

ΠΤΥΧΙΑΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

**ΑΝΑΚΑΙΝΙΣΗ ΚΑΙ ΑΠΟΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΚΤΙΡΙΟΥ
ΤΗΣ ΕΝΕΤΟΚΡΑΤΙΑΣ ΣΤΗΝ ΟΔΟ ΑΡΚΑΔΙΟΥ
48-50 ΣΤΟ ΡΕΘΥΜΝΟ**

**ΣΠΟΥΔΑΣΤΕΣ
ΝΤΑΚΑΚΗΣ ΜΙΧΑΛΗΣ
ΔΕΡΒΕΝΤΖΗΣ ΛΕΩΝΙΔΑΣ**

**ΕΙΣΗΓΗΤΗΣ
ΚΑΚΑΒΑΣ ΠΑΝΑΓΙΩΤΗΣ**



ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

1. Εισαγωγή	5
1.1 Εισαγωγή – Σκοπός.....	5
2. Η Κρήτη.....	7
2.1 Γεωγραφία	8
2.2 Κλίμα	9
2.3 Πανίδα και Χλωρίδα.....	9
2.4 Πολιτισμός.....	10
2.5 Οικονομία	11
2.6 Πόλεις–Χωριά.....	11
2.7 Πολιτική οργάνωση	12
2.8 Δικαιοσύνη	12
2.9 Τουρισμός.....	12
2.10 Μυθολογία.....	13
3. Περίοδοι της Κρήτης	14
3.1 Παλαιολιθική και Νεολιθική περίοδος.....	14
3.2 Προανακτορική περίοδος	15
3.3 Ανακτορικές περίοδοι και Μινωϊκός πολιτισμός	16
3.4 Αχαιοί	18
3.5 Δωριείς.....	19
3.6 Κλασική και Ελληνιστική περίοδος	19
3.7 Ρωμαϊοκρατία	20
3.8 Πρωτοβυζαντινή περίοδος.....	21
3.9 Αραβοκρατία	21
3.10 Ανακατάληψη Κρήτης από το Νικηφόρο Φωκά.....	21
3.11 Τουρκοκρατία.....	22
3.12 Ο εξισλαμισμός των Κρητών.....	25
3.13 Ελλάδα και Κρήτη	25
3.14 Μεταφορές.....	26
4. Ενετοκρατία στην Ελλάδα.....	27
5. Η Ενετοκρατία στην Κρήτη.....	29

5.1	Εξέγερση Αλέξιου Καλλέργη στο Μυλοπόταμο το 1283.....	31
5.2	Επαναστάσεις επί Ενετοκρατίας.....	32
5.3	Εμπόριο και οικονομία.....	35
5.4	Σύζευξη Ενετικού και Κρητικού πολιτισμού.....	36
5.5	Ενετική Κατάκτηση - CANDIA (Ηράκλειο).....	37
5.6	Ενετικά Χανιά.....	39
5.7	Αρχιτεκτονική στην Ενετοκρατία (Ελλάδα και Κρήτη).....	41
6.	Ρέθυμνο και Ενετοκρατία.....	46
7.	Η επανάχρηση του κτιρίου σε Ναυτικό Μουσείο.....	49
	Ναυτικό Μουσείο Ελλάδας.....	49
	Ναυτικό Μουσείο Χίου.....	49
	Ναυτικό Μουσείο Λιτόχωρου.....	50
	Ναυτικό Μουσείο Γαλαξιδίου.....	52
	Ναυτικό Μουσείο Κρήτης.....	54
A.	Ανάλυση.....	58
	Αρχές Επέμβασης.....	73
	Προτεινόμενες Επεμβάσεις.....	73
	Κτιριολογική Περιγραφή Πρότασης.....	73
	Μορφολογική Περιγραφή Πρότασης.....	73
	Ισόγειο.....	73
	Α Όροφος.....	75
	Β Όροφος.....	76
	Υλικά.....	77
	Επιστρώσεις – Επενδύσεις.....	77
	Ξυλουργικά – Σιδηρουργικά.....	77
	Χρωματισμοί – Ψευδοροφές – Μονώσεις.....	78
	Ερευνητικές Εργασίες.....	79
	Αποψιλώσεις – Καθαρισμοί – Μεταφορά προϊόντων καθαρισμών.....	79
	Καθαιρέσεις – Μεταφορά προϊόντων καθαίρεσης.....	79
	Εκσκαφές - Μεταφορά προϊόντων εκσκαφής.....	79
	Σκυρόδεμα – Τοιχοποιίες.....	80
	Ηλεκτρομηχανολογικές εγκαταστάσεις.....	80
	Κλίμακες.....	80
	Κουφώματα.....	81

ΜΕΛΕΤΗ ΘΕΡΜΟΜΟΝΩΣΗΣ.....	103
ΦΩΤΟΡΕΑΛΙΣΜΟΣ.....	115
ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ.....	119

1. Εισαγωγή

Κατά τη διάρκεια του Ά μέρους, έγινε μια ιστορική έρευνα που εντοπίστηκε στην περίοδο της ενετοκρατίας στον Ελλαδικό και πιο ειδικά στον Κρητικό χώρο. Τα αποτελέσματα αυτής της έρευνας είναι σημαντικά για οποιαδήποτε παρέμβαση στο κτίριο μας. Για να μπορέσει να αποκατασταθεί σωστά ένα τέτοιο κτίριο, πρέπει πρώτα, σύμφωνα με την περίοδο κατασκευής του και τα εμφανή μορφολογικά του στοιχεία, να προσδιοριστεί ο ρυθμός στον οποίο υπάγεται, οι κατασκευαστικές του καταστάσεις, τυχόν προσθήκες ή επεμβάσεις και να διατηρηθεί η ρυθμολογία του.

Βασικό κριτήριο για την επιλογή, υπήρξε η δυνατότητα πρόσβασης σε αυτό, έτσι ώστε να μπορέσει να φωτογραφηθεί εσωτερικά αλλά και να αποτυπωθεί. Το κτίριο που τελικώς επιλέχθηκε παρουσιάζει ιδιαίτερο ενδιαφέρον στην μορφολογία και τη ρυθμολογία του. Πρέπει να σημειωθεί ότι το εσωτερικό του έχει διατηρηθεί. Εξωτερικά όμως υπάρχουν έντονα σημάδια έλλειψης συντήρησης.

1.1 Εισαγωγή – Σκοπός

Σκοπός των προτεινόμενων επεμβάσεων είναι η αποκατάσταση του συγκροτήματος ούτως ώστε να καλύψει τις ανάγκες που προκύπτουν απ' την αλλαγή της χρήσης. Η προτεινόμενη νέα χρήση είναι Ναυτικό Μουσείο. Η συγκεκριμένη χρήση επιλέχθηκε επειδή ευνοείται από την κατασκευή του συγκροτήματος. Το κτίριο είναι εύκολα προσβάσιμο από το ευρύ κοινό, αφού βρίσκεται στο ιστορικό κέντρο της Ρεθύμνου. Τέλος, το κτίριο είναι μοναδικό όσον αφορά την πόλη του Ρεθύμνου και αυτό το κάνει ιδιαίτερα προσιτό.

Μ

Ε

Ρ

Ο

Σ

Α'

2. Η Κρήτη

Η Κρήτη είναι το μεγαλύτερο νησί της Ελλάδας και το 5ο μεγαλύτερο στη Μεσόγειο. Πρωτεύουσα καθώς και μεγαλύτερη πόλη της είναι το Ηράκλειο. Η Κρήτη εδράζει περίπου 160 χλμ. νότια της ελληνικής ηπειρωτικής χώρας εκτεινόμενη κατά διεύθυνση Ανατολή - Δύση, νότια του Αιγαίου πελάγους, του οποίου και αποτελεί το νότιο φυσικό όριο και βόρεια του Λιβυκού. Αποτελεί τμήμα της περιφερειακής διοίκησης της Ελλάδας και χωρίζεται σε τέσσερις περιφερειακές ενότητες: Ηρακλείου, Χανίων, Λασιθίου και Ρεθύμνης. Η έδρα της Αποκεντρωμένης Διοίκησης Κρήτης είναι στο Ηράκλειο, όπως επίσης στο Ηράκλειο είναι και η έδρα της Περιφέρειας Κρήτης.

Ως προς την εκκλησία στην Κρήτη υπάρχει η ημιαυτόνομος Εκκλησία της Κρήτης, εξαρτώμενη από το Οικουμενικό Πατριαρχείο. Έδρα της Εκκλησίας της Κρήτης είναι το Ηράκλειο, ο Αρχιεπίσκοπος του οποίου είναι ο Αρχιεπίσκοπος Κρήτης.

Στην Κρήτη άκμασε, περίπου από το 3000 π.Χ.-1.400 π.Χ., ένας από τους πρώτους πολιτισμούς της Ευρώπης, ο Μινωικός με κυριότερα κέντρα του την Κνωσό, την Κυδωνία και τη Φαιστό.



Εικόνα 1: Μινωικός Πολιτισμός (α)



Εικόνα 2: Μινωικός Πολιτισμός (β)



Εικόνα 3: Μινωικός Πολιτισμός (γ)



Εικόνα 4: Μινωικός Πολιτισμός (δ)

2.1 Γεωγραφία

Η Κρήτη είναι το μεγαλύτερο νησί στην Ελλάδα και το δεύτερο μεγαλύτερο (μετά την Κύπρο) της ανατολικής Μεσογείου. Βρίσκεται στο νότιο άκρο του Αιγαίου πελάγους και καλύπτει μια περιοχή 8.336 km². Ο πληθυσμός της είναι 622.913 άνθρωποι (απογραφή 2011). Έχει μήκος 260 χλμ. και ποικίλλει στο πλάτος με ένα μέγιστο 60 χλμ. (από το ακρωτήριο Δίον έως το ακρωτήριο Λίθινο), σε ένα ελάχιστο 12 χλμ. στον ισθμό Ιεράπετρας στην ανατολική Κρήτη. Η ακτογραμμή της παρουσιάζει βαθύ γεωγραφικό διαμελισμό, ο οποίος παρουσιάζει στην Κρήτη πάνω από 1.000 χλμ. ακτών.

Το νησί είναι εξαιρετικά ορεινό και καθορίζεται από μια υψηλή σειρά βουνών που το διασχίζει την από τη δύση ως την ανατολή, διαμορφωμένη από τρεις διαφορετικές ομάδες βουνών.

Αυτές είναι:

- τα Λευκά Όρη (2.452 μ).
- η οροσειρά Ίδη (Ψηλορείτης (35.18° Β 24.82° Α 2.456 μ).
- το όρος Δίκτη (2.148 μ)

Σ' αυτά τα βουνά οφείλεται η ύπαρξη στο νησί εύφορων οροπεδίων ο Ομαλός, η Νίδα και το οροπέδιο Λασιθίου, σπηλαίων όπως το Δικταίο και το Ιδαίο άντρο και φαράγγια όπως το διάσημο φαράγγι της Σαμαριάς, το φαράγγι Ίμπρου, το Κουρταλιώτικο φαράγγι, το Φαράγγι των Νεκρών στην Κάτω Ζάκρο Λασιθίου κ.α.

2.2 Κλίμα

Η Κρήτη ανήκει στη μεσογειακή κλιματολογική ζώνη που προσδίδει τον κύριο κλιματικό χαρακτήρα της, ο οποίος χαρακτηρίζεται ως εύκρατος. Η ατμόσφαιρα μπορεί να είναι αρκετά υγρή, ανάλογα με την εγγύτητα στη θάλασσα. Ο χειμώνας είναι αρκετά ήπιος και υγρός, με αρκετές βροχοπτώσεις, ως επί το πλείστον, στα δυτικά τμήματα του νησιού. Η χιονόπτωση είναι σπάνια στις πεδινές εκτάσεις, αλλά αρκετά συχνή στις ορεινές. Κατά τη διάρκεια του καλοκαιριού, η μέση θερμοκρασία κυμαίνεται στο πλαίσιο των 25-30 βαθμών (Κελσίου), οπωσδήποτε χαμηλότερο από εκείνο στην ηπειρωτική Ελλάδα. Η νότια ακτή, συμπεριλαμβανομένης της πεδιάδας της Μεσαράς και των Αστερούσιων ορών, απολαμβάνει περισσότερες ηλιόλουστες ημέρες και υψηλότερες θερμοκρασίες κατά τη διάρκεια του καλοκαιριού σε σχέση με την υπόλοιπη μεγαλόνησο. Η χλωρίδα του νησιού απειλείται από τη βαθμιαία ανάπτυξη της κτηνοτροφίας.

2.3 Πανίδα και Χλωρίδα

Η Κρήτη είναι απομονωμένη από τις υπόλοιπες ηπειρωτικές περιοχές της Ευρώπης, της Ασίας και της Αφρικής, γεγονός που αποτυπώνεται έντονα στη γενετική διαφορετικότητα της πανίδας και της χλωρίδας του νησιού. Από τον κρητικό αίγαγρο (κρι κρι), τον κρητικό αγριόγατο και την Κρητική μυγαλή, ως τα στενοενδημικά αρθρόποδα και τις νυχτερίδες της Κρήτης, η πανίδα της Κρήτης κρύβει πολλά μυστικά για την εξέλιξη των ειδών.

Στη Κρήτη δεν υπάρχουν ζώα επικίνδυνα για τον άνθρωπο, όπως συμβαίνει στις υπόλοιπες περιοχές της Ηπειρωτικής Ελλάδας. Μάλιστα, οι πρόγονοί μας απέδιδαν στην Κρήτη την έλλειψη μεγάλων θηλαστικών -όπως αρκούδων, λύκων, τσακαλιών, αλλά και δηλητηριωδών φιδιών- στον άθλο του Ηρακλή (η σύλληψη του ταύρου της Κρήτης και η μεταφορά του

στις Μυκήνες), ο οποίος ήθελε να τιμήσει έτσι τη γενέτειρα του Δία, γι' αυτό την καθάρισε από κάθε "βλαβερό" και "δηλητηριώδες" ζώο. Οι μεταγενέστεροι πίστευαν ότι το νησί το καθάρισε ο Απόστολος Παύλος, που έμεινε για δύο χρόνια στο νησί, με τους εξορκισμούς του και τις ευλογίες του.

Κυριότερα θηλαστικά του νησιού αποτελούν ο ασβός, η νυφίτσα, η ζουρίδα (πετροκούναβο), ο σκαντζόχοιρος, οι μυγαλές, ο μωξός, διάφορα είδη ποντικών και αρουραίων και πολλά είδη νυχτερίδας. Επίσης, τα νερά της Κρήτης φιλοξενούν μεγάλο αριθμό θαλάσσιων θηλαστικών, όπως φυσητήρες, φάλαινες, δελφίνια και φώκιες μοναχούς.

Οι ουρανοί της Κρήτης φιλοξενούν ένα μεγάλο αριθμό αρπακτικών πτηνών, με κυριότερα τους απειλούμενους γυπαετούς και τους χρυσαετούς. Επίσης, οι ακτές του νησιού αποτελούν σημαντικό καταφύγιο για θαλάσσιες χελώνες *Caretta caretta* ή *δερματοχελώνες*.

Εκτός από τα ζώα, υπάρχουν πολλά ενδημικά είδη φυτών, ακόμη και σε στενοενδημική μορφή, δηλαδή που βρίσκονται απομονωμένα σε περιορισμένες περιοχές, όπως η Μαλοτύρα (*Siderites sytioca*). Στην Κρήτη υπάρχουν εκατοντάδες είδη ορχιδέας, που αποτελούν πόλο έλξης για τους λάτρεις και τους ερευνητές των φυτών. Επίσης γνωστά είναι τα βότανα της Κρήτης, όπως ο δίκταμος και η κόκκινη τουλίπα, η οποία πλέον απαντάται σε πολύ λίγα μέρη.

2.4 Πολιτισμός

Στη Κρήτη ομιλείται η Κρητική διάλεκτος η οποία θεωρείται η μακροβιότερη ελληνική διάλεκτος. Υπάρχει μεγάλη παράδοση στη μαντινάδα που είναι ένα δεκαπεντασύλλαβο ποίημα με ομοιοκαταληξία. Η Κρήτη επίσης είναι γνωστή για τη παραδοσιακή μουσική της, χαρακτηριστικά όργανα της οποίας είναι πρωτίστως η κρητική λύρα και το λαούτο και δευτερευόντως το βιολί, το μαντολίνο και η ασκομαντούρα. Μερικοί από τους γνωστότερους Κρητικούς μουσικούς είναι ο Νίκος Ξυλούρης, ο Θανάσης Σκορδαλός, ο Κώστας Μουντάκης και ο Ψαραντώνης. Μεγάλη παράδοση υπάρχει και στο χορό με αρκετά διαφορετικά είδη τα οποία θεωρούνται συνέχεια αρχαίων χορών όπως ο πυρρίχιος. Από τους πιο γνωστούς χορούς σήμερα είναι ο σιγανός, ο πεντοζάλης, ο χανιώτης, η σούστα και ο μαλεβιζιώτικος.

Χαρακτηριστική επίσης είναι και η κρητική φορεσιά, που συνήθως φοριέται από τα παραδοσιακά χορευτικά συγκροτήματα.

Στη λογοτεχνία Κρητικοί συγγραφείς έχουν προσφέρει πολλά με γνωστότερους τον Βιτσέντζο Κορνάρο που έγραψε τον Ερωτόκριτο τον 17ο αιώνα, τον Νίκο Καζαντζάκη τον 20ο αιώνα, ο οποίος προτάθηκε 3 φορές για Νόμπελ λογοτεχνίας, και το βραβευμένο με Νόμπελ Οδυσσέα Ελύτη. Κατά τη διάρκεια της Αναγέννησης στη Κρήτη αναπτύχθηκε η Κρητική σχολή ζωγραφικής που επηρέασε το Δομήνικο Θεοτοκόπουλο (γνωστός και σαν Ελ Γκρέκο).

Το νησί είναι ακόμα γνωστό για αρκετά παραδοσιακά έθιμα όπως ο Κρητικός γάμος.

2.5 Οικονομία

Η οικονομία της Κρήτης, η οποία βασιζόταν κυρίως στη γεωργία, άρχισε να αλλάζει ορατά κατά τη διάρκεια της δεκαετίας του 1970. Ενώ διατηρείται η παραδοσιακή έμφαση στη γεωργία και στην κτηνοτροφία, λόγω του κλίματος και της έκτασης του νησιού, παρουσιάζεται μια πτώση στις κατασκευές, καθώς και μια μεγάλη αύξηση στην παροχή υπηρεσιών (κυρίως σχετικών με τον τουρισμό). Και οι τρεις αυτοί τομείς της κρητικής οικονομίας, η (γεωργία, η επεξεργασία-συσκευασία, και οι υπηρεσίες), συνδέονται άμεσα και αλληλεξαρτώνται. Η Κρήτη εμφανίζει μέσο κατά κεφαλήν εισόδημα που αγγίζει το 100% εκείνου της υπόλοιπης χώρας και η ανεργία κυμαίνεται περίπου στο 4%.

Το νησί διαθέτει τρεις σημαντικούς αερολιμένες: τον αερολιμένα Νίκος Καζαντζάκης στο Ηράκλειο που είναι το δεύτερο μεγαλύτερο στην Ελλάδα σε κίνηση Επιβατών και εμπορευμάτων, τον αερολιμένα Δασκαλογιάννης στα Χανιά και το νέο, μικρότερης έκτασης αερολιμένα στη Σητεία.

2.6 Πόλεις–Χωριά

Οι κυριότερες πόλεις της Κρήτης είναι:

• Ηράκλειο	• Χανιά
• Ρέθυμνο	• Ιεράπετρα
• Άγιος Νικόλαος	• Σητεία
• Σούδα	• Νεάπολη
• Κίσαμος	• Άγιοι Δέκα
• Μοίρες	• Τυμπάκι
• Χερσόνησος	

2.7 Πολιτική οργάνωση

Το νησί της Κρήτης είναι μία από τις 13 περιφέρειες της Ελλάδας και αποτελείται από τέσσερις περιφερειακές ενότητες:

1. Ηρακλείου (292.489 κάτοικοι) το 2001 (304.270 κάτοικοι) το 2011
2. Λασιθίου (76.319 κάτοικοι) το 2001 (75.690 κάτοικοι) το 2011
3. Ρεθύμνου (81.936 κάτοικοι) το 2001 (85.160 κάτοικοι) το 2011
4. Χανίων (150.387 κάτοικοι) το 2001 (156.220 κάτοικοι) το 2011

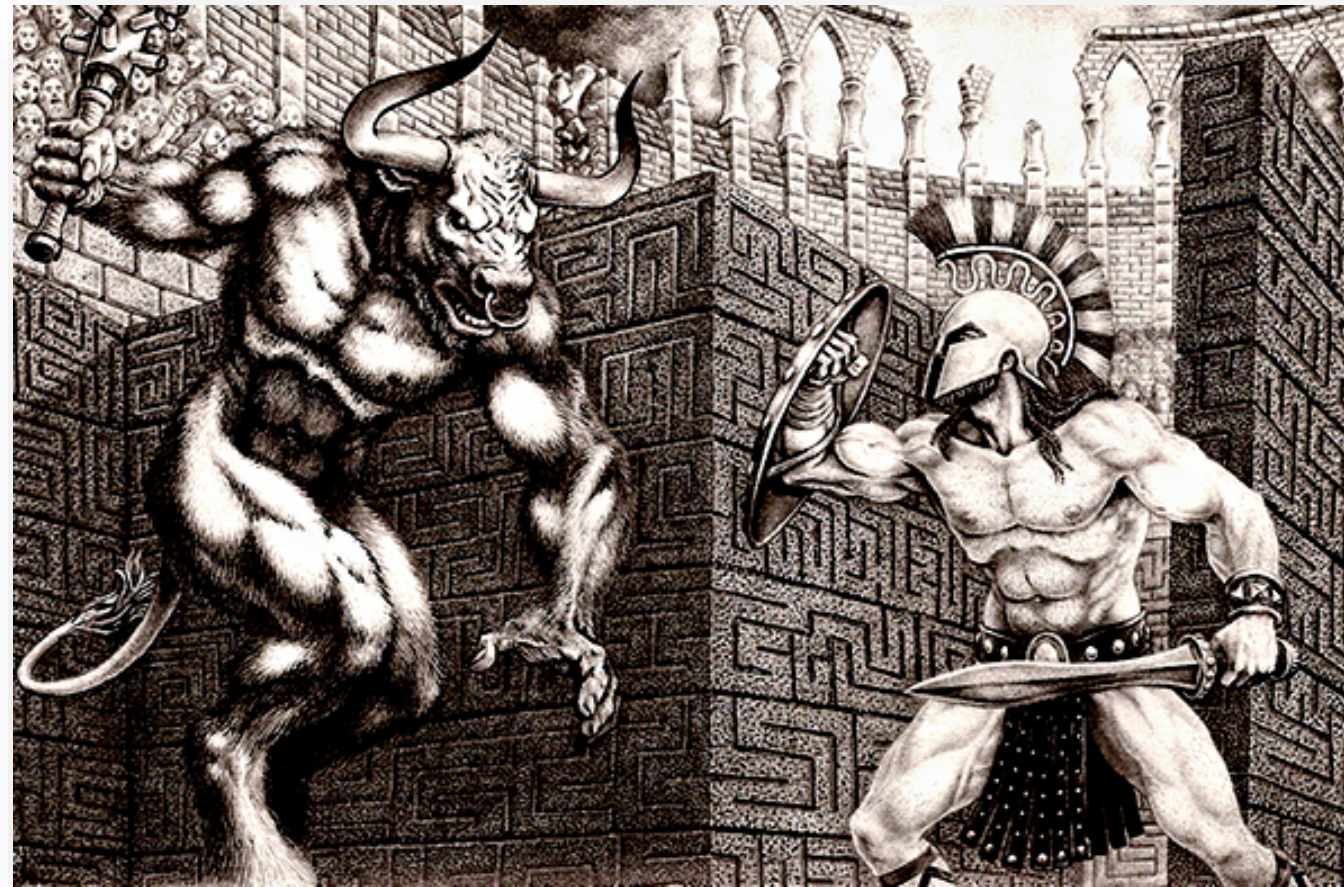
2.8 Δικαιοσύνη

Για τις πολιτικές και ποινικές υποθέσεις στην Κρήτη λειτουργούν τέσσερα Πρωτοδικεία (Χανίων, Ρεθύμνου, Ηρακλείου και Λασιθίου), 22 Ειρηνοδικεία και 3 Πταισματοδικεία (Ηρακλείου, Χανίων και Ρεθύμνου). Για τις διοικητικές υποθέσεις λειτουργούν τα δύο Διοικητικά Πρωτοδικεία, Χανίων και Ηρακλείου, αντίστοιχα. Δευτεροβάθμια δικαστήρια λειτουργούν στο Ηράκλειο και στα Χανιά. Συγκεκριμένα, για τις πολιτικές και ποινικές υποθέσεις λειτουργούν δύο Εφετεία (Ανατολικής Κρήτης με έδρα το Ηράκλειο και Δυτικής Κρήτης με έδρα τα Χανιά), ενώ για τις διοικητικές διαφορές λειτουργεί μόνο ένα Διοικητικό Εφετείο, με έδρα τα Χανιά.

2.9 Τουρισμός

Η Κρήτη είναι ένας από τους δημοφιλέστερους ελληνικούς προορισμούς διακοπών. Το 15% των συνολικών αφίξεων, λιμένα και αερολιμένα, στη χώρα γίνονται μέσω της πόλης του Ηρακλείου. Το 2006 οι ναυλωμένες πτήσεις στο Ηράκλειο αριθμούσαν το 20% του συνόλου των πτήσεων ναύλωσης στη χώρα και συνολικά, περισσότεροι από δύο εκατομμύρια τουρίστες επισκέφθηκαν την Κρήτη κατά το έτος αυτό. Η αύξηση αυτή στον τουρισμό απεικονίζεται στον αριθμό κλινών των ξενοδοχείων, ο οποίος αυξήθηκε στην Κρήτη κατά 53% από το 1986 ως το 1991, ενώ το υπόλοιπο της Ελλάδας παρουσίαζε αύξηση των 25%. Η σημερινή τουριστική υποδομή στην Κρήτη εξυπηρετεί μεγάλο εύρος προτιμήσεων, από μεγάλα, πολυτελή ξενοδοχεία, με όλες τις προδιαγεγραμμένες εγκαταστάσεις (πισίνες, εγκαταστάσεις αθλητισμού και αναψυχής κλπ.), έως μικρότερα ιδιόκτητα οικογένεια διαμερίσματα ή οργανωμένες κατασκηνώσεις. Η πρόσβαση των επισκεπτών στο νησί γίνεται αεροπορικάς μέσω του διεθνούς αερολιμένα στο Ηράκλειο και των κρατικών αερολιμένων στα Χανιά και στη Σητεία, ή ακτοπλοϊκώς στους λιμένες Ηρακλείου, Χανίων, Ρεθύμνου, Αγίου Νικολάου, Σητείας και Καστελίου Κισσάμου. Η επίσημη ιστοσελίδα τουρισμού της Περιφέρειας Κρήτης είναι προσβάσιμη στη διεύθυνση www.incrediblecrete.gr

2.10 Μυθολογία



Εικόνα 5: Η μάχη του Θησέα με το Μινώταυρο

Η προέλευση της λέξης Κρήτη δεν έχει καθορισθεί με βεβαιότητα. Υπάρχουν διάφορες αντικρουόμενες ετυμολογίες, κατά τις οποίες μία από τις Εσπερίδες ονομαζόταν Κρήτη, όπως Κρήτη ονομαζόταν και η σύζυγος του βασιλιά Μίνωα, καθώς και μία από τις νύμφες που παντρεύτηκε ο Δίας Άμμων. Επίσης, ο Κρης, γιος του Δία και της νύμφης Ίδας θεωρείται να έχει δώσει το όνομα του στην Κρήτη, ειδικά αφού το υψηλότερο βουνό του νησιού φέρει το όνομα της μητέρας του.

Η Κρήτη, σύμφωνα με πρόσφατα ευρήματα, κατοικείται ήδη από την Παλαιολιθική εποχή, ενώ παρουσιάζει συνεχή ανθρώπινη παρουσία τα τελευταία 10 χιλιάδες χρόνια. Αν και ο Μινωικός πολιτισμός αναπτύχθηκε κυρίως στο Κρητικό και Αιγαιοπελαγίτικο έδαφος, η Κρήτη εμφανίζει ξεχωριστή θέση στην ελληνική μυθολογία και πρωταγωνιστεί στον ελληνικό πολιτισμό από τις απαρχές του.

Ο Δίας, ο πατέρας Θεών και ανθρώπων, κατά την αρχαία ελληνική μυθολογία, γεννήθηκε στο Δικταίο Άντρο. Αφού απήγαγε την Ευρώπη από τις ακτές της Φοινίκης, στο σημερινό Λίβανο, κατέφυγαν στην Κρήτη, όπου και συνευρέθηκαν. Ο μύθος τοποθετεί την πράξη κάτω από τον αιθαλή πλάτανο της Γόρτυνος, αρχαίας πρωτεύουσας του νησιού, αλλά και ολόκληρης της Κυρηναϊκής κατά το απόγειο της ακμής της επί Ρωμαϊκής Αυτοκρατορίας. Το δένδρο της Γόρτυνος διατηρείται ως τις μέρες μας ως ένας από τους ελάχιστους διασωθέντες αιθαλείς πλατάνους. Η Ευρώπη γέννησε τρεις γιους, τους Μίνωα, Ραδάμανθυ και Σαρπηδόνα. Ο βασιλιάς Μίνωας, αφού υπέταξε το νησί, παντρεύτηκε τη μάγισσα Πασιφάη, αδελφή της Καλυψώς και της Κίρκης, ομηρικών ηρωίδων της Οδύσσειας. Αφιέρωσε ναό στον Ποσειδώνα, θεό της θάλασσας, θυσιάζοντας προς τιμήν του έναν πελώριο λευκό ταύρο. Το ζώο, προσφορά στο Μίνωα από τον Ποσειδώνα, ήταν τόσο όμορφο που εκείνος αποφάσισε να το αντικαταστήσει και να θυσιάσει έναν υποδεέστερο ταύρο στην θέση του. Το μένος του Ποσειδώνα για την ιερόσυλη απόφαση του Μίνωα τον οδήγησε στο να καταραστεί την Πασιφάη να ερωτευθεί σφοδρά τον ταύρο. Εκείνη για να ικανοποιήσει τον πόθο της κρύφθηκε μέσα στο ξύλινο ειδώλιο αγελάδας, που κατασκεύασε ο αρχιτέκτονας Δαίδαλος και συνευρέθηκε με το ζώο. Ο καρπός της πράξης, μισός άνθρωπος και μισός ταύρος, ήταν το μυθικό τέρας Μινώταυρος, το οποίο αμέσως μετά τη γέννησή του φυλακίστηκε στον Λαβύρινθο, που κατασκεύασε ο Δαίδαλος. Η πόλη της Αθήνας υποχρεώθηκε θεσμικά να στέλνει κάθε χρόνο 10 νέους και 10 νέες για να τρέφεται ο Μινώταυρος. Αργότερα, εξολοθρεύθηκε από τον Αθηναίο πρίγκηπα Θησέα, απαλλάσσοντας την Αθήνα από το βάρβαρο θεσμό.

3. Περίοδοι της Κρήτης

3.1 Παλαιολιθική και Νεολιθική περίοδος



Εικόνα 6: Η Φαιστός

Μέχρι το 2010 πιστευόταν ότι η Κρήτη κατοικήθηκε για πρώτη φορά την νεολιθική περίοδο. Μετά την ανεύρεση παλαιολιθικής κατοίκησης σε άλλα νησιά του Αιγαίου, η έρευνα επεκτάθηκε και στην Κρήτη, όπου στις περιοχές Πλακιάς και Πρέβελης βρέθηκε παλαιολιθική και μεσολιθική κατοίκηση, η παλαιότερη αναγόμενη στα 130.000 χρόνια πριν από σήμερα.

Περισσότερο μελετημένη είναι η Νεολιθική περίοδος που αρχίζει περί το 7000 π.Χ. Πριν από την εύρεση της παλαιολιθικής κατοίκησης, πιστευόταν ότι οι πρώτοι κάτοικοι έφθασαν στην Κρήτη από τη Μικρά Ασία ή τη Βόρεια Αφρική και να αναπτύχθηκαν αργά για τα επόμενα 3.000 χρόνια. Αρχικά καλλιέργησαν τη γη με πρωτόγονες μεθόδους, έμαθαν την εκτροφή των ζώων και σχηματίστηκαν οι πρώτοι οικισμοί. Ο πληθυσμός κατοικούσε σε λίθινα σπίτια και σπανιότερα σε σπηλιές, όπως μαρτυρούν ευρήματα στα σπήλαια της Ειλείθειας, του Στραβομύτη, του Ελληνοσπήλαιου κ.ά. όπου έχουν βρεθεί όπλα, εργαλεία, αγγεία, λεπίδες και κοκάλινοι ή λίθινοι πέλεκεις, όπως και αντικείμενα θρησκευτικής λατρείας αφιερωμένα στη θεά της γονιμότητας. Το νησί απομονωμένο, λόγω της φύσης της νεολιθικής οικονομίας, βασιζόταν στην αυτάρκεια και επιβίωνε χάρη στη γεωργία και την κτηνοτροφία. Με την πάροδο του χρόνου, η σχετικά πρωτόγονη αγγειοπλαστική εξελίχθηκε με τη χρήση της φωτιάς και βελτιώθηκε καλλιτεχνικά. Κατάλοιπα της συγκεκριμένης περιόδου έχουν ανευρεθεί στη Φαιστό, στην Κνωσό και στη Σητεία.

3.2 Προανακτορική περίοδος



Εικόνα 7: Προανακτορική εποχή (2600-1900 π.Χ.)

Σύμφωνα με τον Άγγλο αρχαιολόγο Έβανς, γύρω στο 2600 π.Χ. δύο φυλετικά στοιχεία εγκαταστάθηκαν στα παράλια της Κρήτης: Ένα πρωτολιθικό προερχόμενο από την Αίγυπτο και ένα από τη Μικρά Ασία. Ο Έβανς, βασισμένος στα αρχαιολογικά ευρήματα, θεώρησε ότι οι αυτόχθονες Κρήτες αρχικά διατήρησαν τον παραδοσιακό τρόπο ζωής, γρήγορα όμως αφομοιώθηκαν με τα δύο νέα φύλα. Ωστόσο, σύγχρονη γενετική μελέτη αμφισβητεί την υπόθεση του Έβανς, δείχνοντας ότι ο μινωικός και ο σύγχρονος πληθυσμός έχουν ισχυρότερη γενετική συγγένεια με τους άλλους νεολιθικούς και σύγχρονους πληθυσμούς της Ευρώπης και αποκλείει προέλευση από τη Β. Αφρική. Οι ερευνητές προτείνουν ότι ο Μινωικός πολιτισμός πιθανότατα αναπτύχθηκε από αυτόχθονα πληθυσμό της Κρήτης της Εποχής του Χαλκού.

Με τη διάδοση της χρήσης του χαλκού αυξάνεται ο πληθυσμός του νησιού και αρχίζουν, γύρω στο 2000 π.Χ., οι πρώτες εμπορικές επαφές με τις γειτονικές περιοχές των Κυκλάδων, της Μικράς Ασίας και της Αιγύπτου, οι οποίες ευνοήθηκαν από την καίρια γεωγραφική θέση του νησιού και έθεσαν έτσι τις βάσεις της δημιουργίας του λαμπρού μετέπειτα Μινωϊκού πολιτισμού. Τα πρώτα αστικά κέντρα του νησιού σχηματίζονται κατά το 2000 π.Χ. γύρω από τα παλάτια των τοπικών αρχόντων στο κέντρο των διάφορων αγροτικών κοινοτήτων και ο πλούτος ορίζεται από τα γεωργικά πλεονάσματα. Αυτού του είδους η κοινωνική οργάνωση διήρκεσε για μια περίοδο 600-700 χρόνων και ήκμασε κατά τη διάρκεια του Μινωϊκού πολιτισμού, στα μέσα της δεύτερης χιλιετίας προ Χριστού.

3.3 Ανακτορικές περιόδους και Μινωϊκός πολιτισμός



Εικόνα 8: Ο δίσκος της Φαιστού

Κατά το 1900 π.Χ. χτίζονται στην Κρήτη τα πρώτα ανάκτορα, επακόλουθο της μεγάλης οικονομικής ανάπτυξης του νησιού. Σύμφωνα με τις αρχαιολογικές ανασκαφές, εκείνη την εποχή δημιουργούνται τα ανάκτορα της Κνωσού, της Φαιστού, των Μαλίων και της Κάτω Ζάκρου. Σημαντικό εύρημα της Παλαιοανακτορικής περιόδου θεωρείται ο δίσκος της Φαιστού (1700-1600 π.Χ.). Το τέλος της Παλαιοανακτορικής περιόδου θεωρείται πως επέφερε ο μεγάλος σεισμός του 1700 π.Χ. που προκάλεσε την καταστροφή των περισσότερων ανακτόρων.

Με την ανοικοδόμηση των ανακτόρων εγκαινιάζεται η Νεοανακτορική εποχή που θεωρείται ως η περίοδος της ακμής του Μινωϊκού πολιτισμού, κέντρο του οποίου ήταν η Κνωσός, 10 χλμ. νότια του Ηρακλείου. Η Κνωσός βασίλευσε στην Κρήτη απόλυτα χωρίς κίνδυνο εσωτερικών ή εξωτερικών εισβολών, όπως μαρτυρά η παντελής έλλειψη οχυρωματικών έργων γύρω από το ανάκτορο. Τα παλάτια της Ζάκρου, των Μαλίων, της Φαιστού κ.α. ιδρύθηκαν ως τοπικά διοικητικά κέντρα και χρησιμοποιήθηκαν στον έλεγχο του εμπορίου μεταξύ Κνωσού και Κύπρου, ηπειρωτικής Ελλάδας και με τους υπόλοιπους εμπορικούς εταίρους. Τα αρχαιολογικά ευρήματα της συγκεκριμένης εποχής μας φανερώνουν πολλές πτυχές της οργάνωσης, της οικονομίας και της καθημερινότητας του νησιού, που διέφερε από πόλη σε πόλη. Κύρια ενασχόληση των κατοίκων αποτελούσε πρωτίστως η ναυτιλία και το εμπόριο, ενώ σε δεύτερη μοίρα πλέον είχαν περάσει η γεωργία, η κτηνοτροφία, η υφαντική και η κεραμική. Το μεγαλύτερο μέρος της εμπορικής κίνησης της Κρήτης συγκεντρωνόταν στα λιμάνια της Αγίας Τριάδας, των Μαλίων, της Φαιστού και της Αμνισού και τα προϊόντα μεταφέρονταν στο εσωτερικό της μέσω του πολύ καλά οργανωμένου οδικού δικτύου της εποχής.

Παλαιότερα πιστευόταν πως ο Μινωϊκός πολιτισμός έφτασε απρόοπτα στο τέλος του με την τελευταία μεγάλη έκρηξη του ηφαιστείου της Θήρας (Σαντορίνης). Η υπόθεση διατυπώθηκε για πρώτη φορά από τον Έλληνα αρχαιολόγο Σπύρο Μαρινάτο στη δεκαετία του 1930. Ο Μαρινάτος υποστήριξε ότι η καταστροφή της Κνωσού και της Φαιστού προκλήθηκε από πελώρια παλιρροϊκά κύματα και νέφη στάχτης που αποδυνάμωσαν σημαντικά την εσωτερική και εξωτερική οικονομία του νησιού. Η υπόθεση αυτή δεν είναι πια αποδεκτή σήμερα.

3.4 Αχαιοί



Εικόνα 9: Το ανάκτορο της Κνωσού

Πρώτοι οι Αχαιοί καταλαμβάνουν την Κνωσό εδραιώνοντας την κυριαρχία τους και ο ισχυρός σεισμός του 1380 π.Χ. εξαφανίζει, μαζί με το ανάκτορο της Κνωσού, τα τελευταία δείγματα Μινωικού πολιτισμού. Κατά το 1200 π.Χ., οι πηγές αναφέρουν ότι η Κρήτη διέθετε ισχυρό στόλο, ο οποίος λίμναζε και πραγματοποιούσε πειρατικές επιδρομές στην περιοχή της ανατολικής Μεσογείου. Παράλληλα η Κρήτη συμμετέχει στον Τρωικό Πόλεμο, με αρχηγό το βασιλιά Ιδομενέα, γιο του Δευκαλίωνα κι εγγονό του βασιλιά Μίνωα.

3.5 Δωριείς

Τον 10ο π.Χ. αιώνα, στην Κρήτη καταφθάνουν οι Δωριείς και εγκαθίστανται στις σημαντικότερες πόλεις του νησιού (Κνωσό, Φαιστό, Γόρτυνα, Τύλισο, Χερσόνησο, Κυδωνία κ.α.). Οι αυτόχθονες, γνωστοί και ως Ετεοκρήτες καταφεύγουν στις δυσπρόσιτες περιοχές της κεντρικής και ανατολικής Κρήτης, ενώ οι νέοι κάτοικοι εισάγουν στο νησί σειρά καινούργιων εθίμων (κάψιμο των νεκρών κ.ά.) και νέων παραγωγικών μεθόδων, όπως η γενικευμένη χρήση του σιδήρου, ο οποίος πλέον χρησιμοποιείται, εκτός από την κατασκευή όπλων, και στην κατασκευή εργαλείων και διακοσμητικών αντικειμένων.

Με την επικράτηση των Δωριέων στην Κρήτη, θα κυριαρχήσει στην πολιτική ζωή της Κρήτης η ολιγαρχία και η τοπική κρητική κοινωνία θα αρχίσει να εμφανίζει σαφείς ομοιότητες με τη σπαρτιατική. Πάνω από 100 πόλεις-κράτη δημιουργούνται, με σημαντικότερες εκείνες της Γόρτυνος, της Φαιστού, της Κνωσού, της Ιεράπυτνας (σημερινή Ιεράπετρα) και της Κυδωνίας. Οι κοινωνικές ομάδες θα διαιρεθούν σε τέσσερις κατηγορίες: στους Δωριείς, στους Περίοικους, στους Μινωίτες και στους Αφαμιώτες ή Κλαρώτες (οι δυο τελευταίες περιλάμβαναν δούλους χωρίς πολιτικά δικαιώματα). Κατά τον 7ο π.Χ. αιώνα παρουσιάζεται άνθηση στην πολιτιστική και καλλιτεχνική δημιουργία της Κρήτης, η οποία όμως θα διαταραχθεί από τις εχθρικές επιδρομές που ακολουθούν.

3.6 Κλασική και Ελληνιστική περίοδος

Καθ' όλη τη διάρκεια της κλασικής περιόδου και ενώ στην ηπειρωτική Ελλάδα οι πόλεις εμπλέκονται σε αλληπάλληλους πολέμους και προστριβές, οι πόλεις της Κρήτης θα παραμείνουν αμέτοχες, ακόμα και στις δυο μεγάλες συρράξεις της εποχής, τους Περσικούς Πολέμους και τον Πελοποννησιακό Πόλεμο. Κατά την εποχή του Μεγάλου Αλεξάνδρου καλλιεργήθηκε έντονο φιλομακεδονικό ρεύμα στην Κρήτη. Το 216 π.Χ. οι Κρήτες ανακηρύσσουν το Μακεδόνα βασιλιά Φίλιππο Ε' προστάτη του νησιού, ενώ την ίδια εποχή είναι έκδηλη και η επιρροή των Πτολεμαίων. Σε μια προσπάθεια καταπολέμησης του φιλομακεδονικού ρεύματος της Κρήτης, η Σπάρτη έστειλε κατά του νησιού το ναύαρχο Αμφοτερό.

Αργότερα την Κρήτη μαστίζει ο Κρητικός Πόλεμος, ο οποίος έληξε με ήττα των φιλομακεδονικών πόλεων της Ιεράπυτνας και της Ολούντας από την Κνωσό που συμμάχησε με τη Ρόδο και τη Ρώμη. Δέχτηκε επιδρομές από πειρατές της Κιλικίας και το 67 π.Χ., έπειτα από σκληρή διετή αντίσταση, κατελήφθη εξ ολοκλήρου από τους Ρωμαίους, με τελευταία πόλη να υποτάσσεται στις λεγεώνες την Ιεράπυτνα, υπό το πρόσχημα της υποστήριξης στον βασιλιά του Πόντου Μιθριδάτη.

3.7 Ρωμαϊοκρατία



Εικόνα 10: Η Κρήτη από δορυφόρο (NASA)

Με την κατάληψη του νησιού από τους Ρωμαίους ξεκινά μια μακρά περίοδος ειρήνης και ευημερίας στα πλαίσια της οποίας αναπτύχθηκαν εκ νέου οι πόλεις της Κυδωνίας, Κνωσού και Φαιστού. Ως διοικητικό κέντρο του νησιού ορίζεται η Γόρτυνα, η μόνη πόλη που δεν καταστράφηκε από τη ρωμαϊκή εισβολή, έχοντας συμμαχήσει με τους κατακτητές. Η παρουσία των Ρωμαίων δεν επηρέασε ουσιαστικά την καθημερινότητα των κατοίκων, οι οποίοι διατήρησαν τη γλώσσα, τα ήθη και τα έθιμα τους. Παράλληλα, το Κοινόν των Κρητών διατήρησε την ελεύθερη λειτουργία του. Οι Ρωμαίοι κατασκεύασαν σημαντικά δημόσια έργα, λείψανα των οποίων διασώζονται μέχρι σήμερα. Το 58 μ.Χ. η Κρήτη έρχεται σε επαφή με τον Χριστιανισμό χάρη στο μαθητή του Αποστόλου Παύλου, Τίτο.

3.8 Πρωτοβυζαντινή περίοδος

Με τη διάσπαση του Ρωμαϊκού Κράτους σε Ανατολικό και Δυτικό το 395, η Κρήτη περνά στο πρώτο, τη μετέπειτα Βυζαντινή αυτοκρατορία. Το 365 σημειώνεται δυτικά της Κρήτης ισχυρός σεισμός, με εκτιμώμενο μέγεθος περίπου 8,5 ρίχτερ. Ο σεισμός κατέστρεψε σχεδόν όλες τις πόλεις της Κρήτης, ενώ ανύψωσε το δυτικό τμήμα της μέχρι 9 μέτρα. Το τσουνάμι που ακολούθησε προκάλεσε μεγάλες καταστροφές σε όλη την Ανατολική Μεσόγειο. Κατά τον 5ο αιώνα αρχίζει να εξαπλώνεται στη νήσο ο Χριστιανισμός και η επισκοπή της Κρήτης υπάγεται στο Πατριαρχείο Κωνσταντινούπολης και χτίζονται οι πρώτες μεγάλες εκκλησίες, με κυριότερη τη βασιλική του Αγίου Τίτου, που σώζεται μέχρι σήμερα στη Γόρτυνα.

3.9 Αραβοκρατία

Η Κρήτη εξακολουθεί να αποτελεί τμήμα της Βυζαντινής Αυτοκρατορίας μέχρι και το 823, όπου, επί αυτοκράτορα Μιχαήλ Τραυλού, οι Σαρακηνοί της Ισπανίας υπο την αρχηγία του Απόχασι επέδραμαν με 20 πλοία λεηλατώντας το νησί. Τη σθεναρότερη αντίσταση στους Σαρακηνούς κατακτητές επέδειξε η πρωτεύουσα Γόρτυνα. Το επόμενο έτος, ο Απόχασι επανέρχεται με 40 πλοία, κατακτά εξ ολοκλήρου το νησί και ως νέα πρωτεύουσα οι Άραβες ορίζουν το νεόκτιστο Χάνδακα. Την κατάληψη της Κρήτης ακολούθησε η άγρια καταδίωξη του χριστιανικού πληθυσμού με αποτέλεσμα σημαντική εθνολογική και θρησκευτική αλλοίωση. Αρκετοί ντόπιοι σφαγιάστηκαν, άλλοι θανατώθηκαν αρνούμενοι να εξισλαμιστούν, άλλοι εξισλαμίστηκαν δια της βίας, ενώ άλλοι κατέφυγαν για να γλιτώσουν στα ορεινά του νησιού. Έπειτα η Κρήτη εποίκιστηκε από αρκετούς Άραβες.

Οι Βυζαντινοί επιχειρήσαν επανειλημμένα να ανακτήσουν το νησί, το οποίο πλέον είχε μετατραπεί σε ορμητήριο πειρατών και σε σκλαβοπάζαρο, το 825-26, το 902 και το 949 διαδοχικά, χωρίς όμως αποτέλεσμα.

3.10 Ανακατάληψη Κρήτης από το Νικηφόρο Φωκά

Το 960/961 μ.Χ. επί Ρωμανού Β΄ Βασιλέως και Αυτοκράτορος των Ρωμαίων και Πρωθυπουργού του Κράτους της Βασιλεύουσας Ιωσήφ Βρίγγα, ο Μάγιστρος (και μετέπειτα Βασιλέας και Αυτοκράτορας Νικηφόρος Β΄ Φωκάς) Νικηφόρος Φωκάς διατάχθηκε να προετοιμάσει την εκστρατεία και εξεστράτευσε κατά της Κρήτης ελευθερώνοντας το νησί, αφού κατάφερε να αλώσει τον Χάνδακα (Ηράκλειο), στον οποίο είχαν κλειστεί οι Άραβες. Περίπου 200.000 Άραβες υπολογίζεται ότι σκοτώθηκαν κατά τις μάχες και την άλωση του Χάνδακα, ενώ άλλοι τόσοι αιχμαλωτίστηκαν. Καθώς στα 136 χρόνια Αραβοκρατίας ο χριστιανικός πληθυσμός είχε συρρικνωθεί αισθητά και ελήφθησαν σημαντικά μέτρα για την αναζωπύρωσή του: Τα τζαμιά μετατράπηκαν σε εκκλησίες ή ξαναέγιναν χριστιανικοί ναοί, πλήθος Κρήτες που είχαν εξισλαμιστεί με τη βία επανήλθαν στη Χριστιανική Πίστη, αποκαταστάθηκε η Εκκλησιαστική Ιεραρχία, εδραιώθηκε πλήρως η Ρωμαϊκή (Βυζαντινή) Διοίκηση, η Κρήτη ενσωματώθηκε στην Αυτοκρατορία της Βασιλίδας και νέοι πληθυσμοί, Έλληνες ως επί το πλείστον, εγκαταστάθηκαν μαζί με ομάδες Σλάβων και Αρμενίων.

Το 1092, υποκινούμενη από τους Καρύτση και Ραψομάτη, ξεσπάει εξέγερση στην Κρήτη, η οποία σύντομα κατεστάλη. Έπειτα νέοι άποικοι εμφανίζονται στο νησί, από τους οποίους προέρχονται μετέπειτα Αριστοκρατικοί Οίκοι του νησιού, όπως οι Φωκάδες, Καλλέργηδες (της Γενιάς των Φωκάδων), Χορτάσηδες, Μελισσηνοί, Βλαστοί κ.α., οι οποίοι όμως κατά άλλες πηγές υπήρχαν ήδη σαν Αρχοντική Τάξη της Κρήτης από τα χρόνια του Νικηφόρου Φωκά, προερχόμενοι ως επί το πλείστον από τις Ρωμαϊκές (Βυζαντινές) περιοχές των "Ανατολικών Αρχόντων" (Μ. Ασία κ.λπ.). Από το σχετικό Διάταγμα (1182) του Αλεξίου Β΄ Κομνηνού (Χρονικό TRIVAN) βλέπουμε την επίσημη εγκαθίδρυση στη Κρήτη των Δώδεκα (12) Αρχοντικών Οικογενειών της Βασιλεύουσας που στάλθηκαν στη Μεγαλόνησο για τη σύσφιξη σε όλα τα επίπεδα των σχέσεων Κρήτης-Βασιλεύουσας. Με την έλευση στην Κρήτη των Δώδεκα Αρχόντων (Αρχοντόπουλων), η Αριστοκρατική Τάξη της Κωνσταντινούπολης εμφυτεύεται στο Νησί, με κάποιες πιο φιλελεύθερες παραλλαγές. Από κείνα τα χρόνια ξεκίνησε να γράφεται η νεότερη Ελληνική Κρητική ιστορία με σελίδες δόξας, αίματος, επιτυχιών, αποτυχιών, προοπτικών ή και απογοητεύσεων κατά τους καιρούς και τις συνθήκες, εντός ή εκτός Κρήτης. Κι η Ιστορία συνεχίζεται με παρόντα τα ονόματα του τότε και νεότερα, που αναλώθηκαν υπέρ της Κρήτης ή έπραξαν και πράττουν το κατά δύναμιν, όπου υφίσταται το Κρητικό Πνεύμα "είτε εγγύς είτε μακράν".

3.11 Τουρκοκρατία

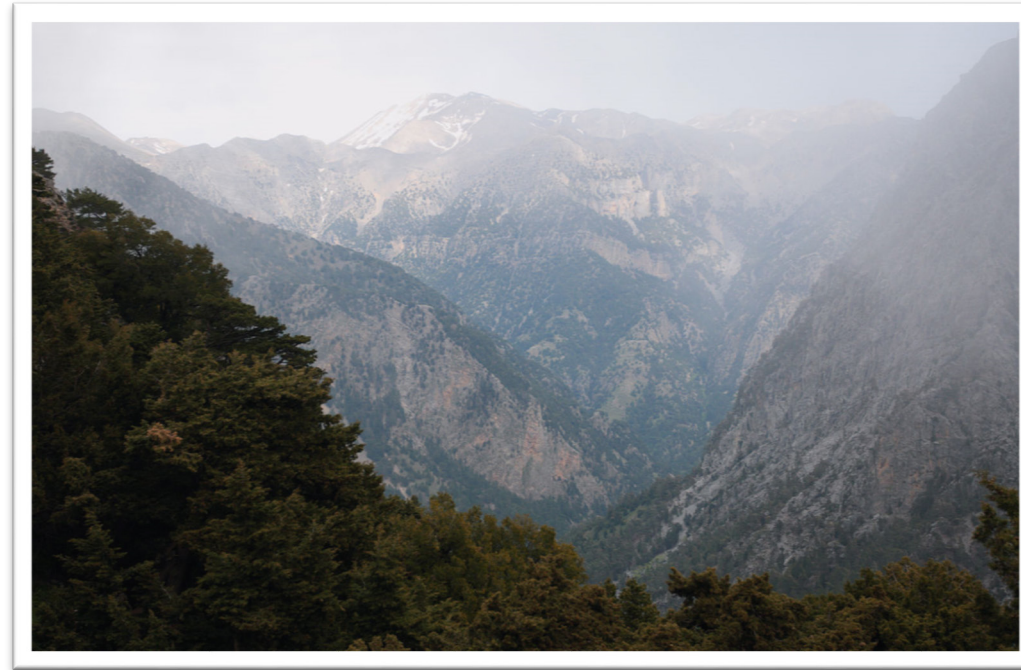
Το 1645, με αφορμή την επίθεση πειρατών σε πλοίο με προσκυνητές, οι Οθωμανοί εκστράτευσαν κατά της Κρήτης. Τον Αύγουστο του ίδιου έτους κατέλαβαν τα Χανιά και κατά το επόμενο, το Ρέθυμνο. Ύστερα από 21 ετών διαρκή πολιορκία, ο Χάνδακας πέρασε και αυτός υπό οθωμανική κατοχή, το 1669 και το 1715 οι Βενετοί παραχώρησαν στους Τούρκους τα τελευταία φυλάκια που διατηρούσαν στο νησί. Κατά την περίοδο της Τουρκοκρατίας ο Χριστιανισμός γνώρισε και πάλι απάνθρωπη καταπίεση. Ο Άγγλος περιηγητής Pisle που επισκέφθηκε την Κρήτη πριν από την Επανάσταση του 1821 αναφέρει οι Αιγύπτιοι που ασκούσαν την κατοχή της Κρήτης έσφαζαν, έκαιγαν, πωλούσαν Κρητικούς ως δούλους και τους ανάγκαζαν σε εξισλαμισμό. Παιδιά μικρότερα των 5 ή 10 ετών αναγκάζονταν να αλλάξουν θρησκεία με την πειθώ και τη βία. Ο Pisle αναφέρει ότι η Κρήτη υπέφερε χειρότερα από την υπόλοιπη Ελλάδα και διότι ήταν αποκομμένη γεωγραφικά αλλά και λόγω της γενναιότητας των Κρητών.



Εικόνα 11: Παλιός χάρτης της Κρήτης

Στις παραμονές της Επανάστασης του 1821, λόγω της Τουρκικής αποίκησης και των εξισλαμιστικών πρακτικών, Μουσουλμάνοι και Χριστιανοί υπολογίζονταν ως σχεδόν ίσοι πληθυσμιακά. Οι Κρήτες επαναστάτησαν τον Ιούνιο του 1821. Από τα πρώτα θύματα της Επανάστασης ήταν ο επίσκοπος Κισσάμου Άνθιμος ο οποίος παραδόθηκε από τον διοικητή των Χανίων σε ισλαμικό όχλο και κατακρεουργήθηκε. Ακολούθησε σφαγή περίπου 30 χριστιανών στα Χανιά την 17η Ιουνίου 1821, κατά τη διάρκεια μουσουλμανικής θρησκευτικής εορτής. Στη μεγάλη σφαγή του Ηρακλείου, την 24 Ιουνίου 1821, που έμεινε στη μνήμη του λαού σαν ο μεγάλος αρπεντές, οι εξαγριωμένοι Τούρκοι κατέσφαξαν το Μητροπολίτη Κρήτης Γεράσιμο Παρδάλη και πέντε Επισκόπους : τον Κνωσσού Νεόφυτο, τον Χερρονήσου Ιωακείμ, τον Λάμπης Ιερόθεο, τον Σητείας Ζαχαρία και τον τιτουλάριο Επίσκοπο Διοπόλεως Καλλίνικο. Για δύο και περισσότερα χρόνια η Εκκλησία της Κρήτης έμεινε ακέφαλη. Με έγγραφο της 20 Μαΐου 1822 κηρύχθηκε η ίδρυση "Προσωρινής Πολιτείας της Κρήτης" και θεσπίστηκε ο καταστατικός της χάρτης. Μετά τις αρχικές επιτυχίες της επανάστασης και επειδή η Οθωμ. Αυτοκρατορία ήταν απασχολημένη με την Επανάσταση στην λοιπή Ελλάδα, κάλεσε βοήθεια από την Αίγυπτο, οπότε τον Μάιο του 1822 αποβιβάστηκε στρατός από τον Αιγυπτιακό στόλο. Η επανάσταση στην Κρήτη συνεχίστηκε αμφίρροπη και σχεδόν κατεστάλη το 1824. Ακολούθησαν σκληρά αντίποινα κατά των Κρητών με σφαγές και λοιπές βιαιοπραγίες. Έγινε νέα κήρυξη επανάστασης τον Ιούλιο του 1825 όταν επανήλθαν Κρήτες από την Ελλάδα και κατέλαβαν το φρούριο της Γραμβούσας. Το 1830, ενώ σχεδόν ολόκληρη η Κρήτη βρισκόταν στα χέρια των επαναστατών, υπογράφηκε το Πρωτόκολλο του Λονδίνου το οποίο άφηνε τη νήσο εκτός του ανεξάρτητου Ελληνικού κράτους. Ευρωπαϊκός στόλος υποχρέωσε τους Κρήτες να αποδεχθούν τη συμφωνία. Ο Σουλτάνος παρεχώρησε την Κρήτη στον αντιβασιλέα Μεχμέτ Αλή της Αιγύπτου αντί 20 εκατομμυρίων γροσίων. Έτσι η Κρήτη έπεσε σε Αιγυπτιακή κατοχή έως το 1840, οπότε μετά από αποτυχημένη

επανάσταση του Μεχμέτ Αλή κατά του Σουλτάνου, η Κρήτη ήλθε και πάλι υπό Οθωμανική κατοχή. Οι Κρητικοί μη αντέχοντας την Τουρκική κατοχή επαναστάτησαν επανειλημμένα με κυριότερες επαναστάσεις το 1841, το 1858, το 1866-1869 και το 1897-1898. Τελικά, το 1897, μετά τη δολοφονία του Βρετανού πρόξενου στα Χανιά και μερικών προξενικών φρουρών από τις τουρκικές αρχές, στόλοι της Βρετανίας, της Γαλλίας, της Ρωσίας και της Ιταλίας κατέπλευσαν στην Κρήτη θέτοντας τέλος στην Οθωμανική κυριαρχία.



Εικόνα 12: Φαράγγι Σαμαριάς - Ξύλοσκαλο, Κρήτη

Η Κρητική νήσος ανακηρύχθηκε ως αυτόνομο κράτος με το όνομα «Κρητική Πολιτεία», υπό τη διοίκηση του Πρίγκηπα Γεωργίου της Ελλάδας. Κήρυξε την ένωσή της με την Ελλάδα και κατάργησε την αρμοστεία στις 12 Οκτωβρίου 1908 (στις 25 Οκτωβρίου με το νέο ημερολόγιο) μετά την αποδοχή των Κρητών βουλευτών από την Ελληνική βουλή και την ανάληψη καθηκόντων διοίκησης από τον Στέφανο Δραγούμη ως γενικό διοικητή, όντας απεσταλμένος από την Ελλάδα, και αναγνωρίστηκε τελικώς η ένωση με την υπόλοιπη χώρα από τις υπόλοιπες χώρες με τη Συνθήκη του Λονδίνου μετά τους Βαλκανικούς Πολέμους του 1912-13 . Υπολογίζεται πως κατά την ένωση οι Έλληνες αποτελούσαν το 90% των κατοίκων της Κρήτης.

Η επίσημη ανακήρυξη της Ένωσης της Κρήτης με την Ελλάδα, γίνεται λοιπόν την Κυριακή της 1η Δεκεμβρίου του 1913 στα Χανιά, μέσα σε ιδιαίτερα πανηγυρικό κλίμα. Η Κρήτη ήταν ελεύθερη και ενωμένη με την Ελλάδα. Το Κρητικό Ζήτημα, που απασχόλησε επί μακρόν τη διεθνή πολιτική, είχε επιλυθεί.

3.12 Ο εξισλαμισμός των Κρητών

Μετά την κατάληψη από τους Οθωμανούς οι τοπικοί υπάλληλοι και διοικητές άρχισαν να επιβάλλουν βαριά φορολογία στους Κρήτες, παρ' όλο που τα σουλτανικά διατάγματα πρόβλεπαν το αντίθετο. Ταυτόχρονα οι Οθωμανοί καταπίεζαν με κάθε τρόπο τον χριστιανικό πληθυσμό, απαγόντας και κακοποιώντας τις γυναίκες, φονεύοντας, απαιτώντας χρήματα και εμποδίζοντας την τέλεση των θρησκευτικών καθηκόντων. Λόγω αυτής της βίας πλείστοι χριστιανοί αναγκάστηκαν να ασπασθούν τον ισλαμισμό, ώστε να περισώσουν την περιουσία τους και την οικογενειακή τους τιμή. Ο Γάλλος βοτανολόγος και περιηγητής Tournefort που επισκέφθηκε την Κρήτη το 1700 αναφέρει ότι "όλοι οι μουσουλμάνοι κάτοικοι είναι εξωμότες (μπουρμά) ή τέκνα εξωμοτών". Η τουρκική λέξη "μπουρμά" σημαίνει "αυθάδης, θρασύς" και έτσι ονόμαζαν οι Τούρκοι τους εξωμότες γιατί από τον υπερβάλλοντα ζήλο του νεοφώτιστου φέρονταν χειρότερα προς τους Χριστιανούς απ' ό,τι οι Τούρκοι. Ο Πουκεβίλ εκτιμά ότι περίπου 60.000 άλλαξαν θρήσκευμα μέσα στην πρώτη δεκαετία από την Οθωμανική κατάκτηση. Πολλοί από αυτούς που εξισλαμίζονταν τηρούσαν μόνο επιφανειακά τη μουσουλμανική θρησκεία, ενώ διατηρούσαν ακόμα και το χριστιανικό τους όνομα. Όσοι παρέμεναν κρυπτοχριστιανοί γνωρίζονταν μεταξύ τους και συνεννοούντο με μυστικότητα, ενώ έκαναν κρυφά βαπτίσεις, γάμους και άλλες χριστιανικές τελετές. Πολλοί συν τω χρόνο εθίστηκαν στον τρόπο ζωής των Τούρκων και εξισλαμίστηκαν πλήρως. Άλλοι διατήρησαν το χριστιανικό θρήσκευμα, όπως η μεγάλη οικογένεια των Κουρμούληδων που προσέφεραν πολλά στον αγώνα για την απελευθέρωση. Αναφέρεται ότι ολόκληρα χωριά του Σελίνου και Μονοφατσίου, οι κάτοικοι μαζί με τους ιερείς, πήγαιναν στα Χανιά ή το Ηράκλειο και δήλωναν ότι ασπάζονται τον Μωάμεθ. Μερικές φορές η προσέλευση ήταν τόσο μαζική ώστε οι μιάμηδες δεν προλάβαιναν να τελέσουν τις σχετικές τελετές και αρκούσαν στη φράση: "Αϊντε, Τούρκος" (Ζαμπέλιος, σ. 287, 288).

3.13 Ελλάδα και Κρήτη

Το 1855 με σουλτανικό φερμάνι επιβλήθηκε ο σεβασμός όλων των θρησκειών στην Αυτοκρατορία και τότε πολλοί Κρητικοί που είχαν επιφανειακά εξισλαμισθεί επανήλθαν στον Χριστιανισμό.



Εικόνα 13: Ελλάδα και Κρήτη

3.14 Μεταφορές

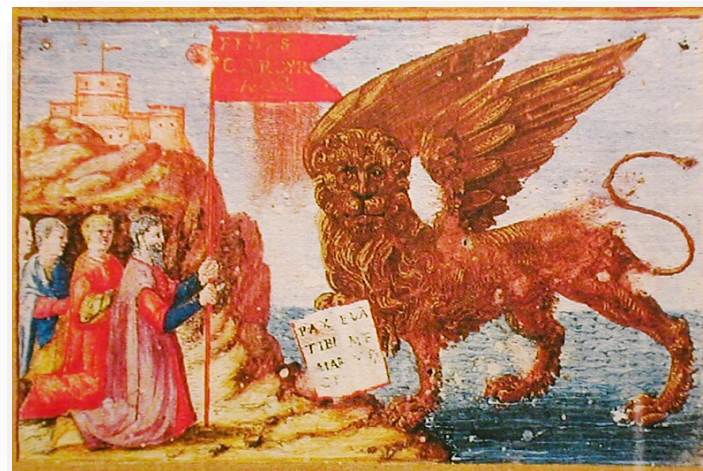
Η Κρήτη έχει ένα καλά ανεπτυγμένο οδικό δίκτυο, ιδιαίτερα στο βόρειο τμήμα του νησιού. Συνδέεται ακτοπλοϊκώς καθημερινά με τον Πειραιά με τα λιμάνια του Ηρακλείου, που είναι από τα μεγαλύτερα της Ελλάδας και της Σούδας, τα οποία είναι τα κύρια λιμάνια του νησιού. Άλλα λιμάνια στη βόρεια ακτή της Κρήτης είναι του Κισάμου, των Χανίων, του Ρεθύμνου, του Άγιου Νικόλαου και της Σητείας. Υπάρχει συχνή αεροπορική σύνδεση με την Αθήνα. Στη Κρήτη υπάρχουν τρία αεροδρόμια, στο Ηράκλειο, όπου το αεροδρόμιό του Νίκος Καζαντζάκης, είναι το δεύτερο στην Ελλάδα σε κίνηση επιβατών και εμπορευμάτων και το πρώτο σε πτήσεις Τσάρττερς, στα Χανιά και στη Σητεία.

Στην Κρήτη υπήρξε βιομηχανικό σιδηροδρομικό δίκτυο, από το 1922 έως το 1935, που συνέδεε τον Κούλε Ηρακλείου με τον Ξηροπόταμο Ηρακλείου, όταν κατασκευάζονταν το λιμάνι του Ηρακλείου. Μελέτες για την ανάπτυξη σιδηροδρομικού δικτύου στην Κρήτη, υπήρξαν πριν το 1900. Το καλοκαίρι του 2007, στο συνέδριο των απόδημων Κρητών, που έγινε στο Ηράκλειο, οι συγκοινωνιολόγοι Γιώργος Νάθενας και Βασίλης Οικονομόπουλος προτείνουν την ανάπτυξη σιδηροδρόμου στην Κρήτη, κυρίως στη διαδρομή Χανιά- Ρέθυμνο-

Ηράκλειο, την οποία το τρένο θα διανύει σε 50 λεπτά (20+30 λεπτά), ενώ προβλέπονται επεκτάσεις προς Κίσαμο, Νέο Αεροδρόμιο Καστελλίου Πεδιάδος και Άγιο Νικόλαο. Επίσης θα μπορεί να δρομολογηθεί rail ferry (φέρει μπόουτ που μεταφέρει τρένα) από το Καστέλλι Κισσάμου προς τη Νεάπολη Λακωνίας. Το 2012 δημοσιεύτηκαν σε εφημερίδες στοιχεία μελέτης (διπλωματικής εργασίας) για σιδηροδρομική σύνδεση Χανίων - Ηρακλείου.

4. Ενετοκρατία στην Ελλάδα

Από τις σταυροφορίες ακόμα, αλλά και μετά από την άλωση της Κωνσταντινούπολης από τους Τούρκους, το 1453, οι Ευρωπαίοι (Φράγκοι, Βενετοί, Γενουάτες) είχαν συνεχή παρουσία στον ελλαδικό χώρο, κυρίως στο νότο και στα νησιά, σε συνεχείς αναμετρήσεις με το στόλο της οθωμανικής αυτοκρατορίας. **Στην Ενετοκρατία** (12^{ος} - 17^{ος} αι.), οι Βενετοί κυριάρχησαν στα νησιά του Αιγαίου και του Ιονίου, στην Κρήτη και για λίγο στην Πελοπόννησο (Βενετοί και πελοποννησιακό κρασί).



Εικόνα 14: Ο φτερωτός Λέων

Ανέκαθεν, οι Ευρωπαίοι εκτιμούσαν τους ελληνικούς οίνους, όχι μόνο για την ποιότητά τους, αλλά και γιατί άντεχαν στα μακρινά θαλάσσια ταξίδια. Έτσι, τα φράγκικα και τα βενετσιάνικα πλοία αρχίζουν να φορτώνουν όλο και πιο πολλά κρασιά της Κρήτης, των Κυκλάδων και της Μονεμβασιάς. Άλλωστε, η τελευταία, χάρισε το απάνεμο λιμάνι της και το όνομά της, Μαλβάζια, στον πιο περιζήτητο οίνο της εποχής, τον Μαλβαζία οίνο και στη συνέχεια, σε πολλές ποικιλίες αμπέλου, καθώς όμως και σε αναπόφευκτες απομιμήσεις αυτού του οίνου (σήμερα αναβιώνει στην Ελλάδα, μέσω της θέσπισης νέου οίνου ΠΟΠ, του ΠΟΠ Μονεμβασία-Malvasia). Το εμπόριο του Μαλβαζία οίνου αποτέλεσε μία από τις μεγαλύτερες επιχειρήσεις μεταφοράς κρασιών στην παγκόσμια οινική ιστορία. Η χρυσή εποχή των ελληνικών κρασιών **στην Ενετοκρατία**, θα λήξει με την οριστική κυριαρχία των Τούρκων, όχι

μόνο στην ηπειρωτική, αλλά και στη νησιωτική Ελλάδα, μετά από εξαιρετική πορεία, με ένδοξες στιγμές, όπως αυτή της φήμης των σαντορινιών κρασιών στο Παρίσι. Ωστόσο, ο πόλεμος και στο κρασί ξεκίνησε από τα μέσα περίπου του 17^{ου} αι., με τις προστριβές Βενετών και Τούρκων στο Αιγαίο πέλαγος.



Εικόνα 15: Εκκλησία στην Κέρκυρα

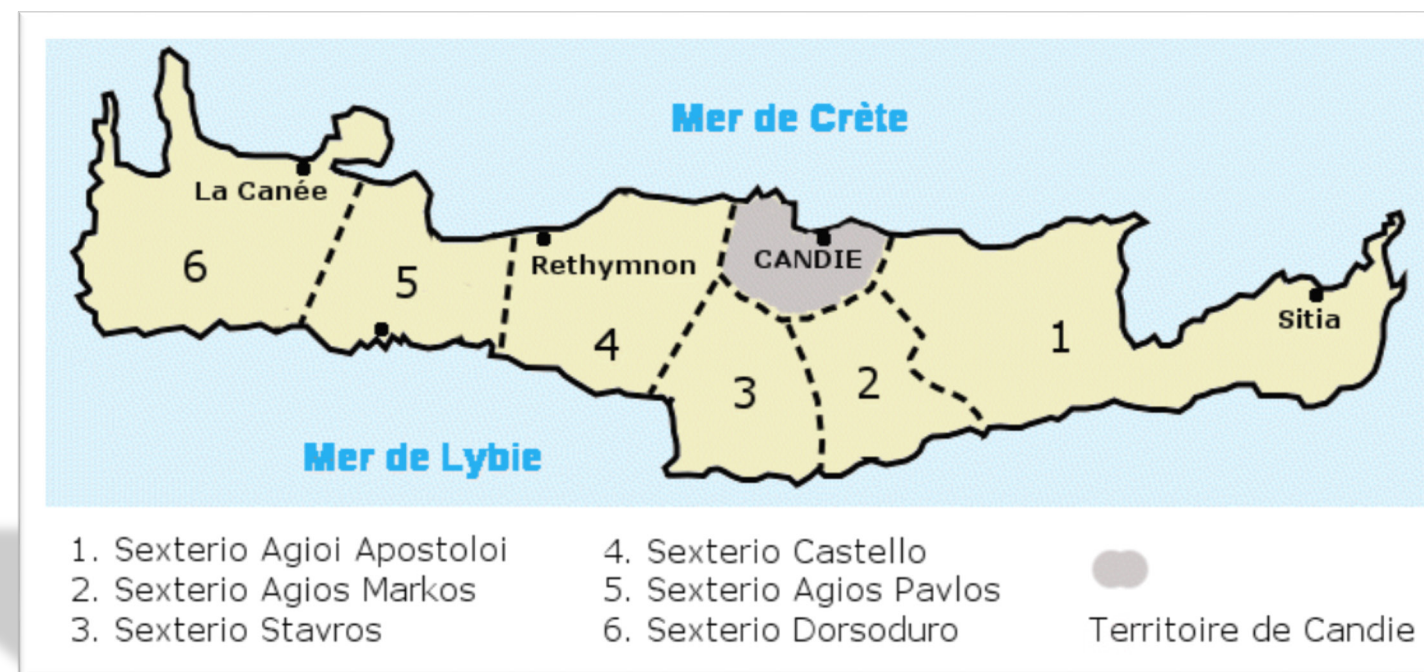
5. Η Ενετοκρατία στην Κρήτη

Επί Ενετοκρατίας η Κρήτη χωρίστηκε σε τέσσερα διαμερίσματα: Χάνδακα, Ρεθύμνου, Χανίων και Σητείας. Το διαμέρισμα του Ρεθύμνου ήταν χωρισμένο σε τρεις καστελλανίες : Milopotamo, San Basilio και Amari . Στην Κρήτη χρησιμοποιήθηκε από τους Ενετούς, καθεστώς φέουδων στρατιωτικής μορφής με διοικητικά χαρακτηριστικά ανάλογα της Ενετικής μητρόπολης.



Εικόνα 16: Η Κρήτη το 1563. Ναυτικός χάρτης από τον Giorgio Calaroda (Παλάτι των Δόγηδων)

Ανώτατη αρχή ήταν ο δούκας με δύο συμβούλους (consiliari). Αυτοί συγκροτούσαν την τοπική διοίκηση (regimen). Ο δούκας είχε την έδρα του στον Χάνδακα και η θητεία του ήταν δύο χρόνια. Στα υπόλοιπα διαμερίσματα Χανίων, Ρεθύμνου, Σητείας την διοίκηση ασκούσαν οι ρέκτορες (rectores) με πολιτικές και στρατιωτικές εξουσίες. Στα Σφακιά υπήρχε καθεστώς ημι-ανεξαρτησίας. Την εξουσία είχε ο προνοητής (pronveditor) με δέκα άντρες. Γενικός στρατιωτικός διοικητής ήταν ο καπιτάνιος (capitan general) με έδρα τον Χάνδακα. Κάθε διαμέρισμα είχε δικό του ταμείο (camera) με προϊστάμενο τον camerario. Στην κατώτερη ιεραρχία ανήκαν οι δικαστές (giudici), οι αγορανόμοι (giustiziarri) και οι αστυνόμοι (domini di nocte). Στο τέλος της θητείας τους οι ανώτεροι διοικητικοί υπάλληλοι υπέβαλλαν στη μητρόπολη έκθεση (relazione) με στοιχεία για την κατάσταση που επικρατούσε στο νησί, στο χώρο αρμοδιότητάς τους και κατέθεταν προτάσεις. Τα δικαιώματα και οι υποχρεώσεις των υπαλλήλων ήταν καταγεγραμμένα στα καπιτουλάρια (capitularia), λεπτομερώς. Οι Καστελλάνοι όφειλαν να μεριμνούν για τον άρτιο εξοπλισμό των στρατιωτών, ήταν υποχρεωμένοι να ενημερώνουν το διοικητικό τους κέντρο για τις ποινές και τα πρόστιμα που είχαν επιβάλλει και να τηρούν βιβλίο με τα ονόματα των φρουρών. Απαγορεύονταν να κάνουν εμπόριο τροφίμων και να συμμετέχουν σε μυστήρια ορθοδόξων. Διάφορα συμβούλια με συμβουλευτικό κυρίως χαρακτήρα, πλαισιώναν τις ανώτατες αρχές: το Συμβούλιο των Φεουδαρχών (Consilium Feudatorum), το Μεγάλο Συμβούλιο (Consilium Maius) και το Συμβούλιο των Κλητών (Consilium Rogatorum). Το Συμβούλιο των Κλητών διόριζε ειδική επιτροπή τους Sapientes, οι οποίοι ήταν επιφορτισμένοι με την εισήγηση προτάσεων. Οι ευγενείς και αργότερα οι αστοί μπορούσαν να στέλνουν πρεσβείες στη μητρόπολη με διάφορα αιτήματα, που αφορούσαν συνήθως κατοχύρωση προνομίων.



Εικόνα 17: Αρχική διοικητική διαίρεση Κρήτης κατά την Ενετοκρατία

Στην ανώτατη κοινωνική βαθμίδα ανήκαν οι Βενετοί ευγενείς και φεουδάρχες (nobili veneti, feudati). Στα έγγραφα αναφέρονται «ευγενέστατοι άρχοντες και εκλαμπρότατοι αφέντες». Οι ευγενείς ήταν καθολικοί, άποικοι ή απόγονοι αποίκων και είχαν πλήρη πολιτικά δικαιώματα. Οι τίτλοι ευγένειας ήταν κληρονομικοί. Στους πρώτους αιώνες της ενετοκρατίας οι ευγενείς κατείχαν τα μεγαλύτερα φέουδα. Απ' το 16ο αι. το φεουδαρχικό σύστημα είχα αρχίσει να παρακμάζει. Τα φέουδα είχαν καταμεριστεί, είχαν μεταβιβαστεί σε τρίτους και σημαντικές εκτάσεις είχαν αποχερσωθεί. Έτσι πολλοί από τους παλιούς ευγενείς με τα μεγάλα φέουδα έχασαν και τους τίτλους ευγενείας που είχαν πάψει να έχουν την αρχική τους σημασία και δεν αποτελούσαν πια παρά αντικείμενο συναλλαγών.

Αριστοκράτες δεύτερης κατηγορίας ήταν οι Κρητικοί ευγενείς (nobili cretensi). Η κρητική ευγένεια απονέμετε με διάταγμα του δόγη σε αντάλλαγμα στρατιωτικών, πολιτικών ή και χρηματικών υπηρεσιών. Η ευγένεια αυτή (nobilitas cretensis), που ήταν υποδεέστερη της ενετικής και είχε τοπική αξία, παραχωρήθηκε και σε πολλούς απόγονους της παλαιάς ελληνικής αριστοκρατίας, τους αρχοντορωμαίους, οι οποίοι, σύμφωνα με την παράδοση που έχει άλλωστε ιστορική βάση, κατάγονταν από τα «δώδεκα αρχοντόπουλα» του Βυζαντίου.

Οι κάτοικοι των πόλεων, όσοι δεν ήταν ευγενείς, ονομάζονταν πολίτες ή αστοί (cittadini , burgenses). Η τάξη αυτή απαρτιζονταν από δημόσιους υπαλλήλους και ελεύθερους επαγγελματίες. Στην κατώτερη κοινωνική βαθμίδα ανήκε ο λαός των πόλεων και της υπαίθρου (plebe , populari ή populani , villani ή contadini). Οι χωρικοί διακρίνονταν σε άγραφους (agrafi), απελεύθερους (franchi) και σε παροίκους (villani parici), που δούλευαν στα κτήματα του δημοσίου ή των ιδιωτών. Οι χωρικοί κατέβαλλαν φόρους (ακρόσιχο, καπνικό) και ήταν υποχρεωμένοι σε αγγαρείες και κανίσκια. Αντίθετα οι «τσιταδίνιοι» ήταν απαλλαγμένοι από αγγαρείες. Είχαν την υποχρέωση στρατιωτικής θητείας, την καταβολή μικρού φόρου και της παροχής στέγης στους ξένους μισθοφόρους που υπηρετούσαν στην Κρήτη. Η πιο βαριά αγγαρεία ήταν στις γαλέρες. Πολλές φορές σε όσους έπεφτε αυτή η αγγαρεία αναγκάζονταν για να την αποφύγουν να τρέπονται σε φυγή στα βουνά ή να πουλούν τα υπάρχοντά τους για να πληρώσουν αντικαταστάτες, τους λεγόμενους «αντισκάρους». Οι περισσότεροι Κρητικοί ανήκαν στην τάξη των πάροικων.

Πρέπει να σημειωθεί μια χωριστή ομάδα πληθυσμού, η μειονότητα των Εβραίων. Τα μέλη της εβραϊκής κοινότητας ήταν κυρίως έμποροι και τοκογλύφοι και απέδιδαν υψηλούς φόρους στο δημόσιο και αναγκαστικά δάνεια, κυρίως σε περιόδους στρατιωτικών αναγκών.

5.1 Εξέγερση Αλέξιου Καλλέργη στο Μυλοπόταμο το 1283

Το 1283 άρχισε στην Κρήτη η μεγαλύτερη επανάσταση της κρητικής αριστοκρατίας εναντίον των Ενετών με αρχηγό τον ισχυρό άρχοντα του Μυλοποτάμου Αλέξιο Καλλέργη. Στην πραγματικότητα προσπάθησε να εξαναγκάσει τους Ενετούς να του παραχωρήσουν ευρύτατα προνόμια και να του αναγνωρίσουν την ανεξαρτησία του. Ήξερε πολύ καλά ότι και η ανεξαρτησία της Κρήτης ήταν αδύνατη αλλά και η ένωσή της με το Βυζάντιο επίσης αδύνατο. Εξασφάλισε την υποστήριξη πολλών αρχοντικών οικογενειών, των παροίκων και του κλήρου και ξεκίνησε το σύστημα μικροπολέμου (guerilla), με το οποίο καταπονούσε και εξαντλούσε τις ενετικές δυνάμεις. Πολύ γρήγορα έγινε κύριος της Δυτικής Κρήτης. Επί δέκα χρόνια ακολούθησε την ίδια τακτική. Αυτό το διάστημα ξέσπασε και ο βενετογενουατικός πόλεμος. Ζήτησαν τη βοήθεια του Καλλέργη και οι Γενουάτες και ο αυτοκράτορας Ανδρόνικος Β'. Ο Καλλέργης αποφάσισε ότι ήταν η στιγμή να αποσπάσει ότι επιθυμούσε από τους Ενετούς. Έτσι στράφηκε στην κατεύθυνση των συνθηκολογήσεων που κατέληξαν

στη συμφωνία του 1299. Με αυτήν η Ενετία αναγνώριζε την ηγεμονική θέση του Καλλέργη σε αντάλλαγμα του όρκου πίστης και υπακοής στη Βενετική Πολιτεία. Στον Καλλέργη επιστράφηκαν τα κτήματά του και του παραχωρήθηκαν και άλλα. Μπορούσε να τα παραχωρήσει σε όποιον ήθελε, μπορούσε να διατηρεί άλογα, να απελευθερώνει παροίκους, να κυκλοφορεί ελεύθερα στις πόλεις και στα φρούρια και να δέχεται κανίσκια. Ο Καλλέργης αποκτούσε το δικαίωμα να πακτώσει τα μοναστήρια του δημοσίου και του λατινικού πατριαρχείου, καθώς και τις επισκοπές Μυλοποτάμου και Καλαμώνος. Επιτρέπεται να εγκατασταθεί στην περιοχή του Αρίου Έλληνας επίσκοπος. Δικαιούνταν οι Κρητικοί να μεταβαίνουν εκτός Κρήτης για να χειροτονηθούν και ορίστηκε οι παπάδες, οι διάκονοι και τα παιδιά τους, εφόσον δεν ήταν πάροικοι, να μην είναι «διακρατημένοι πάροικοι». Η συνθήκη της Βενετίας με τον Αλέξιο Καλλέργη υπήρξε επωφελής για όλους τους Κρητικούς, άρχοντες, κλήρο και παροίκους. Κατοχυρώθηκαν τα προνόμια των αρχόντων μέσα στο ενετικό καθεστώς. Ο Καλλέργης ισχυροποιείται απέναντι στους Ενετούς και απέναντι στους υπόλοιπους άρχοντες. Το 1304 πουλά στη Βενετία 60.000 μουζούρια σιτάρι. Το 1381 η Βενετία παραχώρησε το προνόμιο της βενετικής ευγένειας στο γιο του Αλεξίου, Γεώργιο Καλλέργη

5.2 Επαναστάσεις επί Ενετοκρατίας

Οι Κρητικοί με την προοπτική «άλωσης» της βυζαντινής αυτοκρατορίας και την αναμενόμενη «πτώση» της, δέθηκαν περισσότερο με τους τοπικούς άρχοντες (οι οποίοι κατάγονταν από βυζαντινές οικογένειες) και τον κλήρο. Οι αριστοκρατικές αυτές οικογένειες διέθεταν μεγάλη οικονομική και κοινωνική δύναμη και μαζί με τον κλήρο ασκούσαν τεράστια επιρροή στον τοπικό πληθυσμό. Οι εξεγέρσεις στην Κρήτη(που στο σύνολό τους αριθμούν 27) ξεκίνησαν από την πρώτη περίοδο της Ενετοκρατίας και είναι σίγουρο ότι ανάγκασαν τους Ενετούς να τροποποιήσουν ή και να εγκαταλείψουν, αρκετές φορές, τα αρχικά τους σχέδια για το νησί. Επικεφαλής των κινημάτων αυτών ήταν οι τοπικοί άρχοντες, οι οποίοι ωστόσο δεν εξεγέρθηκαν ποτέ όλοι μαζί. Ήδη από τα τέλη της βυζαντινής περιόδου είχαν αναδειχθεί τεράστιες διαφορές μεταξύ των τοπικών αρχόντων. Όλοι τους ήταν φορτισμένοι με την βυζαντινή-αριστοκρατική τους καταγωγή, ενώ μερικοί από αυτούς είχαν εξελιχθεί σε ισχυρούς γαιοκτήμονες-φεουδάρχες με ισχυρές αυτονομιστικές τάσεις, αρνούμενοι να υπακούσουν σε κάποιο κέντρο αποφάσεων. Έτσι δεν κατόρθωσαν ποτέ να αντιτάξουν κοινό μέτωπο επαναστατών κατά των Ενετών.

Εν συντομία οι επαναστατικές κινήσεις των Κρητών, έχουν ως εξής:

⇒ 1211 - επαναστατικό κίνημα Αγιοστεφανιτών στο Μιράμπελλο και στη Σητεία. Συνθηκολόγησαν τέλη 1212

⇒ 1219 - ο Βενετός Πέτρος Filocaveno, κλέβει τα άλογα του άρχοντα Ιωάννη Σκορδίλλη Σκαντζέα στο Βινίραγο (Μονοπάρι) του Ρεθύμνου. Οι Σκορδίλληδες κατέφυγαν στον Δούκα της Κρήτης, ο οποίος και δεν ενδιαφέρθηκε ιδιαίτερος για το συμβάν. Τότε άρχισαν επίθεση εναντίον των Ενετών που πολύ γρήγορα εξαπλώθηκε σε όλη τη Δυτική Κρήτη. Το ίδιο έτος υπεγράφη συνθήκη με την οποία οι Σκορδίλληδες και οι Μελισσηνοί κέρδισαν χρήματα και χωράφια. Ορίστηκαν στρατιωτικές υποχρεώσεις και για τους Κρητικούς, οι βιλλάνοι μπορούσαν να παντρεύονται ελεύθερα, να προικίζουν τις θυγατέρες τους, να γίνονται μοναχοί ή ιερείς, να δωρίζουν την περιουσία τους σε μοναστήρια, μπορούσαν να προσφεύγουν στο Δούκα όταν οι Βενετοί τους αδικούσαν και χορηγήθηκε γενική αμνηστία. Οι Ενετοί εγκαινιάζουν διαλλακτική στάση απέναντι στις επαναστάσεις στην Κρήτη

- και πολιτική συνθηκολογήσεων. Εγκαταλείπουν, μόλις οχτώ χρόνια μετά την «κατάκτηση» της Κρήτης, τα αρχικά τους σχέδια. Η τοπική αριστοκρατία ενσωματώνεται στους κόλπους του ενετικού καθεστώτος, διατηρώντας προνόμια και οικονομική εξουσία
- ⇒ 1224 - οι Μελισσηνοί με νέα εξέγερση μεγαλώνουν τα φέουδά τους
 - ⇒ 1228 - κίνημα Σκορδίληδων και Μελισσηνών με την υποστήριξη του αυτοκράτορα Νίκαιας Ιωάννη Βατάτζη. Οι επαναστάτες κατέλαβαν το Ρέθυμνο, τον Μυλοπόταμο και το Καινούργιο. Τελικά στους αρχηγούς της επανάστασης Νικόλαο Δαιμονογιάννη και Μιχαήλ Μελισσηνό παραχωρήθηκαν φέουδα
 - ⇒ 1233 - ολοκληρώθηκε με τη συνθήκη των δύο Συβριτών, σύμφωνα με την οποία τα κτήματα των αρχόντων διατηρούνται ανέπαφα και ορίζονται τα εδάφη όπου οι Κρητικοί μπορούν να σπείρουν και να βοσκήσουν
 - ⇒ 1265 - ο βυζαντινός αυτοκράτορας Μιχαήλ Η' Παλαιολόγος αναγνώρισε την κατοχή της Κρήτης από τους Ενετούς
 - ⇒ 1272-1278, κίνημα Γεώργιου και Θεόδωρου Χορτάτζη στο Ρέθυμνο. Ο Γεώργιος Χορτάτζης σκότωσε έναν φιλοβενετό Κρητικό. Αρνήθηκε να παρουσιαστεί στις βενετικές αρχές και κήρυξε επανάσταση εναντίον των Ενετών. Μετά από αρκετές νίκες, τελικά οι Χορτάτζηδες ηττήθηκαν και αναγκάστηκαν να εγκαταλείψουν το νησί. Κατέφυγαν στον αυτοκράτορα ο οποίος και τους εγκατέστησε στα παράλια της Μικράς Ασίας
 - ⇒ 1283 - κίνημα Αλέξη Καλλέργη στο Μυλοπόταμο. Ήταν η μεγαλύτερη επανάσταση της Κρητικής αριστοκρατίας εναντίον των Ενετών
 - ⇒ 1319 - επανάσταση στα Σφακιά
 - ⇒ 1330 - εξέγερση στις Μαργαρίτες Μυλοποτάμου με αρχηγό τον Βάρδα Καλλέργη, εξαιτίας της έκτακτης φορολογίας και των καταχρήσεων των Βενετών φοροεισπρακτόρων
 - ⇒ 1341- 1349 - επανάσταση Λέοντος Καλλέργη και Ψαρομιλήγγων
 - ⇒ 1363-1366 - αποστασία Αγίου Τίτου. Δύο βενετικές οικογένειες (Gradonico και Venier) δυσαρεστημένοι από την αβάστακτη φορολογία ενώθηκαν με τους Καλλέργηδες , κατέλυσαν τη βενετική κυριαρχία και ίδρυσαν αυτόνομη και ανεξάρτητη δημοκρατία υπό την αιγίδα του Αγίου Τίτου, πολιούχου του νησιού. Δούκας εξελέγη ο Μάρκος Γραδόνικος. Η στάση των δύο βενετικών οικογενειών χαρακτηρίστηκε προδοσία από τη Βενετία. Το 1364 οι Ενετοί κατέλαβαν τον Χάνδακα. Οι βενετοί επαναστάτες αποκεφαλίστηκαν ως *proditores rebelles*. Οι Καλλέργηδες ηττήθηκαν το 1367 στα Σφακιά
 - ⇒ 1460-1462 - ισχυρή συνωμοτική κίνηση από το Σήφη Βλαστό, ευγενή του Ρεθύμνου, με μεγάλο αριθμό αφοσιωμένων οπαδών, που αντιδρούσαν στη βίαιη επιβολή της ένωσης των δύο εκκλησιών. Έχει προηγηθεί η άλωση της Κωνσταντινούπολης. Στη σύλληψη των επαναστατών και τη διάλυση της συνωμοσίας βοήθησαν οι φιλοβενετοί Καλλέργηδες και Γαβαλάδες και ο Εβραίος Δαβίδ Μαυρογόνατος
 - ⇒ Το 16ο αι. τα κινήματα στην Κρήτη έχουν έντονο «αγροτικό» χαρακτήρα. Το φεουδαρχικό σύστημα έχει παρακμάσει και ωθούμενοι από τις βιοτικές τους ανάγκες προχωρούν σε διάφορες κινητοποιήσεις απαιτώντας ικανοποίηση διαφόρων πρακτικών αιτημάτων(διεκδίκηση γης και ελευθεριών, μείωση ή κατάργηση αγγαρειών κ.λπ.). Οι άρχοντες είχαν διατηρήσει τα μεγάλα γονικά κτήματά τους και οι εξεγέρσεις τους αποσκοπούσαν στην κατοχύρωση κτημάτων που τους είχε δωρίσει το κράτος, όπου η κεντρική εξουσία διατηρούσε την ψιλή κυριότητα. Οι Κρητικοί γενικά ταυτίζονταν με τους πληθυσμούς της βυζαντινής αυτοκρατορίας. Εθνική συνείδηση, με τη σύγχρονη έννοια του όρου, δεν

υπάρχει ακόμα επί Ενετοκρατίας, απλά ο Κρητικός ταυτίζει την αυτοκρατορία με την ορθοδοξία. Το χριστιανικό θρησκευτικό αίσθημα του Κρητικού βρίσκεται σε διαφορετικό επίπεδο με το ξένο, ετερόδοξο καθολικό και αυτή η διαφορά αρχίζει να θέτει τις βάσεις της εθνικής συνείδησης.

Το επαναστατικό πνεύμα που αναπτύχθηκε στην Κρήτη ερμηνεύεται από τις αυτονομιστικές τάσεις των βυζαντινών γαιοκτημόνων (οι οποίοι εκπροσωπούν στη Κρήτη τα «δώδεκα βυζαντινά αρχοντόπουλα» του «κυρ Φωκά» οι οποίοι θεωρούσαν, ακόμα και μετά την άλωση της Πόλης ότι είχαν συγγενικούς δεσμούς με τους αυτοκράτορες) και την αντίστοιχη υπακοή των εργατών γης στους άρχοντές τους, από την υπακοή των Κρητικών στον κλήρο (αφού αυτός ταυτίζεται με συναισθηματικά αυτοκρατορικά ιδεώδη), από τον αντιστασιακό χαρακτήρα όλων των στρωμάτων του Κρητικού πληθυσμού και από τη μορφολογία του Κρητικού εδάφους, που διευκολύνει αντίσταση και πολεμικές ενέργειες. Γι' αυτό η Κρήτη είναι ο μόνος λατινοκρατούμενος ελληνικός χώρος που διακήρυξε ανοικτά την αντίθεσή της στην ξένη ενετοπαπική κατοχή. Εξάλλου η Κρητική εκκλησία, μέχρι και την πτώση του Βυζαντίου, εξακολουθούσε να θεωρεί ως μόνους νόμιμους ηγεμόνες τους βυζαντινούς αυτοκράτορες («επί της βασιλείας των ορθοδόξων και φιλοχρίστων ημών βασιλέων»). Γι' αυτό κυριαρχεί η βυζαντινή τεχνοτροπία το 14ο και 15ο αι. παντού αλλά και οι κτητορικές επιγραφές μνημονεύουν ονόματα βυζαντινών αυτοκρατόρων.

Η Βενετία βλέποντας ότι η πολιτική της κυριαρχία κινδυνεύει στην Κρήτη, εξαιτίας της επιρροής του Οικουμενικού Πατριαρχείου, απαγόρευσε χειροτονίες ιερέων, κατάργησε τις ορθόδοξες επισκοπές και αφαίρεσε περιουσίες από εκκλησίες και μονές. Στη θέση των ορθόδοξων επισκόπων τοποθετήθηκαν Λατίνοι, προϊστάμενοι του κλήρου ορίστηκαν πρωτοπαπάδες και πρωτοψάλτες, μισθοδοτούμενοι από το κράτος στο οποίο δήλωναν πίστη. Η προσπάθεια επιβολής στους κρητικούς του φλωρεντιανού όρου πίστης δημιούργησε φανατική αντίδραση στις παπικές διαθέσεις και απέδειξε την πλήρη ταύτιση του κρητικού πληθυσμού με τους πληθυσμούς της βυζαντινής αυτοκρατορίας και ανέδειξε τις ιδεολογικές και κατά προέκτασιν πολιτικές διαφορές των Κρητών με τους κατακτητές τους. Αντέδρασε δηλαδή η Κρήτη στην αφομοίωση από τους κατακτητές και στη λήθη της κοινής καταγωγής. Το θρησκευτικό συναίσθημα δηλαδή δημιουργεί τις βάσεις της νέας εθνικής συνείδησης των Κρητικών. Γι' αυτό η Κρήτη αισθάνεται ότι είναι υποχρεωμένη να λάβει μέρος στην τελευταία υπεράσπιση της Πόλης και ότι όφειλε να διαφυλάξει ό,τι πολυτιμότερο είχε απομείνει από τη βυζαντινή κληρονομιά.

Ο πληθυσμός της Κρήτης επί Ενετοκρατίας ήταν περίπου 200.000 κάτοικοι. Συγκεκριμένα το 1510 είχε 300.000, το 1534 είχε 175.268, το 1571 παρουσιάζεται με 160.000. το 1575 έχει 1070 χωριά και 219.000 κατοίκους και το 1577 έχει 183.798. Το 1583 ο Πέτρος Καστροφύλακας κατέγραψε συστηματικά τον πληθυσμό του νησιού, οπότε το διαμέρισμα του Χάνδακα αναφέρεται με 84.158 κατοίκους, της Σητείας με 22.312, το διαμέρισμα των Χανίων με 48.790 και το διαμέρισμα του Ρεθύμνου με 46.400 κατοίκους. Το 1627, 1639, και 1644 το νησί καταγράφεται με 192.725, 254.00 και 287.165 κατοίκους αντίστοιχα. Στα χωριά κατοικούσαν σχεδόν αποκλειστικά Έλληνες ενώ στις πόλεις Ενετοί φεουδάρχες, Ιταλοί έμποροι και Εβραίοι.

Ο 'μαύρος θάνατος' δηλαδή η πανώλη έπληττε κατά καιρούς την Κρήτη με αποτέλεσμα να αποδεκατίζεται ο πληθυσμός, κυρίως στα χωριά. Κατά διαστήματα οι Ενετοί αναγκάζονταν να παραχωρούν φορολογικές απαλλαγές, ενετική υπηκοότητα και άλλα προνόμια για να προσελκύσουν πληθυσμό από τα χωριά στις πόλεις του νησιού. Επίσης αρκετές φορές έφταναν

στην Κρήτη πρόσφυγες από αλλά μέρη της Ελλάδας που τις πιο πολλές φορές τους παραχωρούνταν προνόμια και γη. Το 1363, ύστερα από αίτημα του αρχιεπισκόπου Αρμενίων, εγκαταστάθηκαν στην Κρήτη δύο χιλιάδες Αρμένιοι που εκδιώχθηκαν από τους Τούρκους. Το 1543, η βενετική σύγκλητος αποφάσισε να αποζημιώσει τους κατοίκους της Μονεμβασίας και του Ναυπλίου, που έχασαν τις περιουσίες τους κατά τη διάρκεια του βενετοτουρκικού πολέμου, παραχωρώντας τους εκτάσεις στο Λασιθί.

Ως τα τέλη του 15ου αι. οι Τούρκοι είχαν περιοριστεί σε μεμονωμένες πειρατικές επιθέσεις εναντίον της Κρήτης. Η σημαντικότερη απ' αυτές ήταν του 1471, που ο Τουρκικός στόλος κατέστρεψε πολλά χωριά της Σητείας. Το 1522 επιτέθηκαν στην Ιεράπετρα και το 1527, στα Χανιά. Το 1538, στη διάρκεια του τρίτου βενετοτουρκικού πολέμου, η τουρκική αρμάδα με επικεφαλής τον Χαϊρεδίν Μπαρμπαρόσσα, επιτέθηκαν σε ολόκληρη τη βόρεια Κρήτη, έκαψαν όλα τα χωριά γύρω από το Φόδελε και προκάλεσαν εκτεταμένες καταστροφές σε όλο σχεδόν το Μυλοπόταμο. Αυτή την περίοδο πολλοί Κρητικοί άρχοντες προσέφεραν μεγάλη βοήθεια στους Ενετούς. Το 1567 είχαμε νέες λεηλασίες και αιχμαλωτισμούς από τους Τούρκους υπό τον Σουλτάν Σελήμ και το 1571 από τον Ουλούτς Αλή. Όλες αυτές οι επιθέσεις ανέδειξαν τον ανερχόμενο τουρκικό κίνδυνο και την αναγκαιότητα της ενίσχυσης της άμυνας του νησιού, οπότε προχώρησαν στην κατασκευή οχυρωματικών έργων και επί τη ευκαιρία στην ανέγερση διαφόρων δημόσιων κτιρίων. Δαπανήθηκαν μεγάλα ποσά από τη Γαληνοτάτη για την κατασκευή των φρουρίων και συγχρόνως επιβαρύνθηκαν οι κάτοικοι με έκτακτους φόρους και αγγαρείες.

5.3 Εμπόριο και οικονομία

Τα σημαντικότερα εξαγόμενα της Κρήτης ήταν το κρασί, το λάδι το τυρί και το σιτάρι της Μεσσαράς. Το σιτάρι της Μεσσαράς αποστέλλονταν στην Κάρπαθο, Σαντορίνη και Κύθηρα. Τα κρασιά ήταν φημισμένα στη Φλάνδρα, Πορτογαλία και στην Αγγλία. Επί Ερρίκου Η', οι εξαγωγές κρητικών κρασιών στην Αγγλία είχαν τόσο αυξηθεί, που ο βασιλιάς αναγκάστηκε το 1522, να στείλει πρόξενο στην Κρήτη. Τα κρητικά τυριά κυκλοφορούσαν κυρίως στον ελληνικό χώρο, ενώ το κρητικό λάδι τις καλές χρονιές έφτανε τα πεντακόσια χιλιάδες μίστατα. Εκτός αυτών η Κρήτη παρήγαγε και μέλι, μπαμπάκι, σταφίδες, κερύ, οπωρικά και ζαχαροκάλαμο. Αργότερα γνώρισε μεγάλη άνθιση η εξαγωγή ξυλόγλυπτων κάθε είδους. Από τη δύση εισάγονταν υφάσματα, κρύσταλλα, γυαλιά, χαρτί, καρφιά, μαχαιροπήρουνα, και από την Ανατολή έφταναν μπαχαρικά, φαρμακευτικά βότανα, αραβική γόμα, παστά και χαβιάρι. Τα κρητικά λιμάνια έπαιζαν σπουδαίο ρόλο στην ανάπτυξη του ενετικού εμπορίου. Ο Χάνδακας αναφέρεται ως «anima» (ψυχή) της Βενετίας. Στον 14ο και 15ο αι. μεγάλη ακμή γνώρισε και το εμπόριο των σκλάβων στην Κρήτη. Στα έγγραφα του 13ου και 14ου αι., αναφέρονται πολλοί Κρητικοί ως έμποροι. Συνέταιροι είτε Βενετών ή Εβραίων. Το 1589 ο Ιωάννης Mocenigo, γράφει ότι οι Κρητικοί ταξιδεύουν σε ολόκληρη τη Μεσόγειο, Συρία, Αλεξάνδρεια, Κωνσταντινούπολη, Αιγαίο και άλλους τόπους της Τουρκίας με όλων των ειδών τα πλοία και τα καΐκια. Εκείνη την εποχή όταν γεννιόταν ένα παιδί λέγονταν ότι γεννιόταν ένας ναυτικός. Από το 16ο αι., η συνειδητοποίηση του τουρκικού κινδύνου, ανάγκασε τους Ενετούς να προσεγγίσουν τους ντόπιους. Έτσι έλαβαν μια σειρά από μέτρα που είχαν ως αποτέλεσμα την ειρηνική συμβίωση ορθόδοξων και καθολικών, τη χειραφέτηση των παραγωγικών τάξεων και την ισότιμη συμμετοχή των Κρητικών στις οικονομικές δραστηριότητες. Η Κρήτη δεν είναι ένας απλός εμπορικός σταθμός αλλά τμήμα του Ενετικού κράτους.

Παραχωρήθηκαν θρησκευτικές ελευθερίες με σκοπό τη συνεργασία σε κάποια αναμενόμενη πλέον τουρκική εισβολή. Η φεουδαρχία είχε παρακμάσει. Τα φέουδα είχαν κατατεμαχιστεί και είχαν εμφανιστεί ιδιοκτήτες Κρητικοί μη ευγενείς. Τα μεγάλα φέουδα δεν καλλιεργούνταν πια με το σύστημα των δουλοπάροικων αλλά με το σύστημα της μίσθωσης. Έτσι εμφανίστηκε μια μικρή αλλά ισχυρή αστική κοινωνία. Οι κοινωνικές και οικονομικές συνθήκες που επικρατούσαν τότε στην Κρήτη ήταν ανάλογες με αυτές των δυτικοευρωπαϊκών πόλεων, οι οποίες είχαν δημιουργήσει την αναγέννηση. Έτσι ήταν επόμενο η Κρητική αστική τάξη να παρασυρθεί από την πολιτισμική επανάσταση που γινόταν στη Δύση. Οι Κρητικοί ήταν κληρονόμοι ενός πλούσιου πολιτισμού, του βυζαντινού, αφομοίωσαν τις ευρωπαϊκές επιρροές, ενσωμάτωσαν αυτές τις επιρροές στο πολιτιστικό τους υπόβαθρο και δημιούργησαν τον Κρητικό πολιτισμό. Ανανέωσαν και τον πνευματικό και τον καλλιτεχνικό πολιτισμό που κατείχαν. Οι σγουράφοι, οι μουράροι, οι πετροκόποι, οι μαρμαράδες, οι ραφτάδες, οι χρυσαφάδες, οι σκουφάδες, οι δοξαράδες, οι σκoiνοπλόκοι, οι σαϊτάδες, οι τσαγγάρηδες, οι καλυκάδες και άλλοι επαγγελματίες ήταν οργανωμένοι σε συντεχνίες, που η κάθε μία είχε ως κέντρο τη δική της εκκλησία και ανέπτυξε εκτός από την επαγγελματική δραστηριότητα και κοινωφελή.

Από τα νοταριακά έγγραφα της εποχής, τα προικοσύμφωνα και τις διαθήκες φαίνεται ότι το 16ο αι., το ελληνικό στοιχείο ευημερεί. Ανώτερος υπάλληλος γράφει ότι «ο πλούτος των ευγενών και των αστών φαίνεται από τα ακριβά φορέματα, τις γιορτές, τα συμπόσια και τις κηδείες, που τελούνται με ασυνήθιστη πολυτέλεια. Αντιθέτως οι κάτοικοι των χωριών υπέφεραν από την εκμετάλλευση των φεουδαρχών και των ανωτέρων κρατικών υπαλλήλων. Έτσι οι χωρικοί αντιμετώπιζαν ευνοϊκά τις εχθρικές εισβολές και αδιαφορούσαν για το ποιος κατείχε το νησί. Μερικές φορές μάλιστα, προσχώρησαν Κρητικοί σε τουρκικά στρατεύματα πιστεύοντας ότι η Τουρκική κατοχή ίσως επιφύλασσε ένα καλύτερο μέλλον.

5.4 Σύζευξη Ενετικού και Κρητικού πολιτισμού

Το φυσικό περιβάλλον της Κρήτης και ο χαρακτήρας των κατοίκων της, με όλα τα πολιτιστικά στοιχεία που αυτός περιείχε, επίδρασαν άμεσα στους Ενετούς που μετακόμισαν στο νησί. Ήδη από τα τέλη του 13ου αι., μνημονεύονται και επιγαμίες μεταξύ Ελλήνων και ενετών. Η σύσφιξη των σχέσεων έγινε εντονότερη από τα μέσα του 16ου αι., οπότε και αμβλύνονται οι θρησκευτικές διαφορές, επέρχεται οικονομική εξίσωση Κρητικών και ξένων, κυρίως στις πόλεις, και η μητροπολιτική Βενετία στρέφεται προς τον ντόπιο πληθυσμό και τον υπολογίζει πολιτικά, λόγω του ανερχόμενου τουρκικού κινδύνου. Η μακρόχρονη ειρηνική συμβίωση είχε ως αποτέλεσμα ένα γόνιμο πολιτιστικό διάλογο, που κατέληξε προοδευτικά σε μια κοινή πολιτιστική έκφραση, την ιταλοκρητική. Η Κρήτη, ήταν φορέας βυζαντινής παράδοσης που το 16ο αι., απορροφούσε αναγεννησιακούς κραδασμούς, αφομοίωνε τα «εύπεπτα» στο χαρακτήρα της στοιχεία, τα αναδημιουργούσε και τελικά τα χρησιμοποιούσε και παρέδιδε, με τον δικό της κρητικό τρόπο. Η Κρήτη διατηρούσε τη μνήμη της Πόλης, αποδεσμευμένη όμως από την κηδεμονία της αλωμένης βυζαντινής πρωτεύουσας, στράφηκε προς άλλες κατευθύνσεις, δυτικές και κυρίως ιταλικές. Συνεκτικός δεσμός της Κρητικής αστικής κοινωνίας με την αναγεννώμενη αστική της Βενετίας, ήταν η ελληνική γλώσσα.

Πέραν της γοητείας που αυτόνομα διαθέτει η ελληνική γλώσσα, ως εργαλείο γνώσης και στοιχείο επιπέδου μόρφωσης εκείνη την εποχή σε ολόκληρη την Ευρώπη, οι ίδιοι οι Ενετοί της Κρήτης μιλούσαν το 16ο αι., μόνο ελληνικά ή τουλάχιστον μια μορφή ελληνικής γλώσσας εμπλουτισμένη με ελληνοποιημένα ιταλικά. Σε πολλές εκθέσεις αξιωματούχων από τη Βενετία παρουσιάζεται η γλωσσική αφομοίωση και η θρησκευτική διάβρωση των παλαιών βενετικών οικογενειών. Ο Ιάκωβος Foscarini γράφει ότι οι παλιοί Ενετοί «έχουν ξεχάσει εντελώς την ιταλική γλώσσα και, επειδή δεν υπάρχει σε κανένα χωριό του νησιού η δυνατότητα να λειτουργηθούν σύμφωνα με το λατινικό δόγμα, είναι αναγκασμένοι μένοντας στο χωριό...να βαφτίζουν τα παιδιά τους, να παντρεύονται και να θάβουν τους νεκρούς τους, σύμφωνα με το ορθόδοξο δόγμα και τα ελληνικά έθιμα. Και αυτοί είναι οι Βενιέρηδες, οι Μπαρμπάριγοι, οι Μοροζίνηδες, οι Μπόνοι, οι Φοσκαρίνηδες, οικογένειες σε όλα ελληνικές...». Το 1584, ο Giulio Garzoni διαπιστώνει ότι οι Βενετοί της Κρήτης μπορούσαν να ονομάζονται Έλληνες. Στο συμβούλιο του 1610 παρουσιάστηκαν 30 Ενετοί και 70 Κρητικοί. Οι Ενετοί σύμφωνα με όλες τις ενδείξεις και τις γραπτές μαρτυρίες θεωρούσαν πατρίδα τους την Κρήτη, γλώσσα τους την ελληνική και έθιμα καθαρά κρητικά.

Απ' την άλλη στη Βενετία είχε συγκεντρωθεί μετά την άλωση της πόλης, πλήθος Ελλήνων, όπου μεταβίβασαν τις γνώσεις τους, τις επιχειρήσεις τους και τους πόθους τους. Αισθανόταν ασφαλής κάτω από την προστατευτική εξουσία της Βενετίας, χριστιανικού κράτους, ικανού να αναλάβει τον αγώνα κατά των Τούρκων. Η ιδεολογική αυτή ροπή παρατηρήθηκε σε ευρύ κύκλο Ελλήνων και Ιταλών ανθρωπιστών. Το 1461 ο Φραγκίσκος Φίλελφος ονόμαζε τη Βενετία, πόλη των πόλεων («urbs urbium»), ονομασία με την οποία ήταν γνωστή η Κωνσταντινούπολη. Το 1468 ο Βησσαρίων δήλωνε ότι θεωρούσε πατρίδα του τη Βενετία, δεδομένου ότι ήταν «ένα άλλο Βυζάντιο». Η Βενετία, μετά την πτώση του Βυζαντίου είχε εξελιχθεί σε κέντρο ελληνικών γραμμάτων. Βασικό κύτταρο αυτού του κέντρου εξελίχτηκαν Κρητικοί.

5.5 Ενετική Κατάκτηση - CANDIA (Ηράκλειο)

Η Δ' Σταυροφορία του 1204 είχε ως συνέπεια την πτώση της Κωνσταντινούπολης και της Βυζαντινής Αυτοκρατορίας στους Σταυροφόρους. Ο Αλέξιος Δ' ο Άγγελος, ραδιούργος σφετεριστής του θρόνου, παραχώρησε την Κρήτη στον Σταυροφόρο Βονιφάτιο Μομφερατικό, ο οποίος με τη σειρά του την πούλησε στο δόγη Δάνδολο της Βενετίας. Οι Βενετοί καθυστερώντας τη διανομή γαιών έδωσαν περιθώριο στον Γενουάτη πειρατή Ερρίκο Πεσκατόρε το 1206 να καταλάβει το νησί και μάλιστα να χτίσει 14 φρούρια σ' αυτό. Μετά από μία σειρά διεκδικήσεων, τελικά το 1211 η Κρήτη οριστικοποιείται στα χέρια των Ενετών, κυριαρχία που θα κρατήσει μέχρι το 1669, όπου η Κρήτη αποτελεί μία ενιαία διοικητική περιφέρεια με το όνομα Βασίλειο της Κρήτης (Regno di Candia), όπου το Ηράκλειο γίνεται η πρωτεύουσα. Οι Ενετοί βελτίωσαν την οχύρωση της πόλης, χτίζοντας ένα τεράστιο τείχος κατά μήκος της πόλης (πάχους μέχρι 40 μ. σε ορισμένα σημεία), που το μεγαλύτερο μέρος του σώζεται μέχρι και σήμερα. Το όνομα της πόλης από «Handaq» έγινε «Candia» στα Ιταλικά.



Εικόνα 18: Χάρτης της Κρήτης επί Ενετοκρατίας

Η Candia (Ηράκλειο), πρωτεύουσα του βασιλείου, υπήρξε τους 5 αιώνες της Ενετοκρατίας το πολιτικό, στρατιωτικό, εμπορικό, κοινωνικό και πνευματικό κέντρο του νησιού, από τα πιο σπουδαία κέντρα της Ανατολικής Μεσογείου. Αναφέρεται ότι το Ηράκλειο απέκτησε τη φήμη της «πρώτης πόλης μετά την πρώτη πόλη» της Ενετικής Δημοκρατίας, δηλαδή για τους Ενετούς ήταν δεύτερο σε σημασία αμέσως μετά τη Βενετία. Αυτό φαίνεται από το γεγονός ότι οι Ενετοί στην πρόσοψη της εκκλησίας της Σάντα Μαρία στη Βενετία έχουν τοποθετήσει ένα ανάγλυφο που δείχνει τα τείχη της Κάντια, το λιμάνι με τα νεώρια και το φρούριο Κούλες, την πύλη Voltone, ναούς, μνημεία και κρήνες της πόλης. Τους πρώτους δύο αιώνες της ενετικής κατάκτησης, οι ντόπιοι, συσπειρωμένοι γύρω από γόνους μεγάλων οικογενειών με τοπική δύναμη και έντονη συνείδηση, κατέφευγαν συνεχώς σε αποτυχημένες επαναστάσεις αντιδρώντας στον ξένο ζυγό. Μετά τον 14ο μ.Χ. αιώνα, οι σχέσεις μεταξύ Βενετών και Κρητικών βελτιώνονται, καθώς οι δεύτεροι αποκτούν περισσότερες ελευθερίες και δικαιώματα τόσο στην οικονομική ζωή του τόπου, όσο και στην εκπλήρωση του θρησκευτικού τους συναισθήματος.



Εικόνα 19: Ενετικό Ηράκλειο (Χάνδακας)

5.6 Ενετικά Χανιά

Το 1252 η πόλη και ο νομός μοιράζονται σε 90 "καβαλαρίες" και δίδονται στους Ενετούς αποίκους με τη ρητή υποχρέωση να ξαναχτίσουν την πόλη των Χανίων.

Επισκευάζουν το τείχος του Καστελίου και οργανώνουν πολεοδομικά την πόλη μέσα στα όριά του. Οι Ενετοί έχτισαν την πόλη ακολουθώντας ενετικά πρότυπα αρχιτεκτονικής. Μέσα στον οχυρωματικό περίβολο που επισκευάζεται, χτίζεται μια νέα πόλη με σύγχρονο ρυμοτομικό σχέδιο, πολυτελή δημόσια και ιδιωτικά κτίρια, τον καθεδρικό ναό της Παναγίας, το παλάτι του Ρέκτορα (Διοικητή) και τις κατοικίες των μεγάλων αξιωματούχων. Τα δημόσια κτίρια αναπτύσσονται κατά μήκος του κεντρικού δρόμου (corso - σημερινή οδός Κανεβάρο) που διασχίζει το Καστέλι από ανατολικά. Μέχρι τις αρχές του 20ου αιώνα σώζονταν ακόμα οι επιβλητικές είσοδοι των παλατιών των ενετών αρχόντων και κυριαρχούσε η γοτθική αρχιτεκτονική. Γύρω από το Καστέλλι αναπτύχθηκε μια άλλη οικιστική ενότητα γνωστή ως βούργιοι, δηλαδή προάστια.

Η οχύρωση της πόλης άρχισε το 1336 και κράτησε 20 χρόνια. Έξω από τα τείχη, στις αρχές του 14ου αιώνα, χτίζονται οι μονές του Αγίου Φραγκίσκου των Φραγκισκανών και του Αγίου Νικολάου των Δομηνικανών μοναχών. Στα αστικά κέντρα της Κρήτης επικρατεί το καθολικό στοιχείο σε αντίθεση με την ύπαιθρο, όπου κυριαρχούν οι ορθόδοξοι. Από την πρώτη περίοδο της πόλης, κατά την οποία αυτή περιορίζεται μέσα στα όρια του Καστελίου, ελάχιστα στοιχεία σώζονται, καθώς οι σεισμοί και άλλες καταστροφές είναι συχνές.



Εικόνα 20: Η πόλη των Χανίων

Τα Χανιά εξελίσσονται σε δεύτερη πόλη του "Βασιλείου της Κρήτης", είναι έδρα "Ρέκτορα" και Λατίνου Επισκόπου. Η πόλη και το λιμάνι της αποτελούν το κέντρο μίας πλούσιας γεωργικής περιοχής με οικονομικές και πολιτιστικές διασυνδέσεις με την Βενετία. Σταδιακά η πόλη επεκτείνεται και έξω από το παλιό φρούριο, ενώ θεωρείται πλέον απαραίτητη η νέα και σύγχρονη οχύρωσή της. Έτσι, στα μέσα του 16ου αιώνα η πόλη οχυρώνεται για μια ακόμη φορά, με σχέδια και επίβλεψη του διάσημου στα οχυρωματικά έργα Βερονέζου Michele Sanmichielli, με σύγχρονα τείχη και τάφρο. Οι νέες οχυρώσεις έχουν παραλληλόγραμμο σχήμα και περικλείουν μια αρκετά μεγάλη έκταση. Τα τείχη με την τάφρο - που όμως δεν γέμισε ποτέ με νερό - περιλαμβάνουν και το λιμάνι και είναι κτισμένα με τις πιο σύγχρονες για την εποχή αντιλήψεις της οχυρωματικής τεχνικής.

Μέσα στη νέα αυτή πόλη με το καλύτερο ρυμοτομικό σχέδιο χτίζονται ή επισκευάζονται ναοί, μεγάλα δημόσια και ιδιωτικά κτίρια που ακολουθούν τις τάσεις του βενετσιάνικου μανιερισμού. Ανεγείρεται νέο υδραγωγείο, κτίσματα για την εξυπηρέτηση των στρατιωτικών αναγκών και στο λιμάνι χτίζονται σταδιακά 22 νεώρια που χρησίμευαν για τη φιλοξενία και επισκευή, κατά τους χειμερινούς μήνες, των πλοίων του βενετσιάνικου στόλου. Η οχύρωση ενισχύεται με φρούρια στα νησάκια Θεοθωρού, Σούδα και Γραμβούσα.

Αλλά οι αντιδράσεις του προσανατολισμένου στο Οικουμενικό Πατριαρχείο και την Ελληνική Αυτοκρατορία ντόπιου στοιχείου είναι συχνές. Από το 1212 και μέχρι το τέλος της Ενετοκρατίας οι Κρήτες πραγματοποίησαν 27 επαναστάσεις. Αρχηγοί των επαναστάσεων αυτών ήταν μέλη των οικογενειών των 12 Αρχοντόπουλων, οι οποίες είχαν διατηρήσει τα φεουδαλικά τους προνόμια και διακρίνονταν για τον υλικό και πνευματικό τους πλούτο, αλλά και την εμμονή τους στο Ορθόδοξο Δόγμα και την αποτίναξη του ξενικού ζυγού.

Στις συνεχείς εθνικο-κοινωνικές εξεγέρσεις ο ρόλος των Ρωμαίων αρχόντων και του Κλήρου είναι μεγάλος. Η δυτική επιρροή είναι σχεδόν ανύπαρκτη, παρά τις έντονες προσπάθειες προσηλυτισμού που καταβάλλονται. Η μακρά ωστόσο συμβίωση των δύο στοιχείων θα δημιουργήσει μια κοινωνική και πολιτιστική προσέγγισή τους, αλλά χωρίς να υποχωρεί το στοιχείο της αντιπαράθεσης. Δημιουργούνται όμως σιγά - σιγά οι κατάλληλες προϋποθέσεις ώστε να μπορούμε σήμερα να αναφερόμαστε στην "Κρητική Αναγέννηση" στους τομείς της λογοτεχνίας, της αρχιτεκτονικής και της ζωγραφικής.

5.7 Αρχιτεκτονική στην Ενετοκρατία (Ελλάδα και Κρήτη)

Ενετοί αρχιτέκτονες κυρίως σχεδιάζουν τα δημόσια κτίρια κατά τα ενετικά πρότυπα. Τα κτίρια αυτά έχουν μνημειακή εμφάνιση, ενώ η πρόθεση προβολής είναι εμφανής. Οι λότζιες (εντευκτήρια των ευγενών), οι κατοικίες των αξιωματούχων, οι κρήνες, οι πύλες εισόδου στο κάστρο, αποτελούν χαρακτηριστικά δείγματα αυτής της αρχιτεκτονικής



Εικόνα 21: Κέρκυρα. Η (ενετικού τύπου) πύλη του Νέου Φρουρίου προς το λιμάνι.



Εικόνα 22: Κέρκυρα. Στρατώνες Πασχαλίγου ή Grimani. Από το 1840 στέγασε την Ιόνιο Ακαδημία.

Οι εκκλησίες, στο εξωτερικό τους φέρουν αναγεννησιακά μορφολογικά στοιχεία και στοιχεία μπαρόκ. Στο εσωτερικό όμως, ακολουθούν το αυστηρό Ορθόδοξο τυπικό. Το ιερό διαχωρίζεται από τον κυρίως ναό με περίτεχνα ξυλόγλυπτα τέμπλα. Πολύ συχνά στις επανησιακές εκκλησίες κατασκευαζόταν και γυναικωνίτης. Βέβαια στην ουρανία, το τέμπλο, τον

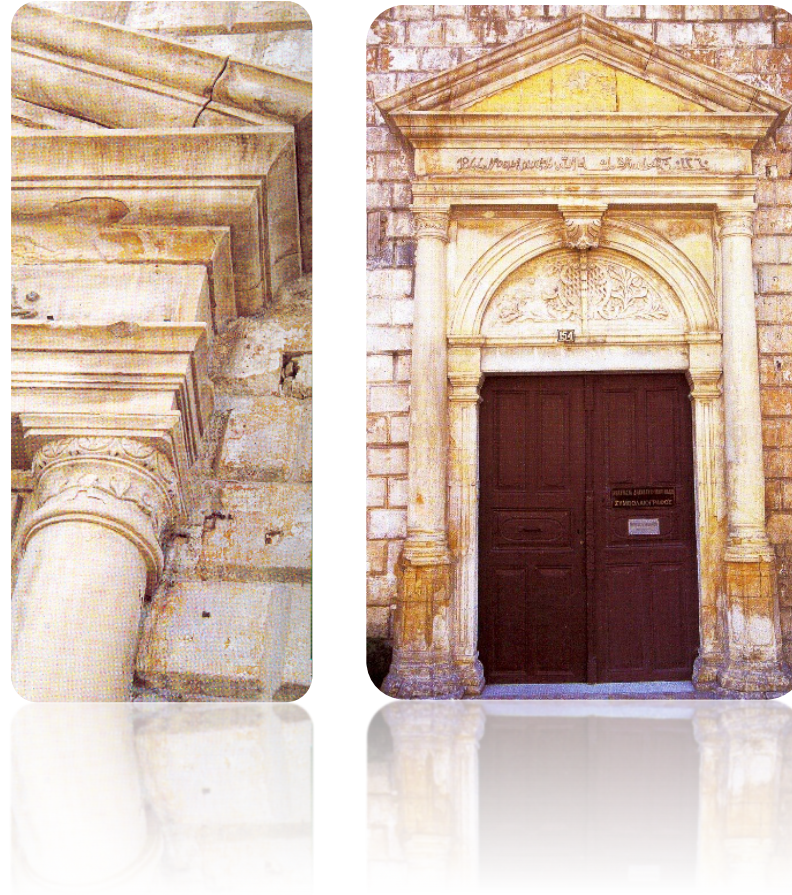
δεσποτικό θρόνο, τα στασίδια καθώς και στα πυργοειδή ή τα δίλοβα καμπαναριά τους, τα μορφολογικά στοιχεία είναι και πάλι δανεισμένα από τη Δύση, αναπλασμένα όμως από τους Έλληνες τεχνίτες που τα δημιούργησαν.



Εικόνα 23: Κεφαλλονιά. Άποψη της Μονής Αγίου Γερασίμου σε χαρακτηριστικό εποχής.

Στα μοναστήρια και στα λαϊκά σπίτια της υπαίθρου, διακρίνονται κάποια ίχνη της πολύχρονης ξενικής κατοχής, όμως το ντόπιο χρώμα φαίνεται σαφώς να επικρατεί. Η κατασκευή και η λειτουργία τους είναι σημαντικά απλοποιημένες, ενώ ελαττώνονται και τα διακοσμητικά στοιχεία.

Η Κρήτη καταλήφθηκε διαδοχικά στο πέρασμα των αιώνων από Άραβες, Βενετούς και Οθωμανούς, οι οποίοι άφησαν τα ίχνη τους στην αρχιτεκτονική της (η οποία έχει πολλά κοινά στοιχεία με τα Επτάνησα). Την περίοδο της Ενετοκρατίας και κυρίως στα μεγαλύτερα αστικά κέντρα της, αναπτύχθηκε μεγάλη οικοδομική δραστηριότητα. Τα ιταλικά αναγεννησιακά στοιχεία, άλλοτε παραμένουν αμιγή και άλλοτε αναμιγνύονται με την τοπική παράδοση, δημιουργώντας έτσι έναν ιδιαίτερο αρχιτεκτονικό



Εικόνα 24: Ρέθυμνο. Το θύρωμα της οδού Αρκαδίου. Λεπτομέρεια άκρου θριγκού και αετώματος.

Εικόνα 25: Ρέθυμνο. Πλαισίωση θυρώματος αστικής κατοικίας.

τύπο. Οι κατοικίες στην Κρήτη ήταν μονώροφες ή διώροφες, αφού ο σεισμικός κίνδυνος δεν επέτρεψε -όπως στη Ζάκυνθο και την Κεφαλονιά- τη δημιουργία πολυώροφων πολυκατοικιών. Διέθεταν συνήθως μια αυλή προς το δρόμο και μια δεύτερη βοηθητική στο πίσω μέρος του οικοπέδου. Τα ισόγεια προορίζονταν για αποθήκες, καταστήματα και εργαστήρια, ενώ στους ορόφους αναπτυσσόταν η κατοικία. Το πόρτεγο, ήταν ο κύριος χώρος διαβίωσης της οικογένειας και βρισκόταν στον πρώτο όροφο. Στα τριώροφα σπίτια, το ισόγειο και ο πρώτος όροφος είχαν τη χρήση που περιεγράφηκε, ενώ στον υπερκείμενο όροφο βρισκόταν το *riano nobile*. Ένα στοιχείο των κρητικών σπιτιών με καθαρά βυζαντινή καταγωγή, είναι η ύπαρξη, στον όροφο πάντα, ενός επιμήκους, ολικά ή μερικά στεγασμένου χώρου, που ανοίγει προς το δρόμο με ένα μεγάλο τοξωτό άνοιγμα. Ο ηλιακός ή *liago*, όπως τον αποκαλούσαν οι Βενετσιάνοι, συναντάται επίσης και στα μεσαιωνικά χωριά της Χίου.

Οι αστικές ιδιωτικές κατοικίες της Κρήτης ήταν στενομέτωπες στην πλειονότητά τους. Είχαν τα χαρακτηριστικά βενετσιάνικα θυρώματα, περισσότερο ή λιγότερο πλούσια διακοσμημένα ανοίγματα, φουρούσια και γενικά προσεγμένη κατασκευή. Στα πιο παλιά κτίρια, υπήρχαν συχνά θόλοι διατομής οξυκόρυφου τόξου στη στέγαση των ισόγειων χώρων, στοιχείο της γοθτικής αρχιτεκτονικής. Στην ύπαιθρο συναντώνται δυτικές επιρροές, αλλά είναι σαφώς λιγότερες.



Εικόνα 26: Ρέθυμνο. Χαρακτηριστικό τοξωτό θύρωμα ενετικής περιόδου.

Εικόνα 27: Ρέθυμνο. Λαξευτό επίκρανο διακοσμημένο με ενετικά πρότυπα.

Εικόνα 28: Χανιά. Απλοποιημένη μορφή επικράνου. Λαϊκή απόδοση με ιταλικά πρότυπα.

Ως το 1771 οι Οθωμανοί κρατούν στην κατοχή τους μόνο τα φρούρια, ενώ οι Έλληνες όλη την ύπαιθρο χώρα της Κρήτης. Έτσι δεν αλλοιώθηκε η εικόνα των αστικών της κέντρων. Το νησί ερημώνεται την περίοδο που ακολουθεί (μέχρι το 1898 που αυτονομείται), λόγω των συνεχών αγώνων των Κρητικών με τους Αιγυπτίους και τους Τούρκους. Πολλοί κρητικοί μεταναστεύουν στα Επτάνησα, την Πελοπόννησο και τις Κυκλάδες. Από αρχιτεκτονικής πλευράς, ο 19ος αιώνας βρίσκει τις πόλεις της Κρήτης περίπου όπως τις είχαν αφήσει οι Ενετοί φεύγοντας, αφού μετά από κάθε πόλεμο και καταστροφή, οι κάτοικοι, επισκεύαζαν και έκτιζαν ξανά τους οικισμούς και τα σπίτια τους.

Τα νησιά του Αιγαίου δέχτηκαν την επίδραση της Δύσης -των Φράγκων κυρίως και των Ενετών- πολύ λιγότερο από τα Επτάνησα και την Κρήτη. Οι τοπικές λαϊκές παραδόσεις συνέχισαν να χαρακτηρίζουν την αρχιτεκτονική τους μορφή. Ελάχιστα δείγματα αναγεννησιακών στοιχείων και στοιχείων μπαρόκ παρατηρούνται, που δεν είναι ικανά να καθορίσουν την εικόνα των νησιών. Η Χίος, η Λέσβος και τα μεγαλύτερα από τα Δωδεκάνησα, που παρέμειναν υπό ιταλική κυριαρχία μέχρι τον Β' Παγκόσμιο Πόλεμο, αποτελούν εξαίρεση, αφού οι φράγκικες μνήμες διατηρήθηκαν ως το τέλος του 18ου αιώνα σχεδόν.

Η διείσδυση εξωγενών αισθητικών στοιχείων στην αρχιτεκτονική της ηπειρωτικής Ελλάδας και ορισμένων νησιών του ανατολικού Αιγαίου, περί το 1800, είναι έμμεσες και από διάφορα κέντρα πολιτισμικής ακτινοβολίας, όχι μόνο της δύσης. Παρά την οθωμανική κυριαρχία, μια άρχουσα τάξη ανθρώπων, που δραστηριοποιείται σε υπερτοπική κλίμακα (από τη Μικρά Ασία έως τη Ρωσία, τις Παραδουνάβιες περιοχές και την Κεντρική Ευρώπη), βιώνει μια ατμόσφαιρα κοσμοπολιτισμού. Δέχεται λοιπόν άμεσα ή έμμεσα, τα μηνύματα του ευρωπαϊκού Διαφωτισμού. Έτσι η ιδιωτική αρχιτεκτονική των προνομακών κοινοτήτων του ελλαδικού χώρου, δεν ήταν αμιγώς αστική. Συνέχισε να καλλιεργεί την λαϊκή παράδοση, αλλά με το στοιχείο της οικουμενικής συνείδησης. Τα σπουδαία αρχοντικά αυτών των περιοχών φανερώνουν την πρόοδο, την ευμάρεια και την πνευματική καλλιέργεια των κατοίκων τους.



Εικόνα 29: Άνδρος. Αρχοντικό Στυλιανίδη.

Εικόνα 30: Τήνος. Κομπό τοξωτό προστώ σε ημιδιώροφο σπίτι.

6. Ρέθυμνο και Ενετοκρατία



Εικόνα 31: Το λιμάνι του Ρεθύμνου

Η ιστορία του Ρεθύμνου ξεκινά κατά την Υστερομινωική περίοδο (1400-1100 π.Χ.), καθώς από τότε προέρχονται οι πρώτες αρχαιολογικές ενδείξεις κατοίκησης της περιοχής. Η περιοχή θα αναπτυχθεί κυρίως κατά τον 5ο και 4ο αιώνα π.Χ., όταν στη θέση του σημερινού Ρεθύμνου βρισκόταν η αρχαία Ρίθυμνα. Όμως κατά το τέλος της ρωμαϊκής περιόδου, η πόλη είχε ήδη παρακμάσει και είχε γίνει απλό χωριουδάκι.

Η Ενετοκρατία άλλαξε τη μοίρα του Ρεθύμνου. Όντας στο ενδιάμεσο της διαδρομής ανάμεσα στα Χανιά και το Ηράκλειο, η πόλη θα αποτελέσει σημαντικό εξαγωγικό κέντρο. Θα είναι μάλιστα και έδρα ρέκτορα (rettore, στην κρητική διάλεκτο, ρετούρη).

Το ενετικό Ρέθυμνο δε θα αναδειχθεί μόνο σε οικονομικό και διοικητικό κέντρο, αλλά θα γνωρίσει και σημαντική άνθηση των γραμμάτων και των τεχνών. Πρωτοπόροι θα είναι νεαροί Κρητικοί που είχαν σπουδάσει στην Ιταλία και έφερναν μαζί τους το πνεύμα της ιταλικής Αναγέννησης. Το 1562 μάλιστα, με πρωτοβουλία του Francesco Barrozi, που σπούδασε και δίδαξε στο Πανεπιστήμιο της Πάδοβας, ιδρύθηκε στο Ρέθυμνο η Ακαδημία των Vini, πρώτος πνευματικός σύλλογος που ιδρύθηκε στον ελλαδικό χώρο κατά τα νεότερα χρόνια και ένας από τους πρώτους σε ολόκληρη της ανατολική Ευρώπη.

Όμως η περίοδος της Ενετοκρατίας κάθε άλλο παρά ειρηνική υπήρξε. Εκτός από τις αλλεπάλληλες εξεγέρσεις των Κρητικών, ειδικά στην ενδοχώρα του νησιού, το Ρέθυμνο αντιμετώπισε και συχνές επιδρομές των πειρατών και του τουρκικού στόλου, πληρώνοντας ακριβό τίμημα. Το 1538 δέχτηκε την επιδρομή του περιβόητου πειρατή Χαϊρεντίν

Μπαρμπάροσα, επικεφαλής στόλου 80 πλοίων, στο πλαίσιο του τέταρτου Ενετο-Τουρκικού Πολέμου. Το 1562 θα ακολουθήσει ο φοβερός Δραγούτης (Ντραγκούτ Ρέις) και το 1571 ο Ουλούτς Αλή, μπεϊρλέμπεης στο Αλγέρι, ο οποίος θα προκαλέσει τεράστιες ζημιές στην πόλη, την οποία είχαν ήδη εγκαταλείψει οι κάτοικοί της.



Εικόνα 32: Ρέθυμνο

Αυτές οι επιδρομές απέδειξαν τις μεγάλες οχυρωματικές ελλείψεις του Ρεθύμνου και οδήγησαν στην απόφαση να γίνουν μεγάλα οχυρωματικά έργα, τόσο στην πόλη, όσο και (κυρίως) στη Φορτέτζα, την οχυρή ακρόπολη του Ρεθύμνου, η οποία απέκτησε πλήρη τείχη, καθώς και εγκαταστάσεις για τη διαμονή της φρουράς και των κατοίκων σε περίπτωση πολιορκίας. Βέβαια, η εκτεταμένη χρήση της αγγαρείας (δηλαδή, υποχρεωτικής απλήρωτης εργασίας) για την κατασκευή αυτών των έργων, μάλλον δεν τα έκανε ιδιαίτερα δημοφιλή, ειδικά στους χωρικούς της γύρω περιοχής.

Η Ενετοκρατία στο Ρέθυμνο θα τελειώσει το Νοέμβριο του 1646, όταν η πόλη θα καταληφθεί, μετά από πολιορκία, από τους Τούρκους. Η πολιορκία ήταν δραματική, με συνεχείς βομβαρδισμούς και ελλείψεις τροφίμων και εφοδίων για τους πολιορκημένους, ειδικά όσους ήταν έγκλειστοι στη Φορτέτζα.

Τα πράγματα θα γίνουν ακόμη χειρότερα λόγω της επιδημίας που είχε ξεσπάσει στην περιοχή ήδη από το καλοκαίρι του 1646. Γι' αυτό το λόγο, οι κάτοικοι του Χάνδακα θα αρνηθούν να συνδράμουν τους κατοίκους του Ρεθύμνου οι οποίοι προσπάθησαν να καταφύγουν εκεί.

Κατά την περίοδο της Τουρκοκρατίας το Ρέθυμνο θα πάψει να είναι το διοικητικό και πνευματικό κέντρο που ήταν επί Ενετοκρατίας. Άλλωστε, η φυγή πολλών κατοίκων, ο αποδεκατισμός του πληθυσμού από τον πόλεμο και τις επιδημίες, η εγκατάσταση πολλών Τούρκων στην πόλη, καθώς και το φαινόμενο των εξισλαμισμένων Κρητικών, θα αλλάξει την εθνολογική σύνθεση της πόλης.

Αυτή που, αντίθετα, θα ωφεληθεί είναι η αρχιτεκτονική της πόλης καθώς στην τυπική δομή του ενετικού σπιτιού ή μεγάρου θα προστεθούν (σε μεγαλύτερη κλίμακα και έκταση απ' ότι στην υπόλοιπη Κρήτη) τούρκικα αρχιτεκτονικά στοιχεία, όπως καφασωτά, ξύλινα παράθυρα, κλειστά μπαλκόνια (σαχνισιά). Το γεγονός ότι το Ρέθυμνο θα αποφύγει τις μεγάλες

καταστροφές (κυρίως λόγω σεισμών), επέτρεψε να διατηρηθεί αυτό το ιδιαίτερο χαρακτηριστικό ιδίωμα, το οποίο ακόμη και σήμερα δίνει την ιδιαίτερη ατμόσφαιρα σε μια πόλη που αποτέλεσε πραγματικό σταυροδρόμι πολιτισμών.



Εικόνα 33: Ρέθυμνο (Φάρος)

Η απελευθέρωση της Κρήτης είναι η απαρχή μιας νέας περιόδου ανάπτυξης του Ρεθύμνου. Έστω και χωρίς να έχει το μέγεθος και την αίγλη του Ηρακλείου και των Χανίων, η πόλη θα εξελιχθεί σε σημαντικό κέντρο ενός νομού με αναπτυγμένη γεωργία και κτηνοτροφία.

Παράλληλα, η ομορφιά της καλά διατηρημένης πόλης και η θέση της στο μέσον μιας μεγάλης παραλίας, θα έχει ως αποτέλεσμα την έντονη τουριστική ανάπτυξη, κάνοντας - όχι άδικα - το Ρέθυμνο έναν από τους βασικούς τουριστικούς προορισμούς του νησιού.

Επιπλέον, η ίδρυση του Πανεπιστημίου Κρήτης κατά τη δεκαετία του 1970 (σήμερα στεγάζεται στην Πανεπιστημιούπολη του Γάλλου, λίγο έξω από την πόλη) θα μετατρέψει το Ρέθυμνο σε κέντρο ανάπτυξης των φιλολογικών και κοινωνικών σπουδών, ενώ οι χιλιάδες φοιτητές και διδάσκοντες συνεισφέρουν σημαντικά στον ιδιαίτερο χαρακτήρα της πόλης, ιδιαίτερα κατά τους χειμερινούς, λιγότερο τουριστικούς μήνες.

7. Η επανάχρηση του κτιρίου σε Ναυτικό Μουσείο

Σκοπός ενός Ναυτικού Μουσείου είναι η αναζήτηση, περισυλλογή, συγκέντρωση, συντήρηση, διαφύλαξη και έκθεση των αντικειμένων που έχουν σχέση με την επίδοση των Ελλήνων στα θαλάσσια έργα από τους προϊστορικούς χρόνους μέχρι σήμερα. Στους σκοπούς του περιλαμβάνεται ακόμα η μελέτη και τεκμηρίωση της ναυτικής μας κληρονομιάς και γενικά η καλλιέργεια της αγάπης των νέων για τη θάλασσα, γεγονός που εκπληρώνει την παιδαγωγική αποστολή του Μουσείου.

Ναυτικό Μουσείο Ελλάδας

Το Ναυτικό Μουσείο Ελλάδος ιδρύθηκε το 1949 και από το 1971 στεγάζεται στο κτήριο της Μαρίνας Ζέας, στη Φρεαττύδα, στον Πειραιά. Είναι νομικό πρόσωπο ιδιωτικού δικαίου, σωματείο κοινωφελές, μη κερδοσκοπικό. Είναι το μεγαλύτερο Ναυτικό Μουσείο της Ελλάδος και παρουσιάζει την δημιουργία, ιστορία και εξέλιξη του Ναυτικού των Ελλήνων από την προϊστορική εποχή ως τις μέρες μας.

Στις 10 μεγάλες αίθουσες που έχουν συνολική επιφάνεια περίπου 1850 τ.μ. παρουσιάζεται με ανάγλυφο τρόπο η ναυτική πορεία του ελληνισμού μέσα στους αιώνες. Στην πρώτη στεγάζεται η Ναυτική Πινακοθήκη, με έργα των σημαντικότερων θαλασσογράφων του 19ου και 20ου αιώνα (Προσαλέντη-Βολανάκη-Χατζή κ.ά.).

