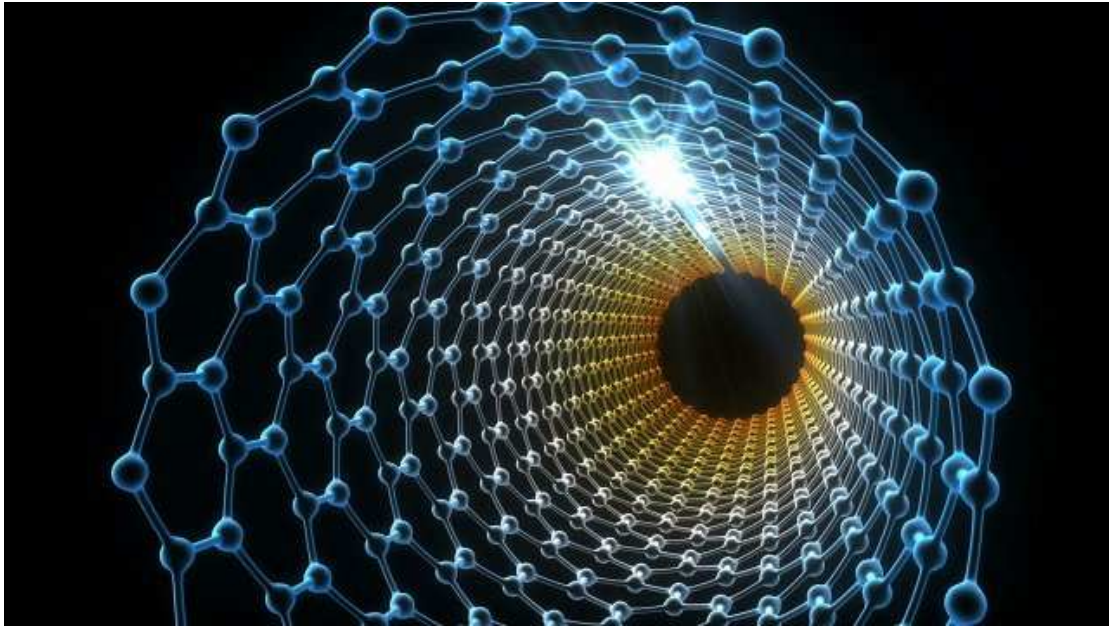


ΤΕΧΝΟΛΟΓΙΚΟ ΕΚΠΑΙΔΕΥΤΙΚΟ ΙΔΡΥΜΑ (Τ.Ε.Ι.) ΔΥΤΙΚΗΣ ΕΛΛΑΔΑΣ
ΣΧΟΛΗ ΤΕΧΝΟΛΟΓΙΚΩΝ ΕΦΑΡΜΟΓΩΝ
ΤΜΗΜΑ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ Τ.Ε.



ΜΕΛΕΤΗ ΤΟΙΧΟΠΟΙΪΑΣ ΣΕ ΣΥΜΒΑΤΙΚΑ ΥΛΙΚΑ ΚΑΙ ΕΝΙΣΧΥΜΕΝΩΝ ΥΛΙΚΩΝ ΜΕ ΝΑΝΟΥΪΚΑ

ΣΠΟΥΔΑΣΤΡΙΕΣ: ΣΠΑΝΟΠΟΥΛΟΥ ΓΕΩΡΓΙΑ Α.Μ: 5297
ΓΕΩΡΓΟΓΙΑΝΝΗ ΒΑΣΙΛΙΚΗ Α.Μ: 5149
ΕΙΣΗΓΗΤΗΣ : Δρ.Π.ΚΑΚΑΒΑΣ

16/3/2016

ΠΡΟΛΟΓΟΣ

Η πτυχιακή διαπραγματεύεται με τη μελέτη τοιχοποιίας σε συμβατικά υλικά και ενισχυμένα με νανοϋλικά. Το κεφάλαιο 1 ασχολείται με γενικά στοιχεία κατασκευής και είδη συμβατικής τοιχοποιίας. Το κεφάλαιο 2 περιγράφει την ενίσχυση δομικών υλικών με νανοσωλήνες άνθρακα και εφαρμογές νανοτεχνολογίας σε κτιριακές εγκαταστάσεις και είδη κεραμικών υλικών που χρησιμοποιούνται για την ενίσχυση δομικών υλικών. Το κεφάλαιο 3 περιγράφει τις βασικές εντολές που χρησιμοποιούμε στο πρόγραμμα runnet για την επίλυση προβλημάτων τοιχοποιίας. Έτσι το πρόγραμμα χωρίζεται σε τρία βασικά μέρη το πρώτο είναι το σχεδιαστικό το δεύτερο χωρίζει την κατασκευή σε πεπερασμένα στοιχεία και επιλύει τις εξισώσεις για τη στατική και αντισεισμική μελέτη των κατασκευών και στο τρίτο μέρος σχεδιάζεται η επίλυση του προβλήματος με γραφικούς κώδικες. Το κεφάλαιο 4 περιλαμβάνει το σχεδιασμό άοπλης τοιχοποιίας με τη βοήθεια του προγράμματος runnet. Το κεφάλαιο 5 περιγράφει τα αποτελέσματα για τοιχοποιία ενός δώροφου κτιρίου με υπερμπατική οπτοπλινθοδομή M5, τοίχο από μπετόν και λιθοδομή με μανδύα. Επίσης παρέχονται όλα τα απαιτούμενα αποτελέσματα για τις ανωτέρω τοιχοποιίες και το σχετικό παράρτημα με όλα τα ακριβή στοιχεία για μια δώροφη οικοδομή.

ΠΑΤΡΑ 16.03.2016

Υπεύθυνη δήλωση σπουδαστών: οι κάτωθι υπογεγραμμένοι σπουδαστές έχουμε επίγνωση των συνεπειών του νόμου περί λογοκλοπής και δηλώνουμε υπεύθυνα ότι είμαστε συγγραφείς αυτής της πτυχιακής εργασίας αναλαμβάνοντας την ευθύνη επί ολόκληρου του κειμένου εξ' ίσου, έχουμε δε αναφέρει στη βιβλιογραφία μας όλες τις πηγές τις οποίες χρησιμοποιήσαμε και λάβαμε ιδέες ή δεδομένα. Δηλώνουμε επίσης ότι, οποιοδήποτε στοιχείο ή κείμενο το οποίο έχουμε ενσωματώσει στην εργασία μας προερχόμενο από βιβλία ή άλλες εργασίες ή το διαδίκτυο, γραμμένο ακριβώς ή παραφρασμένο, το έχουμε πλήρως αναγνωρίσει ως πνευματικό έργο άλλου συγγραφέα και έχουμε αναφέρει ανελλιπώς το όνομα του και την πηγή προέλευσης.

Οι σπουδαστές :

Σπανοπούλου Γεωργία

Γεωργογιάννη Βασιλική

Περιεχόμενα

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1 Εισαγωγικά στοιχεία για τοιχοποιίες.....	7
1.1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ	7
1.2 Είδη τοιχοποιίας.....	8
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2 ^ο ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΔΟΜΙΚΩΝ ΥΛΙΚΩΝ ΜΕ ΝΑΝΟΣΩΛΗΝΕΣ ΑΝΘΡΑΚΑ (Carbon nanotubes-CNTS).....	17
2. Νάνο-Σωληνίσκοι Άνθρακα	17
2.1 Γενικά	17
2.2 Μονού Τοιχώματος Νάνο-Σωληνίσκοι (MTNS/SWNT).....	17
2.3 Πολλαπλών Τοιχωμάτων Νάνο-Σωληνίσκοι (ΠΤΝΣ/MWNT).....	20
2.4 Δομή Νάνο-Σωληνίσκων Άνθρακα.....	20
2.5 Σύνθεση Νάνο-Σωληνίσκων Άνθρακα	22
2.6 Δομικές Ατέλειες	27
2.7 Καθαρισμός από προσμίξεις.....	28
2.8 Ιδιότητες Νάνο-Σωληνίσκων Άνθρακα	29
2.9 Ηλεκτρικές Ιδιότητες Νάνο-Σωληνίσκων Άνθρακα.....	31
2.10 Εφαρμογές νανοτεχνολογίας σε κτιριακές εγκαταστάσεις,	33
2.11 Κεραμικά νανοϋλικά	36
2.11.1 Καρβίδιο του πυριτίου (SiC).....	38
2.11.2 Ιδιότητες και εφαρμογές καρβιδίου του πυριτίου	40
2.11.3 Διοξείδιο του τιτανίου (TiO ₂).....	42
2.11.4 Ιδιότητες διοξειδίου του τιτανίου.....	43
2.11.5 Παρασκευή διοξειδίου του τιτανίου.....	44
2.11.6 Εφαρμογές διοξειδίου του τιτανίου	47
Κεφάλαιο 3 ^ο Πρόγραμμα Runet για τοιχοποιίες.....	49
3.1. Εισαγωγή - Τι κάνει το πρόγραμμα.....	49
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4 Σχεδιασμός τοίχων από άοπλη τοιχοποιία.....	107
4.1 Εισαγωγή	107
4.2 Σχεδιασμός δομικών μελών	108
4.3 Άοπλοι τοίχοι υπό κατακόρυφη φόρτιση	109
4.3.1 Αξονική δύναμη αντοχής τοίχου	109
4.3.2 Μειωτικός συντελεστής λόγω λυγηρότητας και εκκεντρότητας.....	113
4.3.3 Ενεργό ύψος τοίχου (ύψος λυγισμού).....	118
4.3.3.1 Τοίχοι δυσκαμψίας.....	120

4.3.3.2	Ανοίγματα και εσοχές.....	122
4.3.3.3	Υπολογισμός του ενεργού ύψους.....	123
4.3.4	Ενεργό πάχος τοίχου	126
4.3.5	Υπολογισμός εκκεντρότητας εκτός επιπέδου	127
4.3.6	Αρχική εκκεντρότητα.....	131
4.3.7	Συγκεντρωμένα φορτία.....	131
4.4	Άοπλοι τοίχοι υπό οριζόντια φόρτιση.....	137
4.4.1	Συμπεριφορά τοίχων υπό οριζόντια στο επίπεδό τους δύναμη	137
4.4.2	Έλεγχοι τοίχων υπό οριζόντια στο επίπεδο τους δύναμη	141
4.4.3	Έλεγχος καμπτόμενων στοιχείων	146
	ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5 ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ	151
	ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ	157
	ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ.....	159
	ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΥΠΕΡΜΠΑΤΙΚΗΣ.....	160
	ΟΠΤΟΠΛΗΝΘΟΔΟΜΗΣ.....	160
	ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΑ ΑΠΟ ΜΠΕΤΟΝ.....	227
	ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΛΙΘΟΔΟΜΗΣ ΜΕ ΜΑΝΔΥΑ.....	303

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1 Εισαγωγικά στοιχεία για τοιχοποιίες.

1.1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Η ιστορία της τοιχοποιίας, δηλαδή της κατασκευής τοίχων, ξεκινάει από πολύ παλιά και αποτελεί και τον αρχαιότερο τρόπο δόμησης, με εξαίρεση κάποιες κατασκευές από ξύλο. Ως τοιχοποιία, ορίζεται η πλήρωση (το γέμισμα) των κατακόρυφων στοιχείων του εξωτερικού περιβλήματος, καθώς και των εσωτερικών χωρισμάτων των κτιρίων.

Τα αρχαία χρόνια, για να κατασκευάσει κάποιος έναν τοίχο χρησιμοποιούσε πέτρες, χωρίς κανένα συνδετικό κονίαμα (όπως π.χ. λάσπη). Η τεχνική αυτή, βέβαια υστερούσε σε αντοχή, αλλά αν οι πέτρες είχαν τοποθετηθεί με σωστό τρόπο, το τοιχίο μπορούσε να σηκώσει αρκετά φορτία.

Με τη χρήση της λάσπης σαν συνδετικό εργαλείο, ο τοίχος άρχισε να αποκτά μεγαλύτερες αντοχές και αντιστάσεις. Η σωστή τοποθέτηση των υλικών βέβαια, τόσο της λάσπης όσο και των λίθων, διαδραμάτιζαν σημαντικό ρόλο σε αυτό.

Με το πέρασμα του χρόνου στην τοιχοποιία άρχισαν να χρησιμοποιούνται και άλλα υλικά για να φτάσουμε στα σύγχρονα χρόνια που γίνεται χρήση δομικών στοιχείων (όπως τούβλα,τσιμεντόλιθοι κ.λπ.), τσιμεντοκονίας, χάλυβα αλλά και χαλύβδινων ινών (διαφόρων ειδών). Αξίζει ωστόσο να αναφερθεί ότι τοιχοποιίες γίνονται και με γυαλί και μέταλλο, σε βιομηχανικά κτίρια, αποθήκες, εμπορικά κτίρια κ.λπ.

Υπάρχουν διάφορα είδη τοιχοποιιών που χρησιμοποιούνται στην κατασκευή ενός κτιρίου. Αυτά διαφέρουν ανάλογα με το είδος της κατασκευής και τα υλικά που χρησιμοποιούνται για την κατασκευή της τοιχοποιίας.

1.2 Είδη τοιχοποιίας

Η τοιχοποιία αποτέλεσε το μοναδικό δομικό υλικό για την κατασκευή παγκοσμίως όλων των έργων, μέχρι την εμφάνιση και τη χρήση του χάλυβα περίπου στα μέσα του 19^{ου} και του σκυροδέματος στις αρχές του 20^{ου} αιώνα. Εξαίρεση αποτελούν μερικές περιοχές της γης, στις οποίες χρησιμοποιήθηκε για τη δόμηση κτιρίων το ξύλο. Είναι σύνθετο υλικό και τα στοιχεία από τα οποία αποτελείται είναι τα τοιχοσώματα και το συνδετικό κονίαμα. Ανάλογα με το είδος των τοιχοσωμάτων από τα οποία είναι κατασκευασμένες, τη λειτουργία τους στο δόμημα αλλά και τον τρόπο δόμησής τους, οι τοιχοποιίες διακρίνονται σε κατηγορίες με κοινά χαρακτηριστικά, οι οποίες αναφέρονται συνοπτικά στη συνέχεια.

A. Αναλόγως του είδους των τοιχοσωμάτων. Η προέλευση του τοιχοσώματος, δηλαδή αν είναι φυσικό ή τεχνητό, διαχωρίζει τις τοιχοποιίες σε δύο βασικές κατηγορίες, σε τοιχοποιίες από φυσικούς λίθους (λιθοδομές) και σε τοιχοποιίες από τεχνητά τοιχοσώματα (πλινθοδομές).

1) Οι τοιχοποιίες από φυσικούς λίθους (λιθοδομές) αποτελούν το αρχαιότερο και, μέχρι την ευρεία εφαρμογή του σκυροδέματος, το κυριότερο δομικό υλικό σε πολλές περιοχές της γης. Το υλικό τους είναι φυσικοί λίθοι προερχόμενοι τις περισσότερες φορές από ανθεκτικά, πετρώματα οι οποίοι κατόπιν μικρού ή μεγάλου βαθμού κατεργασίας αποκτούν κατάλληλο σχήμα ώστε να μπορούν να χρησιμοποιηθούν στην κατασκευή συγκεκριμένου έργου. Από γεωλογικής άποψης, και ανάλογα με τον τρόπο σχηματισμού των πετρωμάτων, οι λίθοι που χρησιμοποιούνται ως δομικά υλικά έχουν προέλευση ιζηματογενή, ηφαιστειογενή και μεταμορφωσιγενή. Τα ηφαιστειογενή πετρώματα προέρχονται από τη στερεοποίηση ηφαιστειακής ύλης και στην κατηγορία αυτή ανήκουν οι γρανίτες. Τα ιζηματογενή δημιουργήθηκαν από αποθέσεις υδατικών διαλυμάτων ή από τη μεταφορά μέσω του ανέμου, υλικών που προήλθαν από τη διάβρωση των ηφαιστειακών

πετρωμάτων και στην κατηγορία αυτή ανήκουν οι ασβεστόλιθοι και οι ψαμμίτες. Τα μεταμορφωσιγενή, στα οποία ανήκουν τα μάρμαρα και οι σχιστόλιθοι, έχουν σχηματισθεί από την ανακρυστάλλωση των ιζηματογενών ή των ηφαιστειογενών πετρωμάτων, η οποία συνέβη κάτω από κατάλληλες συνθήκες υψηλής πίεσης ή θερμοκρασίας. Επίσης, είναι δυνατόν, ο σχηματισμός τους να υπήρξε συνέπεια φυσικοχημικών δράσεων. Οι τοιχοποιίες από φυσικούς λίθους, ανάλογα με το αν έχουν ή όχι συνδετικό κονίαμα διακρίνονται σε τρεις κατηγορίες:

- **Ξηρολιθοδομές (ξερολιθιές)** είναι οι λιθοδομές που αποτελούνται από ακατέργαστους φυσικούς λίθους χωρίς τη χρήση συνδετικού κονιάματος (εν ξηρώ). Λόγω της προφανούς αδυναμίας τους να αναλάβουν σημαντικές οριζόντιες δυνάμεις, σήμερα χρησιμοποιούνται στη χώρα μας κυρίως για περιφράξεις αλλά και πρόχειρους χαμηλούς τοίχους αντιστήριξης. Στο παρελθόν ξερολιθιές από μεγάλους λίθους (ογκόλιθους) είχαν χρησιμοποιηθεί και για την κατασκευή πρόχειρων καταλυμάτων ιδιαίτερα στην περιοχή της Μάνης. (εικ. 1.1)



Εικόνα 1-1 Κατάλυμα από ξηρολιθοδομή

-**Λιθοδομές** γενικά ονομάζονται οι τοιχοποιίες που αποτελούνται από φυσικούς λίθους συγκολλημένους με τη χρήση κονιάματος. Έχουν χρησιμοποιηθεί στο παρελθόν για την κατασκευή κάθε είδους δομήματος, όπως οικοδομές, γέφυρες, τοίχοι αντιστήριξης, οχυρωματικά έργα (εικ. 1.2 και 1.3). Υπήρξε και το κατ' εξοχήν οικοδομικό υλικό για χιλιάδες χρόνια σε όλες τις περιοχές του κόσμου, με εξαίρεση τις περιοχές που βρίσκονταν σε συμβολές μεγάλων

ποταμών, π.χ στη Μεσοποταμία, όπου χρησιμοποιήθηκαν κυρίως ωμόπλινθοι. Οι λιθοδομές χρησιμοποιούνταν μέχρι την εμφάνιση του οπλισμένου σκυροδέματος για κάθε είδους κατασκευή, ενώ η χρήση τους στα κτιριακά έργα εκτοπίστηκε από τις οπτοπλίνθους όταν συστηματοποιήθηκε η παραγωγή τους, δηλαδή στα τέλη του 19^{ου} αιώνα.



Εικόνα 1- 2 Το γεφύρι της Πλάκας στην Άρτα



Εικόνα 1-3 Το κάστρο Χλεμούτσι στην Ηλεία

-Χυτές τοιχοποιίες. Κατασκευάζονται από πλαστικά μείγματα πηλού, κροκάλων και σκυροδέματος, τα οποία στη συνέχεια σκληρύνονται και αποτελούν ένα ενιαίο σύνολο τοίχου. Χυτές είναι οι ρωμαϊκές τοιχοποιίες, στις οποίες για καλούπι έχουν χρησιμοποιηθεί συμπαγείς οπτόπλινθοι, που αποτελούν ουσιαστικά την εξωτερική επένδυση των τοίχων. Στη εικ. 1.4 φαίνεται ένας τοίχος από χυτή τοιχοποιία από το Ρωμαϊκό Ωδείο της Πάτρας. Όπως παρατηρείται, στο ανώτερο μέρος του τοίχου ή η δεξιά εξωτερική λεπτή στρώση συμπαγών οπτόπλινθων έχει αποκολληθεί από τον ισχυρό πυρήνα κροκαλλοειδούς μορφής. Χυτές τοιχοποιίες είναι και οι προκατασκευασμένοι τοίχοι από σκυρόδεμα που κατασκευάζονται βιομηχανικά. Το καλούπι αφαιρείται και ο προκύπτων τοίχος, οπλισμένος ή όχι, είναι ένας χυτός τοίχος. Πλέον οι λιθοδομές δε χρησιμοποιούνται παρά σπανίως σε νέες οικοδομές, εν τούτοις η γνώση τους είναι απαραίτητη, καθώς ένα μεγάλο μέρος των κτιρίων των ελληνικών πόλεων και σχεδόν το σύνολο των ιστορικών κτιρίων, είναι κατασκευασμένα με αυτό το υλικό. Τα κτίρια αυτά συχνά απαιτούν δομικές επεμβάσεις, όπως αποκαταστάσεις, επισκευές ή και ενισχύσεις οι οποίες προϋποθέτουν τη γνώση του υλικού αλλά και του τρόπου κατασκευής τους.



Εικόνα 1- 4 Χυτή τοιχοποιία από το Ρωμαϊκό Ωδείο Πατρών

2) Τοιχοποιίες από τεχνητούς λίθους (πλινθοδομές). Το υλικό των τοιχοσωμάτων (πλίνθων) των πλινθοδομών είναι βιοτεχνικό ή βιομηχανικό προϊόν κατασκευαζόμενο είτε επί τόπου , είτε μακριά από το έργο. Το κύριο χαρακτηριστικό των τεχνητών τοιχοσωμάτων είναι το συγκεκριμένο σχήμα και οι σταθερές διαστάσεις που αυτά διατίθενται. Ανάλογα με το υλικό των τεχνητών τοιχοσωμάτων οι πλινθοδομές διακρίνονται σε :

- **Ωμοπλινθοδομές** , όταν το υλικό είναι ωμόπλινθοι , δηλαδή άψητες “ χωματόπλιθες ” , υλικό το οποίο χρησιμοποιήθηκε αρχικά στη Μεσοποταμία πριν 12000 χρόνια περίπου. Στην Ελλάδα , στις πεδινές περιοχές χρησιμοποιήθηκε σε οικοδομικά έργα μέχρι τα πρώτα μετεπαναστατικά χρόνια και σε αγροικίες μέχρι την εμφάνιση των τσιμεντόλιθων. Σε περιοχές της γης όπου η πέτρα είναι σπάνιο υλικό , οι ωμόπλινθοι χρησιμοποιήθηκαν σε πολύ μεγαλύτερη έκταση από όση στην Ελλάδα . Ένα σημαντικό τμήμα των κτιρίων των μη ανεπτυγμένων χωρών αποτελείται από ωμοπλίνθους . Η χαμηλή αντοχή τους σε ισχυρές σεισμικές δυνάμεις είναι η αιτία των μεγάλων καταστροφών στις περιοχές αυτές , οι οποίες συνοδεύονται και από μεγάλο αριθμό θυμάτων.

- **Οπτοπλινθοδομές** , όταν αποτελούνται από ψημένες (οπτές) πλίνθους , κοινώς τούβλα , τα οποία είναι συνήθως από αργιλικό υλικό (πηλό) . Κατασκευές από φέρουσα οπτοπλινθοδομή αποτελούν την πλειονότητα των κτηρίων σε πολλές περιοχές του κόσμου. Τοιχοποιίες από οπτοπλινθοδομή κατασκευάζονται σήμερα είτε ως φέρουσες είτε ως τοιχοπληρώσεις σε κατασκευές με φέροντα οργανισμό από σκυρόδεμα ή χάλυβα . Στην Ελλάδα οι οπτόπλινθοι είναι σήμερα σχεδόν το αποκλειστικό υλικό πληρώσεως στα κτίρια από οπλισμένο σκυρόδεμα.

- **Τσιμεντοπλινθοδομές** (ή τσιμεντολιθοδομές) , όταν τα τοιχοσώματα είναι τσιμεντόλιθοι (τσιμεντόπλιθες) , δηλαδή τεχνητά τοιχοσώματα με βάση το σκυρόδεμα. Σήμερα στην Ελλάδα χρησιμοποιούνται για την κατασκευή περιφράξεων και αγροτικών και βιομηχανικών εγκαταστάσεων. Λόγω της κακής θερμομονωτικής ικανότητας τους η χρήση τους για κατοικία είναι απαγορευτική. Σε πολλές χώρες χρησιμοποιούνται ευρέως ειδικού τύπου τσιμεντόλιθοι με θερμομονωτικές ιδιότητες , κυρίως για την κατασκευή οπλισμένης τοιχοποιίας .

Τελευταία , έχουν παραχθεί ειδικά τοιχοσώματα τα οποία κυκλοφορούν στην αγορά με διάφορες εμπορικές ονομασίες , απαντώνται σε ποικιλία διαστάσεων και έχουν ως βάση το τσιμέντο αλλά διαθέτουν ικανοποιητικές θερμομονωτικές ικανότητες λόγω της κυψελοειδούς μορφής της δομής τους (τσιμεντόλιθοι από ελαφροβαρή αδρανή και αυτόκλειστοι κυψελωτοί τσιμεντόλιθοι) . Όταν τα αδρανή είναι από κίσηρη τότε εξασφαλίζεται αυξημένη θερμομονωτική ικανότητα και οι πλίνθοι ονομάζονται κισηρόλιθοι

Β. Αναλόγως της λειτουργίας τους στο δόμημα οι τοιχοποιίες διακρίνονται σε :

-Φέρουσες , όταν προορίζονται να μεταφέρουν στο έδαφος κατακόρυφα ή / και οριζόντια φορτία , σε αντίθεση με αυτές που κατασκευάζονται για τη διαμόρφωση των χωρών . Σε ένα κτίριο χωρίς σκελετό , φέροντες είναι οι τοίχοι που μεταφέρουν τα κατακόρυφα φορτία από τη στέγη και τα πατώματα στο έδαφος . Υπό σεισμική δράση , τόσο αυτοί οι τοίχοι όσο και όσοι συνδέονται δι' εμπλοκής με αυτούς είναι φέροντες. Στη διεθνή βιβλιογραφία οι τοίχοι που συνεισφέρουν στη διατμητική αντίσταση των κτηρίων ονομάζονται διατμητικοί τοίχοι . Αλλά ακόμα και οι τοίχοι πλήρωσης των πλαισίων σε κτίρια με σκελετό , υπό ορισμένες συνθήκες σύνδεσης με τα πλαίσια , είναι φέροντες για οριζόντια φόρτιση και σε αυτό οφείλεται η διαγώνια ρηγματώσή τους . Σε ένα κτίριο από φέρουσα τοιχοποιία όλα τα κατακόρυφα φέροντα στοιχεία πρέπει να κατασκευάζονται πριν από τα οριζόντια που στηρίζουν.

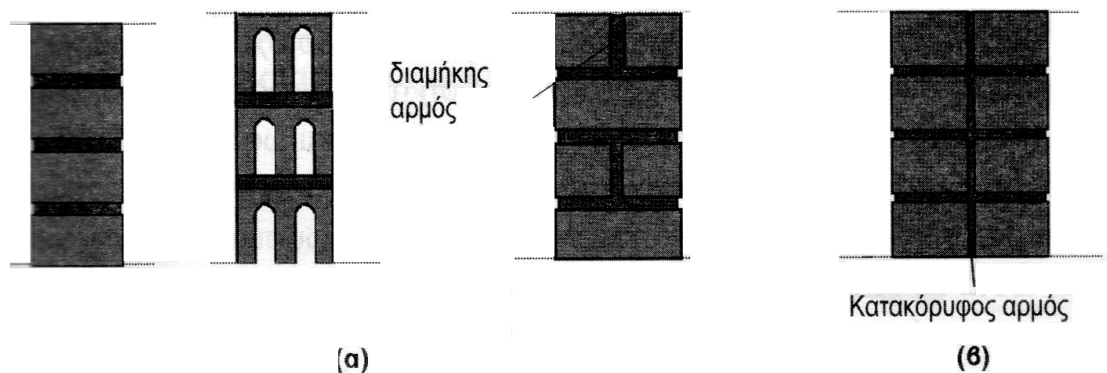
-Πληρώσεως , όταν δεν προορίζονται να μεταφέρουν φορτία αλλά κατασκευάζονται για να διαμορφώσουν τους χώρους σε ένα οικοδόμημα . Οι μη φέροντες τοίχοι σε ένα κτίριο από φέρουσα τοιχοποιία πρέπει να κατασκευάζονται μετά την κατασκευή των πατωμάτων ή πλακών , εκτός αν λαμβάνεται μέριμνα ώστε να μην είναι δυνατή η μεταφορά φορτίων σε αυτούς .

-Αντιστήριξης , όταν στηρίζουν γαιώδη πρηνή. Στο σημείο αυτό πρέπει να διαχωριστούν οι παλιότερες πραγματικές τοιχοποιίες αντιστήριξης από τις νεώτερες , που αποτελούν στην πραγματικότητα επένδυση τοίχων αντιστήριξης από οπλισμένο σκυρόδεμα και γίνονται για αισθητικούς λόγους ή για την εναρμόνιση των τοίχων με το περιβάλλον.

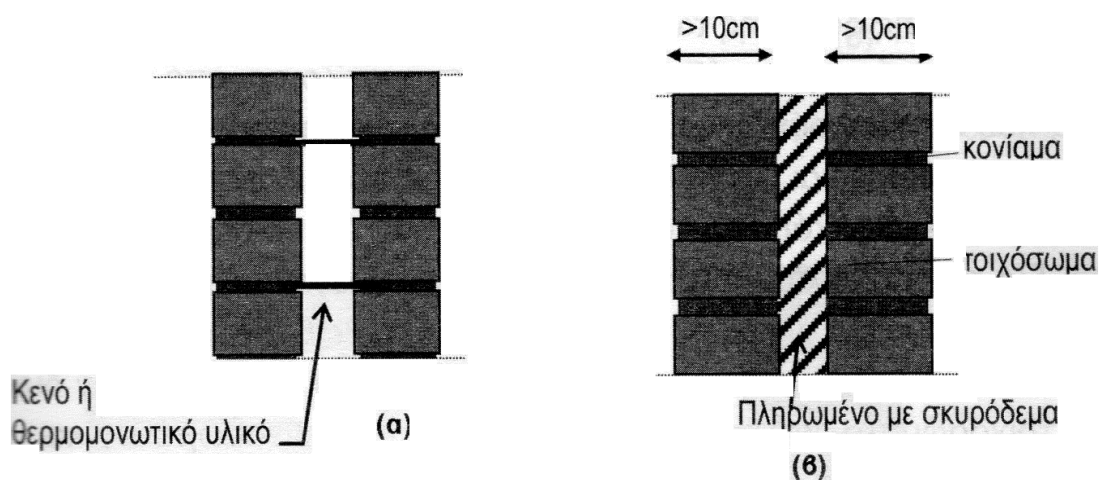
-Επένδυσης , όταν κατασκευάζονται εν επαφή με τοίχους των ανωτέρω κατηγοριών ή με στοιχεία από οπλισμένο σκυρόδεμα και χρησιμοποιούνται μόνο για διακοσμητικούς σκοπούς . Η δόμησή τους

μπορεί να είναι ιδιαίτερα επιμελημένη μιμούμενη τη λαξευμένη λιθοδομή ή λιγότερο , όποτε δίνει την εντύπωση πλακολιθοδομής ή να είναι από ειδικές διακοσμητικές πλίνθους

Γ. Αναλόγως του τρόπου δόμησης ένας τοίχος , είτε είναι από φυσικούς είτε από τεχνητούς λίθους , μπορεί να είναι : μονός , διπλός , κοίλος ή με πυρήνα . Σε μία κατακόρυφη τομή μονού τοίχου (σχ. 1.1.1(α)) δεν διακρίνονται κατακορύφως ξεχωριστές στρώσεις , όπως συμβαίνει στο διπλό τοίχο (σχ. 1.1.1(β)). Ο κοίλος τοίχος αποτελείται από δύο κατακόρυφες στρώσεις , συνδεδεμένες μεταξύ τους με συνδέσμους , με την μεταξύ τους απόσταση είτε κενή , είτε πληρωμένη με θερμομονωτικό υλικό (σχ. 1.1.2(α)) . Στον τοίχο με πυρήνα , το κενό έχει πληρωθεί με σκυρόδεμα (σχ. 1.1.2(β)) .



ΣΧΗΜΑ 1.1. 1 α) μονοί τοίχοι β) διπλός τοίχος (κατακόρυφη τομή)



ΣΧΗΜΑ 1.1. 2 α) κοίλος τοίχος β) τοίχος με πυρήνα

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2^ο ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΔΟΜΙΚΩΝ ΥΛΙΚΩΝ ΜΕ ΝΑΝΟΣΩΛΗΝΕΣ ΑΝΘΡΑΚΑ (Carbon nanotubes-CNTS)

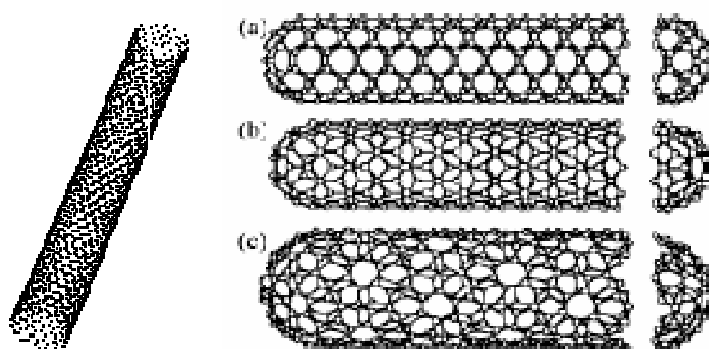
2. Νάνο-Σωληνίσκοι Άνθρακα

2.1 Γενικά

Οι Νάνο-Σωληνίσκοι Άνθρακα μπορεί να παρομοιαστούν με ένα φύλλο γραφίτη που έχει τυλιχθεί γύρω από ένα κύλινδρο. Αντίθετα με το διαμάντι, στο οποίο δημιουργείται μια τρισδιάστατη κρυσταλλική κυβική δομή, στην οποία κάθε άτομο άνθρακα έχει τα 4 γειτονικά άτομα διατεταγμένα σε τετράεδρο, τα άτομα άνθρακα του γραφίτη είναι σε δυσδιάστατη εξαγωνική διάταξη πλέγματος. Σε αυτή την περίπτωση, κάθε άτομο άνθρακα έχει 3 γειτονικά άτομα. Όταν αυτό το δίκτυο από άτομα άνθρακα τυλιχθεί μέσα σε κυλίνδρους δημιουργείται ο νανοσωληνίσκος. Οι ιδιότητες των ΝΣΑ εξαρτώνται από τη διάταξη των ατόμων άνθρακα (από την τύλιξη του πλέγματος), από τη διάμετρο και το μήκος των σωλήνων και τη μορφολογία ή τη nano-δομή. Οι ΝΣΑ χωρίζονται σε μονού τοιχώματος νάνο-σωληνίσκους (ΜΤΝΣ), Single Walled Nanotubes (SWNT), και πολλαπλών τοιχωμάτων νανοσωληνίσκοι (ΠΤΝΣ) Multi Walled Nanotubes (MWNT). Οι τελευταίοι συντίθενται από ομόκεντρους μονού τοιχώματος νάνο-σωληνίσκους.

2.2 Μονού Τοιχώματος Νάνο-Σωληνίσκοι (ΜΤΝΣ/SWNT)

Οι μονού τοιχώματος νάνο-σωληνίσκοι (MTNΣ), Single Walled Nanotubes (SWNT), (Σχήμα 2-1) ή αλλιώς οι μόνο-φλοιϊκοί ΝΣΑ, μπορούν να θεωρηθούν ως μακριά τυλιγμένα φύλλα γραφίτη. Οι νάνο-σωληνίσκοι γενικότερα έχουν πολύ υψηλό λόγο μήκους ως προς διάμετρο, περίπου 1000 και γι' αυτό μπορούν να θεωρηθούν ως μονοδιάστατες δομές.



ΣΧΗΜΑ 2-1 Μερικές διαφορετικές δομές MTNΣ. Οι διαφορετικές στην δομή μπορούν εύκολα να φανούν στην τομή των σωληνίσκων. α) δομή πολυθρόνας (armchair structure) β) ζικ-ζακ δομή (zigzag structure) γ) chiral structure

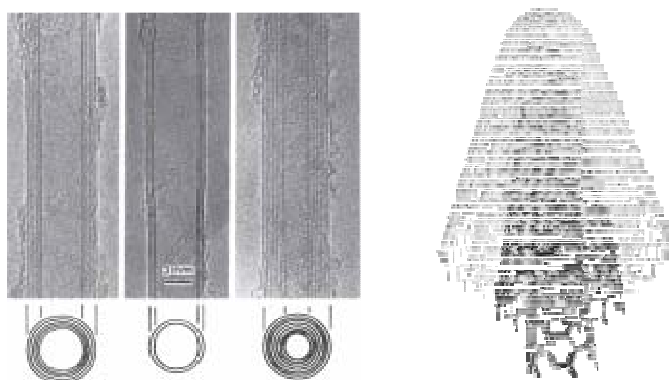
Λεπτομερέστερα ένας MTNΣ αποτελείται από 2 διαφορετικές περιοχές με διαφορετικές φυσικές και χημικές ιδιότητες. Η πρώτη είναι το κυρίως σώμα (sidewall) και η δεύτερη τα άκρα-καλύμματα (caps) στις άκρες του σωληνίσκου. Η δομή των καλυμμάτων μοιάζει ή προέρχεται από ένα μικρότερο φουλερένιο όπως αυτό του C₆₀. Τα άκρα-καλύμματα του νάνο σωληνίσκου σχηματίζονται από άτομα άνθρακα που είναι στοιχισμένα σε εξαγωνα και πεντάγωνα. Μπορεί πολύ εύκολα να αποδειχτεί μέσω του θεωρήματος του Euler ότι χρειάζονται 12 πεντάγωνα προκειμένου να σχηματιστεί μια δομή κλειστού κλουβιού η οποία απαρτίζεται μόνο από πεντάγωνα και

εξάγωνα. Ο συνδυασμός ενός πενταγώνου και πέντε εξαγώνων που τον περικλείουν δημιουργεί την επιθυμητή καμπυλότητα της επιφάνειας έτσι ώστε αυτή να περιλαμβάνει έναν όγκο. Μια δεύτερη εξήγηση μας δίνει ο κανόνας του απομονωμένου πενταγώνου, ο οποίος μας λέει ότι, η απόσταση μεταξύ των πενταγώνων στο κέλυφος του φουλλερενίου μεγιστοποιείται προκειμένου να διατηρηθεί μια ελάχιστη τοπική καμπυλότητα και επιφανειακή τάση η οποία οδηγεί σε μια πιο σταθερή δομή. Η μικρότερη δομή που μπορεί να σχηματιστεί κατά τέτοιο τρόπο είναι ο C₆₀ και η αμέσως μεγαλύτερη ο C₇₀ και ούτω καθ' εξής. Ένα ακόμη χαρακτηριστικό είναι ότι όλα τα φουλερένια αποτελούνται από άρτιο αριθμό ατόμων άνθρακα και αυτό γιατί εάν προσθέσουμε ένα εξάγωνο στην ήδη υπάρχουσα δομή σημαίνει ότι προσθέτουμε 2 άτομα άνθρακα. Η άλλη δομή από την οποία αποτελείται ένας MTNS είναι ένας κύλινδρος (κυρίως σώμα). Έχει σχηματιστεί όταν ένα φύλλο γραφίτη ενός συγκεκριμένου μεγέθους έχει τυλιχθεί γύρω από μια συγκεκριμένη κατεύθυνση. Προκειμένου ο κύλινδρος να είναι συμμετρικός μπορούμε να τυλίξουμε το φύλλο μόνο σε συγκεκριμένες διευθύνσεις. Επιλέγονται 2 άτομα από το φύλλο γραφίτη από τα οποία το ένα έχει το ρόλο της αρχής των αξόνων. Το φύλλο τυλίγεται έως ότου τα 2 άτομα συμπέσουν. Το διάνυσμα με αρχή το πρώτο άτομο και τέλος το δεύτερο άτομο λέγεται διάνυσμα περιστροφής (chiral vector) και το μήκος του ισούται με την περίμετρο του νανοσωληνίσκου. Η διεύθυνση του άξονα του νανοσωληνίσκου είναι κάθετη στο διάνυσμα περιστροφής MTNS με διαφορετικά διανύσματα περιστροφής έχουν διαφορετικές ιδιότητες όπως μηχανική αντοχή, ηλεκτρική αγωγιμότητα και οπτική

δραστηριότητα.

2.3 Πολλαπλών Τοιχωμάτων Νάνο-Σωληνίσκοι (ΠΤΝΣ/MWNT)

Οι πολλαπλών τοιχωμάτων νανοσωληνίσκοι (ΠΤΝΣ) Multi Walled Nanotubes (MWNT) ή αλλιώς οι πολύ-φλοϊικοί ΝΣΑ, μπορούν να θεωρηθούν ως σύμπλεγμα ομόκεντρων ΜΤΝΣ με διαφορετικές διαμέτρους. Το μήκος και η διάμετρος αυτών των δομών διαφέρουν αρκετά από αυτές των ΜΤΝΣ και φυσικά διαφέρουν και οι ιδιότητές τους.



ΣΧΗΜΑ 2- 2 Διάφορες μορφές ΠΤΝΣ. Επάνω αριστερά: η τομή ενός ΠΤΝΣ μπορούν με ευκολία να διακριθούν τα πολλαπλά τοιχώματα. Επάνω αριστερά: συμμετρικά και μη συμμετρικά κωνικά άκρα-πώματα ΠΤΝΣ. Κάτω αριστερά: ένας ΜΤΝΣ και μια συστάδα ΠΤΝΣ επικαλυμμένη με άμορφο

Στο Σχήμα 2-2 παρουσιάζονται κωνικές δομές από άνθρακα. Μπορούν να θεωρηθούν ως βαθμιαία μετάβαση από μια μεγαλύτερη διάμετρο σε μια μικρότερη χωρίς ατέλειες στα τοιχώματα του κώνου αλλά με λιγότερα πεντάγωνα άκρα.

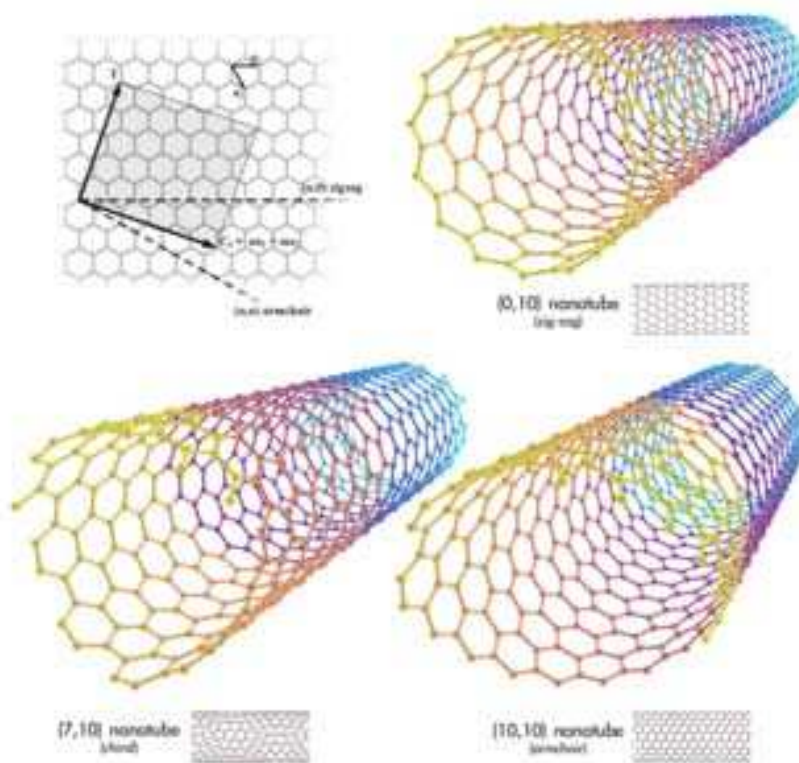
2.4 Δομή Νάνο-Σωληνίσκων Άνθρακα

Οι διάφοροι τρόποι τύλιξης των γραφιτικών επιπέδων σε μορφή σωλήνων περιγράφονται από την «ελικοειδή» μορφή του

σωλήνα (chirality/ helicity/ wrapping), η οποία προσδιορίζεται από το περιφερειακό διάνυσμα τύλιξης:

$$\vec{C}_h = n \cdot \vec{a}_1 + m \cdot \vec{a}_2$$

όπου οι ακέραιοι δείκτες (n,m) είναι ο αριθμός των βημάτων κατά μήκος των μοναδιαίων διανυσμάτων a_1 , a_2 του εξαγωγικού δικτυώματος, που προσδιορίζουν την διάμετρο του νάνο-σωληνίσκου καθώς και την ονομαζόμενη «ελικοειδή» μορφή αυτού. Βάσει της διάταξης (n,m) και της γωνίας θ , που προσδιορίζει το βαθμό της περιστροφής στον κύλινδρο προκύπτουν τρεις τύποι προσανατολισμού των ατόμων του άνθρακα στην περιφέρεια του νάνο-σωληνίσκου, οι οποίοι προσδιορίζονται ως α) «arm-chair» για $n=m$ και $\theta=30^\circ$ β) «zig-zag» για $n=0$ ή $m=0$ και $\theta=30^\circ$ και γ) «chiral» όλοι οι υπόλοιποι συνδυασμοί με τις σειρές των εξαγώνων να τάσσονται σπειροειδώς κατά μήκος του άξονα του νάνο-σωληνίσκου. Το Σχήμα 2-3 συνοψίζει τους τρεις αυτούς τύπους.

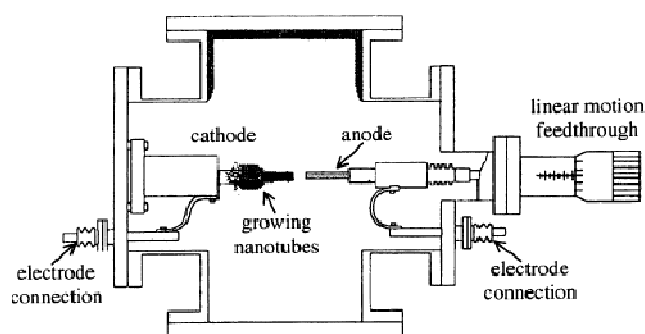


ΣΧΗΜΑ 2-3 Σχηματικό διάγραμμα του τρόπου τύλιξης του εξαγωνικού πλέγματος γραφίτη για το σχηματισμό νάνο-σωληνίσκου άνθρακα και οι τρεις τύποι προσανατολισμού των ατόμων του άνθρακα στην περιφέρεια του νάνο-σωληνίσκου.

2.5 Σύνθεση Νάνο-Σωληνίσκων Άνθρακα

Η σύνθεση των νάνο-σωληνίσκων άνθρακα γίνεται με τις εξής τρεις βασικές μεθόδους: α) εξάχνωση ηλεκτροδίων άνθρακα με τη χρήση ηλεκτρικού τόξου εκκένωσης (arc discharge), β) φωτοδιάσπαση γραφίτη με τη χρήση laser (laser ablation, laser evaporation technique), γ) καταλυτική χημική εναπόθεση ατμού (catalytical chemical vapor deposition, CVD). Η σύνθεση νάνο-σωληνίσκων με «arc discharge» και με «laser ablation» είναι ενεργά εφαρμόσιμες τα τελευταία δέκα χρόνια. Όσον αφορά την μέθοδο «arc discharge» ο Iijima, ήταν ο πρώτος που παρατήρησε τη σύνθεση νάνο-σωληνίσκων με την μέθοδο αυτή. Το 1992 μια καινοτομία στην ανάπτυξη ΠΤΝΣΑ με χρήση της μεθόδου «arc discharge» επιτεύχθηκε από τους Ebbesen και Alayan, οι οποίοι συνέθεσαν ΠΤΝΣΑ μήκους ~10 nm και διαμέτρου ~5-30 nm, υψηλής ποιότητας σε σχέση με την ανάπτυξή τους και την καθαρότητά τους με όγκο παραγωγής στην τάξη του γραμμαρίου. Οι παραγόμενοι ΠΤΝΣΑ συνήθως συγκροτούνται μεταξύ τους με ισχυρές αλληλεπιδράσεις Van der Waals και σχηματίζουν σφικτές δεσμίδες. Όπως φαίνεται στο Σχήμα 2-4 η τεχνική του «arc discharge» περιλαμβάνει τη χρήση δύο εξαιρετικής καθαρότητας ράβδων γραφίτη που χρησιμοποιούνται ως άνοδος και κάθοδος (ηλεκτρόδια). Στη συνέχεια τα δύο ηλεκτρόδια έρχονται σε επαφή σε αδρανές περιβάλλον που περιέχει ευγενές αέριο, π.χ. ήλιο, και εφαρμόζεται σε αυτά διαφορά δυναμικού μέχρι να εμφανιστεί ένα

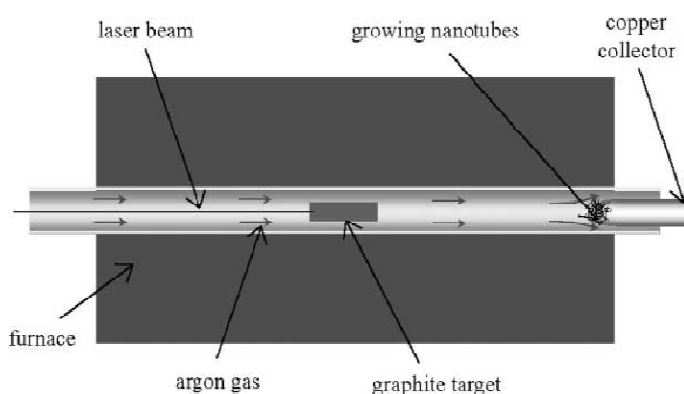
σταθερής έντασης τόξο. Η ακριβής διαδικασία εξαρτάται από το μέγεθος των ηλεκτροδίων γραφίτη. Καθώς το ηλεκτρόδιο της ανόδου φθίρειται το κενό μεταξύ ανόδου και καθόδου διατηρείται σταθερό προσαρμόζοντας κάθε φορά τη θέση της ανόδου. Εν συνεχεία, το υλικό που κατακάθεται στην κάθοδο αποτελείται από ένα κέλυφος από λιωμένο υλικό και από ένα μαλακότερο ινώδη πυρήνα που περιέχει νάνο-σωληνίσκους άνθρακα και άλλα σωματίδια άνθρακα. Για την επίτευξη MTNΣΑ, τα ηλεκτρόδια «ντοπάρονται» με μια μικρή ποσότητα μεταλλικών σωματιδίων καταλύτη. Ο Bethune και οι συνεργάτες του το 1993 ήσαν οι πρώτοι που κατάφεραν να παρασκευάσουν άφθονες ποσότητες MTNΣΑ με την μέθοδο αυτή.



ΣΧΗΜΑ 2- 4 Σκαρίφημα στο οποίο φαίνεται η τεχνική του “arc-discharge”

Η μέθοδος «laser ablation» χρησιμοποιήθηκε αρχικά για τη σύνθεση φουλλερενίων. Στη διάρκεια των ετών, η τεχνική βελτιώθηκε

τόσο ώστε να επιτρέψει την παραγωγή MTNΣΑ. Ο Smalley et al. κατάφερε κάνοντας χρήση της μεθόδου να παράγει μια μεγάλη ποσότητα MTNΣΑ στην κλίμακα των 1-10 g . Σε αυτή την τεχνική, μια ακτίνα λέιζερ χρησιμοποιείται για να εξατμίσει ένα μέρος γραφίτη το οποίο βρίσκεται σε έναν ελεγχόμενων συνθηκών φούρνο θερμοκρασίας κοντά στους 1200°C.



ΣΧΗΜΑ 2- 5 Η μέθοδος «laser ablation».

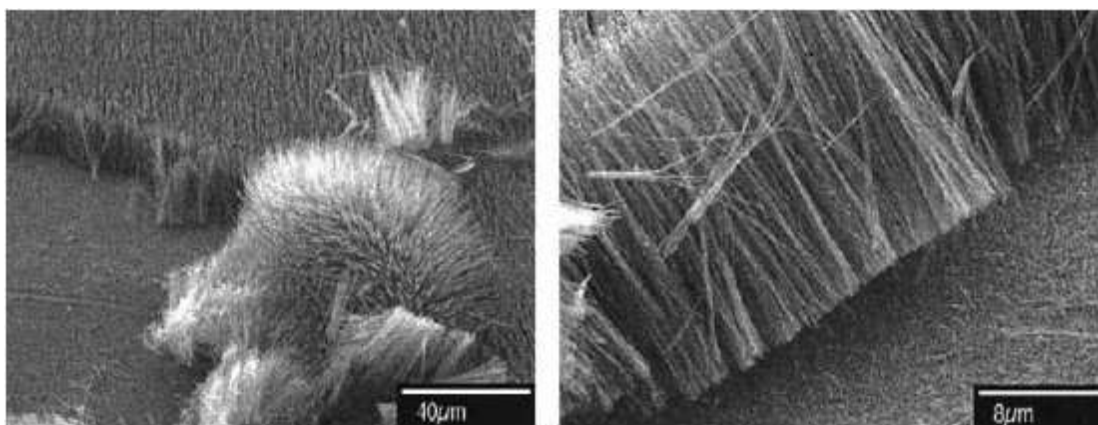
Η γενικότερη διάταξη της μεθόδου φαίνεται στο Σχήμα 2-5. Προκειμένου να παραχθούν MTNΣΑ το μέρος του γραφίτη «ντοπάρεται» με καταλύτες κοβαλτίου και νικελίου. Το συμπυκνωμένο υλικό που προκύπτει συλλέγεται αργότερα σε έναν υδρόψυκτο θάλαμο.

Οι δύο προαναφερθείσες μέθοδοι παρουσιάζουν περιορισμό στον όγκο των παραγόμενων δειγμάτων σε σχέση με το μέγεθος της αρχικής πρώτης ύλης άνθρακα. Επίσης θα πρέπει να σημειωθεί πως κατά τη διάρκεια της σύνθεσης των νάνο- σωληνίσκων παράγονται και ακαθαρσίες υπό τη μορφή σωματιδίων καταλύτη, άμορφων δομών σωματιδίων άνθρακα καθώς και φουλλερένια μη κυλινδρικής

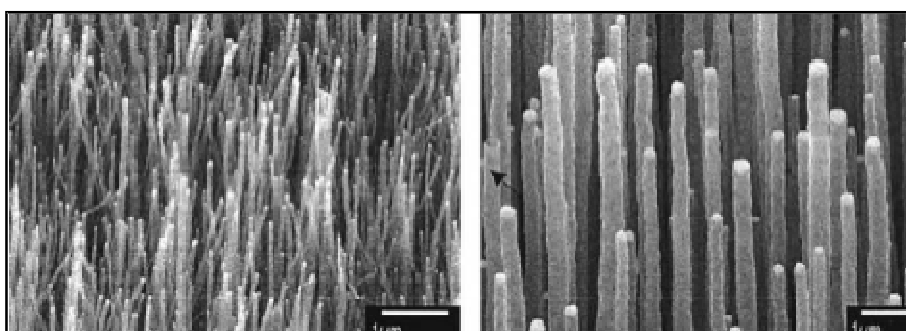
διαμόρφωσης. Το γεγονός αυτό καθιστά αναπόφευκτο τον καθαρισμό και διαχωρισμό των παραγόμενων νάνο-σωληνίσκων προκειμένου να απομακρυνθούν οι μη επιθυμητές προσμίξεις. Ένα άλλο σημείο στο οποίο υστερούν οι εν λόγω μέθοδοι είναι το υψηλό κόστος χρήσης τους, το οποίο τις θέτει απαγορευτικές για την παραγωγή συνθέτων υλικών με φάση ενίσχυσης νάνο-σωληνίσκους άνθρακα διότι, όπως είναι γνωστό στα σύνθετα υλικά, απαιτούνται μεγάλες ποσότητες ενίσχυσης γεγονός που αυξάνει κατά πολύ το κόστος του τελικού υλικού. Τέτοιου είδους περιορισμοί έχουν ωθήσει στην ανάπτυξη των μεθόδων αέριας φάσης, όπως τη μέθοδο της χημικής εναπόθεσης ατμού CVD σύμφωνα με την οποία οι νάνο-σωληνίσκοι άνθρακα σχηματίζονται από την αποσύνθεση αερίων που περιέχουν άνθρακα. Πιο συγκεκριμένα η μέθοδος CVD χρησιμοποιούταν επιτυχώς για την παρασκευή ινών άνθρακα, γενικά ινωδών υλικών και υλικών νάνο-σωληνίσκων για περισσότερο από είκοσι χρόνια. Η διαδικασία ανάπτυξης συμπεριλαμβάνει θέρμανση ενός καταλυτικού υλικού σε υψηλές θερμοκρασίες (500-1000 °C) σε ένα σωληνωτό φούρνο και την ροή ενός αερίου υδρογονάνθρακα διαμέσου του σωληνωτού αντιδραστήρα για κάποιο χρονικό διάστημα. Οι χρησιμοποιούμενοι καταλύτες είναι τυπικά νάνο - σωματίδια μεταβατικών- μετάλλων, τα οποία σχηματίζονται πάνω σε μέταλλα «υποστήριξης», όπως πορώδη οξειδία αλουμινίου (alumina), υλικά που χαρακτηρίζονται από μεγάλη ελεύθερη επιφάνεια. Ο γενικός μηχανισμός της ανάπτυξης των νάνο - σωληνίσκων μέσω της μεθόδου CVD συμπεριλαμβάνει από την μία το διαχωρισμό των μορίων του υδρογονάνθρακα, που καταλύεται από τα μεταβατικά - μέταλλα και

από την διάλυση καθώς και από την ατμοποίηση των ατόμων άνθρακα στα μεταλλικά νάνο-σωματίδια. Η καθίζηση του άνθρακα από τα ατμοποιημένα μεταλλικά σωματίδια οδηγεί στον σχηματισμό σωληνοειδών στερεών άνθρακα σε μια sp^2 δομή. Η σωληνοειδή διαμόρφωση προτιμάται από άλλους σχηματισμούς του άνθρακα όπως για παράδειγμα γραφιτικά πλέγματα με ανοιχτά άκρα. Αυτό οφείλεται στο ότι η δομή ενός σωλήνα αποτελεί σχηματισμό ελάχιστης ενέργειας διότι, δεν περιέχει μπερδεμένους δεσμούς. Οι τεχνικές αέριας φάσης πλεονεκτούν έναντι των άλλων μεθόδων διότι, έχουν τη δυνατότητα συνεχούς λειτουργίας χωρίς διακοπή αφού η πηγή της πρώτης ύλης συνεχώς αναπληρώνεται από το ρέον αέριο. Επίσης ένα άλλο σημείο για το οποίο προτιμάται η τεχνική CVD είναι η εξαιρετική καθαρότητα των παραγόμενων νάνο - σωληνίσκων άνθρακα γεγονός που οδηγεί στην ελαχιστοποίηση των επιπλέον βημάτων καθαρισμού. Τέλος σημειώνεται πως η μέθοδος CVD παρουσιάζει μεγάλο ενδεχόμενο αύξησης της σύνθεσης υλικών νάνο - σωληνίσκων. ΠΤΝΣΑ έχουν ήδη παρασκευαστεί εμπορικά σε κλίμακα που ξεπερνάει το χιλιόγραμμο και φτάνει έως και τον τόνο. Όμως παρά την αύξηση της σύνθεσης οι παραγόμενοι ΠΤΝΣΑ έχουν την τάση να περιέχουν μεγάλες πυκνότητες ατελειών όπως πεντάγωνα και επτάγωνα στα τοιχώματα των νάνο - σωληνίσκων. Η σύνθεση ΜΤΝΣΑ σχεδόν απαλλαγμένων από ατέλειες στην δομή τους είναι σχετικά πρόσφατο επίτευγμα. Είναι σημαντικό να αναφερθεί η μοναδικότητα που παρουσιάζουν οι τεχνικές CVD να χρησιμοποιούνται για την δημιουργία ευθυγραμμισμένων σειρών νάνο - σωληνίσκων άνθρακα με ελεγχόμενη διάμετρο και μήκος. Η σύνθεση καλά ευθυγραμμισμένων νάνο - σωληνίσκων άνθρακα

επιτυγχάνεται με τη χρήση πλάσματος στη μέθοδο CVD (Plasma-Enhanced CVD), σύμφωνα με την οποία το πλάσμα διεγείρεται από μια πηγή συνεχούς ρεύματος ή μια πηγή παραγωγής μικροκυμάτων. Το Σχήμα 2-6 παρουσιάζει την δυνατότητα της ανάπτυξης ευθύγραμμων νάνο - σωληνίσκων σε ευρεία κλίμακα με εξαιρετική ομοιομορφία στη διάμετρο, το μήκος, την ευθυγράμμιση και την πυκνότητα των πλευρών. Ρυθμίζοντας το πάχος του στρώματος του καταλύτη ελέγχουμε τη διάμετρο των κυλινδρικών πλεγμάτων, όπως φαίνεται στο Σχήμα 2-7.



ΣΧΗΜΑ 2- 6 Μικρογραφίες ευθυγραμμισμένων ΠΤΝΣΑ που παράχθηκαν με την μέθοδο PECVD.



ΣΧΗΜΑ 2- 7. Μικρογραφίες ευθυγραμμισμένων νάνο - σωληνίσκων άνθρακα παραγόμενων με την μέθοδο PECVD με έλεγχο διαμέτρου: α) 40-50 nm και β) 200-300 nm.

2.6 Δομικές Ατέλειες

Κατά το στάδιο της σύνθεσης, είναι δυνατό να εμφανιστούν πιθανές επιθυμητές ή ανεπιθύμητες δομικές ατέλειες. Δημιουργούνται παραμορφώσεις και αλλαγές στο σχήμα όπως κάμψεις και διακλαδώσεις (τύπου Y ή τύπου T) νάνο - σωληνίσκων αντικαθιστώντας ένα εξάγωνο με ένα επτάγωνο ή ένα πεντάγωνο. Οι παραμορφώσεις μπορεί να κατευθύνονται προς το εσωτερικό ή προς το εξωτερικό του σωληνίσκου και μεταξύ των άλλων οι ηλεκτρικές ιδιότητες αλλάζουν δραματικά από αυτές τις παραμορφώσεις. Ένα άλλο είδος ατελειών προκαλείται από προσμίξεις που μπορούν να εμποτιστούν κατά την διάρκεια της παρασκευής των νάνο - σωληνίσκων. Στοιχεία μπορούν να υπεισέλθουν στην δομή όπως για παράδειγμα στοιχεία του καταλύτη.

2.7 Καθαρισμός από προσμίξεις

Ένα μεγάλο πρόβλημα στην τεχνολογία των ΝΣΑ είναι ο καθαρισμός τους από ξένες ουσίες και προσμίξεις. Τα προϊόντα όσο καθαρά κι αν είναι, πάντα απαιτούν επιπλέον επεξεργασία προκειμένου να απομακρυνθούν οι προσμίξεις στο μεγαλύτερο βαθμό που γίνεται. Οι μηχανισμοί ανάπτυξης είναι δυνατόν να τερματιστούν με τέτοιο τρόπο ώστε το καταλυτικό σωματίδιο να μείνει εγκλωβισμένο μέσα στο νάνο - σωλήνα. Άλλες προσμίξεις εκτός από τα καταλυτικά μεταλλικά σωματίδια μπορεί να είναι φουλερένια, γραφίτης ή άμορφος άνθρακας. Αυτές οι προσμίξεις επηρεάζουν σε μεγάλο βαθμό τις τελικές ιδιότητες των ΝΣΑ. Τα μεταλλικά σωματίδια και τα φουλερένια απομακρύνονται σχετικά εύκολα ενώ ο γραφίτης και ο άμορφος άνθρακας απομακρύνονται δύσκολα. Ο καθαρισμός γίνεται με χημικές ή μηχανικές μεθόδους. Οι χημικές μέθοδοι έχουν το

πλεονέκτημα του χαμηλού κόστους και της ευκολίας χρήσης. Οι μηχανικές προσφέρονται πιο πολύ για μεγάλης κλίμακας σύνθεσης νάνο - σωλήνων αλλά είναι απαιτητικές σε χρόνο. Συνοπτικά μπορούν να αναφερθούν οι ακόλουθες: (α) Οξείδωση, (β) Επεξεργασία με Οξέα, (γ) Ανόπτηση, (δ) Υπέρηχοι, (ε) Καθαρισμός με Μαγνητισμό, (στ) μικρο-φιλτράρισμα, (ζ) κόψιμο και (η) χρωματογραφία. Ο καθαρισμός μπορεί να γίνει και με συνδυασμό μεθόδων. Για παράδειγμα, με φυγοκέντρηση απομακρύνονται τα μεγαλύτερα σωματίδια γραφίτη ενώ με κατάλληλα διαλύματα, μέσω διάλυσης απομακρύνονται τα φουλερένια και τα μεταλλικά σωματίδια. Ωστόσο τα μεταλλικά σωματίδια συνηθέστερα απομακρύνονται απλά με χρήση υψηλών θερμοκρασιών. Όμως, δεν υπάρχει κάποια γενική αποτελεσματική και απλή μέθοδος για τον καθαρισμό των προϊόντων αλλά επιλέγεται η κατάλληλη ανάλογα με τις απαιτήσεις.

2.8 Ιδιότητες Νάνο-Σωληνίσκων Άνθρακα

Στο πλαίσιο των μηχανικών ιδιοτήτων, οι νάνο - σωληνίσκοι κατατάσσονται ανάμεσα στα πιο ανθεκτικά και τα πιο ελαστικά υλικά που υπάρχουν στην φύση, με μέτρο ελαστικότητας έως 1,2 TPa και αντοχή σε εφελκυσμό περίπου εκατό φορές μεγαλύτερη από αυτή του χάλυβα. Ταυτόχρονα παρουσιάζουν πολύ μεγάλη παραμόρφωση θραύσης. Όσον αφορά στις ηλεκτρικές τους ιδιότητες παρουσιάζουν μεγάλη εξάρτηση από τη διάταξη (n, m) και ως εκ τούτου από την διάμετρο και την «ελικοειδή» μορφή του νάνο - σωληνίσκου. Όσον αφορά στους ΠΤΝΣΑ η πρόβλεψη των ιδιοτήτων τους είναι πολύ πιο πολύπλοκη και δύσκολη διότι, στην περίπτωση

αυτή συνυπάρχει μια ποικιλία γεωμετριών του ανύσματος τύλιξης. Η υπερβολική εξάρτηση των ηλεκτρονικών ιδιοτήτων από τις παραμέτρους δομής αποτελεί μοναδικότητα των νάνο - σωληνίσκων άνθρακα και είναι υπεύθυνη για τα πλούσια φυσικά φαινόμενα που παρουσιάζουν καθώς επίσης αποτελεί σημαντική πρόκληση για χημική σύνθεσή τους υπό τον έλεγχο της διαμέτρου και της «ελικοειδούς» διαμόρφωσης του νάνο - σωληνίσκου. Η ειδική θερμοχωρητικότητα η οποία τους χαρακτηρίζει, για τους μεν πολύ- φλοιϊκούς είναι παρόμοια με αυτή του γραφίτη ενώ για τους μονό- φλοιϊκούς μεγαλύτερη. Αυτό είναι αναμενόμενο καθώς τα φωνόνια (phonons) του κρυστάλλου χαρακτηρίζονται από μεγαλύτερη μέση ελεύθερη διαδρομή (περίπου 100 nm), αφού δεν υπάρχουν επιπλέον στρώματα γραφίτη για να επηρεάσουν την κίνηση τους μέσω της μεταξύ τους αλληλεπίδρασης. Οι εξαιρετικά καλές ενδογενείς ιδιότητες των νάνο - σωληνίσκων άνθρακα έχουν ως αποτέλεσμα την έξαρση ερευνών, που αποσκοπούν στην καλύτερη κατανόησή τους καθώς και στην εκμετάλλευσή τους σε ενδεχόμενες εφαρμογές σε ολόκληρο τον κόσμο. Θεωρητικές και πειραματικές εργασίες έχουν επικεντρωθεί α) στην σχέση της ατομικής και της ηλεκτρονικής δομής των νάνο- σωληνίσκων, β) στις ηλεκτρικές ιδιότητες μεταφοράς καθώς και γ) στις επιδράσεις των αλληλεπιδράσεων μεταξύ ηλεκτρονίου - ηλεκτρονίου και ηλεκτρονίων- φωνονίων. Μεγάλη προσπάθεια καταβάλλεται επίσης για την κατανόηση των μηχανικών ιδιοτήτων τους συμπεριλαμβανομένων του μέτρου ελαστικότητας E, της αντοχής τους σε εφελκυσμό, καθώς και του μηχανισμού αστοχίας τους. Εκτός των άλλων ένα σημαντικά θεμελιώδες ερώτημα που τίθεται και χρίζει περαιτέρω πειραματικής

και θεωρητικής έρευνας είναι πώς η μηχανική παραμόρφωση ενός νάνο - σωληνίσκου άνθρακα επιδρά στις ηλεκτρικές ιδιότητές του.

2.9 Ηλεκτρικές Ιδιότητες Νάνο-Σωληνίσκων Άνθρακα

Οι ηλεκτρικές ιδιότητες των νάνο - σωληνίσκων άνθρακα (ΝΣΑ) είναι ένας τομέας ιδιαίτερου επιστημονικού ενδιαφέροντος, καθώς είναι ιδιαίτερα δύσκολο να μετρηθούν απευθείας. Δομικές ατέλειες καθώς και οι καμπυλώσεις ή οι συστροφές τους φαίνεται να έχουν έντονη επίδραση στις ηλεκτρικές ιδιότητες. Αρχικές θεωρητικές μελέτες για τις ηλεκτρονικές ιδιότητες των Μονο-φλοιϊκών ΝΣΑ (ΜΦΝΣΑ), έδειξαν ότι οι ΝΣΑ μπορεί να έχουν μεταλλική συμπεριφορά ή συμπεριφορά ημι-αγωγού ανάλογα με την «ελικοειδή» μορφή τους , οπότε και από την διάταξη (n, m) και την διάμετρο του ΝΣΑ . Κατά μέσο όρο, σχεδόν $1/3$ των ΝΣΑ έχουν μεταλλική συμπεριφορά και $2/3$ συμπεριφορά ημι-αγωγού . Αυτή η αναλογία εμφανίζεται σε πραγματικά δείγματα καθώς οι σύγχρονες μέθοδοι παραγωγής προσφέρουν μικρό, αν όχι καθόλου, έλεγχο στην μορφοποίηση της «ελικοειδούς» δομής. Καθώς οι Πολυφλοιϊκοί ΝΣΑ (ΠΦΝΣΑ) έχουν μεγαλύτερη διάμετρο, οι ιδιότητες μεταφοράς προσεγγίζουν αυτές του γραφίτη. Διαστρωματικές αλληλεπιδράσεις που θα μπορούσαν να είναι σημαντικές στους ΠΦ-ΝΣΑ μικρής διαμέτρου εμφανίζονται να είναι ασθενείς. Θεωρητικές μελέτες ΝΣΑ με διπλό φλοιό δείχνουν ότι η συνολική συμπεριφορά καθορίζεται από τις ηλεκτρονικές ιδιότητες του εξωτερικού φλοιού . Για το λόγο αυτό, τα πειραματικά αποτελέσματα διαφέρουν έντονα μεταξύ των μεμονωμένων ΜΦ-ΝΣΑ, θυσάνων ΜΦΝΣΑ, μεμονωμένων ΠΦ-ΝΣΑ ή θυσάνων

ΠΦΝΣΑ ή τυχαίων ΠΦ-ΝΣΑ (mats). Πειραματικά, οι ηλεκτρικές συνδεσμολογίες μέτρησης μεμονωμένων ΝΣΑ επιτυγχάνονται συνήθως από τυχαία εναπόθεση των ΝΣΑ πάνω σε έτοιμα ηλεκτρόδια με προσχεδιασμένα μοτίβα (pattern), ή με διαδοχική κατασκευή των ηλεκτροδίων πάνω στα ΝΣΑ με τη χρήση τεχνικών εστιασμένης δέσμης ιόντων. Η πρώτη πειραματική μέτρηση μεταφοράς σε μεμονωμένους ΠΦΝΣΑ έγινε από τους Tans et al. και έδειξε ότι πράγματι υπάρχουν ΠΦΝΣΑ με συμπεριφορές τόσο μεταλλικές όσο και ημι-αγωγού, επιβεβαιώνοντας τη θεωρητική πρόβλεψη. Η ηλεκτρική αγωγιμότητα σε θερμοκρασία δωματίου ήταν 10^5 με 10^6 S/m για τους ΝΣΑ με μεταλλική συμπεριφορά και περίπου 10 S/m για τους ΝΣΑ με ημι-αγώγιμη συμπεριφορά. Επίσης επιβεβαιώθηκε και πειραματικά ότι οι ηλεκτρονικές ιδιότητες εξαρτώνται πολύ από τη διάμετρο του ΝΣΑ και την ελικοειδή δομή. Η παρουσία μεγάλου ποσοστού ημι-αγώγιμων ΝΣΑ θα πρέπει να ληφθεί υπόψη όταν γίνεται ερμηνεία μετρήσεων φαινομένων μεταφοράς σε θυσάνους ΜΦ-ΝΣΑ, όπως έχει αποδειχθεί και πειραματικά με την εξάρτηση της ειδικής ηλεκτρικής αντίστασης των θυσάνων από τη θερμοκρασία. Η αγωγιμότητα των θυσάνων ΜΦΝΣΑ βρέθηκε να κυμαίνεται μεταξύ 1×10^4 και 3×10^6 S/m σε θερμοκρασία δωματίου, εξαρτώμενη από τον τύπο των ΝΣΑ και το πόσο έχουν περιπλεχτεί μεταξύ τους (entanglement). Οι τιμές αυτές πλησιάζουν αυτές της επίπεδης (in-plane) αγωγιμότητας του γραφίτη (2.5×10^6 S/m). Η αγωγιμότητα των ΠΦΝΣΑ έχουν παρουσιαστεί να κυμαίνονται μεταξύ 20 και 2×10^7 S/m, ανάλογα με την helicities του εξωτερικού φλοιού ή την παρουσία ελαττωμάτων.

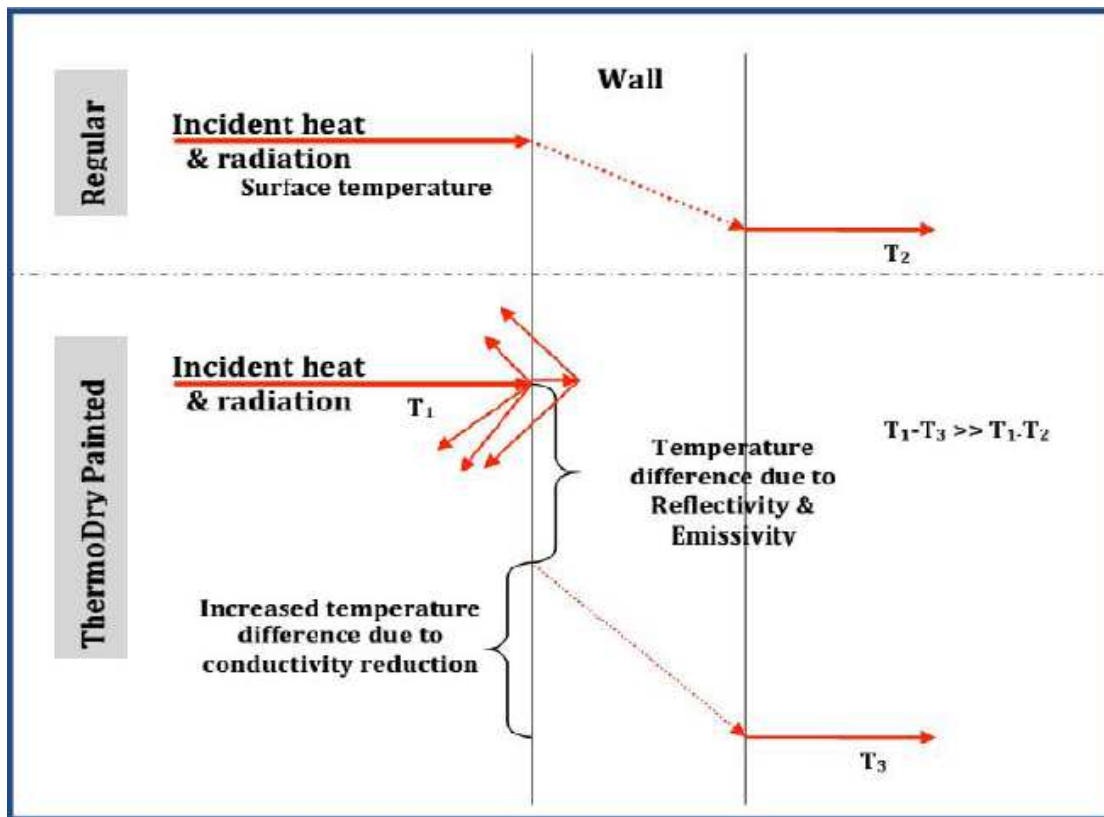
2.10 Εφαρμογές νανοτεχνολογίας σε κτιριακές εγκαταστάσεις.

Τα υλικά νανοτεχνολογίας, εφαρμόζονται σε πολλές περιπτώσεις σε κτιριακές εγκαταστάσεις. Έτσι έχουμε υλικά τα οποία χρησιμοποιούνται για τη θερμομόνωση των κτιρίων και εφαρμόζονται σε:

- Εξωτερικές επιφάνειες (τοιχοποιία, σοβάς, υφιστάμενο χρώμα, τσιμέντο, γυψοσανίδα)
- Εσωτερικές επιφάνειες (τοιχοποιία, τσιμέντο, γυψοσανίδα)
- Εσωτερικές επικλινείς ή οριζόντιες επιφάνειες, στεγανοποίηση ταρατσών και δωμάτων μπαλκονιών, γωνιών και αποκατάς/ταση ρωγμών
- Σιδερές μεταλλικές επιφάνειες, βιομηχανικά κτίρια, σωληνώσεις εναλλακτών θερμότητας, βυτία, εμπορευματοκιβώτια, μεταλλικοί αγωγοί.

Τα υλικά αυτά εφαρμόζονται είτε με πρόσμιξη σε άλλα χρώματα, είτε μόνα τους. Είναι κατάλληλα για επιφάνειες που εκτίθενται σε δυσμενείς καιρικές συνθήκες και καλύπτουν τριχοειδής ρωγμές νοβολακόμη και σε πολύ χαμηλές θερμοκρασίες ή και σε μεγάλες θερμοκρασιακές διαφορές. Έχουν υψηλή καλυπτικότητα , ισχυρή πρόσφυση, ελαστικότητα και εξαιρετική αντοχή στη UV ακτινοβολία και τα άλατα ή τα αλκάλια. Επίσης αυξάνουν το ποσοστό ανάκλασης της ακτινοβολίας, μειώνοντας δραστικά την απορροφόμενη ακτινοβολία και αλλάζουν τον συντελεστή θερμικής αγωγιμότητας του χρώματος, αυξάνοντας έτσι τις μονωτικές του ιδιότητες. Αυτό έχει ως αποτέλεσμα την εξοικονόμηση ενέργειας του κτιρίου και κατ' επέκταση την αύξηση της ενεργειακής

του απόδοσης. Στο σχήμα 2-8 απεικονίζεται η ηλιακή ακτινοβολία καθώς προσπίπτει πάνω σε μια επιφάνεια αρχικά χωρίς την εφαρμογή του υλικού νανοτεχνολογίας και στη συνέχεια με την εφαρμογή του. Παρατηρείται ότι στην επιφάνεια που έχει εφαρμοστεί το υλικό νανοτεχνολογίας, αντανακλάται και εκπέμπεται εκ νέου στο περιβάλλον, πολύ μεγαλύτερη ποσότητα θερμότητας σε σχέση με την επιφάνεια που δεν έχει εφαρμοστεί το υλικό. Εκτός από τα υλικά τα οποία εφαρμόζονται για τη θερμομόνωση των κτιρίων, υπάρχουν υλικά τα οποία χρησιμοποιούνται για την αδιαβροχοποίηση και την προστασία επιφανειών. Αυτά τα υλικά εφαρμόζονται για προστασία τοίχων, κεραμικών, μαρμάρου, ξύλου, πετρωμάτων, συνθετικού ξύλου, γυψοσανίδες κ.λπ.). Τα νανοσωματίδια καλύπτουν τους πόρους του κάθε υλικού και αποτρέπουν την είσοδο του νερού. Αυτό έχει ως αποτέλεσμα την καλύτερη αντοχή των επιφανειών καθώς δεν υπάρχει διάβρωση. Επίσης, υπάρχουν υλικά νανοτεχνολογίας, τα οποία χρησιμοποιούνται για τον καθαρισμό επιφανειών από οργανικούς ρύπους, λεκέδες, καυσαέρια κ.λπ.. Αποτρέπουν την ανάπτυξη βακτηρίων όπως μούχλα και μύκητες, ενώ εξαλείφουν ακόμα και μυρωδιές. Μπορούν να εφαρμοστούν σε ένα ευρύ φάσμα επιφανειών με υψηλό πορώδες όπως τσιμέντο επιχρίσματα αρμούς και πετρώματα. Επιπροσθέτως υπάρχουν υλικά νανοτεχνολογίας, που χρησιμοποιούνται ως σύνθετο υλικό του τσιμέντου, στο οποίο προσδίδουν αύξηση στην αντοχή σε εφελκυσμό, ενώ παρεμποδίζουν και τη διεύρυνση των σπασμάτων στη δομή.



ΣΧΗΜΑ 2- 8 Μεταφορά θερμότητας σε μια επιφάνεια που έχει εφαρμοστεί το υλικό νανοτεχνολογίας και σε μια επιφάνεια με συμβατική μόνωση.

2.11 Κεραμικά νανοϋλικά

Ο όρος κεραμικό συμπεριλαμβάνει ένα πολύ μεγάλο πλήθος υλικών. Εκτός από τα παραδοσιακά κεραμικά που κατασκευάζονται από αργιλική πρώτη ύλη, κεραμικά υλικά χαρακτηρίζονται διάφορα ορυκτά και πετρώματα, τα γυαλιά, τα οξείδια, τα καρβίδια, τα νιτρίδια, τα βορίδια και το τσιμέντο. Επομένως, η χρήση των κεραμικών στη σύγχρονη εποχή δε περιορίζεται πια στην παραδοσιακή περιοχή του οικοδομικού κλάδου και των καταναλωτικών αγαθών, αλλά επεκτείνεται σε τομείς όπως η ηλεκτροτεχνία, η βιοϊατρική, οι μηχανολογικές κατασκευές κ.α. Επίσης, τα κεραμικά υλικά είναι αδρανή και συμβατά με τον ανθρώπινο οργανισμό, γι' αυτό και χρησιμοποιούνται στην κατασκευή τεχνητών συνδέσμων. Τέλος, λόγω των υψηλών σημείων τήξεώς τους, χρησιμοποιούνται σε κατασκευές που λειτουργούν σε υψηλές θερμοκρασίες όπως, εναλλάκτες, αεροτουρμπίνες, κινητήρες, εξατμίσεις, μπουζί κτλ. Οι σύγχρονες απαιτήσεις για υλικά με μεγαλύτερη αντοχή σε κάμψη και θλίψη, οδήγησαν στην ανάπτυξη προηγμένων συνθέτων υλικών με κεραμική ενίσχυση. Στα προηγμένα κεραμικά νανοϋλικά συμπεριλαμβάνονται τα κεραμικά με μέγεθος κόκκου της τάξεως του νανομέτρου. Τα υλικά αυτά είναι ανόργανα μη μεταλλικά υλικά, είτε κρυσταλλικά είτε ημικρυσταλλικά και καλύπτουν ένα ευρύ φάσμα χημικών συστάσεων, φυσικών και μηχανικών ιδιοτήτων. Μερικοί εκπρόσωποι των προηγμένων κεραμικών νανοϋλικών, που χρησιμοποιούνται ως εγκλείσματα στα σύνθετα υλικά είναι, το οξείδιο του αργιλίου ή αλλιώς αλουμίνα (Al_2O_3), το οξείδιο του ζirkονίου ή ζirkονία (ZrO_2), το οξείδιο του τιτανίου ή τιτανία (TiO_2), το οξείδιο του μαγνησίου ή μαγνησία (MgO), το καρβίδιο του βολφραμίου (WC), το καρβίδιο του πυριτίου (SiC), το καρβίδιο του βορίου (B_4C), το νιτρίδιο του τιτανίου (TiN), το νιτρίδιο του πυριτίου (Si_3N_4), το νιτρίδιο του βορίου (BN) και πολλά άλλα. Τα κεραμικά αυτής της κατηγορίας είναι σκληρά και ψαθυρά στερεά, έχουν πολύ λεπτή και καλά ελεγχόμενη νανοδομή, μεγάλη χημική καθαρότητα και συνήθως μικρό αριθμό φάσεων, με αποτέλεσμα να παρουσιάζουν συνδυασμό καλών ιδιοτήτων (υψηλή σκληρότητα,

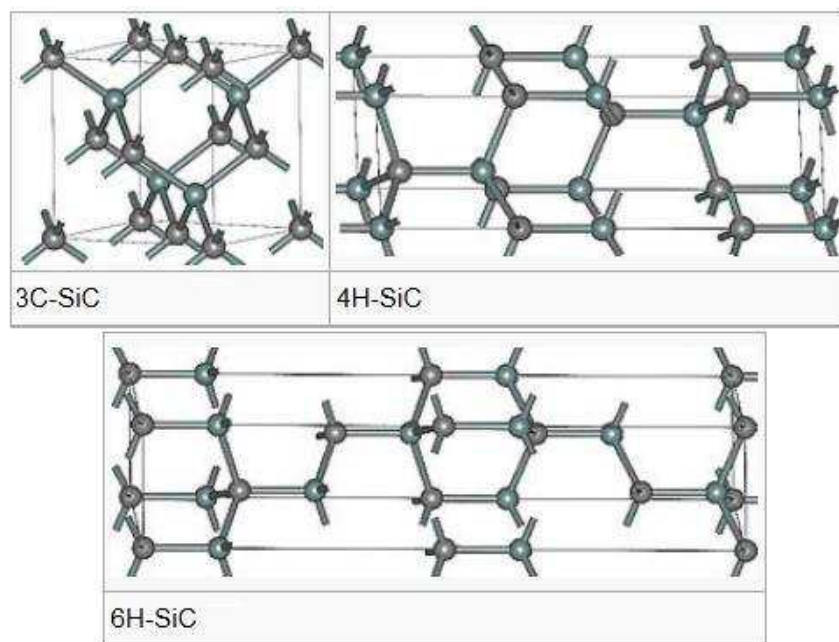
καλές μηχανικές, ηλεκτρομαγνητικές και οπτικές ιδιότητες, χαμηλό ειδικό βάρος). Επίσης, τα υλικά αυτά παρουσιάζουν πολύ καλή αντοχή σε θερμικούς αιφνιδιασμούς. Λόγω των πολύ καλών φυσικών και μηχανικών τους ιδιοτήτων χρησιμοποιούνται σε σχετικά καθαρή μορφή. Η αστοχία των κεραμικών υλικών οφείλεται στη ψαθυροποίησή τους είτε λόγω άμεσης φόρτισης είτε λόγω θερμικών τάσεων. Οι κυριότερες εφαρμογές και ειδικές χρήσεις των προηγμένων κεραμικών, παρουσιάζονται στον πίνακα 2.1.

ΠΙΝΑΚΑΣ 2- 1: Κατηγορίες εφαρμογών και ειδικές χρήσεις προηγμένων κεραμικών

Κατηγορία	Χρήσεις	Υλικά
Βιομηχανία αυτοκινήτων και αεροσκαφών	εξαρτήματα κινητήρων, θερμομονωτικοί χιτώνες και εναλλάκτες, εξαρτήματα αναστροφής ροής και στεγανότητας	Al ₂ O ₃ , SiC, Si ₃ N ₄ , ZrO ₂ , SiC
Ηλεκτρονική	ημιαγωγοί, μονωτές, οπτικές ίνες, αγωγοί, λέιζερ, διηλεκτρικά, στοιχεία θέρμανσης,	TiO ₂ , Al ₂ O ₃ , ZrO ₂ , BN
Υψηλές θερμοκρασίες	πυρίμαχα, συγκολλημένα εξαρτήματα κλιβάνων, βαλβίδες	Al ₂ O ₃ , SiC, Si ₃ N ₄
Μηχανολογία και Ηλεκτροτεχνία	κοπτικά εργαλεία, εξαρτήματα ανθεκτικά σε τριβή/διάβρωση, μαγνήτες, υπεραγωγοί	TiO ₂ , Al ₂ O ₃ , B ₄ C, BN
Ιατρική/Οδοντιατρική	σκεύη εργαστηρίου και ελέγχου, πρόσθετα μέλη, σύνδεσμοι	ZrO ₂ , Al ₂ O ₃
Πυρηνική τεχνολογία	εξαρτήματα ελέγχου καυσίμων, επένδυση Αντιδραστήρων	ενώσεις ουρανίου (UO ₂ , UC, US)

2.11.1 Καρβίδιο του πυριτίου (SiC)

Το καρβίδιο του πυριτίου είναι η μόνη χημική ένωση που προκύπτει από την ένωση του πυριτίου (Si) με τον άνθρακα (C) και έχει χημικό τύπο SiC. Πρόκειται για μία ένωση που απαντάται στη φύση σε ένα σπάνιο ορυκτό τον μοϊσσανίτη. Ο σχηματισμός του καρβιδίου του πυριτίου στο εργαστήριο αναφέρθηκε για πρώτη φορά από τον Berzelius το 1824. Ωστόσο, η μαζική παραγωγή του πραγματοποιήθηκε το 1893 από τον Acheson, με σκοπό να χρησιμοποιηθεί ως λειαντικό υλικό. Το καρβίδιο του πυριτίου απαντάται σε περίπου 250 κρυσταλλικές δομές. Χαρακτηρίζεται από τη λεγόμενη πολυμορφία, η οποία αναφέρεται στη δυνατότητα ενός στοιχείου ή μίας χημικής ένωσης να δημιουργεί ποικίλες κρυσταλλικές δομές, οι οποίες διαφέρουν ως προς την αλληλουχία των ατομικών επιπέδων κατά τη μία διεύθυνση της κρυσταλλικής ανάπτυξης. Όλες οι δυνατές κρυσταλλικές δομές του καρβιδίου του πυριτίου είναι όμοιες κατά τις δύο διαστάσεις και διαφέρουν κατά την τρίτη. Η βασική δομή του καρβιδίου του πυριτίου αποτελείται από ένα τετράεδρο, όπου ένα άτομο άνθρακα (C) περιβάλλεται από τέσσερα άτομα πυριτίου (Si) ενωμένα μεταξύ τους με ομοιοπολικό δεσμό. Η απόσταση του δεσμού μεταξύ δύο γειτονικών ατόμων πυριτίου ή άνθρακα είναι περίπου 3.08Å, ενώ η απόσταση του δεσμού μεταξύ ατόμου πυριτίου και ατόμου άνθρακα (μήκος δεσμού Si-C) είναι περίπου 1.89Å. Στο σχήμα 2.9 παρουσιάζονται οι τρεις κύριες κρυσταλλικές δομές του καρβιδίου του πυριτίου, που χρησιμοποιούνται περισσότερο στις τεχνολογικές εφαρμογές. Το πιο συχνά απαντώμενο είναι το 6H-SiC, το οποίο αποτελείται από μία εξαγωνική κρυσταλλική δομή και σχηματίζεται σε θερμοκρασία μεγαλύτερη των 1700°C. Το καρβίδιο του πυριτίου, SiC, αποτελεί έναν ημιαγωγό ευρέως ενεργειακού χάσματος ($E_g \geq 2.4\text{eV}$), ο οποίος μπορεί να είναι n-τύπου με πρόσμειξη αζώτου ή φωσφόρου και p-τύπου με πρόσμειξη αλουμινίου, βορίου, γαλλίου ή βηρυλλίου. Η μεταλλική αγωγιμότητα του SiC έχει επιτευχθεί με προσμείξεις μεγάλης ποσότητας σε βόριο, αργίλιο ή άζωτο. Ιδιότητες υπεραγωγού έχουν ανιχνευθεί σε 3C-SiC: Al, 3C-SiC: B και 6H-SiC: B, κάτω από την ίδια θερμοκρασία των 1.5 K.



ΣΧΗΜΑ 2-9 Οι τρεις κύριες κρυσταλλικές δομές του καρβιδίου του πυριτίου, 3C-SiC, 4H-SiC και 6H-SiC Για τη σύνθεση του καρβιδίου του πυριτίου έχουν αναπτυχθεί αρκετές μέθοδοι, οι κυριότερες των οποίων είναι: 1) η χημική εναπόθεση αερίου, CVD και 2) η χημική εναπόθεση αερίου με χρήση πλάσματος, PE-CVD.

1) Χημική εναπόθεση αερίου, CVD

Σύμφωνα με τη μέθοδο αυτή, λαμβάνει χώρα ο σχηματισμός καρβιδίου του πυριτίου, SiC, από την αποσύνθεση υδρογονανθράκων όπως μεθάνιο, προπάνιο κ.α., Πραγματοποιείται λοιπόν, διαχωρισμός των μορίων του υδρογονάνθρακα, καθώς και ατμοποίηση των ατόμων C στα μεταλλικά νανοσωματίδια. Η καθίζηση του C από τα ατμοποιημένα μεταλλικά σωματίδια στην επιφάνεια υποστρώματος οξειδίων μετάλλων, οδηγεί στον σχηματισμό σωληνοειδών δομών άνθρακα. Το μειονέκτημα της τεχνικής είναι η δυνατότητα να παραχθεί ενιαίος κρύσταλλος καρβιδίου του πυριτίου SiC, στα υποστρώματα πυριτίου, Si.

2) Χημική εναπόθεση αερίου με χρήση πλάσματος, PE-CVD

Η διαφορά με τη μέθοδο αυτή, είναι πως η ενεργοποίηση της χημικής αντίδρασης γίνεται με χρήση πλάσματος. Το πλάσμα ενεργοποιεί τα χημικά ενεργά ιόντα και τις ελεύθερες ρίζες, που δημιουργούνται από τη σύγκρουση ηλεκτρονίων-μορίων μέσα στη μάζα του αερίου και από τη σύγκρουση ιόντων, ηλεκτρονίων ή φωτονίων στην επιφάνεια του στερεού. Η θερμοκρασία του αερίου δεν υπερβαίνει τους 300°C και η ολική πίεση τα 10torr. Μειονεκτήματα αποτελούν η δημιουργία ατελειών δομής στο υπόστρωμα Si, αλλά και στο παραγόμενο SiC, από τον βομβαρδισμό του υποστρώματος με ουδέτερα ή φορτισμένα σωματίδια, καθώς και η αδυναμία απόθεσης καθαρού SiC, διότι λόγω της χαμηλής θερμοκρασίας του υποστρώματος, δύσκολα απομακρύνονται τα αέρια προϊόντα της αντίδρασης.

2.11.2 Ιδιότητες και εφαρμογές καρβιδίου του πυριτίου

Το καρβίδιο του πυριτίου, SiC, αποτελεί ένα από τα πιο ευρέως χρησιμοποιούμενα κεραμικά υλικά σε εφαρμογές υψηλής απόδοσης, όπου και απαιτείται υψηλή αντοχή σε υψηλές θερμοκρασίες. Εμφανίζει πολύ υψηλή θερμοκρασία εξαχνωσης (περίπου 2700°C) και δε τήκεται σε καμία γνωστή πίεση. Χαρακτηρίζεται από χαμηλή πυκνότητα και χημική αδράνεια, ενώ παράλληλα παρουσιάζει υψηλή αντίσταση στην ακτινοβολία. Ακόμη, ο πολύ χαμηλός συντελεστής θερμικής διαστολής που παρουσιάζει, δεν επιτρέπει τις μεταβάσεις φάσεων κατά τη θερμική διαστολή, οι οποίες θα μπορούσαν να προκαλέσουν ασυνέχειες στη δομή. Λόγω της πολύ καλής συμπεριφοράς του σε οξειδωτικές συνθήκες και υψηλές θερμοκρασίες, χρησιμοποιείται στην επικάλυψη μετάλλων, αλλά και ως ενισχυτικό σε σύνθετα υλικά. Για παράδειγμα η χρήση του σε αεροτουρμπίνες επιμηκύνει το χρόνο λειτουργίας τους σε υψηλές θερμοκρασίες. Το SiC χρησιμοποιείται σήμερα κατά τη θερμική κατεργασία των μετάλλων, στις πυρίμαχες ύλες, την παραγωγή υαλοπινάκων, την παραγωγή κεραμικών και ηλεκτρονικών εξαρτημάτων κ.α. Λόγω της χημικής του αδράνειας χρησιμοποιείται και ως πρόσθετο του πετρελαίου για τη μείωση της τριβής και των εκπομπών. Επίσης, χρησιμοποιείται ως έγκλεισμα σε σύνθετα υλικά με ενίσχυση άνθρακα για εφαρμογές σε κεραμικούς δίσκους φρένων υψηλής απόδοσης, που λειτουργούν σε ακραίες θερμοκρασίες. Το πυρίτιο αντιδρά με το μόριο του γραφίτη στο σύνθετο

και σχηματίζεται καρβίδιο του άνθρακα ενισχυμένο με ίνες πυριτίου (C/SiC). Οι δίσκοι αυτοί χρησιμοποιούνται σε σπορ αυτοκίνητα, καθώς και αυτοκίνητα υψηλών επιδόσεων. Το καρβίδιο του πυριτίου επίσης, εμφανίζει εξαιρετικές μηχανικές ιδιότητες, όπως υψηλή αντοχή, υψηλή σκληρότητα και υψηλό μέτρο ελαστικότητας, οι οποίες το καθιστούν ένα ιδιαίτερα σκληρό και ανθεκτικό υλικό. Σε συνδυασμό και με το χαμηλό του κόστος, χρησιμοποιείται στα λειαντικά, τα εργαλεία άλεσης και τα κοπτικά εργαλεία. Ακόμη, εμφανίζει μοναδικές ηλεκτρικές ιδιότητες παρουσιάζει υψηλή ηλεκτρική αγωγιμότητα και μπορεί να χρησιμοποιηθεί ως ηλεκτρικός αγωγός. Επίσης, η υψηλή μέγιστη πυκνότητα ρεύματος που το χαρακτηρίζει, επιτρέπει τη χρήση του σε συσκευές μεγάλης ισχύος. Η πρώτη ηλεκτρική εφαρμογή του SiC ήταν στα αλεξικέραυνα σε συστήματα ηλεκτρικής ενέργειας. Οι συσκευές αυτές πρέπει να παρουσιάζουν υψηλή αντίσταση μέχρι η τάση στα άκρα τους να φτάσει σε ένα ορισμένο όριο VT, τότε η αντίστασή τους πρέπει να πέσει σε χαμηλότερο επίπεδο και να το διατηρήσει, έως ότου η εφαρμοζόμενη τάση πέφτει κάτω της VT. Το καρβίδιο του πυριτίου συγκεντρώνει μεγάλο ενδιαφέρον ως ημιαγωγός. Είναι κατάλληλο για χρήση σε ημιαγώγιμες ηλεκτρονικές διατάξεις, οι οποίες λειτουργούν σε υψηλές θερμοκρασίες και τάσεις. Οι πρώτες διαθέσιμες συσκευές ήταν οι δίοδοι Schottky, μετά το PET (field-effect transistor) και τα MOSFET (metal-oxide-semiconductor field-effect transistor), αλλά και τα διπολικά τρανζίστορ για τη μεταγωγή υψηλής ισχύος. Τέλος, χρησιμοποιείται σε ηλεκτρονικά συστήματα, όπως οι αισθητήρες και οι δίοδοι εκπομπής φωτός (LED).

ΠΙΝΑΚΑΣ 2- 2 Ιδιότητες καρβιδίου του πυριτίου, SiC

Μηχανικές	Μονάδα Μέτρησης (SI)	Τιμή
Πυκνότητα	[g/cm ³]	3.1
Αντοχή σε κάμψη	[MPa]	550
Μέτρο ελαστικότητας	[GPa]	410
Λόγος Poisson	-	0.14
Αντοχή σε θλίψη	[MPa]	3900
Σκληρότητα	[kg/mm ²]	2800
Αντοχή σε θραύση	[MPa·m ^(1/2)]	4.6
Θερμικές		
Θερμική αγωγιμότητα	[W/mk]	120
Συντελεστής θερμικής διαστολής	[10 ⁻⁶ /K]	4.0
Ειδική θερμότητα	[J/kgK]	750
Ηλεκτρικές		
Ειδική ηλεκτρική αντίσταση	[Ω·cm]	10 ² - 10 ⁶

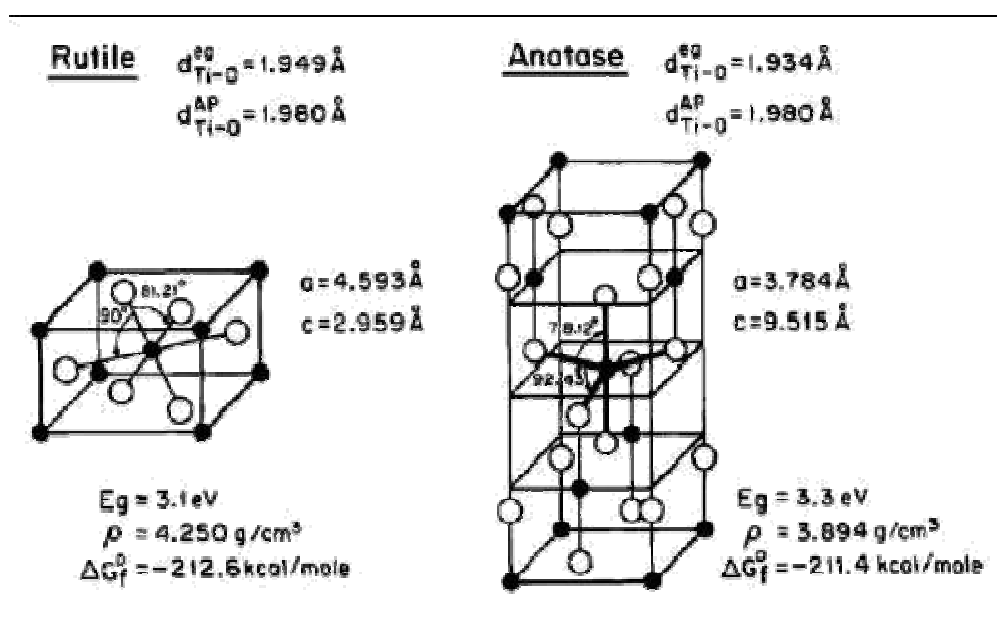
2.11.3 Διοξείδιο του τιτανίου (TiO₂)

Η εμπορική παραγωγή του διοξειδίου του τιτανίου (TiO₂) ή αλλιώς τιτανία, ξεκίνησε στις αρχές του εικοστού αιώνα κι έκτοτε έχει χρησιμοποιηθεί ευρέως σε βασικά προϊόντα της καθημερινής μας ζωής, όπως βαφές, αντηλιακά, χρώματα, αλοιφές, οδοντόκρεμες, καλλυντικά κ.α. Το 1972 ο Fujishima και ο Honda, ανακάλυψαν το φαινόμενο της φωτοκαταλυτικής διάσπασης του νερού σε ηλεκτρόδιο TiO₂, κάτω από υπεριώδη ακτινοβολία (UV). Τις τελευταίες δεκαετίες γίνονται έρευνες για την παρασκευή νανοϋλικών με ενίσχυση TiO₂, οι οποίες έχουν οδηγήσει σε συνεχείς καινοτομίες πάνω στη σύνθεση υλικών με νέες ιδιότητες και βελτιωμένες εφαρμογές. Στις μέρες μας είναι πλέον δυνατή η σύνθεση νανοσωματιδίων, καθώς και νανοκαλωδίων (nanowires), νανοσωλήνων (nanotubes) και νανοσυρμάτων (nanorods) TiO₂. Τα νέα αυτά νανοϋλικά παρουσιάζουν ιδιότητες, οι οποίες εξαρτώνται από το μέγεθος, το σχήμα και τη δομή των σωματιδίων. Οι νέες υποσχόμενες εφαρμογές σχετίζονται με τον τομέα του περιβάλλοντος (φωτοκατάλυση και αισθητήρες) και της ενέργειας (φωτοβολταϊκά, διάσπαση του νερού, ηλεκτροχρωμικά και αποθήκευση

υδρογόνου).

2.11.4 Ιδιότητες διοξειδίου του τιτανίου

Το διοξειδίου του τιτανίου είναι η πιο συχνά απαντώμενη ένωση του τιτανίου (Ti) στη φύση. Το τιτάνιο όταν θερμανθεί στον αέρα σε πολύ υψηλές θερμοκρασίες καίγεται, σχηματίζοντας το TiO_2 . Άλλες ενώσεις του τιτανίου με ευρεία χρήση, είναι το τετραχλωριούχο τιτάνιο (TiCl_4) και το τριχλωριούχο τιτάνιο (TiCl_3), οι οποίες χρησιμοποιούνται ως καταλύτες στη βιομηχανία. Το TiO_2 είναι ένας ημιαγωγός n-τύπου, εξαιτίας της ύπαρξης κενών θέσεων οξυγόνου στο πλέγμα του και εσωτερικών ιόντων τιτανίου, με ενεργειακό χάσμα από 3 έως 3.2 eV. Συνεπώς, για τη διέγερσή του απαιτείται ακτινοβολία στο υπεριώδες. Το TiO_2 βρίσκεται συνήθως σε μορφή σκόνης λευκού χρώματος, η οποία είναι χημικώς αδρανής, μη τοξική και φιλική προς το περιβάλλον. Παρασκευάζεται εύκολα σε μεγάλες ποσότητες και παρουσιάζει χαμηλό κόστος. Τα χαρακτηριστικά αυτά καθιστούν το TiO_2 έναν από τους πιο σημαντικούς από πρακτική άποψη, ημιαγωγούς. Η δομή του διοξειδίου του τιτανίου προκύπτει από τον υβριδισμό των 2p τροχιακών του οξυγόνου με τα 3d τροχιακά του τιτανίου. Κρυσταλλογραφικά απαντάται σε τρεις κύριες δομές πολυμορφισμού που παρουσιάζουν διαφορετική διεύθυνση των ατόμων στο χώρο, του ανατάση (anatase), του ρουτηλίου (rutile) και του μπρουκίτη (brookite). Στις δύο πρώτες μορφές η μοναδιαία κυψελίδα είναι τετραγωνική, ενώ στον μπρουκίτη, ορθορομβική. Οι συνηθέστερες δομές είναι του ανατάση και του ρουτηλίου (εικόνα 2.10).



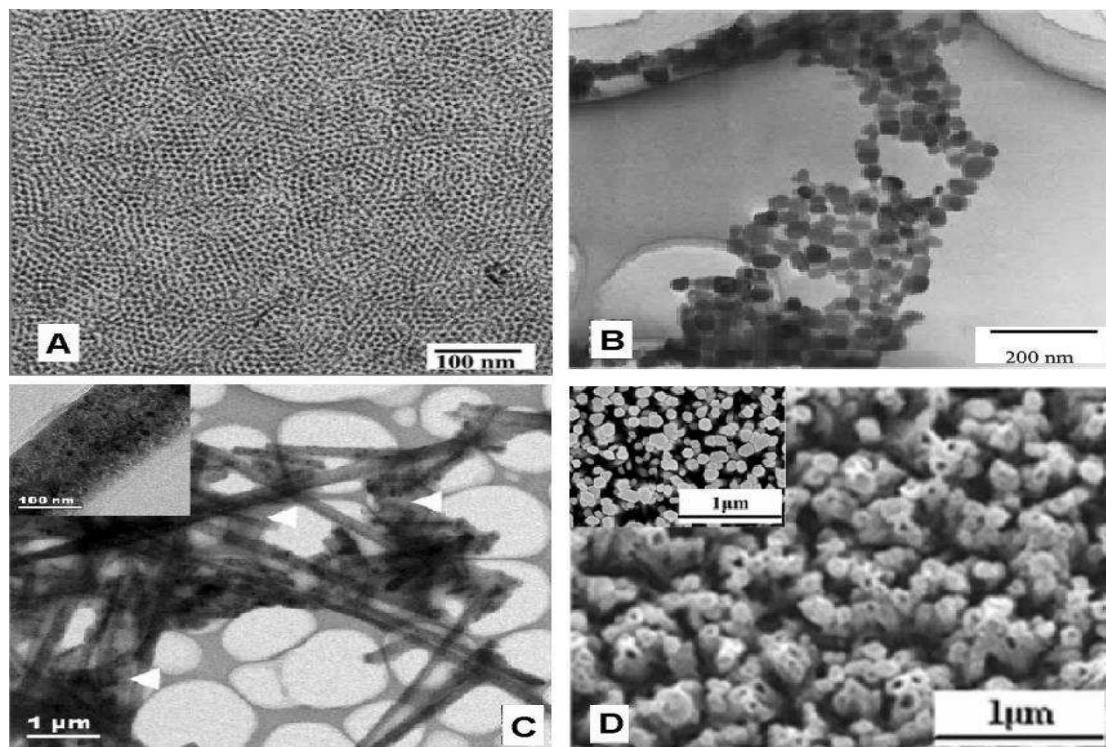
Το TiO₂ είναι γνωστό ότι αποτελεί έναν ικανό φωτοκαταλύτη υπό την επίδραση του υπεριώδους φωτός. Από το 1998 υπήρξε έντονο ενδιαφέρον για τη βελτίωση της απόδοσής του στο φάσμα του ορατού, με σκοπό τη χρήση του σε καθημερινές φωτοεπαγόμενες εφαρμογές. Υπάρχουν διάφοροι τρόποι για να επιτευχθεί αυτός ο στόχος. Αρχικά οι μελέτες επικεντρώθηκαν στην επιφανειακή ή χημική τροποποίηση του διοξειδίου του τιτανίου με μέταλλα, όπως ο άργυρος. Αργότερα, η τροποποίηση έγινε με μία σειρά αμετάλλων (N, C, S, F). Η μέθοδος αυτή προτιμάται διότι, τα νέα υλικά που παράγονται επιδεικνύουν καλές οπτικές ιδιότητες υπό την επίδραση της ορατής περιοχής του ηλιακού φάσματος, θέτοντάς τα ως ικανά να χρησιμοποιηθούν καθημερινά.

2.11.5 Παρασκευή διοξειδίου του τιτανίου

Για την παρασκευή του διοξειδίου του τιτανίου (TiO₂) χρησιμοποιούνται πολλές μέθοδοι, αλλά η πιο διαδεδομένη είναι η μέθοδος του sol-gel. Η ραγδαία ανάπτυξη των sol-gel τεχνικών κατά τη διάρκεια των τελευταίων δύο δεκαετιών έχει οδηγήσει στην εξέλιξη της σύνθεσης διαφόρων κεραμικών υλικών υψηλής ποιότητας, τα οποία χρησιμοποιούνται σε διάφορες εφαρμογές, όπως η προσρόφηση, οι αισθητήρες και η κατάλυση. Η διαδικασία sol-gel είναι πολύ δημοφιλής και αξιόπιστη μεθοδολογία για τη σύνθεση ειδικά των μεταλλικών οξειδίων με ομοιόμορφα μικρά μεγέθη σωματιδίων (λεπτές σκόνες) και ποικίλες μορφολογίες. Σε μία τυπική διαδικασία sol-gel πραγματοποιείται η δημιουργία, κάτω από απόλυτα ελεγχόμενες συνθήκες, ενός κολλοειδούς διαλύματος (sol) κι έπειτα η τελική μετατροπή του σε πήκτωμα (gel), μέσω διαδοχικών αντιδράσεων υδρόλυσης-συμπύκνωσης. Πιο συγκεκριμένα, η φάση sol είναι μία κολλοειδής διασπορά στερεών σωματιδίων σε υγρό, στο οποίο η διασκορπισμένη φάση είναι μικρή (1-1000nm). Αρχικά, απαιτείται η παρασκευή ενός ομογενούς διαλύματος μιας προδρόμου ενώσεως, η οποία αποτελείται συνήθως είτε από ανόργανα άλατα μετάλλων είτε από οργανικές μεταλλικές ενώσεις (π.χ. αλκοξείδια μετάλλων) κι επιτρέπει την ανάμειξη των συστατικών σε ατομική κλίμακα. Η υγρή φάση μπορεί να είναι νερό (υδατικό διάλυμα) ή κάποια αλκοόλη (μη

υδατικό διάλυμα) με οργανική αλυσίδα που περιέχει λίγα άτομα άνθρακα. Το κολλοειδές διάλυμα (sol) σχηματίζεται από την υδρόλυση και τον πολυμερισμό της προδρομίου ενώσεως. Σε αυτό το στάδιο πραγματοποιείται πυρήνωση των σωματιδίων (ανάπτυξη κρυστάλλων) στο κατάλληλο μέγεθος και τελικά αναγωγή των μεγάλων σωματιδίων σε κολλοειδή. Διάφοροι παράγοντες, όπως η πολικότητα του διαλύτη, η ιοντική ισχύς του αντιδρώντος μέσου και η θερμοκρασία, μπορούν να χρησιμοποιηθούν για να διαχειριστούν το σχηματισμό της φάσης sol. Η μετατροπή του κολλοειδούς διαλύματος σε πήκτωμα (gel), αποτελεί μία διαδικασία κατά την οποία, η ελεύθερη φάση sol μετατρέπεται σε ένα τρισδιάστατο στερεό δίκτυο που περιβάλλει το διαλύτη. Το πήκτωμα είναι μία ημιστερεή φάση πλούσια σε υγρό, στην οποία η υγρή φάση δεν επιτρέπει στο στερεό δίκτυο να καταστραφεί και το στερεό δίκτυο δεν επιτρέπει στην υγρή φάση να ρέει έξω από αυτό. Το σημείο ζελατινοποίησης του διαλύματος τυπικά προσδιορίζεται από την απότομη αύξηση του ιξώδους. Η μηχανική κατάσταση του πηκτώματος εξαρτάται πολύ από τον αριθμό των διασταυρούμενων συνδέσεων στο δίκτυο κι είναι φανερό ότι όσο μεγαλύτερος είναι ο βαθμός των συνδέσεων, τόσο πιο σταθερή η δομή που σχηματίζεται. Υπάρχουν διάφορες παράμετροι που επηρεάζουν τις αντιδράσεις υδρόλυσης και συμπύκνωσης της διαδικασίας sol-gel, συμπεριλαμβανομένου της δράσης του αλκοξειδίου του μετάλλου, του λόγου αλκοξειδίου/νερού, του pH του διαλύματος, της θερμοκρασίας, το είδος του διαλύτη και των πρόσθετων που χρησιμοποιούνται. Μια άλλη θεωρία είναι ότι οι καταλύτες συχνά προστίθενται για να ελέγχουν το ρυθμό και το βαθμό της υδρόλυσης και της συμπύκνωσης. Μεταβάλλοντας αυτές τις παραμέτρους, μπορούν να προκύψουν υλικά με διαφορετικές μικροδομές και επιφάνεια. Στην περίπτωση του TiO_2 , η διαδικασία sol-gel πραγματοποιείται με υδρόλυση του αλκοξειδίου του τιτανίου(IV), ακολουθούμενη από αντιδράσεις συμπύκνωσης. Ο σχηματισμός των αλυσίδων Ti-O-Ti λαμβάνει χώρα σε μικρή ποσότητα διαλύτη και χαμηλό ρυθμό υδρόλυσης. Στη συνέχεια, ακολουθεί ο σχηματισμός του τρισδιάστατου δικτύου αλυσίδων, το οποίο σταδιακά πακετάρεται προς τον σχηματισμό σωματιδίων. Η μέση διάμετρος των σωματιδίων αυξάνεται γραμμικά με τον χρόνο και με την αύξηση της θερμοκρασίας, δίνοντας ένα λευκό ίζημα TiO_2 . Το τελευταίο στάδιο της τεχνικής για την παρασκευή του τελικού προϊόντος είναι η θερμική κατεργασία του πηκτώματος. Πρώτα, εξατμίζεται ο διαλύτης σε χαμηλές θερμοκρασίες με αποτέλεσμα την συρρίκνωση της φάσης sol και το πλησίασμα των κολλοειδών σωματιδίων. Ακολουθεί γήρανση, με άμεση συνέπεια την

ανάπτυξη δεσμών μεταξύ γειτονικών σωματιδίων τιτανίας. Κατά την πορεία της θερμικής κατεργασίας επιτυγχάνεται η καύση της οργανικής φάσης και των υπολειμμάτων του διαλύτη. Η καύση αποτελεί σημαντική παράμετρο για την ρύθμιση του πορώδους και είναι υπεύθυνη για την τελική εικόνα του προϊόντος. Τέλος, απομακρύνονται τα ανθρακικά υπολείμματα (CO_2), με αποτέλεσμα να διατηρούνται αναλλοίωτες οι ημιαγώγιμες ιδιότητες του TiO_2 . Κατά τη θερμική κατεργασία του πηκτώματος, λαμβάνει χώρα η ανάπτυξη της κρυσταλλικής φάσης του ημιαγωγού (υπεύθυνη για τις φωτοκαταλυτικές ιδιότητές του) και η πυροσυσσωμάτωση των νανοσωματιδίων με σύζευξη γειτονικών νανοκρυσταλλιτών. Ανάλογα με τις συνθήκες που χρησιμοποιούνται κάθε φορά κατά τη διαδικασία της μεθόδου sol-gel, μπορεί να αναπτυχθεί πολύ λεπτή και ομοιόμορφη σκόνη τιτανίας, σε μορφή ινών, καλωδίων, σωλήνων και συρμάτων. Στο σχήμα 2.11 παρουσιάζονται νανοσωματίδια TiO_2 , όπως σχηματίστηκαν από την τεχνική sol-gel.



ΣΧΗΜΑ 2- 11 α) εικόνες από TEM νανοσωματιδίων TiO_2 μετά από υδρόλυση $\text{Ti}(\text{OR})_4$, β) εικόνες από TEM νανοσωματιδίων ανατάση TiO_2 , γ) εικόνες από TEM νανοσυρμάτων ανατάση TiO_2 και δ) εικόνες από SEM νανοσωλήνων TiO_2

2.11.6 Εφαρμογές διοξειδίου του τιτανίου

Πολλές από τις εφαρμογές των νανοϋλικών τιτανίας (TiO_2) είναι στενά συνδεδεμένες με τις οπτικές τους ιδιότητες. Τα νανοϋλικά TiO_2 συνήθως είναι διαφανή στην περιοχή του ορατού φωτός. Το ενεργειακό τους χάσμα είναι μεγαλύτερο από 3.0 eV και το ποσοστό απορρόφησης που παρουσιάζουν στην υπεριώδη περιοχή είναι υψηλό. Είναι επίσης, πολύ σταθερά, μη τοξικά, και φτηνά. Όπως είναι αναμενόμενο, οι καλές οπτικές και βιολογικές τους ιδιότητες τα καθιστούν κατάλληλα για εφαρμογές στον τομέα της ενέργειας και του περιβάλλοντος, όπως φωτοκατάλυση, φωτοβολταϊκά, αποθήκευση υδρογόνου, διάσπαση νερού, αισθητήρες και ηλεκτροχρωμικά, καθώς και φωτοχρωμικά. Το διοξείδιο του τιτανίου είναι η πιο ευρέως χρησιμοποιούμενη άσπρη χρωστική σε μορφή σκόνης λόγω της φωτοκαταλυτικής δράσης του, η οποία προσφέρει τη δυνατότητα αποσύνθεσης των οργανικών συστατικών των χρωμάτων και της ικανότητάς του για προστασία από την υπεριώδη ακτινοβολία. Όπως αναφέρθηκε παραπάνω, μερικές από

τις καθημερινές εφαρμογές του ως λευκαντικό, περιλαμβάνουν χρώματα, οδοντόκρεμες, βαφές, καλλυντικά, αντηλιακά, λευκαντικά και πολλά άλλα. Το TiO_2 ως φωτοκαταλυτικό υλικό έχει την ικανότητα να αποσυνθέτει απόβλητα, ρύπους, δυσώδεις χημικές ουσίες, τοξικές χημικές ουσίες κλπ. Πρόσφατα, η εφαρμογή αυτή έχει επικεντρωθεί στην αποικοδόμηση υγρών (π.χ. αζωχρώματα) και αέριων ρύπων (π.χ. πτητικές οργανικές ενώσεις VOCs), τα οποία παρουσιάζουν ιδιαίτερο ενδιαφέρον για την προστασία του περιβάλλοντος. Αυτή η ισχυρή οξειδωτική δράση του, χρησιμοποιείται επίσης για να σκοτώσει βακτήρια, αλλά και καρκινικά κύτταρα. Μια τεράστια ερευνητική προσπάθεια έχει αφιερωθεί στη μελέτη των ιδιοτήτων και των εφαρμογών του διοξειδίου του τιτανίου στον τομέα της ενέργειας, μετά την ανακάλυψη της φωτοκαταλυτικής διάσπασης του νερού σε ηλεκτρόδιο TiO_2 . Το TiO_2 έχει τη δυνατότητα να καταλύει την υδρόλυση και επίσης να παράγει ηλεκτρισμό όταν βρίσκεται υπό μορφή πολύ μικρών σωματιδίων. Είναι πολύ πιθανόν τα TiO_2 νανοϋλικά να αποτελέσουν το μέλλον για καθαρές και βιώσιμες πηγές ενέργειας. Επιπρόσθετα, έρευνες έχουν γίνει για την ανάπτυξη “έξυπνων συσκευών” με τη χρήση νανοϋλικών TiO_2 , όπως ηλεκτροχρωμικά παράθυρα και οθόνες, κάνοντας χρήση της ικανότητας της τιτανίας να μεταβάλλει το χρώμα της μετά από οξείδωση ή αναγωγή. Οι ηλεκτροχρωμικές συσκευές είναι σε θέση να μεταβάλλουν την απόδοσή τους στο ορατό φως και την ηλιακή ακτινοβολία, κάτω από ηλεκτρική φόρτιση ή αποφόρτιση, χρησιμοποιώντας χαμηλή τάση. Για παράδειγμα, αν εφαρμοστεί μία μικρή τάση στα παράθυρα, αυτά σκουραίνουν. Αντιστρέφοντας την τάση, επιστρέφουν και πάλι στην αρχική τους κατάσταση. Συνεπώς, είναι δυνατός ο έλεγχος της ποσότητας της ενέργειας που εισέρχεται μέσα από ένα “έξυπνο παράθυρο”, μειώνοντας την ανάγκη για κλιματισμό μέσα σε ένα κτήριο. Η ενεργειακή απόδοση σε αυτή τη τεχνολογία, μελλοντικά μπορεί να είναι πολύ μεγάλη.

Κεφάλαιο 3^ο Πρόγραμμα Runet για τοιχοποιίες

3.1. Εισαγωγή - Τι κάνει το πρόγραμμα

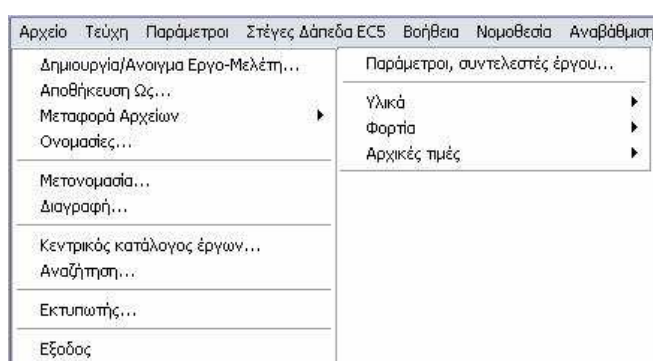
Το πρόγραμμα **FEDRA -Τοιχοποιία** σας βοηθά στην μελέτη κτιρίων από φέρουσα τοιχοποιία. Είναι βασισμένο στον Ευρωκώδικα 6 για τα αφορώντα την τοιχοποιία. Για την ολοκλήρωση της επίλυσης του κτιρίου επιλύονται και διαστασιολογούνται επίσης τα δάπεδα, τα υποστυλώματα και η θεμελίωση από μπετόν βάσει του Ελληνικού Κανονισμού Ωπλισμένου Σκυροδέματος, η στέγη βάσει του Ευρωκώδικα 5. Ο υπολογισμός και κατανομή των σεισμικών δυνάμεων γίνεται βάσει του Ελληνικού Αντισεισμικού Κανονισμού - ΕΑΚ. Επιλύετε και διαστασιολογείτε πλήρως κτίρια, των οποίων ο σεισμός παραλαμβάνεται εξ ολοκλήρου από τους τοίχους. Με το πρόγραμμα παράγεται ένα πλήρες και ολοκληρωμένο τεύχος μελέτης, με σχέδια κατόψεων και ξυλοτύπων. Υπάρχει ενσωματωμένο σχεδιαστικό με το οποίο μπορείτε εύκολα να δώσετε τα δεδομένα (τοίχους, ανοίγματα, δοκούς κλπ.) σε απλά σχέδια κατόψεων. Το έμπειρο σύστημα του προγράμματος, αναλαμβάνει να κάνει με ασφάλεια την αναγνώριση του στατικού μοντέλου από τα σχέδια απαλλάσσοντας έτσι τον χρήστη από την αντίστοιχη χρονοβόρα και επιρρεπή σε λάθη διαδικασία. Το στατικό μοντέλο και η μεθοδολογία επίλυσης επιλέχθηκαν για να αποδώσουν τα πιο ακριβή αποτελέσματα εντατικών μεγεθών σύμφωνα με τις απαιτήσεις των ισχυόντων κανονισμών και τις πιο προηγμένες μεθόδους επίλυσης όπως η μέθοδος των πεπερασμένων στοιχείων. Τα τεύχη της μελέτης που παράγεται είναι αναλυτικότερα, με σύντομη περιγραφή των μεθόδων επίλυσης και επεξηγήσεις των αποτελεσμάτων. Σχέδια κατόψεων και ξυλοτύπων που παράγονται ολοκληρώνουν τις απαιτήσεις μιας μελέτης. Ο χρήστης έχει πλήρη εποπτεία με γραφικές παραστάσεις των αποτελεσμάτων των πεπερασμένων στοιχείων, καθώς και πλήρη επισκόπηση των τευχών εκτύπωσης όπως θα εκτυπωθούν. Θα θέλαμε να τονίσουμε ότι όσο πρωτοποριακό, εύχρηστο και γρήγορο και αν είναι το πρόγραμμα, σε καμία περίπτωση δεν μπορεί να αντικαταστήσει την εμπειρία, γνώση, άποψη και τεχνική οξυδέρκεια του μηχανικού που κάνει κάποια μελέτη. Το πρόγραμμα είναι απλώς ένα εργαλείο υποβοήθησης στην εκτέλεση της μελέτης, που μαζί με τον Η/Υ δίνει τη δυνατότητα στο μελετητή σε ελάχιστο χρόνο, χρησιμοποιώντας προηγμένες μεθόδους με μεγάλο αριθμό αγνώστων προς επίλυση, να παίρνει αποτελέσματα. Όμως ο μελετητής μηχανικός δεν πρέπει να ξεχνά ότι είναι ο κύριος υπεύθυνος για τη σωστή είσοδο δεδομένων και χρήση του προγράμματος, καθώς επίσης και για την ορθή αξιολόγηση των αποτελεσμάτων.

2. Βασική φιλοσοφία χρήσης προγράμματος

Οι βασικοί χειρισμοί στο πρόγραμμα είναι οι εξής:

1. Αρχείο, παράμετροι προγράμματος, βάσεις δεδομένων με υλικά, συντελεστές, παράμετροι εκτύπωσης.

Όλες αυτές οι διεργασίες γίνονται με τα μενού στην κορυφή του προγράμματος.



2. Υπολογισμοί

Οι παράμετροι, οι συντελεστές για κάθε μελέτη και οι υπολογισμοί φαίνονται στο κίτρινο φύλλο υπολογισμών. Οι ενέργειες υπολογισμών ή αλλαγής παραμέτρων μελέτης γίνονται κάνοντας κλικ στις αντίστοιχες γραμμές του κίτρινου φύλλου υπολογισμών. Υπολογισμοί που γίνονται ή συντελεστές που καθορίστηκαν μαρκάρονται μπροστά με ένα κόκκινο V.

Γενικά Στοιχεία Αντισεισμικού Σχεδιασμού (ΕΑΚ §2)		
✓	<input checked="" type="checkbox"/>	Σεισμική Ζώνη (ΕΑΚ §2.3.3) Ζώνη: II, $\alpha=0.240g=2.35 \text{ m/s}^2$
✓	<input checked="" type="checkbox"/>	Κατηγορία Εδάφους (ΕΑΚ §2.3.6) A, $\theta=1.00 \text{ T}_1=0.10\text{sec} \text{ T}_2=0.40\text{sec}$
✓	<input checked="" type="checkbox"/>	Σπουδαιότητα Κτιρίου (ΕΑΚ §2.3.4) Σ2 $\gamma_I=1.00$
Γενικά Χαρακτηριστικά Κτιρίου		
✓	<input checked="" type="checkbox"/>	Όροφαι Οροφαι : 2 Υπόγειο: 0
✓	<input checked="" type="checkbox"/>	Δάπεδα 0.15-0.15-
✓	<input checked="" type="checkbox"/>	Όροφή Στέγη σε πλάκα
✓	<input checked="" type="checkbox"/>	Υψη ορόφων [m] 3.00-3.00-
✓	<input checked="" type="checkbox"/>	Τοιχοποιία Άσπλη τοιχοποιία Κατηγορία 2
Φορτία Κατασκευής (ΕC1, ΕΚΩΣ)		
✓	<input checked="" type="checkbox"/>	Μόνιμα [kN/m ²] Επικ. = 0.80, Τοικ. = 0.00
✓	<input checked="" type="checkbox"/>	Κινητά [kN/m ²] Δάπ. = 2.00, Σκ. = 5.00, Εξ. = 5.00
✓	<input checked="" type="checkbox"/>	Δράσεις $\Psi_0=0.60, \Psi_1=0.60, \Psi_2=0.30$
✓	<input checked="" type="checkbox"/>	Στέγη [kN/m ²] Χιώνι = 1.00, Άνεμ. = 1.25
✓	<input checked="" type="checkbox"/>	Ίδιο βάρος στέγης [kN/m ²] Στέγη= 1.50, Όροφή= 0.60
Ξύλινη Στέγη - Ξύλινο Δάπεδο		
✓	<input checked="" type="checkbox"/>	Διαστασιολόγηση Ευρωκώδικας 5 Στέγες Πατώματα
Υλικά Τοιχοποιίας		
✓	<input checked="" type="checkbox"/>	Τοίχοι Οπτ/μή υπερμαπτική-M2 30 cm
✓	<input checked="" type="checkbox"/>	Σκυρόδεμα - Εδαφος C45/55-B500A $\alpha_m= 0.20Mpa$
Σχεδίαση - Υπολογισμοί		
✓	<input checked="" type="checkbox"/>	Σχεδίαση τοίχοι-ανοίγματα-δοκοί
✓	<input checked="" type="checkbox"/>	Αναγνώριση τοπολογίας κτιρίου τοπολογία πλάκων φορτία
👉	<input checked="" type="checkbox"/>	Υπολογισμοί - Διαστασιολόγηση υλικά πλάκες δοκοί τοίχοι υψοστ

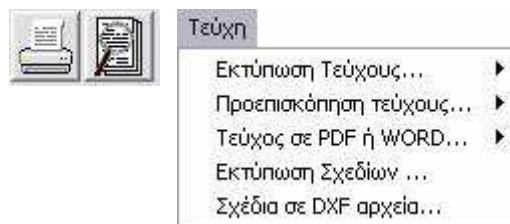
3. Τεύχη

Συγχρόνως με τους υπολογισμούς παράγονται και τα αντίστοιχα τεύχη, δεξιά στο πράσινο φύλλο τευχών . Κάθε τεύχος που παράγεται μαρκάρεται με ένα πράσινο \checkmark μπροστά. Κάνοντας κλικ στις αντίστοιχες γραμμές του φύλλου των τευχών βλέπετε (**προεπισκόπηση**) τα τεύχη όπως αυτά θα εκτυπωθούν

Τεύχος μελέτης	
✓	<input checked="" type="checkbox"/> Γενικά
✓	<input checked="" type="checkbox"/> Υλικά Τοίχων
✓	<input checked="" type="checkbox"/> Δομικά στοιχεία
✓	<input checked="" type="checkbox"/> Στοιχεία Πλάκων
✓	<input checked="" type="checkbox"/> Διαστασιολόγηση Πλάκων
✓	<input checked="" type="checkbox"/> Οπλισμοί Πλάκων
✓	<input checked="" type="checkbox"/> Στοιχεία Δοκών
✓	<input checked="" type="checkbox"/> Στατική Επίλυση Δοκών
✓	<input checked="" type="checkbox"/> Διαστασιολόγηση Δοκών
✓	<input checked="" type="checkbox"/> Οπλισμοί Δοκών
✓	<input checked="" type="checkbox"/> Κατακόρυφα φορτία τοίχων  
✓	<input checked="" type="checkbox"/> Σεισμικά φορτία τοίχων  
✓	<input checked="" type="checkbox"/> Ελεγχοί τοίχων Ευρωκ. 6  
✓	<input checked="" type="checkbox"/> Τάσεις περ. στοιχείων τοίχων
	<input type="checkbox"/> Υψοσυλώματα
✓	<input checked="" type="checkbox"/> Βεμελίωση
✓	<input checked="" type="checkbox"/> Προκατ. τοίχοι από σκυρόδεμα
✓	<input checked="" type="checkbox"/> Τεχνική έκθεση
✓	<input checked="" type="checkbox"/> Σχέδια μελέτης
✓	<input checked="" type="checkbox"/> Σχέδια σε DXF αρχεία

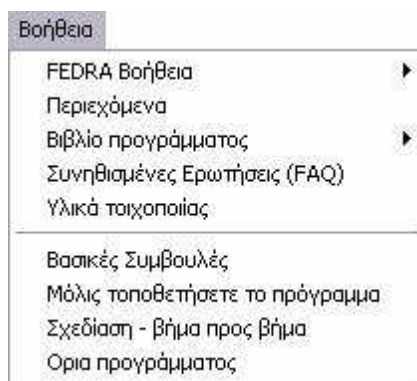
4. Εκτυπώσεις

Οι εκτυπώσεις των τευχών και σχεδίων γίνονται με το μενού των εκτυπώσεων ή τα κουμπιά πάνω δεξιά.

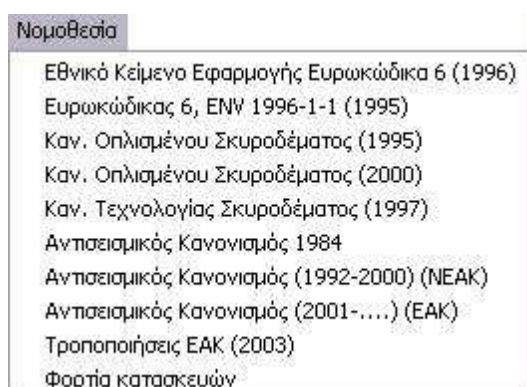


5. Βοήθεια

Πλήρης βοήθεια σε κάθε σημείο του προγράμματος.



6. Νομοθεσία



3. Τι κάνετε μόλις πρωτοποθετήσετε το πρόγραμμα

- Καθορίζετε τους παραμέτρους, κτίριο, υλικά, σεισμική ζώνη, είδος τοιχοποιίας και συντελεστές της περιοχής σας.

Αυτό γίνεται με τις εντολές του μενού **Παράμετροι**

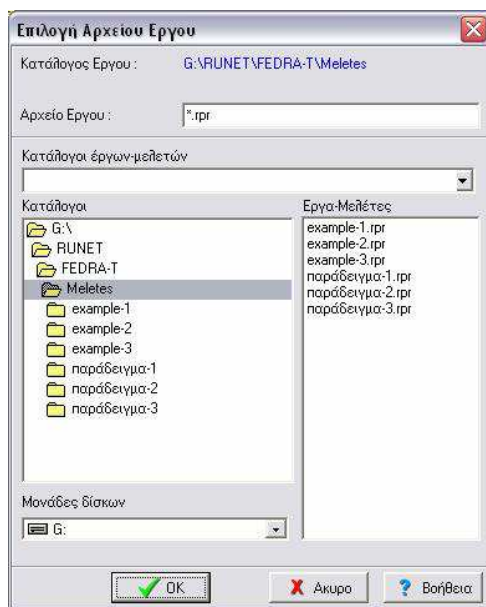
- - Δημιουργείτε έναν ή δύο καταλόγους έργων.

Αυτό γίνεται με το μενού **Αρχείο/Κεντρικός κατάλογος έργων**

- - Επιλέγετε γραμματοσειρές για τα τεύχη σας, με το μενού **Τεύχη/Διαμόρφωση τεύχους** και τεστάρτε τον εκτυπωτή σας για αυτή τη γραμματοσειρά (αν δουλεύουν τα ελληνικά) με την εντολή **Τεστ Εκτυπωτή**.

4. Βασικά στάδια μιας μελέτης είναι εν συντομία τα ακόλουθα.

1. Δημιουργείτε ένα αρχείο μελέτης



2. Αφού δημιουργηθεί το αρχείο οι αρχικοί συντελεστές και παράμετροι ενημερώνουν το αρχείο της νέας οικοδομής. Οι αρχικοί αυτοί συντελεστές (υλικά, σεισμικοί συντελεστές, φορτία) διατηρούνται συνεχώς στο πρόγραμμα και αλλάζουν από εσάς μέσω του μενού Παράμετροι.

3. Ελέγχετε τους συντελεστές και παραμέτρους της μελέτης στο κίτρινο φύλλο αριστερά και αν θέλετε να αλλάξετε κάποιον κάνετε κλικ στην αντίστοιχη γραμμή του πίνακα, π.χ. να προσθέσετε ορόφους στο κτίριο.

Συνολική Ενέργεια ΕΠΕΕ [EAK-S2.1] Αξία: 0,00 € (14842,88 kWh)
 Επιχειρησιακό Πρόγραμμα [EAK-S2.3.0] 0 31-10-2014 31-03-2020
 Επένδυση [EAK-S2.3.4] 02 44-1-00

Γενική Χαρακτηριστική Κτιρίου

Όνομα: Ονομα: 2 Ύψος: 0
 Αξία: 0,296220
 Γραφή: 2 Ύψος: 0
 Ύψος: 3,00 (m)
 Τεχνολογία: Αναβαθμισμένη τεχνολογία Κατηγορία 2

Θερμική Κατασκευή (E.C1, E.C02)

Πόνο (kWh/m²) Αξία: 0,00 Τάξη: 0,00
 Κινητό (kWh/m²) Αξία: 2,40 (Σ + 5 kWh) = 5,00
 Δάπεδο 0,04 (0,01 ανά m², 0,03)
 Στέγη (kWh/m²) Αξία: 1,30, Αξία: 1,35
 Βιο βιοκλιματική (kWh/m²) 2 Ύψος: 1,90, Ορόφος: 0,40

Ύψος Στέγης - Ξύλινο δάπεδο Επίπεδο: Πιστωτικό
 Διατάραξη θερμότητας 5

Ύψος Τεχνολογίας

Τύπος: Οπτική απορρόφηση 0,30
 Διακόπτες - Εξοικονομικά: CIB/0,000000 cm 0,094cm

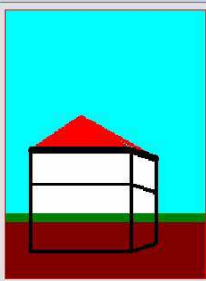
Σταθμάτα Υποδομής

Συστατικό: Ηλεκτρομαγνητικό δίκτυο
 Απορρόφηση ποταμικών αλάτων: παραγωγή αλάτων αέρια
 Ύψος/τάξη: Διαφοροποίηση: υψος αλάτων διασπορά αλάτων

Επιλογή προβολής

Γενικό
 3D Γενικό
 Διάγραμμα ορόφων
 Στοιχείο Πόνο
 Διατάραξη θερμότητας (Πόνο)
 Ολοκληρωμένο Πόνο
 Στοιχείο Δάπεδο
 Στοιχείο Ενδοθέρμανση
 Διατάραξη θερμότητας
 Ολοκληρωμένο Δάπεδο
 Κατανομή θερμότητας κτιρίου
 Ολοκληρωμένο κτιρίου
 Θέρμανση κτιρίου/ορόφου 5
 Τύπος και απορρόφηση κτιρίου
 Ύψος/τάξη
 Βιο κλιματική
 Εξοικονομικά από απορρόφηση
 Γενικό Δάπεδο

Μορφή Κτιρίου - Οροφοί

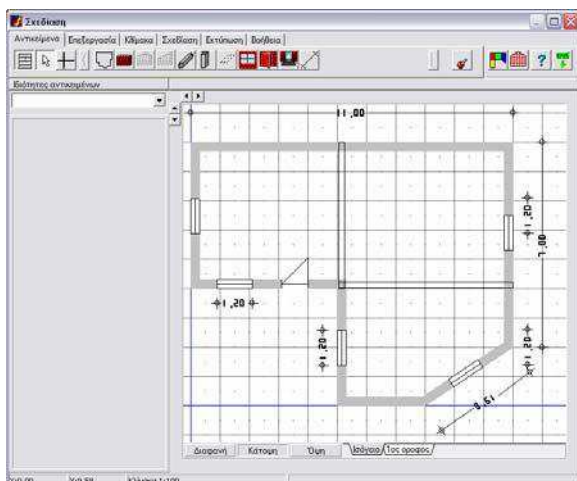


Οροφοί όνομα οροφείου

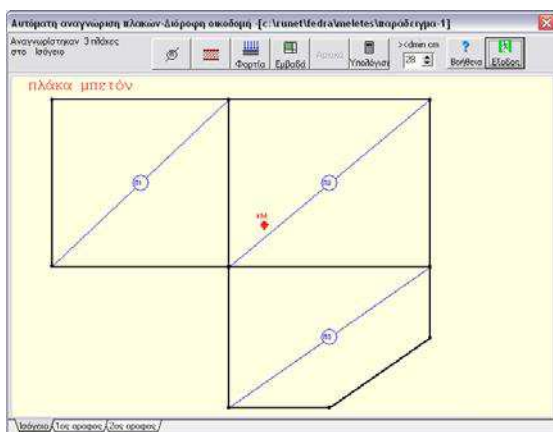
1

Στέγη
 Στέγη σε πλάκα
 Υπόγειο

4. Εν συνεχεία κάνοντας κλικ στο σημείο που σας υποδεικνύεται (Σχεδίαση) εισέρχεστε στη σχεδίαση.

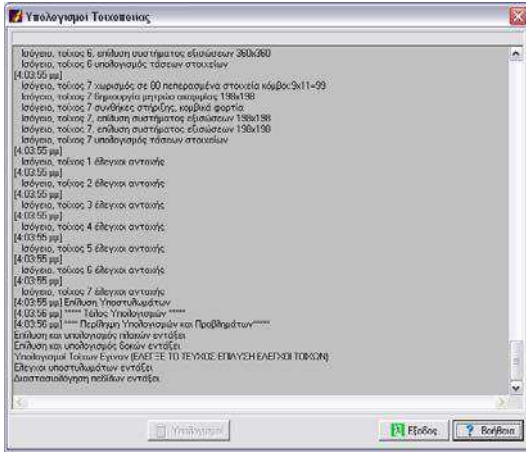


5. Δίνετε τα δομικά στοιχεία στη σχεδίαση (τοιχοί, ανοίγματα, δοκοί, υποστυλώματα) και μπορείτε μέσα από τη σχεδίαση να επιλέξετε αναγνώριση πλακών πατώντας το κουμπί πάνω δεξιά, ή έξω από τη σχεδίαση κάνοντας κλικ όπου σας δείχνει ο δείκτης του ποντικιού (**Αναγνώριση τοπολογίας κτιρίου**). Πρέπει να σημειώσετε ότι ακόμη και αν έχετε ξύλινα δάπεδα και στέγες πρέπει να κάνετε αναγνώριση πλακών. Στην περίπτωση ξύλινων δαπέδων πρέπει οπωσδήποτε να κλείνει το εξωτερικό περίγραμμα σαν ένας χώρος για να είναι δυνατός ο υπολογισμός φορτίων δαπέδων.

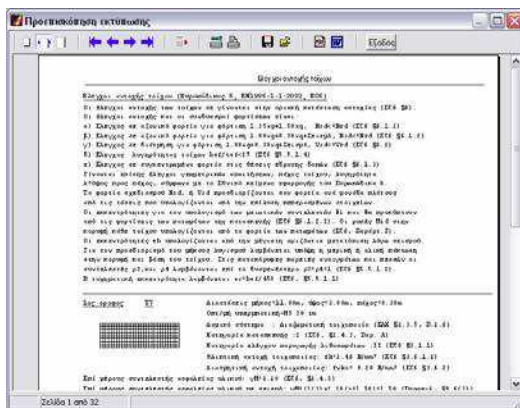


6. Αφού γίνει η αναγνώριση πλακών κάνετε κλικ στη γραμμή του κίτρινου φύλλου υπολογισμών αριστερά

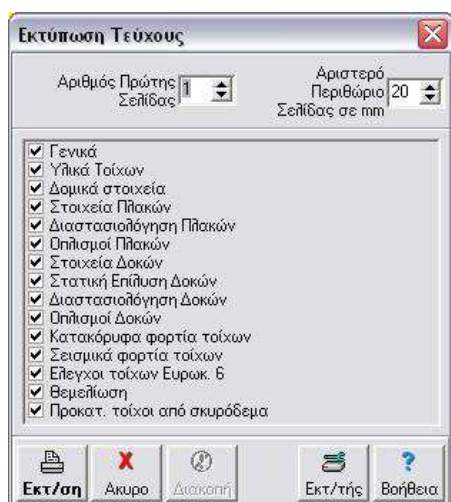
(**Υπολογισμοί-Διαστασιολόγηση**) και πατώντας το πλήκτρο Υπολογισμοί γίνονται όλοι οι υπολογισμοί της τοιχοποιίας.



7. Μπορείτε να δείτε (προεπισκόπηση) τα **τεύχη** ή τα σχέδια όπως θα εκτυπωθούν κάνοντας κλικ στο δεξιά πράσινο φύλλο τευχών, όπου τα τμήματα του τεύχους εμφανίζονται κατά ενότητες. Οπωσδήποτε πρέπει να δείτε το τμήμα του τεύχους με τίτλο **Επίλυση έλεγχου τοίχων**. Αν κάτι εμφανίζεται με κόκκινο στο τεύχος σημαίνει ανεπάρκεια στην επίλυση και πρέπει να γίνουν αλλαγές στα δομικά στοιχεία.

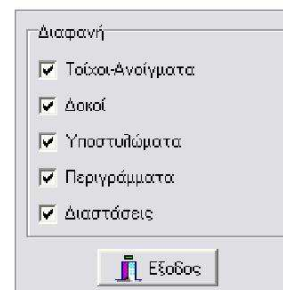
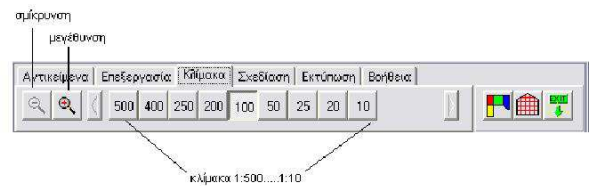
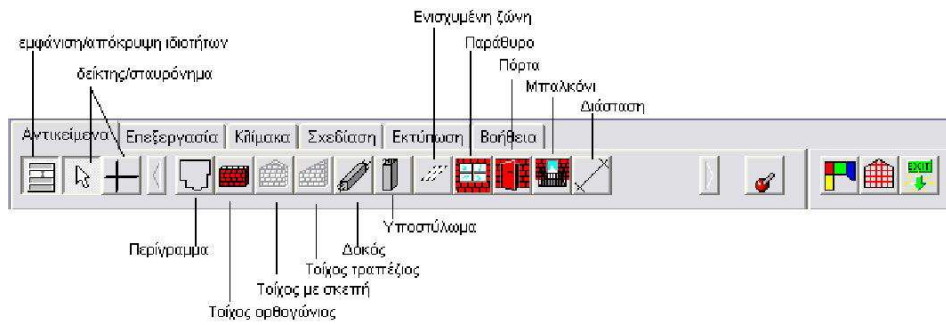


8. Τέλος εκτυπώνετε κάνοντας κλικ στο κου μπί εκτύπωσης τευχών ή σχεδίων πάνω δεξιά. Επιλέγετε δε πριν από την εκτύπωση όποιο κομμάτι του τεύχους θέλετε να εκτυπώσετε. Επιλογή εκτενές ή συνεπτυγμένου τεύχους.



5. Σχεδίαση

Το σχεδιαστικό τμήμα του προγράμματος είναι φτιαγμένο με τη φιλοσοφία "right to the point" δηλαδή εύχρηστο και χωρίς περιττές διαδικασίες, έτσι μέσα σε ελάχιστο χρόνο να μπορεί κανείς να δίνει με ακρίβεια όλα τα απαραίτητα δομικά στοιχεία. Με το ποντίκι δημιουργείτε, μετακινείτε και σβήνετε αντικείμενα. Τα αντικείμενα τα βλέπετε στην παλέτα στο πάνω μέρος και είναι : περίγραμμα, τοίχοι, παράθυρα, πόρτες, δοκοί, υποστυλώματα, ενισχυμένες ζώνες, πρόβολοι, διαστάσεις. Κάθε αντικείμενο έχει χαρακτηριστικές ιδιότητες όπως μήκος, θέση κλπ. Οι ιδιότητες αυτές φαίνονται και τροποποιούνται στο αριστερά παράθυρο. Τα αντικείμενα τα επιλέγετε ένα ένα κάνοντας κλικ με το ποντίκι και τα τοποθετείτε στην οθόνη. Αυτόματα παίρνουν όνομα και προκαθορισμένες ιδιότητες. Εν συνεχεία κάνοντας κλικ στο κάθε αντικείμενο μπορείτε να το μετακινήσετε με το ποντίκι ή να αλλάξετε τις ιδιότητές του.



Τα αντικείμενα είναι οργανωμένα σε διαφανή ανάλογα με το είδος τους (τοιχοι-ανοίγματα-πρόβολοι, δοκοί-ενισχ. ζώνες, κολώνες, περιγράμματα, διαστάσεις).

Μπορούμε να καθορίσουμε τις κατηγορίες των αντικειμένων που είναι ορατά κάνοντας κλικ στο κουμπί “διαφανή” (κάτω από την επιφάνεια σχεδίασης).

6. Βήμα προς βήμα ένα παράδειγμα

Για να σχεδιάσουμε με ένα κτίριο χρησιμοποιούμε μια βοηθητική γραμμή το οποίο το ονομάζουμε **περίγραμμα**. Το περίγραμμα μας βοηθά στο να τοποθετήσουμε τους εξωτερικούς τοίχους. Ξεκινάμε με το ισόγειο.

1. Από το μενού Αντικείμενα επιλέγουμε περίγραμμα




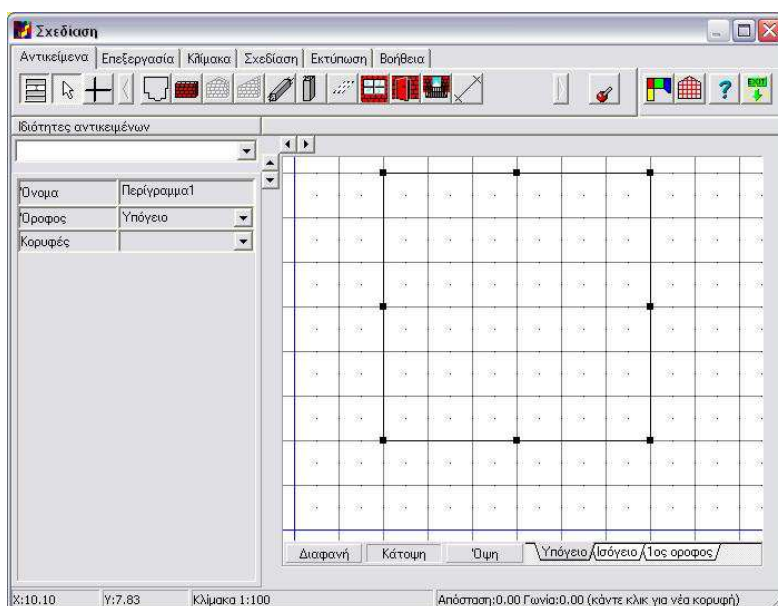
Κάνουμε κλικ στην επιφάνεια σχεδίασης και δίνουμε τις κορυφές. Μαρκάρουμε τις τέσσερις γωνίες ώστε να σχηματίζουν ορθογώνιο περίπου 5m (y) ύψος και 8m (x) μήκος. Ξεκινάμε από την κάτω αριστερά γωνία και πηγαίνουμε προς δεξιά. Μην ανησυχείτε εάν οι διαστάσεις δεν είναι ακριβώς 5x8, θα γίνει η ευθυγράμμιση τους στον κάνναβο αργότερα.

Κάτω αριστερά μπορούμε να δούμε τις συντεταγμένες με βάση την κίνηση του ποντικιού, τη γωνία και το μήκος της πλευράς του περιγράμματος. Επίσης μπορούμε να δώσουμε τις συντεταγμένες με το πληκτρολόγιο πατώντας [insert] αφού έχουμε επιλέξει το περίγραμμα. Αυτό είναι χρήσιμο όταν το περίγραμμα είναι περίπλοκο.


2. Κλείνουμε το περίγραμμα με δεξί κλικ του ποντικιού αφού βάλουμε την τελευταία κορυφή.

Για να ευθυγραμμίσουμε το ορθογώνιο πρέπει να επιλέξουμε το αντικείμενο κάνοντας κλικ μέσα ή πάνω σε αυτό. Όταν το αντικείμενο είναι επιλεγμένο γίνεται κόκκινο.

3. Από μενού **Επεξεργασία** επιλέγουμε **Ευθυγράμμιση στον κάνναβο** 
Το περίγραμμα ευθυγραμμίζεται στον κάνναβο.



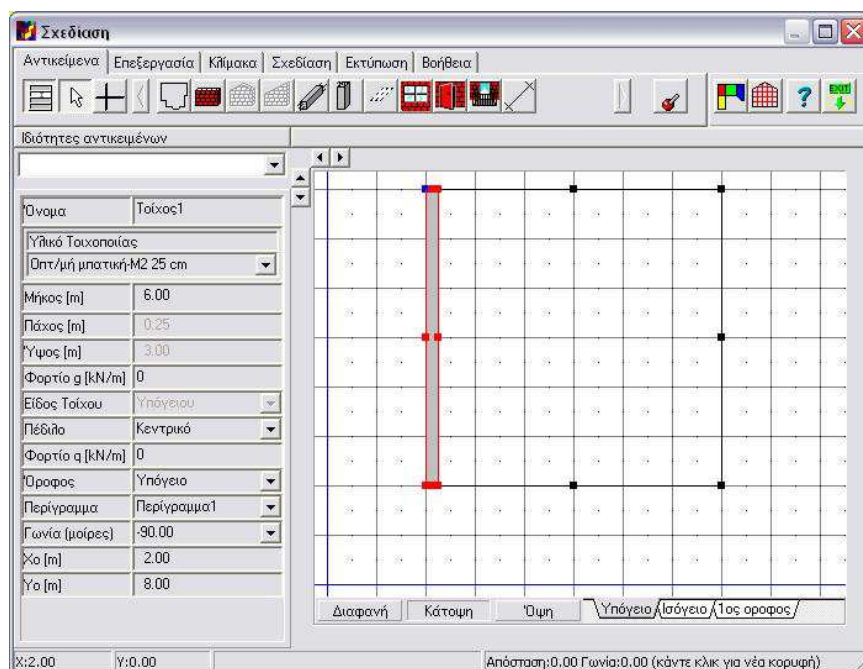
ΣΗΜΕΙΩΣΗ

Αν σχεδιάσετε κάτι για το οποίο δεν είστε ικανοποιημένοι, επιλέξτε το αντικείμενο και από το μενού Επεξεργασία κάνοντας κλικ στο  ή πατώντας το πλήκτρο Delete μπορείτε να το διαγράψετε.

Μπορούμε να συνεχίσουμε με την δημιουργία των τοίχων.

4. Από το μενού **Αντικείμενα** επιλέγουμε **Ορθογώνιο τοίχο**

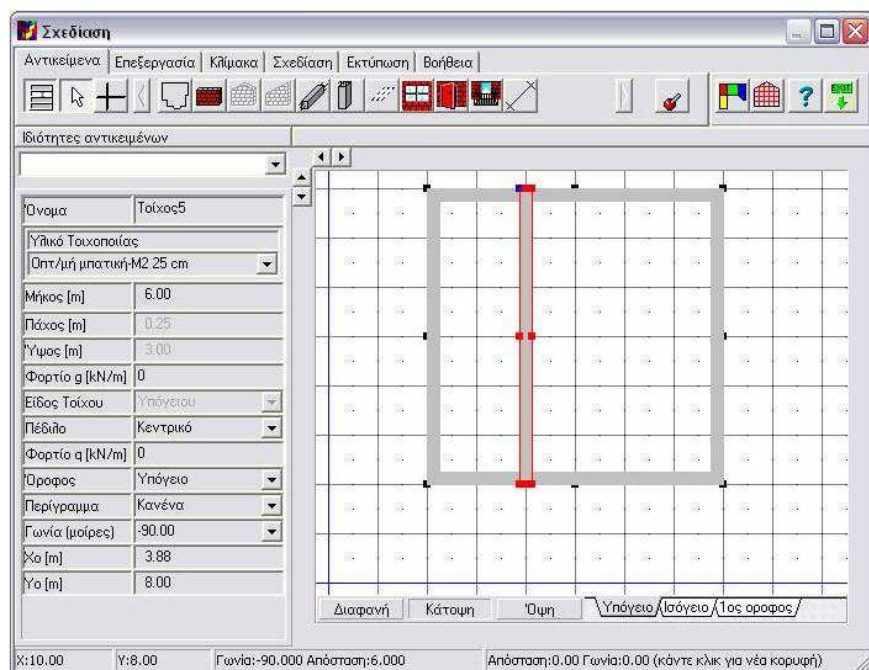
Μετακινούμε το δείκτη του ποντικιού στο μεσαίο κόμβο της πλευράς του περιγράμματος που θέλουμε να τοποθετήσουμε το νέο τοίχο και κάνουμε κλικ. Ο τοίχος ευθυγραμμίζεται στην πλευρά του περιγράμματος. Η αρίθμηση των τοίχων γίνεται με τη σειρά που τους δημιουργούμε.



5. Με τον ίδιο τρόπο δημιουργούμε και τους υπόλοιπους τοίχους.
6. Στη συνέχεια δημιουργούμε έναν εσωτερικό τοίχο από τον τοίχο 2 στον τοίχο 4, περίπου 3m από τα αριστερά, κάνοντας κλικ στα δυο άκρα του.


Προς το παρόν έχουμε τελειώσει με την δημιουργία των τοίχων

Μπορούμε να σύρουμε τους τοίχους ή τις δοκούς με το ποντίκι ή να δώσουμε την ακριβή τους θέση από τις “ιδιότητες αντικειμένων”. Από τις “ιδιότητες αντικειμένων” επίσης μπορούμε να επιλέξουμε διαφορετικά υλικά τοίχων ή να αλλάξουμε τις διαστάσεις τους. Με τον ίδιο τρόπο τοποθετούμε υποστυλώματα, παράθυρα, πόρτες κλπ. Επίσης μπορούμε να σύρουμε όλα τα αντικείμενα με το ποντίκι σε άλλη θέση.





Παρατηρείστε το παράθυρο “Ιδιότητες αντικειμένων”. Όταν επιλέγετε ένα αντικείμενο, οι ιδιότητες του αντικειμένου παρουσιάζονται σε αυτό το παράθυρο. Κάθε αντικείμενο έχει όνομα, μήκος, πάχος και άλλες ιδιότητες. Το μικρό μπλε σημάδι που βλέπετε, όταν ένα αντικείμενο είναι επιλεγμένο, είναι η διανυσματική αρχή του. Σε αυτό το σημείο αναφέρονται οι συντεταγμένες Χο και Υο. Κάθε αντικείμενο έχει μία φορά, την οποία μπορείτε να αλλάξετε από την ιδιότητα “γωνία”. Για παράδειγμα αν θέλετε να δώσετε αντίθετη φορά σε ένα αντικείμενο μεταβάλλετε τη γωνία του σε 180°. Όταν το παράθυρο “Ιδιότητες αντικειμένων” είναι άδειο κανένα αντικείμενο δεν είναι επιλεγμένο.

Θα συνεχίσουμε με τη δημιουργία ενός υποστυλώματος στο κέντρο του δεξιού δωματίου.

7. Από το μενού **Αντικείμενα επιλέγουμε υποστύλωμα**  και κάνουμε κλικ στο κέντρο του δωματίου. Το υποστύλωμα δημιουργήθηκε.

Τώρα θα δημιουργήσουμε μία δοκό από τον τοίχο 5 έως τον τοίχο 3 που περνάει πάνω από το υποστύλωμα.

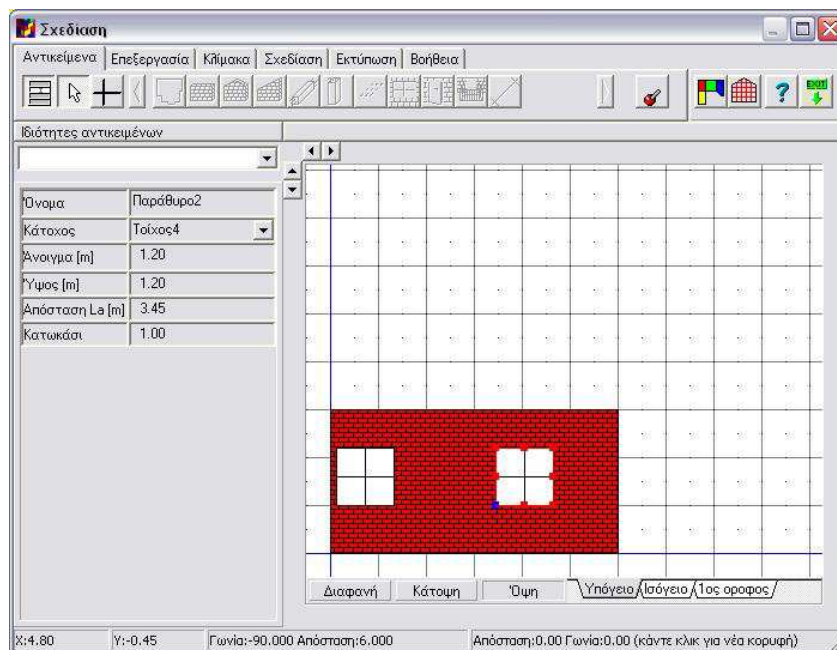
8. Από το μενού **Αντικείμενα επιλέγουμε δοκό**  . Κάνουμε κλικ στο μέσο του τοίχου 5 και κατόπιν στο μέσο του τοίχου 3. Η δοκός δημιουργήθηκε.

9. Από το μενού **Αντικείμενα επιλέγουμε παράθυρο**  και δημιουργούμε μερικά παράθυρα κάνοντας κλικ στο σημείο που θέλουμε να τοποθετηθούν.

Το παράθυρο δημιουργείται με τις προκαθορισμένες παραμέτρους του. Μπορείτε να αλλάξετε τις ιδιότητες ενός ανοίγματος από το παράθυρο “Ιδιότητες αντικειμένου”.


Έχουμε τελειώσει τη σχεδίαση της κάτοψης ισόγειου.

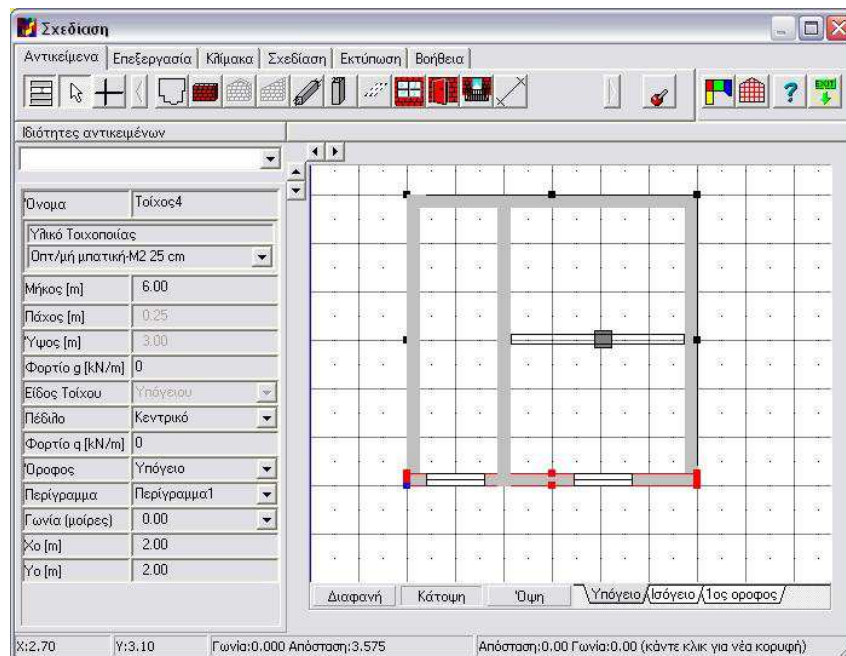
10. Για να δούμε την όψη ενός τοίχου στο ισόγειο κάνουμε κλικ στον τοίχο για να τον επιλέξουμε και κατόπιν στο κουμπί όψη κάτω από την επιφάνεια σχεδίασης. [Μπορούμε να μετακινήσουμε ένα άνοιγμα σέρνοντας το στην όψη του τοίχου.]



11.Επιστρέφουμε στην σχεδίαση της κάτοψης του ισόγειου κάνοντας κλικ στο κουμπί κάτοψη κάτω από την επιφάνεια σχεδίασης.

Θα προχωρήσουμε με την σχεδίαση του πρώτου ορόφου. Εφόσον ο πρώτος όροφος είναι παρόμοιος με το ισόγειο μπορούμε απλά να αντιγράψουμε την κάτοψη του ισόγειου στην κάτοψη του πρώτου ορόφου και έπειτα να κάνουμε τις αλλαγές που θέλουμε.

12. Επιλέγουμε το εικονίδιο  και σχηματίζουμε ένα τετράγωνο που περικλείει όλη την κάτοψη του ισόγειου.



13. Από το μενού Επεξεργασία επιλέγουμε αντιγραφή 

14. Κάνουμε κλικ στη σελίδα [1^{ος} όροφος] (κάτω από την επιφάνεια σχεδίασης).

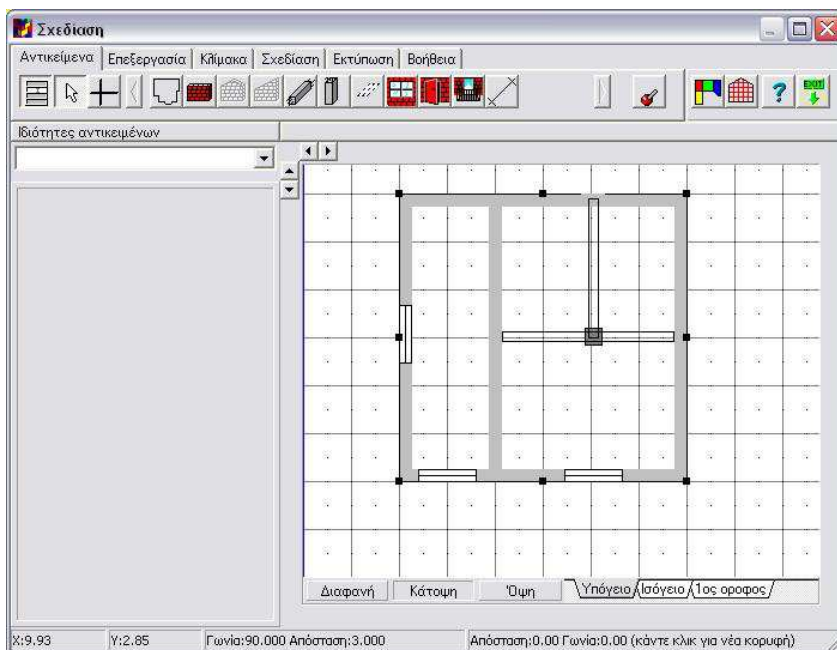
15. Από το μενού Επεξεργασία επιλέγουμε επικόλληση .

Είναι πολύ σημαντικό οι τοίχοι να αντιγραφούν από το ισόγειο στον 1ο όροφο και όχι από το ισόγειο στο ισόγειο. Σε αυτή την περίπτωση θα αντιμετωπίσετε προβλήματα με την αναγνώριση τοπολογίας του κτιρίου λόγω της ύπαρξης τοίχων πάνω από τοίχους στον ίδιο όροφο, οπότε δεν μπορεί να γίνει κατανοητός ο φέρων οργανισμός του κτιρίου.


Θυμηθείτε!! : πρώτα αλλάζουμε όροφο και μετά επιλέγουμε επικόλληση .


Τώρα συνεχίζουμε με τις αλλαγές στην κάτοψη του πρώτου ορόφου.

16. Σχεδιάζουμε μια δοκό από το υποστύλωμα στον πάνω τοίχο



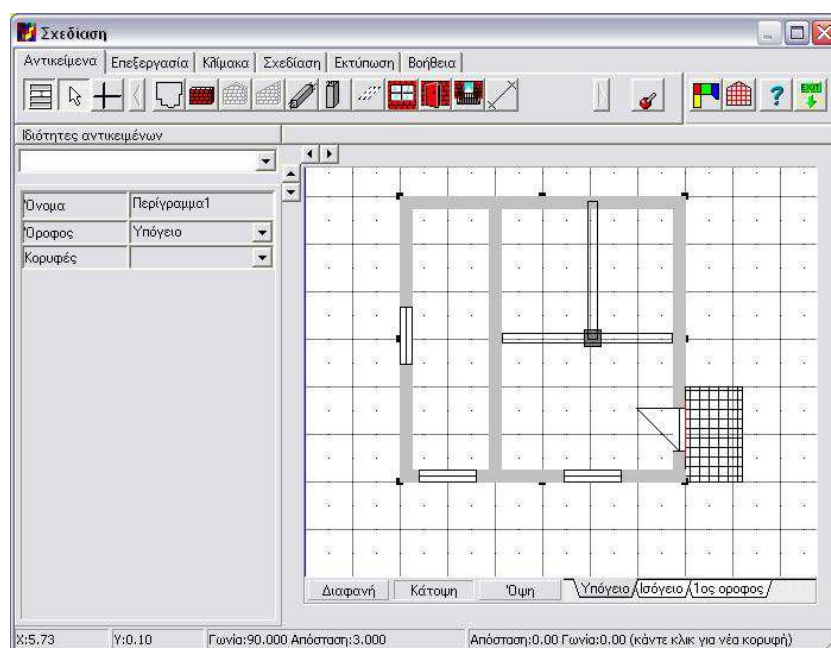
Θα προχωρήσουμε με την σχεδίαση ενός προβόλου και μιας πόρτας στην κάτοψη του πρώτου ορόφου.

17. Από το μενού Αντικείμενα επιλέγουμε πρόβολος  και κάνουμε κλικ στο μέσο του δεξιού τοίχου.

18. Από το μενού Αντικείμενα επιλέγουμε πόρτα  και κάνουμε κλικ στον τοίχο

μπροστά από τον πρόβολο.

Θα συνεχίσουμε με την δημιουργία κάποιων διαστάσεων στην κάτοψη του ισόγειου.




19. Επιστρέφουμε στο ισόγειο κάνοντας κλικ στη σελίδα “ισόγειο” (κάτω από την επιφάνεια σχεδίασης).

20. Από το μενού Αντικείμενα επιλέγουμε διάσταση .

21. Κάνουμε κλικ στο κουμπί συνεχής σχεδίασης .

22. Κάνουμε κλικ στους τοίχους, παράθυρα και άλλα αντικείμενα που επιθυμούμε να τοποθετήσουμε διαστάσεις.


23. Κάνουμε κλικ στο κουμπί συνεχής σχεδίασης , για να διακόψουμε την κατάσταση συνεχούς σχεδίασης.

Η κατάσταση συνεχούς σχεδίασης μπορεί να χρησιμοποιηθεί για όλα τα αντικείμενα.

Μπορείτε επίσης να δημιουργήσετε μία διάσταση κάνοντας κλικ στα δυο άκρα της.

Το πρόγραμμα δεν περιλαμβάνει τη σχεδίαση κλίμακας (σκάλας) αλλά μπορούμε να δηλώσουμε μία πλάκα ως άνοιγμα για το κλιμακοστάσιο.

24. Πηγαίνουμε στην κάτοψη του 1^{ου} ορόφου

25. Κάνουμε κλικ στο κουμπί “Αναγνώριση πλακών” .

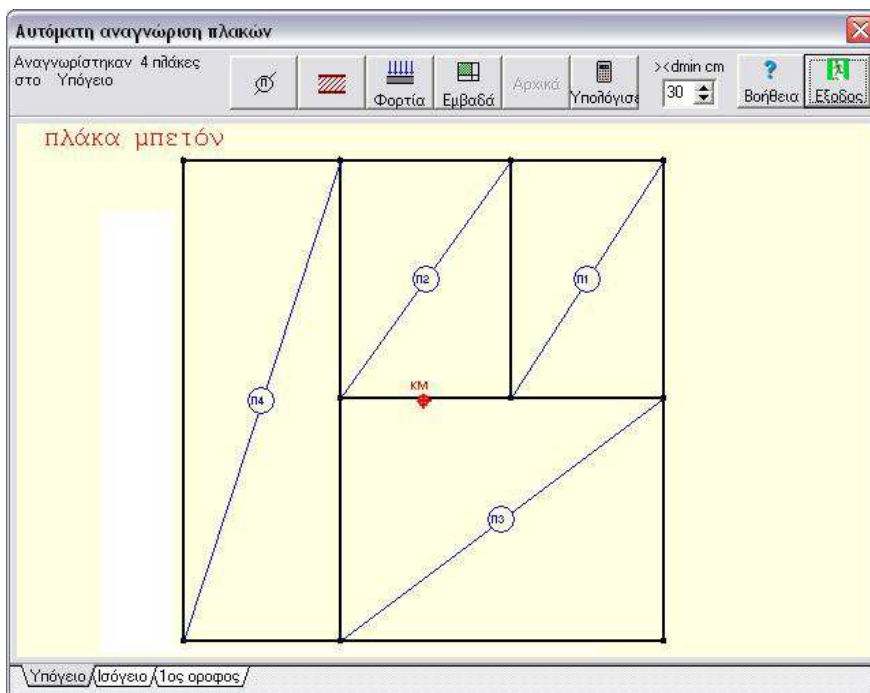
Στον 1ο όροφο μπορούμε να δούμε ότι έχει γίνει αναγνώριση τεσσάρων πλακών οι οποίες έχουν το προκαθορισμένο πάχος.


26. Κάνουμε κλικ στο κουμπί  για να δούμε τα πάχη της κάθε πλάκας.

27. Κάνουμε κλικ στην πλάκα Π3 και δίνουμε πάχος 0.00. Αυτή η περιοχή τώρα αποτελεί το άνοιγμα για το κλιμακοστάσιο.

Αν η τοπολογία των πλακών δεν είναι σωστή, αυξήστε την τιμή dmin και κάντε κλικ στο κουμπί υπολόγισε.

Αφού τελειώσαμε με τις αλλαγές στις πλάκες κάνουμε κλικ στο κουμπί Εξοδος για να βγούμε από το τμήμα “Αναγνώριση πλακών”.



Πατάμε έξοδος  για βγούμε από το σχεδιαστικό του προγράμματος.

Σχεδίαση - Υπολογισμοί			
✓	☐	Σχεδίαση	τοίχοι-ανοίγματα-δοκοί
✓	☐	Αναγνώριση τοπολογίας κτιρίου	τοπολογία πλάκων φορτία
👉	☐	Υπολογισμοί - Διαστασιολόγηση	*υλικά* *πλάκες* *δοκοί* *τοίχοι* *υποστ*

Επιλέγουμε “Υπολογισμοί-Διαστασιολόγηση” στο κίτρινο φύλλο για να γίνει η ανάλυση του φέροντος οργανισμού του κτιρίου.

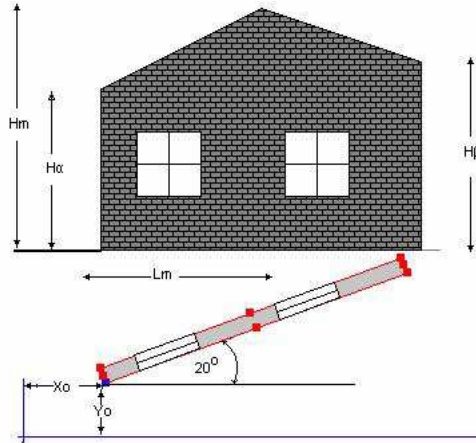
ΣΗΜΕΙΩΣΗ : Πρέπει να ελέγξετε τα τεύχη της επίλυσης για την παρουσία σχολίων σε κόκκινο χρώμα το οποίο επισημαίνει λάθη στην στατική σχεδίαση του κτιρίου.

Σε αυτή την περίπτωση τροποποιήστε τις παραμέτρους (π.χ. αλλάξετε τα υλικά των τοίχων) και επαναλάβετε την επίλυση.

7. Ιδιότητες αντικειμένων

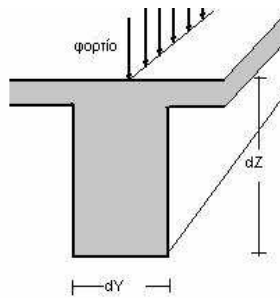
Τοίχος

Όνομα	Τοίχος5
Υλικό	Ποτ./μη υπερπλαστική-M2
Μήκος(m)	6.00
Πάχος (m)	0.30
Ύψος Ηα(m)	3.00
Ύψος Ηβ (m)	3.50
Είδος Τοίχου	Τριγωνική σκεπή
Ύψος Ηm (m)	4.50
Απόσταση Lm(m)	3.00
Όροφος	1ος οροφος
Περίγραμμα	Κανένα
Γωνία (μοίρες)	20.00
Χο (m)	2.85
Υο (m)	8.00



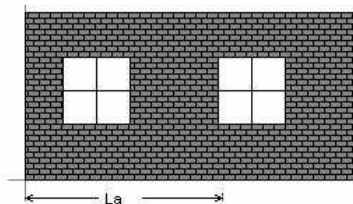
Δοκό

Όνομα	Δοκός1
Μήκος(m)	5.70
Διατομή dγ (m)	0.20
Διατομή dZ (m)	0.50
Φορτία(Kn/m)	0
Όροφος	ισόγειο
Περίγραμμα	Κανένα
Γωνία (μοίρες)	-89.50
Χο (m)	6.73
Υο (m)	7.85
Απόσταση Β (m)	2.50



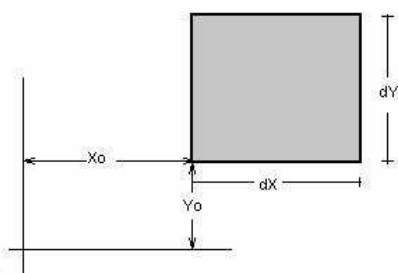
Παράθυρο

Όνομα	Παράθυρο2
Κάτοχος	Τοίχος1
Άνοιγμα (m)	1.20
Ύψος (m)	1.20
Απόσταση La (m)	3.45
Κατωκίασι	1.00



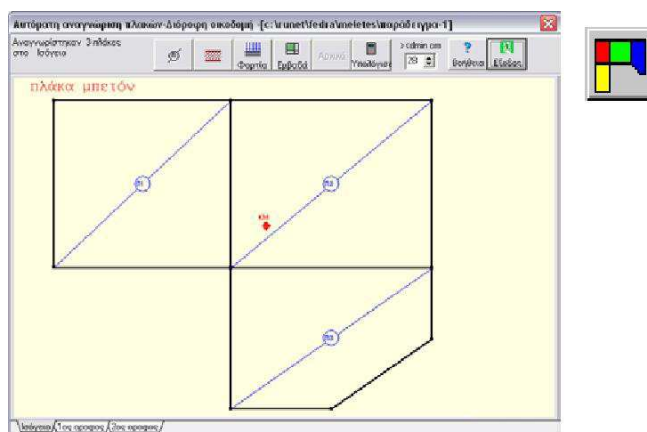
Υποστύλωμα

Όνομα	Υποστήλωμα1
Διατομή dX (m)	0.35
Διατομή dY (m)	0.35
Ύψος (m)	3.00
Όροφος	Ισόγειο
Πέδιλο	Κεντρικό
Περίγραμμα	Κανένα
Xo (m)	4.15
Yo (m)	3.38



8. Αναγνώριση πλακών

Στο πρόγραμμα έχει ενσωματωθεί ένα έμπειρο σύστημα αυτόματης αναγνώρισης του στατικού μοντέλου του κτιρίου από τα δεδομένα του σχεδίου. Έτσι η τοπολογία των πλακών αναγνωρίζεται αυτόματα. Δηλαδή για κάθε πλάκα αναγνωρίζονται αυτόματα οι περιβάλλοντες δοκοί και η συνέχεια κατά κάθε κατεύθυνση καθώς και το στατικό σύστημα των λωρίδων επίλυσης κατά Marcus. Η αναγνώριση πλακών είναι απαραίτητη για να προχωρήσει περαιτέρω η επίλυση. Πρέπει να σημειώσετε ότι ακόμη και αν έχετε ξύλινα δάπεδα και στέγες πρέπει να κάνετε αναγνώριση πλακών. Στην περίπτωση ξύλινων δαπέδων πρέπει οπωσδήποτε να κλείνει το εξωτερικό περίγραμμα σαν ένας χώρος για να είναι δυνατός ο υπολογισμός φορτίων δαπέδων. Ενεργοποιείτε την αναγνώριση πλακών είτε από το αντίστοιχο εικονίδιο στο σχεδιαστικό είτε από το κεντρικό παράθυρο κάνοντας κλικ στην επιλογή **Αναγνώριση τοπολογίας κτιρίου**.



