text{kN/m}]$.
 Φορτία σε δοκούς ή τοίχους, κινητά $q_A=q_B= 3.69 \times 3.18/2 = 5.87 [\text{kN/m}]$
 οπλισμός άνοιγμα: $M_{sd} = 14.56 \text{ kNm/m}$, $d = 14.0 \text{ cm}$, $K_d = 3.67$, $\xi = 0.10$, $ec/es = 2.2/20.0$, $K_s = 2.39$, $A_s = 2.48 \text{ cm}^2$

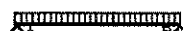

Διεύθυνση $y-y$  $L_y = 6.16\text{m}$, Φορτία: $g_y = 0.26 \times 6.00 = 1.57$, $q_y = 0.26 \times 5.00 = 1.31 [\text{kN/m}^2]$
 Ελάχιστη ροπή στήριξης $\min M_{sdot} = -0.80 \times (0.107 \times 1.35 \times 1.57 + 0.121 \times 1.50 \times 1.31) \times 6.16^2 = -14.10 [\text{kNm/m}]$
 Μέγιστη ροπή στήριξης $\max M_{sdot} = -0.80 \times (0.107 \times 1.35 \times 1.57 + 0.054 \times 1.50 \times 1.31) \times 6.16^2 = -10.11 [\text{kNm/m}]$
 Από $\max M_{sdot}$ για φορτίο $1.35 \times 1.57 + 1.50 \times 1.31$ προκύπτουν μέγιστη ροπή ανοίγματος και αντιδράσεις.
 Μέγιστη ροπή ανοίγματος $M_{sdan} = 9.27 [\text{kNm/m}]$ ($V = 4.08 \times 6.16/2 = 12.58$, $M = 4.08 \times 6.16^2/8 - 10.11 = 9.27$)
 Φορτία σε δοκούς ή τοίχους, μόνιμα $g_A=g_B= 1.57 \times 6.16/2 = 4.84 [\text{kN/m}]$.
 Φορτία σε δοκούς ή τοίχους, κινητά $q_A=q_B= 1.31 \times 6.16/2 = 4.03 [\text{kN/m}]$
 οπλισμός στήριξη: $M_{sd} = -14.10 \text{ kNm/m}$, $d = 14.0 \text{ cm}$, $K_d = 3.73$, $\xi = 0.10$, $ec/es = 2.1/20.0$, $K_s = 2.39$, $A_s = 2.40 \text{ cm}^2$
 οπλισμός άνοιγμα: $M_{sd} = 9.27 \text{ kNm/m}$, $d = 13.0 \text{ cm}$, $K_d = 4.27$, $\xi = 0.08$, $ec/es = 1.8/20.0$, $K_s = 2.37$, $A_s = 1.69 \text{ cm}^2$
 Αυξηρότητα ($\alpha L/d$) $1.0 \times 3.18/0.140 = 23 < 30$ (ελάχιστος οπλισμός $\min A_{sx} = 2.1 \text{ cm}^2/\text{m}$, $\min A_{sy} = 2.0 \text{ cm}^2/\text{m}$)
 Οπλισμοί ανοίγματος $x-x: \Phi 8/20 (2.50 \text{ cm}^2/\text{m})$, $y-y: \Phi 8/20 (2.51 \text{ cm}^2/\text{m})$ (κάτω στρώση $x-x$)
 Οπλισμοί στηρίξεων: $K-\Sigma\tau: \Phi 8/20 (2.50)$ $\Pi-\Sigma\tau: \Phi 8/20 (2.50)$

Υπόγειο Πλάκα: **Π14** 



Ly/Lx= 2.33, C20/25-S500s, h= 16 cm

Φορτία: μόνιμο $g = 6.00 \text{ kN/m}^2$, κινητό $q = 5.00 \text{ kN/m}^2$ Διεύθυνση x-x  Lx= 3.18m, Φορτία: $g_x = 1.00 \times 6.00 = 6.00$, $q_x = 1.00 \times 5.00 = 5.00 \text{ [kN/m}^2\text{]}$ Ροπή στη στήριξη $M_{sdστA}=M_{sdστB}=0 \text{ [kNm/m]}$ Ροπή στο άνοιγμα $M_{sdαν}=(1.35 \times 6.00 + 1.50 \times 5.00) \times 3.18^2/8 = 19.72 \text{ [kNm/m]}$ Φορτία σε δοκούς ή τοίχους, μόνιμα $g_A=g_B= 6.00 \times 3.18/2 = 9.54 \text{ [kN/m]}$.Φορτία σε δοκούς ή τοίχους, κινητά $q_A=q_B= 5.00 \times 3.18/2 = 7.95 \text{ [kN/m]}$ οπλισμός άνοιγμα: $M_{sd} = 19.72 \text{ kNm/m}$, $d = 14.0 \text{ cm}$, $K_d = 3.15$, $\xi = 0.12$, $ec/es = 2.8/20.0$, $K_s = 2.42$, $A_s = 3.41 \text{ cm}^2$ Λυγνρότητα ($\alpha L/d$) $1.0 \times 3.18/0.140 = 23 < 30$ (ελάχιστος οπλισμός $\min A_{sx} = 2.1 \text{ cm}^2/\text{m}$, $\min A_{sy} = 2.0 \text{ cm}^2/\text{m}$)Οπλισμοί ανοίγματος x-x: $\Phi 8/14$ ($3.57 \text{ cm}^2/\text{m}$), y-y : $\Phi 8/25$ ($2.00 \text{ cm}^2/\text{m}$) (κάτω στρώση x-x)Οπλισμοί στηρίξεων: K-Στ: $\Phi 0/15$ (3.33) Π-Στ: $\Phi 8/20$ (2.50)**Υπόγειο** Πλάκα: **Π15** 


Ly/Lx= 2.39, C20/25-S500s, h= 16 cm


Φορτία: μόνιμο $g = 6.00 \text{ kN/m}^2$, κινητό $q = 5.00 \text{ kN/m}^2$ Διεύθυνση x-x  Lx= 3.18m, Φορτία: $g_x = 1.00 \times 6.00 = 6.00$, $q_x = 1.00 \times 5.00 = 5.00 \text{ [kN/m}^2\text{]}$ Ροπή στη στήριξη $M_{sdστA}=M_{sdστB}=0 \text{ [kNm/m]}$ Ροπή στο άνοιγμα $M_{sdαν}=(1.35 \times 6.00 + 1.50 \times 5.00) \times 3.18^2/8 = 19.72 \text{ [kNm/m]}$ Φορτία σε δοκούς ή τοίχους, μόνιμα $g_A=g_B= 6.00 \times 3.18/2 = 9.54 \text{ [kN/m]}$.Φορτία σε δοκούς ή τοίχους, κινητά $q_A=q_B= 5.00 \times 3.18/2 = 7.95 \text{ [kN/m]}$ οπλισμός άνοιγμα: $M_{sd} = 19.72 \text{ kNm/m}$, $d = 14.0 \text{ cm}$, $K_d = 3.15$, $\xi = 0.12$, $ec/es = 2.8/20.0$, $K_s = 2.42$, $A_s = 3.41 \text{ cm}^2$ Λυγνρότητα ($\alpha L/d$) $1.0 \times 3.18/0.140 = 23 < 30$ (ελάχιστος οπλισμός $\min A_{sx} = 2.1 \text{ cm}^2/\text{m}$, $\min A_{sy} = 2.0 \text{ cm}^2/\text{m}$)Οπλισμοί ανοίγματος x-x: $\Phi 8/14$ ($3.57 \text{ cm}^2/\text{m}$), y-y : $\Phi 8/25$ ($2.00 \text{ cm}^2/\text{m}$) (κάτω στρώση x-x)Οπλισμοί στηρίξεων: K-Στ: $\Phi 8/19$ (2.63) Π-Στ: $\Phi 0/0$ (0.00)**Υπόγειο** Πλάκα: **Π16** 

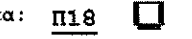
Ly/Lx= 0.52, C20/25-S500s, h= 16 cm


Φορτία: μόνιμο $g = 6.00 \text{ kN/m}^2$, κινητό $q = 5.00 \text{ kN/m}^2$ Διεύθυνση y-y  Ly= 3.29m, Φορτία: $g_y = 1.00 \times 6.00 = 6.00$, $q_y = 1.00 \times 5.00 = 5.00 \text{ [kN/m}^2\text{]}$ Ελάχιστη ροπή στήριξης $\min M_{sdστ} = -0.80 \times (0.107 \times 1.35 \times 6.00 + 0.121 \times 1.50 \times 5.00) \times 3.29^2 = -15.34 \text{ [kNm/m]}$ Μέγιστη ροπή στήριξης $\max M_{sdστ} = -0.80 \times (0.107 \times 1.35 \times 6.00 + 0.054 \times 1.50 \times 5.00) \times 3.29^2 = -11.00 \text{ [kNm/m]}$ Από $\max M_{sdστ}$ για φορτίο $1.35 \times 6.00 + 1.50 \times 5.00$ προκύπτουν μέγιστη ροπή ανοίγματος και αντιδράσεις.Μέγιστη ροπή ανοίγματος $M_{sdαν} = 15.94 \text{ [kNm/m]}$ ($V = 15.60 \times 3.29/2 - 11.00/3.29 = 22.30$, $M = 0.5 \times 22.30^2/15.60 = 15.94$)Φορτία σε δοκούς μόνιμα $g_A = 11.55 \text{ [kN/m]}$, $g_B = 8.17 \text{ [kN/m]}$ Φορτία σε δοκούς κινητά $q_A = 8.93 \text{ [kN/m]}$, $q_B = 7.51 \text{ [kN/m]}$ οπλισμός στήριξη: $M_{sd} = -15.34 \text{ kNm/m}$, $d = 14.0 \text{ cm}$, $K_d = 3.57$, $\xi = 0.10$, $ec/es = 2.3/20.0$, $K_s = 2.39$, $A_s = 2.62 \text{ cm}^2$ οπλισμός άνοιγμα: $M_{sd} = 15.94 \text{ kNm/m}$, $d = 14.0 \text{ cm}$, $K_d = 3.51$, $\xi = 0.10$, $ec/es = 2.3/20.0$, $K_s = 2.40$, $A_s = 2.73 \text{ cm}^2$ Λυγνρότητα ($\alpha L/d$) $0.8 \times 3.29/0.140 = 19 < 30$ (ελάχιστος οπλισμός $\min A_{sx} = 2.1 \text{ cm}^2/\text{m}$, $\min A_{sy} = 2.0 \text{ cm}^2/\text{m}$)Οπλισμοί ανοίγματος x-x: $\Phi 8/25$ ($2.00 \text{ cm}^2/\text{m}$), y-y : $\Phi 8/18$ ($2.78 \text{ cm}^2/\text{m}$) (κάτω στρώση y-y)Οπλισμοί στηρίξεων: K-Στ: $\Phi 10/12$ (6.58) Δ-Στ: $\Phi 8/20$ (2.50)**Υπόγειο** Πλάκα: **Π17** 


Ly/Lx= 0.53, C20/25-S500s, h= 16 cm

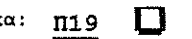
Φορτία: μόνιμο $g = 6.00 \text{ kN/m}^2$, κινητό $q = 5.00 \text{ kN/m}^2$ Διεύθυνση x-x  Lx= 6.27m, Φορτία: $g_x = 0.13 \times 6.00 = 0.80$, $q_x = 0.13 \times 5.00 = 0.67 \text{ [kN/m}^2\text{]}$ Ελάχιστη ροπή στήριξης $\min M_{sdστ} = -0.80 \times (0.107 \times 1.35 \times 0.80 + 0.121 \times 1.50 \times 0.67) \times 6.27^2 = -7.46 \text{ [kNm/m]}$ Μέγιστη ροπή στήριξης $\max M_{sdστ} = -0.80 \times (0.107 \times 1.35 \times 0.80 + 0.054 \times 1.50 \times 0.67) \times 6.27^2 = -5.34 \text{ [kNm/m]}$ Από $\max M_{sdστ}$ για φορτίο $1.35 \times 0.80 + 1.50 \times 0.67$ προκύπτουν μέγιστη ροπή ανοίγματος και αντιδράσεις.Μέγιστη ροπή ανοίγματος $M_{sdαν} = 4.90 \text{ [kNm/m]}$ ($V = 2.09 \times 6.27/2 = 6.54$, $M = 2.09 \times 6.27^2/8 - 5.34 = 4.90$)Φορτία σε δοκούς ή τοίχους, μόνιμα $g_A=g_B= 0.80 \times 6.27/2 = 2.51 \text{ [kN/m]}$.Φορτία σε δοκούς ή τοίχους, κινητά $q_A=q_B= 0.67 \times 6.27/2 = 2.10 \text{ [kN/m]}$ οπλισμός στήριξη: $M_{sd} = -7.46 \text{ kNm/m}$, $d = 14.0 \text{ cm}$, $K_d = 5.13$, $\xi = 0.06$, $ec/es = 1.4/20.0$, $K_s = 2.35$, $A_s = 1.25 \text{ cm}^2$ οπλισμός άνοιγμα: $M_{sd} = 4.90 \text{ kNm/m}$, $d = 13.0 \text{ cm}$, $K_d = 5.87$, $\xi = 0.06$, $ec/es = 1.2/20.0$, $K_s = 2.35$, $A_s = 0.89 \text{ cm}^2$


Διεύθυνση γ-γ  $L_y = 3.30\text{m}$, Φορτία: $q_y = 0.87 \times 6.00 = 5.20$, $q_y = 0.87 \times 5.00 = 4.33 [\text{kN/m}^2]$
 Ελάχιστη ροπή στήριξης $\min M_{sd} = -0.80 \times (0.107 \times 1.35 \times 5.20 + 0.121 \times 1.50 \times 4.33) \times 3.30^2 = -13.43 [\text{kNm/m}]$
 Μέγιστη ροπή στήριξης $\max M_{sd} = -0.80 \times (0.107 \times 1.35 \times 5.20 + 0.054 \times 1.50 \times 4.33) \times 3.30^2 = -9.63 [\text{kNm/m}]$
 Από $\max M_{sd}$ για φορτίο $1.35 \times 5.20 + 1.50 \times 4.33$ προκύπτουν μέγιστη ροπή ανοίγματος και αντιδράσεις.
 Μέγιστη ροπή ανοίγματος $M_{sd} = 13.95 [\text{kNm/m}]$ ($V = 13.51 \times 3.30 / 2 - 9.63 / 3.30 = 19.42$, $M = 0.5 \times 19.42^2 / 13.51 = 13.95$)
 Φορτία σε δοκούς μόνιμα $g_A = 10.06 [\text{kN/m}]$, $g_B = 7.12 [\text{kN/m}]$
 Φορτία σε δοκούς κινητά $q_A = 7.77 [\text{kN/m}]$, $q_B = 6.54 [\text{kN/m}]$
 οπλισμός στήριξη: $M_{sd} = -13.43 \text{ kNm/m}$, $d = 14.0 \text{ cm}$, $K_d = 3.82$, $\xi = 0.09$, $ec/es = 2.0/20.0$, $K_s = 2.38$, $A_s = 2.29 \text{ cm}^2$
 οπλισμός άνοιγμα: $M_{sd} = 13.95 \text{ kNm/m}$, $d = 14.0 \text{ cm}$, $K_d = 3.75$, $\xi = 0.10$, $ec/es = 2.1/20.0$, $K_s = 2.39$, $A_s = 2.38 \text{ cm}^2$
 Λυγρότητα ($\alpha L/d$) $0.8 \times 3.30 / 0.140 = 19 < 30$ (ελάχιστος οπλισμός $\min A_{sx} = 2.1 \text{ cm}^2/\text{m}$, $\min A_{sy} = 2.0 \text{ cm}^2/\text{m}$)
 Οπλισμοί ανοίγματος x-x: $\Phi 8/20$ ($2.51 \text{ cm}^2/\text{m}$), γ-γ: $\Phi 8/20$ ($2.50 \text{ cm}^2/\text{m}$) (κάτω στρώση γ-γ)
 Οπλισμοί στήριξης: A-Στ: $\Phi 8/20$ (2.50) K-Στ: $\Phi 10/12$ (6.58) Δ-Στ: $\Phi 8/20$ (2.50)


Υπόγειο Πλάκα: **Π18**  $L_y/L_x = 0.56$, C20/25-S500s, $h = 16 \text{ cm}$
 Φορτία: μόνιμο $g = 6.00 \text{ kN/m}^2$, κινητό $q = 5.00 \text{ kN/m}^2$

Διεύθυνση x-x  $L_x = 5.90\text{m}$, Φορτία: $g_x = 0.16 \times 6.00 = 0.99$, $q_x = 0.16 \times 5.00 = 0.82 [\text{kN/m}^2]$
 Ελάχιστη ροπή στήριξης $\min M_{sd} = -0.80 \times (0.107 \times 1.35 \times 0.99 + 0.121 \times 1.50 \times 0.82) \times 5.90^2 = -8.13 [\text{kNm/m}]$
 Μέγιστη ροπή στήριξης $\max M_{sd} = -0.80 \times (0.107 \times 1.35 \times 0.99 + 0.054 \times 1.50 \times 0.82) \times 5.90^2 = -5.83 [\text{kNm/m}]$
 Από $\max M_{sd}$ για φορτίο $1.35 \times 0.99 + 1.50 \times 0.82$ προκύπτουν μέγιστη ροπή ανοίγματος και αντιδράσεις.
 Μέγιστη ροπή ανοίγματος $M_{sd} = 5.34 [\text{kNm/m}]$ ($V = 2.57 \times 5.90 / 2 = 7.57$, $M = 2.57 \times 5.90^2 / 8 - 5.83 = 5.34$)
 Φορτία σε δοκούς ή τοίχους, μόνιμα $g_A = g_B = 0.99 \times 5.90 / 2 = 2.92 [\text{kN/m}]$.
 Φορτία σε δοκούς ή τοίχους, κινητά $q_A = q_B = 0.82 \times 5.90 / 2 = 2.42 [\text{kN/m}]$
 οπλισμός στήριξη: $M_{sd} = -8.13 \text{ kNm/m}$, $d = 14.0 \text{ cm}$, $K_d = 4.91$, $\xi = 0.07$, $ec/es = 1.5/20.0$, $K_s = 2.36$, $A_s = 1.37 \text{ cm}^2$
 οπλισμός άνοιγμα: $M_{sd} = 5.34 \text{ kNm/m}$, $d = 13.0 \text{ cm}$, $K_d = 5.63$, $\xi = 0.06$, $ec/es = 1.2/20.0$, $K_s = 2.35$, $A_s = 0.96 \text{ cm}^2$

Διεύθυνση γ-γ  $L_y = 3.30\text{m}$, Φορτία: $g_y = 0.84 \times 6.00 = 5.01$, $q_y = 0.84 \times 5.00 = 4.18 [\text{kN/m}^2]$
 Ελάχιστη ροπή στήριξης $\min M_{sd} = -0.80 \times (0.107 \times 1.35 \times 5.01 + 0.121 \times 1.50 \times 4.18) \times 3.30^2 = -12.95 [\text{kNm/m}]$
 Μέγιστη ροπή στήριξης $\max M_{sd} = -0.80 \times (0.107 \times 1.35 \times 5.01 + 0.054 \times 1.50 \times 4.18) \times 3.30^2 = -9.28 [\text{kNm/m}]$
 Από $\max M_{sd}$ για φορτίο $1.35 \times 5.01 + 1.50 \times 4.18$ προκύπτουν μέγιστη ροπή ανοίγματος και αντιδράσεις.
 Μέγιστη ροπή ανοίγματος $M_{sd} = 13.46 [\text{kNm/m}]$ ($V = 13.03 \times 3.30 / 2 - 9.28 / 3.30 = 18.73$, $M = 0.5 \times 18.73^2 / 13.03 = 13.46$)
 Φορτία σε δοκούς μόνιμα $g_A = 9.70 [\text{kN/m}]$, $g_B = 6.86 [\text{kN/m}]$
 Φορτία σε δοκούς κινητά $q_A = 7.50 [\text{kN/m}]$, $q_B = 6.31 [\text{kN/m}]$
 οπλισμός στήριξη: $M_{sd} = -12.95 \text{ kNm/m}$, $d = 14.0 \text{ cm}$, $K_d = 3.89$, $\xi = 0.09$, $ec/es = 2.0/20.0$, $K_s = 2.38$, $A_s = 2.20 \text{ cm}^2$
 οπλισμός άνοιγμα: $M_{sd} = 13.46 \text{ kNm/m}$, $d = 14.0 \text{ cm}$, $K_d = 3.82$, $\xi = 0.09$, $ec/es = 2.1/20.0$, $K_s = 2.38$, $A_s = 2.29 \text{ cm}^2$
 Λυγρότητα ($\alpha L/d$) $0.8 \times 3.30 / 0.140 = 19 < 30$ (ελάχιστος οπλισμός $\min A_{sx} = 2.1 \text{ cm}^2/\text{m}$, $\min A_{sy} = 2.0 \text{ cm}^2/\text{m}$)
 Οπλισμοί ανοίγματος x-x: $\Phi 8/20$ ($2.51 \text{ cm}^2/\text{m}$), γ-γ: $\Phi 8/20$ ($2.50 \text{ cm}^2/\text{m}$) (κάτω στρώση γ-γ)
 Οπλισμοί στήριξης: A-Στ: $\Phi 8/20$ (2.50) K-Στ: $\Phi 8/12$ (4.17) Δ-Στ: $\Phi 8/20$ (2.50)

Υπόγειο Πλάκα: **Π19**  $L_y/L_x = 0.73$, C20/25-S500s, $h = 16 \text{ cm}$
 Φορτία: μόνιμο $g = 6.00 \text{ kN/m}^2$, κινητό $q = 5.00 \text{ kN/m}^2$

Διεύθυνση x-x  $L_x = 4.55\text{m}$, Φορτία: $g_x = 0.36 \times 6.00 = 2.15$, $q_x = 0.36 \times 5.00 = 1.79 [\text{kN/m}^2]$
 Ελάχιστη ροπή στήριξης $\min M_{sd} = -0.80 \times (0.107 \times 1.35 \times 2.15 + 0.121 \times 1.50 \times 1.79) \times 4.55^2 = -10.52 [\text{kNm/m}]$
 Μέγιστη ροπή στήριξης $\max M_{sd} = -0.80 \times (0.107 \times 1.35 \times 2.15 + 0.054 \times 1.50 \times 1.79) \times 4.55^2 = -7.54 [\text{kNm/m}]$
 Από $\max M_{sd}$ για φορτίο $1.35 \times 2.15 + 1.50 \times 1.79$ προκύπτουν μέγιστη ροπή ανοίγματος και αντιδράσεις.
 Μέγιστη ροπή ανοίγματος $M_{sd} = 6.91 [\text{kNm/m}]$ ($V = 5.59 \times 4.55 / 2 = 12.71$, $M = 5.59 \times 4.55^2 / 8 - 7.54 = 6.91$)
 Φορτία σε δοκούς ή τοίχους, μόνιμα $g_A = g_B = 2.15 \times 4.55 / 2 = 4.89 [\text{kN/m}]$.
 Φορτία σε δοκούς ή τοίχους, κινητά $q_A = q_B = 1.79 \times 4.55 / 2 = 4.07 [\text{kN/m}]$
 οπλισμός στήριξη: $M_{sd} = -10.52 \text{ kNm/m}$, $d = 14.0 \text{ cm}$, $K_d = 4.32$, $\xi = 0.08$, $ec/es = 1.7/20.0$, $K_s = 2.37$, $A_s = 1.78 \text{ cm}^2$
 οπλισμός άνοιγμα: $M_{sd} = 6.91 \text{ kNm/m}$, $d = 13.0 \text{ cm}$, $K_d = 4.94$, $\xi = 0.07$, $ec/es = 1.4/20.0$, $K_s = 2.36$, $A_s = 1.25 \text{ cm}^2$

Διεύθυνση γ-γ  $L_y = 3.30\text{m}$, Φορτία: $g_y = 0.64 \times 6.00 = 3.85$, $q_y = 0.64 \times 5.00 = 3.21 [\text{kN/m}^2]$
 Ελάχιστη ροπή στήριξης $\min M_{sd} = -0.80 \times (0.107 \times 1.35 \times 3.85 + 0.121 \times 1.50 \times 3.21) \times 3.30^2 = -9.95 [\text{kNm/m}]$
 Μέγιστη ροπή στήριξης $\max M_{sd} = -0.80 \times (0.107 \times 1.35 \times 3.85 + 0.054 \times 1.50 \times 3.21) \times 3.30^2 = -7.13 [\text{kNm/m}]$
 Από $\max M_{sd}$ για φορτίο $1.35 \times 3.85 + 1.50 \times 3.21$ προκύπτουν μέγιστη ροπή ανοίγματος και αντιδράσεις.
 Μέγιστη ροπή ανοίγματος $M_{sd} = 10.34 [\text{kNm/m}]$ ($V = 10.01 \times 3.30 / 2 - 7.13 / 3.30 = 14.39$, $M = 0.5 \times 14.39^2 / 10.01 = 10.34$)
 Φορτία σε δοκούς μόνιμα $g_A = 7.45 [\text{kN/m}]$, $g_B = 5.27 [\text{kN/m}]$
 Φορτία σε δοκούς κινητά $q_A = 5.76 [\text{kN/m}]$, $q_B = 4.85 [\text{kN/m}]$
 οπλισμός στήριξη: $M_{sd} = -9.95 \text{ kNm/m}$, $d = 14.0 \text{ cm}$, $K_d = 4.44$, $\xi = 0.08$, $ec/es = 1.7/20.0$, $K_s = 2.37$, $A_s = 1.68 \text{ cm}^2$
 οπλισμός άνοιγμα: $M_{sd} = 10.34 \text{ kNm/m}$, $d = 14.0 \text{ cm}$, $K_d = 4.35$, $\xi = 0.08$, $ec/es = 1.7/20.0$, $K_s = 2.37$, $A_s = 1.75 \text{ cm}^2$
 Λυγρότητα ($\alpha L/d$) $0.8 \times 3.30 / 0.140 = 19 < 30$ (ελάχιστος οπλισμός $\min A_{sx} = 2.1 \text{ cm}^2/\text{m}$, $\min A_{sy} = 2.0 \text{ cm}^2/\text{m}$)
 Οπλισμοί ανοίγματος x-x: $\Phi 8/20$ ($2.51 \text{ cm}^2/\text{m}$), γ-γ: $\Phi 8/20$ ($2.50 \text{ cm}^2/\text{m}$) (κάτω στρώση γ-γ)
 Οπλισμοί στήριξης: A-Στ: $\Phi 8/20$ (2.50) K-Στ: $\Phi 8/20$ (2.50) Δ-Στ: $\Phi 8/20$ (2.50)

Υπόγειο

Πλάκα: **Π20**

Ly/Lx= 0.64, C20/25-S500s, h= 16 cm

Φορτία: μόνιμο $g = 6.00 \text{ kN/m}^2$, κινητό $q = 5.00 \text{ kN/m}^2$ Διεύθυνση γ-γ Ly= 3.29m, Φορτία: $g_y = 1.00 \times 6.00 = 6.00$, $q_y = 1.00 \times 5.00 = 5.00 \text{ [kN/m}^2]$ Ελάχιστη ροπή στήριξης $\min M_{sd} = -0.80 \times (0.107 \times 1.35 \times 6.00 + 0.121 \times 1.50 \times 5.00) \times 3.29^2 = -15.34 \text{ [kNm/m]}$ Μέγιστη ροπή στήριξης $\max M_{sd} = -0.80 \times (0.107 \times 1.35 \times 6.00 + 0.054 \times 1.50 \times 5.00) \times 3.29^2 = -11.00 \text{ [kNm/m]}$ Από $\max M_{sd}$ για φορτίο $1.35 \times 6.00 + 1.50 \times 5.00$ προκύπτουν μέγιστη ροπή ανοίγματος και αντιδράσεις.Μέγιστη ροπή ανοίγματος $M_{sd} = 10.08 \text{ [kNm/m]}$ ($V = 15.60 \times 3.29 / 2 = 25.64$, $M = 15.60 \times 3.29^2 / 8 - 11.00 = 10.08$)Φορτία σε δοκούς ή τοίχους, μόνιμα $g_A = g_B = 6.00 \times 3.29 / 2 = 9.86 \text{ [kN/m]}$.Φορτία σε δοκούς ή τοίχους, κινητά $q_A = q_B = 5.00 \times 3.29 / 2 = 8.22 \text{ [kN/m]}$ οπλισμός στήριξη: $M_{sd} = -15.34 \text{ kNm/m}$, $d = 14.0 \text{ cm}$, $K_d = 3.57$, $\xi = 0.10$, $ec/es = 2.3/20.0$, $K_s = 2.39$, $A_s = 2.62 \text{ cm}^2$ οπλισμός άνοιγμα: $M_{sd} = 10.08 \text{ kNm/m}$, $d = 14.0 \text{ cm}$, $K_d = 4.41$, $\xi = 0.08$, $ec/es = 1.7/20.0$, $K_s = 2.37$, $A_s = 1.70 \text{ cm}^2$ Λυγνρότητα ($\alpha L/d$) $0.6 \times 3.29 / 0.140 = 14 < 30$ (ελάχιστος οπλισμός $\min A_{sx} = 2.1 \text{ cm}^2/\text{m}$, $\min A_{sy} = 2.0 \text{ cm}^2/\text{m}$)Οπλισμοί ανοίγματος x-x: $\Phi 8/25$ ($2.00 \text{ cm}^2/\text{m}$), γ-γ : $\Phi 8/20$ ($2.50 \text{ cm}^2/\text{m}$) (κάτω στράση γ-γ)Οπλισμοί στήριξης: A-Στ: $\Phi 8/20$ (2.50) K-Στ: $\Phi 8/15$ (3.33) Π-Στ: $\Phi 8/19$ (2.63)

Υπόγειο

Πλάκα: **Π21**

Ly/Lx= 0.66, C20/25-S500s, h= 16 cm

Φορτία: μόνιμο $g = 6.00 \text{ kN/m}^2$, κινητό $q = 5.00 \text{ kN/m}^2$ Διεύθυνση γ-γ Ly= 5.05m, Φορτία: $g_y = 1.00 \times 6.00 = 6.00$, $q_y = 1.00 \times 5.00 = 5.00 \text{ [kN/m}^2]$ Ελάχιστη ροπή στήριξης $\min M_{sd} = -0.80 \times (0.107 \times 1.35 \times 6.00 + 0.121 \times 1.50 \times 5.00) \times 5.05^2 = -36.13 \text{ [kNm/m]}$ Μέγιστη ροπή στήριξης $\max M_{sd} = -0.80 \times (0.107 \times 1.35 \times 6.00 + 0.054 \times 1.50 \times 5.00) \times 5.05^2 = -25.89 \text{ [kNm/m]}$ Από $\max M_{sd}$ για φορτίο $1.35 \times 6.00 + 1.50 \times 5.00$ προκύπτουν μέγιστη ροπή ανοίγματος και αντιδράσεις.Μέγιστη ροπή ανοίγματος $M_{sd} = 37.53 \text{ [kNm/m]}$ ($V = 15.60 \times 5.05 / 2 - 25.89 / 5.05 = 34.22$, $M = 0.5 \times 34.22^2 / 15.60 = 37.53$)Φορτία σε δοκούς μόνιμα $g_A = 12.54 \text{ [kN/m]}$, $g_B = 17.73 \text{ [kN/m]}$ Φορτία σε δοκούς κινητά $q_A = 11.52 \text{ [kN/m]}$, $q_B = 13.70 \text{ [kN/m]}$ οπλισμός στήριξη: $M_{sd} = -36.13 \text{ kNm/m}$, $d = 14.0 \text{ cm}$, $K_d = 2.33$, $\xi = 0.22$, $ec/es = 3.5/12.3$, $K_s = 2.53$, $A_s = 6.54 \text{ cm}^2$ οπλισμός άνοιγμα: $M_{sd} = 37.53 \text{ kNm/m}$, $d = 14.0 \text{ cm}$, $K_d = 2.29$, $\xi = 0.23$, $ec/es = 3.5/11.7$, $K_s = 2.54$, $A_s = 6.82 \text{ cm}^2$ Λυγνρότητα ($\alpha L/d$) $0.8 \times 5.05 / 0.140 = 29 < 30$ (ελάχιστος οπλισμός $\min A_{sx} = 2.1 \text{ cm}^2/\text{m}$, $\min A_{sy} = 2.0 \text{ cm}^2/\text{m}$)Οπλισμοί ανοίγματος x-x: $\Phi 8/25$ ($2.00 \text{ cm}^2/\text{m}$), γ-γ : $\Phi 10/11$ ($7.18 \text{ cm}^2/\text{m}$) (κάτω στράση γ-γ)Οπλισμοί στήριξης: Π-Στ: $\Phi 10/12$ (6.58)

Υπόγειο

Πλάκα: **Π23**

Ly/Lx= 0.86, C20/25-S500s, h= 16 cm

Φορτία: μόνιμο $g = 6.00 \text{ kN/m}^2$, κινητό $q = 5.00 \text{ kN/m}^2$ Διεύθυνση x-x Lx= 5.90m, Φορτία: $g_x = 0.35 \times 6.00 = 2.09$, $q_x = 0.35 \times 5.00 = 1.74 \text{ [kN/m}^2]$ Ελάχιστη ροπή στήριξης $\min M_{sd} = -0.80 \times (0.107 \times 1.35 \times 2.09 + 0.121 \times 1.50 \times 1.74) \times 5.90^2 = -17.20 \text{ [kNm/m]}$ Μέγιστη ροπή στήριξης $\max M_{sd} = -0.80 \times (0.107 \times 1.35 \times 2.09 + 0.054 \times 1.50 \times 1.74) \times 5.90^2 = -12.33 \text{ [kNm/m]}$ Από $\max M_{sd}$ για φορτίο $1.35 \times 2.09 + 1.50 \times 1.74$ προκύπτουν μέγιστη ροπή ανοίγματος και αντιδράσεις.Μέγιστη ροπή ανοίγματος $M_{sd} = 17.87 \text{ [kNm/m]}$ ($V = 5.43 \times 5.90 / 2 - 12.33 / 5.90 = 13.93$, $M = 0.5 \times 13.93^2 / 5.43 = 17.87$)Φορτία σε δοκούς μόνιμα $g_A = 5.11 \text{ [kN/m]}$, $g_B = 7.22 \text{ [kN/m]}$ Φορτία σε δοκούς κινητά $q_A = 4.69 \text{ [kN/m]}$, $q_B = 5.58 \text{ [kN/m]}$ οπλισμός στήριξη: $M_{sd} = -17.20 \text{ kNm/m}$, $d = 14.0 \text{ cm}$, $K_d = 3.38$, $\xi = 0.11$, $ec/es = 2.5/20.0$, $K_s = 2.40$, $A_s = 2.95 \text{ cm}^2$ οπλισμός άνοιγμα: $M_{sd} = 17.87 \text{ kNm/m}$, $d = 13.0 \text{ cm}$, $K_d = 3.08$, $\xi = 0.13$, $ec/es = 2.9/20.0$, $K_s = 2.42$, $A_s = 3.33 \text{ cm}^2$ Διεύθυνση γ-γ Ly= 5.05m, Φορτία: $g_y = 0.65 \times 6.00 = 3.91$, $q_y = 0.65 \times 5.00 = 3.26 \text{ [kN/m}^2]$ Ελάχιστη ροπή στήριξης $\min M_{sd} = -0.80 \times (0.107 \times 1.35 \times 3.91 + 0.121 \times 1.50 \times 3.26) \times 5.05^2 = -23.55 \text{ [kNm/m]}$ Μέγιστη ροπή στήριξης $\max M_{sd} = -0.80 \times (0.107 \times 1.35 \times 3.91 + 0.054 \times 1.50 \times 3.26) \times 5.05^2 = -16.88 \text{ [kNm/m]}$ Από $\max M_{sd}$ για φορτίο $1.35 \times 3.91 + 1.50 \times 3.26$ προκύπτουν μέγιστη ροπή ανοίγματος και αντιδράσεις.Μέγιστη ροπή ανοίγματος $M_{sd} = 24.46 \text{ [kNm/m]}$ ($V = 10.17 \times 5.05 / 2 - 16.88 / 5.05 = 22.30$, $M = 0.5 \times 22.30^2 / 10.17 = 24.46$)Φορτία σε δοκούς μόνιμα $g_A = 8.17 \text{ [kN/m]}$, $g_B = 11.55 \text{ [kN/m]}$ Φορτία σε δοκούς κινητά $q_A = 7.51 \text{ [kN/m]}$, $q_B = 8.93 \text{ [kN/m]}$ οπλισμός στήριξη: $M_{sd} = -23.55 \text{ kNm/m}$, $d = 14.0 \text{ cm}$, $K_d = 2.89$, $\xi = 0.14$, $ec/es = 3.3/20.0$, $K_s = 2.44$, $A_s = 4.11 \text{ cm}^2$ οπλισμός άνοιγμα: $M_{sd} = 24.46 \text{ kNm/m}$, $d = 14.0 \text{ cm}$, $K_d = 2.83$, $\xi = 0.15$, $ec/es = 3.4/20.0$, $K_s = 2.45$, $A_s = 4.28 \text{ cm}^2$ Λυγνρότητα ($\alpha L/d$) $0.8 \times 5.05 / 0.140 = 29 < 30$ (ελάχιστος οπλισμός $\min A_{sx} = 2.1 \text{ cm}^2/\text{m}$, $\min A_{sy} = 2.0 \text{ cm}^2/\text{m}$)Οπλισμοί ανοίγματος x-x: $\Phi 8/15$ ($3.33 \text{ cm}^2/\text{m}$), γ-γ : $\Phi 8/11$ ($4.55 \text{ cm}^2/\text{m}$) (κάτω στράση γ-γ)Οπλισμοί στήριξης: A-Στ: $\Phi 8/12$ (4.17) Π-Στ: $\Phi 8/12$ (4.17)

Υπόγειο

Πλάκα: Π24



Ly/Lx= 1.11,C20/25-S500s, h= 16 cm

Φορτία: μόνιμο g= 6.00 kN/m², κινητό q= 5.00 kN/m²Διεύθυνση x-x Lx= 4.55m, Φορτία: gx= 0.75x 6.00= 4.52, qx= 0.75x 5.00= 3.77 [kN/m²]Ελάχιστη ροπή στήριξης minMsdστ=-0.80x(0.107x1.35x 4.52+0.121x1.50x 3.77)x 4.55²= -22.15 [kNm/m]Μέγιστη ροπή στήριξης maxMsdστ=-0.80x(0.107x1.35x 4.52+0.054x1.50x 3.77)x 4.55²= -15.87 [kNm/m]

Από maxMsdστ για φορτίο 1.35x 4.52+1.50x 3.77 προκύπτουν μέγιστη ροπή ανοίγματος και αντιδράσεις.

Μέγιστη ροπή ανοίγματος Msdαν= 14.55 [kNm/m] (V=11.76x 4.55/2=26.75, M=11.76x 4.55²/8-15.87=14.55)

Φορτία σε δοκούς ή τοίχους, μόνιμα gA=gB= 4.52x 4.55/2= 10.28 [kN/m].

Φορτία σε δοκούς ή τοίχους, κινητά qA=qB= 3.77x 4.55/2= 8.58 [kN/m]

οπλισμός στήριξη: Msd= -22.15kNm/m, d= 14.0cm, Kd= 2.97, ξ=0.13, ec/es=3.1/20.0, Ks=2.43, As= 3.85cm²οπλισμός άνοιγμα: Msd= 14.55kNm/m, d= 14.0cm, Kd= 3.67, ξ=0.10, ec/es=2.2/20.0, Ks=2.39, As= 2.48cm²Διεύθυνση y-y Ly= 5.06m, Φορτία: gy= 0.25x 6.00= 1.48, qy= 0.25x 5.00= 1.23 [kN/m²]Ελάχιστη ροπή στήριξης minMsdστ=-0.80x(0.107x1.35x 1.48+0.121x1.50x 1.23)x 5.06²= -8.95 [kNm/m]Μέγιστη ροπή στήριξης maxMsdστ=-0.80x(0.107x1.35x 1.48+0.054x1.50x 1.23)x 5.06²= -6.42 [kNm/m]

Από maxMsdστ για φορτίο 1.35x 1.48+1.50x 1.23 προκύπτουν μέγιστη ροπή ανοίγματος και αντιδράσεις.

Μέγιστη ροπή ανοίγματος Msdαν= 9.30 [kNm/m] (V= 3.84x 5.06/2- 6.42/ 5.06= 8.45, M=0.5x 8.45²/ 3.84= 9.30)

Φορτία σε δοκούς μόνιμα gA= 3.10 [kN/m], gB= 4.39 [kN/m]

Φορτία σε δοκούς κινητά qA= 2.84 [kN/m], qB= 3.38 [kN/m]

οπλισμός στήριξη: Msd= -8.95kNm/m, d= 14.0cm, Kd= 4.68, ξ=0.07, ec/es=1.6/20.0, Ks=2.36, As= 1.51cm²οπλισμός άνοιγμα: Msd= 9.30kNm/m, d= 13.0cm, Kd= 4.26, ξ=0.08, ec/es=1.8/20.0, Ks=2.37, As= 1.70cm²Λυγνρότητα (αL/d) 0.6x 4.55/0.140= 20<30 (ελάχιστος οπλισμός minAsx=2.1cm²/m, minAsy=2.0cm²/m)Οπλισμοί ανοίγματος x-x:Φ8/20 (2.50cm²/m), y-y :Φ8/20(2.51cm²/m) (κάτα στρώση x-x)

Οπλισμοί στηρίξεων:A-Στ:Φ8/12(4.17)Δ-Στ:Φ8/12(4.17)Π-Στ:Φ8/20(2.50)

Υπόγειο

Πλάκα: Π25



Ly/Lx= 0.99,C20/25-S500s, h= 16 cm

Φορτία: μόνιμο g= 6.00 kN/m², κινητό q= 5.00 kN/m²Διεύθυνση x-x Lx= 5.10m, Φορτία: gx= 0.49x 6.00= 2.95, qx= 0.49x 5.00= 2.46 [kN/m²]Ελάχιστη ροπή στήριξης minMsdστ=-0.80x(0.107x1.35x 2.95+0.121x1.50x 2.46)x 5.10²= -18.19 [kNm/m]Μέγιστη ροπή στήριξης maxMsdστ=-0.80x(0.107x1.35x 2.95+0.054x1.50x 2.46)x 5.10²= -13.04 [kNm/m]

Από maxMsdστ για φορτίο 1.35x 2.95+1.50x 2.46 προκύπτουν μέγιστη ροπή ανοίγματος και αντιδράσεις.

Μέγιστη ροπή ανοίγματος Msdαν= 18.90 [kNm/m] (V= 7.67x 5.10/2-13.04/ 5.10=17.03, M=0.5x17.03²/ 7.67=18.90)

Φορτία σε δοκούς μόνιμα gA= 8.82 [kN/m], gB= 6.24 [kN/m]

Φορτία σε δοκούς κινητά qA= 6.82 [kN/m], qB= 5.74 [kN/m]

οπλισμός στήριξη: Msd= -18.19kNm/m, d= 14.0cm, Kd= 3.28, ξ=0.12, ec/es=2.6/20.0, Ks=2.41, As= 3.13cm²οπλισμός άνοιγμα: Msd= 18.90kNm/m, d= 13.0cm, Kd= 2.99, ξ=0.13, ec/es=3.1/20.0, Ks=2.43, As= 3.54cm²Διεύθυνση y-y Ly= 5.06m, Φορτία: gy= 0.51x 6.00= 3.05, qy= 0.51x 5.00= 2.54 [kN/m²]Ελάχιστη ροπή στήριξης minMsdστ=-0.80x(0.107x1.35x 3.05+0.121x1.50x 2.54)x 5.06²= -18.47 [kNm/m]Μέγιστη ροπή στήριξης maxMsdστ=-0.80x(0.107x1.35x 3.05+0.054x1.50x 2.54)x 5.06²= -13.24 [kNm/m]

Από maxMsdστ για φορτίο 1.35x 3.05+1.50x 2.54 προκύπτουν μέγιστη ροπή ανοίγματος και αντιδράσεις.

Μέγιστη ροπή ανοίγματος Msdαν= 19.18 [kNm/m] (V= 7.93x 5.06/2-13.24/ 5.06=17.44, M=0.5x17.44²/ 7.93=19.18)

Φορτία σε δοκούς μόνιμα gA= 6.40 [kN/m], gB= 9.04 [kN/m]

Φορτία σε δοκούς κινητά qA= 5.87 [kN/m], qB= 6.98 [kN/m]

οπλισμός στήριξη: Msd= -18.47kNm/m, d= 14.0cm, Kd= 3.26, ξ=0.12, ec/es=2.6/20.0, Ks=2.41, As= 3.18cm²οπλισμός άνοιγμα: Msd= 19.18kNm/m, d= 14.0cm, Kd= 3.20, ξ=0.12, ec/es=2.7/20.0, Ks=2.42, As= 3.31cm²Λυγνρότητα (αL/d) 0.8x 5.06/0.140= 29<30 (ελάχιστος οπλισμός minAsx=2.1cm²/m, minAsy=2.0cm²/m)Οπλισμοί ανοίγματος x-x:Φ8/14 (3.57cm²/m), y-y :Φ8/15(3.33cm²/m) (κάτα στρώση y-y)

Οπλισμοί στηρίξεων:A-Στ:Φ8/12(4.17)Π-Στ:Φ8/15(3.33)

Οροφος	Πλάκα	πάχος [cm]	Lx [m]	Ly [m]	Οπλισμοί Ανοίγματος		Οπλισμοί στηρίξεων			
					x-x	y-y	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
Υπόγειο	Π1	16	6.59	4.66	Ø 8/19	Ø 8/11κ		Ø 8/14	Ø 8/11	
Υπόγειο	Π2	16	6.32	4.60	Ø 8/19	Ø 8/14κ	Ø 8/14	Ø 8/14	Ø 8/15	
Υπόγειο	Π3	16	2.35	7.75	Ø 8/20κ	Ø 8/25	Ø 8/14	Ø 8/20		
Υπόγειο	Π4	16	9.10	4.71	Ø 8/20	Ø 10/15κ	Ø 8/19	Ø 8/19	Ø 10/16	
Υπόγειο	Π5	16	3.75	4.71	Ø 8/19κ	Ø 8/20	Ø 8/19		Ø 8/20	
Υπόγειο	Π6	16	6.59	3.16	Ø 8/25	Ø 8/20κ			Ø 8/20	Ø 8/11
Υπόγειο	Π7	16	6.33	3.14	Ø 8/25	Ø 8/20κ		Ø 8/20		Ø 8/15
Υπόγειο	Π8	16	9.10	3.04	Ø 8/25	Ø 8/20κ	Ø 8/20	Ø 8/20		Ø 10/16
Υπόγειο	Π9	16	3.76	3.11	Ø 8/20	Ø 8/20κ	Ø 8/20		Ø 8/20	Ø 8/20
Υπόγειο	Π10	16	3.03	6.16	Ø 8/16κ	Ø 8/25				Ø 8/20
Υπόγειο	Π11	16	3.03	7.40	Ø 8/16κ	Ø 8/25				
Υπόγειο	Π12	16	3.03	7.60	Ø 8/16κ	Ø 8/25			Ø 8/19	
Υπόγειο	Π13	16	3.18	6.16	Ø 8/20κ	Ø 8/20			Ø 8/20	Ø 8/20
Υπόγειο	Π14	16	3.18	7.40	Ø 8/14κ	Ø 8/25				Ø 8/20
Υπόγειο	Π15	16	3.18	7.60	Ø 8/14κ	Ø 8/25			Ø 8/19	
Υπόγειο	Π16	16	6.30	3.29	Ø 8/25	Ø 8/18κ		Ø 8/20	Ø 10/12	Ø 8/19
Υπόγειο	Π17	16	6.27	3.30	Ø 8/20	Ø 8/20κ	Ø 8/20	Ø 8/20	Ø 10/12	
Υπόγειο	Π18	16	5.90	3.30	Ø 8/20	Ø 8/20κ	Ø 8/20	Ø 8/20	Ø 8/12	
Υπόγειο	Π19	16	4.55	3.30	Ø 8/20	Ø 8/20κ	Ø 8/20	Ø 8/20	Ø 8/20	
Υπόγειο	Π20	16	5.11	3.29	Ø 8/25	Ø 8/20κ	Ø 8/20		Ø 8/15	Ø 8/19
Υπόγειο	Π21	16	7.69	5.05	Ø 8/25	Ø 10/11κ				Ø 10/12
Υπόγειο	Π23	16	5.90	5.05	Ø 8/15	Ø 8/11κ		Ø 8/12		Ø 8/12
Υπόγειο	Π24	16	4.55	5.06	Ø 8/20κ	Ø 8/20	Ø 8/12	Ø 8/12		Ø 8/20
Υπόγειο	Π25	16	5.10	5.06	Ø 8/14	Ø 8/15κ	Ø 8/12			Ø 8/15

Οροφος	Δοκός	αρχική δοκός	Πλάκες εκατέρωθεν	πλάτος cm	ύψος cm	Μήκος m	Φορτία [KN/m]				
							ιδ. βάρ	τοιίχος	μον. πλ	μόνιμα	κινητά
Υπόγειο	Δ10B	Δ10	Π6-Π10	60	30	3.03	2.3	0.0	14.0	16.3	11.7
Υπόγειο	Δ11	Δ11	Π3	60	30	2.34	2.3	0.0	3.5	5.8	2.9
Υπόγειο	Δ12A	Δ12	Π9-Π13	60	30	3.18	2.3	0.0	10.1	12.4	8.9
Υπόγειο	Δ13BA	Δ13	Π10-Π11	60	30	3.03	2.3	0.0	9.1	11.3	7.6
Υπόγειο	Δ14B	Δ14	Π13-Π14	60	30	3.18	2.3	0.0	9.6	11.9	8.0
Υπόγειο	Δ17BA	Δ17	Π11-Π12	60	30	3.03	2.3	0.0	9.1	11.3	7.6
Υπόγειο	Δ18B	Δ18	Π14-Π15	60	30	3.18	2.3	0.0	9.5	11.8	8.0
Υπόγειο	Δ19A	Δ19	Π12-Π16	60	30	3.03	2.3	0.0	12.7	15.0	11.3
Υπόγειο	Δ1AB	Δ1	Π6-Π7	60	30	3.08	2.3	0.0	9.5	11.7	7.9
Υπόγειο	Δ20	Δ20	Π15-Π20	60	30	3.18	2.3	0.0	14.6	16.9	12.2
Υπόγειο	Δ21B	Δ21	Π17	80	30	3.68	3.0	0.0	10.1	13.1	7.8
Υπόγειο	Δ22	Δ22	Π23	60	30	1.90	2.3	0.0	8.2	10.4	7.5
Υπόγειο	Δ23B	Δ23	Π16-Π17	60	30	3.30	2.3	0.0	7.4	9.7	6.2
Υπόγειο	Δ24BAA	Δ24	Π21	60	35	5.03	3.0	0.0	7.6	10.6	6.3
Υπόγειο	Δ25B	Δ25	Π23	60	30	5.03	2.3	0.0	5.1	7.4	4.7
Υπόγειο	Δ26B	Δ26	Π17-Π18	60	30	3.30	2.3	0.0	5.4	7.7	4.5
Υπόγειο	Δ27B	Δ27	Π23-Π24	60	30	5.06	2.3	0.0	17.5	19.8	14.2
Υπόγειο	Δ28B	Δ28	Π18-Π19	60	30	3.30	2.3	0.0	7.8	10.1	6.5
Υπόγειο	Δ29B	Δ29	Π24-Π25	60	30	5.06	2.3	0.0	19.1	21.4	15.4
Υπόγειο	Δ2B	Δ2	Π1-Π2	60	30	4.66	2.3	0.0	11.5	13.7	9.3
Υπόγειο	Δ30B	Δ30	Π19-Π20	60	30	3.30	2.3	0.0	9.8	12.1	8.2
Υπόγειο	Δ3B	Δ3	Π3-Π7	60	30	3.20	2.3	0.0	11.8	14.0	9.8
Υπόγειο	Δ4AB	Δ4	Π3-Π8	60	30	3.04	2.3	0.0	11.6	13.9	9.7
Υπόγειο	Δ5B	Δ5	Π3-Π4	60	30	4.71	2.3	0.0	10.5	12.7	8.7
Υπόγειο	Δ6B	Δ6	Π18-Π23	80	30	1.84	3.0	0.0	21.2	24.2	16.4
Υπόγειο	Δ7AB	Δ7	Π8-Π9	60	30	3.03	2.3	0.0	8.8	11.0	7.1
Υπόγειο	Δ8B	Δ8	Π4-Π5	60	30	4.71	2.3	0.0	12.8	15.1	10.1
Υπόγειο	Δ9A	Δ9	Π2-Π7	80	30	2.74	3.0	0.0	21.4	24.4	16.5

Στατική επίλυση συστήματος δοκών

Το σύστημα των δοκών κάθε πατώματος επιλύεται σαν εσχάρα δοκών στο χώρο, με πεπερασμένα στοιχεία.

Τα στοιχεία είναι ραβδόμορφα με τρεις βαθμούς ελευθερίας ανά κόμβο, δύο στροφές με άξονες στους κύριους άξονες x και y της εσχάρας και μία βύθιση στην κατακόρυφη διεύθυνση z .

Η εσχάρα δοκών εδράζεται στους τοίχους και στα υποστυλώματα. Στις θέσεις έδρασης η βύθιση είναι 0.

Στις εδράσεις στους τοίχους, επειδή πάντα παρεμβάλλεται σενάζ, λαμβάνεται 0 η στροφή περί τον άξονα των στοιχείων που εδράζονται στον τοίχο. Για τις ακαμψίες των στοιχείων της εσχάρας ελήφθη συνεργαζόμενο πλάτος 0.70L/10 στις μονόπλευρες πλακοδοκούς και 0.70L/5 στις συμμετρικές. (Κανον. 8.4)


Η επίλυση γίνεται για μοναδιαία φορτία σε κάθε άνοιγμα της εσχάρας και εν συνεχεία γίνονται όλοι οι επικίνδυνοι συνδυασμοί φορτίσεων στα ανοίγματα με 1.35x(μόνιμα) και 1.50x(κινητά) φορτία.

Η επίλυση έγινε με μέθοδο Gauss για συμμετρικούς banded πίνακες, αφού προηγήθηκε βελτιστοποίηση του πλάτους του μητρώου με αρμόζουσα επαναρίθμηση των κόμβων. Επίσης έγιναν απλοί έλεγχοι ορθότητας των αποτελεσμάτων, όπως ισορροπία κόμβων, αντιδράσεις=εξωτερικά φορτία.

Οροφος	Δοκός	αρχική δοκός	Ροπή Ανοιγμα [kNm]		Ροπή Στήρ-A [kNm]		Ροπή Στήρ-B [kNm]		Στρέψη [kNm]	Αντιδράσεις [kN]	
			max	min	max	min	max	min		A	B
Υπόγειο	Δ10B	Δ10	25	0	0	0	0	-45	0	45	75
Υπόγειο	Δ11	Δ11	3	0	0	-6	0	-6	4	14	14
Υπόγειο	Δ12A	Δ12	21	0	0	-38	0	0	0	60	36
Υπόγειο	Δ13BA	Δ13	31	0	0	0	0	0	0	40	40
Υπόγειο	Δ14B	Δ14	35	0	0	0	0	0	0	45	45
Υπόγειο	Δ17BA	Δ17	31	0	0	0	0	0	0	40	40
Υπόγειο	Δ18B	Δ18	35	0	0	0	0	0	0	44	44
Υπόγειο	Δ19A	Δ19	24	0	0	0	0	-43	0	42	70
Υπόγειο	Δ1AB	Δ1	15	0	0	0	0	-64	0	29	56
Υπόγειο	Δ20	Δ20	29	0	0	-52	0	0	0	82	49
Υπόγειο	Δ21B	Δ21	17	0	0	-33	0	-33	0	54	54
Υπόγειο	Δ22	Δ22	4	0	0	-8	0	-8	0	24	24
Υπόγειο	Δ23B	Δ23	31	0	0	0	0	0	0	37	37
Υπόγειο	Δ24BAA	Δ24	75	0	0	0	0	0	0	60	60
Υπόγειο	Δ25B	Δ25	36	0	0	0	0	-42	0	35	50
Υπόγειο	Δ26B	Δ26	11	0	0	-42	0	0	0	37	20
Υπόγειο	Δ27B	Δ27	109	0	0	0	0	-101	0	102	140
Υπόγειο	Δ28B	Δ28	8	-19	0	-101	0	0	0	57	20
Υπόγειο	Δ29B	Δ29	118	0	0	0	0	-112	0	111	152
Υπόγειο	Δ2B	Δ2	61	0	0	-64	0	0	0	88	63
Υπόγειο	Δ30B	Δ30	12	-17	0	-112	0	0	0	68	26
Υπόγειο	Δ3B	Δ3	21	0	0	-8	0	-39	8	44	63
Υπόγειο	Δ4AB	Δ4	19	0	4	-2	0	-65	0	37	64
Υπόγειο	Δ5B	Δ5	57	0	0	-65	0	0	0	84	59
Υπόγειο	Δ6B	Δ6	8	0	0	-16	0	-16	0	53	53
Υπόγειο	Δ7AB	Δ7	11	-5	0	0	0	-69	0	24	53
Υπόγειο	Δ8B	Δ8	69	0	0	-69	0	0	0	97	70
Υπόγειο	Δ9A	Δ9	25	0	0	-47	0	-14	0	91	67

Διαστασιολόγηση και οπλισμός δοκών (Ελλην. Κανον Σκυροδέματος 10, 11, 12, 18.3)

Η διαστασιολόγηση και οι οπλισμοί των δοκών έγιναν βάσει του ελληνικού κανονισμού σκυροδέματος. Τα εντατικά μεγέθη προέκυψαν από την επίλυση με πεπερασμένα στοιχεία της εσχάρας των δοκών του δαπέδου. Για τις ροπές παρειάς στις στηρίξεις χρησιμοποιήθηκε απόσταση 10 cm από τον άξονα του τοίχου ή υποστηλώματος. Οι τέμνουσες σχεδιασμού λαμβάνονται σε απόσταση d από την παρειά (Κανον 11.2.2). Το συνεργαζόμενο πλάτος πλακοδοκού λαμβάνεται 0.70L/5 ή 0.70L/10 για συμμετρική ή όχι πλακοδοκό, (Κανον. 8.4). Η ελάχιστη επικάλυψη του οπλισμού λαμβάνεται 5cm. (Κανον 5.1). Οι δοκοί οπλίζονται μόνο με ίσια σίδερα και η τέμνουσα παραλαμβάνεται εξ ολοκλήρου από κατακόρυφους συνδετήρες. Γίνεται σε κάθε περίπτωση έλεγχος για τα ελάχιστα ποσοστά οπλισμού (Κανον 18.3.2, 18.3.4). Επίσης γίνεται έλεγχος ρηγμάτωσης (Κανον. 15.3) και μεγέθους παραμορφώσεων (Κανον.16.1)

Υπόγειο Δ10 (Δ10B) μήκος L= 3.03m, πλάτος b= 60cm, ύψος h= 30cm, συν. πλ. bm=102cm, πλάκα hl= 15cm
 διάγραμμα ροπών

μπετόν C20/25-S500s ροπή ανοίγματος max MsdAB= 25kNm (min= 0kNm)
 ροπή στήριξης A minMsdA= 0kNm(max= 0kNm), ροπή στήριξης B minMsdB= -45kNm(max= 0kNm)
 τέμνουσα δύναμη VsdA= 45kN, τέμνουσα δύναμη VsdB= 75kN, ροπή στρέψης Tsd= 0kNm

Διαστασιολόγηση έναντι κάμψης (οριακή κατάσταση αστοχίας)

Ανοίγμα Msd= 25kNm, bm=1.02m, d=25cm, Kd= 5.01, ξ=0.07, x= 1.7<hf=15cm, ec/es=1.4/20.0, Ks=2.36, As= 2.4cm²

Στήριξη B Msd= -45+ 75x0.10= -38kNm, b=60cm, d=25cm, Kd= 3.15, ξ=0.12, ec/es=2.8/20.0, Ks=2.42, As= 3.7cm²

Ελάχιστος οπλισμός κάμψης προς αποφυγή αστοχίας χωρίς προεξοδopoίηση

ρmin=0.5xftcm/fyk=0.5x2.2/500=0.00220, ρmax=0.0015, minAs=0.00150x6025= 2.25cm²

Έλεγχος ρηγμάτωσης, σs=0.70x500=350N/mm² μέγιστη διάμετρος οπλισμού (Κανον. Πιν 15.1) maxφ=16,

Έλεγχος παραμόρφωσης, λυγηρότητα=αL/h=0.51x303/25= 6<20 (Κανον. 16.2, α από διάγραμμα ροπών)

Οπλισμός στο άνοιγμα 4φ12 (4.5cm²) Οπλισμός στήριξη-B 3φ12 (3.4cm² άνω)

Διαστασιολόγηση για τέμνουσα δύναμη


Τέμνουσα σχεδιασμού (απόστ. d από παρειά) Vsd= 74.8-0.35x 39.5= 61.0kN

ρl=2.26/(60x25)=0.002<0.02, Vrd1=0.26x1.0x(1.2+40x0.002)x60x25x0.1= 49.2kN

v=0.7-20/200=0.600>0.5, Vrd2=0.5x0.600x13.3x60x0.9x25x0.1= 540kN> 61.0=Vsd

Vsd/Vrd2= 0.11 Ελάχιστος οπλισμός διάτμησης, s=20cm, Asw=0.0007x20x60= 0.8cm² συνδετήρες 4-τμητοι φ8/20

Vwd= 61.0- 49.2= 11.8kN, Asw/s=1000x 11.8/(0.9x25x434.8)= 1.2cm²/m συνδετήρες 4-τμητοι φ8/20

Υπόγειο Δ11 (Δ11) μήκος L= 2.34m, πλάτος b= 60cm, ύψος h= 30cm, συν. πλ. bm= 76cm, πλάκα hl= 15cm
 διάγραμμα ροπών

μπετόν C20/25-S500s ροπή ανοίγματος max MsdAB= 3kNm (min= 0kNm)

ροπή στήριξης A minMsdA= -6kNm(max= 0kNm), ροπή στήριξης B minMsdB= -6kNm(max= 0kNm)

τέμνουσα δύναμη VsdA= 14kN, τέμνουσα δύναμη VsdB= 14kN, ροπή στρέψης Tsd= 4kNm

Διαστασιολόγηση έναντι κάμψης (οριακή κατάσταση αστοχίας)

Ανοίγμα Msd= 3kNm, bm=0.76m, d=25cm, Kd=13.09, ξ=0.02, x= 0.6<hf=15cm, ec/es=0.5/20.0, Ks=2.32, As= 0.3cm²

Ελάχιστος οπλισμός κάμψης προς αποφυγή αστοχίας χωρίς προεξοδopoίηση

ρmin=0.5xftcm/fyk=0.5x2.2/500=0.00220, ρmax=0.0015, minAs=0.00150x6025= 2.25cm²

Έλεγχος ρηγμάτωσης, σs=0.70x500=350N/mm² μέγιστη διάμετρος οπλισμού (Κανον. Πιν 15.1) maxφ=16,

Έλεγχος παραμόρφωσης, λυγηρότητα=αL/h=0.18x234/25= 2<20 (Κανον. 16.2, α από διάγραμμα ροπών)

Οπλισμός στο άνοιγμα 4φ12 (4.5cm²)

Διαστασιολόγηση για τέμνουσα δύναμη

Τέμνουσα σχεδιασμού (απόστ. d από παρειά) Vsd= 14.3-0.35x 12.2= 10.0kN

ρl=2.26/(60x25)=0.002<0.02, Vrd1=0.26x1.0x(1.2+40x0.002)x60x25x0.1= 49.2kN

v=0.7-20/200=0.600>0.5, Vrd2=0.5x0.600x13.3x60x0.9x25x0.1= 540kN> 10.0=Vsd

Vsd= 10<Vrd1= 49kN Δεν απαιτείται οπλισμός διάτμησης. Τίθεται ελάχιστος απαιτούμενος.

Vsd/Vrd2= 0.02 Ελάχιστος οπλισμός διάτμησης, s=20cm, Asw=0.0007x20x60= 0.8cm² συνδετήρες 4-τμητοι φ8/20

Υπόγειο **Δ12 (Δ12Α)** μήκος $L = 3.18\text{m}$, πλάτος $b = 60\text{cm}$, ύψος $h = 30\text{cm}$, συν. πλ. $b_m = 105\text{cm}$, πλάκα $h_1 = 15\text{cm}$

Δ12Α

διάγραμμα ροπών

μπετόν C20/25-S500s ροπή ανοίγματος $\max M_{sdAB} = 21\text{kNm}$ ($\min = 0\text{kNm}$)
 ροπή στήριξης A $\min M_{sdA} = -38\text{kNm}$ ($\max = 0\text{kNm}$), ροπή στήριξης B $\min M_{sdB} = 0\text{kNm}$ ($\max = 0\text{kNm}$)
 τέμνουσα δύναμη $V_{sdA} = 60\text{kN}$, τέμνουσα δύναμη $V_{sdB} = 36\text{kN}$, ροπή στρέψης $T_{sd} = 0\text{kNm}$

Διαστασιολόγηση έναντι κάμψης (οριακή κατάσταση αστοχίας)

Ανοίγμα $M_{sd} = 21\text{kNm}$, $b_m = 1.05\text{m}$, $d = 25\text{cm}$, $K_d = 5.54$, $\xi = 0.06$, $x = 1.5 < h_f = 15\text{cm}$, $ec/es = 1.3/20.0$, $K_s = 2.35$, $A_s = 2.0\text{cm}^2$

Στήριξη Α $M_{sd} = -38 + 60 \times 0.10 = -32\text{kNm}$, $b = 60\text{cm}$, $d = 25\text{cm}$, $K_d = 3.43$, $\xi = 0.11$, $ec/es = 2.4/20.0$, $K_s = 2.40$, $A_s = 3.1\text{cm}^2$

Ελάχιστος οπλισμός κάμψης προς αποφυγή αστοχίας χωρίς προειδοποίηση

$\rho_{\min} = 0.5 \times f_{ctm} / f_{yk} = 0.5 \times 2.2 / 500 = 0.00220$, $\rho_{\max} = 0.0015$, $\min A_s = 0.00150 \times 60 \times 25 = 2.25\text{cm}^2$

Ελεγχος ρηγμάτωσης, $\sigma_s = 0.70 \times 500 = 350\text{N/mm}^2$ μέγιστη διάμετρος οπλισμού (Κανον. Πιν 15.1) $\max \Phi = 16$,

Ελεγχος παραμόρφωσης, $\lambda_{yph} r_0^2 = \alpha L / h = 0.51 \times 318 / 25 = 7 < 20$ (Κανον. 16.2, α από διάγραμμα ροπών)

Οπλισμός στο άνοιγμα 4#12 (4.5cm²) Οπλισμός στήριξη-Α 3#12 (3.4cm² άνω)

Διαστασιολόγηση για τέμνουσα δύναμη

Τέμνουσα σχεδιασμού (απόστ. d από παρειά) $V_{sd} = 59.6 - 0.35 \times 30.0 = 49.1\text{kN}$

$\rho_l = 2.26 / (60 \times 25) = 0.002 < 0.02$, $V_{rd1} = 0.26 \times 1.0 \times (1.2 + 40 \times 0.002) \times 60 \times 25 \times 0.1 = 49.2\text{kN}$

$v = 0.7 - 20 / 200 = 0.600 > 0.5$, $V_{rd2} = 0.5 \times 0.600 \times 13.3 \times 60 \times 0.9 \times 25 \times 0.1 = 540\text{kN} > 49.1 = V_{sd}$

$V_{sd} = 49 < V_{rd1} = 49\text{kN}$ Δεν απαιτείται οπλισμός διάτμησης. Τίθεται ελάχιστος απαιτούμενος.

$V_{sd} / V_{rd2} = 0.09$ Ελάχιστος οπλισμός διάτμησης, $s = 20\text{cm}$, $A_{sw} = 0.0007 \times 20 \times 60 = 0.8\text{cm}^2$ συνδετήρες 4-τμητοι #8/20

Υπόγειο **Δ13 (Δ13BA)** μήκος $L = 3.03\text{m}$, πλάτος $b = 60\text{cm}$, ύψος $h = 30\text{cm}$, συν. πλ. $b_m = 102\text{cm}$, πλάκα $h_1 = 15\text{cm}$

Δ13BA

διάγραμμα ροπών

μπετόν C20/25-S500s ροπή ανοίγματος $\max M_{sdAB} = 31\text{kNm}$ ($\min = 0\text{kNm}$)
 ροπή στήριξης A $\min M_{sdA} = 0\text{kNm}$ ($\max = 0\text{kNm}$), ροπή στήριξης B $\min M_{sdB} = 0\text{kNm}$ ($\max = 0\text{kNm}$)
 τέμνουσα δύναμη $V_{sdA} = 40\text{kN}$, τέμνουσα δύναμη $V_{sdB} = 40\text{kN}$, ροπή στρέψης $T_{sd} = 0\text{kNm}$

Διαστασιολόγηση έναντι κάμψης (οριακή κατάσταση αστοχίας)

Ανοίγμα $M_{sd} = 31\text{kNm}$, $b_m = 1.02\text{m}$, $d = 25\text{cm}$, $K_d = 4.57$, $\xi = 0.07$, $x = 1.9 < h_f = 15\text{cm}$, $ec/es = 1.6/20.0$, $K_s = 2.36$, $A_s = 2.9\text{cm}^2$

Ελάχιστος οπλισμός κάμψης προς αποφυγή αστοχίας χωρίς προειδοποίηση

$\rho_{\min} = 0.5 \times f_{ctm} / f_{yk} = 0.5 \times 2.2 / 500 = 0.00220$, $\rho_{\max} = 0.0015$, $\min A_s = 0.00150 \times 60 \times 25 = 2.25\text{cm}^2$

Ελεγχος ρηγμάτωσης, $\sigma_s = 0.70 \times 500 = 350\text{N/mm}^2$ μέγιστη διάμετρος οπλισμού (Κανον. Πιν 15.1) $\max \Phi = 16$,

Ελεγχος παραμόρφωσης, $\lambda_{yph} r_0^2 = \alpha L / h = 1.00 \times 303 / 25 = 12 < 20$ (Κανον. 16.2, α από διάγραμμα ροπών)

Οπλισμός στο άνοιγμα 4#12 (4.5cm²)

Διαστασιολόγηση για τέμνουσα δύναμη

Τέμνουσα σχεδιασμού (απόστ. d από παρειά) $V_{sd} = 40.4 - 0.35 \times 26.7 = 31.1\text{kN}$

$\rho_l = 2.26 / (60 \times 25) = 0.002 < 0.02$, $V_{rd1} = 0.26 \times 1.0 \times (1.2 + 40 \times 0.002) \times 60 \times 25 \times 0.1 = 49.2\text{kN}$

$v = 0.7 - 20 / 200 = 0.600 > 0.5$, $V_{rd2} = 0.5 \times 0.600 \times 13.3 \times 60 \times 0.9 \times 25 \times 0.1 = 540\text{kN} > 31.1 = V_{sd}$

$V_{sd} = 31 < V_{rd1} = 49\text{kN}$ Δεν απαιτείται οπλισμός διάτμησης. Τίθεται ελάχιστος απαιτούμενος.

$V_{sd} / V_{rd2} = 0.06$ Ελάχιστος οπλισμός διάτμησης, $s = 20\text{cm}$, $A_{sw} = 0.0007 \times 20 \times 60 = 0.8\text{cm}^2$ συνδετήρες 4-τμητοι #8/20

Υπόγειο **Δ14 (Δ14B)** μήκος $L = 3.18\text{m}$, πλάτος $b = 60\text{cm}$, ύψος $h = 30\text{cm}$, συν. πλ. $b_m = 105\text{cm}$, πλάκα $h_1 = 15\text{cm}$

Δ14B

διάγραμμα ροπών

μπετόν C20/25-S500s ροπή ανοίγματος $\max M_{sdAB} = 35\text{kNm}$ ($\min = 0\text{kNm}$)
 ροπή στήριξης A $\min M_{sdA} = 0\text{kNm}$ ($\max = 0\text{kNm}$), ροπή στήριξης B $\min M_{sdB} = 0\text{kNm}$ ($\max = 0\text{kNm}$)
 τέμνουσα δύναμη $V_{sdA} = 45\text{kN}$, τέμνουσα δύναμη $V_{sdB} = 45\text{kN}$, ροπή στρέψης $T_{sd} = 0\text{kNm}$

Διαστασιολόγηση έναντι κάμψης (οριακή κατάσταση αστοχίας)

Ανοίγμα $M_{sd} = 35\text{kNm}$, $b_m = 1.05\text{m}$, $d = 25\text{cm}$, $K_d = 4.29$, $\xi = 0.08$, $x = 2.0 < h_f = 15\text{cm}$, $ec/es = 1.7/20.0$, $K_s = 2.37$, $A_s = 3.4\text{cm}^2$

Ελάχιστος οπλισμός κάμψης προς αποφυγή αστοχίας χωρίς προειδοποίηση

$\rho_{\min} = 0.5 \times f_{ctm} / f_{yk} = 0.5 \times 2.2 / 500 = 0.00220$, $\rho_{\max} = 0.0015$, $\min A_s = 0.00150 \times 60 \times 25 = 2.25\text{cm}^2$

Ελεγχος ρηγμάτωσης, $\sigma_s = 0.70 \times 500 = 350 \text{ N/mm}^2$ μέγιστη διάμετρος οπλισμού (Κανον. Πιν 15.1) $\max \Phi = 16$,

Ελεγχος παραμόρφωσης, $\lambda_{yh} = \alpha_L / h = 1.00 \times 318 / 25 = 13 < 20$ (Κανον. 16.2, α από διάγραμμα ροπών)

Οπλισμός στο άνοιγμα 4Φ12 (4.5cm²)

Διαστασιολόγηση για τέμνουσα δύναμη

Τέμνουσα σχεδιασμού (απόστ. d από παρειά) $V_{sd} = 44.6 - 0.35 \times 28.0 = 34.7 \text{ kN}$

$\rho_l = 2.26 / (60 \times 25) = 0.002 < 0.02$, $V_{rd1} = 0.26 \times 1.0 \times (1.2 + 40 \times 0.002) \times 60 \times 25 \times 0.1 = 49.2 \text{ kN}$

$v = 0.7 - 20 / 200 = 0.600 > 0.5$, $V_{rd2} = 0.5 \times 0.600 \times 13.3 \times 60 \times 0.9 \times 25 \times 0.1 = 540 \text{ kN} > 34.7 = V_{sd}$

$V_{sd} = 35 < V_{rd1} = 49 \text{ kN}$ Δεν απαιτείται οπλισμός διάτμησης. Τίθεται ελάχιστος απαιτούμενος.

$V_{sd} / V_{rd2} = 0.06$ Ελάχιστος οπλισμός διάτμησης, $s = 20 \text{ cm}$, $A_{sw} = 0.0007 \times 20 \times 60 = 0.8 \text{ cm}^2$ συνδετήρες 4-τμητοι Φ8/20

Υπόγειο **Δ17 (Δ17BA)** μήκος $L = 3.03 \text{ m}$, πλάτος $b = 60 \text{ cm}$, ύψος $h = 30 \text{ cm}$, συν. πλ. $b_m = 102 \text{ cm}$, πλάκα $h_1 = 15 \text{ cm}$

Δ17BA

διάγραμμα ροπών

μπετόν C20/25-S500s ροπή ανοίγματος $\max M_{sdAB} = 31 \text{ kNm}$ ($\min = 0 \text{ kNm}$)

ροπή στήριξης A $\min M_{sdA} = 0 \text{ kNm}$ ($\max = 0 \text{ kNm}$), ροπή στήριξης B $\min M_{sdB} = 0 \text{ kNm}$ ($\max = 0 \text{ kNm}$)

τέμνουσα δύναμη $V_{sdA} = 40 \text{ kN}$, τέμνουσα δύναμη $V_{sdB} = 40 \text{ kN}$, ροπή στρέψης $T_{sd} = 0 \text{ kNm}$

Διαστασιολόγηση έναντι κάμψης (οριακή κατάσταση αστοχίας)

Ανοιγμα $M_{sd} = 31 \text{ kNm}$, $b_m = 1.02 \text{ m}$, $d = 25 \text{ cm}$, $K_d = 4.57$, $\xi = 0.07$, $x = 1.9 < h_f = 15 \text{ cm}$, $e_c / e_s = 1.6 / 20.0$, $K_s = 2.36$, $A_s = 2.9 \text{ cm}^2$

Ελάχιστος οπλισμός κάμψης προς αποφυγή αστοχίας χωρίς προεξοδολογηση

$\rho_{\min} = 0.5 \times f_{ctm} / f_{yk} = 0.5 \times 2.2 / 500 = 0.00220$, $\rho_{\max} = 0.0015$, $\min A_s = 0.0015 \times 60 \times 25 = 2.25 \text{ cm}^2$

Ελεγχος ρηγμάτωσης, $\sigma_s = 0.70 \times 500 = 350 \text{ N/mm}^2$ μέγιστη διάμετρος οπλισμού (Κανον. Πιν 15.1) $\max \Phi = 16$,

Ελεγχος παραμόρφωσης, $\lambda_{yh} = \alpha_L / h = 1.00 \times 303 / 25 = 12 < 20$ (Κανον. 16.2, α από διάγραμμα ροπών)

Οπλισμός στο άνοιγμα 4Φ12 (4.5cm²)

Διαστασιολόγηση για τέμνουσα δύναμη

Τέμνουσα σχεδιασμού (απόστ. d από παρειά) $V_{sd} = 40.4 - 0.35 \times 26.7 = 31.1 \text{ kN}$

$\rho_l = 2.26 / (60 \times 25) = 0.002 < 0.02$, $V_{rd1} = 0.26 \times 1.0 \times (1.2 + 40 \times 0.002) \times 60 \times 25 \times 0.1 = 49.2 \text{ kN}$

$v = 0.7 - 20 / 200 = 0.600 > 0.5$, $V_{rd2} = 0.5 \times 0.600 \times 13.3 \times 60 \times 0.9 \times 25 \times 0.1 = 540 \text{ kN} > 31.1 = V_{sd}$

$V_{sd} = 31 < V_{rd1} = 49 \text{ kN}$ Δεν απαιτείται οπλισμός διάτμησης. Τίθεται ελάχιστος απαιτούμενος.

$V_{sd} / V_{rd2} = 0.06$ Ελάχιστος οπλισμός διάτμησης, $s = 20 \text{ cm}$, $A_{sw} = 0.0007 \times 20 \times 60 = 0.8 \text{ cm}^2$ συνδετήρες 4-τμητοι Φ8/20

Υπόγειο **Δ18 (Δ18B)** μήκος $L = 3.18 \text{ m}$, πλάτος $b = 60 \text{ cm}$, ύψος $h = 30 \text{ cm}$, συν. πλ. $b_m = 105 \text{ cm}$, πλάκα $h_1 = 15 \text{ cm}$

Δ18B

διάγραμμα ροπών

μπετόν C20/25-S500s ροπή ανοίγματος $\max M_{sdAB} = 35 \text{ kNm}$ ($\min = 0 \text{ kNm}$)

ροπή στήριξης A $\min M_{sdA} = 0 \text{ kNm}$ ($\max = 0 \text{ kNm}$), ροπή στήριξης B $\min M_{sdB} = 0 \text{ kNm}$ ($\max = 0 \text{ kNm}$)

τέμνουσα δύναμη $V_{sdA} = 44 \text{ kN}$, τέμνουσα δύναμη $V_{sdB} = 44 \text{ kN}$, ροπή στρέψης $T_{sd} = 0 \text{ kNm}$

Διαστασιολόγηση έναντι κάμψης (οριακή κατάσταση αστοχίας)

Ανοιγμα $M_{sd} = 35 \text{ kNm}$, $b_m = 1.05 \text{ m}$, $d = 25 \text{ cm}$, $K_d = 4.31$, $\xi = 0.08$, $x = 2.0 < h_f = 15 \text{ cm}$, $e_c / e_s = 1.7 / 20.0$, $K_s = 2.37$, $A_s = 3.3 \text{ cm}^2$

Ελάχιστος οπλισμός κάμψης προς αποφυγή αστοχίας χωρίς προεξοδολογηση

$\rho_{\min} = 0.5 \times f_{ctm} / f_{yk} = 0.5 \times 2.2 / 500 = 0.00220$, $\rho_{\max} = 0.0015$, $\min A_s = 0.0015 \times 60 \times 25 = 2.25 \text{ cm}^2$

Ελεγχος ρηγμάτωσης, $\sigma_s = 0.70 \times 500 = 350 \text{ N/mm}^2$ μέγιστη διάμετρος οπλισμού (Κανον. Πιν 15.1) $\max \Phi = 16$,

Ελεγχος παραμόρφωσης, $\lambda_{yh} = \alpha_L / h = 1.00 \times 318 / 25 = 13 < 20$ (Κανον. 16.2, α από διάγραμμα ροπών)

Οπλισμός στο άνοιγμα 4Φ12 (4.5cm²)

Διαστασιολόγηση για τέμνουσα δύναμη

Τέμνουσα σχεδιασμού (απόστ. d από παρειά) $V_{sd} = 44.3 - 0.35 \times 27.8 = 34.5 \text{ kN}$

$\rho_l = 2.26 / (60 \times 25) = 0.002 < 0.02$, $V_{rd1} = 0.26 \times 1.0 \times (1.2 + 40 \times 0.002) \times 60 \times 25 \times 0.1 = 49.2 \text{ kN}$

$v = 0.7 - 20 / 200 = 0.600 > 0.5$, $V_{rd2} = 0.5 \times 0.600 \times 13.3 \times 60 \times 0.9 \times 25 \times 0.1 = 540 \text{ kN} > 34.5 = V_{sd}$

$V_{sd} = 35 < V_{rd1} = 49 \text{ kN}$ Δεν απαιτείται οπλισμός διάτμησης. Τίθεται ελάχιστος απαιτούμενος.

$V_{sd} / V_{rd2} = 0.06$ Ελάχιστος οπλισμός διάτμησης, $s = 20 \text{ cm}$, $A_{sw} = 0.0007 \times 20 \times 60 = 0.8 \text{ cm}^2$ συνδετήρες 4-τμητοι Φ8/20

Υπόγειο **Δ19 (Δ19Α)** μήκος $L = 3.03\text{m}$, πλάτος $b = 60\text{cm}$, ύψος $h = 30\text{cm}$, συν. πλ. $b_m = 102\text{cm}$, πλάκα $h_1 = 15\text{cm}$

Δ19Α

διάγραμμα ροπών

μπετόν C20/25-S500s ροπή ανοίγματος $\max M_{sdAB} = 24\text{kNm}$ ($\min = 0\text{kNm}$)

ροπή στήριξης A $\min M_{sdA} = 0\text{kNm}$ ($\max = 0\text{kNm}$), ροπή στήριξης B $\min M_{sdB} = -43\text{kNm}$ ($\max = 0\text{kNm}$)

τέμνουσα δύναμη $V_{sdA} = 42\text{kN}$, τέμνουσα δύναμη $V_{sdB} = 70\text{kN}$, ροπή στρέψης $T_{sd} = 0\text{kNm}$

Διαστασιολόγηση έναντι κάμψης (οριακή κατάσταση αστοχίας)

Ανοιγμα $M_{sd} = 24\text{kNm}$, $b_m = 1.02\text{m}$, $d = 25\text{cm}$, $K_d = 5.17$, $\xi = 0.06$, $x = 1.6 < h_f = 15\text{cm}$, $ec/es = 1.4/20.0$, $K_s = 2.35$, $A_s = 2.3\text{cm}^2$

Στήριξη B $M_{sd} = -43 + 70 \times 0.10 = -36\text{kNm}$, $b = 60\text{cm}$, $d = 25\text{cm}$, $K_d = 3.25$, $\xi = 0.12$, $ec/es = 2.7/20.0$, $K_s = 2.41$, $A_s = 3.4\text{cm}^2$

Ελάχιστος οπλισμός κάμψης προς αποφυγή αστοχίας χωρίς προειδοποίηση

$\rho_{\min} = 0.5 \times f_{ctm} / f_{yk} = 0.5 \times 2.2 / 500 = 0.00220$, $\rho_{\max} = 0.0015$, $\min A_s = 0.00150 \times 6025 = 2.25\text{cm}^2$

Ελεγχος ρηγμάτωσης, $\sigma_s = 0.70 \times 500 = 350\text{N/mm}^2$ μέγιστη διάμετρος οπλισμού (Κανον. Πιν 15.1) $\max \Phi = 16$,

Ελεγχος παραμόρφωσης, $\lambda_{yph} \rho_{\min} = \alpha L / h = 0.51 \times 303 / 25 = 6 < 20$ (Κανον. 16.2, α από διάγραμμα ροπών)

Οπλισμός στο άνοιγμα 4Φ12 (4.5cm²) Οπλισμός στήριξη-B 3Φ12 (3.4cm² άνω)

Διαστασιολόγηση για τέμνουσα δύναμη

Τέμνουσα σχεδιασμού (απόστ. d από παρειά) $V_{sd} = 70.4 - 0.35 \times 37.2 = 57.4\text{kN}$

$\rho_1 = 2.26 / (60 \times 25) = 0.002 < 0.02$, $V_{rd1} = 0.26 \times 1.0 \times (1.2 + 40 \times 0.002) \times 60 \times 25 \times 0.1 = 49.2\text{kN}$

$v = 0.7 - 20 / 200 = 0.600 > 0.5$, $V_{rd2} = 0.5 \times 0.600 \times 13.3 \times 60 \times 0.9 \times 25 \times 0.1 = 540\text{kN} > 57.4 = V_{sd}$

$V_{sd} / V_{rd2} = 0.11$ Ελάχιστος οπλισμός διάτμησης, $s = 20\text{cm}$, $A_{sw} = 0.0007 \times 20 \times 60 = 0.8\text{cm}^2$ συνδετήρες 4-τμητοι Φ8/20

$V_{wd} = 57.4 - 49.2 = 8.2\text{kN}$, $A_{sw} / s = 1000 \times 8.2 / (0.9 \times 25 \times 434.8) = 0.8\text{cm}^2/\text{m}$ συνδετήρες 4-τμητοι Φ8/20

Υπόγειο **Δ1 (Δ1AB)** μήκος $L = 3.08\text{m}$, πλάτος $b = 60\text{cm}$, ύψος $h = 30\text{cm}$, συν. πλ. $b_m = 103\text{cm}$, πλάκα $h_1 = 15\text{cm}$

Δ1AB

Δ2B

διάγραμμα ροπών

μπετόν C20/25-S500s ροπή ανοίγματος $\max M_{sdAB} = 15\text{kNm}$ ($\min = 0\text{kNm}$)

ροπή στήριξης A $\min M_{sdA} = 0\text{kNm}$ ($\max = 0\text{kNm}$), ροπή στήριξης B $\min M_{sdB} = -64\text{kNm}$ ($\max = 0\text{kNm}$)

τέμνουσα δύναμη $V_{sdA} = 29\text{kN}$, τέμνουσα δύναμη $V_{sdB} = 56\text{kN}$, ροπή στρέψης $T_{sd} = 0\text{kNm}$

Διαστασιολόγηση έναντι κάμψης (οριακή κατάσταση αστοχίας)

Ανοιγμα $M_{sd} = 15\text{kNm}$, $b_m = 1.03\text{m}$, $d = 25\text{cm}$, $K_d = 6.57$, $\xi = 0.05$, $x = 1.2 < h_f = 15\text{cm}$, $ec/es = 1.0/20.0$, $K_s = 2.34$, $A_s = 1.4\text{cm}^2$

Στήριξη B $M_{sd} = -64 + 56 \times 0.10 = -59\text{kNm}$, $b = 60\text{cm}$, $d = 25\text{cm}$, $K_d = 2.53$, $\xi = 0.18$, $ec/es = 3.5/15.5$, $K_s = 2.49$, $A_s = 5.8\text{cm}^2$

Ελάχιστος οπλισμός κάμψης προς αποφυγή αστοχίας χωρίς προειδοποίηση

$\rho_{\min} = 0.5 \times f_{ctm} / f_{yk} = 0.5 \times 2.2 / 500 = 0.00220$, $\rho_{\max} = 0.0015$, $\min A_s = 0.00150 \times 6025 = 2.25\text{cm}^2$

Ελεγχος ρηγμάτωσης, $\sigma_s = 0.70 \times 500 = 350\text{N/mm}^2$ μέγιστη διάμετρος οπλισμού (Κανον. Πιν 15.1) $\max \Phi = 16$,

Ελεγχος παραμόρφωσης, $\lambda_{yph} \rho_{\min} = \alpha L / h = 0.42 \times 308 / 25 = 5 < 20$ (Κανον. 16.2, α από διάγραμμα ροπών)

Οπλισμός στο άνοιγμα 4Φ12 (4.5cm²) Οπλισμός στήριξη-B 5Φ12 (5.7cm² άνω)

Διαστασιολόγηση για τέμνουσα δύναμη

Τέμνουσα σχεδιασμού (απόστ. d από παρειά) $V_{sd} = 56.4 - 0.35 \times 27.6 = 46.8\text{kN}$

$\rho_1 = 2.26 / (60 \times 25) = 0.002 < 0.02$, $V_{rd1} = 0.26 \times 1.0 \times (1.2 + 40 \times 0.002) \times 60 \times 25 \times 0.1 = 49.2\text{kN}$

$v = 0.7 - 20 / 200 = 0.600 > 0.5$, $V_{rd2} = 0.5 \times 0.600 \times 13.3 \times 60 \times 0.9 \times 25 \times 0.1 = 540\text{kN} > 46.8 = V_{sd}$

$V_{sd} = 47 < V_{rd1} = 49\text{kN}$ Δεν απαιτείται οπλισμός διάτμησης. Τίθεται ελάχιστος απαιτούμενος.

$V_{sd} / V_{rd2} = 0.09$ Ελάχιστος οπλισμός διάτμησης, $s = 20\text{cm}$, $A_{sw} = 0.0007 \times 20 \times 60 = 0.8\text{cm}^2$ συνδετήρες 4-τμητοι Φ8/20

Υπόγειο **Δ20 (Δ20)** μήκος $L = 3.18\text{m}$, πλάτος $b = 60\text{cm}$, ύψος $h = 30\text{cm}$, συν. πλ. $b_m = 105\text{cm}$, πλάκα $h_1 = 15\text{cm}$

Δ20

διάγραμμα ροπών

μπετόν C20/25-S500s ροπή ανοίγματος $\max M_{sdAB} = 29\text{kNm}$ ($\min = 0\text{kNm}$)

ροπή στήριξης A $\min M_{sdA} = -52\text{kNm}$ ($\max = 0\text{kNm}$), ροπή στήριξης B $\min M_{sdB} = 0\text{kNm}$ ($\max = 0\text{kNm}$)

τέμνουσα δύναμη $V_{sdA} = 82\text{kN}$, τέμνουσα δύναμη $V_{sdB} = 49\text{kN}$, ροπή στρέψης $T_{sd} = 0\text{kNm}$

Διαστασιολόγηση έναντι κάμψης (οριακή κατάσταση αστοχίας)

Ανοιγμα $M_{sd} = 29\text{kNm}$, $b_m = 1.05\text{m}$, $d = 25\text{cm}$, $K_d = 4.73$, $\xi = 0.07$, $x = 1.8 < h_f = 15\text{cm}$, $ec/es = 1.5/20.0$, $K_s = 2.36$, $A_s = 2.8\text{cm}^2$

Στήριξη A $M_{sd} = -52 + 82 \times 0.10 = -44\text{kNm}$, $b = 60\text{cm}$, $d = 25\text{cm}$, $K_d = 2.93$, $\xi = 0.14$, $ec/es = 3.2/20.0$, $K_s = 2.44$, $A_s = 4.3\text{cm}^2$

Ελάχιστος οπλισμός κάμψης προς αποφυγή αστοχίας χωρίς προειδοποίηση

$$\rho_{\min}=0.5x f_{ctm}/f_{yk}=0.5x2.2/500=0.00220, \rho_{\max}=0.0015, \min A_s=0.00150x6025=2.25\text{cm}^2$$

Ελεγχος ρηγμάτωσης, $\sigma_s=0.70x500=350\text{N/mm}^2$ μέγιστη διάμετρος οπλισμού (Κανον. Πιν 15.1) $\max\phi=16$,

Ελεγχος παραμόρφωσης, λυγηρότητα $\alpha L/h=0.51x318/25=7<20$ (Κανον. 16.2, α από διάγραμμα ροπών)

Οπλισμός στο άνοιγμα 4#12 (4.5cm²) Οπλισμός στήριξη-A 4#12 (4.5cm² άνω)

Διαστασιολόγηση για τέμνουσα δύναμη

$$\text{Τέμνουσα σχεδιασμού (απόστ. d από παρειά) } V_{sd}=81.7-0.35x41.1=67.3\text{ kN}$$

$$\rho_l=2.26/(60x25)=0.002<0.02, V_{rd1}=0.26x1.0x(1.2+40x0.002)x60x25x0.1=49.2\text{ kN}$$

$$\nu=0.7-20/200=0.600>0.5, V_{rd2}=0.5x0.600x13.3x60x0.9x25x0.1=540\text{ kN}>67.3=V_{sd}$$

$$V_{sd}/V_{rd2}=0.12 \text{ Ελάχιστος οπλισμός διάτμησης, } s=20\text{ cm}, A_{sw}=0.0007x20x60=0.8\text{ cm}^2 \text{ συνδετήρες 4-τμητοι } \phi 8/20$$

$$V_{wd}=67.3-49.2=18.1\text{ kN}, A_{sw}/s=1000x18.1/(0.9x25x434.8)=1.9\text{ cm}^2/\text{m} \text{ συνδετήρες 4-τμητοι } \phi 8/20$$

Υπόγειο Δ21 (Δ21B) μήκος L= 3.68m, πλάτος b= 80cm, ύψος h= 30cm, συν. πλ. b_m=106cm, πλάκα h_l= 15cm

Δ21B



διάγραμμα ροπών

μπετόν C20/25-S500s ροπή ανοίγματος $\max M_{sdAB}=17\text{ kNm}$ ($\min=0\text{ kNm}$)

ροπή στήριξης A $\min M_{sdA}=-33\text{ kNm}$ ($\max=0\text{ kNm}$), ροπή στήριξης B $\min M_{sdB}=-33\text{ kNm}$ ($\max=0\text{ kNm}$)

τέμνουσα δύναμη $V_{sdA}=54\text{ kN}$, τέμνουσα δύναμη $V_{sdB}=54\text{ kN}$, ροπή στρέψης $T_{sd}=0\text{ kNm}$

Διαστασιολόγηση έναντι κάμψης (οριακή κατάσταση αστοχίας)

$$\text{Ανοιγμα } M_{sd}=17\text{ kNm}, b_m=1.06\text{ m}, d=25\text{ cm}, K_d=6.32, \xi=0.05, x=1.3<h_f=15\text{ cm}, e_c/e_s=1.1/20.0, K_s=2.34, A_s=1.5\text{ cm}^2$$

$$\text{Στήριξη A } M_{sd}=-33+54x0.10=-28\text{ kNm}, b=80\text{ cm}, d=25\text{ cm}, K_d=4.25, \xi=0.08, e_c/e_s=1.8/20.0, K_s=2.37, A_s=2.6\text{ cm}^2$$

$$\text{Στήριξη B } M_{sd}=-33+54x0.10=-28\text{ kNm}, b=80\text{ cm}, d=25\text{ cm}, K_d=4.25, \xi=0.08, e_c/e_s=1.8/20.0, K_s=2.37, A_s=2.6\text{ cm}^2$$

Ελάχιστος οπλισμός κάμψης προς αποφυγή αστοχίας χωρίς προειδοποίηση

$$\rho_{\min}=0.5x f_{ctm}/f_{yk}=0.5x2.2/500=0.00220, \rho_{\max}=0.0015, \min A_s=0.00150x8025=3.00\text{ cm}^2$$

Ελεγχος ρηγμάτωσης, $\sigma_s=0.70x500=350\text{N/mm}^2$ μέγιστη διάμετρος οπλισμού (Κανον. Πιν 15.1) $\max\phi=16$,

Ελεγχος παραμόρφωσης, λυγηρότητα $\alpha L/h=0.18x368/25=3<20$ (Κανον. 16.2, α από διάγραμμα ροπών)

Οπλισμός στο άνοιγμα 4#12 (4.5cm²) Οπλισμός στήριξη-A 2#12 (2.3cm² άνω) Οπλισμός στήριξη-B 2#12 (2.3cm² άνω)

Διαστασιολόγηση για τέμνουσα δύναμη

$$\text{Τέμνουσα σχεδιασμού (απόστ. d από παρειά) } V_{sd}=53.9-0.35x29.3=43.7\text{ kN}$$

$$\rho_l=2.26/(80x25)=0.001<0.02, V_{rd1}=0.26x1.0x(1.2+40x0.001)x80x25x0.1=64.8\text{ kN}$$

$$\nu=0.7-20/200=0.600>0.5, V_{rd2}=0.5x0.600x13.3x80x0.9x25x0.1=720\text{ kN}>43.7=V_{sd}$$

$$V_{sd}=44<V_{rd1}=65\text{ kN} \text{ Δεν απαιτείται οπλισμός διάτμησης. Τίθεται ελάχιστος απαιτούμενος.}$$

$$V_{sd}/V_{rd2}=0.06 \text{ Ελάχιστος οπλισμός διάτμησης, } s=20\text{ cm}, A_{sw}=0.0007x20x80=1.1\text{ cm}^2 \text{ συνδετήρες 6-τμητοι } \phi 8/20$$

Υπόγειο Δ22 (Δ22) μήκος L= 1.90m, πλάτος b= 60cm, ύψος h= 30cm, συν. πλ. b_m= 73cm, πλάκα h_l= 15cm

Δ22



διάγραμμα ροπών

μπετόν C20/25-S500s ροπή ανοίγματος $\max M_{sdAB}=4\text{ kNm}$ ($\min=0\text{ kNm}$)

ροπή στήριξης A $\min M_{sdA}=-8\text{ kNm}$ ($\max=0\text{ kNm}$), ροπή στήριξης B $\min M_{sdB}=-8\text{ kNm}$ ($\max=0\text{ kNm}$)

τέμνουσα δύναμη $V_{sdA}=24\text{ kN}$, τέμνουσα δύναμη $V_{sdB}=24\text{ kN}$, ροπή στρέψης $T_{sd}=0\text{ kNm}$

Διαστασιολόγηση έναντι κάμψης (οριακή κατάσταση αστοχίας)

$$\text{Ανοιγμα } M_{sd}=4\text{ kNm}, b_m=0.73\text{ m}, d=25\text{ cm}, K_d=10.96, \xi=0.03, x=0.7<h_f=15\text{ cm}, e_c/e_s=0.6/20.0, K_s=2.32, A_s=0.4\text{ cm}^2$$

Ελάχιστος οπλισμός κάμψης προς αποφυγή αστοχίας χωρίς προειδοποίηση

$$\rho_{\min}=0.5x f_{ctm}/f_{yk}=0.5x2.2/500=0.00220, \rho_{\max}=0.0015, \min A_s=0.00150x6025=2.25\text{ cm}^2$$

Ελεγχος ρηγμάτωσης, $\sigma_s=0.70x500=350\text{N/mm}^2$ μέγιστη διάμετρος οπλισμού (Κανον. Πιν 15.1) $\max\phi=16$,

Ελεγχος παραμόρφωσης, λυγηρότητα $\alpha L/h=0.18x190/25=1<20$ (Κανον. 16.2, α από διάγραμμα ροπών)

Οπλισμός στο άνοιγμα 4#12 (4.5cm²)

Διαστασιολόγηση για τέμνουσα δύναμη

Τέμνουσα σχεδιασμού (απόστ. d από παρειά) $V_{sd} = 24.1 - 0.35 \times 25.3 = 15.2 \text{ kN}$

$\rho_l = 2.26 / (60 \times 25) = 0.002 < 0.02$, $V_{rd1} = 0.26 \times 1.0 \times (1.2 + 40 \times 0.002) \times 60 \times 25 \times 0.1 = 49.2 \text{ kN}$

$v = 0.7 - 20 / 200 = 0.600 > 0.5$, $V_{rd2} = 0.5 \times 0.600 \times 13.3 \times 60 \times 0.9 \times 25 \times 0.1 = 540 \text{ kN} > 15.2 = V_{sd}$

$V_{sd} = 15 < V_{rd1} = 49 \text{ kN}$ Δεν απαιτείται οπλισμός διάτμησης. Τίθεται ελάχιστος απαιτούμενος.

$V_{sd} / V_{rd2} = 0.03$ Ελάχιστος οπλισμός διάτμησης, $s = 20 \text{ cm}$, $A_{sw} = 0.0007 \times 20 \times 60 = 0.8 \text{ cm}^2$ συνδετήρες 4-τμητοι $\Phi 8 / 20$

Υπόγειο Δ23 (Δ23B) μήκος $L = 3.30 \text{ m}$, πλάτος $b = 60 \text{ cm}$, ύψος $h = 30 \text{ cm}$, συν. πλ. $b_m = 106 \text{ cm}$, πλάκα $h_1 = 15 \text{ cm}$

Δ23B

διάγραμμα ροπών

μπετόν C20/25-S500s ροπή ανοίγματος $\max M_{sdAB} = 31 \text{ kNm}$ ($\min = 0 \text{ kNm}$)

ροπή στήριξης A $\min M_{sdA} = 0 \text{ kNm}$ ($\max = 0 \text{ kNm}$), ροπή στήριξης B $\min M_{sdB} = 0 \text{ kNm}$ ($\max = 0 \text{ kNm}$)

τέμνουσα δύναμη $V_{sdA} = 37 \text{ kN}$, τέμνουσα δύναμη $V_{sdB} = 37 \text{ kN}$, ροπή στρέψης $T_{sd} = 0 \text{ kNm}$

Διαστασιολόγηση έναντι κάμψης (οριακή κατάσταση αστοχίας)

Ανοιγμα $M_{sd} = 31 \text{ kNm}$, $b_m = 1.06 \text{ m}$, $d = 25 \text{ cm}$, $K_d = 4.66$, $\xi = 0.07$, $x = 1.8 < h_f = 15 \text{ cm}$, $ec/es = 1.6 / 20.0$, $K_s = 2.36$, $A_s = 2.9 \text{ cm}^2$

Ελάχιστος οπλισμός κάμψης προς αποφυγή αστοχίας χωρίς προειδοποίηση

$\rho_{\min} = 0.5 \times f_{ctm} / f_{yk} = 0.5 \times 2.2 / 500 = 0.00220$, $\rho_{\max} = 0.0015$, $\min A_s = 0.00150 \times 60 \times 25 = 2.25 \text{ cm}^2$

Ελεγχος ρηγμάτωσης, $\sigma_s = 0.70 \times 500 = 350 \text{ N/mm}^2$ μέγιστη διάμετρος οπλισμού (Κανον. Πιν 15.1) $\max \Phi = 16$,

Ελεγχος παραμόρφωσης, λυγηρότητα $\alpha L / h = 1.00 \times 330 / 25 = 13 < 20$ (Κανον. 16.2, α από διάγραμμα ροπών)

Οπλισμός στο άνοιγμα $4\Phi 12$ (4.5 cm^2)

Διαστασιολόγηση για τέμνουσα δύναμη

Τέμνουσα σχεδιασμού (απόστ. d από παρειά) $V_{sd} = 37.0 - 0.35 \times 22.4 = 29.2 \text{ kN}$

$\rho_l = 2.26 / (60 \times 25) = 0.002 < 0.02$, $V_{rd1} = 0.26 \times 1.0 \times (1.2 + 40 \times 0.002) \times 60 \times 25 \times 0.1 = 49.2 \text{ kN}$

$v = 0.7 - 20 / 200 = 0.600 > 0.5$, $V_{rd2} = 0.5 \times 0.600 \times 13.3 \times 60 \times 0.9 \times 25 \times 0.1 = 540 \text{ kN} > 29.2 = V_{sd}$

$V_{sd} = 29 < V_{rd1} = 49 \text{ kN}$ Δεν απαιτείται οπλισμός διάτμησης. Τίθεται ελάχιστος απαιτούμενος.

$V_{sd} / V_{rd2} = 0.05$ Ελάχιστος οπλισμός διάτμησης, $s = 20 \text{ cm}$, $A_{sw} = 0.0007 \times 20 \times 60 = 0.8 \text{ cm}^2$ συνδετήρες 4-τμητοι $\Phi 8 / 20$

Υπόγειο Δ24 (Δ24BAA) μήκος $L = 5.03 \text{ m}$, πλάτος $b = 60 \text{ cm}$, ύψος $h = 35 \text{ cm}$, συν. πλ. $b_m = 95 \text{ cm}$, πλάκα $h_1 = 15 \text{ cm}$

Δ24BAA

διάγραμμα ροπών

μπετόν C20/25-S500s ροπή ανοίγματος $\max M_{sdAB} = 75 \text{ kNm}$ ($\min = 0 \text{ kNm}$)

ροπή στήριξης A $\min M_{sdA} = 0 \text{ kNm}$ ($\max = 0 \text{ kNm}$), ροπή στήριξης B $\min M_{sdB} = 0 \text{ kNm}$ ($\max = 0 \text{ kNm}$)

τέμνουσα δύναμη $V_{sdA} = 60 \text{ kN}$, τέμνουσα δύναμη $V_{sdB} = 60 \text{ kN}$, ροπή στρέψης $T_{sd} = 0 \text{ kNm}$

Διαστασιολόγηση έναντι κάμψης (οριακή κατάσταση αστοχίας)

Ανοιγμα $M_{sd} = 75 \text{ kNm}$, $b_m = 0.95 \text{ m}$, $d = 30 \text{ cm}$, $K_d = 3.38$, $\xi = 0.11$, $x = 3.3 < h_f = 15 \text{ cm}$, $ec/es = 2.5 / 20.0$, $K_s = 2.40$, $A_s = 6.0 \text{ cm}^2$

Ελάχιστος οπλισμός κάμψης προς αποφυγή αστοχίας χωρίς προειδοποίηση

$\rho_{\min} = 0.5 \times f_{ctm} / f_{yk} = 0.5 \times 2.2 / 500 = 0.00220$, $\rho_{\max} = 0.0015$, $\min A_s = 0.00150 \times 60 \times 30 = 2.70 \text{ cm}^2$

Ελεγχος ρηγμάτωσης, $\sigma_s = 0.70 \times 500 = 350 \text{ N/mm}^2$ μέγιστη διάμετρος οπλισμού (Κανον. Πιν 15.1) $\max \Phi = 16$,

Ελεγχος παραμόρφωσης, λυγηρότητα $\alpha L / h = 1.00 \times 503 / 30 = 17 < 20$ (Κανον. 16.2, α από διάγραμμα ροπών)

Οπλισμός στο άνοιγμα $4\Phi 14$ (6.2 cm^2)

Διαστασιολόγηση για τέμνουσα δύναμη

Τέμνουσα σχεδιασμού (απόστ. d από παρειά) $V_{sd} = 59.7 - 0.40 \times 23.7 = 50.2 \text{ kN}$

$\rho_l = 3.08 / (60 \times 30) = 0.002 < 0.02$, $V_{rd1} = 0.26 \times 1.0 \times (1.2 + 40 \times 0.002) \times 60 \times 30 \times 0.1 = 59.4 \text{ kN}$

$v = 0.7 - 20 / 200 = 0.600 > 0.5$, $V_{rd2} = 0.5 \times 0.600 \times 13.3 \times 60 \times 0.9 \times 30 \times 0.1 = 648 \text{ kN} > 50.2 = V_{sd}$

$V_{sd} = 50 < V_{rd1} = 59 \text{ kN}$ Δεν απαιτείται οπλισμός διάτμησης. Τίθεται ελάχιστος απαιτούμενος.

$V_{sd} / V_{rd2} = 0.08$ Ελάχιστος οπλισμός διάτμησης, $s = 20 \text{ cm}$, $A_{sw} = 0.0007 \times 20 \times 60 = 0.8 \text{ cm}^2$ συνδετήρες 4-τμητοι $\Phi 8 / 20$

Υπόγειο Δ25 (Δ25B) μήκος $L = 5.03 \text{ m}$, πλάτος $b = 60 \text{ cm}$, ύψος $h = 30 \text{ cm}$, συν. πλ. $b_m = 95 \text{ cm}$, πλάκα $h_1 = 15 \text{ cm}$

Δ25B

Δ26B

διάγραμμα ροπών

μπετόν C20/25-S500s ροπή ανοίγματος $\max M_{sdAB} = 36 \text{ kNm}$ ($\min = 0 \text{ kNm}$)

ροπή στήριξης A $\min M_{sdA} = 0 \text{ kNm}$ ($\max = 0 \text{ kNm}$), ροπή στήριξης B $\min M_{sdB} = -42 \text{ kNm}$ ($\max = 0 \text{ kNm}$)

τέμνουσα δύναμη $V_{sdA} = 35 \text{ kN}$, τέμνουσα δύναμη $V_{sdB} = 50 \text{ kN}$, ροπή στρέψης $T_{sd} = 0 \text{ kNm}$

Διαστασιολόγηση έναντι κάμψης (οριακή κατάσταση αστοχίας)

Άνοιγμα $M_{sd} = 36 \text{ kNm}$, $b_m = 0.95 \text{ m}$, $d = 25 \text{ cm}$, $K_d = 4.06$, $\xi = 0.09$, $x = 2.1 < h_f = 15 \text{ cm}$, $ec/es = 1.9/20.0$, $K_s = 2.38$, $A_s = 3.4 \text{ cm}^2$

Στήριξη Β $M_{sd} = -42 + 50 \times 0.10 = -37 \text{ kNm}$, $b = 60 \text{ cm}$, $d = 25 \text{ cm}$, $K_d = 3.18$, $\xi = 0.12$, $ec/es = 2.8/20.0$, $K_s = 2.42$, $A_s = 3.6 \text{ cm}^2$

Ελάχιστος οπλισμός κάμψης προς αποφυγή αστοχίας χωρίς προειδοποίηση

$\rho_{min} = 0.5 \times f_{ctm} / f_{yk} = 0.5 \times 2.2 / 500 = 0.00220$, $\rho_{max} = 0.0015$, $min A_s = 0.00150 \times 60 \times 25 = 2.25 \text{ cm}^2$

Ελεγχος ρηγμάτωσης, $\sigma_s = 0.70 \times 500 = 350 \text{ N/mm}^2$ μέγιστη διάμετρος οπλισμού (Κανον. Πιν 15.1) $max \Phi = 16$,

Ελεγχος παραμόρφωσης, λυγηρότητα $\alpha L/h = 0.57 \times 503 / 25 = 11 < 20$ (Κανον. 16.2, α από διάγραμμα ροπών)

Οπλισμός στο άνοιγμα 4Φ12 (4.5 cm²) Οπλισμός στήριξη-Β 3Φ12 (3.4 cm² άνω)

Διαστασιολόγηση για τέμνουσα δύναμη

Τέμνουσα σχεδιασμού (απόστ. d από παρειά) $V_{sd} = 50.4 - 0.35 \times 17.0 = 44.4 \text{ kN}$

$\rho_l = 2.26 / (60 \times 25) = 0.002 < 0.02$, $V_{rd1} = 0.26 \times 1.0 \times (1.2 + 40 \times 0.002) \times 60 \times 25 \times 0.1 = 49.2 \text{ kN}$

$v = 0.7 - 20 / 200 = 0.600 > 0.5$, $V_{rd2} = 0.5 \times 0.600 \times 13.3 \times 60 \times 0.9 \times 25 \times 0.1 = 540 \text{ kN} > 44.4 = V_{sd}$

$V_{sd} = 44 < V_{rd1} = 49 \text{ kN}$ Δεν απαιτείται οπλισμός διάτμησης. Τίθεται ελάχιστος απαιτούμενος.

$V_{sd} / V_{rd2} = 0.08$ Ελάχιστος οπλισμός διάτμησης, $s = 20 \text{ cm}$, $A_{sw} = 0.0007 \times 20 \times 60 = 0.8 \text{ cm}^2$ συνδετήρες 4-τμητοι Φ8/20

Υπόγειο Δ26 (Δ26B) μήκος $L = 3.30 \text{ m}$, πλάτος $b = 60 \text{ cm}$, ύψος $h = 30 \text{ cm}$, συν. πλ. $b_m = 106 \text{ cm}$, πλάκα $h_l = 15 \text{ cm}$

Δ25B Δ26B



διάγραμμα ροπών

μπετόν C20/25-S500s ροπή ανοίγματος $max M_{sdAB} = 11 \text{ kNm}$ (min = 0 kNm)

ροπή στήριξης Α $min M_{sdA} = -42 \text{ kNm}$ (max = 0 kNm), ροπή στήριξης Β $min M_{sdB} = 0 \text{ kNm}$ (max = 0 kNm)

τέμνουσα δύναμη $V_{sdA} = 37 \text{ kN}$, τέμνουσα δύναμη $V_{sdB} = 20 \text{ kN}$, ροπή στρέψης $T_{sd} = 0 \text{ kNm}$

Διαστασιολόγηση έναντι κάμψης (οριακή κατάσταση αστοχίας)

Άνοιγμα $M_{sd} = 11 \text{ kNm}$, $b_m = 1.06 \text{ m}$, $d = 25 \text{ cm}$, $K_d = 7.64$, $\xi = 0.04$, $x = 1.0 < h_f = 15 \text{ cm}$, $ec/es = 0.9/20.0$, $K_s = 2.33$, $A_s = 1.1 \text{ cm}^2$

Στήριξη Α $M_{sd} = -42 + 37 \times 0.10 = -38 \text{ kNm}$, $b = 60 \text{ cm}$, $d = 25 \text{ cm}$, $K_d = 3.12$, $\xi = 0.12$, $ec/es = 2.8/20.0$, $K_s = 2.42$, $A_s = 3.7 \text{ cm}^2$

Ελάχιστος οπλισμός κάμψης προς αποφυγή αστοχίας χωρίς προειδοποίηση

$\rho_{min} = 0.5 \times f_{ctm} / f_{yk} = 0.5 \times 2.2 / 500 = 0.00220$, $\rho_{max} = 0.0015$, $min A_s = 0.00150 \times 60 \times 25 = 2.25 \text{ cm}^2$

Ελεγχος ρηγμάτωσης, $\sigma_s = 0.70 \times 500 = 350 \text{ N/mm}^2$ μέγιστη διάμετρος οπλισμού (Κανον. Πιν 15.1) $max \Phi = 16$,

Ελεγχος παραμόρφωσης, λυγηρότητα $\alpha L/h = 0.43 \times 330 / 25 = 6 < 20$ (Κανον. 16.2, α από διάγραμμα ροπών)

Οπλισμός στο άνοιγμα 4Φ12 (4.5 cm²) Οπλισμός στήριξη-Α 3Φ12 (3.4 cm² άνω)

Διαστασιολόγηση για τέμνουσα δύναμη

Τέμνουσα σχεδιασμού (απόστ. d από παρειά) $V_{sd} = 36.9 - 0.35 \times 17.1 = 30.9 \text{ kN}$

$\rho_l = 2.26 / (60 \times 25) = 0.002 < 0.02$, $V_{rd1} = 0.26 \times 1.0 \times (1.2 + 40 \times 0.002) \times 60 \times 25 \times 0.1 = 49.2 \text{ kN}$

$v = 0.7 - 20 / 200 = 0.600 > 0.5$, $V_{rd2} = 0.5 \times 0.600 \times 13.3 \times 60 \times 0.9 \times 25 \times 0.1 = 540 \text{ kN} > 30.9 = V_{sd}$

$V_{sd} = 31 < V_{rd1} = 49 \text{ kN}$ Δεν απαιτείται οπλισμός διάτμησης. Τίθεται ελάχιστος απαιτούμενος.

$V_{sd} / V_{rd2} = 0.06$ Ελάχιστος οπλισμός διάτμησης, $s = 20 \text{ cm}$, $A_{sw} = 0.0007 \times 20 \times 60 = 0.8 \text{ cm}^2$ συνδετήρες 4-τμητοι Φ8/20

Υπόγειο Δ27 (Δ27B) μήκος $L = 5.06 \text{ m}$, πλάτος $b = 60 \text{ cm}$, ύψος $h = 30 \text{ cm}$, συν. πλ. $b_m = 131 \text{ cm}$, πλάκα $h_l = 15 \text{ cm}$

Δ27B

Δ28B



διάγραμμα ροπών

μπετόν C20/25-S500s ροπή ανοίγματος $max M_{sdAB} = 109 \text{ kNm}$ (min = 0 kNm)

ροπή στήριξης Α $min M_{sdA} = 0 \text{ kNm}$ (max = 0 kNm), ροπή στήριξης Β $min M_{sdB} = -101 \text{ kNm}$ (max = 0 kNm)

τέμνουσα δύναμη $V_{sdA} = 102 \text{ kN}$, τέμνουσα δύναμη $V_{sdB} = 140 \text{ kN}$, ροπή στρέψης $T_{sd} = 0 \text{ kNm}$

Διαστασιολόγηση έναντι κάμψης (οριακή κατάσταση αστοχίας)

Άνοιγμα $M_{sd} = 109 \text{ kNm}$, $b_m = 1.31 \text{ m}$, $d = 25 \text{ cm}$, $K_d = 2.74$, $\xi = 0.16$, $x = 3.9 < h_f = 15 \text{ cm}$, $ec/es = 3.5/19.0$, $K_s = 2.46$, $A_s = 10.7 \text{ cm}^2$

Στήριξη Β $M_{sd} = -101 + 140 \times 0.10 = -87 \text{ kNm}$, $b = 60 \text{ cm}$, $d = 25 \text{ cm}$, $K_d = 2.07$, $\xi = 0.29$, $ec/es = 3.5/8.6$, $K_s = 2.61$, $A_s = 9.1 \text{ cm}^2$

Ελάχιστος οπλισμός κάμψης προς αποφυγή αστοχίας χωρίς προειδοποίηση

$\rho_{min} = 0.5 \times f_{ctm} / f_{yk} = 0.5 \times 2.2 / 500 = 0.00220$, $\rho_{max} = 0.0015$, $min A_s = 0.00150 \times 60 \times 25 = 2.25 \text{ cm}^2$

Ελεγχος ρηγμάτωσης, $\sigma_s = 0.70 \times 500 = 350 \text{ N/mm}^2$ μέγιστη διάμετρος οπλισμού (Κανον. Πιν 15.1) $max \Phi = 16$,

Ελεγχος παραμόρφωσης, λυγηρότητα $\alpha L/h = 0.60 \times 506 / 25 = 12 < 20$ (Κανον. 16.2, α από διάγραμμα ροπών)

Οπλισμός στο άνοιγμα 6Φ16 (12.1 cm²) Οπλισμός στήριξη-Β 8Φ12 (9.0 cm² άνω)

Διαστασιολόγηση για τέμνουσα δύναμη

Τέμνουσα σχεδιασμού (απόστ. d από παρειά) $V_{sd} = 140.1 - 0.35 \times 47.9 = 123.3 \text{ kN}$

$\rho_l = 6.03 / (60 \times 25) = 0.004 < 0.02$, $V_{rd1} = 0.26 \times 1.0 \times (1.2 + 40 \times 0.004) \times 60 \times 25 \times 0.1 = 53.1 \text{ kN}$

$v = 0.7 - 20 / 200 = 0.600 > 0.5$, $V_{rd2} = 0.5 \times 0.600 \times 13.3 \times 60 \times 0.9 \times 25 \times 0.1 = 540 \text{ kN} > 123.3 = V_{sd}$

$V_{sd} / V_{rd2} = 0.23$ Ελάχιστος οπλισμός διάτμησης, $s = 15 \text{ cm}$, $A_{sw} = 0.0007 \times 15 \times 60 = 0.6 \text{ cm}^2$ συνδετήρες 6-τμητοι $\Phi 8 / 15$

$V_{wd} = 123.3 - 53.1 = 70.2 \text{ kN}$, $A_{sw} / s = 1000 \times 70.2 / (0.9 \times 25 \times 434.8) = 7.2 \text{ cm}^2 / \text{m}$ συνδετήρες 6-τμητοι $\Phi 8 / 15$

Υπόγειο **Δ28 (Δ28B)** μήκος $L = 3.30 \text{ m}$, πλάτος $b = 60 \text{ cm}$, ύψος $h = 30 \text{ cm}$, συν. πλ. $b_m = 106 \text{ cm}$, πλάκα $h_1 = 15 \text{ cm}$

Δ27B

Δ28B



διάγραμμα ροπών

μπετόν C20/25-S500s ροπή ανοίγματος $\max M_{sdAB} = 8 \text{ kNm}$ ($\min = -19 \text{ kNm}$)

ροπή στήριξης A $\min M_{sdA} = -101 \text{ kNm}$ ($\max = 0 \text{ kNm}$), ροπή στήριξης B $\min M_{sdB} = 0 \text{ kNm}$ ($\max = 0 \text{ kNm}$)

τέμνουσα δύναμη $V_{sdA} = 57 \text{ kN}$, τέμνουσα δύναμη $V_{sdB} = 20 \text{ kN}$, ροπή στρέψης $T_{sd} = 0 \text{ kNm}$

Διαστασιολόγηση έναντι κάμψης (οριακή κατάσταση αστοχίας)

Ανοιγμα $M_{sd} = 8 \text{ kNm}$, $b_m = 1.06 \text{ m}$, $d = 25 \text{ cm}$, $K_d = 8.96$, $\xi = 0.03$, $x = 0.9 < \xi_f = 15 \text{ cm}$, $e_c / e_s = 0.7 / 20.0$, $K_s = 2.33$, $A_s = 0.8 \text{ cm}^2$

Στήριξη A $M_{sd} = -101 + 57 \times 0.10 = -96 \text{ kNm}$, $b = 60 \text{ cm}$, $d = 25 \text{ cm}$, $K_d = 1.98$, $\xi = 0.32$, $e_c / e_s = 3.5 / 7.4$, $K_s = 2.65$, $A_s = 10.1 \text{ cm}^2$

Ανοιγμα $M_{sd} = -19 \text{ kNm}$, $b = 60 \text{ cm}$, $d = 25 \text{ cm}$, $K_d = 4.47$, $\xi = 0.08$, $e_c / e_s = 1.6 / 20.0$, $K_s = 2.37$, $A_s = 1.78 \text{ cm}^2$

Στήριξη A $M_{sd} = 0$

Ελάχιστος οπλισμός κάμψης προς αποφυγή αστοχίας χωρίς προειδοποίηση

$\rho_{\min} = 0.5 \times f_{ctm} / f_{yk} = 0.5 \times 2.2 / 500 = 0.00220$, $\rho_{\max} = 0.0015$, $\min A_s = 0.00150 \times 60 \times 25 = 2.25 \text{ cm}^2$

Ελεγχος ρηγμάτωσης, $\sigma_s = 0.70 \times 500 = 350 \text{ N/mm}^2$ μέγιστη διάμετρος οπλισμού (Κανον. Πιν 15.1) $\max \Phi = 16$,

Ελεγχος παραμόρφωσης, λυγηρότητα $\alpha L / h = 0.34 \times 330 / 25 = 5 < 20$ (Κανον. 16.2, α από διάγραμμα ροπών)

Οπλισμός στο άνοιγμα $4\Phi 12$ (4.5 cm^2) Οπλισμός στήριξη-A $9\Phi 12$ (10.2 cm^2 άνω)

Διαστασιολόγηση για τέμνουσα δύναμη

Τέμνουσα σχεδιασμού (απόστ. d από παρειά) $V_{sd} = 57.4 - 0.35 \times 23.3 = 49.3 \text{ kN}$

$\rho_l = 2.26 / (60 \times 25) = 0.002 < 0.02$, $V_{rd1} = 0.26 \times 1.0 \times (1.2 + 40 \times 0.002) \times 60 \times 25 \times 0.1 = 49.2 \text{ kN}$

$v = 0.7 - 20 / 200 = 0.600 > 0.5$, $V_{rd2} = 0.5 \times 0.600 \times 13.3 \times 60 \times 0.9 \times 25 \times 0.1 = 540 \text{ kN} > 49.3 = V_{sd}$

$V_{sd} / V_{rd2} = 0.09$ Ελάχιστος οπλισμός διάτμησης, $s = 20 \text{ cm}$, $A_{sw} = 0.0007 \times 20 \times 60 = 0.8 \text{ cm}^2$ συνδετήρες 4-τμητοι $\Phi 8 / 20$

$V_{wd} = 49.3 - 49.2 = 0.1 \text{ kN}$, $A_{sw} / s = 1000 \times 0.1 / (0.9 \times 25 \times 434.8) = 0.0 \text{ cm}^2 / \text{m}$ συνδετήρες 4-τμητοι $\Phi 8 / 20$

Υπόγειο **Δ29 (Δ29B)** μήκος $L = 5.06 \text{ m}$, πλάτος $b = 60 \text{ cm}$, ύψος $h = 30 \text{ cm}$, συν. πλ. $b_m = 131 \text{ cm}$, πλάκα $h_1 = 15 \text{ cm}$

Δ29B

Δ30B



διάγραμμα ροπών

μπετόν C20/25-S500s ροπή ανοίγματος $\max M_{sdAB} = 118 \text{ kNm}$ ($\min = 0 \text{ kNm}$)

ροπή στήριξης A $\min M_{sdA} = 0 \text{ kNm}$ ($\max = 0 \text{ kNm}$), ροπή στήριξης B $\min M_{sdB} = -112 \text{ kNm}$ ($\max = 0 \text{ kNm}$)

τέμνουσα δύναμη $V_{sdA} = 111 \text{ kN}$, τέμνουσα δύναμη $V_{sdB} = 152 \text{ kN}$, ροπή στρέψης $T_{sd} = 0 \text{ kNm}$

Διαστασιολόγηση έναντι κάμψης (οριακή κατάσταση αστοχίας)

Ανοιγμα $M_{sd} = 118 \text{ kNm}$, $b_m = 1.31 \text{ m}$, $d = 25 \text{ cm}$, $K_d = 2.63$, $\xi = 0.17$, $x = 4.2 < \xi_f = 15 \text{ cm}$, $e_c / e_s = 3.5 / 17.2$, $K_s = 2.47$, $A_s = 11.7 \text{ cm}^2$

Στήριξη B $M_{sd} = -112 + 152 \times 0.10 = -96 \text{ kNm}$, $b = 60 \text{ cm}$, $d = 25 \text{ cm}$, $K_d = 1.97$, $\xi = 0.32$, $e_c / e_s = 3.5 / 7.3$, $K_s = 2.66$, $A_s = 10.3 \text{ cm}^2$

Ελάχιστος οπλισμός κάμψης προς αποφυγή αστοχίας χωρίς προειδοποίηση

$\rho_{\min} = 0.5 \times f_{ctm} / f_{yk} = 0.5 \times 2.2 / 500 = 0.00220$, $\rho_{\max} = 0.0015$, $\min A_s = 0.00150 \times 60 \times 25 = 2.25 \text{ cm}^2$

Ελεγχος ρηγμάτωσης, $\sigma_s = 0.70 \times 500 = 350 \text{ N/mm}^2$ μέγιστη διάμετρος οπλισμού (Κανον. Πιν 15.1) $\max \Phi = 16$,

Ελεγχος παραμόρφωσης, λυγηρότητα $\alpha L / h = 0.60 \times 506 / 25 = 12 < 20$ (Κανον. 16.2, α από διάγραμμα ροπών)

Οπλισμός στο άνοιγμα $6\Phi 16$ (12.1 cm^2) Οπλισμός στήριξη-B $9\Phi 12$ (10.2 cm^2 άνω)

Διαστασιολόγηση για τέμνουσα δύναμη

Τέμνουσα σχεδιασμού (απόστ. d από παρειά) $V_{sd} = 152.0 - 0.35 \times 51.9 = 133.8 \text{ kN}$

$\rho_l = 6.03 / (60 \times 25) = 0.004 < 0.02$, $V_{rd1} = 0.26 \times 1.0 \times (1.2 + 40 \times 0.004) \times 60 \times 25 \times 0.1 = 53.1 \text{ kN}$

$v = 0.7 - 20 / 200 = 0.600 > 0.5$, $V_{rd2} = 0.5 \times 0.600 \times 13.3 \times 60 \times 0.9 \times 25 \times 0.1 = 540 \text{ kN} > 133.8 = V_{sd}$

$V_{sd} / V_{rd2} = 0.25$ Ελάχιστος οπλισμός διάτμησης, $s = 15 \text{ cm}$, $A_{sw} = 0.0007 \times 15 \times 60 = 0.6 \text{ cm}^2$ συνδετήρες 6-τμητοι $\Phi 8 / 15$

$V_{wd} = 133.8 - 53.1 = 80.8 \text{ kN}$, $A_{sw} / s = 1000 \times 80.8 / (0.9 \times 25 \times 434.8) = 8.3 \text{ cm}^2 / \text{m}$ συνδετήρες 6-τμητοι $\Phi 8 / 15$

Υπόγειο **Δ2 (Δ2B)** μήκος $L = 4.66\text{m}$, πλάτος $b = 60\text{cm}$, ύψος $h = 30\text{cm}$, συν. πλ. $b_m = 125\text{cm}$, πλάκα $h_1 = 15\text{cm}$

Δ1AB Δ2B



διάγραμμα ροπών

μπετόν C20/25-S500s ροπή ανοίγματος $\max M_{sdAB} = 61\text{kNm}$ ($\min = 0\text{kNm}$)

ροπή στήριξης A $\min M_{sdA} = -64\text{kNm}$ ($\max = 0\text{kNm}$), ροπή στήριξης B $\min M_{sdB} = 0\text{kNm}$ ($\max = 0\text{kNm}$)

τέμνουσα δύναμη $V_{sdA} = 88\text{kN}$, τέμνουσα δύναμη $V_{sdB} = 63\text{kN}$, ροπή στρέψης $T_{sd} = 0\text{kNm}$

Διαστασιολόγηση έναντι κάμψης (οριακή κατάσταση αστοχίας)

Ανοίγμα $M_{sd} = 61\text{kNm}$, $b_m = 1.25\text{m}$, $d = 25\text{cm}$, $K_d = 3.58$, $\xi = 0.10$, $x = 2.5 < h_f = 15\text{cm}$, $ec/es = 2.3/20.0$, $K_s = 2.39$, $A_s = 5.8\text{cm}^2$

Στήριξη A $M_{sd} = -64 + 88 \times 0.10 = -55\text{kNm}$, $b = 60\text{cm}$, $d = 25\text{cm}$, $K_d = 2.60$, $\xi = 0.17$, $ec/es = 3.5/16.7$, $K_s = 2.48$, $A_s = 5.5\text{cm}^2$

Ελάχιστος οπλισμός κάμψης προς αποφυγή αστοχίας χωρίς προειδοποίηση

$\rho_{\min} = 0.5 \times f_{ctm} / f_{yk} = 0.5 \times 2.2 / 500 = 0.00220$, $\rho_{\max} = 0.0015$, $\min A_s = 0.00150 \times 6025 = 2.25\text{cm}^2$

Ελεγχος ρηγμάτωσης, $\sigma_s = 0.70 \times 500 = 350\text{N/mm}^2$ μέγιστη διάμετρος οπλισμού (Κανον. Πιν 15.1) $\max \phi = 16$,

Ελεγχος παραμόρφωσης, $\lambda_{yk} = \alpha_L / h = 0.59 \times 466 / 25 = 11 < 20$ (Κανον. 16.2, α από διάγραμμα ροπών)

Οπλισμός στο άνοιγμα 4#14 (6.2cm²) Οπλισμός στήριξη-A 5#12 (5.7cm² άνω)

Διαστασιολόγηση για τέμνουσα δύναμη

Τέμνουσα σχεδιασμού (απόστ. d από παρειά) $V_{sd} = 87.9 - 0.35 \times 32.4 = 76.6\text{kN}$

$\rho_1 = 3.08 / (60 \times 25) = 0.002 < 0.02$, $V_{rd1} = 0.26 \times 1.0 \times (1.2 + 40 \times 0.002) \times 60 \times 25 \times 0.1 = 50.0\text{kN}$

$v = 0.7 - 20 / 200 = 0.600 > 0.5$, $V_{rd2} = 0.5 \times 0.600 \times 13.3 \times 60 \times 0.9 \times 25 \times 0.1 = 540\text{kN} > 76.6 = V_{sd}$

$V_{sd} / V_{rd2} = 0.14$ Ελάχιστος οπλισμός διάτμησης, $s = 20\text{cm}$, $A_{sw} = 0.0007 \times 20 \times 60 = 0.8\text{cm}^2$ συνδετήρες 4-τμητοι $\phi 8 / 20$

$V_{wd} = 76.6 - 50.0 = 26.6\text{kN}$, $A_{sw} / s = 1000 \times 26.6 / (0.9 \times 25 \times 434.8) = 2.7\text{cm}^2 / \text{m}$ συνδετήρες 4-τμητοι $\phi 8 / 20$

Υπόγειο **Δ30 (Δ30B)** μήκος $L = 3.30\text{m}$, πλάτος $b = 60\text{cm}$, ύψος $h = 30\text{cm}$, συν. πλ. $b_m = 106\text{cm}$, πλάκα $h_1 = 15\text{cm}$

Δ29B Δ30B



διάγραμμα ροπών

μπετόν C20/25-S500s ροπή ανοίγματος $\max M_{sdAB} = 12\text{kNm}$ ($\min = -17\text{kNm}$)

ροπή στήριξης A $\min M_{sdA} = -112\text{kNm}$ ($\max = 0\text{kNm}$), ροπή στήριξης B $\min M_{sdB} = 0\text{kNm}$ ($\max = 0\text{kNm}$)

τέμνουσα δύναμη $V_{sdA} = 68\text{kN}$, τέμνουσα δύναμη $V_{sdB} = 26\text{kN}$, ροπή στρέψης $T_{sd} = 0\text{kNm}$

Διαστασιολόγηση έναντι κάμψης (οριακή κατάσταση αστοχίας)

Ανοίγμα $M_{sd} = 12\text{kNm}$, $b_m = 1.06\text{m}$, $d = 25\text{cm}$, $K_d = 7.44$, $\xi = 0.04$, $x = 1.1 < h_f = 15\text{cm}$, $ec/es = 0.9/20.0$, $K_s = 2.33$, $A_s = 1.1\text{cm}^2$

Στήριξη A $M_{sd} = -112 + 68 \times 0.10 = -105\text{kNm}$, $b = 60\text{cm}$, $d = 25\text{cm}$, $K_d = 1.89$, $\xi = 0.36$, $ec/es = 3.5 / 6.3$, $K_s = 2.70$, $A_s = 11.3\text{cm}^2$

Ανοίγμα $M_{sd} = -17\text{kNm}$, $b = 60\text{cm}$, $d = 25\text{cm}$, $K_d = 4.72$, $\xi = 0.07$, $ec/es = 1.5/20.0$, $K_s = 2.36$, $A_s = 1.59\text{cm}^2$

Στήριξη A $M_{sd} = 0$

Ελάχιστος οπλισμός κάμψης προς αποφυγή αστοχίας χωρίς προειδοποίηση

$\rho_{\min} = 0.5 \times f_{ctm} / f_{yk} = 0.5 \times 2.2 / 500 = 0.00220$, $\rho_{\max} = 0.0015$, $\min A_s = 0.00150 \times 6025 = 2.25\text{cm}^2$

Ελεγχος ρηγμάτωσης, $\sigma_s = 0.70 \times 500 = 350\text{N/mm}^2$ μέγιστη διάμετρος οπλισμού (Κανον. Πιν 15.1) $\max \phi = 16$,

Ελεγχος παραμόρφωσης, $\lambda_{yk} = \alpha_L / h = 0.36 \times 330 / 25 = 5 < 20$ (Κανον. 16.2, α από διάγραμμα ροπών)

Οπλισμός στο άνοιγμα 4#12 (4.5cm²) Οπλισμός στήριξη-A 10#12 (11.3cm² άνω)

Διαστασιολόγηση για τέμνουσα δύναμη

Τέμνουσα σχεδιασμού (απόστ. d από παρειά) $V_{sd} = 68.2 - 0.35 \times 28.6 = 58.2\text{kN}$

$\rho_1 = 2.26 / (60 \times 25) = 0.002 < 0.02$, $V_{rd1} = 0.26 \times 1.0 \times (1.2 + 40 \times 0.002) \times 60 \times 25 \times 0.1 = 49.2\text{kN}$

$v = 0.7 - 20 / 200 = 0.600 > 0.5$, $V_{rd2} = 0.5 \times 0.600 \times 13.3 \times 60 \times 0.9 \times 25 \times 0.1 = 540\text{kN} > 58.2 = V_{sd}$

$V_{sd} / V_{rd2} = 0.11$ Ελάχιστος οπλισμός διάτμησης, $s = 20\text{cm}$, $A_{sw} = 0.0007 \times 20 \times 60 = 0.8\text{cm}^2$ συνδετήρες 4-τμητοι $\phi 8 / 20$

$V_{wd} = 58.2 - 49.2 = 9.1\text{kN}$, $A_{sw} / s = 1000 \times 9.1 / (0.9 \times 25 \times 434.8) = 0.9\text{cm}^2 / \text{m}$ συνδετήρες 4-τμητοι $\phi 8 / 20$

Υπόγειο **Δ3 (Δ3B)** μήκος $L = 3.20\text{m}$, πλάτος $b = 60\text{cm}$, ύψος $h = 30\text{cm}$, συν. πλ. $b_m = 105\text{cm}$, πλάκα $h_1 = 15\text{cm}$

Δ3B



διάγραμμα ροπών

μπετόν C20/25-S500s ροπή ανοίγματος $\max M_{sdAB} = 21\text{kNm}$ ($\min = 0\text{kNm}$)

ροπή στήριξης A $\min M_{sdA} = -8\text{kNm}$ ($\max = 0\text{kNm}$), ροπή στήριξης B $\min M_{sdB} = -39\text{kNm}$ ($\max = 0\text{kNm}$)

τέμνουσα δύναμη $V_{sdA} = 44\text{kN}$, τέμνουσα δύναμη $V_{sdB} = 63\text{kN}$, ροπή στρέψης $T_{sd} = 8\text{kNm}$

Διαστασιολόγηση έναντι κάμψης (οριακή κατάσταση αστοχίας)

Ανοίγμα $M_{sd} = 21\text{kNm}$, $b_m = 1.05\text{m}$, $d = 25\text{cm}$, $K_d = 5.60$, $\xi = 0.06$, $x = 1.5 < h_f = 15\text{cm}$, $ec/es = 1.2/20.0$, $K_s = 2.35$, $A_s = 2.0\text{cm}^2$

Στήριξη B $M_{sd} = -39 + 63 \times 0.10 = -33 \text{ kNm}$, $b=60 \text{ cm}$, $d=25 \text{ cm}$, $K_d = 3.39$, $\xi=0.11$, $ec/es=2.5/20.0$, $K_s=2.40$, $A_s = 3.1 \text{ cm}^2$

Ελάχιστος οπλισμός κάμψης προς αποφυγή αστοχίας χωρίς προειδοποίηση

$$\rho_{min}=0.5 \times f_{ctm}/f_{yk}=0.5 \times 2.2/500=0.00220, \rho_{max}=0.0015, \min A_s=0.00150 \times 60 \times 25 = 2.25 \text{ cm}^2$$

Ελεγχος ρηγμάτωσης, $\sigma_s=0.70 \times 500=350 \text{ N/mm}^2$ μέγιστη διάμετρος οπλισμού (Κανον. Πιν 15.1) $\max \Phi=16$,

Ελεγχος παραμόρφωσης, $\lambda_{yhr} \alpha_L/h=0.32 \times 320/25=4 < 20$ (Κανον. 16.2, α από διάγραμμα ροπών)

Οπλισμός στο άνοιγμα 4Φ12 (4.5 cm²) Οπλισμός στήριξη-B 3Φ12 (3.4 cm² άνω)

Διαστασιολόγηση για τέμνουσα δύναμη

$$\text{Τέμνουσα σχεδιασμού (απόστ. d από παρειά)} V_{sd} = 63.4 - 0.35 \times 33.6 = 51.7 \text{ kN}$$

$$\rho_1 = 2.26/(60 \times 25) = 0.002 < 0.02, V_{rd1} = 0.26 \times 1.0 \times (1.2 + 40 \times 0.002) \times 60 \times 25 \times 0.1 = 49.2 \text{ kN}$$

$$v = 0.7 - 20/200 = 0.600 > 0.5, V_{rd2} = 0.5 \times 0.600 \times 13.3 \times 60 \times 0.9 \times 25 \times 0.1 = 540 \text{ kN} > 51.7 = V_{sd}$$

$V_{sd}/V_{rd2} = 0.10$ Ελάχιστος οπλισμός διάτμησης, $s=20 \text{ cm}$, $A_{sw}=0.0007 \times 20 \times 60 = 0.8 \text{ cm}^2$ συνδετήρες 4-τμητοι Φ8/20

$$V_{wd} = 51.7 - 49.2 = 2.5 \text{ kN}, A_{sw}/s = 1000 \times 2.5/(0.9 \times 25 \times 434.8) = 0.3 \text{ cm}^2/\text{m συνδετήρες 4-τμητοι Φ8/20}$$

Υπόγειο Δ4 (Δ4AB) μήκος L= 3.04m, πλάτος b= 60cm, ύψος h= 30cm, συν. πλ. b_m=103cm, πλάκα h_i= 15cm

Δ4AB

Δ5B

διάγραμμα ροπών

μειτόν C20/25-S500s ροπή ανοίγματος $\max M_{sdAB} = 19 \text{ kNm}$ ($\min = 0 \text{ kNm}$)

ροπή στήριξης A $\min M_{sdA} = -2 \text{ kNm}$ ($\max = 4 \text{ kNm}$), ροπή στήριξης B $\min M_{sdB} = -65 \text{ kNm}$ ($\max = 0 \text{ kNm}$)

τέμνουσα δύναμη $V_{sdA} = 37 \text{ kN}$, τέμνουσα δύναμη $V_{sdB} = 64 \text{ kN}$, ροπή στρέψης $T_{sd} = 0 \text{ kNm}$

Διαστασιολόγηση έναντι κάμψης (οριακή κατάσταση αστοχίας)

Άνοιγμα $M_{sd} = 19 \text{ kNm}$, $b_m=1.03 \text{ m}$, $d=25 \text{ cm}$, $K_d = 5.86$, $\xi=0.06$, $x=1.4 < h_f=15 \text{ cm}$, $ec/es=1.2/20.0$, $K_s=2.35$, $A_s = 1.8 \text{ cm}^2$

Στήριξη B $M_{sd} = -65 + 64 \times 0.10 = -59 \text{ kNm}$, $b=60 \text{ cm}$, $d=25 \text{ cm}$, $K_d = 2.53$, $\xi=0.18$, $ec/es=3.5/15.5$, $K_s=2.49$, $A_s = 5.8 \text{ cm}^2$

Άνοιγμα $M_{sd}=0$

Στήριξη B $M_{sd}=0$

Ελάχιστος οπλισμός κάμψης προς αποφυγή αστοχίας χωρίς προειδοποίηση

$$\rho_{min}=0.5 \times f_{ctm}/f_{yk}=0.5 \times 2.2/500=0.00220, \rho_{max}=0.0015, \min A_s=0.00150 \times 60 \times 25 = 2.25 \text{ cm}^2$$

Ελεγχος ρηγμάτωσης, $\sigma_s=0.70 \times 500=350 \text{ N/mm}^2$ μέγιστη διάμετρος οπλισμού (Κανον. Πιν 15.1) $\max \Phi=16$,

Ελεγχος παραμόρφωσης, $\lambda_{yhr} \alpha_L/h=0.35 \times 304/25=4 < 20$ (Κανον. 16.2, α από διάγραμμα ροπών)

Οπλισμός στο άνοιγμα 4Φ12 (4.5 cm²) Οπλισμός στήριξη-B 5Φ12 (5.7 cm² άνω)

Διαστασιολόγηση για τέμνουσα δύναμη

$$\text{Τέμνουσα σχεδιασμού (απόστ. d από παρειά)} V_{sd} = 64.1 - 0.35 \times 33.2 = 52.5 \text{ kN}$$

$$\rho_1 = 2.26/(60 \times 25) = 0.002 < 0.02, V_{rd1} = 0.26 \times 1.0 \times (1.2 + 40 \times 0.002) \times 60 \times 25 \times 0.1 = 49.2 \text{ kN}$$

$$v = 0.7 - 20/200 = 0.600 > 0.5, V_{rd2} = 0.5 \times 0.600 \times 13.3 \times 60 \times 0.9 \times 25 \times 0.1 = 540 \text{ kN} > 52.5 = V_{sd}$$

$V_{sd}/V_{rd2} = 0.10$ Ελάχιστος οπλισμός διάτμησης, $s=20 \text{ cm}$, $A_{sw}=0.0007 \times 20 \times 60 = 0.8 \text{ cm}^2$ συνδετήρες 4-τμητοι Φ8/20

$$V_{wd} = 52.5 - 49.2 = 3.4 \text{ kN}, A_{sw}/s = 1000 \times 3.4/(0.9 \times 25 \times 434.8) = 0.3 \text{ cm}^2/\text{m συνδετήρες 4-τμητοι Φ8/20}$$

Υπόγειο Δ5 (Δ5B) μήκος L= 4.71m, πλάτος b= 60cm, ύψος h= 30cm, συν. πλ. b_m=126cm, πλάκα h_i= 15cm

Δ4AB

Δ5B

διάγραμμα ροπών

μειτόν C20/25-S500s ροπή ανοίγματος $\max M_{sdAB} = 57 \text{ kNm}$ ($\min = 0 \text{ kNm}$)

ροπή στήριξης A $\min M_{sdA} = -65 \text{ kNm}$ ($\max = 0 \text{ kNm}$), ροπή στήριξης B $\min M_{sdB} = 0 \text{ kNm}$ ($\max = 0 \text{ kNm}$)

τέμνουσα δύναμη $V_{sdA} = 84 \text{ kN}$, τέμνουσα δύναμη $V_{sdB} = 59 \text{ kN}$, ροπή στρέψης $T_{sd} = 0 \text{ kNm}$

Διαστασιολόγηση έναντι κάμψης (οριακή κατάσταση αστοχίας)

Άνοιγμα $M_{sd} = 57 \text{ kNm}$, $b_m=1.26 \text{ m}$, $d=25 \text{ cm}$, $K_d = 3.72$, $\xi=0.10$, $x=2.4 < h_f=15 \text{ cm}$, $ec/es=2.1/20.0$, $K_s=2.39$, $A_s = 5.4 \text{ cm}^2$

Στήριξη A $M_{sd} = -65 + 84 \times 0.10 = -57 \text{ kNm}$, $b=60 \text{ cm}$, $d=25 \text{ cm}$, $K_d = 2.57$, $\xi=0.18$, $ec/es=3.5/16.2$, $K_s=2.48$, $A_s = 5.6 \text{ cm}^2$

Ελάχιστος οπλισμός κάμψης προς αποφυγή αστοχίας χωρίς προειδοποίηση

$$\rho_{min}=0.5 \times f_{ctm}/f_{yk}=0.5 \times 2.2/500=0.00220, \rho_{max}=0.0015, \min A_s=0.00150 \times 60 \times 25 = 2.25 \text{ cm}^2$$

Ελεγχος ρηγμάτωσης, $\sigma_s=0.70 \times 500=350 \text{ N/mm}^2$ μέγιστη διάμετρος οπλισμού (Κανον. Πιν 15.1) $\max \Phi=16$,

Ελεγχος παραμόρφωσης, $\lambda_{yhr} \alpha_L/h=0.57 \times 471/25=11 < 20$ (Κανον. 16.2, α από διάγραμμα ροπών)

Οπλισμός στο άνοιγμα 4Φ14 (6.2 cm²) Οπλισμός στήριξη-A 5Φ12 (5.7 cm² άνω)

Διαστασιολόγηση για τέμνουσα δύναμη

Τέμνουσα σχεδιασμού (απόστ. d από παρειά) $V_{sd} = 83.8 - 0.35 \times 30.3 = 73.2 \text{ kN}$

$\rho_1 = 3.08 / (60 \times 25) = 0.002 < 0.02$, $V_{rd1} = 0.26 \times 1.0 \times (1.2 + 40 \times 0.002) \times 60 \times 25 \times 0.1 = 50.0 \text{ kN}$

$v = 0.7 - 20 / 200 = 0.600 > 0.5$, $V_{rd2} = 0.5 \times 0.600 \times 13.3 \times 60 \times 0.9 \times 25 \times 0.1 = 540 \text{ kN} > 73.2 = V_{sd}$

$V_{sd} / V_{rd2} = 0.14$ Ελάχιστος οπλισμός διάτμησης, $s = 20 \text{ cm}$, $A_{sw} = 0.0007 \times 20 \times 60 = 0.8 \text{ cm}^2$ συνδετήρες 4-τμητοι $\Phi 8 / 20$

$V_{wd} = 73.2 - 50.0 = 23.2 \text{ kN}$, $A_{sw} / s = 1000 \times 23.2 / (0.9 \times 25 \times 434.8) = 2.4 \text{ cm}^2 / \text{m}$ συνδετήρες 4-τμητοι $\Phi 8 / 20$

Υπόγειο **Δ6 (Δ6B)** μήκος $L = 1.84 \text{ m}$, πλάτος $b = 80 \text{ cm}$, ύψος $h = 30 \text{ cm}$, συν. πλ. $b_m = 106 \text{ cm}$, πλάκα $h_1 = 15 \text{ cm}$

Δ6B



διάγραμμα ροπών

μπετόν C20/25-S500s ροπή ανοίγματος $\max M_{sdAB} = 8 \text{ kNm}$ ($\min = 0 \text{ kNm}$)

ροπή στήριξης A $\min M_{sdA} = -16 \text{ kNm}$ ($\max = 0 \text{ kNm}$), ροπή στήριξης B $\min M_{sdB} = -16 \text{ kNm}$ ($\max = 0 \text{ kNm}$)

τέμνουσα δύναμη $V_{sdA} = 53 \text{ kN}$, τέμνουσα δύναμη $V_{sdB} = 53 \text{ kN}$, ροπή στρέψης $T_{sd} = 0 \text{ kNm}$

Διαστασιολόγηση έναντι κάμψης (οριακή κατάσταση αστοχίας)

Ανοίγμα $M_{sd} = 8 \text{ kNm}$, $b_m = 1.06 \text{ m}$, $d = 25 \text{ cm}$, $K_d = 9.02$, $\xi = 0.03$, $x = 0.9 < h_f = 15 \text{ cm}$, $ec/es = 0.7 / 20.0$, $K_s = 2.33$, $A_s = 0.8 \text{ cm}^2$

Στήριξη A $M_{sd} = -16 + 53 \times 0.10 = -11 \text{ kNm}$, $b = 80 \text{ cm}$, $d = 25 \text{ cm}$, $K_d = 6.75$, $\xi = 0.05$, $ec/es = 1.0 / 20.0$, $K_s = 2.34$, $A_s = 1.0 \text{ cm}^2$

Στήριξη B $M_{sd} = -16 + 53 \times 0.10 = -11 \text{ kNm}$, $b = 80 \text{ cm}$, $d = 25 \text{ cm}$, $K_d = 6.75$, $\xi = 0.05$, $ec/es = 1.0 / 20.0$, $K_s = 2.34$, $A_s = 1.0 \text{ cm}^2$

Ελάχιστος οπλισμός κάμψης προς αποφυγή αστοχίας χωρίς προειδοποίηση

$\rho_{\min} = 0.5 \times f_{ctm} / f_{yk} = 0.5 \times 2.2 / 500 = 0.00220$, $\rho_{\max} = 0.0015$, $\min A_s = 0.00150 \times 8025 = 3.00 \text{ cm}^2$

Ελεγχος ρηγμάτωσης, $\sigma_s = 0.70 \times 500 = 350 \text{ N/mm}^2$ μέγιστη διάμετρος οπλισμού (Κανον. Πιν 15.1) $\max \Phi = 16$,

Ελεγχος παραμόρφωσης, $\lambda_{yk} \rho_{yk} = \alpha L / h = 0.18 \times 184 / 25 = 1 < 20$ (Κανον. 16.2, α από διάγραμμα ροπών)

Οπλισμός στο άνοιγμα 4 $\Phi 12$ (4.5 cm²) Οπλισμός στήριξη-A 1 $\Phi 12$ (1.1 cm² άνω) Οπλισμός στήριξη-B 1 $\Phi 12$ (1.1 cm² άνω)

Διαστασιολόγηση για τέμνουσα δύναμη

Τέμνουσα σχεδιασμού (απόστ. d από παρειά) $V_{sd} = 52.9 - 0.35 \times 57.4 = 32.8 \text{ kN}$

$\rho_1 = 2.26 / (80 \times 25) = 0.001 < 0.02$, $V_{rd1} = 0.26 \times 1.0 \times (1.2 + 40 \times 0.001) \times 80 \times 25 \times 0.1 = 64.8 \text{ kN}$

$v = 0.7 - 20 / 200 = 0.600 > 0.5$, $V_{rd2} = 0.5 \times 0.600 \times 13.3 \times 80 \times 0.9 \times 25 \times 0.1 = 720 \text{ kN} > 32.8 = V_{sd}$

$V_{sd} = 33 < V_{rd1} = 65 \text{ kN}$ Δεν απαιτείται οπλισμός διάτμησης. Τίθεται ελάχιστος απαιτούμενος.

$V_{sd} / V_{rd2} = 0.05$ Ελάχιστος οπλισμός διάτμησης, $s = 20 \text{ cm}$, $A_{sw} = 0.0007 \times 20 \times 80 = 1.1 \text{ cm}^2$ συνδετήρες 6-τμητοι $\Phi 8 / 20$

Υπόγειο **Δ7 (Δ7AB)** μήκος $L = 3.03 \text{ m}$, πλάτος $b = 60 \text{ cm}$, ύψος $h = 30 \text{ cm}$, συν. πλ. $b_m = 102 \text{ cm}$, πλάκα $h_1 = 15 \text{ cm}$

Δ7AB

Δ8B



διάγραμμα ροπών

μπετόν C20/25-S500s ροπή ανοίγματος $\max M_{sdAB} = 11 \text{ kNm}$ ($\min = -5 \text{ kNm}$)

ροπή στήριξης A $\min M_{sdA} = 0 \text{ kNm}$ ($\max = 0 \text{ kNm}$), ροπή στήριξης B $\min M_{sdB} = -69 \text{ kNm}$ ($\max = 0 \text{ kNm}$)

τέμνουσα δύναμη $V_{sdA} = 24 \text{ kN}$, τέμνουσα δύναμη $V_{sdB} = 53 \text{ kN}$, ροπή στρέψης $T_{sd} = 0 \text{ kNm}$

Διαστασιολόγηση έναντι κάμψης (οριακή κατάσταση αστοχίας)

Ανοίγμα $M_{sd} = 11 \text{ kNm}$, $b_m = 1.02 \text{ m}$, $d = 25 \text{ cm}$, $K_d = 7.57$, $\xi = 0.04$, $x = 1.0 < h_f = 15 \text{ cm}$, $ec/es = 0.9 / 20.0$, $K_s = 2.33$, $A_s = 1.0 \text{ cm}^2$

Στήριξη B $M_{sd} = -69 + 53 \times 0.10 = -64 \text{ kNm}$, $b = 60 \text{ cm}$, $d = 25 \text{ cm}$, $K_d = 2.43$, $\xi = 0.20$, $ec/es = 3.5 / 13.8$, $K_s = 2.51$, $A_s = 6.4 \text{ cm}^2$

Ανοίγμα $M_{sd} = -5 \text{ kNm}$, $b = 60 \text{ cm}$, $d = 25 \text{ cm}$, $K_d = 8.50$, $\xi = 0.04$, $ec/es = 0.8 / 20.0$, $K_s = 2.33$, $A_s = 0.48 \text{ cm}^2$

Στήριξη B $M_{sd} = 0$

Ελάχιστος οπλισμός κάμψης προς αποφυγή αστοχίας χωρίς προειδοποίηση

$\rho_{\min} = 0.5 \times f_{ctm} / f_{yk} = 0.5 \times 2.2 / 500 = 0.00220$, $\rho_{\max} = 0.0015$, $\min A_s = 0.00150 \times 6025 = 2.25 \text{ cm}^2$

Ελεγχος ρηγμάτωσης, $\sigma_s = 0.70 \times 500 = 350 \text{ N/mm}^2$ μέγιστη διάμετρος οπλισμού (Κανον. Πιν 15.1) $\max \Phi = 16$,

Ελεγχος παραμόρφωσης, $\lambda_{yk} \rho_{yk} = \alpha L / h = 0.39 \times 303 / 25 = 5 < 20$ (Κανον. 16.2, α από διάγραμμα ροπών)

Οπλισμός στο άνοιγμα 4 $\Phi 12$ (4.5 cm²) Οπλισμός στήριξη-B 6 $\Phi 12$ (6.8 cm² άνω)

Διαστασιολόγηση για τέμνουσα δύναμη

Τέμνουσα σχεδιασμού (απόστ. d από παρειά) $V_{sd} = 53.4 - 0.35 \times 25.5 = 44.5 \text{ kN}$

$\rho_1 = 2.26 / (60 \times 25) = 0.002 < 0.02$, $V_{rd1} = 0.26 \times 1.0 \times (1.2 + 40 \times 0.002) \times 60 \times 25 \times 0.1 = 49.2 \text{ kN}$

$v = 0.7 - 20 / 200 = 0.600 > 0.5$, $V_{rd2} = 0.5 \times 0.600 \times 13.3 \times 60 \times 0.9 \times 25 \times 0.1 = 540 \text{ kN} > 44.5 = V_{sd}$

$V_{sd} = 44 < V_{rd1} = 49 \text{ kN}$ Δεν απαιτείται οπλισμός διάτμησης. Τίθεται ελάχιστος απαιτούμενος.

$V_{sd} / V_{rd2} = 0.08$ Ελάχιστος οπλισμός διάτμησης, $s = 20 \text{ cm}$, $A_{sw} = 0.0007 \times 20 \times 60 = 0.8 \text{ cm}^2$ συνδετήρες 4-τμητοι $\Phi 8 / 20$

Υπόγειο **Δ8 (Δ8B)** μήκος $L = 4.71\text{m}$, πλάτος $b = 60\text{cm}$, ύψος $h = 30\text{cm}$, συν. πλ. $b_m = 126\text{cm}$, πλάκα $h_1 = 15\text{cm}$

Δ7AB

Δ8B



διάγραμμα ροπών

μειτόν C20/25-S500s ροπή ανοίγματος $\max M_{sdAB} = 69\text{kNm}$ ($\min = 0\text{kNm}$)

ροπή στήριξης A $\min M_{sdA} = -69\text{kNm}$ ($\max = 0\text{kNm}$), ροπή στήριξης B $\min M_{sdB} = 0\text{kNm}$ ($\max = 0\text{kNm}$)

τέμνουσα δύναμη $V_{sdA} = 97\text{kN}$, τέμνουσα δύναμη $V_{sdB} = 70\text{kN}$, ροπή στρέψης $T_{sd} = 0\text{kNm}$

Διαστασιολόγηση έναντι κάμψης (οριακή κατάσταση αστοχίας)

Ανοιγμα $M_{sd} = 69\text{kNm}$, $b_m = 1.26\text{m}$, $d = 25\text{cm}$, $K_d = 3.38$, $\xi = 0.11$, $x = 2.8 < h_f = 15\text{cm}$, $ec/es = 2.5/20.0$, $K_s = 2.40$, $A_s = 6.6\text{cm}^2$

Στήριξη A $M_{sd} = -69 + 97 \times 0.10 = -59\text{kNm}$, $b = 60\text{cm}$, $d = 25\text{cm}$, $K_d = 2.52$, $\xi = 0.19$, $ec/es = 3.5/15.2$, $K_s = 2.49$, $A_s = 5.9\text{cm}^2$

Ελάχιστος οπλισμός κάμψης προς αποφυγή αστοχίας χωρίς προειδοποίηση

$\rho_{\min} = 0.5 \times f_{ctm} / f_{yk} = 0.5 \times 2.2 / 500 = 0.00220$, $\rho_{\max} = 0.0015$, $\min A_s = 0.00150 \times 6025 = 2.25\text{cm}^2$

Ελεγχος ρηγμάτωσης, $\sigma_s = 0.70 \times 500 = 350\text{N/mm}^2$ μέγιστη διάμετρος οπλισμού (Κανον. Πιν 15.1) $\max \phi = 16$,

Ελεγχος παραμόρφωσης, $\lambda_{ygr} = \alpha L / h = 0.59 \times 471 / 25 = 11 < 20$ (Κανον. 16.2, α από διάγραμμα ροπών)

Οπλισμός στο άνοιγμα 4#16 (8.0cm²) Οπλισμός στήριξη-A 5#12 (5.7cm² άνω)

Διαστασιολόγηση για τέμνουσα δύναμη

Τέμνουσα σχεδιασμού (απόστ. d από παρειά) $V_{sd} = 97.1 - 0.35 \times 35.5 = 84.7\text{kN}$

$\rho_1 = 4.02 / (60 \times 25) = 0.003 < 0.02$, $V_{rd1} = 0.26 \times 1.0 \times (1.2 + 40 \times 0.003) \times 60 \times 25 \times 0.1 = 51.0\text{kN}$

$v = 0.7 - 20 / 200 = 0.600 > 0.5$, $V_{rd2} = 0.5 \times 0.600 \times 13.3 \times 60 \times 0.9 \times 25 \times 0.1 = 540\text{kN} > 84.7 = V_{sd}$

$V_{sd} / V_{rd2} = 0.16$ Ελάχιστος οπλισμός διάτμησης, $s = 20\text{cm}$, $A_{sw} = 0.0007 \times 20 \times 60 = 0.8\text{cm}^2$ συνδετήρες 4-τμητοι $\phi 8/20$

$V_{wd} = 84.7 - 51.0 = 33.7\text{kN}$, $A_{sw}/s = 1000 \times 33.7 / (0.9 \times 25 \times 434.8) = 3.4\text{cm}^2/\text{m}$ συνδετήρες 4-τμητοι $\phi 8/20$

Υπόγειο **Δ9 (Δ9A)** μήκος $L = 2.74\text{m}$, πλάτος $b = 80\text{cm}$, ύψος $h = 30\text{cm}$, συν. πλ. $b_m = 118\text{cm}$, πλάκα $h_1 = 15\text{cm}$

Δ9A



διάγραμμα ροπών

μειτόν C20/25-S500s ροπή ανοίγματος $\max M_{sdAB} = 25\text{kNm}$ ($\min = 0\text{kNm}$)

ροπή στήριξης A $\min M_{sdA} = -47\text{kNm}$ ($\max = 0\text{kNm}$), ροπή στήριξης B $\min M_{sdB} = -14\text{kNm}$ ($\max = 0\text{kNm}$)

τέμνουσα δύναμη $V_{sdA} = 91\text{kN}$, τέμνουσα δύναμη $V_{sdB} = 67\text{kN}$, ροπή στρέψης $T_{sd} = 0\text{kNm}$

Διαστασιολόγηση έναντι κάμψης (οριακή κατάσταση αστοχίας)

Ανοιγμα $M_{sd} = 25\text{kNm}$, $b_m = 1.18\text{m}$, $d = 25\text{cm}$, $K_d = 5.45$, $\xi = 0.06$, $x = 1.5 < h_f = 15\text{cm}$, $ec/es = 1.3/20.0$, $K_s = 2.35$, $A_s = 2.3\text{cm}^2$

Στήριξη A $M_{sd} = -47 + 91 \times 0.10 = -38\text{kNm}$, $b = 80\text{cm}$, $d = 25\text{cm}$, $K_d = 3.62$, $\xi = 0.10$, $ec/es = 2.2/20.0$, $K_s = 2.39$, $A_s = 3.7\text{cm}^2$

Στήριξη B $M_{sd} = -14 + 67 \times 0.10 = -7\text{kNm}$, $b = 80\text{cm}$, $d = 25\text{cm}$, $K_d = 8.35$, $\xi = 0.04$, $ec/es = 0.8/20.0$, $K_s = 2.33$, $A_s = 0.7\text{cm}^2$

Ελάχιστος οπλισμός κάμψης προς αποφυγή αστοχίας χωρίς προειδοποίηση

$\rho_{\min} = 0.5 \times f_{ctm} / f_{yk} = 0.5 \times 2.2 / 500 = 0.00220$, $\rho_{\max} = 0.0015$, $\min A_s = 0.00150 \times 8025 = 3.00\text{cm}^2$

Ελεγχος ρηγμάτωσης, $\sigma_s = 0.70 \times 500 = 350\text{N/mm}^2$ μέγιστη διάμετρος οπλισμού (Κανον. Πιν 15.1) $\max \phi = 16$,

Ελεγχος παραμόρφωσης, $\lambda_{ygr} = \alpha L / h = 0.29 \times 274 / 25 = 3 < 20$ (Κανον. 16.2, α από διάγραμμα ροπών)

Οπλισμός στο άνοιγμα 4#12 (4.5cm²) Οπλισμός στήριξη-A 3#12 (3.4cm² άνω) Οπλισμός στήριξη-B 1#12 (1.1cm² άνω)

Διαστασιολόγηση για τέμνουσα δύναμη





























Τέμνουσα σχεδιασμού (απόστ. d από παρειά) $V_{sd} = 91.3 - 0.35 \times 57.7 = 71.1\text{kN}$

$\rho_1 = 2.26 / (80 \times 25) = 0.001 < 0.02$, $V_{rd1} = 0.26 \times 1.0 \times (1.2 + 40 \times 0.001) \times 80 \times 25 \times 0.1 = 64.8\text{kN}$

$v = 0.7 - 20 / 200 = 0.600 > 0.5$, $V_{rd2} = 0.5 \times 0.600 \times 13.3 \times 80 \times 0.9 \times 25 \times 0.1 = 720\text{kN} > 71.1 = V_{sd}$

$V_{sd} / V_{rd2} = 0.10$ Ελάχιστος οπλισμός διάτμησης, $s = 20\text{cm}$, $A_{sw} = 0.0007 \times 20 \times 80 = 1.1\text{cm}^2$ συνδετήρες 6-τμητοι $\phi 8/20$

$V_{wd} = 71.1 - 64.8 = 6.4\text{kN}$, $A_{sw}/s = 1000 \times 6.4 / (0.9 \times 25 \times 434.8) = 0.7\text{cm}^2/\text{m}$ συνδετήρες 6-τμητοι $\phi 8/20$

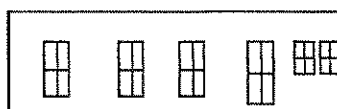
Όροφος	Δοκός	Ανοιγμα		Στήριξη-A		Στήριξη-B		Συνδ/ρες
		κάτω	πάνω	πάνω	κάτω	πάνω	κάτω	
Υπόγειο	Δ10B	4 Ø 12	2 Ø 12			3 Ø 12		 8/20
Υπόγειο	Δ11	4 Ø 12	2 Ø 12					 8/20
Υπόγειο	Δ12A	4 Ø 12	2 Ø 12	3 Ø 12				 8/20
Υπόγειο	Δ13BA	4 Ø 12	2 Ø 12					 8/20
Υπόγειο	Δ14B	4 Ø 12	2 Ø 12					 8/20
Υπόγειο	Δ17BA	4 Ø 12	2 Ø 12					 8/20
Υπόγειο	Δ18B	4 Ø 12	2 Ø 12					 8/20
Υπόγειο	Δ19A	4 Ø 12	2 Ø 12			3 Ø 12		 8/20
Υπόγειο	Δ1AB Δ2B	4 Ø 12	2 Ø 12			5 Ø 12		 8/20
Υπόγειο	Δ20	4 Ø 12	2 Ø 12	4 Ø 12				 8/20
Υπόγειο	Δ21B	4 Ø 12	2 Ø 12	2 Ø 12		2 Ø 12		 8/20
Υπόγειο	Δ22	4 Ø 12	2 Ø 12					 8/20
Υπόγειο	Δ23B	4 Ø 12	2 Ø 12					 8/20
Υπόγειο	Δ24BAA	4 Ø 14	2 Ø 12					 8/20
Υπόγειο	Δ25B Δ26B	4 Ø 12	2 Ø 12			3 Ø 12		 8/20
Υπόγειο	Δ25B Δ26B	4 Ø 12	2 Ø 12	3 Ø 12				 8/20
Υπόγειο	Δ27B Δ28B	6 Ø 16	2 Ø 12			8 Ø 12		 8/15
Υπόγειο	Δ27B Δ28B	4 Ø 12	2 Ø 12	9 Ø 12				 8/20
Υπόγειο	Δ29B Δ30B	6 Ø 16	2 Ø 12			9 Ø 12		 8/15
Υπόγειο	Δ1AB Δ2B	4 Ø 14	2 Ø 12	5 Ø 12				 8/20
Υπόγειο	Δ29B Δ30B	4 Ø 12	2 Ø 12	10 Ø 12				 8/20
Υπόγειο	Δ3B	4 Ø 12	2 Ø 12			3 Ø 12		 8/20
Υπόγειο	Δ4AB Δ5B	4 Ø 12	2 Ø 12			5 Ø 12		 8/20
Υπόγειο	Δ4AB Δ5B	4 Ø 14	2 Ø 12	5 Ø 12				 8/20
Υπόγειο	Δ6B	4 Ø 12	2 Ø 12	1 Ø 12		1 Ø 12		 8/20
Υπόγειο	Δ7AB Δ8B	4 Ø 12	2 Ø 12			6 Ø 12		 8/20
Υπόγειο	Δ7AB Δ8B	4 Ø 16	2 Ø 12	5 Ø 12				 8/20
Υπόγειο	Δ9A	4 Ø 12	2 Ø 12	3 Ø 12		1 Ø 12		 8/20

Φορτία τοίχων

Σε κάθε πάτωμα μεταφέρονται τα κατανεμημένα φορτία των πλακών στους αντίστοιχους τοίχους καθώς και τα συγκεντρωμένα φορτία στις θέσεις έδρασης των δοκών.

ΙσόγειοT36

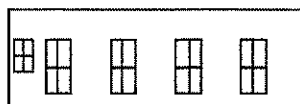
Διαστάσεις μήκος=15.30m, ύψος= 4.40m, πάχος=0.69m

Θέση $x=0.00m$, $y=37.94m$, $\theta=0.00^\circ$, επιφάνεια τοίχου= $53.64m^2$

Λιθοδομή 0.55

Ιδιο βάρος τοίχου $G_t=53.64 \times 17.8=954.7 \text{ kN}$ Γραμμικό φορτίο επί τοίχου, μόνιμο= $7.0kN/m$ κινητό= $0.0kN/m$ Συνολικό φορτίο στον τοίχο από δάπεδο μόνιμο $G_d=107.1 \text{ kN}$, κινητό $Q_d=0.0 \text{ kN}$ Φορτίο από υπερκείμενο τοίχο μόνιμο $G_a=0.0 \text{ kN}$, κινητό $Q_a=0.0 \text{ kN}$ Φορτίο σε υποκείμενο τοίχο T1 μόνιμο $G_k=1061.8 \text{ kN}$, κινητό $Q_k=0.0 \text{ kN}$ ΙσόγειοT37

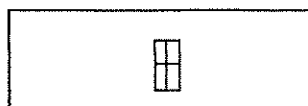
Διαστάσεις μήκος=13.60m, ύψος= 4.40m, πάχος=0.69m

Θέση $x=15.30m$, $y=37.94m$, $\theta=0.00^\circ$, επιφάνεια τοίχου= $47.75m^2$

Λιθοδομή 0.55

Ιδιο βάρος τοίχου $G_t=47.75 \times 17.8=849.9 \text{ kN}$ Γραμμικό φορτίο επί τοίχου, μόνιμο= $7.0kN/m$ κινητό= $0.0kN/m$ Συνολικό φορτίο στον τοίχο από δάπεδο μόνιμο $G_d=95.2 \text{ kN}$, κινητό $Q_d=0.0 \text{ kN}$ Φορτίο από υπερκείμενο τοίχο μόνιμο $G_a=0.0 \text{ kN}$, κινητό $Q_a=0.0 \text{ kN}$ Φορτίο σε υποκείμενο τοίχο T2 μόνιμο $G_k=945.1 \text{ kN}$, κινητό $Q_k=0.0 \text{ kN}$ ΙσόγειοT38

Διαστάσεις μήκος=14.00m, ύψος= 4.40m, πάχος=0.69m

Θέση $x=28.56m$, $y=24.15m$, $\theta=90.00^\circ$, επιφάνεια τοίχου= $59.10m^2$

Λιθοδομή 0.55

Ιδιο βάρος τοίχου $G_t=59.10 \times 17.8=1052.1 \text{ kN}$ Γραμμικό φορτίο επί τοίχου, μόνιμο= $4.0kN/m$ κινητό= $0.0kN/m$ Συνολικό φορτίο στον τοίχο από δάπεδο μόνιμο $G_d=56.0 \text{ kN}$, κινητό $Q_d=0.0 \text{ kN}$ Φορτίο από υπερκείμενο τοίχο μόνιμο $G_a=0.0 \text{ kN}$, κινητό $Q_a=0.0 \text{ kN}$ Φορτίο σε υποκείμενο τοίχο T3 μόνιμο $G_k=1108.1 \text{ kN}$, κινητό $Q_k=0.0 \text{ kN}$ ΙσόγειοT39

Διαστάσεις μήκος=11.15m, ύψος= 4.40m, πάχος=0.69m

Θέση $x=28.56m$, $y=13.00m$, $\theta=90.00^\circ$, επιφάνεια τοίχου= $39.52m^2$

Λιθοδομή 0.55

Ιδιο βάρος τοίχου $G_t=39.52 \times 17.8=703.4 \text{ kN}$ Γραμμικό φορτίο επί τοίχου, μόνιμο= $4.0kN/m$ κινητό= $0.0kN/m$ Συνολικό φορτίο στον τοίχο από δάπεδο μόνιμο $G_d=44.6 \text{ kN}$, κινητό $Q_d=0.0 \text{ kN}$ Φορτίο από υπερκείμενο τοίχο μόνιμο $G_a=0.0 \text{ kN}$, κινητό $Q_a=0.0 \text{ kN}$ Φορτίο σε υποκείμενο τοίχο T4 μόνιμο $G_k=748.0 \text{ kN}$, κινητό $Q_k=0.0 \text{ kN}$ ΙσόγειοT40

Διαστάσεις μήκος=13.00m, ύψος= 4.40m, πάχος=0.69m

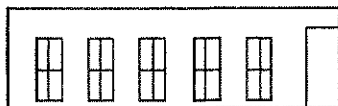
Θέση $x=28.56m$, $y=0.00m$, $\theta=90.00^\circ$, επιφάνεια τοίχου= $49.76m^2$

Λιθοδομή 0.55

Ιδιο βάρος τοίχου $G_t=49.76 \times 17.8=885.8 \text{ kN}$ Γραμμικό φορτίο επί τοίχου, μόνιμο= $4.0kN/m$ κινητό= $0.0kN/m$ Συνολικό φορτίο στον τοίχο από δάπεδο μόνιμο $G_d=52.0 \text{ kN}$, κινητό $Q_d=0.0 \text{ kN}$ Φορτίο από υπερκείμενο τοίχο μόνιμο $G_a=0.0 \text{ kN}$, κινητό $Q_a=0.0 \text{ kN}$ Φορτίο σε υποκείμενο τοίχο T5 μόνιμο $G_k=937.8 \text{ kN}$, κινητό $Q_k=0.0 \text{ kN}$

ΙσόγειοT41

Διαστάσεις μήκος=15.30m, ύψος= 4.40m, πάχος=0.69m

Θέση $x = 0.00m$, $y = 0.34m$, $\theta = 0.00^\circ$, επιφάνεια τοίχου= 46.18m²

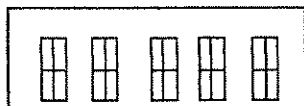
Λιθοδομή 0.55

Ιδίο βάρος τοίχου $G_t = 46.18 \times 17.8 = 822.0 \text{ kN}$

Γραμμικό φορτίο επί τοίχου, μόνιμο= 7.0kN/m κινητό= 0.0kN/m

Συνολικό φορτίο στον τοίχο από δάπεδο μόνιμο $G_d = 107.1 \text{ kN}$, κινητό $Q_d = 0.0 \text{ kN}$ Φορτίο από υπερκείμενο τοίχο μόνιμο $G_a = 0.0 \text{ kN}$, κινητό $Q_a = 0.0 \text{ kN}$ Φορτίο σε υποκείμενο τοίχο T_6 μόνιμο $G_k = 929.1 \text{ kN}$, κινητό $Q_k = 0.0 \text{ kN}$ ΙσόγειοT42

Διαστάσεις μήκος=13.60m, ύψος= 4.40m, πάχος=0.69m

Θέση $x = 15.30m$, $y = 0.34m$, $\theta = 0.00^\circ$, επιφάνεια τοίχου= 44.20m²

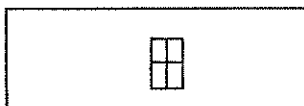
Λιθοδομή 0.55

Ιδίο βάρος τοίχου $G_t = 44.20 \times 17.8 = 786.8 \text{ kN}$

Γραμμικό φορτίο επί τοίχου, μόνιμο= 7.0kN/m κινητό= 0.0kN/m

Συνολικό φορτίο στον τοίχο από δάπεδο μόνιμο $G_d = 95.2 \text{ kN}$, κινητό $Q_d = 0.0 \text{ kN}$ Φορτίο από υπερκείμενο τοίχο μόνιμο $G_a = 0.0 \text{ kN}$, κινητό $Q_a = 0.0 \text{ kN}$ Φορτίο σε υποκείμενο τοίχο T_7 μόνιμο $G_k = 882.0 \text{ kN}$, κινητό $Q_k = 0.0 \text{ kN}$ ΙσόγειοT43

Διαστάσεις μήκος=14.00m, ύψος= 4.40m, πάχος=0.69m

Θέση $x = 0.20m$, $y = 24.15m$, $\theta = 90.00^\circ$, επιφάνεια τοίχου= 58.67m²

Λιθοδομή 0.55

Ιδίο βάρος τοίχου $G_t = 58.67 \times 17.8 = 1044.3 \text{ kN}$

Γραμμικό φορτίο επί τοίχου, μόνιμο= 4.0kN/m κινητό= 0.0kN/m

Συνολικό φορτίο στον τοίχο από δάπεδο μόνιμο $G_d = 56.0 \text{ kN}$, κινητό $Q_d = 0.0 \text{ kN}$ Φορτίο από υπερκείμενο τοίχο μόνιμο $G_a = 0.0 \text{ kN}$, κινητό $Q_a = 0.0 \text{ kN}$ Φορτίο σε υποκείμενο τοίχο T_8 μόνιμο $G_k = 1100.3 \text{ kN}$, κινητό $Q_k = 0.0 \text{ kN}$ ΙσόγειοT44

Διαστάσεις μήκος=11.45m, ύψος= 4.40m, πάχος=0.69m

Θέση $x = 0.20m$, $y = 12.70m$, $\theta = 90.00^\circ$, επιφάνεια τοίχου= 41.09m²

Λιθοδομή 0.55

Ιδίο βάρος τοίχου $G_t = 41.09 \times 17.8 = 731.4 \text{ kN}$

Γραμμικό φορτίο επί τοίχου, μόνιμο= 0.0kN/m κινητό= 0.0kN/m

Συνολικό φορτίο στον τοίχο από δάπεδο μόνιμο $G_d = 0.0 \text{ kN}$, κινητό $Q_d = 0.0 \text{ kN}$ Φορτίο από υπερκείμενο τοίχο μόνιμο $G_a = 0.0 \text{ kN}$, κινητό $Q_a = 0.0 \text{ kN}$ Φορτίο σε υποκείμενο τοίχο T_9 μόνιμο $G_k = 731.4 \text{ kN}$, κινητό $Q_k = 0.0 \text{ kN}$ ΙσόγειοT45

Διαστάσεις μήκος=12.70m, ύψος= 4.40m, πάχος=0.69m

Θέση $x = 0.20m$, $y = 0.00m$, $\theta = 90.00^\circ$, επιφάνεια τοίχου= 46.19m²

Λιθοδομή 0.55

Ιδίο βάρος τοίχου $G_t = 46.19 \times 17.8 = 822.2 \text{ kN}$

Γραμμικό φορτίο επί τοίχου, μόνιμο= 4.0kN/m κινητό= 0.0kN/m

Συνολικό φορτίο στον τοίχο από δάπεδο μόνιμο $G_d = 50.8 \text{ kN}$, κινητό $Q_d = 0.0 \text{ kN}$ Φορτίο από υπερκείμενο τοίχο μόνιμο $G_a = 0.0 \text{ kN}$, κινητό $Q_a = 0.0 \text{ kN}$ Φορτίο σε υποκείμενο τοίχο T_{10} μόνιμο $G_k = 873.0 \text{ kN}$, κινητό $Q_k = 0.0 \text{ kN}$ ΙσόγειοT46

Διαστάσεις μήκος=10.50m, ύψος= 4.40m, πάχος=0.59m

Θέση $x = 0.00m$, $y = 33.19m$, $\theta = 0.00^\circ$, επιφάνεια τοίχου= 43.70m²

Λιθοδομή 0.45

Ιδίο βάρος τοίχου $G_t = 43.70 \times 15.2 = 664.2 \text{ kN}$

Γραμμικό φορτίο επί τοίχου, μόνιμο= 0.0kN/m κινητό= 0.0kN/m

Συνολικό φορτίο στον τοίχο από δάπεδο μόνιμο $G_d = 0.0 \text{ kN}$, κινητό $Q_d = 0.0 \text{ kN}$ Φορτίο από υπερκείμενο τοίχο μόνιμο $G_a = 0.0 \text{ kN}$, κινητό $Q_a = 0.0 \text{ kN}$ Φορτίο σε υποκείμενο τοίχο T_{11} μόνιμο $G_k = 664.2 \text{ kN}$, κινητό $Q_k = 0.0 \text{ kN}$

ΙσόγειοT47

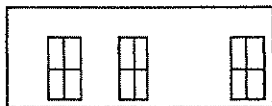
Διαστάσεις μήκος= 9.70m, ύψος= 4.40m, πάχος=0.59m

Θέση $x=19.20m$, $y=33.19m$, $\theta=0.00^\circ$, επιφάνεια τοίχου= $40.18m^2$

Λιθοδομή 0.45

Ιδιο βάρος τοίχου $G_t=40.18 \times 15.2=610.7 \text{ kN}$ Γραμμικό φορτίο επί τοίχου, μόνιμο= 0.0 kN/m κινητό= 0.0 kN/m Συνολικό φορτίο στον τοίχο από δάπεδο μόνιμο $G_d=0.0 \text{ kN}$, κινητό $Q_d=0.0 \text{ kN}$ Φορτίο από υπερκείμενο τοίχο μόνιμο $G_a=0.0 \text{ kN}$, κινητό $Q_a=0.0 \text{ kN}$ Φορτίο σε υποκείμενο τοίχο T12 μόνιμο $G_k=610.7 \text{ kN}$, κινητό $Q_k=0.0 \text{ kN}$ ΙσόγειοT49

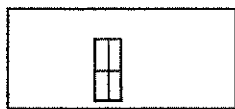
Διαστάσεις μήκος=12.22m, ύψος= 4.40m, πάχος=0.69m

Θέση $x=2.93m$, $y=30.16m$, $\theta=0.00^\circ$, επιφάνεια τοίχου= $42.07m^2$

Λιθοδομή 0.55

Ιδιο βάρος τοίχου $G_t=42.07 \times 17.8=748.9 \text{ kN}$ Γραμμικό φορτίο επί τοίχου, μόνιμο= 7.0 kN/m κινητό= 0.0 kN/m Συνολικό φορτίο στον τοίχο από δάπεδο μόνιμο $G_d=85.5 \text{ kN}$, κινητό $Q_d=0.0 \text{ kN}$ Φορτίο από υπερκείμενο τοίχο μόνιμο $G_a=0.0 \text{ kN}$, κινητό $Q_a=0.0 \text{ kN}$ Φορτίο σε υποκείμενο τοίχο T14 μόνιμο $G_k=834.4 \text{ kN}$, κινητό $Q_k=0.0 \text{ kN}$ ΙσόγειοT50

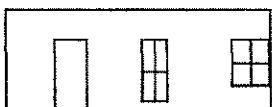
Διαστάσεις μήκος=10.49m, ύψος= 4.40m, πάχος=0.69m

Θέση $x=15.23m$, $y=30.16m$, $\theta=0.00^\circ$, επιφάνεια τοίχου= $42.76m^2$

Λιθοδομή 0.55

Ιδιο βάρος τοίχου $G_t=42.76 \times 17.8=761.1 \text{ kN}$ Γραμμικό φορτίο επί τοίχου, μόνιμο= 7.0 kN/m κινητό= 0.0 kN/m Συνολικό φορτίο στον τοίχο από δάπεδο μόνιμο $G_d=73.4 \text{ kN}$, κινητό $Q_d=0.0 \text{ kN}$ Φορτίο από υπερκείμενο τοίχο μόνιμο $G_a=0.0 \text{ kN}$, κινητό $Q_a=0.0 \text{ kN}$ Φορτίο σε υποκείμενο τοίχο T15 μόνιμο $G_k=834.5 \text{ kN}$, κινητό $Q_k=0.0 \text{ kN}$ ΙσόγειοT52

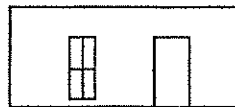
Διαστάσεις μήκος=12.10m, ύψος= 4.40m, πάχος=0.74m

Θέση $x=3.03m$, $y=8.71m$, $\theta=0.00^\circ$, επιφάνεια τοίχου= $42.24m^2$

Λιθοδομή M2 0.60

Ιδιο βάρος τοίχου $G_t=42.24 \times 19.1=806.8 \text{ kN}$ Γραμμικό φορτίο επί τοίχου, μόνιμο= 7.0 kN/m κινητό= 0.0 kN/m Συνολικό φορτίο στον τοίχο από δάπεδο μόνιμο $G_d=84.7 \text{ kN}$, κινητό $Q_d=0.0 \text{ kN}$ Φορτίο από υπερκείμενο τοίχο μόνιμο $G_a=0.0 \text{ kN}$, κινητό $Q_a=0.0 \text{ kN}$ Φορτίο σε υποκείμενο τοίχο T17 μόνιμο $G_k=891.5 \text{ kN}$, κινητό $Q_k=0.0 \text{ kN}$ ΙσόγειοT53

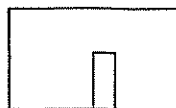
Διαστάσεις μήκος=10.59m, ύψος= 4.40m, πάχος=0.74m

Θέση $x=15.13m$, $y=8.71m$, $\theta=0.00^\circ$, επιφάνεια τοίχου= $38.86m^2$

Λιθοδομή M2 0.60

Ιδιο βάρος τοίχου $G_t=38.86 \times 19.1=742.3 \text{ kN}$ Γραμμικό φορτίο επί τοίχου, μόνιμο= 7.0 kN/m κινητό= 0.0 kN/m Συνολικό φορτίο στον τοίχο από δάπεδο μόνιμο $G_d=74.1 \text{ kN}$, κινητό $Q_d=0.0 \text{ kN}$ Φορτίο από υπερκείμενο τοίχο μόνιμο $G_a=0.0 \text{ kN}$, κινητό $Q_a=0.0 \text{ kN}$ Φορτίο σε υποκείμενο τοίχο T18 μόνιμο $G_k=816.4 \text{ kN}$, κινητό $Q_k=0.0 \text{ kN}$ ΙσόγειοT54

Διαστάσεις μήκος= 7.70m, ύψος= 4.40m, πάχος=0.59m

Θέση $x=0.00m$, $y=5.30m$, $\theta=0.00^\circ$, επιφάνεια τοίχου= $31.51m^2$

Λιθοδομή 0.45

Ιδιο βάρος τοίχου $G_t=31.51 \times 15.2=478.9 \text{ kN}$ Γραμμικό φορτίο επί τοίχου, μόνιμο= 0.0 kN/m κινητό= 0.0 kN/m Συνολικό φορτίο στον τοίχο από δάπεδο μόνιμο $G_d=0.0 \text{ kN}$, κινητό $Q_d=0.0 \text{ kN}$ Φορτίο από υπερκείμενο τοίχο μόνιμο $G_a=0.0 \text{ kN}$, κινητό $Q_a=0.0 \text{ kN}$ Φορτίο σε υποκείμενο τοίχο T19 μόνιμο $G_k=478.9 \text{ kN}$, κινητό $Q_k=0.0 \text{ kN}$

ΙσόγειοT55

Διαστάσεις μήκος=11.67m, ύψος= 4.40m, πάχος=0.59m

Θέση $x=17.20m$, $y= 5.30m$, $\theta= 0.00^\circ$, επιφάνεια τοίχου= 45.97m²

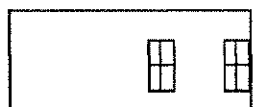
Λιθοδομή 0.45

Ιδιο βάρος τοίχου $G_t= 45.97 \times 15.2= 698.8 \text{ kN}$

Γραμμικό φορτίο επί τοίχου, μόνιμο= 0.0kN/m κινητό= 0.0kN/m

Συνολικό φορτίο στον τοίχο από δάπεδο μόνιμο $G_5= 0.0 \text{ kN}$, κινητό $Q_5= 0.0 \text{ kN}$ Φορτίο από υπερκείμενο τοίχο μόνιμο $G_a= 0.0 \text{ kN}$, κινητό $Q_a= 0.0 \text{ kN}$ Φορτίο σε υποκείμενο τοίχο T20 μόνιμο $G_k= 698.8 \text{ kN}$, κινητό $Q_k= 0.0 \text{ kN}$ ΙσόγειοT56

Διαστάσεις μήκος=11.20m, ύψος= 4.40m, πάχος=0.74m

Θέση $x= 3.26m$, $y= 8.34m$, $\theta= 90.00^\circ$, επιφάνεια τοίχου= 44.29m²

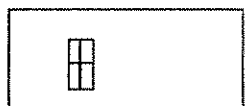
Λιθοδομή M2 0.60

Ιδιο βάρος τοίχου $G_t= 44.29 \times 19.1= 845.9 \text{ kN}$

Γραμμικό φορτίο επί τοίχου, μόνιμο= 4.0kN/m κινητό= 0.0kN/m

Συνολικό φορτίο στον τοίχο από δάπεδο μόνιμο $G_6= 44.8 \text{ kN}$, κινητό $Q_6= 0.0 \text{ kN}$ Φορτίο από υπερκείμενο τοίχο μόνιμο $G_a= 0.0 \text{ kN}$, κινητό $Q_a= 0.0 \text{ kN}$ Φορτίο σε υποκείμενο τοίχο T21 μόνιμο $G_k= 890.7 \text{ kN}$, κινητό $Q_k= 0.0 \text{ kN}$ ΙσόγειοT57

Διαστάσεις μήκος=10.83m, ύψος= 4.40m, πάχος=0.74m

Θέση $x= 3.26m$, $y=19.54m$, $\theta= 90.00^\circ$, επιφάνεια τοίχου= 45.16m²

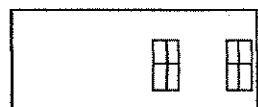
Λιθοδομή M2 0.60

Ιδιο βάρος τοίχου $G_t= 45.16 \times 19.1= 862.5 \text{ kN}$

Γραμμικό φορτίο επί τοίχου, μόνιμο= 4.0kN/m κινητό= 0.0kN/m

Συνολικό φορτίο στον τοίχο από δάπεδο μόνιμο $G_7= 43.3 \text{ kN}$, κινητό $Q_7= 0.0 \text{ kN}$ Φορτίο από υπερκείμενο τοίχο μόνιμο $G_a= 0.0 \text{ kN}$, κινητό $Q_a= 0.0 \text{ kN}$ Φορτίο σε υποκείμενο τοίχο T22 μόνιμο $G_k= 905.8 \text{ kN}$, κινητό $Q_k= 0.0 \text{ kN}$ ΙσόγειοT58

Διαστάσεις μήκος=11.30m, ύψος= 4.40m, πάχος=0.74m

Θέση $x=25.35m$, $y= 8.34m$, $\theta= 90.00^\circ$, επιφάνεια τοίχου= 44.73m²

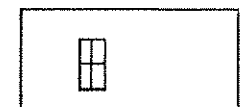
Λιθοδομή M2 0.60

Ιδιο βάρος τοίχου $G_t= 44.73 \times 19.1= 854.3 \text{ kN}$

Γραμμικό φορτίο επί τοίχου, μόνιμο= 4.0kN/m κινητό= 0.0kN/m

Συνολικό φορτίο στον τοίχο από δάπεδο μόνιμο $G_8= 45.2 \text{ kN}$, κινητό $Q_8= 0.0 \text{ kN}$ Φορτίο από υπερκείμενο τοίχο μόνιμο $G_a= 0.0 \text{ kN}$, κινητό $Q_a= 0.0 \text{ kN}$ Φορτίο σε υποκείμενο τοίχο T23 μόνιμο $G_k= 899.5 \text{ kN}$, κινητό $Q_k= 0.0 \text{ kN}$ ΙσόγειοT59

Διαστάσεις μήκος=10.00m, ύψος= 4.40m, πάχος=0.74m

Θέση $x=25.35m$, $y=19.64m$, $\theta= 90.00^\circ$, επιφάνεια τοίχου= 41.50m²

Λιθοδομή M2 0.60

Ιδιο βάρος τοίχου $G_t= 41.50 \times 19.1= 792.7 \text{ kN}$

Γραμμικό φορτίο επί τοίχου, μόνιμο= 4.0kN/m κινητό= 0.0kN/m

Συνολικό φορτίο στον τοίχο από δάπεδο μόνιμο $G_9= 40.0 \text{ kN}$, κινητό $Q_9= 0.0 \text{ kN}$ Φορτίο από υπερκείμενο τοίχο μόνιμο $G_a= 0.0 \text{ kN}$, κινητό $Q_a= 0.0 \text{ kN}$ Φορτίο σε υποκείμενο τοίχο T24 μόνιμο $G_k= 832.7 \text{ kN}$, κινητό $Q_k= 0.0 \text{ kN}$ ΙσόγειοΣυνολικά φορτία ορόφου

Ολικά κατακόρυφα φορτία ορόφου από τοίχους, μόνιμα $G_1= 18675 \text{ kN}$, κινητά $Q_1= 0 \text{ kN}$
 Ολικά κατακόρυφα φορτία ορόφου από υποστυλάρια, μόνιμα $G_2= 0 \text{ kN}$, κινητά $Q_2= 0 \text{ kN}$
 Ολικά κατακόρυφα φορτία ορόφου (δάπεδα+τοίχοι), μόνιμα $G_o= 18675 \text{ kN}$, κινητά $Q_o= 0 \text{ kN}$
 Συνδυασμός δράσεων για κατακόρυφη φόρτιση, ολικά φορτία ορόφου $(1.35 \times G_o + 1.50 \times Q_o) = 25211 \text{ kN}$
 Συνδυασμός δράσεων για σεισμική φόρτιση, ολικά φορτία ορόφου $(1.00 \times G_o + 0.30 \times Q_o) = 18675 \text{ kN}$
 Ολική μάζα ορόφου $M_o = (1.0 \times G_o + 0.3 \times Q_o) / 9.81 = 18675 / 9.81 = 1904 \text{ kNsec}^2/\text{m}$

Ισόγειο		Κέντρο Μάζας ορόφου			
Τοίχος	Μάζα kNsec ² /m	xm	ym	x.M	y.M
T36	108.2	7.65	37.94	828.01	4107.03
T37	96.3	22.10	37.94	2129.12	3655.64
T38	113.0	28.56	31.15	3225.46	3518.58
T39	76.2	28.56	18.58	2177.28	1416.32
T40	95.6	28.56	6.50	2729.75	621.38
T41	94.7	7.65	0.34	724.53	32.67
T42	89.9	22.10	0.34	1986.97	31.02
T43	112.2	0.20	31.15	22.99	3493.82
T44	74.6	0.20	18.42	15.28	1373.70
T45	89.0	0.20	6.35	18.24	565.09
T46	67.7	5.25	33.19	355.46	2246.84
T47	62.3	24.05	33.19	1497.18	2065.86
T49	85.1	9.04	30.16	768.91	2564.87
T50	85.1	20.47	30.16	1741.73	2565.17
T52	90.9	9.08	8.71	825.16	791.54
T53	83.2	20.42	8.71	1699.79	724.86
T54	48.8	3.85	5.30	187.95	258.98
T55	71.2	23.03	5.30	1640.86	377.89
T56	90.8	3.26	13.94	295.99	1265.68
T57	92.3	3.26	24.96	301.01	2304.20
T58	91.7	25.35	13.99	2324.40	1282.77
T59	84.9	25.35	24.64	2151.78	2091.51

Σύνολο 1904.0 27647.87 37355.43

Κέντρο μάζας ορόφου $x_m=27647.87/1904.00=14.52m$, $y_m=37355.43/1904.00=19.62m$

Για τον υπολογισμό του κέντρου μάζας ορόφου, θεωρούμε μάζες ισοδύναμες των αντιστοιχών φορτίων στα κέντρα των τοίχων και υποστυλωμάτων.