Στη συνέχεια παρουσιάζεται η ναυτική δραστηριότητα των Ελλήνων στην προϊστορία, στην αρχαιότητα, στη βυζαντινή και μεταβυζαντινή περίοδο ως το τέλος του 18ου αιώνα, στους Βαλκανικούς Πολέμους και από τον Β' Παγκόσμιο Πόλεμο έως τις μέρες μας. Παράλληλα, δίνεται έμφαση στη μετάβαση από την ιστιοφόρο ναυτιλία στην ατμοπλοΐα. Οι τελευταίες εκθεσιακές ενότητες αφορούν την ιστορία και εξέλιξη του εμπορικού ναυτικού.

Στο Ναυτικό Μουσείο της Ελλάδος υπάρχει επίσης μία μεγάλη συλλογή χαρτών του Ελληνικού αλλά και του παγκόσμιου χώρου από τον 16ο έως τον 19ο αιώνα. Εδώ λειτουργεί και η μοναδική ναυτική βιβλιοθήκη με περισσότερους από 10.000 τόμους βιβλίων και περιοδικών, οργανωμένη με το σύστημα Dewey. Η βιβλιοθήκη είναι ανοικτή στο κοινό. Δέχεται και εξυπηρετεί πάνω από 2000 ερευνητές και μαθητές το χρόνο.

Το Ναυτικό Μουσείο της Ελλάδος είναι μέλος της Διεθνούς Ένωσης Ναυτικών Μουσείων (ICMM), και συμμετέχει ενεργά σε εθνικά και παγκόσμια συνέδρια καθώς και σε εθνικές και διεθνείς εκθέσεις δανείζοντας υλικό του.

Ναυτικό Μουσείο Χίου

Ιστορία

Το Ναυτικό Μουσείο Χίου, παλαιό όνειρο των απανταχού Χίων, είναι έργο ιδιωτικής πρωτοβουλίας και έχει ως βασική επιδίωξη να εικονογραφήσει με ιστορικά και πολιτιστικά πειστήρια τη μακραίωνη, γεμάτη δυναμισμό και πάθος, σχέση της Χίου με τη θάλασσα και παράλληλα να προβάλλει την ναυτική της παράδοση με εκθέσεις, διαλέξεις, συνέδρια, καθώς και μέσα από τη συνεργασία με τα αντίστοιχα ιδρύματα του αιγαιακού χώρου.

Το Μουσείο στεγάζεται στο κέντρο της πόλεως, στο παραδοσιακό αρχοντικό του ζεύγους Αναστασίου και Μαρουκώς Πατέρα, που δωρήθηκε για το σκοπό αυτό από τους κληρονόμους τους το 1991.

Πρωταρχικός στόχος του μουσείου είναι να επεξηγήσει αυτή τη σημαντική κοινωνική πλευρά του νησιού συλλέγοντας και ταξινομώντας ιστορικές πληροφορίες που σχετίζονται με τη ναυτιλιακή παράδοση της περιοχής. Το μουσείο επίσης φιλοξενεί μια σειρά από διαλέξεις και συνέδρια με θέμα τη Χίο και τη ναυτιλία σε συνεργασία με άλλα μουσεία του ελληνικού Αρχιπελάγους.

Στις άμεσες επιδιώξεις του Μουσείου είναι να δοθεί ιδιαίτερη έμφαση στην προβολή της Χιακής ναυτιλίας κατά την περίοδο του Β' μεγάλου πολέμου και την εν συνεχεία περίοδο της μεταπολεμικής της ανασυγκρότησης, με την πρόσκτηση των αμερικανικών Λίμπερτυς.

Ένα από τα βασικά χαρακτηριστικά του μουσείου είναι μια μικρή συλλογή της Προοδευτικής Εκπολιτιστικής Ένωσης Βροντάδου (Π.Ε.Κ.Ε.Β.) που παρουσιάζει μοντέλα, τμήματα και όργανα πλοίων καθώς και πίνακες που απεικονίζουν ιστιοφόρα πλοία και ατμόπλοια που φιλοτεγήθηκαν από τον Βρονταδόση καλλιτέχνη Αριστεΐδη Γλύκα (1870-1940).

Το κτήριο

Το **Ναυτικό Μουσείο** βρίσκεται στο κέντρο της πόλης της **Χίου**.

Πρόκειται για κτίριο του 19ου αιώνα, νεοκλασικού νησιωτικού ρυθμού, με χαρακτηριστικές παρεμβάσεις στους εσωτερικούς χώρους και στον κήπο φιλοξενεί τα διάφορα εκθέματα κατά τρόπο που αναδεικνύονται μέσα σε ένα αρμονικό και αυθεντικό περιβάλλον.

Το μουσείο αποτελεί εντυπωσιακό ορόσημο στο κέντρο της πόλης. Το Ναυτικό Μουσείο καλύπτει ένα σημαντικό χάσμα της ναυτικής ιστορίας του νησιού και δείχνει ότι στη διάρκεια των αιώνων οι Χιώτες ασχολήθηκαν με τη ναυτιλία και με το εμπόριο.

Ναυτικό Μουσείο Λιτόχωρου

Η ιδέα της ίδρυσης του Ν.Μ.Λ. ξεκίνησε το 1995 από την Ένωση Συνταξιούχων Ναυτικών Λιτοχώρου, με σκοπό την διάσωση, διαφύλαξη της Ναυτικής πολιτιστικής κληρονομιάς του Λιτοχώρου. Από το 1995 έως το 2002 έγινε μεγάλη προσπάθεια και συγκεντρώθηκαν τα περισσότερα κειμήλια των Λιτοχωρινών Ναυτικών. Από το 2002 έως το 2004 συγκεντρώθηκαν τα εκθέματα της Εμπορικής Ναυτιλίας. Το 2004 ιδρύεται Σωματείο μη κερδοσκοπικού χαρακτήρα Ν.Π.Ι.Δ. με την επωνυμία ΝΑΥΤΙΚΟ ΜΟΥΣΕΙΟ ΛΙΤΟΧΩΡΟΥ.

Είναι καταχωρημένο στο Υπουργείο Πολιτισμού σαν φορέας σύγχρονης Ναυτικής Πολιτιστικής κληρονομιάς. Έκτοτε εμπλουτίζεται συνεχώς με νέα στοιχεία της Λιτοχωρίτικης Ναυτικής κληρονομιάς και της Εμπορικής Ναυτιλίας.



Εικόνα 34: Έκθεμα (α)



Εικόνα 35: Έκθεμα (β)



Εικόνα 36: Έκθεμα (γ)



Εικόνα 37: Εσωτερικό του Μουσείου

Ναυτικό Μουσείο Γαλαξιδίου

Το κτίριο που στεγάζει σήμερα το Ναυτικό και Ιστορικό Μουσείο Γαλαξιδίου κτίστηκε το 1868-1870 από το Δήμαρχο Δεδούση Ε. Χαρδαβέλλα και χρησιμοποιήθηκε αρχικά ως Δημαρχείο.

Η ιδέα της δημιουργίας τοπικής συλλογής αντικειμένων σχετικών με την ιστορία του Γαλαξιδίου γεννήθηκε το 1928 από τον γιατρό Ευθύμιο Κ. Βλάμη, γόνο ναυτικής οικογένειας, ο οποίος διετέλεσε Δήμαρχος από το 1903 μέχρι το 1906 και κατ' επανάληψη Πρόεδρος της Κοινότητας μετά το 1914. Στις συχνές ιατρικές επισκέψεις του στα γαλαξιδιώτικα σπίτια, έβλεπε τα πορτραίτα των караβιών της οικογένειας και σκεπτόταν πως άξιζε να συγκεντρωθούν και να αποτελέσουν συλλογή. Το 1928 ως Πρόεδρος της Κοινότητας συγκέντρωσε τους πρώτους πίνακες ιστιοφόρων και άλλων ναυτικών αντικειμένων με στόχο τη δημιουργία Μουσείου. Οι Γαλαξιδιώτες ανταποκρίθηκαν με μεγάλη προθυμία στην έκκληση του Κοινοτάρχη τους. Τα κειμήλια που για χρόνια στόλιζαν τα σπίτια τους (ζωγραφικοί πίνακες ιστιοφόρων, εξαρτήματα караβιών, ναυτιλιακά όργανα, ναυτικά εργαλεία, ημερολόγια καταστρώματος, χάρτες κ.α.) αποτέλεσαν τον βασικό πυρήνα της Ναυτικής Συλλογής του Μουσείου και δημιούργησαν το πρώτο Ναυτικό Μουσείο της Ελλάδος.

Το 1932 η «Ένωσις Νέων Γαλαξιδίου» ένας δραστήριος τοπικός σύλλογος με Πρόεδρο τον Δικηγόρο-τότε φοιτητή- Ισίδωρο Π. Σιδηρόπουλο, δημιούργησε την Αρχαιολογική Συλλογή του Μουσείου, η οποία περιλάμβανε ευρήματα από ανασκαφές της αρχαιολογικής υπηρεσίας καθώς και τυχαία ευρήματα.

Το 1962 με τα ελάχιστα οικονομικά μέσα της εποχής ευπρεπίστηκε από τον Κοινοτάρχη Ζώη Β. Τζιγγούνη η μεγάλη αίθουσα του κτιρίου και συγκεντρώθηκε εκεί όλο το υλικό των συλλογών. Ο γαλαξιδιώτης ζωγράφος Σπύρος Βασιλείου κλήθηκε να επιστατήσει προσωπικά στην ανάρτηση των πινάκων και στην τοποθέτηση των ναυτικών αντικειμένων. Τα εγκαίνια της νέας αίθουσας πραγματοποιήθηκαν στις 17 Ιουνίου 1962. Εκείνη την εποχή διορίστηκε Επιμελητής του Μουσείου ο Πλοίαρχος Ε.Ν. Πλοηγός Αθανάσιος Μπομπογιάννης, ο οποίος κατέγραψε για πρώτη φορά τους πίνακες με τα ιστιοφόρα και τα ναυτικά αντικείμενα των συλλογών. Το 1972 με Πρόεδρο τον Ν. Τσαντίλη, το Μουσείο Γαλαξιδίου έγινε Νομικό Πρόσωπο Δημοσίου Δικαίου. Από τότε Πρόεδρος του Διοικητικού Συμβουλίου ορίστηκε αρχικά ο εκάστοτε Κοινοτάρχης και στη συνέχεια ο Δήμαρχος.

Από το 1974 Έφορος και ψυχή του Μουσείου έγινε η λαογράφος Ροδούλα Σταθάκη -Κούμαρη, η οποία πραγματοποίησε καταγραφή και περιγραφή όλων των αντικειμένων και προχώρησε στα πρώτα βήματα συντήρησης με την βοήθεια ειδικών. Σημαντική ήταν η συμβολή το 1977 του τότε Έφορου Αρχαιοτήτων Δελφών Πέτρου Θέμελη, ο οποίος από αγάπη για το Γαλαξίδι, προσέφερε την πολύτιμη βοήθειά του για την νέα έκθεση των αντικειμένων σε προθήκες.

Σημαντική για την ιστορία του Μουσείου ήταν η μεταφορά των γραφείων του κοινοτικού Καταστήματος και της Βιβλιοθήκης σε άλλο κτίριο το 1980, με Κοινοτάρχη τον Ε. Χατζηγιάνη. Η μεταφορά αυτή έδωσε τη δυνατότητα να αποκτήσει για πρώτη φορά αίθουσα η Αρχαιολογική Συλλογή και να τοποθετηθούν τα ευρήματά της σε νέες προθήκες από τον καθ. Πέτρο Θέμελη. Με την πάροδο των χρόνων και την έλλειψη οικονομικών μέσων, τα προβλήματα του Μουσείου άρχισαν να γίνονται αισθητά. Το παλαιό κτίριο χρειαζόταν γενική επισκευή, γιατί δεν εξασφάλιζε ούτε τη στοιχειώδη μόνωση από τον περιβάλλοντα χώρο και τα αντικείμενα ήταν εκτεθειμένα σε συνεχή φθορά.

Το 1999 με την ευκαιρία της διοργάνωσης ενός Ιατρικού Συνεδρίου στο Γαλαξίδι η Επιστημονική Ένωση Ιατρών του νοσοκομείου ΥΓΕΙΑ με Πρόεδρο τον καθ. Νικ. Β. Καρατζά δώρισε στο Μουσείο 500.000 δρχ. με σκοπό τη συντήρηση του χειρόγραφου του «Χρονικού του Γαλαξιδίου». Χάρης στο ενδιαφέρον του ιδίου, τον επόμενο χρόνο το ίδρυμα «Σταύρος Σ. Νιάρχος» πραγματοποίησε σημαντική χορηγία για τη συντήρηση εκθεμάτων και στη συνέχεια για τη ριζική αποκατάσταση και ανακαίνιση του διατηρητέου κτιρίου του Μουσείου

με αρχιτέκτονα την Ε. Ζερβουδάκη. Για την κάλυψη του προϋπολογισμού της επανέκθεσης εξασφαλίστηκαν χορηγίες από διάφορους φορείς (Εθνική Τράπεζα, Υπουργείο Πολιτισμού κ.α.) και πάλι με φροντίδα του Ν. Καρατζά ο οποίος ανέλαβε και το συντονισμό των εργασιών. Τα αντικείμενα των συλλογών τοποθετήθηκαν στη νέα θέση τους με την επιστημονική επίβλεψη του καθ. Π. Βαλαβάνη και της Ρ. Σταθάκη - Κούμαρη.

Τα έργα ολοκληρώθηκαν το 2002 επί Δημαρχίας Δημ. Κουτονιά και το Μουσείο πήρε την ονομασία «Ναυτικό και Ιστορικό Μουσείο Γαλαξιδίου». Τα εγκαίνια πραγματοποιήθηκαν στις 19 Ιουνίου 2004 επί Δημαρχίας Νικ. Γουργουρή. Σήμερα το Μουσείο Γαλαξιδίου αποτελεί εξαιρετο δείγμα τοπικής πρωτοβουλίας, συγκεντρώνοντας στους χώρους του σημαντικά αρχαιολογικά ευρήματα και μια από τις πλουσιότερες συλλογές ναυτικών πινάκων και αντικειμένων στην Ελλάδα.



Εικόνα 38

Ναυτικό Μουσείο Κρήτης

Γενικά

Στην είσοδο του λιμανιού των Χανίων βρίσκεται το Φρούριο ΦΙΡΚΑ το οποίο κατασκεύασαν οι Ενετοί (1204-1669) για να εγκαταστήσουν την τοπική φρουρά και αργότερα για να το χρησιμοποιήσουν σαν φυλακές μελλοθανάτων.

Αργότερα οι Τούρκοι (1669-1898) το χρησιμοποίησαν για τον ίδιο σκοπό και εγκατέστησαν τη Διοίκηση της Μεραρχίας. Από τότε παράμεινε η ονομασία "ΦΙΡΚΑ" που στα Τουρκικά σημαίνει ΜΕΡΑΡΧΙΑ. Εδώ την 1η Δεκεμβρίου 1913 υψώθηκε η Ελληνική σημαία επισφραγίζοντας την ΕΝΩΣΗ ΤΗΣ ΚΡΗΤΗΣ με τη μητέρα Ελλάδα.

Στην είσοδο του Φρουρίου αυτού βρίσκεται το **Ναυτικό Μουσείο Κρήτης** που ιδρύθηκε για να στεγάσει και να διαφυλάξει τις Ναυτικές μας παραδόσεις και ειδικότερα της Κρήτης που υπήρξαν πηγή Εθνικής Επιβίωσης, προόδου και μεγαλείου της Χώρας. Προικοδοτήθηκε από το Πολεμικό Ναυτικό και λειτουργεί με αμέριστη συμπαράσταση της Αντιπεριφέρειας Χανίων, του Δήμου Χανίων και του Ναυστάθμου Κρήτης.

Ίδρυση

Το Ναυτικό Μουσείο Κρήτης, εγκαινιάσθηκε την 27 Μαΐου 1973, που συνέπεσε με τη 32η επέτειο της Μάχης της Κρήτης, από τον Αντιναύαρχο Αρ. Γιαννόπουλο Π.Ν. που την εποχή εκείνη Υπηρετούσε ως Διοικητής Διοικητικής Μέριμνας Ναυτικού (Δ.Δ.Μ.Ν) στα Χανιά Κρήτης του οποίου υπήρξε και Ιδρυτής του.

Για το λόγο αυτό τιμήθηκε με το χρυσό μετάλλιο της πόλεως Χανίων, σύμφωνα με την υπ' αρ. 121/1973 ομόφωνη απόφαση του Δημοτικού Συμβουλίου του Δήμου Χανίων, και με Τιμητικό Δίπλωμα - επιστολή του σωματείου οι "Φίλοι των Χανίων". Συνεχιστές του έργου του υπήρξαν όλοι αυτοί που εργάσθηκαν με ζήλο και αγάπη. Η άριστη κατάσταση του Ναυτικού Μουσείου Κρήτης είναι αποτέλεσμα της προσπάθειας όλων αυτών, που εργάσθηκαν διαχρονικά μέχρι σήμερα ώστε το Μουσείο να θεωρείται εφάμιλλο των καλύτερων Ναυτικών Μουσείων της Ευρώπης.

Το ιστορικό της Ιδρύσεως του δεν θα είχε ιδιαίτερη αξία, εάν δεν τοποθετηθεί στο κλίμα της εποχής εκείνης και στην υποδοχή που έτυχε η ίδρυση του από την κοινωνία των Χανίων. Παράλληλα από το έτος 2011 το Μουσείο σε αναγνώριση του έργου που επιτελείται έγινε επίσημα μέλος του Παγκόσμιου Συμβουλίου Μουσείων (ICOM) και παράλληλα έγινε πρόταση να συμμετέχουμε σε επιτροπή του.



Εικόνα 39: Πρόσοψη



Εικόνα 40: Αίθουσα συμβόλων



Εικόνα 41: Εκθέματα ΄B Παγκοσμίου Πολέμου



Εικόνα 42: Εκθέματα Μεταπολεμικής Περιόδου



Εικόνα 43: Εκθέματα Ενετοκρατίας



Εικόνα 44: Εκθέματα Ελληνικής Παραδοσιακής Ναυπηγικής

Μ

Ε

Ρ

Ο

Σ

Β΄

Α. Ανάλυση

Ιστορικό Κέντρο Ρεθύμνου

Η διαδρομή αυτή μας δίνει τη δυνατότητα να διασχίσουμε το Ιστορικό κέντρο του Ρεθύμνου από ανατολικά προς δυτικά, περνώντας από μνημεία, μουσεία, χαρακτηριστικούς δρόμους και σοκάκια, ανακαλώντας μνήμες από το παρελθόν.

Ξεκινώντας, από έναν σημαντικό δρόμο του Ιστορικού κέντρου, την οδό **Αρκαδίου** (την λεγόμενη Sabbionara κατά την Ενετοκρατία), συναντάμε το **τζαμί του Καρά Μουσά Πασά**, που κτίστηκε στη θέση της μονής που κατά την Ενετοκρατία ήταν αφιερωμένη στην Αγία Βαρβάρα.



Εικόνα 45: Τζαμί του Καρά Μουσά Πασά

Λίγο παρακάτω, βρίσκεται το **Χάνι του Παττακού**, ένα κτιριακό συγκρότημα εποχής ενετοκρατίας που σήμερα σώζεται μόνο η αναγεννησιακή πρόσοψή του. Στη συνέχεια του ίδιου δρόμου αξίζει να παρατηρήσουμε την πρόσοψη ενός εντυπωσιακού κτιρίου, την **οικία Δρανδάκη**, που ανήκει σε χαρακτηριστικό τύπο σπιτιού της Ενετοκρατίας. Αφήνοντας την οδό Αρκαδίου, στο σημείο που συναντάμε την οδό Τσουδερών, αρχίζουμε να διασχίζουμε την πόλη προς τα δυτικά. Αφού δούμε το θύρωμα στη **Τσουδερών 12**, μπορούμε να περπατήσουμε ένα τμήμα της «μικρής αγοράς» για να φθάσουμε στον **Άγιο Φραγκίσκο** και στο «**Τούρκικο Σχολείο**».

Η **πλατεία του 1ου Δημοτικού σχολείου**, με την ολοκλήρωση των έργων διαμόρφωσής της, θα μας δίνει την δυνατότητα για ένα μικρό διάλειμμα ανάπαυσης και ξεκούρασης απολαμβάνοντας τον χώρο που περιβάλλεται από ένα πλήθος μνημείων.



Εικόνα 46: Θύρωμα Τσουδερών 12 και Θύρωμα Κορωναίου

Στη συνέχεια, προχωράμε στην οδό Βερνάρδου, ένα γραφικό σοκάκι, όπου μπορούμε να επισκεφτούμε μνημεία και μουσεία της πόλης: το **Τζαμί Γαζή Χουσεΐν Πασά** (σημερινό Ωδείο), με το εντυπωσιακό θύρωμα του και τον μιναρέ που ξεχωρίζει με το ύψος του, το **Ιστορικό και Λαογραφικό Μουσείο**, καθώς και το αξιόλογο θύρωμα στον αριθμό 30. Στο σταυροδρόμι των οδών Ν. Φωκά και Π. Κορωναίου δημιουργείται πλάτεμα όπου δεσπόζει ο **Ιερός Ναός της Μαρίας της Μαγδαληνής**. Προχωρώντας δυτικά στην οδό Π. Κορωναίου θα συναντήσουμε μια από τις **10 κρήνες** του Ιστορικού κέντρου και δίπλα της ένα ακόμη τζαμί, το **Ιμπραΐμ τζαμί**. Στο τέλος του δρόμου, βρίσκουμε την πλατεία των Ηρώων Πολυτεχνείου με το **νεοκλασικό κτίριο** στο οποίο στεγάζονται οι υπηρεσίες της Νομαρχιακής Αυτοδιοίκησης.



Εικόνα 47: Διαδρομή στο Ιστορικό Κέντρο της πόλης

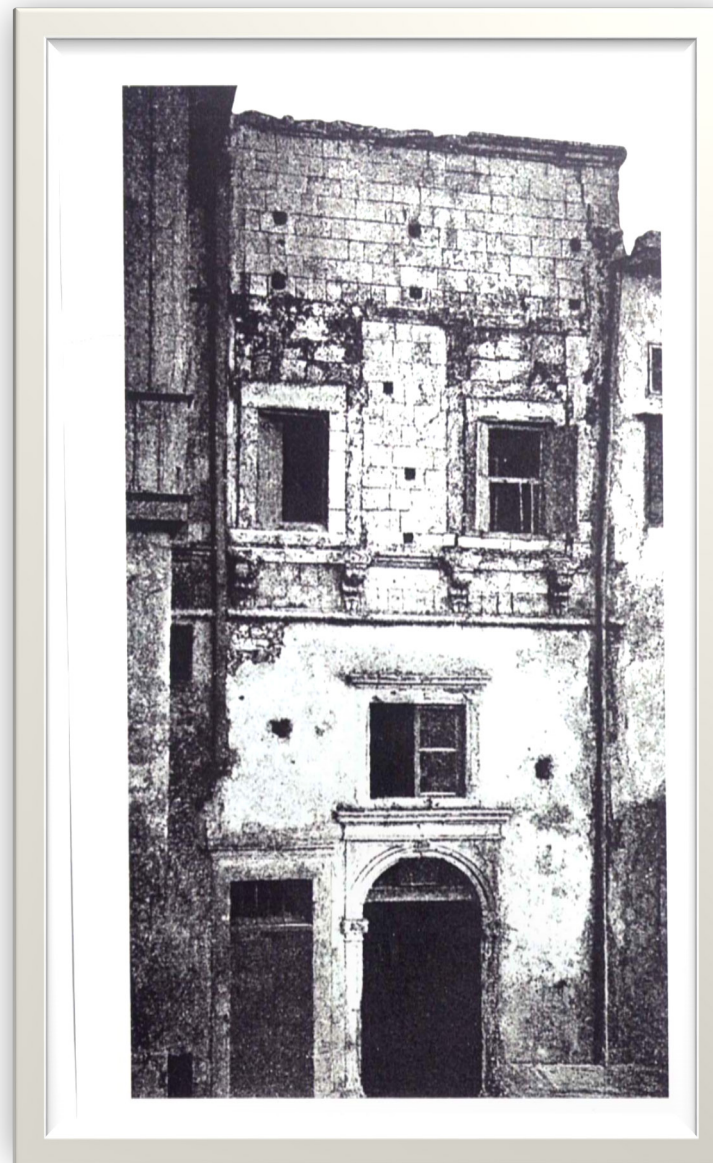


Εικόνα 48: Ρέθυμνο



Εικόνα 49: Αρκαδίου 48, Ρέθυμνο

Το κτίριο της μελέτης, αφορά ένα κτιριακό συγκρότημα, ερειπωμένο, που βρίσκεται επί της οδού Αρκαδίου 48-50, στην Παλιά πόλη του Ρεθύμνου, στην Κρήτη. Αποτελείται από δυο τμήματα, όπου, από το μεν δυτικό τμήμα, σώζεται η διώροφη πρόσοψή του, η οποία έχει κηρυχθεί ως Ιστορικό Διατηρητέο Μνημείο (ΦΕΚ. 170/8-9-51), ενώ από το ανατολικό τμήμα σώζεται το θύρωμά του, το οποίο, επίσης, έχει κηρυχθεί ως Ιστορικό Διατηρητέο Μνημείο, με το ίδιο (ΦΕΚ. 170/8-9-51) και τμήμα από την πρόσοψη του ορόφου. Και τα δυο κτίρια χρονολογούνται, σύμφωνα με τα αρχιτεκτονικά τους, την περίοδο της Ενετοκρατίας, τέλη του 16^{ου} – αρχές του 17^{ου} αιώνα. Πιθανότατα, πρόκειται, είτε για δημόσια κτίρια, είτε για κατοικία ανώτατου αξιωματούχου των Ενετών.



Εικόνα 50:

Διατηρητέες Οικοδομές – Κανονισμοί από το Τμήμα Πολεοδομίας

ΤΟΜΕΑΣ ΟΙΚΗΣΗΣ ΚΑΙ ΠΟΛΙΤΙΣΤΙΚΗΣ ΚΛΗΡΟΝΟΜΙΑΣ

Διατηρητέες Οικοδομές

Γενικές Πληροφορίες

▪ Ποιες οικοδομές χαρακτηρίζονται ως διατηρητέες

Οποιοσδήποτε οικοδομές, για τις οποίες, έχει Διάταγμα Διατήρησης, από τον Υπουργό Εσωτερικών, σύμφωνα με τον Νόμο υπ' αριθ. 4067 του Νέου Οικοδομικού Κανονισμού.

▪ Κριτήρια επιλογής των διατηρητέων Οικοδομών

Ο ποιο πάνω νόμος, παρέχει κάποια γενικά κριτήρια, σύμφωνα με τα οποία, Διάταγμα Διατήρησης, μπορεί να εκδοθεί για οικοδομές με ειδικό, κοινωνικό, αρχιτεκτονικό, ιστορικό ή άλλο ενδιαφέρον ή χαρακτήρα. Στοιχεία, όπως η τυπολογία, μορφολογία, τα υλικά, η κατάσταση, η θέση της οικοδομής, κ.λπ., παίζουν ρόλο στην αξιολόγησή της. Σημαντικό κριτήριο, θεωρείται η οικοδομή να βρίσκεται σε συμπαγή ιστορικό/παραδοσιακό πυρήνα.

▪ Κήρυξη οικοδομής ως διατηρητέας

Μια οικοδομή δεδομένου ότι πληροί τα κριτήρια, μπορεί να κηρυχθεί ως διατηρητέα, με έναν από τους ακόλουθους τρόπους:

A) Ύστερα από αίτηση του ενδιαφερόμενου ιδιοκτήτη, για τη συγκεκριμένη οικοδομή του, στο Τμήμα Πολεοδομίας, ή

B) Ύστερα από εισήγηση του Τμήματος Πολεοδομίας, ή της Τοπικής Αρχής προς τον Υπουργό Εσωτερικών, για τη συγκεκριμένη οικοδομή, καθώς και για ευρύτερη περιοχή (όπως ιστορικούς και παραδοσιακούς πυρήνες πόλεων, χωριών, κ.λπ.)

Αιτήσεις για κήρυξη οικοδομών, ως διατηρητέων, μπορούν να γίνουν για οικοδομές που βρίσκονται σ' όλα τα μέρη της Ελλάδας (πόλεις και χωριά)

▪ Οικοδομικές εργασίες και μετατροπές σε διατηρητέες οικοδομές

Για οποιοσδήποτε επεμβάσεις, (οικοδομικές εργασίες ή μετατροπές) σε διατηρητέα οικοδομή, πρέπει να εξασφαλιστεί ειδική άδεια (Συναίνεση Υπουργού Εσωτερικών), η οποία εκδίδεται από το Διευθυντή Τμήματος Πολεοδομίας, στον οποίο εκχωρήθηκε η σχετική εξουσία. Σημειώνεται, ότι μπορούν οι ιδιοκτήτες να προβούν σε γενική συντήρηση, μετατροπές αποκατάσταση, κ.λπ., με σκοπό τη βελτίωση της οικοδομής τους, την κάλυψη σύγχρονων και άλλων αναγκών τους, ή την αύξηση των οικονομικών τους απολαβών, φτάνει αυτές να συνάδουν, ή να μην επηρεάζουν αρνητικά τον αυθεντικό χαρακτήρα της οικοδομής. Εννοείται, ότι θα έχουν εξασφαλίσει προηγουμένως, τη Συναίνεση του Υπουργού Εσωτερικών και στη συνέχεια, την πολεοδομική άδεια, καθώς και την άδεια οικοδομής, εφόσον απαιτούνται, με βάση τους σχετικούς Νόμους. Επίσης, σε περίπτωση

που μια αυλή, ή τμήματα της διατηρητέας οικοδομής, μπορεί να προσφερθούν για νέα ανάπτυξη, θα ήταν δυνατό, να επιτραπεί ανέγερση, εντελώς νέων κτισμάτων με όρους, εφόσον αυτά δεν αλλοιώνουν τη διατηρητέα οικοδομή, ή το άμεσό της περιβάλλον.

▪ **Χρήση διατηρητέας οικοδομής**

Μια διατηρητέα οικοδομή με την κατάλληλη αρχιτεκτονική επέμβαση, μπορεί να συντηρηθεί και ανακαινιστεί, χωρίς πρόβλημα για οποιαδήποτε επιτρεπόμενη χρήση, σύμφωνα με τις ισχύουσες πολεοδομικές ζώνες.

▪ **Πώληση, ενοικίαση, μεταβίβαση διατηρητέας οικοδομής**

Δεν υπάρχουν περιορισμοί όσον αφορά τη μεταβίβαση, πώληση και ενοικίαση μιας διατηρητέας οικοδομής.

▪ **Παροχή οικοδομικής βοήθειας στους ιδιοκτήτες διατηρητέων οικοδομών**

Αναγνωρίζεται ότι η συντήρηση αποτελεί ένα εξειδικευμένο οικοδομικό τομέα με απαιτήσεις που αρκετές φορές είναι δαπανηρές.

B. ΔΙΑΔΙΚΑΣΙΑ

1. Έκδοση Διατάγματος Διατήρησης

Αν μια οικοδομή δεν είναι κηρυγμένη ως διατηρητέα θα πρέπει να συμπληρωθεί αίτηση για έκδοση σχετικού Διατάγματος Διατήρησης. Η αίτηση θα πρέπει να υπογράφεται από όλους τους ιδιοκτήτες και να συνοδεύεται από τα απαιτούμενα στοιχεία (αντίγραφα τίτλου ιδιοκτησίας, χωρομετρικού σχεδίου φωτογραφίες, κ.λπ.). η αίτηση υποβάλλεται στα κεντρικά γραφεία του τμήματος Πολεοδομίας

2. Εξασφάλιση απαιτούμενων εγκρίσεων / αδειών

- Ετοιμασία των απαιτούμενων αρχιτεκτονικών σχεδίων μέσω του ιδιωτικού τομέα
- Εξασφάλιση της συναίνεσης του Υπουργού Εσωτερικών (απαιτούνται πλήρη αρχιτεκτονικά σχέδια αποτύπωσης καθώς και πρότασης σε κλίμακα 1:50). Η αίτηση υποβάλλεται στην αντίστοιχη πολεοδομική αρχή
- Εξασφάλιση της πολεοδομικής άδειας από την πολεοδομική αρχή αν απαιτείται (δεν χρειάζεται υποβολή νέας αίτησης, αλλά η άδεια αυτή εκδίδεται από την πολεοδομική αρχή αυτεπάγγελα ύστερα από την εξασφάλιση της συναίνεσης του Υπουργού Εσωτερικών)
- Εξασφάλιση άδειας οικοδομικής από την αρμόδια αρχή, αν απαιτείται, ύστερα από υποβολή σε αυτήν σχετικής αίτησης

3. Ζήτηση προσφορών

Προσφορές από εργολάβους

4. Εξασφάλιση Οικονομικών κινήτρων

Υποβολή αίτησης στο τμήμα Πολεοδομίας (Κεντρικά Γραφεία) και εξασφάλιση έγκρισης των οικονομικών ωφελημάτων από το Διευθυντή του τμήματος Πολεοδομίας

5. Έναρξη οικοδομικών εργασιών με ιδιώτη εργολάβο στον οποίο θα ανατεθεί το έργο από τον ιδιοκτήτη

6. Σταδιακή παροχή επιχορήγησης

Πρώτα δαπανείται η συνεισφορά του ιδιοκτήτη (αν έχει), μετά το δάνειο ή δάνεια του (τελευταίο το τυχόν δάνειο από τους Δανειστικούς Επιτρόπους) και τέλος η επιχορήγηση σύμφωνα με την πρόοδο των οικοδομικών εργασιών (σταδιακά) και εφόσον πιστοποιείται από αρμόδιο Λειτουργό / Τεχνικό του τμήματος Πολεοδομίας και Οικήσεως ότι αυτές εκτελούνται σύμφωνα με τα εγκεκριμένα σχέδια

7. Επίβλεψη / έλεγχος οικοδομικών εργασιών

Η επίβλεψη των οικοδομικών εργασιών θα γίνεται από τον επιβλέποντα μελετητή ο οποίος έχει τη γενική ευθύνη του έργου. Κατά τα στάδια τα οποία κρίνει κατάλληλα ο μελετητής (και τα οποία δεν πρέπει να ξεπερνούν τους δύο μήνες), θα καλεί εκπρόσωπο του διευθυντή τμήματος Πολεοδομίας, για έλεγχο με βάση τα εγκεκριμένα σχέδια και τους όρους της σχετικής συναίνεσης.

Γ. ΟΙΚΟΝΟΜΙΚΑ ΚΙΝΗΤΡΑ

Αναγνωρισμένο εμβαδόν

Ως αναγνωρισμένο εμβαδόν θεωρείται αυτό της υπάρχουσας διατηρητέας οικοδομής που συντηρείται αυξημένο κατά το εμβαδόν τυχόν νέων προσθηκών / επεκτάσεων νοουμένου ότι αυτές δεν υπερβαίνουν το 30% περίπου της διατηρητέας οικοδομής (οι προσθήκες / επεκτάσεις θα πρέπει να αποτελούν λειτουργικό μέρος της διατηρητέας οικοδομής π.χ. χώροι υγιεινής, κουζίνα, υπνοδωμάτια, αποθήκη, κ.λπ.)

- Το εμβαδόν υφιστάμενων ή νέων προσθηκών / επεκτάσεων μέσα στο διατηρητέο τεμάχιο, που λειτουργούν ανεξάρτητα με την παραδοσιακή (διατηρητέα) οικοδομή δεν επιμετρείται στο αναγνωρισμένο εμβαδόν.

- Αν σε μια οικοδομή παραμείνει μόνο η πρόσοψη ή μόνο μικρό τμήμα της, τότε θα παρασχεθούν κίνητρα μόνο για την επιδιόρθωση των τμημάτων της διατηρητέας οικοδομής που διατηρούνται
- Στο αναγνωρισμένο κόστος θα προστίθεται και το κόστος ειδικών εργασιών που αφορούν τη συντήρηση / αποκατάσταση / κατασκευή λιθόστρωτου / πλακόστρωτου, πέτρινου / πλινθάρινου περιτειχίσματος, πέτρινης δομής, πέτρινης / πλινθάρινου φούρνου, στέρνων, τοιχογραφιών σύνθετων στατικών στηρίξεων, και άλλων τυχόν ειδικών κατασκευών. Τα ανώτατα ποσά και τα ποσά των ειδικών εργασιών έχουν καθοριστεί από το διευθυντή του τμήματος Πολεοδομίας.

2. Επιχορηγήσεις τόκων δανείων

Επιχορηγήσεις μέρους των τόκων δανείων που εξασφάλιζαν, στο παρελθόν, οι ιδιοκτήτες διατηρητέων οικοδομών από οποιαδήποτε χρηματοδοτική πηγή και σύμφωνα με εγκεκριμένα σχέδια επιχορήγησης, θα αποπληρώνονται άμεσα από το Ειδικό Ταμείο Διατήρησης (με βάση το σχετικό συμβόλαιο τους) μέχρι την εξόφληση τους, με προεξοφλητικό επιτόκιο σε παρούσα αξία όπως θα καθοριστεί από την Κεντρική Τράπεζα.

3. Άμεσες επεμβάσεις

Οι άμεσες επεμβάσεις που διενεργούνται από τις Αρμόδιες Αρχές για στήριξη και ασφάλεια διατηρητέων οικοδομών, μπορούν να επιχορηγηθούν από το ταμείο διατήρησης και τα 2/3 της δαπάνης νοούμενου ότι το υπόλοιπο 1/3 θα καταβληθεί από την αρμόδια αρχή.

II. Φορολογικά κίνητρα

- A) Απαλλαγή ολόκληρου του αναγνωρισμένου κόστους συντήρησης (αφού αφαιρεθούν οι τυχόν επιχορηγήσεις) από το φορολογητέο εισόδημα του ιδιοκτήτη. Το κόστος θα αποσβεστεί για όσα χρόνια απαιτηθεί
- B) Απαλλαγή ενοικίων διατηρητέων οικοδομών από το φορολογικό εισόδημα του ιδιοκτήτη
- Γ) Απαλλαγή διατηρητέας οικοδομής από το φόρο ακίνητης ιδιοκτησίας
- Δ) Επιστροφή μεταβιβαστικών τελών εφόσον η οικοδομή ήταν διατηρητέα όταν έγινε η μεταβίβαση και εφόσον η συντήρηση συμπληρώθηκε μέσα σε 4 χρόνια από την ημερομηνία μεταβίβασης

Σημείωση: Τα φορολογικά κίνητρα δίνονται όταν παρουσιαστεί στην αντίστοιχη αρχή πιστοποιητικό του Υπουργού Εσωτερικών που εκδίδεται από το διευθυντή τμήματος Πολεοδομίας και Οικήσεως, που να βεβαιώνει ότι η συντήρηση / αποκατάσταση της οικοδομής έχει ολοκληρωθεί, ή ότι δεν χρειάζεται συντήρηση.

III. Μεταφορά Συντελεστή Δόμησης

Παρέχεται η δυνατότητα διατηρητέων οικοδομών να μεταφέρουν σε άλλη περιοχή τον υπολειπόμενο ή το χαρισμένο συντελεστή δόμησης του διατηρητέου τεμαχίου τους.

- **Μεταφορά υπολειπόμενου συντελεστή δόμησης**

Δηλαδή του συντελεστή που δύναται επιπρόσθετα να δομηθεί, σύμφωνα με τις ισχύουσες πολεοδομικές ζώνες.

- **Μεταφορά χαρισμένου συντελεστή δόμησης**

Δηλαδή του συντελεστή που παρέχεται εφόσον η οικοδομή χρειάζεται συντήρηση, ώστε πουλώντας τον ο ιδιοκτήτης να αποκτήσει ως βοήθεια τα μισά του κόστους συντήρησης

Η μεταφορά του υπολειπόμενου συντελεστή δόμησης μπορεί να γίνει οποτεδήποτε στη ζωή του κτιρίου ενώ ο χαρισμένος συντελεστής δόμησης πρέπει να γίνει πριν την έναρξη ή κατά την περίοδο των οικοδομικών εργασιών για συντήρηση / αποκατάσταση της διατηρητέας οικοδομής. Χαρισμένος συντελεστής δεν παρέχεται αν έχουν ολοκληρωθεί εργασίες.

Οικοδομές δότες όσον αφορά τον υπολειπόμενο συντελεστή δόμησης είναι μόνο οι διατηρητέες των αστικών περιοχών ενώ όσον αφορά το χαρισμένο συντελεστή δόμησης είναι οι διατηρητέες οικοδομές οπουδήποτε.

Τεχνική περιγραφή υπάρχουσας κατάστασης

Ιστορική και αρχαιολογική τεκμηρίωση

Το υφιστάμενο συγκρότημα, αποτελείται ουσιαστικά από επιμήκη ασκεπή χώρο, (άλλοτε διώροφο κτίριο) στα ανατολικά και ένα μικρότερο στα δυτικά, το βόρειο τμήμα του οποίου μέχρι το 2006 παρέμενε ασκεπές, ενώ στο νότιο, υπάρχει το κατεστραμμένο από την πυρκαγιά του 1998 διώροφο τμήμα.

Η πρόσοψη του δυτικού τμήματος, αποτελείται από το ισόγειο με επιχρισμένη αργολιθοδομή από την οποία σώζεται, ένα μικρό τμήμα της και τον όροφο, ο οποίος αποτελείται από ισόδομη λαξευτή τοιχοποιία και δυο μεγάλα ορθογωνικά ανοίγματα, τα οποία έχουν υποστεί σύγχρονες επεμβάσεις, μετατρέποντάς τα, σε μικρότερα από ό,τι πραγματικά ήταν. Ωστόσο, είναι εμφανής η σε δεύτερη φάση συμπλήρωση, δίνοντάς μας, έτσι, τη δυνατότητα να διακρίνουμε το αρχικό μέγεθος των ανοιγμάτων, τα οποία πρόκειται για παράθυρα και όχι μπαλκονόπορτες. Αξιόλογα είναι και τα φουρούσια των ποδιών των παραθύρων, με την ανάγλυφη διακόσμηση από φύλλα άκανθα και τα οποία διατηρούνται σε αρκετά καλή κατάσταση.

Αρκετά εντυπωσιακό είναι το τοξωτό θύρωμα του κτιρίου, με τις κορινθιακού ρυθμού παραστάδες του και το απλής μορφής γείσο του. Αξιοπρόσεκτη, είναι η προσπάθεια του συνθέτη, να βρει μια ισορροπία, ανάμεσα στο μικρό τοξωτό αυτό θύρωμα με τα μεγάλου ανοίγματος παράθυρα του ορόφου. Αυτό το πετυχαίνει τοποθετώντας, πάνω ακριβώς από το γείσο του θυρώματος, ένα αρκετά μεγάλο ορθογωνικού σχήματος φεγγίτη (του οποίου ο λειτουργικός προσδιορισμός για τον φωτισμό του εσωτερικού χώρου, δε διαφέρει καθόλου από εκείνον των μικρότερων σε μέγεθος φεγγιτών, που συναντάμε σε άλλα σπίτια, στην παλιά πόλη του Ρεθύμνου, στην Κρήτη. Γύρω από το θύρωμα, σώζεται ένα τμήμα από ισόδομη τοιχοποιία, μεταγενέστερης περιόδου, η οποία και διακόπτεται, από μια σύγχρονη κολόνα από οπλισμένο σκυρόδεμα, που περιτρέχει το θύρωμα και καλύπτει το ορθογωνικό άνοιγμα (φεγγίτη), πάνω από το θύρωμα του κτιρίου. Από το άνοιγμα αυτό, σώζεται μόνο το γείσο, στο πάνω τμήμα του.

Ένα αξιόλογο χαρακτηριστικό γνώρισμα της πρόσοψης, είναι οι τέσσερις οριζόντιες ζώνες που δημιουργούνται από τα δύο γείσα, που περιλαμβάνουν τα παράθυρα, το γείσο που βρίσκεται στην απόληξη του κτιρίου, αλλά και εκείνο που σώζεται πάνω από το φεγγίτη του θυρώματος και τα οποία διατρέχουν όλο το πλάτος της πρόσοψης του κτιρίου. Οι οριζόντιες αυτές ζώνες, είναι ένα ακόμα στοιχείο για την αναγωγή του κτιρίου, στην περίοδο κατασκευής του, με αναγεννησιακά πρότυπα που συνήθιζαν να μοιράζουν την πρόσοψη σε αλληλεξαρτώμενες οριζόντιες ζώνες. (Pallazo Medici της Φλωρεντίας).

Εσωτερικά, το δυτικό τμήμα, είναι σχεδόν κατεστραμμένο, ασκεπές. Σώζεται στο βόρειο χώρο του, ξύλινα δοκάρια, από μεσοπάτωμα κατεστραμμένο από πυρκαγιά, ενώ στο νότιο χώρο του, υπάρχει κατασκευή μεταγενέστερης περιόδου, χτισμένη από αργολιθοδομή, με ανοίγματα από λαξευτή λιθοδομή και σκεπή από οπλισμένο σκυρόδεμα, η οποία έχει υποστεί φθορές από πυρκαγιά. Όλα αυτά περιβάλλονται από βλάστηση αναρριχόμενων φυτών.

Το ανατολικό κτίριο, είναι κατεστραμμένο. Σώζεται, μόνο η πρόσοψη του ισόγειου του και μικρό τμήμα από την πρόσοψη του ορόφου, ενώ εσωτερικά, δεν υπάρχει τίποτα άλλο, παρά μόνο βλάστηση από αρκετά ψηλά δέντρα. Στο κτίριο, για να μην καταρρεύσει, είχαν τοποθετηθεί εσωτερικά ικριώματα, από την 13^η Εφορεία Βυζαντινών και Μεταβυζαντινών Αρχαιοτήτων, τη δεκαετία του '90.

Ωστόσο, από τα λίγα εναπομείναντα τμήματα της πρόσοψής του, παρατηρούμε πως υπήρχε, τόσο στο ισόγειο, όσο και στον όροφο, μια ενιαία γραμμή από τον συνθέτη, στην κατασκευή της τοιχοποιίας. Το ισόγειο, αποτελείται από επιχρισμένη αργολιθοδομή, ένα τοξωτό θύρωμα και ένα υπερκείμενο ορθογωνικό φεγγίτη, μεταγενέστερης κατασκευής, ο οποίος σήμερα έχει χτιστεί, ενώ, από τον όροφο διατηρούνται μόνο τα φουρούσια που υποβάσταζαν τα παράθυρα, που σήμερα δυστυχώς, δεν σώζονται. Παράλληλα, παρατηρείται, πως και εδώ δημιουργούνταν οι οριζόντιες ζώνες, από τα δύο γείσα που σώζονται, ακόμα κατά πλάτος της πρόσοψης του κτιρίου, όπου το ένα στρέφει το θύρωμα του ισογείου και το άλλο συνδέει τα φουρούσια των παραθύρων του ορόφου.

Αρκετά εντυπωσιακό είναι το τοξωτό θύρωμα, που πλαισιώνεται από παραστάδες κορινθιακού ρυθμού, με σύνθετα επίκρανα και ιδιόρρυθμα (με γοθτικές αναμνήσεις), κιονόκρανα των κάτω ημικιονίσκων. Ιδιαίτερα εντυπωσιακοί είναι και οι ανάγλυφοι φτερωτοί έρωτες, εκατέρωθεν του ημικυκλίου και η μεγάλη άκανθος, που βρίσκεται στο κέντρο του γείσου, που στρέφει το τόξο του θυρώματος. Πάνω από αυτό, σώζεται η ζωφόρος, η οποία διακόπτεται από ορθογωνικό φεγγίτη, μεταγενέστερης κατασκευής. Εκατέρωθεν του φεγγίτη σώζονται, φθαρμένα από τον χρόνο, σκαλιστά από πωρόλιθο λιοντάρια, σύμβολο της Γαλινοτάτης. Αξιοσημείωτη, τέλος είναι και η παρουσία μιας ελληνικής εγχάρακτης επιγραφής, όπως βεβαιώνει ο Gerola, κάτω από τη θέση της υποτιθέμενης ζωφόρου: «ΘΕΟΥ ΜΕΝΕΙ.....ΧΕΙ ΒΡΟΤΟ...», επιγραφή, που σήμερα δε σώζεται. Ωστόσο, άγνωστη παραμένει η κατασκευή ενός χαμηλότερου τόξου, εσωτερικά του θυρώματος. Δυστυχώς, όμως, έχει και αυτό υποστεί αρκετές μεταγενέστερες επεμβάσεις, όπως το νεότερο κτίριο, που καλύπτει τμήμα της πρόσοψης, τόσο από το αξιόλογο θύρωμα του κτιρίου, όσο και από τον όροφό του.

Προτείνεται η αποκατάσταση των δυο παραπάνω κτιρίων, τόσο για τη διάσωση της τόσο αξιόλογης, με αρχιτεκτονικά χαρακτηριστικά, πρόσοψής τους, όσο και για την αξιοποίησή τους και συγκεκριμένα, η επανάχρηση αυτών σε Ναυτικό Μουσείο.

Στην προσπάθεια αποκατάστασης των παραπάνω κτιρίων, επιδιώκεται να επανέλθουν στην αρχική τους κατάσταση. Στο δυτικό κτίριο τα παράθυρα θα μεγαλώσουν και θα γίνουν τοξωτά όπως μας υποδεικνύουν τα ίχνη που υπάρχουν στην υφιστάμενη κατάσταση που αναφέρθηκε ήδη. Κάθε είδους νεωτερικό στοιχείο θα απομακρυνθεί όπως η συμπλήρωση της τοιχοποιίας από οπλισμένο σκυρόδεμα που έχει καταστρέψει τμήμα από τον ορθογωνικό φεγγίτη πάνω από το θύρωμα. Η τοιχοποιία του κτιρίου θα επανέλθει στην αρχική της μορφή. Στο ισόγειο θα παραμείνει η αργολιθοδομή με επίχρισμα, ενώ στον όροφο η μοναδική αυτή τοιχοποιία με την ισόδομη λαξευτή λιθοδομή σε κτίρια της Ενετοκρατίας στο Ρέθυμνο χρειάζεται καθαρισμό και συμπλήρωση των ανάλογων λίθων.

Αρκετές νεότερες επεμβάσεις συναντάμε και στο ανατολικό τμήμα του συγκροτήματος. Εδώ, το θύρωμα έχει υποστεί αρκετές αλλοιώσεις από το πέρασμα του χρόνου αλλά και από τον ανθρώπινο παράγοντα. Ένας ορθογωνικός φεγγίτης, μεταγενέστερης περιόδου, κατέστρεψε το τριγωνικό αέτωμα αλλά και την Ελληνική εγχάρακτη επιγραφή που υπήρχε πάνω από το θύρωμα. Από τη σύγκριση της προοπτικής των φωτογραφιών του Gerola και του Ι. Δημακόπουλου 1972, που συμπίπτουν με την υφιστάμενη κατάσταση, προκύπτει ότι κτίριο που κτίστηκε μπροστά από την πρόσοψη του ανατολικού τμήματος (κατά την Τουρκοκρατία), έγινε μάλλον για να προστατευθεί το θύρωμα ή για να το μεγαλώσει χρησιμοποιώντας την αρχιτεκτονική της εποχής. Σήμερα, το κομμάτι αυτό δεν υπάρχει. Οι αλλοιώσεις που προκάλεσε η επέμβαση είναι φανερές. Τα γείσα πάνω από το θύρωμα είναι ατελή. Ο τρόπος που είναι κομμένα στο δυτικό τμήμα της πρόσοψης μας δείχνει ότι απουσιάζει όχι απλά τμήμα τους αλλά και φουρούσι που υποβάσταζε παράθυρο. Εξάλλου, στην άλλη πλευρά του θυρώματος έχει καλυφθεί αντίστοιχο τμήμα της πρόσοψης από νεωτερική επέκταση του παρακείμενου κτιρίου έχοντας καλύψει με εμφανέστατο τρόπο όχι μόνο το φουρούσι που

αναλογικά θα έπρεπε να υπάρχει αλλά και σχεδόν κατά το ήμισυ το ανατολικό τμήμα του θυρώματος. Λαμβάνοντας οπότε υπόψιν τα παραπάνω θα μπορούσαμε να υποθέσουμε τη μορφή που θα είχε η πρόσοψη του ορόφου. Τα μεγάλα πώρινα φουρούσια με την ανάγλυφη άκανθο του ελισσόμενου κορμού τους πρέπει να υποβάσταζαν κάποιο οριζόντιο γείσο (ή την ποδιά ενός μεγάλου πλάτους παραθύρου) ή ίσως ένα δίλοβο τοξωτό άνοιγμα ενός liago. Επίσης, ο αριθμός των φουρουσιών (με τα διαστήματα μεταξύ τους) μας οδηγεί στο συμπέρασμα πως είτε υπήρχαν δύο ανεξάρτητα απομακρυσμένα παράθυρα στις δύο άκρες της όψης ή ένα δίλοβο στο μέσον της με τυφλά τα παρακείμενα τμήματα πάνω από τα ακραία διαστήματα μεταξύ των φουρουσιών, κάτι που απορρίπτεται.

Με αυτόν τον τρόπο δημιουργείται η αναλογία πέντε φουρουσιών που δημιουργούν ένα τετράλοβο άνοιγμα παραθύρων το οποίο έρχεται σε απόλυτη αρμονία με το θύρωμα. Τα κενά που δημιουργούνται στα ανοίγματα σε όλη την επιφάνεια του τμήματος του τοίχου του ορόφου είναι μάλλον και η αιτία της κατάρρευσης του συγκεκριμένου τμήματος λόγω αδυνατίσματος της κατασκευής.

Φωτογραφική Τεκμηρίωση



Εικόνα 51



Εικόνα 52



Εικόνα 53



Εικόνα 54



Εικόνα 55



Εικόνα 56



Εικόνα 57



Εικόνα 58



Εικόνα 59



Εικόνα 60



Εικόνα 61

ΠΡΟΤΑΣΗ

Αρχές Επέμβασης

Βασική αρχή της επέμβασής μας είναι η διατήρηση της τυπολογίας των όψεων του κτιρίου και του ύφους του, το οποίο έχει χαρακτηριστεί ως διατηρητέο. Θα διατηρηθεί και θα συντηρηθεί το μέγιστο δυνατό του αυθεντικού υλικού, ορισμένα στοιχεία θα αντικατασταθούν και θα αφαιρεθούν, ενώ η χρήση νέων υλικών και τρόπων δομής θα υπάρξει όπου κριθεί απαραίτητη.

Προτείνεται η στέγαση του κτιρίου να είναι ένα ναυτικό μουσείο στην παλιά πόλη του Ρεθύμνου.

Προτεινόμενες Επεμβάσεις

Κτιριολογική Περιγραφή Πρότασης

Το εν λόγω συγκρότημα που μελετάμε αποτελείται από δύο κτίρια που ενώνονται. Η πρόταση αποτελείται από τρεις ορόφους (ισόγειο, α όροφος, β όροφος) σε αντίθεση με τους δύο ορόφους που ήδη υπάρχουν. Η κεντρική είσοδος γίνεται επί της οδού Αρκαδίου καθώς επίσης και η έξοδος από το Ναυτικό Μουσείο.

Μορφολογική Περιγραφή Πρότασης

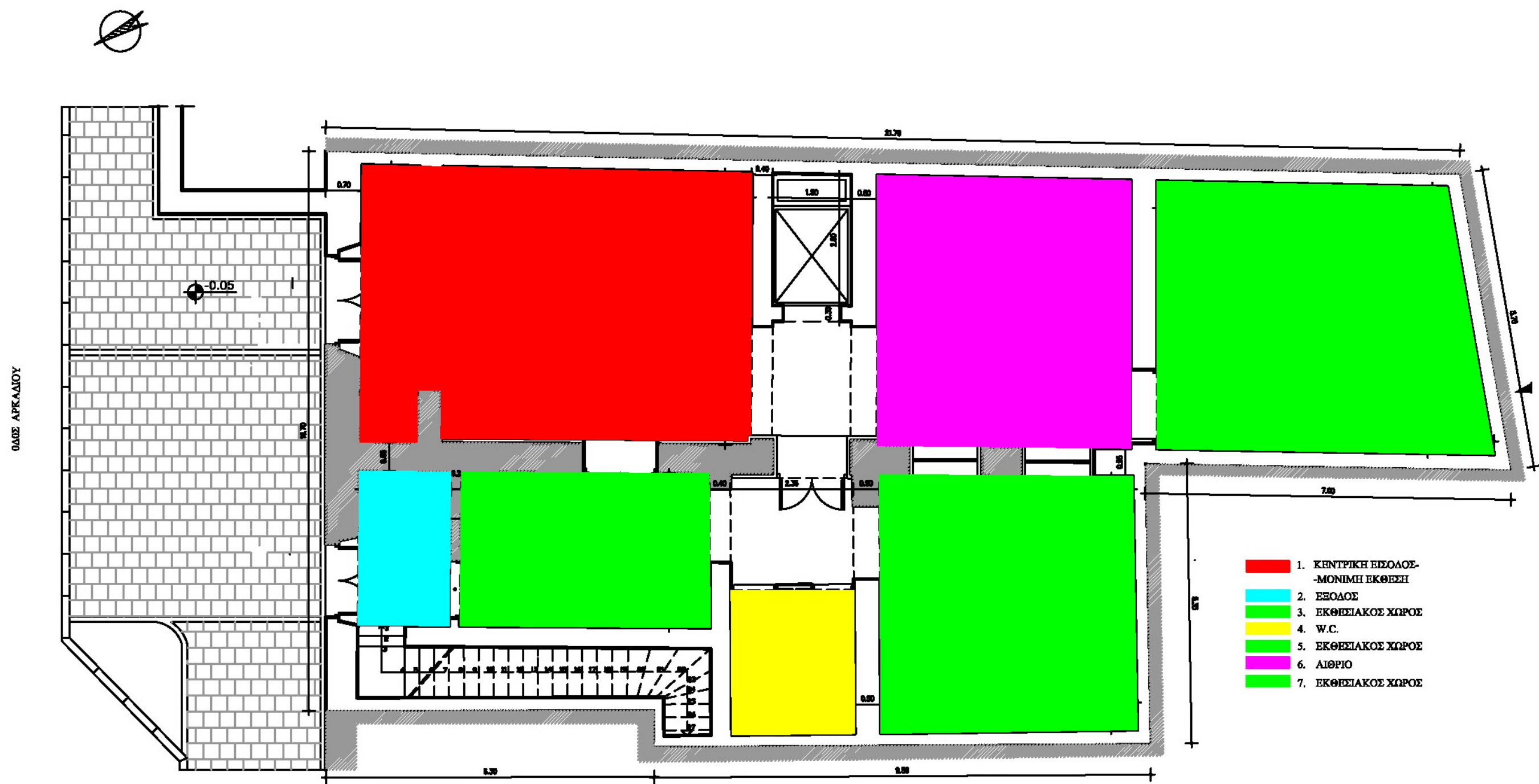
Σκοπός της πρότασης είναι η διατήρηση των μορφολογικών στοιχείων του κτιρίου, συνεπώς αλλαγές θα γίνουν μόνο όπου η νέα χρήση το απαιτεί, όπως οι διαφοροποιήσεις χώρων.

Ισόγειο

Το ισόγειο αποτελείται από οχτώ (8) διαφορετικούς χώρους. Κατά την είσοδο μας από τα αριστερά συναντάμε τον πρώτο (1^ο) χώρο ο οποίος είναι η κεντρική είσοδος και περιλαμβάνει μια μόνιμη έκθεση. Κατά την είσοδο μας από τα δεξιά συναντάμε ένα μικρό χώρο ο οποίος είναι ο προθάλαμος όπου βρίσκεται και η έξοδος. Ακριβώς πίσω από αυτόν βρίσκεται ο τρίτος (3^{ος}) χώρος ο οποίος είναι και ο εκθεσιακός χώρος.

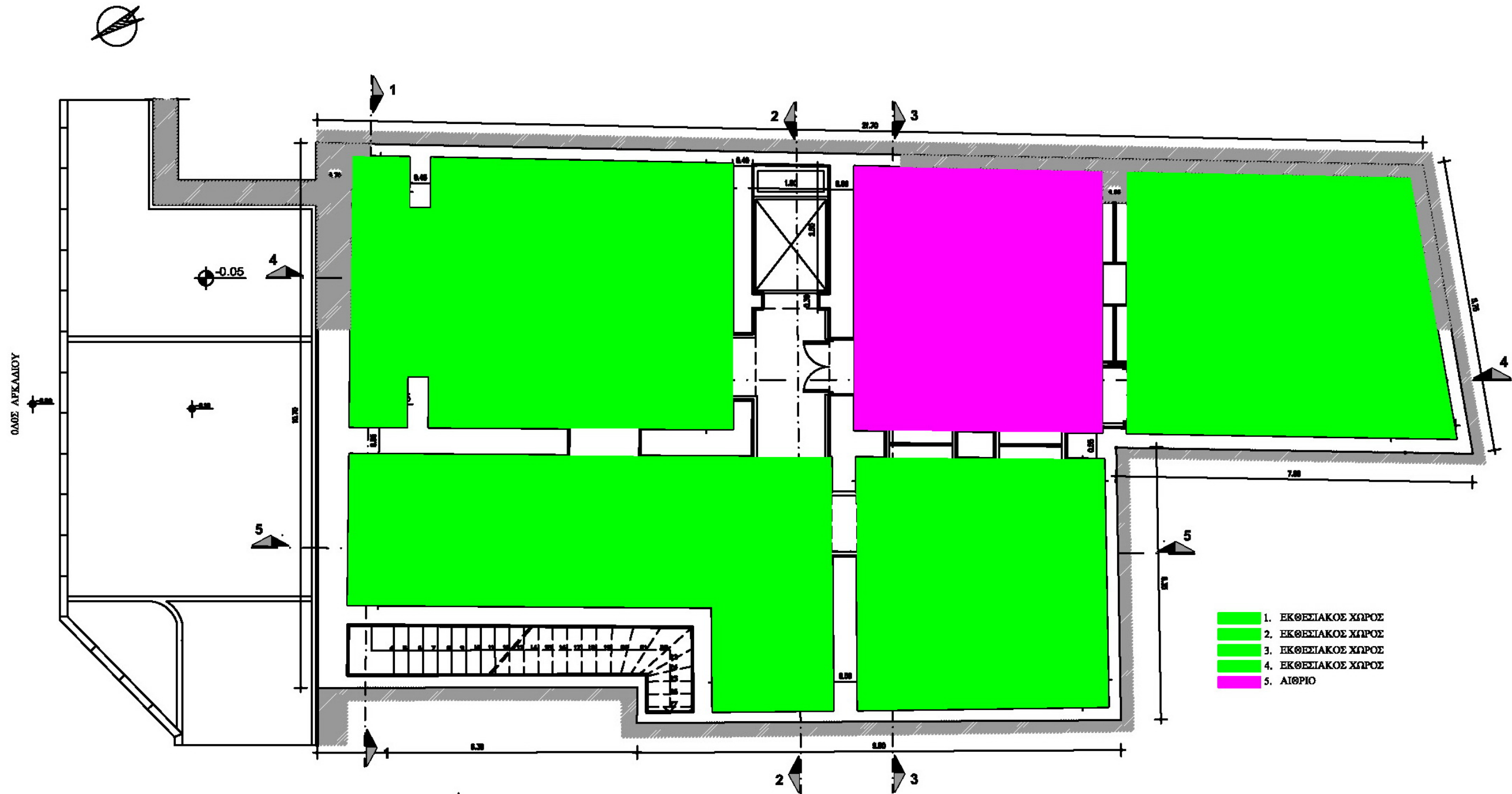
Συνεχίζοντας, στη δεξιά πλευρά, συναντάμε δύο (2) W.C. ο οποίος είναι ο τέταρτος (4^{ος}) χώρος. Ο τελευταίος χώρος από την δεξιά μεριά είναι ο πέμπτος (5^{ος}) χώρος ο οποίος είναι εκθεσιακός χώρος.

Στην αριστερή πλευρά, και αμέσως μετά την μόνιμη έκθεση που είναι και η κεντρική είσοδος, βρίσκεται το κλιμακοστάσιο ένα αίθριο. Τέλος, πίσω από αυτό υπάρχει ο τελευταίος χώρος, ένας χώρος αρκετά μεγάλος όπου βρίσκεται ο εκθεσιακός χώρος. Στα δεξιά, συναντάμε μια μεγάλη σκάλα η οποία έχει ακόμα διατηρηθεί.



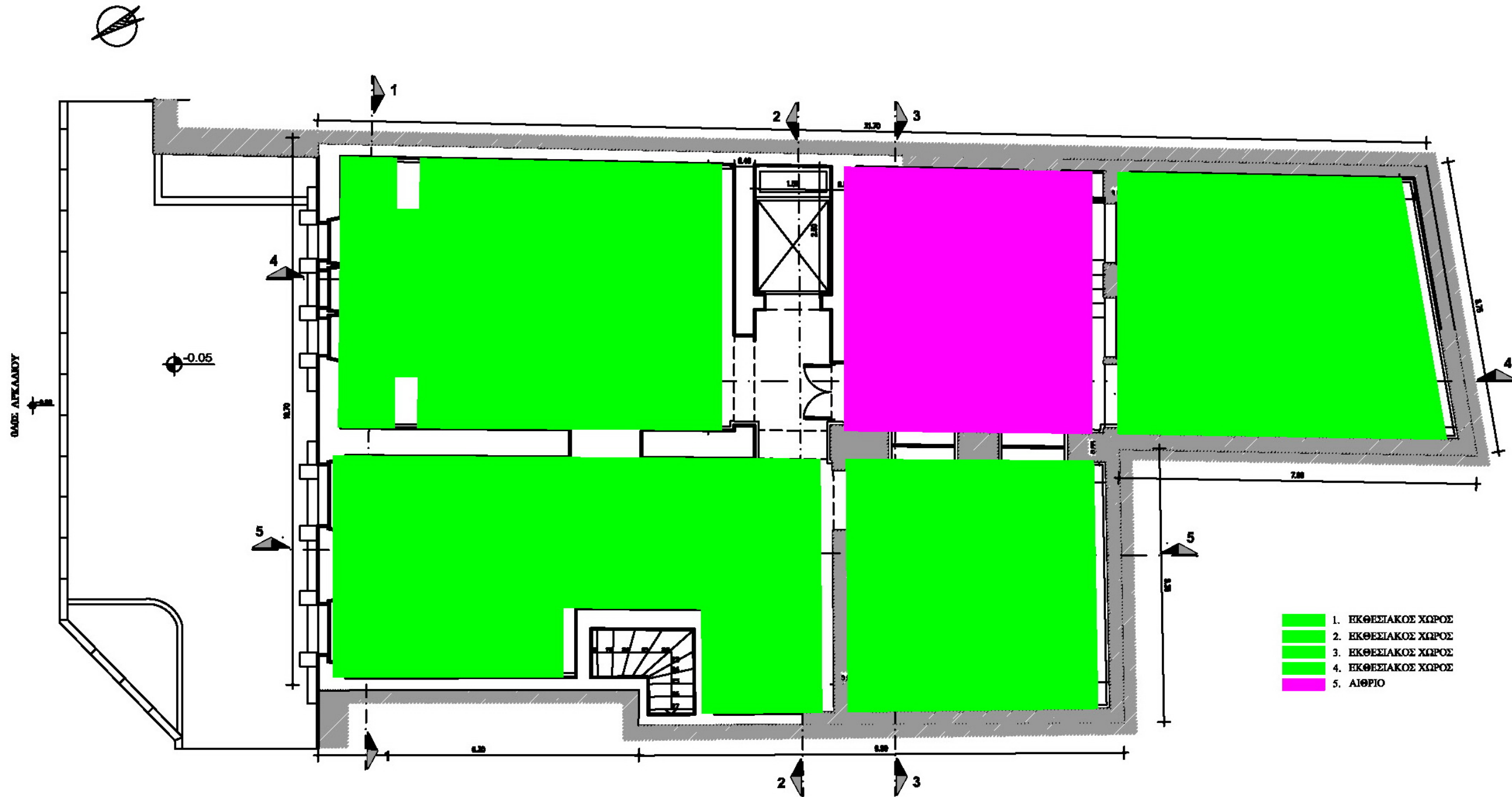
Α Όροφος

Στον Α όροφο, στην αριστερή πλευρά, συναντάμε το χώρο τέσσερα (4) και τέρμα πίσω το χώρο (1), οι οποίοι λειτουργούν ως εκθεσιακοί χώροι ενώ ανάμεσα σε αυτούς βρίσκεται το κλιμακοστάσιο. Στη δεξιά πλευρά του ορόφου, υπάρχουν δύο χώροι αρκετά μεγάλοι, ο χώρος τρία (3) και ο χώρος δύο (2), οι οποίοι λειτουργούν επίσης ως εκθεσιακοί χώροι.



Β Όροφος

Τέλος, ο Β όροφος, δεν διαφέρει σχεδόν καθόλου από την κάτοψη του Α ορόφου. Δηλαδή, στην αριστερή πλευρά, συναντάμε το χώρο τέσσερα (4) και τέρμα πίσω το χώρο (1), οι οποίοι λειτουργούν ως εκθεσιακοί χώροι ενώ ανάμεσα σε αυτούς βρίσκεται το κλιμακοστάσιο. Στη δεξιά πλευρά του ορόφου, υπάρχουν δύο χώροι αρκετά μεγάλοι, ο χώρος τρία (3) και ο χώρος δύο (2), οι οποίοι λειτουργούν επίσης ως εκθεσιακοί χώροι.



Υλικά

Επιστρώσεις – Επενδύσεις

Εσωτερικά, το δάπεδο θα επενδυθεί με παρκέ και συγκεκριμένα, ραμποτέ, από φυσικό δρυς. Τα σοβατεπί (πλάτος 5 έως 8) είναι ανάλογα του υλικού επίστρωσης των χώρων, δηλαδή και αυτά από φυσικό δρυς. Στους χώρους υγιεινής τα δάπεδα επιστρώνονται με κεραμικά πλακίδια, λευκού χρώματος, 20 X 20, και οι τοίχοι αυτών με πλακίδια πορσελάνης με πλακίδια 15 X 15.



Εικόνα 62

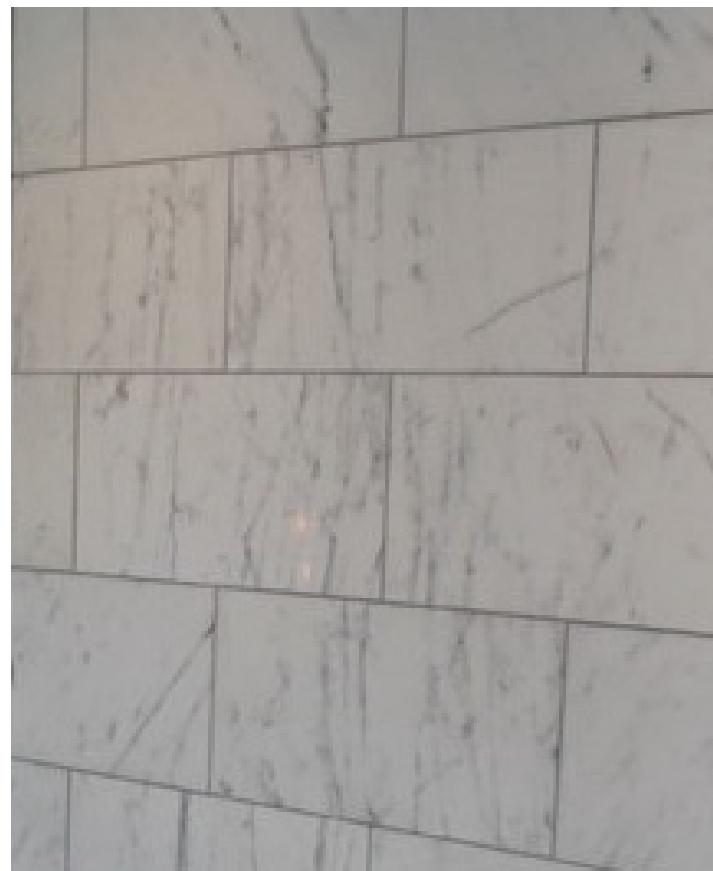
Ξυλουργικά – Σιδηρουργικά

Οι εσωτερικές πόρτες, θα είναι και αυτές ξύλινες, από ξύλο δρυς, χρώματος καφέ (κερασο-καφέ). Όλοι οι φεγγίτες και τα βοηθητικά παράθυρα (υαλοστάσια) θα φέρουν σιδεριές. Οι υαλοπίνακες όλων των κουφωμάτων θα είναι διπλοί. Τα παράθυρα θα έχουν φεγγίτη χωρίς εξώφυλλα.

Στις εσωτερικές σκάλες ανόδου, θα τοποθετηθεί ξύλο δρυς, ίδιο με αυτό των δαπέδων, ενώ τα κιγκλιδώματα, θα είναι από γυαλί, βιδωμένα σε μεταλλικό (inox) σκελετό. Το ασανσέρ (ανελκυστήρας) του εσωτερικού κεντρικού κλιμακοστασίου είναι γυάλινος.

Χρωματισμοί – Ψευδοροφές – Μονώσεις

Στις όψεις του κτιρίου θα γίνει επένδυση λευκής ορθογωνικής πέτρας του οποίου η τοποθέτηση θα γίνει με ισόδομο σύστημα. Οι πόρτες, καθώς επίσης και τα κουφώματα των πορτών και των παραθύρων, θα είναι ξύλινα από φυσικό δρυς, με χρώμα καφέ (κερασο-καφέ), ειδικά εμποτισμένα για εξωτερικούς χώρου.



Εικόνα 63

Οι εσωτερικές επιφάνειες των τοίχων, θα είναι και αυτοί επενδυμένοι με λευκή ορθογωνική πέτρα και η τοποθέτηση αυτών, θα γίνει σύμφωνα με το ισόδομο σύστημα.

Ορισμένοι χώροι προβλέπονται με ψευδοροφές από γυψοσανίδες με μεταλλικό αναρτημένο σκελετό, που θα έχουν τελική μορφή ξύλινου ταβανιού (εξέχουσες στενές λωρίδες κατά μία διεύθυνση εν είδει αρμοκάλυπτρου) στη στέγη και τα δώματα θα γίνει υγραμόνωση με επίστρωση ασφαλτόπανου και θερμομόνωση με πλάκες εξηλασμένης πολυστερόλης.

Ερευνητικές Εργασίες

- Θα γίνουν τομές σε επιλεγμένα σημεία του εδάφους του κτιρίου για να διαπιστωθεί η ποιότητα και τα χαρακτηριστικά του εδάφους.
- Θα γίνει λήψη δοκιμίων από τα κονιάματα και τα επιχρίσματα με σκοπό να καθαριστούν τα χαρακτηριστικά τους (υδατοαπορροφητικότητα, αντοχή κτλ.) και να προσδιοριστούν τα αντίστοιχα νέα υλικά που θα χρησιμοποιηθούν.
- Θα γίνει λεπτομερής έλεγχος της κατάστασης των τοιχοποιιών που εμφανίζονται σε καλή κατάσταση με τομές στα επιχρίσματα.

Αποψιλώσεις – Καθαρισμοί – Μεταφορά προϊόντων καθαρισμών

Κοπή των αυτοφυών δέντρων (βρωμόδεντρων) και ξερίζωση των χαμηλών φυτών – θαμνών και γενικά της αυτοφυούς βλάστησης. Καθαρισμός γενικά των χώρων και μεταφορά των προϊόντων της αποψίλωσης – καθαρισμού.

Καθαιρέσεις – Μεταφορά προϊόντων καθαίρεσης

Καθαίρεση όλων των υφιστάμενων εγκάρσιων νεωτερικών τοίχων από αργολιθοδομή. Καθαίρεση όλων των στοιχείων από οπλισμένο σκυρόδεμα. Μεταφορά προϊόντων των καθαιρέσεων.

Εκσκαφές - Μεταφορά προϊόντων εκσκαφής

Εκσκαφή θεμελίωσης, κυρίως με τάφρους θεμελίωσης σε όλο το μήκος των υφισταμένων που θα επανακτιστούν και πλευρικά όλων των παλαιότερων τοίχων που θα παραμείνουν. Στο τέλος, θα γίνει μεταφορά των προϊόντων εκσκαφής.

Σκυρόδεμα – Τοιχοποιίες

Η θεμελίωση γίνεται με πεδילוδοκούς κάτω από τους επανακατασκευαζόμενους και πλευρικά των παραμενόντων υφιστάμενων φερόντων τοίχων. Η χρήση και η λειτουργία των χώρων του κτιρίου ως ναυτικό μουσείο επέβαλαν την αντιμετώπιση του ως ειδικού. Ως εκ τούτου, για την κάλυψη των σχετικών προδιαγραφών ενισχύονται με μονόπλευρο ή αμφίπλευρο μανδύα εκτοξευόμενου σκυροδέματος, αφού προηγηθεί η επανασύνδεση στις παραμένουσες υφιστάμενες τοιχοποιίες των αποκολλημένων εγκάρσιων τοίχων και μια σειρά προεργασιών όπως η αποξήλωση των υφιστάμενων επιχρισμάτων, εκβάθυνση των αρμών της λιθοδομής 5 – 7 cm, πλύσιμο και καθαρισμός της επιφάνειας, τοπικά ενέματα σε περιοχές έντονης ρηγμάτωσης, συρραφή ρωγμών με λίθινα κλειδιά και αγκύρωση και τοποθέτηση των οπλισμών.

Τα πατώματα κατασκευάζονται με ξύλινα δοκάρια και κατάλληλο σκελετό, τεγίδωση και σανίδωμα.

Ηλεκτρομηχανολογικές εγκαταστάσεις

Εκτός των συμβατικών Η/Μ εγκαταστάσεων (ύδρευση, αποχέτευση, όμβρια, ηλεκτρικά) θα γίνει και εγκατάσταση υδραυλικού ανελκυστήρα και κεντρικού συστήματος πυρόσβεσης και κλιματισμού (ψύξη, θέρμανση, εξαερισμός) για το σύνολο του κτιρίου.

Το αυτόματο πιεστικό πυροσβεστικό συγκρότημα, η υδατοδεξαμενή και το μηχανοστάσιο του υδραυλικού ανελκυστήρα, καθώς και οι κλιματιστικές μονάδες τοποθετούνται κατά τρόπο που δεν ενοχλεί αισθητικά.

Δίκτυα

Όσον αφορά τις εγκαταστάσεις ηλεκτρικού ρεύματος, παροχής νερού και αποχέτευσης, προτείνουμε τον εκσυγχρονισμό τους για τη σωστή προσαρμογή του κτιρίου στη νέα του χρήση. Επίσης θα γίνει εγκατάσταση νέων ειδών υγιεινής.

Κλίμακες

Η εσωτερική κλίμακα που θα καθαιρεθεί, θα ανακατασκευαστεί. Θα ακολουθηθεί η ίδια ακριβώς τυπολογία. Τα ρίχτια και τα πατήματα θα είναι ξύλινα. Προτείνεται να χρησιμοποιηθούν υλικά τα οποία θα αποτρέψουν τη φθορά της κλίμακας από την υγρασία, τους διάφορους άλλους παράγοντες και τους μικροοργανισμούς. Επίσης η κατασκευή της νέας κλίμακας, θα εξασφαλίζει τη σταθερότητα, την αντοχή και τη διάρκεια ζωής. Η περιοχή του κλιμακοστασίου είναι αίθρια. Στο πάνω μέρος της οροφής υπάρχει στέγη όπου στο κέντρο αυτής δημιουργείται ένα άνοιγμα ορθογωνικής διατομής και καλύπτεται από γυαλί.

Κουφώματα

Τα θυρώματα και οι ακμές στα εξωτερικά ανοίγματα, καθώς και τα μεγάλα στο εσωτερικό, κατασκευάζονται από πωρόλιθους που έχουν μορφομένες τις εξωτερικές τους επιφάνειες.

Οι ποδιές των παραθύρων και τα κατώφλια των θυρών του ισογείου, κατασκευάζονται από σκληρό – εξαιρετικά σκληρό πωρόλιθο πάχους 2cm.

Προτείνεται η αντικατάσταση των κουφωμάτων που είναι στην όψη, αφού παρουσιάζουν σημαντικές φθορές. Προτείνεται να τοποθετηθούν νέα τα οποία θα ακολουθούν τη μορφή, τα υλικά, το χρώμα και την τυπολογία κατάλληλα ούτως ώστε να μην αλλοιωθεί το ύφος του συγκροτήματος. Πιο συγκεκριμένα:

- Παράθυρα: Τα νέα παράθυρα, θα είναι ξύλινα με απλά ανοιγόμενα δίφυλλα και μονόφυλλα. Θα έχουν ανάλογες διαστάσεις με αυτές των ανοιγμάτων που προϋπήρχαν.
- Πόρτες: Οι εξωτερικές πόρτες θα αντικατασταθούν με νέες διπλές ξύλινες ταμπλαδοτές από ξύλο δρυς χρώματος καφέ (κερασο-καφέ), ειδικά εμποτισμένες για εξωτερικούς χώρους.

Υδρορροές

Θα ανακατασκευαστούν όλες οι υδρορροές στις ίδιες θέσεις που υπήρχαν. Θα πρέπει να γίνει προσεκτική ανακατασκευή ως προς τα άλλα μέρη των κτιρίων.

Διακοσμητικά στοιχεία

Αποκατάσταση διακοσμητικών στοιχείων. Με μήτρες θα γίνει το καλούπι των διακοσμητικών στοιχείων και των αρχιτεκτονικών στοιχείων.

Φωτισμός

Προβλέπεται η εγκατάσταση φωτιστικών σωμάτων κατάλληλων για τις ανάγκες της νέας χρήσης του κτιρίου και συγκεκριμένα στο εσωτερικό προτείνεται να τοποθετηθούν «σιδηρόδρομοι» αποτελούμενοι από προβολάκια Led μαύρου χρώματος δίνοντας έτσι ένα αποτέλεσμα καθαρά μουσειακού φωτισμού στοχεύοντας μόνο στα εκθέματα. Η επέμβαση αυτή θα σεβαστεί την τυπολογία και την αρχιτεκτονική του κτιρίου. Προτείνεται επίσης εξωτερικός φωτισμός από μεταλλικούς (inox) προβολείς στο κάτω μέρος της όψης διαχέοντας το φως κατά μήκος της όψης του συγκροτήματος από κάτω προς τα πάνω.



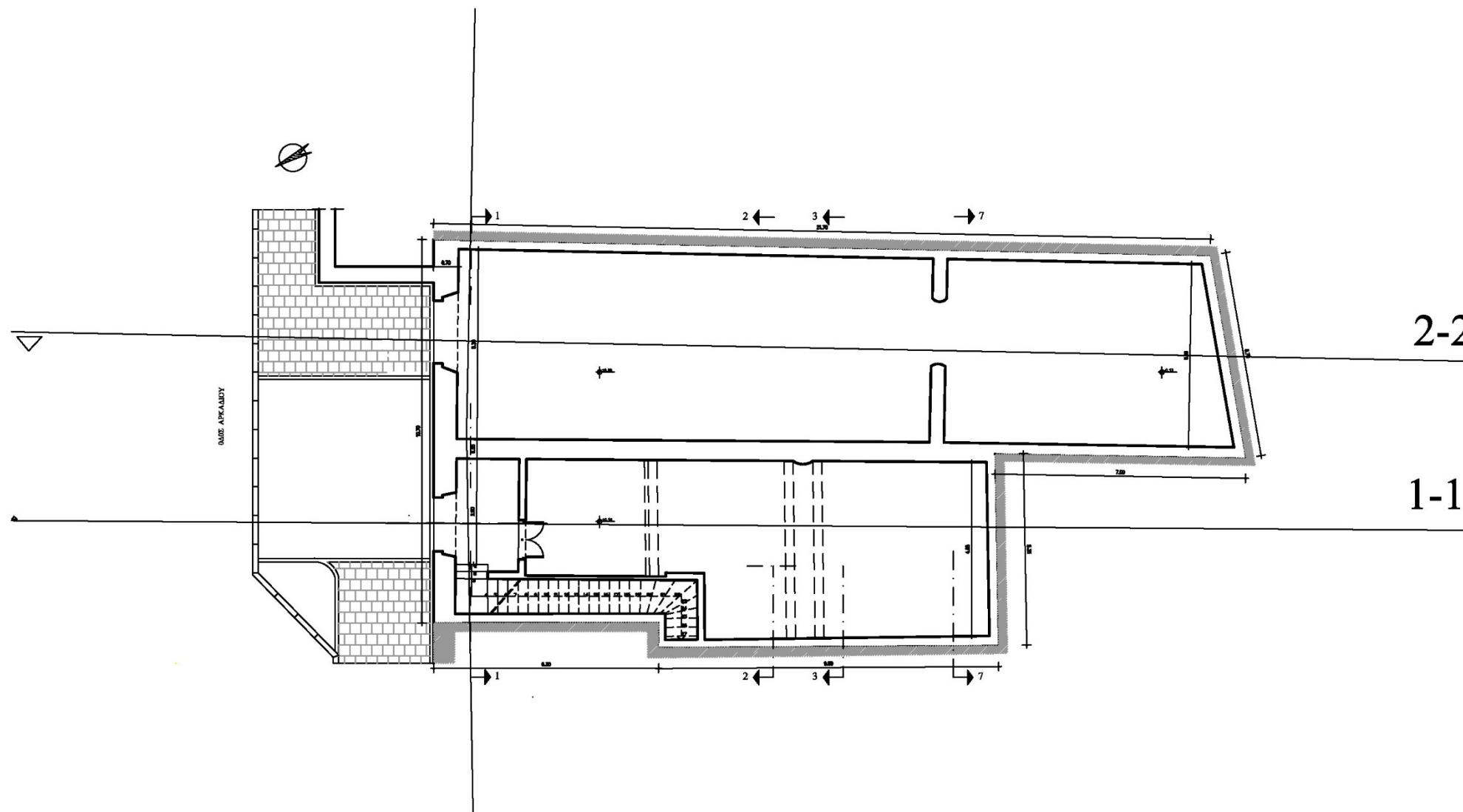
ΠΤΥΧΙΑΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

ΑΝΑΚΑΙΝΙΣΗ ΚΑΙ ΑΠΟΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΚΤΙΡΙΟΥ
ΤΗΣ ΕΝΕΤΟΚΡΑΤΙΑΣ ΣΤΗΝ ΟΔΟ ΑΡΚΑΔΙΟΥ 48-
50 ΣΤΟ ΡΕΘΥΜΝΟ

ΣΧΕΔΙΑ ΑΠΟΤΥΠΩΣΗΣ

ΚΑΤΟΨΗ ΙΣΟΓΕΙΟΥ

ΚΛΙΜΑΚΑ 1:50



0 0.5 1 2 4



ΣΠΟΥΔΑΣΤΕΣ
ΝΤΑΚΑΚΗΣ ΜΙΧΑΛΗΣ
ΔΕΡΒΕΤΖΗΣ ΛΕΩΝΙΔΑΣ

ΕΠΟΠΤΕΥΩΝ ΚΑΘΗΓΗΤΗΣ
ΚΑΚΑΒΑΣ ΠΑΝΑΓΙΩΤΗΣ

ΣΕΠΤΕΜΒΡΙΟΣ 2014



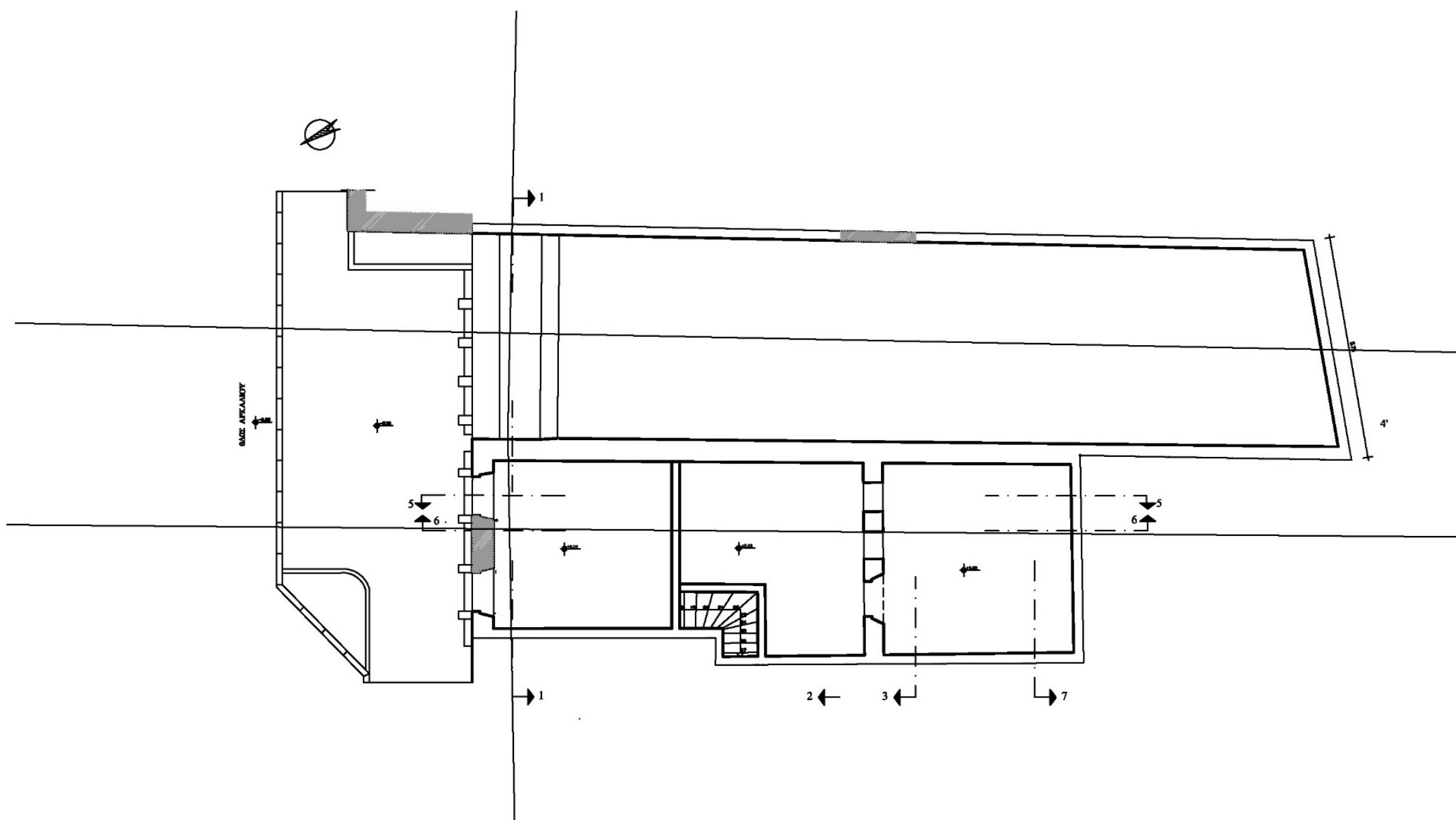
ΠΤΥΧΙΑΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

ΑΝΑΚΑΙΝΙΣΗ ΚΑΙ ΑΠΟΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΚΤΙΡΙΟΥ
ΤΗΣ ΕΝΕΤΟΚΡΑΤΙΑΣ ΣΤΗΝ ΟΔΟ ΑΡΚΑΔΙΟΥ 48-
50 ΣΤΟ ΡΕΘΥΜΝΟ

ΣΧΕΔΙΑ ΑΠΟΤΥΠΩΣΗΣ

ΚΑΤΟΨΗ ΟΡΟΦΟΥ

ΚΛΙΜΑΚΑ 1:50



ΣΠΟΥΔΑΣΤΕΣ
ΝΤΑΚΑΚΗΣ ΜΙΧΑΛΗΣ
ΔΕΡΒΕΤΖΗΣ ΛΕΩΝΙΔΑΣ

ΕΠΟΠΤΕΥΩΝ ΚΑΘΗΓΗΤΗΣ
ΚΑΚΑΒΑΣ ΠΑΝΑΓΙΩΤΗΣ

ΣΕΠΤΕΜΒΡΙΟΣ 2014



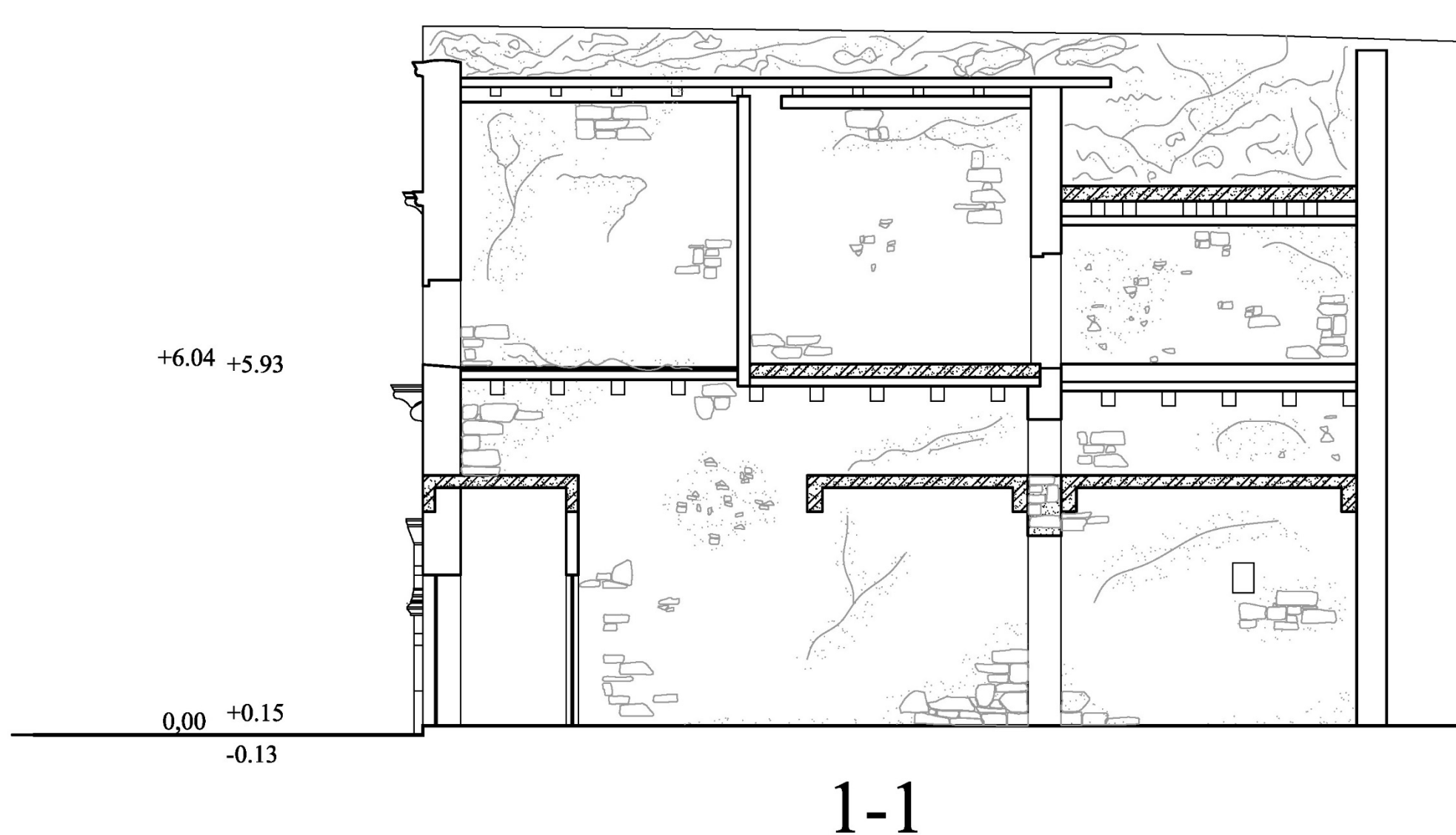
ΠΤΥΧΙΑΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

ΑΝΑΚΑΙΝΙΣΗ ΚΑΙ ΑΠΟΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΚΤΙΡΙΟΥ
ΤΗΣ ΕΝΕΤΟΚΡΑΤΙΑΣ ΣΤΗΝ ΟΔΟ ΑΡΚΑΔΙΟΥ 48-
50 ΣΤΟ ΡΕΘΥΜΝΟ

ΣΧΕΔΙΑ ΑΠΟΤΥΠΩΣΗΣ

ΤΟΜΗ 1-1

ΚΛΙΜΑΚΑ 1:50



ΣΠΟΥΔΑΣΤΕΣ
ΝΤΑΚΑΚΗΣ ΜΙΧΑΛΗΣ
ΔΕΡΒΕΤΖΗΣ ΛΕΩΝΙΔΑΣ

ΕΠΟΠΤΕΥΩΝ ΚΑΘΗΓΗΤΗΣ
ΚΑΚΑΒΑΣ ΠΑΝΑΓΙΩΤΗΣ

ΣΕΠΤΕΜΒΡΙΟΣ 2014



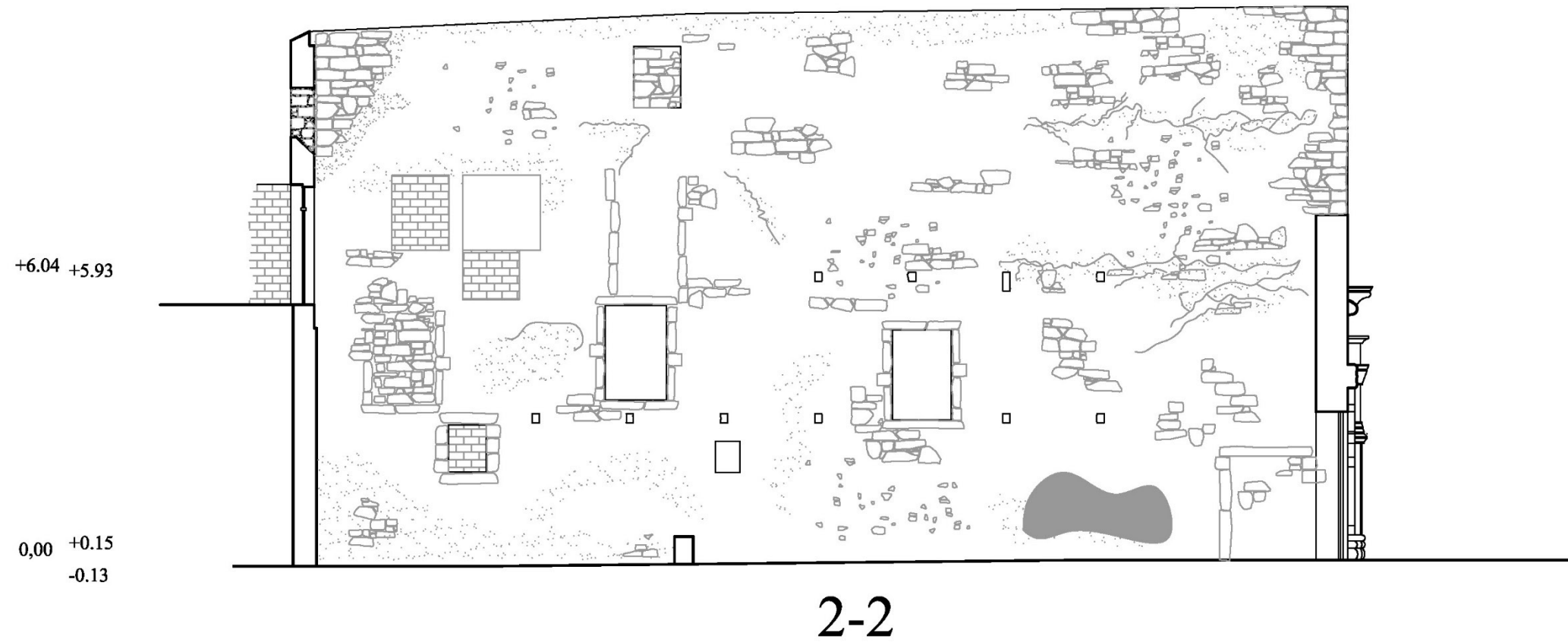
ΠΤΥΧΙΑΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

ΑΝΑΚΑΙΝΙΣΗ ΚΑΙ ΑΠΟΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΚΤΙΡΙΟΥ
ΤΗΣ ΕΝΕΤΟΚΡΑΤΙΑΣ ΣΤΗΝ ΟΔΟ ΑΡΚΑΔΙΟΥ 48-
50 ΣΤΟ ΡΕΘΥΜΝΟ

ΣΧΕΔΙΑ ΑΠΟΤΥΠΩΣΗΣ

ΤΟΜΗ 2-2

ΚΛΙΜΑΚΑ 1:50



ΣΠΟΥΔΑΣΤΕΣ
ΝΤΑΚΑΚΗΣ ΜΙΧΑΛΗΣ
ΔΕΡΒΕΤΖΗΣ ΛΕΩΝΙΔΑΣ

ΕΠΟΠΤΕΥΩΝ ΚΑΘΗΓΗΤΗΣ
ΚΑΚΑΒΑΣ ΠΑΝΑΓΙΩΤΗΣ

ΣΕΠΤΕΜΒΡΙΟΣ 2014



ΠΤΥΧΙΑΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

ΑΝΑΚΑΙΝΙΣΗ ΚΑΙ ΑΠΟΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΚΤΙΡΙΟΥ
ΤΗΣ ΕΝΕΤΟΚΡΑΤΙΑΣ ΣΤΗΝ ΟΔΟ ΑΡΚΑΔΙΟΥ 48-
50 ΣΤΟ ΡΕΘΥΜΝΟ

ΣΧΕΔΙΑ ΑΠΟΤΥΠΩΣΗΣ

ΟΨΗ

ΚΛΙΜΑΚΑ 1:50



ΣΠΟΥΔΑΣΤΕΣ
ΝΤΑΚΑΚΗΣ ΜΙΧΑΛΗΣ
ΔΕΡΒΕΤΖΗΣ ΛΕΩΝΙΔΑΣ

ΕΠΟΠΤΕΥΩΝ ΚΑΘΗΓΗΤΗΣ
ΚΑΚΑΒΑΣ ΠΑΝΑΓΙΩΤΗΣ

ΣΕΠΤΕΜΒΡΙΟΣ 2014



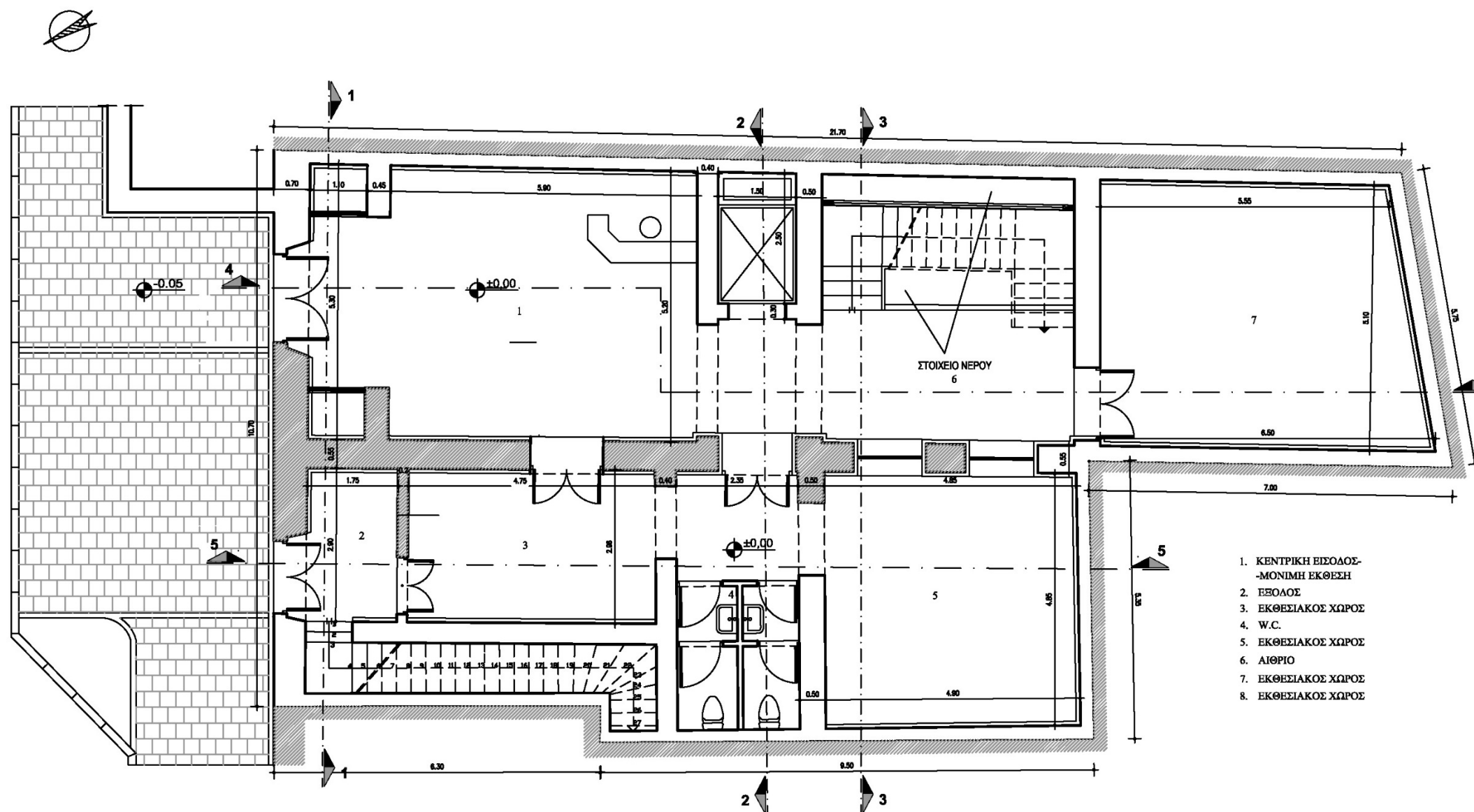
ΠΤΥΧΙΑΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

ΑΝΑΚΑΙΝΙΣΗ ΚΑΙ ΑΠΟΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΚΤΙΡΙΟΥ
ΤΗΣ ΕΝΕΤΟΚΡΑΤΙΑΣ ΣΤΗΝ ΟΔΟ ΑΡΚΑΔΙΟΥ 48-
50 ΣΤΟ ΡΕΘΥΜΝΟ

ΣΧΕΔΙΑ ΠΡΟΤΑΣΗΣ

ΚΑΤΟΨΗ ΙΣΟΓΕΙΟΥ

ΚΛΙΜΑΚΑ 1:50



ΣΠΟΥΔΑΣΤΕΣ
ΝΤΑΚΑΚΗΣ ΜΙΧΑΛΗΣ
ΔΕΡΒΕΤΖΗΣ ΛΕΩΝΙΔΑΣ

ΕΠΟΠΤΕΥΩΝ ΚΑΘΗΓΗΤΗΣ
ΚΑΚΑΒΑΣ ΠΑΝΑΓΙΩΤΗΣ

ΣΕΠΤΕΜΒΡΙΟΣ 2014



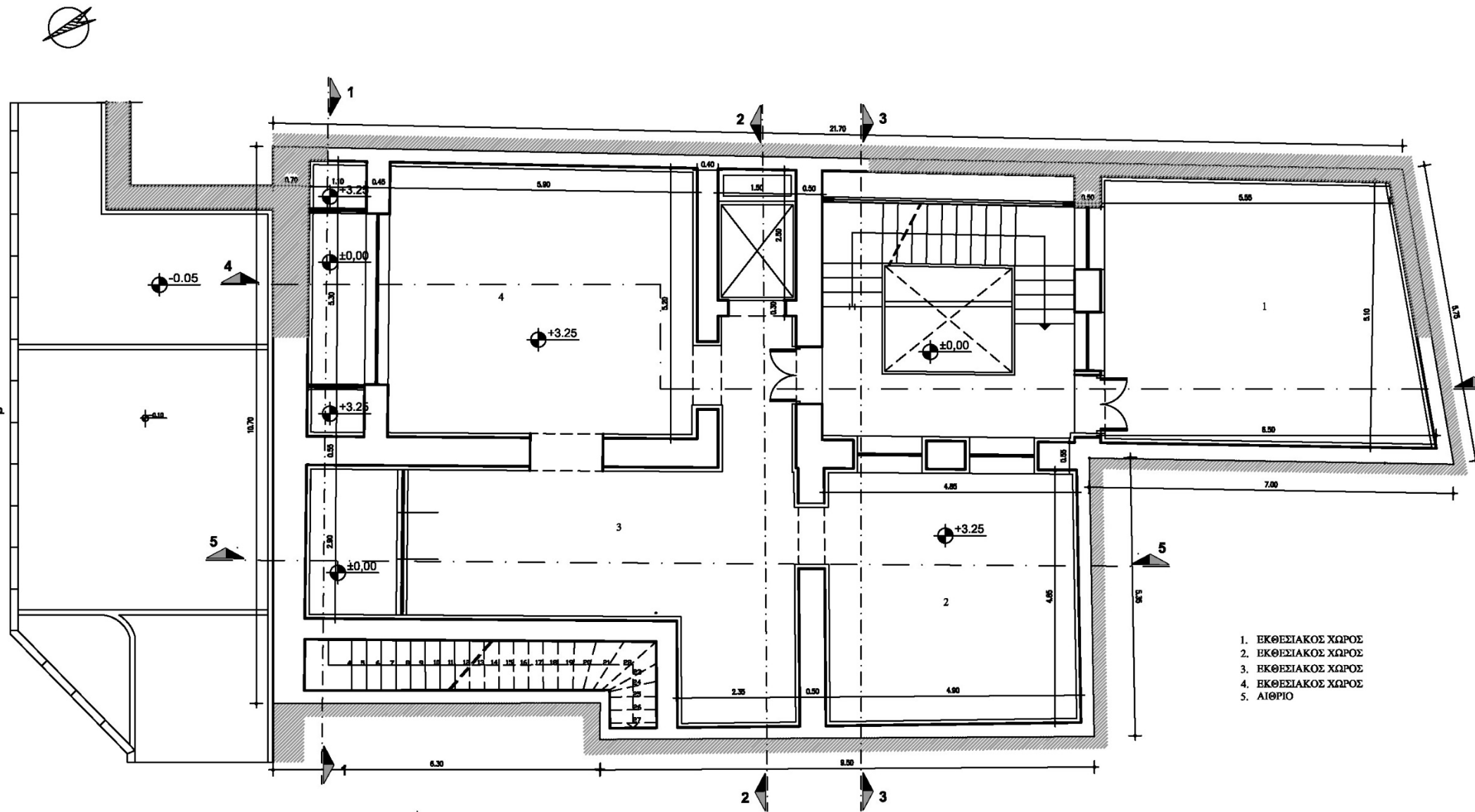
ΠΤΥΧΙΑΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

ΑΝΑΚΑΙΝΙΣΗ ΚΑΙ ΑΠΟΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΚΤΙΡΙΟΥ
ΤΗΣ ΕΝΕΤΟΚΡΑΤΙΑΣ ΣΤΗΝ ΟΔΟ ΑΡΚΑΔΙΟΥ 48-
50 ΣΤΟ ΡΕΘΥΜΝΟ

ΣΧΕΔΙΑ ΠΡΟΤΑΣΗΣ

ΚΑΤΟΨΗ Α ΟΡΟΦΟΥ

ΚΛΙΜΑΚΑ 1:50



- 1. ΕΚΘΕΣΙΑΚΟΣ ΧΩΡΟΣ
- 2. ΕΚΘΕΣΙΑΚΟΣ ΧΩΡΟΣ
- 3. ΕΚΘΕΣΙΑΚΟΣ ΧΩΡΟΣ
- 4. ΕΚΘΕΣΙΑΚΟΣ ΧΩΡΟΣ
- 5. ΑΙΘΡΙΟ



ΣΠΟΥΔΑΣΤΕΣ
ΝΤΑΚΑΚΗΣ ΜΙΧΑΛΗΣ
ΔΕΡΒΕΤΖΗΣ ΛΕΩΝΙΔΑΣ

ΕΠΟΠΤΕΥΩΝ ΚΑΘΗΓΗΤΗΣ
ΚΑΚΑΒΑΣ ΠΑΝΑΓΙΩΤΗΣ

ΣΕΠΤΕΜΒΡΙΟΣ 2014



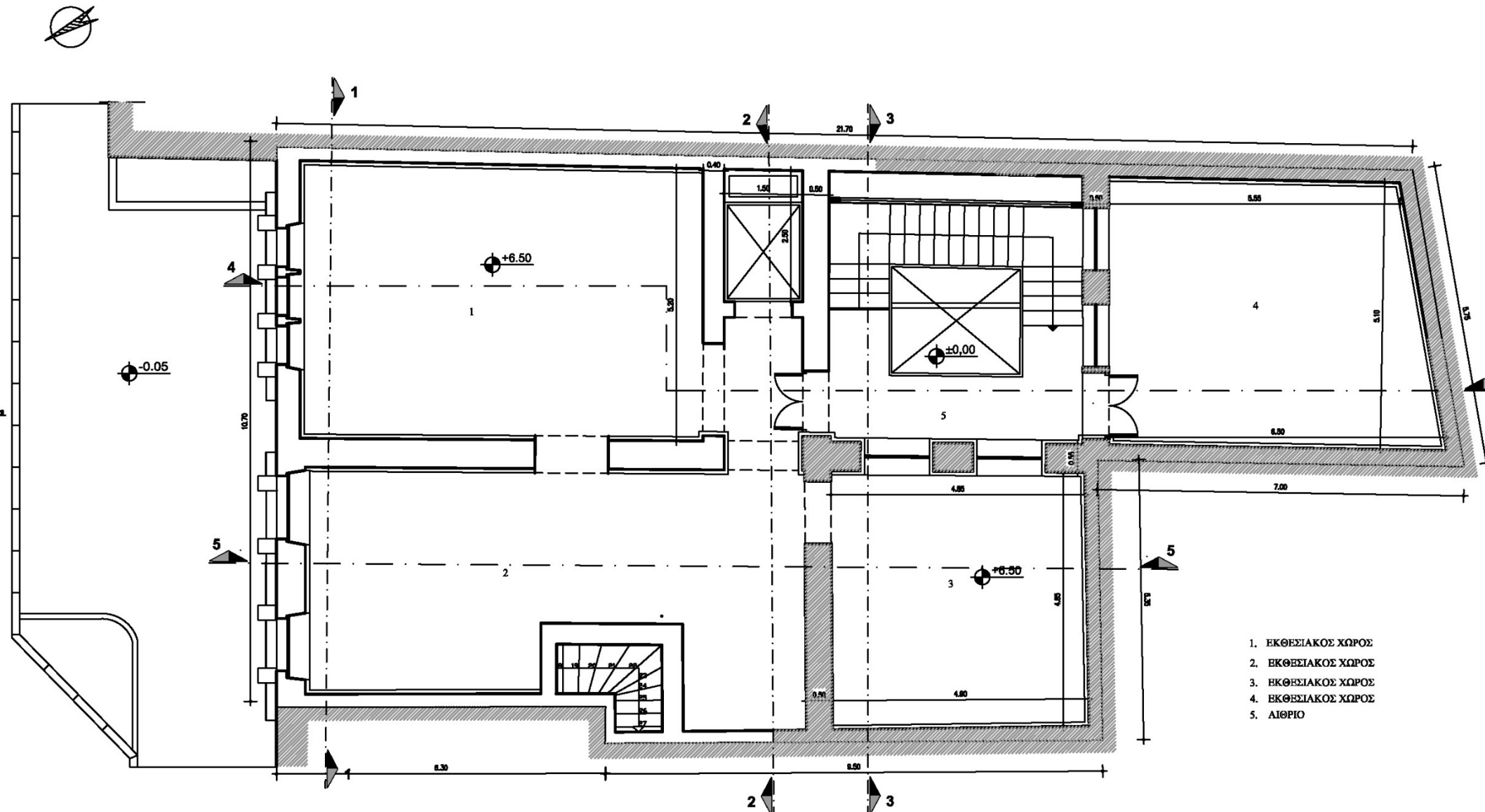
ΠΤΥΧΙΑΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

ΑΝΑΚΑΙΝΙΣΗ ΚΑΙ ΑΠΟΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΚΤΙΡΙΟΥ
ΤΗΣ ΕΝΕΤΟΚΡΑΤΙΑΣ ΣΤΗΝ ΟΔΟ ΑΡΚΑΔΙΟΥ 48-
50 ΣΤΟ ΡΕΘΥΜΝΟ

ΣΧΕΔΙΑ ΠΡΟΤΑΣΗΣ

ΚΑΤΟΨΗ ΎΒ ΟΡΟΦΟΥ

ΚΛΙΜΑΚΑ 1:50



1. ΕΚΘΕΣΙΑΚΟΣ ΧΩΡΟΣ
2. ΕΚΘΕΣΙΑΚΟΣ ΧΩΡΟΣ
3. ΕΚΘΕΣΙΑΚΟΣ ΧΩΡΟΣ
4. ΕΚΘΕΣΙΑΚΟΣ ΧΩΡΟΣ
5. ΛΙΘΡΙΟ



ΣΠΟΥΔΑΣΤΕΣ
ΝΤΑΚΑΚΗΣ ΜΙΧΑΛΗΣ
ΔΕΡΒΕΤΖΗΣ ΛΕΩΝΙΔΑΣ

ΕΠΟΠΤΕΥΩΝ ΚΑΘΗΓΗΤΗΣ
ΚΑΚΑΒΑΣ ΠΑΝΑΓΙΩΤΗΣ

ΣΕΠΤΕΜΒΡΙΟΣ 2014



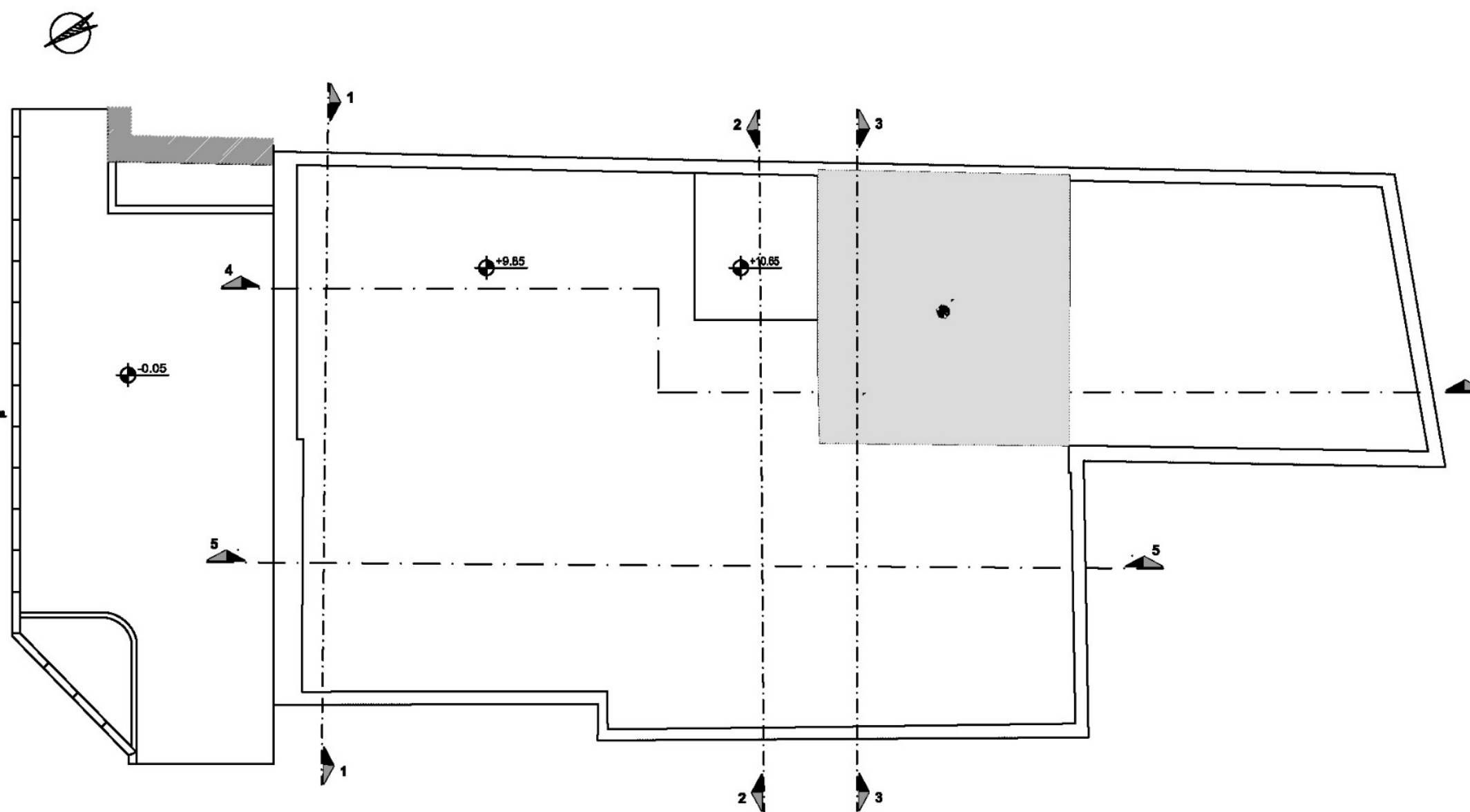
ΠΤΥΧΙΑΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

ΑΝΑΚΑΙΝΙΣΗ ΚΑΙ ΑΠΟΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΚΤΙΡΙΟΥ
ΤΗΣ ΕΝΕΤΟΚΡΑΤΙΑΣ ΣΤΗΝ ΟΔΟ ΑΡΚΑΔΙΟΥ 48-
50 ΣΤΟ ΡΕΘΥΜΝΟ

ΣΧΕΔΙΑ ΠΡΟΤΑΣΗΣ

ΚΑΤΟΨΗ ΣΤΕΓΗΣ

ΚΛΙΜΑΚΑ 1:50



ΣΠΟΥΔΑΣΤΕΣ
ΝΤΑΚΑΚΗΣ ΜΙΧΑΛΗΣ
ΔΕΡΒΕΤΖΗΣ ΛΕΩΝΙΔΑΣ

ΕΠΟΠΤΕΥΩΝ ΚΑΘΗΓΗΤΗΣ
ΚΑΚΑΒΑΣ ΠΑΝΑΓΙΩΤΗΣ

ΣΕΠΤΕΜΒΡΙΟΣ 2014





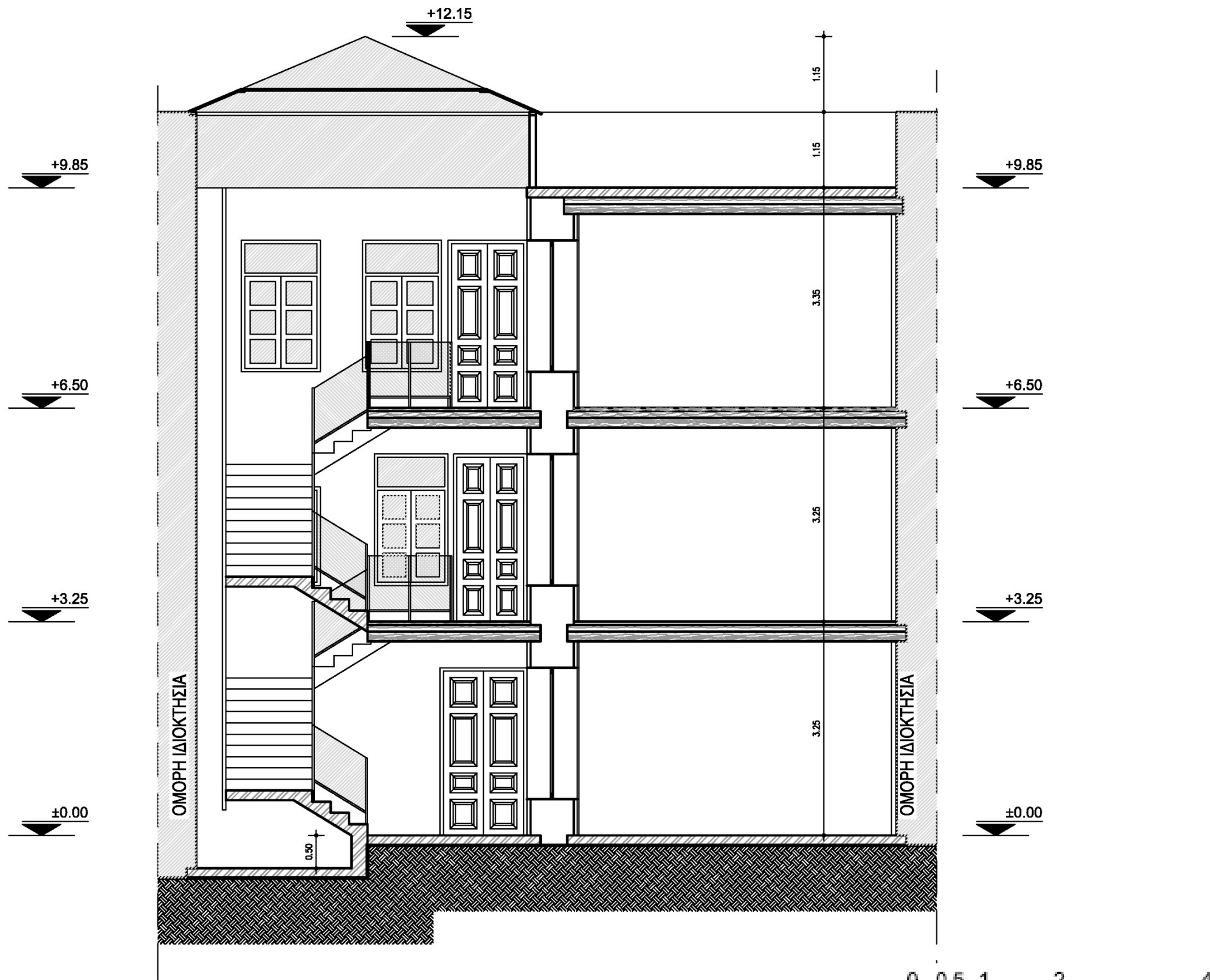
ΠΤΥΧΙΑΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

ΑΝΑΚΑΙΝΙΣΗ ΚΑΙ ΑΠΟΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΚΤΙΡΙΟΥ
ΤΗΣ ΕΝΕΤΟΚΡΑΤΙΑΣ ΣΤΗΝ ΟΔΟ ΑΡΚΑΔΙΟΥ 48-
50 ΣΤΟ ΡΕΘΥΜΝΟ

ΣΧΕΔΙΑ ΠΡΟΤΑΣΗΣ

ΤΟΜΗ 1-1

ΚΛΙΜΑΚΑ 1:50



ΣΠΟΥΔΑΣΤΕΣ
ΝΤΑΚΑΚΗΣ ΜΙΧΑΛΗΣ
ΔΕΡΒΕΤΖΗΣ ΛΕΩΝΙΔΑΣ

ΕΠΟΠΤΕΥΩΝ ΚΑΘΗΓΗΤΗΣ
ΚΑΚΑΒΑΣ ΠΑΝΑΓΙΩΤΗΣ

ΣΕΠΤΕΜΒΡΙΟΣ 2014



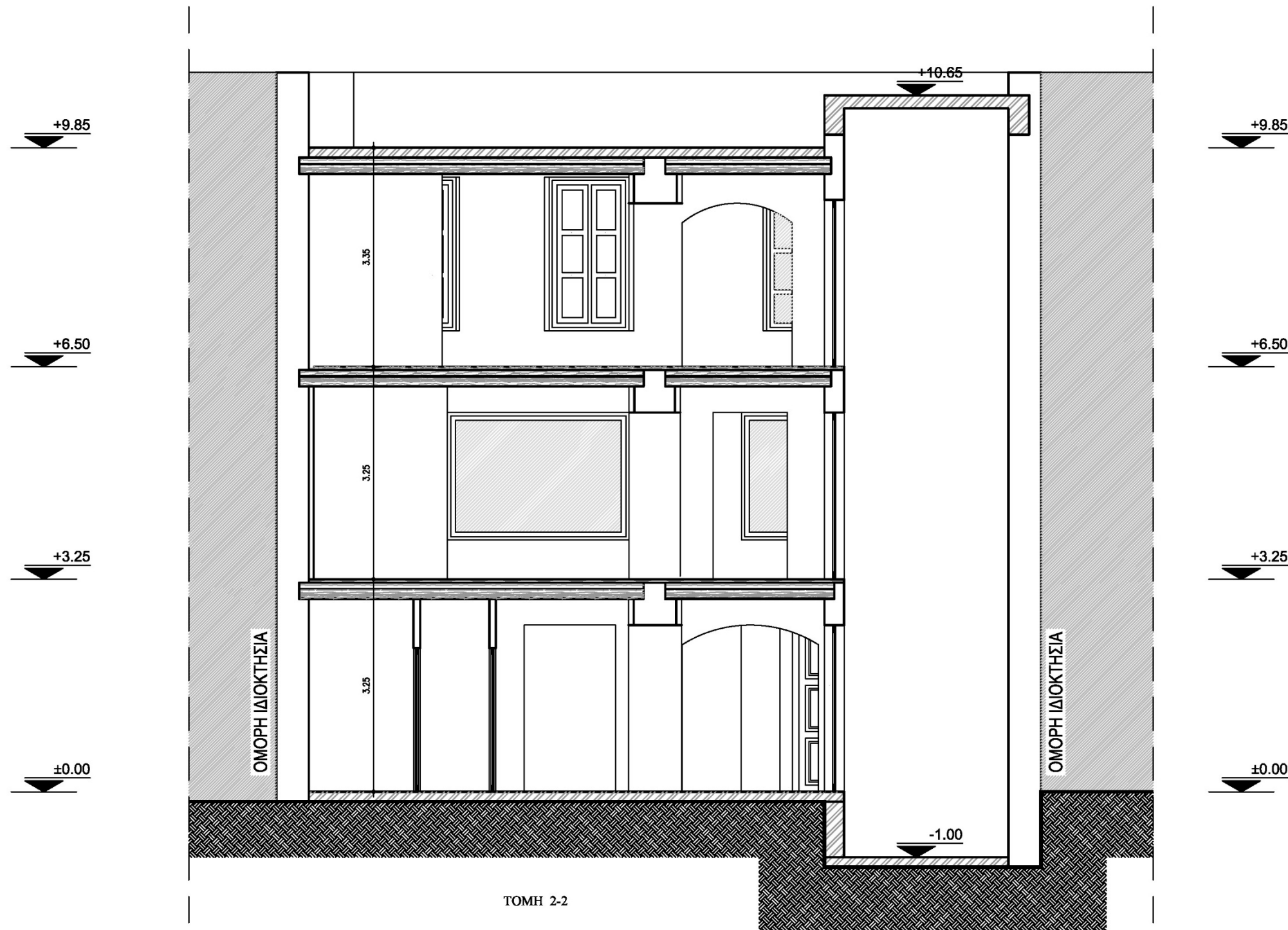
ΠΤΥΧΙΑΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

ΑΝΑΚΑΙΝΙΣΗ ΚΑΙ ΑΠΟΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΚΤΙΡΙΟΥ
ΤΗΣ ΕΝΕΤΟΚΡΑΤΙΑΣ ΣΤΗΝ ΟΔΟ ΑΡΚΑΔΙΟΥ 48-
50 ΣΤΟ ΡΕΘΥΜΝΟ

ΣΧΕΔΙΑ ΠΡΟΤΑΣΗΣ

ΤΟΜΗ 2-2

ΚΛΙΜΑΚΑ 1:50



ΣΠΟΥΔΑΣΤΕΣ
ΝΤΑΚΑΚΗΣ ΜΙΧΑΛΗΣ
ΔΕΡΒΕΤΖΗΣ ΛΕΩΝΙΔΑΣ

ΕΠΟΠΤΕΥΩΝ ΚΑΘΗΓΗΤΗΣ
ΚΑΚΑΒΑΣ ΠΑΝΑΓΙΩΤΗΣ

ΣΕΠΤΕΜΒΡΙΟΣ 2014



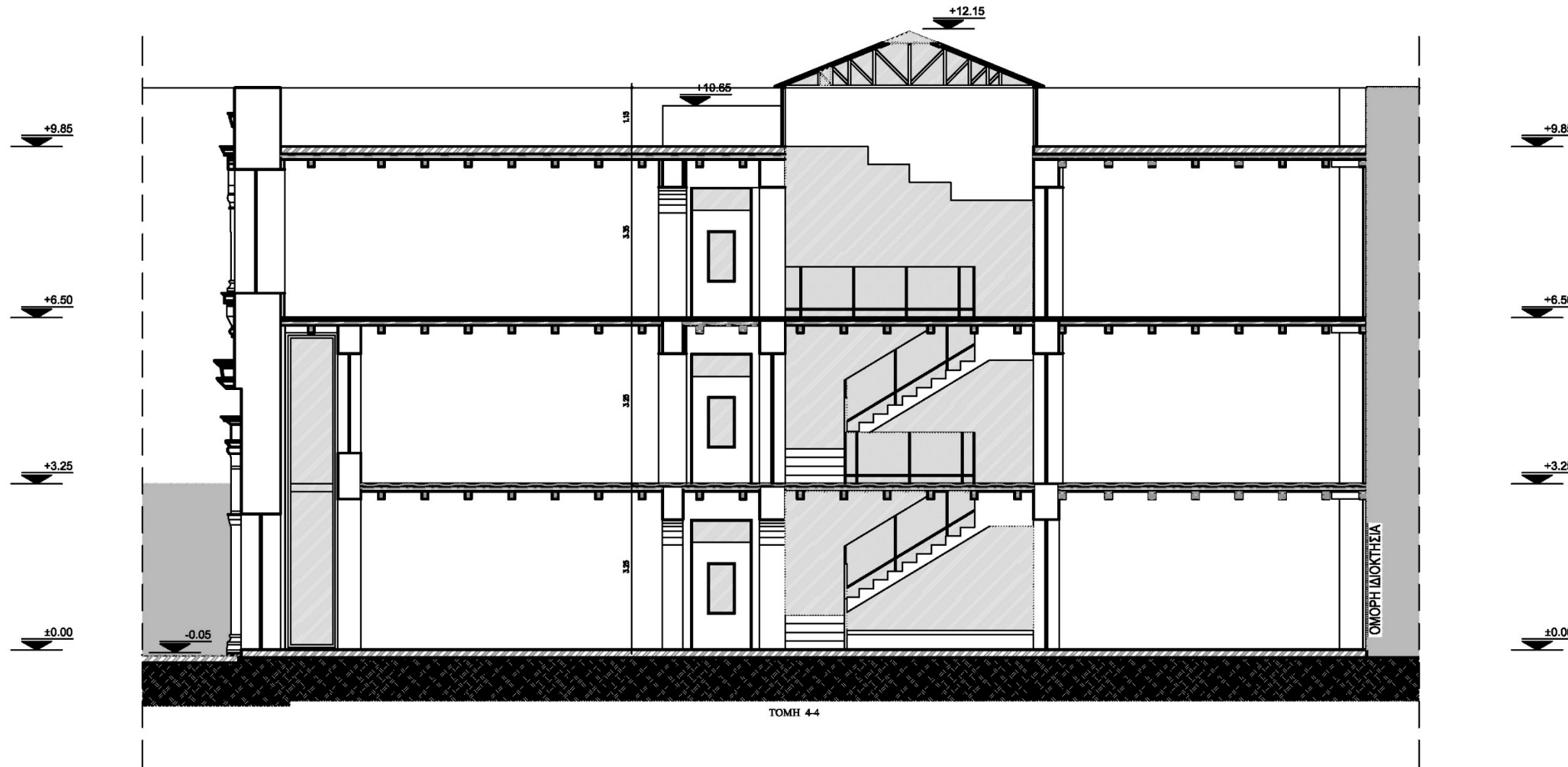
ΠΤΥΧΙΑΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

ΑΝΑΚΑΙΝΙΣΗ ΚΑΙ ΑΠΟΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΚΤΙΡΙΟΥ
ΤΗΣ ΕΝΕΤΟΚΡΑΤΙΑΣ ΣΤΗΝ ΟΔΟ ΑΡΚΑΔΙΟΥ 48-
50 ΣΤΟ ΡΕΘΥΜΝΟ

ΣΧΕΔΙΑ ΠΡΟΤΑΣΗΣ

ΤΟΜΗ 4-4

ΚΛΙΜΑΚΑ 1:50



ΤΟΜΗ 4-4



ΣΠΟΥΔΑΣΤΕΣ
ΝΤΑΚΑΚΗΣ ΜΙΧΑΛΗΣ
ΔΕΡΒΕΤΖΗΣ ΛΕΩΝΙΔΑΣ

ΕΠΟΠΤΕΥΩΝ ΚΑΘΗΓΗΤΗΣ
ΚΑΚΑΒΑΣ ΠΑΝΑΓΙΩΤΗΣ

ΣΕΠΤΕΜΒΡΙΟΣ 2014



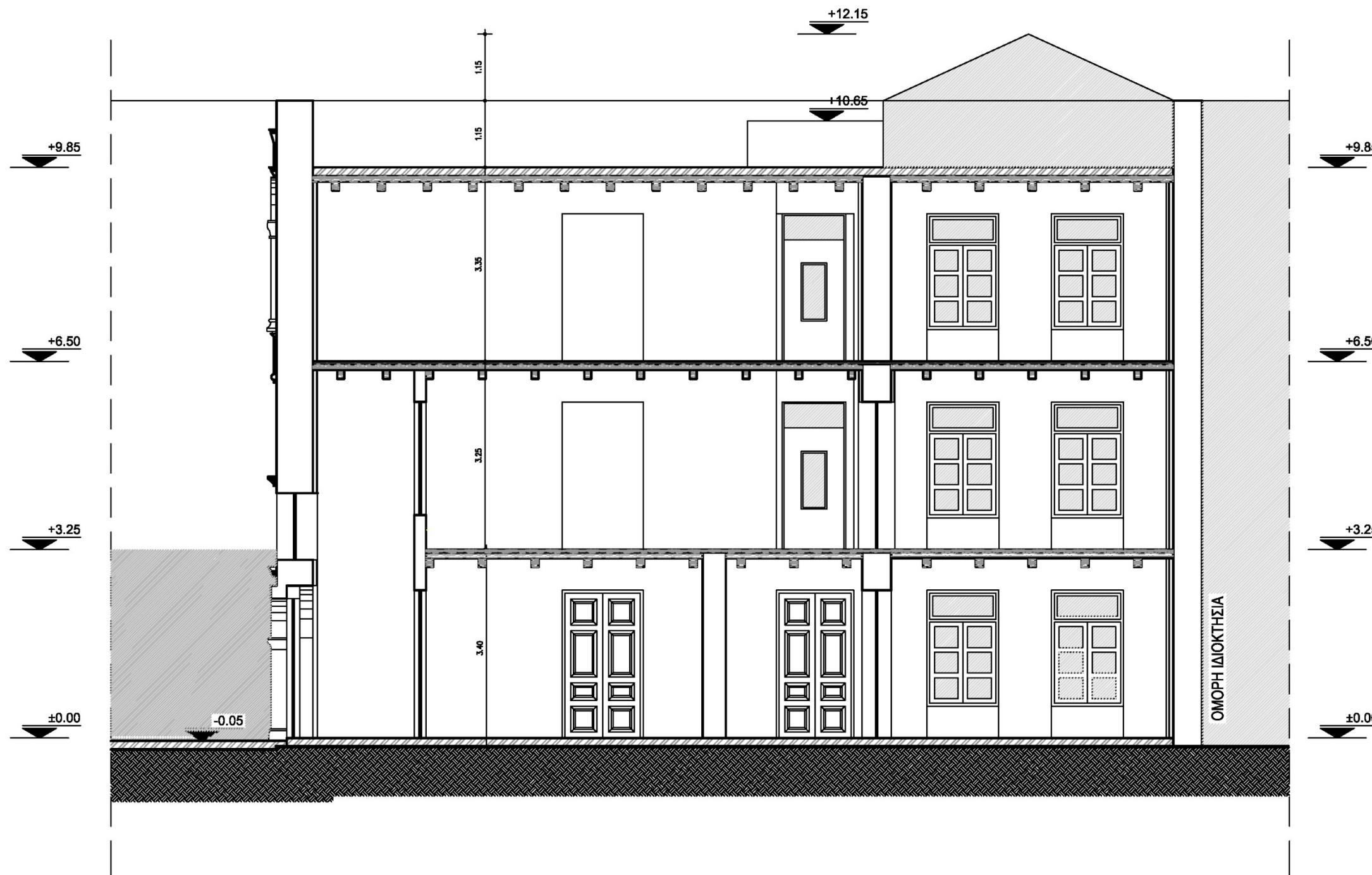
ΠΤΥΧΙΑΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

ΑΝΑΚΑΙΝΙΣΗ ΚΑΙ ΑΠΟΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΚΤΙΡΙΟΥ
ΤΗΣ ΕΝΕΤΟΚΡΑΤΙΑΣ ΣΤΗΝ ΟΔΟ ΑΡΚΑΔΙΟΥ 48-
50 ΣΤΟ ΡΕΘΥΜΝΟ

ΣΧΕΔΙΑ ΠΡΟΤΑΣΗΣ

ΤΟΜΗ 3-3

ΚΛΙΜΑΚΑ 1:50



ΣΠΟΥΔΑΣΤΕΣ
ΝΤΑΚΑΚΗΣ ΜΙΧΑΛΗΣ
ΔΕΡΒΕΤΖΗΣ ΛΕΩΝΙΔΑΣ

ΕΠΟΠΤΕΥΩΝ ΚΑΘΗΓΗΤΗΣ
ΚΑΚΑΒΑΣ ΠΑΝΑΓΙΩΤΗΣ

ΣΕΠΤΕΜΒΡΙΟΣ 2014



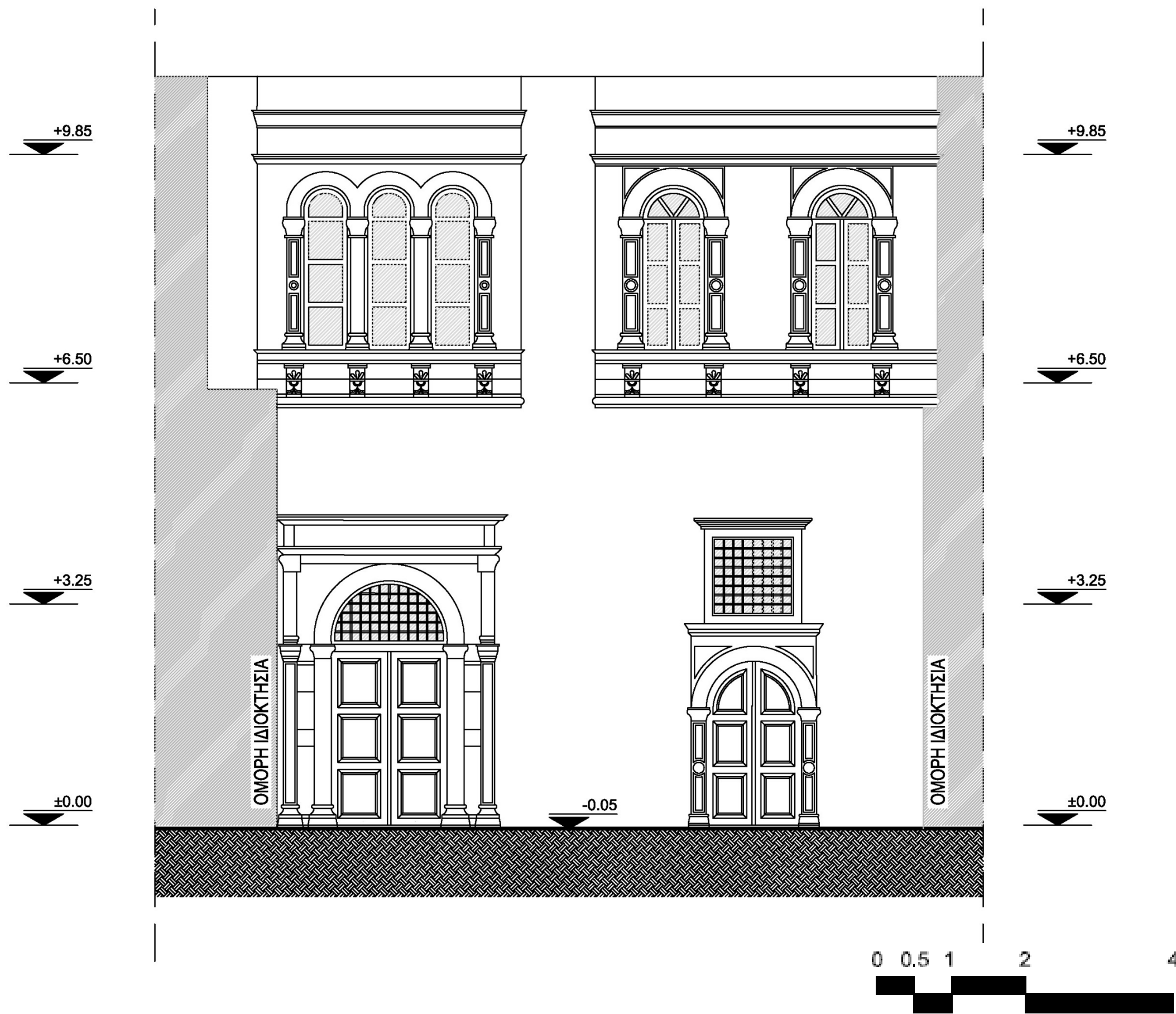
ΠΤΥΧΙΑΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