Η αναγνώριση των πλακών βασίζεται σε μια βασική απόσταση Δmin που μπορεί να αλλάξει με τις τιμές στο πλαίσιο τιμών πάνω δεξιά. Η ελάχιστη απόσταση αναγνώρισης πλακών, χρησιμοποιείται για να κλείνουν τα κενά μεταξύ των δομικών στοιχείων. Αν στην αναγνώριση δεν κλείνουν οι πλάκες αυξήστε αυτήν την απόσταση. Μια απόσταση αρχική γύρω στο μισό πάχος τοίχου είναι καλή και έτσι καθορίζεται αυτόματα από το πρόγραμμα. Αυτή η απόσταση σας διευκολύνει από το να βάζετε ακριβώς στο χιλιοστό τους τοίχους και τα δοκάρια. Αν δεν εφάπτονται ή αν δεν πατάνε ακριβώς, το έμπειρο σύστημα βασιζόμενο στην απόσταση Δmin κλείνει τα κενά εκεί που πρέπει. Στο παράθυρο αναγνώρισης πλακών μπορείτε να καθορίσετε ή να διαφοροποιήσετε την **αρίθμηση** των πλακών, τα **πάχη** και τα **φορτία** πλακών κάνοντας κλικ στα αντίστοιχα εικονίδια και εν συνεχεία στην πλάκα που θέλετε να αναφερθείτε.



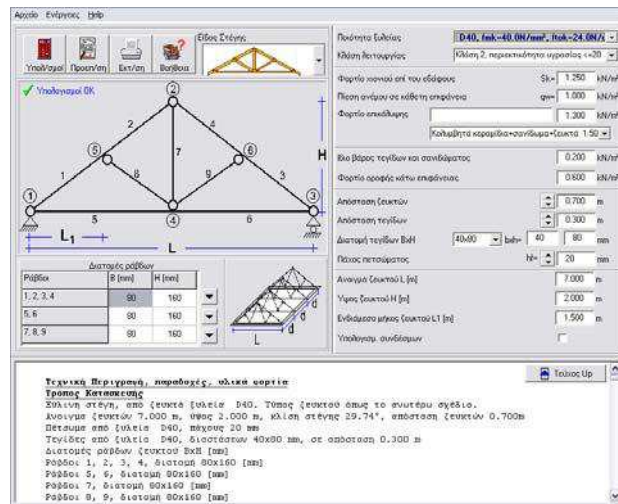
Αν μία πλάκα είναι τρύπα τότε βάζετε το πάχος ίσο με 0 (μηδέν). Αν τμήμα πλάκας είναι τρύπα τότε περικλείστε το με ενισχυμένες ζώνες.

Αν έχετε κάνει πολλές αλλαγές και θέλετε να επαναφέρετε τα προκαθορισμένα φορτία τότε αφού κάνετε κλικ στα φορτία κάντε κλικ και στο κουμπί **Αρχικά**.

Όταν αλλάζετε το Δmin , πατάτε το κουμπί **Υπολογισμοί** για να ξαναγίνει η αναγνώριση πλακών.

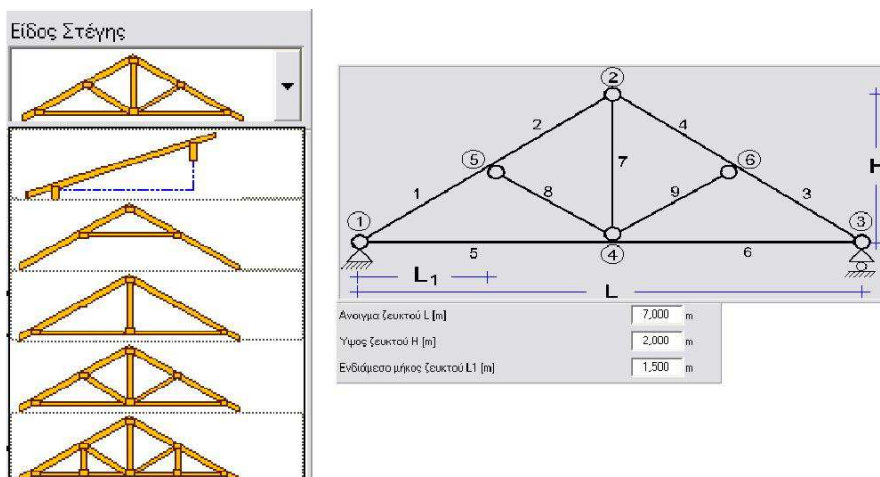
9. Ξύλινη Στέγη

Μπορείτε να επιλύσετε και να διαστασιολογήσετε μερικές τυπικές στέγες σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 5. Σε μία οικοδομή ανάλογα με την διάταξη των τοίχων μπορεί να έχετε διαφορετικές στέγες. Σας δίνεται η δυνατότητα να επιλέξετε μέχρι πέντε στέγες και στη συνέχεια επιλέγετε τον τύπο της στέγης.



Το είδος της στέγης το διαλέγετε πατώντας το πλήκτρο **Είδος στέγης** οπότε και εμφανίζεται ένα μενού επιλογής στέγης με πέντε διαφορετικά είδη στέγης από όπου και διαλέγετε την αντίστοιχη στέγη.

Εν συνεχεία πατώντας το πλήκτρο **Υπολογισμοί** γίνονται άμεσα οι υπολογισμοί και εμφανίζονται στην οθόνη οι υπολογισμοί αναλυτικά. Πριν κάνετε τους υπολογισμούς πρέπει να δώσετε τα διάφορα δεδομένα, διαστάσεις, φορτία κλπ. της στέγης. Μπορείτε να αλλάξετε δεδομένα και να επαναλάβετε τους υπολογισμούς όσες φορές θέλετε. Αν οι διατομές που διαλέγετε δεν επαρκούν τότε εμφανίζονται με κόκκινο οι αντίστοιχοι έλεγχοι στους υπολογισμούς με μηνύματα για αλλαγή διατομής. Με το πλήκτρο **Είδος στέγης** μπορείτε να διαλέξετε άλλη μορφή στέγης αν δεν σας ικανοποιεί αυτή που έχετε διαλέξει. Το τμήμα του τεύχους που αφορά τη στέγη δημιουργείται συγχρόνως με τους υπολογισμούς.



Διαστάσεις ζευκτού

Δίνετε το μήκος (άνοιγμα) ζευκτού L και το ύψος H σε μέτρα, καθώς και αν απαιτείται το ενδιάμεσο μήκος L1. Για κάθε τύπο ζευκτού τα μήκη αυτά φαίνονται στο αντίστοιχο σχήμα του ζευκτού.

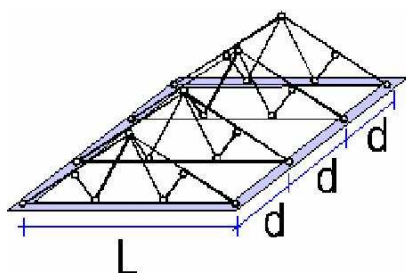
Διατομές ράβδων ζευκτού

Δίνετε τις διατομές, πλάτος και ύψος διατομής σε χιλιοστά mm. Μπορείτε με τα κουμπιά στο πλάι να επιλέξετε από τις τυποποιημένες διατομές.

Διατομές ράβδων			Διατομές ράβδων ζευκτού σε mm B πλάτος και H ύψος		
Ράβδοι	B (mm)	H (mm)			
1, 2, 3, 4	80	160	50x80	60x80	70x80
5, 6	80	160	50x100	60x100	70x100
7, 8, 9	80	160	50x120	60x120	70x120
			50x140	60x140	70x140
			50x160	60x160	70x160
			50x180	60x180	70x180

Κουμπιά επιλογής τυποποιημένων διατομών

Απόσταση Ζευκτών Τεγίδων



Απόσταση Τεγίδων – Διατομή

Απόσταση τεγίδων: 0,300 m

Διατομή τεγίδων BxH: 40x80 mm

b x h = 40 80 mm

- 30x30
- 30x40
- 30x50
- 30x60
- 30x70
- 30x80
- 40x30
- 40x40
- 40x50
- 40x60
- 40x70
- 40x80

Κλάσεις διάρκειας φορτίου Ευρωκ. 5

Κλάση διάρκειας φορτίου	Διάρκεια συνολικής δράσης του χαρακτηριστικού φορτίου	Παραδείγματα φορτίων
Μον. μη	άνευ των 0 ετών	ίδιο Εφόρο
Μικροφροντί	6 μηνες έως 15 ετη	φραγμοί, αθήρες, υαλοπλάκες
Μεσοφροντί	1 εθ. έως 2 έως 6 μήνες	επιβαλλόμενα φορτία, χιόνι, άνεμος
Ποσειδώνιο	πιο μακροχρόνιο από 1 εθ. ή 6 εθ.	τυχημικά φορτία
Σταθμικό	Πολύ μακροχρόνιο με μεγάλο φορτίο χιόνιού επί μεγάλου χαρακτηριστικού ύψους ή ανώμαλου του φορτίου πρέπει να θεωρηθεί από μεσοφροντί	

Πιν. 3.1.6. Ευρωκώδικας 5 - Κλάσεις Διάρκειας Φορτίου Κλάση

Λειτουργίας Ευρωκ 5 - 3.1.5

Κλάση λειτουργίας 1 : Ποσοστό υγρασίας του ξύλου που αντιστοιχεί σε θερμοκρασία 20°C και σχετική υγρασία περιβάλλοντος άνω του 65%.

Κλάση λειτουργίας 2 : Ποσοστό υγρασίας του ξύλου που αντιστοιχεί σε θερμοκρασία 20°C και σχετική υγρασία περιβάλλοντος άνω του 85%.

Κλάση λειτουργίας 3 : Ποσοστό υγρασίας του ξύλου ανώτερο της κλάσης 2.

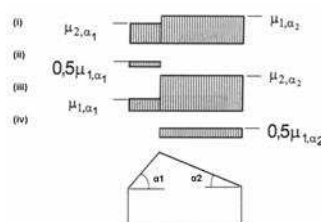
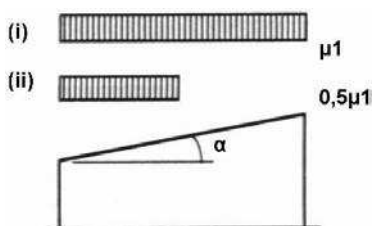
Φορτίο Χιονιού (Ευρωκ. 1 – Μέρος 2.3)

Το φορτίο χιονιού στις στέγες, κατά τον Ευρωκώδικα 1 είναι: $s = \mu_i C_e C_t s_k$ (kN/m²) μ_i συντελεστής μορφής φορτίου χιονιού C_e συντελεστής έκθεσης, συνήθως = 1

C_t συντελεστής θερμότητας, συνήθως = 1, για κανονικές συνθήκες μόνωσης της στέγης. s_k χαρακτηριστική τιμή φορτίου χιονιού επί του εδάφους (kN/m²)

Για τις χώρες της Ευρωπαϊκής Ένωσης οι τιμές του s_k δίνονται στο παράρτημα Α του Ευρωκώδικα 1, μέρος 2-3.

Σε περίπτωση μονόριχτης στέγης έχουμε μία φόρτιση. Σε περίπτωση δίριχτης στέγης τέσσερις περιπτώσεις φόρτισης.



Φορτίο Ανέμου (Ευρωκ. 1 - Μέρος 2.4)

Το φορτίο ανέμου στις στέγες κατά τον Ευρωκ. 1 είναι: $W_e = q_{ref} \cdot c_e$
(Ze). C_{pe} , $q_{ref} = \frac{\rho}{2} v_{ref}^2$

(N/m²)

ρ η πυκνότητα του αέρα = 1.25 kg/m³ v_{ref} η ταχύτητα αναφοράς ανέμου (m/s)

$v_{ref} = c_{DIR} \cdot c_{TEM} \cdot c_{ALT} \cdot v_{ref,0}$

c_{DIR} , c_{TEM} , c_{ALT} , συντελεστές διεύθυνσης, προσωρινότητας και υψομέτρου λαμβάνονται για την Ελλάδα = 1 (Παράρτημα Α, Μέρους 2-4, Ευρωκώδικα 1).

$v_{ref,0} = 36$ m/sec για νησιά και παράκτιες ζώνες μέχρι 10 km από τη θάλασσα $v_{ref,0} = 30$ m/sec για το εσωτερικό της χώρας.

Ο συντελεστής έκθεσης $c_e(Z_e)$ υπολογίζεται βάσει του διαγράμματος Σχ.8.3 του Ευρωκ. 1, μέρος 2-4. Ο συντελεστής εξωτερικής πίεσης C_{pe} υπολογίζεται βάσει της κλίσης για μονόριχτες ή δίριχτες στέγες, Ευρωκώδικας 1, μέρος 2-4, παρ. 10.2.4 και 10.2.5.

Σε μονόριχτες στέγες θεωρείται μία φόρτιση (πίεση) ανέμου , ενώ στις δίριχτες θεωρούνται δύο φορτίσεις, μία με άνεμο από αριστερά προς τα δεξιά (πίεση αριστερά, υποπίεση δεξιά) και μία με άνεμο από δεξιά προς αριστερά (υποπίεση αριστερά, πίεση δεξιά).



Αρχεία

Το πρόγραμμα για κάθε μελέτη (project) διατηρεί ένα αρχείο στον φάκελο της μελέτης που δημιουργεί το FEDRA. Το αρχείο έχει όνομα **EC5RoofData.DAT**

Υπολογισμοί



Ενεργοποίηση με το κουμπί . Γίνονται όλες οι επιλύσεις για διάφορους συνδυασμούς φορτίσεων σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 5 και επιλέγονται οι δυσμενέστεροι συνδυασμοί για να γίνουν οι έλεγχοι αντοχής και παραμορφώσεων. Υπολογίζονται επίσης οι ιδιοσυχνότητες του ζευκτού (με ίδιο βάρος και μόνιμα φορτία). Αν το αποτέλεσμα των υπολογισμών είναι μη επάρκεια διαστάσεων τότε θα εμφανιστεί αντίστοιχο μήνυμα σε κόκκινο. Στο παράθυρο του κειμένου εμφανίζεται το πλήρες κείμενο υπολογισμών. Οι έλεγχοι που δεν ικανοποιούνται εμφανίζονται με κόκκινα γράμματα.

Με το κουμπί  βλέπετε το πλήρες τεύχος υπολογισμών με τα σκαριφήματα και μπορείτε να το εκτυπώσετε είτε μέσα από την προεπισκόπηση είτε με το κουμπί 

10. Ξύλινο πάτωμα

Διαστασιολόγηση ξύλινου πατώματος με Ευρωκώδικα 5.

Δίνετε τις διαστάσεις του πατώματος και τα φορτία μόνιμα και κινητά.

Γίνονται όλοι οι έλεγχοι των δοκών του πατώματος σε κάμψη, διάτμηση και στρεπτικό λυγισμό, στους συνδυασμούς φορτίων σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 5. Ελέγχονται επίσης οι ταλαντώσεις, υπολογίζοντας την

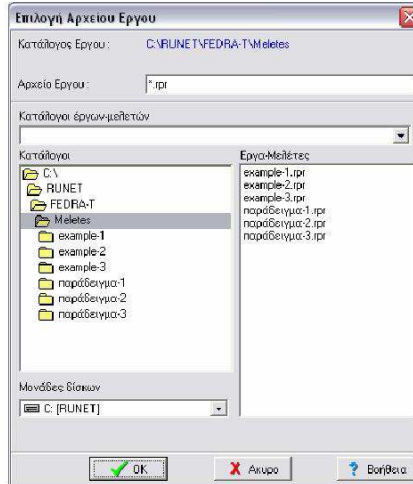
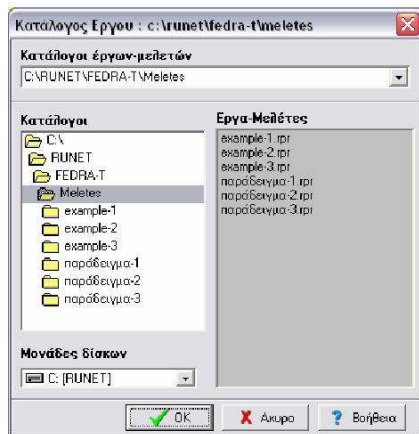
πρώτη θεμελιώδη ιδιοσυχνότητα που πρέπει σύμφωνα με Ευρωκ. 5, §4.4.3 να είναι μεγαλύτερη των 8 Hz.

11. Αρχεία

Δημιουργούνται πολλά αρχεία για τα δεδομένα, τα αποτελέσματα και τα έγγραφα του προγράμματος. Για να μην υπάρξει μπέρδεμα η βασική οργάνωση των αρχείων του προγράμματος είναι ως εξής: Διαλέγετε ορισμένους καταλόγους σαν καταλόγους έργων (project directory), όπου γράφονται αποκλειστικά και μόνο τα αρχεία έργων (projects), π.χ. διαλέγετε τον κατάλογο **d:\meletes** σαν κατάλογο έργων. Η δημιουργία και αλλαγή καταλόγου έργου γίνεται με το μενού **Αρχείο | Κεντρικός κατάλογος έργων**.

Για κάθε έργο ή μελέτη διαλέγετε ένα όνομα με την εντολή του μενού **Αρχείο | Δημιουργία/Άνοιγμα Εργο-Μελέτη**. Τότε στον κατάλογο του έργου δημιουργείται ένας καινούργιος κατάλογος με το όνομα

του έργου. π.χ. διαλέγετε αρχείο έργου george1 τότε στον κατάλογο έργων δημιουργείται ο κατάλογος c:\meletes\george1 και μέσα εκεί γράφονται όλα τα αρχεία που αφορούν το έργο george1. Πρωταρχικά πρέπει να δημιουργήσετε μερικούς ή έναν τουλάχιστο κατάλογο έργου.



Όνομα Αρχείου έργου- μελέτης

Δίνεται το όνομα του αρχείου του έργου ή μελέτης. Ονόματα αρχείων όπως επιτρέπουν τα windows που δουλεύετε. Μπορείτε να δώσετε και κατάλογο (directory) που θα δημιουργηθεί π.χ . \Οικodm\NeoDiorof.rpr. Το όνομα αρχείου πρέπει να έχει την κατάληξη .rpr.(αν την παραλείψετε θα προστεθεί μόνη της). Προφανώς, όντας στα Windows, μπορείτε να δώσετε ελληνικούς χαρακτήρες για ονόματα αρχείων.

Διαγραφή Αρχείου έργου-μελέτης (project)

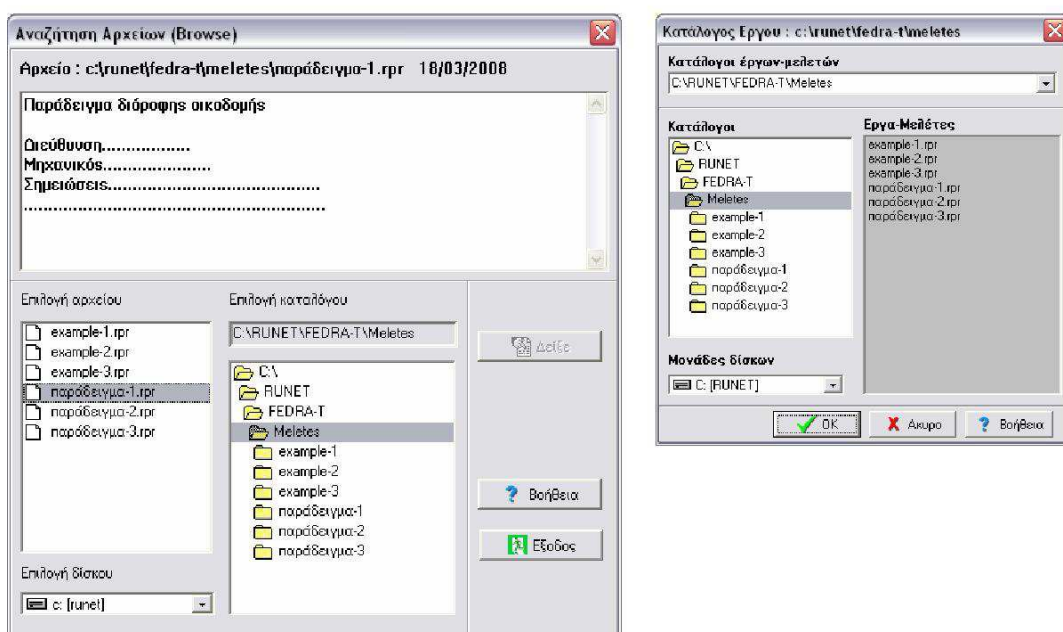
Μπαίνετε στον διάλογο όπου επιλέγετε το έργο επιλέγοντας κατάλογο και αρχείο έργου. Καθώς επιλέγετε το έργο στο πάνω πλαίσιο εμφανίζεται η ημερομηνία δημιουργίας του αρχείου , καθώς και η σύντομη περιγραφή του έργου. Πατώντας το πλήκτρο **Διαγραφή** διαγράφετε, μετά από πρόσθετη επιβεβαίωση τα αρχεία και καταλόγους του έργου (project).

Αναζήτηση έργου-μελέτης (project)

Μπαίνετε σε ένα διάλογο όπου επιλέγετε το αρχείο σας. Καθώς

επιλέγετε το έργο στο πάνω πλαίσιο εμφανίζεται η ημερομηνία δημιουργίας του αρχείου, καθώς και η σύντομη περιγραφή του έργου.


Όταν ανοίγετε ένα αρχείο εμφανίζεται ο παρακάτω διάλογος, όπου βάζετε βασικές ονομασίες για τη μελέτη που εμφανίζονται και στα τεύχη.

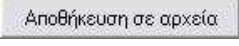


Οι κατάλογοι έργων δημιουργούνται από το μενού **Αρχείο | Κεντρικός κατάλογος έργων**.

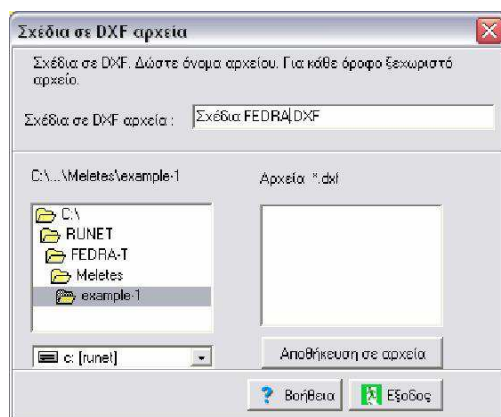
Καλό είναι να οργανώσετε τις μελέτες σας σε χαρακτηριστικούς καταλόγους, (π.χ. ανάλογα με το είδος ή την περιοχή).

12. Σχέδια σε DXF αρχεία

Αφού ανοίξετε ένα αρχείο πατάτε το κουμπί  και μπαίνετε στο παράθυρο όπου δίνετε τα ονόματα αρχείων dxf.

Πατώντας το κουμπί  δημιουργούνται αρχεία *.dxf για κάθε όροφο του κτιρίου. Μπορείτε να επεξεργάζεστε τα σχέδια με το AutoCAD. Τα σχέδια έχουν διάφορα layers που μπορείτε να αλλάξετε τις ιδιότητες. Για να επεξεργαστείτε το σχέδιο πρέπει να κάνετε Select all

και  Explode



13. Υλικά

Το πρόγραμμα διατηρεί μία ευρεία βάση δεδομένων με υλικά. Η βάση αυτή δεδομένων μπορεί άμεσα να ενημερώνεται από το χρήστη του προγράμματος. Τα υλικά του προγράμματος είναι: **Τοιχοποιία Λιθοσώματα, Κονιάματα, Σκυρόδεμα, Χάλυβας οπλισμού**. Οι ιδιότητες των υλικών αυτών είναι σύμφωνα με τους ισχύοντες κανονισμούς. Η ενημέρωση της βάσης των υλικών γίνεται με τις εντολές του μενού **Παράμετροι/Υλικά**.



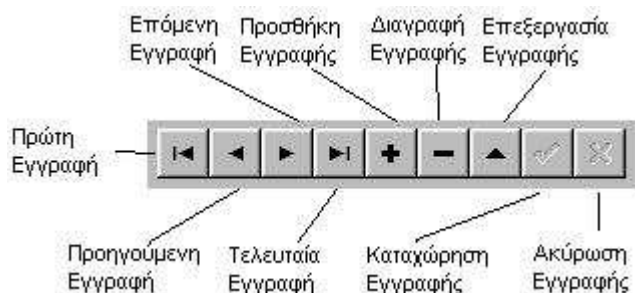
Για τα υλικά τοιχοποιίας εμφανίζεται πρώτα η λίστα των υλικών και εν συνεχεία πατώντας το κουμπί **Επεξεργασία** ή με διπλό κλικ πάνω σε ένα υλικό εισέρχεστε στο παράθυρο όπου βλέπετε όλες τις ιδιότητες αναλυτικά και μπορείτε να τις αλλάξετε αφού πρώτα ξεκλειδώσετε πατώντας το κουμπί

Κλειστό.

Επίσης μπορείτε να κάνετε **Backup** και **Restore** της βάσης των υλικών του προγράμματος. Αποθηκεύετε την βάση των υλικών (τοιχοι, κονιάματα, λιθοσώματα). Αυτόματα το πρόγραμμα δημιουργεί αρχείο στο φάκελο BackMAT, με όνομα BakBD1...ημερομηνία αποθήκευσης.

Αντίστοιχα επαναφέρετε την βάση επιλέγοντας από την λίστα με τα backup σας.

Οδηγός αναζήτησης εγγραφών βάσεων δεδομένων (navigator)



Τοιχοποιία

Λίστα Τοιχοποιιών

Όνομασία	Πάχος [m]	Θλιπτική Αντοχή f_k	Διατμητική Αντοχή f_v
Οπτη/μη υπερματαινή-M2 25 cm	0.250	0.89	0.10
Οπτη/μη υπερματαινή-M2 30 cm	0.300	1.87	0.10
Οπτη/μη υπερματαινή-M5 30 cm	0.300	2.46	0.20
Οπτη/μη υπερματαινή-M5 25 cm	0.250	2.50	0.20
Οπτη/μη υπερματαινή-M5 30 cm	0.300	2.46	0.20
Τοίχος YTONG-M5 25 cm	0.250	1.70	0.15
Τοίχος YTONG-κώδη 25 cm	0.250	1.98	0.30
Τοίχος YTONG-M5 30 cm	0.300	1.70	0.15
Τοίχος YTONG-κώδη 30 cm	0.300	1.98	0.30
Λιθοδομή M2 50 cm	0.500	0.58	0.10
Λιθοδομή M5 50 cm	0.500	2.76	0.15
Λιθοδομή M2 60 cm	0.600	0.58	0.10
Λιθοδομή M2 70 cm	0.700	0.58	0.10
Ταμμεντόθεομη 25 cm	0.250	0.42	0.10
Ταμμεντόθεομη 40 cm	0.400	0.42	0.10
Τοίχος μεπτόν 25 cm *	0.250	14.93	0.30
Τοίχος 3δ-0.7-0.7-0.7 *	0.210	10.67	0.22
Λιθοδομή 50 cm με μενδού *	0.570	2.47	0.13
ISORAST 25 cm *	0.250	14.68	0.24
ΠΡΟΒΛΑΑΣ 25 cm *	0.250	24.63	0.49
ΠΡΟΒΛΑΑΣ 30 cm *	0.300	22.26	0.46
BETOBLOCK 30 cm *	0.300	17.78	0.31
AFGISOL 30 cm *	0.300	12.46	0.22
Κορμιά δένδρων *	0.250	1.79	0.10
Εύλινα Πανετ 25 cm *	0.250	4.29	0.10

Ιδιότητες Τοιχοποιίας (EC 6, §3.6)

Όνομασία: Οπτη/μη υπερματαινή-M5 30 cm

Πάχος [m]: 0.300

Διατμητική Αντοχή f_v [N/mm²] (EC6, §3.6.1): 0.20

Διατμητική Αντοχή $f_{v,0}$ [N/mm²] (EC6, §3.6.2): 1.50

Μέτρο Ελαστ./τος E [GPa] (EC6, §3.7.2): 2.46

Κ=0.50

Ειδ.βάρη [kN/m³]: 15.00

Βάρος k [N/m²]: 4.50

Λιθοσώματα τοιχοποιίας

Λιθοσώματα: Οπτη/μη βδο δίδρητοι 9x9x19

Διαστάσεις Λιθοσώματων: 190, 90, 90

Θλιπτική Αντοχή f_b : 15.00

Κατηγορία: II

Ομάδα: 2α

Κωνίαμα τοιχοποιίας: Ταμμεντοκωνίαμα-M5

Είδος Κωνιάματος: Γενικής εφαρμογής

Θλιπτική Αντοχή f_m : 5.00

Λιθοσώματα

Λιθοσώματα (EC 6 §3.1)

Όνομασία	Θλιπτική Αντοχή f_b
Οπτη/μη βδο κοινού 9x9x19	1.680
Οπτη/μη βδο δίδρητοι 9x9x19	4.200
Οπτη/μη βδο δίδρητοι 9x9x19	4.900
Οπτη/μη βδο δίδρητοι 12x14x25	5.000
Οπτη/μη βδο δίδρητοι 18x18x33	5.650
YTONG 20x25x60	3.120
YTONG 25x25x60	2.880
YTONG 30x25x60	2.880
Ασβεστόλιθοι 20x20x25	9.200
Ασβεστόλιθοι 20x15x30	8.000
Παράλιθοι 20x20x25	5.750
Παράλιθοι 20x20x40	5.750
Ταμμεντόλιθοι	5.700
ISORAST	7.360
Στοιχεία μεπτόν 1.00x1.00x25	24.800
Στοιχεία μεπτόν 3δ-0.7-0.7-0.7	13.040
Στοιχεία χωρίς αντοχή	0.000
Εύλινα κορμιά	4.600
Εύλινο	16.000

Ιδιότητες Λιθοσώματος (EC 6 §3.1)

Όνομασία: Ταμμεντόλιθο

Τύπος Λιθοσώματος: Τεχνικοί Λίθοι EN 771-5

Μήκος [mm]: 390

Πλάτος [mm]: 190

Ύψος [mm]: 190

Κατηγορία: II

Ομάδα: 4

Μέτρο Ελαστικότητας (GPa): 5.00

Ισο βάρος [kN/m³]: 17.00

Συντ-δ: 1.14

Θλιπτική Αντοχή [N/mm²]: 5.00

Ανηχημένη Θλιπτική Αντοχή: 15.00

Σημειώσεις: Ταμμεντόλιθο κοινής ποιότητας

Κονιάματα

Κονιάματα (EC 6, §3.2)

Όνομασία	Θλιπτική Αντοχή f_m
Ταμμεντοκωνίαμα-M2	2.000
Ταμμεντοκωνίαμα-M5	5.000
Ταμμεντοκωνίαμα-M10	10.000
Ταμμεντοκωνίαμα-M15	15.000
Κώδη YTONG	10.000
Σκυρόδεμα πλήρωσης	6.000
Σκυρόδεμα	16.000
Εύλινο	2.000

Ιδιότητες Κονιάματος (EC 6, §3.2)

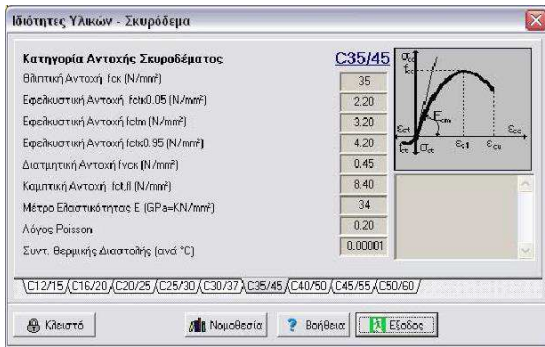
Όνομασία: Ταμμεντοκωνίαμα-M2

Είδος Κονιάματος: Γενικής εφαρμογής

Θλιπτική Αντοχή f_m [N/mm²]: 2.000

Σημειώσεις: ταμμεντοκωνίαμα (M2 - (1.25-2.5) - (0-9))

Σκυροδέματα





Χάλυβες



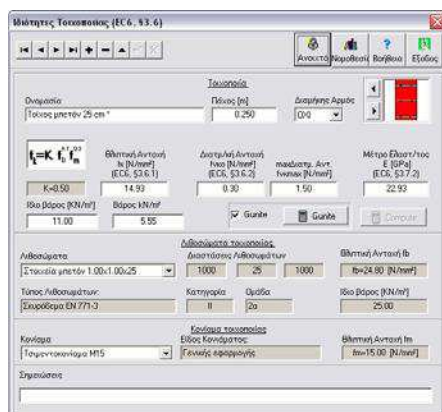
Ενισχύσεις (gunites)

Μπορείτε να προσθέσετε μανδύες σκυροδέματος στους τοίχους και αυτόματα να λαμβάνεται υπόψη η πρόσθετη θλιπτική και διατμητική αντοχή. Στην πρόσθετη διατμητική αντοχή του μανδύα λαμβάνεται υπ' όψιν και η συμμετοχή του οπλισμού. Έτσι, από το μενού Παράμετροι|Υλικά|Τοιχοποιία, επιλέγετε τον τοίχο που θέλετε να έχει μανδύα (ή δημιουργείτε νέο) και πατάτε το πλήκτρο Επεξεργασία.

Εμφανίζεται το παράθυρο αλλαγής ιδιοτήτων όπου έχει προστεθεί η ύπαρξη μανδύα. Πρέπει να πατήσετε το  για να ενεργοποιηθεί η δυνατότητα αλλαγών.

Έτσι σε κάποιο τοίχο π.χ. τοίχος μετόν 25 cm, θεωρείτε ότι υπάρχει μανδύας διπλός 10 cm. Τσεκάρετε την ύπαρξη μανδύα και πατάτε το κουμπί  Μανδύας.

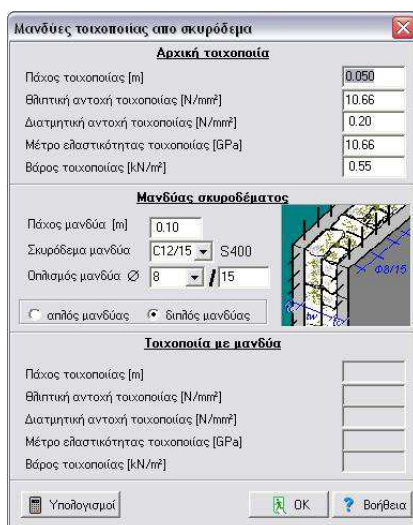
Οπότε μπαίνετε στην χαρακτηριστική οθόνη που δίνετε τις ιδιότητες του μανδύα



Πατώντας **OK** βγαίνετε και έχουν αλλάξει οι χαρακτηριστικές τιμές f_k , f_{nk} , E και το πλάτος, συμπεριλαμβάνοντας την επίδραση του μανδύα.

Με το Υπολογισμοί γίνονται οι υπολογισμοί και βλέπετε το κείμενο των υπολογισμών της πρόσθετης αντοχής του μανδύα.

Με το Βοήθεια βλέπετε όλο το θεωρητικό υπόβαθρο υπολογισμών αντοχών μανδύα.



14. Φορτία κατασκευής

Τα καθορίζετε κάνοντας κλικ στις αντίστοιχες γραμμές του κίτρινου φύλλου υπολογισμών.

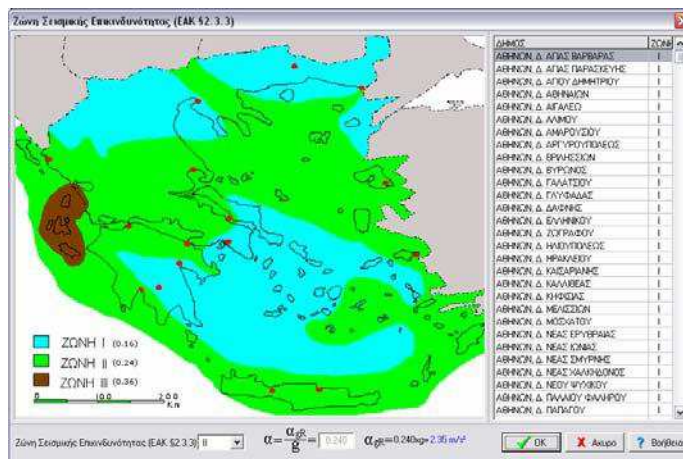


15. Κατανομή φορτίων ξύλινων δαπέδων και στέγης, Συντελεστής φορτίου στέγης

Τα φορτία της στέγης κατανέμονται ισομερώς στους πέριξ τοίχους. Δηλαδή αν ΣL το μήκος των πέριξ τοίχων τότε το φορτίο πάνω τους, λόγω στέγης ή ξύλινων δαπέδων λαμβάνεται ως $\alpha\chi$ (φορτίο στέγης)/ΣL. Όπου α ο ανωτέρω συντελεστής φορτίου στέγης.

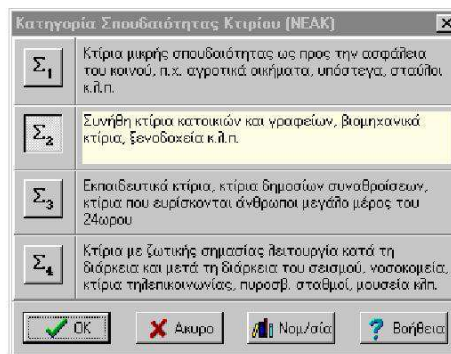
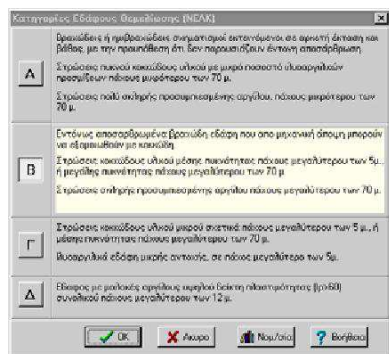
16. Σεισμικοί συντελεστές

Οι σεισμικοί συντελεστές, σεισμική ζώνη, κατηγορία εδάφους και κατηγορία κτιρίου, καθορίζονται αφού κάνετε κλικ στις αντίστοιχες σειρές του κίτρινου φύλλου μελέτης.



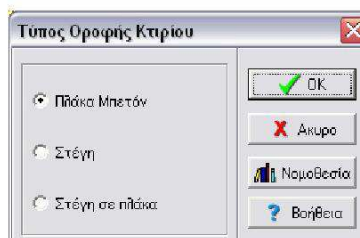
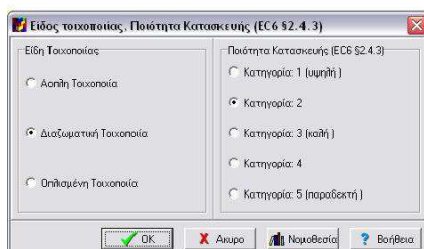
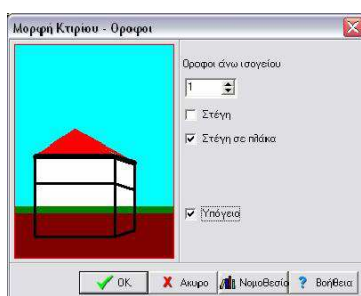
Για να καθορίσετε τη σεισμική ζώνη επιλέγετε από το κάτω αριστερά πλαίσιο τιμών.

Επιλέγετε κατηγορία εδάφους ή κτιρίου κάνοντας κλικ στην αντίστοιχη θέση στον πίνακα του διαλόγου που εμφανίζεται.



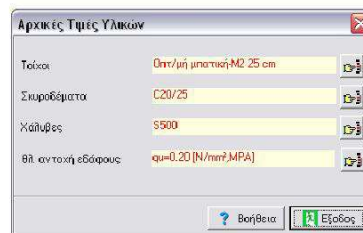
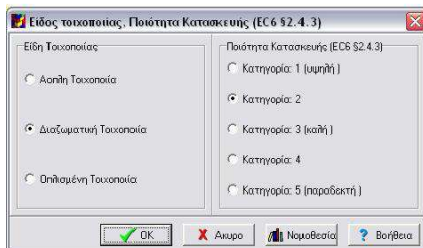
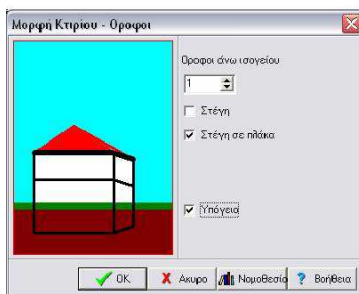
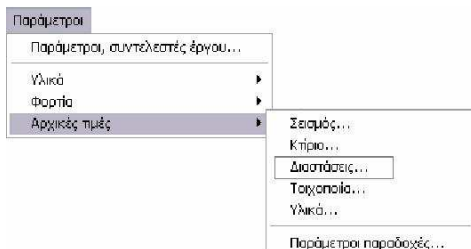
17. Γενικά χαρακτηριστικά του κτιρίου

Τα γενικά χαρακτηριστικά του κτιρίου (όροφοι, τύπος δαπέδων, ύψη ορόφων) τα δίνετε κάνοντας κλικ στην αντίστοιχη γραμμή του κίτρινου φύλλου υπολογισμών.



Αρχικές τιμές

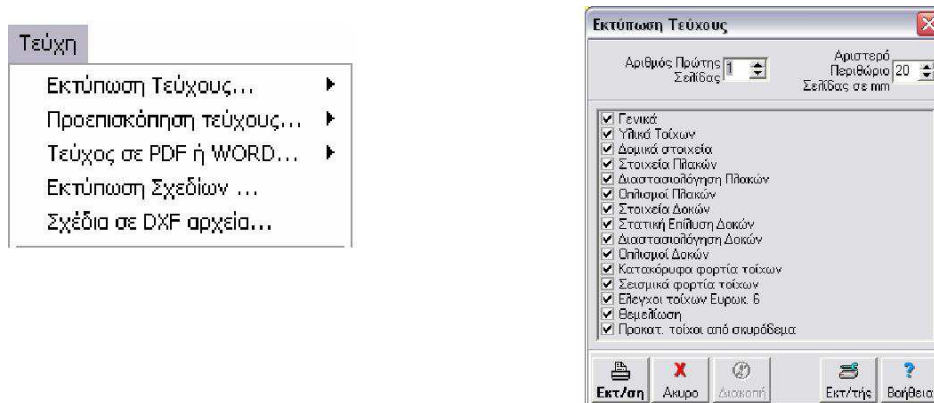
Οι αρχικές τιμές είναι οι τιμές των συντελεστών του προγράμματος, π.χ., σεισμικοί συντελεστές, υλικά, φορτία κλπ., που αρχικά ενημερώνεται μία μελέτη μόλις ανοίγει ένα καινούργιο αρχείο. Τις τιμές αυτές τις καθορίζετε με τις εντολές του μενού **Παράμετροι / Αρχικές τιμές**. Στη συνέχεια από το διάλογο που εμφανίζεται επιλέγετε το τι θέλετε να καθορίσετε. Οι αρχικές τιμές που παίρνουν οι συντελεστές μιας μελέτης μπορούν να αλλάξουν εκ των υστέρων κάνοντας κλικ στην αντίστοιχη θέση στο κίτρινο φύλλο υπολογισμών.



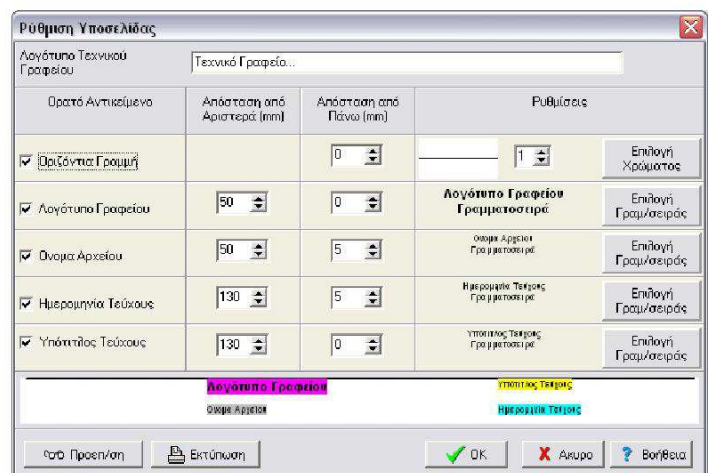
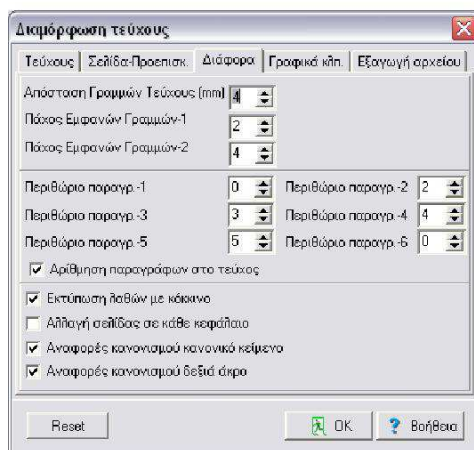
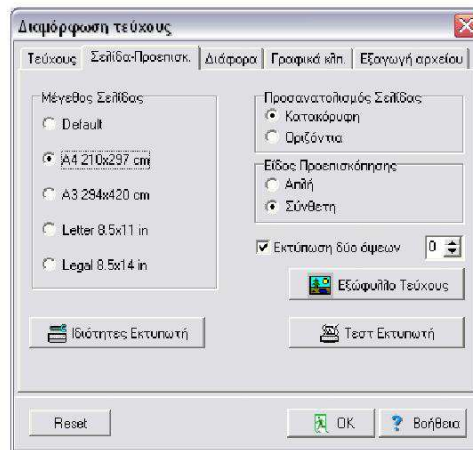
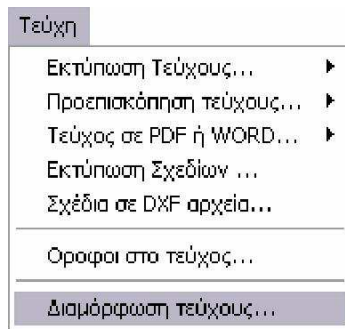
19. Εκτυπώσεις

Παράγονται πλήρη και αναλυτικά τεύχη τα οποία μπορούν να εκτυπωθούν πατώντας το κουμπί **Εκτύπωση** πάνω δεξιά ή από το μενού τεύχη. Πριν εκτυπώσετε έχετε τη δυνατότητα να επιλέξετε πια τμήματα του τεύχους θέλετε να εκτυπώσετε. Επιλογή εκτενές ή συνεπτυγμένου τεύχους.

Επίσης μπορείτε με τα δύο πλαίσια τιμών να καθορίσετε το νούμερο αρχικής σελίδας καθώς και το αριστερά περιθώριο σε χιλιοστά.



Η εμφάνιση των εκτυπώσεων , το λογότυπο στο κάτω μέρος της σελίδας και το είδος των χαρακτήρων που επιλέγετε καθορίζεται με το ειδικό μενού **Τεύχη/Δια μόρφωση τεύχους**. Πρέπει να έχετε υπόψη σας ότι για να βγαίνουν ζυγισμένοι οι χαρακτήρες στους πίνακες της εκτύπωσης, πρέπει να διαλέξετε γραμματοσειρά μη αναλογική όπως Courier, Courier New, Times New Roman, Lucida Concole.



Μερικοί εκτυπωτές για διάφορες γραμματοσειρές δεν υποστηρίζουν Ελληνικούς χαρακτήρες. Ένα τεστ του εκτυπωτή για τους χαρακτήρες που διαλέγετε είναι απαραίτητο. Μπορείτε να το κάνετε με την εντολή του μενού

Τεύχη/Διαμόρφωση τεύχους, Τεστ Εκτυπωτή.

Μπορείτε να αλλάξετε εκτυπωτή και να καθορίσετε τα χαρακτηριστικά του εκτυπωτή με την εντολή του μενού

Αρχείο/Εκτυπωτής



Προεπισκόπηση εκτυπώσεων

Πριν να εκτυπώσετε τα τεύχη μπορείτε να τα δείτε όπως ακριβώς θα εκτυπωθούν κάνοντας κλικ στα τμήματα του τεύχους που θέλετε να δείτε στο πράσινο φύλλο τευχών στο κύριο παράθυρο.

Με κόκκινο χρώμα και μερικές φορές διαγραμμισ μένο εμφανίζονται τα λάθη στους υπολογισμούς, π.χ. αν δεν επαρκούν οι διατομές. Η διαγράμμιση και το κόκκινο χρώμα μπορεί να φύγει, χρησιμοποιώντας το πλαίσιο ελέγχου στο παράθυρο **Τεύχη/Διαμόρφωση τεύχους/Διάφορα/Εκτύπωση λαθών με κόκκινο.**

Εκτύπωση και προεπισκόπηση σχεδίων

Μέσα από το σχεδιαστικό πακέτο επιλέγοντας από το μενού **Εκτύπωση** μπορείτε να δείτε τα σχέδια και να τα εκτυπώσετε.

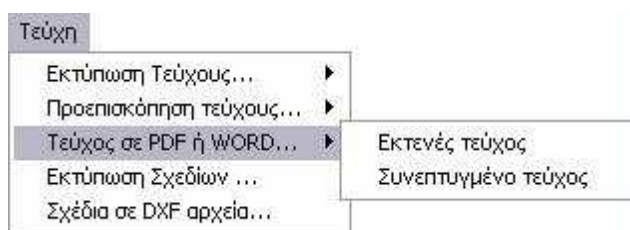
Πρώτα κάνετε κλικ στο πρώτο αριστερά εικονίδιο **προετοιμασία δελτίου με σχέδια**.

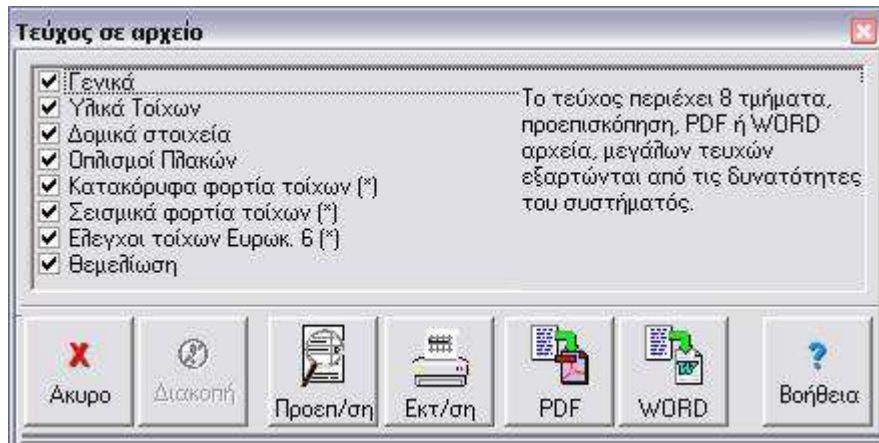
Το παράθυρο που εμφανίζεται έχει ένα τμήμα αριστερά και ένα δεξιά με σελίδες. Διαλέγουμε τη σελίδα εκτύπωσης σχεδίων που θέλου με να ετοιμάσουμε, π.χ. όψεις. Κάνοντας κλικ και σέρνοντας το εικονίδιο του σχεδίου που θέλετε να εκτυπωθεί από αριστερά στο δεξιά τμήμα γεμίζουμε με σχέδια το δεξιά τμήμα του παραθύρου. Έχετε την δυνατότητα επιλογής μεγέθους χαρτιού A4, A3, A2, A1 και επιλογή κλίμακας. Με τα δύο κουμπιά πάνω εκτυπώνουμε ή βλέπουμε (προεπισκόπηση) τα σχέδια.

Έξοδος τεύχους σε PDF και WORD αρχεία

Το κείμενο του τεύχους μπορεί να αποθηκευτεί σε αρχείο RTF ή σε αρχείο PDF και να γίνει επεξεργασία του από κειμενογράφους όπως το word ή το πρόγραμμα Adobe Acrobat.

Αυτό γίνεται είτε μέσα από την προεπισκόπηση, είτε από τις επιλογές.





20. Μεθοδολογία επίλυσης και διαστασιολόγησης

Η επίλυση του κτιρίου βασίζεται στο ότι το μέγιστο των κατακόρυφων φορτίων, καθώς και οι οριζόντιες σεισμικές δυνάμεις εξ ολοκλήρου φέρονται από τους τοίχους.

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, Marcus. Οι οριζόντιες δυνάμεις σεισμού υπολογίζονται με ισοδύναμα στατικά φορτία βάσει ΕΑΚ. Η κατανομή των σεισμικών δυνάμεων στους τοίχους γίνεται αφού υπολογιστούν 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 διαστασιολόγηση των στοιχείων από μπετόν, πλάκες, δοκοί, υποστυλώματα, πέδιλα γίνεται βάσει του Ελληνικού Κανονισμού Οπλισμένου Σκυροδέματος, η δε διαστασιολόγηση 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 διάταξη (περιβάλλοντες δοκοί, συνέχεια, μορφή) και ότι άλλο χρειάζεται το πρόγραμμα για την επίλυση των πλακών, αναγνωρίζονται από το σχέδιο της κάτοψης αυτόματα από το έμπειρο σύστημα του

προγράμματος. Ο χρήστης έχει πλήρη εποπτεία της αναγνώρισης και τοπολογίας των πλακών, καθώς και των αναλυτικών επιλύσεων και υπολογισμών στα τεύχη υπολογισμών. Ακολουθεί ένα θεωρητικό υπόβαθρο της μεθοδολογίας υπολογισμών και της διαστασιολόγησης των πλακών στις οποίες στηρίζεται το πρόγραμμα. Τα κτίρια από φέρουσα τοιχοποιία σχεδόν στο συνολό τους έχουν απλές περίπου ορθογωνισμένες μορφές κάτοψης και απλής μορφής ξυλότυπο δαπέδων. Ως εκ τούτου για την επίλυση και υπολογισμό των εντατικών μεγεθών των πλακών επιλέχθηκε και θεωρήθηκε πιο αρμόζουσα η μέθοδος Marcus (Marcus, H., Die vereinfachte Berechnung biegsamer Platten, 2nd ed., Springer-Verlag, Berlin, 1929, Loser, B, Bemessungsverfahren, 17th ed., W.Ernst und Sohn, Berlin, 1962). Η μέθοδος αυτή, ως γνωστόν, βασίζεται στην επίλυση διασταυρούμενων λωρίδων με κοινό βέλος κάμψεως 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 Ωπλισμένου Σκυροδέματος (18.1) πλάκες με λόγο πλευρών μεταξύ 0.5 και 2 επιλύονται σαν τετραέρειστες, αλλιώς σαν αμφιέρειστες. Επιπλέον στο πρόγραμμα για ευνόητους λόγους, αν το φορτίο τετραέρειστης κατά τη μία διεύθυνση είναι <10% του φορτίου της πλάκας η πλάκα επιλύεται σαν διέρειστη κατά την άλλη διεύθυνση. Για τον υπολογισμό των εντατικών μεγεθών οι συνθήκες στήριξης των πλακών λαμβάνονται υπόψη μέσω κατάλληλων συντελεστών υπολογισμού ροπών στήριξης που προκύπτουν από επίλυση συνεχών δοκών ισοδύναμων ανοιγμάτων (Κανον. Ωπλ. Σκυρ. 18.1.4). Οι συντελεστές αυτοί λαμβάνονται οι δυσμενέστεροι σε κάθε περίπτωση, οπότε τα προκύπτοντα εντατικά μεγέθη είναι πάντα μεγαλύτερα προς την πλευρά της ασφάλειας. Οι ελάχιστες ροπές (μέγιστες σε απόλυτο τιμή) στήριξης $minM_{sd}$ προκύπτουν χρησιμοποιώντας τη δυσμενέστερη θέση κινητών σε ισοδύναμη συνεχή δοκό με τη λωρίδα επίλυσης της πλάκας. Αντίστοιχα οι μέγιστες (ελάχιστες σε απόλυτη τιμή) ροπές στήριξης $maxM_{sd}$, προκύπτουν χρησιμοποιώντας συνδυασμό κινητών φορτίων που δίνει ευμενέστερες ροπές στήριξης. Οι μέγιστες ροπές ανοιγμάτων $maxM_{sda}$ προκύπτουν από τις μικρότερες σε απόλυτη τιμή ροπές στήριξης και φόρτιση $1.35g+1.50q$ στο άνοιγμα. 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 το Ελλην. Κανον. Ωπλισμ. 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 κά μψεως 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 μέτριος 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.

Το έμπειρο σύστημα του προγράμματος αυτόματα αναγνωρίζει την τοπολογία και συνέχεια των δοκών, τον τρόπο έδρασης και την κατανομή φορτίων από τις πλάκες.

Η επίλυση γίνεται για μοναδιαία φορτία σε κάθε άνοιγμα της εσχάρας. Για τον υπολογισμό των εντατικών μεγεθών της εσχάρας δοκών γίνονται όλοι οι επικίνδυνοι συνδυασμοί 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.

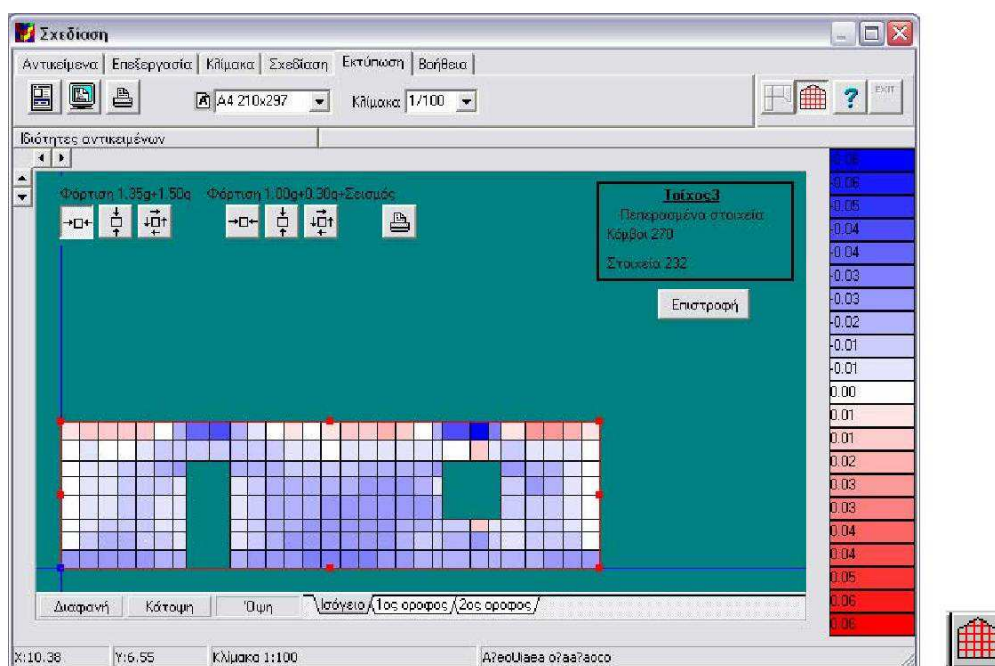
Η διαστασιολόγηση των δοκών γίνεται βάσει του Ελληνικού Κανονισμού Ωπλισμένου Σκυροδέματος. Οι ροπές παρειάς στις στηρίξεις λαμβάνονται σε απόσταση 10 cm από τον άξονα του τοίχου ή υποστυλώματος. Οι τέμνουσες σχεδιασμού λαμβάνονται σε απόσταση d (cm) από την παρειά (κανον. 5.1) όπου d το ύψος της δοκού. 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 . Η κατανομή των κατακόρυφων φορτίων από πλάκες και δοκούς γίνεται αυτόματα από το έμπειρο σύστημα του προγράμματος. Ο υπολογισμός των σεισμικών δυνάμεων ανά όροφο γίνεται βάσει ΕΑΚ (3.4) 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 . Το πλήθος των στοιχείων χωρισμού μπορείτε να το αλλάξετε αλλάζοντας μία και μόνον παράμετρο στο αντίστοιχο menu. 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 συνδυασμούς φορτίσεων. Οι τρεις βασικές τάσεις κάθε στοιχείου τοίχου ορθές τάσεις σ_{xx}, σ_{yy} και διάτμηση τ_{xy} εκτυπώνονται στο τεύχος υπολογισμών. Μπορείτε επίσης να έχετε έγχρωμη εποπτεία πατώντας το αντίστοιχο πλήκτρο στο σχεδιαστικό πρόγραμμα. Οι τάσεις αυτές δείχνονται για δύο φορτίσεις 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 αντοχής.

N_{sd} είναι το κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού, το οποίο προσδιορίζεται σαν κατακόρυφη δύναμη ανά μονάδα μήκους από τις μέγιστες θλιπτικές κατακόρυφες τάσεις του τοίχου (εξαιρούμενων των περιοχών συγκέντρωσης τάσης στις στηρίξεις δοκών).

$$N_{rd} = \Phi_{i,m} * t * (f_k / \gamma_M)$$

$\Phi_{i,m}$. 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 επί 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 $h_{ef} = \rho_h h$. Οι συντελεστές ρ υπολογίζονται για μερική ή ολική πάκτωση (ανάλογα με την περίπτωση) στην κορυφή και βάση του τοίχου και επί των δυσμενέστερων 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).

$$V_{rd} = f_{vk} * t * L_c / \gamma_M$$

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 .

21. Η μέθοδος των πεπερασμένων στοιχείων

Η μέθοδος των πεπερασμένων στοιχείων είναι μία μέθοδος με την οποία ένα συνεχές με άπειρους βαθμούς ελευθερίας προσεγγίζεται από ένα σύστημα στοιχείων με καθορισμένο αριθμό αγνώστων. Τα στοιχεία αυτά συνδέονται μεταξύ τους σε διακεκριμένα σημεία. Με τη μέθοδο αυτή τα πλέον πολύπλοκα προβλήματα φυσικής και μηχανικής μπορούν να προσεγγιστούν με συστήματα πεπερασμένου αριθμού εξισώσεων.

Η μέθοδος των πεπερασμένων στοιχείων θεμελιώθηκε στο τέλος της δεκαετίας του 1950 από τους

Argyris, Turner και Clough (Argyris, J. and S. Kesley, Energy theorems and Structural Analysis, Butterworth Scientific Publications, London, 1960, και Turner, M. Clough, H., Martin and Topp, Stiffness and Deflection Analysis of Complex Structures, J Aero.Sci. 23, No 9, Sept 1956, pp 805-823).

Στη συνέχεια πληθώρα εργασιών και προγραμμάτων Η/Υ, έκαναν τη μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων ένα απαραίτητο και δυναμικό εργαλείο ανάλυσης για τις κατασκευές.

Στο πρόγραμμα χρησιμοποιούνται για τους τοίχους επίπεδα επιφανειακά (plane stress) στοιχεία, ορθογώνια με τέσσερις κόμβους. Ο χωρισμός σε πεπερασμένα στοιχεία γίνεται αυτόματα από το πρόγραμμα κρατώντας ένα λόγο πλευρών στοιχείων μικρότερο του 2 και χωρίζοντας καθ' ύψος.

Οι αλγόριθμοι επίλυσης του προγράμματος και η ακρίβεια επίλυσης με πεπερασμένα στοιχεία έχουν ελεγχθεί διεξοδικά με αποτελέσματα των γνωστών προγραμμάτων SAPIV και STRUDL.

22. Σημεία που πρέπει να προσέξετε

- Μπορείτε με το πρόγραμμα να επιλύσετε **μικτά κτίρια**, δηλαδή τοιχοποιία και υποστυλώματα. Πρέπει όμως να υπενθυμίσουμε ότι τα υποστυλώματα δεν παραλαμβάνουν οριζόντιες δυνάμεις σεισμού, οι οποίες παραλαμβάνονται μόνον από τους τοίχους. Ως εκ τούτου τα υποστυλώματα πρέπει να είναι σχετικά εύκαμπτα και όχι μορφής τοιχείου οπότε η ακαμψία τους είναι μεγάλη κατά τη μία διεύθυνση. Ο κανονισμός (Εθνικό Κείμενο Εφαρμογής 7.3.δ) αναφέρει ότι στην περίπτωση απλών κτιρίων τοιχοποιίας πρέπει το 75% των κατακόρυφων φορτίων να παραλαμβάνεται από τους διατημητικούς τοίχους. Δεν θέτει περιορισμούς για μη απλά κτίρια τοιχοποιίας.
- Το πρόγραμμα ελέγχει την **συνέχεια των κατακόρυφων στοιχείων** και αν δεν είναι ικανοποιητική δεν συνεχίζει την επίλυση. Έτσι πρέπει από πάνω προς τα κάτω κάθε υποστύλωμα να συνεχίζει προς τα κάτω με κάποιο άλλο υποστύλωμα. Επίσης κάθε τοίχος να συνεχίζει προς τα κάτω με άλλο τοίχο. Δεν μπορεί να έχετε υποστύλωμα πάνω σε τοίχο, ή φυτευτό σε δοκό. Δεν μπορείτε επίσης να έχετε δύο τοίχους σε πάνω όροφο να συνεχίζουν σε ένα τοίχο στον κάτω όροφο, ή ένας τοίχος πάνω ορόφου να χωρίζεται σε δύο τοίχους στον κάτω όροφο. Σε περίπτωση που έχετε να αντιμετωπίσετε κάτι τέτοιο απλώς δημιουργείτε περισσότερους τοίχους.
- Τα **φορτία μεταβιβάζονται** από τις πλάκες σε δοκούς ή τοίχους. Δεν μπορείτε δηλαδή να έχετε πλάκες απευθείας πάνω σε υποστυλώματα.
- Μπορείτε να έχετε **διασταυρώσεις δοκών** χωρίς υποστυλώματα από κάτω, το πρόγραμμα επιλύει τα δάπεδα σαν εσχάρα δοκών.
- Πρόσθετοι έλεγχοι τοίχων για τις εξής περιπτώσεις :
 1. Έλεγχοι κατασκευών από **προκατασκευασμένους τοίχους** σκυροδέματος σύμφωνα με το Εθνικό Κείμενο εφαρμογής « Σχεδιασμός έργων από προκατασκευασμένα στοιχεία σκυροδέματος».
 2. Έλεγχοι κατασκευών από **ξύλινους τοίχους με οριζόντιους κορμούς δένδρων**. Έλεγχοι συνδέσμων με Ευρωκώδικα 5.
 3. Έλεγχοι κατασκευών από **ξύλινους τοίχους με πάνελ**. Έλεγχοι σε κατακόρυφα και οριζόντια φορτία σύμφωνα με Ευρωκώδικα 5.
 4. Έλεγχοι **τοίχων σκυροδέματος** με απαιτήσεις ΕΚΩΣ.

Στα υλικά πρέπει να προσθέσετε τις αντίστοιχες τοιχοποιίες. Στην ονομασία των τοίχων αυτών των κατηγοριών βάζετε απαραίτητα ένα *.

Τοίχος μπετόν 25 cm *	0.250 [m]	14.93 [N/mm ²]	0.30 [N/mm ²]
Τοίχος 3Δ-0.7-0.7-0.7 *	0.210 [m]	10.67 [N/mm ²]	0.22 [N/mm ²]
Λιθοδομή 50 cm με μονόδα	0.570 [m]	2.47 [N/mm ²]	0.13 [N/mm ²]
ISORAST 25 cm *	0.250 [m]	14.68 [N/mm ²]	0.24 [N/mm ²]
ΠΡΟΕΛΛΑΣ 25 cm *	0.250 [m]	24.63 [N/mm ²]	0.49 [N/mm ²]
ΠΡΟΕΛΛΑΣ 30 cm *	0.300 [m]	22.26 [N/mm ²]	0.46 [N/mm ²]
ΒΕΤΟΒΛΟΚΚ 30 cm *	0.300 [m]	17.78 [N/mm ²]	0.31 [N/mm ²]
ARGISOL 30 cm *	0.300 [m]	12.46 [N/mm ²]	0.22 [N/mm ²]
Κορμοί δένδρων *	0.250 [m]	1.79 [N/mm ²]	0.10 [N/mm ²]
Ξύλινα Πάνελ 25 cm *	0.250 [m]	4.29 [N/mm ²]	0.10 [N/mm ²]

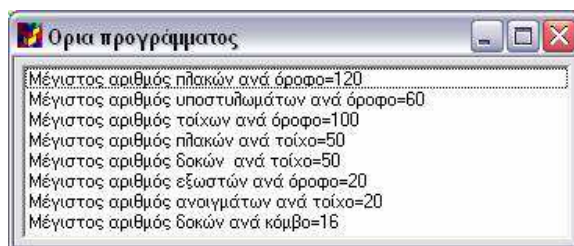
Εάν έχετε οικοδομή με τοίχους που ανήκουν στις παραπάνω κατηγορίες, τσεκάρετε στο μενού [Παράμετροι, συντελεστές έργου] την αντίστοιχη επιλογή (με διπλό κλικ ξε-τσεκάρετε) και επιλέγετε τους αντίστοιχους τοίχους . Το πρόγραμμα αυτόματα για τους τοίχους αυτούς (*) εκτυπώνει ανάλογα με την περίπτωση (1,2,3,4) πρόσθετους ελέγχους με κανονισμούς των προκατασκευασμένων, Ευρωκώδικα 5 για ξύλινα και Κανονισμό Ωπλισμένου Σκυροδέματος για τοιχεία μπετόν.

- Ειδικές περιπτώσεις τοίχων με **μανδύες** μπορούν εύκολα να αντιμετωπιστούν αφού στα δομικά υλικά δημιουργήσετε τοίχο με ανάλογες ιδιότητες της μικτής τοιχοποιίας.
- **Παραδείγματα** κατόψεων μπορείτε να δείτε στον κατάλογο έργων \Fedra-T\meletes\Παράδειγμα-1, Παράδειγμα-2 και Παράδειγμα-3 .
- Η βοήθεια του προγράμματος είναι κατατοπιστική για όλα τα θέματα. Στο μενού Βοήθεια/**Βασικές συμβουλές**, θα βρείτε πάντα μερικές απαραίτητες συμβουλές.
- Το πρόγραμμα δημιουργεί αυτόματα **Command TXT αρχείο** για αυτόματη εισαγωγή των δεδομένων των πλακών και υποστυλωμάτων στο BETONexpress. Στο φάκελο της κάθε μελέτης

(C:\RUNET\FEDRA-T\meletes\...) δημιουργούνται δυο αρχεία **COMM-PLK.txt** και **COMM-COL.txt**.

Με την εντολή του προγράμματος BETONexpress [Αρχείο Read Command Line File] εισάγονται αυτόματα οι πλάκες και τα υποστυλώματα στο πρόγραμμα.

- **Όρια προγράμματος**, μπορείτε να δείτε τα μέγιστα όρια αριθμού αντικειμένων στο πρόγραμμα.



23. Παράμετροι και Παραδοχές

- Ελάχιστη απόσταση αναγνώρισης πλακών. Δmin τιμή για μετακίνηση ακραίων κόμβων τοίχων ώστε να κλείσουν τα ανοίγματα μεταξύ τοίχων και

να γίνει σωστά η αναγνώριση πλακών.

- Αριθμός στοιχείων τοίχου καθ' ύψος σε όροφο. Αριθμός στοιχείων που χωρίζεται ο τοίχος στην κατακόρυφη κατεύθυνση. Ο χωρισμός σε πεπερασμένα γίνεται αυτόματα σε κάθε τοίχο με λόγο πλευρών <2. Προκαθορισμένη (default) τιμή 8. Για ύψος ορόφου 3.00 μέτρα αυτό σημαίνει πεπερασμένα στοιχεία

μεγέθους 0.33 m.

- Εκκεντρότητα έδρασης στέγης (e/t). Εκκεντρότητα έδρασης στέγης στον πάνω τοίχο. Η τιμή 0 είναι προκαθορισμένη (default).

Ελάχιστη απόσταση αναγνώρισης πλάκων [m]	0.28
Αριθμός στοιχείων τοίχου καθ' ύψος σε όροφο	8
Εκκεντρότητα έδρασης στέγης (e/t)	0.00

- Συντελεστές δράσεων φορτίων. Σύμφωνα με ΕΚΩΣ και Ευρωκώδικα 1 είναι $\gamma_G=1.35$, $\gamma_Q=1.50$.

Συντελεστές Δράσεων Φορτίων (ΕΚΩΣ, §6.3.2)	$\gamma_G=$ 1.35
Συντελεστές Δράσεων Φορτίων (ΕΚΩΣ, §6.3.2)	$\gamma_Q=$ 1.50

- Επί μέρους συντελεστής ασφάλειας υλικού με σεισμό. Οι συντελεστές ασφαλείας υλικού γ_M εξαρτώνται από τον τύπο της τοιχοποιίας. Βάσει του Ευρωκώδικα 8 § 9.6 (3) σε σεισμική φόρτιση ε οι τιμές των γ_M πρέπει να λαμβάνονται 2/3 γ_M .
- Τυχηματικές εκκεντρότητες σε σεισμικές φορτίσεις ορίζονται στο ΕΑΚ § 3.3.1, 0.05L.

- Ισοδύναμες εκκεντρότητες, καθορίζονται στον ΕΑΚ § 3.3.3 $e_{max} = 1.50 e_0$ και $e_{min} = 0.50 e_0$.
- Μείωση διατμητικής αντοχής με σεισμό. Η μείωση της διατμητικής αντοχής της τοιχοποιίας σε περίπτωση σεισμικής καταπόνησης κατά 30%, υπήρχε στο παλιό κείμενο του Ευρωκώδικα 6 ENV 1996 έκδοση 1995. Στη νέα έκδοση του Ευρωκώδικα 6 EN1996 έκδοση 2002 δεν υπάρχει.
- Κατανομή μάζας τοίχων ορόφου με σεισμό στο άνω και κάτω οριζόντιο διάφραγμα πατώματος. Η κατανομή μάζας τοίχων 50%-50% είναι μια λογική κατανομή. Η 60%-40% ή 70%-30% είναι δυσμενέστερες για διάτμηση κατανομές.

Σεισμός. Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού (Ευρωκ-8, §9.6(3))	$\gamma_M = \frac{2}{3} \gamma_M$ <input checked="" type="checkbox"/>
Σεισμός. Τυχηματικές εκκεντρότητες ορόφου (ΕΑΚ §3.3.1)	$e_{ai} = L_i \times$ <input type="text" value="0.050"/>
Σεισμός. Ισοδύναμες εκκεντρότητες (ΕΑΚ §3.3.3(5))	$e_{max} = e \times$ <input type="text" value="1.50"/> $e_{min} = e \times$ <input type="text" value="0.50"/>
Σεισμός. Μείωση διατμητικής αντοχής κατά 30% (ENV 1996, §3.6.3(8))	$f_{vk}^* = 0.70 \times f_{vk}$ <input type="checkbox"/>
Σεισμός. Κατανομή μάζας τοίχων ορόφου σε άνω και κάτω επιφάνεια	Πάνω (%) <input type="text" value="50"/> Κάτω (%) <input type="text" value="50"/>

- Ορθογωνικό διάγραμμα σεισμού – Επιλογή για παλιό Αντισεισμικό κανονισμό.
- Ανακατανομή σεισμικών δυνάμεων τοίχων. Καθορίζεται το ποσοστό ανατακατομής διατμητικών δυνάμεων στους τοίχους (μέχρι 25% σύμφωνα με Ευρωκώδικα 8 § 9.4.6). Ένα ποσοστό των δυνάμεων σε μεγάλους τοίχους κατανέμεται σε μικρότερους.
- Έλεγχος ανατροπής. Καθορίζετε τον συντελεστή (δυνάμεις ανατροπής) / (Δυνάμεων ευσταθείας) (≤ 1.00).


Ορθογωνικό διάγραμμα σεισμού	<input type="checkbox"/>
Ανακατανομή σεισμικών δυνάμεων τοίχων (0-25%) (EC8, §9.4.6)	<input type="checkbox"/> (%) 25
Έλεγχος ανατροπής $\text{Sum} (F_i z_i) \leq c \cdot W_i d$	$c =$ 0.90

- Προκατασκευασμένοι τοίχοι από σκυρόδεμα
- Τοίχοι με οριζόντιους κορμούς δέντρων
- Τοίχοι από ξύλινα πάνελ
- Τοίχοι από ωπλισμένο σκυρόδεμα

Επιλέγετε αν έχετε περίπτωση με τέτοιους τοίχους. Κάνοντας κλικ στο παράπλευρο κουμπί καθορίζετε τις επιπλέον ιδιότητες των τοίχων αυτών και το πρόγραμμα κάνει επιπρόσθετους ελέγχους με τους ανάλογους κανονισμούς όπως ΕΚΩΣ, Κανονισμό προκατασκευασμένων στοιχείων σκυροδέματος ή Ευρωκώδικα 5. Προφανώς στη βάση των υλικών χρησιμοποιείτε τοίχους με ανάλογες ιδιότητες (αντοχές, βάρος). Σε μερικές περιπτώσεις τέτοιων τοίχων οι έλεγχοι βάσει του Ευρωκώδικα 6 δεν μπορεί να εφαρμοστούν.

Οι τοίχοι που ελέγχονται σε αυτές τις περιπτώσεις είναι οι τοίχοι που στην ονομασία τους έχουν *.

Ετσι σε μια μικτή κατασκευή από τοίχους π. χ λιθοδομής και μερικούς τοίχους από σκυρόδεμα (π. χ. στο υπόγειο) οι επιπρόσθετοι έλεγχοι θα γίνουν στους τοίχους του υπογείου που στην ονομασία τους έχουν *, αφού τσεκάρετε την τέταρτη περίπτωση στις παραμέτρους .

Προκατασκευασμένοι τοίχοι από σκυρόδεμα C30/37 - S500- 2 x Φ 8/ 15.00	<input type="radio"/>	
Τοίχοι με οριζόντιους κορμούς δέντρων C24, II, γόμφιοι 30mm/0.600m, f _{yk} =12.00N/mm ² , ρ _k =450Kg/m ³	<input type="radio"/>	
Τοίχοι από ξύλινα πάνελ C24, II, w=0.200m, 60x176/0.600m, ήλιοι Φ2.4/0.150m, f _{yk} =600.00N/mm ²	<input type="radio"/>	
Τοιχεία από ωπλισμένο σκυρόδεμα C30/37 - S500- 2 x Φ 8/ 15.00	<input type="radio"/>	

- Μπορείτε να επιλέξετε να μην εκτυπώνονται στο τεύχος πολύ μικροί (στο μήκος) τοίχοι. Πρέπει να καθορίσετε το ελάχιστο μήκος των τοίχων που δεν εκτυπώνονται.

Μη εκτύπωση ελέγχων πολύ μικρών τοίχων (L _o =όριο μήκους [m])	<input type="checkbox"/>	L<=L _o [m] L _o =	<input type="text" value="0.00"/>
--	--------------------------	--	-----------------------------------

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4 Σχεδιασμός τοίχων από άοπλη τοιχοποιία

4.1 Εισαγωγή

Σύμφωνα με τη φιλοσοφία των Ευροκωδίκων τα δομικά μέλη πρέπει να ελέγχονται ώστε να εκπληρούνται οι οριακές καταστάσεις αστοχίας και λειτουργικότητας. Τα κτίρια από τοιχοποιία λόγω της δομής τους θεωρείται ότι όταν εκπληρούν τις απαιτήσεις οριακής κατάστασης αστοχίας εκπληρούν συγχρόνως και τις απαιτήσεις της οριακής κατάστασης λειτουργικότητας, διότι οι παραμορφώσεις τους δεν είναι τέτοιες που να απαιτείται ιδιαίτερος έλεγχος για αυτές. Για κάθε σχετικό έλεγχο οριακής κατάστασης πρέπει να θεωρείται ένα προσομοίωμα της κατασκευής το οποίο θα λαμβάνει υπόψη:

- Τον τύπο και τα υλικά της κατασκευής καθώς και το περιβάλλον στο οποίο βρίσκεται,
- Τη συμπεριφορά όλης της κατασκευής, αλλά και των τμημάτων της που σχετίζονται με τη θεωρούμενη οριακή κατάσταση,
- Τις δράσεις και πως ενεργούν στην κατασκευή.

Επιπλέον, ο σχεδιασμός πρέπει να περιλαμβάνει εκτός από το σύνολο και τα τμήματα της κατασκευής (π.χ. τοίχους ανώφλια, διαζώματα). Η τήρηση των κανόνων καλής δόμησης και η απλή μόρφωση ενός κτιρίου εξασφαλίζει την καλή συνεργασία των τμημάτων του, την ομαλή μεταφορά των φορτίων στο έδαφος και τελικά ένα ανθεκτικό κτίριο. Πιθανές ατέλειες και μικρές αποκλίσεις από τα προαναφερόμενα μπορούν να λαμβάνονται υπόψη στους ελέγχους θεωρώντας ότι τι κτίριο έχει μία απόκλιση από την κατακόρυφο που ισούται με $v = \frac{1}{100 \cdot \sqrt{h_{tot}}}$, όπου h_{tot} είναι το ολικό ύψος της κατασκευής. Πρέπει να τονισθεί ότι όπου αναφέρεται η μεθοδολογία που προτείνεται από τον Ευροκώδικα 6, αυτή ισχύει μόνο για το σχεδιασμό κατασκευών που εκπληρούν τις απαιτήσεις του εν λόγω κανονισμού, επομένως τα υφιστάμενα κτίρια για τα οποία γίνεται ανασχεδιασμός, δεν καλύπτονται από τον Ευροκώδικα 6. Για τα υφιστάμενα κτίρια

ακολουθείται η μεθοδολογία που προτείνεται στον Ευροκώδικα EN 1998-3, η οποία για τα κτίρια από τοιχοποιία είναι αρκετά συγκεκριμένη και αφορά μόνο σε κτίρια από τεχνητά λιθοσώματα.

4.2 Σχεδιασμός δομικών μελών

Κάθε τμήμα μίας κατασκευής πρέπει να ελέγχεται στην οριακή κατάσταση αστοχίας. Επιπλέον έλεγχος για την οριακή κατάσταση λειτουργικότητας δεν χρειάζεται όπου αυτή κρίνεται ότι ικανοποιείται όταν ικανοποιείται η οριακή κατάσταση αστοχίας. Βέβαια, σ' αυτές τις περιπτώσεις πρέπει να εξασφαλίζεται ότι η λειτουργικότητα δεν βλάπτεται από παραμορφώσεις άλλων δομικών στοιχείων όπως π.χ. τοίχοι από μεγάλα βέλη πλακών. Κατά το σχεδιασμό ισχύει η βασική ανισότητα:

$$E_d \leq R_d$$

Όπου:

E_d : είναι η δράση σχεδιασμού, και

R_d : η αντίσταση ή η δύναμη σχεδιασμού αντοχής

Η δράση σχεδιασμού προκύπτει από τους συνδυασμούς φορτίσεων και με τους επιμέρους συντελεστές για κάθε δράση, όπως αυτοί ορίζονται από τους ισχύοντες κανονισμούς (EN 1991).

Έτσι πρέπει να ισχύει:

$$N_{Ed} \leq N_{Rd} \quad 4.2.1$$

$$V_{Ed} \leq V_{Rd} \quad 4.2.2$$

$$M_{Ed} \leq M_{Rd} \quad 4.2.3$$

Όπου:

N_{Rd} και N_{Ed} είναι η αξονική δύναμη σχεδιασμού αντοχής (αντίσταση σε αξονική δύναμη) και η δρώσα αξονική δύναμη σχεδιασμού αντιστοίχως,

V_{Rd} και V_{Ed} είναι η τέμνουσα δύναμη σχεδιασμού αντοχής (διατμητική αντίσταση) και η δρώσα τέμνουσα δύναμη σχεδιασμού αντιστοίχως,

M_{Rd} και M_{Ed} είναι η καμπτική ροπή σχεδιασμού αντοχής (καμπτική αντίσταση) και η δρώσα καμπτική ροπή σχεδιασμού αντιστοίχως.

Η αντοχή σχεδιασμού της τοιχοποιίας είναι η χαρακτηριστική αντοχή διαιρεμένη με τον κατάλληλο επιμέρους συντελεστή ασφαλείας γ_m , που για μόνιμες δράσεις παρατίθεται στον πίνακα 4.1 και ο οποίος εξαρτάται από τα υλικά και από τη στάθμη ποιοτικού ελέγχου της κατασκευής του έργου. Όταν γίνεται έλεγχος για σεισμικές δράσεις, αυτοί οι επιμέρους συντελεστές επιτρέπεται να λαμβάνονται με τιμή 2/3 αυτής του πίνακα και όχι μικρότερη από 1.5.

Υλικό	γ_m		
	Στάθμη	ποιοτικού	ελέγχου
	κατασκευής		
	1	2	3
A Λιθοσώματα κατηγορίας I, κονίαμα με μελέτη συνθέσεως	1,7	2	2,2
B Λιθοσώματα κατηγορίας I, προδιαγραμμένο κονίαμα	2	2,2	2,5
Γ Λιθοσώματα κατηγορίας II, οποιοδήποτε κονίαμα	2,2	2,5	2,7
Δ Συνάφεια του χάλυβα οπλισμού	2	2,2	2,5
E Χάλυβας οπλισμού και χάλυβας προέντασης		1,5	
Σ			
T Δευτερεύοντα στοιχεία	2	2,2	2,5
Z Υπέρθυρα σύμφωνα με το EN 845-2	1,7	2	2,2

ΠΙΝΑΚΑΣ 4- 1 επιμέρους συντελεστές ασφαλείας για την τοιχοποιία

4.3 Άοπλοι τοίχοι υπό κατακόρυφη φόρτιση

4.3.1 Αξονική δύναμη αντοχής τοίχου

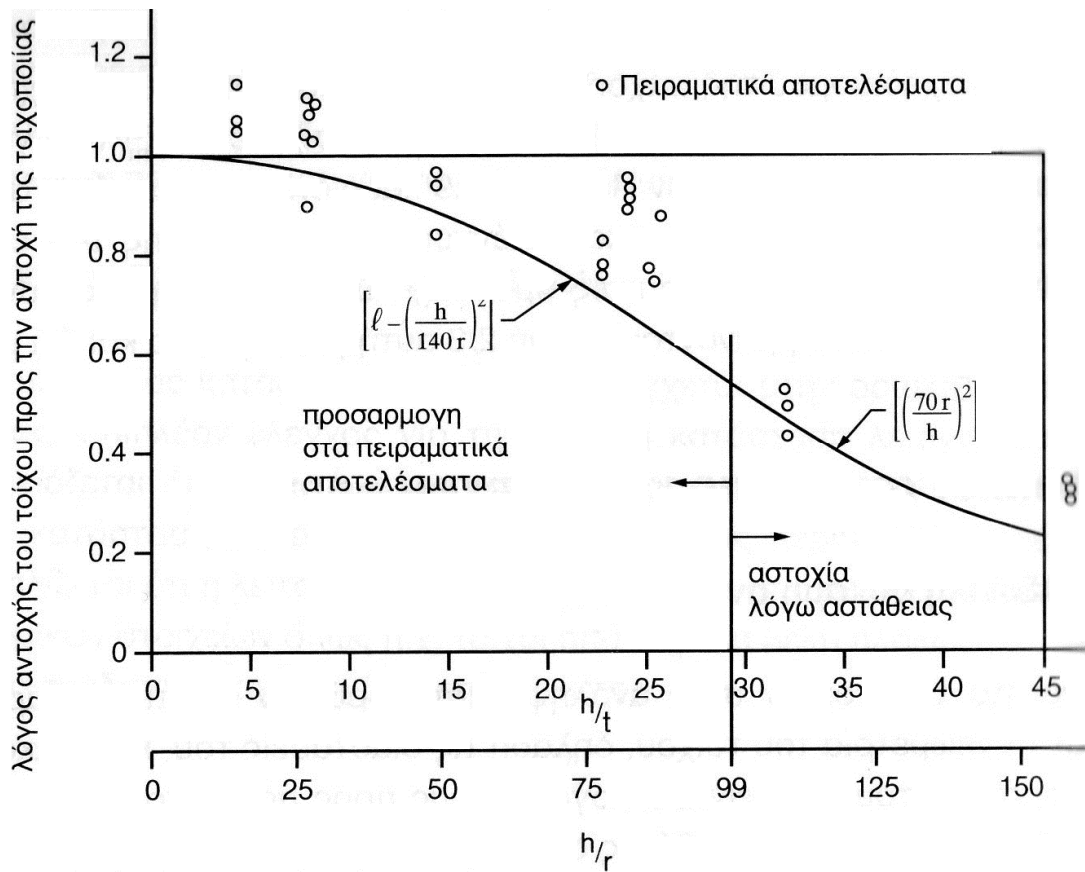
Η ικανότητα των τοίχων στην ανάληψη κατακόρυφων φορτίων εξαρτάται από : α) τη γεωμετρία του τοίχου, δηλαδή τις διαστάσεις του, και ειδικά από τη λυγνρότητα του, που είναι ο λόγος ύψους προς πάχος του τοίχου (βλέπε σχήμα 4.3.1) β) τις οριακές συνθήκες στα άκρα του, δηλαδή την ύπαρξη ή όχι πλακών άνω και κάτω από τον τοίχο και την ύπαρξη ή όχι πλακών άνω και κάτω από τον τοίχο και την ύπαρξη τυχόν εγκάρσιων τοίχων, γ) την εκκεντρότητα των φορτίων και δ) το υλικό της

τοιχοποιίας. Για τον υπολογισμό της αξονικής δύναμης αντοχής ενός τοίχου γίνονται οι εξής υποθέσεις:

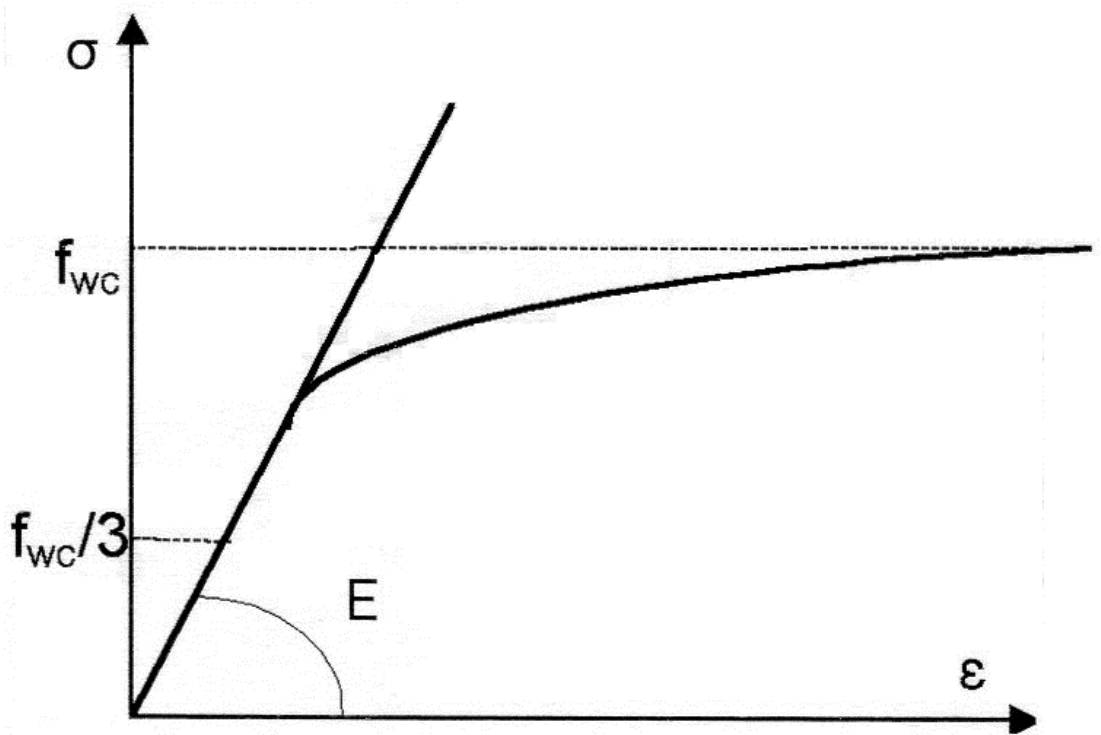
- Οι επίπεδες διατομές παραμένουν επίπεδες,
- Η εφελκυστική αντοχή της τοιχοποιίας κάθετα στους αρμούς λαμβάνεται ίση με μηδέν.
- Η σχέση τάσεων παραμορφώσεων της τοιχοποιίας είναι της μορφής του σχήματος 4.3.2

Κατά το σχεδιασμό μίας κατασκευής πρέπει να λαμβάνεται υπόψη:

- Η μακροχρόνια επιρροή των φορτίων,
- Τα φαινόμενα δευτέρας τάξεως,
- Οι εκκεντρότητες των φορτίων όπως αυτές προκύπτουν από τη θέση και τις συνοριακές συνθήκες των τοίχων και τον τρόπο έδρασης των πλακών.
- Οι εκκεντρότητες από τυχόν απόκλιση της κατασκευής από την κατακόρυφο, αλλά και λόγω αλλαγής των ιδιοτήτων των υλικών σε τμήματα του τοίχου αλλά και των γεωμετρικών στοιχείων (αλλαγή στο πάχος του τοίχου, στον τρόπο δόμησης, ύπαρξη εσοχών, κ.α).



ΣΧΗΜΑ 4.3. 1 Επίδραση της λυγηρότητας στην ικανότητα ανάληψης κατακόρυφου φορτίου.



ΣΧΗΜΑ 4.3. 2 Γενική μορφή διαγράμματος τάσεων-παραμορφώσεων με τοιχοποιίες κατά EC 6

Στην οριακή κατάσταση αστοχίας το κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ενός τοίχου N_{Ed} και η κατακόρυφη αξονική δύναμη αντοχής N_{Rd} συνδέονται με τη σχέση:

$$N_{Ed} \leq N_{Rd} \quad 4.3.1$$

Η αξονική δύναμη σχεδιασμού αντοχής ενός άοπλου τοίχου δίδεται από τη σχέση 4.3.2:

$$N_{Rd} = \frac{\Phi_{t,m} * l_w * f_{wk} * t}{\gamma_m} \quad 4.3.2$$

Όπου:

$\Phi_{t,m}$ μειωτικός συντελεστής που εισάγεται για να ληφθεί υπόψη η λυγηρότητα του τοίχου και η πιθανή εκκεντρότητα των φορτίων και ο οποίος υπολογίζεται στη 4.3.2,

f_{wk} η χαρακτηριστική θλιπτική αντοχή της τοιχοποιίας,

γ_m ο επιμέρους συντελεστής ασφαλείας από τον πίνακα 4.1

t το πάχος του τοίχου,

l_w το μήκος του τοίχου.

Η αντοχή σχεδιασμού του τοίχου μπορεί να υπολογισθεί στα μέσα του ύψους του αν στη σχέση 4.3.2 χρησιμοποιηθεί ο συντελεστής Φ_m ή στην κορυφή ή τη βάση του αν χρησιμοποιηθεί ο συντελεστής Φ_t .

- Όταν η διατομή ενός τοίχου είναι μικρότερη από 0.1 m^2 τότε η χαρακτηριστική θλιπτική αντοχή της τοιχοποιίας f_{wk} πρέπει να πολλαπλασιάζεται με το συντελεστή $(0.7+3A)$, όπου A είναι η επιφάνεια της φορτισμένης οριζόντιας διατομής του μέλους, σε m^2 .
- Σε τοίχους με πυρήνα πρέπει να υπολογίζονται τα φορτία κάθε κατακόρυφης στρώσης χωριστά και να ελέγχεται κάθε μία με την ανισότητα της σχέσης 4.3.1. Όταν φορτίζεται μόνο η μία κατακόρυφη στρώση, τότε η αντοχή του τοίχου θα εξαρτάται από την αντοχή της φορτιζόμενης στρώσης, αλλά για τον υπολογισμό

της λυγηρότητας πρέπει να θεωρείται το ενεργό πάχος του τοίχου (βλ. 4.3.2).

- Οι τοίχοι από δύο κατακόρυφες στρώσεις με συνεχή κατακόρυφο αρμό πρέπει να θεωρούνται όπως οι τοίχοι με πυρήνα, εκτός αν είναι συνδεδεμένοι κατάλληλα με μεταλλικούς συνδέσμους σε ποσότητα τουλάχιστον ένα σύνδεσμο Φ6 ανά 0.40 m² κατακόρυφης επιφάνειας, και κάθε στρώση φορτίζεται με παρόμοια φορτία οπότε μπορούν να θεωρούνται ότι αποτελούνται από μία στρώση (δρομικοί ή μπατικοί).
- Εσοχές και εγκοπές μειώνουν την ικανότητα του τοίχου να αναλάβει κατακόρυφα φορτία. Αν η μείωση δε μπορεί να θεωρηθεί αμελητέα, τότε οι τοίχοι πρέπει να ελέγχονται ως εξής:
 - Αν υπάρχουν κατακόρυφες εσοχές ή εγκοπές τότε θα θεωρούνται ως ανοίγματα στον τοίχο ή εναλλακτικά θα ελέγχεται ο τοίχος με τη μειωμένη διατομή,
 - Οριζόντιες ή κεκλιμένες εγκοπές θα θεωρούνται ως ανοίγματα ή εναλλακτικά θα υπολογίζεται η αντοχή του τοίχου στη θέση της εγκοπής λαμβάνοντας υπόψη την εκκεντρότητα των κατακόρυφων φορτίων στο απομένον πάχος του τοίχου. Γενικά μπορεί να θεωρηθεί ότι για μείωση της διατομής του τοίχου μέχρι 25%, η μείωση της αντοχής του είναι ανάλογη της μείωσης της διατομής.

Σημειώνεται ότι γίνεται η παραδοχή ότι τοίχοι που ελέγχονται με χρήση των σχέσεων 4.3.1 και 4.3.2 θεωρούνται ότι ικανοποιούν και τις απαιτήσεις του ελέγχου της οριακής κατάστασης λειτουργικότητας.

4.3.2 Μειωτικός συντελεστής λόγω λυγηρότητας και εκκεντρότητας

Η τιμή του μειωτικού συντελεστή Φ της σχέσης 4.3.2 μπορεί να υπολογισθεί ως εξής:

1) Στην κορυφή ή τη βάση του τοίχου

$$\Phi_t = 1 - 2 \frac{e_t}{t} \quad 4.3.3$$

Όπου:

t το πάχος του τοίχου

e_t η εκκεντρότητα στην κορυφή ή τη βάση του τοίχου και υπολογίζεται από την εξίσωση 4.3.4

$$e_t = \frac{M_d}{N_d} + e_{he} + e_{init} \geq 0.05 * t \quad 4.3.4$$

Όπου:

M_d η ροπή στην κορυφή ή τη βάση του τοίχου που είναι αποτέλεσμα της εκκεντρότητας των φορτίων των πλακών κάθετα στο επίπεδο του τοίχου Σχήμα 4.3.3 (παράγραφος 4.3.5)

N_d το κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην υπόψη διατομή

e_{he} η εκκεντρότητα εξαιτίας τυχόν οριζόντιων φορτίων (άλλων εκτός από σεισμό) η οποία λαμβάνεται ίση με μηδέν,

e_{init} η αρχική (παράγραφος 4.3.6)

II) Στο μέσον του ύψους

Θεωρώντας ότι ισχύουν όσα αναφέρονται στο εδάφιο 4.1, ο μειωτικός συντελεστής Φ_m στο μέσον του ύψους του τοίχου μπορεί να προσδιορισθεί συναρτήσει της λυγηρότητας h_{ef}/t_{ef} και του λόγου

e_{mk}/t από το νομογράφημα του σχήματος 4.3.3 που έχει παραχθεί από

την εφαρμογή της εξίσωσης 4.3.8. Τιμές του μειωτικού συντελεστή Φ_m παρέχει επιπλέον ο πίνακας 4.3.2. e_{mk} είναι η εκκεντρότητα στο μέσον του ύψους του τοίχου και υπολογίζεται από την εξίσωση 4.3.5 σε συνδυασμό με την εξίσωση 4.3.6

$$e_{mk} = e_m + e_k \geq 0.05 * t \quad 4.3.5$$

Όπου e_m από τη σχέση:

$$e_m = \frac{M_{md}}{N_{md}} + e_{hm} \pm e_{init} \quad 4.3.6$$

Στις ανωτέρω σχέσεις είναι:

M_{md} η ροπή σχεδιασμού στο μέσον του ύψους του τοίχου που προκύπτει από το διάγραμμα ροπών (Σχ. 4.3.3)

N_{md} το κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μέσον του ύψους,

e_{hm} το ενεργό ύψος, που εξαρτάται από τις συνθήκες στήριξης του τοίχου και υπολογίζεται στην παράγραφο 4.3.3,

t_{ef} το ενεργό πάχος, που ο τρόπος υπολογισμού του αναφέρεται στην παράγραφο 4.3.4

t το πραγματικό πάχος του τοίχου,

e_k η εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού που υπολογίζεται από τη σχέση 4.3.7

$$e_k = 0.002 * \Phi_{\infty} * \frac{h_{ef}}{t_{ef}} \sqrt{t * e_m} \quad 4.3.7$$

Όπου:

Φ_{∞} είναι ο τελικός συντελεστής ερπυσμού, ο οποίος εξαρτάται από το είδος των λιθοσωμάτων και οι τιμές του δίνονται στον πίνακα 4.3.

Αν τα λιθοσώματα είναι φυσικοί λίθοι τότε μπορεί να ληφθεί μηδενική εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού, δηλαδή $e_k=0$. Το ίδιο μπορεί να θεωρηθεί και σε τοίχους με λυγηρότητα μεγαλύτερη από 15, ανεξαρτήτως υλικού. Ο μειωτικός συντελεστής Φ_m στο μέσον του ύψους του τοίχου υπολογίζεται για τιμή του μέτρου ελαστικότητας $E=1000*f_{wk}$ από την κατωτέρω σχέση:

$$\Phi_m = A_1 * e^{-\frac{u^2}{2}} \quad 4.3.8$$

Όπου:

$$A_1 = 1 - 2 * \frac{e_{mk}}{t} \quad 4.3.9$$

Και

$$u = \frac{\frac{h_{ef}}{t_{ef}} - 2}{23 - 37 * \frac{e_{mk}}{t}} \quad 4.3.10$$

Στη γενική περίπτωση της τυχούσας τιμής E του μέτρου ελαστικότητας η τιμή του συντελεστή u υπολογίζεται από τη σχέση 4.3.11

$$u = \frac{\lambda - 0.063}{0.73 - 1.17 * \frac{emk}{t}} \quad 4.3.11$$

Το λ υπολογίζεται από τη σχέση 4.3.12

$$\lambda = \frac{h_{ef}}{t_{ef}} * \sqrt{\frac{f_{wk}}{E}} \quad 4.3.12$$

h_{ef}/t_{ef}	Emk						
	0.05*t	0.10*t	0.15*t	0.20*t	0.25*t	0.30*t	0.33*t
0	0.90	0.80	0.70	0.60	0.50	0.40	0.34
1	0.90	0.80	0.70	0.60	0.50	0.40	0.34
2	0.90	0.80	0.70	0.60	0.50	0.40	0.34
3	0.90	0.80	0.70	0.60	0.50	0.40	0.34
4	0.90	0.80	0.70	0.60	0.49	0.39	0.33
5	0.89	0.79	0.69	0.59	0.49	0.39	0.33
6	0.88	0.78	0.68	0.58	0.48	0.38	0.32
7	0.88	0.77	0.67	0.57	0.47	0.37	0.31
8	0.86	0.76	0.66	0.56	0.45	0.35	0.29
9	0.85	0.75	0.65	0.54	0.44	0.34	0.28
10	0.84	0.73	0.63	0.53	0.42	0.32	0.26
11	0.82	0.72	0.61	0.51	0.40	0.30	0.24
12	0.80	0.70	0.59	0.49	0.38	0.28	0.22
13	0.79	0.68	0.57	0.47	0.36	0.26	0.20
14	0.77	0.66	0.55	0.45	0.34	0.24	0.18
15	0.75	0.64	0.53	0.42	0.32	0.22	0.16
16	0.72	0.61	0.51	0.40	0.30	0.20	0.15
17	0.70	0.59	0.48	0.38	0.28	0.18	0.13
18	0.68	0.57	0.46	0.35	0.25	0.16	0.11
19	0.65	0.54	0.44	0.33	0.23	0.14	0.10
20	0.63	0.52	0.41	0.31	0.21	0.13	0.08
21	0.60	0.49	0.39	0.29	0.19	0.11	0.07
22	0.58	0.47	0.36	0.26	0.17	0.10	0.06
23	0.55	0.44	0.34	0.24	0.16	0.08	0.05
24	0.52	0.42	0.32	0.22	0.14	0.07	0.04
25	0.50	0.39	0.29	0.20	0.12	0.06	0.04
26	0.47	0.37	0.27	0.18	0.11	0.05	0.03
27	0.45	0.35	0.25	0.17	0.10	0.04	0.02
28	0.42	0.32	0.23	0.15	0.08	0.04	0.02
29	0.40	0.30	0.21	0.13	0.07	0.03	0.01
30	0.37	0.28	0.19	0.12	0.06	0.03	0.01

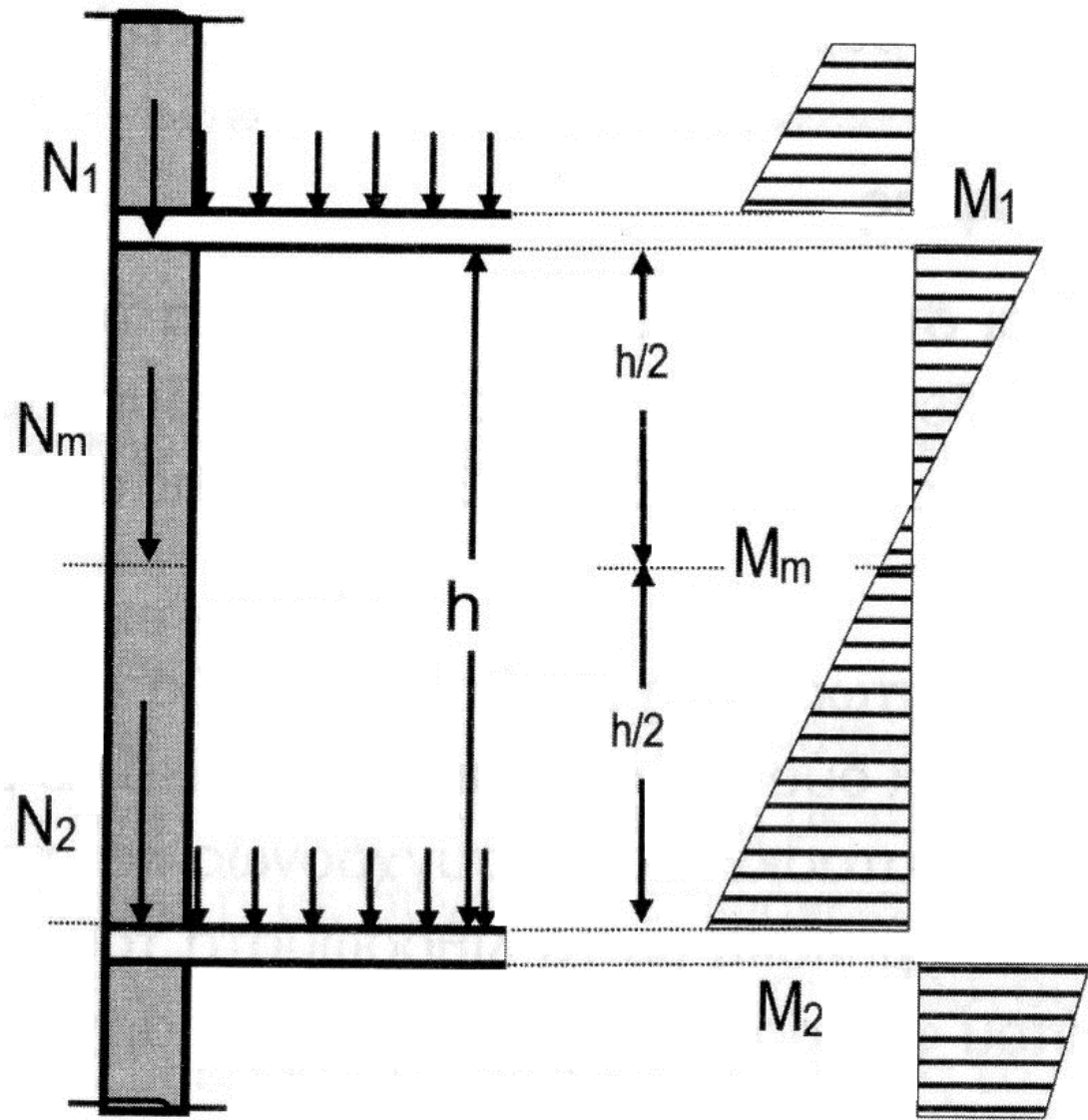
ΠΙΝΑΚΑΣ 4- 2 Μειωτικός συντελεστής Φ_m

Τύπος Τοιχοσωμάτων	Φ_{∞}	Τελική συστολή ή διαστολή ξήρανσης (mm/m)	Συντελεστής θερμικής διαστολής $\alpha, *10^{(-6)} /\kappa$
	Εύρος	Εύρος	Εύρος
Αργιλικά	0.5 έως 1.5	(-) 2.0 έως +1.0	4 έως 8
Ασβεστοπυριτικά	1.0 έως 2.0	(-)0.4 έως (-)0.1	7 έως 11
Τσιμεντόλιθοι και βιομηχανικοί λαξευμένοι λίθοι	1.0 έως 2.0	(-)0.6 έως (-)0.1	6 έως 12
Ελαφροσκυρόδεμα	1.0 έως 3.0	(-)1.0 έως (-)0.2	8 έως 12
Αυτόκλειστοι κυψελωτοί τσιμεντόλιθοι	0.5 έως 2.5	(-)0.4 έως +0.20	6 έως 12
Φυσικοί λίθοι Μαγματικοί ιζηματογενείς Μεταμορφοσινενείς	πολύ χαμηλές τιμές	(-)0.4 έως +0.7	5 έως 9 2 έως 7 1 έως 18

ΠΙΝΑΚΑΣ 4- 3 Συντελεστής ερπυσμού Φ και θερμικής Διαστολής και συστολή ξήρανσης.

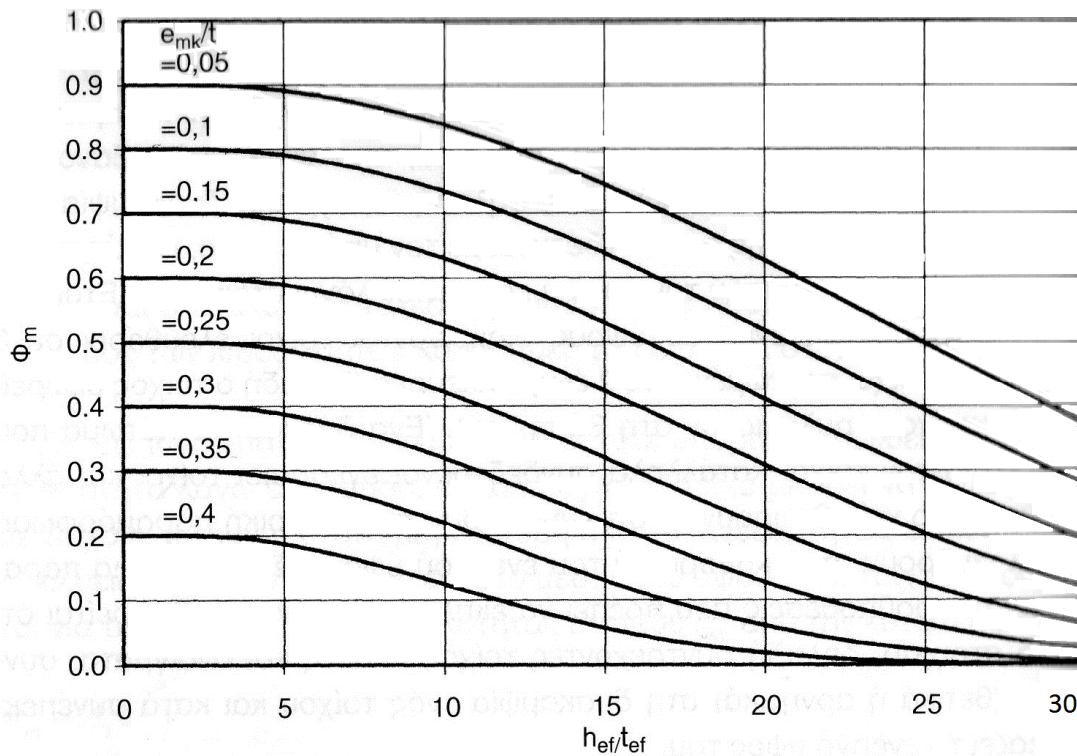
4.3.3 Ενεργό ύψος τοίχου (ύψος λυγισμού)

Το ενεργό ύψος h_{ef} Συντελεστής ερπυσμού Φ και θερμικής Διαστολής και συστολή ξήρανσης νός φέροντος τοίχου, που είναι ταυτόσημο με το μήκος λυγισμού ενός θλιβόμενου γραμμικού στοιχείου, υπολογίζεται λαμβάνοντας υπόψη τις συνοριακές συνθήκες του, δηλαδή τη σχετική δυσκαμψία των στοιχείων της κατασκευής που συνδέονται με τον υπόψη τοίχο, καθώς και το είδος της σύνδεσης μεταξύ του τοίχου και των εν λόγω στοιχείων. Έτσι, για τον υπολογισμό του ενεργού ύψους διακρίνονται τοίχοι ελεύθεροι σε 3 πλευρές και τοίχοι πακτωμένοι σε 2 έως 4 πλευρές (δηλαδή ο τοίχος θεωρείται πακτωμένος τουλάχιστον στη βάση του). Ένα δύσκαμπτο πάτωμα που στηρίζεται στον τοίχο, κατάλληλα συνδεδεμένοι εγκάρσιοι τοίχοι και άλλα παρόμοια στοιχεία θεωρούνται ότι εμποδίζουν την πλευρική παραμόρφωση του και επιδρούν στον καθορισμό του ενεργού ύψους. Στη συνέχεια παρατίθενται οι προϋποθέσεις που πρέπει να εκπληρούνται για να θεωρείται ότι κάποιο στοιχείο, δηλαδή συντρέχοντες τοίχοι, πλάκες και ανοίγματα, συνδράμει (θετικά ή αρνητικά) στη δυσκαμψία ενός τοίχου και κατά συνέπεια επηρεάζει το ενεργό ύψος του.



Επίπεδο πλαίσιο με ομοιόμορφα φορτία και ομοιόμορφο φορτίο στην οριζόντια δοκός.

ΣΧΗΜΑ 4.3. 3 Ροπές για τον υπολογισμό των εκκεντροτήτων.



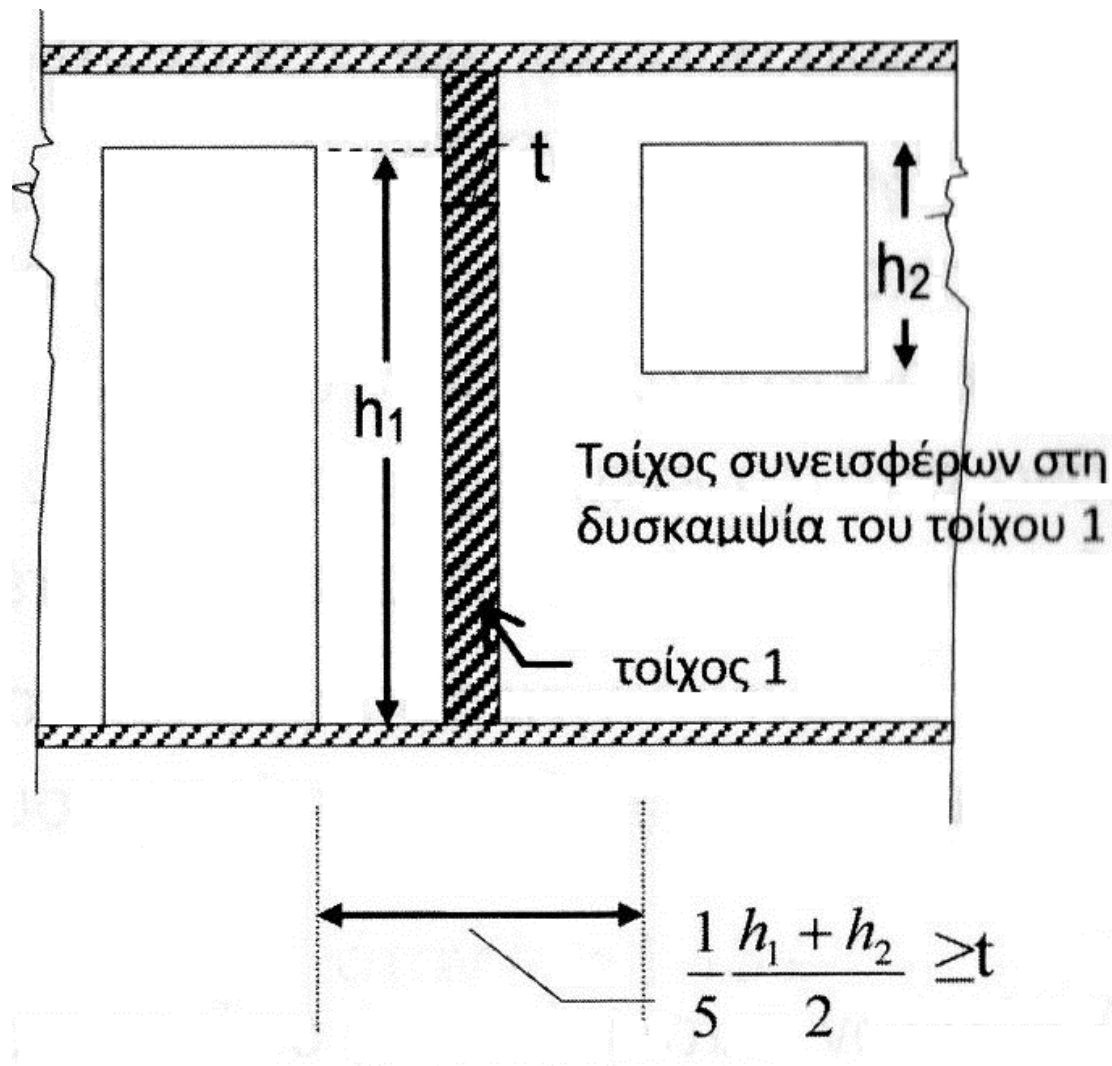
ΣΧΗΜΑ 4.3.4 Διάγραμμα υπολογισμού του συντελεστή Φ_m .

4.3.3.1 Τοίχι δυσκαμψίας

Ένας τοίχος θεωρείται ότι συμβάλει στη δυσκαμψία του εγκάρσιου του αν είναι κατάλληλα συνδεδεμένος και έχει σημαντική δυσκαμψία σε σχέση με τον υπόψη τοίχο. Οι παράγοντες αυτοί θεωρούνται ότι ικανοποιούνται αν συμβαίνουν τα εξής:

- Δεν αναμένεται ρηγμάτωση στη συμβολή των δύο τοίχων. Η συνθήκη αυτή εξασφαλίζεται αν οι δύο τοίχοι είναι i) από υλικά με τις ίδιες μηχανικές ιδιότητες, ii) έχουν κατασκευαστεί συγχρόνως και τα λιθοσώματα του ενός βρίσκονται σε εμπλοκή με τα λιθοσώματα του άλλου, iii) φορτίζονται με ίσα περίπου φορτία και τέλος, iv) δεν υπάρχει κίνδυνος διαφορικής μετακίνησης του ενός ως προς τον άλλο,
- Το μήκος του συντρέχοντος τοίχου είναι τουλάχιστον το 1/5 του ύψους του ορόφου και το πάχος του είναι τουλάχιστον 0.3 φορές το ενεργό πάχος του υπόψη τοίχου και πάντως όχι μικρότερο από 90mm.

Από το ανωτέρω γίνεται σαφές ότι οι διαχωριστικοί τοίχοι που δεν συνδέονται με τους φέροντες δεν μπορούν να θεωρηθούν ότι συμβάλουν στη δυσκαμψία τους για δύο λόγους, πρώτον δεν συνδέονται κατάλληλα και δεύτερον δε φέρουν καθόλου φορτία. όμως, και στην περίπτωση που οι μη φέροντες τοίχοι είναι συνδεδεμένοι κατά τα ανωτέρω με τους φέροντες, δεν λαμβάνεται υπόψη η συνεισφορά τους διότι δεν φέρουν φορτία. Εάν ένας εγκάρσιος τοίχος έχει ανοίγματα, μόνο ο πεσσός που συμβάλλει στον υπόψη τοίχο υπολογίζεται ότι συμμετέχει στη δυσκαμψία του. Πάντως για να υπολογισθεί η συνεισφορά αυτού του τμήματος το ελάχιστο μήκος του πεσσού πρέπει να είναι το $1/5$ του ύψους του (σχ. 4.3.4). Η δυσκαμψία των φερόντων τοίχων μπορεί να αυξηθεί και με άλλα μέλη εκτός από εγκάρσιους τοίχους (π.χ. μεταλλικούς χιαστί συνδέσμους). Τα μέλη αυτά πρέπει να έχουν ικανοποιητική δυσκαμψία, να έχουν αγκυρωθεί καλά με τους τοίχους και να είναι ικανά να παραλάβουν τις αντιδράσεις τους.



ΣΧΗΜΑ 4.3. 5 Ελάχιστο μήκος τοίχων δυσκαμψίας με ανοίγματα.

4.3.3.2 Ανοίγματα και εσοχές

Όταν ένας τοίχος έχει ανοίγματα (πόρτα ή παράθυρο) με καθαρό ύψος μεγαλύτερο από 1/4 του ύψους του ορόφου ή με πλάτος μεγαλύτερο από 1/4 του μήκους του τοίχου ή με συνολική επιφάνεια μεγαλύτερη του 1/10 της επιφάνειας του, τότε για τον προσδιορισμό του ενεργού ύψους ο υπόψη τοίχος θα θεωρείται ελεύθερος στην παρειά του προς το άνοιγμα αυτό. Το ίδιο πρέπει να θεωρείται όταν υπάρχουν (ή πρόκειται να δημιουργηθούν κατά την κατασκευή) κατακόρυφες εσοχές ή εγκοπές από αυτές του πίνακα 4.4. Σε των ανωτέρω αναφέρεται ότι σε ένα τοίχο συνήθους κτιρίου με ύψος ορόφου 3.2m, για να μην θεωρηθεί ελεύθερη η πλευρά του προς ένα παράθυρο, αυτό πρέπει να έχει ύψος μικρότερο από 0.8m.

Πάχος τοίχου (mm)	Εσοχές και εγκοπές δημιουργημένες μετά την κατασκευή του τοίχου		Εσοχές και εγκοπές δημιουργημένες κατά την κατασκευή του τοίχου	
	μέγιστο βάθος (mm)	μέγιστο πλάτος (mm)	μέγιστο πλάτος (mm)	ελάχιστο πλάτος απομένοντος τοίχου (mm)
85-115	30	100	300	70
116-175	30	125	300	90
176-225	30	150	300	140
226-300	30	175	300	175
>300	30	200	300	215

ΠΙΝΑΚΑΣ 4- 4 Διαστάσεις κατακόρυφων εσοχών σε τοίχους από λιθοσώματα Ομάδων 1 και 2 χωρίς υπολογισμό μείωσης της αντοχής του τοίχου.

4.3.3.3 Υπολογισμός του ενεργού ύψους

Το ενεργό ύψος του τοίχου h_{ef} μπορεί να υπολογιστεί από τη σχέση 4.3.13

$$h_{ef} = \rho_n * h \quad 4.3.13$$

Όπου:

h το καθαρό ύψος του ορόφου

ρ_n είναι μειωτικός συντελεστής, $n=2,3$ και 4 εξαρτώμενο από τις συνθήκες στα άκρα του τοίχου και υπολογίζεται σύμφωνα με όσα αναφέρονται κατωτέρω.

Ο συντελεστής ρ_n μπορεί να υπολογιστεί ως εξής:

$\rho_n = \rho_2$ όταν εκτός από τη βάση υπάρχει και στο ανωτέρω ύψος του στοιχείο δυσκαμψίας. Ο συντελεστής ρ_2 λαμβάνει τιμές:

- Για τοίχους μεταξύ δύσκαμπτων πατωμάτων ή οροφής, δηλαδή μεταξύ πλακών οπλισμένου σκυροδέματος που εκτείνονται στην ίδια στάθμη εκατέρωθεν τους, ή μόνο από το ένα μέρος αλλά που εδράζονται τουλάχιστον στα 2/3 του πάχους του τοίχου και όχι σε λιγότερο από 85mm:

$\rho_2 = 0.75$, εκτός εάν η εκκεντρότητα του φορτίου στην κορυφή του τοίχου είναι μεγαλύτερη από $0.25 \cdot t$ (t είναι το πάχος του τοίχου), οπότε λαμβάνεται ίσο με 1.0.

- Για τοίχους μεταξύ ξύλινων πατωμάτων ή στέγης που εκτείνονται εκατέρωθεν του τοίχου στο ίδιο επίπεδο, ή μεταξύ ξύλινου πατώματος που δεν συνεχίζει εκατέρωθεν του τοίχου αλλά εδράζεται τουλάχιστον στα $2/3$ του πάχους του τοίχου και όχι σε λιγότερο από 85mm:

$$\rho_2 = 1.0$$

$\rho_n = \rho_3$ όταν εκτός των δύσκαμπτων οριζοντίων διαφραγμάτων υπάρχει στο ένα κατακόρυφο άκρο του υπόψη τοίχου άλλος δύσκαμπτος τοίχος. Η συνεισφορά του τοίχου αυτού εξαρτάται από την τιμή του λόγου $h / (3,5 * L)$ και έτσι οι τιμές ρ_3 προσδιορίζονται από:

$$\rho_3 = \frac{1}{1 + \left(\frac{\rho_2 * h}{3 * L}\right)^2} * \rho_2 \quad \text{όταν } h \leq 3.5 * L \quad 4.3.14$$

Ή

$$\rho_3 = \frac{1.5 * L}{h} \quad \text{όταν } h > 3.5 * L \quad 4.3.15$$

Όπου:

h είναι το ύψος του τοίχου, και

L είναι η απόσταση από το ελεύθερο άκρο του τοίχου μέχρι τον άξονα του εγκάρσιου τοίχου δυσκαμψίας

Στη σχέση 4.3.14 το ρ_2 υπολογίζεται ως ανωτέρω.

Οι τιμές του ρ_3 μπορούν να υπολογισθούν από το διάγραμμα του σχ. 4.3.6

$\rho_n = \rho_4$ σε τοίχους ανάμεσα σε δύσκαμπτα διαφράγματα και με εγκάρσιους τοίχους και στις δύο κατακόρυφες πλευρές τους. Η τιμή του ρ_4 εξαρτάται από το λόγο των πλευρών του τοίχου και υπολογίζεται από τη σχέση 4.3.16 ή την 4.3.17, κατά περίπτωση.

$$\rho_4 = \frac{1}{1 + \left(\frac{\rho_2 * h}{L}\right)^2} * \rho_2 \quad \text{όταν } h \leq 1.5 * L \quad 4.3.16$$

Ή

$$\rho_4 = \frac{0.5 * L}{h} \quad \text{όταν } h > 1.5 * L \quad 4.3.17$$

Όπου:

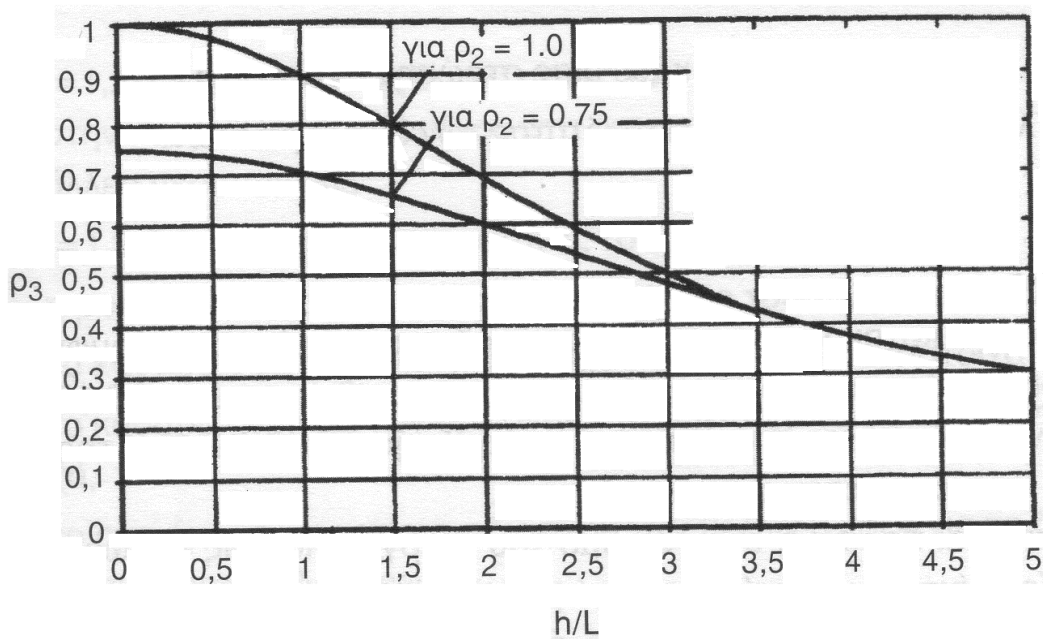
L το μήκος του τοίχου μεταξύ των δύο εγκάρσιων τοίχων, και

h και ρ_2 ως ανωτέρω.

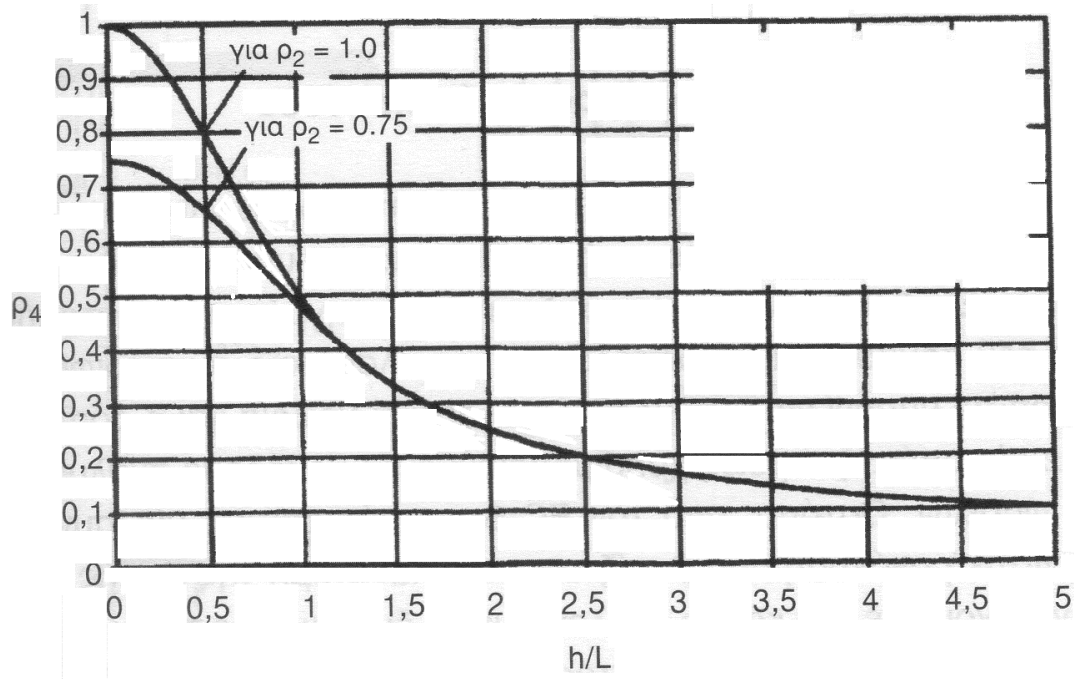
Οι τιμές του συντελεστή ρ_4 και από το διάγραμμα του σχ. 4.3.7

Η συνεισφορά των εγκάρσιων τοίχων σε πολύ επιμήκεις τοίχους όπως είναι φυσικό μπορεί να θεωρηθεί αμελητέα, για το λόγο αυτό ο ευροκώδικας 6 διευκρινίζει ότι σε τοίχους για τους οποίους ισχύει $L \geq 30 * t$ και υπάρχουν εγκάρσιοι τοίχοι και στις δύο κατακόρυφες άκρες τους ή $L \geq 15 * t$ και υπάρχει εγκάρσιος τοίχος μόνο στο ένα άκρο του, θα αγνοείται η συνεισφορά τους στον υπολογισμό του ενεργού ύψους.

Σε περιπτώσεις εσοχών ή μειωμένων διατομών τότε ο τοίχος πρέπει να θεωρηθεί ελεύθερος στην αντίστοιχη πλευρά.



ΣΧΗΜΑ 4.3. 6 Διάγραμμα υπολογισμού του ρ_3



ΣΧΗΜΑ 4.3. 7 Διάγραμμα υπολογισμού ρ_4 .

4.3.4 Ενεργό πάχος τοίχου

Ενεργό πάχος κάθε τοίχου είναι το πραγματικό πάχος του εκτός των τοίχων με πυρήνα, που όταν συνδέονται μεταξύ τους με συνδέσμους, το ενεργό πάχος προσδιορίζεται από τη σχέση 4.3.18

$$t_{ef} = \sqrt[3]{k_{tef} * t_1^3 + t_2^3} \quad 4.3.18$$

Όπου:

t_1 και t_2 είναι το πάχος της κάθε μίας στρώσης αντίστοιχα.

k_{tef} ο λόγος των μέτρων ελαστικότητας των δύο στρώσεων.

$$k_{tef} = \frac{E_1}{E_2} \leq 2$$

Όταν το κατακόρυφο φορτίο εφαρμόζεται στη μία κατακόρυφη στρώση του τοίχου τότε και πάλι μπορεί να χρησιμοποιηθεί η σχέση 4.3.18 αρκεί να λαμβάνεται το πάχος της αφόρτιστης στρώσης το πολύ ίσο με της φορτιζόμενης, ακόμα και όταν είναι μεγαλύτερο.

Απαιτείται προσοχή στον ορισμό του ενεργού πάχους καθώς και σε μη συμπαγείς τοίχους, μπορεί να προκύψει πάχος σημαντικά μικρότερο από το πάχος του τοίχου. Για παράδειγμα, ένας κοίλος τοίχος με πάχος κάθε κατακόρυφης στρώσης 10cm και ενδιάμεσο κενό 5cm, έχει ενεργό πάχος $t_{ef}=12.6$ cm και έτσι δεν καλύπτει τις απαιτήσεις του πίνακα 4.5.

Τύπος τοιχοποιίας	$t_{ef,min}$ (mm)	$(h_{et}/t_{ef})_{max}$	$(l/h)_{max}$
Άοπλη, λιθοσώματα από φυσική πέτρα	350	9	0.5
Άοπλη, με οποιοδήποτε άλλο τύπο λιθοσωμάτων	240	12	0.4
Άοπλη, με οποιοδήποτε άλλο τύπο λιθοσωμάτων, σε περιπτώσεις χαμηλής σεισμικότητας	170	15	0.35
Διαζωματική τοιχοποιία	240	15	0.30
Οπλισμένη τοιχοποιία	240	15	Χωρίς περιορισμ ό

ΠΙΝΑΚΑΣ 4- 5 Ελάχιστες απαιτούμενες διαστάσεις φερόντων τοίχων.

4.3.5 Υπολογισμός εκκεντρότητας εκτός επιπέδου

Για τον υπολογισμό της εκκεντρότητας των κατακόρυφων φορτίων ως προς τη μέση γραμμή του πάχους του τοίχου (δηλ. για τον υπολογισμό π.χ της ροπής M_1 του σχ. 4.3.3) γίνεται η παραδοχή της αρηγματώτης διατομής στην περιοχή του κόμβου τοίχος-δάπεδο και της ελαστικής συμπεριφοράς των υλικών, οπότε μπορεί να εφαρμοσθεί η ελαστική θεωρία και η ροπή να προκύψει με μία από τις ευρέως χρησιμοποιούμενες μεθόδους ανάλυσης πλαισιωτών φορέων. Ωστόσο, από τον EC 6 επιτρέπεται και μία συντηρητική προσεγγιστική ανάλυση που βασίζεται στην κατανομή της ροπής στα μέλη που συντρέχουν σε ένα κόμβο ανάλογα με τη δυσκαμψία τους, θεωρώντας το άλλο άκρο τους πακτωμένο, εκτός εάν υπάρχει πραγματική άρθρωση. Η τιμή της ροπής M_1 στην κορυφή του μέλους 1 μπορεί να υπολογισθεί από τη σχέση 4.3.19 με αναφορά στο σχήμα 4.3.8 (γ) και η τιμή της M_2 στον πόδα του μέλους 2 ομοίως, αλλά θέτοντας στον αριθμητή τη δυσκαμψία $E_2 * I_2/h_2$ του μέλους 2 στη θέση αυτή του μέλους 1, $E_1 * I_1/h_1$.

$$M_1 = \frac{\frac{n_1 * E_1 * I_1}{h_1}}{\frac{n_1 * E_1 * I_1}{h_1} + \frac{n_2 * E_2 * I_2}{h_2} + \frac{n_3 * E_3 * I_3}{l_3} + \frac{n_4 * E_4 * I_4}{l_4}} * \left[\frac{w_3 * l_3^2}{4 * (n_3 - 1)} - \frac{w_4 * l_4^2}{4 * (n_4 - 1)} \right] \quad 4.3.19$$

Όπου:

n_i $i=1,2,3,4$ συντελεστής δυσκαμψίας του μέλους i που ισούται με 4.0 στην περίπτωση πακτωμένου στα άκρα του μέλους με 3.0 για τις άλλες περιπτώσεις.

E_i $i=1,2,3,4$ το μέτρο ελαστικότητας του μέλους i ,

I_i η ροπή αδράνειας περί άξονα στο επίπεδο του τοίχου του μέλους i ,

h_1, h_2 το καθαρό ύψος των κατακόρυφων μελών 1 και 2 αντίστοιχα,

l_3, l_4 το καθαρό άνοιγμα των οριζόντιων μελών-δαπέδων 3 και 4 αντίστοιχα,

w_3, w_4 το ομοιόμορφο φορτίο σχεδιασμού των μελών 3 και 4 για το δυσμενή συνδυασμό δράσεων.

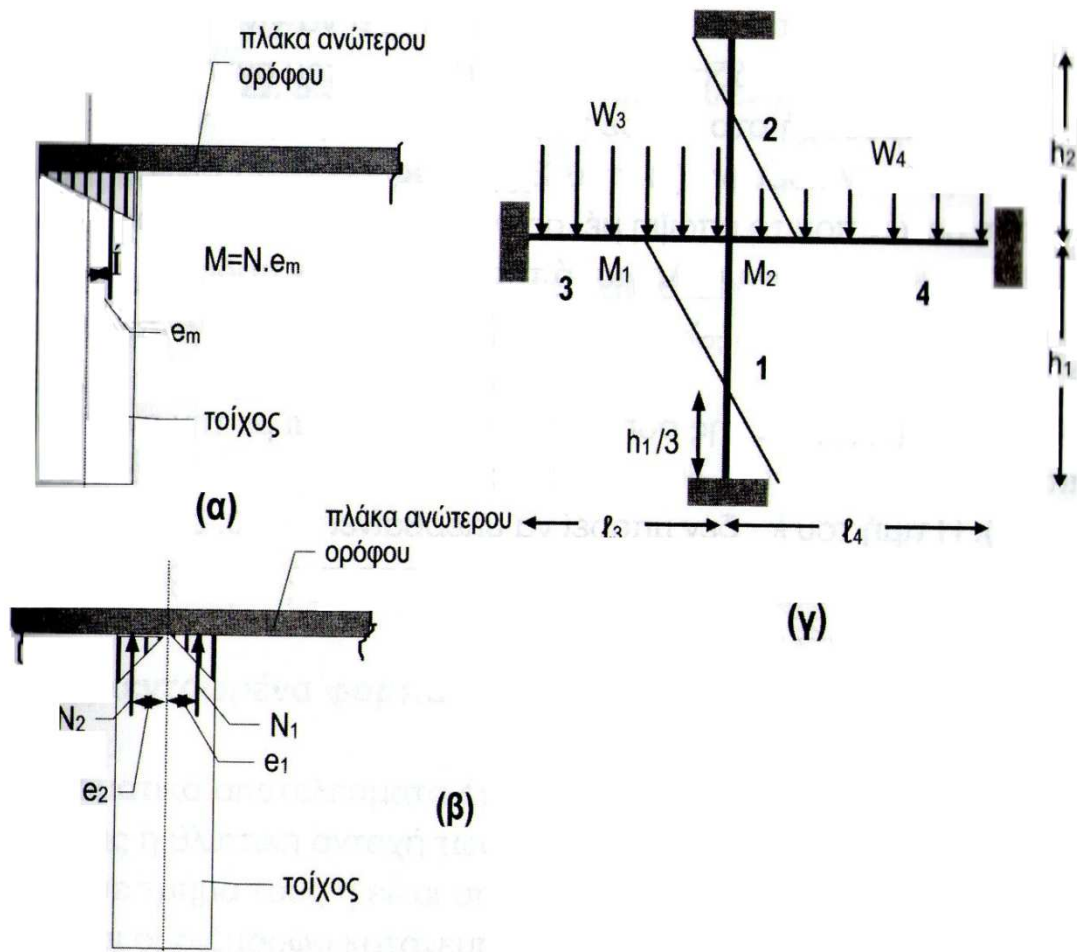
Στην περίπτωση ακραίου τοίχου στον ανωτέρω όροφο, οπότε η πλάκα θεωρείται ότι μάλλον εδράζεται ελεύθερα, η σχέση αυτή δεν έχει εφαρμογή και τότε η ροπή μπορεί να υπολογίζεται θεωρώντας ότι η κατανομή των τάσεων κάτω από μία πλάκα είναι υριγωνική και επομένως η εκκεντρότητα $e_m = t/6$ (σχ. 4.3.8 (α)). Η σχέση 4.3.19 δεν είναι επίσης κατάλληλη για την περίπτωση ξύλινων δικών, οι οποίες δεν δημιουργούν πακτώσεις στους τοίχους στους οποίους εδράζονται. Σε περίπτωση συνεχών πλακών περίπου ίσου ανοίγματος που εδράζονται στον τοίχο του ανώτερου ορόφου μπορεί να θεωρείται ότι κάθε πλάκα εδράζεται στο μισό πάχος του τοίχου και η κατανομή των τάσεων είναι πάλι τριγωνική στο κάθε μισό του τοίχου (σχ. 4.3.8 (β)). Στην περίπτωση αυτή υπολογίζεται η εκκεντρότητα της συνισταμένης των N_1 και N_2 . Σε περίπτωση περιμετρικού τοίχου ενδιαμέσου ορόφου μπορεί να εφαρμοστεί είτε η σχέση 4.3.19 για τρία μέλη, είτε σχέσεις ισορροπίας κατ' αναλογία με το σχήμα 4.3.8 (α) αν θεωρηθεί και το φορτίο από τον ανώτερο όροφο. Η τελευταία θεώρηση μπορεί να γίνει και για τον υπολογισμό της ροπής στον πόδα περιμετρικού τοίχου του ανώτερου ορόφου. Εφίσταται η προσοχή στο ότι σε τοίχο μεσαίου ορόφου για τον

υπολογισμό της ροπής στην κορυφή (M_1 του σχήματος 4.3.3) θα θεωρείται μια τέτοια διάταξη μελών που το υπόψη μέλος θα αντιστοιχεί στο μέλος 1 του σχήματος 4.3.8 (γ) και για τον υπολογισμό της ροπής στον πόδα (M_2 του σχήματος 4.3.3) μία διάταξη που το υπόψη μέλος θα αντιστοιχεί στο μέλος 2 του σχ. 4.3.8 (γ).

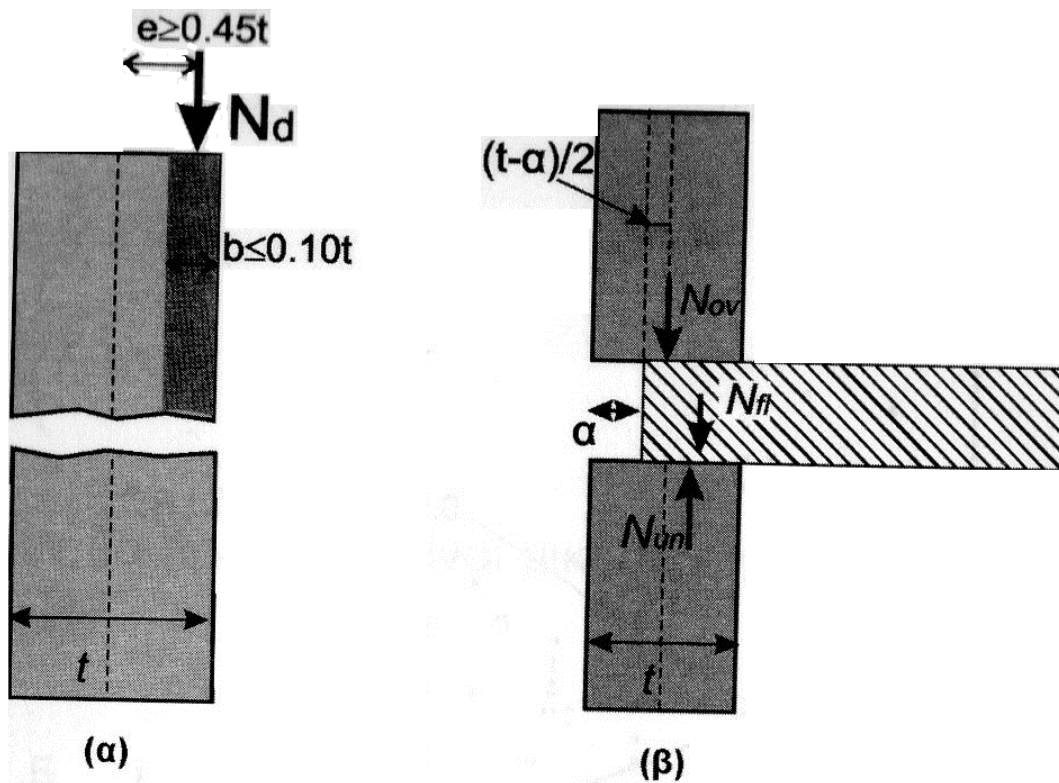
Λόγο της υπερτίμησης της ροπής που υπολογίζεται με την ανωτέρω σχέση, επιτρέπεται μείωση της δια πολλαπλασιασμού με το μειωτικό συντελεστή $(1-k_m/4)$. Η τιμή του k_m δεν μπορεί να υπερβαίνει το 2.0, δηλαδή ο μειωτικός συντελεστής δε μπορεί να είναι μεγαλύτερος από 0.5. Το k_m υπολογίζεται από τη σχέση 4.3.20.

$$k_m = \frac{n_3 \cdot \frac{E_3 \cdot I_3}{l_3} + n_4 \cdot \frac{E_4 \cdot I_4}{l_4}}{n_1 \cdot \frac{E_1 \cdot I_1}{h_1} + n_2 \cdot \frac{E_2 \cdot I_2}{h_2}} \leq 2 \quad 4.3.20$$

Εάν η εκκεντρότητα M_1/N που υπολογίζεται με τη χρήση των ανωτέρω σχέσεων προκύψει μεγαλύτερη από $0.45 \cdot t$ (t είναι το ενεργό πάχος του τοίχου), ή στην περίπτωση ξύλινων δοκών από τη μία πλευρά του τοίχου (οπότε η έδραση θεωρείται ότι γίνεται έκκεντρα), τότε ο σχεδιασμός πρέπει να γίνει θεωρώντας ότι μόνο ένα τμήμα του πάχους του τοίχου συμμετέχει στην ανάληψη του κατακόρυφου φορτίου. Το τμήμα αυτό όμως δεν μπορεί να είναι μεγαλύτερο από $0.10 \cdot t$, όπως φαίνεται στο σχ. 4.3.9 (α).



ΣΧΗΜΑ 4.3. 8 Ροπή σε περιμετρικό τοίχο (α) και εσωτερικό (β) ανώτερου ορόφου, και σχήμα για την κατανομή των ροπών σε πολυώροφους εσωτερικούς τοίχους (γ).



ΣΧΗΜΑ 4.3. 9 Φορτίο με μεγάλη εκκεντρότητα.

4.3.6 Αρχική εκκεντρότητα

Για να ληφθούν υπόψη οι ατέλειες της κατασκευής καθώς επίσης και τυχόν κατασκευαστική απόκλιση από την κατακόρυφο, στις σχέσεις 4.3.4 και 4.3.7 εισάγεται η αρχική εκκεντρότητα e_{init} .

$$e_{init} = h_{ef}/450$$

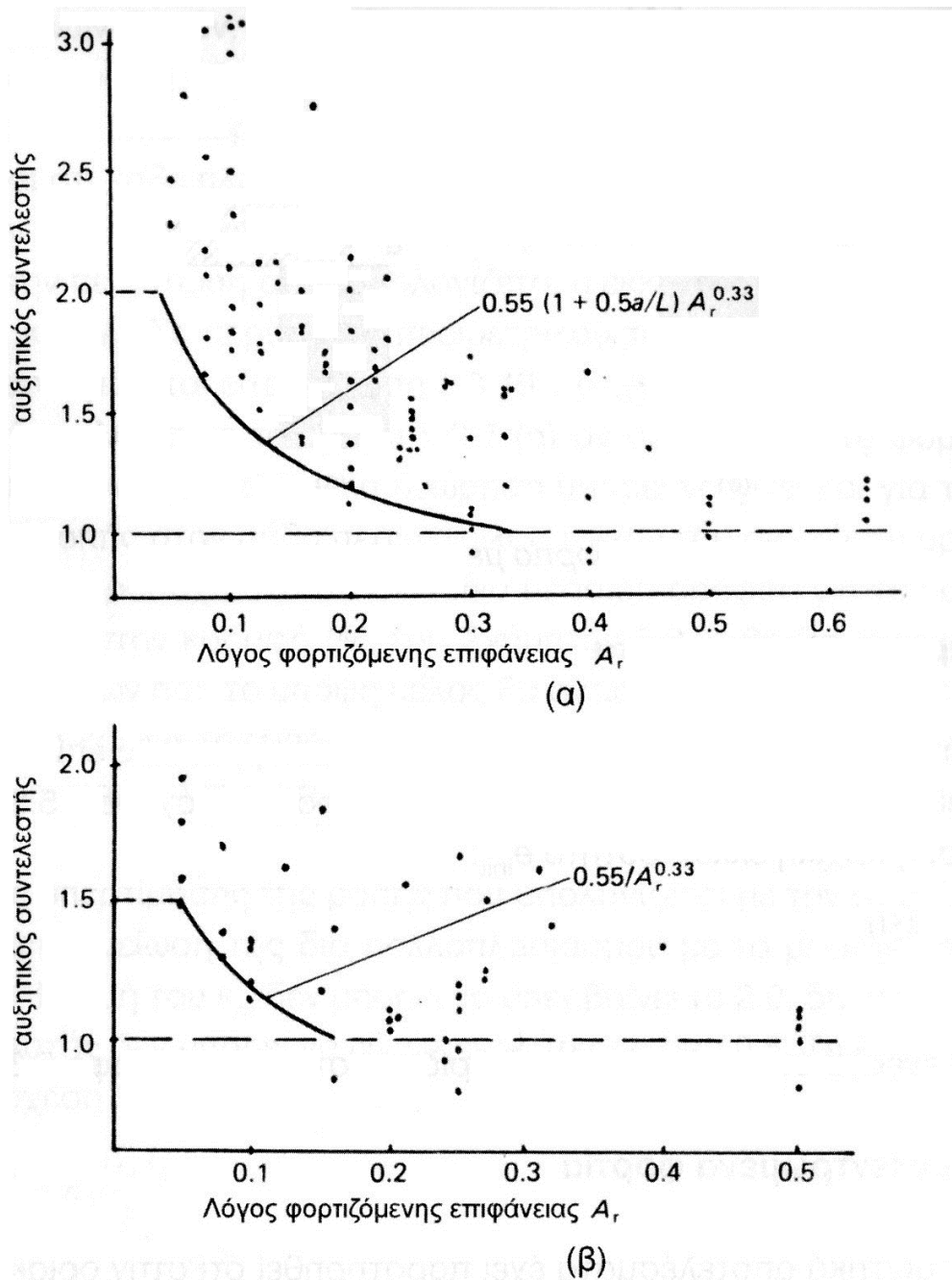
όπου:

h_{ef} το ενεργό ύψος, όπως προσδιορίζεται στην παράγραφο 4.3.3

4.3.7 Συγκεντρωμένα φορτία

Από πειραματικά αποτελέσματα έχει παρατηρηθεί ότι στην οριακή κατάσταση αστοχίας η θλιπτική αντοχή των τοίχων όταν φορτίζονται από φορτία που ενεργούν σε τμήμα τους ή είναι σημειακά, είναι μεγαλύτερα εκείνης όταν τα φορτία είναι ομοιόμορφα κατανομημένα σε όλο το μήκος του τοίχου. Στο σχ. 4.3.10 (α), που έχει προκύψει από

μεγάλο αριθμό πειραματικών αποτελεσμάτων (Hendry, 1990), παρουσιάζεται η αύξηση της αντοχής συναρτήσει του ποσοστού της φορτιζόμενης επιφάνειας της διατομής του τοίχου όταν ένα μεμονωμένο φορτίο δρα κεντρικά (κατά μήκος) στο τοίχο και στο σχ. 4.3.10 (β) όταν το τμηματικό φορτίο δρα στο άκρο του. Η αύξηση της θλιπτικής αντοχής εξαρτάται από την οριζόντια επιφάνεια του τοίχου στην οποία ενεργεί το φορτίο και όπως φαίνεται στα σχ. 4.3.10, όταν η φορτιζόμενη επιφάνεια υπερβαίνει το 30% της διατομής του τοίχου για κεντρική φόρτιση και το 15% για φόρτιση στο άκρο, τότε πρακτικά δεν υπάρχει αύξηση της αντοχής.



ΣΧΗΜΑ 4.3. 10 Αύξηση της αντοχής σε περίπτωση μερικής φόρτισης α) στη μέση και β) στο άκρο του τοίχου.

Για να ληφθεί υπόψη αυτή η αύξηση της αντοχής προτείνεται από τον ευροκώδικα 6 όπως η αξονική δύναμη αντοχής σχεδιασμού N_{Rdc} τοίχων από λιθοσώματα Ομάδας 1, που φορτίζεται σημειακά, υπολογίζεται από τη σχέση:

$$N_{Rdc} = \beta * A_b * f_{wd}$$

Όπου:

β ο αυξητικός συντελεστής για τα συγκεντρωμένα φορτία

A_b η ενεργός επιφάνεια που υπολογίζεται κατωτέρω

F_{wd} η θλιπτική αντοχή σχεδιασμού της τοιχοποιίας

Είναι:

$$b = \left[\left(1 + 0.30 * \frac{\alpha_1}{h_c} \right) * \left(1.5 - 1.1 \frac{A_b}{A_{ef}} \right) \right] \quad 4.3.22$$

Η τιμή του β δε θα πρέπει να είναι μικρότερη του 1.0 ούτε μεγαλύτερη από το ελάχιστο των:

$$1.25 + \frac{\alpha_1}{2 * h_c} \quad \text{ή} \quad 1.5 \quad 4.3.23$$

A_{ef} η ενεργός επιφάνεια,

A_b η φορτιζόμενη επιφάνεια

α_1 η απόσταση της φορτιζόμενης επιφάνειας από το πλησιέστερο άκρο του τοίχου.

h_c το ύψος του τοίχου μέχρι τη στάθμη επιβολής του συγκεντρωμένου φορτίου.

$$\text{Θα πρέπει } A_b = b * t_b \leq 0.4 * A_{ef} \quad 4.3.24$$

Ενεργός επιφάνεια A_{ef} καθορίζεται στο ήμισυ του ύψους του τοίχου και προκύπτει για κατανομή των κατακόρυφων φορτίων υπό γωνία 60° ως προς την οριζόντιο (σχ. 4.3.12). Για παράδειγμα, όταν το φορτίο εφαρμόζεται σε απόσταση από το άκρο του τοίχου μεγαλύτερη από $h_c/4$ είναι:

$$A_{ef} = L_{ef} * t$$

$$\text{Με } L_{ef} = b + h_c * \tan 30^\circ > 2.2 * \frac{A_b}{t}$$

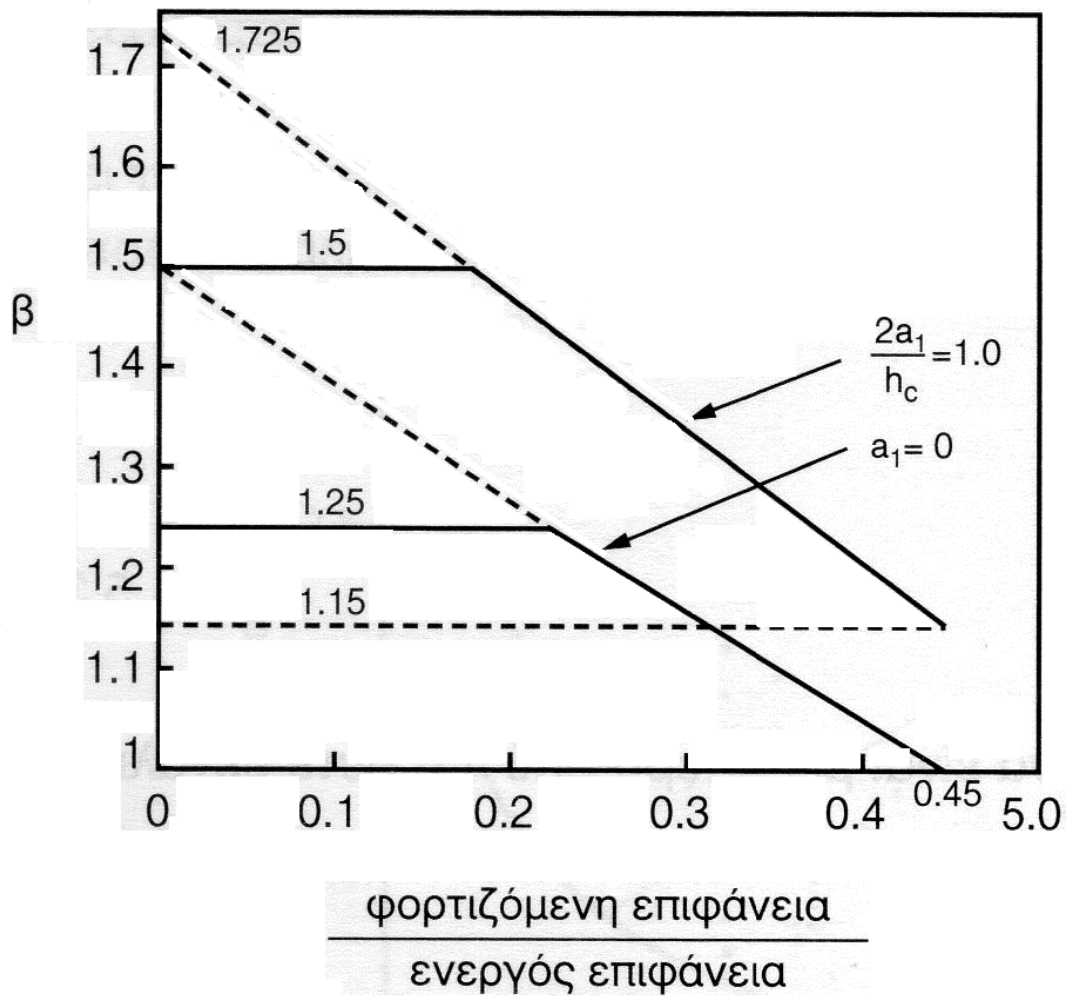
Όπου:

L_{ef} το μήκος επιβολής του φορτίου στο μέσον του ύψους του τοίχου,

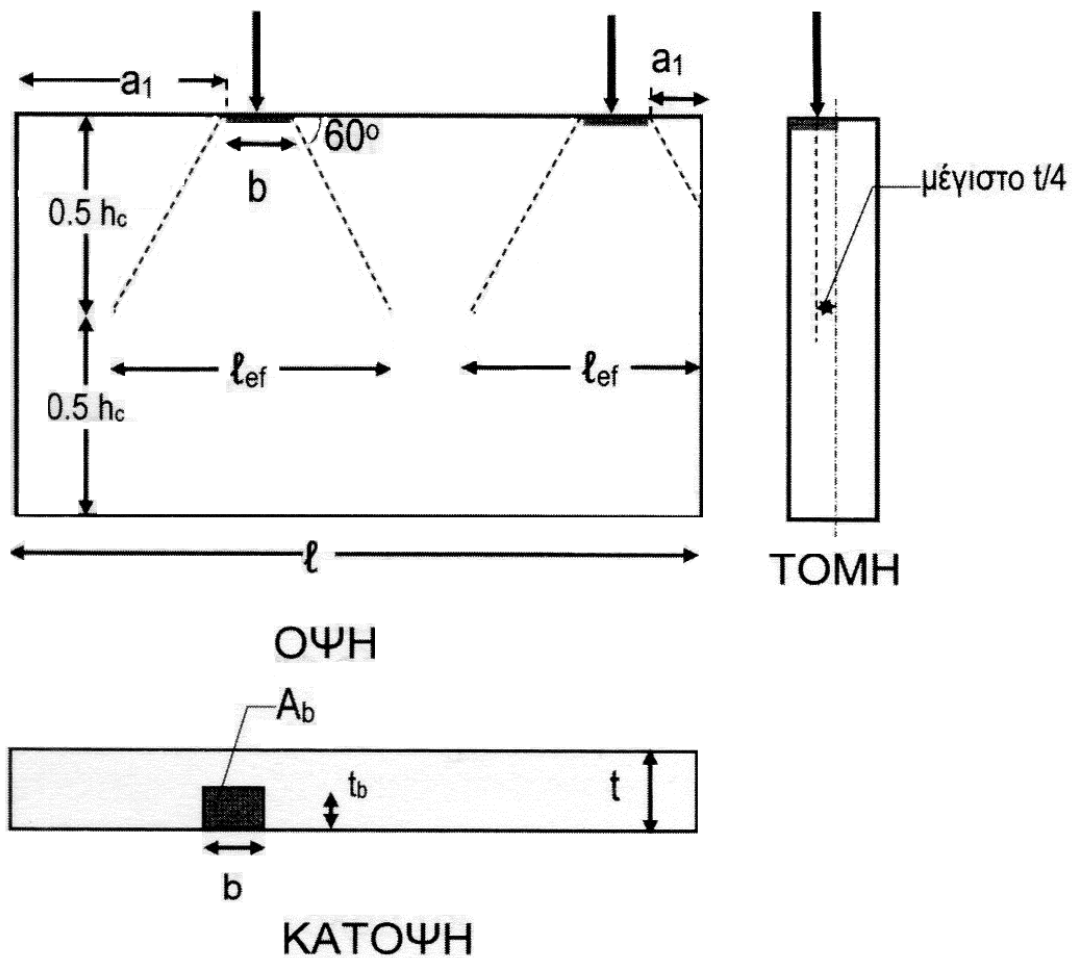
b το μήκος επιβολής του φορτίου,

t_b το πλάτος επιβολής του φορτίου

t το πάχος του τοίχου λαμβάνοντας υπόψη και το βάθος τυχόν εσοχών σε αρμούς μεγαλύτερους από 5 mm.



ΣΧΗΜΑ 4.3. 11 Αυξητικός συντελεστής β σε περιπτώσεις τμηματικής φόρτισης τοίχου.

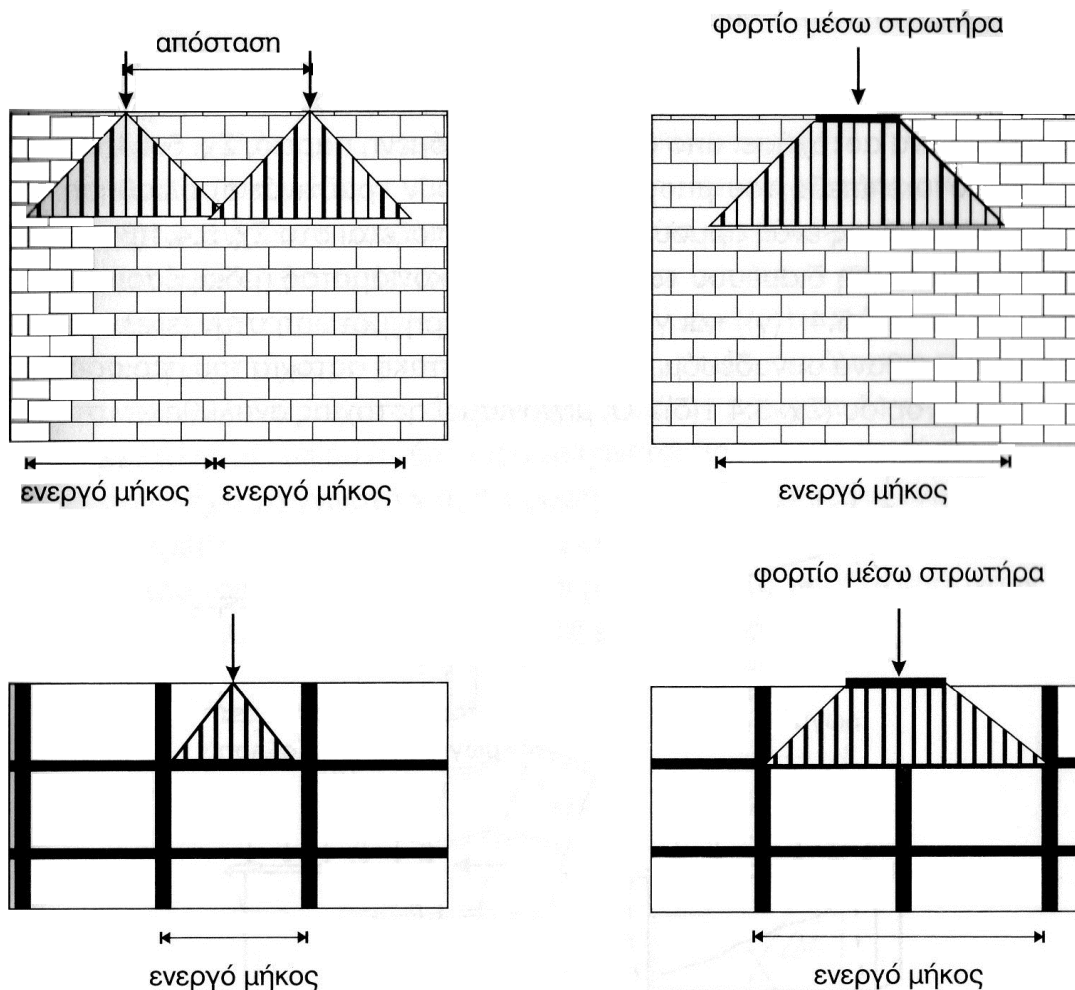


ΣΧΗΜΑ 4.3. 12 Μεμονωμένο φορτίο σε τοίχο.

Βέβαια αυτά ισχύουν για κανονική εμπλοκή των λίθων, γιατί όπως φαίνεται και στο σχ. 4.3.13 το ενεργό μήκος μπορεί να ελαττωθεί σημαντικά όταν υπάρχουν συνεχείς κατακόρυφοι αρμοί.

Για τοίχους από λιθοσώματα των Ομάδων 2 και 3 θα πρέπει να ελέγχεται ότι τοπικά η θλιπτική τάση σχεδιασμού δεν υπερβαίνει την τιμή της θλιπτικής αντοχής σχεδιασμού, που υπολογίζεται από τη σχέση 4.2.1

Σε περιπτώσεις κατά τις οποίες τα συγκεντρωμένα φορτία επιβάλλονται μέσω "στρωτήρα" πάχους όσο και το πάχος του τοίχου, ύψους μεγαλύτερο από 200mm και μήκους τριπλάσιου από το μήκος επιβολής του φορτίου (βλ. σχήμα 4.3.9), τότε η αντοχή σχεδιασμού κάτω ακριβώς από το φορτίο δεν πρέπει να υπερβαίνει την τιμή $1.5 \cdot f_{wd}$, όπου η f_{wd} είναι η θλιπτική αντοχή σχεδιασμού της τοιχοποιίας.



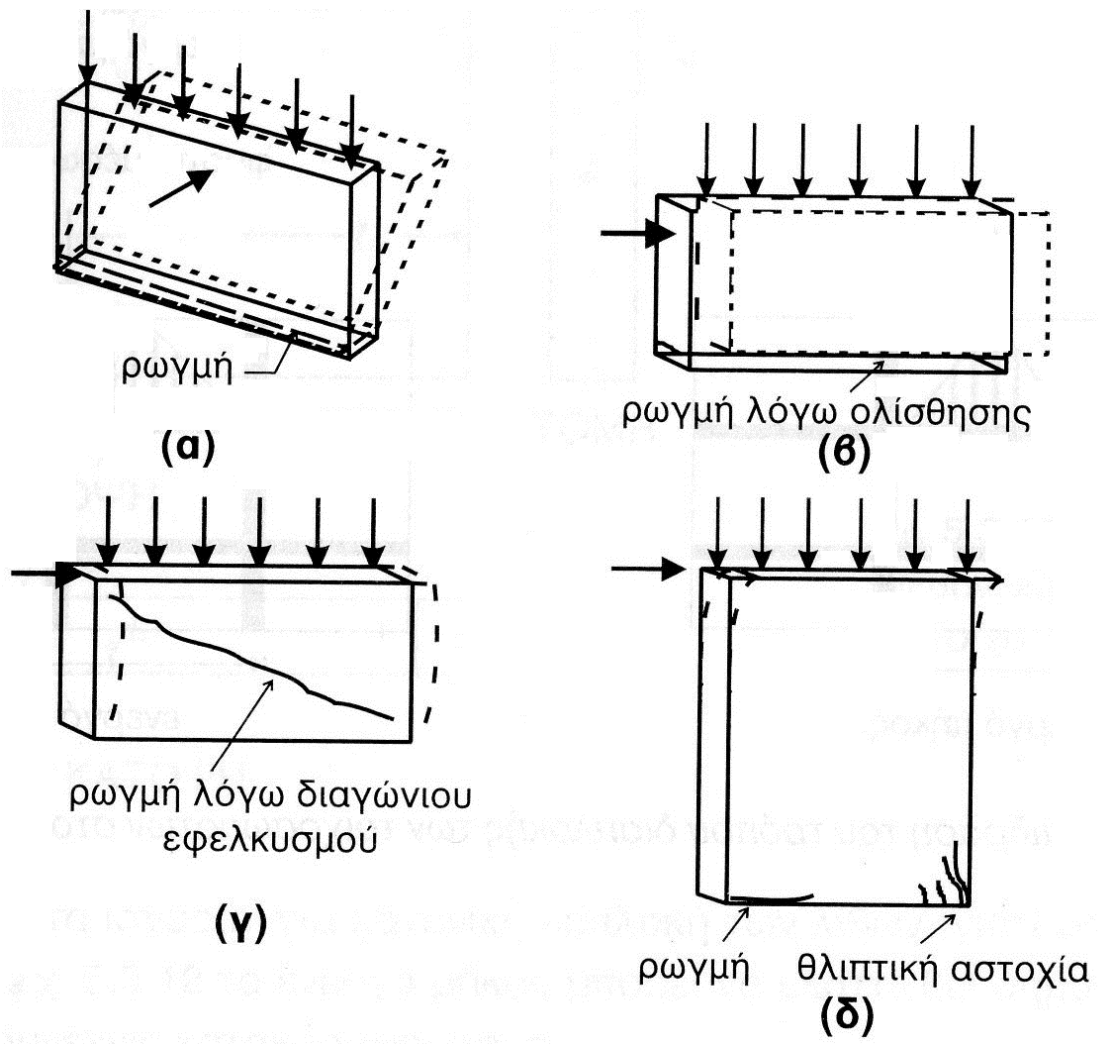
ΣΧΗΜΑ 4.3. 13 Επίδραση του τρόπου διαπλοκής των τοιχοσωμάτων στο ενεργό μήκος.

4.4 Άοπλοι τοίχοι υπό οριζόντια φόρτιση

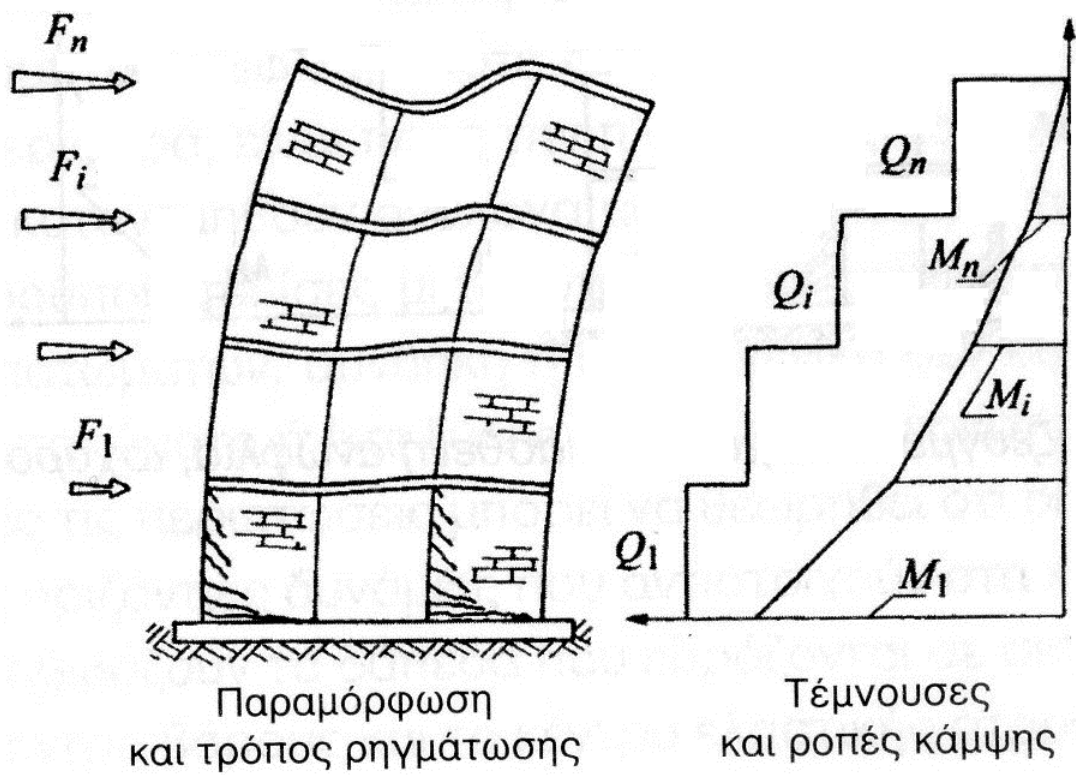
4.4.1 Συμπεριφορά τοίχων υπό οριζόντια στο επίπεδό τους δύναμη

Η παραμόρφωση ενός μεμονωμένου τοίχου υπό οριζόντια φορτία φαίνεται στο σχ. 4.4.1 και εξαρτάται από το μέγεθος της τέμνουσας δύναμης εν σχέση με την ορθή και από τις ιδιότητες των υλικών της τοιχοποιίας. Όταν η δύναμη είναι εγκάρσια στο επίπεδο του τοίχου τότε όταν η ροπή στη βάση του ξεπεράσει την κρίσιμη τιμή $N_b/6$, θα αναπτυχθούν εφελκυστικές τάσεις που όταν ξεπεράσουν τη (μικρή) εφελκυστική αντοχή της τοιχοποιίας, ο τοίχος θα ρηγματωθεί κατά μήκος της εφελκυσόμενης παρειάς και στη συνέχεια είναι πιθανόν να αστοχήσει από τη θλίψη στη θλιβόμενη παρειά, σχ. 4.4.1 (α). Από δράσεις στο επίπεδο του μπορούν να συμβούν τρία τινά: α) ολίσθηση του τοίχου κατά μήκος ενός αρμού, όπως παρουσιάζεται στο σχ. 4.4.1

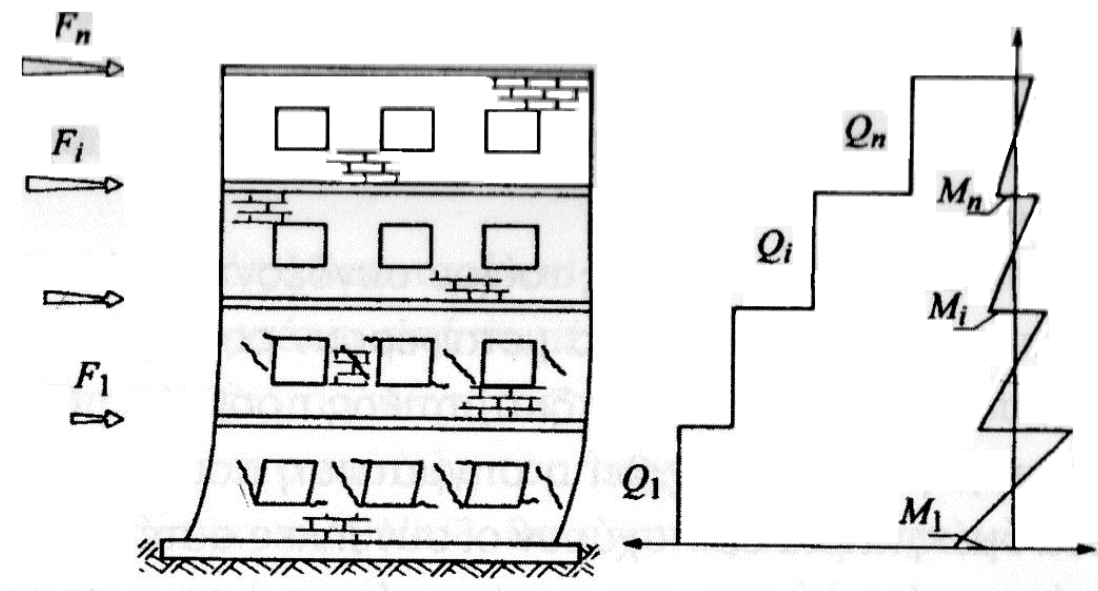
(β), β) διαγώνια ρηγμάτωση διαμέσου των αρμών του κονιάματος ή διαμέσου των λιθοσωμάτων (σχ. 4.4.1 (γ)) και γ) εφελκυστική ρηγμάτωση στην εφελκυστική παρειά του πιθανά συνδεόμενη και από θλιπτική αστοχία του περισσότερο θλιβόμενου ορίου (σχ.4.4.1 (δ)). Η συμπεριφορά των τοίχων ενός κτιρίου υπό οριζόντια φόρτιση μέσα στο επίπεδο εξαρτάται σε μεγάλο βαθμό από την ύπαρξη ή όχι οριζόντιου διαφράγματος και ανοιγμάτων καθώς και από το μέγεθος και τη θέση των τελευταίων. Στην περίπτωση που οι πεσσοί ενός τοίχου συνδέονται μόνο μέσω εύκαμπτων πατωμάτων που δεν μπορούν να μεταφέρουν ροπές, συνήθως ο τοίχος θεωρείται ότι συμπεριφέρεται σαν διατμητικός πρόβολος (σχ.4.4.2) και υπό οριζόντια φόρτιση θα αναπτυχθεί η ρηγμάτωση που φαίνεται στο ίδιο σχήμα. Σε αρκετά όμως κτίρια δεν ισχύουν οι συνθήκες αυτές, δηλαδή οι τοίχοι έχουν αρκετά, μικρά ανοίγματα και οι πεσσοί που σχηματίζονται συνδέονται μεταξύ τους με ισχυρά ανώφλια, όπως στα παραδοσιακά και τα κτίρια του πρώιμου κλασικισμού, ή έχουν πλάκες από οπλισμένο σκυρόδεμα, όπως στα νεώτερα κτίρια από τοιχοποιία. Τότε, στις περιπτώσεις που οι πεσσοί είναι το αδύνατο σημείο της κατασκευής, κάτι που έχει αποδειχθεί αρκετά συνηθισμένο και συμβαίνει σχεδόν πάντα στα κτίρια που έχουν στα ανώφλια ζώνες από οπλισμένο σκυρόδεμα (σενάζ), η ρηγμάτωση έχει τη μορφή του σχ. 4.4.3. Αν η οριζόντια δύναμη προέρχεται από σεισμική δράση, τότε η έκταση των βλαβών βαίνει αυξανόμενη εκ των άνω προς τα κάτω, αφού η τέμνουσα αυξάνεται προς τα κάτω. Η ρηγμάτωση των πεσσών έχει τη γνωστή χιαστί μορφή, διότι η δράση είναι εναλλασσόμενη. Στις περιπτώσεις που τα ανοίγματα έχουν σημαντικό μήκος σε σχέση με το μήκος του τοίχου, ή τα ανώφλια είναι μικρού ύψους και δεν υπάρχουν διαζώματα από οπλισμένο σκυρόδεμα, τότε είναι πιθανό τα ασθενή πλέον ανώφλια να αποτελούν το αδύνατο σημείο του τοίχου και η ρηγμάτωση που αναπτύσσεται υπό την επίδραση σεισμικών δυνάμεων φαίνεται στο σχ. 4.4.4, αναπτύσσονται δηλαδή καμπτικές ρωγμές στα ανώφλια και διατμητικές στους πεσσοί. Αν η έκταση των βλαβών στα ανώφλια οδηγήσει σε αποκόλλησή τους από τους πεσσοί, τότε αν το κτίριο έχει εύκαμπτα πατώματα η συμπεριφορά των τοίχων μεταπίπτει σε αυτή των διατμητικών προβόλων.