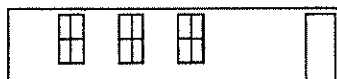
Υπόγειο T1 Διαστάσεις μήκος=15.30m, ύψος= 3.20m, πάχος=0.89m

Θέση $x=0.00m$, $y=37.85m$, $\theta=0.00^\circ$, επιφάνεια τοίχου= 37.51m²

Λιθοδομή 0.75

Ιδιο βάρος τοίχου $G_t=37.51 \times 23.0=862.7$ kN

Γραμμικό φορτίο επί τοίχου, μόνιμο= 0.0kN/m κινητό= 0.0kN/m



Φορτίο από πλάκα Π1, μόνιμο $g=9.3kN/m$, κινητό $q=8.5kN/m$, από 0.30m μέχρι 6.90m
 Φορτίο από πλάκα Π2, μόνιμο $g=7.3kN/m$, κινητό $q=6.7kN/m$, από 6.90m μέχρι 13.20m
 Φορτίο από πλάκα Π3, μόνιμο $g=3.5kN/m$, κινητό $q=2.9kN/m$, από 13.20m μέχρι 15.60m
 Φορτίο από δοκό Δ2, μόνιμο $G=26kN$, κινητό $Q=18kN$ σε απόσταση 6.90m
 Φορτίο από δοκό Δ5, μόνιμο $G=24kN$, κινητό $Q=17kN$ σε απόσταση 15.60m

Συνολικό φορτίο στον τοίχο από δάπεδο μόνιμο $G_d=165.7$ kN, κινητό $Q_d=140.5$ kN

Φορτίο από υπερκείμενο τοίχο T36 μόνιμο $G_a=1061.8$ kN, κινητό $Q_a=0.0$ kN

Φορτίο σε υποκείμενο τοίχο μόνιμο $G_k=2090.2$ kN, κινητό $Q_k=140.5$ kN

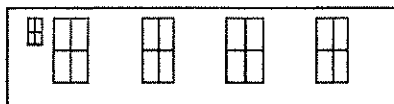
Υπόγειο T2 Διαστάσεις μήκος=13.60m, ύψος= 3.20m, πάχος=0.89m

Θέση $x=15.30m$, $y=37.85m$, $\theta=0.00^\circ$, επιφάνεια τοίχου= 33.36m²

Λιθοδομή 0.75

Ιδιο βάρος τοίχου $G_t=33.36 \times 23.0=767.4$ kN

Γραμμικό φορτίο επί τοίχου, μόνιμο= 0.0kN/m κινητό= 0.0kN/m



Φορτίο από πλάκα Π4, μόνιμο $g=10.2kN/m$, κινητό $q=9.4kN/m$, από 0.30m μέχρι 9.40m
 Φορτίο από πλάκα Π5, μόνιμο $g=3.4kN/m$, κινητό $q=3.1kN/m$, από 9.40m μέχρι 13.20m
 Φορτίο από δοκό Δ5, μόνιμο $G=24kN$, κινητό $Q=17kN$ σε απόσταση 0.30m
 Φορτίο από δοκό Δ8, μόνιμο $G=29kN$, κινητό $Q=20kN$ σε απόσταση 9.40m

Συνολικό φορτίο στον τοίχο από δάπεδο μόνιμο $G_d=159.0$ kN, κινητό $Q_d=134.2$ kN

Φορτίο από υπερκείμενο τοίχο T37 μόνιμο $G_a=945.1$ kN, κινητό $Q_a=0.0$ kN

Φορτίο σε υποκείμενο τοίχο μόνιμο $G_k=1871.5$ kN, κινητό $Q_k=134.2$ kN

ΥπόγειοT3

Διαστάσεις μήκος=14.00m, ύψος= 3.20m, πάχος=0.89m

Θέση $x=28.45m$, $y=24.15m$, $\theta=90.00^\circ$, επιφάνεια τοίχου= $40.29m^2$

Λιθοδομή 0.75

Ιδιο βάρος τοίχου $G_t=40.29 \times 23.0=926.7\text{ kN}$ Γραμμικό φορτίο επί τοίχου, μόνιμο= $0.0kN/m$ κινητό= $0.0kN/m$

Φορτίο από πλάκα Π5, μόνιμο $g=6.6kN/m$, κινητό $q=6.1kN/m$, από $9.00m$ μέχρι $13.70m$
 Φορτίο από πλάκα Π13, μόνιμο $g=7.0kN/m$, κινητό $q=5.9kN/m$, από $0.40m$ μέχρι $5.80m$
 Φορτίο από πλάκα Π9, μόνιμο $g=3.0kN/m$, κινητό $q=2.7kN/m$, από $5.80m$ μέχρι $9.00m$
 Φορτίο από δοκό Δ12, μόνιμο $G=15kN$, κινητό $Q=11kN$ σε απόσταση $5.80m$
 Φορτίο από δοκό Δ14, μόνιμο $G=19kN$, κινητό $Q=13kN$ σε απόσταση $0.40m$

Συνολικό φορτίο στον τοίχο από δάπεδο μόνιμο $G_d=112.8\text{ kN}$, κινητό $Q_d=93.2\text{ kN}$ Φορτίο από υπερκείμενο τοίχο T38 μόνιμο $G_a=1108.1\text{ kN}$, κινητό $Q_a=0.0\text{ kN}$ Φορτίο σε υποκείμενο τοίχο μόνιμο $G_k=2147.6\text{ kN}$, κινητό $Q_k=93.2\text{ kN}$ ΥπόγειοT4

Διαστάσεις μήκος=11.45m, ύψος= 3.20m, πάχος=0.89m

Θέση $x=28.45m$, $y=12.70m$, $\theta=90.00^\circ$, επιφάνεια τοίχου= $31.56m^2$

Λιθοδομή 0.75

Ιδιο βάρος τοίχου $G_t=31.56 \times 23.0=725.8\text{ kN}$ Γραμμικό φορτίο επί τοίχου, μόνιμο= $0.0kN/m$ κινητό= $0.0kN/m$

Φορτίο από πλάκα Π15, μόνιμο $g=9.5kN/m$, κινητό $q=8.0kN/m$, από $0.00m$ μέχρι $3.70m$
 Φορτίο από πλάκα Π14, μόνιμο $g=9.5kN/m$, κινητό $q=8.0kN/m$, από $3.70m$ μέχρι $11.10m$
 Φορτίο από δοκό Δ18, μόνιμο $G=19kN$, κινητό $Q=13kN$ σε απόσταση $3.70m$
 Φορτίο από δοκό Δ14, μόνιμο $G=19kN$, κινητό $Q=13kN$ σε απόσταση $11.10m$

Συνολικό φορτίο στον τοίχο από δάπεδο μόνιμο $G_d=143.9\text{ kN}$, κινητό $Q_d=114.2\text{ kN}$ Φορτίο από υπερκείμενο τοίχο T39 μόνιμο $G_a=748.0\text{ kN}$, κινητό $Q_a=0.0\text{ kN}$ Φορτίο σε υποκείμενο τοίχο μόνιμο $G_k=1617.7\text{ kN}$, κινητό $Q_k=114.2\text{ kN}$ ΥπόγειοT5

Διαστάσεις μήκος=12.70m, ύψος= 3.20m, πάχος=0.89m

Θέση $x=28.45m$, $y=0.00m$, $\theta=90.00^\circ$, επιφάνεια τοίχου= $37.34m^2$

Λιθοδομή 0.75

Ιδιο βάρος τοίχου $G_t=37.34 \times 23.0=858.8\text{ kN}$ Γραμμικό φορτίο επί τοίχου, μόνιμο= $0.0kN/m$ κινητό= $0.0kN/m$

Φορτίο από πλάκα Π15, μόνιμο $g=9.5kN/m$, κινητό $q=8.0kN/m$, από $8.80m$ μέχρι $12.70m$
 Φορτίο από πλάκα Π25, μόνιμο $g=6.2kN/m$, κινητό $q=5.7kN/m$, από $0.50m$ μέχρι $5.50m$
 Φορτίο από πλάκα Π20, μόνιμο $g=4.9kN/m$, κινητό $q=4.1kN/m$, από $5.50m$ μέχρι $8.80m$
 Φορτίο από δοκό Δ20, μόνιμο $G=20kN$, κινητό $Q=15kN$ σε απόσταση $8.80m$

Συνολικό φορτίο στον τοίχο από δάπεδο μόνιμο $G_d=104.7\text{ kN}$, κινητό $Q_d=88.2\text{ kN}$ Φορτίο από υπερκείμενο τοίχο T40 μόνιμο $G_a=937.8\text{ kN}$, κινητό $Q_a=0.0\text{ kN}$ Φορτίο σε υποκείμενο τοίχο μόνιμο $G_k=1901.3\text{ kN}$, κινητό $Q_k=88.2\text{ kN}$ ΥπόγειοT6

Διαστάσεις μήκος=13.20m, ύψος= 3.20m, πάχος=0.94m

Θέση $x=0.00m$, $y=0.47m$, $\theta=0.00^\circ$, επιφάνεια τοίχου= $42.24m^2$

Λιθοδομή 0.80

Ιδιο βάρος τοίχου $G_t=42.24 \times 24.3=1026.4\text{ kN}$ Γραμμικό φορτίο επί τοίχου, μόνιμο= $0.0kN/m$ κινητό= $0.0kN/m$

Φορτίο από πλάκα Π21, μόνιμο $g=12.5kN/m$, κινητό $q=11.5kN/m$, από $0.30m$ μέχρι $8.00m$
 Φορτίο από δοκό Δ24, μόνιμο $G=27kN$, κινητό $Q=16kN$ σε απόσταση $8.00m$

Συνολικό φορτίο στον τοίχο από δάπεδο μόνιμο $G_d=123.6\text{ kN}$, κινητό $Q_d=104.7\text{ kN}$ Φορτίο από υπερκείμενο τοίχο T41 μόνιμο $G_a=929.1\text{ kN}$, κινητό $Q_a=0.0\text{ kN}$ Φορτίο σε υποκείμενο τοίχο μόνιμο $G_k=2079.1\text{ kN}$, κινητό $Q_k=104.7\text{ kN}$

ΥπόγειοT7

Διαστάσεις μήκος=14.50m, ύψος= 3.20m, πάχος=0.94m

Θέση x=14.40m, y= 0.47m, θ= 0.00°, επιφάνεια τοίχου= 46.40m²

Λιθοδομή 0.80

Ιδίο βάρος τοίχου G_i= 46.40x 24.3= 1127.5 kN

Γραμμικό φορτίο επί τοίχου, μόνιμο= 0.0kN/m κινητό= 0.0kN/m

Φορτίο από πλάκα	Π23, μόνιμο g=	8.2kN/m, κινητό q=	7.5kN/m, από	0.40m μέχρι	4.40m
Φορτίο από πλάκα	Π24, μόνιμο g=	3.1kN/m, κινητό q=	2.8kN/m, από	4.40m μέχρι	9.00m
Φορτίο από πλάκα	Π25, μόνιμο g=	6.4kN/m, κινητό q=	5.9kN/m, από	9.00m μέχρι	14.10m
Φορτίο από δοκό	Δ22, μόνιμο G=	10kN, κινητό Q=	7kN σε απόσταση	0.40m	
Φορτίο από δοκό	Δ27, μόνιμο G=	42kN, κινητό Q=	31kN σε απόσταση	4.40m	
Φορτίο από δοκό	Δ29, μόνιμο G=	45kN, κινητό Q=	33kN σε απόσταση	9.00m	

Συνολικό φορτίο στον τοίχο από δάπεδο μόνιμο G_δ= 176.6 kN, κινητό Q_δ= 144.1 kNΦορτίο από υπερκείμενο τοίχο T42 μόνιμο G_α= 882.0 kN, κινητό Q_α= 0.0 kNΦορτίο σε υποκείμενο τοίχο μόνιμο G_κ= 2186.1 kN, κινητό Q_κ= 144.1 kNΥπόγειοT8

Διαστάσεις μήκος=14.00m, ύψος= 3.20m, πάχος=0.94m

Θέση x= 0.33m, y=24.15m, θ= 90.00°, επιφάνεια τοίχου= 40.88m²

Λιθοδομή 0.80

Ιδίο βάρος τοίχου G_i= 40.88x 24.3= 993.5 kN

Γραμμικό φορτίο επί τοίχου, μόνιμο= 0.0kN/m κινητό= 0.0kN/m

Φορτίο από πλάκα	Π1, μόνιμο g=	3.3kN/m, κινητό q=	3.0kN/m, από	9.00m μέχρι	13.70m
Φορτίο από πλάκα	Π10, μόνιμο g=	9.1kN/m, κινητό q=	7.6kN/m, από	0.40m μέχρι	5.80m
Φορτίο από πλάκα	Π6, μόνιμο g=	4.7kN/m, κινητό q=	3.9kN/m, από	5.80m μέχρι	9.00m
Φορτίο από δοκό	Δ10, μόνιμο G=	18kN, κινητό Q=	13kN σε απόσταση	5.80m	
Φορτίο από δοκό	Δ13, μόνιμο G=	17kN, κινητό Q=	11kN σε απόσταση	0.40m	

Συνολικό φορτίο στον τοίχο από δάπεδο μόνιμο G_δ= 114.6 kN, κινητό Q_δ= 91.7 kNΦορτίο από υπερκείμενο τοίχο T43 μόνιμο G_α= 1100.3 kN, κινητό Q_α= 0.0 kNΦορτίο σε υποκείμενο τοίχο μόνιμο G_κ= 2208.4 kN, κινητό Q_κ= 91.7 kNΥπόγειοT9

Διαστάσεις μήκος=11.45m, ύψος= 3.20m, πάχος=0.94m

Θέση x= 0.33m, y=12.70m, θ= 90.00°, επιφάνεια τοίχου= 29.65m²

Λιθοδομή 0.80

Ιδίο βάρος τοίχου G_i= 29.65x 24.3= 720.4 kN

Γραμμικό φορτίο επί τοίχου, μόνιμο= 0.0kN/m κινητό= 0.0kN/m

Φορτίο από πλάκα	Π12, μόνιμο g=	9.1kN/m, κινητό q=	7.6kN/m, από	0.00m μέχρι	3.70m
Φορτίο από πλάκα	Π11, μόνιμο g=	9.1kN/m, κινητό q=	7.6kN/m, από	3.70m μέχρι	11.10m
Φορτίο από δοκό	Δ17, μόνιμο G=	17kN, κινητό Q=	11kN σε απόσταση	3.70m	
Φορτίο από δοκό	Δ13, μόνιμο G=	17kN, κινητό Q=	11kN σε απόσταση	11.10m	

Συνολικό φορτίο στον τοίχο από δάπεδο μόνιμο G_δ= 134.9 kN, κινητό Q_δ= 106.1 kNΦορτίο από υπερκείμενο τοίχο T44 μόνιμο G_α= 731.4 kN, κινητό Q_α= 0.0 kNΦορτίο σε υποκείμενο τοίχο μόνιμο G_κ= 1586.7 kN, κινητό Q_κ= 106.1 kNΥπόγειοT10

Διαστάσεις μήκος=12.70m, ύψος= 3.20m, πάχος=0.94m

Θέση x= 0.33m, y= 0.00m, θ= 90.00°, επιφάνεια τοίχου= 37.01m²

Λιθοδομή 0.80

Ιδίο βάρος τοίχου G_i= 37.01x 24.3= 899.3 kN

Γραμμικό φορτίο επί τοίχου, μόνιμο= 0.0kN/m κινητό= 0.0kN/m

Φορτίο από πλάκα	Π21, μόνιμο g=	7.6kN/m, κινητό q=	6.3kN/m, από	0.50m μέχρι	5.50m
Φορτίο από πλάκα	Π16, μόνιμο g=	4.9kN/m, κινητό q=	4.1kN/m, από	5.50m μέχρι	8.80m
Φορτίο από πλάκα	Π12, μόνιμο g=	9.1kN/m, κινητό q=	7.6kN/m, από	8.80m μέχρι	12.70m
Φορτίο από δοκό	Δ19, μόνιμο G=	17kN, κινητό Q=	13kN σε απόσταση	8.80m	

Συνολικό φορτίο στον τοίχο από δάπεδο μόνιμο G_δ= 106.6 kN, κινητό Q_δ= 87.6 kNΦορτίο από υπερκείμενο τοίχο T45 μόνιμο G_α= 873.0 kN, κινητό Q_α= 0.0 kNΦορτίο σε υποκείμενο τοίχο μόνιμο G_κ= 1878.9 kN, κινητό Q_κ= 87.6 kN

ΥπόγειοT11

Διαστάσεις μήκος=10.50m, ύψος= 3.20m, πάχος=0.94m

Θέση $x=0.00m$, $y=33.19m$, $\theta=0.00^\circ$, επιφάνεια τοίχου= 24.31m²

Λιθοδομή 0.80

Ιδίο βάρος τοίχου $G_t=24.31 \times 24.3=590.6$ kN

Γραμμικό φορτίο επί τοίχου, μόνιμο= 0.0kN/m κινητό= 0.0kN/m

Φορτίο από πλάκα	Π1Π6, μόνιμο $g=22.6$ kN/m, κινητό $q=18.0$ kN/m, από 0.30m μέχρι 6.90m
Φορτίο από πλάκα	Π2Π7, μόνιμο $g=21.4$ kN/m, κινητό $q=16.5$ kN/m, από 6.90m μέχρι 10.50m
Φορτίο από δοκό	Δ2, μόνιμο $G=38$ kN, κινητό $Q=25$ kN σε απόσταση 6.90m
Φορτίο από δοκό	Δ1, μόνιμο $G=27$ kN, κινητό $Q=13$ kN σε απόσταση 6.90m
Φορτίο από δοκό	Δ9, μόνιμο $G=39$ kN, κινητό $Q=26$ kN σε απόσταση 10.50m

Συνολικό φορτίο στον τοίχο από δάπεδο μόνιμο $G_δ=329.9$ kN, κινητό $Q_δ=242.4$ kNΦορτίο από υπερκείμενο τοίχο T46 μόνιμο $G_α=664.2$ kN, κινητό $Q_α=0.0$ kNΦορτίο σε υποκείμενο τοίχο μόνιμο $G_κ=1584.7$ kN, κινητό $Q_κ=242.4$ kNΥπόγειοT12

Διαστάσεις μήκος=13.60m, ύψος= 3.20m, πάχος=0.94m

Θέση $x=15.30m$, $y=33.14m$, $\theta=0.00^\circ$, επιφάνεια τοίχου= 34.52m²

Λιθοδομή 0.80

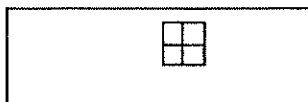
Ιδίο βάρος τοίχου $G_t=34.52 \times 24.3=838.8$ kN

Γραμμικό φορτίο επί τοίχου, μόνιμο= 0.0kN/m κινητό= 0.0kN/m

Φορτίο από πλάκα	Π4Π8, μόνιμο $g=25.1$ kN/m, κινητό $q=19.4$ kN/m, από 0.30m μέχρι 9.40m
Φορτίο από πλάκα	Π5Π9, μόνιμο $g=12.2$ kN/m, κινητό $q=9.4$ kN/m, από 9.40m μέχρι 13.20m
Φορτίο από δοκό	Δ5, μόνιμο $G=36$ kN, κινητό $Q=24$ kN σε απόσταση 0.30m
Φορτίο από δοκό	Δ8, μόνιμο $G=42$ kN, κινητό $Q=27$ kN σε απόσταση 9.40m
Φορτίο από δοκό	Δ4, μόνιμο $G=31$ kN, κινητό $Q=15$ kN σε απόσταση 0.30m
Φορτίο από δοκό	Δ7, μόνιμο $G=26$ kN, κινητό $Q=12$ kN σε απόσταση 9.40m

Συνολικό φορτίο στον τοίχο από δάπεδο μόνιμο $G_δ=410.1$ kN, κινητό $Q_δ=290.5$ kNΦορτίο από υπερκείμενο τοίχο T47 μόνιμο $G_α=610.7$ kN, κινητό $Q_α=0.0$ kNΦορτίο σε υποκείμενο τοίχο μόνιμο $G_κ=1859.6$ kN, κινητό $Q_κ=290.5$ kNΥπόγειοT14

Διαστάσεις μήκος=10.50m, ύψος= 3.20m, πάχος=0.89m

Θέση $x=3.03m$, $y=30.10m$, $\theta=0.00^\circ$, επιφάνεια τοίχου= 31.71m²

Λιθοδομή 0.75

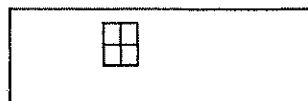
Ιδίο βάρος τοίχου $G_t=31.71 \times 23.0=729.3$ kN

Γραμμικό φορτίο επί τοίχου, μόνιμο= 0.0kN/m κινητό= 0.0kN/m

Φορτίο από πλάκα	Π6, μόνιμο $g=9.5$ kN/m, κινητό $q=7.9$ kN/m, από 0.40m μέχρι 3.90m
Φορτίο από πλάκα	Π7, μόνιμο $g=7.8$ kN/m, κινητό $q=7.2$ kN/m, από 3.90m μέχρι 10.20m
Φορτίο από δοκό	Δ1, μόνιμο $G=9$ kN, κινητό $Q=11$ kN σε απόσταση 3.90m
Φορτίο από δοκό	Δ10, μόνιμο $G=31$ kN, κινητό $Q=22$ kN σε απόσταση 0.40m
Φορτίο από δοκό	Δ11, μόνιμο $G=7$ kN, κινητό $Q=3$ kN σε απόσταση 10.20m
Φορτίο από δοκό	Δ3, μόνιμο $G=18$ kN, κινητό $Q=13$ kN σε απόσταση 10.20m

Συνολικό φορτίο στον τοίχο από δάπεδο μόνιμο $G_δ=147.4$ kN, κινητό $Q_δ=121.8$ kNΦορτίο από υπερκείμενο τοίχο T49 μόνιμο $G_α=834.4$ kN, κινητό $Q_α=0.0$ kNΦορτίο σε υποκείμενο τοίχο μόνιμο $G_κ=1711.1$ kN, κινητό $Q_κ=121.8$ kNΥπόγειοT15

Διαστάσεις μήκος=10.42m, ύψος= 3.20m, πάχος=0.89m

Θέση $x=15.30m$, $y=30.10m$, $\theta=0.00^\circ$, επιφάνεια τοίχου= 31.79m²

Λιθοδομή 0.75

Ιδίο βάρος τοίχου $G_t=31.79 \times 23.0=731.2$ kN

Γραμμικό φορτίο επί τοίχου, μόνιμο= 0.0kN/m κινητό= 0.0kN/m

Φορτίο από πλάκα	Π8, μόνιμο $g=7.6$ kN/m, κινητό $q=6.9$ kN/m, από 0.30m μέχρι 9.40m
Φορτίο από πλάκα	Π9, μόνιμο $g=5.3$ kN/m, κινητό $q=4.8$ kN/m, από 9.40m μέχρι 10.00m
Φορτίο από δοκό	Δ11, μόνιμο $G=7$ kN, κινητό $Q=3$ kN σε απόσταση 0.30m
Φορτίο από δοκό	Δ4, μόνιμο $G=11$ kN, κινητό $Q=15$ kN σε απόσταση 0.30m
Φορτίο από δοκό	Δ7, μόνιμο $G=7$ kN, κινητό $Q=10$ kN σε απόσταση 9.40m
Φορτίο από δοκό	Δ12, μόνιμο $G=25$ kN, κινητό $Q=18$ kN σε απόσταση 10.00m

ΥπόγειοT26

Διαστάσεις μήκος= 5.43m, ύψος= 3.20m, πάχος=0.64m

Θέση x=13.24m, y=32.72m, θ= 90.00°, επιφάνεια τοίχου= 17.38m²

Λιθοδομή M2 0.50

Ιδιο βάρος τοίχου Gt= 17.38x 16.5= 286.7 kN

Γραμμικό φορτίο επί τοίχου, μόνιμο= 0.0kN/m κινητό= 0.0kN/m

Φορτίο από πλάκα Π2Π3, μόνιμο g= 13.9kN/m, κινητό q= 11.6kN/m, από 0.60m μέχρι 5.10m
 Φορτίο από δοκό Δ3, μόνιμο G= 27kN, κινητό Q= 18kN σε απόσταση 0.60m
 Φορτίο από δοκό Δ9, μόνιμο G= 28kN, κινητό Q= 19kN σε απόσταση 0.60m

Συνολικό φορτίο στον τοίχο από δάπεδο μόνιμο Gδ= 117.4 kN, κινητό Qδ= 89.0 kN

Φορτίο από υπερκείμενο τοίχο μόνιμο Gα= 0.0 kN, κινητό Qα= 0.0 kN

Φορτίο σε υποκείμενο τοίχο μόνιμο Gκ= 404.1 kN, κινητό Qκ= 89.0 kN

ΥπόγειοT13

Διαστάσεις μήκος= 1.50m, ύψος= 3.20m, πάχος=1.04m

Θέση x=11.70m, y= 5.53m, θ= 0.00°, επιφάνεια τοίχου= 4.80m²

Λιθοδομή 0.90

Ιδιο βάρος τοίχου Gt= 4.80x 26.9= 129.1 kN

Γραμμικό φορτίο επί τοίχου, μόνιμο= 0.0kN/m κινητό= 0.0kN/m

Φορτίο από πλάκα Π17, μόνιμο g= 10.1kN/m, κινητό q= 7.8kN/m, από 0.00m μέχρι 1.20m
 Φορτίο από δοκό Δ25, μόνιμο G= 22kN, κινητό Q= 14kN σε απόσταση 1.20m
 Φορτίο από δοκό Δ26, μόνιμο G= 18kN, κινητό Q= 8kN σε απόσταση 1.20m
 Φορτίο από δοκό Δ6, μόνιμο G= 22kN, κινητό Q= 15kN σε απόσταση 1.20m
 Φορτίο από δοκό Δ21, μόνιμο G= 24kN, κινητό Q= 14kN σε απόσταση 0.00m

Συνολικό φορτίο στον τοίχο από δάπεδο μόνιμο Gδ= 98.1 kN, κινητό Qδ= 60.3 kN

Φορτίο από υπερκείμενο τοίχο μόνιμο Gα= 0.0 kN, κινητό Qα= 0.0 kN

Φορτίο σε υποκείμενο τοίχο μόνιμο Gκ= 227.2 kN, κινητό Qκ= 60.3 kN

ΥπόγειοΣυνολικά φορτία ορόφου

Ολικά κατακόρυφα φορτία ορόφου από τοίχους, μόνιμα G1= 22590 kN, κινητά Q1= 3221 kN
 Ολικά κατακόρυφα φορτία ορόφου από υποστυλώματα, μόνιμα G2= 0 kN, κινητά Q2= 0 kN
 Ολικά κατακόρυφα φορτία ορόφου (δάπεδα+τοίχοι), μόνιμα Gο= 22590 kN, κινητά Qο= 3221 kN
 Συνδυασμός δράσεων για κατακόρυφη φόρτιση, ολικά φορτία ορόφου (1.35xGο+1.50xQο) = 35328 kN
 Συνδυασμός δράσεων για σεισμική φόρτιση, ολικά φορτία ορόφου (1.00xGο+0.30xQο) = 23556 kN
 Ολική μάζα ορόφου Mo=(1.0xGο+0.3xQο)/9.81= 23556/9.81= 2401 kNsec²/m

ΥπόγειοΚέντρο Μάζας ορόφου

Τοίχος	Μάζα kNsec ² /m	xm	ym	x.M	y.M
T1	109.1	7.65	37.85	834.83	4129.97
T2	98.5	22.10	37.85	2177.69	3729.18
T3	108.8	28.45	31.15	3096.29	3389.54
T4	92.1	28.45	18.42	2622.04	1697.80
T5	100.9	28.45	6.35	2871.49	640.80
T6	120.4	6.60	0.47	794.83	56.60
T7	137.3	21.65	0.47	2973.47	64.55
T8	115.8	0.33	31.15	38.20	3605.94
T9	90.4	0.33	18.42	29.84	1666.19
T10	105.2	0.33	6.35	34.72	668.13
T11	101.2	5.25	33.19	531.54	3360.34
T12	136.2	22.10	33.14	3009.86	4513.42
T14	93.1	8.28	30.10	770.81	2802.56
T15	90.4	20.51	30.10	1853.84	2721.11
T17	116.7	9.53	8.84	1112.27	1031.16
T18	91.7	20.88	8.84	1913.29	809.77
T19	102.3	4.16	5.53	425.36	565.45
T20	154.7	21.65	5.53	3349.46	855.54
T21	86.9	3.36	13.85	292.07	1203.50
T22	102.0	3.36	24.86	342.71	2535.64
T23	92.0	25.27	13.99	2325.17	1287.01
T24	86.4	25.27	25.01	2184.21	2160.88
T26	43.9	13.24	35.44	581.43	1556.11
T13	25.0	12.45	5.53	311.30	138.27

Υπολογισμός σεισμικών φορτίων τοίχων (EAK 3.5)

Η κατανομή της σεισμικής δύναμης γίνεται αφού υπολογιστούν με ακρίβεια οι ακαμψίες των τοίχων, σε οριζόντιες δυνάμεις. Ο υπολογισμός αυτός γίνεται με τη μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων, με επιβολή οριζόντιας μοναδιαίας σχετικής μετατόπισης του πάνω και κάτω άκρου του τοίχου. Χρησιμοποιούνται επίπεδα ορθογωνικά (plain stress) πεπερασμένα στοιχεία τεσσάρων κόμβων. Για κάθε τοίχο υπολογίζεται και η προσεγγιστική οριζόντια ακαμψία (χωρίς ανοίγματα) $= 1 / (h^3 / 12EI + 1.2h / GA)$

Γενικά Στοιχεία Αντισεισμικού Σχεδιασμού

Σεισμική Ζώνη Κατηγορία: II $\alpha = 0.24g$
 Κατηγορία Εδάφους Γ $T_1 = 0.20 \text{ sec}$ $T_2 = 0.80 \text{ sec}$
 Σπουδαιότητα Κτιρίου Σ4 $\gamma_I = 1.30$
 Δομικό σύστημα Διαζωματική $q = 2.0$ EAK 2.3.5 και Πιν. 2.6
 Συντελεστής Θεμελίωσης $\theta = 1.00$
 Διορθωτικός συντ. απόσβεσης $\eta = 1.00$ EAK 2.3.1[2] και Πιν.2.8
 Θεμελιώδης ιδιοπερίοδος κτιρίου (προσέγγιση EAK 3.5.2) $T = 0.09 * H * (H / (H + L))^{1/2} * (1/L)^{1/2} = 0.04 \text{ sec}$
 Μέγιστη οριζόντια επιτάχυνση σεισμού $R_d(T) = \alpha \cdot g \cdot \gamma_I \cdot \eta \cdot \theta \cdot \beta_o / q = 0.24 \times 1.30 \times 1.0 \times 1.0 \times 2.5 \times g / 2.00 = 0.390g$
 Συνολική μάζα κατασκευής = (1904 + 2401) = 4305 kNsec²/m
 Τέρνουσα βάση $V_o = 4305 \times 0.390 \times 9.81 = 16470 \text{ kN}$

Κατακόρυφη κατανομή σεισμικής δύναμης (EAK 3.5.1) ως σε κανονικά κτίρια.

(σε κάθε όροφο ακολουθεί υπολογισμός κέντρου διάτμησης και έλεγχος κανονικότητας κτιρίου)

Οροφος	Μάζα [kNsec ² /m]	Zi [m]	m.Zi	οριζόντια δύναμη Fi [kN]
Ισόγειο	1904.00	7.60	14470.40	$16470 \times 14470.4 / 22153.60 = 10758.00$
Υπόγειο	2401.00	3.20	7683.20	$16470 \times 7683.2 / 22153.60 = 5712.00$
σύνολα	4305.00		22153.60	16470.00



Διάφραγμα πλησιέστερο στη στάθμη 0.8H (EAK 3.3.3[2]), το διάφραγμα Ισόγειο

Ελαστικός άξονας κτιρίου (EAK 3.3.3[2]) στο P_o $x = 14.36[m]$, $y = 20.90[m]$

Ακολούθως δείχνεται, αναλυτικά σε κάθε όροφο και τοίχο, η κατανομή των σεισμικών δυνάμεων στους τοίχους ανάλογα με την σχετική ακαμψία τους που υπολογίζεται με ανάλυση πεπερασμένων στοιχείων για κάθε τοίχο.

Ισόγειο**T36**

Διαστάσεις μήκος=15.30m, ύψος= 4.40m, πάχος=0.69m

Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδό του

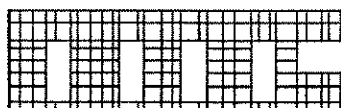
Ο τοίχος χωρίζεται σε 224 ορθογώνια επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία.

Οι κόμβοι είναι σε κάναβο 9x29 κόμβων, συνολικά 261 κόμβοι.

Ακαμψία τοίχου από ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία $K = 3.720 \text{ GN/m}$

Προσεγγιστική ακαμψία (χωρίς ανοίγματα) = 7.378 GN/m

Ακαμψία κατά x-x $K_x = 3.720 \text{ GN/m}$, κατά y-y $K_y = 0.000 \text{ GN/m}$



Σεισμικές δυνάμεις βάσει απλοποιημένης φασματικής μεθόδου (EAK 3.5)

Εκκεντρότητες τοίχου από ελαστικό άξονα κτιρίου $e_x = 6.71[m]$, $e_y = 17.04[m]$

Οριζόντια Δύναμη Fx

Σεισμός x-x = $10758.00 \times 3.720 / 41.977 + 17.04 \times 18250 \times 3.720 / 16848.482 = 1022.04 [kN]$

Σεισμός y-y = $0.00 \times 3.720 / 41.977 + 17.04 \times 41313 \times 3.720 / 16848.482 = 155.45 [kN]$

Οριζόντια Δύναμη Fy

Σεισμός x-x = $0.00 \times 0.000 / 47.552 + 6.71 \times 18250 \times 0.000 / 16848.482 = 0.00 [kN]$

Σεισμός y-y = $10758.00 \times 0.000 / 47.552 + 6.71 \times 41313 \times 0.000 / 16848.482 = 0.00 [kN]$

Επαλληλία σεισμικών δυνάμεων κατά x και y σύμφωνα με (EAK 3.5.3[1])

$(\exp F_x)^2 = 1022.04^2 + 155.45^2$, $\exp F_x = 1033.79 [kN]$

$(\exp F_y)^2 = 0.00^2 + 0.00^2$, $\exp F_y = 0.00 [kN]$

Επαλληλία σεισμικών δυνάμεων σύμφωνα με (EAK 3.5.3[4])

$\max F_x = 1022.04 + 0.30 \times 155.45 = 1068.68 [kN]$

$\max F_y = 0.00 + 0.30 \times 0.00 = 0.00 [kN]$

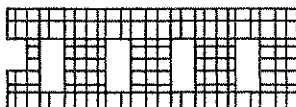
Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου $F = 1068.68 \text{ kN}$

Ισόγειο

T37

Διαστάσεις μήκος=13.60m, ύψος= 4.40m, πάχος=0.69m

Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδό του



Ο τοίχος χωρίζεται σε 200 ορθογώνια επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία.
Οι κόμβοι είναι σε κάναβο 9x26 κόμβων, συνολικά 234 κόμβοι.
Ακαμψία τοίχου από ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία $K = 3.397 \text{ GN/m}$
Προσεγγιστική ακαμψία (χωρίς ανοίγματα) = 6.512 GN/m
Ακαμψία κατά x-x $K_x = 3.397 \text{ GN/m}$, κατά y-y $K_y = 0.000 \text{ GN/m}$

Σεισμικές δυνάμεις βάσει απλοποιημένης φασματικής μεθόδου (EAK 3.5)

Εκκεντρότητες τοίχου από ελαστικό άξονα κτιρίου $e_x = 7.74 \text{ [m]}$, $e_y = 17.04 \text{ [m]}$

Οριζόντια Δύναμη F_x

Σεισμος x-x=10758.00x 3.397/ 41.977+17.04x 18250x 3.397/16848.482= 933.30 [kN]

Σεισμος y-y= 0.00x 3.397/ 41.977+17.04x 41313x 3.397/16848.482= 141.95 [kN]

Οριζόντια Δύναμη F_y

Σεισμος x-x= 0.00x 0.000/ 47.552+ 7.74x 18250x 0.000/16848.482= 0.00 [kN]

Σεισμος y-y=10758.00x 0.000/ 47.552+ 7.74x 41313x 0.000/16848.482= 0.00 [kN]

Επαλληλία σεισμικών δυνάμεων κατά x και y σύμφωνα με (EAK 3.5.3[1])

$(\exp F_x)^2 = 933.30^2 + 141.95^2$, $\exp F_x = 944.03 \text{ [kN]}$

$(\exp F_y)^2 = 0.00^2 + 0.00^2$, $\exp F_y = 0.00 \text{ [kN]}$

Επαλληλία σεισμικών δυνάμεων σύμφωνα με (EAK 3.5.3[4])

$\max F_x = 933.30 + 0.30x 141.95 = 975.88 \text{ [kN]}$

$\max F_y = 0.00 + 0.30x 0.00 = 0.00 \text{ [kN]}$

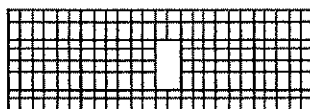
Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου $F = 975.88 \text{ kN}$

Ισόγειο

T38

Διαστάσεις μήκος=14.00m, ύψος= 4.40m, πάχος=0.69m

Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδό του



Ο τοίχος χωρίζεται σε 200 ορθογώνια επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία.
Οι κόμβοι είναι σε κάναβο 9x26 κόμβων, συνολικά 234 κόμβοι.
Ακαμψία τοίχου από ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία $K = 6.643 \text{ GN/m}$
Προσεγγιστική ακαμψία (χωρίς ανοίγματα) = 6.716 GN/m
Ακαμψία κατά x-x $K_x = 0.000 \text{ GN/m}$, κατά y-y $K_y = 6.643 \text{ GN/m}$

Σεισμικές δυνάμεις βάσει απλοποιημένης φασματικής μεθόδου (EAK 3.5)

Εκκεντρότητες τοίχου από ελαστικό άξονα κτιρίου $e_x = 14.20 \text{ [m]}$, $e_y = 10.25 \text{ [m]}$

Οριζόντια Δύναμη F_x

Σεισμος x-x=10758.00x 0.000/ 41.977+10.25x 18250x 0.000/16848.482= 0.00 [kN]

Σεισμος y-y= 0.00x 0.000/ 41.977+10.25x 41313x 0.000/16848.482= 0.00 [kN]

Οριζόντια Δύναμη F_y

Σεισμος x-x= 0.00x 6.643/ 47.552+14.20x 18250x 6.643/16848.482= 102.15 [kN]

Σεισμος y-y=10758.00x 6.643/ 47.552+14.20x 41313x 6.643/16848.482= 1734.14 [kN]

Επαλληλία σεισμικών δυνάμεων κατά x και y σύμφωνα με (EAK 3.5.3[1])

$(\exp F_x)^2 = 0.00^2 + 0.00^2$, $\exp F_x = 0.00 \text{ [kN]}$

$(\exp F_y)^2 = 102.15^2 + 1734.14^2$, $\exp F_y = 1737.15 \text{ [kN]}$

Επαλληλία σεισμικών δυνάμεων σύμφωνα με (EAK 3.5.3[4])

$\max F_x = 0.00 + 0.30x 0.00 = 0.00 \text{ [kN]}$

$\max F_y = 1734.14 + 0.30x 102.15 = 1764.79 \text{ [kN]}$

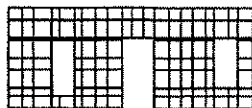
Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου $F = 1764.79 \text{ kN}$

Ισόγειο

T39

Διαστάσεις μήκος=11.15m, ύψος= 4.40m, πάχος=0.69m

Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδό του



Ο τοίχος χωρίζεται σε 160 ορθογώνια επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία.
Οι κόμβοι είναι σε κάναβο 9x21 κόμβων, συνολικά 189 κόμβοι.
Ακαμψία τοίχου από ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία $K = 3.086 \text{ GN/m}$
Προσεγγιστική ακαμψία (χωρίς ανοίγματα) = 5.253 GN/m
Ακαμψία κατά x-x $K_x = 0.000 \text{ GN/m}$, κατά y-y $K_y = 3.086 \text{ GN/m}$

Σεισμικές δυνάμεις βάσει απλοποιημένης φασματικής μεθόδου (ΕΑΚ 3.5)

Εκκεντρότητες τοίχου από ελαστικό άξονα κτιρίου $e_x=14.20[m]$, $e_y=2.33[m]$ Οριζόντια Δύναμη F_x Σεισμος $x-x=10758.00x$ 0.000/ 41.977+ 2.33x 18250x 0.000/16848.482= 0.00 [kN]Σεισμος $y-y=$ 0.00x 0.000/ 41.977+ 2.33x 41313x 0.000/16848.482= 0.00 [kN]Οριζόντια Δύναμη F_y Σεισμος $x-x=$ 0.00x 3.086/ 47.552+14.20x 18250x 3.086/16848.482= 47.46 [kN]Σεισμος $y-y=10758.00x$ 3.086/ 47.552+14.20x 41313x 3.086/16848.482= 805.59 [kN]Επαλληλία σεισμικών δυνάμεων κατά x και y σύμφωνα με (ΕΑΚ 3.5.3[1]) $(\exp F_x)^2 = 0.00^2 + 0.00^2$, $\exp F_x = 0.00$ [kN] $(\exp F_y)^2 = 47.46^2 + 805.59^2$, $\exp F_y = 806.99$ [kN]

Επαλληλία σεισμικών δυνάμεων σύμφωνα με (ΕΑΚ 3.5.3[4])

 $\max F_x = 0.00 + 0.30x$ 0.00= 0.00 [kN] $\max F_y = 805.59 + 0.30x$ 47.46= 819.83 [kN]Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου $F=819.83$ kNΙσόγειοT40

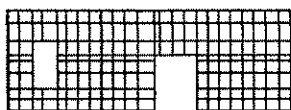
Διαστάσεις μήκος=13.00m, ύψος= 4.40m, πάχος=0.69m

Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδό του

Ο τοίχος χωρίζεται σε 192 ορθογώνια επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία.

Οι κόμβοι είναι σε κάναβο $9x25$ κόμβων, συνολικά 225 κόμβοι.Ακαμψία τοίχου από ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία $K= 4.922$ GN/m

Προσεγγιστική ακαμψία (χωρίς ανοίγματα) = 6.205 GN/m

Ακαμψία κατά $x-x$ $K_x= 0.000$ GN/m, κατά $y-y$ $K_y= 4.922$ GN/m

Σεισμικές δυνάμεις βάσει απλοποιημένης φασματικής μεθόδου (ΕΑΚ 3.5)

Εκκεντρότητες τοίχου από ελαστικό άξονα κτιρίου $e_x=14.20[m]$, $e_y=14.40[m]$ Οριζόντια Δύναμη F_x Σεισμος $x-x=10758.00x$ 0.000/ 41.977+14.40x 18250x 0.000/16848.482= 0.00 [kN]Σεισμος $y-y=$ 0.00x 0.000/ 41.977+14.40x 41313x 0.000/16848.482= 0.00 [kN]Οριζόντια Δύναμη F_y Σεισμος $x-x=$ 0.00x 4.922/ 47.552+14.20x 18250x 4.922/16848.482= 75.69 [kN]Σεισμος $y-y=10758.00x$ 4.922/ 47.552+14.20x 41313x 4.922/16848.482= 1284.88 [kN]Επαλληλία σεισμικών δυνάμεων κατά x και y σύμφωνα με (ΕΑΚ 3.5.3[1]) $(\exp F_x)^2 = 0.00^2 + 0.00^2$, $\exp F_x = 0.00$ [kN] $(\exp F_y)^2 = 75.69^2 + 1284.88^2$, $\exp F_y = 1287.11$ [kN]

Επαλληλία σεισμικών δυνάμεων σύμφωνα με (ΕΑΚ 3.5.3[4])

 $\max F_x = 0.00 + 0.30x$ 0.00= 0.00 [kN] $\max F_y = 1284.88 + 0.30x$ 75.69= 1307.59 [kN]Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου $F=1307.59$ kNΙσόγειοT41

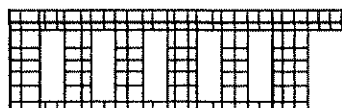
Διαστάσεις μήκος=15.30m, ύψος= 4.40m, πάχος=0.69m

Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδό του

Ο τοίχος χωρίζεται σε 224 ορθογώνια επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία.

Οι κόμβοι είναι σε κάναβο $9x29$ κόμβων, συνολικά 261 κόμβοι.Ακαμψία τοίχου από ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία $K= 2.275$ GN/m

Προσεγγιστική ακαμψία (χωρίς ανοίγματα) = 7.378 GN/m

Ακαμψία κατά $x-x$ $K_x= 2.275$ GN/m, κατά $y-y$ $K_y= 0.000$ GN/m

Σεισμικές δυνάμεις βάσει απλοποιημένης φασματικής μεθόδου (ΕΑΚ 3.5)

Εκκεντρότητες τοίχου από ελαστικό άξονα κτιρίου $e_x=6.71[m]$, $e_y=20.56[m]$ Οριζόντια Δύναμη FxΣεισμος $x-x=10758.00x$ 2.275/ 41.977+20.56x 18250x 2.275/16848.482= 633.70[kN]Σεισμος $y-y=$ 0.00x 2.275/ 41.977+20.56x 41313x 2.275/16848.482= 114.68[kN]Οριζόντια Δύναμη FyΣεισμος $x-x=$ 0.00x 0.000/ 47.552+ 6.71x 18250x 0.000/16848.482= 0.00[kN]Σεισμος $y-y=10758.00x$ 0.000/ 47.552+ 6.71x 41313x 0.000/16848.482= 0.00[kN]

Επαλληλία σεισμικών δυνάμεων κατά x και y σύμφωνα με (ΕΑΚ 3.5.3[1])

 $(expFx)^2 = 633.70^2 + 114.68^2$, $expFx = 644.00$ [kN] $(expFy)^2 = 0.00^2 + 0.00^2$, $expFy = 0.00$ [kN]

Επαλληλία σεισμικών δυνάμεων σύμφωνα με (ΕΑΚ 3.5.3[4])

 $maxFx = 633.70 + 0.30x$ 114.68= 668.11 [kN] $maxFy = 0.00 + 0.30x$ 0.00= 0.00 [kN]Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου $F=668.11$ kNΙσόγειοT42

Διαστάσεις μήκος=13.60m, ύψος= 4.40m, πάχος=0.69m

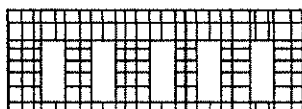
Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδό του

Ο τοίχος χωρίζεται σε 200 ορθογώνια επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία.

Οι κόμβοι είναι σε κάναβο 9x26 κόμβων, συνολικά 234 κόμβοι.

Ακαμψία τοίχου από ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία $K= 2.565$ GN/m

Προσεγγιστική ακαμψία (χωρίς ανοίγματα) = 6.512 GN/m

Ακαμψία κατά x-x $K_x= 2.565$ GN/m, κατά y-y $K_y= 0.000$ GN/m

Σεισμικές δυνάμεις βάσει απλοποιημένης φασματικής μεθόδου (ΕΑΚ 3.5)

Εκκεντρότητες τοίχου από ελαστικό άξονα κτιρίου $e_x=7.74[m]$, $e_y=20.56[m]$ Οριζόντια Δύναμη FxΣεισμος $x-x=10758.00x$ 2.565/ 41.977+20.56x 18250x 2.565/16848.482= 714.48[kN]Σεισμος $y-y=$ 0.00x 2.565/ 41.977+20.56x 41313x 2.565/16848.482= 129.30[kN]Οριζόντια Δύναμη FyΣεισμος $x-x=$ 0.00x 0.000/ 47.552+ 7.74x 18250x 0.000/16848.482= 0.00[kN]Σεισμος $y-y=10758.00x$ 0.000/ 47.552+ 7.74x 41313x 0.000/16848.482= 0.00[kN]

Επαλληλία σεισμικών δυνάμεων κατά x και y σύμφωνα με (ΕΑΚ 3.5.3[1])

 $(expFx)^2 = 714.48^2 + 129.30^2$, $expFx = 726.09$ [kN] $(expFy)^2 = 0.00^2 + 0.00^2$, $expFy = 0.00$ [kN]

Επαλληλία σεισμικών δυνάμεων σύμφωνα με (ΕΑΚ 3.5.3[4])

 $maxFx = 714.48 + 0.30x$ 129.30= 753.27 [kN] $maxFy = 0.00 + 0.30x$ 0.00= 0.00 [kN]Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου $F=753.27$ kNΙσόγειοT43

Διαστάσεις μήκος=14.00m, ύψος= 4.40m, πάχος=0.69m

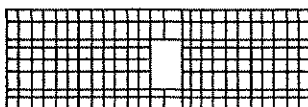
Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδό του

Ο τοίχος χωρίζεται σε 200 ορθογώνια επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία.

Οι κόμβοι είναι σε κάναβο 9x26 κόμβων, συνολικά 234 κόμβοι.

Ακαμψία τοίχου από ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία $K= 6.543$ GN/m

Προσεγγιστική ακαμψία (χωρίς ανοίγματα) = 6.716 GN/m

Ακαμψία κατά x-x $K_x= 0.000$ GN/m, κατά y-y $K_y= 6.543$ GN/m

Σεισμικές δυνάμεις βάσει απλοποιημένης φασματικής μεθόδου (ΕΑΚ 3.5)

Εκκεντρότητες τοίχου από ελαστικό άξονα κτιρίου $e_x=14.15[m]$, $e_y=10.25[m]$ Οριζόντια Δύναμη F_x Σεισμός $x-x=10758.00x \ 0.000/ \ 41.977+10.25x \ 18250x \ 0.000/16848.482= \ 0.00[kN]$ Σεισμός $y-y= \ 0.00x \ 0.000/ \ 41.977+10.25x \ 41313x \ 0.000/16848.482= \ 0.00[kN]$ Οριζόντια Δύναμη F_y Σεισμός $x-x= \ 0.00x \ 6.543/ \ 47.552+14.15x \ 18250x \ 6.543/16848.482= \ 100.30[kN]$ Σεισμός $y-y=10758.00x \ 6.543/ \ 47.552+14.15x \ 41313x \ 6.543/16848.482= \ 1707.33[kN]$ Επαλληλία σεισμικών δυνάμεων κατά x και y σύμφωνα με (ΕΑΚ 3.5.3[1]) $(expF_x)^2= \ 0.00^2+ \ 0.00^2$, $expF_x= \ 0.00 \ [kN]$ $(expF_y)^2= \ 100.30^2+ \ 1707.33^2$, $expF_y= \ 1710.28 \ [kN]$

Επαλληλία σεισμικών δυνάμεων σύμφωνα με (ΕΑΚ 3.5.3[4])

 $maxF_x= \ 0.00+0.30x \ 0.00= \ 0.00 \ [kN]$ $maxF_y= \ 1707.33+0.30x \ 100.30= \ 1737.42 \ [kN]$ Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου $F=1737.42 \ kN$

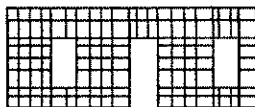
Ισόγειο

T44

Διαστάσεις μήκος=11.45m, ύψος= 4.40m, πάχος=0.69m

Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδό του

Ο τοίχος χωρίζεται σε 168 ορθογώνια επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία.

Οι κόμβοι είναι σε κάναβο $9x22$ κόμβων, συνολικά 198 κόμβοι.Ακαμψία τοίχου από ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία $K= 3.295 \ GN/m$ Προσεγγιστική ακαμψία (χωρίς ανοίγματα) = $5.408 \ GN/m$ Ακαμψία κατά $x-x \ K_x= 0.000 \ GN/m$, κατά $y-y \ K_y= 3.295 \ GN/m$ 

Σεισμικές δυνάμεις βάσει απλοποιημένης φασματικής μεθόδου (ΕΑΚ 3.5)

Εκκεντρότητες τοίχου από ελαστικό άξονα κτιρίου $e_x=14.15[m]$, $e_y=2.48[m]$ Οριζόντια Δύναμη F_x Σεισμός $x-x=10758.00x \ 0.000/ \ 41.977+ 2.48x \ 18250x \ 0.000/16848.482= \ 0.00[kN]$ Σεισμός $y-y= \ 0.00x \ 0.000/ \ 41.977+ 2.48x \ 41313x \ 0.000/16848.482= \ 0.00[kN]$ Οριζόντια Δύναμη F_y Σεισμός $x-x= \ 0.00x \ 3.295/ \ 47.552+14.15x \ 18250x \ 3.295/16848.482= \ 50.51[kN]$ Σεισμός $y-y=10758.00x \ 3.295/ \ 47.552+14.15x \ 41313x \ 3.295/16848.482= \ 859.80[kN]$ Επαλληλία σεισμικών δυνάμεων κατά x και y σύμφωνα με (ΕΑΚ 3.5.3[1]) $(expF_x)^2= \ 0.00^2+ \ 0.00^2$, $expF_x= \ 0.00 \ [kN]$ $(expF_y)^2= \ 50.51^2+ \ 859.80^2$, $expF_y= \ 861.28 \ [kN]$

Επαλληλία σεισμικών δυνάμεων σύμφωνα με (ΕΑΚ 3.5.3[4])

 $maxF_x= \ 0.00+0.30x \ 0.00= \ 0.00 \ [kN]$ $maxF_y= \ 859.80+0.30x \ 50.51= \ 874.95 \ [kN]$ Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου $F=874.95 \ kN$

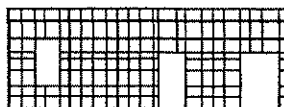
Ισόγειο

T45

Διαστάσεις μήκος=12.70m, ύψος= 4.40m, πάχος=0.69m

Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδό του

Ο τοίχος χωρίζεται σε 184 ορθογώνια επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία.

Οι κόμβοι είναι σε κάναβο $9x24$ κόμβων, συνολικά 216 κόμβοι.Ακαμψία τοίχου από ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία $K= 4.360 \ GN/m$ Προσεγγιστική ακαμψία (χωρίς ανοίγματα) = $6.051 \ GN/m$ Ακαμψία κατά $x-x \ K_x= 0.000 \ GN/m$, κατά $y-y \ K_y= 4.360 \ GN/m$ 

Σεισμικές δυνάμεις βάσει απλοποιημένης φασματικής μεθόδου (ΕΑΚ 3.5)

Εκκεντρότητες τοίχου από ελαστικό άξονα κτιρίου $e_x=14.15[m]$, $e_y=14.55[m]$ Οριζόντια Δύναμη F_x Σεισμός $x-x=10758.00x \ 0.000/ \ 41.977+14.55x \ 18250x \ 0.000/16848.482= \ 0.00[kN]$ Σεισμός $y-y= \ 0.00x \ 0.000/ \ 41.977+14.55x \ 41313x \ 0.000/16848.482= \ 0.00[kN]$ Οριζόντια Δύναμη F_y Σεισμός $x-x= \ 0.00x \ 4.360/ \ 47.552+14.15x \ 18250x \ 4.360/16848.482= \ 66.84[kN]$ Σεισμός $y-y=10758.00x \ 4.360/ \ 47.552+14.15x \ 41313x \ 4.360/16848.482= \ 1137.70[kN]$ Επαλληλία σεισμικών δυνάμεων κατά x και y σύμφωνα με (ΕΑΚ 3.5.3[1]) $(expF_x)^2= \ 0.00^2+ \ 0.00^2$, $expF_x= \ 0.00 \ [kN]$ $(expF_y)^2= \ 66.84^2+ \ 1137.70^2$, $expF_y= \ 1139.66 \ [kN]$

Επαλληλία σεισμικών δυνάμεων σύμφωνα με (ΕΑΚ 3.5.3[4])

 $maxF_x= \ 0.00+0.30x \ 0.00= \ 0.00 \ [kN]$ $maxF_y= \ 1137.70+0.30x \ 66.84= \ 1157.75 \ [kN]$ Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου $F=1157.75 \ kN$ ΙσόγειοT46

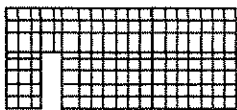
Διαστάσεις μήκος=10.50m, ύψος= 4.40m, πάχος=0.59m

Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδό του

Ο τοίχος χωρίζεται σε 152 ορθογώνια επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία.

Οι κόμβοι είναι σε κάναβο 9×20 κόμβων, συνολικά 180 κόμβοι.Ακαμψία τοίχου από ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία $K= 4.384 \ GN/m$

Προσεγγιστική ακαμψία (χωρίς ανοίγματα) = 4.576 GN/m

Ακαμψία κατά $x-x \ K_x= 4.384 \ GN/m$, κατά $y-y \ K_y= 0.000 \ GN/m$ 

Σεισμικές δυνάμεις βάσει απλοποιημένης φασματικής μεθόδου (ΕΑΚ 3.5)

Εκκεντρότητες τοίχου από ελαστικό άξονα κτιρίου $e_x=9.11[m]$, $e_y=12.28[m]$ Οριζόντια Δύναμη F_x Σεισμός $x-x=10758.00x \ 4.384/ \ 41.977+12.28x \ 18250x \ 4.384/16848.482= \ 1181.87[kN]$ Σεισμός $y-y= \ 0.00x \ 4.384/ \ 41.977+12.28x \ 41313x \ 4.384/16848.482= \ 132.03[kN]$ Οριζόντια Δύναμη F_y Σεισμός $x-x= \ 0.00x \ 0.000/ \ 47.552+ \ 9.11x \ 18250x \ 0.000/16848.482= \ 0.00[kN]$ Σεισμός $y-y=10758.00x \ 0.000/ \ 47.552+ \ 9.11x \ 41313x \ 0.000/16848.482= \ 0.00[kN]$ Επαλληλία σεισμικών δυνάμεων κατά x και y σύμφωνα με (ΕΑΚ 3.5.3[1]) $(expF_x)^2= \ 1181.87^2+ \ 132.03^2$, $expF_x= \ 1189.22 \ [kN]$ $(expF_y)^2= \ 0.00^2+ \ 0.00^2$, $expF_y= \ 0.00 \ [kN]$

Επαλληλία σεισμικών δυνάμεων σύμφωνα με (ΕΑΚ 3.5.3[4])

 $maxF_x= \ 1181.87+0.30x \ 132.03= \ 1221.47 \ [kN]$ $maxF_y= \ 0.00+0.30x \ 0.00= \ 0.00 \ [kN]$ Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου $F=1221.47 \ kN$ ΙσόγειοT47

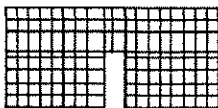
Διαστάσεις μήκος= 9.70m, ύψος= 4.40m, πάχος=0.59m

Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδό του

Ο τοίχος χωρίζεται σε 144 ορθογώνια επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία.

Οι κόμβοι είναι σε κάναβο 9×19 κόμβων, συνολικά 171 κόμβοι.Ακαμψία τοίχου από ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία $K= 3.861 \ GN/m$

Προσεγγιστική ακαμψία (χωρίς ανοίγματα) = 4.187 GN/m

Ακαμψία κατά $x-x \ K_x= 3.861 \ GN/m$, κατά $y-y \ K_y= 0.000 \ GN/m$ 

Σεισμικές δυνάμεις βάσει απλοποιημένης φασματικής μεθόδου (ΕΑΚ 3.5)

Εκκεντρότητες τοίχου από ελαστικό άξονα κτιρίου $e_x=9.69[m]$, $e_y=12.28[m]$ Οριζόντια Δύναμη F_x Σεισμός $x-x=10758.00x \ 3.861/ \ 41.977+12.28x \ 18250x \ 3.861/16848.482= \ 1040.87[kN]$ Σεισμός $y-y= \ 0.00x \ 3.861/ \ 41.977+12.28x \ 41313x \ 3.861/16848.482= \ 116.28[kN]$ Οριζόντια Δύναμη F_y Σεισμός $x-x= \ 0.00x \ 0.000/ \ 47.552+ \ 9.69x \ 18250x \ 0.000/16848.482= \ 0.00[kN]$ Σεισμός $y-y=10758.00x \ 0.000/ \ 47.552+ \ 9.69x \ 41313x \ 0.000/16848.482= \ 0.00[kN]$ Επαλληλία σεισμικών δυνάμεων κατά x και y σύμφωνα με (ΕΑΚ 3.5.3[1]) $(expF_x)^2= 1040.87^2+ \ 116.28^2$, $expF_x= 1047.35 \ [kN]$ $(expF_y)^2= \ 0.00^2+ \ 0.00^2$, $expF_y= \ 0.00 \ [kN]$

Επαλληλία σεισμικών δυνάμεων σύμφωνα με (ΕΑΚ 3.5.3[4])

 $maxF_x= 1040.87+0.30x \ 116.28= \ 1075.76 \ [kN]$ $maxF_y= \ 0.00+0.30x \ 0.00= \ 0.00 \ [kN]$ Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου $F=1075.76 \ kN$ **Ισόγειο****T49**

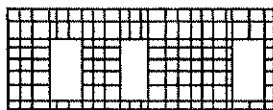
Διαστάσεις μήκος=12.22m, ύψος= 4.40m, πάχος=0.69m

Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδό του

Ο τοίχος χωρίζεται σε 176 ορθογώνια επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία.

Οι κόμβοι είναι σε κάναβο $9x23$ κόμβων, συνολικά 207 κόμβοι.Ακαμψία τοίχου από ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία $K= 3.421 \ GN/m$

Προσεγγιστική ακαμψία (χωρίς ανοίγματα) = 5.805 GN/m

Ακαμψία κατά $x-x$ $K_x= 3.421 \ GN/m$, κατά $y-y$ $K_y= 0.000 \ GN/m$ 

Σεισμικές δυνάμεις βάσει απλοποιημένης φασματικής μεθόδου (ΕΑΚ 3.5)

Εκκεντρότητες τοίχου από ελαστικό άξονα κτιρίου $e_x=5.32[m]$, $e_y=9.25[m]$ Οριζόντια Δύναμη F_x Σεισμός $x-x=10758.00x \ 3.421/ \ 41.977+ \ 9.25x \ 18250x \ 3.421/16848.482= \ 911.03[kN]$ Σεισμός $y-y= \ 0.00x \ 3.421/ \ 41.977+ \ 9.25x \ 41313x \ 3.421/16848.482= \ 77.61[kN]$ Οριζόντια Δύναμη F_y Σεισμός $x-x= \ 0.00x \ 0.000/ \ 47.552+ \ 5.32x \ 18250x \ 0.000/16848.482= \ 0.00[kN]$ Σεισμός $y-y=10758.00x \ 0.000/ \ 47.552+ \ 5.32x \ 41313x \ 0.000/16848.482= \ 0.00[kN]$ Επαλληλία σεισμικών δυνάμεων κατά x και y σύμφωνα με (ΕΑΚ 3.5.3[1]) $(expF_x)^2= 911.03^2+ \ 77.61^2$, $expF_x= 914.33 \ [kN]$ $(expF_y)^2= \ 0.00^2+ \ 0.00^2$, $expF_y= \ 0.00 \ [kN]$

Επαλληλία σεισμικών δυνάμεων σύμφωνα με (ΕΑΚ 3.5.3[4])

 $maxF_x= 911.03+0.30x \ 77.61= \ 934.31 \ [kN]$ $maxF_y= \ 0.00+0.30x \ 0.00= \ 0.00 \ [kN]$ Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου $F=934.31 \ kN$ **Ισόγειο****T50**

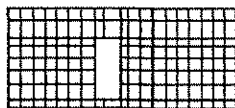
Διαστάσεις μήκος=10.49m, ύψος= 4.40m, πάχος=0.69m

Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδό του

Ο τοίχος χωρίζεται σε 152 ορθογώνια επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία.

Οι κόμβοι είναι σε κάναβο $9x20$ κόμβων, συνολικά 180 κόμβοι.Ακαμψία τοίχου από ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία $K= 4.338 \ GN/m$

Προσεγγιστική ακαμψία (χωρίς ανοίγματα) = 4.910 GN/m

Ακαμψία κατά $x-x$ $K_x= 4.338 \ GN/m$, κατά $y-y$ $K_y= 0.000 \ GN/m$ 

Σεισμικές δυνάμεις βάσει απλοποιημένης φασματικής μεθόδου (ΕΑΚ 3.5)

Εκκεντρότητες τοίχου από ελαστικό άξονα κτιρίου $e_x=6.12[m]$, $e_y=9.25[m]$ Οριζόντια Δύναμη F_x Σεισμος $x-x=10758.00x$ 4.338/ 41.977+ 9.25x 18250x 4.338/16848.482= 1155.23[kN]Σεισμος $y-y=$ 0.00x 4.338/ 41.977+ 9.25x 41313x 4.338/16848.482= 98.41[kN]Οριζόντια Δύναμη F_y Σεισμος $x-x=$ 0.00x 0.000/ 47.552+ 6.12x 18250x 0.000/16848.482= 0.00[kN]Σεισμος $y-y=10758.00x$ 0.000/ 47.552+ 6.12x 41313x 0.000/16848.482= 0.00[kN]Επαλληλία σεισμικών δυνάμεων κατά x και y σύμφωνα με (ΕΑΚ 3.5.3[1]) $(expF_x)^2 = 1155.23^2 + 98.41^2$, $expF_x = 1159.41$ [kN] $(expF_y)^2 = 0.00^2 + 0.00^2$, $expF_y = 0.00$ [kN]

Επαλληλία σεισμικών δυνάμεων σύμφωνα με (ΕΑΚ 3.5.3[4])

 $maxF_x = 1155.23 + 0.30x$ 98.41= 1184.75 [kN] $maxF_y = 0.00 + 0.30x$ 0.00= 0.00 [kN]Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου $F=1184.75$ kNΙσόγειοT52

Διαστάσεις μήκος=12.10m, ύψος= 4.40m, πάχος=0.74m

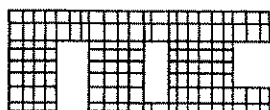
Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδό του

Ο τοίχος χωρίζεται σε 176 ορθογώνια επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία.

Οι κόμβοι είναι σε κάναβο 9x23 κόμβων, συνολικά 207 κόμβοι.

Ακαμψία τοίχου από ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία $K= 3.669$ GN/m

Προσεγγιστική ακαμψία (χωρίς ανοίγματα) = 5.938 GN/m

Ακαμψία κατά $x-x$ $K_x= 3.669$ GN/m, κατά $y-y$ $K_y= 0.000$ GN/m

Σεισμικές δυνάμεις βάσει απλοποιημένης φασματικής μεθόδου (ΕΑΚ 3.5)

Εκκεντρότητες τοίχου από ελαστικό άξονα κτιρίου $e_x=5.28[m]$, $e_y=12.19[m]$ Οριζόντια Δύναμη F_x Σεισμος $x-x=10758.00x$ 3.669/ 41.977+12.19x 18250x 3.669/16848.482= 988.76[kN]Σεισμος $y-y=$ 0.00x 3.669/ 41.977+12.19x 41313x 3.669/16848.482= 109.70[kN]Οριζόντια Δύναμη F_y Σεισμος $x-x=$ 0.00x 0.000/ 47.552+ 5.28x 18250x 0.000/16848.482= 0.00[kN]Σεισμος $y-y=10758.00x$ 0.000/ 47.552+ 5.28x 41313x 0.000/16848.482= 0.00[kN]Επαλληλία σεισμικών δυνάμεων κατά x και y σύμφωνα με (ΕΑΚ 3.5.3[1]) $(expF_x)^2 = 988.76^2 + 109.70^2$, $expF_x = 994.83$ [kN] $(expF_y)^2 = 0.00^2 + 0.00^2$, $expF_y = 0.00$ [kN]

Επαλληλία σεισμικών δυνάμεων σύμφωνα με (ΕΑΚ 3.5.3[4])

 $maxF_x = 988.76 + 0.30x$ 109.70= 1021.67 [kN] $maxF_y = 0.00 + 0.30x$ 0.00= 0.00 [kN]Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου $F=1021.67$ kNΙσόγειοT53

Διαστάσεις μήκος=10.59m, ύψος= 4.40m, πάχος=0.74m

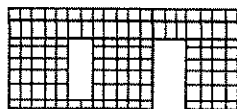
Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδό του

Ο τοίχος χωρίζεται σε 152 ορθογώνια επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία.

Οι κόμβοι είναι σε κάναβο 9x20 κόμβων, συνολικά 180 κόμβοι.

Ακαμψία τοίχου από ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία $K= 3.319$ GN/m

Προσεγγιστική ακαμψία (χωρίς ανοίγματα) = 5.131 GN/m

Ακαμψία κατά $x-x$ $K_x= 3.319$ GN/m, κατά $y-y$ $K_y= 0.000$ GN/m

Σεισμικές δυνάμεις βάσει απλοποιημένης φασματικής μεθόδου (ΕΑΚ 3.5)

Εκκεντρότητες τοίχου από ελαστικό άξονα κτιρίου $e_x=6.07[m]$, $e_y=12.19[m]$ Οριζόντια Δύναμη F_x Σεισμός $x-x=10758.00x$ 3.319/ 41.977+12.19x 18250x 3.319/16848.482= 894.44[kN]Σεισμός $y-y=$ 0.00x 3.319/ 41.977+12.19x 41313x 3.319/16848.482= 99.23[kN]Οριζόντια Δύναμη F_y Σεισμός $x-x=$ 0.00x 0.000/ 47.552+ 6.07x 18250x 0.000/16848.482= 0.00[kN]Σεισμός $y-y=10758.00x$ 0.000/ 47.552+ 6.07x 41313x 0.000/16848.482= 0.00[kN]Επαλληλία σεισμικών δυνάμεων κατά x και y σύμφωνα με (ΕΑΚ 3.5.3[1]) $(expF_x)^2 = 894.44^2 + 99.23^2$, $expF_x = 899.93$ [kN] $(expF_y)^2 = 0.00^2 + 0.00^2$, $expF_y = 0.00$ [kN]

Επαλληλία σεισμικών δυνάμεων σύμφωνα με (ΕΑΚ 3.5.3[4])

 $maxF_x = 894.44 + 0.30x$ 99.23= 924.21 [kN] $maxF_y = 0.00 + 0.30x$ 0.00= 0.00 [kN]Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου $F=924.21$ kNΙσόγειοT54

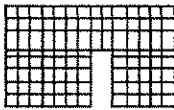
Διαστάσεις μήκος= 7.70m, ύψος= 4.40m, πάχος=0.59m

Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδό του

Ο τοίχος χωρίζεται σε 112 ορθογώνια επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία.

Οι κόμβοι είναι σε κάναβο 9×15 κόμβων, συνολικά 135 κόμβοι.Ακαμψία τοίχου από ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία $K = 2.781$ GN/m

Προσεγγιστική ακαμψία (χωρίς ανοίγματα) = 3.203 GN/m

Ακαμψία κατά $x-x$ $K_x = 2.781$ GN/m, κατά $y-y$ $K_y = 0.000$ GN/m

Σεισμικές δυνάμεις βάσει απλοποιημένης φασματικής μεθόδου (ΕΑΚ 3.5)

Εκκεντρότητες τοίχου από ελαστικό άξονα κτιρίου $e_x=10.51[m]$, $e_y=15.60[m]$ Οριζόντια Δύναμη F_x Σεισμός $x-x=10758.00x$ 2.781/ 41.977+15.60x 18250x 2.781/16848.482= 759.71[kN]Σεισμός $y-y=$ 0.00x 2.781/ 41.977+15.60x 41313x 2.781/16848.482= 106.37[kN]Οριζόντια Δύναμη F_y Σεισμός $x-x=$ 0.00x 0.000/ 47.552+10.51x 18250x 0.000/16848.482= 0.00[kN]Σεισμός $y-y=10758.00x$ 0.000/ 47.552+10.51x 41313x 0.000/16848.482= 0.00[kN]Επαλληλία σεισμικών δυνάμεων κατά x και y σύμφωνα με (ΕΑΚ 3.5.3[1]) $(expF_x)^2 = 759.71^2 + 106.37^2$, $expF_x = 767.12$ [kN] $(expF_y)^2 = 0.00^2 + 0.00^2$, $expF_y = 0.00$ [kN]

Επαλληλία σεισμικών δυνάμεων σύμφωνα με (ΕΑΚ 3.5.3[4])

 $maxF_x = 759.71 + 0.30x$ 106.37= 791.62 [kN] $maxF_y = 0.00 + 0.30x$ 0.00= 0.00 [kN]Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου $F=791.62$ kNΙσόγειοT55

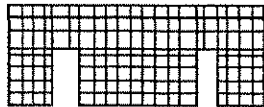
Διαστάσεις μήκος=11.67m, ύψος= 4.40m, πάχος=0.59m

Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδό του

Ο τοίχος χωρίζεται σε 168 ορθογώνια επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία.

Οι κόμβοι είναι σε κάναβο 9×22 κόμβων, συνολικά 198 κόμβοι.Ακαμψία τοίχου από ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία $K = 4.247$ GN/m

Προσεγγιστική ακαμψία (χωρίς ανοίγματα) = 5.140 GN/m

Ακαμψία κατά $x-x$ $K_x = 4.247$ GN/m, κατά $y-y$ $K_y = 0.000$ GN/m

Σεισμικές δυνάμεις βάσει απλοποιημένης φασματικής μεθόδου (EAK 3.5)

Εκκεντρότητες τοίχου από ελαστικό άξονα κτιρίου $e_x=8.68[m]$, $e_y=15.60[m]$ Οριζόντια Δύναμη F_x Σεισμός $x-x=10758.00x$ 4.247/ 41.977+15.60x 18250x 4.247/16848.482= 1160.19[kN]Σεισμός $y-y=$ 0.00x 4.247/ 41.977+15.60x 41313x 4.247/16848.482= 162.44[kN]Οριζόντια Δύναμη F_y Σεισμός $x-x=$ 0.00x 0.000/ 47.552+ 8.68x 18250x 0.000/16848.482= 0.00[kN]Σεισμός $y-y=10758.00x$ 0.000/ 47.552+ 8.68x 41313x 0.000/16848.482= 0.00[kN]Επαλληλία σεισμικών δυνάμεων κατά x και y σύμφωνα με (EAK 3.5.3[1]) $(\exp F_x)^2 = 1160.19^2 + 162.44^2$, $\exp F_x = 1171.51$ [kN] $(\exp F_y)^2 = 0.00^2 + 0.00^2$, $\exp F_y = 0.00$ [kN]

Επαλληλία σεισμικών δυνάμεων σύμφωνα με (EAK 3.5.3[4])

 $\max F_x = 1160.19 + 0.30x$ 162.44= 1208.92 [kN] $\max F_y = 0.00 + 0.30x$ 0.00= 0.00 [kN]Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου $F=1208.92$ kNΙσόγειοT56

Διαστάσεις μήκος=11.20m, ύψος= 4.40m, πάχος=0.74m

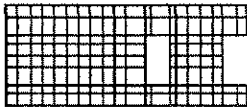
Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδό του

Ο τοίχος χωρίζεται σε 160 ορθογώνια επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία.

Οι κόμβοι είναι σε κάνναβο 9x21 κόμβων, συνολικά 189 κόμβοι.

Ακαμψία τοίχου από ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία $K= 4.722$ GN/m

Προσεγγιστική ακαμψία (χωρίς ανοίγματα) = 5.458 GN/m

Ακαμψία κατά $x-x$ $K_x= 0.000$ GN/m, κατά $y-y$ $K_y= 4.722$ GN/m

Σεισμικές δυνάμεις βάσει απλοποιημένης φασματικής μεθόδου (EAK 3.5)

Εκκεντρότητες τοίχου από ελαστικό άξονα κτιρίου $e_x=11.10[m]$, $e_y=6.96[m]$ Οριζόντια Δύναμη F_x Σεισμός $x-x=10758.00x$ 0.000/ 41.977+ 6.96x 18250x 0.000/16848.482= 0.00[kN]Σεισμός $y-y=$ 0.00x 0.000/ 41.977+ 6.96x 41313x 0.000/16848.482= 0.00[kN]Οριζόντια Δύναμη F_y Σεισμός $x-x=$ 0.00x 4.722/ 47.552+11.10x 18250x 4.722/16848.482= 56.76[kN]Σεισμός $y-y=10758.00x$ 4.722/ 47.552+11.10x 41313x 4.722/16848.482= 1196.79[kN]Επαλληλία σεισμικών δυνάμεων κατά x και y σύμφωνα με (EAK 3.5.3[1]) $(\exp F_x)^2 = 0.00^2 + 0.00^2$, $\exp F_x = 0.00$ [kN] $(\exp F_y)^2 = 56.76^2 + 1196.79^2$, $\exp F_y = 1198.13$ [kN]

Επαλληλία σεισμικών δυνάμεων σύμφωνα με (EAK 3.5.3[4])

 $\max F_x = 0.00 + 0.30x$ 0.00= 0.00 [kN] $\max F_y = 1196.79 + 0.30x$ 56.76= 1213.82 [kN]Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου $F=1213.82$ kNΙσόγειοT57

Διαστάσεις μήκος=10.83m, ύψος= 4.40m, πάχος=0.74m

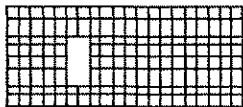
Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδό του

Ο τοίχος χωρίζεται σε 160 ορθογώνια επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία.

Οι κόμβοι είναι σε κάνναβο 9x21 κόμβων, συνολικά 189 κόμβοι.

Ακαμψία τοίχου από ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία $K= 4.904$ GN/m

Προσεγγιστική ακαμψία (χωρίς ανοίγματα) = 5.260 GN/m

Ακαμψία κατά $x-x$ $K_x= 0.000$ GN/m, κατά $y-y$ $K_y= 4.904$ GN/m

Σεισμικές δυνάμεις βάσει απλοποιημένης φασματικής μεθόδου (ΕΑΚ 3.5)

Εκκεντρότητες τοίχου από ελαστικό άξονα κτιρίου $e_x=11.10[m]$, $e_y=4.05[m]$ Οριζόντια Δύναμη Fx

Σεισμός x-x=10758.00x 0.000/ 41.977+ 4.05x 18250x 0.000/16848.482= 0.00 [kN]

Σεισμός y-y= 0.00x 0.000/ 41.977+ 4.05x 41313x 0.000/16848.482= 0.00 [kN]

Οριζόντια Δύναμη Fy

Σεισμός x-x= 0.00x 4.904/ 47.552+11.10x 18250x 4.904/16848.482= 58.95 [kN]

Σεισμός y-y=10758.00x 4.904/ 47.552+11.10x 41313x 4.904/16848.482= 1242.92 [kN]

Επαλληλία σεισμικών δυνάμεων κατά x και y σύμφωνα με (ΕΑΚ 3.5.3[1])

 $(expFx)^2 = 0.00^2 + 0.00^2$, $expFx = 0.00$ [kN] $(expFy)^2 = 58.95^2 + 1242.92^2$, $expFy = 1244.31$ [kN]

Επαλληλία σεισμικών δυνάμεων σύμφωνα με (ΕΑΚ 3.5.3[4])

 $maxFx = 0.00 + 0.30x 0.00 = 0.00$ [kN] $maxFy = 1242.92 + 0.30x 58.95 = 1260.60$ [kN]Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου $F=1260.60$ kNΙσόγειοT58

Διαστάσεις μήκος=11.30m, ύψος= 4.40m, πάχος=0.74m

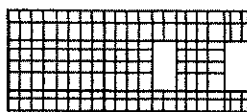
Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδό του

Ο τοίχος χωρίζεται σε 168 ορθογώνια επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία.

Οι κόμβοι είναι σε κάνναβο 9x22 κόμβων, συνολικά 198 κόμβοι.

Ακαμψία τοίχου από ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία $K = 4.682$ GN/m

Προσεγγιστική ακαμψία (χωρίς ανοίγματα) = 5.512 GN/m

Ακαμψία κατά x-x $K_x = 0.000$ GN/m, κατά y-y $K_y = 4.682$ GN/m

Σεισμικές δυνάμεις βάσει απλοποιημένης φασματικής μεθόδου (ΕΑΚ 3.5)

Εκκεντρότητες τοίχου από ελαστικό άξονα κτιρίου $e_x=10.99[m]$, $e_y=6.91[m]$ Οριζόντια Δύναμη Fx

Σεισμός x-x=10758.00x 0.000/ 41.977+ 6.91x 18250x 0.000/16848.482= 0.00 [kN]

Σεισμός y-y= 0.00x 0.000/ 41.977+ 6.91x 41313x 0.000/16848.482= 0.00 [kN]

Οριζόντια Δύναμη Fy

Σεισμός x-x= 0.00x 4.682/ 47.552+10.99x 18250x 4.682/16848.482= 55.74 [kN]

Σεισμός y-y=10758.00x 4.682/ 47.552+10.99x 41313x 4.682/16848.482= 1185.43 [kN]

Επαλληλία σεισμικών δυνάμεων κατά x και y σύμφωνα με (ΕΑΚ 3.5.3[1])

 $(expFx)^2 = 0.00^2 + 0.00^2$, $expFx = 0.00$ [kN] $(expFy)^2 = 55.74^2 + 1185.43^2$, $expFy = 1186.74$ [kN]

Επαλληλία σεισμικών δυνάμεων σύμφωνα με (ΕΑΚ 3.5.3[4])

 $maxFx = 0.00 + 0.30x 0.00 = 0.00$ [kN] $maxFy = 1185.43 + 0.30x 55.74 = 1202.16$ [kN]Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου $F=1202.16$ kNΙσόγειοT59

Διαστάσεις μήκος=10.00m, ύψος= 4.40m, πάχος=0.74m

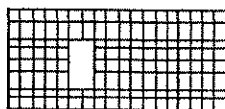
Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδό του

Ο τοίχος χωρίζεται σε 144 ορθογώνια επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία.

Οι κόμβοι είναι σε κάνναβο 9x19 κόμβων, συνολικά 171 κόμβοι.

Ακαμψία τοίχου από ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία $K = 4.395$ GN/m

Προσεγγιστική ακαμψία (χωρίς ανοίγματα) = 4.813 GN/m

Ακαμψία κατά x-x $K_x = 0.000$ GN/m, κατά y-y $K_y = 4.395$ GN/m

Σεισμικές δυνάμεις βάσει απλοποιημένης φασματικής μεθόδου (ΕΑΚ 3.5)

Εκκεντρότητες τοίχου από ελαστικό άξονα κτιρίου $e_x=10.99[m]$, $e_y=3.74[m]$ Οριζόντια Δύναμη Fx

Σεισμός x-x=10758.00x 0.000/ 41.977+ 3.74x 18250x 0.000/16848.482= 0.00[kN]

Σεισμός y-y= 0.00x 0.000/ 41.977+ 3.74x 41313x 0.000/16848.482= 0.00[kN]

Οριζόντια Δύναμη Fy

Σεισμός x-x= 0.00x 4.395/ 47.552+10.99x 18250x 4.395/16848.482= 52.33[kN]

Σεισμός y-y=10758.00x 4.395/ 47.552+10.99x 41313x 4.395/16848.482= 1112.77[kN]

Επαλληλία σεισμικών δυνάμεων κατά x και y σύμφωνα με (ΕΑΚ 3.5.3[1])

 $(expFx)^2 = 0.00^2 + 0.00^2$, $expFx = 0.00$ [kN] $(expFy)^2 = 52.33^2 + 1112.77^2$, $expFy = 1114.00$ [kN]

Επαλληλία σεισμικών δυνάμεων σύμφωνα με (ΕΑΚ 3.5.3[4])

 $maxFx = 0.00 + 0.30x 0.00 = 0.00$ [kN] $maxFy = 1112.77 + 0.30x 52.33 = 1128.47$ [kN]Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου $F=1128.47$ kN**Κέντρο Διάτμησης ορόφου (ΚΔ)**

Τοίχος	Kx [GN/m]	Ky [GN/m]	x [m]	y [m]	x.Ky	y.Kx	x ² .Ky	y ² .Kx
T36	3.720	0.000	7.65	37.94	0.000	141.155	0.000	5356.142
T37	3.397	0.000	22.10	37.94	0.000	128.899	0.000	4891.079
T38	0.000	6.643	28.56	31.15	189.691	0.000	5416.623	0.000
T39	0.000	3.086	28.56	18.58	88.121	0.000	2516.287	0.000
T40	0.000	4.922	28.56	6.50	140.548	0.000	4013.340	0.000
T41	2.275	0.000	7.65	0.34	0.000	0.785	0.000	0.271
T42	2.565	0.000	22.10	0.34	0.000	0.885	0.000	0.305
T43	0.000	6.543	0.20	31.15	1.341	0.000	0.275	0.000
T44	0.000	3.295	0.20	18.42	0.675	0.000	0.138	0.000
T45	0.000	4.360	0.20	6.35	0.894	0.000	0.183	0.000
T46	4.384	0.000	5.25	33.19	0.000	145.483	0.000	4827.855
T47	3.861	0.000	24.05	33.19	0.000	128.127	0.000	4251.904
T49	3.421	0.000	9.04	30.16	0.000	103.160	0.000	3110.798
T50	4.338	0.000	20.47	30.16	0.000	130.812	0.000	3944.648
T52	3.669	0.000	9.08	8.71	0.000	31.957	0.000	278.345
T53	3.319	0.000	20.42	8.71	0.000	28.908	0.000	251.793
T54	2.781	0.000	3.85	5.30	0.000	14.753	0.000	78.266
T55	4.247	0.000	23.03	5.30	0.000	22.530	0.000	119.523
T56	0.000	4.722	3.26	13.94	15.394	0.000	50.184	0.000
T57	0.000	4.904	3.26	24.96	15.987	0.000	52.118	0.000
T58	0.000	4.682	25.35	13.99	118.689	0.000	3008.759	0.000
T59	0.000	4.395	25.35	24.64	111.413	0.000	2824.326	0.000

Σύνολα 41.977[GN/m] 47.552[GN/m] 682.753 877.456 17882.234 27110.930

Κέντρο διάτμησης $x = 682.753/47.552 = 14.36$ m, $y = 877.456/41.977 = 20.90$ mΣτρεπτική ακαμψία ορόφου $I_p = 17882.234 + 27110.930 - 14.36^2 \times 47.552 - 20.90^2 \times 41.977 = 16848.482$ [GNm]Τυχηματικές εκκεντρότητες ορόφου (ΕΑΚ 3.3.1) $e_{ix} = 0.05 \times 29.04 = 1.45$ [m], $e_{iy} = 0.05 \times 38.29 = 1.91$ [m]Στατικές εκκεντρότητες $e_{ox} = 14.52 - 14.36 = 0.16$ [m], $e_{oy} = 19.62 - 20.90 = -1.28$ [m]

Οι περισσότεροι τοίχοι έχουν διάταξη παράλληλοι προς τους άξονες x και y, οπότε (ΕΑΚ 3.3.3[4])

οι κύριες διευθύνσεις του κτιρίου λαμβάνονται παράλληλα προς τους άξονες x και y.

Το κτίριο δεν έχει στρεπτική ευαισθησία (ΕΑΚ 3.3.3[7]) και (ΕΑΚ 3.3.3[5]) οπότε

οι ισοδύναμες στατικές εκκεντρότητες λαμβάνονται ως:

 $e_{fx} = 1.50 \times 0.16 = 0.24$ [m], $e_{rx} = 0.50 \times 0.16 = 0.08$ [m], $e_{fy} = 1.50 \times -1.28 = -1.93$ [m], $e_{ry} = 0.50 \times -1.28 = -0.64$ [m]

εκκεντρότητες σχεδιασμού (ΕΑΚ 3.3.3[1])

 $maxex = 0.24 + 1.45 = 1.70$ [m], $minex = 0.08 - 1.45 = -1.37$ [m] $maxey = -0.64 + 1.91 = 1.27$ [m], $miney = -1.93 - 1.91 = -3.84$ [m]Μέγιστες στρεπτικές ροπές φορτίου ορόφου λόγω εκκεντρότητας $maxe$ και $mine$ φόρτιση κατά x-x $maxM_{zx} = 1.70 \times 10758 = 18250$ [kNm]φόρτιση κατά y-y $maxM_{zy} = 3.84 \times 10758 = 41313$ [kNm]Προσεγγιστική σχετική οριζόντια μετατόπιση ορόφου $\Delta x = 0.001 \times 10758.0 / 41.977 = 0.256$ mmΠροσεγγιστική σχετική οριζόντια μετατόπιση ορόφου $\Delta y = 0.001 \times 10758.0 / 47.552 = 0.226$ mm

Ελεγχος Κανονικότητας ορόφου κτιρίου (ΕΑΚ 3.5.1[4])**α) Ελεγχος διαστάσεων ΕΑΚ 3.5.1.[4] α**Περιγραμμή ορόφου $\min X = -0.14\text{m}$, $\max X = 28.90\text{m}$, $\min Y = 0.00\text{m}$, $\max Y = 38.29\text{m}$ Πλευρές κτιρίου $Lx = 29.04\text{ m}$, $Ly = 38.29\text{ m}$ Λόγος πλευρών $29.04/38.29 = 0.76 \leq 4$ ικανοποιείται η συνθήκη ΕΑΚ 3.5.1.[4].1

Πρόσθετη απαίτηση για κανονικότητα κτιρίου είναι τα κενά της κατοψης να μην υπερβαίνουν το 35%

β, γ) Ελεγχος μεταβολής Δυσκαμψίας και Μάζας ορόφου ΕΑΚ 3.5.1.[4] β.γ.

Η οικοδομή είναι μονόροφος άρα ικανοποιείται η απαίτηση μεταβολής

δυσκαμψίας και μάζας ορόφου ΕΑΚ 3.5.1.[4] β.γ

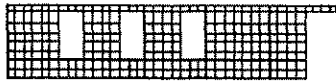
Υπόγειο**T1**

Διαστάσεις μήκος=15.30m, ύψος= 3.20m, πάχος=0.89m

Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδό του

Ο τοίχος χωρίζεται σε 304 ορθογώνια επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία.

Οι κόμβοι είναι σε κάνναβο 9x39 κόμβων, συνολικά 351 κόμβοι.

Ακαμψία τοίχου από ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία $K = 7.525\text{ GN/m}$ Προσεγγιστική ακαμψία (χωρίς ανοίγματα) $= 11.688\text{ GN/m}$ Ακαμψία κατά x-x $K_x = 7.525\text{ GN/m}$, κατά y-y $K_y = 0.000\text{ GN/m}$ **Σεισμικές δυνάμεις βάσει απλοποιημένης φασματικής μεθόδου (ΕΑΚ 3.5)**Εκκεντρότητες τοίχου από ελαστικό άξονα κτιρίου $e_x = 6.71\text{[m]}$, $e_y = 16.94\text{[m]}$ **Οριζόντια Δύναμη Fx**Σεισμός x-x = $16470.00 \times 7.525 / 94.992 + 16.94 \times 23947 \times 7.525 / 34180.504 = 1394.02\text{[kN]}$ Σεισμός y-y = $0.00 \times 7.525 / 94.992 + 16.94 \times 82972 \times 7.525 / 34180.504 = 309.47\text{[kN]}$ **Οριζόντια Δύναμη Fy**Σεισμός x-x = $0.00 \times 0.000 / 82.171 + 6.71 \times 23947 \times 0.000 / 34180.504 = 0.00\text{[kN]}$ Σεισμός y-y = $16470.00 \times 0.000 / 82.171 + 6.71 \times 82972 \times 0.000 / 34180.504 = 0.00\text{[kN]}$

Επαλληλία σεισμικών δυνάμεων κατά x και y σύμφωνα με (ΕΑΚ 3.5.3[1])

 $(\exp F_x)^2 = 1394.02^2 + 309.47^2$, $\exp F_x = 1427.96\text{ [kN]}$ $(\exp F_y)^2 = 0.00^2 + 0.00^2$, $\exp F_y = 0.00\text{ [kN]}$

Επαλληλία σεισμικών δυνάμεων σύμφωνα με (ΕΑΚ 3.5.3[4])

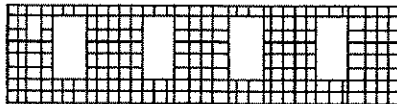
 $\max F_x = 1394.02 + 0.30 \times 309.47 = 1486.86\text{ [kN]}$ $\max F_y = 0.00 + 0.30 \times 0.00 = 0.00\text{ [kN]}$ Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου $F = 1486.86\text{ kN}$ **Υπόγειο****T2**

Διαστάσεις μήκος=13.60m, ύψος= 3.20m, πάχος=0.89m

Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδό του

Ο τοίχος χωρίζεται σε 272 ορθογώνια επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία.

Οι κόμβοι είναι σε κάνναβο 9x35 κόμβων, συνολικά 315 κόμβοι.

Ακαμψία τοίχου από ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία $K = 5.574\text{ GN/m}$ Προσεγγιστική ακαμψία (χωρίς ανοίγματα) $= 10.350\text{ GN/m}$ Ακαμψία κατά x-x $K_x = 5.574\text{ GN/m}$, κατά y-y $K_y = 0.000\text{ GN/m}$ **Σεισμικές δυνάμεις βάσει απλοποιημένης φασματικής μεθόδου (ΕΑΚ 3.5)**Εκκεντρότητες τοίχου από ελαστικό άξονα κτιρίου $e_x = 7.74\text{[m]}$, $e_y = 16.94\text{[m]}$ **Οριζόντια Δύναμη Fx**Σεισμός x-x = $16470.00 \times 5.574 / 94.992 + 16.94 \times 23947 \times 5.574 / 34180.504 = 1032.60\text{[kN]}$ Σεισμός y-y = $0.00 \times 5.574 / 94.992 + 16.94 \times 82972 \times 5.574 / 34180.504 = 229.23\text{[kN]}$ **Οριζόντια Δύναμη Fy**Σεισμός x-x = $0.00 \times 0.000 / 82.171 + 7.74 \times 23947 \times 0.000 / 34180.504 = 0.00\text{[kN]}$ Σεισμός y-y = $16470.00 \times 0.000 / 82.171 + 7.74 \times 82972 \times 0.000 / 34180.504 = 0.00\text{[kN]}$

Επαλληλία σεισμικών δυνάμεων κατά x και y σύμφωνα με (ΕΑΚ 3.5.3[1])

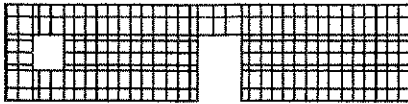
 $(\exp F_x)^2 = 1032.60^2 + 229.23^2$, $\exp F_x = 1057.73\text{ [kN]}$ $(\exp F_y)^2 = 0.00^2 + 0.00^2$, $\exp F_y = 0.00\text{ [kN]}$

Επαλληλία σεισμικών δυνάμεων σύμφωνα με (ΕΑΚ 3.5.3[4])

 $\max F_x = 1032.60 + 0.30 \times 229.23 = 1101.37\text{ [kN]}$ $\max F_y = 0.00 + 0.30 \times 0.00 = 0.00\text{ [kN]}$ Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου $F = 1101.37\text{ kN}$

ΥπόγειοT3

Διαστάσεις μήκος=14.00m, ύψος= 3.20m, πάχος=0.89m

Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδό του

Ο τοίχος χωρίζεται σε 280 ορθογώνια επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία.

Οι κόμβοι είναι σε κάνναβο 9x36 κόμβων, συνολικά 324 κόμβοι.

Ακαμψία τοίχου από ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία $K = 9.534 \text{ GN/m}$ Προσεγγιστική ακαμψία (χωρίς ανοίγματα) $= 10.665 \text{ GN/m}$ Ακαμψία κατά x-x $K_x = 0.000 \text{ GN/m}$, κατά y-y $K_y = 9.534 \text{ GN/m}$ Σεισμικές δυνάμεις βάσει απλοποιημένης φασματικής μεθόδου (EAK 3.5)Εκκεντρότητες τοίχου από ελαστικό άξονα κτιρίου $e_x = 14.10 \text{ [m]}$, $e_y = 10.25 \text{ [m]}$ Οριζόντια Δύναμη F_x Σεισμός x-x = $16470.00 \times 0.000 / 94.992 + 10.25 \times 23947 \times 0.000 / 34180.504 = 0.00 \text{ [kN]}$ Σεισμός y-y = $0.00 \times 0.000 / 94.992 + 10.25 \times 82972 \times 0.000 / 34180.504 = 0.00 \text{ [kN]}$ Οριζόντια Δύναμη F_y Σεισμός x-x = $0.00 \times 9.534 / 82.171 + 14.10 \times 23947 \times 9.534 / 34180.504 = 94.16 \text{ [kN]}$ Σεισμός y-y = $16470.00 \times 9.534 / 82.171 + 14.10 \times 82972 \times 9.534 / 34180.504 = 2237.21 \text{ [kN]}$

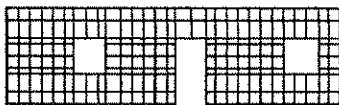
Επαλληλία σεισμικών δυνάμεων κατά x και y σύμφωνα με (EAK 3.5.3[1])

 $(\exp F_x)^2 = 0.00^2 + 0.00^2$, $\exp F_x = 0.00 \text{ [kN]}$ $(\exp F_y)^2 = 94.16^2 + 2237.21^2$, $\exp F_y = 2239.19 \text{ [kN]}$

Επαλληλία σεισμικών δυνάμεων σύμφωνα με (EAK 3.5.3[4])

 $\max F_x = 0.00 + 0.30 \times 0.00 = 0.00 \text{ [kN]}$ $\max F_y = 2237.21 + 0.30 \times 94.16 = 2265.45 \text{ [kN]}$ Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου $F = 2265.45 \text{ kN}$ ΥπόγειοT4

Διαστάσεις μήκος=11.45m, ύψος= 3.20m, πάχος=0.89m

Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδό του

Ο τοίχος χωρίζεται σε 232 ορθογώνια επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία.

Οι κόμβοι είναι σε κάνναβο 9x30 κόμβων, συνολικά 270 κόμβοι.

Ακαμψία τοίχου από ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία $K = 6.483 \text{ GN/m}$ Προσεγγιστική ακαμψία (χωρίς ανοίγματα) $= 8.649 \text{ GN/m}$ Ακαμψία κατά x-x $K_x = 0.000 \text{ GN/m}$, κατά y-y $K_y = 6.483 \text{ GN/m}$ Σεισμικές δυνάμεις βάσει απλοποιημένης φασματικής μεθόδου (EAK 3.5)Εκκεντρότητες τοίχου από ελαστικό άξονα κτιρίου $e_x = 14.10 \text{ [m]}$, $e_y = 2.48 \text{ [m]}$ Οριζόντια Δύναμη F_x Σεισμός x-x = $16470.00 \times 0.000 / 94.992 + 2.48 \times 23947 \times 0.000 / 34180.504 = 0.00 \text{ [kN]}$ Σεισμός y-y = $0.00 \times 0.000 / 94.992 + 2.48 \times 82972 \times 0.000 / 34180.504 = 0.00 \text{ [kN]}$ Οριζόντια Δύναμη F_y Σεισμός x-x = $0.00 \times 6.483 / 82.171 + 14.10 \times 23947 \times 6.483 / 34180.504 = 64.03 \text{ [kN]}$ Σεισμός y-y = $16470.00 \times 6.483 / 82.171 + 14.10 \times 82972 \times 6.483 / 34180.504 = 1521.27 \text{ [kN]}$

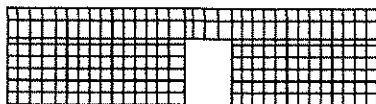
Επαλληλία σεισμικών δυνάμεων κατά x και y σύμφωνα με (EAK 3.5.3[1])

 $(\exp F_x)^2 = 0.00^2 + 0.00^2$, $\exp F_x = 0.00 \text{ [kN]}$ $(\exp F_y)^2 = 64.03^2 + 1521.27^2$, $\exp F_y = 1522.62 \text{ [kN]}$

Επαλληλία σεισμικών δυνάμεων σύμφωνα με (EAK 3.5.3[4])

 $\max F_x = 0.00 + 0.30 \times 0.00 = 0.00 \text{ [kN]}$ $\max F_y = 1521.27 + 0.30 \times 64.03 = 1540.48 \text{ [kN]}$ Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου $F = 1540.48 \text{ kN}$ ΥπόγειοT5

Διαστάσεις μήκος=12.70m, ύψος= 3.20m, πάχος=0.89m

Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδό του

Ο τοίχος χωρίζεται σε 256 ορθογώνια επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία.

Οι κόμβοι είναι σε κάνναβο 9x33 κόμβων, συνολικά 297 κόμβοι.

Ακαμψία τοίχου από ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία $K = 9.128 \text{ GN/m}$ Προσεγγιστική ακαμψία (χωρίς ανοίγματα) $= 9.639 \text{ GN/m}$ Ακαμψία κατά x-x $K_x = 0.000 \text{ GN/m}$, κατά y-y $K_y = 9.128 \text{ GN/m}$

Σεισμικές δυνάμεις βάσει απλοποιημένης φασματικής μεθόδου (ΕΑΚ 3.5)

Εκκεντρότητες τοίχου από ελαστικό άξονα κτιρίου $e_x=14.10[m]$, $e_y=14.55[m]$ Οριζόντια Δύναμη Fx

Σεισμός x-x=16470.00x 0.000/ 94.992+14.55x 23947x 0.000/34180.504= 0.00[kN]

Σεισμός y-y= 0.00x 0.000/ 94.992+14.55x 82972x 0.000/34180.504= 0.00[kN]

Οριζόντια Δύναμη Fy

Σεισμός x-x= 0.00x 9.128/ 82.171+14.10x 23947x 9.128/34180.504= 90.15[kN]

Σεισμός y-y=16470.00x 9.128/ 82.171+14.10x 82972x 9.128/34180.504= 2141.94[kN]

Επαλληλία σεισμικών δυνάμεων κατά x και y σύμφωνα με (ΕΑΚ 3.5.3[1])

 $(expFx)^2 = 0.00^2 + 0.00^2$, $expFx = 0.00$ [kN] $(expFy)^2 = 90.15^2 + 2141.94^2$, $expFy = 2143.83$ [kN]

Επαλληλία σεισμικών δυνάμεων σύμφωνα με (ΕΑΚ 3.5.3[4])

 $maxFx = 0.00 + 0.30x 0.00 = 0.00$ [kN] $maxFy = 2141.94 + 0.30x 90.15 = 2168.98$ [kN]Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου $F=2168.98$ kNΥπόγειο**T6**

Διαστάσεις μήκος=13.20m, ύψος= 3.20m, πάχος=0.94m

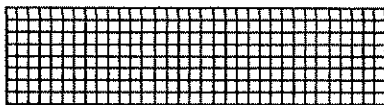
Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδό του

Ο τοίχος χωρίζεται σε 264 ορθογώνια επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία.

Οι κόμβοι είναι σε κάνναβο 9x34 κόμβων, συνολικά 306 κόμβοι.

Ακαμψία τοίχου από ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία $K=11.631$ GN/m

Προσεγγιστική ακαμψία (χωρίς ανοίγματα) =10.344 GN/m

Ακαμψία κατά x-x $K_x=11.631$ GN/m, κατά y-y $K_y= 0.000$ GN/m

Σεισμικές δυνάμεις βάσει απλοποιημένης φασματικής μεθόδου (ΕΑΚ 3.5)

Εκκεντρότητες τοίχου από ελαστικό άξονα κτιρίου $e_x=7.76[m]$, $e_y=20.43[m]$ Οριζόντια Δύναμη Fx

Σεισμός x-x=16470.00x11.631/ 94.992+20.43x 23947x11.631/34180.504= 2183.12[kN]

Σεισμός y-y= 0.00x11.631/ 94.992+20.43x 82972x11.631/34180.504= 576.91[kN]

Οριζόντια Δύναμη Fy

Σεισμός x-x= 0.00x 0.000/ 82.171+ 7.76x 23947x 0.000/34180.504= 0.00[kN]

Σεισμός y-y=16470.00x 0.000/ 82.171+ 7.76x 82972x 0.000/34180.504= 0.00[kN]

Επαλληλία σεισμικών δυνάμεων κατά x και y σύμφωνα με (ΕΑΚ 3.5.3[1])

 $(expFx)^2 = 2183.12^2 + 576.91^2$, $expFx = 2258.06$ [kN] $(expFy)^2 = 0.00^2 + 0.00^2$, $expFy = 0.00$ [kN]

Επαλληλία σεισμικών δυνάμεων σύμφωνα με (ΕΑΚ 3.5.3[4])

 $maxFx = 2183.12 + 0.30x 576.91 = 2356.19$ [kN] $maxFy = 0.00 + 0.30x 0.00 = 0.00$ [kN]Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου $F=2356.19$ kNΥπόγειο**T7**

Διαστάσεις μήκος=14.50m, ύψος= 3.20m, πάχος=0.94m

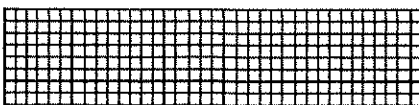
Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδό του

Ο τοίχος χωρίζεται σε 288 ορθογώνια επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία.

Οι κόμβοι είναι σε κάνναβο 9x37 κόμβων, συνολικά 333 κόμβοι.

Ακαμψία τοίχου από ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία $K=12.878$ GN/m

Προσεγγιστική ακαμψία (χωρίς ανοίγματα) =11.400 GN/m

Ακαμψία κατά x-x $K_x=12.878$ GN/m, κατά y-y $K_y= 0.000$ GN/m

Σεισμικές δυνάμεις βάσει απλοποιημένης φασματικής μεθόδου (ΕΑΚ 3.5)

Εκκεντρώτητες τοίχου από ελαστικό άξονα κτιρίου $e_x=7.29[m]$, $e_y=20.43[m]$ Οριζόντια Δύναμη FxΣεισμος $x-x=16470.00 \times 12.878 / 94.992+20.43x$ $23947 \times 12.878 / 34180.504 = 2417.18 [kN]$ Σεισμος $y-y=0.00 \times 12.878 / 94.992+20.43x$ $82972 \times 12.878 / 34180.504 = 638.76 [kN]$ Οριζόντια Δύναμη FyΣεισμος $x-x=0.00 \times 0.000 / 82.171+7.29x$ $23947 \times 0.000 / 34180.504 = 0.00 [kN]$ Σεισμος $y-y=16470.00 \times 0.000 / 82.171+7.29x$ $82972 \times 0.000 / 34180.504 = 0.00 [kN]$

Επαλληλία σεισμικών δυνάμεων κατά x και y σύμφωνα με (ΕΑΚ 3.5.3[1])

 $(\exp F_x)^2 = 2417.18^2 + 638.76^2$, $\exp F_x = 2500.16 [kN]$ $(\exp F_y)^2 = 0.00^2 + 0.00^2$, $\exp F_y = 0.00 [kN]$

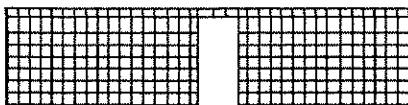
Επαλληλία σεισμικών δυνάμεων σύμφωνα με (ΕΑΚ 3.5.3[4])

 $\max F_x = 2417.18 + 0.30 \times 638.76 = 2608.81 [kN]$ $\max F_y = 0.00 + 0.30 \times 0.00 = 0.00 [kN]$ Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου $F=2608.81 kN$ ΥπόγειοT8

Διαστάσεις μήκος=14.00m, ύψος= 3.20m, πάχος=0.94m

Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδό του

Ο τοίχος χωρίζεται σε 280 ορθογώνια επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία.

Οι κόμβοι είναι σε κάναβο 9×36 κόμβων, συνολικά 324 κόμβοι.Ακαμψία τοίχου από ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία $K=10.389 GN/m$ Προσεγγιστική ακαμψία (χωρίς ανοίγματα) $=10.995 GN/m$ Ακαμψία κατά $x-x$ $K_x=0.000 GN/m$, κατά $y-y$ $K_y=10.389 GN/m$ 

Σεισμικές δυνάμεις βάσει απλοποιημένης φασματικής μεθόδου (ΕΑΚ 3.5)

Εκκεντρώτητες τοίχου από ελαστικό άξονα κτιρίου $e_x=14.03[m]$, $e_y=10.25[m]$ Οριζόντια Δύναμη FxΣεισμος $x-x=16470.00 \times 0.000 / 94.992+10.25x$ $23947 \times 0.000 / 34180.504 = 0.00 [kN]$ Σεισμος $y-y=0.00 \times 0.000 / 94.992+10.25x$ $82972 \times 0.000 / 34180.504 = 0.00 [kN]$ Οριζόντια Δύναμη FyΣεισμος $x-x=0.00 \times 10.389 / 82.171+14.03x$ $23947 \times 10.389 / 34180.504 = 102.10 [kN]$ Σεισμος $y-y=16470.00 \times 10.389 / 82.171+14.03x$ $82972 \times 10.389 / 34180.504 = 2436.10 [kN]$

Επαλληλία σεισμικών δυνάμεων κατά x και y σύμφωνα με (ΕΑΚ 3.5.3[1])

 $(\exp F_x)^2 = 0.00^2 + 0.00^2$, $\exp F_x = 0.00 [kN]$ $(\exp F_y)^2 = 102.10^2 + 2436.10^2$, $\exp F_y = 2438.24 [kN]$

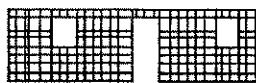
Επαλληλία σεισμικών δυνάμεων σύμφωνα με (ΕΑΚ 3.5.3[4])

 $\max F_x = 0.00 + 0.30 \times 0.00 = 0.00 [kN]$ $\max F_y = 2436.10 + 0.30 \times 102.10 = 2466.73 [kN]$ Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου $F=2466.73 kN$ ΥπόγειοT9

Διαστάσεις μήκος=11.45m, ύψος= 3.20m, πάχος=0.94m

Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδό του

Ο τοίχος χωρίζεται σε 232 ορθογώνια επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία.

Οι κόμβοι είναι σε κάναβο 9×30 κόμβων, συνολικά 270 κόμβοι.Ακαμψία τοίχου από ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία $K=6.090 GN/m$ Προσεγγιστική ακαμψία (χωρίς ανοίγματα) $=8.916 GN/m$ Ακαμψία κατά $x-x$ $K_x=0.000 GN/m$, κατά $y-y$ $K_y=6.090 GN/m$ 

Σεισμικές δυνάμεις βάσει απλοποιημένης φασματικής μεθόδου (ΕΑΚ 3.5)

Εκκεντρότητες τοίχου από ελαστικό άξονα κτιρίου $e_x=14.03[m]$, $e_y=2.48[m]$ Οριζόντια Δύναμη FxΣεισμός $x-x=16470.00x$ $0.000/$ $94.992+2.48x$ $23947x$ $0.000/34180.504=$ $0.00[kN]$ Σεισμός $y-y=$ $0.00x$ $0.000/$ $94.992+2.48x$ $82972x$ $0.000/34180.504=$ $0.00[kN]$ Οριζόντια Δύναμη FyΣεισμός $x-x=$ $0.00x$ $6.090/$ $82.171+14.03x$ $23947x$ $6.090/34180.504=$ $59.85[kN]$ Σεισμός $y-y=16470.00x$ $6.090/$ $82.171+14.03x$ $82972x$ $6.090/34180.504=$ $1428.03[kN]$ Επαλληλία σεισμικών δυνάμεων κατά x και y σύμφωνα με (ΕΑΚ 3.5.3[1]) $(\exp F_x)^2 = 0.00^2 + 0.00^2$, $\exp F_x = 0.00 [kN]$ $(\exp F_y)^2 = 59.85^2 + 1428.03^2$, $\exp F_y = 1429.29 [kN]$

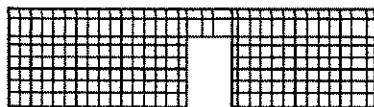
Επαλληλία σεισμικών δυνάμεων σύμφωνα με (ΕΑΚ 3.5.3[4])

 $\max F_x = 0.00 + 0.30x$ $0.00 = 0.00 [kN]$ $\max F_y = 1428.03 + 0.30x$ $59.85 = 1445.99 [kN]$ Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου $F=1445.99 kN$ ΥπόγειοT10

Διαστάσεις μήκος=12.70m, ύψος= 3.20m, πάχος=0.94m

Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδό του

Ο τοίχος χωρίζεται σε 256 ορθογώνια επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία.

Οι κόμβοι είναι σε κάναβο $9x33$ κόμβων, συνολικά 297 κόμβοι.Ακαμψία τοίχου από ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία $K= 9.281 GN/m$ Προσεγγιστική ακαμψία (χωρίς ανοίγματα) = $9.937 GN/m$ Ακαμψία κατά $x-x$ $K_x= 0.000 GN/m$, κατά $y-y$ $K_y= 9.281 GN/m$ 

Σεισμικές δυνάμεις βάσει απλοποιημένης φασματικής μεθόδου (ΕΑΚ 3.5)

Εκκεντρότητες τοίχου από ελαστικό άξονα κτιρίου $e_x=14.03[m]$, $e_y=14.55[m]$ Οριζόντια Δύναμη FxΣεισμός $x-x=16470.00x$ $0.000/$ $94.992+14.55x$ $23947x$ $0.000/34180.504=$ $0.00[kN]$ Σεισμός $y-y=$ $0.00x$ $0.000/$ $94.992+14.55x$ $82972x$ $0.000/34180.504=$ $0.00[kN]$ Οριζόντια Δύναμη FyΣεισμός $x-x=$ $0.00x$ $9.281/$ $82.171+14.03x$ $23947x$ $9.281/34180.504=$ $91.21[kN]$ Σεισμός $y-y=16470.00x$ $9.281/$ $82.171+14.03x$ $82972x$ $9.281/34180.504=$ $2176.28[kN]$ Επαλληλία σεισμικών δυνάμεων κατά x και y σύμφωνα με (ΕΑΚ 3.5.3[1]) $(\exp F_x)^2 = 0.00^2 + 0.00^2$, $\exp F_x = 0.00 [kN]$ $(\exp F_y)^2 = 91.21^2 + 2176.28^2$, $\exp F_y = 2178.19 [kN]$

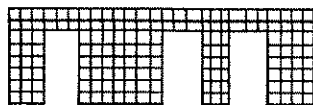
Επαλληλία σεισμικών δυνάμεων σύμφωνα με (ΕΑΚ 3.5.3[4])

 $\max F_x = 0.00 + 0.30x$ $0.00 = 0.00 [kN]$ $\max F_y = 2176.28 + 0.30x$ $91.21 = 2203.65 [kN]$ Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου $F=2203.65 kN$ ΥπόγειοT11

Διαστάσεις μήκος=10.50m, ύψος= 3.20m, πάχος=0.94m

Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδό του

Ο τοίχος χωρίζεται σε 208 ορθογώνια επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία.

Οι κόμβοι είναι σε κάναβο $9x27$ κόμβων, συνολικά 243 κόμβοι.Ακαμψία τοίχου από ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία $K= 3.956 GN/m$ Προσεγγιστική ακαμψία (χωρίς ανοίγματα) = $8.138 GN/m$ Ακαμψία κατά $x-x$ $K_x= 3.956 GN/m$, κατά $y-y$ $K_y= 0.000 GN/m$ 

Σεισμικές δυνάμεις βάσει απλοποιημένης φασματικής μεθόδου (ΕΑΚ 3.5)

Εκκεντρότητες τοίχου από ελαστικό άξονα κτιρίου $e_x=9.11[m]$, $e_y=12.29[m]$ Οριζόντια Δύναμη F_x Σεισμός $x-x=16470.00x$ 3.956/ 94.992+12.29x 23947x 3.956/34180.504= 719.96[kN]Σεισμός $y-y=$ 0.00x 3.956/ 94.992+12.29x 82972x 3.956/34180.504= 117.99[kN]Οριζόντια Δύναμη F_y Σεισμός $x-x=$ 0.00x 0.000/ 82.171+ 9.11x 23947x 0.000/34180.504= 0.00[kN]Σεισμός $y-y=16470.00x$ 0.000/ 82.171+ 9.11x 82972x 0.000/34180.504= 0.00[kN]Επαλληλία σεισμικών δυνάμεων κατά x και y σύμφωνα με (ΕΑΚ 3.5.3[1]) $(expF_x)^2 = 719.96^2 + 117.99^2$, $expF_x = 729.56$ [kN] $(expF_y)^2 = 0.00^2 + 0.00^2$, $expF_y = 0.00$ [kN]

Επαλληλία σεισμικών δυνάμεων σύμφωνα με (ΕΑΚ 3.5.3[4])

 $maxF_x = 719.96 + 0.30x$ 117.99= 755.35 [kN] $maxF_y = 0.00 + 0.30x$ 0.00= 0.00 [kN]Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου $F=755.35$ kNΥπόγειοT12

Διαστάσεις μήκος=13.60m, ύψος= 3.20m, πάχος=0.94m

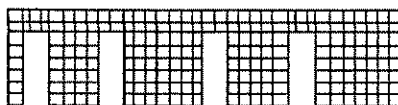
Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδό του

Ο τοίχος χωρίζεται σε 272 ορθογώνια επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία.

Οι κόμβοι είναι σε κάνναβο 9x35 κόμβων, συνολικά 315 κόμβοι.

Ακαμψία τοίχου από ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία $K= 6.681$ GN/m

Προσεγγιστική ακαμψία (χωρίς ανοίγματα) =10.670 GN/m

Ακαμψία κατά $x-x$ $K_x= 6.681$ GN/m, κατά $y-y$ $K_y= 0.000$ GN/m

Σεισμικές δυνάμεις βάσει απλοποιημένης φασματικής μεθόδου (ΕΑΚ 3.5)

Εκκεντρότητες τοίχου από ελαστικό άξονα κτιρίου $e_x=7.74[m]$, $e_y=12.24[m]$ Οριζόντια Δύναμη F_x Σεισμός $x-x=16470.00x$ 6.681/ 94.992+12.24x 23947x 6.681/34180.504= 1215.65[kN]Σεισμός $y-y=$ 0.00x 6.681/ 94.992+12.24x 82972x 6.681/34180.504= 198.45[kN]Οριζόντια Δύναμη F_y Σεισμός $x-x=$ 0.00x 0.000/ 82.171+ 7.74x 23947x 0.000/34180.504= 0.00[kN]Σεισμός $y-y=16470.00x$ 0.000/ 82.171+ 7.74x 82972x 0.000/34180.504= 0.00[kN]Επαλληλία σεισμικών δυνάμεων κατά x και y σύμφωνα με (ΕΑΚ 3.5.3[1]) $(expF_x)^2 = 1215.65^2 + 198.45^2$, $expF_x = 1231.74$ [kN] $(expF_y)^2 = 0.00^2 + 0.00^2$, $expF_y = 0.00$ [kN]

Επαλληλία σεισμικών δυνάμεων σύμφωνα με (ΕΑΚ 3.5.3[4])

 $maxF_x = 1215.65 + 0.30x$ 198.45= 1275.18 [kN] $maxF_y = 0.00 + 0.30x$ 0.00= 0.00 [kN]Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου $F=1275.18$ kNΥπόγειοT14

Διαστάσεις μήκος=10.50m, ύψος= 3.20m, πάχος=0.89m

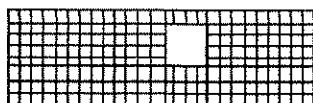
Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδό του

Ο τοίχος χωρίζεται σε 208 ορθογώνια επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία.

Οι κόμβοι είναι σε κάνναβο 9x27 κόμβων, συνολικά 243 κόμβοι.

Ακαμψία τοίχου από ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία $K= 7.601$ GN/m

Προσεγγιστική ακαμψία (χωρίς ανοίγματα) = 7.894 GN/m

Ακαμψία κατά $x-x$ $K_x= 7.601$ GN/m, κατά $y-y$ $K_y= 0.000$ GN/m

Σεισμικές δυνάμεις βάσει απλοποιημένης φασματικής μεθόδου (ΕΑΚ 3.5)

Εκκεντρότητες τοίχου από ελαστικό άξονα κτιρίου $e_x=6.08[m]$, $e_y=9.20[m]$ Οριζόντια Δύναμη FxΣεισμός $x-x=16470.00x$ 7.601/ 94.992+ 9.20x 23947x 7.601/34180.504= 1366.89[kN]Σεισμός $y-y=$ 0.00x 7.601/ 94.992+ 9.20x 82972x 7.601/34180.504= 169.78[kN]Οριζόντια Δύναμη FyΣεισμός $x-x=$ 0.00x 0.000/ 82.171+ 6.08x 23947x 0.000/34180.504= 0.00[kN]Σεισμός $y-y=16470.00x$ 0.000/ 82.171+ 6.08x 82972x 0.000/34180.504= 0.00[kN]

Επαλληλία σεισμικών δυνάμεων κατά x και y σύμφωνα με (ΕΑΚ 3.5.3[1])

 $(\exp F_x)^2 = 1366.89^2 + 169.78^2$, $\exp F_x = 1377.39$ [kN] $(\exp F_y)^2 = 0.00^2 + 0.00^2$, $\exp F_y = 0.00$ [kN]

Επαλληλία σεισμικών δυνάμεων σύμφωνα με (ΕΑΚ 3.5.3[4])

 $\max F_x = 1366.89 + 0.30x$ 169.78= 1417.82 [kN] $\max F_y = 0.00 + 0.30x$ 0.00= 0.00 [kN]Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου $F=1417.82$ kNΥπόγειοT15

Διαστάσεις μήκος=10.42m, ύψος= 3.20m, πάχος=0.89m

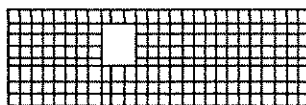
Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδό του

Ο τοίχος χωρίζεται σε 208 ορθογώνια επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία.

Οι κόμβοι είναι σε κάνναβο 9x27 κόμβων, συνολικά 243 κόμβοι.

Ακαμψία τοίχου από ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία $K= 7.702$ GN/m

Προσεγγιστική ακαμψία (χωρίς ανοίγματα) = 7.830 GN/m

Ακαμψία κατά $x-x$ $K_x= 7.702$ GN/m, κατά $y-y$ $K_y= 0.000$ GN/m

Σεισμικές δυνάμεις βάσει απλοποιημένης φασματικής μεθόδου (ΕΑΚ 3.5)

Εκκεντρότητες τοίχου από ελαστικό άξονα κτιρίου $e_x=6.15[m]$, $e_y=9.20[m]$ Οριζόντια Δύναμη FxΣεισμός $x-x=16470.00x$ 7.702/ 94.992+ 9.20x 23947x 7.702/34180.504= 1385.05[kN]Σεισμός $y-y=$ 0.00x 7.702/ 94.992+ 9.20x 82972x 7.702/34180.504= 172.04[kN]Οριζόντια Δύναμη FyΣεισμός $x-x=$ 0.00x 0.000/ 82.171+ 6.15x 23947x 0.000/34180.504= 0.00[kN]Σεισμός $y-y=16470.00x$ 0.000/ 82.171+ 6.15x 82972x 0.000/34180.504= 0.00[kN]

Επαλληλία σεισμικών δυνάμεων κατά x και y σύμφωνα με (ΕΑΚ 3.5.3[1])

 $(\exp F_x)^2 = 1385.05^2 + 172.04^2$, $\exp F_x = 1395.69$ [kN] $(\exp F_y)^2 = 0.00^2 + 0.00^2$, $\exp F_y = 0.00$ [kN]

Επαλληλία σεισμικών δυνάμεων σύμφωνα με (ΕΑΚ 3.5.3[4])

 $\max F_x = 1385.05 + 0.30x$ 172.04= 1436.66 [kN] $\max F_y = 0.00 + 0.30x$ 0.00= 0.00 [kN]Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου $F=1436.66$ kNΥπόγειοT17

Διαστάσεις μήκος=13.00m, ύψος= 3.20m, πάχος=0.99m

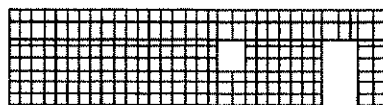
Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδό του

Ο τοίχος χωρίζεται σε 256 ορθογώνια επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία.

Οι κόμβοι είναι σε κάνναβο 9x33 κόμβων, συνολικά 297 κόμβοι.

Ακαμψία τοίχου από ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία $K= 9.547$ GN/m

Προσεγγιστική ακαμψία (χωρίς ανοίγματα) =10.473 GN/m

Ακαμψία κατά $x-x$ $K_x= 9.547$ GN/m, κατά $y-y$ $K_y= 0.000$ GN/m

Σεισμικές δυνάμεις βάσει απλοποιημένης φασματικής μεθόδου (ΕΑΚ 3.5)

Εκκεντρότητες τοίχου από ελαστικό άξονα κτιρίου $e_x=4.83[m]$, $e_y=12.07[m]$ Οριζόντια Δύναμη F_x Σεισμός $x-x=16470.00x$ 9.547/ 94.992+12.07x 23947x 9.547/34180.504= 1736.01[kN]Σεισμός $y-y=$ 0.00x 9.547/ 94.992+12.07x 82972x 9.547/34180.504= 279.68[kN]Οριζόντια Δύναμη F_y Σεισμός $x-x=$ 0.00x 0.000/ 82.171+ 4.83x 23947x 0.000/34180.504= 0.00[kN]Σεισμός $y-y=16470.00x$ 0.000/ 82.171+ 4.83x 82972x 0.000/34180.504= 0.00[kN]Επαλληλία σεισμικών δυνάμεων κατά x και y σύμφωνα με (ΕΑΚ 3.5.3[1]) $(\exp F_x)^2 = 1736.01^2 + 279.68^2$, $\exp F_x = 1758.39$ [kN] $(\exp F_y)^2 = 0.00^2 + 0.00^2$, $\exp F_y = 0.00$ [kN]

Επαλληλία σεισμικών δυνάμεων σύμφωνα με (ΕΑΚ 3.5.3[4])

 $\max F_x = 1736.01 + 0.30x$ 279.68= 1819.91 [kN] $\max F_y = 0.00 + 0.30x$ 0.00= 0.00 [kN]Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου $F=1819.91$ kN**Υπόγειο****T18**

Διαστάσεις μήκος= 9.69m, ύψος= 3.20m, πάχος=0.99m

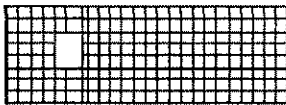
Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδό του

Ο τοίχος χωρίζεται σε 192 ορθογώνια επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία.

Οι κόμβοι είναι σε κάνναβο 9x25 κόμβων, συνολικά 225 κόμβοι.

Ακαμψία τοίχου από ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία $K= 7.617$ GN/m

Προσεγγιστική ακαμψία (χωρίς ανοίγματα) = 7.685 GN/m

Ακαμψία κατά $x-x$ $K_x= 7.617$ GN/m, κατά $y-y$ $K_y= 0.000$ GN/m

Σεισμικές δυνάμεις βάσει απλοποιημένης φασματικής μεθόδου (ΕΑΚ 3.5)

Εκκεντρότητες τοίχου από ελαστικό άξονα κτιρίου $e_x=6.52[m]$, $e_y=12.07[m]$ Οριζόντια Δύναμη F_x Σεισμός $x-x=16470.00x$ 7.617/ 94.992+12.07x 23947x 7.617/34180.504= 1385.06[kN]Σεισμός $y-y=$ 0.00x 7.617/ 94.992+12.07x 82972x 7.617/34180.504= 223.14[kN]Οριζόντια Δύναμη F_y Σεισμός $x-x=$ 0.00x 0.000/ 82.171+ 6.52x 23947x 0.000/34180.504= 0.00[kN]Σεισμός $y-y=16470.00x$ 0.000/ 82.171+ 6.52x 82972x 0.000/34180.504= 0.00[kN]Επαλληλία σεισμικών δυνάμεων κατά x και y σύμφωνα με (ΕΑΚ 3.5.3[1]) $(\exp F_x)^2 = 1385.06^2 + 223.14^2$, $\exp F_x = 1402.92$ [kN] $(\exp F_y)^2 = 0.00^2 + 0.00^2$, $\exp F_y = 0.00$ [kN]

Επαλληλία σεισμικών δυνάμεων σύμφωνα με (ΕΑΚ 3.5.3[4])

 $\max F_x = 1385.06 + 0.30x$ 223.14= 1452.00 [kN] $\max F_y = 0.00 + 0.30x$ 0.00= 0.00 [kN]Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου $F=1452.00$ kN**Υπόγειο****T19**

Διαστάσεις μήκος= 8.32m, ύψος= 3.20m, πάχος=1.04m

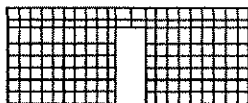
Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδό του

Ο τοίχος χωρίζεται σε 168 ορθογώνια επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία.

Οι κόμβοι είναι σε κάνναβο 9x22 κόμβων, συνολικά 198 κόμβοι.

Ακαμψία τοίχου από ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία $K= 5.757$ GN/m

Προσεγγιστική ακαμψία (χωρίς ανοίγματα) = 6.709 GN/m

Ακαμψία κατά $x-x$ $K_x= 5.757$ GN/m, κατά $y-y$ $K_y= 0.000$ GN/m

Σεισμικές δυνάμεις βάσει απλοποιημένης φασματικής μεθόδου (EAK 3.5)

Εκκεντρότητες τοίχου από ελαστικό άξονα κτιρίου $e_x=10.20[m]$, $e_y=15.37[m]$ Οριζόντια Δύναμη FxΣεισμος $x-x=16470.00x$ 5.757/ 94.992+15.37x 23947x 5.757/34180.504= 1060.17[kN]Σεισμος $y-y=$ 0.00x 5.757/ 94.992+15.37x 82972x 5.757/34180.504= 214.84[kN]Οριζόντια Δύναμη FyΣεισμος $x-x=$ 0.00x 0.000/ 82.171+10.20x 23947x 0.000/34180.504= 0.00[kN]Σεισμος $y-y=16470.00x$ 0.000/ 82.171+10.20x 82972x 0.000/34180.504= 0.00[kN]

Επαλληλίσια σεισμικών δυνάμεων κατά x και y σύμφωνα με (EAK 3.5.3[1])

 $(\exp F_x)^2 = 1060.17^2 + 214.84^2$, $\exp F_x = 1081.72$ [kN] $(\exp F_y)^2 = 0.00^2 + 0.00^2$, $\exp F_y = 0.00$ [kN]

Επαλληλίσια σεισμικών δυνάμεων σύμφωνα με (EAK 3.5.3[4])

 $\max F_x = 1060.17 + 0.30x$ 214.84= 1124.62 [kN] $\max F_y = 0.00 + 0.30x$ 0.00= 0.00 [kN]Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου $F=1124.62$ kNΥπόγειοT20

Διαστάσεις μήκος=14.50m, ύψος= 3.20m, πάχος=1.04m

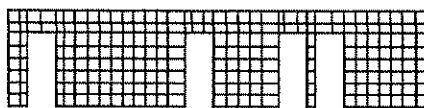
Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδό του

Ο τοίχος χωρίζεται σε 288 ορθογώνια επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία.

Οι κόμβοι είναι σε κάναβο 9x37 κόμβων, συνολικά 333 κόμβοι.

Ακαμψία τοίχου από ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία $K=7.981$ GN/m

Προσεγγιστική ακαμψία (χωρίς ανοίγματα) =12.072 GN/m

Ακαμψία κατά x-x $K_x=7.981$ GN/m, κατά y-y $K_y=0.000$ GN/m

Σεισμικές δυνάμεις βάσει απλοποιημένης φασματικής μεθόδου (EAK 3.5)

Εκκεντρότητες τοίχου από ελαστικό άξονα κτιρίου $e_x=7.29[m]$, $e_y=15.37[m]$ Οριζόντια Δύναμη FxΣεισμος $x-x=16470.00x$ 7.981/ 94.992+15.37x 23947x 7.981/34180.504= 1469.73[kN]Σεισμος $y-y=$ 0.00x 7.981/ 94.992+15.37x 82972x 7.981/34180.504= 297.83[kN]Οριζόντια Δύναμη FyΣεισμος $x-x=$ 0.00x 0.000/ 82.171+ 7.29x 23947x 0.000/34180.504= 0.00[kN]Σεισμος $y-y=16470.00x$ 0.000/ 82.171+ 7.29x 82972x 0.000/34180.504= 0.00[kN]

Επαλληλίσια σεισμικών δυνάμεων κατά x και y σύμφωνα με (EAK 3.5.3[1])

 $(\exp F_x)^2 = 1469.73^2 + 297.83^2$, $\exp F_x = 1499.60$ [kN] $(\exp F_y)^2 = 0.00^2 + 0.00^2$, $\exp F_y = 0.00$ [kN]

Επαλληλίσια σεισμικών δυνάμεων σύμφωνα με (EAK 3.5.3[4])

 $\max F_x = 1469.73 + 0.30x$ 297.83= 1559.08 [kN] $\max F_y = 0.00 + 0.30x$ 0.00= 0.00 [kN]Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου $F=1559.08$ kNΥπόγειοT21

Διαστάσεις μήκος=11.01m, ύψος= 3.20m, πάχος=0.94m

Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδό του

Ο τοίχος χωρίζεται σε 224 ορθογώνια επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία.

Οι κόμβοι είναι σε κάναβο 9x29 κόμβων, συνολικά 261 κόμβοι.

Ακαμψία τοίχου από ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία $K=5.840$ GN/m

Προσεγγιστική ακαμψία (χωρίς ανοίγματα) = 8.556 GN/m

Ακαμψία κατά x-x $K_x=0.000$ GN/m, κατά y-y $K_y=5.840$ GN/m

Σεισμικές δυνάμεις βάσει απλοποιημένης φασματικής μεθόδου (ΕΑΚ 3.5)

Εκκεντρότητες τοίχων από ελαστικό άξονα κτιρίου $e_x=11.00[m]$, $e_y=7.06[m]$ Οριζόντια Δύναμη F_x Σεισμος $x-x=16470.00x$ $0.000/$ $94.992+ 7.06x$ $23947x$ $0.000/34180.504=$ $0.00[kN]$ Σεισμος $y-y=$ $0.00x$ $0.000/$ $94.992+ 7.06x$ $82972x$ $0.000/34180.504=$ $0.00[kN]$ Οριζόντια Δύναμη F_y Σεισμος $x-x=$ $0.00x$ $5.840/$ $82.171+11.00x$ $23947x$ $5.840/34180.504=$ $45.00[kN]$ Σεισμος $y-y=16470.00x$ $5.840/$ $82.171+11.00x$ $82972x$ $5.840/34180.504=$ $1326.46[kN]$ Επαλληλίσια σεισμικών δυνάμεων κατά x και y σύμφωνα με (ΕΑΚ 3.5.3[1]) $(expF_x)^2=$ 0.00^2+ 0.00^2 , $expF_x=$ $0.00[kN]$ $(expF_y)^2=$ 45.00^2+ 1326.46^2 , $expF_y=$ $1327.22[kN]$

Επαλληλίσια σεισμικών δυνάμεων σύμφωνα με (ΕΑΚ 3.5.3[4])

 $maxF_x=$ $0.00+0.30x$ $0.00=$ $0.00[kN]$ $maxF_y=$ $1326.46+0.30x$ $45.00=$ $1339.96[kN]$ Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου $F=1339.96 kN$ **Υπόγειο****T22**

Διαστάσεις μήκος=11.02m, ύψος= 3.20m, πάχος=0.94m

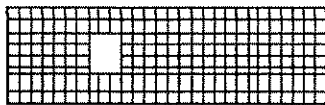
Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδό του

Ο τοίχος χωρίζεται σε 224 ορθογώνια επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία.

Οι κόμβοι είναι σε κάνναβο 9x29 κόμβων, συνολικά 261 κόμβοι.

Ακαμψία τοίχου από ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία $K= 8.542 GN/m$

Προσεγγιστική ακαμψία (χωρίς ανοίγματα) = 8.564 GN/m

Ακαμψία κατά $x-x$ $K_x= 0.000 GN/m$, κατά $y-y$ $K_y= 8.542 GN/m$ 

Σεισμικές δυνάμεις βάσει απλοποιημένης φασματικής μεθόδου (ΕΑΚ 3.5)

Εκκεντρότητες τοίχων από ελαστικό άξονα κτιρίου $e_x=11.00[m]$, $e_y=3.96[m]$ Οριζόντια Δύναμη F_x Σεισμος $x-x=16470.00x$ $0.000/$ $94.992+ 3.96x$ $23947x$ $0.000/34180.504=$ $0.00[kN]$ Σεισμος $y-y=$ $0.00x$ $0.000/$ $94.992+ 3.96x$ $82972x$ $0.000/34180.504=$ $0.00[kN]$ Οριζόντια Δύναμη F_y Σεισμος $x-x=$ $0.00x$ $8.542/$ $82.171+11.00x$ $23947x$ $8.542/34180.504=$ $65.82[kN]$ Σεισμος $y-y=16470.00x$ $8.542/$ $82.171+11.00x$ $82972x$ $8.542/34180.504=$ $1940.17[kN]$ Επαλληλίσια σεισμικών δυνάμεων κατά x και y σύμφωνα με (ΕΑΚ 3.5.3[1]) $(expF_x)^2=$ 0.00^2+ 0.00^2 , $expF_x=$ $0.00[kN]$ $(expF_y)^2=$ 65.82^2+ 1940.17^2 , $expF_y=$ $1941.29[kN]$

Επαλληλίσια σεισμικών δυνάμεων σύμφωνα με (ΕΑΚ 3.5.3[4])

 $maxF_x=$ $0.00+0.30x$ $0.00=$ $0.00[kN]$ $maxF_y=$ $1940.17+0.30x$ $65.82=$ $1959.91[kN]$ Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου $F=1959.91 kN$ **Υπόγειο****T23**

Διαστάσεις μήκος=11.30m, ύψος= 3.20m, πάχος=0.89m

Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδό του

Ο τοίχος χωρίζεται σε 224 ορθογώνια επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία.

Οι κόμβοι είναι σε κάνναβο 9x29 κόμβων, συνολικά 261 κόμβοι.

Ακαμψία τοίχου από ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία $K= 7.474 GN/m$

Προσεγγιστική ακαμψία (χωρίς ανοίγματα) = 8.530 GN/m

Ακαμψία κατά $x-x$ $K_x= 0.000 GN/m$, κατά $y-y$ $K_y= 7.474 GN/m$ 

Σεισμικές δυνάμεις βάσει απλοποιημένης φασματικής μεθόδου (ΕΑΚ 3.5)

Εκκεντρώτητες τοίχου από ελαστικό άξονα κτιρίου $e_x=10.92[m]$, $e_y=6.91[m]$ Οριζόντια Δύναμη Fx

Σεισμος x-x=16470.00x 0.000/ 94.992+ 6.91x 23947x 0.000/34180.504= 0.00[kN]

Σεισμος y-y= 0.00x 0.000/ 94.992+ 6.91x 82972x 0.000/34180.504= 0.00[kN]

Οριζόντια Δύναμη Fy

Σεισμος x-x= 0.00x 7.474/ 82.171+10.92x 23947x 7.474/34180.504= 57.16[kN]

Σεισμος y-y=16470.00x 7.474/ 82.171+10.92x 82972x 7.474/34180.504= 1696.12[kN]

Επαλληλία σεισμικών δυνάμεων κατά x και y σύμφωνα με (ΕΑΚ 3.5.3[1])

 $(expFx)^2 = 0.00^2 + 0.00^2$, $expFx = 0.00$ [kN] $(expFy)^2 = 57.16^2 + 1696.12^2$, $expFy = 1697.08$ [kN]

Επαλληλία σεισμικών δυνάμεων σύμφωνα με (ΕΑΚ 3.5.3[4])

 $maxFx = 0.00 + 0.30x 0.00 = 0.00$ [kN] $maxFy = 1696.12 + 0.30x 57.16 = 1713.27$ [kN]Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου $F=1713.27$ kNΥπόγειοT24

Διαστάσεις μήκος=10.73m, ύψος= 3.20m, πάχος=0.89m

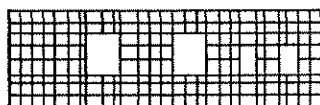
Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδό του

Ο τοίχος χωρίζεται σε 216 ορθογώνια επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία.

Οι κόμβοι είναι σε κάναβο 9x28 κόμβων, συνολικά 252 κόμβοι.

Ακαμψία τοίχου από ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία $K= 5.968$ GN/m

Προσεγγιστική ακαμψία (χωρίς ανοίγματα) = 8.077 GN/m

Ακαμψία κατά x-x $K_x= 0.000$ GN/m, κατά y-y $K_y= 5.968$ GN/m

Σεισμικές δυνάμεις βάσει απλοποιημένης φασματικής μεθόδου (ΕΑΚ 3.5)

Εκκεντρώτητες τοίχου από ελαστικό άξονα κτιρίου $e_x=10.92[m]$, $e_y=4.10[m]$ Οριζόντια Δύναμη Fx

Σεισμος x-x=16470.00x 0.000/ 94.992+ 4.10x 23947x 0.000/34180.504= 0.00[kN]

Σεισμος y-y= 0.00x 0.000/ 94.992+ 4.10x 82972x 0.000/34180.504= 0.00[kN]

Οριζόντια Δύναμη Fy

Σεισμος x-x= 0.00x 5.968/ 82.171+10.92x 23947x 5.968/34180.504= 45.65[kN]

Σεισμος y-y=16470.00x 5.968/ 82.171+10.92x 82972x 5.968/34180.504= 1354.36[kN]

Επαλληλία σεισμικών δυνάμεων κατά x και y σύμφωνα με (ΕΑΚ 3.5.3[1])

 $(expFx)^2 = 0.00^2 + 0.00^2$, $expFx = 0.00$ [kN] $(expFy)^2 = 45.65^2 + 1354.36^2$, $expFy = 1355.12$ [kN]

Επαλληλία σεισμικών δυνάμεων σύμφωνα με (ΕΑΚ 3.5.3[4])

 $maxFx = 0.00 + 0.30x 0.00 = 0.00$ [kN] $maxFy = 1354.36 + 0.30x 45.65 = 1368.05$ [kN]Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου $F=1368.05$ kNΥπόγειοT26

Διαστάσεις μήκος= 5.43m, ύψος= 3.20m, πάχος=0.64m

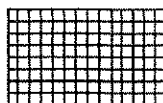
Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδό του

Ο τοίχος χωρίζεται σε 112 ορθογώνια επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία.

Οι κόμβοι είναι σε κάναβο 9x15 κόμβων, συνολικά 135 κόμβοι.

Ακαμψία τοίχου από ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία $K= 3.442$ GN/m

Προσεγγιστική ακαμψία (χωρίς ανοίγματα) = 3.202 GN/m

Ακαμψία κατά x-x $K_x= 0.000$ GN/m, κατά y-y $K_y= 3.442$ GN/m

Εισοδικές δυνάμεις βάσει απλοποιημένης φασματικής μεθόδου (ΕΑΚ 3.5)

Εκκεντρότητες τοίχου από ελαστικό άξονα κτιρίου $e_x=1.12[m]$, $e_y=14.53[m]$ Οριζόντια Δύναμη F_x Σεισμός $x-x=16470.00x$ 0.000/ 94.992+14.53x 23947x 0.000/34180.504= 0.00[kN]Σεισμός $y-y=$ 0.00x 0.000/ 94.992+14.53x 82972x 0.000/34180.504= 0.00[kN]Οριζόντια Δύναμη F_y Σεισμός $x-x=$ 0.00x 3.442/ 82.171+ 1.12x 23947x 3.442/34180.504= 2.70[kN]Σεισμός $y-y=16470.00x$ 3.442/ 82.171+ 1.12x 82972x 3.442/34180.504= 699.24[kN]Επαλληλία σεισμικών δυνάμεων κατά x και y σύμφωνα με (ΕΑΚ 3.5.3[1]) $(expF_x)^2 = 0.00^2 + 0.00^2$, $expF_x = 0.00$ [kN] $(expF_y)^2 = 2.70^2 + 699.24^2$, $expF_y = 699.25$ [kN]

Επαλληλία σεισμικών δυνάμεων σύμφωνα με (ΕΑΚ 3.5.3[4])

 $maxF_x = 0.00 + 0.30x$ 0.00= 0.00 [kN] $maxF_y = 699.24 + 0.30x$ 2.70= 700.05 [kN]Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου $F=700.05$ kN

Υπόγειο

T13

Διαστάσεις μήκος= 1.50m, ύψος= 3.20m, πάχος=1.04m

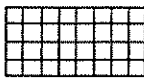
Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδο του

Ο τοίχος χωρίζεται σε 32 ορθογώνια επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία.

Οι κόμβοι είναι σε κάναβο 9x5 κόμβων, συνολικά 45 κόμβοι.

Ακαμψία τοίχου από ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία $K=0.542$ GN/m

Προσεγγιστική ακαμψία (χωρίς ανοίγματα) = 0.504 GN/m

Ακαμψία κατά $x-x$ $K_x=0.542$ GN/m, κατά $y-y$ $K_y=0.000$ GN/m

Εισοδικές δυνάμεις βάσει απλοποιημένης φασματικής μεθόδου (ΕΑΚ 3.5)

Εκκεντρότητες τοίχου από ελαστικό άξονα κτιρίου $e_x=1.91[m]$, $e_y=15.37[m]$ Οριζόντια Δύναμη F_x Σεισμός $x-x=16470.00x$ 0.542/ 94.992+15.37x 23947x 0.542/34180.504= 99.81[kN]Σεισμός $y-y=$ 0.00x 0.542/ 94.992+15.37x 82972x 0.542/34180.504= 20.23[kN]Οριζόντια Δύναμη F_y Σεισμός $x-x=$ 0.00x 0.000/ 82.171+ 1.91x 23947x 0.000/34180.504= 0.00[kN]Σεισμός $y-y=16470.00x$ 0.000/ 82.171+ 1.91x 82972x 0.000/34180.504= 0.00[kN]Επαλληλία σεισμικών δυνάμεων κατά x και y σύμφωνα με (ΕΑΚ 3.5.3[1]) $(expF_x)^2 = 99.81^2 + 20.23^2$, $expF_x = 101.84$ [kN] $(expF_y)^2 = 0.00^2 + 0.00^2$, $expF_y = 0.00$ [kN]

Επαλληλία σεισμικών δυνάμεων σύμφωνα με (ΕΑΚ 3.5.3[4])

 $maxF_x = 99.81 + 0.30x$ 20.23= 105.88 [kN] $maxF_y = 0.00 + 0.30x$ 0.00= 0.00 [kN]Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου $F=105.88$ kN

Κέντρο Διάτμησης ορόφου (ΚΔ)

Τοίχος	K_x [GN/m]	K_y [GN/m]	x [m]	y [m]	$x \cdot K_y$	$y \cdot K_x$	$x^2 \cdot K_y$	$y^2 \cdot K_x$
T1	7.525	0.000	7.65	37.85	0.000	284.784	0.000	10777.637
T2	5.574	0.000	22.10	37.85	0.000	210.948	0.000	7983.329
T3	0.000	9.534	28.45	31.15	271.290	0.000	7719.556	0.000
T4	0.000	6.483	28.45	18.42	184.474	0.000	5249.201	0.000
T5	0.000	9.128	28.45	6.35	259.737	0.000	7390.823	0.000
T6	11.631	0.000	6.60	0.47	0.000	5.467	0.000	2.569
T7	12.878	0.000	21.65	0.47	0.000	6.053	0.000	2.845
T8	0.000	10.389	0.33	31.15	3.428	0.000	1.131	0.000
T9	0.000	6.090	0.33	18.42	2.010	0.000	0.663	0.000
T10	0.000	9.281	0.33	6.35	3.063	0.000	1.011	0.000
T11	3.956	0.000	5.25	33.19	0.000	131.300	0.000	4357.835
T12	6.681	0.000	22.10	33.14	0.000	221.408	0.000	7337.472
T14	7.601	0.000	8.28	30.10	0.000	228.828	0.000	6888.870
T15	7.702	0.000	20.51	30.10	0.000	231.869	0.000	6980.408
T17	9.547	0.000	9.53	8.84	0.000	84.348	0.000	745.212
T18	7.617	0.000	20.88	8.84	0.000	67.296	0.000	594.562
T19	5.757	0.000	4.16	5.53	0.000	31.836	0.000	176.054
T20	7.981	0.000	21.65	5.53	0.000	44.135	0.000	244.066
T21	0.000	5.840	3.36	13.85	19.622	0.000	65.931	0.000
T22	0.000	8.542	3.36	24.86	28.701	0.000	96.436	0.000
T23	0.000	7.474	25.27	13.99	188.905	0.000	4774.583	0.000
T24	0.000	5.968	25.27	25.01	150.841	0.000	3812.511	0.000
T26	0.000	3.442	13.24	35.44	45.572	0.000	603.374	0.000
T13	0.542	0.000	12.45	5.53	0.000	2.997	0.000	16.575

Τυχηματικές εκκεντρότητες ορόφου (ΕΑΚ 3.3.1) $e_{tx}=0.05 \times 29.04=1.45$ [m], $e_{ty}=0.05 \times 38.29=1.91$ [m]

Στατικές εκκεντρότητες $e_{ox}=14.36-14.36=0.00$ [m], $e_{oy}=18.82-20.90=-2.08$ [m]

Οι περισσότεροι τοίχοι έχουν διάταξη παράλληλοι προς τους άξονες x και y, οπότε (ΕΑΚ 3.3.3[4])

οι κύριες διευθύνσεις του κτιρίου λαμβάνονται παράλληλα προς τους άξονες x και y.

Το κτίριο δεν έχει στρεπτική ευαισθησία (ΕΑΚ Σ3.3.3[7]) και (ΕΑΚ 3.3.3[5]) οπότε

οι ισοδύναμες στατικές εκκεντρότητες λαμβάνονται ως:

$e_{fx}=1.50 \times 0.00=0.00$ [m], $e_{rx}=0.50 \times 0.00=0.00$ [m], $e_{fy}=1.50 \times -2.08=-3.12$ [m], $e_{ry}=0.50 \times -2.08=-1.04$ [m]

εκκεντρότητες σχεδιασμού (ΕΑΚ 3.3.3[1])

$max_{ex}=0.00+1.45=1.45$ [m], $min_{ex}=0.00-1.45=-1.45$ [m]

$max_{ey}=-1.04+1.91=0.87$ [m], $min_{ey}=-3.12-1.91=-5.04$ [m]

Μέγιστες στρεπτικές ροπές φορτίου ορόφου λόγω εκκεντρότητας max_e και min_e

φόρτιση κατά x-x $maxM_{zx}=1.45 \times 16470=23947$ [kNm]

φόρτιση κατά y-y $maxM_{zy}=5.04 \times 16470=82972$ [kNm]

Προσεγγιστική σχετική οριζόντια μετατόπιση ορόφου $\Delta x=0.001 \times 16470.0/94.992=0.173$ mm

Προσεγγιστική σχετική οριζόντια μετατόπιση ορόφου $\Delta y=0.001 \times 16470.0/82.171=0.200$ mm

Ελεγχος Κανονικότητας ορόφου κτιρίου (ΕΑΚ 3.5.1[4])

α) Ελεγχος διαστάσεων ΕΑΚ 3.5.1.[4] α

Περίγραμμα ορόφου $minX=-0.14$ m, $maxX=28.90$ m, $minY=0.00$ m, $maxY=38.29$ m

Πλευρές κτιρίου $L_x=29.04$ m, $L_y=38.29$ m

Λόγος πλευρών $29.04/38.29=0.76 \leq 4$ ικανοποιείται η συνθήκη ΕΑΚ 3.5.1.[4].1

Πρόσθετη απαίτηση για κανονικότητα κτιρίου είναι τα κενά της κατοψης να μην υπερβαίνουν το 35%

β,γ) Ελεγχος μεταβολής Δυσκαμψίας και Μάζας ορόφου ΕΑΚ 3.5.1.[4] β,γ.

Η οικοδομή είναι μονόροφος άρα ικανοποιείται η απαίτηση μεταβολής

δυσκαμψίας και μάζας ορόφου ΕΑΚ 3.5.1.[4] β,γ

Ελεγχοί αντοχής τοίχων (Ευρωκ-6, 4)

Οι έλεγχοι των τοίχων γίνονται στην οριακή κατάσταση αστοχίας βάσει του Ευρωκώδικα 6, κεφ 4.

Οι συνδυασμοί φορτίσεων που ελέγχονται είναι:

α) Έλεγχος σε αξονικό φορτίο για φόρτιση $1.35xg+1.50xq$, $N_{sd} \leq N_{rd}$ Ευρωκ-6 4.4.2

β) Έλεγχος σε αξονικό φορτίο για φόρτιση $1.0xg+0.30xq+\Sigma \text{εισμός}$, $N_{sd} \leq N_{rd}$ Ευρωκ-6 4.4.2

γ) Έλεγχος σε διάτμηση για φόρτιση $1.0xg+0.30xq+\Sigma \text{εισμός}$, $V_{sd} \leq V_{rd}$ Ευρωκ-6 4.5.3

Επίσης γίνεται έλεγχος λυγνρότητας τοίχων $hef/tef < 27$ Ευρωκ-6 4.4.6.

και έλεγχος σε συγκεντρωμένα φορτία στις θέσεις έδρασης δοκών Ευρωκ-6 4.4.8

Γίνονται επίσης έλεγχοι γεωμετρικών απαιτήσεων, πάχος, λυγνρότητα, ύψος προς πάχος σύμφωνα με το Εθνικό κείμενο εφαρμογής του Ευρωκώδικα 6.

Σε κάθε περίπτωση το φορτίο σχεδιασμού N_{sd} , ή V_{sd} προσδιορίζεται σαν φορτίο ανά μονάδα πλάτους από τις ακριβείς μέγιστες τάσεις που υπολογίζονται από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων.

Οι εκκεντρότητες για τον υπολογισμό των μειωτικών συντελεστών Φ_i και Φ_m υπολογίζονται

με ακρίβεια από τις φορτίσεις της κατασκευής βάσει του Ευρωκ-6 4.4.3

Οι ροπές M_i στην κορυφή κάθε τοίχου υπολογίζονται από τα φορτία των πλακών (Ευρωκ-6 Παράρτ.Γ)

Η εκκεντρότητα e_h υπολογίζεται από την πραγματική μέγιστη οριζόντια μετατόπιση λόγω σεισμού

Το μήκος λυγισμού υπολογίζεται (Ευρωκ-6 4.4.4.3) λαμβάνοντας υπόψη την μερική ή ολική πάκτωση

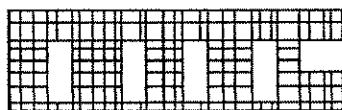
στην κορυφή και βάση του τοίχου. Για τις κατακόρυφες παρειές λόγω ύπαρξης ανοιγμάτων στους τοίχους

οι συντελεστές ρ_3 και ρ_4 λαμβάνονται επί το δυσμενέστερο $\rho_3 = \rho_4 = 1$

Η τυχηματική εκκεντρότητα λαμβάνεται $e_s = hef/450$ (Ευρωκ-6 4.4.7.2)

Ισόγειο**T36**

Διαστάσεις μήκος=15.30m, ύψος= 4.40m, πάχος=0.69m



Λιθοδομή 0.55

Κατηγορία κατασκευής Β (Ευρωκ-6, Παράρτημα Η)

Κατηγορία ελέγχου παραγωγής λιθοσφαιμάτων Ι (Ευρωκ-6, 3.1.1)

Θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας $f_k = 9.01 \text{ N/mm}^2$

Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού $\gamma_M = 2.20$ (Ευρωκ-6, Πιν.2.3)

Μήκος λυγισμού $hef = r_x h = 0.75 \times 4.40 = 3.30 \text{ m}$ (Ευρωκ-6, 4.4.4.3)

Λυγνρότητα $hef/tef = 3.30/0.69 = 4.78 < 27$ εντάξει (Ευρωκ-6, 4.4.6)

Απαιτήσεις Εθνικού κειμένου εφαρμογής Ευρωκώδικα

Διαζωματική τοιχοποιία

Πάχος τοίχου $= 0.690 \geq 0.240 \text{ m}$ (εντάξει)

Λυγνρότητα $\lambda = 4.78 \leq 15$ (εντάξει)

Υψος/μήκος τοίχου $h/L = 4.40/15.30 = 0.29 \leq 3.0$ (εντάξει)

Έλεγχος σε κατακόρυφο φορτίο Φόρτιση $1.35xg+1.50xq$ (Ευρωκ-6, 4.4.2)

Έλεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_i = (1.35 \times 107.1 + 1.50 \times 0.0)/15.30 = 9.45 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 9.45/0.69 = 0.014 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου ή στέγης στην κορυφή $M_i/N_i = 0$

Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00000 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6 4.4.7.2) $e_s = hef/450 = 3.30/450 = 0.00733 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στην κορυφή (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i/N_i + e_{hi} + e_s = 0.00000 + 0.00000 + 0.00733 = 0.00733 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05 \times 0.69 = 0.03450 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i = 1 - 2e_i/t = 1 - 2 \times 0.03450/0.69 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \Phi_i m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.69 \times 9.01/2.20 = 2543.3 \text{ kN/m}$

$N_{sd} = 9.5 < 2543.3 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Έλεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο και βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_m = (9.45 + 0.40 \times 1.35 \times 954.7/15.30) = 43.15 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 43.15/0.69 = 0.063 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου στο μεσαίο πέμπτο $M_m/N_m = 0.20 \times 0.00000 \times 9.5/43.1 = 0.00000 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00000 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6 4.4.7.2) $e_s = hef/450 = 3.30/450 = 0.00733 \text{ m}$

Εκκεντρότητα οφειλόμενη στα φορτία $e_m = (M_m/N_m) + e_{hm} + e_s = 0.00000 + 0.00000 + 0.00733 = 0.00733 \text{ m}$

Η λυγνρότητα είναι ≤ 15 άρα (Ευρωκ-6 4.4.3.2) εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_m = e_m + e_k = 0.00733 + 0.00000 = 0.00733 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_m = 0.05t = 0.05 \times 0.69 = 0.03450 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_m = 1 - 2e_m/t = 1 - 2 \times 0.03450/0.69 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_i = (1.35 \times 1061.8 + 1.50 \times 0.0) / 15.30 = 93.69 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 93.69 / 0.69 = 0.136 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_i/N_i = 0.00000 \times 9.5 / 93.7 = 0.00000 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00000 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef}/450 = 3.30/450 = 0.00733 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στην βάση (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i/N_i + e_{hi} + e_s = 0.00000 + 0.00000 + 0.00733 = 0.00733 \text{ m}$
 Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05 \times 0.69 = 0.03450 \text{ m}$
 Μειωτικός συντελεστής στην βάση (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i = 1 - 2e_i/t = 1 - 2 \times 0.03450 / 0.69 = 0.90$
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \Phi_{im} \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.69 \times 9.01 / 2.20 = 2543.3 \text{ kN/m}$
 Μέγιστη κατακόρυφη θλιπτική τάση από αποτελέσματα πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma_n = -0.209 \text{ N/mm}^2$
 (Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περιοχές τάσεων εκτός των περιοχών συγκέντρωσης τάσεων στις στηρίξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)
 Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{sd} = 1000 \times 0.69 \times 0.209 = 144.1 \text{ kN/m}$
 $N_{sd} = 144.1 < 2543.3 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Ελεγχος σε κατακόρυφο φορτίο θόρτιση 1.00xg+0.30xq+Σεισμός (Ευρωκ-6, 4.4.2)

Ελεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_i = (1.00 \times 107.1 + 0.30 \times 0.0) / 15.30 = 7.00 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 7.00 / 0.69 = 0.010 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου ή στέγης στην κορυφή $M_i/N_i = 0$
 Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00026 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef}/450 = 3.30/450 = 0.00733 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στην κορυφή (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i/N_i + e_{hi} + e_s = 0.00000 + 0.00026 + 0.00733 = 0.00759 \text{ m}$
 Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05 \times 0.69 = 0.03450 \text{ m}$
 Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i = 1 - 2e_i/t = 1 - 2 \times 0.03450 / 0.69 = 0.90$
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \Phi_{im} \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.69 \times 9.01 / 2.20 = 2543.3 \text{ kN/m}$
 $N_{sd} = 7.0 < 2543.3 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Ελεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο και βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_m = (7.00 + 0.40 \times 1.00 \times 954.7 / 15.30) = 31.96 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 31.96 / 0.69 = 0.046 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου στο μεσαίο πέμπτο $M_m/N_m = 0.20 \times 0.00000 \times 7.0 / 32.0 = 0.00000 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00013 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef}/450 = 3.30/450 = 0.00733 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα οφειλόμενη στα φορτία $e_m = (M_m/N_m) + e_{hm} + e_s = 0.00000 + 0.00013 + 0.00733 = 0.00746 \text{ m}$
 Η λυγηρότητα είναι ≤ 15 άρα (Ευρωκ-6 4.4.3.2) εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_m = e_m + e_k = 0.00746 + 0.00000 = 0.00746 \text{ m}$
 Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_m = 0.05t = 0.05 \times 0.69 = 0.03450 \text{ m}$
 Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_m = 1 - 2e_m/t = 1 - 2 \times 0.034 / 0.69 = 0.90$
 Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_i = (1.00 \times 1061.8 + 0.30 \times 0.0) / 15.30 = 69.40 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 69.40 / 0.69 = 0.101 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_i/N_i = 0.00000 \times 7.0 / 69.4 = 0.00000 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00026 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef}/450 = 3.30/450 = 0.00733 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στην βάση (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i/N_i + e_{hi} + e_s = 0.00000 + 0.00026 + 0.00733 = 0.00759 \text{ m}$
 Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05 \times 0.69 = 0.03450 \text{ m}$
 Μειωτικός συντελεστής στην βάση (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i = 1 - 2e_i/t = 1 - 2 \times 0.03450 / 0.69 = 0.90$
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \Phi_{im} \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.69 \times 9.01 / 2.20 = 2543.3 \text{ kN/m}$
 Μέγιστη κατακόρυφη θλιπτική τάση από αποτελέσματα πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma_n = -0.548 \text{ N/mm}^2$
 (Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περιοχές τάσεων εκτός των περιοχών συγκέντρωσης τάσεων στις στηρίξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)
 Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{sd} = 1000 \times 0.69 \times 0.548 = 377.9 \text{ kN/m}$
 $N_{sd} = 377.9 < 2543.3 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Ελεγχος σε διάτμηση θόρτιση 1.00xg+0.30xq+Σεισμός (Ευρωκ-6.4.5.3)

Μέγιστη τάση διάτμησης από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\tau_{\max} = 0.269 \text{ N/mm}^2$
 (Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περιοχές τάσεων εκτός των περιοχών συγκέντρωσης τάσεων στις στηρίξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)
 Μέγιστη τιμή σχεδιασμού τέννουσας ανά μονάδα μήκους $V_{sd} = 1000 \times 0.69 \times 0.269 = 185.5 \text{ kN/m}$
 Χαρακτηριστική διατμητική αντοχή $f_{vk} = 0.70 \times (f_{vko} + 0.4 \times \sigma_{sd})$ (Ευρωκ-6 3.6.3, Ευρωκ-6 3.6.3(8))
 $f_{vk} = 0.70 \times (0.610 + 0.4 \times 0.548) = 0.580 \text{ N/mm}^2$, $\max f_{vk} = 1.000 \text{ N/mm}^2$, και $f_{vk} = 0.610 \text{ N/mm}^2$
 Τιμή σχεδιασμού αντοχής έναντι τέννουσας $V_{rd} = f_{vk} \cdot t \cdot \gamma_M$ (Ευρωκ-6 4.5.3)
 $V_{rd} = 1000 \times 0.610 \times 0.69 / 2.20 = 191.3 \text{ kN/m}$
 $V_{sd} = 185.5 < 191.3 = V_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος τέννουσας σε οριακή κατάσταση αστοχίας

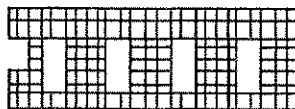
Ενδιά μεσοπλάστιγγα σκυροδέματος (Εθν. Κείρ. εφαρμογής Ευρωκ-6, 5.2)

Στο πάνω μέρος του τοίχου και στο ύψος των υπέρθυρων τυχόν παρουσιαζόμενες μικρές εφελκυστικές τάσεις παραλαμβάνονται από ενδιά μεσοπλάστιγγα σκυροδέματος 69x20 [πλάτος x ύψος cm]

με ελάχιστο οπλισμό 4Φ16 (και συνδεδεμένες Φ8/20) που ικανοποιεί τα ελάχιστα όρια του κανονισμού.

Ισόγειο**T37**

Διαστάσεις μήκος=13.60m, ύψος= 4.40m, πάχος=0.69m



Λιθοδομή 0.55

Κατηγορία κατασκευής Β (Ευρωκ-6, Παράρτημα Η)

Κατηγορία ελέγχου παραγωγής λιθοσωμάτων Ι (Ευρωκ-6, 3.1.1)

Θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας $f_k = 9.01 \text{ N/mm}^2$

Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού $\gamma_M = 2.20$ (Ευρωκ-6, Πίνακ.2.3)

Μήκος λυγισμού $h_{ef} = r_{xh} = 0.75 \times 4.40 = 3.30 \text{ m}$ (Ευρωκ-6, 4.4.4.3)

Λυγηρότητα $h_{ef}/t_{ef} = 3.30/0.69 = 4.78 < 27$ εντάξει (Ευρωκ-6, 4.4.6)

Απαιτήσεις Εθνικού κειμένου εφαρμογής Ευρωκώδικα

Διαζωματική τοιχοποιία

Πάχος τοίχου $= 0.690 \geq 0.240 \text{ m}$ (εντάξει)

Λυγηρότητα $\lambda = 4.78 \leq 15$ (εντάξει)

Υψος/μήκος τοίχου $h/L = 4.40/13.60 = 0.32 \leq 3.0$ (εντάξει)

Ελεγχος σε κατακόρυφο φορτίο Φόρτιση 1.35xg+1.50xq (Ευρωκ-6, 4.4.2)**Ελεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου**

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_i = (1.35 \times 95.2 + 1.50 \times 0.0)/13.60 = 9.45 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 9.45/0.69 = 0.014 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου ή στέγης στην κορυφή $M_i/N_i = 0$

Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00000 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef}/450 = 3.30/450 = 0.00733 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στην κορυφή (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i/N_i + e_{hi} + e_s = 0.00000 + 0.00000 + 0.00733 = 0.00733 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05 \times 0.69 = 0.03450 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\phi_i = 1 - 2e_i/t = 1 - 2 \times 0.03450/0.69 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \phi_i m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.69 \times 9.01/2.20 = 2543.3 \text{ kN/m}$

$N_{sd} = 9.4 < 2543.3 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Ελεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο και βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_m = (9.45 + 0.40 \times 1.35 \times 849.9/13.60) = 43.20 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 43.20/0.69 = 0.063 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου στο μεσαίο πέμπτο $M_m/N_m = 0.20 \times 0.00000 \times 9.4/43.2 = 0.00000 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00000 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef}/450 = 3.30/450 = 0.00733 \text{ m}$

Εκκεντρότητα οφειλόμενη στα φορτία $e_m = (M_m/N_m) + e_{hm} + e_s = 0.00000 + 0.00000 + 0.00733 = 0.00733 \text{ m}$

Η λυγηρότητα είναι ≤ 15 άρα (Ευρωκ-6 4.4.3.2) εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_m = e_m + e_k = 0.00733 + 0.00000 = 0.00733 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_m = 0.05t = 0.05 \times 0.69 = 0.03450 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\phi_m = 1 - 2e_m/t = 1 - 2 \times 0.03450/0.69 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_i = (1.35 \times 945.1 + 1.50 \times 0.0)/13.60 = 93.82 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 93.82/0.69 = 0.136 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_i/N_i = 0.00000 \times 9.4/93.8 = 0.00000 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00000 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef}/450 = 3.30/450 = 0.00733 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στην βάση (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i/N_i + e_{hi} + e_s = 0.00000 + 0.00000 + 0.00733 = 0.00733 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05 \times 0.69 = 0.03450 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στην βάση (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\phi_i = 1 - 2e_i/t = 1 - 2 \times 0.03450/0.69 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \phi_i m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.69 \times 9.01/2.20 = 2543.3 \text{ kN/m}$

Μέγιστη κατακόρυφη θλιπτική τάση από αποτελέσματα πεπερασμένων στοιχείων $\sigma_{max} = -0.222 \text{ N/mm}^2$

(Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περιοχές τάσεων εκτός των περιοχών συγκέντρωσης τάσεων στις στηρίξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)

Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{sd} = 1000 \times 0.69 \times 0.222 = 153.1 \text{ kN/m}$

$N_{sd} = 153.1 < 2543.3 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Έλεγχος σε κατακόρυφο φορτίο Φόρτιση $1.00xq+0.30xq+\Sigma \epsilon \iota \sigma \mu \acute{o} \varsigma$ (Ευρωκ-6, 4.4.2)**Έλεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου**

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_i = (1.00x \ 95.2 + 0.30x \ 0.0) / 13.60 = 7.00 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{sdo} = 0.001x \ 7.00 / 0.69 = 0.010 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου ή στέγης στην κορυφή $M_i / N_i = 0$

Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00026 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef} / 450 = 3.30 / 450 = 0.00733 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στην κορυφή (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i / N_i + e_{hi} + e_s = 0.00000 + 0.00026 + 0.00733 = 0.00759 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05x0.69 = 0.03450 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i = 1 - 2e_i / t = 1 - 2x0.03450 / 0.69 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \Phi_i m.t.fk / \gamma_M = 1000x0.90x0.69x \ 9.01 / 2.20 = 2543.3 \text{ kN/m}$

$N_{sd} = 7.0 < 2543.3 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Έλεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο και βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_m = (7.00 + 0.40x1.00x \ 849.9 / 13.60) = 32.00 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{sdo} = 0.001x \ 32.00 / 0.69 = 0.046 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου στο μεσαίο πέμπτο $M_m / N_m = 0.20x0.00000x \ 7.0 / 32.0 = 0.00000 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00013 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef} / 450 = 3.30 / 450 = 0.00733 \text{ m}$

Εκκεντρότητα οφειλόμενη στα φορτία $e_m = (M_m / N_m) + e_{hm} + e_s = 0.00000 + 0.00013 + 0.00733 = 0.00746 \text{ m}$

Η λυγηρότητα είναι ≤ 15 άρα (Ευρωκ-6 4.4.3.2) εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_m = e_m + e_k = 0.00746 + 0.00000 = 0.00746 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_m = 0.05t = 0.05x0.69 = 0.03450 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_m = 1 - 2e_m / t = 1 - 2x0.034 / 0.69 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_i = (1.00x \ 945.1 + 0.30x \ 0.0) / 13.60 = 69.49 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{sdo} = 0.001x \ 69.49 / 0.69 = 0.101 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_i / N_i = 0.00000x \ 7.0 / 69.5 = 0.00000 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00026 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef} / 450 = 3.30 / 450 = 0.00733 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στην βάση (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i / N_i + e_{hi} + e_s = 0.00000 + 0.00026 + 0.00733 = 0.00759 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05x0.69 = 0.03450 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στην βάση (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i = 1 - 2e_i / t = 1 - 2x0.03450 / 0.69 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \Phi_i m.t.fk / \gamma_M = 1000x0.90x0.69x \ 9.01 / 2.20 = 2543.3 \text{ kN/m}$

Μέγιστη κατακόρυφη θλιπτική τάση από αποτελέσματα πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma = -0.676 \text{ N/mm}^2$

(Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περιοχές τάσεων εκτός των περιοχών συγκέντρωσης τάσεων στις στηρίξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)

Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{sd} = 1000x0.69x \ 0.676 = 466.2 \text{ kN/m}$

$N_{sd} = 466.2 < 2543.3 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Έλεγχος σε διάτμηση Φόρτιση $1.00xq+0.30xq+\Sigma \epsilon \iota \sigma \mu \acute{o} \varsigma$ (Ευρωκ-6.4.5.3)

Μέγιστη τάση διάτμησης από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\tau_{\max} = 0.250 \text{ N/mm}^2$

(Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περιοχές τάσεων εκτός των περιοχών συγκέντρωσης τάσεων στις στηρίξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)

Μέγιστη τιμή σχεδιασμού τέμνουσας ανά μονάδα μήκους $V_{sd} = 1000x0.69x \ 0.250 = 172.4 \text{ kN/m}$

Χαρακτηριστική διατμητική αντοχή $f_{vk} = 0.70x(f_{vk0} + 0.4x\sigma_d)$ (Ευρωκ-6 3.6.3, Ευρωκ-6 3.6.3(8))

$f_{vk} = 0.70x(0.610 + 0.4x0.676) = 0.616 \text{ N/mm}^2$, $\max f_{vk} = 1.000 \text{ N/mm}^2$, και $f_{vk} = 0.616 \text{ N/mm}^2$

Τιμή σχεδιασμού αντοχής έναντι τέμνουσας $V_{rd} = f_{vk}.t./\gamma_M$ (Ευρωκ-6 4.5.3)

$V_{rd} = 1000x0.616x0.69 / 2.20 = 193.3 \text{ kN/m}$

$V_{sd} = 172.4 < 193.3 = V_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος τέμνουσας σε οριακή κατάσταση αστοχίας

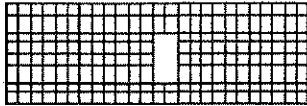
Σενάζ οπλισμένου σκυροδέματος (Εθν. Κείμ. εφαρμογής Ευρωκ-6, 5.2)

Στο πάνω μέρος του τοίχου και στο ύψος των υπέρθυρων τυχόν παρουσιαζόμενες μικρές εφελκυστικές τάσεις παραλαμβάνονται από σενάζ οπλισμένου σκυροδέματος $69x20$ [πλάτος x ύψος cm]

με ελάχιστο οπλισμό $4\Phi 16$ (και συνδετήρες $\Phi 8/20$) που ικανοποιεί τα ελάχιστα όρια του κανονισμού.

Ισόγειο**T38**

Διαστάσεις μήκος=14.00m, ύψος= 4.40m, πάχος=0.69m



Λιθοδομή 0.55

Κατηγορία κατασκευής Β (Ευρωκ-6, Παράρτημα Η)

Κατηγορία ελέγχου παραγωγής λιθοσωμάτων Ι (Ευρωκ-6, 3.1.1)

Θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας $f_k = 9.01 \text{ N/mm}^2$ Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού $\gamma_M = 2.20$ (Ευρωκ-6, Πίνακ.2.3)Μήκος λυγισμού $h_{ef} = r_{ch} = 0.75 \times 4.40 = 3.30 \text{ m}$ (Ευρωκ-6, 4.4.4.3)Λυγηρότητα $h_{ef}/t_{ef} = 3.30/0.69 = 4.78 < 27$ εντάξει (Ευρωκ-6, 4.4.6)**Απαιτήσεις Εθνικού κειμένου εφαρμογής Ευρωκώδικα**

Διαζωματική τοιχοποιία

Πάχος τοίχου $= 0.690 \geq 0.240 \text{ m}$ (εντάξει)Λυγηρότητα $\lambda = 4.78 \leq 15$ (εντάξει)Υψος/μήκος τοίχου $h/L = 4.40/14.00 = 0.31 \leq 3.0$ (εντάξει)**Ελεγχος σε κατακόρυφο φορτίο φόρτιση 1.35xg+1.50xq (Ευρωκ-6, 4.4.2)****Ελεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου**Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_i = (1.35 \times 56.0 + 1.50 \times 0.0) / 14.00 = 5.40 \text{ kN/m}$ Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 5.40 / 0.69 = 0.008 \text{ N/mm}^2$ Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου ή στέγης στην κορυφή $M_i/N_i = 0$ Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00000 \text{ m}$ Τυχνηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef}/450 = 3.30/450 = 0.00733 \text{ m}$ Εκκεντρότητα στην κορυφή (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i/N_i + e_{hi} + e_s = 0.00000 + 0.00000 + 0.00733 = 0.00733 \text{ m}$ Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05 \times 0.69 = 0.03450 \text{ m}$ Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\phi_i = 1 - 2e_i/t = 1 - 2 \times 0.03450 / 0.69 = 0.90$ Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \phi_{im} \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.69 \times 9.01 / 2.20 = 2543.3 \text{ kN/m}$ Ν_{sd} = 5.4 < 2543.3 = N_{rd} ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας**Ελεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο και βάση του τοίχου**Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_m = (5.40 + 0.40 \times 1.35 \times 1052.1 / 14.00) = 45.98 \text{ kN/m}$ Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 45.98 / 0.69 = 0.067 \text{ N/mm}^2$ Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου στο μεσαίο πέμπτο $M_m/N_m = 0.20 \times 0.00000 \times 5.4 / 46.0 = 0.00000 \text{ m}$ Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00000 \text{ m}$ Τυχνηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef}/450 = 3.30/450 = 0.00733 \text{ m}$ Εκκεντρότητα οφειλόμενη στα φορτία $e_m = (M_m/N_m) + e_{hm} + e_s = 0.00000 + 0.00000 + 0.00733 = 0.00733 \text{ m}$ Η λυγηρότητα είναι ≤ 15 άρα (Ευρωκ-6 4.4.3.2) εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$ Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_m = e_m + e_k = 0.00733 + 0.00000 = 0.00733 \text{ m}$ Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_m = 0.05t = 0.05 \times 0.69 = 0.03450 \text{ m}$ Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\phi_m = 1 - 2e_m/t = 1 - 2 \times 0.034 / 0.69 = 0.90$ Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_i = (1.35 \times 1108.1 + 1.50 \times 0.0) / 14.00 = 106.85 \text{ kN/m}$ Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 106.85 / 0.69 = 0.155 \text{ N/mm}^2$ Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_i/N_i = 0.00000 \times 5.4 / 106.9 = 0.00000 \text{ m}$ Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00000 \text{ m}$ Τυχνηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef}/450 = 3.30/450 = 0.00733 \text{ m}$ Εκκεντρότητα στην βάση (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i/N_i + e_{hi} + e_s = 0.00000 + 0.00000 + 0.00733 = 0.00733 \text{ m}$ Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05 \times 0.69 = 0.03450 \text{ m}$ Μειωτικός συντελεστής στην βάση (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\phi_i = 1 - 2e_i/t = 1 - 2 \times 0.03450 / 0.69 = 0.90$ Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \phi_{im} \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.69 \times 9.01 / 2.20 = 2543.3 \text{ kN/m}$ Μέγιστη κατακόρυφη θλιπτική τάση από αποτελέσματα πεπερασμένων στοιχείων $\sigma_{max} = -0.182 \text{ N/mm}^2$

(Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περιοχές τάσεων εκτός των περιοχών συγκέντρωσης τάσεων στις στηρίξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)

Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{sd} = 1000 \times 0.69 \times 0.182 = 125.3 \text{ kN/m}$ Ν_{sd} = 125.3 < 2543.3 = N_{rd} ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας**Ελεγχος σε κατακόρυφο φορτίο φόρτιση 1.00xg+0.30xq+Σεισμός (Ευρωκ-6, 4.4.2)****Ελεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου**Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_i = (1.00 \times 56.0 + 0.30 \times 0.0) / 14.00 = 4.00 \text{ kN/m}$ Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 4.00 / 0.69 = 0.006 \text{ N/mm}^2$ Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου ή στέγης στην κορυφή $M_i/N_i = 0$

Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi}=0.00026$ m

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s=hef/450=3.30/450=0.00733$ m

Εκκεντρότητα στην κορυφή (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i=Mi/Ni+e_{hi}+e_s=0.00000+0.00026+0.00733=0.00759$ m

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i=0.05t=0.05 \times 0.69=0.03450$ m

Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i=1-2e_i/t=1-2 \times 0.03450/0.69=0.90$

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd}=\Phi_{im}.t.f_k/\gamma_M=1000 \times 0.90 \times 0.69 \times 9.01/2.20=2543.3$ kN/m
 $N_{sd}=4.0 < 2543.3=N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Έλεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο και βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_m=(4.00+0.40 \times 1.00 \times 1052.1/14.00)=34.06$ kN/m

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{sdo}=0.001 \times 34.06/0.69=0.049$ N/mm²

Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου στο μεσαίο πέμπτο $M_m/N_m=0.20 \times 0.00000 \times 4.0/34.1=0.00000$ m

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm}=0.00013$ m

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s=hef/450=3.30/450=0.00733$ m

Εκκεντρότητα οφειλόμενη στα φορτία $e_m=(M_m/N_m)+e_{hm}+e_s=0.00000+0.00013+0.00733=0.00746$ m

Η λυγηρότητα είναι ≤ 15 άρα (Ευρωκ-6 4.4.3.2) εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k=0$

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_m=e_m+e_k=0.00746+0.00000=0.00746$ m

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_m=0.05t=0.05 \times 0.69=0.03450$ m

Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_m=1-2e_m/t=1-2 \times 0.034/0.69=0.90$

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_i=(1.00 \times 1108.1+0.30 \times 0.0)/14.00=79.15$ kN/m

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{sdo}=0.001 \times 79.15/0.69=0.115$ N/mm²

Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_i/N_i=0.00000 \times 4.0/79.2=0.00000$ m

Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi}=0.00026$ m

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s=hef/450=3.30/450=0.00733$ m

Εκκεντρότητα στην βάση (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i=Mi/Ni+e_{hi}+e_s=0.00000+0.00026+0.00733=0.00759$ m

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i=0.05t=0.05 \times 0.69=0.03450$ m

Μειωτικός συντελεστής στην βάση (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i=1-2e_i/t=1-2 \times 0.03450/0.69=0.90$

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd}=\Phi_{im}.t.f_k/\gamma_M=1000 \times 0.90 \times 0.69 \times 9.01/2.20=2543.3$ kN/m

Μέγιστη κατακόρυφη θλιπτική τάση από αποτελέσματα πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma_{pi}=-0.830$ N/mm²

(Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περιοχές τάσεων εκτός των περιοχών συγκέντρωσης τάσεων στις στηρίξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)

Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{sd}=1000 \times 0.69 \times 0.830=573.0$ kN/m

$N_{sd}=573.0 < 2543.3=N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Έλεγχος σε διάτμηση Φόρτιση $1.00xg+0.30xq+Σεισμός$ (Ευρωκ-6.4.5.3)

Μέγιστη τάση διάτμησης από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\tau_{max}=0.273$ N/mm²

(Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περιοχές τάσεων εκτός των περιοχών συγκέντρωσης τάσεων στις στηρίξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)

Μέγιστη τιμή σχεδιασμού τέμνουσας ανά μονάδα μήκους $V_{sd}=1000 \times 0.69 \times 0.273=188.1$ kN/m

Χαρακτηριστική διατμητική αντοχή $f_{vk}=0.70 \times (f_{vko}+0.4 \times \sigma_{ed})$ (Ευρωκ-6 3.6.3, Ευρωκ-6 3.6.3(8))

$f_{vk}=0.70 \times (0.610+0.4 \times 0.830)=0.660$ N/mm², $\max f_{vk}=1.000$ N/mm², και $f_{vk}=0.660$ N/mm²

Τιμή σχεδιασμού αντοχής έναντι τέμνουσας $V_{rd}=f_{vk}.t./\gamma_M$ (Ευρωκ-6 4.5.3)

$V_{rd}=1000 \times 0.660 \times 0.69/2.20=206.8$ kN/m

$V_{sd}=188.1 < 206.8=V_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος τέμνουσας σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Σενάξ οπλισμένου σκυροδέματος (Εθν. Κείμ. εφαρμογής Ευρωκ-6, 5.2)

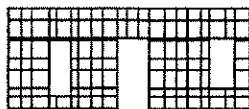
Στο πάνω μέρος του τοίχου και στο ύψος των υπέρθρων τυχόν παρουσιαζόμενες μικρές εφελκυστικές τάσεις παραλαμβάνονται από σενάξ οπλισμένου σκυροδέματος 69×20 [πλάτος x ύψος cm]

με ελάχιστο οπλισμό $4\Phi 16$ (και συνδετήρες $\Phi 8/20$) που ικανοποιεί τα ελάχιστα όρια του κανονισμού.

Ισόγειο

T39

Διαστάσεις μήκος=11.15m, ύψος= 4.40m, πάχος=0.69m



Λιθοδομή 0.55

Κατηγορία κατασκευής B (Ευρωκ-6, Παράρτημα Η)

Κατηγορία ελέγχου παραγωγής λιθοσωμάτων I (Ευρωκ-6, 3.1.1)

Θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας $f_k=9.01$ N/mm²

Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού $\gamma_M=2.20$ (Ευρωκ-6, Πίνακ.2.3)

Μήκος λυγισμού $hef=r_x h=0.75 \times 4.40=3.30$ m (Ευρωκ-6, 4.4.4.3)

Λυγηρότητα $hef/te_f=3.30/0.69=4.78 < 27$ εντάξει (Ευρωκ-6, 4.4.6)

Απαιτήσεις Εθνικού κειμένου εφαρμογής Ευρωκώδικα

Διαζωματική τοιχοποιία

Πάχος τοίχου $=0.690 \geq 0.240$ m (εντάξει)

Λυγηρότητα $\lambda=4.78 \leq 15$ (εντάξει)

Υψος/μήκος τοίχου $h/L=4.40/11.15=0.39 \leq 3.0$ (εντάξει)

Ελεγχος σε κατακόρυφο φορτίο φόρτιση 1.35xg+1.50xq (Ευρωκ-6, 4.4.2)Ελεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_i = (1.35 \times 44.6 + 1.50 \times 0.0) / 11.15 = 5.40 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 5.40 / 0.69 = 0.008 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου ή στέγης στην κορυφή $M_i/N_i = 0$

Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00000 \text{ m}$

Τυχνηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef}/450 = 3.30/450 = 0.00733 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στην κορυφή (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i/N_i + e_{hi} + e_s = 0.00000 + 0.00000 + 0.00733 = 0.00733 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_{i0} = 0.05t = 0.05 \times 0.69 = 0.03450 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i = 1 - 2e_i/t = 1 - 2 \times 0.03450 / 0.69 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \Phi_{im} \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.69 \times 9.01 / 2.20 = 2543.3 \text{ kN/m}$

$N_{sd} = 5.4 < 2543.3 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Ελεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο και βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_m = (5.40 + 0.40 \times 1.35 \times 703.4 / 11.15) = 39.47 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 39.47 / 0.69 = 0.057 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου στο μεσαίο πέμπτο $M_m/N_m = 0.20 \times 0.00000 \times 5.4 / 39.5 = 0.00000 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00000 \text{ m}$

Τυχνηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef}/450 = 3.30/450 = 0.00733 \text{ m}$

Εκκεντρότητα οφειλόμενη στα φορτία $e_m = (M_m/N_m) + e_{hm} + e_s = 0.00000 + 0.00000 + 0.00733 = 0.00733 \text{ m}$

Η λυγηρότητα είναι ≤ 15 άρα (Ευρωκ-6 4.4.3.2) εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_m = e_m + e_k = 0.00733 + 0.00000 = 0.00733 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_{m0} = 0.05t = 0.05 \times 0.69 = 0.03450 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_m = 1 - 2e_m/t = 1 - 2 \times 0.034 / 0.69 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_i = (1.35 \times 748.0 + 1.50 \times 0.0) / 11.15 = 90.57 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 90.57 / 0.69 = 0.131 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_i/N_i = 0.00000 \times 5.4 / 90.6 = 0.00000 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00000 \text{ m}$

Τυχνηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef}/450 = 3.30/450 = 0.00733 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στην βάση (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i/N_i + e_{hi} + e_s = 0.00000 + 0.00000 + 0.00733 = 0.00733 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_{i0} = 0.05t = 0.05 \times 0.69 = 0.03450 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στην βάση (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i = 1 - 2e_i/t = 1 - 2 \times 0.03450 / 0.69 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \Phi_{im} \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.69 \times 9.01 / 2.20 = 2543.3 \text{ kN/m}$

Μέγιστη κατακόρυφη θλιπτική τάση από αποτελέσματα πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma = -0.190 \text{ N/mm}^2$

(Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περιοχές τάσεων εκτός των περιοχών συγκέντρωσης τάσεων στις στηρίξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)

Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{sd} = 1000 \times 0.69 \times 0.190 = 131.1 \text{ kN/m}$

$N_{sd} = 131.1 < 2543.3 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Ελεγχος σε κατακόρυφο φορτίο φόρτιση 1.00xg+0.30xq+Σεισμός (Ευρωκ-6, 4.4.2)Ελεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_i = (1.00 \times 44.6 + 0.30 \times 0.0) / 11.15 = 4.00 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 4.00 / 0.69 = 0.006 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου ή στέγης στην κορυφή $M_i/N_i = 0$

Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00026 \text{ m}$

Τυχνηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef}/450 = 3.30/450 = 0.00733 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στην κορυφή (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i/N_i + e_{hi} + e_s = 0.00000 + 0.00026 + 0.00733 = 0.00759 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_{i0} = 0.05t = 0.05 \times 0.69 = 0.03450 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i = 1 - 2e_i/t = 1 - 2 \times 0.03450 / 0.69 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \Phi_{im} \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.69 \times 9.01 / 2.20 = 2543.3 \text{ kN/m}$

$N_{sd} = 4.0 < 2543.3 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Ελεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο και βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_m = (4.00 + 0.40 \times 1.00 \times 703.4 / 11.15) = 29.23 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 29.23 / 0.69 = 0.042 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου στο μεσαίο πέμπτο $M_m/N_m = 0.20 \times 0.00000 \times 4.0 / 29.2 = 0.00000 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00013 \text{ m}$

Τυχνηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef}/450 = 3.30/450 = 0.00733 \text{ m}$

Εκκεντρότητα οφειλόμενη στα φορτία $e_m = (M_m/N_m) + e_{hm} + e_s = 0.00000 + 0.00013 + 0.00733 = 0.00746 \text{ m}$

Η λυγηρότητα είναι ≤ 15 άρα (Ευρωκ-6 4.4.3.2) εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_m = e_m + e_k = 0.00746 + 0.00000 = 0.00746 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_{m0} = 0.05t = 0.05 \times 0.69 = 0.03450 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_m = 1 - 2e_m/t = 1 - 2 \times 0.034 / 0.69 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_i = (1.00 \times 748.0 + 0.30 \times 0.0) / 11.15 = 67.09 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 67.09 / 0.69 = 0.097 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_i/N_i = 0.00000 \times 4.0 / 67.1 = 0.00000 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00026 \text{ m}$
 Τυχνηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef}/450 = 3.30/450 = 0.00733 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στην βάση (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i/N_i + e_{hi} + e_s = 0.00000 + 0.00026 + 0.00733 = 0.00759 \text{ m}$
 Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05 \times 0.69 = 0.03450 \text{ m}$
 Μειωτικός συντελεστής στην βάση (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i = 1 - 2e_i/t = 1 - 2 \times 0.03450 / 0.69 = 0.90$
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \Phi_i \cdot m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.69 \times 9.01 / 2.20 = 2543.3 \text{ kN/m}$
 Μέγιστη κατακόρυφη θλιπτική τάση από αποτελέσματα πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma = -0.514 \text{ N/mm}^2$
 (Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περιοχές τάσεων εκτός των περιοχών συγκέντρωσης τάσεων στις στηρίξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)
 Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{sd} = 1000 \times 0.69 \times 0.514 = 354.4 \text{ kN/m}$
 $N_{sd} = 354.4 < 2543.3 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Έλεγχος σε διάτμηση Φόρτιση $1.00 \times g + 0.30 \times q + \Sigma \epsilon \text{ισμός}$ (Ευρωκ-6.4.5.3)

Μέγιστη τάση διάτμησης από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\tau_{\max} = 0.242 \text{ N/mm}^2$
 (Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περιοχές τάσεων εκτός των περιοχών συγκέντρωσης τάσεων στις στηρίξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)
 Μέγιστη τιμή σχεδιασμού τέμνουσας ανά μονάδα μήκους $V_{sd} = 1000 \times 0.69 \times 0.242 = 167.0 \text{ kN/m}$
 Χαρακτηριστική διατμητική αντοχή $f_{vk} = 0.70 \times (f_{vko} + 0.4 \times \sigma_{sdo})$ (Ευρωκ-6 3.6.3, Ευρωκ-6 3.6.3(8))
 $f_{vk} = 0.70 \times (0.610 + 0.4 \times 0.514) = 0.571 \text{ N/mm}^2$, $\max f_{vk} = 1.000 \text{ N/mm}^2$, και $f_{vk} = 0.610 \text{ N/mm}^2$
 Τιμή σχεδιασμού αντοχής έναντι τέμνουσας $V_{rd} = f_{vk} \cdot t \cdot \gamma_M$ (Ευρωκ-6 4.5.3)
 $V_{rd} = 1000 \times 0.610 \times 0.69 / 2.20 = 191.3 \text{ kN/m}$
 $V_{sd} = 167.0 < 191.3 = V_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος τέμνουσας σε οριακή κατάσταση αστοχίας

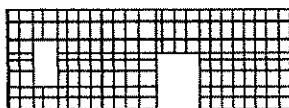
Σενάξ οπλισμένου σκυροδέματος (Εθν. Κείμ. εφαρμογής Ευρωκ-6, 5.2)

Στο πάνω μέρος του τοίχου και στο ύψος των υπέρθυρων τυχόν παρουσιαζόμενες μικρές εφελκυστικές τάσεις παραλαμβάνονται από σενάξ οπλισμένου σκυροδέματος 69×20 [πλάτος \times ύψος cm]
 με ελάχιστο οπλισμό 4Φ16 (και συνδετήρες Φ8/20) που ικανοποιεί τα ελάχιστα όρια του κανονισμού.

Ισόγειο

T40

Διαστάσεις μήκος=13.00m, ύψος= 4.40m, πάχος=0.69m



Λιθοδομή 0.55

Κατηγορία κατασκευής Β (Ευρωκ-6, Παράρτημα Η)

Κατηγορία ελέγχου παραγωγής λιθοσωμάτων Ι (Ευρωκ-6, 3.1.1)

Θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας $f_k = 9.01 \text{ N/mm}^2$

Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού $\gamma_M = 2.20$ (Ευρωκ-6, Πίνακ.2.3)

Μήκος λυγισμού $h_{ef} = r \times h = 0.75 \times 4.40 = 3.30 \text{ m}$ (Ευρωκ-6, 4.4.4.3)

Λυγηρότητα $h_{ef}/t_{ef} = 3.30/0.69 = 4.78 < 27$ εντάξει (Ευρωκ-6, 4.4.6)

Απαιτήσεις Εθνικού κειμένου εφαρμογής Ευρωκώδικα

Διαζωματική τοιχοποιία

Πάχος τοίχου $= 0.690 \geq 0.240 \text{ m}$ (εντάξει)

Λυγηρότητα $\lambda = 4.78 \leq 15$ (εντάξει)

Υψος/μήκος τοίχου $h/L = 4.40/13.00 = 0.34 \leq 3.0$ (εντάξει)

Έλεγχος σε κατακόρυφο φορτίο Φόρτιση $1.35 \times g + 1.50 \times q$ (Ευρωκ-6, 4.4.2)

Έλεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_i = (1.35 \times 52.0 + 1.50 \times 0.0) / 13.00 = 5.40 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 5.40 / 0.69 = 0.008 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου ή στέγης στην κορυφή $M_i/N_i = 0$

Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00000 \text{ m}$

Τυχνηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef}/450 = 3.30/450 = 0.00733 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στην κορυφή (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i/N_i + e_{hi} + e_s = 0.00000 + 0.00000 + 0.00733 = 0.00733 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05 \times 0.69 = 0.03450 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i = 1 - 2e_i/t = 1 - 2 \times 0.03450 / 0.69 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \Phi_i \cdot m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.69 \times 9.01 / 2.20 = 2543.3 \text{ kN/m}$

$N_{sd} = 5.4 < 2543.3 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Έλεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο και βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $Nm = (5.40 + 0.40 \times 1.35 \times 885.8 / 13.00) = 42.19 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 42.19 / 0.69 = 0.061 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου στο μεσαίο πέμπτο $Mm/Nm = 0.20 \times 0.00000 \times 5.4 / 42.2 = 0.00000 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $ehm = 0.00000 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $es = h_{ef} / 450 = 3.30 / 450 = 0.00733 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα οφειλόμενη στα φορτία $em = (Mm/Nm) + ehm + es = 0.00000 + 0.00000 + 0.00733 = 0.00733 \text{ m}$
 Η λυγηρότητα είναι ≤ 15 άρα (Ευρωκ-6 4.4.3.2) εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $ek = 0$
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6 4.4.3) $em = em + ek = 0.00733 + 0.00000 = 0.00733 \text{ m}$
 Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $em = 0.05t = 0.05 \times 0.69 = 0.03450 \text{ m}$
 Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi m = 1 - 2em/t = 1 - 2 \times 0.034 / 0.69 = 0.90$
 Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $Ni = (1.35 \times 937.8 + 1.50 \times 0.0) / 13.00 = 97.39 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 97.39 / 0.69 = 0.141 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $Mi/Ni = 0.00000 \times 5.4 / 97.4 = 0.00000 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $ehi = 0.00000 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $es = h_{ef} / 450 = 3.30 / 450 = 0.00733 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στην βάση (Ευρωκ-6 4.4.3) $ei = Mi/Ni + ehi + es = 0.00000 + 0.00000 + 0.00733 = 0.00733 \text{ m}$
 Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $ei = 0.05t = 0.05 \times 0.69 = 0.03450 \text{ m}$
 Μειωτικός συντελεστής στην βάση (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi i = 1 - 2ei/t = 1 - 2 \times 0.03450 / 0.69 = 0.90$
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \Phi i m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.69 \times 9.01 / 2.20 = 2543.3 \text{ kN/m}$
 Μέγιστη κατακόρυφη θλιπτική τάση από αποτελέσματα πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma = -0.190 \text{ N/mm}^2$
 (Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περιοχές τάσεων εκτός των περιοχών συγκέντρωσης τάσεων στις στηρίξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)
 Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{sd} = 1000 \times 0.69 \times 0.190 = 131.0 \text{ kN/m}$
 $N_{sd} = 131.0 < 2543.3 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Έλεγχος σε κατακόρυφο φορτίο θόρτιση 1.00xg+0.30xq+Σεισμός (Ευρωκ-6, 4.4.2)Έλεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $Ni = (1.00 \times 52.0 + 0.30 \times 0.0) / 13.00 = 4.00 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 4.00 / 0.69 = 0.006 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου ή στέγης στην κορυφή $Mi/Ni = 0$
 Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $ehi = 0.00026 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $es = h_{ef} / 450 = 3.30 / 450 = 0.00733 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στην κορυφή (Ευρωκ-6 4.4.3) $ei = Mi/Ni + ehi + es = 0.00000 + 0.00026 + 0.00733 = 0.00759 \text{ m}$
 Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $ei = 0.05t = 0.05 \times 0.69 = 0.03450 \text{ m}$
 Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi i = 1 - 2ei/t = 1 - 2 \times 0.03450 / 0.69 = 0.90$
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \Phi i m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.69 \times 9.01 / 2.20 = 2543.3 \text{ kN/m}$
 $N_{sd} = 4.0 < 2543.3 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Έλεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο και βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $Nm = (4.00 + 0.40 \times 1.00 \times 885.8 / 13.00) = 31.26 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 31.26 / 0.69 = 0.045 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου στο μεσαίο πέμπτο $Mm/Nm = 0.20 \times 0.00000 \times 4.0 / 31.3 = 0.00000 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $ehm = 0.00013 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $es = h_{ef} / 450 = 3.30 / 450 = 0.00733 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα οφειλόμενη στα φορτία $em = (Mm/Nm) + ehm + es = 0.00000 + 0.00013 + 0.00733 = 0.00746 \text{ m}$
 Η λυγηρότητα είναι ≤ 15 άρα (Ευρωκ-6 4.4.3.2) εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $ek = 0$
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6 4.4.3) $em = em + ek = 0.00746 + 0.00000 = 0.00746 \text{ m}$
 Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $em = 0.05t = 0.05 \times 0.69 = 0.03450 \text{ m}$
 Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi m = 1 - 2em/t = 1 - 2 \times 0.034 / 0.69 = 0.90$
 Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $Ni = (1.00 \times 937.8 + 0.30 \times 0.0) / 13.00 = 72.14 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 72.14 / 0.69 = 0.105 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $Mi/Ni = 0.00000 \times 4.0 / 72.1 = 0.00000 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $ehi = 0.00026 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $es = h_{ef} / 450 = 3.30 / 450 = 0.00733 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στην βάση (Ευρωκ-6 4.4.3) $ei = Mi/Ni + ehi + es = 0.00000 + 0.00026 + 0.00733 = 0.00759 \text{ m}$
 Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $ei = 0.05t = 0.05 \times 0.69 = 0.03450 \text{ m}$
 Μειωτικός συντελεστής στην βάση (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi i = 1 - 2ei/t = 1 - 2 \times 0.03450 / 0.69 = 0.90$
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \Phi i m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.69 \times 9.01 / 2.20 = 2543.3 \text{ kN/m}$
 Μέγιστη κατακόρυφη θλιπτική τάση από αποτελέσματα πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma = -0.801 \text{ N/mm}^2$
 (Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περιοχές τάσεων εκτός των περιοχών συγκέντρωσης τάσεων στις στηρίξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)
 Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{sd} = 1000 \times 0.69 \times 0.801 = 552.7 \text{ kN/m}$
 $N_{sd} = 552.7 < 2543.3 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Ελεγχος σε διάτμηση φόρτιση $1.00xg+0.30xq$ +Σεισμός (Ευρωκ-6.4.5.3)

Μέγιστη τάση διάτμησης από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\tau_{max} = 0.290 \text{ N/mm}^2$

(Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περιοχές τάσεων εκτός των περιοχών συγκέντρωσης τάσεων στις στηρίξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)

Μέγιστη τιμή σχεδιασμού τέμνουσας ανά μονάδα μήκους $V_{sd} = 1000 \times 0.69 \times 0.290 = 200.3 \text{ kN/m}$

Χαρακτηριστική διατμητική αντοχή $f_{vk} = 0.70 \times (f_{vk0} + 0.4 \times \sigma_d)$ (Ευρωκ-6 3.6.3, Ευρωκ-6 3.6.3(8))

$f_{vk} = 0.70 \times (0.610 + 0.4 \times 0.801) = 0.651 \text{ N/mm}^2$, $\max f_{vk} = 1.000 \text{ N/mm}^2$, και $f_{vk} = 0.651 \text{ N/mm}^2$

Τιμή σχεδιασμού αντοχής έναντι τέμνουσας $V_{rd} = f_{vk} \cdot t / \gamma_M$ (Ευρωκ-6 4.5.3)

$V_{rd} = 1000 \times 0.651 \times 0.69 / 2.20 = 204.3 \text{ kN/m}$

$V_{sd} = 200.3 < 204.3 = V_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος τέμνουσας σε οριακή κατάσταση αστοχίας

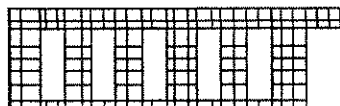
Σενάζ οπλισμένου σκυροδέματος (Εθν. Κείμ. εφαρμογής Ευρωκ-6, 5.2)

Στο πάνω μέρος του τοίχου και στο ύψος των υπέρθυρων τυχόν παρουσιαζόμενες μικρές εφελκυστικές τάσεις παραλαμβάνονται από σενάζ οπλισμένου σκυροδέματος 69×20 [πλάτος \times ύψος cm]

με ελάχιστο οπλισμό $4\Phi 16$ (και συνδετήρες $\Phi 8/20$) που ικανοποιεί τα ελάχιστα όρια του κανονισμού.

Ισόγειο**T41**

Διαστάσεις μήκος=15.30m, ύψος= 4.40m, πάχος=0.69m



Λιθοδομή 0.55

Κατηγορία κατασκευής B (Ευρωκ-6, Παράρτημα Η)

Κατηγορία ελέγχου παραγωγής λιθοσωμάτων I (Ευρωκ-6, 3.1.1)

Θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας $f_k = 9.01 \text{ N/mm}^2$

Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού $\gamma_M = 2.20$ (Ευρωκ-6, Πίνακ.2.3)

Μήκος λυγισμού $hef = r \cdot h = 0.75 \times 4.40 = 3.30 \text{ m}$ (Ευρωκ-6, 4.4.4.3)

Λυγηρότητα $hef/t_{ef} = 3.30/0.69 = 4.78 < 27$ εντάξει (Ευρωκ-6, 4.4.6)

Απαιτήσεις Εθνικού κειμένου εφαρμογής Ευρωκώδικα

Διαζωματική τοιχοποιία

Πάχος τοίχου $= 0.690 \geq 0.240 \text{ m}$ (εντάξει)

Λυγηρότητα $\lambda = 4.78 \leq 15$ (εντάξει)

Υψος/μήκος τοίχου $h/L = 4.40/15.30 = 0.29 \leq 3.0$ (εντάξει)

Ελεγχος σε κατακόρυφο φορτίο φόρτιση $1.35xg+1.50xq$ (Ευρωκ-6, 4.4.2)**Ελεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου**

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_i = (1.35 \times 107.1 + 1.50 \times 0.0) / 15.30 = 9.45 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 9.45 / 0.69 = 0.014 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου ή στέγης στην κορυφή $M_i/N_i = 0$

Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00000 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = hef/450 = 3.30/450 = 0.00733 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στην κορυφή (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i/N_i + e_{hi} + e_s = 0.00000 + 0.00000 + 0.00733 = 0.00733 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05 \times 0.69 = 0.03450 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i = 1 - 2e_i/t = 1 - 2 \times 0.03450 / 0.69 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \Phi_{im} \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.69 \times 9.01 / 2.20 = 2543.3 \text{ kN/m}$

$N_{sd} = 9.5 < 2543.3 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Ελεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο και βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_m = (9.45 + 0.40 \times 1.35 \times 822.0 / 15.30) = 38.46 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 38.46 / 0.69 = 0.056 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου στο μεσαίο πέμπτο $M_m/N_m = 0.20 \times 0.00000 \times 9.5 / 38.5 = 0.00000 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00000 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = hef/450 = 3.30/450 = 0.00733 \text{ m}$

Εκκεντρότητα οφειλόμενη στα φορτία $e_m = (M_m/N_m) + e_{hm} + e_s = 0.00000 + 0.00000 + 0.00733 = 0.00733 \text{ m}$

Η λυγηρότητα είναι ≤ 15 άρα (Ευρωκ-6 4.4.3.2) εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_m = e_m + e_k = 0.00733 + 0.00000 = 0.00733 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_m = 0.05t = 0.05 \times 0.69 = 0.03450 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_m = 1 - 2e_m/t = 1 - 2 \times 0.034 / 0.69 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_i = (1.35 \times 929.1 + 1.50 \times 0.0) / 15.30 = 81.98 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 81.98 / 0.69 = 0.119 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_i/N_i = 0.00000 \times 9.5 / 82.0 = 0.00000 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00000 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef}/450 = 3.30/450 = 0.00733 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στην βάση (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i/N_i + e_{hi} + e_s = 0.00000 + 0.00000 + 0.00733 = 0.00733 \text{ m}$
 Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05 \times 0.69 = 0.03450 \text{ m}$
 Μειωτικός συντελεστής στην βάση (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i = 1 - 2e_i/t = 1 - 2 \times 0.03450 / 0.69 = 0.90$
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \Phi_i \cdot m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.69 \times 9.01 / 2.20 = 2543.3 \text{ kN/m}$
 Μέγιστη κατακόρυφη θλιπτική τάση από αποτελέσματα πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma = -0.227 \text{ N/mm}^2$
 (Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περιοχές τάσεων εκτός των περιοχών συγκέντρωσης τάσεων στις στηρίξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)
 Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{sd} = 1000 \times 0.69 \times 0.227 = 156.6 \text{ kN/m}$
 $N_{sd} = 156.6 < 2543.3 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Έλεγχος σε κατακόρυφο φορτίο φόρτιση 1.00xg+0.30xq+Σεισμός (Ευρωκ-6, 4.4.2)

Έλεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_i = (1.00 \times 107.1 + 0.30 \times 0.0) / 15.30 = 7.00 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 7.00 / 0.69 = 0.010 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου ή στέγης στην κορυφή $M_i/N_i = 0$
 Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00026 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef}/450 = 3.30/450 = 0.00733 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στην κορυφή (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i/N_i + e_{hi} + e_s = 0.00000 + 0.00026 + 0.00733 = 0.00759 \text{ m}$
 Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05 \times 0.69 = 0.03450 \text{ m}$
 Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i = 1 - 2e_i/t = 1 - 2 \times 0.03450 / 0.69 = 0.90$
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \Phi_i \cdot m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.69 \times 9.01 / 2.20 = 2543.3 \text{ kN/m}$
 $N_{sd} = 7.0 < 2543.3 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Έλεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο και βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_m = (7.00 + 0.40 \times 1.00 \times 822.0 / 15.30) = 28.49 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 28.49 / 0.69 = 0.041 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου στο μεσαίο πέμπτο $M_m/N_m = 0.20 \times 0.00000 \times 7.0 / 28.5 = 0.00000 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00013 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef}/450 = 3.30/450 = 0.00733 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα οφειλόμενη στα φορτία $e_m = (M_m/N_m) + e_{hm} + e_s = 0.00000 + 0.00013 + 0.00733 = 0.00746 \text{ m}$
 Η λυγηρότητα είναι ≤ 15 άρα (Ευρωκ-6 4.4.3.2) εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_m = e_m + e_k = 0.00746 + 0.00000 = 0.00746 \text{ m}$
 Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_m = 0.05t = 0.05 \times 0.69 = 0.03450 \text{ m}$
 Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_m = 1 - 2e_m/t = 1 - 2 \times 0.034 / 0.69 = 0.90$
 Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_i = (1.00 \times 929.1 + 0.30 \times 0.0) / 15.30 = 60.73 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 60.73 / 0.69 = 0.088 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_i/N_i = 0.00000 \times 7.0 / 60.7 = 0.00000 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00026 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef}/450 = 3.30/450 = 0.00733 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στην βάση (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i/N_i + e_{hi} + e_s = 0.00000 + 0.00026 + 0.00733 = 0.00759 \text{ m}$
 Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05 \times 0.69 = 0.03450 \text{ m}$
 Μειωτικός συντελεστής στην βάση (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i = 1 - 2e_i/t = 1 - 2 \times 0.03450 / 0.69 = 0.90$
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \Phi_i \cdot m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.69 \times 9.01 / 2.20 = 2543.3 \text{ kN/m}$
 Μέγιστη κατακόρυφη θλιπτική τάση από αποτελέσματα πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma = -0.630 \text{ N/mm}^2$
 (Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περιοχές τάσεων εκτός των περιοχών συγκέντρωσης τάσεων στις στηρίξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)
 Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{sd} = 1000 \times 0.69 \times 0.630 = 434.4 \text{ kN/m}$
 $N_{sd} = 434.4 < 2543.3 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Έλεγχος σε διάτμηση φόρτιση 1.00xg+0.30xq+Σεισμός (Ευρωκ-6.4.5.3)

Μέγιστη τάση διάτμησης από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\tau_{\max} = 0.146 \text{ N/mm}^2$
 (Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περιοχές τάσεων εκτός των περιοχών συγκέντρωσης τάσεων στις στηρίξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)
 Μέγιστη τιμή σχεδιασμού τέμνουσας ανά μονάδα μήκους $V_{sd} = 1000 \times 0.69 \times 0.146 = 100.8 \text{ kN/m}$
 Χαρακτηριστική διατμητική αντοχή $f_{vk} = 0.70 \times (f_{vk0} + 0.4 \times \sigma_{sd})$ (Ευρωκ-6 3.6.3, Ευρωκ-6 3.6.3(8))
 $f_{vk} = 0.70 \times (0.610 + 0.4 \times 0.630) = 0.603 \text{ N/mm}^2$, $\max f_{vk} = 1.000 \text{ N/mm}^2$, και $f_{vk} = 0.610 \text{ N/mm}^2$
 Τιμή σχεδιασμού αντοχής έναντι τέμνουσας $V_{rd} = f_{vk} \cdot t \cdot \gamma_M$ (Ευρωκ-6 4.5.3)
 $V_{rd} = 1000 \times 0.610 \times 0.69 / 2.20 = 191.3 \text{ kN/m}$
 $V_{sd} = 100.8 < 191.3 = V_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος τέμνουσας σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Έλεγχος σε κατακόρυφο φορτίο θόρτιση 1.00xg+0.30xq+Σεισμός (Ευρωκ-6, 4.4.2)

Έλεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_i = (1.00 \times 95.2 + 0.30 \times 0.0) / 13.60 = 7.00 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 7.00 / 0.69 = 0.010 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου ή στέγης στην κορυφή $M_i/N_i = 0$

Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00026 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef}/450 = 3.30/450 = 0.00733 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στην κορυφή (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i/N_i + e_{hi} + e_s = 0.00000 + 0.00026 + 0.00733 = 0.00759 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_{i1} = 0.05t = 0.05 \times 0.69 = 0.03450 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i = 1 - 2e_i/t = 1 - 2 \times 0.03450 / 0.69 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \Phi_i m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.69 \times 9.01 / 2.20 = 2543.3 \text{ kN/m}$

$N_{sd} = 7.0 < 2543.3 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Έλεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο και βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_m = (7.00 + 0.40 \times 1.00 \times 786.8 / 13.60) = 30.14 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 30.14 / 0.69 = 0.044 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου στο μεσαίο πέμπτο $M_m/N_m = 0.20 \times 0.00000 \times 7.0 / 30.1 = 0.00000 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00013 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef}/450 = 3.30/450 = 0.00733 \text{ m}$

Εκκεντρότητα οφειλόμενη στα φορτία $e_m = (M_m/N_m) + e_{hm} + e_s = 0.00000 + 0.00013 + 0.00733 = 0.00746 \text{ m}$

Η λυγηρότητα είναι ≤ 15 άρα (Ευρωκ-6 4.4.3.2) εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_m = e_m + e_k = 0.00746 + 0.00000 = 0.00746 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_{m1} = 0.05t = 0.05 \times 0.69 = 0.03450 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_m = 1 - 2e_m/t = 1 - 2 \times 0.034 / 0.69 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_i = (1.00 \times 882.0 + 0.30 \times 0.0) / 13.60 = 64.85 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 64.85 / 0.69 = 0.094 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_i/N_i = 0.00000 \times 7.0 / 64.9 = 0.00000 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00026 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef}/450 = 3.30/450 = 0.00733 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στην βάση (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i/N_i + e_{hi} + e_s = 0.00000 + 0.00026 + 0.00733 = 0.00759 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_{i1} = 0.05t = 0.05 \times 0.69 = 0.03450 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στην βάση (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i = 1 - 2e_i/t = 1 - 2 \times 0.03450 / 0.69 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \Phi_i m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.69 \times 9.01 / 2.20 = 2543.3 \text{ kN/m}$

Μέγιστη κατακόρυφη θλιπτική τάση από αποτελέσματα πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma = -0.682 \text{ N/mm}^2$

(Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περιοχές τάσεων εκτός των περιοχών συγκέντρωσης τάσεων στις στηρίξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)

Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{sd} = 1000 \times 0.69 \times 0.682 = 470.9 \text{ kN/m}$

$N_{sd} = 470.9 < 2543.3 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Έλεγχος σε διάτμηση θόρτιση 1.00xg+0.30xq+Σεισμός (Ευρωκ-6.4.5.3)

Μέγιστη τάση διάτμησης από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\tau_{\max} = 0.197 \text{ N/mm}^2$

(Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περιοχές τάσεων εκτός των περιοχών συγκέντρωσης τάσεων στις στηρίξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)

Μέγιστη τιμή σχεδιασμού τέμνουσας ανά μονάδα μήκους $V_{sd} = 1000 \times 0.69 \times 0.197 = 135.8 \text{ kN/m}$

Χαρακτηριστική διατμητική αντοχή $f_{vk} = 0.70 \times (f_{vko} + 0.4 \times \sigma_{sd})$ (Ευρωκ-6 3.6.3, Ευρωκ-6 3.6.3(8))

$f_{vk} = 0.70 \times (0.610 + 0.4 \times 0.682) = 0.618 \text{ N/mm}^2$, $\max f_{vk} = 1.000 \text{ N/mm}^2$, και $f_{vk} = 0.618 \text{ N/mm}^2$

Τιμή σχεδιασμού αντοχής έναντι τέμνουσας $V_{rd} = f_{vk} \cdot t \cdot \gamma_M$ (Ευρωκ-6 4.5.3)

$V_{rd} = 1000 \times 0.618 \times 0.69 / 2.20 = 193.9 \text{ kN/m}$

$V_{sd} = 135.8 < 193.9 = V_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος τέμνουσας σε οριακή κατάσταση αστοχίας

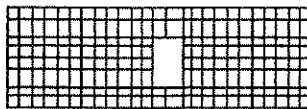
Ενδιά μελισμένη σκυροδέματος (Εθν. Κείμ. εφαρμογής Ευρωκ-6, 5.2)

Στο πάνω μέρος του τοίχου και στο ύψος των υπέρθυρων τυχόν παρουσιαζόμενες μικρές εφελκυστικές τάσεις παραλαμβάνονται από ενδιά μελισμένου σκυροδέματος 69x20 [πλάτος x ύψος cm]

με ελάχιστο οπλισμό 4Φ16 (και συνδετήρες Φ8/20) που ικανοποιεί τα ελάχιστα όρια του κανονισμού.

Ισόγειο**T43**

Διαστάσεις μήκος=14.00m, ύψος= 4.40m, πάχος=0.69m



Λιθοδομή 0.55

Κατηγορία κατασκευής Β (Ευρωκ-6, Παράρτημα Η)

Κατηγορία ελέγχου παραγωγής λιθοσωμάτων Ι (Ευρωκ-6, 3.1.1)

Θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας $f_k = 9.01 \text{ N/mm}^2$ Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού $\gamma_M = 2.20$ (Ευρωκ-6, Πίνακ.2.3)Μήκος λυγισμού $hef = r_{xh} = 0.75 \times 4.40 = 3.30 \text{ m}$ (Ευρωκ-6, 4.4.4.3)Λυγηρότητα $hef/t_{ef} = 3.30/0.69 = 4.78 < 27$ εντάξει (Ευρωκ-6, 4.4.6)**Απαιτήσεις Εθνικού κειμένου εφαρμογής Ευρωκώδικα**

Διαζωματική τοιχοποιία

Πάχος τοίχου $= 0.690 \geq 0.240 \text{ m}$ (εντάξει)Λυγηρότητα $\lambda = 4.78 \leq 15$ (εντάξει)Υψος/μήκος τοίχου $h/L = 4.40/14.00 = 0.31 \leq 3.0$ (εντάξει)**Ελεγχος σε κατακόρυφο φορτίο Φόρτιση 1.35xg+1.50xq (Ευρωκ-6, 4.4.2)****Ελεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου**Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_i = (1.35 \times 56.0 + 1.50 \times 0.0) / 14.00 = 5.40 \text{ kN/m}$ Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 5.40 / 0.69 = 0.008 \text{ N/mm}^2$ Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου ή στέγης στην κορυφή $M_i/N_i = 0$ Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00000 \text{ m}$ Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = hef/450 = 3.30/450 = 0.00733 \text{ m}$ Εκκεντρότητα στην κορυφή (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i/N_i + e_{hi} + e_s = 0.00000 + 0.00000 + 0.00733 = 0.00733 \text{ m}$ Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05 \times 0.69 = 0.03450 \text{ m}$ Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\phi_i = 1 - 2e_i/t = 1 - 2 \times 0.03450 / 0.69 = 0.90$ Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \phi_{im} \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.69 \times 9.01 / 2.20 = 2543.3 \text{ kN/m}$ Nsd = $5.4 < 2543.3 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας**Ελεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο και βάση του τοίχου**Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_m = (5.40 + 0.40 \times 1.35 \times 1044.3 / 14.00) = 45.68 \text{ kN/m}$ Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 45.68 / 0.69 = 0.066 \text{ N/mm}^2$ Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου στο μεσαίο πέμπτο $M_m/N_m = 0.20 \times 0.00000 \times 5.4 / 45.7 = 0.00000 \text{ m}$ Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00000 \text{ m}$ Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = hef/450 = 3.30/450 = 0.00733 \text{ m}$ Εκκεντρότητα οφειλόμενη στα φορτία $e_m = (M_m/N_m) + e_{hm} + e_s = 0.00000 + 0.00000 + 0.00733 = 0.00733 \text{ m}$ Η λυγηρότητα είναι ≤ 15 άρα (Ευρωκ-6 4.4.3.2) εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$ Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_m = e_m + e_k = 0.00733 + 0.00000 = 0.00733 \text{ m}$ Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_m = 0.05t = 0.05 \times 0.69 = 0.03450 \text{ m}$ Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\phi_m = 1 - 2e_m/t = 1 - 2 \times 0.03450 / 0.69 = 0.90$ Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_i = (1.35 \times 1100.3 + 1.50 \times 0.0) / 14.00 = 106.10 \text{ kN/m}$ Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 106.10 / 0.69 = 0.154 \text{ N/mm}^2$ Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_i/N_i = 0.00000 \times 5.4 / 106.1 = 0.00000 \text{ m}$ Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00000 \text{ m}$ Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = hef/450 = 3.30/450 = 0.00733 \text{ m}$ Εκκεντρότητα στην βάση (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i/N_i + e_{hi} + e_s = 0.00000 + 0.00000 + 0.00733 = 0.00733 \text{ m}$ Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05 \times 0.69 = 0.03450 \text{ m}$ Μειωτικός συντελεστής στην βάση (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\phi_i = 1 - 2e_i/t = 1 - 2 \times 0.03450 / 0.69 = 0.90$ Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \phi_{im} \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.69 \times 9.01 / 2.20 = 2543.3 \text{ kN/m}$ Μέγιστη κατακόρυφη θλιπτική τάση από αποτελέσματα πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma = -0.182 \text{ N/mm}^2$

(Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περιοχές τάσεων εκτός των περιοχών συγκέντρωσης τάσεων στις στηρίξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)

Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{sd} = 1000 \times 0.69 \times 0.182 = 125.3 \text{ kN/m}$ Nsd = $125.3 < 2543.3 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας**Ελεγχος σε κατακόρυφο φορτίο Φόρτιση 1.00xg+0.30xq+Σεισμός (Ευρωκ-6, 4.4.2)****Ελεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου**Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_i = (1.00 \times 56.0 + 0.30 \times 0.0) / 14.00 = 4.00 \text{ kN/m}$ Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 4.00 / 0.69 = 0.006 \text{ N/mm}^2$ Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου ή στέγης στην κορυφή $M_i/N_i = 0$

Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi}=0.00026$ m

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s=hef/450=3.30/450=0.00733$ m

Εκκεντρότητα στην κορυφή (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i=Mi/Ni+e_{hi}+e_s=0.00000+0.00026+0.00733=0.00759$ m

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i=0.05t=0.05 \times 0.69=0.03450$ m

Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i=1-2e_i/t=1-2 \times 0.03450/0.69=0.90$

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd}=\Phi_{im}.t.f_k/\gamma_M=1000 \times 0.90 \times 0.69 \times 9.01/2.20=2543.3$ kN/m

$N_{sd}=4.0 < 2543.3=N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Έλεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο και βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_m=(4.00+0.40 \times 1.00 \times 1044.3/14.00)=33.84$ kN/m

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{sdo}=0.001 \times 33.84/0.69=0.049$ N/mm²

Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου στο μεσαίο πέμπτο $M_m/N_m=0.20 \times 0.00000 \times 4.0/33.8=0.00000$ m

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm}=0.00013$ m

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s=hef/450=3.30/450=0.00733$ m

Εκκεντρότητα οφειλόμενη στα φορτία $e_m=(M_m/N_m)+e_{hm}+e_s=0.00000+0.00013+0.00733=0.00746$ m

Η λυγηρότητα είναι ≤ 15 άρα (Ευρωκ-6 4.4.3.2) εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k=0$

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_m=e_m+e_k=0.00746+0.00000=0.00746$ m

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_m=0.05t=0.05 \times 0.69=0.03450$ m

Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_m=1-2e_m/t=1-2 \times 0.034/0.69=0.90$

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_i=(1.00 \times 1100.3+0.30 \times 0.0)/14.00=78.59$ kN/m

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{sdo}=0.001 \times 78.59/0.69=0.114$ N/mm²

Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_i/N_i=0.00000 \times 4.0/78.6=0.00000$ m

Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi}=0.00026$ m

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s=hef/450=3.30/450=0.00733$ m

Εκκεντρότητα στην βάση (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i=Mi/Ni+e_{hi}+e_s=0.00000+0.00026+0.00733=0.00759$ m

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i=0.05t=0.05 \times 0.69=0.03450$ m

Μειωτικός συντελεστής στην βάση (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i=1-2e_i/t=1-2 \times 0.03450/0.69=0.90$

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd}=\Phi_{im}.t.f_k/\gamma_M=1000 \times 0.90 \times 0.69 \times 9.01/2.20=2543.3$ kN/m

Μέγιστη κατακόρυφη θλιπτική τάση από αποτελέσματα πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma=-0.833$ N/mm²

(Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περιοχές τάσεων εκτός των περιοχών συγκέντρωσης τάσεων στις στηρίξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)

Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{sd}=1000 \times 0.69 \times 0.833=574.6$ kN/m

$N_{sd}=574.6 < 2543.3=N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Έλεγχος σε διάτμηση Φόρτιση 1.00xg+0.30xg+Σεισμός (Ευρωκ-6.4.5.3)

Μέγιστη τάση διάτμησης από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\tau_{max}=0.272$ N/mm²

(Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περιοχές τάσεων εκτός των περιοχών συγκέντρωσης τάσεων στις στηρίξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)

Μέγιστη τιμή σχεδιασμού τέμνουσας ανά μονάδα μήκους $V_{sd}=1000 \times 0.69 \times 0.272=187.6$ kN/m

Χαρακτηριστική διατμητική αντοχή $f_{vk}=0.70 \times (f_{vko}+0.4 \times \sigma_{sd})$ (Ευρωκ-6 3.6.3, Ευρωκ-6 3.6.3(8))

$f_{vk}=0.70 \times (0.610+0.4 \times 0.833)=0.660$ N/mm², $\max f_{vk}=1.000$ N/mm², και $f_{vk}=0.660$ N/mm²

Τιμή σχεδιασμού αντοχής έναντι τέμνουσας $V_{rd}=f_{vk}.t./\gamma_M$ (Ευρωκ-6 4.5.3)

$V_{rd}=1000 \times 0.660 \times 0.69/2.20=207.1$ kN/m

$V_{sd}=187.6 < 207.1=V_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος τέμνουσας σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Σενάζ οπλισμένου σκυροδέματος (Εθν. Κείμ. εφαρμογής Ευρωκ-6, 5.2)

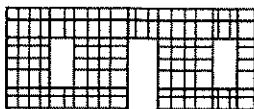
Στο πάνω μέρος του τοίχου και στο ύψος των υπέρθυρων τυχόν παρουσιαζόμενες μικρές εφελκυστικές τάσεις παραλαμβάνονται από σενάζ οπλισμένου σκυροδέματος 69x20 [πλάτος x ύψος cm]

με ελάχιστο οπλισμό 4Φ16 (και συνδετήρες Φ8/20) που ικανοποιεί τα ελάχιστα όρια του κανονισμού.