ΑΝΑΚΑΙΝΙΣΗ ΚΑΙ ΑΠΟΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΚΤΙΡΙΟΥ
ΤΗΣ ΕΝΕΤΟΚΡΑΤΙΑΣ ΣΤΗΝ ΟΔΟ ΑΡΚΑΔΙΟΥ 48-
50 ΣΤΟ ΡΕΘΥΜΝΟ

ΣΧΕΔΙΑ ΠΡΟΤΑΣΗΣ

ΟΨΗ

ΚΛΙΜΑΚΑ 1:50



ΣΠΟΥΔΑΣΤΕΣ
ΝΤΑΚΑΚΗΣ ΜΙΧΑΛΗΣ
ΔΕΡΒΕΤΖΗΣ ΛΕΩΝΙΔΑΣ

ΕΠΟΠΤΕΥΩΝ ΚΑΘΗΓΗΤΗΣ
ΚΑΚΑΒΑΣ ΠΑΝΑΓΙΩΤΗΣ

ΣΕΠΤΕΜΒΡΙΟΣ 2014

ΠΑΡΑΔΟΧΕΣ ΜΕΛΕΤΗΣ																			
1. ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΑ ΦΟΡΤΙΑ																			
<p>ΜΟΝΙΜΑ</p> <table style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td>Τδιο βάρος οπλισμ. σκυρ/τος</td> <td style="text-align: right;">25.00 KN/m3</td> </tr> <tr> <td>Επίστρωση δωμαίων</td> <td style="text-align: right;">1.80 KN/m2</td> </tr> <tr> <td>Επίστρωση δαπέδων</td> <td style="text-align: right;">1.80 KN/m2</td> </tr> <tr> <td>Δρομικές οπτοπλινθοδομές</td> <td style="text-align: right;">2.10 KN/m2</td> </tr> <tr> <td>Μπατικές οπτοπλινθοδομές</td> <td style="text-align: right;">3.60 KN/m2</td> </tr> </table>	Τδιο βάρος οπλισμ. σκυρ/τος	25.00 KN/m3	Επίστρωση δωμαίων	1.80 KN/m2	Επίστρωση δαπέδων	1.80 KN/m2	Δρομικές οπτοπλινθοδομές	2.10 KN/m2	Μπατικές οπτοπλινθοδομές	3.60 KN/m2	<p>ΚΙΝΗΤΑ</p> <table style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td>Εξωστών</td> <td style="text-align: right;">5.00 KN/m2</td> </tr> <tr> <td>Κλιμακοστασίων</td> <td style="text-align: right;">3.50 KN/m2</td> </tr> <tr> <td>Δωμαίων</td> <td style="text-align: right;">2.00 KN/m2</td> </tr> <tr> <td>Δαπέδων</td> <td style="text-align: right;">2.00 KN/m2</td> </tr> </table>	Εξωστών	5.00 KN/m2	Κλιμακοστασίων	3.50 KN/m2	Δωμαίων	2.00 KN/m2	Δαπέδων	2.00 KN/m2
Τδιο βάρος οπλισμ. σκυρ/τος	25.00 KN/m3																		
Επίστρωση δωμαίων	1.80 KN/m2																		
Επίστρωση δαπέδων	1.80 KN/m2																		
Δρομικές οπτοπλινθοδομές	2.10 KN/m2																		
Μπατικές οπτοπλινθοδομές	3.60 KN/m2																		
Εξωστών	5.00 KN/m2																		
Κλιμακοστασίων	3.50 KN/m2																		
Δωμαίων	2.00 KN/m2																		
Δαπέδων	2.00 KN/m2																		
<table style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td>Τδιο βάρος ξύλου</td> <td style="text-align: right;">6.00 KN/m3</td> </tr> <tr> <td>Κεραμοσκεπή</td> <td style="text-align: right;">1.50 KN/m2</td> </tr> <tr> <td>Λιθοδομή</td> <td style="text-align: right;">26.00 KN/m3</td> </tr> </table>	Τδιο βάρος ξύλου	6.00 KN/m3	Κεραμοσκεπή	1.50 KN/m2	Λιθοδομή	26.00 KN/m3	<p>Χιόνι (Ε.Κ.Φ.) $S=1.25 * KN/m^2 (h=0.80)$</p> <p>Άνεμος (Ε.Κ.Φ.) $W=1.25 KN/m^2 \sin\phi (στέγης)$</p>												
Τδιο βάρος ξύλου	6.00 KN/m3																		
Κεραμοσκεπή	1.50 KN/m2																		
Λιθοδομή	26.00 KN/m3																		
2. ΥΛΙΚΑ																			
<p>ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ</p> <p>α) Λιθορριπή</p> <p>ΣΤΕΓΗΣ - ΠΑΤΩΜΑΤΟΣ</p> <p>α) Ξυλεία C 24 / 14 E</p>	<p>ΑΝΩΔΟΜΗΣ Λιθοδομή</p> <p>α) Λιθосώματα ασβεστολιθου</p> <p>β) Συνδετικό κόνιαμα γενικής εφαρμογής M10</p>																		
3. ΕΔΑΦΟΣ																			
<p>α) Κατηγορία εδάφους . : B</p> <p>β) Συντελεστής θεμελίωσης . : 1.00</p> <p>γ) Επιτρεπόμενη τάση . : 150 KN/m2</p>																			
4. ΣΕΙΣΜΟΣ																			
<p>Μέθοδος Αντισεισμικού Υπολογισμού : απλοποιημένη φασματική</p> <p>α) Ζώνη : II</p> <p>β) Συντελεστής σεισμικής επιταχυνσης : 0.24</p> <p>γ) Συντελεστής σεισμικής συμπεριφοράς : 1.50 (ασπλη τοιχοποιία)</p> <p>δ) Απόσβεση : ζ=5%</p> <p>ε) Αντισεισμικός αρμός :</p> <p>ε) Σπουδαιότητα κτιρίου : Σ2</p>																			
5. ΠΡΟΒΛΕΨΗ																			
<p>α) Ορόφοι : 0 (όχι)</p>																			



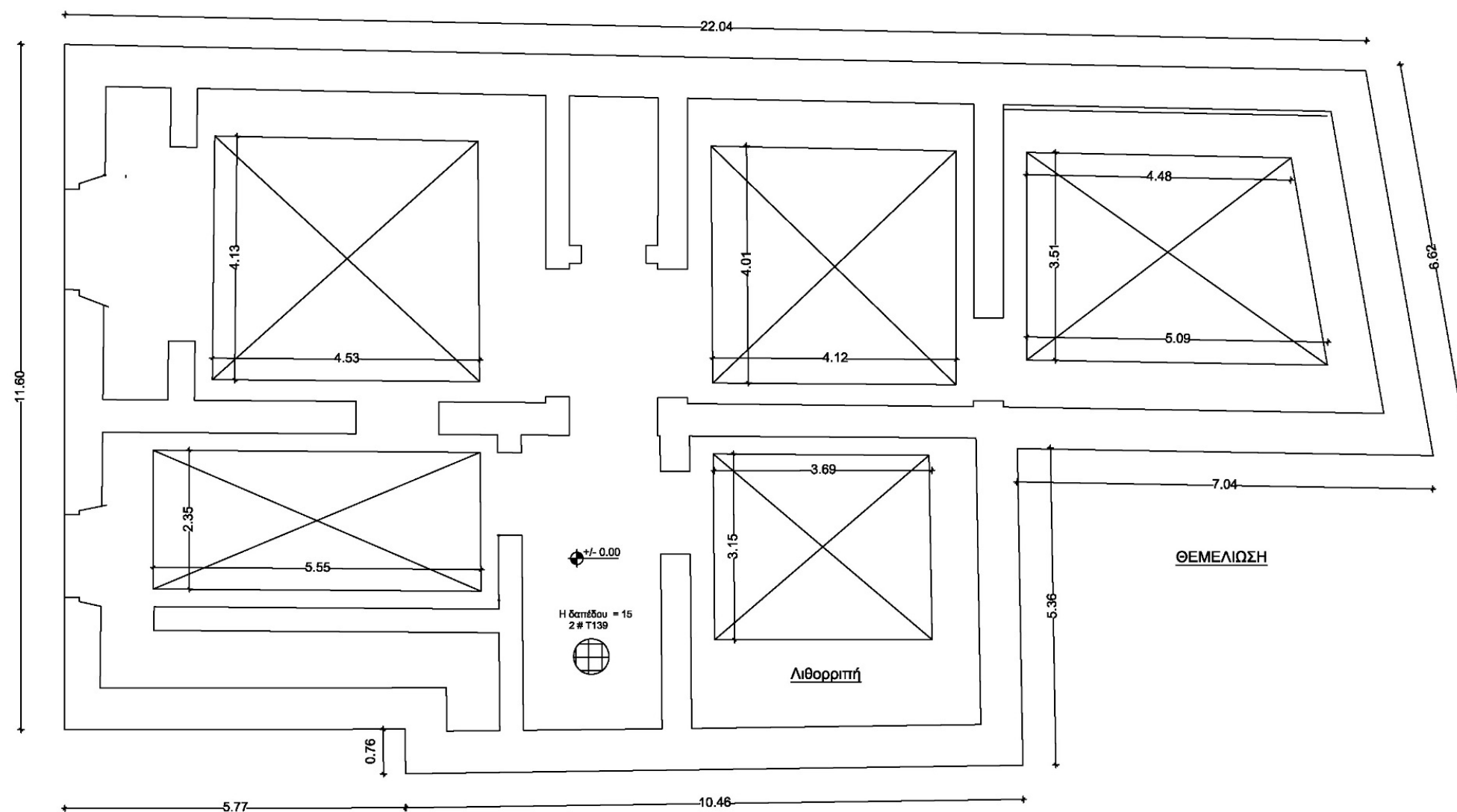
ΠΤΥΧΙΑΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

ΑΝΑΚΑΙΝΙΣΗ ΚΑΙ ΑΠΟΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΚΤΙΡΙΟΥ
ΤΗΣ ΕΝΕΤΟΚΡΑΤΙΑΣ ΣΤΗΝ ΟΔΟ ΑΡΚΑΔΙΟΥ 48-
50 ΣΤΟ ΡΕΘΥΜΝΟ

ΣΧΕΔΙΑ ΣΤΑΤΙΚΗΣ ΜΕΛΕΤΗΣ

ΘΕΜΕΛΙΩΣΗ

ΚΛΙΜΑΚΑ 1:50



ΣΠΟΥΔΑΣΤΕΣ
ΝΤΑΚΑΚΗΣ ΜΙΧΑΛΗΣ
ΔΕΡΒΕΤΖΗΣ ΛΕΩΝΙΔΑΣ

ΕΠΟΠΤΕΥΩΝ ΚΑΘΗΓΗΤΗΣ
ΚΑΚΑΒΑΣ ΠΑΝΑΓΙΩΤΗΣ

ΣΕΠΤΕΜΒΡΙΟΣ 2014



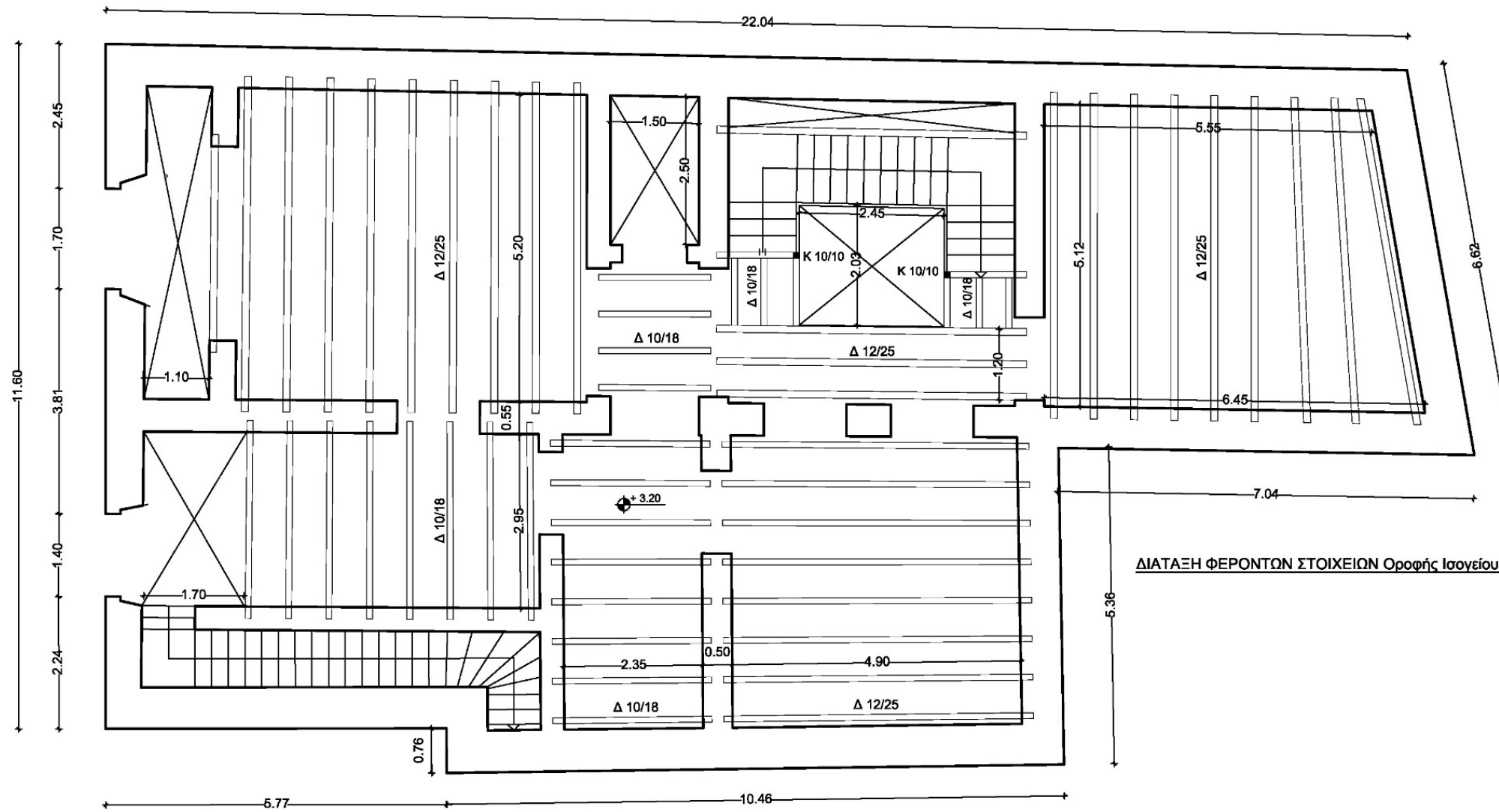
ΠΤΥΧΙΑΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

ΑΝΑΚΑΙΝΙΣΗ ΚΑΙ ΑΠΟΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΚΤΙΡΙΟΥ
ΤΗΣ ΕΝΕΤΟΚΡΑΤΙΑΣ ΣΤΗΝ ΟΔΟ ΑΡΚΑΔΙΟΥ 48-
50 ΣΤΟ ΡΕΘΥΜΝΟ

ΣΧΕΔΙΑ ΣΤΑΤΙΚΗΣ ΜΕΛΕΤΗΣ

ΔΙΑΤΑΞΗ ΦΕΡΟΝΤΩΝ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ ΙΣΟΓΕΙΟ -
ΟΡΟΦΟΣ

ΚΛΙΜΑΚΑ 1:50



ΣΠΟΥΔΑΣΤΕΣ
ΝΤΑΚΑΚΗΣ ΜΙΧΑΛΗΣ
ΔΕΡΒΕΤΖΗΣ ΛΕΩΝΙΔΑΣ

ΕΠΟΠΤΕΥΩΝ ΚΑΘΗΓΗΤΗΣ
ΚΑΚΑΒΑΣ ΠΑΝΑΓΙΩΤΗΣ

ΣΕΠΤΕΜΒΡΙΟΣ 2014



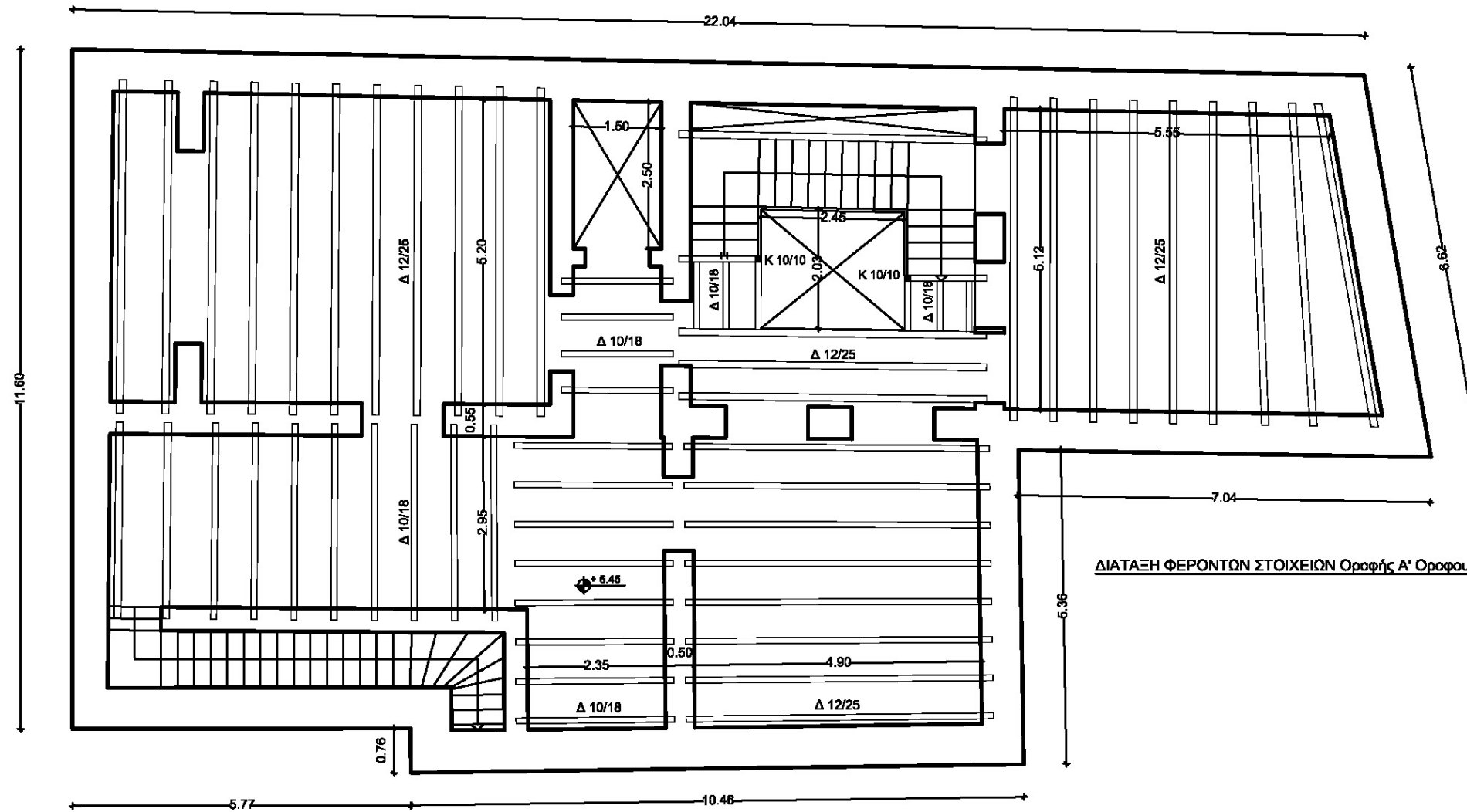
ΠΤΥΧΙΑΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

ΑΝΑΚΑΙΝΙΣΗ ΚΑΙ ΑΠΟΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΚΤΙΡΙΟΥ
ΤΗΣ ΕΝΕΤΟΚΡΑΤΙΑΣ ΣΤΗΝ ΟΔΟ ΑΡΚΑΔΙΟΥ 48-
50 ΣΤΟ ΡΕΘΥΜΝΟ

ΣΧΕΔΙΑ ΣΤΑΤΙΚΗΣ ΜΕΛΕΤΗΣ

ΔΙΑΤΑΞΗ ΦΕΡΟΝΤΩΝ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ ΟΡΟΦΗΣ
Α ΟΡΟΦΟΥ

ΚΛΙΜΑΚΑ 1:50



ΣΠΟΥΔΑΣΤΕΣ
ΝΤΑΚΑΚΗΣ ΜΙΧΑΛΗΣ
ΔΕΡΒΕΤΖΗΣ ΛΕΩΝΙΔΑΣ

ΕΠΟΠΤΕΥΩΝ ΚΑΘΗΓΗΤΗΣ
ΚΑΚΑΒΑΣ ΠΑΝΑΓΙΩΤΗΣ

ΣΕΠΤΕΜΒΡΙΟΣ 2014



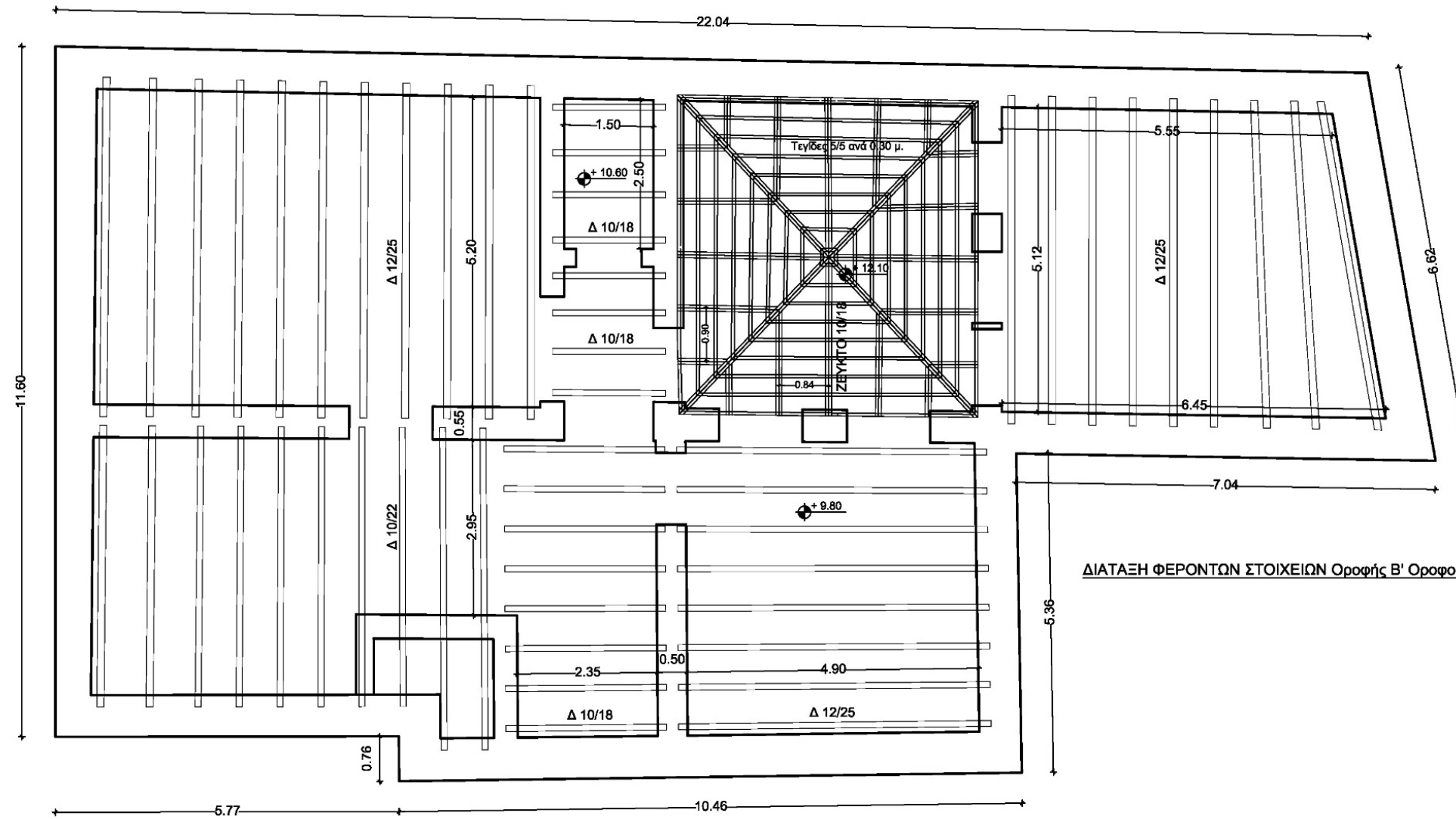
ΠΤΥΧΙΑΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

ΑΝΑΚΑΙΝΙΣΗ ΚΑΙ ΑΠΟΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΚΤΙΡΙΟΥ
ΤΗΣ ΕΝΕΤΟΚΡΑΤΙΑΣ ΣΤΗΝ ΟΔΟ ΑΡΚΑΔΙΟΥ 48-
50 ΣΤΟ ΡΕΘΥΜΝΟ

ΣΧΕΔΙΑ ΣΤΑΤΙΚΗΣ ΜΕΛΕΤΗΣ

ΔΙΑΤΑΞΗ ΦΕΡΟΝΤΩΝ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ ΟΡΟΦΗΣ
Β' ΟΡΟΦΟΥ

ΚΛΙΜΑΚΑ 1:50



ΣΠΟΥΔΑΣΤΕΣ
ΝΤΑΚΑΚΗΣ ΜΙΧΑΛΗΣ
ΔΕΡΒΕΤΖΗΣ ΛΕΩΝΙΔΑΣ

ΕΠΟΠΤΕΥΩΝ ΚΑΘΗΓΗΤΗΣ
ΚΑΚΑΒΑΣ ΠΑΝΑΓΙΩΤΗΣ

ΣΕΠΤΕΜΒΡΙΟΣ 2014



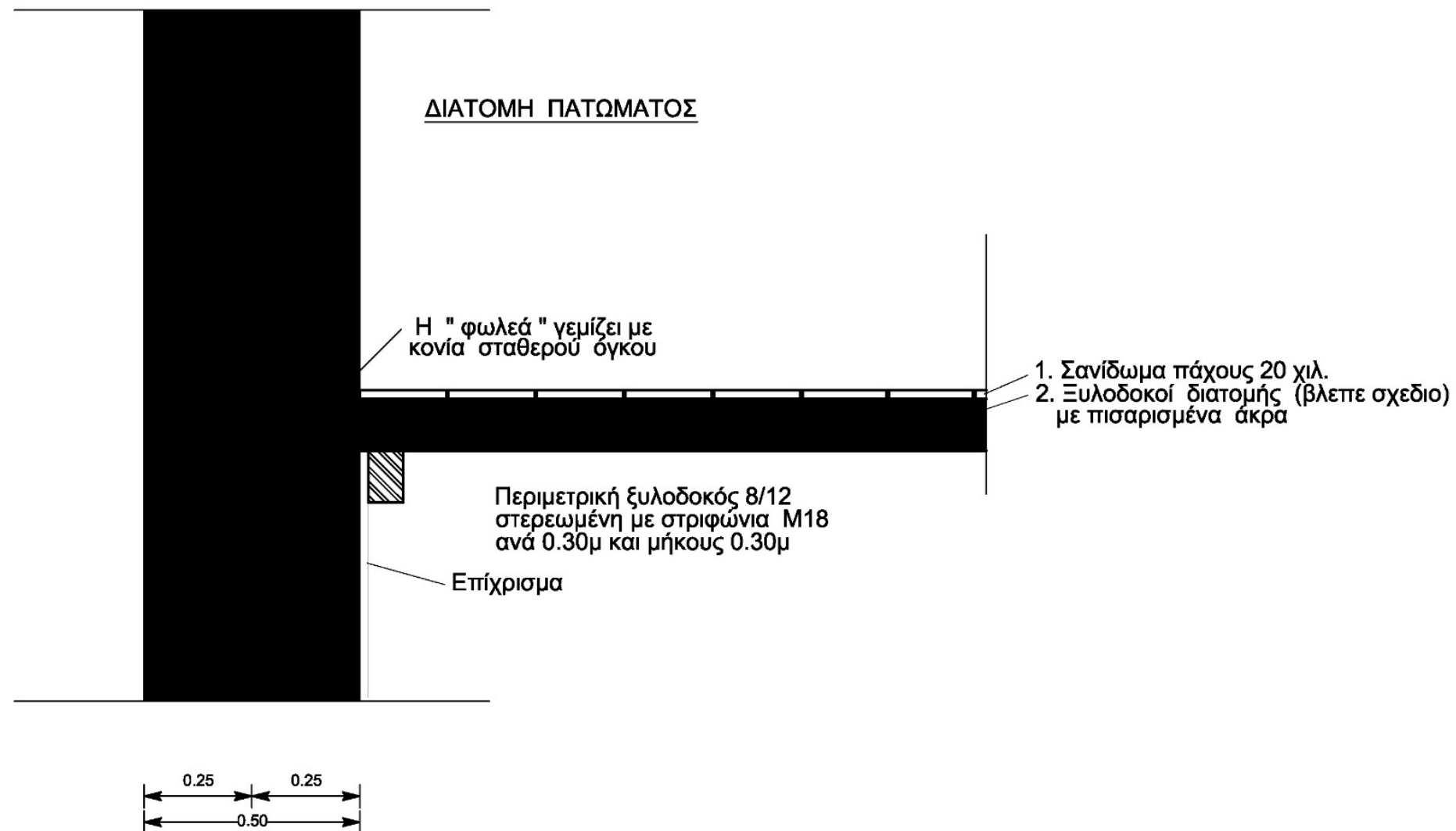
ΠΤΥΧΙΑΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

ΑΝΑΚΑΙΝΙΣΗ ΚΑΙ ΑΠΟΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΚΤΙΡΙΟΥ
ΤΗΣ ΕΝΕΤΟΚΡΑΤΙΑΣ ΣΤΗΝ ΟΔΟ ΑΡΚΑΔΙΟΥ 48-
50 ΣΤΟ ΡΕΘΥΜΝΟ

ΚΑΤΑΣΚΕΥΑΣΤΙΚΕΣ ΛΕΠΤΟΜΕΡΕΙΕΣ

ΔΙΑΤΟΜΗ ΠΑΤΩΜΑΤΟΣ

ΚΛΙΜΑΚΑ 1:50



ΣΠΟΥΔΑΣΤΕΣ
ΝΤΑΚΑΚΗΣ ΜΙΧΑΛΗΣ
ΔΕΡΒΕΤΖΗΣ ΛΕΩΝΙΔΑΣ

ΕΠΟΠΤΕΥΩΝ ΚΑΘΗΓΗΤΗΣ
ΚΑΚΑΒΑΣ ΠΑΝΑΓΙΩΤΗΣ

ΣΕΠΤΕΜΒΡΙΟΣ 2014



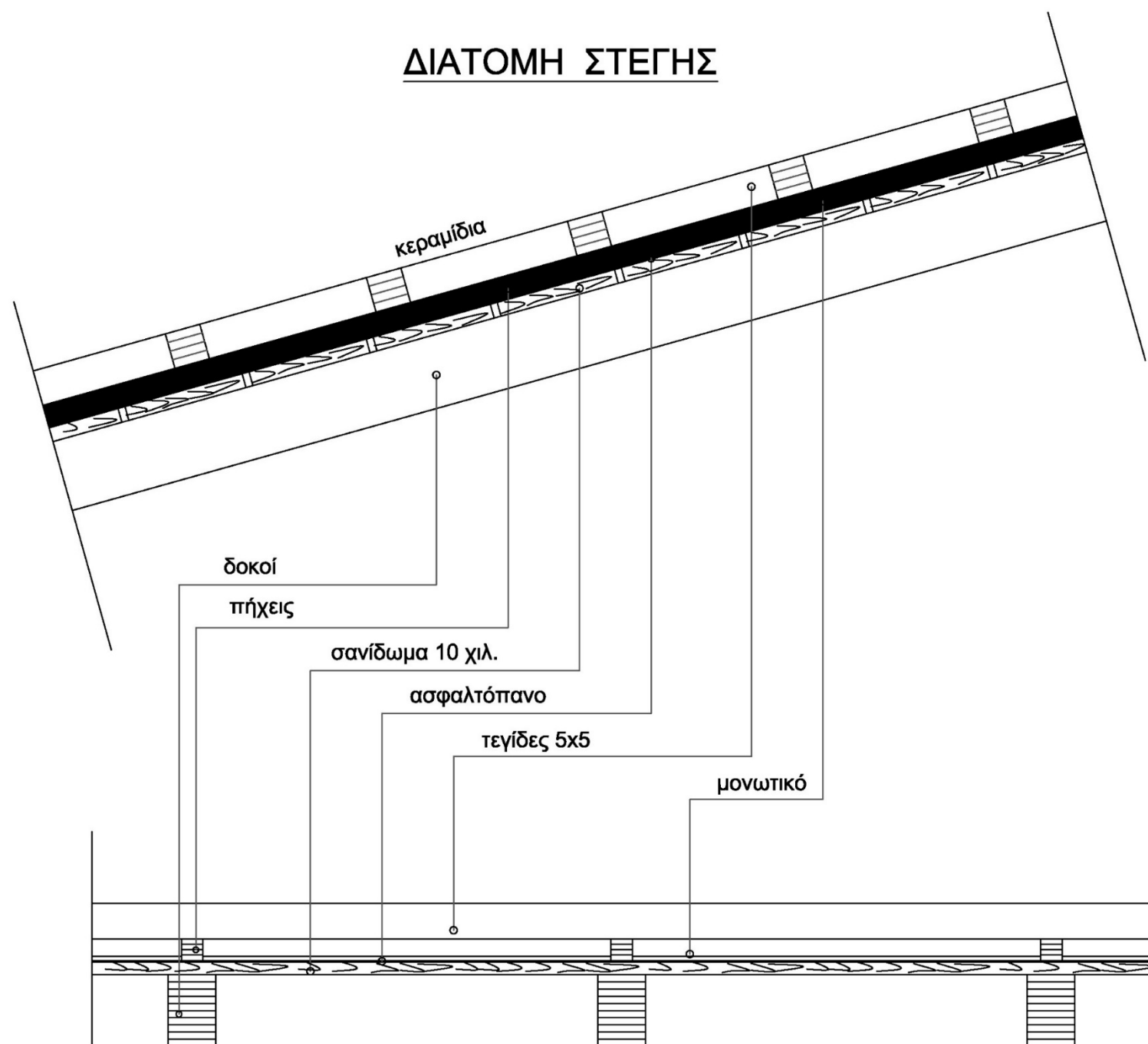
ΠΤΥΧΙΑΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

ΑΝΑΚΑΙΝΙΣΗ ΚΑΙ ΑΠΟΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΚΤΙΡΙΟΥ
ΤΗΣ ΕΝΕΤΟΚΡΑΤΙΑΣ ΣΤΗΝ ΟΔΟ ΑΡΚΑΔΙΟΥ 48-
50 ΣΤΟ ΡΕΘΥΜΝΟ

ΚΑΤΑΣΚΕΥΑΣΤΙΚΕΣ ΛΕΠΤΟΜΕΡΕΙΕΣ

ΔΙΑΤΟΜΗ ΣΤΕΓΗΣ

ΚΛΙΜΑΚΑ 1:50



ΣΠΟΥΔΑΣΤΕΣ
ΝΤΑΚΑΚΗΣ ΜΙΧΑΛΗΣ
ΔΕΡΒΕΤΖΗΣ ΛΕΩΝΙΔΑΣ

ΕΠΟΠΤΕΥΩΝ ΚΑΘΗΓΗΤΗΣ
ΚΑΚΑΒΑΣ ΠΑΝΑΓΙΩΤΗΣ

ΣΕΠΤΕΜΒΡΙΟΣ 2014

ΜΕΛΕΤΗ ΘΕΡΜΟΜΟΝΩΣΗΣ

1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Η μελέτη είναι σύμφωνη με τον **Κανονισμό Θερμομόνωσης (ΦΕΚ 362/4.7.79)**, καθώς και τις **Οδηγίες Υπουργείου Δημοσίων Έργων για την σύνταξη των μελετών θερμομόνωσης (19/9/78 Α.Π. 26354/476)**.

2. ΠΑΡΑΔΟΧΕΣ & ΚΑΝΟΝΕΣ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΩΝ

α) Η αντίσταση θερμοδιαφυγής $1/\Lambda$ ενός δομικού στοιχείου προκύπτει από την έκφραση:

$$\frac{1}{\Lambda} = \frac{d_1}{\lambda_1} + \frac{d_2}{\lambda_2} + \dots + \frac{d_n}{\lambda_n}$$

όπου d_1, d_2, \dots, d_n τα πάχη (σε m) των στρώσεων των υλικών και $\lambda_1, \dots, \lambda_n$ οι αντίστοιχοι συντ/στές θερμ. αγωγιμότητας (σε kcal/m²h°C ή w/mK).

β) Η αντίσταση θερμοπερατότητας $1/k$ ορίζεται σαν άθροισμα των αντιστάσεων θερμικής μετάβασης προς τον αέρα και της αντίστασης θερμοδιαφυγής:

$$\frac{1}{k} = \frac{1}{a_i} + \frac{1}{\Lambda} + \frac{1}{a_a}$$

όπου a_i και a_a από τον πίνακα 3 του κανονισμού.

Με βάση τον κανονισμό δεν επιτρέπεται εξωτερική τοιχοποιία με συντελεστή k πάνω από 0.6 και για τις οροφές (ή πιλοτές) πάνω από 0.4

γ) Ορίζεται σαν μέσος συντελεστής θερμοπερατότητας k_m του κτιρίου:

$$k_m = \frac{k_W \times F_W + k_F \times F + k_D \times F_D + k_G \times F_G + k_{DL} \times F_{DL}}{F}$$

όπου k_W, k_F, k_D, k_G και k_{DL} είναι οι συντελεστές θερμοπερατότητας που αντιστοιχούν στις επιφάνειες εξωτερικών τοιχωμάτων, παραθύρων, οροφών, δαπέδων και pilotis. Το άθροισμα τους συνιστά τη συνολική επιφάνεια F .

δ) Ο συντελεστής k_m δεν υπερβαίνει την τιμή που αντιστοιχεί στον πίνακα 6 του κανονισμού θερμομόνωσης για την γεωγραφική ζώνη (Α,Β ή Γ) του κτιρίου, και για την τιμή του λόγου F/V (επιφάνειας προς όγκο).

ε) Ισχύουν οι ακόλουθοι περιορισμοί:

$$k_{m(W,F)} = \frac{k_W \times F_W + k_F \times F}{F_W + F} < 1.6 \text{ kcal/m}^2\text{h}^\circ\text{C} \text{ για κάθε όροφο}$$

$$k_W = \frac{\sum k_i \times F_i}{F_W} < 0.6 \text{ kcal/m}^2\text{h}^\circ\text{C} \text{ για κάθε προσανατολισμό}$$

στ) Οι τοίχοι διαχωρισμού, καθώς επίσης και τα δάπεδα, ανάλογα με την ζώνη Α, Β ή Γ έχουν k μικρότερο από 2.6, 1.6 και 0.6 αντίστοιχα.

A. ΓΕΝΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΚΤΙΡΙΟΥ

1. Προορισμός κτιρίου :
2. Ιδιοκτησία :
3. Πόλη : Ρέθυμνο
4. Οδός - Αριθμός :
5. Υψόμετρο :
6. Ζώνη : Α

B. ΕΙΔΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΚΤΙΡΙΟΥ

- | | | |
|--|-----------------------|----------------------------|
| 1. Επιφάνεια εξωτερικών τοίχων | | Fw = 57.82 m ² |
| 2. Επιφάνεια ανοιγμάτων (παράθυρα - πόρτες) | | Ff = 18.66 m ² |
| 3. Επιφάνεια οροφής,στέγης,οροφής κάτω από μη θερμομονωθείσα στέγη | | Fd = 212.40 m ² |
| 4. Επιφάνεια δαπέδου | | Fg = 202.00 m ² |
| 5. Επιφάνεια οροφής PILOTIS | | Fdl = 0.00 m ² |
| 6. Επιφάνεια τοίχων διαχωρισμού | | Fab = 0.00 m ² |
| 7. Ολική εξωτερική επιφάνεια οικοδομής | F=Fw+Ff+Fd+Fg+Fdl+Fab | = 490.88 m ² |
| 8. Ογκος οικοδομής | | V = 491.90 m ³ |
| 9. Λόγος | | F/V = 1.00 m-1 |

Γ. ΜΕΓΙΣΤΗ ΕΠΙΤΡΕΠΤΗ ΤΙΜΗ ΤΟΥ Km = 0.920 Kcal/m²hc

F/v m-1	Km σε Kcal/m ² hc		
	ζωνη Α	ζωνη Β	ζωνη Γ
0.2	1.335	1.015	0.807
0.3	1.245	0.955	0.760
0.4	1.160	0.897	0.715
0.5	1.092	0.845	0.675
0.6	1.030	0.795	0.635
0.7	0.985	0.750	0.600
0.8	0.947	0.717	0.575
0.9	0.927	0.695	0.550
1.0	0.920	0.680	0.530

Δομικό στοιχείο : Δάπεδο μαρμάρινο σε φυσικό έδαφος Φύλλο Φ5

Τύπος κατασκευής : Οπλισμένο σκυρόδεμα

Υπολογισμός του συντελεστή Θερμοπερατότητας k

α/α	Στρώσεις υλικών	Πυκν. kg/m ³	Παχ. l m	Συντ. λ Kcal/mhc	d1/λ m ² hc/Kcal
1	Μάρμαρο		0.02	3.000	0.007
2	Ασβεστοκονίαμα		0.020	0.750	0.027
3	Γαρμπυλ/δεμα Β 225		0.060	0.950	0.063
4	Διογκωμένη πολυστερίνη ΕΡ	12	0.040	0.037	1.081
5	Στεγάνωση	1050	0.005	0.150	0.033
6	Πλάκα	2400	0.15	1.750	0.086

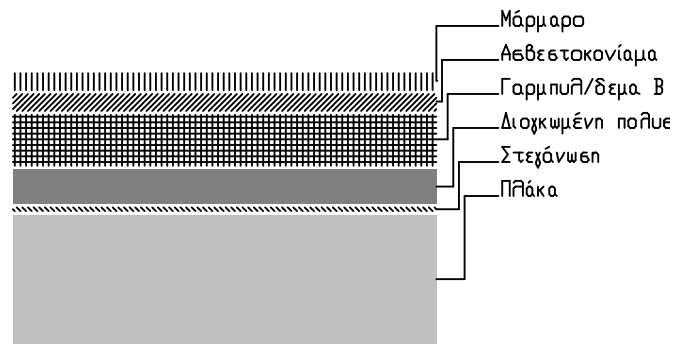
Σύνολα : 1.297

Αντίστ.θερμοδιαφυγής στοιχείου (όλων των στρώσεων) 1/Λ: 1.297

$$1/a_i = 0.20 \text{ m}^2 \text{ hc/Kcal} \quad 1 \quad 1 \quad 1 \quad = \quad = 0.668 \text{ Kcal/m}^2 \text{ hc}$$

$$1/a_a = 0.00 \text{ m}^2 \text{ hc/Kcal} \quad 1/k \quad 1/a_i + 1/\Lambda + 1/a_a \quad 1.497$$

ΣΚΑΡΙΦΗΜΑ :



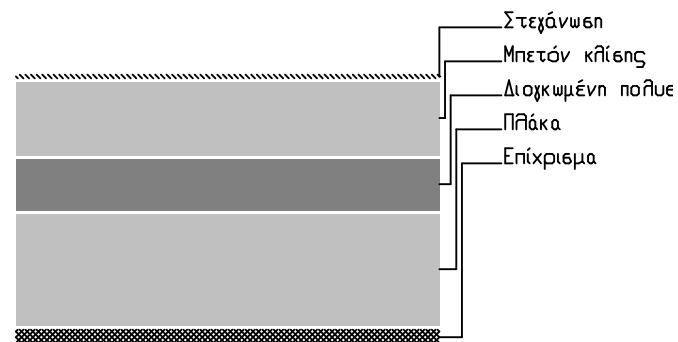
Δομικό στοιχείο : Οροφή 14 Φύλλο Φ10

Τύπος κατασκευής : Οπλισμένο σκυρόδεμα

Υπολογισμός του συντελεστή Θερμοπερατότητας k

α/α	Στρώσεις υλικών	Πυκν. kg/m ³	Παχ. l m	Συντ. λ Kcal/mhc	d1/λ m ² hc/Kcal
1	Επίχρισμα	1900	0.020	0.750	0.027
2	Πλάκα	2400	0.15	1.750	0.086
3	Διογκωμένη πολυστερίνη EP	12	0.070	0.037	1.892
4	Μπετόν κλίσης	800	0.100	0.300	0.333
5	Στεγάνωση	1050	0.005	0.150	0.033
Σύνολα :				2.371	
Αντίστ.θερμοδιαφυγής στοιχείου (όλων των στρώσεων) 1/Λ:				2.371	
1/ai = 0.14 m ² hc/Kcal		1	1	1	
k=		=	=	=	= 0.390 Kcal/m ² hc
1/aa = 0.05 m ² hc/Kcal		1/k	1/ai + 1/Λ + 1/aa	2.561	

ΣΚΑΡΙΦΗΜΑ :



Επίπεδο 1 - ΠΡΟΣΑΝΑΤΟΛΙΣΜΟΣ ΒΟΡΡΑΣ

ΤΟΙΧΟΠΟΙΗΣ

ΑΡΙΘ. ΦΥΛΛΟΥ	ΔΟΜΙΚΟ ΣΤΟΙΧΕΙΟ	K	ΜΗΚΟΣ ΠΛΑΤ.	ΎΨΟΣ ή ΕΠΙΦ.	ΑΡΙΘ. ΕΠΙΦ.	ΣΥΝ. ΕΠΙΦ.	ΑΦΑΙΡ ΕΠΙΦ.	ΕΠΙΦ. ΥΠΟΛ.	F x K
		kcal/m ² hc	(m)	(m)	(m ²)	(m ²)	(m ²)	(m ²)	
0		0.000	9.46	3.25	1	30.75	7.905	22.85	0.00
ΣΥΝΟΛΑ :							22.85	0.00	

KW = 0.00

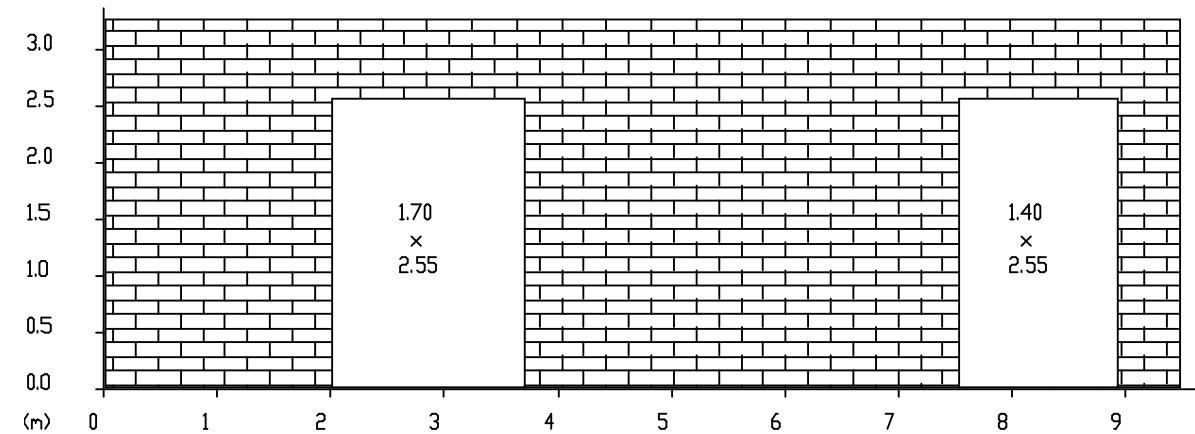
ΑΝΟΙΓΜΑΤΑ

ΑΡΙΘ. ΑΝΟΙΓΜ.	K	ΜΗΚΟΣ (m)	ΎΨΟΣ ή ΠΛΑΤ. (m)	ΑΡΙΘ. ΕΠΙΦ.	ΣΥΝ. ΕΠΙΦ.	F x K
	Kcal/m ² hc	(m)	(m)	(m ²)	(m ²)	
1	3.0	1.70	2.55	1	4.33	13.01
1	3.0	1.40	2.55	1	3.57	10.71
ΣΥΝΟΛΑ :				7.90	23.72	

KF = 3.00

ΣΚΑΡΙΦΗΜΑ :

ΤΟΙΧΟΙ : 22.85 m²
 ΜΠΕΤΟΝ : 0.00 m²
 ΑΝΟΙΓΜΑΤΑ : 7.90 m²



Επίπεδο 2 - ΠΡΟΣΑΝΑΤΟΛΙΣΜΟΣ ΒΟΡΡΑΣ
 ΤΟΙΧΟΠΟΙΗΣ

ΑΡΙΘ. ΦΥΛΛΟΥ	ΔΟΜΙΚΟ ΣΤΟΙΧΕΙΟ	K	ΜΗΚΟΣ ΠΛΑΤ.	ΎΨΟΣ ή ΕΠΙΦ.	ΑΡΙΘ. ΕΠΙΦ.	ΣΥΝ. ΕΠΙΦ.	ΑΦΑΙΡ ΕΠΙΦ.	ΕΠΙΦ. ΥΠΟΛ.	F x K
		kcal/m ² hc	(m)	(m)	(m ²)	(m ²)	(m ²)	(m ²)	
0		0.000	5.39	3.00	1	16.17	16.17	0.00	
ΣΥΝΟΛΑ :						16.17	0.00		

KW = 0.00

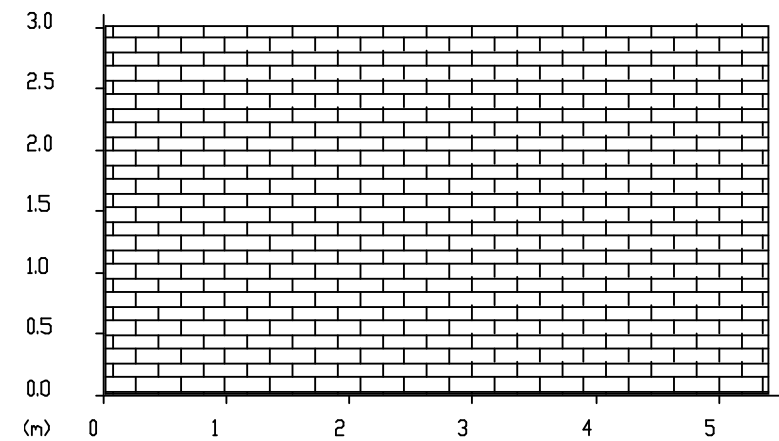
ΑΝΟΙΓΜΑΤΑ

ΑΡΙΘ. ΑΝΟΙΓΜ.	K	ΜΗΚΟΣ ΠΛΑΤ.	ΎΨΟΣ ή ΕΠΙΦ.	ΑΡΙΘ. ΕΠΙΦ.	ΣΥΝ. ΕΠΙΦ.	FxK
	Kcal/m ² hc	(m)	(m)	(m ²)		
ΣΥΝΟΛΑ :			0.00	0.00		

KF =

ΣΚΑΡΙΦΗΜΑ :

ΤΟΙΧΟΙ : 16.17 m²
 ΜΠΕΤΟΝ : 0.00 m²
 ΑΝΟΙΓΜΑΤΑ: 0.00 m²



Επίπεδο 3 - ΠΡΟΣΑΝΑΤΟΛΙΣΜΟΣ ΒΟΡΡΑΣ

ΤΟΙΧΟΠΟΙΗΣ

ΑΡΙΘ. ΦΥΛΛΟΥ	ΔΟΜΙΚΟ ΣΤΟΙΧΕΙΟ	K	ΜΗΚΟΣ ΠΛΑΤ.	ΥΨΟΣ ή ΕΠΙΦ.	ΑΡΙΘ. ΕΠΙΦ.	ΣΥΝ. ΕΠΙΦ.	ΑΦΑΙΡ ΕΠΙΦ.	ΕΠΙΦ. ΥΠΟΛ.	F x K
		kcal/m ² hc	(m)	(m)	(m ²)	(m ²)	(m ²)	(m ²)	
0		0.000	10.19	3.00	1	30.57	10.75	19.82	0.00
ΣΥΝΟΛΑ :							19.82	0.00	

KW = 0.00

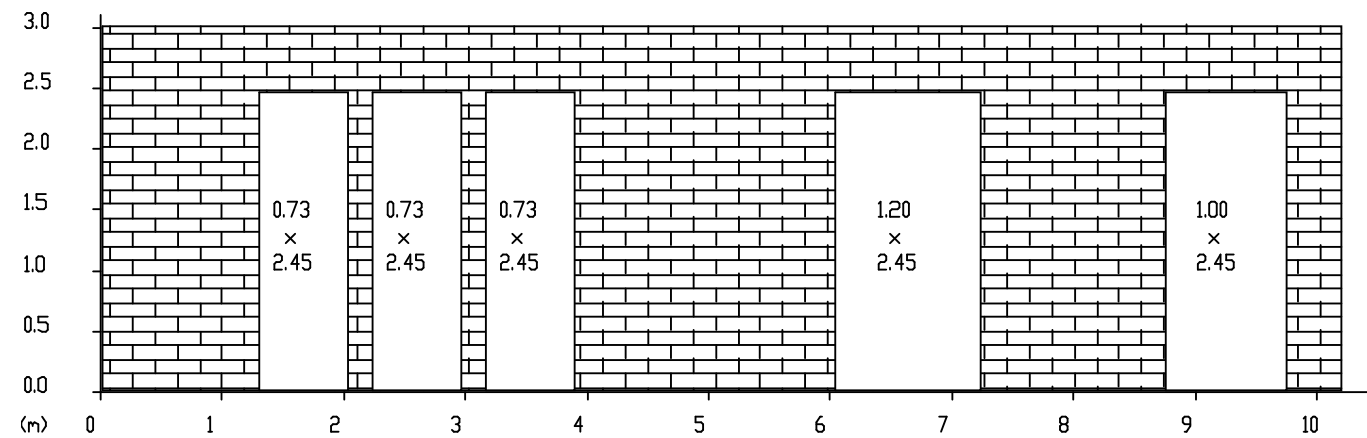
ΑΝΟΙΓΜΑΤΑ

ΑΡΙΘ. ΑΝΟΙΓΜ.	K	ΜΗΚΟΣ ΠΛΑΤ.	ΥΨΟΣ ή ΕΠΙΦ.	ΑΡΙΘ. ΕΠΙΦ.	ΣΥΝ. ΕΠΙΦ.	FxK
	Kcal/m ² hc	(m)	(m)	(m ²)		
1	3.0	0.73	2.45	1	1.79	5.36
1	3.0	0.73	2.45	1	1.79	5.36
1	3.0	0.73	2.45	1	1.79	5.36
1	3.0	1.20	2.45	1	2.94	8.82
1	3.0	1.00	2.45	1	2.45	7.35
ΣΥΝΟΛΑ :				10.75	32.26	

KF = 3.00

ΣΚΑΡΙΦΗΜΑ :

ΤΟΙΧΟΙ : 19.82 m²
 ΜΠΕΤΟΝ : 0.00 m²
 ΑΝΟΙΓΜΑΤΑ: 10.75 m²



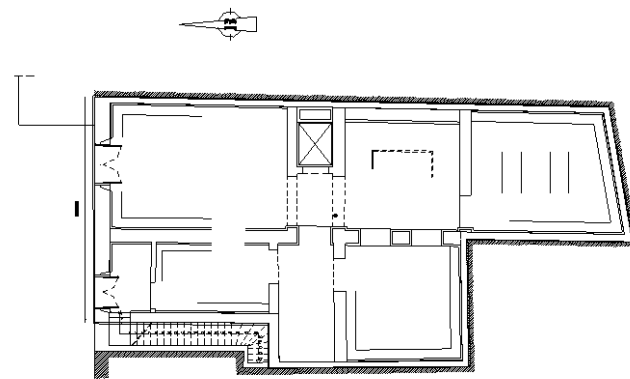
ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΘΕΡΜΟΠΕΡΑΤΟΤΗΤΑΣ ΚΜ(W,F) ΓΙΑ ΤΟΙΧΟΥΣ ΚΑΙ ΑΝΟΙΓΜΑΤΑ

Επίπεδο 1

$$\text{Οριο επιπέδου : } K_m(W,F) = \frac{\Sigma(K_w \cdot F_w) + \Sigma(K_f \cdot F_f)}{\Sigma(F_w + F_f)} \leq 1.6 \text{ Kcal/m}^2\text{hc}$$

1	2	3	4	5=(3X4)
Δομικό στοιχείο	Συμβολισμός	Επιφάνεια F (m ²)	Συντελεστής K θερμοπερατότητας (Kcal/m ² hc)	KF (kcal/hc)
	W 1	22.85	0.000	0.000
	F 1	7.90	3.001	23.720
		ΣF= 30.76		ΣKF= 23.720
		K _m (W,F)=ΣKF/ΣF= 0.771 <= 1.6		

ΚΑΤΟΨΗ :



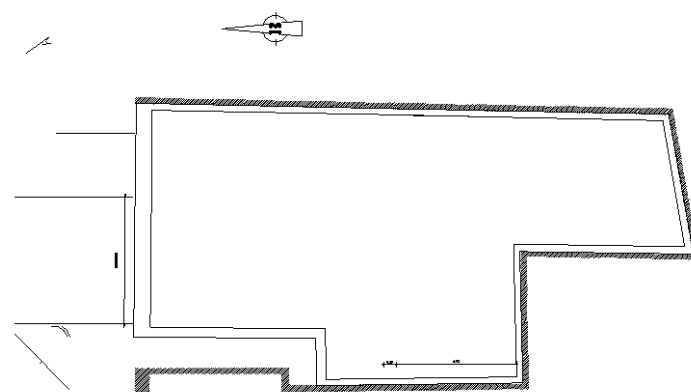
ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΘΕΡΜΟΠΕΡΑΤΟΤΗΤΑΣ ΚΜ(W,F) ΓΙΑ ΤΟΙΧΟΥΣ ΚΑΙ ΑΝΟΙΓΜΑΤΑ

Επίπεδο 2

$$\text{Οριο επιπέδου : } K_m(W,F) = \frac{\Sigma(K_w \cdot F_w) + \Sigma(K_f \cdot F_f)}{\Sigma(F_w + F_f)} \leq 1.6 \text{ Kcal/m}^2\text{hc}$$

1	2	3	4	5=(3X4)
Δομικό στοιχείο	Συμβολισμός	Επιφάνεια F (m ²)	Συντελεστής K θερμοπερατότητας (Kcal/m ² hc)	KF (kcal/hc)
	W 1	16.17	0.000	0.000
	F 1	0.00		0.000
ΣF= 16.17			ΣKF= 0.000	
K _m (W,F)=ΣKF/ΣF= 0.000 <= 1.6				

ΚΑΤΟΨΗ :



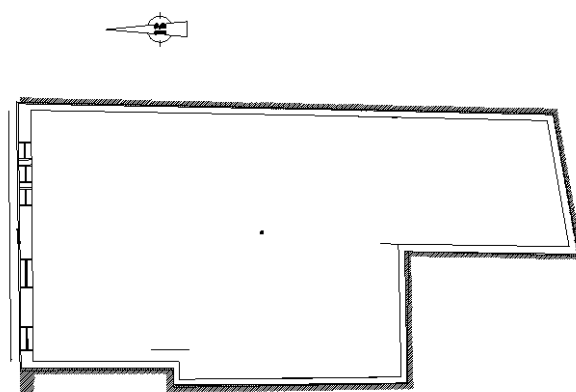
ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΘΕΡΜΟΠΕΡΑΤΟΤΗΤΑΣ ΚΜ(W,F) ΓΙΑ ΤΟΙΧΟΥΣ ΚΑΙ ΑΝΟΙΓΜΑΤΑ

Επίπεδο 3

$$\text{Οριο επιπέδου : } K_m(W,F) = \frac{\Sigma(K_w \cdot F_w) + \Sigma(K_f \cdot F_f)}{\Sigma(F_w + F_f)} \leq 1.6 \text{ Kcal/m}^2\text{hc}$$

1	2	3	4	5=(3X4)
Δομικό στοιχείο	Συμβολισμός	Επιφάνεια F (m ²)	Συντελεστής K θερμοπερατότητας (Kcal/m ² hc)	KF (kcal/hc)
	W 1	19.82	0.000	0.000
	F 1	10.75	3.000	32.262
		ΣF= 30.57		ΣKF= 32.262
		K _m (W,F)=ΣKF/ΣF= 1.055 <= 1.6		

ΚΑΤΟΨΗ :

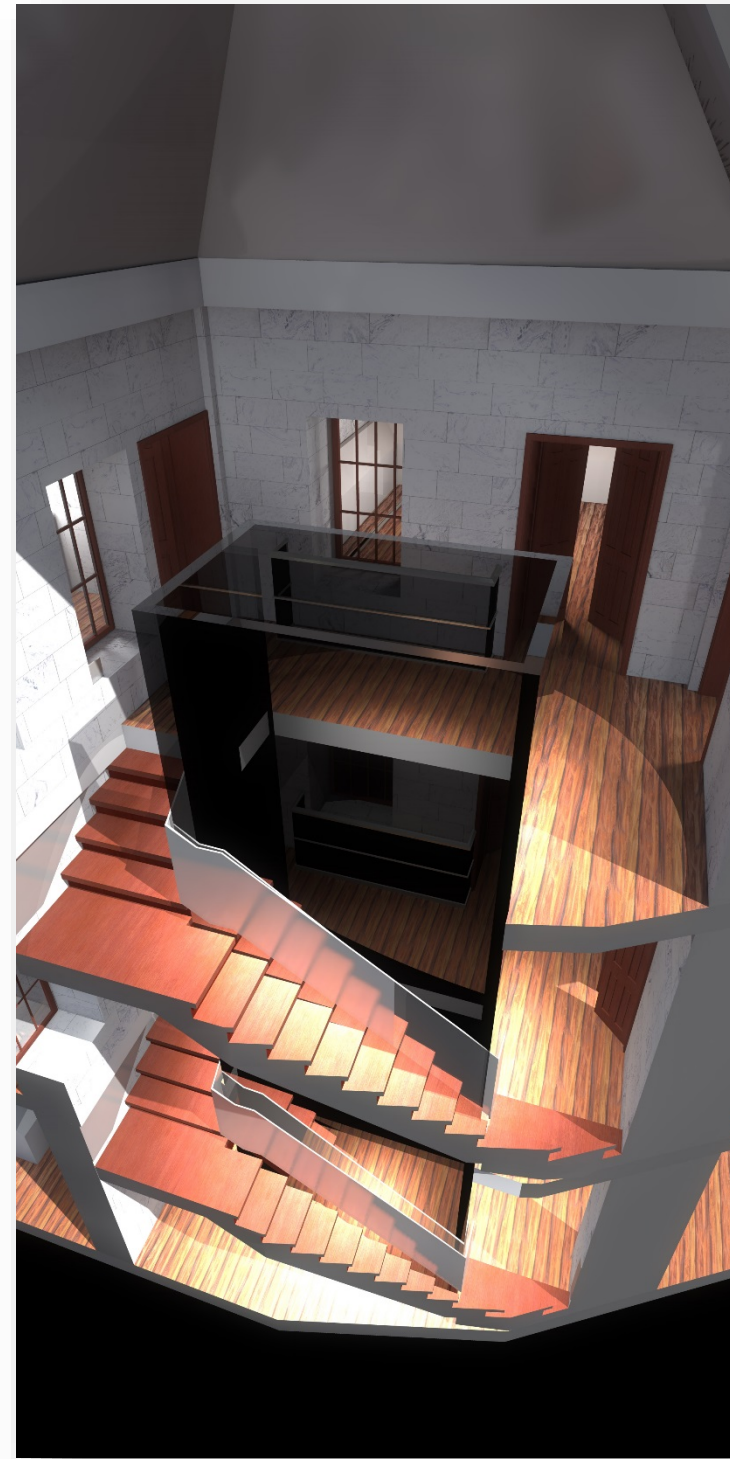


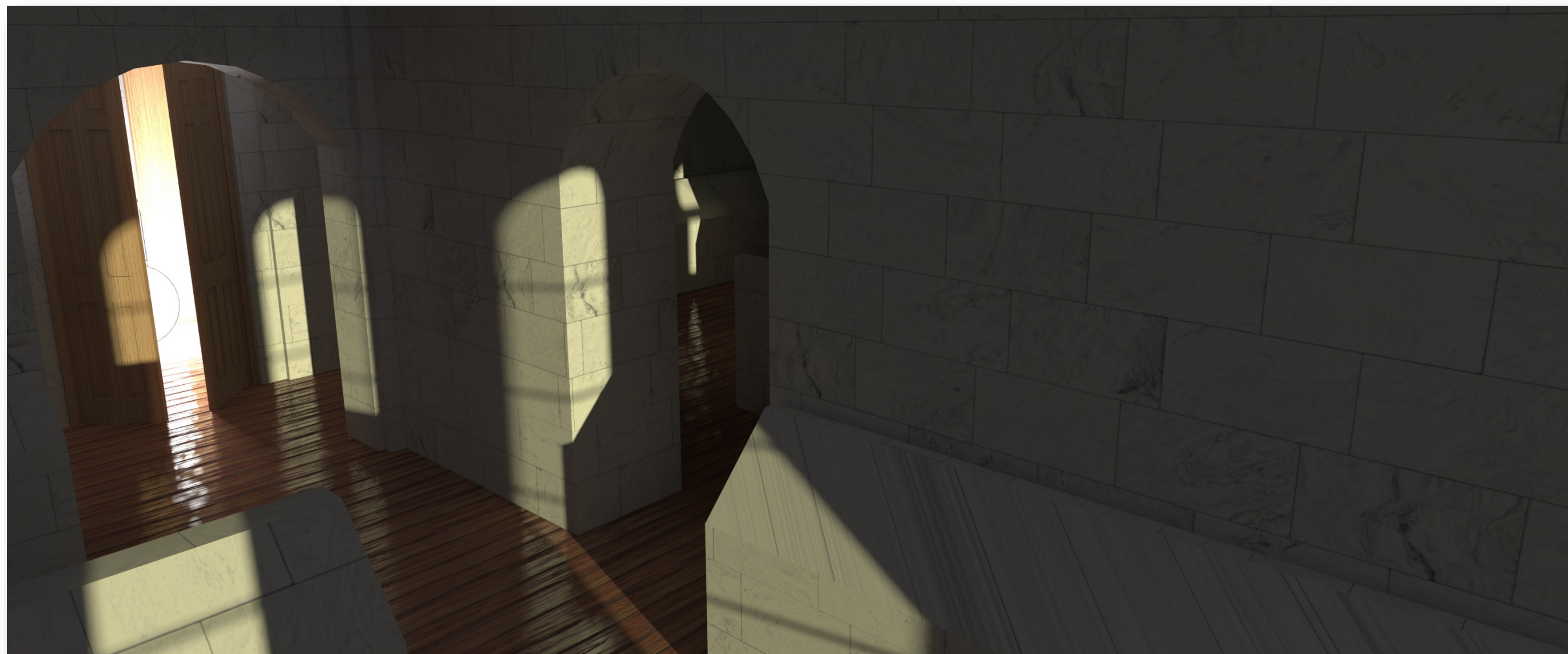
ΜΟΝΩΣΗ ΚΤΙΡΙΟΥ

Επιτυγχανόμενος μέσος συντελεστής θερμοπερατότητας ΚΜ					
Οριο κτιρίου $K_{m,max} \leq 0.920$ kcal/m ² hc					
1	2	3	4	5	6=(3x4x5)
Στοιχείο	Συμβολισμός	Επιφάνεια F m ²	Συντελεστής θερμοπερ. Κ kcal/m ² hc	Παράγων	ΚΧΦ kcal/hc
Επίπεδο 1		30.76	0.771	1.0	23.720
Επίπεδο 2		16.17	0.000	1.0	0.000
Επίπεδο 3		30.57	1.055	1.0	32.262
Δάπεδο μαρμάρινο σε φυσικ(Φ5)		202.00	0.668	1.0	134.900
Οροφή 14	(Φ10)	212.40	0.390	1.0	82.840
ΣΥΝΟΛΑ:		491.90			273.722

$$K_m = FK/F = 0.556 < 0.920 \text{ kcal/m}^2\text{hc}$$

ΦΩΤΟΡΕΑΛΙΣΜΟΣ









ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

- ✓ Μάνος Μπίρης και Μάρω Καρδαμίτση-Αδάμη, "Νεοκλασική αρχιτεκτονική στην Ελλάδα", εκδοτικός οίκος Μέλισσα
- ✓ Δανιήλ Αθ. Ορφανουδάκης (1992), "Μελέτη αποκατάστασης μνημείων και συνόλων", Πειραιάς
- ✓ <http://www.eie.gr>
- ✓ www.incrediblecrete.gr
- ✓ Νόμος υπ' αριθ. 4067 του Νέου Οικοδομικού Κανονισμού
- ✓ candia.wordpress.com/culture/history-crete-gr/
- ✓ www.mar-mus-crete.gr
- ✓ odysseus.culture.gr/h/1/gh151.jsp?obj_id=3366
- ✓ www.rethymno.gr/city

Π
Α
Ρ
Α
Ρ
Τ
Η
Η
Μ
Α
Τ
Α

Όνομασία Έργου-Μελέτης

Διεύθυνση έργου

Μηχανικός Μελετητής

Γενικά Χαρακτηριστικά Κτιρίου

Όροφοι : 3 Υπόγεια: 0

Τοιχοποιία : Ασπλη τοιχοποιία

Ποιότητα Κατασκευής (EC6 §2.4.3) Κατηγορία 3

Υψη ορόφων [m]

Δάπεδα

1ος ορόφος ύψος ορόφου 3.25 [m] οροφή=Πλάκα d=0.15[m]

2ος ορόφος ύψος ορόφου 3.25 [m] οροφή=Πλάκα d=0.15[m]

3ος ορόφος ύψος ορόφου 3.35 [m] οροφή=Πλάκα d=0.15[m]

Φορτία Κατασκευής (Ευρωκώδικας 1)

Μόνιμα Δαπέδων Επικάλυψη δαπέδων= 1.80 [kN/m²], Τοίχοι σε δάπεδα= 0.00 [kN/m²]

Κινητά Δαπέδων Κινητά σε δάπεδα = 2.00 [kN/m²], Κινητά σε σκάλες= 3.50 [kN/m²]

Κινητά σε Εξώστες= 5.00 [kN/m²]

Μόνιμα Στέγης Κολυμβητά κεραμίδια+σανίδωμα+ζευκτά Ιδιο βάρος= 1.00 [kN/m²]

Οροφή= 0.00 [kN/m²]

Κινητά Στέγης Χιόνι= 0.65 [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 0.70

Σκυρόδεμα - Εδαφος C16/20-S500 γm=0.15 [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

Ιδιότητες τοιχοποιίας

Λιθοδομή 0.70

Ειδικό βάρος : 26.00 [KN/m³]

Βάρος ανά m² : 18.20 [KN/m²]

Πάχος τοίχου : 0.70 [m]

Διαμήκης Αρμός NAI



Ιδιότητες Λιθοσωμάτων (EC6 §3.1)

Τύπος Λιθοσωμάτων: Λαξευτοί Φυσικοί EN 771-6

Διαστάσεις Λιθοσωμάτων : 500 x 200 x 200 [mm]

Θλιπτική αντοχή : 45.00 [N/mm²]

Ανηγγεμένη Θλιπτική Αντοχή : fb = 51.75 [N/mm²]

Ασβεστόλιθοι 20x20x50

Κατηγορία: : II

Ομάδα : 2

Συντελεστής δ = 1.15

fb = 1.15 x 45.00 = 51.75 [N/mm²]

Ιδιότητες Κονιάματος (EC6, §3.2)

Είδος Κονιάματος: Γενικής εφαρμογής

Θλιπτική Αντοχή fk: 10.00 [N/mm²]

Τσιμεντοκονίαμα M10

Χαρακτηριστικές Αντοχές Τοιχοποιίας (EC6, §3.6)

Θλιπτική Αντοχή fk [N/mm²] (EC6, §3.6.1) $f_k = 0.8 \times K_f \times f_m^{0.7} \times f_m^{0.3} = 11.38$ [N/mm²]

Διατμ/κή Αντοχή fnko [N/mm²] (EC6, §3.6.2) fnko = 0.15 [N/mm²]

Μέτρο Ελαστ/τος E [GPa] (EC6, §3.7.2) E = 11.38 [GPa=KN/mm²]

Μέτρο Διάτμησης G=40%E G = 4.55 [GPa=KN/mm²]

ΛΙΘΟΔΟΜΗ 50

Ειδικό βάρος : 26.00 [KN/m³]

Βάρος ανά m² : 13.00 [KN/m²]

Πάχος τοίχου : 0.50 [m]

Διαμήκης Αρμός NAI



Ιδιότητες Λιθοσωμάτων (EC6 §3.1)

Τύπος Λιθοσωμάτων: Οπτόπλινθοι EN 771-1

Διαστάσεις Λιθοσωμάτων : 160 x 120 x 60 [mm]

Θλιπτική αντοχή : 40.00 [N/mm²]

Ανηγγεμένη Θλιπτική Αντοχή : fb = 31.20 [N/mm²]

ΛΙΘΟΙ ΕΙΡΗΝΟΔΙΚΕΙΟΥ

Κατηγορία: : II

Ομάδα : 1

Συντελεστής δ = 0.78

fb = 0.78 x 40.00 = 31.20 [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) $f_k = 0.8 \times K_f \times f_m^{0.7} \times f_m^{0.3} = 7.93$ [N/mm²] (K=0.55)

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 = 7.93 [GPa=KN/mm²]

Μέτρο Διάτμησης G=40%E G = 3.17 [GPa=KN/mm²]

Δομικά Στοιχεία

Οροφος	Δομ. Στ.	Υλικά	Διαστάσεις[m]	Θέση (x [m], y [m], θ°)
Ισόγειο	T1	Λιθοδομή 0.70	11.00x 3.25x0.70	0.65, 1.00, 0.00
Ισόγειο	T2	Λιθοδομή 0.70	21.70x 3.25x0.70	0.32, 11.68, 0.00
Ισόγειο	T3	Λιθοδομή 0.70	6.30x 3.25x0.70	0.30, 1.38, 0.00
Ισόγειο	T4	Λιθοδομή 0.70	1.40x 3.25x0.70	6.63, 0.29, 0.00
Ισόγειο	T5	Λιθοδομή 0.70	9.50x 3.25x0.70	6.30, 0.68, 0.00
Ισόγειο	T6	Λιθοδομή 0.70	11.50x 3.25x0.70	15.47, 0.38, 0.00
Ισόγειο	T8	Λιθοδομή 0.70	6.50x 3.25x0.70	22.63, 5.30, 0.00
Ισόγειο	T7	Λιθοδομή 0.70	22.50x 3.25x0.70	0.33, 5.58, 0.00
Ισόγειο	T9	ΛΙΘΟΔΟΜΗ 50	10.00x 3.25x0.50	6.66, 1.55, 0.00
Ισόγειο	T10	ΛΙΘΟΔΟΜΗ 50	11.00x 3.25x0.50	9.82, 0.63, 0.00
Ισόγειο	T11	ΛΙΘΟΔΟΜΗ 50	6.50x 3.25x0.50	0.44, 2.95, 0.00
1ος οροφος	T12	Λιθοδομή 0.70	11.00x 3.25x0.70	0.65, 1.00, 0.00
1ος οροφος	T13	Λιθοδομή 0.70	21.70x 3.25x0.70	0.32, 11.68, 0.00
1ος οροφος	T14	Λιθοδομή 0.70	6.30x 3.25x0.70	0.30, 1.38, 0.00
1ος οροφος	T15	Λιθοδομή 0.70	1.40x 3.25x0.70	6.63, 0.29, 0.00
1ος οροφος	T16	Λιθοδομή 0.70	9.50x 3.25x0.70	6.30, 0.68, 0.00
1ος οροφος	T17	Λιθοδομή 0.70	11.50x 3.25x0.70	15.47, 0.38, 0.00
1ος οροφος	T18	Λιθοδομή 0.70	6.50x 3.25x0.70	22.63, 5.30, 0.00
1ος οροφος	T19	Λιθοδομή 0.70	22.50x 3.25x0.70	0.33, 5.58, 0.00
1ος οροφος	T20	ΛΙΘΟΔΟΜΗ 50	10.00x 3.25x0.50	6.66, 1.55, 0.00
1ος οροφος	T21	ΛΙΘΟΔΟΜΗ 50	11.00x 3.25x0.50	9.82, 0.63, 0.00
1ος οροφος	T22	ΛΙΘΟΔΟΜΗ 50	6.50x 3.25x0.50	0.44, 2.95, 0.00
2ος οροφος	T23	Λιθοδομή 0.70	11.00x 3.35x0.70	0.65, 1.00, 0.00
2ος οροφος	T24	Λιθοδομή 0.70	21.70x 3.35x0.70	0.32, 11.68, 0.00
2ος οροφος	T25	Λιθοδομή 0.70	6.30x 3.35x0.70	0.30, 1.38, 0.00
2ος οροφος	T26	Λιθοδομή 0.70	1.40x 3.35x0.70	6.63, 0.29, 0.00
2ος οροφος	T27	Λιθοδομή 0.70	9.50x 3.35x0.70	6.30, 0.68, 0.00
2ος οροφος	T28	Λιθοδομή 0.70	11.50x 3.35x0.70	15.47, 0.38, 0.00
2ος οροφος	T29	Λιθοδομή 0.70	6.50x 3.35x0.70	22.63, 5.30, 0.00
2ος οροφος	T30	Λιθοδομή 0.70	22.50x 3.35x0.70	0.33, 5.58, 0.00
2ος οροφος	T31	ΛΙΘΟΔΟΜΗ 50	10.00x 3.35x0.50	6.66, 1.55, 0.00
2ος οροφος	T32	ΛΙΘΟΔΟΜΗ 50	11.00x 3.35x0.50	9.82, 0.63, 0.00
2ος οροφος	T33	ΛΙΘΟΔΟΜΗ 50	6.50x 3.35x0.50	0.44, 2.95, 0.00

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.

2ος οροφος T23

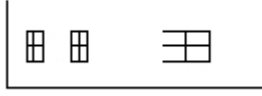
Διαστάσεις μήκος=11.00m, ύψος=3.35m, πάχος=0.70m

θέση $x=0.65m$, $y=1.00m$, $\theta=90.00^\circ$, επιφάνεια τοίχου=32.77m²

Λιθοδομή 0.70

Ιδίο βάρος τοίχου $G_w = 32.77 \times 18.2 = 596.4$ kN

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



Φορτίο από πλάκα Π1, μόνιμο $g = 6.1$ kN/m, κινητό $q = 1.2$ kN/m, (4.60m-10.70m)
Φορτίο από πλάκα Π4, μόνιμο $g = 1.9$ kN/m, κινητό $q = 0.3$ kN/m, (0.40m- 2.00m)
Φορτίο από πλάκα Π8, μόνιμο $g = 3.1$ kN/m, κινητό $q = 0.5$ kN/m, (2.00m- 4.60m)

Συνολικό φορτίο από δάπεδο μόνιμο $G_f = 48.2$ kN, κινητό $Q_f = 9.0$ kN

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

Φορτίο σε τοίχο κάτω T12 μόνιμο $G_b = 644.6$ kN, κινητό $Q_b = 9.0$ kN

2ος οροφος T24

Διαστάσεις μήκος=21.70m, ύψος=3.35m, πάχος=0.70m

θέση $x=0.32m$, $y=11.68m$, $\theta=0.00^\circ$, επιφάνεια τοίχου=72.69m²

Λιθοδομή 0.70

Ιδίο βάρος τοίχου $G_w = 72.69 \times 18.2 = 1323.0$ kN

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

Φορτίο από πλάκα Π1, μόνιμο $g = 5.9$ kN/m, κινητό $q = 1.1$ kN/m, (0.30m- 6.30m)
Φορτίο από πλάκα Π2, μόνιμο $g = 3.8$ kN/m, κινητό $q = 0.6$ kN/m, (6.30m- 9.50m)
Φορτίο από πλάκα Π3, μόνιμο $g = 3.1$ kN/m, κινητό $q = 0.6$ kN/m, (9.50m-15.10m)
Φορτίο από πλάκα Π6, μόνιμο $g = 5.3$ kN/m, κινητό $q = 0.9$ kN/m, (15.10m-21.20m)

Συνολικό φορτίο από δάπεδο μόνιμο $G_f = 97.4$ kN, κινητό $Q_f = 18.1$ kN

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

Φορτίο σε τοίχο κάτω T13 μόνιμο $G_b = 1420.4$ kN, κινητό $Q_b = 18.1$ kN

2ος οροφος T25

Διαστάσεις μήκος=6.30m, ύψος=3.35m, πάχος=0.70m

θέση $x=0.30m$, $y=1.38m$, $\theta=0.00^\circ$, επιφάνεια τοίχου=21.10m²

Λιθοδομή 0.70

Ιδίο βάρος τοίχου $G_w = 21.10 \times 18.2 = 384.1$ kN

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

Φορτίο από πλάκα Π4, μόνιμο $g = 3.3$ kN/m, κινητό $q = 0.6$ kN/m, (0.40m- 6.40m)

Συνολικό φορτίο από δάπεδο μόνιμο $G_f = 19.5$ kN, κινητό $Q_f = 3.4$ kN

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

Φορτίο σε τοίχο κάτω T14 μόνιμο $G_b = 403.6$ kN, κινητό $Q_b = 3.4$ kN

2ος οροφος T26

Διαστάσεις μήκος=1.40m, ύψος=3.35m, πάχος=0.70m

θέση $x=6.63m$, $y=0.29m$, $\theta=90.00^\circ$, επιφάνεια τοίχου=4.69m²

Λιθοδομή 0.70

Ιδίο βάρος τοίχου $G_w = 4.69 \times 18.2 = 85.4$ kN

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

Φορτίο από πλάκα Π5, μόνιμο $g = 5.1$ kN/m, κινητό $q = 0.9$ kN/m, (0.40m- 1.10m)

Συνολικό φορτίο από δάπεδο μόνιμο $G_f = 3.6$ kN, κινητό $Q_f = 0.6$ kN

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

Φορτίο σε τοίχο κάτω T15 μόνιμο $G_b = 89.0$ kN, κινητό $Q_b = 0.6$ kN

2ος οροφος T27

Διαστάσεις μήκος=9.50m, ύψος=3.35m, πάχος=0.70m

θέση $x=6.30m$, $y=0.68m$, $\theta=0.00^\circ$, επιφάνεια τοίχου=31.82m²

Λιθοδομή 0.70

Ιδίο βάρος τοίχου $G_w = 31.82 \times 18.2 = 579.2$ kN

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



Φορτία Τοίχων

Φορτίο από πλάκα	Π5, μόνιμο $g=$ 3.8kN/m, κινητό $q=$ 0.7kN/m, (0.30m- 3.50m)
Φορτίο από πλάκα	Π7, μόνιμο $g=$ 5.9kN/m, κινητό $q=$ 1.2kN/m, (3.50m- 9.20m)
Συνολικό φορτίο από δάπεδο	μόνιμο $G_f=$ 45.9 kN, κινητό $Q_f=$ 8.7 kN
Φορτίο από τοίχο άνω	μόνιμο $G_a=$ 0.0 kN, κινητό $Q_a=$ 0.0 kN
Φορτίο σε τοίχο κάτω	T16 μόνιμο $G_b=$ 625.1 kN, κινητό $Q_b=$ 8.7 kN

2ος οροφος T28



Διαστάσεις μήκος=11.50m, ύψος=3.35m, πάχος=0.70m
 Θέση $x=15.47m$, $y=0.38m$, $\theta=90.00^\circ$, επιφάνεια τοίχου=33.00m²
 Λιθοδομή 0.70
 Ιδίο βάρος τοίχου $G_w= 33.00 \times 18.2= 600.7$ kN
 Γραμμικό φορτίο επί τοίχου, μόνιμο=0.0kN/m κινητό=0.0kN/m

Φορτίο από πλάκα	Π3Π6, μόνιμο $g=$ 21.7kN/m, κινητό $q=$ 3.6kN/m, (5.20m-11.30m)
Φορτίο από πλάκα	Π7, μόνιμο $g=$ 4.1kN/m, κινητό $q=$ 0.8kN/m, (0.30m- 5.20m)
Συνολικό φορτίο από δάπεδο	μόνιμο $G_f=$ 152.2 kN, κινητό $Q_f=$ 25.7 kN
Φορτίο από τοίχο άνω	μόνιμο $G_a=$ 0.0 kN, κινητό $Q_a=$ 0.0 kN
Φορτίο σε τοίχο κάτω	T17 μόνιμο $G_b=$ 752.9 kN, κινητό $Q_b=$ 25.7 kN

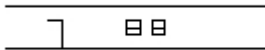
2ος οροφος T29



Διαστάσεις μήκος=6.50m, ύψος=3.35m, πάχος=0.70m
 Θέση $x=22.63m$, $y=5.30m$, $\theta=99.69^\circ$, επιφάνεια τοίχου=21.77m²
 Λιθοδομή 0.70
 Ιδίο βάρος τοίχου $G_w= 21.77 \times 18.2= 396.3$ kN
 Γραμμικό φορτίο επί τοίχου, μόνιμο=0.0kN/m κινητό=0.0kN/m

Φορτίο από πλάκα	Π6, μόνιμο $g=$ 8.4kN/m, κινητό $q=$ 1.6kN/m, (0.30m- 6.50m)
Συνολικό φορτίο από δάπεδο	μόνιμο $G_f=$ 52.0 kN, κινητό $Q_f=$ 9.9 kN
Φορτίο από τοίχο άνω	μόνιμο $G_a=$ 0.0 kN, κινητό $Q_a=$ 0.0 kN
Φορτίο σε τοίχο κάτω	T18 μόνιμο $G_b=$ 448.3 kN, κινητό $Q_b=$ 9.9 kN

2ος οροφος T30



Διαστάσεις μήκος=22.50m, ύψος=3.35m, πάχος=0.70m
 Θέση $x=0.33m$, $y=5.58m$, $\theta=0.00^\circ$, επιφάνεια τοίχου=69.85m²
 Λιθοδομή 0.70
 Ιδίο βάρος τοίχου $G_w= 69.85 \times 18.2= 1271.4$ kN
 Γραμμικό φορτίο επί τοίχου, μόνιμο=0.0kN/m κινητό=0.0kN/m

Φορτίο από πλάκα	Π1Π8, μόνιμο $g=$ 13.0kN/m, κινητό $q=$ 2.2kN/m, (0.30m- 6.30m)
Φορτίο από πλάκα	Π2Π5, μόνιμο $g=$ 7.5kN/m, κινητό $q=$ 1.3kN/m, (6.30m- 9.50m)
Φορτίο από πλάκα	Π3Π7, μόνιμο $g=$ 13.6kN/m, κινητό $q=$ 2.2kN/m, (9.50m-15.10m)
Φορτίο από πλάκα	Π6, μόνιμο $g=$ 5.3kN/m, κινητό $q=$ 0.9kN/m, (15.10m-22.50m)
Συνολικό φορτίο από δάπεδο	μόνιμο $G_f=$ 217.8 kN, κινητό $Q_f=$ 36.3 kN
Φορτίο από τοίχο άνω	μόνιμο $G_a=$ 0.0 kN, κινητό $Q_a=$ 0.0 kN
Φορτίο σε τοίχο κάτω	T19 μόνιμο $G_b=$ 1489.2 kN, κινητό $Q_b=$ 36.3 kN

2ος οροφος T31

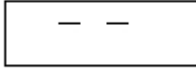


Διαστάσεις μήκος=10.00m, ύψος=3.35m, πάχος=0.50m
 Θέση $x=6.66m$, $y=1.55m$, $\theta=90.00^\circ$, επιφάνεια τοίχου=28.22m²
 ΛΙΘΟΔΟΜΗ 50
 Ιδίο βάρος τοίχου $G_w= 28.22 \times 13.0= 366.9$ kN
 Γραμμικό φορτίο επί τοίχου, μόνιμο=0.0kN/m κινητό=0.0kN/m

Φορτίο από πλάκα	Π4Π5, μόνιμο $g=$ 7.0kN/m, κινητό $q=$ 1.2kN/m, (0.20m- 1.40m)
Φορτίο από πλάκα	Π5Π8, μόνιμο $g=$ 8.2kN/m, κινητό $q=$ 1.4kN/m, (1.40m- 4.00m)
Φορτίο από πλάκα	Π1Π2, μόνιμο $g=$ 14.2kN/m, κινητό $q=$ 2.3kN/m, (4.00m-10.10m)
Συνολικό φορτίο από δάπεδο	μόνιμο $G_f=$ 116.1 kN, κινητό $Q_f=$ 19.4 kN
Φορτίο από τοίχο άνω	μόνιμο $G_a=$ 0.0 kN, κινητό $Q_a=$ 0.0 kN
Φορτίο σε τοίχο κάτω	T20 μόνιμο $G_b=$ 483.0 kN, κινητό $Q_b=$ 19.4 kN

Φορτία Τοίχων

2ος οροφος T32



Διαστάσεις μήκος=11.00m, ύψος=3.35m, πάχος=0.50m
 Θέση $x=9.82m$, $y=0.63m$, $\theta=90.00^\circ$, επιφάνεια τοίχου=31.57m²
 ΛΙΘΟΔΟΜΗ 50
 Ιδίο βάρος τοίχου $G_w=31.57 \times 13.0=410.4$ kN
 Γραμμικό φορτίο επί τοίχου, μόνιμο=0.0kN/m κινητό=0.0kN/m

Φορτίο από πλάκα Π5Π7, μόνιμο $g=10.7$ kN/m, κινητό $q=1.8$ kN/m, (0.00m- 4.90m)
 Φορτίο από πλάκα Π2Π3, μόνιμο $g=15.4$ kN/m, κινητό $q=2.7$ kN/m, (4.90m-11.00m)

Συνολικό φορτίο από δάπεδο μόνιμο $G_f=146.3$ kN, κινητό $Q_f=25.0$ kN
 Φορτίο από τοίχο άνω μόνιμο $G_a=0.0$ kN, κινητό $Q_a=0.0$ kN
 Φορτίο σε τοίχο κάτω T21 μόνιμο $G_b=556.7$ kN, κινητό $Q_b=25.0$ kN

2ος οροφος T33



Διαστάσεις μήκος=6.50m, ύψος=3.35m, πάχος=0.50m
 Θέση $x=0.44m$, $y=2.95m$, $\theta=0.00^\circ$, επιφάνεια τοίχου=21.77m²
 ΛΙΘΟΔΟΜΗ 50
 Ιδίο βάρος τοίχου $G_w=21.77 \times 13.0=283.1$ kN
 Γραμμικό φορτίο επί τοίχου, μόνιμο=0.0kN/m κινητό=0.0kN/m

Φορτίο από πλάκα Π4Π8, μόνιμο $g=8.1$ kN/m, κινητό $q=1.4$ kN/m, (0.20m- 6.20m)
 Συνολικό φορτίο από δάπεδο μόνιμο $G_f=48.7$ kN, κινητό $Q_f=8.5$ kN
 Φορτίο από τοίχο άνω μόνιμο $G_a=0.0$ kN, κινητό $Q_a=0.0$ kN
 Φορτίο σε τοίχο κάτω T22 μόνιμο $G_b=331.8$ kN, κινητό $Q_b=8.5$ kN

2ος οροφος	<u>Συνολικά φορτία ορόφου</u>				
Ολικά κατακόρυφα φορτία ορόφου από τοίχους,	μόνιμα $G_1=$	4096 kN,	κινητά $Q_1=$	165 kN	
Ολικά κατακόρυφα φορτία ορόφου από υποστυλώματα,	μόνιμα $G_2=$	0 kN,	κινητά $Q_2=$	0 kN	
Ολικά κατακόρυφα φορτία ορόφου (δάπεδα+τοίχοι),	μόνιμα $G_0=$	4096 kN,	κινητά $Q_0=$	165 kN	
Συνδυασμός δράσεων για κατακόρυφη φόρτιση, ολικά φορτία ορόφου	$(1.35 \times G_0 + 1.50 \times Q_0)=$	5777 kN			
Συνδυασμός δράσεων για σεισμική φόρτιση, ολικά φορτία ορόφου	$(1.00 \times G_0 + 0.30 \times Q_0)=$	4146 kN			
Ολική μάζα ορόφου	$M_0=(1.00 \times G_0 + 0.30 \times Q_0)/9.81=$	4146/9.81=	423 kNsec ² /m		

2ος οροφος	<u>Κέντρο Μάζας ορόφου</u>				
Τοίχος	Μάζα kNsec ² /m	x_m	y_m	$x.M$	$y.M$
T23	66.0	0.65	6.50	42.89	428.89
T24	145.3	11.18	11.68	1624.23	1696.90
T25	41.2	3.45	1.38	142.30	56.71
T26	9.1	6.63	0.99	60.23	8.99
T27	64.0	11.05	0.68	706.78	43.23
T28	77.5	15.47	6.13	1199.84	475.28
T29	46.0	22.08	8.50	1015.61	391.18
T30	152.9	11.58	5.58	1770.38	852.50
T31	49.8	6.66	6.55	332.04	326.39
T32	57.5	9.82	6.13	565.06	352.41
T33	34.1	3.69	2.95	125.66	100.55
Σύνολα	743.5			7585.02	4733.03

Κέντρο μάζας ορόφου $x_m=7585.02/743.52=10.20m$, $y_m=4733.03/743.52=6.37m$
 Για τον υπολογισμό του κέντρου μάζας ορόφου, θεωρούμε μάζες ισοδύναμες των αντιστοιχών φορτίων στα κέντρα των τοίχων και υποστυλωμάτων.

1ος οροφος T12



Διαστάσεις μήκος=11.00m, ύψος=3.25m, πάχος=0.70m
 Θέση $x=0.65m$, $y=1.00m$, $\theta=90.00^\circ$, επιφάνεια τοίχου=35.75m²
 Λιθοδομή 0.70
 Ιδίο βάρος τοίχου $G_w=35.75 \times 18.2=650.7$ kN
 Γραμμικό φορτίο επί τοίχου, μόνιμο=0.0kN/m κινητό=0.0kN/m

Φορτίο από πλάκα Π1, μόνιμο $g=7.1$ kN/m, κινητό $q=2.8$ kN/m, (4.60m-10.70m)
 Φορτίο από πλάκα Π4, μόνιμο $g=2.2$ kN/m, κινητό $q=0.8$ kN/m, (0.40m- 2.00m)
 Φορτίο από πλάκα Π8, μόνιμο $g=3.6$ kN/m, κινητό $q=1.3$ kN/m, (2.00m- 4.60m)

Φορτία Τοίχων

Συνολικό φορτίο από δάπεδο μόνιμο $G_f = 56.3$ kN, κινητό $Q_f = 21.9$ kN
Φορτίο από τοίχο άνω T23 μόνιμο $G_a = 644.6$ kN, κινητό $Q_a = 9.0$ kN
Φορτίο σε τοίχο κάτω T1 μόνιμο $G_b = 1351.6$ kN, κινητό $Q_b = 30.9$ kN

1ος οροφος T13

Διαστάσεις μήκος=21.70m, ύψος=3.25m, πάχος=0.70m
θέση $x=0.32$ m, $y=11.68$ m, $\theta=0.00^\circ$, επιφάνεια τοίχου=70.53m²
Λιθοδομή 0.70
Ιδίο βάρος τοίχου $G_w = 70.53 \times 18.2 = 1283.6$ kN
Γραμμικό φορτίο επί τοίχου, μόνιμο=0.0kN/m κινητό=0.0kN/m

Φορτίο από πλάκα Π1, μόνιμο $g = 6.9$ kN/m, κινητό $q = 2.7$ kN/m, (0.30m- 6.30m)
Φορτίο από πλάκα Π2, μόνιμο $g = 4.4$ kN/m, κινητό $q = 1.6$ kN/m, (6.30m- 9.50m)
Φορτίο από πλάκα Π3, μόνιμο $g = 3.6$ kN/m, κινητό $q = 1.5$ kN/m, (9.50m-15.10m)
Φορτίο από πλάκα Π6, μόνιμο $g = 6.2$ kN/m, κινητό $q = 2.2$ kN/m, (15.10m-21.20m)

Συνολικό φορτίο από δάπεδο μόνιμο $G_f = 113.7$ kN, κινητό $Q_f = 43.3$ kN
Φορτίο από τοίχο άνω T24 μόνιμο $G_a = 1420.4$ kN, κινητό $Q_a = 18.1$ kN
Φορτίο σε τοίχο κάτω T2 μόνιμο $G_b = 2817.7$ kN, κινητό $Q_b = 61.4$ kN

1ος οροφος T14

Διαστάσεις μήκος=6.30m, ύψος=3.25m, πάχος=0.70m
θέση $x=0.30$ m, $y=1.38$ m, $\theta=0.00^\circ$, επιφάνεια τοίχου=20.48m²
Λιθοδομή 0.70
Ιδίο βάρος τοίχου $G_w = 20.48 \times 18.2 = 372.6$ kN
Γραμμικό φορτίο επί τοίχου, μόνιμο=0.0kN/m κινητό=0.0kN/m



Φορτίο από πλάκα Π4, μόνιμο $g = 3.8$ kN/m, κινητό $q = 1.4$ kN/m, (0.40m- 6.40m)

Συνολικό φορτίο από δάπεδο μόνιμο $G_f = 22.8$ kN, κινητό $Q_f = 8.2$ kN
Φορτίο από τοίχο άνω T25 μόνιμο $G_a = 403.6$ kN, κινητό $Q_a = 3.4$ kN
Φορτίο σε τοίχο κάτω T3 μόνιμο $G_b = 799.0$ kN, κινητό $Q_b = 11.6$ kN

1ος οροφος T15

Διαστάσεις μήκος=1.40m, ύψος=3.25m, πάχος=0.70m
θέση $x=6.63$ m, $y=0.29$ m, $\theta=90.00^\circ$, επιφάνεια τοίχου=4.55m²
Λιθοδομή 0.70
Ιδίο βάρος τοίχου $G_w = 4.55 \times 18.2 = 82.8$ kN
Γραμμικό φορτίο επί τοίχου, μόνιμο=0.0kN/m κινητό=0.0kN/m



Φορτίο από πλάκα Π5, μόνιμο $g = 6.0$ kN/m, κινητό $q = 2.1$ kN/m, (0.40m- 1.10m)

Συνολικό φορτίο από δάπεδο μόνιμο $G_f = 4.2$ kN, κινητό $Q_f = 1.5$ kN
Φορτίο από τοίχο άνω T26 μόνιμο $G_a = 89.0$ kN, κινητό $Q_a = 0.6$ kN
Φορτίο σε τοίχο κάτω T4 μόνιμο $G_b = 176.0$ kN, κινητό $Q_b = 2.1$ kN

1ος οροφος T16

Διαστάσεις μήκος=9.50m, ύψος=3.25m, πάχος=0.70m
θέση $x=6.30$ m, $y=0.68$ m, $\theta=0.00^\circ$, επιφάνεια τοίχου=30.88m²
Λιθοδομή 0.70
Ιδίο βάρος τοίχου $G_w = 30.88 \times 18.2 = 561.9$ kN
Γραμμικό φορτίο επί τοίχου, μόνιμο=0.0kN/m κινητό=0.0kN/m



Φορτίο από πλάκα Π5, μόνιμο $g = 4.4$ kN/m, κινητό $q = 1.6$ kN/m, (0.30m- 3.50m)
Φορτίο από πλάκα Π7, μόνιμο $g = 7.0$ kN/m, κινητό $q = 2.8$ kN/m, (3.50m- 9.20m)

Συνολικό φορτίο από δάπεδο μόνιμο $G_f = 53.8$ kN, κινητό $Q_f = 21.2$ kN
Φορτίο από τοίχο άνω T27 μόνιμο $G_a = 625.1$ kN, κινητό $Q_a = 8.7$ kN
Φορτίο σε τοίχο κάτω T5 μόνιμο $G_b = 1240.8$ kN, κινητό $Q_b = 29.9$ kN

1ος οροφος T17

Διαστάσεις μήκος=11.50m, ύψος=3.25m, πάχος=0.70m
θέση $x=15.47$ m, $y=0.38$ m, $\theta=90.00^\circ$, επιφάνεια τοίχου=32.29m²
Λιθοδομή 0.70
Ιδίο βάρος τοίχου $G_w = 32.29 \times 18.2 = 587.8$ kN
Γραμμικό φορτίο επί τοίχου, μόνιμο=0.0kN/m κινητό=0.0kN/m



Φορτία Τοίχων

Φορτίο από πλάκα Π3Π6, μόνιμο $g= 25.3\text{kN/m}$, κινητό $q= 8.8\text{kN/m}$, (5.20m-11.30m)
Φορτίο από πλάκα Π7, μόνιμο $g= 4.7\text{kN/m}$, κινητό $q= 1.9\text{kN/m}$, (0.30m- 5.20m)
Συνολικό φορτίο από δάπεδο μόνιμο $G_f= 177.8\text{ kN}$, κινητό $Q_f= 62.6\text{ kN}$
Φορτίο από τοίχο άνω T28 μόνιμο $G_a= 752.9\text{ kN}$, κινητό $Q_a= 25.7\text{ kN}$
Φορτίο σε τοίχο κάτω T6 μόνιμο $G_b= 1518.5\text{ kN}$, κινητό $Q_b= 88.3\text{ kN}$

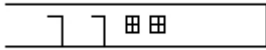
1ος οροφος T18



Διαστάσεις μήκος=6.50m, ύψος=3.25m, πάχος=0.70m
Θέση $x=22.63\text{m}$, $y=5.30\text{m}$, $\theta=99.69^\circ$, επιφάνεια τοίχου=21.13m²
Λιθοδομή 0.70
Ιδίο βάρος τοίχου $G_w= 21.13 \times 18.2= 384.5\text{ kN}$
Γραμμικό φορτίο επί τοίχου, μόνιμο=0.0kN/m κινητό=0.0kN/m

Φορτίο από πλάκα Π6, μόνιμο $g= 9.8\text{kN/m}$, κινητό $q= 3.9\text{kN/m}$, (0.30m- 6.50m)
Συνολικό φορτίο από δάπεδο μόνιμο $G_f= 60.8\text{ kN}$, κινητό $Q_f= 24.1\text{ kN}$
Φορτίο από τοίχο άνω T29 μόνιμο $G_a= 448.3\text{ kN}$, κινητό $Q_a= 9.9\text{ kN}$
Φορτίο σε τοίχο κάτω T8 μόνιμο $G_b= 893.6\text{ kN}$, κινητό $Q_b= 34.0\text{ kN}$

1ος οροφος T19

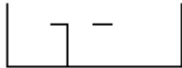


Διαστάσεις μήκος=22.50m, ύψος=3.25m, πάχος=0.70m
Θέση $x=0.33\text{m}$, $y=5.58\text{m}$, $\theta=0.00^\circ$, επιφάνεια τοίχου=64.96m²
Λιθοδομή 0.70
Ιδίο βάρος τοίχου $G_w= 64.96 \times 18.2= 1182.4\text{ kN}$
Γραμμικό φορτίο επί τοίχου, μόνιμο=0.0kN/m κινητό=0.0kN/m

Φορτίο από πλάκα Π1Π8, μόνιμο $g= 15.2\text{kN/m}$, κινητό $q= 5.2\text{kN/m}$, (0.30m- 6.30m)
Φορτίο από πλάκα Π2Π5, μόνιμο $g= 8.8\text{kN/m}$, κινητό $q= 3.2\text{kN/m}$, (6.30m- 9.50m)
Φορτίο από πλάκα Π3Π7, μόνιμο $g= 15.9\text{kN/m}$, κινητό $q= 5.3\text{kN/m}$, (9.50m-15.10m)
Φορτίο από πλάκα Π6, μόνιμο $g= 6.2\text{kN/m}$, κινητό $q= 2.2\text{kN/m}$, (15.10m-22.50m)

Συνολικό φορτίο από δάπεδο μόνιμο $G_f= 254.5\text{ kN}$, κινητό $Q_f= 87.7\text{ kN}$
Φορτίο από τοίχο άνω T30 μόνιμο $G_a= 1489.2\text{ kN}$, κινητό $Q_a= 36.3\text{ kN}$
Φορτίο σε τοίχο κάτω T7 μόνιμο $G_b= 2926.1\text{ kN}$, κινητό $Q_b= 124.0\text{ kN}$

1ος οροφος T20



Διαστάσεις μήκος=10.00m, ύψος=3.25m, πάχος=0.50m
Θέση $x=6.66\text{m}$, $y=1.55\text{m}$, $\theta=90.00^\circ$, επιφάνεια τοίχου=27.66m²
ΛΙΘΟΔΟΜΗ 50
Ιδίο βάρος τοίχου $G_w= 27.66 \times 13.0= 359.6\text{ kN}$
Γραμμικό φορτίο επί τοίχου, μόνιμο=0.0kN/m κινητό=0.0kN/m

Φορτίο από πλάκα Π4Π5, μόνιμο $g= 8.1\text{kN/m}$, κινητό $q= 2.9\text{kN/m}$, (0.20m- 1.40m)
Φορτίο από πλάκα Π5Π8, μόνιμο $g= 9.6\text{kN/m}$, κινητό $q= 3.5\text{kN/m}$, (1.40m- 4.00m)
Φορτίο από πλάκα Π1Π2, μόνιμο $g= 16.5\text{kN/m}$, κινητό $q= 5.7\text{kN/m}$, (4.00m-10.10m)

Συνολικό φορτίο από δάπεδο μόνιμο $G_f= 135.6\text{ kN}$, κινητό $Q_f= 47.3\text{ kN}$
Φορτίο από τοίχο άνω T31 μόνιμο $G_a= 483.0\text{ kN}$, κινητό $Q_a= 19.4\text{ kN}$
Φορτίο σε τοίχο κάτω T9 μόνιμο $G_b= 978.2\text{ kN}$, κινητό $Q_b= 66.7\text{ kN}$

1ος οροφος T21



Διαστάσεις μήκος=11.00m, ύψος=3.25m, πάχος=0.50m
Θέση $x=9.82\text{m}$, $y=0.63\text{m}$, $\theta=90.00^\circ$, επιφάνεια τοίχου=30.91m²
ΛΙΘΟΔΟΜΗ 50
Ιδίο βάρος τοίχου $G_w= 30.91 \times 13.0= 401.8\text{ kN}$
Γραμμικό φορτίο επί τοίχου, μόνιμο=0.0kN/m κινητό=0.0kN/m

Φορτίο από πλάκα Π5Π7, μόνιμο $g= 12.5\text{kN/m}$, κινητό $q= 4.3\text{kN/m}$, (0.00m- 4.90m)
Φορτίο από πλάκα Π2Π3, μόνιμο $g= 18.0\text{kN/m}$, κινητό $q= 6.5\text{kN/m}$, (4.90m-11.00m)

Συνολικό φορτίο από δάπεδο μόνιμο $G_f= 170.9\text{ kN}$, κινητό $Q_f= 60.7\text{ kN}$
Φορτίο από τοίχο άνω T32 μόνιμο $G_a= 556.7\text{ kN}$, κινητό $Q_a= 25.0\text{ kN}$
Φορτίο σε τοίχο κάτω T10 μόνιμο $G_b= 1129.4\text{ kN}$, κινητό $Q_b= 85.7\text{ kN}$

Φορτία Τοίχων

1ος οροφος T22

Διαστάσεις μήκος=6.50m, ύψος=3.25m, πάχος=0.50m

θέση $x=0.44m$, $y=2.95m$, $\theta=0.00^\circ$, επιφάνεια τοίχου=21.13m²

ΛΙΘΟΔΟΜΗ 50

Ιδίο βάρος τοίχου $G_w= 21.13 \times 13.0= 274.6 \text{ kN}$

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

Φορτίο από πλάκα Π4Π8, μόνιμο $g= 9.5\text{kN/m}$, κινητό $q= 3.4\text{kN/m}$, (0.20m- 6.20m)

Συνολικό φορτίο από δάπεδο μόνιμο $G_f= 57.0 \text{ kN}$, κινητό $Q_f= 20.5 \text{ kN}$

Φορτίο από τοίχο άνω T33 μόνιμο $G_a= 331.8 \text{ kN}$, κινητό $Q_a= 8.5 \text{ kN}$

Φορτίο σε τοίχο κάτω T11 μόνιμο $G_b= 663.4 \text{ kN}$, κινητό $Q_b= 29.0 \text{ kN}$

1ος οροφος

Συνολικά φορτία ορόφου

Ολικά κατακόρυφα φορτία ορόφου από τοίχους, μόνιμα $G_1= 7327 \text{ kN}$, κινητά $Q_1= 399 \text{ kN}$

Ολικά κατακόρυφα φορτία ορόφου από υποστυλώματα, μόνιμα $G_2= 0 \text{ kN}$, κινητά $Q_2= 0 \text{ kN}$

Ολικά κατακόρυφα φορτία ορόφου (δάπεδα+τοίχοι), μόνιμα $G_o= 7327 \text{ kN}$, κινητά $Q_o= 399 \text{ kN}$

Συνδυασμός δράσεων για κατακόρυφη φόρτιση, ολικά φορτία ορόφου $(1.35 \times G_o + 1.50 \times Q_o) = 10490 \text{ kN}$

Συνδυασμός δράσεων για σεισμική φόρτιση, ολικά φορτία ορόφου $(1.00 \times G_o + 0.30 \times Q_o) = 7447 \text{ kN}$

Ολική μάζα ορόφου $M_o = (1.00 \times G_o + 0.30 \times Q_o) / 9.81 = 7447 / 9.81 = 759 \text{ kNsec}^2/\text{m}$

1ος οροφος

Κέντρο Μάζας ορόφου

Τοίχος	Μάζα kNsec ² /m	xm	ym	x.M	y.M
T12	72.7	0.65	6.50	47.28	472.80
T13	143.8	11.18	11.68	1606.52	1678.40
T14	40.6	3.45	1.38	139.92	55.77
T15	8.9	6.63	0.99	59.06	8.82
T16	63.4	11.05	0.68	700.42	42.84
T17	80.0	15.47	6.13	1237.33	490.13
T18	46.1	22.08	8.50	1018.45	392.27
T19	149.2	11.58	5.58	1726.86	831.54
T20	51.9	6.66	6.55	346.01	340.12
T21	60.2	9.82	6.13	591.81	369.09
T22	34.4	3.69	2.95	126.94	101.57

Σύνολα

751.2

7600.61

4783.36

Κέντρο μάζας ορόφου $x_m=7600.61/751.21=10.12m$, $y_m=4783.36/751.21=6.37m$

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

Ισόγειο

T1

Διαστάσεις μήκος=11.00m, ύψος=3.25m, πάχος=0.70m

θέση $x=0.65m$, $y=1.00m$, $\theta=90.00^\circ$, επιφάνεια τοίχου=29.81m²

Λιθοδομή 0.70

Ιδίο βάρος τοίχου $G_w= 29.81 \times 18.2= 542.5 \text{ kN}$

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

Φορτίο από πλάκα Π1, μόνιμο $g= 7.1\text{kN/m}$, κινητό $q= 2.8\text{kN/m}$, (4.60m-10.70m)

Φορτίο από πλάκα Π4, μόνιμο $g= 2.2\text{kN/m}$, κινητό $q= 0.8\text{kN/m}$, (0.40m- 2.00m)

Φορτίο από πλάκα Π8, μόνιμο $g= 3.6\text{kN/m}$, κινητό $q= 1.3\text{kN/m}$, (2.00m- 4.60m)

Συνολικό φορτίο από δάπεδο μόνιμο $G_f= 56.3 \text{ kN}$, κινητό $Q_f= 21.9 \text{ kN}$

Φορτίο από τοίχο άνω T12 μόνιμο $G_a= 1351.6 \text{ kN}$, κινητό $Q_a= 30.9 \text{ kN}$

Φορτίο σε τοίχο κάτω μόνιμο $G_b= 1950.4 \text{ kN}$, κινητό $Q_b= 52.8 \text{ kN}$

Ισόγειο

T2

Διαστάσεις μήκος=21.70m, ύψος=3.25m, πάχος=0.70m

θέση $x=0.32m$, $y=11.68m$, $\theta=0.00^\circ$, επιφάνεια τοίχου=70.53m²

Λιθοδομή 0.70

Ιδίο βάρος τοίχου $G_w= 70.53 \times 18.2= 1283.6 \text{ kN}$

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

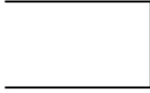
Φορτία Τοίχων

Φορτίο από πλάκα	Π1, μόνιμο $g=$ 6.9kN/m, κινητό $q=$ 2.7kN/m, (0.30m- 6.30m)
Φορτίο από πλάκα	Π2, μόνιμο $g=$ 4.4kN/m, κινητό $q=$ 1.6kN/m, (6.30m- 9.50m)
Φορτίο από πλάκα	Π3, μόνιμο $g=$ 3.6kN/m, κινητό $q=$ 1.5kN/m, (9.50m-15.10m)
Φορτίο από πλάκα	Π6, μόνιμο $g=$ 6.2kN/m, κινητό $q=$ 2.2kN/m, (15.10m-21.20m)

Συνολικό φορτίο από δάπεδο	μόνιμο $G_f=$ 113.7 kN, κινητό $Q_f=$ 43.3 kN
Φορτίο από τοίχο άνω	T13 μόνιμο $G_a=$ 2817.7 kN, κινητό $Q_a=$ 61.4 kN
Φορτίο σε τοίχο κάτω	μόνιμο $G_b=$ 4215.0 kN, κινητό $Q_b=$ 104.7 kN

Ισόγειο

T3



Διαστάσεις μήκος=6.30m, ύψος=3.25m, πάχος=0.70m
θέση $x=0.30m$, $y=1.38m$, $\theta=0.00^\circ$, επιφάνεια τοίχου=20.48m²
Λιθοδομή 0.70
Ιδιο βάρος τοίχου $G_w=$ 20.48x 18.2= 372.6 kN
Γραμμικό φορτίο επί τοίχου, μόνιμο=0.0kN/m κινητό=0.0kN/m

Φορτίο από πλάκα	Π4, μόνιμο $g=$ 3.8kN/m, κινητό $q=$ 1.4kN/m, (0.40m- 6.40m)
Συνολικό φορτίο από δάπεδο	μόνιμο $G_f=$ 22.8 kN, κινητό $Q_f=$ 8.2 kN
Φορτίο από τοίχο άνω	T14 μόνιμο $G_a=$ 799.0 kN, κινητό $Q_a=$ 11.6 kN
Φορτίο σε τοίχο κάτω	μόνιμο $G_b=$ 1194.4 kN, κινητό $Q_b=$ 19.8 kN

Ισόγειο

T4



Διαστάσεις μήκος=1.40m, ύψος=3.25m, πάχος=0.70m
θέση $x=6.63m$, $y=0.29m$, $\theta=90.00^\circ$, επιφάνεια τοίχου=4.55m²
Λιθοδομή 0.70
Ιδιο βάρος τοίχου $G_w=$ 4.55x 18.2= 82.8 kN
Γραμμικό φορτίο επί τοίχου, μόνιμο=0.0kN/m κινητό=0.0kN/m

Φορτίο από πλάκα	Π5, μόνιμο $g=$ 6.0kN/m, κινητό $q=$ 2.1kN/m, (0.40m- 1.10m)
Συνολικό φορτίο από δάπεδο	μόνιμο $G_f=$ 4.2 kN, κινητό $Q_f=$ 1.5 kN
Φορτίο από τοίχο άνω	T15 μόνιμο $G_a=$ 176.0 kN, κινητό $Q_a=$ 2.1 kN
Φορτίο σε τοίχο κάτω	μόνιμο $G_b=$ 263.0 kN, κινητό $Q_b=$ 3.6 kN

Ισόγειο

T5



Διαστάσεις μήκος=9.50m, ύψος=3.25m, πάχος=0.70m
θέση $x=6.30m$, $y=0.68m$, $\theta=0.00^\circ$, επιφάνεια τοίχου=30.88m²
Λιθοδομή 0.70
Ιδιο βάρος τοίχου $G_w=$ 30.88x 18.2= 561.9 kN
Γραμμικό φορτίο επί τοίχου, μόνιμο=0.0kN/m κινητό=0.0kN/m

Φορτίο από πλάκα	Π5, μόνιμο $g=$ 4.4kN/m, κινητό $q=$ 1.6kN/m, (0.30m- 3.50m)
Φορτίο από πλάκα	Π7, μόνιμο $g=$ 7.0kN/m, κινητό $q=$ 2.8kN/m, (3.50m- 9.20m)
Συνολικό φορτίο από δάπεδο	μόνιμο $G_f=$ 53.8 kN, κινητό $Q_f=$ 21.2 kN
Φορτίο από τοίχο άνω	T16 μόνιμο $G_a=$ 1240.8 kN, κινητό $Q_a=$ 29.9 kN
Φορτίο σε τοίχο κάτω	μόνιμο $G_b=$ 1856.5 kN, κινητό $Q_b=$ 51.1 kN

Ισόγειο


T6

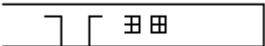



Διαστάσεις μήκος=11.50m, ύψος=3.25m, πάχος=0.70m
θέση $x=15.47m$, $y=0.38m$, $\theta=90.00^\circ$, επιφάνεια τοίχου=34.08m²
Λιθοδομή 0.70
Ιδιο βάρος τοίχου $G_w=$ 34.08x 18.2= 620.2 kN
Γραμμικό φορτίο επί τοίχου, μόνιμο=0.0kN/m κινητό=0.0kN/m

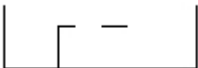
Φορτίο από πλάκα	Π3Π6, μόνιμο $g=$ 25.3kN/m, κινητό $q=$ 8.8kN/m, (5.20m-11.30m)
Φορτίο από πλάκα	Π7, μόνιμο $g=$ 4.7kN/m, κινητό $q=$ 1.9kN/m, (0.30m- 5.20m)
Συνολικό φορτίο από δάπεδο	μόνιμο $G_f=$ 177.8 kN, κινητό $Q_f=$ 62.6 kN
Φορτίο από τοίχο άνω	T17 μόνιμο $G_a=$ 1518.5 kN, κινητό $Q_a=$ 88.3 kN
Φορτίο σε τοίχο κάτω	μόνιμο $G_b=$ 2316.5 kN, κινητό $Q_b=$ 150.9 kN

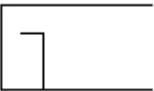
Φορτία Τοίχων

Ισόγειο	T8	Διαστάσεις μήκος=6.50m, ύψος=3.25m, πάχος=0.70m Θέση $x=22.63m$, $y=5.30m$, $\theta=99.69^\circ$, επιφάνεια τοίχου=21.13m ² Λιθοδομή 0.70 Ιδίο βάρος τοίχου $G_w= 21.13 \times 18.2= 384.5$ kN Γραμμικό φορτίο επί τοίχου, μόνιμο=0.0kN/m κινητό=0.0kN/m
		
Φορτίο από πλάκα	Π6, μόνιμο $g= 9.8kN/m$, κινητό $q= 3.9kN/m$, (0.30m- 6.50m)	
Συνολικό φορτίο από δάπεδο	μόνιμο $G_f= 60.8$ kN, κινητό $Q_f= 24.1$ kN	
Φορτίο από τοίχο άνω	T18 μόνιμο $G_a= 893.6$ kN, κινητό $Q_a= 34.0$ kN	
Φορτίο σε τοίχο κάτω	μόνιμο $G_b= 1338.9$ kN, κινητό $Q_b= 58.1$ kN	

Ισόγειο	T7	Διαστάσεις μήκος=22.50m, ύψος=3.25m, πάχος=0.70m Θέση $x=0.33m$, $y=5.58m$, $\theta=0.00^\circ$, επιφάνεια τοίχου=64.30m ² Λιθοδομή 0.70 Ιδίο βάρος τοίχου $G_w= 64.30 \times 18.2= 1170.4$ kN Γραμμικό φορτίο επί τοίχου, μόνιμο=0.0kN/m κινητό=0.0kN/m
		
Φορτίο από πλάκα	Π1Π8, μόνιμο $g= 15.2kN/m$, κινητό $q= 5.2kN/m$, (0.30m- 6.30m)	
Φορτίο από πλάκα	Π2Π5, μόνιμο $g= 8.8kN/m$, κινητό $q= 3.2kN/m$, (6.30m- 9.50m)	
Φορτίο από πλάκα	Π3Π7, μόνιμο $g= 15.9kN/m$, κινητό $q= 5.3kN/m$, (9.50m-15.10m)	
Φορτίο από πλάκα	Π6, μόνιμο $g= 6.2kN/m$, κινητό $q= 2.2kN/m$, (15.10m-22.50m)	
Συνολικό φορτίο από δάπεδο	μόνιμο $G_f= 254.5$ kN, κινητό $Q_f= 87.7$ kN	
Φορτίο από τοίχο άνω	T19 μόνιμο $G_a= 2926.1$ kN, κινητό $Q_a= 124.0$ kN	
Φορτίο σε τοίχο κάτω	μόνιμο $G_b= 4351.0$ kN, κινητό $Q_b= 211.7$ kN	

Ισόγειο	T9	Διαστάσεις μήκος=10.00m, ύψος=3.25m, πάχος=0.50m Θέση $x=6.66m$, $y=1.55m$, $\theta=90.00^\circ$, επιφάνεια τοίχου=27.00m ² ΛΙΘΟΔΟΜΗ 50 Ιδίο βάρος τοίχου $G_w= 27.00 \times 13.0= 351.0$ kN Γραμμικό φορτίο επί τοίχου, μόνιμο=0.0kN/m κινητό=0.0kN/m
		
Φορτίο από πλάκα	Π4Π5, μόνιμο $g= 8.1kN/m$, κινητό $q= 2.9kN/m$, (0.20m- 1.40m)	
Φορτίο από πλάκα	Π5Π8, μόνιμο $g= 9.6kN/m$, κινητό $q= 3.5kN/m$, (1.40m- 4.00m)	
Φορτίο από πλάκα	Π1Π2, μόνιμο $g= 16.5kN/m$, κινητό $q= 5.7kN/m$, (4.00m-10.10m)	
Συνολικό φορτίο από δάπεδο	μόνιμο $G_f= 135.6$ kN, κινητό $Q_f= 47.3$ kN	
Φορτίο από τοίχο άνω	T20 μόνιμο $G_a= 978.2$ kN, κινητό $Q_a= 66.7$ kN	
Φορτίο σε τοίχο κάτω	μόνιμο $G_b= 1464.8$ kN, κινητό $Q_b= 114.0$ kN	

Ισόγειο	T10	Διαστάσεις μήκος=11.00m, ύψος=3.25m, πάχος=0.50m Θέση $x=9.82m$, $y=0.63m$, $\theta=90.00^\circ$, επιφάνεια τοίχου=30.25m ² ΛΙΘΟΔΟΜΗ 50 Ιδίο βάρος τοίχου $G_w= 30.25 \times 13.0= 393.2$ kN Γραμμικό φορτίο επί τοίχου, μόνιμο=0.0kN/m κινητό=0.0kN/m
		
Φορτίο από πλάκα	Π5Π7, μόνιμο $g= 12.5kN/m$, κινητό $q= 4.3kN/m$, (0.00m- 4.90m)	
Φορτίο από πλάκα	Π2Π3, μόνιμο $g= 18.0kN/m$, κινητό $q= 6.5kN/m$, (4.90m-11.00m)	
Συνολικό φορτίο από δάπεδο	μόνιμο $G_f= 170.9$ kN, κινητό $Q_f= 60.7$ kN	
Φορτίο από τοίχο άνω	T21 μόνιμο $G_a= 1129.4$ kN, κινητό $Q_a= 85.7$ kN	
Φορτίο σε τοίχο κάτω	μόνιμο $G_b= 1693.5$ kN, κινητό $Q_b= 146.4$ kN	

Ισόγειο	T11	Διαστάσεις μήκος=6.50m, ύψος=3.25m, πάχος=0.50m Θέση $x=0.44m$, $y=2.95m$, $\theta=0.00^\circ$, επιφάνεια τοίχου=18.92m ² ΛΙΘΟΔΟΜΗ 50 Ιδίο βάρος τοίχου $G_w= 18.92 \times 13.0= 246.0$ kN Γραμμικό φορτίο επί τοίχου, μόνιμο=0.0kN/m κινητό=0.0kN/m
		
Φορτίο από πλάκα	Π4Π8, μόνιμο $g= 9.5kN/m$, κινητό $q= 3.4kN/m$, (0.20m- 6.20m)	

Φορτία Τοίχων

Συνολικό φορτίο από δάπεδο μόνιμο $G_f = 57.0$ kN, κινητό $Q_f = 20.5$ kN
 Φορτίο από τοίχο άνω T22 μόνιμο $G_a = 663.4$ kN, κινητό $Q_a = 29.0$ kN
 Φορτίο σε τοίχο κάτω μόνιμο $G_b = 966.4$ kN, κινητό $Q_b = 49.5$ kN

Ισόγειο	<u>Συνολικά φορτία ορόφου</u>				
Ολικά κατακόρυφα φορτία ορόφου από τοίχους,	μόνιμα $G_1 =$	7183 kN,	κινητά $Q_1 =$	399 kN	
Ολικά κατακόρυφα φορτία ορόφου από υποστυλώματα,	μόνιμα $G_2 =$	0 kN,	κινητά $Q_2 =$	0 kN	
Ολικά κατακόρυφα φορτία ορόφου (δάπεδα+τοίχοι),	μόνιμα $G_o =$	7183 kN,	κινητά $Q_o =$	399 kN	
Συνδυασμός δράσεων για κατακόρυφη φόρτιση, ολικά φορτία ορόφου ($1.35 \times G_o + 1.50 \times Q_o$)=				10296 kN	
Συνδυασμός δράσεων για σεισμική φόρτιση, ολικά φορτία ορόφου ($1.00 \times G_o + 0.30 \times Q_o$)=				7303 kN	
Ολική μάζα ορόφου $M_o = (1.00 \times G_o + 0.30 \times Q_o) / 9.81 = 7303 / 9.81 =$				744 kNsec ² /m	
Ισόγειο	<u>Κέντρο Μάζας ορόφου</u>				
Τοίχος	Μάζα kNsec ² /m	x _m	y _m	x.M	y.M
T1	61.7	0.65	6.50	40.11	401.11
T2	143.8	11.18	11.68	1606.52	1678.40
T3	40.6	3.45	1.38	139.92	55.77
T4	8.9	6.63	0.99	59.06	8.82
T5	63.4	11.05	0.68	700.42	42.84
T6	83.3	15.47	6.13	1288.44	510.38
T8	46.1	22.08	8.50	1018.45	392.27
T7	147.9	11.58	5.58	1712.69	824.72
T9	51.0	6.66	6.55	340.17	334.38
T10	59.4	9.82	6.13	583.20	363.72
T11	31.5	3.69	2.95	116.19	92.97
Σύνολα	737.6			7605.18	4705.38
Κέντρο μάζας ορόφου		x_m = 7605.18 / 737.59 = 10.31m,		y_m = 4705.38 / 737.59 = 6.38m	
Για τον υπολογισμό του κέντρου μάζας ορόφου, θεωρούμε μάζες ισοδύναμες των αντιστοίχων φορτίων στα κέντρα των τοίχων και υποστυλωμάτων.					

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>	Αοπλη τοιχοποιία $q=1.50$	(Ευρωκ.8, §9.3, T.9.1)
<u>Συντελεστής Θεμελίωσης</u>	$S = 1.20$	(Ευρωκ.8 §3.2.2.2)

Θεμελιώδης ιδιοπερίοδος κτιρίου $T=0.050(H)^{0.75}=0.28\text{sec}$ (Ευρωκ.8 eq.4.6)

Μέγιστη οριζόντια επιτάχυνση σεισμού $R_d(T)=a.g.\gamma_I.n.S.2.5/q$ (EC8 eq.3.15)

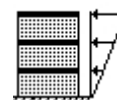
$R_d(T)=0.240 \times 1.00 \times 1.00 \times 1.20 \times 2.5 \times g / 1.50 = 0.480g$

Συνολική μάζα κατασκευής $M=(423+759+744) = 1926 \text{ kNsec}^2/\text{m}$

Τέμνουσα βάση **$V_o=1926 \times 0.480 \times 9.81 = 9069 \text{ kN}$**

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]
2ος οροφος	423.00 (744.00)	9.85	4167	9069x 4167/ 11518= 3280.6	2.65
1ος οροφος	759.00 (751.00)	6.50	4934	9069x 4934/ 11518= 3884.5	2.96
Ισόγειο	744.00 (738.00)	3.25	2418	9069x 2418/ 11518= 1903.9	3.37
σύνολα	1926.00		11518	9069.0	

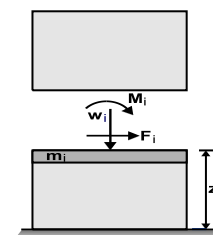


(σε κάθε όροφο ακολουθεί υπολογισμός κέντρου διάτμησης και έλεγχος κανονικότητας κτιρίου)

Διάφραγμα στη στάθμη 0.8H, διάφραγμα 1ος οροφος

Ελαστικός άξονας κτιρίου στο $x=9.88\text{m}$, $y=6.63\text{m}$

Ακολουθώς 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

$\text{Sum}(F_i.z_i)=63750.8\text{kNm} \leq 1.00 \times W_t \times x = 1.00 \times 21905.7 \times 11.34 = 248301.5\text{kNm}$

$\text{Sum}(F_i.z_i)=63750.8\text{kNm} \leq 1.00 \times W_t \times a_y = 1.00 \times 21905.7 \times 5.87 = 128539.8\text{kNm}$

2ος οροφος T23

Διαστάσεις μήκος=11.00m, ύψος=3.35m, πάχος=0.70m

Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδό του

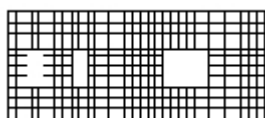
Ο τοίχος χωρίζεται σε 330 ορθογώνια επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία.

Οι κόμβοι είναι σε κάρναβο 11x34 κόμβων, συνολικά 374 κόμβοι.

Ακαμψία τοίχου από ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία $K= 6.567 \text{ GN/m}$

Προσεγγιστική ακαμψία (χωρίς ανοίγματα) $= 8.455 \text{ GN/m}$

Ακαμψία κατά x-x $K_x= 0.000 \text{ GN/m}$, κατά y-y $K_y= 6.567 \text{ GN/m}$



Σεισμικά Φορτία Τοίχων

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

Εκκεντρότητες τοίχου από ελαστικό άξονα κτιρίου $e_x=9.23$ m, $e_y=0.13$ m

Οριζόντια Δύναμη F_x

Σεισμός $x-x= 3280.60 \times 0.000 / 51.882 + 5310 \times 0.13 \times 0.000 / 2471.050 = 0.00$ kN

Σεισμός $y-y= 0.00 \times 0.000 / 51.882 + 3243 \times 0.13 \times 0.000 / 2471.050 = 0.00$ kN

Οριζόντια Δύναμη F_y

Σεισμός $x-x= 0.00 \times 5.315 / 19.483 + 5310 \times 9.23 \times 6.567 / 2471.050 = 130.23$ kN

Σεισμός $y-y= 3280.60 \times 5.315 / 19.483 + 3243 \times 9.23 \times 6.567 / 2471.050 = 974.53$ 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

$(expF_y)^2 = 130.23^2 + 974.53^2$, $expF_y = 983.19$ kN

Μέγιστες σεισμικές δυνάμεις (Ευρωκ.8, §10.9.2)

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

$maxF_y = 974.53 + 0.30 \times 130.23 = 1013.60$ kN

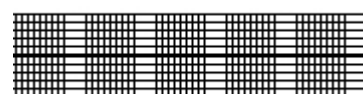
Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου $F=1013.60$ kN

2ος οροφος

T24

Διαστάσεις μήκος=21.70m, ύψος=3.35m, πάχος=0.70m

Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδό του



Ο τοίχος χωρίζεται σε 650 ορθογώνια επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία.

Οι κόμβοι είναι σε κάρναβο 11x66 κόμβων, συνολικά 726 κόμβοι.

Ακαμψία τοίχου από ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία $K=19.556$ GN/m

Προσεγγιστική ακαμψία (χωρίς ανοίγματα) = 17.060 GN/m

Ακαμψία κατά $x-x$ $K_x=19.556$ 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 $e_x=1.30$ m, $e_y=5.04$ m

Οριζόντια Δύναμη F_x

Σεισμός $x-x= 3280.60 \times 19.556 / 51.882 + 5310 \times 5.04 \times 19.556 / 2471.050 = 1448.44$ kN

Σεισμός $y-y= 0.00 \times 19.556 / 51.882 + 3243 \times 5.04 \times 19.556 / 2471.050 = 129.39$ kN

Οριζόντια Δύναμη F_y

Σεισμός $x-x= 0.00 \times 0.000 / 19.483 + 5310 \times 1.30 \times 0.000 / 2471.050 = 0.00$ kN

Σεισμός $y-y= 3280.60 \times 0.000 / 19.483 + 3243 \times 1.30 \times 0.000 / 2471.050 = 0.00$ kN

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

$(expF_x)^2 = 1448.44^2 + 129.39^2$, $expF_x = 1454.21$ kN

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

Μέγιστες σεισμικές δυνάμεις (Ευρωκ.8, §10.9.2)

$maxF_x = 1448.44 + 0.30 \times 129.39 = 1487.26$ kN

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

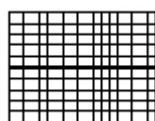
Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου $F=1487.26$ kN

2ος οροφος

T25

Διαστάσεις μήκος=6.30m, ύψος=3.35m, πάχος=0.70m

Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδό του



Ο τοίχος χωρίζεται σε 190 ορθογώνια επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία.

Οι κόμβοι είναι σε κάρναβο 11x20 κόμβων, συνολικά 220 κόμβοι.

Ακαμψία τοίχου από ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία $K= 4.911$ GN/m

Προσεγγιστική ακαμψία (χωρίς ανοίγματα) = 4.562 GN/m

Ακαμψία κατά $x-x$ $K_x= 4.911$ 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 $e_x=6.43$ m, $e_y=5.26$ m

Οριζόντια Δύναμη Fx

Σεισμόςx-x= $3280.60 \times 4.911 / 51.882 + 5310 \times 5.26 \times 4.911 / 2471.050 = 366.03$ kN

Σεισμόςy-y= $0.00 \times 4.911 / 51.882 + 3243 \times 5.26 \times 4.911 / 2471.050 = 33.89$ kN

Οριζόντια Δύναμη Fy

Σεισμόςx-x= $0.00 \times 0.000 / 19.483 + 5310 \times 6.43 \times 0.000 / 2471.050 = 0.00$ kN

Σεισμόςy-y= $3280.60 \times 0.000 / 19.483 + 3243 \times 6.43 \times 0.000 / 2471.050 = 0.00$ kN

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

$(expF_x)^2 = 366.03^2 + 33.89^2$, $expF_x = 367.60$ kN

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

Μέγιστες σεισμικές δυνάμεις (Ευρωκ.8, §10.9.2)

$maxF_x = 366.03 + 0.30 \times 33.89 = 376.20$ kN

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

Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου F=376.20 kN

2ος οροφος

T26

Διαστάσεις μήκος=1.40m, ύψος=3.35m, πάχος=0.70m

Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδό του

Ο τοίχος χωρίζεται σε 50 ορθογώνια επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία.

Οι κόμβοι είναι σε κάρναβο 11x6 κόμβων, συνολικά 66 κόμβοι.

Ακαμψία τοίχου από ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία $K = 0.403$ GN/m

Προσεγγιστική ακαμψία (χωρίς ανοίγματα) = 0.381 GN/m

Ακαμψία κατά x-x $K_x = 0.000$ GN/m, κατά y-y $K_y = 0.403$ GN/m



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

Εκκεντρότητες τοίχου από ελαστικό άξονα κτιρίου $e_x=3.25$ m, $e_y=5.64$ m

Οριζόντια Δύναμη Fx

Σεισμόςx-x= $3280.60 \times 0.000 / 51.882 + 5310 \times 5.64 \times 0.000 / 2471.050 = 0.00$ kN

Σεισμόςy-y= $0.00 \times 0.000 / 51.882 + 3243 \times 5.64 \times 0.000 / 2471.050 = 0.00$ kN

Οριζόντια Δύναμη Fy

Σεισμόςx-x= $0.00 \times 0.403 / 19.483 + 5310 \times 3.25 \times 0.403 / 2471.050 = 2.82$ kN

Σεισμόςy-y= $3280.60 \times 0.403 / 19.483 + 3243 \times 3.25 \times 0.403 / 2471.050 = 69.58$ 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

$(expF_y)^2 = 2.82^2 + 69.58^2$, $expF_y = 69.64$ kN

Μέγιστες σεισμικές δυνάμεις (Ευρωκ.8, §10.9.2)

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

$maxF_y = 69.58 + 0.30 \times 2.82 = 70.42$ kN

Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου F=70.42 kN

2ος οροφος

T27

Διαστάσεις μήκος=9.50m, ύψος=3.35m, πάχος=0.70m

Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδό του

Ο τοίχος χωρίζεται σε 280 ορθογώνια επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία.

Οι κόμβοι είναι σε κάρναβο 11x29 κόμβων, συνολικά 319 κόμβοι.

Ακαμψία τοίχου από ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία $K = 7.955$ GN/m

Προσεγγιστική ακαμψία (χωρίς ανοίγματα) = 7.228 GN/m

Ακαμψία κατά x-x $K_x = 7.955$ 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 $e_x=1.17$ m, $e_y=5.96$ m

Οριζόντια Δύναμη F_x

$$\text{Σεισμός } x-x = 3280.60 \times 7.955 / 51.882 + 5310 \times 5.96 \times 7.955 / 2471.050 = 604.86 \text{ kN}$$

$$\text{Σεισμός } y-y = 0.00 \times 7.955 / 51.882 + 3243 \times 5.96 \times 7.955 / 2471.050 = 62.20 \text{ kN}$$

Οριζόντια Δύναμη F_y

$$\text{Σεισμός } x-x = 0.00 \times 0.000 / 19.483 + 5310 \times 1.17 \times 0.000 / 2471.050 = 0.00 \text{ kN}$$

$$\text{Σεισμός } y-y = 3280.60 \times 0.000 / 19.483 + 3243 \times 1.17 \times 0.000 / 2471.050 = 0.00 \text{ kN}$$

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

$$(\text{exp}F_x)^2 = 604.86^2 + 62.20^2, \text{exp}F_x = 608.05 \text{ kN}$$

$$(\text{exp}F_y)^2 = 0.00^2 + 0.00^2, \text{exp}F_y = 0.00 \text{ kN}$$

Μέγιστες σεισμικές δυνάμεις (Ευρωκ.8, §10.9.2)

$$\text{max}F_x = 604.86 + 0.30 \times 62.20 = 623.52 \text{ kN}$$

$$\text{max}F_y = 0.00 + 0.30 \times 0.00 = 0.00 \text{ kN}$$

Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου F=623.52 kN

2ος οροφος

T28

Διαστάσεις μήκος=11.50m, ύψος=3.35m, πάχος=0.70m

Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδό του



Ο τοίχος χωρίζεται σε 340 ορθογώνια επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία.

Οι κόμβοι είναι σε κάρναβο 11x35 κόμβων, συνολικά 385 κόμβοι.

Ακαμψία τοίχου από ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία $K = 6.368$ GN/m

Προσεγγιστική ακαμψία (χωρίς ανοίγματα) = 8.862 GN/m

Ακαμψία κατά x-x $K_x = 0.000$ GN/m, κατά y-y $K_y = 6.368$ GN/m

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

Εκκεντρότητες τοίχου από ελαστικό άξονα κτιρίου $e_x=5.60$ m, $e_y=0.50$ m

Οριζόντια Δύναμη F_x

$$\text{Σεισμός } x-x = 3280.60 \times 0.000 / 51.882 + 5310 \times 0.50 \times 0.000 / 2471.050 = 0.00 \text{ kN}$$

$$\text{Σεισμός } y-y = 0.00 \times 0.000 / 51.882 + 3243 \times 0.50 \times 0.000 / 2471.050 = 0.00 \text{ kN}$$

Οριζόντια Δύναμη F_y

$$\text{Σεισμός } x-x = 0.00 \times 5.273 / 19.483 + 5310 \times 5.60 \times 6.368 / 2471.050 = 76.59 \text{ kN}$$

$$\text{Σεισμός } y-y = 3280.60 \times 5.273 / 19.483 + 3243 \times 5.60 \times 6.368 / 2471.050 = 934.73 \text{ kN}$$

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

$$(\text{exp}F_x)^2 = 0.00^2 + 0.00^2, \text{exp}F_x = 0.00 \text{ kN}$$

$$(\text{exp}F_y)^2 = 76.59^2 + 934.73^2, \text{exp}F_y = 937.87 \text{ kN}$$

Μέγιστες σεισμικές δυνάμεις (Ευρωκ.8, §10.9.2)

$$\text{max}F_x = 0.00 + 0.30 \times 0.00 = 0.00 \text{ kN}$$

$$\text{max}F_y = 934.73 + 0.30 \times 76.59 = 957.71 \text{ kN}$$

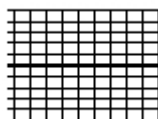
Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου F=957.71 kN

2ος οροφος

T29

Διαστάσεις μήκος=6.50m, ύψος=3.35m, πάχος=0.70m

Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδό του



Ο τοίχος χωρίζεται σε 190 ορθογώνια επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία.

Οι κόμβοι είναι σε κάρναβο 11x20 κόμβων, συνολικά 220 κόμβοι.

Ακαμψία τοίχου από ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία $K = 5.102$ GN/m

Προσεγγιστική ακαμψία (χωρίς ανοίγματα) = 4.732 GN/m

Ακαμψία κατά x-x $K_x = 0.145$ GN/m, κατά y-y $K_y = 4.958$ GN/m

Σεισμικά Φορτία Τοίχων

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

Εκκεντρότητες τοίχου από ελαστικό άξονα κτιρίου $e_x=12.20$ m, $e_y=1.87$ m

Οριζόντια Δύναμη F_x

Σεισμός $x-x= 3280.60 \times 0.145 / 51.882 + 5310 \times 1.87 \times 0.145 / 2471.050 = 9.75$ kN

Σεισμός $y-y= 0.00 \times 0.145 / 51.882 + 3243 \times 1.87 \times 0.145 / 2471.050 = 0.36$ kN

Οριζόντια Δύναμη F_y

Σεισμός $x-x= 0.00 \times 4.958 / 21.093 + 5310 \times 12.20 \times 4.958 / 2471.050 = 129.99$ kN

Σεισμός $y-y= 3280.60 \times 4.958 / 21.093 + 3243 \times 12.20 \times 4.958 / 2471.050 = 850.52$ kN

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

$(expF_x)^2 = 9.75^2 + 0.36^2$, $expF_x = 9.76$ kN

$(expF_y)^2 = 129.99^2 + 850.52^2$, $expF_y = 860.40$ kN

Μέγιστες σεισμικές δυνάμεις (Ευρωκ.8, §10.9.2)

$maxF_x = 9.75 + 0.30 \times 0.36 = 9.86$ kN

$maxF_y = 850.52 + 0.30 \times 129.99 = 889.52$ kN

Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου $F=902.39$ kN

2ος οροφος

T30

Διαστάσεις μήκος=22.50m, ύψος=3.35m, πάχος=0.70m

Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδό του

Ο τοίχος χωρίζεται σε 670 ορθογώνια επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία.

Οι κόμβοι είναι σε κάρναβο 11x68 κόμβων, συνολικά 748 κόμβοι.