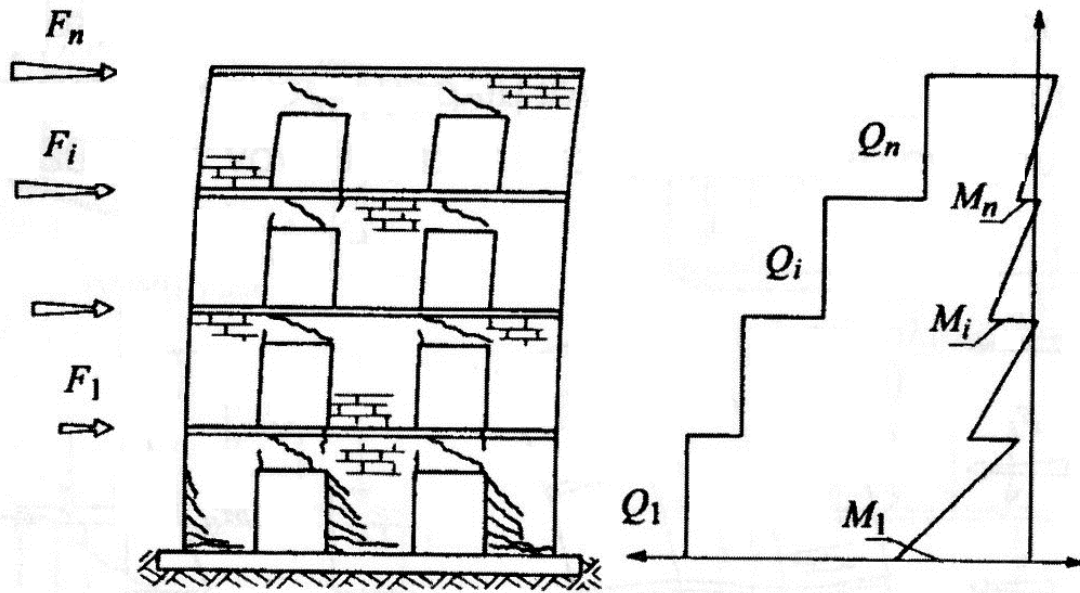
ΣΧΗΜΑ 4.4. 1 Αστοχία μεμονωμένου τοίχου από συνδυασμό ορθής και τέμνουσας δύναμης.



ΣΧΗΜΑ 4.4. 2 Τοίχος-διατμητικός πρόβολος.



ΣΧΗΜΑ 4.4. 3 Συζευγμένα τοιχώματα, ισχυρά ανώφλια αδύναμοι πεσοί.



ΣΧΗΜΑ 4.4. 4 Συζευγμένα τοιχώματα, ασθενή ανώφλια, ισχυροί πεσσοί.

4.4.2 Έλεγχοι τοίχων υπό οριζόντια στο επίπεδο τους δύναμη

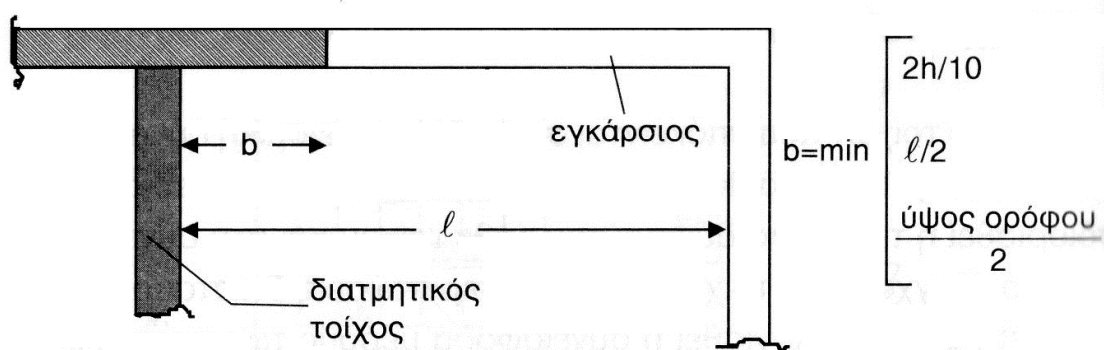
Για τον έλεγχο τοίχων που υπόκεινται σεισμική δύναμη πρέπει να γίνεται ανάλυση της κατασκευής συνολικά με τα φορτία σχεδιασμού με τα φορτία σχεδιασμού για να προσδιορισθεί η τέμνουσα δύναμη του κάθε τοίχου και στη συνέχεια να ακολουθήσει ο έλεγχος των τοιχωμάτων. Σε περιπτώσεις διασταυρούμενων τοίχων μπορεί να συνυπολογισθεί η συνεισφορά μέρους των εγκάρσιων τοίχων στην ανάληψη των διατμητικών δυνάμεων, αν έχει εξασφαλισθεί ότι η μεταξύ τους σύνδεση μπορεί να αναλάβει τις αναπτυσσόμενες διατμητικές τάσεις. Το μήκος των εγκάρσιων τοίχων που μπορεί να συνυπολογισθεί (σχ.4.4.5) είναι το πάχος του υπόψη τοίχου αυξημένο με το ελάχιστο από τα κατωτέρω:

$2 * h/10$, όπου h είναι το ολικό ύψος του διατμητικού τοίχου,

$l/2$, όπου l είναι η απόσταση μεταξύ των διατμητικών τοίχων που συνδέονται με τον ίδιο εγκάρσιο τοίχο,

$H/2$ όπου H το ύψος του ορόφου.

Λόγω έλλειψης στοιχείων για τα μη-γραμμικά χαρακτηριστικών τοίχων καμπτόμενων στο επίπεδο τους, για την κατανομή των οριζοντίων δυνάμεων μπορεί να χρησιμοποιείται η ελαστική δυσκαμψία των τοίχων συμπεριλαμβανομένων και των τυχόν τμημάτων των εγκάρσιων τοίχων. Για λυγηρούς τοίχους, δηλαδή με ύψος μεγαλύτερο από το διπλάσιο του μήκους τους, οι διατμητικές παραμορφώσεις μπορούν να αγνοούνται. Σε τοίχους τους οποίους τα δάπεδα μπορούν να θεωρηθούν ως οριζόντια διαφράγματα (π.χ. επιτόπου κατασκευαζόμενες πλάκες από οπλισμένο σκυρόδεμα) και έχουν ισχυρά δύσκαμπτα ανώφλια, οπότε αναμένεται οι τοίχοι να επιδείξουν διατμητική συμπεριφορά, είναι προς την πλευρά της ασφάλειας αν οι διατμητικές δυνάμεις κατανεμηθούν ανάλογα με τη δυσκαμψία των τοίχων. Η παραδοχή αυτή προϋποθέτει ίσες μετακινήσεις των τοίχων στη στάθμη της οροφής και των πατωμάτων, συνθήκη η οποία γενικά δεν εξασφαλίζεται σε κτίρια με ξύλινα πατώματα ή /και ξύλινη στέγη ή με προκατασκευασμένα πατώματα. Σε αυτές τις περιπτώσεις μπορεί να θεωρηθεί ότι οι τοίχοι παραλαμβάνουν μόνο τις οριζόντιες δυνάμεις που αντιστοιχούν στα κατακόρυφα φορτία που τους μεταβιβάζουν τα δάπεδα που εδράζονται σε αυτούς. Στις περιπτώσεις που το κέντρο βάρους και το κέντρο ελαστικής στροφής διαφέρουν σημαντικά, πρέπει να λαμβάνεται υπόψη η επίδραση και των στρεπτικών φαινομένων στους τοίχους.



ΣΧΗΜΑ 4.4. 5 τμήμα εγκάρσιων τοίχων που συνοπολογίζονται στη διατμητική επιφάνεια τοίχων για οριζόντια φόρτιση.

Στην οριακή κατάσταση αστοχίας η τέμνουσα δύναμη σχεδιασμού ενός τοίχου V_{Ed} και τέμνουσα δύναμη αντοχής σχεδιασμού V_{Rd} συνδέονται με τη σχέση:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd} \quad 4.4.1$$

Η αντοχή σχεδιασμού δίδεται από τη σχέση:

$$V_{Rd} = \frac{f_{wvk} * t * l_c}{\gamma_m} \quad 4.4.2$$

Όπου:

f_{wvk} είναι η χαρακτηριστική διατμητική αντοχή της τοιχοποιίας και για τον υπολογισμό της που δίδεται από την παρακάτω σχέση λαμβάνεται μόνο το κατακόρυφο φορτίο που δρα στη θλιβόμενη ζώνη του τοίχου,

t είναι το πραγματικό πάχος του τοίχου,

l_c είναι το τμήμα του μήκους του τοίχου που βρίσκεται υπό θλίψη και υπολογίζεται θεωρώντας τριγωνική κατανομή των ορθών τάσεων,

γ_m είναι ο επιμέρους συντελεστής ασφάλειας για την τοιχοποιία.

- Όταν τα τοιχοσώματα συνδέονται με κονίαμα γενικής εφαρμογής ή κονίαμα λεπτής στρώσης (πάχους μικρότερου από 3mm) ή ελαφροκονίαμα και στους κατακόρυφους αρμούς της όψης του τοίχου, η τιμή της διατμηματικής αντοχής μπορεί να προσδιοριστεί από της εξής σχέση:

$$f_{wvk} = f_{vk0} + 0.40 * \sigma_d$$

Αλλά όχι μεγαλύτερη από $0.065 * f_b$ ή f_{vlt}

Όπου:

f_{vk0} είναι η διατμηματική αντοχή χωρίς την ύπαρξη κατακόρυφης ορθής τάσης, δηλαδή η συνάφεια κονιάματος – τοιχοσώματος, η οποία φυσικά εξαρτάται από τα δύο υλικά και προσδιορίζεται πειραματικά ή λαμβάνεται από τον πίνακα 4.6,

σ_d είναι η ορθή τάση σχεδιασμού στο σημείο ελέγχου για το συνδυασμό των φορτίων σχεδιασμού, και

f_b είναι η ανηγμένη θλιπτική αντοχή των τοιχοσωμάτων για διεύθυνση εφαρμογής του φορτίου κάθετα στην έδρα τους

f_{vlt} είναι η οριακή τιμή της διατμητικής αντοχής.

Στο Εθνικό προσάρτημα του EN 1996-1-1 υιοθετήθηκε η τιμή $0.065 * f_b$

- Όταν στους κατακόρυφους αρμούς δεν υπάρχει κονίαμα αλλά τα τοιχοσώματα είναι σχεδόν σφηνωμένα μεταξύ τους, τότε η ελάχιστη τιμή χαρακτηριστικής διατμητικής αντοχής της τοιχοποιίας μπορεί να προσδιοριστεί από τη σχέση:

$$f_{wvk} = 0.50 * f_{vk0} + 0.40 * \sigma_d$$

Αλλά όχι μεγαλύτερη από $0.045 * f_b$ ή f_{vlt}

Στο Εθνικό Προσάρτημα του EN 1996-1-1 υιοθετήθηκε η τιμή $0.045 * f_b$, αλλά σημειώνεται ότι από το Εθνικό Προσάρτημα του EN 1998-1 απαγορεύεται η μη πλήρωση των κατακόρυφων αρμών.

- Για τοιχοσώματα της μορφής του σχ. 4.4.6 που ανήκουν στην Ομάδα 1 και έχουν δύο ή περισσότερες λωρίδες κονιάματος έκαστη πλάτους τουλάχιστον 30mm και οι δύο είναι στην περίμετρο της έδρας του τοιχοσώματος, η τιμή της χαρακτηριστικής διατμητικής αντοχής μπορεί να προσδιορίζεται από την παρακάτω σχέση αλλά να μην υπερβαίνει τις τιμές που προκύπτουν από την ανάλογη περίπτωση ανωτέρω.

$$f_{wvk} = \frac{g}{t} * f_{vk0} + 0.40 * \sigma_d$$

Όπου:

g είναι το ολικό πλάτος των λωρίδων κονιάματος, και

t είναι το πάχος του τοίχου.

Τοιχοσώματα	f_{vko} (N/mm ²) για κονιάματα		
	Γενικής εφαρμογής	Λεπτή στρώση (οριζόντιος αρμός ≤3 mm)	Ελαφροβαρή
Αργιλικά	M10-	0.3	0.30
	M20	0	
	M2.5-	0.2	
	M9	0	
	M1-	0.1	
	M2	0	
Πυριτικού ασβεστίου	M10-	0.2	0.40
	M20	0	
	M2.5-	0.1	
	M9	5	
	M1-	0.1	
	M2	0	
Τσιμεντόλιθοι με αδρανή	M10-	0.2	0.30
	M20	0	
Από αυτόκλειστο κυψελωτό σκυρόδεμα	M2.5-	0.2	0.30
	M9	0	
Τεχνητοί λίθοι λαξευτοί φυσικοί λίθοι	M1-	0.2	0.15
	M2	0	

ΠΙΝΑΚΑΣ 4.4. 1 Τιμές f_{vko} για κονιάματα γενικής εφαρμογής.

Για τοίχο ορθογωνικής διατομής, στον οποίο η κατανομή των κατακόρυφων τάσεων είναι έτσι ώστε ο ουδέτερος άξονας να ευρίσκεται εντός της διατομής, δηλαδή η εκκεντρότητα e είναι μεγαλύτερη από $l_w/6$, το μήκος της θλιβόμενης ζώνης l_c ισούται με:

$$l_c = 3 * \left(\frac{l_w}{2} - e\right) \quad 4.4.3$$

Όπου:

l_w το μήκος του τοίχου, και

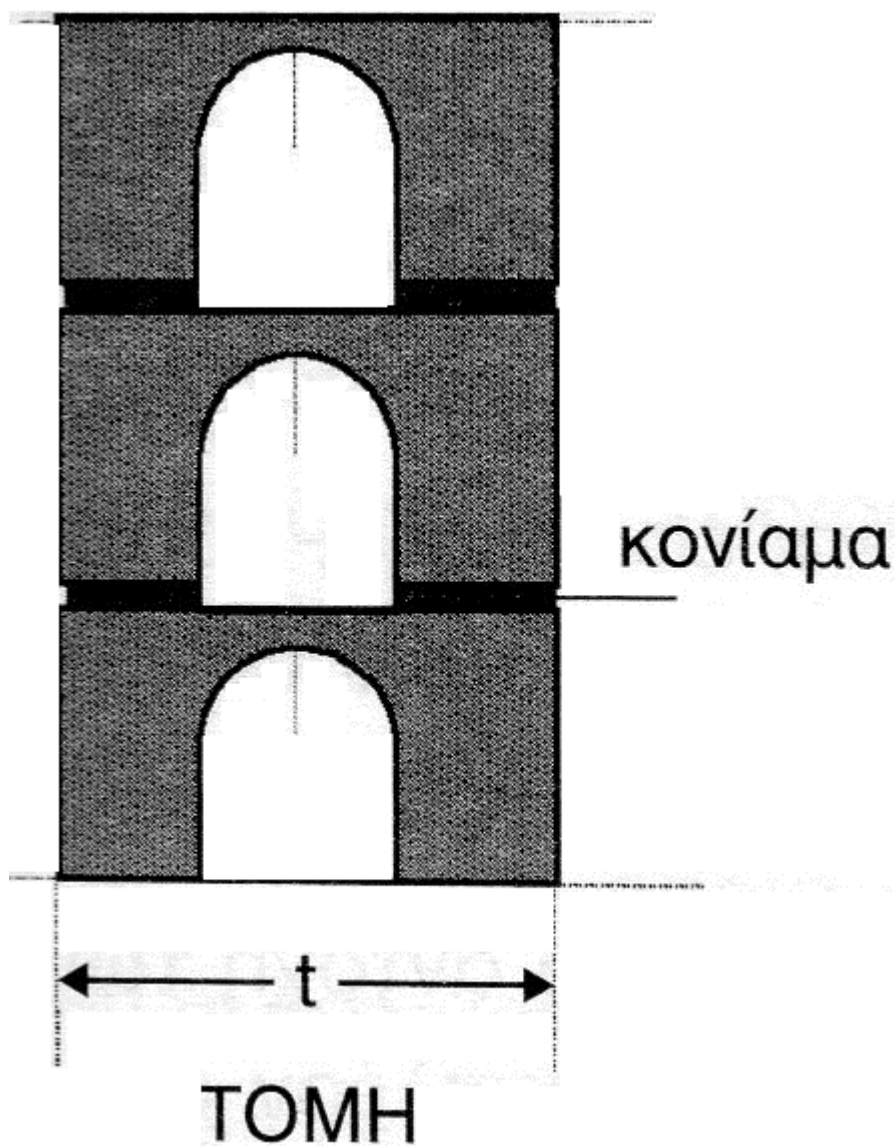
e η εκκεντρότητα, στο επίπεδο του τοίχου, των κατακόρυφων φορτίων που συνοδεύουν την υπόψη τέμνουσα δύναμη σχεδιασμού.

Όταν ο ουδέτερος άξονας βρίσκεται εκτός της διατομής, δηλαδή όταν $e < \frac{l}{6}$, τότε όλος ο τοίχος είναι υπό θλίψη και το l_c ισούται με το μήκος του τοίχου.

Για τον προσδιορισμό του ουδέτερου άξονα σε τοίχους που συνυπολογίζονται οι εγκάρσιοι, δεν πρέπει να χρησιμοποιείται η σχέση 4.4.3 αλλά να προκύπτει από την κατανομή των τάσεων σύμφωνα με τις εξισώσεις (α) και (β):

$$\sigma_{wt} = -\frac{N}{b_w * l_w} + \frac{M}{l_w * \frac{b_w^2}{6}} \quad (\alpha)$$

$$\sigma_{wc} = -\frac{N}{b_w * l_w} - \frac{M}{l_w * \frac{b_w^2}{6}} \quad (\beta)$$



ΣΧΗΜΑ 4.4. 6 Τοίχος από τοιχοσώματα ειδικής μορφής.

4.4.3 Έλεγχος καμπτόμενων στοιχείων

Αν και λόγω της μικρής εφελκυστικής αντοχής της, η οποία πρακτικά λαμβάνεται μηδενική, η άοπλη τοιχοποιία δε μπορεί να επιδείξει καμπτική αντοχή, εν τούτοις η εμπειρία έχει αποδείξει ότι μπορεί να αναλάβει ροπές τόσο εντός, όσο και εκτός του επιπέδου της. Σε κάθε επίπεδο πρέπει να ισχύει:

$$M_{Ed} \leq M_{Rd} \quad 4.4.4$$

Όπου:

M_{Ed} και M_{Rd} είναι η καμπτική ροπή σχεδιασμού αντοχής (καμπτική αντίσταση) και η δρώσα καμπτική ροπή σχεδιασμού αντιστοίχως.

Ο Ευρωκώδικας 6 αν και προτείνει δύο τρόπους για τον έλεγχο άοπλων τοίχων, οι οποίοι υπόκεινται σε οριζόντια, εκτός των σεισμικών φορτία, πρακτικώς παραθέτει μεθοδολογία μόνο για έναν που συνίσταται στον υπολογισμό τόσο της δρώσας ροπής όσο και της αντίστασης σχεδιασμού έναντι καμπτικής ροπής.

Η εκτός επιπέδου αντίσταση σχεδιασμού έναντι καμπτικής ροπής M_{Rd} ανά μονάδα μήκους ή ύψους, δίδεται από την ακόλουθη σχέση:

$$M_{Rd} = f_{xd} * Z \quad 4.4.5$$

Όπου:

f_{xd} είναι η καμπτική αντοχή σχεδιασμού για το κατάλληλο επίπεδο κάμψης

Z είναι η ροπή αντίστασης ανά μονάδα μήκους ή ύψους του τοίχου και δίνεται από την εξίσωση:

$$Z_i = L_i * t^2 / 6$$

Η θετική επιρροή της κατακόρυφης τάσης από μόνιμο κατακόρυφο φορτίο στον τοίχο μπορεί να λαμβάνεται υπόψη μέσω της φαινόμενης καμπτικής αντοχής $f_{xd1,app}$, η οποία δίδεται από την εξίσωση 4.4.6 με ταυτόχρονη κατάλληλη τροποποίηση του λόγου μ , που είναι ο λόγος των δύο καμπτικών αντοχών $\mu = \frac{f_{xd1}}{f_{xd2}}$.

$$f_{xd1,app} = f_{xd1} + \sigma_d \quad 4.4.6$$

Όπου:

f_{xd1} η καμπτική αντοχή σχεδιασμού της τοιχοποιίας,

σ_d η κατακόρυφη τάση σχεδιασμού, η οποία προκύπτει από τις μόνιμες δράσεις επί του τοίχου στη στάθμη ελέγχου και η οποία δεν πρέπει να λαμβάνεται μεγαλύτερη από $0.2 \cdot f_d$

Κατά τον υπολογισμό της ροπής αντίστασης ενός πεσσού ή ενός τοίχου, τμήματα των εγκάρσιων πεσσών ή τοίχων μπορούν να συνυπολογίζονται στο συνεργαζόμενο πλάτος με μήκος το μικρότερο από τα ακόλουθα μεγέθη:

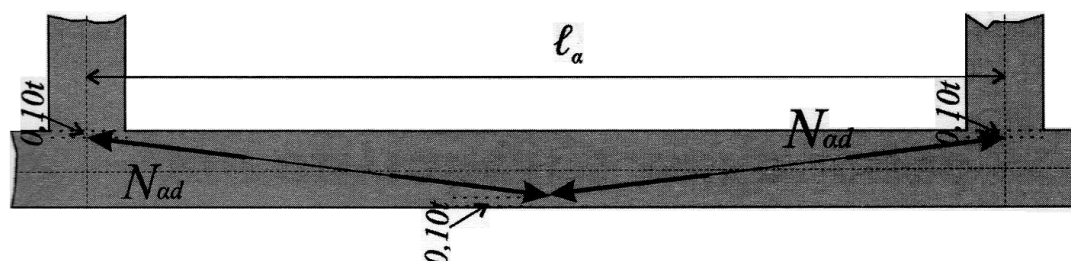
- $h/10$, για τοίχους με δεσμεύσεις στις στάθμες των ορόφων
- $h/5$, για τοίχους –προβόλους
- το ήμισυ της καθαρής αποστάσεως μεταξύ διαδοχικών πεσσών ή τοίχων

όπου h είναι το καθαρό ύψος του τοίχου

τονίζεται ότι στην περίπτωση ύπαρξης εγκοπών ή εσοχών μεγαλύτερων από αυτών του πίνακα 4.4 θα πρέπει να γίνεται έλεγχος στο μειωμένο πάχος του τοίχου στη θέση της εγκοπής ή της εσοχής.

Η κάμψη ενός τοίχου από εγκάρσιο φορτίο, αναλόγως των συνθηκών στήριξης που προκαλεί κάμψη σε οριζόντιο ή κατακόρυφο επίπεδο και μεταφέρεται μέσω δράσης αψίδας στις στηρίξεις του τοίχου. Για το λόγο αυτό θα πρέπει όταν ένας τοίχος κατασκευάζεται μεταξύ στηρίξεων ικανών να παραλάβουν τις ωθήσεις τόξου να γίνεται έλεγχος στην οριακή κατάσταση αστοχίας, ώστε το εκτός επιπέδου φορτίο σχεδιασμού ενός τοίχου, το οφειλόμενο σε λειτουργία τόξου, να είναι μικρότερο ή ίσο με την αντίσταση σχεδιασμού έναντι δράσεως τόξου και η αντοχή σχεδιασμού των στηρίξεων θα πρέπει να είναι μεγαλύτερη από την δράση του οριζόντιου φορτίου. Η ανάλυση μπορεί να βασίζεται στην θεώρηση ενός τριάρθρωτου τόξου, όπου το πλάτος που αναλαμβάνει την ώθηση του τόξου τόσο στην θέση των στηρίξεων, όσο και στην μεσαία άρθρωση λαμβάνεται ίσο με το $1/10$ του πάχους του

τοίχου, όπως φαίνεται στο σχήμα 4.4.7. Εάν στην περιοχή της γραμμής ωθήσεων υπάρχουν εγκοπές ή εσοχές, θα πρέπει να λαμβάνεται υπόψη η επιρροή τους στην αντοχή της τοιχοποιίας.



ΣΧΗΜΑ 4.4. 7 Υπόθεση λειτουργίας τόξου για την αντίσταση σε εκτός επιπέδου φορτία.

Το βέλος του τόξου δίδεται από την ακόλουθη σχέση:

$$0.9 * t - d \quad 4.4.7$$

t είναι το πάχος του τοίχου, λαμβανομένων υπόψη τυχών μειώσεων.

d είναι η παραμόρφωση του τόξου υπό το οριζόντιο φορτίο σχεδιασμού και μπορεί να ληφθεί ίση με το μηδέν για τοίχους με λόγο μήκους προς πάχος μικρότερο ή ίσο με 25.

Η μέγιστη ώθηση σχεδιασμού του τόξου ανά μονάδα μήκους του τοίχου μπορεί να υπολογισθεί από τη σχέση:

$$N_{ad} = 1.5 * f_{wd} * \frac{t}{10} \quad 4.4.8$$

Και στην περίπτωση που η εγκάρσια παραμόρφωση είναι μικρή, η αντοχή σχεδιασμού για εγκάρσιο φορτίο δίδεται από την ακόλουθη σχέση:

$$q_{lat,d} = f_{wd} * \left[\frac{t}{l_a}\right]^2$$

4.4.9

Όπου:

N_{ad} είναι η ώθηση σχεδιασμού του τόξου

$q_{lat,d}$ είναι η εκτός επιπέδου αντοχή σχεδιασμού, ανά μονάδα επιφάνειας του τοίχου

t είναι το πάχος του τοίχου

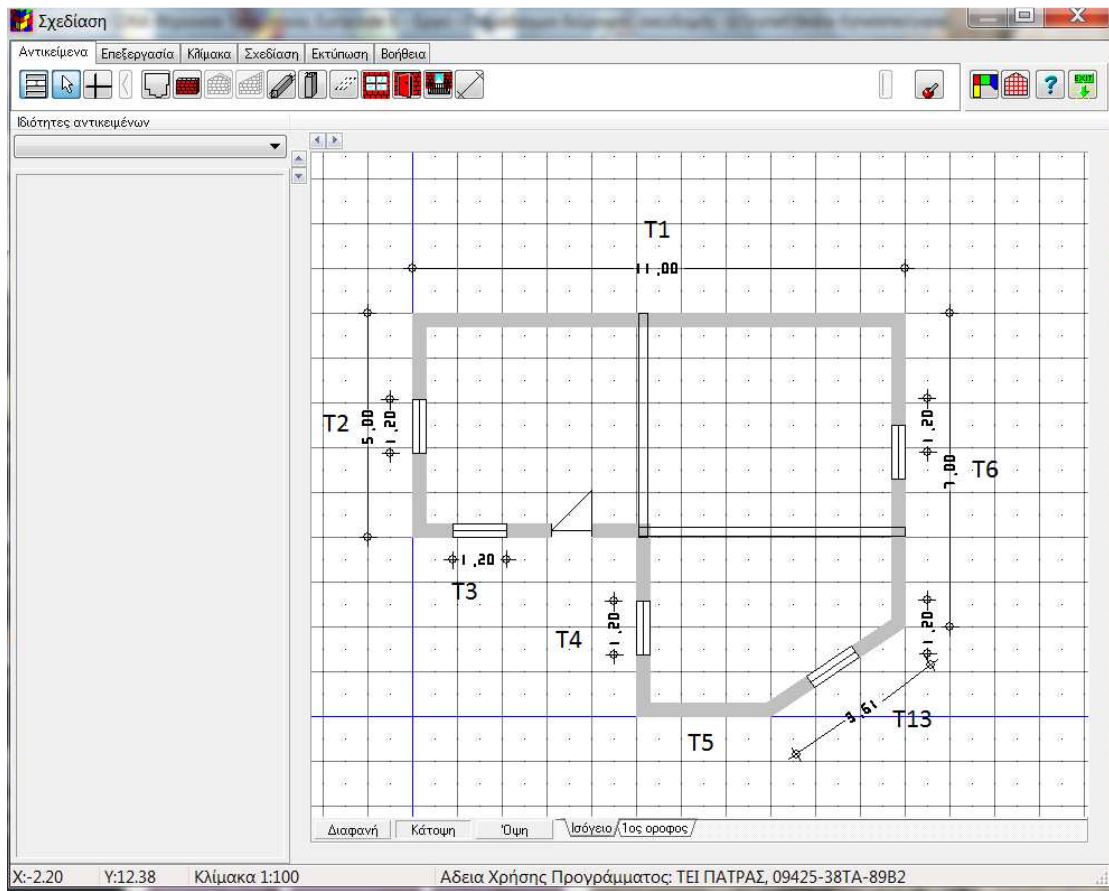
f_{wd} είναι η θλίπτική αντοχή σχεδιασμού της τοιχοποιίας

l_{α} είναι το μήκος ή το ύψος του τοίχου (αναλόγως αν το τόξο είναι οριζόντιο ή κατακόρυφο) μεταξύ των στηρίξεων που είναι ικανές να παραλάβουν την ώθηση του τόξου.

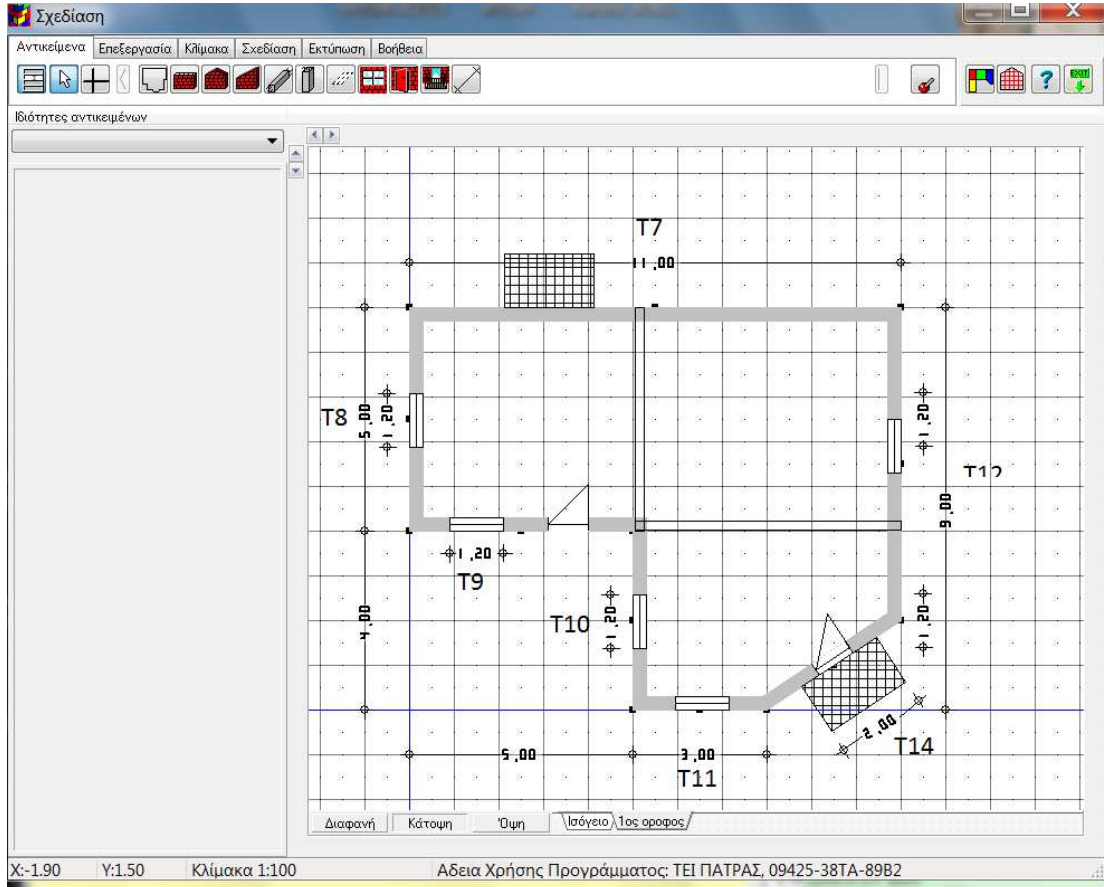
Η ανωτέρω θεώρηση ισχύει αν οποιαδήποτε στρώση στεγάνωσης ή άλλο επίπεδο χαμηλής αντοχής έναντι τριβής εντός του τοίχου, είναι σε θέση να μεταφέρει τις αναπτυσσόμενες οριζόντιες δυνάμεις, η τάση σχεδιασμού λόγω κατακόρυφων φορτίων $\sigma_d \geq 0.1 \text{ N/mm}^2$ και η λυγηρότητα δεν υπερβαίνει το 20.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5 ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ

ΙΣΟΓΕΙΟ



1^{ος} ΟΡΟΦΟΣ



τοιχος μπετόν 25cm																
ροπή λόγω σεισμού											ροπή λόγω ανέμου		1.35*g+1.50*q		1.00*g+0.30*q+σεισμός	
L (m)	h (m)	d (m)	hef/tef	max fd (N/mm ²)	Ved(KN)	Vrd(KN)	Med (KNm)	Mrd (KNm)	Med(KNm)	Ned(KN)	Nrd(KN)	Ned(KN)	Nrd(KN)			
T1	11.00	3.00	0.25	8.40	0.461	545.9	715.0	1.71	2.74	1.45	60.1	237.5	39.6	547.4		
69.1											1319.3	46.3	1985.4			
94.3											610.8	157.2	1094.9			
T2	5.00	3.00	0.25	8.40	0.439	320.1	313.1	1.18	2.39	0.90	48.5	101.8	32.2	149.3		
74.6											1371.1	50.3	2011.2			
103.3											559.9	230.9	870.9			
T3	5.30	3.00	0.25	8.40	1.084	117.6	342.2	1.71	3.02	1.01	76.8	1085.8	50.5	1692.1		
139.0											1458.6	92.3	2139.3			
197.6											1272.4	181.6	1916.0			
T4	4.30	3.00	0.25	8.40	1.072	178.9	298.2	1.18	3.38	0.83	87.7	1526.9	57.7	2239.5		
132.8											1458.6	88.3	2139.3			
185.6											1526.9	163.5	2239.5			
T5	3.00	3.00	0.25	8.40	0.279	159.3	186.0	1.71	2.30	0.57	42.0	509.0	28.3	945.6		
51.0											1372.2	35.0	2062.5			
64.5											899.2	205.8	1493.0			
T6	7.00	3.00	0.25	8.40	0.493	473.6	450.9	1.18	2.66	1.10	57.9	1526.9	38.5	2239.5		
80.0											1458.6	54.0	2139.3			
123.1											1526.9	228.6	2239.5			
T13	3.61	3.00	0.25	8.40		95.2	226.2	1.42	2.38	0.82	52.5	746.5	33.4	1169.5		
90.3											1458.6	58.7	2139.3			
114.5											984.0	135.2	1542.8			
T7	11.00	3.00	0.25	8.40	0.296	362.0	636.1	1.05	1.66	1.45	20.4	101.8	12.7	149.3		
29.4											1354.0	19.4	1987.1			
56.9											899.2	90.6	1418.3			
T8	5.00	3.00	0.25	8.40		199.3	281.9	0.78	1.45	0.90	13.8	101.8	8.9	149.3		
28.9											1423.4	19.6	2088.4			
45.9											1018.0	136.7	1567.7			
T9	5.30	3.00	0.25	8.40	0.851	78.2	301.7	1.05	1.78	1.01	29.5	101.8	19.4	149.3		
60.6											1407.1	40.9	2087.7			
131.8											848.3	124.1	1293.9			
T10	4.30	3.00	0.25	8.40	0.809	103.0	252.7	0.78	1.97	0.83	33.8	1526.9	22.3	2239.5		
58.0											1458.6	39.2	2139.3			
120.5											1526.9	70.2	2239.5			
T11	3.00	3.00	0.25	8.40		54.4	167.1	1.05	1.34	0.57	11.3	101.8	7.4	149.3		
31.5											1458.3	21.6	2139.3			
47.7											1051.9	63.0	1617.4			
T12	7.00	3.00	0.25	8.40	0.320	290.4	401.1	0.78	1.58	1.10	18.3	1526.9	11.9	2239.5		
32.2											1458.6	21.8	2139.3			
61.3											1526.9	129.1	2239.5			
T14	3.61	3.00	0.25	8.40	0.298	56.1	205.7	0.87	1.51	0.82	22.4	101.8	12.8	149.3		
39.6											1389.2	24.3	2062.3			
65.9											1001.0	84.9	1567.7			

		οπτοπλινθοδομή υπερματική M5 30cm											ροπές λόγω ανέμου			
		ροπή λόγω σεισμού									1.35*g+1.50*α		1.00*g+0.30*α+σεισμός			
		L (m)	h (m)	d (m)	hef/tef	max fb (N/mm ²)	Ved(KN)	Vrd(KN)	Med (KNm)	Mrd(KNm)	Med(KNm)	Nrd(KN)	Ned(KN)	Nrd(KN)	Ned(KN)	Nrd(KN)
Ισόγειο	T1	11.00	3.00	0.30	7.00	0.358	492.2	585.3	2.22	3.06	1.45	55.3	245.4	36	364.8	
	κορυφή του τοίχου											62.6	294.2	41.4	431.5	
	μεσαίο πέμπτο τοίχου											86.6	265.5	140.2	394.4	
	T2	5.00	3.00	0.30	7.00	0.328	289.6	254.8	1.54	2.66	0.90	43.9	94.1	28.9	167.6	
	κορυφή του τοίχου											66.4	287.3	44.4	421.5	
	μεσαίο πέμπτο τοίχου											2.6	158.0	205.9	256.4	
	T3	5.30	3.00	0.30	7.00	0.890	35.7	255.7	0.91	3.44	1.01	72.0	268.9	46.9	399.3	
	κορυφή του τοίχου											128.7	294.2	84.8	431.5	
	μεσαίο πέμπτο τοίχου											188.0	285.7	137.1	424.0	
	T4	4.30	3.00	0.30	7.00	0.892	71.2	246.4	0.30	3.86	0.83	83.6	302.5	54.5	443.7	
	κορυφή του τοίχου											124.9	294.2	82.2	431.5	
	μεσαίο πέμπτο τοίχου											178.8	302.5	107.5	443.7	
T5	3.00	3.00	0.30	7.00	0.203	64.7	150.8	0.91	2.55	0.57	37.4	215.1	25.0	335.2		
κορυφή του τοίχου											44.7	294.2	30.4	431.5		
μεσαίο πέμπτο τοίχου											55.6	252.1	104.0	384.5		
T6	7.00	3.00	0.30	7.00	0.386	191.7	369.9	0.30	3.00	1.10	53.9	302.5	35.6	443.7		
κορυφή του τοίχου											73.2	294.2	49.0	431.5		
μεσαίο πέμπτο τοίχου											114.1	302.5	127.2	443.7		
T13	3.61	3.00	0.30	7.00	0.353	36.8	185.0	0.76	2.70	0.82	48.9	242.0	30.7	359.9		
κορυφή του τοίχου											82.7	294.2	53.0	431.5		
μεσαίο πέμπτο τοίχου											104.7	262.2	82.9	389.5		
1ος όροφος	T7	11.00	3.00	0.30	7.00	0.235	330.0	516.3	1.38	1.94	1.45	20.1	43.7	12.5	44.4	
	κορυφή του τοίχου											27.4	277.1	17.9	401.5	
	μεσαίο πέμπτο τοίχου											53.3	178.2	81.5	266.2	
	T8	5.00	3.00	0.30	7.00	182.2	227.7	1.03	1.70	0.90	13.4	23.5	8.6	29.6		
	κορυφή του τοίχου										26.3	283.3	17.7	421.4		
	μεσαίο πέμπτο τοίχου										41.7	191.6	122.7	290.9		
	T9	5.30	3.00	0.30	7.00	0.690	71.1	245.5	1.38	2.12	1.01	28.8	127.7	19.0	192.3	
	κορυφή του τοίχου											57.3	294.2	38.4	431.5	
	μεσαίο πέμπτο τοίχου											125.5	215.1	116.2	325.4	
	T10	4.30	3.00	0.30	7.00	0.655	93.6	207.3	1.03	2.31	0.83	33.1	302.5	21.8	443.7	
	κορυφή του τοίχου											54.9	294.2	36.9	431.5	
	μεσαίο πέμπτο τοίχου											114.3	302.5	62.6	443.7	
	T11	3.00	3.00	0.30	7.00	0.142	49.5	134.7	1.38	1.58	0.57	10.9	23.5	7.1	29.6	
	κορυφή του τοίχου											28.4	294.2	19.4	431.5	
μεσαίο πέμπτο τοίχου	41.1											198.3	57.1	305.7		
T12	7.00	3.00	0.30	7.00	0.262	265.0	325.6	1.03	1.86	1.10	18.2	302.5	11.8	443.7		
κορυφή του τοίχου											30.2	294.2	20.3	431.5		
μεσαίο πέμπτο τοίχου											57.4	302.5	116.5	443.7		
T14	3.61	3.00	0.30	7.00	0.238	51.3	167.1	1.15	1.80	0.82	22.3	134.5	12.8	152.8		
κορυφή του τοίχου											37.7	294.2	22.9	426.6		
μεσαίο πέμπτο τοίχου											62.8	238.7	77.1	345.1		

	λιθοδομή 50cm με μανδύα															
	L (m)	h (m)	d (m)	hef/tef	max fb (N/mm ²)	Ved(KN)	ροπή λόγω σεισμού			ροπή λόγω ανέμου		1.35*g+1.50*q		1.00*g+0.30*q+σεισμός		
							Vrd(KN)	Med (KNm)	Mrd (KNm)	Med(KNm)	Ned(KN)	Nrd(KN)	Ned(KN)	Nrd(KN)		
T1																
κορυφή του τοίχου	11.00	3.00	0.64	3.28	0.338	1019.0	4693.3	21.07	15.70	1.45	102.2	1209.1	70.9	1793.3		
μεσαίο πέμπτο τοίχου											128.9	1220.4	90.7	1790.0		
βάση του τοίχου											185.5	1222.7	315.4	1793.3		
T2																
κορυφή του τοίχου	5.00	3.00	0.64	3.28	0.326	590.6	2133.3	14.58	14.06	0.90	84.5	1005.3	59.4	1554.2		
μεσαίο πέμπτο τοίχου											142.9	1220.4	101.7	1790.0		
βάση του τοίχου											204.2	1141.2	445.6	1733.5		
T3																
κορυφή του τοίχου	5.30	3.00	0.64	3.28	0.487	216.8	2261.3	21.07	14.81	1.01	107.6	1209.1	73.5	1793.3		
μεσαίο πέμπτο τοίχου											212.9	1220.4	147.5	1790.0		
βάση του τοίχου											280.2	1222.7	297.1	1793.3		
T4																
κορυφή του τοίχου	4.30	3.00	0.64	3.28	0.456	323.7	1834.7	14.58	16.38	0.83	121.5	1222.7	83.1	1793.3		
μεσαίο πέμπτο τοίχου											201.4	1220.4	139.6	1790.0		
βάση του τοίχου											261.8	1222.7	318.5	1793.3		
T5																
κορυφή του τοίχου	3.00	3.00	0.64	3.28	0.242	296.4	1280.0	21.07	14.06	0.57	76.4	1141.2	54.1	1713.6		
μεσαίο πέμπτο τοίχου											103.1	1220.4	73.9	1790.0		
βάση του τοίχου											143.2	1222.7	402.8	1793.3		
T6																
κορυφή του τοίχου	7.00	3.00	0.64	3.28		869.9	2986.7	14.58	15.02	1.10	95.9	1222.7	67.1	1793.3		
μεσαίο πέμπτο τοίχου											145.7	1220.4	103.3	1790.0		
βάση του τοίχου											222.0	1222.7	442.2	1793.3		
T13																
κορυφή του τοίχου	3.61	3.00	0.64	3.28		177.4	1538.4	17.53	13.72	0.82	86.2	1168.3	58.6	1733.5		
μεσαίο πέμπτο τοίχου											163.9	1220.4	113.6	1790.0		
βάση του τοίχου											213.3	1222.7	264.6	1793.3		
T7																
κορυφή του τοίχου	11.00	3.00	0.64	3.28	0.157	612.7	4693.3	11.73	9.56	1.45	19.2	122.3	11.9	159.4		
μεσαίο πέμπτο τοίχου											46.0	1220.4	31.7	1790.0		
βάση του τοίχου											100.6	1059.7	170.8	1614.0		
T8																
κορυφή του τοίχου	5.00	3.00	0.64	3.28	0.146	336.7	2133.3	8.71	8.60	0.90	11.8	122.3	7.6	159.4		
μεσαίο πέμπτο τοίχου											47.3	1220.4	33.5	1790.0		
βάση του τοίχου											85.1	1141.2	244.2	1693.7		
T9																
κορυφή του τοίχου	5.30	3.00	0.64	3.28	0.319	130.7	2261.3	11.73	9.09	1.01	27.1	407.6	17.8	617.7		
μεσαίο πέμπτο τοίχου											79.6	1220.4	55.3	1790.0		
βάση του τοίχου											165.6	1073.3	175.5	1614.0		
T10																
κορυφή του τοίχου	4.30	3.00	0.64	3.28	0.262	175.1	1834.7	8.71	9.83	0.83	30.5	1222.7	20.1	1793.3		
μεσαίο πέμπτο τοίχου											75.3	1220.4	52.3	1790.0		
βάση του τοίχου											142.4	122.7	149.6	1793.3		
T11																
κορυφή του τοίχου	3.00	3.00	0.64	3.28		92.2	1280.0	11.73	8.19	0.57	10.0	122.3	6.5	159.4		
μεσαίο πέμπτο τοίχου											54.0	1220.4	38.5	1790.0		
βάση του τοίχου											92.3	1154.8	119.1	1713.6		
T12																
κορυφή του τοίχου	7.00	3.00	0.64	3.28	0.157	490.1	2986.7	8.71	9.08	1.10	16.6	1222.7	10.9	1793.3		
μεσαίο πέμπτο τοίχου											50.1	1220.4	35.5	1790.0		
βάση του τοίχου											98.4	1222.7	235.1	1793.3		
T14																
κορυφή του τοίχου	3.61	3.00	0.64	3.28	0.182	94.8	1538.4	9.76	8.53	0.82	21.1	122.3	12.0	159.4		
μεσαίο πέμπτο τοίχου											57.2	1220.4	37.6	1790.0		
βάση του τοίχου											103.7	1086.8	156.7	1653.8		

Συμπεράσματα :

- Το M_{ed} (λόγω ανέμου) είναι σταθερό για όλες τις τοιχοποιίες .
 - Το $\max f_b$ για οπτοπλινθοδομή υπερμπατική M5-30 cm και λιθοδομή είναι περίπου το ίδιο και ελαφρώς μεγαλύτερο για τοιχοποιίες από μπετό.
 - Το V_{ed} είναι περίπου το ίδιο για τοιχοποιίες από οπτοπλινθοδομή M5-30 και μπετό αλλά αισθητά μεγαλύτερο από λιθοδομή.
 - Το V_{rd} είναι περίπου το ίδιο για τοιχοποιίες από οπτοπλινθοδομή M5-30 και μπετό αλλά αισθητά μεγαλύτερο από λιθοδομή.
 - Το M_{ed} (λόγω σεισμού) είναι περίπου το ίδιο για τοιχοποιίες από οπτοπλινθοδομή M5-30 και μπετό αλλά αισθητά μεγαλύτερο από λιθοδομή.
 - Το M_{rd} είναι περίπου το ίδιο για τοιχοποιίες από οπτοπλινθοδομή M5-30 και μπετό αλλά αισθητά μεγαλύτερο από λιθοδομή.
 - Το N_{ed} (χωρίς σεισμό) είναι περίπου το ίδιο για τοιχοποιίες από οπτοπλινθοδομή M5-30 και μπετό αλλά αισθητά μεγαλύτερο από λιθοδομή.
 - Το N_{rd} (χωρίς σεισμό) είναι περίπου το ίδιο για τοιχοποιίες από οπτοπλινθοδομή M5-30 και μπετό αλλά αισθητά μεγαλύτερο από λιθοδομή.
 - Το N_{ed} (με σεισμό) είναι περίπου το ίδιο για τοιχοποιίες από οπτοπλινθοδομή M5-30 και μπετό αλλά αισθητά μεγαλύτερο από λιθοδομή.
 - Το N_{rd} (με σεισμό) είναι περίπου το ίδιο για τοιχοποιίες από οπτοπλινθοδομή M5-30 και μπετό αλλά αισθητά μεγαλύτερο από λιθοδομή.
- ❖ Από τα ανωτέρω φαίνεται ότι η λιθοδομή έχει καλύτερη συμπεριφορά έναντι της οπτοπλινθοδομής και του μπετόν.

ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

Αναγνωστόπουλος Σ.Α, Θεοδουλίδης Ν.Π, Λεκίδης Β.Α, Μάργαρης Β.Ν
(οι σεισμοί της Καλαμάτας του Σεπτεμβρίου 1986)

Αναστασιάδης Κ.Κ (αντισεισμικές κατασκευές (τόμος 1))

Βουγιούκας Μ., Δρακόπουλος Ι., Καλογεράς Ι., Καρύδης Π., Μουζάκης Χ., Ταφλαμπάς Ι. (ανάλυση των επιταχυνσιογραφημάτων Καλαμάτας)

ΕΛΟΤ EN 1996.01.01/ NA Εθνικό προσάρτημα στο ΕΛΟΤ EN 1996-1-1:2005 Ευρικόδηκας 6: σχεδιασμός κατασκευών από τοιχοποιία – Μέρος 1-1: γενικοί κανόνες για κατασκευές από οπλισμένη και άοπλη τοιχοποιία.

Καραντώνη Φυλλίτσα Β. (Κατασκευές από τοιχοποιία) (εκδόσεις Παπασωτηρίου 2010)

ΑΠΟ INTERNET

Αντώνιος Ι. Βαβουλιώτης Μηχανολόγος και Αεροναυπηγός Μηχανικός (διδακτορική διατριβή (νεα προσέγγιση στη παρακολύθηση της αναπτυσσόμενης βλάβης υπό μηχανική φόρτιση σε ινώδη σύνθετα υλικά με μήτρα ενισχυμένη με νανο-σωληνίσκους άνθρακα)) (Nimertis_Babouliotis)

Bjorn Birgisson, Anal K. Mukhopadhyay, Georgene Geary, Mohammad Khan, Konstantin Sobolev (**Nanotechnology in Concrete Materials**)

FEDRA φέρουσα τοιχοποιία Μιτρούση Μαρία (μεταπτυχιακή διπλωματική εργασία (Μελέτη της μεταβολής της απόσβεσης πολυμερών και σύνθετων υλικών με την προσθήκη νανοσωματιδίων))

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ

**ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΥΠΕΡΜΠΑΤΙΚΗΣ
ΟΠΤΟΠΛΗΝΘΟΔΟΜΗΣ**

Στατική Επίλυση πλακών (Ευρωκ.2 §6.1, §9.3.1).

Πλάκες με λόγο πλευρών 0.5 μέχρι 2, επιλύονται ως τετραερείστες αλλιώς ως αμφιέρειστες. Η επίλυση πλακών βασίζεται στην μέθοδο των λωρίδων Marcus, με κοινό μέγιστο βέλος κάμψης. Τα φορτία κατανέμονται στις δύο διευθύνσεις x, y βάσει συντελεστών κατανομής k_x , k_y και κάθε διεύθυνση επιλύεται χωριστά θεωρώντας ισοδύναμα ανοίγματα πλακών. Αν το φορτίο πλάκας σε μία διεύθυνση είναι <10% ολικού φορτίου, η πλάκα θεωρείται αμφιέρειστη. Μείωση ροπών ανοιγμάτων λόγω συστροφής δεν γίνεται. Συνθήκες στήριξης και συνέχεια λαμβάνονται υπόψη μέσω συντελεστών συνεχών δοκών ισοδύναμων ανοιγμάτων. Οι συντελεστές αυτοί λαμβάνονται οι δυσμενέστεροι σε κάθε περίπτωση. Οι ελάχιστες και μέγιστες ροπές στήριξης προκύπτουν χρησιμοποιώντας τη δυσμενέστερη ή ευμενέστερη θέση κινητών φορτίων αντίστοιχα σε ισοδύναμη συνεχή δοκό με τη λωρίδα επίλυσης της πλάκας. Η μέγιστη ροπή ανοίγματος προκύπτει από τη δυσμενέστερη θέση κινητών φορτίων στο άνοιγμα. Οι ροπές στήριξεων μειώνονται κατά 20% με ανακατανομή (Ευρωκ.2 §5.5). Τα μεταφερόμενα στους δοκούς φορτία προκύπτουν για φόρτιση με κινητά φορτία στις πλάκες εκατέρωθεν της δοκού. Σε περίπτωση αμφιέρειστων πλακών στους δοκούς που δεν φορτίζονται, λαμβάνεται ελάχιστο φορτίο από πλάκα $=qL/4$, (q φορτίο πλάκας, L άνοιγμα δοκού). Τα δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη χρησιμοποιούνται για υπολογισμό οπλισμών και φορτίων δοκών. Υπολογισμοί αντοχής σε οριακή κατάσταση αστοχίας (Ευρωκ.2 §6.1). Ελεγχος λυγηρότητας (Ευρωκ.2 §7.4.2), και ελάχιστων οπλισμών (EC2 §9.3.1). Έλεγχος βελών παραλείπεται αφού ικανοποιείται η λυγηρότητα (Ευρωκ.2 §7.4.2). Ελάχιστη επικάλυψη οπλισμού πλάκων λαμβάνεται 20mm (Ευρωκ.2 §4.4.1).

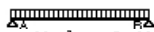
Ισόγειο**Πλάκα: Π1**

Ly/Lx= 0.94, C25/30-B500C, h= 20 cm

Φορτία: μόνιμο g= 5.80 kN/m², κινητό q= 2.00 kN/m²**Διεύθυνση x-x**Lx= 5.00m, gx= 0.66x 5.80= 3.85, qx= 0.66x 2.00= 1.33kN/m²Ελάχιστη ροπή στήριξης $\min M_{sdst} = -0.80x(0.125x1.35x 3.85 + 0.125x1.50x 1.33)x 5.00^2 = -17.98 \text{ kNm/m}$ Μέγιστη ροπή στήριξης $\max M_{sdst} = -0.80x(0.125x1.35x 3.85 + 0.063x1.50x 1.33)x 5.00^2 = -15.51 \text{ kNm/m}$ Από $\max M_{sdst}$ για $1.35x3.85 + 1.50x1.33$ προκύπτουν μέγιστη ροπή ανοίγματος και αντιδράσεις.Μέγιστη ροπή ανοίγματος $M_{sds} = 15.39 \text{ kNm/m}$ ($V = 7.19x5.00/2 - 15.51/5.00 = 14.88$, $M = 0.5x14.88^2/7.19 = 15.39$)

Φορτία σε δοκούς μόνιμα gA= 7.70 kN/m, gB= 11.55 kN/m

Φορτία σε δοκούς κινητά qA= 2.99 kN/m, qB= 3.66 kN/m

οπλισμός στήριξη: Med= -17.98kNm/m, d= 180mm, x/d=0.07, ec/es=1.5/20.0, As= 2.36cm²/mοπλισμός άνοιγμα: Med= 15.39kNm/m, d= 180mm, x/d=0.06, ec/es=1.4/20.0, As= 2.01cm²/m**Διεύθυνση y-y**Ly= 4.71m, gy= 0.34x 5.80= 1.95, qy= 0.34x 2.00= 0.67kN/m²Ροπή στη στήριξη $M_{sd\text{sup}A} = M_{sd\text{sup}B} = 0$ [kNm/m]Ροπή στο άνοιγμα $M_{sds} = (1.35x 1.95 + 1.50x 0.67)x 4.71^2/8 = 10.10 \text{ kNm/m}$

Φορτία σε δοκούς ή τοίχους, μόνιμα gA=gB= 1.95x 4.71/2= 4.59 kN/m

Φορτία σε δοκούς ή τοίχους, κινητά qA=qB= 0.67x 4.71/2= 1.58 kN/m

οπλισμός άνοιγμα: Med= 10.10kNm/m, d= 170mm, x/d=0.05, ec/es=1.1/20.0, As= 1.39cm²/mK=1.0, L/d(min)=310.6, L/d=4.71/0.170=27.7<310.6 (EC2 Eq.7.16a), ελάχ. οπλισμός $A_{sx} = 2.3$ $A_{sy} = 2.2 \text{ cm}^2/\text{m}$ **Οπλισμοί ανοίγματος x-x: φ10/20 (3.95cm²/m), y-y : φ10/20(3.95cm²/m) (κάτω στρώση x-x)****Ισόγειο****Πλάκα: Π2**

Ly/Lx= 0.83, C25/30-B500C, h= 20 cm

Φορτία: μόνιμο g= 5.80 kN/m², κινητό q= 2.00 kN/m²**Διεύθυνση x-x**Lx= 5.70m, gx= 0.32x 5.80= 1.86, qx= 0.32x 2.00= 0.64kN/m²Ελάχιστη ροπή στήριξης $\min M_{sdst} = -0.80x(0.125x1.35x 1.86 + 0.125x1.50x 0.64)x 5.70^2 = -11.28 \text{ kNm/m}$ Μέγιστη ροπή στήριξης $\max M_{sdst} = -0.80x(0.125x1.35x 1.86 + 0.063x1.50x 0.64)x 5.70^2 = -9.73 \text{ kNm/m}$ Από $\max M_{sdst}$ για $1.35x1.86 + 1.50x0.64$ προκύπτουν μέγιστη ροπή ανοίγματος και αντιδράσεις.Μέγιστη ροπή ανοίγματος $M_{sds} = 9.65 \text{ kNm/m}$ ($V = 3.47x5.70/2 - 9.73/5.70 = 8.19$, $M = 0.5x8.19^2/3.47 = 9.65$)

Φορτία σε δοκούς μόνιμα gA= 6.36 kN/m, gB= 4.24 kN/m

Φορτία σε δοκούς κινητά qA= 2.01 kN/m, qB= 1.64 kN/m

οπλισμός στήριξη: Med= -11.28kNm/m, d= 180mm, x/d=0.05, ec/es=1.1/20.0, As= 1.47cm²/mοπλισμός άνοιγμα: Med= 9.65kNm/m, d= 170mm, x/d=0.05, ec/es=1.1/20.0, As= 1.33cm²/m

Στατική επίλυση συστήματος δοκών πατωμάτων

Το σύστημα των δοκών κάθε πατώματος επιλύεται σαν εσχάρα δοκών στο χώρο, με πεπερασμένα στοιχεία. Τα στοιχεία είναι ραβδόμορφα με 3 βαθμούς ελευθερίας ανά κόμβο, στροφές με άξονες x , y και βύθιση στην κατακόρυφη διεύθυνση z . Η εσχάρα δοκών εδράζεται στους τοίχους και στα υποστυλώματα. Στις εδράσεις στους τοίχους, επειδή πάντα παρεμβάλλεται σενάζ, η η στροφή περί τον άξονα $=0$. Για τις ακαμψίες των δοκών της εσχάραςτο συνεργαζόμενο πλάτος είναι $0.70L/10$ στις μονόπλευρες και $0.70L/5$ στις συμμετρικές πλακοδοκούς(Ευρωκ.2 §5.3.2.1). Η επίλυση γίνεται για μοναδιαία φορτία σε κάθε άνοιγμα και εν συνεχεία γίνονται όλοι οι επικίνδυνοι συνδυασμοί φορτίσεων με μετακίνηση στα ανοίγματα των κινητών φορτίων για να προκύψουν οι εντατικές καταστάσεις των στοιχείων της εσχάρας. Επίλυση με μέθοδο Gauss για συμμετρικούς πίνακες, με βελτιστοποίηση πλάτους μητρώου και επαναρίθμηση κόμβων.

Οροφος	Δοκός	αρχική δοκός	Ροπή [kNm]		Ροπή Στήρ-Α [kNm]		Ροπή Στήρ-Β [kNm]		Στρέψη [kNm]	Αντιδράσεις [kN]	
			max	min	max	min	max	min		A	B
Ισόγειο	Δ1-1	Δ1	55	0	0	-98	0	0	0	103	62
Ισόγειο	Δ2-1	Δ2	79	0	0	-141	0	0	0	124	74
1ος	Δ3-1	Δ3	54	0	0	-96	0	0	0	102	61
1ος	Δ4-1	Δ4	78	0	0	-138	0	0	0	121	73

Παράδειγμα διόροφης οικοδομής

Όνομασία Έργου-Μελέτης Παράδειγμα διόροφης οικοδομής
 Διεύθυνση έργου Διεύθυνση.....
 Μηχανικός Μελετητής Μηχανικός.....
 Σημειώσεις.....

Γενικά Χαρακτηριστικά Κτιρίου

Όροφοι Όροφοι : 2 Υπόγεια: 0
 Τοιχοποιία Διαζωματική τοιχοποιία
 Ποιότητα Κατασκευής (EC6 §2.4.3) Κατηγορία 2
 Ύψη ορόφων [m] Δάπεδα
 Ισόγειο ύψος ορόφου 3.00 [m] οροφή=Πλάκα d=0.20[m]
 1ος οροφος ύψος ορόφου 3.00 [m] οροφή=Πλάκα d=0.20[m]

Φορτία Κατασκευής (Ευρωκώδικας 1)

Μόνιμα Δαπέδων Επικάλυψη δαπέδων= 0.80[kN/m²], Τοίχοι σε δάπεδα= 0.00[kN/m²]
 Κινητά Δαπέδων Κινητά σε δάπεδα = 2.00[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= 0.60[kN/m²]
 Κινητά Στέγης Χιόνι= 1.00[kN/m²], Άνεμος= 1.25[kN/m²]
 Άνεμος (κατακόρυφα) 1.25xημ²(25°)= 0.18[kN/m²]
 Συντελεστές Δράσεων Φορτίων (Ευρωκ.0, Π.Α1.2) γg=1.35, γq=1.50
 Συντελεστές Συνδυασμού Δράσεων (Ευρωκ.0 Π.Α1.1) Ψ0=0.60, Ψ1=0.60, Ψ2=0.30

Υλικά Τοιχοποιίας Οπτ/μή υπερμπατική-M5 30 cm

Σκυρόδεμα - Εδαφος C25/30-B500C σu=0.20 [N/mm²,MPa]

Γενικά Στοιχεία Αντισεισμικού Σχεδιασμού (Ευρωκ.8 §3)

Σεισμική Ζώνη (Ευρωκ.8 §3.2.1) Ζώνη: II, α=0.240g=2.35 m/s²
 Κατηγορία Εδάφους (Ευρωκ.8 §3.1.2) B, S=1.20 Tb=0.15sec Tc=0.50sec
 Σπουδαιότητα Κτιρίου (Ευρωκ.8 §4.2.5) Σ2 γI=1.00

Κανονισμοί που λαμβάνονται υπόψη.

Ευρωκώδικας 6 (EC6): EN1996-1-1:2004, Σχεδιασμός κατασκευών από τοιχοποιία.
 Ευρωκώδικας 2 (EC2): EN1992-1-1:2004, Σχεδιασμός κατασκευών από Σκυρόδεμα
 Ευρωκώδικας 8 (EC8): EN1998-1-1:2004, Αντισεισμικός σχεδιασμός κατασκευών
 Ευρωκώδικας 1 (EC1): EN1991-1-1:2003, Δράσεις επί κατασκευών
 Ευρωκώδικας 0 (EC0): EN1990-1-1:2002, Βάσεις σχεδιασμού κατασκευών

Εθνικό Κείμενο Εφαρμογής Ευρωκώδικα 6

Οπτι/μή υπερρραπτική-M5 30 cm

Ειδικό βάρος : 15.00 [KN/m³]
 Βάρος ανά m² : 4.50 [KN/m²]

Πάχος τοίχου : 0.30 [m]

Διαμήκης Αρμός OXI

Ιδιότητες Λιθοσωμάτων (EC6 §3.1)

Τύπος Λιθοσωμάτων: Οπτόπλινθοι EN 771-1
 Διαστάσεις Λιθοσωμάτων : 190x90 x90 [mm]
 Θλιπτική αντοχή : 5.00 [N/mm²]
 Ανηγγμένη Θλιπτική Αντοχή : fb= 4.90 [N/mm²]

Οπτόπλινθοι διάτρητοι 9x9x19

Κατηγορία: : II
 Ομάδα : 2
 Συντελεστής δ = 0.98
 fb= 0.98x 5.00= 4.90 [N/mm²]

Ιδιότητες Κονιάματος (EC6, §3.2)

Είδος Κονιάματος: Γενικής εφαρμογής
 Θλιπτική Αντοχή fk: 5.00 [N/mm²]

Τσιμεντοκονίαμα-M5

Χαρακτηριστικές Αντοχές Τοιχοποιίας (EC6, §3.6)

Θλιπτική Αντοχή fk [N/mm²](EC6, §3.6.1) $f_k = K f_b f_m^{0.7, 0.3} = 2.47 \text{ [KN/mm}^2 \text{]}$

Διατμ/κή Αντοχή fnko [N/mm²](EC6, §3.6.2) fnko = 0.20 [N/mm²]

Μέτρο Ελαστ/τος E [GPa](EC6, §3.7.2) E = 2.47 [GPa=KN/mm²]

Μέτρο Διάτμησης G=40%E G = 0.99 [GPa=KN/mm²]

Δομικά Στοιχεία

Ορόφος	Δομ.	Υλικά	Διαστάσεις [m]	Θέση (x[m], y[m], θ°)
Ισόγειο	T1	Οπτ/μή υπερματκή-M5 30 cm	11.00x 3.00x0.30	11.00, 8.85, 0.00
Ισόγειο	T2	Οπτ/μή υπερματκή-M5 30 cm	5.00x 3.00x0.30	0.15, 9.00, 0.00
Ισόγειο	T3	Οπτ/μή υπερματκή-M5 30 cm	5.30x 3.00x0.30	0.00, 4.15, 0.00
Ισόγειο	T4	Οπτ/μή υπερματκή-M5 30 cm	4.30x 3.00x0.30	5.15, 4.30, 0.00
Ισόγειο	T5	Οπτ/μή υπερματκή-M5 30 cm	3.00x 3.00x0.30	5.00, 0.15, 0.00
Ισόγειο	T6	Οπτ/μή υπερματκή-M5 30 cm	7.00x 3.00x0.30	10.85, 2.00, 0.00
Ισόγειο	T13	Οπτ/μή υπερματκή-M5 30 cm	3.61x 3.00x0.30	7.92, 0.12, 0.00
Ισόγειο	Δ1	Ωπλ.Σκυρ. C25/30	0.20x 0.50x5.00	5.15, 4.00, 0.00
Ισόγειο	Δ2	Ωπλ.Σκυρ. C25/30	0.20x 0.50x5.95	5.05, 4.13, 0.00
1ος	T7	Οπτ/μή υπερματκή-M5 30 cm	11.00x 3.00x0.30	11.00, 8.85, 0.00
1ος	T8	Οπτ/μή υπερματκή-M5 30 cm	5.00x 3.00x0.30	0.15, 9.00, 0.00
1ος	T9	Οπτ/μή υπερματκή-M5 30 cm	5.30x 3.00x0.30	0.00, 4.15, 0.00
1ος	T10	Οπτ/μή υπερματκή-M5 30 cm	4.30x 3.00x0.30	5.15, 4.30, 0.00
1ος	T11	Οπτ/μή υπερματκή-M5 30 cm	3.00x 3.00x0.30	5.00, 0.15, 0.00
1ος	T12	Οπτ/μή υπερματκή-M5 30 cm	7.00x 3.00x0.30	10.85, 2.00, 0.00
1ος	T14	Οπτ/μή υπερματκή-M5 30 cm	3.61x 3.00x0.30	7.92, 0.12, 0.00
1ος	Δ3	Ωπλ.Σκυρ. C25/30	0.20x 0.50x5.00	5.15, 4.00, 0.00
1ος	Δ4	Ωπλ.Σκυρ. C25/30	0.20x 0.50x5.95	5.05, 4.13, 0.00

Στοιχεία Πλακών

Οροφος	Πλάκ	πάχος [cm]	Φορτία [KN/m ²]			Εμβαδό [m ²]	Ly/Lx	Ειδο	Συντ. φορτ.		Περιβάλλοντα στοιχεία
			ιδ. βάρ	επικά	κίνητ				κx	κy	
Ισόγειο	Π1	20	5.00	0.80	2.00	23.56	0.94		0.66	0.34	T1AB-T2BA-T3A-Δ1AB
Ισόγειο	Π2	20	5.00	0.80	2.00	26.93	0.83		0.32	0.68	Δ1AB-Δ2A-T6AB-T1AA
Ισόγειο	Π3	20	5.00	0.80	2.00	19.84	0.52		0.00	1.00	T4BA-T5BA-T13B-T6AAB-Δ2A
1ος	Π1	20	5.00	1.50	1.17	23.56	0.94		0.66	0.34	T7AB-T8BA-T9A-Δ3AB
1ος	Π2	20	5.00	1.50	1.17	26.93	0.83		0.32	0.68	Δ3AB-Δ4A-T12AB-T7AA
1ος	Π3	20	5.00	1.50	1.17	19.84	0.52		0.00	1.00	T10BA-T11BA-T14B-T12AAB-Δ4A
1ος	ΠΡ2	15	3.75	0.80	5.00	2.40					T7
1ος	ΠΡ1	15	3.75	0.80	5.00	2.40					T14

Στοιχεία Δοκών

Οροφος	Δοκός	αρχική δοκός	πλάκες εκατέρωθ	πλάτος cm	ύψος cm	μήκος m	Φορτία [KN/m]				
							ιδ. βάρ	τοιχοι	μόν.πλ	μόνιμ	κινητ
Ισόγειο	Δ1-1	Δ1	Π1-Π2	20	50	4.73	1.8	0.0	17.9	19.7	5.7
Ισόγειο	Δ2-1	Δ2	Π2-Π3	20	50	5.70	1.8	0.0	17.6	19.3	5.8
1ος	Δ3-1	Δ3	Π1-Π2	20	50	4.73	1.8	0.0	20.0	21.8	3.3
1ος	Δ4-1	Δ4	Π2-Π3	20	50	5.70	1.8	0.0	19.7	21.5	3.4

Διαστασιολόγηση και οπλισμός δοκών (Ευρωκ.2 §6.1, §6.2, §7.4.23, §9.2)

Διαστασιολόγηση και οπλισμοί δοκών βάσει του Ευρωκ.2. Τα εντατικά μεγέθη προέκυψαν από την επίλυση με πεπερασμένα στοιχεία της εσχάρας των δοκών του δαπέδου. Ροπές παρειάς στις στηρίξεις σε απόσταση 10cm από τον άξονα του τοίχου ή υποστυλώματος. Τέμνουσες σχεδιασμού λαμβάνονται σε απόσταση d από την παρειά (Ευρωκ.2 §6.2.2). Συνεργαζόμενο πλάτος 0.70L/10 σε κάθε πλευρά. (Ευρωκ.2 §5.3.2.1). Επικάλυψη οπλισμού 5cm.(Ευρωκ.2 §4.4.1). Οπλισμός ίσια σίδερα. Η τέμνουσα παραλαμβάνεται εξ ολοκλήρου από κατακόρυφους συνδετήρες. Γίνεται σε κάθε περίπτωση έλεγχος για τα ελάχιστα ποσοστά οπλισμού (Ευρωκ.2 §9.2). Έλεγχος ρηγμάτωσης (Ευρωκ.2 §7.3.2) και μεγέθους παραμορφώσεων (Ευρωκ.2 §7.4.2).

Ισόγειο Δ1 (Δ1-1) μήκος L=4.73m, πλάτος bw=20cm, ύψος h=50cm, beff=86cm, hl=15cm



μπετόν C25/30-B500C, ροπή ανοίγματος max MsdAB=55kNm (min=0kNm)
 ροπή στήριξης minMsdA=-98kNm(max=0kNm), ροπή στήριξης minMsdB=0kNm(max=0kNm)
 τέμνουσα δύναμη VsdA=103kN, τέμνουσα δύναμη VsdB=62kN, ροπή στρέψης Tsd=0kNm

Διαστασιολόγηση έναντι κάμψης (οριακή κατάσταση αστοχίας) (Ευρωκ.2 §6.1)

Ανοίγμα Med= 55kNm, bm=86cm, d=45cm, x/d=0.05, x=23<hf=150mm, ec/es=1.1/20.0, As=2.9cm²

Στήριξη-A Med= -98+103x0.10= -87kNm, b=20cm, d=45cm, x/d=0.21,ec/es=3.5/13.5, As=4.9cm²

Ελάχιστος οπλισμός κάμψης (Ευρωκ.2 §7.3.2, §9.2.1)

$\rho=0.26x\frac{f_{ctm}}{f_{yk}}=0.26x\frac{2.6}{500}=0.00135, 0.0013, \min A_s=0.00135x20x45=1.22\text{cm}^2$ (Ευρωκ.2 9.2.1.1)

Έλεγχος ρηγμάτωσης, $\sigma_s=0.70x500=350\text{N/mm}^2$ μέγιστη διάμετρος οπλισμού max $\Phi=16$ (Ευρωκ.2 Π.7.2N)

Έλεγχος παραμόρφωσης, λυγηρότητα $\alpha L/d=0.51x473/45=5<20$, (α από διάγραμμα ροπών) (Ευρωκ.2 Τ.7.4N)

Οπλισμοί: άνοιγμα 4 Φ 12(4.5cm²), στήρ.-A 3 Φ 16(6.0cm² άνω)

Διαστασιολόγηση για τέμνουσα δύναμη (EC2 §6.2)

Τέμνουσα σχεδιασμού (απόστ. d από παρειά) Ved= 103.5-0.55x 35.0= 84.2kN

=2.26/(20x45)=0.003<0.02, k=1.67, Crdc=0.18/1.50=0.120, v_{min}=0.38N/mm² Vr_{rdc}=34.20kN
 $v=0.600, z=0.9d, V_{rdmax}=0.1x0.60x20x0.9x45x16.67/2.90 = 279\text{kN}>84.2=V_{ed}$

Ελάχιστος οπλισμός s=34cm, Asw=0.0008x34x20=0.5cm² συνδετ. Φ 10/34 (Ευρωκ.2 9.2.2)

V_{wd}=84.2-34.2=50.0kN, Asw/s=1000x50.0/(0.9x45x434.8)= 2.8cm²/m, **συνδετήρες Φ 10/34**

Ισόγειο Δ2 (Δ2-1) μήκος L=5.70m, πλάτος bw=20cm, ύψος h=50cm, beff=100cm, hl=15cm



μπετόν C25/30-B500C, ροπή ανοίγματος max MsdAB=79kNm (min=0kNm)
 ροπή στήριξης minMsdA=-141kNm(max=0kNm), ροπή στήριξης minMsdB=0kNm(max=0kNm)
 τέμνουσα δύναμη VsdA=124kN, τέμνουσα δύναμη VsdB=74kN, ροπή στρέψης Tsd=0kNm

Διαστασιολόγηση έναντι κάμψης (οριακή κατάσταση αστοχίας) (Ευρωκ.2 §6.1)

Ανοίγμα Med= 79kNm, bm=100cm, d=45cm, x/d=0.06, x=26<hf=150mm, ec/es=1.2/20.0, As=4.1cm²

Στήριξη-A Med= -141+124x0.10= -129kNm, b=20cm, d=45cm, x/d=0.32,ec/es=3.5/7.4, As=7.6cm²

Ελάχιστος οπλισμός κάμψης (Ευρωκ.2 §7.3.2, §9.2.1)

$\rho=0.26x\frac{f_{ctm}}{f_{yk}}=0.26x\frac{2.6}{500}=0.00135, 0.0013, \min A_s=0.00135x20x45=1.22\text{cm}^2$ (Ευρωκ.2 9.2.1.1)

Έλεγχος ρηγμάτωσης, $\sigma_s=0.70x500=350\text{N/mm}^2$ μέγιστη διάμετρος οπλισμού max $\Phi=16$ (Ευρωκ.2 Π.7.2N)

Έλεγχος παραμόρφωσης, λυγηρότητα $\alpha L/d=0.51x570/45=7<20$, (α από διάγραμμα ροπών) (Ευρωκ.2 Τ.7.4N)

Οπλισμοί: άνοιγμα 4Φ12(4.5cm²), στήρ.-Α 4Φ16(8.0cm² άνω)

Διαστασιολόγηση για τέμνουσα δύναμη (EC2 §6.2)

Τέμνουσα σχεδιασμού (απόστ. d από παρειά) $V_{ed} = 123.8 - 0.55 \times 34.7 = 104.7 \text{ kN}$

= $2.26 / (20 \times 45) = 0.003 < 0.02$, $k = 1.67$, $Cr_{d,c} = 0.18 / 1.50 = 0.120$, $v_{min} = 0.38 \text{ N/mm}^2$ $V_{rd,c} = 34.20 \text{ kN}$
 $v = 0.600$, $z = 0.9d$, $V_{rd,max} = 0.1 \times 0.60 \times 20 \times 0.9 \times 45 \times 16.67 / 2.90 = 279 \text{ kN} > 104.7 = V_{ed}$

Ελάχιστος οπλισμός $s = 34 \text{ cm}$, $A_{sw} = 0.0008 \times 34 \times 20 = 0.5 \text{ cm}^2$ συνδετ. Φ10/34 (Ευρωκ.2 9.2.2)

$V_{wd} = 104.7 - 34.2 = 70.5 \text{ kN}$, $A_{sw}/s = 1000 \times 70.5 / (0.9 \times 45 \times 434.8) = 4.0 \text{ cm}^2/\text{m}$, **συνδετήρες Φ10/34**

1ος οροφος Δ3 (Δ3-1) μήκος $L = 4.73 \text{ m}$, πλάτος $b_w = 20 \text{ cm}$, ύψος $h = 50 \text{ cm}$, $b_{eff} = 86 \text{ cm}$, $h_1 = 15 \text{ cm}$

 διάγραμμα ροπών

μπετόν C25/30-B500C, ροπή ανοίγματος $\max M_{sdAB} = 54 \text{ kNm}$ ($\min = 0 \text{ kNm}$)

ροπή στήριξης $\min M_{sdA} = -96 \text{ kNm}$ ($\max = 0 \text{ kNm}$), ροπή στήριξης $\min M_{sdB} = 0 \text{ kNm}$ ($\max = 0 \text{ kNm}$)

τέμνουσα δύναμη $V_{sdA} = 102 \text{ kN}$, τέμνουσα δύναμη $V_{sdB} = 61 \text{ kN}$, ροπή στρέψης $T_{sd} = 0 \text{ kNm}$

Διαστασιολόγηση έναντι κάμψης (οριακή κατάσταση αστοχίας) (Ευρωκ.2 §6.1)

Άνοιγμα $M_{ed} = 54 \text{ kNm}$, $b_m = 86 \text{ cm}$, $d = 45 \text{ cm}$, $x/d = 0.05$, $x = 23 < h_f = 150 \text{ mm}$, $ec/es = 1.1/20.0$, $A_s = 2.8 \text{ cm}^2$

Στήριξη-Α $M_{ed} = -96 + 102 \times 0.10 = -86 \text{ kNm}$, $b = 20 \text{ cm}$, $d = 45 \text{ cm}$, $x/d = 0.20$, $ec/es = 3.5/13.8$, $A_s = 4.8 \text{ cm}^2$

Ελάχιστος οπλισμός κάμψης (Ευρωκ.2 §7.3.2, §9.2.1)

$\rho = 0.26 \times f_{ctm} / f_{yk} = 0.26 \times 2.6 / 500 = 0.00135$, 0.0013 , $\min A_s = 0.00135 \times 20 \times 45 = 1.22 \text{ cm}^2$ (Ευρωκ.2 9.2.1.1)

Ελεγχος ρηγμάτωσης, $\sigma_s = 0.70 \times 500 = 350 \text{ N/mm}^2$ μέγιστη διάμετρος οπλισμού $\max \Phi = 16$ (Ευρωκ.2 Π.7.2N)

Ελεγχος παραμόρφωσης, λυγηρότητα $\alpha_L/d = 0.51 \times 473 / 45 = 5 < 20$, (α από διάγραμμα ροπών) (Ευρωκ.2 Τ.7.4N)

Οπλισμοί: άνοιγμα 4Φ12(4.5cm²), στήρ.-Α 3Φ16(6.0cm² άνω)

Διαστασιολόγηση για τέμνουσα δύναμη (EC2 §6.2)

Τέμνουσα σχεδιασμού (απόστ. d από παρειά) $V_{ed} = 101.7 - 0.55 \times 34.4 = 82.7 \text{ kN}$

= $2.26 / (20 \times 45) = 0.003 < 0.02$, $k = 1.67$, $Cr_{d,c} = 0.18 / 1.50 = 0.120$, $v_{min} = 0.38 \text{ N/mm}^2$ $V_{rd,c} = 34.20 \text{ kN}$
 $v = 0.600$, $z = 0.9d$, $V_{rd,max} = 0.1 \times 0.60 \times 20 \times 0.9 \times 45 \times 16.67 / 2.90 = 279 \text{ kN} > 82.7 = V_{ed}$

Ελάχιστος οπλισμός $s = 34 \text{ cm}$, $A_{sw} = 0.0008 \times 34 \times 20 = 0.5 \text{ cm}^2$ συνδετ. Φ10/34 (Ευρωκ.2 9.2.2)

$V_{wd} = 82.7 - 34.2 = 48.5 \text{ kN}$, $A_{sw}/s = 1000 \times 48.5 / (0.9 \times 45 \times 434.8) = 2.8 \text{ cm}^2/\text{m}$, **συνδετήρες Φ10/34**

1ος οροφος Δ4 (Δ4-1) μήκος $L = 5.70 \text{ m}$, πλάτος $b_w = 20 \text{ cm}$, ύψος $h = 50 \text{ cm}$, $b_{eff} = 100 \text{ cm}$, $h_1 = 15 \text{ cm}$

 διάγραμμα ροπών

μπετόν C25/30-B500C, ροπή ανοίγματος $\max M_{sdAB} = 78 \text{ kNm}$ ($\min = 0 \text{ kNm}$)

ροπή στήριξης $\min M_{sdA} = -138 \text{ kNm}$ ($\max = 0 \text{ kNm}$), ροπή στήριξης $\min M_{sdB} = 0 \text{ kNm}$ ($\max = 0 \text{ kNm}$)

τέμνουσα δύναμη $V_{sdA} = 121 \text{ kN}$, τέμνουσα δύναμη $V_{sdB} = 73 \text{ kN}$, ροπή στρέψης $T_{sd} = 0 \text{ kNm}$

Διαστασιολόγηση έναντι κάμψης (οριακή κατάσταση αστοχίας) (Ευρωκ.2 §6.1)

Άνοιγμα $M_{ed} = 78 \text{ kNm}$, $b_m = 100 \text{ cm}$, $d = 45 \text{ cm}$, $x/d = 0.06$, $x = 26 < h_f = 150 \text{ mm}$, $ec/es = 1.2/20.0$, $A_s = 4.1 \text{ cm}^2$

Στήριξη-Α $M_{ed} = -138 + 121 \times 0.10 = -126 \text{ kNm}$, $b = 20 \text{ cm}$, $d = 45 \text{ cm}$, $x/d = 0.31$, $ec/es = 3.5/7.7$, $A_s = 7.4 \text{ cm}^2$

Ελάχιστος οπλισμός κάμψης (Ευρωκ.2 §7.3.2, §9.2.1)

$\rho = 0.26 \times f_{ctm} / f_{yk} = 0.26 \times 2.6 / 500 = 0.00135$, 0.0013 , $\min A_s = 0.00135 \times 20 \times 45 = 1.22 \text{ cm}^2$ (Ευρωκ.2 9.2.1.1)

Ελεγχος ρηγμάτωσης, $\sigma_s = 0.70 \times 500 = 350 \text{ N/mm}^2$ μέγιστη διάμετρος οπλισμού $\max \Phi = 16$ (Ευρωκ.2 Π.7.2N)

Ελεγχος παραμόρφωσης, λυγηρότητα $\alpha_L/d = 0.51 \times 570 / 45 = 7 < 20$, (α από διάγραμμα ροπών) (Ευρωκ.2 Τ.7.4N)

Οπλισμοί: άνοιγμα 4Φ12(4.5cm²), στήρ.-Α 4Φ16(8.0cm² άνω)

Διαστασιολόγηση για τέμνουσα δύναμη (EC2 §6.2)

Τέμνουσα σχεδιασμού (απόστ. d από παρειά) $V_{ed} = 121.3 - 0.55 \times 34.1 = 102.6 \text{ kN}$

$\# = 2.26 / (20 \times 45) = 0.003 < 0.02$, $k = 1.67$, $C_{rdc} = 0.18 / 1.50 = 0.120$, $v_{min} = 0.38 \text{ N/mm}^2$ $V_{rdc} = 34.20 \text{ kN}$
 $v = 0.600$, $z = 0.9d$, $V_{rdmax} = 0.1 \times 0.60 \times 20 \times 0.9 \times 45 \times 16.67 / 2.90 = 279 \text{ kN} > 102.6 = V_{ed}$

Ελάχιστος οπλισμός $s = 34 \text{ cm}$, $A_{sw} = 0.0008 \times 34 \times 20 = 0.5 \text{ cm}^2$ συνδετ. $\Phi 10 / 34$ (Ευρωκ.2 9.2.2)

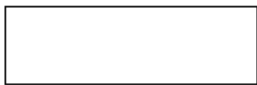
$V_{wd} = 102.6 - 34.2 = 68.4 \text{ kN}$, $A_{sw} / s = 1000 \times 68.4 / (0.9 \times 45 \times 434.8) = 3.9 \text{ cm}^2 / \text{m}$, **συνδετήρες $\Phi 10 / 34$**

Φορτία τοίχων

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

1ος οροφος T7

Διαστάσεις μήκος=11.00m, ύψος=3.00m, πάχος=0.30m
 θέση $x=11.00m$, $y=8.85m$, $\theta=180.00^\circ$, επιφάνεια τοίχου=33.00m²
 Οπτ/μή υπερμπατική-M5 30 cm
 Ιδίο βάρος τοίχου $G_w= 33.00 \times 4.5= 148.5$ kN
 Γραμμικό φορτίο επί τοίχου, μόνιμο=0.0kN/m κινητό=0.0kN/m

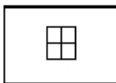


Φορτίο από πλάκα Π2, μόνιμο $g= 8.4$ kN/m, κινητό $q= 1.7$ kN/m, (0.10m- 5.80m)
 Φορτίο από πλάκα ΠΡ2, μόνιμο $g= 8.0$ kN/m, κινητό $q= 6.0$ kN/m, (6.90m- 8.90m)
 Φορτίο από πλάκα Π1, μόνιμο $g= 5.2$ kN/m, κινητό $q= 0.9$ kN/m, (5.80m-10.90m)
 Φορτίο από δοκό Δ3, μόνιμο $G= 38$ kN, κινητό $Q= 6$ kN (x= 5.80m)

Συνολικό φορτίο από δάπεδο μόνιμο $G_f= 127.9$ kN, κινητό $Q_f= 32.4$ kN
 Φορτίο από τοίχο άνω μόνιμο $G_a= 0.0$ kN, κινητό $Q_a= 0.0$ kN
 Φορτίο σε τοίχο κάτω T1 μόνιμο $G_b= 276.4$ kN, κινητό $Q_b= 32.4$ kN

1ος οροφος T8

Διαστάσεις μήκος=5.00m, ύψος=3.00m, πάχος=0.30m
 θέση $x=0.15m$, $y=9.00m$, $\theta=270.00^\circ$, επιφάνεια τοίχου=13.56m²
 Οπτ/μή υπερμπατική-M5 30 cm
 Ιδίο βάρος τοίχου $G_w= 13.56 \times 4.5= 61.0$ kN
 Γραμμικό φορτίο επί τοίχου, μόνιμο=0.0kN/m κινητό=0.0kN/m

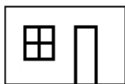


Φορτίο από πλάκα Π1, μόνιμο $g= 8.6$ kN/m, κινητό $q= 1.8$ kN/m, (0.10m- 4.80m)

Συνολικό φορτίο από δάπεδο μόνιμο $G_f= 40.5$ kN, κινητό $Q_f= 8.2$ kN
 Φορτίο από τοίχο άνω μόνιμο $G_a= 0.0$ kN, κινητό $Q_a= 0.0$ kN
 Φορτίο σε τοίχο κάτω T2 μόνιμο $G_b= 101.5$ kN, κινητό $Q_b= 8.2$ kN

1ος οροφος T9

Διαστάσεις μήκος=5.30m, ύψος=3.00m, πάχος=0.30m
 θέση $x=0.00m$, $y=4.15m$, $\theta=0.00^\circ$, επιφάνεια τοίχου=12.48m²
 Οπτ/μή υπερμπατική-M5 30 cm
 Ιδίο βάρος τοίχου $G_w= 12.48 \times 4.5= 56.2$ kN
 Γραμμικό φορτίο επί τοίχου, μόνιμο=0.0kN/m κινητό=0.0kN/m



Φορτίο από πλάκα Π1, μόνιμο $g= 5.2$ kN/m, κινητό $q= 0.9$ kN/m, (0.20m- 5.20m)
 Φορτίο από δοκό Δ3, μόνιμο $G= 32$ kN, κινητό $Q= 5$ kN (x= 5.20m)
 Φορτίο από δοκό Δ4, μόνιμο $G= 38$ kN, κινητό $Q= 6$ kN (x= 5.20m)

Συνολικό φορτίο από δάπεδο μόνιμο $G_f= 95.8$ kN, κινητό $Q_f= 15.7$ kN
 Φορτίο από τοίχο άνω μόνιμο $G_a= 0.0$ kN, κινητό $Q_a= 0.0$ kN
 Φορτίο σε τοίχο κάτω T3 μόνιμο $G_b= 152.0$ kN, κινητό $Q_b= 15.7$ kN

1ος οροφος T10

Διαστάσεις μήκος=4.30m, ύψος=3.00m, πάχος=0.30m
 θέση $x=5.15m$, $y=4.30m$, $\theta=270.00^\circ$, επιφάνεια τοίχου=11.46m²
 Οπτ/μή υπερμπατική-M5 30 cm
 Ιδίο βάρος τοίχου $G_w= 11.46 \times 4.5= 51.6$ kN
 Γραμμικό φορτίο επί τοίχου, μόνιμο=0.0kN/m κινητό=0.0kN/m



Φορτίο από πλάκα Π3, μόνιμο $g= 4.9$ kN/m, κινητό $q= 0.9$ kN/m, (0.20m- 4.20m)
 Φορτίο από δοκό Δ3, μόνιμο $G= 32$ kN, κινητό $Q= 5$ kN (x= 0.30m)
 Φορτίο από δοκό Δ4, μόνιμο $G= 38$ kN, κινητό $Q= 6$ kN (x= 0.30m)

Συνολικό φορτίο από δάπεδο μόνιμο $G_f= 89.4$ kN, κινητό $Q_f= 14.5$ kN
 Φορτίο από τοίχο άνω μόνιμο $G_a= 0.0$ kN, κινητό $Q_a= 0.0$ kN
 Φορτίο σε τοίχο κάτω T4 μόνιμο $G_b= 141.0$ kN, κινητό $Q_b= 14.5$ kN

Φορτία Τοίχων

1ος οροφος T11



Διαστάσεις μήκος=3.00m, ύψος=3.00m, πάχος=0.30m
 Θέση $x=5.00m$, $y=0.15m$, $\theta=0.00^\circ$, επιφάνεια τοίχου=7.56m²
 Οπτ/μή υπερμπατική-M5 30 cm
 Ιδίο βάρος τοίχου $G_w= 7.56 \times 4.5= 34.0$ kN
 Γραμμικό φορτίο επί τοίχου, μόνιμο=0.0kN/m κινητό=0.0kN/m

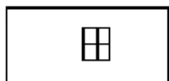
Φορτίο από πλάκα Π3, μόνιμο $g= 7.2$ kN/m, κινητό $q= 1.3$ kN/m, (0.20m- 3.00m)

Συνολικό φορτίο από δάπεδο μόνιμο $G_f= 20.2$ kN, κινητό $Q_f= 3.6$ kN

Φορτίο από τοίχο άνω μόνιμο $G_a= 0.0$ kN, κινητό $Q_a= 0.0$ kN

Φορτίο σε τοίχο κάτω T5 μόνιμο $G_b= 54.2$ kN, κινητό $Q_b= 3.6$ kN

1ος οροφος T12



Διαστάσεις μήκος=7.00m, ύψος=3.00m, πάχος=0.30m
 Θέση $x=10.85m$, $y=2.00m$, $\theta=90.00^\circ$, επιφάνεια τοίχου=19.56m²
 Οπτ/μή υπερμπατική-M5 30 cm
 Ιδίο βάρος τοίχου $G_w= 19.56 \times 4.5= 88.0$ kN
 Γραμμικό φορτίο επί τοίχου, μόνιμο=0.0kN/m κινητό=0.0kN/m

Φορτίο από πλάκα Π2, μόνιμο $g= 4.7$ kN/m, κινητό $q= 1.0$ kN/m, (2.10m- 6.90m)

Φορτίο από πλάκα Π3, μόνιμο $g= 4.9$ kN/m, κινητό $q= 0.9$ kN/m, (0.10m- 2.10m)

Φορτίο από δοκό Δ4, μόνιμο $G= 46$ kN, κινητό $Q= 8$ kN ($x= 2.10$ m)

Συνολικό φορτίο από δάπεδο μόνιμο $G_f= 78.5$ kN, κινητό $Q_f= 14.4$ kN

Φορτίο από τοίχο άνω μόνιμο $G_a= 0.0$ kN, κινητό $Q_a= 0.0$ kN

Φορτίο σε τοίχο κάτω T6 μόνιμο $G_b= 166.5$ kN, κινητό $Q_b= 14.4$ kN

1ος οροφος T14



Διαστάσεις μήκος=3.61m, ύψος=3.00m, πάχος=0.30m
 Θέση $x=7.92m$, $y=0.12m$, $\theta=33.69^\circ$, επιφάνεια τοίχου=8.84m²
 Οπτ/μή υπερμπατική-M5 30 cm
 Ιδίο βάρος τοίχου $G_w= 8.84 \times 4.5= 39.8$ kN
 Γραμμικό φορτίο επί τοίχου, μόνιμο=0.0kN/m κινητό=0.0kN/m

Φορτίο από πλάκα Π3, μόνιμο $g= 7.2$ kN/m, κινητό $q= 1.3$ kN/m, (0.10m- 3.60m)

Φορτίο από πλάκα ΠP1, μόνιμο $g= 8.0$ kN/m, κινητό $q= 6.0$ kN/m, (0.90m- 2.90m)

Συνολικό φορτίο από δάπεδο μόνιμο $G_f= 41.1$ kN, κινητό $Q_f= 16.6$ kN

Φορτίο από τοίχο άνω μόνιμο $G_a= 0.0$ kN, κινητό $Q_a= 0.0$ kN

Φορτίο σε τοίχο κάτω T13 μόνιμο $G_b= 80.9$ kN, κινητό $Q_b= 16.6$ kN

1ος οροφος Συνολικά φορτία ορόφου

Ολικά κατακόρυφα φορτία ορόφου από τοίχους, μόνιμα $G_1= 733$ kN, κινητά $Q_1= 105$ kN
 Ολικά κατακόρυφα φορτία ορόφου από υποστυλώματα, μόνιμα $G_2= 0$ kN, κινητά $Q_2= 0$ kN
 Ολικά κατακόρυφα φορτία ορόφου (δάπεδα+τοίχοι), μόνιμα $G_0= 733$ kN, κινητά $Q_0= 105$ kN
 Συνδυασμός δράσεων για κατακόρυφη φόρτιση, ολικά φορτία ορόφου $(1.35 \times G_0 + 1.50 \times Q_0)= 1147$ kN
 Συνδυασμός δράσεων για σεισμική φόρτιση, ολικά φορτία ορόφου $(1.00 \times G_0 + 0.30 \times Q_0)= 765$ kN
 Ολική μάζα ορόφου $M_0=(1.00 \times G_0 + 0.30 \times Q_0)/9.81=765/9.81= 78$ kNsec²/m

1ος οροφος Κέντρο Μάζας ορόφου

Τοίχος	Μάζα kNsec ² /m	xm	ym	x.M	y.M
T7	29.2	5.50	8.85	160.41	258.12
T8	10.6	0.15	6.50	1.59	68.88
T9	16.0	2.65	4.15	42.33	66.29
T10	14.8	5.15	2.15	76.31	31.86
T11	5.6	6.50	0.15	36.63	0.85
T12	17.4	10.85	5.50	188.93	95.77
T14	8.8	9.42	1.12	82.44	9.85

Σύνολα **102.4** **588.64** **531.62**

Κέντρο μάζας ορόφου $x_m=588.64/102.36=5.75m$, $y_m=531.62/102.36=5.19m$

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

Φορτία Τοίχων

Ισόγειο

T1

Διαστάσεις μήκος=11.00m, ύψος=3.00m, πάχος=0.30m
 Θέση $x=11.00m$, $y=8.85m$, $\theta=180.00^\circ$, επιφάνεια τοίχου=33.00m²
 Οπτ/μή υπερμπατική-M5 30 cm
 Ιδίο βάρος τοίχου $G_w= 33.00 \times 4.5= 148.5$ kN
 Γραμμικό φορτίο επί τοίχου, μόνιμο=0.0kN/m κινητό=0.0kN/m



Φορτίο από πλάκα Π2, μόνιμο $g= 7.4kN/m$, κινητό $q= 2.9kN/m$, (0.10m- 5.80m)
 Φορτίο από πλάκα Π1, μόνιμο $g= 4.6kN/m$, κινητό $q= 1.6kN/m$, (5.80m-10.90m)
 Φορτίο από δοκό Δ1, μόνιμο $G= 34kN$, κινητό $Q= 10kN$ ($x= 5.80m$)

Συνολικό φορτίο από δάπεδο μόνιμο $G_f= 99.9$ kN, κινητό $Q_f= 34.5$ kN
 Φορτίο από τοίχο άνω T7 μόνιμο $G_a= 276.4$ kN, κινητό $Q_a= 32.4$ kN
 Φορτίο σε τοίχο κάτω μόνιμο $G_b= 524.8$ kN, κινητό $Q_b= 66.9$ kN

Ισόγειο

T2

Διαστάσεις μήκος=5.00m, ύψος=3.00m, πάχος=0.30m
 Θέση $x=0.15m$, $y=9.00m$, $\theta=270.00^\circ$, επιφάνεια τοίχου=13.56m²
 Οπτ/μή υπερμπατική-M5 30 cm
 Ιδίο βάρος τοίχου $G_w= 13.56 \times 4.5= 61.0$ kN
 Γραμμικό φορτίο επί τοίχου, μόνιμο=0.0kN/m κινητό=0.0kN/m



Φορτίο από πλάκα Π1, μόνιμο $g= 7.7kN/m$, κινητό $q= 3.0kN/m$, (0.10m- 4.80m)

Συνολικό φορτίο από δάπεδο μόνιμο $G_f= 36.2$ kN, κινητό $Q_f= 14.1$ kN
 Φορτίο από τοίχο άνω T8 μόνιμο $G_a= 101.5$ kN, κινητό $Q_a= 8.2$ kN
 Φορτίο σε τοίχο κάτω μόνιμο $G_b= 198.7$ kN, κινητό $Q_b= 22.3$ kN

Ισόγειο

T3

Διαστάσεις μήκος=5.30m, ύψος=3.00m, πάχος=0.30m
 Θέση $x=0.00m$, $y=4.15m$, $\theta=0.00^\circ$, επιφάνεια τοίχου=12.48m²
 Οπτ/μή υπερμπατική-M5 30 cm
 Ιδίο βάρος τοίχου $G_w= 12.48 \times 4.5= 56.2$ kN
 Γραμμικό φορτίο επί τοίχου, μόνιμο=0.0kN/m κινητό=0.0kN/m



Φορτίο από πλάκα Π1, μόνιμο $g= 4.6kN/m$, κινητό $q= 1.6kN/m$, (0.20m- 5.20m)
 Φορτίο από δοκό Δ1, μόνιμο $G= 29kN$, κινητό $Q= 8kN$ ($x= 5.20m$)
 Φορτίο από δοκό Δ2, μόνιμο $G= 34kN$, κινητό $Q= 10kN$ ($x= 5.20m$)

Συνολικό φορτίο από δάπεδο μόνιμο $G_f= 86.0$ kN, κινητό $Q_f= 25.9$ kN
 Φορτίο από τοίχο άνω T9 μόνιμο $G_a= 152.0$ kN, κινητό $Q_a= 15.7$ kN
 Φορτίο σε τοίχο κάτω μόνιμο $G_b= 294.2$ kN, κινητό $Q_b= 41.6$ kN

Ισόγειο

T4

Διαστάσεις μήκος=4.30m, ύψος=3.00m, πάχος=0.30m
 Θέση $x=5.15m$, $y=4.30m$, $\theta=270.00^\circ$, επιφάνεια τοίχου=11.46m²
 Οπτ/μή υπερμπατική-M5 30 cm
 Ιδίο βάρος τοίχου $G_w= 11.46 \times 4.5= 51.6$ kN
 Γραμμικό φορτίο επί τοίχου, μόνιμο=0.0kN/m κινητό=0.0kN/m



Φορτίο από πλάκα Π3, μόνιμο $g= 4.3kN/m$, κινητό $q= 1.5kN/m$, (0.20m- 4.20m)
 Φορτίο από δοκό Δ1, μόνιμο $G= 29kN$, κινητό $Q= 8kN$ ($x= 0.30m$)
 Φορτίο από δοκό Δ2, μόνιμο $G= 34kN$, κινητό $Q= 10kN$ ($x= 0.30m$)

Συνολικό φορτίο από δάπεδο μόνιμο $G_f= 80.3$ kN, κινητό $Q_f= 24.0$ kN
 Φορτίο από τοίχο άνω T10 μόνιμο $G_a= 141.0$ kN, κινητό $Q_a= 14.5$ kN
 Φορτίο σε τοίχο κάτω μόνιμο $G_b= 272.9$ kN, κινητό $Q_b= 38.5$ kN

Ισόγειο

T5

Διαστάσεις μήκος=3.00m, ύψος=3.00m, πάχος=0.30m
 Θέση $x=5.00m$, $y=0.15m$, $\theta=0.00^\circ$, επιφάνεια τοίχου=9.00m²
 Οπτ/μή υπερμπατική-M5 30 cm
 Ιδίο βάρος τοίχου $G_w= 9.00 \times 4.5= 40.5$ kN
 Γραμμικό φορτίο επί τοίχου, μόνιμο=0.0kN/m κινητό=0.0kN/m



Φορτίο από πλάκα Π3, μόνιμο $g= 6.4kN/m$, κινητό $q= 2.2kN/m$, (0.20m- 3.00m)

Φορτία Τοίχων

Συνολικό φορτίο από δάπεδο	μόνιμο Gf=	18.0 kN,	κινητό Qf=	6.2 kN	
Φορτίο από τοίχο άνω	T11	μόνιμο Ga=	54.2 kN,	κινητό Qa=	3.6 kN
Φορτίο σε τοίχο κάτω		μόνιμο Gb=	112.7 kN,	κινητό Qb=	9.8 kN

Ισόγειο

T6

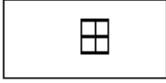
Διαστάσεις μήκος=7.00m, ύψος=3.00m, πάχος=0.30m

θέση x=10.85m, y=2.00m, θ=90.00°, επιφάνεια τοίχου=19.56m²

Οπτ/μή υπερμπατική-M5 30 cm

Ιδιο βάρος τοίχου Gw= 19.56x 4.5= 88.0 kN

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



φορτίο από πλάκα	Π2, μόνιμο σ=	4.2kN/m,	κινητό σ=	1.6kN/m, (2.10m- 6.90m)
φορτίο από πλάκα	Π3, μόνιμο σ=	4.3kN/m,	κινητό σ=	1.5kN/m, (0.10m- 2.10m)
φορτίο από δοκό	Δ2, μόνιμο G=	42kN,	κινητό Q=	12kN (x= 2.10m)

Συνολικό φορτίο από δάπεδο	μόνιμο Gf=	71.0 kN,	κινητό Qf=	22.9 kN	
Φορτίο από τοίχο άνω	T12	μόνιμο Ga=	166.5 kN,	κινητό Qa=	14.4 kN
Φορτίο σε τοίχο κάτω		μόνιμο Gb=	325.5 kN,	κινητό Qb=	37.3 kN

Ισόγειο

T13

Διαστάσεις μήκος=3.61m, ύψος=3.00m, πάχος=0.30m

θέση x=7.92m, y=0.12m, θ=33.69°, επιφάνεια τοίχου=9.38m²

Οπτ/μή υπερμπατική-M5 30 cm

Ιδιο βάρος τοίχου Gw= 9.38x 4.5= 42.2 kN

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



φορτίο από πλάκα	Π3, μόνιμο σ=	6.4kN/m,	κινητό σ=	2.2kN/m, (0.10m- 3.60m)
------------------	---------------	----------	-----------	--------------------------

Συνολικό φορτίο από δάπεδο	μόνιμο Gf=	22.5 kN,	κινητό Qf=	7.8 kN	
Φορτίο από τοίχο άνω	T14	μόνιμο Ga=	80.9 kN,	κινητό Qa=	16.6 kN
Φορτίο σε τοίχο κάτω		μόνιμο Gb=	145.6 kN,	κινητό Qb=	24.4 kN

Ισόγειο

Συνολικά φορτία ορόφου

Ολικά κατακόρυφα φορτία ορόφου από τοίχους,	μόνιμα G1=	897 kN,	κινητά Q1=	135 kN
Ολικά κατακόρυφα φορτία ορόφου από υποστυλώματα,	μόνιμα G2=	0 kN,	κινητά Q2=	0 kN
Ολικά κατακόρυφα φορτία ορόφου (δάπεδα+τοίχοι),	μόνιμα Gο=	897 kN,	κινητά Qο=	135 kN
Ευνδυσασμός δράσεων για κατακόρυφη φόρτιση, ολικά φορτία ορόφου (1.35xGο+1.50xQο)=				1413 kN
Ευνδυσασμός δράσεων για σεισμική φόρτιση, ολικά φορτία ορόφου (1.00xGο+0.30xQο)=				938 kN
Ολική μάζα ορόφου Mo=(1.00xGο+0.30xQο)/9.81=938/9.81=				96 kNsec ² /m

Ισόγειο

Κέντρο Μάζας ορόφου

Τοίχος	Μάζα kNsec ² /m	xm	ym	x.M	y.M
T1	26.4	5.50	8.85	145.07	233.43
T2	10.3	0.15	6.50	1.55	67.21
T3	15.3	2.65	4.15	40.51	63.44
T4	14.2	5.15	2.15	73.02	30.49
T5	6.2	6.50	0.15	39.99	0.92
T6	16.9	10.85	5.50	183.45	93.00
T13	6.8	9.42	1.12	64.35	7.69

Σύνολα **96.1** **547.96** **496.17**



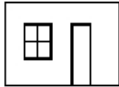




Κέντρο μάζας ορόφου **xm=547.96/96.08=5.70m,** **ym=496.17/96.08=5.16m**

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

Φορτία Τοίχων


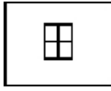
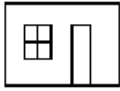


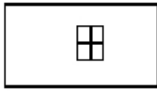
Φορτία τοίχων

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

<p>1ος οροφος T7</p> 	<p>Διαστάσεις μήκος=11.00m, ύψος=3.00m, πάχος=0.30m θέση $x=11.00m$, $y=8.85m$, $\theta=180.00^\circ$, επιφάνεια τοίχου=33.00m² Οπτι/μή υπερμπατική-M5 30 cm Ιδιο βάρος τοίχου $G_w= 33.00 \times 4.5= 148.5$ kN Γραμμικό φορτίο επί τοίχου, μόνιμο=0.0kN/m κινητό=0.0kN/m Συνολικό φορτίο από δάπεδο μόνιμο $G_f= 127.9$ kN, κινητό $Q_f= 32.4$ kN</p>
<p>1ος οροφος T8</p> 	<p>Διαστάσεις μήκος=5.00m, ύψος=3.00m, πάχος=0.30m θέση $x=0.15m$, $y=9.00m$, $\theta=270.00^\circ$, επιφάνεια τοίχου=13.56m² Οπτι/μή υπερμπατική-M5 30 cm Ιδιο βάρος τοίχου $G_w= 13.56 \times 4.5= 61.0$ kN Γραμμικό φορτίο επί τοίχου, μόνιμο=0.0kN/m κινητό=0.0kN/m Συνολικό φορτίο από δάπεδο μόνιμο $G_f= 40.5$ kN, κινητό $Q_f= 8.2$ kN</p>
<p>1ος οροφος T9</p> 	<p>Διαστάσεις μήκος=5.30m, ύψος=3.00m, πάχος=0.30m θέση $x=0.00m$, $y=4.15m$, $\theta=0.00^\circ$, επιφάνεια τοίχου=12.48m² Οπτι/μή υπερμπατική-M5 30 cm Ιδιο βάρος τοίχου $G_w= 12.48 \times 4.5= 56.2$ kN Γραμμικό φορτίο επί τοίχου, μόνιμο=0.0kN/m κινητό=0.0kN/m Συνολικό φορτίο από δάπεδο μόνιμο $G_f= 95.8$ kN, κινητό $Q_f= 15.7$ kN</p>
<p>1ος οροφος T10</p> 	<p>Διαστάσεις μήκος=4.30m, ύψος=3.00m, πάχος=0.30m θέση $x=5.15m$, $y=4.30m$, $\theta=270.00^\circ$, επιφάνεια τοίχου=11.46m² Οπτι/μή υπερμπατική-M5 30 cm Ιδιο βάρος τοίχου $G_w= 11.46 \times 4.5= 51.6$ kN Γραμμικό φορτίο επί τοίχου, μόνιμο=0.0kN/m κινητό=0.0kN/m Συνολικό φορτίο από δάπεδο μόνιμο $G_f= 89.4$ kN, κινητό $Q_f= 14.5$ kN</p>
<p>1ος οροφος T11</p> 	<p>Διαστάσεις μήκος=3.00m, ύψος=3.00m, πάχος=0.30m θέση $x=5.00m$, $y=0.15m$, $\theta=0.00^\circ$, επιφάνεια τοίχου=7.56m² Οπτι/μή υπερμπατική-M5 30 cm Ιδιο βάρος τοίχου $G_w= 7.56 \times 4.5= 34.0$ kN Γραμμικό φορτίο επί τοίχου, μόνιμο=0.0kN/m κινητό=0.0kN/m Συνολικό φορτίο από δάπεδο μόνιμο $G_f= 20.2$ kN, κινητό $Q_f= 3.6$ kN</p>
<p>1ος οροφος T12</p> 	<p>Διαστάσεις μήκος=7.00m, ύψος=3.00m, πάχος=0.30m θέση $x=10.85m$, $y=2.00m$, $\theta=90.00^\circ$, επιφάνεια τοίχου=19.56m² Οπτι/μή υπερμπατική-M5 30 cm Ιδιο βάρος τοίχου $G_w= 19.56 \times 4.5= 88.0$ kN Γραμμικό φορτίο επί τοίχου, μόνιμο=0.0kN/m κινητό=0.0kN/m Συνολικό φορτίο από δάπεδο μόνιμο $G_f= 78.5$ kN, κινητό $Q_f= 14.4$ kN</p>
<p>1ος οροφος T14</p> 	<p>Διαστάσεις μήκος=3.61m, ύψος=3.00m, πάχος=0.30m θέση $x=7.92m$, $y=0.12m$, $\theta=33.69^\circ$, επιφάνεια τοίχου=8.84m² Οπτι/μή υπερμπατική-M5 30 cm Ιδιο βάρος τοίχου $G_w= 8.84 \times 4.5= 39.8$ kN Γραμμικό φορτίο επί τοίχου, μόνιμο=0.0kN/m κινητό=0.0kN/m Συνολικό φορτίο από δάπεδο μόνιμο $G_f= 41.1$ kN, κινητό $Q_f= 16.6$ kN</p>

Φορτία Τοίχων

Ιος ορόφος	Συνολικά φορτία ορόφου
Ολικά κατακόρυφα φορτία ορόφου από τοίχους,	μόνιμα $G1= 733 \text{ kN}$, κινητά $Q1= 105 \text{ kN}$
Ολικά κατακόρυφα φορτία ορόφου από υποστυλώματα,	μόνιμα $G2= 0 \text{ kN}$, κινητά $Q2= 0 \text{ kN}$
Ολικά κατακόρυφα φορτία ορόφου (δάπεδα+τοίχοι),	μόνιμα $G0= 733 \text{ kN}$, κινητά $Q0= 105 \text{ kN}$
Συνδυασμός δράσεων για κατακόρυφη φόρτιση, ολικά φορτία ορόφου	$(1.35 \times G0 + 1.50 \times Q0) = 1147 \text{ kN}$
Συνδυασμός δράσεων για σεισμική φόρτιση, ολικά φορτία ορόφου	$(1.00 \times G0 + 0.30 \times Q0) = 765 \text{ kN}$
Ολική μάζα ορόφου	$M0 = (1.00 \times G0 + 0.30 \times Q0) / 9.81 = 765 / 9.81 = 78 \text{ kNsec}^2/\text{m}$
Κέντρο μάζας ορόφου $xm=588.64/102.36=5.75\text{m}$, $ym=531.62/102.36=5.19\text{m}$	

<u>Ισόγειο</u>	<u>T1</u>		<p>Διαστάσεις μήκος=11.00m, ύψος=3.00m, πάχος=0.30m θέση $x=11.00\text{m}$, $y=8.85\text{m}$, $\theta=180.00^\circ$, επιφάνεια τοίχου=33.00m² Οπτι/μή υπερμπατική-M5 30 cm Ιδιο βάρος τοίχου $Gw= 33.00 \times 4.5 = 148.5 \text{ kN}$ Γραμμικό φορτίο επί τοίχου, μόνιμο=0.0kN/m κινητό=0.0kN/m Συνολικό φορτίο από δάπεδο μόνιμο $Gf= 99.9 \text{ kN}$, κινητό $Qf= 34.5 \text{ kN}$</p>
<u>Ισόγειο</u>	<u>T2</u>		<p>Διαστάσεις μήκος=5.00m, ύψος=3.00m, πάχος=0.30m θέση $x=0.15\text{m}$, $y=9.00\text{m}$, $\theta=270.00^\circ$, επιφάνεια τοίχου=13.56m² Οπτι/μή υπερμπατική-M5 30 cm Ιδιο βάρος τοίχου $Gw= 13.56 \times 4.5 = 61.0 \text{ kN}$ Γραμμικό φορτίο επί τοίχου, μόνιμο=0.0kN/m κινητό=0.0kN/m Συνολικό φορτίο από δάπεδο μόνιμο $Gf= 36.2 \text{ kN}$, κινητό $Qf= 14.1 \text{ kN}$</p>
<u>Ισόγειο</u>	<u>T3</u>		<p>Διαστάσεις μήκος=5.30m, ύψος=3.00m, πάχος=0.30m θέση $x=0.00\text{m}$, $y=4.15\text{m}$, $\theta=0.00^\circ$, επιφάνεια τοίχου=12.48m² Οπτι/μή υπερμπατική-M5 30 cm Ιδιο βάρος τοίχου $Gw= 12.48 \times 4.5 = 56.2 \text{ kN}$ Γραμμικό φορτίο επί τοίχου, μόνιμο=0.0kN/m κινητό=0.0kN/m Συνολικό φορτίο από δάπεδο μόνιμο $Gf= 86.0 \text{ kN}$, κινητό $Qf= 25.9 \text{ kN}$</p>
<u>Ισόγειο</u>	<u>T4</u>		<p>Διαστάσεις μήκος=4.30m, ύψος=3.00m, πάχος=0.30m θέση $x=5.15\text{m}$, $y=4.30\text{m}$, $\theta=270.00^\circ$, επιφάνεια τοίχου=11.46m² Οπτι/μή υπερμπατική-M5 30 cm Ιδιο βάρος τοίχου $Gw= 11.46 \times 4.5 = 51.6 \text{ kN}$ Γραμμικό φορτίο επί τοίχου, μόνιμο=0.0kN/m κινητό=0.0kN/m Συνολικό φορτίο από δάπεδο μόνιμο $Gf= 80.3 \text{ kN}$, κινητό $Qf= 24.0 \text{ kN}$</p>
<u>Ισόγειο</u>	<u>T5</u>		<p>Διαστάσεις μήκος=3.00m, ύψος=3.00m, πάχος=0.30m θέση $x=5.00\text{m}$, $y=0.15\text{m}$, $\theta=0.00^\circ$, επιφάνεια τοίχου=9.00m² Οπτι/μή υπερμπατική-M5 30 cm Ιδιο βάρος τοίχου $Gw= 9.00 \times 4.5 = 40.5 \text{ kN}$ Γραμμικό φορτίο επί τοίχου, μόνιμο=0.0kN/m κινητό=0.0kN/m Συνολικό φορτίο από δάπεδο μόνιμο $Gf= 18.0 \text{ kN}$, κινητό $Qf= 6.2 \text{ kN}$</p>
<u>Ισόγειο</u>	<u>T6</u>		<p>Διαστάσεις μήκος=7.00m, ύψος=3.00m, πάχος=0.30m θέση $x=10.85\text{m}$, $y=2.00\text{m}$, $\theta=90.00^\circ$, επιφάνεια τοίχου=19.56m² Οπτι/μή υπερμπατική-M5 30 cm Ιδιο βάρος τοίχου $Gw= 19.56 \times 4.5 = 88.0 \text{ kN}$ Γραμμικό φορτίο επί τοίχου, μόνιμο=0.0kN/m κινητό=0.0kN/m Συνολικό φορτίο από δάπεδο μόνιμο $Gf= 71.0 \text{ kN}$, κινητό $Qf= 22.9 \text{ kN}$</p>

Φορτία Τοίχων

Ισόγειο

T13



Διαστάσεις μήκος=3.61m, ύψος=3.00m, πάχος=0.30m

Θέση $x=7.92m$, $y=0.12m$, $\theta=33.69^\circ$, επιφάνεια τοίχου=9.38m²

Οπτ/μή υπερμπατική-M5 30 cm

Ιδιο βάρος τοίχου $G_w= 9.38 \times 4.5= 42.2$ kN

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

Συνολικό φορτίο από δάπεδο μόνιμο $G_f= 22.5$ kN, κινητό $Q_f= 7.8$ kN

Ισόγειο

Συνολικά φορτία ορόφου

Ολικά κατακόρυφα φορτία ορόφου από τοίχους, μόνιμα $G_1= 897$ kN, κινητά $Q_1= 135$ kN

Ολικά κατακόρυφα φορτία ορόφου από υποστυλώματα, μόνιμα $G_2= 0$ kN, κινητά $Q_2= 0$ kN

Ολικά κατακόρυφα φορτία ορόφου (δάπεδα+τοίχοι), μόνιμα $G_o= 897$ kN, κινητά $Q_o= 135$ kN

Συνδυασμός δράσεων για κατακόρυφη φόρτιση, ολικά φορτία ορόφου $(1.35 \times G_o + 1.50 \times Q_o)= 1413$ kN

Συνδυασμός δράσεων για σεισμική φόρτιση, ολικά φορτία ορόφου $(1.00 \times G_o + 0.30 \times Q_o)= 938$ kN

Ολική μάζα ορόφου $M_o=(1.00 \times G_o + 0.30 \times Q_o)/9.81=938/9.81= 96$ kNsec²/m

Κέντρο μάζας ορόφου $x_m=547.96/96.08=5.70m$, $y_m=496.17/96.08=5.16m$

Υπολογισμός σεισμικών φορτίων τοίχων (Ευρωκ.8 §3, §4.3.3.2, §9)

Η κατανομή της σεισμικής δύναμης γίνεται αφού υπολογιστούν με ακρίβεια οι ακαμψίες των τοίχων σε οριζόντιες δυνάμεις. Ο υπολογισμός γίνεται με τη μέθοδο πεπερασμένων στοιχείων, με επιβολή οριζόντιας μοναδιαίας σχετικής μετατόπισης του πάνω άκρου του τοίχου. Χρησιμοποιούνται επίπεδα ορθογωνικά (plain stress) πεπερασμένα στοιχεία τεσσάρων κόμβων. Υπολογίζεται επίσης η προσεγγιστική ακαμψία τοίχου (χωρίς ανοίγματα) = $1/(h^3/12EI + 1.2h/GA)$

Γενικά Στοιχεία Αντισεισμικού Σχεδιασμού (Ευρωκ.8 §3)

<u>Σεισμική Ζώνη</u>	Ζώνη: II, $\alpha=0.240g=2.35 \text{ m/s}^2$	(Ευρωκ.8 §3.2.1)
<u>Κατηγορία Εδάφους</u>	B, $S=1.20 \quad T_b=0.15\text{sec} \quad T_c=0.50\text{sec}$	(Ευρωκ.8 §3.1.2)
<u>Σπουδαιότητα Κτιρίου</u>	Σ2 $\gamma_I=1.00$	(Ευρωκ.8 §4.2.5)
<u>Δομικό σύστημα</u>	Διαζωματική τοιχοποιία $q=2.00$	(Ευρωκ.8, §9.3, T.9.1)
<u>Συντελεστής Θεμελίωσης</u>	$S = 1.20$	(Ευρωκ.8 §3.2.2.2)

<u>Θεμελιώδης ιδιοπερίοδος κτιρίου</u>	$T=0.050(H)^{0.75}=0.19\text{sec}$	(Ευρωκ.8 eq.4.6)
<u>Μέγιστη οριζόντια επιτάχυνση σεισμού</u>	$R_d(T)=a.g.gI.n.S.2.5/q$	(EC8 eq.3.15)
	$R_d(T)=0.240 \times 1.00 \times 1.00 \times 1.20 \times 2.5g / 2.00 = 0.360g$	

Συνολική μάζα κατασκευής $M=(78+96) = 174 \text{ kNsec}^2/\text{m}$

Τέμνουσα βάση $V_o=174 \times 0.360 \times 9.81 = 614 \text{ kN}$

Κατακόρυφη κατανομή σεισμικής δύναμης ως σε κανονικά κτίρια (Ευρωκ.8, §4.3.3.2.3)

Οροφος	Μάζα[kNsec ² /m]	z _i [m]	m _i .z _i	οριζόντια δύναμη F _i [kN]	e _i =M _i /W _i [m]
1ος οροφος	78.00(102.00)	6.00	468	614x 468/ 756=	380.1 1.49
Ισόγειο	96.00(96.00)	3.00	288	614x 288/ 756=	233.9 1.75
σύνολα	174.00		756		614.0

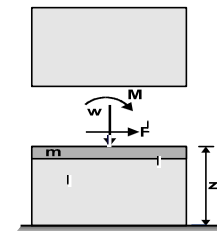


(σε κάθε όροφο ακολουθεί υπολογισμός κέντρου διάτμησης και έλεγχος κανονικότητας κτιρίου)

Διάφραγμα στη στάθμη 0.8H, διάφραγμα 1ος οροφος

Ελαστικός άξονας κτιρίου στο $x=6.63\text{m}$, $y=7.04\text{m}$

Ακολουθως δείχνεται, αναλυτικά σε κάθε όροφο και τοίχο, η κατανομή των σεισμικών δυνάμεων. Η σχετική ακαμψία κάθε τοίχου υπολογίζεται με ανάλυση πεπερασμένων στοιχείων. Οι περιοχές εφελκυστικών τάσεων αφαιρούνται από τους τοίχους και οι ακαμψίες μειώνονται ανάλογα.



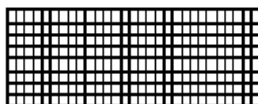
Κατανομή μάζας τοίχων : 50% στην οροφή, και 50% στο δάπεδο του ορόφου.

Έλεγχος ανατροπής

$\text{Sum}(F_i \cdot z_i) = 2982.3 \text{ kNm} \leq 0.90 \times W_t \times x = 0.90 \times 1942.4 \times 5.50 = 9614.8 \text{ kNm}$

$\text{Sum}(F_i \cdot z_i) = 2982.3 \text{ kNm} \leq 0.90 \times W_t \times y = 0.90 \times 1942.4 \times 4.50 = 7866.6 \text{ kNm}$

1ος οροφος T7 Διαστάσεις μήκος=11.00m, ύψος=3.00m, πάχος=0.30m



Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδό του

Ο τοίχος χωρίζεται σε 232 ορθογώνια επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία.

Οι κόμβοι είναι σε κάρναβο 9x30 κόμβων, συνολικά 270 κόμβοι.

Ακαμψία τοίχου από ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία $K = 0.986 \text{ GN/m}$

Προσεγγιστική ακαμψία (χωρίς ανοίγματα) = 0.882 GN/m

Ακαμψία κατά x-x $K_x = 0.986 \text{ GN/m}$, κατά y-y $K_y = 0.000 \text{ GN/m}$

Σεισμικά Φορτία Τοίχων

Σεισμικές δυνάμεις βάσει απλοποιημένης φασματικής μεθόδου (Ευρωκ.8 §10.9.2)

Εκκεντρότητες τοίχου από ελαστικό άξονα κτιρίου $e_x=1.13$ m, $e_y=1.81$ m

Οριζόντια Δύναμη F_x

Σεισμόςx-x= $380.10 \times 0.986 / 1.371 + 709 \times 1.81 \times 0.986 / 34.005 = 310.69$ kN

Σεισμόςy-y= $0.00 \times 0.986 / 1.371 + 1221 \times 1.81 \times 0.986 / 34.005 = 64.25$ kN

Οριζόντια Δύναμη F_y

Σεισμόςx-x= $0.00 \times 0.000 / 1.019 + 709 \times 1.13 \times 0.000 / 34.005 = 0.00$ kN

Σεισμόςy-y= $380.10 \times 0.000 / 1.019 + 1221 \times 1.13 \times 0.000 / 34.005 = 0.00$ kN

Επαλληλίσια σεισμικών δυνάμεων κατά x και y (Ευρωκ.8, §4.3.3.5.1)

$(expF_x)^2 = 310.69^2 + 64.25^2$, $expF_x = 317.26$ kN

$(expF_y)^2 = 0.00^2 + 0.00^2$, $expF_y = 0.00$ kN

Μέγιστες σεισμικές δυνάμεις (Ευρωκ.8, §10.9.2)

$maxF_x = 310.69 + 0.30 \times 64.25 = 329.97$ kN

$maxF_y = 0.00 + 0.30 \times 0.00 = 0.00$ kN

Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου F=329.97 kN

1ος οροφος

T8

Διαστάσεις μήκος=5.00m, ύψος=3.00m, πάχος=0.30m

Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδό του

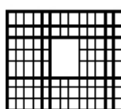
Ο τοίχος χωρίζεται σε 104 ορθογώνια επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία.

Οι κόμβοι είναι σε κάναβο 9x14 κόμβων, συνολικά 126 κόμβοι.

Ακαμψία τοίχου από ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία $K = 0.282$ GN/m

Προσεγγιστική ακαμψία (χωρίς ανοίγματα) = 0.367 GN/m

Ακαμψία κατά x-x $K_x = 0.000$ GN/m, κατά y-y $K_y = 0.282$ GN/m



Σεισμικές δυνάμεις βάσει απλοποιημένης φασματικής μεθόδου (Ευρωκ.8 §10.9.2)

Εκκεντρότητες τοίχου από ελαστικό άξονα κτιρίου $e_x=6.48$ m, $e_y=0.54$ m

Οριζόντια Δύναμη F_x

Σεισμόςx-x= $380.10 \times 0.000 / 1.371 + 709 \times 0.54 \times 0.000 / 34.005 = 0.00$ kN

Σεισμόςy-y= $0.00 \times 0.000 / 1.371 + 1221 \times 0.54 \times 0.000 / 34.005 = 0.00$ kN

Οριζόντια Δύναμη F_y

Σεισμόςx-x= $0.00 \times 0.282 / 1.019 + 709 \times 6.48 \times 0.282 / 34.005 = 38.12$ kN

Σεισμόςy-y= $380.10 \times 0.282 / 1.019 + 1221 \times 6.48 \times 0.282 / 34.005 = 170.79$ kN

Επαλληλίσια σεισμικών δυνάμεων κατά x και y (Ευρωκ.8, §4.3.3.5.1)

$(expF_x)^2 = 0.00^2 + 0.00^2$, $expF_x = 0.00$ kN

$(expF_y)^2 = 38.12^2 + 170.79^2$, $expF_y = 174.99$ kN

Μέγιστες σεισμικές δυνάμεις (Ευρωκ.8, §10.9.2)

$maxF_x = 0.00 + 0.30 \times 0.00 = 0.00$ kN

$maxF_y = 170.79 + 0.30 \times 38.12 = 182.23$ kN

Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου F=182.23 kN

1ος οροφος

T9

Διαστάσεις μήκος=5.30m, ύψος=3.00m, πάχος=0.30m

Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδό του

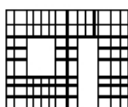
Ο τοίχος χωρίζεται σε 112 ορθογώνια επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία.

Οι κόμβοι είναι σε κάναβο 9x15 κόμβων, συνολικά 135 κόμβοι.

Ακαμψία τοίχου από ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία $K = 0.193$ GN/m

Προσεγγιστική ακαμψία (χωρίς ανοίγματα) = 0.393 GN/m

Ακαμψία κατά x-x $K_x = 0.193$ GN/m, κατά y-y $K_y = 0.000$ GN/m



Σεισμικά Φορτία Τοίχων

Σεισμικές δυνάμεις βάσει απλοποιημένης φασματικής μεθόδου (Ευρωκ.8 §10.9.2)

Εκκεντρότητες τοίχου από ελαστικό άξονα κτιρίου $e_x=3.98$ m, $e_y=2.89$ m

Οριζόντια Δύναμη Fx

Σεισμόςx-x= $380.10 \times 0.193 / 1.371 + 709 \times 2.89 \times 0.193 / 34.005 = 65.13$ kN

Σεισμόςy-y= $0.00 \times 0.193 / 1.371 + 1221 \times 2.89 \times 0.193 / 34.005 = 20.00$ kN

Οριζόντια Δύναμη Fy

Σεισμόςx-x= $0.00 \times 0.000 / 1.019 + 709 \times 3.98 \times 0.000 / 34.005 = 0.00$ kN

Σεισμόςy-y= $380.10 \times 0.000 / 1.019 + 1221 \times 3.98 \times 0.000 / 34.005 = 0.00$ kN

Επαλληλίσια σεισμικών δυνάμεων κατά x και y (Ευρωκ.8, §4.3.3.5.1)

$(expF_x)^2 = 65.13^2 + 20.00^2$, $expF_x = 68.13$ kN

$(expF_y)^2 = 0.00^2 + 0.00^2$, $expF_y = 0.00$ kN

Μέγιστες σεισμικές δυνάμεις (Ευρωκ.8, §10.9.2)

$maxF_x = 65.13 + 0.30 \times 20.00 = 71.13$ kN

$maxF_y = 0.00 + 0.30 \times 0.00 = 0.00$ kN

Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου F=71.13 kN

1ος οροφος

T10

Διαστάσεις μήκος=4.30m, ύψος=3.00m, πάχος=0.30m

Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδό του

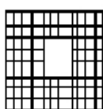
Ο τοίχος χωρίζεται σε 88 ορθογώνια επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία.

Οι κόμβοι είναι σε κάναβο 9x12 κόμβων, συνολικά 108 κόμβοι.

Ακαμψία τοίχου από ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία $K = 0.215$ GN/m

Προσεγγιστική ακαμψία (χωρίς ανοίγματα) = 0.304 GN/m

Ακαμψία κατά x-x $K_x = 0.000$ GN/m, κατά y-y $K_y = 0.215$ GN/m



Σεισμικές δυνάμεις βάσει απλοποιημένης φασματικής μεθόδου (Ευρωκ.8 §10.9.2)

Εκκεντρότητες τοίχου από ελαστικό άξονα κτιρίου $e_x=1.48$ m, $e_y=4.89$ m

Οριζόντια Δύναμη Fx

Σεισμόςx-x= $380.10 \times 0.000 / 1.371 + 709 \times 4.89 \times 0.000 / 34.005 = 0.00$ kN

Σεισμόςy-y= $0.00 \times 0.000 / 1.371 + 1221 \times 4.89 \times 0.000 / 34.005 = 0.00$ kN

Οριζόντια Δύναμη Fy

Σεισμόςx-x= $0.00 \times 0.215 / 1.019 + 709 \times 1.48 \times 0.215 / 34.005 = 6.63$ kN

Σεισμόςy-y= $380.10 \times 0.215 / 1.019 + 1221 \times 1.48 \times 0.215 / 34.005 = 91.61$ kN

Επαλληλίσια σεισμικών δυνάμεων κατά x και y (Ευρωκ.8, §4.3.3.5.1)

$(expF_x)^2 = 0.00^2 + 0.00^2$, $expF_x = 0.00$ kN

$(expF_y)^2 = 6.63^2 + 91.61^2$, $expF_y = 91.85$ kN

Μέγιστες σεισμικές δυνάμεις (Ευρωκ.8, §10.9.2)

$maxF_x = 0.00 + 0.30 \times 0.00 = 0.00$ kN

$maxF_y = 91.61 + 0.30 \times 6.63 = 93.60$ kN

Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου F=93.60 kN

1ος οροφος

T11

Διαστάσεις μήκος=3.00m, ύψος=3.00m, πάχος=0.30m

Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδό του

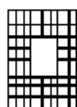
Ο τοίχος χωρίζεται σε 64 ορθογώνια επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία.

Οι κόμβοι είναι σε κάναβο 9x9 κόμβων, συνολικά 81 κόμβοι.

Ακαμψία τοίχου από ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία $K = 0.100$ GN/m

Προσεγγιστική ακαμψία (χωρίς ανοίγματα) = 0.185 GN/m

Ακαμψία κατά x-x $K_x = 0.100$ GN/m, κατά y-y $K_y = 0.000$ GN/m



Σεισμικά Φορτία Τοίχων

Σεισμικές δυνάμεις βάσει απλοποιημένης φασματικής μεθόδου (Ευρωκ.8 §10.9.2)

Εκκεντρότητες τοίχου από ελαστικό άξονα κτιρίου $e_x=0.13$ m, $e_y=6.89$ m

Οριζόντια Δύναμη Fx

Σεισμόςx-x= $380.10 \times 0.100 / 1.371 + 709 \times 6.89 \times 0.100 / 34.005 = 42.09$ kN

Σεισμόςy-y= $0.00 \times 0.100 / 1.371 + 1221 \times 6.89 \times 0.100 / 34.005 = 24.72$ kN

Οριζόντια Δύναμη Fy

Σεισμόςx-x= $0.00 \times 0.000 / 1.019 + 709 \times 0.13 \times 0.000 / 34.005 = 0.00$ kN

Σεισμόςy-y= $380.10 \times 0.000 / 1.019 + 1221 \times 0.13 \times 0.000 / 34.005 = 0.00$ kN

Επαλληλίσια σεισμικών δυνάμεων κατά x και y (Ευρωκ.8, §4.3.3.5.1)

$(expF_x)^2 = 42.09^2 + 24.72^2$, $expF_x = 48.81$ kN

$(expF_y)^2 = 0.00^2 + 0.00^2$, $expF_y = 0.00$ kN

Μέγιστες σεισμικές δυνάμεις (Ευρωκ.8, §10.9.2)

$maxF_x = 42.09 + 0.30 \times 24.72 = 49.51$ kN

$maxF_y = 0.00 + 0.30 \times 0.00 = 0.00$ kN

Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου F=49.51 kN

Ιος οροφος

T12

Διαστάσεις μήκος=7.00m, ύψος=3.00m, πάχος=0.30m

Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδό του

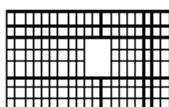
Ο τοίχος χωρίζεται σε 152 ορθογώνια επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία.

Οι κόμβοι είναι σε κάναβο 9x20 κόμβων, συνολικά 180 κόμβοι.

Ακαμψία τοίχου από ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία $K = 0.481$ GN/m

Προσεγγιστική ακαμψία (χωρίς ανοίγματα) = 0.542 GN/m

Ακαμψία κατά x-x $K_x = 0.000$ GN/m, κατά y-y $K_y = 0.481$ GN/m



Σεισμικές δυνάμεις βάσει απλοποιημένης φασματικής μεθόδου (Ευρωκ.8 §10.9.2)

Εκκεντρότητες τοίχου από ελαστικό άξονα κτιρίου $e_x=4.22$ m, $e_y=1.54$ m

Οριζόντια Δύναμη Fx

Σεισμόςx-x= $380.10 \times 0.000 / 1.371 + 709 \times 1.54 \times 0.000 / 34.005 = 0.00$ kN

Σεισμόςy-y= $0.00 \times 0.000 / 1.371 + 1221 \times 1.54 \times 0.000 / 34.005 = 0.00$ kN

Οριζόντια Δύναμη Fy

Σεισμόςx-x= $0.00 \times 0.481 / 1.019 + 709 \times 4.22 \times 0.481 / 34.005 = 42.37$ kN

Σεισμόςy-y= $380.10 \times 0.481 / 1.019 + 1221 \times 4.22 \times 0.481 / 34.005 = 252.33$ kN

Επαλληλίσια σεισμικών δυνάμεων κατά x και y (Ευρωκ.8, §4.3.3.5.1)

$(expF_x)^2 = 0.00^2 + 0.00^2$, $expF_x = 0.00$ kN

$(expF_y)^2 = 42.37^2 + 252.33^2$, $expF_y = 255.86$ kN

Μέγιστες σεισμικές δυνάμεις (Ευρωκ.8, §10.9.2)

$maxF_x = 0.00 + 0.30 \times 0.00 = 0.00$ kN

$maxF_y = 252.33 + 0.30 \times 42.37 = 265.04$ kN

Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου F=265.04 kN

Ιος οροφος

T14

Διαστάσεις μήκος=3.61m, ύψος=3.00m, πάχος=0.30m

Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδό του

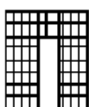
Ο τοίχος χωρίζεται σε 80 ορθογώνια επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία.

Οι κόμβοι είναι σε κάναβο 9x11 κόμβων, συνολικά 99 κόμβοι.

Ακαμψία τοίχου από ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία $K = 0.132$ GN/m

Προσεγγιστική ακαμψία (χωρίς ανοίγματα) = 0.241 GN/m

Ακαμψία κατά x-x $K_x = 0.092$ GN/m, κατά y-y $K_y = 0.041$ GN/m



Σεισμικά Φορτία Τοίχων

Σεισμικές δυνάμεις βάσει απλοποιημένης φασματικής μεθόδου (Ευρωκ.8 §10.9.2)

Εκκεντρότητες τοίχου από ελαστικό άξονα κτιρίου $e_x=2.79$ m, $e_y=5.91$ m

Οριζόντια Δύναμη Fx

Σεισμόςx-x= $380.10x \cdot 0.092 / 1.371 + 709x \cdot 5.91x \cdot 0.092 / 34.005 = 36.85$ kN

Σεισμόςy-y= $0.00x \cdot 0.092 / 1.371 + 1221x \cdot 5.91x \cdot 0.092 / 34.005 = 19.53$ kN

Οριζόντια Δύναμη Fy

Σεισμόςx-x= $0.00x \cdot 0.041 / 1.019 + 709x \cdot 2.79x \cdot 0.041 / 34.005 = 2.39$ kN

Σεισμόςy-y= $380.10x \cdot 0.041 / 1.019 + 1221x \cdot 2.79x \cdot 0.041 / 34.005 = 19.40$ kN

Επαλληλία σεισμικών δυνάμεων κατά x και y (Ευρωκ.8, §4.3.3.5.1)

$(expFx)^2 = 36.85^2 + 19.53^2$, $expFx = 41.71$ kN

$(expFy)^2 = 2.39^2 + 19.40^2$, $expFy = 19.54$ kN

Μέγιστες σεισμικές δυνάμεις (Ευρωκ.8, §10.9.2)

$maxFx = 36.85 + 0.30x \cdot 19.53 = 42.71$ kN

$maxFy = 19.40 + 0.30x \cdot 2.39 = 20.11$ kN

Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου F=51.33 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
T7	0.986	0.000	5.50	8.85	0.000	8.726	0.000	77.226
T8	0.000	0.282	0.15	6.50	0.042	0.000	0.006	0.000
T9	0.193	0.000	2.65	4.15	0.000	0.801	0.000	3.324
T10	0.000	0.215	5.15	2.15	1.107	0.000	5.702	0.000
T11	0.100	0.000	6.50	0.15	0.000	0.015	0.000	0.002
T12	0.000	0.481	10.85	5.50	5.219	0.000	56.625	0.000
T14	0.092	0.041	9.42	1.12	0.386	0.103	3.636	0.116
Σύνολα	1.371 GN/m	1.019 GN/m			6.754	9.646	65.969	80.669

Κέντρο διάτμησης x= 6.754/1.019 = 6.63 m , y= 9.646/1.371 = 7.04 m

Στρεπτική ακαμψία ορόφου $I_p=65.969+80.669-6.63^2 \times 1.019-7.04^2 \times 1.371=34.005$ GNm

Στατικές εκκεντρότητες $e_{ox}=5.75-6.63=-0.88$ m, $e_{oy}=5.19-7.04=-1.84$ m

Τυχηματικές εκκεντρότητες ορόφου $e_{ax}=0.05x \cdot 11.00=0.55$ m, $e_{ay}=0.05x \cdot 9.00=0.45$ m (EC8 §4.3.2)

Οι κύριες διευθύνσεις του κτιρίου λαμβάνονται παράλληλα με τους άξονες x και y.

Τυχηματικά στρεπτικά φαινόμενα λαμβάνονται υπ όψη με τις τυχηματικές εκκεντρότητες.

Οι ισοδύναμες στατικές εκκεντρότητες λαμβάνονται ως : (Ευρωκ.8 §4.3.3.2.4 (2))

$e_{fi} = 1.50x_{eai}$, $e_{fr} = 0.50x_{eai}$

$e_{fx}=1.50x-0.88=-1.32$ m, $e_{rx}=0.50x-0.88=-0.44$ m, $e_{fy}=1.50x-1.84=-2.76$ m, $e_{ry}=0.50x-1.84=-0.92$ m

Εκκεντρότητες σχεδιασμού (Ευρωκ.8 4.3.3.2)

$maxe_x = -0.44 + 0.55 = 0.11$ m, $min_e_x = -1.32 - 0.55 = -1.87$ m

$maxe_y = -0.92 + 0.45 = -0.47$ m, $min_e_y = -2.76 - 0.45 = -3.21$ m

Μέγιστες στρεπτικές ροπές φορτίου ορόφου λόγω εκκεντρότητας maxe και mine

Φόρτιση κατά x-x $maxM_{zx} = 1.87x \cdot 380 = 709$ kNm

Φόρτιση κατά y-y $maxM_{zy} = 3.21x \cdot 380 = 1221$ kNm

Προσεγγιστική σχετική οριζόντια μετατόπιση ορόφου $\Delta x = 0.001x \cdot 380.1 / 0.686 = 0.554$ mm (EC8 §9.4.2)

Προσεγγιστική σχετική οριζόντια μετατόπιση ορόφου $\Delta y = 0.001x \cdot 380.1 / 0.510 = 0.746$ mm (EC8 §9.4.2)

Ελεγχος Κανονικότητας ορόφου κτιρίου (Ευρωκ.8 §4.2.3)

α) Ελεγχος διαστάσεων (Ευρωκ.8 §4.2.3.2)

Περίγραμμα ορόφου $minX = 0.00$ m, $maxX = 11.00$ m, $minY = 0.00$ m, $maxY = 9.00$ m

Πλευρές κτιρίου $L_x = 11.00$ m, $L_y = 9.00$ m

Λόγος πλευρών $L_{max}/L_{min} = 11.00/9.00 = 1.22 \leq 4$ ικανοποιείται η συνθήκη (Ευρωκ.8 §4.2.3.2(5))

β,γ) Ελεγχος μεταβολής Δυσκαμψίας και Μάζας ορόφου (Ευρωκ.8 §4.2.3.3)

$\Delta k/k = (1.479-1.371)/1.479 = 0.07$ $\Delta m/m = (96-102)/102 = 0.06$

$\Delta k \leq 0.50$ και $\Delta m \leq 0.50$ άρα ικανοποιείται ο έλεγχος μεταβολής δυσκαμψίας και μάζας ορόφου.

$T_1 = 0.192$ s $< T_c = 4x0.500 = 2.000$ s, $T_1 = 0.192$ s < 2.00 s

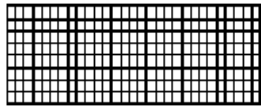
Ικανοποιούνται οι συνθήκες (Ευρωκ.8 §4.3.3.2(2) a)

Σεισμικά Φορτία Τοίχων

Ισόγειο

T1

Διαστάσεις μήκος=11.00m, ύψος=3.00m, πάχος=0.30m



Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδο του

Ο τοίχος χωρίζεται σε 232 ορθογώνια επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία.
Οι κόμβοι είναι σε κάρναβο 9x30 κόμβων, συνολικά 270 κόμβοι.
Ακαμψία τοίχου από ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία $K = 0.986 \text{ GN/m}$
Προσεγγιστική ακαμψία (χωρίς ανοίγματα) = 0.882 GN/m
Ακαμψία κατά x-x $K_x = 0.986 \text{ GN/m}$, κατά y-y $K_y = 0.000 \text{ GN/m}$

Σεισμικές δυνάμεις βάσει απλοποιημένης φασματικής μεθόδου (Ευρωκ.8 §10.9.2)

Εκκεντρότητες τοίχου από ελαστικό άξονα κτιρίου $e_x = 1.13 \text{ m}$, $e_y = 1.81 \text{ m}$

Οριζόντια Δύναμη Fx

Σεισμόςx-x= $614.00 \times 0.986 / 1.479 + 1190 \times 1.81 \times 0.986 / 38.652 = 464.41 \text{ kN}$
Σεισμόςy-y= $0.00 \times 0.986 / 1.479 + 2000 \times 1.81 \times 0.986 / 38.652 = 92.56 \text{ kN}$

Οριζόντια Δύναμη Fy

Σεισμόςx-x= $0.00 \times 0.000 / 0.930 + 1190 \times 1.13 \times 0.000 / 38.652 = 0.00 \text{ kN}$
Σεισμόςy-y= $614.00 \times 0.000 / 0.930 + 2000 \times 1.13 \times 0.000 / 38.652 = 0.00 \text{ kN}$

Επαλληλία σεισμικών δυνάμεων κατά x και y (Ευρωκ.8, §4.3.3.5.1)

$(\exp F_x)^2 = 464.41^2 + 92.56^2$, $\exp F_x = 473.55 \text{ kN}$
 $(\exp F_y)^2 = 0.00^2 + 0.00^2$, $\exp F_y = 0.00 \text{ kN}$

Μέγιστες σεισμικές δυνάμεις (Ευρωκ.8, §10.9.2)

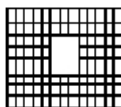
$\max F_x = 464.41 + 0.30 \times 92.56 = 492.18 \text{ kN}$
 $\max F_y = 0.00 + 0.30 \times 0.00 = 0.00 \text{ kN}$

Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου $F = 492.18 \text{ kN}$

Ισόγειο

T2

Διαστάσεις μήκος=5.00m, ύψος=3.00m, πάχος=0.30m



Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδο του

Ο τοίχος χωρίζεται σε 104 ορθογώνια επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία.
Οι κόμβοι είναι σε κάρναβο 9x14 κόμβων, συνολικά 126 κόμβοι.
Ακαμψία τοίχου από ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία $K = 0.282 \text{ GN/m}$
Προσεγγιστική ακαμψία (χωρίς ανοίγματα) = 0.367 GN/m
Ακαμψία κατά x-x $K_x = 0.000 \text{ GN/m}$, κατά y-y $K_y = 0.282 \text{ GN/m}$

Σεισμικές δυνάμεις βάσει απλοποιημένης φασματικής μεθόδου (Ευρωκ.8 §10.9.2)

Εκκεντρότητες τοίχου από ελαστικό άξονα κτιρίου $e_x = 6.48 \text{ m}$, $e_y = 0.54 \text{ m}$

Οριζόντια Δύναμη Fx

Σεισμόςx-x= $614.00 \times 0.000 / 1.479 + 1190 \times 0.54 \times 0.000 / 38.652 = 0.00 \text{ kN}$
Σεισμόςy-y= $0.00 \times 0.000 / 1.479 + 2000 \times 0.54 \times 0.000 / 38.652 = 0.00 \text{ kN}$

Οριζόντια Δύναμη Fy

Σεισμόςx-x= $0.00 \times 0.282 / 0.972 + 1190 \times 6.48 \times 0.282 / 38.652 = 56.24 \text{ kN}$
Σεισμόςy-y= $614.00 \times 0.282 / 0.972 + 2000 \times 6.48 \times 0.282 / 38.652 = 272.68 \text{ kN}$

Επαλληλία σεισμικών δυνάμεων κατά x και y (Ευρωκ.8, §4.3.3.5.1)

$(\exp F_x)^2 = 0.00^2 + 0.00^2$, $\exp F_x = 0.00 \text{ kN}$
 $(\exp F_y)^2 = 56.24^2 + 272.68^2$, $\exp F_y = 278.42 \text{ kN}$

Μέγιστες σεισμικές δυνάμεις (Ευρωκ.8, §10.9.2)

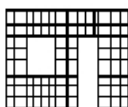
$\max F_x = 0.00 + 0.30 \times 0.00 = 0.00 \text{ kN}$
 $\max F_y = 272.68 + 0.30 \times 56.24 = 289.55 \text{ kN}$

Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου $F = 289.55 \text{ kN}$

Ισόγειο

T3

Διαστάσεις μήκος=5.30m, ύψος=3.00m, πάχος=0.30m



Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδο του

Ο τοίχος χωρίζεται σε 112 ορθογώνια επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία.
Οι κόμβοι είναι σε κάρναβο 9x15 κόμβων, συνολικά 135 κόμβοι.
Ακαμψία τοίχου από ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία $K = 0.193 \text{ GN/m}$
Προσεγγιστική ακαμψία (χωρίς ανοίγματα) = 0.393 GN/m
Ακαμψία κατά x-x $K_x = 0.193 \text{ GN/m}$, κατά y-y $K_y = 0.000 \text{ GN/m}$

Σεισμικά Φορτία Τοίχων

Σεισμικές δυνάμεις βάσει απλοποιημένης φασματικής μεθόδου (Ευρωκ.8 §10.9.2)

Εκκεντρότητες τοίχου από ελαστικό άξονα κτιρίου $e_x=3.98$ m, $e_y=2.89$ m

Οριζόντια Δύναμη F_x

Σεισμός $x-x=$ $614.00x$ $0.193/$ $1.479+$ $1190x$ $2.89x$ $0.193/$ $38.652=$ 97.27 kN

Σεισμός $y-y=$ $0.00x$ $0.193/$ $1.479+$ $2000x$ $2.89x$ $0.193/$ $38.652=$ 28.81 kN

Οριζόντια Δύναμη F_y

Σεισμός $x-x=$ $0.00x$ $0.000/$ $0.930+$ $1190x$ $3.98x$ $0.000/$ $38.652=$ 0.00 kN

Σεισμός $y-y=$ $614.00x$ $0.000/$ $0.930+$ $2000x$ $3.98x$ $0.000/$ $38.652=$ 0.00 kN

Επαλληλίσια σεισμικών δυνάμεων κατά x και y (Ευρωκ.8, §4.3.3.5.1)

$(expF_x)^2=$ 97.27^2+ 28.81^2 , $expF_x=$ 101.44 kN

$(expF_y)^2=$ 0.00^2+ 0.00^2 , $expF_y=$ 0.00 kN

Μέγιστες σεισμικές δυνάμεις (Ευρωκ.8, §10.9.2)

$maxF_x=$ $97.27 + 0.30x$ $28.81=$ 105.91 kN

$maxF_y=$ $0.00 + 0.30x$ $0.00=$ 0.00 kN

Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου F=105.91 kN

Ισόγειο

T4

Διαστάσεις μήκος=4.30m, ύψος=3.00m, πάχος=0.30m

Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδό του

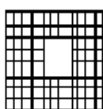
Ο τοίχος χωρίζεται σε 88 ορθογώνια επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία.

Οι κόμβοι είναι σε κάναβο 9x12 κόμβων, συνολικά 108 κόμβοι.

Ακαμψία τοίχου από ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία $K= 0.215$ GN/m

Προσεγγιστική ακαμψία (χωρίς ανοίγματα) = 0.304 GN/m

Ακαμψία κατά $x-x$ $K_x= 0.000$ GN/m, κατά $y-y$ $K_y= 0.215$ GN/m



Σεισμικές δυνάμεις βάσει απλοποιημένης φασματικής μεθόδου (Ευρωκ.8 §10.9.2)

Εκκεντρότητες τοίχου από ελαστικό άξονα κτιρίου $e_x=1.48$ m, $e_y=4.89$ m

Οριζόντια Δύναμη F_x

Σεισμός $x-x=$ $614.00x$ $0.000/$ $1.479+$ $1190x$ $4.89x$ $0.000/$ $38.652=$ 0.00 kN

Σεισμός $y-y=$ $0.00x$ $0.000/$ $1.479+$ $2000x$ $4.89x$ $0.000/$ $38.652=$ 0.00 kN

Οριζόντια Δύναμη F_y

Σεισμός $x-x=$ $0.00x$ $0.215/$ $0.930+$ $1190x$ $1.48x$ $0.215/$ $38.652=$ 9.79 kN

Σεισμός $y-y=$ $614.00x$ $0.215/$ $0.930+$ $2000x$ $1.48x$ $0.215/$ $38.652=$ 158.44 kN

Επαλληλίσια σεισμικών δυνάμεων κατά x και y (Ευρωκ.8, §4.3.3.5.1)

$(expF_x)^2=$ 0.00^2+ 0.00^2 , $expF_x=$ 0.00 kN

$(expF_y)^2=$ 9.79^2+ 158.44^2 , $expF_y=$ 158.74 kN

Μέγιστες σεισμικές δυνάμεις (Ευρωκ.8, §10.9.2)

$maxF_x=$ $0.00 + 0.30x$ $0.00=$ 0.00 kN

$maxF_y=$ $158.44 + 0.30x$ $9.79=$ 161.37 kN

Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου F=161.37 kN

Ισόγειο

T5

Διαστάσεις μήκος=3.00m, ύψος=3.00m, πάχος=0.30m

Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδό του

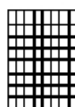
Ο τοίχος χωρίζεται σε 64 ορθογώνια επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία.

Οι κόμβοι είναι σε κάναβο 9x9 κόμβων, συνολικά 81 κόμβοι.

Ακαμψία τοίχου από ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία $K= 0.196$ GN/m

Προσεγγιστική ακαμψία (χωρίς ανοίγματα) = 0.185 GN/m

Ακαμψία κατά $x-x$ $K_x= 0.196$ GN/m, κατά $y-y$ $K_y= 0.000$ GN/m



Σεισμικά Φορτία Τοίχων

Σεισμικές δυνάμεις βάσει απλοποιημένης φασματικής μεθόδου (Ευρωκ.8 §10.9.2)

Εκκεντρότητες τοίχου από ελαστικό άξονα κτιρίου $e_x=0.13$ m, $e_y=6.89$ m

Οριζόντια Δύναμη F_x

Σεισμόςx-x= $614.00x \cdot 0.196 / 1.479 + 1190x \cdot 6.89x \cdot 0.196 / 38.652 = 122.91$ kN

Σεισμόςy-y= $0.00x \cdot 0.196 / 1.479 + 2000x \cdot 6.89x \cdot 0.196 / 38.652 = 69.82$ kN

Οριζόντια Δύναμη F_y

Σεισμόςx-x= $0.00x \cdot 0.000 / 0.930 + 1190x \cdot 0.13x \cdot 0.000 / 38.652 = 0.00$ kN

Σεισμόςy-y= $614.00x \cdot 0.000 / 0.930 + 2000x \cdot 0.13x \cdot 0.000 / 38.652 = 0.00$ kN

Επαλληλίσια σεισμικών δυνάμεων κατά x και y (Ευρωκ.8, §4.3.3.5.1)

$(expF_x)^2 = 122.91^2 + 69.82^2$, $expF_x = 141.36$ kN

$(expF_y)^2 = 0.00^2 + 0.00^2$, $expF_y = 0.00$ kN

Μέγιστες σεισμικές δυνάμεις (Ευρωκ.8, §10.9.2)

$maxF_x = 122.91 + 0.30x \cdot 69.82 = 143.86$ kN

$maxF_y = 0.00 + 0.30x \cdot 0.00 = 0.00$ kN

Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου F=143.86 kN

Ισόγειο

T6

Διαστάσεις μήκος=7.00m, ύψος=3.00m, πάχος=0.30m

Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδό του

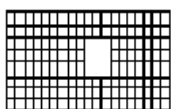
Ο τοίχος χωρίζεται σε 152 ορθογώνια επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία.

Οι κόμβοι είναι σε κάναβο 9x20 κόμβων, συνολικά 180 κόμβοι.

Ακαμψία τοίχου από ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία $K = 0.481$ GN/m

Προσεγγιστική ακαμψία (χωρίς ανοίγματα) = 0.542 GN/m

Ακαμψία κατά x-x $K_x = 0.000$ GN/m, κατά y-y $K_y = 0.481$ GN/m



Σεισμικές δυνάμεις βάσει απλοποιημένης φασματικής μεθόδου (Ευρωκ.8 §10.9.2)

Εκκεντρότητες τοίχου από ελαστικό άξονα κτιρίου $e_x=4.22$ m, $e_y=1.54$ m

Οριζόντια Δύναμη F_x

Σεισμόςx-x= $614.00x \cdot 0.000 / 1.479 + 1190x \cdot 1.54x \cdot 0.000 / 38.652 = 0.00$ kN

Σεισμόςy-y= $0.00x \cdot 0.000 / 1.479 + 2000x \cdot 1.54x \cdot 0.000 / 38.652 = 0.00$ kN

Οριζόντια Δύναμη F_y

Σεισμόςx-x= $0.00x \cdot 0.481 / 0.972 + 1190x \cdot 4.22x \cdot 0.481 / 38.652 = 62.51$ kN

Σεισμόςy-y= $614.00x \cdot 0.481 / 0.972 + 2000x \cdot 4.22x \cdot 0.481 / 38.652 = 408.93$ kN

Επαλληλίσια σεισμικών δυνάμεων κατά x και y (Ευρωκ.8, §4.3.3.5.1)

$(expF_x)^2 = 0.00^2 + 0.00^2$, $expF_x = 0.00$ kN

$(expF_y)^2 = 62.51^2 + 408.93^2$, $expF_y = 413.68$ kN

Μέγιστες σεισμικές δυνάμεις (Ευρωκ.8, §10.9.2)

$maxF_x = 0.00 + 0.30x \cdot 0.00 = 0.00$ kN

$maxF_y = 408.93 + 0.30x \cdot 62.51 = 427.69$ kN

Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου F=427.69 kN

Ισόγειο

T13

Διαστάσεις μήκος=3.61m, ύψος=3.00m, πάχος=0.30m

Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδό του

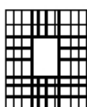
Ο τοίχος χωρίζεται σε 80 ορθογώνια επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία.

Οι κόμβοι είναι σε κάναβο 9x11 κόμβων, συνολικά 99 κόμβοι.

Ακαμψία τοίχου από ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία $K = 0.150$ GN/m

Προσεγγιστική ακαμψία (χωρίς ανοίγματα) = 0.241 GN/m

Ακαμψία κατά x-x $K_x = 0.104$ GN/m, κατά y-y $K_y = 0.046$ GN/m



Σεισμικά Φορτία Τοίχων

Σεισμικές δυνάμεις βάσει απλοποιημένης φασματικής μεθόδου (Ευρωκ.8 §10.9.2)

Εκκεντρότητες τοίχου από ελαστικό άξονα κτιρίου $e_x=2.79$ m, $e_y=5.91$ m

Οριζόντια Δύναμη F_x

Σεισμός $x-x=$ $614.00x$ $0.104/$ $1.479+$ $1190x$ $5.91x$ $0.104/$ $38.652=$ 62.10 kN

Σεισμός $y-y=$ $0.00x$ $0.104/$ $1.479+$ $2000x$ $5.91x$ $0.104/$ $38.652=$ 31.80 kN

Οριζόντια Δύναμη F_y

Σεισμός $x-x=$ $0.00x$ $0.046/$ $0.930+$ $1190x$ $2.79x$ $0.046/$ $38.652=$ 3.95 kN

Σεισμός $y-y=$ $614.00x$ $0.046/$ $0.930+$ $2000x$ $2.79x$ $0.046/$ $38.652=$ 37.01 kN

Επαλληλία σεισμικών δυνάμεων κατά x και y (Ευρωκ.8, §4.3.3.5.1)

$(expF_x)^2=$ 62.10^2+ 31.80^2 , $expF_x=$ 69.77 kN

$(expF_y)^2=$ 3.95^2+ 37.01^2 , $expF_y=$ 37.22 kN

Μέγιστες σεισμικές δυνάμεις (Ευρωκ.8, §10.9.2)

$maxF_x=$ $62.10 + 0.30x$ $31.80=$ 71.64 kN

$maxF_y=$ $37.01 + 0.30x$ $3.95=$ 38.20 kN

Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου $F=86.10$ 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	0.986	0.000	5.50	8.85	0.000	8.726	0.000	77.226
T2	0.000	0.282	0.15	6.50	0.042	0.000	0.006	0.000
T3	0.193	0.000	2.65	4.15	0.000	0.801	0.000	3.324
T4	0.000	0.215	5.15	2.15	1.107	0.000	5.702	0.000
T5	0.196	0.000	6.50	0.15	0.000	0.029	0.000	0.004
T6	0.000	0.481	10.85	5.50	5.219	0.000	56.625	0.000
T13	0.104	0.046	9.42	1.12	0.433	0.117	4.079	0.132
Σύνολα	1.479 GN/m	1.024 GN/m			6.802	9.673	66.412	80.686

Κέντρο διάτμησης $x= 6.802/1.024 = 6.64$ m , $y= 9.673/1.479 = 6.54$ m

Στρεπτική ακαμψία ορόφου $I_p=66.412+80.686-6.64^2 \times 1.024-6.54^2 \times 1.479=38.652$ GNm

Στατικές εκκεντρότητες $e_{ox}=5.70-6.63=-0.93$ m, $e_{oy}=5.16-7.04=-1.87$ m

Τυχηματικές εκκεντρότητες ορόφου $e_{ax}=0.05 \times 11.00=0.55$ m, $e_{ay}=0.05 \times 9.00=0.45$ m (EC8 §4.3.2)

Οι κύριες διευθύνσεις του κτιρίου λαμβάνονται παράλληλα με τους άξονες x και y .

Τυχηματικά στρεπτικά φαινόμενα λαμβάνονται υπ όψη με τις τυχηματικές εκκεντρότητες.

Οι ισοδύναμες στατικές εκκεντρότητες λαμβάνονται ως : (Ευρωκ.8 §4.3.3.2.4 (2))

$e_{fi}= 1.50 \times e_{ai}$, $e_{fr}= 0.50 \times e_{ai}$

$e_{fx}=1.50 \times -0.93=-1.39$ m, $e_{rx}=0.50 \times -0.93=-0.46$ m, $e_{fy}=1.50 \times -1.87=-2.81$ m, $e_{ry}=0.50 \times -1.87=-0.94$ m

Εκκεντρότητες σχεδιασμού (Ευρωκ.8 4.3.3.2)

$maxe_x= -0.46+ 0.55= 0.09$ m, $mine_x= -1.39- 0.55= -1.94$ m

$maxe_y= -0.94+ 0.45= -0.49$ m, $mine_y= -2.81- 0.45= -3.26$ m

Μέγιστες στρεπτικές ροπές φορτίου ορόφου λόγω εκκεντρότητας $maxe$ και $mine$

Φόρτιση κατά $x-x$ $maxM_{zx}= 1.94 \times 614= 1190$ kNm

Φόρτιση κατά $y-y$ $maxM_{zy}= 3.26 \times 614= 2000$ kNm

Προσεγγιστική σχετική οριζόντια μετατόπιση ορόφου $\Delta x=0.001 \times 614.0/ 0.739= 0.830$ mm (EC8 §9.4.2)

Προσεγγιστική σχετική οριζόντια μετατόπιση ορόφου $\Delta y=0.001 \times 614.0/ 0.512= 1.199$ mm (EC8 §9.4.2)

Ελεγχος Κανονικότητας ορόφου κτιρίου (Ευρωκ.8 §4.2.3)

α) Ελεγχος διαστάσεων (Ευρωκ.8 §4.2.3.2)

Περίγραμμα ορόφου $minX= 0.00$ m, $maxX= 11.00$ m, $minY= 0.00$ m, $maxY= 9.00$ m

Πλευρές κτιρίου $L_x= 11.00$ m, $L_y= 9.00$ m

Λόγος πλευρών $L_{max}/L_{min}= 11.00/9.00=1.22 \leq 4$ ικανοποιείται η συνθήκη (Ευρωκ.8 §4.2.3.2(5))

β,γ) Ελεγχος μεταβολής Δυσκαμψίας και Μάζας ορόφου (Ευρωκ.8 §4.2.3.3)

Ισόγειο οικοδομής, άρα ικανοποιείται η απαίτηση μεταβολής

δυσκαμψίας και μάζας ορόφου Ευρωκ.8 §4.2.3

$T_1=0.192$ s $< T_c=4 \times 0.500=2.000$ s, $T_1=0.192$ s < 2.00 s

Ικανοποιούνται οι συνθήκες (Ευρωκ.8 §4.3.3.2(2) a)

Υπολογισμός σεισμικών φορτίων τοίχων (Ευρωκ.8 §3, §4.3.3.2, §9)

Η κατανομή της σεισμικής δύναμης γίνεται αφού υπολογιστούν με ακρίβεια οι ακαμψίες των τοίχων σε οριζόντιες δυνάμεις. Ο υπολογισμός γίνεται με τη μέθοδο πεπερασμένων στοιχείων, με επιβολή οριζόντιας μοναδιαίας σχετικής μετατόπισης του πάνω άκρου του τοίχου. Χρησιμοποιούνται επίπεδα ορθογώνια (plain stress) πεπερασμένα στοιχεία τεσσάρων κόμβων. Υπολογίζεται επίσης η προσεγγιστική ακαμψία τοίχου (χωρίς ανοίγματα)=1/(h3/12EI+1.2h/GA)

Γενικά Στοιχεία Αντισεισμικού Σχεδιασμού (Ευρωκ.8 §3)

<u>Σεισμική Ζώνη</u>	Ζώνη: II, $\alpha=0.240g=2.35 \text{ m/s}^2$	(Ευρωκ.8 §3.2.1)
<u>Κατηγορία Εδάφους</u>	B, $S=1.20 \quad T_b=0.15\text{sec} \quad T_c=0.50\text{sec}$	(Ευρωκ.8 §3.1.2)
<u>Σπουδαιότητα Κτιρίου</u>	Σ2 $\gamma_I=1.00$	(Ευρωκ.8 §4.2.5)
<u>Δομικό σύστημα</u>	Διαζωματική τοιχοποιία $q=2.00$	(Ευρωκ.8, §9.3,Τ.9.1)
<u>Συντελεστής Θεμελίωσης</u>	$S = 1.20$	(Ευρωκ.8 §3.2.2.2)

<u>Θεμελιώδης ιδιοπερίοδος κτιρίου</u>	$T=0.050(H)^{0.75}=0.19\text{sec}$	(Ευρωκ.8 eq.4.6)
<u>Μέγιστη οριζόντια επιτάχυνση σεισμού</u>	$R_d(T)=a.g.g_I.n.S.2.5/q$	(EC8 eq.3.15)
	$R_d(T)=0.240 \times 1.00 \times 1.00 \times 1.20 \times 2.5 \times g / 2.00 = 0.360g$	

Συνολική μάζα κατασκευής $M=(78+96) = 174 \text{ kNsec}^2/\text{m}$

Τέμνουσα βάση $V_o=174 \times 0.360 \times 9.81 = 614 \text{ kN}$

Κατακόρυφη κατανομή σεισμικής δύναμης ως σε κανονικά κτίρια (Ευρωκ.8, §4.3.3.2.3)

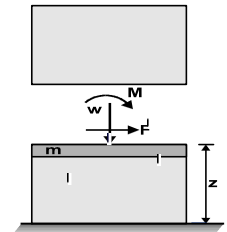
Οροφος	Μάζα[kNsec ² /m]	zi[m]	mi.zi	οριζόντια δύναμη Fi[kN]	ei=M _i /W _i [m]
1ος οροφος	78.00(102.00)	6.00	468	614x 468/ 756=	380.1 1.49
Ισόγειο	96.00(96.00)	3.00	288	614x 288/ 756=	233.9 1.75
σύνολα	174.00		756		614.0



(σε κάθε όροφο ακολουθεί υπολογισμός κέντρου διάτμησης και έλεγχος κανονικότητας κτιρίου)

Διάφραγμα στη στάθμη 0.8H, διάφραγμα 1ος οροφος
Ελαστικός άξονας κτιρίου στο $x=6.63\text{m}$, $y=7.04\text{m}$

Ακολουθως δείχνεται, αναλυτικά σε κάθε όροφο και τοίχο, η κατανομή των σεισμικών δυνάμεων. Η σχετική ακαμψία κάθε τοίχου υπολογίζεται με ανάλυση πεπερασμένων στοιχείων. Οι περιοχές εφελκυστικών τάσεων αφαιρούνται από τους τοίχους και οι ακαμψίες μειώνονται ανάλογα.



Κατανομή μάζας τοίχων : 50% στην οροφή, και 50% στο δάπεδο του ορόφου.

Έλεγχος ανατροπής

$\text{Sum}(F_i \cdot z_i) = 2982.3 \text{ kNm} \leq 0.90 \times W_t \times x = 0.90 \times 1942.4 \times 5.50 = 9614.8 \text{ kNm}$
 $\text{Sum}(F_i \cdot z_i) = 2982.3 \text{ kNm} \leq 0.90 \times W_t \times y = 0.90 \times 1942.4 \times 4.50 = 7866.6 \text{ kNm}$

1ος οροφος

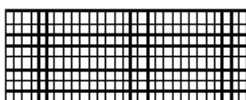
T7

Διαστάσεις μήκος=11.00m, ύψος=3.00m, πάχος=0.30m

Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδό του

Ο τοίχος χωρίζεται σε 232 ορθογώνια επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία. Ακαμψία τοίχου από ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία $K= 0.986 \text{ GN/m}$

Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου $F=329.97 \text{ kN}$



1ος οροφος

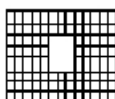
10

Διαστάσεις μήκος=5.00m, ύψος=3.00m, πάχος=0.30m

Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδό του

Ο τοίχος χωρίζεται σε 104 ορθογώνια επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία. Ακαμψία τοίχου από ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία $K= 0.282 \text{ GN/m}$

Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου $F=182.23 \text{ kN}$



Σεισμικά Φορτία Τοίχων

<u>1ος ορόφος</u>	<u>T9</u>	<p>Διαστάσεις μήκος=5.30m, ύψος=3.00m, πάχος=0.30m</p> <p><u>Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδο του</u></p> <p>Ο τοίχος χωρίζεται σε 112 ορθογώνια επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία. Ακαμψία τοίχου από ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία $K= 0.193 \text{ GN/m}$</p> <p>Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου $F=71.13 \text{ kN}$</p>
<u>1ος ορόφος</u>	<u>T10</u>	<p>Διαστάσεις μήκος=4.30m, ύψος=3.00m, πάχος=0.30m</p> <p><u>Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδο του</u></p> <p>Ο τοίχος χωρίζεται σε 88 ορθογώνια επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία. Ακαμψία τοίχου από ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία $K= 0.215 \text{ GN/m}$</p> <p>Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου $F=93.60 \text{ kN}$</p>
<u>1ος ορόφος</u>	<u>T11</u>	<p>Διαστάσεις μήκος=3.00m, ύψος=3.00m, πάχος=0.30m</p> <p><u>Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδο του</u></p> <p>Ο τοίχος χωρίζεται σε 64 ορθογώνια επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία. Ακαμψία τοίχου από ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία $K= 0.100 \text{ GN/m}$</p> <p>Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου $F=49.51 \text{ kN}$</p>
<u>1ος ορόφος</u>	<u>T12</u>	<p>Διαστάσεις μήκος=7.00m, ύψος=3.00m, πάχος=0.30m</p> <p><u>Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδο του</u></p> <p>Ο τοίχος χωρίζεται σε 152 ορθογώνια επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία. Ακαμψία τοίχου από ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία $K= 0.481 \text{ GN/m}$</p> <p>Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου $F=265.04 \text{ kN}$</p>
<u>1ος ορόφος</u>	<u>T13</u>	<p>Διαστάσεις μήκος=3.61m, ύψος=3.00m, πάχος=0.30m</p> <p><u>Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδο του</u></p> <p>Ο τοίχος χωρίζεται σε 80 ορθογώνια επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία. Ακαμψία τοίχου από ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία $K= 0.132 \text{ GN/m}$</p> <p>Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου $F=51.33 \text{ kN}$</p>

Κέντρο διαίτησης ορόφου (κΔ)

Κέντρο διάτμησης $x= 6.754/1.019 = 6.63 \text{ m}$, $y= 9.646/1.371 = 7.04 \text{ m}$

Στρεπτική ακαμψία ορόφου $I_p=65.969+80.669-6.63^2 \times 1.019-7.04^2 \times 1.371=34.005 \text{ GNm}$

Στατικές εκκεντρότητες $e_{ox}=5.75-6.63=-0.88 \text{ m}$, $e_{oy}=5.19-7.04=-1.84 \text{ m}$

Τυχηματικές εκκεντρότητες ορόφου $e_{ax}=0.05 \times 11.00=0.55 \text{ m}$, $e_{ay}=0.05 \times 9.00=0.45 \text{ m}$ (EC8 §4.3.2)

Οι κύριες διευθύνσεις του κτιρίου λαμβάνονται παράλληλα με τους άξονες x και y .

Τυχηματικά στρεπτικά φαινόμενα λαμβάνονται υπ όψη με τις τυχηματικές εκκεντρότητες.

Οι ισοδύναμες στατικές εκκεντρότητες λαμβάνονται ως : (Ευρωκ.8 §4.3.3.2.4 (2))

$e_{fi}= 1.50 \times e_{ai}$, $e_{fr}= 0.50 \times e_{ai}$

$e_{fx}=1.50 \times -0.88=-1.32 \text{ m}$, $e_{rx}=0.50 \times -0.88=-0.44 \text{ m}$, $e_{fy}=1.50 \times -1.84=-2.76 \text{ m}$, $e_{ry}=0.50 \times -1.84=-0.92 \text{ m}$

Εκκεντρότητες σχεδιασμού (Ευρωκ.8 4.3.3.2)

$\max e_x = -0.44 + 0.55 = 0.11 \text{ m}$, $\min e_x = -1.32 - 0.55 = -1.87 \text{ m}$

$\max e_y = -0.92 + 0.45 = -0.47 \text{ m}$, $\min e_y = -2.76 - 0.45 = -3.21 \text{ m}$

Μέγιστες στρεπτικές ροπές φορτίου ορόφου λόγω εκκεντρότητας $\max e_x$ και $\min e_y$

Φόρτιση κατά $x-x$ $\max M_{zx} = 1.87 \times 380 = 709 \text{ kNm}$

Φόρτιση κατά $y-y$ $\max M_{zy} = 3.21 \times 380 = 1221 \text{ kNm}$

Προσεγγιστική σχετική οριζόντια μετατόπιση ορόφου $\Delta x = 0.001 \times 380.1 / 0.686 = 0.554 \text{ mm}$ (EC8 §9.4.2)

Προσεγγιστική σχετική οριζόντια μετατόπιση ορόφου $\Delta y = 0.001 \times 380.1 / 0.510 = 0.746 \text{ mm}$ (EC8 §9.4.2)

Ελεγχος Κανονικότητας ορόφου κτιρίου (Ευρωκ.8 §4.2.3)

α) Ελεγχος διαστάσεων (Ευρωκ.8 §4.2.3.2)

Περίγραμμα ορόφου $\min X = 0.00 \text{ m}$, $\max X = 11.00 \text{ m}$, $\min Y = 0.00 \text{ m}$, $\max Y = 9.00 \text{ m}$

Πλευρές κτιρίου $L_x = 11.00 \text{ m}$, $L_y = 9.00 \text{ m}$

Λόγος πλευρών $L_{\max}/L_{\min} = 11.00/9.00 = 1.22 \leq 4$ ικανοποιείται η συνθήκη (Ευρωκ.8 §4.2.3.2(5))

β,γ) Ελεγχος μεταβολής Δυσκαμψίας και Μάζας ορόφου (Ευρωκ.8 §4.2.3.3)

$\Delta k/k = (1.479 - 1.371) / 1.479 = 0.07$ $\Delta m/m = (96 - 102) / 102 = 0.06$

$\Delta k \leq 0.50$ και $\Delta m \leq 0.50$ άρα ικανοποιείται ο έλεγχος μεταβολής δυσκαμψίας και μάζας ορόφου.

$T_1 = 0.192 \text{ s} < T_c = 4 \times 0.500 = 2.000 \text{ s}$, $T_1 = 0.192 \text{ s} < 2.00 \text{ s}$

Ικανοποιούνται οι συνθήκες (Ευρωκ.8 §4.3.3.2(2) a)

Σεισμικά Φορτία Τοίχων

<u>Ισόγειο</u>	<u>T1</u>	<p>Διαστάσεις μήκος=11.00m, ύψος=3.00m, πάχος=0.30m</p> <p><u>Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδό του</u></p> <p>Ο τοίχος χωρίζεται σε 232 ορθογώνια επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία. Ακαμψία τοίχου από ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία $K= 0.986 \text{ GN/m}$</p> <p>Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου $F=492.18 \text{ kN}$</p>
		
<u>Ισόγειο</u>	<u>T2</u>	<p>Διαστάσεις μήκος=5.00m, ύψος=3.00m, πάχος=0.30m</p> <p><u>Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδό του</u></p> <p>Ο τοίχος χωρίζεται σε 104 ορθογώνια επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία. Ακαμψία τοίχου από ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία $K= 0.282 \text{ GN/m}$</p> <p>Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου $F=289.55 \text{ kN}$</p>
		
<u>Ισόγειο</u>	<u>T3</u>	<p>Διαστάσεις μήκος=5.30m, ύψος=3.00m, πάχος=0.30m</p> <p><u>Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδό του</u></p> <p>Ο τοίχος χωρίζεται σε 112 ορθογώνια επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία. Ακαμψία τοίχου από ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία $K= 0.193 \text{ GN/m}$</p> <p>Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου $F=105.91 \text{ kN}$</p>
		
<u>Ισόγειο</u>	<u>T4</u>	<p>Διαστάσεις μήκος=4.30m, ύψος=3.00m, πάχος=0.30m</p> <p><u>Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδό του</u></p> <p>Ο τοίχος χωρίζεται σε 88 ορθογώνια επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία. Ακαμψία τοίχου από ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία $K= 0.215 \text{ GN/m}$</p> <p>Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου $F=161.37 \text{ kN}$</p>
		
<u>Ισόγειο</u>	<u>T5</u>	<p>Διαστάσεις μήκος=3.00m, ύψος=3.00m, πάχος=0.30m</p> <p><u>Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδό του</u></p> <p>Ο τοίχος χωρίζεται σε 64 ορθογώνια επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία. Ακαμψία τοίχου από ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία $K= 0.196 \text{ GN/m}$</p> <p>Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου $F=143.86 \text{ kN}$</p>
		
<u>Ισόγειο</u>	<u>T6</u>	<p>Διαστάσεις μήκος=7.00m, ύψος=3.00m, πάχος=0.30m</p> <p><u>Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδό του</u></p> <p>Ο τοίχος χωρίζεται σε 152 ορθογώνια επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία. Ακαμψία τοίχου από ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία $K= 0.481 \text{ GN/m}$</p> <p>Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου $F=427.69 \text{ kN}$</p>
		
<u>Ισόγειο</u>	<u>T7</u>	<p>Διαστάσεις μήκος=3.61m, ύψος=3.00m, πάχος=0.30m</p> <p><u>Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδό του</u></p> <p>Ο τοίχος χωρίζεται σε 80 ορθογώνια επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία. Ακαμψία τοίχου από ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία $K= 0.150 \text{ GN/m}$</p> <p>Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου $F=86.10 \text{ kN}$</p>
		

Κέντρο διαίτησης ορόφου (κΔ)

Κέντρο διάττησης $x= 6.802/1.024 = 6.64 \text{ m}$, $y= 9.673/1.479 = 6.54 \text{ m}$

Στρεπτική ακαμψία ορόφου $I_p=66.412+80.686-6.64^2 \times 1.024-6.54^2 \times 1.479=38.652 \text{ GNm}$

Στατικές εκκεντρότητες $e_{ox}=5.70-6.63=-0.93 \text{ m}$, $e_{oy}=5.16-7.04=-1.87 \text{ m}$

Τυχηματικές εκκεντρότητες ορόφου $e_{ax}=0.05 \times 11.00=0.55 \text{ m}$, $e_{ay}=0.05 \times 9.00=0.45 \text{ m}$ (EC8 §4.3.2)

Οι κύριες διευθύνσεις του κτιρίου λαμβάνονται παράλληλα με τους άξονες x και y .

Τυχηματικά στρεπτικά φαινόμενα λαμβάνονται υπ όψη με τις τυχηματικές εκκεντρότητες.

Οι ισοδύναμες στατικές εκκεντρότητες λαμβάνονται ως : (Ευρωκ.8 §4.3.3.2.4 (2))

$e_{fi}= 1.50 \times e_{ai}$, $e_{fr}= 0.50 \times e_{ai}$

$e_{fx}=1.50 \times -0.93=-1.39 \text{ m}$, $e_{rx}=0.50 \times -0.93=-0.46 \text{ m}$, $e_{fy}=1.50 \times -1.87=-2.81 \text{ m}$, $e_{ry}=0.50 \times -1.87=-0.94 \text{ m}$

Εκκεντρότητες σχεδιασμού (Ευρωκ.8 4.3.3.2)

$\max e_x= -0.46+ 0.55= 0.09 \text{ m}$, $\min e_x= -1.39- 0.55= -1.94 \text{ m}$

$\max e_y= -0.94+ 0.45= -0.49 \text{ m}$, $\min e_y= -2.81- 0.45= -3.26 \text{ m}$

Μέγιστες στρεπτικές ροπές φορτίου ορόφου λόγω εκκεντρότητας $\max e_x$ και $\min e_y$

Φόρτιση κατά $x-x$ $\max M_{zx}= 1.94 \times 614= 1190 \text{ kNm}$

Φόρτιση κατά $y-y$ $\max M_{zy}= 3.26 \times 614= 2000 \text{ kNm}$

Προσεγγιστική σχετική οριζόντια μετατόπιση ορόφου $\Delta x=0.001 \times 614.0/ 0.739= 0.830 \text{ mm}$ (EC8 §9.4.2)

Προσεγγιστική σχετική οριζόντια μετατόπιση ορόφου $\Delta y=0.001 \times 614.0/ 0.512= 1.199 \text{ mm}$ (EC8 §9.4.2)

Ελεγχος αντοχής τοίχων (Ευρωκώδικας 6, EN1996-1-1:2002, EC6)

Ελεγχος Κανονικότητας ορόφου κτιρίου (Ευρωκ.8 §4.2.3)

α) Ελεγχος διαστάσεων (Ευρωκ.8 §4.2.3.2)

Οι έλεγχοι αντοχής των τοίχων σε γίνονται στην οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 §6).