Ισόγειο

T44

Διαστάσεις μήκος=11.45m, ύψος= 4.40m, πάχος=0.69m



Λιθοδομή 0.55

Κατηγορία κατασκευής Β (Ευρωκ-6, Παράρτημα Η)

Κατηγορία ελέγχου παραγωγής λιθοσσωμάτων Ι (Ευρωκ-6, 3.1.1)

Θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας $f_k=9.01$ N/mm²

Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού $\gamma_M=2.20$ (Ευρωκ-6, Πίνακ.2.3)

Μήκος λυγισμού $hef=r_{xh}=0.75 \times 4.40=3.30$ m (Ευρωκ-6, 4.4.4.3)

Λυγηρότητα $hef/tef=3.30/0.69=4.78 < 27$ εντάξει (Ευρωκ-6, 4.4.6)

Απαιτήσεις Εθνικού κειμένου εφαρμογής Ευρωκώδικα

Διαζωματική τοιχοποιία

Πάχος τοίχου $=0.690 \geq 0.240$ m (εντάξει)

Λυγηρότητα $\lambda=4.78 \leq 15$ (εντάξει)

Υψος/μήκος τοίχου $h/L=4.40/11.45=0.38 \leq 3.0$ (εντάξει)

Ελεγχος σε κατακόρυφο φορτίο φόρτιση 1.35xg+1.50xq (Ευρωκ-6, 4.4.2)**Ελεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου**

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_i = (1.35x \quad 0.0 + 1.50x \quad 0.0) / 11.45 = 0.00 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{sdo} = 0.001x \quad 0.00 / 0.69 = 0.000 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου ή στέγης στην κορυφή $M_i / N_i = 0$

Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00000 \text{ m}$

Τυχνηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef} / 450 = 3.30 / 450 = 0.00733 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στην κορυφή (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i / N_i + e_{hi} + e_s = 0.00000 + 0.00000 + 0.00733 = 0.00733 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05x0.69 = 0.03450 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i = 1 - 2e_i / t = 1 - 2x0.03450 / 0.69 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \Phi_{im} \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000x0.90x0.69x \quad 9.01 / 2.20 = 2543.3 \text{ kN/m}$

$N_{sd} = 0.0 < 2543.3 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Ελεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο και βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_m = (0.00 + 0.40x1.35x \quad 731.4 / 11.45) = 34.49 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{sdo} = 0.001x \quad 34.49 / 0.69 = 0.050 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου στο μεσαίο πέμπτο $M_m / N_m = 0.20x0.00000x \quad 0.0 / 34.5 = 0.00000 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00000 \text{ m}$

Τυχνηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef} / 450 = 3.30 / 450 = 0.00733 \text{ m}$

Εκκεντρότητα οφειλόμενη στα φορτία $e_m = (M_m / N_m) + e_{hm} + e_s = 0.00000 + 0.00000 + 0.00733 = 0.00733 \text{ m}$

Η λυγηρότητα είναι ≤ 15 άρα (Ευρωκ-6 4.4.3.2) εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_m = e_m + e_k = 0.00733 + 0.00000 = 0.00733 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_m = 0.05t = 0.05x0.69 = 0.03450 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_m = 1 - 2e_m / t = 1 - 2x0.034 / 0.69 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_i = (1.35x \quad 731.4 + 1.50x \quad 0.0) / 11.45 = 86.23 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{sdo} = 0.001x \quad 86.23 / 0.69 = 0.125 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_i / N_i = 0.00000x \quad 0.0 / 86.2 = 0.00000 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00000 \text{ m}$

Τυχνηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef} / 450 = 3.30 / 450 = 0.00733 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στην βάση (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i / N_i + e_{hi} + e_s = 0.00000 + 0.00000 + 0.00733 = 0.00733 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05x0.69 = 0.03450 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στην βάση (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i = 1 - 2e_i / t = 1 - 2x0.03450 / 0.69 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \Phi_{im} \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000x0.90x0.69x \quad 9.01 / 2.20 = 2543.3 \text{ kN/m}$

Μέγιστη κατακόρυφη θλιπτική τάση από αποτελέσματα πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma_n = -0.173 \text{ N/mm}^2$

(Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περιοχές τάσεων εκτός των περιοχών συγκέντρωσης τάσεων στις στηρίξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)

Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{sd} = 1000x0.69x \quad 0.173 = 119.7 \text{ kN/m}$

$N_{sd} = 119.7 < 2543.3 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Ελεγχος σε κατακόρυφο φορτίο φόρτιση 1.00xg+0.30xq+Σεισμός (Ευρωκ-6, 4.4.2)**Ελεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου**

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_i = (1.00x \quad 0.0 + 0.30x \quad 0.0) / 11.45 = 0.00 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{sdo} = 0.001x \quad 0.00 / 0.69 = 0.000 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου ή στέγης στην κορυφή $M_i / N_i = 0$

Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00026 \text{ m}$

Τυχνηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef} / 450 = 3.30 / 450 = 0.00733 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στην κορυφή (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i / N_i + e_{hi} + e_s = 0.00000 + 0.00026 + 0.00733 = 0.00759 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05x0.69 = 0.03450 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i = 1 - 2e_i / t = 1 - 2x0.03450 / 0.69 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \Phi_{im} \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000x0.90x0.69x \quad 9.01 / 2.20 = 2543.3 \text{ kN/m}$

$N_{sd} = 0.0 < 2543.3 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Ελεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο και βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_m = (0.00 + 0.40x1.00x \quad 731.4 / 11.45) = 25.55 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{sdo} = 0.001x \quad 25.55 / 0.69 = 0.037 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου στο μεσαίο πέμπτο $M_m / N_m = 0.20x0.00000x \quad 0.0 / 25.6 = 0.00000 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00013 \text{ m}$

Τυχνηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef} / 450 = 3.30 / 450 = 0.00733 \text{ m}$

Εκκεντρότητα οφειλόμενη στα φορτία $e_m = (M_m / N_m) + e_{hm} + e_s = 0.00000 + 0.00013 + 0.00733 = 0.00746 \text{ m}$

Η λυγηρότητα είναι ≤ 15 άρα (Ευρωκ-6 4.4.3.2) εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_m = e_m + e_k = 0.00746 + 0.00000 = 0.00746 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_m = 0.05t = 0.05x0.69 = 0.03450 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_m = 1 - 2e_m / t = 1 - 2x0.034 / 0.69 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_i = (1.00 \times 731.4 + 0.30 \times 0.0) / 11.45 = 63.88 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 63.88 / 0.69 = 0.093 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_i/N_i = 0.00000 \times 0.0 / 63.9 = 0.00000 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00026 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef}/450 = 3.30/450 = 0.00733 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στην βάση (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i/N_i + e_{hi} + e_s = 0.00000 + 0.00026 + 0.00733 = 0.00759 \text{ m}$
 Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05 \times 0.69 = 0.03450 \text{ m}$
 Μειωτικός συντελεστής στην βάση (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i = 1 - 2e_i/t = 1 - 2 \times 0.03450 / 0.69 = 0.90$
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \Phi_i m.t.f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.69 \times 9.01 / 2.20 = 2543.3 \text{ kN/m}$
 Μέγιστη κατακόρυφη θλιπτική τάση από αποτελέσματα πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma = -0.492 \text{ N/mm}^2$
 (Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περιοχές τάσεων εκτός των περιοχών συγκέντρωσης τάσεων στις στηρίξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)
 Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{sd} = 1000 \times 0.69 \times 0.492 = 339.5 \text{ kN/m}$
 $N_{sd} = 339.5 < 2543.3 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Έλεγχος σε διάτμηση φόρτιση $1.00xg+0.30xq+\Sigma \text{εισμός}$ (Ευρωκ-6.4.5.3)

Μέγιστη τάση διάτμησης από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\tau_{\max} = 0.299 \text{ N/mm}^2$
 (Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περιοχές τάσεων εκτός των περιοχών συγκέντρωσης τάσεων στις στηρίξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)
 Μέγιστη τιμή σχεδιασμού τέμνουσας ανά μονάδα μήκους $V_{sd} = 1000 \times 0.69 \times 0.299 = 206.1 \text{ kN/m}$
 Χαρακτηριστική διατμητική αντοχή $f_{vk} = 0.70 \times (f_{vko} + 0.4 \times \sigma_d)$ (Ευρωκ-6 3.6.3, Ευρωκ-6 3.6.3(8))
 $f_{vk} = 0.70 \times (0.610 + 0.4 \times 0.492) = 0.565 \text{ N/mm}^2$, $\max f_{vk} = 1.000 \text{ N/mm}^2$, και $f_{vk} = 0.610 \text{ N/mm}^2$
 Τιμή σχεδιασμού αντοχής έναντι τέμνουσας $V_{rd} = f_{vk} \cdot t \cdot \gamma_M$ (Ευρωκ-6 4.5.3)
 $V_{rd} = 1000 \times 0.610 \times 0.69 / 2.20 = 191.3 \text{ kN/m}$
 $V_{sd} = 206.1 > 191.3 = V_{rd}$ Δεν ικανοποιείται ο έλεγχος τέμνουσας σε οριακή κατάσταση αστοχίας

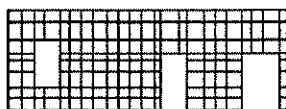
Σενάζ οπλισμένου σκυροδέματος (Εθν. Κείμ. εφαρμογής Ευρωκ-6, 5.2)

Στο πάνω μέρος του τοίχου και στο ύψος των υπέρθυρων τυχόν παρουσιάζόμενες μικρές εφελκυστικές τάσεις παραλαμβάνονται από σενάζ οπλισμένου σκυροδέματος 69×20 [πλάτος x ύψος cm]
 με ελάχιστο οπλισμό $4\Phi 16$ (και συνδετήρες $\Phi 8/20$) που ικανοποιεί τα ελάχιστα όρια του κανονισμού.

Ισόγειο

T45

Διαστάσεις μήκος=12.70m, ύψος= 4.40m, πάχος=0.69m



Λιθοδομή 0.55

Κατηγορία κατασκευής B (Ευρωκ-6, Παράρτημα Η)

Κατηγορία ελέγχου παραγωγής λιθοσωμάτων I (Ευρωκ-6, 3.1.1)

Θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας $f_k = 9.01 \text{ N/mm}^2$

Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού $\gamma_M = 2.20$ (Ευρωκ-6, Πίνακ.2.3)

Μήκος λυγισμού $h_{ef} = p \times h = 0.75 \times 4.40 = 3.30 \text{ m}$ (Ευρωκ-6, 4.4.4.3)

Λυγηρότητα $h_{ef}/t_{ef} = 3.30/0.69 = 4.78 < 27$ εντάξει (Ευρωκ-6, 4.4.6)

Απαιτήσεις Εθνικού κειμένου εφαρμογής Ευρωκώδικα

Διαζωματική τοιχοποιία

Πάχος τοίχου $= 0.690 \geq 0.240 \text{ m}$ (εντάξει)

Λυγηρότητα $\lambda = 4.78 \leq 15$ (εντάξει)

Υψος/μήκος τοίχου $h/L = 4.40/12.70 = 0.35 \leq 3.0$ (εντάξει)

Έλεγχος σε κατακόρυφο φορτίο φόρτιση $1.35xg+1.50xq$ (Ευρωκ-6, 4.4.2)

Έλεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_i = (1.35 \times 50.8 + 1.50 \times 0.0) / 12.70 = 5.40 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 5.40 / 0.69 = 0.008 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου ή στέγης στην κορυφή $M_i/N_i = 0$

Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00000 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef}/450 = 3.30/450 = 0.00733 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στην κορυφή (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i/N_i + e_{hi} + e_s = 0.00000 + 0.00000 + 0.00733 = 0.00733 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05 \times 0.69 = 0.03450 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i = 1 - 2e_i/t = 1 - 2 \times 0.03450 / 0.69 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \Phi_i m.t.f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.69 \times 9.01 / 2.20 = 2543.3 \text{ kN/m}$

$N_{sd} = 5.4 < 2543.3 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

ΕΛΕΓΧΟΣ ΑΝΤΟΧΗΣ ΣΤΟ ΜΕΣΑΙΟ ΠΕΡΜΠΤΟ ΚΑΙ ΒΑΣΗ ΤΟΥ ΤΟΙΧΟΥ

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_m = (5.40 + 0.40 \times 1.35 \times 822.2 / 12.70) = 40.36 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 40.36 / 0.69 = 0.058 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου στο μεσαίο πέμπτο $M_m / N_m = 0.20 \times 0.00000 \times 5.4 / 40.4 = 0.00000 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00000 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef} / 450 = 3.30 / 450 = 0.00733 \text{ m}$

Εκκεντρότητα οφειλόμενη στα φορτία $e_m = (M_m / N_m) + e_{hm} + e_s = 0.00000 + 0.00000 + 0.00733 = 0.00733 \text{ m}$

Η λυγηρότητα είναι ≤ 15 άρα (Ευρωκ-6 4.4.3.2) εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_m = e_m + e_k = 0.00733 + 0.00000 = 0.00733 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_m = 0.05t = 0.05 \times 0.69 = 0.03450 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_m = 1 - 2e_m / t = 1 - 2 \times 0.034 / 0.69 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_i = (1.35 \times 873.0 + 1.50 \times 0.0) / 12.70 = 92.80 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 92.80 / 0.69 = 0.134 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_i / N_i = 0.00000 \times 5.4 / 92.8 = 0.00000 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00000 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef} / 450 = 3.30 / 450 = 0.00733 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στην βάση (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i / N_i + e_{hi} + e_s = 0.00000 + 0.00000 + 0.00733 = 0.00733 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05 \times 0.69 = 0.03450 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στην βάση (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i = 1 - 2e_i / t = 1 - 2 \times 0.03450 / 0.69 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \Phi_{im} \cdot t \cdot f_k / \gamma_m = 1000 \times 0.90 \times 0.69 \times 9.01 / 2.20 = 2543.3 \text{ kN/m}$

Μέγιστη κατακόρυφη θλιπτική τάση από αποτελέσματα πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma = -0.300 \text{ N/mm}^2$

(Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περιοχές τάσεων εκτός των περιοχών συγκέντρωσης τάσεων στις στηρίξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)

Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{sd} = 1000 \times 0.69 \times 0.300 = 206.9 \text{ kN/m}$

$N_{sd} = 206.9 < 2543.3 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟ ΦΟΡΤΙΟ ΦΟΡΤΙΣΗ 1.00xg+0.30xq+ΣΕΙΣΜΟΣ (Ευρωκ-6, 4.4.2)ΕΛΕΓΧΟΣ ΑΝΤΟΧΗΣ ΣΤΗΝ ΚΟΡΥΦΗ ΤΟΥ ΤΟΙΧΟΥ

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_i = (1.00 \times 50.8 + 0.30 \times 0.0) / 12.70 = 4.00 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 4.00 / 0.69 = 0.006 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου ή στέγης στην κορυφή $M_i / N_i = 0$

Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00026 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef} / 450 = 3.30 / 450 = 0.00733 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στην κορυφή (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i / N_i + e_{hi} + e_s = 0.00000 + 0.00026 + 0.00733 = 0.00759 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05 \times 0.69 = 0.03450 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i = 1 - 2e_i / t = 1 - 2 \times 0.03450 / 0.69 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \Phi_{im} \cdot t \cdot f_k / \gamma_m = 1000 \times 0.90 \times 0.69 \times 9.01 / 2.20 = 2543.3 \text{ kN/m}$

$N_{sd} = 4.0 < 2543.3 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

ΕΛΕΓΧΟΣ ΑΝΤΟΧΗΣ ΣΤΟ ΜΕΣΑΙΟ ΠΕΡΜΠΤΟ ΚΑΙ ΒΑΣΗ ΤΟΥ ΤΟΙΧΟΥ

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_m = (4.00 + 0.40 \times 1.00 \times 822.2 / 12.70) = 29.90 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 29.90 / 0.69 = 0.043 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου στο μεσαίο πέμπτο $M_m / N_m = 0.20 \times 0.00000 \times 4.0 / 29.9 = 0.00000 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00013 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef} / 450 = 3.30 / 450 = 0.00733 \text{ m}$

Εκκεντρότητα οφειλόμενη στα φορτία $e_m = (M_m / N_m) + e_{hm} + e_s = 0.00000 + 0.00013 + 0.00733 = 0.00746 \text{ m}$

Η λυγηρότητα είναι ≤ 15 άρα (Ευρωκ-6 4.4.3.2) εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_m = e_m + e_k = 0.00746 + 0.00000 = 0.00746 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_m = 0.05t = 0.05 \times 0.69 = 0.03450 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_m = 1 - 2e_m / t = 1 - 2 \times 0.034 / 0.69 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_i = (1.00 \times 873.0 + 0.30 \times 0.0) / 12.70 = 68.74 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 68.74 / 0.69 = 0.100 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_i / N_i = 0.00000 \times 4.0 / 68.7 = 0.00000 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00026 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef} / 450 = 3.30 / 450 = 0.00733 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στην βάση (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i / N_i + e_{hi} + e_s = 0.00000 + 0.00026 + 0.00733 = 0.00759 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05 \times 0.69 = 0.03450 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στην βάση (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i = 1 - 2e_i / t = 1 - 2 \times 0.03450 / 0.69 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \Phi_{im} \cdot t \cdot f_k / \gamma_m = 1000 \times 0.90 \times 0.69 \times 9.01 / 2.20 = 2543.3 \text{ kN/m}$

Μέγιστη κατακόρυφη θλιπτική τάση από αποτελέσματα πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma = -0.896 \text{ N/mm}^2$

(Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περιοχές τάσεων εκτός των περιοχών συγκέντρωσης τάσεων στις στηρίξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)

Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{sd} = 1000 \times 0.69 \times 0.896 = 618.0 \text{ kN/m}$

$N_{sd} = 618.0 < 2543.3 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Έλεγχος σε διάτμηση φόρτιση $1.00xg+0.30xq$ +Σεισμός (Ευρωκ-6.4.5.3)

Μέγιστη τάση διάτμησης από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\tau_{max} = 0.291 \text{ N/mm}^2$

(Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περιοχές τάσεων εκτός των περιοχών συγκέντρωσης τάσεων στις στηρίξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)

Μέγιστη τιμή σχεδιασμού τέμνουσας ανά μονάδα μήκους $V_{sd} = 1000 \times 0.69 \times 0.291 = 201.1 \text{ kN/m}$

Χαρακτηριστική διατμητική αντοχή $f_{vk} = 0.70 \times (f_{vko} + 0.4 \times \sigma_d)$ (Ευρωκ-6 3.6.3, Ευρωκ-6 3.6.3(8))

$f_{vk} = 0.70 \times (0.610 + 0.4 \times 0.896) = 0.678 \text{ N/mm}^2$, $\max f_{vk} = 1.000 \text{ N/mm}^2$, και $f_{vk} = 0.678 \text{ N/mm}^2$

Τιμή σχεδιασμού αντοχής έναντι τέμνουσας $V_{rd} = f_{vk} \cdot t / \gamma_M$ (Ευρωκ-6 4.5.3)

$V_{rd} = 1000 \times 0.678 \times 0.69 / 2.20 = 212.6 \text{ kN/m}$

$V_{sd} = 201.1 < 212.6 = V_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος τέμνουσας σε οριακή κατάσταση αστοχίας

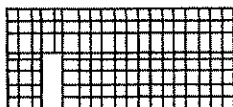
Ενάντι οπλισμένου σκυροδέματος (Εθν. Κείρ. εφαρμογής Ευρωκ-6, 5.2)

Στο πάνω μέρος του τοίχου και στο ύψος των υπέρθυρων τυχόν παρουσιαζόμενες μικρές εφελκυστικές τάσεις παραλαμβάνονται από σενάζ οπλισμένου σκυροδέματος 69×20 [πλάτος \times ύψος cm]

με ελάχιστο οπλισμό $4\Phi 16$ (και συνδετήρες $\Phi 8/20$) που ικανοποιεί τα ελάχιστα όρια του κανονισμού.

Ισόγειο**T46**

Διαστάσεις μήκος=10.50m, ύψος= 4.40m, πάχος=0.59m



Λιθοδομή 0.45

Κατηγορία κατασκευής Β (Ευρωκ-6, Παράρτημα Η)

Κατηγορία ελέγχου παραγωγής λιθοσωμάτων Ι (Ευρωκ-6, 3.1.1)

Θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας $f_k = 9.77 \text{ N/mm}^2$

Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού $\gamma_M = 2.20$ (Ευρωκ-6, Πίνακ.2.3)

Μήκος λυγισμού $hef = r_x h = 0.75 \times 4.40 = 3.30 \text{ m}$ (Ευρωκ-6, 4.4.4.3)

Λυγηρότητα $hef/t_{ef} = 3.30/0.59 = 5.59 < 27$ εντάξει (Ευρωκ-6, 4.4.6)

Απαιτήσεις Εθνικού κειμένου εφαρμογής Ευρωκώδικα

Διαζωματική τοιχοποιία

Πάχος τοίχου $= 0.590 \geq 0.240 \text{ m}$ (εντάξει)

Λυγηρότητα $\lambda = 5.59 \leq 15$ (εντάξει)

Υψος/μήκος τοίχου $h/L = 4.40/10.50 = 0.42 \leq 3.0$ (εντάξει)

Έλεγχος σε κατακόρυφο φορτίο φόρτιση $1.35xg+1.50xq$ (Ευρωκ-6, 4.4.2)**Έλεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου**

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_i = (1.35 \times 0.0 + 1.50 \times 0.0) / 10.50 = 0.00 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 0.00 / 0.59 = 0.000 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου ή στέγης στην κορυφή $M_i/N_i = 0$

Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00000 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = hef/450 = 3.30/450 = 0.00733 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στην κορυφή (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i/N_i + e_{hi} + e_s = 0.00000 + 0.00000 + 0.00733 = 0.00733 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05 \times 0.59 = 0.02950 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i = 1 - 2e_i/t = 1 - 2 \times 0.02950/0.59 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \Phi_i \cdot m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.59 \times 9.77 / 2.20 = 2358.1 \text{ kN/m}$

$N_{sd} = 0.0 < 2358.1 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Έλεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο και βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_m = (0.00 + 0.40 \times 1.35 \times 664.2 / 10.50) = 34.16 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 34.16 / 0.59 = 0.058 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου στο μεσαίο πέμπτο $M_m/N_m = 0.20 \times 0.00000 \times 0.0 / 34.2 = 0.00000 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00000 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = hef/450 = 3.30/450 = 0.00733 \text{ m}$

Εκκεντρότητα οφειλόμενη στα φορτία $e_m = (M_m/N_m) + e_{hm} + e_s = 0.00000 + 0.00000 + 0.00733 = 0.00733 \text{ m}$

Η λυγηρότητα είναι ≤ 15 άρα (Ευρωκ-6 4.4.3.2) εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_m = e_m + e_k = 0.00733 + 0.00000 = 0.00733 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_m = 0.05t = 0.05 \times 0.59 = 0.02950 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_m = 1 - 2e_m/t = 1 - 2 \times 0.029/0.59 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $Ni = (1.35 \times 664.2 + 1.50 \times 0.0) / 10.50 = 85.40 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 85.40 / 0.59 = 0.145 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $Mi/Ni = 0.00000 \times 0.0 / 85.4 = 0.00000 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00000 \text{ m}$
 Τυχνηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef} / 450 = 3.30 / 450 = 0.00733 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στην βάση (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = Mi/Ni + e_{hi} + e_s = 0.00000 + 0.00000 + 0.00733 = 0.00733 \text{ m}$
 Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05 \times 0.59 = 0.02950 \text{ m}$
 Μειωτικός συντελεστής στην βάση (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i = 1 - 2e_i/t = 1 - 2 \times 0.02950 / 0.59 = 0.90$
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \Phi_{im} \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.59 \times 9.77 / 2.20 = 2358.1 \text{ kN/m}$
 Μέγιστη κατακόρυφη θλιπτική τάση από αποτελέσματα πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma_n = -0.188 \text{ N/mm}^2$
 (Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περιοχές τάσεων εκτός των περιοχών συγκέντρωσης τάσεων στις στηρίξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)
 Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{sd} = 1000 \times 0.59 \times 0.188 = 111.2 \text{ kN/m}$
 $N_{sd} = 111.2 < 2358.1 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Έλεγχος σε κατακόρυφο φορτίο φόρτιση 1.00xg+0.30xq+Σεισμός (Ευρωκ-6, 4.4.2)

Έλεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $Ni = (1.00 \times 0.0 + 0.30 \times 0.0) / 10.50 = 0.00 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 0.00 / 0.59 = 0.000 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου ή στέγης στην κορυφή $Mi/Ni = 0$
 Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00026 \text{ m}$
 Τυχνηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef} / 450 = 3.30 / 450 = 0.00733 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στην κορυφή (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = Mi/Ni + e_{hi} + e_s = 0.00000 + 0.00026 + 0.00733 = 0.00759 \text{ m}$
 Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05 \times 0.59 = 0.02950 \text{ m}$
 Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i = 1 - 2e_i/t = 1 - 2 \times 0.02950 / 0.59 = 0.90$
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \Phi_{im} \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.59 \times 9.77 / 2.20 = 2358.1 \text{ kN/m}$
 $N_{sd} = 0.0 < 2358.1 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Έλεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο και βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_m = (0.00 + 0.40 \times 1.00 \times 664.2 / 10.50) = 25.30 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 25.30 / 0.59 = 0.043 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου στο μεσαίο πέμπτο $M_m/N_m = 0.20 \times 0.00000 \times 0.0 / 25.3 = 0.00000 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00013 \text{ m}$
 Τυχνηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef} / 450 = 3.30 / 450 = 0.00733 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα οφειλόμενη στα φορτία $e_m = (M_m/N_m) + e_{hm} + e_s = 0.00000 + 0.00013 + 0.00733 = 0.00746 \text{ m}$
 Η λυγηρότητα είναι ≤ 15 άρα (Ευρωκ-6 4.4.3.2) εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_m = e_m + e_k = 0.00746 + 0.00000 = 0.00746 \text{ m}$
 Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_m = 0.05t = 0.05 \times 0.59 = 0.02950 \text{ m}$
 Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_m = 1 - 2e_m/t = 1 - 2 \times 0.029 / 0.59 = 0.90$
 Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $Ni = (1.00 \times 664.2 + 0.30 \times 0.0) / 10.50 = 63.26 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 63.26 / 0.59 = 0.107 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $Mi/Ni = 0.00000 \times 0.0 / 63.3 = 0.00000 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00026 \text{ m}$
 Τυχνηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef} / 450 = 3.30 / 450 = 0.00733 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στην βάση (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = Mi/Ni + e_{hi} + e_s = 0.00000 + 0.00026 + 0.00733 = 0.00759 \text{ m}$
 Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05 \times 0.59 = 0.02950 \text{ m}$
 Μειωτικός συντελεστής στην βάση (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i = 1 - 2e_i/t = 1 - 2 \times 0.02950 / 0.59 = 0.90$
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \Phi_{im} \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.59 \times 9.77 / 2.20 = 2358.1 \text{ kN/m}$
 Μέγιστη κατακόρυφη θλιπτική τάση από αποτελέσματα πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma_n = -0.894 \text{ N/mm}^2$
 (Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περιοχές τάσεων εκτός των περιοχών συγκέντρωσης τάσεων στις στηρίξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)
 Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{sd} = 1000 \times 0.59 \times 0.894 = 527.5 \text{ kN/m}$
 $N_{sd} = 527.5 < 2358.1 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Έλεγχος σε διάτμηση φόρτιση 1.00xg+0.30xq+Σεισμός (Ευρωκ-6.4.5.3)

Μέγιστη τάση διάτμησης από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\tau_{max} = 0.301 \text{ N/mm}^2$
 (Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περιοχές τάσεων εκτός των περιοχών συγκέντρωσης τάσεων στις στηρίξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)
 Μέγιστη τιμή σχεδιασμού τέμνουσας ανά μονάδα μήκους $V_{sd} = 1000 \times 0.59 \times 0.301 = 177.5 \text{ kN/m}$
 Χαρακτηριστική διατμητική αντοχή $f_{vk} = 0.70 \times (f_{vko} + 0.4 \times \sigma_{sd})$ (Ευρωκ-6 3.6.3, Ευρωκ-6 3.6.3(8))
 $f_{vk} = 0.70 \times (0.680 + 0.4 \times 0.894) = 0.726 \text{ N/mm}^2$, $\max f_{vk} = 1.000 \text{ N/mm}^2$, και $f_{vk} = 0.726 \text{ N/mm}^2$
 Τιμή σχεδιασμού αντοχής έναντι τέμνουσας $V_{rd} = f_{vk} \cdot t \cdot \gamma_M$ (Ευρωκ-6 4.5.3)
 $V_{rd} = 1000 \times 0.726 \times 0.59 / 2.20 = 194.8 \text{ kN/m}$
 $V_{sd} = 177.5 < 194.8 = V_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος τέμνουσας σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Έλεγχος σε κατακόρυφο φορτίο θόρτιση 1.00xg+0.30xq+Σεισμός (Ευρωκ-6, 4.4.2)**Έλεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου**

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_i = (1.00x \quad 0.0 + 0.30x \quad 0.0) / 9.70 = 0.00 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{sdo} = 0.001x \quad 0.00 / 0.59 = 0.000 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου ή στέγης στην κορυφή $M_i/N_i = 0$

Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00026 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef}/450 = 3.30/450 = 0.00733 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στην κορυφή (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i/N_i + e_{hi} + e_s = 0.00000 + 0.00026 + 0.00733 = 0.00759 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05x0.59 = 0.02950 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i = 1 - 2e_i/t = 1 - 2x0.02950/0.59 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \Phi_{im}.t.f_k/\gamma_M = 1000x0.90x0.59x \quad 9.77/2.20 = 2358.1 \text{ kN/m}$

$N_{sd} = 0.0 < 2358.1 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Έλεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο και βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_m = (0.00 + 0.40x1.00x \quad 610.7 / 9.70) = 25.18 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{sdo} = 0.001x \quad 25.18 / 0.59 = 0.043 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου στο μεσαίο πέμπτο $M_m/N_m = 0.20x0.00000x \quad 0.0 / 25.2 = 0.00000 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00013 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef}/450 = 3.30/450 = 0.00733 \text{ m}$

Εκκεντρότητα οφειλόμενη στα φορτία $e_m = (M_m/N_m) + e_{hm} + e_s = 0.00000 + 0.00013 + 0.00733 = 0.00746 \text{ m}$

Η λυγηρότητα είναι ≤ 15 άρα (Ευρωκ-6 4.4.3.2) εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_m = e_m + e_k = 0.00746 + 0.00000 = 0.00746 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_m = 0.05t = 0.05x0.59 = 0.02950 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_m = 1 - 2e_m/t = 1 - 2x0.029/0.59 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_i = (1.00x \quad 610.7 + 0.30x \quad 0.0) / 9.70 = 62.96 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{sdo} = 0.001x \quad 62.96 / 0.59 = 0.107 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_i/N_i = 0.00000x \quad 0.0 / 63.0 = 0.00000 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00026 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef}/450 = 3.30/450 = 0.00733 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στην βάση (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i/N_i + e_{hi} + e_s = 0.00000 + 0.00026 + 0.00733 = 0.00759 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05x0.59 = 0.02950 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στην βάση (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i = 1 - 2e_i/t = 1 - 2x0.02950/0.59 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \Phi_{im}.t.f_k/\gamma_M = 1000x0.90x0.59x \quad 9.77/2.20 = 2358.1 \text{ kN/m}$

Μέγιστη κατακόρυφη θλιπτική τάση από αποτελέσματα πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma_{cp} = -0.930 \text{ N/mm}^2$

(Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περιοχές τάσεων εκτός των περιοχών συγκέντρωσης τάσεων στις στηρίξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)

Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{sd} = 1000x0.59x \quad 0.930 = 548.9 \text{ kN/m}$

$N_{sd} = 548.9 < 2358.1 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Έλεγχος σε διάτμηση θόρτιση 1.00xg+0.30xq+Σεισμός (Ευρωκ-6.4.5.3)

Μέγιστη τάση διάτμησης από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\tau_{max} = 0.346 \text{ N/mm}^2$

(Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περιοχές τάσεων εκτός των περιοχών συγκέντρωσης τάσεων στις στηρίξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)

Μέγιστη τιμή σχεδιασμού τέμνουσας ανά μονάδα μήκους $V_{sd} = 1000x0.59x \quad 0.346 = 204.2 \text{ kN/m}$

Χαρακτηριστική διατμητική αντοχή $f_{vk} = 0.70x(f_{vko} + 0.4x\sigma_{sd})$ (Ευρωκ-6 3.6.3, Ευρωκ-6 3.6.3(8))

$f_{vk} = 0.70x(0.680 + 0.4x0.930) = 0.737 \text{ N/mm}^2$, $\max f_{vk} = 1.000 \text{ N/mm}^2$, και $f_{vk} = 0.737 \text{ N/mm}^2$

Τιμή σχεδιασμού αντοχής έναντι τέμνουσας $V_{rd} = f_{vk}.t./\gamma_M$ (Ευρωκ-6 4.5.3)

$V_{rd} = 1000x0.737x0.59/2.20 = 197.5 \text{ kN/m}$

$V_{sd} = 204.2 > 197.5 = V_{rd}$ Δεν ικανοποιείται ο έλεγχος τέμνουσας σε οριακή κατάσταση αστοχίας

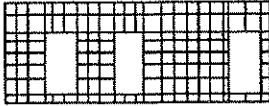
Σενάζ οπλισμένου σκυροδέματος (Εθν. Κείμ. εφαρμογής Ευρωκ-6, 5.2)

Στο πάνω μέρος του τοίχου και στο ύψος των υπέρθυρων τυχόν παρουσιαζόμενες μικρές εφελκυστικές τάσεις παραλαμβάνονται από σενάζ οπλισμένου σκυροδέματος 59x20 [πλάτος x ύψος cm]

με ελάχιστο οπλισμό 4Φ14 (και συνδετήρες Φ8/20) που ικανοποιεί τα ελάχιστα όρια του κανονισμού.

Ισόγειο**T49**

Διαστάσεις μήκος=12.22m, ύψος= 4.40m, πάχος=0.69m



Λιθοδομή 0.55

Κατηγορία κατασκευής Β (Ευρωκ-6, Παράρτημα Η)

Κατηγορία ελέγχου παραγωγής λιθοσσωμάτων Ι (Ευρωκ-6, 3.1.1)

Θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας $f_k = 9.01 \text{ N/mm}^2$ Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού $\gamma_M = 2.20$ (Ευρωκ-6, Πιν. 2.3)Μήκος λυγισμού $hef = r_{ch} = 0.75 \times 4.40 = 3.30 \text{ m}$ (Ευρωκ-6, 4.4.4.3)Λυγηρότητα $hef/t_{ef} = 3.30/0.69 = 4.78 < 27$ εντάξει (Ευρωκ-6, 4.4.6)**Απαιτήσεις Εθνικού κειμένου εφαρμογής Ευρωκώδικα**

Διαζωματική τοιχοποιία

Πάχος τοίχου $= 0.690 \geq 0.240 \text{ m}$ (εντάξει)Λυγηρότητα $\lambda = 4.78 \leq 15$ (εντάξει)Υψος/μήκος τοίχου $h/L = 4.40/12.22 = 0.36 \leq 3.0$ (εντάξει)**Ελεγχος σε κατακόρυφο φορτίο φόρτιση 1.35xg+1.50xq (Ευρωκ-6, 4.4.2)****Ελεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου**Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_i = (1.35 \times 85.5 + 1.50 \times 0.0)/12.22 = 9.45 \text{ kN/m}$ Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 9.45 / 0.69 = 0.014 \text{ N/mm}^2$ Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου ή στέγης στην κορυφή $M_i/N_i = 0$ Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00000 \text{ m}$ Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = hef/450 = 3.30/450 = 0.00733 \text{ m}$ Εκκεντρότητα στην κορυφή (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i/N_i + e_{hi} + e_s = 0.00000 + 0.00000 + 0.00733 = 0.00733 \text{ m}$ Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05 \times 0.69 = 0.03450 \text{ m}$ Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i = 1 - 2e_i/t = 1 - 2 \times 0.03450/0.69 = 0.90$ Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \Phi_i \cdot m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.69 \times 9.01 / 2.20 = 2543.3 \text{ kN/m}$ $N_{sd} = 9.4 < 2543.3 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας**Ελεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο και βάση του τοίχου**Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_m = (9.45 + 0.40 \times 1.35 \times 748.9/12.22) = 42.54 \text{ kN/m}$ Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 42.54 / 0.69 = 0.062 \text{ N/mm}^2$ Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου στο μεσαίο πέμπτο $M_m/N_m = 0.20 \times 0.00000 \times 9.4 / 42.5 = 0.00000 \text{ m}$ Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00000 \text{ m}$ Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = hef/450 = 3.30/450 = 0.00733 \text{ m}$ Εκκεντρότητα οφειλόμενη στα φορτία $e_m = (M_m/N_m) + e_{hm} + e_s = 0.00000 + 0.00000 + 0.00733 = 0.00733 \text{ m}$ Η λυγηρότητα είναι ≤ 15 άρα (Ευρωκ-6 4.4.3.2) εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$ Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_m = e_m + e_k = 0.00733 + 0.00000 = 0.00733 \text{ m}$ Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_m = 0.05t = 0.05 \times 0.69 = 0.03450 \text{ m}$ Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_m = 1 - 2e_m/t = 1 - 2 \times 0.03450/0.69 = 0.90$ Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_i = (1.35 \times 834.4 + 1.50 \times 0.0)/12.22 = 92.18 \text{ kN/m}$ Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 92.18 / 0.69 = 0.134 \text{ N/mm}^2$ Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_i/N_i = 0.00000 \times 9.4 / 92.2 = 0.00000 \text{ m}$ Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00000 \text{ m}$ Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = hef/450 = 3.30/450 = 0.00733 \text{ m}$ Εκκεντρότητα στην βάση (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i/N_i + e_{hi} + e_s = 0.00000 + 0.00000 + 0.00733 = 0.00733 \text{ m}$ Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05 \times 0.69 = 0.03450 \text{ m}$ Μειωτικός συντελεστής στην βάση (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i = 1 - 2e_i/t = 1 - 2 \times 0.03450/0.69 = 0.90$ Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \Phi_i \cdot m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.69 \times 9.01 / 2.20 = 2543.3 \text{ kN/m}$ Μέγιστη κατακόρυφη θλιπτική τάση από αποτελέσματα πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma = -0.222 \text{ N/mm}^2$

(Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περιοχές

τάσεων εκτός των περιοχών συγκέντρωσης τάσεων στις στηρίξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)

Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{sd} = 1000 \times 0.69 \times 0.222 = 153.5 \text{ kN/m}$ $N_{sd} = 153.5 < 2543.3 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας**Ελεγχος σε κατακόρυφο φορτίο φόρτιση 1.00xg+0.30xq+Σεισμός (Ευρωκ-6, 4.4.2)****Ελεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου**Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_i = (1.00 \times 85.5 + 0.30 \times 0.0)/12.22 = 7.00 \text{ kN/m}$ Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 7.00 / 0.69 = 0.010 \text{ N/mm}^2$ Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου ή στέγης στην κορυφή $M_i/N_i = 0$

Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi}=0.00026$ m
 Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s=hef/450=3.30/450=0.00733$ m
 Εκκεντρότητα στην κορυφή (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i=Mi/Ni+e_{hi}+e_s=0.00000+0.00026+0.00733=0.00759$ m
 Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i=0.05t=0.05 \times 0.69=0.03450$ m
 Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i=1-2e_i/t=1-2 \times 0.03450/0.69=0.90$
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd}=\Phi_i m.t.fk/\gamma_M=1000 \times 0.90 \times 0.69 \times 9.01/2.20=2543.3$ kN/m
 $N_{sd}=7.0 < 2543.3=N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας
Έλεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο και βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_m=(7.00+0.40 \times 1.00 \times 748.9/12.22)=31.51$ kN/m
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{sdo}=0.001 \times 31.51/0.69=0.046$ N/mm²
 Εκκεντρότητα φορτίου θαπέδου στο μεσαίο πέμπτο $M_m/N_m=0.20 \times 0.00000 \times 7.0/31.5=0.00000$ m
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm}=0.00013$ m
 Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s=hef/450=3.30/450=0.00733$ m
 Εκκεντρότητα οφειλόμενη στα φορτία $e_m=(M_m/N_m)+e_{hm}+e_s=0.00000+0.00013+0.00733=0.00746$ m
 Η λυγηρότητα είναι ≤ 15 άρα (Ευρωκ-6 4.4.3.2) εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k=0$
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_m=e_m+e_k=0.00746+0.00000=0.00746$ m
 Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_m=0.05t=0.05 \times 0.69=0.03450$ m
 Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_m=1-2e_m/t=1-2 \times 0.034/0.69=0.90$
 Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_i=(1.00 \times 834.4+0.30 \times 0.0)/12.22=68.28$ kN/m
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{sdo}=0.001 \times 68.28/0.69=0.099$ N/mm²
 Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_i/N_i=0.00000 \times 7.0/68.3=0.00000$ m
 Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi}=0.00026$ m
 Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s=hef/450=3.30/450=0.00733$ m
 Εκκεντρότητα στην βάση (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i=Mi/Ni+e_{hi}+e_s=0.00000+0.00026+0.00733=0.00759$ m
 Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i=0.05t=0.05 \times 0.69=0.03450$ m
 Μειωτικός συντελεστής στην βάση (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i=1-2e_i/t=1-2 \times 0.03450/0.69=0.90$
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd}=\Phi_i m.t.fk/\gamma_M=1000 \times 0.90 \times 0.69 \times 9.01/2.20=2543.3$ kN/m
 Μέγιστη κατακόρυφη θλιπτική τάση από αποτελέσματα πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma=-0.686$ N/mm²
 (Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περιοχές τάσεων εκτός των περιοχών συγκέντρωσης τάσεων στις στηρίξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)
 Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{sd}=1000 \times 0.69 \times 0.686=473.0$ kN/m
 $N_{sd}=473.0 < 2543.3=N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Έλεγχος σε διάτμηση φόρτιση 1.00xg+0.30xq+Σεισμός (Ευρωκ-6.4.5.3)

Μέγιστη τάση διάτμησης από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\tau_{\max}=0.255$ N/mm²
 (Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περιοχές τάσεων εκτός των περιοχών συγκέντρωσης τάσεων στις στηρίξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)
 Μέγιστη τιμή σχεδιασμού τέμνουσας ανά μονάδα μήκους $V_{sd}=1000 \times 0.69 \times 0.255=175.7$ kN/m
 Χαρακτηριστική διατμητική αντοχή $f_{vk}=0.70 \times (f_{vko}+0.4 \times \sigma_{ed})$ (Ευρωκ-6 3.6.3, Ευρωκ-6 3.6.3(8))
 $f_{vk}=0.70 \times (0.610+0.4 \times 0.686)=0.619$ N/mm², $\max f_{vk}=1.000$ N/mm², και $f_{vk}=0.619$ N/mm²
 Τιμή σχεδιασμού αντοχής έναντι τέμνουσας $V_{rd}=f_{vk}.t./\gamma_M$ (Ευρωκ-6 4.5.3)
 $V_{rd}=1000 \times 0.619 \times 0.69/2.20=194.1$ kN/m
 $V_{sd}=175.7 < 194.1=V_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος τέμνουσας σε οριακή κατάσταση αστοχίας

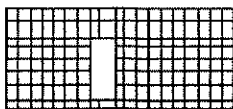
Σενάζ οπλισμένου σκυροδέματος (Εθν. Κείμ. εφαρμογής Ευρωκ-6, 5.2)

Στο πάνω μέρος του τοίχου και στο ύψος των υπέρθυρων τυχόν παρουσιαζόμενες μικρές εφελκυστικές τάσεις παραλαμβάνονται από σενάζ οπλισμένου σκυροδέματος 69x20 [πλάτος x ύψος cm]
 με ελάχιστο οπλισμό 4Φ16 (και συνδετήρες Φ8/20) που ικανοποιεί τα ελάχιστα όρια του κανονισμού.

Ισόγειο

T50

Διαστάσεις μήκος=10.49m, ύψος= 4.40m, πάχος=0.69m



Λιθοδομή 0.55

Κατηγορία κατασκευής Β (Ευρωκ-6, Παράρτημα Η)

Κατηγορία ελέγχου παραγωγής λιθοσωμάτων Ι (Ευρωκ-6, 3.1.1)

Θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας $f_k=9.01$ N/mm²

Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού $\gamma_M=2.20$ (Ευρωκ-6, Πιν.2.3)

Μήκος λυγισμού $hef=r \times h=0.75 \times 4.40=3.30$ m (Ευρωκ-6, 4.4.4.3)

Λυγηρότητα $hef/tef=3.30/0.69=4.78 < 27$ εντάξει (Ευρωκ-6, 4.4.6)

Απαιτήσεις Εθνικού κειμένου εφαρμογής Ευρωκώδικα

Διαζωματική τοιχοποιία

Πάχος τοίχου $=0.690 \geq 0.240$ m (εντάξει)

Λυγηρότητα $\lambda=4.78 \leq 15$ (εντάξει)

Υψος/μήκος τοίχου $h/L=4.40/10.49=0.42 \leq 3.0$ (εντάξει)

Ελεγχος σε κατακόρυφο φορτίο Φόρτιση 1.35xg+1.50xq (Ευρωκ-6, 4.4.2)Ελεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_i = (1.35x \ 73.4 + 1.50x \ 0.0) / 10.49 = 9.45 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{sdo} = 0.001x \ 9.45 / 0.69 = 0.014 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου ή στέγης στην κορυφή $M_i / N_i = 0$

Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00000 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef} / 450 = 3.30 / 450 = 0.00733 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στην κορυφή (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i / N_i + e_{hi} + e_s = 0.00000 + 0.00000 + 0.00733 = 0.00733 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05x0.69 = 0.03450 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i = 1 - 2e_i / t = 1 - 2x0.03450 / 0.69 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \Phi_{im} \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000x0.90x0.69x \ 9.01 / 2.20 = 2543.3 \text{ kN/m}$

$N_{sd} = 9.4 < 2543.3 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Ελεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο και βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_m = (9.45 + 0.40x1.35x \ 761.1 / 10.49) = 48.63 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{sdo} = 0.001x \ 48.63 / 0.69 = 0.070 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου στο μεσαίο πέμπτο $M_m / N_m = 0.20x0.00000x \ 9.4 / 48.6 = 0.00000 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00000 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef} / 450 = 3.30 / 450 = 0.00733 \text{ m}$

Εκκεντρότητα οφειλόμενη στα φορτία $e_m = (M_m / N_m) + e_{hm} + e_s = 0.00000 + 0.00000 + 0.00733 = 0.00733 \text{ m}$

Η λυγηρότητα είναι ≤ 15 άρα (Ευρωκ-6 4.4.3.2) εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_m = e_m + e_k = 0.00733 + 0.00000 = 0.00733 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_m = 0.05t = 0.05x0.69 = 0.03450 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_m = 1 - 2e_m / t = 1 - 2x0.034 / 0.69 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_i = (1.35x \ 834.5 + 1.50x \ 0.0) / 10.49 = 107.40 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{sdo} = 0.001x107.40 / 0.69 = 0.156 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_i / N_i = 0.00000x \ 9.4 / 107.4 = 0.00000 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00000 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef} / 450 = 3.30 / 450 = 0.00733 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στην βάση (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i / N_i + e_{hi} + e_s = 0.00000 + 0.00000 + 0.00733 = 0.00733 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05x0.69 = 0.03450 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στην βάση (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i = 1 - 2e_i / t = 1 - 2x0.03450 / 0.69 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \Phi_{im} \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000x0.90x0.69x \ 9.01 / 2.20 = 2543.3 \text{ kN/m}$

Μέγιστη κατακόρυφη θλιπτική τάση από αποτελέσματα πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma = -0.192 \text{ N/mm}^2$

(Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περιοχές τάσεων εκτός των περιοχών συγκέντρωσης τάσεων στις στηρίξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)

Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{sd} = 1000x0.69x \ 0.192 = 132.5 \text{ kN/m}$

$N_{sd} = 132.5 < 2543.3 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Ελεγχος σε κατακόρυφο φορτίο Φόρτιση 1.00xg+0.30xq+Σεισμός (Ευρωκ-6, 4.4.2)Ελεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_i = (1.00x \ 73.4 + 0.30x \ 0.0) / 10.49 = 7.00 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{sdo} = 0.001x \ 7.00 / 0.69 = 0.010 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου ή στέγης στην κορυφή $M_i / N_i = 0$

Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00026 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef} / 450 = 3.30 / 450 = 0.00733 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στην κορυφή (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i / N_i + e_{hi} + e_s = 0.00000 + 0.00026 + 0.00733 = 0.00759 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05x0.69 = 0.03450 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i = 1 - 2e_i / t = 1 - 2x0.03450 / 0.69 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \Phi_{im} \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000x0.90x0.69x \ 9.01 / 2.20 = 2543.3 \text{ kN/m}$

$N_{sd} = 7.0 < 2543.3 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Ελεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο και βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_m = (7.00 + 0.40x1.00x \ 761.1 / 10.49) = 36.02 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{sdo} = 0.001x \ 36.02 / 0.69 = 0.052 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου στο μεσαίο πέμπτο $M_m / N_m = 0.20x0.00000x \ 7.0 / 36.0 = 0.00000 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00013 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef} / 450 = 3.30 / 450 = 0.00733 \text{ m}$

Εκκεντρότητα οφειλόμενη στα φορτία $e_m = (M_m / N_m) + e_{hm} + e_s = 0.00000 + 0.00013 + 0.00733 = 0.00746 \text{ m}$

Η λυγηρότητα είναι ≤ 15 άρα (Ευρωκ-6 4.4.3.2) εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_m = e_m + e_k = 0.00746 + 0.00000 = 0.00746 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_m = 0.05t = 0.05x0.69 = 0.03450 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_m = 1 - 2e_m / t = 1 - 2x0.034 / 0.69 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_i = (1.00 \times 834.5 + 0.30 \times 0.0) / 10.49 = 79.55 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 79.55 / 0.69 = 0.115 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_i/N_i = 0.00000 \times 7.0 / 79.6 = 0.00000 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00026 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef}/450 = 3.30/450 = 0.00733 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στην βάση (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i/N_i + e_{hi} + e_s = 0.00000 + 0.00026 + 0.00733 = 0.00759 \text{ m}$
 Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05 \times 0.69 = 0.03450 \text{ m}$
 Μειωτικός συντελεστής στην βάση (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i = 1 - 2e_i/t = 1 - 2 \times 0.03450 / 0.69 = 0.90$
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \Phi_i m.t.f_k/\gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.69 \times 9.01 / 2.20 = 2543.3 \text{ kN/m}$
 Μέγιστη κατακόρυφη θλιπτική τάση από αποτελέσματα πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma = -0.898 \text{ N/mm}^2$
 (Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περιοχές τάσεων εκτός των περιοχών συγκέντρωσης τάσεων στις στηρίξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)
 Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{sd} = 1000 \times 0.69 \times 0.898 = 619.7 \text{ kN/m}$
 $N_{sd} = 619.7 < 2543.3 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Έλεγχος σε διάτμηση φόρτιση $1.00xg+0.30xq$ + Σεισμός (Ευρωκ-6.4.5.3)

Μέγιστη τάση διάτμησης από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\tau_{\max} = 0.276 \text{ N/mm}^2$
 (Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περιοχές τάσεων εκτός των περιοχών συγκέντρωσης τάσεων στις στηρίξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)
 Μέγιστη τιμή σχεδιασμού τέμνουσας ανά μονάδα μήκους $V_{sd} = 1000 \times 0.69 \times 0.276 = 190.5 \text{ kN/m}$
 Χαρακτηριστική διατμητική αντοχή $f_{vk} = 0.70 \times (f_{vko} + 0.4 \times \sigma_{sd})$ (Ευρωκ-6 3.6.3, Ευρωκ-6 3.6.3(8))
 $f_{vk} = 0.70 \times (0.610 + 0.4 \times 0.898) = 0.678 \text{ N/mm}^2$, $\max f_{vk} = 1.000 \text{ N/mm}^2$, και $f_{vk} = 0.678 \text{ N/mm}^2$
 Τιμή σχεδιασμού αντοχής έναντι τέμνουσας $V_{rd} = f_{vk} \cdot t / \gamma_M$ (Ευρωκ-6 4.5.3)
 $V_{rd} = 1000 \times 0.678 \times 0.69 / 2.20 = 212.8 \text{ kN/m}$
 $V_{sd} = 190.5 < 212.8 = V_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος τέμνουσας σε οριακή κατάσταση αστοχίας

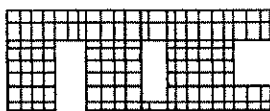
Σενάζ οπλισμένου σκυροδέματος (Εθν. Κείμ. εφαρμογής Ευρωκ-6, 5.2)

Στο πάνω μέρος του τοίχου και στο ύψος των υπέρθυρων τυχόν παρουσιαζόμενες μικρές εφελκυστικές τάσεις παραλαμβάνονται από σενάζ οπλισμένου σκυροδέματος 69×20 [πλάτος x ύψος cm]
 με ελάχιστο οπλισμό $4\Phi 16$ (και συνδετήρες $\Phi 8/20$) που ικανοποιεί τα ελάχιστα όρια του κανονισμού.

Ισόγειο

T52

Διαστάσεις μήκος=12.10m, ύψος= 4.40m, πάχος=0.74m



Λιθοδομή M2 0.60

Κατηγορία κατασκευής B (Ευρωκ-6, Παράρτημα Η)

Κατηγορία ελέγχου παραγωγής λιθοσωμάτων I (Ευρωκ-6, 3.1.1)

Θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας $f_k = 8.70 \text{ N/mm}^2$

Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού $\gamma_M = 2.20$ (Ευρωκ-6, Πίνακ.2.3)

Μήκος λυγισμού $h_{ef} = r \times h = 0.75 \times 4.40 = 3.30 \text{ m}$ (Ευρωκ-6, 4.4.4.3)

Λυγηρότητα $h_{ef}/t_{ef} = 3.30/0.74 = 4.46 < 27$ εντάξει (Ευρωκ-6, 4.4.6)

Απαιτήσεις Εθνικού κειμένου εφαρμογής Ευρωκώδικα

Διαζωματική τοιχοποιία

Πάχος τοίχου $= 0.740 \geq 0.240 \text{ m}$ (εντάξει)

Λυγηρότητα $\lambda = 4.46 \leq 15$ (εντάξει)

Υψος/μήκος τοίχου $h/L = 4.40/12.10 = 0.36 \leq 3.0$ (εντάξει)

Έλεγχος σε κατακόρυφο φορτίο φόρτιση $1.35xg+1.50xq$ (Ευρωκ-6, 4.4.2)

Έλεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_i = (1.35 \times 84.7 + 1.50 \times 0.0) / 12.10 = 9.45 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 9.45 / 0.74 = 0.013 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου ή στέγης στην κορυφή $M_i/N_i = 0$

Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00000 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef}/450 = 3.30/450 = 0.00733 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στην κορυφή (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i/N_i + e_{hi} + e_s = 0.00000 + 0.00000 + 0.00733 = 0.00733 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05 \times 0.74 = 0.03700 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i = 1 - 2e_i/t = 1 - 2 \times 0.03700 / 0.74 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \Phi_i m.t.f_k/\gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.74 \times 8.70 / 2.20 = 2633.7 \text{ kN/m}$

$N_{sd} = 9.4 < 2633.7 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Ελεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο και βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_m = (9.45 + 0.40 \times 1.35 \times 806.8 / 12.10) = 45.46 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 45.46 / 0.74 = 0.061 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου στο μεσαίο πέμπτο $M_m / N_m = 0.20 \times 0.00000 \times 9.4 / 45.5 = 0.00000 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00000 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef} / 450 = 3.30 / 450 = 0.00733 \text{ m}$

Εκκεντρότητα οφειλόμενη στα φορτία $e_m = (M_m / N_m) + e_{hm} + e_s = 0.00000 + 0.00000 + 0.00733 = 0.00733 \text{ m}$

Η λυγηρότητα είναι ≤ 15 άρα (Ευρωκ-6 4.4.3.2) εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_m = e_m + e_k = 0.00733 + 0.00000 = 0.00733 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_m = 0.05t = 0.05 \times 0.74 = 0.03700 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_m = 1 - 2e_m / t = 1 - 2 \times 0.037 / 0.74 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_i = (1.35 \times 891.5 + 1.50 \times 0.0) / 12.10 = 99.46 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 99.46 / 0.74 = 0.134 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_i / N_i = 0.00000 \times 9.4 / 99.5 = 0.00000 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00000 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef} / 450 = 3.30 / 450 = 0.00733 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στην βάση (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i / N_i + e_{hi} + e_s = 0.00000 + 0.00000 + 0.00733 = 0.00733 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05 \times 0.74 = 0.03700 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στην βάση (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i = 1 - 2e_i / t = 1 - 2 \times 0.03700 / 0.74 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.74 \times 8.70 / 2.20 = 2633.7 \text{ kN/m}$

Μέγιστη κατακόρυφη θλιπτική τάση από αποτελέσματα πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma = -0.217 \text{ N/mm}^2$

(Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περιοχές τάσεων εκτός των περιοχών συγκέντρωσης τάσεων στις στηρίξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)

Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{sd} = 1000 \times 0.74 \times 0.217 = 160.9 \text{ kN/m}$

$N_{sd} = 160.9 < 2633.7 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Ελεγχος σε κατακόρυφο φορτίο φόρτιση $1.00xg+0.30xq$ + Σεισμός (Ευρωκ-6, 4.4.2)Ελεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_i = (1.00 \times 84.7 + 0.30 \times 0.0) / 12.10 = 7.00 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 7.00 / 0.74 = 0.009 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου ή στέγης στην κορυφή $M_i / N_i = 0$

Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00026 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef} / 450 = 3.30 / 450 = 0.00733 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στην κορυφή (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i / N_i + e_{hi} + e_s = 0.00000 + 0.00026 + 0.00733 = 0.00759 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05 \times 0.74 = 0.03700 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i = 1 - 2e_i / t = 1 - 2 \times 0.03700 / 0.74 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.74 \times 8.70 / 2.20 = 2633.7 \text{ kN/m}$

$N_{sd} = 7.0 < 2633.7 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Ελεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο και βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_m = (7.00 + 0.40 \times 1.00 \times 806.8 / 12.10) = 33.67 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 33.67 / 0.74 = 0.046 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου στο μεσαίο πέμπτο $M_m / N_m = 0.20 \times 0.00000 \times 7.0 / 33.7 = 0.00000 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00013 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef} / 450 = 3.30 / 450 = 0.00733 \text{ m}$

Εκκεντρότητα οφειλόμενη στα φορτία $e_m = (M_m / N_m) + e_{hm} + e_s = 0.00000 + 0.00013 + 0.00733 = 0.00746 \text{ m}$

Η λυγηρότητα είναι ≤ 15 άρα (Ευρωκ-6 4.4.3.2) εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_m = e_m + e_k = 0.00746 + 0.00000 = 0.00746 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_m = 0.05t = 0.05 \times 0.74 = 0.03700 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_m = 1 - 2e_m / t = 1 - 2 \times 0.037 / 0.74 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_i = (1.00 \times 891.5 + 0.30 \times 0.0) / 12.10 = 73.68 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 73.68 / 0.74 = 0.100 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_i / N_i = 0.00000 \times 7.0 / 73.7 = 0.00000 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00026 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef} / 450 = 3.30 / 450 = 0.00733 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στην βάση (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i / N_i + e_{hi} + e_s = 0.00000 + 0.00026 + 0.00733 = 0.00759 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05 \times 0.74 = 0.03700 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στην βάση (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i = 1 - 2e_i / t = 1 - 2 \times 0.03700 / 0.74 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.74 \times 8.70 / 2.20 = 2633.7 \text{ kN/m}$

Μέγιστη κατακόρυφη θλιπτική τάση από αποτελέσματα πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma = -0.712 \text{ N/mm}^2$

(Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περιοχές τάσεων εκτός των περιοχών συγκέντρωσης τάσεων στις στηρίξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)

Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{sd} = 1000 \times 0.74 \times 0.712 = 527.2 \text{ kN/m}$

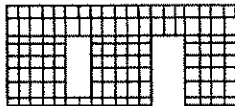
$N_{sd} = 527.2 < 2633.7 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Έλεγχος σε διάτμηση φόρτιση $1.00xg+0.30xg$ +Σεισμός (Ευρωκ-6.4.5.3)Μέγιστη τάση διάτμησης από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\tau_{max} = 0.264 \text{ N/mm}^2$

(Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περιοχές τάσεων εκτός των περιοχών συγκέντρωσης τάσεων στις στηρίξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)

Μέγιστη τιμή σχεδιασμού τέμνουσας ανά μονάδα μήκους $V_{sd} = 1000 \times 0.74 \times 0.264 = 195.6 \text{ kN/m}$ Χαρακτηριστική διατμητική αντοχή $f_{vk} = 0.70 \times (f_{vko} + 0.4 \times \sigma_d)$ (Ευρωκ-6 3.6.3, Ευρωκ-6 3.6.3(8)) $f_{vk} = 0.70 \times (0.580 + 0.4 \times 0.712) = 0.605 \text{ N/mm}^2$, $\max f_{vk} = 1.000 \text{ N/mm}^2$, και $f_{vk} = 0.605 \text{ N/mm}^2$ Τιμή σχεδιασμού αντοχής έναντι τέμνουσας $V_{rd} = f_{vk} \cdot t / \gamma_M$ (Ευρωκ-6 4.5.3) $V_{rd} = 1000 \times 0.605 \times 0.74 / 2.20 = 203.7 \text{ kN/m}$ $V_{sd} = 195.6 < 203.7 = V_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος τέμνουσας σε οριακή κατάσταση αστοχίας**Σενάζ οπλισμένου σκυροδέματος (Εθν. Κείμ. εφαρμογής Ευρωκ-6, 5.2)**Στο πάνω μέρος του τοίχου και στο ύψος των υπέρθυρων τυχόν παρουσιαζόμενες μικρές εφελκυστικές τάσεις παραλαμβάνονται από σενάζ οπλισμένου σκυροδέματος 74×20 [πλάτος x ύψος cm]με ελάχιστο οπλισμό $4\phi 16$ (και συνδετήρες $\phi 8/20$) που ικανοποιεί τα ελάχιστα όρια του κανονισμού.**Ισόγειο****T53**

Διαστάσεις μήκος=10.59m, ύψος= 4.40m, πάχος=0.74m



Λιθοδομή M2 0.60

Κατηγορία κατασκευής B (Ευρωκ-6, Παράρτημα Η)

Κατηγορία ελέγχου παραγωγής λιθοσωμάτων I (Ευρωκ-6, 3.1.1)

Θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας $f_k = 8.70 \text{ N/mm}^2$ Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού $\gamma_M = 2.20$ (Ευρωκ-6, Πίνακ.2.3)Μήκος λυγισμού $hef = r_{kh} = 0.75 \times 4.40 = 3.30 \text{ m}$ (Ευρωκ-6, 4.4.4.3)Λυγηρότητα $hef/tef = 3.30/0.74 = 4.46 < 27$ εντάξει (Ευρωκ-6, 4.4.6)**Απαιτήσεις Εθνικού κειμένου εφαρμογής Ευρωκώδικα**

Διαζωματική τοιχοποιία

Πάχος τοίχου $= 0.740 \geq 0.240 \text{ m}$ (εντάξει)Λυγηρότητα $\lambda = 4.46 \leq 15$ (εντάξει)Υψος/μήκος τοίχου $h/L = 4.40/10.59 = 0.42 \leq 3.0$ (εντάξει)**Έλεγχος σε κατακόρυφο φορτίο φόρτιση $1.35xg+1.50xg$ (Ευρωκ-6, 4.4.2)****Έλεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου**Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_i = (1.35 \times 74.1 + 1.50 \times 0.0) / 10.59 = 9.45 \text{ kN/m}$ Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{do} = 0.001 \times 9.45 / 0.74 = 0.013 \text{ N/mm}^2$ Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου ή στέγης στην κορυφή $M_i/N_i = 0$ Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00000 \text{ m}$ Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = hef/450 = 3.30/450 = 0.00733 \text{ m}$ Εκκεντρότητα στην κορυφή (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i/N_i + e_{hi} + e_s = 0.00000 + 0.00000 + 0.00733 = 0.00733 \text{ m}$ Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05 \times 0.74 = 0.03700 \text{ m}$ Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\phi_i = 1 - 2e_i/t = 1 - 2 \times 0.03700 / 0.74 = 0.90$ Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \phi_i \cdot m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.74 \times 8.70 / 2.20 = 2633.7 \text{ kN/m}$ $N_{sd} = 9.4 < 2633.7 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας**Έλεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο και βάση του τοίχου**Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_m = (9.45 + 0.40 \times 1.35 \times 742.3 / 10.59) = 47.30 \text{ kN/m}$ Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{do} = 0.001 \times 47.30 / 0.74 = 0.064 \text{ N/mm}^2$ Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου στο μεσαίο πέμπτο $M_m/N_m = 0.20 \times 0.00000 \times 9.4 / 47.3 = 0.00000 \text{ m}$ Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00000 \text{ m}$ Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = hef/450 = 3.30/450 = 0.00733 \text{ m}$ Εκκεντρότητα σφειλόμενη στα φορτία $e_m = (M_m/N_m) + e_{hm} + e_s = 0.00000 + 0.00000 + 0.00733 = 0.00733 \text{ m}$ Η λυγηρότητα είναι ≤ 15 άρα (Ευρωκ-6 4.4.3.2) εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$ Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_m = e_m + e_k = 0.00733 + 0.00000 = 0.00733 \text{ m}$ Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_m = 0.05t = 0.05 \times 0.74 = 0.03700 \text{ m}$ Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\phi_m = 1 - 2e_m/t = 1 - 2 \times 0.037 / 0.74 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_i = (1.35 \times 816.4 + 1.50 \times 0.0) / 10.59 = 104.07 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 104.07 / 0.74 = 0.141 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_i / N_i = 0.00000 \times 9.4 / 104.1 = 0.00000 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00000 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef} / 450 = 3.30 / 450 = 0.00733 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στην βάση (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i / N_i + e_{hi} + e_s = 0.00000 + 0.00000 + 0.00733 = 0.00733 \text{ m}$
 Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05 \times 0.74 = 0.03700 \text{ m}$
 Μειωτικός συντελεστής στην βάση (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i = 1 - 2e_i / t = 1 - 2 \times 0.03700 / 0.74 = 0.90$
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \Phi_{im} \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.74 \times 8.70 / 2.20 = 2633.7 \text{ kN/m}$
 Μέγιστη κατακόρυφη θλιπτική τάση από αποτελέσματα πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma = -0.201 \text{ N/mm}^2$
 (Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περιοχές τάσεων εκτός των περιοχών συγκέντρωσης τάσεων στις στηρίξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)
 Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{sd} = 1000 \times 0.74 \times 0.201 = 148.8 \text{ kN/m}$
 $N_{sd} = 148.8 < 2633.7 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Ελεγχος σε κατακόρυφο φορτίο θόρτιση 1.00xg+0.30xq+Σεισμός (Ευρωκ-6, 4.4.2)

Ελεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_i = (1.00 \times 74.1 + 0.30 \times 0.0) / 10.59 = 7.00 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 7.00 / 0.74 = 0.009 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου ή στέγης στην κορυφή $M_i / N_i = 0$
 Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00026 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef} / 450 = 3.30 / 450 = 0.00733 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στην κορυφή (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i / N_i + e_{hi} + e_s = 0.00000 + 0.00026 + 0.00733 = 0.00759 \text{ m}$
 Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05 \times 0.74 = 0.03700 \text{ m}$
 Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i = 1 - 2e_i / t = 1 - 2 \times 0.03700 / 0.74 = 0.90$
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \Phi_{im} \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.74 \times 8.70 / 2.20 = 2633.7 \text{ kN/m}$
 $N_{sd} = 7.0 < 2633.7 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Ελεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο και βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_m = (7.00 + 0.40 \times 1.00 \times 742.3 / 10.59) = 35.03 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 35.03 / 0.74 = 0.047 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου στο μεσαίο πέμπτο $M_m / N_m = 0.20 \times 0.00000 \times 7.0 / 35.0 = 0.00000 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00013 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef} / 450 = 3.30 / 450 = 0.00733 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα οφειλόμενη στα φορτία $e_m = (M_m / N_m) + e_{hm} + e_s = 0.00000 + 0.00013 + 0.00733 = 0.00746 \text{ m}$
 Η λυγηρότητα είναι ≤ 15 άρα (Ευρωκ-6 4.4.3.2) εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_m = e_m + e_k = 0.00746 + 0.00000 = 0.00746 \text{ m}$
 Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_m = 0.05t = 0.05 \times 0.74 = 0.03700 \text{ m}$
 Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_m = 1 - 2e_m / t = 1 - 2 \times 0.037 / 0.74 = 0.90$
 Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_i = (1.00 \times 816.4 + 0.30 \times 0.0) / 10.59 = 77.09 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 77.09 / 0.74 = 0.104 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_i / N_i = 0.00000 \times 7.0 / 77.1 = 0.00000 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00026 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef} / 450 = 3.30 / 450 = 0.00733 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στην βάση (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i / N_i + e_{hi} + e_s = 0.00000 + 0.00026 + 0.00733 = 0.00759 \text{ m}$
 Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05 \times 0.74 = 0.03700 \text{ m}$
 Μειωτικός συντελεστής στην βάση (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i = 1 - 2e_i / t = 1 - 2 \times 0.03700 / 0.74 = 0.90$
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \Phi_{im} \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.74 \times 8.70 / 2.20 = 2633.7 \text{ kN/m}$
 Μέγιστη κατακόρυφη θλιπτική τάση από αποτελέσματα πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma = -0.797 \text{ N/mm}^2$
 (Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περιοχές τάσεων εκτός των περιοχών συγκέντρωσης τάσεων στις στηρίξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)
 Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{sd} = 1000 \times 0.74 \times 0.797 = 589.8 \text{ kN/m}$
 $N_{sd} = 589.8 < 2633.7 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Ελεγχος σε διάτμηση θόρτιση 1.00xg+0.30xq+Σεισμός (Ευρωκ-6.4.5.3)

Μέγιστη τάση διάτμησης από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\tau_{\max} = 0.256 \text{ N/mm}^2$
 (Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περιοχές τάσεων εκτός των περιοχών συγκέντρωσης τάσεων στις στηρίξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)
 Μέγιστη τιμή σχεδιασμού τέμνουσας ανά μονάδα μήκους $V_{sd} = 1000 \times 0.74 \times 0.256 = 189.6 \text{ kN/m}$
 Χαρακτηριστική διατμητική αντοχή $f_{vk} = 0.70 \times (f_{vko} + 0.4 \times \sigma_{sd})$ (Ευρωκ-6 3.6.3, Ευρωκ-6 3.6.3(8))
 $f_{vk} = 0.70 \times (0.580 + 0.4 \times 0.797) = 0.629 \text{ N/mm}^2$, $\max f_{vk} = 1.000 \text{ N/mm}^2$, και $f_{vk} = 0.629 \text{ N/mm}^2$
 Τιμή σχεδιασμού αντοχής έναντι τέμνουσας $V_{rd} = f_{vk} \cdot t \cdot \gamma_M$ (Ευρωκ-6 4.5.3)
 $V_{rd} = 1000 \times 0.629 \times 0.74 / 2.20 = 211.6 \text{ kN/m}$
 $V_{sd} = 189.6 < 211.6 = V_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος τέμνουσας σε οριακή κατάσταση αστοχίας

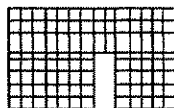
Σενάζ οπλισμένου σκυροδέματος (Εθν. Κείμ. εφαρμογής Ευρωκ-6, 5.2)

Στο πάνω μέρος του τοίχου και στο ύψος των υπέρθυρων τυχόν παρουσιαζόμενες μικρές εφελκυστικές τάσεις παραλαμβάνονται από σενάζ οπλισμένου σκυροδέματος 74x20 [πλάτος x ύψος cm]

με ελάχιστο οπλισμό 4Φ16 (και συνδετήρες Φ8/20) που ικανοποιεί τα ελάχιστα όρια του κανονισμού.

Ισόγειο**T54**

Διαστάσεις μήκος= 7.70m, ύψος= 4.40m, πάχος=0.59m



Λιθοδομή 0.45

Κατηγορία κατασκευής Β (Ευρωκ-6, Παράρτημα Η)

Κατηγορία ελέγχου παραγωγής λιθοσωμάτων Ι (Ευρωκ-6, 3.1.1)

Θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας $f_k = 9.77 \text{ N/mm}^2$

Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού $\gamma_M = 2.20$ (Ευρωκ-6, Πιν. 2.3)

Μήκος λυγισμού $h_{ef} = r_{ch} = 0.75 \times 4.40 = 3.30 \text{ m}$ (Ευρωκ-6, 4.4.4.3)

Λυγηρότητα $h_{ef}/t_{ef} = 3.30/0.59 = 5.59 < 27$ εντάξει (Ευρωκ-6, 4.4.6)

Απαιτήσεις Εθνικού κειμένου εφαρμογής Ευρωκώδικα

Διαζωματική τοιχοποιία

Πάχος τοίχου $= 0.590 \geq 0.240 \text{ m}$ (εντάξει)

Λυγηρότητα $\lambda = 5.59 \leq 15$ (εντάξει)

Υψος/μήκος τοίχου $h/L = 4.40/7.70 = 0.57 \leq 3.0$ (εντάξει)

Ελεγχος σε κατακόρυφο φορτίο Φόρτιση 1.35xg+1.50xq (Ευρωκ-6, 4.4.2)

Ελεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_i = (1.35 \times 0.0 + 1.50 \times 0.0) / 7.70 = 0.00 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 0.00 / 0.59 = 0.000 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου ή στέγης στην κορυφή $M_i/N_i = 0$

Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00000 \text{ m}$

Τυχνηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef}/450 = 3.30/450 = 0.00733 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στην κορυφή (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i/N_i + e_{hi} + e_s = 0.00000 + 0.00000 + 0.00733 = 0.00733 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05 \times 0.59 = 0.02950 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\phi_i = 1 - 2e_i/t = 1 - 2 \times 0.02950/0.59 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \phi_{im} \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.59 \times 9.77/2.20 = 2358.1 \text{ kN/m}$

$N_{sd} = 0.0 < 2358.1 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Ελεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο και βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_m = (0.00 + 0.40 \times 1.35 \times 478.9 / 7.70) = 33.59 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 33.59 / 0.59 = 0.057 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου στο μεσαίο πέμπτο $M_m/N_m = 0.20 \times 0.00000 \times 0.0 / 33.6 = 0.00000 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00000 \text{ m}$

Τυχνηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef}/450 = 3.30/450 = 0.00733 \text{ m}$

Εκκεντρότητα οφειλόμενη στα φορτία $e_m = (M_m/N_m) + e_{hm} + e_s = 0.00000 + 0.00000 + 0.00733 = 0.00733 \text{ m}$

Η λυγηρότητα είναι ≤ 15 άρα (Ευρωκ-6 4.4.3.2) εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_m = e_m + e_k = 0.00733 + 0.00000 = 0.00733 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_m = 0.05t = 0.05 \times 0.59 = 0.02950 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\phi_m = 1 - 2e_m/t = 1 - 2 \times 0.029/0.59 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_i = (1.35 \times 478.9 + 1.50 \times 0.0) / 7.70 = 83.96 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 83.96 / 0.59 = 0.142 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_i/N_i = 0.00000 \times 0.0 / 84.0 = 0.00000 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00000 \text{ m}$

Τυχνηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef}/450 = 3.30/450 = 0.00733 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στην βάση (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i/N_i + e_{hi} + e_s = 0.00000 + 0.00000 + 0.00733 = 0.00733 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05 \times 0.59 = 0.02950 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στην βάση (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\phi_i = 1 - 2e_i/t = 1 - 2 \times 0.02950/0.59 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \phi_{im} \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.59 \times 9.77/2.20 = 2358.1 \text{ kN/m}$

Μέγιστη κατακόρυφη θλιπτική τάση από αποτελέσματα πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma = -0.172 \text{ N/mm}^2$

(Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περιοχές

τάσεων εκτός των περιοχών συγκέντρωσης τάσεων στις στηρίξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)

Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{sd} = 1000 \times 0.59 \times 0.172 = 101.7 \text{ kN/m}$

$N_{sd} = 101.7 < 2358.1 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Ελεγχος σε κατακόρυφο φορτίο Φόρτιση 1.00xq+0.30xq+Σεισμός (Ευρωκ-6, 4.4.2)**Ελεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου**

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_i = (1.00x \quad 0.0+0.30x \quad 0.0) / 7.70 = 0.00 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{sdo} = 0.001x \quad 0.00 / 0.59 = 0.000 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου ή στέγης στην κορυφή $M_i/N_i = 0$

Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00026 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef}/450 = 3.30/450 = 0.00733 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στην κορυφή (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i/N_i + e_{hi} + e_s = 0.00000 + 0.00026 + 0.00733 = 0.00759 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05x0.59 = 0.02950 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i = 1 - 2e_i/t = 1 - 2x0.02950/0.59 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000x0.90x0.59x \quad 9.77/2.20 = 2358.1 \text{ kN/m}$

$N_{sd} = 0.0 < 2358.1 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Ελεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο και βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_m = (0.00 + 0.40x1.00x \quad 478.9 / 7.70) = 24.88 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{sdo} = 0.001x \quad 24.88 / 0.59 = 0.042 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου στο μεσαίο πέμπτο $M_m/N_m = 0.20x0.00000x \quad 0.0 / 24.9 = 0.00000 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00013 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef}/450 = 3.30/450 = 0.00733 \text{ m}$

Εκκεντρότητα οφειλόμενη στα φορτία $e_m = (M_m/N_m) + e_{hm} + e_s = 0.00000 + 0.00013 + 0.00733 = 0.00746 \text{ m}$

Η λυγηρότητα είναι ≤ 15 άρα (Ευρωκ-6 4.4.3.2) εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_m = e_m + e_k = 0.00746 + 0.00000 = 0.00746 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_m = 0.05t = 0.05x0.59 = 0.02950 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_m = 1 - 2e_m/t = 1 - 2x0.029/0.59 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_i = (1.00x \quad 478.9 + 0.30x \quad 0.0) / 7.70 = 62.19 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{sdo} = 0.001x \quad 62.19 / 0.59 = 0.105 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_i/N_i = 0.00000x \quad 0.0 / 62.2 = 0.00000 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00026 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef}/450 = 3.30/450 = 0.00733 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στην βάση (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i/N_i + e_{hi} + e_s = 0.00000 + 0.00026 + 0.00733 = 0.00759 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05x0.59 = 0.02950 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στην βάση (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i = 1 - 2e_i/t = 1 - 2x0.02950/0.59 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000x0.90x0.59x \quad 9.77/2.20 = 2358.1 \text{ kN/m}$

Μέγιστη κατακόρυφη θλιπτική τάση από αποτελέσματα πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma = -0.944 \text{ N/mm}^2$

(Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περιοχές τάσεων εκτός των περιοχών συγκέντρωσης τάσεων στις στηρίξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)

Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{sd} = 1000x0.59x \quad 0.944 = 557.2 \text{ kN/m}$

$N_{sd} = 557.2 < 2358.1 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Ελεγχος σε διάτμηση Φόρτιση 1.00xq+0.30xq+Σεισμός (Ευρωκ-6.4.5.3)

Μέγιστη τάση διάτμησης από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\tau_{\max} = 0.365 \text{ N/mm}^2$

(Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περιοχές τάσεων εκτός των περιοχών συγκέντρωσης τάσεων στις στηρίξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)

Μέγιστη τιμή σχεδιασμού τέμνουσας ανά μονάδα μήκους $V_{sd} = 1000x0.59x \quad 0.365 = 215.5 \text{ kN/m}$

Χαρακτηριστική διατμητική αντοχή $f_{vk} = 0.70x(f_{vko} + 0.4x\sigma_d)$ (Ευρωκ-6 3.6.3, Ευρωκ-6 3.6.3(8))

$f_{vk} = 0.70x(0.680 + 0.4x0.944) = 0.740 \text{ N/mm}^2$, $\max f_{vk} = 1.000 \text{ N/mm}^2$, και $f_{vk} = 0.740 \text{ N/mm}^2$

Τιμή σχεδιασμού αντοχής έναντι τέμνουσας $V_{rd} = f_{vk} \cdot t / \gamma_M$ (Ευρωκ-6 4.5.3)

$V_{rd} = 1000x \quad 0.740x0.59/2.20 = 198.6 \text{ kN/m}$

$V_{sd} = 215.5 > 198.6 = V_{rd}$ Δεν ικανοποιείται ο έλεγχος τέμνουσας σε οριακή κατάσταση αστοχίας

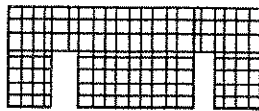
Σενάζ οπλισμένου σκυροδέματος (Εθν. Κείμ. εφαρμογής Ευρωκ-6, 5.2)

Στο πάνω μέρος του τοίχου και στο ύψος των υπέρθυρων τυχόν παρουσιαζόμενες μικρές εφελκυστικές τάσεις παραλαμβάνονται από σενάζ οπλισμένου σκυροδέματος 59x20 [πλάτος x ύψος cm]

με ελάχιστο οπλισμό 4φ14 (και συνδετήρες φ8/20) που ικανοποιεί τα ελάχιστα όρια του κανονισμού.

Ισόγειο**T55**

Διαστάσεις μήκος=11.67m, ύψος= 4.40m, πάχος=0.59m



Λιθοδομή 0.45

Κατηγορία κατασκευής Β (Ευρωκ-6, Παράρτημα Η)

Κατηγορία ελέγχου παραγωγής λιθοσωμάτων Ι (Ευρωκ-6, 3.1.1)

Θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας $f_k = 9.77 \text{ N/mm}^2$ Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού $\gamma_M = 2.20$ (Ευρωκ-6, Πίνακ.2.3)Μήκος λυγισμού $hef = r_k h = 0.75 \times 4.40 = 3.30 \text{ m}$ (Ευρωκ-6, 4.4.4.3)Λυγηρότητα $hef/tef = 3.30/0.59 = 5.59 < 27$ εντάξει (Ευρωκ-6, 4.4.6)**Απαιτήσεις Εθνικού κειμένου εφαρμογής Ευρωκώδικα**

Διαζωματική τοιχοποιία

Πάχος τοίχου $= 0.590 \geq 0.240 \text{ m}$ (εντάξει)Λυγηρότητα $\lambda = 5.59 \leq 15$ (εντάξει)Υψος/μήκος τοίχου $h/L = 4.40/11.67 = 0.38 \leq 3.0$ (εντάξει)**Έλεγχος σε κατακόρυφο φορτίο Φόρτιση 1.35xg+1.50xq (Ευρωκ-6, 4.4.2)****Έλεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου**Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_i = (1.35 \times 0.0 + 1.50 \times 0.0) / 11.67 = 0.00 \text{ kN/m}$ Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 0.00 / 0.59 = 0.000 \text{ N/mm}^2$ Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου ή στέγης στην κορυφή $M_i/N_i = 0$ Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00000 \text{ m}$ Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = hef/450 = 3.30/450 = 0.00733 \text{ m}$ Εκκεντρότητα στην κορυφή (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i/N_i + e_{hi} + e_s = 0.00000 + 0.00000 + 0.00733 = 0.00733 \text{ m}$ Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05 \times 0.59 = 0.02950 \text{ m}$ Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i = 1 - 2e_i/t = 1 - 2 \times 0.02950/0.59 = 0.90$ Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \Phi_i m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.59 \times 9.77 / 2.20 = 2358.1 \text{ kN/m}$ $N_{sd} = 0.0 < 2358.1 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας**Έλεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο και βάση του τοίχου**Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_m = (0.00 + 0.40 \times 1.35 \times 698.8 / 11.67) = 32.34 \text{ kN/m}$ Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 32.34 / 0.59 = 0.055 \text{ N/mm}^2$ Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου στο μεσαίο πέμπτο $M_m/N_m = 0.20 \times 0.00000 \times 0.0 / 32.3 = 0.00000 \text{ m}$ Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00000 \text{ m}$ Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = hef/450 = 3.30/450 = 0.00733 \text{ m}$ Εκκεντρότητα οφειλόμενη στα φορτία $e_m = (M_m/N_m) + e_{hm} + e_s = 0.00000 + 0.00000 + 0.00733 = 0.00733 \text{ m}$ Η λυγηρότητα είναι ≤ 15 άρα (Ευρωκ-6 4.4.3.2) εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$ Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_m = e_m + e_k = 0.00733 + 0.00000 = 0.00733 \text{ m}$ Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_m = 0.05t = 0.05 \times 0.59 = 0.02950 \text{ m}$ Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_m = 1 - 2e_m/t = 1 - 2 \times 0.029/0.59 = 0.90$ Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_i = (1.35 \times 698.8 + 1.50 \times 0.0) / 11.67 = 80.84 \text{ kN/m}$ Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 80.84 / 0.59 = 0.137 \text{ N/mm}^2$ Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_i/N_i = 0.00000 \times 0.0 / 80.8 = 0.00000 \text{ m}$ Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00000 \text{ m}$ Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = hef/450 = 3.30/450 = 0.00733 \text{ m}$ Εκκεντρότητα στην βάση (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i/N_i + e_{hi} + e_s = 0.00000 + 0.00000 + 0.00733 = 0.00733 \text{ m}$ Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05 \times 0.59 = 0.02950 \text{ m}$ Μειωτικός συντελεστής στην βάση (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i = 1 - 2e_i/t = 1 - 2 \times 0.02950/0.59 = 0.90$ Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \Phi_i m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.59 \times 9.77 / 2.20 = 2358.1 \text{ kN/m}$ Μέγιστη κατακόρυφη θλιπτική τάση από αποτελέσματα πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma = -0.185 \text{ N/mm}^2$

(Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περιοχές τάσεων εκτός των περιοχών συγκέντρωσης τάσεων στις στηρίξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)

Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{sd} = 1000 \times 0.59 \times 0.185 = 109.2 \text{ kN/m}$ $N_{sd} = 109.2 < 2358.1 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας**Έλεγχος σε κατακόρυφο φορτίο Φόρτιση 1.00xg+0.30xq+Σεισμός (Ευρωκ-6, 4.4.2)****Έλεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου**Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_i = (1.00 \times 0.0 + 0.30 \times 0.0) / 11.67 = 0.00 \text{ kN/m}$ Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 0.00 / 0.59 = 0.000 \text{ N/mm}^2$ Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου ή στέγης στην κορυφή $M_i/N_i = 0$

Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi}=0.00026$ m
 Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s=hef/450=3.30/450=0.00733$ m
 Εκκεντρότητα στην κορυφή (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i=Mi/Ni+e_{hi}+e_s=0.00000+0.00026+0.00733=0.00759$ m
 Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i=0.05t=0.05 \times 0.59=0.02950$ m
 Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i=1-2e_i/t=1-2 \times 0.02950/0.59=0.90$
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd}=\Phi_i m.t.f_k/\gamma_M=1000 \times 0.90 \times 0.59 \times 9.77/2.20=2358.1$ kN/m
 $N_{sd}=0.0 < 2358.1=N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας
Έλεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο και βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_m=(0.00+0.40 \times 1.00 \times 698.8/11.67)=23.95$ kN/m
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{sdo}=0.001 \times 23.95/0.59=0.041$ N/mm²
 Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου στο μεσαίο πέμπτο $M_m/N_m=0.20 \times 0.00000 \times 0.0/24.0=0.00000$ m
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm}=0.00013$ m
 Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s=hef/450=3.30/450=0.00733$ m
 Εκκεντρότητα οφειλόμενη στα φορτία $e_m=(M_m/N_m)+e_{hm}+e_s=0.00000+0.00013+0.00733=0.00746$ m
 Η λυγηρότητα είναι ≤ 15 άρα (Ευρωκ-6 4.4.3.2) εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k=0$
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_m=e_m+e_k=0.00746+0.00000=0.00746$ m
 Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_m=0.05t=0.05 \times 0.59=0.02950$ m
 Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_m=1-2e_m/t=1-2 \times 0.029/0.59=0.90$
 Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_i=(1.00 \times 698.8+0.30 \times 0.0)/11.67=59.88$ kN/m
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{sdo}=0.001 \times 59.88/0.59=0.101$ N/mm²
 Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_i/N_i=0.00000 \times 0.0/59.9=0.00000$ m
 Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi}=0.00026$ m
 Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s=hef/450=3.30/450=0.00733$ m
 Εκκεντρότητα στην βάση (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i=Mi/Ni+e_{hi}+e_s=0.00000+0.00026+0.00733=0.00759$ m
 Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i=0.05t=0.05 \times 0.59=0.02950$ m
 Μειωτικός συντελεστής στην βάση (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i=1-2e_i/t=1-2 \times 0.02950/0.59=0.90$
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd}=\Phi_i m.t.f_k/\gamma_M=1000 \times 0.90 \times 0.59 \times 9.77/2.20=2358.1$ kN/m
 Μέγιστη κατακόρυφη θλιπτική τάση από αποτελέσματα πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma_p=-0.874$ N/mm²
 (Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περιοχές τάσεων εκτός των περιοχών συγκέντρωσης τάσεων στις στηρίξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)
 Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{sd}=1000 \times 0.59 \times 0.874=515.6$ kN/m
 $N_{sd}=515.6 < 2358.1=N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Έλεγχος σε Διάτμηση Φόρτιση 1.00xg+0.30xq+Σεισμός (Ευρωκ-6.4.5.3)

Μέγιστη τάση διάτμησης από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\tau_{max}=0.308$ N/mm²
 (Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περιοχές τάσεων εκτός των περιοχών συγκέντρωσης τάσεων στις στηρίξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)
 Μέγιστη τιμή σχεδιασμού τέμνουσας ανά μονάδα μήκους $V_{sd}=1000 \times 0.59 \times 0.308=181.9$ kN/m
 Χαρακτηριστική διατμητική αντοχή $f_{vk}=0.70 \times (f_{vko}+0.4 \times \sigma_{sd})$ (Ευρωκ-6 3.6.3, Ευρωκ-6 3.6.3(8))
 $f_{vk}=0.70 \times (0.680+0.4 \times 0.874)=0.721$ N/mm², $\max f_{vk}=1.000$ N/mm², και $f_{vk}=0.721$ N/mm²
 Τιμή σχεδιασμού αντοχής έναντι τέμνουσας $V_{rd}=f_{vk}.t./\gamma_M$ (Ευρωκ-6 4.5.3)
 $V_{rd}=1000 \times 0.721 \times 0.59/2.20=193.3$ kN/m
 $V_{sd}=181.9 < 193.3=V_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος τέμνουσας σε οριακή κατάσταση αστοχίας

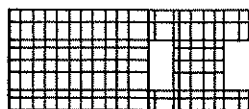
Σενάζ οπλισμένου σκυροδέματος (Εθν. Κείμ. εφαρμογής Ευρωκ-6, 5.2)

Στο πάνω μέρος του τοίχου και στο ύψος των υπέρθυρων τυχόν παρουσιαζόμενες μικρές εφελκυστικές τάσεις παραλαμβάνονται από σενάζ οπλισμένου σκυροδέματος 59x20 [πλάτος x ύψος cm]
 με ελάχιστο οπλισμό 4Φ14 (και συνδετήρες Φ8/20) που ικανοποιεί τα ελάχιστα όρια του κανονισμού.

Ισόγειο

T56

Διαστάσεις μήκος=11.20m, ύψος= 4.40m, πάχος=0.74m



Λιθοδομή M2 0.60

Κατηγορία κατασκευής B (Ευρωκ-6, Παράρτημα Η)

Κατηγορία ελέγχου παραγωγής λιθοσφαιμάτων I (Ευρωκ-6, 3.1.1)

Θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας $f_k=8.70$ N/mm²

Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού $\gamma_M=2.20$ (Ευρωκ-6, Πίνακ.2.3)

Μήκος λυγισμού $hef=pxh=0.75 \times 4.40=3.30$ m (Ευρωκ-6, 4.4.4.3)

Λυγηρότητα $hef/te_f=3.30/0.74=4.46 < 27$ εντάξει (Ευρωκ-6, 4.4.6)

Απαιτήσεις Εθνικού κειμένου εφαρμογής Ευρωκώδικα

Διαζωματική τοιχοποιία

Πάχος τοίχου $=0.740 \geq 0.240$ m (εντάξει)

Λυγηρότητα $\lambda=4.46 \leq 15$ (εντάξει)

Υψος/μήκος τοίχου $h/L=4.40/11.20=0.39 \leq 3.0$ (εντάξει)

Ελεγχος σε κατακόρυφο φορτίο φόρτιση 1.35xg+1.50xq (Ευρωκ-6, 4.4.2)**Ελεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου**Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_i = (1.35 \times 44.8 + 1.50 \times 0.0) / 11.20 = 5.40 \text{ kN/m}$ Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 5.40 / 0.74 = 0.007 \text{ N/mm}^2$ Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου ή στέγης στην κορυφή $M_i/N_i = 0$ Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00000 \text{ m}$ Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef}/450 = 3.30/450 = 0.00733 \text{ m}$ Εκκεντρότητα στην κορυφή (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i/N_i + e_{hi} + e_s = 0.00000 + 0.00000 + 0.00733 = 0.00733 \text{ m}$ Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05 \times 0.74 = 0.03700 \text{ m}$ Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i = 1 - 2e_i/t = 1 - 2 \times 0.03700/0.74 = 0.90$ Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \Phi_i \cdot m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.74 \times 8.70 / 2.20 = 2633.7 \text{ kN/m}$ $N_{sd} = 5.4 < 2633.7 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας**Ελεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο και βάση του τοίχου**Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_m = (5.40 + 0.40 \times 1.35 \times 845.9 / 11.20) = 46.18 \text{ kN/m}$ Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 46.18 / 0.74 = 0.062 \text{ N/mm}^2$ Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου στο μεσαίο πέμπτο $M_m/N_m = 0.20 \times 0.00000 \times 5.4 / 46.2 = 0.00000 \text{ m}$ Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00000 \text{ m}$ Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef}/450 = 3.30/450 = 0.00733 \text{ m}$ Εκκεντρότητα οφειλόμενη στα φορτία $e_m = (M_m/N_m) + e_{hm} + e_s = 0.00000 + 0.00000 + 0.00733 = 0.00733 \text{ m}$ Η λυγηρότητα είναι ≤ 15 άρα (Ευρωκ-6 4.4.3.2) εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$ Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_m = e_m + e_k = 0.00733 + 0.00000 = 0.00733 \text{ m}$ Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_m = 0.05t = 0.05 \times 0.74 = 0.03700 \text{ m}$ Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_m = 1 - 2e_m/t = 1 - 2 \times 0.037/0.74 = 0.90$ Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_i = (1.35 \times 890.7 + 1.50 \times 0.0) / 11.20 = 107.36 \text{ kN/m}$ Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 107.36 / 0.74 = 0.145 \text{ N/mm}^2$ Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_i/N_i = 0.00000 \times 5.4 / 107.4 = 0.00000 \text{ m}$ Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00000 \text{ m}$ Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef}/450 = 3.30/450 = 0.00733 \text{ m}$ Εκκεντρότητα στην βάση (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i/N_i + e_{hi} + e_s = 0.00000 + 0.00000 + 0.00733 = 0.00733 \text{ m}$ Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05 \times 0.74 = 0.03700 \text{ m}$ Μειωτικός συντελεστής στην βάση (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i = 1 - 2e_i/t = 1 - 2 \times 0.03700/0.74 = 0.90$ Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \Phi_i \cdot m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.74 \times 8.70 / 2.20 = 2633.7 \text{ kN/m}$ Μέγιστη κατακόρυφη θλιπτική τάση από αποτελέσματα πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma = -0.194 \text{ N/mm}^2$

(Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περιοχές τάσεων εκτός των περιοχών συγκέντρωσης τάσεων στις στηρίξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)

Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{sd} = 1000 \times 0.74 \times 0.194 = 143.2 \text{ kN/m}$ $N_{sd} = 143.2 < 2633.7 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας**Ελεγχος σε κατακόρυφο φορτίο φόρτιση 1.00xg+0.30xq+Σεισμός (Ευρωκ-6, 4.4.2)****Ελεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου**Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_i = (1.00 \times 44.8 + 0.30 \times 0.0) / 11.20 = 4.00 \text{ kN/m}$ Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 4.00 / 0.74 = 0.005 \text{ N/mm}^2$ Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου ή στέγης στην κορυφή $M_i/N_i = 0$ Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00026 \text{ m}$ Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef}/450 = 3.30/450 = 0.00733 \text{ m}$ Εκκεντρότητα στην κορυφή (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i/N_i + e_{hi} + e_s = 0.00000 + 0.00026 + 0.00733 = 0.00759 \text{ m}$ Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05 \times 0.74 = 0.03700 \text{ m}$ Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i = 1 - 2e_i/t = 1 - 2 \times 0.03700/0.74 = 0.90$ Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \Phi_i \cdot m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.74 \times 8.70 / 2.20 = 2633.7 \text{ kN/m}$ $N_{sd} = 4.0 < 2633.7 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας**Ελεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο και βάση του τοίχου**Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_m = (4.00 + 0.40 \times 1.00 \times 845.9 / 11.20) = 34.21 \text{ kN/m}$ Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 34.21 / 0.74 = 0.046 \text{ N/mm}^2$ Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου στο μεσαίο πέμπτο $M_m/N_m = 0.20 \times 0.00000 \times 4.0 / 34.2 = 0.00000 \text{ m}$ Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00013 \text{ m}$ Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef}/450 = 3.30/450 = 0.00733 \text{ m}$ Εκκεντρότητα οφειλόμενη στα φορτία $e_m = (M_m/N_m) + e_{hm} + e_s = 0.00000 + 0.00013 + 0.00733 = 0.00746 \text{ m}$ Η λυγηρότητα είναι ≤ 15 άρα (Ευρωκ-6 4.4.3.2) εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$ Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_m = e_m + e_k = 0.00746 + 0.00000 = 0.00746 \text{ m}$ Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_m = 0.05t = 0.05 \times 0.74 = 0.03700 \text{ m}$ Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_m = 1 - 2e_m/t = 1 - 2 \times 0.037/0.74 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_i = (1.00 \times 890.7 + 0.30 \times 0.0) / 11.20 = 79.53 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 79.53 / 0.74 = 0.107 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_i/N_i = 0.00000 \times 4.0 / 79.5 = 0.00000 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00026 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef}/450 = 3.30/450 = 0.00733 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στην βάση (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i/N_i + e_{hi} + e_s = 0.00000 + 0.00026 + 0.00733 = 0.00759 \text{ m}$
 Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05 \times 0.74 = 0.03700 \text{ m}$
 Μειωτικός συντελεστής στην βάση (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i = 1 - 2e_i/t = 1 - 2 \times 0.03700 / 0.74 = 0.90$
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \Phi_i \cdot m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.74 \times 8.70 / 2.20 = 2633.7 \text{ kN/m}$
 Μέγιστη κατακόρυφη θλιπτική τάση από αποτελέσματα πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma = -0.723 \text{ N/mm}^2$
 (Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περιοχές τάσεων εκτός των περιοχών συγκέντρωσης τάσεων στις στηρίξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)
 Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{sd} = 1000 \times 0.74 \times 0.723 = 535.1 \text{ kN/m}$
 $N_{sd} = 535.1 < 2633.7 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Έλεγχος σε διάτμηση φόρτιση $1.00xg+0.30xq+\Sigma \epsilon ι σ μ ό ς$ (Ευρωκ-6.4.5.3)

Μέγιστη τάση διάτμησης από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\tau_{\max} = 0.269 \text{ N/mm}^2$
 (Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περιοχές τάσεων εκτός των περιοχών συγκέντρωσης τάσεων στις στηρίξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)
 Μέγιστη τιμή σχεδιασμού τέμνουσας ανά μονάδα μήκους $V_{sd} = 1000 \times 0.74 \times 0.269 = 199.0 \text{ kN/m}$
 Χαρακτηριστική διατμητική αντοχή $f_{vk} = 0.70 \times (f_{vko} + 0.4 \times \sigma_{sd})$ (Ευρωκ-6 3.6.3, Ευρωκ-6 3.6.3(8))
 $f_{vk} = 0.70 \times (0.580 + 0.4 \times 0.723) = 0.608 \text{ N/mm}^2$, $\max f_{vk} = 1.000 \text{ N/mm}^2$, και $f_{vk} = 0.608 \text{ N/mm}^2$
 Τιμή σχεδιασμού αντοχής έναντι τέμνουσας $V_{rd} = f_{vk} \cdot t \cdot \gamma_M$ (Ευρωκ-6 4.5.3)
 $V_{rd} = 1000 \times 0.608 \times 0.74 / 2.20 = 204.7 \text{ kN/m}$
 $V_{sd} = 199.0 < 204.7 = V_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος τέμνουσας σε οριακή κατάσταση αστοχίας

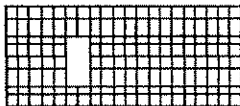
Σενάζ οπλισμένου σκυροδέματος (Εθν. Κε.μ. εφαρμογής Ευρωκ-6, 5.2)

Στο πάνω μέρος του τοίχου και στο ύψος των υπέρθυρων τυχόν παρουσιάζόμενες μικρές εφελκυστικές τάσεις παραλαμβάνονται από σενάζ οπλισμένου σκυροδέματος 74×20 [πλάτος \times ύψος cm]
 με ελάχιστο οπλισμό $4\Phi 16$ (και συνδετήρες $\Phi 8/20$) που ικανοποιεί τα ελάχιστα όρια του κανονισμού.

Ισόγειο

T57

Διαστάσεις μήκος=10.83m, ύψος= 4.40m, πάχος=0.74m



Λιθοδομή M2 0.60

Κατηγορία κατασκευής B (Ευρωκ-6, Παράρτημα Η)

Κατηγορία ελέγχου παραγωγής λιθοσωμάτων I (Ευρωκ-6, 3.1.1)

Θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας $f_k = 8.70 \text{ N/mm}^2$

Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού $\gamma_M = 2.20$ (Ευρωκ-6, Πιν. 2.3)

Μήκος λυγισμού $h_{ef} = r_{xh} = 0.75 \times 4.40 = 3.30 \text{ m}$ (Ευρωκ-6, 4.4.4.3)

Λυγηρότητα $h_{ef}/t_{ef} = 3.30/0.74 = 4.46 < 27$ εντάξει (Ευρωκ-6, 4.4.6)

Απαιτήσεις Εθνικού κειμένου εφαρμογής Ευρωκώδικα

Διαζωματική τοιχοποιία

Πάχος τοίχου $= 0.740 \geq 0.240 \text{ m}$ (εντάξει)

Λυγηρότητα $\lambda = 4.46 \leq 15$ (εντάξει)

Υψος/μήκος τοίχου $h/L = 4.40/10.83 = 0.41 \leq 3.0$ (εντάξει)

Έλεγχος σε κατακόρυφο φορτίο φόρτιση $1.35xg+1.50xq$ (Ευρωκ-6, 4.4.2)

Έλεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_i = (1.35 \times 43.3 + 1.50 \times 0.0) / 10.83 = 5.40 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 5.40 / 0.74 = 0.007 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου ή στέγης στην κορυφή $M_i/N_i = 0$

Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00000 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef}/450 = 3.30/450 = 0.00733 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στην κορυφή (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i/N_i + e_{hi} + e_s = 0.00000 + 0.00000 + 0.00733 = 0.00733 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05 \times 0.74 = 0.03700 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i = 1 - 2e_i/t = 1 - 2 \times 0.03700 / 0.74 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \Phi_i \cdot m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.74 \times 8.70 / 2.20 = 2633.7 \text{ kN/m}$

$N_{sd} = 5.4 < 2633.7 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Ελεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο και βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_m = (5.40 + 0.40 \times 1.35 \times 862.5 / 10.83) = 48.40 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 48.40 / 0.74 = 0.065 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου στο μεσαίο πέμπτο $M_m / N_m = 0.20 \times 0.00000 \times 5.4 / 48.4 = 0.00000 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00000 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef} / 450 = 3.30 / 450 = 0.00733 \text{ m}$

Εκκεντρότητα οφειλόμενη στα φορτία $e_m = (M_m / N_m) + e_{hm} + e_s = 0.00000 + 0.00000 + 0.00733 = 0.00733 \text{ m}$

Η λυγηρότητα είναι ≤ 15 άρα (Ευρωκ-6 4.4.3.2) εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_m = e_m + e_k = 0.00733 + 0.00000 = 0.00733 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_m = 0.05t = 0.05 \times 0.74 = 0.03700 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_m = 1 - 2e_m / t = 1 - 2 \times 0.037 / 0.74 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_i = (1.35 \times 905.8 + 1.50 \times 0.0) / 10.83 = 112.91 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 112.91 / 0.74 = 0.153 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_i / N_i = 0.00000 \times 5.4 / 112.9 = 0.00000 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00000 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef} / 450 = 3.30 / 450 = 0.00733 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στην βάση (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i / N_i + e_{hi} + e_s = 0.00000 + 0.00000 + 0.00733 = 0.00733 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05 \times 0.74 = 0.03700 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στην βάση (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i = 1 - 2e_i / t = 1 - 2 \times 0.03700 / 0.74 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \Phi_{im} \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.74 \times 8.70 / 2.20 = 2633.7 \text{ kN/m}$

Μέγιστη κατακόρυφη θλιπτική τάση από αποτελέσματα πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma = -0.185 \text{ N/mm}^2$

(Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περιοχές

τάσεων εκτός των περιοχών συγκέντρωσης τάσεων στις στηρίξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)

Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{sd} = 1000 \times 0.74 \times 0.185 = 137.1 \text{ kN/m}$

$N_{sd} = 137.1 < 2633.7 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Ελεγχος σε κατακόρυφο φορτίο θόρτιση 1.00xg+0.30xq+Σεισμός (Ευρωκ-6, 4.4.2)Ελεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_i = (1.00 \times 43.3 + 0.30 \times 0.0) / 10.83 = 4.00 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 4.00 / 0.74 = 0.005 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου ή στέγης στην κορυφή $M_i / N_i = 0$

Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00026 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef} / 450 = 3.30 / 450 = 0.00733 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στην κορυφή (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i / N_i + e_{hi} + e_s = 0.00000 + 0.00026 + 0.00733 = 0.00759 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05 \times 0.74 = 0.03700 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i = 1 - 2e_i / t = 1 - 2 \times 0.03700 / 0.74 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \Phi_{im} \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.74 \times 8.70 / 2.20 = 2633.7 \text{ kN/m}$

$N_{sd} = 4.0 < 2633.7 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Ελεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο και βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_m = (4.00 + 0.40 \times 1.00 \times 862.5 / 10.83) = 35.85 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 35.85 / 0.74 = 0.048 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου στο μεσαίο πέμπτο $M_m / N_m = 0.20 \times 0.00000 \times 4.0 / 35.9 = 0.00000 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00013 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef} / 450 = 3.30 / 450 = 0.00733 \text{ m}$

Εκκεντρότητα οφειλόμενη στα φορτία $e_m = (M_m / N_m) + e_{hm} + e_s = 0.00000 + 0.00013 + 0.00733 = 0.00746 \text{ m}$

Η λυγηρότητα είναι ≤ 15 άρα (Ευρωκ-6 4.4.3.2) εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_m = e_m + e_k = 0.00746 + 0.00000 = 0.00746 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_m = 0.05t = 0.05 \times 0.74 = 0.03700 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_m = 1 - 2e_m / t = 1 - 2 \times 0.037 / 0.74 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_i = (1.00 \times 905.8 + 0.30 \times 0.0) / 10.83 = 83.64 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 83.64 / 0.74 = 0.113 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_i / N_i = 0.00000 \times 4.0 / 83.6 = 0.00000 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00026 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef} / 450 = 3.30 / 450 = 0.00733 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στην βάση (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i / N_i + e_{hi} + e_s = 0.00000 + 0.00026 + 0.00733 = 0.00759 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05 \times 0.74 = 0.03700 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στην βάση (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i = 1 - 2e_i / t = 1 - 2 \times 0.03700 / 0.74 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \Phi_{im} \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.74 \times 8.70 / 2.20 = 2633.7 \text{ kN/m}$

Μέγιστη κατακόρυφη θλιπτική τάση από αποτελέσματα πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma = -0.768 \text{ N/mm}^2$

(Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περιοχές

τάσεων εκτός των περιοχών συγκέντρωσης τάσεων στις στηρίξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)

Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{sd} = 1000 \times 0.74 \times 0.768 = 568.2 \text{ kN/m}$

$N_{sd} = 568.2 < 2633.7 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Έλεγχος σε διάτμηση φόρτιση 1.00xg+0.30xq+Σεισμός (Ευρωκ-6.4.5.3)

Μεγίστη τάση διάτμησης από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $t_{max} = 0.257 \text{ N/mm}^2$

(Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περιοχές τάσεων εκτός των περιοχών συγκέντρωσης τάσεων στις στηρίξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)

Μέγιστη τιμή σχεδιασμού τέμνουσας ανά μονάδα μήκους $V_{sd} = 1000 \times 0.74 \times 0.257 = 190.1 \text{ kN/m}$

Χαρακτηριστική διατμητική αντοχή $f_{vk} = 0.70 \times (f_{vko} + 0.4 \times \sigma_d)$ (Ευρωκ-6 3.6.3, Ευρωκ-6 3.6.3(8))

$f_{vk} = 0.70 \times (0.580 + 0.4 \times 0.768) = 0.621 \text{ N/mm}^2$, $\max f_{vk} = 1.000 \text{ N/mm}^2$, και $f_{vk} = 0.621 \text{ N/mm}^2$

Τιμή σχεδιασμού αντοχής έναντι τέμνουσας $V_{rd} = f_{vk} \cdot t \cdot \gamma_M$ (Ευρωκ-6 4.5.3)

$V_{rd} = 1000 \times 0.621 \times 0.74 / 2.20 = 208.9 \text{ kN/m}$

$V_{sd} = 190.1 < 208.9 = V_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος τέμνουσας σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Σενάξ οπλισμένου σκυροδέματος (Εθν. Κείμ. εφαρμογής Ευρωκ-6, 5.2)

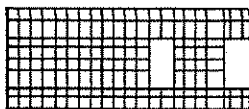
Στο πάνω μέρος του τοίχου και στο ύψος των υπέρθυρων τυχόν παρουσιαζόμενες μικρές εφελκυστικές τάσεις παραλαμβάνονται από σενάξ οπλισμένου σκυροδέματος 74×20 [πλάτος \times ύψος cm]

με ελάχιστο οπλισμό $4\Phi 16$ (και συνδετήρες $\Phi 8/20$) που ικανοποιεί τα ελάχιστα όρια του κανονισμού.

Ισόγειο

T58

Διαστάσεις μήκος=11.30m, ύψος= 4.40m, πάχος=0.74m



Λιθοδομή M2 0.60

Κατηγορία κατασκευής B (Ευρωκ-6, Παράρτημα Η)

Κατηγορία ελέγχου παραγωγής λιθοσωμάτων I (Ευρωκ-6, 3.1.1)

Θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας $f_k = 8.70 \text{ N/mm}^2$

Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού $\gamma_M = 2.20$ (Ευρωκ-6, Πίνακ.2.3)

Μήκος λυγισμού $hef = r_{xh} = 0.75 \times 4.40 = 3.30 \text{ m}$ (Ευρωκ-6, 4.4.4.3)

Λυγηρότητα $hef/tef = 3.30/0.74 = 4.46 < 27$ εντάξει (Ευρωκ-6, 4.4.6)

Απαιτήσεις Εθνικού κειμένου εφαρμογής Ευρωκώδικα

Διαζωματική τοιχοποιία

Πάχος τοίχου $= 0.740 \geq 0.240 \text{ m}$ (εντάξει)

Λυγηρότητα $\lambda = 4.46 \leq 15$ (εντάξει)

Υψος/μήκος τοίχου $h/L = 4.40/11.30 = 0.39 \leq 3.0$ (εντάξει)

Έλεγχος σε κατακόρυφο φορτίο φόρτιση 1.35xg+1.50xq (Ευρωκ-6, 4.4.2)

Έλεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_i = (1.35 \times 45.2 + 1.50 \times 0.0) / 11.30 = 5.40 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 5.40 / 0.74 = 0.007 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου ή στέγης στην κορυφή $M_i/N_i = 0$

Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00000 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = hef/450 = 3.30/450 = 0.00733 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στην κορυφή (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i/N_i + e_{hi} + e_s = 0.00000 + 0.00000 + 0.00733 = 0.00733 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05 \times 0.74 = 0.03700 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i = 1 - 2e_i/t = 1 - 2 \times 0.03700 / 0.74 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.74 \times 8.70 / 2.20 = 2633.7 \text{ kN/m}$

$N_{sd} = 5.4 < 2633.7 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Έλεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο και βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_m = (5.40 + 0.40 \times 1.35 \times 854.3 / 11.30) = 46.22 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 46.22 / 0.74 = 0.062 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου στο μεσαίο πέμπτο $M_m/N_m = 0.20 \times 0.00000 \times 5.4 / 46.2 = 0.00000 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00000 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = hef/450 = 3.30/450 = 0.00733 \text{ m}$

Εκκεντρότητα οφειλόμενη στα φορτία $e_m = (M_m/N_m) + e_{hm} + e_s = 0.00000 + 0.00000 + 0.00733 = 0.00733 \text{ m}$

Η λυγηρότητα είναι ≤ 15 άρα (Ευρωκ-6 4.4.3.2) εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_m = e_m + e_k = 0.00733 + 0.00000 = 0.00733 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_m = 0.05t = 0.05 \times 0.74 = 0.03700 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_m = 1 - 2e_m/t = 1 - 2 \times 0.037 / 0.74 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $Ni = (1.35x 899.5 + 1.50x 0.0) / 11.30 = 107.46 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{sdo} = 0.001x 107.46 / 0.74 = 0.145 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $Mi/Ni = 0.00000x 5.4 / 107.5 = 0.00000 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $ehi = 0.00000 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $es = hef / 450 = 3.30 / 450 = 0.00733 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στην βάση (Ευρωκ-6 4.4.3) $ei = Mi/Ni + ehi + es = 0.00000 + 0.00000 + 0.00733 = 0.00733 \text{ m}$
 Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $ei = 0.05t = 0.05x 0.74 = 0.03700 \text{ m}$
 Μειωτικός συντελεστής στην βάση (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi i = 1 - 2ei/t = 1 - 2x 0.03700 / 0.74 = 0.90$
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \Phi i m.t.fk / \gamma_M = 1000x 0.90x 0.74x 8.70 / 2.20 = 2633.7 \text{ kN/m}$
 Μέγιστη κατακόρυφη θλιπτική τάση από αποτελέσματα πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma = -0.183 \text{ N/mm}^2$
 (Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περιοχές τάσεων εκτός των περιοχών συγκέντρωσης τάσεων στις στηρίξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)
 Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{sd} = 1000x 0.74x 0.183 = 135.2 \text{ kN/m}$
 $N_{sd} = 135.2 < 2633.7 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Έλεγχος σε κατακόρυφο φορτίο φόρτιση 1.00xg+0.30xq+Σεισμός (Ευρωκ-6, 4.4.2)

Έλεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $Ni = (1.00x 45.2 + 0.30x 0.0) / 11.30 = 4.00 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{sdo} = 0.001x 4.00 / 0.74 = 0.005 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου ή στέγης στην κορυφή $Mi/Ni = 0$
 Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $ehi = 0.00026 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $es = hef / 450 = 3.30 / 450 = 0.00733 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στην κορυφή (Ευρωκ-6 4.4.3) $ei = Mi/Ni + ehi + es = 0.00000 + 0.00026 + 0.00733 = 0.00759 \text{ m}$
 Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $ei = 0.05t = 0.05x 0.74 = 0.03700 \text{ m}$
 Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi i = 1 - 2ei/t = 1 - 2x 0.03700 / 0.74 = 0.90$
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \Phi i m.t.fk / \gamma_M = 1000x 0.90x 0.74x 8.70 / 2.20 = 2633.7 \text{ kN/m}$
 $N_{sd} = 4.0 < 2633.7 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Έλεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο και βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_m = (4.00 + 0.40x 1.00x 854.3 / 11.30) = 34.24 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{sdo} = 0.001x 34.24 / 0.74 = 0.046 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου στο μεσαίο πέμπτο $M_m/N_m = 0.20x 0.00000x 4.0 / 34.2 = 0.00000 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $ehm = 0.00013 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $es = hef / 450 = 3.30 / 450 = 0.00733 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα οφειλόμενη στα φορτία $em = (M_m/N_m) + ehm + es = 0.00000 + 0.00013 + 0.00733 = 0.00746 \text{ m}$
 Η λυγηρότητα είναι ≤ 15 άρα (Ευρωκ-6 4.4.3.2) εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $ek = 0$
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6 4.4.3) $em = em + ek = 0.00746 + 0.00000 = 0.00746 \text{ m}$
 Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $em = 0.05t = 0.05x 0.74 = 0.03700 \text{ m}$
 Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi m = 1 - 2em/t = 1 - 2x 0.037 / 0.74 = 0.90$
 Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $Ni = (1.00x 899.5 + 0.30x 0.0) / 11.30 = 79.60 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{sdo} = 0.001x 79.60 / 0.74 = 0.108 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $Mi/Ni = 0.00000x 4.0 / 79.6 = 0.00000 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $ehi = 0.00026 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $es = hef / 450 = 3.30 / 450 = 0.00733 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στην βάση (Ευρωκ-6 4.4.3) $ei = Mi/Ni + ehi + es = 0.00000 + 0.00026 + 0.00733 = 0.00759 \text{ m}$
 Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $ei = 0.05t = 0.05x 0.74 = 0.03700 \text{ m}$
 Μειωτικός συντελεστής στην βάση (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi i = 1 - 2ei/t = 1 - 2x 0.03700 / 0.74 = 0.90$
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \Phi i m.t.fk / \gamma_M = 1000x 0.90x 0.74x 8.70 / 2.20 = 2633.7 \text{ kN/m}$
 Μέγιστη κατακόρυφη θλιπτική τάση από αποτελέσματα πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma = -0.610 \text{ N/mm}^2$
 (Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περιοχές τάσεων εκτός των περιοχών συγκέντρωσης τάσεων στις στηρίξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)
 Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{sd} = 1000x 0.74x 0.610 = 451.2 \text{ kN/m}$
 $N_{sd} = 451.2 < 2633.7 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Έλεγχος σε διάτμηση φόρτιση 1.00xg+0.30xq+Σεισμός (Ευρωκ-6.4.5.3)

Μέγιστη τάση διάτμησης από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\tau_{max} = 0.286 \text{ N/mm}^2$
 (Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περιοχές τάσεων εκτός των περιοχών συγκέντρωσης τάσεων στις στηρίξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)
 Μέγιστη τιμή σχεδιασμού τέμνουσας ανά μονάδα μήκους $V_{sd} = 1000x 0.74x 0.286 = 211.6 \text{ kN/m}$
 Χαρακτηριστική διατμητική αντοχή $f_{vk} = 0.70x (f_{vko} + 0.4x \sigma_{sd})$ (Ευρωκ-6 3.6.3, Ευρωκ-6 3.6.3(8))
 $f_{vk} = 0.70x (0.580 + 0.4x 0.610) = 0.577 \text{ N/mm}^2$, $\max f_{vk} = 1.000 \text{ N/mm}^2$, και $f_{vk} = 0.580 \text{ N/mm}^2$
 Τιμή σχεδιασμού αντοχής έναντι τέμνουσας $V_{rd} = f_{vk}.t./\gamma_M$ (Ευρωκ-6 4.5.3)
 $V_{rd} = 1000x 0.580x 0.74 / 2.20 = 195.1 \text{ kN/m}$
 $V_{sd} = 211.6 > 195.1 = V_{rd}$ Δεν ικανοποιείται ο έλεγχος τέμνουσας σε οριακή κατάσταση αστοχίας

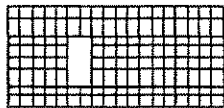
Σενάζ οπλισμένου σκυροδέματος (Εθν. Κείμ. εφαρμογής Ευρωκ-6, 5.2)

Στο πάνω μέρος του τοίχου και στο ύψος των υπέρθυρων τυχόν παρουσιαζόμενες μικρές εφελκυστικές τάσεις παραλαμβάνονται από σενάζ οπλισμένου σκυροδέματος 74x20 [πλάτος x ύψος cm]

με ελάχιστο οπλισμό 4Φ16 (και συνδετήρες Φ8/20) που ικανοποιεί τα ελάχιστα όρια του κανονισμού.

Ισόγειο**T59**

Διαστάσεις μήκος=10.00m, ύψος= 4.40m, πάχος=0.74m



Λιθοδομή M2 0.60

Κατηγορία κατασκευής B (Ευρωκ-6, Παράρτημα Η)

Κατηγορία ελέγχου παραγωγής λιθοσσωμάτων I (Ευρωκ-6, 3.1.1)

Θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας $f_k = 8.70 \text{ N/mm}^2$

Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού $\gamma_M = 2.20$ (Ευρωκ-6, Πιν. 2.3)

Μήκος λυγισμού $hef = r_{ch} = 0.75 \times 4.40 = 3.30 \text{ m}$ (Ευρωκ-6, 4.4.4.3)

Λυγηρότητα $hef/t_{ef} = 3.30/0.74 = 4.46 < 27$ εντάξει (Ευρωκ-6, 4.4.6)

Απαιτήσεις Εθνικού κειμένου εφαρμογής Ευρωκώδικα

Διαζωματική τοιχοποιία

Πάχος τοίχου $= 0.740 \geq 0.240 \text{ m}$ (εντάξει)

Λυγηρότητα $\lambda = 4.46 \leq 15$ (εντάξει)

Υψος/μήκος τοίχου $h/L = 4.40/10.00 = 0.44 \leq 3.0$ (εντάξει)

Ελεγχος σε κατακόρυφο φορτίο Φόρτιση 1.35xg+1.50xq (Ευρωκ-6, 4.4.2)**Ελεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου**

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_i = (1.35 \times 40.0 + 1.50 \times 0.0)/10.00 = 5.40 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 5.40/0.74 = 0.007 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου ή στέγης στην κορυφή $M_i/N_i = 0$

Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00000 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = hef/450 = 3.30/450 = 0.00733 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στην κορυφή (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i/N_i + e_{hi} + e_s = 0.00000 + 0.00000 + 0.00733 = 0.00733 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05 \times 0.74 = 0.03700 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i = 1 - 2e_i/t = 1 - 2 \times 0.03700/0.74 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \Phi_i \cdot m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.74 \times 8.70/2.20 = 2633.7 \text{ kN/m}$

$N_{sd} = 5.4 < 2633.7 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Ελεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο και βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_m = (5.40 + 0.40 \times 1.35 \times 792.7/10.00) = 48.21 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 48.21/0.74 = 0.065 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου στο μεσαίο πέμπτο $M_m/N_m = 0.20 \times 0.00000 \times 5.4/48.2 = 0.00000 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00000 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = hef/450 = 3.30/450 = 0.00733 \text{ m}$

Εκκεντρότητα οφειλόμενη στα φορτία $e_m = (M_m/N_m) + e_{hm} + e_s = 0.00000 + 0.00000 + 0.00733 = 0.00733 \text{ m}$

Η λυγηρότητα είναι ≤ 15 άρα (Ευρωκ-6 4.4.3.2) εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_m = e_m + e_k = 0.00733 + 0.00000 = 0.00733 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_m = 0.05t = 0.05 \times 0.74 = 0.03700 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_m = 1 - 2e_m/t = 1 - 2 \times 0.037/0.74 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_i = (1.35 \times 832.7 + 1.50 \times 0.0)/10.00 = 112.41 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 112.41/0.74 = 0.152 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_i/N_i = 0.00000 \times 5.4/112.4 = 0.00000 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00000 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = hef/450 = 3.30/450 = 0.00733 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στην βάση (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i/N_i + e_{hi} + e_s = 0.00000 + 0.00000 + 0.00733 = 0.00733 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05 \times 0.74 = 0.03700 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στην βάση (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i = 1 - 2e_i/t = 1 - 2 \times 0.03700/0.74 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \Phi_i \cdot m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.74 \times 8.70/2.20 = 2633.7 \text{ kN/m}$

Μέγιστη κατακόρυφη θλιπτική τάση από αποτελέσματα πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma = -0.184 \text{ N/mm}^2$

(Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περιοχές τάσεων εκτός των περιοχών συγκέντρωσης τάσεων στις στηρίξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)

Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{sd} = 1000 \times 0.74 \times 0.184 = 136.1 \text{ kN/m}$

$N_{sd} = 136.1 < 2633.7 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Έλεγχος σε κατακόρυφο φορτίο φόρτιση $1.00xg+0.30xq+Σεισμός$ (Ευρωκ-6, 4.4.2)**Έλεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου**

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_i = (1.00x \ 40.0 + 0.30x \ 0.0) / 10.00 = 4.00 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{sdo} = 0.001x \ 4.00 / 0.74 = 0.005 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου ή στέγης στην κορυφή $M_i / N_i = 0$

Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00026 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef} / 450 = 3.30 / 450 = 0.00733 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στην κορυφή (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i / N_i + e_{hi} + e_s = 0.00000 + 0.00026 + 0.00733 = 0.00759 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05x0.74 = 0.03700 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i = 1 - 2e_i / t = 1 - 2x0.03700 / 0.74 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000x0.90x0.74x \ 8.70 / 2.20 = 2633.7 \text{ kN/m}$

$N_{sd} = 4.0 < 2633.7 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Έλεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο και βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_m = (4.00 + 0.40x1.00x \ 792.7 / 10.00) = 35.71 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{sdo} = 0.001x \ 35.71 / 0.74 = 0.048 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου στο μεσαίο πέμπτο $M_m / N_m = 0.20x0.00000x \ 4.0 / 35.7 = 0.00000 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00013 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef} / 450 = 3.30 / 450 = 0.00733 \text{ m}$

Εκκεντρότητα οφειλόμενη στα φορτία $e_m = (M_m / N_m) + e_{hm} + e_s = 0.00000 + 0.00013 + 0.00733 = 0.00746 \text{ m}$

Η λυγηρότητα είναι ≤ 15 άρα (Ευρωκ-6 4.4.3.2) εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_m = e_m + e_k = 0.00746 + 0.00000 = 0.00746 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_m = 0.05t = 0.05x0.74 = 0.03700 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_m = 1 - 2e_m / t = 1 - 2x0.037 / 0.74 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_i = (1.00x \ 832.7 + 0.30x \ 0.0) / 10.00 = 83.27 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{sdo} = 0.001x \ 83.27 / 0.74 = 0.113 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_i / N_i = 0.00000x \ 4.0 / 83.3 = 0.00000 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00026 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef} / 450 = 3.30 / 450 = 0.00733 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στην βάση (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i / N_i + e_{hi} + e_s = 0.00000 + 0.00026 + 0.00733 = 0.00759 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05x0.74 = 0.03700 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στην βάση (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i = 1 - 2e_i / t = 1 - 2x0.03700 / 0.74 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000x0.90x0.74x \ 8.70 / 2.20 = 2633.7 \text{ kN/m}$

Μέγιστη κατακόρυφη θλιπτική τάση από αποτελέσματα πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma = -0.771 \text{ N/mm}^2$

(Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περιοχές τάσεων εκτός των περιοχών συγκέντρωσης τάσεων στις στηρίξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)

Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{sd} = 1000x0.74x \ 0.771 = 570.6 \text{ kN/m}$

$N_{sd} = 570.6 < 2633.7 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Έλεγχος σε διάτμηση φόρτιση $1.00xg+0.30xq+Σεισμός$ (Ευρωκ-6.4.5.3)

Μέγιστη τάση διάτμησης από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\tau_{max} = 0.261 \text{ N/mm}^2$

(Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περιοχές τάσεων εκτός των περιοχών συγκέντρωσης τάσεων στις στηρίξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)

Μέγιστη τιμή σχεδιασμού τέμνουσας ανά μονάδα μήκους $V_{sd} = 1000x0.74x \ 0.261 = 193.0 \text{ kN/m}$

Χαρακτηριστική διατμητική αντοχή $f_{vk} = 0.70x(f_{vko} + 0.4x\sigma_d)$ (Ευρωκ-6 3.6.3, Ευρωκ-6 3.6.3(8))

$f_{vk} = 0.70x(0.580 + 0.4x0.771) = 0.622 \text{ N/mm}^2$, $\max f_{vk} = 1.000 \text{ N/mm}^2$, και $f_{vk} = 0.622 \text{ N/mm}^2$

Τιμή σχεδιασμού αντοχής έναντι τέμνουσας $V_{rd} = f_{vk} \cdot t \cdot \gamma_M$ (Ευρωκ-6 4.5.3)

$V_{rd} = 1000x0.622x0.74 / 2.20 = 209.2 \text{ kN/m}$

$V_{sd} = 193.0 < 209.2 = V_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος τέμνουσας σε οριακή κατάσταση αστοχίας

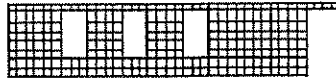
Σενάζ οπλισμένου σκυροδέματος (Εθν. Κείμεν. εφαρμογής Ευρωκ-6, 5.2)

Στο πάνω μέρος του τοίχου και στο ύψος των υπέρθυρων τυχόν παρουσιάζόμενες μικρές εφελκυστικές τάσεις παραλαμβάνονται από σενάζ οπλισμένου σκυροδέματος $74x20$ [πλάτος x ύψος cm]

με ελάχιστο οπλισμό $4\phi 16$ (και συνδετήρες $\phi 8/20$) που ικανοποιεί τα ελάχιστα όρια του κανονισμού.

Υπόγειο**T1**

Διαστάσεις μήκος=15.30m, ύψος= 3.20m, πάχος=0.89m



Λιθοδομή 0.75

Κατηγορία κατασκευής Β (Ευρωκ-6, Παράρτημα Η)

Κατηγορία ελέγχου παραγωγής λιθοσωμάτων Ι (Ευρωκ-6, 3.1.1)

Θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας $f_k = 8.00 \text{ N/mm}^2$ Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού $\gamma_M = 2.20$ (Ευρωκ-6, Πιν. 2.3)Μήκος λυγισμού $hef = r_{ch} = 0.75 \times 3.20 = 2.40 \text{ m}$ (Ευρωκ-6, 4.4.4.3)Λυγηρότητα $hef/t_{ef} = 2.40/0.89 = 2.70 < 27$ εντάξει (Ευρωκ-6, 4.4.6)**Απαιτήσεις Εθνικού κειμένου εφαρμογής Ευρωκώδικα**

Διαζωματική τοιχοποιία

Πάχος τοίχου $= 0.890 \geq 0.240 \text{ m}$ (εντάξει)Λυγηρότητα $\lambda = 2.70 \leq 15$ (εντάξει)Ύψος/μήκος τοίχου $h/L = 3.20/15.30 = 0.21 \leq 3.0$ (εντάξει)**Ελεγχος σε κατακόρυφο φορτίο Φόρτιση 1.35xg+1.50xq (Ευρωκ-6, 4.4.2)****Ελεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου**Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_i = (1.35 \times 1227.5 + 1.50 \times 140.5) / 15.30 = 122.08 \text{ kN/m}$ Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 122.08 / 0.89 = 0.137 \text{ N/mm}^2$ Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου ή στέγης στην κορυφή $M_i/N_i = 0$ Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00000 \text{ m}$ Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = hef/450 = 2.40/450 = 0.00533 \text{ m}$ Εκκεντρότητα στην κορυφή (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i/N_i + e_{hi} + e_s = 0.00000 + 0.00000 + 0.00533 = 0.00533 \text{ m}$ Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05 \times 0.89 = 0.04450 \text{ m}$ Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i = 1 - 2e_i/t = 1 - 2 \times 0.04450/0.89 = 0.90$ Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \Phi_i \cdot m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.89 \times 8.00 / 2.20 = 2912.7 \text{ kN/m}$

Nsd = 122.1 < 2912.7 = Nrd ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Ελεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο και βάση του τοίχουΚατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_m = (122.08 + 0.40 \times 1.35 \times 862.7 / 15.30) = 152.53 \text{ kN/m}$ Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 152.53 / 0.89 = 0.171 \text{ N/mm}^2$ Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου στο μεσαίο πέμπτο $M_m/N_m = 0.20 \times 0.00000 \times 122.1 / 152.5 = 0.00000 \text{ m}$ Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00000 \text{ m}$ Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = hef/450 = 2.40/450 = 0.00533 \text{ m}$ Εκκεντρότητα οφειλόμενη στα φορτία $e_m = (M_m/N_m) + e_{hm} + e_s = 0.00000 + 0.00000 + 0.00533 = 0.00533 \text{ m}$ Η λυγηρότητα είναι ≤ 15 άρα (Ευρωκ-6 4.4.3.2) εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$ Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_m = e_m + e_k = 0.00533 + 0.00000 = 0.00533 \text{ m}$ Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_m = 0.05t = 0.05 \times 0.89 = 0.04450 \text{ m}$ Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_m = 1 - 2e_m/t = 1 - 2 \times 0.045/0.89 = 0.90$ Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_i = (1.35 \times 2090.2 + 1.50 \times 140.5) / 15.30 = 198.20 \text{ kN/m}$ Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 198.20 / 0.89 = 0.223 \text{ N/mm}^2$ Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_i/N_i = 0.00000 \times 122.1 / 198.2 = 0.00000 \text{ m}$ Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00000 \text{ m}$ Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = hef/450 = 2.40/450 = 0.00533 \text{ m}$ Εκκεντρότητα στην βάση (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i/N_i + e_{hi} + e_s = 0.00000 + 0.00000 + 0.00533 = 0.00533 \text{ m}$ Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05 \times 0.89 = 0.04450 \text{ m}$ Μειωτικός συντελεστής στην βάση (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i = 1 - 2e_i/t = 1 - 2 \times 0.04450/0.89 = 0.90$ Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \Phi_i \cdot m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.89 \times 8.00 / 2.20 = 2912.7 \text{ kN/m}$ Μέγιστη κατακόρυφη θλιπτική τάση από αποτελέσματα πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma = -0.434 \text{ N/mm}^2$

(Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περιοχές

τάσεων εκτός των περιοχών συγκέντρωσης τάσεων στις στηρίξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)

Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{sd} = 1000 \times 0.89 \times 0.434 = 386.5 \text{ kN/m}$

Nsd = 386.5 < 2912.7 = Nrd ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Ελεγχος σε κατακόρυφο φορτίο Φόρτιση 1.00xg+0.30xq+Σεισμός (Ευρωκ-6, 4.4.2)**Ελεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου**Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_i = (1.00 \times 1227.5 + 0.30 \times 140.5) / 15.30 = 82.98 \text{ kN/m}$ Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 82.98 / 0.89 = 0.093 \text{ N/mm}^2$ Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου ή στέγης στην κορυφή $M_i/N_i = 0$

Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi}=0.00020$ m

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s=he_f/450=2.40/450=0.00533$ m

Εκκεντρότητα στην κορυφή (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i=M_i/N_i+e_{hi}+e_s=0.00000+0.00020+0.00533=0.00553$ m

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i=0.05t=0.05 \times 0.89=0.04450$ m

Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i=1-2e_i/t=1-2 \times 0.04450/0.89=0.90$

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd}=\Phi_i \cdot t \cdot f_k/\gamma_M=1000 \times 0.90 \times 0.89 \times 8.00/2.20=2912.7$ kN/m

$N_{sd}=83.0 < 2912.7=N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Έλεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο και βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_m=(82.98+0.40 \times 1.00 \times 862.7/15.30)=105.54$ kN/m

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{sdo}=0.001 \times 105.54/0.89=0.119$ N/mm²

Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου στο μεσαίο πέμπτο $M_m/N_m=0.20 \times 0.00000 \times 83.0/105.5=0.00000$ m

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm}=0.00010$ m

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s=he_f/450=2.40/450=0.00533$ m

Εκκεντρότητα οφειλόμενη στα φορτία $e_m=(M_m/N_m)+e_{hm}+e_s=0.00000+0.00010+0.00533=0.00543$ m

Η λυγηρότητα είναι ≤ 15 άρα (Ευρωκ-6 4.4.3.2) εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k=0$

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_m=e_m+e_k=0.00543+0.00000=0.00543$ m

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_m=0.05t=0.05 \times 0.89=0.04450$ m

Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_m=1-2e_m/t=1-2 \times 0.045/0.89=0.90$

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_i=(1.00 \times 2090.2+0.30 \times 140.5)/15.30=139.37$ kN/m

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{sdo}=0.001 \times 139.37/0.89=0.157$ N/mm²

Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_i/N_i=0.00000 \times 83.0/139.4=0.00000$ m

Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi}=0.00020$ m

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s=he_f/450=2.40/450=0.00533$ m

Εκκεντρότητα στην βάση (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i=M_i/N_i+e_{hi}+e_s=0.00000+0.00020+0.00533=0.00553$ m

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i=0.05t=0.05 \times 0.89=0.04450$ m

Μειωτικός συντελεστής στην βάση (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i=1-2e_i/t=1-2 \times 0.04450/0.89=0.90$

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd}=\Phi_i \cdot t \cdot f_k/\gamma_M=1000 \times 0.90 \times 0.89 \times 8.00/2.20=2912.7$ kN/m

Μέγιστη κατακόρυφη θλιπτική τάση από αποτελέσματα πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma=-0.865$ N/mm²

(Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περιοχές τάσεων εκτός των περιοχών συγκέντρωσης τάσεων στις στηρίξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)

Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{sd}=1000 \times 0.89 \times 0.865=770.3$ kN/m

$N_{sd}=770.3 < 2912.7=N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Έλεγχος σε διάτμηση φόρτιση $1.00xg+0.30xq+\Sigma$ εισμούς (Ευρωκ-6.4.5.3)

Μέγιστη τάση διάτμησης από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\tau_{max}=0.255$ N/mm²

(Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περιοχές τάσεων εκτός των περιοχών συγκέντρωσης τάσεων στις στηρίξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)

Μέγιστη τιμή σχεδιασμού τέμνουσας ανά μονάδα μήκους $V_{sd}=1000 \times 0.89 \times 0.255=227.0$ kN/m

Χαρακτηριστική διατμητική αντοχή $f_{vk}=0.70 \times (f_{vko}+0.4 \times \sigma_{sd})$ (Ευρωκ-6 3.6.3, Ευρωκ-6 3.6.3(8))

$f_{vk}=0.70 \times (0.500+0.4 \times 0.865)=0.592$ N/mm², $\max f_{vk}=1.000$ N/mm², και $f_{vk}=0.592$ N/mm²

Τιμή σχεδιασμού αντοχής έναντι τέμνουσας $V_{rd}=f_{vk} \cdot t \cdot \gamma_M$ (Ευρωκ-6 4.5.3)

$V_{rd}=1000 \times 0.592 \times 0.89/2.20=239.6$ kN/m

$V_{sd}=227.0 < 239.6=V_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος τέμνουσας σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Σενάξ οπλισμένου σκυροδέματος (Εθν. Κείμ. εφαρμογής Ευρωκ-6, 5.2)

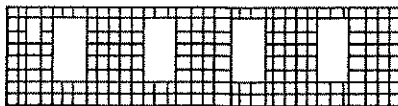
Στο πάνω μέρος του τοίχου και στο ύψος των υπέρθρων τυχόν παρουσιαζόμενες μικρές εφελκυστικές τάσεις παραλαμβάνονται από σενάξ οπλισμένου σκυροδέματος 89×20 [πλάτος x ύψος cm]

με ελάχιστο οπλισμό $4\Phi 16$ (και συνδετήρες $\Phi 8/20$) που ικανοποιεί τα ελάχιστα όρια του κανονισμού.

Υπόγειο

T2

Διαστάσεις μήκος=13.60m, ύψος=3.20m, πάχος=0.89m



Λιθοδομή 0.75

Κατηγορία κατασκευής B (Ευρωκ-6, Παράρτημα Η)

Κατηγορία ελέγχου παραγωγής λιθοσωμάτων I (Ευρωκ-6, 3.1.1)

Θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας $f_k=8.00$ N/mm²

Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού $\gamma_M=2.20$ (Ευρωκ-6, Πίνακ.2.3)

Μήκος λυγισμού $he_f=r \times h=0.75 \times 3.20=2.40$ m (Ευρωκ-6, 4.4.4.3)

Λυγηρότητα $he_f/te_f=2.40/0.89=2.70 < 27$ εντάξει (Ευρωκ-6, 4.4.6)

Απαιτήσεις Εθνικού κειμένου εφαρμογής Ευρωκώδικα

Διαζωματική τοιχοποιία

Πάχος τοίχου $=0.890 \geq 0.240$ m (εντάξει)

Λυγηρότητα $\lambda=2.70 \leq 15$ (εντάξει)

Υψος/μήκος τοίχου $h/L=3.20/13.60=0.24 \leq 3.0$ (εντάξει)

Έλεγχος σε κατακόρυφο φορτίο Φόρτιση 1.35xg+1.50xq (Ευρωκ-6, 4.4.2)**Έλεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου**

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_i = (1.35 \times 1104.1 + 1.50 \times 134.2) / 13.60 = 124.40 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 124.40 / 0.89 = 0.140 \text{ N/mm}^2$

$\sigma_{sdo} = 0.140 < 0.25 \text{ N/mm}^2$ άρα (Ευρωκ-6 Παράρτ. Γ.2) γίνεται μείωση εκκεντρότητας κατά $(1-k/4) = 1.00$

Καμπτική ροπή σχεδιασμού στην κορυφή (Ευρωκ-6 Παράρτημα Γ.1) $M_i = 4.12 \text{ kNm/m}$

Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00000 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef} / 450 = 2.40 / 450 = 0.00533 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στην κορυφή (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i / N_i + e_{hi} + e_s = 0.03309 + 0.00000 + 0.00533 = 0.03842 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05 \times 0.89 = 0.04450 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i = 1 - 2e_i / t = 1 - 2 \times 0.04450 / 0.89 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \Phi_i \cdot m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.89 \times 8.00 / 2.20 = 2912.7 \text{ kN/m}$

$N_{sd} = 124.4 < 2912.7 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Έλεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο και βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_m = (124.40 + 0.40 \times 1.35 \times 767.4) / 13.60 = 154.87 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 154.87 / 0.89 = 0.174 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου στο μεσαίο πέμπτο $M_m / N_m = 0.20 \times 0.03309 \times 124.4 / 154.9 = 0.00532 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00000 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef} / 450 = 2.40 / 450 = 0.00533 \text{ m}$

Εκκεντρότητα οφειλόμενη στα φορτία $e_m = (M_m / N_m) + e_{hm} + e_s = 0.00532 + 0.00000 + 0.00533 = 0.01065 \text{ m}$

Η λυγηρότητα είναι ≤ 15 άρα (Ευρωκ-6 4.4.3.2) εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_m = e_m + e_k = 0.01065 + 0.00000 = 0.01065 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_m = 0.05t = 0.05 \times 0.89 = 0.04450 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_m = 1 - 2e_m / t = 1 - 2 \times 0.045 / 0.89 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_i = (1.35 \times 1871.5 + 1.50 \times 134.2) / 13.60 = 200.58 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 200.58 / 0.89 = 0.225 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_i / N_i = 0.03309 \times 124.4 / 200.6 = 0.02052 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00000 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef} / 450 = 2.40 / 450 = 0.00533 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στην βάση (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i / N_i + e_{hi} + e_s = 0.02052 + 0.00000 + 0.00533 = 0.02586 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05 \times 0.89 = 0.04450 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στην βάση (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i = 1 - 2e_i / t = 1 - 2 \times 0.04450 / 0.89 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \Phi_i \cdot m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.89 \times 8.00 / 2.20 = 2912.7 \text{ kN/m}$

Μέγιστη κατακόρυφη θλιπτική τάση από αποτελέσματα πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma = -0.403 \text{ N/mm}^2$

(Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περιοχές τάσεων εκτός των περιοχών συγκέντρωσης τάσεων στις στηρίξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)

Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{sd} = 1000 \times 0.89 \times 0.403 = 359.1 \text{ kN/m}$

$N_{sd} = 359.1 < 2912.7 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Έλεγχος σε κατακόρυφο φορτίο Φόρτιση 1.00xg+0.30xq+Σεισμός (Ευρωκ-6, 4.4.2)**Έλεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου**

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_i = (1.00 \times 1104.1 + 0.30 \times 134.2) / 13.60 = 84.14 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 84.14 / 0.89 = 0.095 \text{ N/mm}^2$

$\sigma_{sdo} = 0.095 < 0.25 \text{ N/mm}^2$ άρα (Ευρωκ-6 Παράρτ. Γ.2) γίνεται μείωση εκκεντρότητας κατά $(1-k/4) = 1.00$

Καμπτική ροπή σχεδιασμού στην κορυφή (Ευρωκ-6 Παράρτημα Γ.1) $M_i = 1.99 \text{ kNm/m}$

Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00020 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef} / 450 = 2.40 / 450 = 0.00533 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στην κορυφή (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i / N_i + e_{hi} + e_s = 0.02353 + 0.00020 + 0.00533 = 0.02906 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05 \times 0.89 = 0.04450 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i = 1 - 2e_i / t = 1 - 2 \times 0.04450 / 0.89 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \Phi_i \cdot m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.89 \times 8.00 / 2.20 = 2912.7 \text{ kN/m}$

$N_{sd} = 84.1 < 2912.7 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Έλεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο και βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_m = (84.14 + 0.40 \times 1.00 \times 767.4) / 13.60 = 106.71 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 106.71 / 0.89 = 0.120 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου στο μεσαίο πέμπτο $M_m / N_m = 0.20 \times 0.02353 \times 84.1 / 106.7 = 0.00371 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00010 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef} / 450 = 2.40 / 450 = 0.00533 \text{ m}$

Εκκεντρότητα οφειλόμενη στα φορτία $e_m = (M_m / N_m) + e_{hm} + e_s = 0.00371 + 0.00010 + 0.00533 = 0.00914 \text{ m}$

Η λυγηρότητα είναι ≤ 15 άρα (Ευρωκ-6 4.4.3.2) εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_m = e_m + e_k = 0.00914 + 0.00000 = 0.00914 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_m = 0.05t = 0.05 \times 0.89 = 0.04450 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_m = 1 - 2e_m / t = 1 - 2 \times 0.045 / 0.89 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_i = (1.00 \times 1871.5 + 0.30 \times 134.2) / 13.60 = 140.57 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 140.57 / 0.89 = 0.158 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_i/N_i = 0.02353 \times 84.1 / 140.6 = 0.01408 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00020 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef}/450 = 2.40/450 = 0.00533 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στην βάση (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i/N_i + e_{hi} + e_s = 0.01408 + 0.00020 + 0.00533 = 0.01962 \text{ m}$
 Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05 \times 0.89 = 0.04450 \text{ m}$
 Μειωτικός συντελεστής στην βάση (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i = 1 - 2e_i/t = 1 - 2 \times 0.04450 / 0.89 = 0.90$
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \Phi_i m.t.f_k/\gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.89 \times 8.00 / 2.20 = 2912.7 \text{ kN/m}$
 Μέγιστη κατακόρυφη θλιπτική τάση από αποτελέσματα πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma_n = -0.736 \text{ N/mm}^2$
 (Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περιοχές τάσεων εκτός των περιοχών συγκέντρωσης τάσεων στις στηρίξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)
 Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{sd} = 1000 \times 0.89 \times 0.736 = 655.4 \text{ kN/m}$
 $N_{sd} = 655.4 < 2912.7 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Έλεγχος σε διάτμηση φόρτιση $1.00xg+0.30xq+2\epsilon$ (Ευρωκ-6.4.5.3)

Μέγιστη τάση διάτμησης από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\tau_{\max} = 0.235 \text{ N/mm}^2$
 (Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περιοχές τάσεων εκτός των περιοχών συγκέντρωσης τάσεων στις στηρίξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)
 Μέγιστη τιμή σχεδιασμού τέμνουσας ανά μονάδα μήκους $V_{sd} = 1000 \times 0.89 \times 0.235 = 208.9 \text{ kN/m}$
 Χαρακτηριστική διατμητική αντοχή $f_{vk} = 0.70 \times (f_{vko} + 0.4 \times \sigma_{sd})$ (Ευρωκ-6 3.6.3, Ευρωκ-6 3.6.3(8))
 $f_{vk} = 0.70 \times (0.500 + 0.4 \times 0.736) = 0.556 \text{ N/mm}^2$, $\max f_{vk} = 1.000 \text{ N/mm}^2$, και $f_{vk} = 0.556 \text{ N/mm}^2$
 Τιμή σχεδιασμού αντοχής έναντι τέμνουσας $V_{rd} = f_{vk} \cdot t / \gamma_M$ (Ευρωκ-6 4.5.3)
 $V_{rd} = 1000 \times 0.556 \times 0.89 / 2.20 = 225.0 \text{ kN/m}$
 $V_{sd} = 208.9 < 225.0 = V_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος τέμνουσας σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Έλεγχος περιοχών με συγκεντρωμένα φορτία (Ευρωκ-6, 4.4.8)

Από τη επίλυση πεπερασμένων στοιχείων προκύπτουν στις θέσεις έδρασης δοκών στο πάνω μέρος οι μέγιστες θλιπτικές τάσεις. Καθώς στο πάνω μέρος του τοίχου υπάρχει οπλισμένο σενάζ, ελέγχουμε τις τάσεις σε χαμηλότερη σειρά πεπερασμένων στοιχείων.
 Η μέγιστη θλιπτική τάση στην περιοχή συγκεντρωμένων φορτίων $\sigma_{sd\max} = 0.438 \text{ N/mm}^2$
 Η μέγιστη αυτή τάση 0.438 είναι $< f_k/\gamma_M = 8.00/2.2 = 3.64$
 άρα ικανοποιούνται πλήρως οι συνθήκες ελέγχου 4.4.8, 4.4.9 του Ευρωκ-6 4.4.8

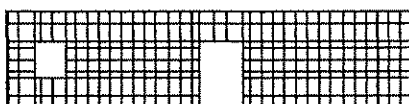
Σενάζ οπλισμένου σκυροδέματος (Εθν. Κείμ. εφαρμογής Ευρωκ-6, 5.2)

Στο πάνω μέρος του τοίχου και στο ύψος των υπέρθρων τυχόν παρουσιαζόμενες μικρές εφελκυστικές τάσεις παραλαμβάνονται από σενάζ οπλισμένου σκυροδέματος 89×20 [πλάτος \times ύψος cm]
 με ελάχιστο οπλισμό $4\Phi 16$ (και συνδετήρες $\Phi 8/20$) που ικανοποιεί τα ελάχιστα όρια του κανονισμού.

Υπόγειο

T3

Διαστάσεις μήκος=14.00m, ύψος= 3.20m, πάχος=0.89m



Λιθοδομή 0.75

Κατηγορία κατασκευής Β (Ευρωκ-6, Παράρτημα Η)

Κατηγορία ελέγχου παραγωγής λιθοσωμάτων Ι (Ευρωκ-6, 3.1.1)

Θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας $f_k = 8.00 \text{ N/mm}^2$

Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού $\gamma_M = 2.20$ (Ευρωκ-6, Πίνακ.2.3)

Μήκος λυγισμού $h_{ef} = r_{xh} = 0.75 \times 3.20 = 2.40 \text{ m}$ (Ευρωκ-6, 4.4.4.3)

Λυγηρότητα $h_{ef}/t_{ef} = 2.40/0.89 = 2.70 < 27$ εντάξει (Ευρωκ-6, 4.4.6)

Απαιτήσεις Εθνικού κειμένου εφαρμογής Ευρωκώδικα

Διαζωματική τοιχοποιία

Πάχος τοίχου $= 0.890 \geq 0.240 \text{ m}$ (εντάξει)

Λυγηρότητα $\lambda = 2.70 \leq 15$ (εντάξει)

Υψος/μήκος τοίχου $h/L = 3.20/14.00 = 0.23 \leq 3.0$ (εντάξει)

Έλεγχος σε κατακόρυφο φορτίο φόρτιση $1.35xg+1.50xq$ (Ευρωκ-6, 4.4.2)

Έλεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_i = (1.35 \times 1220.9 + 1.50 \times 93.2) / 14.00 = 127.72 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 127.72 / 0.89 = 0.144 \text{ N/mm}^2$

$\sigma_{sdo} = 0.144 < 0.25 \text{ N/mm}^2$ άρα (Ευρωκ-6 Παραρτ. Γ.2) γίνεται μείωση εκκεντρότητας κατά $(1-k/4) = 1.00$

Καμπτική ροπή σχεδιασμού στην κορυφή (Ευρωκ-6 Παράρτημα Γ.1) $M_i = 2.90 \text{ kNm/m}$

Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi}=0.00000$ m
 Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s=hef/450=2.40/450=0.00533$ m
 Εκκεντρότητα στην κορυφή (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i=Mi/Ni+e_{hi}+e_s=0.02270+0.00000+0.00533=0.02803$ m
 Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i=0.05t=0.05 \times 0.89=0.04450$ m
 Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i=1-2e_i/t=1-2 \times 0.04450/0.89=0.90$
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd}=\Phi_{im}.t.f_k/\gamma_M=1000 \times 0.90 \times 0.89 \times 8.00/2.20=2912.7$ kN/m
 $N_{sd}=127.7 < 2912.7=N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Έλεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο και βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_m=(127.72+0.40 \times 1.35 \times 926.7/14.00)=163.46$ kN/m
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{sdo}=0.001 \times 163.46/0.89=0.184$ N/mm²
 Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου στο μεσαίο πέμπτο $M_m/N_m=0.20 \times 0.02270 \times 127.7/163.5=0.00355$ m
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm}=0.00000$ m
 Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s=hef/450=2.40/450=0.00533$ m
 Εκκεντρότητα οφειλόμενη στα φορτία $e_m=(M_m/N_m)+e_{hm}+e_s=0.00355+0.00000+0.00533=0.00888$ m
 Η λυγηρότητα είναι ≤ 15 άρα (Ευρωκ-6 4.4.3.2) εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k=0$
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_m=e_m+e_k=0.00888+0.00000=0.00888$ m
 Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_m=0.05t=0.05 \times 0.89=0.04450$ m
 Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_m=1-2e_m/t=1-2 \times 0.045/0.89=0.90$
 Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_i=(1.35 \times 2147.6+1.50 \times 93.2)/14.00=217.08$ kN/m
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{sdo}=0.001 \times 217.08/0.89=0.244$ N/mm²
 Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_i/N_i=0.02270 \times 127.7/217.1=0.01336$ m
 Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi}=0.00000$ m
 Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s=hef/450=2.40/450=0.00533$ m
 Εκκεντρότητα στην βάση (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i=M_i/N_i+e_{hi}+e_s=0.01336+0.00000+0.00533=0.01869$ m
 Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i=0.05t=0.05 \times 0.89=0.04450$ m
 Μειωτικός συντελεστής στην βάση (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i=1-2e_i/t=1-2 \times 0.04450/0.89=0.90$
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd}=\Phi_{im}.t.f_k/\gamma_M=1000 \times 0.90 \times 0.89 \times 8.00/2.20=2912.7$ kN/m
 Μέγιστη κατακόρυφη θλιπτική τάση από αποτελέσματα πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma=-0.466$ N/mm²
 (Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περιοχές τάσεων εκτός των περιοχών συγκέντρωσης τάσεων στις στηρίξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)
 Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{sd}=1000 \times 0.89 \times 0.466=414.3$ kN/m
 $N_{sd}=414.3 < 2912.7=N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Έλεγχος σε κατακόρυφο φορτίο φόρτιση 1.00xg+0.30xq+Σεισμός (Ευρωκ-6, 4.4.2)

Έλεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_i=(1.00 \times 1220.9+0.30 \times 93.2)/14.00=89.20$ kN/m
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{sdo}=0.001 \times 89.20/0.89=0.100$ N/mm²
 $\sigma_{sdo}=0.100 < 0.25$ N/mm² άρα (Ευρωκ-6 Παραρτ. Γ.2) γίνεται μείωση εκκεντρότητας κατά $(1-k/4)=1.00$
 Καμπτική ροπή σχεδιασμού στην κορυφή (Ευρωκ-6 Παράρτημα Γ.1) $M_i=1.39$ kNm/m

Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi}=0.00020$ m
 Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s=hef/450=2.40/450=0.00533$ m
 Εκκεντρότητα στην κορυφή (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i=M_i/N_i+e_{hi}+e_s=0.01560+0.00020+0.00533=0.02114$ m
 Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i=0.05t=0.05 \times 0.89=0.04450$ m
 Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i=1-2e_i/t=1-2 \times 0.04450/0.89=0.90$
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd}=\Phi_{im}.t.f_k/\gamma_M=1000 \times 0.90 \times 0.89 \times 8.00/2.20=2912.7$ kN/m
 $N_{sd}=89.2 < 2912.7=N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Έλεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο και βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_m=(89.20+0.40 \times 1.00 \times 926.7/14.00)=115.68$ kN/m
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{sdo}=0.001 \times 115.68/0.89=0.130$ N/mm²
 Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου στο μεσαίο πέμπτο $M_m/N_m=0.20 \times 0.01560 \times 89.2/115.7=0.00241$ m
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm}=0.00010$ m
 Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s=hef/450=2.40/450=0.00533$ m
 Εκκεντρότητα οφειλόμενη στα φορτία $e_m=(M_m/N_m)+e_{hm}+e_s=0.00241+0.00010+0.00533=0.00784$ m
 Η λυγηρότητα είναι ≤ 15 άρα (Ευρωκ-6 4.4.3.2) εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k=0$
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_m=e_m+e_k=0.00784+0.00000=0.00784$ m
 Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_m=0.05t=0.05 \times 0.89=0.04450$ m
 Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_m=1-2e_m/t=1-2 \times 0.045/0.89=0.90$

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_i = (1.00 \times 2147.6 + 0.30 \times 93.2) / 14.00 = 155.40 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 155.40 / 0.89 = 0.175 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_i/N_i = 0.01560 \times 89.2 / 155.4 = 0.00896 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00020 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef}/450 = 2.40/450 = 0.00533 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στην βάση (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i/N_i + e_{hi} + e_s = 0.00896 + 0.00020 + 0.00533 = 0.01449 \text{ m}$
 Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05 \times 0.89 = 0.04450 \text{ m}$
 Μειωτικός συντελεστής στην βάση (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i = 1 - 2e_i/t = 1 - 2 \times 0.01449/0.89 = 0.90$
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \Phi_i \cdot m \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.89 \times 8.00 / 2.20 = 2912.7 \text{ kN/m}$
 Μέγιστη κατακόρυφη θλιπτική τάση από αποτελέσματα πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma = -0.936 \text{ N/mm}^2$
 (Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περιοχές τάσεων εκτός των περιοχών συγκέντρωσης τάσεων στις στηρίξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)
 Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{sd} = 1000 \times 0.89 \times 0.936 = 833.1 \text{ kN/m}$
 $N_{sd} = 833.1 < 2912.7 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας.

Ελεγχος σε διάτμηση φόρτιση $1.00xg+0.30xq+\Sigma \text{εισδός}$ (Ευρωκ-6.4.5.3)

Μέγιστη τάση διάτμησης από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\tau_{\max} = 0.349 \text{ N/mm}^2$
 (Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περιοχές τάσεων εκτός των περιοχών συγκέντρωσης τάσεων στις στηρίξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)
 Μέγιστη τιμή σχεδιασμού τέμνουσας ανά μονάδα μήκους $V_{sd} = 1000 \times 0.89 \times 0.349 = 311.0 \text{ kN/m}$
 Χαρακτηριστική διατμητική αντοχή $f_{vk} = 0.70 \times (f_{vko} + 0.4 \times \sigma_{sd})$ (Ευρωκ-6 3.6.3, Ευρωκ-6 3.6.3(8))
 $f_{vk} = 0.70 \times (0.500 + 0.4 \times 0.936) = 0.612 \text{ N/mm}^2$, $\max f_{vk} = 1.000 \text{ N/mm}^2$, και $f_{vk} = 0.612 \text{ N/mm}^2$
 Τιμή σχεδιασμού αντοχής έναντι τέμνουσας $V_{rd} = f_{vk} \cdot t \cdot \gamma_M$ (Ευρωκ-6 4.5.3)
 $V_{rd} = 1000 \times 0.612 \times 0.89 / 2.20 = 247.6 \text{ kN/m}$
 $V_{sd} = 311.0 > 247.6 = V_{rd}$ Δεν ικανοποιείται ο έλεγχος τέμνουσας σε οριακή κατάσταση αστοχίας

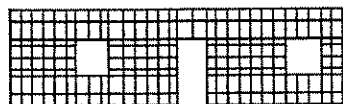
Σενάζ οπλισμένου σκυροδέματος (Εθν. Κείμ. εφαρμογής Ευρωκ-6, 5.2)

Στο πάνω μέρος του τοίχου και στο ύψος των υπέρθυρων τυχόν παρουσιαζόμενες μικρές εφελκυστικές τάσεις παραλαμβάνονται από σενάζ οπλισμένου σκυροδέματος 89×20 [πλάτος \times ύψος cm]
 με ελάχιστο οπλισμό $4\Phi 16$ (και συνδετήρες $\Phi 8/20$) που ικανοποιεί τα ελάχιστα όρια του κανονισμού.

Υπόγειο

T4

Διαστάσεις μήκος=11.45m, ύψος= 3.20m, πάχος=0.89m



Λιθοδομή 0.75

Κατηγορία κατασκευής Β (Ευρωκ-6, Παράρτημα Η)

Κατηγορία ελέγχου παραγωγής λιθοσωμάτων Ι (Ευρωκ-6, 3.1.1)

Θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας $f_k = 8.00 \text{ N/mm}^2$

Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού $\gamma_M = 2.20$ (Ευρωκ-6, Πιν. 2.3)

Μήκος λυγισμού $h_{ef} = r_{xh} = 0.75 \times 3.20 = 2.40 \text{ m}$ (Ευρωκ-6, 4.4.4.3)

Λυγηρότητα $h_{ef}/t_{ef} = 2.40/0.89 = 2.70 < 27$ εντάξει (Ευρωκ-6, 4.4.6)

Απαιτήσεις Εθνικού κειμένου εφαρμογής Ευρωκώδικα

Διαζωματική τοιχοποιία

Πάχος τοίχου $= 0.890 \geq 0.240 \text{ m}$ (εντάξει)

Λυγηρότητα $\lambda = 2.70 \leq 15$ (εντάξει)

Υψος/μήκος τοίχου $h/L = 3.20/11.45 = 0.28 \leq 3.0$ (εντάξει)

Ελεγχος σε κατακόρυφο φορτίο φόρτιση $1.35xg+1.50xq$ (Ευρωκ-6, 4.4.2)

Ελεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_i = (1.35 \times 891.9 + 1.50 \times 114.2) / 11.45 = 120.12 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 120.12 / 0.89 = 0.135 \text{ N/mm}^2$

$\sigma_{sdo} = 0.135 < 0.25 \text{ N/mm}^2$ άρα (Ευρωκ-6 Παραρτ. Γ.2) γίνεται μείωση εκκεντρότητας κατά $(1-k/4) = 1.00$

Καμπτική ροπή σχεδιασμού στην κορυφή (Ευρωκ-6 Παράρτημα Γ.1) $M_i = 6.50 \text{ kNm/m}$

Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00000 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef}/450 = 2.40/450 = 0.00533 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στην κορυφή (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i/N_i + e_{hi} + e_s = 0.05413 + 0.00000 + 0.00533 = 0.05947 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05 \times 0.89 = 0.04450 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i = 1 - 2e_i/t = 1 - 2 \times 0.05947/0.89 = 0.87$

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \Phi_i \cdot m \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.87 \times 0.89 \times 8.00 / 2.20 = 2815.6 \text{ kN/m}$

$N_{sd} = 120.1 < 2815.6 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Έλεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο και βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_m = (120.12 + 0.40 \times 1.35 \times 725.8 / 11.45) = 154.35 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 154.35 / 0.89 = 0.173 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου διαβέδου στο μεσαίο πέμπτο $M_m / N_m = 0.20 \times 0.05413 \times 120.1 / 154.3 = 0.00843 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00000 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef} / 450 = 2.40 / 450 = 0.00533 \text{ m}$

Εκκεντρότητα οφειλόμενη στα φορτία $e_m = (M_m / N_m) + e_{hm} + e_s = 0.00843 + 0.00000 + 0.00533 = 0.01376 \text{ m}$

Η λυγηρότητα είναι ≤ 15 άρα (Ευρωκ-6 4.4.3.2) εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_m = e_m + e_k = 0.01376 + 0.00000 = 0.01376 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_m = 0.05t = 0.05 \times 0.89 = 0.04450 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_m = 1 - 2e_m / t = 1 - 2 \times 0.045 / 0.89 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_i = (1.35 \times 1617.7 + 1.50 \times 114.2) / 11.45 = 205.69 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 205.69 / 0.89 = 0.231 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_i / N_i = 0.05413 \times 120.1 / 205.7 = 0.03161 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00000 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef} / 450 = 2.40 / 450 = 0.00533 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στην βάση (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i / N_i + e_{hi} + e_s = 0.03161 + 0.00000 + 0.00533 = 0.03695 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05 \times 0.89 = 0.04450 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στην βάση (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i = 1 - 2e_i / t = 1 - 2 \times 0.04450 / 0.89 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \Phi_m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.89 \times 8.00 / 2.20 = 2912.7 \text{ kN/m}$

Μέγιστη κατακόρυφη θλιπτική τάση από αποτελέσματα πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma = -0.463 \text{ N/mm}^2$

(Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περιοχές

τάσεων εκτός των περιοχών συγκέντρωσης τάσεων στις στηρίξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)

Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{sd} = 1000 \times 0.89 \times 0.463 = 411.6 \text{ kN/m}$

$N_{sd} = 411.6 < 2912.7 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Έλεγχος σε κατακόρυφο φορτίο θόρτιση 1.00xg+0.30xq+Σεισμός (Ευρωκ-6, 4.4.2)Έλεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_i = (1.00 \times 891.9 + 0.30 \times 114.2) / 11.45 = 80.89 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 80.89 / 0.89 = 0.091 \text{ N/mm}^2$

$\sigma_{sdo} = 0.091 < 0.25 \text{ N/mm}^2$ άρα (Ευρωκ-6 Παραρτ. Γ.2) γίνεται μείωση εκκεντρότητας κατά $(1-k/4) = 1.00$

Καμπτική ροπή σχεδιασμού στην κορυφή (Ευρωκ-6 Παράρτημα Γ.1) $M_i = 3.13 \text{ kNm/m}$

Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00020 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef} / 450 = 2.40 / 450 = 0.00533 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στην κορυφή (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i / N_i + e_{hi} + e_s = 0.03865 + 0.00020 + 0.00533 = 0.04418 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05 \times 0.89 = 0.04450 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i = 1 - 2e_i / t = 1 - 2 \times 0.04450 / 0.89 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \Phi_m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.89 \times 8.00 / 2.20 = 2912.7 \text{ kN/m}$

$N_{sd} = 80.9 < 2912.7 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Έλεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο και βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_m = (80.89 + 0.40 \times 1.00 \times 725.8 / 11.45) = 106.24 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 106.24 / 0.89 = 0.119 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου διαβέδου στο μεσαίο πέμπτο $M_m / N_m = 0.20 \times 0.03865 \times 80.9 / 106.2 = 0.00588 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00010 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef} / 450 = 2.40 / 450 = 0.00533 \text{ m}$

Εκκεντρότητα οφειλόμενη στα φορτία $e_m = (M_m / N_m) + e_{hm} + e_s = 0.00588 + 0.00010 + 0.00533 = 0.01132 \text{ m}$

Η λυγηρότητα είναι ≤ 15 άρα (Ευρωκ-6 4.4.3.2) εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_m = e_m + e_k = 0.01132 + 0.00000 = 0.01132 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_m = 0.05t = 0.05 \times 0.89 = 0.04450 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_m = 1 - 2e_m / t = 1 - 2 \times 0.045 / 0.89 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_i = (1.00 \times 1617.7 + 0.30 \times 114.2) / 11.45 = 144.28 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 144.28 / 0.89 = 0.162 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_i / N_i = 0.03865 \times 80.9 / 144.3 = 0.02167 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00020 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef} / 450 = 2.40 / 450 = 0.00533 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στην βάση (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i / N_i + e_{hi} + e_s = 0.02167 + 0.00020 + 0.00533 = 0.02720 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05 \times 0.89 = 0.04450 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στην βάση (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i = 1 - 2e_i / t = 1 - 2 \times 0.04450 / 0.89 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \Phi_m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.89 \times 8.00 / 2.20 = 2912.7 \text{ kN/m}$

Μέγιστη κατακόρυφη θλιπτική τάση από αποτελέσματα πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma = -0.821 \text{ N/mm}^2$

(Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περιοχές

τάσεων εκτός των περιοχών συγκέντρωσης τάσεων στις στηρίξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)

Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{sd} = 1000 \times 0.89 \times 0.821 = 730.9 \text{ kN/m}$

$N_{sd} = 730.9 < 2912.7 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Ελεγχος σε διάτμηση φόρτιση $1.00xg+0.30xq+\Sigma \epsilon \iota \sigma \mu \acute{o} \varsigma$ (Ευρωκ-6.4.5.3)

Μέγιστη τάση διάτμησης από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\tau_{\max} = 0.334 \text{ N/mm}^2$

(Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περιοχές τάσεων εκτός των περιοχών συγκέντρωσης τάσεων στις στηρίξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)

Μέγιστη τιμή σχεδιασμού τέμνουσας ανά μονάδα μήκους $V_{sd} = 1000 \times 0.89 \times 0.334 = 297.5 \text{ kN/m}$

Χαρακτηριστική διατμητική αντοχή $f_{vk} = 0.70 \times (f_{vko} + 0.4 \times \sigma_d)$ (Ευρωκ-6 3.6.3, Ευρωκ-6 3.6.3(8))

$f_{vk} = 0.70 \times (0.500 + 0.4 \times 0.821) = 0.580 \text{ N/mm}^2$, $\max f_{vk} = 1.000 \text{ N/mm}^2$, και $f_{vk} = 0.580 \text{ N/mm}^2$

Τιμή σχεδιασμού αντοχής έναντι τέμνουσας $V_{rd} = f_{vk} \cdot t / \gamma_M$ (Ευρωκ-6 4.5.3)

$V_{rd} = 1000 \times 0.580 \times 0.89 / 2.20 = 234.6 \text{ kN/m}$

$V_{sd} = 297.5 > 234.6 = V_{rd}$ Δεν ικανοποιείται ο έλεγχος τέμνουσας σε οριακή κατάσταση αστοχίας

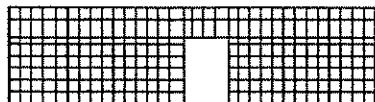
Σενάζ οπλισμένου σκυροδέματος (Εθν. Κείρ. εφαρμογής Ευρωκ-6, 5.2)

Στο πάνω μέρος του τοίχου και στο ύψος των υπέρθυρων τυχόν παρουσιάζόμενες μικρές εφελκυστικές τάσεις παραλαμβάνονται από σενάζ οπλισμένου σκυροδέματος 89×20 [πλάτος \times ύψος cm]

με ελάχιστο οπλισμό 4Φ16 (και συνδετήρες Φ8/20) που ικανοποιεί τα ελάχιστα όρια του κανονισμού.

Υπόγειο**T5**

Διαστάσεις μήκος=12.70m, ύψος= 3.20m, πάχος=0.89m



Λιθοδομή 0.75

Κατηγορία κατασκευής Β (Ευρωκ-6, Παράρτημα Η)

Κατηγορία ελέγχου παραγωγής λιθοσωμάτων Ι (Ευρωκ-6, 3.1.1)

Θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας $f_k = 8.00 \text{ N/mm}^2$

Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού $\gamma_M = 2.20$ (Ευρωκ-6, Πίνακ.2.3)

Μήκος λυγισμού $h_{ef} = r_{xh} = 0.75 \times 3.20 = 2.40 \text{ m}$ (Ευρωκ-6, 4.4.4.3)

Λυγηρότητα $h_{ef}/t_{ef} = 2.40/0.89 = 2.70 < 27$ εντάξει (Ευρωκ-6, 4.4.6)

Απαιτήσεις Εθνικού κειμένου εφαρμογής Ευρωκώδικα

Διαζωματική τοιχοποιία

Πάχος τοίχου $= 0.890 \geq 0.240 \text{ m}$ (εντάξει)

Λυγηρότητα $\lambda = 2.70 \leq 15$ (εντάξει)

Υψος/μήκος τοίχου $h/L = 3.20/12.70 = 0.25 \leq 3.0$ (εντάξει)

Ελεγχος σε κατακόρυφο φορτίο φόρτιση $1.35xg+1.50xq$ (Ευρωκ-6, 4.4.2)**Ελεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου**

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_i = (1.35 \times 1042.5 + 1.50 \times 88.2) / 12.70 = 121.23 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 121.23 / 0.89 = 0.136 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου ή στέγης στην κορυφή $M_i/N_i = 0$

Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00000 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef}/450 = 2.40/450 = 0.00533 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στην κορυφή (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i/N_i + e_{hi} + e_s = 0.00000 + 0.00000 + 0.00533 = 0.00533 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05 \times 0.89 = 0.04450 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i = 1 - 2e_i/t = 1 - 2 \times 0.04450/0.89 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.89 \times 8.00 / 2.20 = 2912.7 \text{ kN/m}$

$N_{sd} = 121.2 < 2912.7 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Ελεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο και βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_m = (121.23 + 0.40 \times 1.35 \times 858.8 / 12.70) = 157.75 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 157.75 / 0.89 = 0.177 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου στο μεσαίο πέμπτο $M_m/N_m = 0.20 \times 0.00000 \times 121.2 / 157.8 = 0.00000 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00000 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef}/450 = 2.40/450 = 0.00533 \text{ m}$

Εκκεντρότητα οφειλόμενη στα φορτία $e_m = (M_m/N_m) + e_{hm} + e_s = 0.00000 + 0.00000 + 0.00533 = 0.00533 \text{ m}$

Η λυγηρότητα είναι ≤ 15 άρα (Ευρωκ-6 4.4.3.2) εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_m = e_m + e_k = 0.00533 + 0.00000 = 0.00533 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_m = 0.05t = 0.05 \times 0.89 = 0.04450 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_m = 1 - 2e_m/t = 1 - 2 \times 0.045/0.89 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_i = (1.35 \times 1901.3 + 1.50 \times 88.2) / 12.70 = 212.52 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 212.52 / 0.89 = 0.239 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_i/N_i = 0.00000 \times 121.2 / 212.5 = 0.00000 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00000 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef}/450 = 2.40/450 = 0.00533 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στην βάση (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i/N_i + e_{hi} + e_s = 0.00000 + 0.00000 + 0.00533 = 0.00533 \text{ m}$
 Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05 \times 0.89 = 0.04450 \text{ m}$
 Μειωτικός συντελεστής στην βάση (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i = 1 - 2e_i/t = 1 - 2 \times 0.04450 / 0.89 = 0.90$
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \Phi_{im} \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.89 \times 8.00 / 2.20 = 2912.7 \text{ kN/m}$
 Μέγιστη κατακόρυφη θλιπτική τάση από αποτελέσματα πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma = -0.360 \text{ N/mm}^2$
 (Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περιοχές τάσεων εκτός των περιοχών συγκέντρωσης τάσεων στις στηρίξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)
 Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{sd} = 1000 \times 0.89 \times 0.360 = 320.6 \text{ kN/m}$
 $N_{sd} = 320.6 < 2912.7 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Έλεγχος σε κατακόρυφο φορτίο Φόρτιση 1.00xg+0.30xq+Σεισμός (Ευρωκ-6, 4.4.2)

Έλεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_i = (1.00 \times 1042.5 + 0.30 \times 88.2) / 12.70 = 84.17 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 84.17 / 0.89 = 0.095 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου ή στέγης στην κορυφή $M_i/N_i = 0$
 Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00020 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef}/450 = 2.40/450 = 0.00533 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στην κορυφή (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i/N_i + e_{hi} + e_s = 0.00000 + 0.00020 + 0.00533 = 0.00553 \text{ m}$
 Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05 \times 0.89 = 0.04450 \text{ m}$
 Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i = 1 - 2e_i/t = 1 - 2 \times 0.04450 / 0.89 = 0.90$
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \Phi_{im} \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.89 \times 8.00 / 2.20 = 2912.7 \text{ kN/m}$
 $N_{sd} = 84.2 < 2912.7 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Έλεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο και βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_m = (84.17 + 0.40 \times 1.00 \times 858.8 / 12.70) = 111.22 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 111.22 / 0.89 = 0.125 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου στο μεσαίο πέμπτο $M_m/N_m = 0.20 \times 0.00000 \times 84.2 / 111.2 = 0.00000 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00010 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef}/450 = 2.40/450 = 0.00533 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα οφειλόμενη στα φορτία $e_m = (M_m/N_m) + e_{hm} + e_s = 0.00000 + 0.00010 + 0.00533 = 0.00543 \text{ m}$
 Η λυγηρότητα είναι ≤ 15 άρα (Ευρωκ-6 4.4.3.2) εκκεντρότητα λόγω ερυσμού $e_k = 0$
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_m = e_m + e_k = 0.00543 + 0.00000 = 0.00543 \text{ m}$
 Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_m = 0.05t = 0.05 \times 0.89 = 0.04450 \text{ m}$
 Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_m = 1 - 2e_m/t = 1 - 2 \times 0.045 / 0.89 = 0.90$
 Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_i = (1.00 \times 1901.3 + 0.30 \times 88.2) / 12.70 = 151.79 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 151.79 / 0.89 = 0.171 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_i/N_i = 0.00000 \times 84.2 / 151.8 = 0.00000 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00020 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef}/450 = 2.40/450 = 0.00533 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στην βάση (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i/N_i + e_{hi} + e_s = 0.00000 + 0.00020 + 0.00533 = 0.00553 \text{ m}$
 Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05 \times 0.89 = 0.04450 \text{ m}$
 Μειωτικός συντελεστής στην βάση (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i = 1 - 2e_i/t = 1 - 2 \times 0.04450 / 0.89 = 0.90$
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \Phi_{im} \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.89 \times 8.00 / 2.20 = 2912.7 \text{ kN/m}$
 Μέγιστη κατακόρυφη θλιπτική τάση από αποτελέσματα πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma = -0.992 \text{ N/mm}^2$
 (Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περιοχές τάσεων εκτός των περιοχών συγκέντρωσης τάσεων στις στηρίξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)
 Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{sd} = 1000 \times 0.89 \times 0.992 = 882.6 \text{ kN/m}$
 $N_{sd} = 882.6 < 2912.7 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Έλεγχος σε διάτμηση Φόρτιση 1.00xg+0.30xq+Σεισμός (Ευρωκ-6.4.5.3)

Μέγιστη τάση διάτμησης από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\tau_{\max} = 0.346 \text{ N/mm}^2$
 (Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περιοχές τάσεων εκτός των περιοχών συγκέντρωσης τάσεων στις στηρίξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)
 Μέγιστη τιμή σχεδιασμού τέμνουσας ανά μονάδα μήκους $V_{sd} = 1000 \times 0.89 \times 0.346 = 308.1 \text{ kN/m}$
 Χαρακτηριστική διατμητική αντοχή $f_{vk} = 0.70 \times (f_{vko} + 0.4 \times \sigma_{sd})$ (Ευρωκ-6 3.6.3, Ευρωκ-6 3.6.3(8))
 $f_{vk} = 0.70 \times (0.500 + 0.4 \times 0.992) = 0.628 \text{ N/mm}^2$, $\max f_{vk} = 1.000 \text{ N/mm}^2$, και $f_{vk} = 0.628 \text{ N/mm}^2$
 Τιμή σχεδιασμού αντοχής έναντι τέμνουσας $V_{rd} = f_{vk} \cdot t \cdot \gamma_M$ (Ευρωκ-6 4.5.3)
 $V_{rd} = 1000 \times 0.628 \times 0.89 / 2.20 = 253.9 \text{ kN/m}$
 $V_{sd} = 308.1 > 253.9 = V_{rd}$ Δεν ικανοποιείται ο έλεγχος τέμνουσας σε οριακή κατάσταση αστοχίας

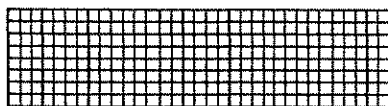
Σενάζι οπλισμένου σκυροδέματος (Εθν. Κείμ. εφαρμογής Ευρωκ-6, 5.2)

Στο πάνω μέρος του τοίχου και στο ύψος των υπέρθυρων τυχόν παρουσιαζόμενες μικρές εφελκυστικές τάσεις παραλαμβάνονται από σενάζι οπλισμένου σκυροδέματος 89x20 [πλάτος x ύψος cm]

με ελάχιστο οπλισμό 4Φ16 (και συνδετήρες Φ8/20) που ικανοποιεί τα ελάχιστα όρια του κανονισμού.

Υπόγειο**T6**

Διαστάσεις μήκος=13.20m, ύψος= 3.20m, πάχος=0.94m



Λιθοδομή 0.80

Κατηγορία κατασκευής Β (Ευρωκ-6, Παράρτημα Η)

Κατηγορία ελέγχου παραγωγής λιθοσωμάτων Ι (Ευρωκ-6, 3.1.1)

Θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας $f_k = 7.81 \text{ N/mm}^2$

Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού $\gamma_m = 2.20$ (Ευρωκ-6, Πίνακ.2.3)

Μήκος λυγισμού $hef = r_x h = 0.75 \times 3.20 = 2.40 \text{ m}$ (Ευρωκ-6, 4.4.4.3)

Λυγηρότητα $hef / t_{ef} = 2.40 / 0.94 = 2.55 < 27$ εντάξει (Ευρωκ-6, 4.4.6)

Απαιτήσεις Εθνικού κειμένου εφαρμογής Ευρωκώδικα

Διαζωματική τοιχοποιία

Πάχος τοίχου $= 0.940 \geq 0.240 \text{ m}$ (εντάξει)

Λυγηρότητα $\lambda = 2.55 \leq 15$ (εντάξει)

Υψος/μήκος τοίχου $h/L = 3.20/13.20 = 0.24 \leq 3.0$ (εντάξει)

Ελεγχος σε κατακόρυφο φορτίο φόρτιση 1.35xg+1.50xq (Ευρωκ-6, 4.4.2)**Ελεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου**

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_i = (1.35 \times 1052.7 + 1.50 \times 104.7) / 13.20 = 119.56 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 119.56 / 0.94 = 0.127 \text{ N/mm}^2$

$\sigma_{sdo} = 0.127 < 0.25 \text{ N/mm}^2$ άρα (Ευρωκ-6 Παρ. Γ.2) γίνεται μείωση εκκεντρότητας κατά $(1-k/4) = 1.00$

Καμπτική ροπή σχεδιασμού στην κορυφή (Ευρωκ-6 Παράρτημα Γ.1) $M_i = 16.45 \text{ kNm/m}$

Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00000 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = hef / 450 = 2.40 / 450 = 0.00533 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στην κορυφή (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i / N_i + e_{hi} + e_s = 0.13755 + 0.00000 + 0.00533 = 0.14288 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05 \times 0.94 = 0.04700 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i = 1 - 2e_i / t = 1 - 2 \times 0.14288 / 0.94 = 0.70$

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \Phi_i m \cdot t \cdot f_k / \gamma_m = 1000 \times 0.70 \times 0.94 \times 7.81 / 2.20 = 2335.9 \text{ kN/m}$

$N_{sdo} = 119.6 < 2335.9 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Ελεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο και βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_m = (119.56 + 0.40 \times 1.35 \times 1026.4) / 13.20 = 161.55 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 161.55 / 0.94 = 0.172 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου στο μεσαίο πέμπτο $M_m / N_m = 0.20 \times 0.13755 \times 119.6 / 161.5 = 0.02036 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00000 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = hef / 450 = 2.40 / 450 = 0.00533 \text{ m}$

Εκκεντρότητα οφειλόμενη στα φορτία $e_m = (M_m / N_m) + e_{hm} + e_s = 0.02036 + 0.00000 + 0.00533 = 0.02569 \text{ m}$

Η λυγηρότητα είναι ≤ 15 άρα (Ευρωκ-6 4.4.3.2) εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_m = e_m + e_k = 0.02569 + 0.00000 = 0.02569 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_m = 0.05t = 0.05 \times 0.94 = 0.04700 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_m = 1 - 2e_m / t = 1 - 2 \times 0.047 / 0.94 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_i = (1.35 \times 2079.1 + 1.50 \times 104.7) / 13.20 = 224.53 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 224.53 / 0.94 = 0.239 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_i / N_i = 0.13755 \times 119.6 / 224.5 = 0.07324 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00000 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = hef / 450 = 2.40 / 450 = 0.00533 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στην βάση (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i / N_i + e_{hi} + e_s = 0.07324 + 0.00000 + 0.00533 = 0.07858 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05 \times 0.94 = 0.04700 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στην βάση (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i = 1 - 2e_i / t = 1 - 2 \times 0.07858 / 0.94 = 0.83$

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \Phi_i m \cdot t \cdot f_k / \gamma_m = 1000 \times 0.83 \times 0.94 \times 7.81 / 2.20 = 2769.7 \text{ kN/m}$

Μέγιστη κατακόρυφη θλιπτική τάση από αποτελέσματα πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma = -0.322 \text{ N/mm}^2$

(Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περιοχές τάσεων εκτός των περιοχών συγκέντρωσης τάσεων στις στηρίξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)

Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{sd} = 1000 \times 0.94 \times 0.322 = 302.4 \text{ kN/m}$

$N_{sd} = 302.4 < 2769.7 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Έλεγχος σε κατακόρυφο φορτίο φόρτιση 1.00xg+0.30xq+Σεισμός (Ευρωκ-6, 4.4.2)**Έλεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου**

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_i = (1.00 \times 1052.7 + 0.30 \times 104.7) / 13.20 = 82.13 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 82.13 / 0.94 = 0.087 \text{ N/mm}^2$

$\sigma_{sdo} = 0.087 < 0.25 \text{ N/mm}^2$ άρα (Ευρωκ-6 Παράρτ. Γ.2) γίνεται μείωση εκκεντρότητας κατά $(1-k/4)=1.00$

Καμπτική ροπή σχεδιασμού στην κορυφή (Ευρωκ-6 Παράρτημα Γ.1) $M_i = 7.91 \text{ kNm/m}$

Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00020 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef} / 450 = 2.40 / 450 = 0.00533 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στην κορυφή (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i / N_i + e_{hi} + e_s = 0.09627 + 0.00020 + 0.00533 = 0.10180 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_{i0} = 0.05t = 0.05 \times 0.94 = 0.04700 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i = 1 - 2e_i / t = 1 - 2 \times 0.10180 / 0.94 = 0.78$

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \Phi_i \cdot m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.78 \times 0.94 \times 7.81 / 2.20 = 2602.9 \text{ kN/m}$

$N_{sd} = 82.1 < 2602.9 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Έλεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο και βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_m = (82.13 + 0.40 \times 1.00 \times 1026.4 / 13.20) = 113.23 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 113.23 / 0.94 = 0.120 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου στο μεσαίο πέμπτο $M_m / N_m = 0.20 \times 0.09627 \times 82.1 / 113.2 = 0.01397 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00010 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef} / 450 = 2.40 / 450 = 0.00533 \text{ m}$

Εκκεντρότητα οφειλόμενη στα φορτία $e_m = (M_m / N_m) + e_{hm} + e_s = 0.01397 + 0.00010 + 0.00533 = 0.01940 \text{ m}$

Η λυγηρότητα είναι ≤ 15 άρα (Ευρωκ-6 4.4.3.2) εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_m = e_m + e_k = 0.01940 + 0.00000 = 0.01940 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_{m0} = 0.05t = 0.05 \times 0.94 = 0.04700 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_m = 1 - 2e_m / t = 1 - 2 \times 0.047 / 0.94 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_i = (1.00 \times 2079.1 + 0.30 \times 104.7) / 13.20 = 159.89 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 159.89 / 0.94 = 0.170 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_i / N_i = 0.09627 \times 82.1 / 159.9 = 0.04945 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00020 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef} / 450 = 2.40 / 450 = 0.00533 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στην βάση (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i / N_i + e_{hi} + e_s = 0.04945 + 0.00020 + 0.00533 = 0.05498 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_{i0} = 0.05t = 0.05 \times 0.94 = 0.04700 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στην βάση (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i = 1 - 2e_i / t = 1 - 2 \times 0.05498 / 0.94 = 0.88$

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \Phi_i \cdot m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.88 \times 0.94 \times 7.81 / 2.20 = 2936.6 \text{ kN/m}$

Μέγιστη κατακόρυφη θλιπτική τάση από αποτελέσματα πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma = -0.838 \text{ N/mm}^2$

(Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περιοχές τάσεων εκτός των περιοχών συγκέντρωσης τάσεων στις στηρίξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)

Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{sd} = 1000 \times 0.94 \times 0.838 = 787.7 \text{ kN/m}$

$N_{sd} = 787.7 < 2936.6 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Έλεγχος σε διάτμηση φόρτιση 1.00xg+0.30xq+Σεισμός (Ευρωκ-6.4.5.3)

Μέγιστη τάση διάτμησης από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\tau_{\max} = 0.238 \text{ N/mm}^2$

(Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περιοχές τάσεων εκτός των περιοχών συγκέντρωσης τάσεων στις στηρίξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)

Μέγιστη τιμή σχεδιασμού τέμνουσας ανά μονάδα μήκους $V_{sd} = 1000 \times 0.94 \times 0.238 = 223.9 \text{ kN/m}$

Χαρακτηριστική διατμητική αντοχή $f_{vk} = 0.70 \times (f_{vk0} + 0.4 \times \sigma_{sd})$ (Ευρωκ-6 3.6.3, Ευρωκ-6 3.6.3(8))

$f_{vk} = 0.70 \times (0.490 + 0.4 \times 0.838) = 0.578 \text{ N/mm}^2$, $\max f_{vk} = 1.000 \text{ N/mm}^2$, και $f_{vk} = 0.578 \text{ N/mm}^2$

Τιμή σχεδιασμού αντοχής έναντι τέμνουσας $V_{rd} = f_{vk} \cdot t \cdot \gamma_M$ (Ευρωκ-6 4.5.3)

$V_{rd} = 1000 \times 0.578 \times 0.94 / 2.20 = 246.8 \text{ kN/m}$

$V_{sd} = 223.9 < 246.8 = V_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος τέμνουσας σε οριακή κατάσταση αστοχίας

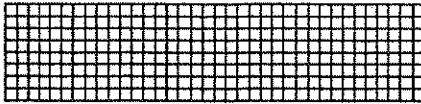
Ενδύς οπλισμένου σκυροδέματος (Εθν. Κείμ. εφαρμογής Ευρωκ-6, 5.2)

Στο πάνω μέρος του τοίχου και στο ύψος των υπέρθυρων τυχόν παρουσιαζόμενες μικρές εφελκυστικές τάσεις παραλαμβάνονται από σενάζ οπλισμένου σκυροδέματος 94x20 [πλάτος x ύψος cm].

με ελάχιστο οπλισμό 4Φ16 (και συνδετήρες Φ8/20) που ικανοποιεί τα ελάχιστα όρια του κανονισμού.

Υπόγειο**T7**

Διαστάσεις μήκος=14.50m, ύψος= 3.20m, πάχος=0.94m



Λιθοδομή 0.80

Κατηγορία κατασκευής Β (Ευρωκ-6, Παράρτημα Η)

Κατηγορία ελέγχου παραγωγής λιθοσσωμάτων Ι (Ευρωκ-6, 3.1.1)

Θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας $f_k = 7.81 \text{ N/mm}^2$ Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού $\gamma_M = 2.20$ (Ευρωκ-6, Πιν. 2.3)Μήκος λυγισμού $hef = \rho x h = 0.75 \times 3.20 = 2.40 \text{ m}$ (Ευρωκ-6, 4.4.4.3)Λυγνρότητα $hef/t_{ef} = 2.40/0.94 = 2.55 < 27$ εντάξει (Ευρωκ-6, 4.4.6)**Απαιτήσεις Εθνικού κειμένου εφαρμογής Ευρωκώδικα**

Διαζωματική τοιχοποιία

Πάχος τοίχου $= 0.940 \geq 0.240 \text{ m}$ (εντάξει)Λυγνρότητα $\lambda = 2.55 \leq 15$ (εντάξει)Υψος/μήκος τοίχου $h/L = 3.20/14.50 = 0.22 \leq 3.0$ (εντάξει)**Ελέγχος σε κατακόρυφο φορτίο θόρτιση 1.35xg+1.50xq (Ευρωκ-6, 4.4.2)****Ελέγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου**Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_i = (1.35 \times 1058.6 + 1.50 \times 144.1) / 14.50 = 113.47 \text{ kN/m}$ Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 113.47 / 0.94 = 0.121 \text{ N/mm}^2$ $\sigma_{sdo} = 0.121 < 0.25 \text{ N/mm}^2$ άρα (Ευρωκ-6 Παρ. Γ.2) γίνεται μείωση εκκεντρότητας κατά $(1-k/4) = 1.00$ Καμπτική ροπή σχεδιασμού στην κορυφή (Ευρωκ-6 Παράρτημα Γ.1) $M_i = 8.41 \text{ kNm/m}$ Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00000 \text{ m}$ Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = hef/450 = 2.40/450 = 0.00533 \text{ m}$ Εκκεντρότητα στην κορυφή (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i/N_i + e_{hi} + e_s = 0.07409 + 0.00000 + 0.00533 = 0.07943 \text{ m}$ Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05 \times 0.94 = 0.04700 \text{ m}$ Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i = 1 - 2e_i/t = 1 - 2 \times 0.07943/0.94 = 0.83$ Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \Phi_i \cdot m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.83 \times 0.94 \times 7.81 / 2.20 = 2769.7 \text{ kN/m}$ $N_{sd} = 113.5 < 2769.7 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας**Ελέγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο και βάση του τοίχου**Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_m = (113.47 + 0.40 \times 1.35 \times 1127.5) / 14.50 = 155.46 \text{ kN/m}$ Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 155.46 / 0.94 = 0.165 \text{ N/mm}^2$ Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου στο μεσαίο πέμπτο $M_m/N_m = 0.20 \times 0.07409 \times 113.5 / 155.5 = 0.01082 \text{ m}$ Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00000 \text{ m}$ Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = hef/450 = 2.40/450 = 0.00533 \text{ m}$ Εκκεντρότητα οφειλόμενη στα φορτία $e_m = (M_m/N_m) + e_{hm} + e_s = 0.01082 + 0.00000 + 0.00533 = 0.01615 \text{ m}$ Η λυγνρότητα είναι ≤ 15 άρα (Ευρωκ-6 4.4.3.2) εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$ Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_m = e_m + e_k = 0.01615 + 0.00000 = 0.01615 \text{ m}$ Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_m = 0.05t = 0.05 \times 0.94 = 0.04700 \text{ m}$ Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_m = 1 - 2e_m/t = 1 - 2 \times 0.047/0.94 = 0.90$ Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_i = (1.35 \times 2186.1 + 1.50 \times 144.1) / 14.50 = 218.44 \text{ kN/m}$ Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 218.44 / 0.94 = 0.232 \text{ N/mm}^2$ Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_i/N_i = 0.07409 \times 113.5 / 218.4 = 0.03849 \text{ m}$ Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00000 \text{ m}$ Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = hef/450 = 2.40/450 = 0.00533 \text{ m}$ Εκκεντρότητα στην βάση (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i/N_i + e_{hi} + e_s = 0.03849 + 0.00000 + 0.00533 = 0.04382 \text{ m}$ Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05 \times 0.94 = 0.04700 \text{ m}$ Μειωτικός συντελεστής στην βάση (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i = 1 - 2e_i/t = 1 - 2 \times 0.04700/0.94 = 0.90$ Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \Phi_i \cdot m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.94 \times 7.81 / 2.20 = 3003.3 \text{ kN/m}$ Μέγιστη κατακόρυφη θλιπτική τάση από αποτελέσματα πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma = -0.308 \text{ N/mm}^2$

(Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περιοχές τάσεων εκτός των περιοχών συγκέντρωσης τάσεων στις στηρίξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)

Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{sd} = 1000 \times 0.94 \times 0.308 = 289.2 \text{ kN/m}$ $N_{sd} = 289.2 < 3003.3 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας**Ελέγχος σε κατακόρυφο φορτίο θόρτιση 1.00xg+0.30xq+Σεισμός (Ευρωκ-6, 4.4.2)****Ελέγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου**Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_i = (1.00 \times 1058.6 + 0.30 \times 144.1) / 14.50 = 75.99 \text{ kN/m}$ Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 75.99 / 0.94 = 0.081 \text{ N/mm}^2$ $\sigma_{sdo} = 0.081 < 0.25 \text{ N/mm}^2$ άρα (Ευρωκ-6 Παρ. Γ.2) γίνεται μείωση εκκεντρότητας κατά $(1-k/4) = 1.00$ Καμπτική ροπή σχεδιασμού στην κορυφή (Ευρωκ-6 Παράρτημα Γ.1) $M_i = 4.04 \text{ kNm/m}$

Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi}=0.00020$ m

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s=hef/450=2.40/450=0.00533$ m

Εκκεντρότητα στην κορυφή (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i=Mi/Ni+e_{hi}+e_s=0.05320+0.00020+0.00533=0.05873$ m

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i=0.05t=0.05 \times 0.94=0.04700$ m

Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i=1-2e_i/t=1-2 \times 0.05873/0.94=0.88$

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd}=\Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.88 \times 0.94 \times 7.81 / 2.20 = 2936.6$ kN/m

$N_{sd}=76.0 < 2936.6=N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Έλεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο και βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_m=(75.99+0.40 \times 1.00 \times 1127.5/14.50)=107.09$ kN/m

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{sdo}=0.001 \times 107.09 / 0.94=0.114$ N/mm²

Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου στο μεσαίο πέμπτο $M_m/N_m=0.20 \times 0.05320 \times 76.0 / 107.1=0.00755$ m

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm}=0.00010$ m

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s=hef/450=2.40/450=0.00533$ m

Εκκεντρότητα οφειλόμενη στα φορτία $e_m=(M_m/N_m)+e_{hm}+e_s=0.00755+0.00010+0.00533=0.01298$ m

Η λυγηρότητα είναι ≤ 15 άρα (Ευρωκ-6 4.4.3.2) εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k=0$

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_m=e_m+e_k=0.01298+0.00000=0.01298$ m

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_m=0.05t=0.05 \times 0.94=0.04700$ m

Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_m=1-2e_m/t=1-2 \times 0.047/0.94=0.90$

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_i=(1.00 \times 2186.1+0.30 \times 144.1)/14.50=153.75$ kN/m

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{sdo}=0.001 \times 153.75 / 0.94=0.164$ N/mm²

Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_i/N_i=0.05320 \times 76.0 / 153.7=0.02629$ m

Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi}=0.00020$ m

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s=hef/450=2.40/450=0.00533$ m

Εκκεντρότητα στην βάση (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i=M_i/N_i+e_{hi}+e_s=0.02629+0.00020+0.00533=0.03183$ m

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i=0.05t=0.05 \times 0.94=0.04700$ m

Μειωτικός συντελεστής στην βάση (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i=1-2e_i/t=1-2 \times 0.04700/0.94=0.90$

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd}=\Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.94 \times 7.81 / 2.20 = 3003.3$ kN/m

Μέγιστη κατακόρυφη θλιπτική τάση από αποτελέσματα πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma = -0.838$ N/mm²

(Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περιοχές τάσεων εκτός των περιοχών συγκέντρωσης τάσεων στις στηρίξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)

Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{sd}=1000 \times 0.94 \times 0.838=788.0$ kN/m

$N_{sd}=788.0 < 3003.3=N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Έλεγχος σε διάτμηση φόρτιση $1.00xg+0.30xq+\Sigma$ εισμούς (Ευρωκ-6.4.5.3)

Μέγιστη τάση διάτμησης από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\tau_{\max}=0.238$ N/mm²

(Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περιοχές τάσεων εκτός των περιοχών συγκέντρωσης τάσεων στις στηρίξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)

Μέγιστη τιμή σχεδιασμού τέμνουσας ανά μονάδα μήκους $V_{sd}=1000 \times 0.94 \times 0.238=223.4$ kN/m

Χαρακτηριστική διατμητική αντοχή $f_{vk}=0.70 \times (f_{vko}+0.4 \times \sigma_{sd})$ (Ευρωκ-6 3.6.3, Ευρωκ-6 3.6.3(8))

$f_{vk}=0.70 \times (0.490+0.4 \times 0.838)=0.578$ N/mm², $\max f_{vk}=1.000$ N/mm², και $f_{vk}=0.578$ N/mm²

Τιμή σχεδιασμού αντοχής έναντι τέμνουσας $V_{rd}=f_{vk} \cdot t \cdot \gamma_M$ (Ευρωκ-6 4.5.3)

$V_{rd}=1000 \times 0.578 \times 0.94 / 2.20=246.8$ kN/m

$V_{sd}=223.4 < 246.8=V_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος τέμνουσας σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Σενάζ οπλισμένου σκυροδέματος (Εθν. Κείμ. εφαρμογής Ευρωκ-6, 5.2)

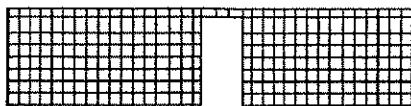
Στο πάνω μέρος του τοίχου και στο ύψος των υπέρθρων τυχόν παρουσιαζόμενες μικρές εφελκυστικές τάσεις παραλαμβάνονται από σενάζ οπλισμένου σκυροδέματος 94×20 [πλάτος \times ύψος cm]

με ελάχιστο οπλισμό $4\Phi 16$ (και συνδετήρες $\Phi 8/20$) που ικανοποιεί τα ελάχιστα όρια του κανονισμού.

Υπόγειο

T8

Διαστάσεις μήκος=14.00m, ύψος= 3.20m, πάχος=0.94m



Λιθοδομή 0.80

Κατηγορία κατασκευής B (Ευρωκ-6, Παράρτημα Η)

Κατηγορία ελέγχου παραγωγής λιθοσωμάτων I (Ευρωκ-6, 3.1.1)

Θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας $f_k=7.81$ N/mm²

Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού $\gamma_M=2.20$ (Ευρωκ-6, Πίνακ.2.3)

Μήκος λυγισμού $hef=r_x h=0.75 \times 3.20=2.40$ m (Ευρωκ-6, 4.4.4.3)

Λυγηρότητα $hef/tef=2.40/0.94=2.55 < 27$ εντάξει (Ευρωκ-6, 4.4.6)

Απαιτήσεις Εθνικού κειμένου εφαρμογής Ευρωκώδικα

Διαζωματική τοιχοποιία

Πάχος τοίχου $=0.940 \geq 0.240$ m (εντάξει)

Λυγηρότητα $\lambda=2.55 \leq 15$ (εντάξει)

Υψος/μήκος τοίχου $h/L=3.20/14.00=0.23 \leq 3.0$ (εντάξει)

Ελεγχος σε κατακόρυφο φορτίο φόρτιση 1.35xg+1.50xq (Ευρωκ-6, 4.4.2)Ελεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_i = (1.35 \times 1214.9 + 1.50 \times 91.7) / 14.00 = 126.98 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 126.98 / 0.94 = 0.135 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου ή στέγης στην κορυφή $M_i / N_i = 0$

Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00000 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef} / 450 = 2.40 / 450 = 0.00533 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στην κορυφή (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i / N_i + e_{hi} + e_s = 0.00000 + 0.00000 + 0.00533 = 0.00533 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05 \times 0.94 = 0.04700 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i = 1 - 2e_i / t = 1 - 2 \times 0.04700 / 0.94 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \Phi_i \cdot m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.94 \times 7.81 / 2.20 = 3003.3 \text{ kN/m}$

$N_{sd} = 127.0 < 3003.3 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Ελεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο και βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_m = (126.98 + 0.40 \times 1.35 \times 993.5 / 14.00) = 165.30 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 165.30 / 0.94 = 0.176 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου στο μεσαίο πέμπτο $M_m / N_m = 0.20 \times 0.00000 \times 127.0 / 165.3 = 0.00000 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00000 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef} / 450 = 2.40 / 450 = 0.00533 \text{ m}$

Εκκεντρότητα οφειλόμενη στα φορτία $e_m = (M_m / N_m) + e_{hm} + e_s = 0.00000 + 0.00000 + 0.00533 = 0.00533 \text{ m}$

Η λυγηρότητα είναι ≤ 15 άρα (Ευρωκ-6 4.4.3.2) εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_m = e_m + e_k = 0.00533 + 0.00000 = 0.00533 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_m = 0.05t = 0.05 \times 0.94 = 0.04700 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_m = 1 - 2e_m / t = 1 - 2 \times 0.047 / 0.94 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_i = (1.35 \times 2208.4 + 1.50 \times 91.7) / 14.00 = 222.78 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 222.78 / 0.94 = 0.237 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_i / N_i = 0.00000 \times 127.0 / 222.8 = 0.00000 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00000 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef} / 450 = 2.40 / 450 = 0.00533 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στην βάση (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i / N_i + e_{hi} + e_s = 0.00000 + 0.00000 + 0.00533 = 0.00533 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05 \times 0.94 = 0.04700 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στην βάση (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i = 1 - 2e_i / t = 1 - 2 \times 0.04700 / 0.94 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \Phi_i \cdot m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.94 \times 7.81 / 2.20 = 3003.3 \text{ kN/m}$

Μέγιστη κατακόρυφη θλιπτική τάση από αποτελέσματα πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma = -0.372 \text{ N/mm}^2$

(Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περιοχές τάσεων εκτός των περιοχών συγκέντρωσης τάσεων στις στηρίξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)

Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{sd} = 1000 \times 0.94 \times 0.372 = 350.1 \text{ kN/m}$

$N_{sd} = 350.1 < 3003.3 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Ελεγχος σε κατακόρυφο φορτίο φόρτιση 1.00xg+0.30xq+Σεισμός (Ευρωκ-6, 4.4.2)Ελεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_i = (1.00 \times 1214.9 + 0.30 \times 91.7) / 14.00 = 88.74 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 88.74 / 0.94 = 0.094 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου ή στέγης στην κορυφή $M_i / N_i = 0$

Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00020 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef} / 450 = 2.40 / 450 = 0.00533 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στην κορυφή (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i / N_i + e_{hi} + e_s = 0.00000 + 0.00020 + 0.00533 = 0.00553 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05 \times 0.94 = 0.04700 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i = 1 - 2e_i / t = 1 - 2 \times 0.04700 / 0.94 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \Phi_i \cdot m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.94 \times 7.81 / 2.20 = 3003.3 \text{ kN/m}$

$N_{sd} = 88.7 < 3003.3 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Ελεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο και βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_m = (88.74 + 0.40 \times 1.00 \times 993.5 / 14.00) = 117.13 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 117.13 / 0.94 = 0.125 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου στο μεσαίο πέμπτο $M_m / N_m = 0.20 \times 0.00000 \times 88.7 / 117.1 = 0.00000 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00010 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef} / 450 = 2.40 / 450 = 0.00533 \text{ m}$

Εκκεντρότητα οφειλόμενη στα φορτία $e_m = (M_m / N_m) + e_{hm} + e_s = 0.00000 + 0.00010 + 0.00533 = 0.00543 \text{ m}$

Η λυγηρότητα είναι ≤ 15 άρα (Ευρωκ-6 4.4.3.2) εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_m = e_m + e_k = 0.00543 + 0.00000 = 0.00543 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_m = 0.05t = 0.05 \times 0.94 = 0.04700 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_m = 1 - 2e_m / t = 1 - 2 \times 0.047 / 0.94 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_i = (1.00 \times 2208.4 + 0.30 \times 91.7) / 14.00 = 159.71 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 159.71 / 0.94 = 0.170 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_i / N_i = 0.00000 \times 88.7 / 159.7 = 0.00000 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00020 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef} / 450 = 2.40 / 450 = 0.00533 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στην βάση (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i / N_i + e_{hi} + e_s = 0.00000 + 0.00020 + 0.00533 = 0.00553 \text{ m}$
 Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05 \times 0.94 = 0.04700 \text{ m}$
 Μειωτικός συντελεστής στην βάση (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i = 1 - 2e_i / t = 1 - 2 \times 0.04700 / 0.94 = 0.90$
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \Phi_{im} \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.94 \times 7.81 / 2.20 = 3003.3 \text{ kN/m}$
 Μέγιστη κατακόρυφη θλιπτική τάση από αποτελέσματα πεπερασμένων στοιχείων $\sigma_{max} = -0.956 \text{ N/mm}^2$
 (Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περιοχές τάσεων εκτός των περιοχών συγκέντρωσης τάσεων στις στηρίξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)
 Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{sd} = 1000 \times 0.94 \times 0.956 = 899.0 \text{ kN/m}$
 $N_{sd} = 899.0 < 3003.3 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Έλεγχος σε διάτμηση Φόρτιση $1.00xg+0.30xq+\Sigma \text{εισβόες}$ (Ευρωκ-6.4.5.3)

Μέγιστη τάση διάτμησης από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\tau_{max} = 0.286 \text{ N/mm}^2$
 (Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περιοχές τάσεων εκτός των περιοχών συγκέντρωσης τάσεων στις στηρίξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)
 Μέγιστη τιμή σχεδιασμού τέμνουσας ανά μονάδα μήκους $V_{sd} = 1000 \times 0.94 \times 0.286 = 268.8 \text{ kN/m}$
 Χαρακτηριστική διατμητική αντοχή $f_{vk} = 0.70 \times (f_{vko} + 0.4 \times \sigma_d)$ (Ευρωκ-6 3.6.3, Ευρωκ-6 3.6.3(8))
 $f_{vk} = 0.70 \times (0.490 + 0.4 \times 0.956) = 0.611 \text{ N/mm}^2$, $\max f_{vk} = 1.000 \text{ N/mm}^2$, και $f_{vk} = 0.611 \text{ N/mm}^2$
 Τιμή σχεδιασμού αντοχής έναντι τέμνουσας $V_{rd} = f_{vk} \cdot t / \gamma_M$ (Ευρωκ-6 4.5.3)
 $V_{rd} = 1000 \times 0.611 \times 0.94 / 2.20 = 261.0 \text{ kN/m}$
 $V_{sd} = 268.8 > 261.0 = V_{rd}$ Δεν ικανοποιείται ο έλεγχος τέμνουσας σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Σενάξ οπλισμένου σκυροδέματος (Εθν. Κείμεν. εφαρμογής Ευρωκ-6, 5.2)

Στο πάνω μέρος του τοίχου και στο ύψος των υπέρθυρων τυχόν παρουσιαζόμενες μικρές εφελκυστικές τάσεις παραλαμβάνονται από σενάξ οπλισμένου σκυροδέματος 94×20 [πλάτος \times ύψος cm]
 με ελάχιστο οπλισμό $4\Phi 16$ (και συνδετήρες $\Phi 8/20$) που ικανοποιεί τα ελάχιστα όρια του κανονισμού.