Ακαμψία τοίχου από ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία $K=16.776$ GN/m

Προσεγγιστική ακαμψία (χωρίς ανοίγματα) =17.699 GN/m

Ακαμψία κατά $x-x$ $K_x=16.776$ 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 $e_x=1.70$ m, $e_y=1.06$ m

Οριζόντια Δύναμη F_x

Σεισμός $x-x= 3280.60 \times 16.776 / 51.882 + 5310 \times 1.06 \times 16.776 / 2471.050 = 1098.94$ kN

Σεισμός $y-y= 0.00 \times 16.776 / 51.882 + 3243 \times 1.06 \times 16.776 / 2471.050 = 23.31$ kN

Οριζόντια Δύναμη F_y

Σεισμός $x-x= 0.00 \times 0.000 / 19.483 + 5310 \times 1.70 \times 0.000 / 2471.050 = 0.00$ kN

Σεισμός $y-y= 3280.60 \times 0.000 / 19.483 + 3243 \times 1.70 \times 0.000 / 2471.050 = 0.00$ kN

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

$(expF_x)^2 = 1098.94^2 + 23.31^2$, $expF_x = 1099.19$ kN

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

Μέγιστες σεισμικές δυνάμεις (Ευρωκ.8, §10.9.2)

$maxF_x = 1098.94 + 0.30 \times 23.31 = 1105.93$ kN

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

Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου $F=1105.93$ kN

2ος οροφος

T31

Διαστάσεις μήκος=10.00m, ύψος=3.35m, πάχος=0.50m

Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδό του

Ο τοίχος χωρίζεται σε 300 ορθογώνια επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία.

Οι κόμβοι είναι σε κάρναβο 11x31 κόμβων, συνολικά 341 κόμβοι.

Ακαμψία τοίχου από ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία $K= 2.696$ GN/m

Προσεγγιστική ακαμψία (χωρίς ανοίγματα) = 3.801 GN/m

Ακαμψία κατά $x-x$ $K_x= 0.000$ GN/m, κατά $y-y$ $K_y= 2.696$ GN/m



Σεισμικά Φορτία Τοίχων

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

Εκκεντρότητες τοίχου από ελαστικό άξονα κτιρίου $e_x=3.21$ m, $e_y=0.08$ m

Οριζόντια Δύναμη F_x

$$\text{Σεισμός } x-x = 3280.60 \times 0.000 / 51.882 + 5310 \times 0.08 \times 0.000 / 2471.050 = 0.00 \text{ kN}$$

$$\text{Σεισμός } y-y = 0.00 \times 0.000 / 51.882 + 3243 \times 0.08 \times 0.000 / 2471.050 = 0.00 \text{ kN}$$

Οριζόντια Δύναμη F_y

$$\text{Σεισμός } x-x = 0.00 \times 2.471 / 21.093 + 5310 \times 3.21 \times 2.696 / 2471.050 = 18.62 \text{ kN}$$

$$\text{Σεισμός } y-y = 3280.60 \times 2.471 / 21.093 + 3243 \times 3.21 \times 2.696 / 2471.050 = 395.64 \text{ kN}$$

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

$$(\exp F_x)^2 = 0.00^2 + 0.00^2, \exp F_x = 0.00 \text{ kN}$$

$$(\exp F_y)^2 = 18.62^2 + 395.64^2, \exp F_y = 396.08 \text{ kN}$$

Μέγιστες σεισμικές δυνάμεις (Ευρωκ.8, §10.9.2)

$$\max F_x = 0.00 + 0.30 \times 0.00 = 0.00 \text{ kN}$$

$$\max F_y = 395.64 + 0.30 \times 18.62 = 401.22 \text{ kN}$$

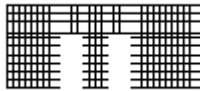
Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου $F=401.22$ kN

2ος οροφος

T32

Διαστάσεις μήκος=11.00m, ύψος=3.35m, πάχος=0.50m

Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδό του



Ο τοίχος χωρίζεται σε 330 ορθογώνια επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία.

Οι κόμβοι είναι σε κάρναβο 11x34 κόμβων, συνολικά 374 κόμβοι.

Ακαμψία τοίχου από ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία $K=3.175$ GN/m

Προσεγγιστική ακαμψία (χωρίς ανοίγματα) = 4.208 GN/m

Ακαμψία κατά $x-x$ $K_x=0.000$ GN/m, κατά $y-y$ $K_y=3.175$ GN/m

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

Εκκεντρότητες τοίχου από ελαστικό άξονα κτιρίου $e_x=0.05$ m, $e_y=0.51$ m

Οριζόντια Δύναμη F_x

$$\text{Σεισμός } x-x = 3280.60 \times 0.000 / 51.882 + 5310 \times 0.51 \times 0.000 / 2471.050 = 0.00 \text{ kN}$$

$$\text{Σεισμός } y-y = 0.00 \times 0.000 / 51.882 + 3243 \times 0.51 \times 0.000 / 2471.050 = 0.00 \text{ kN}$$

Οριζόντια Δύναμη F_y

$$\text{Σεισμός } x-x = 0.00 \times 2.677 / 19.483 + 5310 \times 0.05 \times 3.175 / 2471.050 = 0.36 \text{ kN}$$

$$\text{Σεισμός } y-y = 3280.60 \times 2.677 / 19.483 + 3243 \times 0.05 \times 3.175 / 2471.050 = 451.04 \text{ kN}$$

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

$$(\exp F_x)^2 = 0.00^2 + 0.00^2, \exp F_x = 0.00 \text{ kN}$$

$$(\exp F_y)^2 = 0.36^2 + 451.04^2, \exp F_y = 451.04 \text{ kN}$$

Μέγιστες σεισμικές δυνάμεις (Ευρωκ.8, §10.9.2)

$$\max F_x = 0.00 + 0.30 \times 0.00 = 0.00 \text{ kN}$$

$$\max F_y = 451.04 + 0.30 \times 0.36 = 451.14 \text{ kN}$$

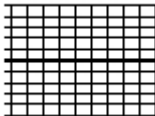
Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου $F=451.14$ kN

2ος οροφος

T33

Διαστάσεις μήκος=6.50m, ύψος=3.35m, πάχος=0.50m

Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδό του



Ο τοίχος χωρίζεται σε 190 ορθογώνια επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία.

Οι κόμβοι είναι σε κάρναβο 11x20 κόμβων, συνολικά 220 κόμβοι.

Ακαμψία τοίχου από ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία $K=2.539$ GN/m

Προσεγγιστική ακαμψία (χωρίς ανοίγματα) = 2.355 GN/m

Ακαμψία κατά $x-x$ $K_x=2.539$ 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 $e_x=6.19$ m, $e_y=3.68$ m

Οριζόντια Δύναμη F_x

Σεισμός $x-x= 3280.60 \times 2.539 / 51.882 + 5310 \times 3.68 \times 2.539 / 2471.050 = 180.64$ kN

Σεισμός $y-y= 0.00 \times 2.539 / 51.882 + 3243 \times 3.68 \times 2.539 / 2471.050 = 12.27$ kN

Οριζόντια Δύναμη F_y

Σεισμός $x-x= 0.00 \times 0.000 / 19.483 + 5310 \times 6.19 \times 0.000 / 2471.050 = 0.00$ kN

Σεισμός $y-y= 3280.60 \times 0.000 / 19.483 + 3243 \times 6.19 \times 0.000 / 2471.050 = 0.00$ kN

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

$(expF_x)^2 = 180.64^2 + 12.27^2$, $expF_x = 181.06$ kN

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

Μέγιστες σεισμικές δυνάμεις (Ευρωκ.8, §10.9.2)

$maxF_x = 180.64 + 0.30 \times 12.27 = 184.33$ kN

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

Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου $F=184.33$ kN

Κέντρο Διάτμησης ορόφου (ΚΔ)

Τοίχος	K_x [GN/m]	K_y [GN/m]	x [m]	y [m]	$x \cdot K_y$	$y \cdot K_x$	$x^2 \cdot K_y$	$y^2 \cdot K_x$
T23	0.000	6.567	0.65	6.50	4.269	0.000	2.775	0.000
T24	19.556	0.000	11.18	11.68	0.000	228.316	0.000	2665.593
T25	4.911	0.000	3.45	1.38	0.000	6.753	0.000	9.285
T26	0.000	0.403	6.63	0.99	2.670	0.000	17.689	0.000
T27	7.955	0.000	11.05	0.68	0.000	5.375	0.000	3.631
T28	0.000	6.368	15.47	6.13	98.545	0.000	1524.974	0.000
T29	0.145	4.958	22.08	8.50	109.463	1.233	2416.726	10.485
T30	16.776	0.000	11.58	5.58	0.000	93.526	0.000	521.410
T31	0.000	2.696	6.66	6.55	17.965	0.000	119.715	0.000
T32	0.000	3.175	9.82	6.13	31.194	0.000	306.484	0.000
T33	2.539	0.000	3.69	2.95	0.000	7.491	0.000	22.099

Σύνολα 51.882 GN/m 24.167 GN/m 264.106 342.693 4388.363 3232.503

Κέντρο διάτμησης $x= 264.106/24.167 = 10.93$ m , $y= 342.693/51.882 = 6.61$ m

Στρεπτική ακαμψία ορόφου $I_p=4388.363+3232.503-10.93^2 \times 24.167-6.61^2 \times 51.882=2471.050$ GNm

Στατικές εκκεντρότητες $e_{ox}=10.20-9.88=0.32$ m, $e_{oy}=6.37-6.63=-0.27$ m

Τυχηματικές εκκεντρότητες ορόφου $e_{ax}=0.05 \times 22.67=1.13$ m, $e_{ay}=0.05 \times 11.74=0.59$ 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))

$e_{fi} = 1.50 \times e_{ai}$, $e_{fr} = 0.50 \times e_{ai}$

$e_{fx} = 1.50 \times 0.32 = 0.49$ m, $e_{rx} = 0.50 \times 0.32 = 0.16$ m, $e_{fy} = 1.50 \times -0.27 = -0.40$ m, $e_{ry} = 0.50 \times -0.27 = -0.13$ m

Εκκεντρότητες σχεδιασμού (Ευρωκ.8 4.3.3.2)

$maxe_x = 0.49 + 1.13 = 1.62$ m, $min_e_x = 0.16 - 1.13 = -0.97$ m

$maxe_y = -0.13 + 0.59 = 0.45$ m, $min_e_y = -0.40 - 0.59 = -0.99$ m

Μέγιστες στρεπτικές ροπές φορτίου ορόφου λόγω εκκεντρότητας max_e και min_e

φόρτιση κατά $x-x$ $maxM_{zx} = 1.62 \times 3281 = 5310$ kNm

φόρτιση κατά $y-y$ $maxM_{zy} = 0.99 \times 3281 = 3243$ kNm

Προσεγγιστική σχετική οριζόντια μετατόπιση ορόφου $\Delta x = 0.001 \times 3280.6 / 25.941 = 0.126$ mm (EC8 §9.4.2)

Προσεγγιστική σχετική οριζόντια μετατόπιση ορόφου $\Delta y = 0.001 \times 3280.6 / 12.083 = 0.271$ mm (EC8 §9.4.2)

Σεισμικά Φορτία Τοίχων

Έλεγχος Κανονικότητας ορόφου κτιρίου (Ευρωκ.8 §4.2.3)

α) Έλεγχος διαστάσεων (Ευρωκ.8 §4.2.3.2)

Περίγραμμα ορόφου $\min X = 0.30\text{m}$, $\max X = 22.97\text{m}$, $\min Y = 0.29\text{m}$, $\max Y = 12.02\text{m}$

Πλευρές κτιρίου $L_x = 22.67\text{ m}$, $L_y = 11.74\text{ m}$

Λόγος πλευρών $L_{\max}/L_{\min} = 22.67/11.74 = 1.93 \leq 4$ ικανοποιείται η συνθήκη (Ευρωκ.8 §4.2.3.2(5))

$e_{ox} = 0.323 \leq 0.30$, $r_x = 0.30 \times 6.901 = 2.070$, $r_x = 6.901 \geq 1s = 0.223$

$e_{oy} = 0.268 \leq 0.30$, $r_y = 0.30 \times 10.112 = 3.034$, $r_y = 10.112 \geq 1s = 0.223$

Ικανοποιούνται οι συνθήκες (Ευρωκ.8 §4.2.3.2(6)) (4.1a) και (4.1b)

$6.901^2 = 47.628 > 0.223^2 + 0.323^2 = 0.154$ $r_x^2 > 1s^2 + e_{ox}^2$

$10.112^2 = 102.249 > 0.223^2 + 0.268^2 = 0.121$ $r_y^2 > 1s^2 + e_{oy}^2$

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)

$\Delta k/k = (51.916 - 51.882) / 51.916 = 0.00$ $\Delta m/m = (751 - 744) / 751 = 0.01$

$\Delta k \leq 0.50$ και $\Delta m \leq 0.50$ άρα ικανοποιείται ο έλεγχος μεταβολής δυσκαμψίας και μάζας ορόφου.

$T_1 = 0.278\text{s} < T_c = 4 \times 0.500 = 2.000\text{s}$, $T_1 = 0.278\text{s} < 2.00\text{s}$

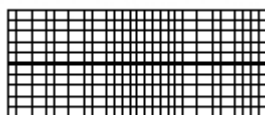
Ικανοποιούνται οι συνθήκες (Ευρωκ.8 §4.3.3.2(2)) a)

1ος οροφος

T12

Διαστάσεις μήκος=11.00m, ύψος=3.25m, πάχος=0.70m

Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδό του



Ο τοίχος χωρίζεται σε 340 ορθογώνια επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία.

Οι κόμβοι είναι σε κάρναβο 11x35 κόμβων, συνολικά 385 κόμβοι.

Ακαμψία τοίχου από ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία $K = 9.703\text{ GN/m}$

Προσεγγιστική ακαμψία (χωρίς ανοίγματα) = 8.731 GN/m

Ακαμψία κατά x-x $K_x = 0.000\text{ GN/m}$, κατά y-y $K_y = 9.703\text{ GN/m}$

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

Εκκεντρότητες τοίχου από ελαστικό άξονα κτιρίου $e_x = 9.23\text{ m}$, $e_y = 0.13\text{ m}$

Οριζόντια Δύναμη F_x

Σεισμός x-x = $7165.10 \times 0.000 / 51.916 + 10699 \times 0.13 \times 0.000 / 2836.331 = 0.00\text{ kN}$

Σεισμός y-y = $0.00 \times 0.000 / 51.916 + 7063 \times 0.13 \times 0.000 / 2836.331 = 0.00\text{ kN}$

Οριζόντια Δύναμη F_y

Σεισμός x-x = $0.00 \times 7.044 / 20.135 + 10699 \times 9.23 \times 9.703 / 2836.331 = 337.76\text{ kN}$

Σεισμός y-y = $7165.10 \times 7.044 / 20.135 + 7063 \times 9.23 \times 9.703 / 2836.331 = 2729.60\text{ kN}$

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

$(\exp F_x)^2 = 0.00^2 + 0.00^2$, $\exp F_x = 0.00\text{ kN}$

$(\exp F_y)^2 = 337.76^2 + 2729.60^2$, $\exp F_y = 2750.42\text{ kN}$

Μέγιστες σεισμικές δυνάμεις (Ευρωκ.8, §10.9.2)

$\max F_x = 0.00 + 0.30 \times 0.00 = 0.00\text{ kN}$

$\max F_y = 2729.60 + 0.30 \times 337.76 = 2830.93\text{ kN}$

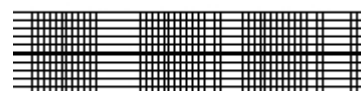
Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου $F = 2830.93\text{ kN}$

1ος οροφος

T13

Διαστάσεις μήκος=21.70m, ύψος=3.25m, πάχος=0.70m

Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδό του



Ο τοίχος χωρίζεται σε 670 ορθογώνια επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία.

Οι κόμβοι είναι σε κάρναβο 11x68 κόμβων, συνολικά 748 κόμβοι.

Ακαμψία τοίχου από ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία $K = 20.191\text{ GN/m}$

Προσεγγιστική ακαμψία (χωρίς ανοίγματα) = 17.593 GN/m

Ακαμψία κατά x-x $K_x = 20.191\text{ GN/m}$, 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 $e_x=1.30$ m, $e_y=5.04$ m

Οριζόντια Δύναμη F_x

Σεισμός $x-x= 7165.10 \times 20.191 / 51.916 + 10699 \times 5.04 \times 20.191 / 2836.331 = 3170.61$ kN

Σεισμός $y-y= 0.00 \times 20.191 / 51.916 + 7063 \times 5.04 \times 20.191 / 2836.331 = 253.49$ kN

Οριζόντια Δύναμη F_y

Σεισμός $x-x= 0.00 \times 0.000 / 20.135 + 10699 \times 1.30 \times 0.000 / 2836.331 = 0.00$ kN

Σεισμός $y-y= 7165.10 \times 0.000 / 20.135 + 7063 \times 1.30 \times 0.000 / 2836.331 = 0.00$ kN

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

$(expF_x)^2 = 3170.61^2 + 253.49^2$, $expF_x = 3180.72$ kN

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

Μέγιστες σεισμικές δυνάμεις (Ευρωκ.8, §10.9.2)

$maxF_x = 3170.61 + 0.30 \times 253.49 = 3246.65$ kN

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

Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου F=3246.65 kN

1ος οροφος

T14

Διαστάσεις μήκος=6.30m, ύψος=3.25m, πάχος=0.70m

Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδό του

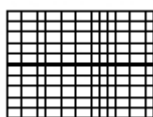
Ο τοίχος χωρίζεται σε 190 ορθογώνια επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία.

Οι κόμβοι είναι σε κάρναβο 11x20 κόμβων, συνολικά 220 κόμβοι.

Ακαμψία τοίχου από ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία $K = 5.096$ GN/m

Προσεγγιστική ακαμψία (χωρίς ανοίγματα) = 4.727 GN/m

Ακαμψία κατά x-x $K_x = 5.096$ 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 $e_x=6.43$ m, $e_y=5.26$ m

Οριζόντια Δύναμη F_x

Σεισμός $x-x= 7165.10 \times 5.096 / 51.916 + 10699 \times 5.26 \times 5.096 / 2836.331 = 804.40$ kN

Σεισμός $y-y= 0.00 \times 5.096 / 51.916 + 7063 \times 5.26 \times 5.096 / 2836.331 = 66.73$ kN

Οριζόντια Δύναμη F_y

Σεισμός $x-x= 0.00 \times 0.000 / 20.135 + 10699 \times 6.43 \times 0.000 / 2836.331 = 0.00$ kN

Σεισμός $y-y= 7165.10 \times 0.000 / 20.135 + 7063 \times 6.43 \times 0.000 / 2836.331 = 0.00$ kN

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

$(expF_x)^2 = 804.40^2 + 66.73^2$, $expF_x = 807.16$ kN

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

Μέγιστες σεισμικές δυνάμεις (Ευρωκ.8, §10.9.2)

$maxF_x = 804.40 + 0.30 \times 66.73 = 824.42$ kN

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

Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου F=824.42 kN

1ος οροφος

T15

Διαστάσεις μήκος=1.40m, ύψος=3.25m, πάχος=0.70m

Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδό του

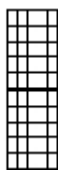
Ο τοίχος χωρίζεται σε 50 ορθογώνια επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία.

Οι κόμβοι είναι σε κάρναβο 11x6 κόμβων, συνολικά 66 κόμβοι.

Ακαμψία τοίχου από ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία $K = 0.432$ GN/m

Προσεγγιστική ακαμψία (χωρίς ανοίγματα) = 0.409 GN/m

Ακαμψία κατά x-x $K_x = 0.000$ GN/m, κατά y-y $K_y = 0.432$ GN/m



Σεισμικά Φορτία Τοίχων

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

Εκκεντρότητες τοίχου από ελαστικό άξονα κτιρίου $e_x=3.25$ m, $e_y=5.64$ m

Οριζόντια Δύναμη F_x

Σεισμός $x-x=7165.10 \times 0.000 / 51.916 + 10699 \times 5.64 \times 0.000 / 2836.331 = 0.00$ kN

Σεισμός $y-y=0.00 \times 0.000 / 51.916 + 7063 \times 5.64 \times 0.000 / 2836.331 = 0.00$ kN

Οριζόντια Δύναμη F_y

Σεισμός $x-x=0.00 \times 0.432 / 20.135 + 10699 \times 3.25 \times 0.432 / 2836.331 = 5.30$ kN

Σεισμός $y-y=7165.10 \times 0.432 / 20.135 + 7063 \times 3.25 \times 0.432 / 2836.331 = 157.23$ 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

$(expF_y)^2 = 5.30^2 + 157.23^2$, $expF_y = 157.32$ kN

Μέγιστες σεισμικές δυνάμεις (Ευρωκ.8, §10.9.2)

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

$maxF_y = 157.23 + 0.30 \times 5.30 = 158.82$ kN

Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου F=158.82 kN

1ος οροφος

T16

Διαστάσεις μήκος=9.50m, ύψος=3.25m, πάχος=0.70m

Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδό του

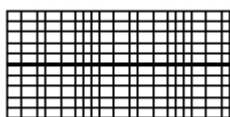
Ο τοίχος χωρίζεται σε 290 ορθογώνια επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία.

Οι κόμβοι είναι σε κάρναβο 11x30 κόμβων, συνολικά 330 κόμβοι.

Ακαμψία τοίχου από ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία $K = 8.233$ GN/m

Προσεγγιστική ακαμψία (χωρίς ανοίγματα) = 7.468 GN/m

Ακαμψία κατά $x-x$ $K_x = 8.233$ 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 $e_x=1.17$ m, $e_y=5.96$ m

Οριζόντια Δύναμη F_x

Σεισμός $x-x=7165.10 \times 8.233 / 51.916 + 10699 \times 5.96 \times 8.233 / 2836.331 = 1321.29$ kN

Σεισμός $y-y=0.00 \times 8.233 / 51.916 + 7063 \times 5.96 \times 8.233 / 2836.331 = 122.15$ kN

Οριζόντια Δύναμη F_y

Σεισμός $x-x=0.00 \times 0.000 / 20.135 + 10699 \times 1.17 \times 0.000 / 2836.331 = 0.00$ kN

Σεισμός $y-y=7165.10 \times 0.000 / 20.135 + 7063 \times 1.17 \times 0.000 / 2836.331 = 0.00$ kN

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

$(expF_x)^2 = 1321.29^2 + 122.15^2$, $expF_x = 1326.93$ kN

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

Μέγιστες σεισμικές δυνάμεις (Ευρωκ.8, §10.9.2)

$maxF_x = 1321.29 + 0.30 \times 122.15 = 1357.94$ kN

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

Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου F=1357.94 kN

1ος οροφος

T17

Διαστάσεις μήκος=11.50m, ύψος=3.25m, πάχος=0.70m

Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδό του

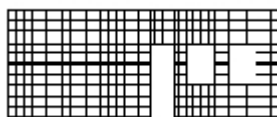
Ο τοίχος χωρίζεται σε 350 ορθογώνια επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία.

Οι κόμβοι είναι σε κάρναβο 11x36 κόμβων, συνολικά 396 κόμβοι.

Ακαμψία τοίχου από ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία $K = 6.718$ GN/m

Προσεγγιστική ακαμψία (χωρίς ανοίγματα) = 9.150 GN/m

Ακαμψία κατά $x-x$ $K_x = 0.000$ GN/m, κατά $y-y$ $K_y = 6.718$ GN/m



Σεισμικά Φορτία Τοίχων

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

Εκκεντρότητες τοίχου από ελαστικό άξονα κτιρίου $e_x=5.60$ m, $e_y=0.50$ m

Οριζόντια Δύναμη F_x

Σεισμός $x-x=7165.10 \times 0.000 / 51.916 + 10699 \times 0.50 \times 0.000 / 2836.331 = 0.00$ kN

Σεισμός $y-y=0.00 \times 0.000 / 51.916 + 7063 \times 0.50 \times 0.000 / 2836.331 = 0.00$ kN

Οριζόντια Δύναμη F_y

Σεισμός $x-x=0.00 \times 5.027 / 20.135 + 10699 \times 5.60 \times 6.718 / 2836.331 = 141.84$ kN

Σεισμός $y-y=7165.10 \times 5.027 / 20.135 + 7063 \times 5.60 \times 6.718 / 2836.331 = 1882.58$ 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

$(expF_y)^2 = 141.84^2 + 1882.58^2$, $expF_y = 1887.92$ kN

Μέγιστες σεισμικές δυνάμεις (Ευρωκ.8, §10.9.2)

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

$maxF_y = 1882.58 + 0.30 \times 141.84 = 1925.13$ kN

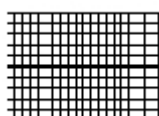
Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου F=1925.13 kN

1ος οροφος

T18

Διαστάσεις μήκος=6.50m, ύψος=3.25m, πάχος=0.70m

Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδό του



Ο τοίχος χωρίζεται σε 200 ορθογώνια επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία.

Οι κόμβοι είναι σε κάρναβο 11x21 κόμβων, συνολικά 231 κόμβοι.

Ακαμψία τοίχου από ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία $K=5.292$ GN/m

Προσεγγιστική ακαμψία (χωρίς ανοίγματα) = 4.901 GN/m

Ακαμψία κατά $x-x$ $K_x=0.150$ GN/m, κατά $y-y$ $K_y=5.142$ GN/m

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

Εκκεντρότητες τοίχου από ελαστικό άξονα κτιρίου $e_x=12.20$ m, $e_y=1.87$ m

Οριζόντια Δύναμη F_x

Σεισμός $x-x=7165.10 \times 0.150 / 51.916 + 10699 \times 1.87 \times 0.150 / 2836.331 = 21.76$ kN

Σεισμός $y-y=0.00 \times 0.150 / 51.916 + 7063 \times 1.87 \times 0.150 / 2836.331 = 0.70$ kN

Οριζόντια Δύναμη F_y

Σεισμός $x-x=0.00 \times 5.142 / 22.719 + 10699 \times 12.20 \times 5.142 / 2836.331 = 236.64$ kN

Σεισμός $y-y=7165.10 \times 5.142 / 22.719 + 7063 \times 12.20 \times 5.142 / 2836.331 = 1777.92$ kN

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

$(expF_x)^2 = 21.76^2 + 0.70^2$, $expF_x = 21.77$ kN

$(expF_y)^2 = 236.64^2 + 1777.92^2$, $expF_y = 1793.60$ kN

Μέγιστες σεισμικές δυνάμεις (Ευρωκ.8, §10.9.2)

$maxF_x = 21.76 + 0.30 \times 0.70 = 21.97$ kN

$maxF_y = 1777.92 + 0.30 \times 236.64 = 1848.92$ kN

Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου F=1875.67 kN

1ος οροφος

T19

Διαστάσεις μήκος=22.50m, ύψος=3.25m, πάχος=0.70m

Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδό του



Ο τοίχος χωρίζεται σε 690 ορθογώνια επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία.

Οι κόμβοι είναι σε κάρναβο 11x70 κόμβων, συνολικά 770 κόμβοι.

Ακαμψία τοίχου από ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία $K=15.613$ GN/m

Προσεγγιστική ακαμψία (χωρίς ανοίγματα) = 18.251 GN/m

Ακαμψία κατά $x-x$ $K_x=15.613$ 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 $e_x=1.70$ m, $e_y=1.06$ m

Οριζόντια Δύναμη F_x

Σεισμός $x-x=7165.10 \times 15.613 / 51.916 + 10699 \times 1.06 \times 15.613 / 2836.331 = 2217.14$ kN

Σεισμός $y-y=0.00 \times 15.613 / 51.916 + 7063 \times 1.06 \times 15.613 / 2836.331 = 41.15$ kN

Οριζόντια Δύναμη F_y

Σεισμός $x-x=0.00 \times 0.000 / 20.135 + 10699 \times 1.70 \times 0.000 / 2836.331 = 0.00$ kN

Σεισμός $y-y=7165.10 \times 0.000 / 20.135 + 7063 \times 1.70 \times 0.000 / 2836.331 = 0.00$ kN

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

$(expF_x)^2 = 2217.14^2 + 41.15^2$, $expF_x = 2217.52$ kN

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

Μέγιστες σεισμικές δυνάμεις (Ευρωκ.8, §10.9.2)

$maxF_x = 2217.14 + 0.30 \times 41.15 = 2229.49$ kN

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

Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου $F=2229.49$ kN

1ος οροφος

T20

Διαστάσεις μήκος=10.00m, ύψος=3.25m, πάχος=0.50m

Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδό του

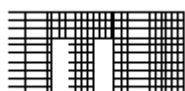
Ο τοίχος χωρίζεται σε 310 ορθογώνια επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία.

Οι κόμβοι είναι σε κάρναβο 11x32 κόμβων, συνολικά 352 κόμβοι.

Ακαμψία τοίχου από ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία $K=2.866$ GN/m

Προσεγγιστική ακαμψία (χωρίς ανοίγματα) = 3.926 GN/m

Ακαμψία κατά $x-x$ $K_x=0.000$ GN/m, κατά $y-y$ $K_y=2.866$ GN/m



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

Εκκεντρότητες τοίχου από ελαστικό άξονα κτιρίου $e_x=3.21$ m, $e_y=0.08$ m

Οριζόντια Δύναμη F_x

Σεισμός $x-x=7165.10 \times 0.000 / 51.916 + 10699 \times 0.08 \times 0.000 / 2836.331 = 0.00$ kN

Σεισμός $y-y=0.00 \times 0.000 / 51.916 + 7063 \times 0.08 \times 0.000 / 2836.331 = 0.00$ kN

Οριζόντια Δύναμη F_y

Σεισμός $x-x=0.00 \times 2.131 / 20.135 + 10699 \times 3.21 \times 2.866 / 2836.331 = 34.75$ kN

Σεισμός $y-y=7165.10 \times 2.131 / 20.135 + 7063 \times 3.21 \times 2.866 / 2836.331 = 781.26$ 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

$(expF_y)^2 = 34.75^2 + 781.26^2$, $expF_y = 782.03$ kN

Μέγιστες σεισμικές δυνάμεις (Ευρωκ.8, §10.9.2)

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

$maxF_y = 781.26 + 0.30 \times 34.75 = 791.68$ kN

Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου $F=791.68$ kN

1ος οροφος

T21

Διαστάσεις μήκος=11.00m, ύψος=3.25m, πάχος=0.50m

Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδό του

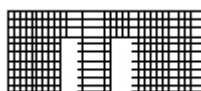
Ο τοίχος χωρίζεται σε 340 ορθογώνια επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία.

Οι κόμβοι είναι σε κάρναβο 11x35 κόμβων, συνολικά 385 κόμβοι.

Ακαμψία τοίχου από ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία $K=3.347$ GN/m

Προσεγγιστική ακαμψία (χωρίς ανοίγματα) = 4.345 GN/m

Ακαμψία κατά $x-x$ $K_x=0.000$ GN/m, κατά $y-y$ $K_y=3.347$ GN/m



Σεισμικά Φορτία Τοίχων

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

Εκκεντρότητες τοίχου από ελαστικό άξονα κτιρίου $e_x=0.05$ m, $e_y=0.51$ m

Οριζόντια Δύναμη F_x

Σεισμός $x-x=$ $7165.10 \times 0.000 / 51.916 + 10699 \times 0.51 \times 0.000 / 2836.331 = 0.00$ kN

Σεισμός $y-y=$ $0.00 \times 0.000 / 51.916 + 7063 \times 0.51 \times 0.000 / 2836.331 = 0.00$ kN

Οριζόντια Δύναμη F_y

Σεισμός $x-x=$ $0.00 \times 2.543 / 20.135 + 10699 \times 0.05 \times 3.347 / 2836.331 = 0.67$ kN

Σεισμός $y-y=$ $7165.10 \times 2.543 / 20.135 + 7063 \times 0.05 \times 3.347 / 2836.331 = 905.43$ 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

$(expF_y)^2 = 0.67^2 + 905.43^2$, $expF_y = 905.43$ kN

Μέγιστες σεισμικές δυνάμεις (Ευρωκ.8, §10.9.2)

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

$maxF_y = 905.43 + 0.30 \times 0.67 = 905.63$ kN

Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου F=905.63 kN

1ος οροφος

T22

Διαστάσεις μήκος=6.50m, ύψος=3.25m, πάχος=0.50m

Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδό του

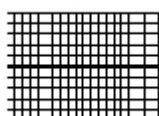
Ο τοίχος χωρίζεται σε 200 ορθογώνια επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία.

Οι κόμβοι είναι σε κάρναβο 11x21 κόμβων, συνολικά 231 κόμβοι.

Ακαμψία τοίχου από ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία $K = 2.633$ GN/m

Προσεγγιστική ακαμψία (χωρίς ανοίγματα) = 2.439 GN/m

Ακαμψία κατά x-x $K_x = 2.633$ 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 $e_x=6.19$ m, $e_y=3.68$ m

Οριζόντια Δύναμη F_x

Σεισμός $x-x=$ $7165.10 \times 2.633 / 51.916 + 10699 \times 3.68 \times 2.633 / 2836.331 = 399.97$ kN

Σεισμός $y-y=$ $0.00 \times 2.633 / 51.916 + 7063 \times 3.68 \times 2.633 / 2836.331 = 24.15$ kN

Οριζόντια Δύναμη F_y

Σεισμός $x-x=$ $0.00 \times 0.000 / 20.135 + 10699 \times 6.19 \times 0.000 / 2836.331 = 0.00$ kN

Σεισμός $y-y=$ $7165.10 \times 0.000 / 20.135 + 7063 \times 6.19 \times 0.000 / 2836.331 = 0.00$ kN

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

$(expF_x)^2 = 399.97^2 + 24.15^2$, $expF_x = 400.70$ kN

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

Μέγιστες σεισμικές δυνάμεις (Ευρωκ.8, §10.9.2)

$maxF_x = 399.97 + 0.30 \times 24.15 = 407.22$ kN

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

Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου F=407.22 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
T12	0.000	9.703	0.65	6.50	6.307	0.000	4.100	0.000
T13	20.191	0.000	11.18	11.68	0.000	235.730	0.000	2752.147
T14	5.096	0.000	3.45	1.38	0.000	7.007	0.000	9.635
T15	0.000	0.432	6.63	0.99	2.862	0.000	18.962	0.000
T16	8.233	0.000	11.05	0.68	0.000	5.562	0.000	3.758
T17	0.000	6.718	15.47	6.13	103.961	0.000	1608.790	0.000
T18	0.150	5.142	22.08	8.50	113.525	1.276	2506.415	10.847
T19	15.613	0.000	11.58	5.58	0.000	87.043	0.000	485.263
T20	0.000	2.866	6.66	6.55	19.098	0.000	127.263	0.000
T21	0.000	3.347	9.82	6.13	32.884	0.000	323.087	0.000
T22	2.633	0.000	3.69	2.95	0.000	7.768	0.000	22.917
Σύνολα	51.916 GN/m	28.208 GN/m			278.637	344.385	4588.618	3284.566

Κέντρο διάτμησης $x = 278.637 / 28.208 = 9.88$ m , $y = 344.385 / 51.916 = 6.63$ m

Στρεπτική ακαμψία ορόφου $I_p = 4588.618 + 3284.566 - 9.88^2 \times 28.208 - 6.63^2 \times 51.916 = 2836.331$ GNm

Σεισμικά Φορτία Τοίχων

Στατικές εκκεντρότητες $e_{ox}=10.12-9.88=0.24$ m, $e_{oy}=6.37-6.63=-0.27$ m
 Τυχηματικές εκκεντρότητες ορόφου $e_{ax}=0.05 \times 22.67=1.13$ m, $e_{ay}=0.05 \times 11.74=0.59$ 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))
 $e_{fi}=1.50 \times e_{ai}$, $e_{fr}=0.50 \times e_{ai}$
 $e_{fx}=1.50 \times 0.24=0.36$ m, $e_{rx}=0.50 \times 0.24=0.12$ m, $e_{fy}=1.50 \times -0.27=-0.40$ m, $e_{ry}=0.50 \times -0.27=-0.13$ m
Εκκεντρότητες σχεδιασμού (Ευρωκ.8 4.3.3.2)
 $max_{ex}=0.36+1.13=1.49$ m, $min_{ex}=0.12-1.13=-1.01$ m
 $max_{ey}=-0.13+0.59=0.45$ m, $min_{ey}=-0.40-0.59=-0.99$ m
Μέγιστες στρεπτικές ροπές φορτίου ορόφου λόγω εκκεντρότητας max_e και min_e
φόρτιση κατά x-x $maxM_{zx}=1.49 \times 7165=10699$ kNm
φόρτιση κατά y-y $maxM_{zy}=0.99 \times 7165=7063$ kNm
Προσεγγιστική σχετική οριζόντια μετατόπιση ορόφου $\Delta x=0.001 \times 7165.1/25.958=0.276$ mm (EC8 §9.4.2)
Προσεγγιστική σχετική οριζόντια μετατόπιση ορόφου $\Delta y=0.001 \times 7165.1/14.104=0.508$ 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 $minX=0.30$ m, $maxX=22.97$ m, $minY=0.29$ m, $maxY=12.02$ m

Πλευρές κτιρίου $L_x=22.67$ m, $L_y=11.74$ m

Λόγος πλευρών $L_{max}/L_{min}=22.67/11.74=1.93 \leq 4$ ικανοποιείται η συνθήκη (Ευρωκ.8 §4.2.3.2(5))

$e_{ox}=0.240 \leq 0.30$ $r_x=0.30 \times 7.391=2.217$, $r_x=7.391 > 1s=0.223$

$e_{oy}=0.266 \leq 0.30$ $r_y=0.30 \times 10.027=3.008$, $r_y=10.027 > 1s=0.223$

Ικανοποιούνται οι συνθήκες (Ευρωκ.8 §4.2.3.2(6) (4.1a) και (4.1b))

$7.391^2=54.633 > 0.223^2+0.240^2=0.107$ $r_x^2 > 1s^2+e_{ox}^2$

$10.027^2=100.551 > 0.223^2+0.266^2=0.120$ $r_x^2 > 1s^2+e_{ox}^2$

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)

$\Delta k/k=(51.097-51.916)/51.916=0.02$ $\Delta m/m=(738-751)/751=0.02$

$\Delta k \leq 0.50$ και $\Delta m \leq 0.50$ άρα ικανοποιείται ο έλεγχος μεταβολής δυσκαμψίας και μάζας ορόφου.

$T_1=0.278$ s $< T_c=4 \times 0.500=2.000$ s, $T_1=0.278$ s < 2.00 s

Ικανοποιούνται οι συνθήκες (Ευρωκ.8 §4.3.3.2(2) a)

Ισόγειο

T1

Διαστάσεις μήκος=11.00m, ύψος=3.25m, πάχος=0.70m

Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδό του

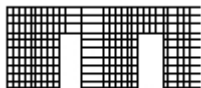
Ο τοίχος χωρίζεται σε 340 ορθογώνια επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία.

Οι κόμβοι είναι σε κάρναβο 11x35 κόμβων, συνολικά 385 κόμβοι.

Ακαμψία τοίχου από ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία $K=6.312$ GN/m

Προσεγγιστική ακαμψία (χωρίς ανοίγματα) = 8.731 GN/m

Ακαμψία κατά x-x $K_x=0.000$ GN/m, κατά y-y $K_y=6.312$ GN/m



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

Εκκεντρότητες τοίχου από ελαστικό άξονα κτιρίου $e_x=9.23$ m, $e_y=0.13$ m

Οριζόντια Δύναμη F_x

Σεισμός x-x = $9069.00 \times 0.000 / 51.097 + 16168 \times 0.13 \times 0.000 / 2526.160 = 0.00$ kN

Σεισμός y-y = $0.00 \times 0.000 / 51.097 + 8779 \times 0.13 \times 0.000 / 2526.160 = 0.00$ kN

Οριζόντια Δύναμη F_y

Σεισμός x-x = $0.00 \times 3.864 / 15.385 + 16168 \times 9.23 \times 6.312 / 2526.160 = 372.79$ kN

Σεισμός y-y = $9069.00 \times 3.864 / 15.385 + 8779 \times 9.23 \times 6.312 / 2526.160 = 2480.16$ 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

$(expF_y)^2 = 372.79^2 + 2480.16^2$, $expF_y = 2508.02$ kN

Μέγιστες σεισμικές δυνάμεις (Ευρωκ.8, §10.9.2)

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

$maxF_y = 2480.16 + 0.30 \times 372.79 = 2591.99$ kN

Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου $F=2591.99$ kN

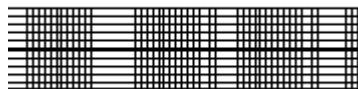
Σεισμικά Φορτία Τοίχων

Ισόγειο

T2

Διαστάσεις μήκος=21.70m, ύψος=3.25m, πάχος=0.70m

Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδό του



Ο τοίχος χωρίζεται σε 670 ορθογώνια επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία.
Οι κόμβοι είναι σε κάρναβο 11x68 κόμβων, συνολικά 748 κόμβοι.
Ακαμψία τοίχου από ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία $K=20.191 \text{ GN/m}$
Προσεγγιστική ακαμψία (χωρίς ανοίγματα) $=17.593 \text{ GN/m}$
Ακαμψία κατά x-x $K_x=20.191 \text{ GN/m}$, 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 $e_x=1.30 \text{ m}$, $e_y=5.04 \text{ m}$

Οριζόντια Δύναμη Fx

Σεισμόςx-x= $9069.00 \times 20.191 / 51.097 + 16168 \times 5.04 \times 20.191 / 2526.160 = 4235.11 \text{ kN}$

Σεισμόςy-y= $0.00 \times 20.191 / 51.097 + 8779 \times 5.04 \times 20.191 / 2526.160 = 353.75 \text{ kN}$

Οριζόντια Δύναμη Fy

Σεισμόςx-x= $0.00 \times 0.000 / 15.385 + 16168 \times 1.30 \times 0.000 / 2526.160 = 0.00 \text{ kN}$

Σεισμόςy-y= $9069.00 \times 0.000 / 15.385 + 8779 \times 1.30 \times 0.000 / 2526.160 = 0.00 \text{ kN}$

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

$(\exp F_x)^2 = 4235.11^2 + 353.75^2$, $\exp F_x = 4249.85 \text{ kN}$

$(\exp F_y)^2 = 0.00^2 + 0.00^2$, $\exp F_y = 0.00 \text{ kN}$

Μέγιστες σεισμικές δυνάμεις (Ευρωκ.8, §10.9.2)

$\max F_x = 4235.11 + 0.30 \times 353.75 = 4341.23 \text{ kN}$

$\max F_y = 0.00 + 0.30 \times 0.00 = 0.00 \text{ kN}$

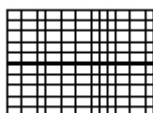
Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου $F=4341.23 \text{ kN}$

Ισόγειο

T3

Διαστάσεις μήκος=6.30m, ύψος=3.25m, πάχος=0.70m

Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδό του



Ο τοίχος χωρίζεται σε 190 ορθογώνια επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία.
Οι κόμβοι είναι σε κάρναβο 11x20 κόμβων, συνολικά 220 κόμβοι.
Ακαμψία τοίχου από ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία $K= 5.096 \text{ GN/m}$
Προσεγγιστική ακαμψία (χωρίς ανοίγματα) $= 4.727 \text{ GN/m}$
Ακαμψία κατά x-x $K_x= 5.096 \text{ GN/m}$, 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 $e_x=6.43 \text{ m}$, $e_y=5.26 \text{ m}$

Οριζόντια Δύναμη Fx

Σεισμόςx-x= $9069.00 \times 5.096 / 51.097 + 16168 \times 5.26 \times 5.096 / 2526.160 = 1075.98 \text{ kN}$

Σεισμόςy-y= $0.00 \times 5.096 / 51.097 + 8779 \times 5.26 \times 5.096 / 2526.160 = 93.13 \text{ kN}$

Οριζόντια Δύναμη Fy

Σεισμόςx-x= $0.00 \times 0.000 / 15.385 + 16168 \times 6.43 \times 0.000 / 2526.160 = 0.00 \text{ kN}$

Σεισμόςy-y= $9069.00 \times 0.000 / 15.385 + 8779 \times 6.43 \times 0.000 / 2526.160 = 0.00 \text{ kN}$

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

$(\exp F_x)^2 = 1075.98^2 + 93.13^2$, $\exp F_x = 1080.00 \text{ kN}$

$(\exp F_y)^2 = 0.00^2 + 0.00^2$, $\exp F_y = 0.00 \text{ kN}$

Μέγιστες σεισμικές δυνάμεις (Ευρωκ.8, §10.9.2)

$\max F_x = 1075.98 + 0.30 \times 93.13 = 1103.91 \text{ kN}$

$\max F_y = 0.00 + 0.30 \times 0.00 = 0.00 \text{ kN}$

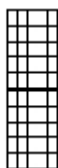
Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου $F=1103.91 \text{ kN}$

Ισόγειο

T4

Διαστάσεις μήκος=1.40m, ύψος=3.25m, πάχος=0.70m

Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδό του



Ο τοίχος χωρίζεται σε 50 ορθογώνια επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία.
Οι κόμβοι είναι σε κάρναβο 11x6 κόμβων, συνολικά 66 κόμβοι.
Ακαμψία τοίχου από ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία $K= 0.432 \text{ GN/m}$
Προσεγγιστική ακαμψία (χωρίς ανοίγματα) $= 0.409 \text{ GN/m}$
Ακαμψία κατά x-x $K_x= 0.000 \text{ GN/m}$, κατά y-y $K_y= 0.432 \text{ GN/m}$

Σεισμικά Φορτία Τοίχων

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

Εκκεντρότητες τοίχου από ελαστικό άξονα κτιρίου $e_x=3.25$ m, $e_y=5.64$ m

Οριζόντια Δύναμη F_x

Σεισμός $x-x=9069.00 \times 0.000 / 51.097 + 16168 \times 5.64 \times 0.000 / 2526.160 = 0.00$ kN

Σεισμός $y-y=0.00 \times 0.000 / 51.097 + 8779 \times 5.64 \times 0.000 / 2526.160 = 0.00$ kN

Οριζόντια Δύναμη F_y

Σεισμός $x-x=0.00 \times 0.432 / 15.385 + 16168 \times 3.25 \times 0.432 / 2526.160 = 8.99$ kN

Σεισμός $y-y=9069.00 \times 0.432 / 15.385 + 8779 \times 3.25 \times 0.432 / 2526.160 = 259.53$ 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

$(expF_y)^2 = 8.99^2 + 259.53^2$, $expF_y = 259.69$ kN

Μέγιστες σεισμικές δυνάμεις (Ευρωκ.8, §10.9.2)

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

$maxF_y = 259.53 + 0.30 \times 8.99 = 262.23$ kN

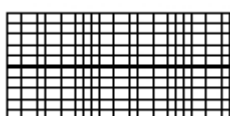
Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου $F=262.23$ kN

Ισόγειο

T5

Διαστάσεις μήκος=9.50m, ύψος=3.25m, πάχος=0.70m

Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδό του



Ο τοίχος χωρίζεται σε 290 ορθογώνια επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία.

Οι κόμβοι είναι σε κάρναβο 11x30 κόμβων, συνολικά 330 κόμβοι.

Ακαμψία τοίχου από ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία $K=8.233$ GN/m

Προσεγγιστική ακαμψία (χωρίς ανοίγματα) = 7.468 GN/m

Ακαμψία κατά $x-x$ $K_x=8.233$ 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 $e_x=1.17$ m, $e_y=5.96$ m

Οριζόντια Δύναμη F_x

Σεισμός $x-x=9069.00 \times 8.233 / 51.097 + 16168 \times 5.96 \times 8.233 / 2526.160 = 1775.18$ kN

Σεισμός $y-y=0.00 \times 8.233 / 51.097 + 8779 \times 5.96 \times 8.233 / 2526.160 = 170.46$ kN

Οριζόντια Δύναμη F_y

Σεισμός $x-x=0.00 \times 0.000 / 15.385 + 16168 \times 1.17 \times 0.000 / 2526.160 = 0.00$ kN

Σεισμός $y-y=9069.00 \times 0.000 / 15.385 + 8779 \times 1.17 \times 0.000 / 2526.160 = 0.00$ kN

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

$(expF_x)^2 = 1775.18^2 + 170.46^2$, $expF_x = 1783.34$ kN

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

Μέγιστες σεισμικές δυνάμεις (Ευρωκ.8, §10.9.2)

$maxF_x = 1775.18 + 0.30 \times 170.46 = 1826.32$ kN

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

Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου $F=1826.32$ kN

Ισόγειο

T6

Διαστάσεις μήκος=11.50m, ύψος=3.25m, πάχος=0.70m

Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδό του



Ο τοίχος χωρίζεται σε 350 ορθογώνια επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία.

Οι κόμβοι είναι σε κάρναβο 11x36 κόμβων, συνολικά 396 κόμβοι.

Ακαμψία τοίχου από ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία $K=8.399$ GN/m

Προσεγγιστική ακαμψία (χωρίς ανοίγματα) = 9.150 GN/m

Ακαμψία κατά $x-x$ $K_x=0.000$ GN/m, κατά $y-y$ $K_y=8.399$ GN/m

Σεισμικά Φορτία Τοίχων

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

Εκκεντρότητες τοίχου από ελαστικό άξονα κτιρίου $e_x=5.60$ m, $e_y=0.50$ m

Οριζόντια Δύναμη F_x

Σεισμός $x-x=$ $9069.00 \times 0.000 / 51.097 + 16168 \times 0.50 \times 0.000 / 2526.160 = 0.00$ kN

Σεισμός $y-y=$ $0.00 \times 0.000 / 51.097 + 8779 \times 0.50 \times 0.000 / 2526.160 = 0.00$ kN

Οριζόντια Δύναμη F_y

Σεισμός $x-x=$ $0.00 \times 5.371 / 15.385 + 16168 \times 5.60 \times 8.399 / 2526.160 = 300.87$ kN

Σεισμός $y-y=$ $9069.00 \times 5.371 / 15.385 + 8779 \times 5.60 \times 8.399 / 2526.160 = 3329.39$ 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

$(expF_y)^2 = 300.87^2 + 3329.39^2$, $expF_y = 3342.95$ kN

Μέγιστες σεισμικές δυνάμεις (Ευρωκ.8, §10.9.2)

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

$maxF_y = 3329.39 + 0.30 \times 300.87 = 3419.65$ kN

Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου $F=3419.65$ kN

Ισόγειο

T8

Διαστάσεις μήκος=6.50m, ύψος=3.25m, πάχος=0.70m

Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδό του

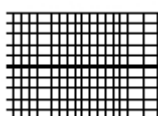
Ο τοίχος χωρίζεται σε 200 ορθογώνια επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία.

Οι κόμβοι είναι σε κάρναβο 11x21 κόμβων, συνολικά 231 κόμβοι.

Ακαμψία τοίχου από ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία $K=5.292$ GN/m

Προσεγγιστική ακαμψία (χωρίς ανοίγματα) = 4.901 GN/m

Ακαμψία κατά $x-x$ $K_x=0.150$ GN/m, κατά $y-y$ $K_y=5.142$ GN/m



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

Εκκεντρότητες τοίχου από ελαστικό άξονα κτιρίου $e_x=12.20$ m, $e_y=1.87$ m

Οριζόντια Δύναμη F_x

Σεισμός $x-x=$ $9069.00 \times 0.150 / 51.097 + 16168 \times 1.87 \times 0.150 / 2526.160 = 28.42$ kN

Σεισμός $y-y=$ $0.00 \times 0.150 / 51.097 + 8779 \times 1.87 \times 0.150 / 2526.160 = 0.97$ kN

Οριζόντια Δύναμη F_y

Σεισμός $x-x=$ $0.00 \times 5.142 / 18.739 + 16168 \times 12.20 \times 5.142 / 2526.160 = 401.50$ kN

Σεισμός $y-y=$ $9069.00 \times 5.142 / 18.739 + 8779 \times 12.20 \times 5.142 / 2526.160 = 2706.52$ kN

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

$(expF_x)^2 = 28.42^2 + 0.97^2$, $expF_x = 28.43$ kN

$(expF_y)^2 = 401.50^2 + 2706.52^2$, $expF_y = 2736.14$ kN

Μέγιστες σεισμικές δυνάμεις (Ευρωκ.8, §10.9.2)

$maxF_x = 28.42 + 0.30 \times 0.97 = 28.71$ kN

$maxF_y = 2706.52 + 0.30 \times 401.50 = 2826.97$ kN

Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου $F=2867.88$ kN

Ισόγειο

T7

Διαστάσεις μήκος=22.50m, ύψος=3.25m, πάχος=0.70m

Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδό του

Ο τοίχος χωρίζεται σε 690 ορθογώνια επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία.

Οι κόμβοι είναι σε κάρναβο 11x70 κόμβων, συνολικά 770 κόμβοι.

Ακαμψία τοίχου από ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία $K=15.356$ GN/m

Προσεγγιστική ακαμψία (χωρίς ανοίγματα) = 18.251 GN/m

Ακαμψία κατά $x-x$ $K_x=15.356$ 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 $e_x=1.70$ m, $e_y=1.06$ m

Οριζόντια Δύναμη F_x

Σεισμός $x-x=9069.00 \times 15.356 / 51.097 + 16168 \times 1.06 \times 15.356 / 2526.160 = 2829.50$ kN

Σεισμός $y-y=0.00 \times 15.356 / 51.097 + 8779 \times 1.06 \times 15.356 / 2526.160 = 56.49$ kN

Οριζόντια Δύναμη F_y

Σεισμός $x-x=0.00 \times 0.000 / 15.385 + 16168 \times 1.70 \times 0.000 / 2526.160 = 0.00$ kN

Σεισμός $y-y=9069.00 \times 0.000 / 15.385 + 8779 \times 1.70 \times 0.000 / 2526.160 = 0.00$ kN

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

$(expF_x)^2 = 2829.50^2 + 56.49^2$, $expF_x = 2830.07$ kN

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

Μέγιστες σεισμικές δυνάμεις (Ευρωκ.8, §10.9.2)

$maxF_x = 2829.50 + 0.30 \times 56.49 = 2846.45$ kN

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

Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου $F=2846.45$ kN

Ισόγειο

T9

Διαστάσεις μήκος=10.00m, ύψος=3.25m, πάχος=0.50m

Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδό του

Ο τοίχος χωρίζεται σε 310 ορθογώνια επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία.

Οι κόμβοι είναι σε κάρναβο 11x32 κόμβων, συνολικά 352 κόμβοι.

Ακαμψία τοίχου από ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία $K=2.725$ GN/m

Προσεγγιστική ακαμψία (χωρίς ανοίγματα) = 3.926 GN/m

Ακαμψία κατά $x-x$ $K_x=0.000$ GN/m, κατά $y-y$ $K_y=2.725$ GN/m



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

Εκκεντρότητες τοίχου από ελαστικό άξονα κτιρίου $e_x=3.21$ m, $e_y=0.08$ m

Οριζόντια Δύναμη F_x

Σεισμός $x-x=9069.00 \times 0.000 / 51.097 + 16168 \times 0.08 \times 0.000 / 2526.160 = 0.00$ kN

Σεισμός $y-y=0.00 \times 0.000 / 51.097 + 8779 \times 0.08 \times 0.000 / 2526.160 = 0.00$ kN

Οριζόντια Δύναμη F_y

Σεισμός $x-x=0.00 \times 1.685 / 15.385 + 16168 \times 3.21 \times 2.725 / 2526.160 = 56.06$ kN

Σεισμός $y-y=9069.00 \times 1.685 / 15.385 + 8779 \times 3.21 \times 2.725 / 2526.160 = 1023.74$ 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

$(expF_y)^2 = 56.06^2 + 1023.74^2$, $expF_y = 1025.27$ kN

Μέγιστες σεισμικές δυνάμεις (Ευρωκ.8, §10.9.2)

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

$maxF_y = 1023.74 + 0.30 \times 56.06 = 1040.55$ kN

Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου $F=1040.55$ kN

Ισόγειο

T10

Διαστάσεις μήκος=11.00m, ύψος=3.25m, πάχος=0.50m

Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδό του

Ο τοίχος χωρίζεται σε 340 ορθογώνια επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία.

Οι κόμβοι είναι σε κάρναβο 11x35 κόμβων, συνολικά 385 κόμβοι.

Ακαμψία τοίχου από ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία $K=3.219$ GN/m

Προσεγγιστική ακαμψία (χωρίς ανοίγματα) = 4.345 GN/m

Ακαμψία κατά $x-x$ $K_x=0.000$ GN/m, κατά $y-y$ $K_y=3.219$ GN/m



Σεισμικά Φορτία Τοίχων

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

Εκκεντρότητες τοίχου από ελαστικό άξονα κτιρίου $e_x=0.05$ m, $e_y=0.51$ m

Οριζόντια Δύναμη F_x

Σεισμός $x-x=$ $9069.00 \times 0.000 / 51.097 + 16168 \times 0.51 \times 0.000 / 2526.160 = 0.00$ kN

Σεισμός $y-y=$ $0.00 \times 0.000 / 51.097 + 8779 \times 0.51 \times 0.000 / 2526.160 = 0.00$ kN

Οριζόντια Δύναμη F_y

Σεισμός $x-x=$ $0.00 \times 2.080 / 15.385 + 16168 \times 0.05 \times 3.219 / 2526.160 = 1.09$ kN

Σεισμός $y-y=$ $9069.00 \times 2.080 / 15.385 + 8779 \times 0.05 \times 3.219 / 2526.160 = 1226.45$ 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

$(expF_y)^2 = 1.09^2 + 1226.45^2$, $expF_y = 1226.45$ kN

Μέγιστες σεισμικές δυνάμεις (Ευρωκ.8, §10.9.2)

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

$maxF_y = 1226.45 + 0.30 \times 1.09 = 1226.78$ kN

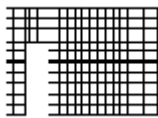
Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου F=1226.78 kN

Ισόγειο

T11

Διαστάσεις μήκος=6.50m, ύψος=3.25m, πάχος=0.50m

Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδό του



Ο τοίχος χωρίζεται σε 200 ορθογώνια επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία.

Οι κόμβοι είναι σε κάρναβο 11x21 κόμβων, συνολικά 231 κόμβοι.

Ακαμψία τοίχου από ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία $K = 2.071$ GN/m

Προσεγγιστική ακαμψία (χωρίς ανοίγματα) = 2.439 GN/m

Ακαμψία κατά x-x $K_x = 2.071$ 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 $e_x=6.19$ m, $e_y=3.68$ m

Οριζόντια Δύναμη F_x

Σεισμός $x-x=$ $9069.00 \times 2.071 / 51.097 + 16168 \times 3.68 \times 2.071 / 2526.160 = 416.39$ kN

Σεισμός $y-y=$ $0.00 \times 2.071 / 51.097 + 8779 \times 3.68 \times 2.071 / 2526.160 = 26.51$ kN

Οριζόντια Δύναμη F_y

Σεισμός $x-x=$ $0.00 \times 0.000 / 15.385 + 16168 \times 6.19 \times 0.000 / 2526.160 = 0.00$ kN

Σεισμός $y-y=$ $9069.00 \times 0.000 / 15.385 + 8779 \times 6.19 \times 0.000 / 2526.160 = 0.00$ kN

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

$(expF_x)^2 = 416.39^2 + 26.51^2$, $expF_x = 417.24$ kN

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

Μέγιστες σεισμικές δυνάμεις (Ευρωκ.8, §10.9.2)

$maxF_x = 416.39 + 0.30 \times 26.51 = 424.35$ kN

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

Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου F=424.35 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	0.000	6.312	0.65	6.50	4.103	0.000	2.667	0.000
T2	20.191	0.000	11.18	11.68	0.000	235.730	0.000	2752.147
T3	5.096	0.000	3.45	1.38	0.000	7.007	0.000	9.635
T4	0.000	0.432	6.63	0.99	2.862	0.000	18.962	0.000
T5	8.233	0.000	11.05	0.68	0.000	5.562	0.000	3.758
T6	0.000	8.399	15.47	6.13	129.974	0.000	2011.347	0.000
T8	0.150	5.142	22.08	8.50	113.525	1.276	2506.415	10.847
T7	15.356	0.000	11.58	5.58	0.000	85.610	0.000	477.276
T9	0.000	2.725	6.66	6.55	18.159	0.000	121.002	0.000
T10	0.000	3.219	9.82	6.13	31.627	0.000	310.732	0.000
T11	2.071	0.000	3.69	2.95	0.000	6.110	0.000	18.025
Σύνολα	51.097 GN/m	26.229 GN/m			300.250	341.295	4971.125	3271.688

Κέντρο διάτμησης $x = 300.250 / 26.229 = 11.45$ m , $y = 341.295 / 51.097 = 6.68$ m

Στρεπτική ακαμψία ορόφου $I_p = 4971.125 + 3271.688 - 11.45^2 \times 26.229 - 6.68^2 \times 51.097 = 2526.160$ GNm

Σεισμικά Φορτία Τοίχων

Στατικές εκκεντρότητες $e_{ox}=10.31-9.88=0.43$ m, $e_{oy}=6.38-6.63=-0.25$ m
Τυχηματικές εκκεντρότητες ορόφου $e_{ax}=0.05 \times 22.67=1.13$ m, $e_{ay}=0.05 \times 11.74=0.59$ 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))
 $e_{fi}=1.50x_{eai}$, $e_{fr}=0.50x_{eai}$
 $e_{fx}=1.50 \times 0.43=0.65$ m, $e_{rx}=0.50 \times 0.43=0.22$ m, $e_{fy}=1.50 \times -0.25=-0.38$ m, $e_{ry}=0.50 \times -0.25=-0.13$ m
Εκκεντρότητες σχεδιασμού (Ευρωκ.8 4.3.3.2)
 $max_{ex}=0.65+1.13=1.78$ m, $min_{ex}=0.22-1.13=-0.92$ m
 $max_{ey}=-0.13+0.59=0.46$ m, $min_{ey}=-0.38-0.59=-0.97$ m
Μέγιστες στρεπτικές ροπές φορτίου ορόφου λόγω εκκεντρότητας max_e και min_e
φόρτιση κατά x-x $max_{Mzx}=1.78 \times 9069=16168$ kNm
φόρτιση κατά y-y $max_{Mzy}=0.97 \times 9069=8779$ kNm
Προσεγγιστική σχετική οριζόντια μετατόπιση ορόφου $\Delta x=0.001 \times 9069.0/25.549=0.355$ mm (EC8 §9.4.2)
Προσεγγιστική σχετική οριζόντια μετατόπιση ορόφου $\Delta y=0.001 \times 9069.0/13.115=0.692$ 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 $minX=0.30$ m, $maxX=22.97$ m, $minY=0.29$ m, $maxY=12.02$ m

Πλευρές κτιρίου $Lx=22.67$ m, $Ly=11.74$ m

Λόγος πλευρών $L_{max}/L_{min}=22.67/11.74=1.93 \leq 4$ ικανοποιείται η συνθήκη (Ευρωκ.8 §4.2.3.2(5))

$e_{ox}=0.433 \leq 0.30$ $r_x=0.30 \times 7.031=2.109$, $r_x=7.031 \geq 1s=0.222$

$e_{oy}=0.254 \leq 0.30$ $r_y=0.30 \times 9.814=2.944$, $r_y=9.814 \geq 1s=0.222$

Ικανοποιούνται οι συνθήκες (Ευρωκ.8 §4.2.3.2(6) (4.1a) και (4.1b))

$7.031^2=49.439 > 0.222^2+0.433^2=0.237$ $r_x^2 > 1s^2+e_{ox}^2$

$9.814^2=96.312 > 0.222^2+0.254^2=0.114$ $r_x^2 > 1s^2+e_{ox}^2$

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

$T1=0.278$ s $< T_c=4 \times 0.500=2.000$ s, $T1=0.278$ s < 2.00 s

Ικανοποιούνται οι συνθήκες (Ευρωκ.8 §4.3.3.2(2) a)

Ελεγχοι 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 $1.00xg+0.30xq+\Sigma \text{σεισμο}$, $N_{ed} \leq N_{rd}$ (EC6 §6.1.2)
- γ) Έλεγχος σε διάτμηση για φόρτιση $1.00xg+0.30xq+\Sigma \text{σεισμο}$, $V_{ed} \leq V_{rd}$ (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 $\lambda = \text{ύψος προς πάχος}$, 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).

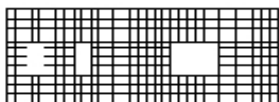
Η τυχηματική εκκεντρότητα λαμβάνεται $e_s = hef/450$ (EC6, §5.5.1.1)

2ος οροφος

T23

Διαστάσεις μήκος=11.00m, ύψος=3.35m, πάχος=0.70m

Λιθοδομή 0.70



Δομικό σύστημα : Αοπλη τοιχοποιία (Ευρωκ.8, §9.3, Τ.9.1)

Κατηγορία κατασκευής : 3 (EC6, §2.4.3, Παρ. Α)

Κατηγορία ελέγχου παραγωγής λιθοσωμάτων : II (EC6 §3.1.1)

Θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας: $f_k = 11.38 \text{ N/mm}^2$ (EC6 §3.6.1.2)

Διατμητική αντοχή τοιχοποιίας: $f_{vko} = 0.15 \text{ N/mm}^2$ (EC6 §3.6.2)

Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού: $\gamma_M = 2.50$ (EC6, §2.4.3)

Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού με σεισμό: $\gamma_M = (2/3) \times 2.50 (>= 1.50) = 1.67$ (Ευρωκ-8, §9.6(3))

Μήκος λυγισμού τοίχου $hef = \rho \times h = 0.75 \times 3.20 = 2.40 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.2)

Λυγηρότητα $\lambda = hef/tef = 2.40/0.70 = 3.43 <= 27$ εντάξει (EC6, §5.5.1.4)

Απαιτήσεις Εθνικού κειμένου εφαρμογής Ευρωκώδικα και Ευρωκώδικα 8 §9.3

Τοιχοποιία Αοπλη με φυσικούς λίθους.

Πάχος τοίχου = 0.700 $>= 0.400 \text{ m}$ (εντάξει)

Λυγηρότητα $\lambda = 3.43 <= 9$ (εντάξει)

L/h πεσσών: $0.80/1.20 = 0.67 > 0.50$, $1.23/1.20 = 1.03 > 0.50$, $3.18/1.20 = 2.65 > 0.50$ δεκτό

L/h πεσσών: $2.39/1.20 = 1.99 > 0.50$ δεκτό

Έλεγχος σε κατακόρυφο φορτίο, φόρτιση $1.35xg+1.50xq$ (EC6, §6.1)

Έλεγχος αντοχης στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_{id} = (1.35 \times 48.2 + 1.50 \times 9.0) / 11.00 = 7.14 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{edo} = 0.001 \times 7.14 / 0.70 = 0.010 \text{ N/mm}^2$

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 $e_i = hef/450 = 2.40/450 = 0.00533 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)

Εκκεντρότητα στην κορυφή $e_e = M_{id}/N_{id} + e_{he} + e_i = 0.00000 + 0.00000 + 0.00533 = 0.00533 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)

Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e = 0.05t = 0.05 \times 0.70 = 0.03500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)

Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή $\Phi_i = 1 - 2e_e/t = 1 - 2 \times 0.03500 / 0.70 = 0.90$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.70 \times 11.38 / 2.50 = 2867.0 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)

$N_{ed} = 7.1 <= 2867.0 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_{md}=(1.35 \times 286.8 + 1.50 \times 9.0) / 7.60 = 52.71 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $s_{edo} = 0.001 \times 52.71 / 0.70 = 0.075 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στο μεσαίο πέμπτο $M_{md} / N_{md} = 0.20 \times 0.00000 \times 7.1 / 52.7 = 0.00000 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00000 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_a = h_{ef} / 450 = 2.40 / 450 = 0.00533 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα φορτίων $e_m = M_{md} / N_{md} + e_{hm} + e_a = 0.00000 + 0.00000 + 0.00533 = 0.00533 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.7)
 Η λυγηρότητα είναι $3.43 \leq 15$, εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$ (EC6 §6.1.2.2(2))
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο $e_m = e_m + e_k = 0.00533 + 0.00000 = 0.00533 \text{ m}$ (EC6, εξ.6.7)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_m = 0.05t = 0.05 \times 0.70 = 0.03500 \text{ m}$ (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 $N_{rd} = \Phi_m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.70 \times 11.38 / 2.50 = 2860.5 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 $N_{ed} = 52.7 \leq 2860.5 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στη βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_{id}=(1.35 \times 644.6 + 1.50 \times 9.0) / 11.00 = 80.34 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $s_{edo} = 0.001 \times 80.34 / 0.70 = 0.115 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_{id} / N_{id} = 0.00000 \times 7.1 / 80.3 = 0.00000 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he} = 0.00000 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef} / 450 = 2.40 / 450 = 0.00533 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα στην βάση $e_e = M_{id} / N_{id} + e_{he} + e_i = 0.00000 + 0.00000 + 0.00533 = 0.00533 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e = 0.05t = 0.05 \times 0.70 = 0.03500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
 Μειωτικός συντελεστής στην βάση $\Phi_i = 1 - 2e_e / t = 1 - 2 \times 0.03500 / 0.70 = 0.90$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.70 \times 11.38 / 2.50 = 2867.0 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 Κατακόρυφη θλιπτική τάση από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\max s_{pn} = -0.157 \text{ N/mm}^2$
 Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{ed} = 1000 \times 0.70 \times 0.157 = 110.1 \text{ kN/m}$
 $N_{ed} = 110.1 \leq 2867.0 = N_{rd}$ 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 $N_{id}=(1.00 \times 48.2 + 0.30 \times 9.0) / 11.00 = 4.63 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $s_{edo} = 0.001 \times 4.63 / 0.70 = 0.007 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου ή στέγης στην κορυφή $M_{id} / N_{id} = 0$
 Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he} = 0.00027 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef} / 450 = 2.40 / 450 = 0.00533 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα στην κορυφή $e_e = M_{id} / N_{id} + e_{he} + e_i = 0.00000 + 0.00027 + 0.00533 = 0.00560 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e = 0.05t = 0.05 \times 0.70 = 0.03500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
 Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή $\Phi_i = 1 - 2e_e / t = 1 - 2 \times 0.03500 / 0.70 = 0.90$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.70 \times 11.38 / 1.67 = 4300.5 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 $N_{ed} = 4.6 \leq 4300.5 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_{md}=(1.00 \times 286.8 + 0.30 \times 9.0) / 7.60 = 38.09 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $s_{edo} = 0.001 \times 38.09 / 0.70 = 0.054 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στο μεσαίο πέμπτο $M_{md} / N_{md} = 0.20 \times 0.00000 \times 4.6 / 38.1 = 0.00000 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00014 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_a = h_{ef} / 450 = 2.40 / 450 = 0.00533 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα φορτίων $e_m = M_{md} / N_{md} + e_{hm} + e_a = 0.00000 + 0.00014 + 0.00533 = 0.00547 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.7)
 Η λυγηρότητα είναι $3.43 \leq 15$, εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$ (EC6 §6.1.2.2(2))
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο $e_m = e_m + e_k = 0.00547 + 0.00000 = 0.00547 \text{ m}$ (EC6, εξ.6.7)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_m = 0.05t = 0.05 \times 0.70 = 0.03500 \text{ m}$ (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 $N_{rd} = \Phi_m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.70 \times 11.38 / 1.67 = 4290.7 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 $N_{ed} = 38.1 \leq 4290.7 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στη βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_{id} = (1.00 \times 644.6 + 0.30 \times 9.0) / 11.00 = 58.85 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $s_{edo} = 0.001 \times 58.85 / 0.70 = 0.084 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $Mid/N_{id} = 0.00000 \times 4.6 / 58.8 = 0.00000 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he} = 0.00027 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef} / 450 = 2.40 / 450 = 0.00533 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα στην βάση $e_e = Mid/N_{id} + e_{he} + e_i = 0.00000 + 0.00027 + 0.00533 = 0.00560 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $min\ e_e = 0.05t = 0.05 \times 0.70 = 0.03500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
 Μειωτικός συντελεστής στην βάση $\phi_i = 1 - 2e_e/t = 1 - 2 \times 0.03500 / 0.70 = 0.90$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.70 \times 11.38 / 1.67 = 4300.5 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 Κατακόρυφη θλιπτική τάση από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $max\ s_n = -0.495 \text{ N/mm}^2$
 Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{ed} = 1000 \times 0.70 \times 0.495 = 346.4 \text{ kN/m}$
 $N_{ed} = 346.4 \leq 4300.5 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος σε διάτμηση, φόρτιση 1.00κγ+0.30κγ+Σεισμός (EC6, §6.2)

$V_{ed} = 1013.6 \text{ kN}$, $t_{max} = 0.266 \text{ N/mm}^2$, $s_d = 0.122 \text{ N/mm}^2$, $L_c = 7.60 \text{ m}$
 Χαρακτηριστική διατμητική αντοχή $f_{vk} = f_{vko} + 0.4 \times f_d$ (EC6 §3.6.2)
 $f_{vk} = 0.150 + 0.40 \times 0.122 = 0.199 \text{ N/mm}^2$, $max\ f_{vk} = 1.000 \text{ N/mm}^2$, $f_{vk} = 0.199 \text{ N/mm}^2$ (EC6 εξ.3.5)
 Τιμή σχεδιασμού αντοχής έναντι τέμνουσας $V_{rd} = f_{vk} \cdot t \cdot L_c / \gamma_M$ (EC6 §6.2, εξ.6.13)
 $V_{rd} = 1000 \times 0.199 \times 0.70 \times 7.60 / 1.67 = 634.2 \text{ kN}$
 $V_{ed} = 1013.6 \text{ kN} > 634.2 \text{ kN} = V_{rd}$. (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 $s_{dmax} = 0.166 \text{ N/mm}^2$
 Η μέγιστη αυτή τάση 0.166 N/mm^2 είναι $\leq f_k / \gamma_M = 11.377 / 2.5 = 4.551 \text{ N/mm}^2$
 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 70×20 [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 = 0.126 mm
 Οριζόντια μετατόπιση λόγω παραμόρφωσης οριζοντίου διαφράγματος = 0.000 mm
 Καμπτική ροπή σχεδιασμού $M_{ed} = \delta \cdot E \cdot b t^3 / (4H^2)$, $M_{ed} = (1000) \times 0.126 \times 11.38 \times 0.700^3 / (4 \times 3.35^2) = 10.99 \text{ kNm/m}$
 $f_{xk1} = 0.10 \text{ N/mm}^2$, $f_{xd1} = 0.10 / 2.50 = 0.040 \text{ N/mm}^2$
 $s_d = 0.001 \times 644.6 / (0.70 \times 11.00) \leq 0.2 f_d = 0.2 \times 11.38 / 2.50$, $s_d = 0.084 \text{ N/mm}^2$ (EC6, (6.16))
 Ροπή καμπτικής αντοχής $M_{rd} = (f_{xd1} + s_d) t^2 / 6 = (1000) \times (0.040 + 0.084) \times 0.700^2 / 6 = 10.13 \text{ kNm/m}$ (EC6, (6.15))
 $M_{ed} = 10.99 \text{ kN} > 10.13 \text{ kN} = M_{rd}$, ο έλεγχος ΔΕΝ ικανοποιείται

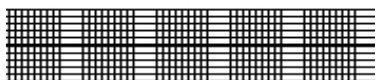
Ελεγχος σε οριζόντια εκτός επιπέδου τοίχου φορτία λόγω ανέμου (EC6, §6.3, Annex E)

Φορτίο ανέμου $W_{ed} = G_k + 1.50W$, $W := C_{pe} \times 1.25 = 0.80 \times 1.25 = 1.00 \text{ kN/m}^2$, $1.50W = 1.50 \times 1.00 = 1.50 \text{ kN/m}^2$
 $H/L = 3.35 / 11.00 = 0.30$, $\mu = f_{xk1} / f_{xk2} = 1$, $\alpha_1 = \mu \alpha_2$, $\alpha_2 = 0.010$ (Annex E, Tab E)
 Καμπτική ροπή σχεδιασμού $M_{ed} = \alpha_1 \cdot W_{ed} \cdot L^2$, $M_{ed} = 0.010 \times 1.50 \times 11.00^2 = 1.81 \text{ kNm/m}$
 $M_{ed} = 1.81 \text{ kN} \leq 10.13 \text{ kN} = M_{rd}$, ο έλεγχος ικανοποιείται

2ος οροφος

T24

Διαστάσεις μήκος=21.70m, ύψος=3.35m, πάχος=0.70m
Λιθοδομή 0.70



Δομικό σύστημα : Αοπλη τοιχοποιία (Ευρωκ.8, §9.3,Τ.9.1)

Κατηγορία κατασκευής :3 (EC6, §2.4.3, Παρ. Α)

Κατηγορία ελέγχου παραγωγής λιθοσωμάτων :II (EC6 §3.1.1)

Θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας: $f_k=11.38 \text{ N/mm}^2$ (EC6 §3.6.1.2)

Διατμητική αντοχή τοιχοποιίας: $f_{vko}= 0.15 \text{ N/mm}^2$ (EC6 §3.6.2)

Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού: $\gamma_M=2.50$ (EC6, §2.4.3)

Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού με σεισμό: $\gamma_M=(2/3)\times 2.50 (>=1.50)=1.67$ (Ευρωκ-8, §9.6(3))

Μήκος λυγισμού τοίχου $h_{ef}=\rho x h= 0.75\times 3.20= 2.40 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.2)

Λυγηρότητα $\lambda=h_{ef}/t_{ef}=2.40/0.70= 3.43\leq 27$ εντάξει (EC6, §5.5.1.4)

Απαιτήσεις Εθνικού κειμένου εφαρμογής Ευρωκώδικα και Ευρωκώδικα 8 §9.3

Τοιχοποιία Αοπλη με φυσικούς λίθους.

Πάχος τοίχου= 0.700 $\geq 0.400 \text{ m}$ (εντάξει)

Λυγηρότητα $\lambda= 3.43\leq 9$ (εντάξει)

L/h πεσσών: $21.70/3.35=6.48>0.50$, δεκτό

Ελεγχος σε κατακόρυφο φορτίο, φόρτιση 1.35κγ+1.50κγ (EC6, §6.1)

Ελεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_{id}=(1.35\times 97.4+1.50\times 18.1)/21.70=7.31\text{kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{edo}=0.001\times 7.31/0.70=0.010\text{N/mm}^2$

Γίνεται μείωση της εκκεντρότητας κατά $(1-k/4)=1.00$ (EC6 Παραρτ. Γ(3))

Καμπτική ροπή σχεδιασμού στην κορυφή $M_{id}= 8.60 \text{ kNm/m}$ (EC6 Παρ. Γ.1)

Εκκεντρότητα $M_{id}/N_{id}= 8.60/7.31= 1.17696 \text{ m} = 1.68\times(\text{πάχος τοίχου})$ (EC6 Παραρτ. Γ.1)

Η εκκεντρότητα $>45\%$ του πάχους του τοίχου άρα υπολογίζεται όπως (EC6 Παραρ. Γ(5))

Βάθος έδρασης $=0.10\times 0.700=0.070\text{m}$ εκκεντρότητα φορτίου στην κορυφή $M_{id}/N_{id}= 0.31500\text{m}$

Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he}= 0.00000\text{m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i=h_{ef}/450=2.40/450= 0.00533\text{m}$ (EC6, §5.5.1.1)

Εκκεντρότητα στην κορυφή $e_e=M_{id}/N_{id}+e_{he}+e_i=0.31500+0.00000+0.00533= 0.32033\text{m}$ (EC6 εξ.6.5)

Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e=0.05t=0.05\times 0.70= 0.03500\text{m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)

Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή $\Phi_i=1-2e_e/t=1-2\times 0.32033/0.70= 0.08$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd}=\Phi_i.t.f_k/\gamma_M=1000\times 0.08\times 0.70\times 11.38/2.50=254.8\text{kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)

$N_{ed}= 7.3 \leq 254.8=N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_{md}=(1.35\times 626.6+1.50\times 18.1)/21.70=40.23\text{kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{edo}=0.001\times 40.23/0.70=0.057\text{N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου στο μεσαίο πέμπτο $M_{md}/N_{md}=0.20\times 0.31500\times 7.3/40.2=0.01145 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm}= 0.00000\text{m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα $e_a=h_{ef}/450=2.40/450= 0.00533\text{m}$ (EC6, §5.5.1.1)

Εκκεντρότητα φορτίων $e_m=M_{md}/N_{md}+e_{hm}+e_a=0.01145+0.00000+0.00533= 0.01678\text{m}$ (EC6 εξ.6.7)

Η λυγηρότητα είναι $3.43\leq 15$, εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k=0$ (EC6 §6.1.2.2(2))

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο $e_m=e_m+e_k=0.01678+0.00000= 0.01678 \text{ m}$ (EC6, εξ.6.7)

Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_m=0.05t=0.05\times 0.70= 0.03500\text{m}$ (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 $N_{rd}=\Phi_m.t.f_k/\gamma_M=1000\times 0.90\times 0.70\times 11.38/2.50=2860.5\text{kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)

$N_{ed}= 40.2 \leq 2860.5=N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στη βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_{id}=(1.35 \times 1420.4 + 1.50 \times 18.1) / 21.70 = 89.62 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $s_{edo} = 0.001 \times 89.62 / 0.70 = 0.128 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $Mid/N_{id} = 0.31500 \times 7.3 / 89.6 = 0.02570 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he} = 0.00000 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef} / 450 = 2.40 / 450 = 0.00533 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα στην βάση $ee = Mid/N_{id} + e_{he} + e_i = 0.02570 + 0.00000 + 0.00533 = 0.03103 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min ee = 0.05t = 0.05 \times 0.70 = 0.03500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
 Μειωτικός συντελεστής στην βάση $\phi_i = 1 - 2ee/t = 1 - 2 \times 0.03500 / 0.70 = 0.90$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.70 \times 11.38 / 2.50 = 2867.0 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 Κατακόρυφη θλιπτική τάση από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\max s_n = -0.138 \text{ N/mm}^2$
 Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{ed} = 1000 \times 0.70 \times 0.138 = 96.3 \text{ kN/m}$
 $N_{ed} = 96.3 \leq 2867.0 = N_{rd}$ 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 $N_{id}=(1.00 \times 97.4 + 0.30 \times 18.1) / 21.70 = 4.74 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $s_{edo} = 0.001 \times 4.74 / 0.70 = 0.007 \text{ N/mm}^2$
 Γίνεται μείωση της εκκεντρότητας κατά $(1-k/4) = 1.00$ (EC6 Παραρτ. Γ(3))
 Καμπτική ροπή σχεδιασμού στην κορυφή $Mid = 5.61 \text{ kNm/m}$ (EC6 Παρ. Γ.1)
 Εκκεντρότητα $Mid/N_{id} = 5.61 / 4.74 = 1.18417 \text{ m} = 1.69 \times (\text{πάχος τοίχου})$ (EC6 Παραρτ. Γ.1)
 Η εκκεντρότητα >45% του πάχους του τοίχου άρα υπολογίζεται όπως (EC6 Παραρ. Γ(5))
 Βάθος έδρασης $= 0.10 \times 0.700 = 0.070 \text{ m}$ εκκεντρότητα φορτίου στην κορυφή $Mid/N_{id} = 0.31500 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he} = 0.00027 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef} / 450 = 2.40 / 450 = 0.00533 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα στην κορυφή $ee = Mid/N_{id} + e_{he} + e_i = 0.31500 + 0.00027 + 0.00533 = 0.32060 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min ee = 0.05t = 0.05 \times 0.70 = 0.03500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
 Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή $\phi_i = 1 - 2ee/t = 1 - 2 \times 0.32060 / 0.70 = 0.08$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.08 \times 0.70 \times 11.38 / 1.67 = 382.3 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 $N_{ed} = 4.7 \leq 382.3 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_{md}=(1.00 \times 626.6 + 0.30 \times 18.1) / 21.70 = 29.13 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $s_{edo} = 0.001 \times 29.13 / 0.70 = 0.042 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στο μεσαίο πέμπτο $M_{md}/N_{md} = 0.20 \times 0.31500 \times 4.7 / 29.1 = 0.01025 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00014 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_a = h_{ef} / 450 = 2.40 / 450 = 0.00533 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα φορτίων $e_m = M_{md}/N_{md} + e_{hm} + e_a = 0.01025 + 0.00014 + 0.00533 = 0.01572 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.7)
 Η λυγηρότητα είναι $3.43 \leq 15$, εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$ (EC6 §6.1.2.2(2))
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο $e_m = e_m + e_k = 0.01572 + 0.00000 = 0.01572 \text{ m}$ (EC6, εξ.6.7)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_m = 0.05t = 0.05 \times 0.70 = 0.03500 \text{ m}$ (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 $N_{rd} = \phi_m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.70 \times 11.38 / 1.67 = 4290.7 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 $N_{ed} = 29.1 \leq 4290.7 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στη βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_{id}=(1.00 \times 1420.4 + 0.30 \times 18.1) / 21.70 = 65.71 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $s_{edo} = 0.001 \times 65.71 / 0.70 = 0.094 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $Mid/N_{id} = 0.31500 \times 4.7 / 65.7 = 0.02272 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he} = 0.00027 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef} / 450 = 2.40 / 450 = 0.00533 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα στην βάση $ee = Mid/N_{id} + e_{he} + e_i = 0.02272 + 0.00027 + 0.00533 = 0.02832 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min ee = 0.05t = 0.05 \times 0.70 = 0.03500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
 Μειωτικός συντελεστής στην βάση $\phi_i = 1 - 2ee/t = 1 - 2 \times 0.03500 / 0.70 = 0.90$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.70 \times 11.38 / 1.67 = 4300.5 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 Κατακόρυφη θλιπτική τάση από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\max s_n = -0.323 \text{ N/mm}^2$
 Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{ed} = 1000 \times 0.70 \times 0.323 = 226.2 \text{ kN/m}$
 $N_{ed} = 226.2 \leq 4300.5 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος σε διάτμηση, φόρτιση 1.00xg+0.30xq+Σεισμός (EC6, §6.2)

$V_{ed}=1487.3\text{kN}$, $\tau_{max}=0.131\text{N/mm}^2$, $\sigma_d=0.077\text{N/mm}^2$, $L_c=16.28\text{m}$

Χαρακτηριστική διατμητική αντοχή $f_{vk}=f_{vko}+0.4x f_d$ (EC6 §3.6.2)

$f_{vk}=0.150+0.40x0.077=0.181\text{N/mm}^2$, $max f_{vk}=1.000\text{N/mm}^2$, $f_{vk}=0.181\text{N/mm}^2$ (EC6 εξ.3.5)

Τιμή σχεδιασμού αντοχής έναντι τέμνουσας $V_{rd}=f_{vk}.t.L_c/\gamma_M$ (EC6 §6.2, εξ.6.13)

$V_{rd}=1000x0.181x0.70x16.28/1.67= 1237.0\text{ kN}$

$V_{ed}= 1487.3\text{kN} > 1237.0\text{kN} =V_{rd}$. (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 $\sigma_{dmax}=0.158\text{N/mm}^2$

Η μέγιστη αυτή τάση 0.158 N/mm^2 είναι $\leq f_k/\gamma_M=11.377/2.5= 4.551\text{ N/mm}^2$

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 70x20 [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 = 0.271 mm

Οριζόντια μετατόπιση λόγω παραμόρφωσης οριζοντίου διαφράγματος= 0.000 mm

Καμπτική ροπή σχεδιασμού $M_{ed}=\delta \cdot E \cdot b t^3 / (4H^2)$, $M_{ed}=(1000) \times 0.271 \times 11.38 \times 0.700^3 / (4 \times 3.35^2)=23.60\text{kNm/m}$

$f_{xk1}=0.10\text{N/mm}^2$, $f_{xd1}=0.10/2.50=0.040\text{ N/mm}^2$

$\sigma_d=0.001 \times 1420.4 / (0.70 \times 21.70) \leq 0.2 f_d = 0.2 \times 11.38 / 2.50$, $\sigma_d=0.094\text{ N/mm}^2$ (EC6, (6.16)

Ροπή καμτικής αντοχής $M_{rd}=(f_{xd1}+\sigma_d)t^2/6= (1000) \times (0.040+0.094) \times 0.700^2/6=10.94\text{kNm/m}$ (EC6, (6.15)

$M_{ed}= 23.60\text{kN}>10.94\text{kN} =M_{rd}$, ο έλεγχος ΔΕΝ ικανοποιείται

Ελεγχος σε οριζόντια εκτός επιπέδου τοίχου φορτία λόγω ανέμου (EC6, §6.3, Annex E)

Φορτίο ανέμου $W_{ed}=G_k+1.50W$, $W:=C_{pe}x1.25=0.80x1.25=1.00\text{ kN/m}^2$, $1.50W=1.50x1.00=1.50\text{ kN/m}^2$

$H/L=3.35/21.70=0.15$, $\mu=f_{xk1}/f_{xk2}=1$, $\alpha=0.125$ (Annex E, Tab E)

Καμπτική ροπή σχεδιασμού $M_{ed}=\alpha \cdot W_{ed} \cdot H^2$, $M_{ed}=0.125 \times 1.50 \times 3.35^2=2.10\text{ kNm/m}$

$M_{ed}= 2.10\text{kN}<10.94\text{kN} =M_{rd}$, ο έλεγχος ικανοποιείται

2ος οροφος

T25



Διαστάσεις μήκος=6.30m, ύψος=3.35m, πάχος=0.70m

Λιθοδομή 0.70

Δομικό σύστημα : Αοπλη τοιχοποιία (Ευρωκ.8, §9.3,Τ.9.1)

Κατηγορία κατασκευής :3 (EC6, §2.4.3, Παρ. Α)

Κατηγορία ελέγχου παραγωγής λιθοσωμάτων :II (EC6 §3.1.1)

Θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας: $f_k=11.38\text{ N/mm}^2$ (EC6 §3.6.1.2)

Διατμητική αντοχή τοιχοποιίας: $f_{vko}= 0.15\text{ N/mm}^2$ (EC6 §3.6.2)

Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού: $\gamma_M=2.50$ (EC6, §2.4.3)

Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού με σεισμό: $\gamma_M=(2/3) \times 2.50 (>=1.50)=1.67$ (Ευρωκ-8, §9.6(3))

Μήκος λυγισμού τοίχου $h_{ef}=r \times h= 0.75 \times 3.20= 2.40\text{ m}$ (EC6, §5.5.1.2)

Λυγηρότητα $\lambda=h_{ef}/t_{ef}=2.40/0.70= 3.43 \leq 27$ εντάξει (EC6, §5.5.1.4)

Απαιτήσεις Εθνικού κειμένου εφαρμογής Ευρωκώδικα και Ευρωκώδικα 8 §9.3

Τοιχοποιία Αοπλη με φυσικούς λίθους.

Πάχος τοίχου= 0.700 $\geq 0.400\text{ m}$ (εντάξει)

Λυγηρότητα $\lambda= 3.43 \leq 9$ (εντάξει)

L/h πεσσών: $6.30/3.35=1.88 > 0.50$, δεκτό

Ελεγχος σε κατακόρυφο φορτίο, Φόρτιση 1.35xg+1.50xq (EC6, §6.1)

Ελεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_{id}=(1.35 \times 19.5+1.50 \times 3.4) / 6.30=4.99 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{ed0}=0.001 \times 4.99 / 0.70=0.007 \text{ N/mm}^2$
 Γίνεται μείωση της εκκεντρότητας κατά $(1-k/4)=0.99$ (EC6 Παραρτ. Γ(3))
 Καμπτική ροπή σχεδιασμού στην κορυφή $M_{id}=1.48 \text{ kNm/m}$ (EC6 Παρ. Γ.1)
 Εκκεντρότητα $M_{id}/N_{id}=1.48 / 4.99=0.29638 \text{ m}=0.42 \times (\text{πάχος τοίχου})$ (EC6 Παραρτ. Γ.1)
 Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he}=0.00000 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i=h_{ef} / 450=2.40 / 450=0.00533 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα στην κορυφή $e_e=M_{id}/N_{id}+e_{he}+e_i=0.29638+0.00000+0.00533=0.30171 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e=0.05t=0.05 \times 0.70=0.03500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
 Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή $\Phi_i=1-2e_e/t=1-2 \times 0.30171 / 0.70=0.14$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd}=\Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M=1000 \times 0.14 \times 0.70 \times 11.38 / 2.50=446.0 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 $N_{ed}=5.0 \leq 446.0=N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_{md}=(1.35 \times 173.1+1.50 \times 3.4) / 6.30=37.91 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{ed0}=0.001 \times 37.91 / 0.70=0.054 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στο μεσαίο πέμπτο $M_{md}/N_{md}=0.20 \times 0.29638 \times 5.0 / 37.9=0.00780 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm}=0.00000 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_a=h_{ef} / 450=2.40 / 450=0.00533 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα φορτίων $e_m=M_{md}/N_{md}+e_{hm}+e_a=0.00780+0.00000+0.00533=0.01313 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.7)
 Η λυγηρότητα είναι $3.43 \leq 15$, εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k=0$ (EC6 §6.1.2.2(2))
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο $e_m=e_m+e_k=0.01313+0.00000=0.01313 \text{ m}$ (EC6, εξ.6.7)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_m=0.05t=0.05 \times 0.70=0.03500 \text{ m}$ (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 $N_{rd}=\Phi_m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M=1000 \times 0.90 \times 0.70 \times 11.38 / 2.50=2860.5 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 $N_{ed}=37.9 \leq 2860.5=N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στη βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_{id}=(1.35 \times 403.6+1.50 \times 3.4) / 6.30=87.30 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{ed0}=0.001 \times 87.30 / 0.70=0.125 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_{id}/N_{id}=0.29638 \times 5.0 / 87.3=0.01694 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he}=0.00000 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i=h_{ef} / 450=2.40 / 450=0.00533 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα στην βάση $e_e=M_{id}/N_{id}+e_{he}+e_i=0.01694+0.00000+0.00533=0.02227 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e=0.05t=0.05 \times 0.70=0.03500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
 Μειωτικός συντελεστής στην βάση $\Phi_i=1-2e_e/t=1-2 \times 0.02227 / 0.70=0.90$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd}=\Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M=1000 \times 0.90 \times 0.70 \times 11.38 / 2.50=2867.0 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 Κατακόρυφη θλιπτική τάση από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma_{\text{cm}}=-0.126 \text{ N/mm}^2$
 Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{ed}=1000 \times 0.70 \times 0.126=88.0 \text{ kN/m}$
 $N_{ed}=88.0 \leq 2867.0=N_{rd}$ 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 $N_{id}=(1.00 \times 19.5+0.30 \times 3.4) / 6.30=3.26 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{ed0}=0.001 \times 3.26 / 0.70=0.005 \text{ N/mm}^2$
 Γίνεται μείωση της εκκεντρότητας κατά $(1-k/4)=0.99$ (EC6 Παραρτ. Γ(3))
 Καμπτική ροπή σχεδιασμού στην κορυφή $M_{id}=0.97 \text{ kNm/m}$ (EC6 Παρ. Γ.1)
 Εκκεντρότητα $M_{id}/N_{id}=0.97 / 3.26=0.29650 \text{ m}=0.42 \times (\text{πάχος τοίχου})$ (EC6 Παραρτ. Γ.1)
 Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he}=0.00027 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i=h_{ef} / 450=2.40 / 450=0.00533 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα στην κορυφή $e_e=M_{id}/N_{id}+e_{he}+e_i=0.29650+0.00027+0.00533=0.30211 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e=0.05t=0.05 \times 0.70=0.03500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
 Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή $\Phi_i=1-2e_e/t=1-2 \times 0.30211 / 0.70=0.14$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd}=\Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M=1000 \times 0.14 \times 0.70 \times 11.38 / 1.67=669.0 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 $N_{ed}=3.3 \leq 669.0=N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής τοίχων

Ελεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_{md} = (1.00 \times 173.1 + 0.30 \times 3.4) / 6.30 = 27.64 \text{ kN/m}$
Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $s_{edo} = 0.001 \times 27.64 / 0.70 = 0.039 \text{ N/mm}^2$
Εκκεντρότητα φορτίου στο μεσαίο πέμπτο $M_{md} / N_{md} = 0.20 \times 0.29650 \times 3.3 / 27.6 = 0.00699 \text{ m}$
Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00014 \text{ m}$
Τυχηματική εκκεντρότητα $e_a = h_{ef} / 450 = 2.40 / 450 = 0.00533 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
Εκκεντρότητα φορτίων $e_m = M_{md} / N_{md} + e_{hm} + e_a = 0.00699 + 0.00014 + 0.00533 = 0.01246 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.7)
Η λυγηρότητα είναι $3.43 \leq 15$, εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_{k0} = 0$ (EC6 §6.1.2.2(2))
Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο $e_m = e_m + e_{k0} = 0.01246 + 0.00000 = 0.01246 \text{ m}$ (EC6, εξ.6.7)
Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_m = 0.05t = 0.05 \times 0.70 = 0.03500 \text{ m}$ (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 $N_{rd} = \Phi_m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.70 \times 11.38 / 1.67 = 4290.7 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 $N_{ed} = 27.6 \leq 4290.7 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στη βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_{id} = (1.00 \times 403.6 + 0.30 \times 3.4) / 6.30 = 64.23 \text{ kN/m}$
Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $s_{edo} = 0.001 \times 64.23 / 0.70 = 0.092 \text{ N/mm}^2$
Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_{id} / N_{id} = 0.29650 \times 3.3 / 64.2 = 0.01504 \text{ m}$
Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he} = 0.00027 \text{ m}$
Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef} / 450 = 2.40 / 450 = 0.00533 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
Εκκεντρότητα στην βάση $e_e = M_{id} / N_{id} + e_{he} + e_i = 0.01504 + 0.00027 + 0.00533 = 0.02064 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)
Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e = 0.05t = 0.05 \times 0.70 = 0.03500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
Μειωτικός συντελεστής στην βάση $\Phi_i = 1 - 2e_e / t = 1 - 2 \times 0.02064 / 0.70 = 0.90$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.70 \times 11.38 / 1.67 = 4300.5 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
Κατακόρυφη θλιπτική τάση από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\max s_{pn} = -0.319 \text{ N/mm}^2$
Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{ed} = 1000 \times 0.70 \times 0.319 = 223.1 \text{ kN/m}$
 $N_{ed} = 223.1 \leq 4300.5 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος σε διάτμηση, φόρτιση $1.00xg+0.30xq+\Sigma$ εισμός (EC6, §6.2)

$V_{ed} = 376.2 \text{ kN}$, $\tau_{\max} = 0.126 \text{ N/mm}^2$, $s_d = 0.075 \text{ N/mm}^2$, $L_c = 4.73 \text{ m}$
Χαρακτηριστική διατμητική αντοχή $f_{vk} = f_{vko} + 0.4x f_d$ (EC6 §3.6.2)
 $f_{vk} = 0.150 + 0.40 \times 0.075 = 0.180 \text{ N/mm}^2$, $\max f_{vk} = 1.000 \text{ N/mm}^2$, $f_{vk} = 0.180 \text{ N/mm}^2$ (EC6 εξ.3.5)
Τιμή σχεδιασμού αντοχής έναντι τέμνουσας $V_{rd} = f_{vk} \cdot t \cdot L_c / \gamma_M$ (EC6 §6.2, εξ.6.13)
 $V_{rd} = 1000 \times 0.180 \times 0.70 \times 4.73 / 1.67 = 357.4 \text{ kN}$

$V_{ed} = 376.2 \text{ kN} > 357.4 \text{ kN} = V_{rd}$. (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 $s_{sd\max} = 0.141 \text{ N/mm}^2$
Η μέγιστη αυτή τάση 0.141 N/mm^2 είναι $\leq f_k / \gamma_M = 11.377 / 2.5 = 4.551 \text{ N/mm}^2$
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 70×20 [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 = 0.271 mm
Οριζόντια μετατόπιση λόγω παραμόρφωσης οριζοντίου διαφράγματος = 0.000 mm
Καμπτική ροπή σχεδιασμού $M_{ed} = \delta \cdot E \cdot b t^3 / (4H^2)$, $M_{ed} = (1000) \times 0.271 \times 11.38 \times 0.700^3 / (4 \times 3.35^2) = 23.60 \text{ kNm/m}$
 $f_{xk1} = 0.10 \text{ N/mm}^2$, $f_{xd1} = 0.10 / 2.50 = 0.040 \text{ N/mm}^2$
 $s_d = 0.001 \times 403.6 / (0.70 \times 6.30) \leq 0.2 f_d = 0.2 \times 11.38 / 2.50$, $s_d = 0.092 \text{ N/mm}^2$ (EC6, (6.16))
Ροπή καμπτικής αντοχής $M_{rd} = (f_{xd1} + s_d) t^2 / 6 = (0.040 + 0.092) \times 0.700^2 / 6 = 10.78 \text{ kNm/m}$ (EC6, (6.15))
 $M_{ed} = 23.60 \text{ kN} > 10.78 \text{ kN} = M_{rd}$, ο έλεγχος ΔΕΝ ικανοποιείται

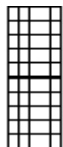
Ελεγχος αντοχής τοίχων

Έλεγχος σε οριζόντια εκτός επιπέδου τοίχου φορτία λόγω ανέμου (EC6, §6.3, Annex E)

Φορτίο ανέμου $W_{ed} = G_k + 1.50W$, $W = C_{pe} \times 1.25 = 0.80 \times 1.25 = 1.00 \text{ kN/m}^2$, $1.50W = 1.50 \times 1.00 = 1.50 \text{ kN/m}^2$
 $H/L = 3.35/6.30 = 0.53$, $\mu = f_{xk1}/f_{xk2} = 1$, $\alpha_1 = \mu \alpha_2$, $\alpha_2 = 0.021$ (Annex E, Tab E)
Καμπτική ροπή σχεδιασμού $M_{ed} = \alpha_1 \cdot W_{ed} \cdot L^2$, $M_{ed} = 0.021 \times 1.50 \times 6.30^2 = 1.25 \text{ kNm/m}$
 $M_{ed} = 1.25 \text{ kN} < 10.78 \text{ kN} = M_{rd}$, ο έλεγχος ικανοποιείται

2ος οροφος

T26



Διαστάσεις μήκος=1.40m, ύψος=3.35m, πάχος=0.70m
Λιθοδομή 0.70

Δομικό σύστημα : Αοπλη τοιχοποιία (Ευρωκ.8, §9.3, Τ.9.1)

Κατηγορία κατασκευής : 3 (EC6, §2.4.3, Παρ. Α)

Κατηγορία ελέγχου παραγωγής λιθοσωμάτων : II (EC6 §3.1.1)

Θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας: $f_{k} = 11.38 \text{ N/mm}^2$ (EC6 §3.6.1.2)

Διατμητική αντοχή τοιχοποιίας: $f_{vko} = 0.15 \text{ N/mm}^2$ (EC6 §3.6.2)

Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού: $\gamma_M = 2.50$ (EC6, §2.4.3)

Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού με σεισμό: $\gamma_M = (2/3) \times 2.50 (>= 1.50) = 1.67$ (Ευρωκ-8, §9.6(3))

Μήκος λυγισμού τοίχου $h_{ef} = r \times h = 0.75 \times 3.20 = 2.40 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.2)

Λυγρότητα $\lambda = h_{ef}/t_{ef} = 2.40/0.70 = 3.43 < 27$ εντάξει (EC6, §5.5.1.4)

Απαιτήσεις Εθνικού κειμένου εφαρμογής Ευρωκώδικα και Ευρωκώδικα 8 §9.3

Τοιχοποιία Αοπλη με φυσικούς λίθους.

Πάχος τοίχου = 0.700 $>= 0.400 \text{ m}$ (εντάξει)

Λυγρότητα $\lambda = 3.43 < 9$ (εντάξει)

L/h πεσσών: $1.40/3.35 = 0.42 < 0.50$, δεκτό

Έλεγχος σε κατακόρυφο φορτίο, φόρτιση 1.35xg+1.50xq (EC6, §6.1)

Έλεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_{id} = (1.35 \times 3.6 + 1.50 \times 0.6) / 1.40 = 4.11 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{edo} = 0.001 \times 4.11 / 0.70 = 0.006 \text{ N/mm}^2$

Γίνεται μείωση της εκκεντρότητας κατά $(1-k/4) = 0.99$ (EC6 Παραρτ. Γ(3))

Καμπτική ροπή σχεδιασμού στην κορυφή $M_{id} = 6.23 \text{ kNm/m}$ (EC6 Παρ. Γ.1)

Εκκεντρότητα $M_{id}/N_{id} = 6.23/4.11 = 1.51373 \text{ m} = 2.16 \times (\text{πάχος τοίχου})$ (EC6 Παραρτ. Γ.1)

Η εκκεντρότητα $> 45\%$ του πάχους του τοίχου άρα υπολογίζεται όπως (EC6 Παραρτ. Γ(5))

Βάθος έδρασης $= 0.10 \times 0.700 = 0.070 \text{ m}$ εκκεντρότητα φορτίου στην κορυφή $M_{id}/N_{id} = 0.31500 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he} = 0.00000 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef}/450 = 2.40/450 = 0.00533 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)

Εκκεντρότητα στην κορυφή $e_e = M_{id}/N_{id} + e_{he} + e_i = 0.31500 + 0.00000 + 0.00533 = 0.32033 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)

Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e = 0.05t = 0.05 \times 0.70 = 0.03500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)

Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή $\Phi_i = 1 - 2e_e/t = 1 - 2 \times 0.32033/0.70 = 0.08$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.08 \times 0.70 \times 11.38 / 2.50 = 254.8 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)

$N_{ed} = 4.1 < 254.8 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Έλεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_{md} = (1.35 \times 37.8 + 1.50 \times 0.6) / 1.40 = 37.05 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{edo} = 0.001 \times 37.05 / 0.70 = 0.053 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου στο μεσαίο πέμπτο $M_{md}/N_{md} = 0.20 \times 0.31500 \times 4.1 / 37.1 = 0.00700 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00000 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα $e_a = h_{ef}/450 = 2.40/450 = 0.00533 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)

Εκκεντρότητα φορτίων $e_m = M_{md}/N_{md} + e_{hm} + e_a = 0.00700 + 0.00000 + 0.00533 = 0.01233 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.7)

Η λυγρότητα είναι $3.43 < 15$, εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$ (EC6 §6.1.2.2(2))

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο $e_m = e_m + e_k = 0.01233 + 0.00000 = 0.01233 \text{ m}$ (EC6, εξ.6.7)

Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_m = 0.05t = 0.05 \times 0.70 = 0.03500 \text{ m}$ (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 $N_{rd} = \Phi_m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.70 \times 11.38 / 2.50 = 2860.5 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)

$N_{ed} = 37.1 < 2860.5 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στη βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_{id}=(1.35 \times 89.0+1.50 \times 0.6) / 1.40=86.46 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $s_{edo}=0.001 \times 86.46 / 0.70=0.124 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $Mid/N_{id}=0.31500 \times 4.1 / 86.5=0.01499 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he}=0.00000 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i=hef / 450=2.40 / 450=0.00533 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα στην βάση $ee=Mid/N_{id}+e_{he}+e_i=0.01499+0.00000+0.00533=0.02032 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min ee=0.05t=0.05 \times 0.70=0.03500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
 Μειωτικός συντελεστής στην βάση $\phi_i=1-2ee/t=1-2 \times 0.02032 / 0.70=0.90$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd}=\phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M=1000 \times 0.90 \times 0.70 \times 11.38 / 2.50=2867.0 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 Κατακόρυφη θλιπτική τάση από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\max s_n=-0.127 \text{ N/mm}^2$
 Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{ed}=1000 \times 0.70 \times 0.127=89.0 \text{ kN/m}$
 $N_{ed}=89.0 \leq 2867.0=N_{rd}$ 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 $N_{id}=(1.00 \times 3.6+0.30 \times 0.6) / 1.40=2.70 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $s_{edo}=0.001 \times 2.70 / 0.70=0.004 \text{ N/mm}^2$
 Γίνεται μείωση της εκκεντρότητας κατά $(1-k/4)=0.99$ (EC6 Παραρτ. Γ(3))
 Καμπτική ροπή σχεδιασμού στην κορυφή $Mid=4.07 \text{ kNm/m}$ (EC6 Παρ. Γ.1)
 Εκκεντρότητα $Mid/N_{id}=4.07 / 2.70=1.50788 \text{ m}=2.15 \times (\text{πάχος τοίχου})$ (EC6 Παραρτ. Γ.1)
 Η εκκεντρότητα >45% του πάχους του τοίχου άρα υπολογίζεται όπως (EC6 Παραρ. Γ(5))
 Βάθος έδρασης $=0.10 \times 0.700=0.070 \text{ m}$ εκκεντρότητα φορτίου στην κορυφή $Mid/N_{id}=0.31500 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he}=0.00027 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i=hef / 450=2.40 / 450=0.00533 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα στην κορυφή $ee=Mid/N_{id}+e_{he}+e_i=0.31500+0.00027+0.00533=0.32060 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min ee=0.05t=0.05 \times 0.70=0.03500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
 Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή $\phi_i=1-2ee/t=1-2 \times 0.32060 / 0.70=0.08$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd}=\phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M=1000 \times 0.08 \times 0.70 \times 11.38 / 1.67=382.3 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 $N_{ed}=2.7 \leq 382.3=N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_{md}=(1.00 \times 37.8+0.30 \times 0.6) / 1.40=27.10 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $s_{edo}=0.001 \times 27.10 / 0.70=0.039 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στο μεσαίο πέμπτο $M_{md}/N_{md}=0.20 \times 0.31500 \times 2.7 / 27.1=0.00628 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm}=0.00014 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_a=hef / 450=2.40 / 450=0.00533 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα φορτίων $e_m=M_{md}/N_{md}+e_{hm}+e_a=0.00628+0.00014+0.00533=0.01175 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.7)
 Η λυγηρότητα είναι $3.43 \leq 15$, εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k=0$ (EC6 §6.1.2.2(2))
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο $e_m=e_m+e_k=0.01175+0.00000=0.01175 \text{ m}$ (EC6, εξ.6.7)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_m=0.05t=0.05 \times 0.70=0.03500 \text{ m}$ (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 $N_{rd}=\phi_m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M=1000 \times 0.90 \times 0.70 \times 11.38 / 1.67=4290.7 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 $N_{ed}=27.1 \leq 4290.7=N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στη βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_{id}=(1.00 \times 89.0+0.30 \times 0.6) / 1.40=63.70 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $s_{edo}=0.001 \times 63.70 / 0.70=0.091 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $Mid/N_{id}=0.31500 \times 2.7 / 63.7=0.01335 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he}=0.00027 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i=hef / 450=2.40 / 450=0.00533 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα στην βάση $ee=Mid/N_{id}+e_{he}+e_i=0.01335+0.00027+0.00533=0.01896 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min ee=0.05t=0.05 \times 0.70=0.03500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
 Μειωτικός συντελεστής στην βάση $\phi_i=1-2ee/t=1-2 \times 0.01896 / 0.70=0.90$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd}=\phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M=1000 \times 0.90 \times 0.70 \times 11.38 / 1.67=4300.5 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 Κατακόρυφη θλιπτική τάση από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\max s_n=-0.446 \text{ N/mm}^2$
 Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{ed}=1000 \times 0.70 \times 0.446=311.9 \text{ kN/m}$
 $N_{ed}=311.9 \leq 4300.5=N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος σε διάτμηση, φόρτιση 1.00xg+0.30xq+Σεισμός (EC6, §6.2)

$V_{ed}=70.4\text{kN}$, $\tau_{max}=0.113\text{N/mm}^2$, $\sigma_d=0.087\text{N/mm}^2$, $L_c=1.05\text{m}$

Χαρακτηριστική διατμητική αντοχή $f_{vk}=f_{vko}+0.4x f_d$ (EC6 §3.6.2)

$f_{vk}=0.150+0.40x0.087=0.185\text{N/mm}^2$, $max f_{vk}=1.000\text{N/mm}^2$, $f_{vk}=0.185\text{N/mm}^2$ (EC6 εξ.3.5)

Τιμή σχεδιασμού αντοχής έναντι τέμνουσας $V_{rd}=f_{vk}.t.L_c/\gamma_M$ (EC6 §6.2, εξ.6.13)

$V_{rd}=1000x0.185x0.70x1.05/1.67= 81.5 \text{ kN}$

$V_{ed}= 70.4\text{kN} \leq 81.5\text{kN} =V_{rd}$. (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 $\sigma_{dmax}=0.135\text{N/mm}^2$

Η μέγιστη αυτή τάση 0.135 N/mm^2 είναι $\leq f_k/\gamma_M=11.377/2.5= 4.551 \text{ N/mm}^2$

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 70x20 [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 = 0.126 mm

Οριζόντια μετατόπιση λόγω παραμόρφωσης οριζοντίου διαφράγματος= 0.000 mm

Καμπτική ροπή σχεδιασμού $M_{ed}=\delta \cdot E \cdot b t^3 / (4H^2)$, $M_{ed}=(1000) \times 0.126 \times 11.38 \times 0.700^3 / (4 \times 3.35^2)=10.99\text{kNm/m}$

$f_{xk1}=0.10\text{N/mm}^2$, $f_{xd1}=0.10/2.50=0.040 \text{ N/mm}^2$

$\sigma_d=0.001 \times 89.0 / (0.70 \times 1.40) \leq 0.2 f_d=0.2 \times 11.38 / 2.50$, $\sigma_d=0.091 \text{ N/mm}^2$ (EC6, (6.16)

Ροπή καμτικής αντοχής $M_{rd}=(f_{xd1}+\sigma_d)t^2/6= (1000) \times (0.040+0.091) \times 0.700^2/6=10.70\text{kNm/m}$ (EC6, (6.15)

$M_{ed}= 10.99\text{kN}>10.70\text{kN} =M_{rd}$, ο έλεγχος ΔΕΝ ικανοποιείται

Ελεγχος σε οριζόντια εκτός επιπέδου τοίχου φορτία λόγω ανέμου (EC6, §6.3, Annex E)

Φορτίο ανέμου $W_{ed}=G_k+1.50W$, $W:=C_{pe}x1.25=0.80x1.25=1.00 \text{ kN/m}^2$, $1.50W=1.50x1.00=1.50 \text{ kN/m}^2$

$H/L=3.35/1.40=2.39$, $\mu=f_{xk1}/f_{xk2}=1$, $\alpha_1=\mu\alpha_2$, $\alpha_2=0.071$ (Annex E, Tab E)

Καμπτική ροπή σχεδιασμού $M_{ed}=\alpha_1 \cdot W_{ed} \cdot L^2$, $M_{ed}=0.071 \times 1.50 \times 1.40^2=0.21 \text{ kNm/m}$

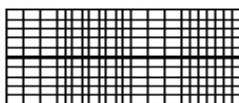
$M_{ed}= 0.21\text{kN}<10.70\text{kN} =M_{rd}$, ο έλεγχος ικανοποιείται

2ος οροφος

T27

Διαστάσεις μήκος=9.50m, ύψος=3.35m, πάχος=0.70m

Λιθοδομή 0.70



Δομικό σύστημα : Αοπλη τοιχοποιία (Ευρωκ.8, §9.3,Τ.9.1)

Κατηγορία κατασκευής :3 (EC6, §2.4.3, Παρ. Α)

Κατηγορία ελέγχου παραγωγής λιθοσωμάτων :II (EC6 §3.1.1)

Θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας: $f_k=11.38 \text{ N/mm}^2$ (EC6 §3.6.1.2)

Διατμητική αντοχή τοιχοποιίας: $f_{vko}= 0.15 \text{ N/mm}^2$ (EC6 §3.6.2)

Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού: $\gamma_M=2.50$ (EC6, §2.4.3)

Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού με σεισμό: $\gamma_M=(2/3) \times 2.50 (>=1.50)=1.67$ (Ευρωκ-8, §9.6(3))

Μήκος λυγισμού τοίχου $h_{ef}=\rho x h= 0.75 \times 3.20= 2.40 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.2)

Λυγηρότητα $\lambda=h_{ef}/t_{ef}=2.40/0.70= 3.43 \leq 27$ εντάξει (EC6, §5.5.1.4)

Απαιτήσεις Εθνικού κειμένου εφαρμογής Ευρωκώδικα και Ευρωκώδικα 8 §9.3

Τοιχοποιία Αοπλη με φυσικούς λίθους.

Πάχος τοίχου= 0.700 $\geq 0.400 \text{ m}$ (εντάξει)

Λυγηρότητα $\lambda= 3.43 \leq 9$ (εντάξει)

L/h πεσσών: $9.50/3.35=2.84 > 0.50$, δεκτό

Ελεγχος σε κατακόρυφο φορτίο, Φόρτιση 1.35xg+1.50xq (EC6, §6.1)

Ελεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_{id}=(1.35 \times 45.9 + 1.50 \times 8.7) / 9.50 = 7.90 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{ed0} = 0.001 \times 7.90 / 0.70 = 0.011 \text{ N/mm}^2$
 Γίνεται μείωση της εκκεντρότητας κατά $(1-k/4) = 1.00$ (EC6 Παραρτ. Γ(3))
 Καμπτική ροπή σχεδιασμού στην κορυφή $M_{id} = 9.54 \text{ kNm/m}$ (EC6 Παρ. Γ.1)
 Εκκεντρότητα $M_{id}/N_{id} = 9.54 / 7.90 = 1.20875 \text{ m} = 1.73 \times (\text{πάχος τοίχου})$ (EC6 Παραρτ. Γ.1)
 Η εκκεντρότητα >45% του πάχους του τοίχου άρα υπολογίζεται όπως (EC6 Παραρ. Γ(5))
 Βάθος έδρασης $= 0.10 \times 0.700 = 0.070 \text{ m}$ εκκεντρότητα φορτίου στην κορυφή $M_{id}/N_{id} = 0.31500 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he} = 0.00000 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef} / 450 = 2.40 / 450 = 0.00533 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα στην κορυφή $e_e = M_{id}/N_{id} + e_{he} + e_i = 0.31500 + 0.00000 + 0.00533 = 0.32033 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e = 0.05t = 0.05 \times 0.70 = 0.03500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
 Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή $\Phi_i = 1 - 2e_e/t = 1 - 2 \times 0.32033 / 0.70 = 0.08$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.08 \times 0.70 \times 11.38 / 2.50 = 254.8 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 $N_{ed} = 7.9 \leq 254.8 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_{md}=(1.35 \times 277.6 + 1.50 \times 8.7) / 9.50 = 40.82 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{ed0} = 0.001 \times 40.82 / 0.70 = 0.058 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στο μεσαίο πέμπτο $M_{md}/N_{md} = 0.20 \times 0.31500 \times 7.9 / 40.8 = 0.01219 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00000 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_a = h_{ef} / 450 = 2.40 / 450 = 0.00533 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα φορτίων $e_m = M_{md}/N_{md} + e_{hm} + e_a = 0.01219 + 0.00000 + 0.00533 = 0.01752 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.7)
 Η λυγηρότητα είναι $3.43 \leq 15$, εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$ (EC6 §6.1.2.2(2))
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο $e_m = e_m + e_k = 0.01752 + 0.00000 = 0.01752 \text{ m}$ (EC6, εξ.6.7)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_m = 0.05t = 0.05 \times 0.70 = 0.03500 \text{ m}$ (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 $N_{rd} = \Phi_m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.70 \times 11.38 / 2.50 = 2860.5 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 $N_{ed} = 40.8 \leq 2860.5 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στη βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_{id}=(1.35 \times 625.1 + 1.50 \times 8.7) / 9.50 = 90.20 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{ed0} = 0.001 \times 90.20 / 0.70 = 0.129 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_{id}/N_{id} = 0.31500 \times 7.9 / 90.2 = 0.02757 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he} = 0.00000 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef} / 450 = 2.40 / 450 = 0.00533 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα στην βάση $e_e = M_{id}/N_{id} + e_{he} + e_i = 0.02757 + 0.00000 + 0.00533 = 0.03291 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e = 0.05t = 0.05 \times 0.70 = 0.03500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
 Μειωτικός συντελεστής στην βάση $\Phi_i = 1 - 2e_e/t = 1 - 2 \times 0.03291 / 0.70 = 0.90$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.70 \times 11.38 / 2.50 = 2867.0 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 Κατακόρυφη θλιπτική τάση από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma_n = -0.135 \text{ N/mm}^2$
 Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{ed} = 1000 \times 0.70 \times 0.135 = 94.7 \text{ kN/m}$
 $N_{ed} = 94.7 \leq 2867.0 = N_{rd}$ 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 $N_{id}=(1.00 \times 45.9 + 0.30 \times 8.7) / 9.50 = 5.11 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{ed0} = 0.001 \times 5.11 / 0.70 = 0.007 \text{ N/mm}^2$
 Γίνεται μείωση της εκκεντρότητας κατά $(1-k/4) = 1.00$ (EC6 Παραρτ. Γ(3))
 Καμπτική ροπή σχεδιασμού στην κορυφή $M_{id} = 6.24 \text{ kNm/m}$ (EC6 Παρ. Γ.1)
 Εκκεντρότητα $M_{id}/N_{id} = 6.24 / 5.11 = 1.22141 \text{ m} = 1.74 \times (\text{πάχος τοίχου})$ (EC6 Παραρτ. Γ.1)
 Η εκκεντρότητα >45% του πάχους του τοίχου άρα υπολογίζεται όπως (EC6 Παραρ. Γ(5))
 Βάθος έδρασης $= 0.10 \times 0.700 = 0.070 \text{ m}$ εκκεντρότητα φορτίου στην κορυφή $M_{id}/N_{id} = 0.31500 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he} = 0.00027 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef} / 450 = 2.40 / 450 = 0.00533 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα στην κορυφή $e_e = M_{id}/N_{id} + e_{he} + e_i = 0.31500 + 0.00027 + 0.00533 = 0.32060 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e = 0.05t = 0.05 \times 0.70 = 0.03500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
 Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή $\Phi_i = 1 - 2e_e/t = 1 - 2 \times 0.32060 / 0.70 = 0.08$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.08 \times 0.70 \times 11.38 / 1.67 = 382.3 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 $N_{ed} = 5.1 \leq 382.3 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_{md} = (1.00 \times 277.6 + 0.30 \times 8.7) / 9.50 = 29.49 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{edo} = 0.001 \times 29.49 / 0.70 = 0.042 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στο μεσαίο πέμπτο $M_{md} / N_{md} = 0.20 \times 0.31500 \times 5.1 / 29.5 = 0.01091 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00014 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_a = h_{ef} / 450 = 2.40 / 450 = 0.00533 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα φορτίων $e_m = M_{md} / N_{md} + e_{hm} + e_a = 0.01091 + 0.00014 + 0.00533 = 0.01638 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.7)
 Η λυγηρότητα είναι $3.43 \leq 15$, εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_{k0} = 0$ (EC6 §6.1.2.2(2))
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο $e_m = e_m + e_{k0} = 0.01638 + 0.00000 = 0.01638 \text{ m}$ (EC6, εξ.6.7)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_m = 0.05t = 0.05 \times 0.70 = 0.03500 \text{ m}$ (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 $N_{rd} = \Phi_m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.70 \times 11.38 / 1.67 = 4290.7 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 $N_{ed} = 29.5 \leq 4290.7 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στη βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_{id} = (1.00 \times 625.1 + 0.30 \times 8.7) / 9.50 = 66.07 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{edo} = 0.001 \times 66.07 / 0.70 = 0.094 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_{id} / N_{id} = 0.31500 \times 5.1 / 66.1 = 0.02434 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he} = 0.00027 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef} / 450 = 2.40 / 450 = 0.00533 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα στην βάση $e_e = M_{id} / N_{id} + e_{he} + e_i = 0.02434 + 0.00027 + 0.00533 = 0.02995 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e = 0.05t = 0.05 \times 0.70 = 0.03500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
 Μειωτικός συντελεστής στην βάση $\Phi_i = 1 - 2e_e / t = 1 - 2 \times 0.02995 / 0.70 = 0.90$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.70 \times 11.38 / 1.67 = 4300.5 \text{ kN/m}$ (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 $N_{ed} = 1000 \times 0.70 \times 0.319 = 223.6 \text{ kN/m}$
 $N_{ed} = 223.6 \leq 4300.5 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος σε διάτμηση, φόρτιση 1.00xg+0.30xq+Σεισμός (EC6, §6.2)

$V_{ed} = 623.5 \text{ kN}$, $\tau_{\max} = 0.125 \text{ N/mm}^2$, $\sigma_d = 0.051 \text{ N/mm}^2$, $L_c = 7.13 \text{ m}$
 Χαρακτηριστική διατμητική αντοχή $f_{vk} = f_{vko} + 0.4 \times f_d$ (EC6 §3.6.2)
 $f_{vk} = 0.150 + 0.40 \times 0.051 = 0.170 \text{ N/mm}^2$, $\max f_{vk} = 1.000 \text{ N/mm}^2$, $f_{vk} = 0.170 \text{ N/mm}^2$ (EC6 εξ.3.5)
 Τιμή σχεδιασμού αντοχής έναντι τέμνουσας $V_{rd} = f_{vk} \cdot t \cdot L_c / \gamma_M$ (EC6 §6.2, εξ.6.13)
 $V_{rd} = 1000 \times 0.170 \times 0.70 \times 7.13 / 1.67 = 509.8 \text{ kN}$

$V_{ed} = 623.5 \text{ kN} > 509.8 \text{ kN} = V_{rd}$. (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 $\sigma_{sd\max} = 0.154 \text{ N/mm}^2$
 Η μέγιστη αυτή τάση 0.154 N/mm^2 είναι $\leq f_k / \gamma_M = 11.377 / 2.5 = 4.551 \text{ N/mm}^2$
 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 70x20 [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 = 0.271 mm
 Οριζόντια μετατόπιση λόγω παραμόρφωσης οριζοντίου διαφράγματος = 0.000 mm
 Καμπτική ροπή σχεδιασμού $M_{ed} = \delta \cdot E \cdot b t^3 / (4H^2)$, $M_{ed} = (1000) \times 0.271 \times 11.38 \times 0.700^3 / (4 \times 3.35^2) = 23.60 \text{ kNm/m}$
 $f_{xk1} = 0.10 \text{ N/mm}^2$, $f_{xd1} = 0.10 / 2.50 = 0.040 \text{ N/mm}^2$
 $\sigma_d = 0.001 \times 625.1 / (0.70 \times 9.50) \leq 0.2 f_d = 0.2 \times 11.38 / 2.50$, $\sigma_d = 0.094 \text{ N/mm}^2$ (EC6, (6.16))
 Ροπή καμπτικής αντοχής $M_{rd} = (f_{xd1} + \sigma_d) t^2 / 6 = (1000) \times (0.040 + 0.094) \times 0.700^2 / 6 = 10.94 \text{ kNm/m}$ (EC6, (6.15))
 $M_{ed} = 23.60 \text{ kN} > 10.94 \text{ kN} = M_{rd}$, ο έλεγχος ΔΕΝ ικανοποιείται

Ελεγχοι αντοχής τοίχων

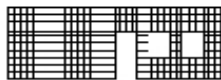
Έλεγχος σε οριζόντια εκτός επιπέδου τοίχου φορτία λόγω ανέμου (EC6, §6.3, Annex E)

Φορτίο ανέμου $W_{ed} = G_k + 1.50W$, $W = C_{pe} \times 1.25 = 0.80 \times 1.25 = 1.00 \text{ kN/m}^2$, $1.50W = 1.50 \times 1.00 = 1.50 \text{ kN/m}^2$
 $H/L = 3.35/9.50 = 0.35$, $\mu = f_{xk1}/f_{xk2} = 1$, $\alpha_1 = \mu \alpha_2$, $\alpha_2 = 0.013$ (Annex E, Tab E)
Καμπτική ροπή σχεδιασμού $M_{ed} = \alpha_1 \cdot W_{ed} \cdot L^2$, $M_{ed} = 0.013 \times 1.50 \times 9.50^2 = 1.76 \text{ kNm/m}$
 $M_{ed} = 1.76 \text{ kN} \leq 10.94 \text{ kN} = M_{rd}$, ο έλεγχος ικανοποιείται

2ος οροφος

T28

Διαστάσεις μήκος=11.50m, ύψος=3.35m, πάχος=0.70m
Λιθοδομή 0.70



Δομικό σύστημα : Αοπλη τοιχοποιία (Ευρωκ.8, §9.3, Τ.9.1)
Κατηγορία κατασκευής : 3 (EC6, §2.4.3, Παρ. Α)
Κατηγορία ελέγχου παραγωγής λιθοσωμάτων : II (EC6 §3.1.1)
Θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας: $f_{k} = 11.38 \text{ N/mm}^2$ (EC6 §3.6.1.2)
Διατμητική αντοχή τοιχοποιίας: $f_{vko} = 0.15 \text{ N/mm}^2$ (EC6 §3.6.2)

Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού: $\gamma_M = 2.50$ (EC6, §2.4.3)

Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού με σεισμό: $\gamma_M = (2/3) \times 2.50 (>= 1.50) = 1.67$ (Ευρωκ-8, §9.6(3))

Μήκος λυγισμού τοίχου $h_{ef} = \rho x h = 0.75 \times 3.20 = 2.40 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.2)

Λυγηρότητα $\lambda = h_{ef}/t_{ef} = 2.40/0.70 = 3.43 \leq 27$ εντάξει (EC6, §5.5.1.4)

Απαιτήσεις Εθνικού κειμένου εφαρμογής Ευρωκώδικα και Ευρωκώδικα 8 §9.3

Τοιχοποιία Αοπλη με φυσικούς λίθους.

Πάχος τοίχου = 0.700 $\geq 0.400 \text{ m}$ (εντάξει)

Λυγηρότητα $\lambda = 3.43 \leq 9$ (εντάξει)

L/h πεσσών: $0.60/2.20 = 0.27 < 0.50$, $0.55/1.20 = 0.46 < 0.50$ μη δεκτό

L/h πεσσών: $5.80/2.20 = 2.64 > 0.50$, $0.94/1.20 = 0.79 > 0.50$ δεκτό

Έλεγχος σε κατακόρυφο φορτίο, φόρτιση $1.35x_g + 1.50x_q$ (EC6, §6.1)

Έλεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_{id} = (1.35 \times 152.2 + 1.50 \times 25.7) / 11.50 = 21.22 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{edo} = 0.001 \times 21.22 / 0.70 = 0.030 \text{ N/mm}^2$

Γίνεται μείωση της εκκεντρότητας κατά $(1-k/4) = 1.00$ (EC6 Παραρτ. Γ(3))

Καμπτική ροπή σχεδιασμού στην κορυφή $M_{id} = 7.23 \text{ kNm/m}$ (EC6 Παρ. Γ.1)

Εκκεντρότητα $M_{id}/N_{id} = 7.23/21.22 = 0.34092 \text{ m} = 0.49 \times (\text{πάχος τοίχου})$ (EC6 Παραρτ. Γ.1)

Η εκκεντρότητα $> 45\%$ του πάχους του τοίχου άρα υπολογίζεται όπως (EC6 Παραρτ. Γ(5))

Βάθος έδρασης $= 0.10 \times 0.700 = 0.070 \text{ m}$ εκκεντρότητα φορτίου στην κορυφή $M_{id}/N_{id} = 0.31500 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he} = 0.00000 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef}/450 = 2.40/450 = 0.00533 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)

Εκκεντρότητα στην κορυφή $e_e = M_{id}/N_{id} + e_{he} + e_i = 0.31500 + 0.00000 + 0.00533 = 0.32033 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)

Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e = 0.05t = 0.05 \times 0.70 = 0.03500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)

Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή $\phi_i = 1 - 2e_e/t = 1 - 2 \times 0.32033/0.70 = 0.08$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.08 \times 0.70 \times 11.38 / 2.50 = 254.8 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)

$N_{ed} = 21.2 \leq 254.8 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Έλεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_{md} = (1.35 \times 392.5 + 1.50 \times 25.7) / 7.90 = 71.95 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{edo} = 0.001 \times 71.95 / 0.70 = 0.103 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου στο μεσαίο πέμπτο $M_{md}/N_{md} = 0.20 \times 0.31500 \times 21.2 / 71.9 = 0.01858 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00000 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα $e_a = h_{ef}/450 = 2.40/450 = 0.00533 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)

Εκκεντρότητα φορτίων $e_m = M_{md}/N_{md} + e_{hm} + e_a = 0.01858 + 0.00000 + 0.00533 = 0.02391 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.7)

Η λυγηρότητα είναι $3.43 \leq 15$, εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$ (EC6 §6.1.2.2(2))

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο $e_m = e_m + e_k = 0.02391 + 0.00000 = 0.02391 \text{ m}$ (EC6, εξ.6.7)

Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_m = 0.05t = 0.05 \times 0.70 = 0.03500 \text{ m}$ (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 $N_{rd} = \phi_m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.70 \times 11.38 / 2.50 = 2860.5 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)

$N_{ed} = 71.9 \leq 2860.5 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στη βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_{id}=(1.35 \times 752.9 + 1.50 \times 25.7) / 10.30 = 102.42 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $s_{edo} = 0.001 \times 102.42 / 0.70 = 0.146 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $Mid/N_{id} = 0.31500 \times 21.2 / 102.4 = 0.06526 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he} = 0.00000 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef} / 450 = 2.40 / 450 = 0.00533 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα στην βάση $ee = Mid/N_{id} + e_{he} + e_i = 0.06526 + 0.00000 + 0.00533 = 0.07059 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min ee = 0.05t = 0.05 \times 0.70 = 0.03500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
 Μειωτικός συντελεστής στην βάση $\Phi_i = 1 - 2ee/t = 1 - 2 \times 0.07059 / 0.70 = 0.80$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.80 \times 0.70 \times 11.38 / 2.50 = 2548.4 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 Κατακόρυφη θλιπτική τάση από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\max s_n = -0.308 \text{ N/mm}^2$
 Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{ed} = 1000 \times 0.70 \times 0.308 = 215.7 \text{ kN/m}$
 $N_{ed} = 215.7 \leq 2548.4 = N_{rd}$ 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 $N_{id}=(1.00 \times 152.2 + 0.30 \times 25.7) / 11.50 = 13.91 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $s_{edo} = 0.001 \times 13.91 / 0.70 = 0.020 \text{ N/mm}^2$
 Γίνεται μείωση της εκκεντρότητας κατά $(1-k/4) = 1.00$ (EC6 Παραρτ. Γ(3))
 Καμπτική ροπή σχεδιασμού στην κορυφή $Mid = 4.72 \text{ kNm/m}$ (EC6 Παρ. Γ.1)
 Εκκεντρότητα $Mid/N_{id} = 4.72 / 13.91 = 0.33970 \text{ m} = 0.49 \times (\text{πάχος τοίχου})$ (EC6 Παραρτ. Γ.1)
 Η εκκεντρότητα >45% του πάχους του τοίχου άρα υπολογίζεται όπως (EC6 Παραρ. Γ(5))
 Βάθος έδρασης $= 0.10 \times 0.700 = 0.070 \text{ m}$ εκκεντρότητα φορτίου στην κορυφή $Mid/N_{id} = 0.31500 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he} = 0.00027 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef} / 450 = 2.40 / 450 = 0.00533 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα στην κορυφή $ee = Mid/N_{id} + e_{he} + e_i = 0.31500 + 0.00027 + 0.00533 = 0.32060 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min ee = 0.05t = 0.05 \times 0.70 = 0.03500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
 Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή $\Phi_i = 1 - 2ee/t = 1 - 2 \times 0.32060 / 0.70 = 0.08$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.08 \times 0.70 \times 11.38 / 1.67 = 382.3 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 $N_{ed} = 13.9 \leq 382.3 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_{md}=(1.00 \times 392.5 + 0.30 \times 25.7) / 7.90 = 50.66 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $s_{edo} = 0.001 \times 50.66 / 0.70 = 0.072 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στο μεσαίο πέμπτο $M_{md}/N_{md} = 0.20 \times 0.31500 \times 13.9 / 50.7 = 0.01729 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00014 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_a = h_{ef} / 450 = 2.40 / 450 = 0.00533 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα φορτίων $e_m = M_{md}/N_{md} + e_{hm} + e_a = 0.01729 + 0.00014 + 0.00533 = 0.02276 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.7)
 Η λυγηρότητα είναι $3.43 \leq 15$, εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$ (EC6 §6.1.2.2(2))
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο $e_m = e_m + e_k = 0.02276 + 0.00000 = 0.02276 \text{ m}$ (EC6, εξ.6.7)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_m = 0.05t = 0.05 \times 0.70 = 0.03500 \text{ m}$ (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 $N_{rd} = \Phi_m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.70 \times 11.38 / 1.67 = 4290.7 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 $N_{ed} = 50.7 \leq 4290.7 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στη βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_{id}=(1.00 \times 752.9 + 0.30 \times 25.7) / 10.30 = 73.85 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $s_{edo} = 0.001 \times 73.85 / 0.70 = 0.105 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $Mid/N_{id} = 0.31500 \times 13.9 / 73.8 = 0.05931 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he} = 0.00027 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef} / 450 = 2.40 / 450 = 0.00533 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα στην βάση $ee = Mid/N_{id} + e_{he} + e_i = 0.05931 + 0.00027 + 0.00533 = 0.06492 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min ee = 0.05t = 0.05 \times 0.70 = 0.03500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
 Μειωτικός συντελεστής στην βάση $\Phi_i = 1 - 2ee/t = 1 - 2 \times 0.06492 / 0.70 = 0.81$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.81 \times 0.70 \times 11.38 / 1.67 = 3870.5 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 Κατακόρυφη θλιπτική τάση από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\max s_n = -0.579 \text{ N/mm}^2$
 Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{ed} = 1000 \times 0.70 \times 0.579 = 405.2 \text{ kN/m}$
 $N_{ed} = 405.2 \leq 3870.5 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος σε διάτμηση, φόρτιση 1.00xg+0.30xq+Σεισμός (EC6, §6.2)

$V_{ed}=957.7\text{kN}$, $\tau_{max}=0.269\text{N/mm}^2$, $\sigma_d=0.138\text{N/mm}^2$, $L_c=7.90\text{m}$

Χαρακτηριστική διατμητική αντοχή $f_{vk}=f_{vko}+0.4x f_d$ (EC6 §3.6.2)

$f_{vk}=0.150+0.40x0.138=0.205\text{N/mm}^2$, $max f_{vk}=1.000\text{N/mm}^2$, $f_{vk}=0.205\text{N/mm}^2$ (EC6 εξ.3.5)

Τιμή σχεδιασμού αντοχής έναντι τέμνουσας $V_{rd}=f_{vk}.t.L_c/\gamma_M$ (EC6 §6.2, εξ.6.13)

$V_{rd}=1000x0.205x0.70x7.90/1.67= 680.2\text{ kN}$

$V_{ed}= 957.7\text{kN} > 680.2\text{kN} =V_{rd}$. (EC6 §6.2)

Δεν 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 70x20 [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 = 0.126 mm

Οριζόντια μετατόπιση λόγω παραμόρφωσης οριζοντίου διαφράγματος= 0.000 mm

Καμπτική ροπή σχεδιασμού $M_{ed}=\delta \cdot E \cdot b t^3 / (4H^2)$, $M_{ed}=(1000) \times 0.126 \times 11.38 \times 0.700^3 / (4 \times 3.35^2)=10.99\text{kNm/m}$

$f_{xk1}=0.10\text{N/mm}^2$, $f_{xd1}=0.10/2.50=0.040\text{ N/mm}^2$

$\sigma_d=0.001 \times 752.9 / (0.70 \times 11.50) \leq 0.2 f_d = 0.2 \times 11.38 / 2.50$, $\sigma_d=0.094\text{ N/mm}^2$ (EC6, (6.16)

Ροπή καμπτικής αντοχής $M_{rd}=(f_{xd1}+\sigma_d) t^2 / 6 = (1000) \times (0.040+0.094) \times 0.700^2 / 6=10.94\text{kNm/m}$ (EC6, (6.15)

$M_{ed}= 10.99\text{kN}>10.94\text{kN} =M_{rd}$, ο έλεγχος ΔΕΝ ικανοποιείται

Ελεγχος σε οριζόντια εκτός επιπέδου τοίχου φορτία λόγω ανέμου (EC6, §6.3, Annex E)

Φορτίο ανέμου $W_{ed}=G_k+1.50W$, $W:=C_{pe}x1.25=0.80x1.25=1.00\text{ kN/m}^2$, $1.50W=1.50x1.00=1.50\text{ kN/m}^2$

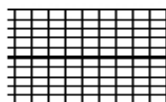
$H/L=3.35/11.50=0.29$, $\mu=f_{xk1}/f_{xk2}=1$, $\alpha_1=\mu\alpha_2$, $\alpha_2=0.008$ (Annex E, Tab E)

Καμπτική ροπή σχεδιασμού $M_{ed}=\alpha_1 \cdot W_{ed} \cdot L^2$, $M_{ed}=0.008 \times 1.50 \times 11.50^2=1.59\text{ kNm/m}$

$M_{ed}= 1.59\text{kN}<10.94\text{kN} =M_{rd}$, ο έλεγχος ικανοποιείται

2ος οροφος

T29



Διαστάσεις μήκος=6.50m, ύψος=3.35m, πάχος=0.70m

Λιθοδομή 0.70

Δομικό σύστημα : Αοπλη τοιχοποιία (Ευρωκ.8, §9.3,Τ.9.1)

Κατηγορία κατασκευής :3 (EC6, §2.4.3, Παρ. Α)

Κατηγορία ελέγχου παραγωγής λιθοσωμάτων :II (EC6 §3.1.1)

Θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας: $f_k=11.38\text{ N/mm}^2$ (EC6 §3.6.1.2)

Διατμητική αντοχή τοιχοποιίας: $f_{vko}= 0.15\text{ N/mm}^2$ (EC6 §3.6.2)

Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού: $\gamma_M=2.50$ (EC6, §2.4.3)

Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού με σεισμό: $\gamma_M=(2/3) \times 2.50 (>=1.50)=1.67$ (Ευρωκ-8, §9.6(3))

Μήκος λυγισμού τοίχου $h_{ef}=\rho x h = 0.75 \times 3.20 = 2.40\text{ m}$ (EC6, §5.5.1.2)

Λυγηρότητα $\lambda=h_{ef}/t_{ef}=2.40/0.70= 3.43 \leq 27$ εντάξει (EC6, §5.5.1.4)

Απαιτήσεις Εθνικού κειμένου εφαρμογής Ευρωκώδικα και Ευρωκώδικα 8 §9.3

Τοιχοποιία Αοπλη με φυσικούς λίθους.