Περίγραμμα ορόφου $minX= 0.00m$, $maxX= 11.00m$, $minY= 0.00m$, $maxY= 9.00m$

Οι έλεγχοι αντοχής και οι συνδυασμοί φορτίσεων είναι:

Πλευρές κτιρίου $Lx= 11.00 m$, $Ly= 9.00 m$

α) Ελεγχος σε αξονικό φορτίο για φόρτιση $1.35xg+1.50xq$, $Ned \leq Nrd$ (EC6 §6.1.2)

Λόγος πλευρών $Lmax/Lmin= 11.00/9.00=1.22 \leq 4$ ικανοποιείται η συνθήκη (Ευρωκ.8 §4.2.3.2(5))

β) Ελεγχος σε αξονικό φορτίο για φόρτιση $1.00xg+0.30xq+\Sigma$ σεισμό, $Ned \leq Nrd$ (EC6 §6.1.2)

γ) Ελεγχος σε διάτμηση για φόρτιση $1.00xg+0.30xq+\Sigma$ σεισμό, $Ved \leq Vrd$ (EC6 §6.2)

δ) Ελεγχος λυγηρότητας τοίχων $hef/tef < 27$ (EC6 §5.5.1.4)

β,γ) Ελεγχος μεταβολής Δυσκαμψίας και Μάζας ορόφου (Ευρωκ.8 §4.2.3.3)

Ισόγειο οικοδομής, άρα ικανοποιείται η απαίτηση μεταβολής

ε) Ελεγχος σε συγκεντρωμένα φορτία στις θέσεις έδρασης δοκών (EC6 §6.1.3)

Γίνονται επίσης έλεγχοι γεωμετρικών απαιτήσεων, πάχος τοίχου, λυγηρότητα

δυσκαμψίας και μάζας ορόφου Ευρωκ.8 §4.2.3

$T1=0.192s < Tc=4x0.500=2.000s$, $T1=0.192s < 2.00s$

λ=ύψος προς πάχος, σύμφωνα με το Εθνικό κείμενο εφαρμογής του Ευρωκώδικα 6.

Τα φορτία σχεδιασμού Ned , ή Ved προσδιορίζονται σαν φορτία ανά μονάδα πλάτους

Ικανοποιούνται οι συνθήκες (Ευρωκ.8 §4.3.3.2(2) a)

από τις τάσεις που υπολογίζονται από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων.

Οι εκκεντρότητες για τον υπολογισμό των μειωτικών συντελεστών Φ_i και Φ_m προκύπτουν

από τις φορτίσεις των πατωμάτων της κατασκευής (EC6 §6.1.2.2). Οι ροπές Mid στην

κορυφή κάθε τοίχου υπολογίζονται από τα φορτία των πατωμάτων (EC6, Παράρτ.Γ).

Οι εκκεντρότητες eh υπολογίζονται από την μέγιστη οριζόντια μετατόπιση λόγω σεισμού.

Για τον προσδιορισμό του μήκους λυγισμού λαμβάνεται υπόψη η μερική ή ολική πάκτωση

στην κορυφή και βάση του τοίχου. Στις κατακόρυφες παρειές ανοιγμάτων και πεσσών οι

συντελεστές ρ_3 , και ρ_4 λαμβάνονται επί το δυσμενέστερο $\rho_3=\rho_4=1$ (EC6 §5.5.1.2).

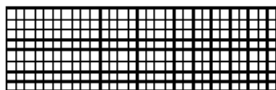
Η τυχηματική εκκεντρότητα λαμβάνεται $es=hef/450$ (EC6, §5.5.1.1)

1ος οροφος

T7

Διαστάσεις μήκος=11.00m, ύψος=3.00m, πάχος=0.30m

Οπ/μή υπερμπατική-M5 30 cm



Δομικό σύστημα : Διαζωματική τοιχοποιία (Ευρωκ.8, §9.3,Τ.9.1)

Κατηγορία κατασκευής :2 (EC6, §2.4.3, Παρ. Α)

Κατηγορία ελέγχου παραγωγής λιθοσωμάτων :II (EC6 §3.1.1)

Θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας: $f_k=2.46 N/mm^2$ (EC6 §3.6.1.2)

Διατμητική αντοχή τοιχοποιίας: $f_{vko}= 0.20 N/mm^2$ (EC6 §3.6.2)

Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού: $\gamma_M=2.20$ (EC6, §2.4.3)

Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού με σεισμό: $\gamma_M=(2/3)x2.20(>=1.50)=1.50$ (Ευρωκ-8, §9.6(3))

Μήκος λυγισμού τοίχου $hef=\rho xh= 0.75x2.80= 2.10 m$ (EC6, §5.5.1.2)

Λυγηρότητα $\lambda=hef/tef=2.10/0.30= 7.00 \leq 27$ εντάξει (EC6, §5.5.1.4)

Απαιτήσεις Εθνικού κειμένου εφαρμογής Ευρωκώδικα και Ευρωκώδικα 8 §9.3

Διαζωματική τοιχοποιία

Πάχος τοίχου= $0.300 \geq 0.240 m$ (εντάξει)

Λυγηρότητα $\lambda= 7.00 \leq 15$ (εντάξει)

L/h πεσσών: $11.00/3.00=3.67 > 0.33$, δεκτό

Ελεγχος σε κατακόρυφο φορτίο, φόρτιση $1.35xg+1.50xq$ (EC6, §6.1)

Ελεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $Nid=(1.35x127.9+1.50x32.4)/11.00=20.12kN/m$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $sedo=0.001x20.12/0.30=0.067N/mm^2$

Γίνεται μείωση της εκκεντρότητας κατά $(1-k/4)=0.76$ (EC6 Παραρτ. Γ(3))

Καμπτική ροπή σχεδιασμού στην κορυφή $Mid= 2.53 kNm/m$ (EC6 Παρ. Γ.1)

Εκκεντρότητα $Mid/Nid= 2.53/20.12= 0.12571 m = 0.42x(\text{πάχος τοίχου})$ (EC6 Παραρτ. Γ.1)

Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $ehe= 0.00000m$

Τυχηματική εκκεντρότητα $ei=hef/450=2.10/450= 0.00467m$ (EC6, §5.5.1.1)

Εκκεντρότητα στην κορυφή $ee=Mid/Nid+ehe+ei=0.12571+0.00000+0.00467= 0.13038m$ (EC6 εξ.6.5)

Ελάχιστη εκκεντρότητα $min ee=0.05t=0.05x0.30= 0.01500m$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)

Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή $\Phi_i=1-2ee/t=1-2x0.13038/0.30= 0.13$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $Nrd=\Phi_i.t.f_k/\gamma_M=1000x0.13x0.30x 2.46/2.20=43.7kN/m$ (EC6 εξ.6.2)

$Ned= 20.1 \leq 43.7=Nrd$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_{md}=(1.35 \times 187.3 + 1.50 \times 32.4) / 11.00 = 27.41 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{edo} = 0.001 \times 27.41 / 0.30 = 0.091 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στο μεσαίο πέμπτο $M_{md}/N_{md} = 0.20 \times 0.12571 \times 20.1 / 27.4 = 0.01845 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00000 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_a = h_{ef} / 450 = 2.10 / 450 = 0.00467 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα φορτίων $e_m = M_{md}/N_{md} + e_{hm} + e_a = 0.01845 + 0.00000 + 0.00467 = 0.02312 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.7)
 Η λυγηρότητα είναι $7.00 \leq 15$, εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$ (EC6 §6.1.2.2(2))
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο $e_m = e_m + e_k = 0.02312 + 0.00000 = 0.02312 \text{ m}$ (EC6, εξ.6.7)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_m = 0.05t = 0.05 \times 0.30 = 0.01500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2 εξ.6.6)
 Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο $\Phi_m = (1 - 2e_m/t) \text{Exp}(-u^2/2) = 0.82$ (EC 6 Παραρτ. G)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.82 \times 0.30 \times 2.46 / 2.20 = 277.1 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 $N_{ed} = 27.4 \leq 277.1 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στη βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_{id}=(1.35 \times 276.4 + 1.50 \times 32.4) / 11.00 = 38.34 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{edo} = 0.001 \times 38.34 / 0.30 = 0.128 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_{id}/N_{id} = 0.12571 \times 20.1 / 38.3 = 0.06595 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he} = 0.00000 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef} / 450 = 2.10 / 450 = 0.00467 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα στην βάση $e_e = M_{id}/N_{id} + e_{he} + e_i = 0.06595 + 0.00000 + 0.00467 = 0.07062 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e = 0.05t = 0.05 \times 0.30 = 0.01500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
 Μειωτικός συντελεστής στην βάση $\Phi_i = 1 - 2e_e/t = 1 - 2 \times 0.07062 / 0.30 = 0.53$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.53 \times 0.30 \times 2.46 / 2.20 = 178.2 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 Κατακόρυφη θλιπτική τάση από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma_n = -0.178 \text{ N/mm}^2$
 Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{ed} = 1000 \times 0.30 \times 0.178 = 53.3 \text{ kN/m}$
 $N_{ed} = 53.3 \leq 178.2 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος σε κατακόρυφο φορτίο, φόρτιση 1.00xg+0.30xq+Σεισμός (EC6, §6.1)

Ελεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_{id}=(1.00 \times 127.9 + 0.30 \times 32.4) / 11.00 = 12.51 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{edo} = 0.001 \times 12.51 / 0.30 = 0.042 \text{ N/mm}^2$
 Γίνεται μείωση της εκκεντρότητας κατά $(1 - k/4) = 0.76$ (EC6 Παραρτ. Γ(3))
 Καμπτική ροπή σχεδιασμού στην κορυφή $M_{id} = 1.64 \text{ kNm/m}$ (EC6 Παρ. Γ.1)
 Εκκεντρότητα $M_{id}/N_{id} = 1.64 / 12.51 = 0.13147 \text{ m} = 0.44 \times (\text{πάχος τοίχου})$ (EC6 Παραρτ. Γ.1)
 Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he} = 0.00075 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef} / 450 = 2.10 / 450 = 0.00467 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα στην κορυφή $e_e = M_{id}/N_{id} + e_{he} + e_i = 0.13147 + 0.00075 + 0.00467 = 0.13688 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e = 0.05t = 0.05 \times 0.30 = 0.01500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
 Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή $\Phi_i = 1 - 2e_e/t = 1 - 2 \times 0.13688 / 0.30 = 0.09$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.09 \times 0.30 \times 2.46 / 1.50 = 44.4 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 $N_{ed} = 12.5 \leq 44.4 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_{md}=(1.00 \times 187.3 + 0.30 \times 32.4) / 11.00 = 17.91 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{edo} = 0.001 \times 17.91 / 0.30 = 0.060 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στο μεσαίο πέμπτο $M_{md}/N_{md} = 0.20 \times 0.13147 \times 12.5 / 17.9 = 0.01837 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00037 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_a = h_{ef} / 450 = 2.10 / 450 = 0.00467 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα φορτίων $e_m = M_{md}/N_{md} + e_{hm} + e_a = 0.01837 + 0.00037 + 0.00467 = 0.02341 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.7)
 Η λυγηρότητα είναι $7.00 \leq 15$, εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$ (EC6 §6.1.2.2(2))
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο $e_m = e_m + e_k = 0.02341 + 0.00000 = 0.02341 \text{ m}$ (EC6, εξ.6.7)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_m = 0.05t = 0.05 \times 0.30 = 0.01500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2 εξ.6.6)
 Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο $\Phi_m = (1 - 2e_m/t) \text{Exp}(-u^2/2) = 0.81$ (EC 6 Παραρτ. G)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.81 \times 0.30 \times 2.46 / 1.50 = 401.5 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 $N_{ed} = 17.9 \leq 401.5 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στη βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_{id}=(1.00 \times 276.4 + 0.30 \times 32.4) / 11.00 = 26.01 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{ed} = 0.001 \times 26.01 / 0.30 = 0.087 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $Mid/N_{id} = 0.13147 \times 12.5 / 26.0 = 0.06323 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he} = 0.00075 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef} / 450 = 2.10 / 450 = 0.00467 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα στην βάση $e_e = Mid/N_{id} + e_{he} + e_i = 0.06323 + 0.00075 + 0.00467 = 0.06865 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e = 0.05t = 0.05 \times 0.30 = 0.01500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
 Μειωτικός συντελεστής στην βάση $\Phi_i = 1 - 2e_e/t = 1 - 2 \times 0.06865 / 0.30 = 0.54$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.54 \times 0.30 \times 2.46 / 1.50 = 266.2 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 Κατακόρυφη θλιπτική τάση από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma_n = -0.272 \text{ N/mm}^2$
 Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{ed} = 1000 \times 0.30 \times 0.272 = 81.5 \text{ kN/m}$
 $N_{ed} = 81.5 \leq 266.2 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος σε διάτμηση, φόρτιση 1.00xg+0.30xq+Σεισμός (EC6, §6.2)

$V_{ed} = 330.0 \text{ kN}$, $\tau_{\max} = 0.152 \text{ N/mm}^2$, $\sigma_d = 0.116 \text{ N/mm}^2$, $L_c = 8.25 \text{ m}$, διαζωματική τοιχ. $L_c = L = 11.00 \text{ m}$ §6.9.2(2)
 Χαρακτηριστική διατμητική αντοχή $f_{vk} = f_{vk0} + 0.4x(L_c/L) \times f_{cd}$ (EC6 §3.6.2)
 $f_{vk} = 0.200 + 0.40x(8.25/11.00) \times 0.116 = 0.235 \text{ N/mm}^2$, $\max f_{vk} = 1.500 \text{ N/mm}^2$, $f_{vk} = 0.235 \text{ N/mm}^2$ (EC6 εξ.3.5)
 Τιμή σχεδιασμού αντοχής έναντι τέμνουσας $V_{rd} = f_{vk} \cdot t \cdot L / \gamma_M$ (EC6 §6.2, εξ.6.13)
 $V_{rd} = 1000 \times 0.235 \times 0.30 \times 11.00 / 1.50 = 516.3 \text{ kN}$
 $V_{ed} = 330.0 \text{ kN} \leq 516.3 \text{ kN} = V_{rd}$. (EC6 §6.2)
 Ικανοποιείται ο έλεγχος τέμνουσας σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Περιοχές με συγκεντρωμένα φορτία (EC6, §6.1.3)

Από τη επίλυση πεπερασμένων στοιχείων προκύπτουν στις θέσεις έδρασης δοκών οι μέγιστες θλιπτικές τάσεις. Καθώς στο πάνω μέρος του τοίχου υπάρχει σενάζι ελέγχουμε τις τάσεις σε χαμηλότερη σειρά πεπερασμένων στοιχείων.
 Μέγιστη θλιπτική τάση στην περιοχή συγκεντρωμένων φορτίων $\sigma_{sd\max} = 0.235 \text{ N/mm}^2$
 Η μέγιστη αυτή τάση 0.235 N/mm^2 είναι $\leq f_k / \gamma_M = 2.465 / 2.2 = 1.120 \text{ N/mm}^2$
 άρα ικανοποιείται ο έλεγχος αντοχής σύμφωνα με EC6 §6.1.3.εξ.(6.9)

Σενάζι οπλισμένου σκυροδέματος (Εθν. Κείμ. εφαρμογής, EC6 §6.1.3.(7), §8.2, EC8 §9.5.3).

Στο πάνω μέρος του τοίχου και στο ύψος των υπερθύρων τυχόν μικρές εφελκυστικές τάσεις παραλαμβάνονται από σενάζι οπλισμένου σκυροδέματος 30x20 [πλάτος x ύψος cm] με ελάχιστο οπλισμό 4Φ12 (συνδ. Φ8/15) που ικανοποιεί τα ελάχιστα όρια του κανονισμού.

Ελεγχος σε οριζόντια εκτός επιπέδου τοίχου φορτία λόγω σεισμού (EC6, §3.6.3, §6.3)

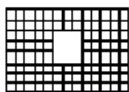
Προσεγγιστική σχετική οριζόντια μετατόπιση ορόφου = 0.746 mm
 Οριζόντια μετατόπιση λόγω παραμόρφωσης οριζοντίου διαφράγματος = 0.000 mm
 Καμπτική ροπή σχεδιασμού $M_{ed} = \delta \cdot E \cdot b t^3 / (4H^2)$, $M_{ed} = (1000) \times 0.746 \times 2.46 \times 0.300^3 / (4 \times 3.00^2) = 1.38 \text{ kNm/m}$
 $f_{xk1} = 0.10 \text{ N/mm}^2$, $f_{xd1} = 0.10 / 2.20 = 0.045 \text{ N/mm}^2$
 $\sigma_d = 0.001 \times 276.4 / (0.30 \times 11.00) \leq 0.2 f_d = 0.2 \times 2.46 / 2.20$, $\sigma_d = 0.084 \text{ N/mm}^2$ (EC6, (6.16)
 Ροπή καμπτικής αντοχής $M_{rd} = (f_{xd1} + \sigma_d) t^2 / 6 = (1000) \times (0.045 + 0.084) \times 0.300^2 / 6 = 1.94 \text{ kNm/m}$ (EC6, (6.15)
 $M_{ed} = 1.38 \text{ kNm} \leq 1.94 \text{ kNm} = M_{rd}$, ο έλεγχος ικανοποιείται

Ελεγχος σε οριζόντια εκτός επιπέδου τοίχου φορτία λόγω ανέμου (EC6, §6.3, Annex E)

Φορτίο ανέμου $W_{ed} = G_k + 1.50W$, $W = C_{pe} x 1.25 = 0.80 \times 1.25 = 1.00 \text{ kN/m}^2$, $1.50W = 1.50 \times 1.00 = 1.50 \text{ kN/m}^2$
 $H/L = 3.00 / 11.00 = 0.27$, $\mu = f_{xk1} / f_{xk2} = 1$, $\alpha_1 = \mu \alpha_2$, $\alpha_2 = 0.008$ (Annex E, Tab E)
 Καμπτική ροπή σχεδιασμού $M_{ed} = \alpha_1 \cdot W_{ed} \cdot L^2$, $M_{ed} = 0.008 \times 1.50 \times 11.00^2 = 1.45 \text{ kNm/m}$
 $M_{ed} = 1.45 \text{ kNm} \leq 1.94 \text{ kNm} = M_{rd}$, ο έλεγχος ικανοποιείται

1ος οροφος

T8



Διαστάσεις μήκος=5.00m, ύψος=3.00m, πάχος=0.30m

Οπτ/μή υπερμπατική-M5 30 cm

Δομικό σύστημα : Διαζωματική τοιχοποιία (Ευρωκ.8, §9.3,Τ.9.1)

Κατηγορία κατασκευής :2 (EC6, §2.4.3, Παρ. Α)

Κατηγορία ελέγχου παραγωγής λιθοσωμάτων :II (EC6 §3.1.1)

Θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας: $f_k=2.46 \text{ N/mm}^2$ (EC6 §3.6.1.2)

Διατμητική αντοχή τοιχοποιίας: $f_{vko}= 0.20 \text{ N/mm}^2$ (EC6 §3.6.2)

Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού: $\gamma_M=2.20$ (EC6, §2.4.3)

Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού με σεισμό: $\gamma_M=(2/3)\times 2.20 (>=1.50)=1.50$ (Ευρωκ-8, §9.6(3))

Μήκος λυγισμού τοίχου $hef=\rho xh= 0.75\times 2.80= 2.10 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.2)

Λυγηρότητα $\lambda=hef/tef=2.10/0.30= 7.00\leq 27$ εντάξει (EC6, §5.5.1.4)

Απαιτήσεις Εθνικού κειμένου εφαρμογής Ευρωκώδικα και Ευρωκώδικα 8 §9.3

Διαζωματική τοιχοποιία

Πάχος τοίχου= 0.300 $\geq 0.240 \text{ m}$ (εντάξει)

Λυγηρότητα $\lambda= 7.00\leq 15$ (εντάξει)

L/h πεσσών: $1.92/1.20=1.60>0.33$, $1.88/1.20=1.57>0.33$ δεκτό

Έλεγχος σε κατακόρυφο φορτίο, φόρτιση 1.35xg+1.50xq (EC6, §6.1)

Έλεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_{id}=(1.35\times 40.5+1.50\times 8.2)/5.00=13.39\text{kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{ed0}=0.001\times 13.39/0.30=0.045\text{N/mm}^2$

Γίνεται μείωση της εκκεντρότητας κατά $(1-k/4)=0.77$ (EC6 Παραρτ. Γ(3))

Καμπτική ροπή σχεδιασμού στην κορυφή $M_{id}= 5.87 \text{ kNm/m}$ (EC6 Παρ. Γ.1)

Εκκεντρότητα $M_{id}/N_{id}= 5.87/13.39= 0.43856 \text{ m} = 1.46\times(\text{πάχος τοίχου})$ (EC6 Παραρτ. Γ.1)

Η εκκεντρότητα $>45\%$ του πάχους του τοίχου άρα υπολογίζεται όπως (EC6 Παραρ. Γ(5))

Βάθος έδρασης $=0.10\times 0.300=0.030\text{m}$ εκκεντρότητα φορτίου στην κορυφή $M_{id}/N_{id}= 0.13500\text{m}$

Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he}= 0.00000\text{m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i=hef/450=2.10/450= 0.00467\text{m}$ (EC6, §5.5.1.1)

Εκκεντρότητα στην κορυφή $e_e=M_{id}/N_{id}+e_{he}+e_i=0.13500+0.00000+0.00467= 0.13967\text{m}$ (EC6 εξ.6.5)

Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e=0.05t=0.05\times 0.30= 0.01500\text{m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)

Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή $\phi_i=1-2e_e/t=1-2\times 0.13967/0.30= 0.07$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd}=\phi_i \cdot t \cdot f_k/\gamma_M=1000\times 0.07\times 0.30\times 2.46/2.20=23.5\text{kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)

$N_{ed}= 13.4 \leq 23.5=N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Έλεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_{md}=(1.35\times 64.9+1.50\times 8.2)/3.80=26.29\text{kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{ed0}=0.001\times 26.29/0.30=0.088\text{N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου στο μεσαίο πέμπτο $M_{md}/N_{md}=0.20\times 0.13500\times 13.4/26.3=0.01375 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm}= 0.00000\text{m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα $e_a=hef/450=2.10/450= 0.00467\text{m}$ (EC6, §5.5.1.1)

Εκκεντρότητα φορτίων $e_m=M_{md}/N_{md}+e_{hm}+e_a=0.01375+0.00000+0.00467= 0.01842\text{m}$ (EC6 εξ.6.7)

Η λυγηρότητα είναι $7.00\leq 15$, εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k=0$ (EC6 §6.1.2.2(2))

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο $e_m=e_m+e_k=0.01842+0.00000= 0.01842 \text{ m}$ (EC6, εξ.6.7)

Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_m=0.05t=0.05\times 0.30= 0.01500\text{m}$ (EC6 §6.1.2.2 εξ.6.6)

Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο $\phi_m=(1-2e_m/t)\text{Exp}(-u^2/2)= 0.85$ (EC 6 Παραρτ. Γ)

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd}=\phi_m \cdot t \cdot f_k/\gamma_M=1000\times 0.85\times 0.30\times 2.46/2.20=287.3\text{kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)

$N_{ed}= 26.3 \leq 287.3=N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στη βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_{id}=(1.35 \times 101.5 + 1.50 \times 8.2) / 5.00 = 29.86 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{ed0} = 0.001 \times 29.86 / 0.30 = 0.100 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $Mid/N_{id} = 0.13500 \times 13.4 / 29.9 = 0.06055 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he} = 0.00000 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef} / 450 = 2.10 / 450 = 0.00467 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα στην βάση $e_e = Mid/N_{id} + e_{he} + e_i = 0.06055 + 0.00000 + 0.00467 = 0.06522 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e = 0.05t = 0.05 \times 0.30 = 0.01500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
 Μειωτικός συντελεστής στην βάση $\Phi_i = 1 - 2e_e/t = 1 - 2 \times 0.06522 / 0.30 = 0.57$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.57 \times 0.30 \times 2.46 / 2.20 = 191.6 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 Κατακόρυφη θλιπτική τάση από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma_n = -0.139 \text{ N/mm}^2$
 Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{ed} = 1000 \times 0.30 \times 0.139 = 41.7 \text{ kN/m}$
 $N_{ed} = 41.7 \leq 191.6 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος σε κατακόρυφο φορτίο, φόρτιση 1.00xg+0.30xq+Σεισμός (EC6, §6.1)

Ελεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_{id}=(1.00 \times 40.5 + 0.30 \times 8.2) / 5.00 = 8.59 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{ed0} = 0.001 \times 8.59 / 0.30 = 0.029 \text{ N/mm}^2$
 Γίνεται μείωση της εκκεντρότητας κατά $(1-k/4) = 0.77$ (EC6 Παραρτ. Γ(3))
 Καμπτική ροπή σχεδιασμού στην κορυφή $Mid = 3.82 \text{ kNm/m}$ (EC6 Παρ. Γ.1)
 Εκκεντρότητα $Mid/N_{id} = 3.82 / 8.59 = 0.44456 \text{ m} = 1.48 \times (\text{πάχος τοίχου})$ (EC6 Παραρτ. Γ.1)
 Η εκκεντρότητα >45% του πάχους του τοίχου άρα υπολογίζεται όπως (EC6 Παραρτ. Γ(5))
 Βάθος έδρασης $= 0.10 \times 0.300 = 0.030 \text{ m}$ εκκεντρότητα φορτίου στην κορυφή $Mid/N_{id} = 0.13500 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he} = 0.00075 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef} / 450 = 2.10 / 450 = 0.00467 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα στην κορυφή $e_e = Mid/N_{id} + e_{he} + e_i = 0.13500 + 0.00075 + 0.00467 = 0.14041 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e = 0.05t = 0.05 \times 0.30 = 0.01500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
 Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή $\Phi_i = 1 - 2e_e/t = 1 - 2 \times 0.14041 / 0.30 = 0.06$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.06 \times 0.30 \times 2.46 / 1.50 = 29.6 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 $N_{ed} = 8.6 \leq 29.6 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_{md}=(1.00 \times 64.9 + 0.30 \times 8.2) / 3.80 = 17.73 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{ed0} = 0.001 \times 17.73 / 0.30 = 0.059 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στο μεσαίο πέμπτο $M_{md}/N_{md} = 0.20 \times 0.13500 \times 8.6 / 17.7 = 0.01309 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00037 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_a = h_{ef} / 450 = 2.10 / 450 = 0.00467 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα φορτίων $e_m = M_{md}/N_{md} + e_{hm} + e_a = 0.01309 + 0.00037 + 0.00467 = 0.01813 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.7)
 Η λυγηρότητα είναι $7.00 \leq 15$, εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$ (EC6 §6.1.2.2(2))
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο $e_m = e_m + e_k = 0.01813 + 0.00000 = 0.01813 \text{ m}$ (EC6, εξ.6.7)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_m = 0.05t = 0.05 \times 0.30 = 0.01500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2 εξ.6.6)
 Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο $\Phi_m = (1 - 2e_m/t) \cdot \text{Exp}(-u^2/2) = 0.85$ (EC 6 Παραρτ. Γ)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.85 \times 0.30 \times 2.46 / 1.50 = 421.4 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 $N_{ed} = 17.7 \leq 421.4 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στη βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_{id}=(1.00 \times 101.5 + 0.30 \times 8.2) / 5.00 = 20.79 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{ed0} = 0.001 \times 20.79 / 0.30 = 0.069 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $Mid/N_{id} = 0.13500 \times 8.6 / 20.8 = 0.05579 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he} = 0.00075 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef} / 450 = 2.10 / 450 = 0.00467 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα στην βάση $e_e = Mid/N_{id} + e_{he} + e_i = 0.05579 + 0.00075 + 0.00467 = 0.06120 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e = 0.05t = 0.05 \times 0.30 = 0.01500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
 Μειωτικός συντελεστής στην βάση $\Phi_i = 1 - 2e_e/t = 1 - 2 \times 0.06120 / 0.30 = 0.59$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.59 \times 0.30 \times 2.46 / 1.50 = 290.9 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 Κατακόρυφη θλιπτική τάση από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma_n = -0.409 \text{ N/mm}^2$
 Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{ed} = 1000 \times 0.30 \times 0.409 = 122.7 \text{ kN/m}$
 $N_{ed} = 122.7 \leq 290.9 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος σε διάτμηση, φόρτιση 1.00xg+0.30xq+Σεισμός (EC6, §6.2)

$V_{ed}=182.2\text{kN}$, $\tau_{\max}=0.256\text{N/mm}^2$, $\sigma_d=0.092\text{N/mm}^2$, $L_c=3.75\text{m}$, διαζωματική τοιχ. $L_c=L=5.00\text{m}$ §6.9.2(2)
 Χαρακτηριστική διατμητική αντοχή $f_{vk}=f_{vko}+0.4x(L_c/L)x f_d$ (EC6 §3.6.2)
 $f_{vk}=0.200+0.40x(3.75/5.00)x0.092=0.228\text{N/mm}^2$, $\max f_{vk}=1.500\text{N/mm}^2$, $f_{vk}=0.228\text{N/mm}^2$ (EC6 εξ.3.5)
 Τιμή σχεδιασμού αντοχής έναντι τέμνουσας $V_{rd}=f_{vk}.t.L/\gamma_M$ (EC6 §6.2, εξ.6.13)
 $V_{rd}=1000x0.228x0.30x5.00/1.50= 227.7 \text{ kN}$
 $V_{ed}= 182.2\text{kN} \leq 227.7\text{kN} =V_{rd}$. (EC6 §6.2)
 Ικανοποιείται ο έλεγχος τέμνουσας σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Σενάζ οπλισμένου σκυροδέματος (Εθν. Κείμ. εφαρμογής, EC6 §6.1.3.(7), §8.2, EC8 §9.5.3).

Στο πάνω μέρος του τοίχου και στο ύψος των υπερθύρων τυχόν μικρές εφελκυστικές τάσεις παραλαμβάνονται από σενάζ οπλισμένου σκυροδέματος 30x20 [πλάτος x ύψος cm] με ελάχιστο οπλισμό 4φ12 (συνδ. φ8/15) που ικανοποιεί τα ελάχιστα όρια του κανονισμού.

Ελεγχος σε οριζόντια εκτός επιπέδου τοίχου φορτία λόγω σεισμού (EC6, §3.6.3, §6.3)

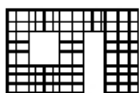
Προσεγγιστική σχετική οριζόντια μετατόπιση ορόφου = 0.554 mm
 Οριζόντια μετατόπιση λόγω παραμόρφωσης οριζοντίου διαφράγματος= 0.000 mm
 Καμπτική ροπή σχεδιασμού $M_{ed}=\delta \cdot E \cdot b t^3 / (4 H^2)$, $M_{ed}=(1000)x0.554x2.46x0.300^3 / (4x3.00^2)=1.03\text{kNm/m}$
 $f_{xk1}=0.10\text{N/mm}^2$, $f_{xd1}=0.10/2.20=0.045 \text{ N/mm}^2$
 $\sigma_d=0.001x101.5 / (0.30x5.00) \leq 0.2 f_d=0.2x2.46/2.20$, $\sigma_d=0.068 \text{ N/mm}^2$ (EC6, (6.16)
 Ροπή καμπτικής αντοχής $M_{rd}=(f_{xd1}+\sigma_d)t^2/6= (1000)x(0.045+0.068)x0.300^2/6=1.70\text{kNm/m}$ (EC6, (6.15)
 $M_{ed}= 1.03\text{kNm} \leq 1.70\text{kNm} =M_{rd}$, ο έλεγχος ικανοποιείται

Ελεγχος σε οριζόντια εκτός επιπέδου τοίχου φορτία λόγω ανέμου (EC6, §6.3, Annex E)

Φορτίο ανέμου $W_{ed}=G_k+1.50W$, $W:=C_{pe}x1.25=0.80x1.25=1.00 \text{ kN/m}^2$, $1.50W=1.50x1.00=1.50 \text{ kN/m}^2$
 $H/L=3.00/5.00=0.60$, $\mu=f_{xk1}/f_{xk2}=1$, $\alpha_1=\mu\alpha_2$, $\alpha_2=0.024$ (Annex E, Tab E)
 Καμπτική ροπή σχεδιασμού $M_{ed}=\alpha_1 \cdot W_{ed} \cdot L^2$, $M_{ed}=0.024x1.50x5.00^2=0.90 \text{ kNm/m}$
 $M_{ed}= 0.90\text{kNm} \leq 1.70\text{kNm} =M_{rd}$, ο έλεγχος ικανοποιείται

1ος οροφος

T9



Διαστάσεις μήκος=5.30m, ύψος=3.00m, πάχος=0.30m
 Οπτ/μή υπερματική-M5 30 cm
 Δομικό σύστημα : Διαζωματική τοιχοποιία (Ευρωκ.8, §9.3,T.9.1)
 Κατηγορία κατασκευής :2 (EC6, §2.4.3, Παρ. Α)
 Κατηγορία ελέγχου παραγωγής λιθοσωμάτων :II (EC6 §3.1.1)
 Θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας: $f_k=2.46 \text{ N/mm}^2$ (EC6 §3.6.1.2)
 Διατμητική αντοχή τοιχοποιίας: $f_{vko}= 0.20 \text{ N/mm}^2$ (EC6 §3.6.2)

Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού: $\gamma_M=2.20$ (EC6, §2.4.3)
 Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού με σεισμό: $\gamma_M=(2/3)x2.20(>=1.50)=1.50$ (Ευρωκ-8, §9.6(3))
 Μήκος λυγισμού τοίχου $h_{ef}=\rho x h= 0.75x2.80= 2.10 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.2)
 Λυγηρότητα $\lambda=h_{ef}/t_{ef}=2.10/0.30= 7.00 \leq 27$ εντάξει (EC6, §5.5.1.4)

Απαιτήσεις Εθνικού κειμένου εφαρμογής Ευρωκώδικα και Ευρωκώδικα 8 §9.3

Διαζωματική τοιχοποιία
 Πάχος τοίχου= 0.300 $\geq 0.240 \text{ m}$ (εντάξει)
 Λυγηρότητα $\lambda= 7.00 \leq 15$ (εντάξει)
 L/h πεσσών: $0.91/2.20=0.41 > 0.33$, $0.99/2.20=0.45 > 0.33$, $1.30/2.20=0.59 > 0.33$ δεκτό

Ελεγχος σε κατακόρυφο φορτίο, φόρτιση 1.35xg+1.50xq (EC6, §6.1)

Ελεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου
 Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_{id}=(1.35x95.8+1.50x15.7)/5.30=28.85\text{kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{ed}=0.001x28.85/0.30=0.096\text{N/mm}^2$
 Γίνεται μείωση της εκκεντρότητας κατά $(1-k/4)=0.76$ (EC6 Παραρτ. Γ(3))
 Καμπτική ροπή σχεδιασμού στην κορυφή $M_{id}= 2.53 \text{ kNm/m}$ (EC6 Παρ. Γ.1)
 Εκκεντρότητα $M_{id}/N_{id}= 2.53/28.85= 0.08766 \text{ m} = 0.29x(\text{πάχος τοίχου})$ (EC6 Παραρτ. Γ.1)

Ελεγχος αντοχής τοίχων

Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he} = 0.00000m$
Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef}/450 = 2.10/450 = 0.00467m$ (EC6, §5.5.1.1)
Εκκεντρότητα στην κορυφή $e_e = Mid/Nid + e_{he} + e_i = 0.08766 + 0.00000 + 0.00467 = 0.09233m$ (EC6 εξ.6.5)
Ελάχιστη εκκεντρότητα $min\ e_e = 0.05t = 0.05 \times 0.30 = 0.01500m$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή $\Phi_i = 1 - 2e_e/t = 1 - 2 \times 0.09233/0.30 = 0.38$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.38 \times 0.30 \times 2.46/2.20 = 127.7kN/m$ (EC6 εξ.6.2)
 $N_{ed} = 28.8 \leq 127.7 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_{md} = (1.35 \times 118.3 + 1.50 \times 15.7)/3.20 = 57.26kN/m$
Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{edo} = 0.001 \times 57.26/0.30 = 0.191N/mm^2$
Εκκεντρότητα φορτίου στο μεσαίο πέμπτο $M_{md}/N_{md} = 0.20 \times 0.08766 \times 28.8/57.3 = 0.00883\ m$
Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00000m$
Τυχηματική εκκεντρότητα $e_a = h_{ef}/450 = 2.10/450 = 0.00467m$ (EC6, §5.5.1.1)
Εκκεντρότητα φορτίων $e_m = M_{md}/N_{md} + e_{hm} + e_a = 0.00883 + 0.00000 + 0.00467 = 0.01350m$ (EC6 εξ.6.7)
Η λυγηρότητα είναι $7.00 \leq 15$, εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$ (EC6 §6.1.2.2(2))
Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο $e_m = e_m + e_k = 0.01350 + 0.00000 = 0.01350\ m$ (EC6, εξ.6.7)
Ελάχιστη εκκεντρότητα $min\ e_m = 0.05t = 0.05 \times 0.30 = 0.01500m$ (EC6 §6.1.2.2 εξ.6.6)
Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο $\Phi_m = (1 - 2e_m/t) \cdot \text{Exp}(-u^2/2) = 0.88$ (EC 6 Παραρτ. G)
Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.88 \times 0.30 \times 2.46/2.20 = 294.2kN/m$ (EC6 εξ.6.2)
 $N_{ed} = 57.3 \leq 294.2 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στη βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_{id} = (1.35 \times 152.0 + 1.50 \times 15.7)/4.40 = 51.99kN/m$
Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{edo} = 0.001 \times 51.99/0.30 = 0.173N/mm^2$
Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $Mid/Nid = 0.08766 \times 28.8/52.0 = 0.04864\ m$
Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he} = 0.00000m$
Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef}/450 = 2.10/450 = 0.00467m$ (EC6, §5.5.1.1)
Εκκεντρότητα στην βάση $e_e = Mid/Nid + e_{he} + e_i = 0.04864 + 0.00000 + 0.00467 = 0.05330m$ (EC6 εξ.6.5)
Ελάχιστη εκκεντρότητα $min\ e_e = 0.05t = 0.05 \times 0.30 = 0.01500m$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
Μειωτικός συντελεστής στην βάση $\Phi_i = 1 - 2e_e/t = 1 - 2 \times 0.05330/0.30 = 0.64$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.64 \times 0.30 \times 2.46/2.20 = 215.1kN/m$ (EC6 εξ.6.2)
Κατακόρυφη θλιπτική τάση από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma_n = -0.418N/mm^2$
Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{ed} = 1000 \times 0.30 \times 0.418 = 125.5\ kN/m$
 $N_{ed} = 125.5 \leq 215.1 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος σε κατακόρυφο φορτίο, φόρτιση 1.00xq+0.30xq+Σεισμός (EC6, §6.1)

Ελεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_{id} = (1.00 \times 95.8 + 0.30 \times 15.7)/5.30 = 18.96kN/m$
Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{edo} = 0.001 \times 18.96/0.30 = 0.063N/mm^2$
Γίνεται μείωση της εκκεντρότητας κατά $(1 - k/4) = 0.76$ (EC6 Παραρτ. Γ(3))
Καμπτική ροπή σχεδιασμού στην κορυφή $Mid = 1.64\ kNm/m$ (EC6 Παρ. Γ.1)
Εκκεντρότητα $Mid/Nid = 1.64/18.96 = 0.08673\ m = 0.29 \times (\text{πάχος τοίχου})$ (EC6 Παραρτ. Γ.1)
Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he} = 0.00075m$
Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef}/450 = 2.10/450 = 0.00467m$ (EC6, §5.5.1.1)
Εκκεντρότητα στην κορυφή $e_e = Mid/Nid + e_{he} + e_i = 0.08673 + 0.00075 + 0.00467 = 0.09214m$ (EC6 εξ.6.5)
Ελάχιστη εκκεντρότητα $min\ e_e = 0.05t = 0.05 \times 0.30 = 0.01500m$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή $\Phi_i = 1 - 2e_e/t = 1 - 2 \times 0.09214/0.30 = 0.39$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.39 \times 0.30 \times 2.46/1.50 = 192.3kN/m$ (EC6 εξ.6.2)
 $N_{ed} = 19.0 \leq 192.3 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_{md}=(1.00 \times 118.3+0.30 \times 15.7)/3.20=38.43 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{edo}=0.001 \times 38.43/0.30=0.128 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στο μεσαίο πέμπτο $M_{md}/N_{md}=0.20 \times 0.08673 \times 19.0/38.4=0.00856 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντιών φορτίων $e_{hm}=0.00037 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_a=h_{ef}/450=2.10/450=0.00467 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα φορτίων $e_m=M_{md}/N_{md}+e_{hm}+e_a=0.00856+0.00037+0.00467=0.01360 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.7)
 Η λυγηρότητα είναι $7.00 \leq 15$, εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k=0$ (EC6 §6.1.2.2(2))
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο $e_m=e_m+e_k=0.01360+0.00000=0.01360 \text{ m}$ (EC6, εξ.6.7)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_m=0.05t=0.05 \times 0.30=0.01500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2 εξ.6.6)
 Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο $\Phi_m=(1-2e_m/t)\text{Exp}(-u^2/2)=0.88$ (EC 6 Παραρτ. G)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd}=\Phi_m \cdot t \cdot f_k/\gamma_M=1000 \times 0.88 \times 0.30 \times 2.46/1.50=431.5 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 $N_{ed}=38.4 \leq 431.5=N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στη βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_{id}=(1.00 \times 152.0+0.30 \times 15.7)/4.40=35.62 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{edo}=0.001 \times 35.62/0.30=0.119 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_{id}/N_{id}=0.08673 \times 19.0/35.6=0.04618 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντιών φορτίων $e_{he}=0.00075 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i=h_{ef}/450=2.10/450=0.00467 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα στην βάση $e_e=M_{id}/N_{id}+e_{he}+e_i=0.04618+0.00075+0.00467=0.05159 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e=0.05t=0.05 \times 0.30=0.01500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
 Μειωτικός συντελεστής στην βάση $\Phi_i=1-2e_e/t=1-2 \times 0.05159/0.30=0.66$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd}=\Phi_i \cdot t \cdot f_k/\gamma_M=1000 \times 0.66 \times 0.30 \times 2.46/1.50=325.4 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 Κατακόρυφη θλιπτική τάση από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma_n=-0.387 \text{ N/mm}^2$
 Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{ed}=1000 \times 0.30 \times 0.387=116.2 \text{ kN/m}$
 $N_{ed}=116.2 \leq 325.4=N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος σε διάτμηση, φόρτιση 1.00xg+0.30xq+Σεισμός (EC6, §6.2)

$V_{ed}=71.1 \text{ kN}$, $\tau_{\max}=0.149 \text{ N/mm}^2$, $\sigma_d=0.127 \text{ N/mm}^2$, $L_c=3.29 \text{ m}$, διαζωματική τοιχ. $L_c=L=5.30 \text{ m}$ §6.9.2(2)
 Χαρακτηριστική διατμητική αντοχή $f_{vk}=f_{vko}+0.4 \times (L_c/L) \times f_{cd}$ (EC6 §3.6.2)
 $f_{vk}=0.200+0.40 \times (3.29/5.30) \times 0.127=0.232 \text{ N/mm}^2$, $\max f_{vk}=1.500 \text{ N/mm}^2$, $f_{vk}=0.232 \text{ N/mm}^2$ (EC6 εξ.3.5)
 Τιμή σχεδιασμού αντοχής έναντι τέμνουσας $V_{rd}=f_{vk} \cdot t \cdot L/\gamma_M$ (EC6 §6.2, εξ.6.13)
 $V_{rd}=1000 \times 0.232 \times 0.30 \times 5.30/1.50=245.5 \text{ kN}$
 $V_{ed}=71.1 \text{ kN} \leq 245.5 \text{ kN} =V_{rd}$. (EC6 §6.2)
 Ικανοποιείται ο έλεγχος τέμνουσας σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Περιοχές με συγκεντρωμένα φορτία (EC6, §6.1.3)

Από τη επίλυση πεπερασμένων στοιχείων προκύπτουν στις θέσεις έδρασης δοκών οι μέγιστες θλιπτικές τάσεις. Καθώς στο πάνω μέρος του τοίχου υπάρχει σενάζ ελέγχουμε τις τάσεις σε χαμηλότερη σειρά πεπερασμένων στοιχείων.
 Μέγιστη θλιπτική τάση στην περιοχή συγκεντρωμένων φορτίων $\sigma_{d\max}=0.690 \text{ N/mm}^2$
 Η μέγιστη αυτή τάση 0.690 N/mm^2 είναι $\leq f_k/\gamma_M=2.465/2.2=1.120 \text{ N/mm}^2$
 άρα ικανοποιείται ο έλεγχος αντοχής σύμφωνα με EC6 §6.1.3.εξ.(6.9)

Σενάζ οπλισμένου σκυροδέματος (Εθν. Κείμ. εφαρμογής, EC6 §6.1.3.(7), §8.2, EC8 §9.5.3).

Στο πάνω μέρος του τοίχου και στο ύψος των υπερθύρων τυχόν μικρές εφελκυστικές τάσεις παραλαμβάνονται από σενάζ οπλισμένου σκυροδέματος 30x20 [πλάτος x ύψος cm] με ελάχιστο οπλισμό 4Φ12 (συνδ. Φ8/15) που ικανοποιεί τα ελάχιστα όρια του κανονισμού.

Ελεγχος σε οριζόντια εκτός επιπέδου τοίχου φορτία λόγω σεισμού (EC6, §3.6.3, §6.3)

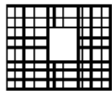
Προσεγγιστική σχετική οριζόντια μετατόπιση ορόφου = 0.746 mm
 Οριζόντια μετατόπιση λόγω παραμόρφωσης οριζοντίου διαφράγματος= 0.000 mm
 Καμπτική ροπή σχεδιασμού $M_{ed}=\delta \cdot E \cdot b t^3/(4H^2)$, $M_{ed}=(1000) \times 0.746 \times 2.46 \times 0.300^3/(4 \times 3.00^2)=1.38 \text{ kNm/m}$
 $f_{xk1}=0.10 \text{ N/mm}^2$, $f_{xd1}=0.10/2.20=0.045 \text{ N/mm}^2$
 $\sigma_d=0.001 \times 152.0/(0.30 \times 5.30) \leq 0.2 f_{cd}=0.2 \times 2.46/2.20$, $\sigma_d=0.096 \text{ N/mm}^2$ (EC6, (6.16))
 Ροπή καμπτικής αντοχής $M_{rd}=(f_{xd1}+\sigma_d)t^2/6=(1000) \times (0.045+0.096) \times 0.300^2/6=2.12 \text{ kNm/m}$ (EC6, (6.15))
 $M_{ed}=1.38 \text{ kNm} \leq 2.12 \text{ kNm} =M_{rd}$, ο έλεγχος ικανοποιείται

Ελεγχος σε οριζόντια εκτός επιπέδου τοίχου φορτία λόγω ανέμου (EC6, §6.3, Annex E)

Φορτίο ανέμου $W_{ed} = G_k + 1.50W$, $W := C_{pe} \times 1.25 = 0.80 \times 1.25 = 1.00 \text{ kN/m}^2$, $1.50W = 1.50 \times 1.00 = 1.50 \text{ kN/m}^2$
 $H/L = 3.00/5.30 = 0.57$, $\mu = f_{xk1}/f_{xk2} = 1$, $\alpha_1 = \mu \alpha_2$, $\alpha_2 = 0.024$ (Annex E, Tab E)
 Καμπτική ροπή σχεδιασμού $M_{ed} = \alpha_1 \cdot W_{ed} \cdot L^2$, $M_{ed} = 0.024 \times 1.50 \times 5.30^2 = 1.01 \text{ kNm/m}$
 $M_{ed} = 1.01 \text{ kNm} \leq 2.12 \text{ kNm} = M_{rd}$, ο έλεγχος ικανοποιείται

1ος οροφος

T10



Διαστάσεις μήκος=4.30m, ύψος=3.00m, πάχος=0.30m
 Οπτ/μή υπερμπατική-M5 30 cm
 Δομικό σύστημα : Διαζωματική τοιχοποιία (Ευρωκ.8, §9.3,Τ.9.1)
 Κατηγορία κατασκευής :2 (EC6, §2.4.3, Παρ. Α)
 Κατηγορία ελέγχου παραγωγής λιθοσωμάτων :II (EC6 §3.1.1)
 Θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας: $f_{k} = 2.46 \text{ N/mm}^2$ (EC6 §3.6.1.2)
 Διατμητική αντοχή τοιχοποιίας: $f_{vko} = 0.20 \text{ N/mm}^2$ (EC6 §3.6.2)

Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού: $\gamma_M = 2.20$ (EC6, §2.4.3)
 Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού με σεισμό: $\gamma_M = (2/3) \times 2.20 (\geq 1.50) = 1.50$ (Ευρωκ-8, §9.6(3))
 Μήκος λυγισμού τοίχου $h_{ef} = \rho x h = 0.75 \times 2.80 = 2.10 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.2)
 Λυγηρότητα $\lambda = h_{ef}/t_{ef} = 2.10/0.30 = 7.00 \leq 27$ εντάξει (EC6, §5.5.1.4)

Απαιτήσεις Εθνικού κειμένου εφαρμογής Ευρωκώδικα και Ευρωκώδικα 8 §9.3

Διαζωματική τοιχοποιία
 Πάχος τοίχου= 0.300 $\geq 0.240 \text{ m}$ (εντάξει)
 Λυγηρότητα $\lambda = 7.00 \leq 15$ (εντάξει)
 L/h πεσσών: $1.73/1.20 = 1.44 > 0.33$, $1.37/1.20 = 1.14 > 0.33$ δεκτό

Ελεγχος σε κατακόρυφο φορτίο, φόρτιση 1.35xg+1.50xq (EC6, §6.1)

Ελεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_{id} = (1.35 \times 89.4 + 1.50 \times 14.5) / 4.30 = 33.13 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{ed} = 0.001 \times 33.13 / 0.30 = 0.110 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου ή στέγης στην κορυφή $M_{id}/N_{id} = 0$
 Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he} = 0.00000 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef} / 450 = 2.10 / 450 = 0.00467 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα στην κορυφή $e_e = M_{id}/N_{id} + e_{he} + e_i = 0.00000 + 0.00000 + 0.00467 = 0.00467 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e = 0.05t = 0.05 \times 0.30 = 0.01500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
 Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή $\phi_i = 1 - 2e_e/t = 1 - 2 \times 0.01500 / 0.30 = 0.90$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.30 \times 2.46 / 2.20 = 302.5 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 $N_{ed} = 33.1 \leq 302.5 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_{md} = (1.35 \times 110.0 + 1.50 \times 14.5) / 3.10 = 54.94 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{ed} = 0.001 \times 54.94 / 0.30 = 0.183 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στο μεσαίο πέμπτο $M_{md}/N_{md} = 0.20 \times 0.00000 \times 33.1 / 54.9 = 0.00000 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00000 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_a = h_{ef} / 450 = 2.10 / 450 = 0.00467 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα φορτίων $e_m = M_{md}/N_{md} + e_{hm} + e_a = 0.00000 + 0.00000 + 0.00467 = 0.00467 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.7)
 Η λυγηρότητα είναι $7.00 \leq 15$, εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$ (EC6 §6.1.2.2(2))
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο $e_m = e_m + e_k = 0.00467 + 0.00000 = 0.00467 \text{ m}$ (EC6, εξ.6.7)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_m = 0.05t = 0.05 \times 0.30 = 0.01500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2 εξ.6.6)
 Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο $\phi_m = (1 - 2e_m/t) \text{Exp}(-u^2/2) = 0.88$ (EC 6 Παραρτ. G)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \phi_m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.88 \times 0.30 \times 2.46 / 2.20 = 294.2 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 $N_{ed} = 54.9 \leq 294.2 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στη βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_{id}=(1.35 \times 141.0 + 1.50 \times 14.5) / 4.30 = 49.33 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{ed0} = 0.001 \times 49.33 / 0.30 = 0.164 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $Mid/N_{id} = 0.00000 \times 33.1 / 49.3 = 0.00000 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he} = 0.00000 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef} / 450 = 2.10 / 450 = 0.00467 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα στην βάση $e_e = Mid/N_{id} + e_{he} + e_i = 0.00000 + 0.00000 + 0.00467 = 0.00467 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e = 0.05t = 0.05 \times 0.30 = 0.01500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
 Μειωτικός συντελεστής στην βάση $\Phi_i = 1 - 2e_e/t = 1 - 2 \times 0.01500 / 0.30 = 0.90$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.30 \times 2.46 / 2.20 = 302.5 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 Κατακόρυφη θλιπτική τάση από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma_n = -0.381 \text{ N/mm}^2$
 Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{ed} = 1000 \times 0.30 \times 0.381 = 114.3 \text{ kN/m}$
 $N_{ed} = 114.3 \leq 302.5 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος σε κατακόρυφο φορτίο, φόρτιση 1.00xg+0.30xq+Σεισμός (EC6, §6.1)

Ελεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_{id}=(1.00 \times 89.4 + 0.30 \times 14.5) / 4.30 = 21.80 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{ed0} = 0.001 \times 21.80 / 0.30 = 0.073 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου ή στέγης στην κορυφή $Mid/N_{id} = 0$
 Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he} = 0.00075 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef} / 450 = 2.10 / 450 = 0.00467 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα στην κορυφή $e_e = Mid/N_{id} + e_{he} + e_i = 0.00000 + 0.00075 + 0.00467 = 0.00541 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e = 0.05t = 0.05 \times 0.30 = 0.01500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
 Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή $\Phi_i = 1 - 2e_e/t = 1 - 2 \times 0.01500 / 0.30 = 0.90$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.30 \times 2.46 / 1.50 = 443.7 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 $N_{ed} = 21.8 \leq 443.7 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_{md}=(1.00 \times 110.0 + 0.30 \times 14.5) / 3.10 = 36.90 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{ed0} = 0.001 \times 36.90 / 0.30 = 0.123 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στο μεσαίο πέμπτο $M_{md}/N_{md} = 0.20 \times 0.00000 \times 21.8 / 36.9 = 0.00000 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00037 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_a = h_{ef} / 450 = 2.10 / 450 = 0.00467 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα φορτίων $e_m = M_{md}/N_{md} + e_{hm} + e_a = 0.00000 + 0.00037 + 0.00467 = 0.00504 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.7)
 Η λυγηρότητα είναι $7.00 \leq 15$, εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$ (EC6 §6.1.2.2(2))
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο $e_m = e_m + e_k = 0.00504 + 0.00000 = 0.00504 \text{ m}$ (EC6, εξ.6.7)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_m = 0.05t = 0.05 \times 0.30 = 0.01500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2 εξ.6.6)
 Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο $\Phi_m = (1 - 2e_m/t) \text{Exp}(-u^2/2) = 0.88$ (EC 6 Παραρτ. G)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.88 \times 0.30 \times 2.46 / 1.50 = 431.5 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 $N_{ed} = 36.9 \leq 431.5 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στη βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_{id}=(1.00 \times 141.0 + 0.30 \times 14.5) / 4.30 = 33.80 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{ed0} = 0.001 \times 33.80 / 0.30 = 0.113 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $Mid/N_{id} = 0.00000 \times 21.8 / 33.8 = 0.00000 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he} = 0.00075 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef} / 450 = 2.10 / 450 = 0.00467 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα στην βάση $e_e = Mid/N_{id} + e_{he} + e_i = 0.00000 + 0.00075 + 0.00467 = 0.00541 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e = 0.05t = 0.05 \times 0.30 = 0.01500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
 Μειωτικός συντελεστής στην βάση $\Phi_i = 1 - 2e_e/t = 1 - 2 \times 0.01500 / 0.30 = 0.90$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.30 \times 2.46 / 1.50 = 443.7 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 Κατακόρυφη θλιπτική τάση από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma_n = -0.209 \text{ N/mm}^2$
 Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{ed} = 1000 \times 0.30 \times 0.209 = 62.6 \text{ kN/m}$
 $N_{ed} = 62.6 \leq 443.7 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Έλεγχος σε διάτμηση, φόρτιση 1.00xg+0.30xq+Σεισμός (EC6, §6.2)

$V_{ed}=93.6\text{kN}$, $\tau_{\max}=0.177\text{N/mm}^2$, $\sigma_d=0.142\text{N/mm}^2$, $L_c=3.10\text{m}$, διαζωματική τοίχ. $L_c=L=4.30\text{m}$ §6.9.2(2)
 Χαρακτηριστική διατμητική αντοχή $f_{vk}=f_{vko}+0.4x(L_c/L)x f_d$ (EC6 §3.6.2)
 $f_{vk}=0.200+0.40x(3.10/4.30)x0.142=0.241\text{N/mm}^2$, $\max f_{vk}=1.500\text{N/mm}^2$, $f_{vk}=0.241\text{N/mm}^2$ (EC6 εξ.3.5)
 Τιμή σχεδιασμού αντοχής έναντι τέμνουσας $V_{rd}=f_{vk}.t.L/\gamma_M$ (EC6 §6.2, εξ.6.13)
 $V_{rd}=1000x0.241x0.30x4.30/1.50= 207.3 \text{ kN}$
 $V_{ed}= 93.6\text{kN} \leq 207.3\text{kN} =V_{rd}$. (EC6 §6.2)
 Ικανοποιείται ο έλεγχος τέμνουσας σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Περιοχές με συγκεντρωμένα φορτία (EC6, §6.1.3)

Από τη επίλυση πεπερασμένων στοιχείων προκύπτουν στις θέσεις έδρασης δοκών οι μέγιστες θλιπτικές τάσεις. Καθώς στο πάνω μέρος του τοίχου υπάρχει σενάζ ελέγχουμε τις τάσεις σε χαμηλότερη σειρά πεπερασμένων στοιχείων.
 Μέγιστη θλιπτική τάση στην περιοχή συγκεντρωμένων φορτίων $\sigma_{sd\max}=0.655\text{N/mm}^2$
 Η μέγιστη αυτή τάση 0.655 N/mm^2 είναι $\leq f_k/\gamma_M=2.465/2.2= 1.120 \text{ N/mm}^2$
 άρα ικανοποιείται ο έλεγχος αντοχής σύμφωνα με EC6 §6.1.3.εξ.(6.9)

Σενάζ οπλισμένου σκυροδέματος (Εθν. Κείμ. εφαρμογής, EC6 §6.1.3.(7), §8.2, EC8 §9.5.3).

Στο πάνω μέρος του τοίχου και στο ύψος των υπερθύρων τυχόν μικρές εφελκυστικές τάσεις παραλαμβάνονται από σενάζ οπλισμένου σκυροδέματος 30x20 [πλάτος x ύψος cm] με ελάχιστο οπλισμό 4φ12 (συνδ. φ8/15) που ικανοποιεί τα ελάχιστα όρια του κανονισμού.

Έλεγχος σε οριζόντια εκτός επιπέδου τοίχου φορτία λόγω σεισμού (EC6, §3.6.3, §6.3)

Προσεγγιστική σχετική οριζόντια μετατόπιση ορόφου = 0.554 mm
 Οριζόντια μετατόπιση λόγω παραμόρφωσης οριζοντίου διαφράγματος= 0.000 mm
 Καμπτική ροπή σχεδιασμού $M_{ed}=\delta \cdot E \cdot bt^3/(4H^2)$, $M_{ed}=(1000)x0.554x2.46x0.300^3/(4x3.00^2)=1.03\text{kNm/m}$
 $f_{xk1}=0.10\text{N/mm}^2$, $f_{xd1}=0.10/2.20=0.045 \text{ N/mm}^2$
 $\sigma_d=0.001x141.0/(0.30x4.30) \leq 0.2fd=0.2x2.46/2.20$, $\sigma_d=0.109 \text{ N/mm}^2$ (EC6, (6.16)
 Ροπή καμπτικής αντοχής $M_{rd}=(f_{xd1}+\sigma_d)t^2/6= (1000)x(0.045+0.109)x0.300^2/6=2.31\text{kNm/m}$ (EC6, (6.15)
 $M_{ed}= 1.03\text{kNm} \leq 2.31\text{kNm} =M_{rd}$, ο έλεγχος ικανοποιείται

Έλεγχος σε οριζόντια εκτός επιπέδου τοίχου φορτία λόγω ανέμου (EC6, §6.3, Annex E)

Φορτίο ανέμου $W_{ed}=G_k+1.50W$, $W:=C_{pe}x1.25=0.80x1.25=1.00 \text{ kN/m}^2$, $1.50W=1.50x1.00=1.50 \text{ kN/m}^2$
 $H/L=3.00/4.30=0.70$, $\mu=f_{xk1}/f_{xk2}=1$, $\alpha_1=\mu\alpha_2$, $\alpha_2=0.030$ (Annex E, Tab E)
 Καμπτική ροπή σχεδιασμού $M_{ed}=\alpha_1 \cdot W_{ed} \cdot L^2$, $M_{ed}=0.030x1.50x4.30^2=0.83 \text{ kNm/m}$
 $M_{ed}= 0.83\text{kNm} \leq 2.31\text{kNm} =M_{rd}$, ο έλεγχος ικανοποιείται

1ος οροφος

T11



Διαστάσεις μήκος=3.00m, ύψος=3.00m, πάχος=0.30m
 Οπτ/μή υπερμπατική-M5 30 cm
 Δομικό σύστημα : Διαζωματική τοιχοποιία (Ευρωκ.8, §9.3,T.9.1)
 Κατηγορία κατασκευής :2 (EC6, §2.4.3, Παρ. Α)
 Κατηγορία ελέγχου παραγωγής λιθοσωμάτων :II (EC6 §3.1.1)
 Θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας: $f_k=2.46 \text{ N/mm}^2$ (EC6 §3.6.1.2)
 Διατμητική αντοχή τοιχοποιίας: $f_{vko}= 0.20 \text{ N/mm}^2$ (EC6 §3.6.2)

Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού: $\gamma_M=2.20$ (EC6, §2.4.3)
 Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού με σεισμό: $\gamma_M=(2/3)x2.20(>=1.50)=1.50$ (Ευρωκ-8, §9.6(3))
 Μήκος λυγισμού τοίχου $h_{ef}=\rho x h= 0.75x2.80= 2.10 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.2)
 Λυγηρότητα $\lambda=h_{ef}/t_{ef}=2.10/0.30= 7.00 \leq 27$ εντάξει (EC6, §5.5.1.4)

Απαιτήσεις Εθνικού κειμένου εφαρμογής Ευρωκώδικα και Ευρωκώδικα 8 §9.3

Διαζωματική τοιχοποιία
 Πάχος τοίχου= 0.300 $\geq 0.240 \text{ m}$ (εντάξει)
 Λυγηρότητα $\lambda= 7.00 \leq 15$ (εντάξει)
 L/h πεσσών: $0.94/1.20=0.78 > 0.33$, $0.86/1.20=0.72 > 0.33$ δεκτό

Έλεγχος σε κατακόρυφο φορτίο, Φόρτιση 1.35xg+1.50xg (EC6, §6.1)Έλεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_{id}=(1.35 \times 20.2 + 1.50 \times 3.6)/3.00=10.89 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{ed0}=0.001 \times 10.89/0.30=0.036 \text{ N/mm}^2$
 Γίνεται μείωση της εκκεντρότητας κατά $(1-k/4)=0.62$ (EC6 Παραρτ. Γ(3))
 Καμπτική ροπή σχεδιασμού στην κορυφή $M_{id}=1.92 \text{ kNm/m}$ (EC6 Παρ. Γ.1)
 Εκκεντρότητα $M_{id}/N_{id}=1.92/10.89=0.17599 \text{ m}=0.59 \times (\text{πάχος τοίχου})$ (EC6 Παραρτ. Γ.1)
 Η εκκεντρότητα >45% του πάχους του τοίχου άρα υπολογίζεται όπως (EC6 Παραρτ. Γ(5))
 Βάθος έδρασης $=0.10 \times 0.300=0.030 \text{ m}$ εκκεντρότητα φορτίου στην κορυφή $M_{id}/N_{id}=0.13500 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he}=0.00000 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i=hef/450=2.10/450=0.00467 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα στην κορυφή $e_e=M_{id}/N_{id}+e_{he}+e_i=0.13500+0.00000+0.00467=0.13967 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e=0.05t=0.05 \times 0.30=0.01500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
 Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή $\Phi_i=1-2e_e/t=1-2 \times 0.13967/0.30=0.07$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd}=\Phi_i \cdot t \cdot f_k/\gamma_M=1000 \times 0.07 \times 0.30 \times 2.46/2.20=23.5 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 $N_{ed}=10.9 \leq 23.5=N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Έλεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_{md}=(1.35 \times 33.8 + 1.50 \times 3.6)/1.80=28.35 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{ed0}=0.001 \times 28.35/0.30=0.095 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στο μεσαίο πέμπτο $M_{md}/N_{md}=0.20 \times 0.13500 \times 10.9/28.4=0.01037 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm}=0.00000 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_a=hef/450=2.10/450=0.00467 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα φορτίων $e_m=M_{md}/N_{md}+e_{hm}+e_a=0.01037+0.00000+0.00467=0.01504 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.7)
 Η λυγηρότητα είναι $7.00 \leq 15$, εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k=0$ (EC6 §6.1.2.2(2))
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο $e_m=e_m+e_k=0.01504+0.00000=0.01504 \text{ m}$ (EC6, εξ.6.7)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_m=0.05t=0.05 \times 0.30=0.01500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2 εξ.6.6)
 Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο $\Phi_m=(1-2e_m/t) \cdot \text{Exp}(-u^2/2)=0.88$ (EC 6 Παραρτ. Γ)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd}=\Phi_m \cdot t \cdot f_k/\gamma_M=1000 \times 0.88 \times 0.30 \times 2.46/2.20=294.2 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 $N_{ed}=28.4 \leq 294.2=N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Έλεγχος αντοχής στη βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_{id}=(1.35 \times 54.2 + 1.50 \times 3.6)/3.00=26.19 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{ed0}=0.001 \times 26.19/0.30=0.087 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_{id}/N_{id}=0.13500 \times 10.9/26.2=0.05613 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he}=0.00000 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i=hef/450=2.10/450=0.00467 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα στην βάση $e_e=M_{id}/N_{id}+e_{he}+e_i=0.05613+0.00000+0.00467=0.06080 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e=0.05t=0.05 \times 0.30=0.01500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
 Μειωτικός συντελεστής στην βάση $\Phi_i=1-2e_e/t=1-2 \times 0.06080/0.30=0.59$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd}=\Phi_i \cdot t \cdot f_k/\gamma_M=1000 \times 0.59 \times 0.30 \times 2.46/2.20=198.3 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 Κατακόρυφη θλιπτική τάση από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma_{hp}=-0.137 \text{ N/mm}^2$
 Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{ed}=1000 \times 0.30 \times 0.137=41.1 \text{ kN/m}$
 $N_{ed}=41.1 \leq 198.3=N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Έλεγχος σε κατακόρυφο φορτίο, Φόρτιση 1.00xg+0.30xg+Σεισμός (EC6, §6.1)Έλεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_{id}=(1.00 \times 20.2 + 0.30 \times 3.6)/3.00=7.09 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{ed0}=0.001 \times 7.09/0.30=0.024 \text{ N/mm}^2$
 Γίνεται μείωση της εκκεντρότητας κατά $(1-k/4)=0.62$ (EC6 Παραρτ. Γ(3))
 Καμπτική ροπή σχεδιασμού στην κορυφή $M_{id}=1.25 \text{ kNm/m}$ (EC6 Παρ. Γ.1)
 Εκκεντρότητα $M_{id}/N_{id}=1.25/7.09=0.17571 \text{ m}=0.59 \times (\text{πάχος τοίχου})$ (EC6 Παραρτ. Γ.1)
 Η εκκεντρότητα >45% του πάχους του τοίχου άρα υπολογίζεται όπως (EC6 Παραρτ. Γ(5))
 Βάθος έδρασης $=0.10 \times 0.300=0.030 \text{ m}$ εκκεντρότητα φορτίου στην κορυφή $M_{id}/N_{id}=0.13500 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he}=0.00075 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i=hef/450=2.10/450=0.00467 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα στην κορυφή $e_e=M_{id}/N_{id}+e_{he}+e_i=0.13500+0.00075+0.00467=0.14041 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e=0.05t=0.05 \times 0.30=0.01500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
 Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή $\Phi_i=1-2e_e/t=1-2 \times 0.14041/0.30=0.06$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd}=\Phi_i \cdot t \cdot f_k/\gamma_M=1000 \times 0.06 \times 0.30 \times 2.46/1.50=29.6 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 $N_{ed}=7.1 \leq 29.6=N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_{md}=(1.00 \times 33.8+0.30 \times 3.6)/1.80=19.38 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{edo}=0.001 \times 19.38/0.30=0.065 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στο μεσαίο πέμπτο $M_{md}/N_{md}=0.20 \times 0.13500 \times 7.1/19.4=0.00988 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντιών φορτίων $e_{hm}=0.00037 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_a=h_{ef}/450=2.10/450=0.00467 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα φορτίων $e_m=M_{md}/N_{md}+e_{hm}+e_a=0.00988+0.00037+0.00467=0.01492 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.7)
 Η λυγηρότητα είναι $7.00 \leq 15$, εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k=0$ (EC6 §6.1.2.2(2))
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο $e_m=e_m+e_k=0.01492+0.00000=0.01492 \text{ m}$ (EC6, εξ.6.7)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_m=0.05t=0.05 \times 0.30=0.01500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2 εξ.6.6)
 Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο $\Phi_m=(1-2e_m/t)\text{Exp}(-u^2/2)=0.88$ (EC 6 Παραρτ. G)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd}=\Phi_m \cdot t \cdot f_k/\gamma_M=1000 \times 0.88 \times 0.30 \times 2.46/1.50=431.5 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 $N_{ed}=19.4 \leq 431.5=N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στη βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_{id}=(1.00 \times 54.2+0.30 \times 3.6)/3.00=18.43 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{edo}=0.001 \times 18.43/0.30=0.061 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_{id}/N_{id}=0.13500 \times 7.1/18.4=0.05197 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντιών φορτίων $e_{he}=0.00075 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i=h_{ef}/450=2.10/450=0.00467 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα στην βάση $e_e=M_{id}/N_{id}+e_{he}+e_i=0.05197+0.00075+0.00467=0.05738 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e=0.05t=0.05 \times 0.30=0.01500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
 Μειωτικός συντελεστής στην βάση $\Phi_i=1-2e_e/t=1-2 \times 0.05738/0.30=0.62$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd}=\Phi_i \cdot t \cdot f_k/\gamma_M=1000 \times 0.62 \times 0.30 \times 2.46/1.50=305.7 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 Κατακόρυφη θλιπτική τάση από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma_n=-0.190 \text{ N/mm}^2$
 Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{ed}=1000 \times 0.30 \times 0.190=57.1 \text{ kN/m}$
 $N_{ed}=57.1 \leq 305.7=N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος σε διάτμηση, φόρτιση 1.00xg+0.30xq+Σεισμός (EC6, §6.2)

$V_{ed}=49.5 \text{ kN}$, $\tau_{\max}=0.152 \text{ N/mm}^2$, $\sigma_d=0.102 \text{ N/mm}^2$, $L_c=1.80 \text{ m}$, διαζωματική τοιχ. $L_c=L=3.00 \text{ m}$ §6.9.2(2)
 Χαρακτηριστική διατμητική αντοχή $f_{vk}=f_{vko}+0.4x(L_c/L) \times f_{cd}$ (EC6 §3.6.2)
 $f_{vk}=0.200+0.40x(1.80/3.00) \times 0.102=0.225 \text{ N/mm}^2$, $\max f_{vk}=1.500 \text{ N/mm}^2$, $f_{vk}=0.225 \text{ N/mm}^2$ (EC6 εξ.3.5)
 Τιμή σχεδιασμού αντοχής έναντι τέμνουσας $V_{rd}=f_{vk} \cdot t \cdot L/\gamma_M$ (EC6 §6.2, εξ.6.13)
 $V_{rd}=1000 \times 0.225 \times 0.30 \times 3.00/1.50=134.7 \text{ kN}$
 $V_{ed}=49.5 \text{ kN} \leq 134.7 \text{ kN} =V_{rd}$. (EC6 §6.2)
 Ικανοποιείται ο έλεγχος τέμνουσας σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Περιοχές με συγκεντρωμένα φορτία (EC6, §6.1.3)

Από τη επίλυση πεπερασμένων στοιχείων προκύπτουν στις θέσεις έδρασης δοκών οι μέγιστες θλιπτικές τάσεις. Καθώς στο πάνω μέρος του τοίχου υπάρχει σενάζ ελέγχουμε τις τάσεις σε χαμηλότερη σειρά πεπερασμένων στοιχείων.
 Μέγιστη θλιπτική τάση στην περιοχή συγκεντρωμένων φορτίων $\sigma_{d\max}=0.142 \text{ N/mm}^2$
 Η μέγιστη αυτή τάση 0.142 N/mm^2 είναι $\leq f_k/\gamma_M=2.465/2.2=1.120 \text{ N/mm}^2$
 άρα ικανοποιείται ο έλεγχος αντοχής σύμφωνα με EC6 §6.1.3.εξ.(6.9)

Σενάζ οπλισμένου σκυροδέματος (Εθν. Κείμεν. εφαρμογής, EC6 §6.1.3.(7), §8.2, EC8 §9.5.3).

Στο πάνω μέρος του τοίχου και στο ύψος των υπερθύρων τυχόν μικρές εφελκυστικές τάσεις παραλαμβάνονται από σενάζ οπλισμένου σκυροδέματος 30x20 [πλάτος x ύψος cm] με ελάχιστο οπλισμό 4Φ12 (συνδ. Φ8/15) που ικανοποιεί τα ελάχιστα όρια του κανονισμού.

Ελεγχος σε οριζόντια εκτός επιπέδου τοίχου φορτία λόγω σεισμού (EC6, §3.6.3, §6.3)

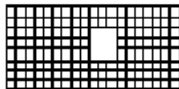
Προσεγγιστική σχετική οριζόντια μετατόπιση ορόφου = 0.746 mm
 Οριζόντια μετατόπιση λόγω παραμόρφωσης οριζοντίου διαφράγματος= 0.000 mm
 Καμπτική ροπή σχεδιασμού $M_{ed}=\delta \cdot E \cdot b t^3/(4H^2)$, $M_{ed}=(1000) \times 0.746 \times 2.46 \times 0.300^3/(4 \times 3.00^2)=1.38 \text{ kNm/m}$
 $f_{xk1}=0.10 \text{ N/mm}^2$, $f_{xd1}=0.10/2.20=0.045 \text{ N/mm}^2$
 $\sigma_d=0.001 \times 54.2/(0.30 \times 3.00) \leq 0.2f_d=0.2 \times 2.46/2.20$, $\sigma_d=0.060 \text{ N/mm}^2$ (EC6, (6.16)
 Ροπή καμπτικής αντοχής $M_{rd}=(f_{xd1}+\sigma_d)t^2/6=(1000) \times (0.045+0.060) \times 0.300^2/6=1.58 \text{ kNm/m}$ (EC6, (6.15)
 $M_{ed}=1.38 \text{ kNm} \leq 1.58 \text{ kNm} =M_{rd}$, ο έλεγχος ικανοποιείται

Ελεγχος σε οριζόντια εκτός επιπέδου τοίχου φορτία λόγω ανέμου (EC6, §6.3, Annex E)

Φορτίο ανέμου $W_{ed} = G_k + 1.50W$, $W := C_{pe} \times 1.25 = 0.80 \times 1.25 = 1.00 \text{ kN/m}^2$, $1.50W = 1.50 \times 1.00 = 1.50 \text{ kN/m}^2$
 $H/L = 3.00/3.00 = 1.00$, $\mu = f_{xk1}/f_{xk2} = 1$, $\alpha_1 = \mu \alpha_2$, $\alpha_2 = 0.042$ (Annex E, Tab E)
 Καμπτική ροπή σχεδιασμού $M_{ed} = \alpha_1 \cdot W_{ed} \cdot L^2$, $M_{ed} = 0.042 \times 1.50 \times 3.00^2 = 0.57 \text{ kNm/m}$
 $M_{ed} = 0.57 \text{ kNm} < 1.58 \text{ kNm} = M_{rd}$, ο έλεγχος ικανοποιείται

1ος οροφος

T12



Διαστάσεις μήκος=7.00m, ύψος=3.00m, πάχος=0.30m
 Οπτ/μή υπερμπατική-M5 30 cm
 Δομικό σύστημα : Διαζωματική τοιχοποιία (Ευρωκ.8, §9.3,Τ.9.1)
 Κατηγορία κατασκευής :2 (EC6, §2.4.3, Παρ. Α)
 Κατηγορία ελέγχου παραγωγής λιθοσωμάτων :II (EC6 §3.1.1)
 Θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας: $f_{k} = 2.46 \text{ N/mm}^2$ (EC6 §3.6.1.2)
 Διατμητική αντοχή τοιχοποιίας: $f_{vko} = 0.20 \text{ N/mm}^2$ (EC6 §3.6.2)

Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού: $\gamma_M = 2.20$ (EC6, §2.4.3)
 Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού με σεισμό: $\gamma_M = (2/3) \times 2.20 (>= 1.50) = 1.50$ (Ευρωκ-8, §9.6(3))
 Μήκος λυγισμού τοίχου $h_{ef} = \rho x h = 0.75 \times 2.80 = 2.10 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.2)
 Λυγηρότητα $\lambda = h_{ef} / t_{ef} = 2.10 / 0.30 = 7.00 < = 27$ εντάξει (EC6, §5.5.1.4)

Απαιτήσεις Εθνικού κειμένου εφαρμογής Ευρωκώδικα και Ευρωκώδικα 8 §9.3

Διαζωματική τοιχοποιία
 Πάχος τοίχου= 0.300 $> = 0.240 \text{ m}$ (εντάξει)
 Λυγηρότητα $\lambda = 7.00 < = 15$ (εντάξει)
 L/h πεσσών: $3.31/1.20 = 2.75 > 0.33$, $2.49/1.20 = 2.08 > 0.33$ δεκτό

Ελεγχος σε κατακόρυφο φορτίο, φόρτιση 1.35xg+1.50xq (EC6, §6.1)

Ελεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_{id} = (1.35 \times 78.5 + 1.50 \times 14.4) / 7.00 = 18.23 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{ed0} = 0.001 \times 18.23 / 0.30 = 0.061 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου ή στέγης στην κορυφή $M_{id} / N_{id} = 0$
 Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he} = 0.00000 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef} / 450 = 2.10 / 450 = 0.00467 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα στην κορυφή $e_e = M_{id} / N_{id} + e_{he} + e_i = 0.00000 + 0.00000 + 0.00467 = 0.00467 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e = 0.05t = 0.05 \times 0.30 = 0.01500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
 Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή $\phi_i = 1 - 2e_e / t = 1 - 2 \times 0.01500 / 0.30 = 0.90$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.30 \times 2.46 / 2.20 = 302.5 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 $N_{ed} = 18.2 < = 302.5 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_{md} = (1.35 \times 113.7 + 1.50 \times 14.4) / 5.80 = 30.19 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{ed0} = 0.001 \times 30.19 / 0.30 = 0.101 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στο μεσαίο πέμπτο $M_{md} / N_{md} = 0.20 \times 0.00000 \times 18.2 / 30.2 = 0.00000 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00000 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_a = h_{ef} / 450 = 2.10 / 450 = 0.00467 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα φορτίων $e_m = M_{md} / N_{md} + e_{hm} + e_a = 0.00000 + 0.00000 + 0.00467 = 0.00467 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.7)
 Η λυγηρότητα είναι $7.00 < = 15$, εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$ (EC6 §6.1.2.2(2))
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο $e_m = e_m + e_k = 0.00467 + 0.00000 = 0.00467 \text{ m}$ (EC6, εξ.6.7)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_m = 0.05t = 0.05 \times 0.30 = 0.01500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2 εξ.6.6)
 Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο $\phi_m = (1 - 2e_m / t) \text{Exp}(-u^2/2) = 0.88$ (EC 6 Παραρτ. G)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \phi_m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.88 \times 0.30 \times 2.46 / 2.20 = 294.2 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 $N_{ed} = 30.2 < = 294.2 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στη βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_{id}=(1.35 \times 166.5 + 1.50 \times 14.4) / 7.00 = 35.20 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{ed0} = 0.001 \times 35.20 / 0.30 = 0.117 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $Mid/N_{id} = 0.00000 \times 18.2 / 35.2 = 0.00000 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he} = 0.00000 \text{ m}$
 Τυχρηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef} / 450 = 2.10 / 450 = 0.00467 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα στην βάση $e_e = Mid/N_{id} + e_{he} + e_i = 0.00000 + 0.00000 + 0.00467 = 0.00467 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e = 0.05t = 0.05 \times 0.30 = 0.01500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
 Μειωτικός συντελεστής στην βάση $\Phi_i = 1 - 2e_e/t = 1 - 2 \times 0.01500 / 0.30 = 0.90$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.30 \times 2.46 / 2.20 = 302.5 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 Κατακόρυφη θλιπτική τάση από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma_n = -0.191 \text{ N/mm}^2$
 Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{ed} = 1000 \times 0.30 \times 0.191 = 57.4 \text{ kN/m}$
 $N_{ed} = 57.4 \leq 302.5 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος σε κατακόρυφο φορτίο, φόρτιση 1.00xg+0.30xq+Σεισμός (EC6, §6.1)Ελεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_{id}=(1.00 \times 78.5 + 0.30 \times 14.4) / 7.00 = 11.83 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{ed0} = 0.001 \times 11.83 / 0.30 = 0.039 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου ή στέγης στην κορυφή $Mid/N_{id} = 0$
 Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he} = 0.00075 \text{ m}$
 Τυχρηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef} / 450 = 2.10 / 450 = 0.00467 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα στην κορυφή $e_e = Mid/N_{id} + e_{he} + e_i = 0.00000 + 0.00075 + 0.00467 = 0.00541 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e = 0.05t = 0.05 \times 0.30 = 0.01500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
 Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή $\Phi_i = 1 - 2e_e/t = 1 - 2 \times 0.01500 / 0.30 = 0.90$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.30 \times 2.46 / 1.50 = 443.7 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 $N_{ed} = 11.8 \leq 443.7 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_{md}=(1.00 \times 113.7 + 0.30 \times 14.4) / 5.80 = 20.35 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{ed0} = 0.001 \times 20.35 / 0.30 = 0.068 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στο μεσαίο πέμπτο $M_{md}/N_{md} = 0.20 \times 0.00000 \times 11.8 / 20.3 = 0.00000 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00037 \text{ m}$
 Τυχρηματική εκκεντρότητα $e_a = h_{ef} / 450 = 2.10 / 450 = 0.00467 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα φορτίων $e_m = M_{md}/N_{md} + e_{hm} + e_a = 0.00000 + 0.00037 + 0.00467 = 0.00504 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.7)
 Η λυγηρότητα είναι $7.00 \leq 15$, εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$ (EC6 §6.1.2.2(2))
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο $e_m = e_m + e_k = 0.00504 + 0.00000 = 0.00504 \text{ m}$ (EC6, εξ.6.7)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_m = 0.05t = 0.05 \times 0.30 = 0.01500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2 εξ.6.6)
 Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο $\Phi_m = (1 - 2e_m/t) \text{Exp}(-u^2/2) = 0.88$ (EC 6 Παραρτ. G)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.88 \times 0.30 \times 2.46 / 1.50 = 431.5 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 $N_{ed} = 20.3 \leq 431.5 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στη βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_{id}=(1.00 \times 166.5 + 0.30 \times 14.4) / 7.00 = 24.40 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{ed0} = 0.001 \times 24.40 / 0.30 = 0.081 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $Mid/N_{id} = 0.00000 \times 11.8 / 24.4 = 0.00000 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he} = 0.00075 \text{ m}$
 Τυχρηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef} / 450 = 2.10 / 450 = 0.00467 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα στην βάση $e_e = Mid/N_{id} + e_{he} + e_i = 0.00000 + 0.00075 + 0.00467 = 0.00541 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e = 0.05t = 0.05 \times 0.30 = 0.01500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
 Μειωτικός συντελεστής στην βάση $\Phi_i = 1 - 2e_e/t = 1 - 2 \times 0.01500 / 0.30 = 0.90$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.30 \times 2.46 / 1.50 = 443.7 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 Κατακόρυφη θλιπτική τάση από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma_n = -0.388 \text{ N/mm}^2$
 Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{ed} = 1000 \times 0.30 \times 0.388 = 116.5 \text{ kN/m}$
 $N_{ed} = 116.5 \leq 443.7 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος σε διάτμηση, φόρτιση 1.00xg+0.30xq+Σεισμός (EC6, §6.2)

$V_{ed}=265.0\text{kN}$, $\tau_{max}=0.252\text{N/mm}^2$, $\sigma_d=0.108\text{N/mm}^2$, $L_c=5.25\text{m}$, διαζωματική τοιχ. $L_c=L=7.00\text{m}$ §6.9.2(2)
 Χαρακτηριστική διατμητική αντοχή $f_{vk}=f_{vko}+0.4x(L_c/L)x f_d$ (EC6 §3.6.2)
 $f_{vk}=0.200+0.40x(5.25/7.00)x0.108=0.233\text{N/mm}^2$, $\max f_{vk}=1.500\text{N/mm}^2$, $f_{vk}=0.233\text{N/mm}^2$ (EC6 εξ.3.5)
 Τιμή σχεδιασμού αντοχής έναντι τέμνουσας $V_{rd}=f_{vk}.t.L/\gamma_M$ (EC6 §6.2, εξ.6.13)
 $V_{rd}=1000x0.233x0.30x7.00/1.50= 325.6\text{ kN}$
 $V_{ed}= 265.0\text{kN} \leq 325.6\text{kN} =V_{rd}$. (EC6 §6.2)
 Ικανοποιείται ο έλεγχος τέμνουσας σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Περιοχές με συγκεντρωμένα φορτία (EC6, §6.1.3)

Από τη επίλυση πεπερασμένων στοιχείων προκύπτουν στις θέσεις έδρασης δοκών οι μέγιστες θλιπτικές τάσεις. Καθώς στο πάνω μέρος του τοίχου υπάρχει σενάζ ελέγχουμε τις τάσεις σε χαμηλότερη σειρά πεπερασμένων στοιχείων.
 Μέγιστη θλιπτική τάση στην περιοχή συγκεντρωμένων φορτίων $\sigma_{sdmax}=0.262\text{N/mm}^2$
 Η μέγιστη αυτή τάση 0.262 N/mm^2 είναι $\leq f_k/\gamma_M=2.465/2.2= 1.120\text{ N/mm}^2$
 άρα ικανοποιείται ο έλεγχος αντοχής σύμφωνα με EC6 §6.1.3.εξ.(6.9)

Σενάζ οπλισμένου σκυροδέματος (Εθν. Κείμ. εφαρμογής, EC6 §6.1.3.(7), §8.2, EC8 §9.5.3).

Στο πάνω μέρος του τοίχου και στο ύψος των υπερθύρων τυχόν μικρές εφελκυστικές τάσεις παραλαμβάνονται από σενάζ οπλισμένου σκυροδέματος 30x20 [πλάτος x ύψος cm] με ελάχιστο οπλισμό 4φ12 (συνδ. φ8/15) που ικανοποιεί τα ελάχιστα όρια του κανονισμού.

Ελεγχος σε οριζόντια εκτός επιπέδου τοίχου φορτία λόγω σεισμού (EC6, §3.6.3, §6.3)

Προσεγγιστική σχετική οριζόντια μετατόπιση ορόφου = 0.554 mm
 Οριζόντια μετατόπιση λόγω παραμόρφωσης οριζοντίου διαφράγματος= 0.000 mm
 Καμπτική ροπή σχεδιασμού $M_{ed}=\delta \cdot E \cdot bt^3/(4H^2)$, $M_{ed}=(1000)x0.554x2.46x0.300^3/(4x3.00^2)=1.03\text{kNm/m}$
 $f_{xk1}=0.10\text{N/mm}^2$, $f_{xd1}=0.10/2.20=0.045\text{ N/mm}^2$
 $\sigma_d=0.001x166.5/(0.30x7.00) \leq 0.2fd=0.2x2.46/2.20$, $\sigma_d=0.079\text{ N/mm}^2$ (EC6, (6.16)
 Ροπή καμπτικής αντοχής $M_{rd}=(f_{xd1}+\sigma_d)t^2/6= (1000)x(0.045+0.079)x0.300^2/6=1.86\text{kNm/m}$ (EC6, (6.15)
 $M_{ed}= 1.03\text{kNm} \leq 1.86\text{kNm} =M_{rd}$, ο έλεγχος ικανοποιείται

Ελεγχος σε οριζόντια εκτός επιπέδου τοίχου φορτία λόγω ανέμου (EC6, §6.3, Annex E)

Φορτίο ανέμου $W_{ed}=G_k+1.50W$, $W:=C_{pe}x1.25=0.80x1.25=1.00\text{ kN/m}^2$, $1.50W=1.50x1.00=1.50\text{ kN/m}^2$
 $H/L=3.00/7.00=0.43$, $\mu=f_{xk1}/f_{xk2}=1$, $\alpha_1=\mu\alpha_2$, $\alpha_2=0.015$ (Annex E, Tab E)
 Καμπτική ροπή σχεδιασμού $M_{ed}=\alpha_1 \cdot W_{ed} \cdot L^2$, $M_{ed}=0.015x1.50x7.00^2=1.10\text{ kNm/m}$
 $M_{ed}= 1.10\text{kNm} \leq 1.86\text{kNm} =M_{rd}$, ο έλεγχος ικανοποιείται

1ος οροφος

T14



Διαστάσεις μήκος=3.61m, ύψος=3.00m, πάχος=0.30m
 Οπτ/μή υπερμπατική-M5 30 cm
 Δομικό σύστημα : Διαζωματική τοιχοποιία (Ευρωκ.8, §9.3,T.9.1)
 Κατηγορία κατασκευής :2 (EC6, §2.4.3, Παρ. Α)
 Κατηγορία ελέγχου παραγωγής λιθοσωμάτων :II (EC6 §3.1.1)
 Θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας: $f_k=2.46\text{ N/mm}^2$ (EC6 §3.6.1.2)
 Διατμητική αντοχή τοιχοποιίας: $f_{vko}= 0.20\text{ N/mm}^2$ (EC6 §3.6.2)

Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού: $\gamma_M=2.20$ (EC6, §2.4.3)
 Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού με σεισμό: $\gamma_M=(2/3)x2.20(>=1.50)=1.50$ (Ευρωκ-8, §9.6(3))
 Μήκος λυγισμού τοίχου $h_{ef}=\rho x h= 0.75x2.80= 2.10\text{ m}$ (EC6, §5.5.1.2)
 Λυγηρότητα $\lambda=h_{ef}/t_{ef}=2.10/0.30= 7.00 \leq 27$ εντάξει (EC6, §5.5.1.4)

Απαιτήσεις Εθνικού κειμένου εφαρμογής Ευρωκώδικα και Ευρωκώδικα 8 §9.3

Διαζωματική τοιχοποιία
 Πάχος τοίχου= 0.300 $\geq 0.240\text{ m}$ (εντάξει)
 Λυγηρότητα $\lambda= 7.00 \leq 15$ (εντάξει)
 L/h πεσσών: $1.42/2.20=0.64 > 0.33$, $1.29/2.20=0.59 > 0.33$ δεκτό

Ελεγχος σε κατακόρυφο φορτίο, φόρτιση 1.35xg+1.50xq (EC6, §6.1)Ελεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_{id}=(1.35 \times 41.1 + 1.50 \times 16.6) / 3.61 = 22.29 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{ed0} = 0.001 \times 22.29 / 0.30 = 0.074 \text{ N/mm}^2$
 Γίνεται μείωση της εκκεντρότητας κατά $(1-k/4) = 0.62$ (EC6 Παραρτ. Γ(3))
 Καμπτική ροπή σχεδιασμού στην κορυφή $M_{id} = 1.92 \text{ kNm/m}$ (EC6 Παρ. Γ.1)
 Εκκεντρότητα $M_{id}/N_{id} = 1.92 / 22.29 = 0.08597 \text{ m} = 0.29 \times (\text{πάχος τοίχου})$ (EC6 Παραρτ. Γ.1)
 Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he} = 0.00000 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef} / 450 = 2.10 / 450 = 0.00467 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα στην κορυφή $e_e = M_{id}/N_{id} + e_{he} + e_i = 0.08597 + 0.00000 + 0.00467 = 0.09063 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e = 0.05t = 0.05 \times 0.30 = 0.01500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
 Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή $\Phi_i = 1 - 2e_e/t = 1 - 2 \times 0.09063 / 0.30 = 0.40$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.40 \times 0.30 \times 2.46 / 2.20 = 134.5 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 $N_{ed} = 22.3 \leq 134.5 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_{md}=(1.35 \times 57.0 + 1.50 \times 16.6) / 2.71 = 37.65 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{ed0} = 0.001 \times 37.65 / 0.30 = 0.126 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στο μεσαίο πέμπτο $M_{md}/N_{md} = 0.20 \times 0.08597 \times 22.3 / 37.7 = 0.01018 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00000 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_a = h_{ef} / 450 = 2.10 / 450 = 0.00467 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα φορτίων $e_m = M_{md}/N_{md} + e_{hm} + e_a = 0.01018 + 0.00000 + 0.00467 = 0.01485 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.7)
 Η λυγηρότητα είναι $7.00 \leq 15$, εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$ (EC6 §6.1.2.2(2))
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο $e_m = e_m + e_k = 0.01485 + 0.00000 = 0.01485 \text{ m}$ (EC6, εξ.6.7)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_m = 0.05t = 0.05 \times 0.30 = 0.01500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2 εξ.6.6)
 Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο $\Phi_m = (1 - 2e_m/t) \text{Exp}(-u^2/2) = 0.88$ (EC 6 Παραρτ. Γ)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.88 \times 0.30 \times 2.46 / 2.20 = 294.2 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 $N_{ed} = 37.7 \leq 294.2 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στη βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_{id}=(1.35 \times 80.9 + 1.50 \times 16.6) / 2.71 = 49.57 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{ed0} = 0.001 \times 49.57 / 0.30 = 0.165 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_{id}/N_{id} = 0.08597 \times 22.3 / 49.6 = 0.03866 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he} = 0.00000 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef} / 450 = 2.10 / 450 = 0.00467 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα στην βάση $e_e = M_{id}/N_{id} + e_{he} + e_i = 0.03866 + 0.00000 + 0.00467 = 0.04333 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e = 0.05t = 0.05 \times 0.30 = 0.01500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
 Μειωτικός συντελεστής στην βάση $\Phi_i = 1 - 2e_e/t = 1 - 2 \times 0.04333 / 0.30 = 0.71$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.71 \times 0.30 \times 2.46 / 2.20 = 238.7 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 Κατακόρυφη θλιπτική τάση από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma_n = -0.209 \text{ N/mm}^2$
 Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{ed} = 1000 \times 0.30 \times 0.209 = 62.8 \text{ kN/m}$
 $N_{ed} = 62.8 \leq 238.7 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος σε κατακόρυφο φορτίο, φόρτιση 1.00xg+0.30xq+Σεισμός (EC6, §6.1)Ελεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_{id}=(1.00 \times 41.1 + 0.30 \times 16.6) / 3.61 = 12.78 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{ed0} = 0.001 \times 12.78 / 0.30 = 0.043 \text{ N/mm}^2$
 Γίνεται μείωση της εκκεντρότητας κατά $(1-k/4) = 0.62$ (EC6 Παραρτ. Γ(3))
 Καμπτική ροπή σχεδιασμού στην κορυφή $M_{id} = 1.25 \text{ kNm/m}$ (EC6 Παρ. Γ.1)
 Εκκεντρότητα $M_{id}/N_{id} = 1.25 / 12.78 = 0.09752 \text{ m} = 0.33 \times (\text{πάχος τοίχου})$ (EC6 Παραρτ. Γ.1)
 Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he} = 0.00075 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef} / 450 = 2.10 / 450 = 0.00467 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα στην κορυφή $e_e = M_{id}/N_{id} + e_{he} + e_i = 0.09752 + 0.00075 + 0.00467 = 0.10293 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e = 0.05t = 0.05 \times 0.30 = 0.01500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
 Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή $\Phi_i = 1 - 2e_e/t = 1 - 2 \times 0.10293 / 0.30 = 0.31$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.31 \times 0.30 \times 2.46 / 1.50 = 152.8 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 $N_{ed} = 12.8 \leq 152.8 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_{md}=(1.00 \times 57.0 + 0.30 \times 16.6) / 2.71 = 22.92 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{edo} = 0.001 \times 22.92 / 0.30 = 0.076 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στο μεσαίο πέμπτο $M_{md}/N_{md} = 0.20 \times 0.09752 \times 12.8 / 22.9 = 0.01088 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντιών φορτίων $e_{hm} = 0.00037 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_a = h_{ef} / 450 = 2.10 / 450 = 0.00467 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα φορτίων $e_m = M_{md}/N_{md} + e_{hm} + e_a = 0.01088 + 0.00037 + 0.00467 = 0.01592 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.7)
 Η λυγηρότητα είναι $7.00 \leq 15$, εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$ (EC6 §6.1.2.2(2))
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο $e_m + e_k = 0.01592 + 0.00000 = 0.01592 \text{ m}$ (EC6, εξ.6.7)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_m = 0.05t = 0.05 \times 0.30 = 0.01500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2 εξ.6.6)
 Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο $\Phi_m = (1 - 2e_m/t) \text{Exp}(-u^2/2) = 0.87$ (EC 6 Παραρτ. G)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.87 \times 0.30 \times 2.46 / 1.50 = 426.6 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 $N_{ed} = 22.9 \leq 426.6 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στη βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_{id}=(1.00 \times 80.9 + 0.30 \times 16.6) / 2.71 = 31.74 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{edo} = 0.001 \times 31.74 / 0.30 = 0.106 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_{id}/N_{id} = 0.09752 \times 12.8 / 31.7 = 0.03926 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντιών φορτίων $e_{he} = 0.00075 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef} / 450 = 2.10 / 450 = 0.00467 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα στην βάση $e_e = M_{id}/N_{id} + e_{he} + e_i = 0.03926 + 0.00075 + 0.00467 = 0.04468 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e = 0.05t = 0.05 \times 0.30 = 0.01500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
 Μειωτικός συντελεστής στην βάση $\Phi_i = 1 - 2e_e/t = 1 - 2 \times 0.04468 / 0.30 = 0.70$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.70 \times 0.30 \times 2.46 / 1.50 = 345.1 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 Κατακόρυφη θλιπτική τάση από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma_n = -0.257 \text{ N/mm}^2$
 Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{ed} = 1000 \times 0.30 \times 0.257 = 77.1 \text{ kN/m}$
 $N_{ed} = 77.1 \leq 345.1 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος σε διάτμηση, φόρτιση 1.00xg+0.30xq+Σεισμός (EC6, §6.2)

$V_{ed} = 51.3 \text{ kN}$, $\tau_{\max} = 0.140 \text{ N/mm}^2$, $\sigma_d = 0.106 \text{ N/mm}^2$, $L_c = 2.70 \text{ m}$, διαζωματική τοιχ. $L_c = L = 3.61 \text{ m}$ §6.9.2(2)
 Χαρακτηριστική διατμητική αντοχή $f_{vk} = f_{vko} + 0.4x(L_c/L) \times f_{cd}$ (EC6 §3.6.2)
 $f_{vk} = 0.200 + 0.40x(2.70/3.61) \times 0.106 = 0.232 \text{ N/mm}^2$, $\max f_{vk} = 1.500 \text{ N/mm}^2$, $f_{vk} = 0.232 \text{ N/mm}^2$ (EC6 εξ.3.5)
 Τιμή σχεδιασμού αντοχής έναντι τέμνουσας $V_{rd} = f_{vk} \cdot t \cdot L / \gamma_M$ (EC6 §6.2, εξ.6.13)
 $V_{rd} = 1000 \times 0.232 \times 0.30 \times 3.61 / 1.50 = 167.1 \text{ kN}$
 $V_{ed} = 51.3 \text{ kN} \leq 167.1 \text{ kN} = V_{rd}$. (EC6 §6.2)
 Ικανοποιείται ο έλεγχος τέμνουσας σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Περιοχές με συγκεντρωμένα φορτία (EC6, §6.1.3)

Από τη επίλυση πεπερασμένων στοιχείων προκύπτουν στις θέσεις έδρασης δοκών οι μέγιστες θλιπτικές τάσεις. Καθώς στο πάνω μέρος του τοίχου υπάρχει σενάζ ελέγχουμε τις τάσεις σε χαμηλότερη σειρά πεπερασμένων στοιχείων.
 Μέγιστη θλιπτική τάση στην περιοχή συγκεντρωμένων φορτίων $\sigma_{d\max} = 0.238 \text{ N/mm}^2$
 Η μέγιστη αυτή τάση 0.238 N/mm^2 είναι $\leq f_k / \gamma_M = 2.465 / 2.2 = 1.120 \text{ N/mm}^2$
 άρα ικανοποιείται ο έλεγχος αντοχής σύμφωνα με EC6 §6.1.3.εξ.(6.9)

Σενάζ οπλισμένου σκυροδέματος (Εθν. Κείμ. εφαρμογής, EC6 §6.1.3.(7), §8.2, EC8 §9.5.3).

Στο πάνω μέρος του τοίχου και στο ύψος των υπερθύρων τυχόν μικρές εφελκυστικές τάσεις παραλαμβάνονται από σενάζ οπλισμένου σκυροδέματος 30×20 [πλάτος x ύψος cm] με ελάχιστο οπλισμό $4\Phi 12$ (συνδ. $\Phi 8/15$) που ικανοποιεί τα ελάχιστα όρια του κανονισμού.

Ελεγχος σε οριζόντια εκτός επιπέδου τοίχου φορτία λόγω σεισμού (EC6, §3.6.3, §6.3)

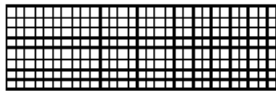
Προσεγγιστική σχετική οριζόντια μετατόπιση ορόφου = 0.621 mm
 Οριζόντια μετατόπιση λόγω παραμόρφωσης οριζοντίου διαφράγματος = 0.000 mm
 Καμπτική ροπή σχεδιασμού $M_{ed} = \delta \cdot E \cdot b t^3 / (4H^2)$, $M_{ed} = (1000) \times 0.621 \times 2.46 \times 0.300^3 / (4 \times 3.00^2) = 1.15 \text{ kNm/m}$
 $f_{xk1} = 0.10 \text{ N/mm}^2$, $f_{xd1} = 0.10 / 2.20 = 0.045 \text{ N/mm}^2$
 $\sigma_d = 0.001 \times 80.9 / (0.30 \times 3.61) \leq 0.2 f_d = 0.2 \times 2.46 / 2.20$, $\sigma_d = 0.075 \text{ N/mm}^2$ (EC6, (6.16)
 Ροπή καμπτικής αντοχής $M_{rd} = (f_{xd1} + \sigma_d) t^2 / 6 = (0.045 + 0.075) \times 0.300^2 / 6 = 1.80 \text{ kNm/m}$ (EC6, (6.15)
 $M_{ed} = 1.15 \text{ kNm} \leq 1.80 \text{ kNm} = M_{rd}$, ο έλεγχος ικανοποιείται

Ελεγχος σε οριζόντια εκτός επιπέδου τοίχου φορτία λόγω ανέμου (EC6, §6.3, Annex E)

Φορτίο ανέμου $W_{ed} = G_k + 1.50W$, $W := C_{pe} \times 1.25 = 0.80 \times 1.25 = 1.00 \text{ kN/m}^2$, $1.50W = 1.50 \times 1.00 = 1.50 \text{ kN/m}^2$
 $H/L = 3.00/3.61 = 0.83$, $\mu = f_{xk1}/f_{xk2} = 1$, $\alpha_1 = \mu \alpha_2$, $\alpha_2 = 0.042$ (Annex E, Tab E)
 Καμπτική ροπή σχεδιασμού $M_{ed} = \alpha_1 \cdot W_{ed} \cdot L^2$, $M_{ed} = 0.042 \times 1.50 \times 3.61^2 = 0.82 \text{ kNm/m}$
 $M_{ed} = 0.82 \text{ kNm} \leq 1.80 \text{ kNm} = M_{rd}$, ο έλεγχος ικανοποιείται

Ισόγειο

T1



Διαστάσεις μήκος=11.00m, ύψος=3.00m, πάχος=0.30m
 Οπτ/μή υπερμπατική-M5 30 cm
 Δομικό σύστημα : Διαζωματική τοιχοποιία (Ευρωκ.8, §9.3,Τ.9.1)
 Κατηγορία κατασκευής :2 (EC6, §2.4.3, Παρ. Α)
 Κατηγορία ελέγχου παραγωγής λιθοσωμάτων :II (EC6 §3.1.1)
 Θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας: $f_{k} = 2.46 \text{ N/mm}^2$ (EC6 §3.6.1.2)
 Διατμητική αντοχή τοιχοποιίας: $f_{vko} = 0.20 \text{ N/mm}^2$ (EC6 §3.6.2)

Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού: $\gamma_M = 2.20$ (EC6, §2.4.3)
 Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού με σεισμό: $\gamma_M = (2/3) \times 2.20 (>= 1.50) = 1.50$ (Ευρωκ-8, §9.6(3))
 Μήκος λυγισμού τοίχου $h_{ef} = \rho x h = 0.75 \times 2.80 = 2.10 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.2)
 Λυγηρότητα $\lambda = h_{ef}/t_{ef} = 2.10/0.30 = 7.00 \leq 27$ εντάξει (EC6, §5.5.1.4)

Απαιτήσεις Εθνικού κειμένου εφαρμογής Ευρωκώδικα και Ευρωκώδικα 8 §9.3

Διαζωματική τοιχοποιία
 Πάχος τοίχου= 0.300 $\geq 0.240 \text{ m}$ (εντάξει)
 Λυγηρότητα $\lambda = 7.00 \leq 15$ (εντάξει)
 L/h πεσσών: $11.00/3.00 = 3.67 > 0.33$, δεκτό

Ελεγχος σε κατακόρυφο φορτίο, φόρτιση 1.35xg+1.50xq (EC6, §6.1)

Ελεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_{id} = (1.35 \times 376.3 + 1.50 \times 66.9) / 11.00 = 55.30 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{do} = 0.001 \times 55.30 / 0.30 = 0.184 \text{ N/mm}^2$
 Γίνεται μείωση της εκκεντρότητας κατά $(1-k/4) = 0.88$ (EC6 Παραρτ. Γ(3))
 Καμπτική ροπή σχεδιασμού στην κορυφή $M_{id} = 1.99 \text{ kNm/m}$ (EC6 Παρ. Γ.1)
 Εκκεντρότητα $M_{id}/N_{id} = 1.99/55.30 = 0.03604 \text{ m} = 0.12 \times (\text{πάχος τοίχου})$ (EC6 Παραρτ. Γ.1)
 Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he} = 0.00000 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef}/450 = 2.10/450 = 0.00467 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα στην κορυφή $e_e = M_{id}/N_{id} + e_{he} + e_i = 0.03604 + 0.00000 + 0.00467 = 0.04071 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e = 0.05t = 0.05 \times 0.30 = 0.01500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
 Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή $\Phi_i = 1 - 2e_e/t = 1 - 2 \times 0.04071/0.30 = 0.73$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.73 \times 0.30 \times 2.46 / 2.20 = 245.4 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 $N_{ed} = 55.3 \leq 245.4 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_{md} = (1.35 \times 435.7 + 1.50 \times 66.9) / 11.00 = 62.59 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{do} = 0.001 \times 62.59 / 0.30 = 0.209 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στο μεσαίο πέμπτο $M_{md}/N_{md} = 0.20 \times 0.03604 \times 55.3 / 62.6 = 0.00637 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00000 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_a = h_{ef}/450 = 2.10/450 = 0.00467 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα φορτίων $e_m = M_{md}/N_{md} + e_{hm} + e_a = 0.00637 + 0.00000 + 0.00467 = 0.01103 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.7)
 Η λυγηρότητα είναι $7.00 \leq 15$, εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$ (EC6 §6.1.2.2(2))
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο $e_m = e_m + e_k = 0.01103 + 0.00000 = 0.01103 \text{ m}$ (EC6, εξ.6.7)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_m = 0.05t = 0.05 \times 0.30 = 0.01500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2 εξ.6.6)
 Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο $\Phi_m = (1 - 2e_m/t) \text{Exp}(-u^2/2) = 0.88$ (EC 6 Παραρτ. G)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.88 \times 0.30 \times 2.46 / 2.20 = 294.2 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 $N_{ed} = 62.6 \leq 294.2 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στη βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_{id}=(1.35 \times 524.8 + 1.50 \times 66.9) / 11.00 = 73.53 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{ed0} = 0.001 \times 73.53 / 0.30 = 0.245 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $Mid/N_{id} = 0.03604 \times 55.3 / 73.5 = 0.02711 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he} = 0.00000 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef} / 450 = 2.10 / 450 = 0.00467 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα στην βάση $e_e = Mid/N_{id} + e_{he} + e_i = 0.02711 + 0.00000 + 0.00467 = 0.03177 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e = 0.05t = 0.05 \times 0.30 = 0.01500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
 Μειωτικός συντελεστής στην βάση $\Phi_i = 1 - 2e_e/t = 1 - 2 \times 0.03177 / 0.30 = 0.79$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.79 \times 0.30 \times 2.46 / 2.20 = 265.5 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 Κατακόρυφη θλιπτική τάση από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma_n = -0.289 \text{ N/mm}^2$
 Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{ed} = 1000 \times 0.30 \times 0.289 = 86.6 \text{ kN/m}$
 $N_{ed} = 86.6 \leq 265.5 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος σε κατακόρυφο φορτίο, φόρτιση 1.00xg+0.30xq+Σεισμός (EC6, §6.1)Ελεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_{id}=(1.00 \times 376.3 + 0.30 \times 66.9) / 11.00 = 36.03 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{ed0} = 0.001 \times 36.03 / 0.30 = 0.120 \text{ N/mm}^2$
 Γίνεται μείωση της εκκεντρότητας κατά $(1-k/4) = 0.88$ (EC6 Παραρτ. Γ(3))
 Καμπτική ροπή σχεδιασμού στην κορυφή $Mid = 1.18 \text{ kNm/m}$ (EC6 Παρ. Γ.1)
 Εκκεντρότητα $Mid/N_{id} = 1.18 / 36.03 = 0.03271 \text{ m} = 0.11 \times (\text{πάχος τοίχου})$ (EC6 Παραρτ. Γ.1)
 Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he} = 0.00120 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef} / 450 = 2.10 / 450 = 0.00467 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα στην κορυφή $e_e = Mid/N_{id} + e_{he} + e_i = 0.03271 + 0.00120 + 0.00467 = 0.03857 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e = 0.05t = 0.05 \times 0.30 = 0.01500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
 Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή $\Phi_i = 1 - 2e_e/t = 1 - 2 \times 0.03857 / 0.30 = 0.74$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.74 \times 0.30 \times 2.46 / 1.50 = 364.8 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 $N_{ed} = 36.0 \leq 364.8 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_{md}=(1.00 \times 435.7 + 0.30 \times 66.9) / 11.00 = 41.43 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{ed0} = 0.001 \times 41.43 / 0.30 = 0.138 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στο μεσαίο πέμπτο $M_{md}/N_{md} = 0.20 \times 0.03271 \times 36.0 / 41.4 = 0.00569 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00060 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_a = h_{ef} / 450 = 2.10 / 450 = 0.00467 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα φορτίων $e_m = M_{md}/N_{md} + e_{hm} + e_a = 0.00569 + 0.00060 + 0.00467 = 0.01096 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.7)
 Η λυγηρότητα είναι $7.00 \leq 15$, εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$ (EC6 §6.1.2.2(2))
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο $e_m = e_m + e_k = 0.01096 + 0.00000 = 0.01096 \text{ m}$ (EC6, εξ.6.7)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_m = 0.05t = 0.05 \times 0.30 = 0.01500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2 εξ.6.6)
 Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο $\Phi_m = (1 - 2e_m/t) \text{Exp}(-u^2/2) = 0.88$ (EC 6 Παραρτ. Γ)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.88 \times 0.30 \times 2.46 / 1.50 = 431.5 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 $N_{ed} = 41.4 \leq 431.5 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στη βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_{id}=(1.00 \times 524.8 + 0.30 \times 66.9) / 11.00 = 49.53 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{ed0} = 0.001 \times 49.53 / 0.30 = 0.165 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $Mid/N_{id} = 0.03271 \times 36.0 / 49.5 = 0.02379 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he} = 0.00120 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef} / 450 = 2.10 / 450 = 0.00467 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα στην βάση $e_e = Mid/N_{id} + e_{he} + e_i = 0.02379 + 0.00120 + 0.00467 = 0.02966 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e = 0.05t = 0.05 \times 0.30 = 0.01500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
 Μειωτικός συντελεστής στην βάση $\Phi_i = 1 - 2e_e/t = 1 - 2 \times 0.02966 / 0.30 = 0.80$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.80 \times 0.30 \times 2.46 / 1.50 = 394.4 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 Κατακόρυφη θλιπτική τάση από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma_n = -0.467 \text{ N/mm}^2$
 Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{ed} = 1000 \times 0.30 \times 0.467 = 140.2 \text{ kN/m}$
 $N_{ed} = 140.2 \leq 394.4 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος σε διάτμηση, φόρτιση 1.00xg+0.30xq+Σεισμός (EC6, §6.2)

$V_{ed}=492.2\text{kN}$, $\tau_{max}=0.200\text{N/mm}^2$, $\sigma_d=0.220\text{N/mm}^2$, $L_c=8.25\text{m}$, διαζωματική τοιχ. $L_c=L=11.00\text{m}$ §6.9.2(2)
 Χαρακτηριστική διατμητική αντοχή $f_{vk}=f_{vko}+0.4x(L_c/L)x f_d$ (EC6 §3.6.2)
 $f_{vk}=0.200+0.40x(8.25/11.00)x0.220=0.266\text{N/mm}^2$, $\max f_{vk}=1.500\text{N/mm}^2$, $f_{vk}=0.266\text{N/mm}^2$ (EC6 εξ.3.5)
 Τιμή σχεδιασμού αντοχής έναντι τέμνουσας $V_{rd}=f_{vk}.t.L/\gamma_M$ (EC6 §6.2, εξ.6.13)
 $V_{rd}=1000x0.266x0.30x11.00/1.50= 585.3 \text{ kN}$
 $V_{ed}= 492.2\text{kN} \leq 585.3\text{kN} =V_{rd}$. (EC6 §6.2)
 Ικανοποιείται ο έλεγχος τέμνουσας σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Περιοχές με συγκεντρωμένα φορτία (EC6, §6.1.3)

Από τη επίλυση πεπερασμένων στοιχείων προκύπτουν στις θέσεις έδρασης δοκών οι μέγιστες θλιπτικές τάσεις. Καθώς στο πάνω μέρος του τοίχου υπάρχει σενάζ ελέγχουμε τις τάσεις σε χαμηλότερη σειρά πεπερασμένων στοιχείων.
 Μέγιστη θλιπτική τάση στην περιοχή συγκεντρωμένων φορτίων $\sigma_{sdmax}=0.358\text{N/mm}^2$
 Η μέγιστη αυτή τάση 0.358 N/mm^2 είναι $\leq f_k/\gamma_M=2.465/2.2= 1.120 \text{ N/mm}^2$
 άρα ικανοποιείται ο έλεγχος αντοχής σύμφωνα με EC6 §6.1.3.εξ.(6.9)

Σενάζ οπλισμένου σκυροδέματος (Εθν. Κείμ. εφαρμογής, EC6 §6.1.3.(7), §8.2, EC8 §9.5.3).

Στο πάνω μέρος του τοίχου και στο ύψος των υπερθύρων τυχόν μικρές εφελκυστικές τάσεις παραλαμβάνονται από σενάζ οπλισμένου σκυροδέματος 30x20 [πλάτος x ύψος cm] με ελάχιστο οπλισμό 4φ12 (συνδ. φ8/15) που ικανοποιεί τα ελάχιστα όρια του κανονισμού.

Ελεγχος σε οριζόντια εκτός επιπέδου τοίχου φορτία λόγω σεισμού (EC6, §3.6.3, §6.3)

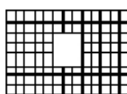
Προσεγγιστική σχετική οριζόντια μετατόπιση ορόφου = 1.199 mm
 Οριζόντια μετατόπιση λόγω παραμόρφωσης οριζοντίου διαφράγματος= 0.000 mm
 Καμπτική ροπή σχεδιασμού $M_{ed}=\delta \cdot E \cdot bt^3/(4H^2)$, $M_{ed}=(1000)x1.199x2.46x0.300^3/(4x3.00^2)=2.22\text{kNm/m}$
 $f_{xk1}=0.10\text{N/mm}^2$, $f_{xd1}=0.10/2.20=0.045 \text{ N/mm}^2$
 $\sigma_d=0.001x524.8/(0.30x11.00) \leq 0.2f_d=0.2x2.46/2.20$, $\sigma_d=0.159 \text{ N/mm}^2$ (EC6, (6.16)
 Ροπή καμπτικής αντοχής $M_{rd}=(f_{xd1}+\sigma_d)t^2/6= (1000)x(0.045+0.159)x0.300^2/6=3.06\text{kNm/m}$ (EC6, (6.15)
 $M_{ed}= 2.22\text{kNm} \leq 3.06\text{kNm} =M_{rd}$, ο έλεγχος ικανοποιείται

Ελεγχος σε οριζόντια εκτός επιπέδου τοίχου φορτία λόγω ανέμου (EC6, §6.3, Annex E)

Φορτίο ανέμου $W_{ed}=G_k+1.50W$, $W:=C_{pe}x1.25=0.80x1.25=1.00 \text{ kN/m}^2$, $1.50W=1.50x1.00=1.50 \text{ kN/m}^2$
 $H/L=3.00/11.00=0.27$, $\mu=f_{xk1}/f_{xk2}=1$, $\alpha_1=\mu\alpha_2$, $\alpha_2=0.008$ (Annex E, Tab E)
 Καμπτική ροπή σχεδιασμού $M_{ed}=\alpha_1 \cdot W_{ed} \cdot L^2$, $M_{ed}=0.008x1.50x11.00^2=1.45 \text{ kNm/m}$
 $M_{ed}= 1.45\text{kNm} \leq 3.06\text{kNm} =M_{rd}$, ο έλεγχος ικανοποιείται

Ισόγειο

T2



Διαστάσεις μήκος=5.00m, ύψος=3.00m, πάχος=0.30m
 Οπτ/μή υπερμπατική-M5 30 cm
 Δομικό σύστημα : Διαζωματική τοιχοποιία (Ευρωκ.8, §9.3,T.9.1)
 Κατηγορία κατασκευής :2 (EC6, §2.4.3, Παρ. Α)
 Κατηγορία ελέγχου παραγωγής λιθοσωμάτων :II (EC6 §3.1.1)
 Θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας: $f_k=2.46 \text{ N/mm}^2$ (EC6 §3.6.1.2)
 Διατμητική αντοχή τοιχοποιίας: $f_{vko}= 0.20 \text{ N/mm}^2$ (EC6 §3.6.2)

Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού: $\gamma_M=2.20$ (EC6, §2.4.3)
 Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού με σεισμό: $\gamma_M=(2/3)x2.20(>=1.50)=1.50$ (Ευρωκ-8, §9.6(3))
 Μήκος λυγισμού τοίχου $h_{ef}=\rho x h= 0.75x2.80= 2.10 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.2)
 Λυγηρότητα $\lambda=h_{ef}/t_{ef}=2.10/0.30= 7.00 \leq 27$ εντάξει (EC6, §5.5.1.4)

Απαιτήσεις Εθνικού κειμένου εφαρμογής Ευρωκώδικα και Ευρωκώδικα 8 §9.3

Διαζωματική τοιχοποιία
 Πάχος τοίχου= 0.300 $\geq 0.240 \text{ m}$ (εντάξει)
 Λυγηρότητα $\lambda= 7.00 \leq 15$ (εντάξει)
 L/h πεσσών: $1.92/1.20=1.60 > 0.33$, $1.88/1.20=1.57 > 0.33$ δεκτό

Έλεγχος σε κατακόρυφο φορτίο, φόρτιση 1.35xg+1.50xq (EC6, §6.1)Έλεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_{id}=(1.35 \times 137.7 + 1.50 \times 22.3)/5.00=43.87 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{ed0}=0.001 \times 43.87/0.30=0.146 \text{ N/mm}^2$
 Γίνεται μείωση της εκκεντρότητας κατά $(1-k/4)=0.89$ (EC6 Παραρτ. Γ(3))
 Καμπτική ροπή σχεδιασμού στην κορυφή $M_{id}=4.56 \text{ kNm/m}$ (EC6 Παρ. Γ.1)
 Εκκεντρότητα $M_{id}/N_{id}=4.56/43.87=0.10388 \text{ m}=0.35 \times (\text{πάχος τοίχου})$ (EC6 Παραρτ. Γ.1)
 Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he}=0.00000 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i=hef/450=2.10/450=0.00467 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα στην κορυφή $e_e=M_{id}/N_{id}+e_{he}+e_i=0.10388+0.00000+0.00467=0.10855 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e=0.05t=0.05 \times 0.30=0.01500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
 Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή $\phi_i=1-2e_e/t=1-2 \times 0.10855/0.30=0.28$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd}=\phi_i \cdot t \cdot f_k/\gamma_M=1000 \times 0.28 \times 0.30 \times 2.46/2.20=94.1 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 $N_{ed}=43.9 \leq 94.1=N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Έλεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_{md}=(1.35 \times 162.1 + 1.50 \times 22.3)/3.80=66.39 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{ed0}=0.001 \times 66.39/0.30=0.221 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στο μεσαίο πέμπτο $M_{md}/N_{md}=0.20 \times 0.10388 \times 43.9/66.4=0.1373 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm}=0.00000 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_a=hef/450=2.10/450=0.00467 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα φορτίων $e_m=M_{md}/N_{md}+e_{hm}+e_a=0.1373+0.00000+0.00467=0.1420 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.7)
 Η λυγηρότητα είναι $7.00 \leq 15$, εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k=0$ (EC6 §6.1.2.2(2))
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο $e_m=e_m+e_k=0.1420+0.00000=0.1420 \text{ m}$ (EC6, εξ.6.7)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_m=0.05t=0.05 \times 0.30=0.01500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2 εξ.6.6)
 Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο $\phi_m=(1-2e_m/t) \cdot \text{Exp}(-u^2/2)=0.85$ (EC 6 Παραρτ. Γ)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd}=\phi_m \cdot t \cdot f_k/\gamma_M=1000 \times 0.85 \times 0.30 \times 2.46/2.20=287.3 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 $N_{ed}=66.4 \leq 287.3=N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Έλεγχος αντοχής στη βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_{id}=(1.35 \times 198.7 + 1.50 \times 22.3)/5.00=60.34 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{ed0}=0.001 \times 60.34/0.30=0.201 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_{id}/N_{id}=0.10388 \times 43.9/60.3=0.07553 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he}=0.00000 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i=hef/450=2.10/450=0.00467 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα στην βάση $e_e=M_{id}/N_{id}+e_{he}+e_i=0.07553+0.00000+0.00467=0.08020 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e=0.05t=0.05 \times 0.30=0.01500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
 Μειωτικός συντελεστής στην βάση $\phi_i=1-2e_e/t=1-2 \times 0.08020/0.30=0.47$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd}=\phi_i \cdot t \cdot f_k/\gamma_M=1000 \times 0.47 \times 0.30 \times 2.46/2.20=158.0 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 Κατακόρυφη θλιπτική τάση από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma_n=-0.309 \text{ N/mm}^2$
 Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{ed}=1000 \times 0.30 \times 0.30=92.6 \text{ kN/m}$
 $N_{ed}=92.6 \leq 158.0=N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Έλεγχος σε κατακόρυφο φορτίο, φόρτιση 1.00xg+0.30xq+Σεισμός (EC6, §6.1)Έλεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_{id}=(1.00 \times 137.7 + 0.30 \times 22.3)/5.00=28.88 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{ed0}=0.001 \times 28.88/0.30=0.096 \text{ N/mm}^2$
 Γίνεται μείωση της εκκεντρότητας κατά $(1-k/4)=0.89$ (EC6 Παραρτ. Γ(3))
 Καμπτική ροπή σχεδιασμού στην κορυφή $M_{id}=2.69 \text{ kNm/m}$ (EC6 Παρ. Γ.1)
 Εκκεντρότητα $M_{id}/N_{id}=2.69/28.88=0.09323 \text{ m}=0.31 \times (\text{πάχος τοίχου})$ (EC6 Παραρτ. Γ.1)
 Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he}=0.00120 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i=hef/450=2.10/450=0.00467 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα στην κορυφή $e_e=M_{id}/N_{id}+e_{he}+e_i=0.09323+0.00120+0.00467=0.09909 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e=0.05t=0.05 \times 0.30=0.01500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
 Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή $\phi_i=1-2e_e/t=1-2 \times 0.09909/0.30=0.34$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd}=\phi_i \cdot t \cdot f_k/\gamma_M=1000 \times 0.34 \times 0.30 \times 2.46/1.50=167.6 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 $N_{ed}=28.9 \leq 167.6=N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_{md}=(1.00 \times 162.1 + 0.30 \times 22.3) / 3.80 = 44.42 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{edo} = 0.001 \times 44.42 / 0.30 = 0.148 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στο μεσαίο πέμπτο $M_{md}/N_{md} = 0.20 \times 0.09323 \times 28.9 / 44.4 = 0.01212 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντιών φορτίων $e_{hm} = 0.00060 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_a = h_{ef} / 450 = 2.10 / 450 = 0.00467 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα φορτίων $e_m = M_{md} / N_{md} + e_{hm} + e_a = 0.01212 + 0.00060 + 0.00467 = 0.01739 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.7)
 Η λυγηρότητα είναι $7.00 \leq 15$, εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$ (EC6 §6.1.2.2(2))
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο $e_m + e_k = 0.01739 + 0.00000 = 0.01739 \text{ m}$ (EC6, εξ.6.7)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_m = 0.05t = 0.05 \times 0.30 = 0.01500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2 εξ.6.6)
 Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο $\Phi_m = (1 - 2e_m/t) \text{Exp}(-u^2/2) = 0.86$ (EC 6 Παραρτ. G)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.86 \times 0.30 \times 2.46 / 1.50 = 421.5 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 $N_{ed} = 44.4 \leq 421.5 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στη βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_{id}=(1.00 \times 198.7 + 0.30 \times 22.3) / 5.00 = 41.08 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{edo} = 0.001 \times 41.08 / 0.30 = 0.137 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_{id}/N_{id} = 0.09323 \times 28.9 / 41.1 = 0.06554 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντιών φορτίων $e_{he} = 0.00120 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef} / 450 = 2.10 / 450 = 0.00467 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα στην βάση $e_e = M_{id} / N_{id} + e_{he} + e_i = 0.06554 + 0.00120 + 0.00467 = 0.07141 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e = 0.05t = 0.05 \times 0.30 = 0.01500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
 Μειωτικός συντελεστής στην βάση $\Phi_i = 1 - 2e_e/t = 1 - 2 \times 0.07141 / 0.30 = 0.52$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.52 \times 0.30 \times 2.46 / 1.50 = 256.4 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 Κατακόρυφη θλιπτική τάση από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma_n = -0.686 \text{ N/mm}^2$
 Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{ed} = 1000 \times 0.30 \times 0.686 = 205.9 \text{ kN/m}$
 $N_{ed} = 205.9 \leq 256.4 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος σε διάτμηση, φόρτιση 1.00xg+0.30xq+Σεισμός (EC6, §6.2)

$V_{ed} = 289.6 \text{ kN}$, $\tau_{\max} = 0.421 \text{ N/mm}^2$, $\sigma_d = 0.183 \text{ N/mm}^2$, $L_c = 3.75 \text{ m}$, διαζωματική τοιχ. $L_c = L = 5.00 \text{ m}$ §6.9.2(2)
 Χαρακτηριστική διατμητική αντοχή $f_{vk} = f_{vko} + 0.4 \times (L_c/L) \times f_{cd}$ (EC6 §3.6.2)
 $f_{vk} = 0.200 + 0.40 \times (3.75/5.00) \times 0.183 = 0.255 \text{ N/mm}^2$, $\max f_{vk} = 1.500 \text{ N/mm}^2$, $f_{vk} = 0.255 \text{ N/mm}^2$ (EC6 εξ.3.5)
 Τιμή σχεδιασμού αντοχής έναντι τέμνουσας $V_{rd} = f_{vk} \cdot t \cdot L / \gamma_M$ (EC6 §6.2, εξ.6.13)
 $V_{rd} = 1000 \times 0.255 \times 0.30 \times 5.00 / 1.50 = 254.8 \text{ kN}$
 $V_{ed} = 289.6 \text{ kN} > 254.8 \text{ kN} = V_{rd}$. (EC6 §6.2)
Δεν ικανοποιείται ο έλεγχος τέμνουσας σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Περιοχές με συγκεντρωμένα φορτία (EC6, §6.1.3)

Από τη επίλυση πεπερασμένων στοιχείων προκύπτουν στις θέσεις έδρασης δοκών οι μέγιστες θλιπτικές τάσεις. Καθώς στο πάνω μέρος του τοίχου υπάρχει σενάζ ελέγχουμε τις τάσεις σε χαμηλότερη σειρά πεπερασμένων στοιχείων.
 Μέγιστη θλιπτική τάση στην περιοχή συγκεντρωμένων φορτίων $\sigma_{d\max} = 0.328 \text{ N/mm}^2$
 Η μέγιστη αυτή τάση 0.328 N/mm^2 είναι $\leq f_k / \gamma_M = 2.465 / 2.2 = 1.120 \text{ N/mm}^2$
 άρα ικανοποιείται ο έλεγχος αντοχής σύμφωνα με EC6 §6.1.3.εξ.(6.9)

Σενάζ οπλισμένου σκυροδέματος (Εθν. Κείμ. εφαρμογής, EC6 §6.1.3.(7), §8.2, EC8 §9.5.3).

Στο πάνω μέρος του τοίχου και στο ύψος των υπερθύρων τυχόν μικρές εφελκυστικές τάσεις παραλαμβάνονται από σενάζ οπλισμένου σκυροδέματος 30x20 [πλάτος x ύψος cm] με ελάχιστο οπλισμό 4Φ12 (συνδ. Φ8/15) που ικανοποιεί τα ελάχιστα όρια του κανονισμού.

Ελεγχος σε οριζόντια εκτός επιπέδου τοίχου φορτία λόγω σεισμού (EC6, §3.6.3, §6.3)

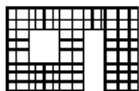
Προσεγγιστική σχετική οριζόντια μετατόπιση ορόφου = 0.830 mm
 Οριζόντια μετατόπιση λόγω παραμόρφωσης οριζοντίου διαφράγματος = 0.000 mm
 Καμπτική ροπή σχεδιασμού $M_{ed} = \delta \cdot E \cdot b t^3 / (4H^2)$, $M_{ed} = (1000) \times 0.830 \times 2.46 \times 0.300^3 / (4 \times 3.00^2) = 1.54 \text{ kNm/m}$
 $f_{xk1} = 0.10 \text{ N/mm}^2$, $f_{xd1} = 0.10 / 2.20 = 0.045 \text{ N/mm}^2$
 $\sigma_d = 0.001 \times 198.7 / (0.30 \times 5.00) \leq 0.2 f_{cd} = 0.2 \times 2.46 / 2.20$, $\sigma_d = 0.132 \text{ N/mm}^2$ (EC6, (6.16))
 Ροπή καμπτικής αντοχής $M_{rd} = (f_{xd1} + \sigma_d) t^2 / 6 = (1000) \times (0.045 + 0.132) \times 0.300^2 / 6 = 2.66 \text{ kNm/m}$ (EC6, (6.15))
 $M_{ed} = 1.54 \text{ kNm} \leq 2.66 \text{ kNm} = M_{rd}$, ο έλεγχος ικανοποιείται

Ελεγχος σε οριζόντια εκτός επιπέδου τοίχου φορτία λόγω ανέμου (EC6, §6.3, Annex E)

Φορτίο ανέμου $W_{ed} = G_k + 1.50W$, $W := C_{pe} \times 1.25 = 0.80 \times 1.25 = 1.00 \text{ kN/m}^2$, $1.50W = 1.50 \times 1.00 = 1.50 \text{ kN/m}^2$
 $H/L = 3.00/5.00 = 0.60$, $\mu = f_{xk1}/f_{xk2} = 1$, $\alpha_1 = \mu \alpha_2$, $\alpha_2 = 0.024$ (Annex E, Tab E)
 Καμπτική ροπή σχεδιασμού $M_{ed} = \alpha_1 \cdot W_{ed} \cdot L^2$, $M_{ed} = 0.024 \times 1.50 \times 5.00^2 = 0.90 \text{ kNm/m}$
 $M_{ed} = 0.90 \text{ kNm} \leq 2.66 \text{ kNm} = M_{rd}$, ο έλεγχος ικανοποιείται

Ισόγειο

T3



Διαστάσεις μήκος=5.30m, ύψος=3.00m, πάχος=0.30m
 Οπτ/μή υπερμπατική-M5 30 cm
 Δομικό σύστημα : Διαζωματική τοιχοποιία (Ευρωκ.8, §9.3, T.9.1)
 Κατηγορία κατασκευής : 2 (EC6, §2.4.3, Παρ. Α)
 Κατηγορία ελέγχου παραγωγής λιθοσωμάτων : II (EC6 §3.1.1)
 Θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας: $f_{k} = 2.46 \text{ N/mm}^2$ (EC6 §3.6.1.2)
 Διατμητική αντοχή τοιχοποιίας: $f_{vko} = 0.20 \text{ N/mm}^2$ (EC6 §3.6.2)

Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού: $\gamma_M = 2.20$ (EC6, §2.4.3)
 Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού με σεισμό: $\gamma_M = (2/3) \times 2.20 (\geq 1.50) = 1.50$ (Ευρωκ-8, §9.6(3))
 Μήκος λυγισμού τοίχου $h_{ef} = \rho x h = 0.75 \times 2.80 = 2.10 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.2)
 Λυγηρότητα $\lambda = h_{ef}/t_{ef} = 2.10/0.30 = 7.00 \leq 27$ εντάξει (EC6, §5.5.1.4)

Απαιτήσεις Εθνικού κειμένου εφαρμογής Ευρωκώδικα και Ευρωκώδικα 8 §9.3

Διαζωματική τοιχοποιία
 Πάχος τοίχου= 0.300 $\geq 0.240 \text{ m}$ (εντάξει)
 Λυγηρότητα $\lambda = 7.00 \leq 15$ (εντάξει)
 L/h πεσσών: $0.91/2.20 = 0.41 > 0.33$, $0.99/2.20 = 0.45 > 0.33$, $1.30/2.20 = 0.59 > 0.33$ δεκτό

Ελεγχος σε κατακόρυφο φορτίο, φόρτιση 1.35xg+1.50xq (EC6, §6.1)

Ελεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_{id} = (1.35 \times 238.0 + 1.50 \times 41.6) / 5.30 = 72.40 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{do} = 0.001 \times 72.40 / 0.30 = 0.241 \text{ N/mm}^2$
 Γίνεται μείωση της εκκεντρότητας κατά $(1-k/4) = 0.88$ (EC6 Παραρτ. Γ(3))
 Καμπτική ροπή σχεδιασμού στην κορυφή $M_{id} = 1.99 \text{ kNm/m}$ (EC6 Παρ. Γ.1)
 Εκκεντρότητα $M_{id}/N_{id} = 1.99/72.40 = 0.02753 \text{ m} = 0.09 \times (\text{πάχος τοίχου})$ (EC6 Παραρτ. Γ.1)
 Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he} = 0.00000 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef}/450 = 2.10/450 = 0.00467 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα στην κορυφή $e_e = M_{id}/N_{id} + e_{he} + e_i = 0.02753 + 0.00000 + 0.00467 = 0.03220 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e = 0.05t = 0.05 \times 0.30 = 0.01500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
 Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή $\phi_i = 1 - 2e_e/t = 1 - 2 \times 0.03220/0.30 = 0.79$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.79 \times 0.30 \times 2.46 / 2.20 = 265.5 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 $N_{ed} = 72.4 \leq 265.5 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_{md} = (1.35 \times 260.5 + 1.50 \times 41.6) / 3.20 = 129.39 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{do} = 0.001 \times 129.39 / 0.30 = 0.431 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στο μεσαίο πέμπτο $M_{md}/N_{md} = 0.20 \times 0.02753 \times 72.4 / 129.4 = 0.00308 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00000 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_a = h_{ef}/450 = 2.10/450 = 0.00467 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα φορτίων $e_m = M_{md}/N_{md} + e_{hm} + e_a = 0.00308 + 0.00000 + 0.00467 = 0.00775 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.7)
 Η λυγηρότητα είναι $7.00 \leq 15$, εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$ (EC6 §6.1.2.2(2))
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο $e_m = e_m + e_k = 0.00775 + 0.00000 = 0.00775 \text{ m}$ (EC6, εξ.6.7)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_m = 0.05t = 0.05 \times 0.30 = 0.01500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2 εξ.6.6)
 Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο $\phi_m = (1 - 2e_m/t) \text{Exp}(-u^2/2) = 0.88$ (EC 6 Παραρτ. Γ)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \phi_m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.88 \times 0.30 \times 2.46 / 2.20 = 294.2 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 $N_{ed} = 129.4 \leq 294.2 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στη βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_{id}=(1.35 \times 294.2+1.50 \times 41.6) / 4.40=104.45 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{edo}=0.001 \times 104.45 / 0.30=0.348 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $Mid/N_{id}=0.02753 \times 72.4 / 104.4=0.01908 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he}=0.00000 \text{ m}$
 Τυχρηματική εκκεντρότητα $e_i=hef / 450=2.10 / 450=0.00467 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα στην βάση $ee=Mid/N_{id}+e_{he}+e_i=0.01908+0.00000+0.00467=0.02375 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min ee=0.05t=0.05 \times 0.30=0.01500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
 Μειωτικός συντελεστής στην βάση $\Phi_i=1-2ee/t=1-2 \times 0.02375 / 0.30=0.84$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd}=\Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M=1000 \times 0.84 \times 0.30 \times 2.46 / 2.20=282.4 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 Κατακόρυφη θλιπτική τάση από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma_n=-0.623 \text{ N/mm}^2$
 Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{ed}=1000 \times 0.30 \times 0.623=186.8 \text{ kN/m}$
 $N_{ed}=186.8 \leq 282.4=N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος σε κατακόρυφο φορτίο, φόρτιση 1.00xg+0.30xq+Σεισμός (EC6, §6.1)

Ελεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_{id}=(1.00 \times 238.0+0.30 \times 41.6) / 5.30=47.26 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{edo}=0.001 \times 47.26 / 0.30=0.158 \text{ N/mm}^2$
 Γίνεται μείωση της εκκεντρότητας κατά $(1-k/4)=0.88$ (EC6 Παραρτ. Γ(3))
 Καμπτική ροπή σχεδιασμού στην κορυφή $Mid=1.18 \text{ kNm/m}$ (EC6 Παρ. Γ.1)
 Εκκεντρότητα $Mid/N_{id}=1.18 / 47.26=0.02494 \text{ m}=0.08 \times (\text{πάχος τοίχου})$ (EC6 Παραρτ. Γ.1)
 Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he}=0.00120 \text{ m}$
 Τυχρηματική εκκεντρότητα $e_i=hef / 450=2.10 / 450=0.00467 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα στην κορυφή $ee=Mid/N_{id}+e_{he}+e_i=0.02494+0.00120+0.00467=0.03080 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min ee=0.05t=0.05 \times 0.30=0.01500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
 Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή $\Phi_i=1-2ee/t=1-2 \times 0.03080 / 0.30=0.79$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd}=\Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M=1000 \times 0.79 \times 0.30 \times 2.46 / 1.50=389.5 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 $N_{ed}=47.3 \leq 389.5=N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_{md}=(1.00 \times 260.5+0.30 \times 41.6) / 3.20=85.30 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{edo}=0.001 \times 85.30 / 0.30=0.284 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στο μεσαίο πέμπτο $M_{md}/N_{md}=0.20 \times 0.02494 \times 47.3 / 85.3=0.00276 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm}=0.00060 \text{ m}$
 Τυχρηματική εκκεντρότητα $e_a=hef / 450=2.10 / 450=0.00467 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα φορτίων $e_m=M_{md}/N_{md}+e_{hm}+e_a=0.00276+0.00060+0.00467=0.00803 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.7)
 Η λυγηρότητα είναι $7.00 \leq 15$, εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k=0$ (EC6 §6.1.2.2(2))
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο $e_m=e_m+e_k=0.00803+0.00000=0.00803 \text{ m}$ (EC6, εξ.6.7)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_m=0.05t=0.05 \times 0.30=0.01500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2 εξ.6.6)
 Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο $\Phi_m=(1-2e_m/t) \cdot \text{Exp}(-u^2/2)=0.88$ (EC 6 Παραρτ. Γ)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd}=\Phi_m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M=1000 \times 0.88 \times 0.30 \times 2.46 / 1.50=431.5 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 $N_{ed}=85.3 \leq 431.5=N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στη βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_{id}=(1.00 \times 294.2+0.30 \times 41.6) / 4.40=69.70 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{edo}=0.001 \times 69.70 / 0.30=0.232 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $Mid/N_{id}=0.02494 \times 47.3 / 69.7=0.01691 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he}=0.00120 \text{ m}$
 Τυχρηματική εκκεντρότητα $e_i=hef / 450=2.10 / 450=0.00467 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα στην βάση $ee=Mid/N_{id}+e_{he}+e_i=0.01691+0.00120+0.00467=0.02278 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min ee=0.05t=0.05 \times 0.30=0.01500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
 Μειωτικός συντελεστής στην βάση $\Phi_i=1-2ee/t=1-2 \times 0.02278 / 0.30=0.85$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd}=\Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M=1000 \times 0.85 \times 0.30 \times 2.46 / 1.50=419.1 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 Κατακόρυφη θλιπτική τάση από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma_n=-0.561 \text{ N/mm}^2$
 Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{ed}=1000 \times 0.30 \times 0.561=168.3 \text{ kN/m}$
 $N_{ed}=168.3 \leq 419.1=N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Έλεγχος σε διάτμηση, φόρτιση 1.00xg+0.30xq+Σεισμός (EC6, §6.2)

$V_{ed}=105.9\text{kN}$, $\tau_{\max}=0.254\text{N/mm}^2$, $\sigma_d=0.244\text{N/mm}^2$, $L_c=3.57\text{m}$, διαζωματική τοιχ. $L_c=L=5.30\text{m}$ §6.9.2(2)
 Χαρακτηριστική διατμητική αντοχή $f_{vk}=f_{vko}+0.4x(L_c/L)x f_d$ (EC6 §3.6.2)
 $f_{vk}=0.200+0.40x(3.57/5.30)x0.244=0.266\text{N/mm}^2$, $\max f_{vk}=1.500\text{N/mm}^2$, $f_{vk}=0.266\text{N/mm}^2$ (EC6 εξ.3.5)
 Τιμή σχεδιασμού αντοχής έναντι τέμνουσας $V_{rd}=f_{vk}.t.L/\gamma_M$ (EC6 §6.2, εξ.6.13)
 $V_{rd}=1000x0.266x0.30x5.30/1.50= 281.6\text{ kN}$
 $V_{ed}= 105.9\text{kN} \leq 281.6\text{kN} =V_{rd}$. (EC6 §6.2)
 Ικανοποιείται ο έλεγχος τέμνουσας σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Περιοχές με συγκεντρωμένα φορτία (EC6, §6.1.3)

Από τη επίλυση πεπερασμένων στοιχείων προκύπτουν στις θέσεις έδρασης δοκών οι μέγιστες θλιπτικές τάσεις. Καθώς στο πάνω μέρος του τοίχου υπάρχει σενάζ ελέγχουμε τις τάσεις σε χαμηλότερη σειρά πεπερασμένων στοιχείων.
 Μέγιστη θλιπτική τάση στην περιοχή συγκεντρωμένων φορτίων $\sigma_{sd\max}=0.875\text{N/mm}^2$
 Η μέγιστη αυτή τάση 0.875 N/mm^2 είναι $\leq f_k/\gamma_M=2.465/2.2= 1.120\text{ N/mm}^2$
 άρα ικανοποιείται ο έλεγχος αντοχής σύμφωνα με EC6 §6.1.3.εξ.(6.9)

Σενάζ οπλισμένου σκυροδέματος (Εθν. Κείμ. εφαρμογής, EC6 §6.1.3.(7), §8.2, EC8 §9.5.3).

Στο πάνω μέρος του τοίχου και στο ύψος των υπερθύρων τυχόν μικρές εφελκυστικές τάσεις παραλαμβάνονται από σενάζ οπλισμένου σκυροδέματος 30x20 [πλάτος x ύψος cm] με ελάχιστο οπλισμό 4φ12 (συνδ. φ8/15) που ικανοποιεί τα ελάχιστα όρια του κανονισμού.

Έλεγχος σε οριζόντια εκτός επιπέδου τοίχου φορτία λόγω σεισμού (EC6, §3.6.3, §6.3)

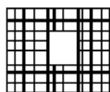
Προσεγγιστική σχετική οριζόντια μετατόπιση ορόφου = 1.199 mm
 Οριζόντια μετατόπιση λόγω παραμόρφωσης οριζοντίου διαφράγματος= 0.000 mm
 Καμπτική ροπή σχεδιασμού $M_{ed}=\delta \cdot E \cdot bt^3/(4H^2)$, $M_{ed}=(1000)x1.199x2.46x0.300^3/(4x3.00^2)=2.22\text{kNm/m}$
 $f_{xk1}=0.10\text{N/mm}^2$, $f_{xd1}=0.10/2.20=0.045\text{ N/mm}^2$
 $\sigma_d=0.001x294.2/(0.30x5.30) \leq 0.2fd=0.2x2.46/2.20$, $\sigma_d=0.185\text{ N/mm}^2$ (EC6, (6.16)
 Ροπή καμπτικής αντοχής $M_{rd}=(f_{xd1}+\sigma_d)t^2/6= (1000)x(0.045+0.185)x0.300^2/6=3.45\text{kNm/m}$ (EC6, (6.15)
 $M_{ed}= 2.22\text{kNm} \leq 3.45\text{kNm} =M_{rd}$, ο έλεγχος ικανοποιείται

Έλεγχος σε οριζόντια εκτός επιπέδου τοίχου φορτία λόγω ανέμου (EC6, §6.3, Annex E)

Φορτίο ανέμου $W_{ed}=G_k+1.50W$, $W:=C_{pe}x1.25=0.80x1.25=1.00\text{ kN/m}^2$, $1.50W=1.50x1.00=1.50\text{ kN/m}^2$
 $H/L=3.00/5.30=0.57$, $\mu=f_{xk1}/f_{xk2}=1$, $\alpha_1=\mu\alpha_2$, $\alpha_2=0.024$ (Annex E, Tab E)
 Καμπτική ροπή σχεδιασμού $M_{ed}=\alpha_1 \cdot W_{ed} \cdot L^2$, $M_{ed}=0.024x1.50x5.30^2=1.01\text{ kNm/m}$
 $M_{ed}= 1.01\text{kNm} \leq 3.45\text{kNm} =M_{rd}$, ο έλεγχος ικανοποιείται

Ισόγειο

T4



Διαστάσεις μήκος=4.30m, ύψος=3.00m, πάχος=0.30m
 Οπτ/μή υπερμπατική-M5 30 cm
 Δομικό σύστημα : Διαζωματική τοιχοποιία (Ευρωκ.8, §9.3,T.9.1)
 Κατηγορία κατασκευής :2 (EC6, §2.4.3, Παρ. Α)
 Κατηγορία ελέγχου παραγωγής λιθοσωμάτων :II (EC6 §3.1.1)
 Θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας: $f_k=2.46\text{ N/mm}^2$ (EC6 §3.6.1.2)
 Διατμητική αντοχή τοιχοποιίας: $f_{vko}= 0.20\text{ N/mm}^2$ (EC6 §3.6.2)

Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού: $\gamma_M=2.20$ (EC6, §2.4.3)
 Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού με σεισμό: $\gamma_M=(2/3)x2.20(>=1.50)=1.50$ (Ευρωκ-8, §9.6(3))
 Μήκος λυγισμού τοίχου $h_{ef}=\rho x h= 0.75x2.80= 2.10\text{ m}$ (EC6, §5.5.1.2)
 Λυγηρότητα $\lambda=h_{ef}/t_{ef}=2.10/0.30= 7.00 \leq 27$ εντάξει (EC6, §5.5.1.4)

Απαιτήσεις Εθνικού κειμένου εφαρμογής Ευρωκώδικα και Ευρωκώδικα 8 §9.3

Διαζωματική τοιχοποιία
 Πάχος τοίχου= 0.300 $\geq 0.240\text{ m}$ (εντάξει)
 Λυγηρότητα $\lambda= 7.00 \leq 15$ (εντάξει)
 L/h πεσσών: $1.73/1.20=1.44 > 0.33$, $1.37/1.20=1.14 > 0.33$ δεκτό

Ελεγχος σε κατακόρυφο φορτίο, Φόρτιση 1.35xg+1.50xg (EC6, §6.1)Ελεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_{id}=(1.35 \times 221.3 + 1.50 \times 38.5) / 4.30 = 82.91 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $s_{edo} = 0.001 \times 82.91 / 0.30 = 0.276 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου ή στέγης στην κορυφή $Mid/N_{id} = 0$

Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he} = 0.00000 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef} / 450 = 2.10 / 450 = 0.00467 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)

Εκκεντρότητα στην κορυφή $e_e = Mid/N_{id} + e_{he} + e_i = 0.00000 + 0.00000 + 0.00467 = 0.00467 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)

Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e = 0.05t = 0.05 \times 0.30 = 0.01500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)

Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή $\Phi_i = 1 - 2e_e/t = 1 - 2 \times 0.01500 / 0.30 = 0.90$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.30 \times 2.46 / 2.20 = 302.5 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)

$N_{ed} = 82.9 \leq 302.5 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_{md} = (1.35 \times 241.9 + 1.50 \times 38.5) / 3.10 = 123.99 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $s_{edo} = 0.001 \times 123.99 / 0.30 = 0.413 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου στο μεσαίο πέμπτο $M_{md}/N_{md} = 0.20 \times 0.00000 \times 82.9 / 124.0 = 0.00000 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00000 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα $e_a = h_{ef} / 450 = 2.10 / 450 = 0.00467 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)

Εκκεντρότητα φορτίων $e_m = M_{md}/N_{md} + e_{hm} + e_a = 0.00000 + 0.00000 + 0.00467 = 0.00467 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.7)

Η λυγηρότητα είναι $7.00 \leq 15$, εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$ (EC6 §6.1.2.2(2))

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο $e_m = e_m + e_k = 0.00467 + 0.00000 = 0.00467 \text{ m}$ (EC6, εξ.6.7)

Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_m = 0.05t = 0.05 \times 0.30 = 0.01500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2 εξ.6.6)

Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο $\Phi_m = (1 - 2e_m/t) \text{Exp}(-u^2/2) = 0.88$ (EC 6 Παραρτ. G)

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.88 \times 0.30 \times 2.46 / 2.20 = 294.2 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)

$N_{ed} = 124.0 \leq 294.2 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στη βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_{id} = (1.35 \times 272.9 + 1.50 \times 38.5) / 4.30 = 99.11 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $s_{edo} = 0.001 \times 99.11 / 0.30 = 0.330 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $Mid/N_{id} = 0.00000 \times 82.9 / 99.1 = 0.00000 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he} = 0.00000 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef} / 450 = 2.10 / 450 = 0.00467 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)

Εκκεντρότητα στην βάση $e_e = Mid/N_{id} + e_{he} + e_i = 0.00000 + 0.00000 + 0.00467 = 0.00467 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)

Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e = 0.05t = 0.05 \times 0.30 = 0.01500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)

Μειωτικός συντελεστής στην βάση $\Phi_i = 1 - 2e_e/t = 1 - 2 \times 0.01500 / 0.30 = 0.90$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.30 \times 2.46 / 2.20 = 302.5 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)

Κατακόρυφη θλιπτική τάση από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma_n = -0.584 \text{ N/mm}^2$

Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{ed} = 1000 \times 0.30 \times 0.584 = 175.2 \text{ kN/m}$

$N_{ed} = 175.2 \leq 302.5 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος σε κατακόρυφο φορτίο, Φόρτιση 1.00xg+0.30xg+Σεισμός (EC6, §6.1)Ελεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_{id} = (1.00 \times 221.3 + 0.30 \times 38.5) / 4.30 = 54.15 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $s_{edo} = 0.001 \times 54.15 / 0.30 = 0.181 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου ή στέγης στην κορυφή $Mid/N_{id} = 0$

Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he} = 0.00120 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef} / 450 = 2.10 / 450 = 0.00467 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)

Εκκεντρότητα στην κορυφή $e_e = Mid/N_{id} + e_{he} + e_i = 0.00000 + 0.00120 + 0.00467 = 0.00587 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)

Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e = 0.05t = 0.05 \times 0.30 = 0.01500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)

Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή $\Phi_i = 1 - 2e_e/t = 1 - 2 \times 0.01500 / 0.30 = 0.90$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.30 \times 2.46 / 1.50 = 443.7 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)

$N_{ed} = 54.2 \leq 443.7 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_{md}=(1.00 \times 241.9 + 0.30 \times 38.5) / 3.10 = 81.77 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{edo} = 0.001 \times 81.77 / 0.30 = 0.273 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στο μεσαίο πέμπτο $M_{md} / N_{md} = 0.20 \times 0.00000 \times 54.2 / 81.8 = 0.00000 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντιών φορτίων $e_{hm} = 0.00060 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_a = h_{ef} / 450 = 2.10 / 450 = 0.00467 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα φορτίων $e_m = M_{md} / N_{md} + e_{hm} + e_a = 0.00000 + 0.00060 + 0.00467 = 0.00527 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.7)
 Η λυγηρότητα είναι $7.00 \leq 15$, εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$ (EC6 §6.1.2.2(2))
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο $e_m = e_m + e_k = 0.00527 + 0.00000 = 0.00527 \text{ m}$ (EC6, εξ.6.7)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_m = 0.05t = 0.05 \times 0.30 = 0.01500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2 εξ.6.6)
 Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο $\Phi_m = (1 - 2e_m / t) \text{Exp}(-u^2 / 2) = 0.88$ (EC 6 Παραρτ. G)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.88 \times 0.30 \times 2.46 / 1.50 = 431.5 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 $N_{ed} = 81.8 \leq 431.5 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στη βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_{id}=(1.00 \times 272.9 + 0.30 \times 38.5) / 4.30 = 66.15 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{edo} = 0.001 \times 66.15 / 0.30 = 0.221 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_{id} / N_{id} = 0.00000 \times 54.2 / 66.2 = 0.00000 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντιών φορτίων $e_{he} = 0.00120 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef} / 450 = 2.10 / 450 = 0.00467 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα στην βάση $e_e = M_{id} / N_{id} + e_{he} + e_i = 0.00000 + 0.00120 + 0.00467 = 0.00587 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e = 0.05t = 0.05 \times 0.30 = 0.01500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
 Μειωτικός συντελεστής στην βάση $\Phi_i = 1 - 2e_e / t = 1 - 2 \times 0.00587 / 0.30 = 0.90$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.30 \times 2.46 / 1.50 = 443.7 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 Κατακόρυφη θλιπτική τάση από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma_n = -0.488 \text{ N/mm}^2$
 Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{ed} = 1000 \times 0.30 \times 0.488 = 146.3 \text{ kN/m}$
 $N_{ed} = 146.3 \leq 443.7 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος σε διάτμηση, φόρτιση 1.00xg+0.30xq+Σεισμός (EC6, §6.2)

$V_{ed} = 161.4 \text{ kN}$, $\tau_{\max} = 0.330 \text{ N/mm}^2$, $\sigma_d = 0.306 \text{ N/mm}^2$, $L_c = 3.10 \text{ m}$, διαζωματική τοιχ. $L_c = L = 4.30 \text{ m}$ §6.9.2(2)
 Χαρακτηριστική διατμητική αντοχή $f_{vk} = f_{vko} + 0.4 \times (L_c / L) \times f_{cd}$ (EC6 §3.6.2)
 $f_{vk} = 0.200 + 0.40 \times (3.10 / 4.30) \times 0.306 = 0.288 \text{ N/mm}^2$, $\max f_{vk} = 1.500 \text{ N/mm}^2$, $f_{vk} = 0.288 \text{ N/mm}^2$ (EC6 εξ.3.5)
 Τιμή σχεδιασμού αντοχής έναντι τέμνουσας $V_{rd} = f_{vk} \cdot t \cdot L / \gamma_M$ (EC6 §6.2, εξ.6.13)
 $V_{rd} = 1000 \times 0.288 \times 0.30 \times 4.30 / 1.50 = 247.9 \text{ kN}$
 $V_{ed} = 161.4 \text{ kN} \leq 247.9 \text{ kN} = V_{rd}$. (EC6 §6.2)
 Ικανοποιείται ο έλεγχος τέμνουσας σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Περιοχές με συγκεντρωμένα φορτία (EC6, §6.1.3)

Από τη επίλυση πεπερασμένων στοιχείων προκύπτουν στις θέσεις έδρασης δοκών οι μέγιστες θλιπτικές τάσεις. Καθώς στο πάνω μέρος του τοίχου υπάρχει σενάζ ελέγχουμε τις τάσεις σε χαμηλότερη σειρά πεπερασμένων στοιχείων.
 Μέγιστη θλιπτική τάση στην περιοχή συγκεντρωμένων φορτίων $\sigma_{d\max} = 0.864 \text{ N/mm}^2$
 Η μέγιστη αυτή τάση 0.864 N/mm^2 είναι $\leq f_k / \gamma_M = 2.465 / 2.2 = 1.120 \text{ N/mm}^2$
 άρα ικανοποιείται ο έλεγχος αντοχής σύμφωνα με EC6 §6.1.3.εξ.(6.9)

Σενάζ οπλισμένου σκυροδέματος (Εθν. Κείμ. εφαρμογής, EC6 §6.1.3.(7), §8.2, EC8 §9.5.3).

Στο πάνω μέρος του τοίχου και στο ύψος των υπερθύρων τυχόν μικρές εφελκυστικές τάσεις παραλαμβάνονται από σενάζ οπλισμένου σκυροδέματος 30x20 [πλάτος x ύψος cm] με ελάχιστο οπλισμό 4Φ12 (συνδ. Φ8/15) που ικανοποιεί τα ελάχιστα όρια του κανονισμού.

Ελεγχος σε οριζόντια εκτός επιπέδου τοίχου φορτία λόγω σεισμού (EC6, §3.6.3, §6.3)

Προσεγγιστική σχετική οριζόντια μετατόπιση ορόφου = 0.830 mm
 Οριζόντια μετατόπιση λόγω παραμόρφωσης οριζοντίου διαφράγματος = 0.000 mm
 Καμπτική ροπή σχεδιασμού $M_{ed} = \delta \cdot E \cdot b t^3 / (4H^2)$, $M_{ed} = (1000) \times 0.830 \times 2.46 \times 0.300^3 / (4 \times 3.00^2) = 1.54 \text{ kNm/m}$
 $f_{xk1} = 0.10 \text{ N/mm}^2$, $f_{xd1} = 0.10 / 2.20 = 0.045 \text{ N/mm}^2$
 $\sigma_d = 0.001 \times 272.9 / (0.30 \times 4.30) \leq 0.2 f_d = 0.2 \times 2.46 / 2.20$, $\sigma_d = 0.212 \text{ N/mm}^2$ (EC6, (6.16))
 Ροπή καμπτικής αντοχής $M_{rd} = (f_{xd1} + \sigma_d) t^2 / 6 = (1000) \times (0.045 + 0.212) \times 0.300^2 / 6 = 3.86 \text{ kNm/m}$ (EC6, (6.15))
 $M_{ed} = 1.54 \text{ kNm} \leq 3.86 \text{ kNm} = M_{rd}$, ο έλεγχος ικανοποιείται

Ελεγχος σε οριζόντια εκτός επιπέδου τοίχου φορτία λόγω ανέμου (EC6, §6.3, Annex E)

Φορτίο ανέμου $W_{ed} = G_k + 1.50W$, $W := C_{pe} \times 1.25 = 0.80 \times 1.25 = 1.00 \text{ kN/m}^2$, $1.50W = 1.50 \times 1.00 = 1.50 \text{ kN/m}^2$
 $H/L = 3.00/4.30 = 0.70$, $\mu = f_{xk1}/f_{xk2} = 1$, $\alpha_1 = \mu \alpha_2$, $\alpha_2 = 0.030$ (Annex E, Tab E)
 Καμπτική ροπή σχεδιασμού $M_{ed} = \alpha_1 \cdot W_{ed} \cdot L^2$, $M_{ed} = 0.030 \times 1.50 \times 4.30^2 = 0.83 \text{ kNm/m}$
 $M_{ed} = 0.83 \text{ kNm} \leq 3.86 \text{ kNm} = M_{rd}$, ο έλεγχος ικανοποιείται

Ισόγειο

T5



Διαστάσεις μήκος=3.00m, ύψος=3.00m, πάχος=0.30m
 Οπτ/μή υπερμπατική-M5 30 cm
 Δομικό σύστημα : Διαζωματική τοιχοποιία (Ευρωκ.8, §9.3, T.9.1)
 Κατηγορία κατασκευής : 2 (EC6, §2.4.3, Παρ. Α)
 Κατηγορία ελέγχου παραγωγής λιθοσωμάτων : II (EC6 §3.1.1)
 Θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας: $f_{k} = 2.46 \text{ N/mm}^2$ (EC6 §3.6.1.2)
 Διατμητική αντοχή τοιχοποιίας: $f_{vko} = 0.20 \text{ N/mm}^2$ (EC6 §3.6.2)

Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού: $\gamma_M = 2.20$ (EC6, §2.4.3)
 Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού με σεισμό: $\gamma_M = (2/3) \times 2.20 (\geq 1.50) = 1.50$ (Ευρωκ-8, §9.6(3))
 Μήκος λυγισμού τοίχου $h_{ef} = \rho x h = 0.75 \times 2.80 = 2.10 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.2)
 Λυγηρότητα $\lambda = h_{ef}/t_{ef} = 2.10/0.30 = 7.00 \leq 27$ εντάξει (EC6, §5.5.1.4)

Απαιτήσεις Εθνικού κειμένου εφαρμογής Ευρωκώδικα και Ευρωκώδικα 8 §9.3

Διαζωματική τοιχοποιία
 Πάχος τοίχου= 0.300 $\geq 0.240 \text{ m}$ (εντάξει)
 Λυγηρότητα $\lambda = 7.00 \leq 15$ (εντάξει)
 L/h πεσσών: $3.00/3.00 = 1.00 > 0.33$, δεκτό

Ελεγχος σε κατακόρυφο φορτίο, φόρτιση 1.35xg+1.50xq (EC6, §6.1)

Ελεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_{id} = (1.35 \times 72.2 + 1.50 \times 9.8) / 3.00 = 37.39 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{ed0} = 0.001 \times 37.39 / 0.30 = 0.125 \text{ N/mm}^2$
 Γίνεται μείωση της εκκεντρότητας κατά $(1-k/4) = 0.81$ (EC6 Παραρτ. Γ(3))
 Καμπτική ροπή σχεδιασμού στην κορυφή $M_{id} = 1.85 \text{ kNm/m}$ (EC6 Παρ. Γ.1)
 Εκκεντρότητα $M_{id}/N_{id} = 1.85/37.39 = 0.04941 \text{ m} = 0.16 \times (\text{πάχος τοίχου})$ (EC6 Παραρτ. Γ.1)
 Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he} = 0.00000 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef}/450 = 2.10/450 = 0.00467 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα στην κορυφή $e_e = M_{id}/N_{id} + e_{he} + e_i = 0.04941 + 0.00000 + 0.00467 = 0.05408 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e = 0.05t = 0.05 \times 0.30 = 0.01500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
 Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή $\Phi_i = 1 - 2e_e/t = 1 - 2 \times 0.05408/0.30 = 0.64$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.64 \times 0.30 \times 2.46 / 2.20 = 215.1 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 $N_{ed} = 37.4 \leq 215.1 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_{md} = (1.35 \times 88.4 + 1.50 \times 9.8) / 3.00 = 44.68 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{ed0} = 0.001 \times 44.68 / 0.30 = 0.149 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στο μεσαίο πέμπτο $M_{md}/N_{md} = 0.20 \times 0.04941 \times 37.4 / 44.7 = 0.00827 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00000 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_a = h_{ef}/450 = 2.10/450 = 0.00467 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα φορτίων $e_m = M_{md}/N_{md} + e_{hm} + e_a = 0.00827 + 0.00000 + 0.00467 = 0.01294 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.7)
 Η λυγηρότητα είναι $7.00 \leq 15$, εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$ (EC6 §6.1.2.2(2))
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο $e_m = e_m + e_k = 0.01294 + 0.00000 = 0.01294 \text{ m}$ (EC6, εξ.6.7)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_m = 0.05t = 0.05 \times 0.30 = 0.01500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2 εξ.6.6)
 Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο $\Phi_m = (1 - 2e_m/t) \text{Exp}(-u^2/2) = 0.88$ (EC 6 Παραρτ. G)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.88 \times 0.30 \times 2.46 / 2.20 = 294.2 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 $N_{ed} = 44.7 \leq 294.2 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στη βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_{id}=(1.35 \times 112.7 + 1.50 \times 9.8) / 3.00 = 55.62 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{ed0} = 0.001 \times 55.62 / 0.30 = 0.185 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $Mid/N_{id} = 0.04941 \times 37.4 / 55.6 = 0.03322 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he} = 0.00000 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef} / 450 = 2.10 / 450 = 0.00467 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα στην βάση $e_e = Mid/N_{id} + e_{he} + e_i = 0.03322 + 0.00000 + 0.00467 = 0.03789 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e = 0.05t = 0.05 \times 0.30 = 0.01500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
 Μειωτικός συντελεστής στην βάση $\Phi_i = 1 - 2e_e/t = 1 - 2 \times 0.03789 / 0.30 = 0.75$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.75 \times 0.30 \times 2.46 / 2.20 = 252.1 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 Κατακόρυφη θλιπτική τάση από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma_n = -0.187 \text{ N/mm}^2$
 Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{ed} = 1000 \times 0.30 \times 0.187 = 56.2 \text{ kN/m}$
 $N_{ed} = 56.2 \leq 252.1 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος σε κατακόρυφο φορτίο, φόρτιση 1.00xg+0.30xq+Σεισμός (EC6, §6.1)Ελεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_{id}=(1.00 \times 72.2 + 0.30 \times 9.8) / 3.00 = 25.05 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{ed0} = 0.001 \times 25.05 / 0.30 = 0.083 \text{ N/mm}^2$
 Γίνεται μείωση της εκκεντρότητας κατά $(1-k/4) = 0.81$ (EC6 Παραρτ. Γ(3))
 Καμπτική ροπή σχεδιασμού στην κορυφή $Mid = 1.09 \text{ kNm/m}$ (EC6 Παρ. Γ.1)
 Εκκεντρότητα $Mid/N_{id} = 1.09 / 25.05 = 0.04359 \text{ m} = 0.15 \times (\text{πάχος τοίχου})$ (EC6 Παραρτ. Γ.1)
 Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he} = 0.00120 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef} / 450 = 2.10 / 450 = 0.00467 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα στην κορυφή $e_e = Mid/N_{id} + e_{he} + e_i = 0.04359 + 0.00120 + 0.00467 = 0.04946 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e = 0.05t = 0.05 \times 0.30 = 0.01500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
 Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή $\Phi_i = 1 - 2e_e/t = 1 - 2 \times 0.04946 / 0.30 = 0.67$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.67 \times 0.30 \times 2.46 / 1.50 = 330.3 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 $N_{ed} = 25.0 \leq 330.3 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_{md}=(1.00 \times 88.4 + 0.30 \times 9.8) / 3.00 = 30.45 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{ed0} = 0.001 \times 30.45 / 0.30 = 0.101 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στο μεσαίο πέμπτο $M_{md}/N_{md} = 0.20 \times 0.04359 \times 25.0 / 30.4 = 0.00717 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00060 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_a = h_{ef} / 450 = 2.10 / 450 = 0.00467 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα φορτίων $e_m = M_{md}/N_{md} + e_{hm} + e_a = 0.00717 + 0.00060 + 0.00467 = 0.01244 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.7)
 Η λυγηρότητα είναι $7.00 \leq 15$, εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$ (EC6 §6.1.2.2(2))
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο $e_m = e_m + e_k = 0.01244 + 0.00000 = 0.01244 \text{ m}$ (EC6, εξ.6.7)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_m = 0.05t = 0.05 \times 0.30 = 0.01500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2 εξ.6.6)
 Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο $\Phi_m = (1 - 2e_m/t) \text{Exp}(-u^2/2) = 0.88$ (EC 6 Παραρτ. Γ)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.88 \times 0.30 \times 2.46 / 1.50 = 431.5 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 $N_{ed} = 30.4 \leq 431.5 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στη βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_{id}=(1.00 \times 112.7 + 0.30 \times 9.8) / 3.00 = 38.55 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{ed0} = 0.001 \times 38.55 / 0.30 = 0.128 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $Mid/N_{id} = 0.04359 \times 25.0 / 38.5 = 0.02832 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he} = 0.00120 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef} / 450 = 2.10 / 450 = 0.00467 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα στην βάση $e_e = Mid/N_{id} + e_{he} + e_i = 0.02832 + 0.00120 + 0.00467 = 0.03419 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e = 0.05t = 0.05 \times 0.30 = 0.01500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
 Μειωτικός συντελεστής στην βάση $\Phi_i = 1 - 2e_e/t = 1 - 2 \times 0.03419 / 0.30 = 0.77$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.77 \times 0.30 \times 2.46 / 1.50 = 379.6 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 Κατακόρυφη θλιπτική τάση από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma_n = -0.615 \text{ N/mm}^2$
 Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{ed} = 1000 \times 0.30 \times 0.615 = 184.4 \text{ kN/m}$
 $N_{ed} = 184.4 \leq 379.6 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Έλεγχος σε διάτμηση, φόρτιση 1.00xg+0.30xq+Σεισμός (EC6, §6.2)

$V_{ed}=143.9\text{kN}$, $\tau_{\max}=0.252\text{N/mm}^2$, $\sigma_d=0.171\text{N/mm}^2$, $L_c=2.25\text{m}$, διαζωματική τοιχ. $L_c=L=3.00\text{m}$ §6.9.2(2)
 Χαρακτηριστική διατμητική αντοχή $f_{vk}=f_{vko}+0.4x(L_c/L)x f_d$ (EC6 §3.6.2)
 $f_{vk}=0.200+0.40x(2.25/3.00)x0.171=0.251\text{N/mm}^2$, $\max f_{vk}=1.500\text{N/mm}^2$, $f_{vk}=0.251\text{N/mm}^2$ (EC6 εξ.3.5)
 Τιμή σχεδιασμού αντοχής έναντι τέμνουσας $V_{rd}=f_{vk}.t.L/\gamma_M$ (EC6 §6.2, εξ.6.13)
 $V_{rd}=1000x0.251x0.30x3.00/1.50= 150.8 \text{ kN}$
 $V_{ed}= 143.9\text{kN} \leq 150.8\text{kN} =V_{rd}$. (EC6 §6.2)
 Ικανοποιείται ο έλεγχος τέμνουσας σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Περιοχές με συγκεντρωμένα φορτία (EC6, §6.1.3)

Από τη επίλυση πεπερασμένων στοιχείων προκύπτουν στις θέσεις έδρασης δοκών οι μέγιστες θλιπτικές τάσεις. Καθώς στο πάνω μέρος του τοίχου υπάρχει σενάζ ελέγχουμε τις τάσεις σε χαμηλότερη σειρά πεπερασμένων στοιχείων.
 Μέγιστη θλιπτική τάση στην περιοχή συγκεντρωμένων φορτίων $\sigma_{sd\max}=0.207\text{N/mm}^2$
 Η μέγιστη αυτή τάση 0.207 N/mm^2 είναι $\leq f_k/\gamma_M=2.465/2.2= 1.120 \text{ N/mm}^2$
 άρα ικανοποιείται ο έλεγχος αντοχής σύμφωνα με EC6 §6.1.3.εξ.(6.9)

Σενάζ οπλισμένου σκυροδέματος (Εθν. Κείμ. εφαρμογής, EC6 §6.1.3.(7), §8.2, EC8 §9.5.3).

Στο πάνω μέρος του τοίχου και στο ύψος των υπερθύρων τυχόν μικρές εφελκυστικές τάσεις παραλαμβάνονται από σενάζ οπλισμένου σκυροδέματος 30x20 [πλάτος x ύψος cm] με ελάχιστο οπλισμό 4φ12 (συνδ. φ8/15) που ικανοποιεί τα ελάχιστα όρια του κανονισμού.

Έλεγχος σε οριζόντια εκτός επιπέδου τοίχου φορτία λόγω σεισμού (EC6, §3.6.3, §6.3)

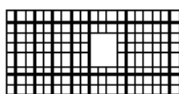
Προσεγγιστική σχετική οριζόντια μετατόπιση ορόφου = 1.199 mm
 Οριζόντια μετατόπιση λόγω παραμόρφωσης οριζοντίου διαφράγματος= 0.000 mm
 Καμπτική ροπή σχεδιασμού $M_{ed}=\delta \cdot E \cdot bt^3/(4H^2)$, $M_{ed}=(1000)x1.199x2.46x0.300^3/(4x3.00^2)=2.22\text{kNm/m}$
 $f_{xk1}=0.10\text{N/mm}^2$, $f_{xd1}=0.10/2.20=0.045 \text{ N/mm}^2$
 $\sigma_d=0.001x112.7/(0.30x3.00) \leq 0.2fd=0.2x2.46/2.20$, $\sigma_d=0.125 \text{ N/mm}^2$ (EC6, (6.16)
 Ροπή καμπτικής αντοχής $M_{rd}=(f_{xd1}+\sigma_d)t^2/6= (1000)x(0.045+0.125)x0.300^2/6=2.55\text{kNm/m}$ (EC6, (6.15)
 $M_{ed}= 2.22\text{kNm} \leq 2.55\text{kNm} =M_{rd}$, ο έλεγχος ικανοποιείται

Έλεγχος σε οριζόντια εκτός επιπέδου τοίχου φορτία λόγω ανέμου (EC6, §6.3, Annex E)

Φορτίο ανέμου $W_{ed}=G_k+1.50W$, $W:=C_{pe}x1.25=0.80x1.25=1.00 \text{ kN/m}^2$, $1.50W=1.50x1.00=1.50 \text{ kN/m}^2$
 $H/L=3.00/3.00=1.00$, $\mu=f_{xk1}/f_{xk2}=1$, $\alpha_1=\mu\alpha_2$, $\alpha_2=0.042$ (Annex E, Tab E)
 Καμπτική ροπή σχεδιασμού $M_{ed}=\alpha_1 \cdot W_{ed} \cdot L^2$, $M_{ed}=0.042x1.50x3.00^2=0.57 \text{ kNm/m}$
 $M_{ed}= 0.57\text{kNm} \leq 2.55\text{kNm} =M_{rd}$, ο έλεγχος ικανοποιείται

Ισόγειο

T6



Διαστάσεις μήκος=7.00m, ύψος=3.00m, πάχος=0.30m
 Οπτ/μή υπερμπατική-M5 30 cm
 Δομικό σύστημα : Διαζωματική τοιχοποιία (Ευρωκ.8, §9.3,T.9.1)
 Κατηγορία κατασκευής :2 (EC6, §2.4.3, Παρ. Α)
 Κατηγορία ελέγχου παραγωγής λιθοσωμάτων :II (EC6 §3.1.1)
 Θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας: $f_k=2.46 \text{ N/mm}^2$ (EC6 §3.6.1.2)
 Διατμητική αντοχή τοιχοποιίας: $f_{vko}= 0.20 \text{ N/mm}^2$ (EC6 §3.6.2)

Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού: $\gamma_M=2.20$ (EC6, §2.4.3)
 Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού με σεισμό: $\gamma_M=(2/3)x2.20(>=1.50)=1.50$ (Ευρωκ-8, §9.6(3))
 Μήκος λυγισμού τοίχου $h_{ef}=\rho x h= 0.75x2.80= 2.10 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.2)
 Λυγηρότητα $\lambda=h_{ef}/t_{ef}=2.10/0.30= 7.00 \leq 27$ εντάξει (EC6, §5.5.1.4)

Απαιτήσεις Εθνικού κειμένου εφαρμογής Ευρωκώδικα και Ευρωκώδικα 8 §9.3

Διαζωματική τοιχοποιία
 Πάχος τοίχου= 0.300 $\geq 0.240 \text{ m}$ (εντάξει)
 Λυγηρότητα $\lambda= 7.00 \leq 15$ (εντάξει)
 L/h πεσσών: $3.31/1.20=2.75 > 0.33$, $2.49/1.20=2.08 > 0.33$ δεκτό

Ελεγχος σε κατακόρυφο φορτίο, Φόρτιση 1.35xg+1.50xg (EC6, §6.1)Ελεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_{id}=(1.35 \times 237.5+1.50 \times 37.3)/7.00=53.80 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{ed0}=0.001 \times 53.80/0.30=0.179 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου ή στέγης στην κορυφή $Mid/N_{id}=0$

Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he}=0.00000 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i=hef/450=2.10/450=0.00467 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)

Εκκεντρότητα στην κορυφή $ee=Mid/N_{id}+e_{he}+e_i=0.00000+0.00000+0.00467=0.00467 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)

Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min ee=0.05t=0.05 \times 0.30=0.01500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)

Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή $\Phi_i=1-2ee/t=1-2 \times 0.01500/0.30=0.90$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd}=\Phi_i \cdot t \cdot f_k/\gamma_M=1000 \times 0.90 \times 0.30 \times 2.46/2.20=302.5 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)

$N_{ed}=53.8 \leq 302.5=N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_{md}=(1.35 \times 272.7+1.50 \times 37.3)/5.80=73.12 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{ed0}=0.001 \times 73.12/0.30=0.244 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου στο μεσαίο πέμπτο $M_{md}/N_{md}=0.20 \times 0.00000 \times 53.8/73.1=0.00000 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm}=0.00000 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα $e_a=hef/450=2.10/450=0.00467 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)

Εκκεντρότητα φορτίων $e_m=M_{md}/N_{md}+e_{hm}+e_a=0.00000+0.00000+0.00467=0.00467 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.7)

Η λυγηρότητα είναι $7.00 \leq 15$, εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k=0$ (EC6 §6.1.2.2(2))

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο $e_m=e_m+e_k=0.00467+0.00000=0.00467 \text{ m}$ (EC6, εξ.6.7)

Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_m=0.05t=0.05 \times 0.30=0.01500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2 εξ.6.6)

Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο $\Phi_m=(1-2e_m/t)\text{Exp}(-u^2/2)=0.88$ (EC 6 Παραρτ. G)

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd}=\Phi_m \cdot t \cdot f_k/\gamma_M=1000 \times 0.88 \times 0.30 \times 2.46/2.20=294.2 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)

$N_{ed}=73.1 \leq 294.2=N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στη βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_{id}=(1.35 \times 325.5+1.50 \times 37.3)/7.00=70.77 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{ed0}=0.001 \times 70.77/0.30=0.236 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $Mid/N_{id}=0.00000 \times 53.8/70.8=0.00000 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he}=0.00000 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i=hef/450=2.10/450=0.00467 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)

Εκκεντρότητα στην βάση $ee=Mid/N_{id}+e_{he}+e_i=0.00000+0.00000+0.00467=0.00467 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)

Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min ee=0.05t=0.05 \times 0.30=0.01500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)

Μειωτικός συντελεστής στην βάση $\Phi_i=1-2ee/t=1-2 \times 0.01500/0.30=0.90$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd}=\Phi_i \cdot t \cdot f_k/\gamma_M=1000 \times 0.90 \times 0.30 \times 2.46/2.20=302.5 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)

Κατακόρυφη θλιπτική τάση από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma_n=-0.377 \text{ N/mm}^2$

Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{ed}=1000 \times 0.30 \times 0.377=113.0 \text{ kN/m}$

$N_{ed}=113.0 \leq 302.5=N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος σε κατακόρυφο φορτίο, Φόρτιση 1.00xg+0.30xg+Σεισμός (EC6, §6.1)Ελεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_{id}=(1.00 \times 237.5+0.30 \times 37.3)/7.00=35.53 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{ed0}=0.001 \times 35.53/0.30=0.118 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου ή στέγης στην κορυφή $Mid/N_{id}=0$

Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he}=0.00120 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i=hef/450=2.10/450=0.00467 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)

Εκκεντρότητα στην κορυφή $ee=Mid/N_{id}+e_{he}+e_i=0.00000+0.00120+0.00467=0.00587 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)

Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min ee=0.05t=0.05 \times 0.30=0.01500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)

Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή $\Phi_i=1-2ee/t=1-2 \times 0.01500/0.30=0.90$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd}=\Phi_i \cdot t \cdot f_k/\gamma_M=1000 \times 0.90 \times 0.30 \times 2.46/1.50=443.7 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)

$N_{ed}=35.5 \leq 443.7=N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_{md}=(1.00 \times 272.7+0.30 \times 37.3) / 5.80=48.95 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{edo}=0.001 \times 48.95 / 0.30=0.163 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στο μεσαίο πέμπτο $M_{md}/N_{md}=0.20 \times 0.00000 \times 35.5 / 48.9=0.00000 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντιών φορτίων $e_{hm}=0.00060 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_a=hef/450=2.10/450=0.00467 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα φορτίων $e_m=M_{md}/N_{md}+e_{hm}+e_a=0.00000+0.00060+0.00467=0.00527 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.7)
 Η λυγηρότητα είναι $7.00 \leq 15$, εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k=0$ (EC6 §6.1.2.2(2))
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο $e_m=e_m+e_k=0.00527+0.00000=0.00527 \text{ m}$ (EC6, εξ.6.7)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_m=0.05t=0.05 \times 0.30=0.01500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2 εξ.6.6)
 Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο $\Phi_m=(1-2e_m/t) \text{Exp}(-u^2/2)=0.88$ (EC 6 Παραρτ. G)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd}=\Phi_m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M=1000 \times 0.88 \times 0.30 \times 2.46 / 1.50=431.5 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 $N_{ed}=48.9 \leq 431.5=N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στη βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_{id}=(1.00 \times 325.5+0.30 \times 37.3) / 7.00=48.10 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{edo}=0.001 \times 48.10 / 0.30=0.160 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_{id}/N_{id}=0.00000 \times 35.5 / 48.1=0.00000 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντιών φορτίων $e_{he}=0.00120 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i=hef/450=2.10/450=0.00467 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα στην βάση $e_e=M_{id}/N_{id}+e_{he}+e_i=0.00000+0.00120+0.00467=0.00587 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e=0.05t=0.05 \times 0.30=0.01500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
 Μειωτικός συντελεστής στην βάση $\Phi_i=1-2e_e/t=1-2 \times 0.01500 / 0.30=0.90$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd}=\Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M=1000 \times 0.90 \times 0.30 \times 2.46 / 1.50=443.7 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 Κατακόρυφη θλιπτική τάση από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma_n=-0.683 \text{ N/mm}^2$
 Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{ed}=1000 \times 0.30 \times 0.683=205.0 \text{ kN/m}$
 $N_{ed}=205.0 \leq 443.7=N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος σε διάτμηση, φόρτιση 1.00xg+0.30xq+Σεισμός (EC6, §6.2)

$V_{ed}=427.7 \text{ kN}$, $\tau_{\max}=0.381 \text{ N/mm}^2$, $\sigma_d=0.214 \text{ N/mm}^2$, $L_c=5.25 \text{ m}$, διαζωματική τοιχ. $L_c=L=7.00 \text{ m}$ §6.9.2(2)
 Χαρακτηριστική διατμητική αντοχή $f_{vk}=f_{vko}+0.4 \times (L_c/L) \times f_{td}$ (EC6 §3.6.2)
 $f_{vk}=0.200+0.40 \times (5.25/7.00) \times 0.214=0.264 \text{ N/mm}^2$, $\max f_{vk}=1.500 \text{ N/mm}^2$, $f_{vk}=0.264 \text{ N/mm}^2$ (EC6 εξ.3.5)
 Τιμή σχεδιασμού αντοχής έναντι τέμνουσας $V_{rd}=f_{vk} \cdot t \cdot L / \gamma_M$ (EC6 §6.2, εξ.6.13)
 $V_{rd}=1000 \times 0.264 \times 0.30 \times 7.00 / 1.50=369.8 \text{ kN}$
 $V_{ed}=427.7 \text{ kN} > 369.8 \text{ kN} = V_{rd}$. (EC6 §6.2)
Δεν ικανοποιείται ο έλεγχος τέμνουσας σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Περιοχές με συγκεντρωμένα φορτία (EC6, §6.1.3)

Από τη επίλυση πεπερασμένων στοιχείων προκύπτουν στις θέσεις έδρασης δοκών οι μέγιστες θλιπτικές τάσεις. Καθώς στο πάνω μέρος του τοίχου υπάρχει σενάζ ελέγχουμε τις τάσεις σε χαμηλότερη σειρά πεπερασμένων στοιχείων.
 Μέγιστη θλιπτική τάση στην περιοχή συγκεντρωμένων φορτίων $\sigma_{d\max}=0.378 \text{ N/mm}^2$
 Η μέγιστη αυτή τάση 0.378 N/mm^2 είναι $\leq f_k / \gamma_M=2.465 / 2.2=1.120 \text{ N/mm}^2$
 άρα ικανοποιείται ο έλεγχος αντοχής σύμφωνα με EC6 §6.1.3.εξ.(6.9)

Σενάζ οπλισμένου σκυροδέματος (Εθν. Κείμ. εφαρμογής, EC6 §6.1.3.(7), §8.2, EC8 §9.5.3).