Υπόγειο

T9

Διαστάσεις μήκος=11.45m, ύψος= 3.20m, πάχος=0.94m

Λιθοδομή 0.80

Κατηγορία κατασκευής B (Ευρωκ-6, Παράρτημα Η)

Κατηγορία ελέγχου παραγωγής λιθοσωμάτων I (Ευρωκ-6, 3.1.1)

Θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας $f_k = 7.81 \text{ N/mm}^2$



Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού $\gamma_M = 2.20$ (Ευρωκ-6, Πίνακ.2.3)

Μήκος λυγισμού $h_{ef} = p_{xh} = 0.75 \times 3.20 = 2.40 \text{ m}$ (Ευρωκ-6, 4.4.4.3)

Λυγηρότητα $h_{ef} / t_{ef} = 2.40 / 0.94 = 2.55 < 27$ εντάξει (Ευρωκ-6, 4.4.6)

Απαιτήσεις Εθνικού κειμένου εφαρμογής Ευρωκώδικα

Διαζωματική τοιχοποιία

Πάχος τοίχου $= 0.940 \geq 0.240 \text{ m}$ (εντάξει)

Λυγηρότητα $\lambda = 2.55 \leq 15$ (εντάξει)

Υψος/μήκος τοίχου $h / l = 3.20 / 11.45 = 0.28 \leq 3.0$ (εντάξει)

Έλεγχος σε κατακόρυφο φορτίο Φόρτιση $1.35xg+1.50xq$ (Ευρωκ-6, 4.4.2)

Έλεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_i = (1.35 \times 866.3 + 1.50 \times 106.1) / 11.45 = 116.04 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 116.04 / 0.94 = 0.123 \text{ N/mm}^2$

$\sigma_{sdo} = 0.123 < 0.25 \text{ N/mm}^2$ άρα (Ευρωκ-6 Παρ. Γ.2) γίνεται μείωση εκκεντρότητας κατά $(1-k/4) = 1.00$

Καμπτική ροπή σχεδιασμού στην κορυφή (Ευρωκ-6 Παράρτημα Γ.1) $M_i = 5.91 \text{ kNm/m}$

Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00000 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef} / 450 = 2.40 / 450 = 0.00533 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στην κορυφή (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i / N_i + e_{hi} + e_s = 0.05092 + 0.00000 + 0.00533 = 0.05626 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05 \times 0.94 = 0.04700 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i = 1 - 2e_i / t = 1 - 2 \times 0.05626 / 0.94 = 0.88$

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \Phi_{im} \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.88 \times 0.94 \times 7.81 / 2.20 = 2936.6 \text{ kN/m}$

$N_{sd} = 116.0 < 2936.6 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Ελεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο και βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_m = (116.04 + 0.40 \times 1.35 \times 720.4 / 11.45) = 150.01 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 150.01 / 0.94 = 0.160 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου στο μεσαίο πέμπτο $M_m / N_m = 0.20 \times 0.05092 \times 116.0 / 150.0 = 0.00788 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00000 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef} / 450 = 2.40 / 450 = 0.00533 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα οφειλόμενη στα φορτία $e_m = (M_m / N_m) + e_{hm} + e_s = 0.00788 + 0.00000 + 0.00533 = 0.01321 \text{ m}$
 Η λυγηρότητα είναι ≤ 15 άρα (Ευρωκ-6 4.4.3.2) εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_m = e_m + e_k = 0.01321 + 0.00000 = 0.01321 \text{ m}$
 Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_m = 0.05t = 0.05 \times 0.94 = 0.04700 \text{ m}$
 Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_m = 1 - 2e_m / t = 1 - 2 \times 0.047 / 0.94 = 0.90$
 Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_i = (1.35 \times 1586.7 + 1.50 \times 106.1) / 11.45 = 200.98 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 200.98 / 0.94 = 0.214 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_i / N_i = 0.05092 \times 116.0 / 201.0 = 0.02940 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00000 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef} / 450 = 2.40 / 450 = 0.00533 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στην βάση (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i / N_i + e_{hi} + e_s = 0.02940 + 0.00000 + 0.00533 = 0.03473 \text{ m}$
 Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05 \times 0.94 = 0.04700 \text{ m}$
 Μειωτικός συντελεστής στην βάση (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i = 1 - 2e_i / t = 1 - 2 \times 0.04700 / 0.94 = 0.90$
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \Phi_m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.94 \times 7.81 / 2.20 = 3003.3 \text{ kN/m}$
 Μέγιστη κατακόρυφη θλιπτική τάση από αποτελέσματα πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma = -0.366 \text{ N/mm}^2$
 (Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περιοχές τάσεων εκτός των περιοχών συγκέντρωσης τάσεων στις στηρίξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)
 Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{sd} = 1000 \times 0.94 \times 0.366 = 343.7 \text{ kN/m}$
 $N_{sd} = 343.7 < 3003.3 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Ελεγχος σε κατακόρυφο φορτίο Φόρτιση 1.00xg+0.30xq+Σεισμός (Ευρωκ-6, 4.4.2)Ελεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_i = (1.00 \times 866.3 + 0.30 \times 106.1) / 11.45 = 78.44 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 78.44 / 0.94 = 0.083 \text{ N/mm}^2$
 $\sigma_{sdo} = 0.083 < 0.25 \text{ N/mm}^2$ άρα (Ευρωκ-6 Παραρτ. Γ.2) γίνεται μείωση εκκεντρότητας κατά $(1-k/4) = 1.00$
 Καμπτική ροπή σχεδιασμού στην κορυφή (Ευρωκ-6 Παράρτημα Γ.1) $M_i = 2.84 \text{ kNm/m}$
 Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00020 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef} / 450 = 2.40 / 450 = 0.00533 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στην κορυφή (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i / N_i + e_{hi} + e_s = 0.03622 + 0.00020 + 0.00533 = 0.04175 \text{ m}$
 Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05 \times 0.94 = 0.04700 \text{ m}$
 Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i = 1 - 2e_i / t = 1 - 2 \times 0.04700 / 0.94 = 0.90$
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \Phi_m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.94 \times 7.81 / 2.20 = 3003.3 \text{ kN/m}$
 $N_{sd} = 78.4 < 3003.3 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Ελεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο και βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_m = (78.44 + 0.40 \times 1.00 \times 720.4 / 11.45) = 103.61 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 103.61 / 0.94 = 0.110 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου στο μεσαίο πέμπτο $M_m / N_m = 0.20 \times 0.03622 \times 78.4 / 103.6 = 0.00548 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00010 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef} / 450 = 2.40 / 450 = 0.00533 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα οφειλόμενη στα φορτία $e_m = (M_m / N_m) + e_{hm} + e_s = 0.00548 + 0.00010 + 0.00533 = 0.01092 \text{ m}$
 Η λυγηρότητα είναι ≤ 15 άρα (Ευρωκ-6 4.4.3.2) εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_m = e_m + e_k = 0.01092 + 0.00000 = 0.01092 \text{ m}$
 Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_m = 0.05t = 0.05 \times 0.94 = 0.04700 \text{ m}$
 Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_m = 1 - 2e_m / t = 1 - 2 \times 0.047 / 0.94 = 0.90$
 Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_i = (1.00 \times 1586.7 + 0.30 \times 106.1) / 11.45 = 141.36 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 141.36 / 0.94 = 0.150 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_i / N_i = 0.03622 \times 78.4 / 141.4 = 0.02010 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00020 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef} / 450 = 2.40 / 450 = 0.00533 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στην βάση (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i / N_i + e_{hi} + e_s = 0.02010 + 0.00020 + 0.00533 = 0.02563 \text{ m}$
 Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05 \times 0.94 = 0.04700 \text{ m}$
 Μειωτικός συντελεστής στην βάση (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i = 1 - 2e_i / t = 1 - 2 \times 0.04700 / 0.94 = 0.90$
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \Phi_m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.94 \times 7.81 / 2.20 = 3003.3 \text{ kN/m}$
 Μέγιστη κατακόρυφη θλιπτική τάση από αποτελέσματα πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma = -0.726 \text{ N/mm}^2$
 (Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περιοχές τάσεων εκτός των περιοχών συγκέντρωσης τάσεων στις στηρίξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)
 Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{sd} = 1000 \times 0.94 \times 0.726 = 682.3 \text{ kN/m}$
 $N_{sd} = 682.3 < 3003.3 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Ελεγχος σε διάτμηση φόρτιση $1.00xg+0.30xq$ +Σεισμός (Ευρωκ-6.4.5.3)

Μέγιστη τάση διάτμησης από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\tau_{max} = 0.354 \text{ N/mm}^2$

(Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περιοχές τάσεων εκτός των περιοχών συγκέντρωσης τάσεων στις στηρίξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)

Μέγιστη τιμή σχεδιασμού τέμνουσας ανά μονάδα μήκους $V_{sd} = 1000 \times 0.94 \times 0.354 = 333.1 \text{ kN/m}$

Χαρακτηριστική διατμητική αντοχή $f_{vk} = 0.70 \times (f_{vko} + 0.4 \times \sigma_d)$ (Ευρωκ-6 3.6.3, Ευρωκ-6 3.6.3(8))

$f_{vk} = 0.70 \times (0.490 + 0.4 \times 0.726) = 0.546 \text{ N/mm}^2$, $\max f_{vk} = 1.000 \text{ N/mm}^2$, και $f_{vk} = 0.546 \text{ N/mm}^2$

Τιμή σχεδιασμού αντοχής έναντι τέμνουσας $V_{rd} = f_{vk} \cdot t / \gamma_M$ (Ευρωκ-6 4.5.3)

$V_{rd} = 1000 \times 0.546 \times 0.94 / 2.20 = 233.4 \text{ kN/m}$

$V_{sd} = 333.1 > 233.4 = V_{rd}$ Δεν ικανοποιείται ο έλεγχος τέμνουσας σε οριακή κατάσταση αστοχίας

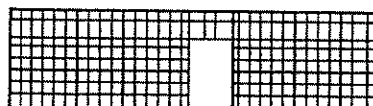
Σενάρι οπλισμένου σκυροδέματος (Εθν. Κείμ. εφαρμογής Ευρωκ-6, 5.2)

Στο πάνω μέρος του τοίχου και στο ύψος των υπέρθυρων τυχόν παρουσιαζόμενες μικρές εφελκυστικές τάσεις παραλαμβάνονται από σενάρι οπλισμένου σκυροδέματος 94×20 [πλάτος \times ύψος cm]

με ελάχιστο οπλισμό 4Φ16 (και συνδετήρες Φ8/20) που ικανοποιεί τα ελάχιστα όρια του κανονισμού.

Υπόγειο**T10**

Διαστάσεις μήκος=12.70m, ύψος= 3.20m, πάχος=0.94m



Λιθοδομή 0.80

Κατηγορία κατασκευής Β (Ευρωκ-6, Παράρτημα Η)

Κατηγορία ελέγχου παραγωγής Λιθοσσωμάτων Ι (Ευρωκ-6, 3.1.1)

Θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας $f_k = 7.81 \text{ N/mm}^2$

Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού $\gamma_M = 2.20$ (Ευρωκ-6, Πίνακ.2.3)

Μήκος αυγισμού $hef = r_{xh} = 0.75 \times 3.20 = 2.40 \text{ m}$ (Ευρωκ-6, 4.4.4.3)

Αυξηρότητα $hef/t_{ef} = 2.40/0.94 = 2.55 < 27$ εντάξει (Ευρωκ-6, 4.4.6)

Απαιτήσεις Εθνικού κειμένου εφαρμογής Ευρωκώδικα

Διαζωματική τοιχοποιία

Πάχος τοίχου $= 0.940 \geq 0.240 \text{ m}$ (εντάξει)

Αυξηρότητα $\lambda = 2.55 \leq 15$ (εντάξει)

Υψος/μήκος τοίχου $h/L = 3.20/12.70 = 0.25 \leq 3.0$ (εντάξει)

Ελεγχος σε κατακόρυφο φορτίο φόρτιση $1.35xg+1.50xq$ (Ευρωκ-6, 4.4.2)**Ελεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου**

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_i = (1.35 \times 979.6 + 1.50 \times 87.6) / 12.70 = 114.48 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 114.48 / 0.94 = 0.122 \text{ N/mm}^2$

$\sigma_{sdo} = 0.122 < 0.25 \text{ N/mm}^2$ άρα (Ευρωκ-6 Παρ. Γ.2) γίνεται μείωση εκκεντρότητας κατά $(1-k/4) = 1.00$

Καμπτική ροπή σχεδιασμού στην κορυφή (Ευρωκ-6 Παράρτημα Γ.1) $M_i = 5.91 \text{ kNm/m}$

Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00000 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = hef/450 = 2.40/450 = 0.00533 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στην κορυφή (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i/N_i + e_{hi} + e_s = 0.05162 + 0.00000 + 0.00533 = 0.05695 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05 \times 0.94 = 0.04700 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\phi_i = 1 - 2e_i/t = 1 - 2 \times 0.05695/0.94 = 0.88$

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \phi_i \cdot m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.88 \times 0.94 \times 7.81 / 2.20 = 2936.6 \text{ kN/m}$

$N_{sd} = 114.5 < 2936.6 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Ελεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο και βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_m = (114.48 + 0.40 \times 1.35 \times 899.3) / 12.70 = 152.72 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 152.72 / 0.94 = 0.162 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου στο μεσαίο πέμπτο $M_m/N_m = 0.20 \times 0.05162 \times 114.5 / 152.7 = 0.00774 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00000 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = hef/450 = 2.40/450 = 0.00533 \text{ m}$

Εκκεντρότητα οφειλόμενη στα φορτία $e_m = (M_m/N_m) + e_{hm} + e_s = 0.00774 + 0.00000 + 0.00533 = 0.01307 \text{ m}$

Η αυξηρότητα είναι ≤ 15 άρα (Ευρωκ-6 4.4.3.2) εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_m = e_m + e_k = 0.01307 + 0.00000 = 0.01307 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_m = 0.05t = 0.05 \times 0.94 = 0.04700 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\phi_m = 1 - 2e_m/t = 1 - 2 \times 0.047/0.94 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_i = (1.35 \times 1878.9 + 1.50 \times 87.6) / 12.70 = 210.07 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 210.07 / 0.94 = 0.223 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_i / N_i = 0.05162 \times 114.5 / 210.1 = 0.02813 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00000 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef} / 450 = 2.40 / 450 = 0.00533 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στην βάση (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i / N_i + e_{hi} + e_s = 0.02813 + 0.00000 + 0.00533 = 0.03346 \text{ m}$
 Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05 \times 0.94 = 0.04700 \text{ m}$
 Μειωτικός συντελεστής στην βάση (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i = 1 - 2e_i / t = 1 - 2 \times 0.04700 / 0.94 = 0.90$
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.94 \times 7.81 / 2.20 = 3003.3 \text{ kN/m}$
 Μέγιστη κατακόρυφη θλιπτική τάση από αποτελέσματα πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma = -0.305 \text{ N/mm}^2$
 (Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περιοχές τάσεων εκτός των περιοχών συγκέντρωσης τάσεων στις στηρίξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)
 Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{sd} = 1000 \times 0.94 \times 0.305 = 286.4 \text{ kN/m}$
 $N_{sd} = 286.4 < 3003.3 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Έλεγχος σε κατακόρυφο φορτίο φόρτιση 1.00xg+0.30xq+Σεισμός (Ευρωκ-6, 4.4.2)

Έλεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_i = (1.00 \times 979.6 + 0.30 \times 87.6) / 12.70 = 79.20 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 79.20 / 0.94 = 0.084 \text{ N/mm}^2$
 $\sigma_{sdo} = 0.084 < 0.25 \text{ N/mm}^2$ άρα (Ευρωκ-6 Παράρτ. Γ.2) γίνεται μείωση εκκεντρότητας κατά $(1-k/4) = 1.00$
 Καμπτική ροπή σχεδιασμού στην κορυφή (Ευρωκ-6 Παράρτημα Γ.1) $M_i = 2.84 \text{ kNm/m}$

Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00020 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef} / 450 = 2.40 / 450 = 0.00533 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στην κορυφή (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i / N_i + e_{hi} + e_s = 0.03587 + 0.00020 + 0.00533 = 0.04140 \text{ m}$
 Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05 \times 0.94 = 0.04700 \text{ m}$
 Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i = 1 - 2e_i / t = 1 - 2 \times 0.04700 / 0.94 = 0.90$
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.94 \times 7.81 / 2.20 = 3003.3 \text{ kN/m}$
 $N_{sd} = 79.2 < 3003.3 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Έλεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο και βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_m = (79.20 + 0.40 \times 1.00 \times 899.3 / 12.70) = 107.53 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 107.53 / 0.94 = 0.114 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου διαπέδου στο μεσαίο πέμπτο $M_m / N_m = 0.20 \times 0.03587 \times 79.2 / 107.5 = 0.00528 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00010 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef} / 450 = 2.40 / 450 = 0.00533 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα οφειλόμενη στα φορτία $e_m = (M_m / N_m) + e_{hm} + e_s = 0.00528 + 0.00010 + 0.00533 = 0.01072 \text{ m}$
 Η λυγηρότητα είναι ≤ 15 άρα (Ευρωκ-6 4.4.3.2) εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_m = e_m + e_k = 0.01072 + 0.00000 = 0.01072 \text{ m}$
 Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_m = 0.05t = 0.05 \times 0.94 = 0.04700 \text{ m}$
 Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_m = 1 - 2e_m / t = 1 - 2 \times 0.047 / 0.94 = 0.90$
 Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_i = (1.00 \times 1878.9 + 0.30 \times 87.6) / 12.70 = 150.01 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 150.01 / 0.94 = 0.160 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_i / N_i = 0.03587 \times 79.2 / 150.0 = 0.01894 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00020 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef} / 450 = 2.40 / 450 = 0.00533 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στην βάση (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i / N_i + e_{hi} + e_s = 0.01894 + 0.00020 + 0.00533 = 0.02447 \text{ m}$
 Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05 \times 0.94 = 0.04700 \text{ m}$
 Μειωτικός συντελεστής στην βάση (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i = 1 - 2e_i / t = 1 - 2 \times 0.04700 / 0.94 = 0.90$
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.94 \times 7.81 / 2.20 = 3003.3 \text{ kN/m}$
 Μέγιστη κατακόρυφη θλιπτική τάση από αποτελέσματα πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma = -0.994 \text{ N/mm}^2$
 (Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περιοχές τάσεων εκτός των περιοχών συγκέντρωσης τάσεων στις στηρίξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)
 Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{sd} = 1000 \times 0.94 \times 0.994 = 934.5 \text{ kN/m}$
 $N_{sd} = 934.5 < 3003.3 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Έλεγχος σε διάτμηση φόρτιση 1.00xg+0.30xq+Σεισμός (Ευρωκ-6.4.5.3)

Μέγιστη τάση διάτμησης από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\tau_{\max} = 0.285 \text{ N/mm}^2$
 (Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περιοχές τάσεων εκτός των περιοχών συγκέντρωσης τάσεων στις στηρίξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)
 Μέγιστη τιμή σχεδιασμού τέμνουσας ανά μονάδα μήκους $V_{sd} = 1000 \times 0.94 \times 0.285 = 267.7 \text{ kN/m}$
 Χαρακτηριστική διατμητική αντοχή $f_{vk} = 0.70 \times (f_{vko} + 0.4 \times \sigma_{sd})$ (Ευρωκ-6 3.6.3, Ευρωκ-6 3.6.3(8))
 $f_{vk} = 0.70 \times (0.490 + 0.4 \times 0.994) = 0.621 \text{ N/mm}^2$, $\max f_{vk} = 1.000 \text{ N/mm}^2$, και $f_{vk} = 0.621 \text{ N/mm}^2$
 Τιμή σχεδιασμού αντοχής έναντι τέμνουσας $V_{rd} = f_{vk} \cdot t \cdot \gamma_M$ (Ευρωκ-6 4.5.3)
 $V_{rd} = 1000 \times 0.621 \times 0.94 / 2.20 = 265.5 \text{ kN/m}$
 $V_{sd} = 267.7 > 265.5 = V_{rd}$ Δεν ικανοποιείται ο έλεγχος τέμνουσας σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Ελεγχος περιοχών με συγκεντρωμένα φορτία (Ευρωκ-6, 4.4.8)

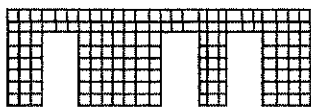
Από τη επίλυση πεπερασμένων στοιχείων προκύπτουν στις θέσεις έδρασης δοκών στο πάνω μέρος οι μέγιστες θλιπτικές τάσεις. Καθώς στο πάνω μέρος του τοίχου υπάρχει οπλισμένο σενάζ, ελέγχουμε τις τάσεις σε χαμηλότερη σειρά πεπερασμένων στοιχείων. Η μέγιστη θλιπτική τάση στην περιοχή συγκεντρωμένων φορτίων $\sigma_{dmax} = 0.343 \text{ N/mm}^2$. Η μέγιστη αυτή τάση 0.343 είναι $< f_k/\gamma_M = 7.81/2.2 = 3.55$ άρα ικανοποιούνται πλήρως οι συνθήκες ελέγχου 4.4.8, 4.4.9 του Ευρωκ-6 4.4.8

Σενάζ οπλισμένου σκυροδέματος (Εθν. Κείμ. εφαρμογής Ευρωκ-6, 5.2)

Στο πάνω μέρος του τοίχου και στο ύψος των υπέρθρων τυχόν παρουσιαζόμενες μικρές εφελκυστικές τάσεις παραλαμβάνονται από σενάζ οπλισμένου σκυροδέματος 94×20 [πλάτος \times ύψος cm] με ελάχιστο οπλισμό $4\Phi 16$ (και συνδετήρες $\Phi 8/20$) που ικανοποιεί τα ελάχιστα όρια του κανονισμού.

Υπόγειο**T11**

Διαστάσεις μήκος=10.50m, ύψος= 3.20m, πάχος=0.94m



Λιθοδομή 0.80

Κατηγορία κατασκευής Β (Ευρωκ-6, Παράρτημα Η)

Κατηγορία ελέγχου παραγωγής λιθοσωμάτων Ι (Ευρωκ-6, 3.1.1)

Θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας $f_k = 7.81 \text{ N/mm}^2$ Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού $\gamma_M = 2.20$ (Ευρωκ-6, Πινάκ.2.3)Μήκος λυγισμού $hef = r_{xh} = 0.75 \times 3.20 = 2.40 \text{ m}$ (Ευρωκ-6, 4.4.4.3)Λυγηρότητα $hef/t_{ef} = 2.40/0.94 = 2.55 < 27$ εντάξει (Ευρωκ-6, 4.4.6)**Απαιτήσεις Εθνικού κειμένου εφαρμογής Ευρωκώδικα**

Διαζωματική τοιχοποιία

Πάχος τοίχου $= 0.940 \geq 0.240 \text{ m}$ (εντάξει)Λυγηρότητα $\lambda = 2.55 \leq 15$ (εντάξει)Υψος/μήκος τοίχου $h/L = 3.20/10.50 = 0.30 \leq 3.0$ (εντάξει)**Ελεγχος σε κατακόρυφο φορτίο Φόρτιση $1.35x_g + 1.50x_q$ (Ευρωκ-6, 4.4.2)****Ελεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου**Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_i = (1.35 \times 994.1 + 1.50 \times 242.4)/10.50 = 162.44 \text{ kN/m}$ Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{do} = 0.001 \times 162.44 / 0.94 = 0.173 \text{ N/mm}^2$ $\sigma_{do} = 0.173 < 0.25 \text{ N/mm}^2$ άρα (Ευρωκ-6 Παρ. Γ.2) γίνεται μείωση εκκεντρότητας κατά $(1-k/4) = 1.00$ Καμπτική ροπή σχεδιασμού στην κορυφή (Ευρωκ-6 Παράρτημα Γ.1) $M_i = 2.35 \text{ kNm/m}$ Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00000 \text{ m}$ Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = hef/450 = 2.40/450 = 0.00533 \text{ m}$ Εκκεντρότητα στην κορυφή (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i/N_i + e_{hi} + e_s = 0.01444 + 0.00000 + 0.00533 = 0.01977 \text{ m}$ Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_{i0} = 0.05t = 0.05 \times 0.94 = 0.04700 \text{ m}$ Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\phi_i = 1 - 2e_i/t = 1 - 2 \times 0.01977/0.94 = 0.90$ Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \phi_i m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.94 \times 7.81 / 2.20 = 3003.3 \text{ kN/m}$ $N_{sd} = 162.4 < 3003.3 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας**Ελεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο και βάση του τοίχου**Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_m = (162.44 + 0.40 \times 1.35 \times 590.6 / 10.50) = 192.82 \text{ kN/m}$ Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{do} = 0.001 \times 192.82 / 0.94 = 0.205 \text{ N/mm}^2$ Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου στο μεσαίο πέμπτο $M_m/N_m = 0.20 \times 0.01444 \times 162.4 / 192.8 = 0.00243 \text{ m}$ Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00000 \text{ m}$ Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = hef/450 = 2.40/450 = 0.00533 \text{ m}$ Εκκεντρότητα οφειλόμενη στα φορτία $e_m = (M_m/N_m) + e_{hm} + e_s = 0.00243 + 0.00000 + 0.00533 = 0.00777 \text{ m}$ Η λυγηρότητα είναι ≤ 15 άρα (Ευρωκ-6 4.4.3.2) εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$ Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_m = e_m + e_k = 0.00777 + 0.00000 = 0.00777 \text{ m}$ Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_{m0} = 0.05t = 0.05 \times 0.94 = 0.04700 \text{ m}$ Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\phi_m = 1 - 2e_m/t = 1 - 2 \times 0.00777/0.94 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_i = (1.35 \times 1584.7 + 1.50 \times 242.4) / 10.50 = 238.38 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 238.38 / 0.94 = 0.254 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_i / N_i = 0.01444 \times 162.4 / 238.4 = 0.00984 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00000 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef} / 450 = 2.40 / 450 = 0.00533 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στην βάση (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i / N_i + e_{hi} + e_s = 0.00984 + 0.00000 + 0.00533 = 0.01517 \text{ m}$
 Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05 \times 0.94 = 0.04700 \text{ m}$
 Μειωτικός συντελεστής στην βάση (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\phi_i = 1 - 2e_i / t = 1 - 2 \times 0.01517 / 0.94 = 0.90$
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \phi_i \cdot m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.94 \times 7.81 / 2.20 = 3003.3 \text{ kN/m}$
 Μέγιστη κατακόρυφη θλιπτική τάση από αποτελέσματα πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma = -0.658 \text{ N/mm}^2$
 (Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περιοχές τάσεων εκτός των περιοχών συγκέντρωσης τάσεων στις στηρίξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)
 Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{sd} = 1000 \times 0.94 \times 0.658 = 618.5 \text{ kN/m}$
 $N_{sd} = 618.5 < 3003.3 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Έλεγχος σε κατακόρυφο φορτίο Φόρτιση 1.00xg+0.30xq+Σεισμός (Ευρωκ-6, 4.4.2)

Έλεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_i = (1.00 \times 994.1 + 0.30 \times 242.4) / 10.50 = 101.60 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 101.60 / 0.94 = 0.108 \text{ N/mm}^2$
 $\sigma_{sdo} = 0.108 < 0.25 \text{ N/mm}^2$ άρα (Ευρωκ-6 Παράρτ. Γ.2) γίνεται μείωση εκκεντρότητας κατά $(1-k/4) = 1.00$
 Καμπτική ροπή σχεδιασμού στην κορυφή (Ευρωκ-6 Παράρτημα Γ.1) $M_i = 1.13 \text{ kNm/m}$

Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00020 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef} / 450 = 2.40 / 450 = 0.00533 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στην κορυφή (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i / N_i + e_{hi} + e_s = 0.01110 + 0.00020 + 0.00533 = 0.01663 \text{ m}$
 Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05 \times 0.94 = 0.04700 \text{ m}$
 Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\phi_i = 1 - 2e_i / t = 1 - 2 \times 0.01663 / 0.94 = 0.90$
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \phi_i \cdot m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.94 \times 7.81 / 2.20 = 3003.3 \text{ kN/m}$
 $N_{sd} = 101.6 < 3003.3 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Έλεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο και βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_m = (101.60 + 0.40 \times 1.00 \times 590.6) / 10.50 = 124.10 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 124.10 / 0.94 = 0.132 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου διαπέδου στο μεσαίο πέμπτο $M_m / N_m = 0.20 \times 0.01110 \times 101.6 / 124.1 = 0.00182 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00010 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef} / 450 = 2.40 / 450 = 0.00533 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα οφειλόμενη στα φορτία $e_m = (M_m / N_m) + e_{hm} + e_s = 0.00182 + 0.00010 + 0.00533 = 0.00725 \text{ m}$
 Η λυγηρότητα είναι ≤ 15 άρα (Ευρωκ-6 4.4.3.2) εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_m = e_m + e_k = 0.00725 + 0.00000 = 0.00725 \text{ m}$
 Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_m = 0.05t = 0.05 \times 0.94 = 0.04700 \text{ m}$
 Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\phi_m = 1 - 2e_m / t = 1 - 2 \times 0.00725 / 0.94 = 0.90$
 Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_i = (1.00 \times 1584.7 + 0.30 \times 242.4) / 10.50 = 157.85 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 157.85 / 0.94 = 0.168 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_i / N_i = 0.01110 \times 101.6 / 157.8 = 0.00714 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00020 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef} / 450 = 2.40 / 450 = 0.00533 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στην βάση (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i / N_i + e_{hi} + e_s = 0.00714 + 0.00020 + 0.00533 = 0.01268 \text{ m}$
 Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05 \times 0.94 = 0.04700 \text{ m}$
 Μειωτικός συντελεστής στην βάση (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\phi_i = 1 - 2e_i / t = 1 - 2 \times 0.01268 / 0.94 = 0.90$
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \phi_i \cdot m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.94 \times 7.81 / 2.20 = 3003.3 \text{ kN/m}$
 Μέγιστη κατακόρυφη θλιπτική τάση από αποτελέσματα πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma = -0.791 \text{ N/mm}^2$
 (Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περιοχές τάσεων εκτός των περιοχών συγκέντρωσης τάσεων στις στηρίξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)
 Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{sd} = 1000 \times 0.94 \times 0.791 = 743.8 \text{ kN/m}$
 $N_{sd} = 743.8 < 3003.3 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Έλεγχος σε διάτμηση Φόρτιση 1.00xg+0.30xq+Σεισμός (Ευρωκ-6.4.5.3)

Μέγιστη τάση διάτμησης από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\tau_{\max} = 0.189 \text{ N/mm}^2$
 (Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περιοχές τάσεων εκτός των περιοχών συγκέντρωσης τάσεων στις στηρίξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)
 Μέγιστη τιμή σχεδιασμού τέμνουσας ανά μονάδα μήκους $V_{sd} = 1000 \times 0.94 \times 0.189 = 178.0 \text{ kN/m}$
 Χαρακτηριστική διατμητική αντοχή $f_{vk} = 0.70 \times (f_{vko} + 0.4 \times \sigma_d)$ (Ευρωκ-6 3.6.3, Ευρωκ-6 3.6.3(8))
 $f_{vk} = 0.70 \times (0.490 + 0.4 \times 0.791) = 0.565 \text{ N/mm}^2$, $\max f_{vk} = 1.000 \text{ N/mm}^2$, και $f_{vk} = 0.565 \text{ N/mm}^2$
 Τιμή σχεδιασμού αντοχής έναντι τέμνουσας $V_{rd} = f_{vk} \cdot t \cdot \gamma_M$ (Ευρωκ-6 4.5.3)
 $V_{rd} = 1000 \times 0.565 \times 0.94 / 2.20 = 241.2 \text{ kN/m}$
 $V_{sd} = 178.0 < 241.2 = V_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος τέμνουσας σε οριακή κατάσταση αστοχίας

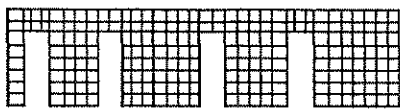
Σενάζ οπλισμένου σκυροδέματος (Εθν. Κείμ. εφαρμογής Ευρωκ-6, 5.2)

Στο πάνω μέρος του τοίχου και στο ύψος των υπέρθυρων τυχόν παρουσιάζόμενες μικρές εφελκυστικές τάσεις παραλαμβάνονται από σενάζ οπλισμένου σκυροδέματος 94x20 [πλάτος x ύψος cm]

με ελάχιστο οπλισμό 4Φ16 (και συνδετήρες Φ8/20) που ικανοποιεί τα ελάχιστα όρια του κανονισμού.

Υπόγειο**T12**

Διαστάσεις μήκος=13.60m, ύψος= 3.20m, πάχος=0.94m



Λιθοδομή 0.80

Κατηγορία κατασκευής Β (Ευρωκ-6, Παράρτημα Η)

Κατηγορία ελέγχου παραγωγής λιθοσωμάτων Ι (Ευρωκ-6, 3.1.1)

Θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας $f_k = 7.81 \text{ N/mm}^2$

Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού $\gamma_M = 2.20$ (Ευρωκ-6, Πινάκ.2.3)

Μήκος λυγισμού $hef = r_{ch} = 0.75 \times 3.20 = 2.40 \text{ m}$ (Ευρωκ-6, 4.4.4.3)

Λυγηρότητα $hef/t_{ef} = 2.40/0.94 = 2.55 < 27$ εντάξει (Ευρωκ-6, 4.4.6)

Απαιτήσεις Εθνικού κειμένου εφαρμογής Ευρωκώδικα

Διαζωματική τοιχοποιία

Πάχος τοίχου $= 0.940 \geq 0.240 \text{ m}$ (εντάξει)

Λυγηρότητα $\lambda = 2.55 \leq 15$ (εντάξει)

Υψος/μήκος τοίχου $h/L = 3.20/13.60 = 0.24 \leq 3.0$ (εντάξει)

Ελέγχος σε κατακόρυφο φορτίο θόρτιση 1.35xg+1.50xq (Ευρωκ-6, 4.4.2)**Ελέγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου**

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_i = (1.35 \times 1020.8 + 1.50 \times 290.5) / 13.60 = 133.37 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 133.37 / 0.94 = 0.142 \text{ N/mm}^2$

$\sigma_{sdo} = 0.142 < 0.25 \text{ N/mm}^2$ άρα (Ευρωκ-6 Παράρτ. Γ.2) γίνεται μείωση εκκεντρότητας κατά $(1-k/4) = 1.00$

Καμπτική ροπή σχεδιασμού στην κορυφή (Ευρωκ-6 Παράρτημα Γ.1) $M_i = 0.13 \text{ kNm/m}$

Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $eh_i = 0.00000 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $es = hef/450 = 2.40/450 = 0.00533 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στην κορυφή (Ευρωκ-6 4.4.3) $ei = M_i/N_i + eh_i + es = 0.00094 + 0.00000 + 0.00533 = 0.00627 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $ei = 0.05t = 0.05 \times 0.94 = 0.04700 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i = 1 - 2ei/t = 1 - 2 \times 0.04700/0.94 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \Phi_i \cdot m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.94 \times 7.81 / 2.20 = 3003.3 \text{ kN/m}$

$N_{sd} = 133.4 < 3003.3 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Ελέγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο και βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_m = (133.37 + 0.40 \times 1.35 \times 838.8) / 13.60 = 166.68 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 166.68 / 0.94 = 0.177 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου στο μεσαίο πέμπτο $M_m/N_m = 0.20 \times 0.00094 \times 133.4 / 166.7 = 0.00015 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $eh_m = 0.00000 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $es = hef/450 = 2.40/450 = 0.00533 \text{ m}$

Εκκεντρότητα οφειλόμενη στα φορτία $em = (M_m/N_m) + eh_m + es = 0.00015 + 0.00000 + 0.00533 = 0.00548 \text{ m}$

Η λυγηρότητα είναι ≤ 15 άρα (Ευρωκ-6 4.4.3.2) εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $ek = 0$

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6 4.4.3) $em = em + ek = 0.00548 + 0.00000 = 0.00548 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $em = 0.05t = 0.05 \times 0.94 = 0.04700 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_m = 1 - 2em/t = 1 - 2 \times 0.047/0.94 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_i = (1.35 \times 1859.6 + 1.50 \times 290.5) / 13.60 = 216.63 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 216.63 / 0.94 = 0.230 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_i/N_i = 0.00094 \times 133.4 / 216.6 = 0.00058 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $eh_i = 0.00000 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $es = hef/450 = 2.40/450 = 0.00533 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στην βάση (Ευρωκ-6 4.4.3) $ei = M_i/N_i + eh_i + es = 0.00058 + 0.00000 + 0.00533 = 0.00591 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $ei = 0.05t = 0.05 \times 0.94 = 0.04700 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στην βάση (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_b = 1 - 2ei/t = 1 - 2 \times 0.04700/0.94 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \Phi_i \cdot m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.94 \times 7.81 / 2.20 = 3003.3 \text{ kN/m}$

Μέγιστη κατακόρυφη θλιπτική τάση από αποτελέσματα πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma = -0.598 \text{ N/mm}^2$

(Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περιοχές τάσεων εκτός των περιοχών συγκέντρωσης τάσεων στις στηρίξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)

Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{sd} = 1000 \times 0.94 \times 0.598 = 562.4 \text{ kN/m}$

$N_{sd} = 562.4 < 3003.3 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Ελεγχος σε κατακόρυφο φορτίο θόρτιση $1.00xg+0.30xq+Σεισμός$ (Ευρωκ-6, 4.4.2)

Ελεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $Ni=(1.00x1020.8+0.30x290.5)/13.60=81.47 \text{ kN/m}$ Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{sdo}=0.001x81.47/0.94=0.087 \text{ N/mm}^2$ $\sigma_{sdo}=0.087 < 0.25 \text{ N/mm}^2$ άρα (Ευρωκ-6 Παράρτ. Γ.2) γίνεται μείωση εκκεντρότητας κατά $(1-k/4)=1.00$ Καμπτική ροπή σχεδιασμού στην κορυφή (Ευρωκ-6 Παράρτημα Γ.1) $Mi=0.06 \text{ kNm/m}$ Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi}=0.00020 \text{ m}$ Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s=hef/450=2.40/450=0.00533 \text{ m}$ Εκκεντρότητα στην κορυφή (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i=M_i/N_i+e_{hi}+e_s=0.00075+0.00020+0.00533=0.00628 \text{ m}$ Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i=0.05t=0.05x0.94=0.04700 \text{ m}$ Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i=1-2e_i/t=1-2x0.04700/0.94=0.90$ Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd}=\Phi_{im}.t.f_k/\gamma_M=1000x0.90x0.94x7.81/2.20=3003.3 \text{ kN/m}$ $N_{sd}=81.5 < 3003.3=N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας**Ελεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο και βάση του τοίχου**Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_m=(81.47+0.40x1.00x838.8/13.60)=106.14 \text{ kN/m}$ Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{sdo}=0.001x106.14/0.94=0.113 \text{ N/mm}^2$ Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου στο μεσαίο πέμπτο $M_m/N_m=0.20x0.00075x81.5/106.1=0.00011 \text{ m}$ Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm}=0.00010 \text{ m}$ Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s=hef/450=2.40/450=0.00533 \text{ m}$ Εκκεντρότητα οφειλόμενη στα φορτία $e_m=(M_m/N_m)+e_{hm}+e_s=0.00011+0.00010+0.00533=0.00555 \text{ m}$ Η λυγηρότητα είναι ≤ 15 άρα (Ευρωκ-6 4.4.3.2) εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k=0$ Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_m=e_m+e_k=0.00555+0.00000=0.00555 \text{ m}$ Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_m=0.05t=0.05x0.94=0.04700 \text{ m}$ Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_m=1-2e_m/t=1-2x0.047/0.94=0.90$ Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_i=(1.00x1859.6+0.30x290.5)/13.60=143.14 \text{ kN/m}$ Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{sdo}=0.001x143.14/0.94=0.152 \text{ N/mm}^2$ Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_i/N_i=0.00075x81.5/143.1=0.00043 \text{ m}$ Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi}=0.00020 \text{ m}$ Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s=hef/450=2.40/450=0.00533 \text{ m}$ Εκκεντρότητα στην βάση (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i=M_i/N_i+e_{hi}+e_s=0.00043+0.00020+0.00533=0.00596 \text{ m}$ Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i=0.05t=0.05x0.94=0.04700 \text{ m}$ Μειωτικός συντελεστής στην βάση (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_m=1-2e_i/t=1-2x0.04700/0.94=0.90$ Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd}=\Phi_{im}.t.f_k/\gamma_M=1000x0.90x0.94x7.81/2.20=3003.3 \text{ kN/m}$ Μέγιστη κατακόρυφη θλιπτική τάση από αποτελέσματα πεπερασμένων στοιχείων $\sigma_{max}=-0.700 \text{ N/mm}^2$

(Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περιοχές τάσεων εκτός των περιοχών συγκέντρωσης τάσεων στις στηρίξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)

Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{sd}=1000x0.94x0.700=658.2 \text{ kN/m}$ $N_{sd}=658.2 < 3003.3=N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας**Ελεγχος σε διάτμηση θόρτιση $1.00xg+0.30xq+Σεισμός$ (Ευρωκ-6.4.5.3)**Μέγιστη τάση διάτμησης από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\tau_{max}=0.198 \text{ N/mm}^2$

(Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περιοχές τάσεων εκτός των περιοχών συγκέντρωσης τάσεων στις στηρίξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)

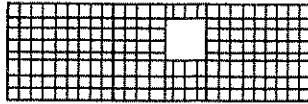
Μέγιστη τιμή σχεδιασμού τέμνουσας ανά μονάδα μήκους $V_{sd}=1000x0.94x0.198=186.1 \text{ kN/m}$ Χαρακτηριστική διατμητική αντοχή $f_{vk}=0.70x(f_{vko}+0.4x\sigma_d)$ (Ευρωκ-6 3.6.3, Ευρωκ-6 3.6.3(8)) $f_{vk}=0.70x(0.490+0.4x0.700)=0.539 \text{ N/mm}^2$, $\max f_{vk}=1.000 \text{ N/mm}^2$, και $f_{vk}=0.539 \text{ N/mm}^2$ Τιμή σχεδιασμού αντοχής έναντι τέμνουσας $V_{rd}=f_{vk}.t./\gamma_M$ (Ευρωκ-6 4.5.3) $V_{rd}=1000x0.539x0.94/2.20=230.3 \text{ kN/m}$ $V_{sd}=186.1 < 230.3=V_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος τέμνουσας σε οριακή κατάσταση αστοχίας**Σενάζ οπλισμένου σκυροδέματος (Εθν. Κείμ. εφαρμογής Ευρωκ-6, 5.2)**

Στο πάνω μέρος του τοίχου και στο ύψος των υπέρθυρων τυχόν παρουσιαζόμενες μικρές εφελκυστικές τάσεις παραλαμβάνονται από σενάζ οπλισμένου σκυροδέματος 94x20 [πλάτος x ύψος cm]

με ελάχιστο οπλισμό 4Φ16 (και συνδετήρες Φ8/20) που ικανοποιεί τα ελάχιστα όρια του κανονισμού.

Υπόγειο**T14**

Διαστάσεις μήκος=10.50m, ύψος= 3.20m, πάχος=0.89m



Λιθοδομή 0.75

Κατηγορία κατασκευής Β (Ευρωκ-6, Παράρτημα Η)

Κατηγορία ελέγχου παραγωγής λιθοσσωμάτων Ι (Ευρωκ-6, 3.1.1)

Θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας $f_k = 8.00 \text{ N/mm}^2$ Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού $\gamma_M = 2.20$ (Ευρωκ-6, Πίνακ.2.3)Μήκος λυγισμού $hef = r_x h = 0.75 \times 3.20 = 2.40 \text{ m}$ (Ευρωκ-6, 4.4.4.3)Λυγηρότητα $hef/t_{ef} = 2.40/0.89 = 2.70 < 27$ εντάξει (Ευρωκ-6, 4.4.6)**Απαιτήσεις Εθνικού κειμένου εφαρμογής Ευρωκώδικα**

Διαζωματική τοιχοποιία

Πάχος τοίχου $= 0.890 \geq 0.240 \text{ m}$ (εντάξει)Λυγηρότητα $\lambda = 2.70 \leq 15$ (εντάξει)Υψος/μήκος τοίχου $h/L = 3.20/10.50 = 0.30 \leq 3.0$ (εντάξει)**Ελεγχος σε κατακόρυφο φορτίο Φόρτιση 1.35xg+1.50xq (Ευρωκ-6, 4.4.2)**Ελεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχουΚατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_i = (1.35 \times 981.8 + 1.50 \times 121.8)/10.50 = 143.63 \text{ kN/m}$ Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 143.63 / 0.89 = 0.161 \text{ N/mm}^2$ $\sigma_{sdo} = 0.161 < 0.25 \text{ N/mm}^2$ άρα (Ευρωκ-6 Παρ. Γ.2) γίνεται μείωση εκκεντρότητας κατά $(1-k/4) = 1.00$ Καμπτική ροπή σχεδιασμού στην κορυφή (Ευρωκ-6 Παράρτημα Γ.1) $M_i = 6.35 \text{ kNm/m}$ Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00000 \text{ m}$ Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = hef/450 = 2.40/450 = 0.00533 \text{ m}$ Εκκεντρότητα στην κορυφή (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i/N_i + e_{hi} + e_s = 0.04420 + 0.00000 + 0.00533 = 0.04954 \text{ m}$ Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05 \times 0.89 = 0.04450 \text{ m}$ Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i = 1 - 2e_i/t = 1 - 2 \times 0.04954/0.89 = 0.89$ Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \Phi_i m.t.f_k/\gamma_M = 1000 \times 0.89 \times 0.89 \times 8.00/2.20 = 2880.4 \text{ kN/m}$ $N_{sd} = 143.6 < 2880.4 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίαςΕλεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο και βάση του τοίχουΚατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_m = (143.63 + 0.40 \times 1.35 \times 729.3)/10.50 = 181.14 \text{ kN/m}$ Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 181.14 / 0.89 = 0.204 \text{ N/mm}^2$ Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου στο μεσαίο πέμπτο $M_m/N_m = 0.20 \times 0.04420 \times 143.6 / 181.1 = 0.00701 \text{ m}$ Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00000 \text{ m}$ Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = hef/450 = 2.40/450 = 0.00533 \text{ m}$ Εκκεντρότητα οφειλόμενη στα φορτία $e_m = (M_m/N_m) + e_{hm} + e_s = 0.00701 + 0.00000 + 0.00533 = 0.01234 \text{ m}$ Η λυγηρότητα είναι ≤ 15 άρα (Ευρωκ-6 4.4.3.2) εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$ Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_m = e_m + e_k = 0.01234 + 0.00000 = 0.01234 \text{ m}$ Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_m = 0.05t = 0.05 \times 0.89 = 0.04450 \text{ m}$ Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_m = 1 - 2e_m/t = 1 - 2 \times 0.045/0.89 = 0.90$ Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_i = (1.35 \times 1711.1 + 1.50 \times 121.8)/10.50 = 237.40 \text{ kN/m}$ Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 237.40 / 0.89 = 0.267 \text{ N/mm}^2$ Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_i/N_i = 0.04420 \times 143.6 / 237.4 = 0.02674 \text{ m}$ Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00000 \text{ m}$ Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = hef/450 = 2.40/450 = 0.00533 \text{ m}$ Εκκεντρότητα στην βάση (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i/N_i + e_{hi} + e_s = 0.02674 + 0.00000 + 0.00533 = 0.03208 \text{ m}$ Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05 \times 0.89 = 0.04450 \text{ m}$ Μειωτικός συντελεστής στην βάση (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i = 1 - 2e_i/t = 1 - 2 \times 0.04450/0.89 = 0.90$ Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \Phi_i m.t.f_k/\gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.89 \times 8.00/2.20 = 2912.7 \text{ kN/m}$ Μέγιστη κατακόρυφη θλιπτική τάση από αποτελέσματα πεπερασμένων στοιχείων $\sigma_{max} = -0.394 \text{ N/mm}^2$

(Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περιοχές τάσεων εκτός των περιοχών συγκέντρωσης τάσεων στις στηρίξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)

Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{sd} = 1000 \times 0.89 \times 0.394 = 350.5 \text{ kN/m}$ $N_{sd} = 350.5 < 2912.7 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας**Ελεγχος σε κατακόρυφο φορτίο Φόρτιση 1.00xg+0.30xq+Σεισμός (Ευρωκ-6, 4.4.2)**Ελεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχουΚατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_i = (1.00 \times 981.8 + 0.30 \times 121.8)/10.50 = 96.98 \text{ kN/m}$ Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 96.98 / 0.89 = 0.109 \text{ N/mm}^2$ $\sigma_{sdo} = 0.109 < 0.25 \text{ N/mm}^2$ άρα (Ευρωκ-6 Παρ. Γ.2) γίνεται μείωση εκκεντρότητας κατά $(1-k/4) = 1.00$ Καμπτική ροπή σχεδιασμού στην κορυφή (Ευρωκ-6 Παράρτημα Γ.1) $M_i = 3.05 \text{ kNm/m}$

Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi}=0.00020$ m

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s=h_{ef}/450=2.40/450=0.00533$ m

Εκκεντρότητα στην κορυφή (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i=M_i/N_i+e_{hi}+e_s=0.03147+0.00020+0.00533=0.03701$ m

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i=0.05t=0.05 \times 0.89=0.04450$ m

Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i=1-2e_i/t=1-2 \times 0.04450/0.89=0.90$

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd}=\Phi_{im}.t.f_k/\gamma_M=1000 \times 0.90 \times 0.89 \times 8.00/2.20=2912.7$ kN/m

$N_{sd}=97.0 < 2912.7=N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Έλεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο και βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_m=(96.98+0.40 \times 1.00 \times 729.3/10.50)=124.77$ kN/m

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{sdo}=0.001 \times 124.77/0.89=0.140$ N/mm²

Εκκεντρότητα φορτίου διαμέσου στο μεσαίο πέμπτο $M_m/N_m=0.20 \times 0.03147 \times 97.0/124.8=0.00489$ m

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm}=0.00010$ m

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s=h_{ef}/450=2.40/450=0.00533$ m

Εκκεντρότητα οφειλόμενη στα φορτία $e_m=(M_m/N_m)+e_{hm}+e_s=0.00489+0.00010+0.00533=0.01033$ m

Η λυγηρότητα είναι ≤ 15 άρα (Ευρωκ-6 4.4.3.2) εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k=0$

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_m=e_m+e_k=0.01033+0.00000=0.01033$ m

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_m=0.05t=0.05 \times 0.89=0.04450$ m

Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_m=1-2e_m/t=1-2 \times 0.045/0.89=0.90$

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_i=(1.00 \times 1711.1+0.30 \times 121.8)/10.50=166.44$ kN/m

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{sdo}=0.001 \times 166.44/0.89=0.187$ N/mm²

Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_i/N_i=0.03147 \times 97.0/166.4=0.01834$ m

Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi}=0.00020$ m

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s=h_{ef}/450=2.40/450=0.00533$ m

Εκκεντρότητα στην βάση (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i=M_i/N_i+e_{hi}+e_s=0.01834+0.00020+0.00533=0.02387$ m

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i=0.05t=0.05 \times 0.89=0.04450$ m

Μειωτικός συντελεστής στην βάση (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i=1-2e_i/t=1-2 \times 0.04450/0.89=0.90$

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd}=\Phi_{im}.t.f_k/\gamma_M=1000 \times 0.90 \times 0.89 \times 8.00/2.20=2912.7$ kN/m

Μέγιστη κατακόρυφη θλιπτική τάση από αποτελέσματα πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma=-0.871$ N/mm²

(Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περιοχές τάσεων εκτός των περιοχών συγκέντρωσης τάσεων στις στηρίξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)

Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{sd}=1000 \times 0.89 \times 0.871=774.9$ kN/m

$N_{sd}=774.9 < 2912.7=N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Έλεγχος σε διάτμηση Φόρτιση $1.00xg+0.30xq$ +Σεισμός (Ευρωκ-6.4.5.3)

Μέγιστη τάση διάτμησης από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\tau_{max}=0.262$ N/mm²

(Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περιοχές τάσεων εκτός των περιοχών συγκέντρωσης τάσεων στις στηρίξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)

Μέγιστη τιμή σχεδιασμού τέμνουσας ανά μονάδα μήκους $V_{sd}=1000 \times 0.89 \times 0.262=233.6$ kN/m

Χαρακτηριστική διατμητική αντοχή $f_{vk}=0.70 \times (f_{vko}+0.4 \times \sigma_{sd})$ (Ευρωκ-6 3.6.3, Ευρωκ-6 3.6.3(8))

$f_{vk}=0.70 \times (0.500+0.4 \times 0.871)=0.594$ N/mm², $\max f_{vk}=1.000$ N/mm², και $f_{vk}=0.594$ N/mm²

Τιμή σχεδιασμού αντοχής έναντι τέμνουσας $V_{rd}=f_{vk}.t./\gamma_M$ (Ευρωκ-6 4.5.3)

$V_{rd}=1000 \times 0.594 \times 0.89/2.20=240.2$ kN/m

$V_{sd}=233.6 < 240.2=V_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος τέμνουσας σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Σενάζ οπλισμένου σκυροδέματος (Εθν. Κείμ. εφαρμογής Ευρωκ-6, 5.2)

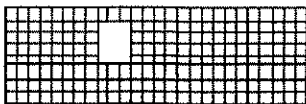
Στο πάνω μέρος του τοίχου και στο ύψος των υπέρθυρων τυχόν παρουσιάζόμενες μικρές εφελκυστικές τάσεις παραλαμβάνονται από σενάζ οπλισμένου σκυροδέματος 89×20 [πλάτος x ύψος cm]

με ελάχιστο οπλισμό $4\Phi 16$ (και συνδετήρες $\Phi 8/20$) που ικανοποιεί τα ελάχιστα όρια του κανονισμού.

Υπόγειο

T15

Διαστάσεις μήκος=10.42m, ύψος= 3.20m, πάχος=0.89m



Λιθοδομή 0.75

Κατηγορία κατασκευής B (Ευρωκ-6, Παράρτημα Η)

Κατηγορία ελέγχου παραγωγής λιθοσωμάτων I (Ευρωκ-6, 3.1.1)

Θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας $f_k=8.00$ N/mm²

Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού $\gamma_M=2.20$ (Ευρωκ-6, Πίνακ.2.3)

Μήκος λυγισμού $h_{ef}=\rho x h=0.75 \times 3.20=2.40$ m (Ευρωκ-6, 4.4.4.3)

Λυγηρότητα $h_{ef}/t_{ef}=2.40/0.89=2.70 < 27$ εντάξει (Ευρωκ-6, 4.4.6)

Απαιτήσεις Εθνικού κειμένου εφαρμογής Ευρωκώδικα

Διαζωματική τοιχοποιία

Πάχος τοίχου $=0.890 > 0.240$ m (εντάξει)

Λυγηρότητα $\lambda=2.70 < 15$ (εντάξει)

Ύψος/μήκος τοίχου $h/L=3.20/10.42=0.31 < 3.0$ (εντάξει)

Ελεγχος σε κατακόρυφο φορτίο Θόρτιση 1.35xg+1.50xq (Ευρωκ-6, 4.4.2)**Ελεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου**

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_i = (1.35 \times 956.4 + 1.50 \times 112.0) / 10.42 = 140.03 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 140.03 / 0.89 = 0.157 \text{ N/mm}^2$

$\sigma_{sdo} = 0.157 < 0.25 \text{ N/mm}^2$ άρα (Ευρωκ-6 Παράρτ. Γ.2) γίνεται μείωση εκκεντρότητας κατά $(1-k/4) = 1.00$

Καμπτική ροπή σχεδιασμού στην κορυφή (Ευρωκ-6 Παράρτημα Γ.1) $M_i = 4.23 \text{ kNm/m}$

Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00000 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef} / 450 = 2.40 / 450 = 0.00533 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στην κορυφή (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i / N_i + e_{hi} + e_s = 0.03018 + 0.00000 + 0.00533 = 0.03552 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05 \times 0.89 = 0.04450 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i = 1 - 2e_i / t = 1 - 2 \times 0.04450 / 0.89 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \Phi_{im} \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.89 \times 8.00 / 2.20 = 2912.7 \text{ kN/m}$

$N_{sd} = 140.0 < 2912.7 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Ελεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο και βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_m = (140.03 + 0.40 \times 1.35 \times 731.2) / 10.42 = 177.93 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 177.93 / 0.89 = 0.200 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου στο μεσαίο πέμπτο $M_m / N_m = 0.20 \times 0.03018 \times 140.0 / 177.9 = 0.00475 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00000 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef} / 450 = 2.40 / 450 = 0.00533 \text{ m}$

Εκκεντρότητα οφειλόμενη στα φορτία $e_m = (M_m / N_m) + e_{hm} + e_s = 0.00475 + 0.00000 + 0.00533 = 0.01008 \text{ m}$

Η λυγηρότητα είναι ≤ 15 άρα (Ευρωκ-6 4.4.3.2) εκκεντρότητα λόγω ερυσμού $e_k = 0$

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_m = e_m + e_k = 0.01008 + 0.00000 = 0.01008 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_m = 0.05t = 0.05 \times 0.89 = 0.04450 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_m = 1 - 2e_m / t = 1 - 2 \times 0.04450 / 0.89 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_i = (1.35 \times 1687.6 + 1.50 \times 112.0) / 10.42 = 234.77 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 234.77 / 0.89 = 0.264 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_i / N_i = 0.03018 \times 140.0 / 234.8 = 0.01800 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00000 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef} / 450 = 2.40 / 450 = 0.00533 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στην βάση (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i / N_i + e_{hi} + e_s = 0.01800 + 0.00000 + 0.00533 = 0.02334 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05 \times 0.89 = 0.04450 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στην βάση (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i = 1 - 2e_i / t = 1 - 2 \times 0.04450 / 0.89 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \Phi_{im} \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.89 \times 8.00 / 2.20 = 2912.7 \text{ kN/m}$

Μέγιστη κατακόρυφη θλιπτική τάση από αποτελέσματα πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma = -0.384 \text{ N/mm}^2$

(Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περιοχές τάσεων εκτός των περιοχών συγκέντρωσης τάσεων στις στηρίξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)

Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{sd} = 1000 \times 0.89 \times 0.384 = 341.8 \text{ kN/m}$

$N_{sd} = 341.8 < 2912.7 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Ελεγχος σε κατακόρυφο φορτίο Θόρτιση 1.00xg+0.30xq+Σεισμός (Ευρωκ-6, 4.4.2)**Ελεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου**

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_i = (1.00 \times 956.4 + 0.30 \times 112.0) / 10.42 = 95.01 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 95.01 / 0.89 = 0.107 \text{ N/mm}^2$

$\sigma_{sdo} = 0.107 < 0.25 \text{ N/mm}^2$ άρα (Ευρωκ-6 Παράρτ. Γ.2) γίνεται μείωση εκκεντρότητας κατά $(1-k/4) = 1.00$

Καμπτική ροπή σχεδιασμού στην κορυφή (Ευρωκ-6 Παράρτημα Γ.1) $M_i = 2.03 \text{ kNm/m}$

Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00020 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef} / 450 = 2.40 / 450 = 0.00533 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στην κορυφή (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i / N_i + e_{hi} + e_s = 0.02140 + 0.00020 + 0.00533 = 0.02694 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05 \times 0.89 = 0.04450 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i = 1 - 2e_i / t = 1 - 2 \times 0.04450 / 0.89 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \Phi_{im} \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.89 \times 8.00 / 2.20 = 2912.7 \text{ kN/m}$

$N_{sd} = 95.0 < 2912.7 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Ελεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο και βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_m = (95.01 + 0.40 \times 1.00 \times 731.2) / 10.42 = 123.08 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 123.08 / 0.89 = 0.138 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου στο μεσαίο πέμπτο $M_m / N_m = 0.20 \times 0.02140 \times 95.0 / 123.1 = 0.00330 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00010 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef} / 450 = 2.40 / 450 = 0.00533 \text{ m}$

Εκκεντρότητα οφειλόμενη στα φορτία $e_m = (M_m / N_m) + e_{hm} + e_s = 0.00330 + 0.00010 + 0.00533 = 0.00874 \text{ m}$

Η λυγηρότητα είναι ≤ 15 άρα (Ευρωκ-6 4.4.3.2) εκκεντρότητα λόγω ερυσμού $e_k = 0$

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_m = e_m + e_k = 0.00874 + 0.00000 = 0.00874 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_m = 0.05t = 0.05 \times 0.89 = 0.04450 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_m = 1 - 2e_m / t = 1 - 2 \times 0.04450 / 0.89 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_i = (1.00 \times 1687.6 + 0.30 \times 112.0) / 10.42 = 165.18 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 165.18 / 0.89 = 0.186 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_i/N_i = 0.02140 \times 95.0 / 165.2 = 0.01231 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00020 \text{ m}$
 Τυχνηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef}/450 = 2.40/450 = 0.00533 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στην βάση (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i/N_i + e_{hi} + e_s = 0.01231 + 0.00020 + 0.00533 = 0.01784 \text{ m}$
 Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05 \times 0.89 = 0.04450 \text{ m}$
 Μειωτικός συντελεστής στην βάση (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i = 1 - 2e_i/t = 1 - 2 \times 0.04450/0.89 = 0.90$
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \Phi_i \cdot m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.89 \times 8.00 / 2.20 = 2912.7 \text{ kN/m}$
 Μέγιστη κατακόρυφη θλιπτική τάση από αποτελέσματα πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma = -0.830 \text{ N/mm}^2$
 (Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περιοχές τάσεων εκτός των περιοχών συγκέντρωσης τάσεων στις στηρίξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)
 Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{sd} = 1000 \times 0.89 \times 0.830 = 738.8 \text{ kN/m}$
 $N_{sd} = 738.8 < 2912.7 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Έλεγχος σε διάτμηση Φόρτιση $1.00xg+0.30xq+\Sigma \text{σεισμός}$ (Ευρωκ-6.4.5.3)

Μέγιστη τάση διάτμησης από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\tau_{\max} = 0.261 \text{ N/mm}^2$
 (Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περιοχές τάσεων εκτός των περιοχών συγκέντρωσης τάσεων στις στηρίξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)
 Μέγιστη τιμή σχεδιασμού τέμνουσας ανά μονάδα μήκους $V_{sd} = 1000 \times 0.89 \times 0.261 = 232.7 \text{ kN/m}$
 Χαρακτηριστική διατμητική αντοχή $f_{vk} = 0.70 \times (f_{vko} + 0.4 \times \sigma_d)$ (Ευρωκ-6 3.6.3, Ευρωκ-6 3.6.3(8))
 $f_{vk} = 0.70 \times (0.500 + 0.4 \times 0.830) = 0.582 \text{ N/mm}^2$, $\max f_{vk} = 1.000 \text{ N/mm}^2$, και $f_{vk} = 0.582 \text{ N/mm}^2$
 Τιμή σχεδιασμού αντοχής έναντι τέμνουσας $V_{rd} = f_{vk} \cdot t \cdot \gamma_M$ (Ευρωκ-6 4.5.3)
 $V_{rd} = 1000 \times 0.582 \times 0.89 / 2.20 = 235.6 \text{ kN/m}$
 $V_{sd} = 232.7 < 235.6 = V_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος τέμνουσας σε οριακή κατάσταση αστοχίας

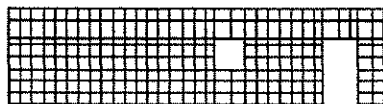
Σενάζ οπλισμένου σκυροδέματος (Εθν. Κείμ. εφαρμογής Ευρωκ-6, 5.2)

Στο πάνω μέρος του τοίχου και στο ύψος των υπέρθυρων τυχόν παρουσιαζόμενες μικρές εφελκυστικές τάσεις παραλαμβάνονται από σενάζ οπλισμένου σκυροδέματος 89×20 [πλάτος \times ύψος cm]
 με ελάχιστο οπλισμό $4\Phi 16$ (και συνδετήρες $\Phi 8/20$) που ικανοποιεί τα ελάχιστα όρια του κανονισμού.

Υπόγειο

T17

Διαστάσεις μήκος=13.00m, ύψος= 3.20m, πάχος=0.99m



Λιθοδομή 0.85

Κατηγορία κατασκευής B (Ευρωκ-6, Παράρτημα Η)

Κατηγορία ελέγχου παραγωγής λιθοσωμάτων I (Ευρωκ-6, 3.1.1)

Θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας $f_k = 7.64 \text{ N/mm}^2$

Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού $\gamma_M = 2.20$ (Ευρωκ-6, Πινάκ.2.3)

Μήκος λυγισμού $h_{ef} = \rho \times h = 0.75 \times 3.20 = 2.40 \text{ m}$ (Ευρωκ-6, 4.4.4.3)

Λυγηρότητα $h_{ef}/t_{ef} = 2.40/0.99 = 2.42 < 27$ εντάξει (Ευρωκ-6, 4.4.6)

Απαιτήσεις Εθνικού κειμένου εφαρμογής Ευρωκώδικα

Διαζωματική τοιχοποιία

Πάχος τοίχου $= 0.990 \geq 0.240 \text{ m}$ (εντάξει)

Λυγηρότητα $\lambda = 2.42 \leq 15$ (εντάξει)

Υψος/μήκος τοίχου $h/L = 3.20/13.00 = 0.25 \leq 3.0$ (εντάξει)

Έλεγχος σε κατακόρυφο φορτίο Φόρτιση $1.35xg+1.50xq$ (Ευρωκ-6, 4.4.2)

Έλεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_i = (1.35 \times 1035.6 + 1.50 \times 123.5) / 13.00 = 121.79 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 121.79 / 0.99 = 0.123 \text{ N/mm}^2$

$\sigma_{sdo} = 0.123 < 0.25 \text{ N/mm}^2$ άρα (Ευρωκ-6 Παρ. Γ.2) γίνεται μείωση εκκεντρότητας κατά $(1-k/4) = 1.00$

Καμπτική ροπή σχεδιασμού στην κορυφή (Ευρωκ-6 Παράρτημα Γ.1) $M_i = 5.88 \text{ kNm/m}$

Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00000 \text{ m}$

Τυχνηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef}/450 = 2.40/450 = 0.00533 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στην κορυφή (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i/N_i + e_{hi} + e_s = 0.04832 + 0.00000 + 0.00533 = 0.05365 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05 \times 0.99 = 0.04950 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i = 1 - 2e_i/t = 1 - 2 \times 0.05365/0.99 = 0.89$

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \Phi_i \cdot m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.89 \times 0.99 \times 7.64 / 2.20 = 3059.8 \text{ kN/m}$

$N_{sd} = 121.8 < 3059.8 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Έλεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο και βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_m = (121.79 + 0.40 \times 1.35 \times 963.8 / 13.00) = 161.83 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 161.83 / 0.99 = 0.163 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου στο μεσαίο πέμπτο $M_m / N_m = 0.20 \times 0.04832 \times 121.8 / 161.8 = 0.00727 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00000 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef} / 450 = 2.40 / 450 = 0.00533 \text{ m}$

Εκκεντρότητα οφειλόμενη στα φορτία $e_m = (M_m / N_m) + e_{hm} + e_s = 0.00727 + 0.00000 + 0.00533 = 0.01261 \text{ m}$

Η λυγηρότητα είναι ≤ 15 άρα (Ευρωκ-6 4.4.3.2) εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_m = e_m + e_k = 0.01261 + 0.00000 = 0.01261 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_m = 0.05t = 0.05 \times 0.99 = 0.04950 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_m = 1 - 2e_m / t = 1 - 2 \times 0.049 / 0.99 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_i = (1.35 \times 1999.4 + 1.50 \times 123.5) / 13.00 = 221.88 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 221.88 / 0.99 = 0.224 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_i / N_i = 0.04832 \times 121.8 / 221.9 = 0.02652 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00000 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef} / 450 = 2.40 / 450 = 0.00533 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στην βάση (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i / N_i + e_{hi} + e_s = 0.02652 + 0.00000 + 0.00533 = 0.03186 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05 \times 0.99 = 0.04950 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στην βάση (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i = 1 - 2e_i / t = 1 - 2 \times 0.04950 / 0.99 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \Phi_{im} \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.99 \times 7.64 / 2.20 = 3094.2 \text{ kN/m}$

Μέγιστη κατακόρυφη θλιπτική τάση από αποτελέσματα πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma = -0.386 \text{ N/mm}^2$

(Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περιοχές τάσεων εκτός των περιοχών συγκέντρωσης τάσεων στις στηρίξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)

Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{sd} = 1000 \times 0.99 \times 0.386 = 381.9 \text{ kN/m}$

$N_{sd} = 381.9 < 3094.2 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Έλεγχος σε κατακόρυφο φορτίο θόρτιση 1.00xg+0.30xq+Σεισμός (Ευρωκ-6, 4.4.2)Έλεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_i = (1.00 \times 1035.6 + 0.30 \times 123.5) / 13.00 = 82.51 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 82.51 / 0.99 = 0.083 \text{ N/mm}^2$

$\sigma_{sdo} = 0.083 < 0.25 \text{ N/mm}^2$ άρα (Ευρωκ-6 Παραρτ. Γ.2) γίνεται μείωση εκκεντρότητας κατά $(1 - k/4) = 1.00$

Καμπτική ροπή σχεδιασμού στην κορυφή (Ευρωκ-6 Παράρτημα Γ.1) $M_i = 2.83 \text{ kNm/m}$

Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00020 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef} / 450 = 2.40 / 450 = 0.00533 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στην κορυφή (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i / N_i + e_{hi} + e_s = 0.03428 + 0.00020 + 0.00533 = 0.03981 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05 \times 0.99 = 0.04950 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i = 1 - 2e_i / t = 1 - 2 \times 0.04950 / 0.99 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \Phi_{im} \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.99 \times 7.64 / 2.20 = 3094.2 \text{ kN/m}$

$N_{sd} = 82.5 < 3094.2 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Έλεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο και βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_m = (82.51 + 0.40 \times 1.00 \times 963.8 / 13.00) = 112.17 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 112.17 / 0.99 = 0.113 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου στο μεσαίο πέμπτο $M_m / N_m = 0.20 \times 0.03428 \times 82.5 / 112.2 = 0.00504 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00010 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef} / 450 = 2.40 / 450 = 0.00533 \text{ m}$

Εκκεντρότητα οφειλόμενη στα φορτία $e_m = (M_m / N_m) + e_{hm} + e_s = 0.00504 + 0.00010 + 0.00533 = 0.01048 \text{ m}$

Η λυγηρότητα είναι ≤ 15 άρα (Ευρωκ-6 4.4.3.2) εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_m = e_m + e_k = 0.01048 + 0.00000 = 0.01048 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_m = 0.05t = 0.05 \times 0.99 = 0.04950 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_m = 1 - 2e_m / t = 1 - 2 \times 0.049 / 0.99 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_i = (1.00 \times 1999.4 + 0.30 \times 123.5) / 13.00 = 156.65 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 156.65 / 0.99 = 0.158 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_i / N_i = 0.03428 \times 82.5 / 156.7 = 0.01806 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00020 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef} / 450 = 2.40 / 450 = 0.00533 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στην βάση (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i / N_i + e_{hi} + e_s = 0.01806 + 0.00020 + 0.00533 = 0.02359 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05 \times 0.99 = 0.04950 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στην βάση (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i = 1 - 2e_i / t = 1 - 2 \times 0.04950 / 0.99 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \Phi_{im} \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.99 \times 7.64 / 2.20 = 3094.2 \text{ kN/m}$

Μέγιστη κατακόρυφη θλιπτική τάση από αποτελέσματα πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma = -0.804 \text{ N/mm}^2$

(Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περιοχές τάσεων εκτός των περιοχών συγκέντρωσης τάσεων στις στηρίξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)

Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{sd} = 1000 \times 0.99 \times 0.804 = 796.0 \text{ kN/m}$

$N_{sd} = 796.0 < 3094.2 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Έλεγχος σε διάτμηση φόρτιση $1.00xg+0.30xq$ Σεισμός (Ευρωκ-6.4.5.3)

Μέγιστη τάση διάτμησης από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\tau_{max} = 0.252 \text{ N/mm}^2$

(Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περιοχές τάσεων εκτός των περιοχών συγκέντρωσης τάσεων στις στηρίξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)

Μέγιστη τιμή σχεδιασμού τέμνουσας ανά μονάδα μήκους $V_{sd} = 1000 \times 0.99 \times 0.252 = 249.4 \text{ kN/m}$

Χαρακτηριστική διατμητική αντοχή $f_{vk} = 0.70 \times (f_{vko} + 0.4 \times s_d)$ (Ευρωκ-6 3.6.3, Ευρωκ-6 3.6.3(8))

$f_{vk} = 0.70 \times (0.470 + 0.4 \times 0.804) = 0.554 \text{ N/mm}^2$, $\max f_{vk} = 1.000 \text{ N/mm}^2$, και $f_{vk} = 0.554 \text{ N/mm}^2$

Τιμή σχεδιασμού αντοχής έναντι τέμνουσας $V_{rd} = f_{vk} \cdot t / \gamma_M$ (Ευρωκ-6 4.5.3)

$V_{rd} = 1000 \times 0.554 \times 0.99 / 2.20 = 249.4 \text{ kN/m}$

$V_{sd} = 249.4 > 249.4 = V_{rd}$ Δεν ικανοποιείται ο έλεγχος τέμνουσας σε οριακή κατάσταση αστοχίας

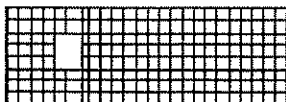
Σενάξ οπλισμένου σκυροδέματος (Εθν. Κείμ. εφαρμογής Ευρωκ-6, 5.2)

Στο πάνω μέρος του τοίχου και στο ύψος των υπέρθυρων τυχόν παρουσιαζόμενες μικρές εφελκυστικές τάσεις παραλαμβάνονται από σενάξ οπλισμένου σκυροδέματος 99×20 [πλάτος \times ύψος cm]

με ελάχιστο οπλισμό $4\Phi 16$ (και συνδετήρες $\Phi 8/20$) που ικανοποιεί τα ελάχιστα όρια του κανονισμού.

Υπόγειο**T18**

Διαστάσεις μήκος= 9.69m, ύψος= 3.20m, πάχος=0.99m



Λιθοδομή 0.85

Κατηγορία κατασκευής B (Ευρωκ-6, Παράρτημα Η)

Κατηγορία ελέγχου παραγωγής λιθοσωμάτων I (Ευρωκ-6, 3.1.1)

Θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας $f_k = 7.64 \text{ N/mm}^2$

Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού $\gamma_M = 2.20$ (Ευρωκ-6, Πίνακ.2.3)

Μήκος λυγισμού $hef = r \cdot h = 0.75 \times 3.20 = 2.40 \text{ m}$ (Ευρωκ-6, 4.4.4.3)

Λυγηρότητα $hef/t_{ef} = 2.40/0.99 = 2.42 < 27$ εντάξει (Ευρωκ-6, 4.4.6)

Απαιτήσεις Εθνικού κειμένου εφαρμογής Ευρωκώδικα

Διαζωματική τοιχοποιία

Πάχος τοίχου $= 0.990 \geq 0.240 \text{ m}$ (εντάξει)

Λυγηρότητα $\lambda = 2.42 \leq 15$ (εντάξει)

Υψος/μήκος τοίχου $h/L = 3.20/9.69 = 0.33 \leq 3.0$ (εντάξει)

Έλεγχος σε κατακόρυφο φορτίο φόρτιση $1.35xg+1.50xq$ (Ευρωκ-6, 4.4.2)**Έλεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου**

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_i = (1.35 \times 922.1 + 1.50 \times 101.1) / 9.69 = 144.12 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 144.12 / 0.99 = 0.146 \text{ N/mm}^2$

$\sigma_{sdo} = 0.146 < 0.25 \text{ N/mm}^2$ άρα (Ευρωκ-6 Παρ. Γ.2) γίνεται μείωση εκκεντρότητας κατά $(1-k/4) = 1.00$

Καμπτική ροπή σχεδιασμού στην κορυφή (Ευρωκ-6 Παράρτημα Γ.1) $M_i = 6.97 \text{ kNm/m}$

Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00000 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = hef/450 = 2.40/450 = 0.00533 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στην κορυφή (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i/N_i + e_{hi} + e_s = 0.04836 + 0.00000 + 0.00533 = 0.05369 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05 \times 0.99 = 0.04950 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\phi_i = 1 - 2e_i/t = 1 - 2 \times 0.05369/0.99 = 0.89$

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \phi_i \cdot m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.89 \times 0.99 \times 7.64 / 2.20 = 3059.8 \text{ kN/m}$

$N_{sd} = 144.1 < 3059.8 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Έλεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο και βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_m = (144.12 + 0.40 \times 1.35 \times 763.1) / 9.69 = 186.64 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 186.64 / 0.99 = 0.189 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου στο μεσαίο πέμπτο $M_m/N_m = 0.20 \times 0.04836 \times 144.1 / 186.6 = 0.00747 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00000 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = hef/450 = 2.40/450 = 0.00533 \text{ m}$

Εκκεντρότητα οφειλόμενη στα φορτία $e_m = (M_m/N_m) + e_{hm} + e_s = 0.00747 + 0.00000 + 0.00533 = 0.01280 \text{ m}$

Η λυγηρότητα είναι ≤ 15 άρα (Ευρωκ-6 4.4.3.2) εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_m = e_m + e_k = 0.01280 + 0.00000 = 0.01280 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_m = 0.05t = 0.05 \times 0.99 = 0.04950 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\phi_m = 1 - 2e_m/t = 1 - 2 \times 0.049/0.99 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_i = (1.35 \times 1685.2 + 1.50 \times 101.1) / 9.69 = 250.43 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 250.43 / 0.99 = 0.253 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_i/N_i = 0.04836 \times 144.1 / 250.4 = 0.02783 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00000 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef}/450 = 2.40/450 = 0.00533 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στην βάση (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i/N_i + e_{hi} + e_s = 0.02783 + 0.00000 + 0.00533 = 0.03316 \text{ m}$
 Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05 \times 0.99 = 0.04950 \text{ m}$
 Μειωτικός συντελεστής στην βάση (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i = 1 - 2e_i/t = 1 - 2 \times 0.04950/0.99 = 0.90$
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \Phi_i \cdot m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.99 \times 7.64/2.20 = 3094.2 \text{ kN/m}$
 Μέγιστη κατακόρυφη θλιπτική τάση από αποτελέσματα πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma_n = -0.375 \text{ N/mm}^2$
 (Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περιοχές τάσεων εκτός των περιοχών συγκέντρωσης τάσεων στις στηρίξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)
 Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{sd} = 1000 \times 0.99 \times 0.375 = 370.9 \text{ kN/m}$
 $N_{sd} = 370.9 < 3094.2 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Ελεγχος σε κατακόρυφο φορτίο θόρτιση 1.00xg+0.30xq+Σεισμός (Ευρωκ-6, 4.4.2)

Ελεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_i = (1.00 \times 922.1 + 0.30 \times 101.1) / 9.69 = 98.29 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 98.29 / 0.99 = 0.099 \text{ N/mm}^2$
 $\sigma_{sdo} = 0.099 < 0.25 \text{ N/mm}^2$ άρα (Ευρωκ-6 Παράρτ. Γ.2) γίνεται μείωση εκκεντρότητας κατά $(1-k/4) = 1.00$
 Καμπτική ροπή σχεδιασμού στην κορυφή (Ευρωκ-6 Παράρτημα Γ.1) $M_i = 3.35 \text{ kNm/m}$

Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00020 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef}/450 = 2.40/450 = 0.00533 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στην κορυφή (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i/N_i + e_{hi} + e_s = 0.03409 + 0.00020 + 0.00533 = 0.03962 \text{ m}$
 Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05 \times 0.99 = 0.04950 \text{ m}$
 Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i = 1 - 2e_i/t = 1 - 2 \times 0.04950/0.99 = 0.90$
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \Phi_i \cdot m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.99 \times 7.64/2.20 = 3094.2 \text{ kN/m}$
 $N_{sd} = 98.3 < 3094.2 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Ελεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο και βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_m = (98.29 + 0.40 \times 1.00 \times 763.1) / 9.69 = 129.79 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 129.79 / 0.99 = 0.131 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου στο μεσαίο πέμπτο $M_m/N_m = 0.20 \times 0.03409 \times 98.3 / 129.8 = 0.00516 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00010 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef}/450 = 2.40/450 = 0.00533 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα οφειλόμενη στα φορτία $e_m = (M_m/N_m) + e_{hm} + e_s = 0.00516 + 0.00010 + 0.00533 = 0.01060 \text{ m}$
 Η λυγηρότητα είναι ≤ 15 άρα (Ευρωκ-6 4.4.3.2) εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_m = e_m + e_k = 0.01060 + 0.00000 = 0.01060 \text{ m}$
 Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_m = 0.05t = 0.05 \times 0.99 = 0.04950 \text{ m}$
 Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_m = 1 - 2e_m/t = 1 - 2 \times 0.049/0.99 = 0.90$
 Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_i = (1.00 \times 1685.2 + 0.30 \times 101.1) / 9.69 = 177.04 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 177.04 / 0.99 = 0.179 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_i/N_i = 0.03409 \times 98.3 / 177.0 = 0.01893 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00020 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef}/450 = 2.40/450 = 0.00533 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στην βάση (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i/N_i + e_{hi} + e_s = 0.01893 + 0.00020 + 0.00533 = 0.02446 \text{ m}$
 Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05 \times 0.99 = 0.04950 \text{ m}$
 Μειωτικός συντελεστής στην βάση (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i = 1 - 2e_i/t = 1 - 2 \times 0.04950/0.99 = 0.90$
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \Phi_i \cdot m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.99 \times 7.64/2.20 = 3094.2 \text{ kN/m}$
 Μέγιστη κατακόρυφη θλιπτική τάση από αποτελέσματα πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma_n = -0.800 \text{ N/mm}^2$
 (Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περιοχές τάσεων εκτός των περιοχών συγκέντρωσης τάσεων στις στηρίξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)
 Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{sd} = 1000 \times 0.99 \times 0.800 = 792.2 \text{ kN/m}$
 $N_{sd} = 792.2 < 3094.2 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Ελεγχος σε διάτμηση θόρτιση 1.00xg+0.30xq+Σεισμός (Ευρωκ-6.4.5.3)

Μέγιστη τάση διάτμησης από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\tau_{\max} = 0.239 \text{ N/mm}^2$
 (Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περιοχές τάσεων εκτός των περιοχών συγκέντρωσης τάσεων στις στηρίξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)
 Μέγιστη τιμή σχεδιασμού τέμνουσας ανά μονάδα μήκους $V_{sd} = 1000 \times 0.99 \times 0.239 = 236.1 \text{ kN/m}$
 Χαρακτηριστική διατμητική αντοχή $f_{vk} = 0.70 \times (f_{vko} + 0.4 \times \sigma_{sd})$ (Ευρωκ-6 3.6.3, Ευρωκ-6 3.6.3(8))
 $f_{vk} = 0.70 \times (0.470 + 0.4 \times 0.800) = 0.553 \text{ N/mm}^2$, $\max f_{vk} = 1.000 \text{ N/mm}^2$, και $f_{vk} = 0.553 \text{ N/mm}^2$
 Τιμή σχεδιασμού αντοχής έναντι τέμνουσας $V_{rd} = f_{vk} \cdot t \cdot \gamma_M$ (Ευρωκ-6 4.5.3)
 $V_{rd} = 1000 \times 0.553 \times 0.99 / 2.20 = 248.9 \text{ kN/m}$
 $V_{sd} = 236.1 < 248.9 = V_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος τέμνουσας σε οριακή κατάσταση αστοχίας

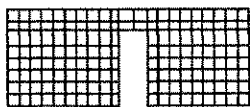
Ενδιά μεσοπλάστιγγα σκυροδέματος (Εθν. Καίρ. εφαρμογής Ευρωκ-6, 5.2)

Στο πάνω μέρος του τοίχου και στο ύψος των υπέρθυρων τυχόν παρουσιαζόμενες μικρές εφελκυστικές τάσεις παραλαμβάνονται από ενδιά μεσοπλάστιγγα σκυροδέματος 99x20 [πλάτος x ύψος cm]

με ελάχιστο οπλισμό 4Φ16 (και συνδετήρες Φ8/20) που ικανοποιεί τα ελάχιστα όρια του κανονισμού.

Υπόγειο**T19**

Διαστάσεις μήκος= 8.32m, ύψος= 3.20m, πάχος=1.04m



Λιθοδομή 0.90

Κατηγορία κατασκευής Β (Ευρωκ-6, Παράρτημα Η)

Κατηγορία ελέγχου παραγωγής λιθοσσωμάτων Ι (Ευρωκ-6, 3.1.1)

Θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας $f_k = 7.49 \text{ N/mm}^2$

Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού $\gamma_M = 2.20$ (Ευρωκ-6, Πιν. 2.3)

Μήκος λυγισμού $hef = r_{xh} = 0.75 \times 3.20 = 2.40 \text{ m}$ (Ευρωκ-6, 4.4.4.3)

Λυγηρότητα $hef/t_{ef} = 2.40/1.04 = 2.31 < 27$ εντάξει (Ευρωκ-6, 4.4.6)

Απαιτήσεις Εθνικού κειμένου εφαρμογής Ευρωκώδικα

Διαζωματική τοιχοποιία

Πάχος τοίχου $= 1.040 \geq 0.240 \text{ m}$ (εντάξει)

Λυγηρότητα $\lambda = 2.31 \leq 15$ (εντάξει)

Υψος/μήκος τοίχου $h/L = 3.20/8.32 = 0.38 \leq 3.0$ (εντάξει)

Ελεγχος σε κατακόρυφο φορτίο Φόρτιση 1.35xq+1.50xq (Ευρωκ-6, 4.4.2)**Ελεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου**

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_i = (1.35 \times 769.3 + 1.50 \times 212.6) / 8.32 = 163.16 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 163.16 / 1.04 = 0.157 \text{ N/mm}^2$

$\sigma_{sdo} = 0.157 < 0.25 \text{ N/mm}^2$ άρα (Ευρωκ-6 Παρ. Γ.2) γίνεται μείωση εκκεντρότητας κατά $(1-k/4) = 1.00$

Καμπτική ροπή σχεδιασμού στην κορυφή (Ευρωκ-6 Παράρτημα Γ.1) $M_i = 10.27 \text{ kNm/m}$

Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00000 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = hef/450 = 2.40/450 = 0.00533 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στην κορυφή (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i/N_i + e_{hi} + e_s = 0.06297 + 0.00000 + 0.00533 = 0.06830 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05 \times 1.04 = 0.05200 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i = 1 - 2e_i/t = 1 - 2 \times 0.06830/1.04 = 0.87$

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \Phi_i \cdot m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.87 \times 1.04 \times 7.49 / 2.20 = 3080.4 \text{ kN/m}$

$N_{sdo} = 163.2 < 3080.4 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Ελεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο και βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_m = (163.16 + 0.40 \times 1.35 \times 648.9) / 8.32 = 205.27 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 205.27 / 1.04 = 0.197 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου στο μεσαίο πέμπτο $M_m/N_m = 0.20 \times 0.06297 \times 163.2 / 205.3 = 0.01001 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00000 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = hef/450 = 2.40/450 = 0.00533 \text{ m}$

Εκκεντρότητα οφειλόμενη στα φορτία $e_m = (M_m/N_m) + e_{hm} + e_s = 0.01001 + 0.00000 + 0.00533 = 0.01534 \text{ m}$

Η λυγηρότητα είναι ≤ 15 άρα (Ευρωκ-6 4.4.3.2) εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_m = e_m + e_k = 0.01534 + 0.00000 = 0.01534 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_m = 0.05t = 0.05 \times 1.04 = 0.05200 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_m = 1 - 2e_m/t = 1 - 2 \times 0.052/1.04 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_i = (1.35 \times 1418.2 + 1.50 \times 212.6) / 8.32 = 268.45 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 268.45 / 1.04 = 0.258 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_i/N_i = 0.06297 \times 163.2 / 268.4 = 0.03827 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00000 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = hef/450 = 2.40/450 = 0.00533 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στην βάση (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i/N_i + e_{hi} + e_s = 0.03827 + 0.00000 + 0.00533 = 0.04360 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05 \times 1.04 = 0.05200 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στην βάση (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i = 1 - 2e_i/t = 1 - 2 \times 0.05200/1.04 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \Phi_i \cdot m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 1.04 \times 7.49 / 2.20 = 3186.7 \text{ kN/m}$

Μέγιστη κατακόρυφη θλιπτική τάση από αποτελέσματα πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma = -0.425 \text{ N/mm}^2$

(Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περιοχές τάσεων εκτός των περιοχών συγκέντρωσης τάσεων στις στηρίξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)

Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{sdo} = 1000 \times 1.04 \times 0.425 = 441.9 \text{ kN/m}$

$N_{sdo} = 441.9 < 3186.7 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Έλεγχος σε κατακόρυφο φορτίο Φόρτιση $1.00\text{kg}+0.30\text{kg}+\text{Σεισμός}$ (Ευρωκ-6, 4.4.2)

Έλεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_i = (1.00 \times 769.3 + 0.30 \times 212.6) / 8.32 = 100.13 \text{ kN/m}$ Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 100.13 / 1.04 = 0.096 \text{ N/mm}^2$ $\sigma_{sdo} = 0.096 < 0.25 \text{ N/mm}^2$ άρα (Ευρωκ-6 Παράρτ. Γ.2) γίνεται μείωση εκκεντρότητας κατά $(1-k/4)=1.00$ Καμπτική ροπή σχεδιασμού στην κορυφή (Ευρωκ-6 Παράρτημα Γ.1) $M_i = 4.94 \text{ kNm/m}$ Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00020 \text{ m}$ Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef}/450 = 2.40/450 = 0.00533 \text{ m}$ Εκκεντρότητα στην κορυφή (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i/N_i + e_{hi} + e_s = 0.04932 + 0.00020 + 0.00533 = 0.05486 \text{ m}$ Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05 \times 1.04 = 0.05200 \text{ m}$ Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\phi_i = 1 - 2e_i/t = 1 - 2 \times 0.05486/1.04 = 0.89$ Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \phi_{im} \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.89 \times 1.04 \times 7.49/2.20 = 3151.2 \text{ kN/m}$ $N_{sd} = 100.1 < 3151.2 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Έλεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο και βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_m = (100.13 + 0.40 \times 1.00 \times 648.9) / 8.32 = 131.33 \text{ kN/m}$ Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 131.33 / 1.04 = 0.126 \text{ N/mm}^2$ Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου στο μεσαίο πέμπτο $M_m/N_m = 0.20 \times 0.04932 \times 100.1 / 131.3 = 0.00752 \text{ m}$ Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00010 \text{ m}$ Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef}/450 = 2.40/450 = 0.00533 \text{ m}$ Εκκεντρότητα οφειλόμενη στα φορτία $e_m = (M_m/N_m) + e_{hm} + e_s = 0.00752 + 0.00010 + 0.00533 = 0.01295 \text{ m}$ Η λυγηρότητα είναι ≤ 15 άρα (Ευρωκ-6 4.4.3.2) εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$ Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_m = e_m + e_k = 0.01295 + 0.00000 = 0.01295 \text{ m}$ Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_m = 0.05t = 0.05 \times 1.04 = 0.05200 \text{ m}$ Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\phi_m = 1 - 2e_m/t = 1 - 2 \times 0.052/1.04 = 0.90$ Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_i = (1.00 \times 1418.2 + 0.30 \times 212.6) / 8.32 = 178.12 \text{ kN/m}$ Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 178.12 / 1.04 = 0.171 \text{ N/mm}^2$ Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_i/N_i = 0.04932 \times 100.1 / 178.1 = 0.02773 \text{ m}$ Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00020 \text{ m}$ Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef}/450 = 2.40/450 = 0.00533 \text{ m}$ Εκκεντρότητα στην βάση (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i/N_i + e_{hi} + e_s = 0.02773 + 0.00020 + 0.00533 = 0.03326 \text{ m}$ Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05 \times 1.04 = 0.05200 \text{ m}$ Μειωτικός συντελεστής στην βάση (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\phi_i = 1 - 2e_i/t = 1 - 2 \times 0.05200/1.04 = 0.90$ Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \phi_{im} \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 1.04 \times 7.49/2.20 = 3186.7 \text{ kN/m}$ Μέγιστη κατακόρυφη θλιπτική τάση από αποτελέσματα πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma = -0.863 \text{ N/mm}^2$

(Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περιοχές τάσεων εκτός των περιοχών συγκέντρωσης τάσεων στις στηρίξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)

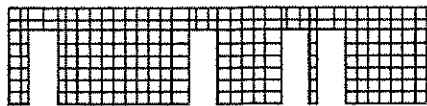
Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{sd} = 1000 \times 1.04 \times 0.863 = 897.8 \text{ kN/m}$ $N_{sd} = 897.8 < 3186.7 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας**Έλεγχος σε διάτμηση Φόρτιση $1.00\text{kg}+0.30\text{kg}+\text{Σεισμός}$ (Ευρωκ-6.4.5.3)**Μέγιστη τάση διάτμησης από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\tau_{\max} = 0.215 \text{ N/mm}^2$

(Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περιοχές τάσεων εκτός των περιοχών συγκέντρωσης τάσεων στις στηρίξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)

Μέγιστη τιμή σχεδιασμού τέμνουσας ανά μονάδα μήκους $V_{sd} = 1000 \times 1.04 \times 0.215 = 223.2 \text{ kN/m}$ Χαρακτηριστική διατμητική αντοχή $f_{vk} = 0.70 \times (f_{vk0} + 0.4 \times \sigma_{sd})$ (Ευρωκ-6 3.6.3, Ευρωκ-6 3.6.3(8)) $f_{vk} = 0.70 \times (0.450 + 0.4 \times 0.863) = 0.557 \text{ N/mm}^2$, $\max f_{vk} = 1.000 \text{ N/mm}^2$, και $f_{vk} = 0.557 \text{ N/mm}^2$ Τιμή σχεδιασμού αντοχής έναντι τέμνουσας $V_{rd} = f_{vk} \cdot t / \gamma_M$ (Ευρωκ-6 4.5.3) $V_{rd} = 1000 \times 0.557 \times 1.04/2.20 = 263.2 \text{ kN/m}$ $V_{sd} = 223.2 < 263.2 = V_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος τέμνουσας σε οριακή κατάσταση αστοχίας**Σενάζ οπλισμένου σκυροδέματος (Εθν. Κείμ. εφαρμογής Ευρωκ-6, 5.2)**Στο πάνω μέρος του τοίχου και στο ύψος των υπέρθυρων τυχόν παρουσιαζόμενες μικρές εφελκυστικές τάσεις παραλαμβάνονται από σενάζ οπλισμένου σκυροδέματος 104×20 [πλάτος x ύψος cm]με ελάχιστο οπλισμό $4\phi 16$ (και συνδετήρες $\phi 8/20$) που ικανοποιεί τα ελάχιστα όρια του κανονισμού.

Υπόγειο**T20**

Διαστάσεις μήκος=14.50m, ύψος= 3.20m, πάχος=1.04m



Λιθοδομή 0.90

Κατηγορία κατασκευής Β (Ευρωκ-6, Παράρτημα Η)

Κατηγορία ελέγχου παραγωγής λιθοσωμάτων Ι (Ευρωκ-6, 3.1.1)

Θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας $f_k = 7.49 \text{ N/mm}^2$ Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού $\gamma_M = 2.20$ (Ευρωκ-6, Πιν. 2.3)Μήκος λυγισμού $hef = \rho x h = 0.75 \times 3.20 = 2.40 \text{ m}$ (Ευρωκ-6, 4.4.4.3)Λυγηρότητα $hef/t_{ef} = 2.40/1.04 = 2.31 < 27$ εντάξει (Ευρωκ-6, 4.4.6)**Απαιτήσεις Εθνικού κειμένου εφαρμογής Ευρωκώδικα**

Διαζωματική τοιχοποιία

Πάχος τοίχου $= 1.040 \geq 0.240 \text{ m}$ (εντάξει)Λυγηρότητα $\lambda = 2.31 \leq 15$ (εντάξει)Υψος/μήκος τοίχου $h/L = 3.20/14.50 = 0.22 \leq 3.0$ (εντάξει)**Έλεγχος σε κατακόρυφο φορτίο Φόρτιση 1.35xg+1.50xq (Ευρωκ-6, 4.4.2)****Έλεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου**Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_i = (1.35 \times 1142.8 + 1.50 \times 315.0) / 14.50 = 138.98 \text{ kN/m}$ Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 138.98 / 1.04 = 0.134 \text{ N/mm}^2$ $\sigma_{sdo} = 0.134 < 0.25 \text{ N/mm}^2$ άρα (Ευρωκ-6 Παρ. Γ.2) γίνεται μείωση εκκεντρότητας κατά $(1-k/4) = 1.00$ Καμπτική ροπή σχεδιασμού στην κορυφή (Ευρωκ-6 Παράρτημα Γ.1) $M_i = 1.42 \text{ kNm/m}$ Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00000 \text{ m}$ Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = hef/450 = 2.40/450 = 0.00533 \text{ m}$ Εκκεντρότητα στην κορυφή (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i/N_i + e_{hi} + e_s = 0.01019 + 0.00000 + 0.00533 = 0.01552 \text{ m}$ Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05 \times 1.04 = 0.05200 \text{ m}$ Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i = 1 - 2e_i/t = 1 - 2 \times 0.01552/1.04 = 0.90$ Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \Phi_i \cdot m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 1.04 \times 7.49 / 2.20 = 3186.7 \text{ kN/m}$ $N_{sd} = 139.0 < 3186.7 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας**Έλεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο και βάση του τοίχου**Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_m = (138.98 + 0.40 \times 1.35 \times 979.2 / 14.50) = 175.45 \text{ kN/m}$ Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 175.45 / 1.04 = 0.169 \text{ N/mm}^2$ Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου στο μεσαίο πέμπτο $M_m/N_m = 0.20 \times 0.01019 \times 139.0 / 175.5 = 0.00161 \text{ m}$ Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00000 \text{ m}$ Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = hef/450 = 2.40/450 = 0.00533 \text{ m}$ Εκκεντρότητα οφειλόμενη στα φορτία $e_m = (M_m/N_m) + e_{hm} + e_s = 0.00161 + 0.00000 + 0.00533 = 0.00695 \text{ m}$ Η λυγηρότητα είναι ≤ 15 άρα (Ευρωκ-6 4.4.3.2) εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$ Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_m = e_m + e_k = 0.00695 + 0.00000 = 0.00695 \text{ m}$ Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_m = 0.05t = 0.05 \times 1.04 = 0.05200 \text{ m}$ Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_m = 1 - 2e_m/t = 1 - 2 \times 0.00695/1.04 = 0.90$ Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_i = (1.35 \times 2122.0 + 1.50 \times 315.0) / 14.50 = 230.15 \text{ kN/m}$ Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 230.15 / 1.04 = 0.221 \text{ N/mm}^2$ Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_i/N_i = 0.01019 \times 139.0 / 230.2 = 0.00615 \text{ m}$ Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00000 \text{ m}$ Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = hef/450 = 2.40/450 = 0.00533 \text{ m}$ Εκκεντρότητα στην βάση (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i/N_i + e_{hi} + e_s = 0.00615 + 0.00000 + 0.00533 = 0.01148 \text{ m}$ Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05 \times 1.04 = 0.05200 \text{ m}$ Μειωτικός συντελεστής στην βάση (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_m = 1 - 2e_m/t = 1 - 2 \times 0.00615/1.04 = 0.90$ Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \Phi_i \cdot m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 1.04 \times 7.49 / 2.20 = 3186.7 \text{ kN/m}$ Μέγιστη κατακόρυφη θλιπτική τάση από αποτελέσματα πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma = -0.477 \text{ N/mm}^2$

(Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περιοχές τάσεων εκτός των περιοχών συγκέντρωσης τάσεων στις στηρίξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)

Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{sd} = 1000 \times 1.04 \times 0.477 = 496.0 \text{ kN/m}$ $N_{sd} = 496.0 < 3186.7 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας**Έλεγχος σε κατακόρυφο φορτίο Φόρτιση 1.00xg+0.30xq+Σεισμός (Ευρωκ-6, 4.4.2)****Έλεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου**Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_i = (1.00 \times 1142.8 + 0.30 \times 315.0) / 14.50 = 85.33 \text{ kN/m}$ Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 85.33 / 1.04 = 0.082 \text{ N/mm}^2$ $\sigma_{sdo} = 0.082 < 0.25 \text{ N/mm}^2$ άρα (Ευρωκ-6 Παρ. Γ.2) γίνεται μείωση εκκεντρότητας κατά $(1-k/4) = 1.00$ Καμπτική ροπή σχεδιασμού στην κορυφή (Ευρωκ-6 Παράρτημα Γ.1) $M_i = 0.68 \text{ kNm/m}$

Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi}=0.00020$ m

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s=hef/450=2.40/450=0.00533$ m

Εκκεντρότητα στην κορυφή (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i=Mi/Ni+e_{hi}+e_s=0.00799+0.00020+0.00533=0.01352$ m

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i=0.05t=0.05 \times 1.04=0.05200$ m

Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i=1-2e_i/t=1-2 \times 0.05200/1.04=0.90$

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd}=\Phi_{im}.t.f_k/\gamma_M=1000 \times 0.90 \times 1.04 \times 7.49/2.20=3186.7$ kN/m

$N_{sd}=85.3 < 3186.7=N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Έλεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο και βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_m=(85.33+0.40 \times 1.00 \times 979.2/14.50)=112.34$ kN/m

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{sdo}=0.001 \times 112.34/1.04=0.108$ N/mm²

Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου στο μεσαίο πέμπτο $M_m/N_m=0.20 \times 0.00799 \times 85.3/112.3=0.00121$ m

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm}=0.00010$ m

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s=hef/450=2.40/450=0.00533$ m

Εκκεντρότητα οφειλόμενη στα φορτία $e_m=(M_m/N_m)+e_{hm}+e_s=0.00121+0.00010+0.00533=0.00665$ m

Η λυγηρότητα είναι ≤ 15 άρα (Ευρωκ-6 4.4.3.2) εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k=0$

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_m=e_m+e_k=0.00665+0.00000=0.00665$ m

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_m=0.05t=0.05 \times 1.04=0.05200$ m

Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_m=1-2e_m/t=1-2 \times 0.052/1.04=0.90$

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_i=(1.00 \times 2122.0+0.30 \times 315.0)/14.50=152.86$ kN/m

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{sdo}=0.001 \times 152.86/1.04=0.147$ N/mm²

Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_i/N_i=0.00799 \times 85.3/152.9=0.00446$ m

Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi}=0.00020$ m

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s=hef/450=2.40/450=0.00533$ m

Εκκεντρότητα στην βάση (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i=Mi/Ni+e_{hi}+e_s=0.00446+0.00020+0.00533=0.00999$ m

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i=0.05t=0.05 \times 1.04=0.05200$ m

Μειωτικός συντελεστής στην βάση (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i=1-2e_i/t=1-2 \times 0.05200/1.04=0.90$

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd}=\Phi_{im}.t.f_k/\gamma_M=1000 \times 0.90 \times 1.04 \times 7.49/2.20=3186.7$ kN/m

Μέγιστη κατακόρυφη θλιπτική τάση από αποτελέσματα πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma_{pi}=-0.792$ N/mm²

(Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περιοχές τάσεων εκτός των περιοχών συγκέντρωσης τάσεων στις στηρίξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)

Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{sd}=1000 \times 1.04 \times 0.792=823.2$ kN/m

$N_{sd}=823.2 < 3186.7=N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Έλεγχος σε διάτμηση #όρτιση 1.00xg+0.30xg+Σεισμός (Ευρωκ-6.4.5.3)

Μέγιστη τάση διάτμησης από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\tau_{max}=0.202$ N/mm²

(Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περιοχές τάσεων εκτός των περιοχών συγκέντρωσης τάσεων στις στηρίξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)

Μέγιστη τιμή σχεδιασμού τέμνουσας ανά μονάδα μήκους $V_{sd}=1000 \times 1.04 \times 0.202=209.7$ kN/m

Χαρακτηριστική διατμητική αντοχή $f_{vk}=0.70 \times (f_{vko}+0.4 \times \sigma_{ed})$ (Ευρωκ-6 3.6.3, Ευρωκ-6 3.6.3(8))

$f_{vk}=0.70 \times (0.450+0.4 \times 0.792)=0.537$ N/mm², $\max f_{vk}=1.000$ N/mm², και $f_{vk}=0.537$ N/mm²

Τιμή σχεδιασμού αντοχής έναντι τέμνουσας $V_{rd}=f_{vk}.t./\gamma_M$ (Ευρωκ-6 4.5.3)

$V_{rd}=1000 \times 0.537 \times 1.04/2.20=253.7$ kN/m

$V_{sd}=209.7 < 253.7=V_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος τέμνουσας σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Ενδύς οπλισμένου σκυροδέματος (Εθν. Κείμ. εφαρμογής Ευρωκ-6, 5.2)

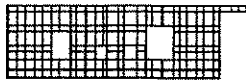
Στο πάνω μέρος του τοίχου και στο ύψος των υπέρθρων τυχόν παρουσιαζόμενες μικρές εφελκυστικές τάσεις παραλαμβάνονται από σενάξ οπλισμένου σκυροδέματος 104x20 [πλάτος x ύψος cm]

με ελάχιστο οπλισμό 4Φ16 (και συνδετήρες Φ8/20) που ικανοποιεί τα ελάχιστα όρια του κανονισμού.

Υπόγειο

T21

Διαστάσεις μήκος=11.01m, ύψος= 3.20m, πάχος=0.94m



Λιθοδομή 0.80

Κατηγορία κατασκευής Β (Ευρωκ-6, Παράρτημα Η)

Κατηγορία ελέγχου παραγωγής λιθοσωμάτων Ι (Ευρωκ-6, 3.1.1)

Θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας $f_k=7.81$ N/mm²

Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού $\gamma_M=2.20$ (Ευρωκ-6, Πίνακ.2.3)

Μήκος λυγισμού $hef=r_k h=0.75 \times 3.20=2.40$ m (Ευρωκ-6, 4.4.4.3)

Λυγηρότητα $hef/tef=2.40/0.94=2.55 < 27$ εντάξει (Ευρωκ-6, 4.4.6)

Απαιτήσεις Εθνικού κειμένου εφαρμογής Ευρωκώδικα

Διαζωματική τοιχοποιία

Πάχος τοίχου $=0.940 \geq 0.240$ m (εντάξει)

Λυγηρότητα $\lambda=2.55 \leq 15$ (εντάξει)

Υψος/μήκος τοίχου $h/L=3.20/11.01=0.29 \leq 3.0$ (εντάξει)

Έλεγχος σε κατακόρυφο φορτίο Φόρτιση 1.35xg+1.50xq (Ευρωκ-6, 4.4.2)**Έλεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου**

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_i = (1.35 \times 1031.1 + 1.50 \times 111.5) / 11.01 = 141.62 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 141.62 / 0.94 = 0.151 \text{ N/mm}^2$

$\sigma_{sdo} = 0.151 < 0.25 \text{ N/mm}^2$ άρα (Ευρωκ-6 Παραρτ. Γ.2) γίνεται μείωση εκκεντρότητας κατά $(1-k/4) = 1.00$

Καμπτική ροπή σχεδιασμού στην κορυφή (Ευρωκ-6 Παράρτημα Γ.1) $M_i = 5.91 \text{ kNm/m}$

Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00000 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef} / 450 = 2.40 / 450 = 0.00533 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στην κορυφή (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i / N_i + e_{hi} + e_s = 0.04172 + 0.00000 + 0.00533 = 0.04706 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05 \times 0.94 = 0.04700 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i = 1 - 2e_i / t = 1 - 2 \times 0.04706 / 0.94 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \Phi_i m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.94 \times 7.81 / 2.20 = 3003.3 \text{ kN/m}$

$N_{sd} = 141.6 < 3003.3 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Έλεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο και βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_m = (141.62 + 0.40 \times 1.35 \times 678.9) / 11.01 = 174.92 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 174.92 / 0.94 = 0.186 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου στο μεσαίο πέμπτο $M_m / N_m = 0.20 \times 0.04172 \times 141.6 / 174.9 = 0.00676 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00000 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef} / 450 = 2.40 / 450 = 0.00533 \text{ m}$

Εκκεντρότητα οφειλόμενη στα φορτία $e_m = (M_m / N_m) + e_{hm} + e_s = 0.00676 + 0.00000 + 0.00533 = 0.01209 \text{ m}$

Η λυγηρότητα είναι ≤ 15 άρα (Ευρωκ-6 4.4.3.2) εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_m = e_m + e_k = 0.01209 + 0.00000 = 0.01209 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_m = 0.05t = 0.05 \times 0.94 = 0.04700 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_m = 1 - 2e_m / t = 1 - 2 \times 0.047 / 0.94 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_i = (1.35 \times 1710.0 + 1.50 \times 111.5) / 11.01 = 224.86 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 224.86 / 0.94 = 0.239 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_i / N_i = 0.04172 \times 141.6 / 224.9 = 0.02628 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00000 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef} / 450 = 2.40 / 450 = 0.00533 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στην βάση (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i / N_i + e_{hi} + e_s = 0.02628 + 0.00000 + 0.00533 = 0.03161 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05 \times 0.94 = 0.04700 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στην βάση (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i = 1 - 2e_i / t = 1 - 2 \times 0.04700 / 0.94 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \Phi_i m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.94 \times 7.81 / 2.20 = 3003.3 \text{ kN/m}$

Μέγιστη κατακόρυφη θλιπτική τάση από αποτελέσματα πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma = -0.511 \text{ N/mm}^2$

(Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περιοχές τάσεων εκτός των περιοχών συγκέντρωσης τάσεων στις στηρίξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)

Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{sd} = 1000 \times 0.94 \times 0.511 = 480.6 \text{ kN/m}$

$N_{sd} = 480.6 < 3003.3 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Έλεγχος σε κατακόρυφο φορτίο Φόρτιση 1.00xg+0.30xq+Σεισμός (Ευρωκ-6, 4.4.2)**Έλεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου**

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_i = (1.00 \times 1031.1 + 0.30 \times 111.5) / 11.01 = 96.69 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 96.69 / 0.94 = 0.103 \text{ N/mm}^2$

$\sigma_{sdo} = 0.103 < 0.25 \text{ N/mm}^2$ άρα (Ευρωκ-6 Παραρτ. Γ.2) γίνεται μείωση εκκεντρότητας κατά $(1-k/4) = 1.00$

Καμπτική ροπή σχεδιασμού στην κορυφή (Ευρωκ-6 Παράρτημα Γ.1) $M_i = 2.84 \text{ kNm/m}$

Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00020 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef} / 450 = 2.40 / 450 = 0.00533 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στην κορυφή (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i / N_i + e_{hi} + e_s = 0.02938 + 0.00020 + 0.00533 = 0.03491 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05 \times 0.94 = 0.04700 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i = 1 - 2e_i / t = 1 - 2 \times 0.04700 / 0.94 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \Phi_i m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.94 \times 7.81 / 2.20 = 3003.3 \text{ kN/m}$

$N_{sd} = 96.7 < 3003.3 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Έλεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο και βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_m = (96.69 + 0.40 \times 1.00 \times 678.9) / 11.01 = 121.35 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 121.35 / 0.94 = 0.129 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου στο μεσαίο πέμπτο $M_m / N_m = 0.20 \times 0.02938 \times 96.7 / 121.4 = 0.00468 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00010 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef} / 450 = 2.40 / 450 = 0.00533 \text{ m}$

Εκκεντρότητα οφειλόμενη στα φορτία $e_m = (M_m / N_m) + e_{hm} + e_s = 0.00468 + 0.00010 + 0.00533 = 0.01012 \text{ m}$

Η λυγηρότητα είναι ≤ 15 άρα (Ευρωκ-6 4.4.3.2) εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_m = e_m + e_k = 0.01012 + 0.00000 = 0.01012 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_m = 0.05t = 0.05 \times 0.94 = 0.04700 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_m = 1 - 2e_m / t = 1 - 2 \times 0.047 / 0.94 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_i = (1.00 \times 1710.0 + 0.30 \times 111.5) / 11.01 = 158.35 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 158.35 / 0.94 = 0.168 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_i / N_i = 0.02938 \times 96.7 / 158.4 = 0.01794 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντιών φορτίων $e_{hi} = 0.00020 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef} / 450 = 2.40 / 450 = 0.00533 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στην βάση (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i / N_i + e_{hi} + e_s = 0.01794 + 0.00020 + 0.00533 = 0.02347 \text{ m}$
 Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05 \times 0.94 = 0.04700 \text{ m}$
 Μειωτικός συντελεστής στην βάση (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\phi_i = 1 - 2e_i / t = 1 - 2 \times 0.04700 / 0.94 = 0.90$
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \phi_i \cdot m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.94 \times 7.81 / 2.20 = 3003.3 \text{ kN/m}$
 Μέγιστη κατακόρυφη θλιπτική τάση από αποτελέσματα πεπερασμένων στοιχείων $\sigma_{max} = -1.050 \text{ N/mm}^2$
 (Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περιοχές τάσεων εκτός των περιοχών συγκέντρωσης τάσεων στις στηρίξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)
 Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{sd} = 1000 \times 0.94 \times 1.050 = 987.2 \text{ kN/m}$
 $N_{sd} = 987.2 < 3003.3 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Έλεγχος σε διάτμηση φόρτιση $1.00xg+0.30xq$ + Σεισμός (Ευρωκ-6.4.5.3)

Μέγιστη τάση διάτμησης από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\tau_{max} = 0.343 \text{ N/mm}^2$
 (Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περιοχές τάσεων εκτός των περιοχών συγκέντρωσης τάσεων στις στηρίξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)
 Μέγιστη τιμή σχεδιασμού τέμνουσας ανά μονάδα μήκους $V_{sd} = 1000 \times 0.94 \times 0.343 = 322.6 \text{ kN/m}$
 Χαρακτηριστική διατμητική αντοχή $f_{vk} = 0.70 \times (f_{vko} + 0.4 \times \sigma_{sd})$ (Ευρωκ-6 3.6.3, Ευρωκ-6 3.6.3(8))
 $f_{vk} = 0.70 \times (0.490 + 0.4 \times 1.050) = 0.637 \text{ N/mm}^2$, $\max f_{vk} = 1.000 \text{ N/mm}^2$, και $f_{vk} = 0.637 \text{ N/mm}^2$
 Τιμή σχεδιασμού αντοχής έναντι τέμνουσας $V_{rd} = f_{vk} \cdot t \cdot \gamma_M$ (Ευρωκ-6 4.5.3)
 $V_{rd} = 1000 \times 0.637 \times 0.94 / 2.20 = 272.2 \text{ kN/m}$
 $V_{sd} = 322.6 > 272.2 = V_{rd}$ Δεν ικανοποιείται ο έλεγχος τέμνουσας σε οριακή κατάσταση αστοχίας

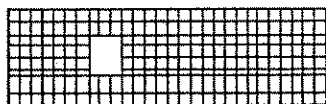
Σενάξ οπλισμένου σκυροδέματος (Εθν. Κείμ. εφαρμογής Ευρωκ-6, 5.2)

Στο πάνω μέρος του τοίχου και στο ύψος των υπέρθυρων τυχόν παρουσιαζόμενες μικρές εφελκυστικές τάσεις παραλαμβάνονται από σενάξ οπλισμένου σκυροδέματος 94×20 [πλάτος x ύψος cm]
 με ελάχιστο οπλισμό $4\phi 16$ (και συνδετήρες $\phi 8/20$) που ικανοποιεί τα ελάχιστα όρια του κανονισμού.

Υπόγειο

T22

Διαστάσεις μήκος=11.02m, ύψος= 3.20m, πάχος=0.94m



Λιθοδομή 0.80

Κατηγορία κατασκευής Β (Ευρωκ-6, Παράρτημα Η)

Κατηγορία ελέγχου παραγωγής λιθοσσωμάτων Ι (Ευρωκ-6, 3.1.1)

Θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας $f_k = 7.81 \text{ N/mm}^2$

Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού $\gamma_M = 2.20$ (Ευρωκ-6, Πίνακ.2.3)

Μήκος λυγισμού $h_{ef} = r_{xh} = 0.75 \times 3.20 = 2.40 \text{ m}$ (Ευρωκ-6, 4.4.4.3)

Λυγηρότητα $h_{ef} / t_{ef} = 2.40 / 0.94 = 2.55 < 27$ εντάξει (Ευρωκ-6, 4.4.6)

Απαιτήσεις Εθνικού κειμένου εφαρμογής Ευρωκώδικα

Διαζωματική τοιχοποιία

Πάχος τοίχου $= 0.940 \geq 0.240 \text{ m}$ (εντάξει)

Λυγηρότητα $\lambda = 2.55 \leq 15$ (εντάξει)

Υψος/μήκος τοίχου $h/L = 3.20 / 11.02 = 0.29 \leq 3.0$ (εντάξει)

Έλεγχος σε κατακόρυφο φορτίο φόρτιση $1.35xg+1.50xq$ (Ευρωκ-6, 4.4.2)

Έλεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_i = (1.35 \times 1050.2 + 1.50 \times 113.3) / 11.02 = 144.08 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 144.08 / 0.94 = 0.153 \text{ N/mm}^2$

$\sigma_{sdo} = 0.153 < 0.25 \text{ N/mm}^2$ άρα (Ευρωκ-6 Παρ. Γ.2) γίνεται μείωση εκκεντρότητας κατά $(1 - \lambda/4) = 1.00$

Καμπτική ροπή σχεδιασμού στην κορυφή (Ευρωκ-6 Παράρτημα Γ.1) $M_i = 5.91 \text{ kNm/m}$

Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντιών φορτίων $e_{hi} = 0.00000 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef} / 450 = 2.40 / 450 = 0.00533 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στην κορυφή (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i / N_i + e_{hi} + e_s = 0.04101 + 0.00000 + 0.00533 = 0.04635 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05 \times 0.94 = 0.04700 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\phi_i = 1 - 2e_i / t = 1 - 2 \times 0.04700 / 0.94 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \phi_i \cdot m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.94 \times 7.81 / 2.20 = 3003.3 \text{ kN/m}$

$N_{sd} = 144.1 < 3003.3 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Ελεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο και βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_m = (144.08 + 0.40 \times 1.35 \times 822.2 / 11.02) = 184.37 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 184.37 / 0.94 = 0.196 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου στο μεσαίο πέμπτο $M_m / N_m = 0.20 \times 0.04101 \times 144.1 / 184.4 = 0.00641 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00000 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef} / 450 = 2.40 / 450 = 0.00533 \text{ m}$

Εκκεντρότητα οφειλόμενη στα φορτία $e_m = (M_m / N_m) + e_{hm} + e_s = 0.00641 + 0.00000 + 0.00533 = 0.01174 \text{ m}$

Η λυγηρότητα είναι ≤ 15 άρα (Ευρωκ-6 4.4.3.2) εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_m = e_m + e_k = 0.01174 + 0.00000 = 0.01174 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_m = 0.05t = 0.05 \times 0.94 = 0.04700 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_m = 1 - 2e_m / t = 1 - 2 \times 0.047 / 0.94 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_i = (1.35 \times 1872.4 + 1.50 \times 113.3) / 11.02 = 244.80 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 244.80 / 0.94 = 0.260 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_i / N_i = 0.04101 \times 144.1 / 244.8 = 0.02414 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00000 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef} / 450 = 2.40 / 450 = 0.00533 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στην βάση (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i / N_i + e_{hi} + e_s = 0.02414 + 0.00000 + 0.00533 = 0.02947 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05 \times 0.94 = 0.04700 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στην βάση (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i = 1 - 2e_i / t = 1 - 2 \times 0.04700 / 0.94 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \Phi_{im} \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.94 \times 7.81 / 2.20 = 3003.3 \text{ kN/m}$

Μέγιστη κατακόρυφη θλιπτική τάση από αποτελέσματα πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma = -0.375 \text{ N/mm}^2$

(Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περιοχές τάσεων εκτός των περιοχών συγκέντρωσης τάσεων στις στηρίξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)

Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{sd} = 1000 \times 0.94 \times 0.375 = 352.6 \text{ kN/m}$

$N_{sd} = 352.6 < 3003.3 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Ελεγχος σε κατακόρυφο φορτίο Φόρτιση 1.00xg+0.30xq+Σεισμός (Ευρωκ-6, 4.4.2)Ελεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_i = (1.00 \times 1050.2 + 0.30 \times 113.3) / 11.02 = 98.38 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 98.38 / 0.94 = 0.105 \text{ N/mm}^2$

$\sigma_{sdo} = 0.105 < 0.25 \text{ N/mm}^2$ άρα (Ευρωκ-6 Παράρτ. Γ.2) γίνεται μείωση εκκεντρότητας κατά $(1-k/4) = 1.00$

Καμπτική ροπή σχεδιασμού στην κορυφή (Ευρωκ-6 Παράρτημα Γ.1) $M_i = 2.84 \text{ kNm/m}$

Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00020 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef} / 450 = 2.40 / 450 = 0.00533 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στην κορυφή (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i / N_i + e_{hi} + e_s = 0.02888 + 0.00020 + 0.00533 = 0.03441 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05 \times 0.94 = 0.04700 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i = 1 - 2e_i / t = 1 - 2 \times 0.04700 / 0.94 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \Phi_{im} \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.94 \times 7.81 / 2.20 = 3003.3 \text{ kN/m}$

$N_{sd} = 98.4 < 3003.3 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Ελεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο και βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_m = (98.38 + 0.40 \times 1.00 \times 822.2 / 11.02) = 128.23 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 128.23 / 0.94 = 0.136 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου στο μεσαίο πέμπτο $M_m / N_m = 0.20 \times 0.02888 \times 98.4 / 128.2 = 0.00443 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00010 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef} / 450 = 2.40 / 450 = 0.00533 \text{ m}$

Εκκεντρότητα οφειλόμενη στα φορτία $e_m = (M_m / N_m) + e_{hm} + e_s = 0.00443 + 0.00010 + 0.00533 = 0.00986 \text{ m}$

Η λυγηρότητα είναι ≤ 15 άρα (Ευρωκ-6 4.4.3.2) εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_m = e_m + e_k = 0.00986 + 0.00000 = 0.00986 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_m = 0.05t = 0.05 \times 0.94 = 0.04700 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_m = 1 - 2e_m / t = 1 - 2 \times 0.047 / 0.94 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_i = (1.00 \times 1872.4 + 0.30 \times 113.3) / 11.02 = 172.99 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 172.99 / 0.94 = 0.184 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_i / N_i = 0.02888 \times 98.4 / 173.0 = 0.01642 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00020 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef} / 450 = 2.40 / 450 = 0.00533 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στην βάση (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i / N_i + e_{hi} + e_s = 0.01642 + 0.00020 + 0.00533 = 0.02196 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05 \times 0.94 = 0.04700 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στην βάση (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i = 1 - 2e_i / t = 1 - 2 \times 0.04700 / 0.94 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \Phi_{im} \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.94 \times 7.81 / 2.20 = 3003.3 \text{ kN/m}$

Μέγιστη κατακόρυφη θλιπτική τάση από αποτελέσματα πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma = -0.940 \text{ N/mm}^2$

(Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περιοχές τάσεων εκτός των περιοχών συγκέντρωσης τάσεων στις στηρίξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)

Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{sd} = 1000 \times 0.94 \times 0.940 = 883.7 \text{ kN/m}$

$N_{sd} = 883.7 < 3003.3 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Έλεγχος σε διάτμηση Φόρτιση $1.00xg+0.30xq+Σεισμός$ (Ευρωκ-6.4.5.3)

Μέγιστη τάση διάτμησης από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $t_{max} = 0.285 \text{ N/mm}^2$

(Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περιοχές τάσεων εκτός των περιοχών συγκέντρωσης τάσεων στις στηρίξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)

Μέγιστη τιμή σχεδιασμού τέμνουσας ανά μονάδα μήκους $V_{sd}=1000x0.94x0.285=268.1 \text{ kN/m}$

Χαρακτηριστική διατμητική αντοχή $f_{vk}=0.70x(f_{vko}+0.4x\sigma_d)$ (Ευρωκ-6 3.6.3, Ευρωκ-6 3.6.3(8))

$f_{vk}=0.70x(0.490+0.4x0.940)=0.606 \text{ N/mm}^2$, $\max f_{vk}=1.000 \text{ N/mm}^2$, και $f_{vk}=0.606 \text{ N/mm}^2$

Τιμή σχεδιασμού αντοχής έναντι τέμνουσας $V_{rd}=f_{vk}.t./\gamma_M$ (Ευρωκ-6 4.5.3)

$V_{rd}=1000x0.606x0.94/2.20=259.0 \text{ kN/m}$

$V_{sd}=268.1 > 259.0=V_{rd}$ Δεν ικανοποιείται ο έλεγχος τέμνουσας σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Ενάνι οπλισμένου σκυροδέματος (Εθν. Καίμ. εφαρμογής Ευρωκ-6, 5.2)

Στο πάνω μέρος του τοίχου και στο ύψος των υπέρθερων τυχόν παρουσιαζόμενες μικρές εφελκυστικές τάσεις παραλαμβάνονται από σενάξ οπλισμένου σκυροδέματος $94x20$ [πλάτος x ύψος cm]

με ελάχιστο οπλισμό $4\phi 16$ (και συνδετήρες $\phi 8/20$) που ικανοποιεί τα ελάχιστα όρια του κανονισμού.

Υπόγειο**T23**

Διαστάσεις μήκος=11.30m, ύψος= 3.20m, πάχος=0.89m



Λιθοδομή 0.75

Κατηγορία κατασκευής Β (Ευρωκ-6, Παράρτημα Η)

Κατηγορία ελέγχου παραγωγής λιθοσωμάτων Ι (Ευρωκ-6, 3.1.1)

Θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας $f_k=8.00 \text{ N/mm}^2$

Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού $\gamma_M=2.20$ (Ευρωκ-6, Πινάκ.2.3)

Μήκος λυγισμού $hef=r_{kh}=0.75x3.20=2.40 \text{ m}$ (Ευρωκ-6, 4.4.4.3)

Λυγηρότητα $hef/tef=2.40/0.89=2.70 < 27$ εντάξει (Ευρωκ-6, 4.4.6)

Απαιτήσεις Εθνικού καίμ. εφαρμογής Ευρωκώδικα

Διαζωματική τοιχοποιία

Πάχος τοίχου $=0.890 \geq 0.240 \text{ m}$ (εντάξει)

Λυγηρότητα $\lambda=2.70 \leq 15$ (εντάξει)

Υψος/μήκος τοίχου $h/L=3.20/11.30=0.28 \leq 3.0$ (εντάξει)

Έλεγχος σε κατακόρυφο φορτίο Φόρτιση $1.35xg+1.50xq$ (Ευρωκ-6, 4.4.2)**Έλεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου**

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_i=(1.35x1055.5+1.50x122.9)/11.30=142.41 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{sdo}=0.001x142.41/0.89=0.160 \text{ N/mm}^2$

$\sigma_{sdo}=0.160 < 0.25 \text{ N/mm}^2$ άρα (Ευρωκ-6 Παρ. Γ.2) γίνεται μείωση εκκεντρότητας κατά $(1-k/4)=1.00$

Καμπτική ροπή σχεδιασμού στην κορυφή (Ευρωκ-6 Παράρτημα Γ.1) $M_i=6.50 \text{ kNm/m}$

Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi}=0.00000 \text{ m}$

Τυχματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s=hef/450=2.40/450=0.00533 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στην κορυφή (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i=M_i/N_i+e_{hi}+e_s=0.04566+0.00000+0.00533=0.05099 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i=0.05t=0.05x0.89=0.04450 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i=1-2e_i/t=1-2x0.05099/0.89=0.89$

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd}=\Phi_i.m.t.f_k/\gamma_M=1000x0.89x0.89x8.00/2.20=2880.4 \text{ kN/m}$

$N_{sd}=142.4 < 2880.4=N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Έλεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο και βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_m=(142.41+0.40x1.35x709.6)/11.30=176.32 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{sdo}=0.001x176.32/0.89=0.198 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου στο μεσαίο πέμπτο $M_m/N_m=0.20x0.04566x142.4/176.3=0.00738 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm}=0.00000 \text{ m}$

Τυχματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s=hef/450=2.40/450=0.00533 \text{ m}$

Εκκεντρότητα οφειλόμενη στα φορτία $e_m=(M_m/N_m)+e_{hm}+e_s=0.00738+0.00000+0.00533=0.01271 \text{ m}$

Η λυγηρότητα είναι ≤ 15 άρα (Ευρωκ-6 4.4.3.2) εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k=0$

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_m=e_m+e_k=0.01271+0.00000=0.01271 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_m=0.05t=0.05x0.89=0.04450 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_m=1-2e_m/t=1-2x0.045/0.89=0.90$

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_i = (1.35 \times 1765.1 + 1.50 \times 122.9) / 11.30 = 227.19 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 227.19 / 0.89 = 0.255 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_i/N_i = 0.04566 \times 142.4 / 227.2 = 0.02862 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00000 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef}/450 = 2.40/450 = 0.00533 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στην βάση (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i/N_i + e_{hi} + e_s = 0.02862 + 0.00000 + 0.00533 = 0.03395 \text{ m}$
 Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05 \times 0.89 = 0.04450 \text{ m}$
 Μειωτικός συντελεστής στην βάση (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i = 1 - 2e_i/t = 1 - 2 \times 0.04450/0.89 = 0.90$
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \Phi_i \cdot m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.89 \times 8.00 / 2.20 = 2912.7 \text{ kN/m}$
 Μέγιστη κατακόρυφη θλιπτική τάση από αποτελέσματα πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma = -0.494 \text{ N/mm}^2$
 (Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περιοχές τάσεων εκτός των περιοχών συγκέντρωσης τάσεων στις στηρίξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)
 Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{sd} = 1000 \times 0.89 \times 0.494 = 439.5 \text{ kN/m}$
 $N_{sd} = 439.5 < 2912.7 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Έλεγχος σε κατακόρυφο φορτίο φόρτιση 1.00xg+0.30xq+Σεισμός (Ευρωκ-6, 4.4.2)

Έλεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_i = (1.00 \times 1055.5 + 0.30 \times 122.9) / 11.30 = 96.67 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 96.67 / 0.89 = 0.109 \text{ N/mm}^2$
 $\sigma_{sdo} = 0.109 < 0.25 \text{ N/mm}^2$ άρα (Ευρωκ-6 Παράρτ. Γ.2) γίνεται μείωση εκκεντρότητας κατά $(1-k/4) = 1.00$
 Καμπτική ροπή σχεδιασμού στην κορυφή (Ευρωκ-6 Παράρτημα Γ.1) $M_i = 3.13 \text{ kNm/m}$

Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00020 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef}/450 = 2.40/450 = 0.00533 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στην κορυφή (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i/N_i + e_{hi} + e_s = 0.03234 + 0.00020 + 0.00533 = 0.03787 \text{ m}$
 Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05 \times 0.89 = 0.04450 \text{ m}$
 Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i = 1 - 2e_i/t = 1 - 2 \times 0.04450/0.89 = 0.90$
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \Phi_i \cdot m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.89 \times 8.00 / 2.20 = 2912.7 \text{ kN/m}$
 $N_{sd} = 96.7 < 2912.7 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Έλεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο και βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_m = (96.67 + 0.40 \times 1.00 \times 709.6 / 11.30) = 121.79 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 121.79 / 0.89 = 0.137 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου στο μεσαίο πέμπτο $M_m/N_m = 0.20 \times 0.03234 \times 96.7 / 121.8 = 0.00513 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00010 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef}/450 = 2.40/450 = 0.00533 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα οφειλόμενη στα φορτία $e_m = (M_m/N_m) + e_{hm} + e_s = 0.00513 + 0.00010 + 0.00533 = 0.01057 \text{ m}$
 Η λυγηρότητα είναι ≤ 15 άρα (Ευρωκ-6 4.4.3.2) εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_m = e_m + e_k = 0.01057 + 0.00000 = 0.01057 \text{ m}$
 Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_m = 0.05t = 0.05 \times 0.89 = 0.04450 \text{ m}$
 Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_m = 1 - 2e_m/t = 1 - 2 \times 0.045/0.89 = 0.90$
 Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_i = (1.00 \times 1765.1 + 0.30 \times 122.9) / 11.30 = 159.47 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 159.47 / 0.89 = 0.179 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_i/N_i = 0.03234 \times 96.7 / 159.5 = 0.01960 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00020 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef}/450 = 2.40/450 = 0.00533 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στην βάση (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i/N_i + e_{hi} + e_s = 0.01960 + 0.00020 + 0.00533 = 0.02514 \text{ m}$
 Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05 \times 0.89 = 0.04450 \text{ m}$
 Μειωτικός συντελεστής στην βάση (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i = 1 - 2e_i/t = 1 - 2 \times 0.04450/0.89 = 0.90$
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \Phi_i \cdot m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.89 \times 8.00 / 2.20 = 2912.7 \text{ kN/m}$
 Μέγιστη κατακόρυφη θλιπτική τάση από αποτελέσματα πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma = -1.034 \text{ N/mm}^2$
 (Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περιοχές τάσεων εκτός των περιοχών συγκέντρωσης τάσεων στις στηρίξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)
 Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{sd} = 1000 \times 0.89 \times 1.034 = 920.4 \text{ kN/m}$
 $N_{sd} = 920.4 < 2912.7 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Έλεγχος σε διάτμηση φόρτιση 1.00xg+0.30xq+Σεισμός (Ευρωκ-6.4.5.3)

Μέγιστη τάση διάτμησης από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\tau_{\max} = 0.360 \text{ N/mm}^2$
 (Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περιοχές τάσεων εκτός των περιοχών συγκέντρωσης τάσεων στις στηρίξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)
 Μέγιστη τιμή σχεδιασμού τέμνουσας ανά μονάδα μήκους $V_{sd} = 1000 \times 0.89 \times 0.360 = 320.5 \text{ kN/m}$
 Χαρακτηριστική διατμητική αντοχή $f_{vk} = 0.70 \times (f_{vko} + 0.4 \times \sigma_{sd})$ (Ευρωκ-6 3.6.3, Ευρωκ-6 3.6.3(8))
 $f_{vk} = 0.70 \times (0.500 + 0.4 \times 1.034) = 0.640 \text{ N/mm}^2$, $\max f_{vk} = 1.000 \text{ N/mm}^2$, και $f_{vk} = 0.640 \text{ N/mm}^2$
 Τιμή σχεδιασμού αντοχής έναντι τέμνουσας $V_{rd} = f_{vk} \cdot t \cdot \gamma_M$ (Ευρωκ-6 4.5.3)
 $V_{rd} = 1000 \times 0.640 \times 0.89 / 2.20 = 258.7 \text{ kN/m}$
 $V_{sd} = 320.5 > 258.7 = V_{rd}$ Δεν ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

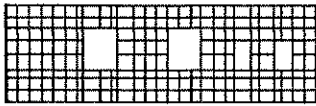
Σενάξ οπλισμένου σκυροδέματος (Εθν. Καίρ. εφαρμογής Ευρωκ-6, 5.2)

Στο πάνω μέρος του τοίχου και στο ύψος των υπέρθυρων τυχόν παρουσιαζόμενες μικρές εφελκυστικές τάσεις παραλαμβάνονται από σενάξ οπλισμένου σκυροδέματος 89x20 [πλάτος x ύψος cm]

με ελάχιστο οπλισμό 4Φ16 (και συνδετήρες Φ8/20) που ικανοποιεί τα ελάχιστα όρια του κανονισμού.

Υπόγειο**T24**

Διαστάσεις μήκος=10.73m, ύψος= 3.20m, πάχος=0.89m



Λιθοδομή 0.75

Κατηγορία κατασκευής Β (Ευρωκ-6, Παράρτημα Η)

Κατηγορία ελέγχου παραγωγής λιθοσωμάτων Ι (Ευρωκ-6, 3.1.1)

Θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας $f_k = 8.00 \text{ N/mm}^2$

Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού $\gamma_M = 2.20$ (Ευρωκ-6, Πιν. 2.3)

Μήκος λυγισμού $hef = \rho x h = 0.75 \times 3.20 = 2.40 \text{ m}$ (Ευρωκ-6, 4.4.4.3)

Λυγηρότητα $hef/t_{ef} = 2.40/0.89 = 2.70 < 2.7$ εντάξει (Ευρωκ-6, 4.4.6)

Απαιτήσεις Εθνικού κειμένου εφαρμογής Ευρωκώδικα

Διαζωματική τοιχοποιία

Πάχος τοίχου $= 0.890 \geq 0.240 \text{ m}$ (εντάξει)

Λυγηρότητα $\lambda = 2.70 \leq 15$ (εντάξει)

Υψος/μήκος τοίχου $h/L = 3.20/10.73 = 0.30 \leq 3.0$ (εντάξει)

Ελεγχος σε κατακόρυφο φορτίο Φόρτιση 1.35xq+1.50xq (Ευρωκ-6, 4.4.2)**Ελεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου**

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_i = (1.35 \times 959.7 + 1.50 \times 100.2) / 10.73 = 134.75 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 134.75 / 0.89 = 0.151 \text{ N/mm}^2$

$\sigma_{sdo} = 0.151 < 0.25 \text{ N/mm}^2$ άρα (Ευρωκ-6 Παρ. Γ.2) γίνεται μείωση εκκεντρότητας κατά $(1-k/4) = 1.00$

Καμπτική ροπή σχεδιασμού στην κορυφή (Ευρωκ-6 Παράρτημα Γ.1) $M_i = 4.80 \text{ kNm/m}$

Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00000 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = hef/450 = 2.40/450 = 0.00533 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στην κορυφή (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i/N_i + e_{hi} + e_s = 0.03562 + 0.00000 + 0.00533 = 0.04095 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05 \times 0.89 = 0.04450 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i = 1 - 2e_i/t = 1 - 2 \times 0.04450/0.89 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.89 \times 8.00 / 2.20 = 2912.7 \text{ kN/m}$

$N_{sd} = 134.8 < 2912.7 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Ελεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο και βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_m = (134.75 + 0.40 \times 1.35 \times 690.7) / 10.73 = 169.51 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 169.51 / 0.89 = 0.190 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου στο μεσαίο πέμπτο $M_m/N_m = 0.20 \times 0.03562 \times 134.8 / 169.5 = 0.00566 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00000 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = hef/450 = 2.40/450 = 0.00533 \text{ m}$

Εκκεντρότητα οφειλόμενη στα φορτία $e_m = (M_m/N_m) + e_{hm} + e_s = 0.00566 + 0.00000 + 0.00533 = 0.01100 \text{ m}$

Η λυγηρότητα είναι ≤ 15 άρα (Ευρωκ-6 4.4.3.2) εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_m = e_m + e_k = 0.01100 + 0.00000 = 0.01100 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_m = 0.05t = 0.05 \times 0.89 = 0.04450 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_m = 1 - 2e_m/t = 1 - 2 \times 0.04450/0.89 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_i = (1.35 \times 1650.4 + 1.50 \times 100.2) / 10.73 = 221.65 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 221.65 / 0.89 = 0.249 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_i/N_i = 0.03562 \times 134.8 / 221.7 = 0.02165 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00000 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = hef/450 = 2.40/450 = 0.00533 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στην βάση (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i/N_i + e_{hi} + e_s = 0.02165 + 0.00000 + 0.00533 = 0.02699 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05 \times 0.89 = 0.04450 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στην βάση (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i = 1 - 2e_i/t = 1 - 2 \times 0.04450/0.89 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.89 \times 8.00 / 2.20 = 2912.7 \text{ kN/m}$

Μέγιστη κατακόρυφη θλιπτική τάση από αποτελέσματα πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma = -0.391 \text{ N/mm}^2$

(Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περιοχές τάσεων εκτός των περιοχών συγκέντρωσης τάσεων στις στηρίξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)

Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{sd} = 1000 \times 0.89 \times 0.391 = 347.7 \text{ kN/m}$

$N_{sd} = 347.7 < 2912.7 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Έλεγχος σε κατακόρυφο φορτίο Φόρτιση 1.00xg+0.30xg+Σεισμός (Ευρωκ-6, 4.4.2)**Έλεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου**

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_i = (1.00 \times 959.7 + 0.30 \times 100.2) / 10.73 = 92.24 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 92.24 / 0.89 = 0.104 \text{ N/mm}^2$

$\sigma_{sdo} = 0.104 < 0.25 \text{ N/mm}^2$ άρα (Ευρωκ-6 Παράρτ. Γ.2) γίνεται μείωση εκκεντρότητας κατά $(1-k/4) = 1.00$

Καμπτική ροπή σχεδιασμού στην κορυφή (Ευρωκ-6 Παράρτημα Γ.1) $M_i = 2.31 \text{ kNm/m}$

Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00020 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef} / 450 = 2.40 / 450 = 0.00533 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στην κορυφή (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i / N_i + e_{hi} + e_s = 0.02502 + 0.00020 + 0.00533 = 0.03055 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05 \times 0.89 = 0.04450 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i = 1 - 2e_i / t = 1 - 2 \times 0.04450 / 0.89 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \Phi_i \cdot M_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.89 \times 8.00 / 2.20 = 2912.7 \text{ kN/m}$

$N_{sd} = 92.2 < 2912.7 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Έλεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο και βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_m = (92.24 + 0.40 \times 1.00 \times 690.7) / 10.73 = 117.99 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 117.99 / 0.89 = 0.133 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου στο μεσαίο πέμπτο $M_m / N_m = 0.20 \times 0.02502 \times 92.2 / 118.0 = 0.00391 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00010 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef} / 450 = 2.40 / 450 = 0.00533 \text{ m}$

Εκκεντρότητα οφειλόμενη στα φορτία $e_m = (M_m / N_m) + e_{hm} + e_s = 0.00391 + 0.00010 + 0.00533 = 0.00935 \text{ m}$

Η λυγηρότητα είναι ≤ 15 άρα (Ευρωκ-6 4.4.3.2) εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_m = e_m + e_k = 0.00935 + 0.00000 = 0.00935 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_m = 0.05t = 0.05 \times 0.89 = 0.04450 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_m = 1 - 2e_m / t = 1 - 2 \times 0.04450 / 0.89 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_i = (1.00 \times 1650.4 + 0.30 \times 100.2) / 10.73 = 156.61 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 156.61 / 0.89 = 0.176 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_i / N_i = 0.02502 \times 92.2 / 156.6 = 0.01474 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00020 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef} / 450 = 2.40 / 450 = 0.00533 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στην βάση (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i / N_i + e_{hi} + e_s = 0.01474 + 0.00020 + 0.00533 = 0.02027 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05 \times 0.89 = 0.04450 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στην βάση (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i = 1 - 2e_i / t = 1 - 2 \times 0.04450 / 0.89 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \Phi_i \cdot M_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.89 \times 8.00 / 2.20 = 2912.7 \text{ kN/m}$

Μέγιστη κατακόρυφη θλιπτική τάση από αποτελέσματα πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma = -0.850 \text{ N/mm}^2$

(Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περιοχές τάσεων εκτός των περιοχών συγκέντρωσης τάσεων στις στηρίξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)

Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{sd} = 1000 \times 0.89 \times 0.850 = 756.1 \text{ kN/m}$

$N_{sd} = 756.1 < 2912.7 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Έλεγχος σε διάτμηση Φόρτιση 1.00xg+0.30xg+Σεισμός (Ευρωκ-6.4.5.3)

Μέγιστη τάση διάτμησης από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\tau_{\max} = 0.338 \text{ N/mm}^2$

(Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περιοχές τάσεων εκτός των περιοχών συγκέντρωσης τάσεων στις στηρίξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)

Μέγιστη τιμή σχεδιασμού τέμνουσας ανά μονάδα μήκους $V_{sd} = 1000 \times 0.89 \times 0.338 = 300.6 \text{ kN/m}$

Χαρακτηριστική διατμητική αντοχή $f_{vk} = 0.70 \times (f_{vk0} + 0.4 \times \sigma_{sd})$ (Ευρωκ-6 3.6.3, Ευρωκ-6 3.6.3(8))

$f_{vk} = 0.70 \times (0.500 + 0.4 \times 0.850) = 0.588 \text{ N/mm}^2$, $\max f_{vk} = 1.000 \text{ N/mm}^2$, και $f_{vk} = 0.588 \text{ N/mm}^2$

Τιμή σχεδιασμού αντοχής έναντι τέμνουσας $V_{rd} = f_{vk} \cdot t \cdot \gamma_M$ (Ευρωκ-6 4.5.3)

$V_{rd} = 1000 \times 0.588 \times 0.89 / 2.20 = 237.8 \text{ kN/m}$

$V_{sd} = 300.6 > 237.8 = V_{rd}$ Δεν ικανοποιείται ο έλεγχος τέμνουσας σε οριακή κατάσταση αστοχίας

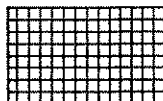
Σενάζ οπλισμένου σκυροδέματος (Εθν. Κείμ. εφαρμογής Ευρωκ-6, 5.2)

Στο πάνω μέρος του τοίχου και στο ύψος των υπέρθυρων τυχόν παρουσιαζόμενες μικρές εφελκυστικές τάσεις παραλαμβάνονται από σενάζ οπλισμένου σκυροδέματος 89×20 [πλάτος x ύψος cm]

με ελάχιστο οπλισμό $4\Phi 16$ (και συνδετήρες $\Phi 8/20$) που ικανοποιεί τα ελάχιστα όρια του κανονισμού.

Υπόγειο**T26**

Διαστάσεις μήκος= 5.43m, ύψος= 3.20m, πάχος=0.64m



Λιθοδομή M2 0.50

Κατηγορία κατασκευής B (Ευρωκ-6, Παράρτημα Η)

Κατηγορία ελέγχου παραγωγής λιθοσσωμάτων I (Ευρωκ-6, 3.1.1)

Θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας $f_k = 9.36 \text{ N/mm}^2$ Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού $\gamma_M = 2.20$ (Ευρωκ-6, Πίνακ.2.3)Μήκος λυγισμού $hef = r_x h = 0.75 \times 3.20 = 2.40 \text{ m}$ (Ευρωκ-6, 4.4.4.3)Λυγηρότητα $hef/t_{ef} = 2.40/0.64 = 3.75 < 27$ εντάξει (Ευρωκ-6, 4.4.6)**Απαιτήσεις Εθνικού κειμένου εφαρμογής Ευρωκώδικα**

Διαζωματική τοιχοποιία

Πάχος τοίχου $= 0.640 \geq 0.240 \text{ m}$ (εντάξει)Λυγηρότητα $\lambda = 3.75 \leq 15$ (εντάξει)Υψος/μήκος τοίχου $h/L = 3.20/5.43 = 0.59 \leq 3.0$ (εντάξει)**Ελεγχος σε κατακόρυφο φορτίο Φόρτιση 1.35xg+1.50xq (Ευρωκ-6, 4.4.2)****Ελεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου**Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_i = (1.35 \times 117.4 + 1.50 \times 89.0) / 5.43 = 53.77 \text{ kN/m}$ Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 53.77 / 0.64 = 0.084 \text{ N/mm}^2$ $\sigma_{sdo} = 0.084 < 0.25 \text{ N/mm}^2$ άρα (Ευρωκ-6 Παραρτ. Γ.2) γίνεται μείωση εκκεντρότητας κατά $(1-k/4) = 0.99$ Καμπτική ροπή σχεδιασμού στην κορυφή (Ευρωκ-6 Παράρτημα Γ.1) $M_i = 5.50 \text{ kNm/m}$ Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00000 \text{ m}$ Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = hef/450 = 2.40/450 = 0.00533 \text{ m}$ Εκκεντρότητα στην κορυφή (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i/N_i + e_{hi} + e_s = 0.10235 + 0.00000 + 0.00533 = 0.10768 \text{ m}$ Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05 \times 0.64 = 0.03200 \text{ m}$ Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i = 1 - 2e_i/t = 1 - 2 \times 0.10768/0.64 = 0.66$ Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \Phi_i m.t.f_k/\gamma_M = 1000 \times 0.66 \times 0.64 \times 9.36/2.20 = 1797.1 \text{ kN/m}$ $N_{sd} = 53.8 < 1797.1 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας**Ελεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο και βάση του τοίχου**Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_m = (53.77 + 0.40 \times 1.35 \times 286.7) / 5.43 = 82.29 \text{ kN/m}$ Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 82.29 / 0.64 = 0.129 \text{ N/mm}^2$ Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου στο μεσαίο πέμπτο $M_m/N_m = 0.20 \times 0.10235 \times 53.8 / 82.3 = 0.01338 \text{ m}$ Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00000 \text{ m}$ Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = hef/450 = 2.40/450 = 0.00533 \text{ m}$ Εκκεντρότητα οφειλόμενη στα φορτία $e_m = (M_m/N_m) + e_{hm} + e_s = 0.01338 + 0.00000 + 0.00533 = 0.01871 \text{ m}$ Η λυγηρότητα είναι ≤ 15 άρα (Ευρωκ-6 4.4.3.2) εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$ Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_m = e_m + e_k = 0.01871 + 0.00000 = 0.01871 \text{ m}$ Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_m = 0.05t = 0.05 \times 0.64 = 0.03200 \text{ m}$ Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_m = 1 - 2e_m/t = 1 - 2 \times 0.032/0.64 = 0.90$ Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_i = (1.35 \times 404.1 + 1.50 \times 89.0) / 5.43 = 125.05 \text{ kN/m}$ Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 125.05 / 0.64 = 0.195 \text{ N/mm}^2$ Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_i/N_i = 0.10235 \times 53.8 / 125.1 = 0.04401 \text{ m}$ Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00000 \text{ m}$ Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = hef/450 = 2.40/450 = 0.00533 \text{ m}$ Εκκεντρότητα στην βάση (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i/N_i + e_{hi} + e_s = 0.04401 + 0.00000 + 0.00533 = 0.04934 \text{ m}$ Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05 \times 0.64 = 0.03200 \text{ m}$ Μειωτικός συντελεστής στην βάση (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i = 1 - 2e_i/t = 1 - 2 \times 0.04934/0.64 = 0.85$ Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \Phi_i m.t.f_k/\gamma_M = 1000 \times 0.85 \times 0.64 \times 9.36/2.20 = 2314.5 \text{ kN/m}$ Μέγιστη κατακόρυφη θλιπτική τάση από αποτελέσματα πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma_m = -0.321 \text{ N/mm}^2$

(Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περιοχές τάσεων εκτός των περιοχών συγκέντρωσης τάσεων στις στηρίξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)

Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{sd} = 1000 \times 0.64 \times 0.321 = 205.7 \text{ kN/m}$ $N_{sd} = 205.7 < 2314.5 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας**Ελεγχος σε κατακόρυφο φορτίο Φόρτιση 1.00xg+0.30xq+Σεισμός (Ευρωκ-6, 4.4.2)****Ελεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου**Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_i = (1.00 \times 117.4 + 0.30 \times 89.0) / 5.43 = 26.54 \text{ kN/m}$ Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 26.54 / 0.64 = 0.041 \text{ N/mm}^2$ $\sigma_{sdo} = 0.041 < 0.25 \text{ N/mm}^2$ άρα (Ευρωκ-6 Παραρτ. Γ.2) γίνεται μείωση εκκεντρότητας κατά $(1-k/4) = 0.99$ Καμπτική ροπή σχεδιασμού στην κορυφή (Ευρωκ-6 Παράρτημα Γ.1) $M_i = 2.65 \text{ kNm/m}$

Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi}=0.00020$ m

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s=hef/450=2.40/450=0.00533$ m

Εκκεντρότητα στην κορυφή (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i=Mi/Ni+e_{hi}+e_s=0.09971+0.00020+0.00533=0.10524$ m

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i=0.05t=0.05 \times 0.64=0.03200$ m

Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i=1-2e_i/t=1-2 \times 0.10524/0.64=0.67$

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd}=\Phi_i m.t.f_k/\gamma_M=1000 \times 0.67 \times 0.64 \times 9.36/2.20=1824.3$ kN/m

$N_{sd}=26.5 < 1824.3=N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Έλεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο και βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_m=(26.54+0.40 \times 1.00 \times 286.7/5.43)=47.66$ kN/m

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{sdo}=0.001 \times 47.66/0.64=0.074$ N/mm²

Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου στο μεσαίο πέμπτο $M_m/N_m=0.20 \times 0.09971 \times 26.5/47.7=0.01110$ m

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm}=0.00010$ m

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s=hef/450=2.40/450=0.00533$ m

Εκκεντρότητα οφειλόμενη στα φορτία $e_m=(M_m/N_m)+e_{hm}+e_s=0.01110+0.00010+0.00533=0.01654$ m

Η λυγηρότητα είναι ≤ 15 άρα (Ευρωκ-6 4.4.3.2) εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k=0$

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_m=e_m+e_k=0.01654+0.00000=0.01654$ m

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_m=0.05t=0.05 \times 0.64=0.03200$ m

Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_m=1-2e_m/t=1-2 \times 0.032/0.64=0.90$

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_i=(1.00 \times 404.1+0.30 \times 89.0)/5.43=79.34$ kN/m

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{sdo}=0.001 \times 79.34/0.64=0.124$ N/mm²

Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_i/N_i=0.09971 \times 26.5/79.3=0.03335$ m

Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi}=0.00020$ m

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s=hef/450=2.40/450=0.00533$ m

Εκκεντρότητα στην βάση (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i=M_i/N_i+e_{hi}+e_s=0.03335+0.00020+0.00533=0.03888$ m

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i=0.05t=0.05 \times 0.64=0.03200$ m

Μειωτικός συντελεστής στην βάση (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i=1-2e_i/t=1-2 \times 0.03888/0.64=0.88$

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd}=\Phi_i m.t.f_k/\gamma_M=1000 \times 0.88 \times 0.64 \times 9.36/2.20=2396.2$ kN/m

Μέγιστη κατακόρυφη θλιπτική τάση από αποτελέσματα πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma_m=-0.923$ N/mm²

(Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περιοχές τάσεων εκτός των περιοχών συγκέντρωσης τάσεων στις στηρίξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)

Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{sd}=1000 \times 0.64 \times 0.923=590.6$ kN/m

$N_{sd}=590.6 < 2396.2=N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Έλεγχος σε διάτμηση θόρτιση 1.00xg+0.30xq+Σεισμός (Ευρωκ-6.4.5.3)

Μέγιστη τάση διάτμησης από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\tau_{max}=0.301$ N/mm²

(Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περιοχές τάσεων εκτός των περιοχών συγκέντρωσης τάσεων στις στηρίξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)

Μέγιστη τιμή σχεδιασμού τέμνουσας ανά μονάδα μήκους $V_{sd}=1000 \times 0.64 \times 0.301=192.6$ kN/m

Χαρακτηριστική διατμητική αντοχή $f_{vk}=0.70 \times (f_{vko}+0.4 \times \sigma_{sd})$ (Ευρωκ-6 3.6.3, Ευρωκ-6 3.6.3(8))

$f_{vk}=0.70 \times (0.64+0.4 \times 0.923)=0.706$ N/mm², $\max f_{vk}=1.000$ N/mm², και $f_{vk}=0.706$ N/mm²

Τιμή σχεδιασμού αντοχής έναντι τέμνουσας $V_{rd}=f_{vk} \cdot t \cdot \gamma_M$ (Ευρωκ-6 4.5.3)

$V_{rd}=1000 \times 0.706 \times 0.64/2.20=205.5$ kN/m

$V_{sd}=192.6 < 205.5=V_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος τέμνουσας σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Έλεγχος περιοχών με συγκεντρωμένα φορτία (Ευρωκ-6, 4.4.8)

Από τη επίλυση πεπερασμένων στοιχείων προκύπτουν στις θέσεις έδρασης

δοκών στο πάνω μέρος οι μέγιστες θλιπτικές τάσεις. Καθώς στο πάνω μέρος

του τοίχου υπάρχει οπλισμένο σενάζ, ελέγχουμε τις τάσεις σε χαμηλότερη σειρά πεπερασμένων στοιχείων.

Η μέγιστη θλιπτική τάση στην περιοχή συγκεντρωμένων φορτίων $\sigma_{sdmax}=0.321$ N/mm²

Η μέγιστη αυτή τάση 0.321 είναι $< f_k/\gamma_M=9.36/2.2=4.25$

άρα ικανοποιούνται πλήρως οι συνθήκες ελέγχου 4.4.8, 4.4.9 του Ευρωκ-6 4.4.8

Σενάζ οπλισμένου σκυροδέματος (Εθν. Κείμ. εφαρμογής Ευρωκ-6, 5.2)

Στο πάνω μέρος του τοίχου και στο ύψος των υπέρθυρων τυχόν παρουσιαζόμενες μικρές εφελκυστικές τάσεις παραλαμβάνονται από σενάζ οπλισμένου σκυροδέματος 64x20 [πλάτος x ύψος cm]

με ελάχιστο οπλισμό 4Φ16 (και συνδεδετες Φ8/20) που ικανοποιεί τα ελάχιστα όρια του κανονισμού.

Υπόγειο**T13**

Διαστάσεις μήκος= 1.50m, ύψος= 3.20m, πάχος=1.04m



Λιθοδομή 0.90

Κατηγορία κατασκευής Β (Ευρωκ-6, Παράρτημα Η)

Κατηγορία ελέγχου παραγωγής λιθοσωμάτων Ι (Ευρωκ-6, 3.1.1)

Θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας $f_k = 7.49 \text{ N/mm}^2$ Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού $\gamma_M = 2.20$ (Ευρωκ-6, Πίνακ.2.3)Μήκος λυγισμού $hef = r_{kh} = 0.75 \times 3.20 = 2.40 \text{ m}$ (Ευρωκ-6, 4.4.4.3)Λυγηρότητα $hef/t_{ef} = 2.40/1.04 = 2.31 < 27$ εντάξει (Ευρωκ-6, 4.4.6)**Απαιτήσεις Εθνικού κειμένου εφαρμογής Ευρωκώδικα**

Διαζωματική τοιχοποιία

Πάχος τοίχου $= 1.040 \geq 0.240 \text{ m}$ (εντάξει)Λυγηρότητα $\lambda = 2.31 \leq 15$ (εντάξει)Υψος/μήκος τοίχου $h/L = 3.20/1.50 = 2.13 \leq 3.0$ (εντάξει)**Ελεγχος σε κατακόρυφο φορτίο Φόρτιση 1.35xg+1.50xq (Ευρωκ-6, 4.4.2)****Ελεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου**Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_i = (1.35 \times 98.1 + 1.50 \times 60.3) / 1.50 = 148.59 \text{ kN/m}$ Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 148.59 / 1.04 = 0.143 \text{ N/mm}^2$ $\sigma_{sdo} = 0.143 < 0.25 \text{ N/mm}^2$ άρα (Ευρωκ-6 Παρ. Γ.2) γίνεται μείωση εκκεντρότητας κατά $(1-k/4) = 1.00$ Καμπτική ροπή σχεδιασμού στην κορυφή (Ευρωκ-6 Παράρτημα Γ.1) $M_i = 6.11 \text{ kNm/m}$ Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00000 \text{ m}$ Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = hef/450 = 2.40/450 = 0.00533 \text{ m}$ Εκκεντρότητα στην κορυφή (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i/N_i + e_{hi} + e_s = 0.04111 + 0.00000 + 0.00533 = 0.04644 \text{ m}$ Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05 \times 1.04 = 0.05200 \text{ m}$ Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i = 1 - 2e_i/t = 1 - 2 \times 0.05200/1.04 = 0.90$ Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \Phi_i \cdot m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 1.04 \times 7.49 / 2.20 = 3186.7 \text{ kN/m}$ $N_{sd} = 148.6 < 3186.7 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας**Ελεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο και βάση του τοίχου**Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_m = (148.59 + 0.40 \times 1.35 \times 129.1 / 1.50) = 195.07 \text{ kN/m}$ Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 195.07 / 1.04 = 0.188 \text{ N/mm}^2$ Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου στο μεσαίο πέμπτο $M_m/N_m = 0.20 \times 0.04111 \times 148.6 / 195.1 = 0.00626 \text{ m}$ Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00000 \text{ m}$ Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = hef/450 = 2.40/450 = 0.00533 \text{ m}$ Εκκεντρότητα οφειλόμενη στα φορτία $e_m = (M_m/N_m) + e_{hm} + e_s = 0.00626 + 0.00000 + 0.00533 = 0.01160 \text{ m}$ Η λυγηρότητα είναι ≤ 15 άρα (Ευρωκ-6 4.4.3.2) εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$ Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_m = e_m + e_k = 0.01160 + 0.00000 = 0.01160 \text{ m}$ Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_m = 0.05t = 0.05 \times 1.04 = 0.05200 \text{ m}$ Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_m = 1 - 2e_m/t = 1 - 2 \times 0.052/1.04 = 0.90$ Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_i = (1.35 \times 227.2 + 1.50 \times 60.3) / 1.50 = 264.78 \text{ kN/m}$ Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 264.78 / 1.04 = 0.255 \text{ N/mm}^2$ Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_i/N_i = 0.04111 \times 148.6 / 264.8 = 0.02307 \text{ m}$ Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00000 \text{ m}$ Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = hef/450 = 2.40/450 = 0.00533 \text{ m}$ Εκκεντρότητα στην βάση (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i/N_i + e_{hi} + e_s = 0.02307 + 0.00000 + 0.00533 = 0.02840 \text{ m}$ Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05 \times 1.04 = 0.05200 \text{ m}$ Μειωτικός συντελεστής στην βάση (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i = 1 - 2e_i/t = 1 - 2 \times 0.05200/1.04 = 0.90$ Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \Phi_i \cdot m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 1.04 \times 7.49 / 2.20 = 3186.7 \text{ kN/m}$ Μέγιστη κατακόρυφη θλιπτική τάση από αποτελέσματα πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma = -0.356 \text{ N/mm}^2$

(Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περιοχές τάσεων εκτός των περιοχών συγκέντρωσης τάσεων στις στηρίξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)

Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{sd} = 1000 \times 1.04 \times 0.356 = 369.9 \text{ kN/m}$ $N_{sd} = 369.9 < 3186.7 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας**Ελεγχος σε κατακόρυφο φορτίο Φόρτιση 1.00xg+0.30xq+Σεισμός (Ευρωκ-6, 4.4.2)****Ελεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου**Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_i = (1.00 \times 98.1 + 0.30 \times 60.3) / 1.50 = 77.46 \text{ kN/m}$ Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 77.46 / 1.04 = 0.074 \text{ N/mm}^2$ $\sigma_{sdo} = 0.074 < 0.25 \text{ N/mm}^2$ άρα (Ευρωκ-6 Παρ. Γ.2) γίνεται μείωση εκκεντρότητας κατά $(1-k/4) = 1.00$ Καμπτική ροπή σχεδιασμού στην κορυφή (Ευρωκ-6 Παράρτημα Γ.1) $M_i = 2.94 \text{ kNm/m}$

Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi}=0.00020$ m
 Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s=h_{ef}/450=2.40/450=0.00533$ m
 Εκκεντρότητα στην κορυφή (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i=M_i/N_i+e_{hi}+e_s=0.03792+0.00020+0.00533=0.04345$ m
 Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i=0.05t=0.05 \times 1.04=0.05200$ m
 Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i=1-2e_i/t=1-2 \times 0.05200/1.04=0.90$
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd}=\Phi_i m.t.f_k/\gamma_M=1000 \times 0.90 \times 1.04 \times 7.49/2.20=3186.7$ kN/m
 $N_{sd}=77.5 < 3186.7=N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας
Έλεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο και βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_m=(77.46+0.40 \times 1.00 \times 129.1/1.50)=111.89$ kN/m
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{sdo}=0.001 \times 111.89/1.04=0.108$ N/mm²
 Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου στο μεσαίο πέμπτο $M_m/N_m=0.20 \times 0.03792 \times 77.5/111.9=0.00525$ m
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm}=0.00010$ m
 Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s=h_{ef}/450=2.40/450=0.00533$ m
 Εκκεντρότητα οφειλόμενη στα φορτία $e_m=(M_m/N_m)+e_{hm}+e_s=0.00525+0.00010+0.00533=0.01068$ m
 Η λυγηρότητα είναι ≤ 15 άρα (Ευρωκ-6 4.4.3.2) εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k=0$
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_m=e_m+e_k=0.01068+0.00000=0.01068$ m
 Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_m=0.05t=0.05 \times 1.04=0.05200$ m
 Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_m=1-2e_m/t=1-2 \times 0.052/1.04=0.90$
 Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_i=(1.00 \times 227.2+0.30 \times 60.3)/1.50=163.53$ kN/m
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{sdo}=0.001 \times 163.53/1.04=0.157$ N/mm²
 Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_i/N_i=0.03792 \times 77.5/163.5=0.01796$ m
 Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi}=0.00020$ m
 Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s=h_{ef}/450=2.40/450=0.00533$ m
 Εκκεντρότητα στην βάση (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i=M_i/N_i+e_{hi}+e_s=0.01796+0.00020+0.00533=0.02350$ m
 Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i=0.05t=0.05 \times 1.04=0.05200$ m
 Μειωτικός συντελεστής στην βάση (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i=1-2e_i/t=1-2 \times 0.05200/1.04=0.90$
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd}=\Phi_i m.t.f_k/\gamma_M=1000 \times 0.90 \times 1.04 \times 7.49/2.20=3186.7$ kN/m
 Μέγιστη κατακόρυφη θλιπτική τάση από αποτελέσματα πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma=-0.806$ N/mm²
 (Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περιοχές τάσεων εκτός των περιοχών συγκέντρωσης τάσεων στις στηρίξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)
 Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{sd}=1000 \times 1.04 \times 0.806=838.6$ kN/m
 $N_{sd}=838.6 < 3186.7=N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Έλεγχος σε διάτμηση φόρτιση $1.00xq+0.30xq$ +Σεισμός (Ευρωκ-6.4.5.3)

Μέγιστη τάση διάτμησης από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\tau_{\max}=0.096$ N/mm²
 (Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περιοχές τάσεων εκτός των περιοχών συγκέντρωσης τάσεων στις στηρίξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)
 Μέγιστη τιμή σχεδιασμού τέμνουσας ανά μονάδα μήκους $V_{sd}=1000 \times 1.04 \times 0.096=100.3$ kN/m
 Χαρακτηριστική διατμητική αντοχή $f_{vk}=0.70x(f_{vko}+0.4x\sigma_d)$ (Ευρωκ-6 3.6.3, Ευρωκ-6 3.6.3(8))
 $f_{vk}=0.70x(0.450+0.4 \times 0.806)=0.541$ N/mm², $\max f_{vk}=1.000$ N/mm², και $f_{vk}=0.541$ N/mm²
 Τιμή σχεδιασμού αντοχής έναντι τέμνουσας $V_{rd}=f_{vk}.t./\gamma_M$ (Ευρωκ-6 4.5.3)
 $V_{rd}=1000 \times 0.541 \times 1.04/2.20=255.6$ kN/m
 $V_{sd}=100.3 < 255.6=V_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος τέμνουσας σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Σενάζ οπλισμένου σκυροδέματος (Εθν. Κείμ. εφαρμογής Ευρωκ-6, 5.2)

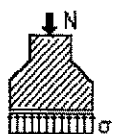
Στο πάνω μέρος του τοίχου και στο ύψος των υπέρθυρων τυχόν παρουσιαζόμενες μικρές εφελκυστικές τάσεις παραλαμβάνονται από σενάζ οπλισμένου σκυροδέματος 104×20 [πλάτος x ύψος cm]
 με ελάχιστο οπλισμό $4\Phi 16$ (και συνδετήρες $\Phi 8/20$) που ικανοποιεί τα ελάχιστα όρια του κανονισμού.

Ελεγχος για "απλά κτίρια τοιχοποιίας" (Εθν. κείμενο εφαρμογής Ευρωκώδικα-6, 7, 7.2)

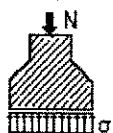
- (1) Οι υπέρ το έδαφος όροφοι είναι 1, και η σεισμικότητα II $\alpha=0.24g$, άρα ικανοποιούνται οι περιορισμοί στον αριθμό ορόφων του πίνακα 3.
- (2) α) Το σχήμα του κτιρίου είναι περίπου ορθογωνικό
β) Μικρότερη προς μεγαλύτερη πλευρά $=29.04/38.29= 0.76 > 0.25$
γ) Οι εξοχές ή εσοχές, δεν έχουν μήκος μεγαλύτερο του 15% του μήκους της πλευράς που είναι παράλληλη προς αυτές.
- (3) α) Η ακαμψία του κτιρίου εξασφαλίζεται μέσω διατμητικών τοίχων που διατάσσονται περιμετρικά στις δύο κύριες κάθετες διευθύνσεις x-x και y-y του κτιρίου.
β) Σε κάθε μία από τις κύριες κατευθύνσεις x-x και y-y υπάρχουν τουλάχιστον δύο τοίχοι με μήκος μεγαλύτερο του 30% του μήκους του κτιρίου κατά την διεύθυνση του τοίχου.
γ) Η απόσταση ανάμεσα στους παραπάνω τοίχους είναι μεγαλύτερη του 75% του μήκους του κτιρίου κατά την άλλη κατεύθυνση.
δ) Τουλάχιστον 75% των κατακόρυφων φορτίων του κτιρίου παραλαμβάνονται από τους διατμητικούς τοίχους.
- (5) Από όροφο σε όροφο η μεταβολή της μάζας και της οριζόντιας διατομής των τοίχων δεν ξεπερνά το 20% και στις δύο διευθύνσεις του κτιρίου.
- (6) Σε κάθε όροφο το εμβαδόν διατομής των διατμητικών τοίχων σε κάθε μία από τις κάθετες διευθύνσεις ως ποσοστό του συνολικού εμβαδού του ορόφου είναι μικρότερο από τα ποσοστά του πίνακα 4. που στην περίπτωση μας είναι
τοιχοποιία : Διαζωματική, εδαφική επιτάχυνση σεισμού: II $\alpha=0.24g$, ελάχιστο ποσοστό τοίχων 5%
x-x κατεύθυνση, ποσοστό τοίχων στο ισόγειο $95.689/1065.960=0.090>0.05$
y-y κατεύθυνση, ποσοστό τοίχων στο ισόγειο $84.711/1065.960=0.079>0.05$

Θεμελίωση τοίχωνΘλιπτική αντοχή εδάφους $q_u = 0.20$ [MPa=N/mm²]Θεμελίωση τοίχου: T1

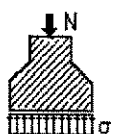
Διαστάσεις μήκος=15.30m, ύψος= 3.20m, πάχος=0.89m

Ολικό κατακόρυφο φορτίο $N_{sd} = 1.35 \times 2090.2 + 1.50 \times 140.5 = 3032.5$ [kN]Φορτίο ανά μέτρο μήκους τοίχου +ιδ. βάρος πεδίου $N_{fd} = 200$ [kN/m]Για πλάτος πεδίου $t_p = 1.09$ [m] μέγιστη τάση εδάφους $\sigma_{ed} = 0.001 \times 200 / 1.09 = 0.18$ [MPa] $N_{fd} = 200 \text{ kN/m} < 218 \text{ kN/m} = 1000 \times 0.20 \times 1.09 = R_{nd}$ (φέρουσα ικανότητα εδάφους EAK5.2.3)Θεμελίωση τοίχου: T2

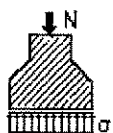
Διαστάσεις μήκος=13.60m, ύψος= 3.20m, πάχος=0.89m

Ολικό κατακόρυφο φορτίο $N_{sd} = 1.35 \times 1871.5 + 1.50 \times 134.2 = 2727.8$ [kN]Φορτίο ανά μέτρο μήκους τοίχου +ιδ. βάρος πεδίου $N_{fd} = 203$ [kN/m]Για πλάτος πεδίου $t_p = 1.09$ [m] μέγιστη τάση εδάφους $\sigma_{ed} = 0.001 \times 203 / 1.09 = 0.19$ [MPa] $N_{fd} = 203 \text{ kN/m} < 218 \text{ kN/m} = 1000 \times 0.20 \times 1.09 = R_{nd}$ (φέρουσα ικανότητα εδάφους EAK5.2.3)Θεμελίωση τοίχου: T3

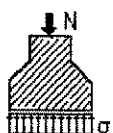
Διαστάσεις μήκος=14.00m, ύψος= 3.20m, πάχος=0.89m

Ολικό κατακόρυφο φορτίο $N_{sd} = 1.35 \times 2147.6 + 1.50 \times 93.2 = 3039.1$ [kN]Φορτίο ανά μέτρο μήκους τοίχου +ιδ. βάρος πεδίου $N_{fd} = 219$ [kN/m]Για πλάτος πεδίου $t_p = 1.10$ [m] μέγιστη τάση εδάφους $\sigma_{ed} = 0.001 \times 219 / 1.10 = 0.20$ [MPa] $N_{fd} = 219 \text{ kN/m} < 219 \text{ kN/m} = 1000 \times 0.20 \times 1.10 = R_{nd}$ (φέρουσα ικανότητα εδάφους EAK5.2.3)Θεμελίωση τοίχου: T4

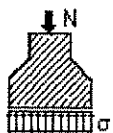
Διαστάσεις μήκος=11.45m, ύψος= 3.20m, πάχος=0.89m

Ολικό κατακόρυφο φορτίο $N_{sd} = 1.35 \times 1617.7 + 1.50 \times 114.2 = 2355.2$ [kN]Φορτίο ανά μέτρο μήκους τοίχου +ιδ. βάρος πεδίου $N_{fd} = 208$ [kN/m]Για πλάτος πεδίου $t_p = 1.09$ [m] μέγιστη τάση εδάφους $\sigma_{ed} = 0.001 \times 208 / 1.09 = 0.19$ [MPa] $N_{fd} = 208 \text{ kN/m} < 218 \text{ kN/m} = 1000 \times 0.20 \times 1.09 = R_{nd}$ (φέρουσα ικανότητα εδάφους EAK5.2.3)Θεμελίωση τοίχου: T5

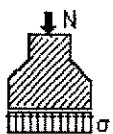
Διαστάσεις μήκος=12.70m, ύψος= 3.20m, πάχος=0.89m

Ολικό κατακόρυφο φορτίο $N_{sd} = 1.35 \times 1901.3 + 1.50 \times 88.2 = 2699.1$ [kN]Φορτίο ανά μέτρο μήκους τοίχου +ιδ. βάρος πεδίου $N_{fd} = 215$ [kN/m]Για πλάτος πεδίου $t_p = 1.09$ [m] μέγιστη τάση εδάφους $\sigma_{ed} = 0.001 \times 215 / 1.09 = 0.20$ [MPa] $N_{fd} = 215 \text{ kN/m} < 218 \text{ kN/m} = 1000 \times 0.20 \times 1.09 = R_{nd}$ (φέρουσα ικανότητα εδάφους EAK5.2.3)Θεμελίωση τοίχου: T6

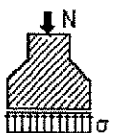
Διαστάσεις μήκος=13.20m, ύψος= 3.20m, πάχος=0.94m

Ολικό κατακόρυφο φορτίο $N_{sd} = 1.35 \times 2079.1 + 1.50 \times 104.7 = 2963.8$ [kN]Φορτίο ανά μέτρο μήκους τοίχου +ιδ. βάρος πεδίου $N_{fd} = 227$ [kN/m]Για πλάτος πεδίου $t_p = 1.14$ [m] μέγιστη τάση εδάφους $\sigma_{ed} = 0.001 \times 227 / 1.14 = 0.20$ [MPa] $N_{fd} = 227 \text{ kN/m} < 228 \text{ kN/m} = 1000 \times 0.20 \times 1.14 = R_{nd}$ (φέρουσα ικανότητα εδάφους EAK5.2.3)Θεμελίωση τοίχου: T7

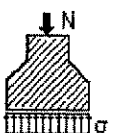
Διαστάσεις μήκος=14.50m, ύψος= 3.20m, πάχος=0.94m

Ολικό κατακόρυφο φορτίο $N_{sd} = 1.35 \times 2186.1 + 1.50 \times 144.1 = 3167.4$ [kN]Φορτίο ανά μέτρο μήκους τοίχου +ιδ. βάρος πεδίου $N_{fd} = 220$ [kN/m]Για πλάτος πεδίου $t_p = 1.14$ [m] μέγιστη τάση εδάφους $\sigma_{ed} = 0.001 \times 220 / 1.14 = 0.19$ [MPa] $N_{fd} = 220 \text{ kN/m} < 228 \text{ kN/m} = 1000 \times 0.20 \times 1.14 = R_{nd}$ (φέρουσα ικανότητα εδάφους EAK5.2.3)Θεμελίωση τοίχου: T8

Διαστάσεις μήκος=14.00m, ύψος= 3.20m, πάχος=0.94m

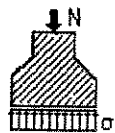
Ολικό κατακόρυφο φορτίο $N_{sd} = 1.35 \times 2208.4 + 1.50 \times 91.7 = 3118.9$ [kN]Φορτίο ανά μέτρο μήκους τοίχου +ιδ. βάρος πεδίου $N_{fd} = 225$ [kN/m]Για πλάτος πεδίου $t_p = 1.14$ [m] μέγιστη τάση εδάφους $\sigma_{ed} = 0.001 \times 225 / 1.14 = 0.20$ [MPa] $N_{fd} = 225 \text{ kN/m} < 228 \text{ kN/m} = 1000 \times 0.20 \times 1.14 = R_{nd}$ (φέρουσα ικανότητα εδάφους EAK5.2.3)Θεμελίωση τοίχου: T9

Διαστάσεις μήκος=11.45m, ύψος= 3.20m, πάχος=0.94m

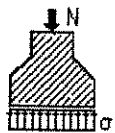
Ολικό κατακόρυφο φορτίο $N_{sd} = 1.35 \times 1586.7 + 1.50 \times 106.1 = 2301.2$ [kN]Φορτίο ανά μέτρο μήκους τοίχου +ιδ. βάρος πεδίου $N_{fd} = 203$ [kN/m]Για πλάτος πεδίου $t_p = 1.14$ [m] μέγιστη τάση εδάφους $\sigma_{ed} = 0.001 \times 203 / 1.14 = 0.18$ [MPa] $N_{fd} = 203 \text{ kN/m} < 228 \text{ kN/m} = 1000 \times 0.20 \times 1.14 = R_{nd}$ (φέρουσα ικανότητα εδάφους EAK5.2.3)

Θεμελίωση τοίχου: T10

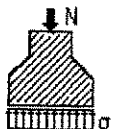
Διαστάσεις μήκος=12.70m, ύψος= 3.20m, πάχος=0.94m

Ολικό κατακόρυφο φορτίο $N_{sd}=1.35 \times 1878.9 + 1.50 \times 87.6 = 2667.9$ [kN]Φορτίο ανά μέτρο μήκους τοίχου +ιδ. βάρος πεδίου $N_{fd}= 212$ [kN/m]Για πλάτος πεδίου $t_p=1.14$ [m] μέγιστη τάση εδάφους $\sigma_{ed}=0.001 \times 212/1.14=0.19$ [MPa] $N_{fd}=212 \text{ kN/m} < 228 \text{ kN/m} = 1000 \times 0.20 \times 1.14 = R_{nd}$ (φέρουσα ικανότητα εδάφους EAK5.2.3)**Θεμελίωση τοίχου: T11**

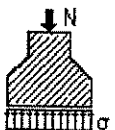
Διαστάσεις μήκος=10.50m, ύψος= 3.20m, πάχος=0.94m

Ολικό κατακόρυφο φορτίο $N_{sd}=1.35 \times 1584.7 + 1.50 \times 242.4 = 2502.9$ [kN]Φορτίο ανά μέτρο μήκους τοίχου +ιδ. βάρος πεδίου $N_{fd}= 240$ [kN/m]Για πλάτος πεδίου $t_p=1.20$ [m] μέγιστη τάση εδάφους $\sigma_{ed}=0.001 \times 240/1.20=0.20$ [MPa] $N_{fd}=240 \text{ kN/m} < 240 \text{ kN/m} = 1000 \times 0.20 \times 1.20 = R_{nd}$ (φέρουσα ικανότητα εδάφους EAK5.2.3)**Θεμελίωση τοίχου: T12**

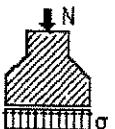
Διαστάσεις μήκος=13.60m, ύψος= 3.20m, πάχος=0.94m

Ολικό κατακόρυφο φορτίο $N_{sd}=1.35 \times 1859.6 + 1.50 \times 290.5 = 2946.2$ [kN]Φορτίο ανά μέτρο μήκους τοίχου +ιδ. βάρος πεδίου $N_{fd}= 219$ [kN/m]Για πλάτος πεδίου $t_p=1.14$ [m] μέγιστη τάση εδάφους $\sigma_{ed}=0.001 \times 219/1.14=0.19$ [MPa] $N_{fd}=219 \text{ kN/m} < 228 \text{ kN/m} = 1000 \times 0.20 \times 1.14 = R_{nd}$ (φέρουσα ικανότητα εδάφους EAK5.2.3)**Θεμελίωση τοίχου: T14**

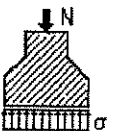
Διαστάσεις μήκος=10.50m, ύψος= 3.20m, πάχος=0.89m

Ολικό κατακόρυφο φορτίο $N_{sd}=1.35 \times 1711.1 + 1.50 \times 121.8 = 2492.7$ [kN]Φορτίο ανά μέτρο μήκους τοίχου +ιδ. βάρος πεδίου $N_{fd}= 239$ [kN/m]Για πλάτος πεδίου $t_p=1.20$ [m] μέγιστη τάση εδάφους $\sigma_{ed}=0.001 \times 239/1.20=0.20$ [MPa] $N_{fd}=239 \text{ kN/m} < 239 \text{ kN/m} = 1000 \times 0.20 \times 1.20 = R_{nd}$ (φέρουσα ικανότητα εδάφους EAK5.2.3)**Θεμελίωση τοίχου: T15**

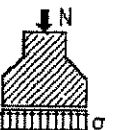
Διαστάσεις μήκος=10.42m, ύψος= 3.20m, πάχος=0.89m

Ολικό κατακόρυφο φορτίο $N_{sd}=1.35 \times 1687.6 + 1.50 \times 112.0 = 2446.3$ [kN]Φορτίο ανά μέτρο μήκους τοίχου +ιδ. βάρος πεδίου $N_{fd}= 237$ [kN/m]Για πλάτος πεδίου $t_p=1.18$ [m] μέγιστη τάση εδάφους $\sigma_{ed}=0.001 \times 237/1.18=0.20$ [MPa] $N_{fd}=237 \text{ kN/m} < 237 \text{ kN/m} = 1000 \times 0.20 \times 1.18 = R_{nd}$ (φέρουσα ικανότητα εδάφους EAK5.2.3)**Θεμελίωση τοίχου: T17**

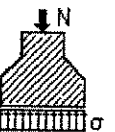
Διαστάσεις μήκος=13.00m, ύψος= 3.20m, πάχος=0.99m

Ολικό κατακόρυφο φορτίο $N_{sd}=1.35 \times 1999.4 + 1.50 \times 123.5 = 2884.4$ [kN]Φορτίο ανά μέτρο μήκους τοίχου +ιδ. βάρος πεδίου $N_{fd}= 224$ [kN/m]Για πλάτος πεδίου $t_p=1.19$ [m] μέγιστη τάση εδάφους $\sigma_{ed}=0.001 \times 224/1.19=0.19$ [MPa] $N_{fd}=224 \text{ kN/m} < 238 \text{ kN/m} = 1000 \times 0.20 \times 1.19 = R_{nd}$ (φέρουσα ικανότητα εδάφους EAK5.2.3)**Θεμελίωση τοίχου: T18**

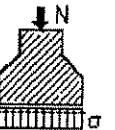
Διαστάσεις μήκος= 9.69m, ύψος= 3.20m, πάχος=0.99m

Ολικό κατακόρυφο φορτίο $N_{sd}=1.35 \times 1685.2 + 1.50 \times 101.1 = 2426.7$ [kN]Φορτίο ανά μέτρο μήκους τοίχου +ιδ. βάρος πεδίου $N_{fd}= 252$ [kN/m]Για πλάτος πεδίου $t_p=1.26$ [m] μέγιστη τάση εδάφους $\sigma_{ed}=0.001 \times 252/1.26=0.20$ [MPa] $N_{fd}=252 \text{ kN/m} < 252 \text{ kN/m} = 1000 \times 0.20 \times 1.26 = R_{nd}$ (φέρουσα ικανότητα εδάφους EAK5.2.3)**Θεμελίωση τοίχου: T19**

Διαστάσεις μήκος= 8.32m, ύψος= 3.20m, πάχος=1.04m

Ολικό κατακόρυφο φορτίο $N_{sd}=1.35 \times 1418.2 + 1.50 \times 212.6 = 2233.5$ [kN]Φορτίο ανά μέτρο μήκους τοίχου +ιδ. βάρος πεδίου $N_{fd}= 270$ [kN/m]Για πλάτος πεδίου $t_p=1.35$ [m] μέγιστη τάση εδάφους $\sigma_{ed}=0.001 \times 270/1.35=0.20$ [MPa] $N_{fd}=270 \text{ kN/m} < 270 \text{ kN/m} = 1000 \times 0.20 \times 1.35 = R_{nd}$ (φέρουσα ικανότητα εδάφους EAK5.2.3)**Θεμελίωση τοίχου: T20**

Διαστάσεις μήκος=14.50m, ύψος= 3.20m, πάχος=1.04m

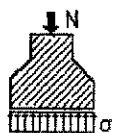
Ολικό κατακόρυφο φορτίο $N_{sd}=1.35 \times 2122.0 + 1.50 \times 315.0 = 3337.2$ [kN]Φορτίο ανά μέτρο μήκους τοίχου +ιδ. βάρος πεδίου $N_{fd}= 232$ [kN/m]Για πλάτος πεδίου $t_p=1.24$ [m] μέγιστη τάση εδάφους $\sigma_{ed}=0.001 \times 232/1.24=0.19$ [MPa] $N_{fd}=232 \text{ kN/m} < 248 \text{ kN/m} = 1000 \times 0.20 \times 1.24 = R_{nd}$ (φέρουσα ικανότητα εδάφους EAK5.2.3)**Θεμελίωση τοίχου: T21**

Διαστάσεις μήκος=11.01m, ύψος= 3.20m, πάχος=0.94m

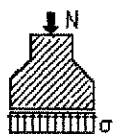
Ολικό κατακόρυφο φορτίο $N_{sd}=1.35 \times 1710.0 + 1.50 \times 111.5 = 2475.8$ [kN]Φορτίο ανά μέτρο μήκους τοίχου +ιδ. βάρος πεδίου $N_{fd}= 227$ [kN/m]Για πλάτος πεδίου $t_p=1.14$ [m] μέγιστη τάση εδάφους $\sigma_{ed}=0.001 \times 227/1.14=0.20$ [MPa] $N_{fd}=227 \text{ kN/m} < 228 \text{ kN/m} = 1000 \times 0.20 \times 1.14 = R_{nd}$ (φέρουσα ικανότητα εδάφους EAK5.2.3)

Θεμελίωση τοίχου: T22

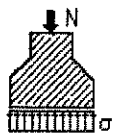
Διαστάσεις μήκος=11.02m, ύψος= 3.20m, πάχος=0.94m

Ολικό κατακόρυφο φορτίο $N_{sd}=1.35 \times 1872.4 + 1.50 \times 113.3 = 2697.7$ [kN]Φορτίο ανά μέτρο μήκους τοίχου +ιδ. βάρος πεδίου $N_{fd}= 247$ [kN/m]Για πλάτος πεδίου $t_p=1.23$ [m] μέγιστη τάση εδάφους $\sigma_{ed}=0.001 \times 247/1.23=0.20$ [MPa] $N_{fd}=247 \text{ kN/m} < 247 \text{ kN/m} = 1000 \times 0.20 \times 1.23 = R_{nd}$ (φέρουσα ικανότητα εδάφους EAK5.2.3)Θεμελίωση τοίχου: T23

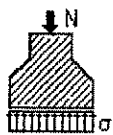
Διαστάσεις μήκος=11.30m, ύψος= 3.20m, πάχος=0.89m

Ολικό κατακόρυφο φορτίο $N_{sd}=1.35 \times 1765.1 + 1.50 \times 122.9 = 2567.2$ [kN]Φορτίο ανά μέτρο μήκους τοίχου +ιδ. βάρος πεδίου $N_{fd}= 229$ [kN/m]Για πλάτος πεδίου $t_p=1.15$ [m] μέγιστη τάση εδάφους $\sigma_{ed}=0.001 \times 229/1.15=0.20$ [MPa] $N_{fd}=229 \text{ kN/m} < 229 \text{ kN/m} = 1000 \times 0.20 \times 1.15 = R_{nd}$ (φέρουσα ικανότητα εδάφους EAK5.2.3)Θεμελίωση τοίχου: T24

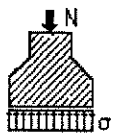
Διαστάσεις μήκος=10.73m, ύψος= 3.20m, πάχος=0.89m

Ολικό κατακόρυφο φορτίο $N_{sd}=1.35 \times 1650.4 + 1.50 \times 100.2 = 2378.3$ [kN]Φορτίο ανά μέτρο μήκους τοίχου +ιδ. βάρος πεδίου $N_{fd}= 224$ [kN/m]Για πλάτος πεδίου $t_p=1.12$ [m] μέγιστη τάση εδάφους $\sigma_{ed}=0.001 \times 224/1.12=0.20$ [MPa] $N_{fd}=224 \text{ kN/m} < 224 \text{ kN/m} = 1000 \times 0.20 \times 1.12 = R_{nd}$ (φέρουσα ικανότητα εδάφους EAK5.2.3)Θεμελίωση τοίχου: T26

Διαστάσεις μήκος= 5.43m, ύψος= 3.20m, πάχος=0.64m

Ολικό κατακόρυφο φορτίο $N_{sd}=1.35 \times 404.1 + 1.50 \times 89.0 = 679.0$ [kN]Φορτίο ανά μέτρο μήκους τοίχου +ιδ. βάρος πεδίου $N_{fd}= 127$ [kN/m]Για πλάτος πεδίου $t_p=0.84$ [m] μέγιστη τάση εδάφους $\sigma_{ed}=0.001 \times 127/0.84=0.15$ [MPa] $N_{fd}=127 \text{ kN/m} < 168 \text{ kN/m} = 1000 \times 0.20 \times 0.84 = R_{nd}$ (φέρουσα ικανότητα εδάφους EAK5.2.3)Θεμελίωση τοίχου: T13

Διαστάσεις μήκος= 1.50m, ύψος= 3.20m, πάχος=1.04m

Ολικό κατακόρυφο φορτίο $N_{sd}=1.35 \times 227.2 + 1.50 \times 60.3 = 397.2$ [kN]Φορτίο ανά μέτρο μήκους τοίχου +ιδ. βάρος πεδίου $N_{fd}= 267$ [kN/m]Για πλάτος πεδίου $t_p=1.33$ [m] μέγιστη τάση εδάφους $\sigma_{ed}=0.001 \times 267/1.33=0.20$ [MPa] $N_{fd}=267 \text{ kN/m} < 267 \text{ kN/m} = 1000 \times 0.20 \times 1.33 = R_{nd}$ (φέρουσα ικανότητα εδάφους EAK5.2.3)

1
2
3
4
5
6
7
8
9
10
11
12
13
14
15
16
17
18
19
20
21
22
23
24
25
26
27
28
29
30
31
32
33
34
35
36
37
38
39
40
41
42
43
44
45
46
47
48
49
50
51
52
53
54
55
56
57
58
59
60
61
62
63
64
65
66
67
68
69
70
71
72
73
74
75
76
77
78
79
80
81
82
83
84
85
86
87
88
89
90
91
92
93
94
95
96
97
98
99
100

ΑΠΟΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΚΤΙΡΙΟΥ "ΠΑΝΑΝΕΙΟ ΔΗΜΟΤΙΚΟ ΝΟΣΟΚΟΜΕΙΟ"

Θέση οικοδομής : ΗΡΑΚΛΕΙΟ ΚΡΗΤΗΣ

Μηχανικός Μελέτης: ΜΑΚΡΗΣ ΝΙΚΟΛΑΟΣ

Γενικά Χαρακτηριστικά Κτιρίου

Οροφοί : Οροφοί : 1 Υπόγειο: 1 Τοιχοποιία Διαζωματική

Υψη ορόφων [m]

Δάπεδα

Υπόγειο ύψος ορόφου 3.20 [m] οροφή=Πλάκα d=0.16[m]

Ισόγειο ύψος ορόφου 4.40 [m] οροφή=Πλάκα d=0.00[m]

Φορτία ΚατασκευήςΜόνιμα Δαπέδων Επικάλυψη δαπέδων= 2.00[kN/m²], Τοίχοι σε δάπεδα= 0.00[kN/m²]Κινητά Δαπέδων Κινητά σε δάπεδα = 5.00[kN/m²], Κινητά σε σκάλες= 5.00[kN/m²]Κινητά σε Εξώστες= 5.00[kN/m²]Μόνιμα Στέγης Κολυμβητά κεραμίδια+σανίδωμα+ζευκτά Ιδιο βάρος= 1.50[kN/m²]Οροφή= 0.00[kN/m²]Κινητά Στέγης Χιόνι= 0.00[kN/m²], Άνεμος= 0.00[kN/m²]Άνεμος (κατακόρυφα) 0.00xημ²(25°)= 0.00[kN/m²]

Συντελεστές Συνδυασμού Δράσεων (Καν. 1.3) Ψ0=0.60, Ψ1=0.60, Ψ2=0.30

Υλικά Τοιχοποιίας Τοίχοι Λιθοδομή M2 0.70

Σκυρόδεμα-Εδαφος C20/25-S500s σ_{yk}=0.20 [N/mm²,MPa]**Γενικά Στοιχεία Αντισεισμικού Σχεδιασμού**

Σεισμική Ζώνη Κατηγορία: II α=0.24g

Κατηγορία Εδάφους Γ T1=0.20sec T2=0.80sec

Σπουδαιότητα Κτιρίου Σ4 γI=1.30

Κανονισμοί που λαμβάνονται υπόψη.

Ευρωκώδικας 6 :ENV 1996-1-1/1995. Σχεδιασμός κατασκευών από τοιχοποιία.

Εθνικό Κείμενο Εφαρμογής Ευρωκώδικα 6

Ελληνικός Κανονισμός για την Μελέτη και την Κατασκευή Εργων από Σκυρόδεμα ΕΚΩΣ 2000.

Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός,ΕΑΚ 2000 με τις τροποποιήσεις (ΦΕΚ Β 781/18.06.2003).

Ελληνικός Κανονισμός Τεχνολογίας Σκυροδέματος.

Ελληνικός Κανονισμός Φορτίσεων.

Μεθοδολογία επίλυσης και διαστασολόγησης.

Η επίλυση του κτιρίου βασίζεται στο ότι το μέγιστο των κατακόρυφων φορτίων, καθώς και οι οριζόντιες σεισμικές δυνάμεις εξ ολοκλήρου, φέρονται από τους τοίχους. Τα υποστυλώματα δεν συμμετέχουν στην ανάληψη δυνάμεων σεισμού.

Η επίλυση των δαπέδων σε κατακόρυφα φορτία γίνεται ανεξάρτητα, θεωρώντας το δάπεδο σαν εσχάρα δοκών και μετακινώντας τα κινητά φορτία ώστε να επιτευχθούν οι δυσμενέστερες συνθήκες φόρτισης για κάθε δοκό. Οι πλάκες επιλύονται με τη μέθοδο των λωρίδων, κατά Marcus.

Οι οριζόντιες δυνάμεις σεισμού υπολογίζονται με την απλοποιημένη φασματική μέθοδο κατά

ΕΑΚ. Η κατανομή των σεισμικών δυνάμεων στους τοίχους γίνεται αφού υπολογισθούν οι ακριβείς ακαμψίες των τοίχων μέσω ανάλυσης με πεπερασμένα στοιχεία.

Οι τοίχοι επιλύονται με πεπερασμένα στοιχεία για τον ακριβή υπολογισμό των εντατικών μεγεθών τους στα κατακόρυφα φορτία και στα φορτία σεισμού.

Η διαστασολόγηση των στοιχείων απο μπετόν, πλάκες, δοκοί, υποστυλώματα, πέδιλα γίνεται βάσει του **Ελληνικού Κανονισμού Οπλισμένου Σκυροδέματος**, η δε διαστασολόγηση και έλεγχος τοίχων βάσει του **Ευρωκώδικα 6**.

Τέλος γίνονται όλοι οι έλεγχοι που απαιτούνται επί πλέον από το **Εθνικό**

Κείμενο εφαρμογής του Ευρωκώδικα 6 και οι έλεγχοι για απλά κτίρια τοιχοποιίας.

Πλάκες

Η επίλυση και ο υπολογισμός των εντατικών μεγεθών των πλακών γίνεται με τη μέθοδο Marcus. Η μέθοδος αυτή, ως γνωστόν, βασίζεται στην επίλυση διασταυρούμενων λωρίδων με κοινό βέλος κάμψης στο μέσον της πλάκας και κατανομή του φορτίου της πλάκας στις δύο κύριες διευθύνσεις. Η ευνοϊκή επίδραση της συστροφής στις ροπές ανοιγμάτων δεν λαμβάνεται υπόψη, υπέρ της ασφαλείας.

Εν συνεχεία οι πλάκες επιλύονται σαν συνεχείς ανεξάρτητοι δοκοί η κάθε λωρίδα. Σύμφωνα με τον κανονισμό οπλισμένου σκυροδέματος (18.1) πλάκες με λόγο πλευρών μεταξύ 0.050 και 2.00 επιλύονται σαν τετραέρειστες, άλλως ως διέρειστες.

Τα μεταφερόμενα στους δοκούς φορτία προκύπτουν για φόρτιση με κινητά στις πλάκες εκατέρωθεν της δοκού. Σε περίπτωση διερειστών πλακών στους δοκούς που δεν παίρνουν φορτία μεταβιβάζεται ελάχιστο φορτίο από πλάκα ίσο με $qL/4$ όπου q το φορτίο ($1.35g+1.50q$) της πλάκας και L το άνοιγμα της δοκού.

Οι υπολογισμοί αντοχής (οριακή κατάσταση αστοχίας) γίνονται σύμφωνα με τον Ελλην. Κανον. Οπλισμ. Σκυροδέματος 10.1 και 10.4. Ο έλεγχος οριακής κατάστασης λειτουργικότητας απο παραμόρφωση, βασίζεται στον έλεγχο λυγηρότητας σύμφωνα με (Καν. 16.2), οπότε ο έλεγχος βελών κάμψης μπορεί να παραλειφθεί. Γίνονται επίσης όλοι οι έλεγχοι για ελάχιστους οπλισμούς και αποστάσεις σύμφωνα με (Κανον. 18.1). Η ελάχιστη επικάλυψη οπλισμών λαμβάνεται 20mm που ικανοποιεί τα όρια (Κανον 5.1) για συνθήκες περιβάλλοντος ελάχιστα ή μετρίως διαβρωτικό.

Δοκοί

Το σύστημα δοκών του πατώματος επιλύεται σαν εσχάρα δοκών στο χώρο, με πεπερασμένα στοιχεία. Τα πεπερασμένα στοιχεία είναι ραβδόμορφα με τρεις βαθμούς ελευθερίας ανά κόμβο, δύο στροφές με άξονες τους άξονες της εσχάρας $x-x$ και $y-y$ και μία βύθιση στην κατακόρυφη διεύθυνση $z-z$. Η εσχάρα δοκών εδράζεται στους τοίχους και τα υποστυλώματα, όπου η βύθιση είναι 0. Στις εδράσεις στους τοίχους επειδή πάντα παρεμβάλεται σενάζ, η στροφή περι τον άξονα των στοιχείων που εδράζονται στον τοίχο λαμβάνεται ίση με 0. Για τις ακαμψίες των στοιχείων της εσχάρας λαμβάνεται συνεργαζόμενο πλάτος $0.70L/10$ στις μονόπλευρες πλακοδοκούς και $0.70L/5$ στις συμμετρικές πλακοδοκούς.

Η επίλυση γίνεται για μοναδιαία φορτία σε κάθε άνοιγμα της εσχάρας. Για τον υπολογισμό των εντατικών μεγεθών της εσχάρας δοκών γίνονται όλοι οι επικίνδυνοι συνδιασμοί φορτίσεων στα ανοίγματα με $1.35g$ (μόνιμα) και $1.50q$ (κινητά) φορτία. Η επίλυση γίνεται με μέθοδο Gauss για συμμετρικούς banded πίνακες, αφού προηγηθεί βελτιστοποίηση του πλάτους του μητρώου με αρμόζουσα επαναρίθμηση κόμβων.

Η διαστασολόγηση των δοκών γίνεται βάσει του Ελληνικού κανονισμού οπλισμένου σκυροδέματος. Οι ροπές παρειάς στις στηρίξεις λαμβάνονται σε απόσταση 10 cm από τον άξονα του τοίχου ή υποστυλώματος. Οι τέννουσες σχεδιασμού λαμβάνονται σε απόσταση d (cm) από την παρειά (κανον. 5.1) όπου d το ύψος της δοκού. Το συνεργαζόμενο πλάτος λαμβάνεται $0.70L/10$ στις μονόπλευρες πλακοδοκούς και $0.70L/5$ στις συμμετρικές πλακοδοκούς (κανον. 8.4). Η ελάχιστη επικάλυψη οπλισμών λαμβάνεται 50 mm που ικανοποιεί τα όρια (Κανον 5.1) για συνθήκες περιβάλλοντος ελάχιστα ή μετρίως διαβρωτικό. Οι δοκοί οπλίζονται με ίσα σίδερα και η τέννουσα

παράλληλα με την κατεύθυνση των κατακόρυφων συνιστωσών. Γίνονται όλοι οι έλεγχοι για ελάχιστα ποσοστά οπλισμών (κανον. 18.3.2, 18.3.4). Γίνεται έλεγχος ρηγμάτωσης (κανον 15.3) και μεγέθους παραμορφώσεων (κανον.16.1).

Τοίχοι

Οι τοίχοι παραλαμβάνουν το μέγιστο των κατακόρυφων φορτίων και όλα τα οριζόντια φορτία λόγω σεισμού. Ο υπολογισμός των σεισμικών δυνάμεων ανά όροφο γίνεται βάσει ΕΑΚ (3.3.3) με ισοδύναμα στατικά φορτία. Η βάση για την κατανομή των σεισμικών δυνάμεων στους τοίχους κάθε ορόφου είναι η ακαμψία κάθε τοίχου. Η ακαμψία αυτή εξαρτάται από τις διαστάσεις του τοίχου καθώς και από το είδος και θέση των ανοιγμάτων. Η ακαμψία του κάθε τοίχου υπολογίζεται με ακρίβεια από το πρόγραμμα αφού γίνει επίλυση του κάθε τοίχου με πεπερασμένα στοιχεία, για μοναδιαίες σχετικές μετατοπίσεις του πάνω και κάτω άκρου του τοίχου. Ο κάθε τοίχος χωρίζεται αυτόματα σε πεπερασμένα στοιχεία επίπεδα επιφανειακά (plane stress) ορθογώνια τεσσάρων κόμβων. Ο υπολογισμός και η κατανομή σεισμικών δυνάμεων φαίνεται αναλυτικά στο τεύχος υπολογισμών. Στους υπολογισμούς ακαμψιών στο τεύχος δείχνεται και η προσεγγιστική τιμή της ακαμψίας κάθε τοίχου χωρίς ανοίγματα. Εν συνεχεία γίνεται πάλι επίλυση των τοίχων με πεπερασμένα στοιχεία για τον υπολογισμό των εντατικών μεγεθών, στους διάφορους συνδιασμούς φορτίσεων. Οι τρεις βασικές τάσεις κάθε στοιχείου τοίχου ορθές τάσεις σ_{xx} , σ_{yy} και διάτμηση τ_{xy} εκτυπώνονται στο τεύχος υπολογισμών και μπορείτε επίσης να έχετε έγχρωμη εποπτεία πατώντας το αντίστοιχο πλήκτρο στο σχεδιαστικό πρόγραμμα. Οι τάσεις αυτές δείχνονται για δύο φορτίσεις μόνο κατακόρυφα φορτία (1.35g+1.50g) και κατακόρυφα φορτία +σεισμό (1.00g+0.30g+σεισμός). Οι έλεγχοι αντοχής των τοίχων γίνονται στην οριακή κατάσταση αστοχίας βάσει του Ευρωκώδικα 6, κεφ. 4. Γίνονται έλεγχοι σε αξονικό φορτίο για κατακόρυφη φόρτιση 1.35g+1.50g, και 1.00g+0.30g+σεισμό, καθώς και έλεγχος διάτμησης για φόρτιση με σεισμό. Γίνονται επίσης έλεγχοι λυγνρότητας και συγκεντρωμένων φορτίων, σύμφωνα πάντα με τον Ευρωκώδικα 6.

Οι βασικοί έλεγχοι σε κατακόρυφα φορτία βάσει του Ευρωκώδικα 6 είναι : $N_{sd} < N_{rd}$, όπου N_{rd} =(τιμή σχεδιασμού κατακόρυφου φορτίου).

N_{sd} είναι το κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού. το οποίο προσδιορίζεται σαν κατακόρυφη δύναμη ανά μονάδα μήκους από τις μέγιστες θλιπτικές κατακόρυφες τάσεις του τοίχου (εξαιρουμένων των περιοχών συγκέντρωσης τάσης στις στηρίξεις δοκών).

$N_{rd} = \Phi_i \cdot m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M$,

Φ_i, m είναι ο μειωτικός συντελεστής της αντοχής, ο οποίος λαμβάνει υπόψη τις συνέπειες της λυγνρότητας και της εκκεντρότητας του φορτίου.

Οι εκκεντρότητες για τον υπολογισμό των μειωτικών συντελεστών υπολογίζονται με ακρίβεια από τις φορτίσεις της κατασκευής βάσει του Ευρωκώδικα (4.4.3) και (παράρτ. Γ)

t είναι το πάχος του τοίχου.

f_k είναι η χαρακτηριστική θλιπτική αντοχή της τοιχοποιίας που προκύπτει βάσει του κεφ.3 του Ευρωκώδικα ανάλογα με τα συστατικά (λιθωσώματα, κονίαμα) της τοιχοποιίας.

γ_M είναι ο επι μέρους συντελεστής για το υλικό που προκύπτει από τον Ευρωκώδικα πίνακα 2.3.

Ο έλεγχος λυγνρότητας γίνεται βάσει της 4.4.4.3 του Ευρωκώδικα. Το μήκος λυγισμού λαμβάνεται $h_{ef} = \rho \cdot h$. Οι συντελεστές ρ υπολογίζονται για μερική ή ολική πάκτωση (ανάλογα με την περίπτωση) στην κορυφή και βάση του τοίχου, και επι το δυσμενέστερον λαμβάνονται $\rho_3 = \rho_4 = 1$ για τις κατακόρυφες παρειές.

Ο έλεγχος σε διάτμηση γίνεται βάσει του 4.5.3 του Ευρωκώδικα.6. $V_{sd} < V_{rd}$ V_{sd} είναι η τιμή σχεδιασμού τέμνουσας η οποία προσδιορίζεται σαν οριζόντια δύναμη ανά μονάδα μήκους από τις μέγιστες διατμητικές τάσεις του τοίχου (εξαιρουμένων των περιοχών συγκέντρωσης τάσης στις στηρίξεις δοκών).

Οι μέγιστες θλιπτικές τάσεις σχεδιασμού που προκύπτουν από την ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία στις περιοχές στήριξης των δοκών των δαπέδων ελέγχονται βάσει του (4.4.8) του Ευρωκώδικα να μην υπερβαίνουν την τάση f_k / γ_M .

ΕΑΚ

Εφαρμόζεται η απλοποιημένη φασματική ανάλυση (ΕΑΚ 3.3). Γίνεται ανάλυση για οριζόντιες σεισμικές δυνάμεις. Η κατακόρυφη συνιστώσα του σεισμού αγνοείται. Τα ισοδύναμα στατικά φορτία υπολογίζονται με προσεγγιστική θεώρηση των δύο πρώτων ιδιομορφιών, μία κατά x και μία κατά y διεύθυνση. Οι ιδιομορφίες αυτές είναι τριγωνικής μορφής. Οι κύριοι άξονες αδρανείας των φερόντων στοιχείων θεωρούνται κατά το πλείστον παράλληλες προς

τις διευσυνότητες x και y (ΕΑΚ 3.5.3 [4]). Θεωρείται επίσης ότι το κίτρινο δεν έχει στρεπτική ευαισθησία (ΕΑΚ 3.3.3 [5]). Οι μέγιστες οριζόντιες δυνάμεις λόγω σεισμού προκύπτουν σαν οι μέγιστες τιμές που δίνουν αμφότερες οι σχέσεις (ΕΑΚ 3.5.3 [1]) και (ΕΑΚ 3.5.3 [4]).