Πάχος τοίχου= 0.700 $\geq 0.400\text{ m}$ (εντάξει)

Λυγηρότητα $\lambda= 3.43 \leq 9$ (εντάξει)

L/h πεσών: $6.50/3.35=1.94 > 0.50$, δεκτό

Ελεγχος σε κατακόρυφο φορτίο, φόρτιση 1.35xg+1.50xq (EC6, §6.1)

Ελεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_{id}=(1.35 \times 52.0 + 1.50 \times 9.9) / 6.50 = 13.08\text{kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{edo}=0.001 \times 13.08 / 0.70 = 0.019\text{N/mm}^2$

Γίνεται μείωση της εκκεντρότητας κατά $(1-k/4)=1.00$ (EC6 Παραρτ. Γ(3))

Καμπτική ροπή σχεδιασμού στην κορυφή $M_{id}= 17.92\text{ kNm/m}$ (EC6 Παρ. Γ.1)

Εκκεντρότητα $M_{id}/N_{id}= 17.92/13.08 = 1.36924\text{ m} = 1.96 \times (\text{πάχος τοίχου})$ (EC6 Παραρτ. Γ.1)

Η εκκεντρότητα $>45\%$ του πάχους του τοίχου άρα υπολογίζεται όπως (EC6 Παραρ. Γ(5))

Βάθος έδρασης $=0.10 \times 0.700 = 0.070\text{m}$ εκκεντρότητα φορτίου στην κορυφή $M_{id}/N_{id}= 0.31500\text{m}$

Ελεγχοι αντοχής τοίχων

Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he} = 0.00000m$
Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef}/450 = 2.40/450 = 0.00533m$ (EC6, §5.5.1.1)
Εκκεντρότητα στην κορυφή $e_e = Mid/Nid + e_{he} + e_i = 0.31500 + 0.00000 + 0.00533 = 0.32033m$ (EC6 εξ.6.5)
Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e = 0.05t = 0.05 \times 0.70 = 0.03500m$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή $\Phi_i = 1 - 2e_e/t = 1 - 2 \times 0.32033/0.70 = 0.08$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.08 \times 0.70 \times 11.38 / 2.50 = 254.8 kN/m$ (EC6 εξ.6.2)
 $N_{ed} = 13.1 \leq 254.8 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Έλεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_{md} = (1.35 \times 210.5 + 1.50 \times 9.9) / 6.50 = 46.01 kN/m$
Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{edo} = 0.001 \times 46.01 / 0.70 = 0.066 N/mm^2$
Εκκεντρότητα φορτίου στο μεσαίο πέμπτο $M_{md} / N_{md} = 0.20 \times 0.31500 \times 13.1 / 46.0 = 0.01792 m$
Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00000m$
Τυχηματική εκκεντρότητα $e_a = h_{ef}/450 = 2.40/450 = 0.00533m$ (EC6, §5.5.1.1)
Εκκεντρότητα φορτίων $e_m = M_{md} / N_{md} + e_{hm} + e_a = 0.01792 + 0.00000 + 0.00533 = 0.02325m$ (EC6 εξ.6.7)
Η λυγνρότητα είναι $3.43 \leq 15$, εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$ (EC6 §6.1.2.2(2))
Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο $e_m = e_m + e_k = 0.02325 + 0.00000 = 0.02325 m$ (EC6, εξ.6.7)
Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_m = 0.05t = 0.05 \times 0.70 = 0.03500m$ (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. G)
Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.70 \times 11.38 / 2.50 = 2860.5 kN/m$ (EC6 εξ.6.2)
 $N_{ed} = 46.0 \leq 2860.5 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Έλεγχος αντοχής στη βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_{id} = (1.35 \times 448.3 + 1.50 \times 9.9) / 6.50 = 95.39 kN/m$
Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{edo} = 0.001 \times 95.39 / 0.70 = 0.136 N/mm^2$
Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $Mid/Nid = 0.31500 \times 13.1 / 95.4 = 0.04321 m$
Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he} = 0.00000m$
Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef}/450 = 2.40/450 = 0.00533m$ (EC6, §5.5.1.1)
Εκκεντρότητα στην βάση $e_e = Mid/Nid + e_{he} + e_i = 0.04321 + 0.00000 + 0.00533 = 0.04854m$ (EC6 εξ.6.5)
Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e = 0.05t = 0.05 \times 0.70 = 0.03500m$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
Μειωτικός συντελεστής στην βάση $\Phi_i = 1 - 2e_e/t = 1 - 2 \times 0.04854/0.70 = 0.86$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.86 \times 0.70 \times 11.38 / 2.50 = 2739.6 kN/m$ (EC6 εξ.6.2)
Κατακόρυφη θλιπτική τάση από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma_n = -0.138 N/mm^2$
Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{ed} = 1000 \times 0.70 \times 0.138 = 96.8 kN/m$
 $N_{ed} = 96.8 \leq 2739.6 = N_{rd}$ 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 $N_{id} = (1.00 \times 52.0 + 0.30 \times 9.9) / 6.50 = 8.46 kN/m$
Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{edo} = 0.001 \times 8.46 / 0.70 = 0.012 N/mm^2$
Γίνεται μείωση της εκκεντρότητας κατά $(1 - k/4) = 1.00$ (EC6 Παραρτ. Γ(3))
Καμπτική ροπή σχεδιασμού στην κορυφή $Mid = 11.72 kNm/m$ (EC6 Παρ. Γ.1)
Εκκεντρότητα $Mid/Nid = 11.72 / 8.46 = 1.38529 m = 1.98 \times (\text{πάχος τοίχου})$ (EC6 Παραρτ. Γ.1)
Η εκκεντρότητα >45% του πάχους του τοίχου άρα υπολογίζεται όπως (EC6 Παραρ. Γ(5))
Βάθος έδρασης $= 0.10 \times 0.700 = 0.070m$ εκκεντρότητα φορτίου στην κορυφή $Mid/Nid = 0.31500m$
Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he} = 0.00027m$
Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef}/450 = 2.40/450 = 0.00533m$ (EC6, §5.5.1.1)
Εκκεντρότητα στην κορυφή $e_e = Mid/Nid + e_{he} + e_i = 0.31500 + 0.00027 + 0.00533 = 0.32060m$ (EC6 εξ.6.5)
Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e = 0.05t = 0.05 \times 0.70 = 0.03500m$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή $\Phi_i = 1 - 2e_e/t = 1 - 2 \times 0.32060/0.70 = 0.08$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.08 \times 0.70 \times 11.38 / 1.67 = 382.3 kN/m$ (EC6 εξ.6.2)
 $N_{ed} = 8.5 \leq 382.3 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_{md} = (1.00 \times 210.5 + 0.30 \times 9.9) / 6.50 = 32.84 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $s_{edo} = 0.001 \times 32.84 / 0.70 = 0.047 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στο μεσαίο πέμπτο $M_{md} / N_{md} = 0.20 \times 0.31500 \times 8.5 / 32.8 = 0.01622 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00014 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_a = h_{ef} / 450 = 2.40 / 450 = 0.00533 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα φορτίων $e_m = M_{md} / N_{md} + e_{hm} + e_a = 0.01622 + 0.00014 + 0.00533 = 0.02169 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.7)
 Η λυγηρότητα είναι $3.43 \leq 15$, εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_{k0} = 0$ (EC6 §6.1.2.2(2))
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο $e_m = e_m + e_{k0} = 0.02169 + 0.00000 = 0.02169 \text{ m}$ (EC6, εξ.6.7)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_m = 0.05t = 0.05 \times 0.70 = 0.03500 \text{ m}$ (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 $N_{rd} = \Phi_m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.70 \times 11.38 / 1.67 = 4290.7 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 $N_{ed} = 32.8 \leq 4290.7 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στη βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_{id} = (1.00 \times 448.3 + 0.30 \times 9.9) / 6.50 = 69.43 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $s_{edo} = 0.001 \times 69.43 / 0.70 = 0.099 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_{id} / N_{id} = 0.31500 \times 8.5 / 69.4 = 0.03837 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he} = 0.00027 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef} / 450 = 2.40 / 450 = 0.00533 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα στην βάση $e_e = M_{id} / N_{id} + e_{he} + e_i = 0.03837 + 0.00027 + 0.00533 = 0.04398 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e = 0.05t = 0.05 \times 0.70 = 0.03500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
 Μειωτικός συντελεστής στην βάση $\Phi_i = 1 - 2e_e / t = 1 - 2 \times 0.04398 / 0.70 = 0.87$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.87 \times 0.70 \times 11.38 / 1.67 = 4157.2 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 Κατακόρυφη θλιπτική τάση από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\max s_{pn} = -0.612 \text{ N/mm}^2$
 Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{ed} = 1000 \times 0.70 \times 0.612 = 428.2 \text{ kN/m}$
 $N_{ed} = 428.2 \leq 4157.2 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος σε διάτμηση, φόρτιση 1.00xg+0.30xq+Σεισμός (EC6, §6.2)

$V_{ed} = 902.4 \text{ kN}$, $\tau_{\max} = 0.289 \text{ N/mm}^2$, $\sigma_d = 0.132 \text{ N/mm}^2$, $L_c = 4.88 \text{ m}$
 Χαρακτηριστική διατμητική αντοχή $f_{vk} = f_{vko} + 0.4 \times f_d$ (EC6 §3.6.2)
 $f_{vk} = 0.150 + 0.40 \times 0.132 = 0.203 \text{ N/mm}^2$, $\max f_{vk} = 1.000 \text{ N/mm}^2$, $f_{vk} = 0.203 \text{ N/mm}^2$ (EC6 εξ.3.5)
 Τιμή σχεδιασμού αντοχής έναντι τέμνουσας $V_{rd} = f_{vk} \cdot t \cdot L_c / \gamma_M$ (EC6 §6.2, εξ.6.13)
 $V_{rd} = 1000 \times 0.203 \times 0.70 \times 4.88 / 1.67 = 415.4 \text{ kN}$

$V_{ed} = 902.4 \text{ kN} > 415.4 \text{ kN} = V_{rd}$. (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 $\sigma_{sd\max} = 0.156 \text{ N/mm}^2$
 Η μέγιστη αυτή τάση 0.156 N/mm^2 είναι $\leq f_k / \gamma_M = 11.377 / 2.5 = 4.551 \text{ N/mm}^2$
 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 70x20 [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 = 0.125 mm
 Οριζόντια μετατόπιση λόγω παραμόρφωσης οριζοντίου διαφράγματος = 0.000 mm
 Καμπτική ροπή σχεδιασμού $M_{ed} = \delta \cdot E \cdot b t^3 / (4H^2)$, $M_{ed} = (1000) \times 0.125 \times 11.38 \times 0.700^3 / (4 \times 3.35^2) = 10.84 \text{ kNm/m}$
 $f_{xk1} = 0.10 \text{ N/mm}^2$, $f_{xd1} = 0.10 / 2.50 = 0.040 \text{ N/mm}^2$
 $\sigma_d = 0.001 \times 448.3 / (0.70 \times 6.50) \leq 0.2 f_d = 0.2 \times 11.38 / 2.50$, $\sigma_d = 0.099 \text{ N/mm}^2$ (EC6, (6.16)
 Ροπή καμπτικής αντοχής $M_{rd} = (f_{xd1} + \sigma_d) t^2 / 6 = (1000) \times (0.040 + 0.099) \times 0.700^2 / 6 = 11.35 \text{ kNm/m}$ (EC6, (6.15)
 $M_{ed} = 10.84 \text{ kN} \leq 11.35 \text{ kN} = M_{rd}$, ο έλεγχος ικανοποιείται

Ελεγχος αντοχής τοίχων

Ελεγχος σε οριζόντια εκτός επιπέδου τοίχου φορτία λόγω ανέμου (EC6, §6.3, Annex E)

Φορτίο ανέμου $W_{ed} = G_k + 1.50W$, $W = C_{pe} \times 1.25 = 0.80 \times 1.25 = 1.00 \text{ kN/m}^2$, $1.50W = 1.50 \times 1.00 = 1.50 \text{ kN/m}^2$
 $H/L = 3.35/6.50 = 0.52$, $\mu = f_{xk1}/f_{xk2} = 1$, $\alpha_1 = \mu \alpha_2$, $\alpha_2 = 0.021$ (Annex E, Tab E)
Καμπτική ροπή σχεδιασμού $M_{ed} = \alpha_1 \cdot W_{ed} \cdot L^2$, $M_{ed} = 0.021 \times 1.50 \times 6.50^2 = 1.33 \text{ kNm/m}$
 $M_{ed} = 1.33 \text{ kN} < 11.35 \text{ kN} = M_{rd}$, ο έλεγχος ικανοποιείται

2ος οροφος

T30

Διαστάσεις μήκος=22.50m, ύψος=3.35m, πάχος=0.70m
Λιθοδομή 0.70



Δομικό σύστημα : Αοπλη τοιχοποιία (Ευρωκ.8, §9.3, Τ.9.1)

Κατηγορία κατασκευής : 3 (EC6, §2.4.3, Παρ. Α)

Κατηγορία ελέγχου παραγωγής λιθοσωμάτων : II (EC6 §3.1.1)

Θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας: $f_{k} = 11.38 \text{ N/mm}^2$ (EC6 §3.6.1.2)

Διατμητική αντοχή τοιχοποιίας: $f_{vko} = 0.15 \text{ N/mm}^2$ (EC6 §3.6.2)

Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού: $\gamma_M = 2.50$ (EC6, §2.4.3)

Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού με σεισμό: $\gamma_M = (2/3) \times 2.50 (>= 1.50) = 1.67$ (Ευρωκ-8, §9.6(3))

Μήκος λυγισμού τοίχου $h_{ef} = \rho x h = 0.75 \times 3.20 = 2.40 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.2)

Λυγνρότητα $\lambda = h_{ef}/t_{ef} = 2.40/0.70 = 3.43 < 27$ εντάξει (EC6, §5.5.1.4)

Απαιτήσεις Εθνικού κειμένου εφαρμογής Ευρωκώδικα και Ευρωκώδικα 8 §9.3

Τοιχοποιία Αοπλη με φυσικούς λίθους.

Πάχος τοίχου = 0.700 $>= 0.400 \text{ m}$ (εντάξει)

Λυγνρότητα $\lambda = 3.43 < 9$ (εντάξει)

L/h πεσσών: $3.64/2.20 = 1.66 > 0.50$, $5.59/2.20 = 2.54 > 0.50$, $0.97/1.20 = 0.81 > 0.50$ δεκτό

L/h πεσσών: $8.70/1.20 = 7.25 > 0.50$ δεκτό

Ελεγχος σε κατακόρυφο φορτίο, φόρτιση 1.35κγ+1.50κρ (EC6, §6.1)

Ελεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_{id} = (1.35 \times 217.8 + 1.50 \times 36.3) / 22.50 = 15.49 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{edo} = 0.001 \times 15.49 / 0.70 = 0.022 \text{ N/mm}^2$

Γίνεται μείωση της εκκεντρότητας κατά $(1-k/4) = 1.00$ (EC6 Παραρτ. Γ(3))

Καμπτική ροπή σχεδιασμού στην κορυφή $M_{id} = 8.60 \text{ kNm/m}$ (EC6 Παρ. Γ.1)

Εκκεντρότητα $M_{id}/N_{id} = 8.60/15.49 = 0.55555 \text{ m} = 0.79 \times (\text{πάχος τοίχου})$ (EC6 Παραρτ. Γ.1)

Η εκκεντρότητα $> 45\%$ του πάχους του τοίχου άρα υπολογίζεται όπως (EC6 Παραρτ. Γ(5))

Βάθος έδρασης $= 0.10 \times 0.700 = 0.070 \text{ m}$ εκκεντρότητα φορτίου στην κορυφή $M_{id}/N_{id} = 0.31500 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he} = 0.00000 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef}/450 = 2.40/450 = 0.00533 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)

Εκκεντρότητα στην κορυφή $e_e = M_{id}/N_{id} + e_{he} + e_i = 0.31500 + 0.00000 + 0.00533 = 0.32033 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)

Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e = 0.05t = 0.05 \times 0.70 = 0.03500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)

Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή $\phi_i = 1 - 2e_e/t = 1 - 2 \times 0.32033/0.70 = 0.08$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.08 \times 0.70 \times 11.38 / 2.50 = 254.8 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)

$N_{ed} = 15.5 < 254.8 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_{md} = (1.35 \times 726.4 + 1.50 \times 36.3) / 18.90 = 54.76 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{edo} = 0.001 \times 54.76 / 0.70 = 0.078 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου στο μεσαίο πέμπτο $M_{md}/N_{md} = 0.20 \times 0.31500 \times 15.5 / 54.8 = 0.01782 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00000 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα $e_a = h_{ef}/450 = 2.40/450 = 0.00533 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)

Εκκεντρότητα φορτίων $e_m = M_{md}/N_{md} + e_{hm} + e_a = 0.01782 + 0.00000 + 0.00533 = 0.02315 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.7)

Η λυγνρότητα είναι $3.43 < 15$, εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$ (EC6 §6.1.2.2(2))

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο $e_m = e_m + e_k = 0.02315 + 0.00000 = 0.02315 \text{ m}$ (EC6, εξ.6.7)

Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_m = 0.05t = 0.05 \times 0.70 = 0.03500 \text{ m}$ (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 $N_{rd} = \phi_m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.70 \times 11.38 / 2.50 = 2860.5 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)

$N_{ed} = 54.8 < 2860.5 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στη βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_{id}=(1.35 \times 1489.2 + 1.50 \times 36.3) / 21.30 = 96.94 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $s_{edo} = 0.001 \times 96.94 / 0.70 = 0.138 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $Mid/N_{id} = 0.31500 \times 15.5 / 96.9 = 0.05033 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he} = 0.00000 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef} / 450 = 2.40 / 450 = 0.00533 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα στην βάση $ee = Mid/N_{id} + e_{he} + e_i = 0.05033 + 0.00000 + 0.00533 = 0.05566 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min ee = 0.05t = 0.05 \times 0.70 = 0.03500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
 Μειωτικός συντελεστής στην βάση $\Phi_i = 1 - 2ee/t = 1 - 2 \times 0.05566 / 0.70 = 0.84$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.84 \times 0.70 \times 11.38 / 2.50 = 2675.9 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 Κατακόρυφη θλιπτική τάση από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\max s_n = -0.206 \text{ N/mm}^2$
 Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{ed} = 1000 \times 0.70 \times 0.206 = 144.3 \text{ kN/m}$
 $N_{ed} = 144.3 \leq 2675.9 = N_{rd}$ 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 $N_{id}=(1.00 \times 217.8 + 0.30 \times 36.3) / 22.50 = 10.16 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $s_{edo} = 0.001 \times 10.16 / 0.70 = 0.015 \text{ N/mm}^2$
 Γίνεται μείωση της εκκεντρότητας κατά $(1-k/4) = 1.00$ (EC6 Παραρτ. Γ(3))
 Καμπτική ροπή σχεδιασμού στην κορυφή $Mid = 5.61 \text{ kNm/m}$ (EC6 Παρ. Γ.1)
 Εκκεντρότητα $Mid/N_{id} = 5.61 / 10.16 = 0.55209 \text{ m} = 0.79 \times (\text{πάχος τοίχου})$ (EC6 Παραρτ. Γ.1)
 Η εκκεντρότητα >45% του πάχους του τοίχου άρα υπολογίζεται όπως (EC6 Παραρ. Γ(5))
 Βάθος έδρασης $= 0.10 \times 0.700 = 0.070 \text{ m}$ εκκεντρότητα φορτίου στην κορυφή $Mid/N_{id} = 0.31500 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he} = 0.00027 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef} / 450 = 2.40 / 450 = 0.00533 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα στην κορυφή $ee = Mid/N_{id} + e_{he} + e_i = 0.31500 + 0.00027 + 0.00533 = 0.32060 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min ee = 0.05t = 0.05 \times 0.70 = 0.03500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
 Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή $\Phi_i = 1 - 2ee/t = 1 - 2 \times 0.32060 / 0.70 = 0.08$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.08 \times 0.70 \times 11.38 / 1.67 = 382.3 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 $N_{ed} = 10.2 \leq 382.3 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_{md}=(1.00 \times 726.4 + 0.30 \times 36.3) / 18.90 = 39.01 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $s_{edo} = 0.001 \times 39.01 / 0.70 = 0.056 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στο μεσαίο πέμπτο $M_{md}/N_{md} = 0.20 \times 0.31500 \times 10.2 / 39.0 = 0.01642 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00014 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_a = h_{ef} / 450 = 2.40 / 450 = 0.00533 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα φορτίων $e_m = M_{md}/N_{md} + e_{hm} + e_a = 0.01642 + 0.00014 + 0.00533 = 0.02188 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.7)
 Η λυγηρότητα είναι $3.43 \leq 15$, εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$ (EC6 §6.1.2.2(2))
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο $e_m = e_m + e_k = 0.02188 + 0.00000 = 0.02188 \text{ m}$ (EC6, εξ.6.7)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_m = 0.05t = 0.05 \times 0.70 = 0.03500 \text{ m}$ (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 $N_{rd} = \Phi_m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.70 \times 11.38 / 1.67 = 4290.7 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 $N_{ed} = 39.0 \leq 4290.7 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στη βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_{id}=(1.00 \times 1489.2 + 0.30 \times 36.3) / 21.30 = 70.43 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $s_{edo} = 0.001 \times 70.43 / 0.70 = 0.101 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $Mid/N_{id} = 0.31500 \times 10.2 / 70.4 = 0.04546 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he} = 0.00027 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef} / 450 = 2.40 / 450 = 0.00533 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα στην βάση $ee = Mid/N_{id} + e_{he} + e_i = 0.04546 + 0.00027 + 0.00533 = 0.05107 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min ee = 0.05t = 0.05 \times 0.70 = 0.03500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
 Μειωτικός συντελεστής στην βάση $\Phi_i = 1 - 2ee/t = 1 - 2 \times 0.05107 / 0.70 = 0.85$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.85 \times 0.70 \times 11.38 / 1.67 = 4061.6 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 Κατακόρυφη θλιπτική τάση από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\max s_n = -0.343 \text{ N/mm}^2$
 Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{ed} = 1000 \times 0.70 \times 0.343 = 240.0 \text{ kN/m}$
 $N_{ed} = 240.0 \leq 4061.6 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος σε διάτμηση, φόρτιση 1.00xg+0.30xq+Σεισμός (EC6, §6.2)

$V_{ed}=1105.9\text{kN}$, $\tau_{\max}=0.147\text{N/mm}^2$, $\sigma_d=0.074\text{N/mm}^2$, $L_c=16.88\text{m}$

Χαρακτηριστική διατμητική αντοχή $f_{vk}=f_{vko}+0.4x f_d$ (EC6 §3.6.2)

$f_{vk}=0.150+0.40x0.074=0.180\text{N/mm}^2$, $\max f_{vk}=1.000\text{N/mm}^2$, $f_{vk}=0.180\text{N/mm}^2$ (EC6 εξ.3.5)

Τιμή σχεδιασμού αντοχής έναντι τέμνουσας $V_{rd}=f_{vk}.t.L_c/\gamma_M$ (EC6 §6.2, εξ.6.13)

$V_{rd}=1000x0.180x0.70x16.88/1.67=1273.5\text{kN}$

$V_{ed}=1105.9\text{kN} \leq 1273.5\text{kN} = V_{rd}$. (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 70x20 [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 = 0.271 mm

Οριζόντια μετατόπιση λόγω παραμόρφωσης οριζοντίου διαφράγματος= 0.000 mm

Καμπτική ροπή σχεδιασμού $M_{ed}=\delta \cdot E \cdot b t^3 / (4 H^2)$, $M_{ed}=(1000) \times 0.271 \times 11.38 \times 0.700^3 / (4 \times 3.35^2)=23.60\text{kNm/m}$

$f_{xk1}=0.10\text{N/mm}^2$, $f_{xd1}=0.10/2.50=0.040\text{N/mm}^2$

$\sigma_d=0.001 \times 1489.2 / (0.70 \times 22.50) \leq 0.2 f_d = 0.2 \times 11.38 / 2.50$, $\sigma_d=0.095\text{N/mm}^2$ (EC6, (6.16))

Ροπή καμπτικής αντοχής $M_{rd}=(f_{xd1}+\sigma_d) t^2 / 6 = (1000) \times (0.040+0.095) \times 0.700^2 / 6 = 11.02\text{kNm/m}$ (EC6, (6.15))

$M_{ed} = 23.60\text{kN} > 11.02\text{kN} = M_{rd}$, ο έλεγχος ΔΕΝ ικανοποιείται

Ελεγχος σε οριζόντια εκτός επιπέδου τοίχου φορτία λόγω ανέμου (EC6, §6.3, Annex E)

Φορτίο ανέμου $W_{ed}=G_k+1.50W$, $W:=C_{pe}x1.25=0.80x1.25=1.00\text{kN/m}^2$, $1.50W=1.50x1.00=1.50\text{kN/m}^2$

$H/L=3.35/22.50=0.15$, $\mu=f_{xk1}/f_{xk2}=1$, $\alpha=0.125$ (Annex E, Tab E)

Καμπτική ροπή σχεδιασμού $M_{ed}=\alpha \cdot W_{ed} \cdot H^2$, $M_{ed}=0.125 \times 1.50 \times 3.35^2=2.10\text{kNm/m}$

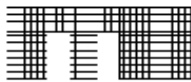
$M_{ed} = 2.10\text{kN} < 11.02\text{kN} = M_{rd}$, ο έλεγχος ικανοποιείται

2ος οροφος

T31

Διαστάσεις μήκος=10.00m, ύψος=3.35m, πάχος=0.50m

ΛΙΘΟΔΟΜΗ 50



Δομικό σύστημα : Αοπλη τοιχοποιία (Ευρωκ.8, §9.3, Τ.9.1)

Κατηγορία κατασκευής : 3 (EC6, §2.4.3, Παρ. Α)

Κατηγορία ελέγχου παραγωγής λιθοσωμάτων : II (EC6 §3.1.1)

Θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας: $f_k=7.93\text{N/mm}^2$ (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: $\gamma_M=2.50$ (EC6, §2.4.3)

Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού με σεισμό: $\gamma_M=(2/3) \times 2.50 (>=1.50)=1.67$ (Ευρωκ-8, §9.6(3))

Μήκος λυγισμού τοίχου $h_{ef}=\rho x h = 0.75 \times 3.20 = 2.40\text{m}$ (EC6, §5.5.1.2)

Λυγηρότητα $\lambda=h_{ef}/t_{ef}=2.40/0.50=4.80 \leq 27$ εντάξει (EC6, §5.5.1.4)

Απαιτήσεις Εθνικού κειμένου εφαρμογής Ευρωκώδικα και Ευρωκώδικα 8 §9.3

Τοιχοποιία Αοπλη με τεχνητά λιθοσώματα.

Πάχος τοίχου= 0.500 \geq 0.300 m (εντάξει)

Λυγηρότητα $\lambda = 4.80 \leq 12$ (εντάξει)

L/h πεσσών: $2.19/2.20=1.00 > 0.50$, $1.49/2.20=0.68 > 0.50$, $3.92/2.20=1.78 > 0.50$ δεκτό

Ελεγχος σε κατακόρυφο φορτίο, φόρτιση 1.35xg+1.50xq (EC6, §6.1)

Ελεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_{id}=(1.35 \times 116.1 + 1.50 \times 19.4) / 10.00 = 18.58\text{kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{edo}=0.001 \times 18.58 / 0.50 = 0.037\text{N/mm}^2$

Γίνεται μείωση της εκκεντρότητας κατά $(1-k/4)=0.96$ (EC6 Παραρτ. Γ(3))

Καμπτική ροπή σχεδιασμού στην κορυφή $M_{id}=4.49\text{kNm/m}$ (EC6 Παρ. Γ.1)

Εκκεντρότητα $M_{id}/N_{id}=4.49/18.58=0.24176\text{m}=0.48 \times (\text{πάχος τοίχου})$ (EC6 Παραρτ. Γ.1)

Η εκκεντρότητα $>45\%$ του πάχους του τοίχου άρα υπολογίζεται όπως (EC6 Παραρτ. Γ(5))

Βάθος έδρασης $=0.10 \times 0.500 = 0.050\text{m}$ εκκεντρότητα φορτίου στην κορυφή $M_{id}/N_{id}=0.22500\text{m}$

Ελεγχοι αντοχής τοίχων

Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he} = 0.00000m$
Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef}/450 = 2.40/450 = 0.00533m$ (EC6, §5.5.1.1)
Εκκεντρότητα στην κορυφή $e_e = Mid/Nid + e_{he} + e_i = 0.22500 + 0.00000 + 0.00533 = 0.23033m$ (EC6 εξ.6.5)
Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e = 0.05t = 0.05 \times 0.50 = 0.02500m$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή $\Phi_i = 1 - 2e_e/t = 1 - 2 \times 0.23033/0.50 = 0.08$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.08 \times 0.50 \times 7.93/2.50 = 126.8 kN/m$ (EC6 εξ.6.2)
 $N_{ed} = 18.6 \leq 126.8 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Έλεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_{md} = (1.35 \times 262.9 + 1.50 \times 19.4) / 7.60 = 50.52 kN/m$
Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{edo} = 0.001 \times 50.52 / 0.50 = 0.101 N/mm^2$
Εκκεντρότητα φορτίου στο μεσαίο πέμπτο $M_{md}/N_{md} = 0.20 \times 0.22500 \times 18.6 / 50.5 = 0.01655 m$
Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00000m$
Τυχηματική εκκεντρότητα $e_a = h_{ef}/450 = 2.40/450 = 0.00533m$ (EC6, §5.5.1.1)
Εκκεντρότητα φορτίων $e_m = M_{md}/N_{md} + e_{hm} + e_a = 0.01655 + 0.00000 + 0.00533 = 0.02189m$ (EC6 εξ.6.7)
Η λυγνρότητα είναι $4.80 \leq 15$, εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$ (EC6 §6.1.2.2(2))
Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο $e_m = e_m + e_k = 0.02189 + 0.00000 = 0.02189 m$ (EC6, εξ.6.7)
Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_m = 0.05t = 0.05 \times 0.50 = 0.02500m$ (EC6 §6.1.2.2 εξ.6.6)
Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο $\Phi_m = (1 - 2e_m/t) \cdot \text{Exp}(-u^2/2) = 0.89$ (EC 6 Παραρτ. G)
Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.89 \times 0.50 \times 7.93/2.50 = 1414.2 kN/m$ (EC6 εξ.6.2)
 $N_{ed} = 50.5 \leq 1414.2 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Έλεγχος αντοχής στη βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_{id} = (1.35 \times 483.0 + 1.50 \times 19.4) / 7.60 = 89.63 kN/m$
Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{edo} = 0.001 \times 89.63 / 0.50 = 0.179 N/mm^2$
Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $Mid/Nid = 0.22500 \times 18.6 / 89.6 = 0.04665 m$
Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he} = 0.00000m$
Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef}/450 = 2.40/450 = 0.00533m$ (EC6, §5.5.1.1)
Εκκεντρότητα στην βάση $e_e = Mid/Nid + e_{he} + e_i = 0.04665 + 0.00000 + 0.00533 = 0.05199m$ (EC6 εξ.6.5)
Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e = 0.05t = 0.05 \times 0.50 = 0.02500m$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
Μειωτικός συντελεστής στην βάση $\Phi_i = 1 - 2e_e/t = 1 - 2 \times 0.05199/0.50 = 0.79$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.79 \times 0.50 \times 7.93/2.50 = 1252.3 kN/m$ (EC6 εξ.6.2)
Κατακόρυφη θλιπτική τάση από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma_n = -0.234 N/mm^2$
Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{ed} = 1000 \times 0.50 \times 0.234 = 116.9 kN/m$
 $N_{ed} = 116.9 \leq 1252.3 = N_{rd}$ 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 $N_{id} = (1.00 \times 116.1 + 0.30 \times 19.4) / 10.00 = 12.19 kN/m$
Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{edo} = 0.001 \times 12.19 / 0.50 = 0.024 N/mm^2$
Γίνεται μείωση της εκκεντρότητας κατά $(1 - k/4) = 0.96$ (EC6 Παραρτ. Γ(3))
Καμπτική ροπή σχεδιασμού στην κορυφή $Mid = 2.94 kNm/m$ (EC6 Παρ. Γ.1)
Εκκεντρότητα $Mid/Nid = 2.94/12.19 = 0.24106 m = 0.48 \times (\text{πάχος τοίχου})$ (EC6 Παραρτ. Γ.1)
Η εκκεντρότητα >45% του πάχους του τοίχου άρα υπολογίζεται όπως (EC6 Παραρ. Γ(5))
Βάθος έδρασης $= 0.10 \times 0.500 = 0.050m$ εκκεντρότητα φορτίου στην κορυφή $Mid/Nid = 0.22500m$
Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he} = 0.00027m$
Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef}/450 = 2.40/450 = 0.00533m$ (EC6, §5.5.1.1)
Εκκεντρότητα στην κορυφή $e_e = Mid/Nid + e_{he} + e_i = 0.22500 + 0.00027 + 0.00533 = 0.23060m$ (EC6 εξ.6.5)
Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e = 0.05t = 0.05 \times 0.50 = 0.02500m$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή $\Phi_i = 1 - 2e_e/t = 1 - 2 \times 0.23060/0.50 = 0.08$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.08 \times 0.50 \times 7.93/1.67 = 190.2 kN/m$ (EC6 εξ.6.2)
 $N_{ed} = 12.2 \leq 190.2 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_{md} = (1.00 \times 262.9 + 0.30 \times 19.4) / 7.60 = 35.35 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{edo} = 0.001 \times 35.35 / 0.50 = 0.071 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στο μεσαίο πέμπτο $M_{md} / N_{md} = 0.20 \times 0.22500 \times 12.2 / 35.4 = 0.01552 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00014 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_a = h_{ef} / 450 = 2.40 / 450 = 0.00533 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα φορτίων $e_m = M_{md} / N_{md} + e_{hm} + e_a = 0.01552 + 0.00014 + 0.00533 = 0.02099 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.7)
 Η λυγηρότητα είναι $4.80 \leq 15$, εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_{k0} = 0$ (EC6 §6.1.2.2(2))
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο $e_m = e_m + e_{k0} = 0.02099 + 0.00000 = 0.02099 \text{ m}$ (EC6, εξ.6.7)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_m = 0.05t = 0.05 \times 0.50 = 0.02500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2 εξ.6.6)
 Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο $\Phi_m = (1 - 2e_m / t) \text{Exp}(-u^2 / 2) = 0.89$ (EC 6 Παραρτ. G)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.89 \times 0.50 \times 7.93 / 1.67 = 2121.3 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 $N_{ed} = 35.4 \leq 2121.3 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στη βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_{id} = (1.00 \times 483.0 + 0.30 \times 19.4) / 7.60 = 64.32 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{edo} = 0.001 \times 64.32 / 0.50 = 0.129 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_{id} / N_{id} = 0.22500 \times 12.2 / 64.3 = 0.04265 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he} = 0.00027 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef} / 450 = 2.40 / 450 = 0.00533 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα στην βάση $e_e = M_{id} / N_{id} + e_{he} + e_i = 0.04265 + 0.00027 + 0.00533 = 0.04826 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e = 0.05t = 0.05 \times 0.50 = 0.02500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
 Μειωτικός συντελεστής στην βάση $\Phi_i = 1 - 2e_e / t = 1 - 2 \times 0.04826 / 0.50 = 0.81$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.81 \times 0.50 \times 7.93 / 1.67 = 1926.0 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 Κατακόρυφη θλιπτική τάση από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma_n = -0.503 \text{ N/mm}^2$
 Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{ed} = 1000 \times 0.50 \times 0.503 = 251.3 \text{ kN/m}$
 $N_{ed} = 251.3 \leq 1926.0 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος σε διάτμηση, φόρτιση 1.00xg+0.30xq+Σεισμός (EC6, §6.2)

$V_{ed} = 401.2 \text{ kN}$, $\tau_{\max} = 0.202 \text{ N/mm}^2$, $\sigma_d = 0.130 \text{ N/mm}^2$, $L_c = 7.50 \text{ m}$
 Χαρακτηριστική διατμητική αντοχή $f_{vk} = f_{vko} + 0.4 \times f_d$ (EC6 §3.6.2)
 $f_{vk} = 0.200 + 0.40 \times 0.130 = 0.252 \text{ N/mm}^2$, $\max f_{vk} = 1.500 \text{ N/mm}^2$, $f_{vk} = 0.252 \text{ N/mm}^2$ (EC6 εξ.3.5)
 Τιμή σχεδιασμού αντοχής έναντι τέμνουσας $V_{rd} = f_{vk} \cdot t \cdot L_c / \gamma_M$ (EC6 §6.2, εξ.6.13)
 $V_{rd} = 1000 \times 0.252 \times 0.50 \times 7.50 / 1.67 = 567.3 \text{ kN}$
 $V_{ed} = 401.2 \text{ kN} \leq 567.3 \text{ kN} = V_{rd}$. (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 50x20 [πλάτος x ύψος cm] με ελάχιστο οπλισμό 4Φ14 (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 = 0.126 mm
 Οριζόντια μετατόπιση λόγω παραμόρφωσης οριζοντίου διαφράγματος = 0.000 mm
 Καμπτική ροπή σχεδιασμού $M_{ed} = \delta \cdot E \cdot b t^3 / (4H^2)$, $M_{ed} = (1000) \times 0.126 \times 7.93 \times 0.500^3 / (4 \times 3.35^2) = 2.79 \text{ kNm/m}$
 $f_{xk1} = 0.10 \text{ N/mm}^2$, $f_{xd1} = 0.10 / 2.50 = 0.040 \text{ N/mm}^2$
 $\sigma_d = 0.001 \times 483.0 / (0.50 \times 10.00) \leq 0.2 f_d = 0.2 \times 7.93 / 2.50$, $\sigma_d = 0.097 \text{ N/mm}^2$ (EC6, (6.16))
 Ροπή καμτικής αντοχής $M_{rd} = (f_{xd1} + \sigma_d) t^2 / 6 = (1000) \times (0.040 + 0.097) \times 0.500^2 / 6 = 5.71 \text{ kNm/m}$ (EC6, (6.15))
 $M_{ed} = 2.79 \text{ kN} \leq 5.71 \text{ kN} = M_{rd}$, ο έλεγχος ικανοποιείται

Ελεγχος σε οριζόντια εκτός επιπέδου τοίχου φορτία λόγω ανέμου (EC6, §6.3, Annex E)

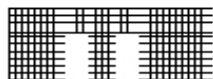
Φορτίο ανέμου $W_{ed} = G_k + 1.50W$, $W := C_{pe} \times 1.25 = 0.80 \times 1.25 = 1.00 \text{ kN/m}^2$, $1.50W = 1.50 \times 1.00 = 1.50 \text{ kN/m}^2$
 $H/L = 3.35 / 10.00 = 0.33$, $\mu = f_{xk1} / f_{xk2} = 1$, $\alpha_1 = \mu \alpha_2$, $\alpha_2 = 0.010$ (Annex E, Tab E)
 Καμπτική ροπή σχεδιασμού $M_{ed} = \alpha_1 \cdot W_{ed} \cdot L^2$, $M_{ed} = 0.010 \times 1.50 \times 10.00^2 = 1.50 \text{ kNm/m}$
 $M_{ed} = 1.50 \text{ kN} \leq 5.71 \text{ kN} = M_{rd}$, ο έλεγχος ικανοποιείται

2ος οροφος

T32

Διαστάσεις μήκος=11.00m, ύψος=3.35m, πάχος=0.50m

ΛΙΘΟΔΟΜΗ 50



Δομικό σύστημα : Αοπλη τοιχοποιία (Ευρωκ.8, §9.3,Τ.9.1)

Κατηγορία κατασκευής :3 (EC6, §2.4.3, Παρ. Α)

Κατηγορία ελέγχου παραγωγής λιθοσωμάτων :II (EC6 §3.1.1)

Θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας: $f_k=7.93 \text{ N/mm}^2$ (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: $\gamma_M=2.50$ (EC6, §2.4.3)

Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού με σεισμό: $\gamma_M=(2/3)\times 2.50 (>=1.50)=1.67$ (Ευρωκ-8, §9.6(3))

Μήκος λυγισμού τοίχου $hef=\rho xh= 0.75\times 3.20= 2.40 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.2)

Λυγηρότητα $\lambda=hef/tef=2.40/0.50= 4.80\leq 27$ εντάξει (EC6, §5.5.1.4)

Απαιτήσεις Εθνικού κειμένου εφαρμογής Ευρωκώδικα και Ευρωκώδικα 8 §9.3

Τοιχοποιία Αοπλη με τεχνητά λιθοσώματα.

Πάχος τοίχου= 0.500 $\geq 0.300 \text{ m}$ (εντάξει)

Λυγηρότητα $\lambda= 4.80\leq 12$ (εντάξει)

L/h πεσσών: $3.03/2.20=1.38>0.50$, $1.55/2.20=0.70>0.50$, $4.02/2.20=1.83>0.50$ δεκτό

Ελεγχος σε κατακόρυφο φορτίο, φόρτιση 1.35kg+1.50kg (EC6, §6.1)

Ελεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_{id}=(1.35\times 146.3+1.50\times 25.0)/11.00=21.36\text{kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{edo}=0.001\times 21.36/0.50=0.043\text{N/mm}^2$

Γίνεται μείωση της εκκεντρότητας κατά $(1-k/4)=0.96$ (EC6 Παραρτ. Γ(3))

Καμπτική ροπή σχεδιασμού στην κορυφή $M_{id}= 6.96 \text{ kNm/m}$ (EC6 Παρ. Γ.1)

Εκκεντρότητα $M_{id}/N_{id}= 6.96/21.36= 0.32564 \text{ m} = 0.65\times(\text{πάχος τοίχου})$ (EC6 Παραρτ. Γ.1)

Η εκκεντρότητα $>45\%$ του πάχους του τοίχου άρα υπολογίζεται όπως (EC6 Παραρ. Γ(5))

Βάθος έδρασης $=0.10\times 0.500=0.050\text{m}$ εκκεντρότητα φορτίου στην κορυφή $M_{id}/N_{id}= 0.22500\text{m}$

Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he}= 0.00000\text{m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i=hef/450=2.40/450= 0.00533\text{m}$ (EC6, §5.5.1.1)

Εκκεντρότητα στην κορυφή $e_e=M_{id}/N_{id}+e_{he}+e_i=0.22500+0.00000+0.00533= 0.23033\text{m}$ (EC6 εξ.6.5)

Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e=0.05t=0.05\times 0.50= 0.02500\text{m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)

Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή $\Phi_i=1-2e_e/t=1-2\times 0.23033/0.50= 0.08$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd}=\Phi_i.t.f_k/\gamma_M=1000\times 0.08\times 0.50\times 7.93/2.50=126.8\text{kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)

$N_{ed}= 21.4 \leq 126.8=N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_{md}=(1.35\times 310.5+1.50\times 25.0)/8.60=53.10\text{kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{edo}=0.001\times 53.10/0.50=0.106\text{N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου στο μεσαίο πέμπτο $M_{md}/N_{md}=0.20\times 0.22500\times 21.4/53.1=0.01811 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm}= 0.00000\text{m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα $e_a=hef/450=2.40/450= 0.00533\text{m}$ (EC6, §5.5.1.1)

Εκκεντρότητα φορτίων $e_m=M_{md}/N_{md}+e_{hm}+e_a=0.01811+0.00000+0.00533= 0.02344\text{m}$ (EC6 εξ.6.7)

Η λυγηρότητα είναι $4.80\leq 15$, εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k=0$ (EC6 §6.1.2.2(2))

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο $e_m=e_m+e_k=0.02344+0.00000= 0.02344 \text{ m}$ (EC6, εξ.6.7)

Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_m=0.05t=0.05\times 0.50= 0.02500\text{m}$ (EC6 §6.1.2.2 εξ.6.6)

Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο $\Phi_m=(1-2e_m/t)\text{Exp}(-u^2/2)= 0.89$ (EC 6 Παραρτ. Γ)

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd}=\Phi_m.t.f_k/\gamma_M=1000\times 0.89\times 0.50\times 7.93/2.50=1414.2\text{kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)

$N_{ed}= 53.1 \leq 1414.2=N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στη βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_{id}=(1.35 \times 556.7 + 1.50 \times 25.0) / 8.60 = 91.75 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $s_{edo} = 0.001 \times 91.75 / 0.50 = 0.183 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $Mid/N_{id} = 0.22500 \times 21.4 / 91.7 = 0.05239 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he} = 0.00000 \text{ m}$
 Τυχνηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef} / 450 = 2.40 / 450 = 0.00533 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα στην βάση $ee = Mid/N_{id} + e_{he} + e_i = 0.05239 + 0.00000 + 0.00533 = 0.05773 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min ee = 0.05t = 0.05 \times 0.50 = 0.02500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
 Μειωτικός συντελεστής στην βάση $\Phi_i = 1 - 2ee/t = 1 - 2 \times 0.05773 / 0.50 = 0.77$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.77 \times 0.50 \times 7.93 / 2.50 = 1220.6 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 Κατακόρυφη θλιπτική τάση από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\max s_n = -0.234 \text{ N/mm}^2$
 Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{ed} = 1000 \times 0.50 \times 0.234 = 116.9 \text{ kN/m}$
 $N_{ed} = 116.9 \leq 1220.6 = N_{rd}$ 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 $N_{id}=(1.00 \times 146.3 + 0.30 \times 25.0) / 11.00 = 13.98 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $s_{edo} = 0.001 \times 13.98 / 0.50 = 0.028 \text{ N/mm}^2$
 Γίνεται μείωση της εκκεντρότητας κατά $(1-k/4) = 0.96$ (EC6 Παραρτ. Γ(3))
 Καμπτική ροπή σχεδιασμού στην κορυφή $Mid = 4.55 \text{ kNm/m}$ (EC6 Παρ. Γ.1)
 Εκκεντρότητα $Mid/N_{id} = 4.55 / 13.98 = 0.32517 \text{ m} = 0.65 \times (\text{πάχος τοίχου})$ (EC6 Παραρτ. Γ.1)
 Η εκκεντρότητα >45% του πάχους του τοίχου άρα υπολογίζεται όπως (EC6 Παραρ. Γ(5))
 Βάθος έδρασης $= 0.10 \times 0.500 = 0.050 \text{ m}$ εκκεντρότητα φορτίου στην κορυφή $Mid/N_{id} = 0.22500 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he} = 0.00027 \text{ m}$
 Τυχνηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef} / 450 = 2.40 / 450 = 0.00533 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα στην κορυφή $ee = Mid/N_{id} + e_{he} + e_i = 0.22500 + 0.00027 + 0.00533 = 0.23060 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min ee = 0.05t = 0.05 \times 0.50 = 0.02500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
 Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή $\Phi_i = 1 - 2ee/t = 1 - 2 \times 0.23060 / 0.50 = 0.08$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.08 \times 0.50 \times 7.93 / 1.67 = 190.2 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 $N_{ed} = 14.0 \leq 190.2 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_{md}=(1.00 \times 310.5 + 0.30 \times 25.0) / 8.60 = 36.97 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $s_{edo} = 0.001 \times 36.97 / 0.50 = 0.074 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στο μεσαίο πέμπτο $M_{md}/N_{md} = 0.20 \times 0.22500 \times 14.0 / 37.0 = 0.01702 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00014 \text{ m}$
 Τυχνηματική εκκεντρότητα $e_a = h_{ef} / 450 = 2.40 / 450 = 0.00533 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα φορτίων $e_m = M_{md}/N_{md} + e_{hm} + e_a = 0.01702 + 0.00014 + 0.00533 = 0.02249 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.7)
 Η λυγηρότητα είναι $4.80 \leq 15$, εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$ (EC6 §6.1.2.2(2))
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο $e_m = e_m + e_k = 0.02249 + 0.00000 = 0.02249 \text{ m}$ (EC6, εξ.6.7)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_m = 0.05t = 0.05 \times 0.50 = 0.02500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2 εξ.6.6)
 Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο $\Phi_m = (1 - 2e_m/t) \cdot \text{Exp}(-u^2/2) = 0.89$ (EC 6 Παραρτ. Γ)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.89 \times 0.50 \times 7.93 / 1.67 = 2121.3 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 $N_{ed} = 37.0 \leq 2121.3 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στη βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_{id}=(1.00 \times 556.7 + 0.30 \times 25.0) / 8.60 = 65.60 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $s_{edo} = 0.001 \times 65.60 / 0.50 = 0.131 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $Mid/N_{id} = 0.22500 \times 14.0 / 65.6 = 0.04795 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he} = 0.00027 \text{ m}$
 Τυχνηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef} / 450 = 2.40 / 450 = 0.00533 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα στην βάση $ee = Mid/N_{id} + e_{he} + e_i = 0.04795 + 0.00027 + 0.00533 = 0.05356 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min ee = 0.05t = 0.05 \times 0.50 = 0.02500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
 Μειωτικός συντελεστής στην βάση $\Phi_i = 1 - 2ee/t = 1 - 2 \times 0.05356 / 0.50 = 0.79$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.79 \times 0.50 \times 7.93 / 1.67 = 1878.5 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 Κατακόρυφη θλιπτική τάση από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\max s_n = -0.419 \text{ N/mm}^2$
 Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{ed} = 1000 \times 0.50 \times 0.419 = 209.6 \text{ kN/m}$
 $N_{ed} = 209.6 \leq 1878.5 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος σε διάτμηση, φόρτιση 1.00xg+0.30xq+Σεισμός (EC6, §6.2)

$V_{ed}=451.1\text{kN}$, $\tau_{max}=0.183\text{N/mm}^2$, $\sigma_d=0.137\text{N/mm}^2$, $L_c=8.25\text{m}$

Χαρακτηριστική διατμητική αντοχή $f_{vk}=f_{vko}+0.4x f_d$ (EC6 §3.6.2)

$f_{vk}=0.200+0.40x0.137=0.255\text{N/mm}^2$, $\max f_{vk}=1.500\text{N/mm}^2$, $f_{vk}=0.255\text{N/mm}^2$ (EC6 εξ.3.5)

Τιμή σχεδιασμού αντοχής έναντι τέμνουσας $V_{rd}=f_{vk}.t.L_c/\gamma_M$ (EC6 §6.2, εξ.6.13)

$V_{rd}=1000x0.255x0.50x8.25/1.67= 630.4 \text{ kN}$

$V_{ed}= 451.1\text{kN} \leq 630.4\text{kN} =V_{rd}$. (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 50x20 [πλάτος x ύψος cm]

με ελάχιστο οπλισμό 4Φ14 (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 = 0.126 mm

Οριζόντια μετατόπιση λόγω παραμόρφωσης οριζοντίου διαφράγματος= 0.000 mm

Καμπτική ροπή σχεδιασμού $M_{ed}=\delta \cdot E \cdot b t^3 / (4H^2)$, $M_{ed}=(1000) \times 0.126 \times 7.93 \times 0.500^3 / (4 \times 3.35^2)=2.79\text{kNm/m}$

$f_{xk1}=0.10\text{N/mm}^2$, $f_{xd1}=0.10/2.50=0.040 \text{ N/mm}^2$

$\sigma_d=0.001 \times 556.7 / (0.50 \times 11.00) \leq 0.2 f_d = 0.2 \times 7.93 / 2.50$, $\sigma_d=0.101 \text{ N/mm}^2$ (EC6, (6.16)

Ροπή καμπτικής αντοχής $M_{rd}=(f_{xd1}+\sigma_d) t^2 / 6 = (1000) \times (0.040+0.101) \times 0.500^2 / 6 = 5.88\text{kNm/m}$ (EC6, (6.15)

$M_{ed} = 2.79\text{kN} \leq 5.88\text{kN} = M_{rd}$, ο έλεγχος ικανοποιείται

Ελεγχος σε οριζόντια εκτός επιπέδου τοίχου φορτία λόγω ανέμου (EC6, §6.3, Annex E)

Φορτίο ανέμου $W_{ed}=G_k+1.50W$, $W:=C_{pe}x1.25=0.80x1.25=1.00 \text{ kN/m}^2$, $1.50W=1.50x1.00=1.50 \text{ kN/m}^2$

$H/L=3.35/11.00=0.30$, $\mu=f_{xk1}/f_{xk2}=1$, $\alpha_1=\mu\alpha_2$, $\alpha_2=0.010$ (Annex E, Tab E)

Καμπτική ροπή σχεδιασμού $M_{ed}=\alpha_1 \cdot W_{ed} \cdot L^2$, $M_{ed}=0.010 \times 1.50 \times 11.00^2 = 1.81 \text{ kNm/m}$

$M_{ed} = 1.81\text{kN} \leq 5.88\text{kN} = M_{rd}$, ο έλεγχος ικανοποιείται

2ος οροφος

T33

Διαστάσεις μήκος=6.50m, ύψος=3.35m, πάχος=0.50m

ΛΙΘΟΔΟΜΗ 50

Δομικό σύστημα : Αοπλη τοιχοποιία (Ευρωκ.8, §9.3,Τ.9.1)

Κατηγορία κατασκευής :3 (EC6, §2.4.3, Παρ. Α)

Κατηγορία ελέγχου παραγωγής λιθοσωμάτων :II (EC6 §3.1.1)

Θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας: $f_k=7.93 \text{ N/mm}^2$ (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: $\gamma_M=2.50$ (EC6, §2.4.3)

Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού με σεισμό: $\gamma_M=(2/3) \times 2.50 (>=1.50)=1.67$ (Ευρωκ-8, §9.6(3))

Μήκος λυγισμού τοίχου $h_{ef}=\rho x h = 0.75 \times 3.20 = 2.40 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.2)

Λυγηρότητα $\lambda=h_{ef}/t_{ef}=2.40/0.50= 4.80 \leq 27$ εντάξει (EC6, §5.5.1.4)

Απαιτήσεις Εθνικού κειμένου εφαρμογής Ευρωκώδικα και Ευρωκώδικα 8 §9.3

Τοιχοποιία Αοπλη με τεχνητά λιθοσώματα.

Πάχος τοίχου= 0.500 $\geq 0.300 \text{ m}$ (εντάξει)

Λυγηρότητα $\lambda = 4.80 \leq 12$ (εντάξει)

L/h πεσσών: $6.50/3.35=1.94 > 0.50$, δεκτό

Ελεγχος σε κατακόρυφο φορτίο, φόρτιση 1.35xg+1.50xq (EC6, §6.1)

Ελεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_{id}=(1.35 \times 48.7 + 1.50 \times 8.5) / 6.50 = 12.08\text{kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{edo}=0.001 \times 12.08 / 0.50 = 0.024\text{N/mm}^2$

Γίνεται μείωση της εκκεντρότητας κατά $(1-k/4)=0.91$ (EC6 Παραρτ. Γ(3))

Καμπτική ροπή σχεδιασμού στην κορυφή $M_{id}= 1.90 \text{ kNm/m}$ (EC6 Παρ. Γ.1)

Εκκεντρότητα $M_{id}/N_{id}= 1.90/12.08 = 0.15765 \text{ m} = 0.32 \times (\text{πάχος τοίχου})$ (EC6 Παραρτ. Γ.1)

Ελεγχοι αντοχής τοίχων

Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he} = 0.00000m$
Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef}/450 = 2.40/450 = 0.00533m$ (EC6, §5.5.1.1)
Εκκεντρότητα στην κορυφή $e_e = Mid/Nid + e_{he} + e_i = 0.15765 + 0.00000 + 0.00533 = 0.16298m$ (EC6 εξ.6.5)
Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e = 0.05t = 0.05 \times 0.50 = 0.02500m$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή $\phi_i = 1 - 2e_e/t = 1 - 2 \times 0.16298/0.50 = 0.35$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.35 \times 0.50 \times 7.93/2.50 = 554.8 kN/m$ (EC6 εξ.6.2)
 $N_{ed} = 12.1 \leq 554.8 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Έλεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_{md} = (1.35 \times 161.9 + 1.50 \times 8.5) / 6.50 = 35.60 kN/m$
Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{edo} = 0.001 \times 35.60 / 0.50 = 0.071 N/mm^2$
Εκκεντρότητα φορτίου στο μεσαίο πέμπτο $M_{md} / N_{md} = 0.20 \times 0.15765 \times 12.1 / 35.6 = 0.01070 m$
Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00000m$
Τυχηματική εκκεντρότητα $e_a = h_{ef}/450 = 2.40/450 = 0.00533m$ (EC6, §5.5.1.1)
Εκκεντρότητα φορτίων $e_m = M_{md} / N_{md} + e_{hm} + e_a = 0.01070 + 0.00000 + 0.00533 = 0.01603m$ (EC6 εξ.6.7)
Η λυγνρότητα είναι $4.80 \leq 15$, εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$ (EC6 §6.1.2.2(2))
Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο $e_m = e_m + e_k = 0.01603 + 0.00000 = 0.01603 m$ (EC6, εξ.6.7)
Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_m = 0.05t = 0.05 \times 0.50 = 0.02500m$ (EC6 §6.1.2.2 εξ.6.6)
Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο $\phi_m = (1 - 2e_m/t) \cdot \text{Exp}(-u^2/2) = 0.89$ (EC 6 Παραρτ. G)
Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \phi_m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.89 \times 0.50 \times 7.93/2.50 = 1414.2 kN/m$ (EC6 εξ.6.2)
 $N_{ed} = 35.6 \leq 1414.2 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Έλεγχος αντοχής στη βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_{id} = (1.35 \times 331.8 + 1.50 \times 8.5) / 6.50 = 70.87 kN/m$
Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{edo} = 0.001 \times 70.87 / 0.50 = 0.142 N/mm^2$
Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $Mid/Nid = 0.15765 \times 12.1 / 70.9 = 0.02686 m$
Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he} = 0.00000m$
Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef}/450 = 2.40/450 = 0.00533m$ (EC6, §5.5.1.1)
Εκκεντρότητα στην βάση $e_e = Mid/Nid + e_{he} + e_i = 0.02686 + 0.00000 + 0.00533 = 0.03220m$ (EC6 εξ.6.5)
Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e = 0.05t = 0.05 \times 0.50 = 0.02500m$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
Μειωτικός συντελεστής στην βάση $\phi_i = 1 - 2e_e/t = 1 - 2 \times 0.03220/0.50 = 0.87$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.87 \times 0.50 \times 7.93/2.50 = 1379.1 kN/m$ (EC6 εξ.6.2)
Κατακόρυφη θλιπτική τάση από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma_n = -0.145 N/mm^2$
Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{ed} = 1000 \times 0.50 \times 0.145 = 72.6 kN/m$
 $N_{ed} = 72.6 \leq 1379.1 = N_{rd}$ 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 $N_{id} = (1.00 \times 48.7 + 0.30 \times 8.5) / 6.50 = 7.88 kN/m$
Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{edo} = 0.001 \times 7.88 / 0.50 = 0.016 N/mm^2$
Γίνεται μείωση της εκκεντρότητας κατά $(1 - k/4) = 0.91$ (EC6 Παραρτ. Γ(3))
Καμπτική ροπή σχεδιασμού στην κορυφή $Mid = 1.24 kNm/m$ (EC6 Παρ. Γ.1)
Εκκεντρότητα $Mid/Nid = 1.24/7.88 = 0.15774 m = 0.32 \times (\text{πάχος τοίχου})$ (EC6 Παραρτ. Γ.1)
Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he} = 0.00027m$
Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef}/450 = 2.40/450 = 0.00533m$ (EC6, §5.5.1.1)
Εκκεντρότητα στην κορυφή $e_e = Mid/Nid + e_{he} + e_i = 0.15774 + 0.00027 + 0.00533 = 0.16334m$ (EC6 εξ.6.5)
Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e = 0.05t = 0.05 \times 0.50 = 0.02500m$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή $\phi_i = 1 - 2e_e/t = 1 - 2 \times 0.16334/0.50 = 0.35$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.35 \times 0.50 \times 7.93/1.67 = 832.2 kN/m$ (EC6 εξ.6.2)
 $N_{ed} = 7.9 \leq 832.2 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής τοίχων

Ελεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_{md} = (1.00 \times 161.9 + 0.30 \times 8.5) / 6.50 = 25.31 \text{ kN/m}$
Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{edo} = 0.001 \times 25.31 / 0.50 = 0.051 \text{ N/mm}^2$
Εκκεντρότητα φορτίου στο μεσαίο πέμπτο $M_{md} / N_{md} = 0.20 \times 0.15774 \times 7.9 / 25.3 = 0.00983 \text{ m}$
Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00014 \text{ m}$
Τυχηματική εκκεντρότητα $e_a = h_{ef} / 450 = 2.40 / 450 = 0.00533 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
Εκκεντρότητα φορτίων $e_m = M_{md} / N_{md} + e_{hm} + e_a = 0.00983 + 0.00014 + 0.00533 = 0.01530 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.7)
Η λυγηρότητα είναι $4.80 \leq 15$, 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 $\min e_m = 0.05t = 0.05 \times 0.50 = 0.02500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2 εξ.6.6)
Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο $\Phi_m = (1 - 2e_m / t) \text{Exp}(-u^2 / 2) = 0.89$ (EC 6 Παραρτ. G)
Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.89 \times 0.50 \times 7.93 / 1.67 = 2121.3 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 $N_{ed} = 25.3 \leq 2121.3 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στη βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_{id} = (1.00 \times 331.8 + 0.30 \times 8.5) / 6.50 = 51.44 \text{ kN/m}$
Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{edo} = 0.001 \times 51.44 / 0.50 = 0.103 \text{ N/mm}^2$
Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_{id} / N_{id} = 0.15774 \times 7.9 / 51.4 = 0.02418 \text{ m}$
Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he} = 0.00027 \text{ m}$
Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef} / 450 = 2.40 / 450 = 0.00533 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
Εκκεντρότητα στην βάση $e_e = M_{id} / N_{id} + e_{he} + e_i = 0.02418 + 0.00027 + 0.00533 = 0.02978 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)
Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e = 0.05t = 0.05 \times 0.50 = 0.02500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
Μειωτικός συντελεστής στην βάση $\Phi_i = 1 - 2e_e / t = 1 - 2 \times 0.02978 / 0.50 = 0.88$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.88 \times 0.50 \times 7.93 / 1.67 = 2092.5 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
Κατακόρυφη θλιπτική τάση από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma_n = -0.251 \text{ N/mm}^2$
Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{ed} = 1000 \times 0.50 \times 0.251 = 125.7 \text{ kN/m}$
 $N_{ed} = 125.7 \leq 2092.5 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος σε διάτμηση, φόρτιση $1.00xg+0.30xq+\Sigma$ εισμός (EC6, §6.2)

$V_{ed} = 184.3 \text{ kN}$, $\tau_{\max} = 0.083 \text{ N/mm}^2$, $\sigma_d = 0.068 \text{ N/mm}^2$, $L_c = 4.88 \text{ m}$
Χαρακτηριστική διατμητική αντοχή $f_{vk} = f_{vko} + 0.4 \times f_d$ (EC6 §3.6.2)
 $f_{vk} = 0.200 + 0.40 \times 0.068 = 0.227 \text{ N/mm}^2$, $\max f_{vk} = 1.500 \text{ N/mm}^2$, $f_{vk} = 0.227 \text{ N/mm}^2$ (EC6 εξ.3.5)
Τιμή σχεδιασμού αντοχής έναντι τέμνουσας $V_{rd} = f_{vk} \cdot t \cdot L_c / \gamma_M$ (EC6 §6.2, εξ.6.13)
 $V_{rd} = 1000 \times 0.227 \times 0.50 \times 4.88 / 1.67 = 332.3 \text{ kN}$
 $V_{ed} = 184.3 \text{ kN} \leq 332.3 \text{ kN} = V_{rd}$. (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 $\sigma_{sd\max} = 0.164 \text{ N/mm}^2$
Η μέγιστη αυτή τάση 0.164 N/mm^2 είναι $\leq f_k / \gamma_M = 7.926 / 2.5 = 3.170 \text{ N/mm}^2$
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 50×20 [πλάτος x ύψος cm] με ελάχιστο οπλισμό $4\Phi 14$ (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 = 0.271 mm
Οριζόντια μετατόπιση λόγω παραμόρφωσης οριζοντίου διαφράγματος = 0.000 mm
Καμπτική ροπή σχεδιασμού $M_{ed} = \delta \cdot E \cdot b t^3 / (4H^2)$, $M_{ed} = (1000) \times 0.271 \times 7.93 \times 0.500^3 / (4 \times 3.35^2) = 5.99 \text{ kNm/m}$
 $f_{xk1} = 0.10 \text{ N/mm}^2$, $f_{xd1} = 0.10 / 2.50 = 0.040 \text{ N/mm}^2$
 $\sigma_d = 0.001 \times 331.8 / (0.50 \times 6.50) \leq 0.2 f_d = 0.2 \times 7.93 / 2.50$, $\sigma_d = 0.102 \text{ N/mm}^2$ (EC6, (6.16))
Ροπή καμπτικής αντοχής $M_{rd} = (f_{xd1} + \sigma_d) t^2 / 6 = (1000) \times (0.040 + 0.102) \times 0.500^2 / 6 = 5.92 \text{ kNm/m}$ (EC6, (6.15))
 $M_{ed} = 5.99 \text{ kN} > 5.92 \text{ kN} = M_{rd}$, ο έλεγχος ΔΕΝ ικανοποιείται

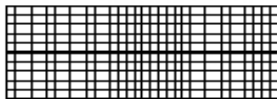
Ελεγχοι αντοχής τοίχων

Έλεγχος σε οριζόντια εκτός επιπέδου τοίχου φορτία λόγω ανέμου (EC6, §6.3, Annex E)

Φορτίο ανέμου $W_{ed} = G_k + 1.50W$, $W = C_{pe} \times 1.25 = 0.80 \times 1.25 = 1.00 \text{ kN/m}^2$, $1.50W = 1.50 \times 1.00 = 1.50 \text{ kN/m}^2$
 $H/L = 3.35/6.50 = 0.52$, $\mu = f_{xk1}/f_{xk2} = 1$, $\alpha_1 = \mu \alpha_2$, $\alpha_2 = 0.021$ (Annex E, Tab E)
Καμπτική ροπή σχεδιασμού $M_{ed} = \alpha_1 \cdot W_{ed} \cdot L^2$, $M_{ed} = 0.021 \times 1.50 \times 6.50^2 = 1.33 \text{ kNm/m}$
 $M_{ed} = 1.33 \text{ kN} < 5.92 \text{ kN} = M_{rd}$, ο έλεγχος ικανοποιείται

1ος οροφος

T12



Διαστάσεις μήκος=11.00m, ύψος=3.25m, πάχος=0.70m
Λιθοδομή 0.70

Δομικό σύστημα : Αοπλη τοιχοποιία (Ευρωκ.8, §9.3, Τ.9.1)

Κατηγορία κατασκευής : 3 (EC6, §2.4.3, Παρ. Α)

Κατηγορία ελέγχου παραγωγής λιθοσωμάτων : II (EC6 §3.1.1)

Θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας: $f_{k} = 11.38 \text{ N/mm}^2$ (EC6 §3.6.1.2)

Διατμητική αντοχή τοιχοποιίας: $f_{vko} = 0.15 \text{ N/mm}^2$ (EC6 §3.6.2)

Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού: $\gamma_M = 2.50$ (EC6, §2.4.3)

Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού με σεισμό: $\gamma_M = (2/3) \times 2.50 (>= 1.50) = 1.67$ (Ευρωκ-8, §9.6(3))

Μήκος λυγισμού τοίχου $h_{ef} = \rho x h = 0.75 \times 3.10 = 2.32 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.2)

Λυγνρότητα $\lambda = h_{ef}/t_{ef} = 2.32/0.70 = 3.32 < 27$ εντάξει (EC6, §5.5.1.4)

Απαιτήσεις Εθνικού κειμένου εφαρμογής Ευρωκώδικα και Ευρωκώδικα 8 §9.3

Τοιχοποιία Αοπλη με φυσικούς λίθους.

Πάχος τοίχου = 0.700 $\geq 0.400 \text{ m}$ (εντάξει)

Λυγνρότητα $\lambda = 3.32 < 9$ (εντάξει)

L/h πεσσών: $11.00/3.25 = 3.38 > 0.50$, δεκτό

Έλεγχος σε κατακόρυφο φορτίο, Φόρτιση 1.35xg+1.50xq (EC6, §6.1)

Έλεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_{id} = (1.35 \times 700.9 + 1.50 \times 30.9) / 11.00 = 90.23 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{edo} = 0.001 \times 90.23 / 0.70 = 0.129 \text{ N/mm}^2$

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 $e_i = h_{ef}/450 = 2.32/450 = 0.00517 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)

Εκκεντρότητα στην κορυφή $e_e = M_{id}/N_{id} + e_{he} + e_i = 0.00000 + 0.00000 + 0.00517 = 0.00517 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)

Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e = 0.05t = 0.05 \times 0.70 = 0.03500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)

Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή $\Phi_i = 1 - 2e_e/t = 1 - 2 \times 0.00517 / 0.70 = 0.90$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.70 \times 11.38 / 2.50 = 2867.0 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)

$N_{ed} = 90.2 < 2867.0 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Έλεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_{md} = (1.35 \times 961.2 + 1.50 \times 30.9) / 11.00 = 122.18 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{edo} = 0.001 \times 122.18 / 0.70 = 0.175 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου στο μεσαίο πέμπτο $M_{md}/N_{md} = 0.20 \times 0.00000 \times 90.2 / 122.2 = 0.00000 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00000 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα $e_a = h_{ef}/450 = 2.32/450 = 0.00517 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)

Εκκεντρότητα φορτίων $e_m = M_{md}/N_{md} + e_{hm} + e_a = 0.00000 + 0.00000 + 0.00517 = 0.00517 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.7)

Η λυγνρότητα είναι $3.32 < 15$, εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$ (EC6 §6.1.2.2(2))

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο $e_m = e_m + e_k = 0.00517 + 0.00000 = 0.00517 \text{ m}$ (EC6, εξ.6.7)

Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_m = 0.05t = 0.05 \times 0.70 = 0.03500 \text{ m}$ (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 $N_{rd} = \Phi_m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.70 \times 11.38 / 2.50 = 2861.4 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)

$N_{ed} = 122.2 < 2861.4 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στη βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_{id}=(1.35 \times 1351.6 + 1.50 \times 30.9) / 11.00 = 170.09 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $s_{edo} = 0.001 \times 170.09 / 0.70 = 0.243 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $Mid/N_{id} = 0.00000 \times 90.2 / 170.1 = 0.00000 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he} = 0.00000 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef} / 450 = 2.32 / 450 = 0.00517 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα στην βάση $ee = Mid/N_{id} + e_{he} + e_i = 0.00000 + 0.00000 + 0.00517 = 0.00517 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min ee = 0.05t = 0.05 \times 0.70 = 0.03500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
 Μειωτικός συντελεστής στην βάση $\Phi_i = 1 - 2ee/t = 1 - 2 \times 0.00517 / 0.70 = 0.90$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.70 \times 11.38 / 2.50 = 2867.0 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 Κατακόρυφη θλιπτική τάση από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\max s_n = -0.277 \text{ N/mm}^2$
 Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{ed} = 1000 \times 0.70 \times 0.277 = 194.1 \text{ kN/m}$
 $N_{ed} = 194.1 \leq 2867.0 = N_{rd}$ 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 $N_{id}=(1.00 \times 700.9 + 0.30 \times 30.9) / 11.00 = 64.56 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $s_{edo} = 0.001 \times 64.56 / 0.70 = 0.092 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου ή στέγης στην κορυφή $Mid/N_{id} = 0$
 Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he} = 0.00051 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef} / 450 = 2.32 / 450 = 0.00517 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα στην κορυφή $ee = Mid/N_{id} + e_{he} + e_i = 0.00000 + 0.00051 + 0.00517 = 0.00567 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min ee = 0.05t = 0.05 \times 0.70 = 0.03500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
 Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή $\Phi_i = 1 - 2ee/t = 1 - 2 \times 0.00567 / 0.70 = 0.90$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.70 \times 11.38 / 1.67 = 4300.5 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 $N_{ed} = 64.6 \leq 4300.5 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_{md}=(1.00 \times 961.2 + 0.30 \times 30.9) / 11.00 = 88.22 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $s_{edo} = 0.001 \times 88.22 / 0.70 = 0.126 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στο μεσαίο πέμπτο $M_{md}/N_{md} = 0.20 \times 0.00000 \times 64.6 / 88.2 = 0.00000 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00025 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_a = h_{ef} / 450 = 2.32 / 450 = 0.00517 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα φορτίων $e_m = M_{md}/N_{md} + e_{hm} + e_a = 0.00000 + 0.00025 + 0.00517 = 0.00542 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.7)
 Η λυγνρότητα είναι $3.32 \leq 15$, εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$ (EC6 §6.1.2.2(2))
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο $e_m = e_m + e_k = 0.00542 + 0.00000 = 0.00542 \text{ m}$ (EC6, εξ.6.7)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_m = 0.05t = 0.05 \times 0.70 = 0.03500 \text{ m}$ (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. G)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.70 \times 11.38 / 1.67 = 4292.1 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 $N_{ed} = 88.2 \leq 4292.1 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στη βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_{id}=(1.00 \times 1351.6 + 0.30 \times 30.9) / 11.00 = 123.72 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $s_{edo} = 0.001 \times 123.72 / 0.70 = 0.177 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $Mid/N_{id} = 0.00000 \times 64.6 / 123.7 = 0.00000 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he} = 0.00051 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef} / 450 = 2.32 / 450 = 0.00517 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα στην βάση $ee = Mid/N_{id} + e_{he} + e_i = 0.00000 + 0.00051 + 0.00517 = 0.00567 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min ee = 0.05t = 0.05 \times 0.70 = 0.03500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
 Μειωτικός συντελεστής στην βάση $\Phi_i = 1 - 2ee/t = 1 - 2 \times 0.00567 / 0.70 = 0.90$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.70 \times 11.38 / 1.67 = 4300.5 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 Κατακόρυφη θλιπτική τάση από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\max s_n = -1.057 \text{ N/mm}^2$
 Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{ed} = 1000 \times 0.70 \times 1.057 = 739.9 \text{ kN/m}$
 $N_{ed} = 739.9 \leq 4300.5 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος σε διάτμηση, φόρτιση 1.00xg+0.30xq+Σεισμός (EC6, §6.2)

$V_{ed}=2830.9\text{kN}$, $\tau_{max}=0.490\text{N/mm}^2$, $\sigma_d=0.236\text{N/mm}^2$, $L_c=8.25\text{m}$

Χαρακτηριστική διατμητική αντοχή $f_{vk}=f_{vko}+0.4x f_d$ (EC6 §3.6.2)

$f_{vk}=0.150+0.40x0.236=0.244\text{N/mm}^2$, $max f_{vk}=1.000\text{N/mm}^2$, $f_{vk}=0.244\text{N/mm}^2$ (EC6 εξ.3.5)

Τιμή σχεδιασμού αντοχής έναντι τέμνουσας $V_{rd}=f_{vk}.t.L_c/\gamma_M$ (EC6 §6.2, εξ.6.13)

$V_{rd}=1000x0.244x0.70x8.25/1.67= 846.4 \text{ kN}$

$V_{ed}= 2830.9\text{kN} > 846.4\text{kN} =V_{rd}$. (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 $\sigma_{dmax}=0.325\text{N/mm}^2$

Η μέγιστη αυτή τάση 0.325 N/mm^2 είναι $\leq f_k/\gamma_M=11.377/2.5= 4.551 \text{ N/mm}^2$

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 70x20 [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 = 0.276 mm

Οριζόντια μετατόπιση λόγω παραμόρφωσης οριζοντίου διαφράγματος= 0.000 mm

Καμπτική ροπή σχεδιασμού $M_{ed}=\delta \cdot E \cdot b t^3 / (4H^2)$, $M_{ed}=(1000) \times 0.276 \times 11.38 \times 0.700^3 / (4 \times 3.25^2)=25.49\text{kNm/m}$

$f_{xk1}=0.10\text{N/mm}^2$, $f_{xd1}=0.10/2.50=0.040 \text{ N/mm}^2$

$\sigma_d=0.001 \times 1351.6 / (0.70 \times 11.00) \leq 0.2 f_d = 0.2 \times 11.38 / 2.50$, $\sigma_d=0.176 \text{ N/mm}^2$ (EC6, (6.16)

Ροπή καμπτικής αντοχής $M_{rd}=(f_{xd1}+\sigma_d)t^2/6= (1000) \times (0.040+0.176) \times 0.700^2/6=17.64\text{kNm/m}$ (EC6, (6.15)

$M_{ed}= 25.49\text{kN}>17.64\text{kN} =M_{rd}$, ο έλεγχος ΔΕΝ ικανοποιείται

Ελεγχος σε οριζόντια εκτός επιπέδου τοίχου φορτία λόγω ανέμου (EC6, §6.3, Annex E)

Φορτίο ανέμου $W_{ed}=G_k+1.50W$, $W:=C_{pe}x1.25=0.80x1.25=1.00 \text{ kN/m}^2$, $1.50W=1.50x1.00=1.50 \text{ kN/m}^2$

$H/L=3.25/11.00=0.30$, $\mu=f_{xk1}/f_{xk2}=1$, $\alpha_1=\mu\alpha_2$, $\alpha_2=0.008$ (Annex E, Tab E)

Καμπτική ροπή σχεδιασμού $M_{ed}=\alpha_1 \cdot W_{ed} \cdot L^2$, $M_{ed}=0.008 \times 1.50 \times 11.00^2=1.45 \text{ kNm/m}$

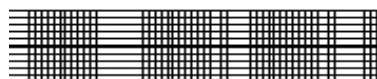
$M_{ed}= 1.45\text{kN}<=17.64\text{kN} =M_{rd}$, ο έλεγχος ικανοποιείται

1ος οροφος

T13

Διαστάσεις μήκος=21.70m, ύψος=3.25m, πάχος=0.70m

Λιθοδομή 0.70



Δομικό σύστημα : Αοπλη τοιχοποιία (Ευρωκ.8, §9.3,Τ.9.1)

Κατηγορία κατασκευής :3 (EC6, §2.4.3, Παρ. Α)

Κατηγορία ελέγχου παραγωγής λιθοσωμάτων :II (EC6 §3.1.1)

Θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας: $f_k=11.38 \text{ N/mm}^2$ (EC6 §3.6.1.2)

Διατμητική αντοχή τοιχοποιίας: $f_{vko}= 0.15 \text{ N/mm}^2$ (EC6 §3.6.2)

Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού: $\gamma_M=2.50$ (EC6, §2.4.3)

Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού με σεισμό: $\gamma_M=(2/3) \times 2.50 (>=1.50)=1.67$ (Ευρωκ-8, §9.6(3))

Μήκος λυγισμού τοίχου $h_{ef}=r \times h= 0.75 \times 3.10= 2.32 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.2)

Λυγηρότητα $\lambda=h_{ef}/t_{ef}=2.32/0.70= 3.32 \leq 27$ εντάξει (EC6, §5.5.1.4)

Απαιτήσεις Εθνικού κειμένου εφαρμογής Ευρωκώδικα και Ευρωκώδικα 8 §9.3

Τοιχοποιία Αοπλη με φυσικούς λίθους.

Πάχος τοίχου= 0.700 $\geq 0.400 \text{ m}$ (εντάξει)

Λυγηρότητα $\lambda= 3.32 \leq 9$ (εντάξει)

L/h πεσσών: $21.70/3.25=6.68 > 0.50$, δεκτό

Ελεγχος σε κατακόρυφο φορτίο, Φόρτιση 1.35xg+1.50xq (EC6, §6.1)

Ελεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_{id}=(1.35 \times 1534.1 + 1.50 \times 61.4) / 21.70 = 99.68 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $s_{edo} = 0.001 \times 99.68 / 0.70 = 0.142 \text{ N/mm}^2$
 Γίνεται μείωση της εκκεντρότητας κατά $(1-k/4) = 1.00$ (EC6 Παραρτ. Γ(3))
 Καμπτική ροπή σχεδιασμού στην κορυφή $M_{id} = 5.94 \text{ kNm/m}$ (EC6 Παρ. Γ.1)
 Εκκεντρότητα $M_{id}/N_{id} = 5.94 / 99.68 = 0.05960 \text{ m} = 0.09 \times (\text{πάχος τοίχου})$ (EC6 Παραρτ. Γ.1)
 Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he} = 0.00000 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef} / 450 = 2.32 / 450 = 0.00517 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα στην κορυφή $e_e = M_{id}/N_{id} + e_{he} + e_i = 0.05960 + 0.00000 + 0.00517 = 0.06476 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e = 0.05t = 0.05 \times 0.70 = 0.03500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
 Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή $\Phi_i = 1 - 2e_e/t = 1 - 2 \times 0.06476 / 0.70 = 0.81$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.81 \times 0.70 \times 11.38 / 2.50 = 2580.3 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 $N_{ed} = 99.7 \leq 2580.3 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_{md}=(1.35 \times 2047.5 + 1.50 \times 61.4) / 21.70 = 131.63 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $s_{edo} = 0.001 \times 131.63 / 0.70 = 0.188 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στο μεσαίο πέμπτο $M_{md}/N_{md} = 0.20 \times 0.05960 \times 99.7 / 131.6 = 0.00903 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00000 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_a = h_{ef} / 450 = 2.32 / 450 = 0.00517 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα φορτίων $e_m = M_{md}/N_{md} + e_{hm} + e_a = 0.00903 + 0.00000 + 0.00517 = 0.01419 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.7)
 Η λυγηρότητα είναι $3.32 \leq 15$, εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$ (EC6 §6.1.2.2(2))
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο $e_m = e_m + e_k = 0.01419 + 0.00000 = 0.01419 \text{ m}$ (EC6, εξ.6.7)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_m = 0.05t = 0.05 \times 0.70 = 0.03500 \text{ m}$ (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 $N_{rd} = \Phi_m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.70 \times 11.38 / 2.50 = 2861.4 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 $N_{ed} = 131.6 \leq 2861.4 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στη βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_{id}=(1.35 \times 2817.7 + 1.50 \times 61.4) / 21.70 = 179.54 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $s_{edo} = 0.001 \times 179.54 / 0.70 = 0.256 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_{id}/N_{id} = 0.05960 \times 99.7 / 179.5 = 0.03309 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he} = 0.00000 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef} / 450 = 2.32 / 450 = 0.00517 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα στην βάση $e_e = M_{id}/N_{id} + e_{he} + e_i = 0.03309 + 0.00000 + 0.00517 = 0.03826 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e = 0.05t = 0.05 \times 0.70 = 0.03500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
 Μειωτικός συντελεστής στην βάση $\Phi_i = 1 - 2e_e/t = 1 - 2 \times 0.03826 / 0.70 = 0.89$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.89 \times 0.70 \times 11.38 / 2.50 = 2835.1 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 Κατακόρυφη θλιπτική τάση από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\max s_{cp} = -0.299 \text{ N/mm}^2$
 Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{ed} = 1000 \times 0.70 \times 0.299 = 209.5 \text{ kN/m}$
 $N_{ed} = 209.5 \leq 2835.1 = N_{rd}$ 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 $N_{id}=(1.00 \times 1534.1 + 0.30 \times 61.4) / 21.70 = 71.54 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $s_{edo} = 0.001 \times 71.54 / 0.70 = 0.102 \text{ N/mm}^2$
 Γίνεται μείωση της εκκεντρότητας κατά $(1-k/4) = 1.00$ (EC6 Παραρτ. Γ(3))
 Καμπτική ροπή σχεδιασμού στην κορυφή $M_{id} = 3.48 \text{ kNm/m}$ (EC6 Παρ. Γ.1)
 Εκκεντρότητα $M_{id}/N_{id} = 3.48 / 71.54 = 0.04864 \text{ m} = 0.07 \times (\text{πάχος τοίχου})$ (EC6 Παραρτ. Γ.1)
 Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he} = 0.00051 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef} / 450 = 2.32 / 450 = 0.00517 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα στην κορυφή $e_e = M_{id}/N_{id} + e_{he} + e_i = 0.04864 + 0.00051 + 0.00517 = 0.05432 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e = 0.05t = 0.05 \times 0.70 = 0.03500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
 Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή $\Phi_i = 1 - 2e_e/t = 1 - 2 \times 0.05432 / 0.70 = 0.84$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.84 \times 0.70 \times 11.38 / 1.67 = 4013.8 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 $N_{ed} = 71.5 \leq 4013.8 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_{md} = (1.00 \times 2047.5 + 0.30 \times 61.4) / 21.70 = 95.21 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $s_{edo} = 0.001 \times 95.21 / 0.70 = 0.136 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στο μεσαίο πέμπτο $M_{md} / N_{md} = 0.20 \times 0.04864 \times 71.5 / 95.2 = 0.00731 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00025 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_a = h_{ef} / 450 = 2.32 / 450 = 0.00517 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα φορτίων $e_m = M_{md} / N_{md} + e_{hm} + e_a = 0.00731 + 0.00025 + 0.00517 = 0.01273 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.7)
 Η λυγηρότητα είναι $3.32 \leq 15$, εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_{k0} = 0$ (EC6 §6.1.2.2(2))
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο $e_m = e_m + e_{k0} = 0.01273 + 0.00000 = 0.01273 \text{ m}$ (EC6, εξ.6.7)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_m = 0.05t = 0.05 \times 0.70 = 0.03500 \text{ m}$ (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 $N_{rd} = \Phi_m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.70 \times 11.38 / 1.67 = 4292.1 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 $N_{ed} = 95.2 \leq 4292.1 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στη βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_{id} = (1.00 \times 2817.7 + 0.30 \times 61.4) / 21.70 = 130.70 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $s_{edo} = 0.001 \times 130.70 / 0.70 = 0.187 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_{id} / N_{id} = 0.04864 \times 71.5 / 130.7 = 0.02663 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he} = 0.00051 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef} / 450 = 2.32 / 450 = 0.00517 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα στην βάση $e_e = M_{id} / N_{id} + e_{he} + e_i = 0.02663 + 0.00051 + 0.00517 = 0.03230 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e = 0.05t = 0.05 \times 0.70 = 0.03500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
 Μειωτικός συντελεστής στην βάση $\Phi_i = 1 - 2e_e / t = 1 - 2 \times 0.03230 / 0.70 = 0.90$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.70 \times 11.38 / 1.67 = 4300.5 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 Κατακόρυφη θλιπτική τάση από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\max s_n = -0.705 \text{ N/mm}^2$
 Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{ed} = 1000 \times 0.70 \times 0.705 = 493.4 \text{ kN/m}$
 $N_{ed} = 493.4 \leq 4300.5 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος σε διάτμηση, φόρτιση 1.00xg+0.30xq+Σεισμός (EC6, §6.2)

$V_{ed} = 3246.7 \text{ kN}$, $\tau_{\max} = 0.285 \text{ N/mm}^2$, $s_d = 0.249 \text{ N/mm}^2$, $L_c = 16.28 \text{ m}$
 Χαρακτηριστική διατμητική αντοχή $f_{vk} = f_{vko} + 0.4 \times f_d$ (EC6 §3.6.2)
 $f_{vk} = 0.150 + 0.40 \times 0.249 = 0.250 \text{ N/mm}^2$, $\max f_{vk} = 1.000 \text{ N/mm}^2$, $f_{vk} = 0.250 \text{ N/mm}^2$ (EC6 εξ.3.5)
 Τιμή σχεδιασμού αντοχής έναντι τέμνουσας $V_{rd} = f_{vk} \cdot t \cdot L_c / \gamma_M$ (EC6 §6.2, εξ.6.13)
 $V_{rd} = 1000 \times 0.250 \times 0.70 \times 16.28 / 1.67 = 1706.0 \text{ kN}$

$V_{ed} = 3246.7 \text{ kN} > 1706.0 \text{ kN} = V_{rd}$. (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 $s_{sd\max} = 0.354 \text{ N/mm}^2$
 Η μέγιστη αυτή τάση 0.354 N/mm^2 είναι $\leq f_k / \gamma_M = 11.377 / 2.5 = 4.551 \text{ N/mm}^2$
 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 70x20 [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 = 0.508 mm
 Οριζόντια μετατόπιση λόγω παραμόρφωσης οριζοντίου διαφράγματος = 0.000 mm
 Καμπτική ροπή σχεδιασμού $M_{ed} = \delta \cdot E \cdot b t^3 / (4H^2)$, $M_{ed} = (1000) \times 0.508 \times 11.38 \times 0.700^3 / (4 \times 3.25^2) = 46.92 \text{ kNm/m}$
 $f_{xk1} = 0.10 \text{ N/mm}^2$, $f_{xd1} = 0.10 / 2.50 = 0.040 \text{ N/mm}^2$
 $s_d = 0.001 \times 2817.7 / (0.70 \times 21.70) \leq 0.2 f_d = 0.2 \times 11.38 / 2.50$, $s_d = 0.185 \text{ N/mm}^2$ (EC6, (6.16)
 Ροπή καμπτικής αντοχής $M_{rd} = (f_{xd1} + s_d) t^2 / 6 = (0.040 + 0.185) \times 0.700^2 / 6 = 18.38 \text{ kNm/m}$ (EC6, (6.15)
 $M_{ed} = 46.92 \text{ kNm} > 18.38 \text{ kNm} = M_{rd}$, ο έλεγχος ΔΕΝ ικανοποιείται

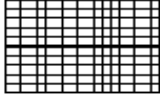
Ελεγχος αντοχής τοίχων

Έλεγχος σε οριζόντια εκτός επιπέδου τοίχου φορτία λόγω ανέμου (EC6, §6.3, Annex E)

Φορτίο ανέμου $W_{ed}=G_k+1.50W$, $W:=C_{pe}x1.25=0.80x1.25=1.00$ kN/m², $1.50W=1.50x1.00=1.50$ kN/m²
 $H/L=3.25/21.70=0.15$, $\mu=f_{xk1}/f_{xk2}=1$, $\alpha=0.125$ (Annex E, Tab E)
Καμπτική ροπή σχεδιασμού $M_{ed}=\alpha \cdot W_{ed} \cdot H^2$, $M_{ed}=0.125x1.50x3.25^2=1.98$ kNm/m
 $M_{ed}=1.98$ kN<=18.38 kN =M_{rd}, ο έλεγχος ικανοποιείται

1ος οροφος

T14



Διαστάσεις μήκος=6.30m, ύψος=3.25m, πάχος=0.70m
Λιθοδομή 0.70

Δομικό σύστημα : Αοπλη τοιχοποιία (Ευρωκ.8, §9.3,Τ.9.1)
Κατηγορία κατασκευής :3 (EC6, §2.4.3, Παρ. Α)
Κατηγορία ελέγχου παραγωγής λιθοσωμάτων :II (EC6 §3.1.1)
Θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας: $f_{k}=11.38$ N/mm² (EC6 §3.6.1.2)
Διατμητική αντοχή τοιχοποιίας: $f_{vko}=0.15$ N/mm² (EC6 §3.6.2)

Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού: $\gamma_M=2.50$ (EC6, §2.4.3)

Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού με σεισμό: $\gamma_M=(2/3)x2.50(>=1.50)=1.67$ (Ευρωκ-8, §9.6(3))

Μήκος λυγισμού τοίχου $h_{ef}=\rho x h=0.75x3.10=2.32$ m (EC6, §5.5.1.2)

Λυγηρότητα $\lambda=h_{ef}/t_{ef}=2.32/0.70=3.32<=27$ εντάξει (EC6, §5.5.1.4)

Απαιτήσεις Εθνικού κειμένου εφαρμογής Ευρωκώδικα και Ευρωκώδικα 8 §9.3

Τοιχοποιία Αοπλη με φυσικούς λίθους.

Πάχος τοίχου= 0.700 >=0.400 m (εντάξει)

Λυγηρότητα $\lambda=3.32<=9$ (εντάξει)

L/h πεσσών:6.30/3.25=1.94>0.50, δεκτό

Έλεγχος σε κατακόρυφο φορτίο, φόρτιση 1.35xg+1.50xq (EC6, §6.1)

Έλεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_{id}=(1.35x426.4+1.50x11.6)/6.30=94.13$ kN/m

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{edo}=0.001x94.13/0.70=0.134$ N/mm²

Γίνεται μείωση της εκκεντρότητας κατά $(1-k/4)=0.99$ (EC6 Παραρτ. Γ(3))

Καμπτική ροπή σχεδιασμού στην κορυφή $M_{id}=1.05$ kNm/m (EC6 Παρ. Γ.1)

Εκκεντρότητα $M_{id}/N_{id}=1.05/94.13=0.01115$ m = 0.02x(πάχος τοίχου) (EC6 Παραρτ. Γ.1)

Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he}=0.00000$ m

Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i=h_{ef}/450=2.32/450=0.00517$ m (EC6, §5.5.1.1)

Εκκεντρότητα στην κορυφή $e_e=M_{id}/N_{id}+e_{he}+e_i=0.01115+0.00000+0.00517=0.01631$ m (EC6 εξ.6.5)

Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e=0.05t=0.05x0.70=0.03500$ m (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)

Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή $\phi_i=1-2e_e/t=1-2x0.03500/0.70=0.90$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd}=\phi_i \cdot t \cdot f_k/\gamma_M=1000x0.90x0.70x11.38/2.50=2867.0$ kN/m (EC6 εξ.6.2)

$N_{ed}=94.1 <= 2867.0=N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Έλεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_{md}=(1.35x575.4+1.50x11.6)/6.30=126.07$ kN/m

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{edo}=0.001x126.07/0.70=0.180$ N/mm²

Εκκεντρότητα φορτίου στο μεσαίο πέμπτο $M_{md}/N_{md}=0.20x0.01115x94.1/126.1=0.00166$ m

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm}=0.00000$ m

Τυχηματική εκκεντρότητα $e_a=h_{ef}/450=2.32/450=0.00517$ m (EC6, §5.5.1.1)

Εκκεντρότητα φορτίων $e_m=M_{md}/N_{md}+e_{hm}+e_a=0.00166+0.00000+0.00517=0.00683$ m (EC6 εξ.6.7)

Η λυγηρότητα είναι $3.32<=15$, εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k=0$ (EC6 §6.1.2.2(2))

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο $e_m=e_m+e_k=0.00683+0.00000=0.00683$ m (EC6, εξ.6.7)

Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_m=0.05t=0.05x0.70=0.03500$ 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 $N_{rd}=\phi_m \cdot t \cdot f_k/\gamma_M=1000x0.90x0.70x11.38/2.50=2861.4$ kN/m (EC6 εξ.6.2)

$N_{ed}=126.1 <= 2861.4=N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στη βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_{id}=(1.35 \times 799.0+1.50 \times 11.6) / 6.30=173.98 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $s_{edo}=0.001 \times 173.98 / 0.70=0.249 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $Mid/N_{id}=0.01115 \times 94.1 / 174.0=0.00603 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he}=0.00000 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i=hef/450=2.32/450=0.00517 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα στην βάση $ee=Mid/N_{id}+e_{he}+e_i=0.00603+0.00000+0.00517=0.01120 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min ee=0.05t=0.05 \times 0.70=0.03500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
 Μειωτικός συντελεστής στην βάση $\Phi_i=1-2ee/t=1-2 \times 0.03500 / 0.70=0.90$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd}=\Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M=1000 \times 0.90 \times 0.70 \times 11.38 / 2.50=2867.0 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 Κατακόρυφη θλιπτική τάση από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\max s_{pn}=-0.262 \text{ N/mm}^2$
 Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{ed}=1000 \times 0.70 \times 0.262=183.5 \text{ kN/m}$
 $N_{ed}=183.5 \leq 2867.0=N_{rd}$ 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 $N_{id}=(1.00 \times 426.4+0.30 \times 11.6) / 6.30=68.23 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $s_{edo}=0.001 \times 68.23 / 0.70=0.097 \text{ N/mm}^2$
 Γίνεται μείωση της εκκεντρότητας κατά $(1-k/4)=0.99$ (EC6 Παραρτ. Γ(3))
 Καμπτική ροπή σχεδιασμού στην κορυφή $Mid=0.62 \text{ kNm/m}$ (EC6 Παρ. Γ.1)
 Εκκεντρότητα $Mid/N_{id}=0.62 / 68.23=0.00901 \text{ m}=0.01 \times (\text{πάρχος τοίχου})$ (EC6 Παραρτ. Γ.1)
 Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he}=0.00051 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i=hef/450=2.32/450=0.00517 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα στην κορυφή $ee=Mid/N_{id}+e_{he}+e_i=0.00901+0.00051+0.00517=0.01469 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min ee=0.05t=0.05 \times 0.70=0.03500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
 Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή $\Phi_i=1-2ee/t=1-2 \times 0.03500 / 0.70=0.90$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd}=\Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M=1000 \times 0.90 \times 0.70 \times 11.38 / 1.67=4300.5 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 $N_{ed}=68.2 \leq 4300.5=N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_{md}=(1.00 \times 575.4+0.30 \times 11.6) / 6.30=91.89 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $s_{edo}=0.001 \times 91.89 / 0.70=0.131 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στο μεσαίο πέμπτο $M_{md}/N_{md}=0.20 \times 0.00901 \times 68.2 / 91.9=0.00134 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm}=0.00025 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_a=hef/450=2.32/450=0.00517 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα φορτίων $e_m=M_{md}/N_{md}+e_{hm}+e_a=0.00134+0.00025+0.00517=0.00676 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.7)
 Η λυγρηρότητα είναι $3.32 \leq 15$, εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k=0$ (EC6 §6.1.2.2(2))
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο $e_m=e_m+e_k=0.00676+0.00000=0.00676 \text{ m}$ (EC6, εξ.6.7)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_m=0.05t=0.05 \times 0.70=0.03500 \text{ m}$ (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 $N_{rd}=\Phi_m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M=1000 \times 0.90 \times 0.70 \times 11.38 / 1.67=4292.1 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 $N_{ed}=91.9 \leq 4292.1=N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στη βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_{id}=(1.00 \times 799.0+0.30 \times 11.6) / 6.30=127.38 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $s_{edo}=0.001 \times 127.38 / 0.70=0.182 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $Mid/N_{id}=0.00901 \times 68.2 / 127.4=0.00483 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he}=0.00051 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i=hef/450=2.32/450=0.00517 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα στην βάση $ee=Mid/N_{id}+e_{he}+e_i=0.00483+0.00051+0.00517=0.01050 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min ee=0.05t=0.05 \times 0.70=0.03500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
 Μειωτικός συντελεστής στην βάση $\Phi_i=1-2ee/t=1-2 \times 0.03500 / 0.70=0.90$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd}=\Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M=1000 \times 0.90 \times 0.70 \times 11.38 / 1.67=4300.5 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 Κατακόρυφη θλιπτική τάση από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\max s_{pn}=-0.674 \text{ N/mm}^2$
 Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{ed}=1000 \times 0.70 \times 0.674=471.8 \text{ kN/m}$
 $N_{ed}=471.8 \leq 4300.5=N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Έλεγχος σε διάτμηση, φόρτιση 1.00xg+0.30xq+Σεισμός (EC6, §6.2)

$V_{ed}=824.4\text{kN}$, $\tau_{max}=0.273\text{N/mm}^2$, $\sigma_d=0.243\text{N/mm}^2$, $L_c=4.73\text{m}$

Χαρακτηριστική διατμητική αντοχή $f_{vk}=f_{vko}+0.4x f_d$ (EC6 §3.6.2)

$f_{vk}=0.150+0.40x0.243=0.247\text{N/mm}^2$, $\max f_{vk}=1.000\text{N/mm}^2$, $f_{vk}=0.247\text{N/mm}^2$ (EC6 εξ.3.5)

Τιμή σχεδιασμού αντοχής έναντι τέμνουσας $V_{rd}=f_{vk}.t.L_c/\gamma_M$ (EC6 §6.2, εξ.6.13)

$V_{rd}=1000x0.247x0.70x4.73/1.67= 490.3\text{ kN}$

$V_{ed}= 824.4\text{kN} > 490.3\text{kN} =V_{rd}$. (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 $\sigma_{dmax}=0.301\text{N/mm}^2$

Η μέγιστη αυτή τάση 0.301 N/mm^2 είναι $\leq f_k/\gamma_M=11.377/2.5= 4.551\text{ N/mm}^2$

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 $70x20$ [πλάτος x ύψος cm]

με ελάχιστο οπλισμό $4\Phi 16$ (συνδ. $\Phi 8/15$) 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 = 0.508 mm

Οριζόντια μετατόπιση λόγω παραμόρφωσης οριζοντίου διαφράγματος= 0.000 mm

Καμπτική ροπή σχεδιασμού $M_{ed}=\delta \cdot E \cdot bt^3 / (4H^2)$, $M_{ed}=(1000)x0.508x11.38x0.700^3 / (4x3.25^2)=46.92\text{kNm/m}$

$f_{xk1}=0.10\text{N/mm}^2$, $f_{xd1}=0.10/2.50=0.040\text{ N/mm}^2$

$\sigma_d=0.001x799.0 / (0.70x6.30) \leq 0.2f_d=0.2x11.38/2.50$, $\sigma_d=0.181\text{ N/mm}^2$ (EC6, (6.16)

Ροπή καμπτικής αντοχής $M_{rd}=(f_{xd1}+\sigma_d)t^2/6= (1000)x(0.040+0.181)x0.700^2/6=18.05\text{kNm/m}$ (EC6, (6.15)

$M_{ed}= 46.92\text{kN}>18.05\text{kN} =M_{rd}$, ο έλεγχος ΔΕΝ ικανοποιείται

Έλεγχος σε οριζόντια εκτός επιπέδου τοίχου φορτία λόγω ανέμου (EC6, §6.3, Annex E)

Φορτίο ανέμου $W_{ed}=G_k+1.50W$, $W:=C_{pe}x1.25=0.80x1.25=1.00\text{ kN/m}^2$, $1.50W=1.50x1.00=1.50\text{ kN/m}^2$

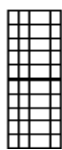
$H/L=3.25/6.30=0.52$, $\mu=f_{xk1}/f_{xk2}=1$, $\alpha_1=\mu\alpha_2$, $\alpha_2=0.021$ (Annex E, Tab E)

Καμπτική ροπή σχεδιασμού $M_{ed}=\alpha_1 \cdot W_{ed} \cdot L^2$, $M_{ed}=0.021x1.50x6.30^2=1.25\text{ kNm/m}$

$M_{ed}= 1.25\text{kN}<18.05\text{kN} =M_{rd}$, ο έλεγχος ικανοποιείται

1ος οροφος

T15



Διαστάσεις μήκος=1.40m, ύψος=3.25m, πάχος=0.70m

Λιθοδομή 0.70

Δομικό σύστημα : Αοπλη τοιχοποιία (Ευρωκ.8, §9.3, Τ.9.1)

Κατηγορία κατασκευής :3 (EC6, §2.4.3, Παρ. Α)

Κατηγορία ελέγχου παραγωγής λιθοσωμάτων :II (EC6 §3.1.1)

Θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας: $f_k=11.38\text{ N/mm}^2$ (EC6 §3.6.1.2)

Διατμητική αντοχή τοιχοποιίας: $f_{vko}= 0.15\text{ N/mm}^2$ (EC6 §3.6.2)

Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού: $\gamma_M=2.50$ (EC6, §2.4.3)

Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού με σεισμό: $\gamma_M=(2/3)x2.50 (>=1.50)=1.67$ (Ευρωκ-8, §9.6(3))

Μήκος λυγισμού τοίχου $h_{ef}=\rho x h= 0.75x3.10= 2.32\text{ m}$ (EC6, §5.5.1.2)

Λυγηρότητα $\lambda=h_{ef}/t_{ef}=2.32/0.70= 3.32 \leq 27$ εντάξει (EC6, §5.5.1.4)

Απαιτήσεις Εθνικού κειμένου εφαρμογής Ευρωκώδικα και Ευρωκώδικα 8 §9.3

Τοιχοποιία Αοπλη με φυσικούς λίθους.

Πάχος τοίχου= $0.700 \geq 0.400\text{ m}$ (εντάξει)

Λυγηρότητα $\lambda= 3.32 \leq 9$ (εντάξει)

L/h πεσσών: $1.40/3.25=0.43 < 0.50$, δεκτό

Ελεγχος σε κατακόρυφο φορτίο, Φόρτιση 1.35xg+1.50xq (EC6, §6.1)

Ελεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_{id}=(1.35 \times 93.2+1.50 \times 2.1)/1.40=92.12 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $s_{edo}=0.001 \times 92.12/0.70=0.132 \text{ N/mm}^2$
 Γίνεται μείωση της εκκεντρότητας κατά $(1-k/4)=1.00$ (EC6 Παραρτ. Γ(3))
 Καμπτική ροπή σχεδιασμού στην κορυφή $M_{id}= 4.35 \text{ kNm/m}$ (EC6 Παρ. Γ.1)
 Εκκεντρότητα $M_{id}/N_{id}= 4.35/92.12= 0.04722 \text{ m} = 0.07 \times (\text{πάχος τοίχου})$ (EC6 Παραρτ. Γ.1)
 Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he}= 0.00000 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i=h_{ef}/450=2.32/450= 0.00517 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα στην κορυφή $e_e=M_{id}/N_{id}+e_{he}+e_i=0.04722+0.00000+0.00517= 0.05239 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e=0.05t=0.05 \times 0.70= 0.03500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
 Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή $\Phi_i=1-2e_e/t=1-2 \times 0.05239/0.70= 0.85$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd}=\Phi_i \cdot t \cdot f_k/\gamma_M=1000 \times 0.85 \times 0.70 \times 11.38/2.50=2707.7 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 $N_{ed}= 92.1 \leq 2707.7=N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_{md}=(1.35 \times 126.3+1.50 \times 2.1)/1.40=124.06 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $s_{edo}=0.001 \times 124.06/0.70=0.177 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στο μεσαίο πέμπτο $M_{md}/N_{md}=0.20 \times 0.04722 \times 92.1/124.1=0.00701 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm}= 0.00000 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_a=h_{ef}/450=2.32/450= 0.00517 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα φορτίων $e_m=M_{md}/N_{md}+e_{hm}+e_a=0.00701+0.00000+0.00517= 0.01218 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.7)
 Η λυγηρότητα είναι $3.32 \leq 15$, εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k=0$ (EC6 §6.1.2.2(2))
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο $e_m=e_m+e_k=0.01218+0.00000= 0.01218 \text{ m}$ (EC6, εξ.6.7)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_m=0.05t=0.05 \times 0.70= 0.03500 \text{ m}$ (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 $N_{rd}=\Phi_m \cdot t \cdot f_k/\gamma_M=1000 \times 0.90 \times 0.70 \times 11.38/2.50=2861.4 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 $N_{ed}= 124.1 \leq 2861.4=N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στη βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_{id}=(1.35 \times 176.0+1.50 \times 2.1)/1.40=171.96 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $s_{edo}=0.001 \times 171.96/0.70=0.246 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_{id}/N_{id}=0.04722 \times 92.1/172.0= 0.02530 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he}= 0.00000 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i=h_{ef}/450=2.32/450= 0.00517 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα στην βάση $e_e=M_{id}/N_{id}+e_{he}+e_i=0.02530+0.00000+0.00517= 0.03046 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e=0.05t=0.05 \times 0.70= 0.03500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
 Μειωτικός συντελεστής στην βάση $\Phi_i=1-2e_e/t=1-2 \times 0.03500/0.70= 0.90$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd}=\Phi_i \cdot t \cdot f_k/\gamma_M=1000 \times 0.90 \times 0.70 \times 11.38/2.50=2867.0 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 Κατακόρυφη θλιπτική τάση από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\max s_{cp}=-0.248 \text{ N/mm}^2$
 Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{ed}=1000 \times 0.70 \times 0.248= 173.9 \text{ kN/m}$
 $N_{ed}= 173.9 \leq 2867.0=N_{rd}$ 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 $N_{id}=(1.00 \times 93.2+0.30 \times 2.1)/1.40=67.02 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $s_{edo}=0.001 \times 67.02/0.70=0.096 \text{ N/mm}^2$
 Γίνεται μείωση της εκκεντρότητας κατά $(1-k/4)=1.00$ (EC6 Παραρτ. Γ(3))
 Καμπτική ροπή σχεδιασμού στην κορυφή $M_{id}= 2.55 \text{ kNm/m}$ (EC6 Παρ. Γ.1)
 Εκκεντρότητα $M_{id}/N_{id}= 2.55/67.02= 0.03804 \text{ m} = 0.05 \times (\text{πάχος τοίχου})$ (EC6 Παραρτ. Γ.1)
 Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he}= 0.00051 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i=h_{ef}/450=2.32/450= 0.00517 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα στην κορυφή $e_e=M_{id}/N_{id}+e_{he}+e_i=0.03804+0.00051+0.00517= 0.04372 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e=0.05t=0.05 \times 0.70= 0.03500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
 Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή $\Phi_i=1-2e_e/t=1-2 \times 0.04372/0.70= 0.88$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd}=\Phi_i \cdot t \cdot f_k/\gamma_M=1000 \times 0.88 \times 0.70 \times 11.38/1.67=4204.9 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 $N_{ed}= 67.0 \leq 4204.9=N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_{md} = (1.00 \times 126.3 + 0.30 \times 2.1) / 1.40 = 90.68 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{edo} = 0.001 \times 90.68 / 0.70 = 0.130 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στο μεσαίο πέμπτο $M_{md} / N_{md} = 0.20 \times 0.03804 \times 67.0 / 90.7 = 0.00562 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00025 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_a = h_{ef} / 450 = 2.32 / 450 = 0.00517 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα φορτίων $e_m = M_{md} / N_{md} + e_{hm} + e_a = 0.00562 + 0.00025 + 0.00517 = 0.01104 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.7)
 Η λυγηρότητα είναι $3.32 \leq 15$, εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_{k0} = 0$ (EC6 §6.1.2.2(2))
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο $e_m = e_m + e_{k0} = 0.01104 + 0.00000 = 0.01104 \text{ m}$ (EC6, εξ.6.7)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_m = 0.05t = 0.05 \times 0.70 = 0.03500 \text{ m}$ (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 $N_{rd} = \Phi_m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.70 \times 11.38 / 1.67 = 4292.1 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 $N_{ed} = 90.7 \leq 4292.1 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στη βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_{id} = (1.00 \times 176.0 + 0.30 \times 2.1) / 1.40 = 126.16 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{edo} = 0.001 \times 126.16 / 0.70 = 0.180 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_{id} / N_{id} = 0.03804 \times 67.0 / 126.2 = 0.02021 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he} = 0.00051 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef} / 450 = 2.32 / 450 = 0.00517 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα στην βάση $e_e = M_{id} / N_{id} + e_{he} + e_i = 0.02021 + 0.00051 + 0.00517 = 0.02588 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e = 0.05t = 0.05 \times 0.70 = 0.03500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
 Μειωτικός συντελεστής στην βάση $\Phi_i = 1 - 2e_e / t = 1 - 2 \times 0.02588 / 0.70 = 0.90$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.70 \times 11.38 / 1.67 = 4300.5 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 Κατακόρυφη θλιπτική τάση από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma_n = -0.950 \text{ N/mm}^2$
 Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{ed} = 1000 \times 0.70 \times 0.950 = 665.2 \text{ kN/m}$
 $N_{ed} = 665.2 \leq 4300.5 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος σε διάτμηση, φόρτιση 1.00xg+0.30xq+Σεισμός (EC6, §6.2)

$V_{ed} = 158.8 \text{ kN}$, $\tau_{\max} = 0.255 \text{ N/mm}^2$, $\sigma_d = 0.209 \text{ N/mm}^2$, $L_c = 1.05 \text{ m}$
 Χαρακτηριστική διατμητική αντοχή $f_{vk} = f_{vko} + 0.4 \times f_d$ (EC6 §3.6.2)
 $f_{vk} = 0.150 + 0.40 \times 0.209 = 0.234 \text{ N/mm}^2$, $\max f_{vk} = 1.000 \text{ N/mm}^2$, $f_{vk} = 0.234 \text{ N/mm}^2$ (EC6 εξ.3.5)
 Τιμή σχεδιασμού αντοχής έναντι τέμνουσας $V_{rd} = f_{vk} \cdot t \cdot L_c / \gamma_M$ (EC6 §6.2, εξ.6.13)
 $V_{rd} = 1000 \times 0.234 \times 0.70 \times 1.05 / 1.67 = 103.0 \text{ kN}$

$V_{ed} = 158.8 \text{ kN} > 103.0 \text{ kN} = V_{rd}$. (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 $\sigma_{sd\max} = 0.265 \text{ N/mm}^2$
 Η μέγιστη αυτή τάση 0.265 N/mm^2 είναι $\leq f_k / \gamma_M = 11.377 / 2.5 = 4.551 \text{ N/mm}^2$
 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 70x20 [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 = 0.276 mm
 Οριζόντια μετατόπιση λόγω παραμόρφωσης οριζοντίου διαφράγματος = 0.000 mm
 Καμπτική ροπή σχεδιασμού $M_{ed} = \delta \cdot E \cdot b t^3 / (4H^2)$, $M_{ed} = (1000) \times 0.276 \times 11.38 \times 0.700^3 / (4 \times 3.25^2) = 25.49 \text{ kNm/m}$
 $f_{xk1} = 0.10 \text{ N/mm}^2$, $f_{xd1} = 0.10 / 2.50 = 0.040 \text{ N/mm}^2$
 $\sigma_d = 0.001 \times 176.0 / (0.70 \times 1.40) \leq 0.2 f_d = 0.2 \times 11.38 / 2.50$, $\sigma_d = 0.180 \text{ N/mm}^2$ (EC6, (6.16)
 Ροπή καμπτικής αντοχής $M_{rd} = (f_{xd1} + \sigma_d) t^2 / 6 = (0.040 + 0.180) \times 0.700^2 / 6 = 17.97 \text{ kNm/m}$ (EC6, (6.15)
 $M_{ed} = 25.49 \text{ kN} > 17.97 \text{ kN} = M_{rd}$, ο έλεγχος ΔΕΝ ικανοποιείται

Ελεγχοι αντοχής τοίχων

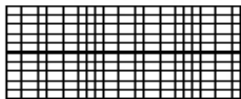
Ελεγχος σε οριζόντια εκτός επιπέδου τοίχου φορτία λόγω ανέμου (EC6, §6.3, Annex E)

Φορτίο ανέμου $W_{ed} = G_k + 1.50W$, $W = C_{pe} \times 1.25 = 0.80 \times 1.25 = 1.00 \text{ kN/m}^2$, $1.50W = 1.50 \times 1.00 = 1.50 \text{ kN/m}^2$
 $H/L = 3.25/1.40 = 2.32$, $\mu = f_{xk1}/f_{xk2} = 1$, $\alpha_1 = \mu \alpha_2$, $\alpha_2 = 0.071$ (Annex E, Tab E)
Καμπτική ροπή σχεδιασμού $M_{ed} = \alpha_1 \cdot W_{ed} \cdot L^2$, $M_{ed} = 0.071 \times 1.50 \times 1.40^2 = 0.21 \text{ kNm/m}$
 $M_{ed} = 0.21 \text{ kN} < 17.97 \text{ kN} = M_{rd}$, ο έλεγχος ικανοποιείται

1ος οροφος

T16

Διαστάσεις μήκος=9.50m, ύψος=3.25m, πάχος=0.70m
Λιθοδομή 0.70



Δομικό σύστημα : Αοπλη τοιχοποιία (Ευρωκ.8, §9.3, Τ.9.1)

Κατηγορία κατασκευής : 3 (EC6, §2.4.3, Παρ. Α)

Κατηγορία ελέγχου παραγωγής λιθοσωμάτων : II (EC6 §3.1.1)

Θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας: $f_{k} = 11.38 \text{ N/mm}^2$ (EC6 §3.6.1.2)

Διατμητική αντοχή τοιχοποιίας: $f_{vko} = 0.15 \text{ N/mm}^2$ (EC6 §3.6.2)

Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού: $\gamma_M = 2.50$ (EC6, §2.4.3)

Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού με σεισμό: $\gamma_M = (2/3) \times 2.50 (>= 1.50) = 1.67$ (Ευρωκ-8, §9.6(3))

Μήκος λυγισμού τοίχου $h_{ef} = \rho x h = 0.75 \times 3.10 = 2.32 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.2)

Λυγηρότητα $\lambda = h_{ef}/t_{ef} = 2.32/0.70 = 3.32 < 27$ εντάξει (EC6, §5.5.1.4)

Απαιτήσεις Εθνικού κειμένου εφαρμογής Ευρωκώδικα και Ευρωκώδικα 8 §9.3

Τοιχοποιία Αοπλη με φυσικούς λίθους.

Πάχος τοίχου = 0.700 $>= 0.400 \text{ m}$ (εντάξει)

Λυγηρότητα $\lambda = 3.32 < 9$ (εντάξει)

L/h πεσσών: $9.50/3.25 = 2.92 > 0.50$, δεκτό

Ελεγχος σε κατακόρυφο φορτίο, φόρτιση 1.35xg+1.50xq (EC6, §6.1)

Ελεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_{id} = (1.35 \times 678.9 + 1.50 \times 29.9) / 9.50 = 101.20 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{edo} = 0.001 \times 101.20 / 0.70 = 0.145 \text{ N/mm}^2$

Γίνεται μείωση της εκκεντρότητας κατά $(1-k/4) = 1.00$ (EC6 Παραρτ. Γ(3))

Καμπτική ροπή σχεδιασμού στην κορυφή $M_{id} = 6.64 \text{ kNm/m}$ (EC6 Παρ. Γ.1)

Εκκεντρότητα $M_{id}/N_{id} = 6.64/101.20 = 0.06563 \text{ m} = 0.09 \times (\text{πάχος τοίχου})$ (EC6 Παραρτ. Γ.1)

Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he} = 0.00000 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef}/450 = 2.32/450 = 0.00517 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)

Εκκεντρότητα στην κορυφή $e_e = M_{id}/N_{id} + e_{he} + e_i = 0.06563 + 0.00000 + 0.00517 = 0.07080 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)

Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e = 0.05t = 0.05 \times 0.70 = 0.03500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)

Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή $\phi_i = 1 - 2e_e/t = 1 - 2 \times 0.07080 / 0.70 = 0.80$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.80 \times 0.70 \times 11.38 / 2.50 = 2548.4 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)

$N_{ed} = 101.2 < 2548.4 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_{md} = (1.35 \times 903.7 + 1.50 \times 29.9) / 9.50 = 133.14 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{edo} = 0.001 \times 133.14 / 0.70 = 0.190 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου στο μεσαίο πέμπτο $M_{md}/N_{md} = 0.20 \times 0.06563 \times 101.2 / 133.1 = 0.00998 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00000 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα $e_a = h_{ef}/450 = 2.32/450 = 0.00517 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)

Εκκεντρότητα φορτίων $e_m = M_{md}/N_{md} + e_{hm} + e_a = 0.00998 + 0.00000 + 0.00517 = 0.01514 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.7)

Η λυγηρότητα είναι $3.32 < 15$, εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$ (EC6 §6.1.2.2(2))

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο $e_m = e_m + e_k = 0.01514 + 0.00000 = 0.01514 \text{ m}$ (EC6, εξ.6.7)

Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_m = 0.05t = 0.05 \times 0.70 = 0.03500 \text{ m}$ (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 $N_{rd} = \phi_m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.70 \times 11.38 / 2.50 = 2861.4 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)

$N_{ed} = 133.1 < 2861.4 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στη βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_{id}=(1.35 \times 1240.8 + 1.50 \times 29.9) / 9.50 = 181.05 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $s_{edo} = 0.001 \times 181.05 / 0.70 = 0.259 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $Mid/N_{id} = 0.06563 \times 101.2 / 181.0 = 0.03669 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he} = 0.00000 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef} / 450 = 2.32 / 450 = 0.00517 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα στην βάση $e_e = Mid/N_{id} + e_{he} + e_i = 0.03669 + 0.00000 + 0.00517 = 0.04185 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e = 0.05t = 0.05 \times 0.70 = 0.03500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
 Μειωτικός συντελεστής στην βάση $\Phi_i = 1 - 2e_e/t = 1 - 2 \times 0.04185 / 0.70 = 0.88$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.88 \times 0.70 \times 11.38 / 2.50 = 2803.3 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 Κατακόρυφη θλιπτική τάση από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\max s_{pn} = -0.290 \text{ N/mm}^2$
 Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{ed} = 1000 \times 0.70 \times 0.290 = 203.0 \text{ kN/m}$
 $N_{ed} = 203.0 \leq 2803.3 = N_{rd}$ 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 $N_{id}=(1.00 \times 678.9 + 0.30 \times 29.9) / 9.50 = 72.41 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $s_{edo} = 0.001 \times 72.41 / 0.70 = 0.103 \text{ N/mm}^2$
 Γίνεται μείωση της εκκεντρότητας κατά $(1-k/4) = 1.00$ (EC6 Παραρτ. Γ(3))
 Καμπτική ροπή σχεδιασμού στην κορυφή $Mid = 3.89 \text{ kNm/m}$ (EC6 Παρ. Γ.1)
 Εκκεντρότητα $Mid/N_{id} = 3.89 / 72.41 = 0.05376 \text{ m} = 0.08 \times (\text{πάχος τοίχου})$ (EC6 Παραρτ. Γ.1)
 Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he} = 0.00051 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef} / 450 = 2.32 / 450 = 0.00517 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα στην κορυφή $e_e = Mid/N_{id} + e_{he} + e_i = 0.05376 + 0.00051 + 0.00517 = 0.05943 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e = 0.05t = 0.05 \times 0.70 = 0.03500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
 Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή $\Phi_i = 1 - 2e_e/t = 1 - 2 \times 0.05943 / 0.70 = 0.83$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.83 \times 0.70 \times 11.38 / 1.67 = 3966.0 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 $N_{ed} = 72.4 \leq 3966.0 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_{md}=(1.00 \times 903.7 + 0.30 \times 29.9) / 9.50 = 96.07 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $s_{edo} = 0.001 \times 96.07 / 0.70 = 0.137 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στο μεσαίο πέμπτο $M_{md}/N_{md} = 0.20 \times 0.05376 \times 72.4 / 96.1 = 0.00810 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00025 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_a = h_{ef} / 450 = 2.32 / 450 = 0.00517 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα φορτίων $e_m = M_{md}/N_{md} + e_{hm} + e_a = 0.00810 + 0.00025 + 0.00517 = 0.01352 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.7)
 Η λυγνρότητα είναι $3.32 \leq 15$, εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$ (EC6 §6.1.2.2(2))
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο $e_m = e_m + e_k = 0.01352 + 0.00000 = 0.01352 \text{ m}$ (EC6, εξ.6.7)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_m = 0.05t = 0.05 \times 0.70 = 0.03500 \text{ m}$ (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 $N_{rd} = \Phi_m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.70 \times 11.38 / 1.67 = 4292.1 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 $N_{ed} = 96.1 \leq 4292.1 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στη βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_{id}=(1.00 \times 1240.8 + 0.30 \times 29.9) / 9.50 = 131.55 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $s_{edo} = 0.001 \times 131.55 / 0.70 = 0.188 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $Mid/N_{id} = 0.05376 \times 72.4 / 131.6 = 0.02959 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he} = 0.00051 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef} / 450 = 2.32 / 450 = 0.00517 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα στην βάση $e_e = Mid/N_{id} + e_{he} + e_i = 0.02959 + 0.00051 + 0.00517 = 0.03526 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e = 0.05t = 0.05 \times 0.70 = 0.03500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
 Μειωτικός συντελεστής στην βάση $\Phi_i = 1 - 2e_e/t = 1 - 2 \times 0.03526 / 0.70 = 0.90$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.70 \times 11.38 / 1.67 = 4300.5 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 Κατακόρυφη θλιπτική τάση από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\max s_{pn} = -0.690 \text{ N/mm}^2$
 Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{ed} = 1000 \times 0.70 \times 0.690 = 482.8 \text{ kN/m}$
 $N_{ed} = 482.8 \leq 4300.5 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος σε διάτμηση, φόρτιση 1.00xg+0.30xq+Σεισμός (EC6, §6.2)

$V_{ed}=1357.9\text{kN}$, $\tau_{max}=0.272\text{N/mm}^2$, $\sigma_d=0.186\text{N/mm}^2$, $L_c=7.13\text{m}$

Χαρακτηριστική διατμητική αντοχή $f_{vk}=f_{vko}+0.4x f_d$ (EC6 §3.6.2)

$f_{vk}=0.150+0.40x0.186=0.225\text{N/mm}^2$, $max f_{vk}=1.000\text{N/mm}^2$, $f_{vk}=0.225\text{N/mm}^2$ (EC6 εξ.3.5)

Τιμή σχεδιασμού αντοχής έναντι τέμνουσας $V_{rd}=f_{vk}.t.L_c/\gamma_M$ (EC6 §6.2, εξ.6.13)

$V_{rd}=1000x0.225x0.70x7.13/1.67= 671.9 \text{ kN}$

$V_{ed}= 1357.9\text{kN} > 671.9\text{kN} =V_{rd}$. (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 $\sigma_{dmax}=0.339\text{N/mm}^2$

Η μέγιστη αυτή τάση 0.339 N/mm^2 είναι $\leq f_k/\gamma_M=11.377/2.5= 4.551 \text{ N/mm}^2$

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 70x20 [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 = 0.508 mm

Οριζόντια μετατόπιση λόγω παραμόρφωσης οριζοντίου διαφράγματος= 0.000 mm

Καμπτική ροπή σχεδιασμού $M_{ed}=\delta \cdot E \cdot b t^3 / (4H^2)$, $M_{ed}=(1000) \times 0.508 \times 11.38 \times 0.700^3 / (4 \times 3.25^2)=46.92\text{kNm/m}$

$f_{xk1}=0.10\text{N/mm}^2$, $f_{xd1}=0.10/2.50=0.040 \text{ N/mm}^2$

$\sigma_d=0.001 \times 1240.8 / (0.70 \times 9.50) \leq 0.2 f_d=0.2 \times 11.38 / 2.50$, $\sigma_d=0.187 \text{ N/mm}^2$ (EC6, (6.16)

Ροπή καμτικής αντοχής $M_{rd}=(f_{xd1}+\sigma_d)t^2/6=(1000) \times (0.040+0.187) \times 0.700^2/6=18.54\text{kNm/m}$ (EC6, (6.15)

$M_{ed}= 46.92\text{kN}>18.54\text{kN} =M_{rd}$, ο έλεγχος ΔΕΝ ικανοποιείται

Ελεγχος σε οριζόντια εκτός επιπέδου τοίχου φορτία λόγω ανέμου (EC6, §6.3, Annex E)

Φορτίο ανέμου $W_{ed}=G_k+1.50W$, $W:=C_{pe}x1.25=0.80 \times 1.25=1.00 \text{ kN/m}^2$, $1.50W=1.50 \times 1.00=1.50 \text{ kN/m}^2$

$H/L=3.25/9.50=0.34$, $\mu=f_{xk1}/f_{xk2}=1$, $\alpha_1=\mu\alpha_2$, $\alpha_2=0.010$ (Annex E, Tab E)

Καμπτική ροπή σχεδιασμού $M_{ed}=\alpha_1 \cdot W_{ed} \cdot L^2$, $M_{ed}=0.010 \times 1.50 \times 9.50^2=1.35 \text{ kNm/m}$

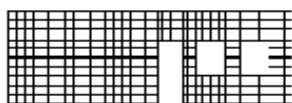
$M_{ed}= 1.35\text{kN}<18.54\text{kN} =M_{rd}$, ο έλεγχος ικανοποιείται

1ος οροφος

T17

Διαστάσεις μήκος=11.50m, ύψος=3.25m, πάχος=0.70m

Λιθοδομή 0.70



Δομικό σύστημα : Αοπλη τοιχοποιία (Ευρωκ.8, §9.3,Τ.9.1)

Κατηγορία κατασκευής :3 (EC6, §2.4.3, Παρ. Α)

Κατηγορία ελέγχου παραγωγής λιθοσωμάτων :II (EC6 §3.1.1)

Θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας: $f_k=11.38 \text{ N/mm}^2$ (EC6 §3.6.1.2)

Διατμητική αντοχή τοιχοποιίας: $f_{vko}= 0.15 \text{ N/mm}^2$ (EC6 §3.6.2)

Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού: $\gamma_M=2.50$ (EC6, §2.4.3)

Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού με σεισμό: $\gamma_M=(2/3) \times 2.50 (>=1.50)=1.67$ (Ευρωκ-8, §9.6(3))

Μήκος λυγισμού τοίχου $h_{ef}=r \times h= 0.75 \times 3.10= 2.32 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.2)

Λυγηρότητα $\lambda=h_{ef}/t_{ef}=2.32/0.70= 3.32 \leq 27$ εντάξει (EC6, §5.5.1.4)

Απαιτήσεις Εθνικού κειμένου εφαρμογής Ευρωκώδικα και Ευρωκώδικα 8 §9.3

Τοιχοποιία Αοπλη με φυσικούς λίθους.

Πάχος τοίχου= 0.700 $\geq 0.400 \text{ m}$ (εντάξει)

Λυγηρότητα $\lambda= 3.32 \leq 9$ (εντάξει)

L/h πεσσών: $0.60/2.20=0.27 < 0.50$, $0.55/1.20=0.46 < 0.50$ μη δεκτό

L/h πεσσών: $6.04/2.20=2.74 > 0.50$, $0.92/1.20=0.77 > 0.50$ δεκτό

Ελεγχος σε κατακόρυφο φορτίο, Φόρτιση 1.35xg+1.50xq (EC6, §6.1)

Ελεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_{id}=(1.35 \times 930.7 + 1.50 \times 88.3) / 11.50 = 120.77 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{edo} = 0.001 \times 120.77 / 0.70 = 0.173 \text{ N/mm}^2$

Γίνεται μείωση της εκκεντρότητας κατά $(1-k/4) = 1.00$ (EC6 Παραρτ. Γ(3))

Καμπτική ροπή σχεδιασμού στην κορυφή $M_{id} = 4.98 \text{ kNm/m}$ (EC6 Παρ. Γ.1)

Εκκεντρότητα $M_{id}/N_{id} = 4.98 / 120.77 = 0.04124 \text{ m} = 0.06 \times (\text{πάχος τοίχου})$ (EC6 Παραρτ. Γ.1)

Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he} = 0.00000 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef} / 450 = 2.32 / 450 = 0.00517 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)

Εκκεντρότητα στην κορυφή $e_e = M_{id}/N_{id} + e_{he} + e_i = 0.04124 + 0.00000 + 0.00517 = 0.04641 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)

Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e = 0.05t = 0.05 \times 0.70 = 0.03500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)

Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή $\Phi_i = 1 - 2e_e/t = 1 - 2 \times 0.04641 / 0.70 = 0.87$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.87 \times 0.70 \times 11.38 / 2.50 = 2771.4 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)

$N_{ed} = 120.8 \leq 2771.4 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_{md} = (1.35 \times 1165.8 + 1.50 \times 88.3) / 8.10 = 210.66 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{edo} = 0.001 \times 210.66 / 0.70 = 0.301 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου στο μεσαίο πέμπτο $M_{md}/N_{md} = 0.20 \times 0.04124 \times 120.8 / 210.7 = 0.00473 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00000 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα $e_a = h_{ef} / 450 = 2.32 / 450 = 0.00517 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)

Εκκεντρότητα φορτίων $e_m = M_{md}/N_{md} + e_{hm} + e_a = 0.00473 + 0.00000 + 0.00517 = 0.00990 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.7)

Η λυγηρότητα είναι $3.32 \leq 15$, εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$ (EC6 §6.1.2.2(2))

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο $e_m = e_m + e_k = 0.00990 + 0.00000 = 0.00990 \text{ m}$ (EC6, εξ.6.7)

Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_m = 0.05t = 0.05 \times 0.70 = 0.03500 \text{ m}$ (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 $N_{rd} = \Phi_m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.70 \times 11.38 / 2.50 = 2861.4 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)

$N_{ed} = 210.7 \leq 2861.4 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στη βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_{id} = (1.35 \times 1518.5 + 1.50 \times 88.3) / 10.50 = 207.85 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{edo} = 0.001 \times 207.85 / 0.70 = 0.297 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_{id}/N_{id} = 0.04124 \times 120.8 / 207.9 = 0.02396 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he} = 0.00000 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef} / 450 = 2.32 / 450 = 0.00517 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)

Εκκεντρότητα στην βάση $e_e = M_{id}/N_{id} + e_{he} + e_i = 0.02396 + 0.00000 + 0.00517 = 0.02913 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)

Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e = 0.05t = 0.05 \times 0.70 = 0.03500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)

Μειωτικός συντελεστής στην βάση $\Phi_i = 1 - 2e_e/t = 1 - 2 \times 0.02913 / 0.70 = 0.90$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.70 \times 11.38 / 2.50 = 2867.0 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)

Κατακόρυφη θλιπτική τάση από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma_{\text{cm}} = -0.759 \text{ N/mm}^2$

Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{ed} = 1000 \times 0.70 \times 0.759 = 531.0 \text{ kN/m}$

$N_{ed} = 531.0 \leq 2867.0 = N_{rd}$ 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 $N_{id} = (1.00 \times 930.7 + 0.30 \times 88.3) / 11.50 = 83.23 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{edo} = 0.001 \times 83.23 / 0.70 = 0.119 \text{ N/mm}^2$

Γίνεται μείωση της εκκεντρότητας κατά $(1-k/4) = 1.00$ (EC6 Παραρτ. Γ(3))

Καμπτική ροπή σχεδιασμού στην κορυφή $M_{id} = 2.92 \text{ kNm/m}$ (EC6 Παρ. Γ.1)

Εκκεντρότητα $M_{id}/N_{id} = 2.92 / 83.23 = 0.03508 \text{ m} = 0.05 \times (\text{πάχος τοίχου})$ (EC6 Παραρτ. Γ.1)

Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he} = 0.00051 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef} / 450 = 2.32 / 450 = 0.00517 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)

Εκκεντρότητα στην κορυφή $e_e = M_{id}/N_{id} + e_{he} + e_i = 0.03508 + 0.00051 + 0.00517 = 0.04076 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)

Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e = 0.05t = 0.05 \times 0.70 = 0.03500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)

Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή $\Phi_i = 1 - 2e_e/t = 1 - 2 \times 0.04076 / 0.70 = 0.88$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.88 \times 0.70 \times 11.38 / 1.67 = 4204.9 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)

$N_{ed} = 83.2 \leq 4204.9 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής τοίχων

Ελεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_{md} = (1.00 \times 1165.8 + 0.30 \times 88.3) / 8.10 = 147.20 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{edo} = 0.001 \times 147.20 / 0.70 = 0.210 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου στο μεσαίο πέμπτο $M_{md} / N_{md} = 0.20 \times 0.03508 \times 83.2 / 147.2 = 0.00397 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00025 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα $e_a = h_{ef} / 450 = 2.32 / 450 = 0.00517 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)

Εκκεντρότητα φορτίων $e_m = M_{md} / N_{md} + e_{hm} + e_a = 0.00397 + 0.00025 + 0.00517 = 0.00939 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.7)

Η λυγηρότητα είναι $3.32 \leq 15$, εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_{k0} = 0$ (EC6 §6.1.2.2(2))

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο $e_m = e_m + e_{k0} = 0.00939 + 0.00000 = 0.00939 \text{ m}$ (EC6, εξ.6.7)

Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_m = 0.05t = 0.05 \times 0.70 = 0.03500 \text{ m}$ (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 $N_{rd} = \Phi_m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.70 \times 11.38 / 1.67 = 4292.1 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)

$N_{ed} = 147.2 \leq 4292.1 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στη βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_{id} = (1.00 \times 1518.5 + 0.30 \times 88.3) / 10.50 = 147.14 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{edo} = 0.001 \times 147.14 / 0.70 = 0.210 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_{id} / N_{id} = 0.03508 \times 83.2 / 147.1 = 0.01985 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he} = 0.00051 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef} / 450 = 2.32 / 450 = 0.00517 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)

Εκκεντρότητα στην βάση $e_e = M_{id} / N_{id} + e_{he} + e_i = 0.01985 + 0.00051 + 0.00517 = 0.02552 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)

Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e = 0.05t = 0.05 \times 0.70 = 0.03500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)

Μειωτικός συντελεστής στην βάση $\Phi_i = 1 - 2e_e / t = 1 - 2 \times 0.02550 / 0.70 = 0.90$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.70 \times 11.38 / 1.67 = 4300.5 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)

Κατακόρυφη θλιπτική τάση από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma_n = -1.368 \text{ N/mm}^2$

Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{ed} = 1000 \times 0.70 \times 1.368 = 957.8 \text{ kN/m}$

$N_{ed} = 957.8 \leq 4300.5 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος σε διάτμηση, φόρτιση $1.00xg+0.30xq+\Sigma$ εισμός (EC6, §6.2)

$V_{ed} = 1925.1 \text{ kN}$, $\tau_{\max} = 0.468 \text{ N/mm}^2$, $\sigma_d = 0.272 \text{ N/mm}^2$, $L_c = 8.10 \text{ m}$

Χαρακτηριστική διατμητική αντοχή $f_{vk} = f_{vko} + 0.4x f_d$ (EC6 §3.6.2)

$f_{vk} = 0.150 + 0.40 \times 0.272 = 0.259 \text{ N/mm}^2$, $\max f_{vk} = 1.000 \text{ N/mm}^2$, $f_{vk} = 0.259 \text{ N/mm}^2$ (EC6 εξ.3.5)

Τιμή σχεδιασμού αντοχής έναντι τέμνουσας $V_{rd} = f_{vk} \cdot t \cdot L_c / \gamma_M$ (EC6 §6.2, εξ.6.13)

$V_{rd} = 1000 \times 0.259 \times 0.70 \times 8.10 / 1.67 = 881.1 \text{ kN}$

$V_{ed} = 1925.1 \text{ kN} > 881.1 \text{ kN} = V_{rd}$. (EC6 §6.2)

Δεν 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 70×20 [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 = 0.276 mm

Οριζόντια μετατόπιση λόγω παραμόρφωσης οριζοντίου διαφράγματος = 0.000 mm

Καμπτική ροπή σχεδιασμού $M_{ed} = \delta \cdot E \cdot b t^3 / (4H^2)$, $M_{ed} = (1000) \times 0.276 \times 11.38 \times 0.700^3 / (4 \times 3.25^2) = 25.49 \text{ kNm/m}$

$f_{xk1} = 0.10 \text{ N/mm}^2$, $f_{xd1} = 0.10 / 2.50 = 0.040 \text{ N/mm}^2$

$\sigma_d = 0.001 \times 1518.5 / (0.70 \times 11.50) \leq 0.2 f_d = 0.2 \times 11.38 / 2.50$, $\sigma_d = 0.189 \text{ N/mm}^2$ (EC6, (6.16)

Ροπή καμτικής αντοχής $M_{rd} = (f_{xd1} + \sigma_d) t^2 / 6 = (0.040 + 0.189) \times 0.700^2 / 6 = 18.70 \text{ kNm/m}$ (EC6, (6.15)

$M_{ed} = 25.49 \text{ kN} > 18.70 \text{ kN} = M_{rd}$, ο έλεγχος ΔΕΝ ικανοποιείται

Ελεγχος σε οριζόντια εκτός επιπέδου τοίχου φορτία λόγω ανέμου (EC6, §6.3, Annex E)

Φορτίο ανέμου $W_{ed} = G_k + 1.50W$, $W = C_{pe} x 1.25 = 0.80 \times 1.25 = 1.00 \text{ kN/m}^2$, $1.50W = 1.50 \times 1.00 = 1.50 \text{ kN/m}^2$

$H/L = 3.25 / 11.50 = 0.28$, $\mu = f_{xk1} / f_{xk2} = 1$, $\alpha_1 = \mu \alpha_2$, $\alpha_2 = 0.008$ (Annex E, Tab E)

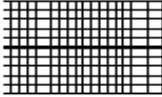
Καμπτική ροπή σχεδιασμού $M_{ed} = \alpha_1 \cdot W_{ed} \cdot L^2$, $M_{ed} = 0.008 \times 1.50 \times 11.50^2 = 1.59 \text{ kNm/m}$

$M_{ed} = 1.59 \text{ kN} \leq 18.70 \text{ kN} = M_{rd}$, ο έλεγχος ικανοποιείται

Ελεγχοι αντοχής τοίχων

1ος οροφος

T18



Διαστάσεις μήκος=6.50m, ύψος=3.25m, πάχος=0.70m
Λιθοδομή 0.70

Δομικό σύστημα : Αοπλη τοιχοποιία (Ευρωκ.8, §9.3, Τ.9.1)

Κατηγορία κατασκευής :3 (EC6, §2.4.3, Παρ. Α)

Κατηγορία ελέγχου παραγωγής λιθοσωμάτων :II (EC6 §3.1.1)

Θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας: $f_k=11.38 \text{ N/mm}^2$ (EC6 §3.6.1.2)

Διατμητική αντοχή τοιχοποιίας: $f_{vko}=0.15 \text{ N/mm}^2$ (EC6 §3.6.2)

Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού: $\gamma_M=2.50$ (EC6, §2.4.3)

Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού με σεισμό: $\gamma_M=(2/3) \times 2.50 (>=1.50)=1.67$ (Ευρωκ-8, §9.6(3))

Μήκος λυγισμού τοίχου $h_{ef}=\rho x h=0.75 \times 3.10=2.32 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.2)

Λυγηρότητα $\lambda=h_{ef}/t_{ef}=2.32/0.70=3.32 \leq 27$ εντάξει (EC6, §5.5.1.4)

Απαιτήσεις Εθνικού κειμένου εφαρμογής Ευρωκώδικα και Ευρωκώδικα 8 §9.3

Τοιχοποιία Αοπλη με φυσικούς λίθους.

Πάχος τοίχου= 0.700 $\geq 0.400 \text{ m}$ (εντάξει)

Λυγηρότητα $\lambda=3.32 \leq 9$ (εντάξει)

L/h πεσσών: $6.50/3.25=2.00 > 0.50$, δεκτό

Ελεγχος σε κατακόρυφο φορτίο, φόρτιση 1.35κγ+1.50κγ (EC6, §6.1)

Ελεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_{id}=(1.35 \times 509.1 + 1.50 \times 34.0)/6.50=113.58 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{edo}=0.001 \times 113.58/0.70=0.162 \text{ N/mm}^2$

Γίνεται μείωση της εκκεντρότητας κατά $(1-k/4)=1.00$ (EC6 Παραρτ. Γ(3))

Καμπτική ροπή σχεδιασμού στην κορυφή $M_{id}=12.41 \text{ kNm/m}$ (EC6 Παρ. Γ.1)

Εκκεντρότητα $M_{id}/N_{id}=12.41/113.58=0.10922 \text{ m}=0.16 \times (\text{πάχος τοίχου})$ (EC6 Παραρτ. Γ.1)

Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he}=0.00000 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i=h_{ef}/450=2.32/450=0.00517 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)

Εκκεντρότητα στην κορυφή $e_e=M_{id}/N_{id}+e_{he}+e_i=0.10922+0.00000+0.00517=0.11438 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)

Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e=0.05t=0.05 \times 0.70=0.03500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)

Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή $\phi_i=1-2e_e/t=1-2 \times 0.11438/0.70=0.67$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd}=\phi_i \cdot t \cdot f_k/\gamma_M=1000 \times 0.67 \times 0.70 \times 11.38/2.50=2134.3 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)

$N_{ed}=113.6 \leq 2134.3=N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_{md}=(1.35 \times 662.9 + 1.50 \times 34.0)/6.50=145.53 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{edo}=0.001 \times 145.53/0.70=0.208 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου στο μεσαίο πέμπτο $M_{md}/N_{md}=0.20 \times 0.10922 \times 113.6/145.5=0.01705 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm}=0.00000 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα $e_a=h_{ef}/450=2.32/450=0.00517 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)

Εκκεντρότητα φορτίων $e_m=M_{md}/N_{md}+e_{hm}+e_a=0.01705+0.00000+0.00517=0.02222 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.7)

Η λυγηρότητα είναι $3.32 \leq 15$, εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k=0$ (EC6 §6.1.2.2(2))

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο $e_m=e_m+e_k=0.02222+0.00000=0.02222 \text{ m}$ (EC6, εξ.6.7)

Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_m=0.05t=0.05 \times 0.70=0.03500 \text{ m}$ (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 $N_{rd}=\phi_m \cdot t \cdot f_k/\gamma_M=1000 \times 0.90 \times 0.70 \times 11.38/2.50=2861.4 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)

$N_{ed}=145.5 \leq 2861.4=N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στη βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_{id}=(1.35 \times 893.6 + 1.50 \times 34.0)/6.50=193.44 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{edo}=0.001 \times 193.44/0.70=0.276 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_{id}/N_{id}=0.10922 \times 113.6/193.4=0.06413 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he}=0.00000 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i=h_{ef}/450=2.32/450=0.00517 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)

Εκκεντρότητα στην βάση $e_e=M_{id}/N_{id}+e_{he}+e_i=0.06413+0.00000+0.00517=0.06930 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)

Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e=0.05t=0.05 \times 0.70=0.03500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)

Μειωτικός συντελεστής στην βάση $\phi_i=1-2e_e/t=1-2 \times 0.06930/0.70=0.80$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd}=\phi_i \cdot t \cdot f_k/\gamma_M=1000 \times 0.80 \times 0.70 \times 11.38/2.50=2548.4 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)

Κατακόρυφη θλιπτική τάση από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma_n=-0.294 \text{ N/mm}^2$

Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{ed}=1000 \times 0.70 \times 0.294=205.9 \text{ kN/m}$

$N_{ed}=205.9 \leq 2548.4=N_{rd}$ 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 $N_{id}=(1.00 \times 509.1 + 0.30 \times 34.0) / 6.50 = 79.89 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{edo} = 0.001 \times 79.89 / 0.70 = 0.114 \text{ N/mm}^2$

Γίνεται μείωση της εκκεντρότητας κατά $(1-k/4) = 1.00$ (EC6 Παραρτ. Γ(3))

Καμπτική ροπή σχεδιασμού στην κορυφή $M_{id} = 7.27 \text{ kNm/m}$ (EC6 Παρ. Γ.1)

Εκκεντρότητα $M_{id}/N_{id} = 7.27 / 79.89 = 0.09104 \text{ m} = 0.13 \times (\text{πάχος τοίχου})$ (EC6 Παραρτ. Γ.1)

Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he} = 0.00051 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef} / 450 = 2.32 / 450 = 0.00517 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)

Εκκεντρότητα στην κορυφή $e_e = M_{id}/N_{id} + e_{he} + e_i = 0.09104 + 0.00051 + 0.00517 = 0.09671 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)

Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e = 0.05t = 0.05 \times 0.70 = 0.03500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)

Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή $\Phi_i = 1 - 2e_e/t = 1 - 2 \times 0.09671 / 0.70 = 0.72$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.72 \times 0.70 \times 11.38 / 1.67 = 3440.4 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)

$N_{ed} = 79.9 \leq 3440.4 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_{md}=(1.00 \times 662.9 + 0.30 \times 34.0) / 6.50 = 103.55 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{edo} = 0.001 \times 103.55 / 0.70 = 0.148 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου στο μεσαίο πέμπτο $M_{md}/N_{md} = 0.20 \times 0.09104 \times 79.9 / 103.6 = 0.01405 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00025 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα $e_a = h_{ef} / 450 = 2.32 / 450 = 0.00517 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)

Εκκεντρότητα φορτίων $e_m = M_{md}/N_{md} + e_{hm} + e_a = 0.01405 + 0.00025 + 0.00517 = 0.01947 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.7)

Η λυγηρότητα είναι $3.32 \leq 15$, εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$ (EC6 §6.1.2.2(2))

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο $e_m = e_m + e_k = 0.01947 + 0.00000 = 0.01947 \text{ m}$ (EC6, εξ.6.7)

Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_m = 0.05t = 0.05 \times 0.70 = 0.03500 \text{ m}$ (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 $N_{rd} = \Phi_m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.70 \times 11.38 / 1.67 = 4292.1 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)

$N_{ed} = 103.6 \leq 4292.1 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στη βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_{id}=(1.00 \times 893.6 + 0.30 \times 34.0) / 6.50 = 139.05 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{edo} = 0.001 \times 139.05 / 0.70 = 0.199 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_{id}/N_{id} = 0.09104 \times 79.9 / 139.0 = 0.05231 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he} = 0.00051 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef} / 450 = 2.32 / 450 = 0.00517 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)

Εκκεντρότητα στην βάση $e_e = M_{id}/N_{id} + e_{he} + e_i = 0.05231 + 0.00051 + 0.00517 = 0.05798 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)

Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e = 0.05t = 0.05 \times 0.70 = 0.03500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)

Μειωτικός συντελεστής στην βάση $\Phi_i = 1 - 2e_e/t = 1 - 2 \times 0.05798 / 0.70 = 0.83$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.83 \times 0.70 \times 11.38 / 1.67 = 3966.0 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)

Κατακόρυφη θλιπτική τάση από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma_n = -1.274 \text{ N/mm}^2$

Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{ed} = 1000 \times 0.70 \times 1.274 = 892.1 \text{ kN/m}$

$N_{ed} = 892.1 \leq 3966.0 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος σε διάτμηση, Φόρτιση 1.00xg+0.30xq+Σεισμός (EC6, §6.2)

$V_{ed} = 1875.7 \text{ kN}$, $\tau_{\max} = 0.596 \text{ N/mm}^2$, $\sigma_d = 0.265 \text{ N/mm}^2$, $L_c = 4.88 \text{ m}$

Χαρακτηριστική διατμητική αντοχή $f_{vk} = f_{vko} + 0.4x f_d$ (EC6 §3.6.2)

$f_{vk} = 0.150 + 0.40 \times 0.265 = 0.256 \text{ N/mm}^2$, $\max f_{vk} = 1.000 \text{ N/mm}^2$, $f_{vk} = 0.256 \text{ N/mm}^2$ (EC6 εξ.3.5)

Τιμή σχεδιασμού αντοχής έναντι τέμνουσας $V_{rd} = f_{vk} \cdot t \cdot L_c / \gamma_M$ (EC6 §6.2, εξ.6.13)

$V_{rd} = 1000 \times 0.256 \times 0.70 \times 4.88 / 1.67 = 524.0 \text{ kN}$

$V_{ed} = 1875.7 \text{ kN} > 524.0 \text{ kN} = V_{rd}$. (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 $\sigma_{sd\max} = 0.339 \text{ N/mm}^2$

Η μέγιστη αυτή τάση 0.339 N/mm^2 είναι $\leq f_k / \gamma_M = 11.377 / 2.5 = 4.551 \text{ N/mm}^2$

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 70x20 [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 = 0.272 mm

Οριζόντια μετατόπιση λόγω παραμόρφωσης οριζοντίου διαφράγματος= 0.000 mm

Καμπτική ροπή σχεδιασμού $Med = \delta \cdot E \cdot bt^3 / (4H^2)$, $Med = (1000) \times 0.272 \times 11.38 \times 0.700^3 / (4 \times 3.25^2) = 25.13 \text{ kNm/m}$
 $f_{xk1} = 0.10 \text{ N/mm}^2$, $f_{xd1} = 0.10 / 2.50 = 0.040 \text{ N/mm}^2$

$sd = 0.001 \times 893.6 / (0.70 \times 6.50) \leq 0.2fd = 0.2 \times 11.38 / 2.50$, $sd = 0.196 \text{ N/mm}^2$ (EC6, (6.16))

Ροπή καμτικής αντοχής $M_{rd} = (f_{xd1} + sd) \cdot t^2 / 6 = (1000) \times (0.040 + 0.196) \times 0.700^2 / 6 = 19.27 \text{ kNm/m}$ (EC6, (6.15))

Med = 25.13 kN > 19.27 kN = M_{rd} , ο έλεγχος ΔΕΝ ικανοποιείται

Ελεγχος σε οριζόντια εκτός επιπέδου τοίχου φορτία λόγω ανέμου (EC6, §6.3, Annex E)

Φορτίο ανέμου $W_{ed} = G_k + 1.50W$, $W = C_{pe} \times 1.25 = 0.80 \times 1.25 = 1.00 \text{ kN/m}^2$, $1.50W = 1.50 \times 1.00 = 1.50 \text{ kN/m}^2$

$H/L = 3.25 / 6.50 = 0.50$, $\mu = f_{xk1} / f_{xk2} = 1$, $\alpha_1 = \mu \alpha_2$, $\alpha_2 = 0.018$ (Annex E, Tab E)

Καμπτική ροπή σχεδιασμού $Med = \alpha_1 \cdot W_{ed} \cdot L^2$, $Med = 0.018 \times 1.50 \times 6.50^2 = 1.14 \text{ kNm/m}$

$Med = 1.14 \text{ kN} < 19.27 \text{ kN} = M_{rd}$, ο έλεγχος ικανοποιείται

1ος οροφος

T19

Διαστάσεις μήκος=22.50m, ύψος=3.25m, πάχος=0.70m

Λιθοδομή 0.70

Δομικό σύστημα : Αοπλη τοιχοποιία (Ευρωκ.8, §9.3, T.9.1)

Κατηγορία κατασκευής : 3 (EC6, §2.4.3, Παρ. Α)

Κατηγορία ελέγχου παραγωγής λιθοσωμάτων : II (EC6 §3.1.1)

Θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας: $f_k = 11.38 \text{ N/mm}^2$ (EC6 §3.6.1.2)

Διατμητική αντοχή τοιχοποιίας: $f_{vko} = 0.15 \text{ N/mm}^2$ (EC6 §3.6.2)



Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού: $\gamma_M = 2.50$ (EC6, §2.4.3)

Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού με σεισμό: $\gamma_M = (2/3) \times 2.50 (>= 1.50) = 1.67$ (Ευρωκ-8, §9.6(3))

Μήκος λυγισμού τοίχου $h_{ef} = \rho \times h = 0.75 \times 3.10 = 2.32 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.2)

Λυγηρότητα $\lambda = h_{ef} / t_{ef} = 2.32 / 0.70 = 3.32 \leq 27$ εντάξει (EC6, §5.5.1.4)

Απαιτήσεις Εθνικού κειμένου εφαρμογής Ευρωκώδικα και Ευρωκώδικα 8 §9.3

Τοιχοποιία Αοπλη με φυσικούς λίθους.