Στο πάνω μέρος του τοίχου και στο ύψος των υπερθύρων τυχόν μικρές εφελκυστικές τάσεις παραλαμβάνονται από σενάζ οπλισμένου σκυροδέματος 30x20 [πλάτος x ύψος cm] με ελάχιστο οπλισμό 4Φ12 (συνδ. Φ8/15) που ικανοποιεί τα ελάχιστα όρια του κανονισμού.

Ελεγχος σε οριζόντια εκτός επιπέδου τοίχου φορτία λόγω σεισμού (EC6, §3.6.3, §6.3)

Προσεγγιστική σχετική οριζόντια μετατόπιση ορόφου = 0.830 mm
 Οριζόντια μετατόπιση λόγω παραμόρφωσης οριζοντίου διαφράγματος = 0.000 mm
 Καμπτική ροπή σχεδιασμού $M_{ed}=\delta \cdot E \cdot b t^3 / (4H^2)$, $M_{ed}=(1000) \times 0.830 \times 2.46 \times 0.300^3 / (4 \times 3.00^2)=1.54 \text{ kNm/m}$
 $f_{xk1}=0.10 \text{ N/mm}^2$, $f_{xd1}=0.10 / 2.20=0.045 \text{ N/mm}^2$
 $\sigma_d=0.001 \times 325.5 / (0.30 \times 7.00) \leq 0.2 f_{td}=0.2 \times 2.46 / 2.20$, $\sigma_d=0.155 \text{ N/mm}^2$ (EC6, (6.16))
 Ροπή καμπτικής αντοχής $M_{rd}=(f_{xd1}+\sigma_d) t^2 / 6=(1000) \times (0.045+0.155) \times 0.300^2 / 6=3.00 \text{ kNm/m}$ (EC6, (6.15))
 $M_{ed}=1.54 \text{ kNm} \leq 3.00 \text{ kNm} = M_{rd}$, ο έλεγχος ικανοποιείται

Ελεγχος σε οριζόντια εκτός επιπέδου τοίχου φορτία λόγω ανέμου (EC6, §6.3, Annex E)

Φορτίο ανέμου $W_{ed} = G_k + 1.50W$, $W := C_{pe} \times 1.25 = 0.80 \times 1.25 = 1.00 \text{ kN/m}^2$, $1.50W = 1.50 \times 1.00 = 1.50 \text{ kN/m}^2$
 $H/L = 3.00/7.00 = 0.43$, $\mu = f_{xk1}/f_{xk2} = 1$, $\alpha_1 = \mu \alpha_2$, $\alpha_2 = 0.015$ (Annex E, Tab E)
 Καμπτική ροπή σχεδιασμού $M_{ed} = \alpha_1 \cdot W_{ed} \cdot L^2$, $M_{ed} = 0.015 \times 1.50 \times 7.00^2 = 1.10 \text{ kNm/m}$
 $M_{ed} = 1.10 \text{ kNm} \leq 3.00 \text{ kNm} = M_{rd}$, ο έλεγχος ικανοποιείται

Ισόγειο

T13



Διαστάσεις μήκος=3.61m, ύψος=3.00m, πάχος=0.30m
 Οπτ/μή υπερμπατική-M5 30 cm
 Δομικό σύστημα : Διαζωματική τοιχοποιία (Ευρωκ.8, §9.3,Τ.9.1)
 Κατηγορία κατασκευής :2 (EC6, §2.4.3, Παρ. Α)
 Κατηγορία ελέγχου παραγωγής λιθοσωμάτων :II (EC6 §3.1.1)
 Θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας: $f_{k} = 2.46 \text{ N/mm}^2$ (EC6 §3.6.1.2)
 Διατμητική αντοχή τοιχοποιίας: $f_{vko} = 0.20 \text{ N/mm}^2$ (EC6 §3.6.2)

Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού: $\gamma_M = 2.20$ (EC6, §2.4.3)
 Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού με σεισμό: $\gamma_M = (2/3) \times 2.20 (\geq 1.50) = 1.50$ (Ευρωκ-8, §9.6(3))
 Μήκος λυγισμού τοίχου $h_{ef} = \rho x h = 0.75 \times 2.80 = 2.10 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.2)
 Λυγηρότητα $\lambda = h_{ef}/t_{ef} = 2.10/0.30 = 7.00 \leq 27$ εντάξει (EC6, §5.5.1.4)

Απαιτήσεις Εθνικού κειμένου εφαρμογής Ευρωκώδικα και Ευρωκώδικα 8 §9.3

Διαζωματική τοιχοποιία
 Πάχος τοίχου= 0.300 $\geq 0.240 \text{ m}$ (εντάξει)
 Λυγηρότητα $\lambda = 7.00 \leq 15$ (εντάξει)
 L/h πεσσών: $1.18/1.20 = 0.98 > 0.33$, $1.23/1.20 = 1.02 > 0.33$ δεκτό

Ελεγχος σε κατακόρυφο φορτίο, φόρτιση 1.35xg+1.50xq (EC6, §6.1)

Ελεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_{id} = (1.35 \times 103.4 + 1.50 \times 24.4) / 3.61 = 48.87 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{ed0} = 0.001 \times 48.87 / 0.30 = 0.163 \text{ N/mm}^2$
 Γίνεται μείωση της εκκεντρότητας κατά $(1-k/4) = 0.81$ (EC6 Παραρτ. Γ(3))
 Καμπτική ροπή σχεδιασμού στην κορυφή $M_{id} = 1.85 \text{ kNm/m}$ (EC6 Παρ. Γ.1)
 Εκκεντρότητα $M_{id}/N_{id} = 1.85/48.87 = 0.03781 \text{ m} = 0.13 \times (\text{πάχος τοίχου})$ (EC6 Παραρτ. Γ.1)
 Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he} = 0.00000 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef}/450 = 2.10/450 = 0.00467 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα στην κορυφή $e_e = M_{id}/N_{id} + e_{he} + e_i = 0.03781 + 0.00000 + 0.00467 = 0.04247 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e = 0.05t = 0.05 \times 0.30 = 0.01500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
 Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή $\Phi_i = 1 - 2e_e/t = 1 - 2 \times 0.04247/0.30 = 0.72$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.72 \times 0.30 \times 2.46 / 2.20 = 242.0 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 $N_{ed} = 48.9 \leq 242.0 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_{md} = (1.35 \times 120.3 + 1.50 \times 24.4) / 2.41 = 82.72 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{ed0} = 0.001 \times 82.72 / 0.30 = 0.276 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στο μεσαίο πέμπτο $M_{md}/N_{md} = 0.20 \times 0.03781 \times 48.9 / 82.7 = 0.00447 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00000 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_a = h_{ef}/450 = 2.10/450 = 0.00467 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα φορτίων $e_m = M_{md}/N_{md} + e_{hm} + e_a = 0.00447 + 0.00000 + 0.00467 = 0.00913 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.7)
 Η λυγηρότητα είναι $7.00 \leq 15$, εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$ (EC6 §6.1.2.2(2))
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο $e_m = e_m + e_k = 0.00913 + 0.00000 = 0.00913 \text{ m}$ (EC6, εξ.6.7)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_m = 0.05t = 0.05 \times 0.30 = 0.01500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2 εξ.6.6)
 Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο $\Phi_m = (1 - 2e_m/t) \text{Exp}(-u^2/2) = 0.88$ (EC 6 Παραρτ. G)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.88 \times 0.30 \times 2.46 / 2.20 = 294.2 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 $N_{ed} = 82.7 \leq 294.2 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στη βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_{id}=(1.35 \times 145.6 + 1.50 \times 24.4) / 3.61 = 64.67 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{ed0} = 0.001 \times 64.67 / 0.30 = 0.216 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $Mid/N_{id} = 0.03781 \times 48.9 / 64.7 = 0.02857 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he} = 0.00000 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef} / 450 = 2.10 / 450 = 0.00467 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα στην βάση $e_e = Mid/N_{id} + e_{he} + e_i = 0.02857 + 0.00000 + 0.00467 = 0.03323 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e = 0.05t = 0.05 \times 0.30 = 0.01500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
 Μειωτικός συντελεστής στην βάση $\Phi_i = 1 - 2e_e/t = 1 - 2 \times 0.03323 / 0.30 = 0.78$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.78 \times 0.30 \times 2.46 / 2.20 = 262.2 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 Κατακόρυφη θλιπτική τάση από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma_n = -0.349 \text{ N/mm}^2$
 Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{ed} = 1000 \times 0.30 \times 0.349 = 104.7 \text{ kN/m}$
 $N_{ed} = 104.7 \leq 262.2 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος σε κατακόρυφο φορτίο, φόρτιση 1.00xg+0.30xq+Σεισμός (EC6, §6.1)Ελεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_{id}=(1.00 \times 103.4 + 0.30 \times 24.4) / 3.61 = 30.71 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{ed0} = 0.001 \times 30.71 / 0.30 = 0.102 \text{ N/mm}^2$
 Γίνεται μείωση της εκκεντρότητας κατά $(1-k/4) = 0.81$ (EC6 Παραρτ. Γ(3))
 Καμπτική ροπή σχεδιασμού στην κορυφή $Mid = 1.09 \text{ kNm/m}$ (EC6 Παρ. Γ.1)
 Εκκεντρότητα $Mid/N_{id} = 1.09 / 30.71 = 0.03555 \text{ m} = 0.12 \times (\text{πάχος τοίχου})$ (EC6 Παραρτ. Γ.1)
 Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he} = 0.00120 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef} / 450 = 2.10 / 450 = 0.00467 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα στην κορυφή $e_e = Mid/N_{id} + e_{he} + e_i = 0.03555 + 0.00120 + 0.00467 = 0.04142 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e = 0.05t = 0.05 \times 0.30 = 0.01500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
 Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή $\Phi_i = 1 - 2e_e/t = 1 - 2 \times 0.04142 / 0.30 = 0.72$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.72 \times 0.30 \times 2.46 / 1.50 = 355.0 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 $N_{ed} = 30.7 \leq 355.0 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_{md}=(1.00 \times 120.3 + 0.30 \times 24.4) / 2.41 = 53.04 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{ed0} = 0.001 \times 53.04 / 0.30 = 0.177 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στο μεσαίο πέμπτο $M_{md}/N_{md} = 0.20 \times 0.03555 \times 30.7 / 53.0 = 0.00412 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00060 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_a = h_{ef} / 450 = 2.10 / 450 = 0.00467 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα φορτίων $e_m = M_{md}/N_{md} + e_{hm} + e_a = 0.00412 + 0.00060 + 0.00467 = 0.00938 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.7)
 Η λυγηρότητα είναι $7.00 \leq 15$, εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$ (EC6 §6.1.2.2(2))
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο $e_m = e_m + e_k = 0.00938 + 0.00000 = 0.00938 \text{ m}$ (EC6, εξ.6.7)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_m = 0.05t = 0.05 \times 0.30 = 0.01500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2 εξ.6.6)
 Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο $\Phi_m = (1 - 2e_m/t) \text{Exp}(-u^2/2) = 0.88$ (EC 6 Παραρτ. Γ)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.88 \times 0.30 \times 2.46 / 1.50 = 431.5 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 $N_{ed} = 53.0 \leq 431.5 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στη βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_{id}=(1.00 \times 145.6 + 0.30 \times 24.4) / 3.61 = 42.41 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{ed0} = 0.001 \times 42.41 / 0.30 = 0.141 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $Mid/N_{id} = 0.03555 \times 30.7 / 42.4 = 0.02574 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he} = 0.00120 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef} / 450 = 2.10 / 450 = 0.00467 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα στην βάση $e_e = Mid/N_{id} + e_{he} + e_i = 0.02574 + 0.00120 + 0.00467 = 0.03161 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e = 0.05t = 0.05 \times 0.30 = 0.01500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
 Μειωτικός συντελεστής στην βάση $\Phi_i = 1 - 2e_e/t = 1 - 2 \times 0.03161 / 0.30 = 0.79$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.79 \times 0.30 \times 2.46 / 1.50 = 389.5 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 Κατακόρυφη θλιπτική τάση από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma_n = -0.405 \text{ N/mm}^2$
 Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{ed} = 1000 \times 0.30 \times 0.405 = 121.6 \text{ kN/m}$
 $N_{ed} = 121.6 \leq 389.5 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος σε διάτμηση, φόρτιση 1.00xg+0.30xq+Σεισμός (EC6, §6.2)

$V_{ed}=86.1\text{kN}$, $\tau_{\max}=0.263\text{N/mm}^2$, $\sigma_d=0.212\text{N/mm}^2$, $L_c=2.41\text{m}$, διαζωματική τοιχ. $L_c=L=3.61\text{m}$ §6.9.2(2)
 Χαρακτηριστική διατμητική αντοχή $f_{vk}=f_{vko}+0.4x(L_c/L)x f_d$ (EC6 §3.6.2)
 $f_{vk}=0.200+0.40x(2.41/3.61)x0.212=0.257\text{N/mm}^2$, $\max f_{vk}=1.500\text{N/mm}^2$, $f_{vk}=0.257\text{N/mm}^2$ (EC6 εξ.3.5)
 Τιμή σχεδιασμού αντοχής έναντι τέμνουσας $V_{rd}=f_{vk}.t.L/\gamma_M$ (EC6 §6.2, εξ.6.13)
 $V_{rd}=1000x0.257x0.30x3.61/1.50= 185.0\text{ kN}$
 $V_{ed}= 86.1\text{kN} \leq 185.0\text{kN} =V_{rd}$. (EC6 §6.2)

Ικανοποιείται ο έλεγχος τέμνουσας σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Περιοχές με συγκεντρωμένα φορτία (EC6, §6.1.3)

Από τη επίλυση πεπερασμένων στοιχείων προκύπτουν στις θέσεις έδρασης δοκών οι μέγιστες θλιπτικές τάσεις. Καθώς στο πάνω μέρος του τοίχου υπάρχει σενάζ ελέγχουμε τις τάσεις σε χαμηλότερη σειρά πεπερασμένων στοιχείων.
 Μέγιστη θλιπτική τάση στην περιοχή συγκεντρωμένων φορτίων $\sigma_{sd\max}=0.353\text{N/mm}^2$
 Η μέγιστη αυτή τάση 0.353 N/mm^2 είναι $\leq f_k/\gamma_M=2.465/2.2= 1.120\text{ N/mm}^2$
 άρα ικανοποιείται ο έλεγχος αντοχής σύμφωνα με EC6 §6.1.3.εξ.(6.9)

Σενάζ οπλισμένου σκυροδέματος (Εθν. Κείμ. εφαρμογής, EC6 §6.1.3.(7), §8.2, EC8 §9.5.3).

Στο πάνω μέρος του τοίχου και στο ύψος των υπερθύρων τυχόν μικρές εφελκυστικές τάσεις παραλαμβάνονται από σενάζ οπλισμένου σκυροδέματος 30x20 [πλάτος x ύψος cm] με ελάχιστο οπλισμό 4φ12 (συνδ. φ8/15) που ικανοποιεί τα ελάχιστα όρια του κανονισμού.

Ελεγχος σε οριζόντια εκτός επιπέδου τοίχου φορτία λόγω σεισμού (EC6, §3.6.3, §6.3)

Προσεγγιστική σχετική οριζόντια μετατόπιση ορόφου = 0.998 mm
 Οριζόντια μετατόπιση λόγω παραμόρφωσης οριζοντίου διαφράγματος= 0.000 mm
 Καμπτική ροπή σχεδιασμού $M_{ed}=\delta \cdot E \cdot bt^3/(4H^2)$, $M_{ed}=(1000)x0.998x2.46x0.300^3/(4x3.00^2)=1.84\text{kNm/m}$
 $f_{xk1}=0.10\text{N/mm}^2$, $f_{xd1}=0.10/2.20=0.045\text{ N/mm}^2$
 $\sigma_d=0.001x145.6/(0.30x3.61) \leq 0.2fd=0.2x2.46/2.20$, $\sigma_d=0.135\text{ N/mm}^2$ (EC6, (6.16)
 Ροπή καμπτικής αντοχής $M_{rd}=(f_{xd1}+\sigma_d)t^2/6= (1000)x(0.045+0.135)x0.300^2/6=2.70\text{kNm/m}$ (EC6, (6.15)
 $M_{ed}= 1.84\text{kNm} \leq 2.70\text{kNm} =M_{rd}$, ο έλεγχος ικανοποιείται

Ελεγχος σε οριζόντια εκτός επιπέδου τοίχου φορτία λόγω ανέμου (EC6, §6.3, Annex E)

Φορτίο ανέμου $W_{ed}=G_k+1.50W$, $W:=C_{pe}x1.25=0.80x1.25=1.00\text{ kN/m}^2$, $1.50W=1.50x1.00=1.50\text{ kN/m}^2$
 $H/L=3.00/3.61=0.83$, $\mu=f_{xk1}/f_{xk2}=1$, $\alpha_1=\mu\alpha_2$, $\alpha_2=0.042$ (Annex E, Tab E)
 Καμπτική ροπή σχεδιασμού $M_{ed}=\alpha_1 \cdot W_{ed} \cdot L^2$, $M_{ed}=0.042x1.50x3.61^2=0.82\text{ kNm/m}$
 $M_{ed}= 0.82\text{kNm} \leq 2.70\text{kNm} =M_{rd}$, ο έλεγχος ικανοποιείται

Ελεγχος για απλά κτίρια τοιχοποιίας (Εθν. κείμενο εφαρμογής Ευρωκώδικα 6)

- (1) Οι υπέρ το έδαφος όροφοι είναι 2, και η σεισμικότητα II, $\alpha=0.240g=2.35\text{ m/s}^2$, άρα ικανοποιούνται οι περιορισμοί στον αριθμό ορόφων του πίνακα 3.
- (2) α) Το σχήμα του κτιρίου είναι περίπου ορθογωνικό
 β) Μικρότερη προς μεγαλύτερη πλευρά = $9.00/11.00= 0.82 > 0.25$
 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
 Διαζωματική τοιχοποιία, σεισμός : II, $\alpha=0.240g=2.35\text{ m/s}^2$, ελάχιστο ποσοστό τοίχων 5%
 x-x κατεύθυνση, ποσοστό τοίχων στο ισόγειο $6.690/70.338=0.095 > 0.05$
 y-y κατεύθυνση, ποσοστό τοίχων στο ισόγειο $5.490/70.338=0.078 > 0.05$

Οπλισμοί Πλακών

Οροφος	Πλάκ	πάχος [cm]	Lx [m]	Ly [m]	Οπλισμοί		Οπλισμοί στηρίξεων			
					x-x	y-y	□	□	□	□
Ισόγειο	Π1	20	5.00	4.71	∅10/20κ	∅10/20		∅10/20		
Ισόγειο	Π2	20	5.70	4.73	∅10/20	∅10/20κ	∅10/20		∅10/20	
Ισόγειο	Π3	20	5.78	2.99	∅10/20	∅10/20κ				∅10/20
1ος	Π1	20	5.00	4.71	∅10/20κ	∅10/20		∅10/20		
1ος	Π2	20	5.70	4.73	∅10/20	∅10/20κ	∅10/20		∅10/20	
1ος	Π3	20	5.78	2.99	∅10/20	∅10/20κ				∅10/20
1ος	ΠΡ2	15	1.20	2.00			∅10/20			
1ος	ΠΡ1	15	1.20	2.00			∅10/20			

Οπλισμοί Δοκών

Οροφος	Δοκός	Ανοιγμα		Στήριξη-A		Στήριξη-B		Συνδ/ρες
		κάτω	πάνω	πάνω	κάτω	πάνω	κάτω	
Ισόγειο		4 ∅12	2 ∅12	3 ∅16				∅10/34
Ισόγειο		4 ∅12	2 ∅12	4 ∅16				∅10/34
1ος		4 ∅12	2 ∅12	3 ∅16				∅10/34
1ος		4 ∅12	2 ∅12	4 ∅16				∅10/34

ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΤΟΙΧΟΠΟΙΑ ΑΠΟ ΜΠΕΤΟΝ

Δομικά Στοιχεία

Ορόφος	Δομ.	Υλικά	Διαστάσεις [m]	Θέση (x[m], y[m], θ°)
Ισόγειο	T1	Τοίχος μπετόν 25 cm	11.00x 3.00x0.25	11.00, 8.88, 0.00
Ισόγειο	T2	Τοίχος μπετόν 25 cm	5.00x 3.00x0.25	0.13, 9.00, 0.00
Ισόγειο	T3	Τοίχος μπετόν 25 cm	5.30x 3.00x0.25	0.00, 4.13, 0.00
Ισόγειο	T4	Τοίχος μπετόν 25 cm	4.30x 3.00x0.25	5.13, 4.30, 0.00
Ισόγειο	T5	Τοίχος μπετόν 25 cm	3.00x 3.00x0.25	5.00, 0.13, 0.00
Ισόγειο	T6	Τοίχος μπετόν 25 cm	7.00x 3.00x0.25	10.88, 2.00, 0.00
Ισόγειο	T13	Τοίχος μπετόν 25 cm	3.61x 3.00x0.25	7.93, 0.10, 0.00
Ισόγειο	Δ1	Ωπλ.Σκυρ. C25/30	0.20x 0.50x5.00	5.15, 4.00, 0.00
Ισόγειο	Δ2	Ωπλ.Σκυρ. C25/30	0.20x 0.50x5.95	5.05, 4.13, 0.00
1ος	T7	Τοίχος μπετόν 25 cm	11.00x 3.00x0.25	11.00, 8.88, 0.00
1ος	T8	Τοίχος μπετόν 25 cm	5.00x 3.00x0.25	0.13, 9.00, 0.00
1ος	T9	Τοίχος μπετόν 25 cm	5.30x 3.00x0.25	0.00, 4.13, 0.00
1ος	T10	Τοίχος μπετόν 25 cm	4.30x 3.00x0.25	5.13, 4.30, 0.00
1ος	T11	Τοίχος μπετόν 25 cm	3.00x 3.00x0.25	5.00, 0.13, 0.00
1ος	T12	Τοίχος μπετόν 25 cm	7.00x 3.00x0.25	10.88, 2.00, 0.00
1ος	T14	Τοίχος μπετόν 25 cm	3.61x 3.00x0.25	7.93, 0.10, 0.00
1ος	Δ3	Ωπλ.Σκυρ. C25/30	0.20x 0.50x5.00	5.15, 4.00, 0.00
1ος	Δ4	Ωπλ.Σκυρ. C25/30	0.20x 0.50x5.95	5.05, 4.13, 0.00

Παράδειγμα διόροφης οικοδομής

Όνομασία Έργου-Μελέτης Παράδειγμα διόροφης οικοδομής
 Διεύθυνση έργου Διεύθυνση.....
 Μηχανικός Μελετητής Μηχανικός.....
 Σημειώσεις.....

Γενικά Χαρακτηριστικά Κτιρίου

Όροφοι Όροφοι : 2 Υπόγεια: 0
 Τοιχοποιία Διαζωματική τοιχοποιία
 Ποιότητα Κατασκευής (EC6 §2.4.3) Κατηγορία 2
 Ύψη ορόφων [m] Δάπεδα
 Ισόγειο ύψος ορόφου 3.00 [m] οροφή=Πλάκα d=0.20[m]
 1ος οροφος ύψος ορόφου 3.00 [m] οροφή=Πλάκα d=0.20[m]

Φορτία Κατασκευής (Ευρωκώδικας 1)

Μόνιμα Δαπέδων Επικάλυψη δαπέδων= 0.80[kN/m²], Τοίχοι σε δάπεδα= 0.00[kN/m²]
 Κινητά Δαπέδων Κινητά σε δάπεδα = 2.00[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= 0.60[kN/m²]
 Κινητά Στέγης Χιόνι= 1.00[kN/m²], Άνεμος= 1.25[kN/m²]
 Άνεμος (κατακόρυφα) 1.25xημ²(25°)= 0.18[kN/m²]
 Συντελεστές Δράσεων Φορτίων (Ευρωκ.0, Π.Α1.2) γg=1.35, γq=1.50
 Συντελεστές Συνδυασμού Δράσεων (Ευρωκ.0 Π.Α1.1) Ψ0=0.60, Ψ1=0.60, Ψ2=0.30

Υλικά Τοιχοποιίας Τοίχος μπετόν 25 cm *

Σκυρόδεμα - Εδαφος C25/30-B500C σu=0.20 [N/mm²,MPa]

Γενικά Στοιχεία Αντισεισμικού Σχεδιασμού (Ευρωκ.8 §3)

Σεισμική Ζώνη (Ευρωκ.8 §3.2.1) Ζώνη: II, α=0.240g=2.35 m/s²
 Κατηγορία Εδάφους (Ευρωκ.8 §3.1.2) B, S=1.20 Tb=0.15sec Tc=0.50sec
 Σπουδαιότητα Κτιρίου (Ευρωκ.8 §4.2.5) Σ2 γI=1.00

Κανονισμοί που λαμβάνονται υπόψη.

Ευρωκώδικας 6 (EC6): EN1996-1-1:2004, Σχεδιασμός κατασκευών από τοιχοποιία.
 Ευρωκώδικας 2 (EC2): EN1992-1-1:2004, Σχεδιασμός κατασκευών από Σκυρόδεμα
 Ευρωκώδικας 8 (EC8): EN1998-1-1:2004, Αντισεισμικός σχεδιασμός κατασκευών
 Ευρωκώδικας 1 (EC1): EN1991-1-1:2003, Δράσεις επί κατασκευών
 Ευρωκώδικας 0 (EC0): EN1990-1-1:2002, Βάσεις σχεδιασμού κατασκευών

Εθνικό Κείμενο Εφαρμογής Ευρωκώδικα 6

Τοίχος μπετόν 25 cm

Πάχος τοίχου : 0.25 [m]

Ειδικό βάρος : 11.00 [KN/m³]

Διαμήκης Αρμός OXI

Βάρος ανά m² : 5.55 [KN/m²]

Ιδιότητες Λιθοσωμάτων (EC6 §3.1)

Στοιχεία μπετόν 1.00x1.00x25

Τύπος Λιθοσωμάτων: Σκυρόδεμα EN 771-3

Κατηγορία: : II

Διαστάσεις Λιθοσωμάτων : 100x25 x100[mm]

Ομάδα : 2

Θλιπτική αντοχή : 16.00 [N/mm²]

Συντελεστής δ = 1.55

Ανηγμένη Θλιπτική Αντοχή : fb= 24.80 [N/mm²]

fb= 1.55x 16.00= 24.80[N/mm²]

Ιδιότητες Κονιάματος (EC6, §3.2)

Τσιμεντοκονίαμα M15

Είδος Κονιάματος: Γενικής εφαρμογής

Θλιπτική Αντοχή fk: 15.00 [N/mm²]

Χαρακτηριστικές Αντοχές Τοιχοποιίας (EC6, §3.6)

Θλιπτική Αντοχή fk [N/mm²](EC6, §3.6.1) $f_k = K f_b f_m^{0.7, 0.3} = 14.93$ [N/mm²]
(K=0.50)

Διατμ/κή Αντοχή fnko [N/mm²](EC6, §3.6.2) fnko = 0.30 [N/mm²]

Μέτρο Ελαστ/τος E [GPa](EC6, §3.7.2) E = 22.93 [GPa=KN/mm²]

Μέτρο Διάτμησης G=40%E G = 9.17 [GPa=KN/mm²]

Η τοιχοποιία έχει διπλός μανδύα σκυροδέματος, 10.0 cm, οπότε αλλάζουν οι αντοχές

Μέση Χαρακτηριστική Θλιπτική αντοχή τοίχου με μανδύα fk=14.93 N/mm²

Μέση Χαρακτηριστική διατμητική αντοχή τοίχου με μανδύα fnko= 0.30 N/mm²

Υπολογισμοί μέσων χαρακτηριστικών αντοχών τοίχου με μανδύα σκυροδέματος

Πάχος τοιχοποιίας χωρίς μανδύα tw= 0.05 m
 Διπλός μανδύας σκυροδέματος C12/15 πάχους tc= 0.10 m
 Οπλισμός μανδύα εσχάρα Φ8/15 S500
 Πάχος τοίχου μαζί με μανδύα σκυροδέματος Tw= 0.25 m
 Θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας fwk=10.00 N/mm²
 Διατμητική αντοχή τοιχοποιίας fwv= 0.20 N/mm²
 Μέτρο ελαστικότητας τοιχοποιίας Ew=10.00 N/mm²
 Θλιπτική αντοχή σκυροδέματος μανδύα fck=12.00 N/mm²
 Διατμητική αντοχή σκυροδέματος μανδύα fcov= 0.27 N/mm²
 Μέτρο ελαστικότητας σκυροδέματος Ec=26.00 N/mm²

Μέση Χαρακτηριστική Θλιπτική αντοχή τοίχου με μανδύα σκυροδέματος
 fk=(10.00x0.05+2x12.00x0.10)/0.25=11.60 N/mm²

Διατμητική αντοχή τοίχου με μανδύα σκυροδέματος

frd=0.01xfcc/1.50+ As/(t.s)x(fsy/1.15)

Ποσοστό οπλισμού μανδύα ρ=1x0.50/(15x10)=0.003<=0.02

Διατμητική αντοχή μανδύα frd=0.01x12/1.50+(50/150x100)x(500/1.15)=1.53 N/mm²

Μέση Χαρακτηριστική Διατμητική αντοχή τοίχου με μανδύα σκυροδέματος

fnk=0.80xfwk+frdx(2.00/1.50)

fnk=(0.80*0.20x0.05+2x1.53x0.10x(2.00/1.50))/0.25=1.66 N/mm²

E=(10.00x0.05+2x26.00x0.10)/0.25=22.80 N/mm²

Στοιχεία Πλακών

Οροφος	Πλάκ	πάχος [cm]	Φορτία [KN/m ²]			Εμβαδό [m ²]	Ly/Lx	Ειδο	Συντ. φορτ.		Περιβάλλοντα στοιχεία
			ιδ. βάρ	επικά	κίνητ				κx	κy	
Ισόγειο	Π1	20	5.00	0.80	2.00	21.53	0.92		0.64	0.36	T1AB-T2BA-T3B-Δ1AB
Ισόγειο	Π2	20	5.00	0.80	2.00	25.19	0.82		0.32	0.68	Δ1AB-Δ2A-T6AB-T1AA
Ισόγειο	Π3	20	5.00	0.80	2.00	18.11	0.51		0.00	1.00	T5BA-T13B-T6AAB-Δ2A-T4A
1ος	Π1	20	5.00	1.50	1.17	21.53	0.92		0.64	0.36	T7AB-T8BA-T9B-Δ3AB
1ος	Π2	20	5.00	1.50	1.17	25.19	0.82		0.32	0.68	Δ3AB-Δ4A-T12AB-T7AA
1ος	Π3	20	5.00	1.50	1.17	18.11	0.51		0.00	1.00	T11BA-T14B-T12AAB-Δ4A-T10A
1ος	ΠΡ2	15	3.75	0.80	5.00	2.40					T7
1ος	ΠΡ1	15	3.75	0.80	5.00	2.40					T14

Στατική Επίλυση πλακών (Ευρωκ.2 §6.1, §9.3.1).

Πλάκες με λόγο πλευρών 0.5 μέχρι 2, επιλύονται ως τετραερείστες αλλιώς ως αμφιέρειστες. Η επίλυση πλακών βασίζεται στην μέθοδο των λωρίδων Marcus, με κοινό μέγιστο βέλος κάμψης. Τα φορτία κατανέμονται στις δύο διευθύνσεις x, y βάσει συντελεστών κατανομής k_x, k_y και κάθε διεύθυνση επιλύεται χωριστά θεωρώντας ισοδύναμα ανοίγματα πλακών. Αν το φορτίο πλάκας σε μία διεύθυνση είναι <10% ολικού φορτίου, η πλάκα θεωρείται αμφιέρειστη. Μείωση ροπών ανοιγμάτων λόγω συστροφής δεν γίνεται. Συνθήκες στήριξης και συνέχεια λαμβάνονται υπόψη μέσω συντελεστών συνεχών δοκών ισοδύναμων ανοιγμάτων. Οι συντελεστές αυτοί λαμβάνονται οι δυσμενέστεροι σε κάθε περίπτωση. Οι ελάχιστες και μέγιστες ροπές στήριξης προκύπτουν χρησιμοποιώντας τη δυσμενέστερη ή ευμενέστερη θέση κινητών φορτίων αντίστοιχα σε ισοδύναμη συνεχή δοκό με τη λωρίδα επίλυσης της πλάκας. Η μέγιστη ροπή ανοίγματος προκύπτει από τη δυσμενέστερη θέση κινητών φορτίων στο άνοιγμα. Οι ροπές στηρίξεων μειώνονται κατά 20% με ανακατανομή (Ευρωκ.2 §5.5). Τα μεταφερόμενα στους δοκούς φορτία προκύπτουν για φόρτιση με κινητά φορτία στις πλάκες εκατέρωθεν της δοκού. Σε περίπτωση αμφιέρειστων πλακών στους δοκούς που δεν φορτίζονται, λαμβάνεται ελάχιστο φορτίο από πλάκα $=qL/4$, (q φορτίο πλάκας, L άνοιγμα δοκού). Τα δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη χρησιμοποιούνται για υπολογισμό οπλισμών και φορτίων δοκών. Υπολογισμοί αντοχής σε οριακή κατάσταση αστοχίας (Ευρωκ.2 §6.1). Ελεγχος λυγηρότητας (Ευρωκ.2 §7.4.2), και ελάχιστων οπλισμών (EC2 §9.3.1). Έλεγχος βελών παραλείπεται αφού ικανοποιείται η λυγηρότητα (Ευρωκ.2 §7.4.2). Ελάχιστη επικάλυψη οπλισμού πλάκων λαμβάνεται 20mm (Ευρωκ.2 §4.4.1).

Ισόγειο**Πλάκα: Π1**
 $L_y/L_x = 0.92, C25/30-B500C, h = 20 \text{ cm}$

 Φορτία: μόνιμο $g = 5.80 \text{ kN/m}^2$, κινητό $q = 2.00 \text{ kN/m}^2$
Διεύθυνση x-x
 $L_x = 4.83 \text{ m}, g_x = 0.64 \times 5.80 = 3.74, q_x = 0.64 \times 2.00 = 1.29 \text{ kN/m}^2$

 Ελάχιστη ροπή στήριξης $\min M_{sdst} = -0.80 \times (0.125 \times 1.35 \times 3.74 + 0.125 \times 1.50 \times 1.29) \times 4.83^2 = -16.30 \text{ kNm/m}$

 Μέγιστη ροπή στήριξης $\max M_{sdst} = -0.80 \times (0.125 \times 1.35 \times 3.74 + 0.063 \times 1.50 \times 1.29) \times 4.83^2 = -14.06 \text{ kNm/m}$

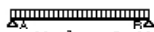
 Από $\max M_{sdst}$ για $1.35 \times 3.74 + 1.50 \times 1.29$ προκύπτουν μέγιστη ροπή ανοίγματος και αντιδράσεις.

 Μέγιστη ροπή ανοίγματος $M_{sds} = 13.95 \text{ kNm/m}$ ($V = 6.98 \times 4.83 / 2 - 14.06 / 4.83 = 13.96, M = 0.5 \times 13.96^2 / 6.98 = 13.95$)

 Φορτία σε δοκούς μόνιμα $g_A = 7.23 \text{ kN/m}, g_B = 10.84 \text{ kN/m}$

 Φορτία σε δοκούς κινητά $g_A = 2.80 \text{ kN/m}, g_B = 3.43 \text{ kN/m}$

 οπλισμός στήριξη: $M_{ed} = -16.30 \text{ kNm/m}, d = 180 \text{ mm}, x/d = 0.07, e_c/e_s = 1.4/20.0, A_s = 2.13 \text{ cm}^2/\text{m}$

 οπλισμός άνοιγμα: $M_{ed} = 13.95 \text{ kNm/m}, d = 180 \text{ mm}, x/d = 0.06, e_c/e_s = 1.3/20.0, A_s = 1.82 \text{ cm}^2/\text{m}$
Διεύθυνση y-y
 $L_y = 4.46 \text{ m}, g_y = 0.36 \times 5.80 = 2.06, q_y = 0.36 \times 2.00 = 0.71 \text{ kN/m}^2$

 Ροπή στη στήριξη $M_{sd\text{sup}A} = M_{sd\text{sup}B} = 0 \text{ [kNm/m]}$

 Ροπή στο άνοιγμα $M_{sds} = (1.35 \times 2.06 + 1.50 \times 0.71) \times 4.46^2 / 8 = 9.55 \text{ kNm/m}$

 Φορτία σε δοκούς ή τοίχους, μόνιμα $g_A = g_B = 2.06 \times 4.46 / 2 = 4.59 \text{ kN/m}$

 Φορτία σε δοκούς ή τοίχους, κινητά $q_A = q_B = 0.71 \times 4.46 / 2 = 1.58 \text{ kN/m}$

 οπλισμός άνοιγμα: $M_{ed} = 9.55 \text{ kNm/m}, d = 170 \text{ mm}, x/d = 0.05, e_c/e_s = 1.1/20.0, A_s = 1.32 \text{ cm}^2/\text{m}$
 $K = 1.0, L/d(\min) = 338.9, L/d = 4.46 / 0.170 = 26.2 < 338.9$ (EC2 Eq.7.16a), ελάχ. οπλισμός $A_{sx} = 2.3, A_{sy} = 2.2 \text{ cm}^2/\text{m}$
Οπλισμοί ανοίγματος x-x: φ10/20 (3.95 cm²/m), y-y : φ10/20 (3.95 cm²/m) (κάτω στρώση x-x)
Ισόγειο**Πλάκα: Π2**
 $L_y/L_x = 0.82, C25/30-B500C, h = 20 \text{ cm}$

 Φορτία: μόνιμο $g = 5.80 \text{ kN/m}^2$, κινητό $q = 2.00 \text{ kN/m}^2$
Διεύθυνση x-x
 $L_x = 5.53 \text{ m}, g_x = 0.32 \times 5.80 = 1.83, q_x = 0.32 \times 2.00 = 0.63 \text{ kN/m}^2$

 Ελάχιστη ροπή στήριξης $\min M_{sdst} = -0.80 \times (0.125 \times 1.35 \times 1.83 + 0.125 \times 1.50 \times 0.63) \times 5.53^2 = -10.44 \text{ kNm/m}$

 Μέγιστη ροπή στήριξης $\max M_{sdst} = -0.80 \times (0.125 \times 1.35 \times 1.83 + 0.063 \times 1.50 \times 0.63) \times 5.53^2 = -9.01 \text{ kNm/m}$

 Από $\max M_{sdst}$ για $1.35 \times 1.83 + 1.50 \times 0.63$ προκύπτουν μέγιστη ροπή ανοίγματος και αντιδράσεις.

 Μέγιστη ροπή ανοίγματος $M_{sds} = 8.94 \text{ kNm/m}$ ($V = 3.42 \times 5.53 / 2 - 9.01 / 5.53 = 7.81, M = 0.5 \times 7.81^2 / 3.42 = 8.94$)

 Φορτία σε δοκούς μόνιμα $g_A = 6.07 \text{ kN/m}, g_B = 4.05 \text{ kN/m}$

 Φορτία σε δοκούς κινητά $g_A = 1.92 \text{ kN/m}, g_B = 1.57 \text{ kN/m}$

 οπλισμός στήριξη: $M_{ed} = -10.44 \text{ kNm/m}, d = 180 \text{ mm}, x/d = 0.05, e_c/e_s = 1.1/20.0, A_s = 1.36 \text{ cm}^2/\text{m}$

 οπλισμός άνοιγμα: $M_{ed} = 8.94 \text{ kNm/m}, d = 170 \text{ mm}, x/d = 0.05, e_c/e_s = 1.1/20.0, A_s = 1.23 \text{ cm}^2/\text{m}$

Στοιχεία Δοκών

Οροφος	Δοκός	αρχική δοκός	πλάκες εκατέρωθ	πλάτος cm	ύψος cm	μήκος m	Φορτία [KN/m]				
							ιδ. βάρ	τοιχοι	μόν.πλ	μόνιμ	κινητ
Ισόγειο	Δ1-1	Δ1	Π1-Π2	20	50	4.56	1.8	0.0	16.9	18.7	5.3
Ισόγειο	Δ2-1	Δ2	Π2-Π3	20	50	5.53	1.8	0.0	17.0	18.7	5.5
1ος	Δ3-1	Δ3	Π1-Π2	20	50	4.56	1.8	0.0	18.9	20.7	3.1
1ος	Δ4-1	Δ4	Π2-Π3	20	50	5.53	1.8	0.0	19.0	20.8	3.3

Στατική επίλυση συστήματος δοκών πατωμάτων

Το σύστημα των δοκών κάθε πατώματος επιλύεται σαν εσχάρα δοκών στο χώρο, με πεπερασμένα στοιχεία. Τα στοιχεία είναι ραβδόμορφα με 3 βαθμούς ελευθερίας ανά κόμβο, στροφές με άξονες x , y και βύθιση στην κατακόρυφη διεύθυνση z . Η εσχάρα δοκών εδράζεται στους τοίχους και στα υποστυλώματα. Στις εδράσεις στους τοίχους, επειδή πάντα παρεμβάλλεται σενάζ, η η στροφή περί τον άξονα =0. Για τις ακαμψίες των δοκών της εσχάραςτο συνεργαζόμενο πλάτος είναι 0.70L/10 στις μονόπλευρες και 0.70L/5 στις συμμετρικές πλακοδοκούς(Ευρωκ.2 §5.3.2.1). Η επίλυση γίνεται για μοναδιαία φορτία σε κάθε άνοιγμα και εν συνεχεία γίνονται όλοι οι επικίνδυνοι συνδυασμοί φορτίσεων με μετακίνηση στα ανοίγματα των κινητών φορτίων για να προκύψουν οι εντατικές καταστάσεις των στοιχείων της εσχάρας. Επίλυση με μέθοδο Gauss για συμμετρικούς πίνακες, με βελτιστοποίηση πλάτους μητρώου και επαναρίθμηση κόμβων.

Οροφος	Δοκός	αρχική δοκός	Ροπή [kNm]		Ροπή Στήρ-Α [kNm]		Ροπή Στήρ-Β [kNm]		Στρέψη [kNm]	Αντιδράσεις [kN]	
			max	min	max	min	max	min		A	B
Ισόγειο	Δ1-1	Δ1	48	0	0	-86	0	0	0	95	57
Ισόγειο	Δ2-1	Δ2	72	0	0	-128	0	0	0	116	70
1ος	Δ3-1	Δ3	48	0	0	-85	0	0	0	93	56
1ος	Δ4-1	Δ4	71	0	0	-126	0	0	0	114	68

Διαστασιολόγηση και οπλισμός δοκών (Ευρωκ.2 §6.1, §6.2, §7.4.23, §9.2)

Διαστασιολόγηση και οπλισμοί δοκών βάσει του Ευρωκ.2. Τα εντατικά μεγέθη προέκυψαν από την επίλυση με πεπερασμένα στοιχεία της εσχάρας των δοκών του δαπέδου. Ροπές παρειάς στις στηρίξεις σε απόσταση 10cm από τον άξονα του τοίχου ή υποστυλώματος. Τέμνουσες σχεδιασμού λαμβάνονται σε απόσταση d από την παρειά (Ευρωκ.2 §6.2.2). Συνεργαζόμενο πλάτος 0.70L/10 σε κάθε πλευρά. (Ευρωκ.2 §5.3.2.1). Επικάλυψη οπλισμού 5cm.(Ευρωκ.2 §4.4.1). Οπλισμός ίσια σίδερα. Η τέμνουσα παραλαμβάνεται εξ ολοκλήρου από κατακόρυφους συνδετήρες. Γίνεται σε κάθε περίπτωση έλεγχος για τα ελάχιστα ποσοστά οπλισμού (Ευρωκ.2 §9.2). Έλεγχος ρηγμάτωσης (Ευρωκ.2 §7.3.2) και μεγέθους παραμορφώσεων (Ευρωκ.2 §7.4.2).

Ισόγειο Δ1 (Δ1-1) μήκος L=4.56m, πλάτος bw=20cm, ύψος h=50cm, beff=84cm, h1=15cm



μπετόν C25/30-B500C, ροπή ανοίγματος max MsdAB=48kNm (min=0kNm)
 ροπή στήριξης minMsdA=-86kNm(max=0kNm), ροπή στήριξης minMsdB=0kNm(max=0kNm)
 τέμνουσα δύναμη VsdA=95kN, τέμνουσα δύναμη VsdB=57kN, ροπή στρέψης Tsd=0kNm

Διαστασιολόγηση έναντι κάμψης (οριακή κατάσταση αστοχίας) (Ευρωκ.2 §6.1)

Ανοίγμα Med= 48kNm, bm=84cm, d=45cm, x/d=0.05, x=22<hf=150mm, ec/es=1.0/20.0, As=2.5cm²

Στήριξη-A Med= -86+95x0.10= -77kNm, b=20cm, d=45cm, x/d=0.18,ec/es=3.5/16.1, As=4.2cm²

Ελάχιστος οπλισμός κάμψης (Ευρωκ.2 §7.3.2, §9.2.1)

$\rho = 0.26 \times f_{ctm} / f_{yk} = 0.26 \times 2.6 / 500 = 0.00135$, 0.0013, minAs=0.00135x20x45=1.22cm² (Ευρωκ.2 9.2.1.1)

Έλεγχος ρηγμάτωσης, $\sigma_s = 0.70 \times 500 = 350 \text{ N/mm}^2$ μέγιστη διάμετρος οπλισμού maxΦ=16 (Ευρωκ.2 Π.7.2N)

Έλεγχος παραμόρφωσης, λυγηρότητα $\alpha_L/d = 0.51 \times 456 / 45 = 5 < 20$, (α από διάγραμμα ροπών) (Ευρωκ.2 Τ.7.4N)

Οπλισμοί: άνοιγμα 4Φ12(4.5cm²), στήρ.-A 3Φ16(6.0cm² άνω)

Διαστασιολόγηση για τέμνουσα δύναμη (EC2 §6.2)

Τέμνουσα σχεδιασμού (απόστ. d από παρειά) Ved= 94.6-0.55x 33.2= 76.3kN

=2.26/(20x45)=0.003<0.02, k=1.67, Crdc=0.18/1.50=0.120, v_{min}=0.38N/mm² Vrdc=34.20kN
 v=0.600, z=0.9d, Vrdmax=0.1x0.60x20x0.9x45x16.67/2.90 = 279kN>76.3=Ved

Ελάχιστος οπλισμός s=34cm,Asw=0.0008x34x20=0.5cm² συνδετ. Φ10/34 (Ευρωκ.2 9.2.2)

Vwd=76.3-34.2=42.1kN, Asw/s=1000x42.1/(0.9x45x434.8)= 2.4cm²/m, **συνδετήρες Φ10/34**

Ισόγειο Δ2 (Δ2-1) μήκος L=5.53m, πλάτος bw=20cm, ύψος h=50cm, beff=97cm, h1=15cm



μπετόν C25/30-B500C, ροπή ανοίγματος max MsdAB=72kNm (min=0kNm)
 ροπή στήριξης minMsdA=-128kNm(max=0kNm), ροπή στήριξης minMsdB=0kNm(max=0kNm)
 τέμνουσα δύναμη VsdA=116kN, τέμνουσα δύναμη VsdB=70kN, ροπή στρέψης Tsd=0kNm

Διαστασιολόγηση έναντι κάμψης (οριακή κατάσταση αστοχίας) (Ευρωκ.2 §6.1)

Ανοίγμα Med= 72kNm, bm=97cm, d=45cm, x/d=0.06, x=25<hf=150mm, ec/es=1.2/20.0, As=3.8cm²

Στήριξη-A Med= -128+116x0.10= -117kNm, b=20cm, d=45cm, x/d=0.29,ec/es=3.5/8.8, As=6.8cm²

Ελάχιστος οπλισμός κάμψης (Ευρωκ.2 §7.3.2, §9.2.1)

$\rho = 0.26 \times f_{ctm} / f_{yk} = 0.26 \times 2.6 / 500 = 0.00135$, 0.0013, minAs=0.00135x20x45=1.22cm² (Ευρωκ.2 9.2.1.1)

Έλεγχος ρηγμάτωσης, $\sigma_s = 0.70 \times 500 = 350 \text{ N/mm}^2$ μέγιστη διάμετρος οπλισμού maxΦ=16 (Ευρωκ.2 Π.7.2N)

Έλεγχος παραμόρφωσης, λυγηρότητα $\alpha_L/d = 0.51 \times 553 / 45 = 6 < 20$, (α από διάγραμμα ροπών) (Ευρωκ.2 Τ.7.4N)

Οπλισμοί: άνοιγμα 4Φ12(4.5cm²), στήρ.-Α 4Φ16(8.0cm² άνω)

Διαστασιολόγηση για τέμνουσα δύναμη (EC2 §6.2)

Τέμνουσα σχεδιασμού (απόστ. d από παρειά) $V_{ed} = 116.0 - 0.55x \cdot 33.6 = 97.6 \text{ kN}$

$\# = 2.26 / (20 \times 45) = 0.003 < 0.02$, $k = 1.67$, $Cr_{dc} = 0.18 / 1.50 = 0.120$, $v_{min} = 0.38 \text{ N/mm}^2$ $V_{rdc} = 34.20 \text{ kN}$
 $v = 0.600$, $z = 0.9d$, $V_{rdmax} = 0.1 \times 0.60 \times 20 \times 0.9 \times 45 \times 16.67 / 2.90 = 279 \text{ kN} > 97.6 = V_{ed}$

Ελάχιστος οπλισμός $s = 34 \text{ cm}$, $A_{sw} = 0.0008 \times 34 \times 20 = 0.5 \text{ cm}^2$ συνδετ. Φ10/34 (Ευρωκ.2 9.2.2)

$V_{wd} = 97.6 - 34.2 = 63.4 \text{ kN}$, $A_{sw}/s = 1000 \times 63.4 / (0.9 \times 45 \times 434.8) = 3.6 \text{ cm}^2/\text{m}$, **συνδετήρες Φ10/34**

1ος οροφος Δ3 (Δ3-1) μήκος $L = 4.56 \text{ m}$, πλάτος $b_w = 20 \text{ cm}$, ύψος $h = 50 \text{ cm}$, $b_{eff} = 84 \text{ cm}$, $h_1 = 15 \text{ cm}$

διάγραμμα ροπών

μπετόν C25/30-B500C, ροπή ανοίγματος $\max M_{sdAB} = 48 \text{ kNm}$ ($\min = 0 \text{ kNm}$)

ροπή στήριξης $\min M_{sdA} = -85 \text{ kNm}$ ($\max = 0 \text{ kNm}$), ροπή στήριξης $\min M_{sdB} = 0 \text{ kNm}$ ($\max = 0 \text{ kNm}$)

τέμνουσα δύναμη $V_{sdA} = 93 \text{ kN}$, τέμνουσα δύναμη $V_{sdB} = 56 \text{ kN}$, ροπή στρέψης $T_{sd} = 0 \text{ kNm}$

Διαστασιολόγηση έναντι κάμψης (οριακή κατάσταση αστοχίας) (Ευρωκ.2 §6.1)

Άνοιγμα $M_{ed} = 48 \text{ kNm}$, $b_m = 84 \text{ cm}$, $d = 45 \text{ cm}$, $x/d = 0.05$, $x = 22 < h_f = 150 \text{ mm}$, $ec/es = 1.0/20.0$, $A_s = 2.5 \text{ cm}^2$

Στήριξη-Α $M_{ed} = -85 + 93 \times 0.10 = -75 \text{ kNm}$, $b = 20 \text{ cm}$, $d = 45 \text{ cm}$, $x/d = 0.18$, $ec/es = 3.5/16.5$, $A_s = 4.2 \text{ cm}^2$

Ελάχιστος οπλισμός κάμψης (Ευρωκ.2 §7.3.2, §9.2.1)

$\rho = 0.26 \times f_{ctm} / f_{yk} = 0.26 \times 2.6 / 500 = 0.00135$, 0.0013 , $\min A_s = 0.00135 \times 20 \times 45 = 1.22 \text{ cm}^2$ (Ευρωκ.2 9.2.1.1)

Ελεγχος ρηγμάτωσης, $\sigma_s = 0.70 \times 500 = 350 \text{ N/mm}^2$ μέγιστη διάμετρος οπλισμού $\max \Phi = 16$ (Ευρωκ.2 Π.7.2N)

Ελεγχος παραμόρφωσης, λυγηρότητα $\alpha_L/d = 0.51 \times 456 / 45 = 5 < 20$, (α από διάγραμμα ροπών) (Ευρωκ.2 Τ.7.4N)

Οπλισμοί: άνοιγμα 4Φ12(4.5cm²), στήρ.-Α 3Φ16(6.0cm² άνω)

Διαστασιολόγηση για τέμνουσα δύναμη (EC2 §6.2)

Τέμνουσα σχεδιασμού (απόστ. d από παρειά) $V_{ed} = 93.0 - 0.55x \cdot 32.7 = 75.0 \text{ kN}$

$\# = 2.26 / (20 \times 45) = 0.003 < 0.02$, $k = 1.67$, $Cr_{dc} = 0.18 / 1.50 = 0.120$, $v_{min} = 0.38 \text{ N/mm}^2$ $V_{rdc} = 34.20 \text{ kN}$
 $v = 0.600$, $z = 0.9d$, $V_{rdmax} = 0.1 \times 0.60 \times 20 \times 0.9 \times 45 \times 16.67 / 2.90 = 279 \text{ kN} > 75.0 = V_{ed}$

Ελάχιστος οπλισμός $s = 34 \text{ cm}$, $A_{sw} = 0.0008 \times 34 \times 20 = 0.5 \text{ cm}^2$ συνδετ. Φ10/34 (Ευρωκ.2 9.2.2)

$V_{wd} = 75.0 - 34.2 = 40.8 \text{ kN}$, $A_{sw}/s = 1000 \times 40.8 / (0.9 \times 45 \times 434.8) = 2.3 \text{ cm}^2/\text{m}$, **συνδετήρες Φ10/34**

1ος οροφος Δ4 (Δ4-1) μήκος $L = 5.53 \text{ m}$, πλάτος $b_w = 20 \text{ cm}$, ύψος $h = 50 \text{ cm}$, $b_{eff} = 97 \text{ cm}$, $h_1 = 15 \text{ cm}$

διάγραμμα ροπών

μπετόν C25/30-B500C, ροπή ανοίγματος $\max M_{sdAB} = 71 \text{ kNm}$ ($\min = 0 \text{ kNm}$)

ροπή στήριξης $\min M_{sdA} = -126 \text{ kNm}$ ($\max = 0 \text{ kNm}$), ροπή στήριξης $\min M_{sdB} = 0 \text{ kNm}$ ($\max = 0 \text{ kNm}$)

τέμνουσα δύναμη $V_{sdA} = 114 \text{ kN}$, τέμνουσα δύναμη $V_{sdB} = 68 \text{ kN}$, ροπή στρέψης $T_{sd} = 0 \text{ kNm}$

Διαστασιολόγηση έναντι κάμψης (οριακή κατάσταση αστοχίας) (Ευρωκ.2 §6.1)

Άνοιγμα $M_{ed} = 71 \text{ kNm}$, $b_m = 97 \text{ cm}$, $d = 45 \text{ cm}$, $x/d = 0.06$, $x = 25 < h_f = 150 \text{ mm}$, $ec/es = 1.2/20.0$, $A_s = 3.7 \text{ cm}^2$

Στήριξη-Α $M_{ed} = -126 + 114 \times 0.10 = -114 \text{ kNm}$, $b = 20 \text{ cm}$, $d = 45 \text{ cm}$, $x/d = 0.28$, $ec/es = 3.5/9.1$, $A_s = 6.6 \text{ cm}^2$

Ελάχιστος οπλισμός κάμψης (Ευρωκ.2 §7.3.2, §9.2.1)

$\rho = 0.26 \times f_{ctm} / f_{yk} = 0.26 \times 2.6 / 500 = 0.00135$, 0.0013 , $\min A_s = 0.00135 \times 20 \times 45 = 1.22 \text{ cm}^2$ (Ευρωκ.2 9.2.1.1)

Ελεγχος ρηγμάτωσης, $\sigma_s = 0.70 \times 500 = 350 \text{ N/mm}^2$ μέγιστη διάμετρος οπλισμού $\max \Phi = 16$ (Ευρωκ.2 Π.7.2N)

Ελεγχος παραμόρφωσης, λυγηρότητα $\alpha_L/d = 0.51 \times 553 / 45 = 6 < 20$, (α από διάγραμμα ροπών) (Ευρωκ.2 Τ.7.4N)

Οπλισμοί: άνοιγμα 4Φ12(4.5cm²), στήρ.-Α 4Φ16(8.0cm² άνω)

Διαστασιολόγηση για τέμνουσα δύναμη (EC2 §6.2)

Τέμνουσα σχεδιασμού (απόστ. d από παρειά) $V_{ed} = 113.8 - 0.55 \times 32.9 = 95.7 \text{ kN}$

$\# = 2.26 / (20 \times 45) = 0.003 < 0.02$, $k = 1.67$, $C_{rdc} = 0.18 / 1.50 = 0.120$, $v_{min} = 0.38 \text{ N/mm}^2$ $V_{rdc} = 34.20 \text{ kN}$
 $v = 0.600$, $z = 0.9d$, $V_{rdmax} = 0.1 \times 0.60 \times 20 \times 0.9 \times 45 \times 16.67 / 2.90 = 279 \text{ kN} > 95.7 = V_{ed}$

Ελάχιστος οπλισμός $s = 34 \text{ cm}$, $A_{sw} = 0.0008 \times 34 \times 20 = 0.5 \text{ cm}^2$ συνδετ. $\Phi 10 / 34$ (Ευρωκ.2 9.2.2)

$V_{wd} = 95.7 - 34.2 = 61.5 \text{ kN}$, $A_{sw} / s = 1000 \times 61.5 / (0.9 \times 45 \times 434.8) = 3.5 \text{ cm}^2 / \text{m}$, **συνδετήρες $\Phi 10 / 34$**

Φορτία τοίχων

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

1ος οροφος T7

Διαστάσεις μήκος=11.00m, ύψος=3.00m, πάχος=0.25m
 θέση $x=11.00m$, $y=8.88m$, $\theta=180.00^\circ$, επιφάνεια τοίχου=33.00m²
 Τοίχος μπετόν 25 cm
 Ιδιο βάρος τοίχου $G_w = 33.00 \times 5.6 = 183.2$ kN
 Γραμμικό φορτίο επί τοίχου, μόνιμο=0.0kN/m κινητό=0.0kN/m

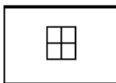


Φορτίο από πλάκα Π2, μόνιμο $g = 8.1$ kN/m, κινητό $q = 1.6$ kN/m, (0.40m- 5.90m)
 Φορτίο από πλάκα ΠΡ2, μόνιμο $g = 8.0$ kN/m, κινητό $q = 6.0$ kN/m, (6.90m- 8.90m)
 Φορτίο από πλάκα Π1, μόνιμο $g = 5.1$ kN/m, κινητό $q = 0.9$ kN/m, (5.90m-10.70m)
 Φορτίο από δοκό Δ3, μόνιμο $G = 36$ kN, κινητό $Q = 6$ kN (x= 5.90m)

Συνολικό φορτίο από δάπεδο μόνιμο $G_f = 121.2$ kN, κινητό $Q_f = 31.5$ kN
 Φορτίο από τοίχο άνω μόνιμο $G_a = 0.0$ kN, κινητό $Q_a = 0.0$ kN
 Φορτίο σε τοίχο κάτω T1 μόνιμο $G_b = 304.4$ kN, κινητό $Q_b = 31.5$ kN

1ος οροφος T8

Διαστάσεις μήκος=5.00m, ύψος=3.00m, πάχος=0.25m
 θέση $x=0.13m$, $y=9.00m$, $\theta=270.00^\circ$, επιφάνεια τοίχου=13.56m²
 Τοίχος μπετόν 25 cm
 Ιδιο βάρος τοίχου $G_w = 13.56 \times 5.6 = 75.3$ kN
 Γραμμικό φορτίο επί τοίχου, μόνιμο=0.0kN/m κινητό=0.0kN/m

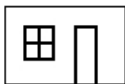


Φορτίο από πλάκα Π1, μόνιμο $g = 8.1$ kN/m, κινητό $q = 1.7$ kN/m, (0.40m- 4.70m)

Συνολικό φορτίο από δάπεδο μόνιμο $G_f = 34.8$ kN, κινητό $Q_f = 7.1$ kN
 Φορτίο από τοίχο άνω μόνιμο $G_a = 0.0$ kN, κινητό $Q_a = 0.0$ kN
 Φορτίο σε τοίχο κάτω T2 μόνιμο $G_b = 110.1$ kN, κινητό $Q_b = 7.1$ kN

1ος οροφος T9

Διαστάσεις μήκος=5.30m, ύψος=3.00m, πάχος=0.25m
 θέση $x=0.00m$, $y=4.13m$, $\theta=0.00^\circ$, επιφάνεια τοίχου=12.48m²
 Τοίχος μπετόν 25 cm
 Ιδιο βάρος τοίχου $G_w = 12.48 \times 5.6 = 69.3$ kN
 Γραμμικό φορτίο επί τοίχου, μόνιμο=0.0kN/m κινητό=0.0kN/m



Φορτίο από πλάκα Π1, μόνιμο $g = 5.1$ kN/m, κινητό $q = 0.9$ kN/m, (0.40m- 5.20m)
 Φορτίο από δοκό Δ3, μόνιμο $G = 29$ kN, κινητό $Q = 4$ kN (x= 5.20m)
 Φορτίο από δοκό Δ4, μόνιμο $G = 36$ kN, κινητό $Q = 6$ kN (x= 5.20m)

Συνολικό φορτίο από δάπεδο μόνιμο $G_f = 89.7$ kN, κινητό $Q_f = 14.4$ kN
 Φορτίο από τοίχο άνω μόνιμο $G_a = 0.0$ kN, κινητό $Q_a = 0.0$ kN
 Φορτίο σε τοίχο κάτω T3 μόνιμο $G_b = 159.0$ kN, κινητό $Q_b = 14.4$ kN

1ος οροφος T10

Διαστάσεις μήκος=4.30m, ύψος=3.00m, πάχος=0.25m
 θέση $x=5.13m$, $y=4.30m$, $\theta=270.00^\circ$, επιφάνεια τοίχου=11.46m²
 Τοίχος μπετόν 25 cm
 Ιδιο βάρος τοίχου $G_w = 11.46 \times 5.6 = 63.6$ kN
 Γραμμικό φορτίο επί τοίχου, μόνιμο=0.0kN/m κινητό=0.0kN/m



Φορτίο από πλάκα Π3, μόνιμο $g = 4.6$ kN/m, κινητό $q = 0.8$ kN/m, (0.20m- 4.00m)
 Φορτίο από δοκό Δ3, μόνιμο $G = 29$ kN, κινητό $Q = 4$ kN (x= 0.25m)
 Φορτίο από δοκό Δ4, μόνιμο $G = 36$ kN, κινητό $Q = 6$ kN (x= 0.25m)

Συνολικό φορτίο από δάπεδο μόνιμο $G_f = 82.5$ kN, κινητό $Q_f = 13.2$ kN
 Φορτίο από τοίχο άνω μόνιμο $G_a = 0.0$ kN, κινητό $Q_a = 0.0$ kN
 Φορτίο σε τοίχο κάτω T4 μόνιμο $G_b = 146.1$ kN, κινητό $Q_b = 13.2$ kN

Φορτία Τοίχων

1ος οροφος **T11**



Διαστάσεις μήκος=3.00m, ύψος=3.00m, πάχος=0.25m
 Θέση x=5.00m, γ=0.13m, θ=0.00°, επιφάνεια τοίχου=7.56m²
 Τοίχος μπετόν 25 cm
 Ιδίο βάρος τοίχου Gw= 7.56x 5.6= 42.0 kN
 Γραμμικό φορτίο επί τοίχου, μόνιμο=0.0kN/m κινητό=0.0kN/m

Φορτίο από πλάκα Π3, μόνιμο g= 6.8kN/m, κινητό q= 1.2kN/m, (0.40m- 3.00m)
 Συνολικό φορτίο από δάπεδο μόνιμο Gf= 17.8 kN, κινητό Qf= 3.2 kN
 Φορτίο από τοίχο άνω μόνιμο Ga= 0.0 kN, κινητό Qa= 0.0 kN
 Φορτίο σε τοίχο κάτω T5 μόνιμο Gb= 59.8 kN, κινητό Qb= 3.2 kN

1ος οροφος **T12**



Διαστάσεις μήκος=7.00m, ύψος=3.00m, πάχος=0.25m
 Θέση x=10.88m, γ=2.00m, θ=90.00°, επιφάνεια τοίχου=19.56m²
 Τοίχος μπετόν 25 cm
 Ιδίο βάρος τοίχου Gw= 19.56x 5.6= 108.6 kN
 Γραμμικό φορτίο επί τοίχου, μόνιμο=0.0kN/m κινητό=0.0kN/m

Φορτίο από πλάκα Π2, μόνιμο g= 4.5kN/m, κινητό q= 0.9kN/m, (2.10m- 6.70m)
 Φορτίο από πλάκα Π3, μόνιμο g= 4.6kN/m, κινητό q= 0.8kN/m, (0.30m- 2.10m)
 Φορτίο από δοκό Δ4, μόνιμο G= 44kN, κινητό Q= 6kN (x= 2.10m)
 Συνολικό φορτίο από δάπεδο μόνιμο Gf= 73.1 kN, κινητό Qf= 11.7 kN
 Φορτίο από τοίχο άνω μόνιμο Ga= 0.0 kN, κινητό Qa= 0.0 kN
 Φορτίο σε τοίχο κάτω T6 μόνιμο Gb= 181.7 kN, κινητό Qb= 11.7 kN

1ος οροφος **T14**



Διαστάσεις μήκος=3.61m, ύψος=3.00m, πάχος=0.25m
 Θέση x=7.93m, γ=0.10m, θ=33.69°, επιφάνεια τοίχου=8.84m²
 Τοίχος μπετόν 25 cm
 Ιδίο βάρος τοίχου Gw= 8.84x 5.6= 49.0 kN
 Γραμμικό φορτίο επί τοίχου, μόνιμο=0.0kN/m κινητό=0.0kN/m

Φορτίο από πλάκα Π3, μόνιμο g= 6.8kN/m, κινητό q= 1.2kN/m, (0.20m- 3.50m)
 Φορτίο από πλάκα ΠP1, μόνιμο g= 8.0kN/m, κινητό q= 6.0kN/m, (0.90m- 2.90m)
 Συνολικό φορτίο από δάπεδο μόνιμο Gf= 38.5 kN, κινητό Qf= 16.1 kN
 Φορτίο από τοίχο άνω μόνιμο Ga= 0.0 kN, κινητό Qa= 0.0 kN
 Φορτίο σε τοίχο κάτω T13 μόνιμο Gb= 87.5 kN, κινητό Qb= 16.1 kN

1ος οροφος	Συνολικά φορτία ορόφου	
Ολικά κατακόρυφα φορτία ορόφου από τοίχους,	μόνιμα G1=	753 kN, κινητά Q1= 97 kN
Ολικά κατακόρυφα φορτία ορόφου από υποστυλώματα,	μόνιμα G2=	0 kN, κινητά Q2= 0 kN
Ολικά κατακόρυφα φορτία ορόφου (δάπεδα+τοίχοι),	μόνιμα G0=	753 kN, κινητά Q0= 97 kN
Ευνδυσασμός δράσεων για κατακόρυφη φόρτιση, ολικά φορτία ορόφου (1.35xG0+1.50xQ0)=		1162 kN
Ευνδυσασμός δράσεων για σεισμική φόρτιση, ολικά φορτία ορόφου (1.00xG0+0.30xQ0)=		782 kN
Ολική μάζα ορόφου Mo=(1.00xG0+0.30xQ0)/9.81=782/9.81=		80 kNsec ² /m

1ος οροφος **Κέντρο Μάζας ορόφου**

Τοίχος	Μάζα kNsec ² /m	xm	ym	x.M	y.M
T7	32.0	5.50	8.88	175.96	283.94
T8	11.4	0.13	6.50	1.43	74.36
T9	16.6	2.65	4.13	44.12	68.67
T10	15.3	5.13	2.15	78.40	32.89
T11	6.2	6.50	0.13	40.26	0.77
T12	18.9	10.88	5.50	205.32	103.84
T14	9.4	9.43	1.10	88.76	10.39

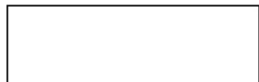
Σύνολα **109.9** **634.24** **574.86**

Κέντρο μάζας ορόφου xm=634.24/109.86=5.77m, ym=574.86/109.86=5.23m

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

Φορτία Τοίχων

Ισόγειο	T1	Διαστάσεις μήκος=11.00m, ύψος=3.00m, πάχος=0.25m Θέση $x=11.00m$, $y=8.88m$, $\theta=180.00^\circ$, επιφάνεια τοίχου=33.00m ² Τοίχος μπετόν 25 cm Ιδιο βάρος τοίχου $G_w= 33.00 \times 5.6= 183.2$ kN Γραμμικό φορτίο επί τοίχου, μόνιμο=0.0kN/m κινητό=0.0kN/m
----------------	-----------	---



Φορτίο από πλάκα	Π2, μόνιμο $g= 7.2$ kN/m, κινητό $q= 2.8$ kN/m, (0.40m- 5.90m)
Φορτίο από πλάκα	Π1, μόνιμο $g= 4.6$ kN/m, κινητό $q= 1.6$ kN/m, (5.90m-10.70m)
Φορτίο από δοκό	Δ1, μόνιμο $G= 32$ kN, κινητό $Q= 10$ kN (x= 5.90m)

Συνολικό φορτίο από δάπεδο	μόνιμο $G_f= 93.8$ kN, κινητό $Q_f= 33.0$ kN
Φορτίο από τοίχο άνω	T7 μόνιμο $G_a= 304.4$ kN, κινητό $Q_a= 31.5$ kN
Φορτίο σε τοίχο κάτω	μόνιμο $G_b= 581.4$ kN, κινητό $Q_b= 64.5$ kN

Ισόγειο	T2	Διαστάσεις μήκος=5.00m, ύψος=3.00m, πάχος=0.25m Θέση $x=0.13m$, $y=9.00m$, $\theta=270.00^\circ$, επιφάνεια τοίχου=13.56m ² Τοίχος μπετόν 25 cm Ιδιο βάρος τοίχου $G_w= 13.56 \times 5.6= 75.3$ kN Γραμμικό φορτίο επί τοίχου, μόνιμο=0.0kN/m κινητό=0.0kN/m
----------------	-----------	--



Φορτίο από πλάκα	Π1, μόνιμο $g= 7.2$ kN/m, κινητό $q= 2.8$ kN/m, (0.40m- 4.70m)
Συνολικό φορτίο από δάπεδο	μόνιμο $G_f= 31.1$ kN, κινητό $Q_f= 12.0$ kN
Φορτίο από τοίχο άνω	T8 μόνιμο $G_a= 110.1$ kN, κινητό $Q_a= 7.1$ kN
Φορτίο σε τοίχο κάτω	μόνιμο $G_b= 216.5$ kN, κινητό $Q_b= 19.1$ kN

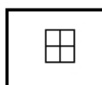
Ισόγειο	T3	Διαστάσεις μήκος=5.30m, ύψος=3.00m, πάχος=0.25m Θέση $x=0.00m$, $y=4.13m$, $\theta=0.00^\circ$, επιφάνεια τοίχου=12.48m ² Τοίχος μπετόν 25 cm Ιδιο βάρος τοίχου $G_w= 12.48 \times 5.6= 69.3$ kN Γραμμικό φορτίο επί τοίχου, μόνιμο=0.0kN/m κινητό=0.0kN/m
----------------	-----------	--



Φορτίο από πλάκα	Π1, μόνιμο $g= 4.6$ kN/m, κινητό $q= 1.6$ kN/m, (0.40m- 5.20m)
Φορτίο από δοκό	Δ1, μόνιμο $G= 27$ kN, κινητό $Q= 8$ kN (x= 5.20m)
Φορτίο από δοκό	Δ2, μόνιμο $G= 32$ kN, κινητό $Q= 10$ kN (x= 5.20m)

Συνολικό φορτίο από δάπεδο	μόνιμο $G_f= 81.0$ kN, κινητό $Q_f= 25.6$ kN
Φορτίο από τοίχο άνω	T9 μόνιμο $G_a= 159.0$ kN, κινητό $Q_a= 14.4$ kN
Φορτίο σε τοίχο κάτω	μόνιμο $G_b= 309.3$ kN, κινητό $Q_b= 40.0$ kN

Ισόγειο	T4	Διαστάσεις μήκος=4.30m, ύψος=3.00m, πάχος=0.25m Θέση $x=5.13m$, $y=4.30m$, $\theta=270.00^\circ$, επιφάνεια τοίχου=11.46m ² Τοίχος μπετόν 25 cm Ιδιο βάρος τοίχου $G_w= 11.46 \times 5.6= 63.6$ kN Γραμμικό φορτίο επί τοίχου, μόνιμο=0.0kN/m κινητό=0.0kN/m
----------------	-----------	--



Φορτίο από πλάκα	Π3, μόνιμο $g= 4.1$ kN/m, κινητό $q= 1.4$ kN/m, (0.20m- 4.00m)
Φορτίο από δοκό	Δ1, μόνιμο $G= 27$ kN, κινητό $Q= 8$ kN (x= 0.25m)
Φορτίο από δοκό	Δ2, μόνιμο $G= 32$ kN, κινητό $Q= 10$ kN (x= 0.25m)

Συνολικό φορτίο από δάπεδο	μόνιμο $G_f= 74.6$ kN, κινητό $Q_f= 23.4$ kN
Φορτίο από τοίχο άνω	T10 μόνιμο $G_a= 146.1$ kN, κινητό $Q_a= 13.2$ kN
Φορτίο σε τοίχο κάτω	μόνιμο $G_b= 284.3$ kN, κινητό $Q_b= 36.6$ kN

Ισόγειο	T5	Διαστάσεις μήκος=3.00m, ύψος=3.00m, πάχος=0.25m Θέση $x=5.00m$, $y=0.13m$, $\theta=0.00^\circ$, επιφάνεια τοίχου=9.00m ² Τοίχος μπετόν 25 cm Ιδιο βάρος τοίχου $G_w= 9.00 \times 5.6= 50.0$ kN Γραμμικό φορτίο επί τοίχου, μόνιμο=0.0kN/m κινητό=0.0kN/m
----------------	-----------	--



Φορτίο από πλάκα	Π3, μόνιμο $g= 6.1$ kN/m, κινητό $q= 2.1$ kN/m, (0.40m- 3.00m)
------------------	---

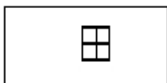
Φορτία Τοίχων

Συνολικό φορτίο από δάπεδο μόνιμο $G_f = 15.9$ kN, κινητό $Q_f = 5.5$ kN
 Φορτίο από τοίχο άνω T11 μόνιμο $G_a = 59.8$ kN, κινητό $Q_a = 3.2$ kN
 Φορτίο σε τοίχο κάτω μόνιμο $G_b = 125.7$ kN, κινητό $Q_b = 8.7$ kN

Ισόγειο

T6

Διαστάσεις μήκος=7.00m, ύψος=3.00m, πάχος=0.25m
 θέση $x=10.88$ m, $y=2.00$ m, $\theta=90.00^\circ$, επιφάνεια τοίχου=19.56m²
 Τοίχος μετόν 25 cm
 Ίδιο βάρος τοίχου $G_w = 19.56 \times 5.6 = 108.6$ kN
 Γραμμικό φορτίο επί τοίχου, μόνιμο=0.0kN/m κινητό=0.0kN/m



Φορτίο από πλάκα Π2, μόνιμο $g = 4.0$ kN/m, κινητό $q = 1.6$ kN/m, (2.10m- 6.70m)
 Φορτίο από πλάκα Π3, μόνιμο $g = 4.1$ kN/m, κινητό $q = 1.4$ kN/m, (0.30m- 2.10m)
 Φορτίο από δοκό Δ2, μόνιμο $G = 38$ kN, κινητό $Q = 12$ kN (x= 2.10m)

Συνολικό φορτίο από δάπεδο μόνιμο $G_f = 64.0$ kN, κινητό $Q_f = 21.8$ kN
 Φορτίο από τοίχο άνω T12 μόνιμο $G_a = 181.7$ kN, κινητό $Q_a = 11.7$ kN
 Φορτίο σε τοίχο κάτω μόνιμο $G_b = 354.3$ kN, κινητό $Q_b = 33.5$ kN

Ισόγειο

T13

Διαστάσεις μήκος=3.61m, ύψος=3.00m, πάχος=0.25m
 θέση $x=7.93$ m, $y=0.10$ m, $\theta=33.69^\circ$, επιφάνεια τοίχου=9.38m²
 Τοίχος μετόν 25 cm
 Ίδιο βάρος τοίχου $G_w = 9.38 \times 5.6 = 52.0$ kN
 Γραμμικό φορτίο επί τοίχου, μόνιμο=0.0kN/m κινητό=0.0kN/m



Φορτίο από πλάκα Π3, μόνιμο $g = 6.1$ kN/m, κινητό $q = 2.1$ kN/m, (0.20m- 3.50m)

Συνολικό φορτίο από δάπεδο μόνιμο $G_f = 20.2$ kN, κινητό $Q_f = 7.0$ kN
 Φορτίο από τοίχο άνω T14 μόνιμο $G_a = 87.5$ kN, κινητό $Q_a = 16.1$ kN
 Φορτίο σε τοίχο κάτω μόνιμο $G_b = 159.7$ kN, κινητό $Q_b = 23.1$ kN

Ισόγειο

Συνολικά φορτία ορόφου

Ολικά κατακόρυφα φορτία ορόφου από τοίχους, μόνιμα $G_1 = 977$ kN, κινητά $Q_1 = 128$ kN
 Ολικά κατακόρυφα φορτία ορόφου από υποστυλώματα, μόνιμα $G_2 = 0$ kN, κινητά $Q_2 = 0$ kN
 Ολικά κατακόρυφα φορτία ορόφου (δάπεδα+τοίχοι), μόνιμα $G_o = 977$ kN, κινητά $Q_o = 128$ kN
 Συνδυασμός δράσεων για κατακόρυφη φόρτιση, ολικά φορτία ορόφου $(1.35 \times G_o + 1.50 \times Q_o) = 1511$ kN
 Συνδυασμός δράσεων για σεισμική φόρτιση, ολικά φορτία ορόφου $(1.00 \times G_o + 0.30 \times Q_o) = 1015$ kN
 Ολική μάζα ορόφου $M_o = (1.00 \times G_o + 0.30 \times Q_o) / 9.81 = 1015 / 9.81 = 103$ kNsec²/m

Ισόγειο

Κέντρο Μάζας ορόφου

Τοίχος	Μάζα kNsec ² /m	xm	ym	x.M	y.M
T1	29.2	5.50	8.88	160.85	259.56
T2	11.2	0.13	6.50	1.40	72.88
T3	16.1	2.65	4.13	42.68	66.43
T4	14.8	5.13	2.15	75.87	31.83
T5	6.9	6.50	0.13	44.76	0.86
T6	18.3	10.88	5.50	198.59	100.44
T13	7.6	9.43	1.10	71.43	8.36

Σύνολα 104.1 595.57 540.35






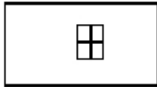

Κέντρο μάζας ορόφου $x_m = 595.57 / 104.09 = 5.72$ m, $y_m = 540.35 / 104.09 = 5.19$ m

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

Φορτία Τοίχων


Φορτία τοίχων

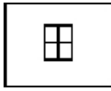
Σε κάθε πάτωμα μεταφέρονται τα κατανεμημένα φορτία των πλακών στους αντίστοιχους τοίχους καθώς και τα συγκεντρωμένα φορτία στις θέσεις έδρασης των δοκών.

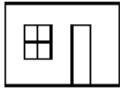
<p>1ος οροφος T7</p> 	<p>Διαστάσεις μήκος=11.00m, ύψος=3.00m, πάχος=0.25m θέση $x=11.00m$, $y=8.88m$, $\theta=180.00^\circ$, επιφάνεια τοίχου=33.00m² Τοίχος μπετόν 25 cm Ιδιο βάρος τοίχου $G_w= 33.00 \times 5.6= 183.2$ kN Γραμμικό φορτίο επί τοίχου, μόνιμο=0.0kN/m κινητό=0.0kN/m Συνολικό φορτίο από δάπεδο μόνιμο $G_f= 121.2$ kN, κινητό $Q_f= 31.5$ kN</p>
<p>1ος οροφος T8</p> 	<p>Διαστάσεις μήκος=5.00m, ύψος=3.00m, πάχος=0.25m θέση $x=0.13m$, $y=9.00m$, $\theta=270.00^\circ$, επιφάνεια τοίχου=13.56m² Τοίχος μπετόν 25 cm Ιδιο βάρος τοίχου $G_w= 13.56 \times 5.6= 75.3$ kN Γραμμικό φορτίο επί τοίχου, μόνιμο=0.0kN/m κινητό=0.0kN/m Συνολικό φορτίο από δάπεδο μόνιμο $G_f= 34.8$ kN, κινητό $Q_f= 7.1$ kN</p>
<p>1ος οροφος T9</p> 	<p>Διαστάσεις μήκος=5.30m, ύψος=3.00m, πάχος=0.25m θέση $x=0.00m$, $y=4.13m$, $\theta=0.00^\circ$, επιφάνεια τοίχου=12.48m² Τοίχος μπετόν 25 cm Ιδιο βάρος τοίχου $G_w= 12.48 \times 5.6= 69.3$ kN Γραμμικό φορτίο επί τοίχου, μόνιμο=0.0kN/m κινητό=0.0kN/m Συνολικό φορτίο από δάπεδο μόνιμο $G_f= 89.7$ kN, κινητό $Q_f= 14.4$ kN</p>
<p>1ος οροφος T10</p> 	<p>Διαστάσεις μήκος=4.30m, ύψος=3.00m, πάχος=0.25m θέση $x=5.13m$, $y=4.30m$, $\theta=270.00^\circ$, επιφάνεια τοίχου=11.46m² Τοίχος μπετόν 25 cm Ιδιο βάρος τοίχου $G_w= 11.46 \times 5.6= 63.6$ kN Γραμμικό φορτίο επί τοίχου, μόνιμο=0.0kN/m κινητό=0.0kN/m Συνολικό φορτίο από δάπεδο μόνιμο $G_f= 82.5$ kN, κινητό $Q_f= 13.2$ kN</p>
<p>1ος οροφος T11</p> 	<p>Διαστάσεις μήκος=3.00m, ύψος=3.00m, πάχος=0.25m θέση $x=5.00m$, $y=0.13m$, $\theta=0.00^\circ$, επιφάνεια τοίχου=7.56m² Τοίχος μπετόν 25 cm Ιδιο βάρος τοίχου $G_w= 7.56 \times 5.6= 42.0$ kN Γραμμικό φορτίο επί τοίχου, μόνιμο=0.0kN/m κινητό=0.0kN/m Συνολικό φορτίο από δάπεδο μόνιμο $G_f= 17.8$ kN, κινητό $Q_f= 3.2$ kN</p>
<p>1ος οροφος T12</p> 	<p>Διαστάσεις μήκος=7.00m, ύψος=3.00m, πάχος=0.25m θέση $x=10.88m$, $y=2.00m$, $\theta=90.00^\circ$, επιφάνεια τοίχου=19.56m² Τοίχος μπετόν 25 cm Ιδιο βάρος τοίχου $G_w= 19.56 \times 5.6= 108.6$ kN Γραμμικό φορτίο επί τοίχου, μόνιμο=0.0kN/m κινητό=0.0kN/m Συνολικό φορτίο από δάπεδο μόνιμο $G_f= 73.1$ kN, κινητό $Q_f= 11.7$ kN</p>
<p>1ος οροφος T14</p> 	<p>Διαστάσεις μήκος=3.61m, ύψος=3.00m, πάχος=0.25m θέση $x=7.93m$, $y=0.10m$, $\theta=33.69^\circ$, επιφάνεια τοίχου=8.84m² Τοίχος μπετόν 25 cm Ιδιο βάρος τοίχου $G_w= 8.84 \times 5.6= 49.0$ kN Γραμμικό φορτίο επί τοίχου, μόνιμο=0.0kN/m κινητό=0.0kN/m Συνολικό φορτίο από δάπεδο μόνιμο $G_f= 38.5$ kN, κινητό $Q_f= 16.1$ kN</p>


Φορτία Τοίχων


<u>Ιος οροφος</u>	<u>Συνολικά φορτία ορόφου</u>
Ολικά κατακόρυφα φορτία ορόφου από τοίχους,	μόνιμα $G1= 753 \text{ kN}$, κινητά $Q1= 97 \text{ kN}$
Ολικά κατακόρυφα φορτία ορόφου από υποστυλώματα,	μόνιμα $G2= 0 \text{ kN}$, κινητά $Q2= 0 \text{ kN}$
Ολικά κατακόρυφα φορτία ορόφου (δάπεδα+τοίχοι),	μόνιμα $G0= 753 \text{ kN}$, κινητά $Q0= 97 \text{ kN}$
Συνδυασμός δράσεων για κατακόρυφη φόρτιση, ολικά φορτία ορόφου	$(1.35 \times G0 + 1.50 \times Q0) = 1162 \text{ kN}$
Συνδυασμός δράσεων για σεισμική φόρτιση, ολικά φορτία ορόφου	$(1.00 \times G0 + 0.30 \times Q0) = 782 \text{ kN}$
Ολική μάζα ορόφου	$M0 = (1.00 \times G0 + 0.30 \times Q0) / 9.81 = 782 / 9.81 = 80 \text{ kNsec}^2/\text{m}$
Κέντρο μάζας ορόφου $xm=634.24/109.86=5.77\text{m}$, $ym=574.86/109.86=5.23\text{m}$	

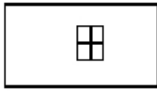
<u>Ισόγειο</u>	<u>T1</u>
	Διαστάσεις μήκος=11.00m, ύψος=3.00m, πάχος=0.25m
	θέση $x=11.00\text{m}$, $y=8.88\text{m}$, $\theta=180.00^\circ$, επιφάνεια τοίχου=33.00m ²
	Τοίχος μπετόν 25 cm
	Ιδιο βάρος τοίχου $Gw= 33.00 \times 5.6 = 183.2 \text{ kN}$
	Γραμμικό φορτίο επί τοίχου, μόνιμο=0.0kN/m κινητό=0.0kN/m
Συνολικό φορτίο από δάπεδο μόνιμο $Gf= 93.8 \text{ kN}$, κινητό $Qf= 33.0 \text{ kN}$	

<u>Ισόγειο</u>	<u>T2</u>
	Διαστάσεις μήκος=5.00m, ύψος=3.00m, πάχος=0.25m
	θέση $x=0.13\text{m}$, $y=9.00\text{m}$, $\theta=270.00^\circ$, επιφάνεια τοίχου=13.56m ²
	Τοίχος μπετόν 25 cm
	Ιδιο βάρος τοίχου $Gw= 13.56 \times 5.6 = 75.3 \text{ kN}$
	Γραμμικό φορτίο επί τοίχου, μόνιμο=0.0kN/m κινητό=0.0kN/m
Συνολικό φορτίο από δάπεδο μόνιμο $Gf= 31.1 \text{ kN}$, κινητό $Qf= 12.0 \text{ kN}$	

<u>Ισόγειο</u>	<u>T3</u>
	Διαστάσεις μήκος=5.30m, ύψος=3.00m, πάχος=0.25m
	θέση $x=0.00\text{m}$, $y=4.13\text{m}$, $\theta=0.00^\circ$, επιφάνεια τοίχου=12.48m ²
	Τοίχος μπετόν 25 cm
	Ιδιο βάρος τοίχου $Gw= 12.48 \times 5.6 = 69.3 \text{ kN}$
	Γραμμικό φορτίο επί τοίχου, μόνιμο=0.0kN/m κινητό=0.0kN/m
Συνολικό φορτίο από δάπεδο μόνιμο $Gf= 81.0 \text{ kN}$, κινητό $Qf= 25.6 \text{ kN}$	

<u>Ισόγειο</u>	<u>T4</u>
	Διαστάσεις μήκος=4.30m, ύψος=3.00m, πάχος=0.25m
	θέση $x=5.13\text{m}$, $y=4.30\text{m}$, $\theta=270.00^\circ$, επιφάνεια τοίχου=11.46m ²
	Τοίχος μπετόν 25 cm
	Ιδιο βάρος τοίχου $Gw= 11.46 \times 5.6 = 63.6 \text{ kN}$
	Γραμμικό φορτίο επί τοίχου, μόνιμο=0.0kN/m κινητό=0.0kN/m
Συνολικό φορτίο από δάπεδο μόνιμο $Gf= 74.6 \text{ kN}$, κινητό $Qf= 23.4 \text{ kN}$	

<u>Ισόγειο</u>	<u>T5</u>
	Διαστάσεις μήκος=3.00m, ύψος=3.00m, πάχος=0.25m
	θέση $x=5.00\text{m}$, $y=0.13\text{m}$, $\theta=0.00^\circ$, επιφάνεια τοίχου=9.00m ²
	Τοίχος μπετόν 25 cm
	Ιδιο βάρος τοίχου $Gw= 9.00 \times 5.6 = 50.0 \text{ kN}$
	Γραμμικό φορτίο επί τοίχου, μόνιμο=0.0kN/m κινητό=0.0kN/m
Συνολικό φορτίο από δάπεδο μόνιμο $Gf= 15.9 \text{ kN}$, κινητό $Qf= 5.5 \text{ kN}$	

<u>Ισόγειο</u>	<u>T6</u>
	Διαστάσεις μήκος=7.00m, ύψος=3.00m, πάχος=0.25m
	θέση $x=10.88\text{m}$, $y=2.00\text{m}$, $\theta=90.00^\circ$, επιφάνεια τοίχου=19.56m ²
	Τοίχος μπετόν 25 cm
	Ιδιο βάρος τοίχου $Gw= 19.56 \times 5.6 = 108.6 \text{ kN}$
	Γραμμικό φορτίο επί τοίχου, μόνιμο=0.0kN/m κινητό=0.0kN/m
Συνολικό φορτίο από δάπεδο μόνιμο $Gf= 64.0 \text{ kN}$, κινητό $Qf= 21.8 \text{ kN}$	

Φορτία Τοίχων

Ισόγειο

T13



Διαστάσεις μήκος=3.61m, ύψος=3.00m, πάχος=0.25m

Θέση $x=7.93m$, $y=0.10m$, $\theta=33.69^\circ$, επιφάνεια τοίχου=9.38m²

Τοίχος μπετόν 25 cm

Ιδιο βάρος τοίχου $G_w = 9.38 \times 5.6 = 52.0$ kN

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

Συνολικό φορτίο από δάπεδο μόνιμο $G_f = 20.2$ kN, κινητό $Q_f = 7.0$ kN

Ισόγειο

Συνολικά φορτία ορόφου

Ολικά κατακόρυφα φορτία ορόφου από τοίχους, μόνιμα $G_1 = 977$ kN, κινητά $Q_1 = 128$ kN

Ολικά κατακόρυφα φορτία ορόφου από υποστυλώματα, μόνιμα $G_2 = 0$ kN, κινητά $Q_2 = 0$ kN

Ολικά κατακόρυφα φορτία ορόφου (δάπεδα+τοίχοι), μόνιμα $G_0 = 977$ kN, κινητά $Q_0 = 128$ kN

Συνδυασμός δράσεων για κατακόρυφη φόρτιση, ολικά φορτία ορόφου $(1.35 \times G_0 + 1.50 \times Q_0) = 1511$ kN

Συνδυασμός δράσεων για σεισμική φόρτιση, ολικά φορτία ορόφου $(1.00 \times G_0 + 0.30 \times Q_0) = 1015$ kN

Ολική μάζα ορόφου $M_0 = (1.00 \times G_0 + 0.30 \times Q_0) / 9.81 = 1015 / 9.81 = 103$ kNsec²/m

Κέντρο μάζας ορόφου $x_m = 595.57 / 104.09 = 5.72m$, $y_m = 540.35 / 104.09 = 5.19m$

Υπολογισμός σεισμικών φορτίων τοίχων (Ευρωκ.8 §3, §4.3.3.2, §9)

Η κατανομή της σεισμικής δύναμης γίνεται αφού υπολογιστούν με ακρίβεια οι ακαμψίες των τοίχων σε οριζόντιες δυνάμεις. Ο υπολογισμός γίνεται με τη μέθοδο πεπερασμένων στοιχείων, με επιβολή οριζόντιας μοναδιαίας σχετικής μετατόπισης του πάνω άκρου του τοίχου. Χρησιμοποιούνται επίπεδα ορθογωνικά (plain stress) πεπερασμένα στοιχεία τεσσάρων κόμβων. Υπολογίζεται επίσης η προσεγγιστική ακαμψία τοίχου (χωρίς ανοίγματα) $= 1/(h^3/12EI + 1.2h/GA)$

Γενικά Στοιχεία Αντισεισμικού Σχεδιασμού (Ευρωκ.8 §3)

<u>Σεισμική Ζώνη</u>	Ζώνη: II, $\alpha=0.240g=2.35 \text{ m/s}^2$	(Ευρωκ.8 §3.2.1)
<u>Κατηγορία Εδάφους</u>	B, $S=1.20 \quad T_b=0.15\text{sec} \quad T_c=0.50\text{sec}$	(Ευρωκ.8 §3.1.2)
<u>Σπουδαιότητα Κτιρίου</u>	Σ2 $\gamma_I=1.00$	(Ευρωκ.8 §4.2.5)
<u>Δομικό σύστημα</u>	Διαζωματική τοιχοποιία $q=2.00$	(Ευρωκ.8, §9.3, T.9.1)
<u>Συντελεστής Θεμελίωσης</u>	$S = 1.20$	(Ευρωκ.8 §3.2.2.2)
<u>Θεμελιώδης ιδιοπερίοδος κτιρίου</u>	$T=0.050(H)^{0.75}=0.19\text{sec}$	(Ευρωκ.8 eq.4.6)
<u>Μέγιστη οριζόντια επιτάχυνση σεισμού</u>	$R_d(T)=a.g.g_I.n.S.2.5/q$	(EC8 eq.3.15)
	$R_d(T)=0.240 \times 1.00 \times 1.00 \times 1.20 \times 2.5 \times g / 2.00 = 0.360g$	
<u>Συνολική μάζα κατασκευής</u>	$M=(80+103) = 183 \text{ kNsec}^2/\text{m}$	
<u>Τέμνουσα βάση</u>	$V_o=183 \times 0.360 \times 9.81 = 646 \text{ kN}$	

Κατακόρυφη κατανομή σεισμικής δύναμης ως σε κανονικά κτίρια (Ευρωκ.8, §4.3.3.2.3)

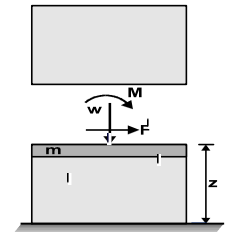
Οροφος	Μάζα [kNsec ² /m]	z _i [m]	m _i .z _i	οριζόντια δύναμη F _i [kN]	e _i =M _i /W _i [m]
1ος οροφος	80.00(110.00)	6.00	480	646x 480/ 789= 393.0	1.51
Ισόγειο	103.00(104.00)	3.00	309	646x 309/ 789= 253.0	1.73
σύνολα	183.00		789	646.0	



(σε κάθε όροφο ακολουθεί υπολογισμός κέντρου διάτμησης και έλεγχος κανονικότητας κτιρίου)

Διάφραγμα στη στάθμη 0.8H, διάφραγμα 1ος οροφος
Ελαστικός άξονας κτιρίου στο $x=6.63\text{m}$, $y=7.05\text{m}$

Ακολουθως δείχνεται, αναλυτικά σε κάθε όροφο και τοίχο, η κατανομή των σεισμικών δυνάμεων. Η σχετική ακαμψία κάθε τοίχου υπολογίζεται με ανάλυση πεπερασμένων στοιχείων. Οι περιοχές εφελκυστικών τάσεων αφαιρούνται από τους τοίχους και οι ακαμψίες μειώνονται ανάλογα.

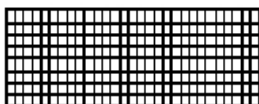


Κατανομή μάζας τοίχων : 50% στην οροφή, και 50% στο δάπεδο του ορόφου.

Έλεγχος ανατροπής

$\text{Sum}(F_i \cdot z_i) = 3117.0 \text{ kNm} \leq 0.90 \times W_t \times x = 0.90 \times 2099.3 \times 5.50 = 10391.7 \text{ kNm}$
 $\text{Sum}(F_i \cdot z_i) = 3117.0 \text{ kNm} \leq 0.90 \times W_t \times y = 0.90 \times 2099.3 \times 4.50 = 8502.3 \text{ kNm}$

1ος οροφος T7 Διαστάσεις μήκος=11.00m, ύψος=3.00m, πάχος=0.25m



Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδό του

Ο τοίχος χωρίζεται σε 232 ορθογώνια επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία. Οι κόμβοι είναι σε κάρναβο 9x30 κόμβων, συνολικά 270 κόμβοι. Ακαμψία τοίχου από ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία $K = 7.642 \text{ GN/m}$
 Προσεγγιστική ακαμψία (χωρίς ανοίγματα) $= 6.837 \text{ GN/m}$
 Ακαμψία κατά x-x $K_x = 7.642 \text{ GN/m}$, κατά y-y $K_y = 0.000 \text{ GN/m}$

Σεισμικά Φορτία Τοίχων

Σεισμικές δυνάμεις βάσει απλοποιημένης φασματικής μεθόδου (Ευρωκ.8 §10.9.2)

Εκκεντρότητες τοίχου από ελαστικό άξονα κτιρίου $e_x=1.13$ m, $e_y=1.83$ m

Οριζόντια Δύναμη F_x

$$\text{Σεισμός } x-x = 393.00 \times 7.642 / 10.628 + 721 \times 1.83 \times 7.642 / 266.596 = 320.37 \text{ kN}$$

$$\text{Σεισμός } y-y = 0.00 \times 7.642 / 10.628 + 1246 \times 1.83 \times 7.642 / 266.596 = 65.32 \text{ kN}$$

Οριζόντια Δύναμη F_y

$$\text{Σεισμός } x-x = 0.00 \times 0.000 / 7.873 + 721 \times 1.13 \times 0.000 / 266.596 = 0.00 \text{ kN}$$

$$\text{Σεισμός } y-y = 393.00 \times 0.000 / 7.873 + 1246 \times 1.13 \times 0.000 / 266.596 = 0.00 \text{ kN}$$

Επαλληλίσια σεισμικών δυνάμεων κατά x και y (Ευρωκ.8, §4.3.3.5.1)

$$(\text{exp}F_x)^2 = 320.37^2 + 65.32^2, \text{exp}F_x = 326.96 \text{ kN}$$

$$(\text{exp}F_y)^2 = 0.00^2 + 0.00^2, \text{exp}F_y = 0.00 \text{ kN}$$

Μέγιστες σεισμικές δυνάμεις (Ευρωκ.8, §10.9.2)

$$\text{max}F_x = 320.37 + 0.30 \times 65.32 = 339.97 \text{ kN}$$

$$\text{max}F_y = 0.00 + 0.30 \times 0.00 = 0.00 \text{ kN}$$

Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου F=339.97 kN

1ος ορόφος

T8

Διαστάσεις μήκος=5.00m, ύψος=3.00m, πάχος=0.25m

Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδό του

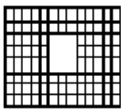
Ο τοίχος χωρίζεται σε 104 ορθογώνια επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία.

Οι κόμβοι είναι σε κάναβο 9x14 κόμβων, συνολικά 126 κόμβοι.

Ακαμψία τοίχου από ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία $K = 2.185$ GN/m

Προσεγγιστική ακαμψία (χωρίς ανοίγματα) = 2.844 GN/m

Ακαμψία κατά x-x $K_x = 0.000$ GN/m, κατά y-y $K_y = 2.185$ GN/m



Σεισμικές δυνάμεις βάσει απλοποιημένης φασματικής μεθόδου (Ευρωκ.8 §10.9.2)

Εκκεντρότητες τοίχου από ελαστικό άξονα κτιρίου $e_x=6.50$ m, $e_y=0.55$ m

Οριζόντια Δύναμη F_x

$$\text{Σεισμός } x-x = 393.00 \times 0.000 / 10.628 + 721 \times 0.55 \times 0.000 / 266.596 = 0.00 \text{ kN}$$

$$\text{Σεισμός } y-y = 0.00 \times 0.000 / 10.628 + 1246 \times 0.55 \times 0.000 / 266.596 = 0.00 \text{ kN}$$

Οριζόντια Δύναμη F_y

$$\text{Σεισμός } x-x = 0.00 \times 2.185 / 7.886 + 721 \times 6.50 \times 2.185 / 266.596 = 38.41 \text{ kN}$$

$$\text{Σεισμός } y-y = 393.00 \times 2.185 / 7.886 + 1246 \times 6.50 \times 2.185 / 266.596 = 175.28 \text{ kN}$$

Επαλληλίσια σεισμικών δυνάμεων κατά x και y (Ευρωκ.8, §4.3.3.5.1)

$$(\text{exp}F_x)^2 = 0.00^2 + 0.00^2, \text{exp}F_x = 0.00 \text{ kN}$$

$$(\text{exp}F_y)^2 = 38.41^2 + 175.28^2, \text{exp}F_y = 179.44 \text{ kN}$$

Μέγιστες σεισμικές δυνάμεις (Ευρωκ.8, §10.9.2)

$$\text{max}F_x = 0.00 + 0.30 \times 0.00 = 0.00 \text{ kN}$$

$$\text{max}F_y = 175.28 + 0.30 \times 38.41 = 186.81 \text{ kN}$$

Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου F=186.81 kN

1ος ορόφος

T9

Διαστάσεις μήκος=5.30m, ύψος=3.00m, πάχος=0.25m

Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδό του

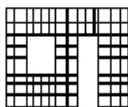
Ο τοίχος χωρίζεται σε 112 ορθογώνια επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία.

Οι κόμβοι είναι σε κάναβο 9x15 κόμβων, συνολικά 135 κόμβοι.

Ακαμψία τοίχου από ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία $K = 1.497$ GN/m

Προσεγγιστική ακαμψία (χωρίς ανοίγματα) = 3.050 GN/m

Ακαμψία κατά x-x $K_x = 1.497$ GN/m, κατά y-y $K_y = 0.000$ GN/m



Σεισμικά Φορτία Τοίχων

Σεισμικές δυνάμεις βάσει απλοποιημένης φασματικής μεθόδου (Ευρωκ.8 §10.9.2)

Εκκεντρότητες τοίχου από ελαστικό άξονα κτιρίου $e_x=3.98$ m, $e_y=2.92$ m

Οριζόντια Δύναμη Fx

$$\text{Σεισμός } x-x = 393.00 \times 1.497 / 10.628 + 721 \times 2.92 \times 1.497 / 266.596 = 67.17 \text{ kN}$$

$$\text{Σεισμός } y-y = 0.00 \times 1.497 / 10.628 + 1246 \times 2.92 \times 1.497 / 266.596 = 20.43 \text{ kN}$$

Οριζόντια Δύναμη Fy

$$\text{Σεισμός } x-x = 0.00 \times 0.000 / 7.873 + 721 \times 3.98 \times 0.000 / 266.596 = 0.00 \text{ kN}$$

$$\text{Σεισμός } y-y = 393.00 \times 0.000 / 7.873 + 1246 \times 3.98 \times 0.000 / 266.596 = 0.00 \text{ kN}$$

Επαλληλίσια σεισμικών δυνάμεων κατά x και y (Ευρωκ.8, §4.3.3.5.1)

$$(\text{exp}F_x)^2 = 67.17^2 + 20.43^2, \text{exp}F_x = 70.21 \text{ kN}$$

$$(\text{exp}F_y)^2 = 0.00^2 + 0.00^2, \text{exp}F_y = 0.00 \text{ kN}$$

Μέγιστες σεισμικές δυνάμεις (Ευρωκ.8, §10.9.2)

$$\text{max}F_x = 67.17 + 0.30 \times 20.43 = 73.30 \text{ kN}$$

$$\text{max}F_y = 0.00 + 0.30 \times 0.00 = 0.00 \text{ kN}$$

Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου F=73.30 kN

1ος οροφος

T10

Διαστάσεις μήκος=4.30m, ύψος=3.00m, πάχος=0.25m

Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδο του

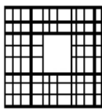
Ο τοίχος χωρίζεται σε 88 ορθογώνια επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία.

Οι κόμβοι είναι σε κάναβο 9x12 κόμβων, συνολικά 108 κόμβοι.

Ακαμψία τοίχου από ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία $K = 1.666$ GN/m

Προσεγγιστική ακαμψία (χωρίς ανοίγματα) = 2.357 GN/m

Ακαμψία κατά x-x $K_x = 0.000$ GN/m, κατά y-y $K_y = 1.666$ GN/m



Σεισμικές δυνάμεις βάσει απλοποιημένης φασματικής μεθόδου (Ευρωκ.8 §10.9.2)

Εκκεντρότητες τοίχου από ελαστικό άξονα κτιρίου $e_x=1.50$ m, $e_y=4.90$ m

Οριζόντια Δύναμη Fx

$$\text{Σεισμός } x-x = 393.00 \times 0.000 / 10.628 + 721 \times 4.90 \times 0.000 / 266.596 = 0.00 \text{ kN}$$

$$\text{Σεισμός } y-y = 0.00 \times 0.000 / 10.628 + 1246 \times 4.90 \times 0.000 / 266.596 = 0.00 \text{ kN}$$

Οριζόντια Δύναμη Fy

$$\text{Σεισμός } x-x = 0.00 \times 1.666 / 7.873 + 721 \times 1.50 \times 1.666 / 266.596 = 6.77 \text{ kN}$$

$$\text{Σεισμός } y-y = 393.00 \times 1.666 / 7.873 + 1246 \times 1.50 \times 1.666 / 266.596 = 94.87 \text{ kN}$$

Επαλληλίσια σεισμικών δυνάμεων κατά x και y (Ευρωκ.8, §4.3.3.5.1)

$$(\text{exp}F_x)^2 = 0.00^2 + 0.00^2, \text{exp}F_x = 0.00 \text{ kN}$$

$$(\text{exp}F_y)^2 = 6.77^2 + 94.87^2, \text{exp}F_y = 95.11 \text{ kN}$$

Μέγιστες σεισμικές δυνάμεις (Ευρωκ.8, §10.9.2)

$$\text{max}F_x = 0.00 + 0.30 \times 0.00 = 0.00 \text{ kN}$$

$$\text{max}F_y = 94.87 + 0.30 \times 6.77 = 96.90 \text{ kN}$$

Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου F=96.90 kN

1ος οροφος

T11

Διαστάσεις μήκος=3.00m, ύψος=3.00m, πάχος=0.25m

Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδο του

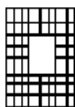
Ο τοίχος χωρίζεται σε 64 ορθογώνια επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία.

Οι κόμβοι είναι σε κάναβο 9x9 κόμβων, συνολικά 81 κόμβοι.

Ακαμψία τοίχου από ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία $K = 0.778$ GN/m

Προσεγγιστική ακαμψία (χωρίς ανοίγματα) = 1.433 GN/m

Ακαμψία κατά x-x $K_x = 0.778$ GN/m, κατά y-y $K_y = 0.000$ GN/m



Σεισμικά Φορτία Τοίχων

Σεισμικές δυνάμεις βάσει απλοποιημένης φασματικής μεθόδου (Ευρωκ.8 §10.9.2)

Εκκεντρότητες τοίχου από ελαστικό άξονα κτιρίου $e_x=0.13$ m, $e_y=6.92$ m

Οριζόντια Δύναμη F_x

Σεισμός $x-x= 393.00x 0.778/ 10.628+ 721x 6.92x 0.778/266.596= 43.32$ kN

Σεισμός $y-y= 0.00x 0.778/ 10.628+ 1246x 6.92x 0.778/266.596= 25.16$ kN

Οριζόντια Δύναμη F_y

Σεισμός $x-x= 0.00x 0.000/ 7.873+ 721x 0.13x 0.000/266.596= 0.00$ kN

Σεισμός $y-y= 393.00x 0.000/ 7.873+ 1246x 0.13x 0.000/266.596= 0.00$ kN

Επαλληλίσια σεισμικών δυνάμεων κατά x και y (Ευρωκ.8, §4.3.3.5.1)

$(expF_x)^2= 43.32^2+ 25.16^2, expF_x= 50.10$ kN

$(expF_y)^2= 0.00^2+ 0.00^2, expF_y= 0.00$ kN

Μέγιστες σεισμικές δυνάμεις (Ευρωκ.8, §10.9.2)

$maxF_x= 43.32 + 0.30x 25.16= 50.87$ kN

$maxF_y= 0.00 + 0.30x 0.00= 0.00$ kN

Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου F=50.87 kN

Ιος οροφος

T12

Διαστάσεις μήκος=7.00m, ύψος=3.00m, πάχος=0.25m

Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδό του

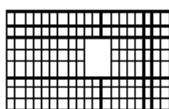
Ο τοίχος χωρίζεται σε 152 ορθογώνια επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία.

Οι κόμβοι είναι σε κάναβο 9x20 κόμβων, συνολικά 180 κόμβοι.

Ακαμψία τοίχου από ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία $K= 3.728$ GN/m

Προσεγγιστική ακαμψία (χωρίς ανοίγματα) = 4.201 GN/m

Ακαμψία κατά $x-x$ $K_x= 0.000$ GN/m, κατά $y-y$ $K_y= 3.728$ GN/m



Σεισμικές δυνάμεις βάσει απλοποιημένης φασματικής μεθόδου (Ευρωκ.8 §10.9.2)

Εκκεντρότητες τοίχου από ελαστικό άξονα κτιρίου $e_x=4.25$ m, $e_y=1.55$ m

Οριζόντια Δύναμη F_x

Σεισμός $x-x= 393.00x 0.000/ 10.628+ 721x 1.55x 0.000/266.596= 0.00$ kN

Σεισμός $y-y= 0.00x 0.000/ 10.628+ 1246x 1.55x 0.000/266.596= 0.00$ kN

Οριζόντια Δύναμη F_y

Σεισμός $x-x= 0.00x 3.728/ 7.886+ 721x 4.25x 3.728/266.596= 42.79$ kN

Σεισμός $y-y= 393.00x 3.728/ 7.886+ 1246x 4.25x 3.728/266.596= 259.75$ kN

Επαλληλίσια σεισμικών δυνάμεων κατά x και y (Ευρωκ.8, §4.3.3.5.1)

$(expF_x)^2= 0.00^2+ 0.00^2, expF_x= 0.00$ kN

$(expF_y)^2= 42.79^2+ 259.75^2, expF_y= 263.25$ kN

Μέγιστες σεισμικές δυνάμεις (Ευρωκ.8, §10.9.2)

$maxF_x= 0.00 + 0.30x 0.00= 0.00$ kN

$maxF_y= 259.75 + 0.30x 42.79= 272.58$ kN

Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου F=272.58 kN

Ιος οροφος

T14

Διαστάσεις μήκος=3.61m, ύψος=3.00m, πάχος=0.25m

Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδό του

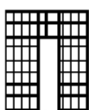
Ο τοίχος χωρίζεται σε 80 ορθογώνια επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία.

Οι κόμβοι είναι σε κάναβο 9x11 κόμβων, συνολικά 99 κόμβοι.

Ακαμψία τοίχου από ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία $K= 1.027$ GN/m

Προσεγγιστική ακαμψία (χωρίς ανοίγματα) = 1.866 GN/m

Ακαμψία κατά $x-x$ $K_x= 0.711$ GN/m, κατά $y-y$ $K_y= 0.316$ GN/m



Σεισμικά Φορτία Τοίχων

Σεισμικές δυνάμεις βάσει απλοποιημένης φασματικής μεθόδου (Ευρωκ.8 §10.9.2)

Εκκεντρότητες τοίχου από ελαστικό άξονα κτιρίου $e_x=2.80$ m, $e_y=5.94$ m

Οριζόντια Δύναμη F_x

Σεισμόςx-x= $393.00x \cdot 0.711 / 10.628 + 721x \cdot 5.94x \cdot 0.711 / 266.596 = 37.71$ kN

Σεισμόςy-y= $0.00x \cdot 0.711 / 10.628 + 1246x \cdot 5.94x \cdot 0.711 / 266.596 = 19.74$ kN

Οριζόντια Δύναμη F_y

Σεισμόςx-x= $0.00x \cdot 0.316 / 7.873 + 721x \cdot 2.80x \cdot 0.316 / 266.596 = 2.39$ kN

Σεισμόςy-y= $393.00x \cdot 0.316 / 7.873 + 1246x \cdot 2.80x \cdot 0.316 / 266.596 = 19.91$ kN

Επαλληλία σεισμικών δυνάμεων κατά x και y (Ευρωκ.8, §4.3.3.5.1)

$(expF_x)^2 = 37.71^2 + 19.74^2$, $expF_x = 42.56$ kN

$(expF_y)^2 = 2.39^2 + 19.91^2$, $expF_y = 20.05$ kN

Μέγιστες σεισμικές δυνάμεις (Ευρωκ.8, §10.9.2)

$maxF_x = 37.71 + 0.30x \cdot 19.74 = 43.63$ kN

$maxF_y = 19.91 + 0.30x \cdot 2.39 = 20.63$ kN

Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου F=52.44 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
T7	7.642	0.000	5.50	8.88	0.000	67.823	0.000	601.927
T8	0.000	2.185	0.13	6.50	0.273	0.000	0.034	0.000
T9	1.497	0.000	2.65	4.13	0.000	6.175	0.000	25.472
T10	0.000	1.666	5.13	2.15	8.538	0.000	43.759	0.000
T11	0.778	0.000	6.50	0.13	0.000	0.097	0.000	0.012
T12	0.000	3.728	10.88	5.50	40.542	0.000	440.894	0.000
T14	0.711	0.316	9.43	1.10	2.980	0.785	28.104	0.867
Σύνολα	10.628 GN/m	7.895 GN/m			52.333	74.880	512.791	628.278

Κέντρο διάτμησης x= 52.333/7.895 = 6.63 m , y= 74.880/10.628 = 7.05 m

Στρεπτική ακαμψία ορόφου I_p=512.791+628.278-6.63²x7.895-7.05²x10.628=266.596 GNm

Στατικές εκκεντρότητες $e_{ox}=5.77-6.63=-0.86$ m, $e_{oy}=5.23-7.05=-1.81$ m

Τυχηματικές εκκεντρότητες ορόφου $e_{ax}=0.05x11.00=0.55$ m, $e_{ay}=0.05x9.00=0.45$ m (EC8 §4.3.2)

Οι κύριες διευθύνσεις του κτιρίου λαμβάνονται παράλληλα με τους άξονες x και y.

Τυχηματικά στρεπτικά φαινόμενα λαμβάνονται υπ όψη με τις τυχηματικές εκκεντρότητες.

Οι ισοδύναμες στατικές εκκεντρότητες λαμβάνονται ως : (Ευρωκ.8 §4.3.3.2.4 (2))

$e_{fi} = 1.50x e_{ai}$, $e_{fr} = 0.50x e_{ai}$

$e_{fx} = 1.50x - 0.86 = -1.28$ m, $e_{rx} = 0.50x - 0.86 = -0.43$ m, $e_{fy} = 1.50x - 1.81 = -2.72$ m, $e_{ry} = 0.50x - 1.81 = -0.91$ m

Εκκεντρότητες σχεδιασμού (Ευρωκ.8 4.3.3.2)

$maxe_x = -0.43 + 0.55 = 0.12$ m, $min_e_x = -1.28 - 0.55 = -1.83$ m

$maxe_y = -0.91 + 0.45 = -0.46$ m, $min_e_y = -2.72 - 0.45 = -3.17$ m

Μέγιστες στρεπτικές ροπές φορτίου ορόφου λόγω εκκεντρότητας max_e και min_e

Φόρτιση κατά x-x $maxM_{zx} = 1.83x \cdot 393 = 721$ kNm

Φόρτιση κατά y-y $maxM_{zy} = 3.17x \cdot 393 = 1246$ kNm

Προσεγγιστική σχετική οριζόντια μετατόπιση ορόφου $\Delta x = 0.001x \cdot 393.0 / 5.314 = 0.074$ mm (EC8 §9.4.2)

Προσεγγιστική σχετική οριζόντια μετατόπιση ορόφου $\Delta y = 0.001x \cdot 393.0 / 3.947 = 0.100$ mm (EC8 §9.4.2)

Ελεγχος Κανονικότητας ορόφου κτιρίου (Ευρωκ.8 §4.2.3)

α) Ελεγχος διαστάσεων (Ευρωκ.8 §4.2.3.2)

Περίγραμμα ορόφου $minX = 0.00$ m, $maxX = 11.00$ m, $minY = 0.00$ m, $maxY = 9.00$ m

Πλευρές κτιρίου $L_x = 11.00$ m, $L_y = 9.00$ m

Λόγος πλευρών $L_{max}/L_{min} = 11.00/9.00 = 1.22 \leq 4$ ικανοποιείται η συνθήκη (Ευρωκ.8 §4.2.3.2(5))

β,γ) Ελεγχος μεταβολής Δυσκαμψίας και Μάζας ορόφου (Ευρωκ.8 §4.2.3.3)

$\Delta k/k = (11.467 - 10.628) / 11.467 = 0.07$ $\Delta m/m = (104 - 110) / 110 = 0.05$

$\Delta k \leq 0.50$ και $\Delta m \leq 0.50$ άρα ικανοποιείται ο έλεγχος μεταβολής δυσκαμψίας και μάζας ορόφου.

$T_1 = 0.192$ s $< T_c = 4x0.500 = 2.000$ s, $T_1 = 0.192$ s < 2.000 s

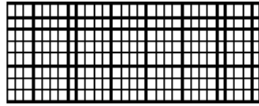
Ικανοποιούνται οι συνθήκες (Ευρωκ.8 §4.3.3.2(2) a)

Σεισμικά Φορτία Τοίχων

Ισόγειο

T1

Διαστάσεις μήκος=11.00m, ύψος=3.00m, πάχος=0.25m



Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδο του

Ο τοίχος χωρίζεται σε 232 ορθογώνια επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία.
 Οι κόμβοι είναι σε κάρναβο 9x30 κόμβων, συνολικά 270 κόμβοι.
 Ακαμψία τοίχου από ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία $K = 7.642 \text{ GN/m}$
 Προσεγγιστική ακαμψία (χωρίς ανοίγματα) = 6.837 GN/m
 Ακαμψία κατά x-x $K_x = 7.642 \text{ GN/m}$, κατά y-y $K_y = 0.000 \text{ GN/m}$

Σεισμικές δυνάμεις βάσει απλοποιημένης φασματικής μεθόδου (Ευρωκ.8 §10.9.2)

Εκκεντρότητες τοίχου από ελαστικό άξονα κτιρίου $e_x = 1.13 \text{ m}$, $e_y = 1.83 \text{ m}$

Οριζόντια Δύναμη Fx

Σεισμόςx-x= $646.00 \times 7.642 / 11.467 + 1234 \times 1.83 \times 7.642 / 303.064 = 487.44 \text{ kN}$
 Σεισμόςy-y= $0.00 \times 7.642 / 11.467 + 2087 \times 1.83 \times 7.642 / 303.064 = 96.29 \text{ kN}$

Οριζόντια Δύναμη Fy

Σεισμόςx-x= $0.00 \times 0.000 / 7.255 + 1234 \times 1.13 \times 0.000 / 303.064 = 0.00 \text{ kN}$
 Σεισμόςy-y= $646.00 \times 0.000 / 7.255 + 2087 \times 1.13 \times 0.000 / 303.064 = 0.00 \text{ kN}$

Επαλληλία σεισμικών δυνάμεων κατά x και y (Ευρωκ.8, §4.3.3.5.1)

$(\exp F_x)^2 = 487.44^2 + 96.29^2$, $\exp F_x = 496.86 \text{ kN}$
 $(\exp F_y)^2 = 0.00^2 + 0.00^2$, $\exp F_y = 0.00 \text{ kN}$

Μέγιστες σεισμικές δυνάμεις (Ευρωκ.8, §10.9.2)

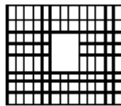
$\max F_x = 487.44 + 0.30 \times 96.29 = 516.33 \text{ kN}$
 $\max F_y = 0.00 + 0.30 \times 0.00 = 0.00 \text{ kN}$

Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου F=516.33 kN

Ισόγειο

T2

Διαστάσεις μήκος=5.00m, ύψος=3.00m, πάχος=0.25m



Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδο του

Ο τοίχος χωρίζεται σε 104 ορθογώνια επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία.
 Οι κόμβοι είναι σε κάρναβο 9x14 κόμβων, συνολικά 126 κόμβοι.
 Ακαμψία τοίχου από ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία $K = 2.185 \text{ GN/m}$
 Προσεγγιστική ακαμψία (χωρίς ανοίγματα) = 2.844 GN/m
 Ακαμψία κατά x-x $K_x = 0.000 \text{ GN/m}$, κατά y-y $K_y = 2.185 \text{ GN/m}$

Σεισμικές δυνάμεις βάσει απλοποιημένης φασματικής μεθόδου (Ευρωκ.8 §10.9.2)

Εκκεντρότητες τοίχου από ελαστικό άξονα κτιρίου $e_x = 6.50 \text{ m}$, $e_y = 0.55 \text{ m}$

Οριζόντια Δύναμη Fx

Σεισμόςx-x= $646.00 \times 0.000 / 11.467 + 1234 \times 0.55 \times 0.000 / 303.064 = 0.00 \text{ kN}$
 Σεισμόςy-y= $0.00 \times 0.000 / 11.467 + 2087 \times 0.55 \times 0.000 / 303.064 = 0.00 \text{ kN}$

Οριζόντια Δύναμη Fy

Σεισμόςx-x= $0.00 \times 2.185 / 7.557 + 1234 \times 6.50 \times 2.185 / 303.064 = 57.86 \text{ kN}$
 Σεισμόςy-y= $646.00 \times 2.185 / 7.557 + 2087 \times 6.50 \times 2.185 / 303.064 = 284.66 \text{ kN}$

Επαλληλία σεισμικών δυνάμεων κατά x και y (Ευρωκ.8, §4.3.3.5.1)

$(\exp F_x)^2 = 0.00^2 + 0.00^2$, $\exp F_x = 0.00 \text{ kN}$
 $(\exp F_y)^2 = 57.86^2 + 284.66^2$, $\exp F_y = 290.48 \text{ kN}$

Μέγιστες σεισμικές δυνάμεις (Ευρωκ.8, §10.9.2)

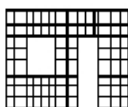
$\max F_x = 0.00 + 0.30 \times 0.00 = 0.00 \text{ kN}$
 $\max F_y = 284.66 + 0.30 \times 57.86 = 302.02 \text{ kN}$

Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου F=302.02 kN

Ισόγειο

T3

Διαστάσεις μήκος=5.30m, ύψος=3.00m, πάχος=0.25m



Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδο του

Ο τοίχος χωρίζεται σε 112 ορθογώνια επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία.
 Οι κόμβοι είναι σε κάρναβο 9x15 κόμβων, συνολικά 135 κόμβοι.
 Ακαμψία τοίχου από ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία $K = 1.497 \text{ GN/m}$
 Προσεγγιστική ακαμψία (χωρίς ανοίγματα) = 3.050 GN/m
 Ακαμψία κατά x-x $K_x = 1.497 \text{ GN/m}$, κατά y-y $K_y = 0.000 \text{ GN/m}$

Σεισμικά Φορτία Τοίχων

Σεισμικές δυνάμεις βάσει απλοποιημένης φασματικής μεθόδου (Ευρωκ.8 §10.9.2)

Εκκεντρότητες τοίχου από ελαστικό άξονα κτιρίου $e_x=3.98$ m, $e_y=2.92$ m

Οριζόντια Δύναμη Fx

Σεισμόςx-x= $646.00 \times 1.497 / 11.467 + 1234 \times 2.92 \times 1.497 / 303.064 = 102.14$ kN

Σεισμόςy-y= $0.00 \times 1.497 / 11.467 + 2087 \times 2.92 \times 1.497 / 303.064 = 30.11$ kN

Οριζόντια Δύναμη Fy

Σεισμόςx-x= $0.00 \times 0.000 / 7.255 + 1234 \times 3.98 \times 0.000 / 303.064 = 0.00$ kN

Σεισμόςy-y= $646.00 \times 0.000 / 7.255 + 2087 \times 3.98 \times 0.000 / 303.064 = 0.00$ kN

Επαλληλία σεισμικών δυνάμεων κατά x και y (Ευρωκ.8, §4.3.3.5.1)

$(expF_x)^2 = 102.14^2 + 30.11^2$, $expF_x = 106.48$ kN

$(expF_y)^2 = 0.00^2 + 0.00^2$, $expF_y = 0.00$ kN

Μέγιστες σεισμικές δυνάμεις (Ευρωκ.8, §10.9.2)

$maxF_x = 102.14 + 0.30 \times 30.11 = 111.17$ kN

$maxF_y = 0.00 + 0.30 \times 0.00 = 0.00$ kN

Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου F=111.17 kN

Ισόγειο

T4

Διαστάσεις μήκος=4.30m, ύψος=3.00m, πάχος=0.25m

Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδό του

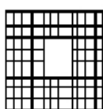
Ο τοίχος χωρίζεται σε 88 ορθογώνια επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία.

Οι κόμβοι είναι σε κάναβο 9x12 κόμβων, συνολικά 108 κόμβοι.

Ακαμψία τοίχου από ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία $K = 1.666$ GN/m

Προσεγγιστική ακαμψία (χωρίς ανοίγματα) = 2.357 GN/m

Ακαμψία κατά x-x $K_x = 0.000$ GN/m, κατά y-y $K_y = 1.666$ GN/m



Σεισμικές δυνάμεις βάσει απλοποιημένης φασματικής μεθόδου (Ευρωκ.8 §10.9.2)

Εκκεντρότητες τοίχου από ελαστικό άξονα κτιρίου $e_x=1.50$ m, $e_y=4.90$ m

Οριζόντια Δύναμη Fx

Σεισμόςx-x= $646.00 \times 0.000 / 11.467 + 1234 \times 4.90 \times 0.000 / 303.064 = 0.00$ kN

Σεισμόςy-y= $0.00 \times 0.000 / 11.467 + 2087 \times 4.90 \times 0.000 / 303.064 = 0.00$ kN

Οριζόντια Δύναμη Fy

Σεισμόςx-x= $0.00 \times 1.666 / 7.255 + 1234 \times 1.50 \times 1.666 / 303.064 = 10.20$ kN

Σεισμόςy-y= $646.00 \times 1.666 / 7.255 + 2087 \times 1.50 \times 1.666 / 303.064 = 165.60$ kN

Επαλληλία σεισμικών δυνάμεων κατά x και y (Ευρωκ.8, §4.3.3.5.1)

$(expF_x)^2 = 0.00^2 + 0.00^2$, $expF_x = 0.00$ kN

$(expF_y)^2 = 10.20^2 + 165.60^2$, $expF_y = 165.92$ kN

Μέγιστες σεισμικές δυνάμεις (Ευρωκ.8, §10.9.2)

$maxF_x = 0.00 + 0.30 \times 0.00 = 0.00$ kN

$maxF_y = 165.60 + 0.30 \times 10.20 = 168.66$ kN

Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου F=168.66 kN

Ισόγειο

T5

Διαστάσεις μήκος=3.00m, ύψος=3.00m, πάχος=0.25m

Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδό του

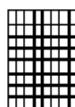
Ο τοίχος χωρίζεται σε 64 ορθογώνια επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία.

Οι κόμβοι είναι σε κάναβο 9x9 κόμβων, συνολικά 81 κόμβοι.

Ακαμψία τοίχου από ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία $K = 1.522$ GN/m

Προσεγγιστική ακαμψία (χωρίς ανοίγματα) = 1.433 GN/m

Ακαμψία κατά x-x $K_x = 1.522$ GN/m, κατά y-y $K_y = 0.000$ GN/m



Σεισμικά Φορτία Τοίχων

Σεισμικές δυνάμεις βάσει απλοποιημένης φασματικής μεθόδου (Ευρωκ.8 §10.9.2)

Εκκεντρότητες τοίχου από ελαστικό άξονα κτιρίου $e_x=0.13$ m, $e_y=6.92$ m

Οριζόντια Δύναμη Fx

Σεισμόςx-x= $646.00 \times 1.522 / 11.467 + 1234 \times 6.92 \times 1.522 / 303.064 = 128.63$ kN

Σεισμόςy-y= $0.00 \times 1.522 / 11.467 + 2087 \times 6.92 \times 1.522 / 303.064 = 72.55$ kN

Οριζόντια Δύναμη Fy

Σεισμόςx-x= $0.00 \times 0.000 / 7.255 + 1234 \times 0.13 \times 0.000 / 303.064 = 0.00$ kN

Σεισμόςy-y= $646.00 \times 0.000 / 7.255 + 2087 \times 0.13 \times 0.000 / 303.064 = 0.00$ kN

Επαλληλίσια σεισμικών δυνάμεων κατά x και y (Ευρωκ.8, §4.3.3.5.1)

$(expF_x)^2 = 128.63^2 + 72.55^2$, $expF_x = 147.68$ kN

$(expF_y)^2 = 0.00^2 + 0.00^2$, $expF_y = 0.00$ kN

Μέγιστες σεισμικές δυνάμεις (Ευρωκ.8, §10.9.2)

$maxF_x = 128.63 + 0.30 \times 72.55 = 150.40$ kN

$maxF_y = 0.00 + 0.30 \times 0.00 = 0.00$ kN

Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου F=150.40 kN

Ισόγειο

T6

Διαστάσεις μήκος=7.00m, ύψος=3.00m, πάχος=0.25m

Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδό του

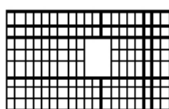
Ο τοίχος χωρίζεται σε 152 ορθογώνια επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία.

Οι κόμβοι είναι σε κάναβο 9x20 κόμβων, συνολικά 180 κόμβοι.

Ακαμψία τοίχου από ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία $K = 3.728$ GN/m

Προσεγγιστική ακαμψία (χωρίς ανοίγματα) = 4.201 GN/m

Ακαμψία κατά x-x $K_x = 0.000$ GN/m, κατά y-y $K_y = 3.728$ GN/m



Σεισμικές δυνάμεις βάσει απλοποιημένης φασματικής μεθόδου (Ευρωκ.8 §10.9.2)

Εκκεντρότητες τοίχου από ελαστικό άξονα κτιρίου $e_x=4.25$ m, $e_y=1.55$ m

Οριζόντια Δύναμη Fx

Σεισμόςx-x= $646.00 \times 0.000 / 11.467 + 1234 \times 1.55 \times 0.000 / 303.064 = 0.00$ kN

Σεισμόςy-y= $0.00 \times 0.000 / 11.467 + 2087 \times 1.55 \times 0.000 / 303.064 = 0.00$ kN

Οριζόντια Δύναμη Fy

Σεισμόςx-x= $0.00 \times 3.728 / 7.557 + 1234 \times 4.25 \times 3.728 / 303.064 = 64.46$ kN

Σεισμόςy-y= $646.00 \times 3.728 / 7.557 + 2087 \times 4.25 \times 3.728 / 303.064 = 427.71$ kN

Επαλληλίσια σεισμικών δυνάμεων κατά x και y (Ευρωκ.8, §4.3.3.5.1)

$(expF_x)^2 = 0.00^2 + 0.00^2$, $expF_x = 0.00$ kN

$(expF_y)^2 = 64.46^2 + 427.71^2$, $expF_y = 432.54$ kN

Μέγιστες σεισμικές δυνάμεις (Ευρωκ.8, §10.9.2)

$maxF_x = 0.00 + 0.30 \times 0.00 = 0.00$ kN

$maxF_y = 427.71 + 0.30 \times 64.46 = 447.05$ kN

Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου F=447.05 kN

Ισόγειο

T13

Διαστάσεις μήκος=3.61m, ύψος=3.00m, πάχος=0.25m

Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδό του

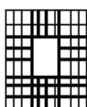
Ο τοίχος χωρίζεται σε 80 ορθογώνια επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία.

Οι κόμβοι είναι σε κάναβο 9x11 κόμβων, συνολικά 99 κόμβοι.

Ακαμψία τοίχου από ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία $K = 1.164$ GN/m

Προσεγγιστική ακαμψία (χωρίς ανοίγματα) = 1.866 GN/m

Ακαμψία κατά x-x $K_x = 0.806$ GN/m, κατά y-y $K_y = 0.358$ GN/m



Σεισμικά Φορτία Τοίχων

Σεισμικές δυνάμεις βάσει απλοποιημένης φασματικής μεθόδου (Ευρωκ.8 §10.9.2)

Εκκεντρότητες τοίχου από ελαστικό άξονα κτιρίου $e_x=2.80$ m, $e_y=5.94$ m

Οριζόντια Δύναμη F_x

Σεισμός $x-x= 646.00x \cdot 0.806 / 11.467+ 1234x \cdot 5.94x \cdot 0.806 / 303.064= 64.91$ kN

Σεισμός $y-y= 0.00x \cdot 0.806 / 11.467+ 2087x \cdot 5.94x \cdot 0.806 / 303.064= 32.98$ kN

Οριζόντια Δύναμη F_y

Σεισμός $x-x= 0.00x \cdot 0.358 / 7.255+ 1234x \cdot 2.80x \cdot 0.358 / 303.064= 4.08$ kN

Σεισμός $y-y= 646.00x \cdot 0.358 / 7.255+ 2087x \cdot 2.80x \cdot 0.358 / 303.064= 38.79$ kN

Επαλληλία σεισμικών δυνάμεων κατά x και y (Ευρωκ.8, §4.3.3.5.1)

$(expF_x)^2= 64.91^2+ 32.98^2$, $expF_x= 72.81$ kN

$(expF_y)^2= 4.08^2+ 38.79^2$, $expF_y= 39.00$ kN

Μέγιστες σεισμικές δυνάμεις (Ευρωκ.8, §10.9.2)

$maxF_x= 64.91 + 0.30x \cdot 32.98= 74.80$ kN

$maxF_y= 38.79 + 0.30x \cdot 4.08= 40.01$ kN

Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου F=89.90 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	7.642	0.000	5.50	8.88	0.000	67.823	0.000	601.927
T2	0.000	2.185	0.13	6.50	0.273	0.000	0.034	0.000
T3	1.497	0.000	2.65	4.13	0.000	6.175	0.000	25.472
T4	0.000	1.666	5.13	2.15	8.538	0.000	43.759	0.000
T5	1.522	0.000	6.50	0.13	0.000	0.190	0.000	0.024
T6	0.000	3.728	10.88	5.50	40.542	0.000	440.894	0.000
T13	0.806	0.358	9.43	1.10	3.376	0.890	31.840	0.982
Σύνολα	11.467 GN/m	7.937 GN/m			52.730	75.078	516.526	628.406

Κέντρο διάτμησης $x= 52.730/7.937 = 6.64$ m , $y= 75.078/11.467 = 6.55$ m

Στρεπτική ακαμψία ορόφου $I_p=516.526+628.406-6.64^2 \cdot 7.937-6.55^2 \cdot 11.467=303.064$ GNm

Στατικές εκκεντρότητες $e_{ox}=5.72-6.63=-0.91$ m, $e_{oy}=5.19-7.05=-1.85$ m

Τυχηματικές εκκεντρότητες ορόφου $e_{ax}=0.05x \cdot 11.00=0.55$ m, $e_{ay}=0.05x \cdot 9.00=0.45$ m (EC8 §4.3.2)

Οι κύριες διευθύνσεις του κτιρίου λαμβάνονται παράλληλα με τους άξονες x και y.

Τυχηματικά στρεπτικά φαινόμενα λαμβάνονται υπ όψη με τις τυχηματικές εκκεντρότητες.

Οι ισοδύναμες στατικές εκκεντρότητες λαμβάνονται ως : (Ευρωκ.8 §4.3.3.2.4 (2))

$e_{fi}= 1.50x e_{ai}$, $e_{fr}= 0.50x e_{ai}$

$e_{fx}=1.50x-0.91=-1.36$ m, $e_{rx}=0.50x-0.91=-0.45$ m, $e_{fy}=1.50x-1.85=-2.78$ m, $e_{ry}=0.50x-1.85=-0.93$ m

Εκκεντρότητες σχεδιασμού (Ευρωκ.8 4.3.3.2)

$maxe_x= -0.45+ 0.55= 0.10$ m, $mine_x= -1.36- 0.55= -1.91$ m

$maxe_y= -0.93+ 0.45= -0.48$ m, $mine_y= -2.78- 0.45= -3.23$ m

Μέγιστες στρεπτικές ροπές φορτίου ορόφου λόγω εκκεντρότητας $maxe$ και $mine$

Φόρτιση κατά x-x $maxM_{zx}= 1.91x \cdot 646= 1234$ kNm

Φόρτιση κατά y-y $maxM_{zy}= 3.23x \cdot 646= 2087$ kNm

Προσεγγιστική σχετική οριζόντια μετατόπιση ορόφου $\Delta x=0.001x \cdot 646.0 / 5.734= 0.113$ mm (EC8 §9.4.2)

Προσεγγιστική σχετική οριζόντια μετατόπιση ορόφου $\Delta y=0.001x \cdot 646.0 / 3.968= 0.163$ mm (EC8 §9.4.2)

Ελεγχος Κανονικότητας ορόφου κτιρίου (Ευρωκ.8 §4.2.3)

α) Ελεγχος διαστάσεων (Ευρωκ.8 §4.2.3.2)

Περίγραμμα ορόφου $minX= 0.00$ m, $maxX= 11.00$ m, $minY= 0.00$ m, $maxY= 9.00$ m

Πλευρές κτιρίου $L_x= 11.00$ m, $L_y= 9.00$ m

Λόγος πλευρών $L_{max}/L_{min}= 11.00/9.00=1.22 \leq 4$ ικανοποιείται η συνθήκη (Ευρωκ.8 §4.2.3.2(5))

β,γ) Ελεγχος μεταβολής Δυσκαμψίας και Μάζας ορόφου (Ευρωκ.8 §4.2.3.3)

Ισόγειο οικοδομής, άρα ικανοποιείται η απαίτηση μεταβολής

δυσκαμψίας και μάζας ορόφου Ευρωκ.8 §4.2.3

$T1=0.192s < T_c=4x0.500=2.000s$, $T1=0.192s < 2.00s$

Ικανοποιούνται οι συνθήκες (Ευρωκ.8 §4.3.3.2(2) a)

Υπολογισμός σεισμικών φορτίων τοίχων (Ευρωκ.8 §3, §4.3.3.2, §9)

Η κατανομή της σεισμικής δύναμης γίνεται αφού υπολογιστούν με ακρίβεια οι ακαμψίες των τοίχων σε οριζόντιες δυνάμεις. Ο υπολογισμός γίνεται με τη μέθοδο πεπερασμένων στοιχείων, με επιβολή οριζόντιας μοναδιαίας σχετικής μετατόπισης του πάνω άκρου του τοίχου. Χρησιμοποιούνται επίπεδα ορθογωνικά (plain stress) πεπερασμένα στοιχεία τεσσάρων κόμβων. Υπολογίζεται επίσης η προσεγγιστική ακαμψία τοίχου (χωρίς ανοίγματα)=1/(h3/12EI+1.2h/GA)

Γενικά Στοιχεία Αντισεισμικού Σχεδιασμού (Ευρωκ.8 §3)

<u>Σεισμική Ζώνη</u>	Ζώνη: II, $\alpha=0.240g=2.35 \text{ m/s}^2$	(Ευρωκ.8 §3.2.1)
<u>Κατηγορία Εδάφους</u>	B, $S=1.20 \quad T_b=0.15\text{sec} \quad T_c=0.50\text{sec}$	(Ευρωκ.8 §3.1.2)
<u>Σπουδαιότητα Κτιρίου</u>	Σ2 $\gamma_I=1.00$	(Ευρωκ.8 §4.2.5)
<u>Δομικό σύστημα</u>	Διαζωματική τοιχοποιία $q=2.00$	(Ευρωκ.8, §9.3,Τ.9.1)
<u>Συντελεστής Θεμελίωσης</u>	$S = 1.20$	(Ευρωκ.8 §3.2.2.2)

<u>Θεμελιώδης ιδιοπερίοδος κτιρίου</u>	$T=0.050(H)^{0.75}=0.19\text{sec}$	(Ευρωκ.8 eq.4.6)
<u>Μέγιστη οριζόντια επιτάχυνση σεισμού</u>	$R_d(T)=a.g.gI.n.S.2.5/q$	(EC8 eq.3.15)
	$R_d(T)=0.240 \times 1.00 \times 1.00 \times 1.20 \times 2.5 \times g / 2.00 = 0.360g$	

Συνολική μάζα κατασκευής $M=(80+103) = 183 \text{ kNsec}^2/\text{m}$

Τέμνουσα βάση $V_o=183 \times 0.360 \times 9.81 = 646 \text{ kN}$

Κατακόρυφη κατανομή σεισμικής δύναμης ως σε κανονικά κτίρια (Ευρωκ.8, §4.3.3.2.3)

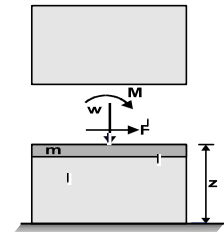
Οροφος	Μάζα[kNsec ² /m]	zi[m]	mi.zi	οριζόντια δύναμη Fi[kN]	ei=M _i /W _i [m]
1ος οροφος	80.00(110.00)	6.00	480	646x 480/ 789= 393.0	1.51
Ισόγειο	103.00(104.00)	3.00	309	646x 309/ 789= 253.0	1.73
σύνολα	183.00		789	646.0	



(σε κάθε όροφο ακολουθεί υπολογισμός κέντρου διάτμησης και έλεγχος κανονικότητας κτιρίου)

Διάφραγμα στη στάθμη 0.8H, διάφραγμα 1ος οροφος
Ελαστικός άξονας κτιρίου στο $x=6.63\text{m}$, $y=7.05\text{m}$

Ακολουθως δείχνεται, αναλυτικά σε κάθε όροφο και τοίχο, η κατανομή των σεισμικών δυνάμεων. Η σχετική ακαμψία κάθε τοίχου υπολογίζεται με ανάλυση πεπερασμένων στοιχείων. Οι περιοχές εφελκυστικών τάσεων αφαιρούνται από τους τοίχους και οι ακαμψίες μειώνονται ανάλογα.



Κατανομή μάζας τοίχων : 50% στην οροφή, και 50% στο δάπεδο του ορόφου.

Έλεγχος ανατροπής

$\text{Sum}(F_i \cdot z_i) = 3117.0 \text{ kNm} \leq 0.90 \times W_t \times x = 0.90 \times 2099.3 \times 5.50 = 10391.7 \text{ kNm}$

$\text{Sum}(F_i \cdot z_i) = 3117.0 \text{ kNm} \leq 0.90 \times W_t \times y = 0.90 \times 2099.3 \times 4.50 = 8502.3 \text{ kNm}$

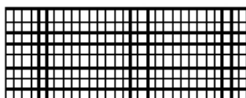
1ος οροφος T7

Διαστάσεις μήκος=11.00m, ύψος=3.00m, πάχος=0.25m

Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδό του

Ο τοίχος χωρίζεται σε 232 ορθογώνια επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία. Ακαμψία τοίχου από ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία $K= 7.642 \text{ GN/m}$

Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου F=339.97 kN



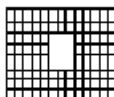
1ος οροφος I0

Διαστάσεις μήκος=5.00m, ύψος=3.00m, πάχος=0.25m

Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδό του

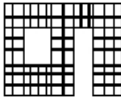
Ο τοίχος χωρίζεται σε 104 ορθογώνια επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία. Ακαμψία τοίχου από ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία $K= 2.185 \text{ GN/m}$

Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου F=186.81 kN



Σεισμικά Φορτία Τοίχων

1ος ορόφος T9



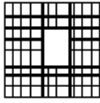
Διαστάσεις μήκος=5.30m, ύψος=3.00m, πάχος=0.25m

Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδο του

Ο τοίχος χωρίζεται σε 112 ορθογώνια επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία.
Ακαμψία τοίχου από ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία $K= 1.497 \text{ GN/m}$

Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου $F=73.30 \text{ kN}$

1ος ορόφος T10



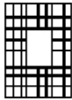
Διαστάσεις μήκος=4.30m, ύψος=3.00m, πάχος=0.25m

Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδο του

Ο τοίχος χωρίζεται σε 88 ορθογώνια επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία.
Ακαμψία τοίχου από ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία $K= 1.666 \text{ GN/m}$

Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου $F=96.90 \text{ kN}$

1ος ορόφος T11



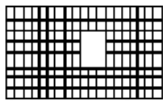
Διαστάσεις μήκος=3.00m, ύψος=3.00m, πάχος=0.25m

Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδο του

Ο τοίχος χωρίζεται σε 64 ορθογώνια επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία.
Ακαμψία τοίχου από ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία $K= 0.778 \text{ GN/m}$

Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου $F=50.87 \text{ kN}$

1ος ορόφος T12



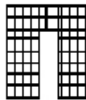
Διαστάσεις μήκος=7.00m, ύψος=3.00m, πάχος=0.25m

Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδο του

Ο τοίχος χωρίζεται σε 152 ορθογώνια επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία.
Ακαμψία τοίχου από ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία $K= 3.728 \text{ GN/m}$

Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου $F=272.58 \text{ kN}$

1ος ορόφος T13



Διαστάσεις μήκος=3.61m, ύψος=3.00m, πάχος=0.25m

Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδο του

Ο τοίχος χωρίζεται σε 80 ορθογώνια επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία.
Ακαμψία τοίχου από ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία $K= 1.027 \text{ GN/m}$

Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου $F=52.44 \text{ kN}$

Κέντρο διατήρησης ορόφου (κΔ)

Κέντρο διάτμησης $x= 52.333/7.895 = 6.63 \text{ m}$, $y= 74.880/10.628 = 7.05 \text{ m}$

Στρεπτική ακαμψία ορόφου $I_p=512.791+628.278-6.63^2 \times 7.895-7.05^2 \times 10.628=266.596 \text{ GNm}$

Στατικές εκκεντρότητες $e_{ox}=5.77-6.63=-0.86 \text{ m}$, $e_{oy}=5.23-7.05=-1.81 \text{ m}$

Τυχηματικές εκκεντρότητες ορόφου $e_{ax}=0.05 \times 11.00=0.55 \text{ m}$, $e_{ay}=0.05 \times 9.00=0.45 \text{ m}$ (EC8 §4.3.2)

Οι κύριες διευθύνσεις του κτιρίου λαμβάνονται παράλληλα με τους άξονες x και y .

Τυχηματικά στρεπτικά φαινόμενα λαμβάνονται υπ όψη με τις τυχηματικές εκκεντρότητες.

Οι ισοδύναμες στατικές εκκεντρότητες λαμβάνονται ως : (Ευρωκ.8 §4.3.3.2.4 (2))

$e_{fi}= 1.50 \times e_{ai}$, $e_{fr}= 0.50 \times e_{ai}$

$e_{fx}=1.50 \times -0.86=-1.28 \text{ m}$, $e_{rx}=0.50 \times -0.86=-0.43 \text{ m}$, $e_{fy}=1.50 \times -1.81=-2.72 \text{ m}$, $e_{ry}=0.50 \times -1.81=-0.91 \text{ m}$

Εκκεντρότητες σχεδιασμού (Ευρωκ.8 4.3.3.2)

$\max e_x= -0.43+ 0.55= 0.12 \text{ m}$, $\min e_x= -1.28- 0.55= -1.83 \text{ m}$

$\max e_y= -0.91+ 0.45= -0.46 \text{ m}$, $\min e_y= -2.72- 0.45= -3.17 \text{ m}$

Μέγιστες στρεπτικές ροπές φορτίου ορόφου λόγω εκκεντρότητας $\max e_x$ και $\min e_y$

φόρτιση κατά $x-x$ $\max M_{zx}= 1.83 \times 393= 721 \text{ kNm}$

φόρτιση κατά $y-y$ $\max M_{zy}= 3.17 \times 393= 1246 \text{ kNm}$

Προσεγγιστική σχετική οριζόντια μετατόπιση ορόφου $\Delta x=0.001 \times 393.0/ 5.314= 0.074 \text{ mm}$ (EC8 §9.4.2)

Προσεγγιστική σχετική οριζόντια μετατόπιση ορόφου $\Delta y=0.001 \times 393.0/ 3.947= 0.100 \text{ mm}$ (EC8 §9.4.2)

Ελεγχος Κανονικότητας ορόφου κτιρίου (Ευρωκ.8 §4.2.3)

α) Ελεγχος διαστάσεων (Ευρωκ.8 §4.2.3.2)

Περίγραμμα ορόφου $\min X= 0.00 \text{ m}$, $\max X= 11.00 \text{ m}$, $\min Y= 0.00 \text{ m}$, $\max Y= 9.00 \text{ m}$

Πλευρές κτιρίου $L_x= 11.00 \text{ m}$, $L_y= 9.00 \text{ m}$

Λόγος πλευρών $L_{\max}/L_{\min}= 11.00/9.00=1.22 \leq 4$ ικανοποιείται η συνθήκη (Ευρωκ.8 §4.2.3.2(5))

β,γ) Ελεγχος μεταβολής Δυσκαμψίας και Μάζας ορόφου (Ευρωκ.8 §4.2.3.3)

$\Delta k/k=(11.467-10.628)/11.467=0.07$ $\Delta m/m=(104-110)/110=0.05$

$\Delta k \leq 0.50$ και $\Delta m \leq 0.50$ άρα ικανοποιείται ο έλεγχος μεταβολής δυσκαμψίας και μάζας ορόφου.

$T_1=0.192 \text{ s} < T_c=4 \times 0.500=2.000 \text{ s}$, $T_1=0.192 \text{ s} < 2.00 \text{ s}$

Ικανοποιούνται οι συνθήκες (Ευρωκ.8 §4.3.3.2(2) a)

Σεισμικά Φορτία Τοίχων

<u>Ισόγειο</u>	<u>T1</u>	<p>Διαστάσεις μήκος=11.00m, ύψος=3.00m, πάχος=0.25m</p> <p><u>Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδό του</u></p> <p>Ο τοίχος χωρίζεται σε 232 ορθογώνια επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία.</p> <p>Ακαμψία τοίχου από ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία $K= 7.642 \text{ GN/m}$</p> <p>Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου $F=516.33 \text{ kN}$</p>
		
<u>Ισόγειο</u>	<u>T2</u>	<p>Διαστάσεις μήκος=5.00m, ύψος=3.00m, πάχος=0.25m</p> <p><u>Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδό του</u></p> <p>Ο τοίχος χωρίζεται σε 104 ορθογώνια επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία.</p> <p>Ακαμψία τοίχου από ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία $K= 2.185 \text{ GN/m}$</p> <p>Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου $F=302.02 \text{ kN}$</p>
		
<u>Ισόγειο</u>	<u>T3</u>	<p>Διαστάσεις μήκος=5.30m, ύψος=3.00m, πάχος=0.25m</p> <p><u>Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδό του</u></p> <p>Ο τοίχος χωρίζεται σε 112 ορθογώνια επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία.</p> <p>Ακαμψία τοίχου από ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία $K= 1.497 \text{ GN/m}$</p> <p>Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου $F=111.17 \text{ kN}$</p>
		
<u>Ισόγειο</u>	<u>T4</u>	<p>Διαστάσεις μήκος=4.30m, ύψος=3.00m, πάχος=0.25m</p> <p><u>Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδό του</u></p> <p>Ο τοίχος χωρίζεται σε 88 ορθογώνια επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία.</p> <p>Ακαμψία τοίχου από ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία $K= 1.666 \text{ GN/m}$</p> <p>Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου $F=168.66 \text{ kN}$</p>
		
<u>Ισόγειο</u>	<u>T5</u>	<p>Διαστάσεις μήκος=3.00m, ύψος=3.00m, πάχος=0.25m</p> <p><u>Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδό του</u></p> <p>Ο τοίχος χωρίζεται σε 64 ορθογώνια επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία.</p> <p>Ακαμψία τοίχου από ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία $K= 1.522 \text{ GN/m}$</p> <p>Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου $F=150.40 \text{ kN}$</p>
		
<u>Ισόγειο</u>	<u>T6</u>	<p>Διαστάσεις μήκος=7.00m, ύψος=3.00m, πάχος=0.25m</p> <p><u>Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδό του</u></p> <p>Ο τοίχος χωρίζεται σε 152 ορθογώνια επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία.</p> <p>Ακαμψία τοίχου από ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία $K= 3.728 \text{ GN/m}$</p> <p>Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου $F=447.05 \text{ kN}$</p>
		
<u>Ισόγειο</u>	<u>T7</u>	<p>Διαστάσεις μήκος=3.61m, ύψος=3.00m, πάχος=0.25m</p> <p><u>Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδό του</u></p> <p>Ο τοίχος χωρίζεται σε 80 ορθογώνια επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία.</p> <p>Ακαμψία τοίχου από ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία $K= 1.164 \text{ GN/m}$</p> <p>Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου $F=89.90 \text{ kN}$</p>
		

Κέντρο διαίτησης ορόφου (κΔ)

Κέντρο διάττησης $x= 52.730/7.937 = 6.64 \text{ m}$, $y= 75.078/11.467 = 6.55 \text{ m}$

Στρεπτική ακαμψία ορόφου $I_p=516.526+628.406-6.64^2 \times 7.937-6.55^2 \times 11.467=303.064 \text{ GNm}$

Στατικές εκκεντρότητες $e_{ox}=5.72-6.63=-0.91 \text{ m}$, $e_{oy}=5.19-7.05=-1.85 \text{ m}$

Τυχηματικές εκκεντρότητες ορόφου $e_{ax}=0.05 \times 11.00=0.55 \text{ m}$, $e_{ay}=0.05 \times 9.00=0.45 \text{ m}$ (EC8 §4.3.2)

Οι κύριες διευθύνσεις του κτιρίου λαμβάνονται παράλληλα με τους άξονες x και y .

Τυχηματικά στρεπτικά φαινόμενα λαμβάνονται υπ όψη με τις τυχηματικές εκκεντρότητες.

Οι ισοδύναμες στατικές εκκεντρότητες λαμβάνονται ως : (Ευρωκ.8 §4.3.3.2.4 (2))

$e_{fi}= 1.50 \times e_{ai}$, $e_{fr}= 0.50 \times e_{ai}$

$e_{fx}=1.50 \times -0.91=-1.36 \text{ m}$, $e_{rx}=0.50 \times -0.91=-0.45 \text{ m}$, $e_{fy}=1.50 \times -1.85=-2.78 \text{ m}$, $e_{ry}=0.50 \times -1.85=-0.93 \text{ m}$

Εκκεντρότητες σχεδιασμού (Ευρωκ.8 4.3.3.2)

$\max e_x= -0.45+ 0.55= 0.10 \text{ m}$, $\min e_x= -1.36- 0.55= -1.91 \text{ m}$

$\max e_y= -0.93+ 0.45= -0.48 \text{ m}$, $\min e_y= -2.78- 0.45= -3.23 \text{ m}$

Μέγιστες στρεπτικές ροπές φορτίου ορόφου λόγω εκκεντρότητας $\max e_x$ και $\min e_y$

Φόρτιση κατά $x-x$ $\max M_{zx}= 1.91 \times 646= 1234 \text{ kNm}$

Φόρτιση κατά $y-y$ $\max M_{zy}= 3.23 \times 646= 2087 \text{ kNm}$

Προσεγγιστική σχετική οριζόντια μετατόπιση ορόφου $\Delta x=0.001 \times 646.0/ 5.734= 0.113 \text{ mm}$ (EC8 §9.4.2)

Προσεγγιστική σχετική οριζόντια μετατόπιση ορόφου $\Delta y=0.001 \times 646.0/ 3.968= 0.163 \text{ mm}$ (EC8 §9.4.2)

Έλεγχος Κανονικότητας ορόφου κτιρίου (Ευρωκ.8 §4.2.3)

α) Έλεγχος διαστάσεων (Ευρωκ.8 §4.2.3.2)

Περίγραμμα ορόφου $\min X = 0.00\text{m}$, $\max X = 11.00\text{m}$, $\min Y = 0.00\text{m}$, $\max Y = 9.00\text{m}$

Πλευρές κτιρίου $L_x = 11.00\text{ m}$, $L_y = 9.00\text{ m}$

Λόγος πλευρών $L_{\max}/L_{\min} = 11.00/9.00 = 1.22 \leq 4$ ικανοποιείται η συνθήκη (Ευρωκ.8 §4.2.3.2(5))

β,γ) Έλεγχος μεταβολής Δυσκαμψίας και Μάζας ορόφου (Ευρωκ.8 §4.2.3.3)

Ισόγειο οικοδομής, άρα ικανοποιείται η απαίτηση μεταβολής

δυσκαμψίας και μάζας ορόφου Ευρωκ.8 §4.2.3

$T_1 = 0.192\text{s} < T_c = 4 \times 0.500 = 2.000\text{s}$, $T_1 = 0.192\text{s} < 2.00\text{s}$

Ικανοποιούνται οι συνθήκες (Ευρωκ.8 §4.3.3.2(2) α)

Ελεγχος αντοχής τοίχων (Ευρωκώδικας 6, EN1996-1-1:2002, EC6)

Οι έλεγχοι αντοχής των τοίχων σε γίνονται στην οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 §6).

Οι έλεγχοι αντοχής και οι συνδυασμοί φορτίσεων είναι:

- α) Έλεγχος σε αξονικό φορτίο για φόρτιση $1.35xg+1.50xq$, $N_{ed} \leq N_{rd}$ (EC6 §6.1.2)
- β) Έλεγχος σε αξονικό φορτίο για φόρτιση $1.00xg+0.30xq+\Sigma \text{σεισμός}$, $N_{ed} \leq N_{rd}$ (EC6 §6.1.2)
- γ) Έλεγχος σε διάτμηση για φόρτιση $1.00xg+0.30xq+\Sigma \text{σεισμός}$, $V_{ed} \leq V_{rd}$ (EC6 §6.2)
- δ) Έλεγχος λυγηρότητας τοίχων $hef/tef < 27$ (EC6 §5.5.1.4)
- ε) Έλεγχος σε συγκεντρωμένα φορτία στις θέσεις έδρασης δοκών (EC6 §6.1.3)

Γίνονται επίσης έλεγχοι γεωμετρικών απαιτήσεων, πάχος τοίχου, λυγηρότητα λ=ύψος προς πάχος, σύμφωνα με το Εθνικό κείμενο εφαρμογής του Ευρωκώδικα 6.

Τα φορτία σχεδιασμού N_{ed} , ή V_{ed} προσδιορίζονται σαν φορτία ανά μονάδα πλάτους από τις τάσεις που υπολογίζονται από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων.

Οι εκκεντρότητες για τον υπολογισμό των μειωτικών συντελεστών Φ_i και Φ_m προκύπτουν από τις φορτίσεις των πατωμάτων της κατασκευής (EC6 §6.1.2.2). Οι ροπές M_{id} στην κορυφή κάθε τοίχου υπολογίζονται από τα φορτία των πατωμάτων (EC6, Παράρτ.Γ).

Οι εκκεντρότητες e_h υπολογίζονται από την μέγιστη οριζόντια μετατόπιση λόγω σεισμού.

Για τον προσδιορισμό του μήκους λυγισμού λαμβάνεται υπόψη η μερική ή ολική πάκτωση στην κορυφή και βάση του τοίχου. Στις κατακόρυφες παρειές ανοιγμάτων και πεσσών οι συντελεστές ρ_3 , και ρ_4 λαμβάνονται επί το δυσμενέστερο $\rho_3=\rho_4=1$ (EC6 §5.5.1.2).

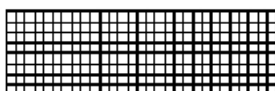
Η τυχηματική εκκεντρότητα λαμβάνεται $e_s=hef/450$ (EC6, §5.5.1.1)

1ος οροφος

T7

Διαστάσεις μήκος=11.00m, ύψος=3.00m, πάχος=0.25m

Τοίχος μπετόν 25 cm



Δομικό σύστημα : Διαζωματική τοιχοποιία (Ευρωκ.8, §9.3,Τ.9.1)

Κατηγορία κατασκευής :2 (EC6, §2.4.3, Παρ. Α)

Κατηγορία ελέγχου παραγωγής λιθοσωμάτων :II (EC6 §3.1.1)

Θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας: $f_k=14.93 \text{ N/mm}^2$ (EC6 §3.6.1.2)

Διατμητική αντοχή τοιχοποιίας: $f_{vko}= 0.30 \text{ N/mm}^2$ (EC6 §3.6.2)

Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού: $\gamma_M=2.20$ (EC6, §2.4.3)

Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού με σεισμό: $\gamma_M=(2/3) \times 2.20 (>=1.50)=1.50$ (Ευρωκ-8, §9.6(3))

Μήκος λυγισμού τοίχου $hef=\rho xh= 0.75 \times 2.80= 2.10 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.2)

Λυγηρότητα $\lambda=hef/tef=2.10/0.25= 8.40 \leq 27$ εντάξει (EC6, §5.5.1.4)

Απαιτήσεις Εθνικού κειμένου εφαρμογής Ευρωκώδικα και Ευρωκώδικα 8 §9.3

Διαζωματική τοιχοποιία

Πάχος τοίχου= 0.250 \geq 0.240 m (εντάξει)

Λυγηρότητα $\lambda= 8.40 \leq 15$ (εντάξει)

L/h πεσσών: $11.00/3.00=3.67 > 0.33$, δεκτό

Έλεγχος σε κατακόρυφο φορτίο, φόρτιση $1.35xg+1.50xq$ (EC6, §6.1)

Έλεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_{id}=(1.35 \times 121.2+1.50 \times 31.5)/11.00=19.17 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{ed}=0.001 \times 19.17/0.25=0.077 \text{ N/mm}^2$

Γίνεται μείωση της εκκεντρότητας κατά $(1-k/4)=0.95$ (EC6 Παραρτ. Γ(3))

Καμπτική ροπή σχεδιασμού στην κορυφή $M_{id}= 4.96 \text{ kNm/m}$ (EC6 Παρ. Γ.1)

Εκκεντρότητα $M_{id}/N_{id}= 4.96/19.17= 0.25857 \text{ m} = 1.03 \times (\text{πάχος τοίχου})$ (EC6 Παραρτ. Γ.1)

Η εκκεντρότητα $>45\%$ του πάχους του τοίχου άρα υπολογίζεται όπως (EC6 Παραρτ. Γ(5))

Βάθος έδρασης $=0.10 \times 0.250=0.025 \text{ m}$ εκκεντρότητα φορτίου στην κορυφή $M_{id}/N_{id}= 0.11250 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he}= 0.00000 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i=hef/450=2.10/450= 0.00467 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)

Εκκεντρότητα στην κορυφή $e_e=M_{id}/N_{id}+e_{he}+e_i=0.11250+0.00000+0.00467= 0.11717 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)

Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e=0.05t=0.05 \times 0.25= 0.01250 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)

Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή $\Phi_i=1-2e_e/t=1-2 \times 0.11717/0.25= 0.06$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd}=\Phi_i \cdot t \cdot f_k/\gamma_M=1000 \times 0.06 \times 0.25 \times 14.93/2.20=101.8 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)

$N_{ed}= 19.2 \leq 101.8=N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_{md}=(1.35 \times 194.5 + 1.50 \times 31.5) / 11.00 = 28.16 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{edo} = 0.001 \times 28.16 / 0.25 = 0.113 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στο μεσαίο πέμπτο $M_{md}/N_{md} = 0.20 \times 0.11250 \times 19.2 / 28.2 = 0.01532 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00000 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_a = h_{ef} / 450 = 2.10 / 450 = 0.00467 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα φορτίων $e_m = M_{md}/N_{md} + e_{hm} + e_a = 0.01532 + 0.00000 + 0.00467 = 0.01998 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.7)
 Η λυγηρότητα είναι $8.40 \leq 15$, εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$ (EC6 §6.1.2.2(2))
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο $e_m = e_m + e_k = 0.01998 + 0.00000 = 0.01998 \text{ m}$ (EC6, εξ.6.7)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_m = 0.05t = 0.05 \times 0.25 = 0.01250 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2 εξ.6.6)
 Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο $\Phi_m = (1 - 2e_m/t) \text{Exp}(-u^2/2) = 0.80$ (EC 6 Παραρτ. G)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.80 \times 0.25 \times 14.93 / 2.20 = 1354.3 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 $N_{ed} = 28.2 \leq 1354.3 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στη βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_{id}=(1.35 \times 304.4 + 1.50 \times 31.5) / 11.00 = 41.65 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{edo} = 0.001 \times 41.65 / 0.25 = 0.167 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_{id}/N_{id} = 0.11250 \times 19.2 / 41.7 = 0.05178 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he} = 0.00000 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef} / 450 = 2.10 / 450 = 0.00467 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα στην βάση $e_e = M_{id}/N_{id} + e_{he} + e_i = 0.05178 + 0.00000 + 0.00467 = 0.05644 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e = 0.05t = 0.05 \times 0.25 = 0.01250 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
 Μειωτικός συντελεστής στην βάση $\Phi_i = 1 - 2e_e/t = 1 - 2 \times 0.05644 / 0.25 = 0.55$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.55 \times 0.25 \times 14.93 / 2.20 = 933.1 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 Κατακόρυφη θλιπτική τάση από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma_n = -0.218 \text{ N/mm}^2$
 Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{ed} = 1000 \times 0.25 \times 0.218 = 54.6 \text{ kN/m}$
 $N_{ed} = 54.6 \leq 933.1 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος σε κατακόρυφο φορτίο, φόρτιση 1.00xg+0.30xq+Σεισμός (EC6, §6.1)

Ελεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_{id}=(1.00 \times 121.2 + 0.30 \times 31.5) / 11.00 = 11.88 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{edo} = 0.001 \times 11.88 / 0.25 = 0.048 \text{ N/mm}^2$
 Γίνεται μείωση της εκκεντρότητας κατά $(1 - k/4) = 0.95$ (EC6 Παραρτ. Γ(3))
 Καμπτική ροπή σχεδιασμού στην κορυφή $M_{id} = 3.23 \text{ kNm/m}$ (EC6 Παρ. Γ.1)
 Εκκεντρότητα $M_{id}/N_{id} = 3.23 / 11.88 = 0.27158 \text{ m} = 1.09 \times (\text{πάχος τοίχου})$ (EC6 Παραρτ. Γ.1)
 Η εκκεντρότητα >45% του πάχους του τοίχου άρα υπολογίζεται όπως (EC6 Παραρτ. Γ(5))
 Βάθος έδρασης $= 0.10 \times 0.250 = 0.025 \text{ m}$ εκκεντρότητα φορτίου στην κορυφή $M_{id}/N_{id} = 0.11250 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he} = 0.00010 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef} / 450 = 2.10 / 450 = 0.00467 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα στην κορυφή $e_e = M_{id}/N_{id} + e_{he} + e_i = 0.11250 + 0.00010 + 0.00467 = 0.11727 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e = 0.05t = 0.05 \times 0.25 = 0.01250 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
 Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή $\Phi_i = 1 - 2e_e/t = 1 - 2 \times 0.11727 / 0.25 = 0.06$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.06 \times 0.25 \times 14.93 / 1.50 = 149.3 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 $N_{ed} = 11.9 \leq 149.3 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_{md}=(1.00 \times 194.5 + 0.30 \times 31.5) / 11.00 = 18.54 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{edo} = 0.001 \times 18.54 / 0.25 = 0.074 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στο μεσαίο πέμπτο $M_{md}/N_{md} = 0.20 \times 0.11250 \times 11.9 / 18.5 = 0.01441 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00005 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_a = h_{ef} / 450 = 2.10 / 450 = 0.00467 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα φορτίων $e_m = M_{md}/N_{md} + e_{hm} + e_a = 0.01441 + 0.00005 + 0.00467 = 0.01913 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.7)
 Η λυγηρότητα είναι $8.40 \leq 15$, εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$ (EC6 §6.1.2.2(2))
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο $e_m = e_m + e_k = 0.01913 + 0.00000 = 0.01913 \text{ m}$ (EC6, εξ.6.7)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_m = 0.05t = 0.05 \times 0.25 = 0.01250 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2 εξ.6.6)
 Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο $\Phi_m = (1 - 2e_m/t) \text{Exp}(-u^2/2) = 0.81$ (EC 6 Παραρτ. G)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.81 \times 0.25 \times 14.93 / 1.50 = 2011.2 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 $N_{ed} = 18.5 \leq 2011.2 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στη βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_{id}=(1.00 \times 304.4 + 0.30 \times 31.5) / 11.00 = 28.53 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{ed} = 0.001 \times 28.53 / 0.25 = 0.114 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $Mid/N_{id} = 0.11250 \times 11.9 / 28.5 = 0.04683 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he} = 0.00010 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef} / 450 = 2.10 / 450 = 0.00467 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα στην βάση $e_e = Mid/N_{id} + e_{he} + e_i = 0.04683 + 0.00010 + 0.00467 = 0.05160 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e = 0.05t = 0.05 \times 0.25 = 0.01250 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
 Μειωτικός συντελεστής στην βάση $\Phi_i = 1 - 2e_e/t = 1 - 2 \times 0.05160 / 0.25 = 0.59$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.59 \times 0.25 \times 14.93 / 1.50 = 1468.1 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 Κατακόρυφη θλιπτική τάση από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma_n = -0.343 \text{ N/mm}^2$
 Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{ed} = 1000 \times 0.25 \times 0.343 = 85.8 \text{ kN/m}$
 $N_{ed} = 85.8 \leq 1468.1 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος σε διάτμηση, φόρτιση 1.00xg+0.30xq+Σεισμός (EC6, §6.2)

$V_{ed} = 340.0 \text{ kN}$, $\tau_{\max} = 0.182 \text{ N/mm}^2$, $\sigma_d = 0.152 \text{ N/mm}^2$, $L_c = 8.25 \text{ m}$, διαζωματική τοιχ. $L_c = L = 11.00 \text{ m}$ §6.9.2(2)
 Χαρακτηριστική διατμητική αντοχή $f_{vk} = f_{vko} + 0.4x(L_c/L) \times f_{td}$ (EC6 §3.6.2)
 $f_{vk} = 0.300 + 0.40x(8.25/11.00) \times 0.152 = 0.346 \text{ N/mm}^2$, $\max f_{vk} = 1.500 \text{ N/mm}^2$, $f_{vk} = 0.346 \text{ N/mm}^2$ (EC6 εξ.3.5)
 Τιμή σχεδιασμού αντοχής έναντι τέμνουσας $V_{rd} = f_{vk} \cdot t \cdot L / \gamma_M$ (EC6 §6.2, εξ.6.13)
 $V_{rd} = 1000 \times 0.346 \times 0.25 \times 11.00 / 1.50 = 633.7 \text{ kN}$
 $V_{ed} = 340.0 \text{ kN} \leq 633.7 \text{ kN} = V_{rd}$. (EC6 §6.2)
 Ικανοποιείται ο έλεγχος τέμνουσας σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Περιοχές με συγκεντρωμένα φορτία (EC6, §6.1.3)

Από τη επίλυση πεπερασμένων στοιχείων προκύπτουν στις θέσεις έδρασης δοκών οι μέγιστες θλιπτικές τάσεις. Καθώς στο πάνω μέρος του τοίχου υπάρχει σενάζι ελέγχουμε τις τάσεις σε χαμηλότερη σειρά πεπερασμένων στοιχείων.
 Μέγιστη θλιπτική τάση στην περιοχή συγκεντρωμένων φορτίων $\sigma_{sd\max} = 0.266 \text{ N/mm}^2$
 Η μέγιστη αυτή τάση 0.266 N/mm^2 είναι $\leq f_k / \gamma_M = 14.930 / 2.2 = 6.786 \text{ N/mm}^2$
 άρα ικανοποιείται ο έλεγχος αντοχής σύμφωνα με EC6 §6.1.3.εξ.(6.9)

Σενάζι οπλισμένου σκυροδέματος (Εθν. Κείμ. εφαρμογής, EC6 §6.1.3.(7), §8.2, EC8 §9.5.3).

Στο πάνω μέρος του τοίχου και στο ύψος των υπερθύρων τυχόν μικρές εφελκυστικές τάσεις παραλαμβάνονται από σενάζι οπλισμένου σκυροδέματος 25x20 [πλάτος x ύψος cm] με ελάχιστο οπλισμό 4Φ10 (συνδ. Φ8/15) που ικανοποιεί τα ελάχιστα όρια του κανονισμού.