Θεμελίωση

Η θεμελίωση των τοίχων και των υποσλωμάτων βασίζεται στον έλεγχο αστοχίας λόγω υπέρβασης φέρουσας ικανότητας έδρασης, σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 7 και ΕΑΚ 5.2.3

Λιθοδομή M2 0.60

Πάχος τοίχου : 0.74 [m]

Τύπος τοίχου



Ειδικό βάρος : 26.00 [KN/m3]

Βάρος ανά m² : 19.10 [KN/m²] Διαμήκης Αρμός ΟΧΙΙδιότητες Λιθοσωμάτων (Ευρωκώδικας 6, 3.1)

Λιθοσώματα : Ασβεστολίθοι 20x20x25

Τύπος Λιθοσωμάτων Λαξευτοί Φυσικοί EN 771-6

Κατηγορία I

Ομάδα 1

Διαστάσεις Λιθοσωμάτων [mm] 250 x 200 x 200

Συντελεστής δ (πίνακας 3-2) = 1.15

Θλιπτική αντοχή : 8.00 [N/mm²] Ανηγμένη Θλιπτική Αντοχή $f_b = 1.15 \times 8.00 = 9.20$ [N/mm²]Ιδιότητες Κονιάματος (Ευρωκώδικας 6, 3.2)

Κονίαμα : Τσιμεντοκονίαμα M10

Είδος Κονιάματος Γενικής εφαρμογής

Θλιπτική Αντοχή f_k : 10.00 [N/mm²]Αντοχές Τοιχοποιίας (Ευρωκώδικας 6, 3.6)Θλιπτική Αντοχή $f_k = K f_b f_m^{0.15 \cdot 0.25} = 4.50$ [N/mm²] (K=0.60)Διατμητική αντοχή $f_{vko} = 0.10$ [N/mm²] $f_{vk} = 0.50 f_{vko} + 0.40 \sigma_b$ $\max f_{vko} = 1.00$ [N/mm²]Μέτρο Ελαστικότητας (E=1000f_k) = 4.50 [GPa=KN/mm²]

Μέτρο Διάτμησης G=40%E

Η τοιχοποιία έχει διπλό μανδύα σκυροδέματος, 0.07 [m], οπότε αλλάζουν οι αντοχές

Μέση Χαρακτηριστική Θλιπτική αντοχή τοίχου με μανδύα $f_k = 8.70$ [N/mm²]Μέση Χαρακτηριστική Διατμητική αντοχή τοίχου με μανδύα $f_{vko} = 0.58$ [N/mm²]Υπολογισμοί μέσων χαρακτηριστικών αντοχών τοίχου με μανδύα σκυροδέματοςΠάχος τοιχοποιίας χωρίς μανδύα $t_w = 0.60$ mΔιπλός μανδύας σκυροδέματος C20/25 πάχους $t_c = 0.07$ m

Οπλισμός μανδύα εσχάρα Φ16/10 S500

Πάχος τοίχου μαζί με μανδύα σκυροδέματος $T_w = 0.74$ mΘλιπτική αντοχή τοιχοποιίας $f_{wk} = 4.50$ N/mm²Διατμητική αντοχή τοιχοποιίας $f_{wv} = 0.10$ N/mm²Μέτρο ελαστικότητας τοιχοποιίας $E_w = 4.50$ N/mm²Θλιπτική αντοχή σκυροδέματος μανδύα $f_{ck} = 20.00$ N/mm²Διατμητική αντοχή σκυροδέματος μανδύα $f_{cv} = 0.39$ N/mm²

Μέση Χαρακτηριστική Θλιπτική αντοχή τοίχου με μανδύα σκυροδέματος

Θεωρούμε $\gamma_M(\text{τοίχ.})/\gamma_S(\text{μπετόν}) = 2.00/1.50$ $f_k = (4.50 \times 0.60 + (2.00/1.50) \times 20.00 \times 0.07) / 0.74 = 8.69$ N/mm²

Διατμητική αντοχή τοίχου με μανδύα σκυροδέματος

Ποσοστό οπλισμού μανδύα $\rho = 2.01 / (10 \times 7) = 0.029 > 0.02$ Διατμητική αντοχή οπλισμού μανδύα $f_{sv} = 40 \times 0.029 = 1.15$ N/mm²

Μέση Χαρακτηριστική Διατμητική αντοχή τοίχου με μανδύα σκυροδέματος

Θεωρούμε $\gamma_M(\text{τοίχ.})/\gamma_S(\text{μπετόν}) = 2.00/1.50$, $\gamma_M(\text{τοίχ.})/\gamma_S(\text{χάλυβ.}) = 2.00/1.10$ $f_{vk} = (0.10 \times 0.60 + (2/1.50) \times 2 \times 0.39 \times 0.07 + (2/1.10) \times 2 \times 0.9 \times 1.15 \times 0.07) / 0.74 = 0.54$ N/mm²

Μέσο Μέτρο Ελαστικότητας τοίχου με μανδύα σκυροδέματος

 $E = (4.50 \times 0.60 + 2 \times 29.00 \times 0.07) / 0.74 = 9.14$ N/mm²

Λιθοδομή 0.45

Πάχος τοίχου : 0.59 [m]

Τύπος τοίχου

Ειδικό βάρος : 26.00 [KN/m³]Βάρος ανά m² : 15.20 [KN/m²] Διαμήκης Αρμός OXI**Ιδιότητες Λιθοσωμάτων (ΕυρωΚώδικας 6, 3.1)**

Λιθοσώματα : Ασβεστόλιθοι 20x20x25

Τύπος Λιθοσωμάτων Λαξευτοί Φυσικοί EN 771-6

Κατηγορία I Ομάδα 1

Διαστάσεις Λιθοσωμάτων [mm] 250 x200 x200

Συντελεστής δ (πίνακας 3-2) = 1.15

Θλιπτική αντοχή : 8.00 [N/mm²]Ανηγμένη Θλιπτική Αντοχή $f_b = 1.15 \times 8.00 = 9.20$ [N/mm²]**Ιδιότητες Κονιάματος (ΕυρωΚώδικας 6, 3.2)**

Κονίαμα : Τσιμεντοκονίαμα M10

Είδος Κονιάματος Γενικής εφαρμογής

Θλιπτική Αντοχή $f_k = 10.00$ [N/mm²]**Αντοχές Τοιχοποιίας (ΕυρωΚώδικας 6, 3.6)**Θλιπτική Αντοχή $f_k = K f_b f_m^{0.45 \cdot 0.25} = 4.50$ [N/mm²] (K=0.60)Διατμητική αντοχή $f_{vko} = 0.10$ [N/mm²] $F_{vk} = 0.50 f_{vko} + 0.40 \sigma_b$ $\max f_{vko} = 1.00$ [N/mm²]Μέτρο Ελαστικότητας (E=1000f_k) = 4.50 [GPa=KN/mm²]

Μέτρο Διάτμησης G=40% E

Η τοιχοποιία έχει διπλό μανδύα σκυροδέματος, 0.07 [m], οπότε αλλάζουν οι αντοχές

Μέση Χαρακτηριστική Θλιπτική αντοχή τοίχου με μανδύα $f_k = 9.77$ [N/mm²]Μέση Χαρακτηριστική Διατμητική αντοχή τοίχου με μανδύα $f_{vko} = 0.68$ [N/mm²]**Υπολογισμοί μέσων χαρακτηριστικών αντοχών τοίχου με μανδύα σκυροδέματος**Πάχος τοιχοποιίας χωρίς μανδύα $t_w = 0.45$ mΔιπλός μανδύας σκυροδέματος C20/25 πάχους $t_c = 0.07$ m

Οπλισμός μανδύα εσχάρα Φ16/10 S500

Πάχος τοίχου μαζί με μανδύα σκυροδέματος $T_w = 0.59$ mΘλιπτική αντοχή τοιχοποιίας $f_{wk} = 4.50$ N/mm²Διατμητική αντοχή τοιχοποιίας $f_{wv} = 0.10$ N/mm²Μέτρο ελαστικότητας τοιχοποιίας $E_w = 4.50$ N/mm²Θλιπτική αντοχή σκυροδέματος μανδύα $f_{ck} = 20.00$ N/mm²Διατμητική αντοχή σκυροδέματος μανδύα $f_{cv} = 0.39$ N/mm²

Μέση Χαρακτηριστική Θλιπτική αντοχή τοίχου με μανδύα σκυροδέματος

Θεωρούμε $\gamma_M(\text{τοίχ.})/\gamma_c(\mu\text{πετόν}) = 2.00/1.50$ $f_k = (4.50 \times 0.45 + (2.00/1.50) \times 20.00 \times 0.07) / 0.59 = 9.76$ N/mm²

Διατμητική αντοχή τοίχου με μανδύα σκυροδέματος

Ποσοστό οπλισμού μανδύα $\rho = 2.01/(10 \times 7) = 0.029 > 0.02$ Διατμητική αντοχή οπλισμού μανδύα $f_{sv} = 40 \times 0.029 = 1.15$ N/mm²

Μέση Χαρακτηριστική Διατμητική αντοχή τοίχου με μανδύα σκυροδέματος

Θεωρούμε $\gamma_M(\text{τοίχ.})/\gamma_c(\mu\text{πετόν}) = 2.00/1.50$, $\gamma_M(\text{τοίχ.})/\gamma_s(\text{χάλυβ.}) = 2.00/1.10$ $f_{vk} = (0.10 \times 0.45 + (2/1.50) \times 20 \times 0.39 \times 0.07 + (2/1.10) \times 20 \times 0.9 \times 1.15 \times 0.07) / 0.59 = 0.65$ N/mm²

Μέσο Μέτρο Ελαστικότητας τοίχου με μανδύα σκυροδέματος

 $E = (4.50 \times 0.45 + 2 \times 29.00 \times 0.07) / 0.59 = 10.31$ N/mm²**Λιθοδομή 0.55**

Πάχος τοίχου : 0.69 [m]

Τύπος τοίχου

Ειδικό βάρος : 26.00 [KN/m³]Βάρος ανά m² : 17.80 [KN/m²] Διαμήκης Αρμός OXI**Ιδιότητες Λιθοσωμάτων (ΕυρωΚώδικας 6, 3.1)**

Λιθοσώματα : Ασβεστόλιθοι 20x20x25

Τύπος Λιθοσωμάτων Λαξευτοί Φυσικοί EN 771-6

Κατηγορία I Ομάδα 1

Διαστάσεις Λιθοσωμάτων [mm] 250 x200 x200

Συντελεστής δ (πίνακας 3-2) = 1.15

Θλιπτική αντοχή : 8.00 [N/mm²]Ανηγμένη Θλιπτική Αντοχή $f_b = 1.15 \times 8.00 = 9.20$ [N/mm²]**Ιδιότητες Κονιάματος (ΕυρωΚώδικας 6, 3.2)**

Κονίαμα : Τσιμεντοκονίαμα M10

Είδος Κονιάματος Γενικής εφαρμογής

Θλιπτική Αντοχή $f_k = 10.00$ [N/mm²]**Αντοχές Τοιχοποιίας (ΕυρωΚώδικας 6, 3.6)**Θλιπτική Αντοχή $f_k = K f_b f_m^{0.45 \cdot 0.25} = 4.50$ [N/mm²] (K=0.60)Διατμητική αντοχή $f_{vko} = 0.10$ [N/mm²] $F_{vk} = 0.50 f_{vko} + 0.40 \sigma_b$ $\max f_{vko} = 1.00$ [N/mm²]Μέτρο Ελαστικότητας (E=1000f_k) = 4.50 [GPa=KN/mm²]

Μέτρο Διάτμησης G=40% E

Η τοιχοποιία έχει διπλό μανδύα σκυροδέματος, 0.07 [m], οπότε αλλάζουν οι αντοχές

Μέση Χαρακτηριστική Θλιπτική αντοχή τοίχου με μανδύα $f_k = 9.01$ [N/mm²]

Μέση Χαρακτηριστική Διατμητική αντοχή τοίχου με μανδύα $f_{vko} = 0.61$ [N/mm²]

Υπολογισμοί μέσων χαρακτηριστικών αντοχών τοίχου με μανδύα σκυροδέματος

Πάχος τοιχοποιίας χωρίς μανδύα $t_w = 0.55$ m
 Διπλός μανδύας σκυροδέματος C20/25 πάχους $t_c = 0.07$ m
 Οπλισμός μανδύα εσχάρα $\Phi 16/10$ S500
 Πάχος τοίχου μαζί με μανδύα σκυροδέματος $T_w = 0.69$ m
 Θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας $f_{wk} = 4.50$ N/mm²
 Διατμητική αντοχή τοιχοποιίας $f_{wv} = 0.10$ N/mm²
 Μέτρο ελαστικότητας τοιχοποιίας $E_w = 4.50$ N/mm²
 Θλιπτική αντοχή σκυροδέματος μανδύα $f_{ck} = 20.00$ N/mm²
 Διατμητική αντοχή σκυροδέματος μανδύα $f_{cv} = 0.39$ N/mm²

Μέση Χαρακτηριστική Θλιπτική αντοχή τοίχου με μανδύα σκυροδέματος

Θεωρούμε $\gamma_M(\text{τοίχ.})/\gamma_c(\text{μπετόν}) = 2.00/1.50$

$f_k = (4.50 \times 0.55 + (2.00/1.50) \times 2 \times 20.00 \times 0.07) / 0.69 = 9.00$ N/mm²

Διατμητική αντοχή τοίχου με μανδύα σκυροδέματος

Ποσοστό οπλισμού μανδύα $\rho = 2.01 / (10 \times 7) = 0.029 > 0.02$

Διατμητική αντοχή οπλισμού μανδύα $f_{sv} = 40 \times 0.029 = 1.15$ N/mm²

Μέση Χαρακτηριστική Διατμητική αντοχή τοίχου με μανδύα σκυροδέματος

Θεωρούμε $\gamma_M(\text{τοίχ.})/\gamma_c(\text{μπετόν}) = 2.00/1.50$, $\gamma_M(\text{τοίχ.})/\gamma_s(\text{χάλυβ.}) = 2.00/1.10$

$f_{vk} = (0.10 \times 0.55 + (2/1.50) \times 2 \times 0.39 \times 0.07 + (2/1.10) \times 2 \times 0.9 \times 1.15 \times 0.07) / 0.69 = 0.57$ N/mm²

Μέσο Μέτρο Ελαστικότητας τοίχου με μανδύα σκυροδέματος

$E = (4.50 \times 0.55 + 2 \times 29.00 \times 0.07) / 0.69 = 9.47$ N/mm²

Λιθοδομή 0.75

Πάχος τοίχου : 0.89 [m]

Τύπος τοίχου

Ειδικό βάρος : 26.00 [KN/m³]

Βάρος ανά m² : 23.00 [KN/m²] Διαμήκης Αρμός OXI

Ιδιότητες Λιθοσωμάτων (ΕυρωΚώδικας 6, 3.1)

Λιθοσώματα : Ασβεστόλιθοι 20x20x25

Τύπος Λιθοσωμάτων Λαξευτοί Φυσικοί EN 771-6

Κατηγορία I

Ομάδα 1

Διαστάσεις Λιθοσωμάτων [mm] 250 x 200 x 200

Συντελεστής δ (πίνακας 3-2) = 1.15

Θλιπτική αντοχή : 8.00 [N/mm²] Ανηγγμένη Θλιπτική Αντοχή $f_b = 1.15 \times 8.00 = 9.20$ [N/mm²]

Ιδιότητες Κονιάματος (ΕυρωΚώδικας 6, 3.2)

Κονίαμα : Τσιμεντοκονίαμα M10

Είδος Κονιάματος Γενικής εφαρμογής

Θλιπτική Αντοχή $f_k = 10.00$ [N/mm²]

Αντοχές Τοιχοποιίας (ΕυρωΚώδικας 6, 3.6)

Θλιπτική Αντοχή f_k $f_k = K f_b f_m^{0.85 \text{ to } 0.25} = 4.50$ [N/mm²] ($K = 0.60$)

Διατμητική αντοχή $f_{vko} = 0.10$ [N/mm²] $F_{vk} = 0.50 f_{vko} + 0.40 \sigma_b$ $\max f_{vko} = 1.00$ [N/mm²]

Μέτρο Ελαστικότητας ($E = 1000 f_k$) = 4.50 [GPa=KN/mm²]

Μέτρο Διάτμησης $G = 40\% E$

Η τοιχοποιία έχει διπλό μανδύα σκυροδέματος, 0.07 [m], οπότε αλλάζουν οι αντοχές

Μέση Χαρακτηριστική Θλιπτική αντοχή τοίχου με μανδύα $f_k = 8.00 \text{ [N/mm}^2\text{]}$

Μέση Χαρακτηριστική Διατμητική αντοχή τοίχου με μανδύα $f_{vk} = 0.50 \text{ [N/mm}^2\text{]}$

Υπολογισμοί μέσων χαρακτηριστικών αντοχών τοίχου με μανδύα σκυροδέματος

Πάχος τοιχοποιίας χωρίς μανδύα	$t_w = 0.75 \text{ m}$
Διπλός μανδύας σκυροδέματος C20/25 πάχους	$t_c = 0.07 \text{ m}$
Οπλισμός μανδύα εσχάρα $\Phi 16/10 \text{ S500}$	
Πάχος τοίχου μαζί με μανδύα σκυροδέματος	$T_w = 0.89 \text{ m}$
Θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας	$f_{wk} = 4.50 \text{ N/mm}^2$
Διατμητική αντοχή τοιχοποιίας	$f_{vn} = 0.10 \text{ N/mm}^2$
Μέτρο ελαστικότητας τοιχοποιίας	$E_w = 4.50 \text{ N/mm}^2$
Θλιπτική αντοχή σκυροδέματος μανδύα	$f_{ck} = 20.00 \text{ N/mm}^2$
Διατμητική αντοχή σκυροδέματος μανδύα	$f_{cn} = 0.39 \text{ N/mm}^2$

Μέση Χαρακτηριστική Θλιπτική αντοχή τοίχου με μανδύα σκυροδέματος

Θεωρούμε $\gamma_M(\text{τοίχ.})/\gamma_S(\text{μπετόν}) = 2.00/1.50$

$f_k = (4.50 \times 0.75 + (2.00/1.50) \times 2 \times 20.00 \times 0.07) / 0.89 = 7.99 \text{ N/mm}^2$

Διατμητική αντοχή τοίχου με μανδύα σκυροδέματος

Ποσοστό οπλισμού μανδύα $\rho = 2.01 / (10 \times 7) = 0.029 > 0.02$

Διατμητική αντοχή οπλισμού μανδύα $f_{sv} = 40 \times 0.029 = 1.15 \text{ N/mm}^2$

Μέση Χαρακτηριστική Διατμητική αντοχή τοίχου με μανδύα σκυροδέματος

Θεωρούμε $\gamma_M(\text{τοίχ.})/\gamma_S(\text{μπετόν}) = 2.00/1.50$, $\gamma_M(\text{τοίχ.})/\gamma_S(\text{χάλυβ.}) = 2.00/1.10$

$f_{vk} = (0.10 \times 0.75 + (2/1.50) \times 2 \times 0.39 \times 0.07 + (2/1.10) \times 2 \times 0.9 \times 1.15 \times 0.07) / 0.89 = 0.46 \text{ N/mm}^2$

Μέσο Μέτρο Ελαστικότητας τοίχου με μανδύα σκυροδέματος

$E = (4.50 \times 0.75 + 2 \times 29.00 \times 0.07) / 0.89 = 8.35 \text{ N/mm}^2$

Οροφος	Δομ. Στ.	Υλικά	Διαστάσεις [m]	Θέση (x [m], y [m], θ°)
Υπόγειο	T1	Λιθοδομη 0.75	20.95x 3.20x0.89	0.00, 8.85, 0.00
Υπόγειο	T2	Λιθοδομη 0.75	20.95x 3.20x0.89	0.00, 0.44, 0.00
Υπόγειο	T3	Λιθοδομη 0.75	9.20x 3.20x0.89	0.31, 0.00, 0.00
Υπόγειο	T4	Λιθοδομη 0.75	9.20x 3.20x0.89	20.50, 0.00, 0.00
Υπόγειο	T5	Λιθοδομη M2 0.60	9.20x 3.20x0.74	4.88, 0.00, 0.00
Υπόγειο	Δ31	Ωπλ.Σκυρ. C20/25	0.60x 0.30x4.70	9.60, 0.44, 0.00
Υπόγειο	Δ32	Ωπλ.Σκυρ. C20/25	0.60x 0.30x3.50	9.60, 5.14, 0.00
Υπόγειο	Δ33	Ωπλ.Σκυρ. C20/25	0.60x 0.30x5.40	9.43, 5.24, 0.00
Υπόγειο	Δ34	Ωπλ.Σκυρ. C20/25	0.60x 0.30x5.50	14.83, 5.24, 0.00
Υπόγειο	Υ1	Ωπλ.Σκυρ. C20/25	0.40x 0.60x3.20	9.63, 5.24, 0.00
Υπόγειο	Υ2	Ωπλ.Σκυρ. C20/25	0.60x 0.40x3.20	14.80, 5.14, 0.00
Υπόγειο	Υ3	Ωπλ.Σκυρ. C20/25	0.40x 0.60x3.20	19.80, 5.24, 0.00
Ισόγειο	T6	Λιθοδομη 0.55	20.95x 4.40x0.69	0.00, 8.99, 0.00
Ισόγειο	T7	Λιθοδομη 0.55	20.95x 4.40x0.69	0.00, 0.34, 0.00
Ισόγειο	T8	Λιθοδομη 0.55	9.20x 4.40x0.69	0.20, 0.00, 0.00
Ισόγειο	T9	Λιθοδομη 0.55	9.20x 4.40x0.69	20.60, 0.00, 0.00
Ισόγειο	T10	Λιθοδομη 0.45	6.70x 4.40x0.59	4.89, 0.00, 0.00

Οροφος	Πλάκα	πάχος [cm]	Φορτία [KN/m ²]			Εμβαδό [m ²]	Ly/Lx	Είδος	Συντ. φορτ.		Περιβάλλοντα στοιχεία
			ιδ. βάρ	επικάλ	κινητά				kx	ky	
Υπόγειο	Π26	16	4.00	2.00	5.00	38.43	1.84	<input type="checkbox"/>	1.00	0.00	T1BA-T3AB-T2AA-T5AB
Υπόγειο	Π27	16	4.00	2.00	5.00	39.77	1.78	<input type="checkbox"/>	1.00	0.00	Δ32B-T1BBA-T5AB-T2AB-Δ31B
Υπόγειο	Π28	16	4.00	2.00	5.00	39.77	0.33	<input type="checkbox"/>	0.00	1.00	Δ33-Δ34A-Δ34B-T4ABB-T1BBBA-
Υπόγειο	Π29	16	4.00	2.00	5.00	51.71	0.44	<input type="checkbox"/>	0.00	1.00	Δ31B-T2BA-T4ABA-Δ34B-Δ34A-Δ

Στατική Επίλυση πλακών (Ελλην. Κανον. Εργων Σκυροδ. 9.1.3 και 18.1.4).

Πλάκες με λόγο πλευρών μεταξύ 0.5 και 2, επιλύονται ως τετραέρεις άλλως ως αμφιέρεις.

Η επίλυση πλακών βασίζεται στην μέθοδο των λωρίδων με κοινό μέγιστο βέλος κάμψης (Marcus).

Τα μόνιμα και κινητά φορτία κατανέμονται στις δύο διευθύνσεις βάσει των συντελεστών κατανομής k_x και k_y , και κάθε διεύθυνση επιλύεται χωριστά θεωρώντας ισοδύναμα ανοίγματα πλακών.

Αν το φορτίο τετραέρειστης σε μία διεύθυνση είναι $<10\%$ του φορτίου της πλάκας, η πλάκα επιλύεται σαν αμφιέρεις. Μείωση ροπών ανοιγμάτων λόγω συστrophής δεν γίνεται.

Οι συνθήκες στήριξης και η συνέχεια λαμβάνονται υπόψη μέσα κατάλληλων συντελεστών υπολογισμού ροπών στήριξης που προκύπτουν από επίλυση συνεχών δοκών ισοδυνάμων ανοιγμάτων (Κανον. 18.1.4).

Οι συντελεστές αυτοί λαμβάνονται οι δυσμενέστεροι σε κάθε περίπτωση.

Οι ελάχιστες ροπές στήριξης $\min M_{sd}$ προκύπτουν χρησιμοποιώντας τους δυσμενέστερους συντελεστές και θέση κινητών φορτίων σε ισοδύναμη συνεχή δοκό με την λωρίδα επίλυσης της πλάκας.

Οι μέγιστες ροπές στήριξης $\max M_{sd}$ προκύπτουν αντίστοιχα χρησιμοποιώντας τους μικρότερους συντελεστές ροπών στήριξης και συνδυασμό κινητών που δίνει ευμενέστερες ροπές στήριξης.

Οι ροπές στήριξεων μειώνονται κατά 20% με ανακατανομή (επιτρέπεται από κανονισμό 9.1.3.2).

Η μέγιστη ροπή ανοίγματος, προκύπτει από τις μικρότερες σε απόλυτο τιμή ($\max M_{sd}$) ροπές στήριξης και φόρτιση με $1.35g+1.50q$ στο άνοιγμα. Τα μεταφερόμενα στους δοκούς φορτία προκύπτουν για φόρτιση με κινητά στις πλάκες εκατέρωθεν της δοκού.

Στις περιπτώσεις διερείστων πλακών στους δοκούς που δεν παίρνουν φορτία θεωρείται ελάχιστο φορτίο από πλάκα ίσο με $qL/4$ όπου q φορτίο της πλάκας και L το άνοιγμα της δοκού.

Ο παραπάνω τρόπος επίλυσης έχει σαν αποτέλεσμα να προκύπτουν τα δυσμενέστερα πιθανά εντατικά μεγέθη για τον υπολογισμό των οπλισμών των πλακών, και των φορτίων επί των δοκών.

Υπολογισμοί αντοχής (οριακή κατάσταση αστοχίας Ελλην. Κανον. Εργων Σκυροδ. 10.1, 10.4.

Στους υπολογισμούς εκτός των υπολογισμών οπλισμών, γίνονται όλοι οι έλεγχοι που απαιτούνται για λυγνρότητα (Καν. 16.2), και ελάχιστους οπλισμούς (Καν. 18.1).

Ο έλεγχος βελών παραλείπεται αφού σύμφωνα με Κανον 16.2 ικανοποιείται η λυγνρότητα.

Ελάχιστη επικάλυψη οπλισμού πλακών λαμβάνεται $20\text{mm} > 15\text{mm}$ (Κανον 5.1).

ΥπόγειοΠλάκα: **Π26**
 $L_y/L_x = 1.84, C20/25-S500s, h = 16 \text{ cm}$

Φορτία: μόνιμο $g = 6.00 \text{ kN/m}^2$, κινητό $q = 5.00 \text{ kN/m}^2$

Διεύθυνση x-x $L_x = 4.58\text{m}$, Φορτία: $g_x = 1.00 \times 6.00 = 6.00$, $q_x = 1.00 \times 5.00 = 5.00 \text{ [kN/m}^2]$

Ελάχιστη ροπή στήριξης $\min M_{sd} = -0.80 \times (0.100 \times 1.35 \times 6.00 + 0.117 \times 1.50 \times 5.00) \times 4.58^2 = -28.26 \text{ [kNm/m]}$

Μέγιστη ροπή στήριξης $\max M_{sd} = -0.80 \times (0.100 \times 1.35 \times 6.00 + 0.050 \times 1.50 \times 5.00) \times 4.58^2 = -19.84 \text{ [kNm/m]}$

Από $\max M_{sd}$ για φορτίο $1.35g + 1.50q$ προκύπτουν μέγιστη ροπή ανοίγματος και αντιδράσεις.

Μέγιστη ροπή ανοίγματος $M_{sd\text{αν}} = 31.50 \text{ [kNm/m]}$ ($V = 15.60 \times 4.58/2 - 19.84/4.58 = 31.35, M = 0.5 \times 31.35^2/15.60 = 31.50$)

Φορτία σε δοκούς μόνιμα $g_A = 11.53 \text{ [kN/m]}$, $g_B = 15.92 \text{ [kN/m]}$

Φορτία σε δοκούς κινητά $q_A = 10.52 \text{ [kN/m]}$, $q_B = 12.35 \text{ [kN/m]}$

οπλισμός στήριξη: $M_{sd} = -28.26 \text{ kNm/m}$, $d = 14.0 \text{ cm}$, $K_d = 2.63$, $\xi = 0.17$, $ec/es = 3.5/17.2$, $K_s = 2.47$, $A_s = 4.99 \text{ cm}^2$

οπλισμός άνοιγμα: $M_{sd} = 31.50 \text{ kNm/m}$, $d = 14.0 \text{ cm}$, $K_d = 2.49$, $\xi = 0.19$, $ec/es = 3.5/14.9$, $K_s = 2.50$, $A_s = 5.62 \text{ cm}^2$

Λυγνρότητα ($\alpha L/d$) $0.8 \times 4.58/0.140 = 26 < 30$ (ελάχιστος οπλισμός $\min A_{sx} = 2.1 \text{ cm}^2/\text{m}$, $\min A_{sy} = 2.0 \text{ cm}^2/\text{m}$)

Οπλισμοί ανοίγματος x-x: $\Phi 10/14$ ($5.64 \text{ cm}^2/\text{m}$), y-y: $\Phi 8/25$ ($2.00 \text{ cm}^2/\text{m}$) (κάτω στρώση x-x)

Οπλισμοί στήριξεων: Δ-Στ: $\Phi 10/14$ (5.64)

ΥπόγειοΠλάκα: **Π27**
 $L_y/L_x = 1.78, C20/25-S500s, h = 16 \text{ cm}$

Φορτία: μόνιμο $g = 6.00 \text{ kN/m}^2$, κινητό $q = 5.00 \text{ kN/m}^2$

Διεύθυνση x-x $L_x = 4.72\text{m}$, Φορτία: $g_x = 1.00 \times 6.00 = 6.00$, $q_x = 1.00 \times 5.00 = 5.00 \text{ [kN/m}^2]$

Ελάχιστη ροπή στήριξης $\min M_{sd} = -0.80 \times (0.100 \times 1.35 \times 6.00 + 0.117 \times 1.50 \times 5.00) \times 4.72^2 = -30.08 \text{ [kNm/m]}$

Μέγιστη ροπή στήριξης $\max M_{sd} = -0.80 \times (0.100 \times 1.35 \times 6.00 + 0.050 \times 1.50 \times 5.00) \times 4.72^2 = -21.12 \text{ [kNm/m]}$

Από $\max M_{sd}$ για φορτίο $1.35g + 1.50q$ προκύπτουν μέγιστη ροπή ανοίγματος και αντιδράσεις.

Μέγιστη ροπή ανοίγματος $M_{sd\text{αν}} = 22.32 \text{ [kNm/m]}$ ($V = 15.60 \times 4.72/2 = 36.82, M = 15.60 \times 4.72^2/8 - 21.12 = 22.32$)

Φορτία σε δοκούς ή τοίχους, μόνιμα $g_A = g_B = 6.00 \times 4.72/2 = 14.16 \text{ [kN/m]}$.

Φορτία σε δοκούς ή τοίχους, κινητά $q_A = q_B = 5.00 \times 4.72/2 = 11.80 \text{ [kN/m]}$

οπλισμός στήριξη: $M_{sd} = -30.08 \text{ kNm/m}$, $d = 14.0 \text{ cm}$, $K_d = 2.55$, $\xi = 0.18$, $ec/es = 3.5/15.9$, $K_s = 2.49$, $A_s = 5.34 \text{ cm}^2$

οπλισμός άνοιγμα: $M_{sd} = 22.32 \text{ kNm/m}$, $d = 14.0 \text{ cm}$, $K_d = 2.96$, $\xi = 0.14$, $ec/es = 3.1/20.0$, $K_s = 2.43$, $A_s = 3.88 \text{ cm}^2$

Λυγηρότητα ($\alpha L/d$) $0.6 \times 4.72/0.140 = 20 < 30$ (ελάχιστος οπλισμός $\min A_s x = 2.1 \text{ cm}^2/\text{m}$, $\min A_s y = 2.0 \text{ cm}^2/\text{m}$)

Οπλισμοί ανοίγματος x-x: $\Phi 8/12$ ($4.17 \text{ cm}^2/\text{m}$), y-y: $\Phi 8/25$ ($2.00 \text{ cm}^2/\text{m}$) (κάτω στρώση x-x)

Οπλισμοί στηρίξεων: A-Στ: $\Phi 10/14$ (5.64) Δ-Στ: $\Phi 10/14$ (5.64)

Υπόγειο

Πλάκα: Π28



$L_y/L_x = 0.33, C20/25-S500s, h = 16 \text{ cm}$

Φορτία: μόνιμο $g = 6.00 \text{ kN/m}^2$, κινητό $q = 5.00 \text{ kN/m}^2$

Διεύθυνση y-y $L_y = 3.61 \text{ m}$, Φορτία: $g_y = 1.00 \times 6.00 = 6.00$, $q_y = 1.00 \times 5.00 = 5.00 [\text{kN/m}^2]$

Ελάχιστη ροπή στήριξης $\min M_{sd\sigma t} = -0.80 \times (0.125 \times 1.35 \times 6.00 + 0.125 \times 1.50 \times 5.00) \times 3.61^2 = -20.27 [\text{kNm/m}]$

Μέγιστη ροπή στήριξης $\max M_{sd\sigma t} = -0.80 \times (0.125 \times 1.35 \times 6.00 + 0.063 \times 1.50 \times 5.00) \times 3.61^2 = -15.44 [\text{kNm/m}]$

Από $\max M_{sd\sigma t}$ για φορτίο $1.35 \times 6.00 + 1.50 \times 5.00$ προκύπτουν μέγιστη ροπή ανοίγματος και αντιδράσεις.

Μέγιστη ροπή ανοίγματος $M_{sd\alpha\nu} = 18.21 [\text{kNm/m}]$ ($V = 15.60 \times 3.61/2 - 15.44/3.61 = 23.84, M = 0.5 \times 23.84^2/15.60 = 18.21$)

Φορτία σε δοκούς μόνιμα $g_A = 12.98 [\text{kN/m}]$, $g_B = 8.65 [\text{kN/m}]$

Φορτία σε δοκούς κινητά $q_A = 9.92 [\text{kN/m}]$, $q_B = 8.10 [\text{kN/m}]$

οπλισμός στήριξη: $M_{sd} = -20.27 \text{ kNm/m}$, $d = 14.0 \text{ cm}$, $K_d = 3.11$, $\xi = 0.13$, $ec/es = 2.9/20.0$, $K_s = 2.42$, $A_s = 3.51 \text{ cm}^2$

οπλισμός άνοιγμα: $M_{sd} = 18.21 \text{ kNm/m}$, $d = 14.0 \text{ cm}$, $K_d = 3.28$, $\xi = 0.12$, $ec/es = 2.6/20.0$, $K_s = 2.41$, $A_s = 3.13 \text{ cm}^2$

Λυγηρότητα ($\alpha L/d$) $0.8 \times 3.61/0.140 = 21 < 30$ (ελάχιστος οπλισμός $\min A_s x = 2.1 \text{ cm}^2/\text{m}$, $\min A_s y = 2.0 \text{ cm}^2/\text{m}$)

Οπλισμοί ανοίγματος x-x: $\Phi 8/25$ ($2.00 \text{ cm}^2/\text{m}$), y-y: $\Phi 8/15$ ($3.33 \text{ cm}^2/\text{m}$) (κάτω στρώση y-y)

Οπλισμοί στηρίξεων: A-Στ: $\Phi 10/14$ (5.64) K-Στ: $\Phi 10/12$ (6.58)

Υπόγειο

Πλάκα: Π29



$L_y/L_x = 0.44, C20/25-S500s, h = 16 \text{ cm}$

Φορτία: μόνιμο $g = 6.00 \text{ kN/m}^2$, κινητό $q = 5.00 \text{ kN/m}^2$

Διεύθυνση y-y $L_y = 4.80 \text{ m}$, Φορτία: $g_y = 1.00 \times 6.00 = 6.00$, $q_y = 1.00 \times 5.00 = 5.00 [\text{kN/m}^2]$

Ελάχιστη ροπή στήριξης $\min M_{sd\sigma t} = -0.80 \times (0.125 \times 1.35 \times 6.00 + 0.125 \times 1.50 \times 5.00) \times 4.80^2 = -35.87 [\text{kNm/m}]$

Μέγιστη ροπή στήριξης $\max M_{sd\sigma t} = -0.80 \times (0.125 \times 1.35 \times 6.00 + 0.063 \times 1.50 \times 5.00) \times 4.80^2 = -27.31 [\text{kNm/m}]$

Από $\max M_{sd\sigma t}$ για φορτίο $1.35 \times 6.00 + 1.50 \times 5.00$ προκύπτουν μέγιστη ροπή ανοίγματος και αντιδράσεις.

Μέγιστη ροπή ανοίγματος $M_{sd\alpha\nu} = 32.22 [\text{kNm/m}]$ ($V = 15.60 \times 4.80/2 - 27.31/4.80 = 31.70, M = 0.5 \times 31.70^2/15.60 = 32.22$)

Φορτία σε δοκούς μόνιμα $g_A = 11.51 [\text{kN/m}]$, $g_B = 17.26 [\text{kN/m}]$

Φορτία σε δοκούς κινητά $q_A = 10.78 [\text{kN/m}]$, $q_B = 13.20 [\text{kN/m}]$

οπλισμός στήριξη: $M_{sd} = -35.87 \text{ kNm/m}$, $d = 14.0 \text{ cm}$, $K_d = 2.34$, $\xi = 0.22$, $ec/es = 3.5/12.4$, $K_s = 2.53$, $A_s = 6.48 \text{ cm}^2$

οπλισμός άνοιγμα: $M_{sd} = 32.22 \text{ kNm/m}$, $d = 14.0 \text{ cm}$, $K_d = 2.47$, $\xi = 0.19$, $ec/es = 3.5/14.5$, $K_s = 2.50$, $A_s = 5.76 \text{ cm}^2$

Λυγηρότητα ($\alpha L/d$) $0.8 \times 4.80/0.140 = 27 < 30$ (ελάχιστος οπλισμός $\min A_s x = 2.1 \text{ cm}^2/\text{m}$, $\min A_s y = 2.0 \text{ cm}^2/\text{m}$)

Οπλισμοί ανοίγματος x-x: $\Phi 8/25$ ($2.00 \text{ cm}^2/\text{m}$), y-y: $\Phi 10/13$ ($6.08 \text{ cm}^2/\text{m}$) (κάτω στρώση y-y)

Οπλισμοί στηρίξεων: A-Στ: $\Phi 10/14$ (5.64) Π-Στ: $\Phi 10/12$ (6.58)

Οροφος	Πλάκα	πάχος [cm]	Lx [m]	Ly [m]	Οπλισμοί Ανοίγματος		Οπλισμοί στηρίξεων			
					x-x	y-y	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
Υπόγειο	Π26	16	4.58	8.40	Ø 10/14κ	Ø 8/25		Ø 10/14		
Υπόγειο	Π27	16	4.72	8.40	Ø 8/12κ	Ø 8/25	Ø 10/14	Ø 10/14		
Υπόγειο	Π28	16	10.89	3.61	Ø 8/25	Ø 8/15κ	Ø 10/14		Ø 10/12	
Υπόγειο	Π29	16	10.89	4.80	Ø 8/25	Ø 10/13κ	Ø 10/14			Ø 10/12

Οροφος	Δοκός	αρχική δοκός	Πλάκες εκατέρωθεν	πλάτος cm	ύψος cm	Μήκος m	Φορτία [KN/m]				
							ιδ. βάρ	τοιίχος	μον. πλ	μόνιμα	κινητά
Υπόγειο	Δ31B	Δ31	Π27-Π29	60	30	4.80	2.3	0.0	21.4	23.6	17.8
Υπόγειο	Δ32B	Δ32	Π27-Π28	60	30	3.61	2.3	0.0	19.6	21.8	16.3
Υπόγειο	Δ33	Δ33	Π28-Π29	60	30	5.17	2.3	0.0	30.2	32.5	23.1
Υπόγειο	Δ34A	Δ34	Π28-Π29	60	30	5.00	2.3	0.0	30.2	32.5	23.1
Υπόγειο	Δ34B	Δ34	Π28-Π29	60	30	0.70	2.3	0.0	30.2	32.5	23.1

Στατική επίλυση συστήματος δοκών

Το σύστημα των δοκών κάθε πατώματος επιλύεται σαν εσχάρα δοκών στο χώρο, με πεπερασμένα στοιχεία.

Τα στοιχεία είναι ραβδόμορφα με τρεις βαθμούς ελευθερίας ανά κόμβο, δύο στροφές με άξονες στους κύριους άξονες x και y της εσχάρας και μία βύθιση στην κατακόρυφη διεύθυνση z .

Η εσχάρα δοκών εδράζεται στους τοίχους και στα υποστυλώματα. Στις θέσεις έδρασης η βύθιση είναι 0.

Στις εδράσεις στους τοίχους, επειδή πάντα παρεμβάλλεται σενάζ, λαμβάνεται 0 η στροφή περί τον άξονα των στοιχείων που εδράζονται στον τοίχο. Για τις ακαμψίες των στοιχείων της εσχάρας ελήφθη

συνεργαζόμενο πλάτος 0.70L/10 στις μονόπλευρες πλακοδοκούς και 0.70L/5 στις συμμετρικές. (Κανον. 8.4)


Η επίλυση γίνεται για μοναδιαία φορτία σε κάθε άνοιγμα της εσχάρας και εν συνεχεία γίνονται όλοι οι επικίνδυνοι συνδυασμοί φορτίσεων στα ανοίγματα με 1.35x(μόνιμα) και 1.50x(κινητά) φορτία.

Η επίλυση έγινε με μέθοδο Gauss για συμμετρικούς banded πίνακες, αφού προηγήθηκε βελτιστοποίηση του πλάτους του μητρώου με αρμόζουσα επαναρίθμηση των κόμβων. Επίσης έγιναν απλοί έλεγχοι ορθότητας των αποτελεσμάτων, όπως ισορροπία κόμβων, αντιδράσεις=εξωτερικά φορτία.

Οροφος	Δοκός	αρχική δοκός	Ροπή Άνοιγμα [kNm]		Ροπή Στήρ-A [kNm]		Ροπή Στήρ-B [kNm]		Στρέψη [kNm]	Αντιδράσεις [kN]	
			max	min	max	min	max	min		A	B
Υπόγειο	Δ31B	Δ31	112	0	0	0	0	-138	28	115	166
Υπόγειο	Δ32B	Δ32	49	0	0	-124	0	0	38	122	72
Υπόγειο	Δ33	Δ33	119	0	0	-132	0	-194	7	199	207
Υπόγειο	Δ34A	Δ34	101	0	0	-194	0	-144	7	197	196
Υπόγειο	Δ34B	Δ34	0	-67	0	-144	0	0	7	127	71

Διαστασιολόγηση και οπλισμός δοκών (Ελλην. Κανον Σκυροδέματος 10, 11, 12, 18.3)

Η διαστασιολόγηση και οι οπλισμοί των δοκών έγιναν βάσει του ελληνικού κανονισμού σκυροδέματος. Τα εντατικά μεγέθη προέκυψαν από την επίλυση με πεπερασμένα στοιχεία της εσχάρας των δοκών του δαπέδου. Για τις ροπές παρειάς στις στηρίξεις χρησιμοποιήθηκε απόσταση 10 cm από τον άξονα του τοίχου ή υποστύλωματος. Οι τέμνουσες σχεδιασμού λαμβάνονται σε απόσταση d από την παρειά (Κανον 11.2.2). Το συνεργαζόμενο πλάτος πλακοδοκού λαμβάνεται 0.70L/5 ή 0.70L/10 για συμμετρική ή όχι πλακοδοκό, (Κανον. 8.4). Η ελάχιστη επικάλυψη του οπλισμού λαμβάνεται 5cm. (Κανον 5.1). Οι δοκοί οπλίζονται μόνο με ίσια σίδερα και η τέμνουσα παραλαμβάνεται εξ ολοκλήρου από κατακόρυφους συνδετήρες. Γίνεται σε κάθε περίπτωση έλεγχος για τα ελάχιστα ποσοστά οπλισμού (Κανον 18.3.2, 18.3.4). Επίσης γίνεται έλεγχος ρηγμάτωσης (Κανον. 15.3) και μεγέθους παραμορφώσεων (Κανον.16.1)

Υπόγειο **Δ31 (Δ31B)** μήκος L= 4.80m, πλάτος b= 60cm, ύψος h= 30cm, συν. πλ. bm=127cm, πλάκα h1= 15cm
Δ31B Δ32B  διάγραμμα ροπών

μπετόν C20/25-S500s ροπή ανοίγματος max MsdAB= 112kNm (min= 0kNm)
ροπή στήριξης A minMsdA= 0kNm(max= 0kNm), ροπή στήριξης B minMsdB= -138kNm(max= 0kNm)
τέμνουσα δύναμη VsdA= 115kN, τέμνουσα δύναμη VsdB= 166kN, ροπή στρέψης Tsd= 28kNm

Διαστασιολόγηση έναντι κάμψης (οριακή κατάσταση αστοχίας)

Ανοίγμα Msd= 112kNm, bm=1.27m, d=25cm, Kd= 2.66, ξ=0.17, x= 4.1<hf=15cm, ec/es=3.5/17.6, Ks=2.47, As=11.1cm²

Στήριξη B Msd= -138+ 166x0.10= -121kNm, b=60cm, d=25cm, Kd= 1.76, ξ=0.43, ec/es=3.5/ 4.6, Ks=2.80, As=13.6cm²

Ελάχιστος οπλισμός κάμψης προς αποφυγή αστοχίας χωρίς προειδοποίηση

ρmin=0.5xftcm/fyk=0.5x2.2/500=0.00220, ρmax=0.0015, minAs=0.00150x6025= 2.25cm²

Έλεγχος ρηγμάτωσης, ss=0.70x500=350N/mm² μέγιστη διάμετρος οπλισμού (Κανον. Πιν 15.1) maxΦ=16,

Έλεγχος παραμόρφωσης, λυγηρότητα=αL/h=0.56x480/25=11<20 (Κανον. 16.2, α από διάγραμμα ροπών)

Οπλισμός στο άνοιγμα 6#16(12.1cm²) Οπλισμός στήριξη-B 12#12(13.6cm² άνω)

Διαστασιολόγηση για τέμνουσα δύναμη


Τέμνουσα σχεδιασμού (απόστ. d από παρειά) Vsd= 166.1-0.35x 58.6= 145.6kN

ρl=6.03/(60x25)=0.004<0.02, Vrd1=0.26x1.0x(1.2+40x0.004)x60x25x0.1= 53.1kN

v=0.7-20/200=0.600>0.5, Vrd2=0.5x0.600x13.3x60x0.9x25x0.1= 540kN>145.6=Vsd

Vsd/Vrd2= 0.27 Ελάχιστος οπλισμός διάτμησης, s=15cm, Asw=0.0007x15x60= 0.6cm² συνδετήρες 6-τμητοι Φ8/15

Vwd=145.6- 53.1= 92.5kN, Asw/s=1000x 92.5/(0.9x25x434.8)= 9.5cm²/m συνδετήρες 6-τμητοιΦ8/15

Υπόγειο **Δ32 (Δ32B)** μήκος L= 3.61m, πλάτος b= 60cm, ύψος h= 30cm, συν. πλ. bm=110cm, πλάκα h1= 15cm
Δ31B Δ32B  διάγραμμα ροπών

μπετόν C20/25-S500s ροπή ανοίγματος max MsdAB= 49kNm (min= 0kNm)

ροπή στήριξης A minMsdA= -124kNm(max= 0kNm), ροπή στήριξης B minMsdB= 0kNm(max= 0kNm)

τέμνουσα δύναμη VsdA= 122kN, τέμνουσα δύναμη VsdB= 72kN, ροπή στρέψης Tsd= 38kNm

Διαστασιολόγηση έναντι κάμψης (οριακή κατάσταση αστοχίας)

Ανοίγμα Msd= 49kNm, bm=1.10m, d=25cm, Kd= 3.77, ξ=0.09, x= 2.4<hf=15cm, ec/es=2.1/20.0, Ks=2.39, As= 4.6cm²

Στήριξη A Msd= -124+ 122x0.10= -112kNm, b=60cm, d=25cm, Kd= 1.83, ξ=0.39, ec/es=3.5/ 5.5, Ks=2.74, As=12.3cm²

Ελάχιστος οπλισμός κάμψης προς αποφυγή αστοχίας χωρίς προειδοποίηση

ρmin=0.5xftcm/fyk=0.5x2.2/500=0.00220, ρmax=0.0015, minAs=0.00150x6025= 2.25cm²

Έλεγχος ρηγμάτωσης, ss=0.70x500=350N/mm² μέγιστη διάμετρος οπλισμού (Κανον. Πιν 15.1) maxΦ=16,

Έλεγχος παραμόρφωσης, λυγηρότητα=αL/h=0.47x361/25= 7<20 (Κανον. 16.2, α από διάγραμμα ροπών)

Οπλισμός στο άνοιγμα 4#12(4.5cm²) Οπλισμός στήριξη-A 11#12(12.4cm² άνω)

Υπόγειο Δ34 (Δ34B) μήκος $L= 0.70m$, πλάτος $b= 60cm$, ύψος $h= 30cm$, συν. πλ. $bm= 70cm$, πλάκα $h1= 15cm$

Δ34A Δ34B

διάγραμμα ροπών

μπετόν C20/25-S500s ροπή ανοίγματος $\max M_{sdAB}= 0kNm$ ($\min= -67kNm$)

ροπή στήριξης A $\min M_{sdA}= -144kNm$ ($\max= 0kNm$), ροπή στήριξης B $\min M_{sdB}= 0kNm$ ($\max= 0kNm$)

τέμνουσα δύναμη $V_{sdA}= 127kN$, τέμνουσα δύναμη $V_{sdB}= 71kN$, ροπή στρέψης $T_{sd}= 7kNm$

Διαστασιολόγηση έναντι κάμψης (οριακή κατάσταση αστοχίας)

Ανοίγμα $M_{sd}=0$

Στήριξη A $M_{sd}= 131+ 127 \times 0.10= 144kNm$, $b=60cm$, $d=25cm$, $K_d= 1.69$, $K_{s1}=2.83$, $K_{s2}=0.11$, $A_{s1}=14.8$, $A_{s2}= 0.6cm^2$

Ανοίγμα $M_{sd}= -67kNm$, $b=60cm$, $d=25cm$, $K_d= 2.37$, $\xi=0.21$, $ec/es=3.5/12.9$, $K_s=2.52$, $A_s= 6.75cm^2$

Στήριξη A $M_{sd}=0$

Ελάχιστος οπλισμός κάμψης προς αποφυγή αστοχίας χωρίς προειδοποίηση

$\rho_{\min}=0.5 \times f_{ctm}/f_{yk}=0.5 \times 2.2/500=0.00220$, $\rho_{\max}=0.0015$, $\min A_s=0.00150 \times 60 \times 25= 2.25cm^2$

Ελεγχος ρηγμάτωσης, $\sigma_s=0.70 \times 500=350N/mm^2$ μέγιστη διάμετρος οπλισμού (Κανον. Πιν 15.1) $\max \phi=16$,

Ελεγχος παραμόρφωσης, $\lambda y y \eta \rho \acute{o} t \eta \tau \alpha = \alpha L/h=0.29 \times 70/25= 1 < 20$ (Κανον. 16.2, α από διάγραμμα ροπών)

Οπλισμός στο άνοιγμα 4#12 (4.5cm²) Οπλισμός στήριξη-A 13#12 (14.7cm² άνω) 1#12 (1.1 κάτω)

Διαστασιολόγηση για τέμνουσα δύναμη






Τέμνουσα σχεδιασμού (απόστ. d από παρειά) $V_{sd}= 126.7-0.35 \times 78.5= 99.2kN$

$\rho_l=2.26/(60 \times 25)=0.002 < 0.02$, $V_{rd1}=0.26 \times 1.0 \times (1.2+40 \times 0.002) \times 60 \times 25 \times 0.1= 49.2kN$

$v=0.7-20/200=0.600 > 0.5$, $V_{rd2}=0.5 \times 0.600 \times 13.3 \times 60 \times 0.9 \times 25 \times 0.1= 540kN > 99.2=V_{sd}$

$V_{sd}/V_{rd2}= 0.18$ Ελάχιστος οπλισμός διάτμησης, $s=20cm$, $A_{sw}=0.0007 \times 20 \times 60= 0.8cm^2$ συνδετήρες 4-τμητοι $\Phi 8/20$

$V_{wd}= 99.2- 49.2= 50.0kN$, $A_{sw}/s=1000 \times 50.0/(0.9 \times 25 \times 434.8)= 5.1cm^2/m$ συνδετήρες 4-τμητοι $\Phi 8/20$

Οροφος	Δοκός		Ανοιγμα		Στήριξη-A		Στήριξη-B		Συνδ/ρες
			κάτω	πάνω	πάνω	κάτω	πάνω	κάτω	
Υπόγειο	Δ31B	Δ32B	6 Ø 16	2 Ø 12			12 Ø 12		 8/15
Υπόγειο	Δ31B	Δ32B	4 Ø 12	2 Ø 12	11 Ø 12				 8/20
Υπόγειο	Δ33	Δ34A	6 Ø 16	2 Ø 12	11 Ø 12		14 Ø 14	4 Ø 14	 8/15
Υπόγειο	Δ33	Δ34A Δ34B	5 Ø 16	2 Ø 12	14 Ø 14	4 Ø 14	12 Ø 12		 8/15
Υπόγειο	Δ34A	Δ34B	4 Ø 12	2 Ø 12	13 Ø 12	1 Ø 12			 8/20

Φορτία τοίχων

Σε κάθε πάτωμα μεταφέρονται τα κατανεμημένα φορτία των πλακών στους αντίστοιχους τοίχους καθώς και τα συγκεντρωμένα φορτία στις θέσεις έδρασης των δοκών.

ΙσόγειοT6

Διαστάσεις μήκος=20.95m, ύψος= 4.40m, πάχος=0.69m

Θέση $x = 0.00m$, $y = 8.99m$, $\theta = 0.00^\circ$, επιφάνεια τοίχου= 71.80m²

Λιθοδομή 0.55

Ιδιο βάρος τοίχου $G_t = 71.80 \times 17.8 = 1278.0 \text{ kN}$

Γραμμικό φορτίο επί τοίχου, μόνιμο= 7.0kN/m κινητό= 0.0kN/m

Συνολικό φορτίο στον τοίχο από δάπεδο μόνιμο $G_d = 146.7 \text{ kN}$, κινητό $Q_d = 0.0 \text{ kN}$ Φορτίο από υπερκείμενο τοίχο μόνιμο $G_a = 0.0 \text{ kN}$, κινητό $Q_a = 0.0 \text{ kN}$ Φορτίο σε υποκείμενο τοίχο T1 μόνιμο $G_k = 1424.7 \text{ kN}$, κινητό $Q_k = 0.0 \text{ kN}$ ΙσόγειοT7

Διαστάσεις μήκος=20.95m, ύψος= 4.40m, πάχος=0.69m

Θέση $x = 0.00m$, $y = 0.34m$, $\theta = 0.00^\circ$, επιφάνεια τοίχου= 70.28m²

Λιθοδομή 0.55

Ιδιο βάρος τοίχου $G_t = 70.28 \times 17.8 = 1251.1 \text{ kN}$

Γραμμικό φορτίο επί τοίχου, μόνιμο= 7.0kN/m κινητό= 0.0kN/m

Συνολικό φορτίο στον τοίχο από δάπεδο μόνιμο $G_d = 146.7 \text{ kN}$, κινητό $Q_d = 0.0 \text{ kN}$ Φορτίο από υπερκείμενο τοίχο μόνιμο $G_a = 0.0 \text{ kN}$, κινητό $Q_a = 0.0 \text{ kN}$ Φορτίο σε υποκείμενο τοίχο T2 μόνιμο $G_k = 1397.8 \text{ kN}$, κινητό $Q_k = 0.0 \text{ kN}$ ΙσόγειοT8

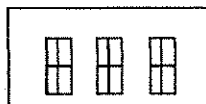
Διαστάσεις μήκος= 9.20m, ύψος= 4.40m, πάχος=0.69m

Θέση $x = 0.20m$, $y = 0.00m$, $\theta = 90.00^\circ$, επιφάνεια τοίχου= 32.13m²

Λιθοδομή 0.55

Ιδιο βάρος τοίχου $G_t = 32.13 \times 17.8 = 571.9 \text{ kN}$

Γραμμικό φορτίο επί τοίχου, μόνιμο= 0.0kN/m κινητό= 0.0kN/m

Συνολικό φορτίο στον τοίχο από δάπεδο μόνιμο $G_d = 0.0 \text{ kN}$, κινητό $Q_d = 0.0 \text{ kN}$ Φορτίο από υπερκείμενο τοίχο μόνιμο $G_a = 0.0 \text{ kN}$, κινητό $Q_a = 0.0 \text{ kN}$ Φορτίο σε υποκείμενο τοίχο T3 μόνιμο $G_k = 571.9 \text{ kN}$, κινητό $Q_k = 0.0 \text{ kN}$ ΙσόγειοT9

Διαστάσεις μήκος= 9.20m, ύψος= 4.40m, πάχος=0.69m

Θέση $x = 20.60m$, $y = 0.00m$, $\theta = 90.00^\circ$, επιφάνεια τοίχου= 31.70m²

Λιθοδομή 0.55

Ιδιο βάρος τοίχου $G_t = 31.70 \times 17.8 = 564.3 \text{ kN}$

Γραμμικό φορτίο επί τοίχου, μόνιμο= 0.0kN/m κινητό= 0.0kN/m

Συνολικό φορτίο στον τοίχο από δάπεδο μόνιμο $G_d = 0.0 \text{ kN}$, κινητό $Q_d = 0.0 \text{ kN}$ Φορτίο από υπερκείμενο τοίχο μόνιμο $G_a = 0.0 \text{ kN}$, κινητό $Q_a = 0.0 \text{ kN}$ Φορτίο σε υποκείμενο τοίχο T4 μόνιμο $G_k = 564.3 \text{ kN}$, κινητό $Q_k = 0.0 \text{ kN}$ ΙσόγειοT10

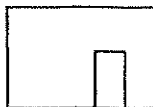
Διαστάσεις μήκος= 6.70m, ύψος= 4.40m, πάχος=0.59m

Θέση $x = 4.89m$, $y = 0.00m$, $\theta = 90.00^\circ$, επιφάνεια τοίχου= 26.10m²

Λιθοδομή 0.45

Ιδιο βάρος τοίχου $G_t = 26.10 \times 15.2 = 396.8 \text{ kN}$

Γραμμικό φορτίο επί τοίχου, μόνιμο= 0.0kN/m κινητό= 0.0kN/m

Συνολικό φορτίο στον τοίχο από δάπεδο μόνιμο $G_d = 0.0 \text{ kN}$, κινητό $Q_d = 0.0 \text{ kN}$ Φορτίο από υπερκείμενο τοίχο μόνιμο $G_a = 0.0 \text{ kN}$, κινητό $Q_a = 0.0 \text{ kN}$ Φορτίο σε υποκείμενο τοίχο T5 μόνιμο $G_k = 396.8 \text{ kN}$, κινητό $Q_k = 0.0 \text{ kN}$ ΙσόγειοΣυνολικά φορτία ορόφου

Ολικά κατακόρυφα φορτία ορόφου από τοίχους,	μόνιμα $G_1 =$	4356 kN,	κινητά $Q_1 =$	0 kN
Ολικά κατακόρυφα φορτία ορόφου από υποστυλώματα,	μόνιμα $G_2 =$	0 kN,	κινητά $Q_2 =$	0 kN
Ολικά κατακόρυφα φορτία ορόφου (δάπεδα+τοίχοι),	μόνιμα $G_0 =$	4356 kN,	κινητά $Q_0 =$	0 kN
Ευνδυσασμός δράσεων για κατακόρυφη φόρτιση, ολικά φορτία ορόφου $(1.35 \times G_0 + 1.50 \times Q_0) =$				5881 kN
Ευνδυσασμός δράσεων για σεισμική φόρτιση, ολικά φορτία ορόφου $(1.00 \times G_0 + 0.30 \times Q_0) =$				4356 kN
Ολική μάζα ορόφου $M_0 = (1.0 \times G_0 + 0.3 \times Q_0) / 9.81 =$	4356 / 9.81 =	444 kNsec ² / m		

Συνολικό φορτίο στον τοίχο από δάπεδο μόνιμο $G\delta = 115.0 \text{ kN}$, κινητό $Q\delta = 53.0 \text{ kN}$

Φορτίο από υπερκείμενο τοίχο T9 μόνιμο $G\alpha = 564.3 \text{ kN}$, κινητό $Q\alpha = 0.0 \text{ kN}$

Φορτίο σε υποκείμενο τοίχο μόνιμο $G\kappa = 1270.2 \text{ kN}$, κινητό $Q\kappa = 53.0 \text{ kN}$

ΥπόγειοT5

Διαστάσεις μήκος= 9.20m, ύψος= 3.20m, πάχος=0.74m

Θέση $x = 4.88\text{m}$, $y = 0.00\text{m}$, $\theta = 90.00^\circ$, επιφάνεια τοίχου= 26.44m²

Λιθοδομή M2 0.60

Ιδιο βάρος τοίχου $G_t = 26.44 \times 19.1 = 505.0 \text{ kN}$

Γραμμικό φορτίο επί τοίχου, μόνιμο= 0.0kN/m κινητό= 0.0kN/m



Φορτίο από πλάκα Π26Π27, μόνιμο $g = 30.1\text{kN/m}$, κινητό $q = 24.2\text{kN/m}$, από 0.40m μέχρι 8.80m

Συνολικό φορτίο στον τοίχο από δάπεδο μόνιμο $G\delta = 252.7 \text{ kN}$, κινητό $Q\delta = 202.9 \text{ kN}$

Φορτίο από υπερκείμενο τοίχο T10 μόνιμο $G\alpha = 396.8 \text{ kN}$, κινητό $Q\alpha = 0.0 \text{ kN}$

Φορτίο σε υποκείμενο τοίχο μόνιμο $G\kappa = 1154.5 \text{ kN}$, κινητό $Q\kappa = 202.9 \text{ kN}$

ΥπόγειοΣυνολικά φορτία ορόφου

Ολικά κατακόρυφα φορτία ορόφου από τοίχους, μόνιμα $G1 = 5228 \text{ kN}$, κινητά $Q1 = 719 \text{ kN}$

Ολικά κατακόρυφα φορτία ορόφου από υποστυλώματα, μόνιμα $G2 = 594 \text{ kN}$, κινητά $Q2 = 326 \text{ kN}$

Ολικά κατακόρυφα φορτία ορόφου (δάπεδα+τοίχοι), μόνιμα $G_0 = 5822 \text{ kN}$, κινητά $Q_0 = 1045 \text{ kN}$

Συνδυασμός δράσεων για κατακόρυφη φόρτιση, ολικά φορτία ορόφου $(1.35 \times G_0 + 1.50 \times Q_0) = 9427 \text{ kN}$

Συνδυασμός δράσεων για σεισμική φόρτιση, ολικά φορτία ορόφου $(1.00 \times G_0 + 0.30 \times Q_0) = 6136 \text{ kN}$

Ολική μάζα ορόφου $M_0 = (1.0 \times G_0 + 0.3 \times Q_0) / 9.81 = 6136 / 9.81 = 625 \text{ kNsec}^2/\text{m}$

ΥπόγειοΚέντρο Μάζας ορόφου

Τοίχος	Μάζα kNsec^2/m	x_m	y_m	$x.M$	$y.M$
T1	150.9	10.48	8.85	1580.35	1334.43
T2	173.9	10.48	0.44	1821.59	77.39
T3	73.1	0.31	4.60	22.29	336.22
T4	73.6	20.50	4.60	1508.72	338.46
T5	83.4	4.88	4.60	407.20	383.84
Y1	26.7	9.63	5.24	257.39	140.05
Y2	23.4	14.80	5.14	345.97	120.15
Y3	20.4	19.80	5.24	404.28	106.99

Σύνολα 625.0 6347.78 2837.52

Κέντρο μάζας ορόφου $x_m = 6347.78 / 625.00 = 10.16\text{m}$, $y_m = 2837.52 / 625.00 = 4.54\text{m}$

Για τον υπολογισμό του κέντρου μάζας ορόφου, θεωρούμε μάζες ισοδύναμες των αντιστοίχων φορτίων στα κέντρα των τοίχων και υποστυλωμάτων.

Υπολογισμός σεισμικών φορτίων τοίχων (ΕΑΚ 3.5)

Η κατανομή της σεισμικής δύναμης γίνεται αφού υπολογιστούν με ακρίβεια οι ακαμψίες των τοίχων, σε οριζόντιες δυνάμεις. Ο υπολογισμός αυτός γίνεται με τη μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων, με επιβολή οριζόντιας μοναδιαίας σχετικής μετατόπισης του πάνω και κάτω άκρου του τοίχου. Χρησιμοποιούνται επίπεδα ορθογωνικά (plain stress) πεπερασμένα στοιχεία τεσσάρων κόμβων. Για κάθε τοίχο υπολογίζεται και η προσεγγιστική οριζόντια ακαμψία (χωρίς ανοίγματα) $= 1 / (h^3 / 12EI + 1.2h / GA)$

Γενικά Στοιχεία Αντισεισμικού Σχεδιασμού

Σεισμική Ζώνη Κατηγορία: II $\alpha = 0.24g$
 Κατηγορία Εδάφους Γ $T_1 = 0.20 \text{ sec}$ $T_2 = 0.80 \text{ sec}$
 Σπουδαιότητα Κτιρίου Σ4 $\gamma_I = 1.30$
 Δομικό σύστημα Διαζωματική $q = 2.0$ ΕΑΚ 2.3.5 και Πιν. 2.6
 Συντελεστής Θεμελίωσης $\theta = 1.00$
 Διορθωτικός συντ. απόσβεσης $\eta = 1.00$ ΕΑΚ 2.3.1[2] και Πιν. 2.8
 Θεμελιώδης ιδιοπερίοδος κτιρίου (προσέγγιση ΕΑΚ 3.5.2) $T = 0.09 * H * (H / (H + L))^{1/2} * (1 / L)^{1/2} = 0.08 \text{ sec}$
 Μέγιστη οριζόντια επιτάχυνση σεισμού $R_d(T) = \alpha \cdot g \cdot \gamma_I \cdot \eta \cdot \theta \cdot \beta_o / q = 0.24 \times 1.30 \times 1.0 \times 1.0 \times 2.5 \times g / 2.00 = 0.390g$
 Συνολική μάζα κατασκευής = (444 + 625) = 1069 kNsec²/m
 Τέμνουσα βάση $V_o = 1069 \times 0.390 \times 9.81 = 4090 \text{ kN}$

Κατακόρυφη κατανομή σεισμικής δύναμης (ΕΑΚ 3.5.1) ως σε κανονικά κτίρια.

(σε κάθε όροφο ακολουθεί υπολογισμός κέντρου διάτμησης και έλεγχος κανονικότητας κτιρίου)

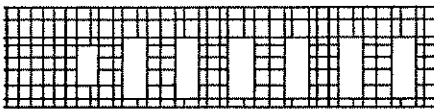
Οροφος	Μάζα [kNsec ² /m]	Zi [m]	m.Zi	οριζόντια δύναμη Fi [kN]
Ισόγειο	444.00	7.60	3374.40	4090x3374.4 / 5374.40 = 2568.00
Υπόγειο	625.00	3.20	2000.00	4090x2000.0 / 5374.40 = 1522.00
σύνολα	1069.00		5374.40	4090.00



Διάφραγμα πλησιέστερο στη στάθμη 0.8H (ΕΑΚ 3.3.3[2]), το διάφραγμα Ισόγειο
 Ελαστικός άξονας κτιρίου (ΕΑΚ 3.3.3[2]) στο P_o $x = 9.78 \text{ [m]}$, $y = 4.85 \text{ [m]}$

Ακολουθώς δείχνεται, αναλυτικά σε κάθε όροφο και τοίχο, η κατανομή των σεισμικών δυνάμεων στους τοίχους ανάλογα με την σχετική ακαμψία τους που υπολογίζεται με ανάλυση πεπερασμένων στοιχείων για κάθε τοίχο.

Ισόγειο T6 Διαστάσεις μήκος=20.95m, ύψος= 4.40m, πάχος=0.69m
 Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδό του
 Ο τοίχος χωρίζεται σε 304 ορθογώνια επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία.
 Οι κόμβοι είναι σε κάναβο 9x39 κόμβων, συνολικά 351 κόμβοι.
 Ακαμψία τοίχου από ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία $K = 5.209 \text{ GN/m}$
 Προσεγγιστική ακαμψία (χωρίς ανοίγματα) $= 10.231 \text{ GN/m}$
 Ακαμψία κατά x-x $K_x = 5.209 \text{ GN/m}$, κατά y-y $K_y = 0.000 \text{ GN/m}$



Σεισμικές δυνάμεις βάσει απλοποιημένης φασματικής μεθόδου (ΕΑΚ 3.5)
 Εκκεντρότητες τοίχου από ελαστικό άξονα κτιρίου $e_x = 0.70 \text{ [m]}$, $e_y = 4.15 \text{ [m]}$

Οριζόντια Δύναμη Fx

Σεισμός x-x= 2568.00x 5.209 / 10.010+ 4.15x 3293x 5.209 / 731.813= 1433.59 [kN]
 Σεισμός y-y= 0.00x 5.209 / 10.010+ 4.15x 2310x 5.209 / 731.813= 68.20 [kN]

Οριζόντια Δύναμη Fy

Σεισμός x-x= 0.00x 0.000 / 6.765+ 0.70x 3293x 0.000 / 731.813= 0.00 [kN]
 Σεισμός y-y= 2568.00x 0.000 / 6.765+ 0.70x 2310x 0.000 / 731.813= 0.00 [kN]

Επαλληλία σεισμικών δυνάμεων κατά x και y σύμφωνα με (ΕΑΚ 3.5.3[1])

$(\exp F_x)^2 = 1433.59^2 + 68.20^2$, $\exp F_x = 1435.21 \text{ [kN]}$

$(\exp F_y)^2 = 0.00^2 + 0.00^2$, $\exp F_y = 0.00 \text{ [kN]}$

Επαλληλία σεισμικών δυνάμεων σύμφωνα με (ΕΑΚ 3.5.3[4])

$\max F_x = 1433.59 + 0.30x 68.20 = 1454.05 \text{ [kN]}$

$\max F_y = 0.00 + 0.30x 0.00 = 0.00 \text{ [kN]}$

Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου $F = 1454.05 \text{ kN}$

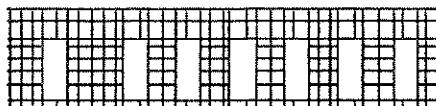
ΙσόγειοT7

Διαστάσεις μήκος=20.95m, ύψος= 4.40m, πάχος=0.69m

Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδό του

Ο τοίχος χωρίζεται σε 304 ορθογώνια επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία.

Οι κόμβοι είναι σε κάναβο 9x39 κόμβων, συνολικά 351 κόμβοι.

Ακαμψία τοίχου από ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία $K= 4.801 \text{ GN/m}$ Προσεγγιστική ακαμψία (χωρίς ανοίγματα) $= 10.231 \text{ GN/m}$ Ακαμψία κατά x-x $K_x= 4.801 \text{ GN/m}$, κατά y-y $K_y= 0.000 \text{ GN/m}$ Σεισμικές δυνάμεις βάσει απλοποιημένης φασματικής μεθόδου (ΕΑΚ 3.5)Εκκεντρότητες τοίχου από ελαστικό άξονα κτιρίου $e_x=0.70[m]$, $e_y=4.50[m]$ Οριζόντια Δύναμη FxΣεισμός x-x= $2568.00 \times 4.801 / 10.010 + 4.50 \times 3293 \times 4.801 / 731.813 = 1328.92 [kN]$ Σεισμός y-y= $0.00 \times 4.801 / 10.010 + 4.50 \times 2310 \times 4.801 / 731.813 = 68.20 [kN]$ Οριζόντια Δύναμη FyΣεισμός x-x= $0.00 \times 0.000 / 6.765 + 0.70 \times 3293 \times 0.000 / 731.813 = 0.00 [kN]$ Σεισμός y-y= $2568.00 \times 0.000 / 6.765 + 0.70 \times 2310 \times 0.000 / 731.813 = 0.00 [kN]$

Επαλληλία σεισμικών δυνάμεων κατά x και y σύμφωνα με (ΕΑΚ 3.5.3[1])

 $(\exp F_x)^2 = 1328.92^2 + 68.20^2$, $\exp F_x = 1330.67 [kN]$ $(\exp F_y)^2 = 0.00^2 + 0.00^2$, $\exp F_y = 0.00 [kN]$

Επαλληλία σεισμικών δυνάμεων σύμφωνα με (ΕΑΚ 3.5.3[4])

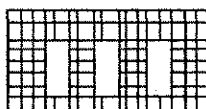
 $\max F_x = 1328.92 + 0.30 \times 68.20 = 1349.38 [kN]$ $\max F_y = 0.00 + 0.30 \times 0.00 = 0.00 [kN]$ Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου $F=1349.38 \text{ kN}$ ΙσόγειοT8

Διαστάσεις μήκος= 9.20m, ύψος= 4.40m, πάχος=0.69m

Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδό του

Ο τοίχος χωρίζεται σε 136 ορθογώνια επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία.

Οι κόμβοι είναι σε κάναβο 9x18 κόμβων, συνολικά 162 κόμβοι.

Ακαμψία τοίχου από ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία $K= 1.956 \text{ GN/m}$ Προσεγγιστική ακαμψία (χωρίς ανοίγματα) $= 4.236 \text{ GN/m}$ Ακαμψία κατά x-x $K_x= 0.000 \text{ GN/m}$, κατά y-y $K_y= 1.956 \text{ GN/m}$ Σεισμικές δυνάμεις βάσει απλοποιημένης φασματικής μεθόδου (ΕΑΚ 3.5)Εκκεντρότητες τοίχου από ελαστικό άξονα κτιρίου $e_x=9.57[m]$, $e_y=0.25[m]$ Οριζόντια Δύναμη FxΣεισμός x-x= $2568.00 \times 0.000 / 10.010 + 0.25 \times 3293 \times 0.000 / 731.813 = 0.00 [kN]$ Σεισμός y-y= $0.00 \times 0.000 / 10.010 + 0.25 \times 2310 \times 0.000 / 731.813 = 0.00 [kN]$ Οριζόντια Δύναμη FyΣεισμός x-x= $0.00 \times 1.956 / 6.765 + 9.57 \times 3293 \times 1.956 / 731.813 = 84.27 [kN]$ Σεισμός y-y= $2568.00 \times 1.956 / 6.765 + 9.57 \times 2310 \times 1.956 / 731.813 = 801.59 [kN]$

Επαλληλία σεισμικών δυνάμεων κατά x και y σύμφωνα με (ΕΑΚ 3.5.3[1])

 $(\exp F_x)^2 = 0.00^2 + 0.00^2$, $\exp F_x = 0.00 [kN]$ $(\exp F_y)^2 = 84.27^2 + 801.59^2$, $\exp F_y = 806.01 [kN]$

Επαλληλία σεισμικών δυνάμεων σύμφωνα με (ΕΑΚ 3.5.3[4])

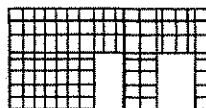
 $\max F_x = 0.00 + 0.30 \times 0.00 = 0.00 [kN]$ $\max F_y = 801.59 + 0.30 \times 84.27 = 826.87 [kN]$ Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου $F=826.87 \text{ kN}$ ΙσόγειοT9

Διαστάσεις μήκος= 9.20m, ύψος= 4.40m, πάχος=0.69m

Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδό του

Ο τοίχος χωρίζεται σε 136 ορθογώνια επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία.

Οι κόμβοι είναι σε κάναβο 9x18 κόμβων, συνολικά 162 κόμβοι.

Ακαμψία τοίχου από ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία $K= 2.687 \text{ GN/m}$ Προσεγγιστική ακαμψία (χωρίς ανοίγματα) $= 4.236 \text{ GN/m}$ Ακαμψία κατά x-x $K_x= 0.000 \text{ GN/m}$, κατά y-y $K_y= 2.687 \text{ GN/m}$ 

Σεισμικές δυνάμεις βάσει απλοποιημένης φασματικής μεθόδου (ΕΑΚ 3.5)

Εκκεντρότητες τοίχου από ελαστικό άξονα κτιρίου $e_x=10.83[m]$, $e_y=0.25[m]$ Οριζόντια Δύναμη Fx

Σεισμος x-x= 2568.00x 0.000/ 10.010+ 0.25x 3293x 0.000/ 731.813= 0.00[kN]

Σεισμος y-y= 0.00x 0.000/ 10.010+ 0.25x 2310x 0.000/ 731.813= 0.00[kN]

Οριζόντια Δύναμη Fy

Σεισμος x-x= 0.00x 2.687/ 6.765+10.83x 3293x 2.687/ 731.813= 130.92[kN]

Σεισμος y-y= 2568.00x 2.687/ 6.765+10.83x 2310x 2.687/ 731.813= 1111.80[kN]

Επαλληλία σεισμικών δυνάμεων κατά x και y σύμφωνα με (ΕΑΚ 3.5.3[1])

 $(\exp F_x)^2 = 0.00^2 + 0.00^2$, $\exp F_x = 0.00$ [kN] $(\exp F_y)^2 = 130.92^2 + 1111.80^2$, $\exp F_y = 1119.48$ [kN]

Επαλληλία σεισμικών δυνάμεων σύμφωνα με (ΕΑΚ 3.5.3[4])

 $\max F_x = 0.00 + 0.30x 0.00 = 0.00$ [kN] $\max F_y = 1111.80 + 0.30x 130.92 = 1151.08$ [kN]Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου $F=1151.08$ kNΙσόγειοT10

Διαστάσεις μήκος= 6.70m, ύψος= 4.40m, πάχος=0.59m

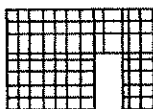
Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδό του

Ο τοίχος χωρίζεται σε 96 ορθογώνια επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία.

Οι κόμβοι είναι σε κάναβο 9x13 κόμβων, συνολικά 117 κόμβοι.

Ακαμψία τοίχου από ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία $K= 2.122$ GN/m

Προσεγγιστική ακαμψία (χωρίς ανοίγματα) = 2.702 GN/m

Ακαμψία κατά x-x $K_x= 0.000$ GN/m, κατά y-y $K_y= 2.122$ GN/m

Σεισμικές δυνάμεις βάσει απλοποιημένης φασματικής μεθόδου (ΕΑΚ 3.5)

Εκκεντρότητες τοίχου από ελαστικό άξονα κτιρίου $e_x=4.89[m]$, $e_y=1.50[m]$ Οριζόντια Δύναμη Fx

Σεισμος x-x= 2568.00x 0.000/ 10.010+ 1.50x 3293x 0.000/ 731.813= 0.00[kN]

Σεισμος y-y= 0.00x 0.000/ 10.010+ 1.50x 2310x 0.000/ 731.813= 0.00[kN]

Οριζόντια Δύναμη Fy

Σεισμος x-x= 0.00x 2.122/ 6.765+ 4.89x 3293x 2.122/ 731.813= 46.66[kN]

Σεισμος y-y= 2568.00x 2.122/ 6.765+ 4.89x 2310x 2.122/ 731.813= 838.23[kN]

Επαλληλία σεισμικών δυνάμεων κατά x και y σύμφωνα με (ΕΑΚ 3.5.3[1])

 $(\exp F_x)^2 = 0.00^2 + 0.00^2$, $\exp F_x = 0.00$ [kN] $(\exp F_y)^2 = 46.66^2 + 838.23^2$, $\exp F_y = 839.53$ [kN]

Επαλληλία σεισμικών δυνάμεων σύμφωνα με (ΕΑΚ 3.5.3[4])

 $\max F_x = 0.00 + 0.30x 0.00 = 0.00$ [kN] $\max F_y = 838.23 + 0.30x 46.66 = 852.23$ [kN]Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου $F=852.23$ kNΚέντρο Διάτμησης ορόφου (ΚΔ)

Τοίχος	K_x [GN/m]	K_y [GN/m]	x [m]	y [m]	x. K_y	y. K_x	$x^2.K_y$	$y^2.K_x$
T6	5.209	0.000	10.48	8.99	0.000	46.855	0.000	421.460
T7	4.801	0.000	10.48	0.34	0.000	1.656	0.000	0.571
T8	0.000	1.956	0.20	4.60	0.401	0.000	0.082	0.000
T9	0.000	2.687	20.60	4.60	55.366	0.000	1140.809	0.000
T10	0.000	2.122	4.89	3.35	10.382	0.000	50.793	0.000

Σύνολα	10.010 [GN/m]	6.765 [GN/m]			66.148	48.511	1191.684	422.032
--------	---------------	--------------	--	--	--------	--------	----------	---------

Κέντρο διάτμησης $x= 66.148/ 6.765= 9.78$ m, $y= 48.511/10.010= 4.85$ mΣτρεπτική ακαμψία ορόφου $I_p=1191.684+422.032-9.78^2 \times 6.765-4.85^2 \times 10.010=731.813$ [GNm]

Τυχηματικές εκκεντρότητες ορόφου (ΕΑΚ 3.3.1) $e_{tx}=0.05 \times 21.09=1.05$ [m], $e_{ty}=0.05 \times 9.34=0.47$ [m]

Στατικές εκκεντρότητες $e_{ox}=9.93-9.78=0.15$ [m], $e_{oy}=4.56-4.85=-0.29$ [m]

Οι περισσότεροι τοίχοι έχουν διάταξη παράλληλοι προς τους άξονες x και y, οπότε (ΕΑΚ 3.3.3[4]) οι κύριες διευθύνσεις του κτιρίου λαμβάνονται παράλληλα προς τους άξονες x και y. Το κτίριο δεν έχει στρεπτική ευαισθησία (ΕΑΚ 3.3.3[7]) και (ΕΑΚ 3.3.3[5]) οπότε οι ισοδύναμες στατικές εκκεντρότητες λαμβάνονται ως:

$e_{fx}=1.50 \times 0.15=0.23$ [m], $e_{rx}=0.50 \times 0.15=0.08$ [m], $e_{fy}=1.50 \times -0.29=-0.43$ [m], $e_{ry}=0.50 \times -0.29=-0.14$ [m]

εκκεντρότητες σχεδιασμού (ΕΑΚ 3.3.3[1])

$max_{ex}=0.23+1.05=1.28$ [m], $min_{ex}=0.08-1.05=-0.98$ [m]

$max_{ey}=-0.14+0.47=0.32$ [m], $min_{ey}=-0.43-0.47=-0.90$ [m]

Μέγιστες στρεπτικές ροπές φορτίου ορόφου λόγω εκκεντρότητας max_e και min_e

Φόρτιση κατά x-x $maxM_{zx}=1.28 \times 2568=3293$ [kNm]

Φόρτιση κατά y-y $maxM_{zy}=0.90 \times 2568=2310$ [kNm]

Προσεγγιστική σχετική οριζόντια μετατόπιση ορόφου $\Delta x=0.001 \times 2568.0/10.010=0.257$ mm

Προσεγγιστική σχετική οριζόντια μετατόπιση ορόφου $\Delta y=0.001 \times 2568.0/6.765=0.380$ mm

Ελεγχος Κανονικότητας ορόφου κτιρίου (ΕΑΚ 3.5.1[4])

α) Ελεγχος διαστάσεων ΕΑΚ 3.5.1.[4] α

Περίγραμμα ορόφου $minX=-0.14$ m, $maxX=20.95$ m, $minY=0.00$ m, $maxY=9.34$ m

Πλευρές κτιρίου $L_x=21.09$ m, $L_y=9.34$ m

Λόγος πλευρών $21.09/9.34=2.26 \leq 4$ ικανοποιείται η συνθήκη ΕΑΚ 3.5.1.[4].1

Πρόσθετη απαίτηση για κανονικότητα κτιρίου είναι τα κενά της κατοψης να μην υπερβαίνουν το 35%

β,γ) Ελεγχος μεταβολής Δυσκαμψίας και Μάζας ορόφου ΕΑΚ 3.5.1.[4] β,γ.

Η οικοδομή είναι μονόροφος άρα ικανοποιείται η απαίτηση μεταβολής

δυσκαμψίας και μάζας ορόφου ΕΑΚ 3.5.1.[4] β,γ

Υπόγειο

T1

Διαστάσεις μήκος=20.95m, ύψος= 3.20m, πάχος=0.89m

Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδό του

Ο τοίχος χωρίζεται σε 416 ορθογώνια επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία.

Οι κόμβοι είναι σε κάναβο 9×53 κόμβων, συνολικά 477 κόμβοι.

Ακαμψία τοίχου από ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία $K=10.882$ GN/m

Προσεγγιστική ακαμψία (χωρίς ανοίγματα) $=16.112$ GN/m

Ακαμψία κατά x-x $K_x=10.882$ GN/m, κατά y-y $K_y=0.000$ GN/m

Σεισμικές δυνάμεις βάσει απλοποιημένης φασματικής μεθόδου (ΕΑΚ 3.5)

Εκκεντρότητες τοίχου από ελαστικό άξονα κτιρίου $e_x=0.70$ [m], $e_y=4.00$ [m]

Οριζόντια Δύναμη F_x

Σεισμός x-x= $4090.00 \times 10.882 / 26.131 + 4.00 \times 6634 \times 10.882 / 1727.146 = 1870.36$ [kN]

Σεισμός y-y= $0.00 \times 10.882 / 26.131 + 4.00 \times 3779 \times 10.882 / 1727.146 = 95.20$ [kN]

Οριζόντια Δύναμη F_y

Σεισμός x-x= $0.00 \times 0.000 / 16.939 + 0.70 \times 6634 \times 0.000 / 1727.146 = 0.00$ [kN]

Σεισμός y-y= $4090.00 \times 0.000 / 16.939 + 0.70 \times 3779 \times 0.000 / 1727.146 = 0.00$ [kN]

Επαλληλία σεισμικών δυνάμεων κατά x και y σύμφωνα με (ΕΑΚ 3.5.3[1])

$(expF_x)^2 = 1870.36^2 + 95.20^2$, $expF_x = 1872.78$ [kN]

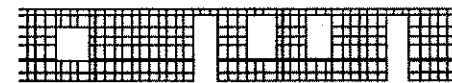
$(expF_y)^2 = 0.00^2 + 0.00^2$, $expF_y = 0.00$ [kN]

Επαλληλία σεισμικών δυνάμεων σύμφωνα με (ΕΑΚ 3.5.3[4])

$maxF_x = 1870.36 + 0.30 \times 95.20 = 1898.92$ [kN]

$maxF_y = 0.00 + 0.30 \times 0.00 = 0.00$ [kN]

Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου $F=1898.92$ kN



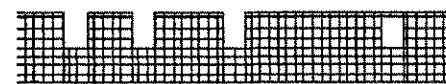
ΥπόγειοT2

Διαστάσεις μήκος=20.95m, ύψος= 3.20m, πάχος=0.89m

Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδό του

Ο τοίχος χωρίζεται σε 416 ορθογώνια επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία.

Οι κόμβοι είναι σε κάνναβο 9x53 κόμβων, συνολικά 477 κόμβοι.

Ακαμψία τοίχου από ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία $K=15.105 \text{ GN/m}$ Προσεγγιστική ακαμψία (χωρίς ανοίγματα) $=16.112 \text{ GN/m}$ Ακαμψία κατά x-x $K_x=15.105 \text{ GN/m}$, κατά y-y $K_y= 0.000 \text{ GN/m}$ Σεισμικές δυνάμεις βάσει απλοποιημένης φασματικής μεθόδου (ΕΑΚ 3.5)Εκκεντρότητες τοίχου από ελαστικό άξονα κτιρίου $e_x=0.70 \text{ [m]}$, $e_y=4.40 \text{ [m]}$ Οριζόντια Δύναμη FxΣεισμός x-x= $4090.00 \times 15.105 / 26.131 + 4.40 \times 6634 \times 15.105 / 1727.146 = 2619.55 \text{ [kN]}$ Σεισμός y-y= $0.00 \times 15.105 / 26.131 + 4.40 \times 3779 \times 15.105 / 1727.146 = 145.45 \text{ [kN]}$ Οριζόντια Δύναμη FyΣεισμός x-x= $0.00 \times 0.000 / 16.939 + 0.70 \times 6634 \times 0.000 / 1727.146 = 0.00 \text{ [kN]}$ Σεισμός y-y= $4090.00 \times 0.000 / 16.939 + 0.70 \times 3779 \times 0.000 / 1727.146 = 0.00 \text{ [kN]}$

Επαλληλία σεισμικών δυνάμεων κατά x και y σύμφωνα με (ΕΑΚ 3.5.3[1])

 $(\exp F_x)^2 = 2619.55^2 + 145.45^2$, $\exp F_x = 2623.59 \text{ [kN]}$ $(\exp F_y)^2 = 0.00^2 + 0.00^2$, $\exp F_y = 0.00 \text{ [kN]}$

Επαλληλία σεισμικών δυνάμεων σύμφωνα με (ΕΑΚ 3.5.3[4])

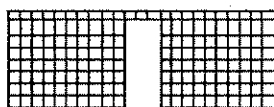
 $\max F_x = 2619.55 + 0.30 \times 145.45 = 2663.19 \text{ [kN]}$ $\max F_y = 0.00 + 0.30 \times 0.00 = 0.00 \text{ [kN]}$ Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου $F=2663.19 \text{ kN}$ ΥπόγειοT3

Διαστάσεις μήκος= 9.20m, ύψος= 3.20m, πάχος=0.89m

Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδό του

Ο τοίχος χωρίζεται σε 184 ορθογώνια επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία.

Οι κόμβοι είναι σε κάνναβο 9x24 κόμβων, συνολικά 216 κόμβοι.

Ακαμψία τοίχου από ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία $K= 5.695 \text{ GN/m}$ Προσεγγιστική ακαμψία (χωρίς ανοίγματα) $= 6.854 \text{ GN/m}$ Ακαμψία κατά x-x $K_x= 0.000 \text{ GN/m}$, κατά y-y $K_y= 5.695 \text{ GN/m}$ Σεισμικές δυνάμεις βάσει απλοποιημένης φασματικής μεθόδου (ΕΑΚ 3.5)Εκκεντρότητες τοίχου από ελαστικό άξονα κτιρίου $e_x=9.47 \text{ [m]}$, $e_y=0.25 \text{ [m]}$ Οριζόντια Δύναμη FxΣεισμός x-x= $4090.00 \times 0.000 / 26.131 + 0.25 \times 6634 \times 0.000 / 1727.146 = 0.00 \text{ [kN]}$ Σεισμός y-y= $0.00 \times 0.000 / 26.131 + 0.25 \times 3779 \times 0.000 / 1727.146 = 0.00 \text{ [kN]}$ Οριζόντια Δύναμη FyΣεισμός x-x= $0.00 \times 5.695 / 16.939 + 9.47 \times 6634 \times 5.695 / 1727.146 = 207.23 \text{ [kN]}$ Σεισμός y-y= $4090.00 \times 5.695 / 16.939 + 9.47 \times 3779 \times 5.695 / 1727.146 = 1493.12 \text{ [kN]}$

Επαλληλία σεισμικών δυνάμεων κατά x και y σύμφωνα με (ΕΑΚ 3.5.3[1])

 $(\exp F_x)^2 = 0.00^2 + 0.00^2$, $\exp F_x = 0.00 \text{ [kN]}$ $(\exp F_y)^2 = 207.23^2 + 1493.12^2$, $\exp F_y = 1507.43 \text{ [kN]}$

Επαλληλία σεισμικών δυνάμεων σύμφωνα με (ΕΑΚ 3.5.3[4])

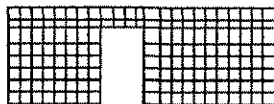
 $\max F_x = 0.00 + 0.30 \times 0.00 = 0.00 \text{ [kN]}$ $\max F_y = 1493.12 + 0.30 \times 207.23 = 1555.29 \text{ [kN]}$ Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου $F=1555.29 \text{ kN}$ ΥπόγειοT4

Διαστάσεις μήκος= 9.20m, ύψος= 3.20m, πάχος=0.89m

Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδό του

Ο τοίχος χωρίζεται σε 184 ορθογώνια επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία.

Οι κόμβοι είναι σε κάνναβο 9x24 κόμβων, συνολικά 216 κόμβοι.

Ακαμψία τοίχου από ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία $K= 5.668 \text{ GN/m}$ Προσεγγιστική ακαμψία (χωρίς ανοίγματα) $= 6.854 \text{ GN/m}$ Ακαμψία κατά x-x $K_x= 0.000 \text{ GN/m}$, κατά y-y $K_y= 5.668 \text{ GN/m}$ 

Σεισμικές δυνάμεις βάσει απλοποιημένης φασματικής μεθόδου (ΕΑΚ 3.5)

Εκκεντρότητες τοίχου από ελαστικό άξονα κτιρίου $e_x=10.73[m]$, $e_y=0.25[m]$ Οριζόντια Δύναμη F_x Σεισμος $x-x=4090.00x$ $0.000/26.131+0.25x$ $6634x$ $0.000/1727.146=$ $0.00[kN]$ Σεισμος $y-y=0.00x$ $0.000/26.131+0.25x$ $3779x$ $0.000/1727.146=$ $0.00[kN]$ Οριζόντια Δύναμη F_y Σεισμος $x-x=0.00x$ $5.668/16.939+10.73x$ $6634x$ $5.668/1727.146=$ $233.55[kN]$ Σεισμος $y-y=4090.00x$ $5.668/16.939+10.73x$ $3779x$ $5.668/1727.146=$ $1501.59[kN]$ Επαλληλία σεισμικών δυνάμεων κατά x και y σύμφωνα με (ΕΑΚ 3.5.3[1]) $(expF_x)^2 = 0.00^2 + 0.00^2$, $expF_x = 0.00 [kN]$ $(expF_y)^2 = 233.55^2 + 1501.59^2$, $expF_y = 1519.64 [kN]$

Επαλληλία σεισμικών δυνάμεων σύμφωνα με (ΕΑΚ 3.5.3[4])

 $maxF_x = 0.00 + 0.30x$ $0.00 = 0.00 [kN]$ $maxF_y = 1501.59 + 0.30x$ $233.55 = 1571.65 [kN]$ Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου $F=1571.65 kN$

Υπόγειο

T5

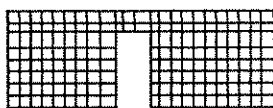
Διαστάσεις μήκος= 9.20m, ύψος= 3.20m, πάχος=0.74m

Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδό του

Ο τοίχος χωρίζεται σε 184 ορθογώνια επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία.

Οι κόμβοι είναι σε κάναβο $9x24$ κόμβων, συνολικά 216 κόμβοι.Ακαμψία τοίχου από ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία $K=5.389 GN/m$

Προσεγγιστική ακαμψία (χωρίς ανοίγματα) = 6.231 GN/m

Ακαμψία κατά $x-x$ $K_x=0.000 GN/m$, κατά $y-y$ $K_y=5.389 GN/m$ 

Σεισμικές δυνάμεις βάσει απλοποιημένης φασματικής μεθόδου (ΕΑΚ 3.5)

Εκκεντρότητες τοίχου από ελαστικό άξονα κτιρίου $e_x=4.90[m]$, $e_y=0.25[m]$ Οριζόντια Δύναμη F_x Σεισμος $x-x=4090.00x$ $0.000/26.131+0.25x$ $6634x$ $0.000/1727.146=$ $0.00[kN]$ Σεισμος $y-y=0.00x$ $0.000/26.131+0.25x$ $3779x$ $0.000/1727.146=$ $0.00[kN]$ Οριζόντια Δύναμη F_y Σεισμος $x-x=0.00x$ $5.389/16.939+4.90x$ $6634x$ $5.389/1727.146=$ $101.39[kN]$ Σεισμος $y-y=4090.00x$ $5.389/16.939+4.90x$ $3779x$ $5.389/1727.146=$ $1358.95[kN]$ Επαλληλία σεισμικών δυνάμεων κατά x και y σύμφωνα με (ΕΑΚ 3.5.3[1]) $(expF_x)^2 = 0.00^2 + 0.00^2$, $expF_x = 0.00 [kN]$ $(expF_y)^2 = 101.39^2 + 1358.95^2$, $expF_y = 1362.73 [kN]$

Επαλληλία σεισμικών δυνάμεων σύμφωνα με (ΕΑΚ 3.5.3[4])

 $maxF_x = 0.00 + 0.30x$ $0.00 = 0.00 [kN]$ $maxF_y = 1358.95 + 0.30x$ $101.39 = 1389.37 [kN]$ Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου $F=1389.37 kN$

Κέντρο Διάτμησης ορόφου (ΚΔ)

Τοίχος	$K_x [GN/m]$	$K_y [GN/m]$	$x [m]$	$y [m]$	$x \cdot K_y$	$y \cdot K_x$	$x^2 \cdot K_y$	$y^2 \cdot K_x$
T1	10.882	0.000	10.48	8.85	0.000	96.251	0.000	851.343
T2	15.105	0.000	10.48	0.44	0.000	6.722	0.000	2.991
T3	0.000	5.695	0.31	4.60	1.737	0.000	0.530	0.000
T4	0.000	5.668	20.50	4.60	116.222	0.000	2383.139	0.000
T5	0.000	5.389	4.88	4.60	26.298	0.000	128.336	0.000
Y1	0.034	0.076	9.63	5.24	0.736	0.178	7.091	0.933
Y2	0.076	0.034	14.80	5.14	0.503	0.393	7.444	2.020
Y3	0.034	0.076	19.80	5.24	1.514	0.178	29.977	0.933

Σύνολο $26.131 [GN/m]$ $16.939 [GN/m]$ 147.011 103.722 2556.517 858.220 Κέντρο Διάτμησης $x=147.011/16.939=8.68 m$, $y=103.722/26.131=3.97 m$ Στρεπτική ακαμψία ορόφου $I_p=2556.517+858.220-8.68^2 \times 16.939-3.97^2 \times 26.131=1727.146 [GNm]$

Τυχρηματικές εκκεντρότητες ορόφου (ΕΑΚ 3.3.1) $e_{tx}=0.05 \times 21.09=1.05$ [m], $e_{ty}=0.05 \times 9.29=0.46$ [m]

Στατικές εκκεντρότητες $e_{ox}=10.16-9.78=0.38$ [m], $e_{oy}=4.54-4.85=-0.31$ [m]

Οι περισσότεροι τοίχοι έχουν διάταξη παράλληλοι προς τους άξονες x και y, οπότε (ΕΑΚ 3.3.3[4])

οι κύριες διευθύνσεις του κτιρίου λαμβάνονται παράλληλα προς τους άξονες x και y.

Το κτίριο δεν έχει στρεπτική ευαισθησία (ΕΑΚ Σ3.3.3[7]) και (ΕΑΚ 3.3.3[5]) οπότε

οι ισοδύναμες στατικές εκκεντρότητες λαμβάνονται ως:

$e_{fx}=1.50 \times 0.38=0.57$ [m], $e_{rx}=0.50 \times 0.38=0.19$ [m], $e_{fy}=1.50 \times -0.31=-0.46$ [m], $e_{ry}=0.50 \times -0.31=-0.15$ [m]

εκκεντρότητες σχεδιασμού (ΕΑΚ 3.3.3[1])

$max_{ex}=0.57+1.05=1.62$ [m], $min_{ex}=0.19-1.05=-0.87$ [m]

$max_{ey}=-0.15+0.46=0.31$ [m], $min_{ey}=-0.46-0.46=-0.92$ [m]

Μέγιστες στρεπτικές ροπές φορτίου ορόφου λόγω εκκεντρότητας max_e και min_e

Φόρτιση κατά x-x $max_{Mzx}=1.62 \times 4090=6634$ [kNm]

Φόρτιση κατά y-y $max_{Mzy}=0.92 \times 4090=3779$ [kNm]

Προσεγγιστική σχετική οριζόντια μετατόπιση ορόφου $\Delta x=0.001 \times 4090.0/26.131=0.157$ mm

Προσεγγιστική σχετική οριζόντια μετατόπιση ορόφου $\Delta y=0.001 \times 4090.0/16.939=0.241$ mm

Έλεγχος Κανονικότητας ορόφου κτιρίου (ΕΑΚ 3.5.1[4])

α) Έλεγχος διαστάσεων ΕΑΚ 3.5.1.[4] α

Περίγραμμα ορόφου $minX=-0.14$ m, $maxX=20.95$ m, $minY=0.00$ m, $maxY=9.29$ m

Πλευρές κτιρίου $Lx=21.09$ m, $Ly=9.29$ m

Λόγος πλευρών $21.09/9.29=2.27 \leq 4$ ικανοποιείται η συνθήκη ΕΑΚ 3.5.1.[4].1

Πρόσθετη απαίτηση για κανονικότητα κτιρίου είναι τα κενά της κατοψης να μην υπερβαίνουν το 35%

β, γ) Έλεγχος μεταβολής Δυσκαμψίας και Μάζας ορόφου ΕΑΚ 3.5.1.[4] β.γ.

Η ριζοδομή είναι μονόροφος άρα ικανοποιείται η απαίτηση μεταβολής

δυσκαμψίας και μάζας ορόφου ΕΑΚ 3.5.1.[4] β.γ

Ελεγχοί αντοχής τοίχων (Ευρωκ-6, 4)

Οι έλεγχοι των τοίχων γίνονται στην οριακή κατάσταση αστοχίας βάσει του Ευρωκώδικα 6, κεφ 4.

Οι συνδυασμοί φορτίσεων που ελέγχονται είναι:

α) Έλεγχος σε αξονικό φορτίο για φόρτιση $1.35xg+1.50xq$, $N_{sd} \leq N_{rd}$ Ευρωκ-6 4.4.2

β) Έλεγχος σε αξονικό φορτίο για φόρτιση $1.0xg+0.30xq+\Sigma \text{εισμ}$, $N_{sd} \leq N_{rd}$ Ευρωκ-6 4.4.2

γ) Έλεγχος σε διάτμηση για φόρτιση $1.0xg+0.30xq+\Sigma \text{εισμ}$, $V_{sd} \leq V_{rd}$ Ευρωκ-6 4.5.3

Επίσης γίνεται έλεγχος λυγνρότητας τοίχων $hef/tef < 27$ Ευρωκ-6 4.4.6.

και έλεγχος σε συγκεντρωμένα φορτία στις θέσεις έδρασης δοκών Ευρωκ-6 4.4.8

Γίνονται επίσης έλεγχοι γεωμετρικών απαιτήσεων, πάχος, λυγνρότητα, ύψος προς πάχος σύμφωνα με το Εθνικό κείμενο εφαρμογής του Ευρωκώδικα 6.

Σε κάθε περίπτωση το φορτίο σχεδιασμού N_{sd} , ή V_{sd} προσδιορίζεται σαν φορτίο ανά μονάδα πλάτους από τις ακριβείς μέγιστες τάσεις που υπολογίζονται από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων.

Οι εκκεντρότητες για τον υπολογισμό των μειωτικών συντελεστών Φ_i και Φ_m υπολογίζονται με ακρίβεια από τις φορτίσεις της κατασκευής βάσει του Ευρωκ-6 4.4.3

Οι ροπές M_i στην κορυφή κάθε τοίχου υπολογίζονται από τα φορτία των πλακών (Ευρωκ-6 Παράρτ.Γ)

Η εκκεντρότητα e_h υπολογίζεται από την πραγματική μέγιστη οριζόντια μετατόπιση λόγω σεισμού

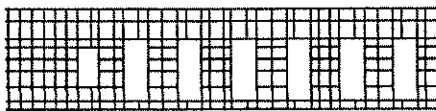
Το μήκος λυγισμού υπολογίζεται (Ευρωκ-6 4.4.4.3) λαμβάνοντας υπόψη την μερική ή ολική πάκτωση

στην κορυφή και βάση του τοίχου. Για τις κατακόρυφες παρειές λόγω ύπαρξης ανοιγμάτων στους τοίχους οι συντελεστές ρ_3 και ρ_4 λαμβάνονται επί το δυσμενέστερο $\rho_3 = \rho_4 = 1$

Η τυχηματική εκκεντρότητα λαμβάνεται $e_s = hef/450$ (Ευρωκ-6 4.4.7.2)

Ισόγειο**T6**

Διαστάσεις μήκος=20.95m, ύψος= 4.40m, πάχος=0.69m



Λιθοδομή 0.55

Κατηγορία κατασκευής Β (Ευρωκ-6, Παράρτημα Η)

Κατηγορία ελέγχου παραγωγής λιθοσωμάτων Ι (Ευρωκ-6, 3.1.1)

Θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας $f_k = 9.01 \text{ N/mm}^2$

Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού $\gamma_M = 2.20$ (Ευρωκ-6, Πινάκ.2.3)

Μήκος λυγισμού $hef = r_x h = 0.75 \times 4.40 = 3.30 \text{ m}$ (Ευρωκ-6, 4.4.4.3)

Λυγνρότητα $hef/tef = 3.30/0.69 = 4.78 < 27$ εντάξει (Ευρωκ-6, 4.4.6)

Απαιτήσεις Εθνικού κειμένου εφαρμογής Ευρωκώδικα

Διαζωματική τοιχοποιία

Πάχος τοίχου $= 0.690 \geq 0.240 \text{ m}$ (εντάξει)

Λυγνρότητα $\lambda = 4.78 \leq 15$ (εντάξει)

Υψος/μήκος τοίχου $h/L = 4.40/20.95 = 0.21 \leq 3.0$ (εντάξει)

Έλεγχος σε κατακόρυφο φορτίο φόρτιση $1.35xg+1.50xq$ (Ευρωκ-6, 4.4.2)

Έλεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_i = (1.35 \times 146.7 + 1.50 \times 0.0)/20.95 = 9.45 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 9.45/0.69 = 0.014 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου ή στέγης στην κορυφή $M_i/N_i = 0$

Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00000 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = hef/450 = 3.30/450 = 0.00733 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στην κορυφή (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i/N_i + e_{hi} + e_s = 0.00000 + 0.00000 + 0.00733 = 0.00733 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05 \times 0.69 = 0.03450 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i = 1 - 2e_i/t = 1 - 2 \times 0.03450/0.69 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \Phi_m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.69 \times 9.01/2.20 = 2543.3 \text{ kN/m}$

$N_{sd} = 9.5 < 2543.3 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Έλεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο και βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_m = (9.45 + 0.40 \times 1.35 \times 1278.0/20.95) = 42.39 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 42.39/0.69 = 0.061 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου στο μεσαίο πέμπτο $M_m/N_m = 0.20 \times 0.00000 \times 9.5/42.4 = 0.00000 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00000 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = hef/450 = 3.30/450 = 0.00733 \text{ m}$

Εκκεντρότητα οφειλόμενη στα φορτία $e_m = (M_m/N_m) + e_{hm} + e_s = 0.00000 + 0.00000 + 0.00733 = 0.00733 \text{ m}$

Η λυγνρότητα είναι ≤ 15 άρα (Ευρωκ-6 4.4.3.2) εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_m = e_m + e_k = 0.00733 + 0.00000 = 0.00733 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_m = 0.05t = 0.05 \times 0.69 = 0.03450 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_m = 1 - 2e_m/t = 1 - 2 \times 0.034/0.69 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_i = (1.35 \times 1424.7 + 1.50 \times 0.0) / 20.95 = 91.81 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 91.81 / 0.69 = 0.133 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_i/N_i = 0.00000 \times 9.5 / 91.8 = 0.00000 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00000 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef}/450 = 3.30/450 = 0.00733 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στην βάση (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i/N_i + e_{hi} + e_s = 0.00000 + 0.00000 + 0.00733 = 0.00733 \text{ m}$
 Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05 \times 0.69 = 0.03450 \text{ m}$
 Μειωτικός συντελεστής στην βάση (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i = 1 - 2e_i/t = 1 - 2 \times 0.03450 / 0.69 = 0.90$
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \Phi_{im.t.fk}/\gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.69 \times 9.01 / 2.20 = 2543.3 \text{ kN/m}$
 Μέγιστη κατακόρυφη θλιπτική τάση από αποτελέσματα πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma_n = -0.213 \text{ N/mm}^2$
 (Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περιοχές τάσεων εκτός των περιοχών συγκέντρωσης τάσεων στις στηρίξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)
 Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{sd} = 1000 \times 0.69 \times 0.213 = 146.7 \text{ kN/m}$
 $N_{sd} = 146.7 < 2543.3 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Έλεγχος σε κατακόρυφο φορτίο φόρτιση 1.00xg+0.30xq+Σεισμός (Ευρωκ-6, 4.4.2)

Έλεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_i = (1.00 \times 146.7 + 0.30 \times 0.0) / 20.95 = 7.00 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 7.00 / 0.69 = 0.010 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου ή στέγης στην κορυφή $M_i/N_i = 0$
 Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00038 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef}/450 = 3.30/450 = 0.00733 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στην κορυφή (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i/N_i + e_{hi} + e_s = 0.00000 + 0.00038 + 0.00733 = 0.00771 \text{ m}$
 Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05 \times 0.69 = 0.03450 \text{ m}$
 Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i = 1 - 2e_i/t = 1 - 2 \times 0.03450 / 0.69 = 0.90$
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \Phi_{im.t.fk}/\gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.69 \times 9.01 / 2.20 = 2543.3 \text{ kN/m}$
 $N_{sd} = 7.0 < 2543.3 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Έλεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο και βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_m = (7.00 + 0.40 \times 1.00 \times 1278.0) / 20.95 = 31.40 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 31.40 / 0.69 = 0.046 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου στο μεσαίο πέμπτο $M_m/N_m = 0.20 \times 0.00000 \times 7.0 / 31.4 = 0.00000 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00019 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef}/450 = 3.30/450 = 0.00733 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα οφειλόμενη στα φορτία $e_m = (M_m/N_m) + e_{hm} + e_s = 0.00000 + 0.00019 + 0.00733 = 0.00752 \text{ m}$
 Η λυγηρότητα είναι ≤ 15 άρα (Ευρωκ-6 4.4.3.2) εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_m = e_m + e_k = 0.00752 + 0.00000 = 0.00752 \text{ m}$
 Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_m = 0.05t = 0.05 \times 0.69 = 0.03450 \text{ m}$
 Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_m = 1 - 2e_m/t = 1 - 2 \times 0.034 / 0.69 = 0.90$
 Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_i = (1.00 \times 1424.7 + 0.30 \times 0.0) / 20.95 = 68.00 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 68.00 / 0.69 = 0.099 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_i/N_i = 0.00000 \times 7.0 / 68.0 = 0.00000 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00038 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef}/450 = 3.30/450 = 0.00733 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στην βάση (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i/N_i + e_{hi} + e_s = 0.00000 + 0.00038 + 0.00733 = 0.00771 \text{ m}$
 Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05 \times 0.69 = 0.03450 \text{ m}$
 Μειωτικός συντελεστής στην βάση (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i = 1 - 2e_i/t = 1 - 2 \times 0.03450 / 0.69 = 0.90$
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \Phi_{im.t.fk}/\gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.69 \times 9.01 / 2.20 = 2543.3 \text{ kN/m}$
 Μέγιστη κατακόρυφη θλιπτική τάση από αποτελέσματα πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma_n = -0.760 \text{ N/mm}^2$
 (Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περιοχές τάσεων εκτός των περιοχών συγκέντρωσης τάσεων στις στηρίξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)
 Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{sd} = 1000 \times 0.69 \times 0.760 = 524.1 \text{ kN/m}$
 $N_{sd} = 524.1 < 2543.3 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Έλεγχος σε διάτμηση φόρτιση 1.00xg+0.30xq+Σεισμός (Ευρωκ-6.4.5.3)

Μέγιστη τάση διάτμησης από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\tau_{max} = 0.234 \text{ N/mm}^2$
 (Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περιοχές τάσεων εκτός των περιοχών συγκέντρωσης τάσεων στις στηρίξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)
 Μέγιστη τιμή σχεδιασμού τέμνουσας ανά μονάδα μήκους $V_{sd} = 1000 \times 0.69 \times 0.234 = 161.3 \text{ kN/m}$
 Χαρακτηριστική διατμητική αντοχή $f_{vk} = 0.70 \times (f_{vk0} + 0.4 \times \sigma_{sdo})$ (Ευρωκ-6 3.6.3, Ευρωκ-6 3.6.3(8))
 $f_{vk} = 0.70 \times (0.610 + 0.4 \times 0.760) = 0.640 \text{ N/mm}^2$, $\max f_{vk} = 1.000 \text{ N/mm}^2$, και $f_{vk} = 0.640 \text{ N/mm}^2$
 Τιμή σχεδιασμού αντοχής έναντι τέμνουσας $V_{rd} = f_{vk.t.}/\gamma_M$ (Ευρωκ-6 4.5.3)
 $V_{rd} = 1000 \times 0.640 \times 0.69 / 2.20 = 200.6 \text{ kN/m}$
 $V_{sd} = 161.3 < 200.6 = V_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος τέμνουσας σε οριακή κατάσταση αστοχίας

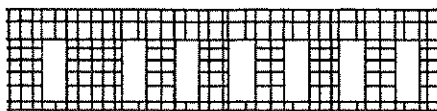
Σενάζ οπλισμένου σκυροδέματος (Εθν. Κείμ. εφαρμογής Ευρωκ-6, 5.2)

Στο πάνω μέρος του τοίχου και στο ύψος των υπέρθυρων τυχόν παρουσιάζόμενες μικρές εφελκυστικές τάσεις παραλαμβάνονται από σενάζ οπλισμένου σκυροδέματος 69x20 [πλάτος x ύψος cm]

με ελάχιστο οπλισμό 4Φ16 (και συνδετήρες Φ8/20) που ικανοποιεί τα ελάχιστα όρια του κανονισμού.

Ισόγειο**T7**

Διαστάσεις μήκος=20.95m, ύψος= 4.40m, πάχος=0.69m



Λιθοδομή 0.55

Κατηγορία κατασκευής Β (Ευρωκ-6, Παράρτημα Η)

Κατηγορία ελέγχου παραγωγής λιθοσωμάτων Ι (Ευρωκ-6, 3.1.1)

Θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας $f_k = 9.01 \text{ N/mm}^2$

Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού $\gamma_M = 2.20$ (Ευρωκ-6, Πίνακ.2.3)

Μήκος λυγισμού $hef = r_x h = 0.75 \times 4.40 = 3.30 \text{ m}$ (Ευρωκ-6, 4.4.4.3)

Λυγηρότητα $hef/tef = 3.30/0.69 = 4.78 < 27$ εντάξει (Ευρωκ-6, 4.4.6)

Απαιτήσεις Εθνικού κειμένου εφαρμογής Ευρωκώδικα

Διαζωματική τοιχοποιία

Πάχος τοίχου $= 0.690 \geq 0.240 \text{ m}$ (εντάξει)

Λυγηρότητα $\lambda = 4.78 \leq 15$ (εντάξει)

Υψος/μήκος τοίχου $h/L = 4.40/20.95 = 0.21 < 3.0$ (εντάξει)

Έλεγχος σε κατακόρυφο φορτίο Φόρτιση 1.35xg+1.50xq (Ευρωκ-6, 4.4.2)

Έλεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_i = (1.35 \times 146.7 + 1.50 \times 0.0) / 20.95 = 9.45 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 9.45 / 0.69 = 0.014 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου ή στέγης στην κορυφή $M_i/N_i = 0$

Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00000 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = hef/450 = 3.30/450 = 0.00733 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στην κορυφή (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i/N_i + e_{hi} + e_s = 0.00000 + 0.00000 + 0.00733 = 0.00733 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05 \times 0.69 = 0.03450 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i = 1 - 2e_i/t = 1 - 2 \times 0.03450/0.69 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \Phi_i m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.69 \times 9.01 / 2.20 = 2543.3 \text{ kN/m}$

$N_{sd} = 9.5 < 2543.3 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Έλεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο και βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_m = (9.45 + 0.40 \times 1.35 \times 1251.1 / 20.95) = 41.70 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 41.70 / 0.69 = 0.060 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου στο μεσαίο πέμπτο $M_m/N_m = 0.20 \times 0.00000 \times 9.5 / 41.7 = 0.00000 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00000 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = hef/450 = 3.30/450 = 0.00733 \text{ m}$

Εκκεντρότητα οφειλόμενη στα φορτία $e_m = (M_m/N_m) + e_{hm} + e_s = 0.00000 + 0.00000 + 0.00733 = 0.00733 \text{ m}$

Η λυγηρότητα είναι ≤ 15 άρα (Ευρωκ-6 4.4.3.2) εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_m = e_m + e_k = 0.00733 + 0.00000 = 0.00733 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_m = 0.05t = 0.05 \times 0.69 = 0.03450 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_m = 1 - 2e_m/t = 1 - 2 \times 0.03450/0.69 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_i = (1.35 \times 1397.8 + 1.50 \times 0.0) / 20.95 = 90.07 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 90.07 / 0.69 = 0.131 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_i/N_i = 0.00000 \times 9.5 / 90.1 = 0.00000 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00000 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = hef/450 = 3.30/450 = 0.00733 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στην βάση (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i/N_i + e_{hi} + e_s = 0.00000 + 0.00000 + 0.00733 = 0.00733 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05 \times 0.69 = 0.03450 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στην βάση (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i = 1 - 2e_i/t = 1 - 2 \times 0.03450/0.69 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \Phi_i m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.69 \times 9.01 / 2.20 = 2543.3 \text{ kN/m}$

Μέγιστη κατακόρυφη θλιπτική τάση από αποτελέσματα πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma = -0.212 \text{ N/mm}^2$

(Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περιοχές τάσεων εκτός των περιοχών συγκέντρωσης τάσεων στις στηρίξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά).

Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{sd} = 1000 \times 0.69 \times 0.212 = 146.0 \text{ kN/m}$

$N_{sd} = 146.0 < 2543.3 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Έλεγχος σε κατακόρυφο φορτίο θόρτιση 1.00xg+0.30xg+Σεισμός (Ευρωκ-6, 4.4.2)**Έλεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου**

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_i = (1.00 \times 146.7 + 0.30 \times 0.0) / 20.95 = 7.00 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 7.00 / 0.69 = 0.010 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου ή στέγης στην κορυφή $M_i/N_i = 0$

Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00038 \text{ m}$

Τυχρηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef}/450 = 3.30/450 = 0.00733 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στην κορυφή (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i/N_i + e_{hi} + e_s = 0.00000 + 0.00038 + 0.00733 = 0.00771 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05 \times 0.69 = 0.03450 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i = 1 - 2e_i/t = 1 - 2 \times 0.03450/0.69 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \Phi_{im} \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.69 \times 9.01/2.20 = 2543.3 \text{ kN/m}$

$N_{sd} = 7.0 < 2543.3 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Έλεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο και βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_m = (7.00 + 0.40 \times 1.00 \times 1251.1/20.95) = 30.89 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 30.89 / 0.69 = 0.045 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου στο μεσαίο πέμπτο $M_m/N_m = 0.20 \times 0.00000 \times 7.0 / 30.9 = 0.00000 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00019 \text{ m}$

Τυχρηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef}/450 = 3.30/450 = 0.00733 \text{ m}$

Εκκεντρότητα οφειλόμενη στα φορτία $e_m = (M_m/N_m) + e_{hm} + e_s = 0.00000 + 0.00019 + 0.00733 = 0.00752 \text{ m}$

Η λυγηρότητα είναι ≤ 15 άρα (Ευρωκ-6 4.4.3.2) εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_m = e_m + e_k = 0.00752 + 0.00000 = 0.00752 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_m = 0.05t = 0.05 \times 0.69 = 0.03450 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_m = 1 - 2e_m/t = 1 - 2 \times 0.034/0.69 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_i = (1.00 \times 1397.8 + 0.30 \times 0.0) / 20.95 = 66.72 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 66.72 / 0.69 = 0.097 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_i/N_i = 0.00000 \times 7.0 / 66.7 = 0.00000 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00038 \text{ m}$

Τυχρηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef}/450 = 3.30/450 = 0.00733 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στην βάση (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i/N_i + e_{hi} + e_s = 0.00000 + 0.00038 + 0.00733 = 0.00771 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05 \times 0.69 = 0.03450 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στην βάση (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i = 1 - 2e_i/t = 1 - 2 \times 0.03450/0.69 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \Phi_{im} \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.69 \times 9.01/2.20 = 2543.3 \text{ kN/m}$

Μέγιστη κατακόρυφη θλιπτική τάση από αποτελέσματα πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma_{\text{cm}} = -0.723 \text{ N/mm}^2$

(Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περιοχές τάσεων εκτός των περιοχών συγκέντρωσης τάσεων στις στηρίξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)

Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{sd} = 1000 \times 0.69 \times 0.723 = 499.2 \text{ kN/m}$

$N_{sd} = 499.2 < 2543.3 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Έλεγχος σε διάτμηση θόρτιση 1.00xg+0.30xg+Σεισμός (Ευρωκ-6.4.5.3)

Μέγιστη τάση διάτμησης από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\tau_{\max} = 0.220 \text{ N/mm}^2$

(Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περιοχές τάσεων εκτός των περιοχών συγκέντρωσης τάσεων στις στηρίξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)

Μέγιστη τιμή σχεδιασμού τέμνουσας ανά μονάδα μήκους $V_{sd} = 1000 \times 0.69 \times 0.220 = 151.7 \text{ kN/m}$

Χαρακτηριστική διατμητική αντοχή $f_{vk} = 0.70 \times (f_{vko} + 0.4 \sigma_{sd})$ (Ευρωκ-6 3.6.3, Ευρωκ-6 3.6.3(8))

$f_{vk} = 0.70 \times (0.610 + 0.4 \times 0.723) = 0.630 \text{ N/mm}^2$, $\max f_{vk} = 1.000 \text{ N/mm}^2$, και $f_{vk} = 0.630 \text{ N/mm}^2$

Τιμή σχεδιασμού αντοχής έναντι τέμνουσας $V_{rd} = f_{vk} \cdot t \cdot \gamma_M$ (Ευρωκ-6 4.5.3)

$V_{rd} = 1000 \times 0.630 \times 0.69/2.20 = 197.5 \text{ kN/m}$

$V_{sd} = 151.7 < 197.5 = V_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος τέμνουσας σε οριακή κατάσταση αστοχίας

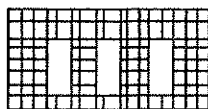
Σενάζ οπλισμένου σκυροδέματος (Εθν. Κείμ. εφαρμογής Ευρωκ-6, 5.2)

Στο πάνω μέρος του τοίχου και στο ύψος των υπέρθρων τυχόν παρουσιαζόμενες μικρές εφελκυστικές τάσεις παραλαμβάνονται από σενάζ οπλισμένου σκυροδέματος 69×20 [πλάτος x ύψος cm]

με ελάχιστο οπλισμό $4\Phi 16$ (και συνδετήρες $\Phi 8/20$) που ικανοποιεί τα ελάχιστα όρια του κανονισμού.

Ισόγειο**T8**

Διαστάσεις μήκος= 9.20m, ύψος= 4.40m, πάχος=0.69m



Λιθοδομή 0.55

Κατηγορία κατασκευής B (Ευρωκ-6, Παράρτημα Η)

Κατηγορία ελέγχου παραγωγής λιθοσωμάτων I (Ευρωκ-6, 3.1.1)

Θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας $f_k = 9.01 \text{ N/mm}^2$ Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού $\gamma_M = 2.20$ (Ευρωκ-6, Πίνακ.2.3)Μήκος λυγισμού $hef = r_x h = 0.75 \times 4.40 = 3.30 \text{ m}$ (Ευρωκ-6, 4.4.4.3)Λυγηρότητα $hef/t_{ef} = 3.30/0.69 = 4.78 < 27$ εντάξει (Ευρωκ-6, 4.4.6)**Απαιτήσεις Εθνικού κειμένου εφαρμογής Ευρωκώδικα**

Διαζωματική τοιχοποιία

Πάχος τοίχου $= 0.690 \geq 0.240 \text{ m}$ (εντάξει)Λυγηρότητα $\lambda = 4.78 \leq 15$ (εντάξει)Υψος/μήκος τοίχου $h/L = 4.40/9.20 = 0.48 \leq 3.0$ (εντάξει)**Ελεγχος σε κατακόρυφο φορτίο θόρτιση 1.35xg+1.50xq (Ευρωκ-6, 4.4.2)**

Ελεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_i = (1.35 \times 0.0 + 1.50 \times 0.0) / 9.20 = 0.00 \text{ kN/m}$ Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 0.00 / 0.69 = 0.000 \text{ N/mm}^2$ Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου ή στέγης στην κορυφή $M_i/N_i = 0$ Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00000 \text{ m}$ Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = hef/450 = 3.30/450 = 0.00733 \text{ m}$ Εκκεντρότητα στην κορυφή (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i/N_i + e_{hi} + e_s = 0.00000 + 0.00000 + 0.00733 = 0.00733 \text{ m}$ Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05 \times 0.69 = 0.03450 \text{ m}$ Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\phi_i = 1 - 2e_i/t = 1 - 2 \times 0.03450/0.69 = 0.90$ Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \phi_{im} \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.69 \times 9.01/2.20 = 2543.3 \text{ kN/m}$ $N_{sd} = 0.0 < 2543.3 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Ελεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο και βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_m = (0.00 + 0.40 \times 1.35 \times 571.9 / 9.20) = 33.57 \text{ kN/m}$ Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 33.57 / 0.69 = 0.049 \text{ N/mm}^2$ Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου στο μεσαίο πέμπτο $M_m/N_m = 0.20 \times 0.00000 \times 0.0 / 33.6 = 0.00000 \text{ m}$ Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00000 \text{ m}$ Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = hef/450 = 3.30/450 = 0.00733 \text{ m}$ Εκκεντρότητα οφειλόμενη στα φορτία $e_m = (M_m/N_m) + e_{hm} + e_s = 0.00000 + 0.00000 + 0.00733 = 0.00733 \text{ m}$ Η λυγηρότητα είναι ≤ 15 άρα (Ευρωκ-6 4.4.3.2) εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$ Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_m = e_m + e_k = 0.00733 + 0.00000 = 0.00733 \text{ m}$ Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_m = 0.05t = 0.05 \times 0.69 = 0.03450 \text{ m}$ Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\phi_m = 1 - 2e_m/t = 1 - 2 \times 0.034/0.69 = 0.90$ Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_i = (1.35 \times 571.9 + 1.50 \times 0.0) / 9.20 = 83.92 \text{ kN/m}$ Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 83.92 / 0.69 = 0.122 \text{ N/mm}^2$ Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_i/N_i = 0.00000 \times 0.0 / 83.9 = 0.00000 \text{ m}$ Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00000 \text{ m}$ Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = hef/450 = 3.30/450 = 0.00733 \text{ m}$ Εκκεντρότητα στην βάση (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i/N_i + e_{hi} + e_s = 0.00000 + 0.00000 + 0.00733 = 0.00733 \text{ m}$ Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05 \times 0.69 = 0.03450 \text{ m}$ Μειωτικός συντελεστής στην βάση (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\phi_i = 1 - 2e_i/t = 1 - 2 \times 0.03450/0.69 = 0.90$ Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \phi_{im} \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.69 \times 9.01/2.20 = 2543.3 \text{ kN/m}$ Μέγιστη κατακόρυφη θλιπτική τάση από αποτελέσματα πεπερασμένων στοιχείων $\sigma_{max} = -0.178 \text{ N/mm}^2$

(Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περιοχές τάσεων εκτός των περιοχών συγκέντρωσης τάσεων στις στηρίξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)

Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{sd} = 1000 \times 0.69 \times 0.178 = 123.0 \text{ kN/m}$ $N_{sd} = 123.0 < 2543.3 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας**Ελεγχος σε κατακόρυφο φορτίο θόρτιση 1.00xg+0.30xq+Σεισμός (Ευρωκ-6, 4.4.2)**

Ελεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_i = (1.00 \times 0.0 + 0.30 \times 0.0) / 9.20 = 0.00 \text{ kN/m}$ Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 0.00 / 0.69 = 0.000 \text{ N/mm}^2$ Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου ή στέγης στην κορυφή $M_i/N_i = 0$

Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi}=0.00038\text{ m}$

Τυχνηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s=hef/450=3.30/450=0.00733\text{ m}$

Εκκεντρότητα στην κορυφή (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i=M_i/N_i+e_{hi}+e_s=0.00000+0.00038+0.00733=0.00771\text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i=0.05t=0.05 \times 0.69=0.03450\text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i=1-2e_i/t=1-2 \times 0.03450/0.69=0.90$

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd}=\Phi_{im}.t.f_k/\gamma_M=1000 \times 0.90 \times 0.69 \times 9.01/2.20=2543.3\text{ kN/m}$
 $N_{sd}=0.0 < 2543.3=N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Έλεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο και βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_m=(0.00+0.40 \times 1.00 \times 571.9/9.20)=24.87\text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{sdo}=0.001 \times 24.87/0.69=0.036\text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου στο μεσαίο πέμπτο $M_m/N_m=0.20 \times 0.00000 \times 0.0/24.9=0.00000\text{ m}$

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm}=0.00019\text{ m}$

Τυχνηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s=hef/450=3.30/450=0.00733\text{ m}$

Εκκεντρότητα οφειλόμενη στα φορτία $e_m=(M_m/N_m)+e_{hm}+e_s=0.00000+0.00019+0.00733=0.00752\text{ m}$

Η λυγηρότητα είναι ≤ 15 άρα (Ευρωκ-6 4.4.3.2) εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k=0$

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_m=e_m+e_k=0.00752+0.00000=0.00752\text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_m=0.05t=0.05 \times 0.69=0.03450\text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_m=1-2e_m/t=1-2 \times 0.034/0.69=0.90$

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_i=(1.00 \times 571.9+0.30 \times 0.0)/9.20=62.16\text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{sdo}=0.001 \times 62.16/0.69=0.090\text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_i/N_i=0.00000 \times 0.0/62.2=0.00000\text{ m}$

Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi}=0.00038\text{ m}$

Τυχνηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s=hef/450=3.30/450=0.00733\text{ m}$

Εκκεντρότητα στην βάση (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i=M_i/N_i+e_{hi}+e_s=0.00000+0.00038+0.00733=0.00771\text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i=0.05t=0.05 \times 0.69=0.03450\text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στην βάση (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i=1-2e_i/t=1-2 \times 0.03450/0.69=0.90$

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd}=\Phi_{im}.t.f_k/\gamma_M=1000 \times 0.90 \times 0.69 \times 9.01/2.20=2543.3\text{ kN/m}$

Μέγιστη κατακόρυφη θλιπτική τάση από αποτελέσματα πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma_{pi}=-0.925\text{ N/mm}^2$

(Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περιοχές τάσεων εκτός των περιοχών συγκέντρωσης τάσεων στις στηρίξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)

Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{sd}=1000 \times 0.69 \times 0.925=638.2\text{ kN/m}$

$N_{sd}=638.2 < 2543.3=N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Έλεγχος σε διάτμηση φόρτιση $1.00xg+0.30xq$ +Σεισμός (Ευρωκ-6.4.5.3)

Μέγιστη τάση διάτμησης από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\tau_{max}=0.284\text{ N/mm}^2$

(Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περιοχές τάσεων εκτός των περιοχών συγκέντρωσης τάσεων στις στηρίξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)

Μέγιστη τιμή σχεδιασμού τέμνουσας ανά μονάδα μήκους $V_{sd}=1000 \times 0.69 \times 0.284=195.9\text{ kN/m}$

Χαρακτηριστική διατμητική αντοχή $f_{vk}=0.70 \times (f_{vk0}+0.4 \times \sigma_{sd})$ (Ευρωκ-6 3.6.3, Ευρωκ-6 3.6.3(8))
 $f_{vk}=0.70 \times (0.610+0.4 \times 0.925)=0.686\text{ N/mm}^2$, $\max f_{vk}=1.000\text{ N/mm}^2$, και $f_{vk}=0.686\text{ N/mm}^2$

Τιμή σχεδιασμού αντοχής έναντι τέμνουσας $V_{rd}=f_{vk}.t./\gamma_M$ (Ευρωκ-6 4.5.3)

$V_{rd}=1000 \times 0.686 \times 0.69/2.20=215.2\text{ kN/m}$

$V_{sd}=195.9 < 215.2=V_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος τέμνουσας σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Σενάζ οπλισμένου σκυροδέματος (Εθν. Κείμ. εφαρμογής Ευρωκ-6, 5.2)

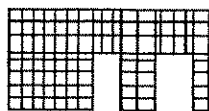
Στο πάνω μέρος του τοίχου και στο ύψος των υπέρθρων τυχόν παρουσιαζόμενες μικρές εφελκυστικές τάσεις παραλαμβάνονται από σενάζ οπλισμένου σκυροδέματος 69×20 [πλάτος \times ύψος cm]

με ελάχιστο οπλισμό $4\Phi 16$ (και συνδετήρες $\Phi 8/20$) που ικανοποιεί τα ελάχιστα όρια του κανονισμού.

Ισόγειο

T9

Διαστάσεις μήκος= 9.20m, ύψος= 4.40m, πάχος=0.69m



Λιθοδομή 0.55

Κατηγορία κατασκευής Β (Ευρωκ-6, Παράρτημα Η)

Κατηγορία ελέγχου παραγωγής λιθοσωμάτων Ι (Ευρωκ-6, 3.1.1)

Θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας $f_k=9.01\text{ N/mm}^2$

Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού $\gamma_M=2.20$ (Ευρωκ-6, Πιν. 2.3)

Μήκος λυγισμού $hef=r_x h=0.75 \times 4.40=3.30\text{ m}$ (Ευρωκ-6, 4.4.4.3)

Λυγηρότητα $hef/t_{ef}=3.30/0.69=4.78 < 27$ εντάξει (Ευρωκ-6, 4.4.6)

Απαιτήσεις Εθνικού κειμένου εφαρμογής Ευρωκώδικα

Διαζωματική τοιχοποιία

Πάχος τοίχου $=0.690 \geq 0.240\text{ m}$ (εντάξει)

Λυγηρότητα $\lambda=4.78 \leq 15$ (εντάξει)

Υψος/μήκος τοίχου $h/L=4.40/9.20=0.48 \leq 3.0$ (εντάξει)

Ελεγχος σε κατακόρυφο φορτίο φόρτιση 1.35xg+1.50xq (Ευρωκ-6, 4.4.2)**Ελεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου**

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_i = (1.35x \quad 0.0+1.50x \quad 0.0) / 9.20 = 0.00 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{sdo} = 0.001x \quad 0.00 / 0.69 = 0.000 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου ή στέγης στην κορυφή $M_i/N_i = 0$

Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00000 \text{ m}$

Τυχνηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef}/450 = 3.30/450 = 0.00733 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στην κορυφή (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i/N_i + e_{hi} + e_s = 0.00000 + 0.00000 + 0.00733 = 0.00733 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05x0.69 = 0.03450 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i = 1 - 2e_i/t = 1 - 2x0.03450/0.69 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \Phi_{im} \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000x0.90x0.69x \quad 9.01/2.20 = 2543.3 \text{ kN/m}$

$N_{sd} = 0.0 < 2543.3 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Ελεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο και βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_m = (0.00 + 0.40x1.35x \quad 564.3 / 9.20) = 33.12 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{sdo} = 0.001x \quad 33.12 / 0.69 = 0.048 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου στο μεσαίο πέμπτο $M_m/N_m = 0.20x0.00000x \quad 0.0 / 33.1 = 0.00000 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00000 \text{ m}$

Τυχνηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef}/450 = 3.30/450 = 0.00733 \text{ m}$

Εκκεντρότητα οφειλόμενη στα φορτία $e_m = (M_m/N_m) + e_{hm} + e_s = 0.00000 + 0.00000 + 0.00733 = 0.00733 \text{ m}$

Η λυγηρότητα είναι ≤ 15 άρα (Ευρωκ-6 4.4.3.2) εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_m = e_m + e_k = 0.00733 + 0.00000 = 0.00733 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_m = 0.05t = 0.05x0.69 = 0.03450 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_m = 1 - 2e_m/t = 1 - 2x0.03450/0.69 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_i = (1.35x \quad 564.3 + 1.50x \quad 0.0) / 9.20 = 82.80 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{sdo} = 0.001x \quad 82.80 / 0.69 = 0.120 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_i/N_i = 0.00000x \quad 0.0 / 82.8 = 0.00000 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00000 \text{ m}$

Τυχνηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef}/450 = 3.30/450 = 0.00733 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στην βάση (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i/N_i + e_{hi} + e_s = 0.00000 + 0.00000 + 0.00733 = 0.00733 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05x0.69 = 0.03450 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στην βάση (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i = 1 - 2e_i/t = 1 - 2x0.03450/0.69 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \Phi_{im} \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000x0.90x0.69x \quad 9.01/2.20 = 2543.3 \text{ kN/m}$

Μέγιστη κατακόρυφη θλιπτική τάση από αποτελέσματα πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma_n = -0.226 \text{ N/mm}^2$

(Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περιοχές τάσεων εκτός των περιοχών συγκέντρωσης τάσεων στις στηρίξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)

Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{sd} = 1000x0.69x \quad 0.226 = 155.8 \text{ kN/m}$

$N_{sd} = 155.8 < 2543.3 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Ελεγχος σε κατακόρυφο φορτίο φόρτιση 1.00xg+0.30xq+Σεισμός (Ευρωκ-6, 4.4.2)**Ελεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου**

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_i = (1.00x \quad 0.0+0.30x \quad 0.0) / 9.20 = 0.00 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{sdo} = 0.001x \quad 0.00 / 0.69 = 0.000 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου ή στέγης στην κορυφή $M_i/N_i = 0$

Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00038 \text{ m}$

Τυχνηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef}/450 = 3.30/450 = 0.00733 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στην κορυφή (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i/N_i + e_{hi} + e_s = 0.00000 + 0.00038 + 0.00733 = 0.00771 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05x0.69 = 0.03450 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i = 1 - 2e_i/t = 1 - 2x0.03450/0.69 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \Phi_{im} \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000x0.90x0.69x \quad 9.01/2.20 = 2543.3 \text{ kN/m}$

$N_{sd} = 0.0 < 2543.3 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Ελεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο και βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_m = (0.00 + 0.40x1.00x \quad 564.3 / 9.20) = 24.53 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{sdo} = 0.001x \quad 24.53 / 0.69 = 0.036 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου στο μεσαίο πέμπτο $M_m/N_m = 0.20x0.00000x \quad 0.0 / 24.5 = 0.00000 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00019 \text{ m}$

Τυχνηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef}/450 = 3.30/450 = 0.00733 \text{ m}$

Εκκεντρότητα οφειλόμενη στα φορτία $e_m = (M_m/N_m) + e_{hm} + e_s = 0.00000 + 0.00019 + 0.00733 = 0.00752 \text{ m}$

Η λυγηρότητα είναι ≤ 15 άρα (Ευρωκ-6 4.4.3.2) εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_m = e_m + e_k = 0.00752 + 0.00000 = 0.00752 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_m = 0.05t = 0.05x0.69 = 0.03450 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_m = 1 - 2e_m/t = 1 - 2x0.03450/0.69 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_i = (1.00 \times 564.3 + 0.30 \times 0.0) / 9.20 = 61.34 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 61.34 / 0.69 = 0.089 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_i/N_i = 0.00000 \times 0.0 / 61.3 = 0.00000 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00038 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef}/450 = 3.30/450 = 0.00733 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στην βάση (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i/N_i + e_{hi} + e_s = 0.00000 + 0.00038 + 0.00733 = 0.00771 \text{ m}$
 Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05 \times 0.69 = 0.03450 \text{ m}$
 Μειωτικός συντελεστής στην βάση (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i = 1 - 2e_i/t = 1 - 2 \times 0.03450 / 0.69 = 0.90$
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \Phi_i \cdot m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.69 \times 9.01 / 2.20 = 2543.3 \text{ kN/m}$
 Μέγιστη κατακόρυφη θλιπτική τάση από αποτελέσματα πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma = 0.958 \text{ N/mm}^2$
 (Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περιοχές τάσεων εκτός των περιοχών συγκέντρωσης τάσεων στις στηρίξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)
 Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{sd} = 1000 \times 0.69 \times 0.958 = 660.9 \text{ kN/m}$
 $N_{sd} = 660.9 < 2543.3 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Έλεγχος σε διάτμηση Φόρτιση $1.00xg+0.30xq+\Sigma$ εισμός (Ευρωκ-6.4.5.3)

Μέγιστη τάση διάτμησης από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\tau_{\max} = 0.403 \text{ N/mm}^2$
 (Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περιοχές τάσεων εκτός των περιοχών συγκέντρωσης τάσεων στις στηρίξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)
 Μέγιστη τιμή σχεδιασμού τέμνουσας ανά μονάδα μήκους $V_{sd} = 1000 \times 0.69 \times 0.403 = 277.8 \text{ kN/m}$
 Χαρακτηριστική διατμητική αντοχή $f_{vk} = 0.70 \times (f_{vko} + 0.4 \times \sigma_d)$ (Ευρωκ-6 3.6.3, Ευρωκ-6 3.6.3(8))
 $f_{vk} = 0.70 \times (0.610 + 0.4 \times 0.958) = 0.695 \text{ N/mm}^2$, $\max f_{vk} = 1.000 \text{ N/mm}^2$, και $f_{vk} = 0.695 \text{ N/mm}^2$
 Τιμή σχεδιασμού αντοχής έναντι τέμνουσας $V_{rd} = f_{vk} \cdot t \cdot \gamma_M$ (Ευρωκ-6 4.5.3)
 $V_{rd} = 1000 \times 0.695 \times 0.69 / 2.20 = 218.0 \text{ kN/m}$
 $V_{sd} = 277.8 > 218.0 = V_{rd}$ Δεν ικανοποιείται ο έλεγχος τέμνουσας σε οριακή κατάσταση αστοχίας

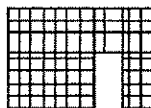
Ενάνζ οπλισμένου σκυροδέματος (Εθν. Κείμ. εφαρμογής Ευρωκ-6, 5.2)

Στο πάνω μέρος του τοίχου και στο ύψος των υπέρθυρων τυχόν παρουσιαζόμενες μικρές εφελκυστικές τάσεις παραλαμβάνονται από σενάζ οπλισμένου σκυροδέματος 69×20 [πλάτος x ύψος cm]
 με ελάχιστο οπλισμό $4\Phi 16$ (και συνδετήρες $\Phi 8/20$) που ικανοποιεί τα ελάχιστα όρια του κανονισμού.

Ισόγειο

T10

Διαστάσεις μήκος= 6.70m, ύψος= 4.40m, πάχος=0.59m



Λιθοδομή 0.45

Κατηγορία κατασκευής B (Ευρωκ-6, Παράρτημα Η)

Κατηγορία ελέγχου παραγωγής λιθοσωμάτων I (Ευρωκ-6, 3.1.1)

Θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας $f_k = 9.77 \text{ N/mm}^2$

Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού $\gamma_M = 2.20$ (Ευρωκ-6, Πίνακ.2.3)

Μήκος λυγισμού $h_{ef} = r_{xh} = 0.75 \times 4.40 = 3.30 \text{ m}$ (Ευρωκ-6, 4.4.4.3)

Λυγηρότητα $h_{ef}/t_{ef} = 3.30/0.59 = 5.59 < 27$ εντάξει (Ευρωκ-6, 4.4.6)

Απαιτήσεις Εθνικού κειμένου εφαρμογής Ευρωκώδικα

Διαζωματική τοιχοποιία

Πάχος τοίχου $= 0.590 \geq 0.240 \text{ m}$ (εντάξει)

Λυγηρότητα $\lambda = 5.59 \leq 15$ (εντάξει)

Υψος/μήκος τοίχου $h/L = 4.40/6.70 = 0.66 \leq 3.0$ (εντάξει)

Έλεγχος σε κατακόρυφο φορτίο Φόρτιση $1.35xg+1.50xq$ (Ευρωκ-6, 4.4.2)

Έλεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_i = (1.35 \times 0.0 + 1.50 \times 0.0) / 6.70 = 0.00 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 0.00 / 0.59 = 0.000 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου ή στέγης στην κορυφή $M_i/N_i = 0$
 Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00000 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef}/450 = 3.30/450 = 0.00733 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στην κορυφή (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i/N_i + e_{hi} + e_s = 0.00000 + 0.00000 + 0.00733 = 0.00733 \text{ m}$
 Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05 \times 0.59 = 0.02950 \text{ m}$
 Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i = 1 - 2e_i/t = 1 - 2 \times 0.02950 / 0.59 = 0.90$
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \Phi_i \cdot m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.59 \times 9.77 / 2.20 = 2358.1 \text{ kN/m}$
 $N_{sd} = 0.0 < 2358.1 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Έλεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο και βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_m = (0.00 + 0.40 \times 1.35 \times 396.8 / 6.70) = 31.98 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 31.98 / 0.59 = 0.054 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου στο μεσαίο πέμπτο $M_m/N_m = 0.20 \times 0.00000 \times 0.0 / 32.0 = 0.00000 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00000 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef}/450 = 3.30/450 = 0.00733 \text{ m}$

Εκκεντρότητα οφειλόμενη στα φορτία $e_m = (M_m/N_m) + e_{hm} + e_s = 0.00000 + 0.00000 + 0.00733 = 0.00733 \text{ m}$

Η λυγηρότητα είναι ≤ 15 άρα (Ευρωκ-6 4.4.3.2) εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_m = e_m + e_k = 0.00733 + 0.00000 = 0.00733 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_m = 0.05t = 0.05 \times 0.59 = 0.02950 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_m = 1 - 2e_m/t = 1 - 2 \times 0.029/0.59 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_i = (1.35 \times 396.8 + 1.50 \times 0.0) / 6.70 = 79.95 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 79.95 / 0.59 = 0.136 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_i/N_i = 0.00000 \times 0.0 / 80.0 = 0.00000 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00000 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef}/450 = 3.30/450 = 0.00733 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στην βάση (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i/N_i + e_{hi} + e_s = 0.00000 + 0.00000 + 0.00733 = 0.00733 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05 \times 0.59 = 0.02950 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στην βάση (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i = 1 - 2e_i/t = 1 - 2 \times 0.02950/0.59 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \Phi_i \cdot m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.59 \times 9.77/2.20 = 2358.1 \text{ kN/m}$

Μέγιστη κατακόρυφη θλιπτική τάση από αποτελέσματα πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma = -0.198 \text{ N/mm}^2$

(Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περιοχές τάσεων εκτός των περιοχών συγκέντρωσης τάσεων στις στηρίξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)

Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{sd} = 1000 \times 0.59 \times 0.198 = 116.8 \text{ kN/m}$

$N_{sd} = 116.8 < 2358.1 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Έλεγχος σε κατακόρυφο φορτίο θόρτιση 1.00xg+0.30xq+Σεισμός (Ευρωκ-6, 4.4.2)Έλεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_i = (1.00 \times 0.0 + 0.30 \times 0.0) / 6.70 = 0.00 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 0.00 / 0.59 = 0.000 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου ή στέγης στην κορυφή $M_i/N_i = 0$

Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00038 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef}/450 = 3.30/450 = 0.00733 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στην κορυφή (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i/N_i + e_{hi} + e_s = 0.00000 + 0.00038 + 0.00733 = 0.00771 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05 \times 0.59 = 0.02950 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i = 1 - 2e_i/t = 1 - 2 \times 0.02950/0.59 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \Phi_i \cdot m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.59 \times 9.77/2.20 = 2358.1 \text{ kN/m}$

$N_{sd} = 0.0 < 2358.1 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Έλεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο και βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_m = (0.00 + 0.40 \times 1.00 \times 396.8 / 6.70) = 23.69 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 23.69 / 0.59 = 0.040 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου στο μεσαίο πέμπτο $M_m/N_m = 0.20 \times 0.00000 \times 0.0 / 23.7 = 0.00000 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00019 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef}/450 = 3.30/450 = 0.00733 \text{ m}$

Εκκεντρότητα οφειλόμενη στα φορτία $e_m = (M_m/N_m) + e_{hm} + e_s = 0.00000 + 0.00019 + 0.00733 = 0.00752 \text{ m}$

Η λυγηρότητα είναι ≤ 15 άρα (Ευρωκ-6 4.4.3.2) εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_m = e_m + e_k = 0.00752 + 0.00000 = 0.00752 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_m = 0.05t = 0.05 \times 0.59 = 0.02950 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_m = 1 - 2e_m/t = 1 - 2 \times 0.029/0.59 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_i = (1.00 \times 396.8 + 0.30 \times 0.0) / 6.70 = 59.22 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 59.22 / 0.59 = 0.100 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_i/N_i = 0.00000 \times 0.0 / 59.2 = 0.00000 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00038 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef}/450 = 3.30/450 = 0.00733 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στην βάση (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i/N_i + e_{hi} + e_s = 0.00000 + 0.00038 + 0.00733 = 0.00771 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05 \times 0.59 = 0.02950 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στην βάση (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i = 1 - 2e_i/t = 1 - 2 \times 0.02950/0.59 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \Phi_i \cdot m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.59 \times 9.77/2.20 = 2358.1 \text{ kN/m}$

Μέγιστη κατακόρυφη θλιπτική τάση από αποτελέσματα πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma = -1.238 \text{ N/mm}^2$

(Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περιοχές τάσεων εκτός των περιοχών συγκέντρωσης τάσεων στις στηρίξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)

Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{sd} = 1000 \times 0.59 \times 1.238 = 730.5 \text{ kN/m}$

$N_{sd} = 730.5 < 2358.1 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Ελεγχος σε διάτμηση Φόρτιση $1.00xg+0.30xq$ +Σεισμός (Ευρωκ-6.4.5.3)

Μέγιστη τάση διάτμησης από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\tau_{max} = 0.400 \text{ N/mm}^2$

(Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περιοχές τάσεων εκτός των περιοχών συγκέντρωσης τάσεων στις στηρίξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)

Μέγιστη τιμή σχεδιασμού τέμνουσας ανά μονάδα μήκους $V_{sd} = 1000 \times 0.59 \times 0.400 = 235.9 \text{ kN/m}$

Χαρακτηριστική διατμητική αντοχή $f_{vk} = 0.70 \times (f_{vko} + 0.4 \times \sigma_d)$ (Ευρωκ-6 3.6.3, Ευρωκ-6 3.6.3(8))
 $f_{vk} = 0.70 \times (0.680 + 0.4 \times 1.238) = 0.823 \text{ N/mm}^2$, $\max f_{vk} = 1.000 \text{ N/mm}^2$, και $f_{vk} = 0.823 \text{ N/mm}^2$

Τιμή σχεδιασμού αντοχής έναντι τέμνουσας $V_{rd} = f_{vk} \cdot t / \gamma_M$ (Ευρωκ-6 4.5.3)

$V_{rd} = 1000 \times 0.823 \times 0.59 / 2.20 = 220.6 \text{ kN/m}$

$V_{sd} = 235.9 > 220.6 = V_{rd}$ Δεν ικανοποιείται ο έλεγχος τέμνουσας σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Σενάρι οπλισμένου σκυροδέματος (Εθν. Κείμ. εφαρμογής Ευρωκ-6, 5.2)

Στο πάνω μέρος του τοίχου και στο ύψος των υπέρθυρων τυχόν παρουσιαζόμενες μικρές εφελκυστικές τάσεις παραλαμβάνονται από σενάρι οπλισμένου σκυροδέματος 59×20 [πλάτος \times ύψος cm]

με ελάχιστο οπλισμό $4\Phi 14$ (και συνδετήρες $\Phi 8/20$) που ικανοποιεί τα ελάχιστα όρια του κανονισμού.

Υπόγειο**T1**

Διαστάσεις μήκος=20.95m, ύψος= 3.20m, πάχος=0.89m



Λιθοδομή 0.75

Κατηγορία κατασκευής Β (Ευρωκ-6, Παράρτημα Η)

Κατηγορία ελέγχου παραγωγής λιθοσωμάτων Ι (Ευρωκ-6, 3.1.1)

Θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας $f_k = 8.00 \text{ N/mm}^2$

Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού $\gamma_M = 2.20$ (Ευρωκ-6, Πιν. 2.3)

Μήκος λυγισμού $h_{ef} = r \times h = 0.75 \times 3.20 = 2.40 \text{ m}$ (Ευρωκ-6, 4.4.4.3)

Λυγηρότητα $h_{ef} / t_{ef} = 2.40 / 0.89 = 2.70 < 27$ εντάξει (Ευρωκ-6, 4.4.6)

Απαιτήσεις Εθνικού κειμένου εφαρμογής Ευρωκώδικα

Διαζωματική τοιχοποιία

Πάχος τοίχου $= 0.890 \geq 0.240 \text{ m}$ (εντάξει)

Λυγηρότητα $\lambda = 2.70 \leq 15$ (εντάξει)

Υψος/μήκος τοίχου $h/L = 3.20 / 20.95 = 0.15 \leq 3.0$ (εντάξει)

Ελεγχος σε κατακόρυφο φορτίο Φόρτιση $1.35xg+1.50xq$ (Ευρωκ-6, 4.4.2)**Ελεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου**

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_i = (1.35 \times 1608.9 + 1.50 \times 167.4) / 20.95 = 115.66 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 115.66 / 0.89 = 0.130 \text{ N/mm}^2$

$\sigma_{sdo} = 0.130 < 0.25 \text{ N/mm}^2$ άρα (Ευρωκ-6 Παραρτ. Γ.2) γίνεται μείωση εκκεντρότητας κατά $(1-k/4) = 1.00$

Καμπτική ροπή σχεδιασμού στην κορυφή (Ευρωκ-6 Παράρτημα Γ.1) $M_i = 8.37 \text{ kNm/m}$

Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00000 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef} / 450 = 2.40 / 450 = 0.00533 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στην κορυφή (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i / N_i + e_{hi} + e_s = 0.07234 + 0.00000 + 0.00533 = 0.07768 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05 \times 0.89 = 0.04450 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i = 1 - 2e_i / t = 1 - 2 \times 0.07768 / 0.89 = 0.83$

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.83 \times 0.89 \times 8.00 / 2.20 = 2686.2 \text{ kN/m}$

$N_{sd} = 115.7 < 2686.2 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Ελεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο και βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_m = (115.66 + 0.40 \times 1.35 \times 1245.6) / 20.95 = 147.77 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 147.77 / 0.89 = 0.166 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου διαπέδου στο μεσαίο πέμπτο $M_m / N_m = 0.20 \times 0.07234 \times 115.7 / 147.8 = 0.01132 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00000 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef} / 450 = 2.40 / 450 = 0.00533 \text{ m}$

Εκκεντρότητα οφειλόμενη στα φορτία $e_m = (M_m / N_m) + e_{hm} + e_s = 0.01132 + 0.00000 + 0.00533 = 0.01666 \text{ m}$

Η λυγηρότητα είναι ≤ 15 άρα (Ευρωκ-6 4.4.3.2) εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_m = e_m + e_k = 0.01666 + 0.00000 = 0.01666 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_m = 0.05t = 0.05 \times 0.89 = 0.04450 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_m = 1 - 2e_m / t = 1 - 2 \times 0.045 / 0.89 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_i = (1.35 \times 2854.5 + 1.50 \times 167.4) / 20.95 = 195.93 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 195.93 / 0.89 = 0.220 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_i/N_i = 0.07234 \times 115.7 / 195.9 = 0.04271 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00000 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef}/450 = 2.40/450 = 0.00533 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στην βάση (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i/N_i + e_{hi} + e_s = 0.04271 + 0.00000 + 0.00533 = 0.04804 \text{ m}$
 Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05 \times 0.89 = 0.04450 \text{ m}$
 Μειωτικός συντελεστής στην βάση (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i = 1 - 2e_i/t = 1 - 2 \times 0.04804 / 0.89 = 0.89$
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \Phi_i \cdot m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.89 \times 0.89 \times 8.00 / 2.20 = 2880.4 \text{ kN/m}$
 Μέγιστη κατακόρυφη θλιπτική τάση από αποτελέσματα πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma = -0.388 \text{ N/mm}^2$
 (Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περιοχές τάσεων εκτός των περιοχών συγκέντρωσης τάσεων στις στηρίξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)
 Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{sd} = 1000 \times 0.89 \times 0.388 = 345.2 \text{ kN/m}$
 $N_{sd} = 345.2 < 2880.4 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Έλεγχος σε κατακόρυφο φορτίο θόρτιση 1.00xg+0.30xq+Σεισμός (Ευρωκ-6, 4.4.2)

Έλεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_i = (1.00 \times 1608.9 + 0.30 \times 167.4) / 20.95 = 79.19 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 79.19 / 0.89 = 0.089 \text{ N/mm}^2$
 $\sigma_{sdo} = 0.089 < 0.25 \text{ N/mm}^2$ άρα (Ευρωκ-6 Παράρτ. Γ.2) γίνεται μείωση εκκεντρότητας κατά $(1-k/4) = 1.00$
 Καμπτική ροπή σχεδιασμού στην κορυφή (Ευρωκ-6 Παράρτημα Γ.1) $M_i = 4.02 \text{ kNm/m}$

Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00024 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef}/450 = 2.40/450 = 0.00533 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στην κορυφή (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i/N_i + e_{hi} + e_s = 0.05080 + 0.00024 + 0.00533 = 0.05637 \text{ m}$
 Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05 \times 0.89 = 0.04450 \text{ m}$
 Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i = 1 - 2e_i/t = 1 - 2 \times 0.05637 / 0.89 = 0.87$
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \Phi_i \cdot m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.87 \times 0.89 \times 8.00 / 2.20 = 2815.6 \text{ kN/m}$
 $N_{sd} = 79.2 < 2815.6 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Έλεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο και βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_m = (79.19 + 0.40 \times 1.00 \times 1245.6) / 20.95 = 102.98 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 102.98 / 0.89 = 0.116 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου στο μεσαίο πέμπτο $M_m/N_m = 0.20 \times 0.05080 \times 79.2 / 103.0 = 0.00781 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00012 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef}/450 = 2.40/450 = 0.00533 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα οφειλόμενη στα φορτία $e_m = (M_m/N_m) + e_{hm} + e_s = 0.00781 + 0.00012 + 0.00533 = 0.01327 \text{ m}$
 Η λυγηρότητα είναι ≤ 15 άρα (Ευρωκ-6 4.4.3.2) εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_m = e_m + e_k = 0.01327 + 0.00000 = 0.01327 \text{ m}$
 Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_m = 0.05t = 0.05 \times 0.89 = 0.04450 \text{ m}$
 Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_m = 1 - 2e_m/t = 1 - 2 \times 0.045 / 0.89 = 0.90$
 Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_i = (1.00 \times 2854.5 + 0.30 \times 167.4) / 20.95 = 138.65 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 138.65 / 0.89 = 0.156 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_i/N_i = 0.05080 \times 79.2 / 138.7 = 0.02901 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00024 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef}/450 = 2.40/450 = 0.00533 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στην βάση (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i/N_i + e_{hi} + e_s = 0.02901 + 0.00024 + 0.00533 = 0.03459 \text{ m}$
 Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05 \times 0.89 = 0.04450 \text{ m}$
 Μειωτικός συντελεστής στην βάση (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i = 1 - 2e_i/t = 1 - 2 \times 0.04450 / 0.89 = 0.90$
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \Phi_i \cdot m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.89 \times 8.00 / 2.20 = 2912.7 \text{ kN/m}$
 Μέγιστη κατακόρυφη θλιπτική τάση από αποτελέσματα πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma = -0.801 \text{ N/mm}^2$
 (Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περιοχές τάσεων εκτός των περιοχών συγκέντρωσης τάσεων στις στηρίξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)
 Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{sd} = 1000 \times 0.89 \times 0.801 = 712.7 \text{ kN/m}$
 $N_{sd} = 712.7 < 2912.7 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Έλεγχος σε διάτμηση θόρτιση 1.00xg+0.30xq+Σεισμός (Ευρωκ-6.4.5.3)

Μέγιστη τάση διάτμησης από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\tau_{\max} = 0.242 \text{ N/mm}^2$
 (Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περιοχές τάσεων εκτός των περιοχών συγκέντρωσης τάσεων στις στηρίξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)
 Μέγιστη τιμή σχεδιασμού τέμνουσας ανά μονάδα μήκους $V_{sd} = 1000 \times 0.89 \times 0.242 = 215.2 \text{ kN/m}$
 Χαρακτηριστική διατμητική αντοχή $f_{vk} = 0.70 \times (f_{vk0} + 0.4 \times \sigma_{sd})$ (Ευρωκ-6 3.6.3, Ευρωκ-6 3.6.3(8))
 $f_{vk} = 0.70 \times (0.500 + 0.4 \times 0.801) = 0.574 \text{ N/mm}^2$, $\max f_{vk} = 1.000 \text{ N/mm}^2$, και $f_{vk} = 0.574 \text{ N/mm}^2$
 Τιμή σχεδιασμού αντοχής έναντι τέμνουσας $V_{rd} = f_{vk} \cdot t \cdot \gamma_M$ (Ευρωκ-6 4.5.3)
 $V_{rd} = 1000 \times 0.574 \times 0.89 / 2.20 = 232.3 \text{ kN/m}$
 $V_{sd} = 215.2 < 232.3 = V_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος τέμνουσας σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Ελέγχος περιοχών με συγκεντρωμένα φορτία (Ευρωκ-6, 4.4.8)

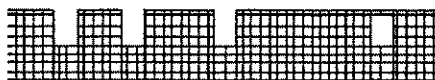
Από τη επίλυση πεπερασμένων στοιχείων προκύπτουν στις θέσεις έδρασης δοκών στο πάνω μέρος οι μέγιστες θλιπτικές τάσεις. Καθώς στο πάνω μέρος του τοίχου υπάρχει οπλισμένο σενάζ, ελέγχουμε τις τάσεις σε χαμηλότερη σειρά πεπερασμένων στοιχείων. Η μέγιστη θλιπτική τάση στην περιοχή συγκεντρωμένων φορτίων $\sigma_{dmax} = 0.415 \text{ N/mm}^2$. Η μέγιστη αυτή τάση 0.415 είναι $< f_k/\gamma_M = 8.00/2.2 = 3.64$ άρα ικανοποιούνται πλήρως οι συνθήκες ελέγχου 4.4.8, 4.4.9 του Ευρωκ-6 4.4.8

Σενάζ οπλισμένου σκυροδέματος (Εθν. Κείμ. εφαρμογής Ευρωκ-6, 5.2)

Στο πάνω μέρος του τοίχου και στο ύψος των υπέρθυρων τυχόν παρουσιαζόμενες μικρές εφελκυστικές τάσεις παραλαμβάνονται από σενάζ οπλισμένου σκυροδέματος 89×20 [πλάτος \times ύψος cm] με ελάχιστο οπλισμό $4\phi 16$ (και συνδετήρες $\phi 8/20$) που ικανοποιεί τα ελάχιστα όρια του κανονισμού.

Υπόγειο**T2**

Διαστάσεις μήκος=20.95m, ύψος= 3.20m, πάχος=0.89m



Λιθοδομή 0.75

Κατηγορία κατασκευής Β (Ευρωκ-6, Παράρτημα Η)

Κατηγορία ελέγχου παραγωγής λιθοσωμάτων Ι (Ευρωκ-6, 3.1.1)

Θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας $f_k = 8.00 \text{ N/mm}^2$ Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού $\gamma_M = 2.20$ (Ευρωκ-6, Πιν. 2.3)Μήκος λυγισμού $hef = \rho x h = 0.75 \times 3.20 = 2.40 \text{ m}$ (Ευρωκ-6, 4.4.4.3)Λυγηρότητα $hef/tef = 2.40/0.89 = 2.70 < 27$ εντάξει (Ευρωκ-6, 4.4.6)**Απαιτήσεις Εθνικού κειμένου εφαρμογής Ευρωκώδικα**

Διαζωματική τοιχοποιία

Πάχος τοίχου $= 0.890 \geq 0.240 \text{ m}$ (εντάξει)Λυγηρότητα $\lambda = 2.70 \leq 15$ (εντάξει)Υψος/μήκος τοίχου $h/L = 3.20/20.95 = 0.15 \leq 3.0$ (εντάξει)**Ελέγχος σε κατακόρυφο φορτίο Φόρτιση $1.35xg+1.50xq$ (Ευρωκ-6, 4.4.2)****Ελέγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου**Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_i = (1.35 \times 1633.1 + 1.50 \times 207.5)/20.95 = 120.09 \text{ kN/m}$ Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{do} = 0.001 \times 120.09 / 0.89 = 0.135 \text{ N/mm}^2$ $\sigma_{do} = 0.135 < 0.25 \text{ N/mm}^2$ άρα (Ευρωκ-6 Παρ. 7.2) γίνεται μείωση εκκεντρότητας κατά $(1-k/4) = 1.00$ Καμπτική ροπή σχεδιασμού στην κορυφή (Ευρωκ-6 Παράρτημα Γ.1) $M_i = 14.84 \text{ kNm/m}$ Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $eh_i = 0.00000 \text{ m}$ Τυχνηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6 4.4.7.2) $es = hef/450 = 2.40/450 = 0.00533 \text{ m}$ Εκκεντρότητα στην κορυφή (Ευρωκ-6 4.4.3) $ei = M_i/N_i + eh_i + es = 0.12355 + 0.00000 + 0.00533 = 0.12889 \text{ m}$ Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $ei = 0.05t = 0.05 \times 0.89 = 0.04450 \text{ m}$ Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i = 1 - 2ei/t = 1 - 2 \times 0.12889/0.89 = 0.71$ Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \Phi_i m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.71 \times 0.89 \times 8.00 / 2.20 = 2297.8 \text{ kN/m}$ $N_{sd} = 120.1 < 2297.8 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας**Ελέγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο και βάση του τοίχου**Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_m = (120.09 + 0.40 \times 1.35 \times 1408.4) / 20.95 = 156.39 \text{ kN/m}$ Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{do} = 0.001 \times 156.39 / 0.89 = 0.176 \text{ N/mm}^2$ Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου στο μεσαίο πέμπτο $M_m/N_m = 0.20 \times 0.12355 \times 120.1 / 156.4 = 0.01897 \text{ m}$ Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $eh_m = 0.00000 \text{ m}$ Τυχνηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6 4.4.7.2) $es = hef/450 = 2.40/450 = 0.00533 \text{ m}$ Εκκεντρότητα οφειλόμενη στα φορτία $em = (M_m/N_m) + eh_m + es = 0.01897 + 0.00000 + 0.00533 = 0.02431 \text{ m}$ Η λυγηρότητα είναι ≤ 15 άρα (Ευρωκ-6 4.4.3.2) εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $ek = 0$ Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6 4.4.3) $em = em + ek = 0.02431 + 0.00000 = 0.02431 \text{ m}$ Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $em = 0.05t = 0.05 \times 0.89 = 0.04450 \text{ m}$ Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_m = 1 - 2em/t = 1 - 2 \times 0.045 / 0.89 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_i = (1.35 \times 3041.5 + 1.50 \times 207.5) / 20.95 = 210.85 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 210.85 / 0.89 = 0.237 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_i / N_i = 0.12355 \times 120.1 / 210.8 = 0.07037 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00000 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef} / 450 = 2.40 / 450 = 0.00533 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στην βάση (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i / N_i + e_{hi} + e_s = 0.07037 + 0.00000 + 0.00533 = 0.07571 \text{ m}$
 Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05 \times 0.89 = 0.04450 \text{ m}$
 Μειωτικός συντελεστής στην βάση (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i = 1 - 2e_i / t = 1 - 2 \times 0.07571 / 0.89 = 0.83$
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.83 \times 0.89 \times 8.00 / 2.20 = 2686.2 \text{ kN/m}$
 Μέγιστη κατακόρυφη θλιπτική τάση από αποτελέσματα πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma = -0.476 \text{ N/mm}^2$
 (Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περιοχές τάσεων εκτός των περιοχών συγκέντρωσης τάσεων στις στηρίξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)
 Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{sd} = 1000 \times 0.89 \times 0.476 = 423.3 \text{ kN/m}$
 $N_{sd} = 423.3 < 2686.2 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Ελεγχος σε κατακόρυφο φορτίο Φόρτιση 1.00xg+0.30xq+Σεισμός (Ευρωκ-6, 4.4.2)

Ελεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_i = (1.00 \times 1633.1 + 0.30 \times 207.5) / 20.95 = 80.92 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 80.92 / 0.89 = 0.091 \text{ N/mm}^2$
 $\sigma_{sdo} = 0.091 < 0.25 \text{ N/mm}^2$ άρα (Ευρωκ-6 Παράρτ. Γ.2) γίνεται μείωση εκκεντρότητας κατά $(1-k/4) = 1.00$
 Καμπτική ροπή σχεδιασμού στην κορυφή (Ευρωκ-6 Παράρτημα Γ.1) $M_i = 7.13 \text{ kNm/m}$

Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00024 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef} / 450 = 2.40 / 450 = 0.00533 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στην κορυφή (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i / N_i + e_{hi} + e_s = 0.08815 + 0.00024 + 0.00533 = 0.09373 \text{ m}$
 Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05 \times 0.89 = 0.04450 \text{ m}$
 Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i = 1 - 2e_i / t = 1 - 2 \times 0.09373 / 0.89 = 0.79$
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.79 \times 0.89 \times 8.00 / 2.20 = 2556.7 \text{ kN/m}$
 $N_{sd} = 80.9 < 2556.7 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Ελεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο και βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_m = (80.92 + 0.40 \times 1.00 \times 1408.4) / 20.95 = 107.81 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 107.81 / 0.89 = 0.121 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου στο μεσαίο πέμπτο $M_m / N_m = 0.20 \times 0.08815 \times 80.9 / 107.8 = 0.01323 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00012 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef} / 450 = 2.40 / 450 = 0.00533 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα οφειλόμενη στα φορτία $e_m = (M_m / N_m) + e_{hm} + e_s = 0.01323 + 0.00012 + 0.00533 = 0.01869 \text{ m}$
 Η λυγηρότητα είναι ≤ 15 άρα (Ευρωκ-6 4.4.3.2) εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_m = e_m + e_k = 0.01869 + 0.00000 = 0.01869 \text{ m}$
 Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_m = 0.05t = 0.05 \times 0.89 = 0.04450 \text{ m}$
 Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_m = 1 - 2e_m / t = 1 - 2 \times 0.045 / 0.89 = 0.90$
 Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_i = (1.00 \times 3041.5 + 0.30 \times 207.5) / 20.95 = 148.15 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 148.15 / 0.89 = 0.166 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_i / N_i = 0.08815 \times 80.9 / 148.2 = 0.04815 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00024 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef} / 450 = 2.40 / 450 = 0.00533 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στην βάση (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i / N_i + e_{hi} + e_s = 0.04815 + 0.00024 + 0.00533 = 0.05373 \text{ m}$
 Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05 \times 0.89 = 0.04450 \text{ m}$
 Μειωτικός συντελεστής στην βάση (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i = 1 - 2e_i / t = 1 - 2 \times 0.05373 / 0.89 = 0.88$
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.88 \times 0.89 \times 8.00 / 2.20 = 2848.0 \text{ kN/m}$
 Μέγιστη κατακόρυφη θλιπτική τάση από αποτελέσματα πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma = -0.793 \text{ N/mm}^2$
 (Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περιοχές τάσεων εκτός των περιοχών συγκέντρωσης τάσεων στις στηρίξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)
 Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{sd} = 1000 \times 0.89 \times 0.793 = 706.0 \text{ kN/m}$
 $N_{sd} = 706.0 < 2848.0 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Ελεγχος σε διάτμηση Φόρτιση 1.00xg+0.30xq+Σεισμός (Ευρωκ-6.4.5.3)

Μέγιστη τάση διάτμησης από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\tau_{\max} = 0.352 \text{ N/mm}^2$
 (Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περιοχές τάσεων εκτός των περιοχών συγκέντρωσης τάσεων στις στηρίξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)
 Μέγιστη τιμή σχεδιασμού τέμνουσας ανά μονάδα μήκους $V_{sd} = 1000 \times 0.89 \times 0.352 = 313.4 \text{ kN/m}$
 Χαρακτηριστική διατμητική αντοχή $f_{vk} = 0.70 \times (f_{vk0} + 0.4 \times \sigma_{sd})$ (Ευρωκ-6 3.6.3, Ευρωκ-6 3.6.3(8))
 $f_{vk} = 0.70 \times (0.500 + 0.4 \times 0.793) = 0.572 \text{ N/mm}^2$, $\max f_{vk} = 1.000 \text{ N/mm}^2$, και $f_{vk} = 0.572 \text{ N/mm}^2$
 Τιμή σχεδιασμού αντοχής έναντι τέμνουσας $V_{rd} = f_{vk} \cdot t \cdot \gamma_M$ (Ευρωκ-6 4.5.3)
 $V_{rd} = 1000 \times 0.572 \times 0.89 / 2.20 = 231.4 \text{ kN/m}$
 $V_{sd} = 313.4 > 231.4 = V_{rd}$ Δεν ικανοποιείται ο έλεγχος τέμνουσας σε οριακή κατάσταση αστοχίας

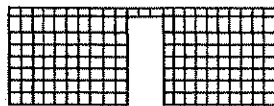
Σενάζ οπλισμένου σκυροδέματος (Εθν. Κείμ. εφαρμογής Ευρωκ-6, 5.2)

Στο πάνω μέρος του τοίχου και στο ύψος των υπέρθυρων τυχόν παρουσιαζόμενες μικρές εφελκυστικές τάσεις παραλαμβάνονται από σενάζ οπλισμένου σκυροδέματος 89x20 [πλάτος x ύψος cm]

με ελάχιστο οπλισμό 4φ16 (και συνδετήρες φ8/20) που ικανοποιεί τα ελάχιστα όρια του κανονισμού.

Υπόγειο**T3**

Διαστάσεις μήκος= 9.20m, ύψος= 3.20m, πάχος=0.89m



Λιθοδομή 0.75

Κατηγορία κατασκευής B (Ευρωκ-6, Παράρτημα Η)

Κατηγορία ελέγχου παραγωγής λιθοσωμάτων I (Ευρωκ-6, 3.1.1)

Θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας $f_k = 8.00 \text{ N/mm}^2$

Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού $\gamma_M = 2.20$ (Ευρωκ-6, Πίνακ.2.3)

Μήκος λυγισμού $h_{ef} = r_{xh} = 0.75 \times 3.20 = 2.40 \text{ m}$ (Ευρωκ-6, 4.4.4.3)

Λυγηρότητα $h_{ef}/t_{ef} = 2.40/0.89 = 2.70 < 27$ εντάξει (Ευρωκ-6, 4.4.6)

Απαιτήσεις Εθνικού κειμένου εφαρμογής Ευρωκώδικα

Διαζωματική τοιχοποιία

Πάχος τοίχου $= 0.890 \geq 0.240 \text{ m}$ (εντάξει)

Λυγηρότητα $\lambda = 2.70 \leq 15$ (εντάξει)

Υψος/μήκος τοίχου $h/L = 3.20/9.20 = 0.35 \leq 3.0$ (εντάξει)

Ελεγχος σε κατακόρυφο φορτίο θόρτιση 1.35xg+1.50xq (Ευρωκ-6, 4.4.2)

Ελεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_i = (1.35 \times 668.7 + 1.50 \times 88.4) / 9.20 = 112.54 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 112.54 / 0.89 = 0.126 \text{ N/mm}^2$

$\sigma_{sdo} = 0.126 < 0.25 \text{ N/mm}^2$ άρα (Ευρωκ-6 Παρ. Γ.2) γίνεται μείωση εκκεντρότητας κατά $(1-k/4) = 1.00$

Καμπτική ροπή σχεδιασμού στην κορυφή (Ευρωκ-6 Παράρτημα Γ.1) $M_i = 13.50 \text{ kNm/m}$

Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00000 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef}/450 = 2.40/450 = 0.00533 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στην κορυφή (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i/N_i + e_{hi} + e_s = 0.11998 + 0.00000 + 0.00533 = 0.12532 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05 \times 0.89 = 0.04450 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i = 1 - 2e_i/t = 1 - 2 \times 0.12532/0.89 = 0.72$

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \Phi_i m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.72 \times 0.89 \times 8.00/2.20 = 2330.2 \text{ kN/m}$

$N_{sd} = 112.5 < 2330.2 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Ελεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο και βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_m = (112.54 + 0.40 \times 1.35 \times 593.7) / 9.20 = 147.39 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 147.39 / 0.89 = 0.166 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου στο μεσαίο πέμπτο $M_m/N_m = 0.20 \times 0.11998 \times 112.5 / 147.4 = 0.01832 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00000 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef}/450 = 2.40/450 = 0.00533 \text{ m}$

Εκκεντρότητα οφειλόμενη στα φορτία $e_m = (M_m/N_m) + e_{hm} + e_s = 0.01832 + 0.00000 + 0.00533 = 0.02366 \text{ m}$

Η λυγηρότητα είναι ≤ 15 άρα (Ευρωκ-6 4.4.3.2) εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_m = e_m + e_k = 0.02366 + 0.00000 = 0.02366 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_m = 0.05t = 0.05 \times 0.89 = 0.04450 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_m = 1 - 2e_m/t = 1 - 2 \times 0.045/0.89 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_i = (1.35 \times 1262.4 + 1.50 \times 88.4) / 9.20 = 199.66 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 199.66 / 0.89 = 0.224 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_i/N_i = 0.11998 \times 112.5 / 199.7 = 0.06763 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00000 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef}/450 = 2.40/450 = 0.00533 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στην βάση (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i/N_i + e_{hi} + e_s = 0.06763 + 0.00000 + 0.00533 = 0.07296 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05 \times 0.89 = 0.04450 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στην βάση (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i = 1 - 2e_i/t = 1 - 2 \times 0.07296/0.89 = 0.84$

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \Phi_i m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.84 \times 0.89 \times 8.00/2.20 = 2718.5 \text{ kN/m}$

Μέγιστη κατακόρυφη θλιπτική τάση από αποτελέσματα πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma = -0.288 \text{ N/mm}^2$

(Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περιοχές

τάσεων εκτός των περιοχών συγκέντρωσης τάσεων στις στηρίξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)

Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{sd} = 1000 \times 0.89 \times 0.288 = 256.4 \text{ kN/m}$

$N_{sd} = 256.4 < 2718.5 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Ελεγχος σε κατακόρυφο φορτίο θόρτιση 1.00xg+0.30xq+Σεισμός (Ευρωκ-6, 4.4.2)**Ελεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου**

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_i = (1.00 \times 668.7 + 0.30 \times 88.4) / 9.20 = 75.57 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 75.57 / 0.89 = 0.085 \text{ N/mm}^2$

$\sigma_{sdo} = 0.085 < 0.25 \text{ N/mm}^2$ άρα (Ευρωκ-6 Παράρτ. Γ.2) γίνεται μείωση εκκεντρότητας κατά $(1-k/4) = 1.00$

Καμπτική ροπή σχεδιασμού στην κορυφή (Ευρωκ-6 Παράρτημα Γ.1) $M_i = 6.49 \text{ kNm/m}$

Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00024 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6 4.4.7.2) $e_s = h_{ef}/450 = 2.40/450 = 0.00533 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στην κορυφή (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i/N_i + e_{hi} + e_s = 0.08591 + 0.00024 + 0.00533 = 0.09148 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05 \times 0.89 = 0.04450 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i = 1 - 2e_i/t = 1 - 2 \times 0.09148/0.89 = 0.79$

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \Phi_i \cdot m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.79 \times 0.89 \times 8.00/2.20 = 2556.7 \text{ kN/m}$

$N_{sd} = 75.6 < 2556.7 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Ελεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο και βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_m = (75.57 + 0.40 \times 1.00 \times 593.7 / 9.20) = 101.38 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 101.38 / 0.89 = 0.114 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου στο μεσαίο πέμπτο $M_m/N_m = 0.20 \times 0.08591 \times 75.6 / 101.4 = 0.01281 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00012 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6 4.4.7.2) $e_s = h_{ef}/450 = 2.40/450 = 0.00533 \text{ m}$

Εκκεντρότητα οφειλόμενη στα φορτία $e_m = (M_m/N_m) + e_{hm} + e_s = 0.01281 + 0.00012 + 0.00533 = 0.01826 \text{ m}$

Η λυγηρότητα είναι ≤ 15 άρα (Ευρωκ-6 4.4.3.2) εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_m = e_m + e_k = 0.01826 + 0.00000 = 0.01826 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_m = 0.05t = 0.05 \times 0.89 = 0.04450 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_m = 1 - 2e_m/t = 1 - 2 \times 0.045/0.89 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_i = (1.00 \times 1262.4 + 0.30 \times 88.4) / 9.20 = 140.10 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 140.10 / 0.89 = 0.157 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_i/N_i = 0.08591 \times 75.6 / 140.1 = 0.04634 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00024 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6 4.4.7.2) $e_s = h_{ef}/450 = 2.40/450 = 0.00533 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στην βάση (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i/N_i + e_{hi} + e_s = 0.04634 + 0.00024 + 0.00533 = 0.05191 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05 \times 0.89 = 0.04450 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στην βάση (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i = 1 - 2e_i/t = 1 - 2 \times 0.05191/0.89 = 0.88$

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \Phi_i \cdot m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.88 \times 0.89 \times 8.00/2.20 = 2848.0 \text{ kN/m}$

Μέγιστη κατακόρυφη θλιπτική τάση από αποτελέσματα πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma = -1.113 \text{ N/mm}^2$

(Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περιοχές τάσεων εκτός των περιοχών συγκέντρωσης τάσεων στις στηρίξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)

Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{sd} = 1000 \times 0.89 \times 1.113 = 990.8 \text{ kN/m}$

$N_{sd} = 990.8 < 2848.0 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Ελεγχος σε διάτμηση θόρτιση 1.00xg+0.30xq+Σεισμός (Ευρωκ-6 4.5.3)

Μέγιστη τάση διάτμησης από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\tau_{\max} = 0.314 \text{ N/mm}^2$

(Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περιοχές τάσεων εκτός των περιοχών συγκέντρωσης τάσεων στις στηρίξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)

Μέγιστη τιμή σχεδιασμού τέμνουσας ανά μονάδα μήκους $V_{sd} = 1000 \times 0.89 \times 0.314 = 279.4 \text{ kN/m}$

Χαρακτηριστική διατμητική αντοχή $f_{vk} = 0.70 \times (f_{vko} + 0.4 \sigma_{sd})$ (Ευρωκ-6 3.6.3, Ευρωκ-6 3.6.3(8))

$f_{vk} = 0.70 \times (0.500 + 0.4 \times 1.113) = 0.662 \text{ N/mm}^2$, $\max f_{vk} = 1.000 \text{ N/mm}^2$, και $f_{vk} = 0.662 \text{ N/mm}^2$

Τιμή σχεδιασμού αντοχής έναντι τέμνουσας $V_{rd} = f_{vk} \cdot t \cdot \gamma_M$ (Ευρωκ-6 4.5.3)

$V_{rd} = 1000 \times 0.662 \times 0.89/2.20 = 267.7 \text{ kN/m}$

$V_{sd} = 279.4 > 267.7 = V_{rd}$ Δεν ικανοποιείται ο έλεγχος τέμνουσας σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Ελεγχος περιοχών με συγκεντρωμένα φορτία (Ευρωκ-6, 4.4.8)

Από τη επίλυση πεπερασμένων στοιχείων προκύπτουν στις θέσεις έδρασης

δοκών στο πάνω μέρος οι μέγιστες θλιπτικές τάσεις. Καθώς στο πάνω μέρος

του τοίχου υπάρχει οπλισμένο σενάζ, ελέγχουμε τις τάσεις σε χαμηλότερη σειρά πεπερασμένων στοιχείων.

Η μέγιστη θλιπτική τάση στην περιοχή συγκεντρωμένων φορτίων $\sigma_{sd\max} = 0.311 \text{ N/mm}^2$

Η μέγιστη αυτή τάση 0.311 είναι $< f_k/\gamma_M = 8.00/2.2 = 3.64$

άρα ικανοποιούνται πλήρως οι συνθήκες ελέγχου 4.4.8, 4.4.9 του Ευρωκ-6 4.4.8

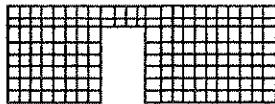
Σενάζ οπλισμένου σκυροδέματος (Εθν. Κείμ. εφαρμογής Ευρωκ-6, 5.2)

Στο πάνω μέρος του τοίχου και στο ύψος των υπέρθυρων τυχόν παρουσιαζόμενες μικρές εφελκυστικές τάσεις παραλαμβάνονται από σενάζ οπλισμένου σκυροδέματος 89×20 [πλάτος \times ύψος cm]

με ελάχιστο οπλισμό $4\Phi 16$ (και συνδετήρες $\Phi 8/20$) που ικανοποιεί τα ελάχιστα όρια του κανονισμού.

Υπόγειο**T4**

Διαστάσεις μήκος= 9.20m, ύψος= 3.20m, πάχος=0.89m



Λιθοδομή 0.75

Κατηγορία κατασκευής Β (Ευρωκ-6, Παράρτημα Η)

Κατηγορία ελέγχου παραγωγής λιθοσωμάτων Ι (Ευρωκ-6, 3.1.1)

Θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας $f_k = 8.00 \text{ N/mm}^2$ Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού $\gamma_m = 2.20$ (Ευρωκ-6, Πιν. 2.3)Μήκος λυγισμού $hef = r \cdot h = 0.75 \times 3.20 = 2.40 \text{ m}$ (Ευρωκ-6, 4.4.4.3)Λυγηρότητα $hef/t_{ef} = 2.40/0.89 = 2.70 < 27$ εντάξει (Ευρωκ-6, 4.4.6)**Απαιτήσεις Εθνικού κειμένου εφαρμογής Ευρωκώδικα**

Διαζωματική τοιχοποιία

Πάχος τοίχου $= 0.890 \geq 0.240 \text{ m}$ (εντάξει)Λυγηρότητα $\lambda = 2.70 \leq 15$ (εντάξει)Υψος/μήκος τοίχου $h/L = 3.20/9.20 = 0.35 \leq 3.0$ (εντάξει)**Ελεγχος σε κατακόρυφο φορτίο Φόρτιση 1.35xg+1.50xq (Ευρωκ-6, 4.4.2)**Ελεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχουΚατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_i = (1.35 \times 679.3 + 1.50 \times 53.0) / 9.20 = 108.32 \text{ kN/m}$ Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 108.32 / 0.89 = 0.122 \text{ N/mm}^2$ Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου ή στέγης στην κορυφή $M_i/N_i = 0$ Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00000 \text{ m}$ Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = hef/450 = 2.40/450 = 0.00533 \text{ m}$ Εκκεντρότητα στην κορυφή (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i/N_i + e_{hi} + e_s = 0.00000 + 0.00000 + 0.00533 = 0.00533 \text{ m}$ Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05 \times 0.89 = 0.04450 \text{ m}$ Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i = 1 - 2e_i/t = 1 - 2 \times 0.04450/0.89 = 0.90$ Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \Phi_i \cdot m \cdot t \cdot f_k / \gamma_m = 1000 \times 0.90 \times 0.89 \times 8.00 / 2.20 = 2912.7 \text{ kN/m}$ $N_{sd} = 108.3 < 2912.7 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίαςΕλεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο και βάση του τοίχουΚατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_m = (108.32 + 0.40 \times 1.35 \times 590.9) / 9.20 = 143.00 \text{ kN/m}$ Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 143.00 / 0.89 = 0.161 \text{ N/mm}^2$ Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου στο μεσαίο πέμπτο $M_m/N_m = 0.20 \times 0.00000 \times 108.3 / 143.0 = 0.00000 \text{ m}$ Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00000 \text{ m}$ Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = hef/450 = 2.40/450 = 0.00533 \text{ m}$ Εκκεντρότητα οφειλόμενη στα φορτία $e_m = (M_m/N_m) + e_{hm} + e_s = 0.00000 + 0.00000 + 0.00533 = 0.00533 \text{ m}$ Η λυγηρότητα είναι ≤ 15 άρα (Ευρωκ-6 4.4.3.2) εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$ Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_m = e_m + e_k = 0.00533 + 0.00000 = 0.00533 \text{ m}$ Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_m = 0.05t = 0.05 \times 0.89 = 0.04450 \text{ m}$ Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_m = 1 - 2e_m/t = 1 - 2 \times 0.045/0.89 = 0.90$ Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_i = (1.35 \times 1270.2 + 1.50 \times 53.0) / 9.20 = 195.03 \text{ kN/m}$ Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 195.03 / 0.89 = 0.219 \text{ N/mm}^2$ Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_i/N_i = 0.00000 \times 108.3 / 195.0 = 0.00000 \text{ m}$ Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00000 \text{ m}$ Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = hef/450 = 2.40/450 = 0.00533 \text{ m}$ Εκκεντρότητα στην βάση (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i/N_i + e_{hi} + e_s = 0.00000 + 0.00000 + 0.00533 = 0.00533 \text{ m}$ Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05 \times 0.89 = 0.04450 \text{ m}$ Μειωτικός συντελεστής στην βάση (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i = 1 - 2e_i/t = 1 - 2 \times 0.04450/0.89 = 0.90$ Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \Phi_i \cdot m \cdot t \cdot f_k / \gamma_m = 1000 \times 0.90 \times 0.89 \times 8.00 / 2.20 = 2912.7 \text{ kN/m}$ Μέγιστη κατακόρυφη θλιπτική τάση από αποτελέσματα πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma = -0.337 \text{ N/mm}^2$

(Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περιοχές τάσεων εκτός των περιοχών συγκέντρωσης τάσεων στις στηρίξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)

Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{sd} = 1000 \times 0.89 \times 0.337 = 299.9 \text{ kN/m}$ $N_{sd} = 299.9 < 2912.7 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας**Ελεγχος σε κατακόρυφο φορτίο Φόρτιση 1.00xg+0.30xq+Σεισμός (Ευρωκ-6, 4.4.2)**Ελεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχουΚατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_i = (1.00 \times 679.3 + 0.30 \times 53.0) / 9.20 = 75.57 \text{ kN/m}$ Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 75.57 / 0.89 = 0.085 \text{ N/mm}^2$ Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου ή στέγης στην κορυφή $M_i/N_i = 0$

Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi}=0.00024$ m

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s=hef/450=2.40/450=0.00533$ m

Εκκεντρότητα στην κορυφή (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i=Mi/Ni+e_{hi}+e_s=0.00000+0.00024+0.00533=0.00557$ m

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i=0.05t=0.05 \times 0.89=0.04450$ m

Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\phi_i=1-2e_i/t=1-2 \times 0.04450/0.89=0.90$

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd}=\phi_{im}.t.f_k/\gamma_M=1000 \times 0.90 \times 0.89 \times 8.00/2.20=2912.7$ kN/m

$N_{sd}=75.6 < 2912.7=N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Έλεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο και βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_m=(75.57+0.40 \times 1.00 \times 590.9/9.20)=101.26$ kN/m

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{sdo}=0.001 \times 101.26/0.89=0.114$ N/mm²

Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου στο μεσαίο πέμπτο $M_m/N_m=0.20 \times 0.00000 \times 75.6/101.3=0.00000$ m

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm}=0.00012$ m

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s=hef/450=2.40/450=0.00533$ m

Εκκεντρότητα οφειλόμενη στα φορτία $e_m=(M_m/N_m)+e_{hm}+e_s=0.00000+0.00012+0.00533=0.00545$ m

Η λυγηρότητα είναι ≤ 15 άρα (Ευρωκ-6 4.4.3.2) εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k=0$

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_m=e_m+e_k=0.00545+0.00000=0.00545$ m

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_m=0.05t=0.05 \times 0.89=0.04450$ m

Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\phi_m=1-2e_m/t=1-2 \times 0.045/0.89=0.90$

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_i=(1.00 \times 1270.2+0.30 \times 53.0)/9.20=139.79$ kN/m

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{sdo}=0.001 \times 139.79/0.89=0.157$ N/mm²

Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_i/N_i=0.00000 \times 75.6/139.8=0.00000$ m

Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi}=0.00024$ m

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s=hef/450=2.40/450=0.00533$ m

Εκκεντρότητα στην βάση (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i=Mi/Ni+e_{hi}+e_s=0.00000+0.00024+0.00533=0.00557$ m

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i=0.05t=0.05 \times 0.89=0.04450$ m

Μειωτικός συντελεστής στην βάση (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\phi_i=1-2e_i/t=1-2 \times 0.04450/0.89=0.90$

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd}=\phi_{im}.t.f_k/\gamma_M=1000 \times 0.90 \times 0.89 \times 8.00/2.20=2912.7$ kN/m

Μέγιστη κατακόρυφη θλιπτική τάση από αποτελέσματα πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma=-1.063$ N/mm²

(Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περιοχές τάσεων εκτός των περιοχών συγκέντρωσης τάσεων στις στηρίξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)

Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{sd}=1000 \times 0.89 \times 1.063=946.5$ kN/m

$N_{sd}=946.5 < 2912.7=N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Έλεγχος σε διάτμηση Φόρτιση $1.00xg+0.30xq$ +Σεισμός (Ευρωκ-6.4.5.3)

Μέγιστη τάση διάτμησης από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\tau_{max}=0.337$ N/mm²

(Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περιοχές τάσεων εκτός των περιοχών συγκέντρωσης τάσεων στις στηρίξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)

Μέγιστη τιμή σχεδιασμού τέμνουσας ανά μονάδα μήκους $V_{sd}=1000 \times 0.89 \times 0.337=299.8$ kN/m

Χαρακτηριστική διατμητική αντοχή $f_{vk}=0.70x(f_{vko}+0.4x\sigma_{sd})$ (Ευρωκ-6 3.6.3, Ευρωκ-6 3.6.3(8))

$f_{vk}=0.70x(0.500+0.4 \times 1.063)=0.648$ N/mm², $\max f_{vk}=1.000$ N/mm², και $f_{vk}=0.648$ N/mm²

Τιμή σχεδιασμού αντοχής έναντι τέμνουσας $V_{rd}=f_{vk}.t./\gamma_M$ (Ευρωκ-6 4.5.3)

$V_{rd}=1000 \times 0.648 \times 0.89/2.20=262.1$ kN/m

$V_{sd}=299.8 > 262.1=V_{rd}$ Δεν ικανοποιείται ο έλεγχος τέμνουσας σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Έλεγχος περιοχών με συγκεντρωμένα φορτία (Ευρωκ-6, 4.4.8)

Από τη επίλυση πεπερασμένων στοιχείων προκύπτουν στις θέσεις έδρασης

δοκών στο πάνω μέρος οι μέγιστες θλιπτικές τάσεις. Καθώς στο πάνω μέρος

του τοίχου υπάρχει οπλισμένο σενάζ, ελέγχουμε τις τάσεις σε χαμηλότερη σειρά πεπερασμένων στοιχείων.

Η μέγιστη θλιπτική τάση στην περιοχή συγκεντρωμένων φορτίων $\sigma_{sdmax}=0.371$ N/mm²

Η μέγιστη αυτή τάση 0.371 είναι $< f_k/\gamma_M=8.00/2.2=3.64$

άρα ικανοποιούνται πλήρως οι συνθήκες ελέγχου 4.4.8, 4.4.9 του Ευρωκ-6 4.4.8

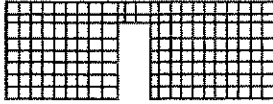
Ενάζ οπλισμένου σκυροδέματος (Εθν. Κείμ. εφαρμογής Ευρωκ-6, 5.2)

Στο πάνω μέρος του τοίχου και στο ύψος των υπέρθυρων τυχόν παρουσιαζόμενες μικρές εφελκυστικές τάσεις παραλαμβάνονται από σενάζ οπλισμένου σκυροδέματος 89×20 [πλάτος x ύψος cm]

με ελάχιστο οπλισμό $4\Phi 16$ (και συνδετήρες $\Phi 8/20$) που ικανοποιεί τα ελάχιστα όρια του κανονισμού.

Υπόγειο**T5**

Διαστάσεις μήκος= 9.20m, ύψος= 3.20m, πάχος=0.74m



Λιθοδομή M2 0.60

Κατηγορία κατασκευής B (Ευρωκ-6, Παράρτημα Η)

Κατηγορία ελέγχου παραγωγής λιθοσωμάτων I (Ευρωκ-6, 3.1.1)

Θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας $f_k = 8.70 \text{ N/mm}^2$ Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού $\gamma_M = 2.20$ (Ευρωκ-6, Πίνακ.2.3)Μήκος λυγισμού $hef = r_{xh} = 0.75 \times 3.20 = 2.40 \text{ m}$ (Ευρωκ-6, 4.4.4.3)Λυγηρότητα $hef/t_{ef} = 2.40/0.74 = 3.24 < 27$ εντάξει (Ευρωκ-6, 4.4.6)**Απαιτήσεις Εθνικού κειμένου εφαρμογής Ευρωκώδικα**

Διαζωματική τοιχοποιία

Πάχος τοίχου $= 0.740 \geq 0.240 \text{ m}$ (εντάξει)Λυγηρότητα $\lambda = 3.24 \leq 15$ (εντάξει)Υψος/μήκος τοίχου $h/L = 3.20/9.20 = 0.35 \leq 3.0$ (εντάξει)**Ελεγχος σε κατακόρυφο φορτίο Φόρτιση 1.35xg+1.50xq (Ευρωκ-6, 4.4.2)****Ελεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου**Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_i = (1.35 \times 649.5 + 1.50 \times 202.9) / 9.20 = 128.39 \text{ kN/m}$ Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 128.39 / 0.74 = 0.173 \text{ N/mm}^2$ $\sigma_{sdo} = 0.173 < 0.25 \text{ N/mm}^2$ άρα (Ευρωκ-6 Παρ. Γ.2) γίνεται μείωση εκκεντρότητας κατά $(1-k/4) = 1.00$ Καμπτική ροπή σχεδιασμού στην κορυφή (Ευρωκ-6 Παράρτημα Γ.1) $M_i = 0.86 \text{ kNm/m}$ Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00000 \text{ m}$ Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = hef/450 = 2.40/450 = 0.00533 \text{ m}$ Εκκεντρότητα στην κορυφή (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i/N_i + e_{hi} + e_s = 0.00667 + 0.00000 + 0.00533 = 0.01200 \text{ m}$ Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05 \times 0.74 = 0.03700 \text{ m}$ Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i = 1 - 2e_i/t = 1 - 2 \times 0.03700/0.74 = 0.90$ Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \Phi_i m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.74 \times 8.70 / 2.20 = 2633.7 \text{ kN/m}$ $N_{sd} = 128.4 < 2633.7 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας**Ελεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο και βάση του τοίχου**Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_m = (128.39 + 0.40 \times 1.35 \times 505.0) / 9.20 = 158.03 \text{ kN/m}$ Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 158.03 / 0.74 = 0.214 \text{ N/mm}^2$ Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου στο μεσαίο πέμπτο $M_m/N_m = 0.20 \times 0.00667 \times 128.4 / 158.0 = 0.00108 \text{ m}$ Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00000 \text{ m}$ Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = hef/450 = 2.40/450 = 0.00533 \text{ m}$ Εκκεντρότητα οφειλόμενη στα φορτία $e_m = (M_m/N_m) + e_{hm} + e_s = 0.00108 + 0.00000 + 0.00533 = 0.00642 \text{ m}$ Η λυγηρότητα είναι ≤ 15 άρα (Ευρωκ-6 4.4.3.2) εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$ Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_m = e_m + e_k = 0.00642 + 0.00000 = 0.00642 \text{ m}$ Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_m = 0.05t = 0.05 \times 0.74 = 0.03700 \text{ m}$ Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_m = 1 - 2e_m/t = 1 - 2 \times 0.037/0.74 = 0.90$ Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_i = (1.35 \times 1154.5 + 1.50 \times 202.9) / 9.20 = 202.49 \text{ kN/m}$ Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 202.49 / 0.74 = 0.274 \text{ N/mm}^2$ Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_i/N_i = 0.00667 \times 128.4 / 202.5 = 0.00423 \text{ m}$ Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00000 \text{ m}$ Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = hef/450 = 2.40/450 = 0.00533 \text{ m}$ Εκκεντρότητα στην βάση (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i/N_i + e_{hi} + e_s = 0.00423 + 0.00000 + 0.00533 = 0.00956 \text{ m}$ Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05 \times 0.74 = 0.03700 \text{ m}$ Μειωτικός συντελεστής στην βάση (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i = 1 - 2e_i/t = 1 - 2 \times 0.03700/0.74 = 0.90$ Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \Phi_i m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.74 \times 8.70 / 2.20 = 2633.7 \text{ kN/m}$ Μέγιστη κατακόρυφη θλιπτική τάση από αποτελέσματα πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma = -0.357 \text{ N/mm}^2$

(Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περιοχές τάσεων εκτός των περιοχών συγκέντρωσης τάσεων στις στηρίξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)

Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{sd} = 1000 \times 0.74 \times 0.357 = 264.4 \text{ kN/m}$ $N_{sd} = 264.4 < 2633.7 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας**Ελεγχος σε κατακόρυφο φορτίο Φόρτιση 1.00xg+0.30xq+Σεισμός (Ευρωκ-6, 4.4.2)****Ελεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου**Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_i = (1.00 \times 649.5 + 0.30 \times 202.9) / 9.20 = 77.21 \text{ kN/m}$ Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 77.21 / 0.74 = 0.104 \text{ N/mm}^2$ $\sigma_{sdo} = 0.104 < 0.25 \text{ N/mm}^2$ άρα (Ευρωκ-6 Παρ. Γ.2) γίνεται μείωση εκκεντρότητας κατά $(1-k/4) = 1.00$ Καμπτική ροπή σχεδιασμού στην κορυφή (Ευρωκ-6 Παράρτημα Γ.1) $M_i = 0.41 \text{ kNm/m}$

Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi}=0.00024$ m

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s=hef/450=2.40/450=0.00533$ m

Εκκεντρότητα στην κορυφή (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i=Mi/Ni+e_{hi}+e_s=0.00533+0.00024+0.00533=0.01090$ m

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i=0.05t=0.05 \times 0.74=0.03700$ m

Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i=1-2e_i/t=1-2 \times 0.03700/0.74=0.90$

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd}=\Phi_{im}.t.f_k/\gamma_M=1000 \times 0.90 \times 0.74 \times 8.70/2.20=2633.7$ kN/m

$N_{sd}=77.2 < 2633.7=N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Έλεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο και βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_m=(77.21+0.40 \times 1.00 \times 505.0/9.20)=99.17$ kN/m

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{sdo}=0.001 \times 99.17/0.74=0.134$ N/mm²

Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου στο μεσαίο πέμπτο $M_m/N_m=0.20 \times 0.00533 \times 77.2/99.2=0.00083$ m

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm}=0.00012$ m

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s=hef/450=2.40/450=0.00533$ m

Εκκεντρότητα οφειλόμενη στα φορτία $e_m=(M_m/N_m)+e_{hm}+e_s=0.00083+0.00012+0.00533=0.00628$ m

Η λυγηρότητα είναι ≤ 15 άρα (Ευρωκ-6 4.4.3.2) εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k=0$

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_m=e_m+e_k=0.00628+0.00000=0.00628$ m

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_m=0.05t=0.05 \times 0.74=0.03700$ m

Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_m=1-2e_m/t=1-2 \times 0.037/0.74=0.90$

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_i=(1.00 \times 1154.5+0.30 \times 202.9)/9.20=132.11$ kN/m

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{sdo}=0.001 \times 132.11/0.74=0.179$ N/mm²

Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_i/N_i=0.00533 \times 77.2/132.1=0.00311$ m

Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi}=0.00024$ m

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s=hef/450=2.40/450=0.00533$ m

Εκκεντρότητα στην βάση (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i=M_i/N_i+e_{hi}+e_s=0.00311+0.00024+0.00533=0.00869$ m

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i=0.05t=0.05 \times 0.74=0.03700$ m

Μειωτικός συντελεστής στην βάση (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i=1-2e_i/t=1-2 \times 0.03700/0.74=0.90$

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd}=\Phi_{im}.t.f_k/\gamma_M=1000 \times 0.90 \times 0.74 \times 8.70/2.20=2633.7$ kN/m

Μέγιστη κατακόρυφη θλιπτική τάση από αποτελέσματα πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma=-1.132$ N/mm²

(Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περιοχές τάσεων εκτός των περιοχών συγκέντρωσης τάσεων στις στηρίξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)

Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{sd}=1000 \times 0.74 \times 1.132=837.4$ kN/m

$N_{sd}=837.4 < 2633.7=N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Έλεγχος σε διάτμηση θόρτιση $1.00xg+0.30xq$ +Σεισμός (Ευρωκ-6.4.5.3)

Μέγιστη τάση διάτμησης από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\tau_{max}=0.337$ N/mm²

(Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περιοχές τάσεων εκτός των περιοχών συγκέντρωσης τάσεων στις στηρίξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)

Μέγιστη τιμή σχεδιασμού τέμνουσας ανά μονάδα μήκους $V_{sd}=1000 \times 0.74 \times 0.337=249.2$ kN/m

Χαρακτηριστική διατμητική αντοχή $f_{vk}=0.70 \times (f_{vko}+0.4 \times \sigma_{ed})$ (Ευρωκ-6 3.6.3, Ευρωκ-6 3.6.3(8))

$f_{vk}=0.70 \times (0.580+0.4 \times 1.132)=0.723$ N/mm², $\max f_{vk}=1.000$ N/mm², και $f_{vk}=0.723$ N/mm²

Τιμή σχεδιασμού αντοχής έναντι τέμνουσας $V_{rd}=f_{vk}.t./\gamma_M$ (Ευρωκ-6 4.5.3)

$V_{rd}=1000 \times 0.723 \times 0.74/2.20=243.1$ kN/m

$V_{sd}=249.2 > 243.1=V_{rd}$ Δεν ικανοποιείται ο έλεγχος τέμνουσας σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Έλεγχος περιοχών με συγκεντρωμένα φορτία (Ευρωκ-6, 4.4.8)

Από τη επίλυση πεπερασμένων στοιχείων προκύπτουν στις θέσεις έδρασης

δοκών στο πάνω μέρος οι μέγιστες θλιπτικές τάσεις. Καθώς στο πάνω μέρος

του τοίχου υπάρχει οπλισμένο σενάζ, ελέγχουμε τις τάσεις σε χαμηλότερη σειρά πεπερασμένων στοιχείων.

Η μέγιστη θλιπτική τάση στην περιοχή συγκεντρωμένων φορτίων $\sigma_{sdmax}=0.423$ N/mm²

Η μέγιστη αυτή τάση 0.423 είναι $< f_k/\gamma_M=8.70/2.2=3.95$

άρα ικανοποιούνται πλήρως οι συνθήκες ελέγχου 4.4.8, 4.4.9 του Ευρωκ-6 4.4.8

Σενάζ οπλισμένου σκυροδέματος (Εθν. Κείμ. εφαρμογής Ευρωκ-6, 5.2)

Στο πάνω μέρος του τοίχου και στο ύψος των υπέρθυρων τυχόν παρουσιαζόμενες μικρές εφελκυστικές τάσεις παραλαμβάνονται από σενάζ οπλισμένου σκυροδέματος 74×20 (πλάτος \times ύψος cm)

με ελάχιστο οπλισμό $4\Phi 16$ (και συνδετήρες $\Phi 8/20$) που ικανοποιεί τα ελάχιστα όρια του κανονισμού.

Ελεγχος για "απλά κτίρια τοιχοποιίας" (Εθν. κείμενο εφαρμογής Ευρακόδικα-6, 7, 7.2)

- (1) Οι υπέρ το έδαφος όροφοι είναι 1, και η σεισμικότητα II $\alpha=0.24g$, άρα ικανοποιούνται οι περιορισμοί στον αριθμό ορόφων του πίνακα 3.
- (2) α) Το σχήμα του κτιρίου είναι περίπου ορθογωνικό
β) Μικρότερη προς μεγαλύτερη πλευρά = $9.34/21.09 = 0.44 > 0.25$
γ) Οι εξοχές ή εσοχές, δεν έχουν μήκος μεγαλύτερο του 15% του μήκους της πλευράς που είναι παράλληλη προς αυτές.
- (3) α) Η ακαμψία του κτιρίου εξασφαλίζεται μέσω διατμητικών τοίχων που διατάσσονται περιμετρικά στις δύο κύριες κάθετες διευθύνσεις x-x και y-y του κτιρίου.
β) Σε κάθε μία από τις κύριες κατευθύνσεις x-x και y-y υπάρχουν τουλάχιστον δύο τοίχοι με μήκος μεγαλύτερο του 30% του μήκους του κτιρίου κατά την διεύθυνση του τοίχου.
γ) Η απόσταση ανάμεσα στους παραπάνω τοίχους είναι μεγαλύτερη του 75% του μήκους του κτιρίου κατά την άλλη κατεύθυνση.
δ) Τουλάχιστον 75% των κατακόρυφων φορτίων του κτιρίου παραλαμβάνονται από τους διατμητικούς τοίχους.
- (5) Από όροφο σε όροφο η μεταβολή της μάζας και της οριζόντιας διατομής των τοίχων δεν ξεπερνά το 20% και στις δύο διευθύνσεις του κτιρίου.
- (6) Σε κάθε όροφο το εμβαδόν διατομής των διατμητικών τοίχων σε κάθε μία από τις κάθετες διευθύνσεις ως ποσοστό του συνολικού εμβαδού του ορόφου είναι μικρότερο από τα ποσοστά του πίνακα 4. που στην περίπτωση μας είναι
τοιχοποιία : Διαζωματική, εδαφική επιτάχυνση σεισμού: II $\alpha=0.24g$, ελάχιστο ποσοστό τοίχων 5%
x-x κατεύθυνση, ποσοστό τοίχων στο ισόγειο $28.911/176.460=0.164>0.05$
y-y κατεύθυνση, ποσοστό τοίχων στο ισόγειο $16.649/176.460=0.094>0.05$

Υποστυλώματα

Η συνολική οριζόντια δύναμη του κάθε ορόφου παραλαμβάνεται εξ ολοκλήρου από τους τοίχους. Οι οριζόντιες μετακινήσεις λόγω σεισμού είναι σχεδόν μηδενικές, τα υποστυλώματα δεν παραλαμβάνουν οριζόντιες δυνάμεις, και δεν σχεδιάζονται για οριζόντιες δυνάμεις σεισμού. Τα υποστυλώματα ελέγχονται σε κατακόρυφα φορτία, με ροπές στην κορυφή κατά x και y διεύθυνση, αυτές που προκύπτουν από τις στροφές των κόμβων της εσχάρας των δοκών του δαπέδου. Ο έλεγχος γίνεται σε διαξονική κάμψη με θλιπτική δύναμη. Φαινόμενα 2ας τάξεως δεν ελέγχονται. Ελέγχεται η λυγνρότητα $\lambda \leq 25$ οπότε βάσει του Κανον. Οπλ. Σκυροδ. 14.3.2 απαλλάσσονται από περαιτέρω έλεγχο φαινόμενων δευτέρας τάξεως.

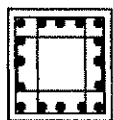
Πέδιλα υποστυλωμάτων

Τα πέδιλα των υποστυλωμάτων επιλύονται σαν κεντρικά. Τυχόν ροπές λόγω μικρής εκκεντρότητας κατακόρυφων φορτίων παραλαμβάνονται από τους συνδετήριους δοκούς.

Τίθενται συνδετήριοι δοκοί στη θεμελίωση κατά τις δύο κύριες διευθύνσεις με ελάχιστη διατομή 25x60 και οπλισμούς πάνω 4Φ14 και κάτω 4Φ14 και συνδετήρες Φ8/20.