Πάχος τοίχου= 0.700 $\geq 0.400 \text{ m}$ (εντάξει)

Λυγηρότητα $\lambda = 3.32 \leq 9$ (εντάξει)

L/h πεσσών: $3.66 / 2.20 = 1.66 > 0.50$, $2.48 / 2.20 = 1.13 > 0.50$, $1.79 / 2.20 = 0.81 > 0.50$ δεκτό

L/h πεσσών: $0.98 / 1.20 = 0.82 > 0.50$, $8.80 / 1.20 = 7.33 > 0.50$ δεκτό

Ελεγχος σε κατακόρυφο φορτίο, φόρτιση 1.35xg+1.50xq (EC6, §6.1)

Ελεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_{id} = (1.35 \times 1743.7 + 1.50 \times 124.0) / 22.50 = 112.89 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{edo} = 0.001 \times 112.89 / 0.70 = 0.161 \text{ N/mm}^2$

Γίνεται μείωση της εκκεντρότητας κατά $(1 - k/4) = 1.00$ (EC6 Παραρτ. Γ(3))

Καμπτική ροπή σχεδιασμού στην κορυφή $M_{id} = 5.94 \text{ kNm/m}$ (EC6 Παρ. Γ.1)

Εκκεντρότητα $M_{id} / N_{id} = 5.94 / 112.89 = 0.05262 \text{ m} = 0.08 \times (\text{πάχος τοίχου})$ (EC6 Παραρτ. Γ.1)

Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he} = 0.00000 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef} / 450 = 2.32 / 450 = 0.00517 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)

Εκκεντρότητα στην κορυφή $e_e = M_{id} / N_{id} + e_{he} + e_i = 0.05262 + 0.00000 + 0.00517 = 0.05779 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)

Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e = 0.05t = 0.05 \times 0.70 = 0.03500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)

Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή $\Phi_i = 1 - 2e_e / t = 1 - 2 \times 0.05779 / 0.70 = 0.83$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.83 \times 0.70 \times 11.38 / 2.50 = 2644.0 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)

$N_{ed} = 112.9 \leq 2644.0 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_{md}=(1.35 \times 2216.7 + 1.50 \times 124.0) / 17.70 = 179.58 \text{ kN/m}$
Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $s_{edo} = 0.001 \times 179.58 / 0.70 = 0.257 \text{ N/mm}^2$
Εκκεντρότητα φορτίου στο μεσαίο πέμπτο $M_{md}/N_{md} = 0.20 \times 0.05262 \times 112.9 / 179.6 = 0.00662 \text{ m}$
Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00000 \text{ m}$
Τυχηματική εκκεντρότητα $e_a = h_{ef} / 450 = 2.32 / 450 = 0.00517 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
Εκκεντρότητα φορτίων $e_m = M_{md}/N_{md} + e_{hm} + e_a = 0.00662 + 0.00000 + 0.00517 = 0.01178 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.7)
Η λυγηρότητα είναι $3.32 \leq 15$, εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$ (EC6 §6.1.2.2(2))
Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο $e_m = e_m + e_k = 0.01178 + 0.00000 = 0.01178 \text{ m}$ (EC6, εξ.6.7)
Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_m = 0.05t = 0.05 \times 0.70 = 0.03500 \text{ m}$ (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 $N_{rd} = \Phi_m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.70 \times 11.38 / 2.50 = 2861.4 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 $N_{ed} = 179.6 \leq 2861.4 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στη βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_{id}=(1.35 \times 2926.1 + 1.50 \times 124.0) / 20.10 = 205.78 \text{ kN/m}$
Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $s_{edo} = 0.001 \times 205.78 / 0.70 = 0.294 \text{ N/mm}^2$
Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_{id}/N_{id} = 0.05262 \times 112.9 / 205.8 = 0.02887 \text{ m}$
Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he} = 0.00000 \text{ m}$
Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef} / 450 = 2.32 / 450 = 0.00517 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
Εκκεντρότητα στην βάση $e_e = M_{id}/N_{id} + e_{he} + e_i = 0.02887 + 0.00000 + 0.00517 = 0.03404 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)
Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e = 0.05t = 0.05 \times 0.70 = 0.03500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
Μειωτικός συντελεστής στην βάση $\Phi_i = 1 - 2e_e/t = 1 - 2 \times 0.03500 / 0.70 = 0.90$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.70 \times 11.38 / 2.50 = 2867.0 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
Κατακόρυφη θλιπτική τάση από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\max s_{pn} = -0.522 \text{ N/mm}^2$
Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{ed} = 1000 \times 0.70 \times 0.522 = 365.2 \text{ kN/m}$
 $N_{ed} = 365.2 \leq 2867.0 = N_{rd}$ 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 $N_{id}=(1.00 \times 1743.7 + 0.30 \times 124.0) / 22.50 = 79.15 \text{ kN/m}$
Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $s_{edo} = 0.001 \times 79.15 / 0.70 = 0.113 \text{ N/mm}^2$
Γίνεται μείωση της εκκεντρότητας κατά $(1 - k/4) = 1.00$ (EC6 Παραρτ. Γ(3))
Καμπτική ροπή σχεδιασμού στην κορυφή $M_{id} = 3.48 \text{ kNm/m}$ (EC6 Παρ. Γ.1)
Εκκεντρότητα $M_{id}/N_{id} = 3.48 / 79.15 = 0.04397 \text{ m} = 0.06 \times (\text{πάχος τοίχου})$ (EC6 Παραρτ. Γ.1)
Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he} = 0.00051 \text{ m}$
Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef} / 450 = 2.32 / 450 = 0.00517 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
Εκκεντρότητα στην κορυφή $e_e = M_{id}/N_{id} + e_{he} + e_i = 0.04397 + 0.00051 + 0.00517 = 0.04964 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)
Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e = 0.05t = 0.05 \times 0.70 = 0.03500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή $\Phi_i = 1 - 2e_e/t = 1 - 2 \times 0.04964 / 0.70 = 0.86$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.86 \times 0.70 \times 11.38 / 1.67 = 4109.4 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 $N_{ed} = 79.2 \leq 4109.4 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_{md}=(1.00 \times 2216.7 + 0.30 \times 124.0) / 17.70 = 127.34 \text{ kN/m}$
Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $s_{edo} = 0.001 \times 127.34 / 0.70 = 0.182 \text{ N/mm}^2$
Εκκεντρότητα φορτίου στο μεσαίο πέμπτο $M_{md}/N_{md} = 0.20 \times 0.04397 \times 79.2 / 127.3 = 0.00547 \text{ m}$
Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00025 \text{ m}$
Τυχηματική εκκεντρότητα $e_a = h_{ef} / 450 = 2.32 / 450 = 0.00517 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
Εκκεντρότητα φορτίων $e_m = M_{md}/N_{md} + e_{hm} + e_a = 0.00547 + 0.00025 + 0.00517 = 0.01089 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.7)
Η λυγηρότητα είναι $3.32 \leq 15$, εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$ (EC6 §6.1.2.2(2))
Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο $e_m = e_m + e_k = 0.01089 + 0.00000 = 0.01089 \text{ m}$ (EC6, εξ.6.7)
Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_m = 0.05t = 0.05 \times 0.70 = 0.03500 \text{ m}$ (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 $N_{rd} = \Phi_m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.70 \times 11.38 / 1.67 = 4292.1 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 $N_{ed} = 127.3 \leq 4292.1 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στη βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_{id} = (1.00 \times 2926.1 + 0.30 \times 124.0) / 20.10 = 147.43 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{ed} = 0.001 \times 147.43 / 0.70 = 0.211 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $Mid/N_{id} = 0.04397 \times 79.2 / 147.4 = 0.02361 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he} = 0.00051 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef} / 450 = 2.32 / 450 = 0.00517 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα στην βάση $e_e = Mid/N_{id} + e_{he} + e_i = 0.02361 + 0.00051 + 0.00517 = 0.02928 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e = 0.05t = 0.05 \times 0.70 = 0.03500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
 Μειωτικός συντελεστής στην βάση $\phi_i = 1 - 2e_e/t = 1 - 2 \times 0.02928 / 0.70 = 0.90$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.70 \times 11.38 / 1.67 = 4300.5 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 Κατακόρυφη θλιπτική τάση από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma_n = -0.712 \text{ N/mm}^2$
 Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{ed} = 1000 \times 0.70 \times 0.712 = 498.6 \text{ kN/m}$
 $N_{ed} = 498.6 \leq 4300.5 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος σε διάτμηση, φόρτιση 1.00κγ+0.30κγ+Σεισμός (EC6, §6.2)

$V_{ed} = 2229.5 \text{ kN}$, $\tau_{\max} = 0.306 \text{ N/mm}^2$, $\sigma_d = 0.250 \text{ N/mm}^2$, $L_c = 16.88 \text{ m}$
 Χαρακτηριστική διατμητική αντοχή $f_{vk} = f_{vko} + 0.4x_{fd}$ (EC6 §3.6.2)
 $f_{vk} = 0.150 + 0.40 \times 0.250 = 0.250 \text{ N/mm}^2$, $\max f_{vk} = 1.000 \text{ N/mm}^2$, $f_{vk} = 0.250 \text{ N/mm}^2$ (EC6 εξ.3.5)
 Τιμή σχεδιασμού αντοχής έναντι τέμνουσας $V_{rd} = f_{vk} \cdot t \cdot L_c / \gamma_M$ (EC6 §6.2, εξ.6.13)
 $V_{rd} = 1000 \times 0.250 \times 0.70 \times 16.88 / 1.67 = 1771.3 \text{ kN}$
 $V_{ed} = 2229.5 \text{ kN} > 1771.3 \text{ kN} = V_{rd}$. (EC6 §6.2)

Δεν 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 70x20 [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 = 0.508 mm
 Οριζόντια μετατόπιση λόγω παραμόρφωσης οριζοντίου διαφράγματος = 0.000 mm
 Καμπτική ροπή σχεδιασμού $M_{ed} = \delta \cdot E \cdot b t^3 / (4H^2)$, $M_{ed} = (1000) \times 0.508 \times 11.38 \times 0.700^3 / (4 \times 3.25^2) = 46.92 \text{ kNm/m}$
 $f_{xk1} = 0.10 \text{ N/mm}^2$, $f_{xd1} = 0.10 / 2.50 = 0.040 \text{ N/mm}^2$
 $\sigma_d = 0.001 \times 2926.1 / (0.70 \times 22.50) \leq 0.2 f_d = 0.2 \times 11.38 / 2.50$, $\sigma_d = 0.186 \text{ N/mm}^2$ (EC6, (6.16)
 Ροπή καμτικής αντοχής $M_{rd} = (f_{xd1} + \sigma_d) t^2 / 6 = (1000) \times (0.040 + 0.186) \times 0.700^2 / 6 = 18.46 \text{ kNm/m}$ (EC6, (6.15)
 $M_{ed} = 46.92 \text{ kNm} > 18.46 \text{ kNm} = M_{rd}$, ο έλεγχος ΔΕΝ ικανοποιείται

Ελεγχος σε οριζόντια εκτός επιπέδου τοίχου φορτία λόγω ανέμου (EC6, §6.3, Annex E)

Φορτίο ανέμου $W_{ed} = G_k + 1.50W$, $W := C_{pe} \times 1.25 = 0.80 \times 1.25 = 1.00 \text{ kN/m}^2$, $1.50W = 1.50 \times 1.00 = 1.50 \text{ kN/m}^2$
 $H/L = 3.25 / 22.50 = 0.14$, $\mu = f_{xk1} / f_{xk2} = 1$, $\alpha = 0.125$ (Annex E, Tab E)
 Καμπτική ροπή σχεδιασμού $M_{ed} = \alpha \cdot W_{ed} \cdot H^2$, $M_{ed} = 0.125 \times 1.50 \times 3.25^2 = 1.98 \text{ kNm/m}$
 $M_{ed} = 1.98 \text{ kNm} \leq 18.46 \text{ kNm} = M_{rd}$, ο έλεγχος ικανοποιείται

1ος οροφος

T20

Διαστάσεις μήκος=10.00m, ύψος=3.25m, πάχος=0.50m

ΛΙΘΟΔΟΜΗ 50



Δομικό σύστημα : Αοπλη τοιχοποιία (Ευρωκ.8, §9.3,Τ.9.1)

Κατηγορία κατασκευής :3 (EC6, §2.4.3, Παρ. Α)

Κατηγορία ελέγχου παραγωγής λιθοσωμάτων :II (EC6 §3.1.1)

Θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας: $f_k=7.93 \text{ N/mm}^2$ (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: $\gamma_M=2.50$ (EC6, §2.4.3)

Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού με σεισμό: $\gamma_M=(2/3)\times 2.50 (>=1.50)=1.67$ (Ευρωκ-8, §9.6(3))

Μήκος λυγισμού τοίχου $h_{ef}=\rho x h= 0.75\times 3.10= 2.32 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.2)

Λυγηρότητα $\lambda=h_{ef}/t_{ef}=2.32/0.50= 4.65\leq 27$ εντάξει (EC6, §5.5.1.4)

Απαιτήσεις Εθνικού κειμένου εφαρμογής Ευρωκώδικα και Ευρωκώδικα 8 §9.3

Τοιχοποιία Αοπλη με τεχνητά λιθοσώματα.

Πάχος τοίχου= 0.500 $\geq 0.300 \text{ m}$ (εντάξει)

Λυγηρότητα $\lambda= 4.65\leq 12$ (εντάξει)

L/h πεσσών: $2.44/2.20=1.11>0.50$, $1.38/2.20=0.63>0.50$, $3.97/2.20=1.81>0.50$ δεκτό

Ελεγχος σε κατακόρυφο φορτίο, φόρτιση 1.35κγ+1.50κγ (EC6, §6.1)

Ελεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_{id}=(1.35\times 618.6+1.50\times 66.7)/10.00=93.52\text{kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{edo}=0.001\times 93.52/0.50=0.187\text{N/mm}^2$

Γίνεται μείωση της εκκεντρότητας κατά $(1-k/4)=0.98$ (EC6 Παραρτ. Γ(3))

Καμπτική ροπή σχεδιασμού στην κορυφή $M_{id}= 3.41 \text{ kNm/m}$ (EC6 Παρ. Γ.1)

Εκκεντρότητα $M_{id}/N_{id}= 3.41/93.52= 0.03644 \text{ m} = 0.07\times(\text{πάχος τοίχου})$ (EC6 Παραρτ. Γ.1)

Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he}= 0.00000\text{m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i=h_{ef}/450=2.32/450= 0.00517\text{m}$ (EC6, §5.5.1.1)

Εκκεντρότητα στην κορυφή $e_e=M_{id}/N_{id}+e_{he}+e_i=0.03644+0.00000+0.00517= 0.04161\text{m}$ (EC6 εξ.6.5)

Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e=0.05t=0.05\times 0.50= 0.02500\text{m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)

Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή $\phi_i=1-2e_e/t=1-2\times 0.04161/0.50= 0.83$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd}=\phi_i.t.f_k/\gamma_M=1000\times 0.83\times 0.50\times 7.93/2.50=1315.7\text{kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)

$N_{ed}= 93.5 \leq 1315.7=N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_{md}=(1.35\times 762.4+1.50\times 66.7)/7.80=144.79\text{kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{edo}=0.001\times 144.79/0.50=0.290\text{N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου στο μεσαίο πέμπτο $M_{md}/N_{md}=0.20\times 0.03644\times 93.5/144.8=0.00471 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm}= 0.00000\text{m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα $e_a=h_{ef}/450=2.32/450= 0.00517\text{m}$ (EC6, §5.5.1.1)

Εκκεντρότητα φορτίων $e_m=M_{md}/N_{md}+e_{hm}+e_a=0.00471+0.00000+0.00517= 0.00987\text{m}$ (EC6 εξ.6.7)

Η λυγηρότητα είναι $4.65\leq 15$, εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k=0$ (EC6 §6.1.2.2(2))

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο $e_m=e_m+e_k=0.00987+0.00000= 0.00987 \text{ m}$ (EC6, εξ.6.7)

Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_m=0.05t=0.05\times 0.50= 0.02500\text{m}$ (EC6 §6.1.2.2 εξ.6.6)

Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο $\phi_m=(1-2e_m/t)\text{Exp}(-u^2/2)= 0.89$ (EC 6 Παραρτ. Γ)

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd}=\phi_m.t.f_k/\gamma_M=1000\times 0.89\times 0.50\times 7.93/2.50=1415.5\text{kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)

$N_{ed}= 144.8 \leq 1415.5=N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στη βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_{id}=(1.35\times 978.2+1.50\times 66.7)/7.80=182.13\text{kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{edo}=0.001\times 182.13/0.50=0.364\text{N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_{id}/N_{id}=0.03644\times 93.5/182.1= 0.01871 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he}= 0.00000\text{m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i=h_{ef}/450=2.32/450= 0.00517\text{m}$ (EC6, §5.5.1.1)

Εκκεντρότητα στην βάση $e_e=M_{id}/N_{id}+e_{he}+e_i=0.01871+0.00000+0.00517= 0.02388\text{m}$ (EC6 εξ.6.5)

Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e=0.05t=0.05\times 0.50= 0.02500\text{m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)

Μειωτικός συντελεστής στην βάση $\phi_i=1-2e_e/t=1-2\times 0.02388/0.50= 0.90$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd}=\phi_i.t.f_k/\gamma_M=1000\times 0.90\times 0.50\times 7.93/2.50=1426.7\text{kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)

Κατακόρυφη θλιπτική τάση από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma_n= -0.476\text{N/mm}^2$

Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{ed}=1000\times 0.50\times 0.476= 238.1 \text{ kN/m}$

$N_{ed}= 238.1 \leq 1426.7=N_{rd}$ 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 $N_{id} = (1.00 \times 618.6 + 0.30 \times 66.7) / 10.00 = 63.86 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{edo} = 0.001 \times 63.86 / 0.50 = 0.128 \text{ N/mm}^2$

Γίνεται μείωση της εκκεντρότητας κατά $(1-k/4) = 0.98$ (EC6 Παραρτ. Γ(3))

Καμπτική ροπή σχεδιασμού στην κορυφή $M_{id} = 2.00 \text{ kNm/m}$ (EC6 Παρ. Γ.1)

Εκκεντρότητα $M_{id}/N_{id} = 2.00/63.86 = 0.03124 \text{ m} = 0.06x$ (πάχος τοίχου) (EC6 Παραρτ. Γ.1)

Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he} = 0.00051 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef}/450 = 2.32/450 = 0.00517 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)

Εκκεντρότητα στην κορυφή $e_e = M_{id}/N_{id} + e_{he} + e_i = 0.03124 + 0.00051 + 0.00517 = 0.03692 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)

Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e = 0.05t = 0.05 \times 0.50 = 0.02500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)

Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή $\Phi_i = 1 - 2e_e/t = 1 - 2 \times 0.03692/0.50 = 0.85$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.85 \times 0.50 \times 7.93/1.67 = 2021.1 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)

$N_{ed} = 63.9 \leq 2021.1 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_{md} = (1.00 \times 762.4 + 0.30 \times 66.7) / 7.80 = 100.31 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{edo} = 0.001 \times 100.31 / 0.50 = 0.201 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου στο μεσαίο πέμπτο $M_{md}/N_{md} = 0.20 \times 0.03124 \times 63.9 / 100.3 = 0.00398 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00025 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα $e_a = h_{ef}/450 = 2.32/450 = 0.00517 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)

Εκκεντρότητα φορτίων $e_m = M_{md}/N_{md} + e_{hm} + e_a = 0.00398 + 0.00025 + 0.00517 = 0.00940 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.7)

Η λυγηρότητα είναι $4.65 \leq 15$, εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$ (EC6 §6.1.2.2(2))

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο $e_m = e_m + e_k = 0.00940 + 0.00000 = 0.00940 \text{ m}$ (EC6, εξ.6.7)

Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_m = 0.05t = 0.05 \times 0.50 = 0.02500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2 εξ.6.6)

Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο $\Phi_m = (1 - 2e_m/t) \text{Exp}(-u^2/2) = 0.89$ (EC 6 Παραρτ. Γ)

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.89 \times 0.50 \times 7.93/1.67 = 2123.3 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)

$N_{ed} = 100.3 \leq 2123.3 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στη βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_{id} = (1.00 \times 978.2 + 0.30 \times 66.7) / 7.80 = 127.98 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{edo} = 0.001 \times 127.98 / 0.50 = 0.256 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_{id}/N_{id} = 0.03124 \times 63.9 / 128.0 = 0.01559 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he} = 0.00051 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef}/450 = 2.32/450 = 0.00517 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)

Εκκεντρότητα στην βάση $e_e = M_{id}/N_{id} + e_{he} + e_i = 0.01559 + 0.00051 + 0.00517 = 0.02126 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)

Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e = 0.05t = 0.05 \times 0.50 = 0.02500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)

Μειωτικός συντελεστής στην βάση $\Phi_i = 1 - 2e_e/t = 1 - 2 \times 0.02126/0.50 = 0.90$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.50 \times 7.93/1.67 = 2140.0 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)

Κατακόρυφη θλιπτική τάση από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma_n = -0.899 \text{ N/mm}^2$

Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{ed} = 1000 \times 0.50 \times 0.899 = 449.3 \text{ kN/m}$

$N_{ed} = 449.3 \leq 2140.0 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος σε διάτμηση, Φόρτιση 1.00xg+0.30xq+Σεισμός (EC6, §6.2)

$V_{ed} = 791.7 \text{ kN}$, $\tau_{max} = 0.376 \text{ N/mm}^2$, $\sigma_d = 0.266 \text{ N/mm}^2$, $L_c = 7.50 \text{ m}$

Χαρακτηριστική διατμητική αντοχή $f_{vk} = f_{vko} + 0.4x f_d$ (EC6 §3.6.2)

$f_{vk} = 0.200 + 0.40 \times 0.266 = 0.306 \text{ N/mm}^2$, $\max f_{vk} = 1.500 \text{ N/mm}^2$, $f_{vk} = 0.306 \text{ N/mm}^2$ (EC6 εξ.3.5)

Τιμή σχεδιασμού αντοχής έναντι τέμνουσας $V_{rd} = f_{vk} \cdot t \cdot L_c / \gamma_M$ (EC6 §6.2, εξ.6.13)

$V_{rd} = 1000 \times 0.306 \times 0.50 \times 7.50 / 1.67 = 689.6 \text{ kN}$

$V_{ed} = 791.7 \text{ kN} > 689.6 \text{ kN} = V_{rd}$. (EC6 §6.2)

Δεν 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 50x20 [πλάτος x ύψος cm]

με ελάχιστο οπλισμό 4Φ14 (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 = 0.276 mm

Οριζόντια μετατόπιση λόγω παραμόρφωσης οριζοντίου διαφράγματος= 0.000 mm

Καμπτική ροπή σχεδιασμού $M_{ed} = \delta \cdot E \cdot b t^3 / (4H^2)$, $M_{ed} = (1000) \times 0.276 \times 7.93 \times 0.500^3 / (4 \times 3.25^2) = 6.47 \text{ kNm/m}$
 $f_{xk1} = 0.10 \text{ N/mm}^2$, $f_{xd1} = 0.10 / 2.50 = 0.040 \text{ N/mm}^2$

$\sigma_d = 0.001 \times 978.2 / (0.50 \times 10.00) \leq 0.2 f_d = 0.2 \times 7.93 / 2.50$, $\sigma_d = 0.196 \text{ N/mm}^2$ (EC6, (6.16))

Ροπή καμτικής αντοχής $M_{rd} = (f_{xd1} + \sigma_d) t^2 / 6 = (0.040 + 0.196) \times 0.500^2 / 6 = 9.83 \text{ kNm/m}$ (EC6, (6.15))
 $M_{ed} = 6.47 \text{ kN} \leq 9.83 \text{ kN} = M_{rd}$, ο έλεγχος ικανοποιείται

Ελεγχος σε οριζόντια εκτός επιπέδου τοίχου φορτία λόγω ανέμου (EC6, §6.3, Annex E)

Φορτίο ανέμου $W_{ed} = G_k + 1.50W$, $W = C_{pe} x 1.25 = 0.80 \times 1.25 = 1.00 \text{ kN/m}^2$, $1.50W = 1.50 \times 1.00 = 1.50 \text{ kN/m}^2$

$H/L = 3.25 / 10.00 = 0.32$, $\mu = f_{xk1} / f_{xk2} = 1$, $\alpha_1 = \mu \alpha_2$, $\alpha_2 = 0.010$ (Annex E, Tab E)

Καμπτική ροπή σχεδιασμού $M_{ed} = \alpha_1 \cdot W_{ed} \cdot L^2$, $M_{ed} = 0.010 \times 1.50 \times 10.00^2 = 1.50 \text{ kNm/m}$

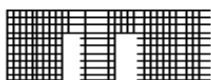
$M_{ed} = 1.50 \text{ kN} \leq 9.83 \text{ kN} = M_{rd}$, ο έλεγχος ικανοποιείται

1ος οροφος

T21

Διαστάσεις μήκος=11.00m, ύψος=3.25m, πάχος=0.50m

ΛΙΘΟΔΟΜΗ 50



Δομικό σύστημα : Αοπλη τοιχοποιία (Ευρωκ.8, §9.3, Τ.9.1)

Κατηγορία κατασκευής :3 (EC6, §2.4.3, Παρ. Α)

Κατηγορία ελέγχου παραγωγής λιθοσωμάτων :II (EC6 §3.1.1)

Θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας: $f_{k} = 7.93 \text{ N/mm}^2$ (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: $\gamma_M = 2.50$ (EC6, §2.4.3)

Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού με σεισμό: $\gamma_M = (2/3) \times 2.50 (>= 1.50) = 1.67$ (Ευρωκ-8, §9.6(3))

Μήκος λυγισμού τοίχου $h_{ef} = r \times h = 0.75 \times 3.10 = 2.32 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.2)

Λυγηρότητα $\lambda = h_{ef} / t_{ef} = 2.32 / 0.50 = 4.65 \leq 27$ εντάξει (EC6, §5.5.1.4)

Απαιτήσεις Εθνικού κειμένου εφαρμογής Ευρωκώδικα και Ευρωκώδικα 8 §9.3

Τοιχοποιία Αοπλη με τεχνητά λιθοσώματα.

Πάχος τοίχου= 0.500 $\geq 0.300 \text{ m}$ (εντάξει)

Λυγηρότητα $\lambda = 4.65 \leq 12$ (εντάξει)

L/h πεσσών: $2.95 / 2.20 = 1.34 > 0.50$, $1.87 / 2.20 = 0.85 > 0.50$, $3.98 / 2.20 = 1.81 > 0.50$ δεκτό

Ελεγχος σε κατακόρυφο φορτίο, Φόρτιση 1.35κγ+1.50κq (EC6, §6.1)

Ελεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_{id} = (1.35 \times 727.6 + 1.50 \times 85.7) / 11.00 = 100.98 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{edo} = 0.001 \times 100.98 / 0.50 = 0.202 \text{ N/mm}^2$

Γίνεται μείωση της εκκεντρότητας κατά $(1 - k/4) = 0.98$ (EC6 Παραρτ. Γ(3))

Καμπτική ροπή σχεδιασμού στην κορυφή $M_{id} = 5.28 \text{ kNm/m}$ (EC6 Παρ. Γ.1)

Εκκεντρότητα $M_{id} / N_{id} = 5.28 / 100.98 = 0.05230 \text{ m} = 0.10 \times (\text{πάχος τοίχου})$ (EC6 Παραρτ. Γ.1)

Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he} = 0.00000 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef} / 450 = 2.32 / 450 = 0.00517 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)

Εκκεντρότητα στην κορυφή $e_e = M_{id} / N_{id} + e_{he} + e_i = 0.05230 + 0.00000 + 0.00517 = 0.05747 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)

Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e = 0.05t = 0.05 \times 0.50 = 0.02500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)

Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή $\phi_i = 1 - 2e_e / t = 1 - 2 \times 0.05747 / 0.50 = 0.77$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 0.77 \times 0.50 \times 7.93 / 2.50 = 1220.6 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)

$N_{ed} = 101.0 \leq 1220.6 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_{md}=(1.35 \times 888.3+1.50 \times 85.7)/8.80=150.88 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $s_{edo}=0.001 \times 150.88/0.50=0.302 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στο μεσαίο πέμπτο $M_{md}/N_{md}=0.20 \times 0.05230 \times 101.0/150.9=0.00700 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm}=0.00000 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_a=h_{ef}/450=2.32/450=0.00517 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα φορτίων $e_m=M_{md}/N_{md}+e_{hm}+e_a=0.00700+0.00000+0.00517=0.01217 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.7)
 Η λυγηρότητα είναι $4.65 \leq 15$, εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k=0$ (EC6 §6.1.2.2(2))
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο $e_m=e_m+e_k=0.01217+0.00000=0.01217 \text{ m}$ (EC6, εξ.6.7)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_m=0.05t=0.05 \times 0.50=0.02500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2 εξ.6.6)
 Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο $\Phi_m=(1-2e_m/t)\text{Exp}(-u^2/2)=0.89$ (EC 6 Παραρτ. G)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd}=\Phi_m \cdot t \cdot f_k/\gamma_M=1000 \times 0.89 \times 0.50 \times 7.93/2.50=1415.5 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 $N_{ed}=150.9 \leq 1415.5=N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στη βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_{id}=(1.35 \times 1129.4+1.50 \times 85.7)/8.80=187.87 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $s_{edo}=0.001 \times 187.87/0.50=0.376 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_{id}/N_{id}=0.05230 \times 101.0/187.9=0.02811 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he}=0.00000 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i=h_{ef}/450=2.32/450=0.00517 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα στην βάση $e_e=M_{id}/N_{id}+e_{he}+e_i=0.02811+0.00000+0.00517=0.03328 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e=0.05t=0.05 \times 0.50=0.02500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
 Μειωτικός συντελεστής στην βάση $\Phi_i=1-2e_e/t=1-2 \times 0.03328/0.50=0.87$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd}=\Phi_i \cdot t \cdot f_k/\gamma_M=1000 \times 0.87 \times 0.50 \times 7.93/2.50=1379.1 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 Κατακόρυφη θλιπτική τάση από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\max s_{pn}=-0.486 \text{ N/mm}^2$
 Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{ed}=1000 \times 0.50 \times 0.486=243.2 \text{ kN/m}$
 $N_{ed}=243.2 \leq 1379.1=N_{rd}$ 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 $N_{id}=(1.00 \times 727.6+0.30 \times 85.7)/11.00=68.48 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $s_{edo}=0.001 \times 68.48/0.50=0.137 \text{ N/mm}^2$
 Γίνεται μείωση της εκκεντρότητας κατά $(1-k/4)=0.98$ (EC6 Παραρτ. Γ(3))
 Καμπτική ροπή σχεδιασμού στην κορυφή $M_{id}=3.10 \text{ kNm/m}$ (EC6 Παρ. Γ.1)
 Εκκεντρότητα $M_{id}/N_{id}=3.10/68.48=0.04523 \text{ m}=0.09 \text{ x (πάχος τοίχου)}$ (EC6 Παραρτ. Γ.1)
 Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he}=0.00051 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i=h_{ef}/450=2.32/450=0.00517 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα στην κορυφή $e_e=M_{id}/N_{id}+e_{he}+e_i=0.04523+0.00051+0.00517=0.05091 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e=0.05t=0.05 \times 0.50=0.02500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
 Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή $\Phi_i=1-2e_e/t=1-2 \times 0.05091/0.50=0.80$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd}=\Phi_i \cdot t \cdot f_k/\gamma_M=1000 \times 0.80 \times 0.50 \times 7.93/1.67=1902.2 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 $N_{ed}=68.5 \leq 1902.2=N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_{md}=(1.00 \times 888.3+0.30 \times 85.7)/8.80=103.87 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $s_{edo}=0.001 \times 103.87/0.50=0.208 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στο μεσαίο πέμπτο $M_{md}/N_{md}=0.20 \times 0.04523 \times 68.5/103.9=0.00596 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm}=0.00025 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_a=h_{ef}/450=2.32/450=0.00517 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα φορτίων $e_m=M_{md}/N_{md}+e_{hm}+e_a=0.00596+0.00025+0.00517=0.01139 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.7)
 Η λυγηρότητα είναι $4.65 \leq 15$, εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k=0$ (EC6 §6.1.2.2(2))
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο $e_m=e_m+e_k=0.01139+0.00000=0.01139 \text{ m}$ (EC6, εξ.6.7)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_m=0.05t=0.05 \times 0.50=0.02500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2 εξ.6.6)
 Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο $\Phi_m=(1-2e_m/t)\text{Exp}(-u^2/2)=0.89$ (EC 6 Παραρτ. G)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd}=\Phi_m \cdot t \cdot f_k/\gamma_M=1000 \times 0.89 \times 0.50 \times 7.93/1.67=2123.3 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 $N_{ed}=103.9 \leq 2123.3=N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στη βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_{id} = (1.00 \times 1129.4 + 0.30 \times 85.7) / 8.80 = 131.26 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $s_{ed0} = 0.001 \times 131.26 / 0.50 = 0.263 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $Mid/N_{id} = 0.04523 \times 68.5 / 131.3 = 0.02360 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he} = 0.00051 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef} / 450 = 2.32 / 450 = 0.00517 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)

Εκκεντρότητα στην βάση $e_e = Mid/N_{id} + e_{he} + e_i = 0.02360 + 0.00051 + 0.00517 = 0.02927 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)

Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e = 0.05t = 0.05 \times 0.50 = 0.02500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)

Μειωτικός συντελεστής στην βάση $\phi_i = 1 - 2e_e/t = 1 - 2 \times 0.02927 / 0.50 = 0.88$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.88 \times 0.50 \times 7.93 / 1.67 = 2092.5 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)

Κατακόρυφη θλιπτική τάση από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\max s_n = -0.896 \text{ N/mm}^2$

Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{ed} = 1000 \times 0.50 \times 0.896 = 447.8 \text{ kN/m}$

$N_{ed} = 447.8 \leq 2092.5 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος σε διάτμηση, φόρτιση 1.00xg+0.30xq+Σεισμός (EC6, §6.2)

$V_{ed} = 905.6 \text{ kN}$, $\tau_{\max} = 0.383 \text{ N/mm}^2$, $s_d = 0.280 \text{ N/mm}^2$, $L_c = 8.25 \text{ m}$

Χαρακτηριστική διατμητική αντοχή $f_{vk} = f_{vko} + 0.4x_{fd}$ (EC6 §3.6.2)

$f_{vk} = 0.200 + 0.40 \times 0.280 = 0.312 \text{ N/mm}^2$, $\max f_{vk} = 1.500 \text{ N/mm}^2$, $f_{vk} = 0.312 \text{ N/mm}^2$ (EC6 εξ.3.5)

Τιμή σχεδιασμού αντοχής έναντι τέμνουσας $V_{rd} = f_{vk} \cdot t \cdot L_c / \gamma_M$ (EC6 §6.2, εξ.6.13)

$V_{rd} = 1000 \times 0.312 \times 0.50 \times 8.25 / 1.67 = 772.2 \text{ kN}$

$V_{ed} = 905.6 \text{ kN} > 772.2 \text{ kN} = V_{rd}$. (EC6 §6.2)

Δεν 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 50x20 [πλάτος x ύψος cm]

με ελάχιστο οπλισμό 4Φ14 (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 = 0.276 mm

Οριζόντια μετατόπιση λόγω παραμόρφωσης οριζοντίου διαφράγματος = 0.000 mm

Καμπτική ροπή σχεδιασμού $M_{ed} = \delta \cdot E \cdot b t^3 / (4H^2)$, $M_{ed} = (1000) \times 0.276 \times 7.93 \times 0.500^3 / (4 \times 3.25^2) = 6.47 \text{ kNm/m}$

$f_{xk1} = 0.10 \text{ N/mm}^2$, $f_{xd1} = 0.10 / 2.50 = 0.040 \text{ N/mm}^2$

$s_d = 0.001 \times 1129.4 / (0.50 \times 11.00) \leq 0.2 f_d = 0.2 \times 7.93 / 2.50$, $s_d = 0.205 \text{ N/mm}^2$ (EC6, (6.16)

Ροπή καμτικής αντοχής $M_{rd} = (f_{xd1} + s_d) t^2 / 6 = (1000) \times (0.040 + 0.205) \times 0.500^2 / 6 = 10.21 \text{ kNm/m}$ (EC6, (6.15)

$M_{ed} = 6.47 \text{ kN} \leq 10.21 \text{ kN} = M_{rd}$, ο έλεγχος ικανοποιείται

Ελεγχος σε οριζόντια εκτός επιπέδου τοίχου φορτία λόγω ανέμου (EC6, §6.3, Annex E)

Φορτίο ανέμου $W_{ed} = G_k + 1.50W$, $W := C_{pe} \times 1.25 = 0.80 \times 1.25 = 1.00 \text{ kN/m}^2$, $1.50W = 1.50 \times 1.00 = 1.50 \text{ kN/m}^2$

$H/L = 3.25 / 11.00 = 0.30$, $\mu = f_{xk1} / f_{xk2} = 1$, $\alpha_1 = \mu \alpha_2$, $\alpha_2 = 0.008$ (Annex E, Tab E)

Καμπτική ροπή σχεδιασμού $M_{ed} = \alpha_1 \cdot W_{ed} \cdot L^2$, $M_{ed} = 0.008 \times 1.50 \times 11.00^2 = 1.45 \text{ kNm/m}$

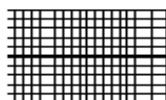
$M_{ed} = 1.45 \text{ kN} \leq 10.21 \text{ kN} = M_{rd}$, ο έλεγχος ικανοποιείται

1ος οροφος

T22

Διαστάσεις μήκος=6.50m, ύψος=3.25m, πάχος=0.50m

ΛΙΘΟΔΟΜΗ 50



Δομικό σύστημα : Αοπλη τοιχοποιία (Ευρωκ.8, §9.3,Τ.9.1)

Κατηγορία κατασκευής :3 (EC6, §2.4.3, Παρ. Α)

Κατηγορία ελέγχου παραγωγής λιθοσωμάτων :II (EC6 §3.1.1)

Θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας: $f_k=7.93 \text{ N/mm}^2$ (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: $\gamma_M=2.50$ (EC6, §2.4.3)

Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού με σεισμό: $\gamma_M=(2/3)\times 2.50 (>=1.50)=1.67$ (Ευρωκ-8, §9.6(3))

Μήκος λυγισμού τοίχου $h_{ef}=\rho x h= 0.75\times 3.10= 2.32 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.2)

Λυγηρότητα $\lambda=h_{ef}/t_{ef}=2.32/0.50= 4.65\leq 27$ εντάξει (EC6, §5.5.1.4)

Απαιτήσεις Εθνικού κειμένου εφαρμογής Ευρωκώδικα και Ευρωκώδικα 8 §9.3

Τοιχοποιία Αοπλη με τεχνητά λιθοσώματα.

Πάχος τοίχου= 0.500 $\geq 0.300 \text{ m}$ (εντάξει)

Λυγηρότητα $\lambda= 4.65\leq 12$ (εντάξει)

L/h πεσσών:6.50/3.25=2.00>0.50, δεκτό

Ελεγχος σε κατακόρυφο φορτίο, φόρτιση 1.35κγ+1.50κγ (EC6, §6.1)

Ελεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_{id}=(1.35\times 388.8+1.50\times 29.0)/6.50=87.44\text{kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{edo}=0.001\times 87.44/0.50=0.175\text{N/mm}^2$

Γίνεται μείωση της εκκεντρότητας κατά $(1-k/4)=0.96$ (EC6 Παραρτ. Γ(3))

Καμπτική ροπή σχεδιασμού στην κορυφή $M_{id}= 1.58 \text{ kNm/m}$ (EC6 Παρ. Γ.1)

Εκκεντρότητα $M_{id}/N_{id}= 1.58/87.44= 0.01806 \text{ m} = 0.04\times(\text{πάχος τοίχου})$ (EC6 Παραρτ. Γ.1)

Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he}= 0.00000\text{m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i=h_{ef}/450=2.32/450= 0.00517\text{m}$ (EC6, §5.5.1.1)

Εκκεντρότητα στην κορυφή $e_e=M_{id}/N_{id}+e_{he}+e_i=0.01806+0.00000+0.00517= 0.02323\text{m}$ (EC6 εξ.6.5)

Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e=0.05t=0.05\times 0.50= 0.02500\text{m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)

Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή $\phi_i=1-2e_e/t=1-2\times 0.02500/0.50= 0.90$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd}=\phi_i.t.f_k/\gamma_M=1000\times 0.90\times 0.50\times 7.93/2.50=1426.7\text{kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)

$N_{ed}= 87.4 \leq 1426.7=N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_{md}=(1.35\times 498.6+1.50\times 29.0)/6.50=110.26\text{kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{edo}=0.001\times 110.26/0.50=0.221\text{N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου στο μεσαίο πέμπτο $M_{md}/N_{md}=0.20\times 0.01806\times 87.4/110.3=0.00287 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm}= 0.00000\text{m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα $e_a=h_{ef}/450=2.32/450= 0.00517\text{m}$ (EC6, §5.5.1.1)

Εκκεντρότητα φορτίων $e_m=M_{md}/N_{md}+e_{hm}+e_a=0.00287+0.00000+0.00517= 0.00803\text{m}$ (EC6 εξ.6.7)

Η λυγηρότητα είναι $4.65\leq 15$, 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 $\min e_m=0.05t=0.05\times 0.50= 0.02500\text{m}$ (EC6 §6.1.2.2 εξ.6.6)

Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο $\phi_m=(1-2e_m/t)\text{Exp}(-u^2/2)= 0.89$ (EC 6 Παραρτ. Γ)

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd}=\phi_m.t.f_k/\gamma_M=1000\times 0.89\times 0.50\times 7.93/2.50=1415.5\text{kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)

$N_{ed}= 110.3 \leq 1415.5=N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στη βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_{id}=(1.35\times 663.4+1.50\times 29.0)/6.50=144.48\text{kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{edo}=0.001\times 144.48/0.50=0.289\text{N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_{id}/N_{id}=0.01806\times 87.4/144.5= 0.01093 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he}= 0.00000\text{m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i=h_{ef}/450=2.32/450= 0.00517\text{m}$ (EC6, §5.5.1.1)

Εκκεντρότητα στην βάση $e_e=M_{id}/N_{id}+e_{he}+e_i=0.01093+0.00000+0.00517= 0.01610\text{m}$ (EC6 εξ.6.5)

Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e=0.05t=0.05\times 0.50= 0.02500\text{m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)

Μειωτικός συντελεστής στην βάση $\phi_i=1-2e_e/t=1-2\times 0.02500/0.50= 0.90$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd}=\phi_i.t.f_k/\gamma_M=1000\times 0.90\times 0.50\times 7.93/2.50=1426.7\text{kN/m}$ (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 $N_{ed}=1000\times 0.50\times 0.309= 154.7 \text{ kN/m}$

$N_{ed}= 154.7 \leq 1426.7=N_{rd}$ 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 $N_{id}=(1.00 \times 388.8+0.30 \times 29.0) / 6.50=61.15 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{ed0}=0.001 \times 61.15 / 0.50=0.122 \text{ N/mm}^2$

Γίνεται μείωση της εκκεντρότητας κατά $(1-k/4)=0.96$ (EC6 Παραρτ. Γ(3))

Καμπτική ροπή σχεδιασμού στην κορυφή $M_{id}=0.93 \text{ kNm/m}$ (EC6 Παρ. Γ.1)

Εκκεντρότητα $M_{id}/N_{id}=0.93/61.15=0.01514 \text{ m}=0.03 \times (\text{πάχος τοίχου})$ (EC6 Παραρτ. Γ.1)

Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he}=0.00051 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i=h_{ef}/450=2.32/450=0.00517 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)

Εκκεντρότητα στην κορυφή $e_e=M_{id}/N_{id}+e_{he}+e_i=0.01514+0.00051+0.00517=0.02081 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)

Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e=0.05t=0.05 \times 0.50=0.02500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)

Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή $\Phi_i=1-2e_e/t=1-2 \times 0.02500/0.50=0.90$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd}=\Phi_i \cdot t \cdot f_k/\gamma_M=1000 \times 0.90 \times 0.50 \times 7.93/1.67=2140.0 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)

$N_{ed}=61.2 \leq 2140.0=N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_{md}=(1.00 \times 498.6+0.30 \times 29.0) / 6.50=78.05 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{ed0}=0.001 \times 78.05 / 0.50=0.156 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου στο μεσαίο πέμπτο $M_{md}/N_{md}=0.20 \times 0.01514 \times 61.2 / 78.1=0.00237 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm}=0.00025 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα $e_a=h_{ef}/450=2.32/450=0.00517 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)

Εκκεντρότητα φορτίων $e_m=M_{md}/N_{md}+e_{hm}+e_a=0.00237+0.00025+0.00517=0.00779 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.7)

Η λυγηρότητα είναι $4.65 \leq 15$, εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k=0$ (EC6 §6.1.2.2(2))

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο $e_m=e_m+e_k=0.00779+0.00000=0.00779 \text{ m}$ (EC6, εξ.6.7)

Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_m=0.05t=0.05 \times 0.50=0.02500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2 εξ.6.6)

Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο $\Phi_m=(1-2e_m/t) \text{Exp}(-u^2/2)=0.89$ (EC 6 Παραρτ. Γ)

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd}=\Phi_m \cdot t \cdot f_k/\gamma_M=1000 \times 0.89 \times 0.50 \times 7.93/1.67=2123.3 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)

$N_{ed}=78.1 \leq 2123.3=N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στη βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_{id}=(1.00 \times 663.4+0.30 \times 29.0) / 6.50=103.40 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{ed0}=0.001 \times 103.40 / 0.50=0.207 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_{id}/N_{id}=0.01514 \times 61.2 / 103.4=0.00895 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he}=0.00051 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i=h_{ef}/450=2.32/450=0.00517 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)

Εκκεντρότητα στην βάση $e_e=M_{id}/N_{id}+e_{he}+e_i=0.00895+0.00051+0.00517=0.01463 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)

Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e=0.05t=0.05 \times 0.50=0.02500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)

Μειωτικός συντελεστής στην βάση $\Phi_i=1-2e_e/t=1-2 \times 0.02500/0.50=0.90$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd}=\Phi_i \cdot t \cdot f_k/\gamma_M=1000 \times 0.90 \times 0.50 \times 7.93/1.67=2140.0 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)

Κατακόρυφη θλιπτική τάση από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma_n=-0.544 \text{ N/mm}^2$

Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{ed}=1000 \times 0.50 \times 0.544=272.1 \text{ kN/m}$

$N_{ed}=272.1 \leq 2140.0=N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος σε διάτμηση, Φόρτιση 1.00xg+0.30xq+Σεισμός (EC6, §6.2)

$V_{ed}=407.2 \text{ kN}$, $\tau_{\max}=0.181 \text{ N/mm}^2$, $\sigma_d=0.237 \text{ N/mm}^2$, $L_c=4.88 \text{ m}$

Χαρακτηριστική διατμητική αντοχή $f_{vk}=f_{vko}+0.4x f_d$ (EC6 §3.6.2)

$f_{vk}=0.200+0.40 \times 0.237=0.295 \text{ N/mm}^2$, $\max f_{vk}=1.500 \text{ N/mm}^2$, $f_{vk}=0.295 \text{ N/mm}^2$ (EC6 εξ.3.5)

Τιμή σχεδιασμού αντοχής έναντι τέμνουσας $V_{rd}=f_{vk} \cdot t \cdot L_c/\gamma_M$ (EC6 §6.2, εξ.6.13)

$V_{rd}=1000 \times 0.295 \times 0.50 \times 4.88 / 1.67=431.1 \text{ kN}$

$V_{ed}=407.2 \text{ kN} \leq 431.1 \text{ kN} =V_{rd}$. (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 $\sigma_{sd\max}=0.357 \text{ N/mm}^2$

Η μέγιστη αυτή τάση 0.357 N/mm^2 είναι $\leq f_k/\gamma_M=7.926/2.5=3.170 \text{ N/mm}^2$

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 50x20 [πλάτος x ύψος cm] με ελάχιστο οπλισμό 4Φ14 (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 = 0.508 mm

Οριζόντια μετατόπιση λόγω παραμόρφωσης οριζοντίου διαφράγματος= 0.000 mm

Καμπτική ροπή σχεδιασμού $M_{ed} = \delta \cdot E \cdot b t^3 / (4H^2)$, $M_{ed} = (1000) \times 0.508 \times 7.93 \times 0.500^3 / (4 \times 3.25^2) = 11.91 \text{ kNm/m}$
 $f_{xk1} = 0.10 \text{ N/mm}^2$, $f_{xd1} = 0.10 / 2.50 = 0.040 \text{ N/mm}^2$

$\sigma_d = 0.001 \times 663.4 / (0.50 \times 6.50) \leq 0.2 f_d = 0.2 \times 7.93 / 2.50$, $\sigma_d = 0.204 \text{ N/mm}^2$ (EC6, (6.16))

Ροπή καμπτικής αντοχής $M_{rd} = (f_{xd1} + \sigma_d) t^2 / 6 = (0.040 + 0.204) \times 0.500^2 / 6 = 10.17 \text{ kNm/m}$ (EC6, (6.15))

$M_{ed} = 11.91 \text{ kN} > 10.17 \text{ kN} = M_{rd}$, ο έλεγχος ΔΕΝ ικανοποιείται

Ελεγχος σε οριζόντια εκτός επιπέδου τοίχου φορτία λόγω ανέμου (EC6, §6.3, Annex E)

Φορτίο ανέμου $W_{ed} = G_k + 1.50 W$, $W = C_{pe} \times 1.25 = 0.80 \times 1.25 = 1.00 \text{ kN/m}^2$, $1.50 W = 1.50 \times 1.00 = 1.50 \text{ kN/m}^2$

$H/L = 3.25 / 6.50 = 0.50$, $\mu = f_{xk1} / f_{xk2} = 1$, $\alpha_1 = \mu \alpha_2$, $\alpha_2 = 0.018$ (Annex E, Tab E)

Καμπτική ροπή σχεδιασμού $M_{ed} = \alpha_1 \cdot W_{ed} \cdot L^2$, $M_{ed} = 0.018 \times 1.50 \times 6.50^2 = 1.14 \text{ kNm/m}$

$M_{ed} = 1.14 \text{ kN} < 10.17 \text{ kN} = M_{rd}$, ο έλεγχος ικανοποιείται

Ισόγειο

T1

Διαστάσεις μήκος=11.00m, ύψος=3.25m, πάχος=0.70m

Λιθοδομή 0.70

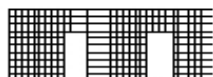
Δομικό σύστημα : Αοπλη τοιχοποιία (Ευρωκ.8, §9.3, T.9.1)

Κατηγορία κατασκευής : 3 (EC6, §2.4.3, Παρ. Α)

Κατηγορία ελέγχου παραγωγής λιθοσωμάτων : II (EC6 §3.1.1)

Θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας: $f_k = 11.38 \text{ N/mm}^2$ (EC6 §3.6.1.2)

Διατμητική αντοχή τοιχοποιίας: $f_{vko} = 0.15 \text{ N/mm}^2$ (EC6 §3.6.2)



Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού: $\gamma_M = 2.50$ (EC6, §2.4.3)

Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού με σεισμό: $\gamma_M = (2/3) \times 2.50 (>= 1.50) = 1.67$ (Ευρωκ-8, §9.6(3))

Μήκος λυγισμού τοίχου $h_{ef} = \rho x h = 0.75 \times 3.10 = 2.32 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.2)

Λυγηρότητα $\lambda = h_{ef} / t_{ef} = 2.32 / 0.70 = 3.32 \leq 27$ εντάξει (EC6, §5.5.1.4)

Απαιτήσεις Εθνικού κειμένου εφαρμογής Ευρωκώδικα και Ευρωκώδικα 8 §9.3

Τοιχοποιία Αοπλη με φυσικούς λίθους.

Πάχος τοίχου= 0.700 $>= 0.400 \text{ m}$ (εντάξει)

Λυγηρότητα $\lambda = 3.32 \leq 9$ (εντάξει)

L/h πεσσών: $2.95 / 2.20 = 1.34 > 0.50$, $3.22 / 2.20 = 1.47 > 0.50$, $2.12 / 2.20 = 0.97 > 0.50$ δεκτό

Ελεγχος σε κατακόρυφο φορτίο, Φόρτιση 1.35xg+1.50xq (EC6, §6.1)

Ελεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_{id} = (1.35 \times 1407.9 + 1.50 \times 52.8) / 11.00 = 179.99 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{edo} = 0.001 \times 179.99 / 0.70 = 0.257 \text{ N/mm}^2$

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 $e_i = h_{ef} / 450 = 2.32 / 450 = 0.00517 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)

Εκκεντρότητα στην κορυφή $e_e = M_{id} / N_{id} + e_{he} + e_i = 0.00000 + 0.00000 + 0.00517 = 0.00517 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)

Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e = 0.05 t = 0.05 \times 0.70 = 0.03500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)

Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή $\phi_i = 1 - 2e_e / t = 1 - 2 \times 0.03500 / 0.70 = 0.90$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.70 \times 11.38 / 2.50 = 2867.0 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)

$N_{ed} = 180.0 \leq 2867.0 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_{md}=(1.35 \times 1624.9 + 1.50 \times 52.8) / 8.30 = 273.83 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $s_{edo} = 0.001 \times 273.83 / 0.70 = 0.391 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στο μεσαίο πέμπτο $M_{md} / N_{md} = 0.20 \times 0.00000 \times 180.0 / 273.8 = 0.00000 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00000 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_a = h_{ef} / 450 = 2.32 / 450 = 0.00517 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα φορτίων $e_m = M_{md} / N_{md} + e_{hm} + e_a = 0.00000 + 0.00000 + 0.00517 = 0.00517 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.7)
 Η λυγηρότητα είναι $3.32 \leq 15$, εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$ (EC6 §6.1.2.2(2))
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο $e_m = e_m + e_k = 0.00517 + 0.00000 = 0.00517 \text{ m}$ (EC6, εξ.6.7)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_m = 0.05t = 0.05 \times 0.70 = 0.03500 \text{ m}$ (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 $N_{rd} = \Phi_m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.70 \times 11.38 / 2.50 = 2861.4 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 $N_{ed} = 273.8 \leq 2861.4 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στη βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_{id}=(1.35 \times 1950.4 + 1.50 \times 52.8) / 8.30 = 326.78 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $s_{edo} = 0.001 \times 326.78 / 0.70 = 0.467 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_{id} / N_{id} = 0.00000 \times 180.0 / 326.8 = 0.00000 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he} = 0.00000 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef} / 450 = 2.32 / 450 = 0.00517 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα στην βάση $e_e = M_{id} / N_{id} + e_{he} + e_i = 0.00000 + 0.00000 + 0.00517 = 0.00517 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e = 0.05t = 0.05 \times 0.70 = 0.03500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
 Μειωτικός συντελεστής στην βάση $\Phi_i = 1 - 2e_e / t = 1 - 2 \times 0.03500 / 0.70 = 0.90$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.70 \times 11.38 / 2.50 = 2867.0 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 Κατακόρυφη θλιπτική τάση από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\max s_{pn} = -0.730 \text{ N/mm}^2$
 Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{ed} = 1000 \times 0.70 \times 0.730 = 511.3 \text{ kN/m}$
 $N_{ed} = 511.3 \leq 2867.0 = N_{rd}$ 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 $N_{id}=(1.00 \times 1407.9 + 0.30 \times 52.8) / 11.00 = 129.43 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $s_{edo} = 0.001 \times 129.43 / 0.70 = 0.185 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου ή στέγης στην κορυφή $M_{id} / N_{id} = 0$
 Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he} = 0.00069 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef} / 450 = 2.32 / 450 = 0.00517 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα στην κορυφή $e_e = M_{id} / N_{id} + e_{he} + e_i = 0.00000 + 0.00069 + 0.00517 = 0.00586 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e = 0.05t = 0.05 \times 0.70 = 0.03500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
 Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή $\Phi_i = 1 - 2e_e / t = 1 - 2 \times 0.03500 / 0.70 = 0.90$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.70 \times 11.38 / 1.67 = 4300.5 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 $N_{ed} = 129.4 \leq 4300.5 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_{md}=(1.00 \times 1624.9 + 0.30 \times 52.8) / 8.30 = 197.68 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $s_{edo} = 0.001 \times 197.68 / 0.70 = 0.282 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στο μεσαίο πέμπτο $M_{md} / N_{md} = 0.20 \times 0.00000 \times 129.4 / 197.7 = 0.00000 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00035 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_a = h_{ef} / 450 = 2.32 / 450 = 0.00517 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα φορτίων $e_m = M_{md} / N_{md} + e_{hm} + e_a = 0.00000 + 0.00035 + 0.00517 = 0.00551 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.7)
 Η λυγηρότητα είναι $3.32 \leq 15$, εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$ (EC6 §6.1.2.2(2))
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο $e_m = e_m + e_k = 0.00551 + 0.00000 = 0.00551 \text{ m}$ (EC6, εξ.6.7)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_m = 0.05t = 0.05 \times 0.70 = 0.03500 \text{ m}$ (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 $N_{rd} = \Phi_m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.70 \times 11.38 / 1.67 = 4292.1 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 $N_{ed} = 197.7 \leq 4292.1 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στη βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_{id}=(1.00 \times 1950.4 + 0.30 \times 52.8) / 8.30 = 236.90 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $s_{edo}=0.001 \times 236.90 / 0.70 = 0.338 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $Mid/N_{id}=0.00000 \times 129.4 / 236.9 = 0.00000 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he}=0.00069 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i=he_f/450=2.32/450=0.00517 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα στην βάση $ee=Mid/N_{id}+e_{he}+e_i=0.00000+0.00069+0.00517=0.00586 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min ee=0.05t=0.05 \times 0.70=0.03500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
 Μειωτικός συντελεστής στην βάση $\phi_i=1-2ee/t=1-2 \times 0.03500 / 0.70=0.90$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd}=\phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.70 \times 11.38 / 1.67 = 4300.5 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 Κατακόρυφη θλιπτική τάση από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\max s_n = -1.838 \text{ N/mm}^2$
 Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{ed}=1000 \times 0.70 \times 1.838 = 1286.6 \text{ kN/m}$
 $N_{ed}=1286.6 \leq 4300.5 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος σε διάτμηση, φόρτιση 1.00κγ+0.30κγ+Σεισμός (EC6, §6.2)

$V_{ed}=2592.0 \text{ kN}$, $\tau_{\max}=0.767 \text{ N/mm}^2$, $s_d=0.340 \text{ N/mm}^2$, $L_c=8.25 \text{ m}$
 Χαρακτηριστική διατμητική αντοχή $f_{vk}=f_{vko}+0.4x_{fd}$ (EC6 §3.6.2)
 $f_{vk}=0.150+0.40 \times 0.340=0.286 \text{ N/mm}^2$, $\max f_{vk}=1.000 \text{ N/mm}^2$, $f_{vk}=0.286 \text{ N/mm}^2$ (EC6 εξ.3.5)
 Τιμή σχεδιασμού αντοχής έναντι τέμνουσας $V_{rd}=f_{vk} \cdot t \cdot L_c / \gamma_M$ (EC6 §6.2, εξ.6.13)
 $V_{rd}=1000 \times 0.286 \times 0.70 \times 8.25 / 1.67 = 991.6 \text{ kN}$
 $V_{ed}=2592.0 \text{ kN} > 991.6 \text{ kN} = V_{rd}$. (EC6 §6.2)

Δεν 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 70x20 [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 = 0.355 mm
 Οριζόντια μετατόπιση λόγω παραμόρφωσης οριζοντίου διαφράγματος = 0.000 mm
 Καμπτική ροπή σχεδιασμού $M_{ed}=\delta \cdot E \cdot bt^3 / (4H^2)$, $M_{ed}=(1000) \times 0.355 \times 11.38 \times 0.700^3 / (4 \times 3.25^2) = 32.79 \text{ kNm/m}$
 $f_{xk1}=0.10 \text{ N/mm}^2$, $f_{xd1}=0.10 / 2.50 = 0.040 \text{ N/mm}^2$
 $s_d=0.001 \times 1950.4 / (0.70 \times 11.00) \leq 0.2f_d = 0.2 \times 11.38 / 2.50$, $s_d=0.253 \text{ N/mm}^2$ (EC6, (6.16)
 Ροπή καμτικής αντοχής $M_{rd}=(f_{xd1}+s_d)t^2/6 = (0.040+0.253) \times 0.700^2/6 = 23.93 \text{ kNm/m}$ (EC6, (6.15)
 $M_{ed}=32.79 \text{ kN} > 23.93 \text{ kN} = M_{rd}$, ο έλεγχος ΔΕΝ ικανοποιείται

Ελεγχος σε οριζόντια εκτός επιπέδου τοίχου φορτία λόγω ανέμου (EC6, §6.3, Annex E)

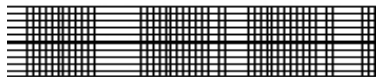
Φορτίο ανέμου $W_{ed}=G_k+1.50W$, $W:=C_{pe} \times 1.25 = 0.80 \times 1.25 = 1.00 \text{ kN/m}^2$, $1.50W=1.50 \times 1.00 = 1.50 \text{ kN/m}^2$
 $H/L=3.25/11.00=0.30$, $\mu=f_{xk1}/f_{xk2}=1$, $\alpha_1=\mu\alpha_2$, $\alpha_2=0.008$ (Annex E, Tab E)
 Καμπτική ροπή σχεδιασμού $M_{ed}=\alpha_1 \cdot W_{ed} \cdot L^2$, $M_{ed}=0.008 \times 1.50 \times 11.00^2 = 1.45 \text{ kNm/m}$
 $M_{ed}=1.45 \text{ kN} \leq 23.93 \text{ kN} = M_{rd}$, ο έλεγχος ικανοποιείται

Ελεγχοι αντοχής τοίχων

Ισόγειο

T2

Διαστάσεις μήκος=21.70m, ύψος=3.25m, πάχος=0.70m
Λιθοδομή 0.70



Δομικό σύστημα : Αοπλη τοιχοποιία (Ευρωκ.8, §9.3, Τ.9.1)

Κατηγορία κατασκευής : 3 (EC6, §2.4.3, Παρ. Α)

Κατηγορία ελέγχου παραγωγής λιθοσωμάτων : II (EC6 §3.1.1)

Θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας: $f_{k}=11.38 \text{ N/mm}^2$ (EC6 §3.6.1.2)

Διατμητική αντοχή τοιχοποιίας: $f_{vko}=0.15 \text{ N/mm}^2$ (EC6 §3.6.2)

Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού: $\gamma_M=2.50$ (EC6, §2.4.3)

Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού με σεισμό: $\gamma_M=(2/3) \times 2.50 (>=1.50)=1.67$ (Ευρωκ-8, §9.6(3))

Μήκος λυγισμού τοίχου $h_{ef}=\rho x h=0.75 \times 3.10=2.32 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.2)

Λυγηρότητα $\lambda=h_{ef}/t_{ef}=2.32/0.70=3.32 \leq 27$ εντάξει (EC6, §5.5.1.4)

Απαιτήσεις Εθνικού κειμένου εφαρμογής Ευρωκώδικα και Ευρωκώδικα 8 §9.3

Τοιχοποιία Αοπλη με φυσικούς λίθους.

Πάχος τοίχου= 0.700 $\geq 0.400 \text{ m}$ (εντάξει)

Λυγηρότητα $\lambda=3.32 \leq 9$ (εντάξει)

L/h πεσσών: $21.70/3.25=6.68 > 0.50$, δεκτό

Ελεγχος σε κατακόρυφο φορτίο, φόρτιση 1.35κγ+1.50κγ (EC6, §6.1)

Ελεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_{id}=(1.35 \times 2931.4 + 1.50 \times 104.7)/21.70=189.61 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{edo}=0.001 \times 189.61/0.70=0.271 \text{ N/mm}^2$

Γίνεται μείωση της εκκεντρότητας κατά $(1-k/4)=1.00$ (EC6 Παραρτ. Γ(3))

Καμπτική ροπή σχεδιασμού στην κορυφή $M_{id}=5.94 \text{ kNm/m}$ (EC6 Παρ. Γ.1)

Εκκεντρότητα $M_{id}/N_{id}=5.94/189.61=0.03133 \text{ m}=0.04 \times (\text{πάχος τοίχου})$ (EC6 Παραρτ. Γ.1)

Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he}=0.00000 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i=h_{ef}/450=2.32/450=0.00517 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)

Εκκεντρότητα στην κορυφή $e_e=M_{id}/N_{id}+e_{he}+e_i=0.03133+0.00000+0.00517=0.03650 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)

Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e=0.05t=0.05 \times 0.70=0.03500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)

Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή $\phi_i=1-2e_e/t=1-2 \times 0.03650/0.70=0.90$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd}=\phi_i \cdot t \cdot f_k/\gamma_M=1000 \times 0.90 \times 0.70 \times 11.38/2.50=2867.0 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)

$N_{ed}=189.6 \leq 2867.0=N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_{md}=(1.35 \times 3444.8 + 1.50 \times 104.7)/21.70=221.55 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{edo}=0.001 \times 221.55/0.70=0.316 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου στο μεσαίο πέμπτο $M_{md}/N_{md}=0.20 \times 0.03133 \times 189.6/221.5=0.00536 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm}=0.00000 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα $e_a=h_{ef}/450=2.32/450=0.00517 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)

Εκκεντρότητα φορτίων $e_m=M_{md}/N_{md}+e_{hm}+e_a=0.00536+0.00000+0.00517=0.01053 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.7)

Η λυγηρότητα είναι $3.32 \leq 15$, εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k=0$ (EC6 §6.1.2.2(2))

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο $e_m=e_m+e_k=0.01053+0.00000=0.01053 \text{ m}$ (EC6, εξ.6.7)

Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_m=0.05t=0.05 \times 0.70=0.03500 \text{ m}$ (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 $N_{rd}=\phi_m \cdot t \cdot f_k/\gamma_M=1000 \times 0.90 \times 0.70 \times 11.38/2.50=2861.4 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)

$N_{ed}=221.5 \leq 2861.4=N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στη βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_{id}=(1.35 \times 4215.0 + 1.50 \times 104.7)/21.70=269.46 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{edo}=0.001 \times 269.46/0.70=0.385 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_{id}/N_{id}=0.03133 \times 189.6/269.5=0.02205 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he}=0.00000 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i=h_{ef}/450=2.32/450=0.00517 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)

Εκκεντρότητα στην βάση $e_e=M_{id}/N_{id}+e_{he}+e_i=0.02205+0.00000+0.00517=0.02721 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)

Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e=0.05t=0.05 \times 0.70=0.03500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)

Μειωτικός συντελεστής στην βάση $\phi_i=1-2e_e/t=1-2 \times 0.02721/0.70=0.90$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd}=\phi_i \cdot t \cdot f_k/\gamma_M=1000 \times 0.90 \times 0.70 \times 11.38/2.50=2867.0 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)

Κατακόρυφη θλιπτική τάση από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma_n=-0.459 \text{ N/mm}^2$

Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{ed}=1000 \times 0.70 \times 0.459=321.2 \text{ kN/m}$

$N_{ed}=321.2 \leq 2867.0=N_{rd}$ 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 $N_{id} = (1.00 \times 2931.4 + 0.30 \times 104.7) / 21.70 = 136.54 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{ed0} = 0.001 \times 136.54 / 0.70 = 0.195 \text{ N/mm}^2$

Γίνεται μείωση της εκκεντρότητας κατά $(1-k/4) = 1.00$ (EC6 Παραρτ. Γ(3))

Καμπτική ροπή σχεδιασμού στην κορυφή $M_{id} = 3.48 \text{ kNm/m}$ (EC6 Παρ. Γ.1)

Εκκεντρότητα $M_{id}/N_{id} = 3.48 / 136.54 = 0.02549 \text{ m} = 0.04 \times (\text{πάχος τοίχου})$ (EC6 Παραρτ. Γ.1)

Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he} = 0.00069 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef} / 450 = 2.32 / 450 = 0.00517 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)

Εκκεντρότητα στην κορυφή $e_e = M_{id}/N_{id} + e_{he} + e_i = 0.02549 + 0.00069 + 0.00517 = 0.03135 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)

Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e = 0.05t = 0.05 \times 0.70 = 0.03500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)

Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή $\Phi_i = 1 - 2e_e/t = 1 - 2 \times 0.03500 / 0.70 = 0.90$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.70 \times 11.38 / 1.67 = 4300.5 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)

$N_{ed} = 136.5 \leq 4300.5 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_{md} = (1.00 \times 3444.8 + 0.30 \times 104.7) / 21.70 = 160.20 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{ed0} = 0.001 \times 160.20 / 0.70 = 0.229 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου στο μεσαίο πέμπτο $M_{md}/N_{md} = 0.20 \times 0.02549 \times 136.5 / 160.2 = 0.00434 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00035 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα $e_a = h_{ef} / 450 = 2.32 / 450 = 0.00517 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)

Εκκεντρότητα φορτίων $e_m = M_{md}/N_{md} + e_{hm} + e_a = 0.00434 + 0.00035 + 0.00517 = 0.00986 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.7)

Η λυγηρότητα είναι $3.32 \leq 15$, εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$ (EC6 §6.1.2.2(2))

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο $e_m = e_m + e_k = 0.00986 + 0.00000 = 0.00986 \text{ m}$ (EC6, εξ.6.7)

Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_m = 0.05t = 0.05 \times 0.70 = 0.03500 \text{ m}$ (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 $N_{rd} = \Phi_m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.70 \times 11.38 / 1.67 = 4292.1 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)

$N_{ed} = 160.2 \leq 4292.1 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στη βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_{id} = (1.00 \times 4215.0 + 0.30 \times 104.7) / 21.70 = 195.69 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{ed0} = 0.001 \times 195.69 / 0.70 = 0.280 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_{id}/N_{id} = 0.02549 \times 136.5 / 195.7 = 0.01778 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he} = 0.00069 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef} / 450 = 2.32 / 450 = 0.00517 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)

Εκκεντρότητα στην βάση $e_e = M_{id}/N_{id} + e_{he} + e_i = 0.01778 + 0.00069 + 0.00517 = 0.02364 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)

Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e = 0.05t = 0.05 \times 0.70 = 0.03500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)

Μειωτικός συντελεστής στην βάση $\Phi_i = 1 - 2e_e/t = 1 - 2 \times 0.02364 / 0.70 = 0.90$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.70 \times 11.38 / 1.67 = 4300.5 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)

Κατακόρυφη θλιπτική τάση από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma_n = -0.986 \text{ N/mm}^2$

Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{ed} = 1000 \times 0.70 \times 0.986 = 690.0 \text{ kN/m}$

$N_{ed} = 690.0 \leq 4300.5 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος σε διάτμηση, Φόρτιση 1.00xg+0.30xq+Σεισμός (EC6, §6.2)

$V_{ed} = 4341.2 \text{ kN}$, $\tau_{\max} = 0.381 \text{ N/mm}^2$, $\sigma_d = 0.373 \text{ N/mm}^2$, $L_c = 16.28 \text{ m}$

Χαρακτηριστική διατμητική αντοχή $f_{vk} = f_{vko} + 0.4x_{fd}$ (EC6 §3.6.2)

$f_{vk} = 0.150 + 0.40 \times 0.373 = 0.299 \text{ N/mm}^2$, $\max f_{vk} = 1.000 \text{ N/mm}^2$, $f_{vk} = 0.299 \text{ N/mm}^2$ (EC6 εξ.3.5)

Τιμή σχεδιασμού αντοχής έναντι τέμνουσας $V_{rd} = f_{vk} \cdot t \cdot L_c / \gamma_M$ (EC6 §6.2, εξ.6.13)

$V_{rd} = 1000 \times 0.299 \times 0.70 \times 16.28 / 1.67 = 2044.5 \text{ kN}$

$V_{ed} = 4341.2 \text{ kN} > 2044.5 \text{ kN} = V_{rd}$. (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 $\sigma_{sd\max} = 0.548 \text{ N/mm}^2$

Η μέγιστη αυτή τάση 0.548 N/mm^2 είναι $\leq f_k / \gamma_M = 11.377 / 2.5 = 4.551 \text{ N/mm}^2$

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 70x20 [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 = 0.692 mm

Οριζόντια μετατόπιση λόγω παραμόρφωσης οριζοντίου διαφράγματος= 0.000 mm

Καμπτική ροπή σχεδιασμού $Med = \delta \cdot E \cdot bt^3 / (4H^2)$, $Med = (1000) \times 0.692 \times 11.38 \times 0.700^3 / (4 \times 3.25^2) = 63.87 \text{ kNm/m}$
 $f_{xk1} = 0.10 \text{ N/mm}^2$, $f_{xd1} = 0.10 / 2.50 = 0.040 \text{ N/mm}^2$

$\sigma_d = 0.001 \times 4215.0 / (0.70 \times 21.70) < 0.2 f_{d1} = 0.2 \times 11.38 / 2.50$, $\sigma_d = 0.277 \text{ N/mm}^2$ (EC6, (6.16))

Ροπή καμπτικής αντοχής $M_{rd} = (f_{xd1} + \sigma_d) t^2 / 6 = (0.040 + 0.277) \times 0.700^2 / 6 = 25.89 \text{ kNm/m}$ (EC6, (6.15))

Med = 63.87 kN > 25.89 kN = M_{rd} , ο έλεγχος ΔΕΝ ικανοποιείται

Ελεγχος σε οριζόντια εκτός επιπέδου τοίχου φορτία λόγω ανέμου (EC6, §6.3, Annex E)

Φορτίο ανέμου $W_{ed} = G_k + 1.50 W$, $W = C_{pe} \times 1.25 = 0.80 \times 1.25 = 1.00 \text{ kN/m}^2$, $1.50 W = 1.50 \times 1.00 = 1.50 \text{ kN/m}^2$

$H/L = 3.25 / 21.70 = 0.15$, $\mu = f_{xk1} / f_{xk2} = 1$, $\alpha = 0.125$ (Annex E, Tab E)

Καμπτική ροπή σχεδιασμού $Med = \alpha \cdot W_{ed} \cdot H^2$, $Med = 0.125 \times 1.50 \times 3.25^2 = 1.98 \text{ kNm/m}$

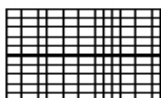
$Med = 1.98 \text{ kN} < 25.89 \text{ kN} = M_{rd}$, ο έλεγχος ικανοποιείται

Ισόγειο

T3

Διαστάσεις μήκος=6.30m, ύψος=3.25m, πάχος=0.70m

Λιθοδομή 0.70



Δομικό σύστημα : Αοπλη τοιχοποιία (Ευρωκ.8, §9.3, T.9.1)

Κατηγορία κατασκευής : 3 (EC6, §2.4.3, Παρ. Α)

Κατηγορία ελέγχου παραγωγής λιθοσωμάτων : II (EC6 §3.1.1)

Θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας: $f_k = 11.38 \text{ N/mm}^2$ (EC6 §3.6.1.2)

Διατμητική αντοχή τοιχοποιίας: $f_{vko} = 0.15 \text{ N/mm}^2$ (EC6 §3.6.2)

Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού: $\gamma_M = 2.50$ (EC6, §2.4.3)

Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού με σεισμό: $\gamma_M = (2/3) \times 2.50 (>= 1.50) = 1.67$ (Ευρωκ-8, §9.6(3))

Μήκος λυγισμού τοίχου $h_{ef} = \rho \times h = 0.75 \times 3.10 = 2.32 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.2)

Λυγηρότητα $\lambda = h_{ef} / t_{ef} = 2.32 / 0.70 = 3.32 < = 27$ εντάξει (EC6, §5.5.1.4)

Απαιτήσεις Εθνικού κειμένου εφαρμογής Ευρωκώδικα και Ευρωκώδικα 8 §9.3

Τοιχοποιία Αοπλη με φυσικούς λίθους.

Πάχος τοίχου= 0.700 $> = 0.400 \text{ m}$ (εντάξει)

Λυγηρότητα $\lambda = 3.32 < = 9$ (εντάξει)

L/h πεσσών: $6.30 / 3.25 = 1.94 > 0.50$, δεκτό

Ελεγχος σε κατακόρυφο φορτίο, Φόρτιση 1.35xg+1.50xq (EC6, §6.1)

Ελεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_{id} = (1.35 \times 821.8 + 1.50 \times 19.8) / 6.30 = 180.81 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{edo} = 0.001 \times 180.81 / 0.70 = 0.258 \text{ N/mm}^2$

Γίνεται μείωση της εκκεντρότητας κατά $(1 - k/4) = 0.99$ (EC6 Παραρτ. Γ(3))

Καμπτική ροπή σχεδιασμού στην κορυφή $M_{id} = 1.05 \text{ kNm/m}$ (EC6 Παρ. Γ.1)

Εκκεντρότητα $M_{id} / N_{id} = 1.05 / 180.81 = 0.00580 \text{ m} = 0.01 \times (\text{πάχος τοίχου})$ (EC6 Παραρτ. Γ.1)

Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he} = 0.00000 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef} / 450 = 2.32 / 450 = 0.00517 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)

Εκκεντρότητα στην κορυφή $e_e = M_{id} / N_{id} + e_{he} + e_i = 0.00580 + 0.00000 + 0.00517 = 0.01097 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)

Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e = 0.05 t = 0.05 \times 0.70 = 0.03500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)

Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή $\phi_i = 1 - 2e_e / t = 1 - 2 \times 0.03500 / 0.70 = 0.90$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.70 \times 11.38 / 2.50 = 2867.0 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)

$N_{ed} = 180.8 < = 2867.0 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_{md}=(1.35 \times 970.8 + 1.50 \times 19.8) / 6.30 = 212.75 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $s_{edo} = 0.001 \times 212.75 / 0.70 = 0.304 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στο μεσαίο πέμπτο $M_{md} / N_{md} = 0.20 \times 0.00580 \times 180.8 / 212.8 = 0.00099 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00000 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_a = h_{ef} / 450 = 2.32 / 450 = 0.00517 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα φορτίων $e_m = M_{md} / N_{md} + e_{hm} + e_a = 0.00099 + 0.00000 + 0.00517 = 0.00615 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.7)
 Η λυγηρότητα είναι $3.32 \leq 15$, εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$ (EC6 §6.1.2.2(2))
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο $e_m = e_m + e_k = 0.00615 + 0.00000 = 0.00615 \text{ m}$ (EC6, εξ.6.7)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_m = 0.05t = 0.05 \times 0.70 = 0.03500 \text{ m}$ (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 $N_{rd} = \Phi_m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.70 \times 11.38 / 2.50 = 2861.4 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 $N_{ed} = 212.8 \leq 2861.4 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στη βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_{id}=(1.35 \times 1194.4 + 1.50 \times 19.8) / 6.30 = 260.66 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $s_{edo} = 0.001 \times 260.66 / 0.70 = 0.372 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_{id} / N_{id} = 0.00580 \times 180.8 / 260.7 = 0.00403 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he} = 0.00000 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef} / 450 = 2.32 / 450 = 0.00517 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα στην βάση $e_e = M_{id} / N_{id} + e_{he} + e_i = 0.00403 + 0.00000 + 0.00517 = 0.00919 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e = 0.05t = 0.05 \times 0.70 = 0.03500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
 Μειωτικός συντελεστής στην βάση $\Phi_i = 1 - 2e_e / t = 1 - 2 \times 0.00919 / 0.70 = 0.90$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.70 \times 11.38 / 2.50 = 2867.0 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 Κατακόρυφη θλιπτική τάση από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\max s_{pn} = -0.398 \text{ N/mm}^2$
 Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{ed} = 1000 \times 0.70 \times 0.398 = 278.7 \text{ kN/m}$
 $N_{ed} = 278.7 \leq 2867.0 = N_{rd}$ 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 $N_{id}=(1.00 \times 821.8 + 0.30 \times 19.8) / 6.30 = 131.39 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $s_{edo} = 0.001 \times 131.39 / 0.70 = 0.188 \text{ N/mm}^2$
 Γίνεται μείωση της εκκεντρότητας κατά $(1 - k/4) = 0.99$ (EC6 Παραρτ. Γ(3))
 Καμπτική ροπή σχεδιασμού στην κορυφή $M_{id} = 0.62 \text{ kNm/m}$ (EC6 Παρ. Γ.1)
 Εκκεντρότητα $M_{id} / N_{id} = 0.62 / 131.39 = 0.00468 \text{ m} = 0.01 \times (\text{πάχος τοίχου})$ (EC6 Παραρτ. Γ.1)
 Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he} = 0.00069 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef} / 450 = 2.32 / 450 = 0.00517 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα στην κορυφή $e_e = M_{id} / N_{id} + e_{he} + e_i = 0.00468 + 0.00069 + 0.00517 = 0.01054 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e = 0.05t = 0.05 \times 0.70 = 0.03500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
 Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή $\Phi_i = 1 - 2e_e / t = 1 - 2 \times 0.01054 / 0.70 = 0.90$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.70 \times 11.38 / 1.67 = 4300.5 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 $N_{ed} = 131.4 \leq 4300.5 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_{md}=(1.00 \times 970.8 + 0.30 \times 19.8) / 6.30 = 155.04 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $s_{edo} = 0.001 \times 155.04 / 0.70 = 0.221 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στο μεσαίο πέμπτο $M_{md} / N_{md} = 0.20 \times 0.00468 \times 131.4 / 155.0 = 0.00079 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00035 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_a = h_{ef} / 450 = 2.32 / 450 = 0.00517 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα φορτίων $e_m = M_{md} / N_{md} + e_{hm} + e_a = 0.00079 + 0.00035 + 0.00517 = 0.00631 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.7)
 Η λυγηρότητα είναι $3.32 \leq 15$, εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$ (EC6 §6.1.2.2(2))
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο $e_m = e_m + e_k = 0.00631 + 0.00000 = 0.00631 \text{ m}$ (EC6, εξ.6.7)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_m = 0.05t = 0.05 \times 0.70 = 0.03500 \text{ m}$ (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 $N_{rd} = \Phi_m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.70 \times 11.38 / 1.67 = 4292.1 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 $N_{ed} = 155.0 \leq 4292.1 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στη βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_{id}=(1.00 \times 1194.4 + 0.30 \times 19.8) / 6.30 = 190.53 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $s_{edo} = 0.001 \times 190.53 / 0.70 = 0.272 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $Mid/N_{id} = 0.00468 \times 131.4 / 190.5 = 0.00323 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he} = 0.00069 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef} / 450 = 2.32 / 450 = 0.00517 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα στην βάση $e_e = Mid/N_{id} + e_{he} + e_i = 0.00323 + 0.00069 + 0.00517 = 0.00909 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e = 0.05t = 0.05 \times 0.70 = 0.03500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
 Μειωτικός συντελεστής στην βάση $\phi_i = 1 - 2e_e/t = 1 - 2 \times 0.00909 / 0.70 = 0.90$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.70 \times 11.38 / 1.67 = 4300.5 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 Κατακόρυφη θλιπτική τάση από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\max s_{pn} = -0.937 \text{ N/mm}^2$
 Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{ed} = 1000 \times 0.70 \times 0.937 = 655.7 \text{ kN/m}$
 $N_{ed} = 655.7 < 4300.5 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος σε διάτμηση, φόρτιση 1.00κγ+0.30κγ+Σεισμός (EC6, §6.2)

$V_{ed} = 1103.9 \text{ kN}$, $\tau_{\max} = 0.366 \text{ N/mm}^2$, $s_d = 0.363 \text{ N/mm}^2$, $L_c = 4.73 \text{ m}$
 Χαρακτηριστική διατμητική αντοχή $f_{vk} = f_{vko} + 0.4 \times f_d$ (EC6 §3.6.2)
 $f_{vk} = 0.150 + 0.40 \times 0.363 = 0.295 \text{ N/mm}^2$, $\max f_{vk} = 1.000 \text{ N/mm}^2$, $f_{vk} = 0.295 \text{ N/mm}^2$ (EC6 εξ.3.5)
 Τιμή σχεδιασμού αντοχής έναντι τέμνουσας $V_{rd} = f_{vk} \cdot t \cdot L_c / \gamma_M$ (EC6 §6.2, εξ.6.13)
 $V_{rd} = 1000 \times 0.295 \times 0.70 \times 4.73 / 1.67 = 585.8 \text{ kN}$
 $V_{ed} = 1103.9 \text{ kN} > 585.8 \text{ kN} = V_{rd}$. (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 $s_{d\max} = 0.460 \text{ N/mm}^2$
 Η μέγιστη αυτή τάση 0.460 N/mm^2 είναι $\leq f_k / \gamma_M = 11.377 / 2.5 = 4.551 \text{ N/mm}^2$
 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 70×20 [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)

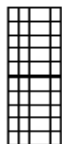
Προσεγγιστική σχετική οριζόντια μετατόπιση ορόφου = 0.692 mm
 Οριζόντια μετατόπιση λόγω παραμόρφωσης οριζοντίου διαφράγματος = 0.000 mm
 Καμπτική ροπή σχεδιασμού $M_{ed} = \delta \cdot E \cdot b t^3 / (4H^2)$, $M_{ed} = (1000) \times 0.692 \times 11.38 \times 0.700^3 / (4 \times 3.25^2) = 63.87 \text{ kNm/m}$
 $f_{xk1} = 0.10 \text{ N/mm}^2$, $f_{xd1} = 0.10 / 2.50 = 0.040 \text{ N/mm}^2$
 $s_d = 0.001 \times 1194.4 / (0.70 \times 6.30) \leq 0.2 f_d = 0.2 \times 11.38 / 2.50$, $s_d = 0.271 \text{ N/mm}^2$ (EC6, (6.16))
 Ροπή καμπτικής αντοχής $M_{rd} = (f_{xd1} + s_d) t^2 / 6 = (1000) \times (0.040 + 0.271) \times 0.700^2 / 6 = 25.40 \text{ kNm/m}$ (EC6, (6.15))
 $M_{ed} = 63.87 \text{ kN} > 25.40 \text{ kN} = M_{rd}$, ο έλεγχος ΔΕΝ ικανοποιείται

Ελεγχος σε οριζόντια εκτός επιπέδου τοίχου φορτία λόγω ανέμου (EC6, §6.3, Annex E)

Φορτίο ανέμου $W_{ed} = G_k + 1.50W$, $W = C_{pe} \times 1.25 = 0.80 \times 1.25 = 1.00 \text{ kN/m}^2$, $1.50W = 1.50 \times 1.00 = 1.50 \text{ kN/m}^2$
 $H/L = 3.25 / 6.30 = 0.52$, $\mu = f_{xk1} / f_{xk2} = 1$, $\alpha_1 = \mu \alpha_2$, $\alpha_2 = 0.021$ (Annex E, Tab E)
 Καμπτική ροπή σχεδιασμού $M_{ed} = \alpha_1 \cdot W_{ed} \cdot L^2$, $M_{ed} = 0.021 \times 1.50 \times 6.30^2 = 1.25 \text{ kNm/m}$
 $M_{ed} = 1.25 \text{ kN} < 25.40 \text{ kN} = M_{rd}$, ο έλεγχος ικανοποιείται

Ισόγειο

T4



Διαστάσεις μήκος=1.40m, ύψος=3.25m, πάχος=0.70m

Λιθοδομή 0.70

Δομικό σύστημα : Αοπλη τοιχοποιία (Ευρωκ.8, §9.3, Τ.9.1)

Κατηγορία κατασκευής :3 (EC6, §2.4.3, Παρ. Α)

Κατηγορία ελέγχου παραγωγής λιθοσωμάτων :II (EC6 §3.1.1)

Θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας: $f_k=11.38 \text{ N/mm}^2$ (EC6 §3.6.1.2)

Διατμητική αντοχή τοιχοποιίας: $f_{vko}= 0.15 \text{ N/mm}^2$ (EC6 §3.6.2)

Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού: $\gamma_M=2.50$ (EC6, §2.4.3)

Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού με σεισμό: $\gamma_M=(2/3) \times 2.50 (>=1.50)=1.67$ (Ευρωκ-8, §9.6(3))

Μήκος λυγισμού τοίχου $h_{ef}=\rho x h= 0.75 \times 3.10= 2.32 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.2)

Λυγηρότητα $\lambda=h_{ef}/t_{ef}=2.32/0.70= 3.32 \leq 27$ εντάξει (EC6, §5.5.1.4)

Απαιτήσεις Εθνικού κειμένου εφαρμογής Ευρωκώδικα και Ευρωκώδικα 8 §9.3

Τοιχοποιία Αοπλη με φυσικούς λίθους.

Πάχος τοίχου= 0.700 $\geq 0.400 \text{ m}$ (εντάξει)

Λυγηρότητα $\lambda= 3.32 \leq 9$ (εντάξει)

L/h πεσσών: $1.40/3.25=0.43 < 0.50$, δεκτό

Ελεγχος σε κατακόρυφο φορτίο, φόρτιση 1.35κγ+1.50κγ (EC6, §6.1)

Ελεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_{id}=(1.35 \times 180.2 + 1.50 \times 3.6) / 1.40 = 177.62 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{edo}=0.001 \times 177.62 / 0.70 = 0.254 \text{ N/mm}^2$

Γίνεται μείωση της εκκεντρότητας κατά $(1-k/4)=1.00$ (EC6 Παραρτ. Γ(3))

Καμπτική ροπή σχεδιασμού στην κορυφή $M_{id}= 4.35 \text{ kNm/m}$ (EC6 Παρ. Γ.1)

Εκκεντρότητα $M_{id}/N_{id}= 4.35 / 177.62 = 0.02449 \text{ m} = 0.03 \times (\text{πάχος τοίχου})$ (EC6 Παραρτ. Γ.1)

Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he}= 0.00000 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i=h_{ef}/450=2.32/450= 0.00517 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)

Εκκεντρότητα στην κορυφή $e_e=M_{id}/N_{id}+e_{he}+e_i=0.02449+0.00000+0.00517= 0.02966 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)

Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e=0.05t=0.05 \times 0.70= 0.03500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)

Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή $\phi_i=1-2e_e/t=1-2 \times 0.03500 / 0.70 = 0.90$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd}=\phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.70 \times 11.38 / 2.50 = 2867.0 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)

$N_{ed}= 177.6 \leq 2867.0 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_{md}=(1.35 \times 213.3 + 1.50 \times 3.6) / 1.40 = 209.56 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{edo}=0.001 \times 209.56 / 0.70 = 0.299 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου στο μεσαίο πέμπτο $M_{md}/N_{md}=0.20 \times 0.02449 \times 177.6 / 209.6 = 0.00415 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm}= 0.00000 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα $e_a=h_{ef}/450=2.32/450= 0.00517 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)

Εκκεντρότητα φορτίων $e_m=M_{md}/N_{md}+e_{hm}+e_a=0.00415+0.00000+0.00517= 0.00932 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.7)

Η λυγηρότητα είναι $3.32 \leq 15$, εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k=0$ (EC6 §6.1.2.2(2))

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο $e_m=e_m+e_k=0.00932+0.00000= 0.00932 \text{ m}$ (EC6, εξ.6.7)

Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_m=0.05t=0.05 \times 0.70= 0.03500 \text{ m}$ (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 $N_{rd}=\phi_m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.70 \times 11.38 / 2.50 = 2861.4 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)

$N_{ed}= 209.6 \leq 2861.4 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στη βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_{id}=(1.35 \times 263.0 + 1.50 \times 3.6) / 1.40 = 257.46 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{edo}=0.001 \times 257.46 / 0.70 = 0.368 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_{id}/N_{id}=0.02449 \times 177.6 / 257.5 = 0.01690 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he}= 0.00000 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i=h_{ef}/450=2.32/450= 0.00517 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)

Εκκεντρότητα στην βάση $e_e=M_{id}/N_{id}+e_{he}+e_i=0.01690+0.00000+0.00517= 0.02206 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)

Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e=0.05t=0.05 \times 0.70= 0.03500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)

Μειωτικός συντελεστής στην βάση $\phi_i=1-2e_e/t=1-2 \times 0.03500 / 0.70 = 0.90$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd}=\phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.70 \times 11.38 / 2.50 = 2867.0 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)

Κατακόρυφη θλιπτική τάση από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma_n = -0.371 \text{ N/mm}^2$

Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{ed}=1000 \times 0.70 \times 0.371 = 259.6 \text{ kN/m}$

$N_{ed}= 259.6 \leq 2867.0 = N_{rd}$ 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 $N_{id}=(1.00 \times 180.2 + 0.30 \times 3.6) / 1.40 = 129.49 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $s_{edo} = 0.001 \times 129.49 / 0.70 = 0.185 \text{ N/mm}^2$

Γίνεται μείωση της εκκεντρότητας κατά $(1-k/4) = 1.00$ (EC6 Παραρτ. Γ(3))

Καμπτική ροπή σχεδιασμού στην κορυφή $M_{id} = 2.55 \text{ kNm/m}$ (EC6 Παρ. Γ.1)

Εκκεντρότητα $M_{id}/N_{id} = 2.55 / 129.49 = 0.01969 \text{ m} = 0.03 \times (\text{πάχος τοίχου})$ (EC6 Παραρτ. Γ.1)

Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he} = 0.00069 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef} / 450 = 2.32 / 450 = 0.00517 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)

Εκκεντρότητα στην κορυφή $e_e = M_{id}/N_{id} + e_{he} + e_i = 0.01969 + 0.00069 + 0.00517 = 0.02555 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)

Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e = 0.05t = 0.05 \times 0.70 = 0.03500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)

Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή $\Phi_i = 1 - 2e_e/t = 1 - 2 \times 0.03500 / 0.70 = 0.90$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.70 \times 11.38 / 1.67 = 4300.5 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)

$N_{ed} = 129.5 \leq 4300.5 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_{md}=(1.00 \times 213.3 + 0.30 \times 3.6) / 1.40 = 153.14 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $s_{edo} = 0.001 \times 153.14 / 0.70 = 0.219 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου στο μεσαίο πέμπτο $M_{md}/N_{md} = 0.20 \times 0.01969 \times 129.5 / 153.1 = 0.00333 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00035 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα $e_a = h_{ef} / 450 = 2.32 / 450 = 0.00517 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)

Εκκεντρότητα φορτίων $e_m = M_{md}/N_{md} + e_{hm} + e_a = 0.00333 + 0.00035 + 0.00517 = 0.00884 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.7)

Η λυγηρότητα είναι $3.32 \leq 15$, εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$ (EC6 §6.1.2.2(2))

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο $e_m = e_m + e_k = 0.00884 + 0.00000 = 0.00884 \text{ m}$ (EC6, εξ.6.7)

Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_m = 0.05t = 0.05 \times 0.70 = 0.03500 \text{ m}$ (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 $N_{rd} = \Phi_m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.70 \times 11.38 / 1.67 = 4292.1 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)

$N_{ed} = 153.1 \leq 4292.1 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στη βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_{id}=(1.00 \times 263.0 + 0.30 \times 3.6) / 1.40 = 188.63 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $s_{edo} = 0.001 \times 188.63 / 0.70 = 0.269 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_{id}/N_{id} = 0.01969 \times 129.5 / 188.6 = 0.01352 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he} = 0.00069 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef} / 450 = 2.32 / 450 = 0.00517 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)

Εκκεντρότητα στην βάση $e_e = M_{id}/N_{id} + e_{he} + e_i = 0.01352 + 0.00069 + 0.00517 = 0.01937 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)

Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e = 0.05t = 0.05 \times 0.70 = 0.03500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)

Μειωτικός συντελεστής στην βάση $\Phi_i = 1 - 2e_e/t = 1 - 2 \times 0.03500 / 0.70 = 0.90$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.70 \times 11.38 / 1.67 = 4300.5 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)

Κατακόρυφη θλιπτική τάση από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\max s_n = -1.538 \text{ N/mm}^2$

Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{ed} = 1000 \times 0.70 \times 1.538 = 1076.8 \text{ kN/m}$

$N_{ed} = 1076.8 \leq 4300.5 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος σε διάτμηση, Φόρτιση 1.00xg+0.30xq+Σεισμός (EC6, §6.2)

$V_{ed} = 262.2 \text{ kN}$, $\tau_{\max} = 0.420 \text{ N/mm}^2$, $s_d = 0.355 \text{ N/mm}^2$, $L_c = 1.05 \text{ m}$

Χαρακτηριστική διατμητική αντοχή $f_{vk} = f_{vko} + 0.4x_{fd}$ (EC6 §3.6.2)

$f_{vk} = 0.150 + 0.40 \times 0.355 = 0.292 \text{ N/mm}^2$, $\max f_{vk} = 1.000 \text{ N/mm}^2$, $f_{vk} = 0.292 \text{ N/mm}^2$ (EC6 εξ.3.5)

Τιμή σχεδιασμού αντοχής έναντι τέμνουσας $V_{rd} = f_{vk} \cdot t \cdot L_c / \gamma_M$ (EC6 §6.2, εξ.6.13)

$V_{rd} = 1000 \times 0.292 \times 0.70 \times 1.05 / 1.67 = 128.8 \text{ kN}$

$V_{ed} = 262.2 \text{ kN} > 128.8 \text{ kN} = V_{rd}$. (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 $s_{d\max} = 0.392 \text{ N/mm}^2$

Η μέγιστη αυτή τάση 0.392 N/mm^2 είναι $\leq f_k / \gamma_M = 11.377 / 2.5 = 4.551 \text{ N/mm}^2$

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 70x20 [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 = 0.355 mm

Οριζόντια μετατόπιση λόγω παραμόρφωσης οριζοντίου διαφράγματος= 0.000 mm

Καμπτική ροπή σχεδιασμού $Med = \delta \cdot E \cdot bt^3 / (4H^2)$, $Med = (1000) \times 0.355 \times 11.38 \times 0.700^3 / (4 \times 3.25^2) = 32.79 \text{ kNm/m}$
 $f_{xk1} = 0.10 \text{ N/mm}^2$, $f_{xd1} = 0.10 / 2.50 = 0.040 \text{ N/mm}^2$

$\sigma_d = 0.001 \times 263.0 / (0.70 \times 1.40) \leq 0.2 f_d = 0.2 \times 11.38 / 2.50$, $\sigma_d = 0.268 \text{ N/mm}^2$ (EC6, (6.16))

Ροπή καμπτικής αντοχής $M_{rd} = (f_{xd1} + \sigma_d) t^2 / 6 = (0.040 + 0.268) \times 0.700^2 / 6 = 25.15 \text{ kNm/m}$ (EC6, (6.15))

Med = 32.79 kN > 25.15 kN = M_{rd} , ο έλεγχος ΔΕΝ ικανοποιείται

Ελεγχος σε οριζόντια εκτός επιπέδου τοίχου φορτία λόγω ανέμου (EC6, §6.3, Annex E)

Φορτίο ανέμου $W_{ed} = G_k + 1.50 W$, $W = C_{pe} \times 1.25 = 0.80 \times 1.25 = 1.00 \text{ kN/m}^2$, $1.50 W = 1.50 \times 1.00 = 1.50 \text{ kN/m}^2$

$H/L = 3.25 / 1.40 = 2.32$, $\mu = f_{xk1} / f_{xk2} = 1$, $\alpha_1 = \mu \alpha_2$, $\alpha_2 = 0.071$ (Annex E, Tab E)

Καμπτική ροπή σχεδιασμού $Med = \alpha_1 \cdot W_{ed} \cdot L^2$, $Med = 0.071 \times 1.50 \times 1.40^2 = 0.21 \text{ kNm/m}$

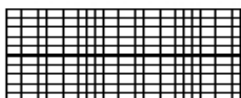
$Med = 0.21 \text{ kN} < 25.15 \text{ kN} = M_{rd}$, ο έλεγχος ικανοποιείται

Ισόγειο

T5

Διαστάσεις μήκος=9.50m, ύψος=3.25m, πάχος=0.70m

Λιθοδομή 0.70



Δομικό σύστημα : Αοπλη τοιχοποιία (Ευρωκ.8, §9.3, T.9.1)

Κατηγορία κατασκευής : 3 (EC6, §2.4.3, Παρ. Α)

Κατηγορία ελέγχου παραγωγής λιθοσωμάτων : II (EC6 §3.1.1)

Θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας: $f_k = 11.38 \text{ N/mm}^2$ (EC6 §3.6.1.2)

Διατμητική αντοχή τοιχοποιίας: $f_{vko} = 0.15 \text{ N/mm}^2$ (EC6 §3.6.2)

Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού: $\gamma_M = 2.50$ (EC6, §2.4.3)

Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού με σεισμό: $\gamma_M = (2/3) \times 2.50 (>= 1.50) = 1.67$ (Ευρωκ-8, §9.6(3))

Μήκος λυγισμού τοίχου $h_{ef} = \rho x h = 0.75 \times 3.10 = 2.32 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.2)

Λυγηρότητα $\lambda = h_{ef} / t_{ef} = 2.32 / 0.70 = 3.32 \leq 27$ εντάξει (EC6, §5.5.1.4)

Απαιτήσεις Εθνικού κειμένου εφαρμογής Ευρωκώδικα και Ευρωκώδικα 8 §9.3

Τοιχοποιία Αοπλη με φυσικούς λίθους.

Πάχος τοίχου= 0.700 $\geq 0.400 \text{ m}$ (εντάξει)

Λυγηρότητα $\lambda = 3.32 \leq 9$ (εντάξει)

L/h πεσσών: $9.50 / 3.25 = 2.92 > 0.50$, δεκτό

Ελεγχος σε κατακόρυφο φορτίο, Φόρτιση 1.35xg+1.50xq (EC6, §6.1)

Ελεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_{id} = (1.35 \times 1294.6 + 1.50 \times 51.1) / 9.50 = 192.04 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{edo} = 0.001 \times 192.04 / 0.70 = 0.274 \text{ N/mm}^2$

Γίνεται μείωση της εκκεντρότητας κατά $(1 - k/4) = 1.00$ (EC6 Παραρτ. Γ(3))

Καμπτική ροπή σχεδιασμού στην κορυφή $M_{id} = 6.64 \text{ kNm/m}$ (EC6 Παρ. Γ.1)

Εκκεντρότητα $M_{id} / N_{id} = 6.64 / 192.04 = 0.03459 \text{ m} = 0.05 \times (\text{πάχος τοίχου})$ (EC6 Παραρτ. Γ.1)

Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he} = 0.00000 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef} / 450 = 2.32 / 450 = 0.00517 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)

Εκκεντρότητα στην κορυφή $e_e = M_{id} / N_{id} + e_{he} + e_i = 0.03459 + 0.00000 + 0.00517 = 0.03975 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)

Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e = 0.05 t = 0.05 \times 0.70 = 0.03500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)

Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή $\phi_i = 1 - 2e_e / t = 1 - 2 \times 0.03975 / 0.70 = 0.89$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.89 \times 0.70 \times 11.38 / 2.50 = 2835.1 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)

$N_{ed} = 192.0 < 2835.1 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_{md}=(1.35 \times 1519.4 + 1.50 \times 51.1) / 9.50 = 223.98 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $s_{edo} = 0.001 \times 223.98 / 0.70 = 0.320 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στο μεσαίο πέμπτο $M_{md}/N_{md} = 0.20 \times 0.03459 \times 192.0 / 224.0 = 0.00593 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00000 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_a = h_{ef} / 450 = 2.32 / 450 = 0.00517 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα φορτίων $e_m = M_{md}/N_{md} + e_{hm} + e_a = 0.00593 + 0.00000 + 0.00517 = 0.01110 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.7)
 Η λυγηρότητα είναι $3.32 \leq 15$, εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$ (EC6 §6.1.2.2(2))
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο $e_m = e_m + e_k = 0.01110 + 0.00000 = 0.01110 \text{ m}$ (EC6, εξ.6.7)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_m = 0.05t = 0.05 \times 0.70 = 0.03500 \text{ m}$ (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 $N_{rd} = \Phi_m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.70 \times 11.38 / 2.50 = 2861.4 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 $N_{ed} = 224.0 \leq 2861.4 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στη βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_{id}=(1.35 \times 1856.5 + 1.50 \times 51.1) / 9.50 = 271.89 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $s_{edo} = 0.001 \times 271.89 / 0.70 = 0.388 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_{id}/N_{id} = 0.03459 \times 192.0 / 271.9 = 0.02443 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he} = 0.00000 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef} / 450 = 2.32 / 450 = 0.00517 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα στην βάση $e_e = M_{id}/N_{id} + e_{he} + e_i = 0.02443 + 0.00000 + 0.00517 = 0.02960 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e = 0.05t = 0.05 \times 0.70 = 0.03500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
 Μειωτικός συντελεστής στην βάση $\Phi_i = 1 - 2e_e/t = 1 - 2 \times 0.02960 / 0.70 = 0.90$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.70 \times 11.38 / 2.50 = 2867.0 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 Κατακόρυφη θλιπτική τάση από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\max s_{cp} = -0.443 \text{ N/mm}^2$
 Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{ed} = 1000 \times 0.70 \times 0.443 = 309.9 \text{ kN/m}$
 $N_{ed} = 309.9 \leq 2867.0 = N_{rd}$ 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 $N_{id}=(1.00 \times 1294.6 + 0.30 \times 51.1) / 9.50 = 137.89 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $s_{edo} = 0.001 \times 137.89 / 0.70 = 0.197 \text{ N/mm}^2$
 Γίνεται μείωση της εκκεντρότητας κατά $(1 - k/4) = 1.00$ (EC6 Παραρτ. Γ(3))
 Καμπτική ροπή σχεδιασμού στην κορυφή $M_{id} = 3.89 \text{ kNm/m}$ (EC6 Παρ. Γ.1)
 Εκκεντρότητα $M_{id}/N_{id} = 3.89 / 137.89 = 0.02823 \text{ m} = 0.04x$ (πάχος τοίχου) (EC6 Παραρτ. Γ.1)
 Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he} = 0.00069 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef} / 450 = 2.32 / 450 = 0.00517 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα στην κορυφή $e_e = M_{id}/N_{id} + e_{he} + e_i = 0.02823 + 0.00069 + 0.00517 = 0.03409 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e = 0.05t = 0.05 \times 0.70 = 0.03500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
 Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή $\Phi_i = 1 - 2e_e/t = 1 - 2 \times 0.03409 / 0.70 = 0.90$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.70 \times 11.38 / 1.67 = 4300.5 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 $N_{ed} = 137.9 \leq 4300.5 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_{md}=(1.00 \times 1519.4 + 0.30 \times 51.1) / 9.50 = 161.55 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $s_{edo} = 0.001 \times 161.55 / 0.70 = 0.231 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στο μεσαίο πέμπτο $M_{md}/N_{md} = 0.20 \times 0.02823 \times 137.9 / 161.5 = 0.00482 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00035 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_a = h_{ef} / 450 = 2.32 / 450 = 0.00517 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα φορτίων $e_m = M_{md}/N_{md} + e_{hm} + e_a = 0.00482 + 0.00035 + 0.00517 = 0.01033 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.7)
 Η λυγηρότητα είναι $3.32 \leq 15$, εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$ (EC6 §6.1.2.2(2))
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο $e_m = e_m + e_k = 0.01033 + 0.00000 = 0.01033 \text{ m}$ (EC6, εξ.6.7)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_m = 0.05t = 0.05 \times 0.70 = 0.03500 \text{ m}$ (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 $N_{rd} = \Phi_m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.70 \times 11.38 / 1.67 = 4292.1 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 $N_{ed} = 161.5 \leq 4292.1 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στη βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_{id} = (1.00 \times 1856.5 + 0.30 \times 51.1) / 9.50 = 197.03 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{ed0} = 0.001 \times 197.03 / 0.70 = 0.281 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $Mid/N_{id} = 0.02823 \times 137.9 / 197.0 = 0.01976 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he} = 0.00069 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef} / 450 = 2.32 / 450 = 0.00517 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα στην βάση $e_e = Mid/N_{id} + e_{he} + e_i = 0.01976 + 0.00069 + 0.00517 = 0.02561 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e = 0.05t = 0.05 \times 0.70 = 0.03500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
 Μειωτικός συντελεστής στην βάση $\phi_i = 1 - 2e_e/t = 1 - 2 \times 0.02561 / 0.70 = 0.90$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.70 \times 11.38 / 1.67 = 4300.5 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 Κατακόρυφη θλιπτική τάση από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma_n = -0.965 \text{ N/mm}^2$
 Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{ed} = 1000 \times 0.70 \times 0.965 = 675.7 \text{ kN/m}$
 $N_{ed} = 675.7 < 4300.5 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος σε διάτμηση, φόρτιση 1.00κγ+0.30κγ+Σεισμός (EC6, §6.2)

$V_{ed} = 1826.3 \text{ kN}$, $\tau_{\max} = 0.366 \text{ N/mm}^2$, $\sigma_d = 0.328 \text{ N/mm}^2$, $L_c = 7.13 \text{ m}$
 Χαρακτηριστική διατμητική αντοχή $f_{vk} = f_{vko} + 0.4 \times f_d$ (EC6 §3.6.2)
 $f_{vk} = 0.150 + 0.40 \times 0.328 = 0.281 \text{ N/mm}^2$, $\max f_{vk} = 1.000 \text{ N/mm}^2$, $f_{vk} = 0.281 \text{ N/mm}^2$ (EC6 εξ.3.5)
 Τιμή σχεδιασμού αντοχής έναντι τέμνουσας $V_{rd} = f_{vk} \cdot t \cdot L_c / \gamma_M$ (EC6 §6.2, εξ.6.13)
 $V_{rd} = 1000 \times 0.281 \times 0.70 \times 7.13 / 1.67 = 841.4 \text{ kN}$
 $V_{ed} = 1826.3 \text{ kN} > 841.4 \text{ kN} = V_{rd}$. (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 $\sigma_{d\max} = 0.522 \text{ N/mm}^2$
 Η μέγιστη αυτή τάση 0.522 N/mm^2 είναι $\leq f_k / \gamma_M = 11.377 / 2.5 = 4.551 \text{ N/mm}^2$
 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 70x20 [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 = 0.692 mm
 Οριζόντια μετατόπιση λόγω παραμόρφωσης οριζοντίου διαφράγματος = 0.000 mm
 Καμπτική ροπή σχεδιασμού $M_{ed} = \delta \cdot E \cdot b t^3 / (4H^2)$, $M_{ed} = (1000) \times 0.692 \times 11.38 \times 0.700^3 / (4 \times 3.25^2) = 63.87 \text{ kNm/m}$
 $f_{xk1} = 0.10 \text{ N/mm}^2$, $f_{xd1} = 0.10 / 2.50 = 0.040 \text{ N/mm}^2$
 $\sigma_d = 0.001 \times 1856.5 / (0.70 \times 9.50) \leq 0.2 f_d = 0.2 \times 11.38 / 2.50$, $\sigma_d = 0.279 \text{ N/mm}^2$ (EC6, (6.16)
 Ροπή καμπτικής αντοχής $M_{rd} = (f_{xd1} + \sigma_d) t^2 / 6 = (1000) \times (0.040 + 0.279) \times 0.700^2 / 6 = 26.05 \text{ kNm/m}$ (EC6, (6.15)
 $M_{ed} = 63.87 \text{ kN} > 26.05 \text{ kN} = M_{rd}$, ο έλεγχος ΔΕΝ ικανοποιείται

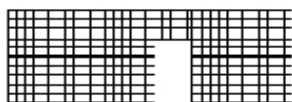
Ελεγχος σε οριζόντια εκτός επιπέδου τοίχου φορτία λόγω ανέμου (EC6, §6.3, Annex E)

Φορτίο ανέμου $W_{ed} = G_k + 1.50W$, $W = C_{pe} \times 1.25 = 0.80 \times 1.25 = 1.00 \text{ kN/m}^2$, $1.50W = 1.50 \times 1.00 = 1.50 \text{ kN/m}^2$
 $H/L = 3.25 / 9.50 = 0.34$, $\mu = f_{xk1} / f_{xk2} = 1$, $\alpha_1 = \mu \alpha_2$, $\alpha_2 = 0.010$ (Annex E, Tab E)
 Καμπτική ροπή σχεδιασμού $M_{ed} = \alpha_1 \cdot W_{ed} \cdot L^2$, $M_{ed} = 0.010 \times 1.50 \times 9.50^2 = 1.35 \text{ kNm/m}$
 $M_{ed} = 1.35 \text{ kN} < 26.05 \text{ kN} = M_{rd}$, ο έλεγχος ικανοποιείται

Ελεγχοι αντοχής τοίχων

Ισόγειο

T6



Διαστάσεις μήκος=11.50m, ύψος=3.25m, πάχος=0.70m
Λιθοδομή 0.70

Δομικό σύστημα : Αοπλη τοιχοποιία (Ευρωκ.8, §9.3, Τ.9.1)

Κατηγορία κατασκευής :3 (EC6, §2.4.3, Παρ. Α)

Κατηγορία ελέγχου παραγωγής λιθοσωμάτων :II (EC6 §3.1.1)

Θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας: $f_k=11.38 \text{ N/mm}^2$ (EC6 §3.6.1.2)

Διατμητική αντοχή τοιχοποιίας: $f_{vko}= 0.15 \text{ N/mm}^2$ (EC6 §3.6.2)

Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού: $\gamma_M=2.50$ (EC6, §2.4.3)

Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού με σεισμό: $\gamma_M=(2/3)\times 2.50 (>=1.50)=1.67$ (Ευρωκ-8, §9.6(3))

Μήκος λυγισμού τοίχου $h_{ef}=\rho x h= 0.75\times 3.10= 2.32 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.2)

Λυγηρότητα $\lambda=h_{ef}/t_{ef}=2.32/0.70= 3.32\leq 27$ εντάξει (EC6, §5.5.1.4)

Απαιτήσεις Εθνικού κειμένου εφαρμογής Ευρωκώδικα και Ευρωκώδικα 8 §9.3

Τοιχοποιία Αοπλη με φυσικούς λίθους.

Πάχος τοίχου= 0.700 $\geq 0.400 \text{ m}$ (εντάξει)

Λυγηρότητα $\lambda= 3.32\leq 9$ (εντάξει)

L/h πεσσών: $5.93/2.20=2.70>0.50$, $4.07/2.20=1.85>0.50$ δεκτό

Ελεγχος σε κατακόρυφο φορτίο, φόρτιση 1.35κγ+1.50κγ (EC6, §6.1)

Ελεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_{id}=(1.35\times 1696.3+1.50\times 150.9)/11.50=218.81\text{kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{edo}=0.001\times 218.81/0.70=0.313\text{N/mm}^2$

Γίνεται μείωση της εκκεντρότητας κατά $(1-k/4)=1.00$ (EC6 Παραρτ. Γ(3))

Καμπτική ροπή σχεδιασμού στην κορυφή $M_{id}= 4.98 \text{ kNm/m}$ (EC6 Παρ. Γ.1)

Εκκεντρότητα $M_{id}/N_{id}= 4.98/218.81= 0.02276 \text{ m} = 0.03\times(\text{πάχος τοίχου})$ (EC6 Παραρτ. Γ.1)

Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he}= 0.00000\text{m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i=h_{ef}/450=2.32/450= 0.00517\text{m}$ (EC6, §5.5.1.1)

Εκκεντρότητα στην κορυφή $e_e=M_{id}/N_{id}+e_{he}+e_i=0.02276+0.00000+0.00517= 0.02793\text{m}$ (EC6 εξ.6.5)

Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e=0.05t=0.05\times 0.70= 0.03500\text{m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)

Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή $\phi_i=1-2e_e/t=1-2\times 0.03500/0.70= 0.90$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd}=\phi_i.t.f_k/\gamma_M=1000\times 0.90\times 0.70\times 11.38/2.50=2867.0\text{kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)

$N_{ed}= 218.8 \leq 2867.0=N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_{md}=(1.35\times 1944.4+1.50\times 150.9)/10.00=285.13\text{kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{edo}=0.001\times 285.13/0.70=0.407\text{N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου στο μεσαίο πέμπτο $M_{md}/N_{md}=0.20\times 0.02276\times 218.8/285.1=0.00349 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm}= 0.00000\text{m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα $e_a=h_{ef}/450=2.32/450= 0.00517\text{m}$ (EC6, §5.5.1.1)

Εκκεντρότητα φορτίων $e_m=M_{md}/N_{md}+e_{hm}+e_a=0.00349+0.00000+0.00517= 0.00866\text{m}$ (EC6 εξ.6.7)

Η λυγηρότητα είναι $3.32\leq 15$, εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k=0$ (EC6 §6.1.2.2(2))

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο $e_m=e_m+e_k=0.00866+0.00000= 0.00866 \text{ m}$ (EC6, εξ.6.7)

Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_m=0.05t=0.05\times 0.70= 0.03500\text{m}$ (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 $N_{rd}=\phi_m.t.f_k/\gamma_M=1000\times 0.90\times 0.70\times 11.38/2.50=2861.4\text{kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)

$N_{ed}= 285.1 \leq 2861.4=N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στη βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_{id}=(1.35\times 2316.5+1.50\times 150.9)/10.00=335.36\text{kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{edo}=0.001\times 335.36/0.70=0.479\text{N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_{id}/N_{id}=0.02276\times 218.8/335.4= 0.01485 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he}= 0.00000\text{m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i=h_{ef}/450=2.32/450= 0.00517\text{m}$ (EC6, §5.5.1.1)

Εκκεντρότητα στην βάση $e_e=M_{id}/N_{id}+e_{he}+e_i=0.01485+0.00000+0.00517= 0.02002\text{m}$ (EC6 εξ.6.5)

Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e=0.05t=0.05\times 0.70= 0.03500\text{m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)

Μειωτικός συντελεστής στην βάση $\phi_i=1-2e_e/t=1-2\times 0.03500/0.70= 0.90$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd}=\phi_i.t.f_k/\gamma_M=1000\times 0.90\times 0.70\times 11.38/2.50=2867.0\text{kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)

Κατακόρυφη θλιπτική τάση από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma_n= -0.766\text{N/mm}^2$

Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{ed}=1000\times 0.70\times 0.766= 535.9 \text{ kN/m}$

$N_{ed}= 535.9 \leq 2867.0=N_{rd}$ 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 $N_{id}=(1.00 \times 1696.3 + 0.30 \times 150.9) / 11.50 = 151.44 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{ed0} = 0.001 \times 151.44 / 0.70 = 0.216 \text{ N/mm}^2$

Γίνεται μείωση της εκκεντρότητας κατά $(1-k/4) = 1.00$ (EC6 Παραρτ. Γ(3))

Καμπτική ροπή σχεδιασμού στην κορυφή $M_{id} = 2.92 \text{ kNm/m}$ (EC6 Παρ. Γ.1)

Εκκεντρότητα $M_{id}/N_{id} = 2.92 / 151.44 = 0.01928 \text{ m} = 0.03 \times (\text{πάχος τοίχου})$ (EC6 Παραρτ. Γ.1)

Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he} = 0.00069 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef} / 450 = 2.32 / 450 = 0.00517 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)

Εκκεντρότητα στην κορυφή $e_e = M_{id}/N_{id} + e_{he} + e_i = 0.01928 + 0.00069 + 0.00517 = 0.02514 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)

Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e = 0.05t = 0.05 \times 0.70 = 0.03500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)

Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή $\Phi_i = 1 - 2e_e/t = 1 - 2 \times 0.03500 / 0.70 = 0.90$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.70 \times 11.38 / 1.67 = 4300.5 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)

$N_{ed} = 151.4 \leq 4300.5 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_{md} = (1.00 \times 1944.4 + 0.30 \times 150.9) / 10.00 = 198.96 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{ed0} = 0.001 \times 198.96 / 0.70 = 0.284 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου στο μεσαίο πέμπτο $M_{md}/N_{md} = 0.20 \times 0.01928 \times 151.4 / 199.0 = 0.00294 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00035 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα $e_a = h_{ef} / 450 = 2.32 / 450 = 0.00517 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)

Εκκεντρότητα φορτίων $e_m = M_{md}/N_{md} + e_{hm} + e_a = 0.00294 + 0.00035 + 0.00517 = 0.00845 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.7)

Η λυγηρότητα είναι $3.32 \leq 15$, εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$ (EC6 §6.1.2.2(2))

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο $e_m = e_m + e_k = 0.00845 + 0.00000 = 0.00845 \text{ m}$ (EC6, εξ.6.7)

Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_m = 0.05t = 0.05 \times 0.70 = 0.03500 \text{ m}$ (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 $N_{rd} = \Phi_m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.70 \times 11.38 / 1.67 = 4292.1 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)

$N_{ed} = 199.0 \leq 4292.1 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στη βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_{id} = (1.00 \times 2316.5 + 0.30 \times 150.9) / 10.00 = 236.18 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{ed0} = 0.001 \times 236.18 / 0.70 = 0.337 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_{id}/N_{id} = 0.01928 \times 151.4 / 236.2 = 0.01236 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he} = 0.00069 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef} / 450 = 2.32 / 450 = 0.00517 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)

Εκκεντρότητα στην βάση $e_e = M_{id}/N_{id} + e_{he} + e_i = 0.01236 + 0.00069 + 0.00517 = 0.01822 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)

Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e = 0.05t = 0.05 \times 0.70 = 0.03500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)

Μειωτικός συντελεστής στην βάση $\Phi_i = 1 - 2e_e/t = 1 - 2 \times 0.03500 / 0.70 = 0.90$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.70 \times 11.38 / 1.67 = 4300.5 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)

Κατακόρυφη θλιπτική τάση από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma_n = -1.728 \text{ N/mm}^2$

Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{ed} = 1000 \times 0.70 \times 1.728 = 1209.8 \text{ kN/m}$

$N_{ed} = 1209.8 \leq 4300.5 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος σε διάτμηση, Φόρτιση 1.00xg+0.30xq+Σεισμός (EC6, §6.2)

$V_{ed} = 3419.6 \text{ kN}$, $\tau_{\max} = 0.818 \text{ N/mm}^2$, $\sigma_d = 0.391 \text{ N/mm}^2$, $L_c = 8.63 \text{ m}$

Χαρακτηριστική διατμητική αντοχή $f_{vk} = f_{vko} + 0.4x_{fd}$ (EC6 §3.6.2)

$f_{vk} = 0.150 + 0.40 \times 0.391 = 0.306 \text{ N/mm}^2$, $\max f_{vk} = 1.000 \text{ N/mm}^2$, $f_{vk} = 0.306 \text{ N/mm}^2$ (EC6 εξ.3.5)

Τιμή σχεδιασμού αντοχής έναντι τέμνουσας $V_{rd} = f_{vk} \cdot t \cdot L_c / \gamma_M$ (EC6 §6.2, εξ.6.13)

$V_{rd} = 1000 \times 0.306 \times 0.70 \times 8.63 / 1.67 = 1110.2 \text{ kN}$

$V_{ed} = 3419.6 \text{ kN} > 1110.2 \text{ kN} = V_{rd}$. (EC6 §6.2)

Δεν 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 70x20 [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 = 0.355 mm

Οριζόντια μετατόπιση λόγω παραμόρφωσης οριζοντίου διαφράγματος= 0.000 mm

Καμπτική ροπή σχεδιασμού $M_{ed} = \delta \cdot E \cdot bt^3 / (4H^2)$, $M_{ed} = (1000) \times 0.355 \times 11.38 \times 0.700^3 / (4 \times 3.25^2) = 32.79 \text{ kNm/m}$
 $f_{xk1} = 0.10 \text{ N/mm}^2$, $f_{xd1} = 0.10 / 2.50 = 0.040 \text{ N/mm}^2$

$\sigma_d = 0.001 \times 2316.5 / (0.70 \times 11.50) \leq 0.2 f_d = 0.2 \times 11.38 / 2.50$, $\sigma_d = 0.288 \text{ N/mm}^2$ (EC6, (6.16))

Ροπή καμτικής αντοχής $M_{rd} = (f_{xd1} + \sigma_d) t^2 / 6 = (1000) \times (0.040 + 0.288) \times 0.700^2 / 6 = 26.79 \text{ kNm/m}$ (EC6, (6.15))

$M_{ed} = 32.79 \text{ kN} > 26.79 \text{ kN} = M_{rd}$, ο έλεγχος ΔΕΝ ικανοποιείται

Ελεγχος σε οριζόντια εκτός επιπέδου τοίχου φορτία λόγω ανέμου (EC6, §6.3, Annex E)

Φορτίο ανέμου $W_{ed} = G_k + 1.50W$, $W = C_{pe} x 1.25 = 0.80 \times 1.25 = 1.00 \text{ kN/m}^2$, $1.50W = 1.50 \times 1.00 = 1.50 \text{ kN/m}^2$

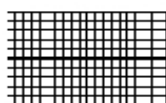
$H/L = 3.25 / 11.50 = 0.28$, $\mu = f_{xk1} / f_{xk2} = 1$, $\alpha_1 = \mu \alpha_2$, $\alpha_2 = 0.008$ (Annex E, Tab E)

Καμπτική ροπή σχεδιασμού $M_{ed} = \alpha_1 \cdot W_{ed} \cdot L^2$, $M_{ed} = 0.008 \times 1.50 \times 11.50^2 = 1.59 \text{ kNm/m}$

$M_{ed} = 1.59 \text{ kN} < 26.79 \text{ kN} = M_{rd}$, ο έλεγχος ικανοποιείται

Ισόγειο

T8



Διαστάσεις μήκος=6.50m, ύψος=3.25m, πάχος=0.70m

Λιθοδομή 0.70

Δομικό σύστημα : Αοπλη τοιχοποιία (Ευρωκ.8, §9.3, T.9.1)

Κατηγορία κατασκευής :3 (EC6, §2.4.3, Παρ. Α)

Κατηγορία ελέγχου παραγωγής λιθοσωμάτων :II (EC6 §3.1.1)

Θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας: $f_{k1} = 11.38 \text{ N/mm}^2$ (EC6 §3.6.1.2)

Διατμητική αντοχή τοιχοποιίας: $f_{vk0} = 0.15 \text{ N/mm}^2$ (EC6 §3.6.2)

Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού: $\gamma_M = 2.50$ (EC6, §2.4.3)

Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού με σεισμό: $\gamma_M = (2/3) \times 2.50 (>= 1.50) = 1.67$ (Ευρωκ-8, §9.6(3))

Μήκος λυγισμού τοίχου $h_{ef} = r \cdot h = 0.75 \times 3.10 = 2.32 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.2)

Λυγηρότητα $\lambda = h_{ef} / t_{ef} = 2.32 / 0.70 = 3.32 \leq 27$ εντάξει (EC6, §5.5.1.4)

Απαιτήσεις Εθνικού κειμένου εφαρμογής Ευρωκώδικα και Ευρωκώδικα 8 §9.3

Τοιχοποιία Αοπλη με φυσικούς λίθους.

Πάχος τοίχου= 0.700 $\geq 0.400 \text{ m}$ (εντάξει)

Λυγηρότητα $\lambda = 3.32 \leq 9$ (εντάξει)

L/h πεσσών: $6.50 / 3.25 = 2.00 > 0.50$, δεκτό

Ελεγχος σε κατακόρυφο φορτίο, Φόρτιση 1.35κγ+1.50κρ (EC6, §6.1)

Ελεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_{id} = (1.35 \times 954.4 + 1.50 \times 58.1) / 6.50 = 211.63 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{ed0} = 0.001 \times 211.63 / 0.70 = 0.302 \text{ N/mm}^2$

Γίνεται μείωση της εκκεντρότητας κατά $(1-k/4) = 1.00$ (EC6 Παραρτ. Γ(3))

Καμπτική ροπή σχεδιασμού στην κορυφή $M_{id} = 12.41 \text{ kNm/m}$ (EC6 Παρ. Γ.1)

Εκκεντρότητα $M_{id} / N_{id} = 12.41 / 211.63 = 0.05862 \text{ m} = 0.08 \times (\text{πάχος τοίχου})$ (EC6 Παραρτ. Γ.1)

Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he} = 0.00000 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef} / 450 = 2.32 / 450 = 0.00517 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)

Εκκεντρότητα στην κορυφή $e_e = M_{id} / N_{id} + e_{he} + e_i = 0.05862 + 0.00000 + 0.00517 = 0.06378 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)

Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e = 0.05t = 0.05 \times 0.70 = 0.03500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)

Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή $\phi_i = 1 - 2e_e / t = 1 - 2 \times 0.06378 / 0.70 = 0.82$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.82 \times 0.70 \times 11.38 / 2.50 = 2612.2 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)

$N_{ed} = 211.6 \leq 2612.2 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_{md}=(1.35 \times 1108.2 + 1.50 \times 58.1) / 6.50 = 243.57 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{edo} = 0.001 \times 243.57 / 0.70 = 0.348 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στο μεσαίο πέμπτο $M_{md}/N_{md} = 0.20 \times 0.05862 \times 211.6 / 243.6 = 0.01019 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00000 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_a = h_{ef} / 450 = 2.32 / 450 = 0.00517 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα φορτίων $e_m = M_{md}/N_{md} + e_{hm} + e_a = 0.01019 + 0.00000 + 0.00517 = 0.01535 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.7)
 Η λυγηρότητα είναι $3.32 \leq 15$, εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$ (EC6 §6.1.2.2(2))
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο $e_m = e_m + e_k = 0.01535 + 0.00000 = 0.01535 \text{ m}$ (EC6, εξ.6.7)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_m = 0.05t = 0.05 \times 0.70 = 0.03500 \text{ m}$ (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 $N_{rd} = \Phi_m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.70 \times 11.38 / 2.50 = 2861.4 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 $N_{ed} = 243.6 \leq 2861.4 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στη βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_{id}=(1.35 \times 1338.9 + 1.50 \times 58.1) / 6.50 = 291.49 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{edo} = 0.001 \times 291.49 / 0.70 = 0.416 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_{id}/N_{id} = 0.05862 \times 211.6 / 291.5 = 0.04256 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he} = 0.00000 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef} / 450 = 2.32 / 450 = 0.00517 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα στην βάση $e_e = M_{id}/N_{id} + e_{he} + e_i = 0.04256 + 0.00000 + 0.00517 = 0.04772 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e = 0.05t = 0.05 \times 0.70 = 0.03500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
 Μειωτικός συντελεστής στην βάση $\Phi_i = 1 - 2e_e/t = 1 - 2 \times 0.04772 / 0.70 = 0.86$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.86 \times 0.70 \times 11.38 / 2.50 = 2739.6 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 Κατακόρυφη θλιπτική τάση από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma_n = -0.450 \text{ N/mm}^2$
 Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{ed} = 1000 \times 0.70 \times 0.450 = 315.1 \text{ kN/m}$
 $N_{ed} = 315.1 \leq 2739.6 = N_{rd}$ 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 $N_{id}=(1.00 \times 954.4 + 0.30 \times 58.1) / 6.50 = 149.51 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{edo} = 0.001 \times 149.51 / 0.70 = 0.214 \text{ N/mm}^2$
 Γίνεται μείωση της εκκεντρότητας κατά $(1 - k/4) = 1.00$ (EC6 Παραρτ. Γ(3))
 Καμπτική ροπή σχεδιασμού στην κορυφή $M_{id} = 7.27 \text{ kNm/m}$ (EC6 Παρ. Γ.1)
 Εκκεντρότητα $M_{id}/N_{id} = 7.27 / 149.51 = 0.04865 \text{ m} = 0.07 \times (\text{πάχος τοίχου})$ (EC6 Παραρτ. Γ.1)
 Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he} = 0.00069 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef} / 450 = 2.32 / 450 = 0.00517 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα στην κορυφή $e_e = M_{id}/N_{id} + e_{he} + e_i = 0.04865 + 0.00069 + 0.00517 = 0.05450 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e = 0.05t = 0.05 \times 0.70 = 0.03500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
 Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή $\Phi_i = 1 - 2e_e/t = 1 - 2 \times 0.05450 / 0.70 = 0.84$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.84 \times 0.70 \times 11.38 / 1.67 = 4013.8 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 $N_{ed} = 149.5 \leq 4013.8 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_{md}=(1.00 \times 1108.2 + 0.30 \times 58.1) / 6.50 = 173.17 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{edo} = 0.001 \times 173.17 / 0.70 = 0.247 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στο μεσαίο πέμπτο $M_{md}/N_{md} = 0.20 \times 0.04865 \times 149.5 / 173.2 = 0.00840 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00035 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_a = h_{ef} / 450 = 2.32 / 450 = 0.00517 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα φορτίων $e_m = M_{md}/N_{md} + e_{hm} + e_a = 0.00840 + 0.00035 + 0.00517 = 0.01391 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.7)
 Η λυγηρότητα είναι $3.32 \leq 15$, εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$ (EC6 §6.1.2.2(2))
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο $e_m = e_m + e_k = 0.01391 + 0.00000 = 0.01391 \text{ m}$ (EC6, εξ.6.7)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_m = 0.05t = 0.05 \times 0.70 = 0.03500 \text{ m}$ (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 $N_{rd} = \Phi_m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.70 \times 11.38 / 1.67 = 4292.1 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 $N_{ed} = 173.2 \leq 4292.1 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στη βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_{id} = (1.00 \times 1338.9 + 0.30 \times 58.1) / 6.50 = 208.67 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{ed0} = 0.001 \times 208.67 / 0.70 = 0.298 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $Mid/N_{id} = 0.04865 \times 149.5 / 208.7 = 0.03486 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he} = 0.00069 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef} / 450 = 2.32 / 450 = 0.00517 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα στην βάση $e_e = Mid/N_{id} + e_{he} + e_i = 0.03486 + 0.00069 + 0.00517 = 0.04071 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e = 0.05t = 0.05 \times 0.70 = 0.03500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
 Μειωτικός συντελεστής στην βάση $\phi_i = 1 - 2e_e/t = 1 - 2 \times 0.04071 / 0.70 = 0.88$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.88 \times 0.70 \times 11.38 / 1.67 = 4204.9 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 Κατακόρυφη θλιπτική τάση από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma_n = -1.947 \text{ N/mm}^2$
 Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{ed} = 1000 \times 0.70 \times 1.947 = 1362.9 \text{ kN/m}$
 $N_{ed} = 1362.9 \leq 4204.9 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος σε διάτμηση, φόρτιση 1.00xg+0.30xq+Σεισμός (EC6, §6.2)

$V_{ed} = 2867.9 \text{ kN}$, $\tau_{\max} = 0.912 \text{ N/mm}^2$, $\sigma_d = 0.397 \text{ N/mm}^2$, $L_c = 4.88 \text{ m}$
 Χαρακτηριστική διατμητική αντοχή $f_{vk} = f_{vko} + 0.4 \times f_d$ (EC6 §3.6.2)
 $f_{vk} = 0.150 + 0.40 \times 0.397 = 0.309 \text{ N/mm}^2$, $\max f_{vk} = 1.000 \text{ N/mm}^2$, $f_{vk} = 0.309 \text{ N/mm}^2$ (EC6 εξ.3.5)
 Τιμή σχεδιασμού αντοχής έναντι τέμνουσας $V_{rd} = f_{vk} \cdot t \cdot L_c / \gamma_M$ (EC6 §6.2, εξ.6.13)
 $V_{rd} = 1000 \times 0.309 \times 0.70 \times 4.88 / 1.67 = 632.6 \text{ kN}$
 $V_{ed} = 2867.9 \text{ kN} > 632.6 \text{ kN} = V_{rd}$. (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 $\sigma_{d\max} = 0.520 \text{ N/mm}^2$
 Η μέγιστη αυτή τάση 0.520 N/mm^2 είναι $\leq f_k / \gamma_M = 11.377 / 2.5 = 4.551 \text{ N/mm}^2$
 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 70×20 [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 = 0.350 mm
 Οριζόντια μετατόπιση λόγω παραμόρφωσης οριζοντίου διαφράγματος = 0.000 mm
 Καμπτική ροπή σχεδιασμού $M_{ed} = \delta \cdot E \cdot b t^3 / (4H^2)$, $M_{ed} = (1000) \times 0.350 \times 11.38 \times 0.700^3 / (4 \times 3.25^2) = 32.32 \text{ kNm/m}$
 $f_{xk1} = 0.10 \text{ N/mm}^2$, $f_{xd1} = 0.10 / 2.50 = 0.040 \text{ N/mm}^2$
 $\sigma_d = 0.001 \times 1338.9 / (0.70 \times 6.50) \leq 0.2 f_d = 0.2 \times 11.38 / 2.50$, $\sigma_d = 0.294 \text{ N/mm}^2$ (EC6, (6.16)
 Ροπή καμπτικής αντοχής $M_{rd} = (f_{xd1} + \sigma_d) t^2 / 6 = (1000) \times (0.040 + 0.294) \times 0.700^2 / 6 = 27.28 \text{ kNm/m}$ (EC6, (6.15)
 $M_{ed} = 32.32 \text{ kN} > 27.28 \text{ kN} = M_{rd}$, ο έλεγχος ΔΕΝ ικανοποιείται

Ελεγχος σε οριζόντια εκτός επιπέδου τοίχου φορτία λόγω ανέμου (EC6, §6.3, Annex E)

Φορτίο ανέμου $W_{ed} = G_k + 1.50W$, $W = C_{pe} \times 1.25 = 0.80 \times 1.25 = 1.00 \text{ kN/m}^2$, $1.50W = 1.50 \times 1.00 = 1.50 \text{ kN/m}^2$
 $H/L = 3.25 / 6.50 = 0.50$, $\mu = f_{xk1} / f_{xk2} = 1$, $\alpha_1 = \mu \alpha_2$, $\alpha_2 = 0.018$ (Annex E, Tab E)
 Καμπτική ροπή σχεδιασμού $M_{ed} = \alpha_1 \cdot W_{ed} \cdot L^2$, $M_{ed} = 0.018 \times 1.50 \times 6.50^2 = 1.14 \text{ kNm/m}$
 $M_{ed} = 1.14 \text{ kN} \leq 27.28 \text{ kN} = M_{rd}$, ο έλεγχος ικανοποιείται

Ισόγειο

T7

Διαστάσεις μήκος=22.50m, ύψος=3.25m, πάχος=0.70m
Λιθοδομή 0.70



Δομικό σύστημα : Αοπλη τοιχοποιία (Ευρωκ.8, §9.3,Τ.9.1)

Κατηγορία κατασκευής :3 (EC6, §2.4.3, Παρ. Α)

Κατηγορία ελέγχου παραγωγής λιθοσωμάτων :II (EC6 §3.1.1)

Θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας: $f_k=11.38 \text{ N/mm}^2$ (EC6 §3.6.1.2)

Διατμητική αντοχή τοιχοποιίας: $f_{vko}= 0.15 \text{ N/mm}^2$ (EC6 §3.6.2)

Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού: $\gamma_M=2.50$ (EC6, §2.4.3)

Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού με σεισμό: $\gamma_M=(2/3)\times 2.50 (>=1.50)=1.67$ (Ευρωκ-8, §9.6(3))

Μήκος λυγισμού τοίχου $h_{ef}=\rho x h= 0.75\times 3.10= 2.32 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.2)

Λυγηρότητα $\lambda=h_{ef}/t_{ef}=2.32/0.70= 3.32\leq 27$ εντάξει (EC6, §5.5.1.4)

Απαιτήσεις Εθνικού κειμένου εφαρμογής Ευρωκώδικα και Ευρωκώδικα 8 §9.3

Τοιχοποιία Αοπλη με φυσικούς λίθους.