Ελεγχος σε οριζόντια εκτός επιπέδου τοίχου φορτία λόγω σεισμού (EC6, §3.6.3, §6.3)

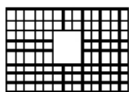
Προσεγγιστική σχετική οριζόντια μετατόπιση ορόφου = 0.100 mm
 Οριζόντια μετατόπιση λόγω παραμόρφωσης οριζοντίου διαφράγματος = 0.000 mm
 Καμπτική ροπή σχεδιασμού $M_{ed} = \delta \cdot E \cdot b t^3 / (4H^2)$, $M_{ed} = (1000) \times 0.100 \times 22.93 \times 0.250^3 / (4 \times 3.00^2) = 0.99 \text{ kNm/m}$
 $f_{xk1} = 0.10 \text{ N/mm}^2$, $f_{xd1} = 0.10 / 2.20 = 0.045 \text{ N/mm}^2$
 $\sigma_d = 0.001 \times 304.4 / (0.25 \times 11.00) \leq 0.2 f_d = 0.2 \times 14.93 / 2.20$, $\sigma_d = 0.111 \text{ N/mm}^2$ (EC6, (6.16)
 Ροπή καμπτικής αντοχής $M_{rd} = (f_{xd1} + \sigma_d) t^2 / 6 = (0.045 + 0.111) \times 0.250^2 / 6 = 1.63 \text{ kNm/m}$ (EC6, (6.15)
 $M_{ed} = 0.99 \text{ kNm} \leq 1.63 \text{ kNm} = M_{rd}$, ο έλεγχος ικανοποιείται

Ελεγχος σε οριζόντια εκτός επιπέδου τοίχου φορτία λόγω ανέμου (EC6, §6.3, Annex E)

Φορτίο ανέμου $W_{ed} = G_k + 1.50W$, $W = C_{pe} x 1.25 = 0.80 \times 1.25 = 1.00 \text{ kN/m}^2$, $1.50W = 1.50 \times 1.00 = 1.50 \text{ kN/m}^2$
 $H/L = 3.00 / 11.00 = 0.27$, $\mu = f_{xk1} / f_{xk2} = 1$, $\alpha_1 = \mu \alpha_2$, $\alpha_2 = 0.008$ (Annex E, Tab E)
 Καμπτική ροπή σχεδιασμού $M_{ed} = \alpha_1 \cdot W_{ed} \cdot L^2$, $M_{ed} = 0.008 \times 1.50 \times 11.00^2 = 1.45 \text{ kNm/m}$
 $M_{ed} = 1.45 \text{ kNm} \leq 1.63 \text{ kNm} = M_{rd}$, ο έλεγχος ικανοποιείται

1ος οροφος

T8



Διαστάσεις μήκος=5.00m, ύψος=3.00m, πάχος=0.25m

Τοίχος μπετόν 25 cm

Δομικό σύστημα : Διαζωματική τοιχοποιία (Ευρωκ.8, §9.3,Τ.9.1)

Κατηγορία κατασκευής :2 (EC6, §2.4.3, Παρ. Α)

Κατηγορία ελέγχου παραγωγής λιθοσωμάτων :II (EC6 §3.1.1)

Θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας: $f_k=14.93 \text{ N/mm}^2$ (EC6 §3.6.1.2)

Διατμητική αντοχή τοιχοποιίας: $f_{vko}= 0.30 \text{ N/mm}^2$ (EC6 §3.6.2)

Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού: $\gamma_M=2.20$ (EC6, §2.4.3)

Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού με σεισμό: $\gamma_M=(2/3)\times 2.20 (>=1.50)=1.50$ (Ευρωκ-8, §9.6(3))

Μήκος λυγισμού τοίχου $hef=\rho xh= 0.75\times 2.80= 2.10 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.2)

Λυγηρότητα $\lambda=hef/tef=2.10/0.25= 8.40\leq 27$ εντάξει (EC6, §5.5.1.4)

Απαιτήσεις Εθνικού κειμένου εφαρμογής Ευρωκώδικα και Ευρωκώδικα 8 §9.3

Διαζωματική τοιχοποιία

Πάχος τοίχου= 0.250 $\geq 0.240 \text{ m}$ (εντάξει)

Λυγηρότητα $\lambda= 8.40\leq 15$ (εντάξει)

L/h πεσσών: $1.92/1.20=1.60>0.33$, $1.88/1.20=1.57>0.33$ δεκτό

Έλεγχος σε κατακόρυφο φορτίο, φόρτιση 1.35xg+1.50xq (EC6, §6.1)

Έλεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_{id}=(1.35\times 34.8+1.50\times 7.1)/5.00=11.53\text{kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{ed0}=0.001\times 11.53/0.25=0.046\text{N/mm}^2$

Γίνεται μείωση της εκκεντρότητας κατά $(1-k/4)=0.96$ (EC6 Παραρτ. Γ(3))

Καμπτική ροπή σχεδιασμού στην κορυφή $M_{id}= 10.75 \text{ kNm/m}$ (EC6 Παρ. Γ.1)

Εκκεντρότητα $M_{id}/N_{id}= 10.75/11.53= 0.93277 \text{ m} = 3.73\times(\text{πάχος τοίχου})$ (EC6 Παραρτ. Γ.1)

Η εκκεντρότητα $>45\%$ του πάχους του τοίχου άρα υπολογίζεται όπως (EC6 Παραρ. Γ(5))

Βάθος έδρασης $=0.10\times 0.250=0.025\text{m}$ εκκεντρότητα φορτίου στην κορυφή $M_{id}/N_{id}= 0.11250\text{m}$

Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he}= 0.00000\text{m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i=hef/450=2.10/450= 0.00467\text{m}$ (EC6, §5.5.1.1)

Εκκεντρότητα στην κορυφή $e_e=M_{id}/N_{id}+e_{he}+e_i=0.11250+0.00000+0.00467= 0.11717\text{m}$ (EC6 εξ.6.5)

Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e=0.05t=0.05\times 0.25= 0.01250\text{m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)

Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή $\phi_i=1-2e_e/t=1-2\times 0.11717/0.25= 0.06$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd}=\phi_i.t.f_k/\gamma_M=1000\times 0.06\times 0.25\times 14.93/2.20=101.8\text{kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)

$N_{ed}= 11.5 \leq 101.8=N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Έλεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_{md}=(1.35\times 64.9+1.50\times 7.1)/3.80=25.87\text{kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{ed0}=0.001\times 25.87/0.25=0.103\text{N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου στο μεσαίο πέμπτο $M_{md}/N_{md}=0.20\times 0.11250\times 11.5/25.9=0.01003 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm}= 0.00000\text{m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα $e_a=hef/450=2.10/450= 0.00467\text{m}$ (EC6, §5.5.1.1)

Εκκεντρότητα φορτίων $e_m=M_{md}/N_{md}+e_{hm}+e_a=0.01003+0.00000+0.00467= 0.01469\text{m}$ (EC6 εξ.6.7)

Η λυγηρότητα είναι $8.40\leq 15$, εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k=0$ (EC6 §6.1.2.2(2))

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο $e_m=e_m+e_k=0.01469+0.00000= 0.01469 \text{ m}$ (EC6, εξ.6.7)

Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_m=0.05t=0.05\times 0.25= 0.01250\text{m}$ (EC6 §6.1.2.2 εξ.6.6)

Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο $\phi_m=(1-2e_m/t)\text{Exp}(-u^2/2)= 0.84$ (EC 6 Παραρτ. Γ)

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd}=\phi_m.t.f_k/\gamma_M=1000\times 0.84\times 0.25\times 14.93/2.20=1424.1\text{kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)

$N_{ed}= 25.9 \leq 1424.1=N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στη βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_{id}=(1.35 \times 110.1 + 1.50 \times 7.1) / 5.00 = 31.86 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{ed0} = 0.001 \times 31.86 / 0.25 = 0.127 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $Mid/N_{id} = 0.11250 \times 11.5 / 31.9 = 0.04070 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he} = 0.00000 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef} / 450 = 2.10 / 450 = 0.00467 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα στην βάση $e_e = Mid/N_{id} + e_{he} + e_i = 0.04070 + 0.00000 + 0.00467 = 0.04537 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e = 0.05t = 0.05 \times 0.25 = 0.01250 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
 Μειωτικός συντελεστής στην βάση $\Phi_i = 1 - 2e_e/t = 1 - 2 \times 0.04537 / 0.25 = 0.64$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.64 \times 0.25 \times 14.93 / 2.20 = 1085.8 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 Κατακόρυφη θλιπτική τάση από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma_n = -0.176 \text{ N/mm}^2$
 Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{ed} = 1000 \times 0.25 \times 0.176 = 43.9 \text{ kN/m}$
 $N_{ed} = 43.9 \leq 1085.8 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος σε κατακόρυφο φορτίο, φόρτιση 1.00xg+0.30xq+Σεισμός (EC6, §6.1)Ελεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_{id}=(1.00 \times 34.8 + 0.30 \times 7.1) / 5.00 = 7.39 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{ed0} = 0.001 \times 7.39 / 0.25 = 0.030 \text{ N/mm}^2$
 Γίνεται μείωση της εκκεντρότητας κατά $(1-k/4) = 0.96$ (EC6 Παραρτ. Γ(3))
 Καμπτική ροπή σχεδιασμού στην κορυφή $Mid = 6.99 \text{ kNm/m}$ (EC6 Παρ. Γ.1)
 Εκκεντρότητα $Mid/N_{id} = 6.99 / 7.39 = 0.94620 \text{ m} = 3.78 \times (\text{πάχος τοίχου})$ (EC6 Παραρτ. Γ.1)
 Η εκκεντρότητα >45% του πάχους του τοίχου άρα υπολογίζεται όπως (EC6 Παραρτ. Γ(5))
 Βάθος έδρασης $= 0.10 \times 0.250 = 0.025 \text{ m}$ εκκεντρότητα φορτίου στην κορυφή $Mid/N_{id} = 0.11250 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he} = 0.00010 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef} / 450 = 2.10 / 450 = 0.00467 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα στην κορυφή $e_e = Mid/N_{id} + e_{he} + e_i = 0.11250 + 0.00010 + 0.00467 = 0.11727 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e = 0.05t = 0.05 \times 0.25 = 0.01250 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
 Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή $\Phi_i = 1 - 2e_e/t = 1 - 2 \times 0.11727 / 0.25 = 0.06$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.06 \times 0.25 \times 14.93 / 1.50 = 149.3 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 $N_{ed} = 7.4 \leq 149.3 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_{md}=(1.00 \times 64.9 + 0.30 \times 7.1) / 3.80 = 17.64 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{ed0} = 0.001 \times 17.64 / 0.25 = 0.071 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στο μεσαίο πέμπτο $M_{md}/N_{md} = 0.20 \times 0.11250 \times 7.4 / 17.6 = 0.00942 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00005 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_a = h_{ef} / 450 = 2.10 / 450 = 0.00467 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα φορτίων $e_m = M_{md}/N_{md} + e_{hm} + e_a = 0.00942 + 0.00005 + 0.00467 = 0.01413 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.7)
 Η λυγηρότητα είναι $8.40 \leq 15$, εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$ (EC6 §6.1.2.2(2))
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο $e_m = e_m + e_k = 0.01413 + 0.00000 = 0.01413 \text{ m}$ (EC6, εξ.6.7)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_m = 0.05t = 0.05 \times 0.25 = 0.01250 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2 εξ.6.6)
 Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο $\Phi_m = (1 - 2e_m/t) \text{Exp}(-u^2/2) = 0.85$ (EC 6 Παραρτ. G)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.85 \times 0.25 \times 14.93 / 1.50 = 2113.3 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 $N_{ed} = 17.6 \leq 2113.3 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στη βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_{id}=(1.00 \times 110.1 + 0.30 \times 7.1) / 5.00 = 22.45 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{ed0} = 0.001 \times 22.45 / 0.25 = 0.090 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $Mid/N_{id} = 0.11250 \times 7.4 / 22.4 = 0.03702 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he} = 0.00010 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef} / 450 = 2.10 / 450 = 0.00467 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα στην βάση $e_e = Mid/N_{id} + e_{he} + e_i = 0.03702 + 0.00010 + 0.00467 = 0.04179 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e = 0.05t = 0.05 \times 0.25 = 0.01250 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
 Μειωτικός συντελεστής στην βάση $\Phi_i = 1 - 2e_e/t = 1 - 2 \times 0.04179 / 0.25 = 0.67$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.67 \times 0.25 \times 14.93 / 1.50 = 1667.2 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 Κατακόρυφη θλιπτική τάση από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma_n = -0.512 \text{ N/mm}^2$
 Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{ed} = 1000 \times 0.25 \times 0.512 = 128.1 \text{ kN/m}$
 $N_{ed} = 128.1 \leq 1667.2 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος σε διάτμηση, φόρτιση 1.00xg+0.30xq+Σεισμός (EC6, §6.2)

$V_{ed}=186.8\text{kN}$, $\tau_{\max}=0.315\text{N/mm}^2$, $\sigma_d=0.120\text{N/mm}^2$, $L_c=3.75\text{m}$, διαζωματική τοιχ. $L_c=L=5.00\text{m}$ §6.9.2(2)
 Χαρακτηριστική διατμητική αντοχή $f_{vk}=f_{vko}+0.4x(L_c/L)x f_d$ (EC6 §3.6.2)
 $f_{vk}=0.300+0.40x(3.75/5.00)x0.120=0.336\text{N/mm}^2$, $\max f_{vk}=1.500\text{N/mm}^2$, $f_{vk}=0.336\text{N/mm}^2$ (EC6 εξ.3.5)
 Τιμή σχεδιασμού αντοχής έναντι τέμνουσας $V_{rd}=f_{vk}.t.L/\gamma_M$ (EC6 §6.2, εξ.6.13)
 $V_{rd}=1000x0.336x0.25x5.00/1.50= 279.9 \text{ kN}$
 $V_{ed}= 186.8\text{kN} \leq 279.9\text{kN} =V_{rd}$. (EC6 §6.2)
 Ικανοποιείται ο έλεγχος τέμνουσας σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Σενάζ οπλισμένου σκυροδέματος (Εθν. Κείμ. εφαρμογής, EC6 §6.1.3.(7), §8.2, EC8 §9.5.3).

Στο πάνω μέρος του τοίχου και στο ύψος των υπερθύρων τυχόν μικρές εφελκυστικές τάσεις παραλαμβάνονται από σενάζ οπλισμένου σκυροδέματος 25x20 [πλάτος x ύψος cm] με ελάχιστο οπλισμό 4φ10 (συνδ. φ8/15) που ικανοποιεί τα ελάχιστα όρια του κανονισμού.

Ελεγχος σε οριζόντια εκτός επιπέδου τοίχου φορτία λόγω σεισμού (EC6, §3.6.3, §6.3)

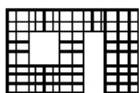
Προσεγγιστική σχετική οριζόντια μετατόπιση ορόφου = 0.074 mm
 Οριζόντια μετατόπιση λόγω παραμόρφωσης οριζοντίου διαφράγματος= 0.000 mm
 Καμπτική ροπή σχεδιασμού $M_{ed}=\delta \cdot E \cdot b t^3 / (4H^2)$, $M_{ed}=(1000)x0.074x22.93x0.250^3 / (4x3.00^2)=0.74\text{kNm/m}$
 $f_{xk1}=0.10\text{N/mm}^2$, $f_{xd1}=0.10/2.20=0.045 \text{ N/mm}^2$
 $\sigma_d=0.001x110.1 / (0.25x5.00) \leq 0.2f_d=0.2x14.93/2.20$, $\sigma_d=0.088 \text{ N/mm}^2$ (EC6, (6.16)
 Ροπή καμπτικής αντοχής $M_{rd}=(f_{xd1}+\sigma_d)t^2/6= (1000)x(0.045+0.088)x0.250^2/6=1.39\text{kNm/m}$ (EC6, (6.15)
 $M_{ed}= 0.74\text{kNm} \leq 1.39\text{kNm} =M_{rd}$, ο έλεγχος ικανοποιείται

Ελεγχος σε οριζόντια εκτός επιπέδου τοίχου φορτία λόγω ανέμου (EC6, §6.3, Annex E)

Φορτίο ανέμου $W_{ed}=G_k+1.50W$, $W:=C_{pe}x1.25=0.80x1.25=1.00 \text{ kN/m}^2$, $1.50W=1.50x1.00=1.50 \text{ kN/m}^2$
 $H/L=3.00/5.00=0.60$, $\mu=f_{xk1}/f_{xk2}=1$, $\alpha_1=\mu\alpha_2$, $\alpha_2=0.024$ (Annex E, Tab E)
 Καμπτική ροπή σχεδιασμού $M_{ed}=\alpha_1 \cdot W_{ed} \cdot L^2$, $M_{ed}=0.024x1.50x5.00^2=0.90 \text{ kNm/m}$
 $M_{ed}= 0.90\text{kNm} \leq 1.39\text{kNm} =M_{rd}$, ο έλεγχος ικανοποιείται

1ος οροφος

T9



Διαστάσεις μήκος=5.30m, ύψος=3.00m, πάχος=0.25m
 Τοίχος μπετόν 25 cm
 Δομικό σύστημα : Διαζωματική τοιχοποιία (Ευρωκ.8, §9.3,T.9.1)
 Κατηγορία κατασκευής :2 (EC6, §2.4.3, Παρ. Α)
 Κατηγορία ελέγχου παραγωγής λιθωσμάτων :II (EC6 §3.1.1)
 Θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας: $f_k=14.93 \text{ N/mm}^2$ (EC6 §3.6.1.2)
 Διατμητική αντοχή τοιχοποιίας: $f_{vko}= 0.30 \text{ N/mm}^2$ (EC6 §3.6.2)

Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού: $\gamma_M=2.20$ (EC6, §2.4.3)
 Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού με σεισμό: $\gamma_M=(2/3)x2.20(>=1.50)=1.50$ (Ευρωκ-8, §9.6(3))
 Μήκος λυγισμού τοίχου $h_{ef}=\rho x h= 0.75x2.80= 2.10 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.2)
 Λυγηρότητα $\lambda=h_{ef}/t_{ef}=2.10/0.25= 8.40 \leq 27$ εντάξει (EC6, §5.5.1.4)

Απαιτήσεις Εθνικού κειμένου εφαρμογής Ευρωκώδικα και Ευρωκώδικα 8 §9.3

Διαζωματική τοιχοποιία
 Πάχος τοίχου= 0.250 $\geq 0.240 \text{ m}$ (εντάξει)
 Λυγηρότητα $\lambda= 8.40 \leq 15$ (εντάξει)
 L/h πεσσών: $0.91/2.20=0.41 > 0.33$, $0.99/2.20=0.45 > 0.33$, $1.30/2.20=0.59 > 0.33$ δεκτό

Ελεγχος σε κατακόρυφο φορτίο, φόρτιση 1.35xg+1.50xq (EC6, §6.1)

Ελεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου
 Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_{id}=(1.35x89.7+1.50x14.4)/5.30=26.92\text{kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{ed0}=0.001x26.92/0.25=0.108\text{N/mm}^2$
 Γίνεται μείωση της εκκεντρότητας κατά $(1-k/4)=0.95$ (EC6 Παραρτ. Γ(3))
 Καμπτική ροπή σχεδιασμού στην κορυφή $M_{id}= 4.96 \text{ kNm/m}$ (EC6 Παρ. Γ.1)
 Εκκεντρότητα $M_{id}/N_{id}= 4.96/26.92= 0.18410 \text{ m} = 0.74x(\text{πάχος τοίχου})$ (EC6 Παραρτ. Γ.1)
 Η εκκεντρότητα $>45\%$ του πάχους του τοίχου άρα υπολογίζεται όπως (EC6 Παραρ. Γ(5))
 Βάθος έδρασης $=0.10x0.250=0.025\text{m}$ εκκεντρότητα φορτίου στην κορυφή $M_{id}/N_{id}= 0.11250\text{m}$

Ελεγχος αντοχής τοίχων

Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he} = 0.00000m$
Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef}/450 = 2.10/450 = 0.00467m$ (EC6, §5.5.1.1)
Εκκεντρότητα στην κορυφή $e_e = Mid/Nid + e_{he} + e_i = 0.11250 + 0.00000 + 0.00467 = 0.11717m$ (EC6 εξ.6.5)
Ελάχιστη εκκεντρότητα $min\ e_e = 0.05t = 0.05 \times 0.25 = 0.01250m$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή $\Phi_i = 1 - 2e_e/t = 1 - 2 \times 0.11717/0.25 = 0.06$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.06 \times 0.25 \times 14.93 / 2.20 = 101.8kN/m$ (EC6 εξ.6.2)
 $N_{ed} = 26.9 \leq 101.8 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_{md} = (1.35 \times 117.4 + 1.50 \times 14.4) / 3.20 = 56.29kN/m$
Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{edo} = 0.001 \times 56.29 / 0.25 = 0.225N/mm^2$
Εκκεντρότητα φορτίου στο μεσαίο πέμπτο $M_{md}/N_{md} = 0.20 \times 0.11250 \times 26.9 / 56.3 = 0.01076\ m$
Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00000m$
Τυχηματική εκκεντρότητα $e_a = h_{ef}/450 = 2.10/450 = 0.00467m$ (EC6, §5.5.1.1)
Εκκεντρότητα φορτίων $e_m = M_{md}/N_{md} + e_{hm} + e_a = 0.01076 + 0.00000 + 0.00467 = 0.01543m$ (EC6 εξ.6.7)
Η λυγηρότητα είναι $8.40 \leq 15$, εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$ (EC6 §6.1.2.2(2))
Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο $e_m = e_m + e_k = 0.01543 + 0.00000 = 0.01543\ m$ (EC6, εξ.6.7)
Ελάχιστη εκκεντρότητα $min\ e_m = 0.05t = 0.05 \times 0.25 = 0.01250m$ (EC6 §6.1.2.2 εξ.6.6)
Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο $\Phi_m = (1 - 2e_m/t) \cdot \text{Exp}(-u^2/2) = 0.84$ (EC 6 Παραρτ. G)
Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.84 \times 0.25 \times 14.93 / 2.20 = 1423.4kN/m$ (EC6 εξ.6.2)
 $N_{ed} = 56.3 \leq 1423.4 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στη βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_{id} = (1.35 \times 159.0 + 1.50 \times 14.4) / 4.40 = 53.69kN/m$
Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{edo} = 0.001 \times 53.69 / 0.25 = 0.215N/mm^2$
Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $Mid/Nid = 0.11250 \times 26.9 / 53.7 = 0.05641\ m$
Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he} = 0.00000m$
Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef}/450 = 2.10/450 = 0.00467m$ (EC6, §5.5.1.1)
Εκκεντρότητα στην βάση $e_e = Mid/Nid + e_{he} + e_i = 0.05641 + 0.00000 + 0.00467 = 0.06108m$ (EC6 εξ.6.5)
Ελάχιστη εκκεντρότητα $min\ e_e = 0.05t = 0.05 \times 0.25 = 0.01250m$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
Μειωτικός συντελεστής στην βάση $\Phi_i = 1 - 2e_e/t = 1 - 2 \times 0.06108/0.25 = 0.51$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.51 \times 0.25 \times 14.93 / 2.20 = 865.3kN/m$ (EC6 εξ.6.2)
Κατακόρυφη θλιπτική τάση από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma_n = -0.490N/mm^2$
Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{ed} = 1000 \times 0.25 \times 0.490 = 122.4\ kN/m$
 $N_{ed} = 122.4 \leq 865.3 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος σε κατακόρυφο φορτίο, φόρτιση 1.00xg+0.30xq+Σεισμός (EC6, §6.1)

Ελεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_{id} = (1.00 \times 89.7 + 0.30 \times 14.4) / 5.30 = 17.74kN/m$
Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{edo} = 0.001 \times 17.74 / 0.25 = 0.071N/mm^2$
Γίνεται μείωση της εκκεντρότητας κατά $(1 - k/4) = 0.95$ (EC6 Παραρτ. Γ(3))
Καμπτική ροπή σχεδιασμού στην κορυφή $Mid = 3.23\ kNm/m$ (EC6 Παρ. Γ.1)
Εκκεντρότητα $Mid/Nid = 3.23/17.74 = 0.18183\ m = 0.73x(\text{πάχος τοίχου})$ (EC6 Παραρτ. Γ.1)
Η εκκεντρότητα $>45\%$ του πάχους του τοίχου άρα υπολογίζεται όπως (EC6 Παραρτ. Γ(5))
Βάθος έδρασης $= 0.10 \times 0.250 = 0.025m$ εκκεντρότητα φορτίου στην κορυφή $Mid/Nid = 0.11250m$
Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he} = 0.00010m$
Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef}/450 = 2.10/450 = 0.00467m$ (EC6, §5.5.1.1)
Εκκεντρότητα στην κορυφή $e_e = Mid/Nid + e_{he} + e_i = 0.11250 + 0.00010 + 0.00467 = 0.11727m$ (EC6 εξ.6.5)
Ελάχιστη εκκεντρότητα $min\ e_e = 0.05t = 0.05 \times 0.25 = 0.01250m$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή $\Phi_i = 1 - 2e_e/t = 1 - 2 \times 0.11727/0.25 = 0.06$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.06 \times 0.25 \times 14.93 / 1.50 = 149.3kN/m$ (EC6 εξ.6.2)
 $N_{ed} = 17.7 \leq 149.3 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_{md}=(1.00 \times 17.4 + 0.30 \times 14.4) / 3.20 = 38.04 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{edo} = 0.001 \times 38.04 / 0.25 = 0.152 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στο μεσαίο πέμπτο $M_{md}/N_{md} = 0.20 \times 0.11250 \times 17.7 / 38.0 = 0.01049 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντιών φορτίων $e_{hm} = 0.00005 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_a = h_{ef} / 450 = 2.10 / 450 = 0.00467 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα φορτίων $e_m = M_{md} / N_{md} + e_{hm} + e_a = 0.01049 + 0.00005 + 0.00467 = 0.01521 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.7)
 Η λυγηρότητα είναι $8.40 \leq 15$, εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$ (EC6 §6.1.2.2(2))
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο $e_m = e_m + e_k = 0.01521 + 0.00000 = 0.01521 \text{ m}$ (EC6, εξ.6.7)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_m = 0.05t = 0.05 \times 0.25 = 0.01250 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2 εξ.6.6)
 Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο $\Phi_m = (1 - 2e_m/t) \text{Exp}(-u^2/2) = 0.84$ (EC 6 Παραρτ. G)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.84 \times 0.25 \times 14.93 / 1.50 = 2088.0 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 $N_{ed} = 38.0 \leq 2088.0 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στη βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_{id}=(1.00 \times 159.0 + 0.30 \times 14.4) / 4.40 = 37.12 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{edo} = 0.001 \times 37.12 / 0.25 = 0.148 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_{id}/N_{id} = 0.11250 \times 17.7 / 37.1 = 0.05377 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντιών φορτίων $e_{he} = 0.00010 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef} / 450 = 2.10 / 450 = 0.00467 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα στην βάση $e_e = M_{id} / N_{id} + e_{he} + e_i = 0.05377 + 0.00010 + 0.00467 = 0.05853 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e = 0.05t = 0.05 \times 0.25 = 0.01250 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
 Μειωτικός συντελεστής στην βάση $\Phi_i = 1 - 2e_e/t = 1 - 2 \times 0.05853 / 0.25 = 0.53$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.53 \times 0.25 \times 14.93 / 1.50 = 1318.8 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 Κατακόρυφη θλιπτική τάση από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma_n = -0.463 \text{ N/mm}^2$
 Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{ed} = 1000 \times 0.25 \times 0.463 = 115.7 \text{ kN/m}$
 $N_{ed} = 115.7 \leq 1318.8 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος σε διάτμηση, φόρτιση 1.00xg+0.30xq+Σεισμός (EC6, §6.2)

$V_{ed} = 73.3 \text{ kN}$, $\tau_{\max} = 0.183 \text{ N/mm}^2$, $\sigma_d = 0.152 \text{ N/mm}^2$, $L_c = 3.38 \text{ m}$, διαζωματική τοιχ. $L_c = L = 5.30 \text{ m}$ §6.9.2(2)
 Χαρακτηριστική διατμητική αντοχή $f_{vk} = f_{vko} + 0.4 \times (L_c/L) \times f_{cd}$ (EC6 §3.6.2)
 $f_{vk} = 0.300 + 0.40 \times (3.38/5.30) \times 0.152 = 0.339 \text{ N/mm}^2$, $\max f_{vk} = 1.500 \text{ N/mm}^2$, $f_{vk} = 0.339 \text{ N/mm}^2$ (EC6 εξ.3.5)
 Τιμή σχεδιασμού αντοχής έναντι τέμνουσας $V_{rd} = f_{vk} \cdot t \cdot L / \gamma_M$ (EC6 §6.2, εξ.6.13)
 $V_{rd} = 1000 \times 0.339 \times 0.25 \times 5.30 / 1.50 = 299.2 \text{ kN}$
 $V_{ed} = 73.3 \text{ kN} \leq 299.2 \text{ kN} = V_{rd}$. (EC6 §6.2)
 Ικανοποιείται ο έλεγχος τέμνουσας σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Περιοχές με συγκεντρωμένα φορτία (EC6, §6.1.3)

Από τη επίλυση πεπερασμένων στοιχείων προκύπτουν στις θέσεις έδρασης δοκών οι μέγιστες θλιπτικές τάσεις. Καθώς στο πάνω μέρος του τοίχου υπάρχει σενάζ ελέγχουμε τις τάσεις σε χαμηλότερη σειρά πεπερασμένων στοιχείων.
 Μέγιστη θλιπτική τάση στην περιοχή συγκεντρωμένων φορτίων $\sigma_{d\max} = 0.774 \text{ N/mm}^2$
 Η μέγιστη αυτή τάση 0.774 N/mm^2 είναι $\leq f_k / \gamma_M = 14.930 / 2.2 = 6.786 \text{ N/mm}^2$
 άρα ικανοποιείται ο έλεγχος αντοχής σύμφωνα με EC6 §6.1.3.εξ.(6.9)

Σενάζ οπλισμένου σκυροδέματος (Εθν. Κείμεν. εφαρμογής, EC6 §6.1.3.(7), §8.2, EC8 §9.5.3).

Στο πάνω μέρος του τοίχου και στο ύψος των υπερθύρων τυχόν μικρές εφελκυστικές τάσεις παραλαμβάνονται από σενάζ οπλισμένου σκυροδέματος 25x20 [πλάτος x ύψος cm] με ελάχιστο οπλισμό 4φ10 (συνδ. φ8/15) που ικανοποιεί τα ελάχιστα όρια του κανονισμού.

Ελεγχος σε οριζόντια εκτός επιπέδου τοίχου φορτία λόγω σεισμού (EC6, §3.6.3, §6.3)

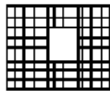
Προσεγγιστική σχετική οριζόντια μετατόπιση ορόφου = 0.100 mm
 Οριζόντια μετατόπιση λόγω παραμόρφωσης οριζοντίου διαφράγματος = 0.000 mm
 Καμπτική ροπή σχεδιασμού $M_{ed} = \delta \cdot E \cdot b t^3 / (4H^2)$, $M_{ed} = (1000) \times 0.100 \times 22.93 \times 0.250^3 / (4 \times 3.00^2) = 0.99 \text{ kNm/m}$
 $f_{xk1} = 0.10 \text{ N/mm}^2$, $f_{xd1} = 0.10 / 2.20 = 0.045 \text{ N/mm}^2$
 $\sigma_d = 0.001 \times 159.0 / (0.25 \times 5.30) \leq 0.2 f_{cd} = 0.2 \times 14.93 / 2.20$, $\sigma_d = 0.120 \text{ N/mm}^2$ (EC6, (6.16)
 Ροπή καμπτικής αντοχής $M_{rd} = (f_{xd1} + \sigma_d) t^2 / 6 = (1000) \times (0.045 + 0.120) \times 0.250^2 / 6 = 1.72 \text{ kNm/m}$ (EC6, (6.15)
 $M_{ed} = 0.99 \text{ kNm} \leq 1.72 \text{ kNm} = M_{rd}$, ο έλεγχος ικανοποιείται

Ελεγχος σε οριζόντια εκτός επιπέδου τοίχου φορτία λόγω ανέμου (EC6, §6.3, Annex E)

Φορτίο ανέμου $W_{ed}=G_k+1.50W$, $W:=C_{pe}x1.25=0.80x1.25=1.00$ kN/m², $1.50W=1.50x1.00=1.50$ kN/m²
 $H/L=3.00/5.30=0.57$, $\mu=f_{xk1}/f_{xk2}=1$, $\alpha_1=\mu\alpha_2$, $\alpha_2=0.024$ (Annex E, Tab E)
 Καμπτική ροπή σχεδιασμού $M_{ed}=\alpha_1 \cdot W_{ed} \cdot L^2$, $M_{ed}=0.024x1.50x5.30^2=1.01$ kNm/m
 $M_{ed}=1.01$ kNm ≤ 1.72 kNm = M_{rd} , ο έλεγχος ικανοποιείται

1ος οροφος

T10



Διαστάσεις μήκος=4.30m, ύψος=3.00m, πάχος=0.25m
 Τοίχος μπετόν 25 cm
 Δομικό σύστημα : Διαζωματική τοιχοποιία (Ευρωκ.8, §9.3,Τ.9.1)
 Κατηγορία κατασκευής :2 (EC6, §2.4.3, Παρ. Α)
 Κατηγορία ελέγχου παραγωγής λιθοσωμάτων :II (EC6 §3.1.1)
 Θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας: $f_{k}=14.93$ N/mm² (EC6 §3.6.1.2)
 Διατμητική αντοχή τοιχοποιίας: $f_{vko}=0.30$ N/mm² (EC6 §3.6.2)

Επί μέρος συντελεστής ασφαλείας υλικού: $\gamma_M=2.20$ (EC6, §2.4.3)
 Επί μέρος συντελεστής ασφαλείας υλικού με σεισμό: $\gamma_M=(2/3)x2.20(>=1.50)=1.50$ (Ευρωκ-8, §9.6(3))
 Μήκος λυγισμού τοίχου $h_{ef}=\rho x h=0.75x2.80=2.10$ m (EC6, §5.5.1.2)
 Λυγηρότητα $\lambda=h_{ef}/t_{ef}=2.10/0.25=8.40 \leq 27$ εντάξει (EC6, §5.5.1.4)

Απαιτήσεις Εθνικού κειμένου εφαρμογής Ευρωκώδικα και Ευρωκώδικα 8 §9.3

Διαζωματική τοιχοποιία
 Πάχος τοίχου= 0.250 \geq 0.240 m (εντάξει)
 Λυγηρότητα $\lambda=8.40 \leq 15$ (εντάξει)
 L/h πεσσών: $1.73/1.20=1.44 > 0.33$, $1.37/1.20=1.14 > 0.33$ δεκτό

Ελεγχος σε κατακόρυφο φορτίο, φόρτιση 1.35xg+1.50xq (EC6, §6.1)

Ελεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_{id}=(1.35x82.5+1.50x13.2)/4.30=30.51$ kN/m
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{ed}=0.001x30.51/0.25=0.122$ N/mm²
 Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου ή στέγης στην κορυφή $M_{id}/N_{id}=0$
 Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he}=0.00000$ m
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i=h_{ef}/450=2.10/450=0.00467$ m (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα στην κορυφή $e_e=M_{id}/N_{id}+e_{he}+e_i=0.00000+0.00000+0.00467=0.00467$ m (EC6 εξ.6.5)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e=0.05t=0.05x0.25=0.01250$ m (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
 Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή $\Phi_i=1-2e_e/t=1-2x0.01250/0.25=0.90$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd}=\Phi_i \cdot t \cdot f_k/\gamma_M=1000x0.90x0.25x14.93/2.20=1526.9$ kN/m (EC6 εξ.6.2)
 $N_{ed}=30.5 \leq 1526.9=N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_{md}=(1.35x107.9+1.50x13.2)/3.10=53.39$ kN/m
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{ed}=0.001x53.39/0.25=0.214$ N/mm²
 Εκκεντρότητα φορτίου στο μεσαίο πέμπτο $M_{md}/N_{md}=0.20x0.00000x30.5/53.4=0.00000$ m
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm}=0.00000$ m
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_a=h_{ef}/450=2.10/450=0.00467$ m (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα φορτίων $e_m=M_{md}/N_{md}+e_{hm}+e_a=0.00000+0.00000+0.00467=0.00467$ m (EC6 εξ.6.7)
 Η λυγηρότητα είναι $8.40 \leq 15$, εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k=0$ (EC6 §6.1.2.2(2))
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο $e_m=e_m+e_k=0.00467+0.00000=0.00467$ m (EC6, εξ.6.7)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_m=0.05t=0.05x0.25=0.01250$ m (EC6 §6.1.2.2 εξ.6.6)
 Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο $\Phi_m=(1-2e_m/t)\text{Exp}(-u^2/2)=0.86$ (EC 6 Παραρτ. G)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd}=\Phi_m \cdot t \cdot f_k/\gamma_M=1000x0.86x0.25x14.93/2.20=1458.6$ kN/m (EC6 εξ.6.2)
 $N_{ed}=53.4 \leq 1458.6=N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στη βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_{id}=(1.35 \times 146.1 + 1.50 \times 13.2) / 4.30 = 50.47 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{ed0} = 0.001 \times 50.47 / 0.25 = 0.202 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $Mid/N_{id} = 0.00000 \times 30.5 / 50.5 = 0.00000 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he} = 0.00000 \text{ m}$
 Τυχρηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef} / 450 = 2.10 / 450 = 0.00467 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα στην βάση $e_e = Mid/N_{id} + e_{he} + e_i = 0.00000 + 0.00000 + 0.00467 = 0.00467 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e = 0.05t = 0.05 \times 0.25 = 0.01250 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
 Μειωτικός συντελεστής στην βάση $\Phi_i = 1 - 2e_e/t = 1 - 2 \times 0.01250 / 0.25 = 0.90$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.25 \times 14.93 / 2.20 = 1526.9 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 Κατακόρυφη θλιπτική τάση από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma_n = -0.446 \text{ N/mm}^2$
 Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{ed} = 1000 \times 0.25 \times 0.446 = 111.5 \text{ kN/m}$
 $N_{ed} = 111.5 \leq 1526.9 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος σε κατακόρυφο φορτίο, φόρτιση 1.00xg+0.30xq+Σεισμός (EC6, §6.1)

Ελεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_{id}=(1.00 \times 82.5 + 0.30 \times 13.2) / 4.30 = 20.11 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{ed0} = 0.001 \times 20.11 / 0.25 = 0.080 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου ή στέγης στην κορυφή $Mid/N_{id} = 0$
 Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he} = 0.00010 \text{ m}$
 Τυχρηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef} / 450 = 2.10 / 450 = 0.00467 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα στην κορυφή $e_e = Mid/N_{id} + e_{he} + e_i = 0.00000 + 0.00010 + 0.00467 = 0.00477 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e = 0.05t = 0.05 \times 0.25 = 0.01250 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
 Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή $\Phi_i = 1 - 2e_e/t = 1 - 2 \times 0.01250 / 0.25 = 0.90$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.25 \times 14.93 / 1.50 = 2239.5 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 $N_{ed} = 20.1 \leq 2239.5 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_{md}=(1.00 \times 107.9 + 0.30 \times 13.2) / 3.10 = 36.10 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{ed0} = 0.001 \times 36.10 / 0.25 = 0.144 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στο μεσαίο πέμπτο $M_{md}/N_{md} = 0.20 \times 0.00000 \times 20.1 / 36.1 = 0.00000 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00005 \text{ m}$
 Τυχρηματική εκκεντρότητα $e_a = h_{ef} / 450 = 2.10 / 450 = 0.00467 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα φορτίων $e_m = M_{md}/N_{md} + e_{hm} + e_a = 0.00000 + 0.00005 + 0.00467 = 0.00472 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.7)
 Η λυγηρότητα είναι $8.40 \leq 15$, εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$ (EC6 §6.1.2.2(2))
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο $e_m = e_m + e_k = 0.00472 + 0.00000 = 0.00472 \text{ m}$ (EC6, εξ.6.7)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_m = 0.05t = 0.05 \times 0.25 = 0.01250 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2 εξ.6.6)
 Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο $\Phi_m = (1 - 2e_m/t) \text{Exp}(-u^2/2) = 0.86$ (EC 6 Παραρτ. G)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.86 \times 0.25 \times 14.93 / 1.50 = 2139.3 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 $N_{ed} = 36.1 \leq 2139.3 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στη βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_{id}=(1.00 \times 146.1 + 0.30 \times 13.2) / 4.30 = 34.90 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{ed0} = 0.001 \times 34.90 / 0.25 = 0.140 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $Mid/N_{id} = 0.00000 \times 20.1 / 34.9 = 0.00000 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he} = 0.00010 \text{ m}$
 Τυχρηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef} / 450 = 2.10 / 450 = 0.00467 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα στην βάση $e_e = Mid/N_{id} + e_{he} + e_i = 0.00000 + 0.00010 + 0.00467 = 0.00477 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e = 0.05t = 0.05 \times 0.25 = 0.01250 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
 Μειωτικός συντελεστής στην βάση $\Phi_i = 1 - 2e_e/t = 1 - 2 \times 0.01250 / 0.25 = 0.90$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.25 \times 14.93 / 1.50 = 2239.5 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 Κατακόρυφη θλιπτική τάση από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma_n = -0.267 \text{ N/mm}^2$
 Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{ed} = 1000 \times 0.25 \times 0.267 = 66.7 \text{ kN/m}$
 $N_{ed} = 66.7 \leq 2239.5 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος σε διάτμηση, φόρτιση 1.00xg+0.30xq+Σεισμός (EC6, §6.2)

Ved=96.9kN, τmax=0.220N/mm², σd=0.169N/mm², Lc=3.10m, διαζωματική τοίχ. Lc=L=4.30m §6.9.2(2)
 Χαρακτηριστική διατμητική αντοχή fvk=fvko+0.4x(Lc/L)xf_d (EC6 §3.6.2)
 fvk=0.300+0.40x(3.10/4.30)x0.169=0.349N/mm², maxfvk=1.500N/mm², fvk=0.349N/mm² (EC6 εξ.3.5)
 Τιμή σχεδιασμού αντοχής έναντι τέμνουσας Vrd=fvk.t.L/γM (EC6 §6.2, εξ.6.13)
 Vrd=1000x0.349x0.25x4.30/1.50= 249.9 kN
 Ved= 96.9kN <= 249.9kN =Vrd. (EC6 §6.2)
 Ικανοποιείται ο έλεγχος τέμνουσας σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Περιοχές με συγκεντρωμένα φορτία (EC6, §6.1.3)

Από τη επίλυση πεπερασμένων στοιχείων προκύπτουν στις θέσεις έδρασης δοκών οι μέγιστες θλιπτικές τάσεις. Καθώς στο πάνω μέρος του τοίχου υπάρχει σενάζ ελέγχουμε τις τάσεις σε χαμηλότερη σειρά πεπερασμένων στοιχείων.
 Μέγιστη θλιπτική τάση στην περιοχή συγκεντρωμένων φορτίων σsdmax=0.734N/mm²
 Η μέγιστη αυτή τάση 0.734 N/mm² είναι <= fk/γM=14.930/2.2= 6.786 N/mm²
 άρα ικανοποιείται ο έλεγχος αντοχής σύμφωνα με EC6 §6.1.3.εξ.(6.9)

Σενάζ οπλισμένου σκυροδέματος (Εθν. Κείμ. εφαρμογής, EC6 §6.1.3.(7), §8.2, EC8 §9.5.3).

Στο πάνω μέρος του τοίχου και στο ύψος των υπερθύρων τυχόν μικρές εφελκυστικές τάσεις παραλαμβάνονται από σενάζ οπλισμένου σκυροδέματος 25x20 [πλάτος x ύψος cm] με ελάχιστο οπλισμό 4φ10 (συνδ. φ8/15) που ικανοποιεί τα ελάχιστα όρια του κανονισμού.

Ελεγχος σε οριζόντια εκτός επιπέδου τοίχου φορτία λόγω σεισμού (EC6, §3.6.3, §6.3)

Προσεγγιστική σχετική οριζόντια μετατόπιση ορόφου = 0.074 mm
 Οριζόντια μετατόπιση λόγω παραμόρφωσης οριζοντίου διαφράγματος= 0.000 mm
 Καμπτική ροπή σχεδιασμού Med=δ·E bt³/(4H²), Med=(1000)x0.074x22.93x0.250³/(4x3.00²)=0.74kNm/m
 f_{xk1}=0.10N/mm², f_{xd1}=0.10/2.20=0.045 N/mm²
 σd=0.001x146.1/(0.25x4.30) <=0.2fd=0.2x14.93/2.20, σd=0.136 N/mm² (EC6, (6.16)
 Ροπή καμπτικής αντοχής M_{rd}=(f_{xd1}+σd)t²/6= (1000)x(0.045+0.136)x0.250²/6=1.89kNm/m (EC6, (6.15)
 Med= 0.74kNm<=1.89kNm =M_{rd}, ο έλεγχος ικανοποιείται

Ελεγχος σε οριζόντια εκτός επιπέδου τοίχου φορτία λόγω ανέμου (EC6, §6.3, Annex E)

Φορτίο ανέμου Wed=Gk+1.50W, W:=C_px1.25=0.80x1.25=1.00 kN/m², 1.50W=1.50x1.00=1.50 kN/m²
 H/L=3.00/4.30=0.70, μ=f_{xk1}/f_{xk2}=1, α1=μα2, α2=0.030 (Annex E, Tab E)
 Καμπτική ροπή σχεδιασμού Med=α1·Wed·L², Med=0.030x1.50x4.30²=0.83 kNm/m
 Med= 0.83kNm<=1.89kNm =M_{rd}, ο έλεγχος ικανοποιείται

1ος οροφος

T11



Διαστάσεις μήκος=3.00m, ύψος=3.00m, πάχος=0.25m
 Τοίχος μπετόν 25 cm
 Δομικό σύστημα : Διαζωματική τοιχοποιία (Ευρωκ.8, §9.3,T.9.1)
 Κατηγορία κατασκευής :2 (EC6, §2.4.3, Παρ. Α)
 Κατηγορία ελέγχου παραγωγής λιθοσωμάτων :II (EC6 §3.1.1)
 Θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας: fk=14.93 N/mm² (EC6 §3.6.1.2)
 Διατμητική αντοχή τοιχοποιίας: fvk= 0.30 N/mm² (EC6 §3.6.2)

Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού: γM=2.20 (EC6, §2.4.3)
 Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού με σεισμό: γM=(2/3)x2.20(>=1.50)=1.50 (Ευρωκ-8, §9.6(3))
 Μήκος λυγισμού τοίχου hef=ρxh= 0.75x2.80= 2.10 m (EC6, §5.5.1.2)
 Λυγηρότητα λ=hef/tef=2.10/0.25= 8.40<=27 εντάξει (EC6, §5.5.1.4)

Απαιτήσεις Εθνικού κειμένου εφαρμογής Ευρωκώδικα και Ευρωκώδικα 8 §9.3

Διαζωματική τοιχοποιία
 Πάχος τοίχου= 0.250 >=0.240 m (εντάξει)
 Λυγηρότητα λ= 8.40<=15 (εντάξει)
 L/h πεσσών:0.94/1.20=0.78>0.33, 0.86/1.20=0.72>0.33 δεκτό

Έλεγχος σε κατακόρυφο φορτίο, φόρτιση 1.35xg+1.50xg (EC6, §6.1)Έλεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_{id}=(1.35 \times 17.8+1.50 \times 3.2)/3.00=9.61 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $s_{edo}=0.001 \times 9.61/0.25=0.038 \text{ N/mm}^2$
 Γίνεται μείωση της εκκεντρότητας κατά $(1-k/4)=0.93$ (EC6 Παραρτ. Γ(3))
 Καμπτική ροπή σχεδιασμού στην κορυφή $M_{id}=5.02 \text{ kNm/m}$ (EC6 Παρ. Γ.1)
 Εκκεντρότητα $M_{id}/N_{id}=5.02/9.61=0.52227 \text{ m}=2.09 \times (\text{πάχος τοίχου})$ (EC6 Παραρτ. Γ.1)
 Η εκκεντρότητα >45% του πάχους του τοίχου άρα υπολογίζεται όπως (EC6 Παραρ. Γ(5))
 Βάθος έδρασης $=0.10 \times 0.250=0.025 \text{ m}$ εκκεντρότητα φορτίου στην κορυφή $M_{id}/N_{id}=0.11250 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he}=0.00000 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i=hef/450=2.10/450=0.00467 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα στην κορυφή $e_e=M_{id}/N_{id}+e_{he}+e_i=0.11250+0.00000+0.00467=0.11717 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e=0.05t=0.05 \times 0.25=0.01250 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
 Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή $\Phi_i=1-2e_e/t=1-2 \times 0.11717/0.25=0.06$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd}=\Phi_i \cdot t \cdot f_k/\gamma_M=1000 \times 0.06 \times 0.25 \times 14.93/2.20=101.8 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 $N_{ed}=9.6 \leq 101.8=N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Έλεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_{md}=(1.35 \times 34.6+1.50 \times 3.2)/1.80=28.62 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $s_{edo}=0.001 \times 28.62/0.25=0.114 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στο μεσαίο πέμπτο $M_{md}/N_{md}=0.20 \times 0.11250 \times 9.6/28.6=0.00756 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm}=0.00000 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_a=hef/450=2.10/450=0.00467 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα φορτίων $e_m=M_{md}/N_{md}+e_{hm}+e_a=0.00756+0.00000+0.00467=0.01222 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.7)
 Η λυγηρότητα είναι $8.40 \leq 15$, εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k=0$ (EC6 §6.1.2.2(2))
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο $e_m=e_m+e_k=0.01222+0.00000=0.01222 \text{ m}$ (EC6, εξ.6.7)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_m=0.05t=0.05 \times 0.25=0.01250 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2 εξ.6.6)
 Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο $\Phi_m=(1-2e_m/t) \cdot \text{Exp}(-u^2/2)=0.86$ (EC 6 Παραρτ. Γ)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd}=\Phi_m \cdot t \cdot f_k/\gamma_M=1000 \times 0.86 \times 0.25 \times 14.93/2.20=1458.6 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 $N_{ed}=28.6 \leq 1458.6=N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Έλεγχος αντοχής στη βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_{id}=(1.35 \times 59.8+1.50 \times 3.2)/3.00=28.51 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $s_{edo}=0.001 \times 28.51/0.25=0.114 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_{id}/N_{id}=0.11250 \times 9.6/28.5=0.03792 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he}=0.00000 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i=hef/450=2.10/450=0.00467 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα στην βάση $e_e=M_{id}/N_{id}+e_{he}+e_i=0.03792+0.00000+0.00467=0.04259 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e=0.05t=0.05 \times 0.25=0.01250 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
 Μειωτικός συντελεστής στην βάση $\Phi_i=1-2e_e/t=1-2 \times 0.04259/0.25=0.66$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd}=\Phi_i \cdot t \cdot f_k/\gamma_M=1000 \times 0.66 \times 0.25 \times 14.93/2.20=1119.8 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 Κατακόρυφη θλιπτική τάση από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma_n=-0.178 \text{ N/mm}^2$
 Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{ed}=1000 \times 0.25 \times 0.178=44.4 \text{ kN/m}$
 $N_{ed}=44.4 \leq 1119.8=N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Έλεγχος σε κατακόρυφο φορτίο, φόρτιση 1.00xg+0.30xg+Σεισμός (EC6, §6.1)Έλεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_{id}=(1.00 \times 17.8+0.30 \times 3.2)/3.00=6.25 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $s_{edo}=0.001 \times 6.25/0.25=0.025 \text{ N/mm}^2$
 Γίνεται μείωση της εκκεντρότητας κατά $(1-k/4)=0.93$ (EC6 Παραρτ. Γ(3))
 Καμπτική ροπή σχεδιασμού στην κορυφή $M_{id}=3.26 \text{ kNm/m}$ (EC6 Παρ. Γ.1)
 Εκκεντρότητα $M_{id}/N_{id}=3.26/6.25=0.52194 \text{ m}=2.09 \times (\text{πάχος τοίχου})$ (EC6 Παραρτ. Γ.1)
 Η εκκεντρότητα >45% του πάχους του τοίχου άρα υπολογίζεται όπως (EC6 Παραρ. Γ(5))
 Βάθος έδρασης $=0.10 \times 0.250=0.025 \text{ m}$ εκκεντρότητα φορτίου στην κορυφή $M_{id}/N_{id}=0.11250 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he}=0.00010 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i=hef/450=2.10/450=0.00467 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα στην κορυφή $e_e=M_{id}/N_{id}+e_{he}+e_i=0.11250+0.00010+0.00467=0.11727 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e=0.05t=0.05 \times 0.25=0.01250 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
 Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή $\Phi_i=1-2e_e/t=1-2 \times 0.11727/0.25=0.06$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd}=\Phi_i \cdot t \cdot f_k/\gamma_M=1000 \times 0.06 \times 0.25 \times 14.93/1.50=149.3 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 $N_{ed}=6.3 \leq 149.3=N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_{md}=(1.00 \times 34.6 + 0.30 \times 3.2) / 1.80 = 19.76 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{edo} = 0.001 \times 19.76 / 0.25 = 0.079 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στο μεσαίο πέμπτο $M_{md}/N_{md} = 0.20 \times 0.11250 \times 6.3 / 19.8 = 0.00712 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00005 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_a = h_{ef} / 450 = 2.10 / 450 = 0.00467 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα φορτίων $e_m = M_{md} / N_{md} + e_{hm} + e_a = 0.00712 + 0.00005 + 0.00467 = 0.01184 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.7)
 Η λυγηρότητα είναι $8.40 \leq 15$, εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$ (EC6 §6.1.2.2(2))
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο $e_m + e_k = 0.01184 + 0.00000 = 0.01184 \text{ m}$ (EC6, εξ.6.7)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_m = 0.05t = 0.05 \times 0.25 = 0.01250 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2 εξ.6.6)
 Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο $\Phi_m = (1 - 2e_m/t) \text{Exp}(-u^2/2) = 0.86$ (EC 6 Παραρτ. G)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.86 \times 0.25 \times 14.93 / 1.50 = 2139.3 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 $N_{ed} = 19.8 \leq 2139.3 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στη βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_{id}=(1.00 \times 59.8 + 0.30 \times 3.2) / 3.00 = 20.25 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{edo} = 0.001 \times 20.25 / 0.25 = 0.081 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_{id}/N_{id} = 0.11250 \times 6.3 / 20.3 = 0.03474 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he} = 0.00010 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef} / 450 = 2.10 / 450 = 0.00467 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα στην βάση $e_e = M_{id} / N_{id} + e_{he} + e_i = 0.03474 + 0.00010 + 0.00467 = 0.03950 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e = 0.05t = 0.05 \times 0.25 = 0.01250 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
 Μειωτικός συντελεστής στην βάση $\Phi_i = 1 - 2e_e/t = 1 - 2 \times 0.03950 / 0.25 = 0.68$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.68 \times 0.25 \times 14.93 / 1.50 = 1692.1 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 Κατακόρυφη θλιπτική τάση από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma_n = -0.241 \text{ N/mm}^2$
 Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{ed} = 1000 \times 0.25 \times 0.241 = 60.2 \text{ kN/m}$
 $N_{ed} = 60.2 \leq 1692.1 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος σε διάτμηση, φόρτιση 1.00xg+0.30xq+Σεισμός (EC6, §6.2)

$V_{ed} = 50.9 \text{ kN}$, $\tau_{\max} = 0.188 \text{ N/mm}^2$, $\sigma_d = 0.135 \text{ N/mm}^2$, $L_c = 1.80 \text{ m}$, διαζωματική τοιχ. $L_c = L = 3.00 \text{ m}$ §6.9.2(2)
 Χαρακτηριστική διατμητική αντοχή $f_{vk} = f_{vko} + 0.4 \times (L_c/L) \times f_{cd}$ (EC6 §3.6.2)
 $f_{vk} = 0.300 + 0.40 \times (1.80/3.00) \times 0.135 = 0.332 \text{ N/mm}^2$, $\max f_{vk} = 1.500 \text{ N/mm}^2$, $f_{vk} = 0.332 \text{ N/mm}^2$ (EC6 εξ.3.5)
 Τιμή σχεδιασμού αντοχής έναντι τέμνουσας $V_{rd} = f_{vk} \cdot t \cdot L / \gamma_M$ (EC6 §6.2, εξ.6.13)
 $V_{rd} = 1000 \times 0.332 \times 0.25 \times 3.00 / 1.50 = 166.2 \text{ kN}$
 $V_{ed} = 50.9 \text{ kN} \leq 166.2 \text{ kN} = V_{rd}$. (EC6 §6.2)
 Ικανοποιείται ο έλεγχος τέμνουσας σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Σενάζ οπλισμένου σκυροδέματος (Εθν. Κείμ. εφαρμογής, EC6 §6.1.3.(7), §8.2, EC8 §9.5.3).

Στο πάνω μέρος του τοίχου και στο ύψος των υπερθύρων τυχόν μικρές εφελκυστικές τάσεις παραλαμβάνονται από σενάζ οπλισμένου σκυροδέματος 25x20 [πλάτος x ύψος cm] με ελάχιστο οπλισμό 4Φ10 (συνδ. Φ8/15) που ικανοποιεί τα ελάχιστα όρια του κανονισμού.

Ελεγχος σε οριζόντια εκτός επιπέδου τοίχου φορτία λόγω σεισμού (EC6, §3.6.3, §6.3)

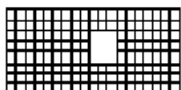
Προσεγγιστική σχετική οριζόντια μετατόπιση ορόφου = 0.100 mm
 Οριζόντια μετατόπιση λόγω παραμόρφωσης οριζοντίου διαφράγματος = 0.000 mm
 Καμπτική ροπή σχεδιασμού $M_{ed} = \delta \cdot E \cdot b t^3 / (4H^2)$, $M_{ed} = (1000) \times 0.100 \times 22.93 \times 0.250^3 / (4 \times 3.00^2) = 0.99 \text{ kNm/m}$
 $f_{xk1} = 0.10 \text{ N/mm}^2$, $f_{xd1} = 0.10 / 2.20 = 0.045 \text{ N/mm}^2$
 $\sigma_d = 0.001 \times 59.8 / (0.25 \times 3.00) \leq 0.2$ $f_d = 0.2 \times 14.93 / 2.20$, $\sigma_d = 0.080 \text{ N/mm}^2$ (EC6, (6.16))
 Ροπή καμπτικής αντοχής $M_{rd} = (f_{xd1} + \sigma_d) t^2 / 6 = (1000) \times (0.045 + 0.080) \times 0.250^2 / 6 = 1.30 \text{ kNm/m}$ (EC6, (6.15))
 $M_{ed} = 0.99 \text{ kNm} \leq 1.30 \text{ kNm} = M_{rd}$, ο έλεγχος ικανοποιείται

Ελεγχος σε οριζόντια εκτός επιπέδου τοίχου φορτία λόγω ανέμου (EC6, §6.3, Annex E)

Φορτίο ανέμου $W_{ed} = G_k + 1.50W$, $W = C_{pe} \times 1.25 = 0.80 \times 1.25 = 1.00 \text{ kN/m}^2$, $1.50W = 1.50 \times 1.00 = 1.50 \text{ kN/m}^2$
 $H/L = 3.00 / 3.00 = 1.00$, $\mu = f_{xk1} / f_{xk2} = 1$, $\alpha_1 = \mu \alpha_2$, $\alpha_2 = 0.042$ (Annex E, Tab E)
 Καμπτική ροπή σχεδιασμού $M_{ed} = \alpha_1 \cdot W_{ed} \cdot L^2$, $M_{ed} = 0.042 \times 1.50 \times 3.00^2 = 0.57 \text{ kNm/m}$
 $M_{ed} = 0.57 \text{ kNm} \leq 1.30 \text{ kNm} = M_{rd}$, ο έλεγχος ικανοποιείται

1ος οροφος

T12



Διαστάσεις μήκος=7.00m, ύψος=3.00m, πάχος=0.25m

Τοίχος μπετόν 25 cm

Δομικό σύστημα : Διαζωματική τοιχοποιία (Ευρωκ.8, §9.3,Τ.9.1)

Κατηγορία κατασκευής :2 (EC6, §2.4.3, Παρ. Α)

Κατηγορία ελέγχου παραγωγής λιθοσωμάτων :II (EC6 §3.1.1)

Θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας: $f_k=14.93 \text{ N/mm}^2$ (EC6 §3.6.1.2)

Διατμητική αντοχή τοιχοποιίας: $f_{vko}= 0.30 \text{ N/mm}^2$ (EC6 §3.6.2)

Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού: $\gamma_M=2.20$ (EC6, §2.4.3)

Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού με σεισμό: $\gamma_M=(2/3)\times 2.20 (>=1.50)=1.50$ (Ευρωκ-8, §9.6(3))

Μήκος λυγισμού τοίχου $hef=\rho xh= 0.75\times 2.80= 2.10 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.2)

Λυγηρότητα $\lambda=hef/tef=2.10/0.25= 8.40 <=27$ εντάξει (EC6, §5.5.1.4)

Απαιτήσεις Εθνικού κειμένου εφαρμογής Ευρωκώδικα και Ευρωκώδικα 8 §9.3

Διαζωματική τοιχοποιία

Πάχος τοίχου= 0.250 $>=0.240 \text{ m}$ (εντάξει)

Λυγηρότητα $\lambda= 8.40 <=15$ (εντάξει)

L/h πεσσών: $3.31/1.20=2.75 >0.33$, $2.49/1.20=2.08 >0.33$ δεκτό

Έλεγχος σε κατακόρυφο φορτίο, φόρτιση 1.35xq+1.50xq (EC6, §6.1)

Έλεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_{id}=(1.35\times 73.1+1.50\times 11.7)/7.00=16.60 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{ed0}=0.001\times 16.60/0.25=0.066 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου ή στέγης στην κορυφή $M_{id}/N_{id}=0$

Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he}= 0.00000 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i=hef/450=2.10/450= 0.00467 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)

Εκκεντρότητα στην κορυφή $e_e=M_{id}/N_{id}+e_{he}+e_i=0.00000+0.00000+0.00467= 0.00467 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)

Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e=0.05t=0.05\times 0.25= 0.01250 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)

Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή $\Phi_i=1-2e_e/t=1-2\times 0.01250/0.25= 0.90$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd}=\Phi_i \cdot t \cdot f_k/\gamma_M=1000\times 0.90\times 0.25\times 14.93/2.20=1526.9 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)

$N_{ed}= 16.6 <= 1526.9=N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Έλεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_{md}=(1.35\times 116.5+1.50\times 11.7)/5.80=30.15 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{ed0}=0.001\times 30.15/0.25=0.121 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου στο μεσαίο πέμπτο $M_{md}/N_{md}=0.20\times 0.00000\times 16.6/30.2=0.00000 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm}= 0.00000 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα $e_a=hef/450=2.10/450= 0.00467 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)

Εκκεντρότητα φορτίων $e_m=M_{md}/N_{md}+e_{hm}+e_a=0.00000+0.00000+0.00467= 0.00467 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.7)

Η λυγηρότητα είναι $8.40 <=15$, εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k=0$ (EC6 §6.1.2.2(2))

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο $e_m=e_m+e_k=0.00467+0.00000= 0.00467 \text{ m}$ (EC6, εξ.6.7)

Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_m=0.05t=0.05\times 0.25= 0.01250 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2 εξ.6.6)

Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο $\Phi_m=(1-2e_m/t)\text{Exp}(-u^2/2)= 0.86$ (EC 6 Παραρτ. G)

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd}=\Phi_m \cdot t \cdot f_k/\gamma_M=1000\times 0.86\times 0.25\times 14.93/2.20=1458.6 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)

$N_{ed}= 30.2 <= 1458.6=N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Έλεγχος αντοχής στη βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_{id}=(1.35\times 181.7+1.50\times 11.7)/7.00=37.55 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{ed0}=0.001\times 37.55/0.25=0.150 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_{id}/N_{id}=0.00000\times 16.6/37.5= 0.00000 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he}= 0.00000 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i=hef/450=2.10/450= 0.00467 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)

Εκκεντρότητα στην βάση $e_e=M_{id}/N_{id}+e_{he}+e_i=0.00000+0.00000+0.00467= 0.00467 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)

Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e=0.05t=0.05\times 0.25= 0.01250 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)

Μειωτικός συντελεστής στην βάση $\Phi_i=1-2e_e/t=1-2\times 0.01250/0.25= 0.90$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd}=\Phi_i \cdot t \cdot f_k/\gamma_M=1000\times 0.90\times 0.25\times 14.93/2.20=1526.9 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)

Κατακόρυφη θλιπτική τάση από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma_n= -0.234 \text{ N/mm}^2$

Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{ed}=1000\times 0.25\times 0.234= 58.6 \text{ kN/m}$

$N_{ed}= 58.6 <= 1526.9=N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Έλεγχος σε κατακόρυφο φορτίο, φόρτιση 1.00xg+0.30xq+Σεισμός (EC6, §6.1)Έλεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_{id}=(1.00 \times 73.1+0.30 \times 11.7)/7.00=10.94 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{ed0}=0.001 \times 10.94/0.25=0.044 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου ή στέγης στην κορυφή $Mid/N_{id}=0$

Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he}=0.0001 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i=hef/450=2.10/450=0.00467 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)

Εκκεντρότητα στην κορυφή $ee=Mid/N_{id}+e_{he}+e_i=0.00000+0.00010+0.00467=0.00477 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)

Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min ee=0.05t=0.05 \times 0.25=0.0125 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)

Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή $\Phi_i=1-2ee/t=1-2 \times 0.0125/0.25=0.90$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd}=\Phi_i \cdot t \cdot f_k/\gamma_M=1000 \times 0.90 \times 0.25 \times 14.93/1.50=2239.5 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)

$N_{ed}=10.9 \leq 2239.5=N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Έλεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_{md}=(1.00 \times 116.5+0.30 \times 11.7)/5.80=20.70 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{ed0}=0.001 \times 20.70/0.25=0.083 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου στο μεσαίο πέμπτο $M_{md}/N_{md}=0.20 \times 0.00000 \times 10.9/20.7=0.00000 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm}=0.00005 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα $e_a=hef/450=2.10/450=0.00467 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)

Εκκεντρότητα φορτίων $e_m=M_{md}/N_{md}+e_{hm}+e_a=0.00000+0.00005+0.00467=0.00472 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.7)

Η λυγηρότητα είναι $8.40 \leq 15$, εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k=0$ (EC6 §6.1.2.2(2))

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο $e_m=e_m+e_k=0.00472+0.00000=0.00472 \text{ m}$ (EC6, εξ.6.7)

Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_m=0.05t=0.05 \times 0.25=0.0125 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2 εξ.6.6)

Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο $\Phi_m=(1-2e_m/t)\text{Exp}(-u^2/2)=0.86$ (EC 6 Παραρτ. G)

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd}=\Phi_m \cdot t \cdot f_k/\gamma_M=1000 \times 0.86 \times 0.25 \times 14.93/1.50=2139.3 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)

$N_{ed}=20.7 \leq 2139.3=N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Έλεγχος αντοχής στη βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_{id}=(1.00 \times 181.7+0.30 \times 11.7)/7.00=26.46 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{ed0}=0.001 \times 26.46/0.25=0.106 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $Mid/N_{id}=0.00000 \times 10.9/26.5=0.00000 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he}=0.0001 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i=hef/450=2.10/450=0.00467 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)

Εκκεντρότητα στην βάση $ee=Mid/N_{id}+e_{he}+e_i=0.00000+0.00010+0.00467=0.00477 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)

Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min ee=0.05t=0.05 \times 0.25=0.0125 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)

Μειωτικός συντελεστής στην βάση $\Phi_i=1-2ee/t=1-2 \times 0.0125/0.25=0.90$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd}=\Phi_i \cdot t \cdot f_k/\gamma_M=1000 \times 0.90 \times 0.25 \times 14.93/1.50=2239.5 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)

Κατακόρυφη θλιπτική τάση από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma_{th}=-0.487 \text{ N/mm}^2$

Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{ed}=1000 \times 0.25 \times 0.487=121.6 \text{ kN/m}$

$N_{ed}=121.6 \leq 2239.5=N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Έλεγχος σε διάτμηση, φόρτιση 1.00xg+0.30xq+Σεισμός (EC6, §6.2)

$V_{ed}=272.6 \text{ kN}$, $\tau_{\max}=0.309 \text{ N/mm}^2$, $\sigma_d=0.141 \text{ N/mm}^2$, $L_c=5.25 \text{ m}$, διαζωματική τοιχ. $L_c=L=7.00 \text{ m}$ §6.9.2(2)

Χαρακτηριστική διατμητική αντοχή $f_{vk}=f_{vko}+0.4 \times (L_c/L) \times f_{td}$ (EC6 §3.6.2)

$f_{vk}=0.300+0.40 \times (5.25/7.00) \times 0.141=0.342 \text{ N/mm}^2$, $\max f_{vk}=1.500 \text{ N/mm}^2$, $f_{vk}=0.342 \text{ N/mm}^2$ (EC6 εξ.3.5)

Τιμή σχεδιασμού αντοχής έναντι τέμνουσας $V_{rd}=f_{vk} \cdot t \cdot L/\gamma_M$ (EC6 §6.2, εξ.6.13)

$V_{rd}=1000 \times 0.342 \times 0.25 \times 7.00/1.50=399.4 \text{ kN}$

$V_{ed}=272.6 \text{ kN} \leq 399.4 \text{ kN} =V_{rd}$. (EC6 §6.2)

Ικανοποιείται ο έλεγχος τέμνουσας σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Περιοχές με συγκεντρωμένα φορτία (EC6, §6.1.3)

Από τη επίλυση πεπερασμένων στοιχείων προκύπτουν στις θέσεις έδρασης δοκών οι μέγιστες θλιπτικές τάσεις. Καθώς στο πάνω μέρος του τοίχου υπάρχει σενάζι ελέγχουμε τις τάσεις σε χαμηλότερη σειρά πεπερασμένων στοιχείων.

Μέγιστη θλιπτική τάση στην περιοχή συγκεντρωμένων φορτίων $\sigma_{sd\max}=0.298 \text{ N/mm}^2$

Η μέγιστη αυτή τάση 0.298 N/mm^2 είναι $\leq f_k/\gamma_M=14.930/2.2=6.786 \text{ N/mm}^2$

άρα ικανοποιείται ο έλεγχος αντοχής σύμφωνα με EC6 §6.1.3.εξ.(6.9)

Σενάζ οπλισμένου σκυροδέματος (Εθν. Κείμ. εφαρμογής, EC6 §6.1.3.(7), §8.2, EC8 §9.5.3).

Στο πάνω μέρος του τοίχου και στο ύψος των υπερθύρων τυχόν μικρές εφελκυστικές τάσεις παραλαμβάνονται από σενάζ οπλισμένου σκυροδέματος 25x20 [πλάτος x ύψος cm] με ελάχιστο οπλισμό 4Φ10 (συνδ. Φ8/15) που ικανοποιεί τα ελάχιστα όρια του κανονισμού.

Έλεγχος σε οριζόντια εκτός επιπέδου τοίχου φορτία λόγω σεισμού (EC6, §3.6.3, §6.3)

Προσεγγιστική σχετική οριζόντια μετατόπιση ορόφου = 0.074 mm
 Οριζόντια μετατόπιση λόγω παραμόρφωσης οριζοντίου διαφράγματος= 0.000 mm
 Καμπτική ροπή σχεδιασμού $Med = \delta \cdot E \cdot bt^3 / (4H^2)$, $Med = (1000) \times 0.074 \times 22.93 \times 0.250^3 / (4 \times 3.00^2) = 0.74 \text{ kNm/m}$
 $f_{xk1} = 0.10 \text{ N/mm}^2$, $f_{xd1} = 0.10 / 2.20 = 0.045 \text{ N/mm}^2$
 $\sigma_d = 0.001 \times 181.7 / (0.25 \times 7.00) \leq 0.2 f_{td} = 0.2 \times 14.93 / 2.20$, $\sigma_d = 0.104 \text{ N/mm}^2$ (EC6, (6.16))
 Ροπή καμπτικής αντοχής $M_{rd} = (f_{xd1} + \sigma_d) t^2 / 6 = (0.045 + 0.104) \times 0.250^2 / 6 = 1.55 \text{ kNm/m}$ (EC6, (6.15))
 $Med = 0.74 \text{ kNm} \leq 1.55 \text{ kNm} = M_{rd}$, ο έλεγχος ικανοποιείται

Έλεγχος σε οριζόντια εκτός επιπέδου τοίχου φορτία λόγω ανέμου (EC6, §6.3, Annex E)

Φορτίο ανέμου $W_{ed} = G_k + 1.50 W$, $W_i = C_{pe} \times 1.25 = 0.80 \times 1.25 = 1.00 \text{ kN/m}^2$, $1.50 W = 1.50 \times 1.00 = 1.50 \text{ kN/m}^2$
 $H/L = 3.00 / 7.00 = 0.43$, $\mu = f_{xk1} / f_{xk2} = 1$, $\alpha_1 = \mu \alpha_2$, $\alpha_2 = 0.015$ (Annex E, Tab E)
 Καμπτική ροπή σχεδιασμού $Med = \alpha_1 \cdot W_{ed} \cdot L^2$, $Med = 0.015 \times 1.50 \times 7.00^2 = 1.10 \text{ kNm/m}$
 $Med = 1.10 \text{ kNm} \leq 1.55 \text{ kNm} = M_{rd}$, ο έλεγχος ικανοποιείται

1ος οροφος

T14



Διαστάσεις μήκος=3.61m, ύψος=3.00m, πάχος=0.25m
 Τοίχος μπετόν 25 cm
 Δομικό σύστημα : Διαζωματική τοιχοποιία (Ευρωκ.8, §9.3.T.9.1)
 Κατηγορία κατασκευής : 2 (EC6, §2.4.3, Παρ. Α)
 Κατηγορία ελέγχου παραγωγής λιθοσωμάτων : II (EC6 §3.1.1)
 Θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας: $f_{k1} = 14.93 \text{ N/mm}^2$ (EC6 §3.6.1.2)
 Διατμητική αντοχή τοιχοποιίας: $f_{vko} = 0.30 \text{ N/mm}^2$ (EC6 §3.6.2)

Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού: $\gamma_M = 2.20$ (EC6, §2.4.3)
 Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού με σεισμό: $\gamma_M = (2/3) \times 2.20 (\geq 1.50) = 1.50$ (Ευρωκ-8, §9.6(3))
 Μήκος λυγισμού τοίχου $h_{ef} = \rho x h = 0.75 \times 2.80 = 2.10 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.2)
 Λυγηρότητα $\lambda = h_{ef} / t_{ef} = 2.10 / 0.25 = 8.40 \leq 27$ εντάξει (EC6, §5.5.1.4)

Απαιτήσεις Εθνικού κειμένου εφαρμογής Ευρωκώδικα και Ευρωκώδικα 8 §9.3

Διαζωματική τοιχοποιία
 Πάχος τοίχου= 0.250 \geq 0.240 m (εντάξει)
 Λυγηρότητα $\lambda = 8.40 \leq 15$ (εντάξει)
 L/h πεσσών: $1.42 / 2.20 = 0.64 > 0.33$, $1.29 / 2.20 = 0.59 > 0.33$ δεκτό

Έλεγχος σε κατακόρυφο φορτίο, φόρτιση 1.35xg+1.50xq (EC6, §6.1)

Έλεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_{id} = (1.35 \times 38.5 + 1.50 \times 16.1) / 3.61 = 21.11 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{ed0} = 0.001 \times 21.11 / 0.25 = 0.084 \text{ N/mm}^2$
 Γίνεται μείωση της εκκεντρότητας κατά $(1 - k/4) = 0.93$ (EC6 Παραρτ. Γ(3))
 Καμπτική ροπή σχεδιασμού στην κορυφή $M_{id} = 5.02 \text{ kNm/m}$ (EC6 Παρ. Γ.1)
 Εκκεντρότητα $M_{id} / N_{id} = 5.02 / 21.11 = 0.23772 \text{ m} = 0.95 \times (\text{πάχος τοίχου})$ (EC6 Παραρτ. Γ.1)
 Η εκκεντρότητα $> 45\%$ του πάχους του τοίχου άρα υπολογίζεται όπως (EC6 Παραρτ. Γ(5))
 Βάθος έδρασης $= 0.10 \times 0.250 = 0.025 \text{ m}$ εκκεντρότητα φορτίου στην κορυφή $M_{id} / N_{id} = 0.11250 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he} = 0.00000 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef} / 450 = 2.10 / 450 = 0.00467 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα στην κορυφή $e_e = M_{id} / N_{id} + e_{he} + e_i = 0.11250 + 0.00000 + 0.00467 = 0.11717 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e = 0.05 t = 0.05 \times 0.25 = 0.01250 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
 Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή $\Phi_i = 1 - 2e_e / t = 1 - 2 \times 0.11717 / 0.25 = 0.06$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 0.06 \times 0.25 \times 14.93 / 2.20 = 101.8 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 $N_{ed} = 21.1 \leq 101.8 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_{md}=(1.35 \times 58.1 + 1.50 \times 16.1) / 2.71 = 37.92 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{edo} = 0.001 \times 37.92 / 0.25 = 0.152 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στο μεσαίο πέμπτο $M_{md}/N_{md} = 0.20 \times 0.11250 \times 21.1 / 37.9 = 0.01253 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00000 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_a = h_{ef} / 450 = 2.10 / 450 = 0.00467 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα φορτίων $e_m = M_{md}/N_{md} + e_{hm} + e_a = 0.01253 + 0.00000 + 0.00467 = 0.01720 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.7)
 Η λυγηρότητα είναι $8.40 \leq 15$, εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$ (EC6 §6.1.2.2(2))
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο $e_m = e_m + e_k = 0.01720 + 0.00000 = 0.01720 \text{ m}$ (EC6, εξ.6.7)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_m = 0.05t = 0.05 \times 0.25 = 0.01250 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2 εξ.6.6)
 Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο $\Phi_m = (1 - 2e_m/t) \text{Exp}(-u^2/2) = 0.82$ (EC 6 Παραρτ. G)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.82 \times 0.25 \times 14.93 / 2.20 = 1389.4 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 $N_{ed} = 37.9 \leq 1389.4 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στη βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_{id}=(1.35 \times 87.5 + 1.50 \times 16.1) / 2.71 = 52.59 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{edo} = 0.001 \times 52.59 / 0.25 = 0.210 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_{id}/N_{id} = 0.11250 \times 21.1 / 52.6 = 0.04517 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he} = 0.00000 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef} / 450 = 2.10 / 450 = 0.00467 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα στην βάση $e_e = M_{id}/N_{id} + e_{he} + e_i = 0.04517 + 0.00000 + 0.00467 = 0.04984 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e = 0.05t = 0.05 \times 0.25 = 0.01250 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
 Μειωτικός συντελεστής στην βάση $\Phi_i = 1 - 2e_e/t = 1 - 2 \times 0.04984 / 0.25 = 0.60$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.60 \times 0.25 \times 14.93 / 2.20 = 1018.0 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 Κατακόρυφη θλιπτική τάση από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma_n = -0.260 \text{ N/mm}^2$
 Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{ed} = 1000 \times 0.25 \times 0.260 = 65.1 \text{ kN/m}$
 $N_{ed} = 65.1 \leq 1018.0 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος σε κατακόρυφο φορτίο, φόρτιση 1.00xg+0.30xg+Σεισμός (EC6, §6.1)

Ελεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_{id}=(1.00 \times 38.5 + 0.30 \times 16.1) / 3.61 = 12.02 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{edo} = 0.001 \times 12.02 / 0.25 = 0.048 \text{ N/mm}^2$
 Γίνεται μείωση της εκκεντρότητας κατά $(1 - k/4) = 0.93$ (EC6 Παραρτ. Γ(3))
 Καμπτική ροπή σχεδιασμού στην κορυφή $M_{id} = 3.26 \text{ kNm/m}$ (EC6 Παρ. Γ.1)
 Εκκεντρότητα $M_{id}/N_{id} = 3.26 / 12.02 = 0.27159 \text{ m} = 1.09 \times (\text{πάχος τοίχου})$ (EC6 Παραρτ. Γ.1)
 Η εκκεντρότητα >45% του πάχους του τοίχου άρα υπολογίζεται όπως (EC6 Παραρτ. Γ(5))
 Βάθος έδρασης $= 0.10 \times 0.250 = 0.025 \text{ m}$ εκκεντρότητα φορτίου στην κορυφή $M_{id}/N_{id} = 0.11250 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he} = 0.00010 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef} / 450 = 2.10 / 450 = 0.00467 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα στην κορυφή $e_e = M_{id}/N_{id} + e_{he} + e_i = 0.11250 + 0.00010 + 0.00467 = 0.11727 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e = 0.05t = 0.05 \times 0.25 = 0.01250 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
 Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή $\Phi_i = 1 - 2e_e/t = 1 - 2 \times 0.11727 / 0.25 = 0.06$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.06 \times 0.25 \times 14.93 / 1.50 = 149.3 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 $N_{ed} = 12.0 \leq 149.3 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_{md}=(1.00 \times 58.1 + 0.30 \times 16.1) / 2.71 = 23.26 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{edo} = 0.001 \times 23.26 / 0.25 = 0.093 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στο μεσαίο πέμπτο $M_{md}/N_{md} = 0.20 \times 0.11250 \times 12.0 / 23.3 = 0.01163 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00005 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_a = h_{ef} / 450 = 2.10 / 450 = 0.00467 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα φορτίων $e_m = M_{md}/N_{md} + e_{hm} + e_a = 0.01163 + 0.00005 + 0.00467 = 0.01634 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.7)
 Η λυγηρότητα είναι $8.40 \leq 15$, εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$ (EC6 §6.1.2.2(2))
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο $e_m = e_m + e_k = 0.01634 + 0.00000 = 0.01634 \text{ m}$ (EC6, εξ.6.7)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_m = 0.05t = 0.05 \times 0.25 = 0.01250 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2 εξ.6.6)
 Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο $\Phi_m = (1 - 2e_m/t) \text{Exp}(-u^2/2) = 0.83$ (EC 6 Παραρτ. G)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.83 \times 0.25 \times 14.93 / 1.50 = 2062.7 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 $N_{ed} = 23.3 \leq 2062.7 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Έλεγχος αντοχής στη βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_{id}=(1.00 \times 87.5+0.30 \times 16.1)/2.71=34.13 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{ed}=0.001 \times 34.13/0.25=0.137 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $Mid/N_{id}=0.11250 \times 12.0/34.1=0.03962 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he}=0.00010 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i=he_f/450=2.10/450=0.00467 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα στην βάση $ee=Mid/N_{id}+e_{he}+e_i=0.03962+0.00010+0.00467=0.04438 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min ee=0.05t=0.05 \times 0.25=0.01250 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
 Μειωτικός συντελεστής στην βάση $\Phi_i=1-2ee/t=1-2 \times 0.04438/0.25=0.64$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd}=\Phi_i \cdot t \cdot f_k/\gamma_M=1000 \times 0.64 \times 0.25 \times 14.93/1.50=1592.5 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 Κατακόρυφη θλιπτική τάση από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma_n=-0.321 \text{ N/mm}^2$
 Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{ed}=1000 \times 0.25 \times 0.321=80.3 \text{ kN/m}$
 $N_{ed}=80.3 \leq 1592.5=N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Έλεγχος σε διάτμηση, φόρτιση 1.00xg+0.30xq+Σεισμός (EC6, §6.2)

$V_{ed}=52.4 \text{ kN}$, $\tau_{\max}=0.172 \text{ N/mm}^2$, $\sigma_d=0.137 \text{ N/mm}^2$, $L_c=2.70 \text{ m}$, διαζωματική τοιχ. $L_c=L=3.61 \text{ m}$ §6.9.2(2)
 Χαρακτηριστική διατμητική αντοχή $f_{vk}=f_{vko}+0.4x(L_c/L) \times f_{td}$ (EC6 §3.6.2)
 $f_{vk}=0.300+0.40x(2.70/3.61) \times 0.137=0.341 \text{ N/mm}^2$, $\max f_{vk}=1.500 \text{ N/mm}^2$, $f_{vk}=0.341 \text{ N/mm}^2$ (EC6 εξ.3.5)
 Τιμή σχεδιασμού αντοχής έναντι τέμνουσας $V_{rd}=f_{vk} \cdot t \cdot L/\gamma_M$ (EC6 §6.2, εξ.6.13)
 $V_{rd}=1000 \times 0.341 \times 0.25 \times 3.61/1.50=204.9 \text{ kN}$
 $V_{ed}=52.4 \text{ kN} \leq 204.9 \text{ kN}=V_{rd}$ (EC6 §6.2)
 Ικανοποιείται ο έλεγχος τέμνουσας σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Περιοχές με συγκεντρωμένα φορτία (EC6, §6.1.3)

Από τη επίλυση πεπερασμένων στοιχείων προκύπτουν στις θέσεις έδρασης δοκών οι μέγιστες θλιπτικές τάσεις. Καθώς στο πάνω μέρος του τοίχου υπάρχει σενάζι ελέγχουμε τις τάσεις σε χαμηλότερη σειρά πεπερασμένων στοιχείων.
 Μέγιστη θλιπτική τάση στην περιοχή συγκεντρωμένων φορτίων $\sigma_{sd\max}=0.295 \text{ N/mm}^2$
 Η μέγιστη αυτή τάση 0.295 N/mm^2 είναι $\leq f_k/\gamma_M=14.930/2.2=6.786 \text{ N/mm}^2$
 άρα ικανοποιείται ο έλεγχος αντοχής σύμφωνα με EC6 §6.1.3.εξ.(6.9)

Σενάζι οπλισμένου σκυροδέματος (Εθν. Κείμ. εφαρμογής, EC6 §6.1.3.(7), §8.2, EC8 §9.5.3).

Στο πάνω μέρος του τοίχου και στο ύψος των υπερθύρων τυχόν μικρές εφελκυστικές τάσεις παραλαμβάνονται από σενάζι οπλισμένου σκυροδέματος 25x20 [πλάτος x ύψος cm] με ελάχιστο οπλισμό 4Φ10 (συνδ. Φ8/15) που ικανοποιεί τα ελάχιστα όρια του κανονισμού.

Έλεγχος σε οριζόντια εκτός επιπέδου τοίχου φορτία λόγω σεισμού (EC6, §3.6.3, §6.3)

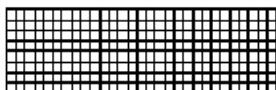
Προσεγγιστική σχετική οριζόντια μετατόπιση ορόφου = 0.083 mm
 Οριζόντια μετατόπιση λόγω παραμόρφωσης οριζοντίου διαφράγματος = 0.000 mm
 Καμπτική ροπή σχεδιασμού $M_{ed}=\delta \cdot E \cdot bt^3/(4H^2)$, $M_{ed}=(1000) \times 0.083 \times 22.93 \times 0.250^3/(4 \times 3.00^2)=0.82 \text{ kNm/m}$
 $f_{xk1}=0.10 \text{ N/mm}^2$, $f_{xd1}=0.10/2.20=0.045 \text{ N/mm}^2$
 $\sigma_d=0.001 \times 87.5/(0.25 \times 3.61) \leq 0.2f_d=0.2 \times 14.93/2.20$, $\sigma_d=0.097 \text{ N/mm}^2$ (EC6, (6.16)
 Ροπή καμπτικής αντοχής $M_{rd}=(f_{xd1}+\sigma_d)t^2/6=(1000) \times (0.045+0.097) \times 0.250^2/6=1.48 \text{ kNm/m}$ (EC6, (6.15)
 $M_{ed}=0.82 \text{ kNm} \leq 1.48 \text{ kNm}=M_{rd}$, ο έλεγχος ικανοποιείται

Έλεγχος σε οριζόντια εκτός επιπέδου τοίχου φορτία λόγω ανέμου (EC6, §6.3, Annex E)

Φορτίο ανέμου $W_{ed}=G_k+1.50W$, $W:=C_{pe} \times 1.25=0.80 \times 1.25=1.00 \text{ kN/m}^2$, $1.50W=1.50 \times 1.00=1.50 \text{ kN/m}^2$
 $H/L=3.00/3.61=0.83$, $\mu=f_{xk1}/f_{xk2}=1$, $\alpha_1=\mu \alpha_2$, $\alpha_2=0.042$ (Annex E, Tab E)
 Καμπτική ροπή σχεδιασμού $M_{ed}=\alpha_1 \cdot W_{ed} \cdot L^2$, $M_{ed}=0.042 \times 1.50 \times 3.61^2=0.82 \text{ kNm/m}$
 $M_{ed}=0.82 \text{ kNm} \leq 1.48 \text{ kNm}=M_{rd}$, ο έλεγχος ικανοποιείται

Ισόγειο

T1



Διαστάσεις μήκος=11.00m, ύψος=3.00m, πάχος=0.25m
 Τοίχος μπετόν 25 cm
 Δομικό σύστημα : Διαζωματική τοιχοποιία (Ευρωκ.8, §9.3,Τ.9.1)
 Κατηγορία κατασκευής :2 (EC6, §2.4.3, Παρ. Α)
 Κατηγορία ελέγχου παραγωγής λιθοσωμάτων :II (EC6 §3.1.1)
 Θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας: $f_k=14.93 \text{ N/mm}^2$ (EC6 §3.6.1.2)
 Διατμητική αντοχή τοιχοποιίας: $f_{vko}= 0.30 \text{ N/mm}^2$ (EC6 §3.6.2)

Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού: $\gamma_M=2.20$ (EC6, §2.4.3)
 Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού με σεισμό: $\gamma_M=(2/3)\times 2.20 (>=1.50)=1.50$ (Ευρωκ-8, §9.6(3))
 Μήκος λυγισμού τοίχου $h_{ef}=\rho x h= 0.75 \times 2.80= 2.10 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.2)
 Λυγηρότητα $\lambda=h_{ef}/t_{ef}=2.10/0.25= 8.40 \leq 27$ εντάξει (EC6, §5.5.1.4)

Απαιτήσεις Εθνικού κειμένου εφαρμογής Ευρωκώδικα και Ευρωκώδικα 8 §9.3

Διαζωματική τοιχοποιία
 Πάχος τοίχου= 0.250 $\geq 0.240 \text{ m}$ (εντάξει)
 Λυγηρότητα $\lambda= 8.40 \leq 15$ (εντάξει)
 L/h πεσσών: $11.00/3.00=3.67 > 0.33$, δεκτό

Έλεγχος σε κατακόρυφο φορτίο, φόρτιση 1.35xg+1.50xq (EC6, §6.1)

Έλεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_{id}=(1.35 \times 398.2 + 1.50 \times 64.5)/11.00=57.67 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{ed0}=0.001 \times 57.67/0.25=0.231 \text{ N/mm}^2$
 Γίνεται μείωση της εκκεντρότητας κατά $(1-k/4)=0.98$ (EC6 Παραρτ. Γ(3))
 Καμπτική ροπή σχεδιασμού στην κορυφή $M_{id}= 2.84 \text{ kNm/m}$ (EC6 Παρ. Γ.1)
 Εκκεντρότητα $M_{id}/N_{id}= 2.84/57.67= 0.04922 \text{ m} = 0.20 \times (\text{πάχος τοίχου})$ (EC6 Παραρτ. Γ.1)
 Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he}= 0.00000 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i=h_{ef}/450=2.10/450= 0.00467 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα στην κορυφή $e_e=M_{id}/N_{id}+e_{he}+e_i=0.04922+0.00000+0.00467= 0.05389 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e=0.05t=0.05 \times 0.25= 0.01250 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
 Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή $\Phi_i=1-2e_e/t=1-2 \times 0.05389/0.25= 0.57$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd}=\Phi_i \cdot t \cdot f_k/\gamma_M=1000 \times 0.57 \times 0.25 \times 14.93/2.20=967.1 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 $N_{ed}= 57.7 \leq 967.1=N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Έλεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_{md}=(1.35 \times 471.5 + 1.50 \times 64.5)/11.00=66.66 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{ed0}=0.001 \times 66.66/0.25=0.267 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στο μεσαίο πέμπτο $M_{md}/N_{md}=0.20 \times 0.04922 \times 57.7/66.7=0.00852 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm}= 0.00000 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_a=h_{ef}/450=2.10/450= 0.00467 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα φορτίων $e_m=M_{md}/N_{md}+e_{hm}+e_a=0.00852+0.00000+0.00467= 0.01318 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.7)
 Η λυγηρότητα είναι $8.40 \leq 15$, εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k=0$ (EC6 §6.1.2.2(2))
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο $e_m=e_m+e_k=0.01318+0.00000= 0.01318 \text{ m}$ (EC6, εξ.6.7)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_m=0.05t=0.05 \times 0.25= 0.01250 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2 εξ.6.6)
 Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο $\Phi_m=(1-2e_m/t)\text{Exp}(-u^2/2)= 0.85$ (EC 6 Παραρτ. Γ)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd}=\Phi_m \cdot t \cdot f_k/\gamma_M=1000 \times 0.85 \times 0.25 \times 14.93/2.20=1441.8 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 $N_{ed}= 66.7 \leq 1441.8=N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Έλεγχος αντοχής στη βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_{id}=(1.35 \times 581.4 + 1.50 \times 64.5)/11.00=80.15 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{ed0}=0.001 \times 80.15/0.25=0.321 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_{id}/N_{id}=0.04922 \times 57.7/80.1= 0.03541 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he}= 0.00000 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i=h_{ef}/450=2.10/450= 0.00467 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα στην βάση $e_e=M_{id}/N_{id}+e_{he}+e_i=0.03541+0.00000+0.00467= 0.04008 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e=0.05t=0.05 \times 0.25= 0.01250 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
 Μειωτικός συντελεστής στην βάση $\Phi_i=1-2e_e/t=1-2 \times 0.04008/0.25= 0.68$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd}=\Phi_i \cdot t \cdot f_k/\gamma_M=1000 \times 0.68 \times 0.25 \times 14.93/2.20=1153.7 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 Κατακόρυφη θλιπτική τάση από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma_n= -0.356 \text{ N/mm}^2$
 Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{ed}=1000 \times 0.25 \times 0.356= 88.9 \text{ kN/m}$
 $N_{ed}= 88.9 \leq 1153.7=N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος σε κατακόρυφο φορτίο, φόρτιση 1.00xg+0.30xq+Σεισμός (EC6, §6.1)Ελεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_{id}=(1.00 \times 398.2+0.30 \times 64.5)/11.00=37.96 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{ed0}=0.001 \times 37.96/0.25=0.152 \text{ N/mm}^2$
 Γίνεται μείωση της εκκεντρότητας κατά $(1-k/4)=0.98$ (EC6 Παραρτ. Γ(3))
 Καμπτική ροπή σχεδιασμού στην κορυφή $M_{id}=1.68 \text{ kNm/m}$ (EC6 Παρ. Γ.1)
 Εκκεντρότητα $M_{id}/N_{id}=1.68/37.96=0.04419 \text{ m}=0.18 \times (\text{πάχος τοίχου})$ (EC6 Παραρτ. Γ.1)
 Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he}=0.00016 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i=hef/450=2.10/450=0.00467 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα στην κορυφή $ee=M_{id}/N_{id}+e_{he}+e_i=0.04419+0.00016+0.00467=0.04902 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min ee=0.05t=0.05 \times 0.25=0.01250 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
 Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή $\Phi_i=1-2ee/t=1-2 \times 0.04902/0.25=0.61$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd}=\Phi_i \cdot t \cdot f_k/\gamma_M=1000 \times 0.61 \times 0.25 \times 14.93/1.50=1517.9 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 $N_{ed}=38.0 \leq 1517.9=N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_{md}=(1.00 \times 471.5+0.30 \times 64.5)/11.00=44.62 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{ed0}=0.001 \times 44.62/0.25=0.178 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στο μεσαίο πέμπτο $M_{md}/N_{md}=0.20 \times 0.04419 \times 38.0/44.6=0.00752 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm}=0.00008 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_a=hef/450=2.10/450=0.00467 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα φορτίων $e_m=M_{md}/N_{md}+e_{hm}+e_a=0.00752+0.00008+0.00467=0.01227 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.7)
 Η λυγηρότητα είναι $8.40 \leq 15$, εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k=0$ (EC6 §6.1.2.2(2))
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο $e_m=e_m+e_k=0.01227+0.00000=0.01227 \text{ m}$ (EC6, εξ.6.7)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_m=0.05t=0.05 \times 0.25=0.01250 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2 εξ.6.6)
 Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο $\Phi_m=(1-2e_m/t) \cdot \text{Exp}(-u^2/2)=0.86$ (EC 6 Παραρτ. Γ)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd}=\Phi_m \cdot t \cdot f_k/\gamma_M=1000 \times 0.86 \times 0.25 \times 14.93/1.50=2139.3 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 $N_{ed}=44.6 \leq 2139.3=N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στη βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_{id}=(1.00 \times 581.4+0.30 \times 64.5)/11.00=54.61 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{ed0}=0.001 \times 54.61/0.25=0.218 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_{id}/N_{id}=0.04419 \times 38.0/54.6=0.03071 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he}=0.00016 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i=hef/450=2.10/450=0.00467 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα στην βάση $ee=M_{id}/N_{id}+e_{he}+e_i=0.03071+0.00016+0.00467=0.03554 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min ee=0.05t=0.05 \times 0.25=0.01250 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
 Μειωτικός συντελεστής στην βάση $\Phi_i=1-2ee/t=1-2 \times 0.03554/0.25=0.72$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd}=\Phi_i \cdot t \cdot f_k/\gamma_M=1000 \times 0.72 \times 0.25 \times 14.93/1.50=1791.6 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 Κατακόρυφη θλιπτική τάση από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma_n=-0.601 \text{ N/mm}^2$
 Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{ed}=1000 \times 0.25 \times 0.601=150.2 \text{ kN/m}$
 $N_{ed}=150.2 \leq 1791.6=N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος σε διάτμηση, φόρτιση 1.00xg+0.30xq+Σεισμός (EC6, §6.2)

$V_{ed}=516.3 \text{ kN}$, $\tau_{\max}=0.250 \text{ N/mm}^2$, $\sigma_d=0.241 \text{ N/mm}^2$, $L_c=8.25 \text{ m}$, διαζωματική τοιχ. $L_c=L=11.00 \text{ m}$ §6.9.2(2)
 Χαρακτηριστική διατμητική αντοχή $f_{vk}=f_{vko}+0.4 \times (L_c/L) \times f_{td}$ (EC6 §3.6.2)
 $f_{vk}=0.300+0.40 \times (8.25/11.00) \times 0.241=0.372 \text{ N/mm}^2$, $\max f_{vk}=1.500 \text{ N/mm}^2$, $f_{vk}=0.372 \text{ N/mm}^2$ (EC6 εξ.3.5)
 Τιμή σχεδιασμού αντοχής έναντι τέμνουσας $V_{rd}=f_{vk} \cdot t \cdot L/\gamma_M$ (EC6 §6.2, εξ.6.13)
 $V_{rd}=1000 \times 0.372 \times 0.25 \times 11.00/1.50=682.6 \text{ kN}$
 $V_{ed}=516.3 \text{ kN} \leq 682.6 \text{ kN}=V_{rd}$. (EC6 §6.2)
 Ικανοποιείται ο έλεγχος τέμνουσας σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Περιοχές με συγκεντρωμένα φορτία (EC6, §6.1.3)

Από τη επίλυση πεπερασμένων στοιχείων προκύπτουν στις θέσεις έδρασης δοκών οι μέγιστες θλιπτικές τάσεις. Καθώς στο πάνω μέρος του τοίχου υπάρχει σενάζι ελέγχουμε τις τάσεις σε χαμηλότερη σειρά πεπερασμένων στοιχείων.
 Μέγιστη θλιπτική τάση στην περιοχή συγκεντρωμένων φορτίων $\sigma_{sd\max}=0.426 \text{ N/mm}^2$
 Η μέγιστη αυτή τάση 0.426 N/mm^2 είναι $\leq f_k/\gamma_M=14.930/2.2=6.786 \text{ N/mm}^2$
 άρα ικανοποιείται ο έλεγχος αντοχής σύμφωνα με EC6 §6.1.3.εξ.(6.9)

Σενάζ οπλισμένου σκυροδέματος (Εθν. Κείμ. εφαρμογής, EC6 §6.1.3.(7), §8.2, EC8 §9.5.3).

Στο πάνω μέρος του τοίχου και στο ύψος των υπερθύρων τυχόν μικρές εφελκυστικές τάσεις παραλαμβάνονται από σενάζ οπλισμένου σκυροδέματος 25x20 [πλάτος x ύψος cm] με ελάχιστο οπλισμό 4Φ10 (συνδ. Φ8/15) που ικανοποιεί τα ελάχιστα όρια του κανονισμού.

Έλεγχος σε οριζόντια εκτός επιπέδου τοίχου φορτία λόγω σεισμού (EC6, §3.6.3, §6.3)

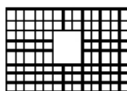
Προσεγγιστική σχετική οριζόντια μετατόπιση ορόφου = 0.163 mm
 Οριζόντια μετατόπιση λόγω παραμόρφωσης οριζοντίου διαφράγματος= 0.000 mm
 Καμπτική ροπή σχεδιασμού $M_{ed} = \delta \cdot E \cdot b t^3 / (4H^2)$, $M_{ed} = (1000) \times 0.163 \times 22.93 \times 0.250^3 / (4 \times 3.00^2) = 1.62 \text{ kNm/m}$
 $f_{xk1} = 0.10 \text{ N/mm}^2$, $f_{xd1} = 0.10 / 2.20 = 0.045 \text{ N/mm}^2$
 $\sigma_d = 0.001 \times 581.4 / (0.25 \times 11.00) \leq 0.2 f_d = 0.2 \times 14.93 / 2.20$, $\sigma_d = 0.211 \text{ N/mm}^2$ (EC6, (6.16))
 Ροπή καμπτικής αντοχής $M_{rd} = (f_{xd1} + \sigma_d) t^2 / 6 = (0.045 + 0.211) \times 0.250^2 / 6 = 2.67 \text{ kNm/m}$ (EC6, (6.15))
 $M_{ed} = 1.62 \text{ kNm} \leq 2.67 \text{ kNm} = M_{rd}$, ο έλεγχος ικανοποιείται

Έλεγχος σε οριζόντια εκτός επιπέδου τοίχου φορτία λόγω ανέμου (EC6, §6.3, Annex E)

Φορτίο ανέμου $W_{ed} = G_k + 1.50 W$, $W_i = C_{pe} x 1.25 = 0.80 \times 1.25 = 1.00 \text{ kN/m}^2$, $1.50 W = 1.50 \times 1.00 = 1.50 \text{ kN/m}^2$
 $H/L = 3.00 / 11.00 = 0.27$, $\mu = f_{xk1} / f_{xk2} = 1$, $\alpha_1 = \mu \alpha_2$, $\alpha_2 = 0.008$ (Annex E, Tab E)
 Καμπτική ροπή σχεδιασμού $M_{ed} = \alpha_1 \cdot W_{ed} \cdot L^2$, $M_{ed} = 0.008 \times 1.50 \times 11.00^2 = 1.45 \text{ kNm/m}$
 $M_{ed} = 1.45 \text{ kNm} \leq 2.67 \text{ kNm} = M_{rd}$, ο έλεγχος ικανοποιείται

Ισόγειο

T2



Διαστάσεις μήκος=5.00m, ύψος=3.00m, πάχος=0.25m
 Τοίχος μπετόν 25 cm
 Δομικό σύστημα : Διαζωματική τοιχοποιία (Ευρωκ.8, §9.3.T.9.1)
 Κατηγορία κατασκευής : 2 (EC6, §2.4.3, Παρ. Α)
 Κατηγορία ελέγχου παραγωγής λιθοσωμάτων : II (EC6 §3.1.1)
 Θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας: $f_{k} = 14.93 \text{ N/mm}^2$ (EC6 §3.6.1.2)
 Διατμητική αντοχή τοιχοποιίας: $f_{vko} = 0.30 \text{ N/mm}^2$ (EC6 §3.6.2)

Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού: $\gamma_M = 2.20$ (EC6, §2.4.3)
 Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού με σεισμό: $\gamma_M = (2/3) \times 2.20 (\geq 1.50) = 1.50$ (Ευρωκ-8, §9.6(3))
 Μήκος λυγισμού τοίχου $h_{ef} = \rho x h = 0.75 \times 2.80 = 2.10 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.2)
 Λυγηρότητα $\lambda = h_{ef} / t_{ef} = 2.10 / 0.25 = 8.40 \leq 27$ εντάξει (EC6, §5.5.1.4)

Απαιτήσεις Εθνικού κειμένου εφαρμογής Ευρωκώδικα και Ευρωκώδικα 8 §9.3

Διαζωματική τοιχοποιία
 Πάχος τοίχου= 0.250 \geq 0.240 m (εντάξει)
 Λυγηρότητα $\lambda = 8.40 \leq 15$ (εντάξει)
 L/h πεσσών: $1.92 / 1.20 = 1.60 > 0.33$, $1.88 / 1.20 = 1.57 > 0.33$ δεκτό

Έλεγχος σε κατακόρυφο φορτίο, φόρτιση 1.35xg+1.50xq (EC6, §6.1)

Έλεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_{id} = (1.35 \times 141.2 + 1.50 \times 19.1) / 5.00 = 43.85 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{ed0} = 0.001 \times 43.85 / 0.25 = 0.175 \text{ N/mm}^2$
 Γίνεται μείωση της εκκεντρότητας κατά $(1 - k/4) = 0.98$ (EC6 Παραρτ. Γ(3))
 Καμπτική ροπή σχεδιασμού στην κορυφή $M_{id} = 6.11 \text{ kNm/m}$ (EC6 Παρ. Γ.1)
 Εκκεντρότητα $M_{id} / N_{id} = 6.11 / 43.85 = 0.13924 \text{ m} = 0.56 \times (\text{πάχος τοίχου})$ (EC6 Παραρτ. Γ.1)
 Η εκκεντρότητα $> 45\%$ του πάχους του τοίχου άρα υπολογίζεται όπως (EC6 Παραρτ. Γ(5))
 Βάθος έδρασης $= 0.10 \times 0.250 = 0.025 \text{ m}$ εκκεντρότητα φορτίου στην κορυφή $M_{id} / N_{id} = 0.11250 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he} = 0.00000 \text{ m}$
 Τυχρηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef} / 450 = 2.10 / 450 = 0.00467 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα στην κορυφή $e_e = M_{id} / N_{id} + e_{he} + e_i = 0.11250 + 0.00000 + 0.00467 = 0.11717 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e = 0.05 t = 0.05 \times 0.25 = 0.01250 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
 Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή $\Phi_i = 1 - 2e_e / t = 1 - 2 \times 0.11717 / 0.25 = 0.06$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 0.06 \times 0.25 \times 14.93 / 2.20 = 101.8 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 $N_{ed} = 43.9 \leq 101.8 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_{md}=(1.35 \times 171.3 + 1.50 \times 19.1) / 3.80 = 68.40 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{edo} = 0.001 \times 68.40 / 0.25 = 0.274 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στο μεσαίο πέμπτο $M_{md}/N_{md} = 0.20 \times 0.11250 \times 43.9 / 68.4 = 0.01442 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00000 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_a = h_{ef} / 450 = 2.10 / 450 = 0.00467 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα φορτίων $e_m = M_{md}/N_{md} + e_{hm} + e_a = 0.01442 + 0.00000 + 0.00467 = 0.01909 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.7)
 Η λυγηρότητα είναι $8.40 \leq 15$, εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$ (EC6 §6.1.2.2(2))
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο $e_m = e_m + e_k = 0.01909 + 0.00000 = 0.01909 \text{ m}$ (EC6, εξ.6.7)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_m = 0.05t = 0.05 \times 0.25 = 0.01250 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2 εξ.6.6)
 Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο $\Phi_m = (1 - 2e_m/t) \text{Exp}(-u^2/2) = 0.81$ (EC 6 Παραρτ. G)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.81 \times 0.25 \times 14.93 / 2.20 = 1371.3 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 $N_{ed} = 68.4 \leq 1371.3 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στη βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_{id}=(1.35 \times 216.5 + 1.50 \times 19.1) / 5.00 = 64.19 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{edo} = 0.001 \times 64.19 / 0.25 = 0.257 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_{id}/N_{id} = 0.11250 \times 43.9 / 64.2 = 0.07686 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he} = 0.00000 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef} / 450 = 2.10 / 450 = 0.00467 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα στην βάση $e_e = M_{id}/N_{id} + e_{he} + e_i = 0.07686 + 0.00000 + 0.00467 = 0.08153 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e = 0.05t = 0.05 \times 0.25 = 0.01250 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
 Μειωτικός συντελεστής στην βάση $\Phi_i = 1 - 2e_e/t = 1 - 2 \times 0.08153 / 0.25 = 0.35$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.35 \times 0.25 \times 14.93 / 2.20 = 593.8 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 Κατακόρυφη θλιπτική τάση από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma_n = -0.391 \text{ N/mm}^2$
 Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{ed} = 1000 \times 0.25 \times 0.391 = 97.7 \text{ kN/m}$
 $N_{ed} = 97.7 \leq 593.8 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος σε κατακόρυφο φορτίο, φόρτιση 1.00xg+0.30xq+Σεισμός (EC6, §6.1)

Ελεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_{id}=(1.00 \times 141.2 + 0.30 \times 19.1) / 5.00 = 29.39 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{edo} = 0.001 \times 29.39 / 0.25 = 0.118 \text{ N/mm}^2$
 Γίνεται μείωση της εκκεντρότητας κατά $(1 - k/4) = 0.98$ (EC6 Παραρτ. Γ(3))
 Καμπτική ροπή σχεδιασμού στην κορυφή $M_{id} = 3.61 \text{ kNm/m}$ (EC6 Παρ. Γ.1)
 Εκκεντρότητα $M_{id}/N_{id} = 3.61 / 29.39 = 0.12279 \text{ m} = 0.49 \times (\text{πάχος τοίχου})$ (EC6 Παραρτ. Γ.1)
 Η εκκεντρότητα >45% του πάχους του τοίχου άρα υπολογίζεται όπως (EC6 Παραρτ. Γ(5))
 Βάθος έδρασης $= 0.10 \times 0.250 = 0.025 \text{ m}$ εκκεντρότητα φορτίου στην κορυφή $M_{id}/N_{id} = 0.11250 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he} = 0.00016 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef} / 450 = 2.10 / 450 = 0.00467 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα στην κορυφή $e_e = M_{id}/N_{id} + e_{he} + e_i = 0.11250 + 0.00016 + 0.00467 = 0.11733 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e = 0.05t = 0.05 \times 0.25 = 0.01250 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
 Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή $\Phi_i = 1 - 2e_e/t = 1 - 2 \times 0.11733 / 0.25 = 0.06$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.06 \times 0.25 \times 14.93 / 1.50 = 149.3 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 $N_{ed} = 29.4 \leq 149.3 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_{md}=(1.00 \times 171.3 + 0.30 \times 19.1) / 3.80 = 46.59 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{edo} = 0.001 \times 46.59 / 0.25 = 0.186 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στο μεσαίο πέμπτο $M_{md}/N_{md} = 0.20 \times 0.11250 \times 29.4 / 46.6 = 0.01419 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00008 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_a = h_{ef} / 450 = 2.10 / 450 = 0.00467 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα φορτίων $e_m = M_{md}/N_{md} + e_{hm} + e_a = 0.01419 + 0.00008 + 0.00467 = 0.01894 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.7)
 Η λυγηρότητα είναι $8.40 \leq 15$, εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$ (EC6 §6.1.2.2(2))
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο $e_m = e_m + e_k = 0.01894 + 0.00000 = 0.01894 \text{ m}$ (EC6, εξ.6.7)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_m = 0.05t = 0.05 \times 0.25 = 0.01250 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2 εξ.6.6)
 Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο $\Phi_m = (1 - 2e_m/t) \text{Exp}(-u^2/2) = 0.81$ (EC 6 Παραρτ. G)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.81 \times 0.25 \times 14.93 / 1.50 = 2011.5 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 $N_{ed} = 46.6 \leq 2011.5 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στη βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_{id}=(1.00 \times 216.5 + 0.30 \times 19.1) / 5.00 = 44.45 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{ed0} = 0.001 \times 44.45 / 0.25 = 0.178 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $Mid/N_{id} = 0.11250 \times 29.4 / 44.4 = 0.07438 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he} = 0.00016 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef} / 450 = 2.10 / 450 = 0.00467 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα στην βάση $e_e = Mid/N_{id} + e_{he} + e_i = 0.07438 + 0.00016 + 0.00467 = 0.07921 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e = 0.05t = 0.05 \times 0.25 = 0.01250 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
 Μειωτικός συντελεστής στην βάση $\Phi_i = 1 - 2e_e/t = 1 - 2 \times 0.07921 / 0.25 = 0.37$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.37 \times 0.25 \times 14.93 / 1.50 = 920.7 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 Κατακόρυφη θλιπτική τάση από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma_n = -0.871 \text{ N/mm}^2$
 Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{ed} = 1000 \times 0.25 \times 0.871 = 217.6 \text{ kN/m}$
 $N_{ed} = 217.6 \leq 920.7 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος σε διάτμηση, φόρτιση 1.00xg+0.30xq+Σεισμός (EC6, §6.2)

$V_{ed} = 302.0 \text{ kN}$, $\tau_{\max} = 0.529 \text{ N/mm}^2$, $\sigma_d = 0.237 \text{ N/mm}^2$, $L_c = 3.75 \text{ m}$, διαζωματική τοιχ. $L_c = L = 5.00 \text{ m}$ §6.9.2(2)
 Χαρακτηριστική διατμητική αντοχή $f_{vk} = f_{vko} + 0.4x(L_c/L) \times f_{cd}$ (EC6 §3.6.2)
 $f_{vk} = 0.300 + 0.40x(3.75/5.00) \times 0.237 = 0.371 \text{ N/mm}^2$, $\max f_{vk} = 1.500 \text{ N/mm}^2$, $f_{vk} = 0.371 \text{ N/mm}^2$ (EC6 εξ.3.5)
 Τιμή σχεδιασμού αντοχής έναντι τέμνουσας $V_{rd} = f_{vk} \cdot t \cdot L / \gamma_M$ (EC6 §6.2, εξ.6.13)
 $V_{rd} = 1000 \times 0.371 \times 0.25 \times 5.00 / 1.50 = 309.3 \text{ kN}$
 $V_{ed} = 302.0 \text{ kN} \leq 309.3 \text{ kN} = V_{rd}$. (EC6 §6.2)
 Ικανοποιείται ο έλεγχος τέμνουσας σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Περιοχές με συγκεντρωμένα φορτία (EC6, §6.1.3)

Από τη επίλυση πεπερασμένων στοιχείων προκύπτουν στις θέσεις έδρασης δοκών οι μέγιστες θλιπτικές τάσεις. Καθώς στο πάνω μέρος του τοίχου υπάρχει σενάζ ελέγχουμε τις τάσεις σε χαμηλότερη σειρά πεπερασμένων στοιχείων.
 Μέγιστη θλιπτική τάση στην περιοχή συγκεντρωμένων φορτίων $\sigma_{sd\max} = 0.414 \text{ N/mm}^2$
 Η μέγιστη αυτή τάση 0.414 N/mm^2 είναι $\leq f_k / \gamma_M = 14.930 / 2.2 = 6.786 \text{ N/mm}^2$
 άρα ικανοποιείται ο έλεγχος αντοχής σύμφωνα με EC6 §6.1.3.εξ.(6.9)

Σενάζ οπλισμένου σκυροδέματος (Εθν. Κείμ. εφαρμογής, EC6 §6.1.3.(7), §8.2, EC8 §9.5.3).

Στο πάνω μέρος του τοίχου και στο ύψος των υπερθύρων τυχόν μικρές εφελκυστικές τάσεις παραλαμβάνονται από σενάζ οπλισμένου σκυροδέματος 25x20 [πλάτος x ύψος cm] με ελάχιστο οπλισμό 4Φ10 (συνδ. Φ8/15) που ικανοποιεί τα ελάχιστα όρια του κανονισμού.

Ελεγχος σε οριζόντια εκτός επιπέδου τοίχου φορτία λόγω σεισμού (EC6, §3.6.3, §6.3)

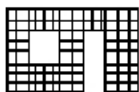
Προσεγγιστική σχετική οριζόντια μετατόπιση ορόφου = 0.113 mm
 Οριζόντια μετατόπιση λόγω παραμόρφωσης οριζοντίου διαφράγματος = 0.000 mm
 Καμπτική ροπή σχεδιασμού $M_{ed} = \delta \cdot E \cdot b t^3 / (4H^2)$, $M_{ed} = (1000) \times 0.113 \times 22.93 \times 0.250^3 / (4 \times 3.00^2) = 1.12 \text{ kNm/m}$
 $f_{xk1} = 0.10 \text{ N/mm}^2$, $f_{xd1} = 0.10 / 2.20 = 0.045 \text{ N/mm}^2$
 $\sigma_d = 0.001 \times 216.5 / (0.25 \times 5.00) \leq 0.2 f_d = 0.2 \times 14.93 / 2.20$, $\sigma_d = 0.173 \text{ N/mm}^2$ (EC6, (6.16)
 Ροπή καμπτικής αντοχής $M_{rd} = (f_{xd1} + \sigma_d) t^2 / 6 = (0.045 + 0.173) \times 0.250^2 / 6 = 2.27 \text{ kNm/m}$ (EC6, (6.15)
 $M_{ed} = 1.12 \text{ kNm} \leq 2.27 \text{ kNm} = M_{rd}$, ο έλεγχος ικανοποιείται

Ελεγχος σε οριζόντια εκτός επιπέδου τοίχου φορτία λόγω ανέμου (EC6, §6.3, Annex E)

Φορτίο ανέμου $W_{ed} = G_k + 1.50W$, $W = C_{pe} x 1.25 = 0.80 x 1.25 = 1.00 \text{ kN/m}^2$, $1.50W = 1.50 x 1.00 = 1.50 \text{ kN/m}^2$
 $H/L = 3.00 / 5.00 = 0.60$, $\mu = f_{xk1} / f_{xk2} = 1$, $\alpha_1 = \mu \alpha_2$, $\alpha_2 = 0.024$ (Annex E, Tab E)
 Καμπτική ροπή σχεδιασμού $M_{ed} = \alpha_1 \cdot W_{ed} \cdot L^2$, $M_{ed} = 0.024 \times 1.50 \times 5.00^2 = 0.90 \text{ kNm/m}$
 $M_{ed} = 0.90 \text{ kNm} \leq 2.27 \text{ kNm} = M_{rd}$, ο έλεγχος ικανοποιείται

Ισόγειο

T3



Διαστάσεις μήκος=5.30m, ύψος=3.00m, πάχος=0.25m

Τοίχος μπετόν 25 cm

Δομικό σύστημα : Διαζωματική τοιχοποιία (Ευρωκ.8, §9.3,Τ.9.1)

Κατηγορία κατασκευής :2 (EC6, §2.4.3, Παρ. Α)

Κατηγορία ελέγχου παραγωγής λιθοσωμάτων :II (EC6 §3.1.1)

Θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας: $f_k=14.93 \text{ N/mm}^2$ (EC6 §3.6.1.2)

Διατμητική αντοχή τοιχοποιίας: $f_{vko}= 0.30 \text{ N/mm}^2$ (EC6 §3.6.2)

Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού: $\gamma_M=2.20$ (EC6, §2.4.3)

Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού με σεισμό: $\gamma_M=(2/3) \times 2.20 (>=1.50)=1.50$ (Ευρωκ-8, §9.6(3))

Μήκος λυγισμού τοίχου $hef=rxh= 0.75 \times 2.80= 2.10 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.2)

Λυγηρότητα $\lambda=hef/tef=2.10/0.25= 8.40 \leq 27$ εντάξει (EC6, §5.5.1.4)

Απαιτήσεις Εθνικού κειμένου εφαρμογής Ευρωκώδικα και Ευρωκώδικα 8 §9.3

Διαζωματική τοιχοποιία

Πάχος τοίχου= 0.250 $\geq 0.240 \text{ m}$ (εντάξει)

Λυγηρότητα $\lambda= 8.40 \leq 15$ (εντάξει)

L/h πεσσών: $0.91/2.20=0.41 > 0.33$, $0.99/2.20=0.45 > 0.33$, $1.30/2.20=0.59 > 0.33$ δεκτό

Έλεγχος σε κατακόρυφο φορτίο, φόρτιση 1.35xq+1.50xq (EC6, §6.1)

Έλεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_{id}=(1.35 \times 240.0 + 1.50 \times 40.0)/5.30=72.45 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{ed0}=0.001 \times 72.45/0.25=0.290 \text{ N/mm}^2$

Γίνεται μείωση της εκκεντρότητας κατά $(1-k/4)=0.98$ (EC6 Παραρτ. Γ(3))

Καμπτική ροπή σχεδιασμού στην κορυφή $M_{id}= 2.84 \text{ kNm/m}$ (EC6 Παρ. Γ.1)

Εκκεντρότητα $M_{id}/N_{id}= 2.84/72.45= 0.03917 \text{ m} = 0.16 \times (\text{πάχος τοίχου})$ (EC6 Παραρτ. Γ.1)

Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he}= 0.00000 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i=hef/450=2.10/450= 0.00467 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)

Εκκεντρότητα στην κορυφή $e_e=M_{id}/N_{id}+e_{he}+e_i=0.03917+0.00000+0.00467= 0.04384 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)

Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e=0.05t=0.05 \times 0.25= 0.01250 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)

Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή $\Phi_i=1-2e_e/t=1-2 \times 0.04384/0.25= 0.65$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd}=\Phi_i \cdot t \cdot f_k/\gamma_M=1000 \times 0.65 \times 0.25 \times 14.93/2.20=1102.8 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)

$N_{ed}= 72.5 \leq 1102.8=N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Έλεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_{md}=(1.35 \times 267.7 + 1.50 \times 40.0)/3.20=131.69 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{ed0}=0.001 \times 131.69/0.25=0.527 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου στο μεσαίο πέμπτο $M_{md}/N_{md}=0.20 \times 0.03917 \times 72.5/131.7=0.00431 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm}= 0.00000 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα $e_a=hef/450=2.10/450= 0.00467 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)

Εκκεντρότητα φορτίων $e_m=M_{md}/N_{md}+e_{hm}+e_a=0.00431+0.00000+0.00467= 0.00898 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.7)

Η λυγηρότητα είναι $8.40 \leq 15$, εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k=0$ (EC6 §6.1.2.2(2))

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο $e_m=e_m+e_k=0.00898+0.00000= 0.00898 \text{ m}$ (EC6, εξ.6.7)

Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_m=0.05t=0.05 \times 0.25= 0.01250 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2 εξ.6.6)

Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο $\Phi_m=(1-2e_m/t) \cdot \text{Exp}(-u^2/2)= 0.86$ (EC 6 Παραρτ. Γ)

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd}=\Phi_m \cdot t \cdot f_k/\gamma_M=1000 \times 0.86 \times 0.25 \times 14.93/2.20=1458.6 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)

$N_{ed}= 131.7 \leq 1458.6=N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Έλεγχος αντοχής στη βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_{id}=(1.35 \times 309.3 + 1.50 \times 40.0)/4.40=108.54 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{ed0}=0.001 \times 108.54/0.25=0.434 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_{id}/N_{id}=0.03917 \times 72.5/108.5= 0.02615 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he}= 0.00000 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i=hef/450=2.10/450= 0.00467 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)

Εκκεντρότητα στην βάση $e_e=M_{id}/N_{id}+e_{he}+e_i=0.02615+0.00000+0.00467= 0.03082 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)

Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e=0.05t=0.05 \times 0.25= 0.01250 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)

Μειωτικός συντελεστής στην βάση $\Phi_i=1-2e_e/t=1-2 \times 0.03082/0.25= 0.75$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd}=\Phi_i \cdot t \cdot f_k/\gamma_M=1000 \times 0.75 \times 0.25 \times 14.93/2.20=1272.4 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)

Κατακόρυφη θλιπτική τάση από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma_n= -0.753 \text{ N/mm}^2$

Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{ed}=1000 \times 0.25 \times 0.753= 188.3 \text{ kN/m}$

$N_{ed}= 188.3 \leq 1272.4=N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος σε κατακόρυφο φορτίο, φόρτιση 1.00xg+0.30xq+Σεισμός (EC6, §6.1)Ελεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_{id}=(1.00 \times 240.0 + 0.30 \times 40.0) / 5.30 = 47.55 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{ed0} = 0.001 \times 47.55 / 0.25 = 0.190 \text{ N/mm}^2$
 Γίνεται μείωση της εκκεντρότητας κατά $(1-k/4) = 0.98$ (EC6 Παραρτ. Γ(3))
 Καμπτική ροπή σχεδιασμού στην κορυφή $M_{id} = 1.68 \text{ kNm/m}$ (EC6 Παρ. Γ.1)
 Εκκεντρότητα $M_{id}/N_{id} = 1.68 / 47.55 = 0.03528 \text{ m} = 0.14 \times (\text{πάχος τοίχου})$ (EC6 Παραρτ. Γ.1)
 Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he} = 0.00016 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef} / 450 = 2.10 / 450 = 0.00467 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα στην κορυφή $e_e = M_{id}/N_{id} + e_{he} + e_i = 0.03528 + 0.00016 + 0.00467 = 0.04011 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e = 0.05t = 0.05 \times 0.25 = 0.01250 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
 Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή $\Phi_i = 1 - 2e_e/t = 1 - 2 \times 0.04011 / 0.25 = 0.68$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.68 \times 0.25 \times 14.93 / 1.50 = 1692.1 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 $N_{ed} = 47.5 \leq 1692.1 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_{md}=(1.00 \times 267.7 + 0.30 \times 40.0) / 3.20 = 87.41 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{ed0} = 0.001 \times 87.41 / 0.25 = 0.350 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στο μεσαίο πέμπτο $M_{md}/N_{md} = 0.20 \times 0.03528 \times 47.5 / 87.4 = 0.00384 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00008 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_a = h_{ef} / 450 = 2.10 / 450 = 0.00467 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα φορτίων $e_m = M_{md}/N_{md} + e_{hm} + e_a = 0.00384 + 0.00008 + 0.00467 = 0.00859 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.7)
 Η λυγηρότητα είναι $8.40 \leq 15$, εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$ (EC6 §6.1.2.2(2))
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο $e_m + e_k = 0.00859 + 0.00000 = 0.00859 \text{ m}$ (EC6, εξ.6.7)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_m = 0.05t = 0.05 \times 0.25 = 0.01250 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2 εξ.6.6)
 Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο $\Phi_m = (1 - 2e_m/t) \text{Exp}(-u^2/2) = 0.86$ (EC 6 Παραρτ. G)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.86 \times 0.25 \times 14.93 / 1.50 = 2139.3 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 $N_{ed} = 87.4 \leq 2139.3 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στη βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_{id}=(1.00 \times 309.3 + 0.30 \times 40.0) / 4.40 = 73.02 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{ed0} = 0.001 \times 73.02 / 0.25 = 0.292 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_{id}/N_{id} = 0.03528 \times 47.5 / 73.0 = 0.02297 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he} = 0.00016 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef} / 450 = 2.10 / 450 = 0.00467 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα στην βάση $e_e = M_{id}/N_{id} + e_{he} + e_i = 0.02297 + 0.00016 + 0.00467 = 0.02780 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e = 0.05t = 0.05 \times 0.25 = 0.01250 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
 Μειωτικός συντελεστής στην βάση $\Phi_i = 1 - 2e_e/t = 1 - 2 \times 0.02780 / 0.25 = 0.78$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.78 \times 0.25 \times 14.93 / 1.50 = 1940.9 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 Κατακόρυφη θλιπτική τάση από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma_n = -0.688 \text{ N/mm}^2$
 Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{ed} = 1000 \times 0.25 \times 0.688 = 172.1 \text{ kN/m}$
 $N_{ed} = 172.1 \leq 1940.9 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος σε διάτμηση, φόρτιση 1.00xg+0.30xq+Σεισμός (EC6, §6.2)

$V_{ed} = 111.2 \text{ kN}$, $\tau_{\max} = 0.317 \text{ N/mm}^2$, $\sigma_d = 0.302 \text{ N/mm}^2$, $L_c = 3.64 \text{ m}$, διαζωματική τοιχ. $L_c = L = 5.30 \text{ m}$ §6.9.2(2)
 Χαρακτηριστική διατμητική αντοχή $f_{vk} = f_{vko} + 0.4 \times (L_c/L) \times f_{td}$ (EC6 §3.6.2)
 $f_{vk} = 0.300 + 0.40 \times (3.64/5.30) \times 0.302 = 0.383 \text{ N/mm}^2$, $\max f_{vk} = 1.500 \text{ N/mm}^2$, $f_{vk} = 0.383 \text{ N/mm}^2$ (EC6 εξ.3.5)
 Τιμή σχεδιασμού αντοχής έναντι τέμνουσας $V_{rd} = f_{vk} \cdot t \cdot L / \gamma_M$ (EC6 §6.2, εξ.6.13)
 $V_{rd} = 1000 \times 0.383 \times 0.25 \times 5.30 / 1.50 = 338.2 \text{ kN}$
 $V_{ed} = 111.2 \text{ kN} \leq 338.2 \text{ kN} = V_{rd}$. (EC6 §6.2)

Ικανοποιείται ο έλεγχος τέμνουσας σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Περιοχές με συγκεντρωμένα φορτία (EC6, §6.1.3)

Από τη επίλυση πεπερασμένων στοιχείων προκύπτουν στις θέσεις έδρασης δοκών οι μέγιστες θλιπτικές τάσεις. Καθώς στο πάνω μέρος του τοίχου υπάρχει σενάζι ελέγχουμε τις τάσεις σε χαμηλότερη σειρά πεπερασμένων στοιχείων.
 Μέγιστη θλιπτική τάση στην περιοχή συγκεντρωμένων φορτίων $\sigma_{sd\max} = 1.024 \text{ N/mm}^2$
 Η μέγιστη αυτή τάση 1.024 N/mm^2 είναι $\leq f_k / \gamma_M = 14.930 / 2.2 = 6.786 \text{ N/mm}^2$
 άρα ικανοποιείται ο έλεγχος αντοχής σύμφωνα με EC6 §6.1.3.εξ.(6.9)

Σενάζ οπλισμένου σκυροδέματος (Εθν. Κείμ. εφαρμογής, EC6 §6.1.3.(7), §8.2, EC8 §9.5.3).

Στο πάνω μέρος του τοίχου και στο ύψος των υπερθύρων τυχόν μικρές εφελκυστικές τάσεις παραλαμβάνονται από σενάζ οπλισμένου σκυροδέματος 25x20 [πλάτος x ύψος cm] με ελάχιστο οπλισμό 4Φ10 (συνδ. Φ8/15) που ικανοποιεί τα ελάχιστα όρια του κανονισμού.

Έλεγχος σε οριζόντια εκτός επιπέδου τοίχου φορτία λόγω σεισμού (EC6, §3.6.3, §6.3)

Προσεγγιστική σχετική οριζόντια μετατόπιση ορόφου = 0.163 mm
 Οριζόντια μετατόπιση λόγω παραμόρφωσης οριζοντίου διαφράγματος= 0.000 mm
 Καμπτική ροπή σχεδιασμού $Med = \delta \cdot E \cdot bt^3 / (4H^2)$, $Med = (1000) \times 0.163 \times 22.93 \times 0.250^3 / (4 \times 3.00^2) = 1.62 \text{ kNm/m}$
 $f_{xk1} = 0.10 \text{ N/mm}^2$, $f_{xd1} = 0.10 / 2.20 = 0.045 \text{ N/mm}^2$
 $\sigma_d = 0.001 \times 309.3 / (0.25 \times 5.30) \leq 0.2 f_d = 0.2 \times 14.93 / 2.20$, $\sigma_d = 0.233 \text{ N/mm}^2$ (EC6, (6.16))
 Ροπή καμπτικής αντοχής $M_{rd} = (f_{xd1} + \sigma_d) t^2 / 6 = (1000) \times (0.045 + 0.233) \times 0.250^2 / 6 = 2.90 \text{ kNm/m}$ (EC6, (6.15))
 $Med = 1.62 \text{ kNm} \leq 2.90 \text{ kNm} = M_{rd}$, ο έλεγχος ικανοποιείται

Έλεγχος σε οριζόντια εκτός επιπέδου τοίχου φορτία λόγω ανέμου (EC6, §6.3, Annex E)

Φορτίο ανέμου $W_e = G_k + 1.50 W$, $W_i = C_{pe} x 1.25 = 0.80 \times 1.25 = 1.00 \text{ kN/m}^2$, $1.50 W = 1.50 \times 1.00 = 1.50 \text{ kN/m}^2$
 $H/L = 3.00 / 5.30 = 0.57$, $\mu = f_{xk1} / f_{xk2} = 1$, $\alpha_1 = \mu \alpha_2$, $\alpha_2 = 0.024$ (Annex E, Tab E)
 Καμπτική ροπή σχεδιασμού $Med = \alpha_1 \cdot W_e \cdot L^2$, $Med = 0.024 \times 1.50 \times 5.30^2 = 1.01 \text{ kNm/m}$
 $Med = 1.01 \text{ kNm} \leq 2.90 \text{ kNm} = M_{rd}$, ο έλεγχος ικανοποιείται

Ισόγειο

T4



Διαστάσεις μήκος=4.30m, ύψος=3.00m, πάχος=0.25m
 Τοίχος μπετόν 25 cm
 Δομικό σύστημα : Διαζωματική τοιχοποιία (Ευρωκ.8, §9.3.T.9.1)
 Κατηγορία κατασκευής : 2 (EC6, §2.4.3, Παρ. Α)
 Κατηγορία ελέγχου παραγωγής λιθοσωμάτων : II (EC6 §3.1.1)
 Θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας: $f_{k1} = 14.93 \text{ N/mm}^2$ (EC6 §3.6.1.2)
 Διατμητική αντοχή τοιχοποιίας: $f_{vko} = 0.30 \text{ N/mm}^2$ (EC6 §3.6.2)

Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού: $\gamma_M = 2.20$ (EC6, §2.4.3)
 Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού με σεισμό: $\gamma_M = (2/3) \times 2.20 (\geq 1.50) = 1.50$ (Ευρωκ-8, §9.6(3))
 Μήκος λυγισμού τοίχου $h_{ef} = \rho x h = 0.75 \times 2.80 = 2.10 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.2)
 Λυγηρότητα $\lambda = h_{ef} / t_{ef} = 2.10 / 0.25 = 8.40 \leq 27$ εντάξει (EC6, §5.5.1.4)

Απαιτήσεις Εθνικού κειμένου εφαρμογής Ευρωκώδικα και Ευρωκώδικα 8 §9.3

Διαζωματική τοιχοποιία
 Πάχος τοίχου= 0.250 \geq 0.240 m (εντάξει)
 Λυγηρότητα $\lambda = 8.40 \leq 15$ (εντάξει)
 L/h πεσσών: $1.73 / 1.20 = 1.44 > 0.33$, $1.37 / 1.20 = 1.14 > 0.33$ δεκτό

Έλεγχος σε κατακόρυφο φορτίο, φόρτιση 1.35xg+1.50xq (EC6, §6.1)

Έλεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_{id} = (1.35 \times 220.7 + 1.50 \times 36.6) / 4.30 = 82.06 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{ed0} = 0.001 \times 82.06 / 0.25 = 0.328 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου ή στέγης στην κορυφή $M_{id} / N_{id} = 0$
 Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he} = 0.00000 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef} / 450 = 2.10 / 450 = 0.00467 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα στην κορυφή $e_e = M_{id} / N_{id} + e_{he} + e_i = 0.00000 + 0.00000 + 0.00467 = 0.00467 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e = 0.05 t = 0.05 \times 0.25 = 0.01250 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
 Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή $\phi_i = 1 - 2e_e / t = 1 - 2 \times 0.01250 / 0.25 = 0.90$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.25 \times 14.93 / 2.20 = 1526.9 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 $N_{ed} = 82.1 \leq 1526.9 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_{md}=(1.35 \times 246.1 + 1.50 \times 36.6) / 3.10 = 124.90 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{edo} = 0.001 \times 124.90 / 0.25 = 0.500 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στο μεσαίο πέμπτο $M_{md}/N_{md} = 0.20 \times 0.00000 \times 82.1 / 124.9 = 0.00000 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00000 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_a = h_{ef} / 450 = 2.10 / 450 = 0.00467 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα φορτίων $e_m = M_{md}/N_{md} + e_{hm} + e_a = 0.00000 + 0.00000 + 0.00467 = 0.00467 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.7)
 Η λυγηρότητα είναι $8.40 \leq 15$, εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$ (EC6 §6.1.2.2(2))
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο $e_m = e_m + e_k = 0.00467 + 0.00000 = 0.00467 \text{ m}$ (EC6, εξ.6.7)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_m = 0.05t = 0.05 \times 0.25 = 0.01250 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2 εξ.6.6)
 Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο $\Phi_m = (1 - 2e_m/t) \text{Exp}(-u^2/2) = 0.86$ (EC 6 Παραρτ. G)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.86 \times 0.25 \times 14.93 / 2.20 = 1458.6 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 $N_{ed} = 124.9 \leq 1458.6 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στη βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_{id}=(1.35 \times 284.3 + 1.50 \times 36.6) / 4.30 = 102.02 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{edo} = 0.001 \times 102.02 / 0.25 = 0.408 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_{id}/N_{id} = 0.00000 \times 82.1 / 102.0 = 0.00000 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he} = 0.00000 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef} / 450 = 2.10 / 450 = 0.00467 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα στην βάση $e_e = M_{id}/N_{id} + e_{he} + e_i = 0.00000 + 0.00000 + 0.00467 = 0.00467 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e = 0.05t = 0.05 \times 0.25 = 0.01250 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
 Μειωτικός συντελεστής στην βάση $\Phi_i = 1 - 2e_e/t = 1 - 2 \times 0.01250 / 0.25 = 0.90$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.25 \times 14.93 / 2.20 = 1526.9 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 Κατακόρυφη θλιπτική τάση από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma_n = -0.704 \text{ N/mm}^2$
 Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{ed} = 1000 \times 0.25 \times 0.704 = 176.0 \text{ kN/m}$
 $N_{ed} = 176.0 \leq 1526.9 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος σε κατακόρυφο φορτίο, φόρτιση 1.00xg+0.30xq+Σεισμός (EC6, §6.1)

Ελεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_{id}=(1.00 \times 220.7 + 0.30 \times 36.6) / 4.30 = 53.88 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{edo} = 0.001 \times 53.88 / 0.25 = 0.216 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου ή στέγης στην κορυφή $M_{id}/N_{id} = 0$
 Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he} = 0.00016 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef} / 450 = 2.10 / 450 = 0.00467 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα στην κορυφή $e_e = M_{id}/N_{id} + e_{he} + e_i = 0.00000 + 0.00016 + 0.00467 = 0.00483 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e = 0.05t = 0.05 \times 0.25 = 0.01250 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
 Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή $\Phi_i = 1 - 2e_e/t = 1 - 2 \times 0.01250 / 0.25 = 0.90$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.25 \times 14.93 / 1.50 = 2239.5 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 $N_{ed} = 53.9 \leq 2239.5 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_{md}=(1.00 \times 246.1 + 0.30 \times 36.6) / 3.10 = 82.94 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{edo} = 0.001 \times 82.94 / 0.25 = 0.332 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στο μεσαίο πέμπτο $M_{md}/N_{md} = 0.20 \times 0.00000 \times 53.9 / 82.9 = 0.00000 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00008 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_a = h_{ef} / 450 = 2.10 / 450 = 0.00467 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα φορτίων $e_m = M_{md}/N_{md} + e_{hm} + e_a = 0.00000 + 0.00008 + 0.00467 = 0.00475 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.7)
 Η λυγηρότητα είναι $8.40 \leq 15$, εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$ (EC6 §6.1.2.2(2))
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο $e_m = e_m + e_k = 0.00475 + 0.00000 = 0.00475 \text{ m}$ (EC6, εξ.6.7)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_m = 0.05t = 0.05 \times 0.25 = 0.01250 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2 εξ.6.6)
 Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο $\Phi_m = (1 - 2e_m/t) \text{Exp}(-u^2/2) = 0.86$ (EC 6 Παραρτ. G)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.86 \times 0.25 \times 14.93 / 1.50 = 2139.3 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 $N_{ed} = 82.9 \leq 2139.3 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στη βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_{id}=(1.00 \times 284.3 + 0.30 \times 36.6) / 4.30 = 68.67 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{ed0} = 0.001 \times 68.67 / 0.25 = 0.275 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $Mid/N_{id} = 0.00000 \times 53.9 / 68.7 = 0.00000 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he} = 0.00016 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef} / 450 = 2.10 / 450 = 0.00467 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα στην βάση $e_e = Mid/N_{id} + e_{he} + e_i = 0.00000 + 0.00016 + 0.00467 = 0.00483 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e = 0.05t = 0.05 \times 0.25 = 0.01250 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
 Μειωτικός συντελεστής στην βάση $\Phi_i = 1 - 2e_e/t = 1 - 2 \times 0.01250 / 0.25 = 0.90$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.25 \times 14.93 / 1.50 = 2239.5 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 Κατακόρυφη θλιπτική τάση από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma_n = -0.617 \text{ N/mm}^2$
 Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{ed} = 1000 \times 0.25 \times 0.617 = 154.3 \text{ kN/m}$
 $N_{ed} = 154.3 \leq 2239.5 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος σε διάτμηση, φόρτιση 1.00xg+0.30xq+Σεισμός (EC6, §6.2)

$V_{ed} = 168.7 \text{ kN}$, $\tau_{\max} = 0.414 \text{ N/mm}^2$, $\sigma_d = 0.381 \text{ N/mm}^2$, $L_c = 3.10 \text{ m}$, διαζωματική τοιχ. $L_c = L = 4.30 \text{ m}$ §6.9.2(2)
 Χαρακτηριστική διατμητική αντοχή $f_{vk} = f_{vko} + 0.4x(L_c/L) \times f_{cd}$ (EC6 §3.6.2)
 $f_{vk} = 0.300 + 0.40x(3.10/4.30) \times 0.381 = 0.410 \text{ N/mm}^2$, $\max f_{vk} = 1.500 \text{ N/mm}^2$, $f_{vk} = 0.410 \text{ N/mm}^2$ (EC6 εξ.3.5)
 Τιμή σχεδιασμού αντοχής έναντι τέμνουσας $V_{rd} = f_{vk} \cdot t \cdot L / \gamma_M$ (EC6 §6.2, εξ.6.13)
 $V_{rd} = 1000 \times 0.410 \times 0.25 \times 4.30 / 1.50 = 293.7 \text{ kN}$
 $V_{ed} = 168.7 \text{ kN} \leq 293.7 \text{ kN} = V_{rd}$. (EC6 §6.2)
 Ικανοποιείται ο έλεγχος τέμνουσας σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Περιοχές με συγκεντρωμένα φορτία (EC6, §6.1.3)

Από τη επίλυση πεπερασμένων στοιχείων προκύπτουν στις θέσεις έδρασης δοκών οι μέγιστες θλιπτικές τάσεις. Καθώς στο πάνω μέρος του τοίχου υπάρχει σενάζι ελέγχουμε τις τάσεις σε χαμηλότερη σειρά πεπερασμένων στοιχείων.
 Μέγιστη θλιπτική τάση στην περιοχή συγκεντρωμένων φορτίων $\sigma_{sd\max} = 1.009 \text{ N/mm}^2$
 Η μέγιστη αυτή τάση 1.009 N/mm^2 είναι $\leq f_k / \gamma_M = 14.930 / 2.2 = 6.786 \text{ N/mm}^2$
 άρα ικανοποιείται ο έλεγχος αντοχής σύμφωνα με EC6 §6.1.3.εξ.(6.9)

Σενάζι οπλισμένου σκυροδέματος (Εθν. Κείμ. εφαρμογής, EC6 §6.1.3.(7), §8.2, EC8 §9.5.3).

Στο πάνω μέρος του τοίχου και στο ύψος των υπερθύρων τυχόν μικρές εφελκυστικές τάσεις παραλαμβάνονται από σενάζι οπλισμένου σκυροδέματος 25×20 [πλάτος x ύψος cm] με ελάχιστο οπλισμό $4\Phi 10$ (συνδ. $\Phi 8/15$) που ικανοποιεί τα ελάχιστα όρια του κανονισμού.

Ελεγχος σε οριζόντια εκτός επιπέδου τοίχου φορτία λόγω σεισμού (EC6, §3.6.3, §6.3)

Προσεγγιστική σχετική οριζόντια μετατόπιση ορόφου = 0.113 mm
 Οριζόντια μετατόπιση λόγω παραμόρφωσης οριζοντίου διαφράγματος = 0.000 mm
 Καμπτική ροπή σχεδιασμού $M_{ed} = \delta \cdot E \cdot b t^3 / (4H^2)$, $M_{ed} = (1000) \times 0.113 \times 22.93 \times 0.250^3 / (4 \times 3.00^2) = 1.12 \text{ kNm/m}$
 $f_{xk1} = 0.10 \text{ N/mm}^2$, $f_{xd1} = 0.10 / 2.20 = 0.045 \text{ N/mm}^2$
 $\sigma_d = 0.001 \times 284.3 / (0.25 \times 4.30) \leq 0.2 f_d = 0.2 \times 14.93 / 2.20$, $\sigma_d = 0.264 \text{ N/mm}^2$ (EC6, (6.16)
 Ροπή καμπτικής αντοχής $M_{rd} = (f_{xd1} + \sigma_d) t^2 / 6 = (1000) \times (0.045 + 0.264) \times 0.250^2 / 6 = 3.22 \text{ kNm/m}$ (EC6, (6.15)
 $M_{ed} = 1.12 \text{ kNm} \leq 3.22 \text{ kNm} = M_{rd}$, ο έλεγχος ικανοποιείται

Ελεγχος σε οριζόντια εκτός επιπέδου τοίχου φορτία λόγω ανέμου (EC6, §6.3, Annex E)

Φορτίο ανέμου $W_{ed} = G_k + 1.50W$, $W = C_{pe} x 1.25 = 0.80 x 1.25 = 1.00 \text{ kN/m}^2$, $1.50W = 1.50 x 1.00 = 1.50 \text{ kN/m}^2$
 $H/L = 3.00 / 4.30 = 0.70$, $\mu = f_{xk1} / f_{xk2} = 1$, $\alpha_1 = \mu \alpha_2$, $\alpha_2 = 0.030$ (Annex E, Tab E)
 Καμπτική ροπή σχεδιασμού $M_{ed} = \alpha_1 \cdot W_{ed} \cdot L^2$, $M_{ed} = 0.030 \times 1.50 \times 4.30^2 = 0.83 \text{ kNm/m}$
 $M_{ed} = 0.83 \text{ kNm} \leq 3.22 \text{ kNm} = M_{rd}$, ο έλεγχος ικανοποιείται

Ισόγειο

T5



Διαστάσεις μήκος=3.00m, ύψος=3.00m, πάχος=0.25m
 Τοίχος μπετόν 25 cm
 Δομικό σύστημα : Διαζωματική τοιχοποιία (Ευρωκ.8, §9.3,Τ.9.1)
 Κατηγορία κατασκευής :2 (EC6, §2.4.3, Παρ. Α)
 Κατηγορία ελέγχου παραγωγής λιθοσωμάτων :II (EC6 §3.1.1)
 Θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας: $f_k=14.93 \text{ N/mm}^2$ (EC6 §3.6.1.2)
 Διατμητική αντοχή τοιχοποιίας: $f_{vko}= 0.30 \text{ N/mm}^2$ (EC6 §3.6.2)

Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού: $\gamma_M=2.20$ (EC6, §2.4.3)
 Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού με σεισμό: $\gamma_M=(2/3)\times 2.20 (>=1.50)=1.50$ (Ευρωκ-8, §9.6(3))
 Μήκος λυγισμού τοίχου $hef=r_xh= 0.75\times 2.80= 2.10 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.2)
 Λυγηρότητα $\lambda=hef/tef=2.10/0.25= 8.40 <=27$ εντάξει (EC6, §5.5.1.4)

Απαιτήσεις Εθνικού κειμένου εφαρμογής Ευρωκώδικα και Ευρωκώδικα 8 §9.3

Διαζωματική τοιχοποιία
 Πάχος τοίχου= 0.250 $\geq 0.240 \text{ m}$ (εντάξει)
 Λυγηρότητα $\lambda= 8.40 <=15$ (εντάξει)
 L/h πεσσών: $3.00/3.00=1.00 > 0.33$, δεκτό

Έλεγχος σε κατακόρυφο φορτίο, φόρτιση 1.35xg+1.50xq (EC6, §6.1)

Έλεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_{id}=(1.35\times 75.7+1.50\times 8.7)/3.00=38.42 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{ed0}=0.001\times 38.42/0.25=0.154 \text{ N/mm}^2$
 Γίνεται μείωση της εκκεντρότητας κατά $(1-k/4)=0.96$ (EC6 Παραρτ. Γ(3))
 Καμπτική ροπή σχεδιασμού στην κορυφή $M_{id}= 3.03 \text{ kNm/m}$ (EC6 Παρ. Γ.1)
 Εκκεντρότητα $M_{id}/N_{id}= 3.03/38.42= 0.07895 \text{ m} = 0.32\times(\text{πάχος τοίχου})$ (EC6 Παραρτ. Γ.1)
 Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he}= 0.00000 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i=hef/450=2.10/450= 0.00467 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα στην κορυφή $e_e=M_{id}/N_{id}+e_{he}+e_i=0.07895+0.00000+0.00467= 0.08361 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e=0.05t=0.05\times 0.25= 0.01250 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
 Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή $\Phi_i=1-2e_e/t=1-2\times 0.08361/0.25= 0.33$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd}=\Phi_i.t.f_k/\gamma_M=1000\times 0.33\times 0.25\times 14.93/2.20=559.9 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 $N_{ed}= 38.4 <= 559.9=N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Έλεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_{md}=(1.35\times 95.7+1.50\times 8.7)/3.00=47.42 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{ed0}=0.001\times 47.42/0.25=0.190 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στο μεσαίο πέμπτο $M_{md}/N_{md}=0.20\times 0.07895\times 38.4/47.4=0.01279 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm}= 0.00000 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_a=hef/450=2.10/450= 0.00467 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα φορτίων $e_m=M_{md}/N_{md}+e_{hm}+e_a=0.01279+0.00000+0.00467= 0.01746 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.7)
 Η λυγηρότητα είναι $8.40 <=15$, εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k=0$ (EC6 §6.1.2.2(2))
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο $e_m=e_m+e_k=0.01746+0.00000= 0.01746 \text{ m}$ (EC6, εξ.6.7)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_m=0.05t=0.05\times 0.25= 0.01250 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2 εξ.6.6)
 Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο $\Phi_m=(1-2e_m/t)\text{Exp}(-u^2/2)= 0.82$ (EC 6 Παραρτ. Γ)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd}=\Phi_m.t.f_k/\gamma_M=1000\times 0.82\times 0.25\times 14.93/2.20=1389.1 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 $N_{ed}= 47.4 <= 1389.1=N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Έλεγχος αντοχής στη βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_{id}=(1.35\times 125.7+1.50\times 8.7)/3.00=60.91 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{ed0}=0.001\times 60.91/0.25=0.244 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_{id}/N_{id}=0.07895\times 38.4/60.9= 0.04979 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he}= 0.00000 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i=hef/450=2.10/450= 0.00467 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα στην βάση $e_e=M_{id}/N_{id}+e_{he}+e_i=0.04979+0.00000+0.00467= 0.05445 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e=0.05t=0.05\times 0.25= 0.01250 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
 Μειωτικός συντελεστής στην βάση $\Phi_i=1-2e_e/t=1-2\times 0.05445/0.25= 0.56$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd}=\Phi_i.t.f_k/\gamma_M=1000\times 0.56\times 0.25\times 14.93/2.20=950.1 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 Κατακόρυφη θλιπτική τάση από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma_n= -0.248 \text{ N/mm}^2$
 Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{ed}=1000\times 0.25\times 0.248= 62.1 \text{ kN/m}$
 $N_{ed}= 62.1 <= 950.1=N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος σε κατακόρυφο φορτίο, φόρτιση 1.00xg+0.30xq+Σεισμός (EC6, §6.1)

Ελεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_{id}=(1.00 \times 75.7+0.30 \times 8.7)/3.00=26.10 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{ed0}=0.001 \times 26.10/0.25=0.104 \text{ N/mm}^2$
 Γίνεται μείωση της εκκεντρότητας κατά $(1-k/4)=0.96$ (EC6 Παραρτ. Γ(3))
 Καμπτική ροπή σχεδιασμού στην κορυφή $M_{id}=1.79 \text{ kNm/m}$ (EC6 Παρ. Γ.1)
 Εκκεντρότητα $M_{id}/N_{id}=1.79/26.10=0.06866 \text{ m}=0.27 \times (\text{πάχος τοίχου})$ (EC6 Παραρτ. Γ.1)
 Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he}=0.00016 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i=hef/450=2.10/450=0.00467 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα στην κορυφή $ee=M_{id}/N_{id}+e_{he}+e_i=0.06866+0.00016+0.00467=0.07349 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min ee=0.05t=0.05 \times 0.25=0.01250 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
 Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή $\Phi_i=1-2ee/t=1-2 \times 0.07349/0.25=0.41$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd}=\Phi_i \cdot t \cdot f_k/\gamma_M=1000 \times 0.41 \times 0.25 \times 14.93/1.50=1020.2 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 $N_{ed}=26.1 \leq 1020.2=N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_{md}=(1.00 \times 95.7+0.30 \times 8.7)/3.00=32.77 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{ed0}=0.001 \times 32.77/0.25=0.131 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στο μεσαίο πέμπτο $M_{md}/N_{md}=0.20 \times 0.06866 \times 26.1/32.8=0.01094 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm}=0.00008 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_a=hef/450=2.10/450=0.00467 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα φορτίων $e_m=M_{md}/N_{md}+e_{hm}+e_a=0.01094+0.00008+0.00467=0.01569 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.7)
 Η λυγηρότητα είναι $8.40 \leq 15$, εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k=0$ (EC6 §6.1.2.2(2))
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο $e_m=e_m+e_k=0.01569+0.00000=0.01569 \text{ m}$ (EC6, εξ.6.7)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_m=0.05t=0.05 \times 0.25=0.01250 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2 εξ.6.6)
 Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο $\Phi_m=(1-2e_m/t) \cdot \text{Exp}(-u^2/2)=0.83$ (EC 6 Παραρτ. Γ)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd}=\Phi_m \cdot t \cdot f_k/\gamma_M=1000 \times 0.83 \times 0.25 \times 14.93/1.50=2063.6 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 $N_{ed}=32.8 \leq 2063.6=N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στη βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_{id}=(1.00 \times 125.7+0.30 \times 8.7)/3.00=42.77 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{ed0}=0.001 \times 42.77/0.25=0.171 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_{id}/N_{id}=0.06866 \times 26.1/42.8=0.04190 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he}=0.00016 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i=hef/450=2.10/450=0.00467 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα στην βάση $ee=M_{id}/N_{id}+e_{he}+e_i=0.04190+0.00016+0.00467=0.04673 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min ee=0.05t=0.05 \times 0.25=0.01250 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
 Μειωτικός συντελεστής στην βάση $\Phi_i=1-2ee/t=1-2 \times 0.04673/0.25=0.63$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd}=\Phi_i \cdot t \cdot f_k/\gamma_M=1000 \times 0.63 \times 0.25 \times 14.93/1.50=1567.7 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 Κατακόρυφη θλιπτική τάση από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma_n=-0.782 \text{ N/mm}^2$
 Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{ed}=1000 \times 0.25 \times 0.782=195.6 \text{ kN/m}$
 $N_{ed}=195.6 \leq 1567.7=N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος σε διάτμηση, φόρτιση 1.00xg+0.30xq+Σεισμός (EC6, §6.2)

$V_{ed}=150.4 \text{ kN}$, $\tau_{\max}=0.316 \text{ N/mm}^2$, $\sigma_d=0.228 \text{ N/mm}^2$, $L_c=2.25 \text{ m}$, διαζωματική τοιχ. $L_c=L=3.00 \text{ m}$ §6.9.2(2)
 Χαρακτηριστική διατμητική αντοχή $f_{vk}=f_{vko}+0.4 \times (L_c/L) \times f_{td}$ (EC6 §3.6.2)
 $f_{vk}=0.300+0.40 \times (2.25/3.00) \times 0.228=0.368 \text{ N/mm}^2$, $\max f_{vk}=1.500 \text{ N/mm}^2$, $f_{vk}=0.368 \text{ N/mm}^2$ (EC6 εξ.3.5)
 Τιμή σχεδιασμού αντοχής έναντι τέμνουσας $V_{rd}=f_{vk} \cdot t \cdot L/\gamma_M$ (EC6 §6.2, εξ.6.13)
 $V_{rd}=1000 \times 0.368 \times 0.25 \times 3.00/1.50=184.2 \text{ kN}$
 $V_{ed}=150.4 \text{ kN} \leq 184.2 \text{ kN}=V_{rd}$. (EC6 §6.2)
 Ικανοποιείται ο έλεγχος τέμνουσας σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Περιοχές με συγκεντρωμένα φορτία (EC6, §6.1.3)

Από τη επίλυση πεπερασμένων στοιχείων προκύπτουν στις θέσεις έδρασης δοκών οι μέγιστες θλιπτικές τάσεις. Καθώς στο πάνω μέρος του τοίχου υπάρχει σενάζι ελέγχουμε τις τάσεις σε χαμηλότερη σειρά πεπερασμένων στοιχείων.
 Μέγιστη θλιπτική τάση στην περιοχή συγκεντρωμένων φορτίων $\sigma_{sd\max}=0.273 \text{ N/mm}^2$
 Η μέγιστη αυτή τάση 0.273 N/mm^2 είναι $\leq f_k/\gamma_M=14.930/2.2=6.786 \text{ N/mm}^2$
 άρα ικανοποιείται ο έλεγχος αντοχής σύμφωνα με EC6 §6.1.3.εξ.(6.9)

Σενάζ οπλισμένου σκυροδέματος (Εθν. Κείμ. εφαρμογής, EC6 §6.1.3.(7), §8.2, EC8 §9.5.3).

Στο πάνω μέρος του τοίχου και στο ύψος των υπερθύρων τυχόν μικρές εφελκυστικές τάσεις παραλαμβάνονται από σενάζ οπλισμένου σκυροδέματος 25x20 [πλάτος x ύψος cm] με ελάχιστο οπλισμό 4Φ10 (συνδ. Φ8/15) που ικανοποιεί τα ελάχιστα όρια του κανονισμού.

Έλεγχος σε οριζόντια εκτός επιπέδου τοίχου φορτία λόγω σεισμού (EC6, §3.6.3, §6.3)

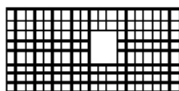
Προσεγγιστική σχετική οριζόντια μετατόπιση ορόφου = 0.163 mm
 Οριζόντια μετατόπιση λόγω παραμόρφωσης οριζοντίου διαφράγματος= 0.000 mm
 Καμπτική ροπή σχεδιασμού $Med = \delta \cdot E \cdot bt^3 / (4H^2)$, $Med = (1000) \times 0.163 \times 22.93 \times 0.250^3 / (4 \times 3.00^2) = 1.62 \text{ kNm/m}$
 $fxk1 = 0.10 \text{ N/mm}^2$, $fxd1 = 0.10 / 2.20 = 0.045 \text{ N/mm}^2$
 $\sigma d = 0.001 \times 125.7 / (0.25 \times 3.00) \leq 0.2fd = 0.2 \times 14.93 / 2.20$, $\sigma d = 0.168 \text{ N/mm}^2$ (EC6, (6.16))
 Ροπή καμπτικής αντοχής $Mrd = (fxd1 + \sigma d) t^2 / 6 = (0.045 + 0.168) \times 0.250^2 / 6 = 2.22 \text{ kNm/m}$ (EC6, (6.15))
 $Med = 1.62 \text{ kNm} \leq 2.22 \text{ kNm} = Mrd$, ο έλεγχος ικανοποιείται

Έλεγχος σε οριζόντια εκτός επιπέδου τοίχου φορτία λόγω ανέμου (EC6, §6.3, Annex E)

Φορτίο ανέμου $Wed = Gk + 1.50W$, $W = Cp \times ex1.25 = 0.80 \times 1.25 = 1.00 \text{ kN/m}^2$, $1.50W = 1.50 \times 1.00 = 1.50 \text{ kN/m}^2$
 $H/L = 3.00 / 3.00 = 1.00$, $\mu = fxk1 / fxk2 = 1$, $\alpha1 = \mu \alpha2$, $\alpha2 = 0.042$ (Annex E, Tab E)
 Καμπτική ροπή σχεδιασμού $Med = \alpha1 \cdot Wed \cdot L^2$, $Med = 0.042 \times 1.50 \times 3.00^2 = 0.57 \text{ kNm/m}$
 $Med = 0.57 \text{ kNm} \leq 2.22 \text{ kNm} = Mrd$, ο έλεγχος ικανοποιείται

Ισόγειο

T6



Διαστάσεις μήκος=7.00m, ύψος=3.00m, πάχος=0.25m
 Τοίχος μπετόν 25 cm
 Δομικό σύστημα : Διαζωματική τοιχοποιία (Ευρωκ.8, §9.3.T.9.1)
 Κατηγορία κατασκευής : 2 (EC6, §2.4.3, Παρ. Α)
 Κατηγορία ελέγχου παραγωγής λιθοσωμάτων : II (EC6 §3.1.1)
 Θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας: $fk = 14.93 \text{ N/mm}^2$ (EC6 §3.6.1.2)
 Διατμητική αντοχή τοιχοποιίας: $fvko = 0.30 \text{ N/mm}^2$ (EC6 §3.6.2)

Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού: $\gamma M = 2.20$ (EC6, §2.4.3)
 Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού με σεισμό: $\gamma M = (2/3) \times 2.20 (\geq 1.50) = 1.50$ (Ευρωκ-8, §9.6(3))
 Μήκος λυγισμού τοίχου $hef = \rho xh = 0.75 \times 2.80 = 2.10 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.2)
 Λυγηρότητα $\lambda = hef / tef = 2.10 / 0.25 = 8.40 \leq 27$ εντάξει (EC6, §5.5.1.4)

Απαιτήσεις Εθνικού κειμένου εφαρμογής Ευρωκώδικα και Ευρωκώδικα 8 §9.3

Διαζωματική τοιχοποιία
 Πάχος τοίχου= 0.250 \geq 0.240 m (εντάξει)
 Λυγηρότητα $\lambda = 8.40 \leq 15$ (εντάξει)
 L/h πεσσών: $3.31 / 1.20 = 2.75 > 0.33$, $2.49 / 1.20 = 2.08 > 0.33$ δεκτό

Έλεγχος σε κατακόρυφο φορτίο, φόρτιση 1.35xg+1.50xq (EC6, §6.1)

Έλεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου
 Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $Nid = (1.35 \times 245.7 + 1.50 \times 33.5) / 7.00 = 54.56 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma edo = 0.001 \times 54.56 / 0.25 = 0.218 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου ή στέγης στην κορυφή $Mid / Nid = 0$
 Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $ehe = 0.00000 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $ei = hef / 450 = 2.10 / 450 = 0.00467 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα στην κορυφή $ee = Mid / Nid + ehe + ei = 0.00000 + 0.00000 + 0.00467 = 0.00467 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min ee = 0.05t = 0.05 \times 0.25 = 0.01250 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
 Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή $\phi i = 1 - 2ee / t = 1 - 2 \times 0.01250 / 0.25 = 0.90$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $Nrd = \phi i \cdot t \cdot fk / \gamma M = 0.90 \times 0.25 \times 14.93 / 2.20 = 1526.9 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 $Ned = 54.6 \leq 1526.9 = Nrd$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_{md}=(1.35 \times 289.1 + 1.50 \times 33.5) / 5.80 = 75.96 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{edo} = 0.001 \times 75.96 / 0.25 = 0.304 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στο μεσαίο πέμπτο $M_{md}/N_{md} = 0.20 \times 0.00000 \times 54.6 / 76.0 = 0.00000 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00000 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_a = h_{ef} / 450 = 2.10 / 450 = 0.00467 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα φορτίων $e_m = M_{md}/N_{md} + e_{hm} + e_a = 0.00000 + 0.00000 + 0.00467 = 0.00467 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.7)
 Η λυγηρότητα είναι $8.40 \leq 15$, εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$ (EC6 §6.1.2.2(2))
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο $e_m = e_m + e_k = 0.00467 + 0.00000 = 0.00467 \text{ m}$ (EC6, εξ.6.7)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_m = 0.05t = 0.05 \times 0.25 = 0.01250 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2 εξ.6.6)
 Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο $\Phi_m = (1 - 2e_m/t) \text{Exp}(-u^2/2) = 0.86$ (EC 6 Παραρτ. G)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.86 \times 0.25 \times 14.93 / 2.20 = 1458.6 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 $N_{ed} = 76.0 \leq 1458.6 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στη βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_{id}=(1.35 \times 354.3 + 1.50 \times 33.5) / 7.00 = 75.51 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{edo} = 0.001 \times 75.51 / 0.25 = 0.302 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_{id}/N_{id} = 0.00000 \times 54.6 / 75.5 = 0.00000 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he} = 0.00000 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef} / 450 = 2.10 / 450 = 0.00467 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα στην βάση $e_e = M_{id}/N_{id} + e_{he} + e_i = 0.00000 + 0.00000 + 0.00467 = 0.00467 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e = 0.05t = 0.05 \times 0.25 = 0.01250 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
 Μειωτικός συντελεστής στην βάση $\Phi_i = 1 - 2e_e/t = 1 - 2 \times 0.01250 / 0.25 = 0.90$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.25 \times 14.93 / 2.20 = 1526.9 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 Κατακόρυφη θλιπτική τάση από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma_n = -0.472 \text{ N/mm}^2$
 Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{ed} = 1000 \times 0.25 \times 0.472 = 117.9 \text{ kN/m}$
 $N_{ed} = 117.9 \leq 1526.9 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος σε κατακόρυφο φορτίο, φόρτιση 1.00xg+0.30xq+Σεισμός (EC6, §6.1)

Ελεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_{id}=(1.00 \times 245.7 + 0.30 \times 33.5) / 7.00 = 36.54 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{edo} = 0.001 \times 36.54 / 0.25 = 0.146 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου ή στέγης στην κορυφή $M_{id}/N_{id} = 0$
 Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he} = 0.00016 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef} / 450 = 2.10 / 450 = 0.00467 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα στην κορυφή $e_e = M_{id}/N_{id} + e_{he} + e_i = 0.00000 + 0.00016 + 0.00467 = 0.00483 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e = 0.05t = 0.05 \times 0.25 = 0.01250 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
 Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή $\Phi_i = 1 - 2e_e/t = 1 - 2 \times 0.01250 / 0.25 = 0.90$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.25 \times 14.93 / 1.50 = 2239.5 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 $N_{ed} = 36.5 \leq 2239.5 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_{md}=(1.00 \times 289.1 + 0.30 \times 33.5) / 5.80 = 51.58 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{edo} = 0.001 \times 51.58 / 0.25 = 0.206 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στο μεσαίο πέμπτο $M_{md}/N_{md} = 0.20 \times 0.00000 \times 36.5 / 51.6 = 0.00000 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00008 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_a = h_{ef} / 450 = 2.10 / 450 = 0.00467 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα φορτίων $e_m = M_{md}/N_{md} + e_{hm} + e_a = 0.00000 + 0.00008 + 0.00467 = 0.00475 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.7)
 Η λυγηρότητα είναι $8.40 \leq 15$, εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$ (EC6 §6.1.2.2(2))
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο $e_m = e_m + e_k = 0.00475 + 0.00000 = 0.00475 \text{ m}$ (EC6, εξ.6.7)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_m = 0.05t = 0.05 \times 0.25 = 0.01250 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2 εξ.6.6)
 Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο $\Phi_m = (1 - 2e_m/t) \text{Exp}(-u^2/2) = 0.86$ (EC 6 Παραρτ. G)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.86 \times 0.25 \times 14.93 / 1.50 = 2139.3 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 $N_{ed} = 51.6 \leq 2139.3 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στη βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_{id}=(1.00 \times 354.3+0.30 \times 33.5)/7.00=52.05 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{ed0}=0.001 \times 52.05/0.25=0.208 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $Mid/N_{id}=0.00000 \times 36.5/52.0=0.00000 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he}=0.00016 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i=he_f/450=2.10/450=0.00467 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα στην βάση $ee=Mid/N_{id}+e_{he}+e_i=0.00000+0.00016+0.00467=0.00483 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min ee=0.05t=0.05 \times 0.25=0.01250 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
 Μειωτικός συντελεστής στην βάση $\Phi_i=1-2ee/t=1-2 \times 0.01250/0.25=0.90$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd}=\Phi_i \cdot t \cdot f_k/\gamma_M=1000 \times 0.90 \times 0.25 \times 14.93/1.50=2239.5 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 Κατακόρυφη θλιπτική τάση από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma_n=-0.868 \text{ N/mm}^2$
 Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{ed}=1000 \times 0.25 \times 0.868=216.9 \text{ kN/m}$
 $N_{ed}=216.9 \leq 2239.5=N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος σε διάτμηση, φόρτιση 1.00xg+0.30xq+Σεισμός (EC6, §6.2)

$V_{ed}=447.1 \text{ kN}$, $\tau_{\max}=0.474 \text{ N/mm}^2$, $\sigma_d=0.278 \text{ N/mm}^2$, $L_c=5.25 \text{ m}$, διαζωματική τοιχ. $L_c=L=7.00 \text{ m}$ §6.9.2(2)
 Χαρακτηριστική διατμητική αντοχή $f_{vk}=f_{vko}+0.4x(L_c/L) \times f_{cd}$ (EC6 §3.6.2)
 $f_{vk}=0.300+0.40x(5.25/7.00) \times 0.278=0.383 \text{ N/mm}^2$, $\max f_{vk}=1.500 \text{ N/mm}^2$, $f_{vk}=0.383 \text{ N/mm}^2$ (EC6 εξ.3.5)
 Τιμή σχεδιασμού αντοχής έναντι τέμνουσας $V_{rd}=f_{vk} \cdot t \cdot L/\gamma_M$ (EC6 §6.2, εξ.6.13)
 $V_{rd}=1000 \times 0.383 \times 0.25 \times 7.00/1.50=447.2 \text{ kN}$
 $V_{ed}=447.1 \text{ kN} \leq 447.2 \text{ kN}=V_{rd}$. (EC6 §6.2)
 Ικανοποιείται ο έλεγχος τέμνουσας σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Περιοχές με συγκεντρωμένα φορτία (EC6, §6.1.3)

Από τη επίλυση πεπερασμένων στοιχείων προκύπτουν στις θέσεις έδρασης δοκών οι μέγιστες θλιπτικές τάσεις. Καθώς στο πάνω μέρος του τοίχου υπάρχει σενάζ ελέγχουμε τις τάσεις σε χαμηλότερη σειρά πεπερασμένων στοιχείων.
 Μέγιστη θλιπτική τάση στην περιοχή συγκεντρωμένων φορτίων $\sigma_{sd\max}=0.472 \text{ N/mm}^2$
 Η μέγιστη αυτή τάση 0.472 N/mm^2 είναι $\leq f_k/\gamma_M=14.930/2.2=6.786 \text{ N/mm}^2$
 άρα ικανοποιείται ο έλεγχος αντοχής σύμφωνα με EC6 §6.1.3.εξ.(6.9)

Σενάζ οπλισμένου σκυροδέματος (Εθν. Κείμ. εφαρμογής, EC6 §6.1.3.(7), §8.2, EC8 §9.5.3).

Στο πάνω μέρος του τοίχου και στο ύψος των υπερθύρων τυχόν μικρές εφελκυστικές τάσεις παραλαμβάνονται από σενάζ οπλισμένου σκυροδέματος 25x20 [πλάτος x ύψος cm] με ελάχιστο οπλισμό 4Φ10 (συνδ. Φ8/15) που ικανοποιεί τα ελάχιστα όρια του κανονισμού.

Ελεγχος σε οριζόντια εκτός επιπέδου τοίχου φορτία λόγω σεισμού (EC6, §3.6.3, §6.3)

Προσεγγιστική σχετική οριζόντια μετατόπιση ορόφου = 0.113 mm
 Οριζόντια μετατόπιση λόγω παραμόρφωσης οριζοντίου διαφράγματος = 0.000 mm
 Καμπτική ροπή σχεδιασμού $M_{ed}=\delta \cdot E \cdot b t^3/(4H^2)$, $M_{ed}=(1000) \times 0.113 \times 22.93 \times 0.250^3/(4 \times 3.00^2)=1.12 \text{ kNm/m}$
 $f_{xk1}=0.10 \text{ N/mm}^2$, $f_{xd1}=0.10/2.20=0.045 \text{ N/mm}^2$
 $\sigma_d=0.001 \times 354.3/(0.25 \times 7.00) \leq 0.2 f_d=0.2 \times 14.93/2.20$, $\sigma_d=0.202 \text{ N/mm}^2$ (EC6, (6.16)
 Ροπή καμπτικής αντοχής $M_{rd}=(f_{xd1}+\sigma_d)t^2/6=(1000) \times (0.045+0.202) \times 0.250^2/6=2.57 \text{ kNm/m}$ (EC6, (6.15)
 $M_{ed}=1.12 \text{ kNm} \leq 2.57 \text{ kNm}=M_{rd}$, ο έλεγχος ικανοποιείται

Ελεγχος σε οριζόντια εκτός επιπέδου τοίχου φορτία λόγω ανέμου (EC6, §6.3, Annex E)

Φορτίο ανέμου $W_{ed}=G_k+1.50W$, $W:=C_{pe} \times 1.25=0.80 \times 1.25=1.00 \text{ kN/m}^2$, $1.50W=1.50 \times 1.00=1.50 \text{ kN/m}^2$
 $H/L=3.00/7.00=0.43$, $\mu=f_{xk1}/f_{xk2}=1$, $\alpha_1=\mu \alpha_2$, $\alpha_2=0.015$ (Annex E, Tab E)
 Καμπτική ροπή σχεδιασμού $M_{ed}=\alpha_1 \cdot W_{ed} \cdot L^2$, $M_{ed}=0.015 \times 1.50 \times 7.00^2=1.10 \text{ kNm/m}$
 $M_{ed}=1.10 \text{ kNm} \leq 2.57 \text{ kNm}=M_{rd}$, ο έλεγχος ικανοποιείται

Ισόγειο

T13



Διαστάσεις μήκος=3.61m, ύψος=3.00m, πάχος=0.25m

Τοίχος μπετόν 25 cm

Δομικό σύστημα : Διαζωματική τοιχοποιία (Ευρωκ.8, §9.3,Τ.9.1)

Κατηγορία κατασκευής :2 (EC6, §2.4.3, Παρ. Α)

Κατηγορία ελέγχου παραγωγής λιθοσωμάτων :II (EC6 §3.1.1)

Θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας: $f_k=14.93 \text{ N/mm}^2$ (EC6 §3.6.1.2)

Διατμητική αντοχή τοιχοποιίας: $f_{vko}= 0.30 \text{ N/mm}^2$ (EC6 §3.6.2)

Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού: $\gamma_M=2.20$ (EC6, §2.4.3)

Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού με σεισμό: $\gamma_M=(2/3)\times 2.20 (>=1.50)=1.50$ (Ευρωκ-8, §9.6(3))

Μήκος λυγισμού τοίχου $h_{ef}=\rho x h= 0.75 \times 2.80= 2.10 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.2)

Λυγηρότητα $\lambda=h_{ef}/t_{ef}=2.10/0.25= 8.40 < =27$ εντάξει (EC6, §5.5.1.4)

Απαιτήσεις Εθνικού κειμένου εφαρμογής Ευρωκώδικα και Ευρωκώδικα 8 §9.3

Διαζωματική τοιχοποιία

Πάχος τοίχου= 0.250 \geq 0.240 m (εντάξει)

Λυγηρότητα $\lambda= 8.40 < =15$ (εντάξει)

L/h πεσσών: $1.18/1.20=0.98 > 0.33$, $1.23/1.20=1.02 > 0.33$ δεκτό

Έλεγχος σε κατακόρυφο φορτίο, φόρτιση 1.35xg+1.50xq (EC6, §6.1)

Έλεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_{id}=(1.35 \times 107.7 + 1.50 \times 23.1)/3.61=49.94 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{ed0}=0.001 \times 49.94/0.25=0.200 \text{ N/mm}^2$

Γίνεται μείωση της εκκεντρότητας κατά $(1-k/4)=0.96$ (EC6 Παραρτ. Γ(3))

Καμπτική ροπή σχεδιασμού στην κορυφή $M_{id}= 3.03 \text{ kNm/m}$ (EC6 Παρ. Γ.1)

Εκκεντρότητα $M_{id}/N_{id}= 3.03/49.94= 0.06073 \text{ m} = 0.24 \times (\text{πάχος τοίχου})$ (EC6 Παραρτ. Γ.1)

Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he}= 0.00000 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i=h_{ef}/450=2.10/450= 0.00467 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)

Εκκεντρότητα στην κορυφή $e_e=M_{id}/N_{id}+e_{he}+e_i=0.06073+0.00000+0.00467= 0.06540 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)

Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e=0.05t=0.05 \times 0.25= 0.01250 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)

Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή $\Phi_i=1-2e_e/t=1-2 \times 0.06540/0.25= 0.48$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd}=\Phi_i \cdot t \cdot f_k/\gamma_M=1000 \times 0.48 \times 0.25 \times 14.93/2.20=814.4 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)

$N_{ed}= 49.9 < = 814.4=N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Έλεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_{md}=(1.35 \times 128.5 + 1.50 \times 23.1)/2.41=86.52 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{ed0}=0.001 \times 86.52/0.25=0.346 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου στο μεσαίο πέμπτο $M_{md}/N_{md}=0.20 \times 0.06073 \times 49.9/86.5=0.00701 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm}= 0.00000 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα $e_a=h_{ef}/450=2.10/450= 0.00467 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)

Εκκεντρότητα φορτίων $e_m=M_{md}/N_{md}+e_{hm}+e_a=0.00701+0.00000+0.00467= 0.01168 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.7)

Η λυγηρότητα είναι $8.40 < =15$, εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k=0$ (EC6 §6.1.2.2(2))

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο $e_m=e_m+e_k=0.01168+0.00000= 0.01168 \text{ m}$ (EC6, εξ.6.7)

Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_m=0.05t=0.05 \times 0.25= 0.01250 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2 εξ.6.6)

Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο $\Phi_m=(1-2e_m/t)\text{Exp}(-u^2/2)= 0.86$ (EC 6 Παραρτ. Γ)

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd}=\Phi_m \cdot t \cdot f_k/\gamma_M=1000 \times 0.86 \times 0.25 \times 14.93/2.20=1458.6 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)

$N_{ed}= 86.5 < = 1458.6=N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Έλεγχος αντοχής στη βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_{id}=(1.35 \times 159.7 + 1.50 \times 23.1)/3.61=69.41 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{ed0}=0.001 \times 69.41/0.25=0.278 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_{id}/N_{id}=0.06073 \times 49.9/69.4= 0.04370 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he}= 0.00000 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i=h_{ef}/450=2.10/450= 0.00467 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)

Εκκεντρότητα στην βάση $e_e=M_{id}/N_{id}+e_{he}+e_i=0.04370+0.00000+0.00467= 0.04836 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)

Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e=0.05t=0.05 \times 0.25= 0.01250 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)

Μειωτικός συντελεστής στην βάση $\Phi_i=1-2e_e/t=1-2 \times 0.04836/0.25= 0.61$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd}=\Phi_i \cdot t \cdot f_k/\gamma_M=1000 \times 0.61 \times 0.25 \times 14.93/2.20=1034.9 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)

Κατακόρυφη θλιπτική τάση από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma_n= -0.440 \text{ N/mm}^2$

Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{ed}=1000 \times 0.25 \times 0.440= 110.0 \text{ kN/m}$

$N_{ed}= 110.0 < = 1034.9=N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος σε κατακόρυφο φορτίο, φόρτιση 1.00xg+0.30xq+Σεισμός (EC6, §6.1)Ελεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_{id}=(1.00 \times 107.7+0.30 \times 23.1)/3.61=31.79 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{ed0}=0.001 \times 31.79/0.25=0.127 \text{ N/mm}^2$
 Γίνεται μείωση της εκκεντρότητας κατά $(1-k/4)=0.96$ (EC6 Παραρτ. Γ(3))
 Καμπτική ροπή σχεδιασμού στην κορυφή $M_{id}=1.79 \text{ kNm/m}$ (EC6 Παρ. Γ.1)
 Εκκεντρότητα $M_{id}/N_{id}=1.79/31.79=0.05637 \text{ m}=0.23 \times (\text{πάχος τοίχου})$ (EC6 Παραρτ. Γ.1)
 Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he}=0.00016 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i=hef/450=2.10/450=0.00467 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα στην κορυφή $ee=M_{id}/N_{id}+e_{he}+e_i=0.05637+0.00016+0.00467=0.06120 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min ee=0.05t=0.05 \times 0.25=0.01250 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
 Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή $\Phi_i=1-2ee/t=1-2 \times 0.06120/0.25=0.51$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd}=\Phi_i \cdot t \cdot f_k/\gamma_M=1000 \times 0.51 \times 0.25 \times 14.93/1.50=1269.1 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 $N_{ed}=31.8 \leq 1269.1=N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_{md}=(1.00 \times 128.5+0.30 \times 23.1)/2.41=56.30 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{ed0}=0.001 \times 56.30/0.25=0.225 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στο μεσαίο πέμπτο $M_{md}/N_{md}=0.20 \times 0.05637 \times 31.8/56.3=0.00637 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm}=0.00008 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_a=hef/450=2.10/450=0.00467 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα φορτίων $e_m=M_{md}/N_{md}+e_{hm}+e_a=0.00637+0.00008+0.00467=0.01111 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.7)
 Η λυγηρότητα είναι $8.40 \leq 15$, εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k=0$ (EC6 §6.1.2.2(2))
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο $e_m=e_m+e_k=0.01111+0.00000=0.01111 \text{ m}$ (EC6, εξ.6.7)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_m=0.05t=0.05 \times 0.25=0.01250 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2 εξ.6.6)
 Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο $\Phi_m=(1-2e_m/t) \cdot \text{Exp}(-u^2/2)=0.86$ (EC 6 Παραρτ. Γ)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd}=\Phi_m \cdot t \cdot f_k/\gamma_M=1000 \times 0.86 \times 0.25 \times 14.93/1.50=2139.3 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 $N_{ed}=56.3 \leq 2139.3=N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στη βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_{id}=(1.00 \times 159.7+0.30 \times 23.1)/3.61=46.21 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{ed0}=0.001 \times 46.21/0.25=0.185 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_{id}/N_{id}=0.05637 \times 31.8/46.2=0.03878 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he}=0.00016 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i=hef/450=2.10/450=0.00467 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα στην βάση $ee=M_{id}/N_{id}+e_{he}+e_i=0.03878+0.00016+0.00467=0.04361 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min ee=0.05t=0.05 \times 0.25=0.01250 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
 Μειωτικός συντελεστής στην βάση $\Phi_i=1-2ee/t=1-2 \times 0.04361/0.25=0.65$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd}=\Phi_i \cdot t \cdot f_k/\gamma_M=1000 \times 0.65 \times 0.25 \times 14.93/1.50=1617.4 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 Κατακόρυφη θλιπτική τάση από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma_n=-0.519 \text{ N/mm}^2$
 Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{ed}=1000 \times 0.25 \times 0.519=129.7 \text{ kN/m}$
 $N_{ed}=129.7 \leq 1617.4=N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος σε διάτμηση, φόρτιση 1.00xg+0.30xq+Σεισμός (EC6, §6.2)

$V_{ed}=89.9 \text{ kN}$, $\tau_{\max}=0.333 \text{ N/mm}^2$, $\sigma_d=0.277 \text{ N/mm}^2$, $L_c=2.41 \text{ m}$, διαζωματική τοίχ. $L_c=L=3.61 \text{ m}$ §6.9.2(2)
 Χαρακτηριστική διατμητική αντοχή $f_{vk}=f_{vko}+0.4 \times (L_c/L) \times f_{cd}$ (EC6 §3.6.2)
 $f_{vk}=0.300+0.40 \times (2.41/3.61) \times 0.277=0.374 \text{ N/mm}^2$, $\max f_{vk}=1.500 \text{ N/mm}^2$, $f_{vk}=0.374 \text{ N/mm}^2$ (EC6 εξ.3.5)
 Τιμή σχεδιασμού αντοχής έναντι τέμνουσας $V_{rd}=f_{vk} \cdot t \cdot L/\gamma_M$ (EC6 §6.2, εξ.6.13)
 $V_{rd}=1000 \times 0.374 \times 0.25 \times 3.61/1.50=224.7 \text{ kN}$
 $V_{ed}=89.9 \text{ kN} \leq 224.7 \text{ kN}=V_{rd}$. (EC6 §6.2)

Ικανοποιείται ο έλεγχος τέμνουσας σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Περιοχές με συγκεντρωμένα φορτία (EC6, §6.1.3)

Από τη επίλυση πεπερασμένων στοιχείων προκύπτουν στις θέσεις έδρασης δοκών οι μέγιστες θλιπτικές τάσεις. Καθώς στο πάνω μέρος του τοίχου υπάρχει σενάζι ελέγχουμε τις τάσεις σε χαμηλότερη σειρά πεπερασμένων στοιχείων.
 Μέγιστη θλιπτική τάση στην περιοχή συγκεντρωμένων φορτίων $\sigma_{sd\max}=0.445 \text{ N/mm}^2$
 Η μέγιστη αυτή τάση 0.445 N/mm^2 είναι $\leq f_k/\gamma_M=14.930/2.2=6.786 \text{ N/mm}^2$
 άρα ικανοποιείται ο έλεγχος αντοχής σύμφωνα με EC6 §6.1.3.εξ.(6.9)

Σενάζ οπλισμένου σκυροδέματος (Εθν. Κείμεν. εφαρμογής, EC6 §6.1.3.(7), §8.2, EC8 §9.5.3).

Στο πάνω μέρος του τοίχου και στο ύψος των υπερθύρων τυχόν μικρές εφελκυστικές τάσεις παραλαμβάνονται από σενάζ οπλισμένου σκυροδέματος 25x20 [πλάτος x ύψος cm] με ελάχιστο οπλισμό 4Φ10 (συνδ. Φ8/15) που ικανοποιεί τα ελάχιστα όρια του κανονισμού.