Υπόγειο	Υποστόλωμα:	Y1	40x60 cm	C20/25-S500s
----------------	--------------------	-----------	----------	--------------

Φορτία δαπέδου μόνιμο: 199.5 kN, κινητό: 145.0 kN, ίδιο βάρος: $0.40 \times 0.60 \times 3.20 \times 25.00 = 19.2$ kN
 Φορτίο από υπερκείμενο υποστόλωμα μόνιμο: 0.0 kN, κινητό: 0.0 kN
 Φορτίο σε υποκείμενο υποστόλωμα μόνιμο: 218.7 kN, κινητό: 145.0 kN
 Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού $(1.35 \times 218.7 + 1.50 \times 145.0) = 512.7$ kN
 Στροφές εσχάρας δοκών στην κορυφή $\phi_{xx} = 0.001184$, $\phi_{yy} = 0.001450$ (rad)



Ροπές στην κορυφή $M_{xx} = 305.84$ kNm, $M_{yy} = 166.49$ kNm

$M_{sdx} = 305.8$ kNm $\mu_{sdx} = (M_{sdx} / b h^2 f_{cd}) = 0.16$

$M_{sdy} = 166.5$ kNm $\mu_{sdy} = (M_{sdy} / b h^2 f_{cd}) = 0.13$

$N_{sd} = -512.7$ kN $\nu_d = (N_d / (b h f_{cd})) = -0.16$

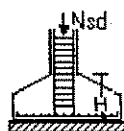
από διαγράμματα διαξονικής κάμψης με θλίψη $\omega_{tot} = 0.56$ και $A_{s,tot} = 41.20$ cm²

Ελάχιστος οπλισμός $0.008 \times 0.40 \times 0.60 = 19.20$ cm²

Αμετάθετα πλαίσια λυγνρότητα $\lambda = 0.7 \times 3.20 / (0.289 \times 0.40) = 19$

$\lambda \leq 25$ δεν απαιτείται έλεγχος σε φαινόμενα 2ας τάξης (Κανον. Σκυροδ 14.3.2)

Οπλισμοί 12Φ20+4Φ16, (45.7cm²), συνδετήρες πάνω και κάτω άκρα 0.60m Φ8/10 ενδιάμεσα Φ8/20

Πέδιλο υποστυλώματος

Πέδιλο κεντρικό 1.90x1.90m, H=0.80m (ίδιο βάρος 42.3kN), $N_{sd} = 555.0$ kN

$N_{fd} = 555.0$ kN < 722.0 kN $= 1000 \times 0.20 \times 1.90 \times 1.90 = R_{nd}$ (φέρουσα ικανότητα εδάφους ΕΑΚ 5.2.3)

$M_{sd} = 555.0 \times (1.90 - 0.40) / 8 = 104$ kNm

$M_{sd} = 104$ kNm, $K_d = 10.13$, $\xi = 0.03$, $e_c / e_s = 0.6 / 20.0$, $K_s = 2.32$, $A_s = 3.2$ cm²

διάτμηση $\tau = 0.001 \times 555 \times (1.90 - 0.40) / (2 \times 1.90^2 \times 0.9 \times 0.75) = 0.17 < 0.26$ [N/mm²] = τ_{rd}

οπλισμός πεδίου: διπλή εσχάρα Φ12/15

Υπόγειο	Υποστόλωμα:	Y2	60x40 cm	C20/25-S500s
----------------	--------------------	-----------	----------	--------------

Φορτία δαπέδου μόνιμο: 177.0 kN, κινητό: 110.4 kN, ίδιο βάρος: $0.60 \times 0.40 \times 3.20 \times 25.00 = 19.2$ kN
 Φορτίο από υπερκείμενο υποστόλωμα μόνιμο: 0.0 kN, κινητό: 0.0 kN
 Φορτίο σε υποκείμενο υποστόλωμα μόνιμο: 196.2 kN, κινητό: 110.4 kN
 Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού $(1.35 \times 196.2 + 1.50 \times 110.4) = 430.4$ kN
 Στροφές εσχάρας δοκών στην κορυφή $\phi_{xx} = 0.000225$, $\phi_{yy} = 0.001144$ (rad)



Ροπές στην κορυφή $M_{xx} = 25.89$ kNm, $M_{yy} = 295.61$ kNm

$M_{sdx} = 25.9$ kNm $\mu_{sdx} = (M_{sdx} / b h^2 f_{cd}) = 0.02$

$M_{sdy} = 295.6$ kNm $\mu_{sdy} = (M_{sdy} / b h^2 f_{cd}) = 0.15$

$N_{sd} = -430.4$ kN $\nu_d = (N_d / (b h f_{cd})) = -0.13$

από διαγράμματα διαξονικής κάμψης με θλίψη $\omega_{tot} = 0.33$ και $A_{s,tot} = 24.62$ cm²

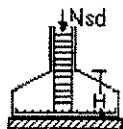
Ελάχιστος οπλισμός $0.008 \times 0.60 \times 0.40 = 19.20$ cm²

Αμετάθετα πλαίσια λυγνρότητα $\lambda = 0.7 \times 3.20 / (0.289 \times 0.40) = 19$

$\lambda \leq 25$ δεν απαιτείται έλεγχος σε φαινόμενα 2ας τάξης (Κανον. Σκυροδ 14.3.2)

Οπλισμοί 4Φ20+4Φ20, (25.1cm²), συνδετήρες πάνω και κάτω άκρα 0.60m Φ8/10 ενδιάμεσα Φ8/20

Πέδιλο υποστυλόμενου



Πέδιλο κεντρικό 1.70x1.70m, H=0.80m (ίδιο βάρος 35.5kN), Nsd= 465.9 kN
Nfd=465.9 kN < 578.0 kN = 1000x0.20x1.70x1.70 = Rnd (φέρουσα ικανότητα εδάφους ΕΑΚ 5.2.3)
Msd= 465.9x(1.70-0.40)/8 = 76 kNm
Msd= 76kNm, Kd=11.24, ξ=0.03, ec/es=0.6/20.0, Ks=2.32, As= 2.3cm²
διάτμηση $\tau = 0.001 \times 466 \times (1.70 - 0.40) / (2 \times 1.70^2 \times 0.9 \times 0.75) = 0.16 < 0.26 \text{ [N/mm}^2\text{]} = \tau_{rd}$
οπλισμός πεδίου: διπλή εσχάρα $\Phi 12/15$

Υπόγειο

Υποστύλωμα:

Υ3

40x60 cm

C20/25-S500s

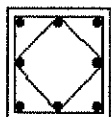
Φορτία δαπέδου μόνιμο: 159.8 kN, κινητό: 71.0 kN, ίδιο βάρος: 0.40x0.60x3.20x25.00=19.2kN

Φορτίο από υπερκείμενο υποστύλωμα μόνιμο: 0.0 kN, κινητό: 0.0 kN

Φορτίο σε υποκείμενο υποστύλωμα μόνιμο: 179.0 kN, κινητό: 71.0 kN

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού (1.35x 179.0+1.50x 71.0)= 348.2 kN

Στροφές εσχάρας δοκών στην κορυφή φκx=0.000028, φγγ=0.000779 (rad)



Ροπές στην κορυφή Mxx= 7.20 kNm, Myy= 89.41 kNm

Msdxx= 7.2 kNm μsdxx=(Msdxx/bh²fcd)= 0.00

Msdyy= 89.4 kNm μsdyy=(Msdyy/hb²fcd)= 0.07

Nsd = -348.2 kN νδ=(Nd/(bhfcd))=-0.11

από διαγράμματα διαξονικής κάμψης με θλίψη ωtot=0.10 και As,tot= 7.36 cm²

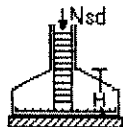
Ελάχιστος οπλισμός 0.008x0.40x0.60=19.20 cm²

Αμετάθετα πλαίσια λυγηρότητα λ=0.7x 3.20/(0.289x 0.40)=19

λ<25 δεν απαιτείται έλεγχος σε φαινόμενα 2ας τάξης (Κανον. Σκυροδ 14.3.2)

Οπλισμοί 4 Φ 20+4 Φ 16, (20.6cm²), συνδετήρες πάνω και κάτω άκρα 0.60m Φ 8/10 ενδιάμεσα Φ 8/20

Πέδιλο υποστυλόμενου



Πέδιλο κεντρικό 1.60x1.60m, H=0.80m (ίδιο βάρος 28.7kN), Nsd= 376.9 kN

Nfd=376.9 kN < 512.0 kN = 1000x0.20x1.60x1.60 = Rnd (φέρουσα ικανότητα εδάφους ΕΑΚ 5.2.3)

Msd= 376.9x(1.60-0.40)/8 = 57 kNm

Msd= 57kNm, Kd=12.62, ξ=0.02, ec/es=0.5/20.0, Ks=2.32, As= 1.7cm²

διάτμηση $\tau = 0.001 \times 377 \times (1.60 - 0.40) / (2 \times 1.60^2 \times 0.9 \times 0.75) = 0.13 < 0.26 \text{ [N/mm}^2\text{]} = \tau_{rd}$

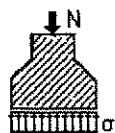
οπλισμός πεδίου: διπλή εσχάρα $\Phi 12/15$

Θεμελίωση τοίχων

Θλιπτική αντοχή εδάφους $q_u = 0.20 \text{ [MPa=N/mm}^2\text{]}$

Θεμελίωση τοίχου: T1

Διαστάσεις μήκος=20.95m, ύψος= 3.20m, πάχος=0.89m



Ολικό κατακόρυφο φορτίο $N_{sd} = 1.35 \times 2854.5 + 1.50 \times 167.4 = 4104.7 \text{ [kN]}$

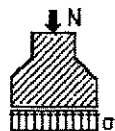
Φορτίο ανά μέτρο μήκους τοίχου +ιδ. βάρος πεδίου $N_{fd} = 198 \text{ [kN/m]}$

Για πλάτος πεδίου $t_p = 1.09 \text{ [m]}$ μέγιστη τάση εδάφους $\sigma_{ed} = 0.001 \times 198 / 1.09 = 0.18 \text{ [MPa]}$

$N_{fd} = 198 \text{ kN/m} < 218 \text{ kN/m} = 1000 \times 0.20 \times 1.09 = R_{nd}$ (φέρουσα ικανότητα εδάφους EAK5.2.3)

Θεμελίωση τοίχου: T2

Διαστάσεις μήκος=20.95m, ύψος= 3.20m, πάχος=0.89m



Ολικό κατακόρυφο φορτίο $N_{sd} = 1.35 \times 3041.5 + 1.50 \times 207.5 = 4417.3 \text{ [kN]}$

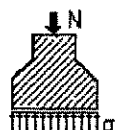
Φορτίο ανά μέτρο μήκους τοίχου +ιδ. βάρος πεδίου $N_{fd} = 213 \text{ [kN/m]}$

Για πλάτος πεδίου $t_p = 1.09 \text{ [m]}$ μέγιστη τάση εδάφους $\sigma_{ed} = 0.001 \times 213 / 1.09 = 0.20 \text{ [MPa]}$

$N_{fd} = 213 \text{ kN/m} < 218 \text{ kN/m} = 1000 \times 0.20 \times 1.09 = R_{nd}$ (φέρουσα ικανότητα εδάφους EAK5.2.3)

Θεμελίωση τοίχου: T3

Διαστάσεις μήκος= 9.20m, ύψος= 3.20m, πάχος=0.89m



Ολικό κατακόρυφο φορτίο $N_{sd} = 1.35 \times 1262.4 + 1.50 \times 88.4 = 1836.8 \text{ [kN]}$

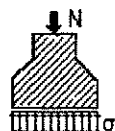
Φορτίο ανά μέτρο μήκους τοίχου +ιδ. βάρος πεδίου $N_{fd} = 202 \text{ [kN/m]}$

Για πλάτος πεδίου $t_p = 1.09 \text{ [m]}$ μέγιστη τάση εδάφους $\sigma_{ed} = 0.001 \times 202 / 1.09 = 0.19 \text{ [MPa]}$

$N_{fd} = 202 \text{ kN/m} < 218 \text{ kN/m} = 1000 \times 0.20 \times 1.09 = R_{nd}$ (φέρουσα ικανότητα εδάφους EAK5.2.3)

Θεμελίωση τοίχου: T4

Διαστάσεις μήκος= 9.20m, ύψος= 3.20m, πάχος=0.89m



Ολικό κατακόρυφο φορτίο $N_{sd} = 1.35 \times 1270.2 + 1.50 \times 53.0 = 1794.3 \text{ [kN]}$

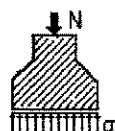
Φορτίο ανά μέτρο μήκους τοίχου +ιδ. βάρος πεδίου $N_{fd} = 197 \text{ [kN/m]}$

Για πλάτος πεδίου $t_p = 1.09 \text{ [m]}$ μέγιστη τάση εδάφους $\sigma_{ed} = 0.001 \times 197 / 1.09 = 0.18 \text{ [MPa]}$

$N_{fd} = 197 \text{ kN/m} < 218 \text{ kN/m} = 1000 \times 0.20 \times 1.09 = R_{nd}$ (φέρουσα ικανότητα εδάφους EAK5.2.3)

Θεμελίωση τοίχου: T5

Διαστάσεις μήκος= 9.20m, ύψος= 3.20m, πάχος=0.74m

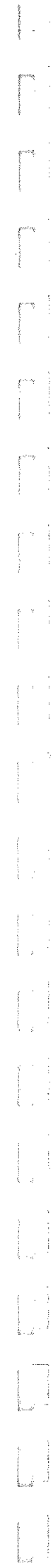


Ολικό κατακόρυφο φορτίο $N_{sd} = 1.35 \times 1154.5 + 1.50 \times 202.9 = 1862.9 \text{ [kN]}$

Φορτίο ανά μέτρο μήκους τοίχου +ιδ. βάρος πεδίου $N_{fd} = 204 \text{ [kN/m]}$

Για πλάτος πεδίου $t_p = 1.02 \text{ [m]}$ μέγιστη τάση εδάφους $\sigma_{ed} = 0.001 \times 204 / 1.02 = 0.20 \text{ [MPa]}$

$N_{fd} = 204 \text{ kN/m} < 204 \text{ kN/m} = 1000 \times 0.20 \times 1.02 = R_{nd}$ (φέρουσα ικανότητα εδάφους EAK5.2.3)



ΑΠΟΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΚΤΙΡΙΟΥ "ΠΑΝΑΝΕΙΟ ΔΗΜΟΤΙΚΟ ΝΟΣΟΚΟΜΕΙΟ"

Θέση οικοδομής : ΗΡΑΚΛΕΙΟ ΚΡΗΤΗΣ

Μηχανικός Μελέτης: ΜΑΚΡΗΣ ΝΙΚΟΛΑΟΣ

Γενικά Χαρακτηριστικά Κτιρίου

Οροφοί : 1 Υπόγειο: 1 Τοιχοποιία Διαζωματική

Υψη ορόφων [m] Δάπεδα

Υπόγειο ύψος ορόφου 3.20 [m] οροφή=Πλάκα d=0.16[m]

Ισόγειο ύψος ορόφου 4.10 [m] οροφή=Πλάκα d=0.00[m]

Φορτία Κατασκευής

Μόνιμα Δαπέδων Επικάλυψη δαπέδων= 2.00[kN/m²], Τοίχοι σε δάπεδα= 0.00[kN/m²]

Κινητά Δαπέδων Κινητά σε δάπεδα = 5.00[kN/m²], Κινητά σε σκάλες= 5.00[kN/m²]

Κινητά σε Εξώστες= 5.00[kN/m²]

Μόνιμα Στέγης Κολυμβητή κεραμίδια+σανίδωμα+ζευκιά Ιδιο βάρος= 1.50[kN/m²]

Οροφή= 0.00[kN/m²]

Κινητά Στέγης Χιόνι= 0.00[kN/m²], Άνεμος= 0.00[kN/m²]

Άνεμος (κατακόρυφα) 0.00xημ²(25°)= 0.00[kN/m²]

Συντελεστές Συνδυασμού Δράσεων (Καν. 1.3) Ψ0=0.60, Ψ1=0.60, Ψ2=0.30

Υλικά Τοιχοποιίας Τοίχοι Λιθοδομή M2 0.70Σκυρόδεμα-Εδαφος C20/25-S500s $\alpha_{cm}=0.20$ [N/mm², MPA]**Γενικά Στοιχεία Αντισεισμικού Σχεδιασμού**

Σεισμική Ζώνη Κατηγορία: II $\alpha=0.24g$

Κατηγορία Εδάφους Γ T1=0.20sec T2=0.80sec

Επιδιδαιότητα Κτιρίου Σ4 $\gamma_I=1.30$

Κανονισμοί που λαμβάνονται υπόψη.

Ευρωκώδικας 6 :ENV 1996-1-1/1995. Σχεδιασμός κατασκευών από τοιχοποιία.

Εθνικό Κείμενο Εφαρμογής Ευρωκώδικα 6

Ελληνικός Κανονισμός για την Μελέτη και την Κατασκευή Εργων από Σκυρόδεμα ΕΚΩΣ 2000.

Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός, ΕΑΚ 2000 με τις τροποποιήσεις (ΦΕΚ Β 781/18.06.2003).

Ελληνικός Κανονισμός Τεχνολογίας Σκυροδέματος.

Ελληνικός Κανονισμός Φορτίσεων.

Μεθοδολογία επίλυσης και διαστασολόγησης.

Η επίλυση του κτιρίου βασίζεται στο ότι το μέγιστο των κατακορύφων φορτίων, καθώς και οι οριζόντιες σεισμικές δυνάμεις εξ ολοκλήρου, φέρονται από τους τοίχους. Τα υποστυλώματα δεν συμμετέχουν στην ανάληψη δυνάμεων σεισμού. Η επίλυση των δαπέδων σε κατακόρυφα φορτία γίνεται ανεξάρτητα, θεωρώντας το δάπεδο σαν εσχάρα δοκών και μετακινώντας τα κινητά φορτία ώστε να επιτευχθούν οι δυσμενέστερες συνθήκες φόρτισης για κάθε δοκό. Οι πλάκες επιλύονται με τη μέθοδο των λωρίδων, κατά Marcus.

Οι οριζόντιες δυνάμεις σεισμού υπολογίζονται με την απλοποιημένη φασματική μέθοδο κατά **ΕΑΚ**. Η κατανομή των σεισμικών δυνάμεων στους τοίχους γίνεται αφού υπολογισθούν οι ακριβείς ακαμψίες των τοίχων μέσω ανάλυσης με πεπερασμένα στοιχεία. Οι τοίχοι επιλύονται με πεπερασμένα στοιχεία για τον ακριβή υπολογισμό των εντατικών μεγεθών τους στα κατακόρυφα φορτία και στα φορτία σεισμού.

Η διαστασολόγηση των στοιχείων απο μετόν, πλάκες, δοκοί, υποστυλώματα, πέδιλα γίνεται βάσει του **Ελληνικού Κανονισμού Οπλισμένου Σκυροδέματος**, η δε διαστασολόγηση και έλεγχος τοίχων βάσει του **Ευρωκώδικα 6**.

Τέλος γίνονται όλοι οι έλεγχοι που απαιτούνται επί πλέον από το **Εθνικό Κείμενο εφαρμογής του Ευρωκώδικα 6** και οι έλεγχοι για απλά κτίρια τοιχοποιίας.

Πλάκες

Η επίλυση και ο υπολογισμός των εντατικών μεγεθών των πλακών γίνεται με τη μέθοδο Marcus. Η μέθοδος αυτή, ως γνωστόν, βασίζεται στην επίλυση διαστειρούμενων λωρίδων με κοινό βέλος κάμψης στο μέσον της πλάκας και κατανομή του φορτίου της πλάκας στις δύο κύριες διευθύνσεις. Η ευνοϊκή επίδραση της συστροφής στις ροπές ανοιγμάτων δεν λαμβάνεται υπόψη, υπέρ της ασφαλείας. Εν συνεχεία οι πλάκες επιλύονται σαν συνεχείς ανεξάρτητοι δοκοί η κάθε λωρίδα. Σύμφωνα με τον κανονισμό οπλισμένου σκυροδέματος (18.1) πλάκες με λόγο πλευρών μεταξύ 0.050 και 2.00 επιλύονται σαν τετραέρειστες, άλλως ως διέρειστες. Τα μεταφερόμενα στους δοκούς φορτία προκύπτουν για φόρτιση με κινητά στις πλάκες εκατέρωθεν της δοκού. Σε περίπτωση διερειστών πλακών στους δοκούς που δεν παίρνουν φορτία μεταβιβάζεται ελάχιστο φορτίο από πλάκα ίσο με $qL/4$ όπου q το φορτίο ($1.35g+1.50q$) της πλάκας και L το άνοιγμα της δοκού. Οι υπολογισμοί αντοχής (οριακή κατάσταση αστοχίας) γίνονται σύμφωνα με τον Ελλην. Κανον. Οπλισμ. Σκυροδέματος 10.1 και 10.4. Ο έλεγχος οριακής κατάστασης λειτουργικότητας απο παραμόρφωση, βασίζεται στον έλεγχο λυγνρότητας σύμφωνα με (Καν. 16.2), οπότε ο έλεγχος βελών κάμψης μπορεί να παραλειφθεί. Γίνονται επίσης όλοι οι έλεγχοι για ελάχιστους οπλισμούς και αποστάσεις σύμφωνα με (Κανον. 18.1). Η ελάχιστη επικάλυψη οπλισμών λαμβάνεται 20mm που ικανοποιεί τα όρια (Κανον 5.1) για συνθήκες περιβάλλοντος ελάχιστα ή μετρίως διαβρωτικό.

Δοκοί

Το σύστημα δοκών του πατώματος επιλύεται σαν εσχάρα δοκών στο χώρο, με πεπερασμένα στοιχεία. Τα πεπερασμένα στοιχεία είναι ραβδόμορφα με τρεις βαθμούς ελευθερίας ανά κόμβο, δύο στροφές με άξονες τους άξονες της εσχάρας $x-x$ και $y-y$ και μία βύθιση στην κατακόρυφη διεύθυνση $z-z$. Η εσχάρα δοκών εδράζεται στους τοίχους και τα υποστυλώματα, όπου η βύθιση είναι 0. Στις εδράσεις στους τοίχους επειδή πάντα παρεμβάλλεται σενάζ, η στροφή περί τον άξονα των στοιχείων που εδράζονται στον τοίχο λαμβάνεται ίση με 0. Για τις ακαμψίες των στοιχείων της εσχάρας λαμβάνεται συνεργαζόμενο πλάτος 0.70L/10 στις μονόπλευρες πλακοδοκούς και 0.70L/5 στις συμμετρικές πλακοδοκούς. Η επίλυση γίνεται για μοναδιαία φορτία σε κάθε άνοιγμα της εσχάρας. Για τον υπολογισμό των εντατικών μεγεθών της εσχάρας δοκών γίνονται όλοι οι επικίνδυνοι συνδιασμοί φορτίσεων στα ανοίγματα με 1.35g (μόνιμα) και 1.50g (κινητά) φορτία. Η επίλυση γίνεται με μέθοδο Gauss για συμμετρικούς banded πίνακες, αφού προηγηθεί βελτιστοποίηση του πλάτους του μητρώου με αρμόζουσα επαναρίθμηση κόμβων.

Η διαστασολόγηση των δοκών γίνεται βάσει του Ελληνικού κανονισμού οπλισμένου σκυροδέματος. Οι ροπές παρειάς στις στηρίξεις λαμβάνονται σε απόσταση 10 cm από τον άξονα του τοίχου ή υποστυλώματος. Οι τέμνουσες σχεδιασμού λαμβάνονται σε απόσταση d (cm) από την παρειά (κανον. 5.1) όπου d το ύψος της δοκού. Το συνεργαζόμενο πλάτος λαμβάνεται 0.70L/10 στις μονόπλευρες πλακοδοκούς και 0.70L/5 στις συμμετρικές πλακοδοκούς (κανον. 8.4). Η ελάχιστη επικάλυψη οπλισμών λαμβάνεται 50 mm που ικανοποιεί τα όρια (Κανον 5.1) για συνθήκες περιβάλλοντος ελάχιστα ή μετρίως διαβρωτικό. Οι δοκοί οπλίζονται με ίσα σίδερα και η τέμνουσα

οι έλεγχοι για ελάχιστα ποσοστά οπλισμών (κανον. 18.3.2, 18.3.4).
Γίνεται έλεγχος ρηγμάτωσης (κανον 15.3) και μεγέθους παραμορφώσεων
κανον.16.1).

Τοίχοι

Οι τοίχοι παραλαμβάνουν το μέγιστο των κατακόρυφων φορτίων και όλα τα οριζόντια φορτία λόγω σεισμού. Ο υπολογισμός των σεισμικών δυνάμεων ανά όροφο γίνεται βάσει ΕΑΚ (3.3.3) με ισοδύναμα στατικά φορτία. Η βάση για την κατανομή των σεισμικών δυνάμεων στους τοίχους κάθε ορόφου είναι η ακαμψία κάθε τοίχου. Η ακαμψία αυτή εξαρτάται από τις διαστάσεις του τοίχου καθώς και από το είδος και θέση των ανοιγμάτων. Η ακαμψία του κάθε τοίχου υπολογίζεται με ακρίβεια από το πρόγραμμα αφού γίνει επίλυση του κάθε τοίχου με πεπερασμένα στοιχεία, για μοναδιαίες σχετικές μετατοπίσεις του πάνω και κάτω άκρου του τοίχου. Ο κάθε τοίχος χωρίζεται αυτόματα σε πεπερασμένα στοιχεία επίπεδα επιφανειακά (plane stress) ορθογώνια τεσσάρων κόμβων. Ο υπολογισμός και η κατανομή σεισμικών δυνάμεων φαίνεται αναλυτικά στο τεύχος υπολογισμών. Στους υπολογισμούς ακαμψιών στο τεύχος δείχνεται και η προσεγγιστική τιμή της ακαμψίας κάθε τοίχου χωρίς ανοίγματα. Εν συνεχεία γίνεται πάλι επίλυση των τοίχων με πεπερασμένα στοιχεία για τον υπολογισμό των εντατικών μεγεθών, στους διάφορους συνδιασμούς φορτίσεων. Οι τρεις βασικές τάσεις κάθε στοιχείου τοίχου ορθές τάσεις σxx, σyy και διάτμηση τxy εκτυπώνονται στο τεύχος υπολογισμών και μπορείτε επίσης να έχετε έγχρωμη εποπτεία πατώντας το αντίστοιχο πλήκτρο στο σχεδιαστικό πρόγραμμα. Οι τάσεις αυτές δείχνονται για δύο φορτίσεις μόνο κατακόρυφα φορτία (1.35g+1.50g) και κατακόρυφα φορτία +σεισμό (1.00g+0.30g+σεισμός). Οι έλεγχοι αντοχής των τοίχων γίνονται στην οριακή κατάσταση αστοχίας βάσει του Ευρωκώδικα 6, κεφ. 4. Γίνονται έλεγχοι σε αξονικό φορτίο για κατακόρυφη φόρτιση 1.35g+1.50g, και 1.00g+0.30g+σεισμό, καθώς και έλεγχος διάτμησης για φόρτιση με σεισμό. Γίνονται επίσης έλεγχοι λυγηρότητας και συγκεντρωμένων φορτίων, σύμφωνα πάντα με τον Ευρωκώδικα. 6.

Οι βασικοί έλεγχοι σε κατακόρυφα φορτία βάσει του Ευρωκώδικα 6 είναι :

$N_{sd} < N_{rd}$, όπου $N_{rd} = (\text{τιμή σχεδιασμού κατακόρυφου φορτίου})$.

N_{sd} είναι το κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού, το οποίο προσδιορίζεται σαν κατακόρυφη δύναμη ανά μονάδα μήκους από τις μέγιστες θλιπτικές κατακόρυφες τάσεις του τοίχου (εξαιρουμένων των περιοχών συγκέντρωσης τάσης στις στηρίξεις δοκών).

$N_{rd} = \phi_i \cdot m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M$,

ϕ_i, m είναι ο μειωτικός συντελεστής της αντοχής, ο οποίος λαμβάνει υπόψη τις συνέπειες της λυγηρότητας και της εκκεντρότητας του φορτίου.

Οι εκκεντρότητες για τον υπολογισμό των μειωτικών συντελεστών υπολογίζονται με ακρίβεια από τις φορτίσεις της κατασκευής βάσει του Ευρωκώδικα (4.4.3) και (παράρτ. Γ)

t είναι το πάχος του τοίχου.

f_k είναι η χαρακτηριστική θλιπτική αντοχή της τοιχοποιίας που προκύπτει βάσει του κεφ.3 του Ευρωκώδικα ανάλογα με τα συστατικά (λιθοσώματα, κονίαμα) της τοιχοποιίας.

γ_M είναι ο επι μέρους συντελεστής για το υλικό που προκύπτει από τον Ευρωκώδικα πίνακα 2.3.

Ο έλεγχος λυγηρότητας γίνεται βάσει της 4.4.4.3 του Ευρωκώδικα. Το μήκος λυγισμού λαμβάνεται $\eta_{ef} = \rho h$. Οι συντελεστές ρ υπολογίζονται για μερική ή ολική πάκτωση (ανάλογα με την περίπτωση) στην κορυφή και βάση του τοίχου, και επι το δυσμενέστερον λαμβάνονται $\rho_3 = \rho_4 = 1$ για τις κατακόρυφες παρειές.

Ο έλεγχος σε διάτμηση γίνεται βάσει του 4.5.3 του Ευρωκώδικα.6. $V_{sd} < V_{rd}$
 V_{sd} είναι η τιμή σχεδιασμού τέμνουσας η οποία προσδιορίζεται σαν οριζόντια δύναμη ανά μονάδα μήκους από τις μέγιστες διατμητικές τάσεις του τοίχου (εξαιρουμένων των περιοχών συγκέντρωσης τάσης στις στηρίξεις δοκών).

Οι μέγιστες θλιπτικές τάσεις σχεδιασμού που προκύπτουν από την ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία στις περιοχές στήριξης των δοκών των δαπέδων ελέγχονται βάσει του (4.4.8) του Ευρωκώδικα να μην υπερβαίνουν την τάση f_k / γ_M .

ΕΑΚ

Εφαρμόζεται η απλοποιημένη φασματική ανάλυση (ΕΑΚ 3.3). Γίνεται ανάλυση για οριζόντιες σεισμικές δυνάμεις. Η κατακόρυφη συνιστώσα του σεισμού αγνοείται. Τα ισοδύναμα στατικά φορτία υπολογίζονται με προσεγγιστική θεώρηση των δύο πρώτων ιδιομορφιών, μία κατά x και μία κατά y διεύθυνση. Οι ιδιομορφίες αυτές είναι τριγωνικής μορφής. Οι κύριοι άξονες αδρανείας των φερόντων στοιχείων θεωρούνται κατά το πλείστον παράλληλες προς

στρεπτική ευαισθησία (ΕΑΚ 3.3.3 [5]). Οι μέγιστες οριζόντιες δυνάμεις λόγω σεισμού προκύπτουν σαν οι μέγιστες τιμές που δίνουν αμφότερες οι σχέσεις (ΕΑΚ 3.5.3 [1]) και (ΕΑΚ 3.5.3 [4]).

Θεμελίωση

Η θεμελίωση των τοίχων και των υπσυλωμάτων βασίζεται στον έλεγχο αστοχίας λόγω υπέρβασης φέρουσας ικανότητας έδρασης, σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 7 και ΕΑΚ 5.2.3

Ειδικό βάρος : 26.00 [KN/m³]Βάρος ανά m² : 19.10 [KN/m²] Διαμήκης Αρμός OXI**Ιδιότητες Λιθοσωμάτων (ΕυρωΚώδικας 6, 3.1)**

Λιθοσώματα : Ασβεστόλιθοι 20x20x25

Τύπος Λιθοσωμάτων Λαξευτοί Φυσικοί EN 771-6

Κατηγορία I Ομάδα 1

Διαστάσεις Λιθοσωμάτων [mm] 250 x200 x200

Συντελεστής δ (πίνακας 3-2) = 1.15

Θλιπτική αντοχή : 8.00 [N/mm²] Ανηγμένη Θλιπτική Αντοχή $f_b = 1.15 \times 8.00 = 9.20$ [N/mm²]**Ιδιότητες Κονιάματος (ΕυρωΚώδικας 6, 3.2)**

Κονίαμα : Τσιμεντοκονίαμα M10

Είδος Κονιάματος Γενικής εφαρμογής

Θλιπτική Αντοχή $f_{ck} = 10.00$ [N/mm²]**Αντοχές Τοιχοποιίας (ΕυρωΚώδικας 6, 3.6)**Θλιπτική Αντοχή $f_k = K \cdot t_b^{0.65} \cdot t_m^{0.25} = 4.50$ [N/mm²] (K=0.60)Διατμητική αντοχή $f_{vko} = 0.10$ [N/mm²] $F_{vk} = 0.50 f_{vko} + 0.40 \sigma_b$ $\max f_{vko} = 1.00$ [N/mm²]Μέτρο Ελαστικότητας (E=1000 f_{ck}) = 4.50 [GPa=KN/mm²] Μέτρο Διάτμησης G=40%E**Η τοιχοποιία έχει διπλό μανδύα σκυροδέματος, 0.07 [m], οπότε αλλάζουν οι αντοχές****Μέση Χαρακτηριστική Θλιπτική αντοχή τοίχου με μανδύα $f_k = 8.70$ [N/mm²]****Μέση Χαρακτηριστική Διατμητική αντοχή τοίχου με μανδύα $f_{vko} = 0.58$ [N/mm²]****Υπολογισμοί μέσων χαρακτηριστικών αντοχών τοίχου με μανδύα σκυροδέματος**Πάχος τοιχοποιίας χωρίς μανδύα $t_w = 0.60$ mΔιπλός μανδύας σκυροδέματος C20/25 πάχους $t_c = 0.07$ mΟπλισμός μανδύα εσχάρα $\Phi 16/10$ S500Πάχος τοίχου μαζί με μανδύα σκυροδέματος $T_w = 0.74$ mΘλιπτική αντοχή τοιχοποιίας $f_{wk} = 4.50$ N/mm²Διατμητική αντοχή τοιχοποιίας $f_{wn} = 0.10$ N/mm²Μέτρο ελαστικότητας τοιχοποιίας $E_w = 4.50$ N/mm²Θλιπτική αντοχή σκυροδέματος μανδύα $f_{ck} = 20.00$ N/mm²Διατμητική αντοχή σκυροδέματος μανδύα $f_{cn} = 0.39$ N/mm²

Μέση Χαρακτηριστική Θλιπτική αντοχή τοίχου με μανδύα σκυροδέματος

Θεωρούμε $\gamma_M(\text{τοίχ.})/\gamma_c(\text{μπετόν}) = 2.00/1.50$ $f_k = (4.50 \times 0.60 + (2.00/1.50) \times 2 \times 20.00 \times 0.07)/0.74 = 8.69$ N/mm²

Διατμητική αντοχή τοίχου με μανδύα σκυροδέματος

Ποσοστό οπλισμού μανδύα $\rho = 2.01/(10 \times 7) = 0.029 > 0.02$ Διατμητική αντοχή οπλισμού μανδύα $f_{sn} = 40 \times 0.029 = 1.15$ N/mm²

Μέση Χαρακτηριστική Διατμητική αντοχή τοίχου με μανδύα σκυροδέματος

Θεωρούμε $\gamma_M(\text{τοίχ.})/\gamma_c(\text{μπετόν}) = 2.00/1.50$, $\gamma_M(\text{τοίχ.})/\gamma_s(\text{χάλυβ.}) = 2.00/1.10$ $f_{vk} = (0.10 \times 0.60 + (2/1.50) \times 2 \times 0.39 \times 0.07 + (2/1.10) \times 2 \times 0.9 \times 1.15 \times 0.07)/0.74 = 0.54$ N/mm²

Μέσο Μέτρο Ελαστικότητας τοίχου με μανδύα σκυροδέματος

 $E = (4.50 \times 0.60 + 2 \times 29.00 \times 0.07)/0.74 = 9.14$ N/mm²

Λιθοδομή 0.40

Πάχος τοίχου : 0.54 [m]

Τύπος τοίχου

Ειδικό βάρος : 26.00 [KN/m³]

Βάρος ανά m² : 13.90 [KN/m²] Διαμήκης Αρμός OXI

Ιδιότητες Λιθοσσωμάτων (ΕυρωΚώδικας 6, 3.1)

Λιθοσώματα : Ασβεστόλιθοι 20x15x30

Τύπος Λιθοσσωμάτων Λαξευτοί Φυσικοί EN 771-6

Κατηγορία I Ομάδα 2α

Διαστάσεις Λιθοσσωμάτων [mm] 300 x 200 x 150

Συντελεστής δ (πίνακας 3-2) = 1.00

Θλιπτική αντοχή : 8.00 [N/mm²]

Ανηγμένη Θλιπτική Αντοχή $f_b = 1.00 \times 8.00 = 8.00$ [N/mm²]

Ιδιότητες Κονιάματος (ΕυρωΚώδικας 6, 3.2)

Κονίαμα : Τσιμεντοκονίαμα M10

Είδος Κονιάματος Γενικής εφαρμογής

Θλιπτική Αντοχή $f_k = 10.00$ [N/mm²]

Αντοχές Τοιχοποιίας (ΕυρωΚώδικας 6, 3.6)

Θλιπτική Αντοχή f_k $f_k = K f_b f_m^{0.85 \times 0.25} = 3.70$ [N/mm²] (K=0.55)

Διατμητική αντοχή $f_{vko} = 0.10$ [N/mm²] $F_{vk} = 0.50 f_{vko} + 0.40 \sigma_b$ $\max f_{vko} = 1.00$ [N/mm²]

Μέτρο Ελαστικότητας (E=1000f_k) = 3.70 [GPa=KN/mm²]

Μέτρο Διάτμησης G=40%E

Η τοιχοποιία έχει διπλό μανδύα σκυροδέματος, 0.07 [m], οπότε αλλάζουν οι αντοχές

Μέση Χαρακτηριστική Θλιπτική αντοχή τοίχου με μανδύα $f_k = 9.71$ [N/mm²]

Μέση Χαρακτηριστική Διατμητική αντοχή τοίχου με μανδύα $f_{vko} = 0.73$ [N/mm²]

Υπολογισμοί μέσων χαρακτηριστικών αντοχών τοίχου με μανδύα σκυροδέματος

Πάχος τοιχοποιίας χωρίς μανδύα $t_w = 0.40$ m

Διπλός μανδύας σκυροδέματος C20/25 πάχους $t_c = 0.07$ m

Οπλισμός μανδύα εσχάρα Φ16/10 S500

Πάχος τοίχου μαζί με μανδύα σκυροδέματος $T_w = 0.54$ m

Θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας $f_{wk} = 3.70$ N/mm²

Διατμητική αντοχή τοιχοποιίας $f_{vn} = 0.10$ N/mm²

Μέτρο ελαστικότητας τοιχοποιίας $E_w = 3.70$ N/mm²

Θλιπτική αντοχή σκυροδέματος μανδύα $f_{ck} = 20.00$ N/mm²

Διατμητική αντοχή σκυροδέματος μανδύα $f_{cn} = 0.39$ N/mm²

Μέση Χαρακτηριστική Θλιπτική αντοχή τοίχου με μανδύα σκυροδέματος

Θεωρούμε $\gamma_M(\text{τοίχ.})/\gamma_c(\text{μπετόν}) = 2.00/1.50$

$f_k = (3.70 \times 0.40 + (2.00/1.50) \times 2 \times 20.00 \times 0.07) / 0.54 = 9.65$ N/mm²

Διατμητική αντοχή τοίχου με μανδύα σκυροδέματος

Ποσοστό οπλισμού μανδύα $\rho = 2.01 / (10 \times 7) = 0.029 > 0.02$

Διατμητική αντοχή οπλισμού μανδύα $f_{sv} = 40 \times 0.029 = 1.15$ N/mm²

Μέση Χαρακτηριστική Διατμητική αντοχή τοίχου με μανδύα σκυροδέματος

Θεωρούμε $\gamma_M(\text{τοίχ.})/\gamma_c(\text{μπετόν}) = 2.00/1.50$, $\gamma_M(\text{τοίχ.})/\gamma_s(\text{χάλυβ.}) = 2.00/1.10$

$f_{vk} = (0.10 \times 0.40 + (2/1.50) \times 2 \times 0.39 \times 0.07 + (2/1.10) \times 2 \times 0.9 \times 1.15 \times 0.07) / 0.54 = 0.70$ N/mm²

Μέσο Μέτρο Ελαστικότητας τοίχου με μανδύα σκυροδέματος

$E = (3.70 \times 0.40 + 2 \times 29.00 \times 0.07) / 0.54 = 10.26$ N/mm²

Λιθοδομή 0.55

Πάχος τοίχου : 0.69 [m]

Τύπος τοίχου

Ειδικό βάρος : 26.00 [KN/m³]Βάρος ανά m² : 17.80 [KN/m² Διαμήκης Αρμός OXI**Ιδιότητες Λιθοσσωμάτων (ΕυρωΚώδικας 6, 3.1)**

Λιθοσώματα : Ασβεστόλιθοι 20x20x25

Τύπος Λιθοσσωμάτων Λαξευτοί Φυσικοί EN 771-6

Κατηγορία I Ομάδα 1

Διαστάσεις Λιθοσσωμάτων [mm] 250 x200 x200

Συντελεστής δ (πίνακας 3-2) = 1.15

Θλιπτική αντοχή : 8.00 [N/mm²]Ανηγγεμένη Θλιπτική Αντοχή fb= 1.15x 8.00= 9.20 [N/mm²]**Ιδιότητες Κονιάματος (ΕυρωΚώδικας 6, 3.2)**

Κονίαμα : Τσιμεντοκονίαμα M10

Είδος Κονιάματος Γενικής εφαρμογής

Θλιπτική Αντοχή fk: 10.00 [N/mm²]**Αντοχές Τοιχοποιίας (ΕυρωΚώδικας 6, 3.6)**Θλιπτική Αντοχή fk $f_k = K f_b f_m^{0.85 \cdot 0.25} = 4.50$ [N/mm²] (K=0.60)Διατμητική αντοχή fnko = 0.10 [N/mm²] Fvk = 0.50fnko+0.40cb maxfnko= 1.00 [N/mm²]Μέτρο Ελαστικότητας (E=1000fk) = 4.50 [GPa=KN/mm²]

Μέτρο Διάτμησης G=40%E

Η τοιχοποιία έχει διπλό μανδύα σκυροδέματος, 0.07 [m], οπότε αλλάζουν οι αντοχές

Μέση Χαρακτηριστική Θλιπτική αντοχή τοίχου με μανδύα fk= 9.01 [N/mm²]Μέση Χαρακτηριστική Διατμητική αντοχή τοίχου με μανδύα fnko= 0.61 [N/mm²]**Υπολογισμοί μέσων χαρακτηριστικών αντοχών τοίχου με μανδύα σκυροδέματος**

Πάχος τοιχοποιίας χωρίς μανδύα tw= 0.55 m

Διπλός μανδύας σκυροδέματος C20/25 πάχους tc= 0.07 m

Οπλισμός μανδύα εσχάρα Φ16/10 S500

Πάχος τοίχου μαζί με μανδύα σκυροδέματος Tw= 0.69 m

Θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας fwk= 4.50 N/mm²Διατμητική αντοχή τοιχοποιίας fvn= 0.10 N/mm²Μέτρο ελαστικότητας τοιχοποιίας Ew= 4.50 N/mm²Θλιπτική αντοχή σκυροδέματος μανδύα fck=20.00 N/mm²Διατμητική αντοχή σκυροδέματος μανδύα fcν= 0.39 N/mm²

Μέση Χαρακτηριστική Θλιπτική αντοχή τοίχου με μανδύα σκυροδέματος

Θεωρούμε γM(τοίχ.) / γc(μπειτόν)=2.00/1.50

fk=(4.50x0.55+(2.00/1.50)x2x20.00x0.07)/0.69= 9.00 N/mm²

Διατμητική αντοχή τοίχου με μανδύα σκυροδέματος

Ποσοστό οπλισμού μανδύα ρ=2.01/(10x7)=0.029>0.02

Διατμητική αντοχή οπλισμού μανδύα fsv=40x0.029=1.15 N/mm²

Μέση Χαρακτηριστική Διατμητική αντοχή τοίχου με μανδύα σκυροδέματος

Θεωρούμε γM(τοίχ.) / γc(μπειτόν)=2.00/1.50, γM(τοίχ.) / γs(χάλυβ.)=2.00/1.10

fnk=(0.10x0.55+(2/1.50)x2x0.39x0.07+(2/1.10)x2x0.9x1.15x0.07)/0.69=0.57 N/mm²

Μέσο Μέτρο Ελαστικότητας τοίχου με μανδύα σκυροδέματος

E=(4.50x0.55+2x29.00x0.07)/0.69= 9.47 N/mm²**Λιθοδομή 0.75**

Πάχος τοίχου : 0.89 [m]

Τύπος τοίχου

Ειδικό βάρος : 26.00 [KN/m³]Βάρος ανά m² : 23.00 [KN/m² Διαμήκης Αρμός OXI**Ιδιότητες Λιθοσσωμάτων (ΕυρωΚώδικας 6, 3.1)**

Λιθοσώματα : Ασβεστόλιθοι 20x20x25

Τύπος Λιθοσσωμάτων Λαξευτοί Φυσικοί EN 771-6

Κατηγορία I Ομάδα 1

Διαστάσεις Λιθοσσωμάτων [mm] 250 x200 x200

Συντελεστής δ (πίνακας 3-2) = 1.15

Θλιπτική αντοχή : 8.00 [N/mm²]Ανηγγεμένη Θλιπτική Αντοχή fb= 1.15x 8.00= 9.20 [N/mm²]**Ιδιότητες Κονιάματος (ΕυρωΚώδικας 6, 3.2)**

Κονίαμα : Τσιμεντοκονίαμα M10

Είδος Κονιάματος Γενικής εφαρμογής

Θλιπτική Αντοχή fk: 10.00 [N/mm²]**Αντοχές Τοιχοποιίας (ΕυρωΚώδικας 6, 3.6)**Θλιπτική Αντοχή fk $f_k = K f_b f_m^{0.85 \cdot 0.25} = 4.50$ [N/mm²] (K=0.60)Διατμητική αντοχή fnko = 0.10 [N/mm²] Fvk = 0.50fnko+0.40cb maxfnko= 1.00 [N/mm²]Μέτρο Ελαστικότητας (E=1000fk) = 4.50 [GPa=KN/mm²]

Μέτρο Διάτμησης G=40%E

Η τοιχοποιία έχει διπλό μανδύα σκυροδέματος, 0.07 [m], οπότε αλλάζουν οι αντοχές

Μέση Χαρακτηριστική Θλιπτική αντοχή τοίχου με μανδύα $f_k = 8.00 \text{ [N/mm}^2\text{]}$

Μέση Χαρακτηριστική Διατμητική αντοχή τοίχου με μανδύα $f_{vk} = 0.50 \text{ [N/mm}^2\text{]}$

Υπολογισμοί μέσων χαρακτηριστικών αντοχών τοίχου με μανδύα σκυροδέματος

Πάχος τοιχοποιίας χωρίς μανδύα	$t_w = 0.75 \text{ m}$
Διπλός μανδύας σκυροδέματος C20/25 πάχους	$t_c = 0.07 \text{ m}$
Οπλισμός μανδύα εσχάρα $\Phi 16/10 \text{ S500}$	
Πάχος τοίχου μαζί με μανδύα σκυροδέματος	$T_w = 0.89 \text{ m}$
Θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας	$f_{wk} = 4.50 \text{ N/mm}^2$
Διατμητική αντοχή τοιχοποιίας	$f_{wv} = 0.10 \text{ N/mm}^2$
Μέτρο ελαστικότητας τοιχοποιίας	$E_w = 4.50 \text{ N/mm}^2$
Θλιπτική αντοχή σκυροδέματος μανδύα	$f_{ck} = 20.00 \text{ N/mm}^2$
Διατμητική αντοχή σκυροδέματος μανδύα	$f_{cv} = 0.39 \text{ N/mm}^2$

Μέση Χαρακτηριστική Θλιπτική αντοχή τοίχου με μανδύα σκυροδέματος

Θεωρούμε $\gamma_M(\text{τοίχ.})/\gamma_S(\mu\pi\epsilon\tau\acute{o}\nu) = 2.00/1.50$

$f_k = (4.50 \times 0.75 + (2.00/1.50) \times 2 \times 20.00 \times 0.07) / 0.89 = 7.99 \text{ N/mm}^2$

Διατμητική αντοχή τοίχου με μανδύα σκυροδέματος

Ποσοστό οπλισμού μανδύα $\rho = 2.01 / (10 \times 7) = 0.029 > 0.02$

Διατμητική αντοχή οπλισμού μανδύα $f_{sv} = 40 \times 0.029 = 1.15 \text{ N/mm}^2$

Μέση Χαρακτηριστική Διατμητική αντοχή τοίχου με μανδύα σκυροδέματος

Θεωρούμε $\gamma_M(\text{τοίχ.})/\gamma_S(\mu\pi\epsilon\tau\acute{o}\nu) = 2.00/1.50$, $\gamma_M(\text{τοίχ.})/\gamma_S(\chi\acute{\alpha}\lambda\upsilon\beta.) = 2.00/1.10$

$f_{vk} = (0.10 \times 0.75 + (2/1.50) \times 2 \times 0.39 \times 0.07 + (2/1.10) \times 2 \times 0.9 \times 1.15 \times 0.07) / 0.89 = 0.46 \text{ N/mm}^2$

Μέσο Μέτρο Ελαστικότητας τοίχου με μανδύα σκυροδέματος

$E = (4.50 \times 0.75 + 2 \times 29.00 \times 0.07) / 0.89 = 8.35 \text{ N/mm}^2$



Οροφος	Δομ. Στ.	Υλικά	Διαστάσεις [m]	Θέση (x [m], y [m], θ°)
Υπόγειο	T1	Λιθοδομη 0.75	20.85x 3.20x0.89	0.00, 8.90, 0.00
Υπόγειο	T2	Λιθοδομη 0.75	9.20x 3.20x0.89	20.41, 0.00, 0.00
Υπόγειο	T3	Λιθοδομη 0.75	20.85x 3.20x0.89	0.00, 0.44, 0.00
Υπόγειο	T4	Λιθοδομη 0.75	9.20x 3.20x0.89	0.31, 0.00, 0.00
Υπόγειο	T5	Λιθοδομη M2 0.60	5.00x 3.20x0.74	15.67, 0.00, 0.00
Υπόγειο	T6	Λιθοδομη M2 0.60	4.20x 3.20x0.74	15.67, 5.00, 0.00
Υπόγειο	Δ35	Ωπλ.Σκυρ. C20/25	0.60x 0.30x5.90	0.17, 5.30, 0.00
Υπόγειο	Δ36	Ωπλ.Σκυρ. C20/25	0.60x 0.30x4.48	6.07, 5.30, 0.00
Υπόγειο	Δ37	Ωπλ.Σκυρ. C20/25	0.60x 0.30x4.80	10.53, 0.50, 0.00
Υπόγειο	Δ38	Ωπλ.Σκυρ. C20/25	0.60x 0.30x3.60	10.53, 5.30, 0.00
Υπόγειο	Υ6	Ωπλ.Σκυρ. C20/25	0.40x 0.60x3.20	10.56, 5.30, 0.00
Υπόγειο	Υ5	Ωπλ.Σκυρ. C20/25	0.60x 0.40x3.20	6.10, 5.20, 0.00
Υπόγειο	Υ4	Ωπλ.Σκυρ. C20/25	0.40x 0.60x3.20	0.95, 5.30, 0.00
Ισόγειο	T8	Λιθοδομη 0.55	20.80x 4.10x0.69	0.06, 8.99, 0.00
Ισόγειο	T9	Λιθοδομη 0.55	9.20x 4.10x0.69	20.45, 0.00, 0.00
Ισόγειο	T10	Λιθοδομη 0.55	20.80x 4.10x0.69	0.00, 0.34, 0.00
Ισόγειο	T11	Λιθοδομη 0.55	9.20x 4.10x0.69	0.20, 0.00, 0.00
Ισόγειο	T13	Λιθοδομη 0.40	2.00x 4.10x0.54	15.77, 0.00, 0.00
Ισόγειο	T12	Λιθοδομη 0.40	2.00x 4.10x0.54	15.77, 7.20, 0.00

Οροφος	Πλάκα	πάχος [cm]	Φορτία [KN/m ²]			Εμβαδό [m ²]	Ly/Lx	Είδος	Συντ. φορτ.		Περιβάλλοντα στοιχεία
			ιδ. βάρ	επικάλ	κινητά				kx	ky	
Υπόγειο	Π30	16	4.00	2.00	5.00	37.29	0.35	<input type="checkbox"/>	0.00	1.00	Δ38Α-Τ1ΑΑ-Τ4ΑΒΒ-Δ35ΒΑ-Δ35ΒΒ-
Υπόγειο	Π31	16	4.00	2.00	5.00	49.25	0.47	<input type="checkbox"/>	0.00	1.00	Δ36-Δ35ΒΒ-Δ35ΒΑ-Τ4ΑΒΑ-Τ3ΑΑ-Τ
Υπόγειο	Π32	16	4.00	2.00	5.00	43.29	1.64	<input type="checkbox"/>	1.00	0.00	Δ37-Τ3ΑΒ-Τ5Β-Τ6Α-Τ1ΑΒΑ-Δ38Α
Υπόγειο	Π33	16	4.00	2.00	5.00	40.01	1.78	<input type="checkbox"/>	1.00	0.00	Τ6Α-Τ5Β-Τ3ΒΑ-Τ2ΑΒ-Τ1ΑΒΒ

Στατική Επίλυση πλακών (Ελλην. Κανον. Εργων Εκυροδ. 9.1.3 και 18.1.4).

Πλάκες με λόγο πλευρών μεταξύ 0.5 και 2, επιλύονται ως τετραέρειστες άλλως ως αμφιέρειστες.

Η επίλυση πλακών βασίζεται στην μέθοδο των λωρίδων με κοινό μέγιστο βέλος κάμψης (Marcus).

Τα μόνιμα και κινητά φορτία κατανομούνται στις δύο διευθύνσεις βάσει των συντελεστών κατανομής k_x και k_y , και κάθε διεύθυνση επιλύεται χωριστά θεωρώντας ισοδύναμα ανοίγματα πλακών.

Αν το φορτίο τετραέρειστης σε μία διεύθυνση είναι $<10\%$ του φορτίου της πλάκας, η πλάκα επιλύεται σαν αμφιέρειστης. Μείωση ροπών ανοιγμάτων λόγω συστροφής δεν γίνεται.

Οι συνθήκες στήριξης και η συνέχεια λαμβάνονται υπόψη μέσω κατάλληλων συντελεστών υπολογισμού ροπών στήριξης που προκύπτουν από επίλυση συνεχών δοκών ισοδυνάμων ανοιγμάτων (Κανον. 18.1.4).

Οι συντελεστές αυτοί λαμβάνονται οι δυσμενέστεροι σε κάθε περίπτωση.

Οι ελάχιστες ροπές στήριξης $\min M_{sd}$ προκύπτουν χρησιμοποιώντας τους δυσμενέστερους συντελεστές και θέση κινητών φορτίων σε ισοδύναμη συνεχή δοκό με την λωρίδα επίλυσης της πλάκας.

Οι μέγιστες ροπές στήριξης $\max M_{sd}$ προκύπτουν αντίστοιχα χρησιμοποιώντας τους

μικρότερους συντελεστές ροπών στήριξης και συνδυασμό κινητών που δίνει ευμενέστερες ροπές στήριξης.

Οι ροπές στήριξης μειώνονται κατά 20% με ανακατανομή (επιτρέπεται από κανονισμό 9.1.3.2).

Η μέγιστη ροπή ανοίγματος, προκύπτει από τις μικρότερες σε απόλυτο τιμή ($\max M_{sd}$) ροπές στήριξης και φόρτιση με $1.35g+1.50q$ στο άνοιγμα. Τα μεταφερόμενα στους δοκούς φορτία προκύπτουν για φόρτιση με κινητά στις πλάκες εκατέρωθεν της δοκού.

Στις περιπτώσεις διερείστων πλακών στους δοκούς που δεν παίρνουν φορτία θεωρείται ελάχιστο φορτίο από πλάκα ίσο με $qL/4$ όπου q φορτίο της πλάκας και L το άνοιγμα της δοκού.

Ο παραπάνω τρόπος επίλυσης έχει σαν αποτέλεσμα να προκύπτουν τα δυσμενέστερα πιθανά εντατικά μεγέθη για τον υπολογισμό των οπλισμών των πλακών, και των φορτίων επί των δοκών.

Υπολογισμοί αντοχής (οριακή κατάσταση αστοχίας Ελλην. Κανον. Εργων Εκυροδ. 10.1, 10.4).

Στους υπολογισμούς εκτός των υπολογισμών οπλισμών, γίνονται όλοι οι έλεγχοι που απαιτούνται για λυγνρότητα (Καν. 16.2), και ελάχιστους οπλισμούς (Καν. 18.1).

Ο έλεγχος βελών παραλείπεται αφού σύμφωνα με Κανον 16.2 ικανοποιείται η λυγνρότητα.

Ελάχιστη επικάλυψη οπλισμού πλακών λαμβάνεται 20mm>15mm (Κανον 5.1).

Υπόγειο

Πλάκα: **Π30**



$L_y/L_x = 0.35, C20/25-S500s, h = 16 \text{ cm}$

Φορτία: μόνιμο $g = 6.00 \text{ kN/m}^2$, κινητό $q = 5.00 \text{ kN/m}^2$

Διεύθυνση $y-y$ $L_y = 3.60 \text{ m}$, Φορτία: $g_y = 1.00 \times 6.00 = 6.00$, $q_y = 1.00 \times 5.00 = 5.00 [\text{kN/m}^2]$

Ελάχιστη ροπή στήριξης $\min M_{sd} = -0.80 \times (0.125 \times 1.35 \times 6.00 + 0.125 \times 1.50 \times 5.00) \times 3.60^2 = -20.16 [\text{kNm/m}]$

Μέγιστη ροπή στήριξης $\max M_{sd} = -0.80 \times (0.125 \times 1.35 \times 6.00 + 0.063 \times 1.50 \times 5.00) \times 3.60^2 = -15.35 [\text{kNm/m}]$

Από $\max M_{sd}$ για φορτίο $1.35 \times 6.00 + 1.50 \times 5.00$ προκύπτουν μέγιστη ροπή ανοίγματος και αντιδράσεις.

Μέγιστη ροπή ανοίγματος $M_{sdan} = 18.11 [\text{kNm/m}]$ ($V = 15.60 \times 3.60 / 2 - 15.35 / 3.60 = 23.77, M = 0.5 \times 23.77^2 / 15.60 = 18.11$)

Φορτία σε δοκούς μόνιμα $g_A = 12.94 [\text{kN/m}]$, $g_B = 8.63 [\text{kN/m}]$

Φορτία σε δοκούς κινητά $q_A = 9.89 [\text{kN/m}]$, $q_B = 8.08 [\text{kN/m}]$

οπλισμός στήριξη: $M_{sd} = -20.16 \text{ kNm/m}$, $d = 14.0 \text{ cm}$, $K_d = 3.12$, $\xi = 0.12$, $ec/es = 2.8/20.0$, $K_s = 2.42$, $A_s = 3.49 \text{ cm}^2$

οπλισμός άνοιγμα: $M_{sd} = 18.11 \text{ kNm/m}$, $d = 14.0 \text{ cm}$, $K_d = 3.29$, $\xi = 0.11$, $ec/es = 2.6/20.0$, $K_s = 2.41$, $A_s = 3.12 \text{ cm}^2$

Λυγνρότητα ($\alpha L/d$) $0.8 \times 3.60 / 0.140 = 21 < 30$ (ελάχιστος οπλισμός $\min A_{sx} = 2.1 \text{ cm}^2/\text{m}$, $\min A_{sy} = 2.0 \text{ cm}^2/\text{m}$)

Οπλισμοί ανοίγματος $x-x: \#8/25$ ($2.00 \text{ cm}^2/\text{m}$), $y-y: \#8/16$ ($3.13 \text{ cm}^2/\text{m}$) (κάτω στρώση $y-y$)

Οπλισμοί στήριξης: $K-\Sigma\tau: \#10/11$ (7.18) $\Delta-\Sigma\tau: \#10/12$ (6.58)

Υπόγειο

Πλάκα: **Π31**



$L_y/L_x = 0.47, C20/25-S500s, h = 16 \text{ cm}$

Φορτία: μόνιμο $g = 6.00 \text{ kN/m}^2$, κινητό $q = 5.00 \text{ kN/m}^2$

Διεύθυνση $y-y$ $L_y = 4.86 \text{ m}$, Φορτία: $g_y = 1.00 \times 6.00 = 6.00$, $q_y = 1.00 \times 5.00 = 5.00 [\text{kN/m}^2]$

Ελάχιστη ροπή στήριξης $\min M_{sd} = -0.80 \times (0.125 \times 1.35 \times 6.00 + 0.125 \times 1.50 \times 5.00) \times 4.86^2 = -36.77 [\text{kNm/m}]$

Μέγιστη ροπή στήριξης $\max M_{sd} = -0.80 \times (0.125 \times 1.35 \times 6.00 + 0.063 \times 1.50 \times 5.00) \times 4.86^2 = -28.00 [\text{kNm/m}]$

Από $\max M_{sd}$ για φορτίο $1.35 \times 6.00 + 1.50 \times 5.00$ προκύπτουν μέγιστη ροπή ανοίγματος και αντιδράσεις.

Μέγιστη ροπή ανοίγματος $M_{sdan} = 33.03 [\text{kNm/m}]$ ($V = 15.60 \times 4.86 / 2 - 28.00 / 4.86 = 32.10, M = 0.5 \times 32.10^2 / 15.60 = 33.03$)

Φορτία σε δοκούς μόνιμα $g_A = 11.65 [\text{kN/m}]$, $g_B = 17.48 [\text{kN/m}]$

Φορτία σε δοκούς κινητά $q_A = 10.91 [\text{kN/m}]$, $q_B = 13.36 [\text{kN/m}]$

οπλισμός στήριξη: $M_{sd} = -36.77 \text{ kNm/m}$, $d = 14.0 \text{ cm}$, $K_d = 2.31$, $\xi = 0.23$, $ec/es = 3.5/12.0$, $K_s = 2.54$, $A_s = 6.67 \text{ cm}^2$

οπλισμός άνοιγμα: $M_{sd} = 33.03 \text{ kNm/m}$, $d = 14.0 \text{ cm}$, $K_d = 2.44$, $\xi = 0.20$, $ec/es = 3.5/14.0$, $K_s = 2.51$, $A_s = 5.92 \text{ cm}^2$

Λυγνρότητα ($\alpha L/d$) $0.8 \times 4.86 / 0.140 = 28 < 30$ (ελάχιστος οπλισμός $\min A_{sx} = 2.1 \text{ cm}^2/\text{m}$, $\min A_{sy} = 2.0 \text{ cm}^2/\text{m}$)

Οπλισμοί ανοίγματος $x-x: \#8/25$ ($2.00 \text{ cm}^2/\text{m}$), $y-y: \#10/13$ ($6.08 \text{ cm}^2/\text{m}$) (κάτω στρώση $y-y$)

Οπλισμοί στήριξης: $\Delta-\Sigma\tau: \#10/12$ (6.58) $\Pi-\Sigma\tau: \#10/11$ (7.18)

Οροφος	Πλάκα	πάχος [cm]	Lx [m]	Ly [m]	Οπλισμοί Ανοίγματος		Οπλισμοί στηρίξεων			
					x-x	y-y	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
Υπόγειο	Π30	16	10.24	3.60	Ø 8/25	Ø 8/16κ		Ø 10/12	Ø 10/11	
Υπόγειο	Π31	16	10.24	4.86	Ø 8/25	Ø 10/13κ		Ø 10/12		Ø 10/11
Υπόγειο	Π32	16	5.14	8.45	Ø 10/16κ	Ø 8/25	Ø 10/12	Ø 10/12		
Υπόγειο	Π33	16	4.74	8.45	Ø 10/13κ	Ø 8/25	Ø 10/12			

Οροφος	Δοκός	αρχική δοκός	Πλάκες εκατέρωθεν	πλάτος cm	ύψος cm	Μήκος m	Φορτία [KN/m]				
							ιδ. βάρ	τοίχος	μον. πλ	μόνιμα	κινητά
Υπόγειο	Δ35BA	Δ35	Π30-Π31	60	30	0.64	2.3	0.0	30.4	32.7	23.3
Υπόγειο	Δ35BB	Δ35	Π30-Π31	60	30	5.15	2.3	0.0	30.4	32.7	23.3
Υπόγειο	Δ36	Δ36	Π30-Π31	60	30	4.46	2.3	0.0	30.4	32.7	23.3
Υπόγειο	Δ37	Δ37	Π31-Π32	60	30	4.86	2.3	0.0	22.7	24.9	18.9
Υπόγειο	Δ38A	Δ38	Π30-Π32	60	30	3.60	2.3	0.0	20.8	23.1	17.3

Στατική επίλυση συστήματος δοκών

Το σύστημα των δοκών κάθε πατώματος επιλύεται σαν εσχάρα δοκών στο χώρο, με πεπερασμένα στοιχεία.

Τα στοιχεία είναι ραβδόμορφα με τρεις βαθμούς ελευθερίας ανά κόμβο, δύο στροφές με άξονες στους κύριους άξονες x και y της εσχάρας και μία βύθιση στην κατακόρυφη διεύθυνση z .

Η εσχάρα δοκών εδράζεται στους τοίχους και στα υποστυλώματα. Στις θέσεις έδρασης η βύθιση είναι 0.

Στις εδράσεις στους τοίχους, επειδή πάντα παρεμβάλλεται σενάζ, λαμβάνεται 0 η στροφή περί τον άξονα των στοιχείων που εδράζονται στον τοίχο. Για τις ακαμψίες των στοιχείων της εσχάρας ελήφθη συνεργαζόμενο πλάτος 0.70L/10 στις μονόπλευρες πλακοδοκούς και 0.70L/5 στις συμμετρικές. (Κανον. 8.4)

Η επίλυση γίνεται για μοναδιαία φορτία σε κάθε άνοιγμα της εσχάρας και εν συνεχεία γίνονται όλοι οι επικίνδυνοι συνδυασμοί φορτίσεων στα ανοίγματα με 1.35x(μόνιμα) και 1.50x(κινητά) φορτία.

Η επίλυση έγινε με μέθοδο Gauss για συμμετρικούς banded πίνακες, αφού προηγήθηκε βελτιστοποίηση του πλάτους του μητρώου με αρμόζουσα επαναρίθμηση των κόμβων. Επίσης έγιναν απλοί έλεγχοι ορθότητας των αποτελεσμάτων, όπως ισορροπία κόμβων, αντιδράσεις=εξωτερικά φορτία.

Οροφος	Δοκός	αρχική δοκός	Ροπή Άνοιγμα [kNm]		Ροπή Στήρ-A [kNm]		Ροπή Στήρ-B [kNm]		Στρέψη [kNm]	Αντιδράσεις [kN]	
			max	min	max	min	max	min		A	B
Υπόγειο	Δ35BA	Δ35	0	-77	0	0	0	-162	9	103	154
Υπόγειο	Δ35BB	Δ35	111	0	0	-162	0	-174	9	208	199
Υπόγειο	Δ36	Δ36	86	0	0	-174	0	-91	9	185	167
Υπόγειο	Δ37	Δ37	122	0	0	0	0	-149	18	123	178
Υπόγειο	Δ38A	Δ38	51	0	0	-133	0	0	24	129	76

Οπλισμός στο άνοιγμα 6#16(12.1cm²) Οπλισμός στηρίξη-A 14#12(15.8cm² άνω) 2#12(2.3 κάτω) Οπλισμός στηρίξη-B 1

Διαστασιολόγηση για τέμνουσα δύναμη

Τέμνουσα σχεδιασμού (απόστ. d από παρειά) $V_{sd} = 207.6 - 0.35 \times 79.0 = 180.0 \text{ kN}$

$\rho_l = 6.03 / (60 \times 25) = 0.004 < 0.02$, $V_{rd1} = 0.26 \times 1.0 \times (1.2 + 40 \times 0.004) \times 60 \times 25 \times 0.1 = 53.1 \text{ kN}$

$v = 0.7 - 20/200 = 0.600 > 0.5$, $V_{rd2} = 0.5 \times 0.600 \times 13.3 \times 60 \times 0.9 \times 25 \times 0.1 = 540 \text{ kN} > 180.0 = V_{sd}$

$V_{sd}/V_{rd2} = 0.33$ Ελάχιστος οπλισμός διάτμησης, $s = 15 \text{ cm}$, $A_{sw} = 0.0007 \times 15 \times 60 = 0.6 \text{ cm}^2$ συνδετήρες 6-τμητοι Φ8/15

$V_{wd} = 180.0 - 53.1 = 126.9 \text{ kN}$, $A_{sw}/s = 1000 \times 126.9 / (0.9 \times 25 \times 434.8) = 13.0 \text{ cm}^2/\text{m}$ συνδετήρες 6-τμητοι Φ8/15

Υπόγειο Δ36 (Δ36) μήκος $L = 4.46 \text{ m}$, πλάτος $b = 60 \text{ cm}$, ύψος $h = 30 \text{ cm}$, συν. πλ. $b_m = 122 \text{ cm}$, πλάκα $h_l = 15 \text{ cm}$

Δ35BB

Δ36

διάγραμμα ροπών

μπετόν C20/25-S500s ροπή ανοίγματος $\max M_{sdAB} = 86 \text{ kNm}$ ($\min = 0 \text{ kNm}$)

ροπή στηρίξης A $\min M_{sdA} = -174 \text{ kNm}$ ($\max = 0 \text{ kNm}$), ροπή στηρίξης B $\min M_{sdB} = -91 \text{ kNm}$ ($\max = 0 \text{ kNm}$)

τέμνουσα δύναμη $V_{sdA} = 185 \text{ kN}$, τέμνουσα δύναμη $V_{sdB} = 167 \text{ kN}$, ροπή στρέψης $T_{sd} = 9 \text{ kNm}$

Διαστασιολόγηση έναντι κάμψης (οριακή κατάσταση αστοχίας)

Ανοιγμα $M_{sd} = 86 \text{ kNm}$, $b_m = 1.22 \text{ m}$, $d = 25 \text{ cm}$, $K_d = 2.98$, $\xi = 0.13$, $x = 3.3 < h_f = 15 \text{ cm}$, $e_c/e_s = 3.1/20.0$, $K_s = 2.43$, $A_s = 8.4 \text{ cm}^2$

Στήριξη A $M_{sd} = 155 + 185 \times 0.10 = 174 \text{ kNm}$, $b = 60 \text{ cm}$, $d = 25 \text{ cm}$, $K_d = 1.55$, $K_{s1} = 2.84$, $K_{s2} = 0.55$, $A_{s1} = 17.6$, $A_{s2} = 3.4 \text{ cm}^2$

Στήριξη B $M_{sd} = -91 + 167 \times 0.10 = -74 \text{ kNm}$, $b = 60 \text{ cm}$, $d = 25 \text{ cm}$, $K_d = 2.25$, $\xi = 0.24$, $e_c/e_s = 3.5/11.1$, $K_s = 2.56$, $A_s = 7.6 \text{ cm}^2$

Ελάχιστος οπλισμός κάμψης προς αποφυγή αστοχίας χωρίς προεξοφλοποίηση

$\rho_{\min} = 0.5 \times f_{ctm} / f_{yk} = 0.5 \times 2.2 / 500 = 0.00220$, $\rho_{\max} = 0.0015$, $\min A_s = 0.00150 \times 60 \times 25 = 2.25 \text{ cm}^2$

Ελεγχος ρηγμάτωσης, $\sigma_s = 0.70 \times 500 = 350 \text{ N/mm}^2$ μέγιστη διάμετρος οπλισμού (Κανον. Πιν 15.1) $\max \Phi = 16$,

Ελεγχος παραμόρφωσης, $\lambda_{yph} \rho_{\min} = \alpha L / h = 0.23 \times 446 / 25 = 4 < 20$ (Κανον. 16.2, α από διάγραμμα ροπών)

Οπλισμός στο άνοιγμα 5#16(10.1cm²) Οπλισμός στηρίξη-A 14#14(21.6cm² άνω) 3#14(4.6 κάτω) Οπλισμός στηρίξη-B 7

Διαστασιολόγηση για τέμνουσα δύναμη

Τέμνουσα σχεδιασμού (απόστ. d από παρειά) $V_{sd} = 185.0 - 0.35 \times 79.0 = 157.4 \text{ kN}$

$\rho_l = 5.03 / (60 \times 25) = 0.003 < 0.02$, $V_{rd1} = 0.26 \times 1.0 \times (1.2 + 40 \times 0.003) \times 60 \times 25 \times 0.1 = 52.0 \text{ kN}$

$v = 0.7 - 20/200 = 0.600 > 0.5$, $V_{rd2} = 0.5 \times 0.600 \times 13.3 \times 60 \times 0.9 \times 25 \times 0.1 = 540 \text{ kN} > 157.4 = V_{sd}$

$V_{sd}/V_{rd2} = 0.29$ Ελάχιστος οπλισμός διάτμησης, $s = 15 \text{ cm}$, $A_{sw} = 0.0007 \times 15 \times 60 = 0.6 \text{ cm}^2$ συνδετήρες 6-τμητοι Φ8/15

$V_{wd} = 157.4 - 52.0 = 105.3 \text{ kN}$, $A_{sw}/s = 1000 \times 105.3 / (0.9 \times 25 \times 434.8) = 10.8 \text{ cm}^2/\text{m}$ συνδετήρες 6-τμητοι Φ8/15

Υπόγειο Δ37 (Δ37) μήκος $L = 4.86 \text{ m}$, πλάτος $b = 60 \text{ cm}$, ύψος $h = 30 \text{ cm}$, συν. πλ. $b_m = 128 \text{ cm}$, πλάκα $h_l = 15 \text{ cm}$

Δ37

Δ38A

διάγραμμα ροπών

μπετόν C20/25-S500s ροπή ανοίγματος $\max M_{sdAB} = 122 \text{ kNm}$ ($\min = 0 \text{ kNm}$)

ροπή στηρίξης A $\min M_{sdA} = 0 \text{ kNm}$ ($\max = 0 \text{ kNm}$), ροπή στηρίξης B $\min M_{sdB} = -149 \text{ kNm}$ ($\max = 0 \text{ kNm}$)

τέμνουσα δύναμη $V_{sdA} = 123 \text{ kN}$, τέμνουσα δύναμη $V_{sdB} = 178 \text{ kN}$, ροπή στρέψης $T_{sd} = 18 \text{ kNm}$

Διαστασιολόγηση έναντι κάμψης (οριακή κατάσταση αστοχίας)

Ανοιγμα $M_{sd} = 122 \text{ kNm}$, $b_m = 1.28 \text{ m}$, $d = 25 \text{ cm}$, $K_d = 2.56$, $\xi = 0.18$, $x = 4.5 < h_f = 15 \text{ cm}$, $e_c/e_s = 3.5/16.0$, $K_s = 2.49$, $A_s = 12.1 \text{ cm}^2$

Στήριξη B $M_{sd} = 132 + 178 \times 0.10 = 149 \text{ kNm}$, $b = 60 \text{ cm}$, $d = 25 \text{ cm}$, $K_d = 1.69$, $K_{s1} = 2.83$, $K_{s2} = 0.12$, $A_{s1} = 14.9$, $A_{s2} = 0.6 \text{ cm}^2$

Ελάχιστος οπλισμός κάμψης προς αποφυγή αστοχίας χωρίς προεξοφλοποίηση

$\rho_{\min} = 0.5 \times f_{ctm} / f_{yk} = 0.5 \times 2.2 / 500 = 0.00220$, $\rho_{\max} = 0.0015$, $\min A_s = 0.00150 \times 60 \times 25 = 2.25 \text{ cm}^2$

Ελεγχος ρηγμάτωσης, $\sigma_s = 0.70 \times 500 = 350 \text{ N/mm}^2$ μέγιστη διάμετρος οπλισμού (Κανον. Πιν 15.1) $\max \Phi = 16$,

Ελεγχος παραμόρφωσης, $\lambda_{yph} \rho_{\min} = \alpha L / h = 0.56 \times 486 / 25 = 11 < 20$ (Κανον. 16.2, α από διάγραμμα ροπών)

Οπλισμός στο άνοιγμα 7#16(14.1cm²) Οπλισμός στηρίξη-B 13#12(14.7cm² άνω) 1#12(1.1 κάτω)

Διαστασιολόγηση για τέμνουσα δύναμη

Τέμνουσα σχεδιασμού (απόστ. d από παρειά) $V_{sd} = 178.2 - 0.35 \times 62.0 = 156.5 \text{ kN}$

$\rho_l = 7.03 / (60 \times 25) = 0.005 < 0.02$, $V_{rd1} = 0.26 \times 1.0 \times (1.2 + 40 \times 0.005) \times 60 \times 25 \times 0.1 = 54.1 \text{ kN}$

$v = 0.7 - 20/200 = 0.600 > 0.5$, $V_{rd2} = 0.5 \times 0.600 \times 13.3 \times 60 \times 0.9 \times 25 \times 0.1 = 540 \text{ kN} > 156.5 = V_{sd}$

$V_{sd}/V_{rd2} = 0.29$ Ελάχιστος οπλισμός διάτμησης, $s = 15 \text{ cm}$, $A_{sw} = 0.0007 \times 15 \times 60 = 0.6 \text{ cm}^2$ συνδετήρες 6-τμητοι Φ8/15

$V_{wd} = 156.5 - 54.1 = 102.4 \text{ kN}$, $A_{sw}/s = 1000 \times 102.4 / (0.9 \times 25 \times 434.8) = 10.5 \text{ cm}^2/\text{m}$ συνδετήρες 6-τμητοι Φ8/15

Υπόγειο Δ38 (Δ38Α) μήκος $L=3.60\text{m}$, πλάτος $b=60\text{cm}$, ύψος $h=30\text{cm}$, συν. πλ. $b_m=110\text{cm}$, πλάκα $h_1=15\text{cm}$

Δ37

Δ38Α

διάγραμμα ροπών

μπετόν C20/25-S500s ροπή ανοίγματος $\max M_{sdAB}=51\text{kNm}$ ($\min=0\text{kNm}$)

ροπή στήριξης A $\min M_{sdA}=-133\text{kNm}$ ($\max=0\text{kNm}$), ροπή στήριξης B $\min M_{sdB}=0\text{kNm}$ ($\max=0\text{kNm}$)

τέμνουσα δύναμη $V_{sdA}=129\text{kN}$, τέμνουσα δύναμη $V_{sdB}=76\text{kN}$, ροπή στρέψης $T_{sd}=24\text{kNm}$

Διαστασιολόγηση έναντι κάμψης (οριακή κατάσταση αστοχίας)

Ανοιγμα $M_{sd}=51\text{kNm}$, $b_m=1.10\text{m}$, $d=25\text{cm}$, $K_d=3.69$, $\xi=0.10$, $x=2.4 < \xi_f=15\text{cm}$, $e_c/e_s=2.2/20.0$, $K_s=2.39$, $A_s=4.8\text{cm}^2$

Στήριξη Α $M_{sd}=-133+129 \times 0.10=-120\text{kNm}$, $b=60\text{cm}$, $d=25\text{cm}$, $K_d=1.77$, $\xi=0.42$, $e_c/e_s=3.5/4.7$, $K_s=2.79$, $A_s=13.4\text{cm}^2$

Ελάχιστος οπλισμός κάμψης προς αποφυγή αστοχίας χωρίς προειδοποίηση

$\rho_{\min}=0.5 \times f_{ctm}/f_{yk}=0.5 \times 2.2/500=0.00220$, $\rho_{\max}=0.0015$, $\min A_s=0.00150 \times 60 \times 25=2.25\text{cm}^2$

Ελεγχος ρηγμάτωσης, $\sigma_s=0.70 \times 500=350\text{N/mm}^2$ μέγιστη διάμετρος οπλισμού (Κανον. Πιν 15.1) $\max \Phi=16$,

Ελεγχος παραμόρφωσης, λυγηρότητα $\alpha L/h=0.47 \times 360/25=7 < 20$ (Κανον. 16.2, α από διάγραμμα ροπών)

Οπλισμός στο άνοιγμα 4Φ14 (6.2cm²) Οπλισμός στήριξη-Α 12Φ12 (13.6cm² άνω)

Διαστασιολόγηση για τέμνουσα δύναμη

Τέμνουσα σχεδιασμού (απόστ. d από παρειά) $V_{sd}=129.2-0.35 \times 57.1=109.2\text{kN}$

$\rho_1=3.08/(60 \times 25)=0.002 < 0.02$, $V_{rd1}=0.26 \times 1.0 \times (1.2+40 \times 0.002) \times 60 \times 25 \times 0.1=50.0\text{kN}$

$v=0.7-20/200=0.600 > 0.5$, $V_{rd2}=0.5 \times 0.600 \times 13.3 \times 60 \times 0.9 \times 25 \times 0.1=540\text{kN} > 109.2=V_{sd}$

$V_{sd}/V_{rd2}=0.20$ Ελάχιστος οπλισμός διάτμησης, $s=15\text{cm}$, $A_{sw}=0.0007 \times 15 \times 60=0.6\text{cm}^2$ συνδετήρες 6-τμητοι Φ8/15

$V_{wd}=109.2-50.0=59.2\text{kN}$, $A_{sw}/s=1000 \times 59.2/(0.9 \times 25 \times 434.8)=6.1\text{cm}^2/\text{m}$ συνδετήρες 6-τμητοι Φ8/15

Οροφος	Δοκός			Ανοιγμα		Στήριξη-A		Στήριξη-B		Συνδ/ρες
				κάτω	πάνω	πάνω	κάτω	πάνω	κάτω	
Υπόγειο	Δ35BA	Δ35BB		4 Ø 12	2 Ø 12			14 Ø 14	2 Ø 14	8/15
Υπόγειο	Δ35BA	Δ35BB	Δ36	6 Ø 16	2 Ø 12	14 Ø 12	2 Ø 12	14 Ø 14	3 Ø 14	8/15
Υπόγειο	Δ35BB	Δ36		5 Ø 16	2 Ø 12	14 Ø 14	3 Ø 14	7 Ø 12		8/15
Υπόγειο	Δ37	Δ38A		7 Ø 16	2 Ø 12			13 Ø 12	1 Ø 12	8/15
Υπόγειο	Δ37	Δ38A		4 Ø 14	2 Ø 12	12 Ø 12				8/15

Φορτία τοίχων

Σε κάθε πάτωμα μεταφέρονται τα κατανεμημένα φορτία των πλακών στους αντίστοιχους τοίχους καθώς και τα συγκεντρωμένα φορτία στις θέσεις έδρασης των δοκών.

ΙσόγειοT8

Διαστάσεις μήκος=20.80m, ύψος= 4.10m, πάχος=0.69m

Θέση $x=0.06m$, $y=8.99m$, $\theta=0.00^\circ$, επιφάνεια τοίχου= 66.51m²

Λιθοδομή 0.55

Ιδιο βάρος τοίχου $G_t=66.51 \times 17.8=1183.9$ kN

Γραμμικό φορτίο επί τοίχου, μόνιμο= 5.0kN/m κινητό= 0.0kN/m



Συνολικό φορτίο στον τοίχο από δάπεδο μόνιμο $G_d=104.0$ kN, κινητό $Q_d=0.0$ kN

Φορτίο από υπερκείμενο τοίχο μόνιμο $G_a=0.0$ kN, κινητό $Q_a=0.0$ kN

Φορτίο σε υποκείμενο τοίχο T1 μόνιμο $G_k=1287.9$ kN, κινητό $Q_k=0.0$ kN

ΙσόγειοT9

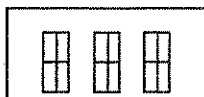
Διαστάσεις μήκος= 9.20m, ύψος= 4.10m, πάχος=0.69m

Θέση $x=20.45m$, $y=0.00m$, $\theta=90.00^\circ$, επιφάνεια τοίχου= 28.34m²

Λιθοδομή 0.55

Ιδιο βάρος τοίχου $G_t=28.34 \times 17.8=504.4$ kN

Γραμμικό φορτίο επί τοίχου, μόνιμο= 0.0kN/m κινητό= 0.0kN/m



Συνολικό φορτίο στον τοίχο από δάπεδο μόνιμο $G_d=0.0$ kN, κινητό $Q_d=0.0$ kN

Φορτίο από υπερκείμενο τοίχο μόνιμο $G_a=0.0$ kN, κινητό $Q_a=0.0$ kN

Φορτίο σε υποκείμενο τοίχο T2 μόνιμο $G_k=504.4$ kN, κινητό $Q_k=0.0$ kN

ΙσόγειοT10

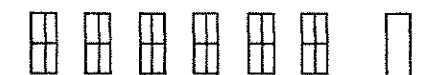
Διαστάσεις μήκος=20.80m, ύψος= 4.10m, πάχος=0.69m

Θέση $x=0.00m$, $y=0.34m$, $\theta=0.00^\circ$, επιφάνεια τοίχου= 62.98m²

Λιθοδομή 0.55

Ιδιο βάρος τοίχου $G_t=62.98 \times 17.8=1121.1$ kN

Γραμμικό φορτίο επί τοίχου, μόνιμο= 5.0kN/m κινητό= 0.0kN/m



Συνολικό φορτίο στον τοίχο από δάπεδο μόνιμο $G_d=104.0$ kN, κινητό $Q_d=0.0$ kN

Φορτίο από υπερκείμενο τοίχο μόνιμο $G_a=0.0$ kN, κινητό $Q_a=0.0$ kN

Φορτίο σε υποκείμενο τοίχο T3 μόνιμο $G_k=1225.1$ kN, κινητό $Q_k=0.0$ kN

ΙσόγειοT11

Διαστάσεις μήκος= 9.20m, ύψος= 4.10m, πάχος=0.69m

Θέση $x=0.20m$, $y=0.00m$, $\theta=90.00^\circ$, επιφάνεια τοίχου= 28.09m²

Λιθοδομή 0.55

Ιδιο βάρος τοίχου $G_t=28.09 \times 17.8=500.1$ kN

Γραμμικό φορτίο επί τοίχου, μόνιμο= 0.0kN/m κινητό= 0.0kN/m



Συνολικό φορτίο στον τοίχο από δάπεδο μόνιμο $G_d=0.0$ kN, κινητό $Q_d=0.0$ kN

Φορτίο από υπερκείμενο τοίχο μόνιμο $G_a=0.0$ kN, κινητό $Q_a=0.0$ kN

Φορτίο σε υποκείμενο τοίχο T4 μόνιμο $G_k=500.1$ kN, κινητό $Q_k=0.0$ kN

ΙσόγειοT13

Διαστάσεις μήκος= 2.00m, ύψος= 4.10m, πάχος=0.54m

Θέση $x=15.77m$, $y=0.00m$, $\theta=90.00^\circ$, επιφάνεια τοίχου= 8.20m²

Λιθοδομή 0.40

Ιδιο βάρος τοίχου $G_t=8.20 \times 13.9=114.0$ kN

Γραμμικό φορτίο επί τοίχου, μόνιμο= 0.0kN/m κινητό= 0.0kN/m



Συνολικό φορτίο στον τοίχο από δάπεδο μόνιμο $G_d=0.0$ kN, κινητό $Q_d=0.0$ kN

Φορτίο από υπερκείμενο τοίχο μόνιμο $G_a=0.0$ kN, κινητό $Q_a=0.0$ kN

Φορτίο σε υποκείμενο τοίχο T5 μόνιμο $G_k=114.0$ kN, κινητό $Q_k=0.0$ kN

ΙσόγειοT12

Διαστάσεις μήκος= 2.00m, ύψος= 4.10m, πάχος=0.54m

Θέση $x=15.77m$, $y= 7.20m$, $\theta= 90.00^\circ$, επιφάνεια τοίχου= 8.20m²

Λιθοδομή 0.40

Ιδιο βάρος τοίχου $G_t= 8.20 \times 13.9= 114.0 \text{ kN}$

Γραμμικό φορτίο επί τοίχου, μόνιμο= 0.0kN/m κινητό= 0.0kN/m

Συνολικό φορτίο στον τοίχο από δάπεδο μόνιμο $G_d= 0.0 \text{ kN}$, κινητό $Q_d= 0.0 \text{ kN}$ Φορτίο από υπερκείμενο τοίχο μόνιμο $G_a= 0.0 \text{ kN}$, κινητό $Q_a= 0.0 \text{ kN}$ Φορτίο σε υποκείμενο τοίχο T_6 μόνιμο $G_k= 114.0 \text{ kN}$, κινητό $Q_k= 0.0 \text{ kN}$ ΙσόγειοΣυνολικά φορτία ορόφου

Ολικά κατακόρυφα φορτία ορόφου από τοίχους, μόνιμα $G_1= 3746 \text{ kN}$, κινητά $Q_1= 0 \text{ kN}$
 Ολικά κατακόρυφα φορτία ορόφου από υποστυλώματα, μόνιμα $G_2= 0 \text{ kN}$, κινητά $Q_2= 0 \text{ kN}$
 Ολικά κατακόρυφα φορτία ορόφου (δάπεδα+τοίχοι), μόνιμα $G_o= 3746 \text{ kN}$, κινητά $Q_o= 0 \text{ kN}$
 Συνδυασμός δράσεων για κατακόρυφη φόρτιση, ολικά φορτία ορόφου $(1.35 \times G_o + 1.50 \times Q_o) = 5057 \text{ kN}$
 Συνδυασμός δράσεων για σεισμική φόρτιση, ολικά φορτία ορόφου $(1.00 \times G_o + 0.30 \times Q_o) = 3746 \text{ kN}$
 Ολική μάζα ορόφου $M_o = (1.0 \times G_o + 0.3 \times Q_o) / 9.81 = 3746 / 9.81 = 382 \text{ kNsec}^2/m$

ΙσόγειοΚέντρο Μάζας ορόφου

Τοίχος	Μάζα kNsec ² /m	xm	ym	x.M	y.M
T8	131.3	10.46	8.99	1373.56	1180.90
T9	51.4	20.45	4.60	1051.73	236.52
T10	124.9	10.40	0.34	1298.78	43.08
T11	51.0	0.20	4.60	10.45	234.50
T13	11.6	15.77	1.00	183.26	11.62
T12	11.6	15.77	8.20	183.26	95.29

Σύνολα 382.0 4101.05 1801.92

Κέντρο μάζας ορόφου $x_m = 4101.05 / 382.00 = 10.74m$, $y_m = 1801.92 / 382.00 = 4.72m$

Για τον υπολογισμό του κέντρου μάζας ορόφου, θεωρούμε μάζες ισοδύναμες των αντιστοιχών φορτίων στα κέντρα των τοίχων και υποστυλμάτων.

ΥπόγειοT1

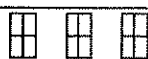
Διαστάσεις μήκος=20.85m, ύψος= 3.20m, πάχος=0.89m

Θέση $x= 0.00m$, $y= 8.90m$, $\theta= 0.00^\circ$, επιφάνεια τοίχου= 60.17m²

Λιθοδομή 0.75

Ιδιο βάρος τοίχου $G_t= 60.17 \times 23.0= 1383.8 \text{ kN}$

Γραμμικό φορτίο επί τοίχου, μόνιμο= 0.0kN/m κινητό= 0.0kN/m



Φορτίο από πλάκα Π30, μόνιμο $g= 8.6kN/m$, κινητό $q= 8.1kN/m$, από 0.30m μέχρι 10.50m
 Φορτίο από πλάκα Π32, μόνιμο $g= 7.7kN/m$, κινητό $q= 6.4kN/m$, από 10.50m μέχρι 15.70m
 Φορτίο από πλάκα Π33, μόνιμο $g= 7.1kN/m$, κινητό $q= 5.9kN/m$, από 15.70m μέχρι 20.40m
 Φορτίο από δοκό Δ38, μόνιμο $G= 27kN$, κινητό $Q= 27kN$ σε απόσταση 10.50m

Συνολικό φορτίο στον τοίχο από δάπεδο μόνιμο $G_d= 188.5 \text{ kN}$, κινητό $Q_d= 170.6 \text{ kN}$ Φορτίο από υπερκείμενο τοίχο T_8 μόνιμο $G_a= 1287.9 \text{ kN}$, κινητό $Q_a= 0.0 \text{ kN}$ Φορτίο σε υποκείμενο τοίχο μόνιμο $G_k= 2860.2 \text{ kN}$, κινητό $Q_k= 170.6 \text{ kN}$ ΥπόγειοT2

Διαστάσεις μήκος= 9.20m, ύψος= 3.20m, πάχος=0.89m

Θέση $x=20.41m$, $y= 0.00m$, $\theta= 90.00^\circ$, επιφάνεια τοίχου= 23.07m²

Λιθοδομή 0.75

Ιδιο βάρος τοίχου $G_t= 23.07 \times 23.0= 530.7 \text{ kN}$

Γραμμικό φορτίο επί τοίχου, μόνιμο= 0.0kN/m κινητό= 0.0kN/m

Φορτίο από πλάκα Π33, μόνιμο $g= 11.9kN/m$, κινητό $q= 10.9kN/m$, από 0.40m μέχρι 8.90mΣυνολικό φορτίο στον τοίχο από δάπεδο μόνιμο $G_d= 101.4 \text{ kN}$, κινητό $Q_d= 92.6 \text{ kN}$ Φορτίο από υπερκείμενο τοίχο T_9 μόνιμο $G_a= 504.4 \text{ kN}$, κινητό $Q_a= 0.0 \text{ kN}$ Φορτίο σε υποκείμενο τοίχο μόνιμο $G_k= 1136.5 \text{ kN}$, κινητό $Q_k= 92.6 \text{ kN}$

ΥπόγειοT3

Διαστάσεις μήκος=20.85m, ύψος= 3.20m, πάχος=0.89m

Θέση $x = 0.00m$, $y = 0.44m$, $\theta = 0.00^\circ$, επιφάνεια τοίχου= 61.32m²

Λιθοδομή 0.75

Ιδιο βάρος τοίχου $G_t = 61.32 \times 23.0 = 1410.4 \text{ kN}$

Γραμμικό φορτίο επί τοίχου, μόνιμο= 0.0kN/m κινητό= 0.0kN/m

Φορτίο από πλάκα Π31, μόνιμο $g = 11.7 \text{ kN/m}$, κινητό $q = 10.9 \text{ kN/m}$, από 0.30m μέχρι 10.50m
 Φορτίο από πλάκα Π32, μόνιμο $g = 7.7 \text{ kN/m}$, κινητό $q = 6.4 \text{ kN/m}$, από 10.50m μέχρι 15.70m
 Φορτίο από πλάκα Π33, μόνιμο $g = 7.1 \text{ kN/m}$, κινητό $q = 5.9 \text{ kN/m}$, από 15.70m μέχρι 20.40m
 Φορτίο από δοκό Δ37, μόνιμο $G = 48 \text{ kN}$, κινητό $Q = 39 \text{ kN}$ σε απόσταση 10.50m

Συνολικό φορτίο στον τοίχο από δάπεδο μόνιμο $G_d = 240.3 \text{ kN}$, κινητό $Q_d = 211.5 \text{ kN}$ Φορτίο από υπερκείμενο τοίχο T10 μόνιμο $G_a = 1225.1 \text{ kN}$, κινητό $Q_a = 0.0 \text{ kN}$ Φορτίο σε υποκείμενο τοίχο μόνιμο $G_k = 2875.8 \text{ kN}$, κινητό $Q_k = 211.5 \text{ kN}$ ΥπόγειοT4

Διαστάσεις μήκος= 9.20m, ύψος= 3.20m, πάχος=0.89m

Θέση $x = 0.31m$, $y = 0.00m$, $\theta = 90.00^\circ$, επιφάνεια τοίχου= 29.44m²

Λιθοδομή 0.75

Ιδιο βάρος τοίχου $G_t = 29.44 \times 23.0 = 677.1 \text{ kN}$

Γραμμικό φορτίο επί τοίχου, μόνιμο= 0.0kN/m κινητό= 0.0kN/m

Φορτίο από πλάκα Π31, μόνιμο $g = 7.3 \text{ kN/m}$, κινητό $q = 6.1 \text{ kN/m}$, από 0.40m μέχρι 5.30m
 Φορτίο από πλάκα Π30, μόνιμο $g = 5.4 \text{ kN/m}$, κινητό $q = 4.5 \text{ kN/m}$, από 5.30m μέχρι 8.90m
 Φορτίο από δοκό Δ35, μόνιμο $G = 84 \text{ kN}$, κινητό $Q = 7 \text{ kN}$ σε απόσταση 5.30m

Συνολικό φορτίο στον τοίχο από δάπεδο μόνιμο $G_d = 139.1 \text{ kN}$, κινητό $Q_d = 52.9 \text{ kN}$ Φορτίο από υπερκείμενο τοίχο T11 μόνιμο $G_a = 500.1 \text{ kN}$, κινητό $Q_a = 0.0 \text{ kN}$ Φορτίο σε υποκείμενο τοίχο μόνιμο $G_k = 1316.3 \text{ kN}$, κινητό $Q_k = 52.9 \text{ kN}$ ΥπόγειοT5

Διαστάσεις μήκος= 5.00m, ύψος= 3.20m, πάχος=0.74m

Θέση $x = 15.67m$, $y = 0.00m$, $\theta = 90.00^\circ$, επιφάνεια τοίχου= 13.00m²

Λιθοδομή M2 0.60

Ιδιο βάρος τοίχου $G_t = 13.00 \times 19.1 = 248.3 \text{ kN}$

Γραμμικό φορτίο επί τοίχου, μόνιμο= 0.0kN/m κινητό= 0.0kN/m

Φορτίο από πλάκα Π32Π33, μόνιμο $g = 31.9 \text{ kN/m}$, κινητό $q = 25.6 \text{ kN/m}$, από 0.40m μέχρι 5.00mΣυνολικό φορτίο στον τοίχο από δάπεδο μόνιμο $G_d = 146.7 \text{ kN}$, κινητό $Q_d = 117.9 \text{ kN}$ Φορτίο από υπερκείμενο τοίχο T13 μόνιμο $G_a = 114.0 \text{ kN}$, κινητό $Q_a = 0.0 \text{ kN}$ Φορτίο σε υποκείμενο τοίχο μόνιμο $G_k = 509.0 \text{ kN}$, κινητό $Q_k = 117.9 \text{ kN}$ ΥπόγειοT6

Διαστάσεις μήκος= 4.20m, ύψος= 3.20m, πάχος=0.74m

Θέση $x = 15.67m$, $y = 5.00m$, $\theta = 90.00^\circ$, επιφάνεια τοίχου= 13.44m²

Λιθοδομή M2 0.60

Ιδιο βάρος τοίχου $G_t = 13.44 \times 19.1 = 256.7 \text{ kN}$

Γραμμικό φορτίο επί τοίχου, μόνιμο= 0.0kN/m κινητό= 0.0kN/m

Φορτίο από πλάκα Π32Π33, μόνιμο $g = 31.9 \text{ kN/m}$, κινητό $q = 25.6 \text{ kN/m}$, από 0.00m μέχρι 3.90mΣυνολικό φορτίο στον τοίχο από δάπεδο μόνιμο $G_d = 124.4 \text{ kN}$, κινητό $Q_d = 100.0 \text{ kN}$ Φορτίο από υπερκείμενο τοίχο T12 μόνιμο $G_a = 114.0 \text{ kN}$, κινητό $Q_a = 0.0 \text{ kN}$ Φορτίο σε υποκείμενο τοίχο μόνιμο $G_k = 495.1 \text{ kN}$, κινητό $Q_k = 100.0 \text{ kN}$ ΥπόγειοΣυνολικά φορτία ορόφου

Ολικά κατακόρυφα φορτία ορόφου από τοίχους, μόνιμα $G_1 = 5447 \text{ kN}$, κινητά $Q_1 = 746 \text{ kN}$
 Ολικά κατακόρυφα φορτία ορόφου από υποστυλώματα, μόνιμα $G_2 = 606 \text{ kN}$, κινητά $Q_2 = 320 \text{ kN}$
 Ολικά κατακόρυφα φορτία ορόφου (δάπεδα+τοίχοι), μόνιμα $G_o = 6053 \text{ kN}$, κινητά $Q_o = 1066 \text{ kN}$
 Συνδυασμός δράσεων για κατακόρυφη φόρτιση, ολικά φορτία ορόφου $(1.35 \times G_o + 1.50 \times Q_o) = 9771 \text{ kN}$
 Συνδυασμός δράσεων για σεισμική φόρτιση, ολικά φορτία ορόφου $(1.00 \times G_o + 0.30 \times Q_o) = 6373 \text{ kN}$
 Ολική μάζα ορόφου $M_o = (1.0 \times G_o + 0.3 \times Q_o) / 9.81 = 6373 / 9.81 = 650 \text{ kNsec}^2/\text{m}$

Υπόγειο		Κέντρο Μάζας ορόφου			
Τοίχος	Μάζα kNsec ² /m	x _m	y _m	x.M	y.M
T1	165.5	10.43	8.90	1725.26	1472.05
T2	67.3	20.41	4.60	1372.56	309.42
T3	174.7	10.43	0.44	1821.61	77.76
T4	84.8	0.31	4.60	25.87	390.17
T5	43.9	15.67	2.50	687.45	109.68
T6	41.9	15.67	7.10	656.67	297.53
Y6	26.0	10.56	5.30	274.61	137.83
Y5	22.3	6.10	5.20	136.03	115.96
Y4	23.3	0.95	5.30	22.13	123.46
Σύνολο	650.0			6722.20	3033.86

Κέντρο μάζας ορόφου $x_m=6722.20/650.00=10.34m$, $y_m=3033.86/650.00=4.67m$

Για τον υπολογισμό του κέντρου μάζας ορόφου, θεωρούμε μάζες ισοδύναμες των αντιστοίχων φορτίων στα κέντρα των τοίχων και υποστυλωμάτων.

Υπολογισμός σεισμικών φορτίων τοίχων (ΕΑΚ 3.5)

Η κατανομή της σεισμικής δύναμης γίνεται αφού υπολογιστούν με ακρίβεια οι ακαμψίες των τοίχων, σε οριζόντιες δυνάμεις. Ο υπολογισμός αυτός γίνεται με τη μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων, με επιβολή οριζόντιας μοναδιαίας σχετικής μετατόπισης του πάνω και κάτω άκρου του τοίχου. Χρησιμοποιούνται επίπεδα ορθογωνικά (plain stress) πεπερασμένα στοιχεία τεσσάρων κόμβων. Για κάθε τοίχο υπολογίζεται και η προσεγγιστική οριζόντια ακαμψία (χωρίς ανοίγματα) $= 1 / (h^3 / 12EI + 1.2h / GA)$

Γενικά Στοιχεία Αντισεισμικού Σχεδιασμού

Σεισμική Ζώνη	Κατηγορία: II $\alpha=0.24g$
Κατηγορία Εδάφους	Γ $T1=0.20sec$ $T2=0.80sec$
Επουδαιότητα Κτιρίου	Σ4 $\gamma I=1.30$
Δομικό σύστημα	Διαζωματική $q=2.0$ ΕΑΚ 2.3.5 και Πιν. 2.6
Συντελεστής Θεμελίωσης	$\theta=1.00$
Διορθωτικός συντ. απόσβεσης	$\eta=1.00$ ΕΑΚ 2.3.1[2] και Πιν.2.8

Θεμελιώδης ιδιοπερίοδος κτιρίου (προσέγγιση ΕΑΚ 3.5.2) $T=0.09 \cdot H \cdot (H / (H+L))^{1/4} \cdot (1/L)^{1/4} = 0.07sec$

Μέγιστη οριζόντια επιτάχυνση σεισμού $R_d(T) = \alpha \cdot g \cdot \gamma I \cdot \eta \cdot \theta \cdot \beta_0 / q = 0.24 \times 1.30 \times 1.0 \times 1.0 \times 2.5 \times g / 2.00 = 0.390g$

Συνολική μάζα κατασκευής = (382 + 650) = 1032 kNsec²/m

Τέμνουσα βάσης $V_0 = 1032 \times 0.390 \times 9.81 = 3948$ kN

Κατακόρυφη κατανομή σεισμικής δύναμης (ΕΑΚ 3.5.1) ως σε κανονικά κτίρια.

(σε κάθε όροφο ακολουθεί υπολογισμός κέντρου διάτμησης και έλεγχος κανονικότητας κτιρίου)

Οροφος	Μάζα [kNsec ² /m]	Z_i [m]	$m \cdot Z_i$	οριζόντια δύναμη F_i [kN]
Ισόγειο	382.00	7.30	2788.60	$3948 \times 2788.6 / 4868.60 = 2261.30$
Υπόγειο	650.00	3.20	2080.00	$3948 \times 2080.0 / 4868.60 = 1686.70$
σύνολα	1032.00		4868.60	3948.00



Διάφραγμα πλησιέστερο στη στάθμη 0.8H (ΕΑΚ 3.3.3[2]), το διάφραγμα Ισόγειο

Ελαστικός άξονας κτιρίου (ΕΑΚ 3.3.3[2]) στο P_0 $x=9.97$ [m], $y=5.14$ [m]

Ακολουθώς δείχνεται, αναλυτικά σε κάθε όροφο και τοίχο, η κατανομή των σεισμικών δυνάμεων στους τοίχους ανάλογα με την σχετική ακαμψία τους που υπολογίζεται με ανάλυση πεπερασμένων στοιχείων για κάθε τοίχο.

Ισόγειο **T8** Διαστάσεις μήκος=20.80m, ύψος= 4.10m, πάχος=0.69m

Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδό του

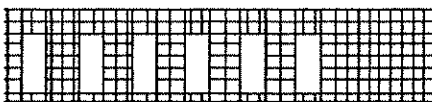
Ο τοίχος χωρίζεται σε 328 ορθογώνια επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία.

Οι κόμβοι είναι σε κάναβο 9×42 κόμβων, συνολικά 378 κόμβοι.

Ακαμψία τοίχου από ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία $K = 6.030$ GN/m

Προσεγγιστική ακαμψία (χωρίς ανοίγματα) $= 10.920$ GN/m

Ακαμψία κατά $x-x$ $K_x = 6.030$ GN/m, κατά $y-y$ $K_y = 0.000$ GN/m



Σεισμικές δυνάμεις βάσει απλοποιημένης φασματικής μεθόδου (ΕΑΚ 3.5)

Εκκεντρότητες τοίχου από ελαστικό άξονα κτιρίου $e_x=0.50$ [m], $e_y=3.85$ [m]

Οριζόντια Δύναμη F_x

Σεισμός $x-x = 2261.30 \times 6.030 / 10.877 + 3.85 \times 4983 \times 6.030 / 674.544 = 1425.34$ [kN]

Σεισμός $y-y = 0.00 \times 6.030 / 10.877 + 3.85 \times 2492 \times 6.030 / 674.544 = 85.87$ [kN]

Οριζόντια Δύναμη F_y

Σεισμός $x-x = 0.00 \times 0.000 / 5.203 + 0.50 \times 4983 \times 0.000 / 674.544 = 0.00$ [kN]

Σεισμός $y-y = 2261.30 \times 0.000 / 5.203 + 0.50 \times 2492 \times 0.000 / 674.544 = 0.00$ [kN]

Επαλληλία σεισμικών δυνάμεων κατά x και y σύμφωνα με (ΕΑΚ 3.5.3[1])

$(\exp F_x)^2 = 1425.34^2 + 85.87^2$, $\exp F_x = 1427.92$ [kN]

$(\exp F_y)^2 = 0.00^2 + 0.00^2$, $\exp F_y = 0.00$ [kN]

Επαλληλία σεισμικών δυνάμεων σύμφωνα με (ΕΑΚ 3.5.3[4])

$\max F_x = 1425.34 + 0.30 \times 85.87 = 1451.10$ [kN]

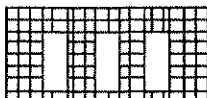
$\max F_y = 0.00 + 0.30 \times 0.00 = 0.00$ [kN]

Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου $F = 1451.10$ kN

Ισόγειο**T9**

Διαστάσεις μήκος= 9.20m, ύψος= 4.10m, πάχος=0.69m

Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδό του



Ο τοίχος χωρίζεται σε 144 ορθογώνια επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία.

Οι κόμβοι είναι σε κάνναβο 9x19 κόμβων, συνολικά 171 κόμβοι.

Ακαμψία τοίχου από ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία $K = 1.884 \text{ GN/m}$ Προσεγγιστική ακαμψία (χωρίς ανοίγματα) = 4.589 GN/m Ακαμψία κατά x-x $K_x = 0.000 \text{ GN/m}$, κατά y-y $K_y = 1.884 \text{ GN/m}$

Σεισμικές δυνάμεις βάσει απλοποιημένης φασματικής μεθόδου (ΕΑΚ 3.5)

Εκκεντρότητες τοίχου από ελαστικό άξονα κτιρίου $e_x = 10.49 \text{ [m]}$, $e_y = 0.54 \text{ [m]}$ Οριζόντια Δύναμη F_x Σεισμος x-x= $2261.30x \ 0.000 / \ 10.877 + \ 0.54x \ 4983x \ 0.000 / \ 674.544 = \ 0.00 \text{ [kN]}$ Σεισμος y-y= $0.00x \ 0.000 / \ 10.877 + \ 0.54x \ 2492x \ 0.000 / \ 674.544 = \ 0.00 \text{ [kN]}$ Οριζόντια Δύναμη F_y Σεισμος x-x= $0.00x \ 1.884 / \ 5.203 + 10.49x \ 4983x \ 1.884 / \ 674.544 = \ 145.98 \text{ [kN]}$ Σεισμος y-y= $2261.30x \ 1.884 / \ 5.203 + 10.49x \ 2492x \ 1.884 / \ 674.544 = \ 891.81 \text{ [kN]}$

Επαλληλία σεισμικών δυνάμεων κατά x και y σύμφωνα με (ΕΑΚ 3.5.3[1])

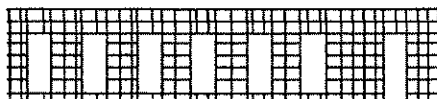
 $(\exp F_x)^2 = 0.00^2 + 0.00^2$, $\exp F_x = 0.00 \text{ [kN]}$ $(\exp F_y)^2 = 145.98^2 + 891.81^2$, $\exp F_y = 903.68 \text{ [kN]}$

Επαλληλία σεισμικών δυνάμεων σύμφωνα με (ΕΑΚ 3.5.3[4])

 $\max F_x = 0.00 + 0.30x \ 0.00 = 0.00 \text{ [kN]}$ $\max F_y = 891.81 + 0.30x \ 145.98 = 935.61 \text{ [kN]}$ Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου $F = 935.61 \text{ kN}$ **Ισόγειο****T10**

Διαστάσεις μήκος=20.80m, ύψος= 4.10m, πάχος=0.69m

Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδό του



Ο τοίχος χωρίζεται σε 328 ορθογώνια επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία.

Οι κόμβοι είναι σε κάνναβο 9x42 κόμβων, συνολικά 378 κόμβοι.

Ακαμψία τοίχου από ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία $K = 4.847 \text{ GN/m}$ Προσεγγιστική ακαμψία (χωρίς ανοίγματα) = 10.920 GN/m Ακαμψία κατά x-x $K_x = 4.847 \text{ GN/m}$, κατά y-y $K_y = 0.000 \text{ GN/m}$

Σεισμικές δυνάμεις βάσει απλοποιημένης φασματικής μεθόδου (ΕΑΚ 3.5)

Εκκεντρότητες τοίχου από ελαστικό άξονα κτιρίου $e_x = 0.43 \text{ [m]}$, $e_y = 4.80 \text{ [m]}$ Οριζόντια Δύναμη F_x Σεισμος x-x= $2261.30x \ 4.847 / \ 10.877 + \ 4.80x \ 4983x \ 4.847 / \ 674.544 = \ 1179.39 \text{ [kN]}$ Σεισμος y-y= $0.00x \ 4.847 / \ 10.877 + \ 4.80x \ 2492x \ 4.847 / \ 674.544 = \ 85.87 \text{ [kN]}$ Οριζόντια Δύναμη F_y Σεισμος x-x= $0.00x \ 0.000 / \ 5.203 + \ 0.43x \ 4983x \ 0.000 / \ 674.544 = \ 0.00 \text{ [kN]}$ Σεισμος y-y= $2261.30x \ 0.000 / \ 5.203 + \ 0.43x \ 2492x \ 0.000 / \ 674.544 = \ 0.00 \text{ [kN]}$

Επαλληλία σεισμικών δυνάμεων κατά x και y σύμφωνα με (ΕΑΚ 3.5.3[1])

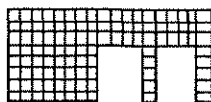
 $(\exp F_x)^2 = 1179.39^2 + 85.87^2$, $\exp F_x = 1182.52 \text{ [kN]}$ $(\exp F_y)^2 = 0.00^2 + 0.00^2$, $\exp F_y = 0.00 \text{ [kN]}$

Επαλληλία σεισμικών δυνάμεων σύμφωνα με (ΕΑΚ 3.5.3[4])

 $\max F_x = 1179.39 + 0.30x \ 85.87 = 1205.15 \text{ [kN]}$ $\max F_y = 0.00 + 0.30x \ 0.00 = 0.00 \text{ [kN]}$ Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου $F = 1205.15 \text{ kN}$ **Ισόγειο****T11**

Διαστάσεις μήκος= 9.20m, ύψος= 4.10m, πάχος=0.69m

Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδό του



Ο τοίχος χωρίζεται σε 144 ορθογώνια επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία.

Οι κόμβοι είναι σε κάνναβο 9x19 κόμβων, συνολικά 171 κόμβοι.

Ακαμψία τοίχου από ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία $K = 2.507 \text{ GN/m}$ Προσεγγιστική ακαμψία (χωρίς ανοίγματα) = 4.589 GN/m Ακαμψία κατά x-x $K_x = 0.000 \text{ GN/m}$, κατά y-y $K_y = 2.507 \text{ GN/m}$

Σεισμικές δυνάμεις βάσει απλοποιημένης φασματικής μεθόδου (ΕΑΚ 3.5)

Εκκεντρότητες τοίχου από ελαστικό άξονα κτιρίου $e_x=9.76[m]$, $e_y=0.54[m]$ Οριζόντια Δύναμη F_x Σεισμος $x-x=$ 2261.30x 0.000/ 10.877+ 0.54x 4983x 0.000/ 674.544= 0.00[kN]Σεισμος $y-y=$ 0.00x 0.000/ 10.877+ 0.54x 2492x 0.000/ 674.544= 0.00[kN]Οριζόντια Δύναμη F_y Σεισμος $x-x=$ 0.00x 2.507/ 5.203+ 9.76x 4983x 2.507/ 674.544= 180.80[kN]Σεισμος $y-y=$ 2261.30x 2.507/ 5.203+ 9.76x 2492x 2.507/ 674.544= 1179.99[kN]Επαλληλία σεισμικών δυνάμεων κατά x και y σύμφωνα με (ΕΑΚ 3.5.3[1]) $(\exp F_x)^2 = 0.00^2 + 0.00^2$, $\exp F_x = 0.00$ [kN] $(\exp F_y)^2 = 180.80^2 + 1179.99^2$, $\exp F_y = 1193.76$ [kN]

Επαλληλία σεισμικών δυνάμεων σύμφωνα με (ΕΑΚ 3.5.3[4])

 $\max F_x = 0.00 + 0.30x 0.00 = 0.00$ [kN] $\max F_y = 1179.99 + 0.30x 180.80 = 1234.23$ [kN]Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου $F=1234.23$ kNΙσόγειοT13

Διαστάσεις μήκος= 2.00m, ύψος= 4.10m, πάχος=0.54m

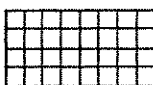
Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδό του

Ο τοίχος χωρίζεται σε 32 ορθογώνια επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία.

Οι κόμβοι είναι σε κάναβο 9x5 κόμβων, συνολικά 45 κόμβοι.

Ακαμψία τοίχου από ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία $K = 0.406$ GN/m

Προσεγγιστική ακαμψία (χωρίς ανοίγματα) = 0.377 GN/m

Ακαμψία κατά $x-x$ $K_x = 0.000$ GN/m, κατά $y-y$ $K_y = 0.406$ GN/m

Σεισμικές δυνάμεις βάσει απλοποιημένης φασματικής μεθόδου (ΕΑΚ 3.5)

Εκκεντρότητες τοίχου από ελαστικό άξονα κτιρίου $e_x=5.80[m]$, $e_y=4.14[m]$ Οριζόντια Δύναμη F_x Σεισμος $x-x=$ 2261.30x 0.000/ 10.877+ 4.14x 4983x 0.000/ 674.544= 0.00[kN]Σεισμος $y-y=$ 0.00x 0.000/ 10.877+ 4.14x 2492x 0.000/ 674.544= 0.00[kN]Οριζόντια Δύναμη F_y Σεισμος $x-x=$ 0.00x 0.406/ 5.203+ 5.80x 4983x 0.406/ 674.544= 17.41[kN]Σεισμος $y-y=$ 2261.30x 0.406/ 5.203+ 5.80x 2492x 0.406/ 674.544= 185.16[kN]Επαλληλία σεισμικών δυνάμεων κατά x και y σύμφωνα με (ΕΑΚ 3.5.3[1]) $(\exp F_x)^2 = 0.00^2 + 0.00^2$, $\exp F_x = 0.00$ [kN] $(\exp F_y)^2 = 17.41^2 + 185.16^2$, $\exp F_y = 185.97$ [kN]

Επαλληλία σεισμικών δυνάμεων σύμφωνα με (ΕΑΚ 3.5.3[4])

 $\max F_x = 0.00 + 0.30x 0.00 = 0.00$ [kN] $\max F_y = 185.16 + 0.30x 17.41 = 190.38$ [kN]Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου $F=190.38$ kNΙσόγειοT12

Διαστάσεις μήκος= 2.00m, ύψος= 4.10m, πάχος=0.54m

Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδό του

Ο τοίχος χωρίζεται σε 32 ορθογώνια επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία.

Οι κόμβοι είναι σε κάναβο 9x5 κόμβων, συνολικά 45 κόμβοι.

Ακαμψία τοίχου από ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία $K = 0.406$ GN/m

Προσεγγιστική ακαμψία (χωρίς ανοίγματα) = 0.377 GN/m

Ακαμψία κατά $x-x$ $K_x = 0.000$ GN/m, κατά $y-y$ $K_y = 0.406$ GN/m

Σεισμικές δυνάμεις βάσει απλοποιημένης φασματικής μεθόδου (ΕΑΚ 3.5)

Εκκεντρότητες τοίχου από ελαστικό άξονα κτιρίου $e_x=5.80[m]$, $e_y=3.06[m]$ Οριζόντια Δύναμη F_x Σεισμος $x-x=2261.30x \ 0.000/ \ 10.877+ \ 3.06x \ 4983x \ 0.000/ \ 674.544= \ 0.00[kN]$ Σεισμος $y-y= \ 0.00x \ 0.000/ \ 10.877+ \ 3.06x \ 2492x \ 0.000/ \ 674.544= \ 0.00[kN]$ Οριζόντια Δύναμη F_y Σεισμος $x-x= \ 0.00x \ 0.406/ \ 5.203+ \ 5.80x \ 4983x \ 0.406/ \ 674.544= \ 17.41[kN]$ Σεισμος $y-y=2261.30x \ 0.406/ \ 5.203+ \ 5.80x \ 2492x \ 0.406/ \ 674.544= \ 185.16[kN]$ Επαλληλία σεισμικών δυνάμεων κατά x και y σύμφωνα με (ΕΑΚ 3.5.3[1]) $(expF_x)^2= \ 0.00^2+ \ 0.00^2$, $expF_x= \ 0.00 \ [kN]$ $(expF_y)^2= \ 17.41^2+ \ 185.16^2$, $expF_y= \ 185.97 \ [kN]$

Επαλληλία σεισμικών δυνάμεων σύμφωνα με (ΕΑΚ 3.5.3[4])

 $maxF_x= \ 0.00+0.30x \ 0.00= \ 0.00 \ [kN]$ $maxF_y= \ 185.16+0.30x \ 17.41= \ 190.38 \ [kN]$ Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου $F=190.38 \ kN$ **Κέντρο Διάτμησης ορόφου (ΚΔ)**

Τοίχος	$K_x[GN/m]$	$K_y[GN/m]$	$x[m]$	$y[m]$	$x \cdot K_y$	$y \cdot K_x$	$x^2 \cdot K_y$	$y^2 \cdot K_x$
T8	6.030	0.000	10.46	8.99	0.000	54.240	0.000	487.887
T9	0.000	1.884	20.45	4.60	38.537	0.000	788.279	0.000
T10	4.847	0.000	10.40	0.34	0.000	1.672	0.000	0.577
T11	0.000	2.507	0.20	4.60	0.514	0.000	0.105	0.000
T13	0.000	0.406	15.77	1.00	6.403	0.000	100.969	0.000
T12	0.000	0.406	15.77	8.20	6.403	0.000	100.969	0.000

Σύνολα $10.877[GN/m] \ 5.203[GN/m] \ 51.856 \ 55.912 \ 990.323 \ 488.464$ Κέντρο διάτμησης $x= \ 51.856/ \ 5.203= \ 9.97 \ m$, $y= \ 55.912/10.877= \ 5.14 \ m$ Στρεπτική ακαμψία ορόφου $I_p=990.323+488.464-9.97^2 \times 5.203-5.14^2 \times 10.877=674.544[GNm]$ Τυχηματικές εκκεντρότητες ορόφου (ΕΑΚ 3.3.1) $e_{tx}=0.05 \times 21.00=1.05 \ [m]$, $e_{ty}=0.05 \times 9.34=0.47 \ [m]$ Στατικές εκκεντρότητες $e_{ox}=10.74-9.97=0.77[m]$, $e_{oy}=4.72-5.14=-0.42[m]$ Οι περισσότεροι τοίχοι έχουν διάταξη παράλληλοι προς τους άξονες x και y , οπότε (ΕΑΚ 3.3.3[4])οι κύριες διευθύνσεις του κτιρίου λαμβάνονται παράλληλα προς τους άξονες x και y .

Το κτίριο δεν έχει στρεπτική ευαισθησία (ΕΑΚ Ε3.3.3[7]) και (ΕΑΚ 3.3.3[5]) οπότε

οι ισοδύναμες στατικές εκκεντρότητες λαμβάνονται ως:

 $e_{fx}=1.50 \times 0.77=1.15[m]$, $e_{rx}=0.50 \times 0.77=0.38[m]$, $e_{fy}=1.50 \times -0.42=-0.63[m]$, $e_{ry}=0.50 \times -0.42=-0.21[m]$

εκκεντρότητες σχεδιασμού (ΕΑΚ 3.3.3[1])

 $max_{ex}= \ 1.15+ \ 1.05= \ 2.20[m]$, $min_{ex}= \ 0.38- \ 1.05= \ -0.67[m]$ $max_{ey}= \ -0.21+ \ 0.47= \ 0.26[m]$, $min_{ey}= \ -0.63- \ 0.47= \ -1.10[m]$ Μέγιστες στρεπτικές ροπές φορτίου ορόφου λόγω εκκεντρότητας max_e και min_e Φόρτιση κατά $x-x \ maxM_{zx}= \ 2.20x \ 2261= \ 4983[kNm]$ Φόρτιση κατά $y-y \ maxM_{zy}= \ 1.10x \ 2261= \ 2492[kNm]$ Προσεγγιστική σχετική οριζόντια μετατόπιση ορόφου $\Delta x=0.001x \ 2261.3/10.877= \ 0.208 \ mm$ Προσεγγιστική σχετική οριζόντια μετατόπιση ορόφου $\Delta y=0.001x \ 2261.3/ \ 5.203= \ 0.435 \ mm$ **Ελεγχος Κανονικότητας ορόφου κτιρίου (ΕΑΚ 3.5.1[4])**

α) Ελεγχος διαστάσεων ΕΑΚ 3.5.1.[4] α

Περίγραμμα ορόφου $minX=-0.14m$, $maxX=20.86m$, $minY= \ 0.00m$, $maxY= \ 9.34m$ Πλευρές κτιρίου $L_x= \ 21.00 \ m$, $L_y= \ 9.34 \ m$ Λόγος πλευρών $21.00/9.34=2.25 \leq 4$ ικανοποιείται η συνθήκη ΕΑΚ 3.5.1.[4].1

Πρόσθετη απαίτηση για κανονικότητα κτιρίου είναι τα κενά της κατοψης να μην υπερβαίνουν το 35%

β,γ) Ελεγχος μεταβολής Δυσκαμψίας και Μάζας ορόφου ΕΑΚ 3.5.1.[4] β,γ.

Η οικοδομή είναι μονόροφος άρα ικανοποιείται η απαίτηση μεταβολής

δυσκαμψίας και μάζας ορόφου ΕΑΚ 3.5.1.[4] β,γ

Υπόγειο**T1**

Διαστάσεις μήκος=20.85m, ύψος= 3.20m, πάχος=0.89m

Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδό του

Ο τοίχος χωρίζεται σε 416 ορθογώνια επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία.

Οι κόμβοι είναι σε κάνναβο 9×53 κόμβων, συνολικά 477 κόμβοι.Ακαμψία τοίχου από ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία $K=14.332 \ GN/m$ Προσεγγιστική ακαμψία (χωρίς ανοίγματα) $=16.034 \ GN/m$ Ακαμψία κατά $x-x \ K_x=14.332 \ GN/m$, κατά $y-y \ K_y= \ 0.000 \ GN/m$ 

Σεισμικές δυνάμεις βάσει απλοποιημένης φασματικής μεθόδου (ΕΑΚ 3.5)

Εκκεντρότητες τοίχου από ελαστικό άξονα κτιρίου $e_x=0.46[m]$, $e_y=3.75[m]$ Οριζόντια Δύναμη F_x Σεισμος $x-x= 3948.00 \times 14.332 / 29.956 + 3.75x \quad 6365x14.332/1839.439= 2075.05[kN]$ Σεισμος $y-y= 0.00 \times 14.332 / 29.956 + 3.75x \quad 4644x14.332/1839.439= 135.86[kN]$ Οριζόντια Δύναμη F_y Σεισμος $x-x= 0.00 \times 0.000 / 16.764 + 0.46x \quad 6365x 0.000/1839.439= 0.00[kN]$ Σεισμος $y-y= 3948.00 \times 0.000 / 16.764 + 0.46x \quad 4644x 0.000/1839.439= 0.00[kN]$ Επαλληλία σεισμικών δυνάμεων κατά x και y σύμφωνα με (ΕΑΚ 3.5.3[1]) $(\exp F_x)^2 = 2075.05^2 + 135.86^2$, $\exp F_x = 2079.49 [kN]$ $(\exp F_y)^2 = 0.00^2 + 0.00^2$, $\exp F_y = 0.00 [kN]$

Επαλληλία σεισμικών δυνάμεων σύμφωνα με (ΕΑΚ 3.5.3[4])

 $\max F_x = 2075.05 + 0.30x \quad 135.86 = 2115.81 [kN]$ $\max F_y = 0.00 + 0.30x \quad 0.00 = 0.00 [kN]$ Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου $F=2115.81 kN$ **Υπόγειο****T2**

Διαστάσεις μήκος= 9.20m, ύψος= 3.20m, πάχος=0.89m

Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδό του

Ο τοίχος χωρίζεται σε 184 ορθογώνια επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία.

Οι κόμβοι είναι σε κάνναβο 9×24 κόμβων, συνολικά 216 κόμβοι.Ακαμψία τοίχου από ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία $K= 3.963 \text{ GN/m}$

Προσεγγιστική ακαμψία (χωρίς ανοίγματα) = 6.854 GN/m

Ακαμψία κατά $x-x$ $K_x= 0.000 \text{ GN/m}$, κατά $y-y$ $K_y= 3.963 \text{ GN/m}$ 

Σεισμικές δυνάμεις βάσει απλοποιημένης φασματικής μεθόδου (ΕΑΚ 3.5)

Εκκεντρότητες τοίχου από ελαστικό άξονα κτιρίου $e_x=10.44[m]$, $e_y=0.54[m]$ Οριζόντια Δύναμη F_x Σεισμος $x-x= 3948.00 \times 0.000 / 29.956 + 0.54x \quad 6365x 0.000/1839.439= 0.00[kN]$ Σεισμος $y-y= 0.00 \times 0.000 / 29.956 + 0.54x \quad 4644x 0.000/1839.439= 0.00[kN]$ Οριζόντια Δύναμη F_y Σεισμος $x-x= 0.00 \times 3.963 / 16.764 + 10.44x \quad 6365x 3.963/1839.439= 143.15[kN]$ Σεισμος $y-y= 3948.00 \times 3.963 / 16.764 + 10.44x \quad 4644x 3.963/1839.439= 1037.76[kN]$ Επαλληλία σεισμικών δυνάμεων κατά x και y σύμφωνα με (ΕΑΚ 3.5.3[1]) $(\exp F_x)^2 = 0.00^2 + 0.00^2$, $\exp F_x = 0.00 [kN]$ $(\exp F_y)^2 = 143.15^2 + 1037.76^2$, $\exp F_y = 1047.58 [kN]$

Επαλληλία σεισμικών δυνάμεων σύμφωνα με (ΕΑΚ 3.5.3[4])

 $\max F_x = 0.00 + 0.30x \quad 0.00 = 0.00 [kN]$ $\max F_y = 1037.76 + 0.30x \quad 143.15 = 1080.70 [kN]$ Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου $F=1080.70 kN$ **Υπόγειο****T3**

Διαστάσεις μήκος=20.85m, ύψος= 3.20m, πάχος=0.89m

Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδό του

Ο τοίχος χωρίζεται σε 416 ορθογώνια επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία.

Οι κόμβοι είναι σε κάνναβο 9×53 κόμβων, συνολικά 477 κόμβοι.Ακαμψία τοίχου από ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία $K=15.480 \text{ GN/m}$

Προσεγγιστική ακαμψία (χωρίς ανοίγματα) =16.034 GN/m

Ακαμψία κατά $x-x$ $K_x=15.480 \text{ GN/m}$, κατά $y-y$ $K_y= 0.000 \text{ GN/m}$ 

Σεισμικές δυνάμεις βάσει απλοποιημένης φασματικής μεθόδου (ΕΑΚ 3.5)

Εκκεντρότητες τοίχου από ελαστικό άξονα κτιρίου $e_x=0.46[m]$, $e_y=4.70[m]$ Οριζόντια Δύναμη F_x Σεισμος $x-x= 3948.00 \times 15.480 / 29.956 + 4.70x \quad 6365 \times 15.480 / 1839.439 = 2291.66 [kN]$ Σεισμος $y-y= 0.00 \times 15.480 / 29.956 + 4.70x \quad 4644 \times 15.480 / 1839.439 = 183.52 [kN]$ Οριζόντια Δύναμη F_y Σεισμος $x-x= 0.00 \times 0.000 / 16.764 + 0.46x \quad 6365 \times 0.000 / 1839.439 = 0.00 [kN]$ Σεισμος $y-y= 3948.00 \times 0.000 / 16.764 + 0.46x \quad 4644 \times 0.000 / 1839.439 = 0.00 [kN]$ Επαλληλία σεισμικών δυνάμεων κατά x και y σύμφωνα με (ΕΑΚ 3.5.3[1]) $(\exp F_x)^2 = 2291.66^2 + 183.52^2$, $\exp F_x = 2299.00 [kN]$ $(\exp F_y)^2 = 0.00^2 + 0.00^2$, $\exp F_y = 0.00 [kN]$

Επαλληλία σεισμικών δυνάμεων σύμφωνα με (ΕΑΚ 3.5.3[4])

 $\max F_x = 2291.66 + 0.30 \times 183.52 = 2346.71 [kN]$ $\max F_y = 0.00 + 0.30 \times 0.00 = 0.00 [kN]$ Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου $F=2346.71 kN$ ΥπόγειοT4

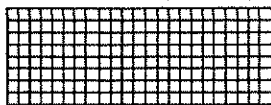
Διαστάσεις μήκος= 9.20m, ύψος= 3.20m, πάχος=0.89m

Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδό του

Ο τοίχος χωρίζεται σε 184 ορθογώνια επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία.

Οι κόμβοι είναι σε κάναβο 9×24 κόμβων, συνολικά 216 κόμβοι.Ακαμψία τοίχου από ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία $K= 7.562 GN/m$

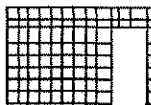
Προσεγγιστική ακαμψία (χωρίς ανοίγματα) = 6.854 GN/m

Ακαμψία κατά $x-x$ $K_x= 0.000 GN/m$, κατά $y-y$ $K_y= 7.562 GN/m$ 

Σεισμικές δυνάμεις βάσει απλοποιημένης φασματικής μεθόδου (ΕΑΚ 3.5)

Εκκεντρότητες τοίχου από ελαστικό άξονα κτιρίου $e_x=9.66[m]$, $e_y=0.54[m]$ Οριζόντια Δύναμη F_x Σεισμος $x-x= 3948.00 \times 0.000 / 29.956 + 0.54x \quad 6365 \times 0.000 / 1839.439 = 0.00 [kN]$ Σεισμος $y-y= 0.00 \times 0.000 / 29.956 + 0.54x \quad 4644 \times 0.000 / 1839.439 = 0.00 [kN]$ Οριζόντια Δύναμη F_y Σεισμος $x-x= 0.00 \times 7.562 / 16.764 + 9.66x \quad 6365 \times 7.562 / 1839.439 = 252.83 [kN]$ Σεισμος $y-y= 3948.00 \times 7.562 / 16.764 + 9.66x \quad 4644 \times 7.562 / 1839.439 = 1965.36 [kN]$ Επαλληλία σεισμικών δυνάμεων κατά x και y σύμφωνα με (ΕΑΚ 3.5.3[1]) $(\exp F_x)^2 = 0.00^2 + 0.00^2$, $\exp F_x = 0.00 [kN]$ $(\exp F_y)^2 = 252.83^2 + 1965.36^2$, $\exp F_y = 1981.56 [kN]$

Επαλληλία σεισμικών δυνάμεων σύμφωνα με (ΕΑΚ 3.5.3[4])

 $\max F_x = 0.00 + 0.30 \times 0.00 = 0.00 [kN]$ $\max F_y = 1965.36 + 0.30 \times 252.83 = 2041.21 [kN]$ Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου $F=2041.21 kN$ ΥπόγειοT5

Διαστάσεις μήκος= 5.00m, ύψος= 3.20m, πάχος=0.74m

Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδό του

Ο τοίχος χωρίζεται σε 104 ορθογώνια επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία.

Οι κόμβοι είναι σε κάναβο 9×14 κόμβων, συνολικά 126 κόμβοι.Ακαμψία τοίχου από ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία $K= 2.406 GN/m$

Προσεγγιστική ακαμψία (χωρίς ανοίγματα) = 3.100 GN/m

Ακαμψία κατά $x-x$ $K_x= 0.000 GN/m$, κατά $y-y$ $K_y= 2.406 GN/m$

Σεισμικές δυνάμεις βάσει απλοποιημένης φασματικής μεθόδου (ΕΑΚ 3.5)
Εκκεντρίότητες τοίχου από ελαστικό άξονα κτιρίου $e_x=5.70[m]$, $e_y=2.64[m]$
Οριζόντια Δύναμη F_x

Σεισμος $x-x= 3948.00x 0.000/ 29.956+ 2.64x 6365x 0.000/1839.439= 0.00[kN]$
Σεισμος $y-y= 0.00x 0.000/ 29.956+ 2.64x 4644x 0.000/1839.439= 0.00[kN]$

Οριζόντια Δύναμη F_y

Σεισμος $x-x= 0.00x 2.406/ 16.764+ 5.70x 6365x 2.406/1839.439= 47.49[kN]$
Σεισμος $y-y= 3948.00x 2.406/ 16.764+ 5.70x 4644x 2.406/1839.439= 601.27[kN]$

Επαλληλία σεισμικών δυνάμεων κατά x και y σύμφωνα με (ΕΑΚ 3.5.3[1])

$(expF_x)^2= 0.00^2+ 0.00^2$, $expF_x= 0.00 [kN]$

$(expF_y)^2= 47.49^2+ 601.27^2$, $expF_y= 603.15 [kN]$

Επαλληλία σεισμικών δυνάμεων σύμφωνα με (ΕΑΚ 3.5.3[4])

$maxF_x= 0.00+0.30x 0.00= 0.00 [kN]$

$maxF_y= 601.27+0.30x 47.49= 615.52 [kN]$

Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου $F=615.52 kN$

Υπόγειο

T6

Διαστάσεις μήκος= 4.20m, ύψος= 3.20m, πάχος=0.74m

Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδο του

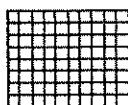
Ο τοίχος χωρίζεται σε 80 ορθογώνια επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία.

Οι κόμβοι είναι σε κάναβο $9x11$ κόμβων, συνολικά 99 κόμβοι.

Ακαμψία τοίχου από ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία $K= 2.646 GN/m$

Προσεγγιστική ακαμψία (χωρίς ανοίγματα) = 2.479 GN/m

Ακαμψία κατά $x-x K_x= 0.000 GN/m$, κατά $y-y K_y= 2.646 GN/m$



Σεισμικές δυνάμεις βάσει απλοποιημένης φασματικής μεθόδου (ΕΑΚ 3.5)

Εκκεντρίότητες τοίχου από ελαστικό άξονα κτιρίου $e_x=5.70[m]$, $e_y=1.96[m]$

Οριζόντια Δύναμη F_x

Σεισμος $x-x= 3948.00x 0.000/ 29.956+ 1.96x 6365x 0.000/1839.439= 0.00[kN]$

Σεισμος $y-y= 0.00x 0.000/ 29.956+ 1.96x 4644x 0.000/1839.439= 0.00[kN]$

Οριζόντια Δύναμη F_y

Σεισμος $x-x= 0.00x 2.646/ 16.764+ 5.70x 6365x 2.646/1839.439= 52.22[kN]$

Σεισμος $y-y= 3948.00x 2.646/ 16.764+ 5.70x 4644x 2.646/1839.439= 661.25[kN]$

Επαλληλία σεισμικών δυνάμεων κατά x και y σύμφωνα με (ΕΑΚ 3.5.3[1])

$(expF_x)^2= 0.00^2+ 0.00^2$, $expF_x= 0.00 [kN]$

$(expF_y)^2= 52.22^2+ 661.25^2$, $expF_y= 663.31 [kN]$

Επαλληλία σεισμικών δυνάμεων σύμφωνα με (ΕΑΚ 3.5.3[4])

$maxF_x= 0.00+0.30x 0.00= 0.00 [kN]$

$maxF_y= 661.25+0.30x 52.22= 676.92 [kN]$

Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου $F=676.92 kN$

Κέντρο Διάτμησης ορόφου (ΚΔ)

Τοίχος	$K_x [GN/m]$	$K_y [GN/m]$	$x [m]$	$y [m]$	$x \cdot K_y$	$y \cdot K_x$	$x^2 \cdot K_y$	$y^2 \cdot K_x$
T1	14.332	0.000	10.43	8.90	0.000	127.483	0.000	1133.963
T2	0.000	3.963	20.41	4.60	80.865	0.000	1650.051	0.000
T3	15.480	0.000	10.43	0.44	0.000	6.889	0.000	3.065
T4	0.000	7.562	0.31	4.60	2.306	0.000	0.703	0.000
T5	0.000	2.406	15.67	2.50	37.702	0.000	590.791	0.000
T6	0.000	2.646	15.67	7.10	41.463	0.000	649.722	0.000
Y6	0.034	0.076	10.56	5.30	0.807	0.180	8.527	0.955
Y5	0.076	0.034	6.10	5.20	0.207	0.398	1.265	2.068
Y4	0.034	0.076	0.95	5.30	0.073	0.180	0.069	0.955

Σύνολα 29.956[GN/m] 16.764[GN/m] 163.424 135.130 2901.128 1141.005

Κέντρο διάτμησης $x= 163.424/16.764= 9.75 m$, $y= 135.130/29.956= 4.51 m$

Στρεπτική ακαμψία ορόφου $I_p=2901.128+1141.005-9.75^2 \times 16.764-4.51^2 \times 29.956=1839.439 [GNm]$

Τυχηματικές εκκεντρότητες ορόφου (ΕΑΚ 3.3.1) $e_{tx}=0.05 \times 20.99=1.05$ [m], $e_{ty}=0.05 \times 9.34=0.47$ [m]

Στατικές εκκεντρότητες $e_{ox}=10.34-9.97=0.38$ [m], $e_{oy}=4.67-5.14=-0.47$ [m]

Οι περισσότεροι τοίχοι έχουν διάταξη παράλληλοι προς τους άξονες x και y, οπότε (ΕΑΚ 3.3.3[4])

οι κύριες διευθύνσεις του κτιρίου λαμβάνονται παράλληλα προς τους άξονες x και y.

Το κτίριο δεν έχει στρεπτική ευαισθησία (ΕΑΚ Σ3.3.3[7]) και (ΕΑΚ 3.3.3[5]) οπότε

οι ισοδύναμες στατικές εκκεντρότητες λαμβάνονται ως:

$e_{fx}=1.50 \times 0.38=0.56$ [m], $e_{rx}=0.50 \times 0.38=0.19$ [m], $e_{fy}=1.50 \times -0.47=-0.71$ [m], $e_{ry}=0.50 \times -0.47=-0.24$ [m]

εκκεντρότητες σχεδιασμού (ΕΑΚ 3.3.3[1])

$max_{ex}=0.56+1.05=1.61$ [m], $min_{ex}=0.19-1.05=-0.86$ [m]

$max_{ey}=-0.24+0.47=0.23$ [m], $min_{ey}=-0.71-0.47=-1.18$ [m]

Μέγιστες στρεπτικές ροπές φορτίου ορόφου λόγω εκκεντρότητας max_e και min_e

Φόρτιση κατά x-x $max_{Mzx}=1.61 \times 3948=6365$ [kNm]

Φόρτιση κατά y-y $max_{Mzy}=1.18 \times 3948=4644$ [kNm]

Προσεγγιστική σχετική οριζόντια μετατόπιση ορόφου $\Delta x=0.001 \times 3948.0/29.956=0.132$ mm

Προσεγγιστική σχετική οριζόντια μετατόπιση ορόφου $\Delta y=0.001 \times 3948.0/16.764=0.236$ mm

Ελεγχος Κανονικότητας ορόφου κτιρίου (ΕΑΚ 3.5.1[4])

α) Ελεγχος διαστάσεων ΕΑΚ 3.5.1.[4] α

Περίγραμμα ορόφου $minX=-0.14$ m, $maxX=20.85$ m, $minY=0.00$ m, $maxY=9.34$ m

Πλευρές κτιρίου $Lx=20.99$ m, $Ly=9.34$ m

Λόγος πλευρών $20.99/9.34=2.25 \leq 4$ ικανοποιείται η συνθήκη ΕΑΚ 3.5.1.[4].1

Πρόσθετη απαίτηση για κανονικότητα κτιρίου είναι τα κενά της κατοψης να μην υπερβαίνουν το 35%

β,γ) Ελεγχος μεταβολής Δυσκαμψίας και Μάζας ορόφου ΕΑΚ 3.5.1.[4] β.γ.

Η οικοδομή είναι μονόροφος άρα ικανοποιείται η απαίτηση μεταβολής

δυσκαμψίας και μάζας ορόφου ΕΑΚ 3.5.1.[4] β.γ

Έλεγχοι αντοχής τοίχων (Ευρωκ-6, 4)

Οι έλεγχοι των τοίχων γίνονται στην οριακή κατάσταση αστοχίας βάσει του Ευρωκώδικα 6, κεφ 4.

Οι συνδυασμοί φορτίσεων που ελέγχονται είναι:

α) Έλεγχος σε αξονικό φορτίο για φόρτιση $1.35xg+1.50xq$, $N_{sd} \leq N_{rd}$ Ευρωκ-6 4.4.2

β) Έλεγχος σε αξονικό φορτίο για φόρτιση $1.0xg+0.30xq+\Sigma \epsilon \sigma \delta$, $N_{sd} \leq N_{rd}$ Ευρωκ-6 4.4.2

γ) Έλεγχος σε διάτμηση για φόρτιση $1.0xg+0.30xq+\Sigma \epsilon \sigma \delta$, $V_{sd} \leq V_{rd}$ Ευρωκ-6 4.5.3

Επίσης γίνεται έλεγχος λυγηρότητας τοίχων $hef/tef < 27$ Ευρωκ-6 4.4.6.

και έλεγχος σε συγκεντρωμένα φορτία στις θέσεις έδρασης δοκών Ευρωκ-6 4.4.8

Γίνονται επίσης έλεγχοι γεωμετρικών απαιτήσεων, πάχος, λυγηρότητα, ύψος προς πάχος

σύμφωνα με το Εθνικό κείμενο εφαρμογής του Ευρωκώδικα 6.

Σε κάθε περίπτωση το φορτίο σχεδιασμού N_{sd} , ή V_{sd} προσδιορίζεται σαν φορτίο ανά μονάδα πλάτους από τις ακριβείς μέγιστες τάσεις που υπολογίζονται από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων.

Οι εκκεντρότητες για τον υπολογισμό των μειωτικών συντελεστών Φ_i και Φ_m υπολογίζονται

με ακρίβεια από τις φορτίσεις της κατασκευής βάσει του Ευρωκ-6 4.4.3

Οι ροπές M_i στην κορυφή κάθε τοίχου υπολογίζονται από τα φορτία των πλακών (Ευρωκ-6 Παράρτ.Γ)

Η εκκεντρότητα e_h υπολογίζεται από την πραγματική μέγιστη οριζόντια μετατόπιση λόγω σεισμού

Το μήκος λυγισμού υπολογίζεται (Ευρωκ-6 4.4.4.3) λαμβάνοντας υπόψη την μερική ή ολική πάκτωση

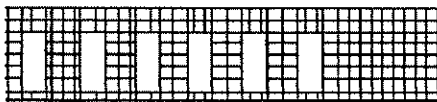
στην κορυφή και βάση του τοίχου. Για τις κατακόρυφες παρειές λόγω ύπαρξης ανοιγμάτων στους τοίχους

οι συντελεστές ρ_3 , και ρ_4 λαμβάνονται επί το δυσμενέστερο $\rho_3 = \rho_4 = 1$

Η τυχηματική εκκεντρότητα λαμβάνεται $e_s = hef/450$ (Ευρωκ-6 4.4.7.2)

Ισόγειο**T8**

Διαστάσεις μήκος=20.80m, ύψος= 4.10m, πάχος=0.69m



Λιθοδομή 0.55

Κατηγορία κατασκευής Β (Ευρωκ-6, Παράρτημα Η)

Κατηγορία ελέγχου παραγωγής λιθοσσωμάτων Ι (Ευρωκ-6, 3.1.1)

Θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας $f_k = 9.01 \text{ N/mm}^2$

Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού $\gamma_M = 2.20$ (Ευρωκ-6, Πίνακ.2.3)

Μήκος λυγισμού $hef = \rho x h = 0.75 \times 4.10 = 3.07 \text{ m}$ (Ευρωκ-6, 4.4.4.3)

Λυγηρότητα $hef/tef = 3.07/0.69 = 4.46 < 27$ εντάξει (Ευρωκ-6, 4.4.6)

Απαιτήσεις Εθνικού κειμένου εφαρμογής Ευρωκώδικα

Διαζωματική τοιχοποιία

Πάχος τοίχου $= 0.690 \geq 0.240 \text{ m}$ (εντάξει)

Λυγηρότητα $\lambda = 4.46 \leq 15$ (εντάξει)

Υψος/μήκος τοίχου $h/L = 4.10/20.80 = 0.20 \leq 3.0$ (εντάξει)

Έλεγχος σε κατακόρυφο φορτίο Φόρτιση $1.35xg+1.50xq$ (Ευρωκ-6, 4.4.2)**Έλεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου**

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_i = (1.35 \times 104.0 + 1.50 \times 0.0) / 20.80 = 6.75 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 6.75 / 0.69 = 0.010 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου ή στέγης στην κορυφή $M_i/N_i = 0$

Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00000 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = hef/450 = 3.07/450 = 0.00683 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στην κορυφή (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i/N_i + e_{hi} + e_s = 0.00000 + 0.00000 + 0.00683 = 0.00683 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05 \times 0.69 = 0.03450 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i = 1 - 2e_i/t = 1 - 2 \times 0.03450 / 0.69 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \Phi_i m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.69 \times 9.01 / 2.20 = 2543.3 \text{ kN/m}$

$N_{sd} = 6.8 < 2543.3 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Έλεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο και βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_m = (6.75 + 0.40 \times 1.35 \times 1183.9 / 20.80) = 37.49 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 37.49 / 0.69 = 0.054 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου στο μεσαίο πέμπτο $M_m/N_m = 0.20 \times 0.00000 \times 6.8 / 37.5 = 0.00000 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00000 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = hef/450 = 3.07/450 = 0.00683 \text{ m}$

Εκκεντρότητα οφειλόμενη στα φορτία $e_m = (M_m/N_m) + e_{hm} + e_s = 0.00000 + 0.00000 + 0.00683 = 0.00683 \text{ m}$

Η λυγηρότητα είναι ≤ 15 άρα (Ευρωκ-6 4.4.3.2) εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_m = e_m + e_k = 0.00683 + 0.00000 = 0.00683 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_m = 0.05t = 0.05 \times 0.69 = 0.03450 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_m = 1 - 2e_m/t = 1 - 2 \times 0.034 / 0.69 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_i = (1.35 \times 1287.9 + 1.50 \times 0.0) / 20.80 = 83.59 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 83.59 / 0.69 = 0.121 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_i/N_i = 0.00000 \times 6.8 / 83.6 = 0.00000 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00000 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef} / 450 = 3.07 / 450 = 0.00683 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στην βάση (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i/N_i + e_{hi} + e_s = 0.00000 + 0.00000 + 0.00683 = 0.00683 \text{ m}$
 Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05 \times 0.69 = 0.03450 \text{ m}$
 Μειωτικός συντελεστής στην βάση (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i = 1 - 2e_i/t = 1 - 2 \times 0.03450 / 0.69 = 0.90$
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \Phi_i \cdot m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.69 \times 9.01 / 2.20 = 2543.3 \text{ kN/m}$
 Μέγιστη κατακόρυφη θλιπτική τάση από αποτελέσματα πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma = -0.192 \text{ N/mm}^2$
 (Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περιοχές τάσεων εκτός των περιοχών συγκέντρωσης τάσεων στις στηρίξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)
 Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{sd} = 1000 \times 0.69 \times 0.192 = 132.6 \text{ kN/m}$
 $N_{sd} = 132.6 < 2543.3 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Έλεγχος σε κατακόρυφο φορτίο Φόρτιση 1.00xg+0.30xq+Σεισμός (Ευρωκ-6, 4.4.2)

Έλεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_i = (1.00 \times 104.0 + 0.30 \times 0.0) / 20.80 = 5.00 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 5.00 / 0.69 = 0.007 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου ή στέγης στην κορυφή $M_i/N_i = 0$
 Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00043 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef} / 450 = 3.07 / 450 = 0.00683 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στην κορυφή (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i/N_i + e_{hi} + e_s = 0.00000 + 0.00043 + 0.00683 = 0.00727 \text{ m}$
 Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05 \times 0.69 = 0.03450 \text{ m}$
 Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i = 1 - 2e_i/t = 1 - 2 \times 0.03450 / 0.69 = 0.90$
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \Phi_i \cdot m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.69 \times 9.01 / 2.20 = 2543.3 \text{ kN/m}$
 $N_{sd} = 5.0 < 2543.3 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Έλεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο και βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_m = (5.00 + 0.40 \times 1.00 \times 1183.9 / 20.80) = 27.77 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 27.77 / 0.69 = 0.040 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου στο μεσαίο πέμπτο $M_m/N_m = 0.20 \times 0.00000 \times 5.0 / 27.8 = 0.00000 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00022 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef} / 450 = 3.07 / 450 = 0.00683 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα οφειλόμενη στα φορτία $e_m = (M_m/N_m) + e_{hm} + e_s = 0.00000 + 0.00022 + 0.00683 = 0.00705 \text{ m}$
 Η λυγηρότητα είναι ≤ 15 άρα (Ευρωκ-6 4.4.3.2) εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_m = e_m + e_k = 0.00705 + 0.00000 = 0.00705 \text{ m}$
 Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_m = 0.05t = 0.05 \times 0.69 = 0.03450 \text{ m}$
 Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_m = 1 - 2e_m/t = 1 - 2 \times 0.034 / 0.69 = 0.90$
 Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_i = (1.00 \times 1287.9 + 0.30 \times 0.0) / 20.80 = 61.92 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 61.92 / 0.69 = 0.090 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_i/N_i = 0.00000 \times 5.0 / 61.9 = 0.00000 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00043 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef} / 450 = 3.07 / 450 = 0.00683 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στην βάση (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i/N_i + e_{hi} + e_s = 0.00000 + 0.00043 + 0.00683 = 0.00727 \text{ m}$
 Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05 \times 0.69 = 0.03450 \text{ m}$
 Μειωτικός συντελεστής στην βάση (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i = 1 - 2e_i/t = 1 - 2 \times 0.03450 / 0.69 = 0.90$
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \Phi_i \cdot m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.69 \times 9.01 / 2.20 = 2543.3 \text{ kN/m}$
 Μέγιστη κατακόρυφη θλιπτική τάση από αποτελέσματα πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma = -0.656 \text{ N/mm}^2$
 (Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περιοχές τάσεων εκτός των περιοχών συγκέντρωσης τάσεων στις στηρίξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)
 Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{sd} = 1000 \times 0.69 \times 0.656 = 452.7 \text{ kN/m}$
 $N_{sd} = 452.7 < 2543.3 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Έλεγχος σε διάτμηση Φόρτιση 1.00xg+0.30xq+Σεισμός (Ευρωκ-6.4.5.3)

Μέγιστη τάση διάτμησης από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\tau_{\max} = 0.197 \text{ N/mm}^2$
 (Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περιοχές τάσεων εκτός των περιοχών συγκέντρωσης τάσεων στις στηρίξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)
 Μέγιστη τιμή σχεδιασμού τέμνουσας ανά μονάδα μήκους $V_{sd} = 1000 \times 0.69 \times 0.197 = 135.6 \text{ kN/m}$
 Χαρακτηριστική διατμητική αντοχή $f_{vk} = 0.70 \times (f_{vko} + 0.4 \times \sigma_{sd})$ (Ευρωκ-6 3.6.3, Ευρωκ-6 3.6.3(8))
 $f_{vk} = 0.70 \times (0.610 + 0.4 \times 0.656) = 0.611 \text{ N/mm}^2$, $\max f_{vk} = 1.000 \text{ N/mm}^2$, και $f_{vk} = 0.611 \text{ N/mm}^2$
 Τιμή σχεδιασμού αντοχής έναντι τέμνουσας $V_{rd} = f_{vk} \cdot t \cdot \gamma_M$ (Ευρωκ-6 4.5.3)
 $V_{rd} = 1000 \times 0.611 \times 0.69 / 2.20 = 191.5 \text{ kN/m}$
 $V_{sd} = 135.6 < 191.5 = V_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος τέμνουσας σε οριακή κατάσταση αστοχίας

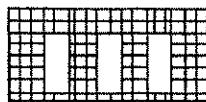
Ενδιάμεση οπλισμένου σκυροδέματος (Εθν. Κε(μ. εφαρμογής Ευρωκ-6, 5.2)

Στο πάνω μέρος του τοίχου και στο ύψος των υπέρθυρων τυχόν παρουσιαζόμενες μικρές εφελκυστικές τάσεις παραλαμβάνονται από ενδιάμεση οπλισμένου σκυροδέματος 69x20 [πλάτος x ύψος cm]

με ελάχιστο οπλισμό 4Φ16 (και συνδετήρες Φ8/20) που ικανοποιεί τα ελάχιστα όρια του κανονισμού.

Ισόγειο**T9**

Διαστάσεις μήκος= 9.20m, ύψος= 4.10m, πάχος=0.69m



Λιθοδομή 0.55

Κατηγορία κατασκευής Β (Ευρωκ-6, Παράρτημα Η)

Κατηγορία ελέγχου παραγωγής λιθοσωμάτων Ι (Ευρωκ-6, 3.1.1)

Θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας $f_k = 9.01 \text{ N/mm}^2$

Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού $\gamma_M = 2.20$ (Ευρωκ-6, Πίνακ.2.3)

Μήκος λυγισμού $hef = r_{kh} = 0.75 \times 4.10 = 3.07 \text{ m}$ (Ευρωκ-6, 4.4.4.3)

Λυγηρότητα $hef/t_{ef} = 3.07/0.69 = 4.46 < 27$ εντάξει (Ευρωκ-6, 4.4.6)

Απαιτήσεις Εθνικού κειμένου εφαρμογής Ευρωκώδικα

Διαζωματική τοιχοποιία

Πάχος τοίχου $= 0.690 \geq 0.240 \text{ m}$ (εντάξει)

Λυγηρότητα $\lambda = 4.46 \leq 15$ (εντάξει)

Υψος/μήκος τοίχου $h/L = 4.10/9.20 = 0.45 \leq 3.0$ (εντάξει)

Ελεγχος σε κατακόρυφο φορτίο Φόρτιση 1.35xg+1.50xq (Ευρωκ-6, 4.4.2)

Ελεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_i = (1.35 \times 0.0 + 1.50 \times 0.0) / 9.20 = 0.00 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 0.00 / 0.69 = 0.000 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου ή στέγης στην κορυφή $M_i/N_i = 0$

Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00000 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = hef/450 = 3.07/450 = 0.00683 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στην κορυφή (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i/N_i + e_{hi} + e_s = 0.00000 + 0.00000 + 0.00683 = 0.00683 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05 \times 0.69 = 0.03450 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\phi_i = 1 - 2e_i/t = 1 - 2 \times 0.03450/0.69 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \phi_{im} \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.69 \times 9.01/2.20 = 2543.3 \text{ kN/m}$

$N_{sd} = 0.0 < 2543.3 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Ελεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο και βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_m = (0.00 + 0.40 \times 1.35 \times 504.4 / 9.20) = 29.61 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 29.61 / 0.69 = 0.043 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου στο μεσαίο πέμπτο $M_m/N_m = 0.20 \times 0.00000 \times 0.0 / 29.6 = 0.00000 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00000 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = hef/450 = 3.07/450 = 0.00683 \text{ m}$

Εκκεντρότητα οφειλόμενη στα φορτία $e_m = (M_m/N_m) + e_{hm} + e_s = 0.00000 + 0.00000 + 0.00683 = 0.00683 \text{ m}$

Η λυγηρότητα είναι ≤ 15 άρα (Ευρωκ-6 4.4.3.2) εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_m = e_m + e_k = 0.00683 + 0.00000 = 0.00683 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_m = 0.05t = 0.05 \times 0.69 = 0.03450 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\phi_m = 1 - 2e_m/t = 1 - 2 \times 0.03450/0.69 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_i = (1.35 \times 504.4 + 1.50 \times 0.0) / 9.20 = 74.02 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 74.02 / 0.69 = 0.107 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_i/N_i = 0.00000 \times 0.0 / 74.0 = 0.00000 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00000 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = hef/450 = 3.07/450 = 0.00683 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στην βάση (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i/N_i + e_{hi} + e_s = 0.00000 + 0.00000 + 0.00683 = 0.00683 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05 \times 0.69 = 0.03450 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στην βάση (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\phi_i = 1 - 2e_i/t = 1 - 2 \times 0.03450/0.69 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \phi_{im} \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.69 \times 9.01/2.20 = 2543.3 \text{ kN/m}$

Μέγιστη κατακόρυφη θλιπτική τάση από αποτελέσματα πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma = -0.166 \text{ N/mm}^2$

(Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περιοχές τάσεων εκτός των περιοχών συγκέντρωσης τάσεων στις στηρίξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)

Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{sd} = 1000 \times 0.69 \times 0.166 = 114.7 \text{ kN/m}$

$N_{sd} = 114.7 < 2543.3 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Έλεγχος σε κατακόρυφο φορτίο Φόρτιση 1.00xg+0.30xq+Σεισμός (Ευρωκ-6, 4.4.2)**Έλεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου**

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_i = (1.00x \quad 0.0 + 0.30x \quad 0.0) / 9.20 = 0.00 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{sdo} = 0.001x \quad 0.00 / 0.69 = 0.000 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου ή στέγης στην κορυφή $M_i/N_i = 0$

Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00043 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef}/450 = 3.07/450 = 0.00683 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στην κορυφή (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i/N_i + e_{hi} + e_s = 0.00000 + 0.00043 + 0.00683 = 0.00727 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05x0.69 = 0.03450 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i = 1 - 2e_i/t = 1 - 2x0.03450/0.69 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \Phi_i m.t.f_k/\gamma_M = 1000x0.90x0.69x \quad 9.01/2.20 = 2543.3 \text{ kN/m}$

$N_{sd} = 0.0 < 2543.3 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Έλεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο και βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_m = (\quad 0.00 + 0.40x1.00x \quad 504.4 / 9.20) = 21.93 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{sdo} = 0.001x \quad 21.93 / 0.69 = 0.032 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου στο μεσαίο πέμπτο $M_m/N_m = 0.20x0.00000x \quad 0.0 / 21.9 = 0.00000 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00022 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef}/450 = 3.07/450 = 0.00683 \text{ m}$

Εκκεντρότητα οφειλόμενη στα φορτία $e_m = (M_m/N_m) + e_{hm} + e_s = 0.00000 + 0.00022 + 0.00683 = 0.00705 \text{ m}$

Η λυγηρότητα είναι ≤ 15 άρα (Ευρωκ-6 4.4.3.2) εκκεντρότητα λόγω ερυσμού $e_k = 0$

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_m = e_m + e_k = 0.00705 + 0.00000 = 0.00705 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_m = 0.05t = 0.05x0.69 = 0.03450 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_m = 1 - 2e_m/t = 1 - 2x0.03450/0.69 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_i = (1.00x \quad 504.4 + 0.30x \quad 0.0) / 9.20 = 54.93 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{sdo} = 0.001x \quad 54.93 / 0.69 = 0.079 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_i/N_i = 0.00000x \quad 0.0 / 54.8 = 0.00000 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00043 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef}/450 = 3.07/450 = 0.00683 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στην βάση (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i/N_i + e_{hi} + e_s = 0.00000 + 0.00043 + 0.00683 = 0.00727 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05x0.69 = 0.03450 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στην βάση (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i = 1 - 2e_i/t = 1 - 2x0.03450/0.69 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \Phi_i m.t.f_k/\gamma_M = 1000x0.90x0.69x \quad 9.01/2.20 = 2543.3 \text{ kN/m}$

Μέγιστη κατακόρυφη θλιπτική τάση από αποτελέσματα πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma = -1.163 \text{ N/mm}^2$

(Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περιοχές τάσεων εκτός των περιοχών συγκέντρωσης τάσεων στις στηρίξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)

Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{sd} = 1000x0.69x \quad 1.163 = 802.6 \text{ kN/m}$

$N_{sd} = 802.6 < 2543.3 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Έλεγχος σε διάτμηση Φόρτιση 1.00xg+0.30xq+Σεισμός (Ευρωκ-6.4.5.3)

Μέγιστη τάση διάτμησης από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\tau_{\max} = 0.312 \text{ N/mm}^2$

(Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περιοχές τάσεων εκτός των περιοχών συγκέντρωσης τάσεων στις στηρίξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)

Μέγιστη τιμή σχεδιασμού τέμνουσας ανά μονάδα μήκους $V_{sd} = 1000x0.69x \quad 0.312 = 215.3 \text{ kN/m}$

Χαρακτηριστική διατμητική αντοχή $f_{vk} = 0.70x(f_{vko} + 0.4x\sigma_d)$ (Ευρωκ-6 3.6.3, Ευρωκ-6 3.6.3(8))

$f_{vk} = 0.70x(\quad 0.610 + 0.4x \quad 1.163) = 0.753 \text{ N/mm}^2$, $\max f_{vk} = 1.000 \text{ N/mm}^2$, και $f_{vk} = 0.753 \text{ N/mm}^2$

Τιμή σχεδιασμού αντοχής έναντι τέμνουσας $V_{rd} = f_{vk}.t./\gamma_M$ (Ευρωκ-6 4.5.3)

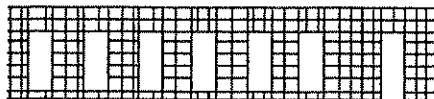
$V_{rd} = 1000x \quad 0.753x0.69/2.20 = 236.1 \text{ kN/m}$

$V_{sd} = 215.3 < 236.1 = V_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος τέμνουσας σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Σενάζ οπλισμένου σκυροδέματος (Εθν. Κείμ. εφαρμογής Ευρωκ-6, 5.2)

Στο πάνω μέρος του τοίχου και στο ύψος των υπέρθυρων τυχόν παρουσιαζόμενες μικρές εφελκυστικές τάσεις παραλαμβάνονται από σενάζ οπλισμένου σκυροδέματος 69x20 [πλάτος x ύψος cm]

με ελάχιστο οπλισμό 4Φ16 (και συνδετήρες Φ8/20) που ικανοποιεί τα ελάχιστα όρια του κανονισμού.



Λιθοδομή 0.55

Κατηγορία κατασκευής Β (Ευρωκ-6, Παράρτημα Η)

Κατηγορία ελέγχου παραγωγής λιθοσσωμάτων Ι (Ευρωκ-6, 3.1.1)

Θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας $f_k = 9.01 \text{ N/mm}^2$ Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού $\gamma_M = 2.20$ (Ευρωκ-6, Πιν. 2.3)Μήκος λυγισμού $hef = r \cdot x \cdot h = 0.75 \times 4.10 = 3.07 \text{ m}$ (Ευρωκ-6, 4.4.4.3)Λυγρότητα $hef / t_{ef} = 3.07 / 0.69 = 4.46 < 27$ εντάξει (Ευρωκ-6, 4.4.6)**Απαιτήσεις Εθνικού κειμένου εφαρμογής Ευρωκώδικα**

Διαζωματική τοιχοποιία

Πάχος τοίχου $= 0.690 \geq 0.240 \text{ m}$ (εντάξει)Λυγρότητα $\lambda = 4.46 \leq 15$ (εντάξει)Υψος/μήκος τοίχου $h/L = 4.10/20.80 = 0.20 \leq 3.0$ (εντάξει)**Ελεγχος σε κατακόρυφο φορτίο Φόρτιση 1.35xg+1.50xq (Ευρωκ-6, 4.4.2)**

Ελεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_i = (1.35 \times 104.0 + 1.50 \times 0.0) / 20.80 = 6.75 \text{ kN/m}$ Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 6.75 / 0.69 = 0.010 \text{ N/mm}^2$ Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου ή στέγης στην κορυφή $M_i / N_i = 0$ Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00000 \text{ m}$ Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = hef / 450 = 3.07 / 450 = 0.00683 \text{ m}$ Εκκεντρότητα στην κορυφή (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i / N_i + e_{hi} + e_s = 0.00000 + 0.00000 + 0.00683 = 0.00683 \text{ m}$ Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05 \times 0.69 = 0.03450 \text{ m}$ Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i = 1 - 2e_i / t = 1 - 2 \times 0.03450 / 0.69 = 0.90$ Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \Phi_i \cdot m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.69 \times 9.01 / 2.20 = 2543.3 \text{ kN/m}$ $N_{sd} = 6.8 < 2543.3 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Ελεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο και βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_m = (6.75 + 0.40 \times 1.35 \times 1121.1 / 20.80) = 35.86 \text{ kN/m}$ Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 35.86 / 0.69 = 0.052 \text{ N/mm}^2$ Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου στο μεσαίο πέμπτο $M_m / N_m = 0.20 \times 0.00000 \times 6.8 / 35.9 = 0.00000 \text{ m}$ Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00000 \text{ m}$ Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = hef / 450 = 3.07 / 450 = 0.00683 \text{ m}$ Εκκεντρότητα οφειλόμενη στα φορτία $e_m = (M_m / N_m) + e_{hm} + e_s = 0.00000 + 0.00000 + 0.00683 = 0.00683 \text{ m}$ Η λυγρότητα είναι ≤ 15 άρα (Ευρωκ-6 4.4.3.2) εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$ Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_m = e_m + e_k = 0.00683 + 0.00000 = 0.00683 \text{ m}$ Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_m = 0.05t = 0.05 \times 0.69 = 0.03450 \text{ m}$ Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_m = 1 - 2e_m / t = 1 - 2 \times 0.03450 / 0.69 = 0.90$ Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_i = (1.35 \times 1225.1 + 1.50 \times 0.0) / 20.80 = 79.51 \text{ kN/m}$ Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 79.51 / 0.69 = 0.115 \text{ N/mm}^2$ Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_i / N_i = 0.00000 \times 6.8 / 79.5 = 0.00000 \text{ m}$ Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00000 \text{ m}$ Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = hef / 450 = 3.07 / 450 = 0.00683 \text{ m}$ Εκκεντρότητα στην βάση (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i / N_i + e_{hi} + e_s = 0.00000 + 0.00000 + 0.00683 = 0.00683 \text{ m}$ Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05 \times 0.69 = 0.03450 \text{ m}$ Μειωτικός συντελεστής στην βάση (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i = 1 - 2e_i / t = 1 - 2 \times 0.03450 / 0.69 = 0.90$ Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \Phi_i \cdot m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.69 \times 9.01 / 2.20 = 2543.3 \text{ kN/m}$ Μέγιστη κατακόρυφη θλιπτική τάση από αποτελέσματα πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma = -0.189 \text{ N/mm}^2$

(Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περιοχές τάσεων εκτός των περιοχών συγκέντρωσης τάσεων στις στηρίξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)

Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{sd} = 1000 \times 0.69 \times 0.189 = 130.7 \text{ kN/m}$ $N_{sd} = 130.7 < 2543.3 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας**Ελεγχος σε κατακόρυφο φορτίο Φόρτιση 1.00xg+0.30xq+Σεισμός (Ευρωκ-6, 4.4.2)**

Ελεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_i = (1.00 \times 104.0 + 0.30 \times 0.0) / 20.80 = 5.00 \text{ kN/m}$ Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 5.00 / 0.69 = 0.007 \text{ N/mm}^2$ Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου ή στέγης στην κορυφή $M_i / N_i = 0$

Έλεγχος σε κατακόρυφο φορτίο φόρτιση 1.35xg+1.50xq (Ευρωκ-6, 4.4.2)

Έλεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_i = (1.35x \quad 0.0+1.50x \quad 0.0) / 9.20 = 0.00 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{sdo} = 0.001x \quad 0.00 / 0.69 = 0.000 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου ή στέγης στην κορυφή $M_i/N_i = 0$

Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00000 \text{ m}$

Τυχρηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef}/450 = 3.07/450 = 0.00683 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στην κορυφή (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i/N_i + e_{hi} + e_s = 0.00000 + 0.00000 + 0.00683 = 0.00683 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05x0.69 = 0.03450 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i = 1 - 2e_i/t = 1 - 2x0.03450/0.69 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \Phi_{im} \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000x0.90x0.69x \quad 9.01/2.20 = 2543.3 \text{ kN/m}$

$N_{sd} = 0.0 < 2543.3 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Έλεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο και βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_m = (0.00 + 0.40x1.35x \quad 500.1/ \quad 9.20) = 29.35 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{sdo} = 0.001x \quad 29.35 / 0.69 = 0.043 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου στο μεσαίο πέμπτο $M_m/N_m = 0.20x0.00000x \quad 0.0 / \quad 29.4 = 0.00000 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00000 \text{ m}$

Τυχρηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef}/450 = 3.07/450 = 0.00683 \text{ m}$

Εκκεντρότητα οφειλόμενη στα φορτία $e_m = (M_m/N_m) + e_{hm} + e_s = 0.00000 + 0.00000 + 0.00683 = 0.00683 \text{ m}$

Η λυγηρότητα είναι ≤ 15 άρα (Ευρωκ-6 4.4.3.2) εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_m = e_m + e_k = 0.00683 + 0.00000 = 0.00683 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_m = 0.05t = 0.05x0.69 = 0.03450 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_m = 1 - 2e_m/t = 1 - 2x0.034/0.69 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_i = (1.35x \quad 500.1 + 1.50x \quad 0.0) / 9.20 = 73.38 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{sdo} = 0.001x \quad 73.38 / 0.69 = 0.106 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_i/N_i = 0.00000x \quad 0.0 / \quad 73.4 = 0.00000 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00000 \text{ m}$

Τυχρηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef}/450 = 3.07/450 = 0.00683 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στην βάση (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i/N_i + e_{hi} + e_s = 0.00000 + 0.00000 + 0.00683 = 0.00683 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05x0.69 = 0.03450 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στην βάση (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i = 1 - 2e_i/t = 1 - 2x0.03450/0.69 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \Phi_{im} \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000x0.90x0.69x \quad 9.01/2.20 = 2543.3 \text{ kN/m}$

Μέγιστη κατακόρυφη θλιπτική τάση από αποτελέσματα πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma = -0.252 \text{ N/mm}^2$

(Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περιοχές τάσεων εκτός των περιοχών συγκέντρωσης τάσεων στις στηρίξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)

Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{sd} = 1000x0.69x \quad 0.252 = 173.7 \text{ kN/m}$

$N_{sd} = 173.7 < 2543.3 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Έλεγχος σε κατακόρυφο φορτίο φόρτιση 1.00xg+0.30xq+Σεισμός (Ευρωκ-6, 4.4.2)

Έλεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_i = (1.00x \quad 0.0+0.30x \quad 0.0) / 9.20 = 0.00 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{sdo} = 0.001x \quad 0.00 / 0.69 = 0.000 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου ή στέγης στην κορυφή $M_i/N_i = 0$

Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00043 \text{ m}$

Τυχρηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef}/450 = 3.07/450 = 0.00683 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στην κορυφή (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i/N_i + e_{hi} + e_s = 0.00000 + 0.00043 + 0.00683 = 0.00727 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05x0.69 = 0.03450 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i = 1 - 2e_i/t = 1 - 2x0.03450/0.69 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \Phi_{im} \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000x0.90x0.69x \quad 9.01/2.20 = 2543.3 \text{ kN/m}$

$N_{sd} = 0.0 < 2543.3 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Έλεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο και βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_m = (0.00 + 0.40x1.00x \quad 500.1/ \quad 9.20) = 21.74 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{sdo} = 0.001x \quad 21.74 / 0.69 = 0.032 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου στο μεσαίο πέμπτο $M_m/N_m = 0.20x0.00000x \quad 0.0 / \quad 21.7 = 0.00000 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00022 \text{ m}$

Τυχρηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef}/450 = 3.07/450 = 0.00683 \text{ m}$

Εκκεντρότητα οφειλόμενη στα φορτία $e_m = (M_m/N_m) + e_{hm} + e_s = 0.00000 + 0.00022 + 0.00683 = 0.00705 \text{ m}$

Η λυγηρότητα είναι ≤ 15 άρα (Ευρωκ-6 4.4.3.2) εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_m = e_m + e_k = 0.00705 + 0.00000 = 0.00705 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_m = 0.05t = 0.05x0.69 = 0.03450 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_m = 1 - 2e_m/t = 1 - 2x0.034/0.69 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_i = (1.00 \times 500.1 + 0.30 \times 0.0) / 9.20 = 54.36 \text{ kN/m}$
Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 54.36 / 0.69 = 0.079 \text{ N/mm}^2$
Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_i/N_i = 0.00000 \times 0.0 / 54.4 = 0.00000 \text{ m}$
Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00043 \text{ m}$
Τυχνηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef}/450 = 3.07/450 = 0.00683 \text{ m}$
Εκκεντρότητα στην βάση (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i/N_i + e_{hi} + e_s = 0.00000 + 0.00043 + 0.00683 = 0.00727 \text{ m}$
Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05 \times 0.69 = 0.03450 \text{ m}$
Μειωτικός συντελεστής στην βάση (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i = 1 - 2e_i/t = 1 - 2 \times 0.03450 / 0.69 = 0.90$
Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \Phi_i m.t.f_k / \gamma_m = 1000 \times 0.90 \times 0.69 \times 9.01 / 2.20 = 2543.3 \text{ kN/m}$
Μέγιστη κατακόρυφη θλιπτική τάση από αποτελέσματα πεπερασμένων στοιχείων $\sigma_{max} = 1.221 \text{ N/mm}^2$
(Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περιοχές τάσεων εκτός των περιοχών συγκέντρωσης τάσεων στις στηρίξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)
Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{sd} = 1000 \times 0.69 \times 1.221 = 842.8 \text{ kN/m}$
 $N_{sd} = 842.8 < 2543.3 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Έλεγχος σε διάτμηση Φόρτιση $1.00xg+0.30xq+\Sigma \epsilon ι σ μ \acute{o} s$ (Ευρωκ-6.4.5.3)

Μέγιστη τάση διάτμησης από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\tau_{max} = 0.465 \text{ N/mm}^2$
(Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περιοχές τάσεων εκτός των περιοχών συγκέντρωσης τάσεων στις στηρίξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)
Μέγιστη τιμή σχεδιασμού τέμνουσας ανά μονάδα μήκους $V_{sd} = 1000 \times 0.69 \times 0.465 = 320.9 \text{ kN/m}$
Χαρακτηριστική διατμητική αντοχή $f_{vk} = 0.70 \times (f_{vko} + 0.4 \times \sigma_{sd})$ (Ευρωκ-6 3.6.3, Ευρωκ-6 3.6.3(8))
 $f_{vk} = 0.70 \times (0.610 + 0.4 \times 1.221) = 0.769 \text{ N/mm}^2$, $\max f_{vk} = 1.000 \text{ N/mm}^2$, και $f_{vk} = 0.769 \text{ N/mm}^2$
Τιμή σχεδιασμού αντοχής έναντι τέμνουσας $V_{rd} = f_{vk} \cdot t \cdot \gamma_m$ (Ευρωκ-6 4.5.3)
 $V_{rd} = 1000 \times 0.769 \times 0.69 / 2.20 = 241.2 \text{ kN/m}$
 $V_{sd} = 320.9 > 241.2 = V_{rd}$ Δεν ικανοποιείται ο έλεγχος τέμνουσας σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Σενάρι οπλισμένου σκυροδέματος (Εθν. Κείμ. εφαρμογής Ευρωκ-6, 5.2)

Στο πάνω μέρος του τοίχου και στο ύψος των υπέρθυρων τυχόν παρουσιάζόμενες μικρές εφελκυστικές τάσεις παραλαμβάνονται από σενάρι οπλισμένου σκυροδέματος 69×20 [πλάτος \times ύψος cm]
με ελάχιστο οπλισμό $4\Phi 16$ (και συνδετήρες $\Phi 8/20$) που ικανοποιεί τα ελάχιστα όρια του κανονισμού.

Ισόγειο

T13

Διαστάσεις μήκος= 2.00m, ύψος= 4.10m, πάχος=0.54m



Λιθοδομή 0.40

Κατηγορία κατασκευής Β (Ευρωκ-6, Παράρτημα Η)

Κατηγορία ελέγχου παραγωγής λιθοσσωμάτων Ι (Ευρωκ-6, 3.1.1)

Θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας $f_k = 9.71 \text{ N/mm}^2$

Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού $\gamma_m = 2.20$ (Ευρωκ-6, Πίνακ.2.3)

Μήκος λυγισμού $h_{ef} = r_{xh} = 0.75 \times 4.10 = 3.07 \text{ m}$ (Ευρωκ-6, 4.4.4.3)

Λυγηρότητα $h_{ef}/t_{ef} = 3.07/0.54 = 5.69 < 27$ εντάξει (Ευρωκ-6, 4.4.6)

Απαιτήσεις Εθνικού κειμένου εφαρμογής Ευρωκώδικα

Διαζωματική τοιχοποιία

Πάχος τοίχου $= 0.540 \geq 0.240 \text{ m}$ (εντάξει)

Λυγηρότητα $\lambda = 5.69 \leq 15$ (εντάξει)

Υψος/μήκος τοίχου $h/L = 4.10 / 2.00 = 2.05 \leq 3.0$ (εντάξει)

Έλεγχος σε κατακόρυφο φορτίο Φόρτιση $1.35xg+1.50xq$ (Ευρωκ-6, 4.4.2)

Έλεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_i = (1.35 \times 0.0 + 1.50 \times 0.0) / 2.00 = 0.00 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 0.00 / 0.54 = 0.000 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου ή στεγής στην κορυφή $M_i/N_i = 0$

Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00000 \text{ m}$

Τυχνηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef}/450 = 3.07/450 = 0.00683 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στην κορυφή (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i/N_i + e_{hi} + e_s = 0.00000 + 0.00000 + 0.00683 = 0.00683 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05 \times 0.54 = 0.02700 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i = 1 - 2e_i/t = 1 - 2 \times 0.02700 / 0.54 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \Phi_i m.t.f_k / \gamma_m = 1000 \times 0.90 \times 0.54 \times 9.71 / 2.20 = 2145.0 \text{ kN/m}$

$N_{sd} = 0.0 < 2145.0 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Έλεγχος σε Διάτμηση Φόρτιση 1.00xg+0.30xq+Σεισμός (Ευρωκ-6.4.5.3)

Μέγιστη τάση διάτμησης από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\tau_{\max} = 0.246 \text{ N/mm}^2$

(Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περιοχές τάσεων εκτός των περιοχών συγκέντρωσης τάσεων στις στηρίξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)

Μέγιστη τιμή σχεδιασμού τέμνουσας ανά μονάδα μήκους $V_{sd} = 1000 \times 0.54 \times 0.246 = 132.8 \text{ kN/m}$

Χαρακτηριστική διατμητική αντοχή $f_{vk} = 0.70 \times (f_{vko} + 0.4 \times \sigma_d)$ (Ευρωκ-6 3.6.3, Ευρωκ-6 3.6.3(8))

$f_{vk} = 0.70 \times (0.730 + 0.4 \times 1.599) = 0.959 \text{ N/mm}^2$, $\max f_{vk} = 1.000 \text{ N/mm}^2$, και $f_{vk} = 0.959 \text{ N/mm}^2$

Τιμή σχεδιασμού αντοχής έναντι τέμνουσας $V_{rd} = f_{vk} \cdot t / \gamma_M$ (Ευρωκ-6 4.5.3)

$V_{rd} = 1000 \times 0.959 \times 0.54 / 2.20 = 235.3 \text{ kN/m}$

$V_{sd} = 132.8 < 235.3 = V_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος τέμνουσας σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Σενάριον οπλισμένου σκυροδέματος (Εθν. Κείμ. εφαρμογής Ευρωκ-6, 5.2)

Στο πάνω μέρος του τοίχου και στο ύψος των υπέρθυρων τυχόν παρουσιαζόμενες μικρές εφελκυστικές τάσεις παραλαμβάνονται από σενάριον οπλισμένου σκυροδέματος 54x20 [πλάτος x ύψος cm]

με ελάχιστο οπλισμό 4Φ14 (και συνδετήρες Φ8/20) που ικανοποιεί τα ελάχιστα όρια του κανονισμού.

Ισόγειο**T12**

Διαστάσεις μήκος= 2.00m, ύψος= 4.10m, πάχος=0.54m



Λιθοδομή 0.40

Κατηγορία κατασκευής Β (Ευρωκ-6, Παράρτημα Η)

Κατηγορία ελέγχου παραγωγής λιθοσωμάτων Ι (Ευρωκ-6, 3.1.1)

Θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας $f_k = 9.71 \text{ N/mm}^2$

Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού $\gamma_M = 2.20$ (Ευρωκ-6, Πίνακ.2.3)

Μήκος λυγισμού $hef = r_{xh} = 0.75 \times 4.10 = 3.07 \text{ m}$ (Ευρωκ-6, 4.4.4.3)

Λυγηρότητα $hef / t_{ef} = 3.07 / 0.54 = 5.69 < 27$ εντάξει (Ευρωκ-6, 4.4.6)

Απαιτήσεις Εθνικού κειμένου εφαρμογής Ευρωκώδικα

Διαζωματική τοιχοποιία

Πάχος τοίχου $= 0.540 \geq 0.240 \text{ m}$ (εντάξει)

Λυγηρότητα $\lambda = 5.69 \leq 15$ (εντάξει)

Υψος/μήκος τοίχου $h/L = 4.10 / 2.00 = 2.05 \leq 3.0$ (εντάξει)

Έλεγχος σε κατακόρυφο φορτίο Φόρτιση 1.35xg+1.50xq (Ευρωκ-6, 4.4.2)

Έλεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_i = (1.35 \times 0.0 + 1.50 \times 0.0) / 2.00 = 0.00 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 0.00 / 0.54 = 0.000 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου ή στέγης στην κορυφή $M_i / N_i = 0$

Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00000 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = hef / 450 = 3.07 / 450 = 0.00683 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στην κορυφή (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i / N_i + e_{hi} + e_s = 0.00000 + 0.00000 + 0.00683 = 0.00683 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05 \times 0.54 = 0.02700 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i = 1 - 2e_i / t = 1 - 2 \times 0.02700 / 0.54 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \Phi_i \cdot m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.54 \times 9.71 / 2.20 = 2145.0 \text{ kN/m}$

$N_{sd} = 0.0 < 2145.0 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Έλεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο και βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_m = (0.00 + 0.40 \times 1.35 \times 114.0) / 2.00 = 30.78 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 30.78 / 0.54 = 0.057 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου στο μεσαίο πέμπτο $M_m / N_m = 0.20 \times 0.00000 \times 0.0 / 30.8 = 0.00000 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00000 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = hef / 450 = 3.07 / 450 = 0.00683 \text{ m}$

Εκκεντρότητα οφειλόμενη στα φορτία $e_m = (M_m / N_m) + e_{hm} + e_s = 0.00000 + 0.00000 + 0.00683 = 0.00683 \text{ m}$

Η λυγηρότητα είναι ≤ 15 άρα (Ευρωκ-6 4.4.3.2) εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_m = e_m + e_k = 0.00683 + 0.00000 = 0.00683 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_m = 0.05t = 0.05 \times 0.54 = 0.02700 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_m = 1 - 2e_m / t = 1 - 2 \times 0.027 / 0.54 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $Ni = (1.35 \times 114.0 + 1.50 \times 0.0) / 2.00 = 76.95 \text{ kN/m}$
Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 76.95 / 0.54 = 0.142 \text{ N/mm}^2$
Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $Mi/Ni = 0.00000 \times 0.0 / 77.0 = 0.00000 \text{ m}$
Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $ehi = 0.00000 \text{ m}$
Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $es = hef/450 = 3.07/450 = 0.00683 \text{ m}$
Εκκεντρότητα στην βάση (Ευρωκ-6 4.4.3) $ei = Mi/Ni + ehi + es = 0.00000 + 0.00000 + 0.00683 = 0.00683 \text{ m}$
Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $ei = 0.05t = 0.05 \times 0.54 = 0.02700 \text{ m}$
Μειωτικός συντελεστής στην βάση (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi i = 1 - 2ei/t = 1 - 2 \times 0.02700 / 0.54 = 0.90$
Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \Phi i m.t.fk/\gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.54 \times 9.71/2.20 = 2145.0 \text{ kN/m}$
Μέγιστη κατακόρυφη θλιπτική τάση από αποτελέσματα πεπερασμένων στοιχείων $\sigma_{max} = -0.145 \text{ N/mm}^2$
(Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περιοχές τάσεων εκτός των περιοχών συγκέντρωσης τάσεων στις στηρίξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)
Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{sd} = 1000 \times 0.54 \times 0.145 = 78.4 \text{ kN/m}$
 $N_{sd} = 78.4 < 2145.0 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Έλεγχος σε κατακόρυφο φορτίο θόρτιση 1.00xg+0.30xq+Σεισμός (Ευρωκ-6, 4.4.2)

Έλεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $Ni = (1.00 \times 0.0 + 0.30 \times 0.0) / 2.00 = 0.00 \text{ kN/m}$
Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 0.00 / 0.54 = 0.000 \text{ N/mm}^2$
Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου ή στέγης στην κορυφή $Mi/Ni = 0$
Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $ehi = 0.00043 \text{ m}$
Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $es = hef/450 = 3.07/450 = 0.00683 \text{ m}$
Εκκεντρότητα στην κορυφή (Ευρωκ-6 4.4.3) $ei = Mi/Ni + ehi + es = 0.00000 + 0.00043 + 0.00683 = 0.00727 \text{ m}$
Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $ei = 0.05t = 0.05 \times 0.54 = 0.02700 \text{ m}$
Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi i = 1 - 2ei/t = 1 - 2 \times 0.02700 / 0.54 = 0.90$
Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \Phi i m.t.fk/\gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.54 \times 9.71/2.20 = 2145.0 \text{ kN/m}$
 $N_{sd} = 0.0 < 2145.0 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Έλεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο και βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_m = (0.00 + 0.40 \times 1.00 \times 114.0 / 2.00) = 22.80 \text{ kN/m}$
Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 22.80 / 0.54 = 0.042 \text{ N/mm}^2$
Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου στο μεσαίο πέμπτο $M_m/N_m = 0.20 \times 0.00000 \times 0.0 / 22.8 = 0.00000 \text{ m}$
Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $ehm = 0.00022 \text{ m}$
Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $es = hef/450 = 3.07/450 = 0.00683 \text{ m}$
Εκκεντρότητα οφειλόμενη στα φορτία $em = (M_m/N_m) + ehm + es = 0.00000 + 0.00022 + 0.00683 = 0.00705 \text{ m}$
Η λυγηρότητα είναι ≤ 15 άρα (Ευρωκ-6 4.4.3.2) εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $ek = 0$
Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6 4.4.3) $em = em + ek = 0.00705 + 0.00000 = 0.00705 \text{ m}$
Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $em = 0.05t = 0.05 \times 0.54 = 0.02700 \text{ m}$
Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi m = 1 - 2em/t = 1 - 2 \times 0.027 / 0.54 = 0.90$
Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $Ni = (1.00 \times 114.0 + 0.30 \times 0.0) / 2.00 = 57.00 \text{ kN/m}$
Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 57.00 / 0.54 = 0.106 \text{ N/mm}^2$
Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $Mi/Ni = 0.00000 \times 0.0 / 57.0 = 0.00000 \text{ m}$
Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $ehi = 0.00043 \text{ m}$
Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $es = hef/450 = 3.07/450 = 0.00683 \text{ m}$
Εκκεντρότητα στην βάση (Ευρωκ-6 4.4.3) $ei = Mi/Ni + ehi + es = 0.00000 + 0.00043 + 0.00683 = 0.00727 \text{ m}$
Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $ei = 0.05t = 0.05 \times 0.54 = 0.02700 \text{ m}$
Μειωτικός συντελεστής στην βάση (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi i = 1 - 2ei/t = 1 - 2 \times 0.02700 / 0.54 = 0.90$
Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \Phi i m.t.fk/\gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.54 \times 9.71/2.20 = 2145.0 \text{ kN/m}$
Μέγιστη κατακόρυφη θλιπτική τάση από αποτελέσματα πεπερασμένων στοιχείων $\sigma_{max} = -1.599 \text{ N/mm}^2$
(Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περιοχές τάσεων εκτός των περιοχών συγκέντρωσης τάσεων στις στηρίξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)
Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{sd} = 1000 \times 0.54 \times 1.599 = 863.2 \text{ kN/m}$
 $N_{sd} = 863.2 < 2145.0 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Έλεγχος σε διάτμηση θόρτιση 1.00xg+0.30xq+Σεισμός (Ευρωκ-6.4.5.3)

Μέγιστη τάση διάτμησης από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\tau_{max} = 0.246 \text{ N/mm}^2$
(Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περιοχές τάσεων εκτός των περιοχών συγκέντρωσης τάσεων στις στηρίξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)
Μέγιστη τιμή σχεδιασμού τέμνουσας ανά μονάδα μήκους $V_{sd} = 1000 \times 0.54 \times 0.246 = 132.8 \text{ kN/m}$
Χαρακτηριστική διατμητική αντοχή $f_{vk} = 0.70 \times (f_{vko} + 0.4 \times \sigma_{sd})$ (Ευρωκ-6 3.6.3, Ευρωκ-6 3.6.3(8))
 $f_{vk} = 0.70 \times (0.730 + 0.4 \times 1.599) = 0.959 \text{ N/mm}^2$, $\max f_{vk} = 1.000 \text{ N/mm}^2$, και $f_{vk} = 0.959 \text{ N/mm}^2$
Τιμή σχεδιασμού αντοχής έναντι τέμνουσας $V_{rd} = f_{vk} \cdot t / \gamma_M$ (Ευρωκ-6 4.5.3)
 $V_{rd} = 1000 \times 0.959 \times 0.54 / 2.20 = 235.3 \text{ kN/m}$
 $V_{sd} = 132.8 < 235.3 = V_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος τέμνουσας σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Σενάζ οπλισμένου σκυροδέματος (Εθν. Κεір. εφαρμογής Ευρωκ-6, 5.2)

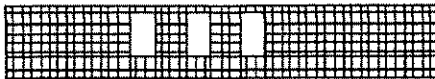
Στο πάνω μέρος του τοίχου και στο ύψος των υπέρθυρων τυχόν παρουσιαζόμενες μικρές εφελκυστικές τάσεις παραλαμβάνονται από σενάζ οπλισμένου σκυροδέματος 54x20 [πλάτος x ύψος cm]

με ελάχιστο οπλισμό 4Φ14 (και συνδετήρες Φ8/20) που ικανοποιεί τα ελάχιστα όρια του κανονισμού.

Υπόγειο**T1**

Διαστάσεις μήκος=20.85m, ύψος= 3.20m, πάχος=0.89m

Λιθοδομή 0.75



Κατηγορία κατασκευής B (Ευρωκ-6, Παράρτημα Η)

Κατηγορία ελέγχου παραγωγής λιθοσωμάτων I (Ευρωκ-6, 3.1.1)

Θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας $f_k = 8.00 \text{ N/mm}^2$

Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού $\gamma_m = 2.20$ (Ευρωκ-6, Πιν. 2.3)

Μήκος λυγισμού $hef = r_{xh} = 0.75 \times 3.20 = 2.40 \text{ m}$ (Ευρωκ-6, 4.4.4.3)

Λυγηρότητα $hef/tef = 2.40/0.89 = 2.70 < 27$ εντάξει (Ευρωκ-6, 4.4.6)

Απαιτήσεις Εθνικού κειμένου εφαρμογής Ευρωκώδικα

Διαζωματική τοιχοποιία

Πάχος τοίχου $= 0.890 \geq 0.240 \text{ m}$ (εντάξει)

Λυγηρότητα $\lambda = 2.70 \leq 15$ (εντάξει)

Υψος/μήκος τοίχου $h/L = 3.20/20.85 = 0.15 \leq 3.0$ (εντάξει)

Έλεγχος σε κατακόρυφο φορτίο Φόρτιση 1.35xg+1.50xq (Ευρωκ-6, 4.4.2)**Έλεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου**

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_i = (1.35 \times 1476.4 + 1.50 \times 170.6) / 20.85 = 107.87 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 107.87 / 0.89 = 0.121 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου ή στέγης στην κορυφή $M_i/N_i = 0$

Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00000 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = hef/450 = 2.40/450 = 0.00533 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στην κορυφή (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i/N_i + e_{hi} + e_s = 0.00000 + 0.00000 + 0.00533 = 0.00533 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05 \times 0.89 = 0.04450 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i = 1 - 2e_i/t = 1 - 2 \times 0.04450/0.89 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \Phi_i \cdot m \cdot t \cdot f_k / \gamma_m = 1000 \times 0.90 \times 0.89 \times 8.00 / 2.20 = 2912.7 \text{ kN/m}$

$N_{sd} = 107.9 < 2912.7 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Έλεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο και βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_m = (107.87 + 0.40 \times 1.35 \times 1383.8 / 20.85) = 143.71 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 143.71 / 0.89 = 0.161 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου στο μεσαίο πέμπτο $M_m/N_m = 0.20 \times 0.00000 \times 107.9 / 143.7 = 0.00000 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00000 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = hef/450 = 2.40/450 = 0.00533 \text{ m}$

Εκκεντρότητα οφειλόμενη στα φορτία $e_m = (M_m/N_m) + e_{hm} + e_s = 0.00000 + 0.00000 + 0.00533 = 0.00533 \text{ m}$

Η λυγηρότητα είναι ≤ 15 άρα (Ευρωκ-6 4.4.3.2) εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_m = e_m + e_k = 0.00533 + 0.00000 = 0.00533 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_m = 0.05t = 0.05 \times 0.89 = 0.04450 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_m = 1 - 2e_m/t = 1 - 2 \times 0.045/0.89 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_i = (1.35 \times 2860.2 + 1.50 \times 170.6) / 20.85 = 197.47 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 197.47 / 0.89 = 0.222 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_i/N_i = 0.00000 \times 107.9 / 197.5 = 0.00000 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00000 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = hef/450 = 2.40/450 = 0.00533 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στην βάση (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i/N_i + e_{hi} + e_s = 0.00000 + 0.00000 + 0.00533 = 0.00533 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05 \times 0.89 = 0.04450 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στην βάση (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i = 1 - 2e_i/t = 1 - 2 \times 0.04450/0.89 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \Phi_i \cdot m \cdot t \cdot f_k / \gamma_m = 1000 \times 0.90 \times 0.89 \times 8.00 / 2.20 = 2912.7 \text{ kN/m}$

Μέγιστη κατακόρυφη θλιπτική τάση από αποτελέσματα πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma = -0.370 \text{ N/mm}^2$

(Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περιοχές τάσεων εκτός των περιοχών συγκέντρωσης τάσεων στις στηρίξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)

Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{sd} = 1000 \times 0.89 \times 0.370 = 328.9 \text{ kN/m}$

$N_{sd} = 328.9 < 2912.7 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Έλεγχος σε κατακόρυφο φορτίο Φόρτιση 1.00xg+0.30xq+Σεισμός (Ευρωκ-6, 4.4.2)**Έλεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου**

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_i = (1.00 \times 1476.4 + 0.30 \times 170.6) / 20.85 = 73.27 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 73.27 / 0.89 = 0.082 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου ή στέγης στην κορυφή $M_i / N_i = 0$

Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00024 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef} / 450 = 2.40 / 450 = 0.00533 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στην κορυφή (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i / N_i + e_{hi} + e_s = 0.00000 + 0.00024 + 0.00533 = 0.00557 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05 \times 0.89 = 0.04450 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i = 1 - 2e_i / t = 1 - 2 \times 0.04450 / 0.89 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \Phi_i \cdot m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.89 \times 8.00 / 2.20 = 2912.7 \text{ kN/m}$

$N_{sd} = 73.3 < 2912.7 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Έλεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο και βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_m = (73.27 + 0.40 \times 1.00 \times 1383.8 / 20.85) = 99.81 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 99.81 / 0.89 = 0.112 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου στο μεσαίο πέμπτο $M_m / N_m = 0.20 \times 0.00000 \times 73.3 / 99.8 = 0.00000 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00012 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef} / 450 = 2.40 / 450 = 0.00533 \text{ m}$

Εκκεντρότητα οφειλόμενη στα φορτία $e_m = (M_m / N_m) + e_{hm} + e_s = 0.00000 + 0.00012 + 0.00533 = 0.00545 \text{ m}$

Η λυγηρότητα είναι ≤ 15 άρα (Ευρωκ-6 4.4.3.2) εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_m = e_m + e_k = 0.00545 + 0.00000 = 0.00545 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_m = 0.05t = 0.05 \times 0.89 = 0.04450 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_m = 1 - 2e_m / t = 1 - 2 \times 0.045 / 0.89 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_i = (1.00 \times 2860.2 + 0.30 \times 170.6) / 20.85 = 139.63 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 139.63 / 0.89 = 0.157 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_i / N_i = 0.00000 \times 73.3 / 139.6 = 0.00000 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00024 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef} / 450 = 2.40 / 450 = 0.00533 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στην βάση (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i / N_i + e_{hi} + e_s = 0.00000 + 0.00024 + 0.00533 = 0.00557 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05 \times 0.89 = 0.04450 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στην βάση (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i = 1 - 2e_i / t = 1 - 2 \times 0.04450 / 0.89 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \Phi_i \cdot m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.89 \times 8.00 / 2.20 = 2912.7 \text{ kN/m}$

Μέγιστη κατακόρυφη θλιπτική τάση από αποτελέσματα πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma = -0.619 \text{ N/mm}^2$

(Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περιοχές τάσεων εκτός των περιοχών συγκέντρωσης τάσεων στις στηρίξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)

Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{sd} = 1000 \times 0.89 \times 0.619 = 550.6 \text{ kN/m}$

$N_{sd} = 550.6 < 2912.7 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Έλεγχος σε διάτμηση Φόρτιση 1.00xg+0.30xq+Σεισμός (Ευρωκ-6.4.5.3)

Μέγιστη τάση διάτμησης από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\tau_{\max} = 0.211 \text{ N/mm}^2$

(Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περιοχές τάσεων εκτός των περιοχών συγκέντρωσης τάσεων στις στηρίξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)

Μέγιστη τιμή σχεδιασμού τέμνουσας ανά μονάδα μήκους $V_{sd} = 1000 \times 0.89 \times 0.211 = 188.1 \text{ kN/m}$

Χαρακτηριστική διατμητική αντοχή $f_{vk} = 0.70 \times (f_{vko} + 0.4 \times \sigma_d)$ (Ευρωκ-6 3.6.3, Ευρωκ-6 3.6.3(8))

$f_{vk} = 0.70 \times (0.500 + 0.4 \times 0.619) = 0.523 \text{ N/mm}^2$, $\max f_{vk} = 1.000 \text{ N/mm}^2$, και $f_{vk} = 0.523 \text{ N/mm}^2$

Τιμή σχεδιασμού αντοχής έναντι τέμνουσας $V_{rd} = f_{vk} \cdot t \cdot \gamma_M$ (Ευρωκ-6 4.5.3)

$V_{rd} = 1000 \times 0.523 \times 0.89 / 2.20 = 211.7 \text{ kN/m}$

$V_{sd} = 188.1 < 211.7 = V_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος τέμνουσας σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Σενάζ οπλισμένου σκυροδέματος (Εθν. Κείμ. εφαρμογής Ευρωκ-6, 5.2)

Στο πάνω μέρος του τοίχου και στο ύψος των υπέρθρων τυχόν παρουσιαζόμενες μικρές εφελκυστικές τάσεις παραλαμβάνονται από σενάζ οπλισμένου σκυροδέματος 89×20 [πλάτος x ύψος cm]

με ελάχιστο οπλισμό $4\Phi 16$ (και συνδετήρες $\Phi 8/20$) που ικανοποιεί τα ελάχιστα όρια του κανονισμού.

Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi}=0.00024$ m
 Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s=hef/450=2.40/450=0.00533$ m
 Εκκεντρότητα στην κορυφή (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i=Mi/Ni+e_{hi}+e_s=0.10100+0.00024+0.00533=0.10657$ m
 Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i=0.05t=0.05 \times 0.89=0.04450$ m
 Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i=1-2e_i/t=1-2 \times 0.10657/0.89=0.76$
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd}=\Phi_{im}.t.f_k/\gamma_M=1000 \times 0.76 \times 0.89 \times 8.00/2.20=2459.6$ kN/m
 $N_{sd}=68.9 < 2459.6=N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας
Έλεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο και βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_m=(68.87+0.40 \times 1.00 \times 530.7/9.20)=91.94$ kN/m
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{sdo}=0.001 \times 91.94/0.89=0.103$ N/mm²
 Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου στο μεσαίο πέμπτο $M_m/N_m=0.20 \times 0.10100 \times 68.9/91.9=0.01513$ m
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm}=0.00012$ m
 Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s=hef/450=2.40/450=0.00533$ m
 Εκκεντρότητα οφειλόμενη στα φορτία $e_m=(M_m/N_m)+e_{hm}+e_s=0.01513+0.00012+0.00533=0.02058$ m
 Η λυγηρότητα είναι ≤ 15 άρα (Ευρωκ-6 4.4.3.2) εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k=0$
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_m=e_m+e_k=0.02058+0.00000=0.02058$ m
 Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_m=0.05t=0.05 \times 0.89=0.04450$ m
 Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_m=1-2e_m/t=1-2 \times 0.045/0.89=0.90$
 Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_i=(1.00 \times 1136.5+0.30 \times 92.6)/9.20=126.55$ kN/m
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{sdo}=0.001 \times 126.55/0.89=0.142$ N/mm²
 Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_i/N_i=0.10100 \times 68.9/126.6=0.05496$ m
 Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi}=0.00024$ m
 Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s=hef/450=2.40/450=0.00533$ m
 Εκκεντρότητα στην βάση (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i=M_i/N_i+e_{hi}+e_s=0.05496+0.00024+0.00533=0.06053$ m
 Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i=0.05t=0.05 \times 0.89=0.04450$ m
 Μειωτικός συντελεστής στην βάση (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i=1-2e_i/t=1-2 \times 0.06053/0.89=0.86$
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd}=\Phi_{im}.t.f_k/\gamma_M=1000 \times 0.86 \times 0.89 \times 8.00/2.20=2783.3$ kN/m
 Μέγιστη κατακόρυφη θλιπτική τάση από αποτελέσματα πεπερασμένων στοιχείων $\sigma_{max}=-0.880$ N/mm²
 (Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περιοχές τάσεων εκτός των περιοχών συγκέντρωσης τάσεων στις στηρίξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)
 Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{sd}=1000 \times 0.89 \times 0.880=783.1$ kN/m
 $N_{sd}=783.1 < 2783.3=N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Έλεγχος σε Διάτμηση Φόρτιση $1.00xg+0.30xq$ +Σεισμός (Ευρωκ-6.4.5.3)

Μέγιστη τάση διάτμησης από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\tau_{max}=0.338$ N/mm²
 (Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περιοχές τάσεων εκτός των περιοχών συγκέντρωσης τάσεων στις στηρίξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)
 Μέγιστη τιμή σχεδιασμού τέμνουσας ανά μονάδα μήκους $V_{sd}=1000 \times 0.89 \times 0.338=300.7$ KN/m
 Χαρακτηριστική διατμητική αντοχή $f_{vk}=0.70x(f_{vk0}+0.4x\sigma_d)$ (Ευρωκ-6 3.6.3, Ευρωκ-6 3.6.3(8))
 $f_{vk}=0.70x(0.500+0.4 \times 0.880)=0.596$ N/mm², $\max f_{vk}=1.000$ N/mm², και $f_{vk}=0.596$ N/mm²
 Τιμή σχεδιασμού αντοχής έναντι τέμνουσας $V_{rd}=f_{vk}.t./\gamma_M$ (Ευρωκ-6 4.5.3)
 $V_{rd}=1000 \times 0.596 \times 0.89/2.20=241.3$ kN/m
 $V_{sd}=300.7 > 241.3=V_{rd}$ Δεν ικανοποιείται ο έλεγχος τέμνουσας σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Σενάζ οπλισμένου σκυροδέματος (Εθν. Κείμ. εφαρμογής Ευρωκ-6, 5.2)

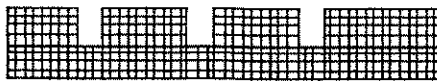
Στο πάνω μέρος του τοίχου και στο ύψος των υπέρθυρων τυχόν παρουσιαζόμενες μικρές εφελκυστικές τάσεις παραλαμβάνονται από σενάζ οπλισμένου σκυροδέματος 89x20 [πλάτος x ύψος cm]
 με ελάχιστο οπλισμό 4Φ16 (και συνδετήρες Φ8/20) που ικανοποιεί τα ελάχιστα όρια του κανονισμού.

Υπόγειο

T3

Διαστάσεις μήκος=20.85m, ύψος= 3.20m, πάχος=0.89m

Λιθοδομή 0.75



Κατηγορία κατασκευής Β (Ευρωκ-6, Παράρτημα Η)

Κατηγορία ελέγχου παραγωγής λιθοσσωμάτων Ι (Ευρωκ-6, 3.1.1)

Θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας $f_k=8.00$ N/mm²

Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού $\gamma_M=2.20$ (Ευρωκ-6, Πίνακ.2.3)

Μήκος λυγισμού $hef=r_k h=0.75 \times 3.20=2.40$ m (Ευρωκ-6, 4.4.4.3)

Λυγηρότητα $hef/t_{ef}=2.40/0.89=2.70 < 27$ εντάξει (Ευρωκ-6, 4.4.6)

Απαιτήσεις Εθνικού κειμένου εφαρμογής Ευρωκώδικα

Διαζωματική τοιχοποιία

Πάχος τοίχου $h=0.890 \geq 0.240$ m (εντάξει)

Λυγηρότητα $\lambda=2.70 \leq 15$ (εντάξει)

Υψος/μήκος τοίχου $h/L=3.20/20.85=0.15 \leq 3.0$ (εντάξει)

Έλεγχος σε κατακόρυφο φορτίο Φόρτιση 1.35xg+1.50xq (Ευρωκ-6, 4.4.2)**Έλεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου**

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_i = (1.35 \times 1465.4 + 1.50 \times 211.5) / 20.85 = 110.10 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 110.10 / 0.89 = 0.124 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου ή στέγης στην κορυφή $M_i/N_i = 0$

Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00000 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef}/450 = 2.40/450 = 0.00533 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στην κορυφή (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i/N_i + e_{hi} + e_s = 0.00000 + 0.00000 + 0.00533 = 0.00533 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05 \times 0.89 = 0.04450 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i = 1 - 2e_i/t = 1 - 2 \times 0.04450/0.89 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \Phi_i \cdot m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.89 \times 8.00 / 2.20 = 2912.7 \text{ kN/m}$

$N_{sd} = 110.1 < 2912.7 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Έλεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο και βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_m = (110.10 + 0.40 \times 1.35 \times 1410.4 / 20.85) = 146.63 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 146.63 / 0.89 = 0.165 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου στο μεσαίο πέμπτο $M_m/N_m = 0.20 \times 0.00000 \times 110.1 / 146.6 = 0.00000 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00000 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef}/450 = 2.40/450 = 0.00533 \text{ m}$

Εκκεντρότητα οφειλόμενη στα φορτία $e_m = (M_m/N_m) + e_{hm} + e_s = 0.00000 + 0.00000 + 0.00533 = 0.00533 \text{ m}$

Η λυγηρότητα είναι ≤ 15 άρα (Ευρωκ-6 4.4.3.2) εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_m = e_m + e_k = 0.00533 + 0.00000 = 0.00533 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_m = 0.05t = 0.05 \times 0.89 = 0.04450 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_m = 1 - 2e_m/t = 1 - 2 \times 0.045/0.89 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_i = (1.35 \times 2875.8 + 1.50 \times 211.5) / 20.85 = 201.42 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 201.42 / 0.89 = 0.226 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_i/N_i = 0.00000 \times 110.1 / 201.4 = 0.00000 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00000 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef}/450 = 2.40/450 = 0.00533 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στην βάση (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i/N_i + e_{hi} + e_s = 0.00000 + 0.00000 + 0.00533 = 0.00533 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05 \times 0.89 = 0.04450 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στην βάση (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i = 1 - 2e_i/t = 1 - 2 \times 0.045/0.89 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \Phi_i \cdot m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.89 \times 8.00 / 2.20 = 2912.7 \text{ kN/m}$

Μέγιστη κατακόρυφη θλιπτική τάση από αποτελέσματα πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma = -0.378 \text{ N/mm}^2$

(Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περιοχές τάσεων εκτός των περιοχών συγκέντρωσης τάσεων στις στηρίξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)

Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{sd} = 1000 \times 0.89 \times 0.378 = 336.6 \text{ kN/m}$

$N_{sd} = 336.6 < 2912.7 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Έλεγχος σε κατακόρυφο φορτίο Φόρτιση 1.00xg+0.30xq+Σεισμός (Ευρωκ-6, 4.4.2)**Έλεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου**

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_i = (1.00 \times 1465.4 + 0.30 \times 211.5) / 20.85 = 73.33 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 73.33 / 0.89 = 0.082 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου ή στέγης στην κορυφή $M_i/N_i = 0$

Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00024 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef}/450 = 2.40/450 = 0.00533 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στην κορυφή (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i/N_i + e_{hi} + e_s = 0.00000 + 0.00024 + 0.00533 = 0.00557 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05 \times 0.89 = 0.04450 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i = 1 - 2e_i/t = 1 - 2 \times 0.04450/0.89 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \Phi_i \cdot m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.89 \times 8.00 / 2.20 = 2912.7 \text{ kN/m}$

$N_{sd} = 73.3 < 2912.7 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Έλεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο και βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_m = (73.33 + 0.40 \times 1.00 \times 1410.4 / 20.85) = 100.38 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 100.38 / 0.89 = 0.113 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου στο μεσαίο πέμπτο $M_m/N_m = 0.20 \times 0.00000 \times 73.3 / 100.4 = 0.00000 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00012 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef}/450 = 2.40/450 = 0.00533 \text{ m}$

Εκκεντρότητα οφειλόμενη στα φορτία $e_m = (M_m/N_m) + e_{hm} + e_s = 0.00000 + 0.00012 + 0.00533 = 0.00545 \text{ m}$

Η λυγηρότητα είναι ≤ 15 άρα (Ευρωκ-6 4.4.3.2) εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_m = e_m + e_k = 0.00545 + 0.00000 = 0.00545 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_m = 0.05t = 0.05 \times 0.89 = 0.04450 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_m = 1 - 2e_m/t = 1 - 2 \times 0.045/0.89 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_i = (1.00 \times 2875.8 + 0.30 \times 211.5) / 20.85 = 140.97 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 140.97 / 0.89 = 0.158 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_i/N_i = 0.00000 \times 73.3 / 141.0 = 0.00000 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00024 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef}/450 = 2.40/450 = 0.00533 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στην βάση (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i/N_i + e_{hi} + e_s = 0.00000 + 0.00024 + 0.00533 = 0.00557 \text{ m}$
 Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05 \times 0.89 = 0.04450 \text{ m}$
 Μειωτικός συντελεστής στην βάση (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i = 1 - 2e_i/t = 1 - 2 \times 0.04450/0.89 = 0.90$
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \Phi_{im} \cdot t \cdot f_{yk}/\gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.89 \times 8.00/2.20 = 2912.7 \text{ kN/m}$
 Μέγιστη κατακόρυφη θλιπτική τάση από αποτελέσματα πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma_n = -0.654 \text{ N/mm}^2$
 (Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περιοχές τάσεων εκτός των περιοχών συγκέντρωσης τάσεων στις στηρίξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)
 Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{sd} = 1000 \times 0.89 \times 0.654 = 581.8 \text{ kN/m}$
 $N_{sd} = 581.8 < 2912.7 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Ελεγχος σε διάτμηση φόρτιση $1.00xg+0.30xq$ +Σεισμός (Ευρωκ-6.4.5.3)

Μέγιστη τάση διάτμησης από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\tau_{\max} = 0.241 \text{ N/mm}^2$
 (Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περιοχές τάσεων εκτός των περιοχών συγκέντρωσης τάσεων στις στηρίξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)
 Μέγιστη τιμή σχεδιασμού τέμνουσας ανά μονάδα μήκους $V_{sd} = 1000 \times 0.89 \times 0.241 = 214.2 \text{ kN/m}$
 Χαρακτηριστική διατμητική αντοχή $f_{vk} = 0.70 \times (f_{vko} + 0.4 \times \sigma_{sd})$ (Ευρωκ-6 3.6.3, Ευρωκ-6 3.6.3(8))
 $f_{vk} = 0.70 \times (0.500 + 0.4 \times 0.654) = 0.533 \text{ N/mm}^2$, $\max f_{vk} = 1.000 \text{ N/mm}^2$, και $f_{vk} = 0.533 \text{ N/mm}^2$
 Τιμή σχεδιασμού αντοχής έναντι τέμνουσας $V_{rd} = f_{vk} \cdot t / \gamma_M$ (Ευρωκ-6 4.5.3)
 $V_{rd} = 1000 \times 0.533 \times 0.89/2.20 = 215.6 \text{ kN/m}$
 $V_{sd} = 214.2 < 215.6 = V_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος τέμνουσας σε οριακή κατάσταση αστοχίας

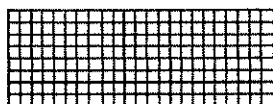
Σενάζ οπλισμένου σκυροδέματος (Εθν. Κείμ. εφαρμογής Ευρωκ-6, 5.2)

Στο πάνω μέρος του τοίχου και στο ύψος των υπέρθρων τυχόν παρουσιαζόμενες μικρές εφελκυστικές τάσεις παραλαμβάνονται από σενάζ οπλισμένου σκυροδέματος 89×20 [πλάτος \times ύψος cm]
 με ελάχιστο οπλισμό $4\Phi 16$ (και συνδετήρες $\Phi 8/20$) που ικανοποιεί τα ελάχιστα όρια του κανονισμού.