Πάχος τοίχου= 0.700 $\geq 0.400 \text{ m}$ (εντάξει)

Λυγηρότητα $\lambda= 3.32\leq 9$ (εντάξει)

L/h πεσσών: $3.67/2.20=1.67>0.50$, $2.31/2.20=1.05>0.50$, $1.88/2.20=0.86>0.50$ δεκτό

L/h πεσσών: $1.09/1.20=0.91>0.50$, $8.44/1.20=7.04>0.50$ δεκτό

Ελεγχος σε κατακόρυφο φορτίο, φόρτιση 1.35κγ+1.50κγ (EC6, §6.1)

Ελεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_{id}=(1.35\times 3180.6+1.50\times 211.7)/22.50=204.95\text{kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{ed0}=0.001\times 204.95/0.70=0.293\text{N/mm}^2$

Γίνεται μείωση της εκκεντρότητας κατά $(1-k/4)=1.00$ (EC6 Παραρτ. Γ(3))

Καμπτική ροπή σχεδιασμού στην κορυφή $M_{id}= 5.94 \text{ kNm/m}$ (EC6 Παρ. Γ.1)

Εκκεντρότητα $M_{id}/N_{id}= 5.94/204.95= 0.02899 \text{ m} = 0.04\times(\text{πάχος τοίχου})$ (EC6 Παραρτ. Γ.1)

Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he}= 0.00000\text{m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i=h_{ef}/450=2.32/450= 0.00517\text{m}$ (EC6, §5.5.1.1)

Εκκεντρότητα στην κορυφή $e_e=M_{id}/N_{id}+e_{he}+e_i=0.02899+0.00000+0.00517= 0.03415\text{m}$ (EC6 εξ.6.5)

Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e=0.05t=0.05\times 0.70= 0.03500\text{m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)

Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή $\Phi_i=1-2e_e/t=1-2\times 0.03500/0.70= 0.90$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd}=\Phi_i.t.f_k/\gamma_M=1000\times 0.90\times 0.70\times 11.38/2.50=2867.0\text{kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)

$N_{ed}= 204.9 \leq 2867.0=N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_{md}=(1.35\times 3648.8+1.50\times 211.7)/17.40=301.34\text{kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{ed0}=0.001\times 301.34/0.70=0.430\text{N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου στο μεσαίο πέμπτο $M_{md}/N_{md}=0.20\times 0.02899\times 204.9/301.3=0.00394 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm}= 0.00000\text{m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα $e_a=h_{ef}/450=2.32/450= 0.00517\text{m}$ (EC6, §5.5.1.1)

Εκκεντρότητα φορτίων $e_m=M_{md}/N_{md}+e_{hm}+e_a=0.00394+0.00000+0.00517= 0.00911\text{m}$ (EC6 εξ.6.7)

Η λυγηρότητα είναι $3.32\leq 15$, εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k=0$ (EC6 §6.1.2.2(2))

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο $e_m=e_m+e_k=0.00911+0.00000= 0.00911 \text{ m}$ (EC6, εξ.6.7)

Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_m=0.05t=0.05\times 0.70= 0.03500\text{m}$ (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 $N_{rd}=\Phi_m.t.f_k/\gamma_M=1000\times 0.90\times 0.70\times 11.38/2.50=2861.4\text{kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)

$N_{ed}= 301.3 \leq 2861.4=N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στη βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_{id}=(1.35 \times 4351.0 + 1.50 \times 211.7) / 19.80 = 312.70 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $s_{edo} = 0.001 \times 312.70 / 0.70 = 0.447 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $Mid/N_{id} = 0.02899 \times 204.9 / 312.7 = 0.01900 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he} = 0.00000 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef} / 450 = 2.32 / 450 = 0.00517 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα στην βάση $ee = Mid/N_{id} + e_{he} + e_i = 0.01900 + 0.00000 + 0.00517 = 0.02416 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min ee = 0.05t = 0.05 \times 0.70 = 0.03500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
 Μειωτικός συντελεστής στην βάση $\Phi_i = 1 - 2ee/t = 1 - 2 \times 0.02416 / 0.70 = 0.90$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.70 \times 11.38 / 2.50 = 2867.0 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 Κατακόρυφη θλιπτική τάση από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\max s_n = -0.757 \text{ N/mm}^2$
 Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{ed} = 1000 \times 0.70 \times 0.757 = 529.9 \text{ kN/m}$
 $N_{ed} = 529.9 \leq 2867.0 = N_{rd}$ 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 $N_{id}=(1.00 \times 3180.6 + 0.30 \times 211.7) / 22.50 = 144.18 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $s_{edo} = 0.001 \times 144.18 / 0.70 = 0.206 \text{ N/mm}^2$
 Γίνεται μείωση της εκκεντρότητας κατά $(1-k/4) = 1.00$ (EC6 Παραρτ. Γ(3))
 Καμπτική ροπή σχεδιασμού στην κορυφή $Mid = 3.48 \text{ kNm/m}$ (EC6 Παρ. Γ.1)
 Εκκεντρότητα $Mid/N_{id} = 3.48 / 144.18 = 0.02414 \text{ m} = 0.03 \times (\text{πάχος τοίχου})$ (EC6 Παραρτ. Γ.1)
 Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he} = 0.00069 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef} / 450 = 2.32 / 450 = 0.00517 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα στην κορυφή $ee = Mid/N_{id} + e_{he} + e_i = 0.02414 + 0.00069 + 0.00517 = 0.03000 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min ee = 0.05t = 0.05 \times 0.70 = 0.03500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
 Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή $\Phi_i = 1 - 2ee/t = 1 - 2 \times 0.03000 / 0.70 = 0.90$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.70 \times 11.38 / 1.67 = 4300.5 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 $N_{ed} = 144.2 \leq 4300.5 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_{md}=(1.00 \times 3648.8 + 0.30 \times 211.7) / 17.40 = 213.35 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $s_{edo} = 0.001 \times 213.35 / 0.70 = 0.305 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στο μεσαίο πέμπτο $M_{md}/N_{md} = 0.20 \times 0.02414 \times 144.2 / 213.3 = 0.00326 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00035 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_a = h_{ef} / 450 = 2.32 / 450 = 0.00517 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα φορτίων $e_m = M_{md}/N_{md} + e_{hm} + e_a = 0.00326 + 0.00035 + 0.00517 = 0.00877 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.7)
 Η λυγνρότητα είναι $3.32 \leq 15$, εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$ (EC6 §6.1.2.2(2))
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο $e_m = e_m + e_k = 0.00877 + 0.00000 = 0.00877 \text{ m}$ (EC6, εξ.6.7)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_m = 0.05t = 0.05 \times 0.70 = 0.03500 \text{ m}$ (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 $N_{rd} = \Phi_m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.70 \times 11.38 / 1.67 = 4292.1 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 $N_{ed} = 213.3 \leq 4292.1 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στη βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_{id}=(1.00 \times 4351.0 + 0.30 \times 211.7) / 19.80 = 222.96 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $s_{edo} = 0.001 \times 222.96 / 0.70 = 0.319 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $Mid/N_{id} = 0.02414 \times 144.2 / 223.0 = 0.01561 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he} = 0.00069 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef} / 450 = 2.32 / 450 = 0.00517 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα στην βάση $ee = Mid/N_{id} + e_{he} + e_i = 0.01561 + 0.00069 + 0.00517 = 0.02147 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min ee = 0.05t = 0.05 \times 0.70 = 0.03500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
 Μειωτικός συντελεστής στην βάση $\Phi_i = 1 - 2ee/t = 1 - 2 \times 0.02147 / 0.70 = 0.90$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.70 \times 11.38 / 1.67 = 4300.5 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 Κατακόρυφη θλιπτική τάση από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\max s_n = -1.065 \text{ N/mm}^2$
 Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{ed} = 1000 \times 0.70 \times 1.065 = 745.3 \text{ kN/m}$
 $N_{ed} = 745.3 \leq 4300.5 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Έλεγχος σε διάτμηση, φόρτιση 1.00xg+0.30xq+Σεισμός (EC6, §6.2)

$V_{ed}=2846.5\text{kN}$, $\tau_{\max}=0.451\text{N/mm}^2$, $\sigma_d=0.374\text{N/mm}^2$, $L_c=16.88\text{m}$

Χαρακτηριστική διατμητική αντοχή $f_{vk}=f_{vko}+0.4x f_d$ (EC6 §3.6.2)

$f_{vk}=0.150+0.40x0.374=0.299\text{N/mm}^2$, $\max f_{vk}=1.000\text{N/mm}^2$, $f_{vk}=0.299\text{N/mm}^2$ (EC6 εξ.3.5)

Τιμή σχεδιασμού αντοχής έναντι τέμνουσας $V_{rd}=f_{vk}.t.L_c/\gamma_M$ (EC6 §6.2, εξ.6.13)

$V_{rd}=1000x0.299x0.70x16.88/1.67=2122.6\text{ kN}$

$V_{ed}=2846.5\text{kN} > 2122.6\text{kN} = V_{rd}$. (EC6 §6.2)

Δεν 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 70x20 [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 = 0.692 mm

Οριζόντια μετατόπιση λόγω παραμόρφωσης οριζοντίου διαφράγματος= 0.000 mm

Καμπτική ροπή σχεδιασμού $M_{ed}=\delta \cdot E \cdot b t^3 / (4 H^2)$, $M_{ed}=(1000) \times 0.692 \times 11.38 \times 0.700^3 / (4 \times 3.25^2)=63.87\text{kNm/m}$

$f_{xk1}=0.10\text{N/mm}^2$, $f_{xd1}=0.10/2.50=0.040\text{ N/mm}^2$

$\sigma_d=0.001 \times 4351.0 / (0.70 \times 22.50) \leq 0.2 f_d = 0.2 \times 11.38 / 2.50$, $\sigma_d=0.276\text{ N/mm}^2$ (EC6, (6.16)

Ροπή καμπτικής αντοχής $M_{rd}=(f_{xd1}+\sigma_d) t^2 / 6 = (1000) \times (0.040+0.276) \times 0.700^2 / 6 = 25.81\text{kNm/m}$ (EC6, (6.15)

$M_{ed}=63.87\text{kN} > 25.81\text{kN} = M_{rd}$, ο έλεγχος ΔΕΝ ικανοποιείται

Έλεγχος σε οριζόντια εκτός επιπέδου τοίχου φορτία λόγω ανέμου (EC6, §6.3, Annex E)

Φορτίο ανέμου $W_{ed}=G_k+1.50W$, $W:=C_{pe}x1.25=0.80x1.25=1.00\text{ kN/m}^2$, $1.50W=1.50x1.00=1.50\text{ kN/m}^2$

$H/L=3.25/22.50=0.14$, $\mu=f_{xk1}/f_{xk2}=1$, $\alpha=0.125$ (Annex E, Tab E)

Καμπτική ροπή σχεδιασμού $M_{ed}=\alpha \cdot W_{ed} \cdot H^2$, $M_{ed}=0.125 \times 1.50 \times 3.25^2=1.98\text{ kNm/m}$

$M_{ed}=1.98\text{kN} < 25.81\text{kN} = M_{rd}$, ο έλεγχος ικανοποιείται

Ισόγειο

T9

Διαστάσεις μήκος=10.00m, ύψος=3.25m, πάχος=0.50m

ΛΙΘΟΔΟΜΗ 50



Δομικό σύστημα : Αοπλη τοιχοποιία (Ευρωκ.8, §9.3, T.9.1)

Κατηγορία κατασκευής : 3 (EC6, §2.4.3, Παρ. Α)

Κατηγορία ελέγχου παραγωγής λιθοσωμάτων : II (EC6 §3.1.1)

Θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας: $f_k=7.93\text{ N/mm}^2$ (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: $\gamma_M=2.50$ (EC6, §2.4.3)

Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού με σεισμό: $\gamma_M=(2/3) \times 2.50 (>=1.50)=1.67$ (Ευρωκ-8, §9.6(3))

Μήκος λυγισμού τοίχου $h_{ef}=\rho x h = 0.75 \times 3.10 = 2.32\text{ m}$ (EC6, §5.5.1.2)

Λυγηρότητα $\lambda=h_{ef}/t_{ef}=2.32/0.50=4.65 \leq 27$ εντάξει (EC6, §5.5.1.4)

Απαιτήσεις Εθνικού κειμένου εφαρμογής Ευρωκώδικα και Ευρωκώδικα 8 §9.3

Τοιχοποιία Αοπλη με τεχνητά λιθοσώματα.

Πάχος τοίχου= 0.500 \geq 0.300 m (εντάξει)

Λυγηρότητα $\lambda=4.65 \leq 12$ (εντάξει)

L/h πεσσών: $2.27/2.20=1.03 > 0.50$, $1.51/2.20=0.69 > 0.50$, $3.72/2.20=1.69 > 0.50$ δεκτό

Έλεγχος σε κατακόρυφο φορτίο, φόρτιση 1.35xg+1.50xq (EC6, §6.1)

Έλεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_{id}=(1.35 \times 1113.8 + 1.50 \times 114.0) / 10.00 = 167.46\text{kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{edo}=0.001 \times 167.46 / 0.50 = 0.335\text{N/mm}^2$

Γίνεται μείωση της εκκεντρότητας κατά $(1-k/4)=0.98$ (EC6 Παραρτ. Γ(3))

Καμπτική ροπή σχεδιασμού στην κορυφή $M_{id}=3.41\text{ kNm/m}$ (EC6 Παρ. Γ.1)

Εκκεντρότητα $M_{id}/N_{id}=3.41/167.46=0.02035\text{ m} = 0.04 \times (\text{πάχος τοίχου})$ (EC6 Παραρτ. Γ.1)

Ελεγχοι αντοχής τοίχων

Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $ehe = 0.00000m$
Τυχηματική εκκεντρότητα $ei = hef/450 = 2.32/450 = 0.00517m$ (EC6, §5.5.1.1)
Εκκεντρότητα στην κορυφή $ee = Mid/Nid + ehe + ei = 0.02035 + 0.00000 + 0.00517 = 0.02552m$ (EC6 εξ.6.5)
Ελάχιστη εκκεντρότητα $min ee = 0.05t = 0.05 \times 0.50 = 0.02500m$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή $\phi i = 1 - 2ee/t = 1 - 2 \times 0.02552/0.50 = 0.90$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $Nrd = \phi i \cdot t \cdot fk / \gamma M = 1000 \times 0.90 \times 0.50 \times 7.93/2.50 = 1426.7kN/m$ (EC6 εξ.6.2)
 $Ned = 167.5 \leq 1426.7 = Nrd$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Έλεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $Nmd = (1.35 \times 1254.2 + 1.50 \times 114.0) / 7.50 = 248.56kN/m$
Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $sedo = 0.001 \times 248.56 / 0.50 = 0.497N/mm^2$
Εκκεντρότητα φορτίου στο μεσαίο πέμπτο $Mmd/Nmd = 0.20 \times 0.02035 \times 167.5 / 248.6 = 0.00274 m$
Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $ehm = 0.00000m$
Τυχηματική εκκεντρότητα $ea = hef/450 = 2.32/450 = 0.00517m$ (EC6, §5.5.1.1)
Εκκεντρότητα φορτίων $em = Mmd/Nmd + ehm + ea = 0.00274 + 0.00000 + 0.00517 = 0.00791m$ (EC6 εξ.6.7)
Η λυγνρότητα είναι $4.65 \leq 15$, εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $ek = 0$ (EC6 §6.1.2.2(2))
Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο $em = em + ek = 0.00791 + 0.00000 = 0.00791 m$ (EC6, εξ.6.7)
Ελάχιστη εκκεντρότητα $min em = 0.05t = 0.05 \times 0.50 = 0.02500m$ (EC6 §6.1.2.2 εξ.6.6)
Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο $\phi m = (1 - 2em/t) \cdot \text{Exp}(-u^2/2) = 0.89$ (EC 6 Παραρτ. G)
Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $Nrd = \phi m \cdot t \cdot fk / \gamma M = 1000 \times 0.89 \times 0.50 \times 7.93/2.50 = 1415.5kN/m$ (EC6 εξ.6.2)
 $Ned = 248.6 \leq 1415.5 = Nrd$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Έλεγχος αντοχής στη βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $Nid = (1.35 \times 1464.8 + 1.50 \times 114.0) / 7.50 = 286.46kN/m$
Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $sedo = 0.001 \times 286.46 / 0.50 = 0.573N/mm^2$
Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $Mid/Nid = 0.02035 \times 167.5 / 286.5 = 0.01190 m$
Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $ehe = 0.00000m$
Τυχηματική εκκεντρότητα $ei = hef/450 = 2.32/450 = 0.00517m$ (EC6, §5.5.1.1)
Εκκεντρότητα στην βάση $ee = Mid/Nid + ehe + ei = 0.01190 + 0.00000 + 0.00517 = 0.01706m$ (EC6 εξ.6.5)
Ελάχιστη εκκεντρότητα $min ee = 0.05t = 0.05 \times 0.50 = 0.02500m$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
Μειωτικός συντελεστής στην βάση $\phi i = 1 - 2ee/t = 1 - 2 \times 0.02500/0.50 = 0.90$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $Nrd = \phi i \cdot t \cdot fk / \gamma M = 1000 \times 0.90 \times 0.50 \times 7.93/2.50 = 1426.7kN/m$ (EC6 εξ.6.2)
Κατακόρυφη θλιπτική τάση από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $max\sigma = -0.929N/mm^2$
Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $Ned = 1000 \times 0.50 \times 0.929 = 464.3 kN/m$
 $Ned = 464.3 \leq 1426.7 = Nrd$ 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 $Nid = (1.00 \times 1113.8 + 0.30 \times 114.0) / 10.00 = 114.80kN/m$
Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $sedo = 0.001 \times 114.80 / 0.50 = 0.230N/mm^2$
Γίνεται μείωση της εκκεντρότητας κατά $(1 - k/4) = 0.98$ (EC6 Παραρτ. Γ(3))
Καμπτική ροπή σχεδιασμού στην κορυφή $Mid = 2.00 kNm/m$ (EC6 Παρ. Γ.1)
Εκκεντρότητα $Mid/Nid = 2.00/114.80 = 0.01738 m = 0.03 \times (\text{πάχος τοίχου})$ (EC6 Παραρτ. Γ.1)
Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $ehe = 0.00069m$
Τυχηματική εκκεντρότητα $ei = hef/450 = 2.32/450 = 0.00517m$ (EC6, §5.5.1.1)
Εκκεντρότητα στην κορυφή $ee = Mid/Nid + ehe + ei = 0.01738 + 0.00069 + 0.00517 = 0.02324m$ (EC6 εξ.6.5)
Ελάχιστη εκκεντρότητα $min ee = 0.05t = 0.05 \times 0.50 = 0.02500m$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή $\phi i = 1 - 2ee/t = 1 - 2 \times 0.02500/0.50 = 0.90$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $Nrd = \phi i \cdot t \cdot fk / \gamma M = 1000 \times 0.90 \times 0.50 \times 7.93/1.67 = 2140.0kN/m$ (EC6 εξ.6.2)
 $Ned = 114.8 \leq 2140.0 = Nrd$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής τοίχων

Ελεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_{md} = (1.00 \times 1254.2 + 0.30 \times 114.0) / 7.50 = 171.79 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $s_{edo} = 0.001 \times 171.79 / 0.50 = 0.344 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου στο μεσαίο πέμπτο $M_{md} / N_{md} = 0.20 \times 0.01738 \times 114.8 / 171.8 = 0.00232 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00035 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα $e_a = h_{ef} / 450 = 2.32 / 450 = 0.00517 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)

Εκκεντρότητα φορτίων $e_m = M_{md} / N_{md} + e_{hm} + e_a = 0.00232 + 0.00035 + 0.00517 = 0.00784 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.7)

Η λυγηρότητα είναι $4.65 \leq 15$, εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$ (EC6 §6.1.2.2(2))

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο $e_m + e_k = 0.00784 + 0.00000 = 0.00784 \text{ m}$ (EC6, εξ.6.7)

Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_m = 0.05t = 0.05 \times 0.50 = 0.02500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2 εξ.6.6)

Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο $\Phi_m = (1 - 2e_m / t) \text{Exp}(-u^2 / 2) = 0.89$ (EC 6 Παραρτ. G)

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.89 \times 0.50 \times 7.93 / 1.67 = 2123.3 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)

$N_{ed} = 171.8 \leq 2123.3 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στη βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_{id} = (1.00 \times 1464.8 + 0.30 \times 114.0) / 7.50 = 199.87 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $s_{edo} = 0.001 \times 199.87 / 0.50 = 0.400 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_{id} / N_{id} = 0.01738 \times 114.8 / 199.9 = 0.00998 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he} = 0.00069 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef} / 450 = 2.32 / 450 = 0.00517 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)

Εκκεντρότητα στην βάση $e_e = M_{id} / N_{id} + e_{he} + e_i = 0.00998 + 0.00069 + 0.00517 = 0.01584 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)

Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e = 0.05t = 0.05 \times 0.50 = 0.02500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)

Μειωτικός συντελεστής στην βάση $\Phi_i = 1 - 2e_e / t = 1 - 2 \times 0.01584 / 0.50 = 0.90$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.50 \times 7.93 / 1.67 = 2140.0 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)

Κατακόρυφη θλιπτική τάση από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\max s_n = -1.382 \text{ N/mm}^2$

Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{ed} = 1000 \times 0.50 \times 1.382 = 691.0 \text{ kN/m}$

$N_{ed} = 691.0 \leq 2140.0 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος σε διάτμηση, φόρτιση $1.00xg+0.30xq+\Sigma$ εισμός (EC6, §6.2)

$V_{ed} = 1040.6 \text{ kN}$, $\tau_{\max} = 0.563 \text{ N/mm}^2$, $s_d = 0.400 \text{ N/mm}^2$, $L_c = 7.50 \text{ m}$

Χαρακτηριστική διατμητική αντοχή $f_{vk} = f_{vko} + 0.4x f_d$ (EC6 §3.6.2)

$f_{vk} = 0.200 + 0.40 \times 0.400 = 0.360 \text{ N/mm}^2$, $\max f_{vk} = 1.500 \text{ N/mm}^2$, $f_{vk} = 0.360 \text{ N/mm}^2$ (EC6 εξ.3.5)

Τιμή σχεδιασμού αντοχής έναντι τέμνουσας $V_{rd} = f_{vk} \cdot t \cdot L_c / \gamma_M$ (EC6 §6.2, εξ.6.13)

$V_{rd} = 1000 \times 0.360 \times 0.50 \times 7.50 / 1.67 = 809.8 \text{ kN}$

$V_{ed} = 1040.6 \text{ kN} > 809.8 \text{ kN} = V_{rd}$. (EC6 §6.2)

Δεν 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 50×20 [πλάτος x ύψος cm]

με ελάχιστο οπλισμό $4\Phi 14$ (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 = 0.355 mm

Οριζόντια μετατόπιση λόγω παραμόρφωσης οριζοντίου διαφράγματος = 0.000 mm

Καμπτική ροπή σχεδιασμού $M_{ed} = \delta \cdot E \cdot b t^3 / (4H^2)$, $M_{ed} = (1000) \times 0.355 \times 7.93 \times 0.500^3 / (4 \times 3.25^2) = 8.32 \text{ kNm/m}$

$f_{xk1} = 0.10 \text{ N/mm}^2$, $f_{xd1} = 0.10 / 2.50 = 0.040 \text{ N/mm}^2$

$s_d = 0.001 \times 1464.8 / (0.50 \times 10.00) \leq 0.2 f_d = 0.2 \times 7.93 / 2.50$, $s_d = 0.293 \text{ N/mm}^2$ (EC6, (6.16))

Ροπή καμτικής αντοχής $M_{rd} = (f_{xd1} + s_d) t^2 / 6 = (0.040 + 0.293) \times 0.500^2 / 6 = 13.88 \text{ kNm/m}$ (EC6, (6.15))

$M_{ed} = 8.32 \text{ kN} \leq 13.88 \text{ kN} = M_{rd}$, ο έλεγχος ικανοποιείται

Ελεγχος σε οριζόντια εκτός επιπέδου τοίχου φορτία λόγω ανέμου (EC6, §6.3, Annex E)

Φορτίο ανέμου $W_{ed} = G_k + 1.50W$, $W = C_{pe} x 1.25 = 0.80 \times 1.25 = 1.00 \text{ kN/m}^2$, $1.50W = 1.50 \times 1.00 = 1.50 \text{ kN/m}^2$

$H/L = 3.25 / 10.00 = 0.32$, $\mu = f_{xk1} / f_{xk2} = 1$, $\alpha_1 = \mu \alpha_2$, $\alpha_2 = 0.010$ (Annex E, Tab E)

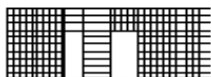
Καμπτική ροπή σχεδιασμού $M_{ed} = \alpha_1 \cdot W_{ed} \cdot L^2$, $M_{ed} = 0.010 \times 1.50 \times 10.00^2 = 1.50 \text{ kNm/m}$

$M_{ed} = 1.50 \text{ kN} \leq 13.88 \text{ kN} = M_{rd}$, ο έλεγχος ικανοποιείται

Ισόγειο

T10

Διαστάσεις μήκος=11.00m, ύψος=3.25m, πάχος=0.50m
ΛΙΘΟΔΟΜΗ 50



Δομικό σύστημα : Αοπλη τοιχοποιία (Ευρωκ.8, §9.3,Τ.9.1)

Κατηγορία κατασκευής :3 (EC6, §2.4.3, Παρ. Α)

Κατηγορία ελέγχου παραγωγής λιθοσωμάτων :II (EC6 §3.1.1)

Θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας: $f_k=7.93 \text{ N/mm}^2$ (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: $\gamma_M=2.50$ (EC6, §2.4.3)

Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού με σεισμό: $\gamma_M=(2/3)\times 2.50 (>=1.50)=1.67$ (Ευρωκ-8, §9.6(3))

Μήκος λυγισμού τοίχου $h_{ef}=\rho x h= 0.75\times 3.10= 2.32 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.2)

Λυγηρότητα $\lambda=h_{ef}/t_{ef}=2.32/0.50= 4.65\leq 27$ εντάξει (EC6, §5.5.1.4)

Απαιτήσεις Εθνικού κειμένου εφαρμογής Ευρωκώδικα και Ευρωκώδικα 8 §9.3

Τοιχοποιία Αοπλη με τεχνητά λιθοσώματα.

Πάχος τοίχου= 0.500 $\geq 0.300 \text{ m}$ (εντάξει)

Λυγηρότητα $\lambda= 4.65\leq 12$ (εντάξει)

L/h πεσσών: $3.09/2.20=1.40>0.50$, $1.50/2.20=0.68>0.50$, $3.92/2.20=1.78>0.50$ δεκτό

Ελεγχος σε κατακόρυφο φορτίο, φόρτιση 1.35κγ+1.50κγ (EC6, §6.1)

Ελεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_{id}=(1.35\times 1300.3+1.50\times 146.4)/11.00=179.55\text{kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{ed0}=0.001\times 179.55/0.50=0.359\text{N/mm}^2$

Γίνεται μείωση της εκκεντρότητας κατά $(1-k/4)=0.98$ (EC6 Παραρτ. Γ(3))

Καμπτική ροπή σχεδιασμού στην κορυφή $M_{id}= 5.28 \text{ kNm/m}$ (EC6 Παρ. Γ.1)

Εκκεντρότητα $M_{id}/N_{id}= 5.28/179.55= 0.02942 \text{ m} = 0.06\times(\text{πάχος τοίχου})$ (EC6 Παραρτ. Γ.1)

Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he}= 0.00000\text{m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i=h_{ef}/450=2.32/450= 0.00517\text{m}$ (EC6, §5.5.1.1)

Εκκεντρότητα στην κορυφή $e_e=M_{id}/N_{id}+e_{he}+e_i=0.02942+0.00000+0.00517= 0.03458\text{m}$ (EC6 εξ.6.5)

Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e=0.05t=0.05\times 0.50= 0.02500\text{m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)

Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή $\phi_i=1-2e_e/t=1-2\times 0.03458/0.50= 0.86$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd}=\phi_i.t.f_k/\gamma_M=1000\times 0.86\times 0.50\times 7.93/2.50=1363.3\text{kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)

$N_{ed}= 179.5 \leq 1363.3=N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_{md}=(1.35\times 1457.6+1.50\times 146.4)/8.50=257.33\text{kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{ed0}=0.001\times 257.33/0.50=0.515\text{N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου στο μεσαίο πέμπτο $M_{md}/N_{md}=0.20\times 0.02942\times 179.5/257.3=0.00410 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm}= 0.00000\text{m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα $e_a=h_{ef}/450=2.32/450= 0.00517\text{m}$ (EC6, §5.5.1.1)

Εκκεντρότητα φορτίων $e_m=M_{md}/N_{md}+e_{hm}+e_a=0.00410+0.00000+0.00517= 0.00927\text{m}$ (EC6 εξ.6.7)

Η λυγηρότητα είναι $4.65\leq 15$, εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k=0$ (EC6 §6.1.2.2(2))

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο $e_m=e_m+e_k=0.00927+0.00000= 0.00927 \text{ m}$ (EC6, εξ.6.7)

Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_m=0.05t=0.05\times 0.50= 0.02500\text{m}$ (EC6 §6.1.2.2 εξ.6.6)

Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο $\phi_m=(1-2e_m/t)\text{Exp}(-u^2/2)= 0.89$ (EC 6 Παραρτ. Γ)

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd}=\phi_m.t.f_k/\gamma_M=1000\times 0.89\times 0.50\times 7.93/2.50=1415.5\text{kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)

$N_{ed}= 257.3 \leq 1415.5=N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στη βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_{id}=(1.35\times 1693.5+1.50\times 146.4)/8.50=294.80\text{kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{ed0}=0.001\times 294.80/0.50=0.590\text{N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_{id}/N_{id}=0.02942\times 179.5/294.8= 0.01792 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he}= 0.00000\text{m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i=h_{ef}/450=2.32/450= 0.00517\text{m}$ (EC6, §5.5.1.1)

Εκκεντρότητα στην βάση $e_e=M_{id}/N_{id}+e_{he}+e_i=0.01792+0.00000+0.00517= 0.02308\text{m}$ (EC6 εξ.6.5)

Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e=0.05t=0.05\times 0.50= 0.02500\text{m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)

Μειωτικός συντελεστής στην βάση $\phi_i=1-2e_e/t=1-2\times 0.02308/0.50= 0.90$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd}=\phi_i.t.f_k/\gamma_M=1000\times 0.90\times 0.50\times 7.93/2.50=1426.7\text{kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)

Κατακόρυφη θλιπτική τάση από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma_n= -0.853\text{N/mm}^2$

Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{ed}=1000\times 0.50\times 0.853= 426.6 \text{ kN/m}$

$N_{ed}= 426.6 \leq 1426.7=N_{rd}$ 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 $N_{id} = (1.00 \times 1300.3 + 0.30 \times 146.4) / 11.00 = 122.20 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{ed0} = 0.001 \times 122.20 / 0.50 = 0.244 \text{ N/mm}^2$

Γίνεται μείωση της εκκεντρότητας κατά $(1-k/4) = 0.98$ (EC6 Παραρτ. Γ(3))

Καμπτική ροπή σχεδιασμού στην κορυφή $M_{id} = 3.10 \text{ kNm/m}$ (EC6 Παρ. Γ.1)

Εκκεντρότητα $M_{id}/N_{id} = 3.10 / 122.20 = 0.02535 \text{ m} = 0.05 \times (\text{πάχος τοίχου})$ (EC6 Παραρτ. Γ.1)

Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he} = 0.00069 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef} / 450 = 2.32 / 450 = 0.00517 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)

Εκκεντρότητα στην κορυφή $e_e = M_{id}/N_{id} + e_{he} + e_i = 0.02535 + 0.00069 + 0.00517 = 0.03121 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)

Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e = 0.05t = 0.05 \times 0.50 = 0.02500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)

Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή $\Phi_i = 1 - 2e_e/t = 1 - 2 \times 0.03121 / 0.50 = 0.88$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.88 \times 0.50 \times 7.93 / 1.67 = 2092.5 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)

$N_{ed} = 122.2 \leq 2092.5 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_{md} = (1.00 \times 1457.6 + 0.30 \times 146.4) / 8.50 = 176.65 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{ed0} = 0.001 \times 176.65 / 0.50 = 0.353 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου στο μεσαίο πέμπτο $M_{md}/N_{md} = 0.20 \times 0.02535 \times 122.2 / 176.6 = 0.00351 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00035 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα $e_a = h_{ef} / 450 = 2.32 / 450 = 0.00517 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)

Εκκεντρότητα φορτίων $e_m = M_{md}/N_{md} + e_{hm} + e_a = 0.00351 + 0.00035 + 0.00517 = 0.00902 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.7)

Η λυγηρότητα είναι $4.65 \leq 15$, εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$ (EC6 §6.1.2.2(2))

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο $e_m = e_m + e_k = 0.00902 + 0.00000 = 0.00902 \text{ m}$ (EC6, εξ.6.7)

Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_m = 0.05t = 0.05 \times 0.50 = 0.02500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2 εξ.6.6)

Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο $\Phi_m = (1 - 2e_m/t) \text{Exp}(-u^2/2) = 0.89$ (EC 6 Παραρτ. Γ)

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.89 \times 0.50 \times 7.93 / 1.67 = 2123.3 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)

$N_{ed} = 176.6 \leq 2123.3 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στη βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_{id} = (1.00 \times 1693.5 + 0.30 \times 146.4) / 8.50 = 204.40 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{ed0} = 0.001 \times 204.40 / 0.50 = 0.409 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_{id}/N_{id} = 0.02535 \times 122.2 / 204.4 = 0.01516 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he} = 0.00069 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef} / 450 = 2.32 / 450 = 0.00517 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)

Εκκεντρότητα στην βάση $e_e = M_{id}/N_{id} + e_{he} + e_i = 0.01516 + 0.00069 + 0.00517 = 0.02101 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)

Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e = 0.05t = 0.05 \times 0.50 = 0.02500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)

Μειωτικός συντελεστής στην βάση $\Phi_i = 1 - 2e_e/t = 1 - 2 \times 0.02101 / 0.50 = 0.90$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.50 \times 7.93 / 1.67 = 2140.0 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)

Κατακόρυφη θλιπτική τάση από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma_n = -1.341 \text{ N/mm}^2$

Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{ed} = 1000 \times 0.50 \times 1.341 = 670.7 \text{ kN/m}$

$N_{ed} = 670.7 \leq 2140.0 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος σε διάτμηση, Φόρτιση 1.00xg+0.30xq+Σεισμός (EC6, §6.2)

$V_{ed} = 1226.8 \text{ kN}$, $\tau_{\max} = 0.533 \text{ N/mm}^2$, $\sigma_d = 0.421 \text{ N/mm}^2$, $L_c = 8.25 \text{ m}$

Χαρακτηριστική διατμητική αντοχή $f_{vk} = f_{vko} + 0.4x_{fd}$ (EC6 §3.6.2)

$f_{vk} = 0.200 + 0.40 \times 0.421 = 0.368 \text{ N/mm}^2$, $\max f_{vk} = 1.500 \text{ N/mm}^2$, $f_{vk} = 0.368 \text{ N/mm}^2$ (EC6 εξ.3.5)

Τιμή σχεδιασμού αντοχής έναντι τέμνουσας $V_{rd} = f_{vk} \cdot t \cdot L_c / \gamma_M$ (EC6 §6.2, εξ.6.13)

$V_{rd} = 1000 \times 0.368 \times 0.50 \times 8.25 / 1.67 = 912.0 \text{ kN}$

$V_{ed} = 1226.8 \text{ kN} > 912.0 \text{ kN} = V_{rd}$. (EC6 §6.2)

Δεν 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 50x20 [πλάτος x ύψος cm]

με ελάχιστο οπλισμό 4Φ14 (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 = 0.355 mm

Οριζόντια μετατόπιση λόγω παραμόρφωσης οριζοντίου διαφράγματος= 0.000 mm

Καμπτική ροπή σχεδιασμού $M_{ed} = \delta \cdot E \cdot b t^3 / (4H^2)$, $M_{ed} = (1000) \times 0.355 \times 7.93 \times 0.500^3 / (4 \times 3.25^2) = 8.32 \text{ kNm/m}$

$f_{xk1} = 0.10 \text{ N/mm}^2$, $f_{xd1} = 0.10 / 2.50 = 0.040 \text{ N/mm}^2$

$\sigma_d = 0.001 \times 1693.5 / (0.50 \times 11.00) < 0.2 f_d = 0.2 \times 7.93 / 2.50$, $\sigma_d = 0.308 \text{ N/mm}^2$ (EC6, (6.16))

Ροπή καμτικής αντοχής $M_{rd} = (f_{xd1} + \sigma_d) t^2 / 6 = (1000) \times (0.040 + 0.308) \times 0.500^2 / 6 = 14.50 \text{ kNm/m}$ (EC6, (6.15))

$M_{ed} = 8.32 \text{ kN} < 14.50 \text{ kN} = M_{rd}$, ο έλεγχος ικανοποιείται

Ελεγχος σε οριζόντια εκτός επιπέδου τοίχου φορτία λόγω ανέμου (EC6, §6.3, Annex E)

Φορτίο ανέμου $W_{ed} = G_k + 1.50W$, $W = C_{pe} x 1.25 = 0.80 \times 1.25 = 1.00 \text{ kN/m}^2$, $1.50W = 1.50 \times 1.00 = 1.50 \text{ kN/m}^2$

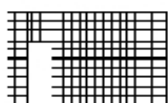
$H/L = 3.25 / 11.00 = 0.30$, $\mu = f_{xk1} / f_{xk2} = 1$, $\alpha_1 = \mu \alpha_2$, $\alpha_2 = 0.008$ (Annex E, Tab E)

Καμπτική ροπή σχεδιασμού $M_{ed} = \alpha_1 \cdot W_{ed} \cdot L^2$, $M_{ed} = 0.008 \times 1.50 \times 11.00^2 = 1.45 \text{ kNm/m}$

$M_{ed} = 1.45 \text{ kN} < 14.50 \text{ kN} = M_{rd}$, ο έλεγχος ικανοποιείται

Ισόγειο

T11



Διαστάσεις μήκος=6.50m, ύψος=3.25m, πάχος=0.50m

ΛΙΘΟΔΟΜΗ 50

Δομικό σύστημα : Αοπλη τοιχοποιία (Ευρωκ.8, §9.3, Τ.9.1)

Κατηγορία κατασκευής :3 (EC6, §2.4.3, Παρ. Α)

Κατηγορία ελέγχου παραγωγής λιθοσωμάτων :II (EC6 §3.1.1)

Θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας: $f_k = 7.93 \text{ N/mm}^2$ (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: $\gamma_M = 2.50$ (EC6, §2.4.3)

Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού με σεισμό: $\gamma_M = (2/3) \times 2.50 (>= 1.50) = 1.67$ (Ευρωκ-8, §9.6(3))

Μήκος λυγισμού τοίχου $h_{ef} = \rho x h = 0.75 \times 3.10 = 2.32 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.2)

Λυγηρότητα $\lambda = h_{ef} / t_{ef} = 2.32 / 0.50 = 4.65 < 27$ εντάξει (EC6, §5.5.1.4)

Απαιτήσεις Εθνικού κειμένου εφαρμογής Ευρωκώδικα και Ευρωκώδικα 8 §9.3

Τοιχοποιία Αοπλη με τεχνητά λιθοσώματα.

Πάχος τοίχου= 0.500 $>= 0.300 \text{ m}$ (εντάξει)

Λυγηρότητα $\lambda = 4.65 < 12$ (εντάξει)

L/h πεσσών: $0.80 / 2.20 = 0.37 < 0.50$ μη δεκτό

L/h πεσσών: $4.70 / 2.20 = 2.13 > 0.50$ δεκτό

Ελεγχος σε κατακόρυφο φορτίο, Φόρτιση 1.35xg+1.50xq (EC6, §6.1)

Ελεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_{id} = (1.35 \times 720.4 + 1.50 \times 49.5) / 6.50 = 161.04 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{ed0} = 0.001 \times 161.04 / 0.50 = 0.322 \text{ N/mm}^2$

Γίνεται μείωση της εκκεντρότητας κατά $(1 - k/4) = 0.96$ (EC6 Παραρτ. Γ(3))

Καμπτική ροπή σχεδιασμού στην κορυφή $M_{id} = 1.58 \text{ kNm/m}$ (EC6 Παρ. Γ.1)

Εκκεντρότητα $M_{id} / N_{id} = 1.58 / 161.04 = 0.00981 \text{ m} = 0.02 \times (\text{πάχος τοίχου})$ (EC6 Παραρτ. Γ.1)

Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he} = 0.00000 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef} / 450 = 2.32 / 450 = 0.00517 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)

Εκκεντρότητα στην κορυφή $e_e = M_{id} / N_{id} + e_{he} + e_i = 0.00981 + 0.00000 + 0.00517 = 0.01497 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)

Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e = 0.05t = 0.05 \times 0.50 = 0.02500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)

Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή $\Phi_i = 1 - 2e_e / t = 1 - 2 \times 0.01497 / 0.50 = 0.90$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.50 \times 7.93 / 2.50 = 1426.7 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)

$N_{ed} = 161.0 < 1426.7 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_{md}=(1.35 \times 818.8+1.50 \times 49.5)/5.50=214.48 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $s_{edo}=0.001 \times 214.48/0.50=0.429 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στο μεσαίο πέμπτο $M_{md}/N_{md}=0.20 \times 0.00981 \times 161.0/214.5=0.00147 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm}=0.00000 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_a=h_{ef}/450=2.32/450=0.00517 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα φορτίων $e_m=M_{md}/N_{md}+e_{hm}+e_a=0.00147+0.00000+0.00517=0.00664 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.7)
 Η λυγηρότητα είναι $4.65 \leq 15$, εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k=0$ (EC6 §6.1.2.2(2))
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο $e_m=e_m+e_k=0.00664+0.00000=0.00664 \text{ m}$ (EC6, εξ.6.7)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_m=0.05t=0.05 \times 0.50=0.02500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2 εξ.6.6)
 Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο $\Phi_m=(1-2e_m/t)\text{Exp}(-u^2/2)=0.89$ (EC 6 Παραρτ. G)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd}=\Phi_m \cdot t \cdot f_k/\gamma_M=1000 \times 0.89 \times 0.50 \times 7.93/2.50=1415.5 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 $N_{ed}=214.5 \leq 1415.5=N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στη βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_{id}=(1.35 \times 966.4+1.50 \times 49.5)/5.50=250.71 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $s_{edo}=0.001 \times 250.71/0.50=0.501 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_{id}/N_{id}=0.00981 \times 161.0/250.7=0.00630 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he}=0.00000 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i=h_{ef}/450=2.32/450=0.00517 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα στην βάση $e_e=M_{id}/N_{id}+e_{he}+e_i=0.00630+0.00000+0.00517=0.01147 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e=0.05t=0.05 \times 0.50=0.02500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
 Μειωτικός συντελεστής στην βάση $\Phi_i=1-2e_e/t=1-2 \times 0.02500/0.50=0.90$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd}=\Phi_i \cdot t \cdot f_k/\gamma_M=1000 \times 0.90 \times 0.50 \times 7.93/2.50=1426.7 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 Κατακόρυφη θλιπτική τάση από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\max s_n=-0.670 \text{ N/mm}^2$
 Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{ed}=1000 \times 0.50 \times 0.670=335.2 \text{ kN/m}$
 $N_{ed}=335.2 \leq 1426.7=N_{rd}$ 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 $N_{id}=(1.00 \times 720.4+0.30 \times 49.5)/6.50=113.12 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $s_{edo}=0.001 \times 113.12/0.50=0.226 \text{ N/mm}^2$
 Γίνεται μείωση της εκκεντρότητας κατά $(1-k/4)=0.96$ (EC6 Παραρτ. Γ(3))
 Καμπτική ροπή σχεδιασμού στην κορυφή $M_{id}=0.93 \text{ kNm/m}$ (EC6 Παρ. Γ.1)
 Εκκεντρότητα $M_{id}/N_{id}=0.93/113.12=0.00818 \text{ m}=0.02 \text{ x(πάχος τοίχου)}$ (EC6 Παραρτ. Γ.1)
 Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he}=0.00069 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i=h_{ef}/450=2.32/450=0.00517 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα στην κορυφή $e_e=M_{id}/N_{id}+e_{he}+e_i=0.00818+0.00069+0.00517=0.01404 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e=0.05t=0.05 \times 0.50=0.02500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
 Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή $\Phi_i=1-2e_e/t=1-2 \times 0.02500/0.50=0.90$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd}=\Phi_i \cdot t \cdot f_k/\gamma_M=1000 \times 0.90 \times 0.50 \times 7.93/1.67=2140.0 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 $N_{ed}=113.1 \leq 2140.0=N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_{md}=(1.00 \times 818.8+0.30 \times 49.5)/5.50=151.57 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $s_{edo}=0.001 \times 151.57/0.50=0.303 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στο μεσαίο πέμπτο $M_{md}/N_{md}=0.20 \times 0.00818 \times 113.1/151.6=0.00122 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm}=0.00035 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_a=h_{ef}/450=2.32/450=0.00517 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα φορτίων $e_m=M_{md}/N_{md}+e_{hm}+e_a=0.00122+0.00035+0.00517=0.00673 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.7)
 Η λυγηρότητα είναι $4.65 \leq 15$, εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k=0$ (EC6 §6.1.2.2(2))
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο $e_m=e_m+e_k=0.00673+0.00000=0.00673 \text{ m}$ (EC6, εξ.6.7)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_m=0.05t=0.05 \times 0.50=0.02500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2 εξ.6.6)
 Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο $\Phi_m=(1-2e_m/t)\text{Exp}(-u^2/2)=0.89$ (EC 6 Παραρτ. G)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd}=\Phi_m \cdot t \cdot f_k/\gamma_M=1000 \times 0.89 \times 0.50 \times 7.93/1.67=2123.3 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 $N_{ed}=151.6 \leq 2123.3=N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στη βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_{id} = (1.00 \times 966.4 + 0.30 \times 49.5) / 5.50 = 178.41 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{ed0} = 0.001 \times 178.41 / 0.50 = 0.357 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $Mid/N_{id} = 0.00818 \times 113.1 / 178.4 = 0.00519 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he} = 0.00069 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef} / 450 = 2.32 / 450 = 0.00517 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα στην βάση $e_e = Mid/N_{id} + e_{he} + e_i = 0.00519 + 0.00069 + 0.00517 = 0.01105 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e = 0.05t = 0.05 \times 0.50 = 0.02500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
 Μειωτικός συντελεστής στην βάση $\phi_i = 1 - 2e_e/t = 1 - 2 \times 0.02500 / 0.50 = 0.90$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.50 \times 7.93 / 1.67 = 2140.0 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 Κατακόρυφη θλιπτική τάση από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma_n = -0.722 \text{ N/mm}^2$
 Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{ed} = 1000 \times 0.50 \times 0.722 = 361.0 \text{ kN/m}$
 $N_{ed} = 361.0 \leq 2140.0 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος σε διάτμηση, φόρτιση 1.00xg+0.30xq+Σεισμός (EC6, §6.2)

$V_{ed} = 424.3 \text{ kN}$, $\tau_{\max} = 0.340 \text{ N/mm}^2$, $\sigma_d = 0.403 \text{ N/mm}^2$, $L_c = 4.88 \text{ m}$
 Χαρακτηριστική διατμητική αντοχή $f_{vk} = f_{vko} + 0.4x_{fd}$ (EC6 §3.6.2)
 $f_{vk} = 0.200 + 0.40 \times 0.403 = 0.361 \text{ N/mm}^2$, $\max f_{vk} = 1.500 \text{ N/mm}^2$, $f_{vk} = 0.361 \text{ N/mm}^2$ (EC6 εξ.3.5)
 Τιμή σχεδιασμού αντοχής έναντι τέμνουσας $V_{rd} = f_{vk} \cdot t \cdot L_c / \gamma_M$ (EC6 §6.2, εξ.6.13)
 $V_{rd} = 1000 \times 0.361 \times 0.50 \times 4.88 / 1.67 = 528.0 \text{ kN}$
 $V_{ed} = 424.3 \text{ kN} \leq 528.0 \text{ kN} = V_{rd}$. (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 $\sigma_{d\max} = 0.787 \text{ N/mm}^2$
 Η μέγιστη αυτή τάση 0.787 N/mm^2 είναι $\leq f_k / \gamma_M = 7.926 / 2.5 = 3.170 \text{ N/mm}^2$
 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 50×20 [πλάτος x ύψος cm] με ελάχιστο οπλισμό $4\Phi 14$ (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 = 0.692 mm
 Οριζόντια μετατόπιση λόγω παραμόρφωσης οριζοντίου διαφράγματος = 0.000 mm
 Καμπτική ροπή σχεδιασμού $M_{ed} = \delta \cdot E \cdot b t^3 / (4H^2)$, $M_{ed} = (1000) \times 0.692 \times 7.93 \times 0.500^3 / (4 \times 3.25^2) = 16.22 \text{ kNm/m}$
 $f_{xk1} = 0.10 \text{ N/mm}^2$, $f_{xd1} = 0.10 / 2.50 = 0.040 \text{ N/mm}^2$
 $\sigma_d = 0.001 \times 966.4 / (0.50 \times 6.50) \leq 0.2f_d = 0.2 \times 7.93 / 2.50$, $\sigma_d = 0.297 \text{ N/mm}^2$ (EC6, (6.16))
 Ροπή καμπτικής αντοχής $M_{rd} = (f_{xd1} + \sigma_d) t^2 / 6 = (1000) \times (0.040 + 0.297) \times 0.500^2 / 6 = 14.04 \text{ kNm/m}$ (EC6, (6.15))
 $M_{ed} = 16.22 \text{ kN} > 14.04 \text{ kN} = M_{rd}$, ο έλεγχος ΔΕΝ ικανοποιείται

Ελεγχος σε οριζόντια εκτός επιπέδου τοίχου φορτία λόγω ανέμου (EC6, §6.3, Annex E)

Φορτίο ανέμου $W_{ed} = G_k + 1.50W$, $W = C_{pe} \times 1.25 = 0.80 \times 1.25 = 1.00 \text{ kN/m}^2$, $1.50W = 1.50 \times 1.00 = 1.50 \text{ kN/m}^2$
 $H/L = 3.25 / 6.50 = 0.50$, $\mu = f_{xk1} / f_{xk2} = 1$, $\alpha_1 = \mu \alpha_2$, $\alpha_2 = 0.018$ (Annex E, Tab E)
 Καμπτική ροπή σχεδιασμού $M_{ed} = \alpha_1 \cdot W_{ed} \cdot L^2$, $M_{ed} = 0.018 \times 1.50 \times 6.50^2 = 1.14 \text{ kNm/m}$
 $M_{ed} = 1.14 \text{ kN} \leq 14.04 \text{ kN} = M_{rd}$, ο έλεγχος ικανοποιείται

Ελεγχος για απλά κτίρια τοιχοποιίας (Εθν. κείμενο εφαρμογής Ευρωκώδικα 6)

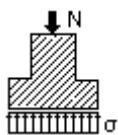
- (1) Οι υπέρ το έδαφος όροφοι είναι 3, και η σεισμικότητα II, $\alpha=0.240g=2.35 \text{ m/s}^2$,
άρα δέν ικανοποιούνται οι περιορισμοί στον αριθμό ορόφων του πίνακα 3.
- (2) α) Το σχήμα του κτιρίου είναι περίπου ορθογωνικό
β) Μικρότερη προς μεγαλύτερη πλευρά $=11.74/22.67= 0.52 > 0.25$
γ) Οι εξοχές 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
Αοπλη τοιχοποιία, σεισμός : II, $\alpha=0.240g=2.35 \text{ m/s}^2$, ελάχιστο ποσοστό τοίχων 6%
x-x κατεύθυνση, ποσοστό τοίχων στο ισόγειο $46.016/199.786=0.230>0.06$
y-y κατεύθυνση, ποσοστό τοίχων στο ισόγειο $31.715/199.786=0.159>0.06$

Θεμελίωση τοίχων

Θλιπτική αντοχή εδάφους $q_u = 0.15$ [MPa=N/mm²]

Θεμελίωση τοίχου: T1

Διαστάσεις μήκος=11.00m, ύψος=3.25m, πάχος=0.70m



Ιδιο βάρος θεμελίωσης = $(0.90 \times 0.50 \times 25 + 0.25 \times 18.20) \times 11.00 = 173.80$ kN

Ολικό κατακόρυφο φορτίο (STR) $N_{ed} = 1.35 \times (1950.4 + 173.8) + 1.50 \times 52.8 = 2946.9$ kN

(GEO) $N_{ed} = 1.00 \times (1950.4 + 173.8) + 1.30 \times 52.8 = 2192.8$ kN

Φορτίο ανά μέτρο μήκους τοίχου +ιδ. βάρος πεδίου (STR) $N_{ed} = 268$ kN/m

(GEO) $N_{ed} = 199$ kN/m

Για πλάτος πεδίου $b_p = 1.86$ m $\sigma_{ed} = 0.001 \times 268 / 1.86 = 0.14$ MPa

(STR) $N_{ed} = 268 \text{ kN/m} < 279 \text{ kN/m} = 1000 \times 0.15 \times 1.86 / 1.00 = R_d$ φέρουσα ικανότητα εδάφους (Ευρωκ.7 6.5.2)

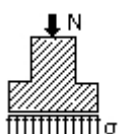
(GEO) $N_{ed} = 199 \text{ kN/m} < 199 \text{ kN/m} = 1000 \times 0.15 \times 1.86 / 1.40 = R_d$ φέρουσα ικανότητα εδάφους (Ευρωκ.7 6.5.2)

Πέδιλο από σκυρόδεμα πλάτος πεδίου 1.86m, ύψος πεδίου 0.58 m,

οπλισμός 15Φ14 κάτω-άνω, τσέρκι Φ10/30 (Ευρωκ.2 §9.8.2.1)

Θεμελίωση τοίχου: T2

Διαστάσεις μήκος=21.70m, ύψος=3.25m, πάχος=0.70m



Ιδιο βάρος θεμελίωσης = $(0.90 \times 0.50 \times 25 + 0.25 \times 18.20) \times 21.70 = 342.86$ kN

Ολικό κατακόρυφο φορτίο (STR) $N_{ed} = 1.35 \times (4215.0 + 342.9) + 1.50 \times 104.7 = 6310.2$ kN

(GEO) $N_{ed} = 1.00 \times (4215.0 + 342.9) + 1.30 \times 104.7 = 4694.0$ kN

Φορτίο ανά μέτρο μήκους τοίχου +ιδ. βάρος πεδίου (STR) $N_{ed} = 291$ kN/m

(GEO) $N_{ed} = 216$ kN/m

Για πλάτος πεδίου $b_p = 2.02$ m $\sigma_{ed} = 0.001 \times 291 / 2.02 = 0.14$ MPa

(STR) $N_{ed} = 291 \text{ kN/m} < 303 \text{ kN/m} = 1000 \times 0.15 \times 2.02 / 1.00 = R_d$ φέρουσα ικανότητα εδάφους (Ευρωκ.7 6.5.2)

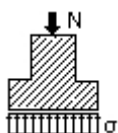
(GEO) $N_{ed} = 216 \text{ kN/m} < 216 \text{ kN/m} = 1000 \times 0.15 \times 2.02 / 1.40 = R_d$ φέρουσα ικανότητα εδάφους (Ευρωκ.7 6.5.2)

Πέδιλο από σκυρόδεμα πλάτος πεδίου 2.02m, ύψος πεδίου 0.66 m,

οπλισμός 18Φ14 κάτω-άνω, τσέρκι Φ10/30 (Ευρωκ.2 §9.8.2.1)

Θεμελίωση τοίχου: T3

Διαστάσεις μήκος=6.30m, ύψος=3.25m, πάχος=0.70m



Ιδιο βάρος θεμελίωσης = $(0.90 \times 0.50 \times 25 + 0.25 \times 18.20) \times 6.30 = 99.54$ kN

Ολικό κατακόρυφο φορτίο (STR) $N_{ed} = 1.35 \times (1194.4 + 99.5) + 1.50 \times 19.8 = 1776.5$ kN

(GEO) $N_{ed} = 1.00 \times (1194.4 + 99.5) + 1.30 \times 19.8 = 1319.7$ kN

Φορτίο ανά μέτρο μήκους τοίχου +ιδ. βάρος πεδίου (STR) $N_{ed} = 282$ kN/m

(GEO) $N_{ed} = 209$ kN/m

Για πλάτος πεδίου $b_p = 1.96$ m $\sigma_{ed} = 0.001 \times 282 / 1.96 = 0.14$ MPa

(STR) $N_{ed} = 282 \text{ kN/m} < 293 \text{ kN/m} = 1000 \times 0.15 \times 1.96 / 1.00 = R_d$ φέρουσα ικανότητα εδάφους (Ευρωκ.7 6.5.2)

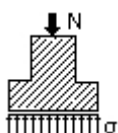
(GEO) $N_{ed} = 209 \text{ kN/m} < 209 \text{ kN/m} = 1000 \times 0.15 \times 1.96 / 1.40 = R_d$ φέρουσα ικανότητα εδάφους (Ευρωκ.7 6.5.2)

Πέδιλο από σκυρόδεμα πλάτος πεδίου 1.96m, ύψος πεδίου 0.63 m,

οπλισμός 17Φ14 κάτω-άνω, τσέρκι Φ10/30 (Ευρωκ.2 §9.8.2.1)

Θεμελίωση τοίχου: T4

Διαστάσεις μήκος=1.40m, ύψος=3.25m, πάχος=0.70m



Ιδιο βάρος θεμελίωσης = $(0.90 \times 0.50 \times 25 + 0.25 \times 18.20) \times 1.40 = 22.12$ kN

Ολικό κατακόρυφο φορτίο (STR) $N_{ed} = 1.35 \times (263.0 + 22.1) + 1.50 \times 3.6 = 390.3$ kN

(GEO) $N_{ed} = 1.00 \times (263.0 + 22.1) + 1.30 \times 3.6 = 289.8$ kN

Φορτίο ανά μέτρο μήκους τοίχου +ιδ. βάρος πεδίου (STR) $N_{ed} = 279$ kN/m

(GEO) $N_{ed} = 207$ kN/m

Για πλάτος πεδίου $b_p = 1.93$ m $\sigma_{ed} = 0.001 \times 279 / 1.93 = 0.14$ MPa

(STR) $N_{ed} = 279 \text{ kN/m} < 290 \text{ kN/m} = 1000 \times 0.15 \times 1.93 / 1.00 = R_d$ φέρουσα ικανότητα εδάφους (Ευρωκ.7 6.5.2)

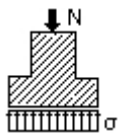
(GEO) $N_{ed} = 207 \text{ kN/m} < 207 \text{ kN/m} = 1000 \times 0.15 \times 1.93 / 1.40 = R_d$ φέρουσα ικανότητα εδάφους (Ευρωκ.7 6.5.2)

Πέδιλο από σκυρόδεμα πλάτος πεδίου 1.93m, ύψος πεδίου 0.62 m,

οπλισμός 16Φ14 κάτω-άνω, τσέρκι Φ10/30 (Ευρωκ.2 §9.8.2.1)

Θεμελίωση τοίχου: T5

Διαστάσεις μήκος=9.50m, ύψος=3.25m, πάχος=0.70m



Ιδιο βάρος θεμελίωσης = $(0.90 \times 0.50 \times 25 + 0.25 \times 18.20) \times 9.50 = 150.10$ kN

Ολικό κατακόρυφο φορτίο (STR) $N_{ed} = 1.35 \times (1856.5 + 150.1) + 1.50 \times 51.1 = 2785.6$ kN

(GEO) $N_{ed} = 1.00 \times (1856.5 + 150.1) + 1.30 \times 51.1 = 2073.0$ kN

Φορτίο ανά μέτρο μήκους τοίχου +ιδ. βάρος πεδίλου (STR) $N_{ed} = 293$ kN/m

(GEO) $N_{ed} = 218$ kN/m

Για πλάτος πεδίλου $b_p = 2.04$ m $\sigma_{ed} = 0.001 \times 293 / 2.04 = 0.14$ MPa

(STR) $N_{ed} = 293 \text{ kN/m} < 305 \text{ kN/m} = 1000 \times 0.15 \times 2.04 / 1.00 = R_d$ φέρουσα ικανότητα εδάφους (Ευρωκ.7 6.5.2)

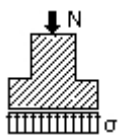
(GEO) $N_{ed} = 218 \text{ kN/m} < 218 \text{ kN/m} = 1000 \times 0.15 \times 2.04 / 1.40 = R_d$ φέρουσα ικανότητα εδάφους (Ευρωκ.7 6.5.2)

Πέδιλο από σκυρόδεμα πλάτος πεδίλου 2.04m, ύψος πεδίλου 0.67 m,

οπλισμός 18Φ14 κάτω-άνω, τσέρκι Φ10/30 (Ευρωκ.2 §9.8.2.1)

Θεμελίωση τοίχου: T6

Διαστάσεις μήκος=11.50m, ύψος=3.25m, πάχος=0.70m



Ιδιο βάρος θεμελίωσης = $(0.90 \times 0.50 \times 25 + 0.25 \times 18.20) \times 11.50 = 181.70$ kN

Ολικό κατακόρυφο φορτίο (STR) $N_{ed} = 1.35 \times (2316.5 + 181.7) + 1.50 \times 150.9 = 3598.9$ kN

(GEO) $N_{ed} = 1.00 \times (2316.5 + 181.7) + 1.30 \times 150.9 = 2694.4$ kN

Φορτίο ανά μέτρο μήκους τοίχου +ιδ. βάρος πεδίλου (STR) $N_{ed} = 313$ kN/m

(GEO) $N_{ed} = 234$ kN/m

Για πλάτος πεδίλου $b_p = 2.19$ m $\sigma_{ed} = 0.001 \times 313 / 2.19 = 0.14$ MPa

(STR) $N_{ed} = 313 \text{ kN/m} < 328 \text{ kN/m} = 1000 \times 0.15 \times 2.19 / 1.00 = R_d$ φέρουσα ικανότητα εδάφους (Ευρωκ.7 6.5.2)

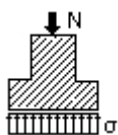
(GEO) $N_{ed} = 234 \text{ kN/m} < 234 \text{ kN/m} = 1000 \times 0.15 \times 2.19 / 1.40 = R_d$ φέρουσα ικανότητα εδάφους (Ευρωκ.7 6.5.2)

Πέδιλο από σκυρόδεμα πλάτος πεδίλου 2.19m, ύψος πεδίλου 0.74 m,

οπλισμός 22Φ14 κάτω-άνω, τσέρκι Φ10/30 (Ευρωκ.2 §9.8.2.1)

Θεμελίωση τοίχου: T8

Διαστάσεις μήκος=6.50m, ύψος=3.25m, πάχος=0.70m



Ιδιο βάρος θεμελίωσης = $(0.90 \times 0.50 \times 25 + 0.25 \times 18.20) \times 6.50 = 102.70$ kN

Ολικό κατακόρυφο φορτίο (STR) $N_{ed} = 1.35 \times (1338.9 + 102.7) + 1.50 \times 58.1 = 2033.3$ kN

(GEO) $N_{ed} = 1.00 \times (1338.9 + 102.7) + 1.30 \times 58.1 = 1517.1$ kN

Φορτίο ανά μέτρο μήκους τοίχου +ιδ. βάρος πεδίλου (STR) $N_{ed} = 313$ kN/m

(GEO) $N_{ed} = 233$ kN/m

Για πλάτος πεδίλου $b_p = 2.18$ m $\sigma_{ed} = 0.001 \times 313 / 2.18 = 0.14$ MPa

(STR) $N_{ed} = 313 \text{ kN/m} < 327 \text{ kN/m} = 1000 \times 0.15 \times 2.18 / 1.00 = R_d$ φέρουσα ικανότητα εδάφους (Ευρωκ.7 6.5.2)

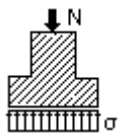
(GEO) $N_{ed} = 233 \text{ kN/m} < 233 \text{ kN/m} = 1000 \times 0.15 \times 2.18 / 1.40 = R_d$ φέρουσα ικανότητα εδάφους (Ευρωκ.7 6.5.2)

Πέδιλο από σκυρόδεμα πλάτος πεδίλου 2.18m, ύψος πεδίλου 0.74 m,

οπλισμός 22Φ14 κάτω-άνω, τσέρκι Φ10/30 (Ευρωκ.2 §9.8.2.1)

Θεμελίωση τοίχου: T7

Διαστάσεις μήκος=22.50m, ύψος=3.25m, πάχος=0.70m



Ιδιο βάρος θεμελίωσης = $(0.90 \times 0.50 \times 25 + 0.25 \times 18.20) \times 22.50 = 355.50$ kN

Ολικό κατακόρυφο φορτίο (STR) $N_{ed} = 1.35 \times (4351.0 + 355.5) + 1.50 \times 211.7 = 6671.3$ kN

(GEO) $N_{ed} = 1.00 \times (4351.0 + 355.5) + 1.30 \times 211.7 = 4981.7$ kN

Φορτίο ανά μέτρο μήκους τοίχου +ιδ. βάρος πεδίλου (STR) $N_{ed} = 297$ kN/m

(GEO) $N_{ed} = 221$ kN/m

Για πλάτος πεδίλου $b_p = 2.07$ m $\sigma_{ed} = 0.001 \times 297 / 2.07 = 0.14$ MPa

(STR) $N_{ed} = 297 \text{ kN/m} < 310 \text{ kN/m} = 1000 \times 0.15 \times 2.07 / 1.00 = R_d$ φέρουσα ικανότητα εδάφους (Ευρωκ.7 6.5.2)

(GEO) $N_{ed} = 221 \text{ kN/m} < 221 \text{ kN/m} = 1000 \times 0.15 \times 2.07 / 1.40 = R_d$ φέρουσα ικανότητα εδάφους (Ευρωκ.7 6.5.2)

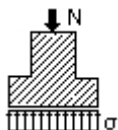
Πέδιλο από σκυρόδεμα πλάτος πεδίλου 2.07m, ύψος πεδίλου 0.68 m,

οπλισμός 19Φ14 κάτω-άνω, τσέρκι Φ10/30 (Ευρωκ.2 §9.8.2.1)

Θεμελίωση

Θεμελίωση τοίχου: T9

Διαστάσεις μήκος=10.00m, ύψος=3.25m, πάχος=0.50m



Ιδίο βάρος θεμελίωσης $= (0.70 \times 0.50 \times 25 + 0.25 \times 13.00) \times 10.00 = 120.00 \text{ kN}$

Ολικό κατακόρυφο φορτίο (STR) $N_{ed} = 1.35 \times (1464.8 + 120.0) + 1.50 \times 114.0 = 2310.5 \text{ kN}$

(GEO) $N_{ed} = 1.00 \times (1464.8 + 120.0) + 1.30 \times 114.0 = 1733.0 \text{ kN}$

Φορτίο ανά μέτρο μήκους τοίχου + ιδ. βάρος πεδίου (STR) $N_{ed} = 231 \text{ kN/m}$

(GEO) $N_{ed} = 173 \text{ kN/m}$

Για πλάτος πεδίου $b_p = 1.62 \text{ m}$ $\sigma_{ed} = 0.001 \times 231 / 1.62 = 0.14 \text{ MPa}$

(STR) $N_{ed} = 231 \text{ kN/m} < 243 \text{ kN/m} = 1000 \times 0.15 \times 1.62 / 1.00 = R_d$ φέρουσα ικανότητα εδάφους (Ευρωκ.7 6.5.2)

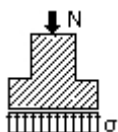
(GEO) $N_{ed} = 173 \text{ kN/m} < 173 \text{ kN/m} = 1000 \times 0.15 \times 1.62 / 1.40 = R_d$ φέρουσα ικανότητα εδάφους (Ευρωκ.7 6.5.2)

Πέδιλο από σκυρόδεμα πλάτος πεδίου 1.62m, ύψος πεδίου 0.56 m,

οπλισμός 12Φ14 κάτω-άνω, τσέρκι Φ10/30 (Ευρωκ.2 §9.8.2.1)

Θεμελίωση τοίχου: T10

Διαστάσεις μήκος=11.00m, ύψος=3.25m, πάχος=0.50m



Ιδίο βάρος θεμελίωσης $= (0.70 \times 0.50 \times 25 + 0.25 \times 13.00) \times 11.00 = 132.00 \text{ kN}$

Ολικό κατακόρυφο φορτίο (STR) $N_{ed} = 1.35 \times (1693.5 + 132.0) + 1.50 \times 146.4 = 2684.0 \text{ kN}$

(GEO) $N_{ed} = 1.00 \times (1693.5 + 132.0) + 1.30 \times 146.4 = 2015.8 \text{ kN}$

Φορτίο ανά μέτρο μήκους τοίχου + ιδ. βάρος πεδίου (STR) $N_{ed} = 244 \text{ kN/m}$

(GEO) $N_{ed} = 183 \text{ kN/m}$

Για πλάτος πεδίου $b_p = 1.71 \text{ m}$ $\sigma_{ed} = 0.001 \times 244 / 1.71 = 0.14 \text{ MPa}$

(STR) $N_{ed} = 244 \text{ kN/m} < 257 \text{ kN/m} = 1000 \times 0.15 \times 1.71 / 1.00 = R_d$ φέρουσα ικανότητα εδάφους (Ευρωκ.7 6.5.2)

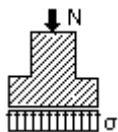
(GEO) $N_{ed} = 183 \text{ kN/m} < 183 \text{ kN/m} = 1000 \times 0.15 \times 1.71 / 1.40 = R_d$ φέρουσα ικανότητα εδάφους (Ευρωκ.7 6.5.2)

Πέδιλο από σκυρόδεμα πλάτος πεδίου 1.71m, ύψος πεδίου 0.61 m,

οπλισμός 14Φ14 κάτω-άνω, τσέρκι Φ10/30 (Ευρωκ.2 §9.8.2.1)

Θεμελίωση τοίχου: T11

Διαστάσεις μήκος=6.50m, ύψος=3.25m, πάχος=0.50m



Ιδίο βάρος θεμελίωσης $= (0.70 \times 0.50 \times 25 + 0.25 \times 13.00) \times 6.50 = 78.00 \text{ kN}$

Ολικό κατακόρυφο φορτίο (STR) $N_{ed} = 1.35 \times (966.4 + 78.0) + 1.50 \times 49.5 = 1484.2 \text{ kN}$

(GEO) $N_{ed} = 1.00 \times (966.4 + 78.0) + 1.30 \times 49.5 = 1108.8 \text{ kN}$

Φορτίο ανά μέτρο μήκους τοίχου + ιδ. βάρος πεδίου (STR) $N_{ed} = 228 \text{ kN/m}$

(GEO) $N_{ed} = 171 \text{ kN/m}$

Για πλάτος πεδίου $b_p = 1.59 \text{ m}$ $\sigma_{ed} = 0.001 \times 228 / 1.59 = 0.14 \text{ MPa}$

(STR) $N_{ed} = 228 \text{ kN/m} < 239 \text{ kN/m} = 1000 \times 0.15 \times 1.59 / 1.00 = R_d$ φέρουσα ικανότητα εδάφους (Ευρωκ.7 6.5.2)

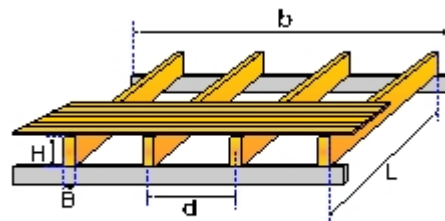
(GEO) $N_{ed} = 171 \text{ kN/m} < 171 \text{ kN/m} = 1000 \times 0.15 \times 1.59 / 1.40 = R_d$ φέρουσα ικανότητα εδάφους (Ευρωκ.7 6.5.2)

Πέδιλο από σκυρόδεμα πλάτος πεδίου 1.59m, ύψος πεδίου 0.55 m,

οπλισμός 12Φ14 κάτω-άνω, τσέρκι Φ10/30 (Ευρωκ.2 §9.8.2.1)

1. ΔΑΠΕ.-001

Δάπεδο ενός ανοίγματος



1.1. Τεχνική Περιγραφή, παραδοχές, υλικά φορτία

1.1.1. Τρόπος Κατασκευής

Εύλινο δάπεδο, από ξυλεία C24

Απόσταση μεταξύ δοκών πατώματος 0.800m, ελεύθερο άνοιγμα l
Διατομή δοκών πατώματος $B \times H = 120\text{mm} \times 250\text{mm}$. Πάχος πατώματος 20mm.

1.1.2. Κανονισμοί

EN1990:2002 Δράσεις

EN1991-1-1:2002 Φορτία κατασκευής

EN1995-1-1:2009 Εύλινες κατασκευές

1.1.3. Μέθοδος υπολογισμού

Υπολογίζονται οι εσωτερικές δυνάμεις στα άκρα και στο μέσον των δοκών του πατώματος, καθώς και τα ελαστικά βέλη κάμψης, για όλους τους συνδυασμούς φορτίσεων σύμφωνα με τον Ευρ. 1 και Ευρ. 5, και γίνονται όλοι οι έλεγχοι φέρουσας ικανότητας (EC5 EN1995-1-1:2009, §6). Ελέγχονται επίσης τα βέλη σε κατάσταση λειτουργικότητας EC5 EN1995-1-1:2009, §7.2, καθώς και οι ταλαντώσεις σύμφωνα με (EC5 EN1995-1-1:2009, §7.3.3)

1.1.4. Ιδιότητες υλικών (ξυλεία) (EC5 EN1995-1-1:2009, §3)

Ποιότητα ξυλείας: C24

Κλάση λειτουργίας : Κλάση 2, περιεκτικότητα υγρασίας $\leq 20\%$ (EC5 §2.3.1.3)

Συντελεστής ασφαλ. υλικού $\gamma_M = 1.30$ (EC5 Πίνακας 2.3)

Χαρακτηριστικές ιδιότητες ξυλείας

$f_{mk} = 24.0 \text{ MPa}$, $f_{t0k} = 14.0 \text{ MPa}$, $f_{t90k} = 0.4 \text{ MPa}$

$f_{c0k} = 21.0 \text{ MPa}$, $f_{c90k} = 5.3 \text{ MPa}$, $f_{vk} = 2.5 \text{ MPa}$

$E_{0m} = 11000 \text{ MPa}$, $E_{005} = 7400 \text{ MPa}$, $E_{90m} = 370 \text{ MPa}$

$G_m = 690 \text{ MPa}$, $\rho_k = 350 \text{ Kg/m}^3$

1.1.5. Κατανεμημένα φορτία δαπέδου

Επικάλυψη δαπέδου $G_e = 0.600 \text{ kN/m}^2$

Ιδιο βάρος (μόνωση-δοκοί) $G_w = 0.100 \text{ kN/m}^2$

Οροφή κάτω επιφάνειας $G_c = 0.300 \text{ kN/m}^2$

Σύνολο μόνιμων φορτίων $G_e + G_w + G_c = G_s = 1.000 \text{ kN/m}^2$

Κινητό φορτίο δαπέδου $Q_f = 2.000 \text{ kN/m}^2$

1.1.6. Φορτία ανά m δοκού δαπέδου

Μόνιμο φορτίο $G_k = 0.800 \times 1.000 = 0.800 \text{ kN/m}$

Κινητό φορτίο $Q_k = 0.800 \times 2.000 = 1.600 \text{ kN/m}$

1.1.7. Στοιχεία διατομής δοκών δαπέδου

Διατομή $B \times H = 120\text{mm} \times 250\text{mm}$, $A = 3.000\text{E}+004\text{mm}^2$, $I = 2.945\text{E}+008\text{mm}^4$, $W = 1.250\text{E}+006\text{mm}^3$

1.2. Εντατικά μεγέθη δοκού ($L = 5.350\text{m}$)

Μόνιμο φορτία $G_k = 0.800\text{kN/m}$, $\max V = 2.14\text{kN}$, $\max M = 2.86\text{kNm}$, $\max \Delta = 2.80\text{mm}$

Κινητό φορτία $Q_k = 1.600\text{kN/m}$, $\max V = 4.28\text{kN}$, $\max M = 5.72\text{kNm}$, $\max \Delta = 5.60\text{mm}$

1.3. Έλεγχος Οριακής Κατάστασης Λειτουργικότητας (EC5 EN1995-1-1:2009, §2.2.3, §7)**Έλεγχος βέλους κάμψης στο μέσο της δοκού (EC5 §7.2)**

Φόρτιση [kN/m]	u [mm]	Δράση	ψ0	ψ1	ψ2	Kdef
(G) Μόνιμο Gk = 0.800	2.801	Μόνιμη	1.00	1.00	1.00	0.80
(Qf) Κινητό Qk = 1.600	5.601	Μεσοχρόνια	0.70	0.50	0.30	0.80

Συνδυασμός φόρτισης	w.inst	w.fin [mm]
1 G	2.801	5.041
2 Q1	5.601	6.945
3 G + Q1	8.402	11.986

w.fin,g=w.inst,g(1+kdef), w.fin,q=w.inst,q(1+ψ2·kdef) (EC5 §2.2.3, Εξ.2.3, Εξ.2.4)

Μέγιστες τιμές βελών

w.inst = 8.402 mm, w.fin = 11.986 mm

Έλεγχος σύμφωνα με EC5 EN1995-1-1:2009 §7.2, Πιν.7.2**Έλεγχος τελικού βέλους κάμψης**

w.inst = 8.402 mm < L/300=5350/300= 17.833 mm

w.net,fin = 11.986 mm < L/250=5350/250= 21.400 mm

w.fin = 11.986 mm < L/200=5350/200= 26.750 mm

Ο έλεγχος ικανοποιείται

1.4. Ταλαντώσεις (EC5 EN1995-1-1:2009, §7.3.3)

Θεμελιώδης ιδιοσυχνότητα πατώματος $f=(3.14/2L^2)\sqrt{(EI/M)}$ (EC5 EN1995-1-1:2009 §7.3.3)

L=5.350 m, E=1.100E+010 Nm²/m, I=2.945E-004 m⁴, M=81.55 kg/m², f=10.94 Hz

f=10.94 Hz > 8 Hz. Η θεμελιώδης ιδιοσυχνότητα είναι αποδεκτή

w/F=0.0208xL³/EI=0.985 <= a=1.0mm/kN (EC5 Eq.7.3)

(EI)l/(EI)b=500, b/l=6.00/5.35=1.12, n40=9.95 (EC5 Εξ.7.7)

v=4x(0.4+0.6x9.95)/(81.55x6.00x5.35+200)=0.009 (EC5 Εξ.7.6)

ζ=0.01, vlim=120^(10.94x0.01-1)=0.014, v=0.009<=0.014=vlim, a=1.0mm/kN, b=120m/Ns² (EC5 Eq.7.4)

Οι απαιτήσεις EN 1995 §7.3.3 για πατώματα κατοικιών ικανοποιούνται

1.5. Έλεγχος Οριακής Κατάστασης Αστοχίας (EC5 EN1995-1-1:2009, §6)

Loading [kN/m]	Δράση	γg	γq	ψo
(G) Μόνιμο Gk = 0.800	Μόνιμη	1.35	0.00	1.00
(Qf) Κινητό Qk = 1.600	Μεσοχρόνια	0.00	1.50	0.70

Σ.φ.	Συνδυασμός φόρτισης	Κλάση διάρκειας	kmod	V/Kmod	M/Kmod
1	γg.G	Μόνιμη	0.60	4.815	6.440
2	γg.G + γq.Qf	Μεσοχρόνια	0.80	11.636	15.563
	Μέγιστες τιμές			11.636	15.563

Έλεγχος διάτμησης, Fv=9.309 kN (EC5 §6.1.7)

Ορθογωνική διατομή, bef=0.67x120=80 mm, h=250 mm, A= 20 000 mm²

Τροποποιητικός συντελεστής Kmod=0.80 (Πιν.3.1), Συντελεστής ασφαλ. υλικού γM=1.30 (Πίνακας 2.3)

fvk=2.50 N/mm², fvd=Kmod·fvk/γM=0.80x2.50/1.30=1.54N/mm² (EC5 Εξ.2.14)

Fv=9.309 kN, τv0d=1.50Fv0d/Anetto=1000x1.50x9.309/20000=0.70N/mm² < 1.54N/mm²=fv0d (Εξ.6.13)

Ο έλεγχος ικανοποιείται

Έλεγχος κάμψης, Myd=12.451 kNm, Mzd=0.000 kNm (EC5 §6.1.6)

Ορθογωνική διατομή, $b=120\text{mm}$, $h=250\text{mm}$, $A=3.000\text{E}+004\text{mm}^2$, $W_y=1.250\text{E}+006\text{mm}^3$, $W_z=6.000\text{E}+005\text{mm}^3$
 Τροποποιητικός συντελεστής $K_{mod}=0.80$ (Πιν.3.1), Συντελεστής ασφαλ. υλικού $\gamma_M=1.30$ (Πινακας 2.3)
 $f_{yk}=24.00\text{ N/mm}^2$, $f_{myd}=K_{mod}\cdot f_{yk}/\gamma_M=0.80\times 24.00/1.30=14.77\text{N/mm}^2$
 $f_{mk}=24.00\text{ N/mm}^2$, $f_{mzd}=K_{mod}\cdot f_{mk}/\gamma_M=0.80\times 24.00/1.30=14.77\text{N/mm}^2$

Ορθογωνική διατομή $K_m=0.70$ (EC5 §6.1.6.(2))

$$\sigma_{myd}=Myd/W_{my,netto}=1\text{E}+06\times 12.451/1.250\text{E}+006=9.96\text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{mzd}=Mzd/W_{mz,netto}=1\text{E}+06\times 0.000/6.000\text{E}+005=0.00\text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{myd}/f_{myd}+K_m\cdot\sigma_{mzd}/f_{mzd}=0.674+0.000=0.67 < 1 \text{ (EC5 Εξ.6.11)}$$

$$K_m\cdot\sigma_{myd}/f_{myd}+\sigma_{mzd}/f_{mzd}=0.472+0.000=0.47 < 1 \text{ (EC5 Εξ.6.12)}$$

Ο έλεγχος ικανοποιείται

Έλεγχος κάμψης δοκών με κύρτωση, Myd=12.451 kNm, Mzd=0.000 kNm (EC5 §6.3.3)

Ορθογωνική διατομή, $b=120\text{mm}$, $h=250\text{mm}$, $A=3.000\text{E}+004\text{mm}^2$, $W_y=1.250\text{E}+006\text{mm}^3$, $W_z=6.000\text{E}+005\text{mm}^3$
 Τροποποιητικός συντελεστής $K_{mod}=0.80$ (Πιν.3.1), Συντελεστής ασφαλ. υλικού $\gamma_M=1.30$ (Πινακας 2.3)
 $f_{ck}=21.00\text{ N/mm}^2$, $f_{cd}=K_{mod}\cdot f_{ck}/\gamma_M=0.80\times 21.00/1.30=12.92\text{N/mm}^2$
 $f_{yk}=24.00\text{ N/mm}^2$, $f_{myd}=K_{mod}\cdot f_{yk}/\gamma_M=0.80\times 24.00/1.30=14.77\text{N/mm}^2$
 $f_{mk}=24.00\text{ N/mm}^2$, $f_{mzd}=K_{mod}\cdot f_{mk}/\gamma_M=0.80\times 24.00/1.30=14.77\text{N/mm}^2$

Ορθογωνική διατομή $K_m=0.70$ (EC5 §6.1.6.(2))

$$\sigma_{myd}=Myd/W_{my,netto}=1\text{E}+06\times 12.451/1.250\text{E}+006=9.96\text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{mzd}=Mzd/W_{mz,netto}=1\text{E}+06\times 0.000/6.000\text{E}+005=0.00\text{ N/mm}^2$$

Μήκη Λυγισμού

$$S_{ky}=1.00\times 5.350=5.350\text{ m}=5350\text{ mm}$$

$$S_{kz}=0.10\times 5.350=0.535\text{ m}=535\text{ mm}$$

Λυγηρότητες

$$i_y=\sqrt{(I_y/A)}=0.289\times 250=72\text{ mm}$$
, $\lambda_y=5350/72=74.31$

$$i_z=\sqrt{(I_z/A)}=0.289\times 120=35\text{ mm}$$
, $\lambda_z=535/35=15.29$

$$\sigma_{m,crit,y}=0.78\cdot b^2\cdot E_{005}/(h\cdot L_{ef})=0.78\times 120^2\times 7400/(250\times 4815)=69.05\text{N/mm}^2 \text{ (EC5 Εξ.6.32)}$$

$$\sigma_{m,crit,z}=0.78\cdot b^2\cdot E_{005}/(h\cdot L_{ef})=0.78\times 250^2\times 7400/(120\times 535)=5619.16\text{N/mm}^2 \text{ (EC5 Εξ.6.32)}$$

Κρίσιμες τάσεις

$$\sigma_{m,crit,y}=69.05\text{ N/mm}^2$$
, $\lambda_{rel,my}=\sqrt{(f_{yk}/\sigma_{m,crit,y})}=0.59 \text{ (EC5 Εξ.6.30)}$

$$\sigma_{m,crit,z}=5619.16\text{ N/mm}^2$$
, $\lambda_{rel,mz}=\sqrt{(f_{mk}/\sigma_{m,crit,z})}=0.07 \text{ (EC5 Εξ.6.30)}$

$$\lambda_{rel,my}=0.59, (\lambda_{rel}\leq 0.75), K_{crit,y}=1.00 \text{ (EC5 Εξ.6.34)}$$

$$\lambda_{rel,mz}=0.07, (\lambda_{rel}\leq 0.75), K_{crit,z}=1.00 \text{ (EC5 Εξ.6.34)}$$

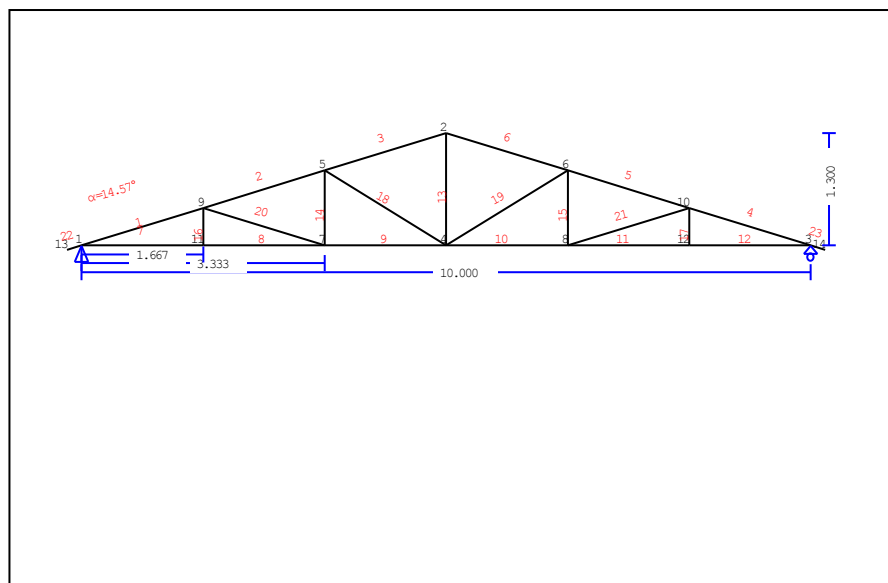
$$\sigma_{myd}/(K_{crit,y}\cdot f_{myd})+K_m\cdot\sigma_{mzd}/(K_{crit,z}\cdot f_{mzd})=0.674+0.000=0.67 < 1 \text{ (EC5 Εξ.6.33)}$$

$$K_m\cdot\sigma_{myd}/(K_{crit,y}\cdot f_{myd})+\sigma_{mzd}/(K_{crit,z}\cdot f_{mzd})=0.472+0.000=0.47 < 1 \text{ (EC5 Εξ.6.33)}$$

Ο έλεγχος ικανοποιείται

1. ΣΤΕΓ.-001

Στέγη δίδριχη τύπου N



1.1. Τεχνική Περιγραφή, παραδοχές, υλικά φορτία

1.1.1. Τρόπος Κατασκευής

Εύλινη στέγη, από ζευκτιά ξυλεία C24. Τύπος ζευκτού όπως το ανωτέρω σχέδιο.
 Ανοιγμα ζευκτιών 10.000 m, ύψος 1.300 m, κλίση στέγης 14.57°, απόσταση ζευκτιών 0.800m
 Πέτσιωμα από ξυλεία C24, πάχους 20 mm
 Τεγίδες από ξυλεία C24, διαστάσεων 50x50 mm, σε απόσταση 0.350 m
 Διατομές ράβδων ζευκτού BxH [mm]
 Ράβδοι 1, 2, 3, 4, 5, 6, Διατομή 100x180 [mm]
 Ράβδοι 7, 8, 9, 10, 11, 12, Διατομή 100x180 [mm]
 Ράβδοι 13, Διατομή 100x100 [mm]
 Ράβδοι 14, 15, 16, 17, Διατομή 100x100 [mm]
 Ράβδοι 18, 19, 20, 21, Διατομή 100x100 [mm]
 Ογκος ζευκτού = 0.484 m³, βάρος ζευκτού = 1.663 kN

1.1.2. Κανονισμοί

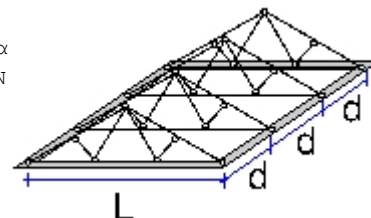
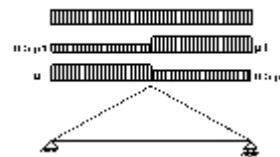
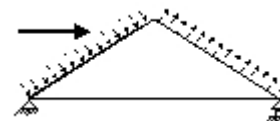
EN1990:2002, Ευρωκώδικας 0 Μέρος 1-1, Δράσεις
 EN1991-1-1:2002, Ευρωκώδικας 1 Μέρος 1-1, Φορτία κατασκευής
 EN1991-1-3:2003, Ευρωκώδικας 1 Μέρος 1-3, Φορτία χιονιού
 EN1991-1-4:2005, Ευρωκώδικας 1 Μέρος 1-4, Φορτία ανέμου
 EN1995-1-1:2009, Ευρωκώδικας 5 Μέρος 1-1, Εύλινες κατασκευές

1.1.3. Μέθοδος υπολογισμού

Οι εσωτερικές δυνάμεις του ζευκτού της στέγης υπολογίζονται με ανάλυση του ραβδόμορφου φορέα, με πεπερασμένα στοιχεία, με άκαμπτες ή ελαστικές συνδέσεις. Για να υπολογιστούν οι διάφορες φορτίσεις, πρώτα υπολογίζονται οι εντατικές καταστάσεις, για μοναδιαίες φορτίσεις, και εν συνεχεία με συνδυασμό αυτών προκύπτουν οι εντατικές καταστάσεις στις διάφορες φορτίσεις. Εξετάζονται όλοι οι συνδυασμοί επικίνδυνων φορτίσεων, σύμφωνα με Ευρωκώδικα 1 και Ευρωκώδικας 5, και γίνονται όλοι οι έλεγχοι των ράβδων στις δυσμενέστερες συνθήκες φόρτισης (φέρουσα ικανότητα), σύμφωνα με EC5 EN1995-1-1:2009, §6. Γίνονται επίσης οι έλεγχοι των συνδέσεων σύμφωνα με EC5 EN1995-1-1:2009, §8. Ελέγχονται επίσης τα βέλη σε κατάσταση λειτουργικότητας, σύμφωνα με EC5 EN1995-1-1:2009, §7.

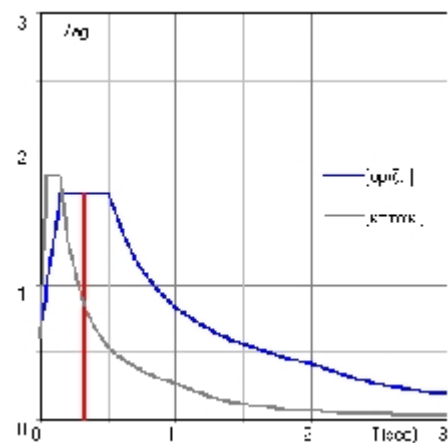
1.1.4. Ιδιότητες υλικών (ζευκτών, τεγίδων, πετρώματος) (EC5 EN1995-1-1:2009, §3)

Ποιότητα ξυλείας: C24

Κλάση λειτουργίας : Κλάση 2, περιεκτικότητα υγρασίας $\leq 20\%$ (EC5 §2.3.1.3)Συντελεστής ασφαλ. υλικού $\gamma_M=1.30$ (EC5 Πίνακας 2.3)**Χαρακτηριστικές ιδιότητες ξυλείας** $f_{mk} = 24.0 \text{ MPa}$, $f_{t0k} = 14.0 \text{ MPa}$, $f_{t90k} = 0.4 \text{ MPa}$ $f_{c0k} = 21.0 \text{ MPa}$, $f_{c90k} = 5.3 \text{ MPa}$, $f_{vk} = 2.5 \text{ MPa}$ $E_{0m} = 11000 \text{ MPa}$, $E_{005} = 7400 \text{ MPa}$, $E_{90m} = 370 \text{ MPa}$ $G_m = 690 \text{ MPa}$, $\rho_k = 350 \text{ Kg/m}^3$ **1.1.5. Κατανεμημένα φορτία στέγης**Επικάλυψη στέγης $G_e = 0.600 \text{ kN/m}^2$ (Κεραμίδια κερα)Τεγίδες, σανίδωμα, μόνωση $G_t = 0.100 \text{ kN/m}^2$ $G_e+G_t = 0.700 \text{ kN}$ Οροφή κάτω επιφάνειας στέγης $G_c = 0.300 \text{ kN/m}^2$ Φορτίο χιονιού επί του εδάφους $S_k = 1.250 \text{ kN/m}^2$ Πίεση ανέμου σε κάθετη επιφάνεια $Q_w = 1.250 \text{ kN/m}^2$ Επιβεβλημένο φορτίο (κατηγορία H) $Q_i = 0.500 \text{ kN/m}^2$ **1.2. Φορτίου χιονιού** (EC1 EN1991-1-3:2003, §5,)Χαρακτηριστική τιμή φορτίου χιονιού επί εδάφους: $s_k=1.250 \text{ kN/m}^2$ Φορτίο χιονιού σε στέγη (EC1 EN1991-1-3:2003, §5,)Γωνία κλίσης στέγης : $\alpha=14.574^\circ$ Συντελεστής έκθεσης : $C_e=1.000$ (EC1-1-3 §5.2(7))Συντελεστής θερμότητας : $C_t=1.000$ (EC1-1-3 §5.2(8))Συντελεστής μορφής, $\alpha_1=\alpha_2=14.57^\circ$, $\mu_1(\alpha_1)=\mu_1(\alpha_2)=0.800$ (Πίνακας 5.2) $S(\alpha_1)=\mu_1(\alpha_1) \cdot C_e \cdot C_t \cdot S_k=0.800 \times 1.00 \times 1.00 \times 1.250=1.000 \text{ kN/m}^2$ (§5.2) $S(\alpha_2)=\mu_1(\alpha_2) \cdot C_e \cdot C_t \cdot S_k=0.800 \times 1.00 \times 1.00 \times 1.250=1.000 \text{ kN/m}^2$ Φορτίου χιονιού (EC1 EN1991-1-3:2003, §5,.2(5.1), §5.3.3)Περιπτώσεις φόρτισης (I), $S(\text{Αριστ})=S(\alpha_1) = 1.000 \text{ kN/m}^2$, $S(\text{Δεξιά})=S(\alpha_2) = 1.000 \text{ kN/m}^2$ Περιπτώσεις φόρτισης (II), $S(\text{Αριστ})=0.5 \times S(\alpha_1)=0.500 \text{ kN/m}^2$, $S(\text{Δεξιά})=S(\alpha_2) = 1.000 \text{ kN/m}^2$ Περιπτώσεις φόρτισης (III), $S(\text{Αριστ})=S(\alpha_1) = 1.000 \text{ kN/m}^2$, $S(\text{Δεξιά})=0.5 \times S(\alpha_2)=0.500 \text{ kN/m}^2$ **1.3. Φορτίο ανέμου** (EC1 EN1991-1-4:2005 §5)Πίεση ανέμου $Q(z)=Q_{ref} \cdot C_e(z)$, $Q_{ref}=V_{ref}^2/1.6$ (EC1 EN1991-1-4:2005 §4.5)Εξωτερική πίεση ανέμου $Q_{ref} \cdot C_e(z) = 1.250 \text{ kN/m}^2$ Πίεση ανέμου σε στέγη $w_e=Q_{ref} \cdot C_e(z) \cdot C_{pe}$ (EC1 EN1991-1-4:2005, §5.2)Συντελεστές εξωτερικής πίεσης (EC1 EN1991-1-4:2005 Πιν. 7.3)Για κλίση στέγης $\alpha=14.57^\circ$, $C_{pe}(+)=0.20$, $C_{pe}(-)=-0.60$ Πίεση ανέμου $w_e(\text{Αριστ}) = 0.250 \text{ kN/m}^2$ Πίεση ανέμου $w_e(\text{Δεξιά}) = -0.750 \text{ kN/m}^2$ 

1.4. Σεισμικό φορτίο (EC8 EN1998-1-1:2004, §3)

Οριζόντια σεισμική επιτάχυνση (§3.2.2.2)	$a_{gr}/g=0.24$
Κατακόρ./οριζ. σεισμική επιτάχυνση (§3.2.2.3)	$a_{vg}/a_g=0.90$
Συντ. σπουδαιότητας κτιρίου (§3.2.1, Τ.4.3)	$\gamma_i=1.00$
Συντ. θεμελίωσης (§3.2.2.2)	$S=1.00$
Συντ. συμπεριφοράς [οριζ.] (§3.2.2.5)	$q=1.50$
Συντ. συμπεριφοράς [κατακ.]	$q_v=1.50$
Συντ. φασματικής μορφής [οριζ.] (§3.2.2.5)	$\beta_h(T)=2.50$
Συντ. φασματικής μορφής [κατακ.] (§3.2.2.3)	$\beta_v(T)=3.00$
Διορθωτικός συντελεστής (§4.3.3.2.2.1)	$\lambda=0.85$
Κατανομή φορτίων $\zeta=z_i W_i / \sum z_j W_j$ (§4.3.3.2.3)	$\zeta=1.50$
Θεμελιώδης ιδιοπερίοδος (§4.3.3.2.2.3)	$T(\text{sec})=0.32$
Συντελεστής συνδυασμού μεταβλητών δράσεων	$\psi_2=0.30$
Συντελεστής συνδυασμού δράσεων χιονιού	$\psi_2=0.20$
Χαρακτηριστικές περίοδοι φάσματος [οριζ.]:	$T_b=0.15\text{sec}, T_c=0.50\text{sec}, T_d=2.00\text{sec}$
Χαρακτηριστικές περίοδοι φάσματος [κατακ.]:	$T_b=0.05\text{sec}, T_c=0.15\text{sec}, T_d=1.00\text{sec}$



Οριζόντιο : $F_h = a_{gr} \cdot \gamma_i \cdot S \cdot \beta_h(T) \cdot \lambda \cdot \zeta / q$

$$F_h = g \times 0.24 \times 1.00 \times 1.00 \times 2.50 \times 0.85 \times 1.50 / 1.50 = 0.510 \times g \quad (\text{EC8 } \S 3.2.2.2)$$

Κατακόρυφο: $F_v = (a_{vg}/a_g) \cdot a_{gr} \cdot \gamma_i \cdot \beta_v(T) \cdot \lambda \cdot \zeta / q_v$

$$F_v = g \times 0.90 \times 0.24 \times 1.00 \times 3.00 \times 0.85 \times 1.50 / 1.50 = 0.551 \times g \quad (\text{EC8 } \S 3.2.2.3)$$

1.5. Υπολογισμός σανιδώματος

Στατικό σύστημα σανιδώματος

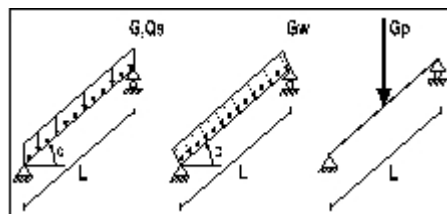
Το σανίδωμα υπολογίζεται σαν αμφιέρεστη δοκός με άνοιγμα
Απόσταση τεγίδων $L=0.350\text{m}$, και πλάτος 1.00m

Διαστάσεις σανιδώματος

Ευλεία σανιδώματος: C24, κλάση λειτουργίας: Κλάση 2, περιεκτικότητα υγρασίας $\leq 20\%$
Απόσταση τεγίδων $L=0.350\text{m}$, κλίση στέγης $\alpha=14.57^\circ$, πάχος σανιδώματος 20mm

Φορτία σανιδώματος

Επικάλυψη $G_e=0.600\text{ kN/m}^2$
 Ίδιο βάρος $G_l=0.069\text{ kN/m}^2$
 Φορτίο χιονιού $Q_s=1.000\text{ kN/m}^2$
 Φορτίο ανέμου $Q_w=0.250\text{ kN/m}^2$
 Φορτίο εργάτη $Q_p=1.000\text{ kN}$



Εντατικά μεγέθη σανιδώματος (άνοιγμα $L=0.350\text{ m}$, πλάτος= 1.00 m)

Φόρτιση	Δράση	γ_g	γ_q	ψ_0	$\max N$ [kN]	$\max Q$ [kN]	$\max M$ [kNm]
(Gk) Μόνιμα $G_k=0.669$ [kN/m]	Μόνιμη	1.35	0.00	1.00	0.059	0.113	0.010
(Qk1) Χιόν $Q_{ks}=1.000$ [kN/m]	Μεσοχρόνια	0.00	1.50	0.70	0.085	0.164	0.014
(Qk2) Άνεμος $Q_{kw}=0.250$ [kN/m]	Στιγμιαία	0.00	1.50	0.60	0.000	0.044	0.004
(Qk3) Εργάτης $Q_{kp}=1.000$ [kN]	Στιγμιαία	0.00	1.00	0.00	0.252	0.484	0.085

1.5.1. Έλεγχος Οριακής Κατάστασης Λειτουργικότητας (EC5 EN1995-1-1:2009, §2.2.3, §7)

Έλεγχος βέλους κάμψης (EC5 §7.2)

Φόρτιση [kN/m]	u [mm]	Δράση	ψ_0	ψ_1	ψ_2	K_{def}
(Gk) Μόνιμα $G_k=0.669$ [kN/m]	0.007	Μόνιμη	1.00	1.00	1.00	0.80
(Qk1) Χιόν $Q_{ks}=1.000$ [kN/m]	0.010	Μεσοχρόνια	0.70	0.50	0.20	0.80
(Qk2) Άνεμος $Q_{kw}=0.250$ [kN/m]	0.003	Στιγμιαία	0.60	0.20	0.00	0.80

Συνδυασμός φόρτισης	w_{inst}	w_{fin} [mm]
1 Gk	0.007	0.013
2 Gk + Qk1	0.018	0.025
3 Gk + Qk2	0.010	0.016
4 Gk + Qk1 + $\psi_0 \cdot Qk2$	0.019	0.027
5 Gk + Qk2 + $\psi_0 \cdot Qk1$	0.017	0.025

$$w_{fin,g}=w_{inst,g}(1+k_{def}), \quad w_{fin,q}=w_{inst,q}(1+\psi_2 \cdot k_{def}) \quad (\text{EC5 §2.2.3, Εξ.2.3, Εξ.2.4})$$

Μέγιστες τιμές βελών

$$w_{inst} = 0.019\text{ mm}, \quad w_{fin} = 0.027\text{ mm}$$

Έλεγχος σύμφωνα με EC5 EN1995-1-1:2009 §7.2, Πιν.7.2

Έλεγχος τελικού βέλους κάμψης

$$w_{inst} = 0.019\text{ mm} < L/300=350/300= 1.167\text{ mm}$$

$$w_{net,fin} = 0.027\text{ mm} < L/250=350/250= 1.400\text{ mm}$$

$$w_{fin} = 0.027\text{ mm} < L/200=350/200= 1.750\text{ mm}$$

Ο έλεγχος ικανοποιείται

1.5.2. Έλεγχος σανιδώματος, Οριακή Κατάσταση Αστοχίας (EC5 EN1995-1-1:2009, §6)

Σ.Φ.	Συνδυασμός φόρτισης	Κλάση διάρκειας	k_{mod}	N/K_{mod}	V/K_{mod}	M/K_{mod}
1	γγ.Gk	Μόνιμη	0.60	-0.133	0.255	0.022
2	γγ.Gk + γγ. Qk1	Μεσοχρόνια	0.80	-0.259	0.499	0.044
3	γγ.Gk + γγ. Qk2	Στιγμιαία	1.10	-0.072	0.199	0.017
4	γγ.Gk + γγ. Qk3	Στιγμιαία	1.10	-0.301	0.579	0.089
5	γγ.Gk + γγ. Qk1 + γγ. ψο. Qk2	Στιγμιαία	1.10	-0.189	0.398	0.035
6	γγ.Gk + γγ. Qk2 + γγ. ψο. Qk1	Στιγμιαία	1.10	-0.154	0.355	0.031
	Μέγιστες τιμές			-0.301	0.579	0.089

Σανίδωμα, Συνδυασμός φόρτισης Νο 4**Έλεγχος θλίψης παράλληλα προς τις ίνες, $F_{c0d} = -0.331 \text{ kN}$** (EC5 §6.1.4)Ορθογωνική διατομή, $b=1000 \text{ mm}$, $h=20 \text{ mm}$, $A=20\,000 \text{ mm}^2$ Τροποποιητικός συντελεστής $K_{mod}=1.10$ (Πιν.3.1), Συντελεστής ασφαλ. υλικού $\gamma_M=1.30$ (Πίνακας 2.3)
 $f_{c0k}=21.00 \text{ N/mm}^2$, $f_{c0d}=K_{mod} \cdot f_{c0k} / \gamma_M = 1.10 \times 21.00 / 1.30 = 17.77 \text{ N/mm}^2$ (EC5 Εξ.2.14) $F_{c0d} = -0.331 \text{ kN}$, $\sigma_{c0d} = F_{c0d} / A_{netto} = 1000 \times 0.331 / 20000 = 0.02 \text{ N/mm}^2 < 17.77 \text{ N/mm}^2 = f_{c0d}$ (Εξ.6.2)

Ο έλεγχος ικανοποιείται

Σανίδωμα, Συνδυασμός φόρτισης Νο 4**Έλεγχος διάτμησης, $F_v = 0.637 \text{ kN}$** (EC5 §6.1.7)Ορθογωνική διατομή, $b_{ef}=0.67 \times 1000 = 670 \text{ mm}$, $h=20 \text{ mm}$, $A=13\,400 \text{ mm}^2$ Τροποποιητικός συντελεστής $K_{mod}=1.10$ (Πιν.3.1), Συντελεστής ασφαλ. υλικού $\gamma_M=1.30$ (Πίνακας 2.3)
 $f_{vk}=2.50 \text{ N/mm}^2$, $f_{vd}=K_{mod} \cdot f_{vk} / \gamma_M = 1.10 \times 2.50 / 1.30 = 2.12 \text{ N/mm}^2$ (EC5 Εξ.2.14) $F_v = 0.637 \text{ kN}$, $\tau_{v0d} = 1.50 F_v / A_{netto} = 1000 \times 1.50 \times 0.637 / 13400 = 0.07 \text{ N/mm}^2 < 2.12 \text{ N/mm}^2 = f_{vd}$ (Εξ.6.13)

Ο έλεγχος ικανοποιείται

Σανίδωμα, Συνδυασμός φόρτισης Νο 4**Έλεγχος κάμψης, $M_{yd} = 0.098 \text{ kNm}$, $M_{zd} = 0.000 \text{ kNm}$** (EC5 §6.1.6)Ορθογωνική διατομή, $b=1000 \text{ mm}$, $h=20 \text{ mm}$, $A=2.000 \text{ E}+004 \text{ mm}^2$, $W_y=6.667 \text{ E}+004 \text{ mm}^3$, $W_z=3.333 \text{ E}+006 \text{ mm}^3$ Τροποποιητικός συντελεστής $K_{mod}=1.10$ (Πιν.3.1), Συντελεστής ασφαλ. υλικού $\gamma_M=1.30$ (Πίνακας 2.3)
 $f_{mk}=24.00 \text{ N/mm}^2$, $f_{mysd}=K_{mod} \cdot f_{mk} / \gamma_M = 1.10 \times 24.00 / 1.30 = 20.31 \text{ N/mm}^2$ $f_{mzk}=24.00 \text{ N/mm}^2$, $f_{mzsd}=K_{mod} \cdot f_{mzk} / \gamma_M = 1.10 \times 24.00 / 1.30 = 20.31 \text{ N/mm}^2$ Ορθογωνική διατομή $K_m=0.70$ (EC5 §6.1.6.(2)) $\sigma_{myd} = M_{yd} / W_{my,netto} = 1 \text{ E}+06 \times 0.098 / 6.667 \text{ E}+004 = 1.47 \text{ N/mm}^2$ $\sigma_{mzd} = M_{zd} / W_{mz,netto} = 1 \text{ E}+06 \times 0.000 / 3.333 \text{ E}+006 = 0.00 \text{ N/mm}^2$ $\sigma_{myd} / f_{mysd} + K_m \cdot \sigma_{mzd} / f_{mzsd} = 0.072 + 0.000 = 0.07 < 1$ (EC5 Εξ.6.11) $K_m \cdot \sigma_{myd} / f_{mysd} + \sigma_{mzd} / f_{mzsd} = 0.051 + 0.000 = 0.05 < 1$ (EC5 Εξ.6.12)

Ο έλεγχος ικανοποιείται

Σανίδωμα, Συνδυασμός φόρτισης Νο 4**Έλεγχος κάμψης με αξονική θλίψη, $F_{c0d} = -0.331 \text{ kN}$, $M_{yd} = 0.098 \text{ kNm}$, $M_{zd} = 0.000 \text{ kNm}$** (EC5 §6.2.4)Ορθογωνική διατομή, $b=1000 \text{ mm}$, $h=20 \text{ mm}$, $A=2.000 \text{ E}+004 \text{ mm}^2$, $W_y=6.667 \text{ E}+004 \text{ mm}^3$, $W_z=3.333 \text{ E}+006 \text{ mm}^3$ Τροποποιητικός συντελεστής $K_{mod}=1.10$ (Πιν.3.1), Συντελεστής ασφαλ. υλικού $\gamma_M=1.30$ (Πίνακας 2.3)
 $f_{c0k}=21.00 \text{ N/mm}^2$, $f_{c0d}=K_{mod} \cdot f_{c0k} / \gamma_M = 1.10 \times 21.00 / 1.30 = 17.77 \text{ N/mm}^2$ $f_{mk}=24.00 \text{ N/mm}^2$, $f_{mysd}=K_{mod} \cdot f_{mk} / \gamma_M = 1.10 \times 24.00 / 1.30 = 20.31 \text{ N/mm}^2$ $f_{mzk}=24.00 \text{ N/mm}^2$, $f_{mzsd}=K_{mod} \cdot f_{mzk} / \gamma_M = 1.10 \times 24.00 / 1.30 = 20.31 \text{ N/mm}^2$ Ορθογωνική διατομή $K_m=0.70$ (EC5 §6.1.6.(2)) $\sigma_{c0d} = F_{c0d} / A_{netto} = 1000 \times 0.331 / 20000 = 0.02 \text{ N/mm}^2$ $\sigma_{myd} = M_{yd} / W_{my,netto} = 1 \text{ E}+06 \times 0.098 / 6.667 \text{ E}+004 = 1.47 \text{ N/mm}^2$ $\sigma_{mzd} = M_{zd} / W_{mz,netto} = 1 \text{ E}+06 \times 0.000 / 3.333 \text{ E}+006 = 0.00 \text{ N/mm}^2$ $(\sigma_{c0d} / f_{c0d})^2 + \sigma_{myd} / f_{mysd} + K_m \cdot \sigma_{mzd} / f_{mzsd} = 0.000 + 0.072 + 0.000 = 0.07 < 1$ (EC5 Εξ.6.19) $(\sigma_{c0d} / f_{c0d})^2 + K_m \cdot \sigma_{myd} / f_{mysd} + \sigma_{mzd} / f_{mzsd} = 0.000 + 0.051 + 0.000 = 0.05 < 1$ (EC5 Εξ.6.20)

Ο έλεγχος ικανοποιείται

Σανίδωμα, Συνδυασμός φόρτισης Νο 4**Έλεγχος Λυγισμού με κάμψη, $F_{c0d}=-0.331kN$, $M_{yd}=0.098kNm$, $M_{zd}=0.000kNm$ (EC5 §6.3.2)**Ορθογωνική διατομή, $b=1000mm$, $h=20mm$, $A=2.000E+004mm^2$, $W_y=6.667E+004mm^3$, $W_z=3.333E+006mm^3$ Τροποποιητικός συντελεστής $K_{mod}=1.10$ (Πιν.3.1), Συντελεστής ασφαλ. υλικού $\gamma_M=1.30$ (Πινακας 2.3, Ε00 $f_{c0k}=21.00 N/mm^2$, $f_{c0d}=K_{mod} \cdot f_{c0k} / \gamma_M = 1.10 \times 21.00 / 1.30 = 17.77 N/mm^2$ $f_{m_{yk}}=24.00 N/mm^2$, $f_{m_{yd}}=K_{mod} \cdot f_{m_{yk}} / \gamma_M = 1.10 \times 24.00 / 1.30 = 20.31 N/mm^2$ $f_{m_{zk}}=24.00 N/mm^2$, $f_{m_{zd}}=K_{mod} \cdot f_{m_{zk}} / \gamma_M = 1.10 \times 24.00 / 1.30 = 20.31 N/mm^2$ Ορθογωνική διατομή $K_m=0.70$ (EC5 §6.1.6.(2)) $\sigma_{c0d}=F_{c0d}/A_{netto}=1000 \times 0.331 / 20000 = 0.02 N/mm^2$ $\sigma_{m_{yd}}=M_{yd}/W_{my,netto}=1E+06 \times 0.098 / 6.667E+004 = 1.47 N/mm^2$ $\sigma_{m_{zd}}=M_{zd}/W_{mz,netto}=1E+06 \times 0.000 / 3.333E+006 = 0.00 N/mm^2$ Μήκη Λυγισμού $s_{ky} = 1.00 \times 0.350 = 0.350 \text{ m} = 350 \text{ mm}$ $s_{kz} = 0.00 \times 0.350 = 0.000 \text{ m} = 0 \text{ mm}$ Λυγηρότητες $i_y = \sqrt{(I_y/A)} = 0.289 \times 20 = 6 \text{ mm}$, $\lambda_y = 350 / 6 = 58.33$ $i_z = \sqrt{(I_z/A)} = 0.289 \times 1000 = 289 \text{ mm}$, $\lambda_z = 0 / 289 = 0.00$ Κρίσιμες τάσεις $\sigma_{c,crit,y} = \pi^2 E_{005} / \lambda_y^2 = 21.47 N/mm^2$, $\lambda_{rel,y} = \sqrt{(f_{c0k} / \sigma_{c,crit,y})} = 0.99$ (EC5 Εξ.6.21) $\sigma_{c,crit,z} = \pi^2 E_{005} / \lambda_z^2 = 2100.00 N/mm^2$, $\lambda_{rel,z} = \sqrt{(f_{c0k} / \sigma_{c,crit,z})} = 0.00$ (EC5 Εξ.6.22) $\beta_c = 0.20$ (φυσικό ξύλο) $k_y = 0.5 [1 + \beta_c (\lambda_{rel,y} - 0.3) + \lambda_{rel,y}^2] = 1.06$, $K_{cy} = 1 / (k_y + \sqrt{(k_y^2 - \lambda_{rel,y}^2)}) = 0.697$ (Εξ.6.27 6.25) $k_z = 0.5 [1 + \beta_c (\lambda_{rel,z} - 0.3) + \lambda_{rel,z}^2] = 0.50$, $K_{cz} = 1 / (k_z + \sqrt{(k_z^2 - \lambda_{rel,z}^2)}) = 1.000$ (Εξ.6.28 6.26) $\sigma_{c0d} / (K_{cy} \cdot f_{c0d}) + \sigma_{m_{yd}} / f_{m_{yd}} + K_m \cdot \sigma_{m_{zd}} / f_{m_{zd}} = 0.001 + 0.072 + 0.000 = 0.07 < 1$ (EC5 Εξ.6.23) $\sigma_{c0d} / (K_{cz} \cdot f_{c0d}) + K_m \cdot \sigma_{m_{yd}} / f_{m_{yd}} + \sigma_{m_{zd}} / f_{m_{zd}} = 0.001 + 0.051 + 0.000 = 0.05 < 1$ (EC5 Εξ.6.24)

Ο έλεγχος ικανοποιείται

1.6. Υπολογισμός τεγίδων

Στατικό σύστημα τεγίδων

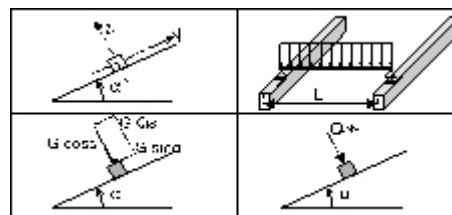
Οι τεγίδες υπολογίζονται σαν αμφιέριστες δοκοί με άνοιγμα $L=0.800$ m την απόσταση των ζευκτών. Φορτίζονται με το φορτίο λωρίδας στέγης πλάτους $L_1=0.350$ m (απόσταση τεγίδων). Ο άξονας της τεγίδας έχει κλίση $\alpha=14.57^\circ$ με την κατακόρυφο. Τα κατακόρυφα φορτία (βάρος, χιόνι, φορτίο εργάτη) αναλύονται σε δύο συντεταγμένες κατά z-z $P \cdot \cos\alpha$, και κατά y-y $P \cdot \sin\alpha$, το φορτίο ανέμου δρα κατά την διεύθυνση z-z.

Διαστάσεις τεγίδων

Ευλεία τεγίδων: C24, Κλάση 2, περιεκτικότητα υγρασίας $\leq 20\%$, διατομή τεγίδων $B \times H: 50 \times 50$ mm
Απόσταση τεγίδων $L = 0.350$ m, κλίση στέγης $\alpha = 14.57^\circ$, Απόσταση ζευκτών $L = 0.800$ m

Φορτία τεγίδων kN/m^2

Επικάλυψη	$G_e = 0.600$ kN/m^2
Σανίδωμα+ιδ. βάρος	$G_1 = 0.100$ kN/m^2
Φορτίο χιονιού	$Q_s = 1.000$ kN/m^2
Φορτίο ανέμου	$Q_w = 0.250$ kN/m^2
Φορτίο εργάτη	$Q_p = 1.000$ kN



Φορτία τεγίδων κατά z-z και y-y ανά m τεγίδας

Επικάλυψη+ιδ. βάρος	$G_k = 0.245$ kN/m	$G_{kz} = 0.237$ kN/m	$G_{ky} = 0.062$ kN/m
Φορτίο χιονιού	$Q_{ks} = 0.350$ kN/m	$Q_{ksz} = 0.339$ kN/m	$Q_{ksy} = 0.088$ kN/m
Φορτίο ανέμου	$Q_{kw} = 0.087$ kN/m	$Q_{kwz} = 0.087$ kN/m	$Q_{kwy} = 0.000$ kN/m
Φορτίο εργάτη	$Q_{kp} = 1.000$ kN	$Q_{kpz} = 0.968$ kN	$Q_{kpy} = 0.252$ kN

Εντατικά μεγέθη τεγίδων (άνοιγμα $L=0.800$ m, $B \times H: 50 \times 50$ mm)

Φόρτιση	Δράση	γ_g	γ_q	ψ_0	Q_z [kN]	Q_y [kN]	M_y [kNm]	M_z [kNm]
(Gk) Μόνιμα $G_k = 0.245$ [kN/m]	Μόνιμη	1.35	0.00	1.00	0.095	0.025	0.019	0.000
(Qk1) Χιόν $Q_{ks} = 0.350$ [kN/m]	Μεσοχρόνια	0.00	1.50	0.70	0.135	0.035	0.027	0.000
(Qk2) Άνεμος $Q_{kw} = 0.087$ [kN/m]	Στιγμιαία	0.00	1.50	0.60	0.035	0.000	0.007	0.000
(Qk3) Εργάτης $Q_{kp} = 1.000$ [kN]	Στιγμιαία	0.00	1.00	0.00	0.484	0.126	0.194	0.000

1.6.1. Έλεγχος Οριακής Κατάστασης Λειτουργικότητας (EC5 EN1995-1-1:2009, §2.2.3, §7)

Έλεγχος βέλους κάμψης (EC5 §7.2)

Φόρτιση [kN/m]	u [mm]	Δράση	ψ_0	ψ_1	ψ_2	K_{def}
(Gk) Μόνιμα $G_k = 0.237$ [kN/m]	0.092	Μόνιμη	1.00	1.00	1.00	0.80
(Qk1) Χιόν $Q_{ks} = 0.339$ [kN/m]	0.131	Μεσοχρόνια	0.70	0.50	0.20	0.80
(Qk2) Άνεμος $Q_{kw} = 0.087$ [kN/m]	0.034	Στιγμιαία	0.60	0.20	0.00	0.80

Συνδυασμός φόρτισης	w_{inst}	w_{fin} [mm]
1 Gk	0.092	0.165
2 Gk + Qk1	0.223	0.317
3 Gk + Qk2	0.125	0.199
4 Gk + Qk1 + $\psi_0 \cdot Qk2$	0.243	0.337
5 Gk + Qk2 + $\psi_0 \cdot Qk1$	0.217	0.311

$w_{fin, g} = w_{inst, g} (1 + k_{def})$, $w_{fin, q} = w_{inst, q} (1 + \psi_2 \cdot k_{def})$ (EC5 §2.2.3, Εξ.2.3, Εξ.2.4)

Μέγιστες τιμές βελών

$w_{inst} = 0.243$ mm, $w_{fin} = 0.337$ mm

Έλεγχος σύμφωνα με EC5 EN1995-1-1:2009 §7.2, Πιν.7.2

Έλεγχος τελικού βέλους κάμψης

$w_{inst} = 0.243 \text{ mm} < L/300=800/300= 2.667 \text{ mm}$

$w_{net,fin} = 0.337 \text{ mm} < L/250=800/250= 3.200 \text{ mm}$

$w_{fin} = 0.337 \text{ mm} < L/200=800/200= 4.000 \text{ mm}$

Ο έλεγχος ικανοποιείται

1.6.2. Έλεγχος τεγίδων, Οριακή Κατάσταση Αστοχίας (EC5 EN1995-1-1:2009, §6)

Σ.Φ.	Συνδυασμός φόρτισης	Κλάση διάρκειας	k_{mod}	Q_z/K_{mod}	Q_y/K_{mod}	M_y/K_{mod}	M_z/K_{mod}
1	γγ.Gk	Μόνιμη	0.60	0.213	0.055	0.043	0.000
2	γγ.Gk + γγ.Qk1	Μεσοχρόνια	0.80	0.414	0.108	0.083	0.000
3	γγ.Gk + γγ.Qk2	Στιγμιαία	1.10	0.164	0.030	0.033	0.000
4	γγ.Gk + γγ.Qk3	Στιγμιαία	1.10	0.556	0.145	0.199	0.000
5	γγ.Gk + γγ.Qk1 + γγ.ψο.Qk2	Στιγμιαία	1.10	0.330	0.078	0.066	0.000
6	γγ.Gk + γγ.Qk2 + γγ.ψο.Qk1	Στιγμιαία	1.10	0.293	0.064	0.059	0.000
	Μέγιστες τιμές			0.556	0.145	0.199	0.000

Τεγίδα, Συνδυασμός φόρτισης No 4

Έλεγχος διάτμησης, $F_v=0.612 \text{ kN}$ (EC5 §6.1.7)

Ορθογωνική διατομή, $b_{ef}=0.67 \times 50=34 \text{ mm}$, $h=50 \text{ mm}$, $A=1700 \text{ mm}^2$

Τροποποιητικός συντελεστής $K_{mod}=1.10$ (Πιν.3.1), Συντελεστής ασφαλ. υλικού $\gamma_M=1.30$ (Πίνακας 2.3)

$f_{vk}=2.50 \text{ N/mm}^2$, $f_{vd}=K_{mod} \cdot f_{vk}/\gamma_M=1.10 \times 2.50/1.30=2.12 \text{ N/mm}^2$ (EC5 Εξ.2.14)

$F_v=0.612 \text{ kN}$, $\tau_{v0d}=1.50 F_{v0d}/A_{netto}=1000 \times 1.50 \times 0.612/1700=0.54 \text{ N/mm}^2 < 2.12 \text{ N/mm}^2=f_{v0d}$ (Εξ.6.13)

Ο έλεγχος ικανοποιείται

Τεγίδα, Συνδυασμός φόρτισης No 4

Έλεγχος διάτμησης, $F_v=0.159 \text{ kN}$ (EC5 §6.1.7)

Ορθογωνική διατομή, $b_{ef}=0.67 \times 50=34 \text{ mm}$, $h=50 \text{ mm}$, $A=1700 \text{ mm}^2$

Τροποποιητικός συντελεστής $K_{mod}=1.10$ (Πιν.3.1), Συντελεστής ασφαλ. υλικού $\gamma_M=1.30$ (Πίνακας 2.3)

$f_{vk}=2.50 \text{ N/mm}^2$, $f_{vd}=K_{mod} \cdot f_{vk}/\gamma_M=1.10 \times 2.50/1.30=2.12 \text{ N/mm}^2$ (EC5 Εξ.2.14)

$F_v=0.159 \text{ kN}$, $\tau_{v0d}=1.50 F_{v0d}/A_{netto}=1000 \times 1.50 \times 0.159/1700=0.14 \text{ N/mm}^2 < 2.12 \text{ N/mm}^2=f_{v0d}$ (Εξ.6.13)

Ο έλεγχος ικανοποιείται

Τεγίδα, Συνδυασμός φόρτισης No 4

Έλεγχος κάμψης, $M_{yd}=0.219 \text{ kNm}$, $M_{zd}=0.000 \text{ kNm}$ (EC5 §6.1.6)

Ορθογωνική διατομή, $b=50 \text{ mm}$, $h=50 \text{ mm}$, $A=2.500 \text{ E}+003 \text{ mm}^2$, $W_y=2.083 \text{ E}+004 \text{ mm}^3$, $W_z=2.083 \text{ E}+004 \text{ mm}^3$

Τροποποιητικός συντελεστής $K_{mod}=1.10$ (Πιν.3.1), Συντελεστής ασφαλ. υλικού $\gamma_M=1.30$ (Πίνακας 2.3)

$f_{myk}=24.00 \text{ N/mm}^2$, $f_{myd}=K_{mod} \cdot f_{myk}/\gamma_M=1.10 \times 24.00/1.30=20.31 \text{ N/mm}^2$

$f_{mzk}=24.00 \text{ N/mm}^2$, $f_{mzd}=K_{mod} \cdot f_{mzk}/\gamma_M=1.10 \times 24.00/1.30=20.31 \text{ N/mm}^2$

Ορθογωνική διατομή $K_m=0.70$ (EC5 §6.1.6.(2))

$\sigma_{myd}=M_{yd}/W_{my,netto}=1 \text{ E}+06 \times 0.219/2.083 \text{ E}+004=10.52 \text{ N/mm}^2$

$\sigma_{mzd}=M_{zd}/W_{mz,netto}=1 \text{ E}+06 \times 0.000/2.083 \text{ E}+004=0.00 \text{ N/mm}^2$

$\sigma_{myd}/f_{myd}+K_m \cdot \sigma_{mzd}/f_{mzd}=0.518+0.000=0.52 < 1$ (EC5 Εξ.6.11)

$K_m \cdot \sigma_{myd}/f_{myd}+\sigma_{mzd}/f_{mzd}=0.363+0.000=0.36 < 1$ (EC5 Εξ.6.12)

Ο έλεγχος ικανοποιείται

Τεγίδα, Συνδυασμός φόρτισης No 4

Έλεγχος κάμψης δοκών με κύρτωση, $M_{yd}=0.219 \text{ kNm}$, $M_{zd}=0.000 \text{ kNm}$ (EC5 §6.3.3)

Ορθογωνική διατομή, $b=50 \text{ mm}$, $h=50 \text{ mm}$, $A=2.500 \text{ E}+003 \text{ mm}^2$, $W_y=2.083 \text{ E}+004 \text{ mm}^3$, $W_z=2.083 \text{ E}+004 \text{ mm}^3$

Τροποποιητικός συντελεστής $K_{mod}=1.10$ (Πιν.3.1), Συντελεστής ασφαλ. υλικού $\gamma_M=1.30$ (Πίνακας 2.3)

$f_{c0k}=21.00 \text{ N/mm}^2$, $f_{c0d}=K_{mod} \cdot f_{c0k}/\gamma_M=1.10 \times 21.00/1.30=17.77 \text{ N/mm}^2$

$f_{myk}=24.00 \text{ N/mm}^2$, $f_{myd}=K_{mod} \cdot f_{myk}/\gamma_M=1.10 \times 24.00/1.30=20.31 \text{ N/mm}^2$

$f_{mzk}=24.00 \text{ N/mm}^2$, $f_{mzd}=K_{mod} \cdot f_{mzk}/\gamma_M=1.10 \times 24.00/1.30=20.31 \text{ N/mm}^2$

Ορθογωνική διατομή $K_m=0.70$ (EC5 §6.1.6.(2))
 $\sigma_{myd} = M_{yd} / W_{my, netto} = 1E+06 \times 0.219 / 2.083E+004 = 10.52 \text{ N/mm}^2$
 $\sigma_{mzd} = M_{zd} / W_{mz, netto} = 1E+06 \times 0.000 / 2.083E+004 = 0.00 \text{ N/mm}^2$

Μήκη Λυγισμού

$S_{ky} = 1.00 \times 0.800 = 0.800 \text{ m} = 800 \text{ mm}$
 $S_{kz} = 0.00 \times 0.800 = 0.000 \text{ m} = 0 \text{ mm}$

Λυγηρότητες

$i_y = \sqrt{(I_y / A)} = 0.289 \times 50 = 14 \text{ mm}$, $\lambda_y = 800 / 14 = 57.14$
 $i_z = \sqrt{(I_z / A)} = 0.289 \times 50 = 14 \text{ mm}$, $\lambda_z = 0 / 14 = 0.00$

$\sigma_{m, crit} = 0.78 \cdot b^2 \cdot E_{005} / (h \cdot I_{ef}) = 0.78 \times 50^2 \times 7400 / (50 \times 800) = 360.75 \text{ N/mm}^2$ (EC5 Εξ.6.32)

Κρίσιμες τάσεις

$\sigma_{m, crity} = 360.75 \text{ N/mm}^2$, $\lambda_{rel, my} = \sqrt{(f_{myk} / \sigma_{m, crity})} = 0.26$ (EC5 Εξ.6.30)

$\sigma_{m, critz} = 210.00 \text{ N/mm}^2$, $\lambda_{rel, mz} = \sqrt{(f_{mzk} / \sigma_{m, critz})} = 0.00$ (EC5 Εξ.6.30)

$\lambda_{rel, my} = 0.26$, ($\lambda_{rel} \leq 0.75$), $K_{crity} = 1.00$ (EC5 Εξ.6.34)

$\lambda_{rel, mz} = 0.00$, ($\lambda_{rel} \leq 0.75$), $K_{critz} = 1.00$ (EC5 Εξ.6.34)

$\sigma_{myd} / (K_{crity} \cdot f_{myd}) + K_m \cdot \sigma_{mzd} / (K_{critz} \cdot f_{mzd}) = 0.518 + 0.000 = 0.52 < 1$ (EC5 Εξ.6.33)

$K_m \cdot \sigma_{myd} / (K_{crity} \cdot f_{myd}) + \sigma_{mzd} / (K_{critz} \cdot f_{mzd}) = 0.363 + 0.000 = 0.36 < 1$ (EC5 Εξ.6.33)

Ο έλεγχος ικανοποιείται

1.7. Υπολογισμός ζευκτού**Γεωμετρικά δεδομένα ζευκτού**

Μήκος $L=10.000$ m, ύψος $H=1.300$ m, απόσταση ζευκτών $d=0.800$ m
 Κλίση $=26.00\%$, γωνία $\alpha=14.57^\circ$, $\tan\alpha=0.260$, $\sin\alpha=0.252$, $\cos\alpha=0.968$
 Αριθμός κόμβων = 14, αριθμός ράβδων =23, στηρίξεις 2

Συντεταγμένες κόμβων				Ιδιότητες ράβδων ζευκτού							
Κόμβ.	x[m]	y[m]	Στήρ.	Ράβδος	K1	K2	b x h [mm]	L[m]	A [mm ²]	I _y [mm ⁴]	W _y [mm ³]
1	0.000	0.000	11	1	1	9	100x180	1.722	1.800E+004	4.860E+007	5.400E+005
2	5.000	1.300		2	9	5	100x180	1.721	1.800E+004	4.860E+007	5.400E+005
3	10.000	0.000	01	3	5	2	100x180	1.722	1.800E+004	4.860E+007	5.400E+005
4	5.000	0.000		4	10	3	100x180	1.722	1.800E+004	4.860E+007	5.400E+005
5	3.333	0.867		5	6	10	100x180	1.721	1.800E+004	4.860E+007	5.400E+005
6	6.667	0.867		6	2	6	100x180	1.722	1.800E+004	4.860E+007	5.400E+005
7	3.333	0.000		7	1	11	100x180	1.667	1.800E+004	4.860E+007	5.400E+005
8	6.667	0.000		8	11	7	100x180	1.666	1.800E+004	4.860E+007	5.400E+005
9	1.667	0.433		9	7	4	100x180	1.667	1.800E+004	4.860E+007	5.400E+005
10	8.333	0.433		10	4	8	100x180	1.667	1.800E+004	4.860E+007	5.400E+005
11	1.667	0.000		11	8	12	100x180	1.666	1.800E+004	4.860E+007	5.400E+005
12	8.333	0.000		12	12	3	100x180	1.667	1.800E+004	4.860E+007	5.400E+005
13	-0.200	-0.052		13	4	2	100x100	1.300	1.000E+004	8.333E+006	1.667E+005
14	10.200	-0.052		14	7	5	100x100	0.867	1.000E+004	8.333E+006	1.667E+005
				15	8	6	100x100	0.867	1.000E+004	8.333E+006	1.667E+005
				16	11	9	100x100	0.433	1.000E+004	8.333E+006	1.667E+005
				17	12	10	100x100	0.433	1.000E+004	8.333E+006	1.667E+005
				18	5	4	100x100	1.879	1.000E+004	8.333E+006	1.667E+005
				19	4	6	100x100	1.879	1.000E+004	8.333E+006	1.667E+005
				20	9	7	100x100	1.721	1.000E+004	8.333E+006	1.667E+005
				21	8	10	100x100	1.721	1.000E+004	8.333E+006	1.667E+005
				22	13	1	100x180	0.207	1.800E+004	4.860E+007	5.400E+005
				23	3	14	100x180	0.207	1.800E+004	4.860E+007	5.400E+005

Φορτία ανά ζευκτό

Πυκνότητα ξύλου =350.00 kg/m³, Ίδιο βάρος ζευκτού =1.663 kN
 Απόσταση ζευκτών $d=0.80$ m, Βάρος συνδέσμων ζευκτού =0.166 kN

Μόνιμες δράσεις ανά m ζευκτού

Επικάλυψη+ίδιο βάρος ζευκτού $Gk1= 0.743$ kN/m
 Οροφή κάτω επιφάνειας στέγης $Gk2= 0.240$ kN/m

Μεταβλητές δράσεις μέσης διάρκειας ανά m ζευκτού

Χιόνι (Αριστ) $Qk1l= 0.800$ kN/m (Δεξιά) $Qk1r= 0.800$ kN/m
 Χιόνι (Αριστ) $Qk2l= 0.400$ kN/m (Δεξιά) $Qk2r= 0.800$ kN/m
 Χιόνι (Αριστ) $Qk3l= 0.800$ kN/m (Δεξιά) $Qk3r= 0.400$ kN/m

Μεταβλητές δράσεις μικρής διάρκειας ανά m ζευκτού

Επιβεβλημένο $Qki= 0.50 \times 0.800 = 0.400$ kN/m

Μεταβλητά φορτία στιγμιαίας διάρκειας ανά m ζευκτού

Άνεμος (Αριστ) $Qk4l= 0.200$ kN/m (Δεξιά) $Qk4r= -0.600$ kN/m
 Άνεμος (Αριστ) $Qk5l= -0.600$ kN/m (Δεξιά) $Qk5r= 0.200$ kN/m

Σεισμικά φορτία στιγμιαίας διάρκειας (kN/m), στο ζευκτό

Σεισμός AeX $q_h=0.510 \times (G+0.20 \times Qk1)$
 Σεισμός AeY $q_v=0.551 \times (G+0.20 \times Qk1)$

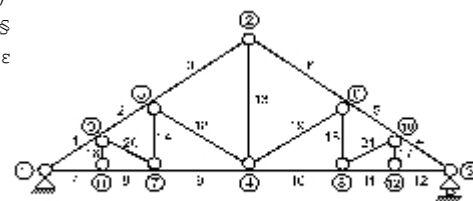
Συνδυασμοί φορτίσεων για εντατικές τιμές σχεδιασμού

(γγ=1.35, γq=1.50, ψο(Κινητό Qf)=0.70, ψο(Χιόν Q1,Q2,Q3)=0.70, ψο(Άνεμος Q4,Q5)=0.60)

Σ.Φ.	Δράσεις Μόνιμες-Μεταβλητές	Κλάση διάρκειας
1	γg.Gk	Μόνιμη
2	γg.Gk+γq.Qk1	Μεσοχρόνια
3	γg.Gk+γq.Qk2	Μεσοχρόνια
4	γg.Gk+γq.Qk3	Μεσοχρόνια
5	γg.Gk+γq.Qk4	Στιγμιαία
6	γg.Gk+γq.Qk5	Στιγμιαία
7	γg.Gk+γq.Qki	Βραχυχρόνια
8	γg.Gk+γq.Qk1+γq.ψο.Qk4	Στιγμιαία
9	γg.Gk+γq.Qk1+γq.ψο.Qk5	Στιγμιαία
10	γg.Gk+γq.Qk2+γq.ψο.Qk4	Στιγμιαία
11	γg.Gk+γq.Qk2+γq.ψο.Qk5	Στιγμιαία
12	γg.Gk+γq.Qk3+γq.ψο.Qk4	Στιγμιαία
13	γg.Gk+γq.Qk3+γq.ψο.Qk5	Στιγμιαία
14	γg.Gk+γq.Qk4+γq.ψο.Qk1	Στιγμιαία
15	γg.Gk+γq.Qk4+γq.ψο.Qk2	Στιγμιαία
16	γg.Gk+γq.Qk4+γq.ψο.Qk3	Στιγμιαία
17	γg.Gk+γq.Qk5+γq.ψο.Qk1	Στιγμιαία
18	γg.Gk+γq.Qk5+γq.ψο.Qk2	Στιγμιαία
19	γg.Gk+γq.Qk5+γq.ψο.Qk3	Στιγμιαία
20	γg.Gk+γq.Qki+γq.ψο.Qk1+γq.ψο.Qk4	Στιγμιαία
21	γg.Gk+γq.Qki+γq.ψο.Qk1+γq.ψο.Qk5	Στιγμιαία
22	γg.Gk+γq.Qki+γq.ψο.Qk2+γq.ψο.Qk4	Στιγμιαία
23	γg.Gk+γq.Qki+γq.ψο.Qk2+γq.ψο.Qk5	Στιγμιαία
24	γg.Gk+γq.Qki+γq.ψο.Qk3+γq.ψο.Qk4	Στιγμιαία
25	γg.Gk+γq.Qki+γq.ψο.Qk3+γq.ψο.Qk5	Στιγμιαία
26	Gk +ψ2.Qk1 +Aex	Τυχηματική
27	Gk +ψ2.Qk1 +Aey	Τυχηματική

1.8. Στατική επίλυση ζευκτού

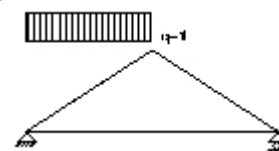
Επίλυση για συνδέσεις με μειωμένη ακαμψία (συντελεστής 0.20)
 Το ζευκτό υπολογίζεται σαν πλαισιωτή κατασκευή (EN1995-1-1 §
 με μειωμένη ακαμψία συνδέσεων ανάλογα με τον ανωτέρω συντελε
 Οι αμοίβοντες και το πέλμα θεωρούνται συνεχείς ράβδοι
 Το ζευκτό επιλύεται για διάφορες μοναδιαίες φορτίσεις
 και από αυτές υπολογίζονται εντατικές καταστάσεις
 στις διάφορες φορτίσεις, και συνδυασμούς δράσεων.
 Αριθμός κόμβων = 14, αριθμός ράβδων =23, στηρίξεις 2



1.8.1. Στατική επίλυση για μοναδιαίες φορτίσεις

Εντατικά μεγέθη για μοναδιαία φόρτιση (1 kN/m αριστερά αμοίβων προς τα κάτω)

Ράβδος	Κόμβ-1	Κόμβ-2	N1 [kN]	V1 [kN]	M1 [kNm]	N2 [kN]	V2 [kN]	M2 [kNm]
1	1	9	-10.88	0.85	-0.02	-10.46	-0.77	0.05
2	9	5	-8.72	0.62	0.05	-8.30	-0.99	-0.27
3	5	2	-5.21	0.97	-0.27	-4.80	-0.65	0.01
4	10	3	-4.47	-0.06	0.10	-4.47	-0.06	0.00
5	6	10	-4.88	0.04	0.03	-4.88	0.04	0.10
6	2	6	-4.96	0.02	0.00	-4.96	0.02	0.03
7	1	11	10.32	0.19	0.00	10.32	0.19	0.32
8	11	7	10.32	-0.18	0.32	10.32	-0.18	0.03
9	7	4	8.29	-0.02	0.03	8.29	-0.02	0.00
10	4	8	4.73	0.02	0.00	4.73	0.02	0.02
11	8	12	4.31	0.05	0.02	4.31	0.05	0.11
12	12	3	4.31	-0.06	0.11	4.31	-0.06	0.00
13	4	2	1.81	0.00	0.00	1.81	0.00	0.00
14	7	5	0.69	0.00	0.00	0.69	0.00	0.00
15	8	6	-0.08	0.00	0.00	-0.08	0.00	0.00
16	11	9	-0.37	0.00	0.00	-0.37	0.00	0.00
17	12	10	-0.12	0.00	0.00	-0.12	0.00	0.00
18	5	4	-3.92	0.00	0.00	-3.92	0.00	0.00
19	4	6	0.08	0.00	0.00	0.08	0.00	0.00
20	9	7	-2.10	0.00	0.00	-2.10	0.00	0.00
21	8	10	0.44	0.00	0.00	0.44	0.00	0.00
22	13	1	0.00	0.00	0.00	0.05	-0.19	-0.02
23	3	14	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00



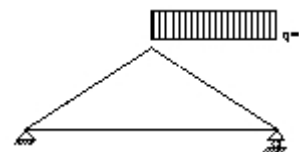
Δυνάμεις στα άκρα ράβδων για μοναδιαία φόρτιση (1 kN/m αριστερά αμοίβων προς τα κάτω)

Ράβδος	Κόμβ-1	Κόμβ-2	F1x [kN]	F1y [kN]	M1 [kNm]	F2x [kN]	F2y [kN]	M2 [kNm]
1	1	9	10.32	3.56	-0.02	-10.32	-1.89	-0.05
2	9	5	8.28	2.79	0.05	-8.28	-1.13	0.27
3	5	2	4.80	2.25	-0.27	-4.80	-0.58	-0.01
4	10	3	4.31	-1.18	0.10	-4.31	1.18	0.00
5	6	10	4.73	-1.19	0.03	-4.73	1.19	-0.10
6	2	6	4.80	-1.23	0.00	-4.80	1.23	-0.03
7	1	11	-10.32	0.19	0.00	10.32	-0.19	-0.32
8	11	7	-10.32	-0.18	0.32	10.32	0.18	-0.03
9	7	4	-8.29	-0.02	0.03	8.29	0.02	0.00
10	4	8	-4.73	0.02	0.00	4.73	-0.02	-0.02
11	8	12	-4.31	0.05	0.02	4.31	-0.05	-0.11
12	12	3	-4.31	-0.06	0.11	4.31	0.06	0.00
13	4	2	0.00	-1.81	0.00	0.00	1.81	0.00
14	7	5	0.00	-0.69	0.00	0.00	0.69	0.00
15	8	6	0.00	0.08	0.00	0.00	-0.08	0.00
16	11	9	0.00	0.37	0.00	0.00	-0.37	0.00
17	12	10	0.00	0.12	0.00	0.00	-0.12	0.00
18	5	4	3.48	-1.81	0.00	-3.48	1.81	0.00
19	4	6	-0.07	-0.04	0.00	0.07	0.04	0.00
20	9	7	2.04	-0.53	0.00	-2.04	0.53	0.00
21	8	10	-0.42	-0.11	0.00	0.42	0.11	0.00
22	13	1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.20	0.02
23	3	14	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