Έλεγχος σε οριζόντια εκτός επιπέδου τοίχου φορτία λόγω σεισμού (EC6, §3.6.3, §6.3)

Προσεγγιστική σχετική οριζόντια μετατόπιση ορόφου = 0.135 mm

Οριζόντια μετατόπιση λόγω παραμόρφωσης οριζοντίου διαφράγματος= 0.000 mm

Καμπτική ροπή σχεδιασμού $Med = \delta \cdot E \cdot bt^3 / (4H^2)$, $Med = (1000) \times 0.135 \times 22.93 \times 0.250^3 / (4 \times 3.00^2) = 1.35 \text{ kNm/m}$
 $f_{xk1} = 0.10 \text{ N/mm}^2$, $f_{xd1} = 0.10 / 2.20 = 0.045 \text{ N/mm}^2$

$\sigma_d = 0.001 \times 159.7 / (0.25 \times 3.61) <= 0.2 f_{td} = 0.2 \times 14.93 / 2.20$, $\sigma_d = 0.177 \text{ N/mm}^2$ (EC6, (6.16))

Ροπή καμπτικής αντοχής $M_{rd} = (f_{xd1} + \sigma_d) t^2 / 6 = (1000) \times (0.045 + 0.177) \times 0.250^2 / 6 = 2.31 \text{ kNm/m}$ (EC6, (6.15))

$Med = 1.35 \text{ kNm} <= 2.31 \text{ kNm} = M_{rd}$, ο έλεγχος ικανοποιείται

Έλεγχος σε οριζόντια εκτός επιπέδου τοίχου φορτία λόγω ανέμου (EC6, §6.3, Annex E)

Φορτίο ανέμου $W_{ed} = G_k + 1.50 W$, $W_i = C_{pe} \times 1.25 = 0.80 \times 1.25 = 1.00 \text{ kN/m}^2$, $1.50 W = 1.50 \times 1.00 = 1.50 \text{ kN/m}^2$

$H/L = 3.00 / 3.61 = 0.83$, $\mu = f_{xk1} / f_{xk2} = 1$, $\alpha_1 = \mu \alpha_2$, $\alpha_2 = 0.042$ (Annex E, Tab E)

Καμπτική ροπή σχεδιασμού $Med = \alpha_1 \cdot W_{ed} \cdot L^2$, $Med = 0.042 \times 1.50 \times 3.61^2 = 0.82 \text{ kNm/m}$

$Med = 0.82 \text{ kNm} <= 2.31 \text{ kNm} = M_{rd}$, ο έλεγχος ικανοποιείται

Έλεγχος για απλά κτίρια τοιχοποιίας (Εθν. κείμενο εφαρμογής Ευρωκώδικα 6)

- (1) Οι υπέρ το έδαφος όροφοι είναι 2, και η σεισμικότητα II, $\alpha = 0.240g = 2.35 \text{ m/s}^2$, άρα ικανοποιούνται οι περιορισμοί στον αριθμό ορόφων του πίνακα 3.
- (2) α) Το σχήμα του κτιρίου είναι περίπου ορθογωνικό
 β) Μικρότερη προς μεγαλύτερη πλευρά = $9.00 / 11.00 = 0.82 > 0.25$
 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 κατεύθυνσεις 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
 Διαζωματική τοιχοποιία, σεισμός : II, $\alpha = 0.240g = 2.35 \text{ m/s}^2$, ελάχιστο ποσοστό τοίχων 5%
 x-x κατεύθυνση, ποσοστό τοίχων στο ισόγειο $5.575 / 64.829 = 0.086 > 0.05$
 y-y κατεύθυνση, ποσοστό τοίχων στο ισόγειο $4.575 / 64.829 = 0.071 > 0.05$

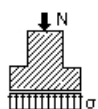
Θεμελίωση τοίχων

Θλιπτική αντοχή εδάφους $q_u = 0.20$ [MPa=N/mm²]

Θεμελίωση τοίχου:

T1

Διαστάσεις μήκος=11.00m, ύψος=3.00m, πάχος=0.25m



Ιδιο βάρος θεμελίωσης $= (0.45 \times 0.40 \times 25 + 0.25 \times 5.55) \times 11.00 = 64.76$ kN

Ολικό κατακόρυφο φορτίο (STR) $N_{ed} = 1.35 \times (581.4 + 64.8) + 1.50 \times 64.5 = 969.1$ kN

(GEO) $N_{ed} = 1.00 \times (581.4 + 64.8) + 1.30 \times 64.5 = 730.0$ kN

Φορτίο ανά μέτρο μήκους τοίχου +ιδ. βάρος πεδίου (STR) $N_{ed} = 88$ kN/m

(GEO) $N_{ed} = 66$ kN/m

Για πλάτος πεδίου $b_p = 0.46$ m $\sigma_{ed} = 0.001 \times 88 / 0.46 = 0.19$ MPa

(STR) $N_{ed} = 88 \text{ kN/m} < 93 \text{ kN/m} = 1000 \times 0.20 \times 0.46 / 1.00 = R_d$ φέρουσα ικανότητα εδάφους (Ευρωκ.7 6.5.2)

(GEO) $N_{ed} = 66 \text{ kN/m} < 66 \text{ kN/m} = 1000 \times 0.20 \times 0.46 / 1.40 = R_d$ φέρουσα ικανότητα εδάφους (Ευρωκ.7 6.5.2)

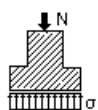
Πέδιλο από σκυρόδεμα πλάτος πεδίου 0.46m, ύψος πεδίου 0.40 m,

οπλισμός 4φ12 κάτω-άνω, τσέρκι φ10/30 (Ευρωκ.2 §9.8.2.1)

Θεμελίωση τοίχου:

T2

Διαστάσεις μήκος=5.00m, ύψος=3.00m, πάχος=0.25m



Ιδιο βάρος θεμελίωσης $= (0.45 \times 0.40 \times 25 + 0.25 \times 5.55) \times 5.00 = 29.44$ kN

Ολικό κατακόρυφο φορτίο (STR) $N_{ed} = 1.35 \times (216.5 + 29.4) + 1.50 \times 19.1 = 360.7$ kN

(GEO) $N_{ed} = 1.00 \times (216.5 + 29.4) + 1.30 \times 19.1 = 270.8$ kN

Φορτίο ανά μέτρο μήκους τοίχου +ιδ. βάρος πεδίου (STR) $N_{ed} = 72$ kN/m

(GEO) $N_{ed} = 54$ kN/m

Για πλάτος πεδίου $b_p = 0.45$ m $\sigma_{ed} = 0.001 \times 72 / 0.45 = 0.16$ MPa

(STR) $N_{ed} = 72 \text{ kN/m} < 90 \text{ kN/m} = 1000 \times 0.20 \times 0.45 / 1.00 = R_d$ φέρουσα ικανότητα εδάφους (Ευρωκ.7 6.5.2)

(GEO) $N_{ed} = 54 \text{ kN/m} < 64 \text{ kN/m} = 1000 \times 0.20 \times 0.45 / 1.40 = R_d$ φέρουσα ικανότητα εδάφους (Ευρωκ.7 6.5.2)

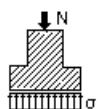
Πέδιλο από σκυρόδεμα πλάτος πεδίου 0.45m, ύψος πεδίου 0.40 m,

οπλισμός 4φ12 κάτω-άνω, τσέρκι φ10/30 (Ευρωκ.2 §9.8.2.1)

Θεμελίωση τοίχου:

T3

Διαστάσεις μήκος=5.30m, ύψος=3.00m, πάχος=0.25m



Ιδιο βάρος θεμελίωσης $= (0.45 \times 0.40 \times 25 + 0.25 \times 5.55) \times 5.30 = 31.20$ kN

Ολικό κατακόρυφο φορτίο (STR) $N_{ed} = 1.35 \times (309.3 + 31.2) + 1.50 \times 40.0 = 519.7$ kN

(GEO) $N_{ed} = 1.00 \times (309.3 + 31.2) + 1.30 \times 40.0 = 392.5$ kN

Φορτίο ανά μέτρο μήκους τοίχου +ιδ. βάρος πεδίου (STR) $N_{ed} = 98$ kN/m

(GEO) $N_{ed} = 74$ kN/m

Για πλάτος πεδίου $b_p = 0.52$ m $\sigma_{ed} = 0.001 \times 98 / 0.52 = 0.19$ MPa

(STR) $N_{ed} = 98 \text{ kN/m} < 104 \text{ kN/m} = 1000 \times 0.20 \times 0.52 / 1.00 = R_d$ φέρουσα ικανότητα εδάφους (Ευρωκ.7 6.5.2)

(GEO) $N_{ed} = 74 \text{ kN/m} < 74 \text{ kN/m} = 1000 \times 0.20 \times 0.52 / 1.40 = R_d$ φέρουσα ικανότητα εδάφους (Ευρωκ.7 6.5.2)

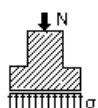
Πέδιλο από σκυρόδεμα πλάτος πεδίου 0.52m, ύψος πεδίου 0.40 m,

οπλισμός 4φ12 κάτω-άνω, τσέρκι φ10/30 (Ευρωκ.2 §9.8.2.1)

Θεμελίωση τοίχου:

T4

Διαστάσεις μήκος=4.30m, ύψος=3.00m, πάχος=0.25m



Ιδιο βάρος θεμελίωσης $= (0.45 \times 0.40 \times 25 + 0.25 \times 5.55) \times 4.30 = 25.32$ kN

Ολικό κατακόρυφο φορτίο (STR) $N_{ed} = 1.35 \times (284.3 + 25.3) + 1.50 \times 36.6 = 472.9$ kN

(GEO) $N_{ed} = 1.00 \times (284.3 + 25.3) + 1.30 \times 36.6 = 357.2$ kN

Φορτίο ανά μέτρο μήκους τοίχου +ιδ. βάρος πεδίου (STR) $N_{ed} = 110$ kN/m

(GEO) $N_{ed} = 83$ kN/m

Για πλάτος πεδίου $b_p = 0.58$ m $\sigma_{ed} = 0.001 \times 110 / 0.58 = 0.19$ MPa

(STR) $N_{ed} = 110 \text{ kN/m} < 116 \text{ kN/m} = 1000 \times 0.20 \times 0.58 / 1.00 = R_d$ φέρουσα ικανότητα εδάφους (Ευρωκ.7 6.5.2)

(GEO) $N_{ed} = 83 \text{ kN/m} < 83 \text{ kN/m} = 1000 \times 0.20 \times 0.58 / 1.40 = R_d$ φέρουσα ικανότητα εδάφους (Ευρωκ.7 6.5.2)

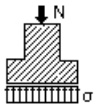
Πέδιλο από σκυρόδεμα πλάτος πεδίου 0.58m, ύψος πεδίου 0.40 m,

οπλισμός 4φ12 κάτω-άνω, τσέρκι φ10/30 (Ευρωκ.2 §9.8.2.1)

Θεμελίωση τοίχου:

T5

Διαστάσεις μήκος=3.00m, ύψος=3.00m, πάχος=0.25m



Ιδιο βάρος θεμελίωσης $= (0.45 \times 0.40 \times 25 + 0.25 \times 5.55) \times 3.00 = 17.66 \text{ kN}$

Ολικό κατακόρυφο φορτίο (STR) $N_{ed} = 1.35 \times (125.7 + 17.7) + 1.50 \times 8.7 = 206.6 \text{ kN}$

(GEO) $N_{ed} = 1.00 \times (125.7 + 17.7) + 1.30 \times 8.7 = 154.7 \text{ kN}$

Φορτίο ανά μέτρο μήκους τοίχου +ιδ. βάρος πεδίου (STR) $N_{ed} = 69 \text{ kN/m}$

(GEO) $N_{ed} = 52 \text{ kN/m}$

Για πλάτος πεδίου $b_p = 0.45 \text{ m}$ $\sigma_{ed} = 0.001 \times 69 / 0.45 = 0.15 \text{ MPa}$

(STR) $N_{ed} = 69 \text{ kN/m} < 90 \text{ kN/m} = 1000 \times 0.20 \times 0.45 / 1.00 = R_d$ φέρουσα ικανότητα εδάφους (Ευρωκ.7 6.5.2)

(GEO) $N_{ed} = 52 \text{ kN/m} < 64 \text{ kN/m} = 1000 \times 0.20 \times 0.45 / 1.40 = R_d$ φέρουσα ικανότητα εδάφους (Ευρωκ.7 6.5.2)

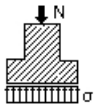
Πέδιλο από σκυρόδεμα πλάτος πεδίου 0.45m, ύψος πεδίου 0.40 m,

οπλισμός 4Φ12 κάτω-άνω, τσέρκι Φ10/30 (Ευρωκ.2 §9.8.2.1)

Θεμελίωση τοίχου:

T6

Διαστάσεις μήκος=7.00m, ύψος=3.00m, πάχος=0.25m



Ιδιο βάρος θεμελίωσης $= (0.45 \times 0.40 \times 25 + 0.25 \times 5.55) \times 7.00 = 41.21 \text{ kN}$

Ολικό κατακόρυφο φορτίο (STR) $N_{ed} = 1.35 \times (354.3 + 41.2) + 1.50 \times 33.5 = 584.2 \text{ kN}$

(GEO) $N_{ed} = 1.00 \times (354.3 + 41.2) + 1.30 \times 33.5 = 439.1 \text{ kN}$

Φορτίο ανά μέτρο μήκους τοίχου +ιδ. βάρος πεδίου (STR) $N_{ed} = 83 \text{ kN/m}$

(GEO) $N_{ed} = 63 \text{ kN/m}$

Για πλάτος πεδίου $b_p = 0.45 \text{ m}$ $\sigma_{ed} = 0.001 \times 83 / 0.45 = 0.19 \text{ MPa}$

(STR) $N_{ed} = 83 \text{ kN/m} < 90 \text{ kN/m} = 1000 \times 0.20 \times 0.45 / 1.00 = R_d$ φέρουσα ικανότητα εδάφους (Ευρωκ.7 6.5.2)

(GEO) $N_{ed} = 63 \text{ kN/m} < 64 \text{ kN/m} = 1000 \times 0.20 \times 0.45 / 1.40 = R_d$ φέρουσα ικανότητα εδάφους (Ευρωκ.7 6.5.2)

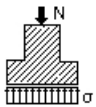
Πέδιλο από σκυρόδεμα πλάτος πεδίου 0.45m, ύψος πεδίου 0.40 m,

οπλισμός 4Φ12 κάτω-άνω, τσέρκι Φ10/30 (Ευρωκ.2 §9.8.2.1)

Θεμελίωση τοίχου:

T13

Διαστάσεις μήκος=3.61m, ύψος=3.00m, πάχος=0.25m



Ιδιο βάρος θεμελίωσης $= (0.45 \times 0.40 \times 25 + 0.25 \times 5.55) \times 3.61 = 21.23 \text{ kN}$

Ολικό κατακόρυφο φορτίο (STR) $N_{ed} = 1.35 \times (159.7 + 21.2) + 1.50 \times 23.1 = 278.9 \text{ kN}$

(GEO) $N_{ed} = 1.00 \times (159.7 + 21.2) + 1.30 \times 23.1 = 211.0 \text{ kN}$

Φορτίο ανά μέτρο μήκους τοίχου +ιδ. βάρος πεδίου (STR) $N_{ed} = 77 \text{ kN/m}$

(GEO) $N_{ed} = 59 \text{ kN/m}$

Για πλάτος πεδίου $b_p = 0.45 \text{ m}$ $\sigma_{ed} = 0.001 \times 77 / 0.45 = 0.17 \text{ MPa}$

(STR) $N_{ed} = 77 \text{ kN/m} < 90 \text{ kN/m} = 1000 \times 0.20 \times 0.45 / 1.00 = R_d$ φέρουσα ικανότητα εδάφους (Ευρωκ.7 6.5.2)

(GEO) $N_{ed} = 59 \text{ kN/m} < 64 \text{ kN/m} = 1000 \times 0.20 \times 0.45 / 1.40 = R_d$ φέρουσα ικανότητα εδάφους (Ευρωκ.7 6.5.2)

Πέδιλο από σκυρόδεμα πλάτος πεδίου 0.45m, ύψος πεδίου 0.40 m,

οπλισμός 4Φ12 κάτω-άνω, τσέρκι Φ10/30 (Ευρωκ.2 §9.8.2.1)

ΤΕΧΝΙΚΗ ΕΚΘΕΣΗ

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 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 από 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 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 παρειά (κανον. 5.1) όπου δ 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 ανοιγματα. 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 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 $h_{ef} = \rho h$. Οι συντελεστές ρ υπολογίζονται για μερική ή ολική πάκτωση (ανάλογα με την περίπτωση) στην κορυφή και βάση του τοίχου, και επι το δυσμενέστερο 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 αδρανειακών φερόντων στοιχείων θεωρούνται κατά το πλείστον παράλληλοι 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 υπσυλωμάτων βασίζεται στον έλεγχο αστοχίας λόγω υπέρβασης φέρουσας ικανότητας έδρασης, σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 7 και ΕΑΚ 5.2.3

Οπλισμοί Δοκών

Οροφος	Δοκός	Ανοιγμα		Στήριξη-A		Στήριξη-B		Συνδ/ρες
		κάτω	πάνω	πάνω	κάτω	πάνω	κάτω	
Ισόγειο		4 Ø12	2 Ø12	3 Ø16				Φ10/34
Ισόγειο		4 Ø12	2 Ø12	4 Ø16				Φ10/34
1ος		4 Ø12	2 Ø12	3 Ø16				Φ10/34
1ος		4 Ø12	2 Ø12	4 Ø16				Φ10/34

Οπλισμοί Πλακών

Οροφος	Πλάκ	πάχος [cm]	Lx [m]	Ly [m]	Οπλισμοί		Οπλισμοί στηρίξεων			
					x-x	y-y	□	□	□	□
Ισόγειο	Π1	20	4.83	4.46	Ø10/20κ	Ø10/20		Ø10/20		
Ισόγειο	Π2	20	5.53	4.56	Ø10/20	Ø10/20κ	Ø10/20		Ø10/20	
Ισόγειο	Π3	20	5.53	2.83	Ø10/20	Ø10/20κ				Ø10/20
1ος	Π1	20	4.83	4.46	Ø10/20κ	Ø10/20		Ø10/20		
1ος	Π2	20	5.53	4.56	Ø10/20	Ø10/20κ	Ø10/20		Ø10/20	
1ος	Π3	20	5.53	2.83	Ø10/20	Ø10/20κ				Ø10/20
1ος	ΠΡ2	15	1.20	2.00			Ø10/20			
1ος	ΠΡ1	15	1.20	2.00			Ø10/20			

ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΛΙΘΟΔΟΜΗΣ ΜΕ ΜΑΝΔΥΑ

Λιθοδομή 50 cm με μανδύα

Πάχος τοίχου : 0.64 [m]

Ειδικό βάρος : 26.00 [KN/m³]

Διαμήκης Αρμός OXI

Βάρος ανά m² : 16.50 [KN/m²]

Ιδιότητες Λιθοσωμάτων (EC6 §3.1)

Ασβεστόλιθοι 20x20x25

Τύπος Λιθοσωμάτων: Λαξευτοί Φυσικοί EN 771-6

Κατηγορία: : II

Διαστάσεις Λιθοσωμάτων : 250x200x200[mm]

Ομάδα : 1

Θλιπτική αντοχή : 8.00 [N/mm²]

Συντελεστής δ = 1.15

Ανηγγεμένη Θλιπτική Αντοχή : fb= 9.20 [N/mm²]

fb= 1.15x 8.00= 9.20[N/mm²]

Ιδιότητες Κονιάματος (EC6, §3.2)

Τσιμεντοκονίαμα-M2

Είδος Κονιάματος: Γενικής εφαρμογής

Θλιπτική Αντοχή fk: 2.00 [N/mm²]

Χαρακτηριστικές Αντοχές Τοιχοποιίας (EC6, §3.6)

Θλιπτική Αντοχή fk [N/mm²](EC6, §3.6.1) $f_k = K f_b f_m^{0.7} f_m^{0.3} = 4.67 \text{ [KN/mm}^2 \text{]}$

Διατμ/κή Αντοχή fnko [N/mm²](EC6, §3.6.2) fnko = 0.99 [N/mm²]

Μέτρο Ελαστ/τος E [GPa](EC6, §3.7.2) E = 7.73 [GPa=KN/mm²]

Μέτρο Διάτμησης G=40%E G = 3.09 [GPa=KN/mm²]

Η τοιχοποιία έχει διπλός μανδύα σκυροδέματος, 7.0 cm, οπότε αλλάζουν οι αντοχές

Μέση Χαρακτηριστική Θλιπτική αντοχή τοίχου με μανδύα fk= 4.67 N/mm²

Μέση Χαρακτηριστική διατμητική αντοχή τοίχου με μανδύα fnko= 0.99 N/mm²

Υπολογισμοί μέσων χαρακτηριστικών αντοχών τοίχου με μανδύα σκυροδέματος

Πάχος τοιχοποιίας χωρίς μανδύα tw= 0.50 m

Διπλός μανδύας σκυροδέματος C12/15 πάχους tc= 0.07 m

Οπλισμός μανδύα εσχάρα Φ8/10 S500

Πάχος τοίχου μαζί με μανδύα σκυροδέματος Tw= 0.64 m

Θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας fwk= 2.60 N/mm²

Διατμητική αντοχή τοιχοποιίας fwn= 0.10 N/mm²

Μέτρο ελαστικότητας τοιχοποιίας Ew= 2.60 N/mm²

Θλιπτική αντοχή σκυροδέματος μανδύα fck=12.00 N/mm²

Διατμητική αντοχή σκυροδέματος μανδύα fcw= 0.27 N/mm²

Μέτρο ελαστικότητας σκυροδέματος Ec=26.00 N/mm²

Μέση Χαρακτηριστική Θλιπτική αντοχή τοίχου με μανδύα σκυροδέματος

fk=(2.60x0.50+2x12.00x0.07)/0.64= 4.66 N/mm²

Διατμητική αντοχή τοίχου με μανδύα σκυροδέματος

frd=0.01xfcc/1.50+ As/(t.s)x(fsy/1.15)

Ποσοστό οπλισμού μανδύα ρ=1x0.50/(10x7)=0.007<=0.02

Διατμητική αντοχή μανδύα frd=0.01x12/1.50+(50/100x70)x(500/1.15)=3.19 N/mm²

Μέση Χαρακτηριστική Διατμητική αντοχή τοίχου με μανδύα σκυροδέματος

fnk=0.80xfwk+frdx(2.00/1.50)

fnk=(0.80*0.10x0.50+2x3.19x0.07x(2.00/1.50))/0.64=0.99 N/mm²

E=(2.60x0.50+2x26.00x0.07)/0.64= 7.72 N/mm²

Παράδειγμα διόροφης οικοδομής

Όνομασία Έργου-Μελέτης Παράδειγμα διόροφης οικοδομής
 Διεύθυνση έργου Διεύθυνση.....
 Μηχανικός Μελετητής Μηχανικός.....
 Σημειώσεις.....

Γενικά Χαρακτηριστικά Κτιρίου

Όροφοι Όροφοι : 2 Υπόγεια: 0
 Τοιχοποιία Διαζωματική τοιχοποιία
 Ποιότητα Κατασκευής (EC6 §2.4.3) Κατηγορία 2
 Ύψη ορόφων [m] Δάπεδα
 Ισόγειο ύψος ορόφου 3.00 [m] οροφή=Πλάκα d=0.20[m]
 1ος οροφος ύψος ορόφου 3.00 [m] οροφή=Πλάκα d=0.20[m]

Φορτία Κατασκευής (Ευρωκώδικας 1)

Μόνιμα Δαπέδων Επικάλυψη δαπέδων= 0.80[kN/m²], Τοίχοι σε δάπεδα= 0.00[kN/m²]
 Κινητά Δαπέδων Κινητά σε δάπεδα = 2.00[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= 0.60[kN/m²]
 Κινητά Στέγης Χιόνι= 1.00[kN/m²], Άνεμος= 1.25[kN/m²]
 Άνεμος (κατακόρυφα) 1.25xημ²(25°)= 0.18[kN/m²]
 Συντελεστές Δράσεων Φορτίων (Ευρωκ.0, Π.Α1.2) γg=1.35, γq=1.50
 Συντελεστές Συνδυασμού Δράσεων (Ευρωκ.0 Π.Α1.1) Ψ0=0.60, Ψ1=0.60, Ψ2=0.30

Υλικά Τοιχοποιίας Λιθοδομή 50 cm με μανδύα

Σκυρόδεμα - Εδαφος C25/30-B500C σu=0.20 [N/mm²,MPa]

Γενικά Στοιχεία Αντισεισμικού Σχεδιασμού (Ευρωκ.8 §3)

Σεισμική Ζώνη (Ευρωκ.8 §3.2.1) Ζώνη: II, α=0.240g=2.35 m/s²
 Κατηγορία Εδάφους (Ευρωκ.8 §3.1.2) B, S=1.20 Tb=0.15sec Tc=0.50sec
 Σπουδαιότητα Κτιρίου (Ευρωκ.8 §4.2.5) Σ2 γI=1.00

Κανονισμοί που λαμβάνονται υπόψη.

Ευρωκώδικας 6 (EC6): EN1996-1-1:2004, Σχεδιασμός κατασκευών από τοιχοποιία.
 Ευρωκώδικας 2 (EC2): EN1992-1-1:2004, Σχεδιασμός κατασκευών από Σκυρόδεμα
 Ευρωκώδικας 8 (EC8): EN1998-1-1:2004, Αντισεισμικός σχεδιασμός κατασκευών
 Ευρωκώδικας 1 (EC1): EN1991-1-1:2003, Δράσεις επί κατασκευών
 Ευρωκώδικας 0 (EC0): EN1990-1-1:2002, Βάσεις σχεδιασμού κατασκευών

Εθνικό Κείμενο Εφαρμογής Ευρωκώδικα 6

Δομικά Στοιχεία

Οροφος	Δομ.	Υλικά	Διαστάσεις [m]	Θέση (x[m], y[m], θ°)
Ισόγειο	T1	Λιθοδομή 50 cm με μανδύα	11.00x 3.00x0.64	11.00, 8.68, 0.00
Ισόγειο	T2	Λιθοδομή 50 cm με μανδύα	5.00x 3.00x0.64	0.32, 9.00, 0.00
Ισόγειο	T3	Λιθοδομή 50 cm με μανδύα	5.30x 3.00x0.64	0.00, 4.32, 0.00
Ισόγειο	T4	Λιθοδομή 50 cm με μανδύα	4.30x 3.00x0.64	5.32, 4.30, 0.00
Ισόγειο	T5	Λιθοδομή 50 cm με μανδύα	3.00x 3.00x0.64	5.00, 0.32, 0.00
Ισόγειο	T6	Λιθοδομή 50 cm με μανδύα	7.00x 3.00x0.64	10.68, 2.00, 0.00
Ισόγειο	T13	Λιθοδομή 50 cm με μανδύα	3.61x 3.00x0.64	7.82, 0.27, 0.00
Ισόγειο	Δ1	Ωπλ. Σκυρ. C25/30	0.20x 0.50x5.00	5.15, 4.00, 0.00
Ισόγειο	Δ2	Ωπλ. Σκυρ. C25/30	0.20x 0.50x5.95	5.05, 4.13, 0.00
1ος	T7	Λιθοδομή 50 cm με μανδύα	11.00x 3.00x0.64	11.00, 8.68, 0.00
1ος	T8	Λιθοδομή 50 cm με μανδύα	5.00x 3.00x0.64	0.32, 9.00, 0.00
1ος	T9	Λιθοδομή 50 cm με μανδύα	5.30x 3.00x0.64	0.00, 4.32, 0.00
1ος	T10	Λιθοδομή 50 cm με μανδύα	4.30x 3.00x0.64	5.32, 4.30, 0.00
1ος	T11	Λιθοδομή 50 cm με μανδύα	3.00x 3.00x0.64	5.00, 0.32, 0.00
1ος	T12	Λιθοδομή 50 cm με μανδύα	7.00x 3.00x0.64	10.68, 2.00, 0.00
1ος	T14	Λιθοδομή 50 cm με μανδύα	3.61x 3.00x0.64	7.82, 0.27, 0.00
1ος	Δ3	Ωπλ. Σκυρ. C25/30	0.20x 0.50x5.00	5.15, 4.00, 0.00
1ος	Δ4	Ωπλ. Σκυρ. C25/30	0.20x 0.50x5.95	5.05, 4.13, 0.00

Στοιχεία Πλακών

Οροφος	Πλάκ	πάχος [cm]	Φορτία [KN/m ²]			Εμβαδό [m ²]	Ly/Lx	Ειδο	Συντ. φορτ.		Περιβάλλοντα στοιχεία
			ιδ. βάρ	επικά	κίνητ				κx	κy	
Ισόγειο	Π1	20	5.00	0.80	2.00	21.53	0.92		0.64	0.36	T1AB-T2BA-T3B-Δ1AB
Ισόγειο	Π2	20	5.00	0.80	2.00	25.19	0.82		0.32	0.68	Δ1AB-Δ2A-T6AB-T1AA
Ισόγειο	Π3	20	5.00	0.80	2.00	18.11	0.51		0.00	1.00	T5BA-T13B-T6AAB-Δ2A-T4A
1ος	Π1	20	5.00	1.50	1.17	21.53	0.92		0.64	0.36	T7AB-T8BA-T9B-Δ3AB
1ος	Π2	20	5.00	1.50	1.17	25.19	0.82		0.32	0.68	Δ3AB-Δ4A-T12AB-T7AA
1ος	Π3	20	5.00	1.50	1.17	18.11	0.51		0.00	1.00	T11BA-T14B-T12AAB-Δ4A-T10A
1ος	ΠΡ2	15	3.75	0.80	5.00	2.40					T7
1ος	ΠΡ1	15	3.75	0.80	5.00	2.40					T14

Στατική Επίλυση πλακών (Ευρωκ.2 §6.1, §9.3.1).

Πλάκες με λόγο πλευρών 0.5 μέχρι 2, επιλύονται ως τετραερείστες αλλιώς ως αμφιέρείστες. Η επίλυση πλακών βασίζεται στην μέθοδο των λωρίδων Marcus, με κοινό μέγιστο βέλος κάμψης. Τα φορτία κατανέμονται στις δύο διευθύνσεις x, y βάσει συντελεστών κατανομής k_x , k_y και κάθε διεύθυνση επιλύεται χωριστά θεωρώντας ισοδύναμα ανοίγματα πλακών. Αν το φορτίο πλάκας σε μία διεύθυνση είναι <10% ολικού φορτίου, η πλάκα θεωρείται αμφιέρεστη. Μείωση ροπών ανοιγμάτων λόγω συστροφής δεν γίνεται. Συνθήκες στήριξης και συνέχεια λαμβάνονται υπόψη μέσω συντελεστών συνεχών δοκών ισοδύναμων ανοιγμάτων. Οι συντελεστές αυτοί λαμβάνονται οι δυσμενέστεροι σε κάθε περίπτωση. Οι ελάχιστες και μέγιστες ροπές στήριξης προκύπτουν χρησιμοποιώντας τη δυσμενέστερη ή ευμενέστερη θέση κινητών φορτίων αντίστοιχα σε ισοδύναμη συνεχή δοκό με τη λωρίδα επίλυσης της πλάκας. Η μέγιστη ροπή ανοίγματος προκύπτει από τη δυσμενέστερη θέση κινητών φορτίων στο άνοιγμα. Οι ροπές στηρίξεων μειώνονται κατά 20% με ανακατανομή (Ευρωκ.2 §5.5). Τα μεταφερόμενα στους δοκούς φορτία προκύπτουν για φόρτιση με κινητά φορτία στις πλάκες εκατέρωθεν της δοκού. Σε περίπτωση αμφιέρειστων πλακών στους δοκούς που δεν φορτίζονται, λαμβάνεται ελάχιστο φορτίο από πλάκα $=qL/4$, (q φορτίο πλάκας, L άνοιγμα δοκού). Τα δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη χρησιμοποιούνται για υπολογισμό οπλισμών και φορτίων δοκών. Υπολογισμοί αντοχής σε οριακή κατάσταση αστοχίας (Ευρωκ.2 §6.1). Ελεγχος λυγηρότητας (Ευρωκ.2 §7.4.2), και ελάχιστων οπλισμών (EC2 §9.3.1). Έλεγχος βελών παραλείπεται αφού ικανοποιείται η λυγηρότητα (Ευρωκ.2 §7.4.2). Ελάχιστη επικάλυψη οπλισμού πλάκων λαμβάνεται 20mm (Ευρωκ.2 §4.4.1).

Ισόγειο**Πλάκα: Π1**
 $L_y/L_x = 0.92, C25/30-B500C, h = 20 \text{ cm}$

 Φορτία: μόνιμο $g = 5.80 \text{ kN/m}^2$, κινητό $q = 2.00 \text{ kN/m}^2$
Διεύθυνση x-x
 $L_x = 4.83 \text{ m}, g_x = 0.64 \times 5.80 = 3.74, q_x = 0.64 \times 2.00 = 1.29 \text{ kN/m}^2$

 Ελάχιστη ροπή στήριξης $\min M_{sdst} = -0.80 \times (0.125 \times 1.35 \times 3.74 + 0.125 \times 1.50 \times 1.29) \times 4.83^2 = -16.30 \text{ kNm/m}$

 Μέγιστη ροπή στήριξης $\max M_{sdst} = -0.80 \times (0.125 \times 1.35 \times 3.74 + 0.063 \times 1.50 \times 1.29) \times 4.83^2 = -14.06 \text{ kNm/m}$

 Από $\max M_{sdst}$ για $1.35 \times 3.74 + 1.50 \times 1.29$ προκύπτουν μέγιστη ροπή ανοίγματος και αντιδράσεις.

 Μέγιστη ροπή ανοίγματος $M_{sds} = 13.95 \text{ kNm/m}$ ($V = 6.98 \times 4.83 / 2 - 14.06 / 4.83 = 13.96, M = 0.5 \times 13.96^2 / 6.98 = 13.95$)

 Φορτία σε δοκούς μόνιμα $g_A = 7.23 \text{ kN/m}, g_B = 10.84 \text{ kN/m}$

 Φορτία σε δοκούς κινητά $g_A = 2.80 \text{ kN/m}, g_B = 3.43 \text{ kN/m}$

 οπλισμός στήριξη: $M_{ed} = -16.30 \text{ kNm/m}, d = 180 \text{ mm}, x/d = 0.07, e_c/e_s = 1.4/20.0, A_s = 2.13 \text{ cm}^2/\text{m}$

 οπλισμός άνοιγμα: $M_{ed} = 13.95 \text{ kNm/m}, d = 180 \text{ mm}, x/d = 0.06, e_c/e_s = 1.3/20.0, A_s = 1.82 \text{ cm}^2/\text{m}$
Διεύθυνση y-y
 $L_y = 4.46 \text{ m}, g_y = 0.36 \times 5.80 = 2.06, q_y = 0.36 \times 2.00 = 0.71 \text{ kN/m}^2$

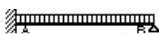
 Ροπή στη στήριξη $M_{sd\text{sup}A} = M_{sd\text{sup}B} = 0 \text{ [kNm/m]}$

 Ροπή στο άνοιγμα $M_{sds} = (1.35 \times 2.06 + 1.50 \times 0.71) \times 4.46^2 / 8 = 9.55 \text{ kNm/m}$

 Φορτία σε δοκούς ή τοίχους, μόνιμα $g_A = g_B = 2.06 \times 4.46 / 2 = 4.59 \text{ kN/m}$

 Φορτία σε δοκούς ή τοίχους, κινητά $q_A = q_B = 0.71 \times 4.46 / 2 = 1.58 \text{ kN/m}$

 οπλισμός άνοιγμα: $M_{ed} = 9.55 \text{ kNm/m}, d = 170 \text{ mm}, x/d = 0.05, e_c/e_s = 1.1/20.0, A_s = 1.32 \text{ cm}^2/\text{m}$
 $K = 1.0, L/d(\min) = 338.9, L/d = 4.46 / 0.170 = 26.2 < 338.9$ (EC2 Eq.7.16a), ελάχ. οπλισμός $A_{sx} = 2.3, A_{sy} = 2.2 \text{ cm}^2/\text{m}$
Οπλισμοί ανοίγματος x-x: φ10/20 (3.95 cm²/m), y-y : φ10/20 (3.95 cm²/m) (κάτω στρώση x-x)
Ισόγειο**Πλάκα: Π2**
 $L_y/L_x = 0.82, C25/30-B500C, h = 20 \text{ cm}$

 Φορτία: μόνιμο $g = 5.80 \text{ kN/m}^2$, κινητό $q = 2.00 \text{ kN/m}^2$
Διεύθυνση x-x
 $L_x = 5.53 \text{ m}, g_x = 0.32 \times 5.80 = 1.83, q_x = 0.32 \times 2.00 = 0.63 \text{ kN/m}^2$

 Ελάχιστη ροπή στήριξης $\min M_{sdst} = -0.80 \times (0.125 \times 1.35 \times 1.83 + 0.125 \times 1.50 \times 0.63) \times 5.53^2 = -10.44 \text{ kNm/m}$

 Μέγιστη ροπή στήριξης $\max M_{sdst} = -0.80 \times (0.125 \times 1.35 \times 1.83 + 0.063 \times 1.50 \times 0.63) \times 5.53^2 = -9.01 \text{ kNm/m}$

 Από $\max M_{sdst}$ για $1.35 \times 1.83 + 1.50 \times 0.63$ προκύπτουν μέγιστη ροπή ανοίγματος και αντιδράσεις.

 Μέγιστη ροπή ανοίγματος $M_{sds} = 8.94 \text{ kNm/m}$ ($V = 3.42 \times 5.53 / 2 - 9.01 / 5.53 = 7.81, M = 0.5 \times 7.81^2 / 3.42 = 8.94$)

 Φορτία σε δοκούς μόνιμα $g_A = 6.07 \text{ kN/m}, g_B = 4.05 \text{ kN/m}$

 Φορτία σε δοκούς κινητά $g_A = 1.92 \text{ kN/m}, g_B = 1.57 \text{ kN/m}$

 οπλισμός στήριξη: $M_{ed} = -10.44 \text{ kNm/m}, d = 180 \text{ mm}, x/d = 0.05, e_c/e_s = 1.1/20.0, A_s = 1.36 \text{ cm}^2/\text{m}$

 οπλισμός άνοιγμα: $M_{ed} = 8.94 \text{ kNm/m}, d = 170 \text{ mm}, x/d = 0.05, e_c/e_s = 1.1/20.0, A_s = 1.23 \text{ cm}^2/\text{m}$

Στατική επίλυση συστήματος δοκών πατωμάτων

Το σύστημα των δοκών κάθε πατώματος επιλύεται σαν εσχάρα δοκών στο χώρο, με πεπερασμένα στοιχεία. Τα στοιχεία είναι ραβδόμορφα με 3 βαθμούς ελευθερίας ανά κόμβο, στροφές με άξονες x , y και βύθιση στην κατακόρυφη διεύθυνση z . Η εσχάρα δοκών εδράζεται στους τοίχους και στα υποστυλώματα. Στις εδράσεις στους τοίχους, επειδή πάντα παρεμβάλλεται σενάζ, η η στροφή περί τον άξονα $=0$. Για τις ακαμψίες των δοκών της εσχάραςτο συνεργαζόμενο πλάτος είναι $0.70L/10$ στις μονόπλευρες και $0.70L/5$ στις συμμετρικές πλακοδοκούς(Ευρωκ.2 §5.3.2.1). Η επίλυση γίνεται για μοναδιαία φορτία σε κάθε άνοιγμα και εν συνεχεία γίνονται όλοι οι επικίνδυνοι συνδυασμοί φορτίσεων με μετακίνηση στα ανοίγματα των κινητών φορτίων για να προκύψουν οι εντατικές καταστάσεις των στοιχείων της εσχάρας. Επίλυση με μέθοδο Gauss για συμμετρικούς πίνακες, με βελτιστοποίηση πλάτους μητρώου και επαναρίθμηση κόμβων.

Οροφος	Δοκός	αρχική δοκός	Ροπή [kNm]		Ροπή Στήρ-Α [kNm]		Ροπή Στήρ-Β [kNm]		Στρέψη [kNm]	Αντιδράσεις [kN]	
			max	min	max	min	max	min		A	B
Ισόγειο	Δ1-1	Δ1	48	0	0	-86	0	0	0	95	57
Ισόγειο	Δ2-1	Δ2	72	0	0	-128	0	0	0	116	70
1ος	Δ3-1	Δ3	48	0	0	-85	0	0	0	93	56
1ος	Δ4-1	Δ4	71	0	0	-126	0	0	0	114	68

Στοιχεία Δοκών

Οροφος	Δοκός	αρχική δοκός	πλάκες εκατέρωθ	πλάτος cm	ύψος cm	μήκος m	Φορτία [KN/m]				
							ιδ. βάρ	τοιίχοι	μόν.πλ	μόνιμ	κινητ
Ισόγειο	Δ1-1	Δ1	Π1-Π2	20	50	4.56	1.8	0.0	16.9	18.7	5.3
Ισόγειο	Δ2-1	Δ2	Π2-Π3	20	50	5.53	1.8	0.0	17.0	18.7	5.5
1ος	Δ3-1	Δ3	Π1-Π2	20	50	4.56	1.8	0.0	18.9	20.7	3.1
1ος	Δ4-1	Δ4	Π2-Π3	20	50	5.53	1.8	0.0	19.0	20.8	3.3

Στατική επίλυση συστήματος δοκών πατωμάτων

Το σύστημα των δοκών κάθε πατώματος επιλύεται σαν εσχάρα δοκών στο χώρο, με πεπερασμένα στοιχεία. Τα στοιχεία είναι ραβδόμορφα με 3 βαθμούς ελευθερίας ανά κόμβο, στροφές με άξονες x , y και βύθιση στην κατακόρυφη διεύθυνση z . Η εσχάρα δοκών εδράζεται στους τοίχους και στα υποστυλώματα. Στις εδράσεις στους τοίχους, επειδή πάντα παρεμβάλλεται σενάζ, η η στροφή περί τον άξονα $=0$. Για τις ακαμψίες των δοκών της εσχάραςτο συνεργαζόμενο πλάτος είναι $0.70L/10$ στις μονόπλευρες και $0.70L/5$ στις συμμετρικές πλακοδοκούς(Ευρωκ.2 §5.3.2.1). Η επίλυση γίνεται για μοναδιαία φορτία σε κάθε άνοιγμα και εν συνεχεία γίνονται όλοι οι επικίνδυνοι συνδυασμοί φορτίσεων με μετακίνηση στα ανοίγματα των κινητών φορτίων για να προκύψουν οι εντατικές καταστάσεις των στοιχείων της εσχάρας. Επίλυση με μέθοδο Gauss για συμμετρικούς πίνακες, με βελτιστοποίηση πλάτους μητρώου και επαναρίθμηση κόμβων.

Οροφος	Δοκός	αρχική δοκός	Ροπή [kNm]		Ροπή Στήρ-Α [kNm]		Ροπή Στήρ-Β [kNm]		Στρέψη [kNm]	Αντιδράσεις [kN]	
			max	min	max	min	max	min		A	B
Ισόγειο	Δ1-1	Δ1	48	0	0	-86	0	0	0	95	57
Ισόγειο	Δ2-1	Δ2	72	0	0	-128	0	0	0	116	70
1ος	Δ3-1	Δ3	48	0	0	-85	0	0	0	93	56
1ος	Δ4-1	Δ4	71	0	0	-126	0	0	0	114	68

Διαστασιολόγηση και οπλισμός δοκών (Ευρωκ.2 §6.1, §6.2, §7.4.23, §9.2)

Διαστασιολόγηση και οπλισμοί δοκών βάσει του Ευρωκ.2. Τα εντατικά μεγέθη προέκυψαν από την επίλυση με πεπερασμένα στοιχεία της εσχάρας των δοκών του δαπέδου. Ροπές παρειάς στις στηρίξεις σε απόσταση 10cm από τον άξονα του τοίχου ή υποστυλώματος. Τέμνουσες σχεδιασμού λαμβάνονται σε απόσταση d από την παρειά (Ευρωκ.2 §6.2.2). Συνεργαζόμενο πλάτος 0.70L/10 σε κάθε πλευρά. (Ευρωκ.2 §5.3.2.1). Επικάλυψη οπλισμού 5cm.(Ευρωκ.2 §4.4.1). Οπλισμός ίσια σίδερα. Η τέμνουσα παραλαμβάνεται εξ ολοκλήρου από κατακόρυφους συνδετήρες. Γίνεται σε κάθε περίπτωση έλεγχος για τα ελάχιστα ποσοστά οπλισμού (Ευρωκ.2 §9.2). Έλεγχος ρηγμάτωσης (Ευρωκ.2 §7.3.2) και μεγέθους παραμορφώσεων (Ευρωκ.2 §7.4.2).

Ισόγειο Δ1 (Δ1-1) μήκος L=4.56m, πλάτος bw=20cm, ύψος h=50cm, beff=84cm, h1=15cm



μπετόν C25/30-B500C, ροπή ανοίγματος max MsdAB=48kNm (min=0kNm)
 ροπή στήριξης minMsdA=-86kNm(max=0kNm), ροπή στήριξης minMsdB=0kNm(max=0kNm)
 τέμνουσα δύναμη VsdA=95kN, τέμνουσα δύναμη VsdB=57kN, ροπή στρέψης Tsd=0kNm

Διαστασιολόγηση έναντι κάμψης (οριακή κατάσταση αστοχίας) (Ευρωκ.2 §6.1)

Ανοίγμα Med= 48kNm, bm=84cm, d=45cm, x/d=0.05, x=22<hf=150mm, ec/es=1.0/20.0, As=2.5cm²

Στήριξη-A Med= -86+95x0.10= -77kNm, b=20cm, d=45cm, x/d=0.18,ec/es=3.5/16.1, As=4.2cm²

Ελάχιστος οπλισμός κάμψης (Ευρωκ.2 §7.3.2, §9.2.1)

$\rho = 0.26 \times f_{ctm} / f_{yk} = 0.26 \times 2.6 / 500 = 0.00135$, 0.0013, minAs=0.00135x20x45=1.22cm² (Ευρωκ.2 9.2.1.1)

Έλεγχος ρηγμάτωσης, $\sigma_s = 0.70 \times 500 = 350 \text{ N/mm}^2$ μέγιστη διάμετρος οπλισμού maxΦ=16 (Ευρωκ.2 Π.7.2N)

Έλεγχος παραμόρφωσης, λυγηρότητα $\alpha_L/d = 0.51 \times 456 / 45 = 5 < 20$, (α από διάγραμμα ροπών) (Ευρωκ.2 Τ.7.4N)

Οπλισμοί: άνοιγμα 4Φ12(4.5cm²), στήρ.-A 3Φ16(6.0cm² άνω)

Διαστασιολόγηση για τέμνουσα δύναμη (EC2 §6.2)

Τέμνουσα σχεδιασμού (απόστ. d από παρειά) Ved= 94.6-0.55x 33.2= 76.3kN

=2.26/(20x45)=0.003<0.02, k=1.67, Crdc=0.18/1.50=0.120, v_{min}=0.38N/mm² Vr_{dc}=34.20kN

v=0.600, z=0.9d, Vr_{dmax}=0.1x0.60x20x0.9x45x16.67/2.90 = 279kN>76.3=Ved

Ελάχιστος οπλισμός s=34cm,Asw=0.0008x34x20=0.5cm² συνδετ. Φ10/34 (Ευρωκ.2 9.2.2)

V_{wd}=76.3-34.2=42.1kN, Asw/s=1000x42.1/(0.9x45x434.8)= 2.4cm²/m, **συνδετήρες Φ10/34**

Ισόγειο Δ2 (Δ2-1) μήκος L=5.53m, πλάτος bw=20cm, ύψος h=50cm, beff=97cm, h1=15cm



μπετόν C25/30-B500C, ροπή ανοίγματος max MsdAB=72kNm (min=0kNm)
 ροπή στήριξης minMsdA=-128kNm(max=0kNm), ροπή στήριξης minMsdB=0kNm(max=0kNm)
 τέμνουσα δύναμη VsdA=116kN, τέμνουσα δύναμη VsdB=70kN, ροπή στρέψης Tsd=0kNm

Διαστασιολόγηση έναντι κάμψης (οριακή κατάσταση αστοχίας) (Ευρωκ.2 §6.1)

Ανοίγμα Med= 72kNm, bm=97cm, d=45cm, x/d=0.06, x=25<hf=150mm, ec/es=1.2/20.0, As=3.8cm²

Στήριξη-A Med= -128+116x0.10= -117kNm, b=20cm, d=45cm, x/d=0.29,ec/es=3.5/8.8, As=6.8cm²

Ελάχιστος οπλισμός κάμψης (Ευρωκ.2 §7.3.2, §9.2.1)

$\rho = 0.26 \times f_{ctm} / f_{yk} = 0.26 \times 2.6 / 500 = 0.00135$, 0.0013, minAs=0.00135x20x45=1.22cm² (Ευρωκ.2 9.2.1.1)

Έλεγχος ρηγμάτωσης, $\sigma_s = 0.70 \times 500 = 350 \text{ N/mm}^2$ μέγιστη διάμετρος οπλισμού maxΦ=16 (Ευρωκ.2 Π.7.2N)

Έλεγχος παραμόρφωσης, λυγηρότητα $\alpha_L/d = 0.51 \times 553 / 45 = 6 < 20$, (α από διάγραμμα ροπών) (Ευρωκ.2 Τ.7.4N)

Οπλισμοί: άνοιγμα 4Φ12(4.5cm²), στήρ.-Α 4Φ16(8.0cm² άνω)

Διαστασιολόγηση για τέμνουσα δύναμη (EC2 §6.2)

Τέμνουσα σχεδιασμού (απόστ. d από παρειά) $V_{ed} = 116.0 - 0.55x \cdot 33.6 = 97.6 \text{ kN}$

$\# = 2.26 / (20 \times 45) = 0.003 < 0.02$, $k = 1.67$, $Cr_{dc} = 0.18 / 1.50 = 0.120$, $v_{min} = 0.38 \text{ N/mm}^2$ $V_{rdc} = 34.20 \text{ kN}$
 $v = 0.600$, $z = 0.9d$, $V_{rdmax} = 0.1x \cdot 0.60x20x0.9x45x16.67 / 2.90 = 279 \text{ kN} > 97.6 = V_{ed}$

Ελάχιστος οπλισμός $s = 34 \text{ cm}$, $A_{sw} = 0.0008x34x20 = 0.5 \text{ cm}^2$ συνδετ. Φ10/34 (Ευρωκ.2 9.2.2)

$V_{wd} = 97.6 - 34.2 = 63.4 \text{ kN}$, $A_{sw}/s = 1000x63.4 / (0.9x45x434.8) = 3.6 \text{ cm}^2/\text{m}$, **συνδετήρες Φ10/34**

1ος οροφος Δ3 (Δ3-1) μήκος $L = 4.56 \text{ m}$, πλάτος $b_w = 20 \text{ cm}$, ύψος $h = 50 \text{ cm}$, $b_{eff} = 84 \text{ cm}$, $h_1 = 15 \text{ cm}$

διάγραμμα ροπών

μπετόν C25/30-B500C, ροπή ανοίγματος $\max M_{sdAB} = 48 \text{ kNm}$ ($\min = 0 \text{ kNm}$)

ροπή στήριξης $\min M_{sdA} = -85 \text{ kNm}$ ($\max = 0 \text{ kNm}$), ροπή στήριξης $\min M_{sdB} = 0 \text{ kNm}$ ($\max = 0 \text{ kNm}$)

τέμνουσα δύναμη $V_{sdA} = 93 \text{ kN}$, τέμνουσα δύναμη $V_{sdB} = 56 \text{ kN}$, ροπή στρέψης $T_{sd} = 0 \text{ kNm}$

Διαστασιολόγηση έναντι κάμψης (οριακή κατάσταση αστοχίας) (Ευρωκ.2 §6.1)

Άνοιγμα $M_{ed} = 48 \text{ kNm}$, $b_m = 84 \text{ cm}$, $d = 45 \text{ cm}$, $x/d = 0.05$, $x = 22 < hf = 150 \text{ mm}$, $ec/es = 1.0/20.0$, $A_s = 2.5 \text{ cm}^2$

Στήριξη-Α $M_{ed} = -85 + 93x0.10 = -75 \text{ kNm}$, $b = 20 \text{ cm}$, $d = 45 \text{ cm}$, $x/d = 0.18$, $ec/es = 3.5/16.5$, $A_s = 4.2 \text{ cm}^2$

Ελάχιστος οπλισμός κάμψης (Ευρωκ.2 §7.3.2, §9.2.1)

$\rho = 0.26x f_{ctm} / f_{yk} = 0.26x 2.6 / 500 = 0.00135$, 0.0013 , $\min A_s = 0.00135x20x45 = 1.22 \text{ cm}^2$ (Ευρωκ.2 9.2.1.1)

Ελεγχος ρηγμάτωσης, $\sigma_s = 0.70x500 = 350 \text{ N/mm}^2$ μέγιστη διάμετρος οπλισμού $\max \Phi = 16$ (Ευρωκ.2 Π.7.2N)

Ελεγχος παραμόρφωσης, λυγηρότητα $\alpha_L/d = 0.51x456/45 = 5 < 20$, (α από διάγραμμα ροπών) (Ευρωκ.2 Τ.7.4N)

Οπλισμοί: άνοιγμα 4Φ12(4.5cm²), στήρ.-Α 3Φ16(6.0cm² άνω)

Διαστασιολόγηση για τέμνουσα δύναμη (EC2 §6.2)

Τέμνουσα σχεδιασμού (απόστ. d από παρειά) $V_{ed} = 93.0 - 0.55x \cdot 32.7 = 75.0 \text{ kN}$

$\# = 2.26 / (20 \times 45) = 0.003 < 0.02$, $k = 1.67$, $Cr_{dc} = 0.18 / 1.50 = 0.120$, $v_{min} = 0.38 \text{ N/mm}^2$ $V_{rdc} = 34.20 \text{ kN}$
 $v = 0.600$, $z = 0.9d$, $V_{rdmax} = 0.1x \cdot 0.60x20x0.9x45x16.67 / 2.90 = 279 \text{ kN} > 75.0 = V_{ed}$

Ελάχιστος οπλισμός $s = 34 \text{ cm}$, $A_{sw} = 0.0008x34x20 = 0.5 \text{ cm}^2$ συνδετ. Φ10/34 (Ευρωκ.2 9.2.2)

$V_{wd} = 75.0 - 34.2 = 40.8 \text{ kN}$, $A_{sw}/s = 1000x40.8 / (0.9x45x434.8) = 2.3 \text{ cm}^2/\text{m}$, **συνδετήρες Φ10/34**

1ος οροφος Δ4 (Δ4-1) μήκος $L = 5.53 \text{ m}$, πλάτος $b_w = 20 \text{ cm}$, ύψος $h = 50 \text{ cm}$, $b_{eff} = 97 \text{ cm}$, $h_1 = 15 \text{ cm}$

διάγραμμα ροπών

μπετόν C25/30-B500C, ροπή ανοίγματος $\max M_{sdAB} = 71 \text{ kNm}$ ($\min = 0 \text{ kNm}$)

ροπή στήριξης $\min M_{sdA} = -126 \text{ kNm}$ ($\max = 0 \text{ kNm}$), ροπή στήριξης $\min M_{sdB} = 0 \text{ kNm}$ ($\max = 0 \text{ kNm}$)

τέμνουσα δύναμη $V_{sdA} = 114 \text{ kN}$, τέμνουσα δύναμη $V_{sdB} = 68 \text{ kN}$, ροπή στρέψης $T_{sd} = 0 \text{ kNm}$

Διαστασιολόγηση έναντι κάμψης (οριακή κατάσταση αστοχίας) (Ευρωκ.2 §6.1)

Άνοιγμα $M_{ed} = 71 \text{ kNm}$, $b_m = 97 \text{ cm}$, $d = 45 \text{ cm}$, $x/d = 0.06$, $x = 25 < hf = 150 \text{ mm}$, $ec/es = 1.2/20.0$, $A_s = 3.7 \text{ cm}^2$

Στήριξη-Α $M_{ed} = -126 + 114x0.10 = -114 \text{ kNm}$, $b = 20 \text{ cm}$, $d = 45 \text{ cm}$, $x/d = 0.28$, $ec/es = 3.5/9.1$, $A_s = 6.6 \text{ cm}^2$

Ελάχιστος οπλισμός κάμψης (Ευρωκ.2 §7.3.2, §9.2.1)

$\rho = 0.26x f_{ctm} / f_{yk} = 0.26x 2.6 / 500 = 0.00135$, 0.0013 , $\min A_s = 0.00135x20x45 = 1.22 \text{ cm}^2$ (Ευρωκ.2 9.2.1.1)

Ελεγχος ρηγμάτωσης, $\sigma_s = 0.70x500 = 350 \text{ N/mm}^2$ μέγιστη διάμετρος οπλισμού $\max \Phi = 16$ (Ευρωκ.2 Π.7.2N)

Ελεγχος παραμόρφωσης, λυγηρότητα $\alpha_L/d = 0.51x553/45 = 6 < 20$, (α από διάγραμμα ροπών) (Ευρωκ.2 Τ.7.4N)

Οπλισμοί: άνοιγμα 4Φ12(4.5cm²), στήρ.-Α 4Φ16(8.0cm² άνω)

Διαστασιολόγηση για τέμνουσα δύναμη (EC2 §6.2)

Τέμνουσα σχεδιασμού (απόστ. d από παρειά) $V_{ed} = 113.8 - 0.55 \times 32.9 = 95.7 \text{ kN}$

$\# = 2.26 / (20 \times 45) = 0.003 < 0.02$, $k = 1.67$, $C_{rdc} = 0.18 / 1.50 = 0.120$, $v_{min} = 0.38 \text{ N/mm}^2$ $V_{rdc} = 34.20 \text{ kN}$
 $v = 0.600$, $z = 0.9d$, $V_{rdmax} = 0.1 \times 0.60 \times 20 \times 0.9 \times 45 \times 16.67 / 2.90 = 279 \text{ kN} > 95.7 = V_{ed}$

Ελάχιστος οπλισμός $s = 34 \text{ cm}$, $A_{sw} = 0.0008 \times 34 \times 20 = 0.5 \text{ cm}^2$ συνδετ. $\Phi 10 / 34$ (Ευρωκ.2 9.2.2)

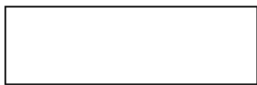
$V_{wd} = 95.7 - 34.2 = 61.5 \text{ kN}$, $A_{sw} / s = 1000 \times 61.5 / (0.9 \times 45 \times 434.8) = 3.5 \text{ cm}^2 / \text{m}$, **συνδετήρες $\Phi 10 / 34$**

Φορτία τοίχων

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

1ος οροφος T7

Διαστάσεις μήκος=11.00m, ύψος=3.00m, πάχος=0.64m
 θέση x=11.00m, y=8.68m, θ=180.00°, επιφάνεια τοίχου=33.00m²
 Λιθοδομή 50 cm με μανδύα
 Ιδιο βάρος τοίχου Gw= 33.00x 16.5= 544.5 kN
 Γραμμικό φορτίο επί τοίχου, μόνιμο=0.0kN/m κινητό=0.0kN/m

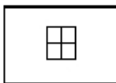


Φορτίο από πλάκα Π2, μόνιμο g= 8.1kN/m, κινητό q= 1.6kN/m, (0.30m- 5.80m)
 Φορτίο από πλάκα ΠΡ2, μόνιμο g= 8.0kN/m, κινητό q= 6.0kN/m, (6.90m- 8.90m)
 Φορτίο από πλάκα Π1, μόνιμο g= 5.1kN/m, κινητό q= 0.9kN/m, (5.80m-10.70m)
 Φορτίο από δοκό Δ3, μόνιμο G= 36kN, κινητό Q= 6kN (x= 5.80m)

Συνολικό φορτίο από δάπεδο μόνιμο Gf= 121.7 kN, κινητό Qf= 31.6 kN
 Φορτίο από τοίχο άνω μόνιμο Ga= 0.0 kN, κινητό Qa= 0.0 kN
 Φορτίο σε τοίχο κάτω T1 μόνιμο Gb= 666.2 kN, κινητό Qb= 31.6 kN

1ος οροφος T8

Διαστάσεις μήκος=5.00m, ύψος=3.00m, πάχος=0.64m
 θέση x=0.32m, y=9.00m, θ=270.00°, επιφάνεια τοίχου=13.56m²
 Λιθοδομή 50 cm με μανδύα
 Ιδιο βάρος τοίχου Gw= 13.56x 16.5= 223.7 kN
 Γραμμικό φορτίο επί τοίχου, μόνιμο=0.0kN/m κινητό=0.0kN/m



Φορτίο από πλάκα Π1, μόνιμο g= 8.1kN/m, κινητό q= 1.7kN/m, (0.30m- 4.70m)

Συνολικό φορτίο από δάπεδο μόνιμο Gf= 35.6 kN, κινητό Qf= 7.3 kN
 Φορτίο από τοίχο άνω μόνιμο Ga= 0.0 kN, κινητό Qa= 0.0 kN
 Φορτίο σε τοίχο κάτω T2 μόνιμο Gb= 259.3 kN, κινητό Qb= 7.3 kN

1ος οροφος T9

Διαστάσεις μήκος=5.30m, ύψος=3.00m, πάχος=0.64m
 θέση x=0.00m, y=4.32m, θ=0.00°, επιφάνεια τοίχου=12.48m²
 Λιθοδομή 50 cm με μανδύα
 Ιδιο βάρος τοίχου Gw= 12.48x 16.5= 205.9 kN
 Γραμμικό φορτίο επί τοίχου, μόνιμο=0.0kN/m κινητό=0.0kN/m



Φορτίο από πλάκα Π1, μόνιμο g= 5.1kN/m, κινητό q= 0.9kN/m, (0.30m- 5.20m)
 Φορτίο από δοκό Δ3, μόνιμο G= 29kN, κινητό Q= 4kN (x= 5.20m)
 Φορτίο από δοκό Δ4, μόνιμο G= 36kN, κινητό Q= 6kN (x= 5.20m)

Συνολικό φορτίο από δάπεδο μόνιμο Gf= 90.2 kN, κινητό Qf= 14.5 kN
 Φορτίο από τοίχο άνω μόνιμο Ga= 0.0 kN, κινητό Qa= 0.0 kN
 Φορτίο σε τοίχο κάτω T3 μόνιμο Gb= 296.1 kN, κινητό Qb= 14.5 kN

1ος οροφος T10

Διαστάσεις μήκος=4.30m, ύψος=3.00m, πάχος=0.64m
 θέση x=5.32m, y=4.30m, θ=270.00°, επιφάνεια τοίχου=11.46m²
 Λιθοδομή 50 cm με μανδύα
 Ιδιο βάρος τοίχου Gw= 11.46x 16.5= 189.1 kN
 Γραμμικό φορτίο επί τοίχου, μόνιμο=0.0kN/m κινητό=0.0kN/m



Φορτίο από πλάκα Π3, μόνιμο g= 4.6kN/m, κινητό q= 0.8kN/m, (0.20m- 4.00m)
 Φορτίο από δοκό Δ3, μόνιμο G= 29kN, κινητό Q= 4kN (x= 0.64m)
 Φορτίο από δοκό Δ4, μόνιμο G= 36kN, κινητό Q= 6kN (x= 0.64m)

Συνολικό φορτίο από δάπεδο μόνιμο Gf= 82.5 kN, κινητό Qf= 13.2 kN
 Φορτίο από τοίχο άνω μόνιμο Ga= 0.0 kN, κινητό Qa= 0.0 kN
 Φορτίο σε τοίχο κάτω T4 μόνιμο Gb= 271.6 kN, κινητό Qb= 13.2 kN

Φορτία Τοίχων

1ος οροφος **T11**



Διαστάσεις μήκος=3.00m, ύψος=3.00m, πάχος=0.64m
 Θέση x=5.00m, γ=0.32m, θ=0.00°, επιφάνεια τοίχου=7.56m²
 Λιθοδομή 50 cm με μανδύα
 Ιδίο βάρος τοίχου Gw= 7.56x 16.5= 124.7 kN
 Γραμμικό φορτίο επί τοίχου, μόνιμο=0.0kN/m κινητό=0.0kN/m

Φορτίο από πλάκα Π3, μόνιμο g= 6.8kN/m, κινητό q= 1.2kN/m, (0.30m- 3.00m)

Συνολικό φορτίο από δάπεδο μόνιμο Gf= 18.5 kN, κινητό Qf= 3.3 kN

Φορτίο από τοίχο άνω μόνιμο Ga= 0.0 kN, κινητό Qa= 0.0 kN

Φορτίο σε τοίχο κάτω T5 μόνιμο Gb= 143.2 kN, κινητό Qb= 3.3 kN

1ος οροφος **T12**



Διαστάσεις μήκος=7.00m, ύψος=3.00m, πάχος=0.64m
 Θέση x=10.68m, γ=2.00m, θ=90.00°, επιφάνεια τοίχου=19.56m²
 Λιθοδομή 50 cm με μανδύα
 Ιδίο βάρος τοίχου Gw= 19.56x 16.5= 322.7 kN
 Γραμμικό φορτίο επί τοίχου, μόνιμο=0.0kN/m κινητό=0.0kN/m

Φορτίο από πλάκα Π2, μόνιμο g= 4.5kN/m, κινητό q= 0.9kN/m, (2.10m- 6.70m)

Φορτίο από πλάκα Π3, μόνιμο g= 4.6kN/m, κινητό q= 0.8kN/m, (0.30m- 2.10m)

Φορτίο από δοκό Δ4, μόνιμο G= 44kN, κινητό Q= 6kN (x= 2.10m)

Συνολικό φορτίο από δάπεδο μόνιμο Gf= 73.1 kN, κινητό Qf= 11.7 kN

Φορτίο από τοίχο άνω μόνιμο Ga= 0.0 kN, κινητό Qa= 0.0 kN

Φορτίο σε τοίχο κάτω T6 μόνιμο Gb= 395.8 kN, κινητό Qb= 11.7 kN

1ος οροφος **T14**



Διαστάσεις μήκος=3.61m, ύψος=3.00m, πάχος=0.64m
 Θέση x=7.82m, γ=0.27m, θ=33.69°, επιφάνεια τοίχου=8.84m²
 Λιθοδομή 50 cm με μανδύα
 Ιδίο βάρος τοίχου Gw= 8.84x 16.5= 145.8 kN
 Γραμμικό φορτίο επί τοίχου, μόνιμο=0.0kN/m κινητό=0.0kN/m

Φορτίο από πλάκα Π3, μόνιμο g= 6.8kN/m, κινητό q= 1.2kN/m, (0.20m- 3.50m)

Φορτίο από πλάκα ΠP1, μόνιμο g= 8.0kN/m, κινητό q= 6.0kN/m, (0.90m- 2.90m)

Συνολικό φορτίο από δάπεδο μόνιμο Gf= 38.5 kN, κινητό Qf= 16.1 kN

Φορτίο από τοίχο άνω μόνιμο Ga= 0.0 kN, κινητό Qa= 0.0 kN

Φορτίο σε τοίχο κάτω T13 μόνιμο Gb= 184.3 kN, κινητό Qb= 16.1 kN

1ος οροφος **Συνολικά φορτία ορόφου**

Ολικά κατακόρυφα φορτία ορόφου από τοίχους, μόνιμα G1= 1338 kN, κινητά Q1= 98 kN
 Ολικά κατακόρυφα φορτία ορόφου από υποστυλώματα, μόνιμα G2= 0 kN, κινητά Q2= 0 kN
 Ολικά κατακόρυφα φορτία ορόφου (δάπεδα+τοίχοι), μόνιμα G0= 1338 kN, κινητά Q0= 98 kN
 Συνδυασμός δράσεων για κατακόρυφη φόρτιση, ολικά φορτία ορόφου (1.35xG0+1.50xQ0)= 1953 kN
 Συνδυασμός δράσεων για σεισμική φόρτιση, ολικά φορτία ορόφου (1.00xG0+0.30xQ0)= 1367 kN
 Ολική μάζα ορόφου Mo=(1.00xG0+0.30xQ0)/9.81=1367/9.81= 139 kNsec²/m

1ος οροφος **Κέντρο Μάζας ορόφου**

Τοίχος	Μάζα kNsec ² /m	xm	ym	x.M	y.M
T7	68.9	5.50	8.68	378.82	597.85
T8	26.7	0.32	6.50	8.53	173.26
T9	30.6	2.65	4.32	81.16	132.31
T10	28.1	5.32	2.15	149.44	60.39
T11	14.7	6.50	0.32	95.54	4.70
T12	40.7	10.68	5.50	434.72	223.87
T14	19.3	9.32	1.27	179.73	24.41

Σύνολα **228.9** **1327.94** **1216.80**

Κέντρο μάζας ορόφου xm=1327.94/228.93=5.80m, ym=1216.80/228.93=5.32m

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

Φορτία Τοίχων

Ισόγειο

T1

Διαστάσεις μήκος=11.00m, ύψος=3.00m, πάχος=0.64m
 Θέση $x=11.00m$, $y=8.68m$, $\theta=180.00^\circ$, επιφάνεια τοίχου=33.00m²
 Λιθοδομή 50 cm με μανδύα
 Ίδιο βάρος τοίχου $G_w= 33.00 \times 16.5= 544.5 \text{ kN}$
 Γραμμικό φορτίο επί τοίχου, μόνιμο=0.0kN/m κινητό=0.0kN/m



Φορτίο από πλάκα Π2, μόνιμο $g= 7.2\text{kN/m}$, κινητό $q= 2.8\text{kN/m}$, (0.30m- 5.80m)
 Φορτίο από πλάκα Π1, μόνιμο $g= 4.6\text{kN/m}$, κινητό $q= 1.6\text{kN/m}$, (5.80m-10.70m)
 Φορτίο από δοκό Δ1, μόνιμο $G= 32\text{kN}$, κινητό $Q= 10\text{kN}$ ($x= 5.80m$)

Συνολικό φορτίο από δάπεδο μόνιμο $G_f= 94.3 \text{ kN}$, κινητό $Q_f= 33.2 \text{ kN}$
 Φορτίο από τοίχο άνω T7 μόνιμο $G_a= 666.2 \text{ kN}$, κινητό $Q_a= 31.6 \text{ kN}$
 Φορτίο σε τοίχο κάτω μόνιμο $G_b= 1305.0 \text{ kN}$, κινητό $Q_b= 64.8 \text{ kN}$

Ισόγειο

T2

Διαστάσεις μήκος=5.00m, ύψος=3.00m, πάχος=0.64m
 Θέση $x=0.32m$, $y=9.00m$, $\theta=270.00^\circ$, επιφάνεια τοίχου=13.56m²
 Λιθοδομή 50 cm με μανδύα
 Ίδιο βάρος τοίχου $G_w= 13.56 \times 16.5= 223.7 \text{ kN}$
 Γραμμικό φορτίο επί τοίχου, μόνιμο=0.0kN/m κινητό=0.0kN/m



Φορτίο από πλάκα Π1, μόνιμο $g= 7.2\text{kN/m}$, κινητό $q= 2.8\text{kN/m}$, (0.30m- 4.70m)

Συνολικό φορτίο από δάπεδο μόνιμο $G_f= 31.8 \text{ kN}$, κινητό $Q_f= 12.3 \text{ kN}$
 Φορτίο από τοίχο άνω T8 μόνιμο $G_a= 259.3 \text{ kN}$, κινητό $Q_a= 7.3 \text{ kN}$
 Φορτίο σε τοίχο κάτω μόνιμο $G_b= 514.8 \text{ kN}$, κινητό $Q_b= 19.6 \text{ kN}$

Ισόγειο

T3

Διαστάσεις μήκος=5.30m, ύψος=3.00m, πάχος=0.64m
 Θέση $x=0.00m$, $y=4.32m$, $\theta=0.00^\circ$, επιφάνεια τοίχου=12.48m²
 Λιθοδομή 50 cm με μανδύα
 Ίδιο βάρος τοίχου $G_w= 12.48 \times 16.5= 205.9 \text{ kN}$
 Γραμμικό φορτίο επί τοίχου, μόνιμο=0.0kN/m κινητό=0.0kN/m



Φορτίο από πλάκα Π1, μόνιμο $g= 4.6\text{kN/m}$, κινητό $q= 1.6\text{kN/m}$, (0.30m- 5.20m)
 Φορτίο από δοκό Δ1, μόνιμο $G= 27\text{kN}$, κινητό $Q= 8\text{kN}$ ($x= 5.20m$)
 Φορτίο από δοκό Δ2, μόνιμο $G= 32\text{kN}$, κινητό $Q= 10\text{kN}$ ($x= 5.20m$)

Συνολικό φορτίο από δάπεδο μόνιμο $G_f= 81.5 \text{ kN}$, κινητό $Q_f= 25.8 \text{ kN}$
 Φορτίο από τοίχο άνω T9 μόνιμο $G_a= 296.1 \text{ kN}$, κινητό $Q_a= 14.5 \text{ kN}$
 Φορτίο σε τοίχο κάτω μόνιμο $G_b= 583.5 \text{ kN}$, κινητό $Q_b= 40.3 \text{ kN}$

Ισόγειο

T4

Διαστάσεις μήκος=4.30m, ύψος=3.00m, πάχος=0.64m
 Θέση $x=5.32m$, $y=4.30m$, $\theta=270.00^\circ$, επιφάνεια τοίχου=11.46m²
 Λιθοδομή 50 cm με μανδύα
 Ίδιο βάρος τοίχου $G_w= 11.46 \times 16.5= 189.1 \text{ kN}$
 Γραμμικό φορτίο επί τοίχου, μόνιμο=0.0kN/m κινητό=0.0kN/m



Φορτίο από πλάκα Π3, μόνιμο $g= 4.1\text{kN/m}$, κινητό $q= 1.4\text{kN/m}$, (0.20m- 4.00m)
 Φορτίο από δοκό Δ1, μόνιμο $G= 27\text{kN}$, κινητό $Q= 8\text{kN}$ ($x= 0.64m$)
 Φορτίο από δοκό Δ2, μόνιμο $G= 32\text{kN}$, κινητό $Q= 10\text{kN}$ ($x= 0.64m$)

Συνολικό φορτίο από δάπεδο μόνιμο $G_f= 74.6 \text{ kN}$, κινητό $Q_f= 23.4 \text{ kN}$
 Φορτίο από τοίχο άνω T10 μόνιμο $G_a= 271.6 \text{ kN}$, κινητό $Q_a= 13.2 \text{ kN}$
 Φορτίο σε τοίχο κάτω μόνιμο $G_b= 535.3 \text{ kN}$, κινητό $Q_b= 36.6 \text{ kN}$

Ισόγειο

T5

Διαστάσεις μήκος=3.00m, ύψος=3.00m, πάχος=0.64m
 Θέση $x=5.00m$, $y=0.32m$, $\theta=0.00^\circ$, επιφάνεια τοίχου=9.00m²
 Λιθοδομή 50 cm με μανδύα
 Ίδιο βάρος τοίχου $G_w= 9.00 \times 16.5= 148.5 \text{ kN}$
 Γραμμικό φορτίο επί τοίχου, μόνιμο=0.0kN/m κινητό=0.0kN/m



Φορτίο από πλάκα Π3, μόνιμο $g= 6.1\text{kN/m}$, κινητό $q= 2.1\text{kN/m}$, (0.30m- 3.00m)

Φορτία Τοίχων

Συνολικό φορτίο από δάπεδο μόνιμο $G_f = 16.5$ kN, κινητό $Q_f = 5.7$ kN
 Φορτίο από τοίχο άνω T11 μόνιμο $G_a = 143.2$ kN, κινητό $Q_a = 3.3$ kN
 Φορτίο σε τοίχο κάτω μόνιμο $G_b = 308.2$ kN, κινητό $Q_b = 9.0$ kN

Ισόγειο

T6

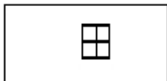
Διαστάσεις μήκος=7.00m, ύψος=3.00m, πάχος=0.64m

θέση $x=10.68$ m, $y=2.00$ m, $\theta=90.00^\circ$, επιφάνεια τοίχου=19.56m²

Λιθοδομή 50 cm με μανδύα

Ιδίο βάρος τοίχου $G_w = 19.56 \times 16.5 = 322.7$ kN

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



Φορτίο από πλάκα Π2, μόνιμο $g = 4.0$ kN/m, κινητό $q = 1.6$ kN/m, (2.10m- 6.70m)
 Φορτίο από πλάκα Π3, μόνιμο $g = 4.1$ kN/m, κινητό $q = 1.4$ kN/m, (0.30m- 2.10m)
 Φορτίο από δοκό Δ2, μόνιμο $G = 38$ kN, κινητό $Q = 12$ kN (x= 2.10m)

Συνολικό φορτίο από δάπεδο μόνιμο $G_f = 64.0$ kN, κινητό $Q_f = 21.8$ kN
 Φορτίο από τοίχο άνω T12 μόνιμο $G_a = 395.8$ kN, κινητό $Q_a = 11.7$ kN
 Φορτίο σε τοίχο κάτω μόνιμο $G_b = 782.5$ kN, κινητό $Q_b = 33.5$ kN

Ισόγειο

T13

Διαστάσεις μήκος=3.61m, ύψος=3.00m, πάχος=0.64m

θέση $x=7.82$ m, $y=0.27$ m, $\theta=33.69^\circ$, επιφάνεια τοίχου=9.38m²

Λιθοδομή 50 cm με μανδύα

Ιδίο βάρος τοίχου $G_w = 9.38 \times 16.5 = 154.7$ kN

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



Φορτίο από πλάκα Π3, μόνιμο $g = 6.1$ kN/m, κινητό $q = 2.1$ kN/m, (0.20m- 3.50m)

Συνολικό φορτίο από δάπεδο μόνιμο $G_f = 20.2$ kN, κινητό $Q_f = 7.0$ kN
 Φορτίο από τοίχο άνω T14 μόνιμο $G_a = 184.3$ kN, κινητό $Q_a = 16.1$ kN
 Φορτίο σε τοίχο κάτω μόνιμο $G_b = 359.2$ kN, κινητό $Q_b = 23.1$ kN

Ισόγειο

Συνολικά φορτία ορόφου

Ολικά κατακόρυφα φορτία ορόφου από τοίχους, μόνιμα $G_1 = 2156$ kN, κινητά $Q_1 = 129$ kN
 Ολικά κατακόρυφα φορτία ορόφου από υποστυλώματα, μόνιμα $G_2 = 0$ kN, κινητά $Q_2 = 0$ kN
 Ολικά κατακόρυφα φορτία ορόφου (δάπεδα+τοίχοι), μόνιμα $G_o = 2156$ kN, κινητά $Q_o = 129$ kN
 Συνδυασμός δράσεων για κατακόρυφη φόρτιση, ολικά φορτία ορόφου $(1.35 \times G_o + 1.50 \times Q_o) = 3104$ kN
 Συνδυασμός δράσεων για σεισμική φόρτιση, ολικά φορτία ορόφου $(1.00 \times G_o + 0.30 \times Q_o) = 2195$ kN
 Ολική μάζα ορόφου $M_o = (1.00 \times G_o + 0.30 \times Q_o) / 9.81 = 2195 / 9.81 = 224$ kNsec²/m

Ισόγειο

Κέντρο Μάζας ορόφου

Τοίχος	Μάζα kNsec ² /m	xm	ym	x.M	y.M
T1	66.1	5.50	8.68	363.73	574.03
T2	26.4	0.32	6.50	8.45	171.74
T3	30.1	2.65	4.32	79.73	129.97
T4	27.6	5.32	2.15	146.81	59.33
T5	17.0	6.50	0.32	110.46	5.44
T6	40.1	10.68	5.50	428.11	220.47
T13	18.0	9.32	1.27	168.20	22.85

Σύνολα

225.4

1305.50

1183.82



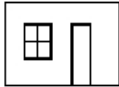




Κέντρο μάζας ορόφου $x_m = 1305.50 / 225.36 = 5.79$ m, $y_m = 1183.82 / 225.36 = 5.25$ m

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

Φορτία Τοίχων


Φορτία τοίχων

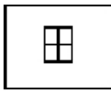
Σε κάθε πάτωμα μεταφέρονται τα κατανεμημένα φορτία των πλακών στους αντίστοιχους τοίχους καθώς και τα συγκεντρωμένα φορτία στις θέσεις έδρασης των δοκών.


<p>1ος οροφος T7</p> 	<p>Διαστάσεις μήκος=11.00m, ύψος=3.00m, πάχος=0.64m θέση $x=11.00m$, $y=8.68m$, $\theta=180.00^\circ$, επιφάνεια τοίχου=33.00m² Λιθοδομή 50 cm με μανδύα Ιδιο βάρος τοίχου $G_w = 33.00 \times 16.5 = 544.5 \text{ kN}$ Γραμμικό φορτίο επί τοίχου, μόνιμο=0.0kN/m κινητό=0.0kN/m Συνολικό φορτίο από δάπεδο μόνιμο $G_f = 121.7 \text{ kN}$, κινητό $Q_f = 31.6 \text{ kN}$</p>
<p>1ος οροφος T8</p> 	<p>Διαστάσεις μήκος=5.00m, ύψος=3.00m, πάχος=0.64m θέση $x=0.32m$, $y=9.00m$, $\theta=270.00^\circ$, επιφάνεια τοίχου=13.56m² Λιθοδομή 50 cm με μανδύα Ιδιο βάρος τοίχου $G_w = 13.56 \times 16.5 = 223.7 \text{ kN}$ Γραμμικό φορτίο επί τοίχου, μόνιμο=0.0kN/m κινητό=0.0kN/m Συνολικό φορτίο από δάπεδο μόνιμο $G_f = 35.6 \text{ kN}$, κινητό $Q_f = 7.3 \text{ kN}$</p>
<p>1ος οροφος T9</p> 	<p>Διαστάσεις μήκος=5.30m, ύψος=3.00m, πάχος=0.64m θέση $x=0.00m$, $y=4.32m$, $\theta=0.00^\circ$, επιφάνεια τοίχου=12.48m² Λιθοδομή 50 cm με μανδύα Ιδιο βάρος τοίχου $G_w = 12.48 \times 16.5 = 205.9 \text{ kN}$ Γραμμικό φορτίο επί τοίχου, μόνιμο=0.0kN/m κινητό=0.0kN/m Συνολικό φορτίο από δάπεδο μόνιμο $G_f = 90.2 \text{ kN}$, κινητό $Q_f = 14.5 \text{ kN}$</p>
<p>1ος οροφος T10</p> 	<p>Διαστάσεις μήκος=4.30m, ύψος=3.00m, πάχος=0.64m θέση $x=5.32m$, $y=4.30m$, $\theta=270.00^\circ$, επιφάνεια τοίχου=11.46m² Λιθοδομή 50 cm με μανδύα Ιδιο βάρος τοίχου $G_w = 11.46 \times 16.5 = 189.1 \text{ kN}$ Γραμμικό φορτίο επί τοίχου, μόνιμο=0.0kN/m κινητό=0.0kN/m Συνολικό φορτίο από δάπεδο μόνιμο $G_f = 82.5 \text{ kN}$, κινητό $Q_f = 13.2 \text{ kN}$</p>
<p>1ος οροφος T11</p> 	<p>Διαστάσεις μήκος=3.00m, ύψος=3.00m, πάχος=0.64m θέση $x=5.00m$, $y=0.32m$, $\theta=0.00^\circ$, επιφάνεια τοίχου=7.56m² Λιθοδομή 50 cm με μανδύα Ιδιο βάρος τοίχου $G_w = 7.56 \times 16.5 = 124.7 \text{ kN}$ Γραμμικό φορτίο επί τοίχου, μόνιμο=0.0kN/m κινητό=0.0kN/m Συνολικό φορτίο από δάπεδο μόνιμο $G_f = 18.5 \text{ kN}$, κινητό $Q_f = 3.3 \text{ kN}$</p>
<p>1ος οροφος T12</p> 	<p>Διαστάσεις μήκος=7.00m, ύψος=3.00m, πάχος=0.64m θέση $x=10.68m$, $y=2.00m$, $\theta=90.00^\circ$, επιφάνεια τοίχου=19.56m² Λιθοδομή 50 cm με μανδύα Ιδιο βάρος τοίχου $G_w = 19.56 \times 16.5 = 322.7 \text{ kN}$ Γραμμικό φορτίο επί τοίχου, μόνιμο=0.0kN/m κινητό=0.0kN/m Συνολικό φορτίο από δάπεδο μόνιμο $G_f = 73.1 \text{ kN}$, κινητό $Q_f = 11.7 \text{ kN}$</p>
<p>1ος οροφος T14</p> 	<p>Διαστάσεις μήκος=3.61m, ύψος=3.00m, πάχος=0.64m θέση $x=7.82m$, $y=0.27m$, $\theta=33.69^\circ$, επιφάνεια τοίχου=8.84m² Λιθοδομή 50 cm με μανδύα Ιδιο βάρος τοίχου $G_w = 8.84 \times 16.5 = 145.8 \text{ kN}$ Γραμμικό φορτίο επί τοίχου, μόνιμο=0.0kN/m κινητό=0.0kN/m Συνολικό φορτίο από δάπεδο μόνιμο $G_f = 38.5 \text{ kN}$, κινητό $Q_f = 16.1 \text{ kN}$</p>


Φορτία Τοίχων


<u>Ιος οροφος</u>	<u>Συνολικά φορτία ορόφου</u>
Ολικά κατακόρυφα φορτία ορόφου από τοίχους,	μόνιμα $G1= 1338 \text{ kN}$, κινητά $Q1= 98 \text{ kN}$
Ολικά κατακόρυφα φορτία ορόφου από υποστυλώματα,	μόνιμα $G2= 0 \text{ kN}$, κινητά $Q2= 0 \text{ kN}$
Ολικά κατακόρυφα φορτία ορόφου (δάπεδα+τοίχοι),	μόνιμα $G0= 1338 \text{ kN}$, κινητά $Q0= 98 \text{ kN}$
Συνδυασμός δράσεων για κατακόρυφη φόρτιση, ολικά φορτία ορόφου $(1.35 \times G0 + 1.50 \times Q0)=$	1953 kN
Συνδυασμός δράσεων για σεισμική φόρτιση, ολικά φορτία ορόφου $(1.00 \times G0 + 0.30 \times Q0)=$	1367 kN
Ολική μάζα ορόφου $M0=(1.00 \times G0 + 0.30 \times Q0)/9.81=$	$1367/9.81= 139 \text{ kNsec}^2/\text{m}$
Κέντρο μάζας ορόφου $xm=1327.94/228.93=5.80\text{m}$, $ym=1216.80/228.93=5.32\text{m}$	

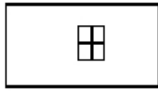
<u>Ισόγειο</u>	<u>T1</u>
	Διαστάσεις μήκος=11.00m, ύψος=3.00m, πάχος=0.64m
	θέση $x=11.00\text{m}$, $y=8.68\text{m}$, $\theta=180.00^\circ$, επιφάνεια τοίχου=33.00m ²
	Λιθοδομή 50 cm με μανδύα
	Ιδιο βάρος τοίχου $Gw= 33.00 \times 16.5= 544.5 \text{ kN}$
	Γραμμικό φορτίο επί τοίχου, μόνιμο=0.0kN/m κινητό=0.0kN/m
	Συνολικό φορτίο από δάπεδο μόνιμο $Gf= 94.3 \text{ kN}$, κινητό $Qf= 33.2 \text{ kN}$

<u>Ισόγειο</u>	<u>T2</u>
	Διαστάσεις μήκος=5.00m, ύψος=3.00m, πάχος=0.64m
	θέση $x=0.32\text{m}$, $y=9.00\text{m}$, $\theta=270.00^\circ$, επιφάνεια τοίχου=13.56m ²
	Λιθοδομή 50 cm με μανδύα
	Ιδιο βάρος τοίχου $Gw= 13.56 \times 16.5= 223.7 \text{ kN}$
	Γραμμικό φορτίο επί τοίχου, μόνιμο=0.0kN/m κινητό=0.0kN/m
	Συνολικό φορτίο από δάπεδο μόνιμο $Gf= 31.8 \text{ kN}$, κινητό $Qf= 12.3 \text{ kN}$

<u>Ισόγειο</u>	<u>T3</u>
	Διαστάσεις μήκος=5.30m, ύψος=3.00m, πάχος=0.64m
	θέση $x=0.00\text{m}$, $y=4.32\text{m}$, $\theta=0.00^\circ$, επιφάνεια τοίχου=12.48m ²
	Λιθοδομή 50 cm με μανδύα
	Ιδιο βάρος τοίχου $Gw= 12.48 \times 16.5= 205.9 \text{ kN}$
	Γραμμικό φορτίο επί τοίχου, μόνιμο=0.0kN/m κινητό=0.0kN/m
	Συνολικό φορτίο από δάπεδο μόνιμο $Gf= 81.5 \text{ kN}$, κινητό $Qf= 25.8 \text{ kN}$

<u>Ισόγειο</u>	<u>T4</u>
	Διαστάσεις μήκος=4.30m, ύψος=3.00m, πάχος=0.64m
	θέση $x=5.32\text{m}$, $y=4.30\text{m}$, $\theta=270.00^\circ$, επιφάνεια τοίχου=11.46m ²
	Λιθοδομή 50 cm με μανδύα
	Ιδιο βάρος τοίχου $Gw= 11.46 \times 16.5= 189.1 \text{ kN}$
	Γραμμικό φορτίο επί τοίχου, μόνιμο=0.0kN/m κινητό=0.0kN/m
	Συνολικό φορτίο από δάπεδο μόνιμο $Gf= 74.6 \text{ kN}$, κινητό $Qf= 23.4 \text{ kN}$

<u>Ισόγειο</u>	<u>T5</u>
	Διαστάσεις μήκος=3.00m, ύψος=3.00m, πάχος=0.64m
	θέση $x=5.00\text{m}$, $y=0.32\text{m}$, $\theta=0.00^\circ$, επιφάνεια τοίχου=9.00m ²
	Λιθοδομή 50 cm με μανδύα
	Ιδιο βάρος τοίχου $Gw= 9.00 \times 16.5= 148.5 \text{ kN}$
	Γραμμικό φορτίο επί τοίχου, μόνιμο=0.0kN/m κινητό=0.0kN/m
	Συνολικό φορτίο από δάπεδο μόνιμο $Gf= 16.5 \text{ kN}$, κινητό $Qf= 5.7 \text{ kN}$

<u>Ισόγειο</u>	<u>T6</u>
	Διαστάσεις μήκος=7.00m, ύψος=3.00m, πάχος=0.64m
	θέση $x=10.68\text{m}$, $y=2.00\text{m}$, $\theta=90.00^\circ$, επιφάνεια τοίχου=19.56m ²
	Λιθοδομή 50 cm με μανδύα
	Ιδιο βάρος τοίχου $Gw= 19.56 \times 16.5= 322.7 \text{ kN}$
	Γραμμικό φορτίο επί τοίχου, μόνιμο=0.0kN/m κινητό=0.0kN/m
	Συνολικό φορτίο από δάπεδο μόνιμο $Gf= 64.0 \text{ kN}$, κινητό $Qf= 21.8 \text{ kN}$

Φορτία Τοίχων

Ισόγειο

T13



Διαστάσεις μήκος=3.61m, ύψος=3.00m, πάχος=0.64m

Θέση $x=7.82m$, $y=0.27m$, $\theta=33.69^\circ$, επιφάνεια τοίχου=9.38m²

Λιθοδομή 50 cm με μανδύα

Ιδιο βάρος τοίχου $G_w = 9.38 \times 16.5 = 154.7$ kN

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

Συνολικό φορτίο από δάπεδο μόνιμο $G_f = 20.2$ kN, κινητό $Q_f = 7.0$ kN

Ισόγειο

Συνολικά φορτία ορόφου

Ολικά κατακόρυφα φορτία ορόφου από τοίχους, μόνιμα $G_1 = 2156$ kN, κινητά $Q_1 = 129$ kN

Ολικά κατακόρυφα φορτία ορόφου από υποστυλώματα, μόνιμα $G_2 = 0$ kN, κινητά $Q_2 = 0$ kN

Ολικά κατακόρυφα φορτία ορόφου (δάπεδα+τοίχοι), μόνιμα $G_0 = 2156$ kN, κινητά $Q_0 = 129$ kN

Συνδυασμός δράσεων για κατακόρυφη φόρτιση, ολικά φορτία ορόφου $(1.35 \times G_0 + 1.50 \times Q_0) = 3104$ kN

Συνδυασμός δράσεων για σεισμική φόρτιση, ολικά φορτία ορόφου $(1.00 \times G_0 + 0.30 \times Q_0) = 2195$ kN

Ολική μάζα ορόφου $M_0 = (1.00 \times G_0 + 0.30 \times Q_0) / 9.81 = 2195 / 9.81 = 224$ kNsec²/m

Κέντρο μάζας ορόφου $x_m = 1305.50 / 225.36 = 5.79m$, $y_m = 1183.82 / 225.36 = 5.25m$

Υπολογισμός σεισμικών φορτίων τοίχων (Ευρωκ.8 §3, §4.3.3.2, §9)

Η κατανομή της σεισμικής δύναμης γίνεται αφού υπολογιστούν με ακρίβεια οι ακαμψίες των τοίχων σε οριζόντιες δυνάμεις. Ο υπολογισμός γίνεται με τη μέθοδο πεπερασμένων στοιχείων, με επιβολή οριζόντιας μοναδιαίας σχετικής μετατόπισης του πάνω άκρου του τοίχου. Χρησιμοποιούνται επίπεδα ορθογωνικά (plain stress) πεπερασμένα στοιχεία τεσσάρων κόμβων. Υπολογίζεται επίσης η προσεγγιστική ακαμψία τοίχου (χωρίς ανοίγματα) $= 1/(h^3/12EI + 1.2h/GA)$

Γενικά Στοιχεία Αντισεισμικού Σχεδιασμού (Ευρωκ.8 §3)

<u>Σεισμική Ζώνη</u>	Ζώνη: II, $\alpha=0.240g=2.35 \text{ m/s}^2$	(Ευρωκ.8 §3.2.1)
<u>Κατηγορία Εδάφους</u>	B, $S=1.20 \quad T_b=0.15\text{sec} \quad T_c=0.50\text{sec}$	(Ευρωκ.8 §3.1.2)
<u>Σπουδαιότητα Κτιρίου</u>	Σ2 $\gamma_I=1.00$	(Ευρωκ.8 §4.2.5)
<u>Δομικό σύστημα</u>	Διαζωματική τοιχοποιία $q=2.00$	(Ευρωκ.8, §9.3, Τ.9.1)
<u>Συντελεστής Θεμελίωσης</u>	$S = 1.20$	(Ευρωκ.8 §3.2.2.2)

<u>Θεμελιώδης ιδιοπερίοδος κτιρίου</u>	$T=0.050(H)^{0.75}=0.19\text{sec}$	(Ευρωκ.8 eq.4.6)
<u>Μέγιστη οριζόντια επιτάχυνση σεισμού</u>	$R_d(T)=a.g.g_I.n.S.2.5/q$	(EC8 eq.3.15)
	$R_d(T)=0.240 \times 1.00 \times 1.00 \times 1.20 \times 2.5 \times g / 2.00 = 0.360g$	

Συνολική μάζα κατασκευής $M=(139+224) = 363 \text{ kNsec}^2/\text{m}$

Τέμνουσα βάση $V_o=363 \times 0.360 \times 9.81 = 1282 \text{ kN}$

Κατακόρυφη κατανομή σεισμικής δύναμης ως σε κανονικά κτίρια (Ευρωκ.8, §4.3.3.2.3)

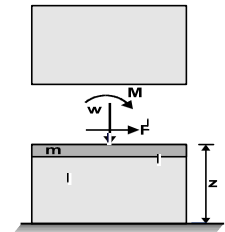
Οροφος	Μάζα [kNsec ² /m]	z _i [m]	m _i .z _i	οριζόντια δύναμη F _i [kN]	e _i =M _i /W _i [m]
1ος οροφος	139.00(229.00)	6.00	834	1282x 834/ 1506= 710.0	1.56
Ισόγειο	224.00(225.00)	3.00	672	1282x 672/ 1506= 572.0	1.68
σύνολα	363.00		1506	1282.0	



(σε κάθε όροφο ακολουθεί υπολογισμός κέντρου διάτμησης και έλεγχος κανονικότητας κτιρίου)

Διάφραγμα στη στάθμη 0.8H, διάφραγμα 1ος οροφος
Ελαστικός άξονας κτιρίου στο $x=6.63\text{m}$, $y=6.96\text{m}$

Ακολουθως δείχνεται, αναλυτικά σε κάθε όροφο και τοίχο, η κατανομή των σεισμικών δυνάμεων. Η σχετική ακαμψία κάθε τοίχου υπολογίζεται με ανάλυση πεπερασμένων στοιχείων. Οι περιοχές εφελκυστικών τάσεων αφαιρούνται από τους τοίχους και οι ακαμψίες μειώνονται ανάλογα.



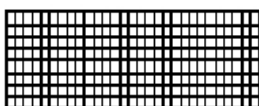
Κατανομή μάζας τοίχων : 50% στην οροφή, και 50% στο δάπεδο του ορόφου.

Έλεγχος ανατροπής

$\text{Sum}(F_i \cdot z_i) = 5976.0 \text{ kNm} \leq 0.90 \times W_t \times x = 0.90 \times 4453.7 \times 5.50 = 22046.0 \text{ kNm}$

$\text{Sum}(F_i \cdot z_i) = 5976.0 \text{ kNm} \leq 0.90 \times W_t \times y = 0.90 \times 4453.7 \times 4.50 = 18037.6 \text{ kNm}$

1ος οροφος T7 Διαστάσεις μήκος=11.00m, ύψος=3.00m, πάχος=0.64m



Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδό του

Ο τοίχος χωρίζεται σε 232 ορθογώνια επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία. Οι κόμβοι είναι σε κάρναβο 9x30 κόμβων, συνολικά 270 κόμβοι. Ακαμψία τοίχου από ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία $K = 6.595 \text{ GN/m}$
Προσεγγιστική ακαμψία (χωρίς ανοίγματα) $= 5.900 \text{ GN/m}$
Ακαμψία κατά x-x $K_x = 6.595 \text{ GN/m}$, κατά y-y $K_y = 0.000 \text{ GN/m}$

Σεισμικά Φορτία Τοίχων

Σεισμικές δυνάμεις βάσει απλοποιημένης φασματικής μεθόδου (Ευρωκ.8 §10.9.2)

Εκκεντρότητες τοίχου από ελαστικό άξονα κτιρίου $e_x=1.13$ m, $e_y=1.72$ m

Οριζόντια Δύναμη F_x

Σεισμόςx-x= 710.00x 6.595/ 9.172+ 1272x 1.72x 6.595/210.283= 579.19 kN

Σεισμόςy-y= 0.00x 6.595/ 9.172+ 2069x 1.72x 6.595/210.283= 111.75 kN

Οριζόντια Δύναμη F_y

Σεισμόςx-x= 0.00x 0.000/ 6.667+ 1272x 1.13x 0.000/210.283= 0.00 kN

Σεισμόςy-y= 710.00x 0.000/ 6.667+ 2069x 1.13x 0.000/210.283= 0.00 kN

Επαλληλίσια σεισμικών δυνάμεων κατά x και y (Ευρωκ.8, §4.3.3.5.1)

(expF_x)²= 579.19²+ 111.75², expF_x= 589.88 kN

(expF_y)²= 0.00²+ 0.00², expF_y= 0.00 kN

Μέγιστες σεισμικές δυνάμεις (Ευρωκ.8, §10.9.2)

maxF_x= 579.19 + 0.30x 111.75= 612.72 kN

maxF_y= 0.00 + 0.30x 0.00= 0.00 kN

Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου F=612.72 kN

1ος οροφος

T8

Διαστάσεις μήκος=5.00m, ύψος=3.00m, πάχος=0.64m

Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδό του

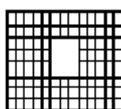
Ο τοίχος χωρίζεται σε 104 ορθογώνια επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία.

Οι κόμβοι είναι σε κάναβο 9x14 κόμβων, συνολικά 126 κόμβοι.

Ακαμψία τοίχου από ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία K= 1.885 GN/m

Προσεγγιστική ακαμψία (χωρίς ανοίγματα) = 2.454 GN/m

Ακαμψία κατά x-x K_x= 0.000 GN/m, κατά y-y K_y= 1.885 GN/m



Σεισμικές δυνάμεις βάσει απλοποιημένης φασματικής μεθόδου (Ευρωκ.8 §10.9.2)

Εκκεντρότητες τοίχου από ελαστικό άξονα κτιρίου $e_x=6.31$ m, $e_y=0.46$ m

Οριζόντια Δύναμη F_x

Σεισμόςx-x= 710.00x 0.000/ 9.172+ 1272x 0.46x 0.000/210.283= 0.00 kN

Σεισμόςy-y= 0.00x 0.000/ 9.172+ 2069x 0.46x 0.000/210.283= 0.00 kN

Οριζόντια Δύναμη F_y

Σεισμόςx-x= 0.00x 1.885/ 6.755+ 1272x 6.31x 1.885/210.283= 71.90 kN

Σεισμόςy-y= 710.00x 1.885/ 6.755+ 2069x 6.31x 1.885/210.283= 315.13 kN

Επαλληλίσια σεισμικών δυνάμεων κατά x και y (Ευρωκ.8, §4.3.3.5.1)

(expF_x)²= 0.00²+ 0.00², expF_x= 0.00 kN

(expF_y)²= 71.90²+ 315.13², expF_y= 323.22 kN

Μέγιστες σεισμικές δυνάμεις (Ευρωκ.8, §10.9.2)

maxF_x= 0.00 + 0.30x 0.00= 0.00 kN

maxF_y= 315.13 + 0.30x 71.90= 336.70 kN

Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου F=336.70 kN

1ος οροφος

T9

Διαστάσεις μήκος=5.30m, ύψος=3.00m, πάχος=0.64m

Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδό του

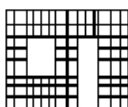
Ο τοίχος χωρίζεται σε 112 ορθογώνια επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία.

Οι κόμβοι είναι σε κάναβο 9x15 κόμβων, συνολικά 135 κόμβοι.

Ακαμψία τοίχου από ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία K= 1.292 GN/m

Προσεγγιστική ακαμψία (χωρίς ανοίγματα) = 2.632 GN/m

Ακαμψία κατά x-x K_x= 1.292 GN/m, κατά y-y K_y= 0.000 GN/m



Σεισμικά Φορτία Τοίχων

Σεισμικές δυνάμεις βάσει απλοποιημένης φασματικής μεθόδου (Ευρωκ.8 §10.9.2)

Εκκεντρότητες τοίχου από ελαστικό άξονα κτιρίου $e_x=3.98$ m, $e_y=2.64$ m

Οριζόντια Δύναμη Fx

Σεισμόςx-x= $710.00 \times 1.292 / 9.172 + 1272 \times 2.64 \times 1.292 / 210.283 = 120.62$ kN

Σεισμόςy-y= $0.00 \times 1.292 / 9.172 + 2069 \times 2.64 \times 1.292 / 210.283 = 33.53$ kN

Οριζόντια Δύναμη Fy

Σεισμόςx-x= $0.00 \times 0.000 / 6.667 + 1272 \times 3.98 \times 0.000 / 210.283 = 0.00$ kN

Σεισμόςy-y= $710.00 \times 0.000 / 6.667 + 2069 \times 3.98 \times 0.000 / 210.283 = 0.00$ kN

Επαλληλία σεισμικών δυνάμεων κατά x και y (Ευρωκ.8, §4.3.3.5.1)

$(expF_x)^2 = 120.62^2 + 33.53^2$, $expF_x = 125.20$ kN

$(expF_y)^2 = 0.00^2 + 0.00^2$, $expF_y = 0.00$ kN

Μέγιστες σεισμικές δυνάμεις (Ευρωκ.8, §10.9.2)

$maxF_x = 120.62 + 0.30 \times 33.53 = 130.68$ kN

$maxF_y = 0.00 + 0.30 \times 0.00 = 0.00$ kN

Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου F=130.68 kN

1ος ορόφος

T10

Διαστάσεις μήκος=4.30m, ύψος=3.00m, πάχος=0.64m

Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδό του

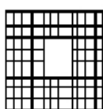
Ο τοίχος χωρίζεται σε 88 ορθογώνια επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία.

Οι κόμβοι είναι σε κάναβο 9x12 κόμβων, συνολικά 108 κόμβοι.

Ακαμψία τοίχου από ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία $K = 1.438$ GN/m

Προσεγγιστική ακαμψία (χωρίς ανοίγματα) = 2.034 GN/m

Ακαμψία κατά x-x $K_x = 0.000$ GN/m, κατά y-y $K_y = 1.438$ GN/m



Σεισμικές δυνάμεις βάσει απλοποιημένης φασματικής μεθόδου (Ευρωκ.8 §10.9.2)

Εκκεντρότητες τοίχου από ελαστικό άξονα κτιρίου $e_x=1.31$ m, $e_y=4.81$ m

Οριζόντια Δύναμη Fx

Σεισμόςx-x= $710.00 \times 0.000 / 9.172 + 1272 \times 4.81 \times 0.000 / 210.283 = 0.00$ kN

Σεισμόςy-y= $0.00 \times 0.000 / 9.172 + 2069 \times 4.81 \times 0.000 / 210.283 = 0.00$ kN

Οριζόντια Δύναμη Fy

Σεισμόςx-x= $0.00 \times 1.438 / 6.667 + 1272 \times 1.31 \times 1.438 / 210.283 = 11.37$ kN

Σεισμόςy-y= $710.00 \times 1.438 / 6.667 + 2069 \times 1.31 \times 1.438 / 210.283 = 171.64$ kN

Επαλληλία σεισμικών δυνάμεων κατά x και y (Ευρωκ.8, §4.3.3.5.1)

$(expF_x)^2 = 0.00^2 + 0.00^2$, $expF_x = 0.00$ kN

$(expF_y)^2 = 11.37^2 + 171.64^2$, $expF_y = 172.02$ kN

Μέγιστες σεισμικές δυνάμεις (Ευρωκ.8, §10.9.2)

$maxF_x = 0.00 + 0.30 \times 0.00 = 0.00$ kN

$maxF_y = 171.64 + 0.30 \times 11.37 = 175.05$ kN

Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου F=175.05 kN

1ος ορόφος

T11

Διαστάσεις μήκος=3.00m, ύψος=3.00m, πάχος=0.64m

Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδό του

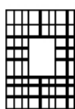
Ο τοίχος χωρίζεται σε 64 ορθογώνια επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία.

Οι κόμβοι είναι σε κάναβο 9x9 κόμβων, συνολικά 81 κόμβοι.

Ακαμψία τοίχου από ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία $K = 0.672$ GN/m

Προσεγγιστική ακαμψία (χωρίς ανοίγματα) = 1.237 GN/m

Ακαμψία κατά x-x $K_x = 0.672$ GN/m, κατά y-y $K_y = 0.000$ GN/m



Σεισμικά Φορτία Τοίχων

Σεισμικές δυνάμεις βάσει απλοποιημένης φασματικής μεθόδου (Ευρωκ.8 §10.9.2)

Εκκεντρότητες τοίχου από ελαστικό άξονα κτιρίου $e_x=0.13$ m, $e_y=6.64$ m

Οριζόντια Δύναμη Fx

Σεισμόςx-x= $710.00 \times 0.672 / 9.172 + 1272 \times 6.64 \times 0.672 / 210.283 = 78.99$ kN

Σεισμόςy-y= $0.00 \times 0.672 / 9.172 + 2069 \times 6.64 \times 0.672 / 210.283 = 43.89$ kN

Οριζόντια Δύναμη Fy

Σεισμόςx-x= $0.00 \times 0.000 / 6.667 + 1272 \times 0.13 \times 0.000 / 210.283 = 0.00$ kN

Σεισμόςy-y= $710.00 \times 0.000 / 6.667 + 2069 \times 0.13 \times 0.000 / 210.283 = 0.00$ kN

Επαλληλίσια σεισμικών δυνάμεων κατά x και y (Ευρωκ.8, §4.3.3.5.1)

$(expF_x)^2 = 78.99^2 + 43.89^2$, $expF_x = 90.37$ kN

$(expF_y)^2 = 0.00^2 + 0.00^2$, $expF_y = 0.00$ kN

Μέγιστες σεισμικές δυνάμεις (Ευρωκ.8, §10.9.2)

$maxF_x = 78.99 + 0.30 \times 43.89 = 92.16$ kN

$maxF_y = 0.00 + 0.30 \times 0.00 = 0.00$ kN

Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου F=92.16 kN

Ιος ορόφος

T12

Διαστάσεις μήκος=7.00m, ύψος=3.00m, πάχος=0.64m

Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδό του

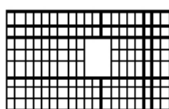
Ο τοίχος χωρίζεται σε 152 ορθογώνια επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία.

Οι κόμβοι είναι σε κάναβο 9x20 κόμβων, συνολικά 180 κόμβοι.

Ακαμψία τοίχου από ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία $K = 3.217$ GN/m

Προσεγγιστική ακαμψία (χωρίς ανοίγματα) = 3.626 GN/m

Ακαμψία κατά x-x $K_x = 0.000$ GN/m, κατά y-y $K_y = 3.217$ GN/m



Σεισμικές δυνάμεις βάσει απλοποιημένης φασματικής μεθόδου (Ευρωκ.8 §10.9.2)

Εκκεντρότητες τοίχου από ελαστικό άξονα κτιρίου $e_x=4.05$ m, $e_y=1.46$ m

Οριζόντια Δύναμη Fx

Σεισμόςx-x= $710.00 \times 0.000 / 9.172 + 1272 \times 1.46 \times 0.000 / 210.283 = 0.00$ kN

Σεισμόςy-y= $0.00 \times 0.000 / 9.172 + 2069 \times 1.46 \times 0.000 / 210.283 = 0.00$ kN

Οριζόντια Δύναμη Fy

Σεισμόςx-x= $0.00 \times 3.217 / 6.755 + 1272 \times 4.05 \times 3.217 / 210.283 = 78.82$ kN

Σεισμόςy-y= $710.00 \times 3.217 / 6.755 + 2069 \times 4.05 \times 3.217 / 210.283 = 466.40$ kN

Επαλληλίσια σεισμικών δυνάμεων κατά x και y (Ευρωκ.8, §4.3.3.5.1)

$(expF_x)^2 = 0.00^2 + 0.00^2$, $expF_x = 0.00$ kN

$(expF_y)^2 = 78.82^2 + 466.40^2$, $expF_y = 473.02$ kN

Μέγιστες σεισμικές δυνάμεις (Ευρωκ.8, §10.9.2)

$maxF_x = 0.00 + 0.30 \times 0.00 = 0.00$ kN

$maxF_y = 466.40 + 0.30 \times 78.82 = 490.05$ kN

Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου F=490.05 kN

Ιος ορόφος

T14

Διαστάσεις μήκος=3.61m, ύψος=3.00m, πάχος=0.64m

Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδό του

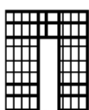
Ο τοίχος χωρίζεται σε 80 ορθογώνια επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία.

Οι κόμβοι είναι σε κάναβο 9x11 κόμβων, συνολικά 99 κόμβοι.

Ακαμψία τοίχου από ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία $K = 0.886$ GN/m

Προσεγγιστική ακαμψία (χωρίς ανοίγματα) = 1.610 GN/m

Ακαμψία κατά x-x $K_x = 0.613$ GN/m, κατά y-y $K_y = 0.273$ GN/m



Σεισμικά Φορτία Τοίχων

Σεισμικές δυνάμεις βάσει απλοποιημένης φασματικής μεθόδου (Ευρωκ.8 §10.9.2)

Εκκεντρότητες τοίχου από ελαστικό άξονα κτιρίου $e_x=2.69$ m, $e_y=5.69$ m

Οριζόντια Δύναμη Fx

Σεισμόςx-x= $710.00 \times 0.613 / 9.172 + 1272 \times 5.69 \times 0.613 / 210.283 = 68.55$ kN

Σεισμόςy-y= $0.00 \times 0.613 / 9.172 + 2069 \times 5.69 \times 0.613 / 210.283 = 34.33$ kN

Οριζόντια Δύναμη Fy

Σεισμόςx-x= $0.00 \times 0.273 / 6.667 + 1272 \times 2.69 \times 0.273 / 210.283 = 4.45$ kN

Σεισμόςy-y= $710.00 \times 0.273 / 6.667 + 2069 \times 2.69 \times 0.273 / 210.283 = 36.31$ kN

Επαλληλία σεισμικών δυνάμεων κατά x και y (Ευρωκ.8, §4.3.3.5.1)

$(expF_x)^2 = 68.55^2 + 34.33^2$, $expF_x = 76.66$ kN

$(expF_y)^2 = 4.45^2 + 36.31^2$, $expF_y = 36.58$ kN

Μέγιστες σεισμικές δυνάμεις (Ευρωκ.8, §10.9.2)

$maxF_x = 68.55 + 0.30 \times 34.33 = 78.85$ kN

$maxF_y = 36.31 + 0.30 \times 4.45 = 37.65$ kN

Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου F=94.76 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
T7	6.595	0.000	5.50	8.68	0.000	57.245	0.000	496.883
T8	0.000	1.885	0.32	6.50	0.603	0.000	0.193	0.000
T9	1.292	0.000	2.65	4.32	0.000	5.581	0.000	24.112
T10	0.000	1.438	5.32	2.15	7.650	0.000	40.699	0.000
T11	0.672	0.000	6.50	0.32	0.000	0.215	0.000	0.069
T12	0.000	3.217	10.68	5.50	34.358	0.000	366.939	0.000
T14	0.613	0.273	9.32	1.27	2.545	0.776	23.726	0.983
Σύνολα	9.172 GN/m	6.813 GN/m			45.156	63.817	431.557	522.047

Κέντρο διάτμησης $x = 45.156 / 6.813 = 6.63$ m, $y = 63.817 / 9.172 = 6.96$ m

Στρεπτική ακαμψία ορόφου $I_p = 431.557 + 522.047 - 6.63^2 \times 6.813 - 6.96^2 \times 9.172 = 210.283$ GNm

Στατικές εκκεντρότητες $e_{ox} = 5.80 - 6.63 = -0.83$ m, $e_{oy} = 5.32 - 6.96 = -1.64$ m

Τυχηματικές εκκεντρότητες ορόφου $e_{ax} = 0.05 \times 11.00 = 0.55$ m, $e_{ay} = 0.05 \times 9.00 = 0.45$ m (EC8 §4.3.2)

Οι κύριες διευθύνσεις του κτιρίου λαμβάνονται παράλληλα με τους άξονες x και y.

Τυχηματικά στρεπτικά φαινόμενα λαμβάνονται υπ όψη με τις τυχηματικές εκκεντρότητες.

Οι ισοδύναμες στατικές εκκεντρότητες λαμβάνονται ως : (Ευρωκ.8 §4.3.3.2.4 (2))

$e_{fi} = 1.50 \times e_{ai}$, $e_{fr} = 0.50 \times e_{ai}$

$e_{fx} = 1.50 \times -0.83 = -1.24$ m, $e_{rx} = 0.50 \times -0.83 = -0.41$ m, $e_{fy} = 1.50 \times -1.64 = -2.46$ m, $e_{ry} = 0.50 \times -1.64 = -0.82$ m

Εκκεντρότητες σχεδιασμού (Ευρωκ.8 4.3.3.2)

$maxe_x = -0.41 + 0.55 = 0.14$ m, $mine_x = -1.24 - 0.55 = -1.79$ m

$maxe_y = -0.82 + 0.45 = -0.37$ m, $mine_y = -2.46 - 0.45 = -2.91$ m

Μέγιστες στρεπτικές ροπές φορτίου ορόφου λόγω εκκεντρότητας $maxe$ και $mine$

Φόρτιση κατά x-x $maxM_{zx} = 1.79 \times 710 = 1272$ kNm

Φόρτιση κατά y-y $maxM_{zy} = 2.91 \times 710 = 2069$ kNm

Προσεγγιστική σχετική οριζόντια μετατόπιση ορόφου $\Delta x = 0.001 \times 710.0 / 4.586 = 0.155$ mm (EC8 §9.4.2)

Προσεγγιστική σχετική οριζόντια μετατόπιση ορόφου $\Delta y = 0.001 \times 710.0 / 3.406 = 0.208$ mm (EC8 §9.4.2)

Ελεγχος Κανονικότητας ορόφου κτιρίου (Ευρωκ.8 §4.2.3)

α) Ελεγχος διαστάσεων (Ευρωκ.8 §4.2.3.2)

Περίγραμμα ορόφου minX= 0.00m, maxX= 11.00m, minY= 0.00m, maxY= 9.00m

Πλευρές κτιρίου Lx= 11.00 m, Ly= 9.00 m

Λόγος πλευρών Lmax/Lmin= 11.00/9.00=1.22<=4 ικανοποιείται η συνθήκη (Ευρωκ.8 §4.2.3.2(5))

εοx=0.827<=0.30rx=0.30x4.788=1.436, rx=4.788>=ls=0.281

εοy=1.643<=0.30ry=0.30y5.556=1.667, ry=5.556>=ls=0.281

Ικανοποιούνται οι συνθήκες (Ευρωκ.8 §4.2.3.2(6) (4.1a) και (4.1b))

4.788²=22.927>0.281²+0.827²=0.763 rx²>ls²+εοx²

5.556²=30.865>0.281²+1.643²=2.778 ry²>ls²+εοy²

Ικανοποιούνται οι συνθήκες (Ευρωκ.8 §4.3.3.1(8) d)

β,γ) Ελεγχος μεταβολής Δυσκαμψίας και Μάζας ορόφου (Ευρωκ.8 §4.2.3.3)

Δk/k=(9.896-9.172)/9.896=0.07 Δm/m=(225-229)/229=0.02

Δk<=0.50 και Δm<=0.50 άρα ικανοποιείται ο έλεγχος μεταβολής δυσκαμψίας και μάζας ορόφου.

T1=0.192s <Tc=4x0.500=2.000s, T1=0.192s <2.00s

Ικανοποιούνται οι συνθήκες (Ευρωκ.8 §4.3.3.2(2) a)

Ισόγειο

T1

Διαστάσεις μήκος=11.00m, ύψος=3.00m, πάχος=0.64m

Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδό του

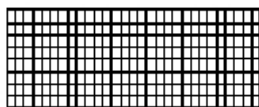
Ο τοίχος χωρίζεται σε 232 ορθογώνια επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία.

Οι κόμβοι είναι σε κάρναβο 9x30 κόμβων, συνολικά 270 κόμβοι.

Ακαμψία τοίχου από ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία K= 6.595 GN/m

Προσεγγιστική ακαμψία (χωρίς ανοίγματα) = 5.900 GN/m

Ακαμψία κατά x-x Kx= 6.595 GN/m, κατά y-y Ky= 0.000 GN/m



Σεισμικές δυνάμεις βάσει απλοποιημένης φασματικής μεθόδου (Ευρωκ.8 §10.9.2)

Εκκεντρώτητες τοίχου από ελαστικό άξονα κτιρίου ex=1.13 m, ey=1.72 m

Οριζόντια Δύναμη Fx

Σεισμόςx-x= 1282.00x 6.595/ 9.896+ 2311x 1.72x 6.595/239.217= 964.07 kN

Σεισμόςy-y= 0.00x 6.595/ 9.896+ 3855x 1.72x 6.595/239.217= 183.04 kN

Οριζόντια Δύναμη Fy

Σεισμόςx-x= 0.00x 0.000/ 6.403+ 2311x 1.13x 0.000/239.217= 0.00 kN

Σεισμόςy-y= 1282.00x 0.000/ 6.403+ 3855x 1.13x 0.000/239.217= 0.00 kN

Επαλληλία σεισμικών δυνάμεων κατά x και y (Ευρωκ.8, §4.3.3.5.1)

(expFx)²= 964.07²+ 183.04², expFx= 981.29 kN

(expFy)²= 0.00²+ 0.00², expFy= 0.00 kN

Μέγιστες σεισμικές δυνάμεις (Ευρωκ.8, §10.9.2)

maxFx= 964.07 + 0.30x 183.04= 1018.98 kN

maxFy= 0.00 + 0.30x 0.00= 0.00 kN

Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου F=1018.98 kN

Ισόγειο

T2

Διαστάσεις μήκος=5.00m, ύψος=3.00m, πάχος=0.64m

Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδό του

Ο τοίχος χωρίζεται σε 104 ορθογώνια επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία.

Οι κόμβοι είναι σε κάρναβο 9x14 κόμβων, συνολικά 126 κόμβοι.

Ακαμψία τοίχου από ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία K= 1.885 GN/m

Προσεγγιστική ακαμψία (χωρίς ανοίγματα) = 2.454 GN/m

Ακαμψία κατά x-x Kx= 0.000 GN/m, κατά y-y Ky= 1.885 GN/m



Σεισμικά Φορτία Τοίχων

Σεισμικές δυνάμεις βάσει απλοποιημένης φασματικής μεθόδου (Ευρωκ.8 §10.9.2)

Εκκεντρότητες τοίχου από ελαστικό άξονα κτιρίου $e_x=6.31$ m, $e_y=0.46$ m

Οριζόντια Δύναμη Fx

Σεισμός $x-x=1282.00 \times 0.000 / 9.896+ 2311 \times 0.46 \times 0.000 / 239.217= 0.00$ kN

Σεισμός $y-y=0.00 \times 0.000 / 9.896+ 3855 \times 0.46 \times 0.000 / 239.217= 0.00$ kN

Οριζόντια Δύναμη Fy

Σεισμός $x-x=0.00 \times 1.885 / 6.629+ 2311 \times 6.31 \times 1.885 / 239.217= 114.85$ kN

Σεισμός $y-y=1282.00 \times 1.885 / 6.629+ 3855 \times 6.31 \times 1.885 / 239.217= 556.14$ kN

Επαλληλία σεισμικών δυνάμεων κατά x και y (Ευρωκ.8, §4.3.3.5.1)

$(expF_x)^2 = 0.00^2 + 0.00^2$, $expF_x = 0.00$ kN

$(expF_y)^2 = 114.85^2 + 556.14^2$, $expF_y = 567.88$ kN

Μέγιστες σεισμικές δυνάμεις (Ευρωκ.8, §10.9.2)

$maxF_x = 0.00 + 0.30 \times 0.00 = 0.00$ kN

$maxF_y = 556.14 + 0.30 \times 114.85 = 590.60$ kN

Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου F=590.60 kN

Ισόγειο

T3

Διαστάσεις μήκος=5.30m, ύψος=3.00m, πάχος=0.64m

Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδο του

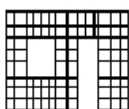
Ο τοίχος χωρίζεται σε 112 ορθογώνια επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία.

Οι κόμβοι είναι σε κάναβο 9x15 κόμβων, συνολικά 135 κόμβοι.

Ακαμψία τοίχου από ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία $K=1.292$ GN/m

Προσεγγιστική ακαμψία (χωρίς ανοίγματα) = 2.632 GN/m

Ακαμψία κατά $x-x$ $K_x=1.292$ GN/m, κατά $y-y$ $K_y=0.000$ GN/m



Σεισμικές δυνάμεις βάσει απλοποιημένης φασματικής μεθόδου (Ευρωκ.8 §10.9.2)

Εκκεντρότητες τοίχου από ελαστικό άξονα κτιρίου $e_x=3.98$ m, $e_y=2.64$ m

Οριζόντια Δύναμη Fx

Σεισμός $x-x=1282.00 \times 1.292 / 9.896+ 2311 \times 2.64 \times 1.292 / 239.217= 200.29$ kN

Σεισμός $y-y=0.00 \times 1.292 / 9.896+ 3855 \times 2.64 \times 1.292 / 239.217= 54.92$ kN

Οριζόντια Δύναμη Fy

Σεισμός $x-x=0.00 \times 0.000 / 6.403+ 2311 \times 3.98 \times 0.000 / 239.217= 0.00$ kN

Σεισμός $y-y=1282.00 \times 0.000 / 6.403+ 3855 \times 3.98 \times 0.000 / 239.217= 0.00$ kN

Επαλληλία σεισμικών δυνάμεων κατά x και y (Ευρωκ.8, §4.3.3.5.1)

$(expF_x)^2 = 200.29^2 + 54.92^2$, $expF_x = 207.69$ kN

$(expF_y)^2 = 0.00^2 + 0.00^2$, $expF_y = 0.00$ kN

Μέγιστες σεισμικές δυνάμεις (Ευρωκ.8, §10.9.2)

$maxF_x = 200.29 + 0.30 \times 54.92 = 216.77$ kN

$maxF_y = 0.00 + 0.30 \times 0.00 = 0.00$ kN

Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου F=216.77 kN

Ισόγειο

T4

Διαστάσεις μήκος=4.30m, ύψος=3.00m, πάχος=0.64m

Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδο του

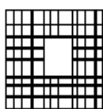
Ο τοίχος χωρίζεται σε 88 ορθογώνια επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία.

Οι κόμβοι είναι σε κάναβο 9x12 κόμβων, συνολικά 108 κόμβοι.

Ακαμψία τοίχου από ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία $K=1.438$ GN/m

Προσεγγιστική ακαμψία (χωρίς ανοίγματα) = 2.034 GN/m

Ακαμψία κατά $x-x$ $K_x=0.000$ GN/m, κατά $y-y$ $K_y=1.438$ GN/m



Σεισμικά Φορτία Τοίχων

Σεισμικές δυνάμεις βάσει απλοποιημένης φασματικής μεθόδου (Ευρωκ.8 §10.9.2)

Εκκεντρότητες τοίχου από ελαστικό άξονα κτιρίου $e_x=1.31$ m, $e_y=4.81$ m

Οριζόντια Δύναμη Fx

Σεισμόςx-x= $1282.00 \times 0.000 / 9.896 + 2311 \times 4.81 \times 0.000 / 239.217 = 0.00$ kN

Σεισμόςy-y= $0.00 \times 0.000 / 9.896 + 3855 \times 4.81 \times 0.000 / 239.217 = 0.00$ kN

Οριζόντια Δύναμη Fy

Σεισμόςx-x= $0.00 \times 1.438 / 6.403 + 2311 \times 1.31 \times 1.438 / 239.217 = 18.17$ kN

Σεισμόςy-y= $1282.00 \times 1.438 / 6.403 + 3855 \times 1.31 \times 1.438 / 239.217 = 318.22$ kN

Επαλληλίσια σεισμικών δυνάμεων κατά x και y (Ευρωκ.8, §4.3.3.5.1)

$(expF_x)^2 = 0.00^2 + 0.00^2$, $expF_x = 0.00$ kN

$(expF_y)^2 = 18.17^2 + 318.22^2$, $expF_y = 318.74$ kN

Μέγιστες σεισμικές δυνάμεις (Ευρωκ.8, §10.9.2)

$maxF_x = 0.00 + 0.30 \times 0.00 = 0.00$ kN

$maxF_y = 318.22 + 0.30 \times 18.17 = 323.67$ kN

Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου F=323.67 kN

Ισόγειο

T5

Διαστάσεις μήκος=3.00m, ύψος=3.00m, πάχος=0.64m

Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδό του

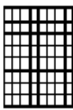
Ο τοίχος χωρίζεται σε 64 ορθογώνια επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία.

Οι κόμβοι είναι σε κάναβο 9x9 κόμβων, συνολικά 81 κόμβοι.

Ακαμψία τοίχου από ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία $K = 1.313$ GN/m

Προσεγγιστική ακαμψία (χωρίς ανοίγματα) = 1.237 GN/m

Ακαμψία κατά x-x $K_x = 1.313$ GN/m, κατά y-y $K_y = 0.000$ GN/m



Σεισμικές δυνάμεις βάσει απλοποιημένης φασματικής μεθόδου (Ευρωκ.8 §10.9.2)

Εκκεντρότητες τοίχου από ελαστικό άξονα κτιρίου $e_x=0.13$ m, $e_y=6.64$ m

Οριζόντια Δύναμη Fx

Σεισμόςx-x= $1282.00 \times 1.313 / 9.896 + 2311 \times 6.64 \times 1.313 / 239.217 = 254.28$ kN

Σεισμόςy-y= $0.00 \times 1.313 / 9.896 + 3855 \times 6.64 \times 1.313 / 239.217 = 140.46$ kN

Οριζόντια Δύναμη Fy

Σεισμόςx-x= $0.00 \times 0.000 / 6.403 + 2311 \times 0.13 \times 0.000 / 239.217 = 0.00$ kN

Σεισμόςy-y= $1282.00 \times 0.000 / 6.403 + 3855 \times 0.13 \times 0.000 / 239.217 = 0.00$ kN

Επαλληλίσια σεισμικών δυνάμεων κατά x και y (Ευρωκ.8, §4.3.3.5.1)

$(expF_x)^2 = 254.28^2 + 140.46^2$, $expF_x = 290.49$ kN

$(expF_y)^2 = 0.00^2 + 0.00^2$, $expF_y = 0.00$ kN

Μέγιστες σεισμικές δυνάμεις (Ευρωκ.8, §10.9.2)

$maxF_x = 254.28 + 0.30 \times 140.46 = 296.42$ kN

$maxF_y = 0.00 + 0.30 \times 0.00 = 0.00$ kN

Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου F=296.42 kN

Ισόγειο

T6

Διαστάσεις μήκος=7.00m, ύψος=3.00m, πάχος=0.64m

Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδό του

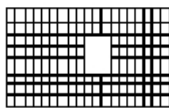
Ο τοίχος χωρίζεται σε 152 ορθογώνια επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία.

Οι κόμβοι είναι σε κάναβο 9x20 κόμβων, συνολικά 180 κόμβοι.

Ακαμψία τοίχου από ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία $K = 3.217$ GN/m

Προσεγγιστική ακαμψία (χωρίς ανοίγματα) = 3.626 GN/m

Ακαμψία κατά x-x $K_x = 0.000$ GN/m, κατά y-y $K_y = 3.217$ GN/m



Σεισμικά Φορτία Τοίχων

Σεισμικές δυνάμεις βάσει απλοποιημένης φασματικής μεθόδου (Ευρωκ.8 §10.9.2)

Εκκεντρότητες τοίχου από ελαστικό άξονα κτιρίου $e_x=4.05$ m, $e_y=1.46$ m

Οριζόντια Δύναμη F_x

Σεισμός $x-x=1282.00x \cdot 0.000 / 9.896+ 2311x \cdot 1.46x \cdot 0.000 / 239.217= 0.00$ kN

Σεισμός $y-y= 0.00x \cdot 0.000 / 9.896+ 3855x \cdot 1.46x \cdot 0.000 / 239.217= 0.00$ kN

Οριζόντια Δύναμη F_y

Σεισμός $x-x= 0.00x \cdot 3.217 / 6.629+ 2311x \cdot 4.05x \cdot 3.217 / 239.217= 125.91$ kN

Σεισμός $y-y= 1282.00x \cdot 3.217 / 6.629+ 3855x \cdot 4.05x \cdot 3.217 / 239.217= 832.18$ kN

Επαλληλία σεισμικών δυνάμεων κατά x και y (Ευρωκ.8, §4.3.3.5.1)

$(expF_x)^2= 0.00^2+ 0.00^2, expF_x= 0.00$ kN

$(expF_y)^2= 125.91^2+ 832.18^2, expF_y= 841.65$ kN

Μέγιστες σεισμικές δυνάμεις (Ευρωκ.8, §10.9.2)

$maxF_x= 0.00 + 0.30x \cdot 0.00= 0.00$ kN

$maxF_y= 832.18 + 0.30x \cdot 125.91= 869.95$ kN

Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου F=869.95 kN

Ισόγειο

T13

Διαστάσεις μήκος=3.61m, ύψος=3.00m, πάχος=0.64m

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 $K= 1.005$ GN/m

Προσεγγιστική ακαμψία (χωρίς ανοίγματα) = 1.610 GN/m

Ακαμψία κατά $x-x$ $K_x= 0.696$ GN/m, κατά $y-y$ $K_y= 0.309$ GN/m



Σεισμικές δυνάμεις βάσει απλοποιημένης φασματικής μεθόδου (Ευρωκ.8 §10.9.2)

Εκκεντρότητες τοίχου από ελαστικό άξονα κτιρίου $e_x=2.69$ m, $e_y=5.69$ m

Οριζόντια Δύναμη F_x

Σεισμός $x-x=1282.00x \cdot 0.696 / 9.896+ 2311x \cdot 5.69x \cdot 0.696 / 239.217= 128.43$ kN

Σεισμός $y-y= 0.00x \cdot 0.696 / 9.896+ 3855x \cdot 5.69x \cdot 0.696 / 239.217= 63.84$ kN

Οριζόντια Δύναμη F_y

Σεισμός $x-x= 0.00x \cdot 0.309 / 6.403+ 2311x \cdot 2.69x \cdot 0.309 / 239.217= 8.04$ kN

Σεισμός $y-y= 1282.00x \cdot 0.309 / 6.403+ 3855x \cdot 2.69x \cdot 0.309 / 239.217= 75.29$ kN

Επαλληλία σεισμικών δυνάμεων κατά x και y (Ευρωκ.8, §4.3.3.5.1)

$(expF_x)^2= 128.43^2+ 63.84^2, expF_x= 143.42$ kN

$(expF_y)^2= 8.04^2+ 75.29^2, expF_y= 75.71$ kN

Μέγιστες σεισμικές δυνάμεις (Ευρωκ.8, §10.9.2)

$maxF_x= 128.43 + 0.30x \cdot 63.84= 147.58$ kN

$maxF_y= 75.29 + 0.30x \cdot 8.04= 77.70$ kN

Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου F=177.37 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	6.595	0.000	5.50	8.68	0.000	57.245	0.000	496.883
T2	0.000	1.885	0.32	6.50	0.603	0.000	0.193	0.000
T3	1.292	0.000	2.65	4.32	0.000	5.581	0.000	24.112
T4	0.000	1.438	5.32	2.15	7.650	0.000	40.699	0.000
T5	1.313	0.000	6.50	0.32	0.000	0.420	0.000	0.134
T6	0.000	3.217	10.68	5.50	34.358	0.000	366.939	0.000
T13	0.696	0.309	9.32	1.27	2.881	0.881	26.855	1.116

Σύνολα 9.896 GN/m 6.849 GN/m 45.492 64.128 434.685 522.245

Κέντρο διάτμησης $x= 45.492 / 6.849 = 6.64$ m , $y= 64.128 / 9.896 = 6.48$ m

Στρεπτική ακαμψία ορόφου $I_p=434.685+522.245-6.64^2 \cdot 6.849-6.48^2 \cdot 9.896=239.217$ GNm

Σεισμικά Φορτία Τοίχων

Στατικές εκκεντρότητες $e_{ox}=5.79-6.63=-0.83$ m, $e_{oy}=5.25-6.96=-1.70$ m
Τυχηματικές εκκεντρότητες ορόφου $e_{ax}=0.05 \times 11.00=0.55$ m, $e_{ay}=0.05 \times 9.00=0.45$ m (EC8 §4.3.2)
Οι κύριες διευθύνσεις του κτιρίου λαμβάνονται παράλληλα με τους άξονες x και y.
Τυχηματικά στρεπτικά φαινόμενα λαμβάνονται υπ όψη με τις τυχηματικές εκκεντρότητες.
Οι ισοδύναμες στατικές εκκεντρότητες λαμβάνονται ως : (Ευρωκ.8 §4.3.3.2.4 (2))
 $e_{fi}=1.50 \times e_{ai}$, $e_{fr}=0.50 \times e_{ai}$
 $e_{fx}=1.50 \times 0.83=-1.25$ m, $e_{rx}=0.50 \times 0.83=-0.42$ m, $e_{fy}=1.50 \times 1.70=-2.56$ m, $e_{ry}=0.50 \times 1.70=-0.85$ m
Εκκεντρότητες σχεδιασμού (Ευρωκ.8 4.3.3.2)
 $\max e_x = -0.42 + 0.55 = 0.13$ m, $\min e_x = -1.25 - 0.55 = -1.80$ m
 $\max e_y = -0.85 + 0.45 = -0.40$ m, $\min e_y = -2.56 - 0.45 = -3.01$ m
Μέγιστες στρεπτικές ροπές φορτίου ορόφου λόγω εκκεντρότητας $\max e$ και $\min e$
Φόρτιση κατά x-x $\max M_{zx} = 1.80 \times 1282 = 2311$ kNm
Φόρτιση κατά y-y $\max M_{zy} = 3.01 \times 1282 = 3855$ kNm
Προσεγγιστική σχετική οριζόντια μετατόπιση ορόφου $\Delta x = 0.001 \times 1282.0 / 4.948 = 0.259$ mm (EC8 §9.4.2)
Προσεγγιστική σχετική οριζόντια μετατόπιση ορόφου $\Delta y = 0.001 \times 1282.0 / 3.424 = 0.374$ mm (EC8 §9.4.2)

Ελεγχος Κανονικότητας ορόφου κτιρίου (Ευρωκ.8 §4.2.3)

α) Έλεγχος διαστάσεων (Ευρωκ.8 §4.2.3.2)

Περίγραμμα ορόφου $\min X = 0.00$ m, $\max X = 11.00$ m, $\min Y = 0.00$ m, $\max Y = 9.00$ m

Πλευρές κτιρίου $L_x = 11.00$ m, $L_y = 9.00$ m

Λόγος πλευρών $L_{\max}/L_{\min} = 11.00/9.00 = 1.22 \leq 4$ ικανοποιείται η συνθήκη (Ευρωκ.8 §4.2.3.2(5))

$e_{ox} = 0.835 \leq 0.30 r_x = 0.30 \times 4.917 = 1.475$, $r_x = 4.917 \geq 1s = 0.284$

$e_{oy} = 1.705 \leq 0.30 r_y = 0.30 \times 5.910 = 1.773$, $r_y = 5.910 \geq 1s = 0.284$

Ικανοποιούνται οι συνθήκες (Ευρωκ.8 §4.2.3.2(6) (4.1a) και (4.1b))

$4.917^2 = 24.173 > 0.284^2 + 0.835^2 = 0.778$ $r_x^2 > 1s^2 + e_{ox}^2$

$5.910^2 = 34.927 > 0.284^2 + 1.705^2 = 2.987$ $r_y^2 > 1s^2 + e_{oy}^2$

Ικανοποιούνται οι συνθήκες (Ευρωκ.8 §4.3.3.1(8) d)

β,γ) Έλεγχος μεταβολής Δυσκαμψίας και Μάζας ορόφου (Ευρωκ.8 §4.2.3.3)

Ισόγειο οικοδομής, άρα ικανοποιείται η απαίτηση μεταβολής

δυσκαμψίας και μάζας ορόφου Ευρωκ.8 §4.2.3

$T_1 = 0.192$ s $< T_c = 4 \times 0.500 = 2.000$ s, $T_1 = 0.192$ s < 2.000 s

Ικανοποιούνται οι συνθήκες (Ευρωκ.8 §4.3.3.2(2) a)

Υπολογισμός σεισμικών φορτίων τοίχων (Ευρωκ.8 §3, §4.3.3.2, §9)

Η κατανομή της σεισμικής δύναμης γίνεται αφού υπολογιστούν με ακρίβεια οι ακαμψίες των τοίχων σε οριζόντιες δυνάμεις. Ο υπολογισμός γίνεται με τη μέθοδο πεπερασμένων στοιχείων, με επιβολή οριζόντιας μοναδιαίας σχετικής μετατόπισης του πάνω άκρου του τοίχου. Χρησιμοποιούνται επίπεδα ορθογωνικά (plain stress) πεπερασμένα στοιχεία τεσσάρων κόμβων. Υπολογίζεται επίσης η προσεγγιστική ακαμψία τοίχου (χωρίς ανοίγματα)=1/(h3/12EI+1.2h/GA)

Γενικά Στοιχεία Αντισεισμικού Σχεδιασμού (Ευρωκ.8 §3)

<u>Σεισμική Ζώνη</u>	Ζώνη: II, $\alpha=0.240g=2.35 \text{ m/s}^2$	(Ευρωκ.8 §3.2.1)
<u>Κατηγορία Εδάφους</u>	B, S=1.20 Tb=0.15sec Tc=0.50sec	(Ευρωκ.8 §3.1.2)
<u>Σπουδαιότητα Κτιρίου</u>	Σ2 $\gamma I=1.00$	(Ευρωκ.8 §4.2.5)
<u>Δομικό σύστημα</u>	Διαζωματική τοιχοποιία $q=2.00$	(Ευρωκ.8, §9.3,Τ.9.1)
<u>Συντελεστής Θεμελίωσης</u>	S = 1.20	(Ευρωκ.8 §3.2.2.2)

<u>Θεμελιώδης ιδιοπερίοδος κτιρίου</u>	$T=0.050(H)^{0.75}=0.19\text{sec}$	(Ευρωκ.8 eq.4.6)
<u>Μέγιστη οριζόντια επιτάχυνση σεισμού</u>	$Rd(T)=a.g.gI.n.S.2.5/q$	(EC8 eq.3.15)
	$Rd(T)=0.240 \times 1.00 \times 1.00 \times 1.20 \times 2.5 \times g / 2.00 = 0.360g$	

Συνολική μάζα κατασκευής $M=(139+224) = 363 \text{ kNsec}^2/\text{m}$

Τέμνουσα βάση $V_o=363 \times 0.360 \times 9.81 = 1282 \text{ kN}$

Κατακόρυφη κατανομή σεισμικής δύναμης ως σε κανονικά κτίρια (Ευρωκ.8, §4.3.3.2.3)

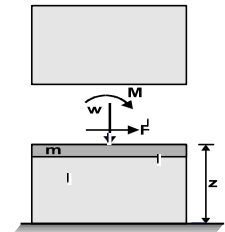
Οροφος	Μάζα[kNsec ² /m]	zi[m]	mi.zi	οριζόντια δύναμη Fi[kN]	ei=M _i /W _i [m]
1ος οροφος	139.00(229.00)	6.00	834	1282x 834/ 1506= 710.0	1.56
Ισόγειο	224.00(225.00)	3.00	672	1282x 672/ 1506= 572.0	1.68
σύνολα	363.00		1506	1282.0	



(σε κάθε όροφο ακολουθεί υπολογισμός κέντρου διάτμησης και έλεγχος κανονικότητας κτιρίου)

Διάφραγμα στη στάθμη 0.8H, διάφραγμα 1ος οροφος
Ελαστικός άξονας κτιρίου στο x=6.63m, y=6.96m

Ακολουθως δείχνεται, αναλυτικά σε κάθε όροφο και τοίχο, η κατανομή των σεισμικών δυνάμεων. Η σχετική ακαμψία κάθε τοίχου υπολογίζεται με ανάλυση πεπερασμένων στοιχείων. Οι περιοχές εφελκυστικών τάσεων αφαιρούνται από τους τοίχους και οι ακαμψίες μειώνονται ανάλογα.



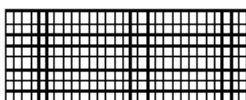
Κατανομή μάζας τοίχων : 50% στην οροφή, και 50% στο δάπεδο του ορόφου.

Έλεγχος ανατροπής

$\text{Sum}(F_i \cdot z_i) = 5976.0 \text{ kNm} \leq 0.90 \times W_t \times x = 0.90 \times 4453.7 \times 5.50 = 22046.0 \text{ kNm}$

$\text{Sum}(F_i \cdot z_i) = 5976.0 \text{ kNm} \leq 0.90 \times W_t \times y = 0.90 \times 4453.7 \times 4.50 = 18037.6 \text{ kNm}$

1ος οροφος T7 Διαστάσεις μήκος=11.00m, ύψος=3.00m, πάχος=0.64m

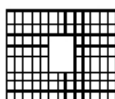


Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδό του

Ο τοίχος χωρίζεται σε 232 ορθογώνια επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία. Ακαμψία τοίχου από ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία $K= 6.595 \text{ GN/m}$

Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου F=612.72 kN

1ος οροφος I0 Διαστάσεις μήκος=5.00m, ύψος=3.00m, πάχος=0.64m



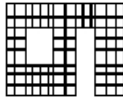
Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδό του

Ο τοίχος χωρίζεται σε 104 ορθογώνια επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία. Ακαμψία τοίχου από ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία $K= 1.885 \text{ GN/m}$

Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου F=336.70 kN

Σεισμικά Φορτία Τοίχων

1ος ορόφος T9



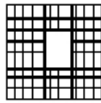
Διαστάσεις μήκος=5.30m, ύψος=3.00m, πάχος=0.64m

Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδο του

Ο τοίχος χωρίζεται σε 112 ορθογώνια επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία.
Ακαμψία τοίχου από ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία $K= 1.292 \text{ GN/m}$

Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου $F=130.68 \text{ kN}$

1ος ορόφος T10



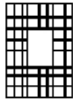
Διαστάσεις μήκος=4.30m, ύψος=3.00m, πάχος=0.64m

Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδο του

Ο τοίχος χωρίζεται σε 88 ορθογώνια επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία.
Ακαμψία τοίχου από ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία $K= 1.438 \text{ GN/m}$

Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου $F=175.05 \text{ kN}$

1ος ορόφος T11



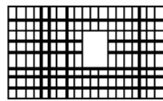
Διαστάσεις μήκος=3.00m, ύψος=3.00m, πάχος=0.64m

Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδο του

Ο τοίχος χωρίζεται σε 64 ορθογώνια επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία.
Ακαμψία τοίχου από ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία $K= 0.672 \text{ GN/m}$

Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου $F=92.16 \text{ kN}$

1ος ορόφος T12



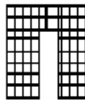
Διαστάσεις μήκος=7.00m, ύψος=3.00m, πάχος=0.64m

Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδο του

Ο τοίχος χωρίζεται σε 152 ορθογώνια επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία.
Ακαμψία τοίχου από ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία $K= 3.217 \text{ GN/m}$

Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου $F=490.05 \text{ kN}$

1ος ορόφος T13



Διαστάσεις μήκος=3.61m, ύψος=3.00m, πάχος=0.64m

Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδο του

Ο τοίχος χωρίζεται σε 80 ορθογώνια επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία.
Ακαμψία τοίχου από ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία $K= 0.886 \text{ GN/m}$

Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου $F=94.76 \text{ kN}$

Κέντρο διατήρησης ορόφου (κΔ)

Κέντρο διάτμησης $x= 45.156/6.813 = 6.63 \text{ m}$, $y= 63.817/9.172 = 6.96 \text{ m}$

Στρεπτική ακαμψία ορόφου $I_p=431.557+522.047-6.63^2 \times 6.813-6.96^2 \times 9.172=210.283 \text{ GNm}$

Στατικές εκκεντρότητες $e_{ox}=5.80-6.63=-0.83 \text{ m}$, $e_{oy}=5.32-6.96=-1.64 \text{ m}$

Τυχηματικές εκκεντρότητες ορόφου $e_{ax}=0.05 \times 11.00=0.55 \text{ m}$, $e_{ay}=0.05 \times 9.00=0.45 \text{ m}$ (EC8 §4.3.2)

Οι κύριες διευθύνσεις του κτιρίου λαμβάνονται παράλληλα με τους άξονες x και y .

Τυχηματικά στρεπτικά φαινόμενα λαμβάνονται υπ όψη με τις τυχηματικές εκκεντρότητες.

Οι ισοδύναμες στατικές εκκεντρότητες λαμβάνονται ως : (Ευρωκ.8 §4.3.3.2.4 (2))

$e_{fi}= 1.50 \times e_{ai}$, $e_{fr}= 0.50 \times e_{ai}$

$e_{fx}=1.50 \times -0.83=-1.24 \text{ m}$, $e_{rx}=0.50 \times -0.83=-0.41 \text{ m}$, $e_{fy}=1.50 \times -1.64=-2.46 \text{ m}$, $e_{ry}=0.50 \times -1.64=-0.82 \text{ m}$

Εκκεντρότητες σχεδιασμού (Ευρωκ.8 4.3.3.2)

$\max e_x = -0.41 + 0.55 = 0.14 \text{ m}$, $\min e_x = -1.24 - 0.55 = -1.79 \text{ m}$

$\max e_y = -0.82 + 0.45 = -0.37 \text{ m}$, $\min e_y = -2.46 - 0.45 = -2.91 \text{ m}$

Μέγιστες στρεπτικές ροπές φορτίου ορόφου λόγω εκκεντρότητας $\max e_x$ και $\min e_y$

φόρτιση κατά $x-x$ $\max M_{zx} = 1.79 \times 710 = 1272 \text{ kNm}$

φόρτιση κατά $y-y$ $\max M_{zy} = 2.91 \times 710 = 2069 \text{ kNm}$

Προσεγγιστική σχετική οριζόντια μετατόπιση ορόφου $\Delta x = 0.001 \times 710.0 / 4.586 = 0.155 \text{ mm}$ (EC8 §9.4.2)

Προσεγγιστική σχετική οριζόντια μετατόπιση ορόφου $\Delta y = 0.001 \times 710.0 / 3.406 = 0.208 \text{ mm}$ (EC8 §9.4.2)

Έλεγχος Κανονικότητας ορόφου κτιρίου (Ευρωκ.8 §4.2.3)

α) Έλεγχος διαστάσεων (Ευρωκ.8 §4.2.3.2)

Περίγραμμα ορόφου minX= 0.00m, maxX= 11.00m, minY= 0.00m, maxY= 9.00m

Πλευρές κτιρίου Lx= 11.00 m, Ly= 9.00 m

Λόγος πλευρών Lmax/Lmin= 11.00/9.00=1.22<=4 ικανοποιείται η συνθήκη (Ευρωκ.8 §4.2.3.2(5))

εοx=0.827<=0.30rx=0.30x4.788=1.436, rx=4.788>=1s=0.281

β,γ) Έλεγχος μεταβολής Δυσκαμψίας και Μάζας ορόφου (Ευρωκ.8 §4.2.3.3)

εοy=1.643<=0.30ry=0.30y5.556=1.667, ry=5.556>=1s=0.281

Δk/k=(9.896-9.172)/9.896=0.07 Δm/m=(225-229)/229=0.02

Ικανοποιούνται οι συνθήκες (Ευρωκ.8 §4.2.3.2(6) (4.1a) και (4.1b))

Δk<=0.50 και Δm<=0.50 άρα ικανοποιείται ο έλεγχος μεταβολής δυσκαμψίας και μάζας ορόφου.

4.788²=22.927>0.281²+0.827²=0.763 rx²>1s²+εοx²

5.556²=30.865>0.281²+1.643²=2.778 ry²>1s²+εοy²

Ικανοποιούνται οι συνθήκες (Ευρωκ.8 §4.3.3.1(8) d)

Tl=0.192s <Tc=4x0.500=2.000s, Tl=0.192s <2.00s

Ικανοποιούνται οι συνθήκες (Ευρωκ.8 §4.3.3.2(2) a)

Ισόγειο

T1

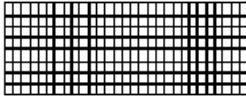
Διαστάσεις μήκος=11.00m, ύψος=3.00m, πάχος=0.64m

Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδό του

Ο τοίχος χωρίζεται σε 232 ορθογώνια επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία.

Ακαμψία τοίχου από ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία K= 6.595 GN/m

Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου F=1018.98 kN



Ισόγειο

T2

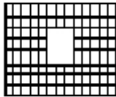
Διαστάσεις μήκος=5.00m, ύψος=3.00m, πάχος=0.64m

Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδό του

Ο τοίχος χωρίζεται σε 104 ορθογώνια επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία.

Ακαμψία τοίχου από ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία K= 1.885 GN/m

Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου F=590.60 kN



Ισόγειο

T3

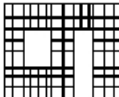
Διαστάσεις μήκος=5.30m, ύψος=3.00m, πάχος=0.64m

Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδό του

Ο τοίχος χωρίζεται σε 112 ορθογώνια επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία.

Ακαμψία τοίχου από ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία K= 1.292 GN/m

Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου F=216.77 kN



Ισόγειο

T4

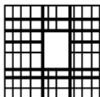
Διαστάσεις μήκος=4.30m, ύψος=3.00m, πάχος=0.64m

Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδό του

Ο τοίχος χωρίζεται σε 88 ορθογώνια επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία.

Ακαμψία τοίχου από ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία K= 1.438 GN/m

Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου F=323.67 kN



Ισόγειο

T5

Διαστάσεις μήκος=3.00m, ύψος=3.00m, πάχος=0.64m

Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδό του

Ο τοίχος χωρίζεται σε 64 ορθογώνια επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία.

Ακαμψία τοίχου από ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία K= 1.313 GN/m

Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου F=296.42 kN



Ισόγειο

T6

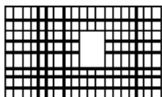
Διαστάσεις μήκος=7.00m, ύψος=3.00m, πάχος=0.64m

Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδό του

Ο τοίχος χωρίζεται σε 152 ορθογώνια επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία.

Ακαμψία τοίχου από ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία K= 3.217 GN/m

Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου F=869.95 kN



Ισόγειο

T7

Διαστάσεις μήκος=3.61m, ύψος=3.00m, πάχος=0.64m

Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδό του

Ο τοίχος χωρίζεται σε 80 ορθογώνια επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία.

Ακαμψία τοίχου από ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία K= 1.005 GN/m

Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου F=177.37 kN



Σεισμικά Φορτία Τοίχων

Κέντρο Διάτμησης ορόφου (ΚΔ)

Κέντρο διάτμησης $x = 45.492/6.849 = 6.64 \text{ m}$, $y = 64.128/9.896 = 6.48 \text{ m}$

Στρεπτική ακαμψία ορόφου $I_p = 434.685 + 522.245 - 6.64^2 \times 6.849 - 6.48^2 \times 9.896 = 239.217 \text{ GNm}$

Στατικές εκκεντρότητες $e_{ox} = 5.79 - 6.63 = -0.83 \text{ m}$, $e_{oy} = 5.25 - 6.96 = -1.70 \text{ m}$

Τυχηματικές εκκεντρότητες ορόφου $e_{ax} = 0.05 \times 11.00 = 0.55 \text{ m}$, $e_{ay} = 0.05 \times 9.00 = 0.45 \text{ m}$ (EC8 §4.3.2)

Οι κύριες διευθύνσεις του κτιρίου λαμβάνονται παράλληλα με τους άξονες x και y .

Τυχηματικά στρεπτικά φαινόμενα λαμβάνονται υπ όψη με τις τυχηματικές εκκεντρότητες.

Οι ισοδύναμες στατικές εκκεντρότητες λαμβάνονται ως : (Ευρωκ.8 §4.3.3.2.4 (2))

$e_{fi} = 1.50 \times e_{ai}$, $e_{fr} = 0.50 \times e_{ai}$

$e_{fx} = 1.50 \times -0.83 = -1.25 \text{ m}$, $e_{rx} = 0.50 \times -0.83 = -0.42 \text{ m}$, $e_{fy} = 1.50 \times -1.70 = -2.56 \text{ m}$, $e_{ry} = 0.50 \times -1.70 = -0.85 \text{ m}$

Εκκεντρότητες σχεδιασμού (Ευρωκ.8 4.3.3.2)

$\max e_{ex} = -0.42 + 0.55 = 0.13 \text{ m}$, $\min e_{ex} = -1.25 - 0.55 = -1.80 \text{ m}$

$\max e_{ey} = -0.85 + 0.45 = -0.40 \text{ m}$, $\min e_{ey} = -2.56 - 0.45 = -3.01 \text{ m}$

Μέγιστες στρεπτικές ροπές φορτίου ορόφου λόγω εκκεντρότητας $\max e_x$ και $\min e_x$

Φόρτιση κατά $x-x$ $\max M_{zx} = 1.80 \times 1282 = 2311 \text{ kNm}$

Φόρτιση κατά $y-y$ $\max M_{zy} = 3.01 \times 1282 = 3855 \text{ kNm}$

Προσεγγιστική σχετική οριζόντια μετατόπιση ορόφου $\Delta x = 0.001 \times 1282.0 / 4.948 = 0.259 \text{ mm}$ (EC8 §9.4.2)

Προσεγγιστική σχετική οριζόντια μετατόπιση ορόφου $\Delta y = 0.001 \times 1282.0 / 3.424 = 0.374 \text{ mm}$ (EC8 §9.4.2)

Ελεγχος Κανονικότητας ορόφου κτιρίου (Ευρωκ.8 §4.2.3)

α) Έλεγχος διαστάσεων (Ευρωκ.8 §4.2.3.2)

Περίγραμμα ορόφου $\min X = 0.00 \text{ m}$, $\max X = 11.00 \text{ m}$, $\min Y = 0.00 \text{ m}$, $\max Y = 9.00 \text{ m}$

Πλευρές κτιρίου $L_x = 11.00 \text{ m}$, $L_y = 9.00 \text{ m}$

Λόγος πλευρών $L_{\max}/L_{\min} = 11.00/9.00 = 1.22 \leq 4$ ικανοποιείται η συνθήκη (Ευρωκ.8 §4.2.3.2(5))

$e_{ox} = 0.835 \leq 0.30 \times 4.917 = 1.475$, $r_x = 4.917 > 1s = 0.284$

β,γ) Έλεγχος μεταβολής Δυσκαμψίας και Μάζας ορόφου (Ευρωκ.8 §4.2.3.3)

$T_1 = 0.192 \text{ s} < T_c = 4 \times 0.500 = 2.000 \text{ s}$, $T_1 = 0.192 \text{ s} < 2.00 \text{ s}$

Ικανοποιούνται οι συνθήκες (Ευρωκ.8 §4.3.3.2(2) a)

Ελεγχος αντοχής τοίχων (Ευρωκώδικας 6, EN1996-1-1:2002, EC6)

Οι έλεγχοι αντοχής των τοίχων σε γίνονται στην οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 §6).

Οι έλεγχοι αντοχής και οι συνδυασμοί φορτίσεων είναι:

- α) Έλεγχος σε αξονικό φορτίο για φόρτιση $1.35xg+1.50xq$, $N_{ed} \leq N_{rd}$ (EC6 §6.1.2)
- β) Έλεγχος σε αξονικό φορτίο για φόρτιση $1.00xg+0.30xq+\Sigma \text{σεισμός}$, $N_{ed} \leq N_{rd}$ (EC6 §6.1.2)
- γ) Έλεγχος σε διάτμηση για φόρτιση $1.00xg+0.30xq+\Sigma \text{σεισμός}$, $V_{ed} \leq V_{rd}$ (EC6 §6.2)
- δ) Έλεγχος λυγηρότητας τοίχων $hef/tef < 27$ (EC6 §5.5.1.4)
- ε) Έλεγχος σε συγκεντρωμένα φορτία στις θέσεις έδρασης δοκών (EC6 §6.1.3)

Γίνονται επίσης έλεγχοι γεωμετρικών απαιτήσεων, πάχος τοίχου, λυγηρότητα λ=ύψος προς πάχος, σύμφωνα με το Εθνικό κείμενο εφαρμογής του Ευρωκώδικα 6.

Τα φορτία σχεδιασμού N_{ed} , ή V_{ed} προσδιορίζονται σαν φορτία ανά μονάδα πλάτους από τις τάσεις που υπολογίζονται από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων.

Οι εκκεντρότητες για τον υπολογισμό των μειωτικών συντελεστών Φ_i και Φ_m προκύπτουν από τις φορτίσεις των πατωμάτων της κατασκευής (EC6 §6.1.2.2). Οι ροπές M_{id} στην κορυφή κάθε τοίχου υπολογίζονται από τα φορτία των πατωμάτων (EC6, Παράρτ.Γ).

Οι εκκεντρότητες e_h υπολογίζονται από την μέγιστη οριζόντια μετατόπιση λόγω σεισμού.

Για τον προσδιορισμό του μήκους λυγισμού λαμβάνεται υπόψη η μερική ή ολική πάκτωση στην κορυφή και βάση του τοίχου. Στις κατακόρυφες παρειές ανοιγμάτων και πεσσών οι συντελεστές ρ_3 , και ρ_4 λαμβάνονται επί το δυσμενέστερο $\rho_3=\rho_4=1$ (EC6 §5.5.1.2).

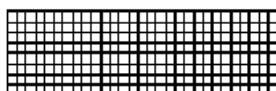
Η τυχηματική εκκεντρότητα λαμβάνεται $es=hef/450$ (EC6, §5.5.1.1)

1ος οροφος

T7

Διαστάσεις μήκος=11.00m, ύψος=3.00m, πάχος=0.64m

Λιθοδομή 50 cm με μανδύα



Δομικό σύστημα : Διαζωματική τοιχοποιία (Ευρωκ.8, §9.3,Τ.9.1)

Κατηγορία κατασκευής :2 (EC6, §2.4.3, Παρ. Α)

Κατηγορία ελέγχου παραγωγής λιθοσωμάτων :II (EC6 §3.1.1)

Θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας: $f_k=4.67 \text{ N/mm}^2$ (EC6 §3.6.1.2)

Διατμητική αντοχή τοιχοποιίας: $f_{vko}= 0.99 \text{ N/mm}^2$ (EC6 §3.6.2)

Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού: $\gamma_M=2.20$ (EC6, §2.4.3)

Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού με σεισμό: $\gamma_M=(2/3) \times 2.20 (>=1.50)=1.50$ (Ευρωκ-8, §9.6(3))

Μήκος λυγισμού τοίχου $hef=\rho xh= 0.75 \times 2.80= 2.10 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.2)

Λυγηρότητα $\lambda=hef/tef=2.10/0.64= 3.28 \leq 27$ εντάξει (EC6, §5.5.1.4)

Απαιτήσεις Εθνικού κειμένου εφαρμογής Ευρωκώδικα και Ευρωκώδικα 8 §9.3

Διαζωματική τοιχοποιία

Πάχος τοίχου= 0.640 $\geq 0.240 \text{ m}$ (εντάξει)

Λυγηρότητα $\lambda= 3.28 \leq 15$ (εντάξει)

L/h πεσσών: $11.00/3.00=3.67 > 0.33$, δεκτό

Έλεγχος σε κατακόρυφο φορτίο, φόρτιση $1.35xg+1.50xq$ (EC6, §6.1)

Έλεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_{id}=(1.35 \times 121.7+1.50 \times 31.6)/11.00=19.24 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{ed}=0.001 \times 19.24/0.64=0.030 \text{ N/mm}^2$

Γίνεται μείωση της εκκεντρότητας κατά $(1-k/4)=0.99$ (EC6 Παραρτ. Γ(3))

Καμπτική ροπή σχεδιασμού στην κορυφή $M_{id}= 5.94 \text{ kNm/m}$ (EC6 Παρ. Γ.1)

Εκκεντρότητα $M_{id}/N_{id}= 5.94/19.24= 0.30876 \text{ m} = 0.48 \times (\text{πάχος τοίχου})$ (EC6 Παραρτ. Γ.1)

Η εκκεντρότητα $>45\%$ του πάχους του τοίχου άρα υπολογίζεται όπως (EC6 Παραρτ. Γ(5))

Βάθος έδρασης $=0.10 \times 0.640=0.064 \text{ m}$ εκκεντρότητα φορτίου στην κορυφή $M_{id}/N_{id}= 0.28800 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he}= 0.00000 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i=hef/450=2.10/450= 0.00467 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)

Εκκεντρότητα στην κορυφή $e_e=M_{id}/N_{id}+e_{he}+e_i=0.28800+0.00000+0.00467= 0.29267 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)

Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e=0.05t=0.05 \times 0.64= 0.03200 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)

Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή $\Phi_i=1-2e_e/t=1-2 \times 0.29267/0.64= 0.09$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd}=\Phi_i \cdot t \cdot f_k/\gamma_M=1000 \times 0.09 \times 0.64 \times 4.67/2.20=122.3 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)

$N_{ed}= 19.2 \leq 122.3=N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_{md}=(1.35 \times 339.5 + 1.50 \times 31.6) / 11.00 = 45.98 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{edo} = 0.001 \times 45.98 / 0.64 = 0.072 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στο μεσαίο πέμπτο $M_{md}/N_{md} = 0.20 \times 0.28800 \times 19.2 / 46.0 = 0.02411 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00000 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_a = h_{ef} / 450 = 2.10 / 450 = 0.00467 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα φορτίων $e_m = M_{md}/N_{md} + e_{hm} + e_a = 0.02411 + 0.00000 + 0.00467 = 0.02878 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.7)
 Η λυγηρότητα είναι $3.28 \leq 15$, εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$ (EC6 §6.1.2.2(2))
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο $e_m = e_m + e_k = 0.02878 + 0.00000 = 0.02878 \text{ m}$ (EC6, εξ.6.7)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_m = 0.05t = 0.05 \times 0.64 = 0.03200 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2 εξ.6.6)
 Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο $\Phi_m = (1 - 2e_m/t) \text{Exp}(-u^2/2) = 0.90$ (EC 6 Παραρτ. G)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.64 \times 4.67 / 2.20 = 1220.4 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 $N_{ed} = 46.0 \leq 1220.4 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στη βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_{id}=(1.35 \times 666.2 + 1.50 \times 31.6) / 11.00 = 86.07 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{edo} = 0.001 \times 86.07 / 0.64 = 0.134 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_{id}/N_{id} = 0.28800 \times 19.2 / 86.1 = 0.06440 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he} = 0.00000 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef} / 450 = 2.10 / 450 = 0.00467 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα στην βάση $e_e = M_{id}/N_{id} + e_{he} + e_i = 0.06440 + 0.00000 + 0.00467 = 0.06906 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e = 0.05t = 0.05 \times 0.64 = 0.03200 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
 Μειωτικός συντελεστής στην βάση $\Phi_i = 1 - 2e_e/t = 1 - 2 \times 0.06906 / 0.64 = 0.78$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.78 \times 0.64 \times 4.67 / 2.20 = 1059.7 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 Κατακόρυφη θλιπτική τάση από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma_n = -0.157 \text{ N/mm}^2$
 Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{ed} = 1000 \times 0.64 \times 0.157 = 100.6 \text{ kN/m}$
 $N_{ed} = 100.6 \leq 1059.7 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος σε κατακόρυφο φορτίο, φόρτιση 1.00xq+0.30xq+Σεισμός (EC6, §6.1)

Ελεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_{id}=(1.00 \times 121.7 + 0.30 \times 31.6) / 11.00 = 11.93 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{edo} = 0.001 \times 11.93 / 0.64 = 0.019 \text{ N/mm}^2$
 Γίνεται μείωση της εκκεντρότητας κατά $(1 - k/4) = 0.99$ (EC6 Παραρτ. Γ(3))
 Καμπτική ροπή σχεδιασμού στην κορυφή $M_{id} = 3.87 \text{ kNm/m}$ (EC6 Παρ. Γ.1)
 Εκκεντρότητα $M_{id}/N_{id} = 3.87 / 11.93 = 0.32426 \text{ m} = 0.51 \times (\text{πάχος τοίχου})$ (EC6 Παραρτ. Γ.1)
 Η εκκεντρότητα >45% του πάχους του τοίχου άρα υπολογίζεται όπως (EC6 Παραρτ. Γ(5))
 Βάθος έδρασης $= 0.10 \times 0.640 = 0.064 \text{ m}$ εκκεντρότητα φορτίου στην κορυφή $M_{id}/N_{id} = 0.28800 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he} = 0.00021 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef} / 450 = 2.10 / 450 = 0.00467 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα στην κορυφή $e_e = M_{id}/N_{id} + e_{he} + e_i = 0.28800 + 0.00021 + 0.00467 = 0.29288 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e = 0.05t = 0.05 \times 0.64 = 0.03200 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
 Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή $\Phi_i = 1 - 2e_e/t = 1 - 2 \times 0.29288 / 0.64 = 0.08$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.08 \times 0.64 \times 4.67 / 1.50 = 159.4 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 $N_{ed} = 11.9 \leq 159.4 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_{md}=(1.00 \times 339.5 + 0.30 \times 31.6) / 11.00 = 31.73 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{edo} = 0.001 \times 31.73 / 0.64 = 0.050 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στο μεσαίο πέμπτο $M_{md}/N_{md} = 0.20 \times 0.28800 \times 11.9 / 31.7 = 0.02165 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00010 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_a = h_{ef} / 450 = 2.10 / 450 = 0.00467 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα φορτίων $e_m = M_{md}/N_{md} + e_{hm} + e_a = 0.02165 + 0.00010 + 0.00467 = 0.02642 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.7)
 Η λυγηρότητα είναι $3.28 \leq 15$, εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$ (EC6 §6.1.2.2(2))
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο $e_m = e_m + e_k = 0.02642 + 0.00000 = 0.02642 \text{ m}$ (EC6, εξ.6.7)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_m = 0.05t = 0.05 \times 0.64 = 0.03200 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2 εξ.6.6)
 Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο $\Phi_m = (1 - 2e_m/t) \text{Exp}(-u^2/2) = 0.90$ (EC 6 Παραρτ. G)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.64 \times 4.67 / 1.50 = 1790.0 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 $N_{ed} = 31.7 \leq 1790.0 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στη βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_{id}=(1.00 \times 666.2+0.30 \times 31.6)/11.00=61.43 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{ed}=0.001 \times 61.43/0.64=0.096 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $Mid/N_{id}=0.28800 \times 11.9/61.4=0.05591 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he}=0.00021 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i=hef/450=2.10/450=0.00467 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα στην βάση $ee=Mid/N_{id}+e_{he}+e_i=0.05591+0.00021+0.00467=0.06079 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min ee=0.05t=0.05 \times 0.64=0.03200 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
 Μειωτικός συντελεστής στην βάση $\Phi_i=1-2ee/t=1-2 \times 0.06079/0.64=0.81$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd}=\Phi_i \cdot t \cdot f_k/\gamma_M=1000 \times 0.81 \times 0.64 \times 4.67/1.50=1614.0 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 Κατακόρυφη θλιπτική τάση από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma_n=-0.267 \text{ N/mm}^2$
 Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{ed}=1000 \times 0.64 \times 0.267=170.8 \text{ kN/m}$
 $N_{ed}=170.8 \leq 1614.0=N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος σε διάτμηση, φόρτιση 1.00xg+0.30xq+Σεισμός (EC6, §6.2)

$V_{ed}=612.7 \text{ kN}$, $\tau_{\max}=0.116 \text{ N/mm}^2$, $\sigma_d=0.073 \text{ N/mm}^2$, $L_c=8.25 \text{ m}$, διαζωματική τοιχ. $L_c=L=11.00 \text{ m}$ §6.9.2(2)
 Χαρακτηριστική διατμητική αντοχή $f_{vk}=f_{vko}+0.4x(L_c/L) \times f_{td}$ (EC6 §3.6.2)
 $f_{vk}=0.990+0.40x(8.25/11.00) \times 0.073=1.012 \text{ N/mm}^2$, $\max f_{vk}=1.000 \text{ N/mm}^2$, $f_{vk}=1.000 \text{ N/mm}^2$ (EC6 εξ.3.5)
 Τιμή σχεδιασμού αντοχής έναντι τέμνουσας $V_{rd}=f_{vk} \cdot t \cdot L/\gamma_M$ (EC6 §6.2, εξ.6.13)
 $V_{rd}=1000 \times 1.000 \times 0.64 \times 11.00/1.50=4693.3 \text{ kN}$
 $V_{ed}=612.7 \text{ kN} \leq 4693.3 \text{ kN}=V_{rd}$. (EC6 §6.2)
 Ικανοποιείται ο έλεγχος τέμνουσας σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Περιοχές με συγκεντρωμένα φορτία (EC6, §6.1.3)

Από τη επίλυση πεπερασμένων στοιχείων προκύπτουν στις θέσεις έδρασης δοκών οι μέγιστες θλιπτικές τάσεις. Καθώς στο πάνω μέρος του τοίχου υπάρχει σενάζ ελέγχουμε τις τάσεις σε χαμηλότερη σειρά πεπερασμένων στοιχείων.
 Μέγιστη θλιπτική τάση στην περιοχή συγκεντρωμένων φορτίων $\sigma_{sd\max}=0.157 \text{ N/mm}^2$
 Η μέγιστη αυτή τάση 0.157 N/mm^2 είναι $\leq f_k/\gamma_M=4.670/2.2=2.123 \text{ N/mm}^2$
 άρα ικανοποιείται ο έλεγχος αντοχής σύμφωνα με EC6 §6.1.3.εξ.(6.9)

Σενάζ οπλισμένου σκυροδέματος (Εθν. Κείμ. εφαρμογής, EC6 §6.1.3.(7), §8.2, EC8 §9.5.3).

Στο πάνω μέρος του τοίχου και στο ύψος των υπερθύρων τυχόν μικρές εφελκυστικές τάσεις παραλαμβάνονται από σενάζ οπλισμένου σκυροδέματος 64×20 [πλάτος x ύψος cm] με ελάχιστο οπλισμό $4\Phi 16$ (συνδ. $\Phi 8/15$) που ικανοποιεί τα ελάχιστα όρια του κανονισμού.

Ελεγχος σε οριζόντια εκτός επιπέδου τοίχου φορτία λόγω σεισμού (EC6, §3.6.3, §6.3)

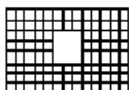
Προσεγγιστική σχετική οριζόντια μετατόπιση ορόφου = 0.208 mm
 Οριζόντια μετατόπιση λόγω παραμόρφωσης οριζοντίου διαφράγματος = 0.000 mm
 Καμπτική ροπή σχεδιασμού $M_{ed}=\delta \cdot E \cdot bt^3/(4H^2)$, $M_{ed}=(1000) \times 0.208 \times 7.73 \times 0.640^3/(4 \times 3.00^2)=11.73 \text{ kNm/m}$
 $f_{xk1}=0.10 \text{ N/mm}^2$, $f_{xd1}=0.10/2.20=0.045 \text{ N/mm}^2$
 $\sigma_d=0.001 \times 666.2/(0.64 \times 11.00) \leq 0.2f_d=0.2 \times 4.67/2.20$, $\sigma_d=0.095 \text{ N/mm}^2$ (EC6, (6.16)
 Ροπή καμπτικής αντοχής $M_{rd}=(f_{xd1}+\sigma_d)t^2/6=(1000) \times (0.045+0.095) \times 0.640^2/6=9.56 \text{ kNm/m}$ (EC6, (6.15)
 $M_{ed}=11.73 \text{ kNm} > 9.56 \text{ kNm}=M_{rd}$, ο έλεγχος ΔΕΝ ικανοποιείται

Ελεγχος σε οριζόντια εκτός επιπέδου τοίχου φορτία λόγω ανέμου (EC6, §6.3, Annex E)

Φορτίο ανέμου $W_{ed}=G_k+1.50W$, $W:=C_{pe} \times 1.25=0.80 \times 1.25=1.00 \text{ kN/m}^2$, $1.50W=1.50 \times 1.00=1.50 \text{ kN/m}^2$
 $H/L=3.00/11.00=0.27$, $\mu=f_{xk1}/f_{xk2}=1$, $\alpha_1=\mu \alpha_2$, $\alpha_2=0.008$ (Annex E, Tab E)
 Καμπτική ροπή σχεδιασμού $M_{ed}=\alpha_1 \cdot W_{ed} \cdot L^2$, $M_{ed}=0.008 \times 1.50 \times 11.00^2=1.45 \text{ kNm/m}$
 $M_{ed}=1.45 \text{ kNm} \leq 9.56 \text{ kNm}=M_{rd}$, ο έλεγχος ικανοποιείται

1ος οροφος

T8



Διαστάσεις μήκος=5.00m, ύψος=3.00m, πάχος=0.64m

Λιθοδομή 50 cm με μανδύα

Δομικό σύστημα : Διαζωματική τοιχοποιία (Ευρωκ.8, §9.3,Τ.9.1)

Κατηγορία κατασκευής :2 (EC6, §2.4.3, Παρ. Α)

Κατηγορία ελέγχου παραγωγής λιθοσωμάτων :II (EC6 §3.1.1)

Θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας: $f_k=4.67 \text{ N/mm}^2$ (EC6 §3.6.1.2)

Διατμητική αντοχή τοιχοποιίας: $f_{vko}= 0.99 \text{ N/mm}^2$ (EC6 §3.6.2)

Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού: $\gamma_M=2.20$ (EC6, §2.4.3)

Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού με σεισμό: $\gamma_M=(2/3)\times 2.20 (>=1.50)=1.50$ (Ευρωκ-8, §9.6(3))

Μήκος λυγισμού τοίχου $hef=r_x h= 0.75 \times 2.80= 2.10 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.2)

Λυγηρότητα $\lambda=hef/tef=2.10/0.64= 3.28 \leq 27$ εντάξει (EC6, §5.5.1.4)

Απαιτήσεις Εθνικού κειμένου εφαρμογής Ευρωκώδικα και Ευρωκώδικα 8 §9.3

Διαζωματική τοιχοποιία

Πάχος τοίχου= 0.640 $\geq 0.240 \text{ m}$ (εντάξει)

Λυγηρότητα $\lambda= 3.28 \leq 15$ (εντάξει)

L/h πεσσών: $1.92/1.20=1.60 > 0.33$, $1.88/1.20=1.57 > 0.33$ δεκτό

Έλεγχος σε κατακόρυφο φορτίο, φόρτιση 1.35xg+1.50xq (EC6, §6.1)

Έλεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_{id}=(1.35 \times 35.6 + 1.50 \times 7.3)/5.00=11.80 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{ed0}=0.001 \times 11.80/0.64=0.018 \text{ N/mm}^2$

Γίνεται μείωση της εκκεντρότητας κατά $(1-k/4)=0.99$ (EC6 Παραρτ. Γ(3))

Καμπτική ροπή σχεδιασμού στην κορυφή $M_{id}= 12.72 \text{ kNm/m}$ (EC6 Παρ. Γ.1)

Εκκεντρότητα $M_{id}/N_{id}= 12.72/11.80= 1.07783 \text{ m} = 1.68 \times (\text{πάχος τοίχου})$ (EC6 Παραρτ. Γ.1)

Η εκκεντρότητα $>45\%$ του πάχους του τοίχου άρα υπολογίζεται όπως (EC6 Παραρ. Γ(5))

Βάθος έδρασης $=0.10 \times 0.640=0.064 \text{ m}$ εκκεντρότητα φορτίου στην κορυφή $M_{id}/N_{id}= 0.28800 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he}= 0.00000 \text{ m}$

Τυχνηματική εκκεντρότητα $e_i=hef/450=2.10/450= 0.00467 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)

Εκκεντρότητα στην κορυφή $e_e=M_{id}/N_{id}+e_{he}+e_i=0.28800+0.00000+0.00467= 0.29267 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)

Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e=0.05t=0.05 \times 0.64= 0.03200 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)

Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή $\phi_i=1-2e_e/t=1-2 \times 0.29267/0.64= 0.09$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd}=\phi_i \cdot t \cdot f_k/\gamma_M=1000 \times 0.09 \times 0.64 \times 4.67/2.20=122.3 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)

$N_{ed}= 11.8 \leq 122.3=N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Έλεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_{md}=(1.35 \times 125.1 + 1.50 \times 7.3)/3.80=47.32 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{ed0}=0.001 \times 47.32/0.64=0.074 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου στο μεσαίο πέμπτο $M_{md}/N_{md}=0.20 \times 0.28800 \times 11.8/47.3=0.01437 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm}= 0.00000 \text{ m}$

Τυχνηματική εκκεντρότητα $e_a=hef/450=2.10/450= 0.00467 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)

Εκκεντρότητα φορτίων $e_m=M_{md}/N_{md}+e_{hm}+e_a=0.01437+0.00000+0.00467= 0.01903 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.7)

Η λυγηρότητα είναι $3.28 \leq 15$, εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k=0$ (EC6 §6.1.2.2(2))

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο $e_m=e_m+e_k=0.01903+0.00000= 0.01903 \text{ m}$ (EC6, εξ.6.7)

Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_m=0.05t=0.05 \times 0.64= 0.03200 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2 εξ.6.6)

Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο $\phi_m=(1-2e_m/t)\text{Exp}(-u^2/2)= 0.90$ (EC 6 Παραρτ. Γ)

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd}=\phi_m \cdot t \cdot f_k/\gamma_M=1000 \times 0.90 \times 0.64 \times 4.67/2.20=1220.4 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)

$N_{ed}= 47.3 \leq 1220.4=N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στη βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_{id}=(1.35 \times 259.3 + 1.50 \times 7.3)/5.00=72.20 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{ed0}=0.001 \times 72.20/0.64=0.113 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $Mid/N_{id}=0.28800 \times 11.8/72.2=0.04708 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he}=0.00000 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i=hef/450=2.10/450=0.00467 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα στην βάση $e_e=Mid/N_{id}+e_{he}+e_i=0.04708+0.00000+0.00467=0.05174 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e=0.05t=0.05 \times 0.64=0.03200 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
 Μειωτικός συντελεστής στην βάση $\Phi_i=1-2e_e/t=1-2 \times 0.05174/0.64=0.84$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd}=\Phi_i \cdot t \cdot f_k/\gamma_M=1000 \times 0.84 \times 0.64 \times 4.67/2.20=1141.2 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 Κατακόρυφη θλιπτική τάση από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma_n=-0.133 \text{ N/mm}^2$
 Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{ed}=1000 \times 0.64 \times 0.133=85.1 \text{ kN/m}$
 $N_{ed}=85.1 \leq 1141.2=N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος σε κατακόρυφο φορτίο, φόρτιση 1.00xg+0.30xq+Σεισμός (EC6, §6.1)Ελεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_{id}=(1.00 \times 35.6 + 0.30 \times 7.3)/5.00=7.56 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{ed0}=0.001 \times 7.56/0.64=0.012 \text{ N/mm}^2$
 Γίνεται μείωση της εκκεντρότητας κατά $(1-k/4)=0.99$ (EC6 Παραρτ. Γ(3))
 Καμπτική ροπή σχεδιασμού στην κορυφή $Mid=8.27 \text{ kNm/m}$ (EC6 Παρ. Γ.1)
 Εκκεντρότητα $Mid/N_{id}=8.27/7.56=1.09405 \text{ m}=1.71 \times (\text{πάχος τοίχου})$ (EC6 Παραρτ. Γ.1)
 Η εκκεντρότητα >45% του πάχους του τοίχου άρα υπολογίζεται όπως (EC6 Παραρτ. Γ(5))
 Βάθος έδρασης $=0.10 \times 0.640=0.064 \text{ m}$ εκκεντρότητα φορτίου στην κορυφή $Mid/N_{id}=0.28800 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he}=0.00021 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i=hef/450=2.10/450=0.00467 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα στην κορυφή $e_e=Mid/N_{id}+e_{he}+e_i=0.28800+0.00021+0.00467=0.29288 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e=0.05t=0.05 \times 0.64=0.03200 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
 Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή $\Phi_i=1-2e_e/t=1-2 \times 0.29288/0.64=0.08$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd}=\Phi_i \cdot t \cdot f_k/\gamma_M=1000 \times 0.08 \times 0.64 \times 4.67/1.50=159.4 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 $N_{ed}=7.6 \leq 159.4=N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_{md}=(1.00 \times 125.1 + 0.30 \times 7.3)/3.80=33.49 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{ed0}=0.001 \times 33.49/0.64=0.052 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στο μεσαίο πέμπτο $M_{md}/N_{md}=0.20 \times 0.28800 \times 7.6/33.5=0.01300 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm}=0.00010 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_a=hef/450=2.10/450=0.00467 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα φορτίων $e_m=M_{md}/N_{md}+e_{hm}+e_a=0.01300+0.00010+0.00467=0.01777 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.7)
 Η λυγηρότητα είναι $3.28 \leq 15$, εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k=0$ (EC6 §6.1.2.2(2))
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο $e_m=e_m+e_k=0.01777+0.00000=0.01777 \text{ m}$ (EC6, εξ.6.7)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_m=0.05t=0.05 \times 0.64=0.03200 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2 εξ.6.6)
 Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο $\Phi_m=(1-2e_m/t)\text{Exp}(-u^2/2)=0.90$ (EC 6 Παραρτ. G)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd}=\Phi_m \cdot t \cdot f_k/\gamma_M=1000 \times 0.90 \times 0.64 \times 4.67/1.50=1790.0 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 $N_{ed}=33.5 \leq 1790.0=N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στη βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_{id}=(1.00 \times 259.3 + 0.30 \times 7.3)/5.00=52.30 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{ed0}=0.001 \times 52.30/0.64=0.082 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $Mid/N_{id}=0.28800 \times 7.6/52.3=0.04162 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he}=0.00021 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i=hef/450=2.10/450=0.00467 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα στην βάση $e_e=Mid/N_{id}+e_{he}+e_i=0.04162+0.00021+0.00467=0.04650 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e=0.05t=0.05 \times 0.64=0.03200 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
 Μειωτικός συντελεστής στην βάση $\Phi_i=1-2e_e/t=1-2 \times 0.04650/0.64=0.85$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd}=\Phi_i \cdot t \cdot f_k/\gamma_M=1000 \times 0.85 \times 0.64 \times 4.67/1.50=1693.7 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 Κατακόρυφη θλιπτική τάση από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma_n=-0.382 \text{ N/mm}^2$
 Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{ed}=1000 \times 0.64 \times 0.382=244.2 \text{ kN/m}$
 $N_{ed}=244.2 \leq 1693.7=N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Έλεγχος σε διάτμηση, φόρτιση 1.00xg+0.30xq+Σεισμός (EC6, §6.2)

$V_{ed}=336.7\text{kN}$, $\tau_{\max}=0.221\text{N/mm}^2$, $\sigma_d=0.109\text{N/mm}^2$, $L_c=3.75\text{m}$, διαζωματική τοιχ. $L_c=L=5.00\text{m}$ §6.9.2(2)
 Χαρακτηριστική διατμητική αντοχή $f_{vk}=f_{vko}+0.4x(L_c/L)x f_d$ (EC6 §3.6.2)
 $f_{vk}=0.990+0.40x(3.75/5.00)x0.109=1.023\text{N/mm}^2$, $\max f_{vk}=1.000\text{N/mm}^2$, $f_{vk}=1.000\text{N/mm}^2$ (EC6 εξ.3.5)
 Τιμή σχεδιασμού αντοχής έναντι τέμνουσας $V_{rd}=f_{vk}.t.L/\gamma_M$ (EC6 §6.2, εξ.6.13)
 $V_{rd}=1000x1.000x0.64x5.00/1.50= 2133.3 \text{ kN}$
 $V_{ed}= 336.7\text{kN} \leq 2133.3\text{kN} =V_{rd}$. (EC6 §6.2)
 Ικανοποιείται ο έλεγχος τέμνουσας σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Περιοχές με συγκεντρωμένα φορτία (EC6, §6.1.3)

Από τη επίλυση πεπερασμένων στοιχείων προκύπτουν στις θέσεις έδρασης δοκών οι μέγιστες θλιπτικές τάσεις. Καθώς στο πάνω μέρος του τοίχου υπάρχει σενάζ ελέγχουμε τις τάσεις σε χαμηλότερη σειρά πεπερασμένων στοιχείων.
 Μέγιστη θλιπτική τάση στην περιοχή συγκεντρωμένων φορτίων $\sigma_{sd\max}=0.146\text{N/mm}^2$
 Η μέγιστη αυτή τάση 0.146 N/mm^2 είναι $\leq f_k/\gamma_M=4.670/2.2= 2.123 \text{ N/mm}^2$
 άρα ικανοποιείται ο έλεγχος αντοχής σύμφωνα με EC6 §6.1.3.εξ.(6.9)

Σενάζ οπλισμένου σκυροδέματος (Εθν. Κείμ. εφαρμογής, EC6 §6.1.3.(7), §8.2, EC8 §9.5.3).