Υπόγειο

T4

Διαστάσεις μήκος= 9.20m, ύψος= 3.20m, πάχος=0.89m



Λιθοδομή 0.75

Κατηγορία κατασκευής Β (Ευρωκ-6, Παράρτημα Η)

Κατηγορία ελέγχου παραγωγής λιθοσωμάτων Ι (Ευρωκ-6, 3.1.1)

Θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας $f_k = 8.00 \text{ N/mm}^2$

Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού $\gamma_M = 2.20$ (Ευρωκ-6, Πίνακ.2.3)

Μήκος λυγισμού $h_{ef} = r \times h = 0.75 \times 3.20 = 2.40 \text{ m}$ (Ευρωκ-6, 4.4.4.3)

Λυγνρότητα $h_{ef}/t_{ef} = 2.40/0.89 = 2.70 < 27$ εντάξει (Ευρωκ-6, 4.4.6)

Απαιτήσεις Εθνικού κειμένου εφαρμογής Ευρωκώδικα

Διαζωματική τοιχοποιία

Πάχος τοίχου $= 0.890 \geq 0.240 \text{ m}$ (εντάξει)

Λυγνρότητα $\lambda = 2.70 \leq 15$ (εντάξει)

Υψος/μήκος τοίχου $h/L = 3.20/9.20 = 0.35 \leq 3.0$ (εντάξει)

Ελεγχος σε κατακόρυφο φορτίο φόρτιση $1.35xg+1.50xq$ (Ευρωκ-6, 4.4.2)

Ελεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_i = (1.35 \times 639.2 + 1.50 \times 52.9) / 9.20 = 102.42 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 102.42 / 0.89 = 0.115 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου ή στέγης στην κορυφή $M_i/N_i = 0$
 Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00000 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef}/450 = 2.40/450 = 0.00533 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στην κορυφή (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i/N_i + e_{hi} + e_s = 0.00000 + 0.00000 + 0.00533 = 0.00533 \text{ m}$
 Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05 \times 0.89 = 0.04450 \text{ m}$
 Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i = 1 - 2e_i/t = 1 - 2 \times 0.04450/0.89 = 0.90$
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \Phi_{im} \cdot t \cdot f_{yk}/\gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.89 \times 8.00/2.20 = 2912.7 \text{ kN/m}$
 $N_{sd} = 102.4 < 2912.7 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Ελεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο και βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_m = (102.42 + 0.40 \times 1.35 \times 677.1 / 9.20) = 142.16 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 142.16 / 0.89 = 0.160 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου στο μεσαίο πέμπτο $M_m / N_m = 0.20 \times 0.00000 \times 102.4 / 142.2 = 0.00000 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00000 \text{ m}$

Τυχνηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef} / 450 = 2.40 / 450 = 0.00533 \text{ m}$

Εκκεντρότητα οφειλόμενη στα φορτία $e_m = (M_m / N_m) + e_{hm} + e_s = 0.00000 + 0.00000 + 0.00533 = 0.00533 \text{ m}$

Η λυγηρότητα είναι ≤ 15 άρα (Ευρωκ-6 4.4.3.2) εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_m = e_m + e_k = 0.00533 + 0.00000 = 0.00533 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_m = 0.05t = 0.05 \times 0.89 = 0.04450 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_m = 1 - 2e_m / t = 1 - 2 \times 0.045 / 0.89 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_i = (1.35 \times 1316.3 + 1.50 \times 52.9) / 9.20 = 201.78 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 201.78 / 0.89 = 0.227 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_i / N_i = 0.00000 \times 102.4 / 201.8 = 0.00000 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00000 \text{ m}$

Τυχνηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef} / 450 = 2.40 / 450 = 0.00533 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στην βάση (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i / N_i + e_{hi} + e_s = 0.00000 + 0.00000 + 0.00533 = 0.00533 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05 \times 0.89 = 0.04450 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στην βάση (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i = 1 - 2e_i / t = 1 - 2 \times 0.04450 / 0.89 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.89 \times 8.00 / 2.20 = 2912.7 \text{ kN/m}$

Μέγιστη κατακόρυφη θλιπτική τάση από αποτελέσματα πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma = -0.266 \text{ N/mm}^2$

(Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περιοχές τάσεων εκτός των περιοχών συγκέντρωσης τάσεων στις στηρίξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)

Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{sd} = 1000 \times 0.89 \times 0.266 = 236.9 \text{ kN/m}$

$N_{sd} = 236.9 < 2912.7 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Ελεγχος σε κατακόρυφο φορτίο θόρτιση 1.00xg+0.30xq+Σεισμός (Ευρωκ-6, 4.4.2)Ελεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_i = (1.00 \times 639.2 + 0.30 \times 52.9) / 9.20 = 71.20 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 71.20 / 0.89 = 0.080 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου ή στέγης στην κορυφή $M_i / N_i = 0$

Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00024 \text{ m}$

Τυχνηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef} / 450 = 2.40 / 450 = 0.00533 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στην κορυφή (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i / N_i + e_{hi} + e_s = 0.00000 + 0.00024 + 0.00533 = 0.00557 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05 \times 0.89 = 0.04450 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i = 1 - 2e_i / t = 1 - 2 \times 0.04450 / 0.89 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.89 \times 8.00 / 2.20 = 2912.7 \text{ kN/m}$

$N_{sd} = 71.2 < 2912.7 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Ελεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο και βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_m = (71.20 + 0.40 \times 1.00 \times 677.1 / 9.20) = 100.64 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 100.64 / 0.89 = 0.113 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου στο μεσαίο πέμπτο $M_m / N_m = 0.20 \times 0.00000 \times 71.2 / 100.6 = 0.00000 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00012 \text{ m}$

Τυχνηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef} / 450 = 2.40 / 450 = 0.00533 \text{ m}$

Εκκεντρότητα οφειλόμενη στα φορτία $e_m = (M_m / N_m) + e_{hm} + e_s = 0.00000 + 0.00012 + 0.00533 = 0.00545 \text{ m}$

Η λυγηρότητα είναι ≤ 15 άρα (Ευρωκ-6 4.4.3.2) εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_m = e_m + e_k = 0.00545 + 0.00000 = 0.00545 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_m = 0.05t = 0.05 \times 0.89 = 0.04450 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_m = 1 - 2e_m / t = 1 - 2 \times 0.045 / 0.89 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_i = (1.00 \times 1316.3 + 0.30 \times 52.9) / 9.20 = 144.80 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 144.80 / 0.89 = 0.163 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_i / N_i = 0.00000 \times 71.2 / 144.8 = 0.00000 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00024 \text{ m}$

Τυχνηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef} / 450 = 2.40 / 450 = 0.00533 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στην βάση (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i / N_i + e_{hi} + e_s = 0.00000 + 0.00024 + 0.00533 = 0.00557 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05 \times 0.89 = 0.04450 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στην βάση (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i = 1 - 2e_i / t = 1 - 2 \times 0.04450 / 0.89 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.89 \times 8.00 / 2.20 = 2912.7 \text{ kN/m}$

Μέγιστη κατακόρυφη θλιπτική τάση από αποτελέσματα πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma = -1.050 \text{ N/mm}^2$

(Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περιοχές τάσεων εκτός των περιοχών συγκέντρωσης τάσεων στις στηρίξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)

Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{sd} = 1000 \times 0.89 \times 1.050 = 934.7 \text{ kN/m}$

$N_{sd} = 934.7 < 2912.7 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Ελεγχος σε διάτμηση φόρτιση $1.00xg+0.30xq+Σεισμός$ (Ευρωκ-6.4.5.3)

Μεγίστη τάση διάτμησης από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $t_{max} = 0.332 \text{ N/mm}^2$

(Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περιοχές τάσεων εκτός των περιοχών συγκέντρωσης τάσεων στις στηρίξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)

Μέγιστη τιμή σχεδιασμού τέμνουσας ανά μονάδα μήκους $V_{sd} = 1000 \times 0.89 \times 0.332 = 295.5 \text{ kN/m}$

Χαρακτηριστική διατμητική αντοχή $f_{vk} = 0.70 \times (f_{vko} + 0.4 \times \sigma_{ed})$ (Ευρωκ-6 3.6.3, Ευρωκ-6 3.6.3(8))

$f_{vk} = 0.70 \times (0.500 + 0.4 \times 1.050) = 0.644 \text{ N/mm}^2$, $\max f_{vk} = 1.000 \text{ N/mm}^2$, και $f_{vk} = 0.644 \text{ N/mm}^2$

Τιμή σχεδιασμού αντοχής έναντι τέμνουσας $V_{rd} = f_{vk} \cdot t / \gamma_M$ (Ευρωκ-6 4.5.3)

$V_{rd} = 1000 \times 0.644 \times 0.89 / 2.20 = 260.6 \text{ kN/m}$

$V_{sd} = 295.5 > 260.6 = V_{rd}$ Δεν ικανοποιείται ο έλεγχος τέμνουσας σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Ελεγχος περιοχών με συγκεντρωμένα φορτία (Ευρωκ-6, 4.4.8)

Από τη επίλυση πεπερασμένων στοιχείων προκύπτουν στις θέσεις έδρασης

δοκών στο πάνω μέρος οι μέγιστες θλιπτικές τάσεις. Καθώς στο πάνω μέρος

του τοίχου υπάρχει οπλισμένο σενάζ, ελέγχουμε τις τάσεις σε χαμηλότερη σειρά πεπερασμένων στοιχείων.

Η μέγιστη θλιπτική τάση στην περιοχή συγκεντρωμένων φορτίων $\sigma_{sdmax} = 0.266 \text{ N/mm}^2$

Η μέγιστη αυτή τάση 0.266 είναι $< f_k / \gamma_M = 8.00 / 2.2 = 3.64$

άρα ικανοποιούνται πλήρως οι συνθήκες ελέγχου 4.4.8, 4.4.9 του Ευρωκ-6 4.4.8

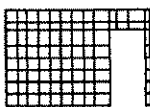
Σενάζ οπλισμένου σκυροδέματος (Σθν. Κείμ. εφαρμογής Ευρωκ-6, 5.2)

Στο πάνω μέρος του τοίχου και στο ύψος των υπέρθυρων τυχόν παρουσιάζόμενες μικρές εφελκυστικές τάσεις παραλαμβάνονται από σενάζ οπλισμένου σκυροδέματος 89×20 [πλάτος \times ύψος cm]

με ελάχιστο οπλισμό $4\Phi 16$ (και συνδετήρες $\Phi 8/20$) που ικανοποιεί τα ελάχιστα όρια του κανονισμού.

Υπόγειο**T5**

Διαστάσεις μήκος= 5.00m, ύψος= 3.20m, πάχος=0.74m



Λιθοδομή M2 0.60

Κατηγορία κατασκευής B (Ευρωκ-6, Παράρτημα Η)

Κατηγορία ελέγχου παραγωγής λιθοσωμάτων I (Ευρωκ-6, 3.1.1)

Θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας $f_k = 8.70 \text{ N/mm}^2$

Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού $\gamma_M = 2.20$ (Ευρωκ-6, Πίνακ.2.3)

Μήκος λυγισμού $hef = r_{xh} = 0.75 \times 3.20 = 2.40 \text{ m}$ (Ευρωκ-6, 4.4.4.3)

Λυγηρότητα $hef / t_{ef} = 2.40 / 0.74 = 3.24 < 27$ εντάξει (Ευρωκ-6, 4.4.6)

Απαιτήσεις Εθνικού κειμένου εφαρμογής Ευρωκώδικα

Διαζωματική τοιχοποιία

Πάχος τοίχου $= 0.740 > 0.240 \text{ m}$ (εντάξει)

Λυγηρότητα $\lambda = 3.24 \leq 15$ (εντάξει)

Υψος/μήκος τοίχου $h/L = 3.20 / 5.00 = 0.64 \leq 3.0$ (εντάξει)

Ελεγχος σε κατακόρυφο φορτίο φόρτιση $1.35xg+1.50xq$ (Ευρωκ-6, 4.4.2)

Ελεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_i = (1.35 \times 260.7 + 1.50 \times 117.9) / 5.00 = 105.76 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 105.76 / 0.74 = 0.143 \text{ N/mm}^2$

$\sigma_{sdo} = 0.143 < 0.25 \text{ N/mm}^2$ άρα (Ευρωκ-6 Παρ. Γ.2) γίνεται μείωση εκκεντρότητας κατά $(1-k/4) = 1.00$

Καμπτική ροπή σχεδιασμού στην κορυφή (Ευρωκ-6 Παράρτημα Γ.1) $M_i = 2.53 \text{ kNm/m}$

Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00000 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = hef / 450 = 2.40 / 450 = 0.00533 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στην κορυφή (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i / N_i + e_{hi} + e_s = 0.02389 + 0.00000 + 0.00533 = 0.02922 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05 \times 0.74 = 0.03700 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i = 1 - 2e_i / t = 1 - 2 \times 0.03700 / 0.74 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \Phi_i \cdot m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.74 \times 8.70 / 2.20 = 2633.7 \text{ kN/m}$

$N_{sd} = 105.8 < 2633.7 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Ελεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο και βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_m = (105.76 + 0.40 \times 1.35 \times 248.3) / 5.00 = 132.58 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 132.58 / 0.74 = 0.179 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου στο μεσαίο πέμπτο $M_m / N_m = 0.20 \times 0.02389 \times 105.8 / 132.6 = 0.00381 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00000 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = hef / 450 = 2.40 / 450 = 0.00533 \text{ m}$

Εκκεντρότητα οφειλόμενη στα φορτία $e_m = (M_m / N_m) + e_{hm} + e_s = 0.00381 + 0.00000 + 0.00533 = 0.00914 \text{ m}$

Η λυγηρότητα είναι ≤ 15 άρα (Ευρωκ-6 4.4.3.2) εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_m = e_m + e_k = 0.00914 + 0.00000 = 0.00914 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_m = 0.05t = 0.05 \times 0.74 = 0.03700 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_m = 1 - 2e_m / t = 1 - 2 \times 0.037 / 0.74 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_i = (1.35 \times 509.0 + 1.50 \times 117.9) / 5.00 = 172.80 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 172.80 / 0.74 = 0.234 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_i/N_i = 0.02389 \times 105.8 / 172.8 = 0.01462 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00000 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef}/450 = 2.40/450 = 0.00533 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στην βάση (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i/N_i + e_{hi} + e_s = 0.01462 + 0.00000 + 0.00533 = 0.01995 \text{ m}$
 Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05 \times 0.74 = 0.03700 \text{ m}$
 Μειωτικός συντελεστής στην βάση (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i = 1 - 2e_i/t = 1 - 2 \times 0.03700/0.74 = 0.90$
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \Phi_{im.t.fk}/\gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.74 \times 8.70/2.20 = 2633.7 \text{ kN/m}$
 Μέγιστη κατακόρυφη θλιπτική τάση από αποτελέσματα πεπερασμένων στοιχείων $\max_{\sigma} = -0.644 \text{ N/mm}^2$
 (Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περιοχές τάσεων εκτός των περιοχών συγκέντρωσης τάσεων στις στηρίξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)
 Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{sd} = 1000 \times 0.74 \times 0.644 = 476.3 \text{ kN/m}$
 $N_{sd} = 476.3 < 2633.7 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Έλεγχος σε κατακόρυφο φορτίο Φόρτιση 1.00xg+0.30xq+Σεισμός (Ευρωκ-6, 4.4.2)

Έλεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_i = (1.00 \times 260.7 + 0.30 \times 117.9) / 5.00 = 59.21 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 59.21 / 0.74 = 0.080 \text{ N/mm}^2$
 $\sigma_{sdo} = 0.080 < 0.25 \text{ N/mm}^2$ άρα (Ευρωκ-6 Παράρτ. Γ.2) γίνεται μείωση εκκεντρότητας κατά $(1-k/4) = 1.00$
 Καμπτική ροπή σχεδιασμού στην κορυφή (Ευρωκ-6 Παράρτημα Γ.1) $M_i = 1.21 \text{ kNm/m}$

Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00024 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef}/450 = 2.40/450 = 0.00533 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στην κορυφή (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i/N_i + e_{hi} + e_s = 0.02051 + 0.00024 + 0.00533 = 0.02608 \text{ m}$
 Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05 \times 0.74 = 0.03700 \text{ m}$
 Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i = 1 - 2e_i/t = 1 - 2 \times 0.03700/0.74 = 0.90$
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \Phi_{im.t.fk}/\gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.74 \times 8.70/2.20 = 2633.7 \text{ kN/m}$
 $N_{sd} = 59.2 < 2633.7 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Έλεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο και βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_m = (59.21 + 0.40 \times 1.00 \times 248.3) / 5.00 = 79.08 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 79.08 / 0.74 = 0.107 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου στο μεσαίο πέμπτο $M_m/N_m = 0.20 \times 0.02051 \times 59.2 / 79.1 = 0.00307 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00012 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef}/450 = 2.40/450 = 0.00533 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα οφειλόμενη στα φορτία $e_m = (M_m/N_m) + e_{hm} + e_s = 0.00307 + 0.00012 + 0.00533 = 0.00852 \text{ m}$
 Η λυγηρότητα είναι ≤ 15 άρα (Ευρωκ-6 4.4.3.2) εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_m = e_m + e_k = 0.00852 + 0.00000 = 0.00852 \text{ m}$
 Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_m = 0.05t = 0.05 \times 0.74 = 0.03700 \text{ m}$
 Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_m = 1 - 2e_m/t = 1 - 2 \times 0.037/0.74 = 0.90$
 Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_i = (1.00 \times 509.0 + 0.30 \times 117.9) / 5.00 = 108.87 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 108.87 / 0.74 = 0.147 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_i/N_i = 0.02051 \times 59.2 / 108.9 = 0.01116 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00024 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef}/450 = 2.40/450 = 0.00533 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στην βάση (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i/N_i + e_{hi} + e_s = 0.01116 + 0.00024 + 0.00533 = 0.01673 \text{ m}$
 Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05 \times 0.74 = 0.03700 \text{ m}$
 Μειωτικός συντελεστής στην βάση (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i = 1 - 2e_i/t = 1 - 2 \times 0.03700/0.74 = 0.90$
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \Phi_{im.t.fk}/\gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.74 \times 8.70/2.20 = 2633.7 \text{ kN/m}$
 Μέγιστη κατακόρυφη θλιπτική τάση από αποτελέσματα πεπερασμένων στοιχείων $\max_{\sigma} = -1.185 \text{ N/mm}^2$
 (Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περιοχές τάσεων εκτός των περιοχών συγκέντρωσης τάσεων στις στηρίξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)
 Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{sd} = 1000 \times 0.74 \times 1.185 = 877.1 \text{ kN/m}$
 $N_{sd} = 877.1 < 2633.7 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Έλεγχος σε διάτμηση Φόρτιση 1.00xg+0.30xq+Σεισμός (Ευρωκ-6.4.5.3)

Μέγιστη τάση διάτμησης από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\tau_{\max} = 0.320 \text{ N/mm}^2$
 (Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περιοχές τάσεων εκτός των περιοχών συγκέντρωσης τάσεων στις στηρίξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)
 Μέγιστη τιμή σχεδιασμού τέμνουσας ανά μονάδα μήκους $V_{sd} = 1000 \times 0.74 \times 0.320 = 236.7 \text{ kN/m}$
 Χαρακτηριστική διατμητική αντοχή $f_{vk} = 0.70 \times (f_{vk0} + 0.4 \times \sigma_{sd})$ (Ευρωκ-6 3.6.3, Ευρωκ-6 3.6.3(8))
 $f_{vk} = 0.70 \times (0.580 + 0.4 \times 1.185) = 0.738 \text{ N/mm}^2$, $\max f_{vk} = 1.000 \text{ N/mm}^2$, και $f_{vk} = 0.738 \text{ N/mm}^2$
 Τιμή σχεδιασμού αντοχής έναντι τέμνουσας $V_{rd} = f_{vk.t.}/\gamma_M$ (Ευρωκ-6 4.5.3)
 $V_{rd} = 1000 \times 0.738 \times 0.74/2.20 = 248.2 \text{ kN/m}$
 $V_{sd} = 236.7 < 248.2 = V_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος τέμνουσας σε οριακή κατάσταση αστοχίας

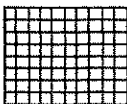
Σενάζ οπλισμένου σκυροδέματος (Εθν. Κείμ. εφαρμογής Ευρωκ-6, 5.2)

Στο πάνω μέρος του τοίχου και στο ύψος των υπέρθυρων τυχόν παρουσιαζόμενες μικρές εφελκυστικές τάσεις παραλαμβάνονται από σενάζ οπλισμένου σκυροδέματος 74x20 [πλάτος x ύψος cm]

με ελάχιστο οπλισμό 4Φ16 (και συνδετήρες Φ8/20) που ικανοποιεί τα ελάχιστα όρια του κανονισμού.

Υπόγειο**T6**

Διαστάσεις μήκος= 4.20m, ύψος= 3.20m, πάχος=0.74m



Λιθοδομή M2 0.60

Κατηγορία κατασκευής B (Ευρωκ-6, Παράρτημα Η)

Κατηγορία ελέγχου παραγωγής λιθοσωμάτων I (Ευρωκ-6, 3.1.1)

Θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας $f_k = 8.70 \text{ N/mm}^2$

Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού $\gamma_M = 2.20$ (Ευρωκ-6, Πιν. 2.3)

Μήκος λυγισμού $hef = r_{xh} = 0.75 \times 3.20 = 2.40 \text{ m}$ (Ευρωκ-6, 4.4.4.3)

Λυγηρότητα $hef/t_{ef} = 2.40/0.74 = 3.24 < 27$ εντάξει (Ευρωκ-6, 4.4.6)

Απαιτήσεις Εθνικού κειμένου εφαρμογής Ευρωκώδικα

Διαζωματική τοιχοποιία

Πάχος τοίχου $= 0.740 \geq 0.240 \text{ m}$ (εντάξει)

Λυγηρότητα $\lambda = 3.24 \leq 15$ (εντάξει)

Υψος/μήκος τοίχου $h/L = 3.20/4.20 = 0.76 \leq 3.0$ (εντάξει)

Ελεγχος σε κατακόρυφο φορτίο Φόρτιση 1.35xg+1.50xq (Ευρωκ-6, 4.4.2)**Ελεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου**

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_i = (1.35 \times 238.4 + 1.50 \times 100.0) / 4.20 = 112.34 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 112.34 / 0.74 = 0.152 \text{ N/mm}^2$

$\sigma_{sdo} = 0.152 < 0.25 \text{ N/mm}^2$ άρα (Ευρωκ-6 Παρ. Γ.2) γίνεται μείωση εκκεντρότητας κατά $(1-k/4) = 1.00$

Καμπτική ροπή σχεδιασμού στην κορυφή (Ευρωκ-6 Παράρτημα Γ.1) $M_i = 2.53 \text{ kNm/m}$

Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00000 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = hef/450 = 2.40/450 = 0.00533 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στην κορυφή (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i/N_i + e_{hi} + e_s = 0.02249 + 0.00000 + 0.00533 = 0.02782 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05 \times 0.74 = 0.03700 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\phi_i = 1 - 2e_i/t = 1 - 2 \times 0.03700/0.74 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \phi_i \cdot m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.74 \times 8.70 / 2.20 = 2633.7 \text{ kN/m}$

$N_{sd} = 112.3 < 2633.7 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Ελεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο και βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_m = (112.34 + 0.40 \times 1.35 \times 256.7) / 4.20 = 145.35 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 145.35 / 0.74 = 0.196 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου στο μεσαίο πέμπτο $M_m/N_m = 0.20 \times 0.02249 \times 112.3 / 145.3 = 0.00348 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00000 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = hef/450 = 2.40/450 = 0.00533 \text{ m}$

Εκκεντρότητα οφειλόμενη στα φορτία $e_m = (M_m/N_m) + e_{hm} + e_s = 0.00348 + 0.00000 + 0.00533 = 0.00881 \text{ m}$

Η λυγηρότητα είναι ≤ 15 άρα (Ευρωκ-6 4.4.3.2) εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_m = e_m + e_k = 0.00881 + 0.00000 = 0.00881 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_m = 0.05t = 0.05 \times 0.74 = 0.03700 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\phi_m = 1 - 2e_m/t = 1 - 2 \times 0.037/0.74 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_i = (1.35 \times 495.1 + 1.50 \times 100.0) / 4.20 = 194.85 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 194.85 / 0.74 = 0.263 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_i/N_i = 0.02249 \times 112.3 / 194.9 = 0.01297 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00000 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = hef/450 = 2.40/450 = 0.00533 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στην βάση (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i/N_i + e_{hi} + e_s = 0.01297 + 0.00000 + 0.00533 = 0.01830 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05 \times 0.74 = 0.03700 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στην βάση (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\phi_i = 1 - 2e_i/t = 1 - 2 \times 0.03700/0.74 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \phi_i \cdot m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.74 \times 8.70 / 2.20 = 2633.7 \text{ kN/m}$

Μέγιστη κατακόρυφη θλιπτική τάση από αποτελέσματα πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma = -0.299 \text{ N/mm}^2$

(Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περιοχές τάσεων εκτός των περιοχών συγκέντρωσης τάσεων στις στηρίξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)

Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{sd} = 1000 \times 0.74 \times 0.299 = 221.2 \text{ kN/m}$

$N_{sd} = 221.2 < 2633.7 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Έλεγχος σε κατακόρυφο φορτίο Φόρτιση 1.00xg+0.30xq+Σεισμός (Ευρωκ-6, 4.4.2)**Έλεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου**

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_i = (1.00 \times 238.4 + 0.30 \times 100.0) / 4.20 = 63.90 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 63.90 / 0.74 = 0.086 \text{ N/mm}^2$

$\sigma_{sdo} = 0.086 < 0.25 \text{ N/mm}^2$ άρα (Ευρωκ-6 Παράρτ. Γ.2) γίνεται μείωση εκκεντρότητας κατά $(1-k/4)=1.00$

Καμπτική ροπή σχεδιασμού στην κορυφή (Ευρωκ-6 Παράρτημα Γ.1) $M_i = 1.21 \text{ kNm/m}$

Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00024 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef}/450 = 2.40/450 = 0.00533 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στην κορυφή (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i/N_i + e_{hi} + e_s = 0.01901 + 0.00024 + 0.00533 = 0.02458 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05 \times 0.74 = 0.03700 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i = 1 - 2e_i/t = 1 - 2 \times 0.03700/0.74 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.74 \times 8.70/2.20 = 2633.7 \text{ kN/m}$

$N_{sd} = 63.9 < 2633.7 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Έλεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο και βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_m = (63.90 + 0.40 \times 1.00 \times 256.7) / 4.20 = 88.35 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 88.35 / 0.74 = 0.119 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου στο μεσαίο πέμπτο $M_m/N_m = 0.20 \times 0.01901 \times 63.9 / 88.4 = 0.00275 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00012 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef}/450 = 2.40/450 = 0.00533 \text{ m}$

Εκκεντρότητα οφειλόμενη στα φορτία $e_m = (M_m/N_m) + e_{hm} + e_s = 0.00275 + 0.00012 + 0.00533 = 0.00820 \text{ m}$

Η λυγηρότητα είναι ≤ 15 άρα (Ευρωκ-6 4.4.3.2) εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_m = e_m + e_k = 0.00820 + 0.00000 = 0.00820 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_m = 0.05t = 0.05 \times 0.74 = 0.03700 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_m = 1 - 2e_m/t = 1 - 2 \times 0.037/0.74 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_i = (1.00 \times 495.1 + 0.30 \times 100.0) / 4.20 = 125.02 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 125.02 / 0.74 = 0.169 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_i/N_i = 0.01901 \times 63.9 / 125.0 = 0.00972 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00024 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef}/450 = 2.40/450 = 0.00533 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στην βάση (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i/N_i + e_{hi} + e_s = 0.00972 + 0.00024 + 0.00533 = 0.01528 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05 \times 0.74 = 0.03700 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στην βάση (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i = 1 - 2e_i/t = 1 - 2 \times 0.03700/0.74 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.74 \times 8.70/2.20 = 2633.7 \text{ kN/m}$

Μέγιστη κατακόρυφη θλιπτική τάση από αποτελέσματα πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma = -1.175 \text{ N/mm}^2$

(Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περιοχές τάσεων εκτός των περιοχών συγκέντρωσης τάσεων στις στηρίξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)

Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{sd} = 1000 \times 0.74 \times 1.175 = 869.2 \text{ kN/m}$

$N_{sd} = 869.2 < 2633.7 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Έλεγχος σε διάτμηση Φόρτιση 1.00xg+0.30xq+Σεισμός (Ευρωκ-6.4.5.3)

Μέγιστη τάση διάτμησης από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\tau_{\max} = 0.337 \text{ N/mm}^2$

(Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περιοχές τάσεων εκτός των περιοχών συγκέντρωσης τάσεων στις στηρίξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)

Μέγιστη τιμή σχεδιασμού τέμνουσας ανά μονάδα μήκους $V_{sd} = 1000 \times 0.74 \times 0.337 = 249.4 \text{ kN/m}$

Χαρακτηριστική διατμητική αντοχή $f_{vk} = 0.70 \times (f_{vko} + 0.4 \times \sigma_{sdo})$ (Ευρωκ-6 3.6.3, Ευρωκ-6 3.6.3(8))

$f_{vk} = 0.70 \times (0.580 + 0.4 \times 1.175) = 0.735 \text{ N/mm}^2$, $\max f_{vk} = 1.000 \text{ N/mm}^2$, και $f_{vk} = 0.735 \text{ N/mm}^2$

Τιμή σχεδιασμού αντοχής έναντι τέμνουσας $V_{rd} = f_{vk} \cdot t / \gamma_M$ (Ευρωκ-6 4.5.3)

$V_{rd} = 1000 \times 0.735 \times 0.74 / 2.20 = 247.2 \text{ kN/m}$

$V_{sd} = 249.4 > 247.2 = V_{rd}$ Δεν ικανοποιείται ο έλεγχος τέμνουσας σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Σενάξ οπλισμένου σκυροδέματος (Εθν. Κείμ. εφαρμογής Ευρωκ-6, 5.2)

Στο πάνω μέρος του τοίχου και στο ύψος των υπέρθυρων τυχόν παρουσιαζόμενες μικρές εφελκυστικές τάσεις παραλαμβάνονται από σενάξ οπλισμένου σκυροδέματος 74x20 [πλάτος x ύψος cm]

με ελάχιστο οπλισμό 4φ16 (και συνδετήρες φ8/20) που ικανοποιεί τα ελάχιστα όρια του κανονισμού.

Ελεγχος για "απλά κτίρια τοιχοποιίας" (Εθν. κείμενο εφαρμογής Ευρωκώδικα-6, 7, 7.2)

- (1) Οι υπέρ το έδαφος όροφοι είναι 1, και η σεισμικότητα II $\alpha=0.24g$, άρα ικανοποιούνται οι περιορισμοί στον αριθμό ορόφων του πίνακα 3.
- (2) α) Το σχήμα του κτιρίου είναι περίπου ορθογωνικό
β) Μικρότερη προς μεγαλύτερη πλευρά = $9.34/21.00 = 0.44 > 0.25$
γ) Οι εξοχές ή εσοχές, δεν έχουν μήκος μεγαλύτερο του 15% του μήκους της πλευράς που είναι παράλληλη προς αυτές.
- (3) α) Η ακαμψία του κτιρίου εξασφαλίζεται μέσω διατμητικών τοίχων που διατάσσονται περιμετρικά στις δύο κύριες κάθετες διευθύνσεις x-x και y-y του κτιρίου.
β) Σε κάθε μία από τις κύριες κατευθύνσεις x-x και y-y υπάρχουν τουλάχιστον δύο τοίχοι με μήκος μεγαλύτερο του 30% του μήκους του κτιρίου κατά την διεύθυνση του τοίχου.
γ) Η απόσταση ανάμεσα στους παραπάνω τοίχους είναι μεγαλύτερη του 75% του μήκους του κτιρίου κατά την άλλη κατεύθυνση.
δ) Τουλάχιστον 75% των κατακόρυφων φορτίων του κτιρίου παραλαμβάνονται από τους διατμητικούς τοίχους.
- (5) Από όροφο σε όροφο η μεταβολή της μάζας και της οριζόντιας διατομής των τοίχων δεν ξεπερνά το 20% και στις δύο διευθύνσεις του κτιρίου.
- (6) Σε κάθε όροφο το εμβαδόν διατομής των διατμητικών τοίχων σε κάθε μία από τις κάθετες διευθύνσεις ως ποσοστό του συνολικού εμβαδού του ορόφου είναι μικρότερο από τα ποσοστά του πίνακα 4. που στην περίπτωση μας είναι
τοιχοποιία : Διαζωματική, εδαφική επιτάχυνση σεισμού: II $\alpha=0.24g$, ελάχιστο ποσοστό τοίχων 5%
x-x κατεύθυνση, ποσοστό τοίχων στο ισόγειο $28.704/175.162 = 0.164 > 0.05$
y-y κατεύθυνση, ποσοστό τοίχων στο ισόγειο $14.856/175.162 = 0.085 > 0.05$

Υποστυλώματα

Η συνολική οριζόντια δύναμη του κάθε ορόφου παραλαμβάνεται εξ ολοκλήρου από τους τοίχους. Οι οριζόντιες μετακινήσεις λόγω σεισμού είναι σχεδόν μηδενικές, τα υποστυλώματα δεν παραλαμβάνουν οριζόντιες δυνάμεις, και δεν σχεδιάζονται για οριζόντιες δυνάμεις σεισμού. Τα υποστυλώματα ελέγχονται σε κατακόρυφα φορτία, με ροπές στην κορυφή κατά x και y διεύθυνση, αυτές που προκύπτουν από τις στροφές των κόμβων της εσχάρας των δοκών του δαπέδου. Ο έλεγχος γίνεται σε διαξονική κάμψη με θλιπτική δύναμη. Φαινόμενα 2ας τάξεως δεν ελέγχονται. Ελέγχεται η λυγνρότητα $\lambda \leq 25$ οπότε βάσει του Κανον. Οπλ. Εκυροδ. 14.3.2 απαλλάσσονται από περαιτέρω έλεγχο φαινομένων δευτέρας τάξεως.

Πέδιλα υποστυλωμάτων

Τα πέδιλα των υποστυλωμάτων επιλύονται σαν κεντρικά. Τυχόν ροπές λόγω μικρής εκκεντρότητας κατακόρυφων φορτίων παραλαμβάνονται από τους συνδετήριους δοκούς. Τίθενται συνδετήριοι δοκοί στη θεμελίωση κατά τις δύο κύριες διευθύνσεις με ελάχιστη διατομή 25x60 και οπλισμούς πάνω 4Φ14 και κάτω 4Φ14 και συνδετήρες Φ8/20.

Υπόγειο**Υποστόλωμα: Y6**

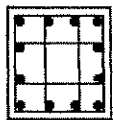
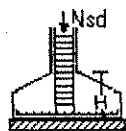
40x60 cm

C20/25-S500s

Φορτία δαπέδου μόνιμο: 193.1 kN, κινητό: 142.7 kN, ίδιο βάρος: $0.40 \times 0.60 \times 3.20 \times 25.00 = 19.2$ kN

Φορτίο από υπερκείμενο υποστόλωμα μόνιμο: 0.0 kN, κινητό: 0.0 kN

Φορτίο σε υποκείμενο υποστόλωμα μόνιμο: 212.3 kN, κινητό: 142.7 kN

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού $(1.35 \times 212.3 + 1.50 \times 142.7) = 500.7$ kNΣτροφές εσχάρας δοκών στην κορυφή $\phi_{xx} = 0.001292$, $\phi_{yy} = 0.001002$ (rad)Ροπές στην κορυφή $M_{xx} = 333.80$ kNm, $M_{yy} = 115.03$ kNm $M_{sdx} = 333.8$ kNm $\mu_{sdx} = (M_{sdx} / b h^2 f_{cd}) = 0.17$ $M_{sdy} = 115.0$ kNm $\mu_{sdy} = (M_{sdy} / b h^2 f_{cd}) = 0.09$ $N_{sd} = -500.7$ kN $\nu_d = (N_d / (b h f_{cd})) = -0.16$ από διαγράμματα διαξονικής κάμψης με θλίψη $\omega_{tot} = 0.51$ και $A_{s,tot} = 37.58$ cm²Ελάχιστος οπλισμός $0.008 \times 0.40 \times 0.60 = 19.20$ cm²Αμετάθετα πλαίσια λυγνρότητα $\lambda = 0.7 \times 3.20 / (0.289 \times 0.40) = 19$ $\lambda \leq 25$ δεν απαιτείται έλεγχος σε φαινόμενα 2ας τάξης (Κανον. Εκυροδ 14.3.2)Οπλισμοί 8Φ20+4Φ20, (37.7cm²), συνδετήρες πάνω και κάτω άκρα 0.60m Φ8/10 ενδιάμεσα Φ8/20**Πέδιλο υποστυλώματος**Πέδιλο κεντρικό 1.80x1.80m, H=0.80m (ίδιο βάρος 41.3kN), $N_{sd} = 542.0$ kN $N_{fd} = 542.0$ kN < 648.0 kN $= 1000 \times 0.20 \times 1.80 \times 1.80 = R_{nd}$ (φέρουσα ικανότητα εδάφους EAK 5.2.3) $M_{sd} = 542.0 \times (1.80 - 0.40) / 8 = 95$ kNm $M_{sd} = 95$ kNm, $K_d = 10.33$, $\xi = 0.03$, $e_c / e_s = 0.6 / 20.0$, $K_s = 2.32$, $A_s = 2.9$ cm²διάτμηση $\tau = 0.001 \times 542 \times (1.80 - 0.40) / (2 \times 1.80^2 \times 0.9 \times 0.75) = 0.17 < 0.26 [N/mm^2] = \tau_{rd}$

οπλισμός πεδίου: διπλή εσχάρα Φ12/15

Υπόγειο**Υποστόλωμα: Y5**

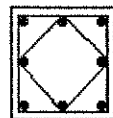
60x40 cm

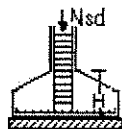
C20/25-S500s

Φορτία δαπέδου μόνιμο: 168.1 kN, κινητό: 104.9 kN, ίδιο βάρος: $0.60 \times 0.40 \times 3.20 \times 25.00 = 19.2$ kN

Φορτίο από υπερκείμενο υποστόλωμα μόνιμο: 0.0 kN, κινητό: 0.0 kN

Φορτίο σε υποκείμενο υποστόλωμα μόνιμο: 187.3 kN, κινητό: 104.9 kN

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού $(1.35 \times 187.3 + 1.50 \times 104.9) = 410.2$ kNΣτροφές εσχάρας δοκών στην κορυφή $\phi_{xx} = 0.000270$, $\phi_{yy} = 0.001110$ (rad)Ροπές στην κορυφή $M_{xx} = 30.96$ kNm, $M_{yy} = 286.88$ kNm $M_{sdx} = 31.0$ kNm $\mu_{sdx} = (M_{sdx} / b h^2 f_{cd}) = 0.02$ $M_{sdy} = 286.9$ kNm $\mu_{sdy} = (M_{sdy} / b h^2 f_{cd}) = 0.15$ $N_{sd} = -410.2$ kN $\nu_d = (N_d / (b h f_{cd})) = -0.13$ από διαγράμματα διαξονικής κάμψης με θλίψη $\omega_{tot} = 0.33$ και $A_{s,tot} = 24.10$ cm²Ελάχιστος οπλισμός $0.008 \times 0.60 \times 0.40 = 19.20$ cm²Αμετάθετα πλαίσια λυγνρότητα $\lambda = 0.7 \times 3.20 / (0.289 \times 0.40) = 19$ $\lambda \leq 25$ δεν απαιτείται έλεγχος σε φαινόμενα 2ας τάξης (Κανον. Εκυροδ 14.3.2)Οπλισμοί 4Φ20+4Φ20, (25.1cm²), συνδετήρες πάνω και κάτω άκρα 0.60m Φ8/10 ενδιάμεσα Φ8/20

Πέδιλο υποστυλώματος

Πέδιλο κεντρικό 1.70x1.70m, H=0.80m(ίδιο βάρος 33.8kN), Nsd= 444.0 kN
 $N_{fd}=444.0 \text{ kN} < 578.0 \text{ kN} = 1000 \times 0.20 \times 1.70 \times 1.70 = R_{nd}$ (φέρουσα ικανότητα εδάφους ΕΑΚ 5.2.3)
 $M_{sd} = 444.0 \times (1.70 - 0.40) / 8 = 72 \text{ kNm}$
 $M_{sd} = 72 \text{ kNm}$, $K_d = 11.51$, $\xi = 0.03$, $e_c/e_s = 0.6/20.0$, $K_s = 2.32$, $A_s = 2.2 \text{ cm}^2$
 διάτμηση $\tau = 0.001 \times 444 \times (1.70 - 0.40) / (2 \times 1.70^2 \times 0.9 \times 0.75) = 0.15 < 0.26 [\text{N/mm}^2] = \tau_{rd}$
 οπλισμός πεδίου: διπλή εσχάρα $\Phi 12/15$

ΥπόγειοΥποσύλμα:Υ4

40x60 cm

C20/25-S500s

Φορτία δαπέδου μόνιμο: 187.6 kN, κινητό: 72.4 kN, ίδιο βάρος: $0.40 \times 0.60 \times 3.20 \times 25.00 = 19.2 \text{ kN}$

Φορτίο από υπερκείμενο υποσύλμα μόνιμο: 0.0 kN, κινητό: 0.0 kN

Φορτίο σε υποκείμενο υποσύλμα μόνιμο: 206.8 kN, κινητό: 72.4 kN

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού $(1.35 \times 206.8 + 1.50 \times 72.4) = 387.8 \text{ kN}$

Στροφές εσχάρας δοκών στην κορυφή $\phi_{xx} = 0.000030$, $\phi_{yy} = 0.000816$ (rad)



Ροπές στην κορυφή $M_{xx} = 7.75 \text{ kNm}$, $M_{yy} = 93.65 \text{ kNm}$

$M_{sdxx} = 7.8 \text{ kNm}$ $\mu_{sdxx} = (M_{sdxx} / b h^2 f_{cd}) = 0.00$

$M_{sdyy} = 93.7 \text{ kNm}$ $\mu_{sdyy} = (M_{sdyy} / b h^2 f_{cd}) = 0.07$

$N_{sd} = -387.8 \text{ kN}$ $\nu_d = (N_d / (b h f_{cd})) = -0.12$

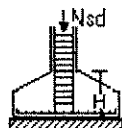
από διαγράμματα διαξονικής κάμψης με θλίψη $\omega_{tot} = 0.10$ και $A_{s,tot} = 7.36 \text{ cm}^2$

Ελάχιστος οπλισμός $0.008 \times 0.40 \times 0.60 = 19.20 \text{ cm}^2$

Αμετάθετα πλαίσια λυγνρότητα $\lambda = 0.7 \times 3.20 / (0.289 \times 0.40) = 19$

$\lambda < 25$ δεν απαιτείται έλεγχος σε φαινόμενα 2ας τάξης (Κανον. Σκυροδ 14.3.2)

Οπλισμοί 4 $\Phi 20$ +4 $\Phi 16$, (20.6 cm^2), συνδετήρες πάνω και κάτω άκρα 0.60m $\Phi 8/10$ ενδιάμεσα $\Phi 8/20$

Πέδιλο υποστυλώματος

Πέδιλο κεντρικό 1.60x1.60m, H=0.80m(ίδιο βάρος 32.0kN), Nsd= 419.8 kN

$N_{fd}=419.8 \text{ kN} < 512.0 \text{ kN} = 1000 \times 0.20 \times 1.60 \times 1.60 = R_{nd}$ (φέρουσα ικανότητα εδάφους ΕΑΚ 5.2.3)

$M_{sd} = 419.8 \times (1.60 - 0.40) / 8 = 63 \text{ kNm}$

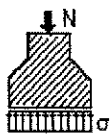
$M_{sd} = 63 \text{ kNm}$, $K_d = 11.96$, $\xi = 0.03$, $e_c/e_s = 0.5/20.0$, $K_s = 2.32$, $A_s = 1.9 \text{ cm}^2$

διάτμηση $\tau = 0.001 \times 420 \times (1.60 - 0.40) / (2 \times 1.60^2 \times 0.9 \times 0.75) = 0.15 < 0.26 [\text{N/mm}^2] = \tau_{rd}$

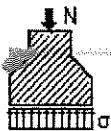
οπλισμός πεδίου: διπλή εσχάρα $\Phi 12/15$

Θεμελίωση τοίχωνΘλιπτική αντοχή εδάφους $q_u = 0.20$ [MPa=N/mm²]Θεμελίωση τοίχου: T1

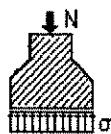
Διαστάσεις μήκος=20.85m, ύψος= 3.20m, πάχος=0.89m

Ολικό κατακόρυφο φορτίο $N_{sd} = 1.35 \times 2860.2 + 1.50 \times 170.6 = 4117.2$ [kN]Φορτίο ανά μέτρο μήκους τοίχου +ιδ. βάρος πεδίου $N_{fd} = 199$ [kN/m]Για πλάτος πεδίου $t_p = 1.09$ [m] μέγιστη τάση εδάφους $\sigma_{ed} = 0.001 \times 199 / 1.09 = 0.18$ [MPa] $N_{fd} = 199 \text{ kN/m} < 218 \text{ kN/m} = 1000 \times 0.20 \times 1.09 = R_{nd}$ (φέρουσα ικανότητα εδάφους EAK5.2.3)Θεμελίωση τοίχου: T2

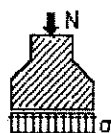
Διαστάσεις μήκος= 9.20m, ύψος= 3.20m, πάχος=0.89m

Ολικό κατακόρυφο φορτίο $N_{sd} = 1.35 \times 1136.5 + 1.50 \times 92.6 = 1673.2$ [kN]Φορτίο ανά μέτρο μήκους τοίχου +ιδ. βάρος πεδίου $N_{fd} = 184$ [kN/m]Για πλάτος πεδίου $t_p = 1.09$ [m] μέγιστη τάση εδάφους $\sigma_{ed} = 0.001 \times 184 / 1.09 = 0.17$ [MPa] $N_{fd} = 184 \text{ kN/m} < 218 \text{ kN/m} = 1000 \times 0.20 \times 1.09 = R_{nd}$ (φέρουσα ικανότητα εδάφους EAK5.2.3)Θεμελίωση τοίχου: T3

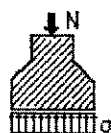
Διαστάσεις μήκος=20.85m, ύψος= 3.20m, πάχος=0.89m

Ολικό κατακόρυφο φορτίο $N_{sd} = 1.35 \times 2875.8 + 1.50 \times 211.5 = 4199.6$ [kN]Φορτίο ανά μέτρο μήκους τοίχου +ιδ. βάρος πεδίου $N_{fd} = 203$ [kN/m]Για πλάτος πεδίου $t_p = 1.09$ [m] μέγιστη τάση εδάφους $\sigma_{ed} = 0.001 \times 203 / 1.09 = 0.19$ [MPa] $N_{fd} = 203 \text{ kN/m} < 218 \text{ kN/m} = 1000 \times 0.20 \times 1.09 = R_{nd}$ (φέρουσα ικανότητα εδάφους EAK5.2.3)Θεμελίωση τοίχου: T4

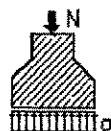
Διαστάσεις μήκος= 9.20m, ύψος= 3.20m, πάχος=0.89m

Ολικό κατακόρυφο φορτίο $N_{sd} = 1.35 \times 1316.3 + 1.50 \times 52.9 = 1856.4$ [kN]Φορτίο ανά μέτρο μήκους τοίχου +ιδ. βάρος πεδίου $N_{fd} = 204$ [kN/m]Για πλάτος πεδίου $t_p = 1.09$ [m] μέγιστη τάση εδάφους $\sigma_{ed} = 0.001 \times 204 / 1.09 = 0.19$ [MPa] $N_{fd} = 204 \text{ kN/m} < 218 \text{ kN/m} = 1000 \times 0.20 \times 1.09 = R_{nd}$ (φέρουσα ικανότητα εδάφους EAK5.2.3)Θεμελίωση τοίχου: T5

Διαστάσεις μήκος= 5.00m, ύψος= 3.20m, πάχος=0.74m

Ολικό κατακόρυφο φορτίο $N_{sd} = 1.35 \times 509.0 + 1.50 \times 117.9 = 864.0$ [kN]Φορτίο ανά μέτρο μήκους τοίχου +ιδ. βάρος πεδίου $N_{fd} = 175$ [kN/m]Για πλάτος πεδίου $t_p = 0.94$ [m] μέγιστη τάση εδάφους $\sigma_{ed} = 0.001 \times 175 / 0.94 = 0.19$ [MPa] $N_{fd} = 175 \text{ kN/m} < 188 \text{ kN/m} = 1000 \times 0.20 \times 0.94 = R_{nd}$ (φέρουσα ικανότητα εδάφους EAK5.2.3)Θεμελίωση τοίχου: T6

Διαστάσεις μήκος= 4.20m, ύψος= 3.20m, πάχος=0.74m

Ολικό κατακόρυφο φορτίο $N_{sd} = 1.35 \times 495.1 + 1.50 \times 100.0 = 818.4$ [kN]Φορτίο ανά μέτρο μήκους τοίχου +ιδ. βάρος πεδίου $N_{fd} = 197$ [kN/m]Για πλάτος πεδίου $t_p = 0.98$ [m] μέγιστη τάση εδάφους $\sigma_{ed} = 0.001 \times 197 / 0.98 = 0.20$ [MPa] $N_{fd} = 197 \text{ kN/m} < 197 \text{ kN/m} = 1000 \times 0.20 \times 0.98 = R_{nd}$ (φέρουσα ικανότητα εδάφους EAK5.2.3)

ΝΙΚΟΛΑΟΣ Π. ΜΑΚΡΗΣ
ΔΙΠΛ. ΠΟΛΙΤΙΚΟΣ ΜΗΧΑΝΙΚΟΣ
T. H. FRIDERICIANA KATH' ΕΡΟΥΗ ΓΕΡΜΑΝΙΑΣ
ΜΕΛΟΣ Τ. Ε. Ε. Γ. ΟΜΟΣ ΜΗΤΡΟΥ 30709
ΠΑΝΑΝΕΙΟ 50, ΗΡΑΚΛΕΙΟ ΤΗΛ. 330.230 - FAX: 330.231
ΑΦΜ 023486422 - Α' ΔΟΥ ΗΡΑΚΛΕΙΟΥ

Ελεγχος σε κατακόρυφο φορτίο φόρτιση 1.35xg+1.50xq (Ευρωκ-6, 4.4.2)**Ελεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου**

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_i = (1.35x \quad 0.0 + 1.50x \quad 0.0) / 9.20 = 0.00 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{sdo} = 0.001x \quad 0.00 / 0.69 = 0.000 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου ή στέγης στην κορυφή $M_i/N_i = 0$

Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00000 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef}/450 = 3.30/450 = 0.00733 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στην κορυφή (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i/N_i + e_{hi} + e_s = 0.00000 + 0.00000 + 0.00733 = 0.00733 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05x0.69 = 0.03450 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i = 1 - 2e_i/t = 1 - 2x0.03450/0.69 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \Phi_{im} \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000x0.90x0.69x \quad 9.01/2.20 = 2543.3 \text{ kN/m}$

$N_{sd} = 0.0 < 2543.3 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Ελεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο και βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_m = (0.00 + 0.40x1.35x \quad 564.3/ \quad 9.20) = 33.12 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{sdo} = 0.001x \quad 33.12 / 0.69 = 0.048 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου στο μεσαίο πέμπτο $M_m/N_m = 0.20x0.00000x \quad 0.0 / 33.1 = 0.00000 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00000 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef}/450 = 3.30/450 = 0.00733 \text{ m}$

Εκκεντρότητα οφειλόμενη στα φορτία $e_m = (M_m/N_m) + e_{hm} + e_s = 0.00000 + 0.00000 + 0.00733 = 0.00733 \text{ m}$

Η λυγηρότητα είναι ≤ 15 άρα (Ευρωκ-6 4.4.3.2) εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_m = e_m + e_k = 0.00733 + 0.00000 = 0.00733 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_m = 0.05t = 0.05x0.69 = 0.03450 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_m = 1 - 2e_m/t = 1 - 2x0.034/0.69 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_i = (1.35x \quad 564.3 + 1.50x \quad 0.0) / 9.20 = 82.80 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{sdo} = 0.001x \quad 82.80 / 0.69 = 0.120 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_i/N_i = 0.00000x \quad 0.0 / 82.8 = 0.00000 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00000 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef}/450 = 3.30/450 = 0.00733 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στην βάση (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i/N_i + e_{hi} + e_s = 0.00000 + 0.00000 + 0.00733 = 0.00733 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05x0.69 = 0.03450 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στην βάση (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i = 1 - 2e_i/t = 1 - 2x0.03450/0.69 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \Phi_{im} \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000x0.90x0.69x \quad 9.01/2.20 = 2543.3 \text{ kN/m}$

Μέγιστη κατακόρυφη θλιπτική τάση από αποτελέσματα πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma_{\text{max}} = -0.226 \text{ N/mm}^2$

(Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περιοχές τάσεων εκτός των περιοχών συγκέντρωσης τάσεων στις στηρίξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)

Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{sd} = 1000x0.69x \quad 0.226 = 155.8 \text{ kN/m}$

$N_{sd} = 155.8 < 2543.3 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Ελεγχος σε κατακόρυφο φορτίο φόρτιση 1.00xg+0.30xq+Σεισμός (Ευρωκ-6, 4.4.2)**Ελεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου**

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_i = (1.00x \quad 0.0 + 0.30x \quad 0.0) / 9.20 = 0.00 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{sdo} = 0.001x \quad 0.00 / 0.69 = 0.000 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου ή στέγης στην κορυφή $M_i/N_i = 0$

Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00038 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef}/450 = 3.30/450 = 0.00733 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στην κορυφή (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i/N_i + e_{hi} + e_s = 0.00000 + 0.00038 + 0.00733 = 0.00771 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05x0.69 = 0.03450 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i = 1 - 2e_i/t = 1 - 2x0.03450/0.69 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \Phi_{im} \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000x0.90x0.69x \quad 9.01/2.20 = 2543.3 \text{ kN/m}$

$N_{sd} = 0.0 < 2543.3 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Ελεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο και βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_m = (0.00 + 0.40x1.00x \quad 564.3/ \quad 9.20) = 24.53 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{sdo} = 0.001x \quad 24.53 / 0.69 = 0.036 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου στο μεσαίο πέμπτο $M_m/N_m = 0.20x0.00000x \quad 0.0 / 24.5 = 0.00000 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00019 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef}/450 = 3.30/450 = 0.00733 \text{ m}$

Εκκεντρότητα οφειλόμενη στα φορτία $e_m = (M_m/N_m) + e_{hm} + e_s = 0.00000 + 0.00019 + 0.00733 = 0.00752 \text{ m}$

Η λυγηρότητα είναι ≤ 15 άρα (Ευρωκ-6 4.4.3.2) εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_m = e_m + e_k = 0.00752 + 0.00000 = 0.00752 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_m = 0.05t = 0.05x0.69 = 0.03450 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_m = 1 - 2e_m/t = 1 - 2x0.034/0.69 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_i = (1.00 \times 564.3 + 0.30 \times 0.0) / 9.20 = 61.34 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 61.34 / 0.69 = 0.089 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_i/N_i = 0.00000 \times 0.0 / 61.3 = 0.00000 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00038 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef}/450 = 3.30/450 = 0.00733 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στην βάση (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i/N_i + e_{hi} + e_s = 0.00000 + 0.00038 + 0.00733 = 0.00771 \text{ m}$
 Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05 \times 0.69 = 0.03450 \text{ m}$
 Μειωτικός συντελεστής στην βάση (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i = 1 - 2e_i/t = 1 - 2 \times 0.03450 / 0.69 = 0.90$
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \Phi_i \cdot m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.69 \times 9.01 / 2.20 = 2543.3 \text{ kN/m}$
 Μέγιστη κατακόρυφη θλιπτική τάση από αποτελέσματα πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma = 0.958 \text{ N/mm}^2$
 (Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περιοχές τάσεων εκτός των περιοχών συγκέντρωσης τάσεων στις στηρίξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)
 Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{sd} = 1000 \times 0.69 \times 0.958 = 660.9 \text{ kN/m}$
 $N_{sd} = 660.9 < 2543.3 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Έλεγχος σε διάτμηση Φόρτιση $1.00xg+0.30xq$ +Σεισμός (Ευρωκ-6.4.5.3)

Μέγιστη τάση διάτμησης από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\tau_{\max} = 0.403 \text{ N/mm}^2$
 (Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περιοχές τάσεων εκτός των περιοχών συγκέντρωσης τάσεων στις στηρίξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)
 Μέγιστη τιμή σχεδιασμού τέμνουσας ανά μονάδα μήκους $V_{sd} = 1000 \times 0.69 \times 0.403 = 277.8 \text{ kN/m}$
 Χαρακτηριστική διατμητική αντοχή $f_{vk} = 0.70 \times (f_{vko} + 0.4 \times \sigma_{sd})$ (Ευρωκ-6 3.6.3, Ευρωκ-6 3.6.3(8))
 $f_{vk} = 0.70 \times (0.610 + 0.4 \times 0.958) = 0.695 \text{ N/mm}^2$, $\max f_{vk} = 1.000 \text{ N/mm}^2$, και $f_{vk} = 0.695 \text{ N/mm}^2$
 Τιμή σχεδιασμού αντοχής έναντι τέμνουσας $V_{rd} = f_{vk} \cdot t \cdot \gamma_M$ (Ευρωκ-6 4.5.3)
 $V_{rd} = 1000 \times 0.695 \times 0.69 / 2.20 = 218.0 \text{ kN/m}$
 $V_{sd} = 277.8 > 218.0 = V_{rd}$ Δεν ικανοποιείται ο έλεγχος τέμνουσας σε οριακή κατάσταση αστοχίας

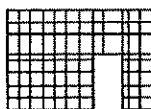
Σενάζ οπλισμένου σκυροδέματος (Εθν. Κείμ. εφαρμογής Ευρωκ-6, 5.2)

Στο πάνω μέρος του τοίχου και στο ύψος των υπέρθυρων τυχόν παρουσιαζόμενες μικρές εφελκυστικές τάσεις παραλαμβάνονται από σενάζ οπλισμένου σκυροδέματος 69×20 [πλάτος x ύψος cm]
 με ελάχιστο οπλισμό $4\Phi 16$ (και συνδετήρες $\Phi 8/20$) που ικανοποιεί τα ελάχιστα όρια του κανονισμού.

Ισόγειο

T10

Διαστάσεις μήκος= 6.70m, ύψος= 4.40m, πάχος=0.59m



Λιθοδομή 0.45

Κατηγορία κατασκευής B (Ευρωκ-6, Παράρτημα Η)

Κατηγορία ελέγχου παραγωγής λιθοσσωμάτων I (Ευρωκ-6, 3.1.1)

Θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας $f_k = 9.77 \text{ N/mm}^2$

Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού $\gamma_M = 2.20$ (Ευρωκ-6, Πίνακ.2.3)

Μήκος λυγισμού $h_{ef} = r_{ch} = 0.75 \times 4.40 = 3.30 \text{ m}$ (Ευρωκ-6, 4.4.4.3)

Λυγηρότητα $h_{ef}/t_{ef} = 3.30/0.59 = 5.59 < 27$ εντάξει (Ευρωκ-6, 4.4.6)

Απαιτήσεις Εθνικού κειμένου εφαρμογής Ευρωκώδικα

Διαχωματική τοιχοποιία

Πάχος τοίχου $= 0.590 \geq 0.240 \text{ m}$ (εντάξει)

Λυγηρότητα $\lambda = 5.59 \leq 15$ (εντάξει)

Υψος/μήκος τοίχου $h/L = 4.40/6.70 = 0.66 \leq 3.0$ (εντάξει)

Έλεγχος σε κατακόρυφο φορτίο Φόρτιση $1.35xg+1.50xq$ (Ευρωκ-6, 4.4.2)

Έλεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_i = (1.35 \times 0.0 + 1.50 \times 0.0) / 6.70 = 0.00 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 0.00 / 0.59 = 0.000 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου ή στέγης στην κορυφή $M_i/N_i = 0$

Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00000 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef}/450 = 3.30/450 = 0.00733 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στην κορυφή (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i/N_i + e_{hi} + e_s = 0.00000 + 0.00000 + 0.00733 = 0.00733 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05 \times 0.59 = 0.02950 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i = 1 - 2e_i/t = 1 - 2 \times 0.02950 / 0.59 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \Phi_i \cdot m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.59 \times 9.77 / 2.20 = 2358.1 \text{ kN/m}$

$N_{sd} = 0.0 < 2358.1 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Ελεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο και βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_m = (0.00 + 0.40 \times 1.35 \times 396.8 / 6.70) = 31.98 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 31.98 / 0.59 = 0.054 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου στο μεσαίο πέμπτο $M_m/N_m = 0.20 \times 0.00000 \times 0.0 / 32.0 = 0.00000 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00000 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef}/450 = 3.30/450 = 0.00733 \text{ m}$

Εκκεντρότητα οφειλόμενη στα φορτία $e_m = (M_m/N_m) + e_{hm} + e_s = 0.00000 + 0.00000 + 0.00733 = 0.00733 \text{ m}$

Η λυγηρότητα είναι ≤ 15 άρα (Ευρωκ-6 4.4.3.2) εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_m = e_m + e_k = 0.00733 + 0.00000 = 0.00733 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_m = 0.05t = 0.05 \times 0.59 = 0.02950 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_m = 1 - 2e_m/t = 1 - 2 \times 0.029/0.59 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_i = (1.35 \times 396.8 + 1.50 \times 0.0) / 6.70 = 79.95 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 79.95 / 0.59 = 0.136 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_i/N_i = 0.00000 \times 0.0 / 80.0 = 0.00000 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00000 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef}/450 = 3.30/450 = 0.00733 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στην βάση (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i/N_i + e_{hi} + e_s = 0.00000 + 0.00000 + 0.00733 = 0.00733 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05 \times 0.59 = 0.02950 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στην βάση (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i = 1 - 2e_i/t = 1 - 2 \times 0.02950/0.59 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \Phi_{im} \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.59 \times 9.77/2.20 = 2358.1 \text{ kN/m}$

Μέγιστη κατακόρυφη θλιπτική τάση από αποτελέσματα πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma = -0.198 \text{ N/mm}^2$

(Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περιοχές

τάσεων εκτός των περιοχών συγκέντρωσης τάσεων στις στηρίξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)

Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{sd} = 1000 \times 0.59 \times 0.198 = 116.8 \text{ kN/m}$

$N_{sd} = 116.8 < 2358.1 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Ελεγχος σε κατακόρυφο φορτίο Φόρτιση 1.00xg+0.30xq+Σεισμός (Ευρωκ-6, 4.4.2)Ελεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_i = (1.00 \times 0.0 + 0.30 \times 0.0) / 6.70 = 0.00 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 0.00 / 0.59 = 0.000 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου ή στέγης στην κορυφή $M_i/N_i = 0$

Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00038 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef}/450 = 3.30/450 = 0.00733 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στην κορυφή (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i/N_i + e_{hi} + e_s = 0.00000 + 0.00038 + 0.00733 = 0.00771 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05 \times 0.59 = 0.02950 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i = 1 - 2e_i/t = 1 - 2 \times 0.02950/0.59 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \Phi_{im} \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.59 \times 9.77/2.20 = 2358.1 \text{ kN/m}$

$N_{sd} = 0.0 < 2358.1 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Ελεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο και βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_m = (0.00 + 0.40 \times 1.00 \times 396.8 / 6.70) = 23.69 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 23.69 / 0.59 = 0.040 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου στο μεσαίο πέμπτο $M_m/N_m = 0.20 \times 0.00000 \times 0.0 / 23.7 = 0.00000 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00019 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef}/450 = 3.30/450 = 0.00733 \text{ m}$

Εκκεντρότητα οφειλόμενη στα φορτία $e_m = (M_m/N_m) + e_{hm} + e_s = 0.00000 + 0.00019 + 0.00733 = 0.00752 \text{ m}$

Η λυγηρότητα είναι ≤ 15 άρα (Ευρωκ-6 4.4.3.2) εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_m = e_m + e_k = 0.00752 + 0.00000 = 0.00752 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_m = 0.05t = 0.05 \times 0.59 = 0.02950 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_m = 1 - 2e_m/t = 1 - 2 \times 0.029/0.59 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_i = (1.00 \times 396.8 + 0.30 \times 0.0) / 6.70 = 59.22 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 59.22 / 0.59 = 0.100 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_i/N_i = 0.00000 \times 0.0 / 59.2 = 0.00000 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00038 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef}/450 = 3.30/450 = 0.00733 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στην βάση (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i/N_i + e_{hi} + e_s = 0.00000 + 0.00038 + 0.00733 = 0.00771 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05 \times 0.59 = 0.02950 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στην βάση (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i = 1 - 2e_i/t = 1 - 2 \times 0.02950/0.59 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \Phi_{im} \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.59 \times 9.77/2.20 = 2358.1 \text{ kN/m}$

Μέγιστη κατακόρυφη θλιπτική τάση από αποτελέσματα πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma = -1.238 \text{ N/mm}^2$

(Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περιοχές

τάσεων εκτός των περιοχών συγκέντρωσης τάσεων στις στηρίξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)

Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{sd} = 1000 \times 0.59 \times 1.238 = 730.5 \text{ kN/m}$

$N_{sd} = 730.5 < 2358.1 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Ελεγχος σε διάτμηση φόρτιση $1.00xg+0.30xq$ +Πεισμός (Ευρωκ-6.4.5.3)

Μέγιστη τάση διάτμησης από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\tau_{\max} = 0.400 \text{ N/mm}^2$

(Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περιοχές τάσεων εκτός των περιοχών συγκέντρωσης τάσεων στις στηρίξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)

Μέγιστη τιμή σχεδιασμού τέμνουσας ανά μονάδα μήκους $V_{sd}=1000 \times 0.59 \times 0.400 = 235.9 \text{ KN/m}$

Χαρακτηριστική διατμητική αντοχή $f_{vk}=0.70 \times (f_{vko}+0.4 \times \sigma_d)$ (Ευρωκ-6 3.6.3, Ευρωκ-6 3.6.3(8))
 $f_{vk}=0.70 \times (0.680+0.4 \times 1.238) = 0.823 \text{ N/mm}^2$, $\max f_{vk} = 1.000 \text{ N/mm}^2$, και $f_{vk} = 0.823 \text{ N/mm}^2$

Τιμή σχεδιασμού αντοχής έναντι τέμνουσας $V_{rd}=f_{vk} \cdot t / \gamma_M$ (Ευρωκ-6 4.5.3)

$V_{rd}=1000 \times 0.823 \times 0.59 / 2.20 = 220.6 \text{ kN/m}$

$V_{sd} = 235.9 > 220.6 = V_{rd}$ Δεν ικανοποιείται ο έλεγχος τέμνουσας σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Σενάξ οπλισμένου σκυροδέματος (Εθν. Κείμ. εφαρμογής Ευρωκ-6, 5.2)

Στο πάνω μέρος του τοίχου και στο ύψος των υπέρθρων τυχόν παρουσιαζόμενες μικρές εφελκυστικές τάσεις παραλαμβάνονται από σενάξ οπλισμένου σκυροδέματος 59×20 [πλάτος x ύψος cm]

με ελάχιστο οπλισμό $4\Phi 14$ (και συνδετήρες $\Phi 8/20$) που ικανοποιεί τα ελάχιστα όρια του κανονισμού.

Υπόγειο**T1**

Διαστάσεις μήκος=20.95m, ύψος= 3.20m, πάχος=0.89m

Λιθοδομή 0.75

Κατηγορία κατασκευής B (Ευρωκ-6, Παράρτημα Η)

Κατηγορία ελέγχου παραγωγής λιθοσωμάτων I (Ευρωκ-6, 3.1.1)

Θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας $f_k = 8.00 \text{ N/mm}^2$



Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού $\gamma_M=2.20$ (Ευρωκ-6, Πιν. 2.3)

Μήκος λυγισμού $hef=r \times h=0.75 \times 3.20 = 2.40 \text{ m}$ (Ευρωκ-6, 4.4.4.3)

Λυγηρότητα $hef/tef = 2.40/0.89 = 2.70 < 27$ εντάξει (Ευρωκ-6, 4.4.6)

Απαιτήσεις Εθνικού κειμένου εφαρμογής Ευρωκώδικα

Διαχωματική τοιχοποιία

Πάχος τοίχου $= 0.890 \geq 0.240 \text{ m}$ (εντάξει)

Λυγηρότητα $\lambda = 2.70 \leq 15$ (εντάξει)

Υψος/μήκος τοίχου $h/L = 3.20/20.95 = 0.15 \leq 3.0$ (εντάξει)

Ελεγχος σε κατακόρυφο φορτίο φόρτιση $1.35xg+1.50xq$ (Ευρωκ-6, 4.4.2)**Ελεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου**

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_i = (1.35 \times 1608.9 + 1.50 \times 167.4) / 20.95 = 115.66 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 115.66 / 0.89 = 0.130 \text{ N/mm}^2$

$\sigma_{sdo} = 0.130 < 0.25 \text{ N/mm}^2$ άρα (Ευρωκ-6 Παραρτ. Γ.2) γίνεται μείωση εκκεντρότητας κατά $(1-k/4)=1.00$

Καμπτική ροπή σχεδιασμού στην κορυφή (Ευρωκ-6 Παράρτημα Γ.1) $M_i = 8.37 \text{ kNm/m}$

Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00000 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = hef/450 = 2.40/450 = 0.00533 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στην κορυφή (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i/N_i + e_{hi} + e_s = 0.07234 + 0.00000 + 0.00533 = 0.07768 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05 \times 0.89 = 0.04450 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i = 1 - 2e_i/t = 1 - 2 \times 0.07768/0.89 = 0.83$

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \Phi_i \cdot m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.83 \times 0.89 \times 8.00 / 2.20 = 2686.2 \text{ kN/m}$

$N_{sd} = 115.7 < 2686.2 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Ελεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο και βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_m = (115.66 + 0.40 \times 1.35 \times 1245.6) / 20.95 = 147.77 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 147.77 / 0.89 = 0.166 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου στο μεσαίο πέμπτο $M_m/N_m = 0.20 \times 0.07234 \times 115.7 / 147.8 = 0.01132 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00000 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = hef/450 = 2.40/450 = 0.00533 \text{ m}$

Εκκεντρότητα οφειλόμενη στα φορτία $e_m = (M_m/N_m) + e_{hm} + e_s = 0.01132 + 0.00000 + 0.00533 = 0.01666 \text{ m}$

Η λυγηρότητα είναι ≤ 15 άρα (Ευρωκ-6 4.4.3.2) εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_m = e_m + e_k = 0.01666 + 0.00000 = 0.01666 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_m = 0.05t = 0.05 \times 0.89 = 0.04450 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_m = 1 - 2e_m/t = 1 - 2 \times 0.0445/0.89 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_i = (1.35 \times 2854.5 + 1.50 \times 167.4) / 20.95 = 195.93 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 195.93 / 0.89 = 0.220 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_i / N_i = 0.07234 \times 115.7 / 195.9 = 0.04271 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00000 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef} / 450 = 2.40 / 450 = 0.00533 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στην βάση (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i / N_i + e_{hi} + e_s = 0.04271 + 0.00000 + 0.00533 = 0.04804 \text{ m}$
 Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05 \times 0.89 = 0.04450 \text{ m}$
 Μειωτικός συντελεστής στην βάση (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i = 1 - 2e_i / t = 1 - 2 \times 0.04804 / 0.89 = 0.89$
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \Phi_i \cdot m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.89 \times 0.89 \times 8.00 / 2.20 = 2880.4 \text{ kN/m}$
 Μέγιστη κατακόρυφη θλιπτική τάση από αποτελέσματα πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma = -0.388 \text{ N/mm}^2$
 (Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περιοχές τάσεων εκτός των περιοχών συγκέντρωσης τάσεων στις στηρίξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)
 Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{sd} = 1000 \times 0.89 \times 0.388 = 345.2 \text{ kN/m}$
 $N_{sd} = 345.2 < 2880.4 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Έλεγχος σε κατακόρυφο φορτίο θόρτιση 1.00xg+0.30xq+Σεισμός (Ευρωκ-6, 4.4.2)

Έλεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_i = (1.00 \times 1608.9 + 0.30 \times 167.4) / 20.95 = 79.19 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 79.19 / 0.89 = 0.089 \text{ N/mm}^2$
 $\sigma_{sdo} = 0.089 < 0.25 \text{ N/mm}^2$ άρα (Ευρωκ-6 Παράρτ. Γ.2) γίνεται μείωση εκκεντρότητας κατά $(1-k/4) = 1.00$
 Καμπτική ροπή σχεδιασμού στην κορυφή (Ευρωκ-6 Παράρτημα Γ.1) $M_i = 4.02 \text{ kNm/m}$

Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00024 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef} / 450 = 2.40 / 450 = 0.00533 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στην κορυφή (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i / N_i + e_{hi} + e_s = 0.05080 + 0.00024 + 0.00533 = 0.05637 \text{ m}$
 Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05 \times 0.89 = 0.04450 \text{ m}$
 Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i = 1 - 2e_i / t = 1 - 2 \times 0.05637 / 0.89 = 0.87$
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \Phi_i \cdot m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.87 \times 0.89 \times 8.00 / 2.20 = 2815.6 \text{ kN/m}$
 $N_{sd} = 79.2 < 2815.6 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Έλεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο και βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_m = (79.19 + 0.40 \times 1.00 \times 1245.6 / 20.95) = 102.98 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 102.98 / 0.89 = 0.116 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου στο μεσαίο πέμπτο $M_m / N_m = 0.20 \times 0.05080 \times 79.2 / 103.0 = 0.00781 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00012 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef} / 450 = 2.40 / 450 = 0.00533 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα οφειλόμενη στα φορτία $e_m = (M_m / N_m) + e_{hm} + e_s = 0.00781 + 0.00012 + 0.00533 = 0.01327 \text{ m}$
 Η λυγηρότητα είναι ≤ 15 άρα (Ευρωκ-6 4.4.3.2) εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_m = e_m + e_k = 0.01327 + 0.00000 = 0.01327 \text{ m}$
 Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_m = 0.05t = 0.05 \times 0.89 = 0.04450 \text{ m}$
 Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_m = 1 - 2e_m / t = 1 - 2 \times 0.045 / 0.89 = 0.90$
 Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_i = (1.00 \times 2854.5 + 0.30 \times 167.4) / 20.95 = 138.65 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 138.65 / 0.89 = 0.156 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_i / N_i = 0.05080 \times 79.2 / 138.7 = 0.02901 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00024 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef} / 450 = 2.40 / 450 = 0.00533 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στην βάση (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i / N_i + e_{hi} + e_s = 0.02901 + 0.00024 + 0.00533 = 0.03459 \text{ m}$
 Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05 \times 0.89 = 0.04450 \text{ m}$
 Μειωτικός συντελεστής στην βάση (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i = 1 - 2e_i / t = 1 - 2 \times 0.04450 / 0.89 = 0.90$
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \Phi_i \cdot m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.89 \times 8.00 / 2.20 = 2912.7 \text{ kN/m}$
 Μέγιστη κατακόρυφη θλιπτική τάση από αποτελέσματα πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma = -0.801 \text{ N/mm}^2$
 (Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περιοχές τάσεων εκτός των περιοχών συγκέντρωσης τάσεων στις στηρίξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)
 Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{sd} = 1000 \times 0.89 \times 0.801 = 712.7 \text{ kN/m}$
 $N_{sd} = 712.7 < 2912.7 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Έλεγχος σε διάτμηση θόρτιση 1.00xg+0.30xq+Σεισμός (Ευρωκ-6.4.5.3)

Μέγιστη τάση διάτμησης από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\tau_{\max} = 0.242 \text{ N/mm}^2$
 (Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περιοχές τάσεων εκτός των περιοχών συγκέντρωσης τάσεων στις στηρίξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)
 Μέγιστη τιμή σχεδιασμού τέμνουσας ανά μονάδα μήκους $V_{sd} = 1000 \times 0.89 \times 0.242 = 215.2 \text{ kN/m}$
 Χαρακτηριστική διατμητική αντοχή $f_{vk} = 0.70 \times (f_{vko} + 0.4 \times \sigma_{sd})$ (Ευρωκ-6 3.6.3, Ευρωκ-6 3.6.3(8))
 $f_{vk} = 0.70 \times (0.500 + 0.4 \times 0.801) = 0.574 \text{ N/mm}^2$, $\max f_{vk} = 1.000 \text{ N/mm}^2$, και $f_{vk} = 0.574 \text{ N/mm}^2$
 Τιμή σχεδιασμού αντοχής έναντι τέμνουσας $V_{rd} = f_{vk} \cdot t \cdot \gamma_M$ (Ευρωκ-6 4.5.3)
 $V_{rd} = 1000 \times 0.574 \times 0.89 / 2.20 = 232.3 \text{ kN/m}$
 $V_{sd} = 215.2 < 232.3 = V_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος τέμνουσας σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Έλεγχος περιοχών με συγκεντρωμένα φορτία (Ευρωκ-6, 4.4.8)

Από τη επίλυση πεπερασμένων στοιχείων προκύπτουν στις θέσεις έδρασης δοκών στο πάνω μέρος οι μέγιστες θλιπτικές τάσεις. Καθώς στο πάνω μέρος του τοίχου υπάρχει οπλισμένος σενάξ, ελέγχουμε τις τάσεις σε χαμηλότερη σειρά πεπερασμένων στοιχείων. Η μέγιστη θλιπτική τάση στην περιοχή συγκεντρωμένων φορτίων $\sigma_{sdmax} = 0.415 \text{ N/mm}^2$
 Η μέγιστη αυτή τάση $0.415 \text{ είναι } < f_k/\gamma_M = 8.00/2.2 = 3.64$
 άρα ικανοποιούνται πλήρως οι συνθήκες ελέγχου 4.4.8, 4.4.9 του Ευρωκ-6 4.4.8

Σενάξ οπλισμένου σκυροδέματος (Εθν. Κείμ. εφαρμογής Ευρωκ-6, 5.2)

Στο πάνω μέρος του τοίχου και στο ύψος των υπέρθυρων τυχόν παρουσιαζόμενες μικρές εφελκυστικές τάσεις παραλαμβάνονται από σενάξ οπλισμένου σκυροδέματος 89×20 [πλάτος x ύψος cm]
 με ελάχιστο οπλισμό $4\Phi 16$ (και συνδετήρες $\Phi 8/20$) που ικανοποιεί τα ελάχιστα όρια του κανονισμού.

Υπόγειο**T2**

Διαστάσεις μήκος=20.95m, ύψος= 3.20m, πάχος=0.89m



Λιθοδομή 0.75

Κατηγορία κατασκευής Β (Ευρωκ-6, Παράρτημα Η)

Κατηγορία ελέγχου παραγωγής λιθοσωμάτων Ι (Ευρωκ-6, 3.1.1)

Θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας $f_k = 8.00 \text{ N/mm}^2$ Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού $\gamma_M = 2.20$ (Ευρωκ-6, Πιν. 2.3)Μήκος λυγισμού $hef = r_{xh} = 0.75 \times 3.20 = 2.40 \text{ m}$ (Ευρωκ-6, 4.4.4.3)Λυγηρότητα $hef/tef = 2.40/0.89 = 2.70 < 27$ εντάξει (Ευρωκ-6, 4.4.6)**Απαιτήσεις Εθνικού κειμένου εφαρμογής Ευρωκώδικα**

Διαζωματική τοιχοποιία

Πάχος τοίχου $= 0.890 \geq 0.240 \text{ m}$ (εντάξει)Λυγηρότητα $\lambda = 2.70 \leq 15$ (εντάξει)Υψος/μήκος τοίχου $h/L = 3.20/20.95 = 0.15 \leq 3.0$ (εντάξει)**Έλεγχος σε κατακόρυφο φορτίο φόρτιση $1.35x_g + 1.50x_q$ (Ευρωκ-6, 4.4.2)****Έλεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου**Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_i = (1.35 \times 1633.1 + 1.50 \times 207.5) / 20.95 = 120.09 \text{ kN/m}$ Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 120.09 / 0.89 = 0.135 \text{ N/mm}^2$ $\sigma_{sdo} = 0.135 < 0.25 \text{ N/mm}^2$ άρα (Ευρωκ-6 Παρ. 7.2) γίνεται μείωση εκκεντρότητας κατά $(1-k/4) = 1.00$ Καμπτική ροπή σχεδιασμού στην κορυφή (Ευρωκ-6 Παράρτημα Γ.1) $M_i = 14.84 \text{ kNm/m}$ Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00000 \text{ m}$ Τυχνηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6 4.4.7.2) $e_s = hef/450 = 2.40/450 = 0.00533 \text{ m}$ Εκκεντρότητα στην κορυφή (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i/N_i + e_{hi} + e_s = 0.12355 + 0.00000 + 0.00533 = 0.12889 \text{ m}$ Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_{i0} = 0.05t = 0.05 \times 0.89 = 0.04450 \text{ m}$ Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i = 1 - 2e_i/t = 1 - 2 \times 0.12889/0.89 = 0.71$ Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k/\gamma_M = 1000 \times 0.71 \times 0.89 \times 8.00/2.20 = 2297.8 \text{ kN/m}$ $N_{sdo} = 120.1 < 2297.8 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας**Έλεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο και βάση του τοίχου**Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_m = (120.09 + 0.40 \times 1.35 \times 1408.4) / 20.95 = 156.39 \text{ kN/m}$ Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 156.39 / 0.89 = 0.176 \text{ N/mm}^2$ Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου στο μεσαίο πέμπτο $M_m/N_m = 0.20 \times 0.12355 \times 120.1 / 156.4 = 0.01897 \text{ m}$ Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00000 \text{ m}$ Τυχνηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6 4.4.7.2) $e_s = hef/450 = 2.40/450 = 0.00533 \text{ m}$ Εκκεντρότητα οφειλόμενη στα φορτία $e_m = (M_m/N_m) + e_{hm} + e_s = 0.01897 + 0.00000 + 0.00533 = 0.02431 \text{ m}$ Η λυγηρότητα είναι ≤ 15 άρα (Ευρωκ-6 4.4.3.2) εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$ Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_m = e_m + e_k = 0.02431 + 0.00000 = 0.02431 \text{ m}$ Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_{m0} = 0.05t = 0.05 \times 0.89 = 0.04450 \text{ m}$ Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_m = 1 - 2e_m/t = 1 - 2 \times 0.045/0.89 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_i = (1.35 \times 3041.5 + 1.50 \times 207.5) / 20.95 = 210.85 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 210.85 / 0.89 = 0.237 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_i/N_i = 0.12355 \times 120.1 / 210.8 = 0.07037 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00000 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef}/450 = 2.40/450 = 0.00533 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στην βάση (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i/N_i + e_{hi} + e_s = 0.07037 + 0.00000 + 0.00533 = 0.07571 \text{ m}$
 Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05 \times 0.89 = 0.04450 \text{ m}$
 Μειωτικός συντελεστής στην βάση (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i = 1 - 2e_i/t = 1 - 2 \times 0.07571 / 0.89 = 0.83$
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \Phi_{im} \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.83 \times 0.89 \times 8.00 / 2.20 = 2686.2 \text{ kN/m}$
 Μέγιστη κατακόρυφη θλιπτική τάση από αποτελέσματα πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma = -0.476 \text{ N/mm}^2$
 (Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περιοχές τάσεων εκτός των περιοχών συγκέντρωσης τάσεων στις στηρίξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)
 Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{sd} = 1000 \times 0.89 \times 0.476 = 423.3 \text{ kN/m}$
 $N_{sd} = 423.3 < 2686.2 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Έλεγχος σε κατακόρυφο φορτίο φόρτιση 1.00xg+0.30xq+Σεισμός (Ευρωκ-6, 4.4.2)

Έλεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_i = (1.00 \times 1633.1 + 0.30 \times 207.5) / 20.95 = 80.92 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 80.92 / 0.89 = 0.091 \text{ N/mm}^2$
 $\sigma_{sdo} = 0.091 < 0.25 \text{ N/mm}^2$ άρα (Ευρωκ-6 Παράρτ. Γ.2) γίνεται μείωση εκκεντρότητας κατά $(1-k/4) = 1.00$
 Καμπτική ροπή σχεδιασμού στην κορυφή (Ευρωκ-6 Παράρτημα Γ.1) $M_i = 7.13 \text{ kNm/m}$

Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00024 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef}/450 = 2.40/450 = 0.00533 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στην κορυφή (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i/N_i + e_{hi} + e_s = 0.08815 + 0.00024 + 0.00533 = 0.09373 \text{ m}$
 Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05 \times 0.89 = 0.04450 \text{ m}$
 Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i = 1 - 2e_i/t = 1 - 2 \times 0.09373 / 0.89 = 0.79$
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \Phi_{im} \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.79 \times 0.89 \times 8.00 / 2.20 = 2556.7 \text{ kN/m}$
 $N_{sd} = 80.9 < 2556.7 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Έλεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο και βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_m = (80.92 + 0.40 \times 1.00 \times 1408.4 / 20.95) = 107.81 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 107.81 / 0.89 = 0.121 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου στο μεσαίο πέμπτο $M_m/N_m = 0.20 \times 0.08815 \times 80.9 / 107.8 = 0.01323 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00012 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef}/450 = 2.40/450 = 0.00533 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα οφειλόμενη στα φορτία $e_m = (M_m/N_m) + e_{hm} + e_s = 0.01323 + 0.00012 + 0.00533 = 0.01869 \text{ m}$
 Η λυγηρότητα είναι ≤ 15 άρα (Ευρωκ-6 4.4.3.2) εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_m = e_m + e_k = 0.01869 + 0.00000 = 0.01869 \text{ m}$
 Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_m = 0.05t = 0.05 \times 0.89 = 0.04450 \text{ m}$
 Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_m = 1 - 2e_m/t = 1 - 2 \times 0.045 / 0.89 = 0.90$
 Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_i = (1.00 \times 3041.5 + 0.30 \times 207.5) / 20.95 = 148.15 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 148.15 / 0.89 = 0.166 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_i/N_i = 0.08815 \times 80.9 / 148.2 = 0.04815 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00024 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef}/450 = 2.40/450 = 0.00533 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στην βάση (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i/N_i + e_{hi} + e_s = 0.04815 + 0.00024 + 0.00533 = 0.05373 \text{ m}$
 Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05 \times 0.89 = 0.04450 \text{ m}$
 Μειωτικός συντελεστής στην βάση (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i = 1 - 2e_i/t = 1 - 2 \times 0.05373 / 0.89 = 0.88$
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \Phi_{im} \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.88 \times 0.89 \times 8.00 / 2.20 = 2848.0 \text{ kN/m}$
 Μέγιστη κατακόρυφη θλιπτική τάση από αποτελέσματα πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma = -0.793 \text{ N/mm}^2$
 (Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περιοχές τάσεων εκτός των περιοχών συγκέντρωσης τάσεων στις στηρίξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)
 Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{sd} = 1000 \times 0.89 \times 0.793 = 706.0 \text{ kN/m}$
 $N_{sd} = 706.0 < 2848.0 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Έλεγχος σε διάτμηση φόρτιση 1.00xg+0.30xq+Σεισμός (Ευρωκ-6.4.5.3)

Μέγιστη τάση διάτμησης από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\tau_{\max} = 0.352 \text{ N/mm}^2$
 (Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περιοχές τάσεων εκτός των περιοχών συγκέντρωσης τάσεων στις στηρίξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)
 Μέγιστη τιμή σχεδιασμού τέννουσας ανά μονάδα μήκους $V_{sd} = 1000 \times 0.89 \times 0.352 = 313.4 \text{ kN/m}$
 Χαρακτηριστική διατμητική αντοχή $f_{vk} = 0.70 \times (f_{vk0} + 0.4 \times \sigma_{sd})$ (Ευρωκ-6 3.6.3, Ευρωκ-6 3.6.3(8))
 $f_{vk} = 0.70 \times (0.500 + 0.4 \times 0.793) = 0.572 \text{ N/mm}^2$, $\max f_{vk} = 1.000 \text{ N/mm}^2$, και $f_{vk} = 0.572 \text{ N/mm}^2$
 Τιμή σχεδιασμού αντοχής έναντι τέννουσας $V_{rd} = f_{vk} \cdot t \cdot \gamma_M$ (Ευρωκ-6 4.5.3)
 $V_{rd} = 1000 \times 0.572 \times 0.89 / 2.20 = 231.4 \text{ kN/m}$
 $V_{sd} = 313.4 > 231.4 = V_{rd}$ Δεν ικανοποιείται ο έλεγχος τέννουσας σε οριακή κατάσταση αστοχίας

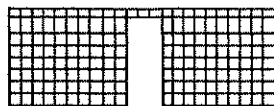
Ενδιά μεσοπλάστιγγα σκυροδέματος (Εθν. Κείμ. εφαρμογής Ευρωκ-6, 5.2)

Στο πάνω μέρος του τοίχου και στο ύψος των υπέρθυρων τυχόν παρουσιαζόμενες μικρές εφελκυστικές τάσεις παραλαμβάνονται από ενδιά μεσοπλάστιγγα σκυροδέματος 89x20 [πλάτος x ύψος cm]

με ελάχιστο οπλισμό 4Φ16 (και συνδετήρες Φ8/20) που ικανοποιεί τα ελάχιστα όρια του κανονισμού.

Υπόγειο**T3**

Διαστάσεις μήκος= 9.20m, ύψος= 3.20m, πάχος=0.89m



Λιθοδομή 0.75

Κατηγορία κατασκευής B (Ευρωκ-6, Παράρτημα Η)

Κατηγορία ελέγχου παραγωγής λιθοσωμάτων I (Ευρωκ-6, 3.1.1)

Θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας $f_k = 8.00 \text{ N/mm}^2$

Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού $\gamma_M = 2.20$ (Ευρωκ-6, Πίνακ.2.3)

Μήκος λυγισμού $hef = r_{xh} = 0.75 \times 3.20 = 2.40 \text{ m}$ (Ευρωκ-6, 4.4.4.3)

Λυγηρότητα $hef/t_{ef} = 2.40/0.89 = 2.70 < 27$ εντάξει (Ευρωκ-6, 4.4.6)

Απαιτήσεις Εθνικού κειμένου εφαρμογής Ευρωκώδικα

Διαζωματική τοιχοποιία

Πάχος τοίχου $= 0.890 \geq 0.240 \text{ m}$ (εντάξει)

Λυγηρότητα $\lambda = 2.70 \leq 15$ (εντάξει)

Υψος/μήκος τοίχου $h/L = 3.20/9.20 = 0.35 \leq 3.0$ (εντάξει)

Ελεγχος σε κατακόρυφο φορτίο Φόρτιση 1.35xg+1.50xq (Ευρωκ-6, 4.4.2)

Ελεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_i = (1.35 \times 668.7 + 1.50 \times 88.4) / 9.20 = 112.54 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 112.54 / 0.89 = 0.126 \text{ N/mm}^2$

$\sigma_{sdo} = 0.126 < 0.25 \text{ N/mm}^2$ άρα (Ευρωκ-6 Παρ. Γ.2) γίνεται μείωση εκκεντρότητας κατά $(1-k/4) = 1.00$

Καμπτική ροπή σχεδιασμού στην κορυφή (Ευρωκ-6 Παράρτημα Γ.1) $M_i = 13.50 \text{ kNm/m}$

Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00000 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = hef/450 = 2.40/450 = 0.00533 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στην κορυφή (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i/N_i + e_{hi} + e_s = 0.11998 + 0.00000 + 0.00533 = 0.12532 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05 \times 0.89 = 0.04450 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i = 1 - 2e_i/t = 1 - 2 \times 0.12532/0.89 = 0.72$

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \Phi_i m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.72 \times 0.89 \times 8.00/2.20 = 2330.2 \text{ kN/m}$

$N_{sd} = 112.5 < 2330.2 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Ελεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο και βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_m = (112.54 + 0.40 \times 1.35 \times 593.7) / 9.20 = 147.39 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 147.39 / 0.89 = 0.166 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου στο μεσαίο πέμπτο $M_m/N_m = 0.20 \times 0.11998 \times 112.5 / 147.4 = 0.01832 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00000 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = hef/450 = 2.40/450 = 0.00533 \text{ m}$

Εκκεντρότητα οφειλόμενη στα φορτία $e_m = (M_m/N_m) + e_{hm} + e_s = 0.01832 + 0.00000 + 0.00533 = 0.02366 \text{ m}$

Η λυγηρότητα είναι ≤ 15 άρα (Ευρωκ-6 4.4.3.2) εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_m = e_m + e_k = 0.02366 + 0.00000 = 0.02366 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_m = 0.05t = 0.05 \times 0.89 = 0.04450 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_m = 1 - 2e_m/t = 1 - 2 \times 0.0445/0.89 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_i = (1.35 \times 1262.4 + 1.50 \times 88.4) / 9.20 = 199.66 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 199.66 / 0.89 = 0.224 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_i/N_i = 0.11998 \times 112.5 / 199.7 = 0.06763 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00000 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = hef/450 = 2.40/450 = 0.00533 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στην βάση (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i/N_i + e_{hi} + e_s = 0.06763 + 0.00000 + 0.00533 = 0.07296 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05 \times 0.89 = 0.04450 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στην βάση (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i = 1 - 2e_i/t = 1 - 2 \times 0.07296/0.89 = 0.84$

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \Phi_i m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.84 \times 0.89 \times 8.00/2.20 = 2718.5 \text{ kN/m}$

Μέγιστη κατακόρυφη θλιπτική τάση από αποτελέσματα πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma = -0.288 \text{ N/mm}^2$

(Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περιοχές

τάσεων εκτός των περιοχών συγκέντρωσης τάσεων στις στηρίξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)

Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{sd} = 1000 \times 0.89 \times 0.288 = 256.4 \text{ kN/m}$

$N_{sd} = 256.4 < 2718.5 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Έλεγχος σε κατακόρυφο φορτίο θόρτιση 1.00xg+0.30xg+Σεισμός (Ευρωκ-6, 4.4.2)**Έλεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου**

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_i = (1.00 \times 668.7 + 0.30 \times 88.4) / 9.20 = 75.57 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 75.57 / 0.89 = 0.085 \text{ N/mm}^2$

$\sigma_{sdo} = 0.085 < 0.25 \text{ N/mm}^2$ άρα (Ευρωκ-6 Παρ. 7.2) γίνεται μείωση εκκεντρότητας κατά $(1-k/4) = 1.00$

Καμπτική ροπή σχεδιασμού στην κορυφή (Ευρωκ-6 Παράρτημα Γ.1) $M_i = 6.49 \text{ kNm/m}$

Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00024 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef}/450 = 2.40/450 = 0.00533 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στην κορυφή (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i/N_i + e_{hi} + e_s = 0.08591 + 0.00024 + 0.00533 = 0.09148 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05 \times 0.89 = 0.04450 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i = 1 - 2e_i/t = 1 - 2 \times 0.09148/0.89 = 0.79$

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \Phi_i m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.79 \times 0.89 \times 8.00/2.20 = 2556.7 \text{ kN/m}$

$N_{sd} = 75.6 < 2556.7 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Έλεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο και βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_m = (75.57 + 0.40 \times 1.00 \times 593.7) / 9.20 = 101.38 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 101.38 / 0.89 = 0.114 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου στο μεσαίο πέμπτο $M_m/N_m = 0.20 \times 0.08591 \times 75.6 / 101.4 = 0.01281 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00012 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef}/450 = 2.40/450 = 0.00533 \text{ m}$

Εκκεντρότητα οφειλόμενη στα φορτία $e_m = (M_m/N_m) + e_{hm} + e_s = 0.01281 + 0.00012 + 0.00533 = 0.01826 \text{ m}$

Η λυγηρότητα είναι ≤ 15 άρα (Ευρωκ-6 4.4.3.2) εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_m = e_m + e_k = 0.01826 + 0.00000 = 0.01826 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_m = 0.05t = 0.05 \times 0.89 = 0.04450 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_m = 1 - 2e_m/t = 1 - 2 \times 0.045/0.89 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_i = (1.00 \times 1262.4 + 0.30 \times 88.4) / 9.20 = 140.10 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 140.10 / 0.89 = 0.157 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_i/N_i = 0.08591 \times 75.6 / 140.1 = 0.04634 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00024 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef}/450 = 2.40/450 = 0.00533 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στην βάση (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i/N_i + e_{hi} + e_s = 0.04634 + 0.00024 + 0.00533 = 0.05191 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05 \times 0.89 = 0.04450 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στην βάση (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i = 1 - 2e_i/t = 1 - 2 \times 0.05191/0.89 = 0.88$

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \Phi_i m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.88 \times 0.89 \times 8.00/2.20 = 2848.0 \text{ kN/m}$

Μέγιστη κατακόρυφη θλιπτική τάση από αποτελέσματα πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma = -1.113 \text{ N/mm}^2$

(Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περιοχές τάσεων εκτός των περιοχών συγκέντρωσης τάσεων στις στηρίξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)

Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{sd} = 1000 \times 0.89 \times 1.113 = 990.8 \text{ kN/m}$

$N_{sd} = 990.8 < 2848.0 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Έλεγχος σε διάτμηση θόρτιση 1.00xg+0.30xg+Σεισμός (Ευρωκ-6.4.5.3)

Μέγιστη τάση διάτμησης από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\tau_{max} = 0.314 \text{ N/mm}^2$

(Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περιοχές τάσεων εκτός των περιοχών συγκέντρωσης τάσεων στις στηρίξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)

Μέγιστη τιμή σχεδιασμού τέμνουσας ανά μονάδα μήκους $V_{sd} = 1000 \times 0.89 \times 0.314 = 279.4 \text{ kN/m}$

Χαρακτηριστική διατμητική αντοχή $f_{vk} = 0.70 \times (f_{vko} + 0.4 \times \sigma_{sd})$ (Ευρωκ-6 3.6.3, Ευρωκ-6 3.6.3(8))
 $f_{vk} = 0.70 \times (0.500 + 0.4 \times 1.113) = 0.662 \text{ N/mm}^2$, $\max f_{vk} = 1.000 \text{ N/mm}^2$, και $f_{vk} = 0.662 \text{ N/mm}^2$

Τιμή σχεδιασμού αντοχής έναντι τέμνουσας $V_{rd} = f_{vk} \cdot t \cdot \gamma_M$ (Ευρωκ-6 4.5.3)

$V_{rd} = 1000 \times 0.662 \times 0.89/2.20 = 267.7 \text{ kN/m}$

$V_{sd} = 279.4 > 267.7 = V_{rd}$ Δεν ικανοποιείται ο έλεγχος τέμνουσας σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Έλεγχος περιοχών με συγκεντρωμένα φορτία (Ευρωκ-6, 4.4.8)

Από τη επίλυση πεπερασμένων στοιχείων προκύπτουν στις θέσεις έδρασης

δοκών στο πάνω μέρος οι μέγιστες θλιπτικές τάσεις. Καθώς στο πάνω μέρος

του τοίχου υπάρχει οπλισμένο σενάζ, ελέγχουμε τις τάσεις σε χαμηλότερη σειρά πεπερασμένων στοιχείων.

Η μέγιστη θλιπτική τάση στην περιοχή συγκεντρωμένων φορτίων $\sigma_{sdmax} = 0.311 \text{ N/mm}^2$

Η μέγιστη αυτή τάση 0.311 είναι $< f_k/\gamma_M = 8.00/2.2 = 3.64$

άρα ικανοποιούνται πλήρως οι συνθήκες ελέγχου 4.4.8, 4.4.9 του Ευρωκ-6 4.4.8

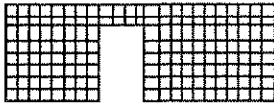
Σενάζ οπλισμένου σκυροδέματος (Εθν. Κείμ. εφαρμογής Ευρωκ-6, 5.2)

Στο πάνω μέρος του τοίχου και στο ύψος των υπέρθυρων τυχόν παρουσιαζόμενες μικρές εφελκυστικές τάσεις παραλαμβάνονται από σενάζ οπλισμένου σκυροδέματος 89×20 [πλάτος x ύψος cm]

με ελάχιστο οπλισμό $4\Phi 16$ (και συνδετήρες $\Phi 8/20$) που ικανοποιεί τα ελάχιστα όρια του κανονισμού.

Υπόγειο**T4**

Διαστάσεις μήκος= 9.20m, ύψος= 3.20m, πάχος=0.89m



Λιθοδομή 0.75

Κατηγορία κατασκευής Β (Ευρωκ-6, Παράρτημα Η)

Κατηγορία ελέγχου παραγωγής λιθοσσωμάτων Ι (Ευρωκ-6, 3.1.1)

Θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας $f_k = 8.00 \text{ N/mm}^2$ Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού $\gamma_M = 2.20$ (Ευρωκ-6, Πίνακ.2.3)Μήκος λυγισμού $hef = r_{ch} = 0.75 \times 3.20 = 2.40 \text{ m}$ (Ευρωκ-6, 4.4.4.3)Λυγηρότητα $hef/t_{ef} = 2.40/0.89 = 2.70 < 27$ εντάξει (Ευρωκ-6, 4.4.6)**Απαιτήσεις Εθνικού κειμένου εφαρμογής Ευρωκώδικα**

Διαζωματική τοιχοποιία

Πάχος τοίχου $= 0.890 \geq 0.240 \text{ m}$ (εντάξει)Λυγηρότητα $\lambda = 2.70 \leq 15$ (εντάξει)Υψος/μήκος τοίχου $h/L = 3.20/9.20 = 0.35 \leq 3.0$ (εντάξει)**Ελεγχος σε κατακόρυφο φορτίο Φόρτιση $1.35x_g + 1.50x_q$ (Ευρωκ-6, 4.4.2)**Ελεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχουΚατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_i = (1.35x \ 679.3 + 1.50x \ 53.0) / 9.20 = 108.32 \text{ kN/m}$ Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 108.32 / 0.89 = 0.122 \text{ N/mm}^2$ Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου ή στέγης στην κορυφή $M_i/N_i = 0$ Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00000 \text{ m}$ Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = hef/450 = 2.40/450 = 0.00533 \text{ m}$ Εκκεντρότητα στην κορυφή (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i/N_i + e_{hi} + e_s = 0.00000 + 0.00000 + 0.00533 = 0.00533 \text{ m}$ Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05 \times 0.89 = 0.04450 \text{ m}$ Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i = 1 - 2e_i/t = 1 - 2 \times 0.04450/0.89 = 0.90$ Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \Phi_i m.t.f_k/\gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.89 \times 8.00/2.20 = 2912.7 \text{ kN/m}$ $N_{sd} = 108.3 < 2912.7 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίαςΕλεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο και βάση του τοίχουΚατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_m = (108.32 + 0.40 \times 1.35 \times 590.9) / 9.20 = 143.00 \text{ kN/m}$ Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 143.00 / 0.89 = 0.161 \text{ N/mm}^2$ Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου στο μεσαίο πέμπτο $M_m/N_m = 0.20 \times 0.00000 \times 108.3 / 143.0 = 0.00000 \text{ m}$ Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00000 \text{ m}$ Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = hef/450 = 2.40/450 = 0.00533 \text{ m}$ Εκκεντρότητα οφειλόμενη στα φορτία $e_m = (M_m/N_m) + e_{hm} + e_s = 0.00000 + 0.00000 + 0.00533 = 0.00533 \text{ m}$ Η λυγηρότητα είναι ≤ 15 άρα (Ευρωκ-6 4.4.3.2) εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$ Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_m = e_m + e_k = 0.00533 + 0.00000 = 0.00533 \text{ m}$ Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_m = 0.05t = 0.05 \times 0.89 = 0.04450 \text{ m}$ Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_m = 1 - 2e_m/t = 1 - 2 \times 0.045/0.89 = 0.90$ Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_i = (1.35 \times 1270.2 + 1.50 \times 53.0) / 9.20 = 195.03 \text{ kN/m}$ Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 195.03 / 0.89 = 0.219 \text{ N/mm}^2$ Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_i/N_i = 0.00000 \times 108.3 / 195.0 = 0.00000 \text{ m}$ Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00000 \text{ m}$ Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = hef/450 = 2.40/450 = 0.00533 \text{ m}$ Εκκεντρότητα στην βάση (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i/N_i + e_{hi} + e_s = 0.00000 + 0.00000 + 0.00533 = 0.00533 \text{ m}$ Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05 \times 0.89 = 0.04450 \text{ m}$ Μειωτικός συντελεστής στην βάση (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i = 1 - 2e_i/t = 1 - 2 \times 0.04450/0.89 = 0.90$ Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \Phi_i m.t.f_k/\gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.89 \times 8.00/2.20 = 2912.7 \text{ kN/m}$ Μέγιστη κατακόρυφη θλιπτική τάση από αποτελέσματα πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma_n = -0.337 \text{ N/mm}^2$

(Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περιοχές τάσεων εκτός των περιοχών συγκέντρωσης τάσεων στις στηρίξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)

Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{sd} = 1000 \times 0.89 \times 0.337 = 299.9 \text{ kN/m}$ $N_{sd} = 299.9 < 2912.7 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας**Ελεγχος σε κατακόρυφο φορτίο Φόρτιση $1.00x_g + 0.30x_q + \Sigma \epsilon_i \sigma_i$ (Ευρωκ-6, 4.4.2)**Ελεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχουΚατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_i = (1.00 \times 679.3 + 0.30 \times 53.0) / 9.20 = 75.57 \text{ kN/m}$ Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 75.57 / 0.89 = 0.085 \text{ N/mm}^2$ Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου ή στέγης στην κορυφή $M_i/N_i = 0$

Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi}=0.00024$ m

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s=hef/450=2.40/450=0.00533$ m

Εκκεντρότητα στην κορυφή (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i=Mi/Ni+e_{hi}+e_s=0.00000+0.00024+0.00533=0.00557$ m

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i=0.05t=0.05 \times 0.89=0.04450$ m

Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\phi_i=1-2e_i/t=1-2 \times 0.04450/0.89=0.90$

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd}=\phi_{im}.t.f_k/\gamma_M=1000 \times 0.90 \times 0.89 \times 8.00/2.20=2912.7$ kN/m

$N_{sd}=75.6 < 2912.7=N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Ελέγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο και βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_m=(75.57+0.40 \times 1.00 \times 590.9/9.20)=101.26$ kN/m

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{sdo}=0.001 \times 101.26/0.89=0.114$ N/mm²

Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου στο μεσαίο πέμπτο $M_m/N_m=0.20 \times 0.00000 \times 75.6/101.3=0.00000$ m

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm}=0.00012$ m

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s=hef/450=2.40/450=0.00533$ m

Εκκεντρότητα οφειλόμενη στα φορτία $e_m=(M_m/N_m)+e_{hm}+e_s=0.00000+0.00012+0.00533=0.00545$ m

Η λυγηρότητα είναι ≤ 15 άρα (Ευρωκ-6 4.4.3.2) εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k=0$

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_m=e_m+e_k=0.00545+0.00000=0.00545$ m

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_m=0.05t=0.05 \times 0.89=0.04450$ m

Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\phi_m=1-2e_m/t=1-2 \times 0.045/0.89=0.90$

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_i=(1.00 \times 1270.2+0.30 \times 53.0)/9.20=139.79$ kN/m

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{sdo}=0.001 \times 139.79/0.89=0.157$ N/mm²

Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_i/N_i=0.00000 \times 75.6/139.8=0.00000$ m

Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi}=0.00024$ m

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s=hef/450=2.40/450=0.00533$ m

Εκκεντρότητα στην βάση (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i=M_i/N_i+e_{hi}+e_s=0.00000+0.00024+0.00533=0.00557$ m

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i=0.05t=0.05 \times 0.89=0.04450$ m

Μειωτικός συντελεστής στην βάση (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\phi_i=1-2e_i/t=1-2 \times 0.04450/0.89=0.90$

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd}=\phi_{im}.t.f_k/\gamma_M=1000 \times 0.90 \times 0.89 \times 8.00/2.20=2912.7$ kN/m

Μέγιστη κατακόρυφη θλιπτική τάση από αποτελέσματα πεπερασμένων στοιχείων $\sigma_{max}=-1.063$ N/mm²

(Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περιοχές τάσεων εκτός των περιοχών συγκέντρωσης τάσεων στις στηρίξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)

Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{sd}=1000 \times 0.89 \times 1.063=946.5$ kN/m

$N_{sd}=946.5 < 2912.7=N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Ελέγχος σε διάτμηση φόρτιση 1.00xq+0.30xq+Σεισμός (Ευρωκ-6.4.5.3)

Μέγιστη τάση διάτμησης από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\tau_{max}=0.337$ N/mm²

(Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περιοχές τάσεων εκτός των περιοχών συγκέντρωσης τάσεων στις στηρίξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)

Μέγιστη τιμή σχεδιασμού τέμνουσας ανά μονάδα μήκους $V_{sd}=1000 \times 0.89 \times 0.337=299.8$ kN/m

Χαρακτηριστική διατμητική αντοχή $f_{vk}=0.70 \times (f_{vko}+0.4 \times \sigma_{sd})$ (Ευρωκ-6 3.6.3, Ευρωκ-6 3.6.3(8))

$f_{vk}=0.70 \times (0.500+0.4 \times 1.063)=0.648$ N/mm², $\max f_{vk}=1.000$ N/mm², και $f_{vk}=0.648$ N/mm²

Τιμή σχεδιασμού αντοχής έναντι τέμνουσας $V_{rd}=f_{vk}.t./\gamma_M$ (Ευρωκ-6 4.5.3)

$V_{rd}=1000 \times 0.648 \times 0.89/2.20=262.1$ kN/m

$V_{sd}=299.8 > 262.1=V_{rd}$ Δεν ικανοποιείται ο έλεγχος τέμνουσας σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Ελέγχος περιοχών με συγκεντρωμένα φορτία (Ευρωκ-6, 4.4.8)

Από τη επίλυση πεπερασμένων στοιχείων προκύπτουν στις θέσεις έδρασης

δοκών στο πάνω μέρος οι μέγιστες θλιπτικές τάσεις. Καθώς στο πάνω μέρος

του τοίχου υπάρχει οπλισμένο σενάζ, ελέγχουμε τις τάσεις σε χαμηλότερη σειρά πεπερασμένων στοιχείων.

Η μέγιστη θλιπτική τάση στην περιοχή συγκεντρωμένων φορτίων $\sigma_{sdmax}=0.371$ N/mm²

Η μέγιστη αυτή τάση 0.371 είναι $< f_k/\gamma_M=8.00/2.2=3.64$

άρα ικανοποιούνται πλήρως οι συνθήκες ελέγχου 4.4.8, 4.4.9 του Ευρωκ-6 4.4.8

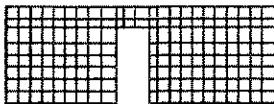
Σενάζ οπλισμένου σκυροδέματος (Εθν. Κείρ. εφαρμογής Ευρωκ-6, 5.2)

Στο πάνω μέρος του τοίχου και στο ύψος των υπέρθυρων τυχόν παρουσιάζόμενες μικρές εφελκυστικές τάσεις παραλαμβάνονται από σενάζ οπλισμένου σκυροδέματος 89x20 [πλάτος x ύψος cm]

με ελάχιστο οπλισμό 4Φ16 (και συνδεδετρες Φ8/20) που ικανοποιεί τα ελάχιστα όρια του κανονισμού.

Υπόγειο**T5**

Διαστάσεις μήκος= 9.20m, ύψος= 3.20m, πάχος=0.74m



Λιθοδομή M2 0.60

Κατηγορία κατασκευής B (Ευρωκ-6, Παράρτημα Η)

Κατηγορία ελέγχου παραγωγής λιθοσωμάτων I (Ευρωκ-6, 3.1.1)

Θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας $f_k = 8.70 \text{ N/mm}^2$ Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού $\gamma_M = 2.20$ (Ευρωκ-6, Πίνακ.2.3)Μήκος λυγισμού $hef = r_{xh} = 0.75 \times 3.20 = 2.40 \text{ m}$ (Ευρωκ-6, 4.4.4.3)Λυγηρότητα $hef/t_{ef} = 2.40/0.74 = 3.24 < 27$ εντάξει (Ευρωκ-6, 4.4.6)**Απαιτήσεις Εθνικού κειμένου εφαρμογής Ευρωκώδικα**

Διαζωματική τοιχοποιία

Πάχος τοίχου $= 0.740 \geq 0.240 \text{ m}$ (εντάξει)Λυγηρότητα $\lambda = 3.24 \leq 15$ (εντάξει)Υψος/μήκος τοίχου $h/L = 3.20/9.20 = 0.35 \leq 3.0$ (εντάξει)**Ελεγχος σε κατακόρυφο φορτίο θόρτιση 1.35xg+1.50xq (Ευρωκ-6, 4.4.2)****Ελεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου**Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_i = (1.35 \times 649.5 + 1.50 \times 202.9) / 9.20 = 128.39 \text{ kN/m}$ Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 128.39 / 0.74 = 0.173 \text{ N/mm}^2$ $\sigma_{sdo} = 0.173 < 0.25 \text{ N/mm}^2$ άρα (Ευρωκ-6 Παρ. Γ.2) γίνεται μείωση εκκεντρότητας κατά $(1-k/4) = 1.00$ Καμπτική ροπή σχεδιασμού στην κορυφή (Ευρωκ-6 Παράρτημα Γ.1) $M_i = 0.86 \text{ kNm/m}$ Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00000 \text{ m}$ Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = hef/450 = 2.40/450 = 0.00533 \text{ m}$ Εκκεντρότητα στην κορυφή (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i/N_i + e_{hi} + e_s = 0.00667 + 0.00000 + 0.00533 = 0.01200 \text{ m}$ Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05 \times 0.74 = 0.03700 \text{ m}$ Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i = 1 - 2e_i/t = 1 - 2 \times 0.03700/0.74 = 0.90$ Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \Phi_i \cdot m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.74 \times 8.70 / 2.20 = 2633.7 \text{ kN/m}$ $N_{sd} = 128.4 < 2633.7 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας**Ελεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο και βάση του τοίχου**Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_m = (128.39 + 0.40 \times 1.35 \times 505.0) / 9.20 = 158.03 \text{ kN/m}$ Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 158.03 / 0.74 = 0.214 \text{ N/mm}^2$ Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου στο μεσαίο πέμπτο $M_m/N_m = 0.20 \times 0.00667 \times 128.4 / 158.0 = 0.00108 \text{ m}$ Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00000 \text{ m}$ Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = hef/450 = 2.40/450 = 0.00533 \text{ m}$ Εκκεντρότητα οφειλόμενη στα φορτία $e_m = (M_m/N_m) + e_{hm} + e_s = 0.00108 + 0.00000 + 0.00533 = 0.00642 \text{ m}$ Η λυγηρότητα είναι ≤ 15 άρα (Ευρωκ-6 4.4.3.2) εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$ Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_m = e_m + e_k = 0.00642 + 0.00000 = 0.00642 \text{ m}$ Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_m = 0.05t = 0.05 \times 0.74 = 0.03700 \text{ m}$ Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_m = 1 - 2e_m/t = 1 - 2 \times 0.037/0.74 = 0.90$ Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_i = (1.35 \times 1154.5 + 1.50 \times 202.9) / 9.20 = 202.49 \text{ kN/m}$ Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 202.49 / 0.74 = 0.274 \text{ N/mm}^2$ Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_i/N_i = 0.00667 \times 128.4 / 202.5 = 0.00423 \text{ m}$ Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00000 \text{ m}$ Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = hef/450 = 2.40/450 = 0.00533 \text{ m}$ Εκκεντρότητα στην βάση (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i/N_i + e_{hi} + e_s = 0.00423 + 0.00000 + 0.00533 = 0.00956 \text{ m}$ Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05 \times 0.74 = 0.03700 \text{ m}$ Μειωτικός συντελεστής στην βάση (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i = 1 - 2e_i/t = 1 - 2 \times 0.03700/0.74 = 0.90$ Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \Phi_i \cdot m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.74 \times 8.70 / 2.20 = 2633.7 \text{ kN/m}$ Μέγιστη κατακόρυφη θλιπτική τάση από αποτελέσματα πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma = -0.357 \text{ N/mm}^2$

(Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περιοχές τάσεων εκτός των περιοχών συγκέντρωσης τάσεων στις σιηρόξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)

Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{sd} = 1000 \times 0.74 \times 0.357 = 264.4 \text{ kN/m}$ $N_{sd} = 264.4 < 2633.7 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας**Ελεγχος σε κατακόρυφο φορτίο θόρτιση 1.00xg+0.30xq+Σεισμός (Ευρωκ-6, 4.4.2)****Ελεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου**Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_i = (1.00 \times 649.5 + 0.30 \times 202.9) / 9.20 = 77.21 \text{ kN/m}$ Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 77.21 / 0.74 = 0.104 \text{ N/mm}^2$ $\sigma_{sdo} = 0.104 < 0.25 \text{ N/mm}^2$ άρα (Ευρωκ-6 Παρ. Γ.2) γίνεται μείωση εκκεντρότητας κατά $(1-k/4) = 1.00$ Καμπτική ροπή σχεδιασμού στην κορυφή (Ευρωκ-6 Παράρτημα Γ.1) $M_i = 0.41 \text{ kNm/m}$

Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi}=0.00024$ m

Τυχνηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s=hef/450=2.40/450=0.00533$ m

Εκκεντρότητα στην κορυφή (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i=M_i/N_i+e_{hi}+e_s=0.00533+0.00024+0.00533=0.01090$ m

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i=0.05t=0.05 \times 0.74=0.03700$ m

Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i=1-2e_i/t=1-2 \times 0.03700/0.74=0.90$

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd}=\Phi_{im}.t.f_k/\gamma_M=1000 \times 0.90 \times 0.74 \times 8.70/2.20=2633.7$ kN/m

$N_{sd}=77.2 < 2633.7=N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Έλεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο και βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_m=(77.21+0.40 \times 1.00 \times 505.0/9.20)=99.17$ kN/m

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{sdo}=0.001 \times 99.17/0.74=0.134$ N/mm²

Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου στο μεσαίο πέμπτο $M_m/N_m=0.20 \times 0.00533 \times 77.2/99.2=0.00083$ m

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm}=0.00012$ m

Τυχνηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s=hef/450=2.40/450=0.00533$ m

Εκκεντρότητα οφειλόμενη στα φορτία $e_m=(M_m/N_m)+e_{hm}+e_s=0.00083+0.00012+0.00533=0.00628$ m

Η λυγηρότητα είναι ≤ 15 άρα (Ευρωκ-6 4.4.3.2) εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k=0$

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_m=e_m+e_k=0.00628+0.00000=0.00628$ m

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_m=0.05t=0.05 \times 0.74=0.03700$ m

Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_m=1-2e_m/t=1-2 \times 0.037/0.74=0.90$

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_i=(1.00 \times 1154.5+0.30 \times 202.9)/9.20=132.11$ kN/m

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{sdo}=0.001 \times 132.11/0.74=0.179$ N/mm²

Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_i/N_i=0.00533 \times 77.2/132.1=0.00311$ m

Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi}=0.00024$ m

Τυχνηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s=hef/450=2.40/450=0.00533$ m

Εκκεντρότητα στην βάση (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i=M_i/N_i+e_{hi}+e_s=0.00311+0.00024+0.00533=0.00869$ m

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i=0.05t=0.05 \times 0.74=0.03700$ m

Μειωτικός συντελεστής στην βάση (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i=1-2e_i/t=1-2 \times 0.03700/0.74=0.90$

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd}=\Phi_{im}.t.f_k/\gamma_M=1000 \times 0.90 \times 0.74 \times 8.70/2.20=2633.7$ kN/m

Μέγιστη κατακόρυφη θλιπτική τάση από αποτελέσματα πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma=-1.132$ N/mm²

(Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περιοχές τάσεων εκτός των περιοχών συγκέντρωσης τάσεων στις στηρίξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)

Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{sd}=1000 \times 0.74 \times 1.132=837.4$ kN/m

$N_{sd}=837.4 < 2633.7=N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Έλεγχος σε διάτμηση φόρτιση 1.00xg+0.30xq+Σεισμός (Ευρωκ-6.4.5.3)

Μέγιστη τάση διάτμησης από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\tau_{max}=0.337$ N/mm²

(Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περιοχές τάσεων εκτός των περιοχών συγκέντρωσης τάσεων στις στηρίξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)

Μέγιστη τιμή σχεδιασμού τέμνουσας ανά μονάδα μήκους $V_{sd}=1000 \times 0.74 \times 0.337=249.2$ kN/m

Χαρακτηριστική διατμητική αντοχή $f_{vk}=0.70 \times (f_{vk0}+0.4 \times \sigma_{sd})$ (Ευρωκ-6 3.6.3, Ευρωκ-6 3.6.3(8))

$f_{vk}=0.70 \times (0.580+0.4 \times 1.132)=0.723$ N/mm², $\max f_{vk}=1.000$ N/mm², και $f_{vk}=0.723$ N/mm²

Τιμή σχεδιασμού αντοχής έναντι τέμνουσας $V_{rd}=f_{vk}.t./\gamma_M$ (Ευρωκ-6 4.5.3)

$V_{rd}=1000 \times 0.723 \times 0.74/2.20=243.1$ kN/m

$V_{sd}=249.2 > 243.1=V_{rd}$ Δεν ικανοποιείται ο έλεγχος τέμνουσας σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Έλεγχος περιοχών με συγκεντρωμένα φορτία (Ευρωκ-6, 4.4.8)

Από τη επίλυση πεπερασμένων στοιχείων προκύπτουν στις θέσεις έδρασης

δοκών στο πάνω μέρος οι μέγιστες θλιπτικές τάσεις. Καθώς στο πάνω μέρος

του τοίχου υπάρχει οπλισμένο σενάζ, ελέγχουμε τις τάσεις σε χαμηλότερη σειρά πεπερασμένων στοιχείων.

Η μέγιστη θλιπτική τάση στην περιοχή συγκεντρωμένων φορτίων $\sigma_{sdmax}=0.423$ N/mm²

Η μέγιστη αυτή τάση 0.423 είναι $< f_k/\gamma_M=8.70/2.2=3.95$

άρα ικανοποιούνται πλήρως οι συνθήκες ελέγχου 4.4.8, 4.4.9 του Ευρωκ-6 4.4.8

Σενάζ οπλισμένου σκυροδέματος (Εθν. Κείμ. εφαρμογής Ευρωκ-6, 5.2)

Στο πάνω μέρος του τοίχου και στο ύψος των υπέρθυρων τυχόν παρουσιαζόμενες μικρές εφελκυστικές τάσεις παραλαμβάνονται από σενάζ οπλισμένου σκυροδέματος 74x20 [πλάτος x ύψος cm]

με ελάχιστο οπλισμό 4Φ16 (και συνδετήρες Φ8/20) που ικανοποιεί τα ελάχιστα όρια του κανονισμού.

Ελεγχος για "απλά κτίρια τοιχοποιίας" (Εθν. κείμενο εφαρμογής Ευρωκώδικα-6, 7, 7.2)

- (1) Οι υπέρ το έδαφος όροφοι είναι 1, και η σεισμικότητα II $\alpha=0.24g$, άρα ικανοποιούνται οι περιορισμοί στον αριθμό ορόφων του πίνακα 3.
- (2) α) Το σχήμα του κτιρίου είναι περίπου ορθογωνικό
β) Μικρότερη προς μεγαλύτερη πλευρά = $9.34/21.09 = 0.44 > 0.25$
γ) Οι εξοχές ή εσοχές, δεν έχουν μήκος μεγαλύτερο του 15% του μήκους της πλευράς που είναι παράλληλη προς αυτές.
- (3) α) Η ακαμψία του κτιρίου εξασφαλίζεται μέσω διατμητικών τοίχων που διατάσσονται περιμετρικά στις δύο κύριες κάθετες διευθύνσεις x-x και y-y του κτιρίου.
β) Σε κάθε μία από τις κύριες κατευθύνσεις x-x και y-y υπάρχουν τουλάχιστον δύο τοίχοι με μήκος μεγαλύτερο του 30% του μήκους του κτιρίου κατά την διεύθυνση του τοίχου.
γ) Η απόσταση ανάμεσα στους παραπάνω τοίχους είναι μεγαλύτερη του 75% του μήκους του κτιρίου κατά την άλλη κατεύθυνση.
δ) Τουλάχιστον 75% των κατακόρυφων φορτίων του κτιρίου παραλαμβάνονται από τους διατμητικούς τοίχους.
- (5) Από όροφο σε όροφο η μεταβολή της μάζας και της οριζόντιας διατομής των τοίχων δεν ξεπερνά το 20% και στις δύο διευθύνσεις του κτιρίου.
- (6) Σε κάθε όροφο το εμβαδόν διατομής των διατμητικών τοίχων σε κάθε μία από τις κάθετες διευθύνσεις ως ποσοστό του συνολικού εμβαδού του ορόφου είναι μικρότερο από τα ποσοστά του πίνακα 4. που στην περίπτωσή μας είναι
τοιχοποιία : Διαζωματική, εδαφική επιτάχυνση σεισμού: II $\alpha=0.24g$, ελάχιστο ποσοστό τοίχων 5%
x-x κατεύθυνση, ποσοστό τοίχων στο ισόγειο $28.911/176.460=0.164>0.05$
y-y κατεύθυνση, ποσοστό τοίχων στο ισόγειο $16.649/176.460=0.094>0.05$

Υποστυλώματα

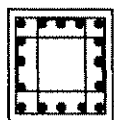
Η συνολική οριζόντια δύναμη του κάθε ορόφου παραλαμβάνεται εξ ολοκλήρου από τους τοίχους. Οι οριζόντιες μετακινήσεις λόγω σεισμού είναι σχεδόν μηδενικές, τα υποστυλώματα δεν παραλαμβάνουν οριζόντιες δυνάμεις, και δεν σχεδιάζονται για οριζόντιες δυνάμεις σεισμού. Τα υποστυλώματα ελέγχονται σε κατακόρυφα φορτία, με ροπές στην κορυφή κατά x και y διεύθυνση, αυτές που προκύπτουν από τις στροφές των κόμβων της εσχάρας των δοκών του δαπέδου. Ο έλεγχος γίνεται σε διαξονική κάμψη με θλιπτική δύναμη. Φαινόμενα 2ας τάξεως δεν ελέγχονται. Ελέγχεται η λυγηρότητα $\lambda \leq 25$ οπότε βάσει του Κανον. Οπλ. Σκυροδ. 14.3.2 απαλλάσσονται από περαιτέρω έλεγχο φαινομένων δευτέρας τάξεως.

Πέδιλα υποστυλωμάτων

Τα πέδιλα των υποστυλωμάτων επιλύονται σαν κεντρικά. Τυχόν ροπές λόγω μικρής εκκεντρότητας κατακόρυφων φορτίων παραλαμβάνονται από τους συνδετήριους δοκούς.

Τίθενται συνδετήριοι δοκοί στη θεμελίωση κατά τις δύο κύριες διευθύνσεις με ελάχιστη διατομή 25x60 και οπλισμούς πάνω 4Φ14 και κάτω 4Φ14 και συνδετήρες Φ8/20.

Υπόγειο **Υποστώλωμα:** **Υ1** 40x60 cm C20/25-S500s
 Φορτία δαπέδου μόνιμο: 199.5 kN, κινητό: 145.0 kN, ίδιο βάρος: $0.40 \times 0.60 \times 3.20 \times 25.00 = 19.2$ kN
 Φορτίο από υπερκείμενο υποστώλωμα μόνιμο: 0.0 kN, κινητό: 0.0 kN
 Φορτίο σε υποκείμενο υποστώλωμα μόνιμο: 218.7 kN, κινητό: 145.0 kN
 Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού $(1.35 \times 218.7 + 1.50 \times 145.0) = 512.7$ kN
 Στροφές εσχάρας δοκών στην κορυφή $\phi_{xx} = 0.001184$, $\phi_{yy} = 0.001450$ (rad)



Ροπές στην κορυφή $M_{xx} = 305.84$ kNm, $M_{yy} = 166.49$ kNm

$M_{sdxx} = 305.8$ kNm $\mu_{sdxx} = (M_{sdxx} / b h^2 f_{cd}) = 0.16$

$M_{sdy} = 166.5$ kNm $\mu_{sdy} = (M_{sdy} / h b^2 f_{cd}) = 0.13$

$N_{sd} = -512.7$ kN $\nu_d = (N_d / (b h f_{cd})) = -0.16$

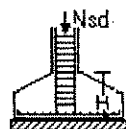
από διαγράμματα διαξονικής κάμψης με θλίψη $\omega_{tot} = 0.56$ και $A_{s,tot} = 41.20$ cm²

Ελάχιστος οπλισμός $0.008 \times 0.40 \times 0.60 = 19.20$ cm²

Αμετάθετα πλαίσια λυγηρότητα $\lambda = 0.7 \times 3.20 / (0.289 \times 0.40) = 19$

$\lambda \leq 25$ δεν απαιτείται έλεγχος σε φαινόμενα 2ας τάξης (Κανον. Σκυροδ 14.3.2)

Οπλισμοί 12Φ20+4Φ16, (45.7cm²), συνδετήρες πάνω και κάτω άκρα 0.60m Φ8/10 ενδιάμεσα Φ8/20

Πέδιλο υποστυλώματος

Πέδιλο κεντρικό 1.90x1.90m, H=0.80m (ίδιο βάρος 42.3kN), $N_{sd} = 555.0$ kN

$N_{fd} = 555.0$ kN < 722.0 kN $= 1000 \times 0.20 \times 1.90 \times 1.90 = R_{nd}$ (φέρουσα ικανότητα εδάφους ΕΑΚ 5.2.3)

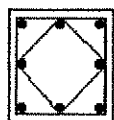
$M_{sd} = 555.0 \times (1.90 - 0.40) / 8 = 104$ kNm

$M_{sd} = 104$ kNm, $K_d = 10.13$, $\xi = 0.03$, $e_c / e_s = 0.6 / 20.0$, $K_s = 2.32$, $A_s = 3.2$ cm²

διάτμηση $\tau = 0.001 \times 555 \times (1.90 - 0.40) / (2 \times 1.90^2 \times 0.9 \times 0.75) = 0.17 < 0.26$ [N/mm²] = τ_{rd}

οπλισμός πεδίου: διπλή εσχάρα Φ12/15

Υπόγειο **Υποστώλωμα:** **Υ2** 60x40 cm C20/25-S500s
 Φορτία δαπέδου μόνιμο: 177.0 kN, κινητό: 110.4 kN, ίδιο βάρος: $0.60 \times 0.40 \times 3.20 \times 25.00 = 19.2$ kN
 Φορτίο από υπερκείμενο υποστώλωμα μόνιμο: 0.0 kN, κινητό: 0.0 kN
 Φορτίο σε υποκείμενο υποστώλωμα μόνιμο: 196.2 kN, κινητό: 110.4 kN
 Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού $(1.35 \times 196.2 + 1.50 \times 110.4) = 430.4$ kN
 Στροφές εσχάρας δοκών στην κορυφή $\phi_{xx} = 0.000225$, $\phi_{yy} = 0.001144$ (rad)



Ροπές στην κορυφή $M_{xx} = 25.89$ kNm, $M_{yy} = 295.61$ kNm

$M_{sdxx} = 25.9$ kNm $\mu_{sdxx} = (M_{sdxx} / b h^2 f_{cd}) = 0.02$

$M_{sdy} = 295.6$ kNm $\mu_{sdy} = (M_{sdy} / h b^2 f_{cd}) = 0.15$

$N_{sd} = -430.4$ kN $\nu_d = (N_d / (b h f_{cd})) = -0.13$

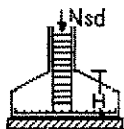
από διαγράμματα διαξονικής κάμψης με θλίψη $\omega_{tot} = 0.33$ και $A_{s,tot} = 24.62$ cm²

Ελάχιστος οπλισμός $0.008 \times 0.60 \times 0.40 = 19.20$ cm²

Αμετάθετα πλαίσια λυγηρότητα $\lambda = 0.7 \times 3.20 / (0.289 \times 0.40) = 19$

$\lambda \leq 25$ δεν απαιτείται έλεγχος σε φαινόμενα 2ας τάξης (Κανον. Σκυροδ 14.3.2)

Οπλισμοί 4Φ20+4Φ20, (25.1cm²), συνδετήρες πάνω και κάτω άκρα 0.60m Φ8/10 ενδιάμεσα Φ8/20

Πέδιλο υποστυλώματος

Πέδιλο κεντρικό 1.70x1.70m, H=0.80m (ίδιο βάρος 35.5kN), $N_{sd}= 465.9 \text{ kN}$
 $N_{fd}=465.9 \text{ kN} < 578.0 \text{ kN} = 1000 \times 0.20 \times 1.70 \times 1.70 = R_{nd}$ (φέρουσα ικανότητα εδάφους ΕΑΚ 5.2.3)
 $M_{sd}= 465.9 \times (1.70 - 0.40) / 8 = 76 \text{ kNm}$
 $M_{sd}= 76 \text{ kNm}$, $K_d=11.24$, $\xi=0.03$, $e_c/e_s=0.6/20.0$, $K_s=2.32$, $A_s= 2.3 \text{ cm}^2$
 διάτμηση $\tau=0.001 \times 466 \times (1.70 - 0.40) / (2 \times 1.70^2 \times 0.9 \times 0.75) = 0.16 < 0.26 [\text{N/mm}^2] = \tau_{rd}$
 οπλισμός πεδίου: διπλή εσχάρα $\Phi 12/15$

ΥπόγειοΥποστύλωμα: Y3

40x60 cm

C20/25-S500s

Φορτία δαπέδου μόνιμο: 159.8 kN, κινητό: 71.0 kN, ίδιο βάρος: $0.40 \times 0.60 \times 3.20 \times 25.00 = 19.2 \text{ kN}$

Φορτίο από υπερκείμενο υποστύλωμα μόνιμο: 0.0 kN, κινητό: 0.0 kN

Φορτίο σε υποκείμενο υποστύλωμα μόνιμο: 179.0 kN, κινητό: 71.0 kN

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού $(1.35 \times 179.0 + 1.50 \times 71.0) = 348.2 \text{ kN}$

Στροφές εσχάρων δοκών στην κορυφή $\phi_{xx}=0.000028$, $\phi_{yy}=0.000779 \text{ (rad)}$



Ροπές στην κορυφή $M_{xx}= 7.20 \text{ kNm}$, $M_{yy}= 89.41 \text{ kNm}$

$M_{sdx}= 7.2 \text{ kNm}$ $\mu_{sdx}=(M_{sdx}/b h^2 f_{cd})= 0.00$

$M_{sdy}= 89.4 \text{ kNm}$ $\mu_{sdy}=(M_{sdy}/b h^2 f_{cd})= 0.07$

$N_{sd} = -348.2 \text{ kN}$ $\nu_d=(N_d/(b h f_{cd}))=-0.11$

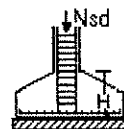
από διαγράμματα διαξονικής κάμψης με θλίψη $\omega_{tot}=0.10$ και $A_{s,tot}= 7.36 \text{ cm}^2$

Ελάχιστος οπλισμός $0.008 \times 0.40 \times 0.60 = 19.20 \text{ cm}^2$

Αμετάθετα πλαίσια λυγηρότητα $\lambda=0.7 \times 3.20 / (0.289 \times 0.40) = 19$

$\lambda \leq 25$ δεν απαιτείται έλεγχος σε φαινόμενα 2ας τάξης (Κανον. Σκυροδ 14.3.2)

Οπλισμοί 4 $\Phi 20$ +4 $\Phi 16$, (20.6cm²), συνδετήρες πάνω και κάτω άκρα 0.60m $\Phi 8/10$ ενδιάμεσα $\Phi 8/20$

Πέδιλο υποστυλώματος

Πέδιλο κεντρικό 1.60x1.60m, H=0.80m (ίδιο βάρος 28.7kN), $N_{sd}= 376.9 \text{ kN}$

$N_{fd}=376.9 \text{ kN} < 512.0 \text{ kN} = 1000 \times 0.20 \times 1.60 \times 1.60 = R_{nd}$ (φέρουσα ικανότητα εδάφους ΕΑΚ 5.2.3)

$M_{sd}= 376.9 \times (1.60 - 0.40) / 8 = 57 \text{ kNm}$

$M_{sd}= 57 \text{ kNm}$, $K_d=12.62$, $\xi=0.02$, $e_c/e_s=0.5/20.0$, $K_s=2.32$, $A_s= 1.7 \text{ cm}^2$

διάτμηση $\tau=0.001 \times 377 \times (1.60 - 0.40) / (2 \times 1.60^2 \times 0.9 \times 0.75) = 0.13 < 0.26 [\text{N/mm}^2] = \tau_{rd}$

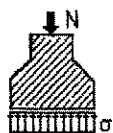
οπλισμός πεδίου: διπλή εσχάρα $\Phi 12/15$

Θεμελίωση τοίχων

Θλιπτική αντοχή εδάφους $q_u = 0.20 \text{ [MPa=N/mm}^2\text{]}$

Θεμελίωση τοίχου: T1

Διαστάσεις μήκος=20.95m, ύψος= 3.20m, πάχος=0.89m



Ολικό κατακόρυφο φορτίο $N_{sd} = 1.35 \times 2854.5 + 1.50 \times 167.4 = 4104.7 \text{ [kN]}$

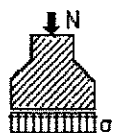
Φορτίο ανά μέτρο μήκους τοίχου +ιδ. βάρος πεδίου $N_{fd} = 198 \text{ [kN/m]}$

Για πλάτος πεδίου $t_p = 1.09 \text{ [m]}$ μέγιστη τάση εδάφους $\sigma_{ed} = 0.001 \times 198 / 1.09 = 0.18 \text{ [MPa]}$

$N_{fd} = 198 \text{ kN/m} < 218 \text{ kN/m} = 1000 \times 0.20 \times 1.09 = R_{nd}$ (φέρουσα ικανότητα εδάφους EAK5.2.3)

Θεμελίωση τοίχου: T2

Διαστάσεις μήκος=20.95m, ύψος= 3.20m, πάχος=0.89m



Ολικό κατακόρυφο φορτίο $N_{sd} = 1.35 \times 3041.5 + 1.50 \times 207.5 = 4417.3 \text{ [kN]}$

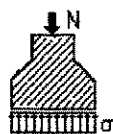
Φορτίο ανά μέτρο μήκους τοίχου +ιδ. βάρος πεδίου $N_{fd} = 213 \text{ [kN/m]}$

Για πλάτος πεδίου $t_p = 1.09 \text{ [m]}$ μέγιστη τάση εδάφους $\sigma_{ed} = 0.001 \times 213 / 1.09 = 0.20 \text{ [MPa]}$

$N_{fd} = 213 \text{ kN/m} < 218 \text{ kN/m} = 1000 \times 0.20 \times 1.09 = R_{nd}$ (φέρουσα ικανότητα εδάφους EAK5.2.3)

Θεμελίωση τοίχου: T3

Διαστάσεις μήκος= 9.20m, ύψος= 3.20m, πάχος=0.89m



Ολικό κατακόρυφο φορτίο $N_{sd} = 1.35 \times 1262.4 + 1.50 \times 88.4 = 1836.8 \text{ [kN]}$

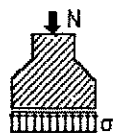
Φορτίο ανά μέτρο μήκους τοίχου +ιδ. βάρος πεδίου $N_{fd} = 202 \text{ [kN/m]}$

Για πλάτος πεδίου $t_p = 1.09 \text{ [m]}$ μέγιστη τάση εδάφους $\sigma_{ed} = 0.001 \times 202 / 1.09 = 0.19 \text{ [MPa]}$

$N_{fd} = 202 \text{ kN/m} < 218 \text{ kN/m} = 1000 \times 0.20 \times 1.09 = R_{nd}$ (φέρουσα ικανότητα εδάφους EAK5.2.3)

Θεμελίωση τοίχου: T4

Διαστάσεις μήκος= 9.20m, ύψος= 3.20m, πάχος=0.89m



Ολικό κατακόρυφο φορτίο $N_{sd} = 1.35 \times 1270.2 + 1.50 \times 53.0 = 1794.3 \text{ [kN]}$

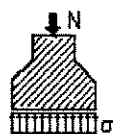
Φορτίο ανά μέτρο μήκους τοίχου +ιδ. βάρος πεδίου $N_{fd} = 197 \text{ [kN/m]}$

Για πλάτος πεδίου $t_p = 1.09 \text{ [m]}$ μέγιστη τάση εδάφους $\sigma_{ed} = 0.001 \times 197 / 1.09 = 0.18 \text{ [MPa]}$

$N_{fd} = 197 \text{ kN/m} < 218 \text{ kN/m} = 1000 \times 0.20 \times 1.09 = R_{nd}$ (φέρουσα ικανότητα εδάφους EAK5.2.3)

Θεμελίωση τοίχου: T5

Διαστάσεις μήκος= 9.20m, ύψος= 3.20m, πάχος=0.74m



Ολικό κατακόρυφο φορτίο $N_{sd} = 1.35 \times 1154.5 + 1.50 \times 202.9 = 1862.9 \text{ [kN]}$

Φορτίο ανά μέτρο μήκους τοίχου +ιδ. βάρος πεδίου $N_{fd} = 204 \text{ [kN/m]}$

Για πλάτος πεδίου $t_p = 1.02 \text{ [m]}$ μέγιστη τάση εδάφους $\sigma_{ed} = 0.001 \times 204 / 1.02 = 0.20 \text{ [MPa]}$

$N_{fd} = 204 \text{ kN/m} < 204 \text{ kN/m} = 1000 \times 0.20 \times 1.02 = R_{nd}$ (φέρουσα ικανότητα εδάφους EAK5.2.3)



ΑΠΟΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΚΤΙΡΙΟΥ "ΠΑΝΑΝΕΙΟ ΔΗΜΟΤΙΚΟ ΝΟΣΟΚΟΜΕΙΟ"

Θέση οικοδομής : ΗΡΑΚΛΕΙΟ ΚΡΗΤΗΣ

Μηχανικός Μελέτης: ΜΑΚΡΗΣ ΝΙΚΟΛΑΟΣ

Γενικά Χαρακτηριστικά Κτιρίου

Οροφοί : 1 Υπόγειο : 1 Τοιχοποιία Διαζωματική

Υψη ορόφων [m] Δάπεδα

Υπόγειο ύψος ορόφου 3.20 [m] οροφή=Πλάκα d=0.16[m]

Ισόγειο ύψος ορόφου 4.10 [m] οροφή=Πλάκα d=0.00[m]

Φορτία ΚατασκευήςΜόνιμα Δαπέδων Επικάλυψη δαπέδων= 2.00[kN/m²], Τοίχοι σε δάπεδα= 0.00[kN/m²]

Κινητά Δαπέδων Κινητά σε δάπεδα = 5.00[kN/m²], Κινητά σε σκάλες= 5.00[kN/m²]

Κινητά σε Εξώστες= 5.00[kN/m²]

Μόνιμα Στέγης Κολυμβητά κεραμίδια+σανίδωμα+ζευκτά Ιδιο βάρος= 1.50[kN/m²]

Οροφή= 0.00[kN/m²]

Κινητά Στέγης Χιόνι= 0.00[kN/m²], Άνεμος= 0.00[kN/m²]

Άνεμος (κατακόρυφα) 0.00xημ²(25°)= 0.00[kN/m²]

Συντελεστές Συνδυασμού Δράσεων (Καν. 1.3) Ψ0=0.60, Ψ1=0.60, Ψ2=0.30

Υλικά Τοιχοποιίας Τοίχοι Λιθοδομή M2 0.70

Εκυρόδεμα-Εδαφος C20/25-S500s αμ=0.20 [N/mm²,MPa]**Γενικά Στοιχεία Αντισεισμικού Σχεδιασμού**

Σεισμική Ζώνη Κατηγορία: II α=0.24g

Κατηγορία Εδάφους Γ T1=0.20sec T2=0.80sec

Επουδαιότητα Κτιρίου Σ4 γI=1.30

Κανονισμοί που λαμβάνονται υπόψη.

Ευρωκώδικας 6 :ENV 1996-1-1/1995. Σχεδιασμός κατασκευών από τοιχοποιία.

Εθνικό Κείμενο Εφαρμογής Ευρωκώδικα 6

Ελληνικός Κανονισμός για την Μελέτη και την Κατασκευή Εργων από Εκυρόδεμα ΕΚΩΣ 2000.

Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός,ΕΑΚ 2000 με τις τροποποιήσεις (ΦΕΚ Β 781/18.06.2003).

Ελληνικός Κανονισμός Τεχνολογίας Εκυροδέματος.

Ελληνικός Κανονισμός Φορτίσεων.

Μεθοδολογία επίλυσης και διαστασολόγησης.

Η επίλυση του κτιρίου βασίζεται στο ότι το μέγιστο των κατακορύφων φορτίων, καθώς και οι οριζόντιες σεισμικές δυνάμεις εξ ολοκλήρου, φέρονται από τους τοίχους. Τα υποστυλώματα δεν συμμετέχουν στην ανάληψη δυνάμεων σεισμού. Η επίλυση των δαπέδων σε κατακόρυφα φορτία γίνεται ανεξάρτητα, θεωρώντας το δάπεδο σαν εσχάρα δοκών και μετακινώντας τα κινητά φορτία ώστε να επιτευχθούν οι δυσμενέστερες συνθήκες φόρτισης για κάθε δοκό. Οι πλάκες επιλύονται με τη μέθοδο των λωρίδων, κατά Marcus.

Οι οριζόντιες δυνάμεις σεισμού υπολογίζονται με την απλοποιημένη φασματική μέθοδο κατά **ΕΑΚ**. Η κατανομή των σεισμικών δυνάμεων στους τοίχους γίνεται αφού υπολογισθούν οι ακριβείς ακαμψίες των τοίχων μέσω ανάλυσης με πεπερασμένα στοιχεία.

Οι τοίχοι επιλύονται με πεπερασμένα στοιχεία για τον ακριβή υπολογισμό των εντατικών μεγεθών τους στα κατακόρυφα φορτία και στα φορτία σεισμού.

Η διαστασολόγηση των στοιχείων από μετόν, πλάκες, δοκοί, υποστυλώματα, πέδιλα γίνεται βάσει του **Ελληνικού Κανονισμού Οπλισμένου Σκυροδέματος**, η δε διαστασολόγηση και έλεγχος τοίχων βάσει του **Ευρωκώδικα 6**.

Τέλος γίνονται όλοι οι έλεγχοι που απαιτούνται επί πλέον από το **Εθνικό Κείμενο εφαρμογής του Ευρωκώδικα 6** και οι έλεγχοι για απλά κτίρια τοιχοποιίας.

Πλάκες

Η επίλυση και ο υπολογισμός των εντατικών μεγεθών των πλακών γίνεται με τη μέθοδο Marcus. Η μέθοδος αυτή, ως γνωστόν, βασίζεται στην επίλυση διασταυρούμενων λωρίδων με κοινό βέλος κάμψης στο μέσον της πλάκας και κατανομή του φορτίου της πλάκας στις δύο κύριες διευθύνσεις. Η ευνοϊκή επίδραση της συστροφής στις ροπές ανοιγμάτων δεν λαμβάνεται υπόψη, υπέρ της ασφαλείας. Συνεχεία οι πλάκες επιλύονται σαν συνεχείς ανεξάρτητοι δοκοί η κάθε λωρίδα. Σύμφωνα με τον κανονισμό οπλισμένου σκυροδέματος (18.1) πλάκες με λόγο πλευρών μεταξύ 0.050 και 2.00 επιλύονται σαν τετραέρειστες, άλλως ως διέρειστες.

Τα μεταφερόμενα στους δοκούς φορτία προκύπτουν για φόρτιση με κινητά στις πλάκες εκατέρωθεν της δοκού. Σε περίπτωση διερείστων πλακών στους δοκούς που δεν παίρνουν φορτία μεταβιβάζεται ελάχιστο φορτίο από πλάκα ίσο με $qL/4$ όπου q το φορτίο ($1.35g + 1.50q$) της πλάκας και L το άνοιγμα της δοκού.

Οι υπολογισμοί αντοχής (οριακή κατάσταση αστοχίας) γίνονται σύμφωνα με τον Ελλην. Κανον. Οπλισμ. Σκυροδέματος 10.1 και 10.4. Ο έλεγχος οριακής κατάστασης λειτουργικότητας από παραμόρφωση, βασίζεται στον έλεγχο λυγρότητας σύμφωνα με (Καν. 16.2), οπότε ο έλεγχος βελών κάμψης μπορεί να παραλειφθεί. Γίνονται επίσης όλοι οι έλεγχοι για ελάχιστους οπλισμούς και αποστάσεις σύμφωνα με (Κανον. 18.1). Η ελάχιστη επικάλυψη οπλισμών λαμβάνεται 20mm που ικανοποιεί τα όρια (Κανον 5.1) για συνθήκες περιβάλλοντος ελάχιστα ή μετρίως διαβρωτικό.

Δοκοί

Το σύστημα δοκών του πατώματος επιλύεται σαν εσχάρα δοκών στο χώρο, με πεπερασμένα στοιχεία. Τα πεπερασμένα στοιχεία είναι ραβδόμορφα με τρεις βαθμούς ελευθερίας ανά κόμβο, δύο στροφές με άξονες τους άξονες της εσχάρας $x-x$ και $y-y$ και μία βύθιση στην κατακόρυφη διεύθυνση $z-z$. Η εσχάρα δοκών εδράζεται στους τοίχους και τα υποστυλώματα, όπου η βύθιση είναι 0. Στις εδράσεις στους τοίχους επιειδή πάντα παρεμβάλλεται σενάρι, η στροφή περί τον άξονα των στοιχείων που εδράζονται στον τοίχο λαμβάνεται ίση με 0. Για τις ακαμψίες των στοιχείων της εσχάρας λαμβάνεται συνεργαζόμενο πλάτος $0.70L/10$ στις μονόπλευρες πλακοδοκούς και $0.70L/5$ στις συμμετρικές πλακοδοκούς.

Η επίλυση γίνεται για μοναδιαία φορτία σε κάθε άνοιγμα της εσχάρας. Για τον υπολογισμό των εντατικών μεγεθών της εσχάρας δοκών γίνονται όλοι οι επικίνδυνοι συνδιασμοί φορτίσεων στα ανοίγματα με $1.35g$ (μόνιμα) και $1.50q$ (κινητά) φορτία. Η επίλυση γίνεται με μέθοδο Gauss για συμμετρικούς banded πίνακες, αφού προηγηθεί βελτιστοποίηση του πλάτους του μητρώου με αρμόζουσα επαναρίθμηση κόμβων.

Η διαστασολόγηση των δοκών γίνεται βάσει του Ελληνικού κανονισμού οπλισμένου σκυροδέματος. Οι ροπές παρειάς στις στηρίξεις λαμβάνονται σε απόσταση 10 cm από τον άξονα του τοίχου ή υποστυλώματος. Οι τέμνουσες σχεδιασμού λαμβάνονται σε απόσταση d (cm) από την παρειά (κανον. 5.1) όπου d το ύψος της δοκού. Το συνεργαζόμενο πλάτος λαμβάνεται $0.70L/10$ στις μονόπλευρες πλακοδοκούς και $0.70L/5$ στις συμμετρικές πλακοδοκούς (κανον. 8.4). Η ελάχιστη επικάλυψη οπλισμών λαμβάνεται 50 mm που ικανοποιεί τα όρια (Κανον 5.1) για συνθήκες περιβάλλοντος ελάχιστα ή μετρίως διαβρωτικό. Οι δοκοί οπλίζονται με ίσα σίδερα και η τέμνουσα

παραλαμβάνεται εξ ολοκλήρου από κατακόρυφους συνδετήρες. Γίνονται όλοι οι έλεγχοι για ελάχιστα ποσοστά οπλισμών (κανον. 18.3.2, 18.3.4). Γίνεται έλεγχος ρηγμάτωσης (κανον 15.3) και μεγέθους παραμορφώσεων κανον.16.1).

Τοίχοι

Οι τοίχοι παραλαμβάνουν το μέγιστο των κατακόρυφων φορτίων και όλα τα οριζόντια φορτία λόγω σεισμού. Ο υπολογισμός των σεισμικών δυνάμεων ανά όροφο γίνεται βάσει ΕΑΚ (3.3.3) με ισοδύναμα στατικά φορτία. Η βάση για την κατανομή των σεισμικών δυνάμεων στους τοίχους κάθε ορόφου είναι η ακαμψία κάθε τοίχου. Η ακαμψία αυτή εξαρτάται από τις διαστάσεις του τοίχου καθώς και από το είδος και θέση των ανοιγμάτων. Η ακαμψία του κάθε τοίχου υπολογίζεται με ακρίβεια από το πρόγραμμα αφού γίνει επίλυση του κάθε τοίχου με πεπερασμένα στοιχεία, για μοναδιαίες σχετικές μετατοπίσεις του πάνω και κάτω άκρου του τοίχου. Ο κάθε τοίχος χωρίζεται αυτόματα σε πεπερασμένα στοιχεία επίπεδα επιφανειακά (plane stress) ορθογώνια τεσσάρων κόμβων. Ο υπολογισμός και η κατανομή σεισμικών δυνάμεων φαίνεται αναλυτικά στο τεύχος υπολογισμών. Στους υπολογισμούς ακαμψιών στο τεύχος δείχνεται και η προσεγγιστική τιμή της ακαμψίας κάθε τοίχου χωρίς ανοίγματα. Εν συνεχεία γίνεται πάλι επίλυση των τοίχων με πεπερασμένα στοιχεία για τον υπολογισμό των εντατικών μεγεθών, στους διάφορους συνδιασμούς φορτίσεων. Οι τρεις βασικές τάσεις κάθε στοιχείου τοίχου ορθές τάσεις σ_{xx} , σ_{yy} και διάτμηση τ_{xy} εκτυπώνονται στο τεύχος υπολογισμών και μπορείτε επίσης να έχετε έγχρωμη εποπτεία πατώντας το αντίστοιχο πλήκτρο στο σχεδιαστικό πρόγραμμα. Οι τάσεις αυτές δείχνονται για δύο φορτίσεις μόνο κατακόρυφα φορτία (1.35g+1.50q) και κατακόρυφα φορτία +σεισμό (1.00g+0.30q+σεισμός). Οι έλεγχοι αντοχής των τοίχων γίνονται στην οριακή κατάσταση αστοχίας βάσει του Ευρωκώδικα 6, κεφ. 4. Γίνονται έλεγχοι σε αξονικό φορτίο για κατακόρυφη φόρτιση 1.35g+1.50q, και 1.00g+0.30q+σεισμό, καθώς και έλεγχος διάτμησης για φόρτιση με σεισμό. Γίνονται επίσης έλεγχοι λυγηρότητας και συγκεντρωμένων φορτίων, σύμφωνα πάντα με τον Ευρωκώδικα 6.

Οι βασικοί έλεγχοι σε κατακόρυφα φορτία βάσει του Ευρωκώδικα 6 είναι :

$N_{sd} < N_{rd}$, όπου N_{rd} =(τιμή σχεδιασμού κατακόρυφου φορτίου).

N_{sd} είναι το κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού, το οποίο προσδιορίζεται σαν κατακόρυφη δύναμη ανά μονάδα μήκους από τις μέγιστες θλιπτικές κατακόρυφες τάσεις του τοίχου (εξαιρουμένων των περιοχών συγκέντρωσης τάσης στις στηρίξεις δοκών).

$N_{rd} = \Phi_i \cdot m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M$,

Φ_i, m , είναι ο μειωτικός συντελεστής της αντοχής, ο οποίος λαμβάνει υπόψη τις συνέπειες της λυγηρότητας και της εκκεντρότητας του φορτίου.

Οι εκκεντρότητες για τον υπολογισμό των μειωτικών συντελεστών υπολογίζονται με ακρίβεια από τις φορτίσεις της κατασκευής βάσει του Ευρωκώδικα (4.4.3) και (παράρτ. Γ)

t είναι το πάχος του τοίχου.

f_k είναι η χαρακτηριστική θλιπτική αντοχή της τοιχοποιίας που προκύπτει βάσει του κεφ.3 του Ευρωκώδικα ανάλογα με τα συστατικά (λιθοσώματα, κονίαμα) της τοιχοποιίας.

γ_M είναι ο επι μέρους συντελεστής για το υλικό που προκύπτει από τον Ευρωκώδικα πίνακα 2.3.

Ο έλεγχος λυγηρότητας γίνεται βάσει της 4.4.4.3 του Ευρωκώδικα. Το μήκος λυγισμού λαμβάνεται $\eta e_f = \rho h$. Οι συντελεστές ρ υπολογίζονται για μερική ή ολική πάκτωση (ανάλογα με την περίπτωση) στην κορυφή και βάση του τοίχου, και επί το δυσμενέστερον λαμβάνονται $\rho_3 = \rho_4 = 1$ για τις κατακόρυφες παρειές.

Ο έλεγχος σε διάτμηση γίνεται βάσει του 4.5.3 του Ευρωκώδικα.6. $V_{sd} < V_{rd}$
 V_{sd} είναι η τιμή σχεδιασμού τέμνουσας η οποία προσδιορίζεται σαν οριζόντια δύναμη ανά μονάδα μήκους από τις μέγιστες διατμητικές τάσεις του τοίχου (εξαιρουμένων των περιοχών συγκέντρωσης τάσης στις στηρίξεις δοκών).

Οι μέγιστες θλιπτικές τάσεις σχεδιασμού που προκύπτουν από την ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία στις περιοχές στήριξης των δοκών των δαπέδων ελέγχονται βάσει του (4.4.8) του Ευρωκώδικα να μην υπερβαίνουν την τάση f_k / γ_M .

ΕΑΚ

Εφαρμόζεται η απλοποιημένη φασματική ανάλυση (ΕΑΚ 3.3). Γίνεται ανάλυση για οριζόντιες σεισμικές δυνάμεις. Η κατακόρυφη συνιστώσα του σεισμού αγνοείται. Τα ισοδύναμα στατικά φορτία υπολογίζονται με προσεγγιστική θεώρηση των δύο πρώτων ιδιομορφιών, μία κατά x και μία κατά y διεύθυνση. Οι ιδιομορφίες αυτές είναι τριγωνικής μορφής. Οι κύριοι άξονες αδρανείας των φερόντων στοιχείων θεωρούνται κατά το πλείστον παράλληλες προς

τις διευθύνσεις x και y (ΕΑΚ 3.3.3[4]). Θεωρείται επίσης ότι το κτίριο δεν έχει στρεπτική ευαισθησία (ΕΑΚ 3.3.3 [5]). Οι μέγιστες οριζόντιες δυνάμεις λόγω σεισμού προκύπτουν σαν οι μέγιστες τιμές που δίνουν αμφότερες οι σχέσεις (ΕΑΚ 3.5.3 [1]) και (ΕΑΚ 3.5.3 [4]).

Θεμελίωση

Η θεμελίωση των τοίχων και των υποσλωμάτων βασίζεται στον έλεγχο αστοχίας λόγω υπέρβασης φέρουσας ικανότητας έδρασης, σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 7 και ΕΑΚ 5.2.3

Λιθοδομή M2 0.60

Πάχος τοίχου : 0.74 [m]

Τύπος τοίχου

Ειδικό βάρος : 26.00 [KN/m³]Βάρος ανά m² : 19.10 [KN/m²] Διαμήκης Αρμός ΟΧΙΙδιότητες Λιθοσωμάτων (ΕυρωΚώδικας 6, 3.1)

Λιθοσώματα : Ασβεστόλιθοι 20x20x25

Τύπος Λιθοσωμάτων Λαξευτοί Φυσικοί EN 771-6

Κατηγορία I Ομάδα 1

Διαστάσεις Λιθοσωμάτων [mm] 250 x 200 x 200

Συντελεστής δ (πίνακας 3-2) = 1.15

Θλιπτική αντοχή : 8.00 [N/mm²] Ανηγγμένη Θλιπτική Αντοχή $f_b = 1.15 \times 8.00 = 9.20$ [N/mm²]Ιδιότητες Κονιάματος (ΕυρωΚώδικας 6, 3.2)

Κονίαμα : Τσιμεντοκονίαμα M10

Είδος Κονιάματος Γενικής εφαρμογής

Θλιπτική Αντοχή $f_k = 10.00$ [N/mm²]Αντοχές Τοιχοποιίας (ΕυρωΚώδικας 6, 3.6)Θλιπτική Αντοχή $f_k = K f_b f_m^{0.85 \times 0.25} = 4.50$ [N/mm²] (K=0.60)Διατμητική αντοχή $f_{vko} = 0.10$ [N/mm²] $f_{vk} = 0.50 f_{vko} + 0.40 \sigma_b$ $\max f_{vko} = 1.00$ [N/mm²]Μέτρο Ελαστικότητας (E=1000f_k) = 4.50 [GPa=KN/mm²]

Μέτρο Διάτμησης G=40%E

Η τοιχοποιία έχει διπλό μανδύα σκυροδέματος, 0.07 [m], οπότε αλλάζουν οι αντοχές

Μέση Χαρακτηριστική Θλιπτική αντοχή τοίχου με μανδύα $f_k = 8.70$ [N/mm²]Μέση Χαρακτηριστική Διατμητική αντοχή τοίχου με μανδύα $f_{vko} = 0.58$ [N/mm²]Υπολογισμοί μέσων χαρακτηριστικών αντοχών τοίχου με μανδύα σκυροδέματοςΠάχος τοιχοποιίας χωρίς μανδύα $t_w = 0.60$ mΔιπλός μανδύας σκυροδέματος C20/25 πάχους $t_c = 0.07$ m

Οπλισμός μανδύα εσχάρα Φ16/10 S500

Πάχος τοίχου μαζί με μανδύα σκυροδέματος $T_w = 0.74$ mΘλιπτική αντοχή τοιχοποιίας $f_{wk} = 4.50$ N/mm²Διατμητική αντοχή τοιχοποιίας $f_{wv} = 0.10$ N/mm²Μέτρο ελαστικότητας τοιχοποιίας $E_w = 4.50$ N/mm²Θλιπτική αντοχή σκυροδέματος μανδύα $f_{ck} = 20.00$ N/mm²Διατμητική αντοχή σκυροδέματος μανδύα $f_{cv} = 0.39$ N/mm²

Μέση Χαρακτηριστική Θλιπτική αντοχή τοίχου με μανδύα σκυροδέματος

Θεωρούμε $\gamma_M(\text{τοίχ.})/\gamma_c(\mu\text{πετόν}) = 2.00/1.50$ $f_k = (4.50 \times 0.60 + (2.00/1.50) \times 2 \times 20.00 \times 0.07) / 0.74 = 8.69$ N/mm²

Διατμητική αντοχή τοίχου με μανδύα σκυροδέματος

Ποσοστό οπλισμού μανδύα $\rho = 2.01 / (10 \times 7) = 0.029 > 0.02$ Διατμητική αντοχή οπλισμού μανδύα $f_{sv} = 40 \times 0.029 = 1.15$ N/mm²

Μέση Χαρακτηριστική Διατμητική αντοχή τοίχου με μανδύα σκυροδέματος

Θεωρούμε $\gamma_M(\text{τοίχ.})/\gamma_c(\mu\text{πετόν}) = 2.00/1.50$, $\gamma_M(\text{τοίχ.})/\gamma_s(\chi\acute{\alpha}\lambda\upsilon\beta.) = 2.00/1.10$ $f_{vk} = (0.10 \times 0.60 + (2/1.50) \times 2 \times 0.39 \times 0.07 + (2/1.10) \times 2 \times 0.9 \times 1.15 \times 0.07) / 0.74 = 0.54$ N/mm²

Μέσο Μέτρο Ελαστικότητας τοίχου με μανδύα σκυροδέματος

 $E = (4.50 \times 0.60 + 2 \times 29.00 \times 0.07) / 0.74 = 9.14$ N/mm²

Λιθοδομή 0.40

Πάχος τοίχου : 0.54 [m]

Τύπος τοίχου

Ειδικό βάρος : 26.00 [KN/m³]Βάρος ανά m² : 13.90 [KN/m² Διαμήκης Αρμός ΟΧΙΙδιότητες Λιθοσσωμάτων (ΕυρωΚώδικας 6, 3.1)

Λιθοσώματα : Ασβεστόλιθοι 20x15x30

Τύπος Λιθοσσωμάτων Λαξευτοί Φυσικοί EN 771-6

Κατηγορία I

Ομάδα 2α

Διαστάσεις Λιθοσσωμάτων [mm] 300 x 200 x 150

Συντελεστής δ (πίνακας 3-2) = 1.00

Θλιπτική αντοχή : 8.00 [N/mm²]Ανηγγμένη Θλιπτική Αντοχή $f_b = 1.00 \times 8.00 = 8.00$ [N/mm²]Ιδιότητες Κονιάματος (ΕυρωΚώδικας 6, 3.2)

Κονίαμα : Τσιμεντοκονίαμα M10

Είδος Κονιάματος Γενικής εφαρμογής

Θλιπτική Αντοχή $f_k = 10.00$ [N/mm²]Αντοχές Τοιχοποιίας (ΕυρωΚώδικας 6, 3.6)Θλιπτική Αντοχή $f_k = K f_b f_m^{0.55 \cdot 0.25} = 3.70$ [N/mm²] (K=0.55)Διατμητική αντοχή $f_{vko} = 0.10$ [N/mm²] $f_{vk} = 0.50 f_{vko} + 0.40 \sigma_b$ $\max f_{vko} = 1.00$ [N/mm²]Μέτρο Ελαστικότητας (E=1000f_k) = 3.70 [GPa=KN/mm²]

Μέτρο Διάτμησης G=408E

Η τοιχοποιία έχει διπλό μανδύα σκυροδέματος, 0.07 [m], οπότε αλλάζουν οι αντοχές

Μέση Χαρακτηριστική Θλιπτική αντοχή τοίχου με μανδύα $f_k = 9.71$ [N/mm²]Μέση Χαρακτηριστική Διατμητική αντοχή τοίχου με μανδύα $f_{vko} = 0.73$ [N/mm²]Υπολογισμοί μέσων χαρακτηριστικών αντοχών τοίχου με μανδύα σκυροδέματοςΠάχος τοιχοποιίας χωρίς μανδύα $t_w = 0.40$ mΔιπλός μανδύας σκυροδέματος C20/25 πάχους $t_c = 0.07$ m

Οπλισμός μανδύα εσχάρα Φ16/10 S500

Πάχος τοίχου μαζί με μανδύα σκυροδέματος $T_w = 0.54$ mΘλιπτική αντοχή τοιχοποιίας $f_{wk} = 3.70$ N/mm²Διατμητική αντοχή τοιχοποιίας $f_{wv} = 0.10$ N/mm²Μέτρο ελαστικότητας τοιχοποιίας $E_w = 3.70$ N/mm²Θλιπτική αντοχή σκυροδέματος μανδύα $f_{ck} = 20.00$ N/mm²Διατμητική αντοχή σκυροδέματος μανδύα $f_{cv} = 0.39$ N/mm²

Μέση Χαρακτηριστική Θλιπτική αντοχή τοίχου με μανδύα σκυροδέματος

Θεωρούμε $\gamma_M(\text{τοίχ.})/\gamma_c(\text{μπετόν}) = 2.00/1.50$ $f_k = (3.70 \times 0.40 + (2.00/1.50) \times 2 \times 20.00 \times 0.07) / 0.54 = 9.65$ N/mm²

Διατμητική αντοχή τοίχου με μανδύα σκυροδέματος

Ποσοστό οπλισμού μανδύα $\rho = 2.01 / (10 \times 7) = 0.029 > 0.02$ Διατμητική αντοχή οπλισμού μανδύα $f_{sv} = 40 \times 0.029 = 1.15$ N/mm²

Μέση Χαρακτηριστική Διατμητική αντοχή τοίχου με μανδύα σκυροδέματος

Θεωρούμε $\gamma_M(\text{τοίχ.})/\gamma_c(\text{μπετόν}) = 2.00/1.50$, $\gamma_M(\text{τοίχ.})/\gamma_s(\text{χάλυβ.}) = 2.00/1.10$ $f_{vk} = (0.10 \times 0.40 + (2/1.50) \times 2 \times 0.39 \times 0.07 + (2/1.10) \times 2 \times 0.9 \times 1.15 \times 0.07) / 0.54 = 0.70$ N/mm²

Μέσο Μέτρο Ελαστικότητας τοίχου με μανδύα σκυροδέματος

 $E = (3.70 \times 0.40 + 2 \times 29.00 \times 0.07) / 0.54 = 10.26$ N/mm²

Λιθοδομή 0.55

Πάχος τοίχου : 0.69 [m]

Τύπος τοίχου

Ειδικό βάρος : 26.00 [KN/m³]Βάρος ανά m² : 17.80 [KN/m²] Διαμήκης Αρμός ΟΧΙ**Ιδιότητες Λιθοσωμάτων (ΕυρωΚώδικας 6, 3.1)**

Λιθοσώματα : Ασβεστόλιθοι 20x20x25

Τύπος Λιθοσωμάτων Λαξευτοί Φυσικοί EN 771-6

Κατηγορία I Ομάδα 1

Διαστάσεις Λιθοσωμάτων [mm] 250 x200 x200

Συντελεστής δ (πίνακας 3-2) = 1.15

Θλιπτική αντοχή : 8.00 [N/mm²]Ανηγγεμένη Θλιπτική Αντοχή fb= 1.15x 8.00= 9.20 [N/mm²]**Ιδιότητες Κονιάματος (ΕυρωΚώδικας 6, 3.2)**

Κονίαμα : Τσιμεντοκονίαμα M10

Είδος Κονιάματος Γενικής εφαρμογής

Θλιπτική Αντοχή fk: 10.00 [N/mm²]**Αντοχές Τοιχοποιίας (ΕυρωΚώδικας 6, 3.6)**Θλιπτική Αντοχή fk $f_k = K f_b f_m^{0.85 \cdot 0.25} = 4.50$ [N/mm²] (K=0.60)Διατμητική αντοχή fnko = 0.10 [N/mm²] Fvk = 0.50fnko+0.40ob maxfnko= 1.00 [N/mm²]Μέτρο Ελαστικότητας (E=1000fk) = 4.50 [GPa=KN/mm²]

Μέτρο Διάτμησης G=40%E

Η τοιχοποιία έχει διπλό μανδύα σκυροδέματος, 0.07 [m], οπότε αλλάζουν οι αντοχές

Μέση Χαρακτηριστική Θλιπτική αντοχή τοίχου με μανδύα fk= 9.01 [N/mm²]Μέση Χαρακτηριστική Διατμητική αντοχή τοίχου με μανδύα fnko= 0.61 [N/mm²]**Υπολογισμοί μέσων χαρακτηριστικών αντοχών τοίχου με μανδύα σκυροδέματος**

Πάχος τοιχοποιίας χωρίς μανδύα

tw= 0.55 m

Διπλός μανδύας σκυροδέματος C20/25 πάχους tc= 0.07 m

Οπλισμός μανδύα εσχάρα Φ16/10 S500

Πάχος τοίχου μαζί με μανδύα σκυροδέματος Tw= 0.69 m

Θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας

fwk= 4.50 N/mm²

Διατμητική αντοχή τοιχοποιίας

fwn= 0.10 N/mm²

Μέτρο ελαστικότητας τοιχοποιίας

Ew= 4.50 N/mm²

Θλιπτική αντοχή σκυροδέματος μανδύα

fck=20.00 N/mm²

Διατμητική αντοχή σκυροδέματος μανδύα

fcv= 0.39 N/mm²

Μέση Χαρακτηριστική Θλιπτική αντοχή τοίχου με μανδύα σκυροδέματος

Θεωρούμε γM(τοίχ.)/γc(μπειτόν)=2.00/1.50

fk=(4.50x0.55+(2.00/1.50)x2x20.00x0.07)/0.69= 9.00 N/mm²

Διατμητική αντοχή τοίχου με μανδύα σκυροδέματος

Ποσοστό οπλισμού μανδύα ρ=2.01/(10x7)=0.029>0.02

Διατμητική αντοχή οπλισμού μανδύα fsn=40x0.029=1.15 N/mm²

Μέση Χαρακτηριστική Διατμητική αντοχή τοίχου με μανδύα σκυροδέματος

Θεωρούμε γM(τοίχ.)/γc(μπειτόν)=2.00/1.50, γM(τοίχ.)/γs(χάλυβ.)=2.00/1.10

fvk=(0.10x0.55+(2/1.50)x2x0.39x0.07+(2/1.10)x2x0.9x1.15x0.07)/0.69=0.57 N/mm²

Μέσο Μέτρο Ελαστικότητας τοίχου με μανδύα σκυροδέματος

E=(4.50x0.55+2x29.00x0.07)/0.69= 9.47 N/mm²**Λιθοδομή 0.75**

Πάχος τοίχου : 0.89 [m]

Τύπος τοίχου

Ειδικό βάρος : 26.00 [KN/m³]Βάρος ανά m² : 23.00 [KN/m²] Διαμήκης Αρμός ΟΧΙ**Ιδιότητες Λιθοσωμάτων (ΕυρωΚώδικας 6, 3.1)**

Λιθοσώματα : Ασβεστόλιθοι 20x20x25

Τύπος Λιθοσωμάτων Λαξευτοί Φυσικοί EN 771-6

Κατηγορία I Ομάδα 1

Διαστάσεις Λιθοσωμάτων [mm] 250 x200 x200

Συντελεστής δ (πίνακας 3-2) = 1.15

Θλιπτική αντοχή : 8.00 [N/mm²]Ανηγγεμένη Θλιπτική Αντοχή fb= 1.15x 8.00= 9.20 [N/mm²]**Ιδιότητες Κονιάματος (ΕυρωΚώδικας 6, 3.2)**

Κονίαμα : Τσιμεντοκονίαμα M10

Είδος Κονιάματος Γενικής εφαρμογής

Θλιπτική Αντοχή fk: 10.00 [N/mm²]**Αντοχές Τοιχοποιίας (ΕυρωΚώδικας 6, 3.6)**Θλιπτική Αντοχή fk $f_k = K f_b f_m^{0.85 \cdot 0.25} = 4.50$ [N/mm²] (K=0.60)Διατμητική αντοχή fnko = 0.10 [N/mm²] Fvk = 0.50fnko+0.40ob maxfnko= 1.00 [N/mm²]Μέτρο Ελαστικότητας (E=1000fk) = 4.50 [GPa=KN/mm²]

Μέτρο Διάτμησης G=40%E

Η τοιχοποιία έχει διπλό μανδύα σκυροδέματος, 0.07 [m], οπότε αλλάζουν οι αντοχές

Μέση Χαρακτηριστική Θλιπτική αντοχή τοίχου με μανδύα $f_k = 8.00$ [N/mm²]

Μέση Χαρακτηριστική Διατμητική αντοχή τοίχου με μανδύα $f_{vk} = 0.50$ [N/mm²]

Υπολογισμοί μέσων χαρακτηριστικών αντοχών τοίχου με μανδύα σκυροδέματος

Πάχος τοιχοποιίας χωρίς μανδύα	$t_w = 0.75$ m
Διπλός μανδύας σκυροδέματος C20/25 πάχους	$t_c = 0.07$ m
Οπλισμός μανδύα εσχάρα $\Phi 16/10$ S500	
Πάχος τοίχου μαζί με μανδύα σκυροδέματος	$T_w = 0.89$ m
Θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας	$f_{wk} = 4.50$ N/mm ²
Διατμητική αντοχή τοιχοποιίας	$f_{wv} = 0.10$ N/mm ²
Μέτρο ελαστικότητας τοιχοποιίας	$E_w = 4.50$ N/mm ²
Θλιπτική αντοχή σκυροδέματος μανδύα	$f_{ck} = 20.00$ N/mm ²
Διατμητική αντοχή σκυροδέματος μανδύα	$f_{cv} = 0.39$ N/mm ²

Μέση Χαρακτηριστική Θλιπτική αντοχή τοίχου με μανδύα σκυροδέματος

θεωρούμε $\gamma_M(\text{τοίχ.})/\gamma_c(\text{μπετόν}) = 2.00/1.50$

$f_k = (4.50 \times 0.75 + (2.00/1.50) \times 2 \times 20.00 \times 0.07) / 0.89 = 7.99$ N/mm²

Διατμητική αντοχή τοίχου με μανδύα σκυροδέματος

Ποσοστό οπλισμού μανδύα $\rho = 2.01 / (10 \times 7) = 0.029 > 0.02$

Διατμητική αντοχή οπλισμού μανδύα $f_{sv} = 40 \times 0.029 = 1.15$ N/mm²

Μέση Χαρακτηριστική Διατμητική αντοχή τοίχου με μανδύα σκυροδέματος

θεωρούμε $\gamma_M(\text{τοίχ.})/\gamma_c(\text{μπετόν}) = 2.00/1.50$, $\gamma_M(\text{τοίχ.})/\gamma_s(\text{χάλυβ.}) = 2.00/1.10$

$f_{vk} = (0.10 \times 0.75 + (2/1.50) \times 2 \times 0.39 \times 0.07 + (2/1.10) \times 2 \times 0.9 \times 1.15 \times 0.07) / 0.89 = 0.46$ N/mm²

Μέσο Μέτρο Ελαστικότητας τοίχου με μανδύα σκυροδέματος

$E = (4.50 \times 0.75 + 2 \times 29.00 \times 0.07) / 0.89 = 8.35$ N/mm²

Οροφος	Δομ. Στ.	Υλικά	Διαστάσεις[m]	Θέση (x[m], y[m], θ°)
Υπόγειο	T1	Λιθοδομη 0.75	20.85x 3.20x0.89	0.00, 8.90, 0.00
Υπόγειο	T2	Λιθοδομη 0.75	9.20x 3.20x0.89	20.41, 0.00, 0.00
Υπόγειο	T3	Λιθοδομη 0.75	20.85x 3.20x0.89	0.00, 0.44, 0.00
Υπόγειο	T4	Λιθοδομη 0.75	9.20x 3.20x0.89	0.31, 0.00, 0.00
Υπόγειο	T5	Λιθοδομή M2 0.60	5.00x 3.20x0.74	15.67, 0.00, 0.00
Υπόγειο	T6	Λιθοδομή M2 0.60	4.20x 3.20x0.74	15.67, 5.00, 0.00
Υπόγειο	A35	Ωπλ.Σκυρ. C20/25	0.60x 0.30x5.90	0.17, 5.30, 0.00
Υπόγειο	A36	Ωπλ.Σκυρ. C20/25	0.60x 0.30x4.48	6.07, 5.30, 0.00
Υπόγειο	A37	Ωπλ.Σκυρ. C20/25	0.60x 0.30x4.80	10.53, 0.50, 0.00
Υπόγειο	A38	Ωπλ.Σκυρ. C20/25	0.60x 0.30x3.60	10.53, 5.30, 0.00
Υπόγειο	Y6	Ωπλ.Σκυρ. C20/25	0.40x 0.60x3.20	10.56, 5.30, 0.00
Υπόγειο	Y5	Ωπλ.Σκυρ. C20/25	0.60x 0.40x3.20	6.10, 5.20, 0.00
Υπόγειο	Y4	Ωπλ.Σκυρ. C20/25	0.40x 0.60x3.20	0.95, 5.30, 0.00
Ισόγειο	T8	Λιθοδομη 0.55	20.80x 4.10x0.69	0.06, 8.99, 0.00
Ισόγειο	T9	Λιθοδομη 0.55	9.20x 4.10x0.69	20.45, 0.00, 0.00
Ισόγειο	T10	Λιθοδομη 0.55	20.80x 4.10x0.69	0.00, 0.34, 0.00
Ισόγειο	T11	Λιθοδομη 0.55	9.20x 4.10x0.69	0.20, 0.00, 0.00
Ισόγειο	T13	Λιθοδομη 0.40	2.00x 4.10x0.54	15.77, 0.00, 0.00
Ισόγειο	T12	Λιθοδομη 0.40	2.00x 4.10x0.54	15.77, 7.20, 0.00

Οροφος	Πλάκα	πάχος [cm]	Φορτία [KN/m²]			Εμβαδό [m²]	Ly/Lx	Είδος	Συντ. φορτ.		Περιβάλλοντα στοιχεία
			ιδ. βάρ	επικάλ	κινητά				kx	ky	
Υπόγειο	Π30	16	4.00	2.00	5.00	37.29	0.35	<input type="checkbox"/>	0.00	1.00	Δ38Α-Τ1ΑΑ-Τ4ΑΒΒ-Δ35ΒΑ-Δ35ΒΒ-
Υπόγειο	Π31	16	4.00	2.00	5.00	49.25	0.47	<input type="checkbox"/>	0.00	1.00	Δ36-Δ35ΒΒ-Δ35ΒΑ-Τ4ΑΒΑ-Τ3ΑΑ-Τ
Υπόγειο	Π32	16	4.00	2.00	5.00	43.29	1.64	<input type="checkbox"/>	1.00	0.00	Δ37-Τ3ΑΒ-Τ5Β-Τ6Α-Τ1ΑΒΑ-Δ38Α
Υπόγειο	Π33	16	4.00	2.00	5.00	40.01	1.78	<input type="checkbox"/>	1.00	0.00	Τ6Α-Τ5Β-Τ3ΒΑ-Τ2ΑΒ-Τ1ΑΒΒ

Στατική Επίλυση πλακών (Ελλην. Κανον. Έργων Σκυροδ. 9.1.3 και 18.1.4).

Πλάκες με λόγο πλευρών μεταξύ 0.5 και 2, επιλύονται ως τετραέρειστες άλλως ως αμφιέρειστες.

Η επίλυση πλακών βασίζεται στην μέθοδο των λωρίδων με κοινό μέγιστο βέλος κάμψης (Marcus).

Τα μόνιμα και κινητά φορτία κατανέμονται στις δύο διευθύνσεις βάσει των συντελεστών κατανομής k_x και k_y , και κάθε διεύθυνση επιλύεται χωριστά θεωρώντας ισοδύναμα ανοίγματα πλακών.

Αν το φορτίο τετραέρειστης σε μία διεύθυνση είναι $<10\%$ του φορτίου της πλάκας, η πλάκα επιλύεται σαν αμφιέρειστης. Μείωση ροπών ανοιγμάτων λόγω συστροφής δεν γίνεται.

Οι συνθήκες στήριξης και η συνέχεια λαμβάνονται υπόψη μέσω κατάλληλων συντελεστών υπολογισμού ροπών στήριξης που προκύπτουν από επίλυση συνεχών δοκών ισοδυνάμων ανοιγμάτων (Κανον. 18.1.4).

Οι συντελεστές αυτοί λαμβάνονται οι δυσμενέστεροι σε κάθε περίπτωση.

Οι ελάχιστες ροπές στήριξης $\min M_{sd}$ προκύπτουν χρησιμοποιώντας τους δυσμενέστερους συντελεστές και θέση κινητών φορτίων σε ισοδύναμη συνεχή δοκό με την λωρίδα επίλυσης της πλάκας.

Οι μέγιστες ροπές στήριξης $\max M_{sd}$ προκύπτουν αντίστοιχα χρησιμοποιώντας τους μικρότερους συντελεστές ροπών στήριξης και συνδυασμό κινητών που δίνει ευμενέστερες ροπές στήριξης.

Οι ροπές στήριξης μειώνονται κατά 20% με ανακατανομή (επιτρέπεται από κανονισμό 9.1.3.2).

Η μέγιστη ροπή ανοίγματος, προκύπτει από τις μικρότερες σε απόλυτο τιμή ($\max M_{sd}$) ροπές στήριξης και φόρτιση με $1.35g+1.50q$ στο άνοιγμα. Τα μεταφερόμενα στους δοκούς φορτία προκύπτουν για φόρτιση με κινητά στις πλάκες εκατέρωθεν της δοκού.

Στις περιπτώσεις διερείστων πλακών στους δοκούς που δεν παίρνουν φορτία θεωρείται ελάχιστο φορτίο από πλάκα ίσο με $qL/4$ όπου q φορτίο της πλάκας και L το άνοιγμα της δοκού.

Ο παραπάνω τρόπος επίλυσης έχει σαν αποτέλεσμα να προκύπτουν τα δυσμενέστερα πιθανά εντατικά μεγέθη για τον υπολογισμό των οπλισμών των πλακών, και των φορτίων επί των δοκών.

Υπολογισμοί αντοχής (οριακή κατάσταση αστοχίας Ελλην. Κανον. Έργων Σκυροδ. 10.1, 10.4).

Ετους υπολογισμούς εκτός των υπολογισμών οπλισμών, γίνονται όλοι οι έλεγχοι που απαιτούνται για λυγνρότητα (Καν. 16.2), και ελάχιστους οπλισμούς (Καν. 18.1).

Ο έλεγχος βελών παραλείπεται αφού σύμφωνα με Κανον 16.2 ικανοποιείται η λυγνρότητα.

Ελάχιστη επικάλυψη οπλισμού πλακών λαμβάνεται $20\text{mm} > 15\text{mm}$ (Κανον 5.1).

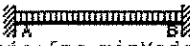
ΥπόγειοΠλάκα: **Π30** $L_y/L_x = 0.35, C20/25-S500s, h = 16\text{ cm}$ Φορτία: μόνιμο $g = 6.00\text{ kN/m}^2$, κινητό $q = 5.00\text{ kN/m}^2$ Διεύθυνση $y-y$ $L_y = 3.60\text{m}$, Φορτία: $g_y = 1.00 \times 6.00 = 6.00$, $q_y = 1.00 \times 5.00 = 5.00\text{ [kN/m}^2\text{]}$ Ελάχιστη ροπή στήριξης $\min M_{sd} = -0.80 \times (0.125 \times 1.35 \times 6.00 + 0.125 \times 1.50 \times 5.00) \times 3.60^2 = -20.16\text{ [kNm/m]}$ Μέγιστη ροπή στήριξης $\max M_{sd} = -0.80 \times (0.125 \times 1.35 \times 6.00 + 0.063 \times 1.50 \times 5.00) \times 3.60^2 = -15.35\text{ [kNm/m]}$ Από $\max M_{sd}$ για φορτίο $1.35 \times 6.00 + 1.50 \times 5.00$ προκύπτουν μέγιστη ροπή ανοίγματος και αντιδράσεις.Μέγιστη ροπή ανοίγματος $M_{sd\alpha} = 18.11\text{ [kNm/m]}$ ($V = 15.60 \times 3.60 / 2 - 15.35 / 3.60 = 23.77, M = 0.5 \times 23.77^2 / 15.60 = 18.11$)Φορτία σε δοκούς μόνιμα $g_A = 12.94\text{ [kN/m]}$, $g_B = 8.63\text{ [kN/m]}$ Φορτία σε δοκούς κινητά $q_A = 9.89\text{ [kN/m]}$, $q_B = 8.08\text{ [kN/m]}$ οπλισμός στήριξη: $M_{sd} = -20.16\text{ kNm/m}$, $d = 14.0\text{ cm}$, $K_d = 3.12$, $\xi = 0.12$, $ec/es = 2.8/20.0$, $K_s = 2.42$, $A_s = 3.49\text{ cm}^2$ οπλισμός άνοιγμα: $M_{sd} = 18.11\text{ kNm/m}$, $d = 14.0\text{ cm}$, $K_d = 3.29$, $\xi = 0.11$, $ec/es = 2.6/20.0$, $K_s = 2.41$, $A_s = 3.12\text{ cm}^2$ Λυγνρότητα ($\alpha L/d$) $0.8 \times 3.60 / 0.140 = 21 < 30$ (ελάχιστος οπλισμός $\min A_{sx} = 2.1\text{ cm}^2/\text{m}$, $\min A_{sy} = 2.0\text{ cm}^2/\text{m}$)Οπλισμοί ανοίγματος $x-x: \#8/25$ ($2.00\text{ cm}^2/\text{m}$), $y-y: \#8/16$ ($3.13\text{ cm}^2/\text{m}$) (κάτω στρώση $y-y$)Οπλισμοί στήριξης: $K-E: \#10/11$ (7.18) $\Delta-E: \#10/12$ (6.58)**Υπόγειο**Πλάκα: **Π31** $L_y/L_x = 0.47, C20/25-S500s, h = 16\text{ cm}$ Φορτία: μόνιμο $g = 6.00\text{ kN/m}^2$, κινητό $q = 5.00\text{ kN/m}^2$ Διεύθυνση $y-y$ $L_y = 4.86\text{m}$, Φορτία: $g_y = 1.00 \times 6.00 = 6.00$, $q_y = 1.00 \times 5.00 = 5.00\text{ [kN/m}^2\text{]}$ Ελάχιστη ροπή στήριξης $\min M_{sd} = -0.80 \times (0.125 \times 1.35 \times 6.00 + 0.125 \times 1.50 \times 5.00) \times 4.86^2 = -36.77\text{ [kNm/m]}$ Μέγιστη ροπή στήριξης $\max M_{sd} = -0.80 \times (0.125 \times 1.35 \times 6.00 + 0.063 \times 1.50 \times 5.00) \times 4.86^2 = -28.00\text{ [kNm/m]}$ Από $\max M_{sd}$ για φορτίο $1.35 \times 6.00 + 1.50 \times 5.00$ προκύπτουν μέγιστη ροπή ανοίγματος και αντιδράσεις.Μέγιστη ροπή ανοίγματος $M_{sd\alpha} = 33.03\text{ [kNm/m]}$ ($V = 15.60 \times 4.86 / 2 - 28.00 / 4.86 = 32.10, M = 0.5 \times 32.10^2 / 15.60 = 33.03$)Φορτία σε δοκούς μόνιμα $g_A = 11.65\text{ [kN/m]}$, $g_B = 17.48\text{ [kN/m]}$ Φορτία σε δοκούς κινητά $q_A = 10.91\text{ [kN/m]}$, $q_B = 13.36\text{ [kN/m]}$ οπλισμός στήριξη: $M_{sd} = -36.77\text{ kNm/m}$, $d = 14.0\text{ cm}$, $K_d = 2.31$, $\xi = 0.23$, $ec/es = 3.5/12.0$, $K_s = 2.54$, $A_s = 6.67\text{ cm}^2$ οπλισμός άνοιγμα: $M_{sd} = 33.03\text{ kNm/m}$, $d = 14.0\text{ cm}$, $K_d = 2.44$, $\xi = 0.20$, $ec/es = 3.5/14.0$, $K_s = 2.51$, $A_s = 5.92\text{ cm}^2$ Λυγνρότητα ($\alpha L/d$) $0.8 \times 4.86 / 0.140 = 28 < 30$ (ελάχιστος οπλισμός $\min A_{sx} = 2.1\text{ cm}^2/\text{m}$, $\min A_{sy} = 2.0\text{ cm}^2/\text{m}$)Οπλισμοί ανοίγματος $x-x: \#8/25$ ($2.00\text{ cm}^2/\text{m}$), $y-y: \#10/13$ ($6.08\text{ cm}^2/\text{m}$) (κάτω στρώση $y-y$)Οπλισμοί στήριξης: $\Delta-E: \#10/12$ (6.58) $\Pi-E: \#10/11$ (7.18)

Υπόγειο

Πλάκα: Π32



Ly/Lx= 1.64, C20/25-S500s, h= 16 cm

Φορτία: μόνιμο g= 6.00 kN/m², κινητό q= 5.00 kN/m²Διεύθυνση x-x  Lx= 5.14m, Φορτία: gx= 1.00x 6.00= 6.00, qx= 1.00x 5.00= 5.00 [kN/m²]Ελάχιστη ροπή στήριξης minMsdστ=-0.80x(0.100x1.35x 6.00+0.117x1.50x 5.00)x 5.14²= -35.63 [kNm/m]Μέγιστη ροπή στήριξης maxMsdστ=-0.80x(0.100x1.35x 6.00+0.050x1.50x 5.00)x 5.14²= -25.02 [kNm/m]

Από maxMsdστ για φορτίο 1.35x 6.00+1.50x 5.00 προκύπτουν μέγιστη ροπή ανοίγματος και αντιδράσεις.

Μέγιστη ροπή ανοίγματος Msdαν= 26.45[kNm/m] (V=15.60x 5.14/2=40.07, M=15.60x 5.14²/8-25.02=26.45)

Φορτία σε δοκούς ή τοίχους, μόνιμα gA=gB= 6.00x 5.14/2= 15.41 [kN/m].

Φορτία σε δοκούς ή τοίχους, κινητά qA=qB= 5.00x 5.14/2= 12.84 [kN/m]

οπλισμός στήριξη: Msd= -35.63kNm/m, d= 14.0cm, Kd= 2.35, ξ=0.22, ec/es=3.5/12.6, Ks=2.53, As= 6.44cm²οπλισμός άνοιγμα: Msd= 26.45kNm/m, d= 14.0cm, Kd= 2.72, ξ=0.16, ec/es=3.5/18.7, Ks=2.46, As= 4.65cm²Λυγνρότητα (αL/d) 0.6x 5.14/0.140= 22<30 (ελάχιστος οπλισμός minAsx=2.1cm²/m, minAsy=2.0cm²/m)Οπλισμοί ανοίγματος x-x:Φ10/16 (4.94cm²/m), y-y :Φ8/25(2.00cm²/m) (κάτω στρώση x-x)


Οπλισμοί στήριξης:Α-Στ:Φ10/12(6.58)Δ-Στ:Φ10/12(6.58)

Υπόγειο

Πλάκα: Π33



Ly/Lx= 1.78, C20/25-S500s, h= 16 cm

Φορτία: μόνιμο g= 6.00 kN/m², κινητό q= 5.00 kN/m²Διεύθυνση x-x  Lx= 4.74m, Φορτία: gx= 1.00x 6.00= 6.00, qx= 1.00x 5.00= 5.00 [kN/m²]Ελάχιστη ροπή στήριξης minMsdστ=-0.80x(0.100x1.35x 6.00+0.117x1.50x 5.00)x 4.74²= -30.27 [kNm/m]Μέγιστη ροπή στήριξης maxMsdστ=-0.80x(0.100x1.35x 6.00+0.050x1.50x 5.00)x 4.74²= -21.25 [kNm/m]

Από maxMsdστ για φορτίο 1.35x 6.00+1.50x 5.00 προκύπτουν μέγιστη ροπή ανοίγματος και αντιδράσεις.

Μέγιστη ροπή ανοίγματος Msdαν= 33.74[kNm/m] (V=15.60x 4.74/2-21.25/ 4.74=32.44, M=0.5x32.44²/15.60=33.74)

Φορτία σε δοκούς μόνιμα gA= 16.48 [kN/m], gB= 11.93 [kN/m]

Φορτία σε δοκούς κινητά qA= 12.78 [kN/m], qB= 10.89 [kN/m]

οπλισμός στήριξη: Msd= -30.27kNm/m, d= 14.0cm, Kd= 2.54, ξ=0.18, ec/es=3.5/15.7, Ks=2.49, As= 5.38cm²οπλισμός άνοιγμα: Msd= 33.74kNm/m, d= 14.0cm, Kd= 2.41, ξ=0.21, ec/es=3.5/13.6, Ks=2.51, As= 6.06cm²Λυγνρότητα (αL/d) 0.8x 4.74/0.140= 27<30 (ελάχιστος οπλισμός minAsx=2.1cm²/m, minAsy=2.0cm²/m)Οπλισμοί ανοίγματος x-x:Φ10/13 (6.08cm²/m), y-y :Φ8/25(2.00cm²/m) (κάτω στρώση x-x)

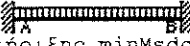
Οπλισμοί στήριξης:Α-Στ:Φ10/12(6.58)

Υπόγειο

Πλάκα: Π32



Ly/Lx= 1.64, C20/25-S500s, h= 16 cm

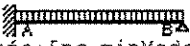
Φορτία: μόνιμο $g = 6.00 \text{ kN/m}^2$, κινητό $q = 5.00 \text{ kN/m}^2$ Διεύθυνση x-x  $Lx = 5.14\text{m}$, Φορτία: $g_x = 1.00 \times 6.00 = 6.00$, $q_x = 1.00 \times 5.00 = 5.00 \text{ [kN/m}^2]$ Ελάχιστη ροπή στήριξης $\min M_{sd} = -0.80 \times (0.100 \times 1.35 \times 6.00 + 0.117 \times 1.50 \times 5.00) \times 5.14^2 = -35.63 \text{ [kNm/m]}$ Μέγιστη ροπή στήριξης $\max M_{sd} = -0.80 \times (0.100 \times 1.35 \times 6.00 + 0.050 \times 1.50 \times 5.00) \times 5.14^2 = -25.02 \text{ [kNm/m]}$ Από $\max M_{sd}$ για φορτίο $1.35 \times 6.00 + 1.50 \times 5.00$ προκύπτουν μέγιστη ροπή ανοίγματος και αντιδράσεις.Μέγιστη ροπή ανοίγματος $M_{sd} = 26.45 \text{ [kNm/m]}$ ($V = 15.60 \times 5.14 / 2 = 40.07$, $M = 15.60 \times 5.14^2 / 8 - 25.02 = 26.45$)Φορτία σε δοκούς ή τοίχους, μόνιμα $g_A = g_B = 6.00 \times 5.14 / 2 = 15.41 \text{ [kN/m]}$.Φορτία σε δοκούς ή τοίχους, κινητά $q_A = q_B = 5.00 \times 5.14 / 2 = 12.84 \text{ [kN/m]}$ οπλισμός στήριξη: $M_{sd} = -35.63 \text{ kNm/m}$, $d = 14.0 \text{ cm}$, $K_d = 2.35$, $\xi = 0.22$, $ec/es = 3.5/12.6$, $K_s = 2.53$, $A_s = 6.44 \text{ cm}^2$ οπλισμός άνοιγμα: $M_{sd} = 26.45 \text{ kNm/m}$, $d = 14.0 \text{ cm}$, $K_d = 2.72$, $\xi = 0.16$, $ec/es = 3.5/18.7$, $K_s = 2.46$, $A_s = 4.65 \text{ cm}^2$ Λυγνρότητα ($\alpha L/d$) $0.6 \times 5.14 / 0.140 = 22 < 30$ (ελάχιστος οπλισμός $\min A_{sx} = 2.1 \text{ cm}^2/\text{m}$, $\min A_{sy} = 2.0 \text{ cm}^2/\text{m}$)Οπλισμοί ανοίγματος x-x: $\Phi 10/16$ ($4.94 \text{ cm}^2/\text{m}$), y-y : $\Phi 8/25$ ($2.00 \text{ cm}^2/\text{m}$) (κάτω στρώση x-x)Οπλισμοί στήριξης: A-Στ: $\Phi 10/12$ (6.58) Δ-Στ: $\Phi 10/12$ (6.58)

Υπόγειο

Πλάκα: Π33



Ly/Lx= 1.78, C20/25-S500s, h= 16 cm

Φορτία: μόνιμο $g = 6.00 \text{ kN/m}^2$, κινητό $q = 5.00 \text{ kN/m}^2$ Διεύθυνση x-x  $Lx = 4.74\text{m}$, Φορτία: $g_x = 1.00 \times 6.00 = 6.00$, $q_x = 1.00 \times 5.00 = 5.00 \text{ [kN/m}^2]$ Ελάχιστη ροπή στήριξης $\min M_{sd} = -0.80 \times (0.100 \times 1.35 \times 6.00 + 0.117 \times 1.50 \times 5.00) \times 4.74^2 = -30.27 \text{ [kNm/m]}$ Μέγιστη ροπή στήριξης $\max M_{sd} = -0.80 \times (0.100 \times 1.35 \times 6.00 + 0.050 \times 1.50 \times 5.00) \times 4.74^2 = -21.25 \text{ [kNm/m]}$ Από $\max M_{sd}$ για φορτίο $1.35 \times 6.00 + 1.50 \times 5.00$ προκύπτουν μέγιστη ροπή ανοίγματος και αντιδράσεις.Μέγιστη ροπή ανοίγματος $M_{sd} = 33.74 \text{ [kNm/m]}$ ($V = 15.60 \times 4.74 / 2 - 21.25 / 4.74 = 32.44$, $M = 0.5 \times 32.44^2 / 15.60 = 33.74$)Φορτία σε δοκούς μόνιμα $g_A = 16.48 \text{ [kN/m]}$, $g_B = 11.93 \text{ [kN/m]}$ Φορτία σε δοκούς κινητά $q_A = 12.78 \text{ [kN/m]}$, $q_B = 10.89 \text{ [kN/m]}$ οπλισμός στήριξη: $M_{sd} = -30.27 \text{ kNm/m}$, $d = 14.0 \text{ cm}$, $K_d = 2.54$, $\xi = 0.18$, $ec/es = 3.5/15.7$, $K_s = 2.49$, $A_s = 5.38 \text{ cm}^2$ οπλισμός άνοιγμα: $M_{sd} = 33.74 \text{ kNm/m}$, $d = 14.0 \text{ cm}$, $K_d = 2.41$, $\xi = 0.21$, $ec/es = 3.5/13.6$, $K_s = 2.51$, $A_s = 6.06 \text{ cm}^2$ Λυγνρότητα ($\alpha L/d$) $0.8 \times 4.74 / 0.140 = 27 < 30$ (ελάχιστος οπλισμός $\min A_{sx} = 2.1 \text{ cm}^2/\text{m}$, $\min A_{sy} = 2.0 \text{ cm}^2/\text{m}$)Οπλισμοί ανοίγματος x-x: $\Phi 10/13$ ($6.08 \text{ cm}^2/\text{m}$), y-y : $\Phi 8/25$ ($2.00 \text{ cm}^2/\text{m}$) (κάτω στρώση x-x)Οπλισμοί στήριξης: A-Στ: $\Phi 10/12$ (6.58)

Οροφος	Πλάκα	πάχος [cm]	Lx [m]	Ly [m]	Οπλισμοί Ανοίγματος		Οπλισμοί στηρίξεων			
					x-x	y-y	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
Υπόγειο	Π30	16	10.24	3.60	Ø 8/25	Ø 8/16κ		Ø 10/12	Ø 10/11	
Υπόγειο	Π31	16	10.24	4.86	Ø 8/25	Ø 10/13κ		Ø 10/12		Ø 10/11
Υπόγειο	Π32	16	5.14	8.45	Ø 10/16κ	Ø 8/25	Ø 10/12	Ø 10/12		
Υπόγειο	Π33	16	4.74	8.45	Ø 10/13κ	Ø 8/25	Ø 10/12			

Οροφος	Δοκός	αρχική δοκός	Πλάκες εκατέρωθεν	πλάτος cm	ύψος cm	Μήκος m	Φορτία [KN/m]				
							ιδ. βάρ	τοίχος	μον. πλ	μόνιμα	κινητά
Υπόγειο	Δ35BA	Δ35	Π30-Π31	60	30	0.64	2.3	0.0	30.4	32.7	23.3
Υπόγειο	Δ35BB	Δ35	Π30-Π31	60	30	5.15	2.3	0.0	30.4	32.7	23.3
Υπόγειο	Δ36	Δ36	Π30-Π31	60	30	4.46	2.3	0.0	30.4	32.7	23.3
Υπόγειο	Δ37	Δ37	Π31-Π32	60	30	4.86	2.3	0.0	22.7	24.9	18.9
Υπόγειο	Δ38A	Δ38	Π30-Π32	60	30	3.60	2.3	0.0	20.8	23.1	17.3

Στατική επίλυση συστήματος δοκών

Το σύστημα των δοκών κάθε πατώματος επιλύεται σαν εσχάρα δοκών στο χώρο, με πεπερασμένα στοιχεία.

Τα στοιχεία είναι ραβδόμορφα με τρεις βαθμούς ελευθερίας ανά κόμβο, δύο στροφές με άξονες στους κύριους άξονες x και y της εσχάρας και μία βύθιση στην κατακόρυφη διεύθυνση z .

Η εσχάρα δοκών εδράζεται στους τοίχους και στα υποστυλώματα. Στις θέσεις έδρασης η βύθιση είναι 0.

Στις εδράσεις στους τοίχους, επειδή πάντα παρεμβάλλεται σενάζι, λαμβάνεται 0 η στροφή περί τον άξονα

των στοιχείων που εδράζονται στον τοίχο. Για τις ακαμψίες των στοιχείων της εσχάρας ελήφθη συνεργαζόμενο πλάτος 0.70L/10 στις μονόπλευρες πλακοδοκούς και 0.70L/5 στις συμμετρικές. (Κανον. 8.4)

Η επίλυση γίνεται για μοναδιαία φορτία σε κάθε άνοιγμα της εσχάρας και εν συνεχεία γίνονται όλοι οι επικίνδυνοι συνδυασμοί φορτίσεων στα ανοίγματα με 1.35x(μόνιμα) και 1.50x(κινητά) φορτία.

Η επίλυση έγινε με μέθοδο Gauss για συμμετρικούς banded πίνακες, αφού προηγήθηκε βελτιστοποίηση του πλάτους του μητρώου με αρμόζουσα επαναρίθμηση των κόμβων. Επίσης έγιναν απλοί έλεγχοι ορθότητας των αποτελεσμάτων, όπως ισορροπία κόμβων, αντιδράσεις=εξωτερικά φορτία.

Οροφος	Δοκός	αρχική δοκός	Ροπή Άνοιγμα [kNm]		Ροπή Στήρ-A [kNm]		Ροπή Στήρ-B [kNm]		Στρέψη [kNm]	Αντιδράσεις [kN]	
			max	min	max	min	max	min		A	B
Υπόγειο	Δ35BA	Δ35	0	-77	0	0	0	-162	9	103	154
Υπόγειο	Δ35BB	Δ35	111	0	0	-162	0	-174	9	208	199
Υπόγειο	Δ36	Δ36	86	0	0	-174	0	-91	9	185	167
Υπόγειο	Δ37	Δ37	122	0	0	0	0	-149	18	123	178
Υπόγειο	Δ38A	Δ38	51	0	0	-133	0	0	24	129	76

Διαστασιολόγηση και οπλισμός δοκών (Ελλην. Κανον. Σκυροδέματος 10, 11, 12, 18.3)

Η διαστασιολόγηση και οι οπλισμοί των δοκών έγιναν βάσει του ελληνικού κανονισμού σκυροδέματος. Τα εντατικά μεγέθη προέκυψαν από την επίλυση με πεπερασμένα στοιχεία της εσχάρας των δοκών του δαπέδου. Για τις ροπές παρειάς στις στηρίξεις χρησιμοποιήθηκε απόσταση 10 cm από τον άξονα του τοίχου ή υποστυλώματος. Οι τέμνουσες σχεδιασμού λαμβάνονται σε απόσταση d από την παρειά (Κανον 11.2.2) Το συνεργαζόμενο πλάτος πλακοδοκού λαμβάνεται 0.70L/5 ή 0.70L/10 για συμμετρική ή όχι πλακοδοκό, (Κανον. 8.4). Η ελάχιστη επικάλυψη του οπλισμού λαμβάνεται 5cm. (Κανον 5.1). Οι δοκοί οπλίζονται μόνο με ίσια σίδερα και η τέμνουσα παραλαμβάνεται εξ ολοκλήρου από κατακόρυφους συνδετήρες. Γίνεται σε κάθε περίπτωση έλεγχος για τα ελάχιστα ποσοστά οπλισμού (Κανον 18.3.2, 18.3.4) Επίσης γίνεται έλεγχος ρηγμάτωσης (Κανον. 15.3) και μεγέθους παραμορφώσεων (Κανον.16.1)

Υπόγειο **A35 (A35BA)** μήκος L= 0.64m, πλάτος b= 60cm, ύψος h= 30cm, συν. πλ. bm= 69cm, πλάκα hl= 15cm



μπετόν C20/25-S500s ροπή ανοίγματος max MsdAB= 0kNm (min= -77kNm)
 ροπή στήριξης A minMsdA= 0kNm(max= 0kNm), ροπή στήριξης B minMsdB= -162kNm(max= 0kNm)
 τέμνουσα δύναμη VsdA= 103kN, τέμνουσα δύναμη VsdB= 154kN, ροπή στρέψης Tsd= 9kNm

Διαστασιολόγηση έναντι κάμψης (οριακή κατάσταση αστοχίας)

Ανοίγμα Msd=0

Στήριξη A Msd=0

Στήριξη B Msd= 147+ 154x0.10= 162kNm, b=60cm, d=25cm, Kd= 1.60, Ks1=2.84, Ks2=0.41, As1=16.7, As2= 2.4cm²

Ανοίγμα Msd= -77kNm, b=60cm, d=25cm, Kd= 2.21, ξ=0.25, ec/es=3.5/10.5, Ks=2.57, As= 7.91cm²

Στήριξη A Msd=0

Στήριξη B Msd=0

Ελάχιστος οπλισμός κάμψης προς αποφυγή αστοχίας χωρίς προειδοποίηση

$\rho_{min}=0.5 \times f_{ctm} / f_{yk} = 0.5 \times 2.2 / 500 = 0.00220$, $\rho_{max}=0.0015$, $minAs=0.00150 \times 60 \times 25 = 2.25cm^2$

Έλεγχος ρηγμάτωσης, $\sigma_s = 0.70 \times 500 = 350N/mm^2$ μέγιστη διάμετρος οπλισμού (Κανον. Πιν 15.1) maxΦ=16,

Έλεγχος παραμόρφωσης, λυγηρότητα $\alpha L/h = 0.29 \times 64 / 25 = 1 < 20$ (Κανον. 16.2, α από διάγραμμα ροπών)

Οπλισμός στο άνοιγμα 4Φ12 (4.5cm²) Οπλισμός στήριξη-B 14Φ14 (21.6cm² άνω) 2Φ14 (3.1 κάτω)

Διαστασιολόγηση για τέμνουσα δύναμη

Τέμνουσα σχεδιασμού (απόστ. d από παρειά) Vsd= 154.3-0.35x 79.0= 126.6kN

$\rho_1 = 2.26 / (60 \times 25) = 0.002 < 0.02$, $V_{rd1} = 0.26 \times 1.0 \times (1.2 + 40 \times 0.002) \times 60 \times 25 \times 0.1 = 49.2kN$

$v = 0.7 - 20 / 200 = 0.600 > 0.5$, $V_{rd2} = 0.5 \times 0.600 \times 13.3 \times 60 \times 0.9 \times 25 \times 0.1 = 540kN > 126.6 = Vsd$

Vsd/Vrd2= 0.23 Ελάχιστος οπλισμός διάτμησης, s=15cm, Asw=0.0007x15x60= 0.6cm² συνδετήρες 6-τμητοι Φ8/15

Vwd=126.6- 49.2= 77.5kN, Asw/s=1000x 77.5 / (0.9x25x434.8)= 7.9cm²/m συνδετήρες 6-τμητοι Φ8/15

Υπόγειο **A35 (A35BB)** μήκος L= 5.15m, πλάτος b= 60cm, ύψος h= 30cm, συν. πλ. bm=132cm, πλάκα hl= 15cm



μπετόν C20/25-S500s ροπή ανοίγματος max MsdAB= 111kNm (min= 0kNm)

ροπή στήριξης A minMsdA= -162kNm(max= 0kNm), ροπή στήριξης B minMsdB= -174kNm(max= 0kNm)

τέμνουσα δύναμη VsdA= 208kN, τέμνουσα δύναμη VsdB= 199kN, ροπή στρέψης Tsd= 9kNm

Διαστασιολόγηση έναντι κάμψης (οριακή κατάσταση αστοχίας)

Ανοίγμα Msd= 111kNm, bm=1.32m, d=25cm, Kd= 2.73, ξ=0.16, x= 3.9<hf=15cm, ec/es=3.5/18.9, Ks=2.46, As=10.9cm²

Στήριξη A Msd= 142+ 208x0.10= 162kNm, b=60cm, d=25cm, Kd= 1.63, Ks1=2.84, Ks2=0.32, As1=16.1, As2= 1.8cm²

Στήριξη B Msd= 154+ 199x0.10= 174kNm, b=60cm, d=25cm, Kd= 1.56, Ks1=2.84, Ks2=0.52, As1=17.5, As2= 3.2cm²

Ελάχιστος οπλισμός κάμψης προς αποφυγή αστοχίας χωρίς προειδοποίηση

$\rho_{min}=0.5 \times f_{ctm} / f_{yk} = 0.5 \times 2.2 / 500 = 0.00220$, $\rho_{max}=0.0015$, $minAs=0.00150 \times 60 \times 25 = 2.25cm^2$

Έλεγχος ρηγμάτωσης, $\sigma_s = 0.70 \times 500 = 350N/mm^2$ μέγιστη διάμετρος οπλισμού (Κανον. Πιν 15.1) maxΦ=16,

Έλεγχος παραμόρφωσης, λυγηρότητα $\alpha L/h = 0.22 \times 515 / 25 = 5 < 20$ (Κανον. 16.2, α από διάγραμμα ροπών)

Οπλισμός στο άνοιγμα 6#16(12.1cm²) Οπλισμός στηρίξη-A 14#12(15.8cm² άνω) 2#12(2.3 κάτω) Οπλισμός στηρίξη-B 1Διαστασιολόγηση για τέμνουσα δύναμηΤέμνουσα σχεδιασμού (απόστ. d από παρειά) $V_{sd} = 207.6 - 0.35 \times 79.0 = 180.0 \text{ kN}$ $\rho_l = 6.03 / (60 \times 25) = 0.004 < 0.02$, $V_{rd1} = 0.26 \times 1.0 \times (1.2 + 40 \times 0.004) \times 60 \times 25 \times 0.1 = 53.1 \text{ kN}$ $v = 0.7 - 20/200 = 0.600 > 0.5$, $V_{rd2} = 0.5 \times 0.600 \times 13.3 \times 60 \times 0.9 \times 25 \times 0.1 = 540 \text{ kN} > 180.0 = V_{sd}$ $V_{sd}/V_{rd2} = 0.33$ Ελάχιστος οπλισμός διάτμησης, $s = 15 \text{ cm}$, $A_{sw} = 0.0007 \times 15 \times 60 = 0.6 \text{ cm}^2$ συνδετήρες 6-τμητοι Φ8/15 $V_{wd} = 180.0 - 53.1 = 126.9 \text{ kN}$, $A_{sw}/s = 1000 \times 126.9 / (0.9 \times 25 \times 434.8) = 13.0 \text{ cm}^2/\text{m}$ συνδετήρες 6-τμητοι Φ8/15Υπόγειο Δ36 (Δ36) μήκος L= 4.46m, πλάτος b= 60cm, ύψος h= 30cm, συν. πλ. $b_m = 122 \text{ cm}$, πλάκα $h_1 = 15 \text{ cm}$

Δ35BB

Δ36

διάγραμμα ροπών

μπετόν C20/25-S500s ροπή ανοίγματος $\max M_{sdAB} = 86 \text{ kNm}$ (min= 0kNm)ροπή στηρίξης A $\min M_{sdA} = -174 \text{ kNm}$ (max= 0kNm), ροπή στηρίξης B $\min M_{sdB} = -91 \text{ kNm}$ (max= 0kNm)τέμνουσα δύναμη $V_{sdA} = 185 \text{ kN}$, τέμνουσα δύναμη $V_{sdB} = 167 \text{ kN}$, ροπή στρέψης $T_{sd} = 9 \text{ kNm}$ Διαστασιολόγηση έναντι κάμψης (οριακή κατάσταση αστοχίας)Ανοιγμα $M_{sd} = 86 \text{ kNm}$, $b_m = 1.22 \text{ m}$, $d = 25 \text{ cm}$, $K_d = 2.98$, $\xi = 0.13$, $x = 3.3 < h_f = 15 \text{ cm}$, $e_c/e_s = 3.1/20.0$, $K_s = 2.43$, $A_s = 8.4 \text{ cm}^2$ Στήριξη A $M_{sd} = 155 + 185 \times 0.10 = 174 \text{ kNm}$, $b = 60 \text{ cm}$, $d = 25 \text{ cm}$, $K_d = 1.55$, $K_{s1} = 2.84$, $K_{s2} = 0.55$, $A_{s1} = 17.6$, $A_{s2} = 3.4 \text{ cm}^2$ Στήριξη B $M_{sd} = -91 + 167 \times 0.10 = -74 \text{ kNm}$, $b = 60 \text{ cm}$, $d = 25 \text{ cm}$, $K_d = 2.25$, $\xi = 0.24$, $e_c/e_s = 3.5/11.1$, $K_s = 2.56$, $A_s = 7.6 \text{ cm}^2$ Ελάχιστος οπλισμός κάμψης προς αποφυγή αστοχίας χωρίς προεξοφλοποίηση $\rho_{\min} = 0.5 \times f_{ctm} / f_{yk} = 0.5 \times 2.2 / 500 = 0.00220$, $\rho_{\max} = 0.0015$, $\min A_s = 0.00150 \times 60 \times 25 = 2.25 \text{ cm}^2$ Ελεγχος ρηγμάτωσης, $\sigma_s = 0.70 \times 500 = 350 \text{ N/mm}^2$ μέγιστη διάμετρος οπλισμού (Κανον. Πιν 15.1) $\max \Phi = 16$,Ελεγχος παραμόρφωσης, λυγηρότητα $\alpha L/h = 0.23 \times 446 / 25 = 4 < 20$ (Κανον. 16.2, α από διάγραμμα ροπών)Οπλισμός στο άνοιγμα 5#16(10.1cm²) Οπλισμός στηρίξη-A 14#14(21.6cm² άνω) 3#14(4.6 κάτω) Οπλισμός στηρίξη-B 7Διαστασιολόγηση για τέμνουσα δύναμηΤέμνουσα σχεδιασμού (απόστ. d από παρειά) $V_{sd} = 185.0 - 0.35 \times 79.0 = 157.4 \text{ kN}$ $\rho_l = 5.03 / (60 \times 25) = 0.003 < 0.02$, $V_{rd1} = 0.26 \times 1.0 \times (1.2 + 40 \times 0.003) \times 60 \times 25 \times 0.1 = 52.0 \text{ kN}$ $v = 0.7 - 20/200 = 0.600 > 0.5$, $V_{rd2} = 0.5 \times 0.600 \times 13.3 \times 60 \times 0.9 \times 25 \times 0.1 = 540 \text{ kN} > 157.4 = V_{sd}$ $V_{sd}/V_{rd2} = 0.29$ Ελάχιστος οπλισμός διάτμησης, $s = 15 \text{ cm}$, $A_{sw} = 0.0007 \times 15 \times 60 = 0.6 \text{ cm}^2$ συνδετήρες 6-τμητοι Φ8/15 $V_{wd} = 157.4 - 52.0 = 105.3 \text{ kN}$, $A_{sw}/s = 1000 \times 105.3 / (0.9 \times 25 \times 434.8) = 10.8 \text{ cm}^2/\text{m}$ συνδετήρες 6-τμητοι Φ8/15Υπόγειο Δ37 (Δ37) μήκος L= 4.86m, πλάτος b= 60cm, ύψος h= 30cm, συν. πλ. $b_m = 128 \text{ cm}$, πλάκα $h_1 = 15 \text{ cm}$

Δ37

Δ38A

διάγραμμα ροπών

μπετόν C20/25-S500s ροπή ανοίγματος $\max M_{sdAB} = 122 \text{ kNm}$ (min= 0kNm)ροπή στηρίξης A $\min M_{sdA} = 0 \text{ kNm}$ (max= 0kNm), ροπή στηρίξης B $\min M_{sdB} = -149 \text{ kNm}$ (max= 0kNm)τέμνουσα δύναμη $V_{sdA} = 123 \text{ kN}$, τέμνουσα δύναμη $V_{sdB} = 178 \text{ kN}$, ροπή στρέψης $T_{sd} = 18 \text{ kNm}$ Διαστασιολόγηση έναντι κάμψης (οριακή κατάσταση αστοχίας)Ανοιγμα $M_{sd} = 122 \text{ kNm}$, $b_m = 1.28 \text{ m}$, $d = 25 \text{ cm}$, $K_d = 2.56$, $\xi = 0.18$, $x = 4.5 < h_f = 15 \text{ cm}$, $e_c/e_s = 3.5/16.0$, $K_s = 2.49$, $A_s = 12.1 \text{ cm}^2$ Στήριξη B $M_{sd} = 132 + 178 \times 0.10 = 149 \text{ kNm}$, $b = 60 \text{ cm}$, $d = 25 \text{ cm}$, $K_d = 1.69$, $K_{s1} = 2.83$, $K_{s2} = 0.12$, $A_{s1} = 14.9$, $A_{s2} = 0.6 \text{ cm}^2$ Ελάχιστος οπλισμός κάμψης προς αποφυγή αστοχίας χωρίς προεξοφλοποίηση $\rho_{\min} = 0.5 \times f_{ctm} / f_{yk} = 0.5 \times 2.2 / 500 = 0.00220$, $\rho_{\max} = 0.0015$, $\min A_s = 0.00150 \times 60 \times 25 = 2.25 \text{ cm}^2$ Ελεγχος ρηγμάτωσης, $\sigma_s = 0.70 \times 500 = 350 \text{ N/mm}^2$ μέγιστη διάμετρος οπλισμού (Κανον. Πιν 15.1) $\max \Phi = 16$,Ελεγχος παραμόρφωσης, λυγηρότητα $\alpha L/h = 0.56 \times 486 / 25 = 11 < 20$ (Κανον. 16.2, α από διάγραμμα ροπών)Οπλισμός στο άνοιγμα 7#16(14.1cm²) Οπλισμός στηρίξη-B 13#12(14.7cm² άνω) 1#12(1.1 κάτω)Διαστασιολόγηση για τέμνουσα δύναμηΤέμνουσα σχεδιασμού (απόστ. d από παρειά) $V_{sd} = 178.2 - 0.35 \times 62.0 = 156.5 \text{ kN}$ $\rho_l = 7.03 / (60 \times 25) = 0.005 < 0.02$, $V_{rd1} = 0.26 \times 1.0 \times (1.2 + 40 \times 0.005) \times 60 \times 25 \times 0.1 = 54.1 \text{ kN}$ $v = 0.7 - 20/200 = 0.600 > 0.5$, $V_{rd2} = 0.5 \times 0.600 \times 13.3 \times 60 \times 0.9 \times 25 \times 0.1 = 540 \text{ kN} > 156.5 = V_{sd}$ $V_{sd}/V_{rd2} = 0.29$ Ελάχιστος οπλισμός διάτμησης, $s = 15 \text{ cm}$, $A_{sw} = 0.0007 \times 15 \times 60 = 0.6 \text{ cm}^2$ συνδετήρες 6-τμητοι Φ8/15 $V_{wd} = 156.5 - 54.1 = 102.4 \text{ kN}$, $A_{sw}/s = 1000 \times 102.4 / (0.9 \times 25 \times 434.8) = 10.5 \text{ cm}^2/\text{m}$ συνδετήρες 6-τμητοι Φ8/15

Υπόγειο Δ38 (Δ38Α) μήκος $L=3.60\text{m}$, πλάτος $b=60\text{cm}$, ύψος $h=30\text{cm}$, συν. πλ. $b_m=110\text{cm}$, πλάκα $h_1=15\text{cm}$

Δ37

Δ38Α



διάγραμμα ροπών

μπετόν C20/25-S500s ροπή ανοίγματος $\max M_{sdAB}=51\text{kNm}$ ($\min=0\text{kNm}$)

ροπή στήριξης A $\min M_{sdA}=-133\text{kNm}$ ($\max=0\text{kNm}$), ροπή στήριξης B $\min M_{sdB}=0\text{kNm}$ ($\max=0\text{kNm}$)

τέμνουσα δύναμη $V_{sdA}=129\text{kN}$, τέμνουσα δύναμη $V_{sdB}=76\text{kN}$, ροπή στρέψης $T_{sd}=24\text{kNm}$

Διαστασιολόγηση έναντι κάμψης (οριακή κατάσταση αστοχίας)

Ανοίγμα $M_{sd}=51\text{kNm}$, $b_m=1.10\text{m}$, $d=25\text{cm}$, $K_d=3.69$, $\xi=0.10$, $x=2.4 < \xi_f=15\text{cm}$, $e_c/e_s=2.2/20.0$, $K_s=2.39$, $A_s=4.8\text{cm}^2$

Στήριξη A $M_{sd}=-133+129 \times 0.10=-120\text{kNm}$, $b=60\text{cm}$, $d=25\text{cm}$, $K_d=1.77$, $\xi=0.42$, $e_c/e_s=3.5/4.7$, $K_s=2.79$, $A_s=13.4\text{cm}^2$

Ελάχιστος οπλισμός κάμψης προς αποφυγή αστοχίας χωρίς προειδοποίηση

$\rho_{\min}=0.5 \times f_{ctm}/f_{yk}=0.5 \times 2.2/500=0.00220$, $\rho_{\max}=0.0015$, $\min A_s=0.00150 \times 6025=2.25\text{cm}^2$

Ελεγχος ρηγμάτωσης, $\sigma_s=0.70 \times 500=350\text{N/mm}^2$ μέγιστη διάμετρος οπλισμού (Κανον. Πιν 15.1) $\max \Phi=16$,

Ελεγχος παραμόρφωσης, λυγηρότητα $\alpha L/h=0.47 \times 360/25=7 < 20$ (Κανον. 16.2, α από διάγραμμα ροπών)

Οπλισμός στο άνοιγμα 4#14 (6.2cm²) Οπλισμός στήριξη-A 12#12 (13.6cm² άνω)

Διαστασιολόγηση για τέμνουσα δύναμη

Τέμνουσα σχεδιασμού (απόστ. d από παρειά) $V_{sd}=129.2-0.35 \times 57.1=109.2\text{kN}$

$\rho_1=3.08/(60 \times 25)=0.002 < 0.02$, $V_{rd1}=0.26 \times 1.0 \times (1.2+40 \times 0.002) \times 60 \times 25 \times 0.1=50.0\text{kN}$

$v=0.7-20/200=0.600 > 0.5$, $V_{rd2}=0.5 \times 0.600 \times 13.3 \times 60 \times 0.9 \times 25 \times 0.1=540\text{kN} > 109.2=V_{sd}$

$V_{sd}/V_{rd2}=0.20$ Ελάχιστος οπλισμός διάτμησης, $s=15\text{cm}$, $A_{sw}=0.0007 \times 15 \times 60=0.6\text{cm}^2$ συνδετήρες 6-τμητοι $\Phi 8/15$

$V_{wd}=109.2-50.0=59.2\text{kN}$, $A_{sw}/s=1000 \times 59.2/(0.9 \times 25 \times 434.8)=6.1\text{cm}^2/\text{m}$ συνδετήρες 6-τμητοι $\Phi 8/15$

Οροφος	Δοκός			Ανοιγμα		Στήριξη-A		Στήριξη-B		Συνδ/ρες
				κάτω	πάνω	πάνω	κάτω	πάνω	κάτω	
Υπόγειο	Δ35BA	Δ35BB		4 Ø 12	2 Ø 12			14 Ø 14	2 Ø 14	8/15
Υπόγειο	Δ35BA	Δ35BB	Δ36	6 Ø 16	2 Ø 12	14 Ø 12	2 Ø 12	14 Ø 14	3 Ø 14	8/15
Υπόγειο	Δ35BB	Δ36		5 Ø 16	2 Ø 12	14 Ø 14	3 Ø 14	7 Ø 12		8/15
Υπόγειο		Δ37	Δ38A	7 Ø 16	2 Ø 12			13 Ø 12	1 Ø 12	8/15
Υπόγειο	Δ37	Δ38A		4 Ø 14	2 Ø 12	12 Ø 12				8/15

Φορτία τοίχων

Σε κάθε πάτωμα μεταφέρονται τα κατανεμημένα φορτία των πλακών στους αντίστοιχους τοίχους καθώς και τα συγκεντρωμένα φορτία στις θέσεις έδρασης των δοκών.

ΙσόγειοT8

Διαστάσεις μήκος=20.80m, ύψος= 4.10m, πάχος=0.69m

Θέση $x=0.06m$, $y=8.99m$, $\theta=0.00^\circ$, επιφάνεια τοίχου= $66.51m^2$

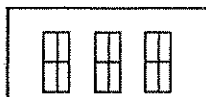
Λιθοδομή 0.55

Ιδιο βάρος τοίχου $G_t=66.51 \times 17.8=1183.9 \text{ kN}$ Γραμμικό φορτίο επί τοίχου, μόνιμο= $5.0kN/m$ κινητό= $0.0kN/m$ Συνολικό φορτίο στον τοίχο από δάπεδο μόνιμο $G_d=104.0 \text{ kN}$, κινητό $Q_d=0.0 \text{ kN}$ Φορτίο από υπερκείμενο τοίχο μόνιμο $G_a=0.0 \text{ kN}$, κινητό $Q_a=0.0 \text{ kN}$ Φορτίο σε υποκείμενο τοίχο T1 μόνιμο $G_k=1287.9 \text{ kN}$, κινητό $Q_k=0.0 \text{ kN}$ ΙσόγειοT9

Διαστάσεις μήκος= 9.20m, ύψος= 4.10m, πάχος=0.69m

Θέση $x=20.45m$, $y=0.00m$, $\theta=90.00^\circ$, επιφάνεια τοίχου= $28.34m^2$

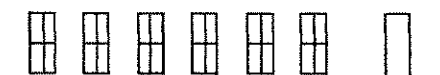
Λιθοδομή 0.55

Ιδιο βάρος τοίχου $G_t=28.34 \times 17.8=504.4 \text{ kN}$ Γραμμικό φορτίο επί τοίχου, μόνιμο= $0.0kN/m$ κινητό= $0.0kN/m$ Συνολικό φορτίο στον τοίχο από δάπεδο μόνιμο $G_d=0.0 \text{ kN}$, κινητό $Q_d=0.0 \text{ kN}$ Φορτίο από υπερκείμενο τοίχο μόνιμο $G_a=0.0 \text{ kN}$, κινητό $Q_a=0.0 \text{ kN}$ Φορτίο σε υποκείμενο τοίχο T2 μόνιμο $G_k=504.4 \text{ kN}$, κινητό $Q_k=0.0 \text{ kN}$ ΙσόγειοT10

Διαστάσεις μήκος=20.80m, ύψος= 4.10m, πάχος=0.69m

Θέση $x=0.00m$, $y=0.34m$, $\theta=0.00^\circ$, επιφάνεια τοίχου= $62.98m^2$

Λιθοδομή 0.55

Ιδιο βάρος τοίχου $G_t=62.98 \times 17.8=1121.1 \text{ kN}$ Γραμμικό φορτίο επί τοίχου, μόνιμο= $5.0kN/m$ κινητό= $0.0kN/m$ Συνολικό φορτίο στον τοίχο από δάπεδο μόνιμο $G_d=104.0 \text{ kN}$, κινητό $Q_d=0.0 \text{ kN}$ Φορτίο από υπερκείμενο τοίχο μόνιμο $G_a=0.0 \text{ kN}$, κινητό $Q_a=0.0 \text{ kN}$ Φορτίο σε υποκείμενο τοίχο T3 μόνιμο $G_k=1225.1 \text{ kN}$, κινητό $Q_k=0.0 \text{ kN}$ ΙσόγειοT11

Διαστάσεις μήκος= 9.20m, ύψος= 4.10m, πάχος=0.69m

Θέση $x=0.20m$, $y=0.00m$, $\theta=90.00^\circ$, επιφάνεια τοίχου= $28.09m^2$

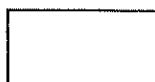
Λιθοδομή 0.55

Ιδιο βάρος τοίχου $G_t=28.09 \times 17.8=500.1 \text{ kN}$ Γραμμικό φορτίο επί τοίχου, μόνιμο= $0.0kN/m$ κινητό= $0.0kN/m$ Συνολικό φορτίο στον τοίχο από δάπεδο μόνιμο $G_d=0.0 \text{ kN}$, κινητό $Q_d=0.0 \text{ kN}$ Φορτίο από υπερκείμενο τοίχο μόνιμο $G_a=0.0 \text{ kN}$, κινητό $Q_a=0.0 \text{ kN}$ Φορτίο σε υποκείμενο τοίχο T4 μόνιμο $G_k=500.1 \text{ kN}$, κινητό $Q_k=0.0 \text{ kN}$ ΙσόγειοT13

Διαστάσεις μήκος= 2.00m, ύψος= 4.10m, πάχος=0.54m

Θέση $x=15.77m$, $y=0.00m$, $\theta=90.00^\circ$, επιφάνεια τοίχου= $8.20m^2$

Λιθοδομή 0.40

Ιδιο βάρος τοίχου $G_t=8.20 \times 13.9=114.0 \text{ kN}$ Γραμμικό φορτίο επί τοίχου, μόνιμο= $0.0kN/m$ κινητό= $0.0kN/m$ Συνολικό φορτίο στον τοίχο από δάπεδο μόνιμο $G_d=0.0 \text{ kN}$, κινητό $Q_d=0.0 \text{ kN}$ Φορτίο από υπερκείμενο τοίχο μόνιμο $G_a=0.0 \text{ kN}$, κινητό $Q_a=0.0 \text{ kN}$ Φορτίο σε υποκείμενο τοίχο T5 μόνιμο $G_k=114.0 \text{ kN}$, κινητό $Q_k=0.0 \text{ kN}$

ΙσόγειοT12

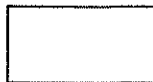
Διαστάσεις μήκος= 2.00m, ύψος= 4.10m, πάχος=0.54m

Θέση $x=15.77m$, $y= 7.20m$, $\theta= 90.00^\circ$, επιφάνεια τοίχου= 8.20m²

Λιθοδομή 0.40

Ιδιο βάρος τοίχου $G_t= 8.20 \times 13.9= 114.0$ kN

Γραμμικό φορτίο επί τοίχου, μόνιμο= 0.0kN/m κινητό= 0.0kN/m

Συνολικό φορτίο στον τοίχο από δάπεδο μόνιμο $G_d= 0.0$ kN, κινητό $Q_d= 0.0$ kNΦορτίο από υπερκείμενο τοίχο μόνιμο $G_a= 0.0$ kN, κινητό $Q_a= 0.0$ kNΦορτίο σε υποκείμενο τοίχο T6 μόνιμο $G_k= 114.0$ kN, κινητό $Q_k= 0.0$ kNΙσόγειοΣυνολικά φορτία ορόφου

Ολικά κατακόρυφα φορτία ορόφου από τοίχους, μόνιμα $G_1= 3746$ kN, κινητά $Q_1= 0$ kN
 Ολικά κατακόρυφα φορτία ορόφου από υποστυλόμενα, μόνιμα $G_2= 0$ kN, κινητά $Q_2= 0$ kN
 Ολικά κατακόρυφα φορτία ορόφου (δάπεδα+τοίχοι), μόνιμα $G_o= 3746$ kN, κινητά $Q_o= 0$ kN
 Συνδυασμός δράσεων για κατακόρυφη φόρτιση, ολικά φορτία ορόφου $(1.35 \times G_o + 1.50 \times Q_o) = 5057$ kN
 Συνδυασμός δράσεων για σεισμική φόρτιση, ολικά φορτία ορόφου $(1.00 \times G_o + 0.30 \times Q_o) = 3746$ kN
 Ολική μάζα ορόφου $M_o = (1.0 \times G_o + 0.3 \times Q_o) / 9.81 = 3746 / 9.81 = 382$ kNsec²/m

ΙσόγειοΚέντρο Μάζας ορόφου

Τοίχος	Μάζα kNsec ² /m	xm	ym	x.M	y.M
T8	131.3	10.46	8.99	1373.56	1180.90
T9	51.4	20.45	4.60	1051.73	236.52
T10	124.9	10.40	0.34	1298.78	43.08
T11	51.0	0.20	4.60	10.45	234.50
T13	11.6	15.77	1.00	183.26	11.62
T12	11.6	15.77	8.20	183.26	95.29

Σύνολο 382.0 4101.05 1801.92

Κέντρο μάζας ορόφου $x_m = 4101.05 / 382.00 = 10.74m$, $y_m = 1801.92 / 382.00 = 4.72m$

Για τον υπολογισμό του κέντρου μάζας ορόφου, θεωρούμε μάζες ισοδύναμες των αντιστοιχών φορτίων στα κέντρα των τοίχων και υποστυλωμάτων.

ΥπόγειοT1

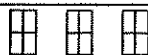
Διαστάσεις μήκος=20.85m, ύψος= 3.20m, πάχος=0.89m

Θέση $x= 0.00m$, $y= 8.90m$, $\theta= 0.00^\circ$, επιφάνεια τοίχου= 60.17m²

Λιθοδομή 0.75

Ιδιο βάρος τοίχου $G_t= 60.17 \times 23.0= 1383.8$ kN

Γραμμικό φορτίο επί τοίχου, μόνιμο= 0.0kN/m κινητό= 0.0kN/m



Φορτίο από πλάκα P30, μόνιμο $g= 8.6$ kN/m, κινητό $q= 8.1$ kN/m, από 0.30m μέχρι 10.50m
 Φορτίο από πλάκα P32, μόνιμο $g= 7.7$ kN/m, κινητό $q= 6.4$ kN/m, από 10.50m μέχρι 15.70m
 Φορτίο από πλάκα P33, μόνιμο $g= 7.1$ kN/m, κινητό $q= 5.9$ kN/m, από 15.70m μέχρι 20.40m
 Φορτίο από δοκό Δ38, μόνιμο $G= 27$ kN, κινητό $Q= 27$ kN σε απόσταση 10.50m

Συνολικό φορτίο στον τοίχο από δάπεδο μόνιμο $G_d= 188.5$ kN, κινητό $Q_d= 170.6$ kNΦορτίο από υπερκείμενο τοίχο T8 μόνιμο $G_a= 1287.9$ kN, κινητό $Q_a= 0.0$ kNΦορτίο σε υποκείμενο τοίχο μόνιμο $G_k= 2860.2$ kN, κινητό $Q_k= 170.6$ kNΥπόγειοT2

Διαστάσεις μήκος= 9.20m, ύψος= 3.20m, πάχος=0.89m

Θέση $x=20.41m$, $y= 0.00m$, $\theta= 90.00^\circ$, επιφάνεια τοίχου= 23.07m²

Λιθοδομή 0.75

Ιδιο βάρος τοίχου $G_t= 23.07 \times 23.0= 530.7$ kN

Γραμμικό φορτίο επί τοίχου, μόνιμο= 0.0kN/m κινητό= 0.0kN/m

Φορτίο από πλάκα P33, μόνιμο $g= 11.9$ kN/m, κινητό $q= 10.9$ kN/m, από 0.40m μέχρι 8.90mΣυνολικό φορτίο στον τοίχο από δάπεδο μόνιμο $G_d= 101.4$ kN, κινητό $Q_d= 92.6$ kNΦορτίο από υπερκείμενο τοίχο T9 μόνιμο $G_a= 504.4$ kN, κινητό $Q_a= 0.0$ kNΦορτίο σε υποκείμενο τοίχο μόνιμο $G_k= 1136.5$ kN, κινητό $Q_k= 92.6$ kN

ΥπόγειοT3

Διαστάσεις μήκος=20.85m, ύψος= 3.20m, πάχος=0.89m

Θέση $x = 0.00m$, $y = 0.44m$, $\theta = 0.00^\circ$, επιφάνεια τοίχου= 61.32m²

Λιθοδομή 0.75

Ιδίο βάρος τοίχου $G_t = 61.32 \times 23.0 = 1410.4 \text{ kN}$

Γραμμικό φορτίο επί τοίχου, μόνιμο= 0.0kN/m κινητό= 0.0kN/m

Φορτίο από πλάκα Π31, μόνιμο $g = 11.7 \text{ kN/m}$, κινητό $q = 10.9 \text{ kN/m}$, από 0.30m μέχρι 10.50m
 Φορτίο από πλάκα Π32, μόνιμο $g = 7.7 \text{ kN/m}$, κινητό $q = 6.4 \text{ kN/m}$, από 10.50m μέχρι 15.70m
 Φορτίο από πλάκα Π33, μόνιμο $g = 7.1 \text{ kN/m}$, κινητό $q = 5.9 \text{ kN/m}$, από 15.70m μέχρι 20.40m
 Φορτίο από δοκό Δ37, μόνιμο $G = 48 \text{ kN}$, κινητό $Q = 39 \text{ kN}$ σε απόσταση 10.50m

Συνολικό φορτίο στον τοίχο από δάπεδο μόνιμο $G_\delta = 240.3 \text{ kN}$, κινητό $Q_\delta = 211.5 \text{ kN}$ Φορτίο από υπερκείμενο τοίχο T10 μόνιμο $G_a = 1225.1 \text{ kN}$, κινητό $Q_a = 0.0 \text{ kN}$ Φορτίο σε υποκείμενο τοίχο μόνιμο $G_x = 2875.8 \text{ kN}$, κινητό $Q_x = 211.5 \text{ kN}$ ΥπόγειοT4

Διαστάσεις μήκος= 9.20m, ύψος= 3.20m, πάχος=0.89m

Θέση $x = 0.31m$, $y = 0.00m$, $\theta = 90.00^\circ$, επιφάνεια τοίχου= 29.44m²

Λιθοδομή 0.75

Ιδίο βάρος τοίχου $G_t = 29.44 \times 23.0 = 677.1 \text{ kN}$

Γραμμικό φορτίο επί τοίχου, μόνιμο= 0.0kN/m κινητό= 0.0kN/m

Φορτίο από πλάκα Π31, μόνιμο $g = 7.3 \text{ kN/m}$, κινητό $q = 6.1 \text{ kN/m}$, από 0.40m μέχρι 5.30m
 Φορτίο από πλάκα Π30, μόνιμο $g = 5.4 \text{ kN/m}$, κινητό $q = 4.5 \text{ kN/m}$, από 5.30m μέχρι 8.90m
 Φορτίο από δοκό Δ35, μόνιμο $G = 84 \text{ kN}$, κινητό $Q = 7 \text{ kN}$ σε απόσταση 5.30m

Συνολικό φορτίο στον τοίχο από δάπεδο μόνιμο $G_\delta = 139.1 \text{ kN}$, κινητό $Q_\delta = 52.9 \text{ kN}$ Φορτίο από υπερκείμενο τοίχο T11 μόνιμο $G_a = 500.1 \text{ kN}$, κινητό $Q_a = 0.0 \text{ kN}$ Φορτίο σε υποκείμενο τοίχο μόνιμο $G_x = 1316.3 \text{ kN}$, κινητό $Q_x = 52.9 \text{ kN}$ ΥπόγειοT5

Διαστάσεις μήκος= 5.00m, ύψος= 3.20m, πάχος=0.74m

Θέση $x = 15.67m$, $y = 0.00m$, $\theta = 90.00^\circ$, επιφάνεια τοίχου= 13.00m²

Λιθοδομή M2 0.60

Ιδίο βάρος τοίχου $G_t = 13.00 \times 19.1 = 248.3 \text{ kN}$

Γραμμικό φορτίο επί τοίχου, μόνιμο= 0.0kN/m κινητό= 0.0kN/m

Φορτίο από πλάκα Π32Π33, μόνιμο $g = 31.9 \text{ kN/m}$, κινητό $q = 25.6 \text{ kN/m}$, από 0.40m μέχρι 5.00mΣυνολικό φορτίο στον τοίχο από δάπεδο μόνιμο $G_\delta = 146.7 \text{ kN}$, κινητό $Q_\delta = 117.9 \text{ kN}$ Φορτίο από υπερκείμενο τοίχο T13 μόνιμο $G_a = 114.0 \text{ kN}$, κινητό $Q_a = 0.0 \text{ kN}$ Φορτίο σε υποκείμενο τοίχο μόνιμο $G_x = 509.0 \text{ kN}$, κινητό $Q_x = 117.9 \text{ kN}$ ΥπόγειοT6

Διαστάσεις μήκος= 4.20m, ύψος= 3.20m, πάχος=0.74m

Θέση $x = 15.67m$, $y = 5.00m$, $\theta = 90.00^\circ$, επιφάνεια τοίχου= 13.44m²

Λιθοδομή M2 0.60

Ιδίο βάρος τοίχου $G_t = 13.44 \times 19.1 = 256.7 \text{ kN}$

Γραμμικό φορτίο επί τοίχου, μόνιμο= 0.0kN/m κινητό= 0.0kN/m

Φορτίο από πλάκα Π32Π33, μόνιμο $g = 31.9 \text{ kN/m}$, κινητό $q = 25.6 \text{ kN/m}$, από 0.00m μέχρι 3.90mΣυνολικό φορτίο στον τοίχο από δάπεδο μόνιμο $G_\delta = 124.4 \text{ kN}$, κινητό $Q_\delta = 100.0 \text{ kN}$ Φορτίο από υπερκείμενο τοίχο T12 μόνιμο $G_a = 114.0 \text{ kN}$, κινητό $Q_a = 0.0 \text{ kN}$ Φορτίο σε υποκείμενο τοίχο μόνιμο $G_x = 495.1 \text{ kN}$, κινητό $Q_x = 100.0 \text{ kN}$ ΥπόγειοΣυνολικά φορτία ορόφου

Ολικά κατακόρυφα φορτία ορόφου από τοίχους, μόνιμα $G_1 = 5447 \text{ kN}$, κινητά $Q_1 = 746 \text{ kN}$
 Ολικά κατακόρυφα φορτία ορόφου από υποστυλώματα, μόνιμα $G_2 = 606 \text{ kN}$, κινητά $Q_2 = 320 \text{ kN}$
 Ολικά κατακόρυφα φορτία ορόφου (δάπεδα+τοίχοι), μόνιμα $G_o = 6053 \text{ kN}$, κινητά $Q_o = 1066 \text{ kN}$
 Συνδυασμός δράσεων για κατακόρυφη φόρτιση, ολικά φορτία ορόφου $(1.35 \times G_o + 1.50 \times Q_o) = 9771 \text{ kN}$
 Συνδυασμός δράσεων για σεισμική φόρτιση, ολικά φορτία ορόφου $(1.00 \times G_o + 0.30 \times Q_o) = 6373 \text{ kN}$
 Ολική μάζα ορόφου $M_o = (1.0 \times G_o + 0.3 \times Q_o) / 9.81 = 6373 / 9.81 = 650 \text{ kNsec}^2/\text{m}$

Υπόγειο		Κέντρο Μάζας ορόφου			
Τοίχος	Μάζα kNsec ² /m	x _m	y _m	x.M	y.M
T1	165.5	10.43	8.90	1725.26	1472.05
T2	67.3	20.41	4.60	1372.56	309.42
T3	174.7	10.43	0.44	1821.61	77.76
T4	84.8	0.31	4.60	25.87	390.17
T5	43.9	15.67	2.50	687.45	109.68
T6	41.9	15.67	7.10	656.67	297.53
Y6	26.0	10.56	5.30	274.61	137.83
Y5	22.3	6.10	5.20	136.03	115.96
Y4	23.3	0.95	5.30	22.13	123.46
Σύνολα	650.0			6722.20	3033.86

Κέντρο μάζας ορόφου $x_m=6722.20/650.00=10.34m$, $y_m=3033.86/650.00=4.67m$

Για τον υπολογισμό του κέντρου μάζας ορόφου, θεωρούμε μάζες ισοδύναμες των αντιστοιχών φορτίων στα κέντρα των τοίχων και υποστυλωμάτων.

Υπολογισμός σεισμικών φορτίων τοίχων (ΕΑΚ 3.5)

Η κατανομή της σεισμικής δύναμης γίνεται αφού υπολογιστούν με ακρίβεια οι ακαμψίες των τοίχων, σε οριζόντιες δυνάμεις. Ο υπολογισμός αυτός γίνεται με τη μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων, με επιβολή οριζόντιας μοναδιαίας σχετικής μετατόπισης του πάνω και κάτω άκρου του τοίχου. Χρησιμοποιούνται επίπεδα ορθογωνικά (plain stress) πεπερασμένα στοιχεία τεσσάρων κόμβων. Για κάθε τοίχο υπολογίζεται και η προσεγγιστική οριζόντια ακαμψία (χωρίς ανοίγματα) $= 1/(h^3/12EI + 1.2h/GA)$

Γενικά Στοιχεία Αντισεισμικού Σχεδιασμού

Σεισμική Ζώνη	Κατηγορία: II $\alpha=0.24g$
Κατηγορία Εδάφους	Γ $T_1=0.20sec$ $T_2=0.80sec$
Σπουδαιότητα Κτιρίου	Σ4 $\gamma_I=1.30$
Δομικό σύστημα	Διαζωματική $q=2.0$ ΕΑΚ 2.3.5 και Πιν. 2.6
Συντελεστής Θεμελίωσης	$\theta=1.00$
Διορθωτικός συντ. απόσβεσης	$\eta=1.00$ ΕΑΚ 2.3.1[2] και Πιν.2.8

Θεμελιώδης ιδιοπερίοδος κτιρίου (προσέγγιση ΕΑΚ 3.5.2) $T=0.09 \cdot H \cdot (H/(H+L))^{1/4} \cdot (1/L)^{1/4} = 0.07sec$

Μέγιστη οριζόντια επιτάχυνση σεισμού $R_d(T) = \alpha \cdot g \cdot \gamma_I \cdot \eta \cdot \theta \cdot \beta_o / q = 0.24 \times 1.30 \times 1.0 \times 1.0 \times 2.5 \times g / 2.00 = 0.390g$

Συνολική μάζα κατασκευής = (382 + 650) = 1032 kNsec²/m

Τέμνουσα βάσης $V_o = 1032 \times 0.390 \times 9.81 = 3948$ kN

Κατακόρυφη κατανομή σεισμικής δύναμης (ΕΑΚ 3.5.1) ως σε κανονικά κτίρια.

(σε κάθε όροφο ακολουθεί υπολογισμός κέντρου διάτμησης και έλεγχος κανονικότητας κτιρίου)

Οροφος	Μάζα [kNsec ² /m]	Zi [m]	m.Zi	οριζόντια δύναμη Fi [kN]
Ισόγειο	382.00	7.30	2788.60	$3948 \times 2788.6 / 4868.60 = 2261.30$
Υπόγειο	650.00	3.20	2080.00	$3948 \times 2080.0 / 4868.60 = 1686.70$
σύνολο	1032.00		4868.60	3948.00



Διάφραγμα πλησιέστερο στη στάθμη 0.8H (ΕΑΚ 3.3.3[2]), το διάφραγμα Ισόγειο

Ελαστικός άξονας κτιρίου (ΕΑΚ 3.3.3[2]) στο P_o $x=9.97[m]$, $y=5.14[m]$

Ακολουθώς δείχνεται, αναλυτικά σε κάθε όροφο και τοίχο, η κατανομή των σεισμικών δυνάμεων στους τοίχους ανάλογα με την σχετική ακαμψία τους που υπολογίζεται με ανάλυση πεπερασμένων στοιχείων για κάθε τοίχο.

Ισόγειο**T8**

Διαστάσεις μήκος=20.80m, ύψος= 4.10m, πάχος=0.69m

Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδό του

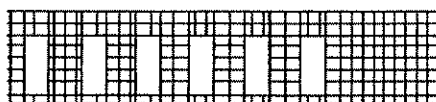
Ο τοίχος χωρίζεται σε 328 ορθογώνια επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία.

Οι κόμβοι είναι σε κάνναβο 9x42 κόμβων, συνολικά 378 κόμβοι.

Ακαμψία τοίχου από ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία $K= 6.030$ GN/m

Προσεγγιστική ακαμψία (χωρίς ανοίγματα) $= 10.920$ GN/m

Ακαμψία κατά x-x $K_x= 6.030$ GN/m, κατά y-y $K_y= 0.000$ GN/m



Σεισμικές δυνάμεις βάσει απλοποιημένης φασματικής μεθόδου (ΕΑΚ 3.5)

Εκκεντρότητες τοίχου από ελαστικό άξονα κτιρίου $e_x=0.50[m]$, $e_y=3.85[m]$

Οριζόντια Δύναμη Fx

Σεισμός x-x= $2261.30 \times 6.030 / 10.877 + 3.85 \times 4983 \times 6.030 / 674.544 = 1425.34$ [kN]

Σεισμός y-y= $0.00 \times 6.030 / 10.877 + 3.85 \times 2492 \times 6.030 / 674.544 = 85.87$ [kN]

Οριζόντια Δύναμη Fy

Σεισμός x-x= $0.00 \times 0.000 / 5.203 + 0.50 \times 4983 \times 0.000 / 674.544 = 0.00$ [kN]

Σεισμός y-y= $2261.30 \times 0.000 / 5.203 + 0.50 \times 2492 \times 0.000 / 674.544 = 0.00$ [kN]

Επαλληλία σεισμικών δυνάμεων κατά x και y σύμφωνα με (ΕΑΚ 3.5.3[1])

$(expFx)^2 = 1425.34^2 + 85.87^2$, $expFx = 1427.92$ [kN]

$(expFy)^2 = 0.00^2 + 0.00^2$, $expFy = 0.00$ [kN]

Επαλληλία σεισμικών δυνάμεων σύμφωνα με (ΕΑΚ 3.5.3[4])

$maxFx = 1425.34 + 0.30 \times 85.87 = 1451.10$ [kN]

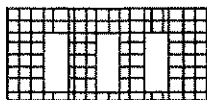
$maxFy = 0.00 + 0.30 \times 0.00 = 0.00$ [kN]

Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου $F=1451.10$ kN

Ισόγειο**T9**

Διαστάσεις μήκος= 9.20m, ύψος= 4.10m, πάχος=0.69m

Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδό του



Ο τοίχος χωρίζεται σε 144 ορθογώνια επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία.

Οι κόμβοι είναι σε κάνναβο 9x19 κόμβων, συνολικά 171 κόμβοι.

Ακαμψία τοίχου από ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία $K = 1.884 \text{ GN/m}$ Προσεγγιστική ακαμψία (χωρίς ανοίγματα) = 4.589 GN/m Ακαμψία κατά x-x $K_x = 0.000 \text{ GN/m}$, κατά y-y $K_y = 1.884 \text{ GN/m}$

Σεισμικές δυνάμεις βάσει απλοποιημένης φασματικής μεθόδου (ΕΑΚ 3.5)

Εκκεντρότητες τοίχου από ελαστικό άξονα κτιρίου $e_x = 10.49 \text{ [m]}$, $e_y = 0.54 \text{ [m]}$ Οριζόντια Δύναμη F_x Σεισμος x-x= $2261.30x \ 0.000 / \ 10.877 + \ 0.54x \ 4983x \ 0.000 / \ 674.544 = \ 0.00 \text{ [kN]}$ Σεισμος y-y= $0.00x \ 0.000 / \ 10.877 + \ 0.54x \ 2492x \ 0.000 / \ 674.544 = \ 0.00 \text{ [kN]}$ Οριζόντια Δύναμη F_y Σεισμος x-x= $0.00x \ 1.884 / \ 5.203 + 10.49x \ 4983x \ 1.884 / \ 674.544 = \ 145.98 \text{ [kN]}$ Σεισμος y-y= $2261.30x \ 1.884 / \ 5.203 + 10.49x \ 2492x \ 1.884 / \ 674.544 = \ 891.81 \text{ [kN]}$

Επαλληλία σεισμικών δυνάμεων κατά x και y σύμφωνα με (ΕΑΚ 3.5.3[1])

 $(\exp F_x)^2 = 0.00^2 + 0.00^2$, $\exp F_x = 0.00 \text{ [kN]}$ $(\exp F_y)^2 = 145.98^2 + 891.81^2$, $\exp F_y = 903.68 \text{ [kN]}$

Επαλληλία σεισμικών δυνάμεων σύμφωνα με (ΕΑΚ 3.5.3[4])

 $\max F_x = 0.00 + 0.30x \ 0.00 = 0.00 \text{ [kN]}$ $\max F_y = 891.81 + 0.30x \ 145.98 = 935.61 \text{ [kN]}$ Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου $F = 935.61 \text{ kN}$ **Ισόγειο****T10**

Διαστάσεις μήκος=20.80m, ύψος= 4.10m, πάχος=0.69m

Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδό του



Ο τοίχος χωρίζεται σε 328 ορθογώνια επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία.

Οι κόμβοι είναι σε κάνναβο 9x42 κόμβων, συνολικά 378 κόμβοι.

Ακαμψία τοίχου από ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία $K = 4.847 \text{ GN/m}$ Προσεγγιστική ακαμψία (χωρίς ανοίγματα) = 10.920 GN/m Ακαμψία κατά x-x $K_x = 4.847 \text{ GN/m}$, κατά y-y $K_y = 0.000 \text{ GN/m}$

Σεισμικές δυνάμεις βάσει απλοποιημένης φασματικής μεθόδου (ΕΑΚ 3.5)

Εκκεντρότητες τοίχου από ελαστικό άξονα κτιρίου $e_x = 0.43 \text{ [m]}$, $e_y = 4.80 \text{ [m]}$ Οριζόντια Δύναμη F_x Σεισμος x-x= $2261.30x \ 4.847 / \ 10.877 + \ 4.80x \ 4983x \ 4.847 / \ 674.544 = \ 1179.39 \text{ [kN]}$ Σεισμος y-y= $0.00x \ 4.847 / \ 10.877 + \ 4.80x \ 2492x \ 4.847 / \ 674.544 = \ 85.87 \text{ [kN]}$ Οριζόντια Δύναμη F_y Σεισμος x-x= $0.00x \ 0.000 / \ 5.203 + \ 0.43x \ 4983x \ 0.000 / \ 674.544 = \ 0.00 \text{ [kN]}$ Σεισμος y-y= $2261.30x \ 0.000 / \ 5.203 + \ 0.43x \ 2492x \ 0.000 / \ 674.544 = \ 0.00 \text{ [kN]}$

Επαλληλία σεισμικών δυνάμεων κατά x και y σύμφωνα με (ΕΑΚ 3.5.3[1])

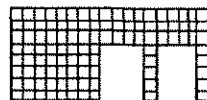
 $(\exp F_x)^2 = 1179.39^2 + 85.87^2$, $\exp F_x = 1182.52 \text{ [kN]}$ $(\exp F_y)^2 = 0.00^2 + 0.00^2$, $\exp F_y = 0.00 \text{ [kN]}$

Επαλληλία σεισμικών δυνάμεων σύμφωνα με (ΕΑΚ 3.5.3[4])

 $\max F_x = 1179.39 + 0.30x \ 85.87 = 1205.15 \text{ [kN]}$ $\max F_y = 0.00 + 0.30x \ 0.00 = 0.00 \text{ [kN]}$ Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου $F = 1205.15 \text{ kN}$ **Ισόγειο****T11**

Διαστάσεις μήκος= 9.20m, ύψος= 4.10m, πάχος=0.69m

Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδό του



Ο τοίχος χωρίζεται σε 144 ορθογώνια επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία.

Οι κόμβοι είναι σε κάνναβο 9x19 κόμβων, συνολικά 171 κόμβοι.

Ακαμψία τοίχου από ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία $K = 2.507 \text{ GN/m}$ Προσεγγιστική ακαμψία (χωρίς ανοίγματα) = 4.589 GN/m Ακαμψία κατά x-x $K_x = 0.000 \text{ GN/m}$, κατά y-y $K_y = 2.507 \text{ GN/m}$

Σεισμικές δυνάμεις βάσει απλοποιημένης φασματικής μεθόδου (ΕΑΚ 3.5)

Εκκεντρότητες τοίχου από ελαστικό άξονα κτιρίου $e_x=9.76[m]$, $e_y=0.54[m]$ Οριζόντια Δύναμη F_x Σεισμος $x-x=$ 2261.30x 0.000/ 10.877+ 0.54x 4983x 0.000/ 674.544= 0.00[kN]Σεισμος $y-y=$ 0.00x 0.000/ 10.877+ 0.54x 2492x 0.000/ 674.544= 0.00[kN]Οριζόντια Δύναμη F_y Σεισμος $x-x=$ 0.00x 2.507/ 5.203+ 9.76x 4983x 2.507/ 674.544= 180.80[kN]Σεισμος $y-y=$ 2261.30x 2.507/ 5.203+ 9.76x 2492x 2.507/ 674.544= 1179.99[kN]Επαλληλία σεισμικών δυνάμεων κατά x και y σύμφωνα με (ΕΑΚ 3.5.3[1]) $(expF_x)^2=$ 0.00²+ 0.00², $expF_x=$ 0.00 [kN] $(expF_y)^2=$ 180.80²+ 1179.99², $expF_y=$ 1193.76 [kN]

Επαλληλία σεισμικών δυνάμεων σύμφωνα με (ΕΑΚ 3.5.3[4])

 $maxF_x=$ 0.00+0.30x 0.00= 0.00 [kN] $maxF_y=$ 1179.99+0.30x 180.80= 1234.23 [kN]Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου $F=1234.23$ kNΙσόγειοT13

Διαστάσεις μήκος= 2.00m, ύψος= 4.10m, πάχος=0.54m

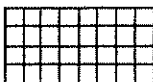
Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδό του

Ο τοίχος χωρίζεται σε 32 ορθογώνια επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία.

Οι κόμβοι είναι σε κάναβο 9x5 κόμβων, συνολικά 45 κόμβοι.

Ακαμψία τοίχου από ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία $K= 0.406$ GN/m

Προσεγγιστική ακαμψία (χωρίς ανοίγματα) = 0.377 GN/m

Ακαμψία κατά $x-x$ $K_x= 0.000$ GN/m, κατά $y-y$ $K_y= 0.406$ GN/m

Σεισμικές δυνάμεις βάσει απλοποιημένης φασματικής μεθόδου (ΕΑΚ 3.5)

Εκκεντρότητες τοίχου από ελαστικό άξονα κτιρίου $e_x=5.80[m]$, $e_y=4.14[m]$ Οριζόντια Δύναμη F_x Σεισμος $x-x=$ 2261.30x 0.000/ 10.877+ 4.14x 4983x 0.000/ 674.544= 0.00[kN]Σεισμος $y-y=$ 0.00x 0.000/ 10.877+ 4.14x 2492x 0.000/ 674.544= 0.00[kN]Οριζόντια Δύναμη F_y Σεισμος $x-x=$ 0.00x 0.406/ 5.203+ 5.80x 4983x 0.406/ 674.544= 17.41[kN]Σεισμος $y-y=$ 2261.30x 0.406/ 5.203+ 5.80x 2492x 0.406/ 674.544= 185.16[kN]Επαλληλία σεισμικών δυνάμεων κατά x και y σύμφωνα με (ΕΑΚ 3.5.3[1]) $(expF_x)^2=$ 0.00²+ 0.00², $expF_x=$ 0.00 [kN] $(expF_y)^2=$ 17.41²+ 185.16², $expF_y=$ 185.97 [kN]

Επαλληλία σεισμικών δυνάμεων σύμφωνα με (ΕΑΚ 3.5.3[4])

 $maxF_x=$ 0.00+0.30x 0.00= 0.00 [kN] $maxF_y=$ 185.16+0.30x 17.41= 190.38 [kN]Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου $F=190.38$ kNΙσόγειοT12

Διαστάσεις μήκος= 2.00m, ύψος= 4.10m, πάχος=0.54m

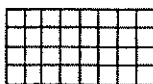
Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδό του

Ο τοίχος χωρίζεται σε 32 ορθογώνια επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία.

Οι κόμβοι είναι σε κάναβο 9x5 κόμβων, συνολικά 45 κόμβοι.

Ακαμψία τοίχου από ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία $K= 0.406$ GN/m

Προσεγγιστική ακαμψία (χωρίς ανοίγματα) = 0.377 GN/m

Ακαμψία κατά $x-x$ $K_x= 0.000$ GN/m, κατά $y-y$ $K_y= 0.406$ GN/m

Σεισμικές δυνάμεις βάσει απλοποιημένης φασματικής μεθόδου (ΕΑΚ 3.5)

Εκκεντρότητες τοίχου από ελαστικό άξονα κτιρίου $e_x=5.80[m]$, $e_y=3.06[m]$ Οριζόντια Δύναμη F_x Σεισμος $x-x=2261.30x$ $0.000/10.877+3.06x$ $4983x$ $0.000/674.544=$ $0.00[kN]$ Σεισμος $y-y=0.00x$ $0.000/10.877+3.06x$ $2492x$ $0.000/674.544=$ $0.00[kN]$ Οριζόντια Δύναμη F_y Σεισμος $x-x=0.00x$ $0.406/5.203+5.80x$ $4983x$ $0.406/674.544=$ $17.41[kN]$ Σεισμος $y-y=2261.30x$ $0.406/5.203+5.80x$ $2492x$ $0.406/674.544=$ $185.16[kN]$ Επαλληλία σεισμικών δυνάμεων κατά x και y σύμφωνα με (ΕΑΚ 3.5.3[1]) $(expF_x)^2=0.00^2+0.00^2$, $expF_x=0.00$ $[kN]$ $(expF_y)^2=17.41^2+185.16^2$, $expF_y=185.97$ $[kN]$

Επαλληλία σεισμικών δυνάμεων σύμφωνα με (ΕΑΚ 3.5.3[4])

 $maxF_x=0.00+0.30x$ $0.00=$ 0.00 $[kN]$ $maxF_y=185.16+0.30x$ $17.41=$ 190.38 $[kN]$ Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου $F=190.38$ kN

Κέντρο Διάτμησης ορόφου (ΚΔ)

Τοίχος	K_x [GN/m]	K_y [GN/m]	x [m]	y [m]	$x \cdot K_y$	$y \cdot K_x$	$x^2 \cdot K_y$	$y^2 \cdot K_x$
T8	6.030	0.000	10.46	8.99	0.000	54.240	0.000	487.887
T9	0.000	1.884	20.45	4.60	38.537	0.000	788.279	0.000
T10	4.847	0.000	10.40	0.34	0.000	1.672	0.000	0.577
T11	0.000	2.507	0.20	4.60	0.514	0.000	0.105	0.000
T13	0.000	0.406	15.77	1.00	6.403	0.000	100.969	0.000
T12	0.000	0.406	15.77	8.20	6.403	0.000	100.969	0.000

Σύνολα 10.877 [GN/m] 5.203 [GN/m] 51.856 55.912 990.323 488.464 Κέντρο διάτμησης $x=51.856/5.203=9.97$ m , $y=55.912/10.877=5.14$ m Στρεπτική ακαμψία ορόφου $I_p=990.323+488.464-9.97^2 \times 5.203-5.14^2 \times 10.877=674.544$ [GNm]Τυχηματικές εκκεντρότητες ορόφου (ΕΑΚ 3.3.1) $e_{tx}=0.05 \times 21.00=1.05$ $[m]$, $e_{ty}=0.05 \times 9.34=0.47$ $[m]$ Στατικές εκκεντρότητες $e_{ox}=10.74-9.97=0.77$ $[m]$, $e_{oy}=4.72-5.14=-0.42$ $[m]$ Οι περισσότεροι τοίχοι έχουν διάταξη παράλληλοι προς τους άξονες x και y , οπότε (ΕΑΚ 3.3.3[4])οι κύριες διευθύνσεις του κτιρίου λαμβάνονται παράλληλα προς τους άξονες x και y .

Το κτίριο δεν έχει στρεπτική ευαισθησία (ΕΑΚ Σ3.3.3[7]) και (ΕΑΚ 3.3.3[5]) οπότε

οι ισοδύναμες στατικές εκκεντρότητες λαμβάνονται ως:

 $e_{fx}=1.50 \times 0.77=1.15$ $[m]$, $e_{rx}=0.50 \times 0.77=0.38$ $[m]$, $e_{fy}=1.50 \times -0.42=-0.63$ $[m]$, $e_{ry}=0.50 \times -0.42=-0.21$ $[m]$

εκκεντρότητες σχεδιασμού (ΕΑΚ 3.3.3[1])

 $max_{ex}=1.15+1.05=2.20$ $[m]$, $min_{ex}=0.38-1.05=-0.67$ $[m]$ $max_{ey}=-0.21+0.47=0.26$ $[m]$, $min_{ey}=-0.63-0.47=-1.10$ $[m]$ Μέγιστες στρεπτικές ροπές φορτίου ορόφου λόγω εκκεντρότητας max_e και min_e Φόρτιση κατά $x-x$ $maxM_{zx}=2.20x$ $2261=$ 4983 $[kNm]$ Φόρτιση κατά $y-y$ $maxM_{zy}=1.10x$ $2261=$ 2492 $[kNm]$ Προσεγγιστική σχετική οριζόντια μετατόπιση ορόφου $\Delta x=0.001x$ $2261.3/10.877=$ 0.208 mm Προσεγγιστική σχετική οριζόντια μετατόπιση ορόφου $\Delta y=0.001x$ $2261.3/5.203=$ 0.435 mm

Ελεγχος Κανονικότητας ορόφου κτιρίου (ΕΑΚ 3.5.1[4])

α) Έλεγχος διαστάσεων ΕΑΚ 3.5.1.[4] α

Περίγραμμα ορόφου $minX=-0.14m$, $maxX=20.86m$, $minY=0.00m$, $maxY=9.34m$ Πλευρές κτιρίου $L_x=21.00$ m , $L_y=9.34$ m Λόγος πλευρών $21.00/9.34=2.25 \leq 4$ ικανοποιείται η συνθήκη ΕΑΚ 3.5.1.[4].1

Πρόσθετη απαίτηση για κανονικότητα κτιρίου είναι τα κενά της κατοψης να μην υπερβαίνουν το 35%

β, γ) Έλεγχος μεταβολής Δυσκαμψίας και Μάζας ορόφου ΕΑΚ 3.5.1.[4] β, γ.

Η οικοδομή είναι μονόροφος άρα ικανοποιείται η απαίτηση μεταβολής

δυσκαμψίας και μάζας ορόφου ΕΑΚ 3.5.1.[4] β, γ

Υπόγειο

T1

Διαστάσεις μήκος=20.85m, ύψος=3.20m, πάχος=0.89m

Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδό του

Ο τοίχος χωρίζεται σε 416 ορθογώνια επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία.

Οι κόμβοι είναι σε κάνναβο 9x53 κόμβων, συνολικά 477 κόμβοι.

Ακαμψία τοίχου από ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία $K=14.332$ GN/m Προσεγγιστική ακαμψία (χωρίς ανοίγματα) $=16.034$ GN/m Ακαμψία κατά $x-x$ $K_x=14.332$ GN/m , κατά $y-y$ $K_y=0.000$ GN/m 

Σεισμικές δυνάμεις βάσει απλοποιημένης φασματικής μεθόδου (ΕΑΚ 3.5)

Εκκεντρότητες τοίχου από ελαστικό άξονα κτιρίου $e_x=0.46[m]$, $e_y=3.75[m]$ Οριζόντια Δύναμη FxΣεισμός x-x= $3948.00 \times 14.332 / 29.956 + 3.75 \times 6365 \times 14.332 / 1839.439 = 2075.05 [kN]$ Σεισμός y-y= $0.00 \times 14.332 / 29.956 + 3.75 \times 4644 \times 14.332 / 1839.439 = 135.86 [kN]$ Οριζόντια Δύναμη FyΣεισμός x-x= $0.00 \times 0.000 / 16.764 + 0.46 \times 6365 \times 0.000 / 1839.439 = 0.00 [kN]$ Σεισμός y-y= $3948.00 \times 0.000 / 16.764 + 0.46 \times 4644 \times 0.000 / 1839.439 = 0.00 [kN]$

Επαλληλία σεισμικών δυνάμεων κατά x και y σύμφωνα με (ΕΑΚ 3.5.3[1])

 $(\exp F_x)^2 = 2075.05^2 + 135.86^2$, $\exp F_x = 2079.49 [kN]$ $(\exp F_y)^2 = 0.00^2 + 0.00^2$, $\exp F_y = 0.00 [kN]$

Επαλληλία σεισμικών δυνάμεων σύμφωνα με (ΕΑΚ 3.5.3[4])

 $\max F_x = 2075.05 + 0.30 \times 135.86 = 2115.81 [kN]$ $\max F_y = 0.00 + 0.30 \times 0.00 = 0.00 [kN]$ Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου $F=2115.81 kN$ ΥπόγειοT2

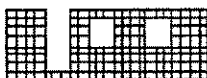
Διαστάσεις μήκος= 9.20m, ύψος= 3.20m, πάχος=0.89m

Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδό του

Ο τοίχος χωρίζεται σε 184 ορθογώνια επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία.

Οι κόμβοι είναι σε κάναβο 9×24 κόμβων, συνολικά 216 κόμβοι.Ακαμψία τοίχου από ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία $K= 3.963 GN/m$

Προσεγγιστική ακαμψία (χωρίς ανοίγματα) = 6.854 GN/m

Ακαμψία κατά x-x $K_x= 0.000 GN/m$, κατά y-y $K_y= 3.963 GN/m$ 

Σεισμικές δυνάμεις βάσει απλοποιημένης φασματικής μεθόδου (ΕΑΚ 3.5)

Εκκεντρότητες τοίχου από ελαστικό άξονα κτιρίου $e_x=10.44[m]$, $e_y=0.54[m]$ Οριζόντια Δύναμη FxΣεισμός x-x= $3948.00 \times 0.000 / 29.956 + 0.54 \times 6365 \times 0.000 / 1839.439 = 0.00 [kN]$ Σεισμός y-y= $0.00 \times 0.000 / 29.956 + 0.54 \times 4644 \times 0.000 / 1839.439 = 0.00 [kN]$ Οριζόντια Δύναμη FyΣεισμός x-x= $0.00 \times 3.963 / 16.764 + 10.44 \times 6365 \times 3.963 / 1839.439 = 143.15 [kN]$ Σεισμός y-y= $3948.00 \times 3.963 / 16.764 + 10.44 \times 4644 \times 3.963 / 1839.439 = 1037.76 [kN]$

Επαλληλία σεισμικών δυνάμεων κατά x και y σύμφωνα με (ΕΑΚ 3.5.3[1])

 $(\exp F_x)^2 = 0.00^2 + 0.00^2$, $\exp F_x = 0.00 [kN]$ $(\exp F_y)^2 = 143.15^2 + 1037.76^2$, $\exp F_y = 1047.58 [kN]$

Επαλληλία σεισμικών δυνάμεων σύμφωνα με (ΕΑΚ 3.5.3[4])

 $\max F_x = 0.00 + 0.30 \times 0.00 = 0.00 [kN]$ $\max F_y = 1037.76 + 0.30 \times 143.15 = 1080.70 [kN]$ Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου $F=1080.70 kN$ ΥπόγειοT3

Διαστάσεις μήκος=20.85m, ύψος= 3.20m, πάχος=0.89m

Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδό του

Ο τοίχος χωρίζεται σε 416 ορθογώνια επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία.

Οι κόμβοι είναι σε κάναβο 9×53 κόμβων, συνολικά 477 κόμβοι.Ακαμψία τοίχου από ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία $K=15.480 GN/m$

Προσεγγιστική ακαμψία (χωρίς ανοίγματα) = 16.034 GN/m

Ακαμψία κατά x-x $K_x=15.480 GN/m$, κατά y-y $K_y= 0.000 GN/m$ 

Σεισμικές δυνάμεις βάσει απλοποιημένης φασματικής μεθόδου (ΕΑΚ 3.5)

Εκκεντρότητες τοίχου από ελαστικό άξονα κτιρίου $e_x=0.46[m]$, $e_y=4.70[m]$ Οριζόντια Δύναμη FxΣεισμος x-x= $3948.00 \times 15.480 / 29.956 + 4.70x$ $6365x 15.480 / 1839.439 = 2291.66 [kN]$ Σεισμος y-y= $0.00 \times 15.480 / 29.956 + 4.70x$ $4644x 15.480 / 1839.439 = 183.52 [kN]$ Οριζόντια Δύναμη FyΣεισμος x-x= $0.00 \times 0.000 / 16.764 + 0.46x$ $6365x 0.000 / 1839.439 = 0.00 [kN]$ Σεισμος y-y= $3948.00 \times 0.000 / 16.764 + 0.46x$ $4644x 0.000 / 1839.439 = 0.00 [kN]$

Επαλληλία σεισμικών δυνάμεων κατά x και y σύμφωνα με (ΕΑΚ 3.5.3[1])

 $(expFx)^2 = 2291.66^2 + 183.52^2$, $expFx = 2299.00 [kN]$ $(expFy)^2 = 0.00^2 + 0.00^2$, $expFy = 0.00 [kN]$

Επαλληλία σεισμικών δυνάμεων σύμφωνα με (ΕΑΚ 3.5.3[4])

 $maxFx = 2291.66 + 0.30x$ $183.52 = 2346.71 [kN]$ $maxFy = 0.00 + 0.30x$ $0.00 = 0.00 [kN]$ Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου $F=2346.71 kN$ ΥπόγειοT4

Διαστάσεις μήκος= 9.20m, ύψος= 3.20m, πάχος=0.89m

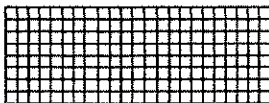
Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδό του

Ο τοίχος χωρίζεται σε 184 ορθογώνια επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία.

Οι κόμβοι είναι σε κάνναβο 9x24 κόμβων, συνολικά 216 κόμβοι.

Ακαμψία τοίχου από ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία $K= 7.562 GN/m$

Προσεγγιστική ακαμψία (χωρίς ανοίγματα) = 6.854 GN/m

Ακαμψία κατά x-x $K_x= 0.000 GN/m$, κατά y-y $K_y= 7.562 GN/m$ 

Σεισμικές δυνάμεις βάσει απλοποιημένης φασματικής μεθόδου (ΕΑΚ 3.5)

Εκκεντρότητες τοίχου από ελαστικό άξονα κτιρίου $e_x=9.66[m]$, $e_y=0.54[m]$ Οριζόντια Δύναμη FxΣεισμος x-x= $3948.00 \times 0.000 / 29.956 + 0.54x$ $6365x 0.000 / 1839.439 = 0.00 [kN]$ Σεισμος y-y= $0.00 \times 0.000 / 29.956 + 0.54x$ $4644x 0.000 / 1839.439 = 0.00 [kN]$ Οριζόντια Δύναμη FyΣεισμος x-x= $0.00 \times 7.562 / 16.764 + 9.66x$ $6365x 7.562 / 1839.439 = 252.83 [kN]$ Σεισμος y-y= $3948.00 \times 7.562 / 16.764 + 9.66x$ $4644x 7.562 / 1839.439 = 1965.36 [kN]$

Επαλληλία σεισμικών δυνάμεων κατά x και y σύμφωνα με (ΕΑΚ 3.5.3[1])

 $(expFx)^2 = 0.00^2 + 0.00^2$, $expFx = 0.00 [kN]$ $(expFy)^2 = 252.83^2 + 1965.36^2$, $expFy = 1981.56 [kN]$

Επαλληλία σεισμικών δυνάμεων σύμφωνα με (ΕΑΚ 3.5.3[4])

 $maxFx = 0.00 + 0.30x$ $0.00 = 0.00 [kN]$ $maxFy = 1965.36 + 0.30x$ $252.83 = 2041.21 [kN]$ Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου $F=2041.21 kN$ ΥπόγειοT5

Διαστάσεις μήκος= 5.00m, ύψος= 3.20m, πάχος=0.74m

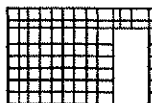
Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδό του

Ο τοίχος χωρίζεται σε 104 ορθογώνια επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία.

Οι κόμβοι είναι σε κάνναβο 9x14 κόμβων, συνολικά 126 κόμβοι.

Ακαμψία τοίχου από ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία $K= 2.406 GN/m$

Προσεγγιστική ακαμψία (χωρίς ανοίγματα) = 3.100 GN/m

Ακαμψία κατά x-x $K_x= 0.000 GN/m$, κατά y-y $K_y= 2.406 GN/m$ 

Σεισμικές δυνάμεις βάσει απλοποιημένης φασματικής μεθόδου (ΕΑΚ 3.5)
Εκκεντρότητες τοίχου από ελαστικό άξονα κτιρίου $e_x=5.70[m]$, $e_y=2.64[m]$

Οριζόντια Δύναμη Fx

Σεισμος $x-x=3948.00x 0.000/29.956+2.64x$ $6365x 0.000/1839.439=$ $0.00[kN]$

Σεισμος $y-y=0.00x 0.000/29.956+2.64x$ $4644x 0.000/1839.439=$ $0.00[kN]$

Οριζόντια Δύναμη Fy

Σεισμος $x-x=0.00x 2.406/16.764+5.70x$ $6365x 2.406/1839.439=$ $47.49[kN]$

Σεισμος $y-y=3948.00x 2.406/16.764+5.70x$ $4644x 2.406/1839.439=$ $601.27[kN]$

Επαλληλία σεισμικών δυνάμεων κατά x και y σύμφωνα με (ΕΑΚ 3.5.3[1])

$(expFx)^2=0.00^2+0.00^2$, $expFx=0.00[kN]$

$(expFy)^2=47.49^2+601.27^2$, $expFy=603.15[kN]$

Επαλληλία σεισμικών δυνάμεων σύμφωνα με (ΕΑΚ 3.5.3[4])

$maxFx=0.00+0.30x0.00=0.00[kN]$

$maxFy=601.27+0.30x47.49=615.52[kN]$

Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου $F=615.52 kN$

ΥπόγειοT6

Διαστάσεις μήκος= 4.20m, ύψος= 3.20m, πάχος=0.74m

Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδό του

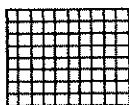
Ο τοίχος χωρίζεται σε 80 ορθογώνια επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία.

Οι κόμβοι είναι σε κάναβο 9x11 κόμβων, συνολικά 99 κόμβοι.

Ακαμψία τοίχου από ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία $K=2.646 GN/m$

Προσεγγιστική ακαμψία (χωρίς ανοίγματα) = 2.479 GN/m

Ακαμψία κατά x-x $K_x=0.000 GN/m$, κατά y-y $K_y=2.646 GN/m$



Σεισμικές δυνάμεις βάσει απλοποιημένης φασματικής μεθόδου (ΕΑΚ 3.5)

Εκκεντρότητες τοίχου από ελαστικό άξονα κτιρίου $e_x=5.70[m]$, $e_y=1.96[m]$

Οριζόντια Δύναμη Fx

Σεισμος $x-x=3948.00x 0.000/29.956+1.96x$ $6365x 0.000/1839.439=$ $0.00[kN]$

Σεισμος $y-y=0.00x 0.000/29.956+1.96x$ $4644x 0.000/1839.439=$ $0.00[kN]$

Οριζόντια Δύναμη Fy

Σεισμος $x-x=0.00x 2.646/16.764+5.70x$ $6365x 2.646/1839.439=$ $52.22[kN]$

Σεισμος $y-y=3948.00x 2.646/16.764+5.70x$ $4644x 2.646/1839.439=$ $661.25[kN]$

Επαλληλία σεισμικών δυνάμεων κατά x και y σύμφωνα με (ΕΑΚ 3.5.3[1])

$(expFx)^2=0.00^2+0.00^2$, $expFx=0.00[kN]$

$(expFy)^2=52.22^2+661.25^2$, $expFy=663.31[kN]$

Επαλληλία σεισμικών δυνάμεων σύμφωνα με (ΕΑΚ 3.5.3[4])

$maxFx=0.00+0.30x0.00=0.00[kN]$

$maxFy=661.25+0.30x52.22=676.92[kN]$

Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου $F=676.92 kN$

Κέντρο Διάτμησης ορόφου (ΚΔ)

Τοίχος	$K_x[GN/m]$	$K_y[GN/m]$	$x[m]$	$y[m]$	$x.K_y$	$y.K_x$	$x^2.K_y$	$y^2.K_x$
T1	14.332	0.000	10.43	8.90	0.000	127.483	0.000	1133.963
T2	0.000	3.963	20.41	4.60	80.865	0.000	1650.051	0.000
T3	15.480	0.000	10.43	0.44	0.000	6.889	0.000	3.065
T4	0.000	7.562	0.31	4.60	2.306	0.000	0.703	0.000
T5	0.000	2.406	15.67	2.50	37.702	0.000	590.791	0.000
T6	0.000	2.646	15.67	7.10	41.463	0.000	649.722	0.000
Y6	0.034	0.076	10.56	5.30	0.807	0.180	8.527	0.955
Y5	0.076	0.034	6.10	5.20	0.207	0.398	1.265	2.068
Y4	0.034	0.076	0.95	5.30	0.073	0.180	0.069	0.955

Σύνολα $29.956[GN/m]$ $16.764[GN/m]$ 163.424 135.130 2901.128 1141.005

Κέντρο Διάτμησης $x=163.424/16.764=9.75 m$, $y=135.130/29.956=4.51 m$

Στρεπτική ακαμψία ορόφου $I_p=2901.128+1141.005-9.75^2 \times 16.764-4.51^2 \times 29.956=1839.439[GNm]$

Τυχηματικές εκκεντρότητες ορόφου (ΕΑΚ 3.3.1) $e_{ix}=0.05 \times 20.99=1.05$ [m], $e_{iy}=0.05 \times 9.34=0.47$ [m]

Στατικές εκκεντρότητες $e_{ox}=10.34-9.97=0.38$ [m], $e_{oy}=4.67-5.14=-0.47$ [m]

Οι περισσότεροι τοίχοι έχουν διάταξη παράλληλοι προς τους άξονες x και y, οπότε (ΕΑΚ 3.3.3[4])

οι κύριες διευθύνσεις του κτιρίου λαμβάνονται παράλληλα προς τους άξονες x και y.

Το κτίριο δεν έχει στρεπτική ευαισθησία (ΕΑΚ Σ3.3.3[7]) και (ΕΑΚ 3.3.3[5]) οπότε

οι ισοδύναμες στατικές εκκεντρότητες λαμβάνονται ως:

$e_{fx}=1.50 \times 0.38=0.56$ [m], $e_{rx}=0.50 \times 0.38=0.19$ [m], $e_{fy}=1.50 \times 0.47=-0.71$ [m], $e_{ry}=0.50 \times 0.47=-0.24$ [m]

εκκεντρότητες σχεδιασμού (ΕΑΚ 3.3.3[1])

$max_{ex}=0.56+1.05=1.61$ [m], $min_{ex}=0.19-1.05=-0.86$ [m]

$max_{ey}=-0.24+0.47=0.23$ [m], $min_{ey}=-0.71-0.47=-1.18$ [m]

Μέγιστες στρεπτικές ροπές φορτίου ορόφου λόγω εκκεντρότητας max_e και min_e

φόρτιση κατά x-x $max_{Mzx}=1.61 \times 3948=6365$ [kNm]

φόρτιση κατά y-y $max_{Mzy}=1.18 \times 3948=4644$ [kNm]

Προσεγγιστική σχετική οριζόντια μετατόπιση ορόφου $\Delta x=0.001 \times 3948.0/29.956=0.132$ mm

Προσεγγιστική σχετική οριζόντια μετατόπιση ορόφου $\Delta y=0.001 \times 3948.0/16.764=0.236$ mm

Έλεγχος Κανονικότητας ορόφου κτιρίου (ΕΑΚ 3.5.1[4])

α) Έλεγχος διαστάσεων ΕΑΚ 3.5.1.[4] α

Περίγραμμα ορόφου $minX=-0.14$ m, $maxX=20.85$ m, $minY=0.00$ m, $maxY=9.34$ m

Πλευρές κτιρίου $Lx=20.99$ m, $Ly=9.34$ m

Λόγος πλευρών $20.99/9.34=2.25 \leq 4$ ικανοποιείται η συνθήκη ΕΑΚ 3.5.1.[4].1

Πρόσθετη απαίτηση για κανονικότητα κτιρίου είναι τα κενά της κατοψης να μην υπερβαίνουν το 35%

β, γ) Έλεγχος μεταβολής Δυσκαμψίας και Μάζας ορόφου ΕΑΚ 3.5.1.[4] β, γ.

Η οικοδομή είναι μονόροφος άρα ικανοποιείται η απαίτηση μεταβολής

δυσκαμψίας και μάζας ορόφου ΕΑΚ 3.5.1.[4] β, γ

Ελέγχοι αντοχής τοίχων (Ευρωκ-6, 4)

Οι έλεγχοι των τοίχων γίνονται στην οριακή κατάσταση αστοχίας βάσει του Ευρωκώδικα 6, κεφ 4.

Οι συνδυασμοί φορτίσεων που ελέγχονται είναι:

α) Έλεγχος σε αξονικό φορτίο για φόρτιση $1.35xg+1.50xq$, $Nsd \leq Nrd$ Ευρωκ-6 4.4.2

β) Έλεγχος σε αξονικό φορτίο για φόρτιση $1.0xg+0.30xq+\Sigma \epsilon \sigma \delta$, $Nsd \leq Nrd$ Ευρωκ-6 4.4.2

γ) Έλεγχος σε διάτμηση για φόρτιση $1.0xg+0.30xq+\Sigma \epsilon \sigma \delta$, $Vsd \leq Vrd$ Ευρωκ-6 4.5.3

Επίσης γίνεται έλεγχος λυγνρότητας τοίχων $hef/tef < 27$ Ευρωκ-6 4.4.6.

και έλεγχος σε συγκεντρωμένα φορτία στις θέσεις έδρασης δοκών Ευρωκ-6 4.4.8

Γίνονται επίσης έλεγχοι γεωμετρικών απαιτήσεων, πάχος, λυγνρότητα, ύψος προς πάχος

σύμφωνα με το Εθνικό κείμενο εφαρμογής του Ευρωκώδικα 6.

Σε κάθε περίπτωση το φορτίο σχεδιασμού Nsd , ή Vsd προσδιορίζεται σαν φορτίο ανά μονάδα πλάτους από τις ακριβείς μέγιστες τάσεις που υπολογίζονται από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων.

Οι εκκεντρότητες για τον υπολογισμό των μειωτικών συντελεστών Φ_i και Φ_m υπολογίζονται

με ακρίβεια από τις φορτίσεις της κατασκευής βάσει του Ευρωκ-6 4.4.3

Οι ροπές M_i στην κορυφή κάθε τοίχου υπολογίζονται από τα φορτία των πλακών (Ευρωκ-6 Παράρτ.Γ)

Η εκκεντρότητα e_h υπολογίζεται από την πραγματική μέγιστη οριζόντια μετατόπιση λόγω σεισμού

Το μήκος λυγισμού υπολογίζεται (Ευρωκ-6 4.4.4.3) λαμβάνοντας υπόψη την μερική ή ολική πάκτωση

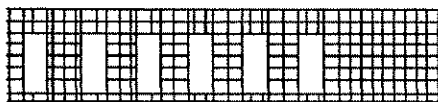
στην κορυφή και βάση του τοίχου. Για τις κατακόρυφες παρειές λόγω ύπαρξης ανοιγμάτων στους τοίχους

οι συντελεστές r_3 , και r_4 λαμβάνονται επί το δυσμενέστερο $r_3=r_4=1$

Η τυχηματική εκκεντρότητα λαμβάνεται $es=hef/450$ (Ευρωκ-6 4.4.7.2)

Ισόγειο**T8**

Διαστάσεις μήκος=20.80m, ύψος= 4.10m, πάχος=0.69m



Λιθοδομή 0.55

Κατηγορία κατασκευής Β (Ευρωκ-6, Παράρτημα Η)

Κατηγορία ελέγχου παραγωγής λιθοσσωμάτων Ι (Ευρωκ-6, 3.1.1)

Θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας $f_k = 9.01 \text{ N/mm}^2$

Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού $\gamma_M=2.20$ (Ευρωκ-6, Πίνακ.2.3)

Μήκος λυγισμού $hef=r_xh=0.75 \times 4.10 = 3.07 \text{ m}$ (Ευρωκ-6, 4.4.4.3)

Λυγνρότητα $hef/tef = 3.07/0.69 = 4.46 < 27$ εντάξει (Ευρωκ-6, 4.4.6)

Απαιτήσεις Εθνικού κειμένου εφαρμογής Ευρωκώδικα

Διαζωματική τοιχοποιία

Πάχος τοίχου $= 0.690 \geq 0.240 \text{ m}$ (εντάξει)

Λυγνρότητα $\lambda = 4.46 \leq 15$ (εντάξει)

Υψος/μήκος τοίχου $h/L = 4.10/20.80 = 0.20 \leq 3.0$ (εντάξει)

Έλεγχος σε κατακόρυφο φορτίο θόρτιση $1.35xg+1.50xq$ (Ευρωκ-6, 4.4.2)**Έλεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου**

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_i = (1.35 \times 104.0 + 1.50 \times 0.0) / 20.80 = 6.75 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 6.75 / 0.69 = 0.010 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου ή στέγης στην κορυφή $M_i/N_i = 0$

Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00000 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $es = hef/450 = 3.07/450 = 0.00683 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στην κορυφή (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i/N_i + e_{hi} + es = 0.00000 + 0.00000 + 0.00683 = 0.00683 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05 \times 0.69 = 0.03450 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i = 1 - 2e_i/t = 1 - 2 \times 0.03450 / 0.69 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $Nrd = \Phi_i m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.69 \times 9.01 / 2.20 = 2543.3 \text{ kN/m}$

$Nsd = 6.8 < 2543.3 = Nrd$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Έλεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο και βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_m = (6.75 + 0.40 \times 1.35 \times 1183.9 / 20.80) = 37.49 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 37.49 / 0.69 = 0.054 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου στο μεσαίο πέμπτο $M_m/N_m = 0.20 \times 0.00000 \times 6.8 / 37.5 = 0.00000 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00000 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $es = hef/450 = 3.07/450 = 0.00683 \text{ m}$

Εκκεντρότητα οφειλόμενη στα φορτία $e_m = (M_m/N_m) + e_{hm} + es = 0.00000 + 0.00000 + 0.00683 = 0.00683 \text{ m}$

Η λυγνρότητα είναι ≤ 15 άρα (Ευρωκ-6 4.4.3.2) εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_m = e_m + e_k = 0.00683 + 0.00000 = 0.00683 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_m = 0.05t = 0.05 \times 0.69 = 0.03450 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_m = 1 - 2e_m/t = 1 - 2 \times 0.034 / 0.69 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_i = (1.35 \times 1287.9 + 1.50 \times 0.0) / 20.80 = 83.59 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 83.59 / 0.69 = 0.121 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_i / N_i = 0.00000 \times 6.8 / 83.6 = 0.00000 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00000 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef} / 450 = 3.07 / 450 = 0.00683 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στην βάση (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i / N_i + e_{hi} + e_s = 0.00000 + 0.00000 + 0.00683 = 0.00683 \text{ m}$
 Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05 \times 0.69 = 0.03450 \text{ m}$
 Μειωτικός συντελεστής στην βάση (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i = 1 - 2e_i / t = 1 - 2 \times 0.03450 / 0.69 = 0.90$
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \Phi_i \cdot m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.69 \times 9.01 / 2.20 = 2543.3 \text{ kN/m}$
 Μέγιστη κατακόρυφη θλιπτική τάση από αποτελέσματα πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma = -0.192 \text{ N/mm}^2$
 (Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περιοχές τάσεων εκτός των περιοχών συγκέντρωσης τάσεων στις στηρίξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)
 Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{sd} = 1000 \times 0.69 \times 0.192 = 132.6 \text{ kN/m}$
 $N_{sd} = 132.6 < 2543.3 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Έλεγχος σε κατακόρυφο φορτίο φόρτιση 1.00xg+0.30xq+Σεισμός (Ευρωκ-6, 4.4.2)

Έλεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_i = (1.00 \times 104.0 + 0.30 \times 0.0) / 20.80 = 5.00 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 5.00 / 0.69 = 0.007 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου ή στέγης στην κορυφή $M_i / N_i = 0$
 Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00043 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef} / 450 = 3.07 / 450 = 0.00683 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στην κορυφή (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i / N_i + e_{hi} + e_s = 0.00000 + 0.00043 + 0.00683 = 0.00727 \text{ m}$
 Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05 \times 0.69 = 0.03450 \text{ m}$
 Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i = 1 - 2e_i / t = 1 - 2 \times 0.03450 / 0.69 = 0.90$
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \Phi_i \cdot m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.69 \times 9.01 / 2.20 = 2543.3 \text{ kN/m}$
 $N_{sd} = 5.0 < 2543.3 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Έλεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο και βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_m = (5.00 + 0.40 \times 1.00 \times 1183.9 / 20.80) = 27.77 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 27.77 / 0.69 = 0.040 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου στο μεσαίο πέμπτο $M_m / N_m = 0.20 \times 0.00000 \times 5.0 / 27.8 = 0.00000 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00022 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef} / 450 = 3.07 / 450 = 0.00683 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα οφειλόμενη στα φορτία $e_m = (M_m / N_m) + e_{hm} + e_s = 0.00000 + 0.00022 + 0.00683 = 0.00705 \text{ m}$
 Η λυγηρότητα είναι ≤ 15 άρα (Ευρωκ-6 4.4.3.2) εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_m = e_m + e_k = 0.00705 + 0.00000 = 0.00705 \text{ m}$
 Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_m = 0.05t = 0.05 \times 0.69 = 0.03450 \text{ m}$
 Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_m = 1 - 2e_m / t = 1 - 2 \times 0.034 / 0.69 = 0.90$
 Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_i = (1.00 \times 1287.9 + 0.30 \times 0.0) / 20.80 = 61.92 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 61.92 / 0.69 = 0.090 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_i / N_i = 0.00000 \times 5.0 / 61.9 = 0.00000 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00043 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef} / 450 = 3.07 / 450 = 0.00683 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στην βάση (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i / N_i + e_{hi} + e_s = 0.00000 + 0.00043 + 0.00683 = 0.00727 \text{ m}$
 Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05 \times 0.69 = 0.03450 \text{ m}$
 Μειωτικός συντελεστής στην βάση (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i = 1 - 2e_i / t = 1 - 2 \times 0.03450 / 0.69 = 0.90$
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \Phi_i \cdot m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.69 \times 9.01 / 2.20 = 2543.3 \text{ kN/m}$
 Μέγιστη κατακόρυφη θλιπτική τάση από αποτελέσματα πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma = -0.656 \text{ N/mm}^2$
 (Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περιοχές τάσεων εκτός των περιοχών συγκέντρωσης τάσεων στις στηρίξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)
 Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{sd} = 1000 \times 0.69 \times 0.656 = 452.7 \text{ kN/m}$
 $N_{sd} = 452.7 < 2543.3 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Έλεγχος σε διάτμηση φόρτιση 1.00xg+0.30xq+Σεισμός (Ευρωκ-6.4.5.3)

Μέγιστη τάση διάτμησης από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\tau_{\max} = 0.197 \text{ N/mm}^2$
 (Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περιοχές τάσεων εκτός των περιοχών συγκέντρωσης τάσεων στις στηρίξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)
 Μέγιστη τιμή σχεδιασμού τέμνουσας ανά μονάδα μήκους $V_{sd} = 1000 \times 0.69 \times 0.197 = 135.6 \text{ kN/m}$
 Χαρακτηριστική διατμητική αντοχή $f_{vk} = 0.70 \times (f_{vko} + 0.4 \times \sigma_{sd})$ (Ευρωκ-6 3.6.3, Ευρωκ-6 3.6.3(8))
 $f_{vk} = 0.70 \times (0.610 + 0.4 \times 0.656) = 0.611 \text{ N/mm}^2$, $\max f_{vk} = 1.000 \text{ N/mm}^2$, και $f_{vk} = 0.611 \text{ N/mm}^2$
 Τιμή σχεδιασμού αντοχής έναντι τέμνουσας $V_{rd} = f_{vk} \cdot t \cdot \gamma_M$ (Ευρωκ-6 4.5.3)
 $V_{rd} = 1000 \times 0.611 \times 0.69 / 2.20 = 191.5 \text{ kN/m}$
 $V_{sd} = 135.6 < 191.5 = V_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος τέμνουσας σε οριακή κατάσταση αστοχίας

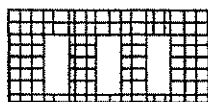
Σενάζ οπλισμένου σκυροδέματος (Εθν. Κε(μ. εφαρμογής Ευρωκ-6, 5.2)

Στο πάνω μέρος του τοίχου και στο ύψος των υπέρθυρων τυχόν παρουσιαζόμενες μικρές εφελκυστικές τάσεις παραλαμβάνονται από σενάζ οπλισμένου σκυροδέματος 69x20 [πλάτος x ύψος cm]

με ελάχιστο οπλισμό 4Φ16 (και συνδετήρες Φ8/20) που ικανοποιεί τα ελάχιστα όρια του κανονισμού.

Ισόγειο**Τ9**

Διαστάσεις μήκος= 9.20m, ύψος= 4.10m, πάχος=0.69m



Λιθοδομή 0.55

Κατηγορία κατασκευής Β (Ευρωκ-6, Παράρτημα Η)

Κατηγορία ελέγχου παραγωγής λιθοσωμάτων Ι (Ευρωκ-6, 3.1.1)

Θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας $f_k = 9.01 \text{ N/mm}^2$

Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού $\gamma_M = 2.20$ (Ευρωκ-6, Πινάκ.2.3)

Μήκος λυγισμού $hef = r_{ch} = 0.75 \times 4.10 = 3.07 \text{ m}$ (Ευρωκ-6, 4.4.4.3)

Λυγηρότητα $hef/tef = 3.07/0.69 = 4.46 < 27$ εντάξει (Ευρωκ-6, 4.4.6)

Απαιτήσεις Εθνικού κειμένου εφαρμογής Ευρωκώδικα

Διαζωματική τοιχοποιία

Πάχος τοίχου $= 0.690 \geq 0.240 \text{ m}$ (εντάξει)

Λυγηρότητα $\lambda = 4.46 \leq 15$ (εντάξει)

Υψος/μήκος τοίχου $h/L = 4.10/9.20 = 0.45 \leq 3.0$ (εντάξει)

Ελεγχος σε κατακόρυφο φορτίο Φόρτιση 1.35xg+1.50xq (Ευρωκ-6, 4.4.2)

Ελεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_i = (1.35 \times 0.0 + 1.50 \times 0.0) / 9.20 = 0.00 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 0.00 / 0.69 = 0.000 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου ή στέγης στην κορυφή $M_i/N_i = 0$

Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00000 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = hef/450 = 3.07/450 = 0.00683 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στην κορυφή (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i/N_i + e_{hi} + e_s = 0.00000 + 0.00000 + 0.00683 = 0.00683 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05 \times 0.69 = 0.03450 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i = 1 - 2e_i/t = 1 - 2 \times 0.03450/0.69 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \Phi_{im} \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.69 \times 9.01/2.20 = 2543.3 \text{ kN/m}$

$N_{sd} = 0.0 < 2543.3 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Ελεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο και βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_m = (0.00 + 0.40 \times 1.35 \times 504.4/9.20) = 29.61 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 29.61/0.69 = 0.043 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου στο μεσαίο πέμπτο $M_m/N_m = 0.20 \times 0.00000 \times 0.0/29.6 = 0.00000 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00000 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = hef/450 = 3.07/450 = 0.00683 \text{ m}$

Εκκεντρότητα οφειλόμενη στα φορτία $e_m = (M_m/N_m) + e_{hm} + e_s = 0.00000 + 0.00000 + 0.00683 = 0.00683 \text{ m}$

Η λυγηρότητα είναι ≤ 15 άρα (Ευρωκ-6 4.4.3.2) εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_m = e_m + e_k = 0.00683 + 0.00000 = 0.00683 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_m = 0.05t = 0.05 \times 0.69 = 0.03450 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_m = 1 - 2e_m/t = 1 - 2 \times 0.03450/0.69 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_i = (1.35 \times 504.4 + 1.50 \times 0.0) / 9.20 = 74.02 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 74.02/0.69 = 0.107 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_i/N_i = 0.00000 \times 0.0/74.0 = 0.00000 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00000 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = hef/450 = 3.07/450 = 0.00683 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στην βάση (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i/N_i + e_{hi} + e_s = 0.00000 + 0.00000 + 0.00683 = 0.00683 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05 \times 0.69 = 0.03450 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στην βάση (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_b = 1 - 2e_i/t = 1 - 2 \times 0.03450/0.69 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \Phi_{im} \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.69 \times 9.01/2.20 = 2543.3 \text{ kN/m}$

Μέγιστη κατακόρυφη θλιπτική τάση από αποτελέσματα πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma = -0.166 \text{ N/mm}^2$

(Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περιοχές τάσεων εκτός των περιοχών συγκέντρωσης τάσεων στις στηρίξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)

Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{sd} = 1000 \times 0.69 \times 0.166 = 114.7 \text{ kN/m}$

$N_{sd} = 114.7 < 2543.3 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Ελεγχος σε κατακόρυφο φορτίο θόρτιση 1.00xg+0.30xq+Σεισμός (Ευρωκ-6, 4.4.2)**Ελεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου**

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_i = (1.00x \quad 0.0+0.30x \quad 0.0) / 9.20 = 0.00 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{sdo} = 0.001x \quad 0.00 / 0.69 = 0.000 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου ή στέγης στην κορυφή $M_i/N_i = 0$

Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00043 \text{ m}$

Τυχνηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef}/450 = 3.07/450 = 0.00683 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στην κορυφή (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i/N_i + e_{hi} + e_s = 0.00000 + 0.00043 + 0.00683 = 0.00727 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05x0.69 = 0.03450 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i = 1 - 2e_i/t = 1 - 2x0.03450/0.69 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \Phi_i \cdot m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000x0.90x0.69x \quad 9.01/2.20 = 2543.3 \text{ kN/m}$

$N_{sd} = 0.0 < 2543.3 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Ελεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο και βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_m = (0.00 + 0.40x1.00x \quad 504.4/ \quad 9.20) = 21.93 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{sdo} = 0.001x \quad 21.93 / 0.69 = 0.032 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου στο μεσαίο πέμπτο $M_m/N_m = 0.20x0.00000x \quad 0.0 / 21.9 = 0.00000 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00022 \text{ m}$

Τυχνηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef}/450 = 3.07/450 = 0.00683 \text{ m}$

Εκκεντρότητα οφειλόμενη στα φορτία $e_m = (M_m/N_m) + e_{hm} + e_s = 0.00000 + 0.00022 + 0.00683 = 0.00705 \text{ m}$

Η λυγηρότητα είναι ≤ 15 άρα (Ευρωκ-6 4.4.3.2) εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_m = e_m + e_k = 0.00705 + 0.00000 = 0.00705 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_m = 0.05t = 0.05x0.69 = 0.03450 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_m = 1 - 2e_m/t = 1 - 2x0.034/0.69 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_i = (1.00x \quad 504.4 + 0.30x \quad 0.0) / 9.20 = 54.83 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{sdo} = 0.001x \quad 54.83 / 0.69 = 0.079 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_i/N_i = 0.00000x \quad 0.0 / 54.8 = 0.00000 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00043 \text{ m}$

Τυχνηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef}/450 = 3.07/450 = 0.00683 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στην βάση (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i/N_i + e_{hi} + e_s = 0.00000 + 0.00043 + 0.00683 = 0.00727 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05x0.69 = 0.03450 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στην βάση (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i = 1 - 2e_i/t = 1 - 2x0.03450/0.69 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \Phi_i \cdot m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000x0.90x0.69x \quad 9.01/2.20 = 2543.3 \text{ kN/m}$

Μέγιστη κατακόρυφη θλιπτική τάση από αποτελέσματα πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma = -1.163 \text{ N/mm}^2$

(Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περιοχές τάσεων εκτός των περιοχών συγκέντρωσης τάσεων στις στηρίξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)

Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{sd} = 1000x0.69x \quad 1.163 = 802.6 \text{ kN/m}$

$N_{sd} = 802.6 < 2543.3 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Ελεγχος σε διάτμηση θόρτιση 1.00xg+0.30xq+Σεισμός (Ευρωκ-6.4.5.3)

Μέγιστη τάση διάτμησης από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\tau_{\max} = 0.312 \text{ N/mm}^2$

(Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περιοχές τάσεων εκτός των περιοχών συγκέντρωσης τάσεων στις στηρίξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)

Μέγιστη τιμή σχεδιασμού τέμνουσας ανά μονάδα μήκους $V_{sd} = 1000x0.69x \quad 0.312 = 215.3 \text{ kN/m}$

Χαρακτηριστική διατμητική αντοχή $f_{vk} = 0.70x(f_{vko} + 0.4x\sigma_d)$ (Ευρωκ-6 3.6.3, Ευρωκ-6 3.6.3(8))

$f_{vk} = 0.70x(0.610 + 0.4x \quad 1.163) = 0.753 \text{ N/mm}^2$, $\max f_{vk} = 1.000 \text{ N/mm}^2$, και $f_{vk} = 0.753 \text{ N/mm}^2$

Τιμή σχεδιασμού αντοχής έναντι τέμνουσας $V_{rd} = f_{vk} \cdot t \cdot \gamma_M$ (Ευρωκ-6 4.5.3)

$V_{rd} = 1000x \quad 0.753x0.69/2.20 = 236.1 \text{ kN/m}$

$V_{sd} = 215.3 < 236.1 = V_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος τέμνουσας σε οριακή κατάσταση αστοχίας

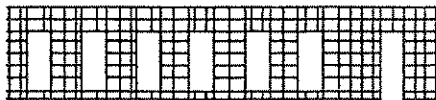
Σενάζ οπλισμένου σκυροδέματος (Εθν. Κείμ. εφαρμογής Ευρωκ-6, 5.2)

Στο πάνω μέρος του τοίχου και στο ύψος των υπέρθυρων τυχόν παρουσιάζόμενες μικρές εφελκυστικές τάσεις παραλαμβάνονται από σενάζ οπλισμένου σκυροδέματος 69x20 [πλάτος x ύψος cm]

με ελάχιστο οπλισμό 4Φ16 (και συνδεδετρες Φ8/20) που ικανοποιεί τα ελάχιστα όρια του κανονισμού.

Ισόγειο**T10**

Διαστάσεις μήκος=20.80m, ύψος= 4.10m, πάχος=0.69m



Λιθοδομή 0.55

Κατηγορία κατασκευής Β (Ευρωκ-6, Παράρτημα Η)

Κατηγορία ελέγχου παραγωγής λιθοσωμάτων Ι (Ευρωκ-6, 3.1.1)

Θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας $f_k = 9.01 \text{ N/mm}^2$ Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού $\gamma_M = 2.20$ (Ευρωκ-6, Πινάκ.2.3)Μήκος λυγισμού $hef = r_{ch} = 0.75 \times 4.10 = 3.07 \text{ m}$ (Ευρωκ-6, 4.4.4.3)Λυγηρότητα $hef/tef = 3.07/0.69 = 4.46 < 27$ εντάξει (Ευρωκ-6, 4.4.6)**Απαιτήσεις Εθνικού κειμένου εφαρμογής Ευρωκώδικα**

Διαζωματική τοιχοποιία

Πάχος τοίχου $= 0.690 \geq 0.240 \text{ m}$ (εντάξει)Λυγηρότητα $\lambda = 4.46 \leq 15$ (εντάξει)Υψος/μήκος τοίχου $h/L = 4.10/20.80 = 0.20 \leq 3.0$ (εντάξει)**Ελεγχος σε κατακόρυφο φορτίο Φόρτιση $1.35x_g + 1.50x_q$ (Ευρωκ-6, 4.4.2)****Ελεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου**Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_i = (1.35 \times 104.0 + 1.50 \times 0.0) / 20.80 = 6.75 \text{ kN/m}$ Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 6.75 / 0.69 = 0.010 \text{ N/mm}^2$ Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου ή στέγης στην κορυφή $M_i/N_i = 0$ Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00000 \text{ m}$ Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = hef/450 = 3.07/450 = 0.00683 \text{ m}$ Εκκεντρότητα στην κορυφή (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i/N_i + e_{hi} + e_s = 0.00000 + 0.00000 + 0.00683 = 0.00683 \text{ m}$ Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05 \times 0.69 = 0.03450 \text{ m}$ Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\phi_i = 1 - 2e_i/t = 1 - 2 \times 0.03450 / 0.69 = 0.90$ Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \phi_{im} \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.69 \times 9.01 / 2.20 = 2543.3 \text{ kN/m}$ $N_{sd} = 6.8 < 2543.3 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας**Ελεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο και βάση του τοίχου**Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_m = (6.75 + 0.40 \times 1.35 \times 1121.1 / 20.80) = 35.86 \text{ kN/m}$ Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 35.86 / 0.69 = 0.052 \text{ N/mm}^2$ Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου στο μεσαίο πέμπτο $M_m/N_m = 0.20 \times 0.00000 \times 6.8 / 35.9 = 0.00000 \text{ m}$ Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00000 \text{ m}$ Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = hef/450 = 3.07/450 = 0.00683 \text{ m}$ Εκκεντρότητα οφειλόμενη στα φορτία $e_m = (M_m/N_m) + e_{hm} + e_s = 0.00000 + 0.00000 + 0.00683 = 0.00683 \text{ m}$ Η λυγηρότητα είναι ≤ 15 άρα (Ευρωκ-6 4.4.3.2) εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$ Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_m = e_m + e_k = 0.00683 + 0.00000 = 0.00683 \text{ m}$ Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_m = 0.05t = 0.05 \times 0.69 = 0.03450 \text{ m}$ Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\phi_m = 1 - 2e_m/t = 1 - 2 \times 0.034 / 0.69 = 0.90$ Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_i = (1.35 \times 1225.1 + 1.50 \times 0.0) / 20.80 = 79.51 \text{ kN/m}$ Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 79.51 / 0.69 = 0.115 \text{ N/mm}^2$ Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_i/N_i = 0.00000 \times 6.8 / 79.5 = 0.00000 \text{ m}$ Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00000 \text{ m}$ Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = hef/450 = 3.07/450 = 0.00683 \text{ m}$ Εκκεντρότητα στην βάση (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i/N_i + e_{hi} + e_s = 0.00000 + 0.00000 + 0.00683 = 0.00683 \text{ m}$ Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05 \times 0.69 = 0.03450 \text{ m}$ Μειωτικός συντελεστής στην βάση (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\phi_i = 1 - 2e_i/t = 1 - 2 \times 0.03450 / 0.69 = 0.90$ Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \phi_{im} \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.69 \times 9.01 / 2.20 = 2543.3 \text{ kN/m}$ Μέγιστη κατακόρυφη θλιπτική τάση από αποτελέσματα πεπερασμένων στοιχείων $\sigma_{max} = -0.189 \text{ N/mm}^2$

(Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περιοχές τάσεων εκτός των περιοχών συγκέντρωσης τάσεων στις στηρίξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)

Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{sd} = 1000 \times 0.69 \times 0.189 = 130.7 \text{ kN/m}$ $N_{sd} = 130.7 < 2543.3 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας**Ελεγχος σε κατακόρυφο φορτίο Φόρτιση $1.00x_g + 0.30x_q$ + Ψεισμός (Ευρωκ-6, 4.4.2)****Ελεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου**Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_i = (1.00 \times 104.0 + 0.30 \times 0.0) / 20.80 = 5.00 \text{ kN/m}$ Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 5.00 / 0.69 = 0.007 \text{ N/mm}^2$ Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου ή στέγης στην κορυφή $M_i/N_i = 0$

Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi}=0.00043$ m
 Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s=hef/450=3.07/450=0.00683$ m
 Εκκεντρότητα στην κορυφή (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i=Mi/Ni+e_{hi}+e_s=0.00000+0.00043+0.00683=0.00727$ m
 Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i=0.05t=0.05 \times 0.69=0.03450$ m
 Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i=1-2e_i/t=1-2 \times 0.03450/0.69=0.90$
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd}=\Phi_{im}.t.f_k/\gamma_M=1000 \times 0.90 \times 0.69 \times 9.01/2.20=2543.3$ kN/m
 $N_{sd}=5.0 < 2543.3=N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Έλεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο και βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_m=(5.00+0.40 \times 1.00 \times 1121.1/20.80)=26.56$ kN/m
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{sdo}=0.001 \times 26.56/0.69=0.038$ N/mm²
 Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου στο μεσαίο πέμπτο $M_m/N_m=0.20 \times 0.00000 \times 5.0/26.6=0.00000$ m
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm}=0.00022$ m
 Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s=hef/450=3.07/450=0.00683$ m
 Εκκεντρότητα οφειλόμενη στα φορτία $e_m=(M_m/N_m)+e_{hm}+e_s=0.00000+0.00022+0.00683=0.00705$ m
 Η λυγηρότητα είναι ≤ 15 άρα (Ευρωκ-6 4.4.3.2) εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k=0$
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_m=e_m+e_k=0.00705+0.00000=0.00705$ m
 Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_m=0.05t=0.05 \times 0.69=0.03450$ m
 Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_m=1-2e_m/t=1-2 \times 0.034/0.69=0.90$
 Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_i=(1.00 \times 1225.1+0.30 \times 0.0)/20.80=58.90$ kN/m
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{sdo}=0.001 \times 58.90/0.69=0.085$ N/mm²
 Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_i/N_i=0.00000 \times 5.0/58.9=0.00000$ m
 Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi}=0.00043$ m
 Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s=hef/450=3.07/450=0.00683$ m
 Εκκεντρότητα στην βάση (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i=Mi/Ni+e_{hi}+e_s=0.00000+0.00043+0.00683=0.00727$ m
 Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i=0.05t=0.05 \times 0.69=0.03450$ m
 Μειωτικός συντελεστής στην βάση (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i=1-2e_i/t=1-2 \times 0.03450/0.69=0.90$
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd}=\Phi_{im}.t.f_k/\gamma_M=1000 \times 0.90 \times 0.69 \times 9.01/2.20=2543.3$ kN/m
 Μέγιστη κατακόρυφη θλιπτική τάση από αποτελέσματα πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma_{cp}=-0.641$ N/mm²
 (Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περιοχές τάσεων εκτός των περιοχών συγκέντρωσης τάσεων στις στηρίξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)
 Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{sd}=1000 \times 0.69 \times 0.641=442.5$ kN/m
 $N_{sd}=442.5 < 2543.3=N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Έλεγχος σε διάτμηση φόρτιση 1.00xg+0.30xq+Σεισμός (Ευρωκ-6.4.5.3)

Μέγιστη τάση διάτμησης από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\tau_{max}=0.196$ N/mm²
 (Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περιοχές τάσεων εκτός των περιοχών συγκέντρωσης τάσεων στις στηρίξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)
 Μέγιστη τιμή σχεδιασμού τέννουσας ανά μονάδα μήκους $V_{sd}=1000 \times 0.69 \times 0.196=135.1$ kN/m
 Χαρακτηριστική διατμητική αντοχή $f_{vk}=0.70 \times (f_{vko}+0.4 \times \sigma_{cd})$ (Ευρωκ-6 3.6.3, Ευρωκ-6 3.6.3(8))
 $f_{vk}=0.70 \times (0.610+0.4 \times 0.641)=0.607$ N/mm², $\max f_{vk}=1.000$ N/mm², και $f_{vk}=0.610$ N/mm²
 Τιμή σχεδιασμού αντοχής έναντι τέννουσας $V_{rd}=f_{vk}.t./\gamma_M$ (Ευρωκ-6 4.5.3)
 $V_{rd}=1000 \times 0.610 \times 0.69/2.20=191.3$ kN/m
 $V_{sd}=135.1 < 191.3=V_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος τέννουσας σε οριακή κατάσταση αστοχίας

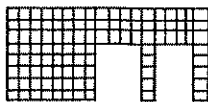
Σενάζ οπλισμένου σκυροδέματος (Εθν. Κείμ. εφαρμογής Ευρωκ-6, 5.2)

Στο πάνω μέρος του τοίχου και στο ύψος των υπέρθυρων τυχόν παρουσιαζόμενες μικρές εφελκυστικές τάσεις παραλαμβάνονται από σενάζ οπλισμένου σκυροδέματος 69x20 [πλάτος x ύψος cm]
 με ελάχιστο οπλισμό 4Φ16 (και συνδετήρες Φ8/20) που ικανοποιεί τα ελάχιστα όρια του κανονισμού.

Ισόγειο

T11

Διαστάσεις μήκος= 9.20m, ύψος= 4.10m, πάχος=0.69m



Λιθοδομή 0.55

Κατηγορία κατασκευής B (Ευρωκ-6, Παράρτημα Η)

Κατηγορία ελέγχου παραγωγής λιθοσωμάτων I (Ευρωκ-6, 3.1.1)

Θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας $f_k=9.01$ N/mm²

Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού $\gamma_M=2.20$ (Ευρωκ-6, Πίνακ.2.3)

Μήκος λυγισμού $hef=pxh=0.75 \times 4.10=3.07$ m (Ευρωκ-6, 4.4.4.3)

Λυγηρότητα $hef/tef=3.07/0.69=4.46 < 27$ εντάξει (Ευρωκ-6, 4.4.6)

Απαιτήσεις Εθνικού κειμένου εφαρμογής Ευρωκώδικα

Διαζωματική τοιχοποιία

Πάχος τοίχου $=0.690 > 0.240$ m (εντάξει)

Λυγηρότητα $\lambda=4.46 < 15$ (εντάξει)

Υψος/μήκος τοίχου $h/L=4.10/9.20=0.45 < 3.0$ (εντάξει)

Έλεγχος σε κατακόρυφο φορτίο θόρτιση 1.35xg+1.50xg (Ευρωκ-6, 4.4.2)Έλεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχουΚατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_i = (1.35x \quad 0.0+1.50x \quad 0.0) / 9.20 = 0.00 \text{ kN/m}$ Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{sdo} = 0.001x \quad 0.00 / 0.69 = 0.000 \text{ N/mm}^2$ Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου ή στέγης στην κορυφή $M_i/N_i = 0$ Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00000 \text{ m}$ Τυχνηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef}/450 = 3.07/450 = 0.00683 \text{ m}$ Εκκεντρότητα στην κορυφή (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i/N_i + e_{hi} + e_s = 0.00000 + 0.00000 + 0.00683 = 0.00683 \text{ m}$ Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05x0.69 = 0.03450 \text{ m}$ Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i = 1 - 2e_i/t = 1 - 2x0.03450/0.69 = 0.90$ Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \Phi_{im} \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000x0.90x0.69x \quad 9.01/2.20 = 2543.3 \text{ kN/m}$ $N_{sd} = 0.0 < 2543.3 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίαςΈλεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο και βάση του τοίχουΚατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_m = (0.00 + 0.40x1.35x \quad 500.1/ \quad 9.20) = 29.35 \text{ kN/m}$ Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{sdo} = 0.001x \quad 29.35 / 0.69 = 0.043 \text{ N/mm}^2$ Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου στο μεσαίο πέμπτο $M_m/N_m = 0.20x0.00000x \quad 0.0 / 29.4 = 0.00000 \text{ m}$ Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00000 \text{ m}$ Τυχνηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef}/450 = 3.07/450 = 0.00683 \text{ m}$ Εκκεντρότητα οφειλόμενη στα φορτία $e_m = (M_m/N_m) + e_{hm} + e_s = 0.00000 + 0.00000 + 0.00683 = 0.00683 \text{ m}$ Η λυγηρότητα είναι ≤ 15 άρα (Ευρωκ-6 4.4.3.2) εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$ Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_m = e_m + e_k = 0.00683 + 0.00000 = 0.00683 \text{ m}$ Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_m = 0.05t = 0.05x0.69 = 0.03450 \text{ m}$ Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_m = 1 - 2e_m/t = 1 - 2x0.034/0.69 = 0.90$ Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_i = (1.35x \quad 500.1 + 1.50x \quad 0.0) / 9.20 = 73.38 \text{ kN/m}$ Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{sdo} = 0.001x \quad 73.38 / 0.69 = 0.106 \text{ N/mm}^2$ Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_i/N_i = 0.00000x \quad 0.0 / 73.4 = 0.00000 \text{ m}$ Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00000 \text{ m}$ Τυχνηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef}/450 = 3.07/450 = 0.00683 \text{ m}$ Εκκεντρότητα στην βάση (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i/N_i + e_{hi} + e_s = 0.00000 + 0.00000 + 0.00683 = 0.00683 \text{ m}$ Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05x0.69 = 0.03450 \text{ m}$ Μειωτικός συντελεστής στην βάση (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i = 1 - 2e_i/t = 1 - 2x0.03450/0.69 = 0.90$ Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \Phi_{im} \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000x0.90x0.69x \quad 9.01/2.20 = 2543.3 \text{ kN/m}$ Μέγιστη κατακόρυφη θλιπτική τάση από αποτελέσματα πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma_{pi} = -0.252 \text{ N/mm}^2$

(Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περιοχές τάσεων εκτός των περιοχών συγκέντρωσης τάσεων στις στηρίξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)

Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{sd} = 1000x0.69x \quad 0.252 = 173.7 \text{ kN/m}$ $N_{sd} = 173.7 < 2543.3 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας**Έλεγχος σε κατακόρυφο φορτίο θόρτιση 1.00xg+0.30xg+Σεισμός (Ευρωκ-6, 4.4.2)**Έλεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχουΚατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_i = (1.00x \quad 0.0+0.30x \quad 0.0) / 9.20 = 0.00 \text{ kN/m}$ Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{sdo} = 0.001x \quad 0.00 / 0.69 = 0.000 \text{ N/mm}^2$ Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου ή στέγης στην κορυφή $M_i/N_i = 0$ Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00043 \text{ m}$ Τυχνηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef}/450 = 3.07/450 = 0.00683 \text{ m}$ Εκκεντρότητα στην κορυφή (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i/N_i + e_{hi} + e_s = 0.00000 + 0.00043 + 0.00683 = 0.00727 \text{ m}$ Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05x0.69 = 0.03450 \text{ m}$ Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i = 1 - 2e_i/t = 1 - 2x0.03450/0.69 = 0.90$ Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \Phi_{im} \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000x0.90x0.69x \quad 9.01/2.20 = 2543.3 \text{ kN/m}$ $N_{sd} = 0.0 < 2543.3 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίαςΈλεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο και βάση του τοίχουΚατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_m = (0.00 + 0.40x1.00x \quad 500.1/ \quad 9.20) = 21.74 \text{ kN/m}$ Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{sdo} = 0.001x \quad 21.74 / 0.69 = 0.032 \text{ N/mm}^2$ Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου στο μεσαίο πέμπτο $M_m/N_m = 0.20x0.00000x \quad 0.0 / 21.7 = 0.00000 \text{ m}$ Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00022 \text{ m}$ Τυχνηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef}/450 = 3.07/450 = 0.00683 \text{ m}$ Εκκεντρότητα οφειλόμενη στα φορτία $e_m = (M_m/N_m) + e_{hm} + e_s = 0.00000 + 0.00022 + 0.00683 = 0.00705 \text{ m}$ Η λυγηρότητα είναι ≤ 15 άρα (Ευρωκ-6 4.4.3.2) εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$ Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_m = e_m + e_k = 0.00705 + 0.00000 = 0.00705 \text{ m}$ Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_m = 0.05t = 0.05x0.69 = 0.03450 \text{ m}$ Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_m = 1 - 2e_m/t = 1 - 2x0.034/0.69 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_i = (1.00 \times 500.1 + 0.30 \times 0.0) / 9.20 = 54.36 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 54.36 / 0.69 = 0.079 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_i/N_i = 0.00000 \times 0.0 / 54.4 = 0.00000 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00043 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef}/450 = 3.07/450 = 0.00683 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στην βάση (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i/N_i + e_{hi} + e_s = 0.00000 + 0.00043 + 0.00683 = 0.00727 \text{ m}$
 Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05 \times 0.69 = 0.03450 \text{ m}$
 Μειωτικός συντελεστής στην βάση (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i = 1 - 2e_i/t = 1 - 2 \times 0.03450/0.69 = 0.90$
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \Phi_{im} \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.69 \times 9.01/2.20 = 2543.3 \text{ kN/m}$
 Μέγιστη κατακόρυφη θλιπτική τάση από αποτελέσματα πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma_n = 1.221 \text{ N/mm}^2$
 (Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περιοχές τάσεων εκτός των περιοχών συγκέντρωσης τάσεων στις στηρίξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)
 Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{sd} = 1000 \times 0.69 \times 1.221 = 842.8 \text{ kN/m}$
 $N_{sd} = 842.8 < 2543.3 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Έλεγχος σε διάτμηση φόρτιση $1.00xg+0.30xq$ +Σεισμός (Ευρωκ-6.4.5.3)

Μέγιστη τάση διάτμησης από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\tau_{max} = 0.465 \text{ N/mm}^2$
 (Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περιοχές τάσεων εκτός των περιοχών συγκέντρωσης τάσεων στις στηρίξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)
 Μέγιστη τιμή σχεδιασμού τέμνουσας ανά μονάδα μήκους $V_{sd} = 1000 \times 0.69 \times 0.465 = 320.9 \text{ kN/m}$
 Χαρακτηριστική διατμητική αντοχή $f_{vk} = 0.70 \times (f_{vko} + 0.4 \times \sigma_{sd})$ (Ευρωκ-6 3.6.3, Ευρωκ-6 3.6.3(8))
 $f_{vk} = 0.70 \times (0.610 + 0.4 \times 1.221) = 0.769 \text{ N/mm}^2$, $\max f_{vk} = 1.000 \text{ N/mm}^2$, και $f_{vk} = 0.769 \text{ N/mm}^2$
 Τιμή σχεδιασμού αντοχής έναντι τέμνουσας $V_{rd} = f_{vk} \cdot t \cdot \gamma_M$ (Ευρωκ-6 4.5.3)
 $V_{rd} = 1000 \times 0.769 \times 0.69/2.20 = 241.2 \text{ kN/m}$
 $V_{sd} = 320.9 > 241.2 = V_{rd}$ Δεν ικανοποιείται ο έλεγχος τέμνουσας σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Σενάζ οπλισμένου σκυροδέματος (Εθν. Κείμ. εφαρμογής Ευρωκ-6, 5.2)

Στο πάνω μέρος του τοίχου και στο ύψος των υπέρθρων τυχόν παρουσιαζόμενες μικρές εφελκυστικές τάσεις παραλαμβάνονται από σενάζ οπλισμένου σκυροδέματος 69×20 [πλάτος x ύψος cm]
 με ελάχιστο οπλισμό $4\Phi 16$ (και συνδεδειγρες $\Phi 8/20$) που ικανοποιεί τα ελάχιστα όρια του κανονισμού.

Ισόγειο

T13

Διαστάσεις μήκος= 2.00m, ύψος= 4.10m, πάχος=0.54m



Λιθοδομή 0.40

Κατηγορία κατασκευής Β (Ευρωκ-6, Παράρτημα Η)

Κατηγορία ελέγχου παραγωγής λιθοσωμάτων Ι (Ευρωκ-6, 3.1.1)

Θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας $f_k = 9.71 \text{ N/mm}^2$

Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού $\gamma_M = 2.20$ (Ευρωκ-6, Πίνακ.2.3)

Μήκος λυγισμού $h_{ef} = r \times h = 0.75 \times 4.10 = 3.07 \text{ m}$ (Ευρωκ-6, 4.4.4.3)

Λυγηρότητα $h_{ef}/t_{ef} = 3.07/0.54 = 5.69 < 27$ εντάξει (Ευρωκ-6, 4.4.6)

Απαιτήσεις Εθνικού κειμένου εφαρμογής Ευρωκώδικα

Διαζωματική τοιχοποιία

Πάχος τοίχου $= 0.540 \geq 0.240 \text{ m}$ (εντάξει)

Λυγηρότητα $\lambda = 5.69 \leq 15$ (εντάξει)

Υψος/μήκος τοίχου $h/L = 4.10/2.00 = 2.05 \leq 3.0$ (εντάξει)

Έλεγχος σε κατακόρυφο φορτίο φόρτιση $1.35xg+1.50xq$ (Ευρωκ-6, 4.4.2)

Έλεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_i = (1.35 \times 0.0 + 1.50 \times 0.0) / 2.00 = 0.00 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 0.00 / 0.54 = 0.000 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου ή στέγης στην κορυφή $M_i/N_i = 0$
 Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00000 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef}/450 = 3.07/450 = 0.00683 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στην κορυφή (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i/N_i + e_{hi} + e_s = 0.00000 + 0.00000 + 0.00683 = 0.00683 \text{ m}$
 Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05 \times 0.54 = 0.02700 \text{ m}$
 Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i = 1 - 2e_i/t = 1 - 2 \times 0.02700/0.54 = 0.90$
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \Phi_{im} \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.54 \times 9.71/2.20 = 2145.0 \text{ kN/m}$
 $N_{sd} = 0.0 < 2145.0 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Ελεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο και βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_m = (0.00 + 0.40 \times 1.35 \times 114.0 / 2.00) = 30.78 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 30.78 / 0.54 = 0.057 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου στο μεσαίο πέμπτο $M_m / N_m = 0.20 \times 0.00000 \times 0.0 / 30.8 = 0.00000 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00000 \text{ m}$

Τυχνηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef} / 450 = 3.07 / 450 = 0.00683 \text{ m}$

Εκκεντρότητα οφειλόμενη στα φορτία $e_m = (M_m / N_m) + e_{hm} + e_s = 0.00000 + 0.00000 + 0.00683 = 0.00683 \text{ m}$

Η λυγηρότητα είναι ≤ 15 άρα (Ευρωκ-6 4.4.3.2) εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_m = e_m + e_k = 0.00683 + 0.00000 = 0.00683 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_m = 0.05t = 0.05 \times 0.54 = 0.02700 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_m = 1 - 2e_m / t = 1 - 2 \times 0.027 / 0.54 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_i = (1.35 \times 114.0 + 1.50 \times 0.0) / 2.00 = 76.95 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 76.95 / 0.54 = 0.142 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_i / N_i = 0.00000 \times 0.0 / 77.0 = 0.00000 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00000 \text{ m}$

Τυχνηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef} / 450 = 3.07 / 450 = 0.00683 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στην βάση (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i / N_i + e_{hi} + e_s = 0.00000 + 0.00000 + 0.00683 = 0.00683 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05 \times 0.54 = 0.02700 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στην βάση (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i = 1 - 2e_i / t = 1 - 2 \times 0.027 / 0.54 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \Phi_m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.54 \times 9.71 / 2.20 = 2145.0 \text{ kN/m}$

Μέγιστη κατακόρυφη θλιπτική τάση από αποτελέσματα πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma = -0.145 \text{ N/mm}^2$

(Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περιοχές τάσεων εκτός των περιοχών συγκέντρωσης τάσεων στις στηρίξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)

Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{sd} = 1000 \times 0.54 \times 0.145 = 78.4 \text{ kN/m}$

$N_{sd} = 78.4 < 2145.0 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Ελεγχος σε κατακόρυφο φορτίο φόρτιση 1.00xg+0.30xq+Σεισμός (Ευρωκ-6, 4.4.2)Ελεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_i = (1.00 \times 0.0 + 0.30 \times 0.0) / 2.00 = 0.00 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 0.00 / 0.54 = 0.000 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου ή στέγης στην κορυφή $M_i / N_i = 0$

Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00043 \text{ m}$

Τυχνηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef} / 450 = 3.07 / 450 = 0.00683 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στην κορυφή (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i / N_i + e_{hi} + e_s = 0.00000 + 0.00043 + 0.00683 = 0.00727 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05 \times 0.54 = 0.02700 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i = 1 - 2e_i / t = 1 - 2 \times 0.027 / 0.54 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \Phi_m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.54 \times 9.71 / 2.20 = 2145.0 \text{ kN/m}$

$N_{sd} = 0.0 < 2145.0 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Ελεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο και βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_m = (0.00 + 0.40 \times 1.00 \times 114.0 / 2.00) = 22.80 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 22.80 / 0.54 = 0.042 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου στο μεσαίο πέμπτο $M_m / N_m = 0.20 \times 0.00000 \times 0.0 / 22.8 = 0.00000 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00022 \text{ m}$

Τυχνηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef} / 450 = 3.07 / 450 = 0.00683 \text{ m}$

Εκκεντρότητα οφειλόμενη στα φορτία $e_m = (M_m / N_m) + e_{hm} + e_s = 0.00000 + 0.00022 + 0.00683 = 0.00705 \text{ m}$

Η λυγηρότητα είναι ≤ 15 άρα (Ευρωκ-6 4.4.3.2) εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_m = e_m + e_k = 0.00705 + 0.00000 = 0.00705 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_m = 0.05t = 0.05 \times 0.54 = 0.02700 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_m = 1 - 2e_m / t = 1 - 2 \times 0.027 / 0.54 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_i = (1.00 \times 114.0 + 0.30 \times 0.0) / 2.00 = 57.00 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 57.00 / 0.54 = 0.106 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_i / N_i = 0.00000 \times 0.0 / 57.0 = 0.00000 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00043 \text{ m}$

Τυχνηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef} / 450 = 3.07 / 450 = 0.00683 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στην βάση (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i / N_i + e_{hi} + e_s = 0.00000 + 0.00043 + 0.00683 = 0.00727 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05 \times 0.54 = 0.02700 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στην βάση (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i = 1 - 2e_i / t = 1 - 2 \times 0.027 / 0.54 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \Phi_m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.54 \times 9.71 / 2.20 = 2145.0 \text{ kN/m}$

Μέγιστη κατακόρυφη θλιπτική τάση από αποτελέσματα πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma = -1.599 \text{ N/mm}^2$

(Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περιοχές τάσεων εκτός των περιοχών συγκέντρωσης τάσεων στις στηρίξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)

Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{sd} = 1000 \times 0.54 \times 1.599 = 863.2 \text{ kN/m}$

$N_{sd} = 863.2 < 2145.0 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Έλεγχος σε διάτμηση φόρτιση $1.00xg+0.30xq$ +Σεισμός (Ευρωκ-6.4.5.3)

Μέγιστη τάση διάτμησης από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\tau_{max} = 0.246 \text{ N/mm}^2$

(Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περιοχές τάσεων εκτός των περιοχών συγκέντρωσης τάσεων στις στηρίξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)

Μέγιστη τιμή σχεδιασμού τέμνουσας ανά μονάδα μήκους $V_{sd} = 1000 \times 0.54 \times 0.246 = 132.8 \text{ KN/m}$

Χαρακτηριστική διατμητική αντοχή $f_{vk} = 0.70 \times (f_{vko} + 0.4 \times \sigma_d)$ (Ευρωκ-6 3.6.3, Ευρωκ-6 3.6.3(8))

$f_{vk} = 0.70 \times (0.730 + 0.4 \times 1.599) = 0.959 \text{ N/mm}^2$, $\max f_{vk} = 1.000 \text{ N/mm}^2$, και $f_{vk} = 0.959 \text{ N/mm}^2$

Τιμή σχεδιασμού αντοχής έναντι τέμνουσας $V_{rd} = f_{vk} \cdot t / \gamma_M$ (Ευρωκ-6 4.5.3)

$V_{rd} = 1000 \times 0.959 \times 0.54 / 2.20 = 235.3 \text{ kN/m}$

$V_{sd} = 132.8 < 235.3 = V_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος τέμνουσας σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Σενάρι οπλισμένου σκυροδέματος (Εθν. Κείμ. εφαρμογής Ευρωκ-6, 5.2)

Στο πάνω μέρος του τοίχου και στο ύψος των υπέρθυρων τυχόν παρουσιαζόμενες μικρές εφελκυστικές τάσεις παραλαμβάνονται από σενάρι οπλισμένου σκυροδέματος 54×20 [πλάτος \times ύψος cm]

με ελάχιστο οπλισμό $4\Phi 14$ (και συνδετήρες $\Phi 8/20$) που ικανοποιεί τα ελάχιστα όρια του κανονισμού.

Ισόγειο**T12**

Διαστάσεις μήκος= 2.00m, ύψος= 4.10m, πάχος=0.54m

Λιθοδομή 0.40

Κατηγορία κατασκευής B (Ευρωκ-6, Παράρτημα Η)

Κατηγορία ελέγχου παραγωγής λιθοσωμάτων I (Ευρωκ-6, 3.1.1)

Θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας $f_k = 9.71 \text{ N/mm}^2$



Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού $\gamma_M = 2.20$ (Ευρωκ-6, Πίνακ.2.3)

Μήκος λυγισμού $hef = r_{xh} = 0.75 \times 4.10 = 3.07 \text{ m}$ (Ευρωκ-6, 4.4.4.3)

Λυγηρότητα $hef / t_{ef} = 3.07 / 0.54 = 5.69 < 27$ εντάξει (Ευρωκ-6, 4.4.6)

Απαιτήσεις Εθνικού κειμένου εφαρμογής Ευρωκώδικα

Διαζωματική τοιχοποιία

Πάχος τοίχου $= 0.540 \geq 0.240 \text{ m}$ (εντάξει)

Λυγηρότητα $\lambda = 5.69 \leq 15$ (εντάξει)

Υψος/μήκος τοίχου $h/L = 4.10 / 2.00 = 2.05 \leq 3.0$ (εντάξει)

Έλεγχος σε κατακόρυφο φορτίο φόρτιση $1.35xg+1.50xq$ (Ευρωκ-6, 4.4.2)**Έλεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου**

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_i = (1.35 \times 0.0 + 1.50 \times 0.0) / 2.00 = 0.00 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 0.00 / 0.54 = 0.000 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου ή στέγης στην κορυφή $M_i / N_i = 0$

Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00000 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = hef / 450 = 3.07 / 450 = 0.00683 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στην κορυφή (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i / N_i + e_{hi} + e_s = 0.00000 + 0.00000 + 0.00683 = 0.00683 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05 \times 0.54 = 0.02700 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i = 1 - 2e_i / t = 1 - 2 \times 0.02700 / 0.54 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.54 \times 9.71 / 2.20 = 2145.0 \text{ kN/m}$

$N_{sd} = 0.0 < 2145.0 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Έλεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο και βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_m = (0.00 + 0.40 \times 1.35 \times 114.0 / 2.00) = 30.78 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 30.78 / 0.54 = 0.057 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου στο μεσαίο πέμπτο $M_m / N_m = 0.20 \times 0.00000 \times 0.0 / 30.8 = 0.00000 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00000 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = hef / 450 = 3.07 / 450 = 0.00683 \text{ m}$

Εκκεντρότητα οφειλόμενη στα φορτία $e_m = (M_m / N_m) + e_{hm} + e_s = 0.00000 + 0.00000 + 0.00683 = 0.00683 \text{ m}$

Η λυγηρότητα είναι ≤ 15 άρα (Ευρωκ-6 4.4.3.2) εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_m = e_m + e_k = 0.00683 + 0.00000 = 0.00683 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_m = 0.05t = 0.05 \times 0.54 = 0.02700 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_m = 1 - 2e_m / t = 1 - 2 \times 0.027 / 0.54 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $Ni = (1.35x 114.0 + 1.50x 0.0) / 2.00 = 76.95 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{sdo} = 0.001x 76.95 / 0.54 = 0.142 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $Mi/Ni = 0.00000x 0.0 / 77.0 = 0.00000 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $ehi = 0.00000 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $es = hef/450 = 3.07/450 = 0.00683 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στην βάση (Ευρωκ-6 4.4.3) $ei = Mi/Ni + ehi + es = 0.00000 + 0.00000 + 0.00683 = 0.00683 \text{ m}$
 Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $ei = 0.05t = 0.05x0.54 = 0.02700 \text{ m}$
 Μειωτικός συντελεστής στην βάση (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi i = 1 - 2ei/t = 1 - 2x0.02700/0.54 = 0.90$
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \Phi i m.t.fk/\gamma_M = 1000x0.90x0.54x 9.71/2.20 = 2145.0 \text{ kN/m}$
 Μέγιστη κατακόρυφη θλιπτική τάση από αποτελέσματα πεπερασμένων στοιχείων $\max\sigma_n = -0.145 \text{ N/mm}^2$
 (Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περιοχές τάσεων εκτός των περιοχών συγκέντρωσης τάσεων στις στηρίξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)
 Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{sd} = 1000x0.54x 0.145 = 78.4 \text{ kN/m}$
 $N_{sd} = 78.4 < 2145.0 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Έλεγχος σε κατακόρυφο φορτίο Φόρτιση 1.00xg+0.30xq+Σεισμός (Ευρωκ-6, 4.4.2)

Έλεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $Ni = (1.00x 0.0 + 0.30x 0.0) / 2.00 = 0.00 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{sdo} = 0.001x 0.00 / 0.54 = 0.000 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου ή στέγης στην κορυφή $Mi/Ni = 0$
 Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $ehi = 0.00043 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $es = hef/450 = 3.07/450 = 0.00683 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στην κορυφή (Ευρωκ-6 4.4.3) $ei = Mi/Ni + ehi + es = 0.00000 + 0.00043 + 0.00683 = 0.00727 \text{ m}$
 Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $ei = 0.05t = 0.05x0.54 = 0.02700 \text{ m}$
 Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi i = 1 - 2ei/t = 1 - 2x0.02700/0.54 = 0.90$
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \Phi i m.t.fk/\gamma_M = 1000x0.90x0.54x 9.71/2.20 = 2145.0 \text{ kN/m}$
 $N_{sd} = 0.0 < 2145.0 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Έλεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο και βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_m = (0.00 + 0.40x1.00x 114.0 / 2.00) = 22.80 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{sdo} = 0.001x 22.80 / 0.54 = 0.042 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου στο μεσαίο πέμπτο $M_m/N_m = 0.20x0.00000x 0.0 / 22.8 = 0.00000 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $ehm = 0.00022 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $es = hef/450 = 3.07/450 = 0.00683 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα οφειλόμενη στα φορτία $em = (M_m/N_m) + ehm + es = 0.00000 + 0.00022 + 0.00683 = 0.00705 \text{ m}$
 Η λυγηρότητα είναι ≤ 15 άρα (Ευρωκ-6 4.4.3.2) εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $ek = 0$
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6 4.4.3) $em = em + ek = 0.00705 + 0.00000 = 0.00705 \text{ m}$
 Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $em = 0.05t = 0.05x0.54 = 0.02700 \text{ m}$
 Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_m = 1 - 2em/t = 1 - 2x0.027/0.54 = 0.90$
 Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $Ni = (1.00x 114.0 + 0.30x 0.0) / 2.00 = 57.00 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{sdo} = 0.001x 57.00 / 0.54 = 0.106 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $Mi/Ni = 0.00000x 0.0 / 57.0 = 0.00000 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $ehi = 0.00043 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $es = hef/450 = 3.07/450 = 0.00683 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στην βάση (Ευρωκ-6 4.4.3) $ei = Mi/Ni + ehi + es = 0.00000 + 0.00043 + 0.00683 = 0.00727 \text{ m}$
 Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $ei = 0.05t = 0.05x0.54 = 0.02700 \text{ m}$
 Μειωτικός συντελεστής στην βάση (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi i = 1 - 2ei/t = 1 - 2x0.02700/0.54 = 0.90$
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \Phi i m.t.fk/\gamma_M = 1000x0.90x0.54x 9.71/2.20 = 2145.0 \text{ kN/m}$
 Μέγιστη κατακόρυφη θλιπτική τάση από αποτελέσματα πεπερασμένων στοιχείων $\max\sigma_n = -1.599 \text{ N/mm}^2$
 (Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περιοχές τάσεων εκτός των περιοχών συγκέντρωσης τάσεων στις στηρίξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)
 Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{sd} = 1000x0.54x 1.599 = 863.2 \text{ kN/m}$
 $N_{sd} = 863.2 < 2145.0 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Έλεγχος σε διάτμηση Φόρτιση 1.00xg+0.30xq+Σεισμός (Ευρωκ-6.4.5.3)

Μέγιστη τάση διάτμησης από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\tau_{max} = 0.246 \text{ N/mm}^2$
 (Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περιοχές τάσεων εκτός των περιοχών συγκέντρωσης τάσεων στις στηρίξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)
 Μέγιστη τιμή σχεδιασμού τέμνουσας ανά μονάδα μήκους $V_{sd} = 1000x0.54x 0.246 = 132.8 \text{ kN/m}$
 Χαρακτηριστική διατμητική αντοχή $f_{vk} = 0.70x(f_{vko} + 0.4x\sigma_{sd})$ (Ευρωκ-6 3.6.3, Ευρωκ-6 3.6.3(8))
 $f_{vk} = 0.70x(0.730 + 0.4x 1.599) = 0.959 \text{ N/mm}^2$, $\max f_{vk} = 1.000 \text{ N/mm}^2$, και $f_{vk} = 0.959 \text{ N/mm}^2$
 Τιμή σχεδιασμού αντοχής έναντι τέμνουσας $V_{rd} = f_{vk}.t./\gamma_M$ (Ευρωκ-6 4.5.3)
 $V_{rd} = 1000x 0.959x0.54/2.20 = 235.3 \text{ kN/m}$
 $V_{sd} = 132.8 < 235.3 = V_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος τέμνουσας σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Σενάζ οπλισμένου σκυροδέματος (Εθν. Κείμ. εφαρμογής Ευρωκ-6, 5.2)

Στο πάνω μέρος του τοίχου και στο ύψος των υπέρθυρων τυχόν παρουσιαζόμενες μικρές εφελκυστικές τάσεις παραλαμβάνονται από σενάζ οπλισμένου σκυροδέματος 54x20 [πλάτος x ύψος cm]

με ελάχιστο οπλισμό 4Φ14 (και συνδετήρες Φ8/20) που ικανοποιεί τα ελάχιστα όρια του κανονισμού.

Υπόγειο**T1**

Διαστάσεις μήκος=20.85m, ύψος= 3.20m, πάχος=0.89m

Λιθοδομή 0.75

Κατηγορία κατασκευής Β (Ευρωκ-6, Παράρτημα Η)

Κατηγορία ελέγχου παραγωγής λιθοσσωμάτων Ι (Ευρωκ-6, 3.1.1)

Θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας $f_k = 8.00 \text{ N/mm}^2$



Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού $\gamma_M = 2.20$ (Ευρωκ-6, Πινάκ.2.3)

Μήκος λυγισμού $hef = r_{ch} = 0.75 \times 3.20 = 2.40 \text{ m}$ (Ευρωκ-6, 4.4.4.3)

Λυγηρότητα $hef/t_{ef} = 2.40/0.89 = 2.70 < 27$ εντάξει (Ευρωκ-6, 4.4.6)

Απαιτήσεις Εθνικού κειμένου εφαρμογής Ευρακόδικα

Διαζωματική τοιχοποιία

Πάχος τοίχου $= 0.890 \geq 0.240 \text{ m}$ (εντάξει)

Λυγηρότητα $\lambda = 2.70 \leq 15$ (εντάξει)

Υψος/μήκος τοίχου $h/L = 3.20/20.85 = 0.15 \leq 3.0$ (εντάξει)

Έλεγχος σε κατακόρυφο φορτίο Φόρτιση 1.35xg+1.50xq (Ευρωκ-6, 4.4.2)

Έλεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_i = (1.35 \times 1476.4 + 1.50 \times 170.6) / 20.85 = 107.87 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 107.87 / 0.89 = 0.121 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου ή στέγης στην κορυφή $M_i/N_i = 0$

Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00000 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = hef/450 = 2.40/450 = 0.00533 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στην κορυφή (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i/N_i + e_{hi} + e_s = 0.00000 + 0.00000 + 0.00533 = 0.00533 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05 \times 0.89 = 0.04450 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i = 1 - 2e_i/t = 1 - 2 \times 0.04450/0.89 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \Phi_i \cdot m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.89 \times 8.00 / 2.20 = 2912.7 \text{ kN/m}$

$N_{sd} = 107.9 < 2912.7 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Έλεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο και βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_m = (107.87 + 0.40 \times 1.35 \times 1383.8) / 20.85 = 143.71 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 143.71 / 0.89 = 0.161 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου στο μεσαίο πέμπτο $M_m/N_m = 0.20 \times 0.00000 \times 107.9 / 143.7 = 0.00000 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00000 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = hef/450 = 2.40/450 = 0.00533 \text{ m}$

Εκκεντρότητα οφειλόμενη στα φορτία $e_m = (M_m/N_m) + e_{hm} + e_s = 0.00000 + 0.00000 + 0.00533 = 0.00533 \text{ m}$

Η λυγηρότητα είναι ≤ 15 άρα (Ευρωκ-6 4.4.3.2) εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_m = e_m + e_k = 0.00533 + 0.00000 = 0.00533 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_m = 0.05t = 0.05 \times 0.89 = 0.04450 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_m = 1 - 2e_m/t = 1 - 2 \times 0.04450/0.89 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_i = (1.35 \times 2860.2 + 1.50 \times 170.6) / 20.85 = 197.47 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 197.47 / 0.89 = 0.222 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_i/N_i = 0.00000 \times 107.9 / 197.5 = 0.00000 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00000 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = hef/450 = 2.40/450 = 0.00533 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στην βάση (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i/N_i + e_{hi} + e_s = 0.00000 + 0.00000 + 0.00533 = 0.00533 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05 \times 0.89 = 0.04450 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στην βάση (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i = 1 - 2e_i/t = 1 - 2 \times 0.04450/0.89 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \Phi_i \cdot m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.89 \times 8.00 / 2.20 = 2912.7 \text{ kN/m}$

Μέγιστη κατακόρυφη θλιπτική τάση από αποτελέσματα πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma_{cp} = -0.370 \text{ N/mm}^2$

(Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περιοχές τάσεων εκτός των περιοχών συγκέντρωσης τάσεων στις στηρίξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)

Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{sd} = 1000 \times 0.89 \times 0.370 = 328.9 \text{ kN/m}$

$N_{sd} = 328.9 < 2912.7 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Ελεγχος σε κατακόρυφο φορτίο Φόρτιση 1.00xg+0.30xq+Σεισμός (Ευρωκ-6, 4.4.2)**Ελεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου**

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_i = (1.00 \times 1476.4 + 0.30 \times 170.6) / 20.85 = 73.27 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 73.27 / 0.89 = 0.082 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου ή στέγης στην κορυφή $M_i/N_i = 0$

Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00024 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef}/450 = 2.40/450 = 0.00533 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στην κορυφή (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i/N_i + e_{hi} + e_s = 0.00000 + 0.00024 + 0.00533 = 0.00557 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_{i0} = 0.05t = 0.05 \times 0.89 = 0.04450 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\phi_i = 1 - 2e_i/t = 1 - 2 \times 0.04450/0.89 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \phi_{im} \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.89 \times 8.00 / 2.20 = 2912.7 \text{ kN/m}$

$N_{sd} = 73.3 < 2912.7 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Ελεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο και βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_m = (73.27 + 0.40 \times 1.00 \times 1383.8 / 20.85) = 99.81 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 99.81 / 0.89 = 0.112 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου στο μεσαίο πέμπτο $M_m/N_m = 0.20 \times 0.00000 \times 73.3 / 99.8 = 0.00000 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00012 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef}/450 = 2.40/450 = 0.00533 \text{ m}$

Εκκεντρότητα οφειλόμενη στα φορτία $e_m = (M_m/N_m) + e_{hm} + e_s = 0.00000 + 0.00012 + 0.00533 = 0.00545 \text{ m}$

Η λυγηρότητα είναι ≤ 15 άρα (Ευρωκ-6 4.4.3.2) εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_m = e_m + e_k = 0.00545 + 0.00000 = 0.00545 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_{m0} = 0.05t = 0.05 \times 0.89 = 0.04450 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\phi_m = 1 - 2e_m/t = 1 - 2 \times 0.045/0.89 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_i = (1.00 \times 2860.2 + 0.30 \times 170.6) / 20.85 = 139.63 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 139.63 / 0.89 = 0.157 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_i/N_i = 0.00000 \times 73.3 / 139.6 = 0.00000 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00024 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef}/450 = 2.40/450 = 0.00533 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στην βάση (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i/N_i + e_{hi} + e_s = 0.00000 + 0.00024 + 0.00533 = 0.00557 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_{i0} = 0.05t = 0.05 \times 0.89 = 0.04450 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στην βάση (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\phi_i = 1 - 2e_i/t = 1 - 2 \times 0.04450/0.89 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \phi_{im} \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.89 \times 8.00 / 2.20 = 2912.7 \text{ kN/m}$

Μέγιστη κατακόρυφη θλιπτική τάση από αποτελέσματα πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma = -0.619 \text{ N/mm}^2$

(Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περιοχές τάσεων εκτός των περιοχών συγκέντρωσης τάσεων στις στηρίξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)

Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{sd} = 1000 \times 0.89 \times 0.619 = 550.6 \text{ kN/m}$

$N_{sd} = 550.6 < 2912.7 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Ελεγχος σε διάτμηση Φόρτιση 1.00xg+0.30xq+Σεισμός (Ευρωκ-6.4.5.3)

Μέγιστη τάση διάτμησης από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\tau_{max} = 0.211 \text{ N/mm}^2$

(Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περιοχές τάσεων εκτός των περιοχών συγκέντρωσης τάσεων στις στηρίξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)

Μέγιστη τιμή σχεδιασμού τέμνουσας ανά μονάδα μήκους $V_{sd} = 1000 \times 0.89 \times 0.211 = 188.1 \text{ kN/m}$

Χαρακτηριστική διατμητική αντοχή $f_{vk} = 0.70 \times (f_{vko} + 0.4 \times \sigma_{sd})$ (Ευρωκ-6 3.6.3, Ευρωκ-6 3.6.3(8))

$f_{vk} = 0.70 \times (0.500 + 0.4 \times 0.619) = 0.523 \text{ N/mm}^2$, $\max f_{vk} = 1.000 \text{ N/mm}^2$, και $f_{vk} = 0.523 \text{ N/mm}^2$

Τιμή σχεδιασμού αντοχής έναντι τέμνουσας $V_{rd} = f_{vk} \cdot t \cdot \gamma_M$ (Ευρωκ-6 4.5.3)

$V_{rd} = 1000 \times 0.523 \times 0.89 / 2.20 = 211.7 \text{ kN/m}$

$V_{sd} = 188.1 < 211.7 = V_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος τέμνουσας σε οριακή κατάσταση αστοχίας

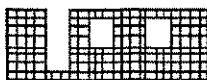
Σενάζ οπλισμένου σκυροδέματος (Εθν. Κείμ. εφαρμογής Ευρωκ-6, 5.2)

Στο πάνω μέρος του τοίχου και στο ύψος των υπέρθυρων τυχόν παρουσιαζόμενες μικρές εφελκυστικές τάσεις παραλαμβάνονται από σενάζ οπλισμένου σκυροδέματος 89×20 [πλάτος x ύψος cm]

με ελάχιστο οπλισμό $4\phi 16$ (και συνδετήρες $\phi 8/20$) που ικανοποιεί τα ελάχιστα όρια του κανονισμού.

Υπόγειο**T2**

Διαστάσεις μήκος= 9.20m, ύψος= 3.20m, πάχος=0.89m



Λιθοδομή 0.75

Κατηγορία κατασκευής Β (Ευρωκ-6, Παράρτημα Η)

Κατηγορία ελέγχου παραγωγής λιθοσωμάτων Ι (Ευρωκ-6, 3.1.1)

Θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας $f_k = 8.00 \text{ N/mm}^2$ Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού $\gamma_M = 2.20$ (Ευρωκ-6, Πίνακ.2.3)Μήκος λυγισμού $hef = r_{ch} = 0.75 \times 3.20 = 2.40 \text{ m}$ (Ευρωκ-6, 4.4.4.3)Λυγηρότητα $hef/t_{ef} = 2.40/0.89 = 2.70 < 27$ εντάξει (Ευρωκ-6, 4.4.6)**Απαιτήσεις Εθνικού κειμένου εφαρμογής Ευρωκώδικα**

Διαζωματική τοιχοποιία

Πάχος τοίχου $= 0.890 \geq 0.240 \text{ m}$ (εντάξει)Λυγηρότητα $\lambda = 2.70 \leq 15$ (εντάξει)Υψος/μήκος τοίχου $h/L = 3.20/9.20 = 0.35 \leq 3.0$ (εντάξει)**Ελεγχος σε κατακόρυφο φορτίο Φόρτιση 1.35xg+1.50xq (Ευρωκ-6, 4.4.2)**

Ελεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_i = (1.35 \times 605.8 + 1.50 \times 92.6) / 9.20 = 103.99 \text{ kN/m}$ Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 103.99 / 0.89 = 0.117 \text{ N/mm}^2$ $\sigma_{sdo} = 0.117 < 0.25 \text{ N/mm}^2$ άρα (Ευρωκ-6 Παρ. Γ.2) γίνεται μείωση εκκεντρότητας κατά $(1-k/4) = 1.00$ Καμπτική ροπή σχεδιασμού στην κορυφή (Ευρωκ-6 Παράρτημα Γ.1) $M_i = 14.47 \text{ kNm/m}$ Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00000 \text{ m}$ Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = hef/450 = 2.40/450 = 0.00533 \text{ m}$ Εκκεντρότητα στην κορυφή (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i/N_i + e_{hi} + e_s = 0.13912 + 0.00000 + 0.00533 = 0.14445 \text{ m}$ Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05 \times 0.89 = 0.04450 \text{ m}$ Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\phi_i = 1 - 2e_i/t = 1 - 2 \times 0.14445/0.89 = 0.68$ Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \phi_i \cdot m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.68 \times 0.89 \times 8.00 / 2.20 = 2200.7 \text{ kN/m}$ $N_{sd} = 104.0 < 2200.7 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Ελεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο και βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_m = (103.99 + 0.40 \times 1.35 \times 530.7) / 9.20 = 135.14 \text{ kN/m}$ Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 135.14 / 0.89 = 0.152 \text{ N/mm}^2$ Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου στο μεσαίο πέμπτο $M_m/N_m = 0.20 \times 0.13912 \times 104.0 / 135.1 = 0.02141 \text{ m}$ Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00000 \text{ m}$ Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = hef/450 = 2.40/450 = 0.00533 \text{ m}$ Εκκεντρότητα οφειλόμενη στα φορτία $e_m = (M_m/N_m) + e_{hm} + e_s = 0.02141 + 0.00000 + 0.00533 = 0.02674 \text{ m}$ Η λυγηρότητα είναι ≤ 15 άρα (Ευρωκ-6 4.4.3.2) εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$ Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_m = e_m + e_k = 0.02674 + 0.00000 = 0.02674 \text{ m}$ Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_m = 0.05t = 0.05 \times 0.89 = 0.04450 \text{ m}$ Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\phi_m = 1 - 2e_m/t = 1 - 2 \times 0.045/0.89 = 0.90$ Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_i = (1.35 \times 1136.5 + 1.50 \times 92.6) / 9.20 = 181.87 \text{ kN/m}$ Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 181.87 / 0.89 = 0.204 \text{ N/mm}^2$ Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_i/N_i = 0.13912 \times 104.0 / 181.9 = 0.07955 \text{ m}$ Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00000 \text{ m}$ Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = hef/450 = 2.40/450 = 0.00533 \text{ m}$ Εκκεντρότητα στην βάση (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i/N_i + e_{hi} + e_s = 0.07955 + 0.00000 + 0.00533 = 0.08488 \text{ m}$ Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05 \times 0.89 = 0.04450 \text{ m}$ Μειωτικός συντελεστής στην βάση (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\phi_i = 1 - 2e_i/t = 1 - 2 \times 0.08488/0.89 = 0.81$ Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \phi_i \cdot m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.81 \times 0.89 \times 8.00 / 2.20 = 2621.5 \text{ kN/m}$ Μέγιστη κατακόρυφη θλιπτική τάση από αποτελέσματα πεπερασμένων στοιχείων $\sigma_{max} = -0.320 \text{ N/mm}^2$

(Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περιοχές τάσεων εκτός των περιοχών συγκέντρωσης τάσεων στις στηρίξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)

Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{sd} = 1000 \times 0.89 \times 0.320 = 285.2 \text{ kN/m}$ $N_{sd} = 285.2 < 2621.5 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας**Ελεγχος σε κατακόρυφο φορτίο Φόρτιση 1.00xg+0.30xq+Σεισμός (Ευρωκ-6, 4.4.2)**

Ελεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_i = (1.00 \times 605.8 + 0.30 \times 92.6) / 9.20 = 68.87 \text{ kN/m}$ Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 68.87 / 0.89 = 0.077 \text{ N/mm}^2$ $\sigma_{sdo} = 0.077 < 0.25 \text{ N/mm}^2$ άρα (Ευρωκ-6 Παρ. Γ.2) γίνεται μείωση εκκεντρότητας κατά $(1-k/4) = 1.00$ Καμπτική ροπή σχεδιασμού στην κορυφή (Ευρωκ-6 Παράρτημα Γ.1) $M_i = 6.96 \text{ kNm/m}$

Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi}=0.00024$ m
 Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s=hef/450=2.40/450=0.00533$ m
 Εκκεντρότητα στην κορυφή (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i=Mi/Ni+e_{hi}+e_s=0.10100+0.00024+0.00533=0.10657$ m
 Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i=0.05t=0.05 \times 0.89=0.04450$ m
 Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i=1-2e_i/t=1-2 \times 0.10657/0.89=0.76$
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd}=\Phi_{im}.t.f_k/\gamma_M=1000 \times 0.76 \times 0.89 \times 8.00/2.20=2459.6$ kN/m
 $N_{sd}=68.9 < 2459.6=N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας
Έλεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο και βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_m=(68.87+0.40 \times 1.00 \times 530.7/9.20)=91.94$ kN/m
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{sdo}=0.001 \times 91.94/0.89=0.103$ N/mm²
 Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου στο μεσαίο πέμπτο $M_m/N_m=0.20 \times 0.10100 \times 68.9/91.9=0.01513$ m
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm}=0.00012$ m
 Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s=hef/450=2.40/450=0.00533$ m
 Εκκεντρότητα οφειλόμενη στα φορτία $e_m=(M_m/N_m)+e_{hm}+e_s=0.01513+0.00012+0.00533=0.02058$ m
 Η λυγηρότητα είναι ≤ 15 άρα (Ευρωκ-6 4.4.3.2) εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k=0$
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_m=e_m+e_k=0.02058+0.00000=0.02058$ m
 Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_m=0.05t=0.05 \times 0.89=0.04450$ m
 Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_m=1-2e_m/t=1-2 \times 0.045/0.89=0.90$
 Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_i=(1.00 \times 1136.5+0.30 \times 92.6)/9.20=126.55$ kN/m
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{sdo}=0.001 \times 126.55/0.89=0.142$ N/mm²
 Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_i/N_i=0.10100 \times 68.9/126.6=0.05496$ m
 Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi}=0.00024$ m
 Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s=hef/450=2.40/450=0.00533$ m
 Εκκεντρότητα στην βάση (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i=M_i/N_i+e_{hi}+e_s=0.05496+0.00024+0.00533=0.06053$ m
 Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i=0.05t=0.05 \times 0.89=0.04450$ m
 Μειωτικός συντελεστής στην βάση (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i=1-2e_i/t=1-2 \times 0.06053/0.89=0.86$
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd}=\Phi_{im}.t.f_k/\gamma_M=1000 \times 0.86 \times 0.89 \times 8.00/2.20=2783.3$ kN/m
 Μέγιστη κατακόρυφη θλιπτική τάση από αποτελέσματα πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma_p=-0.880$ N/mm²
 (Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περιοχές τάσεων εκτός των περιοχών συγκέντρωσης τάσεων στις στηρίξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)
 Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{sd}=1000 \times 0.89 \times 0.880=783.1$ kN/m
 $N_{sd}=783.1 < 2783.3=N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Έλεγχος σε διάτμηση Φόρτιση 1.00xg+0.30xg+Σεισμός (Ευρωκ-6.4.5.3)

Μέγιστη τάση διάτμησης από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\tau_{max}=0.338$ N/mm²
 (Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περιοχές τάσεων εκτός των περιοχών συγκέντρωσης τάσεων στις στηρίξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)
 Μέγιστη τιμή σχεδιασμού τέμνουσας ανά μονάδα μήκους $V_{sd}=1000 \times 0.89 \times 0.338=300.7$ kN/m
 Χαρακτηριστική διατμητική αντοχή $f_{vk}=0.70 \times (f_{vko}+0.4 \times \sigma_{ed})$ (Ευρωκ-6 3.6.3, Ευρωκ-6 3.6.3(8))
 $f_{vk}=0.70 \times (0.500+0.4 \times 0.880)=0.596$ N/mm², $\max f_{vk}=1.000$ N/mm², και $f_{vk}=0.596$ N/mm²
 Τιμή σχεδιασμού αντοχής έναντι τέμνουσας $V_{rd}=f_{vk}.t./\gamma_M$ (Ευρωκ-6 4.5.3)
 $V_{rd}=1000 \times 0.596 \times 0.89/2.20=241.3$ kN/m
 $V_{sd}=300.7 > 241.3=V_{rd}$ Δεν ικανοποιείται ο έλεγχος τέμνουσας σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Σενάζ οπλισμένου σκυροδέματος (Εθν. Κείμ. εφαρμογής Ευρωκ-6, 5.2)

Στο πάνω μέρος του τοίχου και στο ύψος των υπέρθυρων τυχόν παρουσιαζόμενες μικρές εφελκυστικές τάσεις παραλαμβάνονται από σενάζ οπλισμένου σκυροδέματος 89x20 [πλάτος x ύψος cm]
 με ελάχιστο οπλισμό 4Φ16 (και συνδετήρες Φ8/20) που ικανοποιεί τα ελάχιστα όρια του κανονισμού.

Υπόγειο

T3

Διαστάσεις μήκος=20.85m, ύψος= 3.20m, πάχος=0.89m

Λιθοδομή 0.75



Κατηγορία κατασκευής Β (Ευρωκ-6, Παράρτημα Η)

Κατηγορία ελέγχου παραγωγής λιθοσσωμάτων Ι (Ευρωκ-6, 3.1.1)

Θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας $f_k=8.00$ N/mm²

Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού $\gamma_M=2.20$ (Ευρωκ-6, Πίνακ.2.3)

Μήκος λυγισμού $hef=pxh=0.75 \times 3.20=2.40$ m (Ευρωκ-6, 4.4.4.3)

Λυγηρότητα $hef/tef=2.40/0.89=2.70 < 27$ εντάξει (Ευρωκ-6, 4.4.6)

Απαιτήσεις Εθνικού κειμένου εφαρμογής Ευρωκώδικα

Διαζωματική τοιχοποιία

Πάχος τοίχου $=0.890 \geq 0.240$ m (εντάξει)

Λυγηρότητα $\lambda=2.70 \leq 15$ (εντάξει)

Υψος/μήκος τοίχου $h/L=3.20/20.85=0.15 \leq 3.0$ (εντάξει)

Ελεγχος σε κατακόρυφο φορτίο φόρτιση 1.35xg+1.50xq (Ευρωκ-6, 4.4.2)**Ελεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου**

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_i = (1.35 \times 1465.4 + 1.50 \times 211.5) / 20.85 = 110.10 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 110.10 / 0.89 = 0.124 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου ή στέγης στην κορυφή $M_i / N_i = 0$

Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00000 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef} / 450 = 2.40 / 450 = 0.00533 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στην κορυφή (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i / N_i + e_{hi} + e_s = 0.00000 + 0.00000 + 0.00533 = 0.00533 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05 \times 0.89 = 0.04450 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i = 1 - 2e_i / t = 1 - 2 \times 0.04450 / 0.89 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \Phi_i \cdot m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.89 \times 8.00 / 2.20 = 2912.7 \text{ kN/m}$

$N_{sd} = 110.1 < 2912.7 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Ελεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο και βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_m = (110.10 + 0.40 \times 1.35 \times 1410.4 / 20.85) = 146.63 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 146.63 / 0.89 = 0.165 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου στο μεσαίο πέμπτο $M_m / N_m = 0.20 \times 0.00000 \times 110.1 / 146.6 = 0.00000 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00000 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef} / 450 = 2.40 / 450 = 0.00533 \text{ m}$

Εκκεντρότητα οφειλόμενη στα φορτία $e_m = (M_m / N_m) + e_{hm} + e_s = 0.00000 + 0.00000 + 0.00533 = 0.00533 \text{ m}$

Η λυγηρότητα είναι ≤ 15 άρα (Ευρωκ-6 4.4.3.2) εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_m = e_m + e_k = 0.00533 + 0.00000 = 0.00533 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_m = 0.05t = 0.05 \times 0.89 = 0.04450 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_m = 1 - 2e_m / t = 1 - 2 \times 0.04450 / 0.89 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_i = (1.35 \times 2875.8 + 1.50 \times 211.5) / 20.85 = 201.42 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 201.42 / 0.89 = 0.226 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_i / N_i = 0.00000 \times 110.1 / 201.4 = 0.00000 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00000 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef} / 450 = 2.40 / 450 = 0.00533 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στην βάση (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i / N_i + e_{hi} + e_s = 0.00000 + 0.00000 + 0.00533 = 0.00533 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05 \times 0.89 = 0.04450 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στην βάση (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i = 1 - 2e_i / t = 1 - 2 \times 0.04450 / 0.89 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \Phi_i \cdot m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.89 \times 8.00 / 2.20 = 2912.7 \text{ kN/m}$

Μέγιστη κατακόρυφη θλιπτική τάση από αποτελέσματα πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma = -0.378 \text{ N/mm}^2$

(Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περιοχές τάσεων εκτός των περιοχών συγκέντρωσης τάσεων στις στηρίξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)

Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{sd} = 1000 \times 0.89 \times 0.378 = 336.6 \text{ kN/m}$

$N_{sd} = 336.6 < 2912.7 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Ελεγχος σε κατακόρυφο φορτίο φόρτιση 1.00xg+0.30xq+Σεισμός (Ευρωκ-6, 4.4.2)**Ελεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου**

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_i = (1.00 \times 1465.4 + 0.30 \times 211.5) / 20.85 = 73.33 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 73.33 / 0.89 = 0.082 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου ή στέγης στην κορυφή $M_i / N_i = 0$

Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00024 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef} / 450 = 2.40 / 450 = 0.00533 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στην κορυφή (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i / N_i + e_{hi} + e_s = 0.00000 + 0.00024 + 0.00533 = 0.00557 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05 \times 0.89 = 0.04450 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i = 1 - 2e_i / t = 1 - 2 \times 0.04450 / 0.89 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \Phi_i \cdot m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.89 \times 8.00 / 2.20 = 2912.7 \text{ kN/m}$

$N_{sd} = 73.3 < 2912.7 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Ελεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο και βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_m = (73.33 + 0.40 \times 1.00 \times 1410.4 / 20.85) = 100.38 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 100.38 / 0.89 = 0.113 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου στο μεσαίο πέμπτο $M_m / N_m = 0.20 \times 0.00000 \times 73.3 / 100.4 = 0.00000 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00012 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef} / 450 = 2.40 / 450 = 0.00533 \text{ m}$

Εκκεντρότητα οφειλόμενη στα φορτία $e_m = (M_m / N_m) + e_{hm} + e_s = 0.00000 + 0.00012 + 0.00533 = 0.00545 \text{ m}$

Η λυγηρότητα είναι ≤ 15 άρα (Ευρωκ-6 4.4.3.2) εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_m = e_m + e_k = 0.00545 + 0.00000 = 0.00545 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_m = 0.05t = 0.05 \times 0.89 = 0.04450 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_m = 1 - 2e_m / t = 1 - 2 \times 0.04450 / 0.89 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_i = (1.00 \times 2875.8 + 0.30 \times 211.5) / 20.85 = 140.97 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 140.97 / 0.89 = 0.158 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_i/N_i = 0.00000 \times 73.3 / 141.0 = 0.00000 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00024 \text{ m}$
 Τυχνηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef}/450 = 2.40/450 = 0.00533 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στην βάση (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i/N_i + e_{hi} + e_s = 0.00000 + 0.00024 + 0.00533 = 0.00557 \text{ m}$
 Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05 \times 0.89 = 0.04450 \text{ m}$
 Μειωτικός συντελεστής στην βάση (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i = 1 - 2e_i/t = 1 - 2 \times 0.04450 / 0.89 = 0.90$
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \Phi_i m.t.f_k/\gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.89 \times 8.00 / 2.20 = 2912.7 \text{ kN/m}$
 Μέγιστη κατακόρυφη θλιπτική τάση από αποτελέσματα πεπερασμένων στοιχείων $\sigma_{max} = -0.654 \text{ N/mm}^2$
 (Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περιοχές τάσεων εκτός των περιοχών συγκέντρωσης τάσεων στις στηρίξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)
 Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{sd} = 1000 \times 0.89 \times 0.654 = 581.8 \text{ kN/m}$
 $N_{sd} = 581.8 < 2912.7 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Έλεγχος σε διάτμηση φόρτιση $1.00xg+0.30xq$ +Σεισμός (Ευρωκ-6.4.5.3)

Μέγιστη τάση διάτμησης από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\tau_{max} = 0.241 \text{ N/mm}^2$
 (Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περιοχές τάσεων εκτός των περιοχών συγκέντρωσης τάσεων στις στηρίξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)
 Μέγιστη τιμή σχεδιασμού τέμνουσας ανά μονάδα μήκους $V_{sd} = 1000 \times 0.89 \times 0.241 = 214.2 \text{ kN/m}$
 Χαρακτηριστική διατμητική αντοχή $f_{vk} = 0.70 \times (f_{vko} + 0.4 \times \sigma_d)$ (Ευρωκ-6 3.6.3, Ευρωκ-6 3.6.3(8))
 $f_{vk} = 0.70 \times (0.500 + 0.4 \times 0.654) = 0.533 \text{ N/mm}^2$, $\max f_{vk} = 1.000 \text{ N/mm}^2$, και $f_{vk} = 0.533 \text{ N/mm}^2$
 Τιμή σχεδιασμού αντοχής έναντι τέμνουσας $V_{rd} = f_{vk}.t./\gamma_M$ (Ευρωκ-6 4.5.3)
 $V_{rd} = 1000 \times 0.533 \times 0.89 / 2.20 = 215.6 \text{ kN/m}$
 $V_{sd} = 214.2 < 215.6 = V_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος τέμνουσας σε οριακή κατάσταση αστοχίας

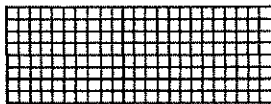
Σενάζ οπλισμένου σκυροδέματος (Εθν. Κείμ. εφαρμογής Ευρωκ-6, 5.2)

Στο πάνω μέρος του τοίχου και στο ύψος των υπέρθυρων τυχόν παρουσιαζόμενες μικρές εφελκυστικές τάσεις παραλαμβάνονται από σενάζ οπλισμένου σκυροδέματος 89×20 [πλάτος \times ύψος cm]
 με ελάχιστο οπλισμό $4\Phi 16$ (και συνδετήρες $\Phi 8/20$) που ικανοποιείται ελάχιστα όρια του κανονισμού.

Υπόγειο

T4

Διαστάσεις μήκος= 9.20m, ύψος= 3.20m, πάχος=0.89m



Λιθοδομή 0.75

Κατηγορία κατασκευής B (Ευρωκ-6, Παράρτημα Η)

Κατηγορία ελέγχου παραγωγής λιθοσωμάτων I (Ευρωκ-6, 3.1.1)

Θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας $f_k = 8.00 \text{ N/mm}^2$

Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού $\gamma_M = 2.20$ (Ευρωκ-6, Πιν. 2.3)

Μήκος λυγισμού $h_{ef} = r_x h = 0.75 \times 3.20 = 2.40 \text{ m}$ (Ευρωκ-6, 4.4.4.3)

Λυγνρότητα $h_{ef}/t_{ef} = 2.40/0.89 = 2.70 < 27$ εντάξει (Ευρωκ-6, 4.4.6)

Απαιτήσεις Εθνικού κειμένου εφαρμογής Ευρωκώδικα

Διαζωματική τοιχοποιία

Πάχος τοίχου $= 0.890 > 0.240 \text{ m}$ (εντάξει)

Λυγνρότητα $\lambda = 2.70 < 15$ (εντάξει)

Υψος/μήκος τοίχου $h/L = 3.20/9.20 = 0.35 < 3.0$ (εντάξει)

Έλεγχος σε κατακόρυφο φορτίο φόρτιση $1.35xg+1.50xq$ (Ευρωκ-6, 4.4.2)

Έλεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_i = (1.35 \times 639.2 + 1.50 \times 52.9) / 9.20 = 102.42 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 102.42 / 0.89 = 0.115 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου ή στέγης στην κορυφή $M_i/N_i = 0$

Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00000 \text{ m}$

Τυχνηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef}/450 = 2.40/450 = 0.00533 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στην κορυφή (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i/N_i + e_{hi} + e_s = 0.00000 + 0.00000 + 0.00533 = 0.00533 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05 \times 0.89 = 0.04450 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i = 1 - 2e_i/t = 1 - 2 \times 0.04450 / 0.89 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \Phi_i m.t.f_k/\gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.89 \times 8.00 / 2.20 = 2912.7 \text{ kN/m}$

$N_{sd} = 102.4 < 2912.7 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Ελεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο και βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_m = (102.42 + 0.40 \times 1.35 \times 677.1 / 9.20) = 142.16 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 142.16 / 0.89 = 0.160 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου στο μεσαίο πέμπτο $M_m/N_m = 0.20 \times 0.00000 \times 102.4 / 142.2 = 0.00000 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00000 \text{ m}$
 Τυχρηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef}/450 = 2.40/450 = 0.00533 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα οφειλόμενη στα φορτία $e_m = (M_m/N_m) + e_{hm} + e_s = 0.00000 + 0.00000 + 0.00533 = 0.00533 \text{ m}$
 Η λυγηρότητα είναι ≤ 15 άρα (Ευρωκ-6 4.4.3.2) εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_m = e_m + e_k = 0.00533 + 0.00000 = 0.00533 \text{ m}$
 Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_m = 0.05t = 0.05 \times 0.89 = 0.04450 \text{ m}$
 Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\phi_m = 1 - 2e_m/t = 1 - 2 \times 0.045/0.89 = 0.90$
 Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_i = (1.35 \times 1316.3 + 1.50 \times 52.9) / 9.20 = 201.78 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 201.78 / 0.89 = 0.227 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_i/N_i = 0.00000 \times 102.4 / 201.8 = 0.00000 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00000 \text{ m}$
 Τυχρηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef}/450 = 2.40/450 = 0.00533 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στην βάση (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i/N_i + e_{hi} + e_s = 0.00000 + 0.00000 + 0.00533 = 0.00533 \text{ m}$
 Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05 \times 0.89 = 0.04450 \text{ m}$
 Μειωτικός συντελεστής στην βάση (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\phi_i = 1 - 2e_i/t = 1 - 2 \times 0.045/0.89 = 0.90$
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \phi_{im} \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.89 \times 8.00 / 2.20 = 2912.7 \text{ kN/m}$
 Μέγιστη κατακόρυφη θλιπτική τάση από αποτελέσματα πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma = -0.266 \text{ N/mm}^2$
 (Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περιοχές τάσεων εκτός των περιοχών συγκέντρωσης τάσεων στις στηρίξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)
 Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{sd} = 1000 \times 0.89 \times 0.266 = 236.9 \text{ kN/m}$
 $N_{sd} = 236.9 < 2912.7 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Ελεγχος σε κατακόρυφο φορτίο φόρτιση $1.00xg + 0.30xq$ + Σεισμός (Ευρωκ-6, 4.4.2)Ελεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_i = (1.00 \times 639.2 + 0.30 \times 52.9) / 9.20 = 71.20 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 71.20 / 0.89 = 0.080 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου ή στέγης στην κορυφή $M_i/N_i = 0$
 Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00024 \text{ m}$
 Τυχρηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef}/450 = 2.40/450 = 0.00533 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στην κορυφή (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i/N_i + e_{hi} + e_s = 0.00000 + 0.00024 + 0.00533 = 0.00557 \text{ m}$
 Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05 \times 0.89 = 0.04450 \text{ m}$
 Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\phi_i = 1 - 2e_i/t = 1 - 2 \times 0.045/0.89 = 0.90$
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \phi_{im} \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.89 \times 8.00 / 2.20 = 2912.7 \text{ kN/m}$
 $N_{sd} = 71.2 < 2912.7 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Ελεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο και βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_m = (71.20 + 0.40 \times 1.00 \times 677.1 / 9.20) = 100.64 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 100.64 / 0.89 = 0.113 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου στο μεσαίο πέμπτο $M_m/N_m = 0.20 \times 0.00000 \times 71.2 / 100.6 = 0.00000 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00012 \text{ m}$
 Τυχρηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef}/450 = 2.40/450 = 0.00533 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα οφειλόμενη στα φορτία $e_m = (M_m/N_m) + e_{hm} + e_s = 0.00000 + 0.00012 + 0.00533 = 0.00545 \text{ m}$
 Η λυγηρότητα είναι ≤ 15 άρα (Ευρωκ-6 4.4.3.2) εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_m = e_m + e_k = 0.00545 + 0.00000 = 0.00545 \text{ m}$
 Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_m = 0.05t = 0.05 \times 0.89 = 0.04450 \text{ m}$
 Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\phi_m = 1 - 2e_m/t = 1 - 2 \times 0.045/0.89 = 0.90$
 Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_i = (1.00 \times 1316.3 + 0.30 \times 52.9) / 9.20 = 144.80 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 144.80 / 0.89 = 0.163 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_i/N_i = 0.00000 \times 71.2 / 144.8 = 0.00000 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00024 \text{ m}$
 Τυχρηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef}/450 = 2.40/450 = 0.00533 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στην βάση (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i/N_i + e_{hi} + e_s = 0.00000 + 0.00024 + 0.00533 = 0.00557 \text{ m}$
 Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05 \times 0.89 = 0.04450 \text{ m}$
 Μειωτικός συντελεστής στην βάση (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\phi_i = 1 - 2e_i/t = 1 - 2 \times 0.045/0.89 = 0.90$
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \phi_{im} \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.89 \times 8.00 / 2.20 = 2912.7 \text{ kN/m}$
 Μέγιστη κατακόρυφη θλιπτική τάση από αποτελέσματα πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma = -1.050 \text{ N/mm}^2$
 (Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περιοχές τάσεων εκτός των περιοχών συγκέντρωσης τάσεων στις στηρίξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)
 Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{sd} = 1000 \times 0.89 \times 1.050 = 934.7 \text{ kN/m}$
 $N_{sd} = 934.7 < 2912.7 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Ελέγχος σε Διάτρηση Φόρτιση $1.00xg+0.30xq+Σεισμός$ (Ευρωκ-6.4.5.3)

Μέγιστη τάση διάτρησης από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $t_{max} = 0.332 \text{ N/mm}^2$
 (Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περιοχές τάσεων εκτός των περιοχών συγκέντρωσης τάσεων στις στηρίξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)
 Μέγιστη τιμή σχεδιασμού τέμνουσας ανά μονάδα μήκους $V_{sd} = 1000 \times 0.89 \times 0.332 = 295.5 \text{ kN/m}$
 Χαρακτηριστική διατμητική αντοχή $f_{vk} = 0.70 \times (f_{vko} + 0.4 \times \sigma_d)$ (Ευρωκ-6 3.6.3, Ευρωκ-6 3.6.3(8))
 $f_{vk} = 0.70 \times (0.500 + 0.4 \times 1.050) = 0.644 \text{ N/mm}^2$, $\max f_{vk} = 1.000 \text{ N/mm}^2$, και $f_{vk} = 0.644 \text{ N/mm}^2$
 Τιμή σχεδιασμού αντοχής έναντι τέμνουσας $V_{rd} = f_{vk} \cdot t / \gamma_M$ (Ευρωκ-6 4.5.3)
 $V_{rd} = 1000 \times 0.644 \times 0.89 / 2.20 = 260.6 \text{ kN/m}$
 $V_{sd} = 295.5 > 260.6 = V_{rd}$ Δεν ικανοποιείται ο έλεγχος τέμνουσας σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Ελέγχος περιοχών με συγκεντρωμένα φορτία (Ευρωκ-6, 4.4.8)

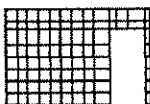
Από τη επίλυση πεπερασμένων στοιχείων προκύπτουν στις θέσεις έδρασης δοκών στο πάνω μέρος οι μέγιστες θλιπτικές τάσεις. Καθώς στο πάνω μέρος του τοίχου υπάρχει οπλισμένο σενάζ, ελέγχουμε τις τάσεις σε χαμηλότερη σειρά πεπερασμένων στοιχείων.
 Η μέγιστη θλιπτική τάση στην περιοχή συγκεντρωμένων φορτίων $\sigma_{sdmax} = 0.266 \text{ N/mm}^2$
 Η μέγιστη αυτή τάση $0.266 \text{ είναι} < f_k / \gamma_M = 8.00 / 2.2 = 3.64$
 άρα ικανοποιούνται πλήρως οι συνθήκες ελέγχου 4.4.8, 4.4.9 του Ευρωκ-6 4.4.8

Σενάζ οπλισμένου σκυροδέματος (Εθν. Κείμ. εφαρμογής Ευρωκ-6, 5.2)

Στο πάνω μέρος του τοίχου και στο ύψος των υπέρθυρων τυχόν παρουσιάζόμενες μικρές εφελκυστικές τάσεις παραλαμβάνονται από σενάζ οπλισμένου σκυροδέματος 89×20 [πλάτος x ύψος cm]
 με ελάχιστο οπλισμό $4\Phi 16$ (και συνδετήρες $\Phi 8/20$) που ικανοποιεί τα ελάχιστα όρια του κανονισμού.

Υπόγειο**T5**

Διαστάσεις μήκος= 5.00m, ύψος= 3.20m, πάχος=0.74m



Λιθοδομή M2 0.60

Κατηγορία κατασκευής B (Ευρωκ-6, Παράρτημα Η)

Κατηγορία ελέγχου παραγωγής λιθοσωμάτων I (Ευρωκ-6, 3.1.1)

Θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας $f_k = 8.70 \text{ N/mm}^2$ Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού $\gamma_M = 2.20$ (Ευρωκ-6, Πίνακ.2.3)Μήκος λυγισμού $hef = r_{xh} = 0.75 \times 3.20 = 2.40 \text{ m}$ (Ευρωκ-6, 4.4.4.3)Λυγηρότητα $hef / t_{ef} = 2.40 / 0.74 = 3.24 < 27$ εντάξει (Ευρωκ-6, 4.4.6)**Απαιτήσεις Εθνικού κειμένου εφαρμογής Ευρωκώδικα**

Διαζωματική τοιχοποιία

Πάχος τοίχου $= 0.740 \geq 0.240 \text{ m}$ (εντάξει)Λυγηρότητα $\lambda = 3.24 \leq 15$ (εντάξει)Υψος/μήκος τοίχου $h/L = 3.20 / 5.00 = 0.64 \leq 3.0$ (εντάξει)**Ελέγχος σε κατακόρυφο φορτίο Φόρτιση $1.35xg+1.50xq$ (Ευρωκ-6, 4.4.2)****Ελέγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου**Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_i = (1.35 \times 260.7 + 1.50 \times 117.9) / 5.00 = 105.76 \text{ kN/m}$ Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 105.76 / 0.74 = 0.143 \text{ N/mm}^2$ $\sigma_{sdo} = 0.143 < 0.25 \text{ N/mm}^2$ άρα (Ευρωκ-6 Παρ. Γ.2) γίνεται μείωση εκκεντρότητας κατά $(1-k/4) = 1.00$ Καμπτική ροπή σχεδιασμού στην κορυφή (Ευρωκ-6 Παράρτημα Γ.1) $M_i = 2.53 \text{ kNm/m}$ Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00000 \text{ m}$ Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = hef / 450 = 2.40 / 450 = 0.00533 \text{ m}$ Εκκεντρότητα στην κορυφή (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i / N_i + e_{hi} + e_s = 0.02389 + 0.00000 + 0.00533 = 0.02922 \text{ m}$ Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05 \times 0.74 = 0.03700 \text{ m}$ Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i = 1 - 2e_i / t = 1 - 2 \times 0.02922 / 0.74 = 0.90$ Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.74 \times 8.70 / 2.20 = 2633.7 \text{ kN/m}$ $N_{sd} = 105.8 < 2633.7 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας**Ελέγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο και βάση του τοίχου**Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_m = (105.76 + 0.40 \times 1.35 \times 248.3) / 5.00 = 132.58 \text{ kN/m}$ Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 132.58 / 0.74 = 0.179 \text{ N/mm}^2$ Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου στο μεσαίο πέμπτο $M_m / N_m = 0.20 \times 0.02389 \times 105.8 / 132.6 = 0.00381 \text{ m}$ Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00000 \text{ m}$ Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = hef / 450 = 2.40 / 450 = 0.00533 \text{ m}$ Εκκεντρότητα οφειλόμενη στα φορτία $e_m = (M_m / N_m) + e_{hm} + e_s = 0.00381 + 0.00000 + 0.00533 = 0.00914 \text{ m}$ Η λυγηρότητα είναι ≤ 15 άρα (Ευρωκ-6 4.4.3.2) εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$ Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_m = e_m + e_k = 0.00914 + 0.00000 = 0.00914 \text{ m}$ Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_m = 0.05t = 0.05 \times 0.74 = 0.03700 \text{ m}$ Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_m = 1 - 2e_m / t = 1 - 2 \times 0.00914 / 0.74 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_i = (1.35 \times 509.0 + 1.50 \times 117.9) / 5.00 = 172.80 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 172.80 / 0.74 = 0.234 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_i/N_i = 0.02389 \times 105.8 / 172.8 = 0.01462 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00000 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef}/450 = 2.40/450 = 0.00533 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στην βάση (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i/N_i + e_{hi} + e_s = 0.01462 + 0.00000 + 0.00533 = 0.01995 \text{ m}$
 Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05 \times 0.74 = 0.03700 \text{ m}$
 Μειωτικός συντελεστής στην βάση (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i = 1 - 2e_i/t = 1 - 2 \times 0.03700/0.74 = 0.90$
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \Phi_i \cdot m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.74 \times 8.70/2.20 = 2633.7 \text{ kN/m}$
 Μέγιστη κατακόρυφη θλιπτική τάση από αποτελέσματα πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma = -0.644 \text{ N/mm}^2$
 (Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περιοχές τάσεων εκτός των περιοχών συγκέντρωσης τάσεων στις στηρίξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)
 Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{sd} = 1000 \times 0.74 \times 0.644 = 476.3 \text{ kN/m}$
 $N_{sd} = 476.3 < 2633.7 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Έλεγχος σε κατακόρυφο φορτίο Φόρτιση $1.00xg+0.30xq+\Sigma \epsilon ι σ μ ό ς$ (Ευρωκ-6, 4.4.2)

Έλεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_i = (1.00 \times 260.7 + 0.30 \times 117.9) / 5.00 = 59.21 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 59.21 / 0.74 = 0.080 \text{ N/mm}^2$
 $\sigma_{sdo} = 0.080 < 0.25 \text{ N/mm}^2$ άρα (Ευρωκ-6 Παράρτ. Γ.2) γίνεται μείωση εκκεντρότητας κατά $(1-k/4)=1.00$
 Καμπτική ροπή σχεδιασμού στην κορυφή (Ευρωκ-6 Παράρτημα Γ.1) $M_i = 1.21 \text{ kNm/m}$

Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00024 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef}/450 = 2.40/450 = 0.00533 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στην κορυφή (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i/N_i + e_{hi} + e_s = 0.02051 + 0.00024 + 0.00533 = 0.02608 \text{ m}$
 Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05 \times 0.74 = 0.03700 \text{ m}$
 Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i = 1 - 2e_i/t = 1 - 2 \times 0.03700/0.74 = 0.90$
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \Phi_i \cdot m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.74 \times 8.70/2.20 = 2633.7 \text{ kN/m}$
 $N_{sd} = 59.2 < 2633.7 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Έλεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο και βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_m = (59.21 + 0.40 \times 1.00 \times 248.3 / 5.00) = 79.08 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 79.08 / 0.74 = 0.107 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου στο μεσαίο πέμπτο $M_m/N_m = 0.20 \times 0.02051 \times 59.2 / 79.1 = 0.00307 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00012 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef}/450 = 2.40/450 = 0.00533 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα οφειλόμενη στα φορτία $e_m = (M_m/N_m) + e_{hm} + e_s = 0.00307 + 0.00012 + 0.00533 = 0.00852 \text{ m}$
 Η λυγηρότητα είναι ≤ 15 άρα (Ευρωκ-6 4.4.3.2) εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_m = e_m + e_k = 0.00852 + 0.00000 = 0.00852 \text{ m}$
 Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_m = 0.05t = 0.05 \times 0.74 = 0.03700 \text{ m}$
 Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_m = 1 - 2e_m/t = 1 - 2 \times 0.037/0.74 = 0.90$
 Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_i = (1.00 \times 509.0 + 0.30 \times 117.9) / 5.00 = 108.87 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 108.87 / 0.74 = 0.147 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_i/N_i = 0.02051 \times 59.2 / 108.9 = 0.01116 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00024 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef}/450 = 2.40/450 = 0.00533 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στην βάση (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i/N_i + e_{hi} + e_s = 0.01116 + 0.00024 + 0.00533 = 0.01673 \text{ m}$
 Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05 \times 0.74 = 0.03700 \text{ m}$
 Μειωτικός συντελεστής στην βάση (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i = 1 - 2e_i/t = 1 - 2 \times 0.03700/0.74 = 0.90$
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \Phi_i \cdot m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.74 \times 8.70/2.20 = 2633.7 \text{ kN/m}$
 Μέγιστη κατακόρυφη θλιπτική τάση από αποτελέσματα πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma = -1.185 \text{ N/mm}^2$
 (Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περιοχές τάσεων εκτός των περιοχών συγκέντρωσης τάσεων στις στηρίξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)
 Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{sd} = 1000 \times 0.74 \times 1.185 = 877.1 \text{ kN/m}$
 $N_{sd} = 877.1 < 2633.7 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Έλεγχος σε διάτμηση Φόρτιση $1.00xg+0.30xq+\Sigma \epsilon ι σ μ ό ς$ (Ευρωκ-6.4.5.3)

Μέγιστη τάση διάτμησης από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\tau_{\max} = 0.320 \text{ N/mm}^2$
 (Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περιοχές τάσεων εκτός των περιοχών συγκέντρωσης τάσεων στις στηρίξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)
 Μέγιστη τιμή σχεδιασμού τέμνουσας ανά μονάδα μήκους $V_{sd} = 1000 \times 0.74 \times 0.320 = 236.7 \text{ kN/m}$
 Χαρακτηριστική διατμητική αντοχή $f_{vk} = 0.70 \times (f_{vko} + 0.4 \times \sigma_{sd})$ (Ευρωκ-6 3.6.3, Ευρωκ-6 3.6.3(8))
 $f_{vk} = 0.70 \times (0.580 + 0.4 \times 1.185) = 0.738 \text{ N/mm}^2$, $\max f_{vk} = 1.000 \text{ N/mm}^2$, και $f_{vk} = 0.738 \text{ N/mm}^2$
 Τιμή σχεδιασμού αντοχής έναντι τέμνουσας $V_{rd} = f_{vk} \cdot t \cdot \gamma_M$ (Ευρωκ-6 4.5.3)
 $V_{rd} = 1000 \times 0.738 \times 0.74/2.20 = 248.2 \text{ kN/m}$
 $V_{sd} = 236.7 < 248.2 = V_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος τέμνουσας σε οριακή κατάσταση αστοχίας

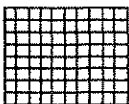
Σενάζ οπλισμένου σκυροδέματος (Εθν. Κείρ. εφαρμογής Ευρωκ-6, 5.2)

Στο πάνω μέρος του τοίχου και στο ύψος των υπέρθυρων τυχόν παρουσιαζόμενες μικρές εφελκυστικές τάσεις παραλαμβάνονται από σενάζ οπλισμένου σκυροδέματος 74x20 [πλάτος x ύψος cm]

με ελάχιστο οπλισμό 4Φ16 (και συνδετήρες Φ8/20) που ικανοποιεί τα ελάχιστα όρια του κανονισμού.

Υπόγειο**T6**

Διαστάσεις μήκος= 4.20m, ύψος= 3.20m, πάχος=0.74m



Λιθοδομή M2 0.60

Κατηγορία κατασκευής B (Ευρωκ-6, Παράρτημα Η)

Κατηγορία ελέγχου παραγωγής λιθοσωμάτων I (Ευρωκ-6, 3.1.1)

Θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας $f_k = 8.70 \text{ N/mm}^2$

Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού $\gamma_M = 2.20$ (Ευρωκ-6, Πινάκ.2.3)

Μήκος λυγισμού $hef = r_{kh} = 0.75 \times 3.20 = 2.40 \text{ m}$ (Ευρωκ-6, 4.4.4.3)

Λυγηρότητα $hef/tef = 2.40/0.74 = 3.24 < 27$ εντάξει (Ευρωκ-6, 4.4.6)

Απαιτήσεις Εθνικού κειμένου εφαρμογής Ευρωκώδικα

Διαζωματική τοιχοποιία

Πάχος τοίχου $= 0.740 > 0.240 \text{ m}$ (εντάξει)

Λυγηρότητα $\lambda = 3.24 < 15$ (εντάξει)

Υψος/μήκος τοίχου $h/L = 3.20/4.20 = 0.76 < 3.0$ (εντάξει)

Ελεγχος σε κατακόρυφο φορτίο θόρτιση 1.35xg+1.50xq (Ευρωκ-6, 4.4.2)

Ελεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_i = (1.35 \times 238.4 + 1.50 \times 100.0) / 4.20 = 112.34 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 112.34 / 0.74 = 0.152 \text{ N/mm}^2$

$\sigma_{sdo} = 0.152 < 0.25 \text{ N/mm}^2$ άρα (Ευρωκ-6 Παρ. Γ.2) γίνεται μείωση εκκεντρότητας κατά $(1-k/4) = 1.00$

Καμπτική ροπή σχεδιασμού στην κορυφή (Ευρωκ-6 Παράρτημα Γ.1) $M_i = 2.53 \text{ kNm/m}$

Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00000 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = hef/450 = 2.40/450 = 0.00533 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στην κορυφή (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i/N_i + e_{hi} + e_s = 0.02249 + 0.00000 + 0.00533 = 0.02782 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05 \times 0.74 = 0.03700 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i = 1 - 2e_i/t = 1 - 2 \times 0.03700/0.74 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.74 \times 8.70 / 2.20 = 2633.7 \text{ kN/m}$

$N_{sd} = 112.3 < 2633.7 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Ελεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο και βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_m = (112.34 + 0.40 \times 1.35 \times 256.7) / 4.20 = 145.35 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 145.35 / 0.74 = 0.196 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου στο μεσαίο πέμπτο $M_m/N_m = 0.20 \times 0.02249 \times 112.3 / 145.3 = 0.00348 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00000 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = hef/450 = 2.40/450 = 0.00533 \text{ m}$

Εκκεντρότητα οφειλόμενη στα φορτία $e_m = (M_m/N_m) + e_{hm} + e_s = 0.00348 + 0.00000 + 0.00533 = 0.00881 \text{ m}$

Η λυγηρότητα είναι < 15 άρα (Ευρωκ-6 4.4.3.2) εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_m = e_m + e_k = 0.00881 + 0.00000 = 0.00881 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_m = 0.05t = 0.05 \times 0.74 = 0.03700 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_m = 1 - 2e_m/t = 1 - 2 \times 0.037/0.74 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_i = (1.35 \times 495.1 + 1.50 \times 100.0) / 4.20 = 194.85 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 194.85 / 0.74 = 0.263 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_i/N_i = 0.02249 \times 112.3 / 194.9 = 0.01297 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00000 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = hef/450 = 2.40/450 = 0.00533 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στην βάση (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i/N_i + e_{hi} + e_s = 0.01297 + 0.00000 + 0.00533 = 0.01830 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05 \times 0.74 = 0.03700 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στην βάση (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i = 1 - 2e_i/t = 1 - 2 \times 0.03700/0.74 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.74 \times 8.70 / 2.20 = 2633.7 \text{ kN/m}$

Μέγιστη κατακόρυφη θλιπτική τάση από αποτελέσματα πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma = -0.299 \text{ N/mm}^2$

(Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περιοχές τάσεων εκτός των περιοχών συγκέντρωσης τάσεων στις στηρίξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)

Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{sd} = 1000 \times 0.74 \times 0.299 = 221.2 \text{ kN/m}$

$N_{sd} = 221.2 < 2633.7 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Έλεγχος σε κατακόρυφο φορτίο Φόρτιση $1.00xg+0.30xq$ +Σεισμός (Ευρωκ-6, 4.4.2)**Έλεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου**

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_i = (1.00x 238.4 + 0.30x 100.0) / 4.20 = 63.90 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{sdo} = 0.001x 63.90 / 0.74 = 0.086 \text{ N/mm}^2$

$\sigma_{sdo} = 0.086 < 0.25 \text{ N/mm}^2$ άρα (Ευρωκ-6 Παράρτ. Γ.2) γίνεται μείωση εκκεντρότητας κατά $(1-k/4)=1.00$

Καμπτική ροπή σχεδιασμού στην κορυφή (Ευρωκ-6 Παράρτημα Γ.1) $M_i = 1.21 \text{ kNm/m}$

Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00024 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef}/450 = 2.40/450 = 0.00533 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στην κορυφή (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i/N_i + e_{hi} + e_s = 0.01901 + 0.00024 + 0.00533 = 0.02458 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05x0.74 = 0.03700 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i = 1 - 2e_i/t = 1 - 2x0.03700/0.74 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \Phi_i m.t.f_k/\gamma_M = 1000x0.90x0.74x 8.70/2.20 = 2633.7 \text{ kN/m}$

$N_{sd} = 63.9 < 2633.7 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Έλεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο και βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_m = (63.90 + 0.40x1.00x 256.7) / 4.20 = 88.35 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{sdo} = 0.001x 88.35 / 0.74 = 0.119 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου διαπέδου στο μεσαίο πέμπτο $M_m/N_m = 0.20x0.01901x 63.9 / 88.4 = 0.00275 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00012 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef}/450 = 2.40/450 = 0.00533 \text{ m}$

Εκκεντρότητα οφειλόμενη στα φορτία $e_m = (M_m/N_m) + e_{hm} + e_s = 0.00275 + 0.00012 + 0.00533 = 0.00820 \text{ m}$

Η λυγηρότητα είναι ≤ 15 άρα (Ευρωκ-6 4.4.3.2) εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_m = e_m + e_k = 0.00820 + 0.00000 = 0.00820 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_m = 0.05t = 0.05x0.74 = 0.03700 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_m = 1 - 2e_m/t = 1 - 2x0.037/0.74 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_i = (1.00x 495.1 + 0.30x 100.0) / 4.20 = 125.02 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{sdo} = 0.001x125.02 / 0.74 = 0.169 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_i/N_i = 0.01901x 63.9 / 125.0 = 0.00972 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00024 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef}/450 = 2.40/450 = 0.00533 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στην βάση (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i/N_i + e_{hi} + e_s = 0.00972 + 0.00024 + 0.00533 = 0.01528 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05x0.74 = 0.03700 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στην βάση (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i = 1 - 2e_i/t = 1 - 2x0.03700/0.74 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \Phi_i m.t.f_k/\gamma_M = 1000x0.90x0.74x 8.70/2.20 = 2633.7 \text{ kN/m}$

Μέγιστη κατακόρυφη θλιπτική τάση από αποτελέσματα πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma = -1.175 \text{ N/mm}^2$

(Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περιοχές τάσεων εκτός των περιοχών συγκέντρωσης τάσεων στις στηρίξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)

Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{sd} = 1000x0.74x 1.175 = 869.2 \text{ kN/m}$

$N_{sd} = 869.2 < 2633.7 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Έλεγχος σε διάτμηση Φόρτιση $1.00xg+0.30xq$ +Σεισμός (Ευρωκ-6.4.5.3)

Μέγιστη τάση διάτμησης από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\tau_{max} = 0.337 \text{ N/mm}^2$

(Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περιοχές τάσεων εκτός των περιοχών συγκέντρωσης τάσεων στις στηρίξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)

Μέγιστη τιμή σχεδιασμού τέμνουσας ανά μονάδα μήκους $V_{sd} = 1000x0.74x 0.337 = 249.4 \text{ kN/m}$

Χαρακτηριστική διατμητική αντοχή $f_{vk} = 0.70x(f_{vko} + 0.4x\sigma_d)$ (Ευρωκ-6 3.6.3, Ευρωκ-6 3.6.3(8))

$f_{vk} = 0.70x(0.580 + 0.4x 1.175) = 0.735 \text{ N/mm}^2$, $\max f_{vk} = 1.000 \text{ N/mm}^2$, και $f_{vk} = 0.735 \text{ N/mm}^2$

Τιμή σχεδιασμού αντοχής έναντι τέμνουσας $V_{rd} = f_{vk}.t./\gamma_M$ (Ευρωκ-6 4.5.3)

$V_{rd} = 1000x 0.735x0.74/2.20 = 247.2 \text{ kN/m}$

$V_{sd} = 249.4 > 247.2 = V_{rd}$ Δεν ικανοποιείται ο έλεγχος τέμνουσας σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Σενάζ οπλισμένου σκυροδέματος (Εθν. Κείμ. εφαρμογής Ευρωκ-6, 5.2)

Στο πάνω μέρος του τοίχου και στο ύψος των υπέρθυρων τυχόν παρουσιαζόμενες μικρές εφελκυστικές τάσεις παραλαμβάνονται από σενάζ οπλισμένου σκυροδέματος $74x20$ [πλάτος x ύψος cm]

με ελάχιστο οπλισμό $4\Phi 16$ (και συνδετήρες $\Phi 8/20$) που ικανοποιεί τα ελάχιστα όρια του κανονισμού.

Ελεγχος για "απλά κτίρια τοιχοποιίας" (Εθν. κείμενο εφαρμογής Ευρωκώδικα-6, 7, 7.2)

- (1) Οι υπέρ το έδαφος όροφοι είναι 1, και η σεισμικότητα II $\alpha=0.24g$, άρα ικανοποιούνται οι περιορισμοί στον αριθμό ορόφων του πίνακα 3.
- (2) α) Το σχήμα του κτιρίου είναι περίπου ορθογωνικό
β) Μικρότερη προς μεγαλύτερη πλευρά = $9.34/21.00=0.44 > 0.25$
γ) Οι εξοχές ή εσοχές, δεν έχουν μήκος μεγαλύτερο του 15% του μήκους της πλευράς που είναι παράλληλη προς αυτές.
- (3) α) Η ακαμψία του κτιρίου εξασφαλίζεται μέσω διατμητικών τοίχων που διατάσσονται περιμετρικά στις δύο κύριες κάθετες διευθύνσεις x-x και y-y του κτιρίου.
β) Σε κάθε μία από τις κύριες κατευθύνσεις x-x και y-y υπάρχουν τουλάχιστον δύο τοίχοι με μήκος μεγαλύτερο του 30% του μήκους του κτιρίου κατά την διεύθυνση του τοίχου.
γ) Η απόσταση ανάμεσα στους παραπάνω τοίχους είναι μεγαλύτερη του 75% του μήκους του κτιρίου κατά την άλλη κατεύθυνση.
δ) Τουλάχιστον 75% των κατακόρυφων φορτίων του κτιρίου παραλαμβάνονται από τους διατμητικούς τοίχους.
- (5) Από όροφο σε όροφο η μεταβολή της μάζας και της οριζόντιας διατομής των τοίχων δεν ξεπερνά το 20% και στις δύο διευθύνσεις του κτιρίου.
- (6) Σε κάθε όροφο το εμβαδόν διατομής των διατμητικών τοίχων σε κάθε μία από τις κάθετες διευθύνσεις ως ποσοστό του συνολικού εμβαδού του ορόφου είναι μικρότερο από τα ποσοστά του πίνακα 4. που στην περίπτωση μας είναι
τοιχοποιία : Διαζωματική, εδαφική επιτάχυνση σεισμού: II $\alpha=0.24g$, ελάχιστο ποσοστό τοίχων 5%
x-x κατεύθυνση, ποσοστό τοίχων στο ισόγειο $28.704/175.162=0.164 > 0.05$
y-y κατεύθυνση, ποσοστό τοίχων στο ισόγειο $14.856/175.162=0.085 > 0.05$

Υποστυλώματα

Η συνολική οριζόντια δύναμη του κάθε ορόφου παραλαμβάνεται εξ ολοκλήρου από τους τοίχους. Οι οριζόντιες μετακινήσεις λόγω σεισμού είναι σχεδόν μηδενικές, τα υποστυλώματα δεν παραλαμβάνουν οριζόντιες δυνάμεις, και δεν σχεδιάζονται για οριζόντιες δυνάμεις σεισμού. Τα υποστυλώματα ελέγχονται σε κατακόρυφα φορτία, με ροπές στην κορυφή κατά x και y διεύθυνση, αυτές που προκύπτουν από τις στροφές των κόμβων της εσχάρας των δοκών του δαπέδου. Ο έλεγχος γίνεται σε διαξονική κάμψη με θλιπτική δύναμη. Φαινόμενα 2ας τάξεως δεν ελέγχονται. Ελέγχεται η λυγηρότητα $\lambda \leq 25$ οπότε βάσει του Κανον. Οπλ. Σκυροδ. 14.3.2 απαλλάσσονται από περαιτέρω έλεγχο φαινομένων δευτέρας τάξεως.

Πέδιλα υποστυλωμάτων

Τα πέδιλα των υποστυλωμάτων επιλύονται σαν κεντρικά. Τυχόν ροπές λόγω μικρής εκκεντρότητας κατακόρυφων φορτίων παραλαμβάνονται από τους συνδετήριους δοκούς. Τίθενται συνδετήριοι δοκοί στη θεμελίωση κατά τις δύο κύριες διευθύνσεις με ελάχιστη διατομή 25x60 και οπλισμούς πάνω 4Φ14 και κάτω 4Φ14 και συνδετήρες Φ8/20.

ΥπόγειοΥποστυλώμα: Υ6

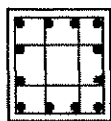
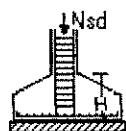
40x60 cm

C20/25-S500s

Φορτία δαπέδου μόνιμο: 193.1 kN, κινητό: 142.7 kN, ίδιο βάρος: $0.40 \times 0.60 \times 3.20 \times 25.00 = 19.2$ kN

Φορτίο από υπερκείμενο υποστυλώμα μόνιμο: 0.0 kN, κινητό: 0.0 kN

Φορτίο σε υποκείμενο υποστυλώμα μόνιμο: 212.3 kN, κινητό: 142.7 kN

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού $(1.35 \times 212.3 + 1.50 \times 142.7) = 500.7$ kNΣτροφές εσχάρας δοκών στην κορυφή $\phi_{xx} = 0.001292$, $\phi_{yy} = 0.001002$ (rad)Ροπές στην κορυφή $M_{xx} = 333.80$ kNm, $M_{yy} = 115.03$ kNm $M_{sdxx} = 333.8$ kNm $\mu_{sdxx} = (M_{sdxx} / b h^2 f_{cd}) = 0.17$ $M_{sdy} = 115.0$ kNm $\mu_{sdy} = (M_{sdy} / b h^2 f_{cd}) = 0.09$ $N_{sd} = -500.7$ kN $\nu_d = (N_d / (b h f_{cd})) = -0.16$ από διαγράμματα διαξονικής κάμψης με θλίψη $\omega_{tot} = 0.51$ και $A_{s,tot} = 37.58$ cm²Ελάχιστος οπλισμός $0.008 \times 0.40 \times 0.60 = 19.20$ cm²Αμετάθετα πλαίσια λυγηρότητα $\lambda = 0.7 \times 3.20 / (0.289 \times 0.40) = 19$ $\lambda \leq 25$ δεν απαιτείται έλεγχος σε φαινόμενα 2ας τάξης (Κανον. Σκυροδ 14.3.2)Οπλισμοί 8Φ20+4Φ20, (37.7cm²), συνδετήρες πάνω και κάτω άκρα 0.60m Φ8/10 ενδιάμεσα Φ8/20Πέδιλο υποστυλώματοςΠέδιλο κεντρικό 1.80x1.80m, H=0.80m (ίδιο βάρος 41.3kN), $N_{sd} = 542.0$ kN $N_{fd} = 542.0$ kN $N_{fd} < 648.0$ kN $= 1000 \times 0.20 \times 1.80 \times 1.80 = R_{nd}$ (φέρουσα ικανότητα εδάφους ΕΑΚ 5.2.3) $M_{sd} = 542.0 \times (1.80 - 0.40) / 8 = 95$ kNm $M_{sd} = 95$ kNm, $K_d = 10.33$, $\xi = 0.03$, $e_c / e_s = 0.6 / 20.0$, $K_s = 2.32$, $A_s = 2.9$ cm²διάτμηση $\tau = 0.001 \times 542 \times (1.80 - 0.40) / (2 \times 1.80 \times 0.9 \times 0.75) = 0.17 < 0.26$ [N/mm²] = τ_{rd}

οπλισμός πεδίου: διπλή εσχάρα Φ12/15

ΥπόγειοΥποστυλώμα: Υ5

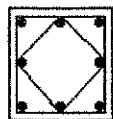
60x40 cm

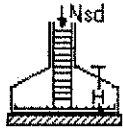
C20/25-S500s

Φορτία δαπέδου μόνιμο: 168.1 kN, κινητό: 104.9 kN, ίδιο βάρος: $0.60 \times 0.40 \times 3.20 \times 25.00 = 19.2$ kN

Φορτίο από υπερκείμενο υποστυλώμα μόνιμο: 0.0 kN, κινητό: 0.0 kN

Φορτίο σε υποκείμενο υποστυλώμα μόνιμο: 187.3 kN, κινητό: 104.9 kN

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού $(1.35 \times 187.3 + 1.50 \times 104.9) = 410.2$ kNΣτροφές εσχάρας δοκών στην κορυφή $\phi_{xx} = 0.000270$, $\phi_{yy} = 0.001110$ (rad)Ροπές στην κορυφή $M_{xx} = 30.96$ kNm, $M_{yy} = 286.88$ kNm $M_{sdxx} = 31.0$ kNm $\mu_{sdxx} = (M_{sdxx} / b h^2 f_{cd}) = 0.02$ $M_{sdy} = 286.9$ kNm $\mu_{sdy} = (M_{sdy} / b h^2 f_{cd}) = 0.15$ $N_{sd} = -410.2$ kN $\nu_d = (N_d / (b h f_{cd})) = -0.13$ από διαγράμματα διαξονικής κάμψης με θλίψη $\omega_{tot} = 0.33$ και $A_{s,tot} = 24.10$ cm²Ελάχιστος οπλισμός $0.008 \times 0.60 \times 0.40 = 19.20$ cm²Αμετάθετα πλαίσια λυγηρότητα $\lambda = 0.7 \times 3.20 / (0.289 \times 0.40) = 19$ $\lambda \leq 25$ δεν απαιτείται έλεγχος σε φαινόμενα 2ας τάξης (Κανον. Σκυροδ 14.3.2)Οπλισμοί 4Φ20+4Φ20, (25.1cm²), συνδετήρες πάνω και κάτω άκρα 0.60m Φ8/10 ενδιάμεσα Φ8/20

Πέδιλο υποστυλόμενου

Πέδιλο κεντρικό 1.70x1.70m, H=0.80m (ίδιο βάρος 33.8kN), Nsd= 444.0 kN
 $N_{fd}=444.0 \text{ kN} < 578.0 \text{ kN} = 1000 \times 0.20 \times 1.70 \times 1.70 = R_{nd}$ (φέρουσα ικανότητα εδάφους ΕΑΚ 5.2.3)
 $M_{sd} = 444.0 \times (1.70 - 0.40) / 8 = 72 \text{ kNm}$
 $M_{sd} = 72 \text{ kNm}$, $K_d = 11.51$, $\xi = 0.03$, $e_c/e_s = 0.6/20.0$, $K_s = 2.32$, $A_s = 2.2 \text{ cm}^2$
 διάτμηση $\tau = 0.001 \times 444 \times (1.70 - 0.40) / (2 \times 1.70^2 \times 0.9 \times 0.75) = 0.15 < 0.26 [\text{N/mm}^2] = \tau_{rd}$
 οπλισμός πεδίου: διπλή εσχάρα $\Phi 12/15$

ΥπόγειοΥποστυλόμενα:Υ4

40x60 cm

C20/25-S500s

Φορτία δαπέδου μόνιμο: 187.6 kN, κινητό: 72.4 kN, ίδιο βάρος: $0.40 \times 0.60 \times 3.20 \times 25.00 = 19.2 \text{ kN}$

Φορτίο από υπερκείμενο υποστυλόμενο μόνιμο: 0.0 kN, κινητό: 0.0 kN

Φορτίο σε υποκείμενο υποστυλόμενο μόνιμο: 206.8 kN, κινητό: 72.4 kN

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού $(1.35 \times 206.8 + 1.50 \times 72.4) = 387.8 \text{ kN}$

Στροφές εσχάρας δοκών στην κορυφή $\phi_{xx} = 0.000030$, $\phi_{yy} = 0.000816$ (rad)

Ροπές στην κορυφή $M_{xx} = 7.75 \text{ kNm}$, $M_{yy} = 93.65 \text{ kNm}$

$M_{sdxx} = 7.8 \text{ kNm}$ $\mu_{sdxx} = (M_{sdxx} / b h^2 f_{cd}) = 0.00$

$M_{sdyy} = 93.7 \text{ kNm}$ $\mu_{sdyy} = (M_{sdyy} / b h^2 f_{cd}) = 0.07$

$N_{sd} = -387.8 \text{ kN}$ $\nu_d = (N_d / (b h f_{cd})) = -0.12$

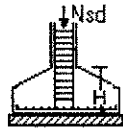
από διαγράμματα διαξονικής κάμψης με θλίψη $\omega_{tot} = 0.10$ και $A_{s,tot} = 7.36 \text{ cm}^2$

Ελάχιστος οπλισμός $0.008 \times 0.40 \times 0.60 = 19.20 \text{ cm}^2$

Αμετάθετα πλαίσια λυγηρότητα $\lambda = 0.7 \times 3.20 / (0.289 \times 0.40) = 19$

$\lambda < 25$ δεν απαιτείται έλεγχος σε φαινόμενα 2ας τάξης (Κανον. Σκυροδ 14.3.2)

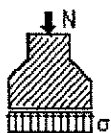
Οπλισμοί 4 Φ 20+4 Φ 16, (20.6cm²), συνδετήρες πάνω και κάτω άκρα 0.60m Φ 8/10 ενδιάμεσα Φ 8/20

Πέδιλο υποστυλόμενου

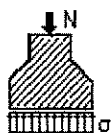
Πέδιλο κεντρικό 1.60x1.60m, H=0.80m (ίδιο βάρος 32.0kN), Nsd= 419.8 kN
 $N_{fd}=419.8 \text{ kN} < 512.0 \text{ kN} = 1000 \times 0.20 \times 1.60 \times 1.60 = R_{nd}$ (φέρουσα ικανότητα εδάφους ΕΑΚ 5.2.3)
 $M_{sd} = 419.8 \times (1.60 - 0.40) / 8 = 63 \text{ kNm}$
 $M_{sd} = 63 \text{ kNm}$, $K_d = 11.96$, $\xi = 0.03$, $e_c/e_s = 0.5/20.0$, $K_s = 2.32$, $A_s = 1.9 \text{ cm}^2$
 διάτμηση $\tau = 0.001 \times 420 \times (1.60 - 0.40) / (2 \times 1.60^2 \times 0.9 \times 0.75) = 0.15 < 0.26 [\text{N/mm}^2] = \tau_{rd}$
 οπλισμός πεδίου: διπλή εσχάρα $\Phi 12/15$

Θεμελίωση τοίχωνΘλιπτική αντοχή εδάφους $q_u = 0.20$ [MPa=N/mm²]Θεμελίωση τοίχου: T1

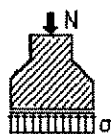
Διαστάσεις μήκος=20.85m, ύψος= 3.20m, πάχος=0.89m

Ολικό κατακόρυφο φορτίο $N_{sd} = 1.35 \times 2860.2 + 1.50 \times 170.6 = 4117.2$ [kN]Φορτίο ανά μέτρο μήκους τοίχου +ιδ. βάρος πεδίου $N_{fd} = 199$ [kN/m]Για πλάτος πεδίου $t_p = 1.09$ [m] μέγιστη τάση εδάφους $\sigma_{ed} = 0.001 \times 199 / 1.09 = 0.18$ [MPa] $N_{fd} = 199 \text{ kN/m} < 218 \text{ kN/m} = 1000 \times 0.20 \times 1.09 = R_{nd}$ (φέρουσα ικανότητα εδάφους EAK5.2.3)Θεμελίωση τοίχου: T2

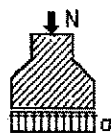
Διαστάσεις μήκος= 9.20m, ύψος= 3.20m, πάχος=0.89m

Ολικό κατακόρυφο φορτίο $N_{sd} = 1.35 \times 1136.5 + 1.50 \times 92.6 = 1673.2$ [kN]Φορτίο ανά μέτρο μήκους τοίχου +ιδ. βάρος πεδίου $N_{fd} = 184$ [kN/m]Για πλάτος πεδίου $t_p = 1.09$ [m] μέγιστη τάση εδάφους $\sigma_{ed} = 0.001 \times 184 / 1.09 = 0.17$ [MPa] $N_{fd} = 184 \text{ kN/m} < 218 \text{ kN/m} = 1000 \times 0.20 \times 1.09 = R_{nd}$ (φέρουσα ικανότητα εδάφους EAK5.2.3)Θεμελίωση τοίχου: T3

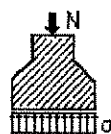
Διαστάσεις μήκος=20.85m, ύψος= 3.20m, πάχος=0.89m

Ολικό κατακόρυφο φορτίο $N_{sd} = 1.35 \times 2875.8 + 1.50 \times 211.5 = 4199.6$ [kN]Φορτίο ανά μέτρο μήκους τοίχου +ιδ. βάρος πεδίου $N_{fd} = 203$ [kN/m]Για πλάτος πεδίου $t_p = 1.09$ [m] μέγιστη τάση εδάφους $\sigma_{ed} = 0.001 \times 203 / 1.09 = 0.19$ [MPa] $N_{fd} = 203 \text{ kN/m} < 218 \text{ kN/m} = 1000 \times 0.20 \times 1.09 = R_{nd}$ (φέρουσα ικανότητα εδάφους EAK5.2.3)Θεμελίωση τοίχου: T4

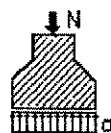
Διαστάσεις μήκος= 9.20m, ύψος= 3.20m, πάχος=0.89m

Ολικό κατακόρυφο φορτίο $N_{sd} = 1.35 \times 1316.3 + 1.50 \times 52.9 = 1856.4$ [kN]Φορτίο ανά μέτρο μήκους τοίχου +ιδ. βάρος πεδίου $N_{fd} = 204$ [kN/m]Για πλάτος πεδίου $t_p = 1.09$ [m] μέγιστη τάση εδάφους $\sigma_{ed} = 0.001 \times 204 / 1.09 = 0.19$ [MPa] $N_{fd} = 204 \text{ kN/m} < 218 \text{ kN/m} = 1000 \times 0.20 \times 1.09 = R_{nd}$ (φέρουσα ικανότητα εδάφους EAK5.2.3)Θεμελίωση τοίχου: T5

Διαστάσεις μήκος= 5.00m, ύψος= 3.20m, πάχος=0.74m

Ολικό κατακόρυφο φορτίο $N_{sd} = 1.35 \times 509.0 + 1.50 \times 117.9 = 864.0$ [kN]Φορτίο ανά μέτρο μήκους τοίχου +ιδ. βάρος πεδίου $N_{fd} = 175$ [kN/m]Για πλάτος πεδίου $t_p = 0.94$ [m] μέγιστη τάση εδάφους $\sigma_{ed} = 0.001 \times 175 / 0.94 = 0.19$ [MPa] $N_{fd} = 175 \text{ kN/m} < 188 \text{ kN/m} = 1000 \times 0.20 \times 0.94 = R_{nd}$ (φέρουσα ικανότητα εδάφους EAK5.2.3)Θεμελίωση τοίχου: T6

Διαστάσεις μήκος= 4.20m, ύψος= 3.20m, πάχος=0.74m

Ολικό κατακόρυφο φορτίο $N_{sd} = 1.35 \times 495.1 + 1.50 \times 100.0 = 818.4$ [kN]Φορτίο ανά μέτρο μήκους τοίχου +ιδ. βάρος πεδίου $N_{fd} = 197$ [kN/m]Για πλάτος πεδίου $t_p = 0.98$ [m] μέγιστη τάση εδάφους $\sigma_{ed} = 0.001 \times 197 / 0.98 = 0.20$ [MPa] $N_{fd} = 197 \text{ kN/m} < 197 \text{ kN/m} = 1000 \times 0.20 \times 0.98 = R_{nd}$ (φέρουσα ικανότητα εδάφους EAK5.2.3)

ΝΙΚΟΛΑΟΣ Π. ΜΑΚΡΗΣ
ΔΙΠΛ. ΠΟΛΙΤΙΚΟΣ ΜΗΧΑΝΙΚΟΣ
T. H. FRIDERICIANA ΚΑΡΛΣΡΟΥΗΣ ΓΕΡΜΑΝΙΑΣ
ΜΕΛΟΣ Γ.Ε.Ε. Δ.Ε.Κ.Μ. ΜΗΤΡΩΟΥ 30709
ΠΑΡΑΛΛΗΛΗ 50 / ΗΡΑΚΛΕΙΟ ΤΗΛ. 330.230 - FAX : 330.231
ΑΦΜ 023486422 - Α' ΔΟΥ ΗΡΑΚΛΕΙΟΥ