Στο πάνω μέρος του τοίχου και στο ύψος των υπερθύρων τυχόν μικρές εφελκυστικές τάσεις παραλαμβάνονται από σενάζ οπλισμένου σκυροδέματος 64x20 [πλάτος x ύψος cm] με ελάχιστο οπλισμό 4Φ16 (συνδ. Φ8/15) που ικανοποιεί τα ελάχιστα όρια του κανονισμού.

Έλεγχος σε οριζόντια εκτός επιπέδου τοίχου φορτία λόγω σεισμού (EC6, §3.6.3, §6.3)

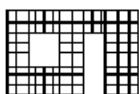
Προσεγγιστική σχετική οριζόντια μετατόπιση ορόφου = 0.155 mm
 Οριζόντια μετατόπιση λόγω παραμόρφωσης οριζοντίου διαφράγματος= 0.000 mm
 Καμπτική ροπή σχεδιασμού $M_{ed}=\delta \cdot E \cdot bt^3/(4H^2)$, $M_{ed}=(1000)x0.155x7.73x0.640^3/(4x3.00^2)=8.71\text{kNm/m}$
 $f_{xk1}=0.10\text{N/mm}^2$, $f_{xd1}=0.10/2.20=0.045 \text{ N/mm}^2$
 $\sigma_d=0.001x259.3/(0.64x5.00) \leq 0.2fd=0.2x4.67/2.20$, $\sigma_d=0.081 \text{ N/mm}^2$ (EC6, (6.16)
 Ροπή καμπτικής αντοχής $M_{rd}=(f_{xd1}+\sigma_d)t^2/6= (1000)x(0.045+0.081)x0.640^2/6=8.60\text{kNm/m}$ (EC6, (6.15)
Med= 8.71kNm>8.60kNm =Mrd , ο έλεγχος ΔΕΝ ικανοποιείται

Έλεγχος σε οριζόντια εκτός επιπέδου τοίχου φορτία λόγω ανέμου (EC6, §6.3, Annex E)

Φορτίο ανέμου $W_{ed}=G_k+1.50W$, $W:=C_{pe}x1.25=0.80x1.25=1.00 \text{ kN/m}^2$, $1.50W=1.50x1.00=1.50 \text{ kN/m}^2$
 $H/L=3.00/5.00=0.60$, $\mu=f_{xk1}/f_{xk2}=1$, $\alpha_1=\mu\alpha_2$, $\alpha_2=0.024$ (Annex E, Tab E)
 Καμπτική ροπή σχεδιασμού $M_{ed}=\alpha_1 \cdot W_{ed} \cdot L^2$, $M_{ed}=0.024x1.50x5.00^2=0.90 \text{ kNm/m}$
 $M_{ed}= 0.90\text{kNm} \leq 8.60\text{kNm} =M_{rd}$, ο έλεγχος ικανοποιείται

1ος οροφος

T9



Διαστάσεις μήκος=5.30m, ύψος=3.00m, πάχος=0.64m
 Λιθοδομή 50 cm με μανδύα
 Δομικό σύστημα : Διαζωματική τοιχοποιία (Ευρωκ.8, §9.3,T.9.1)
 Κατηγορία κατασκευής :2 (EC6, §2.4.3, Παρ. Α)
 Κατηγορία ελέγχου παραγωγής λιθοσωμάτων :II (EC6 §3.1.1)
 Θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας: $f_k=4.67 \text{ N/mm}^2$ (EC6 §3.6.1.2)
 Διατμητική αντοχή τοιχοποιίας: $f_{vko}= 0.99 \text{ N/mm}^2$ (EC6 §3.6.2)

Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού: $\gamma_M=2.20$ (EC6, §2.4.3)
 Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού με σεισμό: $\gamma_M=(2/3)x2.20(>=1.50)=1.50$ (Ευρωκ-8, §9.6(3))
 Μήκος λυγισμού τοίχου $h_{ef}=\rho x h= 0.75x2.80= 2.10 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.2)
 Λυγηρότητα $\lambda=h_{ef}/t_{ef}=2.10/0.64= 3.28 \leq 27$ εντάξει (EC6, §5.5.1.4)

Απαιτήσεις Εθνικού κειμένου εφαρμογής Ευρωκώδικα και Ευρωκώδικα 8 §9.3

Διαζωματική τοιχοποιία
 Πάχος τοίχου= 0.640 $\geq 0.240 \text{ m}$ (εντάξει)
 Λυγηρότητα $\lambda= 3.28 \leq 15$ (εντάξει)
 L/h πεσσών: $0.91/2.20=0.41 > 0.33$, $0.99/2.20=0.45 > 0.33$, $1.30/2.20=0.59 > 0.33$ δεκτό

Έλεγχος σε κατακόρυφο φορτίο, Φόρτιση 1.35xg+1.50xq (EC6, §6.1)Έλεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_{id}=(1.35 \times 90.2+1.50 \times 14.5)/5.30=27.08 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{ed0}=0.001 \times 27.08/0.64=0.042 \text{ N/mm}^2$
 Γίνεται μείωση της εκκεντρότητας κατά $(1-k/4)=0.99$ (EC6 Παραρτ. Γ(3))
 Καμπτική ροπή σχεδιασμού στην κορυφή $M_{id}=5.94 \text{ kNm/m}$ (EC6 Παρ. Γ.1)
 Εκκεντρότητα $M_{id}/N_{id}=5.94/27.08=0.21943 \text{ m}=0.34 \times (\text{πάχος τοίχου})$ (EC6 Παραρτ. Γ.1)
 Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he}=0.00000 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i=hef/450=2.10/450=0.00467 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα στην κορυφή $e_e=M_{id}/N_{id}+e_{he}+e_i=0.21943+0.00000+0.00467=0.22410 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e=0.05t=0.05 \times 0.64=0.03200 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
 Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή $\Phi_i=1-2e_e/t=1-2 \times 0.22410/0.64=0.30$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd}=\Phi_i \cdot t \cdot f_k/\gamma_M=1000 \times 0.30 \times 0.64 \times 4.67/2.20=407.6 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 $N_{ed}=27.1 \leq 407.6=N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Έλεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_{md}=(1.35 \times 172.6+1.50 \times 14.5)/3.20=79.60 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{ed0}=0.001 \times 79.60/0.64=0.124 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στο μεσαίο πέμπτο $M_{md}/N_{md}=0.20 \times 0.21943 \times 27.1/79.6=0.01493 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm}=0.00000 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_a=hef/450=2.10/450=0.00467 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα φορτίων $e_m=M_{md}/N_{md}+e_{hm}+e_a=0.01493+0.00000+0.00467=0.01960 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.7)
 Η λυγηρότητα είναι $3.28 \leq 15$, εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k=0$ (EC6 §6.1.2.2(2))
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο $e_m=e_m+e_k=0.01960+0.00000=0.01960 \text{ m}$ (EC6, εξ.6.7)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_m=0.05t=0.05 \times 0.64=0.03200 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2 εξ.6.6)
 Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο $\Phi_m=(1-2e_m/t) \cdot \text{Exp}(-u^2/2)=0.90$ (EC 6 Παραρτ. Γ)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd}=\Phi_m \cdot t \cdot f_k/\gamma_M=1000 \times 0.90 \times 0.64 \times 4.67/2.20=1220.4 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 $N_{ed}=79.6 \leq 1220.4=N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Έλεγχος αντοχής στη βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_{id}=(1.35 \times 296.1+1.50 \times 14.5)/4.40=95.79 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{ed0}=0.001 \times 95.79/0.64=0.150 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_{id}/N_{id}=0.21943 \times 27.1/95.8=0.06203 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he}=0.00000 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i=hef/450=2.10/450=0.00467 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα στην βάση $e_e=M_{id}/N_{id}+e_{he}+e_i=0.06203+0.00000+0.00467=0.06670 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e=0.05t=0.05 \times 0.64=0.03200 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
 Μειωτικός συντελεστής στην βάση $\Phi_i=1-2e_e/t=1-2 \times 0.06670/0.64=0.79$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd}=\Phi_i \cdot t \cdot f_k/\gamma_M=1000 \times 0.79 \times 0.64 \times 4.67/2.20=1073.3 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 Κατακόρυφη θλιπτική τάση από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma_n=-0.259 \text{ N/mm}^2$
 Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{ed}=1000 \times 0.64 \times 0.259=165.6 \text{ kN/m}$
 $N_{ed}=165.6 \leq 1073.3=N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Έλεγχος σε κατακόρυφο φορτίο, Φόρτιση 1.00xg+0.30xq+Σεισμός (EC6, §6.1)Έλεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_{id}=(1.00 \times 90.2+0.30 \times 14.5)/5.30=17.84 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{ed0}=0.001 \times 17.84/0.64=0.028 \text{ N/mm}^2$
 Γίνεται μείωση της εκκεντρότητας κατά $(1-k/4)=0.99$ (EC6 Παραρτ. Γ(3))
 Καμπτική ροπή σχεδιασμού στην κορυφή $M_{id}=3.87 \text{ kNm/m}$ (EC6 Παρ. Γ.1)
 Εκκεντρότητα $M_{id}/N_{id}=3.87/17.84=0.21676 \text{ m}=0.34 \times (\text{πάχος τοίχου})$ (EC6 Παραρτ. Γ.1)
 Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he}=0.00021 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i=hef/450=2.10/450=0.00467 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα στην κορυφή $e_e=M_{id}/N_{id}+e_{he}+e_i=0.21676+0.00021+0.00467=0.22163 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e=0.05t=0.05 \times 0.64=0.03200 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
 Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή $\Phi_i=1-2e_e/t=1-2 \times 0.22163/0.64=0.31$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd}=\Phi_i \cdot t \cdot f_k/\gamma_M=1000 \times 0.31 \times 0.64 \times 4.67/1.50=617.7 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 $N_{ed}=17.8 \leq 617.7=N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_{md}=(1.00 \times 172.6 + 0.30 \times 14.5) / 3.20 = 55.28 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{edo} = 0.001 \times 55.28 / 0.64 = 0.086 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στο μεσαίο πέμπτο $M_{md}/N_{md} = 0.20 \times 0.21676 \times 17.8 / 55.3 = 0.01399 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00010 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_a = h_{ef} / 450 = 2.10 / 450 = 0.00467 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα φορτίων $e_m = M_{md} / N_{md} + e_{hm} + e_a = 0.01399 + 0.00010 + 0.00467 = 0.01876 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.7)
 Η λυγηρότητα είναι $3.28 \leq 15$, εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$ (EC6 §6.1.2.2(2))
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο $e_m + e_k = 0.01876 + 0.00000 = 0.01876 \text{ m}$ (EC6, εξ.6.7)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_m = 0.05t = 0.05 \times 0.64 = 0.03200 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2 εξ.6.6)
 Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο $\Phi_m = (1 - 2e_m/t) \text{Exp}(-u^2/2) = 0.90$ (EC 6 Παραρτ. G)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.64 \times 4.67 / 1.50 = 1790.0 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 $N_{ed} = 55.3 \leq 1790.0 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στη βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_{id}=(1.00 \times 296.1 + 0.30 \times 14.5) / 4.40 = 68.28 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{edo} = 0.001 \times 68.28 / 0.64 = 0.107 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_{id}/N_{id} = 0.21676 \times 17.8 / 68.3 = 0.05663 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he} = 0.00021 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef} / 450 = 2.10 / 450 = 0.00467 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα στην βάση $e_e = M_{id} / N_{id} + e_{he} + e_i = 0.05663 + 0.00021 + 0.00467 = 0.06150 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e = 0.05t = 0.05 \times 0.64 = 0.03200 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
 Μειωτικός συντελεστής στην βάση $\Phi_i = 1 - 2e_e/t = 1 - 2 \times 0.06150 / 0.64 = 0.81$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.81 \times 0.64 \times 4.67 / 1.50 = 1614.0 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 Κατακόρυφη θλιπτική τάση από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma_n = -0.274 \text{ N/mm}^2$
 Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{ed} = 1000 \times 0.64 \times 0.274 = 175.5 \text{ kN/m}$
 $N_{ed} = 175.5 \leq 1614.0 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος σε διάτμηση, φόρτιση 1.00xg+0.30xq+Σεισμός (EC6, §6.2)

$V_{ed} = 130.7 \text{ kN}$, $\tau_{\max} = 0.120 \text{ N/mm}^2$, $\sigma_d = 0.088 \text{ N/mm}^2$, $L_c = 3.81 \text{ m}$, διαζωματική τοιχ. $L_c = L = 5.30 \text{ m}$ §6.9.2(2)
 Χαρακτηριστική διατμητική αντοχή $f_{vk} = f_{vko} + 0.4 \times (L_c/L) \times f_{cd}$ (EC6 §3.6.2)
 $f_{vk} = 0.990 + 0.40 \times (3.81/5.30) \times 0.088 = 1.015 \text{ N/mm}^2$, $\max f_{vk} = 1.000 \text{ N/mm}^2$, $f_{vk} = 1.000 \text{ N/mm}^2$ (EC6 εξ.3.5)
 Τιμή σχεδιασμού αντοχής έναντι τέμνουσας $V_{rd} = f_{vk} \cdot t \cdot L / \gamma_M$ (EC6 §6.2, εξ.6.13)
 $V_{rd} = 1000 \times 1.000 \times 0.64 \times 5.30 / 1.50 = 2261.3 \text{ kN}$
 $V_{ed} = 130.7 \text{ kN} \leq 2261.3 \text{ kN} = V_{rd}$. (EC6 §6.2)
 Ικανοποιείται ο έλεγχος τέμνουσας σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Περιοχές με συγκεντρωμένα φορτία (EC6, §6.1.3)

Από τη επίλυση πεπερασμένων στοιχείων προκύπτουν στις θέσεις έδρασης δοκών οι μέγιστες θλιπτικές τάσεις. Καθώς στο πάνω μέρος του τοίχου υπάρχει σενάζ ελέγχουμε τις τάσεις σε χαμηλότερη σειρά πεπερασμένων στοιχείων.
 Μέγιστη θλιπτική τάση στην περιοχή συγκεντρωμένων φορτίων $\sigma_{d\max} = 0.319 \text{ N/mm}^2$
 Η μέγιστη αυτή τάση 0.319 N/mm^2 είναι $\leq f_k / \gamma_M = 4.670 / 2.2 = 2.123 \text{ N/mm}^2$
 άρα ικανοποιείται ο έλεγχος αντοχής σύμφωνα με EC6 §6.1.3.εξ.(6.9)

Σενάζ οπλισμένου σκυροδέματος (Εθν. Κείμεν. εφαρμογής, EC6 §6.1.3.(7), §8.2, EC8 §9.5.3).

Στο πάνω μέρος του τοίχου και στο ύψος των υπερθύρων τυχόν μικρές εφελκυστικές τάσεις παραλαμβάνονται από σενάζ οπλισμένου σκυροδέματος 64x20 [πλάτος x ύψος cm] με ελάχιστο οπλισμό 4Φ16 (συνδ. Φ8/15) που ικανοποιεί τα ελάχιστα όρια του κανονισμού.

Ελεγχος σε οριζόντια εκτός επιπέδου τοίχου φορτία λόγω σεισμού (EC6, §3.6.3, §6.3)

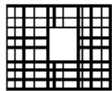
Προσεγγιστική σχετική οριζόντια μετατόπιση ορόφου = 0.208 mm
 Οριζόντια μετατόπιση λόγω παραμόρφωσης οριζοντίου διαφράγματος = 0.000 mm
 Καμπτική ροπή σχεδιασμού $M_{ed} = \delta \cdot E \cdot b t^3 / (4H^2)$, $M_{ed} = (1000) \times 0.208 \times 7.73 \times 0.640^3 / (4 \times 3.00^2) = 11.73 \text{ kNm/m}$
 $f_{xk1} = 0.10 \text{ N/mm}^2$, $f_{xd1} = 0.10 / 2.20 = 0.045 \text{ N/mm}^2$
 $\sigma_d = 0.001 \times 296.1 / (0.64 \times 5.30) \leq 0.2 f_{cd} = 0.2 \times 4.67 / 2.20$, $\sigma_d = 0.087 \text{ N/mm}^2$ (EC6, (6.16))
 Ροπή καμπτικής αντοχής $M_{rd} = (f_{xd1} + \sigma_d) t^2 / 6 = (0.045 + 0.087) \times 0.640^2 / 6 = 9.01 \text{ kNm/m}$ (EC6, (6.15))
 $M_{ed} = 11.73 \text{ kNm} > 9.01 \text{ kNm} = M_{rd}$, ο έλεγχος ΔΕΝ ικανοποιείται

Ελεγχος σε οριζόντια εκτός επιπέδου τοίχου φορτία λόγω ανέμου (EC6, §6.3, Annex E)

Φορτίο ανέμου $W_{ed} = G_k + 1.50W$, $W := C_{pe} \times 1.25 = 0.80 \times 1.25 = 1.00 \text{ kN/m}^2$, $1.50W = 1.50 \times 1.00 = 1.50 \text{ kN/m}^2$
 $H/L = 3.00/5.30 = 0.57$, $\mu = f_{xk1}/f_{xk2} = 1$, $\alpha_1 = \mu \alpha_2$, $\alpha_2 = 0.024$ (Annex E, Tab E)
 Καμπτική ροπή σχεδιασμού $M_{ed} = \alpha_1 \cdot W_{ed} \cdot L^2$, $M_{ed} = 0.024 \times 1.50 \times 5.30^2 = 1.01 \text{ kNm/m}$
 $M_{ed} = 1.01 \text{ kNm} \leq 9.01 \text{ kNm} = M_{rd}$, ο έλεγχος ικανοποιείται

1ος οροφος

T10



Διαστάσεις μήκος=4.30m, ύψος=3.00m, πάχος=0.64m
 Λιθοδομή 50 cm με μανδύα
 Δομικό σύστημα : Διαζωματική τοιχοποιία (Ευρωκ.8, §9.3, T.9.1)
 Κατηγορία κατασκευής : 2 (EC6, §2.4.3, Παρ. Α)
 Κατηγορία ελέγχου παραγωγής λιθοσωμάτων : II (EC6 §3.1.1)
 Θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας: $f_{k} = 4.67 \text{ N/mm}^2$ (EC6 §3.6.1.2)
 Διατμητική αντοχή τοιχοποιίας: $f_{vko} = 0.99 \text{ N/mm}^2$ (EC6 §3.6.2)

Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού: $\gamma_M = 2.20$ (EC6, §2.4.3)
 Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού με σεισμό: $\gamma_M = (2/3) \times 2.20 (\geq 1.50) = 1.50$ (Ευρωκ-8, §9.6(3))
 Μήκος λυγισμού τοίχου $h_{ef} = \rho x h = 0.75 \times 2.80 = 2.10 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.2)
 Λυγηρότητα $\lambda = h_{ef}/t_{ef} = 2.10/0.64 = 3.28 \leq 27$ εντάξει (EC6, §5.5.1.4)

Απαιτήσεις Εθνικού κειμένου εφαρμογής Ευρωκώδικα και Ευρωκώδικα 8 §9.3

Διαζωματική τοιχοποιία
 Πάχος τοίχου= 0.640 $\geq 0.240 \text{ m}$ (εντάξει)
 Λυγηρότητα $\lambda = 3.28 \leq 15$ (εντάξει)
 L/h πεσσών: $1.73/1.20 = 1.44 > 0.33$, $1.37/1.20 = 1.14 > 0.33$ δεκτό

Ελεγχος σε κατακόρυφο φορτίο, φόρτιση 1.35xg+1.50xq (EC6, §6.1)

Ελεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_{id} = (1.35 \times 82.5 + 1.50 \times 13.2) / 4.30 = 30.51 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{ed0} = 0.001 \times 30.51 / 0.64 = 0.048 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου ή στέγης στην κορυφή $M_{id}/N_{id} = 0$
 Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he} = 0.00000 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef} / 450 = 2.10 / 450 = 0.00467 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα στην κορυφή $e_e = M_{id}/N_{id} + e_{he} + e_i = 0.00000 + 0.00000 + 0.00467 = 0.00467 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e = 0.05t = 0.05 \times 0.64 = 0.03200 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
 Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή $\phi_i = 1 - 2e_e/t = 1 - 2 \times 0.03200 / 0.64 = 0.90$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.64 \times 4.67 / 2.20 = 1222.7 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 $N_{ed} = 30.5 \leq 1222.7 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_{md} = (1.35 \times 158.1 + 1.50 \times 13.2) / 3.10 = 75.25 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{ed0} = 0.001 \times 75.25 / 0.64 = 0.118 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στο μεσαίο πέμπτο $M_{md}/N_{md} = 0.20 \times 0.00000 \times 30.5 / 75.3 = 0.00000 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00000 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_a = h_{ef} / 450 = 2.10 / 450 = 0.00467 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα φορτίων $e_m = M_{md}/N_{md} + e_{hm} + e_a = 0.00000 + 0.00000 + 0.00467 = 0.00467 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.7)
 Η λυγηρότητα είναι $3.28 \leq 15$, εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$ (EC6 §6.1.2.2(2))
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο $e_m = e_m + e_k = 0.00467 + 0.00000 = 0.00467 \text{ m}$ (EC6, εξ.6.7)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_m = 0.05t = 0.05 \times 0.64 = 0.03200 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2 εξ.6.6)
 Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο $\phi_m = (1 - 2e_m/t) \text{Exp}(-u^2/2) = 0.90$ (EC 6 Παραρτ. G)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \phi_m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.64 \times 4.67 / 2.20 = 1220.4 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 $N_{ed} = 75.3 \leq 1220.4 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στη βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_{id}=(1.35 \times 271.6 + 1.50 \times 13.2) / 4.30 = 89.87 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{ed0} = 0.001 \times 89.87 / 0.64 = 0.140 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $Mid/N_{id} = 0.00000 \times 30.5 / 89.9 = 0.00000 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he} = 0.00000 \text{ m}$
 Τυχρηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef} / 450 = 2.10 / 450 = 0.00467 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα στην βάση $e_e = Mid/N_{id} + e_{he} + e_i = 0.00000 + 0.00000 + 0.00467 = 0.00467 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e = 0.05t = 0.05 \times 0.64 = 0.03200 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
 Μειωτικός συντελεστής στην βάση $\Phi_i = 1 - 2e_e/t = 1 - 2 \times 0.03200 / 0.64 = 0.90$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.64 \times 4.67 / 2.20 = 1222.7 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 Κατακόρυφη θλιπτική τάση από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma_n = -0.223 \text{ N/mm}^2$
 Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{ed} = 1000 \times 0.64 \times 0.223 = 142.4 \text{ kN/m}$
 $N_{ed} = 142.4 \leq 1222.7 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος σε κατακόρυφο φορτίο, φόρτιση 1.00xg+0.30xq+Σεισμός (EC6, §6.1)Ελεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_{id}=(1.00 \times 82.5 + 0.30 \times 13.2) / 4.30 = 20.11 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{ed0} = 0.001 \times 20.11 / 0.64 = 0.031 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου ή στέγης στην κορυφή $Mid/N_{id} = 0$
 Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he} = 0.00021 \text{ m}$
 Τυχρηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef} / 450 = 2.10 / 450 = 0.00467 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα στην κορυφή $e_e = Mid/N_{id} + e_{he} + e_i = 0.00000 + 0.00021 + 0.00467 = 0.00488 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e = 0.05t = 0.05 \times 0.64 = 0.03200 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
 Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή $\Phi_i = 1 - 2e_e/t = 1 - 2 \times 0.03200 / 0.64 = 0.90$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.64 \times 4.67 / 1.50 = 1793.3 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 $N_{ed} = 20.1 \leq 1793.3 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_{md}=(1.00 \times 158.1 + 0.30 \times 13.2) / 3.10 = 52.29 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{ed0} = 0.001 \times 52.29 / 0.64 = 0.082 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στο μεσαίο πέμπτο $M_{md}/N_{md} = 0.20 \times 0.00000 \times 20.1 / 52.3 = 0.00000 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00010 \text{ m}$
 Τυχρηματική εκκεντρότητα $e_a = h_{ef} / 450 = 2.10 / 450 = 0.00467 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα φορτίων $e_m = M_{md}/N_{md} + e_{hm} + e_a = 0.00000 + 0.00010 + 0.00467 = 0.00477 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.7)
 Η λυγηρότητα είναι $3.28 \leq 15$, εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$ (EC6 §6.1.2.2(2))
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο $e_m = e_m + e_k = 0.00477 + 0.00000 = 0.00477 \text{ m}$ (EC6, εξ.6.7)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_m = 0.05t = 0.05 \times 0.64 = 0.03200 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2 εξ.6.6)
 Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο $\Phi_m = (1 - 2e_m/t) \text{Exp}(-u^2/2) = 0.90$ (EC 6 Παραρτ. G)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.64 \times 4.67 / 1.50 = 1790.0 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 $N_{ed} = 52.3 \leq 1790.0 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στη βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_{id}=(1.00 \times 271.6 + 0.30 \times 13.2) / 4.30 = 64.08 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{ed0} = 0.001 \times 64.08 / 0.64 = 0.100 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $Mid/N_{id} = 0.00000 \times 20.1 / 64.1 = 0.00000 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he} = 0.00021 \text{ m}$
 Τυχρηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef} / 450 = 2.10 / 450 = 0.00467 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα στην βάση $e_e = Mid/N_{id} + e_{he} + e_i = 0.00000 + 0.00021 + 0.00467 = 0.00488 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e = 0.05t = 0.05 \times 0.64 = 0.03200 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
 Μειωτικός συντελεστής στην βάση $\Phi_i = 1 - 2e_e/t = 1 - 2 \times 0.03200 / 0.64 = 0.90$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.64 \times 4.67 / 1.50 = 1793.3 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 Κατακόρυφη θλιπτική τάση από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma_n = -0.234 \text{ N/mm}^2$
 Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{ed} = 1000 \times 0.64 \times 0.234 = 149.6 \text{ kN/m}$
 $N_{ed} = 149.6 \leq 1793.3 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος σε διάτμηση, φόρτιση 1.00xg+0.30xq+Σεισμός (EC6, §6.2)

$V_{ed}=175.1\text{kN}$, $\tau_{max}=0.165\text{N/mm}^2$, $\sigma_d=0.100\text{N/mm}^2$, $L_c=3.10\text{m}$, διαζωματική τοιχ. $L_c=L=4.30\text{m}$ §6.9.2(2)
 Χαρακτηριστική διατμητική αντοχή $f_{vk}=f_{vko}+0.4x(L_c/L)x f_d$ (EC6 §3.6.2)
 $f_{vk}=0.990+0.40x(3.10/4.30)x0.100=1.019\text{N/mm}^2$, $\max f_{vk}=1.000\text{N/mm}^2$, $f_{vk}=1.000\text{N/mm}^2$ (EC6 εξ.3.5)
 Τιμή σχεδιασμού αντοχής έναντι τέμνουσας $V_{rd}=f_{vk}.t.L/\gamma_M$ (EC6 §6.2, εξ.6.13)
 $V_{rd}=1000x1.000x0.64x4.30/1.50= 1834.7 \text{ kN}$
 $V_{ed}= 175.1\text{kN} \leq 1834.7\text{kN} =V_{rd}$. (EC6 §6.2)
 Ικανοποιείται ο έλεγχος τέμνουσας σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Περιοχές με συγκεντρωμένα φορτία (EC6, §6.1.3)

Από τη επίλυση πεπερασμένων στοιχείων προκύπτουν στις θέσεις έδρασης δοκών οι μέγιστες θλιπτικές τάσεις. Καθώς στο πάνω μέρος του τοίχου υπάρχει σενάζ ελέγχουμε τις τάσεις σε χαμηλότερη σειρά πεπερασμένων στοιχείων.
 Μέγιστη θλιπτική τάση στην περιοχή συγκεντρωμένων φορτίων $\sigma_{sdmax}=0.262\text{N/mm}^2$
 Η μέγιστη αυτή τάση 0.262 N/mm^2 είναι $\leq f_k/\gamma_M=4.670/2.2= 2.123 \text{ N/mm}^2$
 άρα ικανοποιείται ο έλεγχος αντοχής σύμφωνα με EC6 §6.1.3.εξ.(6.9)

Σενάζ οπλισμένου σκυροδέματος (Εθν. Κείμ. εφαρμογής, EC6 §6.1.3.(7), §8.2, EC8 §9.5.3).

Στο πάνω μέρος του τοίχου και στο ύψος των υπερθύρων τυχόν μικρές εφελκυστικές τάσεις παραλαμβάνονται από σενάζ οπλισμένου σκυροδέματος 64x20 [πλάτος x ύψος cm] με ελάχιστο οπλισμό 4Φ16 (συνδ. Φ8/15) που ικανοποιεί τα ελάχιστα όρια του κανονισμού.

Ελεγχος σε οριζόντια εκτός επιπέδου τοίχου φορτία λόγω σεισμού (EC6, §3.6.3, §6.3)

Προσεγγιστική σχετική οριζόντια μετατόπιση ορόφου = 0.155 mm
 Οριζόντια μετατόπιση λόγω παραμόρφωσης οριζοντίου διαφράγματος= 0.000 mm
 Καμπτική ροπή σχεδιασμού $M_{ed}=\delta \cdot E \cdot bt^3/(4H^2)$, $M_{ed}=(1000)x0.155x7.73x0.640^3/(4x3.00^2)=8.71\text{kNm/m}$
 $f_{xk1}=0.10\text{N/mm}^2$, $f_{xd1}=0.10/2.20=0.045 \text{ N/mm}^2$
 $\sigma_d=0.001x271.6/(0.64x4.30) \leq 0.2fd=0.2x4.67/2.20$, $\sigma_d=0.099 \text{ N/mm}^2$ (EC6, (6.16)
 Ροπή καμτικής αντοχής $M_{rd}=(f_{xd1}+\sigma_d)t^2/6= (1000)x(0.045+0.099)x0.640^2/6=9.83\text{kNm/m}$ (EC6, (6.15)
 $M_{ed}= 8.71\text{kNm} \leq 9.83\text{kNm} =M_{rd}$, ο έλεγχος ικανοποιείται

Ελεγχος σε οριζόντια εκτός επιπέδου τοίχου φορτία λόγω ανέμου (EC6, §6.3, Annex E)

Φορτίο ανέμου $W_{ed}=G_k+1.50W$, $W:=C_{pe}x1.25=0.80x1.25=1.00 \text{ kN/m}^2$, $1.50W=1.50x1.00=1.50 \text{ kN/m}^2$
 $H/L=3.00/4.30=0.70$, $\mu=f_{xk1}/f_{xk2}=1$, $\alpha_1=\mu\alpha_2$, $\alpha_2=0.030$ (Annex E, Tab E)
 Καμπτική ροπή σχεδιασμού $M_{ed}=\alpha_1 \cdot W_{ed} \cdot L^2$, $M_{ed}=0.030x1.50x4.30^2=0.83 \text{ kNm/m}$
 $M_{ed}= 0.83\text{kNm} \leq 9.83\text{kNm} =M_{rd}$, ο έλεγχος ικανοποιείται

1ος οροφος

T11



Διαστάσεις μήκος=3.00m, ύψος=3.00m, πάχος=0.64m
 Λιθοδομή 50 cm με μανδύα
 Δομικό σύστημα : Διαζωματική τοιχοποιία (Ευρωκ.8, §9.3,Τ.9.1)
 Κατηγορία κατασκευής :2 (EC6, §2.4.3, Παρ. Α)
 Κατηγορία ελέγχου παραγωγής λιθοσωμάτων :II (EC6 §3.1.1)
 Θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας: $f_k=4.67 \text{ N/mm}^2$ (EC6 §3.6.1.2)
 Διατμητική αντοχή τοιχοποιίας: $f_{vko}= 0.99 \text{ N/mm}^2$ (EC6 §3.6.2)

Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού: $\gamma_M=2.20$ (EC6, §2.4.3)
 Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού με σεισμό: $\gamma_M=(2/3)x2.20(>=1.50)=1.50$ (Ευρωκ-8, §9.6(3))
 Μήκος λυγισμού τοίχου $h_{ef}=\rho x h= 0.75x2.80= 2.10 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.2)
 Λυγηρότητα $\lambda=h_{ef}/t_{ef}=2.10/0.64= 3.28 \leq 27$ εντάξει (EC6, §5.5.1.4)

Απαιτήσεις Εθνικού κειμένου εφαρμογής Ευρωκώδικα και Ευρωκώδικα 8 §9.3

Διαζωματική τοιχοποιία
 Πάχος τοίχου= 0.640 $\geq 0.240 \text{ m}$ (εντάξει)
 Λυγηρότητα $\lambda= 3.28 \leq 15$ (εντάξει)
 L/h πεσσών: $0.94/1.20=0.78 > 0.33$, $0.86/1.20=0.72 > 0.33$ δεκτό

Έλεγχος σε κατακόρυφο φορτίο, Φόρτιση 1.35xg+1.50xg (EC6, §6.1)Έλεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_{id}=(1.35 \times 18.5 + 1.50 \times 3.3)/3.00=9.98 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $s_{edo}=0.001 \times 9.98/0.64=0.016 \text{ N/mm}^2$
 Γίνεται μείωση της εκκεντρότητας κατά $(1-k/4)=0.99$ (EC6 Παραρτ. Γ(3))
 Καμπτική ροπή σχεδιασμού στην κορυφή $M_{id}=6.61 \text{ kNm/m}$ (EC6 Παρ. Γ.1)
 Εκκεντρότητα $M_{id}/N_{id}=6.61/9.98=0.66220 \text{ m}=1.03 \times (\text{πάχος τοίχου})$ (EC6 Παραρτ. Γ.1)
 Η εκκεντρότητα >45% του πάχους του τοίχου άρα υπολογίζεται όπως (EC6 Παραρ. Γ(5))
 Βάθος έδρασης $=0.10 \times 0.640=0.064 \text{ m}$ εκκεντρότητα φορτίου στην κορυφή $M_{id}/N_{id}=0.28800 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he}=0.00000 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i=hef/450=2.10/450=0.00467 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα στην κορυφή $e_e=M_{id}/N_{id}+e_{he}+e_i=0.28800+0.00000+0.00467=0.29267 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e=0.05t=0.05 \times 0.64=0.03200 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
 Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή $\Phi_i=1-2e_e/t=1-2 \times 0.29267/0.64=0.09$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd}=\Phi_i \cdot t \cdot f_k/\gamma_M=1000 \times 0.09 \times 0.64 \times 4.67/2.20=122.3 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 $N_{ed}=10.0 \leq 122.3=N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Έλεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_{md}=(1.35 \times 68.4 + 1.50 \times 3.3)/1.80=54.03 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $s_{edo}=0.001 \times 54.03/0.64=0.084 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στο μεσαίο πέμπτο $M_{md}/N_{md}=0.20 \times 0.28800 \times 10.0/54.0=0.01063 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm}=0.00000 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_a=hef/450=2.10/450=0.00467 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα φορτίων $e_m=M_{md}/N_{md}+e_{hm}+e_a=0.01063+0.00000+0.00467=0.01530 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.7)
 Η λυγηρότητα είναι $3.28 \leq 15$, εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k=0$ (EC6 §6.1.2.2(2))
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο $e_m=e_m+e_k=0.01530+0.00000=0.01530 \text{ m}$ (EC6, εξ.6.7)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_m=0.05t=0.05 \times 0.64=0.03200 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2 εξ.6.6)
 Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο $\Phi_m=(1-2e_m/t) \cdot \text{Exp}(-u^2/2)=0.90$ (EC 6 Παραρτ. Γ)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd}=\Phi_m \cdot t \cdot f_k/\gamma_M=1000 \times 0.90 \times 0.64 \times 4.67/2.20=1220.4 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 $N_{ed}=54.0 \leq 1220.4=N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Έλεγχος αντοχής στη βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_{id}=(1.35 \times 143.2 + 1.50 \times 3.3)/3.00=66.09 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $s_{edo}=0.001 \times 66.09/0.64=0.103 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_{id}/N_{id}=0.28800 \times 10.0/66.1=0.04347 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he}=0.00000 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i=hef/450=2.10/450=0.00467 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα στην βάση $e_e=M_{id}/N_{id}+e_{he}+e_i=0.04347+0.00000+0.00467=0.04813 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e=0.05t=0.05 \times 0.64=0.03200 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
 Μειωτικός συντελεστής στην βάση $\Phi_i=1-2e_e/t=1-2 \times 0.04813/0.64=0.85$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd}=\Phi_i \cdot t \cdot f_k/\gamma_M=1000 \times 0.85 \times 0.64 \times 4.67/2.20=1154.8 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 Κατακόρυφη θλιπτική τάση από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma_n=-0.144 \text{ N/mm}^2$
 Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{ed}=1000 \times 0.64 \times 0.144=92.3 \text{ kN/m}$
 $N_{ed}=92.3 \leq 1154.8=N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Έλεγχος σε κατακόρυφο φορτίο, Φόρτιση 1.00xg+0.30xg+Σεισμός (EC6, §6.1)Έλεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_{id}=(1.00 \times 18.5 + 0.30 \times 3.3)/3.00=6.50 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $s_{edo}=0.001 \times 6.50/0.64=0.010 \text{ N/mm}^2$
 Γίνεται μείωση της εκκεντρότητας κατά $(1-k/4)=0.99$ (EC6 Παραρτ. Γ(3))
 Καμπτική ροπή σχεδιασμού στην κορυφή $M_{id}=4.30 \text{ kNm/m}$ (EC6 Παρ. Γ.1)
 Εκκεντρότητα $M_{id}/N_{id}=4.30/6.50=0.66119 \text{ m}=1.03 \times (\text{πάχος τοίχου})$ (EC6 Παραρτ. Γ.1)
 Η εκκεντρότητα >45% του πάχους του τοίχου άρα υπολογίζεται όπως (EC6 Παραρ. Γ(5))
 Βάθος έδρασης $=0.10 \times 0.640=0.064 \text{ m}$ εκκεντρότητα φορτίου στην κορυφή $M_{id}/N_{id}=0.28800 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he}=0.00021 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i=hef/450=2.10/450=0.00467 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα στην κορυφή $e_e=M_{id}/N_{id}+e_{he}+e_i=0.28800+0.00021+0.00467=0.29288 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e=0.05t=0.05 \times 0.64=0.03200 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
 Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή $\Phi_i=1-2e_e/t=1-2 \times 0.29288/0.64=0.08$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd}=\Phi_i \cdot t \cdot f_k/\gamma_M=1000 \times 0.08 \times 0.64 \times 4.67/1.50=159.4 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 $N_{ed}=6.5 \leq 159.4=N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_{md}=(1.00 \times 68.4 + 0.30 \times 3.3) / 1.80 = 38.54 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{edo} = 0.001 \times 38.54 / 0.64 = 0.060 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στο μεσαίο πέμπτο $M_{md}/N_{md} = 0.20 \times 0.28800 \times 6.5 / 38.5 = 0.00971 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00010 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_a = h_{ef} / 450 = 2.10 / 450 = 0.00467 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα φορτίων $e_m = M_{md} / N_{md} + e_{hm} + e_a = 0.00971 + 0.00010 + 0.00467 = 0.01448 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.7)
 Η λυγηρότητα είναι $3.28 \leq 15$, εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$ (EC6 §6.1.2.2(2))
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο $e_m + e_k = 0.01448 + 0.00000 = 0.01448 \text{ m}$ (EC6, εξ.6.7)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_m = 0.05t = 0.05 \times 0.64 = 0.03200 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2 εξ.6.6)
 Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο $\Phi_m = (1 - 2e_m/t) \text{Exp}(-u^2/2) = 0.90$ (EC 6 Παραρτ. G)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.64 \times 4.67 / 1.50 = 1790.0 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 $N_{ed} = 38.5 \leq 1790.0 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στη βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_{id}=(1.00 \times 143.2 + 0.30 \times 3.3) / 3.00 = 48.06 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{edo} = 0.001 \times 48.06 / 0.64 = 0.075 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_{id}/N_{id} = 0.28800 \times 6.5 / 48.1 = 0.03893 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he} = 0.00021 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef} / 450 = 2.10 / 450 = 0.00467 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα στην βάση $e_e = M_{id} / N_{id} + e_{he} + e_i = 0.03893 + 0.00021 + 0.00467 = 0.04380 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e = 0.05t = 0.05 \times 0.64 = 0.03200 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
 Μειωτικός συντελεστής στην βάση $\Phi_i = 1 - 2e_e/t = 1 - 2 \times 0.04380 / 0.64 = 0.86$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.86 \times 0.64 \times 4.67 / 1.50 = 1713.6 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 Κατακόρυφη θλιπτική τάση από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma_n = -0.186 \text{ N/mm}^2$
 Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{ed} = 1000 \times 0.64 \times 0.186 = 119.1 \text{ kN/m}$
 $N_{ed} = 119.1 \leq 1713.6 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος σε διάτμηση, φόρτιση 1.00xg+0.30xq+Σεισμός (EC6, §6.2)

$V_{ed} = 92.2 \text{ kN}$, $\tau_{\max} = 0.131 \text{ N/mm}^2$, $\sigma_d = 0.125 \text{ N/mm}^2$, $L_c = 1.80 \text{ m}$, διαζωματική τοιχ. $L_c = L = 3.00 \text{ m}$ §6.9.2(2)
 Χαρακτηριστική διατμητική αντοχή $f_{vk} = f_{vk0} + 0.4 \times (L_c/L) \times f_{cd}$ (EC6 §3.6.2)
 $f_{vk} = 0.990 + 0.40 \times (1.80/3.00) \times 0.125 = 1.020 \text{ N/mm}^2$, $\max f_{vk} = 1.000 \text{ N/mm}^2$, $f_{vk} = 1.000 \text{ N/mm}^2$ (EC6 εξ.3.5)
 Τιμή σχεδιασμού αντοχής έναντι τέμνουσας $V_{rd} = f_{vk} \cdot t \cdot L / \gamma_M$ (EC6 §6.2, εξ.6.13)
 $V_{rd} = 1000 \times 1.000 \times 0.64 \times 3.00 / 1.50 = 1280.0 \text{ kN}$
 $V_{ed} = 92.2 \text{ kN} \leq 1280.0 \text{ kN} = V_{rd}$. (EC6 §6.2)
 Ικανοποιείται ο έλεγχος τέμνουσας σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Σενάζ οπλισμένου σκυροδέματος (Εθν. Κείμ. εφαρμογής, EC6 §6.1.3.(7), §8.2, EC8 §9.5.3).

Στο πάνω μέρος του τοίχου και στο ύψος των υπερθύρων τυχόν μικρές εφελκυστικές τάσεις παραλαμβάνονται από σενάζ οπλισμένου σκυροδέματος 64×20 [πλάτος x ύψος cm] με ελάχιστο οπλισμό $4\Phi 16$ (συνδ. $\Phi 8/15$) που ικανοποιεί τα ελάχιστα όρια του κανονισμού.

Ελεγχος σε οριζόντια εκτός επιπέδου τοίχου φορτία λόγω σεισμού (EC6, §3.6.3, §6.3)

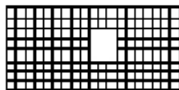
Προσεγγιστική σχετική οριζόντια μετατόπιση ορόφου = 0.208 mm
 Οριζόντια μετατόπιση λόγω παραμόρφωσης οριζοντίου διαφράγματος = 0.000 mm
 Καμπτική ροπή σχεδιασμού $M_{ed} = \delta \cdot E \cdot b t^3 / (4H^2)$, $M_{ed} = (1000) \times 0.208 \times 7.73 \times 0.640^3 / (4 \times 3.00^2) = 11.73 \text{ kNm/m}$
 $f_{xk1} = 0.10 \text{ N/mm}^2$, $f_{xd1} = 0.10 / 2.20 = 0.045 \text{ N/mm}^2$
 $\sigma_d = 0.001 \times 143.2 / (0.64 \times 3.00) \leq 0.2fd = 0.2 \times 4.67 / 2.20$, $\sigma_d = 0.075 \text{ N/mm}^2$ (EC6, (6.16))
 Ροπή καμπτικής αντοχής $M_{rd} = (f_{xd1} + \sigma_d) t^2 / 6 = (1000) \times (0.045 + 0.075) \times 0.640^2 / 6 = 8.19 \text{ kNm/m}$ (EC6, (6.15))
 $M_{ed} = 11.73 \text{ kNm} > 8.19 \text{ kNm} = M_{rd}$, ο έλεγχος ΔΕΝ ικανοποιείται

Ελεγχος σε οριζόντια εκτός επιπέδου τοίχου φορτία λόγω ανέμου (EC6, §6.3, Annex E)

Φορτίο ανέμου $W_{ed} = G_k + 1.50W$, $W = C_{pe} \times 1.25 = 0.80 \times 1.25 = 1.00 \text{ kN/m}^2$, $1.50W = 1.50 \times 1.00 = 1.50 \text{ kN/m}^2$
 $H/L = 3.00 / 3.00 = 1.00$, $\mu = f_{xk1} / f_{xk2} = 1$, $\alpha_1 = \mu \alpha_2$, $\alpha_2 = 0.042$ (Annex E, Tab E)
 Καμπτική ροπή σχεδιασμού $M_{ed} = \alpha_1 \cdot W_{ed} \cdot L^2$, $M_{ed} = 0.042 \times 1.50 \times 3.00^2 = 0.57 \text{ kNm/m}$
 $M_{ed} = 0.57 \text{ kNm} \leq 8.19 \text{ kNm} = M_{rd}$, ο έλεγχος ικανοποιείται

1ος οροφος

T12



Διαστάσεις μήκος=7.00m, ύψος=3.00m, πάχος=0.64m

Λιθοδομή 50 cm με μανδύα

Δομικό σύστημα : Διαζωματική τοιχοποιία (Ευρωκ.8, §9.3,Τ.9.1)

Κατηγορία κατασκευής :2 (EC6, §2.4.3, Παρ. Α)

Κατηγορία ελέγχου παραγωγής λιθοσωμάτων :II (EC6 §3.1.1)

Θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας: $f_k=4.67 \text{ N/mm}^2$ (EC6 §3.6.1.2)

Διατμητική αντοχή τοιχοποιίας: $f_{vko}= 0.99 \text{ N/mm}^2$ (EC6 §3.6.2)

Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού: $\gamma_M=2.20$ (EC6, §2.4.3)

Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού με σεισμό: $\gamma_M=(2/3)\times 2.20 (>=1.50)=1.50$ (Ευρωκ-8, §9.6(3))

Μήκος λυγισμού τοίχου $hef=\rho xh= 0.75\times 2.80= 2.10 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.2)

Λυγηρότητα $\lambda=hef/tef=2.10/0.64= 3.28\leq 27$ εντάξει (EC6, §5.5.1.4)

Απαιτήσεις Εθνικού κειμένου εφαρμογής Ευρωκώδικα και Ευρωκώδικα 8 §9.3

Διαζωματική τοιχοποιία

Πάχος τοίχου= 0.640 $\geq 0.240 \text{ m}$ (εντάξει)

Λυγηρότητα $\lambda= 3.28\leq 15$ (εντάξει)

L/h πεσσών: $3.31/1.20=2.75>0.33$, $2.49/1.20=2.08>0.33$ δεκτό

Έλεγχος σε κατακόρυφο φορτίο, φόρτιση 1.35xq+1.50xq (EC6, §6.1)

Έλεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_{id}=(1.35\times 73.1+1.50\times 11.7)/7.00=16.60\text{kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{ed0}=0.001\times 16.60/0.64=0.026\text{N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου ή στέγης στην κορυφή $M_{id}/N_{id}=0$

Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he}= 0.00000\text{m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i=hef/450=2.10/450= 0.00467\text{m}$ (EC6, §5.5.1.1)

Εκκεντρότητα στην κορυφή $e_e=M_{id}/N_{id}+e_{he}+e_i=0.00000+0.00000+0.00467= 0.00467\text{m}$ (EC6 εξ.6.5)

Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e=0.05t=0.05\times 0.64= 0.03200\text{m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)

Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή $\Phi_i=1-2e_e/t=1-2\times 0.03200/0.64= 0.90$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd}=\Phi_i \cdot t \cdot f_k/\gamma_M=1000\times 0.90\times 0.64\times 4.67/2.20=1222.7\text{kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)

$N_{ed}= 16.6 \leq 1222.7=N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Έλεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_{md}=(1.35\times 202.2+1.50\times 11.7)/5.80=50.08\text{kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{ed0}=0.001\times 50.08/0.64=0.078\text{N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου στο μεσαίο πέμπτο $M_{md}/N_{md}=0.20\times 0.00000\times 16.6/50.1=0.00000 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm}= 0.00000\text{m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα $e_a=hef/450=2.10/450= 0.00467\text{m}$ (EC6, §5.5.1.1)

Εκκεντρότητα φορτίων $e_m=M_{md}/N_{md}+e_{hm}+e_a=0.00000+0.00000+0.00467= 0.00467\text{m}$ (EC6 εξ.6.7)

Η λυγηρότητα είναι $3.28\leq 15$, εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k=0$ (EC6 §6.1.2.2(2))

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο $e_m=e_m+e_k=0.00467+0.00000= 0.00467 \text{ m}$ (EC6, εξ.6.7)

Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_m=0.05t=0.05\times 0.64= 0.03200\text{m}$ (EC6 §6.1.2.2 εξ.6.6)

Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο $\Phi_m=(1-2e_m/t)\text{Exp}(-u^2/2)= 0.90$ (EC 6 Παραρτ. G)

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd}=\Phi_m \cdot t \cdot f_k/\gamma_M=1000\times 0.90\times 0.64\times 4.67/2.20=1220.4\text{kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)

$N_{ed}= 50.1 \leq 1220.4=N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Έλεγχος αντοχής στη βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_{id}=(1.35\times 395.8+1.50\times 11.7)/7.00=78.84\text{kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{ed0}=0.001\times 78.84/0.64=0.123\text{N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_{id}/N_{id}=0.00000\times 16.6/78.8= 0.00000 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he}= 0.00000\text{m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i=hef/450=2.10/450= 0.00467\text{m}$ (EC6, §5.5.1.1)

Εκκεντρότητα στην βάση $e_e=M_{id}/N_{id}+e_{he}+e_i=0.00000+0.00000+0.00467= 0.00467\text{m}$ (EC6 εξ.6.5)

Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e=0.05t=0.05\times 0.64= 0.03200\text{m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)

Μειωτικός συντελεστής στην βάση $\Phi_i=1-2e_e/t=1-2\times 0.03200/0.64= 0.90$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd}=\Phi_i \cdot t \cdot f_k/\gamma_M=1000\times 0.90\times 0.64\times 4.67/2.20=1222.7\text{kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)

Κατακόρυφη θλιπτική τάση από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\max\sigma_n= -0.154\text{N/mm}^2$

Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{ed}=1000\times 0.64\times 0.154= 98.4 \text{ kN/m}$

$N_{ed}= 98.4 \leq 1222.7=N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος σε κατακόρυφο φορτίο, φόρτιση 1.00xg+0.30xq+Σεισμός (EC6, §6.1)Ελεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_{id}=(1.00 \times 73.1+0.30 \times 11.7)/7.00=10.94 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{ed0}=0.001 \times 10.94/0.64=0.017 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου ή στέγης στην κορυφή $Mid/N_{id}=0$
 Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he}=0.00021 \text{ m}$
 Τυχρηματική εκκεντρότητα $e_i=hef/450=2.10/450=0.00467 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα στην κορυφή $ee=Mid/N_{id}+e_{he}+e_i=0.00000+0.00021+0.00467=0.00488 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min ee=0.05t=0.05 \times 0.64=0.03200 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
 Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή $\Phi_i=1-2ee/t=1-2 \times 0.03200/0.64=0.90$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd}=\Phi_i \cdot t \cdot f_k/\gamma_M=1000 \times 0.90 \times 0.64 \times 4.67/1.50=1793.3 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 $N_{ed}=10.9 \leq 1793.3=N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_{md}=(1.00 \times 202.2+0.30 \times 11.7)/5.80=35.46 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{ed0}=0.001 \times 35.46/0.64=0.055 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στο μεσαίο πέμπτο $M_{md}/N_{md}=0.20 \times 0.00000 \times 10.9/35.5=0.00000 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm}=0.00010 \text{ m}$
 Τυχρηματική εκκεντρότητα $e_a=hef/450=2.10/450=0.00467 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα φορτίων $e_m=M_{md}/N_{md}+e_{hm}+e_a=0.00000+0.00010+0.00467=0.00477 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.7)
 Η λυγηρότητα είναι $3.28 \leq 15$, εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k=0$ (EC6 §6.1.2.2(2))
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο $e_m=e_m+e_k=0.00477+0.00000=0.00477 \text{ m}$ (EC6, εξ.6.7)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_m=0.05t=0.05 \times 0.64=0.03200 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2 εξ.6.6)
 Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο $\Phi_m=(1-2e_m/t)\text{Exp}(-u^2/2)=0.90$ (EC 6 Παραρτ. G)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd}=\Phi_m \cdot t \cdot f_k/\gamma_M=1000 \times 0.90 \times 0.64 \times 4.67/1.50=1790.0 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 $N_{ed}=35.5 \leq 1790.0=N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στη βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_{id}=(1.00 \times 395.8+0.30 \times 11.7)/7.00=57.04 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{ed0}=0.001 \times 57.04/0.64=0.089 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $Mid/N_{id}=0.00000 \times 10.9/57.0=0.00000 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he}=0.00021 \text{ m}$
 Τυχρηματική εκκεντρότητα $e_i=hef/450=2.10/450=0.00467 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα στην βάση $ee=Mid/N_{id}+e_{he}+e_i=0.00000+0.00021+0.00467=0.00488 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min ee=0.05t=0.05 \times 0.64=0.03200 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
 Μειωτικός συντελεστής στην βάση $\Phi_i=1-2ee/t=1-2 \times 0.03200/0.64=0.90$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd}=\Phi_i \cdot t \cdot f_k/\gamma_M=1000 \times 0.90 \times 0.64 \times 4.67/1.50=1793.3 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 Κατακόρυφη θλιπτική τάση από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma_{th}=-0.367 \text{ N/mm}^2$
 Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{ed}=1000 \times 0.64 \times 0.367=235.1 \text{ kN/m}$
 $N_{ed}=235.1 \leq 1793.3=N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος σε διάτμηση, φόρτιση 1.00xg+0.30xq+Σεισμός (EC6, §6.2)

$V_{ed}=490.1 \text{ kN}$, $\tau_{\max}=0.209 \text{ N/mm}^2$, $\sigma_d=0.119 \text{ N/mm}^2$, $L_c=5.25 \text{ m}$, διαζωματική τοιχ. $L_c=L=7.00 \text{ m}$ §6.9.2(2)
 Χαρακτηριστική διατμητική αντοχή $f_{vk}=f_{vko}+0.4 \times (L_c/L) \times f_{td}$ (EC6 §3.6.2)
 $f_{vk}=0.990+0.4 \times (5.25/7.00) \times 0.119=1.026 \text{ N/mm}^2$, $\max f_{vk}=1.000 \text{ N/mm}^2$, $f_{vk}=1.000 \text{ N/mm}^2$ (EC6 εξ.3.5)
 Τιμή σχεδιασμού αντοχής έναντι τέμνουσας $V_{rd}=f_{vk} \cdot t \cdot L/\gamma_M$ (EC6 §6.2, εξ.6.13)
 $V_{rd}=1000 \times 1.000 \times 0.64 \times 7.00/1.50=2986.7 \text{ kN}$
 $V_{ed}=490.1 \text{ kN} \leq 2986.7 \text{ kN}=V_{rd}$. (EC6 §6.2)
 Ικανοποιείται ο έλεγχος τέμνουσας σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Περιοχές με συγκεντρωμένα φορτία (EC6, §6.1.3)

Από τη επίλυση πεπερασμένων στοιχείων προκύπτουν στις θέσεις έδρασης δοκών οι μέγιστες θλιπτικές τάσεις. Καθώς στο πάνω μέρος του τοίχου υπάρχει σενάζι ελέγχουμε τις τάσεις σε χαμηλότερη σειρά πεπερασμένων στοιχείων.
 Μέγιστη θλιπτική τάση στην περιοχή συγκεντρωμένων φορτίων $\sigma_{sd\max}=0.157 \text{ N/mm}^2$
 Η μέγιστη αυτή τάση 0.157 N/mm^2 είναι $\leq f_k/\gamma_M=4.670/2.2=2.123 \text{ N/mm}^2$
 άρα ικανοποιείται ο έλεγχος αντοχής σύμφωνα με EC6 §6.1.3.εξ.(6.9)

Σενάζ οπλισμένου σκυροδέματος (Εθν. Κείμ. εφαρμογής, EC6 §6.1.3.(7), §8.2, EC8 §9.5.3).

Στο πάνω μέρος του τοίχου και στο ύψος των υπερθύρων τυχόν μικρές εφελκυστικές τάσεις παραλαμβάνονται από σενάζ οπλισμένου σκυροδέματος 64x20 [πλάτος x ύψος cm] με ελάχιστο οπλισμό 4Φ16 (συνδ. Φ8/15) που ικανοποιεί τα ελάχιστα όρια του κανονισμού.

Έλεγχος σε οριζόντια εκτός επιπέδου τοίχου φορτία λόγω σεισμού (EC6, §3.6.3, §6.3)

Προσεγγιστική σχετική οριζόντια μετατόπιση ορόφου = 0.155 mm
 Οριζόντια μετατόπιση λόγω παραμόρφωσης οριζοντίου διαφράγματος= 0.000 mm
 Καμπτική ροπή σχεδιασμού $Med = \delta \cdot E \cdot bt^3 / (4H^2)$, $Med = (1000) \times 0.155 \times 7.73 \times 0.640^3 / (4 \times 3.00^2) = 8.71 \text{ kNm/m}$
 $f_{xk1} = 0.10 \text{ N/mm}^2$, $f_{xd1} = 0.10 / 2.20 = 0.045 \text{ N/mm}^2$
 $\sigma_d = 0.001 \times 395.8 / (0.64 \times 7.00) \leq 0.2 f_{d1} = 0.2 \times 4.67 / 2.20$, $\sigma_d = 0.088 \text{ N/mm}^2$ (EC6, (6.16))
 Ροπή καμπτικής αντοχής $M_{rd} = (f_{xd1} + \sigma_d) t^2 / 6 = (1000) \times (0.045 + 0.088) \times 0.640^2 / 6 = 9.08 \text{ kNm/m}$ (EC6, (6.15))
 $Med = 8.71 \text{ kNm} \leq 9.08 \text{ kNm} = M_{rd}$, ο έλεγχος ικανοποιείται

Έλεγχος σε οριζόντια εκτός επιπέδου τοίχου φορτία λόγω ανέμου (EC6, §6.3, Annex E)

Φορτίο ανέμου $W_{ed} = G_k + 1.50 W$, $W_i = C_{pe} x 1.25 = 0.80 \times 1.25 = 1.00 \text{ kN/m}^2$, $1.50 W = 1.50 \times 1.00 = 1.50 \text{ kN/m}^2$
 $H/L = 3.00 / 7.00 = 0.43$, $\mu = f_{xk1} / f_{xk2} = 1$, $\alpha_1 = \mu \alpha_2$, $\alpha_2 = 0.015$ (Annex E, Tab E)
 Καμπτική ροπή σχεδιασμού $Med = \alpha_1 \cdot W_{ed} \cdot L^2$, $Med = 0.015 \times 1.50 \times 7.00^2 = 1.10 \text{ kNm/m}$
 $Med = 1.10 \text{ kNm} \leq 9.08 \text{ kNm} = M_{rd}$, ο έλεγχος ικανοποιείται

1ος οροφος

T14



Διαστάσεις μήκος=3.61m, ύψος=3.00m, πάχος=0.64m
 Λιθοδομή 50 cm με μανδύα
 Δομικό σύστημα : Διαζωματική τοιχοποιία (Ευρωκ.8, §9.3.T.9.1)
 Κατηγορία κατασκευής : 2 (EC6, §2.4.3, Παρ. Α)
 Κατηγορία ελέγχου παραγωγής λιθοσωμάτων : II (EC6 §3.1.1)
 Θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας: $f_{k1} = 4.67 \text{ N/mm}^2$ (EC6 §3.6.1.2)
 Διατμητική αντοχή τοιχοποιίας: $f_{vko} = 0.99 \text{ N/mm}^2$ (EC6 §3.6.2)

Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού: $\gamma_M = 2.20$ (EC6, §2.4.3)
 Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού με σεισμό: $\gamma_M = (2/3) \times 2.20 (\geq 1.50) = 1.50$ (Ευρωκ-8, §9.6(3))
 Μήκος λυγισμού τοίχου $h_{ef} = \rho x h = 0.75 \times 2.80 = 2.10 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.2)
 Λυγηρότητα $\lambda = h_{ef} / t_{ef} = 2.10 / 0.64 = 3.28 \leq 27$ εντάξει (EC6, §5.5.1.4)

Απαιτήσεις Εθνικού κειμένου εφαρμογής Ευρωκώδικα και Ευρωκώδικα 8 §9.3

Διαζωματική τοιχοποιία
 Πάχος τοίχου= 0.640 $\geq 0.240 \text{ m}$ (εντάξει)
 Λυγηρότητα $\lambda = 3.28 \leq 15$ (εντάξει)
 L/h πεσσών: $1.42 / 2.20 = 0.64 > 0.33$, $1.29 / 2.20 = 0.59 > 0.33$ δεκτό

Έλεγχος σε κατακόρυφο φορτίο, φόρτιση 1.35xg+1.50xq (EC6, §6.1)

Έλεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_{id} = (1.35 \times 38.5 + 1.50 \times 16.1) / 3.61 = 21.11 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{ed0} = 0.001 \times 21.11 / 0.64 = 0.033 \text{ N/mm}^2$
 Γίνεται μείωση της εκκεντρότητας κατά $(1 - k/4) = 0.99$ (EC6 Παραρτ. Γ(3))
 Καμπτική ροπή σχεδιασμού στην κορυφή $M_{id} = 6.61 \text{ kNm/m}$ (EC6 Παρ. Γ.1)
 Εκκεντρότητα $M_{id} / N_{id} = 6.61 / 21.11 = 0.31286 \text{ m} = 0.49 \times (\text{πάχος τοίχου})$ (EC6 Παραρτ. Γ.1)
 Η εκκεντρότητα $> 45\%$ του πάχους του τοίχου άρα υπολογίζεται όπως (EC6 Παραρτ. Γ(5))
 Βάθος έδρασης $= 0.10 \times 0.640 = 0.064 \text{ m}$ εκκεντρότητα φορτίου στην κορυφή $M_{id} / N_{id} = 0.28800 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he} = 0.00000 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef} / 450 = 2.10 / 450 = 0.00467 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα στην κορυφή $e_e = M_{id} / N_{id} + e_{he} + e_i = 0.28800 + 0.00000 + 0.00467 = 0.29267 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e = 0.05 t = 0.05 \times 0.64 = 0.03200 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
 Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή $\Phi_i = 1 - 2e_e / t = 1 - 2 \times 0.29267 / 0.64 = 0.09$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.09 \times 0.64 \times 4.67 / 2.20 = 122.3 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 $N_{ed} = 21.1 \leq 122.3 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_{md}=(1.35 \times 96.8+1.50 \times 16.1)/2.71=57.24 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{edo}=0.001 \times 57.24/0.64=0.089 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στο μεσαίο πέμπτο $M_{md}/N_{md}=0.20 \times 0.28800 \times 21.1/57.2=0.02125 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm}=0.00000 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_a=hef/450=2.10/450=0.00467 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα φορτίων $e_m=M_{md}/N_{md}+e_{hm}+e_a=0.02125+0.00000+0.00467=0.02591 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.7)
 Η λυγηρότητα είναι $3.28 \leq 15$, εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k=0$ (EC6 §6.1.2.2(2))
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο $e_m=e_m+e_k=0.02591+0.00000=0.02591 \text{ m}$ (EC6, εξ.6.7)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_m=0.05t=0.05 \times 0.64=0.03200 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2 εξ.6.6)
 Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο $\Phi_m=(1-2e_m/t)\text{Exp}(-u^2/2)=0.90$ (EC 6 Παραρτ. G)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd}=\Phi_m \cdot t \cdot f_k/\gamma_M=1000 \times 0.90 \times 0.64 \times 4.67/2.20=1220.4 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 $N_{ed}=57.2 \leq 1220.4=N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στη βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_{id}=(1.35 \times 184.3+1.50 \times 16.1)/2.71=100.89 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{edo}=0.001 \times 100.89/0.64=0.158 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_{id}/N_{id}=0.28800 \times 21.1/100.9=0.06027 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he}=0.00000 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i=hef/450=2.10/450=0.00467 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα στην βάση $e_e=M_{id}/N_{id}+e_{he}+e_i=0.06027+0.00000+0.00467=0.06494 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e=0.05t=0.05 \times 0.64=0.03200 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
 Μειωτικός συντελεστής στην βάση $\Phi_i=1-2e_e/t=1-2 \times 0.06494/0.64=0.80$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd}=\Phi_i \cdot t \cdot f_k/\gamma_M=1000 \times 0.80 \times 0.64 \times 4.67/2.20=1086.8 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 Κατακόρυφη θλιπτική τάση από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma_n=-0.162 \text{ N/mm}^2$
 Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{ed}=1000 \times 0.64 \times 0.162=103.7 \text{ kN/m}$
 $N_{ed}=103.7 \leq 1086.8=N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος σε κατακόρυφο φορτίο, φόρτιση 1.00xg+0.30xq+Σεισμός (EC6, §6.1)

Ελεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_{id}=(1.00 \times 38.5+0.30 \times 16.1)/3.61=12.02 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{edo}=0.001 \times 12.02/0.64=0.019 \text{ N/mm}^2$
 Γίνεται μείωση της εκκεντρότητας κατά $(1-k/4)=0.99$ (EC6 Παραρτ. Γ(3))
 Καμπτική ροπή σχεδιασμού στην κορυφή $M_{id}=4.30 \text{ kNm/m}$ (EC6 Παρ. Γ.1)
 Εκκεντρότητα $M_{id}/N_{id}=4.30/12.02=0.35744 \text{ m}=0.56 \times (\text{πάχος τοίχου})$ (EC6 Παραρτ. Γ.1)
 Η εκκεντρότητα >45% του πάχους του τοίχου άρα υπολογίζεται όπως (EC6 Παραρτ. Γ(5))
 Βάθος έδρασης $=0.10 \times 0.640=0.064 \text{ m}$ εκκεντρότητα φορτίου στην κορυφή $M_{id}/N_{id}=0.28800 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he}=0.00021 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i=hef/450=2.10/450=0.00467 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα στην κορυφή $e_e=M_{id}/N_{id}+e_{he}+e_i=0.28800+0.00021+0.00467=0.29288 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e=0.05t=0.05 \times 0.64=0.03200 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
 Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή $\Phi_i=1-2e_e/t=1-2 \times 0.29288/0.64=0.08$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd}=\Phi_i \cdot t \cdot f_k/\gamma_M=1000 \times 0.08 \times 0.64 \times 4.67/1.50=159.4 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 $N_{ed}=12.0 \leq 159.4=N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_{md}=(1.00 \times 96.8+0.30 \times 16.1)/2.71=37.57 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{edo}=0.001 \times 37.57/0.64=0.059 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στο μεσαίο πέμπτο $M_{md}/N_{md}=0.20 \times 0.28800 \times 12.0/37.6=0.01842 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm}=0.00010 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_a=hef/450=2.10/450=0.00467 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα φορτίων $e_m=M_{md}/N_{md}+e_{hm}+e_a=0.01842+0.00010+0.00467=0.02320 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.7)
 Η λυγηρότητα είναι $3.28 \leq 15$, εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k=0$ (EC6 §6.1.2.2(2))
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο $e_m=e_m+e_k=0.02320+0.00000=0.02320 \text{ m}$ (EC6, εξ.6.7)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_m=0.05t=0.05 \times 0.64=0.03200 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2 εξ.6.6)
 Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο $\Phi_m=(1-2e_m/t)\text{Exp}(-u^2/2)=0.90$ (EC 6 Παραρτ. G)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd}=\Phi_m \cdot t \cdot f_k/\gamma_M=1000 \times 0.90 \times 0.64 \times 4.67/1.50=1790.0 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 $N_{ed}=37.6 \leq 1790.0=N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στη βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_{id}=(1.00 \times 184.3 + 0.30 \times 16.1) / 2.71 = 69.90 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{ed} = 0.001 \times 69.90 / 0.64 = 0.109 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $Mid/N_{id} = 0.28800 \times 12.0 / 69.9 = 0.04951 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he} = 0.00021 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef} / 450 = 2.10 / 450 = 0.00467 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα στην βάση $e_e = Mid/N_{id} + e_{he} + e_i = 0.04951 + 0.00021 + 0.00467 = 0.05439 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e = 0.05t = 0.05 \times 0.64 = 0.03200 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
 Μειωτικός συντελεστής στην βάση $\Phi_i = 1 - 2e_e/t = 1 - 2 \times 0.05439 / 0.64 = 0.83$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.83 \times 0.64 \times 4.67 / 1.50 = 1653.8 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 Κατακόρυφη θλιπτική τάση από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma_n = -0.245 \text{ N/mm}^2$
 Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{ed} = 1000 \times 0.64 \times 0.245 = 156.7 \text{ kN/m}$
 $N_{ed} = 156.7 \leq 1653.8 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος σε διάτμηση, φόρτιση 1.00xg+0.30xq+Σεισμός (EC6, §6.2)

$V_{ed} = 94.8 \text{ kN}$, $\tau_{\max} = 0.117 \text{ N/mm}^2$, $\sigma_d = 0.106 \text{ N/mm}^2$, $L_c = 2.70 \text{ m}$, διαζωματική τοιχ. $L_c = L = 3.61 \text{ m}$ §6.9.2(2)
 Χαρακτηριστική διατμητική αντοχή $f_{vk} = f_{vko} + 0.4x(L_c/L) \times f_{td}$ (EC6 §3.6.2)
 $f_{vk} = 0.990 + 0.40x(2.70/3.61) \times 0.106 = 1.022 \text{ N/mm}^2$, $\max f_{vk} = 1.000 \text{ N/mm}^2$, $f_{vk} = 1.000 \text{ N/mm}^2$ (EC6 εξ.3.5)
 Τιμή σχεδιασμού αντοχής έναντι τέμνουσας $V_{rd} = f_{vk} \cdot t \cdot L / \gamma_M$ (EC6 §6.2, εξ.6.13)
 $V_{rd} = 1000 \times 1.000 \times 0.64 \times 3.61 / 1.50 = 1538.4 \text{ kN}$
 $V_{ed} = 94.8 \text{ kN} \leq 1538.4 \text{ kN} = V_{rd}$. (EC6 §6.2)
 Ικανοποιείται ο έλεγχος τέμνουσας σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Περιοχές με συγκεντρωμένα φορτία (EC6, §6.1.3)

Από τη επίλυση πεπερασμένων στοιχείων προκύπτουν στις θέσεις έδρασης δοκών οι μέγιστες θλιπτικές τάσεις. Καθώς στο πάνω μέρος του τοίχου υπάρχει σενάζ ελέγχουμε τις τάσεις σε χαμηλότερη σειρά πεπερασμένων στοιχείων.
 Μέγιστη θλιπτική τάση στην περιοχή συγκεντρωμένων φορτίων $\sigma_{sd\max} = 0.182 \text{ N/mm}^2$
 Η μέγιστη αυτή τάση 0.182 N/mm^2 είναι $\leq f_k / \gamma_M = 4.670 / 2.2 = 2.123 \text{ N/mm}^2$
 άρα ικανοποιείται ο έλεγχος αντοχής σύμφωνα με EC6 §6.1.3.εξ.(6.9)

Σενάζ οπλισμένου σκυροδέματος (Εθν. Κείμ. εφαρμογής, EC6 §6.1.3.(7), §8.2, EC8 §9.5.3).

Στο πάνω μέρος του τοίχου και στο ύψος των υπερθύρων τυχόν μικρές εφελκυστικές τάσεις παραλαμβάνονται από σενάζ οπλισμένου σκυροδέματος 64x20 [πλάτος x ύψος cm] με ελάχιστο οπλισμό 4Φ16 (συνδ. Φ8/15) που ικανοποιεί τα ελάχιστα όρια του κανονισμού.

Ελεγχος σε οριζόντια εκτός επιπέδου τοίχου φορτία λόγω σεισμού (EC6, §3.6.3, §6.3)

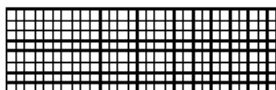
Προσεγγιστική σχετική οριζόντια μετατόπιση ορόφου = 0.173 mm
 Οριζόντια μετατόπιση λόγω παραμόρφωσης οριζοντίου διαφράγματος = 0.000 mm
 Καμπτική ροπή σχεδιασμού $M_{ed} = \delta \cdot E \cdot b t^3 / (4H^2)$, $M_{ed} = (1000) \times 0.173 \times 7.73 \times 0.640^3 / (4 \times 3.00^2) = 9.76 \text{ kNm/m}$
 $f_{xk1} = 0.10 \text{ N/mm}^2$, $f_{xd1} = 0.10 / 2.20 = 0.045 \text{ N/mm}^2$
 $\sigma_d = 0.001 \times 184.3 / (0.64 \times 3.61) \leq 0.2 f_{td} = 0.2 \times 4.67 / 2.20$, $\sigma_d = 0.080 \text{ N/mm}^2$ (EC6, (6.16)
 Ροπή καμπτικής αντοχής $M_{rd} = (f_{xd1} + \sigma_d) t^2 / 6 = (0.045 + 0.080) \times 0.640^2 / 6 = 8.53 \text{ kNm/m}$ (EC6, (6.15)
 $M_{ed} = 9.76 \text{ kNm} > 8.53 \text{ kNm} = M_{rd}$, ο έλεγχος ΔΕΝ ικανοποιείται

Ελεγχος σε οριζόντια εκτός επιπέδου τοίχου φορτία λόγω ανέμου (EC6, §6.3, Annex E)

Φορτίο ανέμου $W_{ed} = G_k + 1.50W$, $W = C_{pe} x 1.25 = 0.80 \times 1.25 = 1.00 \text{ kN/m}^2$, $1.50W = 1.50 \times 1.00 = 1.50 \text{ kN/m}^2$
 $H/L = 3.00 / 3.61 = 0.83$, $\mu = f_{xk1} / f_{xk2} = 1$, $\alpha_1 = \mu \alpha_2$, $\alpha_2 = 0.042$ (Annex E, Tab E)
 Καμπτική ροπή σχεδιασμού $M_{ed} = \alpha_1 \cdot W_{ed} \cdot L^2$, $M_{ed} = 0.042 \times 1.50 \times 3.61^2 = 0.82 \text{ kNm/m}$
 $M_{ed} = 0.82 \text{ kNm} \leq 8.53 \text{ kNm} = M_{rd}$, ο έλεγχος ικανοποιείται

Ισόγειο

T1



Διαστάσεις μήκος=11.00m, ύψος=3.00m, πάχος=0.64m
 Λιθοδομή 50 cm με μανδύα
 Δομικό σύστημα : Διαζωματική τοιχοποιία (Ευρωκ.8, §9.3,Τ.9.1)
 Κατηγορία κατασκευής :2 (EC6, §2.4.3, Παρ. Α)
 Κατηγορία ελέγχου παραγωγής λιθοσωμάτων :II (EC6 §3.1.1)
 Θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας: $f_k=4.67 \text{ N/mm}^2$ (EC6 §3.6.1.2)
 Διατμητική αντοχή τοιχοποιίας: $f_{vko}= 0.99 \text{ N/mm}^2$ (EC6 §3.6.2)

Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού: $\gamma_M=2.20$ (EC6, §2.4.3)
 Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού με σεισμό: $\gamma_M=(2/3) \times 2.20 (>=1.50)=1.50$ (Ευρωκ-8, §9.6(3))
 Μήκος λυγισμού τοίχου $h_{ef}=\rho x h= 0.75 \times 2.80= 2.10 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.2)
 Λυγηρότητα $\lambda=h_{ef}/t_{ef}=2.10/0.64= 3.28 \leq 27$ εντάξει (EC6, §5.5.1.4)

Απαιτήσεις Εθνικού κειμένου εφαρμογής Ευρωκώδικα και Ευρωκώδικα 8 §9.3

Διαζωματική τοιχοποιία
 Πάχος τοίχου= 0.640 $\geq 0.240 \text{ m}$ (εντάξει)
 Λυγηρότητα $\lambda= 3.28 \leq 15$ (εντάξει)
 L/h πεσσών: $11.00/3.00=3.67 > 0.33$, δεκτό

Έλεγχος σε κατακόρυφο φορτίο, φόρτιση 1.35xg+1.50xq (EC6, §6.1)

Έλεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_{id}=(1.35 \times 760.5 + 1.50 \times 64.8)/11.00=102.17 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{ed0}=0.001 \times 102.17/0.64=0.160 \text{ N/mm}^2$
 Γίνεται μείωση της εκκεντρότητας κατά $(1-k/4)=1.00$ (EC6 Παραρτ. Γ(3))
 Καμπτική ροπή σχεδιασμού στην κορυφή $M_{id}= 3.12 \text{ kNm/m}$ (EC6 Παρ. Γ.1)
 Εκκεντρότητα $M_{id}/N_{id}= 3.12/102.17= 0.03052 \text{ m} = 0.05 \times (\text{πάχος τοίχου})$ (EC6 Παραρτ. Γ.1)
 Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he}= 0.00000 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i=h_{ef}/450=2.10/450= 0.00467 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα στην κορυφή $e_e=M_{id}/N_{id}+e_{he}+e_i=0.03052+0.00000+0.00467= 0.03519 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e=0.05t=0.05 \times 0.64= 0.03200 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
 Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή $\Phi_i=1-2e_e/t=1-2 \times 0.03519/0.64= 0.89$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd}=\Phi_i \cdot t \cdot f_k/\gamma_M=1000 \times 0.89 \times 0.64 \times 4.67/2.20=1209.1 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 $N_{ed}= 102.2 \leq 1209.1=N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Έλεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_{md}=(1.35 \times 978.3 + 1.50 \times 64.8)/11.00=128.90 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{ed0}=0.001 \times 128.90/0.64=0.201 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στο μεσαίο πέμπτο $M_{md}/N_{md}=0.20 \times 0.03052 \times 102.2/128.9=0.00484 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm}= 0.00000 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_a=h_{ef}/450=2.10/450= 0.00467 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα φορτίων $e_m=M_{md}/N_{md}+e_{hm}+e_a=0.00484+0.00000+0.00467= 0.00950 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.7)
 Η λυγηρότητα είναι $3.28 \leq 15$, εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k=0$ (EC6 §6.1.2.2(2))
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο $e_m=e_m+e_k=0.00950+0.00000= 0.00950 \text{ m}$ (EC6, εξ.6.7)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_m=0.05t=0.05 \times 0.64= 0.03200 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2 εξ.6.6)
 Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο $\Phi_m=(1-2e_m/t) \cdot \text{Exp}(-u^2/2)= 0.90$ (EC 6 Παραρτ. Γ)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd}=\Phi_m \cdot t \cdot f_k/\gamma_M=1000 \times 0.90 \times 0.64 \times 4.67/2.20=1220.4 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 $N_{ed}= 128.9 \leq 1220.4=N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Έλεγχος αντοχής στη βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_{id}=(1.35 \times 1305.0 + 1.50 \times 64.8)/11.00=169.00 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{ed0}=0.001 \times 169.00/0.64=0.264 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_{id}/N_{id}=0.03052 \times 102.2/169.0= 0.01845 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he}= 0.00000 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i=h_{ef}/450=2.10/450= 0.00467 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα στην βάση $e_e=M_{id}/N_{id}+e_{he}+e_i=0.01845+0.00000+0.00467= 0.02312 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e=0.05t=0.05 \times 0.64= 0.03200 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
 Μειωτικός συντελεστής στην βάση $\Phi_i=1-2e_e/t=1-2 \times 0.02312/0.64= 0.90$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd}=\Phi_i \cdot t \cdot f_k/\gamma_M=1000 \times 0.90 \times 0.64 \times 4.67/2.20=1222.7 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 Κατακόρυφη θλιπτική τάση από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma_n= -0.290 \text{ N/mm}^2$
 Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{ed}=1000 \times 0.64 \times 0.290= 185.5 \text{ kN/m}$
 $N_{ed}= 185.5 \leq 1222.7=N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος σε κατακόρυφο φορτίο, φόρτιση 1.00xg+0.30xq+Σεισμός (EC6, §6.1)Ελεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_{id}=(1.00 \times 760.5 + 0.30 \times 64.8) / 11.00 = 70.90 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{ed0} = 0.001 \times 70.90 / 0.64 = 0.111 \text{ N/mm}^2$
 Γίνεται μείωση της εκκεντρότητας κατά $(1-k/4) = 1.00$ (EC6 Παραρτ. Γ(3))
 Καμπτική ροπή σχεδιασμού στην κορυφή $M_{id} = 1.84 \text{ kNm/m}$ (EC6 Παρ. Γ.1)
 Εκκεντρότητα $M_{id}/N_{id} = 1.84 / 70.90 = 0.02599 \text{ m} = 0.04 \times (\text{πάχος τοίχου})$ (EC6 Παραρτ. Γ.1)
 Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he} = 0.00037 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef} / 450 = 2.10 / 450 = 0.00467 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα στην κορυφή $e_e = M_{id}/N_{id} + e_{he} + e_i = 0.02599 + 0.00037 + 0.00467 = 0.03103 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e = 0.05t = 0.05 \times 0.64 = 0.03200 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
 Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή $\Phi_i = 1 - 2e_e/t = 1 - 2 \times 0.03200 / 0.64 = 0.90$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.64 \times 4.67 / 1.50 = 1793.3 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 $N_{ed} = 70.9 \leq 1793.3 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_{md}=(1.00 \times 978.3 + 0.30 \times 64.8) / 11.00 = 90.70 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{ed0} = 0.001 \times 90.70 / 0.64 = 0.142 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στο μεσαίο πέμπτο $M_{md}/N_{md} = 0.20 \times 0.02599 \times 70.9 / 90.7 = 0.00406 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00019 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_a = h_{ef} / 450 = 2.10 / 450 = 0.00467 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα φορτίων $e_m = M_{md}/N_{md} + e_{hm} + e_a = 0.00406 + 0.00019 + 0.00467 = 0.00892 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.7)
 Η λυγηρότητα είναι $3.28 \leq 15$, εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$ (EC6 §6.1.2.2(2))
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο $e_m + e_k = 0.00892 + 0.00000 = 0.00892 \text{ m}$ (EC6, εξ.6.7)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_m = 0.05t = 0.05 \times 0.64 = 0.03200 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2 εξ.6.6)
 Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο $\Phi_m = (1 - 2e_m/t) \text{Exp}(-u^2/2) = 0.90$ (EC 6 Παραρτ. Γ)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.64 \times 4.67 / 1.50 = 1790.0 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 $N_{ed} = 90.7 \leq 1790.0 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στη βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_{id}=(1.00 \times 1305.0 + 0.30 \times 64.8) / 11.00 = 120.40 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{ed0} = 0.001 \times 120.40 / 0.64 = 0.188 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_{id}/N_{id} = 0.02599 \times 70.9 / 120.4 = 0.01531 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he} = 0.00037 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef} / 450 = 2.10 / 450 = 0.00467 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα στην βάση $e_e = M_{id}/N_{id} + e_{he} + e_i = 0.01531 + 0.00037 + 0.00467 = 0.02035 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e = 0.05t = 0.05 \times 0.64 = 0.03200 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
 Μειωτικός συντελεστής στην βάση $\Phi_i = 1 - 2e_e/t = 1 - 2 \times 0.02035 / 0.64 = 0.90$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.64 \times 4.67 / 1.50 = 1793.3 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 Κατακόρυφη θλιπτική τάση από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma_n = -0.493 \text{ N/mm}^2$
 Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{ed} = 1000 \times 0.64 \times 0.493 = 315.4 \text{ kN/m}$
 $N_{ed} = 315.4 \leq 1793.3 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος σε διάτμηση, φόρτιση 1.00xg+0.30xq+Σεισμός (EC6, §6.2)

$V_{ed} = 1019.0 \text{ kN}$, $\tau_{\max} = 0.193 \text{ N/mm}^2$, $\sigma_d = 0.200 \text{ N/mm}^2$, $L_c = 8.25 \text{ m}$, διαζωματική τοιχ. $L_c = L = 11.00 \text{ m}$ §6.9.2(2)
 Χαρακτηριστική διατμητική αντοχή $f_{vk} = f_{vko} + 0.4 \times (L_c/L) \times f_{td}$ (EC6 §3.6.2)
 $f_{vk} = 0.990 + 0.40 \times (8.25/11.00) \times 0.200 = 1.050 \text{ N/mm}^2$, $\max f_{vk} = 1.000 \text{ N/mm}^2$, $f_{vk} = 1.000 \text{ N/mm}^2$ (EC6 εξ.3.5)
 Τιμή σχεδιασμού αντοχής έναντι τέμνουσας $V_{rd} = f_{vk} \cdot t \cdot L / \gamma_M$ (EC6 §6.2, εξ.6.13)
 $V_{rd} = 1000 \times 1.000 \times 0.64 \times 11.00 / 1.50 = 4693.3 \text{ kN}$
 $V_{ed} = 1019.0 \text{ kN} \leq 4693.3 \text{ kN} = V_{rd}$. (EC6 §6.2)
 Ικανοποιείται ο έλεγχος τέμνουσας σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Περιοχές με συγκεντρωμένα φορτία (EC6, §6.1.3)

Από τη επίλυση πεπερασμένων στοιχείων προκύπτουν στις θέσεις έδρασης δοκών οι μέγιστες θλιπτικές τάσεις. Καθώς στο πάνω μέρος του τοίχου υπάρχει σενάζι ελέγχουμε τις τάσεις σε χαμηλότερη σειρά πεπερασμένων στοιχείων.
 Μέγιστη θλιπτική τάση στην περιοχή συγκεντρωμένων φορτίων $\sigma_{d\max} = 0.338 \text{ N/mm}^2$
 Η μέγιστη αυτή τάση 0.338 N/mm^2 είναι $\leq f_k / \gamma_M = 4.670 / 2.2 = 2.123 \text{ N/mm}^2$
 άρα ικανοποιείται ο έλεγχος αντοχής σύμφωνα με EC6 §6.1.3.εξ.(6.9)

Σενάζ οπλισμένου σκυροδέματος (Εθν. Κείμ. εφαρμογής, EC6 §6.1.3.(7), §8.2, EC8 §9.5.3).

Στο πάνω μέρος του τοίχου και στο ύψος των υπερθύρων τυχόν μικρές εφελκυστικές τάσεις παραλαμβάνονται από σενάζ οπλισμένου σκυροδέματος 64x20 [πλάτος x ύψος cm] με ελάχιστο οπλισμό 4Φ16 (συνδ. Φ8/15) που ικανοποιεί τα ελάχιστα όρια του κανονισμού.

Έλεγχος σε οριζόντια εκτός επιπέδου τοίχου φορτία λόγω σεισμού (EC6, §3.6.3, §6.3)

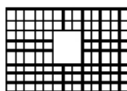
Προσεγγιστική σχετική οριζόντια μετατόπιση ορόφου = 0.374 mm
 Οριζόντια μετατόπιση λόγω παραμόρφωσης οριζοντίου διαφράγματος= 0.000 mm
 Καμπτική ροπή σχεδιασμού $Med = \delta \cdot E \cdot bt^3 / (4H^2)$, $Med = (1000) \times 0.374 \times 7.73 \times 0.640^3 / (4 \times 3.00^2) = 21.07 \text{ kNm/m}$
 $f_{xk1} = 0.10 \text{ N/mm}^2$, $f_{xd1} = 0.10 / 2.20 = 0.045 \text{ N/mm}^2$
 $\sigma_d = 0.001 \times 1305.0 / (0.64 \times 11.00) \leq 0.2 f_d = 0.2 \times 4.67 / 2.20$, $\sigma_d = 0.185 \text{ N/mm}^2$ (EC6, (6.16))
 Ροπή καμπτικής αντοχής $M_{rd} = (f_{xd1} + \sigma_d) t^2 / 6 = (0.045 + 0.185) \times 0.640^2 / 6 = 15.70 \text{ kNm/m}$ (EC6, (6.15))
Med = 21.07 kNm > 15.70 kNm = M_{rd} , ο έλεγχος ΔΕΝ ικανοποιείται

Έλεγχος σε οριζόντια εκτός επιπέδου τοίχου φορτία λόγω ανέμου (EC6, §6.3, Annex E)

Φορτίο ανέμου $W_{ed} = G_k + 1.50 W$, $W_i = C_{pe} \times 1.25 = 0.80 \times 1.25 = 1.00 \text{ kN/m}^2$, $1.50 W = 1.50 \times 1.00 = 1.50 \text{ kN/m}^2$
 $H/L = 3.00 / 11.00 = 0.27$, $\mu = f_{xk1} / f_{xk2} = 1$, $\alpha_1 = \mu \alpha_2$, $\alpha_2 = 0.008$ (Annex E, Tab E)
 Καμπτική ροπή σχεδιασμού $Med = \alpha_1 \cdot W_{ed} \cdot L^2$, $Med = 0.008 \times 1.50 \times 11.00^2 = 1.45 \text{ kNm/m}$
Med = 1.45 kNm < 15.70 kNm = M_{rd} , ο έλεγχος ικανοποιείται

Ισόγειο

T2



Διαστάσεις μήκος=5.00m, ύψος=3.00m, πάχος=0.64m
 Λιθοδομή 50 cm με μανδύα
 Δομικό σύστημα : Διαζωματική τοιχοποιία (Ευρωκ.8, §9.3.T.9.1)
 Κατηγορία κατασκευής : 2 (EC6, §2.4.3, Παρ. Α)
 Κατηγορία ελέγχου παραγωγής λιθοσωμάτων : II (EC6 §3.1.1)
 Θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας: $f_{k1} = 4.67 \text{ N/mm}^2$ (EC6 §3.6.1.2)
 Διατμητική αντοχή τοιχοποιίας: $f_{vko} = 0.99 \text{ N/mm}^2$ (EC6 §3.6.2)

Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού: $\gamma_M = 2.20$ (EC6, §2.4.3)
 Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού με σεισμό: $\gamma_M = (2/3) \times 2.20 (>= 1.50) = 1.50$ (Ευρωκ-8, §9.6(3))
 Μήκος λυγισμού τοίχου $h_{ef} = \rho x h = 0.75 \times 2.80 = 2.10 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.2)
 Λυγηρότητα $\lambda = h_{ef} / t_{ef} = 2.10 / 0.64 = 3.28 \leq 27$ εντάξει (EC6, §5.5.1.4)

Απαιτήσεις Εθνικού κειμένου εφαρμογής Ευρωκώδικα και Ευρωκώδικα 8 §9.3

Διαζωματική τοιχοποιία
 Πάχος τοίχου= 0.640 \geq 0.240 m (εντάξει)
 Λυγηρότητα $\lambda = 3.28 \leq 15$ (εντάξει)
 L/h πεσσών: $1.92 / 1.20 = 1.60 > 0.33$, $1.88 / 1.20 = 1.57 > 0.33$ δεκτό

Έλεγχος σε κατακόρυφο φορτίο, φόρτιση 1.35xg+1.50xq (EC6, §6.1)

Έλεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου
 Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_{id} = (1.35 \times 291.1 + 1.50 \times 19.6) / 5.00 = 84.48 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{ed0} = 0.001 \times 84.48 / 0.64 = 0.132 \text{ N/mm}^2$
 Γίνεται μείωση της εκκεντρότητας κατά $(1 - k/4) = 1.00$ (EC6 Παραρτ. Γ(3))
 Καμπτική ροπή σχεδιασμού στην κορυφή $M_{id} = 6.66 \text{ kNm/m}$ (EC6 Παρ. Γ.1)
 Εκκεντρότητα $M_{id} / N_{id} = 6.66 / 84.48 = 0.07886 \text{ m} = 0.12 \times (\text{πάχος τοίχου})$ (EC6 Παραρτ. Γ.1)
 Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he} = 0.00000 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef} / 450 = 2.10 / 450 = 0.00467 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα στην κορυφή $e_e = M_{id} / N_{id} + e_{he} + e_i = 0.07886 + 0.00000 + 0.00467 = 0.08352 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e = 0.05 t = 0.05 \times 0.64 = 0.03200 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
 Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή $\phi_i = 1 - 2e_e / t = 1 - 2 \times 0.08352 / 0.64 = 0.74$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 0.74 \times 0.64 \times 4.67 / 2.20 = 1005.3 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
N_{ed} = 84.5 < 1005.3 = N_{rd} Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_{md}=(1.35 \times 380.6 + 1.50 \times 19.6) / 3.80 = 142.94 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{edo} = 0.001 \times 142.94 / 0.64 = 0.223 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στο μεσαίο πέμπτο $M_{md}/N_{md} = 0.20 \times 0.07886 \times 84.5 / 142.9 = 0.00932 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00000 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_a = h_{ef} / 450 = 2.10 / 450 = 0.00467 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα φορτίων $e_m = M_{md}/N_{md} + e_{hm} + e_a = 0.00932 + 0.00000 + 0.00467 = 0.01399 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.7)
 Η λυγηρότητα είναι $3.28 \leq 15$, εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$ (EC6 §6.1.2.2(2))
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο $e_m = e_m + e_k = 0.01399 + 0.00000 = 0.01399 \text{ m}$ (EC6, εξ.6.7)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_m = 0.05t = 0.05 \times 0.64 = 0.03200 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2 εξ.6.6)
 Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο $\Phi_m = (1 - 2e_m/t) \text{Exp}(-u^2/2) = 0.90$ (EC 6 Παραρτ. G)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.64 \times 4.67 / 2.20 = 1220.4 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 $N_{ed} = 142.9 \leq 1220.4 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στη βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_{id}=(1.35 \times 514.8 + 1.50 \times 19.6) / 5.00 = 144.88 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{edo} = 0.001 \times 144.88 / 0.64 = 0.226 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_{id}/N_{id} = 0.07886 \times 84.5 / 144.9 = 0.04598 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he} = 0.00000 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef} / 450 = 2.10 / 450 = 0.00467 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα στην βάση $e_e = M_{id}/N_{id} + e_{he} + e_i = 0.04598 + 0.00000 + 0.00467 = 0.05065 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e = 0.05t = 0.05 \times 0.64 = 0.03200 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
 Μειωτικός συντελεστής στην βάση $\Phi_i = 1 - 2e_e/t = 1 - 2 \times 0.05065 / 0.64 = 0.84$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.84 \times 0.64 \times 4.67 / 2.20 = 1141.2 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 Κατακόρυφη θλιπτική τάση από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma_n = -0.319 \text{ N/mm}^2$
 Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{ed} = 1000 \times 0.64 \times 0.319 = 204.2 \text{ kN/m}$
 $N_{ed} = 204.2 \leq 1141.2 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος σε κατακόρυφο φορτίο, φόρτιση 1.00xg+0.30xq+Σεισμός (EC6, §6.1)

Ελεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_{id}=(1.00 \times 291.1 + 0.30 \times 19.6) / 5.00 = 59.40 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{edo} = 0.001 \times 59.40 / 0.64 = 0.093 \text{ N/mm}^2$
 Γίνεται μείωση της εκκεντρότητας κατά $(1 - k/4) = 1.00$ (EC6 Παραρτ. Γ(3))
 Καμπτική ροπή σχεδιασμού στην κορυφή $M_{id} = 3.94 \text{ kNm/m}$ (EC6 Παρ. Γ.1)
 Εκκεντρότητα $M_{id}/N_{id} = 3.94 / 59.40 = 0.06627 \text{ m} = 0.10 \times (\text{πάχος τοίχου})$ (EC6 Παραρτ. Γ.1)
 Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he} = 0.00037 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef} / 450 = 2.10 / 450 = 0.00467 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα στην κορυφή $e_e = M_{id}/N_{id} + e_{he} + e_i = 0.06627 + 0.00037 + 0.00467 = 0.07132 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e = 0.05t = 0.05 \times 0.64 = 0.03200 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
 Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή $\Phi_i = 1 - 2e_e/t = 1 - 2 \times 0.07132 / 0.64 = 0.78$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.78 \times 0.64 \times 4.67 / 1.50 = 1554.2 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 $N_{ed} = 59.4 \leq 1554.2 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_{md}=(1.00 \times 380.6 + 0.30 \times 19.6) / 3.80 = 101.70 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{edo} = 0.001 \times 101.70 / 0.64 = 0.159 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στο μεσαίο πέμπτο $M_{md}/N_{md} = 0.20 \times 0.06627 \times 59.4 / 101.7 = 0.00774 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00019 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_a = h_{ef} / 450 = 2.10 / 450 = 0.00467 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα φορτίων $e_m = M_{md}/N_{md} + e_{hm} + e_a = 0.00774 + 0.00019 + 0.00467 = 0.01260 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.7)
 Η λυγηρότητα είναι $3.28 \leq 15$, εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$ (EC6 §6.1.2.2(2))
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο $e_m = e_m + e_k = 0.01260 + 0.00000 = 0.01260 \text{ m}$ (EC6, εξ.6.7)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_m = 0.05t = 0.05 \times 0.64 = 0.03200 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2 εξ.6.6)
 Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο $\Phi_m = (1 - 2e_m/t) \text{Exp}(-u^2/2) = 0.90$ (EC 6 Παραρτ. G)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.64 \times 4.67 / 1.50 = 1790.0 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 $N_{ed} = 101.7 \leq 1790.0 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στη βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_{id}=(1.00 \times 514.8 + 0.30 \times 19.6) / 5.00 = 104.14 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{ed} = 0.001 \times 104.14 / 0.64 = 0.163 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $Mid/N_{id} = 0.06627 \times 59.4 / 104.1 = 0.03780 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he} = 0.00037 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef} / 450 = 2.10 / 450 = 0.00467 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα στην βάση $e_e = Mid/N_{id} + e_{he} + e_i = 0.03780 + 0.00037 + 0.00467 = 0.04284 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e = 0.05t = 0.05 \times 0.64 = 0.03200 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
 Μειωτικός συντελεστής στην βάση $\Phi_i = 1 - 2e_e/t = 1 - 2 \times 0.04284 / 0.64 = 0.87$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.87 \times 0.64 \times 4.67 / 1.50 = 1733.5 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 Κατακόρυφη θλιπτική τάση από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma_n = -0.696 \text{ N/mm}^2$
 Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{ed} = 1000 \times 0.64 \times 0.696 = 445.6 \text{ kN/m}$
 $N_{ed} = 445.6 \leq 1733.5 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος σε διάτμηση, φόρτιση 1.00xg+0.30xq+Σεισμός (EC6, §6.2)

$V_{ed} = 590.6 \text{ kN}$, $\tau_{\max} = 0.407 \text{ N/mm}^2$, $\sigma_d = 0.217 \text{ N/mm}^2$, $L_c = 3.75 \text{ m}$, διαζωματική τοιχ. $L_c = L = 5.00 \text{ m}$ §6.9.2(2)
 Χαρακτηριστική διατμητική αντοχή $f_{vk} = f_{vko} + 0.4x(L_c/L) \times f_{cd}$ (EC6 §3.6.2)
 $f_{vk} = 0.990 + 0.40x(3.75/5.00) \times 0.217 = 1.055 \text{ N/mm}^2$, $\max f_{vk} = 1.000 \text{ N/mm}^2$, $f_{vk} = 1.000 \text{ N/mm}^2$ (EC6 εξ.3.5)
 Τιμή σχεδιασμού αντοχής έναντι τέμνουσας $V_{rd} = f_{vk} \cdot t \cdot L / \gamma_M$ (EC6 §6.2, εξ.6.13)
 $V_{rd} = 1000 \times 1.000 \times 0.64 \times 5.00 / 1.50 = 2133.3 \text{ kN}$
 $V_{ed} = 590.6 \text{ kN} \leq 2133.3 \text{ kN} = V_{rd}$. (EC6 §6.2)
 Ικανοποιείται ο έλεγχος τέμνουσας σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Περιοχές με συγκεντρωμένα φορτία (EC6, §6.1.3)

Από τη επίλυση πεπερασμένων στοιχείων προκύπτουν στις θέσεις έδρασης δοκών οι μέγιστες θλιπτικές τάσεις. Καθώς στο πάνω μέρος του τοίχου υπάρχει σενάζ ελέγχουμε τις τάσεις σε χαμηλότερη σειρά πεπερασμένων στοιχείων.
 Μέγιστη θλιπτική τάση στην περιοχή συγκεντρωμένων φορτίων $\sigma_{sd\max} = 0.326 \text{ N/mm}^2$
 Η μέγιστη αυτή τάση 0.326 N/mm^2 είναι $\leq f_k / \gamma_M = 4.670 / 2.2 = 2.123 \text{ N/mm}^2$
 άρα ικανοποιείται ο έλεγχος αντοχής σύμφωνα με EC6 §6.1.3.εξ.(6.9)

Σενάζ οπλισμένου σκυροδέματος (Εθν. Κείμ. εφαρμογής, EC6 §6.1.3.(7), §8.2, EC8 §9.5.3).

Στο πάνω μέρος του τοίχου και στο ύψος των υπερθύρων τυχόν μικρές εφελκυστικές τάσεις παραλαμβάνονται από σενάζ οπλισμένου σκυροδέματος 64x20 [πλάτος x ύψος cm] με ελάχιστο οπλισμό 4Φ16 (συνδ. Φ8/15) που ικανοποιεί τα ελάχιστα όρια του κανονισμού.

Ελεγχος σε οριζόντια εκτός επιπέδου τοίχου φορτία λόγω σεισμού (EC6, §3.6.3, §6.3)

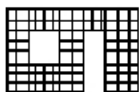
Προσεγγιστική σχετική οριζόντια μετατόπιση ορόφου = 0.259 mm
 Οριζόντια μετατόπιση λόγω παραμόρφωσης οριζοντίου διαφράγματος = 0.000 mm
 Καμπτική ροπή σχεδιασμού $M_{ed} = \delta \cdot E \cdot b t^3 / (4H^2)$, $M_{ed} = (1000) \times 0.259 \times 7.73 \times 0.640^3 / (4 \times 3.00^2) = 14.58 \text{ kNm/m}$
 $f_{xk1} = 0.10 \text{ N/mm}^2$, $f_{xd1} = 0.10 / 2.20 = 0.045 \text{ N/mm}^2$
 $\sigma_d = 0.001 \times 514.8 / (0.64 \times 5.00) \leq 0.2 f_d = 0.2 \times 4.67 / 2.20$, $\sigma_d = 0.161 \text{ N/mm}^2$ (EC6, (6.16)
 Ροπή καμπτικής αντοχής $M_{rd} = (f_{xd1} + \sigma_d) t^2 / 6 = (0.045 + 0.161) \times 0.640^2 / 6 = 14.06 \text{ kNm/m}$ (EC6, (6.15)
 $M_{ed} = 14.58 \text{ kNm} > 14.06 \text{ kNm} = M_{rd}$, ο έλεγχος ΔΕΝ ικανοποιείται

Ελεγχος σε οριζόντια εκτός επιπέδου τοίχου φορτία λόγω ανέμου (EC6, §6.3, Annex E)

Φορτίο ανέμου $W_{ed} = G_k + 1.50W$, $W = C_{pe} x 1.25 = 0.80 \times 1.25 = 1.00 \text{ kN/m}^2$, $1.50W = 1.50 \times 1.00 = 1.50 \text{ kN/m}^2$
 $H/L = 3.00 / 5.00 = 0.60$, $\mu = f_{xk1} / f_{xk2} = 1$, $\alpha_1 = \mu \alpha_2$, $\alpha_2 = 0.024$ (Annex E, Tab E)
 Καμπτική ροπή σχεδιασμού $M_{ed} = \alpha_1 \cdot W_{ed} \cdot L^2$, $M_{ed} = 0.024 \times 1.50 \times 5.00^2 = 0.90 \text{ kNm/m}$
 $M_{ed} = 0.90 \text{ kNm} \leq 14.06 \text{ kNm} = M_{rd}$, ο έλεγχος ικανοποιείται

Ισόγειο

T3



Διαστάσεις μήκος=5.30m, ύψος=3.00m, πάχος=0.64m

Λιθοδομή 50 cm με μανδύα

Δομικό σύστημα : Διαζωματική τοιχοποιία (Ευρωκ.8, §9.3,Τ.9.1)

Κατηγορία κατασκευής :2 (EC6, §2.4.3, Παρ. Α)

Κατηγορία ελέγχου παραγωγής λιθοσωμάτων :II (EC6 §3.1.1)

Θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας: $f_k=4.67 \text{ N/mm}^2$ (EC6 §3.6.1.2)

Διατμητική αντοχή τοιχοποιίας: $f_{vko}= 0.99 \text{ N/mm}^2$ (EC6 §3.6.2)

Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού: $\gamma_M=2.20$ (EC6, §2.4.3)

Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού με σεισμό: $\gamma_M=(2/3)\times 2.20 (>=1.50)=1.50$ (Ευρωκ-8, §9.6(3))

Μήκος λυγισμού τοίχου $hef=r_xh= 0.75\times 2.80= 2.10 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.2)

Λυγηρότητα $\lambda=hef/tef=2.10/0.64= 3.28\leq 27$ εντάξει (EC6, §5.5.1.4)

Απαιτήσεις Εθνικού κειμένου εφαρμογής Ευρωκώδικα και Ευρωκώδικα 8 §9.3

Διαζωματική τοιχοποιία

Πάχος τοίχου= 0.640 $\geq 0.240 \text{ m}$ (εντάξει)

Λυγηρότητα $\lambda= 3.28\leq 15$ (εντάξει)

L/h πεσσών: $0.91/2.20=0.41>0.33$, $0.99/2.20=0.45>0.33$, $1.30/2.20=0.59>0.33$ δεκτό

Έλεγχος σε κατακόρυφο φορτίο, φόρτιση 1.35xg+1.50xq (EC6, §6.1)

Έλεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_{id}=(1.35\times 377.6+1.50\times 40.3)/5.30=107.59\text{kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{ed0}=0.001\times 107.59/0.64=0.168\text{N/mm}^2$

Γίνεται μείωση της εκκεντρότητας κατά $(1-k/4)=1.00$ (EC6 Παραρτ. Γ(3))

Καμπτική ροπή σχεδιασμού στην κορυφή $M_{id}= 3.12 \text{ kNm/m}$ (EC6 Παρ. Γ.1)

Εκκεντρότητα $M_{id}/N_{id}= 3.12/107.59= 0.02898 \text{ m} = 0.05\times(\text{πάχος τοίχου})$ (EC6 Παραρτ. Γ.1)

Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he}= 0.00000\text{m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i=hef/450=2.10/450= 0.00467\text{m}$ (EC6, §5.5.1.1)

Εκκεντρότητα στην κορυφή $e_e=M_{id}/N_{id}+e_{he}+e_i=0.02898+0.00000+0.00467= 0.03365\text{m}$ (EC6 εξ.6.5)

Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e=0.05t=0.05\times 0.64= 0.03200\text{m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)

Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή $\Phi_i=1-2e_e/t=1-2\times 0.03365/0.64= 0.89$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd}=\Phi_i.t.f_k/\gamma_M=1000\times 0.89\times 0.64\times 4.67/2.20=1209.1\text{kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)

$N_{ed}= 107.6 \leq 1209.1=N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Έλεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_{md}=(1.35\times 460.0+1.50\times 40.3)/3.20=212.94\text{kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{ed0}=0.001\times 212.94/0.64=0.333\text{N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου στο μεσαίο πέμπτο $M_{md}/N_{md}=0.20\times 0.02898\times 107.6/212.9=0.00293 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm}= 0.00000\text{m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα $e_a=hef/450=2.10/450= 0.00467\text{m}$ (EC6, §5.5.1.1)

Εκκεντρότητα φορτίων $e_m=M_{md}/N_{md}+e_{hm}+e_a=0.00293+0.00000+0.00467= 0.00760\text{m}$ (EC6 εξ.6.7)

Η λυγηρότητα είναι $3.28\leq 15$, εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k=0$ (EC6 §6.1.2.2(2))

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο $e_m=e_m+e_k=0.00760+0.00000= 0.00760 \text{ m}$ (EC6, εξ.6.7)

Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_m=0.05t=0.05\times 0.64= 0.03200\text{m}$ (EC6 §6.1.2.2 εξ.6.6)

Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο $\Phi_m=(1-2e_m/t)\text{Exp}(-u^2/2)= 0.90$ (EC 6 Παραρτ. Γ)

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd}=\Phi_m.t.f_k/\gamma_M=1000\times 0.90\times 0.64\times 4.67/2.20=1220.4\text{kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)

$N_{ed}= 212.9 \leq 1220.4=N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Έλεγχος αντοχής στη βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_{id}=(1.35\times 583.5+1.50\times 40.3)/4.40=192.77\text{kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{ed0}=0.001\times 192.77/0.64=0.301\text{N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_{id}/N_{id}=0.02898\times 107.6/192.8= 0.01618 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he}= 0.00000\text{m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i=hef/450=2.10/450= 0.00467\text{m}$ (EC6, §5.5.1.1)

Εκκεντρότητα στην βάση $e_e=M_{id}/N_{id}+e_{he}+e_i=0.01618+0.00000+0.00467= 0.02084\text{m}$ (EC6 εξ.6.5)

Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e=0.05t=0.05\times 0.64= 0.03200\text{m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)

Μειωτικός συντελεστής στην βάση $\Phi_i=1-2e_e/t=1-2\times 0.02084/0.64= 0.90$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd}=\Phi_i.t.f_k/\gamma_M=1000\times 0.90\times 0.64\times 4.67/2.20=1222.7\text{kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)

Κατακόρυφη θλιπτική τάση από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\max\sigma_n= -0.438\text{N/mm}^2$

Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{ed}=1000\times 0.64\times 0.438= 280.2 \text{ kN/m}$

$N_{ed}= 280.2 \leq 1222.7=N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος σε κατακόρυφο φορτίο, φόρτιση 1.00xg+0.30xq+Σεισμός (EC6, §6.1)Ελεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_{id}=(1.00 \times 377.6 + 0.30 \times 40.3) / 5.30 = 73.53 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{ed} = 0.001 \times 73.53 / 0.64 = 0.115 \text{ N/mm}^2$
 Γίνεται μείωση της εκκεντρότητας κατά $(1-k/4) = 1.00$ (EC6 Παραρτ. Γ(3))
 Καμπτική ροπή σχεδιασμού στην κορυφή $M_{id} = 1.84 \text{ kNm/m}$ (EC6 Παρ. Γ.1)
 Εκκεντρότητα $M_{id}/N_{id} = 1.84 / 73.53 = 0.02506 \text{ m} = 0.04 \times (\text{πάχος τοίχου})$ (EC6 Παραρτ. Γ.1)
 Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he} = 0.00037 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef} / 450 = 2.10 / 450 = 0.00467 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα στην κορυφή $e_e = M_{id}/N_{id} + e_{he} + e_i = 0.02506 + 0.00037 + 0.00467 = 0.03010 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e = 0.05t = 0.05 \times 0.64 = 0.03200 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
 Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή $\Phi_i = 1 - 2e_e/t = 1 - 2 \times 0.03200 / 0.64 = 0.90$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.64 \times 4.67 / 1.50 = 1793.3 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 $N_{ed} = 73.5 \leq 1793.3 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_{md}=(1.00 \times 460.0 + 0.30 \times 40.3) / 3.20 = 147.52 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{ed} = 0.001 \times 147.52 / 0.64 = 0.230 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στο μεσαίο πέμπτο $M_{md}/N_{md} = 0.20 \times 0.02506 \times 73.5 / 147.5 = 0.00250 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00019 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_a = h_{ef} / 450 = 2.10 / 450 = 0.00467 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα φορτίων $e_m = M_{md}/N_{md} + e_{hm} + e_a = 0.00250 + 0.00019 + 0.00467 = 0.00735 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.7)
 Η λυγηρότητα είναι $3.28 \leq 15$, εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$ (EC6 §6.1.2.2(2))
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο $e_m = e_m + e_k = 0.00735 + 0.00000 = 0.00735 \text{ m}$ (EC6, εξ.6.7)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_m = 0.05t = 0.05 \times 0.64 = 0.03200 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2 εξ.6.6)
 Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο $\Phi_m = (1 - 2e_m/t) \cdot \text{Exp}(-u^2/2) = 0.90$ (EC 6 Παραρτ. Γ)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.64 \times 4.67 / 1.50 = 1790.0 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 $N_{ed} = 147.5 \leq 1790.0 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στη βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_{id}=(1.00 \times 583.5 + 0.30 \times 40.3) / 4.40 = 135.36 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{ed} = 0.001 \times 135.36 / 0.64 = 0.212 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_{id}/N_{id} = 0.02506 \times 73.5 / 135.4 = 0.01361 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he} = 0.00037 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef} / 450 = 2.10 / 450 = 0.00467 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα στην βάση $e_e = M_{id}/N_{id} + e_{he} + e_i = 0.01361 + 0.00037 + 0.00467 = 0.01866 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e = 0.05t = 0.05 \times 0.64 = 0.03200 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
 Μειωτικός συντελεστής στην βάση $\Phi_i = 1 - 2e_e/t = 1 - 2 \times 0.03200 / 0.64 = 0.90$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.64 \times 4.67 / 1.50 = 1793.3 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 Κατακόρυφη θλιπτική τάση από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma_n = -0.464 \text{ N/mm}^2$
 Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{ed} = 1000 \times 0.64 \times 0.464 = 297.1 \text{ kN/m}$
 $N_{ed} = 297.1 \leq 1793.3 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος σε διάτμηση, φόρτιση 1.00xg+0.30xq+Σεισμός (EC6, §6.2)

$V_{ed} = 216.8 \text{ kN}$, $\tau_{\max} = 0.230 \text{ N/mm}^2$, $\sigma_d = 0.291 \text{ N/mm}^2$, $L_c = 3.20 \text{ m}$, διαζωματική τοιχ. $L_c = L = 5.30 \text{ m}$ §6.9.2(2)
 Χαρακτηριστική διατμητική αντοχή $f_{vk} = f_{vko} + 0.4 \times (L_c/L) \times f_{td}$ (EC6 §3.6.2)
 $f_{vk} = 0.990 + 0.40 \times (3.20/5.30) \times 0.291 = 1.060 \text{ N/mm}^2$, $\max f_{vk} = 1.000 \text{ N/mm}^2$, $f_{vk} = 1.000 \text{ N/mm}^2$ (EC6 εξ.3.5)
 Τιμή σχεδιασμού αντοχής έναντι τέμνουσας $V_{rd} = f_{vk} \cdot t \cdot L / \gamma_M$ (EC6 §6.2, εξ.6.13)
 $V_{rd} = 1000 \times 1.000 \times 0.64 \times 5.30 / 1.50 = 2261.3 \text{ kN}$
 $V_{ed} = 216.8 \text{ kN} \leq 2261.3 \text{ kN} = V_{rd}$. (EC6 §6.2)

Ικανοποιείται ο έλεγχος τέμνουσας σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Περιοχές με συγκεντρωμένα φορτία (EC6, §6.1.3)

Από τη επίλυση πεπερασμένων στοιχείων προκύπτουν στις θέσεις έδρασης δοκών οι μέγιστες θλιπτικές τάσεις. Καθώς στο πάνω μέρος του τοίχου υπάρχει σενάζι ελέγχουμε τις τάσεις σε χαμηλότερη σειρά πεπερασμένων στοιχείων.
 Μέγιστη θλιπτική τάση στην περιοχή συγκεντρωμένων φορτίων $\sigma_{sd\max} = 0.487 \text{ N/mm}^2$
 Η μέγιστη αυτή τάση 0.487 N/mm^2 είναι $\leq f_k / \gamma_M = 4.670 / 2.2 = 2.123 \text{ N/mm}^2$
 άρα ικανοποιείται ο έλεγχος αντοχής σύμφωνα με EC6 §6.1.3.εξ.(6.9)

Σενάζ οπλισμένου σκυροδέματος (Εθν. Κείμ. εφαρμογής, EC6 §6.1.3.(7), §8.2, EC8 §9.5.3).

Στο πάνω μέρος του τοίχου και στο ύψος των υπερθύρων τυχόν μικρές εφελκυστικές τάσεις παραλαμβάνονται από σενάζ οπλισμένου σκυροδέματος 64x20 [πλάτος x ύψος cm] με ελάχιστο οπλισμό 4Φ16 (συνδ. Φ8/15) που ικανοποιεί τα ελάχιστα όρια του κανονισμού.

Ελεγχος σε οριζόντια εκτός επιπέδου τοίχου φορτία λόγω σεισμού (EC6, §3.6.3, §6.3)

Προσεγγιστική σχετική οριζόντια μετατόπιση ορόφου = 0.374 mm

Οριζόντια μετατόπιση λόγω παραμόρφωσης οριζοντίου διαφράγματος= 0.000 mm

Καμπτική ροπή σχεδιασμού $M_{ed} = \delta \cdot E \cdot b t^3 / (4H^2)$, $M_{ed} = (1000) \times 0.374 \times 7.73 \times 0.640^3 / (4 \times 3.00^2) = 21.07 \text{ kNm/m}$
 $f_{xk1} = 0.10 \text{ N/mm}^2$, $f_{xd1} = 0.10 / 2.20 = 0.045 \text{ N/mm}^2$

$\sigma_d = 0.001 \times 583.5 / (0.64 \times 5.30) \leq 0.2 f_d = 0.2 \times 4.67 / 2.20$, $\sigma_d = 0.172 \text{ N/mm}^2$ (EC6, (6.16))

Ροπή καμπτικής αντοχής $M_{rd} = (f_{xd1} + \sigma_d) t^2 / 6 = (1000) \times (0.045 + 0.172) \times 0.640^2 / 6 = 14.81 \text{ kNm/m}$ (EC6, (6.15))

$M_{ed} = 21.07 \text{ kNm} > 14.81 \text{ kNm} = M_{rd}$, ο έλεγχος ΔΕΝ ικανοποιείται

Ελεγχος σε οριζόντια εκτός επιπέδου τοίχου φορτία λόγω ανέμου (EC6, §6.3, Annex E)

Φορτίο ανέμου $W_{ed} = G_k + 1.50 W$, $W_i = C_{pe} x 1.25 = 0.80 \times 1.25 = 1.00 \text{ kN/m}^2$, $1.50 W = 1.50 \times 1.00 = 1.50 \text{ kN/m}^2$

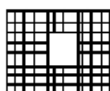
$H/L = 3.00 / 5.30 = 0.57$, $\mu = f_{xk1} / f_{xk2} = 1$, $\alpha_1 = \mu \alpha_2$, $\alpha_2 = 0.024$ (Annex E, Tab E)

Καμπτική ροπή σχεδιασμού $M_{ed} = \alpha_1 \cdot W_{ed} \cdot L^2$, $M_{ed} = 0.024 \times 1.50 \times 5.30^2 = 1.01 \text{ kNm/m}$

$M_{ed} = 1.01 \text{ kNm} \leq 14.81 \text{ kNm} = M_{rd}$, ο έλεγχος ικανοποιείται

Ισόγειο

T4



Διαστάσεις μήκος=4.30m, ύψος=3.00m, πάχος=0.64m

Λιθοδομή 50 cm με μανδύα

Δομικό σύστημα : Διαζωματική τοιχοποιία (Ευρωκ.8, §9.3.T.9.1)

Κατηγορία κατασκευής : 2 (EC6, §2.4.3, Παρ. Α)

Κατηγορία ελέγχου παραγωγής λιθοσωμάτων : II (EC6 §3.1.1)

Θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας: $f_{k1} = 4.67 \text{ N/mm}^2$ (EC6 §3.6.1.2)

Διατμητική αντοχή τοιχοποιίας: $f_{vko} = 0.99 \text{ N/mm}^2$ (EC6 §3.6.2)

Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού: $\gamma_M = 2.20$ (EC6, §2.4.3)

Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού με σεισμό: $\gamma_M = (2/3) \times 2.20 (\geq 1.50) = 1.50$ (Ευρωκ-8, §9.6(3))

Μήκος λυγισμού τοίχου $h_{ef} = \rho x h = 0.75 \times 2.80 = 2.10 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.2)

Λυγηρότητα $\lambda = h_{ef} / t_{ef} = 2.10 / 0.64 = 3.28 \leq 27$ εντάξει (EC6, §5.5.1.4)

Απαιτήσεις Εθνικού κειμένου εφαρμογής Ευρωκώδικα και Ευρωκώδικα 8 §9.3

Διαζωματική τοιχοποιία

Πάχος τοίχου= 0.640 $\geq 0.240 \text{ m}$ (εντάξει)

Λυγηρότητα $\lambda = 3.28 \leq 15$ (εντάξει)

L/h πεσσών: $1.73 / 1.20 = 1.44 > 0.33$, $1.37 / 1.20 = 1.14 > 0.33$ δεκτό

Ελεγχος σε κατακόρυφο φορτίο, φόρτιση 1.35xg+1.50xq (EC6, §6.1)

Ελεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_{id} = (1.35 \times 346.2 + 1.50 \times 36.6) / 4.30 = 121.46 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{ed0} = 0.001 \times 121.46 / 0.64 = 0.190 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου ή στέγης στην κορυφή $M_{id} / N_{id} = 0$

Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he} = 0.00000 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef} / 450 = 2.10 / 450 = 0.00467 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)

Εκκεντρότητα στην κορυφή $e_e = M_{id} / N_{id} + e_{he} + e_i = 0.00000 + 0.00000 + 0.00467 = 0.00467 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)

Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e = 0.05 t = 0.05 \times 0.64 = 0.03200 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)

Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή $\phi_i = 1 - 2e_e / t = 1 - 2 \times 0.03200 / 0.64 = 0.90$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.64 \times 4.67 / 2.20 = 1222.7 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)

$N_{ed} = 121.5 \leq 1222.7 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_{md}=(1.35 \times 421.8 + 1.50 \times 36.6) / 3.10 = 201.41 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{edo} = 0.001 \times 201.41 / 0.64 = 0.315 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στο μεσαίο πέμπτο $M_{md}/N_{md} = 0.20 \times 0.00000 \times 121.5 / 201.4 = 0.00000 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00000 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_a = h_{ef} / 450 = 2.10 / 450 = 0.00467 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα φορτίων $e_m = M_{md}/N_{md} + e_{hm} + e_a = 0.00000 + 0.00000 + 0.00467 = 0.00467 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.7)
 Η λυγηρότητα είναι $3.28 \leq 15$, εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$ (EC6 §6.1.2.2(2))
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο $e_m = e_m + e_k = 0.00467 + 0.00000 = 0.00467 \text{ m}$ (EC6, εξ.6.7)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_m = 0.05t = 0.05 \times 0.64 = 0.03200 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2 εξ.6.6)
 Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο $\Phi_m = (1 - 2e_m/t) \text{Exp}(-u^2/2) = 0.90$ (EC 6 Παραρτ. G)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.64 \times 4.67 / 2.20 = 1220.4 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 $N_{ed} = 201.4 \leq 1220.4 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στη βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_{id}=(1.35 \times 535.3 + 1.50 \times 36.6) / 4.30 = 180.83 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{edo} = 0.001 \times 180.83 / 0.64 = 0.283 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_{id}/N_{id} = 0.00000 \times 121.5 / 180.8 = 0.00000 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he} = 0.00000 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef} / 450 = 2.10 / 450 = 0.00467 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα στην βάση $e_e = M_{id}/N_{id} + e_{he} + e_i = 0.00000 + 0.00000 + 0.00467 = 0.00467 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e = 0.05t = 0.05 \times 0.64 = 0.03200 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
 Μειωτικός συντελεστής στην βάση $\Phi_i = 1 - 2e_e/t = 1 - 2 \times 0.03200 / 0.64 = 0.90$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.64 \times 4.67 / 2.20 = 1222.7 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 Κατακόρυφη θλιπτική τάση από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma_n = -0.409 \text{ N/mm}^2$
 Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{ed} = 1000 \times 0.64 \times 0.409 = 261.8 \text{ kN/m}$
 $N_{ed} = 261.8 \leq 1222.7 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος σε κατακόρυφο φορτίο, φόρτιση 1.00xg+0.30xq+Σεισμός (EC6, §6.1)

Ελεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_{id}=(1.00 \times 346.2 + 0.30 \times 36.6) / 4.30 = 83.07 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{edo} = 0.001 \times 83.07 / 0.64 = 0.130 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου ή στέγης στην κορυφή $M_{id}/N_{id} = 0$
 Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he} = 0.00037 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef} / 450 = 2.10 / 450 = 0.00467 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα στην κορυφή $e_e = M_{id}/N_{id} + e_{he} + e_i = 0.00000 + 0.00037 + 0.00467 = 0.00504 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e = 0.05t = 0.05 \times 0.64 = 0.03200 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
 Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή $\Phi_i = 1 - 2e_e/t = 1 - 2 \times 0.03200 / 0.64 = 0.90$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.64 \times 4.67 / 1.50 = 1793.3 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 $N_{ed} = 83.1 \leq 1793.3 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_{md}=(1.00 \times 421.8 + 0.30 \times 36.6) / 3.10 = 139.62 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{edo} = 0.001 \times 139.62 / 0.64 = 0.218 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στο μεσαίο πέμπτο $M_{md}/N_{md} = 0.20 \times 0.00000 \times 83.1 / 139.6 = 0.00000 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00019 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_a = h_{ef} / 450 = 2.10 / 450 = 0.00467 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα φορτίων $e_m = M_{md}/N_{md} + e_{hm} + e_a = 0.00000 + 0.00019 + 0.00467 = 0.00485 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.7)
 Η λυγηρότητα είναι $3.28 \leq 15$, εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$ (EC6 §6.1.2.2(2))
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο $e_m = e_m + e_k = 0.00485 + 0.00000 = 0.00485 \text{ m}$ (EC6, εξ.6.7)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_m = 0.05t = 0.05 \times 0.64 = 0.03200 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2 εξ.6.6)
 Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο $\Phi_m = (1 - 2e_m/t) \text{Exp}(-u^2/2) = 0.90$ (EC 6 Παραρτ. G)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.64 \times 4.67 / 1.50 = 1790.0 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 $N_{ed} = 139.6 \leq 1790.0 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στη βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_{id}=(1.00 \times 535.3 + 0.30 \times 36.6) / 4.30 = 127.04 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{ed0} = 0.001 \times 127.04 / 0.64 = 0.199 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $Mid/N_{id} = 0.00000 \times 83.1 / 127.0 = 0.00000 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he} = 0.00037 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef} / 450 = 2.10 / 450 = 0.00467 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα στην βάση $e_e = Mid/N_{id} + e_{he} + e_i = 0.00000 + 0.00037 + 0.00467 = 0.00504 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e = 0.05t = 0.05 \times 0.64 = 0.03200 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
 Μειωτικός συντελεστής στην βάση $\Phi_i = 1 - 2e_e/t = 1 - 2 \times 0.03200 / 0.64 = 0.90$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.64 \times 4.67 / 1.50 = 1793.3 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 Κατακόρυφη θλιπτική τάση από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma_n = -0.498 \text{ N/mm}^2$
 Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{ed} = 1000 \times 0.64 \times 0.498 = 318.5 \text{ kN/m}$
 $N_{ed} = 318.5 \leq 1793.3 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος σε διάτμηση, φόρτιση 1.00xg+0.30xq+Σεισμός (EC6, §6.2)

$V_{ed} = 323.7 \text{ kN}$, $\tau_{\max} = 0.317 \text{ N/mm}^2$, $\sigma_d = 0.259 \text{ N/mm}^2$, $L_c = 3.10 \text{ m}$, διαζωματική τοιχ. $L_c = L = 4.30 \text{ m}$ §6.9.2(2)
 Χαρακτηριστική διατμητική αντοχή $f_{vk} = f_{vko} + 0.4x(L_c/L) \times f_{td}$ (EC6 §3.6.2)
 $f_{vk} = 0.990 + 0.40x(3.10/4.30) \times 0.259 = 1.065 \text{ N/mm}^2$, $\max f_{vk} = 1.000 \text{ N/mm}^2$, $f_{vk} = 1.000 \text{ N/mm}^2$ (EC6 εξ.3.5)
 Τιμή σχεδιασμού αντοχής έναντι τέμνουσας $V_{rd} = f_{vk} \cdot t \cdot L / \gamma_M$ (EC6 §6.2, εξ.6.13)
 $V_{rd} = 1000 \times 1.000 \times 0.64 \times 4.30 / 1.50 = 1834.7 \text{ kN}$
 $V_{ed} = 323.7 \text{ kN} \leq 1834.7 \text{ kN} = V_{rd}$. (EC6 §6.2)
 Ικανοποιείται ο έλεγχος τέμνουσας σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Περιοχές με συγκεντρωμένα φορτία (EC6, §6.1.3)

Από τη επίλυση πεπερασμένων στοιχείων προκύπτουν στις θέσεις έδρασης δοκών οι μέγιστες θλιπτικές τάσεις. Καθώς στο πάνω μέρος του τοίχου υπάρχει σενάζ ελέγχουμε τις τάσεις σε χαμηλότερη σειρά πεπερασμένων στοιχείων.
 Μέγιστη θλιπτική τάση στην περιοχή συγκεντρωμένων φορτίων $\sigma_{sd\max} = 0.456 \text{ N/mm}^2$
 Η μέγιστη αυτή τάση 0.456 N/mm^2 είναι $\leq f_k / \gamma_M = 4.670 / 2.2 = 2.123 \text{ N/mm}^2$
 άρα ικανοποιείται ο έλεγχος αντοχής σύμφωνα με EC6 §6.1.3.εξ.(6.9)

Σενάζ οπλισμένου σκυροδέματος (Εθν. Κείρ. εφαρμογής, EC6 §6.1.3.(7), §8.2, EC8 §9.5.3).

Στο πάνω μέρος του τοίχου και στο ύψος των υπερθύρων τυχόν μικρές εφελκυστικές τάσεις παραλαμβάνονται από σενάζ οπλισμένου σκυροδέματος 64x20 [πλάτος x ύψος cm] με ελάχιστο οπλισμό 4Φ16 (συνδ. Φ8/15) που ικανοποιεί τα ελάχιστα όρια του κανονισμού.

Ελεγχος σε οριζόντια εκτός επιπέδου τοίχου φορτία λόγω σεισμού (EC6, §3.6.3, §6.3)

Προσεγγιστική σχετική οριζόντια μετατόπιση ορόφου = 0.259 mm
 Οριζόντια μετατόπιση λόγω παραμόρφωσης οριζοντίου διαφράγματος = 0.000 mm
 Καμπτική ροπή σχεδιασμού $M_{ed} = \delta \cdot E \cdot b t^3 / (4H^2)$, $M_{ed} = (1000) \times 0.259 \times 7.73 \times 0.640^3 / (4 \times 3.00^2) = 14.58 \text{ kNm/m}$
 $f_{xk1} = 0.10 \text{ N/mm}^2$, $f_{xd1} = 0.10 / 2.20 = 0.045 \text{ N/mm}^2$
 $\sigma_d = 0.001 \times 535.3 / (0.64 \times 4.30) \leq 0.2 f_d = 0.2 \times 4.67 / 2.20$, $\sigma_d = 0.195 \text{ N/mm}^2$ (EC6, (6.16)
 Ροπή καμπτικής αντοχής $M_{rd} = (f_{xd1} + \sigma_d) t^2 / 6 = (1000) \times (0.045 + 0.195) \times 0.640^2 / 6 = 16.38 \text{ kNm/m}$ (EC6, (6.15)
 $M_{ed} = 14.58 \text{ kNm} \leq 16.38 \text{ kNm} = M_{rd}$, ο έλεγχος ικανοποιείται

Ελεγχος σε οριζόντια εκτός επιπέδου τοίχου φορτία λόγω ανέμου (EC6, §6.3, Annex E)

Φορτίο ανέμου $W_{ed} = G_k + 1.50W$, $W = C_{pe} \times 1.25 = 0.80 \times 1.25 = 1.00 \text{ kN/m}^2$, $1.50W = 1.50 \times 1.00 = 1.50 \text{ kN/m}^2$
 $H/L = 3.00 / 4.30 = 0.70$, $\mu = f_{xk1} / f_{xk2} = 1$, $\alpha_1 = \mu \alpha_2$, $\alpha_2 = 0.030$ (Annex E, Tab E)
 Καμπτική ροπή σχεδιασμού $M_{ed} = \alpha_1 \cdot W_{ed} \cdot L^2$, $M_{ed} = 0.030 \times 1.50 \times 4.30^2 = 0.83 \text{ kNm/m}$
 $M_{ed} = 0.83 \text{ kNm} \leq 16.38 \text{ kNm} = M_{rd}$, ο έλεγχος ικανοποιείται

Ισόγειο

T5



Διαστάσεις μήκος=3.00m, ύψος=3.00m, πάχος=0.64m
 Λιθοδομή 50 cm με μανδύα
 Δομικό σύστημα : Διαζωματική τοιχοποιία (Ευρωκ.8, §9.3,Τ.9.1)
 Κατηγορία κατασκευής :2 (EC6, §2.4.3, Παρ. Α)
 Κατηγορία ελέγχου παραγωγής λιθοσωμάτων :II (EC6 §3.1.1)
 Θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας: $f_k=4.67 \text{ N/mm}^2$ (EC6 §3.6.1.2)
 Διατμητική αντοχή τοιχοποιίας: $f_{vko}= 0.99 \text{ N/mm}^2$ (EC6 §3.6.2)

Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού: $\gamma_M=2.20$ (EC6, §2.4.3)
 Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού με σεισμό: $\gamma_M=(2/3) \times 2.20 (>=1.50)=1.50$ (Ευρωκ-8, §9.6(3))
 Μήκος λυγισμού τοίχου $hef=r \times h= 0.75 \times 2.80= 2.10 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.2)
 Λυγηρότητα $\lambda=hef/tef=2.10/0.64= 3.28 <=27$ εντάξει (EC6, §5.5.1.4)

Απαιτήσεις Εθνικού κειμένου εφαρμογής Ευρωκώδικα και Ευρωκώδικα 8 §9.3

Διαζωματική τοιχοποιία
 Πάχος τοίχου= 0.640 $\geq 0.240 \text{ m}$ (εντάξει)
 Λυγηρότητα $\lambda= 3.28 <=15$ (εντάξει)
 L/h πεσσών: $3.00/3.00=1.00 > 0.33$, δεκτό

Έλεγχος σε κατακόρυφο φορτίο, φόρτιση 1.35xg+1.50xq (EC6, §6.1)

Έλεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_{id}=(1.35 \times 159.7 + 1.50 \times 9.0)/3.00=76.36 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{ed0}=0.001 \times 76.36/0.64=0.119 \text{ N/mm}^2$
 Γίνεται μείωση της εκκεντρότητας κατά $(1-k/4)=0.99$ (EC6 Παραρτ. Γ(3))
 Καμπτική ροπή σχεδιασμού στην κορυφή $M_{id}= 3.51 \text{ kNm/m}$ (EC6 Παρ. Γ.1)
 Εκκεντρότητα $M_{id}/N_{id}= 3.51/76.36= 0.04590 \text{ m} = 0.07 \times (\text{πάχος τοίχου})$ (EC6 Παραρτ. Γ.1)
 Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he}= 0.00000 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i=hef/450=2.10/450= 0.00467 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα στην κορυφή $e_e=M_{id}/N_{id}+e_{he}+e_i=0.04590+0.00000+0.00467= 0.05057 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e=0.05t=0.05 \times 0.64= 0.03200 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
 Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή $\Phi_i=1-2e_e/t=1-2 \times 0.05057/0.64= 0.84$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd}=\Phi_i \cdot t \cdot f_k/\gamma_M=1000 \times 0.84 \times 0.64 \times 4.67/2.20=1141.2 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 $N_{ed}= 76.4 <= 1141.2=N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Έλεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_{md}=(1.35 \times 219.1 + 1.50 \times 9.0)/3.00=103.10 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{ed0}=0.001 \times 103.10/0.64=0.161 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στο μεσαίο πέμπτο $M_{md}/N_{md}=0.20 \times 0.04590 \times 76.4/103.1=0.00680 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm}= 0.00000 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_a=hef/450=2.10/450= 0.00467 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα φορτίων $e_m=M_{md}/N_{md}+e_{hm}+e_a=0.00680+0.00000+0.00467= 0.01147 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.7)
 Η λυγηρότητα είναι $3.28 <=15$, εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k=0$ (EC6 §6.1.2.2(2))
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο $e_m=e_m+e_k=0.01147+0.00000= 0.01147 \text{ m}$ (EC6, εξ.6.7)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_m=0.05t=0.05 \times 0.64= 0.03200 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2 εξ.6.6)
 Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο $\Phi_m=(1-2e_m/t) \cdot \text{Exp}(-u^2/2)= 0.90$ (EC 6 Παραρτ. Γ)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd}=\Phi_m \cdot t \cdot f_k/\gamma_M=1000 \times 0.90 \times 0.64 \times 4.67/2.20=1220.4 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 $N_{ed}= 103.1 <= 1220.4=N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Έλεγχος αντοχής στη βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_{id}=(1.35 \times 308.2 + 1.50 \times 9.0)/3.00=143.19 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{ed0}=0.001 \times 143.19/0.64=0.224 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_{id}/N_{id}=0.04590 \times 76.4/143.2= 0.02448 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he}= 0.00000 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i=hef/450=2.10/450= 0.00467 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα στην βάση $e_e=M_{id}/N_{id}+e_{he}+e_i=0.02448+0.00000+0.00467= 0.02915 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e=0.05t=0.05 \times 0.64= 0.03200 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
 Μειωτικός συντελεστής στην βάση $\Phi_i=1-2e_e/t=1-2 \times 0.02915/0.64= 0.90$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd}=\Phi_i \cdot t \cdot f_k/\gamma_M=1000 \times 0.90 \times 0.64 \times 4.67/2.20=1222.7 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 Κατακόρυφη θλιπτική τάση από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma_n= -0.222 \text{ N/mm}^2$
 Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{ed}=1000 \times 0.64 \times 0.224= 143.2 \text{ kN/m}$
 $N_{ed}= 143.2 <= 1222.7=N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος σε κατακόρυφο φορτίο, φόρτιση 1.00xg+0.30xq+Σεισμός (EC6, §6.1)Ελεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_{id}=(1.00 \times 159.7+0.30 \times 9.0)/3.00=54.13 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{ed0}=0.001 \times 54.13/0.64=0.085 \text{ N/mm}^2$
 Γίνεται μείωση της εκκεντρότητας κατά $(1-k/4)=0.99$ (EC6 Παραρτ. Γ(3))
 Καμπτική ροπή σχεδιασμού στην κορυφή $M_{id}=2.07 \text{ kNm/m}$ (EC6 Παρ. Γ.1)
 Εκκεντρότητα $M_{id}/N_{id}=2.07/54.13=0.03827 \text{ m}=0.06 \times (\text{πάχος τοίχου})$ (EC6 Παραρτ. Γ.1)
 Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he}=0.00037 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i=hef/450=2.10/450=0.00467 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα στην κορυφή $ee=M_{id}/N_{id}+e_{he}+e_i=0.03827+0.00037+0.00467=0.04331 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min ee=0.05t=0.05 \times 0.64=0.03200 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
 Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή $\Phi_i=1-2ee/t=1-2 \times 0.04331/0.64=0.86$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd}=\Phi_i \cdot t \cdot f_k/\gamma_M=1000 \times 0.86 \times 0.64 \times 4.67/1.50=1713.6 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 $N_{ed}=54.1 \leq 1713.6=N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_{md}=(1.00 \times 219.1+0.30 \times 9.0)/3.00=73.93 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{ed0}=0.001 \times 73.93/0.64=0.116 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στο μεσαίο πέμπτο $M_{md}/N_{md}=0.20 \times 0.03827 \times 54.1/73.9=0.00560 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm}=0.00019 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_a=hef/450=2.10/450=0.00467 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα φορτίων $e_m=M_{md}/N_{md}+e_{hm}+e_a=0.00560+0.00019+0.00467=0.01046 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.7)
 Η λυγηρότητα είναι $3.28 \leq 15$, εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k=0$ (EC6 §6.1.2.2(2))
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο $e_m=e_m+e_k=0.01046+0.00000=0.01046 \text{ m}$ (EC6, εξ.6.7)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_m=0.05t=0.05 \times 0.64=0.03200 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2 εξ.6.6)
 Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο $\Phi_m=(1-2e_m/t)\text{Exp}(-u^2/2)=0.90$ (EC 6 Παραρτ. Γ)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd}=\Phi_m \cdot t \cdot f_k/\gamma_M=1000 \times 0.90 \times 0.64 \times 4.67/1.50=1790.0 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 $N_{ed}=73.9 \leq 1790.0=N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στη βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_{id}=(1.00 \times 308.2+0.30 \times 9.0)/3.00=103.63 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{ed0}=0.001 \times 103.63/0.64=0.162 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_{id}/N_{id}=0.03827 \times 54.1/103.6=0.01999 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he}=0.00037 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i=hef/450=2.10/450=0.00467 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα στην βάση $ee=M_{id}/N_{id}+e_{he}+e_i=0.01999+0.00037+0.00467=0.02503 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min ee=0.05t=0.05 \times 0.64=0.03200 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
 Μειωτικός συντελεστής στην βάση $\Phi_i=1-2ee/t=1-2 \times 0.02503/0.64=0.90$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd}=\Phi_i \cdot t \cdot f_k/\gamma_M=1000 \times 0.90 \times 0.64 \times 4.67/1.50=1793.3 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 Κατακόρυφη θλιπτική τάση από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma_n=-0.629 \text{ N/mm}^2$
 Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{ed}=1000 \times 0.64 \times 0.629=402.8 \text{ kN/m}$
 $N_{ed}=402.8 \leq 1793.3=N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος σε διάτμηση, φόρτιση 1.00xg+0.30xq+Σεισμός (EC6, §6.2)

$V_{ed}=296.4 \text{ kN}$, $\tau_{\max}=0.243 \text{ N/mm}^2$, $\sigma_d=0.148 \text{ N/mm}^2$, $L_c=2.25 \text{ m}$, διαζωματική τοιχ. $L_c=L=3.00 \text{ m}$ §6.9.2(2)
 Χαρακτηριστική διατμητική αντοχή $f_{vk}=f_{vko}+0.4 \times (L_c/L) \times f_{td}$ (EC6 §3.6.2)
 $f_{vk}=0.990+0.40 \times (2.25/3.00) \times 0.148=1.034 \text{ N/mm}^2$, $\max f_{vk}=1.000 \text{ N/mm}^2$, $f_{vk}=1.000 \text{ N/mm}^2$ (EC6 εξ.3.5)
 Τιμή σχεδιασμού αντοχής έναντι τέμνουσας $V_{rd}=f_{vk} \cdot t \cdot L/\gamma_M$ (EC6 §6.2, εξ.6.13)
 $V_{rd}=1000 \times 1.000 \times 0.64 \times 3.00/1.50=1280.0 \text{ kN}$
 $V_{ed}=296.4 \text{ kN} \leq 1280.0 \text{ kN}=V_{rd}$. (EC6 §6.2)

Ικανοποιείται ο έλεγχος τέμνουσας σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Περιοχές με συγκεντρωμένα φορτία (EC6, §6.1.3)

Από τη επίλυση πεπερασμένων στοιχείων προκύπτουν στις θέσεις έδρασης δοκών οι μέγιστες θλιπτικές τάσεις. Καθώς στο πάνω μέρος του τοίχου υπάρχει σενάζι ελέγχουμε τις τάσεις σε χαμηλότερη σειρά πεπερασμένων στοιχείων.
 Μέγιστη θλιπτική τάση στην περιοχή συγκεντρωμένων φορτίων $\sigma_{sd\max}=0.242 \text{ N/mm}^2$
 Η μέγιστη αυτή τάση 0.242 N/mm^2 είναι $\leq f_k/\gamma_M=4.670/2.2=2.123 \text{ N/mm}^2$
 άρα ικανοποιείται ο έλεγχος αντοχής σύμφωνα με EC6 §6.1.3.εξ.(6.9)

Σενάζ οπλισμένου σκυροδέματος (Εθν. Κείμ. εφαρμογής, EC6 §6.1.3.(7), §8.2, EC8 §9.5.3).

Στο πάνω μέρος του τοίχου και στο ύψος των υπερθύρων τυχόν μικρές εφελκυστικές τάσεις παραλαμβάνονται από σενάζ οπλισμένου σκυροδέματος 64x20 [πλάτος x ύψος cm] με ελάχιστο οπλισμό 4Φ16 (συνδ. Φ8/15) που ικανοποιεί τα ελάχιστα όρια του κανονισμού.

Ελεγχος σε οριζόντια εκτός επιπέδου τοίχου φορτία λόγω σεισμού (EC6, §3.6.3, §6.3)

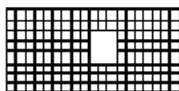
Προσεγγιστική σχετική οριζόντια μετατόπιση ορόφου = 0.374 mm
 Οριζόντια μετατόπιση λόγω παραμόρφωσης οριζοντίου διαφράγματος= 0.000 mm
 Καμπτική ροπή σχεδιασμού $M_{ed} = \delta \cdot E \cdot b t^3 / (4H^2)$, $M_{ed} = (1000) \times 0.374 \times 7.73 \times 0.640^3 / (4 \times 3.00^2) = 21.07 \text{ kNm/m}$
 $f_{xk1} = 0.10 \text{ N/mm}^2$, $f_{xd1} = 0.10 / 2.20 = 0.045 \text{ N/mm}^2$
 $\sigma_d = 0.001 \times 308.2 / (0.64 \times 3.00) \leq 0.2 f_d = 0.2 \times 4.67 / 2.20$, $\sigma_d = 0.161 \text{ N/mm}^2$ (EC6, (6.16))
 Ροπή καμπτικής αντοχής $M_{rd} = (f_{xd1} + \sigma_d) t^2 / 6 = (1000) \times (0.045 + 0.161) \times 0.640^2 / 6 = 14.06 \text{ kNm/m}$ (EC6, (6.15))
 $M_{ed} = 21.07 \text{ kNm} > 14.06 \text{ kNm} = M_{rd}$, ο έλεγχος ΔΕΝ ικανοποιείται

Ελεγχος σε οριζόντια εκτός επιπέδου τοίχου φορτία λόγω ανέμου (EC6, §6.3, Annex E)

Φορτίο ανέμου $W_{ed} = G_k + 1.50 W$, $W_i = C_{pe} x 1.25 = 0.80 \times 1.25 = 1.00 \text{ kN/m}^2$, $1.50 W = 1.50 \times 1.00 = 1.50 \text{ kN/m}^2$
 $H/L = 3.00 / 3.00 = 1.00$, $\mu = f_{xk1} / f_{xk2} = 1$, $\alpha_1 = \mu \alpha_2$, $\alpha_2 = 0.042$ (Annex E, Tab E)
 Καμπτική ροπή σχεδιασμού $M_{ed} = \alpha_1 \cdot W_{ed} \cdot L^2$, $M_{ed} = 0.042 \times 1.50 \times 3.00^2 = 0.57 \text{ kNm/m}$
 $M_{ed} = 0.57 \text{ kNm} \leq 14.06 \text{ kNm} = M_{rd}$, ο έλεγχος ικανοποιείται

Ισόγειο

T6



Διαστάσεις μήκος=7.00m, ύψος=3.00m, πάχος=0.64m
 Λιθοδομή 50 cm με μανδύα
 Δομικό σύστημα : Διαζωματική τοιχοποιία (Ευρωκ.8, §9.3.T.9.1)
 Κατηγορία κατασκευής : 2 (EC6, §2.4.3, Παρ. Α)
 Κατηγορία ελέγχου παραγωγής λιθοσωμάτων : II (EC6 §3.1.1)
 Θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας: $f_k = 4.67 \text{ N/mm}^2$ (EC6 §3.6.1.2)
 Διατμητική αντοχή τοιχοποιίας: $f_{vko} = 0.99 \text{ N/mm}^2$ (EC6 §3.6.2)

Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού: $\gamma_M = 2.20$ (EC6, §2.4.3)
 Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού με σεισμό: $\gamma_M = (2/3) \times 2.20 (\geq 1.50) = 1.50$ (Ευρωκ-8, §9.6(3))
 Μήκος λυγισμού τοίχου $h_{ef} = \rho x h = 0.75 \times 2.80 = 2.10 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.2)
 Λυγηρότητα $\lambda = h_{ef} / t_{ef} = 2.10 / 0.64 = 3.28 \leq 27$ εντάξει (EC6, §5.5.1.4)

Απαιτήσεις Εθνικού κειμένου εφαρμογής Ευρωκώδικα και Ευρωκώδικα 8 §9.3

Διαζωματική τοιχοποιία
 Πάχος τοίχου= 0.640 $\geq 0.240 \text{ m}$ (εντάξει)
 Λυγηρότητα $\lambda = 3.28 \leq 15$ (εντάξει)
 L/h πεσσών: $3.31 / 1.20 = 2.75 > 0.33$, $2.49 / 1.20 = 2.08 > 0.33$ δεκτό

Ελεγχος σε κατακόρυφο φορτίο, φόρτιση 1.35xg+1.50xq (EC6, §6.1)

Ελεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου
 Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_{id} = (1.35 \times 459.8 + 1.50 \times 33.5) / 7.00 = 95.85 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{ed0} = 0.001 \times 95.85 / 0.64 = 0.150 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου ή στέγης στην κορυφή $M_{id} / N_{id} = 0$
 Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he} = 0.00000 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef} / 450 = 2.10 / 450 = 0.00467 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα στην κορυφή $e_e = M_{id} / N_{id} + e_{he} + e_i = 0.00000 + 0.00000 + 0.00467 = 0.00467 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e = 0.05 t = 0.05 \times 0.64 = 0.03200 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
 Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή $\phi_i = 1 - 2e_e / t = 1 - 2 \times 0.03200 / 0.64 = 0.90$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.64 \times 4.67 / 2.20 = 1222.7 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 $N_{ed} = 95.9 \leq 1222.7 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_{md}=(1.35 \times 588.9 + 1.50 \times 33.5) / 5.80 = 145.73 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{edo} = 0.001 \times 145.73 / 0.64 = 0.228 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στο μεσαίο πέμπτο $M_{md}/N_{md} = 0.20 \times 0.00000 \times 95.9 / 145.7 = 0.00000 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00000 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_a = h_{ef} / 450 = 2.10 / 450 = 0.00467 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα φορτίων $e_m = M_{md}/N_{md} + e_{hm} + e_a = 0.00000 + 0.00000 + 0.00467 = 0.00467 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.7)
 Η λυγηρότητα είναι $3.28 \leq 15$, εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$ (EC6 §6.1.2.2(2))
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο $e_m = e_m + e_k = 0.00467 + 0.00000 = 0.00467 \text{ m}$ (EC6, εξ.6.7)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_m = 0.05t = 0.05 \times 0.64 = 0.03200 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2 εξ.6.6)
 Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο $\Phi_m = (1 - 2e_m/t) \text{Exp}(-u^2/2) = 0.90$ (EC 6 Παραρτ. G)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.64 \times 4.67 / 2.20 = 1220.4 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 $N_{ed} = 145.7 \leq 1220.4 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στη βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_{id}=(1.35 \times 782.5 + 1.50 \times 33.5) / 7.00 = 158.09 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{edo} = 0.001 \times 158.09 / 0.64 = 0.247 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_{id}/N_{id} = 0.00000 \times 95.9 / 158.1 = 0.00000 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he} = 0.00000 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef} / 450 = 2.10 / 450 = 0.00467 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα στην βάση $e_e = M_{id}/N_{id} + e_{he} + e_i = 0.00000 + 0.00000 + 0.00467 = 0.00467 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e = 0.05t = 0.05 \times 0.64 = 0.03200 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
 Μειωτικός συντελεστής στην βάση $\Phi_i = 1 - 2e_e/t = 1 - 2 \times 0.03200 / 0.64 = 0.90$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.64 \times 4.67 / 2.20 = 1222.7 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 Κατακόρυφη θλιπτική τάση από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma_n = -0.347 \text{ N/mm}^2$
 Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{ed} = 1000 \times 0.64 \times 0.347 = 222.0 \text{ kN/m}$
 $N_{ed} = 222.0 \leq 1222.7 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος σε κατακόρυφο φορτίο, φόρτιση 1.00xg+0.30xq+Σεισμός (EC6, §6.1)

Ελεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_{id}=(1.00 \times 459.8 + 0.30 \times 33.5) / 7.00 = 67.12 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{edo} = 0.001 \times 67.12 / 0.64 = 0.105 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου ή στέγης στην κορυφή $M_{id}/N_{id} = 0$
 Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he} = 0.00037 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef} / 450 = 2.10 / 450 = 0.00467 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα στην κορυφή $e_e = M_{id}/N_{id} + e_{he} + e_i = 0.00000 + 0.00037 + 0.00467 = 0.00504 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e = 0.05t = 0.05 \times 0.64 = 0.03200 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
 Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή $\Phi_i = 1 - 2e_e/t = 1 - 2 \times 0.03200 / 0.64 = 0.90$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.64 \times 4.67 / 1.50 = 1793.3 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 $N_{ed} = 67.1 \leq 1793.3 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_{md}=(1.00 \times 588.9 + 0.30 \times 33.5) / 5.80 = 103.26 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{edo} = 0.001 \times 103.26 / 0.64 = 0.161 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στο μεσαίο πέμπτο $M_{md}/N_{md} = 0.20 \times 0.00000 \times 67.1 / 103.3 = 0.00000 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00019 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_a = h_{ef} / 450 = 2.10 / 450 = 0.00467 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα φορτίων $e_m = M_{md}/N_{md} + e_{hm} + e_a = 0.00000 + 0.00019 + 0.00467 = 0.00485 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.7)
 Η λυγηρότητα είναι $3.28 \leq 15$, εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$ (EC6 §6.1.2.2(2))
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο $e_m = e_m + e_k = 0.00485 + 0.00000 = 0.00485 \text{ m}$ (EC6, εξ.6.7)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_m = 0.05t = 0.05 \times 0.64 = 0.03200 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2 εξ.6.6)
 Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο $\Phi_m = (1 - 2e_m/t) \text{Exp}(-u^2/2) = 0.90$ (EC 6 Παραρτ. G)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.64 \times 4.67 / 1.50 = 1790.0 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 $N_{ed} = 103.3 \leq 1790.0 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στη βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_{id}=(1.00 \times 782.5 + 0.30 \times 33.5) / 7.00 = 113.22 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{ed} = 0.001 \times 113.22 / 0.64 = 0.177 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $Mid/N_{id} = 0.00000 \times 67.1 / 113.2 = 0.00000 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he} = 0.00037 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef} / 450 = 2.10 / 450 = 0.00467 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα στην βάση $e_e = Mid/N_{id} + e_{he} + e_i = 0.00000 + 0.00037 + 0.00467 = 0.00504 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e = 0.05t = 0.05 \times 0.64 = 0.03200 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
 Μειωτικός συντελεστής στην βάση $\Phi_i = 1 - 2e_e/t = 1 - 2 \times 0.03200 / 0.64 = 0.90$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.64 \times 4.67 / 1.50 = 1793.3 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 Κατακόρυφη θλιπτική τάση από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma_n = -0.691 \text{ N/mm}^2$
 Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{ed} = 1000 \times 0.64 \times 0.691 = 442.2 \text{ kN/m}$
 $N_{ed} = 442.2 \leq 1793.3 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος σε διάτμηση, φόρτιση 1.00xg+0.30xq+Σεισμός (EC6, §6.2)

$V_{ed} = 869.9 \text{ kN}$, $\tau_{\max} = 0.361 \text{ N/mm}^2$, $\sigma_d = 0.236 \text{ N/mm}^2$, $L_c = 5.25 \text{ m}$, διαζωματική τοιχ. $L_c = L = 7.00 \text{ m}$ §6.9.2(2)
 Χαρακτηριστική διατμητική αντοχή $f_{vk} = f_{vko} + 0.4x(L_c/L) \times f_{cd}$ (EC6 §3.6.2)
 $f_{vk} = 0.990 + 0.40x(5.25/7.00) \times 0.236 = 1.061 \text{ N/mm}^2$, $\max f_{vk} = 1.000 \text{ N/mm}^2$, $f_{vk} = 1.000 \text{ N/mm}^2$ (EC6 εξ.3.5)
 Τιμή σχεδιασμού αντοχής έναντι τέμνουσας $V_{rd} = f_{vk} \cdot t \cdot L / \gamma_M$ (EC6 §6.2, εξ.6.13)
 $V_{rd} = 1000 \times 1.000 \times 0.64 \times 7.00 / 1.50 = 2986.7 \text{ kN}$
 $V_{ed} = 869.9 \text{ kN} \leq 2986.7 \text{ kN} = V_{rd}$. (EC6 §6.2)
 Ικανοποιείται ο έλεγχος τέμνουσας σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Σενάζ οπλισμένου σκυροδέματος (Εθν. Κείμ. εφαρμογής, EC6 §6.1.3.(7), §8.2, EC8 §9.5.3).

Στο πάνω μέρος του τοίχου και στο ύψος των υπερθύρων τυχόν μικρές εφελκυστικές τάσεις παραλαμβάνονται από σενάζ οπλισμένου σκυροδέματος 64x20 [πλάτος x ύψος cm] με ελάχιστο οπλισμό 4Φ16 (συνδ. Φ8/15) που ικανοποιεί τα ελάχιστα όρια του κανονισμού.

Ελεγχος σε οριζόντια εκτός επιπέδου τοίχου φορτία λόγω σεισμού (EC6, §3.6.3, §6.3)

Προσεγγιστική σχετική οριζόντια μετατόπιση ορόφου = 0.259 mm
 Οριζόντια μετατόπιση λόγω παραμόρφωσης οριζοντίου διαφράγματος = 0.000 mm
 Καμπτική ροπή σχεδιασμού $M_{ed} = \delta \cdot E \cdot b \cdot t^3 / (4H^2)$, $M_{ed} = (1000) \times 0.259 \times 7.73 \times 0.640^3 / (4 \times 3.00^2) = 14.58 \text{ kNm/m}$
 $f_{xk1} = 0.10 \text{ N/mm}^2$, $f_{xd1} = 0.10 / 2.20 = 0.045 \text{ N/mm}^2$
 $\sigma_d = 0.001 \times 782.5 / (0.64 \times 7.00) \leq 0.2fd = 0.2 \times 4.67 / 2.20$, $\sigma_d = 0.175 \text{ N/mm}^2$ (EC6, (6.16))
 Ροπή καμπτικής αντοχής $M_{rd} = (f_{xd1} + \sigma_d) \cdot t^2 / 6 = (1000) \times (0.045 + 0.175) \times 0.640^2 / 6 = 15.02 \text{ kNm/m}$ (EC6, (6.15))
 $M_{ed} = 14.58 \text{ kNm} \leq 15.02 \text{ kNm} = M_{rd}$, ο έλεγχος ικανοποιείται

Ελεγχος σε οριζόντια εκτός επιπέδου τοίχου φορτία λόγω ανέμου (EC6, §6.3, Annex E)

Φορτίο ανέμου $W_{ed} = G_k + 1.50W$, $W := C_{pe} \times 1.25 = 0.80 \times 1.25 = 1.00 \text{ kN/m}^2$, $1.50W = 1.50 \times 1.00 = 1.50 \text{ kN/m}^2$
 $H/L = 3.00 / 7.00 = 0.43$, $\mu = f_{xk1} / f_{xk2} = 1$, $\alpha_1 = \mu \alpha_2$, $\alpha_2 = 0.015$ (Annex E, Tab E)
 Καμπτική ροπή σχεδιασμού $M_{ed} = \alpha_1 \cdot W_{ed} \cdot L^2$, $M_{ed} = 0.015 \times 1.50 \times 7.00^2 = 1.10 \text{ kNm/m}$
 $M_{ed} = 1.10 \text{ kNm} \leq 15.02 \text{ kNm} = M_{rd}$, ο έλεγχος ικανοποιείται

Ισόγειο

T13



Διαστάσεις μήκος=3.61m, ύψος=3.00m, πάχος=0.64m

Λιθοδομή 50 cm με μανδύα

Δομικό σύστημα : Διαζωματική τοιχοποιία (Ευρωκ.8, §9.3,Τ.9.1)

Κατηγορία κατασκευής :2 (EC6, §2.4.3, Παρ. Α)

Κατηγορία ελέγχου παραγωγής λιθοσωμάτων :II (EC6 §3.1.1)

Θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας: $f_k=4.67 \text{ N/mm}^2$ (EC6 §3.6.1.2)

Διατμητική αντοχή τοιχοποιίας: $f_{vko}= 0.99 \text{ N/mm}^2$ (EC6 §3.6.2)

Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού: $\gamma_M=2.20$ (EC6, §2.4.3)

Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού με σεισμό: $\gamma_M=(2/3)\times 2.20 (>=1.50)=1.50$ (Ευρωκ-8, §9.6(3))

Μήκος λυγισμού τοίχου $h_{ef}=\rho x h= 0.75 \times 2.80= 2.10 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.2)

Λυγηρότητα $\lambda=h_{ef}/t_{ef}=2.10/0.64= 3.28 \leq 27$ εντάξει (EC6, §5.5.1.4)

Απαιτήσεις Εθνικού κειμένου εφαρμογής Ευρωκώδικα και Ευρωκώδικα 8 §9.3

Διαζωματική τοιχοποιία

Πάχος τοίχου= 0.640 $\geq 0.240 \text{ m}$ (εντάξει)

Λυγηρότητα $\lambda= 3.28 \leq 15$ (εντάξει)

L/h πεσσών: $1.18/1.20=0.98 > 0.33$, $1.23/1.20=1.02 > 0.33$ δεκτό

Ελεγχος σε κατακόρυφο φορτίο, φόρτιση 1.35xg+1.50xq (EC6, §6.1)

Ελεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_{id}=(1.35 \times 204.5 + 1.50 \times 23.1)/3.61=86.18 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{ed0}=0.001 \times 86.18/0.64=0.135 \text{ N/mm}^2$

Γίνεται μείωση της εκκεντρότητας κατά $(1-k/4)=0.99$ (EC6 Παραρτ. Γ(3))

Καμπτική ροπή σχεδιασμού στην κορυφή $M_{id}= 3.51 \text{ kNm/m}$ (EC6 Παρ. Γ.1)

Εκκεντρότητα $M_{id}/N_{id}= 3.51/86.18= 0.04067 \text{ m} = 0.06 \times (\text{πάχος τοίχου})$ (EC6 Παραρτ. Γ.1)

Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he}= 0.00000 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i=h_{ef}/450=2.10/450= 0.00467 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)

Εκκεντρότητα στην κορυφή $e_e=M_{id}/N_{id}+e_{he}+e_i=0.04067+0.00000+0.00467= 0.04534 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)

Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e=0.05t=0.05 \times 0.64= 0.03200 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)

Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή $\Phi_i=1-2e_e/t=1-2 \times 0.04534/0.64= 0.86$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd}=\Phi_i \cdot t \cdot f_k/\gamma_M=1000 \times 0.86 \times 0.64 \times 4.67/2.20=1168.3 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)

$N_{ed}= 86.2 \leq 1168.3=N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_{md}=(1.35 \times 266.4 + 1.50 \times 23.1)/2.41=163.90 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{ed0}=0.001 \times 163.90/0.64=0.256 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου στο μεσαίο πέμπτο $M_{md}/N_{md}=0.20 \times 0.04067 \times 86.2/163.9=0.00428 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm}= 0.00000 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα $e_a=h_{ef}/450=2.10/450= 0.00467 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)

Εκκεντρότητα φορτίων $e_m=M_{md}/N_{md}+e_{hm}+e_a=0.00428+0.00000+0.00467= 0.00894 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.7)

Η λυγηρότητα είναι $3.28 \leq 15$, εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k=0$ (EC6 §6.1.2.2(2))

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο $e_m=e_m+e_k=0.00894+0.00000= 0.00894 \text{ m}$ (EC6, εξ.6.7)

Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_m=0.05t=0.05 \times 0.64= 0.03200 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2 εξ.6.6)

Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο $\Phi_m=(1-2e_m/t)\text{Exp}(-u^2/2)= 0.90$ (EC 6 Παραρτ. Γ)

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd}=\Phi_m \cdot t \cdot f_k/\gamma_M=1000 \times 0.90 \times 0.64 \times 4.67/2.20=1220.4 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)

$N_{ed}= 163.9 \leq 1220.4=N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στη βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_{id}=(1.35 \times 359.2 + 1.50 \times 23.1)/3.61=144.10 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{ed0}=0.001 \times 144.10/0.64=0.225 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_{id}/N_{id}=0.04067 \times 86.2/144.1= 0.02432 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he}= 0.00000 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i=h_{ef}/450=2.10/450= 0.00467 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)

Εκκεντρότητα στην βάση $e_e=M_{id}/N_{id}+e_{he}+e_i=0.02432+0.00000+0.00467= 0.02899 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)

Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e=0.05t=0.05 \times 0.64= 0.03200 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)

Μειωτικός συντελεστής στην βάση $\Phi_i=1-2e_e/t=1-2 \times 0.02899/0.64= 0.90$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd}=\Phi_i \cdot t \cdot f_k/\gamma_M=1000 \times 0.90 \times 0.64 \times 4.67/2.20=1222.7 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)

Κατακόρυφη θλιπτική τάση από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma_n= -0.333 \text{ N/mm}^2$

Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{ed}=1000 \times 0.64 \times 0.333= 213.3 \text{ kN/m}$

$N_{ed}= 213.3 \leq 1222.7=N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Έλεγχος σε κατακόρυφο φορτίο, φόρτιση 1.00xg+0.30xq+Σεισμός (EC6, §6.1)Έλεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_{id}=(1.00 \times 204.5 + 0.30 \times 23.1)/3.61=58.64 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{ed0}=0.001 \times 58.64/0.64=0.092 \text{ N/mm}^2$
 Γίνεται μείωση της εκκεντρότητας κατά $(1-k/4)=0.99$ (EC6 Παραρτ. Γ(3))
 Καμπτική ροπή σχεδιασμού στην κορυφή $M_{id}=2.07 \text{ kNm/m}$ (EC6 Παρ. Γ.1)
 Εκκεντρότητα $M_{id}/N_{id}=2.07/58.64=0.03532 \text{ m}=0.06 \times (\text{πάχος τοίχου})$ (EC6 Παραρτ. Γ.1)
 Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he}=0.00037 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i=hef/450=2.10/450=0.00467 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα στην κορυφή $ee=M_{id}/N_{id}+e_{he}+e_i=0.03532+0.00037+0.00467=0.04037 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min ee=0.05t=0.05 \times 0.64=0.03200 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
 Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή $\Phi_i=1-2ee/t=1-2 \times 0.04037/0.64=0.87$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd}=\Phi_i \cdot t \cdot f_k/\gamma_M=1000 \times 0.87 \times 0.64 \times 4.67/1.50=1733.5 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 $N_{ed}=58.6 \leq 1733.5=N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Έλεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_{md}=(1.00 \times 266.4 + 0.30 \times 23.1)/2.41=113.62 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{ed0}=0.001 \times 113.62/0.64=0.178 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στο μεσαίο πέμπτο $M_{md}/N_{md}=0.20 \times 0.03532 \times 58.6/113.6=0.00365 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm}=0.00019 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_a=hef/450=2.10/450=0.00467 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα φορτίων $e_m=M_{md}/N_{md}+e_{hm}+e_a=0.00365+0.00019+0.00467=0.00850 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.7)
 Η λυγηρότητα είναι $3.28 \leq 15$, εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k=0$ (EC6 §6.1.2.2(2))
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο $e_m=e_m+e_k=0.00850+0.00000=0.00850 \text{ m}$ (EC6, εξ.6.7)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_m=0.05t=0.05 \times 0.64=0.03200 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2 εξ.6.6)
 Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο $\Phi_m=(1-2e_m/t)\text{Exp}(-u^2/2)=0.90$ (EC 6 Παραρτ. Γ)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd}=\Phi_m \cdot t \cdot f_k/\gamma_M=1000 \times 0.90 \times 0.64 \times 4.67/1.50=1790.0 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 $N_{ed}=113.6 \leq 1790.0=N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Έλεγχος αντοχής στη βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_{id}=(1.00 \times 359.2 + 0.30 \times 23.1)/3.61=101.55 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{ed0}=0.001 \times 101.55/0.64=0.159 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_{id}/N_{id}=0.03532 \times 58.6/101.5=0.02040 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he}=0.00037 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i=hef/450=2.10/450=0.00467 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα στην βάση $ee=M_{id}/N_{id}+e_{he}+e_i=0.02040+0.00037+0.00467=0.02544 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min ee=0.05t=0.05 \times 0.64=0.03200 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
 Μειωτικός συντελεστής στην βάση $\Phi_i=1-2ee/t=1-2 \times 0.02544/0.64=0.90$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd}=\Phi_i \cdot t \cdot f_k/\gamma_M=1000 \times 0.90 \times 0.64 \times 4.67/1.50=1793.3 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 Κατακόρυφη θλιπτική τάση από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma_n=-0.413 \text{ N/mm}^2$
 Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{ed}=1000 \times 0.64 \times 0.413=264.6 \text{ kN/m}$
 $N_{ed}=264.6 \leq 1793.3=N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Έλεγχος σε διάτμηση, φόρτιση 1.00xg+0.30xq+Σεισμός (EC6, §6.2)

$V_{ed}=177.4 \text{ kN}$, $\tau_{\max}=0.255 \text{ N/mm}^2$, $\sigma_d=0.238 \text{ N/mm}^2$, $L_c=2.41 \text{ m}$, διαζωματική τοιχ. $L_c=L=3.61 \text{ m}$ §6.9.2(2)
 Χαρακτηριστική διατμητική αντοχή $f_{vk}=f_{vko}+0.4 \times (L_c/L) \times f_{td}$ (EC6 §3.6.2)
 $f_{vk}=0.990+0.40 \times (2.41/3.61) \times 0.238=1.053 \text{ N/mm}^2$, $\max f_{vk}=1.000 \text{ N/mm}^2$, $f_{vk}=1.000 \text{ N/mm}^2$ (EC6 εξ.3.5)
 Τιμή σχεδιασμού αντοχής έναντι τέμνουσας $V_{rd}=f_{vk} \cdot t \cdot L/\gamma_M$ (EC6 §6.2, εξ.6.13)
 $V_{rd}=1000 \times 1.000 \times 0.64 \times 3.61/1.50=1538.4 \text{ kN}$
 $V_{ed}=177.4 \text{ kN} \leq 1538.4 \text{ kN}=V_{rd}$. (EC6 §6.2)

Ικανοποιείται ο έλεγχος τέμνουσας σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Σενάζ οπλισμένου σκυροδέματος (Εθν. Κείμ. εφαρμογής, EC6 §6.1.3.(7), §8.2, EC8 §9.5.3).

Στο πάνω μέρος του τοίχου και στο ύψος των υπερθύρων τυχόν μικρές εφελκυστικές τάσεις παραλαμβάνονται από σενάζ οπλισμένου σκυροδέματος 64×20 [πλάτος x ύψος cm] με ελάχιστο οπλισμό $4\Phi 16$ (συνδ. $\Phi 8/15$) που ικανοποιεί τα ελάχιστα όρια του κανονισμού.

Ελεγχος σε οριζόντια εκτός επιπέδου τοίχου φορτία λόγω σεισμού (EC6, §3.6.3, §6.3)

Προσεγγιστική σχετική οριζόντια μετατόπιση ορόφου = 0.311 mm
 Οριζόντια μετατόπιση λόγω παραμόρφωσης οριζοντίου διαφράγματος= 0.000 mm
 Καμπτική ροπή σχεδιασμού $Med = \delta \cdot E \cdot bt^3 / (4H^2)$, $Med = (1000) \times 0.311 \times 7.73 \times 0.640^3 / (4 \times 3.00^2) = 17.53 \text{ kNm/m}$
 $fxk1 = 0.10 \text{ N/mm}^2$, $fxd1 = 0.10 / 2.20 = 0.045 \text{ N/mm}^2$
 $\sigma d = 0.001 \times 359.2 / (0.64 \times 3.61) <= 0.2fd = 0.2 \times 4.67 / 2.20$, $\sigma d = 0.156 \text{ N/mm}^2$ (EC6, (6.16))
 Ροπή καμτικής αντοχής $Mrd = (fxd1 + \sigma d) t^2 / 6 = (1000) \times (0.045 + 0.156) \times 0.640^2 / 6 = 13.72 \text{ kNm/m}$ (EC6, (6.15))
Med = 17.53 kNm > 13.72 kNm = Mrd, ο έλεγχος ΔΕΝ ικανοποιείται

Ελεγχος σε οριζόντια εκτός επιπέδου τοίχου φορτία λόγω ανέμου (EC6, §6.3, Annex E)

Φορτίο ανέμου $Wed = Gk + 1.50W$, $W := Cpe \times 1.25 = 0.80 \times 1.25 = 1.00 \text{ kN/m}^2$, $1.50W = 1.50 \times 1.00 = 1.50 \text{ kN/m}^2$
 $H/L = 3.00 / 3.61 = 0.83$, $\mu = fxk1 / fxk2 = 1$, $\alpha1 = \mu \alpha2$, $\alpha2 = 0.042$ (Annex E, Tab E)
 Καμπτική ροπή σχεδιασμού $Med = \alpha1 \cdot Wed \cdot L^2$, $Med = 0.042 \times 1.50 \times 3.61^2 = 0.82 \text{ kNm/m}$
Med = 0.82 kNm <= 13.72 kNm = Mrd, ο έλεγχος ικανοποιείται

Ελεγχος για απλά κτίρια τοιχοποιίας (Εθν. κείμενο εφαρμογής Ευρωκώδικα 6)

- (1) Οι υπέρ το έδαφος όροφοι είναι 2, και η σεισμικότητα II, $\alpha = 0.240g = 2.35 \text{ m/s}^2$,
 άρα ικανοποιούνται οι περιορισμοί στον αριθμό ορόφων του πίνακα 3.
 (2) α) Το σχήμα του κτιρίου είναι περίπου ορθογωνικό
 β) Μικρότερη προς μεγαλύτερη πλευρά = $9.00 / 11.00 = 0.82 > 0.25$
 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.
 $eoy = 1.705 <= 0.30ry = 0.30 \times 5.910 = 1.773$, $ry = 5.910 > ls = 0.284$

β) Σε κάθε μία από τις κύριες κατευθύνσεις x-x και y-y υπάρχουν τουλάχιστον δύο τοίχοι Ισόγειο οικοδομής, άρα ικανοποιείται η απαίτηση μεταβολής με μήκος μεγαλύτερο του 30% του μήκους του κτιρίου κατά την διεύθυνση του τοίχου.
 Ικανοποιούνται οι συνθήκες (Ευρωκ.8 §4.2.3.2(6) (4.1a) και (4.1b))
 γ) Η απόσταση ανάμεσα στους παραπάνω τοίχους είναι μεγαλύτερη του 75% δυσκαμψίας και μάζας ορόφου Ευρωκ.8 §4.2.3 του μήκους του κτιρίου κατά την άλλη κατεύθυνση.
 $4.917^2 = 24.173 > 0.284^2 + 0.835^2 = 0.778$ $rx^2 > ls^2 + eox^2$
 $5.910^2 = 34.927 > 0.284^2 + 1.705^2 = 2.987$ $ry^2 > ls^2 + eoy^2$

δ) Τουλάχιστον 75% των κατακόρυφων φορτίων του κτιρίου παραλαμβάνονται από τους διατμητικούς τοίχους.

Ικανοποιούνται οι συνθήκες (Ευρωκ.8 §4.3.3.1(8) d)

- (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

Διαζωματική τοιχοποιία, σεισμός : II, $\alpha = 0.240g = 2.35 \text{ m/s}^2$, ελάχιστο ποσοστό τοίχων 5%
 x-x κατεύθυνση, ποσοστό τοίχων στο ισόγειο $14.272 / 64.829 = 0.220 > 0.05$
 y-y κατεύθυνση, ποσοστό τοίχων στο ισόγειο $11.712 / 64.829 = 0.181 > 0.05$

Οπλισμοί Πλακών

Οροφος	Πλάκ	πάχος [cm]	Lx [m]	Ly [m]	Οπλισμοί		Οπλισμοί στηρίξεων			
					x-x	y-y	□	□	□	□
Ισόγειο	Π1	20	4.83	4.46	∅10/20κ	∅10/20		∅10/20		
Ισόγειο	Π2	20	5.53	4.56	∅10/20	∅10/20κ	∅10/20		∅10/20	
Ισόγειο	Π3	20	5.53	2.83	∅10/20	∅10/20κ				∅10/20
1ος	Π1	20	4.83	4.46	∅10/20κ	∅10/20		∅10/20		
1ος	Π2	20	5.53	4.56	∅10/20	∅10/20κ	∅10/20		∅10/20	
1ος	Π3	20	5.53	2.83	∅10/20	∅10/20κ				∅10/20
1ος	ΠΡ2	15	1.20	2.00			∅10/20			
1ος	ΠΡ1	15	1.20	2.00			∅10/20			

Οπλισμοί Δοκών

Οροφος	Δοκός	Ανοιγμα		Στήριξη-A		Στήριξη-B		Συνδ/ρες
		κάτω	πάνω	πάνω	κάτω	πάνω	κάτω	
Ισόγειο		4 ∅12	2 ∅12	3 ∅16				∅10/34
Ισόγειο		4 ∅12	2 ∅12	4 ∅16				∅10/34
1ος		4 ∅12	2 ∅12	3 ∅16				∅10/34
1ος		4 ∅12	2 ∅12	4 ∅16				∅10/34