(δυνάμεις στα άκρα ράβδων σε καθολικό σύστημα συντεταγμένων x-y)

Εντατικά μεγέθη για μοναδιαία φόρτιση (1 kN/m δεξιά αμοίβων προς τα κάτω)

Ράβδος	Κόμβ-1	Κόμβ-2	N1 [kN]	V1 [kN]	M1 [kNm]	N2 [kN]	V2 [kN]	M2 [kNm]
1	1	9	-4.47	0.06	0.00	-4.47	0.06	0.10
2	9	5	-4.88	-0.04	0.10	-4.88	-0.04	0.03
3	5	2	-4.96	-0.02	0.03	-4.96	-0.02	0.00
4	10	3	-10.46	0.77	0.05	-10.88	-0.85	-0.02
5	6	10	-8.30	0.99	-0.27	-8.72	-0.62	0.05
6	2	6	-4.79	0.65	0.01	-5.21	-0.97	-0.27
7	1	11	4.31	0.06	0.00	4.31	0.06	0.11
8	11	7	4.31	-0.05	0.11	4.31	-0.05	0.02
9	7	4	4.73	-0.02	0.02	4.73	-0.02	0.00
10	4	8	8.28	0.02	0.00	8.28	0.02	0.03
11	8	12	10.32	0.18	0.03	10.32	0.18	0.32
12	12	3	10.32	-0.19	0.32	10.32	-0.19	0.00
13	4	2	1.81	0.00	0.00	1.81	0.00	0.00
14	7	5	-0.08	0.00	0.00	-0.08	0.00	0.00
15	8	6	0.69	0.00	0.00	0.69	0.00	0.00
16	11	9	-0.12	0.00	0.00	-0.12	0.00	0.00
17	12	10	-0.37	0.00	0.00	-0.37	0.00	0.00
18	5	4	0.08	0.00	0.00	0.08	0.00	0.00
19	4	6	-3.92	0.00	0.00	-3.92	0.00	0.00
20	9	7	0.44	0.00	0.00	0.44	0.00	0.00
21	8	10	-2.10	0.00	0.00	-2.10	0.00	0.00
22	13	1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
23	3	14	0.05	0.19	-0.02	0.00	0.00	0.00



Δυνάμεις στα άκρα ράβδων για μοναδιαία φόρτιση (1 kN/m δεξιά αμοίβων προς τα κάτω)

Ράβδος	Κόμβ-1	Κόμβ-2	F1x [kN]	F1y [kN]	M1 [kNm]	F2x [kN]	F2y [kN]	M2 [kNm]
1	1	9	4.31	1.18	0.00	-4.31	-1.18	-0.10
2	9	5	4.73	1.19	0.10	-4.73	-1.19	-0.03
3	5	2	4.80	1.23	0.03	-4.80	-1.23	0.00
4	10	3	10.32	-1.89	0.05	-10.32	3.56	0.02
5	6	10	8.28	-1.13	-0.27	-8.28	2.79	-0.05
6	2	6	4.80	-0.58	0.01	-4.80	2.25	0.27
7	1	11	-4.31	0.06	0.00	4.31	-0.06	-0.11
8	11	7	-4.31	-0.05	0.11	4.31	0.05	-0.02
9	7	4	-4.73	-0.02	0.02	4.73	0.02	0.00
10	4	8	-8.28	0.02	0.00	8.28	-0.02	-0.03
11	8	12	-10.32	0.18	0.03	10.32	-0.18	-0.32
12	12	3	-10.32	-0.19	0.32	10.32	0.19	0.00
13	4	2	0.00	-1.81	0.00	0.00	1.81	0.00
14	7	5	0.00	0.08	0.00	0.00	-0.08	0.00
15	8	6	0.00	-0.69	0.00	0.00	0.69	0.00
16	11	9	0.00	0.12	0.00	0.00	-0.12	0.00
17	12	10	0.00	0.37	0.00	0.00	-0.37	0.00
18	5	4	-0.07	0.04	0.00	0.07	-0.04	0.00
19	4	6	3.48	1.81	0.00	-3.48	-1.81	0.00
20	9	7	-0.42	0.11	0.00	0.42	-0.11	0.00
21	8	10	2.04	0.53	0.00	-2.04	-0.53	0.00
22	13	1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
23	3	14	0.00	0.20	-0.02	0.00	0.00	0.00

(δυνάμεις στα άκρα ράβδων σε καθολικό σύστημα συντεταγμένων x-y)

Εντατικά μεγέθη για μοναδιαία φόρτιση (1 kN/m κάτω πέλμα προς τα κάτω)

Ράβδος	Κόμβ-1	Κόμβ-2	N1 [kN]	V1 [kN]	M1 [kNm]	N2 [kN]	V2 [kN]	M2 [kNm]
1	1	9	-15.27	0.25	0.01	-15.27	0.25	0.44
2	9	5	-13.35	-0.23	0.44	-13.35	-0.23	0.05
3	5	2	-10.14	-0.03	0.05	-10.14	-0.03	0.00
4	10	3	-15.28	-0.25	0.44	-15.28	-0.25	0.01
5	6	10	-13.35	0.23	0.05	-13.35	0.23	0.44
6	2	6	-10.14	0.03	0.00	-10.14	0.03	0.05
7	1	11	14.72	0.92	0.01	14.72	-0.75	0.14
8	11	7	14.72	0.65	0.14	14.72	-1.02	-0.17
9	7	4	12.98	0.78	-0.17	12.98	-0.88	-0.25
10	4	8	12.98	0.88	-0.25	12.98	-0.78	-0.17
11	8	12	14.72	1.02	-0.17	14.72	-0.65	0.14
12	12	3	14.72	0.75	0.14	14.72	-0.92	0.01
13	4	2	5.05	0.00	0.00	5.05	0.00	0.00
14	7	5	2.26	0.00	0.00	2.26	0.00	0.00
15	8	6	2.26	0.00	0.00	2.26	0.00	0.00
16	11	9	1.40	0.00	0.00	1.40	0.00	0.00
17	12	10	1.40	0.00	0.00	1.40	0.00	0.00
18	5	4	-3.56	0.00	0.00	-3.56	0.00	0.00
19	4	6	-3.56	0.00	0.00	-3.56	0.00	0.00
20	9	7	-1.80	0.00	0.00	-1.80	0.00	0.00
21	8	10	-1.80	0.00	0.00	-1.80	0.00	0.00
22	13	1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
23	3	14	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00



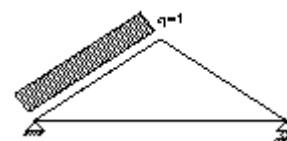
Δυνάμεις στα άκρα ράβδων για μοναδιαία φόρτιση (1 kN/m κάτω πέλμα προς τα κάτω)

Ράβδος	Κόμβ-1	Κόμβ-2	F1x [kN]	F1y [kN]	M1 [kNm]	F2x [kN]	F2y [kN]	M2 [kNm]
1	1	9	14.72	4.08	0.01	-14.72	-4.08	-0.44
2	9	5	12.98	3.14	0.44	-12.98	-3.14	-0.05
3	5	2	9.82	2.52	0.05	-9.82	-2.52	0.00
4	10	3	14.72	-4.08	0.44	-14.72	4.08	-0.01
5	6	10	12.98	-3.14	0.05	-12.98	3.14	-0.44
6	2	6	9.82	-2.52	0.00	-9.82	2.52	-0.05
7	1	11	-14.72	0.92	0.01	14.72	0.75	-0.14
8	11	7	-14.72	0.65	0.14	14.72	1.02	0.17
9	7	4	-12.98	0.78	-0.17	12.98	0.88	0.25
10	4	8	-12.98	0.88	-0.25	12.98	0.78	0.17
11	8	12	-14.72	1.02	-0.17	14.72	0.65	-0.14
12	12	3	-14.72	0.75	0.14	14.72	0.92	-0.01
13	4	2	0.00	-5.05	0.00	0.00	5.05	0.00
14	7	5	0.00	-2.26	0.00	0.00	2.26	0.00
15	8	6	0.00	-2.26	0.00	0.00	2.26	0.00
16	11	9	0.00	-1.40	0.00	0.00	1.40	0.00
17	12	10	0.00	-1.40	0.00	0.00	1.40	0.00
18	5	4	3.16	-1.64	0.00	-3.16	1.64	0.00
19	4	6	3.16	1.64	0.00	-3.16	-1.64	0.00
20	9	7	1.75	-0.45	0.00	-1.75	0.45	0.00
21	8	10	1.75	0.45	0.00	-1.75	-0.45	0.00
22	13	1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
23	3	14	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

(δυνάμεις στα άκρα ράβδων σε καθολικό σύστημα συντεταγμένων x-y)

Εντατικά μεγέθη για μοναδιαία φόρτιση (1 kN/m αριστερά αμοιβών πίεση)

Ράβδος	Κόμβ-1	Κόμβ-2	N1 [kN]	V1 [kN]	M1 [kNm]	N2 [kN]	V2 [kN]	M2 [kNm]
1	1	9	-10.36	0.89	0.00	-10.36	-0.84	0.04
2	9	5	-8.44	0.67	0.04	-8.44	-1.05	-0.29
3	5	2	-5.13	1.03	-0.29	-5.13	-0.69	0.01
4	10	3	-4.78	-0.06	0.11	-4.78	-0.06	0.00
5	6	10	-5.22	0.04	0.04	-5.22	0.04	0.11
6	2	6	-5.30	0.02	0.00	-5.30	0.02	0.04
7	1	11	11.10	0.20	0.00	11.10	0.20	0.34
8	11	7	11.10	-0.19	0.34	11.10	-0.19	0.03
9	7	4	8.86	-0.02	0.03	8.86	-0.02	-0.01
10	4	8	5.06	0.02	-0.01	5.06	0.02	0.03
11	8	12	4.61	0.05	0.03	4.61	0.05	0.12
12	12	3	4.61	-0.07	0.12	4.61	-0.07	0.00
13	4	2	1.93	0.00	0.00	1.93	0.00	0.00
14	7	5	0.75	0.00	0.00	0.75	0.00	0.00
15	8	6	-0.08	0.00	0.00	-0.08	0.00	0.00
16	11	9	-0.39	0.00	0.00	-0.39	0.00	0.00
17	12	10	-0.12	0.00	0.00	-0.12	0.00	0.00
18	5	4	-4.20	0.00	0.00	-4.20	0.00	0.00
19	4	6	0.09	0.00	0.00	0.09	0.00	0.00
20	9	7	-2.31	0.00	0.00	-2.31	0.00	0.00
21	8	10	0.47	0.00	0.00	0.47	0.00	0.00
22	13	1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
23	3	14	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00



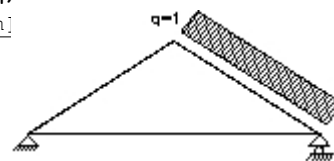
Δυνάμεις στα άκρα ράβδων για μοναδιαία φόρτιση (1 kN/m αριστερά αμείβων πίεση)

Ράβδος	Κόμβ-1	Κόμβ-2	F1x [kN]	F1y [kN]	M1 [kNm]	F2x [kN]	F2y [kN]	M2 [kNm]
1	1	9	9.80	3.46	0.00	-10.24	-1.80	-0.04
2	9	5	8.00	2.77	0.04	-8.43	-1.10	0.29
3	5	2	4.70	2.29	-0.29	-5.14	-0.62	-0.01
4	10	3	4.61	-1.26	0.11	-4.61	1.26	0.00
5	6	10	5.06	-1.27	0.04	-5.06	1.27	-0.11
6	2	6	5.14	-1.31	0.00	-5.14	1.31	-0.04
7	1	11	-11.10	0.20	0.00	11.10	-0.20	-0.34
8	11	7	-11.10	-0.19	0.34	11.10	0.19	-0.03
9	7	4	-8.86	-0.02	0.03	8.86	0.02	0.01
10	4	8	-5.06	0.02	-0.01	5.06	-0.02	-0.03
11	8	12	-4.61	0.05	0.03	4.61	-0.05	-0.12
12	12	3	-4.61	-0.07	0.12	4.61	0.07	0.00
13	4	2	0.00	-1.93	0.00	0.00	1.93	0.00
14	7	5	0.00	-0.75	0.00	0.00	0.75	0.00
15	8	6	0.00	0.08	0.00	0.00	-0.08	0.00
16	11	9	0.00	0.39	0.00	0.00	-0.39	0.00
17	12	10	0.00	0.12	0.00	0.00	-0.12	0.00
18	5	4	3.73	-1.94	0.00	-3.73	1.94	0.00
19	4	6	-0.08	-0.04	0.00	0.08	0.04	0.00
20	9	7	2.24	-0.58	0.00	-2.24	0.58	0.00
21	8	10	-0.45	-0.12	0.00	0.45	0.12	0.00
22	13	1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
23	3	14	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

(δυνάμεις στα άκρα ράβδων σε καθολικό σύστημα συντεταγμένων x-y)

Εντατικά μεγέθη για μοναδιαία φόρτιση (1 kN/m δεξιά αμείβων πίεση)

Ράβδος	Κόμβ-1	Κόμβ-2	N1 [kN]	V1 [kN]	M1 [kNm]	N2 [kN]	V2 [kN]	M2 [kNm]
1	1	9	-7.01	0.15	0.00	-7.01	0.15	0.26
2	9	5	-8.17	-0.35	0.26	-8.17	-0.35	-0.34
3	5	2	-6.09	1.93	-0.34	-6.09	-1.51	0.02
4	10	3	-7.98	0.84	0.03	-7.98	-0.88	0.00
5	6	10	-6.99	-0.02	0.07	-6.99	-0.02	0.03
6	2	6	-6.47	0.04	-0.01	-6.47	0.04	0.07
7	1	11	7.18	0.09	0.00	7.18	0.09	0.16
8	11	7	7.18	-0.04	0.16	7.18	-0.04	0.08
9	7	4	8.43	-0.05	0.08	8.43	-0.05	0.00
10	4	8	6.32	0.00	0.00	6.32	0.00	0.00
11	8	12	7.50	0.14	0.00	7.50	0.14	0.24
12	12	3	7.50	-0.14	0.24	7.50	-0.14	0.00
13	4	2	1.65	0.00	0.00	1.65	0.00	0.00
14	7	5	-0.34	0.00	0.00	-0.34	0.00	0.00
15	8	6	0.44	0.00	0.00	0.44	0.00	0.00
16	11	9	-0.14	0.00	0.00	-0.14	0.00	0.00
17	12	10	-0.28	0.00	0.00	-0.28	0.00	0.00
18	5	4	-2.92	0.00	0.00	-2.92	0.00	0.00
19	4	6	-0.55	0.00	0.00	-0.55	0.00	0.00
20	9	7	1.30	0.00	0.00	1.30	0.00	0.00
21	8	10	-1.22	0.00	0.00	-1.22	0.00	0.00
22	13	1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
23	3	14	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00



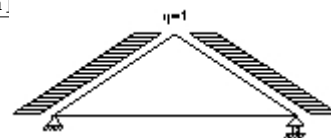
Δυνάμεις στα άκρα ράβδων για μοναδιαία φόρτιση (1 kN/m δεξιά αμείβων πίεση)

Ράβδος	Κόμβ-1	Κόμβ-2	F1x [kN]	F1y [kN]	M1 [kNm]	F2x [kN]	F2y [kN]	M2 [kNm]
1	1	9	6.74	1.91	0.00	-6.74	-1.91	-0.26
2	9	5	8.00	1.72	0.26	-8.00	-1.72	0.34
3	5	2	5.41	3.40	-0.34	-6.27	-0.07	-0.02
4	10	3	7.93	-1.19	0.03	-7.50	2.86	0.00
5	6	10	6.76	-1.78	0.07	-6.76	1.78	-0.03
6	2	6	6.27	-1.59	-0.01	-6.27	1.59	-0.07
7	1	11	-7.18	0.09	0.00	7.18	-0.09	-0.16
8	11	7	-7.18	-0.04	0.16	7.18	0.04	-0.08
9	7	4	-8.43	-0.05	0.08	8.43	0.05	0.00
10	4	8	-6.32	0.00	0.00	6.32	0.00	0.00
11	8	12	-7.50	0.14	0.00	7.50	-0.14	-0.24
12	12	3	-7.50	-0.14	0.24	7.50	0.14	0.00
13	4	2	0.00	-1.65	0.00	0.00	1.65	0.00
14	7	5	0.00	0.34	0.00	0.00	-0.34	0.00
15	8	6	0.00	-0.44	0.00	0.00	0.44	0.00
16	11	9	0.00	0.14	0.00	0.00	-0.14	0.00
17	12	10	0.00	0.28	0.00	0.00	-0.28	0.00
18	5	4	2.59	-1.35	0.00	-2.59	1.35	0.00
19	4	6	0.48	0.25	0.00	-0.48	-0.25	0.00
20	9	7	-1.25	0.33	0.00	1.25	-0.33	0.00
21	8	10	1.18	0.31	0.00	-1.18	-0.31	0.00
22	13	1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
23	3	14	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

(δυνάμεις στα άκρα ράβδων σε καθολικό σύστημα συντεταγμένων x-y)

Εντατικά μεγέθη για μοναδιαία φόρτιση (1 kN/m σεισμικό φορτίο)

Ράβδος	Κόμβ-1	Κόμβ-2	N1 [kN]	V1 [kN]	M1 [kNm]	N2 [kN]	V2 [kN]	M2 [kNm]
1	1	9	3.82	0.24	0.00	2.15	-0.20	0.03
2	9	5	2.54	0.15	0.03	0.87	-0.28	-0.08
3	5	2	1.71	0.26	-0.08	0.04	-0.17	0.00
4	10	3	-1.42	-0.29	0.13	-3.09	0.15	0.01
5	6	10	-0.82	-0.20	0.09	-2.48	0.24	0.13
6	2	6	-0.05	-0.16	0.00	-1.71	0.27	0.09
7	1	11	6.78	0.06	0.00	6.78	0.06	0.10
8	11	7	6.78	-0.06	0.10	6.78	-0.06	0.00
9	7	4	6.32	0.00	0.00	6.32	0.00	0.00
10	4	8	4.39	0.01	0.00	4.39	0.01	0.01
11	8	12	3.24	0.03	0.01	3.24	0.03	0.06
12	12	3	3.23	-0.03	0.06	3.23	-0.03	0.00
13	4	2	-0.01	0.00	0.00	-0.01	0.00	0.00
14	7	5	0.17	0.00	0.00	0.17	0.00	0.00
15	8	6	-0.28	0.00	0.00	-0.28	0.00	0.00
16	11	9	-0.12	0.00	0.00	-0.12	0.00	0.00
17	12	10	-0.06	0.00	0.00	-0.06	0.00	0.00
18	5	4	-1.06	0.00	0.00	-1.06	0.00	0.00
19	4	6	1.11	0.00	0.00	1.11	0.00	0.00
20	9	7	-0.48	0.00	0.00	-0.48	0.00	0.00
21	8	10	1.19	0.00	0.00	1.19	0.00	0.00
22	13	1	0.00	0.00	0.00	-0.20	-0.05	-0.01
23	3	14	0.20	-0.05	0.01	0.00	0.00	0.00



Δυνάμεις στα άκρα ράβδων για μοναδιαία φόρτιση (1 kN/m σεισμικό φορτίο)

Ράβδος	Κόμβ-1	Κόμβ-2	F1x [kN]	F1y [kN]	M1 [kNm]	F2x [kN]	F2y [kN]	M2 [kNm]
1	1	9	-3.76	-0.73	0.00	2.04	0.73	-0.03
2	9	5	-2.50	-0.49	0.03	0.77	0.49	0.08
3	5	2	-1.72	-0.17	-0.08	0.00	0.17	0.00
4	10	3	1.31	-0.64	0.13	-3.03	0.64	-0.01
5	6	10	0.74	-0.40	0.09	-2.46	0.40	-0.13
6	2	6	0.00	-0.17	0.00	-1.73	0.17	-0.09
7	1	11	-6.78	0.06	0.00	6.78	-0.06	-0.10
8	11	7	-6.78	-0.06	0.10	6.78	0.06	0.00
9	7	4	-6.32	0.00	0.00	6.32	0.00	0.00
10	4	8	-4.39	0.01	0.00	4.39	-0.01	-0.01
11	8	12	-3.24	0.03	0.01	3.24	-0.03	-0.06
12	12	3	-3.23	-0.03	0.06	3.23	0.03	0.00
13	4	2	0.00	0.01	0.00	0.00	-0.01	0.00
14	7	5	0.00	-0.17	0.00	0.00	0.17	0.00
15	8	6	0.00	0.28	0.00	0.00	-0.28	0.00
16	11	9	0.00	0.12	0.00	0.00	-0.12	0.00
17	12	10	0.00	0.06	0.00	0.00	-0.06	0.00
18	5	4	0.94	-0.49	0.00	-0.94	0.49	0.00
19	4	6	-0.99	-0.51	0.00	0.99	0.51	0.00
20	9	7	0.46	-0.12	0.00	-0.46	0.12	0.00
21	8	10	-1.15	-0.30	0.00	1.15	0.30	0.00
22	13	1	0.00	0.00	0.00	-0.21	0.00	0.01
23	3	14	-0.21	0.00	0.01	0.00	0.00	0.00

(δυνάμεις στα άκρα ράβδων σε καθολικό σύστημα συντεταγμένων x-y)

1.8.2. Εντατικά μεγέθη για φορτίσεις

Εντατικά μεγέθη, φόρτιση: (Gk) Μόνιμο Gk1 = 0.743, Gk2 = 0.240 [kN/m]

Ράβδος	Κόμβ-1	Κόμβ-2	N1 [kN]	V1 [kN]	M1 [kNm]	N2 [kN]	V2 [kN]	M2 [kNm]	Nm [kN]	Vm [kN]	Mm [kNm]
1	1	9	-15.45	0.76	-0.01	-15.13	-0.48	0.23	-15.25	0.00	0.39
2	9	5	-13.64	0.39	0.23	-13.32	-0.85	-0.17	-13.54	0.00	0.33
3	5	2	-10.24	0.72	-0.17	-9.92	-0.52	0.00	-10.05	0.00	0.19
4	10	3	-15.13	0.48	0.23	-15.45	-0.76	-0.01	-15.25	0.00	0.39
5	6	10	-13.32	0.85	-0.17	-13.64	-0.39	0.23	-13.54	0.00	0.33
6	2	6	-9.92	0.52	0.00	-10.24	-0.72	-0.17	-10.05	0.00	0.19
7	1	11	14.76	0.42	0.00	14.76	0.02	0.37	14.76	0.03	0.37
8	11	7	14.76	-0.02	0.37	14.76	-0.42	0.00	14.76	-0.03	0.37
9	7	4	13.11	0.16	0.00	13.11	-0.24	-0.07	13.11	0.00	0.05
10	4	8	13.11	0.24	-0.07	13.11	-0.16	0.00	13.11	0.00	0.05
11	8	12	14.76	0.42	0.00	14.76	0.02	0.37	14.76	0.03	0.37
12	12	3	14.76	-0.02	0.37	14.76	-0.42	0.00	14.76	-0.03	0.37
13	4	2	3.99	0.00	0.00	3.99	0.00	0.00	3.99	0.00	0.00
14	7	5	1.01	0.00	0.00	1.01	0.00	0.00	1.01	0.00	0.00
15	8	6	1.01	0.00	0.00	1.01	0.00	0.00	1.01	0.00	0.00
16	11	9	-0.04	0.00	0.00	-0.04	0.00	0.00	-0.04	0.00	0.00
17	12	10	-0.04	0.00	0.00	-0.04	0.00	0.00	-0.04	0.00	0.00
18	5	4	-3.80	0.00	0.00	-3.80	0.00	0.00	-3.80	0.00	0.00
19	4	6	-3.80	0.00	0.00	-3.80	0.00	0.00	-3.80	0.00	0.00
20	9	7	-1.71	0.00	0.00	-1.71	0.00	0.00	-1.71	0.00	0.00
21	8	10	-1.71	0.00	0.00	-1.71	0.00	0.00	-1.71	0.00	0.00
22	13	1	0.00	0.00	0.00	0.04	-0.15	-0.02	0.00	0.00	0.00
23	3	14	0.04	0.15	-0.02	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

(m σημείο μέγιστης ροπής ανοίγματος για μόνιμα φορτία, ή μέσον ράβδου)

Εντατικά μεγέθη, φόρτιση: (Qk1) Χιόν QksI= 0.800, QksR= 0.800 [kN/m]

Ράβδος	Κόμβ-1	Κόμβ-2	N1 [kN]	V1 [kN]	M1 [kNm]	N2 [kN]	V2 [kN]	M2 [kNm]	Nm [kN]	Vm [kN]	Mm [kNm]
1	1	9	-12.28	0.73	-0.01	-11.94	-0.56	0.13	-12.07	-0.06	0.34
2	9	5	-10.88	0.46	0.13	-10.54	-0.83	-0.19	-10.77	0.06	0.27
3	5	2	-8.14	0.76	-0.19	-7.80	-0.53	0.00	-7.94	0.01	0.19
4	10	3	-11.94	0.56	0.13	-12.28	-0.73	-0.01	-12.07	0.06	0.34
5	6	10	-10.54	0.83	-0.19	-10.88	-0.46	0.13	-10.77	-0.06	0.27
6	2	6	-7.80	0.53	0.00	-8.14	-0.76	-0.19	-7.94	-0.01	0.19
7	1	11	11.70	0.21	0.00	11.70	0.21	0.35	11.70	0.21	0.34
8	11	7	11.70	-0.18	0.35	11.70	-0.18	0.04	11.70	-0.18	0.34
9	7	4	10.41	-0.03	0.04	10.41	-0.03	-0.01	10.41	-0.03	0.02
10	4	8	10.41	0.03	-0.01	10.41	0.03	0.04	10.41	0.03	0.02
11	8	12	11.70	0.18	0.04	11.70	0.18	0.35	11.70	0.18	0.34
12	12	3	11.70	-0.21	0.35	11.70	-0.21	0.00	11.70	-0.21	0.34
13	4	2	2.89	0.00	0.00	2.89	0.00	0.00	2.89	0.00	0.00
14	7	5	0.49	0.00	0.00	0.49	0.00	0.00	0.49	0.00	0.00
15	8	6	0.49	0.00	0.00	0.49	0.00	0.00	0.49	0.00	0.00
16	11	9	-0.39	0.00	0.00	-0.39	0.00	0.00	-0.39	0.00	0.00
17	12	10	-0.39	0.00	0.00	-0.39	0.00	0.00	-0.39	0.00	0.00
18	5	4	-3.07	0.00	0.00	-3.07	0.00	0.00	-3.07	0.00	0.00
19	4	6	-3.07	0.00	0.00	-3.07	0.00	0.00	-3.07	0.00	0.00
20	9	7	-1.33	0.00	0.00	-1.33	0.00	0.00	-1.33	0.00	0.00
21	8	10	-1.33	0.00	0.00	-1.33	0.00	0.00	-1.33	0.00	0.00
22	13	1	0.00	0.00	0.00	0.04	-0.15	-0.02	0.00	0.00	0.00
23	3	14	0.04	0.15	-0.02	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

(m σημείο μέγιστης ροπής ανοίγματος για μόνιμα φορτία, ή μέσον ράβδου)

Εντατικά μεγέθη, φόρτιση: (Qk2) Χιόν QksL= 0.400, QksR= 0.800 [kN/m]

Ράβδος	Κόμβ-1	Κόμβ-2	N1 [kN]	V1 [kN]	M1 [kNm]	N2 [kN]	V2 [kN]	M2 [kNm]	Nm [kN]	Vm [kN]	Mm [kNm]
1	1	9	-7.93	0.39	-0.01	-7.76	-0.26	0.11	-7.82	-0.01	0.19
2	9	5	-7.39	0.22	0.11	-7.22	-0.43	-0.08	-7.34	0.01	0.17
3	5	2	-6.05	0.37	-0.08	-5.88	-0.28	0.00	-5.95	-0.01	0.10
4	10	3	-10.16	0.59	0.08	-10.49	-0.70	-0.01	-10.29	0.09	0.31
5	6	10	-8.59	0.81	-0.20	-8.93	-0.48	0.08	-8.82	-0.07	0.23
6	2	6	-5.82	0.53	0.01	-6.15	-0.77	-0.20	-5.96	-0.02	0.19
7	1	11	7.58	0.13	0.00	7.58	0.13	0.22	7.58	0.13	0.21
8	11	7	7.58	-0.11	0.22	7.58	-0.11	0.03	7.58	-0.11	0.21
9	7	4	7.10	-0.02	0.03	7.10	-0.02	-0.01	7.10	-0.02	0.02
10	4	8	8.52	0.02	-0.01	8.52	0.02	0.03	8.52	0.02	0.02
11	8	12	9.98	0.16	0.03	9.98	0.16	0.30	9.98	0.16	0.30
12	12	3	9.98	-0.18	0.30	9.98	-0.18	0.00	9.98	-0.18	0.30
13	4	2	2.17	0.00	0.00	2.17	0.00	0.00	2.17	0.00	0.00
14	7	5	0.21	0.00	0.00	0.21	0.00	0.00	0.21	0.00	0.00
15	8	6	0.52	0.00	0.00	0.52	0.00	0.00	0.52	0.00	0.00
16	11	9	-0.24	0.00	0.00	-0.24	0.00	0.00	-0.24	0.00	0.00
17	12	10	-0.34	0.00	0.00	-0.34	0.00	0.00	-0.34	0.00	0.00
18	5	4	-1.50	0.00	0.00	-1.50	0.00	0.00	-1.50	0.00	0.00
19	4	6	-3.11	0.00	0.00	-3.11	0.00	0.00	-3.11	0.00	0.00
20	9	7	-0.49	0.00	0.00	-0.49	0.00	0.00	-0.49	0.00	0.00
21	8	10	-1.51	0.00	0.00	-1.51	0.00	0.00	-1.51	0.00	0.00
22	13	1	0.00	0.00	0.00	0.02	-0.08	-0.01	0.00	0.00	0.00
23	3	14	0.04	0.15	-0.02	0.00	0.00	0.00	0.02	0.08	0.01

Εντατικά μεγέθη, φόρτιση: (Qk3) Χιόν QksL= 0.800, QksR= 0.400 [kN/m]

Ράβδος	Κόμβ-1	Κόμβ-2	N1 [kN]	V1 [kN]	M1 [kNm]	N2 [kN]	V2 [kN]	M2 [kNm]	Nm [kN]	Vm [kN]	Mm [kNm]
1	1	9	-10.49	0.70	-0.01	-10.16	-0.59	0.08	-10.29	-0.09	0.31
2	9	5	-8.93	0.48	0.08	-8.59	-0.81	-0.20	-8.82	0.07	0.23
3	5	2	-6.15	0.77	-0.20	-5.82	-0.53	0.01	-5.96	0.02	0.19
4	10	3	-7.76	0.26	0.11	-7.93	-0.39	-0.01	-7.82	0.01	0.19
5	6	10	-7.22	0.43	-0.08	-7.39	-0.22	0.11	-7.34	-0.01	0.17
6	2	6	-5.88	0.28	0.00	-6.05	-0.37	-0.08	-5.95	0.01	0.10
7	1	11	9.98	0.18	0.00	9.98	0.18	0.30	9.98	0.18	0.30
8	11	7	9.98	-0.16	0.30	9.98	-0.16	0.03	9.98	-0.16	0.30
9	7	4	8.52	-0.02	0.03	8.52	-0.02	-0.01	8.52	-0.02	0.02
10	4	8	7.10	0.02	-0.01	7.10	0.02	0.03	7.10	0.02	0.02
11	8	12	7.57	0.11	0.03	7.57	0.11	0.22	7.57	0.11	0.21
12	12	3	7.57	-0.13	0.22	7.57	-0.13	0.00	7.57	-0.13	0.21
13	4	2	2.17	0.00	0.00	2.17	0.00	0.00	2.17	0.00	0.00
14	7	5	0.52	0.00	0.00	0.52	0.00	0.00	0.52	0.00	0.00
15	8	6	0.21	0.00	0.00	0.21	0.00	0.00	0.21	0.00	0.00
16	11	9	-0.34	0.00	0.00	-0.34	0.00	0.00	-0.34	0.00	0.00
17	12	10	-0.24	0.00	0.00	-0.24	0.00	0.00	-0.24	0.00	0.00
18	5	4	-3.11	0.00	0.00	-3.11	0.00	0.00	-3.11	0.00	0.00
19	4	6	-1.50	0.00	0.00	-1.50	0.00	0.00	-1.50	0.00	0.00
20	9	7	-1.51	0.00	0.00	-1.51	0.00	0.00	-1.51	0.00	0.00
21	8	10	-0.49	0.00	0.00	-0.49	0.00	0.00	-0.49	0.00	0.00
22	13	1	0.00	0.00	0.00	0.04	-0.15	-0.02	0.00	0.00	0.00
23	3	14	0.02	0.08	-0.01	0.00	0.00	0.00	-0.02	-0.08	-0.01

Εντατικά μεγέθη, φόρτιση: (Qk4) Άνεμος QkwL= 0.200, QkwR=-0.600 [kN/m]

Ράβδος	Κόμβ-1	Κόμβ-2	N1 [kN]	V1 [kN]	M1 [kNm]	N2 [kN]	V2 [kN]	M2 [kNm]	Nm [kN]	Vm [kN]	Mm [kNm]
1	1	9	2.13	0.09	0.00	2.13	-0.26	-0.15	2.13	-0.12	-0.02
2	9	5	3.22	0.34	-0.15	3.22	0.00	0.15	3.22	0.24	0.01
3	5	2	2.63	-0.95	0.15	2.63	0.77	-0.01	2.63	-1.15	-0.91
4	10	3	3.83	-0.52	0.00	3.83	0.51	0.00	3.83	-0.12	-0.21
5	6	10	3.15	0.02	-0.03	3.15	0.02	0.00	3.15	0.73	0.41
6	2	6	2.82	-0.02	0.00	2.82	-0.02	-0.03	2.82	0.41	0.14
7	1	11	-2.09	-0.02	0.00	-2.09	-0.02	-0.03	-2.09	-0.02	-0.02
8	11	7	-2.09	-0.01	-0.03	-2.09	-0.01	-0.05	-2.09	-0.01	-0.03
9	7	4	-3.29	0.03	-0.05	-3.29	0.03	0.00	-3.29	0.03	-0.03
10	4	8	-2.78	0.00	0.00	-2.78	0.00	0.00	-2.78	0.00	0.00
11	8	12	-3.58	-0.07	0.00	-3.58	-0.07	-0.12	-3.58	-0.07	-0.12
12	12	3	-3.58	0.07	-0.12	-3.58	0.07	0.00	-3.58	0.07	-0.12
13	4	2	-0.60	0.00	0.00	-0.60	0.00	0.00	-0.60	0.00	0.00
14	7	5	0.35	0.00	0.00	0.35	0.00	0.00	0.35	0.00	0.00
15	8	6	-0.28	0.00	0.00	-0.28	0.00	0.00	-0.28	0.00	0.00
16	11	9	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
17	12	10	0.14	0.00	0.00	0.14	0.00	0.00	0.14	0.00	0.00
18	5	4	0.91	0.00	0.00	0.91	0.00	0.00	0.91	0.00	0.00
19	4	6	0.34	0.00	0.00	0.34	0.00	0.00	0.34	0.00	0.00
20	9	7	-1.24	0.00	0.00	-1.24	0.00	0.00	-1.24	0.00	0.00
21	8	10	0.82	0.00	0.00	0.82	0.00	0.00	0.82	0.00	0.00
22	13	1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
23	3	14	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.04	0.00

(m σημείο μέγιστης ροπής ανοίγματος για μόνιμα φορτία, ή μέσον ράβδου)

Εντατικά μεγέθη, φόρτιση: (Qk5) Άνεμος QkwL=-0.600, QkwR= 0.200 [kN/m]

Ράβδος	Κόμβ-1	Κόμβ-2	N1 [kN]	V1 [kN]	M1 [kNm]	N2 [kN]	V2 [kN]	M2 [kNm]	Nm [kN]	Vm [kN]	Mm [kNm]
1	1	9	4.81	-0.50	0.00	4.81	0.53	0.03	4.81	0.13	-0.20
2	9	5	3.43	-0.47	0.03	3.43	0.56	0.10	3.43	-0.15	-0.14
3	5	2	1.86	-0.23	0.10	1.86	0.11	0.00	1.86	0.37	0.17
4	10	3	1.27	0.21	-0.06	1.27	-0.14	0.00	1.27	0.07	0.03
5	6	10	1.73	-0.03	-0.01	1.73	-0.03	-0.06	1.73	-0.27	-0.18
6	2	6	1.89	-0.01	0.00	1.89	-0.01	-0.01	1.89	-0.15	-0.06
7	1	11	-5.23	-0.10	0.00	-5.23	-0.10	-0.17	-5.23	-0.10	-0.17
8	11	7	-5.23	0.10	-0.17	-5.23	0.10	0.00	-5.23	0.10	-0.17
9	7	4	-3.63	0.00	0.00	-3.63	0.00	0.00	-3.63	0.00	0.00
10	4	8	-1.77	-0.01	0.00	-1.77	-0.01	-0.01	-1.77	-0.01	-0.01
11	8	12	-1.26	0.00	-0.01	-1.26	0.00	-0.02	-1.26	0.00	-0.02
12	12	3	-1.26	0.01	-0.02	-1.26	0.01	0.00	-1.26	0.01	-0.02
13	4	2	-0.83	0.00	0.00	-0.83	0.00	0.00	-0.83	0.00	0.00
14	7	5	-0.52	0.00	0.00	-0.52	0.00	0.00	-0.52	0.00	0.00
15	8	6	0.14	0.00	0.00	0.14	0.00	0.00	0.14	0.00	0.00
16	11	9	0.21	0.00	0.00	0.21	0.00	0.00	0.21	0.00	0.00
17	12	10	0.02	0.00	0.00	0.02	0.00	0.00	0.02	0.00	0.00
18	5	4	1.94	0.00	0.00	1.94	0.00	0.00	1.94	0.00	0.00
19	4	6	-0.16	0.00	0.00	-0.16	0.00	0.00	-0.16	0.00	0.00
20	9	7	1.65	0.00	0.00	1.65	0.00	0.00	1.65	0.00	0.00
21	8	10	-0.52	0.00	0.00	-0.52	0.00	0.00	-0.52	0.00	0.00
22	13	1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
23	3	14	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.12	0.01

Εντατικά μεγέθη, φόρτιση: (Qki) Επιβεβλημένο (H) Qi = 0.400 [kN/m]

Ράβδος	Κόμβ-1	Κόμβ-2	N1 [kN]	V1 [kN]	M1 [kNm]	N2 [kN]	V2 [kN]	M2 [kNm]	Nm [kN]	Vm [kN]	Mm [kNm]
1	1	9	-6.14	0.36	-0.01	-5.97	-0.28	0.06	-6.04	-0.03	0.17
2	9	5	-5.44	0.23	0.06	-5.27	-0.41	-0.09	-5.39	0.03	0.13
3	5	2	-4.07	0.38	-0.09	-3.90	-0.27	0.00	-3.97	0.00	0.10
4	10	3	-5.97	0.28	0.06	-6.14	-0.36	-0.01	-6.04	0.03	0.17
5	6	10	-5.27	0.41	-0.09	-5.44	-0.23	0.06	-5.39	-0.03	0.13
6	2	6	-3.90	0.27	0.00	-4.07	-0.38	-0.09	-3.97	0.00	0.10
7	1	11	5.85	0.10	0.00	5.85	0.10	0.17	5.85	0.10	0.17
8	11	7	5.85	-0.09	0.17	5.85	-0.09	0.02	5.85	-0.09	0.17
9	7	4	5.21	-0.01	0.02	5.21	-0.01	0.00	5.21	-0.01	0.01
10	4	8	5.21	0.01	0.00	5.21	0.01	0.02	5.21	0.01	0.01
11	8	12	5.85	0.09	0.02	5.85	0.09	0.17	5.85	0.09	0.17
12	12	3	5.85	-0.10	0.17	5.85	-0.10	0.00	5.85	-0.10	0.17
13	4	2	1.45	0.00	0.00	1.45	0.00	0.00	1.45	0.00	0.00
14	7	5	0.24	0.00	0.00	0.24	0.00	0.00	0.24	0.00	0.00
15	8	6	0.24	0.00	0.00	0.24	0.00	0.00	0.24	0.00	0.00
16	11	9	-0.19	0.00	0.00	-0.19	0.00	0.00	-0.19	0.00	0.00
17	12	10	-0.19	0.00	0.00	-0.19	0.00	0.00	-0.19	0.00	0.00
18	5	4	-1.54	0.00	0.00	-1.54	0.00	0.00	-1.54	0.00	0.00
19	4	6	-1.54	0.00	0.00	-1.54	0.00	0.00	-1.54	0.00	0.00
20	9	7	-0.67	0.00	0.00	-0.67	0.00	0.00	-0.67	0.00	0.00
21	8	10	-0.67	0.00	0.00	-0.67	0.00	0.00	-0.67	0.00	0.00
22	13	1	0.00	0.00	0.00	0.02	-0.08	-0.01	0.00	0.00	0.00
23	3	14	0.02	0.08	-0.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

(m σημείο μέγιστης ροπής ανοίγματος για μόνιμα φορτία, ή μέσον ράβδου)

Εντατικά μεγέθη, φόρτιση: (Aex) Σεισμός AeX qh=0.510x(G+0.20xQk1) [kN/m]

Ράβδος	Κόμβ-1	Κόμβ-2	N1 [kN]	V1 [kN]	M1 [kNm]	N2 [kN]	V2 [kN]	M2 [kNm]	Nm [kN]	Vm [kN]	Mm [kNm]
1	1	9	1.81	0.11	0.00	1.02	-0.09	0.01	1.33	-0.01	0.05
2	9	5	1.20	0.07	0.01	0.41	-0.13	-0.04	0.95	0.01	0.04
3	5	2	0.81	0.12	-0.04	0.02	-0.08	0.00	0.35	0.01	0.03
4	10	3	-0.67	-0.14	0.06	-1.46	0.07	0.00	-0.98	-0.06	0.00
5	6	10	-0.39	-0.09	0.04	-1.17	0.11	0.06	-0.93	0.05	0.02
6	2	6	-0.02	-0.08	0.00	-0.81	0.13	0.04	-0.35	0.01	-0.03
7	1	11	3.21	0.03	0.00	3.21	0.03	0.05	3.21	0.03	0.05
8	11	7	3.21	-0.03	0.05	3.21	-0.03	0.00	3.21	-0.03	0.05
9	7	4	2.99	0.00	0.00	2.99	0.00	0.00	2.99	0.00	0.00
10	4	8	2.08	0.00	0.00	2.08	0.00	0.01	2.08	0.00	0.00
11	8	12	1.53	0.01	0.01	1.53	0.01	0.03	1.53	0.01	0.03
12	12	3	1.53	-0.02	0.03	1.53	-0.02	0.00	1.53	-0.02	0.03
13	4	2	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
14	7	5	0.08	0.00	0.00	0.08	0.00	0.00	0.08	0.00	0.00
15	8	6	-0.13	0.00	0.00	-0.13	0.00	0.00	-0.13	0.00	0.00
16	11	9	-0.06	0.00	0.00	-0.06	0.00	0.00	-0.06	0.00	0.00
17	12	10	-0.03	0.00	0.00	-0.03	0.00	0.00	-0.03	0.00	0.00
18	5	4	-0.50	0.00	0.00	-0.50	0.00	0.00	-0.50	0.00	0.00
19	4	6	0.53	0.00	0.00	0.53	0.00	0.00	0.53	0.00	0.00
20	9	7	-0.22	0.00	0.00	-0.22	0.00	0.00	-0.22	0.00	0.00
21	8	10	0.56	0.00	0.00	0.56	0.00	0.00	0.56	0.00	0.00
22	13	1	0.00	0.00	0.00	-0.09	-0.02	0.00	0.00	0.00	0.00
23	3	14	0.09	-0.02	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

(m σημείο μέγιστης ροπής ανοίγματος για μόνιμα φορτία, ή μέσον ράβδου)

Εντατικά μεγέθη, φόρτιση: (Aeγ) Σεισμός Aeγ qv=0.551x(G+0.20xQk1) [kN/m]

Ράβδος	Κόμβ-1	Κόμβ-2	N1 [kN]	V1 [kN]	M1 [kNm]	N2 [kN]	V2 [kN]	M2 [kNm]	Nm [kN]	Vm [kN]	Mm [kNm]
1	1	9	-9.86	0.50	-0.01	-9.65	-0.33	0.14	-9.73	-0.01	0.25
2	9	5	-8.71	0.27	0.14	-8.50	-0.56	-0.11	-8.65	0.01	0.21
3	5	2	-6.54	0.48	-0.11	-6.32	-0.34	0.00	-6.41	0.00	0.13
4	10	3	-9.65	0.33	0.14	-9.86	-0.50	-0.01	-9.73	0.01	0.25
5	6	10	-8.50	0.56	-0.11	-8.71	-0.27	0.14	-8.65	-0.01	0.21
6	2	6	-6.32	0.34	0.00	-6.54	-0.48	-0.11	-6.41	0.00	0.13
7	1	11	9.42	0.25	0.00	9.42	0.03	0.24	9.42	0.04	0.24
8	11	7	9.42	-0.03	0.24	9.42	-0.25	0.00	9.42	-0.04	0.24
9	7	4	8.37	0.09	0.00	8.37	-0.14	-0.04	8.37	0.00	0.03
10	4	8	8.37	0.14	-0.04	8.37	-0.09	0.00	8.37	0.00	0.03
11	8	12	9.42	0.25	0.00	9.42	0.03	0.24	9.42	0.04	0.24
12	12	3	9.42	-0.03	0.24	9.42	-0.25	0.00	9.42	-0.04	0.24
13	4	2	2.52	0.00	0.00	2.52	0.00	0.00	2.52	0.00	0.00
14	7	5	0.61	0.00	0.00	0.61	0.00	0.00	0.61	0.00	0.00
15	8	6	0.61	0.00	0.00	0.61	0.00	0.00	0.61	0.00	0.00
16	11	9	-0.06	0.00	0.00	-0.06	0.00	0.00	-0.06	0.00	0.00
17	12	10	-0.06	0.00	0.00	-0.06	0.00	0.00	-0.06	0.00	0.00
18	5	4	-2.43	0.00	0.00	-2.43	0.00	0.00	-2.43	0.00	0.00
19	4	6	-2.43	0.00	0.00	-2.43	0.00	0.00	-2.43	0.00	0.00
20	9	7	-1.09	0.00	0.00	-1.09	0.00	0.00	-1.09	0.00	0.00
21	8	10	-1.09	0.00	0.00	-1.09	0.00	0.00	-1.09	0.00	0.00
22	13	1	0.00	0.00	0.00	0.03	-0.10	-0.01	0.00	0.00	0.00
23	3	14	0.03	0.10	-0.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

1.8.3. Δυνάμεις στα άκρα ράβδων για φορτίσεις**Δυνάμεις στα άκρα ράβδων, φόρτιση: (Gk) Μόνιμο Gk1 = 0.743, Gk2 = 0.240 [kN/m]**

Ράβδος	Κόμβ-1	Κόμβ-2	F1x [kN]	F1y [kN]	M1 [kNm]	F2x [kN]	F2y [kN]	M2 [kNm]
1	1	9	14.76	4.62	-0.01	-14.76	-3.34	-0.23
2	9	5	13.11	3.81	0.23	-13.11	-2.53	0.17
3	5	2	9.73	3.27	-0.17	-9.73	-1.99	0.00
4	10	3	14.76	-3.34	0.23	-14.76	4.62	0.01
5	6	10	13.11	-2.53	-0.17	-13.11	3.81	-0.23
6	2	6	9.73	-1.99	0.00	-9.73	3.27	0.17
7	1	11	-14.76	0.42	0.00	14.76	-0.02	-0.37
8	11	7	-14.76	-0.02	0.37	14.76	0.42	0.00
9	7	4	-13.11	0.16	0.00	13.11	0.24	0.07
10	4	8	-13.11	0.24	-0.07	13.11	0.16	0.00
11	8	12	-14.76	0.42	0.00	14.76	-0.02	-0.37
12	12	3	-14.76	-0.02	0.37	14.76	0.42	0.00
13	4	2	0.00	-3.99	0.00	0.00	3.99	0.00
14	7	5	0.00	-1.01	0.00	0.00	1.01	0.00
15	8	6	0.00	-1.01	0.00	0.00	1.01	0.00
16	11	9	0.00	0.04	0.00	0.00	-0.04	0.00
17	12	10	0.00	0.04	0.00	0.00	-0.04	0.00
18	5	4	3.37	-1.75	0.00	-3.37	1.75	0.00
19	4	6	3.37	1.75	0.00	-3.37	-1.75	0.00
20	9	7	1.66	-0.43	0.00	-1.66	0.43	0.00
21	8	10	1.66	0.43	0.00	-1.66	-0.43	0.00
22	13	1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.15	0.02
23	3	14	0.00	0.15	-0.02	0.00	0.00	0.00

(δυνάμεις στα άκρα ράβδων σε καθολικό σύστημα συντεταγμένων x-y)

Δυνάμεις στα άκρα ράβδων, Φόρτιση: (Qk1) Χιόν QksL= 0.800, QksR= 0.800 [kN/m]

Ράβδος	Κόμβ-1	Κόμβ-2	F1x[kN]	F1y[kN]	M1[kNm]	F2x[kN]	F2y[kN]	M2[kNm]
1	1	9	11.70	3.79	-0.01	-11.70	-2.46	-0.13
2	9	5	10.41	3.19	0.13	-10.41	-1.85	0.19
3	5	2	7.69	2.78	-0.19	-7.69	-1.45	0.00
4	10	3	11.70	-2.46	0.13	-11.70	3.79	0.01
5	6	10	10.41	-1.85	-0.19	-10.41	3.19	-0.13
6	2	6	7.68	-1.45	0.00	-7.68	2.78	0.19
7	1	11	-11.70	0.21	0.00	11.70	-0.21	-0.35
8	11	7	-11.70	-0.18	0.35	11.70	0.18	-0.04
9	7	4	-10.41	-0.03	0.04	10.41	0.03	0.01
10	4	8	-10.41	0.03	-0.01	10.41	-0.03	-0.04
11	8	12	-11.70	0.18	0.04	11.70	-0.18	-0.35
12	12	3	-11.70	-0.21	0.35	11.70	0.21	0.00
13	4	2	0.00	-2.89	0.00	0.00	2.89	0.00
14	7	5	0.00	-0.49	0.00	0.00	0.49	0.00
15	8	6	0.00	-0.49	0.00	0.00	0.49	0.00
16	11	9	0.00	0.39	0.00	0.00	-0.39	0.00
17	12	10	0.00	0.39	0.00	0.00	-0.39	0.00
18	5	4	2.73	-1.42	0.00	-2.73	1.42	0.00
19	4	6	2.73	1.42	0.00	-2.73	-1.42	0.00
20	9	7	1.29	-0.34	0.00	-1.29	0.34	0.00
21	8	10	1.29	0.34	0.00	-1.29	-0.34	0.00
22	13	1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.16	0.02
23	3	14	0.00	0.16	-0.02	0.00	0.00	0.00

(δυνάμεις στα άκρα ράβδων σε καθολικό σύστημα συντεταγμένων x-y)

Δυνάμεις στα άκρα ράβδων, Φόρτιση: (Qk2) Χιόν QksL= 0.400, QksR= 0.800 [kN/m]

Ράβδος	Κόμβ-1	Κόμβ-2	F1x[kN]	F1y[kN]	M1[kNm]	F2x[kN]	F2y[kN]	M2[kNm]
1	1	9	7.57	2.37	-0.01	-7.57	-1.70	-0.11
2	9	5	7.10	2.07	0.11	-7.10	-1.40	0.08
3	5	2	5.76	1.88	-0.08	-5.76	-1.21	0.00
4	10	3	9.98	-1.99	0.08	-9.98	3.32	0.01
5	6	10	8.52	-1.38	-0.20	-8.52	2.71	-0.08
6	2	6	5.76	-0.96	0.01	-5.76	2.29	0.20
7	1	11	-7.58	0.13	0.00	7.58	-0.13	-0.22
8	11	7	-7.58	-0.11	0.22	7.58	0.11	-0.03
9	7	4	-7.10	-0.02	0.03	7.10	0.02	0.01
10	4	8	-8.52	0.02	-0.01	8.52	-0.02	-0.03
11	8	12	-9.98	0.16	0.03	9.98	-0.16	-0.30
12	12	3	-9.98	-0.18	0.30	9.98	0.18	0.00
13	4	2	0.00	-2.17	0.00	0.00	2.17	0.00
14	7	5	0.00	-0.21	0.00	0.00	0.21	0.00
15	8	6	0.00	-0.52	0.00	0.00	0.52	0.00
16	11	9	0.00	0.24	0.00	0.00	-0.24	0.00
17	12	10	0.00	0.34	0.00	0.00	-0.34	0.00
18	5	4	1.33	-0.69	0.00	-1.33	0.69	0.00
19	4	6	2.76	1.43	0.00	-2.76	-1.43	0.00
20	9	7	0.48	-0.12	0.00	-0.48	0.12	0.00
21	8	10	1.46	0.38	0.00	-1.46	-0.38	0.00
22	13	1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.08	0.01
23	3	14	0.00	0.16	-0.02	0.00	0.00	0.00

(δυνάμεις στα άκρα ράβδων σε καθολικό σύστημα συντεταγμένων x-y)

Δυνάμεις στα άκρα ράβδων, Φόρτιση: (Qk3) Χιόνι QksL= 0.800, QksR= 0.400 [kN/m]

Ράβδος	Κόμβ-1	Κόμβ-2	F1x[kN]	F1y[kN]	M1[kNm]	F2x[kN]	F2y[kN]	M2[kNm]
1	1	9	9.98	3.32	-0.01	-9.98	-1.99	-0.08
2	9	5	8.52	2.71	0.08	-8.52	-1.38	0.20
3	5	2	5.76	2.29	-0.20	-5.76	-0.96	-0.01
4	10	3	7.57	-1.70	0.11	-7.57	2.37	0.01
5	6	10	7.10	-1.40	-0.08	-7.10	2.07	-0.11
6	2	6	5.76	-1.21	0.00	-5.76	1.88	0.08
7	1	11	-9.98	0.18	0.00	9.98	-0.18	-0.30
8	11	7	-9.98	-0.16	0.30	9.98	0.16	-0.03
9	7	4	-8.52	-0.02	0.03	8.52	0.02	0.01
10	4	8	-7.10	0.02	-0.01	7.10	-0.02	-0.03
11	8	12	-7.57	0.11	0.03	7.57	-0.11	-0.22
12	12	3	-7.57	-0.13	0.22	7.57	0.13	0.00
13	4	2	0.00	-2.17	0.00	0.00	2.17	0.00
14	7	5	0.00	-0.52	0.00	0.00	0.52	0.00
15	8	6	0.00	-0.21	0.00	0.00	0.21	0.00
16	11	9	0.00	0.34	0.00	0.00	-0.34	0.00
17	12	10	0.00	0.24	0.00	0.00	-0.24	0.00
18	5	4	2.76	-1.43	0.00	-2.76	1.43	0.00
19	4	6	1.33	0.69	0.00	-1.33	-0.69	0.00
20	9	7	1.46	-0.38	0.00	-1.46	0.38	0.00
21	8	10	0.48	0.12	0.00	-0.48	-0.12	0.00
22	13	1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.16	0.02
23	3	14	0.00	0.08	-0.01	0.00	0.00	0.00

(δυνάμεις στα άκρα ράβδων σε καθολικό σύστημα συντεταγμένων x-y)

Δυνάμεις στα άκρα ράβδων, Φόρτιση: (Qk4) Άνεμος QkwL= 0.200, QkwR=-0.600 [kN/m]

Ράβδος	Κόμβ-1	Κόμβ-2	F1x[kN]	F1y[kN]	M1[kNm]	F2x[kN]	F2y[kN]	M2[kNm]
1	1	9	-2.09	-0.45	0.00	2.00	0.79	0.15
2	9	5	-3.20	-0.48	-0.15	3.11	0.81	-0.15
3	5	2	-2.30	-1.58	0.15	2.74	-0.08	0.01
4	10	3	-3.84	0.46	0.00	3.58	-1.46	0.00
5	6	10	-3.04	0.81	-0.03	3.04	-0.81	0.00
6	2	6	-2.74	0.69	0.00	2.74	-0.69	0.03
7	1	11	2.09	-0.02	0.00	-2.09	0.02	0.03
8	11	7	2.09	-0.01	-0.03	-2.09	0.01	0.05
9	7	4	3.29	0.03	-0.05	-3.29	-0.03	0.00
10	4	8	2.78	0.00	0.00	-2.78	0.00	0.00
11	8	12	3.58	-0.07	0.00	-3.58	0.07	0.12
12	12	3	3.58	0.07	-0.12	-3.58	-0.07	0.00
13	4	2	0.00	0.60	0.00	0.00	-0.60	0.00
14	7	5	0.00	-0.35	0.00	0.00	0.35	0.00
15	8	6	0.00	0.28	0.00	0.00	-0.28	0.00
16	11	9	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
17	12	10	0.00	-0.14	0.00	0.00	0.14	0.00
18	5	4	-0.81	0.42	0.00	0.81	-0.42	0.00
19	4	6	-0.31	-0.16	0.00	0.31	0.16	0.00
20	9	7	1.20	-0.31	0.00	-1.20	0.31	0.00
21	8	10	-0.80	-0.21	0.00	0.80	0.21	0.00
22	13	1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
23	3	14	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

(δυνάμεις στα άκρα ράβδων σε καθολικό σύστημα συντεταγμένων x-y)

Δυνάμεις στα άκρα ράβδων, Φόρτιση: (Qk5) Άνεμος QkwL=-0.600, QkwR= 0.200 [kN/m]

Ράβδος	Κόμβ-1	Κόμβ-2	F1x[kN]	F1y[kN]	M1[kNm]	F2x[kN]	F2y[kN]	M2[kNm]
1	1	9	-4.53	-1.70	0.00	4.79	0.70	-0.03
2	9	5	-3.20	-1.32	0.03	3.46	0.32	-0.10
3	5	2	-1.74	-0.69	0.10	1.83	0.36	0.00
4	10	3	-1.18	0.52	-0.06	1.26	-0.19	0.00
5	6	10	-1.68	0.41	-0.01	1.68	-0.41	0.06
6	2	6	-1.83	0.47	0.00	1.83	-0.47	0.01
7	1	11	5.23	-0.10	0.00	-5.23	0.10	0.17
8	11	7	5.23	0.10	-0.17	-5.23	-0.10	0.00
9	7	4	3.63	0.00	0.00	-3.63	0.00	0.00
10	4	8	1.77	-0.01	0.00	-1.77	0.01	0.01
11	8	12	1.26	0.00	-0.01	-1.26	0.00	0.02
12	12	3	1.26	0.01	-0.02	-1.26	-0.01	0.00
13	4	2	0.00	0.83	0.00	0.00	-0.83	0.00
14	7	5	0.00	0.52	0.00	0.00	-0.52	0.00
15	8	6	0.00	-0.14	0.00	0.00	0.14	0.00
16	11	9	0.00	-0.21	0.00	0.00	0.21	0.00
17	12	10	0.00	-0.02	0.00	0.00	0.02	0.00
18	5	4	-1.72	0.89	0.00	1.72	-0.89	0.00
19	4	6	0.14	0.07	0.00	-0.14	-0.07	0.00
20	9	7	-1.59	0.41	0.00	1.59	-0.41	0.00
21	8	10	0.51	0.13	0.00	-0.51	-0.13	0.00
22	13	1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
23	3	14	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

(δυνάμεις στα άκρα ράβδων σε καθολικό σύστημα συντεταγμένων x-y)

Δυνάμεις στα άκρα ράβδων, Φόρτιση: (Qki) Επιβεβλημένο (H) Qi = 0.400 [kN/m]

Ράβδος	Κόμβ-1	Κόμβ-2	F1x[kN]	F1y[kN]	M1[kNm]	F2x[kN]	F2y[kN]	M2[kNm]
1	1	9	5.85	1.90	-0.01	-5.85	-1.23	-0.06
2	9	5	5.21	1.59	0.06	-5.21	-0.93	0.09
3	5	2	3.84	1.39	-0.09	-3.84	-0.72	0.00
4	10	3	5.85	-1.23	0.06	-5.85	1.90	0.01
5	6	10	5.21	-0.93	-0.09	-5.21	1.59	-0.06
6	2	6	3.84	-0.72	0.00	-3.84	1.39	0.09
7	1	11	-5.85	0.10	0.00	5.85	-0.10	-0.17
8	11	7	-5.85	-0.09	0.17	5.85	0.09	-0.02
9	7	4	-5.21	-0.01	0.02	5.21	0.01	0.00
10	4	8	-5.21	0.01	0.00	5.21	-0.01	-0.02
11	8	12	-5.85	0.09	0.02	5.85	-0.09	-0.17
12	12	3	-5.85	-0.10	0.17	5.85	0.10	0.00
13	4	2	0.00	-1.45	0.00	0.00	1.45	0.00
14	7	5	0.00	-0.24	0.00	0.00	0.24	0.00
15	8	6	0.00	-0.24	0.00	0.00	0.24	0.00
16	11	9	0.00	0.19	0.00	0.00	-0.19	0.00
17	12	10	0.00	0.19	0.00	0.00	-0.19	0.00
18	5	4	1.36	-0.71	0.00	-1.36	0.71	0.00
19	4	6	1.36	0.71	0.00	-1.36	-0.71	0.00
20	9	7	0.64	-0.17	0.00	-0.64	0.17	0.00
21	8	10	0.64	0.17	0.00	-0.64	-0.17	0.00
22	13	1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.08	0.01
23	3	14	0.00	0.08	-0.01	0.00	0.00	0.00

(δυνάμεις στα άκρα ράβδων σε καθολικό σύστημα συντεταγμένων x-y)

Δυνάμεις στα άκρα ράβδων, Φόρτιση: (Aex) Σεισμός AeX qh=0.510x(G+0.20xQk1) [kN/m]

Ράβδος	Κόμβ-1	Κόμβ-2	F1x[kN]	F1y[kN]	M1[kNm]	F2x[kN]	F2y[kN]	M2[kNm]
1	1	9	-1.78	-0.35	0.00	0.96	0.35	-0.01
2	9	5	-1.18	-0.23	0.01	0.37	0.23	0.04
3	5	2	-0.81	-0.08	-0.04	0.00	0.08	0.00
4	10	3	0.62	-0.30	0.06	-1.43	0.30	0.00
5	6	10	0.35	-0.19	0.04	-1.16	0.19	-0.06
6	2	6	0.00	-0.08	0.00	-0.82	0.08	-0.04
7	1	11	-3.21	0.03	0.00	3.21	-0.03	-0.05
8	11	7	-3.21	-0.03	0.05	3.21	0.03	0.00
9	7	4	-2.99	0.00	0.00	2.99	0.00	0.00
10	4	8	-2.08	0.00	0.00	2.08	0.00	-0.01
11	8	12	-1.53	0.01	0.01	1.53	-0.01	-0.03
12	12	3	-1.53	-0.02	0.03	1.53	0.02	0.00
13	4	2	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
14	7	5	0.00	-0.08	0.00	0.00	0.08	0.00
15	8	6	0.00	0.13	0.00	0.00	-0.13	0.00
16	11	9	0.00	0.06	0.00	0.00	-0.06	0.00
17	12	10	0.00	0.03	0.00	0.00	-0.03	0.00
18	5	4	0.45	-0.23	0.00	-0.45	0.23	0.00
19	4	6	-0.47	-0.24	0.00	0.47	0.24	0.00
20	9	7	0.22	-0.06	0.00	-0.22	0.06	0.00
21	8	10	-0.55	-0.14	0.00	0.55	0.14	0.00
22	13	1	0.00	0.00	0.00	-0.10	0.00	0.00
23	3	14	-0.10	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

(δυνάμεις στα άκρα ράβδων σε καθολικό σύστημα συντεταγμένων x-y)

Δυνάμεις στα άκρα ράβδων, Φόρτιση: (Aey) Σεισμός AeY qv=0.551x(G+0.20xQk1) [kN/m]

Ράβδος	Κόμβ-1	Κόμβ-2	F1x[kN]	F1y[kN]	M1[kNm]	F2x[kN]	F2y[kN]	M2[kNm]
1	1	9	9.42	2.96	-0.01	-9.42	-2.11	-0.14
2	9	5	8.37	2.45	0.14	-8.37	-1.60	0.11
3	5	2	6.21	2.11	-0.11	-6.21	-1.26	0.00
4	10	3	9.42	-2.11	0.14	-9.42	2.96	0.01
5	6	10	8.37	-1.60	-0.11	-8.37	2.45	-0.14
6	2	6	6.21	-1.26	0.00	-6.21	2.11	0.11
7	1	11	-9.42	0.25	0.00	9.42	-0.03	-0.24
8	11	7	-9.42	-0.03	0.24	9.42	0.25	0.00
9	7	4	-8.37	0.09	0.00	8.37	0.14	0.04
10	4	8	-8.37	0.14	-0.04	8.37	0.09	0.00
11	8	12	-9.42	0.25	0.00	9.42	-0.03	-0.24
12	12	3	-9.42	-0.03	0.24	9.42	0.25	0.00
13	4	2	0.00	-2.52	0.00	0.00	2.52	0.00
14	7	5	0.00	-0.61	0.00	0.00	0.61	0.00
15	8	6	0.00	-0.61	0.00	0.00	0.61	0.00
16	11	9	0.00	0.06	0.00	0.00	-0.06	0.00
17	12	10	0.00	0.06	0.00	0.00	-0.06	0.00
18	5	4	2.16	-1.12	0.00	-2.16	1.12	0.00
19	4	6	2.16	1.12	0.00	-2.16	-1.12	0.00
20	9	7	1.05	-0.27	0.00	-1.05	0.27	0.00
21	8	10	1.05	0.27	0.00	-1.05	-0.27	0.00
22	13	1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.10	0.01
23	3	14	0.00	0.10	-0.01	0.00	0.00	0.00

(δυνάμεις στα άκρα ράβδων σε καθολικό σύστημα συντεταγμένων x-y)

1.8.4. Κατακόρυφες μετατοπίσεις κόμβων (mm)

Κόμβ.	Gk	Qk1	Qk2	Qk3	Qk4	Qk5	Qki
1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2	-2.73	-2.17	-1.62	-1.62	0.59	0.56	-1.19
3	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
4	-2.78	-2.20	-1.65	-1.65	0.60	0.57	-1.21
5	-2.74	-2.17	-1.55	-1.71	0.56	0.68	-1.24
6	-2.74	-2.17	-1.71	-1.55	0.60	0.46	-1.15
7	-2.75	-2.18	-1.56	-1.71	0.56	0.68	-1.24
8	-2.75	-2.18	-1.71	-1.56	0.60	0.45	-1.15
9	-2.17	-1.72	-1.18	-1.41	0.35	0.65	-1.02
10	-2.17	-1.72	-1.41	-1.18	0.51	0.27	-0.88
11	-2.17	-1.72	-1.17	-1.41	0.35	0.64	-1.02
12	-2.17	-1.72	-1.41	-1.17	0.51	0.27	-0.88
13	0.34	0.27	0.18	0.23	-0.04	-0.12	0.17
14	0.34	0.27	0.23	0.18	-0.11	-0.02	0.13

1.8.5. Αντιδράσεις στηρίξεων (kN)

Κόμβ.	Αντιδρ	Gk	Qk1	Qk2	Qk3	Qk4	Qk5	Qki
1	Fx	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.69	0.00
1	Fy	5.19	4.16	2.58	3.66	-0.47	-1.80	2.08
3	Fx	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
3	Fy	5.19	4.16	3.66	2.58	-1.53	-0.20	2.08

1.9. Αντιδράσεις στηρίξεων σε συνδυασμούς φορτίσεων (kN)

Loading [kN/m]	Δράση	γg	γq	ψo
(Gk) Μόνιμο Gk1 = 0.743, Gk2 = 0.240	Μόνιμη	1.35	0.00	1.00
(Qk1) Χιόν QksL= 0.800, QksR= 0.800	Μεσοχρόνια	0.00	1.50	0.70
(Qk2) Χιόν QksL= 0.400, QksR= 0.800	Μεσοχρόνια	0.00	1.50	0.70
(Qk3) Χιόν QksL= 0.800, QksR= 0.400	Μεσοχρόνια	0.00	1.50	0.70
(Qk4) Άνεμος QkwL= 0.200, QkwR=-0.600	Στιγμιαία	0.00	1.50	0.60
(Qk5) Άνεμος QkwL=-0.600, QkwR= 0.200	Στιγμιαία	0.00	1.50	0.60
(Qki) Επιβεβλημένο (H) Qi = 0.400	Βραχυχρόνια	0.00	1.50	0.00
(Aex) Σεισμός AeX qh=0.510x(G+0.20xQk1)	Τυχηματική			
(Aey) Σεισμός AeY qv=0.551x(G+0.20xQk1)	Τυχηματική			

1.9.1. Αντιδράσεις σε κόμβο : 1 (kN)

Σ.Φ.	Συνδυασμός φόρτισης	Κλάση διάρκειας kmod	Fx	Fy	Fx/Kmod	Fy/Kmod	
1	γg.Gk	Μόνιμη	0.60	-0.004	7.009	-0.006	11.682
2	γg.Gk+γq.Qk1	Μεσοχρόνια	0.80	-0.007	13.249	-0.009	16.562
3	γg.Gk+γq.Qk2	Μεσοχρόνια	0.80	-0.006	10.878	-0.008	13.597
4	γg.Gk+γq.Qk3	Μεσοχρόνια	0.80	-0.006	12.501	-0.007	15.626
5	γg.Gk+γq.Qk4	Στιγμιαία	1.10	-0.003	6.307	-0.002	5.734
6	γg.Gk+γq.Qk5	Στιγμιαία	1.10	1.037	4.310	0.943	3.918
7	γg.Gk+γq.Qki	Βραχυχρόνια	0.90	-0.005	10.129	-0.006	11.255
8	γg.Gk+γq.Qk1+γq.ψo.Qk4	Στιγμιαία	1.10	-0.006	12.828	-0.006	11.662
9	γg.Gk+γq.Qk1+γq.ψo.Qk5	Στιγμιαία	1.10	0.618	11.630	0.561	10.572
10	γg.Gk+γq.Qk2+γq.ψo.Qk4	Στιγμιαία	1.10	-0.006	10.456	-0.005	9.506
11	γg.Gk+γq.Qk2+γq.ψo.Qk5	Στιγμιαία	1.10	0.618	9.258	0.562	8.416
12	γg.Gk+γq.Qk3+γq.ψo.Qk4	Στιγμιαία	1.10	-0.005	12.080	-0.005	10.982
13	γg.Gk+γq.Qk3+γq.ψo.Qk5	Στιγμιαία	1.10	0.618	10.881	0.562	9.892
14	γg.Gk+γq.Qk4+γq.ψo.Qk1	Στιγμιαία	1.10	-0.005	10.675	-0.004	9.705
15	γg.Gk+γq.Qk4+γq.ψo.Qk2	Στιγμιαία	1.10	-0.004	9.015	-0.004	8.196
16	γg.Gk+γq.Qk4+γq.ψo.Qk3	Στιγμιαία	1.10	-0.004	10.152	-0.004	9.229
17	γg.Gk+γq.Qk5+γq.ψo.Qk1	Στιγμιαία	1.10	1.035	8.678	0.941	7.889
18	γg.Gk+γq.Qk5+γq.ψo.Qk2	Στιγμιαία	1.10	1.035	7.018	0.941	6.380
19	γg.Gk+γq.Qk5+γq.ψo.Qk3	Στιγμιαία	1.10	1.035	8.154	0.941	7.413
20	γg.Gk+γq.Qki+γq.ψo.Qk1+γq.ψo.Qk4	Στιγμιαία	1.10	-0.007	14.076	-0.006	12.797
21	γg.Gk+γq.Qki+γq.ψo.Qk1+γq.ψo.Qk5	Στιγμιαία	1.10	0.617	12.878	0.561	11.707
22	γg.Gk+γq.Qki+γq.ψo.Qk2+γq.ψo.Qk4	Στιγμιαία	1.10	-0.006	12.416	-0.006	11.287
23	γg.Gk+γq.Qki+γq.ψo.Qk2+γq.ψo.Qk5	Στιγμιαία	1.10	0.618	11.218	0.561	10.198
24	γg.Gk+γq.Qki+γq.ψo.Qk3+γq.ψo.Qk4	Στιγμιαία	1.10	-0.006	13.552	-0.006	12.320
25	γg.Gk+γq.Qki+γq.ψo.Qk3+γq.ψo.Qk5	Στιγμιαία	1.10	0.618	12.354	0.561	11.231
26	Gk+0.2xQk1 + AedX	Τυχηματική	1.10	6.574	6.341	5.977	5.764
27	Gk+0.2xQk1 + AedY	Τυχηματική	1.10	-0.001	9.342	-0.001	8.493
	Μέγιστες τιμές			6.574	13.249	5.977	16.562
28	γg.Gk+γq.Qk4=0.9Gk+1.5Qk4, (EQU)	Στιγμιαία	1.10	-0.001	3.971	-0.001	3.610
29	γg.Gk+γq.Qk5=0.9Gk+1.5Qk5, (EQU)	Στιγμιαία	1.10	1.038	1.974	0.944	1.794

1.9.2. Αντιδράσεις σε κόμβο : 3 (kN)

Σ.Φ.	Συνδυασμός φόρτισης	Κλάση διάρκειας	kmod	Fx	Fy	Fx/Kmod	Fy/Kmod
1	γγ.Gk	Μόνιμη	0.60	0.000	7.009	0.001	11.682
2	γγ.Gk+γγ.Qk1	Μεσοχρόνια	0.80	0.001	13.250	0.001	16.562
3	γγ.Gk+γγ.Qk2	Μεσοχρόνια	0.80	0.001	12.501	0.001	15.627
4	γγ.Gk+γγ.Qk3	Μεσοχρόνια	0.80	0.001	10.878	0.001	13.597
5	γγ.Gk+γγ.Qk4	Στιγμιαία	1.10	0.000	4.710	0.000	4.282
6	γγ.Gk+γγ.Qk5	Στιγμιαία	1.10	0.000	6.709	0.000	6.099
7	γγ.Gk+γγ.Qk1	Βραχυχρόνια	0.90	0.001	10.129	0.001	11.255
8	γγ.Gk+γγ.Qk1+γγ.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	0.001	11.870	0.001	10.791
9	γγ.Gk+γγ.Qk1+γγ.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	0.001	13.069	0.001	11.881
10	γγ.Gk+γγ.Qk2+γγ.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	0.001	11.122	0.001	10.111
11	γγ.Gk+γγ.Qk2+γγ.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	0.001	12.321	0.001	11.201
12	γγ.Gk+γγ.Qk3+γγ.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	0.001	9.498	0.001	8.635
13	γγ.Gk+γγ.Qk3+γγ.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	0.001	10.697	0.001	9.725
14	γγ.Gk+γγ.Qk4+γγ.ψο.Qk1	Στιγμιαία	1.10	0.001	9.078	0.001	8.253
15	γγ.Gk+γγ.Qk4+γγ.ψο.Qk2	Στιγμιαία	1.10	0.001	8.554	0.001	7.777
16	γγ.Gk+γγ.Qk4+γγ.ψο.Qk3	Στιγμιαία	1.10	0.001	7.418	0.001	6.744
17	γγ.Gk+γγ.Qk5+γγ.ψο.Qk1	Στιγμιαία	1.10	0.001	11.077	0.001	10.070
18	γγ.Gk+γγ.Qk5+γγ.ψο.Qk2	Στιγμιαία	1.10	0.001	10.553	0.001	9.594
19	γγ.Gk+γγ.Qk5+γγ.ψο.Qk3	Στιγμιαία	1.10	0.001	9.417	0.001	8.561
20	γγ.Gk+γγ.Qk1+γγ.ψο.Qk1+γγ.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	0.001	13.118	0.001	11.926
21	γγ.Gk+γγ.Qk1+γγ.ψο.Qk1+γγ.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	0.001	14.317	0.001	13.016
22	γγ.Gk+γγ.Qk1+γγ.ψο.Qk2+γγ.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	0.001	12.594	0.001	11.449
23	γγ.Gk+γγ.Qk1+γγ.ψο.Qk2+γγ.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	0.001	13.793	0.001	12.539
24	γγ.Gk+γγ.Qk1+γγ.ψο.Qk3+γγ.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	0.001	11.458	0.001	10.416
25	γγ.Gk+γγ.Qk1+γγ.ψο.Qk3+γγ.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	0.001	12.657	0.001	11.506
26	Gk+0.2xQk1 + AedX	Τυχηματική	1.10	0.000	6.341	0.000	5.765
27	Gk+0.2xQk1 + AedY	Τυχηματική	1.10	0.001	9.342	0.001	8.493
	Μέγιστες τιμές			0.001	13.250	0.001	16.562
28	γγ.Gk+γγ.Qk4=0.9Gk+1.5Qk4, (EQU)	Στιγμιαία	1.10	0.000	2.374	0.000	2.158
29	γγ.Gk+γγ.Qk5=0.9Gk+1.5Qk5, (EQU)	Στιγμιαία	1.10	0.000	4.372	0.000	3.975

1.10. Έλεγχος Οριακής Κατάστασης Λειτουργικότητας**1.10.1. Έλεγχος Οριακής Κατάστασης Λειτουργικότητας** (EC5 EN1995-1-1:2009, §2.2.3, §7)**Έλεγχος βέλους κάμψης στον κόμβο 4** (EC5 §7.2)

Φόρτιση [kN/m]	u [mm]	Δράση	ψ0	ψ1	ψ2	Kdef
(Gk) Μόνιμο Gk1 = 0.743, Gk2 = 0.240	-2.779	Μόνιμη	1.00	1.00	1.00	0.80
(Qk1) Χιόν QksL= 0.800, QksR= 0.800	-2.201	Μεσοχρόνια	0.70	0.50	0.20	0.80
(Qk2) Χιόν QksL= 0.400, QksR= 0.800	-1.650	Μεσοχρόνια	0.70	0.50	0.20	0.80
(Qk3) Χιόν QksL= 0.800, QksR= 0.400	-1.650	Μεσοχρόνια	0.70	0.50	0.20	0.80
(Qk4) Άνεμος QkwL= 0.200, QkwR=-0.600	0.598	Στιγμιαία	0.60	0.20	0.00	0.80
(Qk5) Άνεμος QkwL=-0.600, QkwR= 0.200	0.568	Στιγμιαία	0.60	0.20	0.00	0.80

Συνδυασμός φόρτισης	w.inst	w.fin [mm]
1 Gk	2.779	5.003
2 Gk + Qk1	4.980	7.555
3 Gk + Qk2	4.430	6.917
4 Gk + Qk3	4.430	6.917
5 Gk + Qk4	2.779	5.003
6 Gk + Qk5	2.779	5.003
7 Gk + Qk1 + ψ0.Qk4	4.980	7.555
8 Gk + Qk1 + ψ0.Qk5	4.980	7.555
9 Gk + Qk2 + ψ0.Qk4	4.430	6.917
10 Gk + Qk2 + ψ0.Qk5	4.430	6.917
11 Gk + Qk3 + ψ0.Qk4	4.430	6.917
12 Gk + Qk3 + ψ0.Qk5	4.430	6.917
13 Gk + Qk4 + ψ0.Qk1	4.320	6.895
14 Gk + Qk4 + ψ0.Qk2	3.935	6.422
15 Gk + Qk4 + ψ0.Qk3	3.935	6.422
16 Gk + Qk5 + ψ0.Qk1	4.320	6.895
17 Gk + Qk5 + ψ0.Qk2	3.935	6.422
18 Gk + Qk5 + ψ0.Qk3	3.935	6.422

$w_{fin,g} = w_{inst,g}(1+k_{def})$, $w_{fin,q} = w_{inst,q}(1+\psi_2 \cdot k_{def})$ (EC5 §2.2.3, Εξ.2.3, Εξ.2.4)

Μέγιστες τιμές βελών στον κόμβο 4

$w_{inst} = 4.980$ mm, $w_{fin} = 7.555$ mm

Έλεγχος σύμφωνα με EC5 EN1995-1-1:2009 §7.2, Πιν.7.2**Έλεγχος τελικού βέλους κάμψης στον κόμβο 4**

$w_{inst} = 4.980$ mm < $L/300 = 10000/300 = 33.333$ mm

$w_{net,fin} = 7.555$ mm < $L/250 = 10000/250 = 40.000$ mm

$w_{fin} = 7.555$ mm < $L/200 = 10000/200 = 50.000$ mm

Ο έλεγχος ικανοποιείται

1.10.2. Έλεγχος Οριακής Κατάστασης Λειτουργικότητας (EC5 EN1995-1-1:2009, §2.2.3, §7)**Έλεγχος βέλους κάμψης στο μέσο ράβδου 3** (EC5 §7.2)

Φόρτιση [kN/m]	u [mm]	Δράση	ψ0	ψ1	ψ2	Kdef
(Gk) Μόνιμο Gk1 = 0.743, Gk2 = 0.240	0.064	Μόνιμη	1.00	1.00	1.00	0.80
(Qk1) Χιόν QksL= 0.800, QksR= 0.800	0.069	Μεσοχρόνια	0.70	0.50	0.20	0.80
(Qk2) Χιόν QksL= 0.400, QksR= 0.800	0.035	Μεσοχρόνια	0.70	0.50	0.20	0.80
(Qk3) Χιόν QksL= 0.800, QksR= 0.400	0.069	Μεσοχρόνια	0.70	0.50	0.20	0.80
(Qk4) Άνεμος QkwL= 0.200, QkwR=-0.600	0.018	Στιγμιαία	0.60	0.20	0.00	0.80
(Qk5) Άνεμος QkwL=-0.600, QkwR= 0.200	-0.054	Στιγμιαία	0.60	0.20	0.00	0.80

Συνδυασμός φόρτισης	w.inst	w.fin [mm]
1 Gk	0.064	0.115
2 Gk + Qk1	0.133	0.196
3 Gk + Qk2	0.099	0.155
4 Gk + Qk3	0.133	0.196
5 Gk + Qk4	0.082	0.133
6 Gk + Qk5	0.064	0.115
7 Gk + Qk1 + ψ0.Qk4	0.144	0.206
8 Gk + Qk1 + ψ0.Qk5	0.133	0.196
9 Gk + Qk2 + ψ0.Qk4	0.109	0.166
10 Gk + Qk2 + ψ0.Qk5	0.099	0.155
11 Gk + Qk3 + ψ0.Qk4	0.144	0.206
12 Gk + Qk3 + ψ0.Qk5	0.133	0.196
13 Gk + Qk4 + ψ0.Qk1	0.130	0.193
14 Gk + Qk4 + ψ0.Qk2	0.106	0.163
15 Gk + Qk4 + ψ0.Qk3	0.130	0.193
16 Gk + Qk5 + ψ0.Qk1	0.112	0.175
17 Gk + Qk5 + ψ0.Qk2	0.088	0.145
18 Gk + Qk5 + ψ0.Qk3	0.112	0.175

$w_{fin,g} = w_{inst,g}(1+k_{def})$, $w_{fin,q} = w_{inst,q}(1+\psi_2 \cdot k_{def})$ (EC5 §2.2.3, Εξ.2.3, Εξ.2.4)

Μέγιστες τιμές βελών στο μέσο ράβδου 3

$w_{inst} = 0.144$ mm, $w_{fin} = 0.206$ mm

Έλεγχος σύμφωνα με EC5 EN1995-1-1:2009 §7.2, Πιν.7.2**Έλεγχος τελικού βέλους κάμψης στο μέσο ράβδου 3**

$w_{inst} = 0.144$ mm < $L/300 = 1722/300 = 5.741$ mm

$w_{net,fin} = 0.206$ mm < $L/250 = 1722/250 = 6.890$ mm

$w_{fin} = 0.206$ mm < $L/200 = 1722/200 = 8.612$ mm

Ο έλεγχος ικανοποιείται

1.11. Χαρακτηριστικές ιδιοσυχνότητες της κατασκευής (ίδιο βάρος + μόνιμα φορτία)

Μετά από δυναμική ανάλυση, υπολογίζονται οι κύριες ιδιοσυχνότητες του φορέα. Για τον υπολογισμό των ιδιοσυχνοτήτων θεωρούμε μάζα στον φορέα που αντιστοιχεί στο ίδιο βάρος και στα μόνιμα φορτία.

<u>α/α</u>	<u>Συχνότητα[Hz]</u>	<u>Περίοδος[sec]</u>
1	9.50353	0.10522
2	24.27856	0.04119
3	46.21353	0.02164
4	54.98711	0.01819
5	59.77405	0.01673
6	69.67725	0.01435
7	76.15425	0.01313
8	85.87466	0.01164
9	99.00677	0.01010
10	106.22150	0.00941
11	120.48371	0.00830
12	124.80997	0.00801

1.12. Έλεγχος Οριακής Κατάστασης Αστοχίας**1.12.1. Έλεγχος Οριακής Κατάστασης Αστοχίας** (EC5 EN1995-1-1:2009, §6)

Ανω πέλαμα ράβδοι: 1, 2, 3, 4, 5, 6

Loading [kN/m]	Δράση	γg	γq	ψo
(Gk) Μόνιμο Gk1 = 0.743, Gk2 = 0.240	Μόνιμη	1.35	0.00	1.00
(Qk1) Χιόν QksL= 0.800, QksR= 0.800	Μεσοχρόνια	0.00	1.50	0.70
(Qk2) Χιόν QksL= 0.400, QksR= 0.800	Μεσοχρόνια	0.00	1.50	0.70
(Qk3) Χιόν QksL= 0.800, QksR= 0.400	Μεσοχρόνια	0.00	1.50	0.70
(Qk4) Άνεμος QkwL= 0.200, QkwR=-0.600	Στιγμιαία	0.00	1.50	0.60
(Qk5) Άνεμος QkwL=-0.600, QkwR= 0.200	Στιγμιαία	0.00	1.50	0.60
(Qki) Επιβεβλημένο (H) Qi = 0.400	Βραχυχρόνια	0.00	1.50	0.00
(Aex) Σεισμός AeX qh=0.510x(G+0.20xQk1)	Τυχηματική			
(Aey) Σεισμός AeY qv=0.551x(G+0.20xQk1)	Τυχηματική			

Σ.Φ.	Συνδυασμός φόρτισης	Κλάση διάρκειας	kmod	-N/Kmod	+N/Kmod	V/Kmod	M/Kmod
1	γg.Gk	Μόνιμη	0.60	-34.762	0.000	1.908	0.871
2	γg.Gk+γq.Qk1	Μεσοχρόνια	0.80	-49.096	0.000	2.982	1.283
3	γg.Gk+γq.Qk2	Μεσοχρόνια	0.80	-45.746	0.000	2.952	1.234
4	γg.Gk+γq.Qk3	Μεσοχρόνια	0.80	-45.745	0.000	2.952	1.234
5	γg.Gk+γq.Qk4	Στιγμιαία	1.10	-18.961	0.000	1.070	0.964
6	γg.Gk+γq.Qk5	Στιγμιαία	1.10	-18.960	0.000	1.117	0.520
7	γg.Gk+γq.Qki	Βραχυχρόνια	0.90	-33.408	0.000	1.962	0.860
8	γg.Gk+γq.Qk1+γq.ψo.Qk4	Στιγμιαία	1.10	-35.707	0.000	2.186	1.105
9	γg.Gk+γq.Qk1+γq.ψo.Qk5	Στιγμιαία	1.10	-35.705	0.000	2.169	0.960
10	γg.Gk+γq.Qk2+γq.ψo.Qk4	Στιγμιαία	1.10	-33.270	0.000	2.164	1.060
11	γg.Gk+γq.Qk2+γq.ψo.Qk5	Στιγμιαία	1.10	-32.231	0.000	2.147	0.925
12	γg.Gk+γq.Qk3+γq.ψo.Qk4	Στιγμιαία	1.10	-33.269	0.000	2.147	0.969
13	γg.Gk+γq.Qk3+γq.ψo.Qk5	Στιγμιαία	1.10	-33.269	0.000	2.147	0.898
14	γg.Gk+γq.Qk4+γq.ψo.Qk1	Στιγμιαία	1.10	-30.683	0.000	1.860	1.219
15	γg.Gk+γq.Qk4+γq.ψo.Qk2	Στιγμιαία	1.10	-28.977	0.000	1.844	1.188
16	γg.Gk+γq.Qk4+γq.ψo.Qk3	Στιγμιαία	1.10	-28.976	0.000	1.816	1.123
17	γg.Gk+γq.Qk5+γq.ψo.Qk1	Στιγμιαία	1.10	-30.682	0.000	1.831	0.841
18	γg.Gk+γq.Qk5+γq.ψo.Qk2	Στιγμιαία	1.10	-27.245	0.000	1.815	0.816
19	γg.Gk+γq.Qk5+γq.ψo.Qk3	Στιγμιαία	1.10	-28.976	0.000	1.815	0.771
20	γg.Gk+γq.Qki+γq.ψo.Qk1+γq.ψo.Qk4	Στιγμιαία	1.10	-39.056	0.000	2.412	1.178
21	γg.Gk+γq.Qki+γq.ψo.Qk1+γq.ψo.Qk5	Στιγμιαία	1.10	-39.054	0.000	2.395	1.051
22	γg.Gk+γq.Qki+γq.ψo.Qk2+γq.ψo.Qk4	Στιγμιαία	1.10	-37.350	0.000	2.397	1.147
23	γg.Gk+γq.Qki+γq.ψo.Qk2+γq.ψo.Qk5	Στιγμιαία	1.10	-36.311	0.000	2.379	1.027
24	γg.Gk+γq.Qki+γq.ψo.Qk3+γq.ψo.Qk4	Στιγμιαία	1.10	-37.349	0.000	2.380	1.082
25	γg.Gk+γq.Qki+γq.ψo.Qk3+γq.ψo.Qk5	Στιγμιαία	1.10	-37.349	0.000	2.379	1.000
26	Gk+0.2xQk1 + AedX	Τυχηματική	1.10	-13.544	0.000	0.802	0.353
27	Gk+0.2xQk1 + AedY	Τυχηματική	1.10	-19.418	0.000	1.099	0.493
	Μέγιστες τιμές			-49.096	0.000	2.982	1.283

1.12.2. Έλεγχοι αντοχής διατομής Ανω πέλαμα ράβδοι: 1, 2, 3, 4, 5, 6

Ανω πέλαμα ράβδοι: 1, 2, 3, 4, 5, 6, Συνδυασμός φόρτισης Νο 2

Έλεγχος θλίψης παράλληλα προς τις ίνες, $F_{c0d} = -39.277 \text{ kN}$ (EC5 §6.1.4)Ορθογωνική διατομή, $b=100 \text{ mm}$, $h=180 \text{ mm}$, $A= 18 \text{ 000 mm}^2$ Τροποποιητικός συντελεστής $K_{mod}=0.80$ (Πιν.3.1), Συντελεστής ασφαλ. υλικού $\gamma_M=1.30$ (Πίνακας 2.3) $f_{c0k}=21.00 \text{ N/mm}^2$, $f_{c0d}=K_{mod} \cdot f_{c0k} / \gamma_M = 0.80 \times 21.00 / 1.30 = 12.92 \text{ N/mm}^2$ (EC5 Εξ.2.14) $F_{c0d} = -39.277 \text{ kN}$, $\sigma_{c0d} = F_{c0d} / A_{netto} = 1000 \times 39.277 / 18000 = 2.18 \text{ N/mm}^2 < 12.92 \text{ N/mm}^2 = f_{c0d}$ (Εξ.6.2)

Ο έλεγχος ικανοποιείται

Ανω πέλαμα ράβδοι: 1, 2, 3, 4, 5, 6, Συνδυασμός φόρτισης Νο 2**Έλεγχος διάτμησης, $F_v=2.386$ kN (EC5 §6.1.7)**

Ορθογωνική διατομή, $b_{ef}=0.67 \times 100=67$ mm, $h=180$ mm, $A=12\,060$ mm²

Τροποποιητικός συντελεστής $K_{mod}=0.80$ (Πιν.3.1), Συντελεστής ασφαλ. υλικού $\gamma_M=1.30$ (Πίνακας 2.3)

$f_{vk}=2.50$ N/mm², $f_{vd}=K_{mod} \cdot f_{vk} / \gamma_M = 0.80 \times 2.50 / 1.30 = 1.54$ N/mm² (EC5 Εξ.2.14)

$F_v=2.386$ kN, $\tau_{0d}=1.50 F_v / (0d / A_{netto}) = 1000 \times 1.50 \times 2.386 / 12060 = 0.30$ N/mm² < 1.54 N/mm² = f_{v0d} (Εξ.6.13)

Ο έλεγχος ικανοποιείται

Ανω πέλαμα ράβδοι: 1, 2, 3, 4, 5, 6, Συνδυασμός φόρτισης Νο 2**Έλεγχος κάμψης, $M_{yd}=1.026$ kNm, $M_{zd}=0.000$ kNm (EC5 §6.1.6)**

Ορθογωνική διατομή, $b=100$ mm, $h=180$ mm, $A=1.800E+004$ mm², $W_y=5.400E+005$ mm³, $W_z=3.000E+005$ mm³

Τροποποιητικός συντελεστής $K_{mod}=0.80$ (Πιν.3.1), Συντελεστής ασφαλ. υλικού $\gamma_M=1.30$ (Πίνακας 2.3)

$f_{myk}=24.00$ N/mm², $f_{myd}=K_{mod} \cdot f_{myk} / \gamma_M = 0.80 \times 24.00 / 1.30 = 14.77$ N/mm²

$f_{mzk}=24.00$ N/mm², $f_{mzd}=K_{mod} \cdot f_{mzk} / \gamma_M = 0.80 \times 24.00 / 1.30 = 14.77$ N/mm²

Ορθογωνική διατομή $K_m=0.70$ (EC5 §6.1.6.(2))

$\sigma_{myd}=M_{yd} / W_{my,netto} = 1E+06 \times 1.026 / 5.400E+005 = 1.90$ N/mm²

$\sigma_{mzd}=M_{zd} / W_{mz,netto} = 1E+06 \times 0.000 / 3.000E+005 = 0.00$ N/mm²

$\sigma_{myd} / f_{myd} + K_m \cdot \sigma_{mzd} / f_{mzd} = 0.129 + 0.000 = 0.13 < 1$ (EC5 Εξ.6.11)

$K_m \cdot \sigma_{myd} / f_{myd} + \sigma_{mzd} / f_{mzd} = 0.090 + 0.000 = 0.09 < 1$ (EC5 Εξ.6.12)

Ο έλεγχος ικανοποιείται

Ανω πέλαμα ράβδοι: 1, 2, 3, 4, 5, 6, Συνδυασμός φόρτισης Νο 2**Έλεγχος κάμψης με αξονική θλίψη, $F_{c0d}=-39.277$ kN, $M_{yd}=1.026$ kNm, $M_{zd}=0.000$ kNm (EC5 §6.2.4)**

Ορθογωνική διατομή, $b=100$ mm, $h=180$ mm, $A=1.800E+004$ mm², $W_y=5.400E+005$ mm³, $W_z=3.000E+005$ mm³

Τροποποιητικός συντελεστής $K_{mod}=0.80$ (Πιν.3.1), Συντελεστής ασφαλ. υλικού $\gamma_M=1.30$ (Πίνακας 2.3)

$f_{c0k}=21.00$ N/mm², $f_{c0d}=K_{mod} \cdot f_{c0k} / \gamma_M = 0.80 \times 21.00 / 1.30 = 12.92$ N/mm²

$f_{myk}=24.00$ N/mm², $f_{myd}=K_{mod} \cdot f_{myk} / \gamma_M = 0.80 \times 24.00 / 1.30 = 14.77$ N/mm²

$f_{mzk}=24.00$ N/mm², $f_{mzd}=K_{mod} \cdot f_{mzk} / \gamma_M = 0.80 \times 24.00 / 1.30 = 14.77$ N/mm²

Ορθογωνική διατομή $K_m=0.70$ (EC5 §6.1.6.(2))

$\sigma_{c0d}=F_{c0d} / A_{netto} = 1000 \times 39.277 / 18000 = 2.18$ N/mm²

$\sigma_{myd}=M_{yd} / W_{my,netto} = 1E+06 \times 1.026 / 5.400E+005 = 1.90$ N/mm²

$\sigma_{mzd}=M_{zd} / W_{mz,netto} = 1E+06 \times 0.000 / 3.000E+005 = 0.00$ N/mm²

$(\sigma_{c0d} / f_{c0d})^2 + \sigma_{myd} / f_{myd} + K_m \cdot \sigma_{mzd} / f_{mzd} = 0.029 + 0.129 + 0.000 = 0.16 < 1$ (EC5 Εξ.6.19)

$(\sigma_{c0d} / f_{c0d})^2 + K_m \cdot \sigma_{myd} / f_{myd} + \sigma_{mzd} / f_{mzd} = 0.029 + 0.090 + 0.000 = 0.12 < 1$ (EC5 Εξ.6.20)

Ο έλεγχος ικανοποιείται

Ανω πέλαμα ράβδοι: 1, 2, 3, 4, 5, 6, Συνδυασμός φόρτισης Νο 2**Έλεγχος λυγισμού με κάμψη, $F_{c0d}=-39.277$ kN, $M_{yd}=1.026$ kNm, $M_{zd}=0.000$ kNm (EC5 §6.3.2)**

Ορθογωνική διατομή, $b=100$ mm, $h=180$ mm, $A=1.800E+004$ mm², $W_y=5.400E+005$ mm³, $W_z=3.000E+005$ mm³

Τροποποιητικός συντελεστής $K_{mod}=0.80$ (Πιν.3.1), Συντελεστής ασφαλ. υλικού $\gamma_M=1.30$ (Πίνακας 2.3, Ε00)

$f_{c0k}=21.00$ N/mm², $f_{c0d}=K_{mod} \cdot f_{c0k} / \gamma_M = 0.80 \times 21.00 / 1.30 = 12.92$ N/mm²

$f_{myk}=24.00$ N/mm², $f_{myd}=K_{mod} \cdot f_{myk} / \gamma_M = 0.80 \times 24.00 / 1.30 = 14.77$ N/mm²

$f_{mzk}=24.00$ N/mm², $f_{mzd}=K_{mod} \cdot f_{mzk} / \gamma_M = 0.80 \times 24.00 / 1.30 = 14.77$ N/mm²

Ορθογωνική διατομή $K_m=0.70$ (EC5 §6.1.6.(2))

$\sigma_{c0d}=F_{c0d} / A_{netto} = 1000 \times 39.277 / 18000 = 2.18$ N/mm²

$\sigma_{myd}=M_{yd} / W_{my,netto} = 1E+06 \times 1.026 / 5.400E+005 = 1.90$ N/mm²

$\sigma_{mzd}=M_{zd} / W_{mz,netto} = 1E+06 \times 0.000 / 3.000E+005 = 0.00$ N/mm²

Μήκη λυγισμού

$S_{ky} = 1.00 \times 1.722 = 1.722$ m = 1722 mm (πιο δυσμενές)

$S_{kz} = 0.20 \times 1.722 = 0.350$ m = 350 mm (απόσταση εγκ. στηρίξ./μήκος ράβδου = $0.35 / 1.72 = 0.20$)

Λυγηρότητες

$$i_y = \sqrt{(I_y/A)} = 0.289 \times 180 = 52 \text{ mm}, \lambda_y = 1722 / 52 = 33.12$$

$$i_z = \sqrt{(I_z/A)} = 0.289 \times 100 = 29 \text{ mm}, \lambda_z = 350 / 29 = 12.07$$

Κρίσιμες τάσεις

$$\sigma_{c,crity} = \pi^2 E / \lambda_y^2 = 66.58 \text{ N/mm}^2, \lambda_{rel,y} = \sqrt{(f_{c0k} / \sigma_{c,crity})} = 0.56 \text{ (EC5 Εξ.6.21)}$$

$$\sigma_{c,critz} = \pi^2 E / \lambda_z^2 = 501.32 \text{ N/mm}^2, \lambda_{rel,z} = \sqrt{(f_{c0k} / \sigma_{c,critz})} = 0.20 \text{ (EC5 Εξ.6.22)}$$

$$\beta_c = 0.20 \text{ (φυσικό ξύλο)}$$

$$k_y = 0.5 [1 + \beta_c (\lambda_{rel,y} - 0.3) + \lambda_{rel,y}^2] = 0.68, K_{cy} = 1 / (k_y + \sqrt{(k_y^2 - \lambda_{rel,y}^2)}) = 0.931 \text{ (Εξ.6.27 6.25)}$$

$$k_z = 0.5 [1 + \beta_c (\lambda_{rel,z} - 0.3) + \lambda_{rel,z}^2] = 0.50, K_{cz} = 1 / (k_z + \sqrt{(k_z^2 - \lambda_{rel,z}^2)}) = 1.000 \text{ (Εξ.6.28 6.26)}$$

$$\sigma_{0d} / (K_{cy} \cdot f_{c0d}) + \sigma_{myd} / f_{myd} + K_m \cdot \sigma_{mzd} / f_{mzd} = 0.181 + 0.129 + 0.000 = 0.31 < 1 \text{ (EC5 Εξ.6.23)}$$

$$\sigma_{0d} / (K_{cz} \cdot f_{c0d}) + K_m \cdot \sigma_{myd} / f_{myd} + \sigma_{mzd} / f_{mzd} = 0.169 + 0.090 + 0.000 = 0.26 < 1 \text{ (EC5 Εξ.6.24)}$$

Ο έλεγχος ικανοποιείται

Ανω πέλαμα ράβδοι: 1, 2, 3, 4, 5, 6, Συνδυασμός φόρτισης Νο 2

Έλεγχος κάμψης δοκών με κύρτωση, $M_{yd} = 1.026 \text{ kNm}$, $M_{zd} = 0.000 \text{ kNm}$ (EC5 §6.3.3)

Ορθογωνική διατομή, $b = 100 \text{ mm}$, $h = 180 \text{ mm}$, $A = 1.800 \text{ E} + 004 \text{ mm}^2$, $W_y = 5.400 \text{ E} + 005 \text{ mm}^3$, $W_z = 3.000 \text{ E} + 005 \text{ mm}^3$

Τροποποιητικός συντελεστής $K_{mod} = 0.80$ (Πιν.3.1), Συντελεστής ασφαλ. υλικού $\gamma_M = 1.30$ (Πινακας 2.3)

$$f_{c0k} = 21.00 \text{ N/mm}^2, f_{c0d} = K_{mod} \cdot f_{c0k} / \gamma_M = 0.80 \times 21.00 / 1.30 = 12.92 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{myk} = 24.00 \text{ N/mm}^2, f_{myd} = K_{mod} \cdot f_{myk} / \gamma_M = 0.80 \times 24.00 / 1.30 = 14.77 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{mzk} = 24.00 \text{ N/mm}^2, f_{mzd} = K_{mod} \cdot f_{mzk} / \gamma_M = 0.80 \times 24.00 / 1.30 = 14.77 \text{ N/mm}^2$$

Ορθογωνική διατομή $K_m = 0.70$ (EC5 §6.1.6.(2))

$$\sigma_{myd} = M_{yd} / W_{my,netto} = 1 \text{ E} + 06 \times 1.026 / 5.400 \text{ E} + 005 = 1.90 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{mzd} = M_{zd} / W_{mz,netto} = 1 \text{ E} + 06 \times 0.000 / 3.000 \text{ E} + 005 = 0.00 \text{ N/mm}^2$$

Μήκη Λυγισμού

$$s_{ky} = 1.00 \times 1.722 = 1.722 \text{ m} = 1722 \text{ mm} \text{ (πιο δυσμενές)}$$

$$s_{kz} = 0.20 \times 1.722 = 0.350 \text{ m} = 350 \text{ mm} \text{ (απόσταση εγκ. στηρίξ./μήκος ράβδου} = 0.35 / 1.72 = 0.20)$$

Λυγηρότητες

$$i_y = \sqrt{(I_y/A)} = 0.289 \times 180 = 52 \text{ mm}, \lambda_y = 1722 / 52 = 33.12$$

$$i_z = \sqrt{(I_z/A)} = 0.289 \times 100 = 29 \text{ mm}, \lambda_z = 350 / 29 = 12.07$$

$$\sigma_{m,crit} = 0.78 \cdot b^2 \cdot E / (h \cdot I_{ef}) = 0.78 \times 100^2 \times 7400 / (180 \times 1550) = 206.86 \text{ N/mm}^2 \text{ (EC5 Εξ.6.32)}$$

$$\sigma_{m,crit} = 0.78 \cdot b^2 \cdot E / (h \cdot I_{ef}) = 0.78 \times 180^2 \times 7400 / (100 \times 350) = 5343.22 \text{ N/mm}^2 \text{ (EC5 Εξ.6.32)}$$

Κρίσιμες τάσεις

$$\sigma_{m,crity} = 206.86 \text{ N/mm}^2, \lambda_{rel,my} = \sqrt{(f_{myk} / \sigma_{m,crity})} = 0.34 \text{ (EC5 Εξ.6.30)}$$

$$\sigma_{m,critz} = 5343.22 \text{ N/mm}^2, \lambda_{rel,mz} = \sqrt{(f_{mzk} / \sigma_{m,critz})} = 0.07 \text{ (EC5 Εξ.6.30)}$$

$$\lambda_{rel,my} = 0.34, (\lambda_{rel} \leq 0.75), K_{critey} = 1.00 \text{ (EC5 Εξ.6.34)}$$

$$\lambda_{rel,mz} = 0.07, (\lambda_{rel} \leq 0.75), K_{critz} = 1.00 \text{ (EC5 Εξ.6.34)}$$

$$\sigma_{myd} / (K_{critey} \cdot f_{myd}) + K_m \cdot \sigma_{mzd} / (K_{critz} \cdot f_{mzd}) = 0.129 + 0.000 = 0.13 < 1 \text{ (EC5 Εξ.6.33)}$$

$$K_m \cdot \sigma_{myd} / (K_{critey} \cdot f_{myd}) + \sigma_{mzd} / (K_{critz} \cdot f_{mzd}) = 0.090 + 0.000 = 0.09 < 1 \text{ (EC5 Εξ.6.33)}$$

Ο έλεγχος ικανοποιείται

1.12.3. Έλεγχος Οριακής Κατάστασης Αστοχίας (EC5 EN1995-1-1:2009, §6)**Άνω πέλμα ράβδοι: 22, 23**

Loading [kN/m]	Δράση	γg	γq	ψo
(Gk) Μόνιμο Gk1 = 0.743, Gk2 = 0.240	Μόνιμη	1.35	0.00	1.00
(Qk1) Χιόν QksL= 0.800, QksR= 0.800	Μεσοχρόνια	0.00	1.50	0.70
(Qk2) Χιόν QksL= 0.400, QksR= 0.800	Μεσοχρόνια	0.00	1.50	0.70
(Qk3) Χιόν QksL= 0.800, QksR= 0.400	Μεσοχρόνια	0.00	1.50	0.70
(Qk4) Άνεμος QkwL= 0.200, QkwR=-0.600	Στιγμιαία	0.00	1.50	0.60
(Qk5) Άνεμος QkwL=-0.600, QkwR= 0.200	Στιγμιαία	0.00	1.50	0.60
(Qki) Επιβεβλημένο (H) Qi = 0.400	Βραχυχρόνια	0.00	1.50	0.00
(Aex) Σεισμός AeX qh=0.510x(G+0.20xQk1)	Τυχηματική			
(Aey) Σεισμός AeY qv=0.551x(G+0.20xQk1)	Τυχηματική			

Σ.Φ.	Συνδυασμός φόρτισης	Κλάση διάρκειας	kmod	-N/Kmod	+N/Kmod	V/Kmod	M/Kmod
1	γg.Gk	Μόνιμη	0.60	0.000	0.087	0.334	0.035
2	γg.Gk+γq.Qk1	Μεσοχρόνια	0.80	0.000	0.141	0.541	0.056
3	γg.Gk+γq.Qk2	Μεσοχρόνια	0.80	0.000	0.141	0.541	0.056
4	γg.Gk+γq.Qk3	Μεσοχρόνια	0.80	-0.038	0.141	0.541	0.056
5	γg.Gk+γq.Qk4	Στιγμιαία	1.10	0.000	0.047	0.182	0.019
6	γg.Gk+γq.Qk5	Στιγμιαία	1.10	0.000	0.047	0.182	0.019
7	γg.Gk+γq.Qki	Βραχυχρόνια	0.90	0.000	0.092	0.352	0.036
8	γg.Gk+γq.Qk1+γq.ψo.Qk4	Στιγμιαία	1.10	0.000	0.102	0.394	0.041
9	γg.Gk+γq.Qk1+γq.ψo.Qk5	Στιγμιαία	1.10	0.000	0.102	0.394	0.041
10	γg.Gk+γq.Qk2+γq.ψo.Qk4	Στιγμιαία	1.10	0.000	0.102	0.394	0.041
11	γg.Gk+γq.Qk2+γq.ψo.Qk5	Στιγμιαία	1.10	0.000	0.102	0.394	0.041
12	γg.Gk+γq.Qk3+γq.ψo.Qk4	Στιγμιαία	1.10	-0.028	0.102	0.394	0.041
13	γg.Gk+γq.Qk3+γq.ψo.Qk5	Στιγμιαία	1.10	-0.028	0.102	0.394	0.041
14	γg.Gk+γq.Qk4+γq.ψo.Qk1	Στιγμιαία	1.10	0.000	0.086	0.330	0.034
15	γg.Gk+γq.Qk4+γq.ψo.Qk2	Στιγμιαία	1.10	0.000	0.086	0.330	0.034
16	γg.Gk+γq.Qk4+γq.ψo.Qk3	Στιγμιαία	1.10	-0.019	0.086	0.330	0.034
17	γg.Gk+γq.Qk5+γq.ψo.Qk1	Στιγμιαία	1.10	0.000	0.086	0.330	0.034
18	γg.Gk+γq.Qk5+γq.ψo.Qk2	Στιγμιαία	1.10	0.000	0.086	0.330	0.034
19	γg.Gk+γq.Qk5+γq.ψo.Qk3	Στιγμιαία	1.10	-0.019	0.086	0.330	0.034
20	γg.Gk+γq.Qki+γq.ψo.Qk1+γq.ψo.Qk4	Στιγμιαία	1.10	0.000	0.113	0.436	0.045
21	γg.Gk+γq.Qki+γq.ψo.Qk1+γq.ψo.Qk5	Στιγμιαία	1.10	0.000	0.113	0.436	0.045
22	γg.Gk+γq.Qki+γq.ψo.Qk2+γq.ψo.Qk4	Στιγμιαία	1.10	0.000	0.113	0.436	0.045
23	γg.Gk+γq.Qki+γq.ψo.Qk2+γq.ψo.Qk5	Στιγμιαία	1.10	0.000	0.113	0.436	0.045
24	γg.Gk+γq.Qki+γq.ψo.Qk3+γq.ψo.Qk4	Στιγμιαία	1.10	-0.019	0.113	0.436	0.045
25	γg.Gk+γq.Qki+γq.ψo.Qk3+γq.ψo.Qk5	Στιγμιαία	1.10	-0.019	0.113	0.436	0.045
26	Gk+0.2xQk1 + AedX	Τυχηματική	1.10	-0.034	0.099	0.143	0.015
27	Gk+0.2xQk1 + AedY	Τυχηματική	1.10	0.000	0.051	0.195	0.020
	Μέγιστες τιμές			-0.038	0.141	0.541	0.056

1.12.4. Έλεγχοι αντοχής διατομής Άνω πέλμα ράβδοι: 22, 23**Άνω πέλμα ράβδοι: 22, 23, Συνδυασμός φόρτισης Νο 4****Έλεγχος εφελκυσμού παράλληλα προς τις ίνες, Ft0d=0.113 kN** (EC5 §6.1.2)Ορθογωνική διατομή, b=100 mm, h=180 mm, A= 18 000 mm²

Τροποποιητικός συντελεστής Kmod=0.80 (Πιν.3.1), Συντελεστής ασφαλ. υλικού γM=1.30 (Πινακας 2.3)

ft0k=14.00 N/mm², ft0d=Kmod·ft0k/γM=0.80x14.00/1.30=8.62N/mm² (EC5 Εξ.2.14)Ft0d=0.113 kN, σt0d=Ft0d/Anetto=1000x0.113/18000=0.01N/mm² < 8.62N/mm²=ft0d (Εξ.6.1)

Ο έλεγχος ικανοποιείται

Ανω πέλαμα ράβδοι: 22, 23 , Συνδυασμός φόρτισης Νο 4**Έλεγχος θλίψης παράλληλα προς τις ίνες, $F_{c0d}=-0.030$ kN** (EC5 §6.1.4)Ορθογωνική διατομή, $b=100$ mm, $h=180$ mm, $A= 18\ 000$ mm²Τροποποιητικός συντελεστής $K_{mod}=0.80$ (Πιν.3.1), Συντελεστής ασφαλ. υλικού $\gamma_M=1.30$ (Πίνακας 2.3) $f_{c0k}=21.00$ N/mm², $f_{c0d}=K_{mod}\cdot f_{c0k}/\gamma_M=0.80\times 21.00/1.30=12.92$ N/mm² (EC5 Εξ.2.14) $F_{c0d}=-0.030$ kN, $\sigma_{c0d}=F_{c0d}/A_{netto}=1000\times 0.030/18000=0.00$ N/mm² < 12.92N/mm²= f_{c0d} (Εξ.6.2)

Ο έλεγχος ικανοποιείται

Ανω πέλαμα ράβδοι: 22, 23 , Συνδυασμός φόρτισης Νο 2**Έλεγχος διάτμησης, $F_v=0.433$ kN** (EC5 §6.1.7)Ορθογωνική διατομή, $b_{ef}=0.67\times 100=67$ mm, $h=180$ mm, $A= 12\ 060$ mm²Τροποποιητικός συντελεστής $K_{mod}=0.80$ (Πιν.3.1), Συντελεστής ασφαλ. υλικού $\gamma_M=1.30$ (Πίνακας 2.3) $f_{vk}=2.50$ N/mm², $f_{vd}=K_{mod}\cdot f_{vk}/\gamma_M=0.80\times 2.50/1.30=1.54$ N/mm² (EC5 Εξ.2.14) $F_v=0.433$ kN, $\tau_{v0d}=1.50F_{v0d}/A_{netto}=1000\times 1.50\times 0.433/12060=0.05$ N/mm² < 1.54N/mm²= f_{v0d} (Εξ.6.13)

Ο έλεγχος ικανοποιείται

Καμπτική ροπή αμελητέα, ο έλεγχος κάμψης παραλείπεται (EC5 §6.1.6)**Θλιπτική τάση αμελητέα, ο έλεγχος κάμψης με αξονική θλίψη παραλείπεται** (EC5 §6.2.4)**Ανω πέλαμα ράβδοι: 22, 23 , Συνδυασμός φόρτισης Νο 4****Έλεγχος Λυγισμού, $F_{c0d}=-0.030$ kN** (EC5 §6.3.2)Ορθογωνική διατομή, $b=100$ mm, $h=180$ mm, $A=1.800E+004$ mm², $W_y=5.400E+005$ mm³, $W_z=3.000E+005$ mm³Τροποποιητικός συντελεστής $K_{mod}=0.80$ (Πιν.3.1), Συντελεστής ασφαλ. υλικού $\gamma_M=1.30$ (Πίνακας 2.3, E00) $f_{c0k}=21.00$ N/mm², $f_{c0d}=K_{mod}\cdot f_{c0k}/\gamma_M=0.80\times 21.00/1.30=12.92$ N/mm² $f_{myk}=24.00$ N/mm², $f_{myd}=K_{mod}\cdot f_{myk}/\gamma_M=0.80\times 24.00/1.30=14.77$ N/mm² $f_{mzk}=24.00$ N/mm², $f_{mzd}=K_{mod}\cdot f_{mzk}/\gamma_M=0.80\times 24.00/1.30=14.77$ N/mm²Ορθογωνική διατομή $K_m=0.70$ (EC5 §6.1.6.(2)) $\sigma_{c0d}=F_{c0d}/A_{netto}=1000\times 0.030/18000= 0.00$ N/mm²Μήκη Λυγισμού $S_{ky}= 1.00\times 0.207=0.207$ m= 207 mm (πιο δυσμενές) $S_{kz}= 1.69\times 0.207=0.350$ m= 350 mm(απόσταση εγκ. στηρίξ./μήκος ράβδου=0.35/0.21=1.69)Λυγηρότητες $i_y=\sqrt{(I_y/A)}=0.289\times 180= 52$ mm, $\lambda_y= 207/ 52= 3.97$ $i_z=\sqrt{(I_z/A)}=0.289\times 100= 29$ mm, $\lambda_z= 350/ 29= 12.07$ Κρίσιμες τάσεις $\sigma_{c,crity}=\pi^2E005/\lambda_y^2= 2100.00$ N/mm², $\lambda_{rel,y}=\sqrt{(f_{c0k}/\sigma_{c,crity})}= 0.10$ (EC5 Εξ.6.21) $\sigma_{c,critz}=\pi^2E005/\lambda_z^2= 501.32$ N/mm², $\lambda_{rel,z}=\sqrt{(f_{c0k}/\sigma_{c,critz})}= 0.20$ (EC5 Εξ.6.22) $\beta_c=0.20$ (φυσικό ξύλο) $k_y=0.5[1+\beta_c(\lambda_{rel,y}-0.3)+\lambda_{rel,y}^2]= 0.50$, $K_{cy}=1/(k_y+\sqrt{(k_y^2-\lambda_{rel,y}^2)})=1.000$ (Εξ.6.27 6.25) $k_z=0.5[1+\beta_c(\lambda_{rel,z}-0.3)+\lambda_{rel,z}^2]= 0.50$, $K_{cz}=1/(k_z+\sqrt{(k_z^2-\lambda_{rel,z}^2)})=1.000$ (Εξ.6.28 6.26) $(\sigma_{c0d}/f_{c0d})^2=(0.00/12.92)^2=0.00 < 1$ $\sigma_{c0d}/(K_{cy}\cdot f_{c0d})= 0.00 < 1$ (EC5 Εξ.6.23) $\sigma_{c0d}/(K_{cz}\cdot f_{c0d})= 0.00 < 1$ (EC5 Εξ.6.24)

Ο έλεγχος ικανοποιείται

Καμπτική ροπή αμελητέα, ο έλεγχος κάμψης δοκών με κύρτωση παραλείπεται (EC5 §6.3.3)**Εφελκυστική τάση αμελητέα, ο έλεγχος κάμψης με αξονικό εφελκυσμό παραλείπεται** (EC5 §6.2.3)

1.12.5. Έλεγχος Οριακής Κατάστασης Αστοχίας (EC5 EN1995-1-1:2009, §6)

Κάτω πέλμα ράβδοι: 7, 8, 9, 10, 11, 12

Loading [kN/m]	Δράση	γ _G	γ _Q	ψ ₀
(Gk) Μόνιμο Gk1 = 0.743, Gk2 = 0.240	Μόνιμη	1.35	0.00	1.00
(Qk1) Χιόν QksL= 0.800, QksR= 0.800	Μεσοχρόνια	0.00	1.50	0.70
(Qk2) Χιόν QksL= 0.400, QksR= 0.800	Μεσοχρόνια	0.00	1.50	0.70
(Qk3) Χιόν QksL= 0.800, QksR= 0.400	Μεσοχρόνια	0.00	1.50	0.70
(Qk4) Άνεμος QkwL= 0.200, QkwR=-0.600	Στιγμιαία	0.00	1.50	0.60
(Qk5) Άνεμος QkwL=-0.600, QkwR= 0.200	Στιγμιαία	0.00	1.50	0.60
(Qki) Επιβεβλημένο (H) Qi = 0.400	Βραχυχρόνια	0.00	1.50	0.00
(Aex) Σεισμός AeX qh=0.510x(G+0.20xQk1)	Τυχηματική			
(Aey) Σεισμός AeY qv=0.551x(G+0.20xQk1)	Τυχηματική			

Σ.Φ.	Συνδυασμός φόρτισης	Κλάση διάρκειας	kmod	-N/Kmod	+N/Kmod	V/Kmod	M/Kmod
1	γ _G .Gk	Μόνιμη	0.60	0.000	33.220	0.945	0.825
2	γ _G .Gk+γ _Q .Qk1	Μεσοχρόνια	0.80	0.000	46.860	1.092	1.267
3	γ _G .Gk+γ _Q .Qk2	Μεσοχρόνια	0.80	0.000	43.622	1.043	1.186
4	γ _G .Gk+γ _Q .Qk3	Μεσοχρόνια	0.80	0.000	43.628	1.044	1.186
5	γ _G .Gk+γ _Q .Qk4	Στιγμιαία	1.10	0.000	18.120	0.516	0.450
6	γ _G .Gk+γ _Q .Qk5	Στιγμιαία	1.10	0.000	18.120	0.516	0.450
7	γ _G .Gk+γ _Q .Qki	Βραχυχρόνια	0.90	0.000	31.900	0.799	0.838
8	γ _G .Gk+γ _Q .Qk1+γ _ψ .ψ ₀ .Qk4	Στιγμιαία	1.10	0.000	34.080	0.794	0.922
9	γ _G .Gk+γ _Q .Qk1+γ _ψ .ψ ₀ .Qk5	Στιγμιαία	1.10	0.000	34.080	0.794	0.922
10	γ _G .Gk+γ _Q .Qk2+γ _ψ .ψ ₀ .Qk4	Στιγμιαία	1.10	0.000	31.725	0.759	0.863
11	γ _G .Gk+γ _Q .Qk2+γ _ψ .ψ ₀ .Qk5	Στιγμιαία	1.10	0.000	31.725	0.759	0.863
12	γ _G .Gk+γ _Q .Qk3+γ _ψ .ψ ₀ .Qk4	Στιγμιαία	1.10	0.000	31.729	0.759	0.863
13	γ _G .Gk+γ _Q .Qk3+γ _ψ .ψ ₀ .Qk5	Στιγμιαία	1.10	0.000	31.729	0.759	0.863
14	γ _G .Gk+γ _Q .Qk4+γ _ψ .ψ ₀ .Qk1	Στιγμιαία	1.10	0.000	29.292	0.710	0.780
15	γ _G .Gk+γ _Q .Qk4+γ _ψ .ψ ₀ .Qk2	Στιγμιαία	1.10	0.000	27.643	0.685	0.739
16	γ _G .Gk+γ _Q .Qk4+γ _ψ .ψ ₀ .Qk3	Στιγμιαία	1.10	0.000	27.647	0.685	0.739
17	γ _G .Gk+γ _Q .Qk5+γ _ψ .ψ ₀ .Qk1	Στιγμιαία	1.10	0.000	29.292	0.710	0.780
18	γ _G .Gk+γ _Q .Qk5+γ _ψ .ψ ₀ .Qk2	Στιγμιαία	1.10	0.000	27.643	0.685	0.739
19	γ _G .Gk+γ _Q .Qk5+γ _ψ .ψ ₀ .Qk3	Στιγμιαία	1.10	0.000	27.647	0.685	0.739
20	γ _G .Gk+γ _Q .Qki+γ _ψ .ψ ₀ .Qk1+γ _ψ .ψ ₀ .Qk4	Στιγμιαία	1.10	0.000	37.272	0.850	1.016
21	γ _G .Gk+γ _Q .Qki+γ _ψ .ψ ₀ .Qk1+γ _ψ .ψ ₀ .Qk5	Στιγμιαία	1.10	0.000	37.272	0.850	1.016
22	γ _G .Gk+γ _Q .Qki+γ _ψ .ψ ₀ .Qk2+γ _ψ .ψ ₀ .Qk4	Στιγμιαία	1.10	0.000	35.622	0.826	0.975
23	γ _G .Gk+γ _Q .Qki+γ _ψ .ψ ₀ .Qk2+γ _ψ .ψ ₀ .Qk5	Στιγμιαία	1.10	0.000	35.622	0.826	0.975
24	γ _G .Gk+γ _Q .Qki+γ _ψ .ψ ₀ .Qk3+γ _ψ .ψ ₀ .Qk4	Στιγμιαία	1.10	0.000	35.627	0.826	0.975
25	γ _G .Gk+γ _Q .Qki+γ _ψ .ψ ₀ .Qk3+γ _ψ .ψ ₀ .Qk5	Στιγμιαία	1.10	0.000	35.627	0.826	0.975
26	Gk+0.2xQk1 + AedX	Τυχηματική	1.10	0.000	14.205	0.341	0.339
27	Gk+0.2xQk1 + AedY	Τυχηματική	1.10	0.000	18.550	0.498	0.473
	Μέγιστες τιμές			0.000	46.860	1.092	1.267

1.12.6. Έλεγχοι αντοχής διατομής Κάτω πέλμα ράβδοι: 7, 8, 9, 10, 11, 12

Κάτω πέλμα ράβδοι: 7, 8, 9, 10, 11, 12, Συνδυασμός φόρτισης Νο 2

Έλεγχος εφελκυσμού παράλληλα προς τις ίνες, Ft0d=37.488 kN (EC5 §6.1.2)

Ορθογωνική διατομή, b=100 mm, h=180 mm, A= 18 000 mm²

Τροποποιητικός συντελεστής Kmod=0.80 (Πιν.3.1), Συντελεστής ασφαλ. υλικού γM=1.30 (Πίνακας 2.3)

ft0k=14.00 N/mm², ft0d=Kmod·ft0k/γM=0.80x14.00/1.30=8.62N/mm² (EC5 Εξ.2.14)Ft0d=37.488 kN, σt0d=Ft0d/Anetto=1000x37.488/18000=2.08N/mm² < 8.62N/mm²=ft0d (Εξ.6.1)

Ο έλεγχος ικανοποιείται

Κάτω πέλαμα ράβδοι: 7, 8, 9, 10, 11, 12, Συνδυασμός φόρτισης Νο 2**Έλεγχος διάτμησης, $F_v=0.874$ kN (EC5 §6.1.7)**

Ορθογωνική διατομή, $b_{ef}=0.67 \times 100=67$ mm, $h=180$ mm, $A=12\,060$ mm²

Τροποποιητικός συντελεστής $K_{mod}=0.80$ (Πιν.3.1), Συντελεστής ασφαλ. υλικού $\gamma_M=1.30$ (Πίνακας 2.3)

$f_{vk}=2.50$ N/mm², $f_{vd}=K_{mod} \cdot f_{vk} / \gamma_M = 0.80 \times 2.50 / 1.30 = 1.54$ N/mm² (EC5 Εξ.2.14)

$F_v=0.874$ kN, $\tau_{v0d}=1.50 F_v / (A_{netto} \cdot h) = 1000 \times 1.50 \times 0.874 / (12060 \times 180) = 0.11$ N/mm² < 1.54 N/mm² = f_{v0d} (Εξ.6.13)

Ο έλεγχος ικανοποιείται

Κάτω πέλαμα ράβδοι: 7, 8, 9, 10, 11, 12, Συνδυασμός φόρτισης Νο 2**Έλεγχος κάμψης, $M_{yd}=1.014$ kNm, $M_{zd}=0.000$ kNm (EC5 §6.1.6)**

Ορθογωνική διατομή, $b=100$ mm, $h=180$ mm, $A=1.800E+004$ mm², $W_y=5.400E+005$ mm³, $W_z=3.000E+005$ mm³

Τροποποιητικός συντελεστής $K_{mod}=0.80$ (Πιν.3.1), Συντελεστής ασφαλ. υλικού $\gamma_M=1.30$ (Πίνακας 2.3)

$f_{myk}=24.00$ N/mm², $f_{myd}=K_{mod} \cdot f_{myk} / \gamma_M = 0.80 \times 24.00 / 1.30 = 14.77$ N/mm²

$f_{mzk}=24.00$ N/mm², $f_{mzd}=K_{mod} \cdot f_{mzk} / \gamma_M = 0.80 \times 24.00 / 1.30 = 14.77$ N/mm²

Ορθογωνική διατομή $K_m=0.70$ (EC5 §6.1.6.(2))

$\sigma_{myd}=M_{yd} / W_{my,netto} = 1E+06 \times 1.014 / 5.400E+005 = 1.88$ N/mm²

$\sigma_{mzd}=M_{zd} / W_{mz,netto} = 1E+06 \times 0.000 / 3.000E+005 = 0.00$ N/mm²

$\sigma_{myd} / f_{myd} + K_m \cdot \sigma_{mzd} / f_{mzd} = 0.127 + 0.000 = 0.13 < 1$ (EC5 Εξ.6.11)

$K_m \cdot \sigma_{myd} / f_{myd} + \sigma_{mzd} / f_{mzd} = 0.089 + 0.000 = 0.09 < 1$ (EC5 Εξ.6.12)

Ο έλεγχος ικανοποιείται

Κάτω πέλαμα ράβδοι: 7, 8, 9, 10, 11, 12, Συνδυασμός φόρτισης Νο 2**Έλεγχος κάμψης με αξονικό εφελκυσμό, $F_{t0d}=37.488$ kN, $M_{yd}=1.014$ kNm, $M_{zd}=0.000$ kNm (EC5 §6.2.3)**

Ορθογωνική διατομή, $b=100$ mm, $h=180$ mm, $A=1.800E+004$ mm², $W_y=5.400E+005$ mm³, $W_z=3.000E+005$ mm³

Τροποποιητικός συντελεστής $K_{mod}=0.80$ (Πιν.3.1), Συντελεστής ασφαλ. υλικού $\gamma_M=1.30$ (Πίνακας 2.3)

$f_{t0k}=14.00$ N/mm², $f_{t0d}=K_{mod} \cdot f_{t0k} / \gamma_M = 0.80 \times 14.00 / 1.30 = 8.62$ N/mm²

$f_{myk}=24.00$ N/mm², $f_{myd}=K_{mod} \cdot f_{myk} / \gamma_M = 0.80 \times 24.00 / 1.30 = 14.77$ N/mm²

$f_{mzk}=24.00$ N/mm², $f_{mzd}=K_{mod} \cdot f_{mzk} / \gamma_M = 0.80 \times 24.00 / 1.30 = 14.77$ N/mm²

Ορθογωνική διατομή $K_m=0.70$ (EC5 §6.1.6.(2))

$\sigma_{t0d}=F_{t0d} / A_{netto} = 1000 \times 37.488 / 18000 = 2.08$ N/mm²

$\sigma_{myd}=M_{yd} / W_{my,netto} = 1E+06 \times 1.014 / 5.400E+005 = 1.88$ N/mm²

$\sigma_{mzd}=M_{zd} / W_{mz,netto} = 1E+06 \times 0.000 / 3.000E+005 = 0.00$ N/mm²

$\sigma_{t0d} / f_{t0d} + \sigma_{myd} / f_{myd} + K_m \cdot \sigma_{mzd} / f_{mzd} = 0.242 + 0.127 + 0.000 = 0.37 < 1$ (EC5 Εξ.6.17)

$\sigma_{t0d} / f_{t0d} + K_m \cdot \sigma_{myd} / f_{myd} + \sigma_{mzd} / f_{mzd} = 0.242 + 0.089 + 0.000 = 0.33 < 1$ (EC5 Εξ.6.18)

Ο έλεγχος ικανοποιείται

Κάτω πέλαμα ράβδοι: 7, 8, 9, 10, 11, 12, Συνδυασμός φόρτισης Νο 2**Έλεγχος κάμψης με αξονικό εφελκυσμό, $F_{t0d}=37.487$ kN, $M_{yd}=1.014$ kNm, $M_{zd}=0.000$ kNm (EC5 §6.2.3)**

Ορθογωνική διατομή, $b=100$ mm, $h=180$ mm, $A=1.800E+004$ mm², $W_y=5.400E+005$ mm³, $W_z=3.000E+005$ mm³

Τροποποιητικός συντελεστής $K_{mod}=0.80$ (Πιν.3.1), Συντελεστής ασφαλ. υλικού $\gamma_M=1.30$ (Πίνακας 2.3)

$f_{t0k}=14.00$ N/mm², $f_{t0d}=K_{mod} \cdot f_{t0k} / \gamma_M = 0.80 \times 14.00 / 1.30 = 8.62$ N/mm²

$f_{myk}=24.00$ N/mm², $f_{myd}=K_{mod} \cdot f_{myk} / \gamma_M = 0.80 \times 24.00 / 1.30 = 14.77$ N/mm²

$f_{mzk}=24.00$ N/mm², $f_{mzd}=K_{mod} \cdot f_{mzk} / \gamma_M = 0.80 \times 24.00 / 1.30 = 14.77$ N/mm²

Ορθογωνική διατομή $K_m=0.70$ (EC5 §6.1.6.(2))

$\sigma_{t0d}=F_{t0d} / A_{netto} = 1000 \times 37.487 / 18000 = 2.08$ N/mm²

$\sigma_{myd}=M_{yd} / W_{my,netto} = 1E+06 \times 1.014 / 5.400E+005 = 1.88$ N/mm²

$\sigma_{mzd}=M_{zd} / W_{mz,netto} = 1E+06 \times 0.000 / 3.000E+005 = 0.00$ N/mm²

$\sigma_{t0d} / f_{t0d} + \sigma_{myd} / f_{myd} + K_m \cdot \sigma_{mzd} / f_{mzd} = 0.242 + 0.127 + 0.000 = 0.37 < 1$ (EC5 Εξ.6.17)

$\sigma_{t0d} / f_{t0d} + K_m \cdot \sigma_{myd} / f_{myd} + \sigma_{mzd} / f_{mzd} = 0.242 + 0.089 + 0.000 = 0.33 < 1$ (EC5 Εξ.6.18)

Ο έλεγχος ικανοποιείται

1.12.7. Έλεγχος Οριακής Κατάστασης Αστοχίας (EC5 EN1995-1-1:2009, §6)**Ράβδοι: 13**

Loading [kN/m]	Δράση	γ _G	γ _Q	ψ ₀
(Gk) Μόνιμο Gk1 = 0.743, Gk2 = 0.240	Μόνιμη	1.35	0.00	1.00
(Qk1) Χιόν QksL= 0.800, QksR= 0.800	Μεσοχρόνια	0.00	1.50	0.70
(Qk2) Χιόν QksL= 0.400, QksR= 0.800	Μεσοχρόνια	0.00	1.50	0.70
(Qk3) Χιόν QksL= 0.800, QksR= 0.400	Μεσοχρόνια	0.00	1.50	0.70
(Qk4) Άνεμος QkwL= 0.200, QkwR=-0.600	Στιγμιαία	0.00	1.50	0.60
(Qk5) Άνεμος QkwL=-0.600, QkwR= 0.200	Στιγμιαία	0.00	1.50	0.60
(Qki) Επιβεβλημένο (H) Qi = 0.400	Βραχυχρόνια	0.00	1.50	0.00
(Aex) Σεισμός AeX qh=0.510x(G+0.20xQk1)	Τυχηματική			
(Aey) Σεισμός AeY qv=0.551x(G+0.20xQk1)	Τυχηματική			

Σ.Φ.	Συνδυασμός φόρτισης	Κλάση διάρκειας	kmod	-N/Kmod	+N/Kmod	V/Kmod	M/Kmod
1	γ _G .Gk	Μόνιμη	0.60	0.000	8.972	0.000	0.000
2	γ _G .Gk+γ _Q .Qk1	Μεσοχρόνια	0.80	0.000	12.153	0.000	0.000
3	γ _G .Gk+γ _Q .Qk2	Μεσοχρόνια	0.80	0.000	10.797	0.000	0.000
4	γ _G .Gk+γ _Q .Qk3	Μεσοχρόνια	0.80	0.000	10.797	0.000	0.000
5	γ _G .Gk+γ _Q .Qk4	Στιγμιαία	1.10	0.000	4.069	0.001	0.001
6	γ _G .Gk+γ _Q .Qk5	Στιγμιαία	1.10	0.000	3.762	0.000	0.000
7	γ _G .Gk+γ _Q .Qki	Βραχυχρόνια	0.90	0.000	8.392	0.000	0.000
8	γ _G .Gk+γ _Q .Qk1+γ _ψ .ψ ₀ .Qk4	Στιγμιαία	1.10	0.000	8.344	0.000	0.001
9	γ _G .Gk+γ _Q .Qk1+γ _ψ .ψ ₀ .Qk5	Στιγμιαία	1.10	0.000	8.159	0.000	0.000
10	γ _G .Gk+γ _Q .Qk2+γ _ψ .ψ ₀ .Qk4	Στιγμιαία	1.10	0.000	7.358	0.001	0.001
11	γ _G .Gk+γ _Q .Qk2+γ _ψ .ψ ₀ .Qk5	Στιγμιαία	1.10	0.000	7.173	0.000	0.000
12	γ _G .Gk+γ _Q .Qk3+γ _ψ .ψ ₀ .Qk4	Στιγμιαία	1.10	0.000	7.853	0.000	0.000
13	γ _G .Gk+γ _Q .Qk3+γ _ψ .ψ ₀ .Qk5	Στιγμιαία	1.10	0.000	7.853	0.000	0.000
14	γ _G .Gk+γ _Q .Qk4+γ _ψ .ψ ₀ .Qk1	Στιγμιαία	1.10	0.000	6.830	0.001	0.001
15	γ _G .Gk+γ _Q .Qk4+γ _ψ .ψ ₀ .Qk2	Στιγμιαία	1.10	0.000	6.140	0.001	0.001
16	γ _G .Gk+γ _Q .Qk4+γ _ψ .ψ ₀ .Qk3	Στιγμιαία	1.10	0.000	6.140	0.001	0.001
17	γ _G .Gk+γ _Q .Qk5+γ _ψ .ψ ₀ .Qk1	Στιγμιαία	1.10	0.000	6.523	0.000	0.000
18	γ _G .Gk+γ _Q .Qk5+γ _ψ .ψ ₀ .Qk2	Στιγμιαία	1.10	0.000	5.833	0.000	0.000
19	γ _G .Gk+γ _Q .Qk5+γ _ψ .ψ ₀ .Qk3	Στιγμιαία	1.10	0.000	5.833	0.000	0.000
20	γ _G .Gk+γ _Q .Qki+γ _ψ .ψ ₀ .Qk1+γ _ψ .ψ ₀ .Qk4	Στιγμιαία	1.10	0.000	9.133	0.000	0.001
21	γ _G .Gk+γ _Q .Qki+γ _ψ .ψ ₀ .Qk1+γ _ψ .ψ ₀ .Qk5	Στιγμιαία	1.10	0.000	8.948	0.000	0.000
22	γ _G .Gk+γ _Q .Qki+γ _ψ .ψ ₀ .Qk2+γ _ψ .ψ ₀ .Qk4	Στιγμιαία	1.10	0.000	8.442	0.001	0.001
23	γ _G .Gk+γ _Q .Qki+γ _ψ .ψ ₀ .Qk2+γ _ψ .ψ ₀ .Qk5	Στιγμιαία	1.10	0.000	8.258	0.000	0.000
24	γ _G .Gk+γ _Q .Qki+γ _ψ .ψ ₀ .Qk3+γ _ψ .ψ ₀ .Qk4	Στιγμιαία	1.10	0.000	8.937	0.000	0.000
25	γ _G .Gk+γ _Q .Qki+γ _ψ .ψ ₀ .Qk3+γ _ψ .ψ ₀ .Qk5	Στιγμιαία	1.10	0.000	8.937	0.000	0.000
26	Gk+0.2xQk1 + AedX	Τυχηματική	1.10	0.000	3.191	0.000	0.000
27	Gk+0.2xQk1 + AedY	Τυχηματική	1.10	0.000	4.952	0.000	0.000
	Μέγιστες τιμές			0.000	12.153	0.001	0.001

1.12.8. Έλεγχοι αντοχής διατομής Ράβδοι: 13**Ράβδοι: 13 , Συνδυασμός φόρτισης Νο 2****Έλεγχος επελκυσμού παράλληλα προς τις ίνες, Ft0d=9.723 kN** (EC5 §6.1.2)Ορθογωνική διατομή, b=100 mm, h=100 mm, A= 10 000 mm²

Τροποποιητικός συντελεστής Kmod=0.80 (Πιν.3.1), Συντελεστής ασφαλ. υλικού γM=1.30 (Πίνακας 2.3)

ft0k=14.00 N/mm², ft0d=Kmod·ft0k/γM=0.80x14.00/1.30=8.62N/mm² (EC5 Εξ.2.14)Ft0d=9.723 kN, σt0d=Ft0d/Anetto=1000x9.723/10000=0.97N/mm² < 8.62N/mm²=ft0d (Εξ.6.1)

Ο έλεγχος ικανοποιείται

1.12.9. Έλεγχος Οριακής Κατάστασης Αστοχίας (EC5 EN1995-1-1:2009, §6)**Ράβδοι: 14, 15**

Loading [kN/m]	Δράση	γ _G	γ _Q	ψ ₀
(Gk) Μόνιμο Gk1 = 0.743, Gk2 = 0.240	Μόνιμη	1.35	0.00	1.00
(Qk1) Χιόν QksL= 0.800, QksR= 0.800	Μεσοχρόνια	0.00	1.50	0.70
(Qk2) Χιόν QksL= 0.400, QksR= 0.800	Μεσοχρόνια	0.00	1.50	0.70
(Qk3) Χιόν QksL= 0.800, QksR= 0.400	Μεσοχρόνια	0.00	1.50	0.70
(Qk4) Άνεμος QkwL= 0.200, QkwR=-0.600	Στιγμιαία	0.00	1.50	0.60
(Qk5) Άνεμος QkwL=-0.600, QkwR= 0.200	Στιγμιαία	0.00	1.50	0.60
(Qki) Επιβεβλημένο (H) Qi = 0.400	Βραχυχρόνια	0.00	1.50	0.00
(Aex) Σεισμός AeX qh=0.510x(G+0.20xQk1)	Τυχηματική			
(Aey) Σεισμός AeY qv=0.551x(G+0.20xQk1)	Τυχηματική			

Σ.Φ.	Συνδυασμός φόρτισης	Κλάση διάρκειας	kmod	-N/Kmod	+N/Kmod	V/Kmod	M/Kmod
1	γ _G .Gk	Μόνιμη	0.60	0.000	2.277	0.000	0.000
2	γ _G .Gk+γ _Q .Qk1	Μεσοχρόνια	0.80	0.000	2.626	0.000	0.000
3	γ _G .Gk+γ _Q .Qk2	Μεσοχρόνια	0.80	0.000	2.683	0.000	0.000
4	γ _G .Gk+γ _Q .Qk3	Μεσοχρόνια	0.80	0.000	2.683	0.000	0.000
5	γ _G .Gk+γ _Q .Qk4	Στιγμιαία	1.10	0.000	1.242	0.000	0.000
6	γ _G .Gk+γ _Q .Qk5	Στιγμιαία	1.10	0.000	1.430	0.000	0.000
7	γ _G .Gk+γ _Q .Qki	Βραχυχρόνια	0.90	0.000	1.926	0.000	0.000
8	γ _G .Gk+γ _Q .Qk1+γ _ψ .ψ ₀ .Qk4	Στιγμιαία	1.10	0.000	1.910	0.000	0.000
9	γ _G .Gk+γ _Q .Qk1+γ _ψ .ψ ₀ .Qk5	Στιγμιαία	1.10	0.000	2.022	0.000	0.000
10	γ _G .Gk+γ _Q .Qk2+γ _ψ .ψ ₀ .Qk4	Στιγμιαία	1.10	0.000	1.951	0.000	0.000
11	γ _G .Gk+γ _Q .Qk2+γ _ψ .ψ ₀ .Qk5	Στιγμιαία	1.10	0.000	2.064	0.000	0.000
12	γ _G .Gk+γ _Q .Qk3+γ _ψ .ψ ₀ .Qk4	Στιγμιαία	1.10	0.000	1.951	0.000	0.000
13	γ _G .Gk+γ _Q .Qk3+γ _ψ .ψ ₀ .Qk5	Στιγμιαία	1.10	0.000	1.647	0.000	0.000
14	γ _G .Gk+γ _Q .Qk4+γ _ψ .ψ ₀ .Qk1	Στιγμιαία	1.10	0.000	1.709	0.000	0.000
15	γ _G .Gk+γ _Q .Qk4+γ _ψ .ψ ₀ .Qk2	Στιγμιαία	1.10	0.000	1.738	0.000	0.000
16	γ _G .Gk+γ _Q .Qk4+γ _ψ .ψ ₀ .Qk3	Στιγμιαία	1.10	0.000	1.738	0.000	0.000
17	γ _G .Gk+γ _Q .Qk5+γ _ψ .ψ ₀ .Qk1	Στιγμιαία	1.10	0.000	1.897	0.000	0.000
18	γ _G .Gk+γ _Q .Qk5+γ _ψ .ψ ₀ .Qk2	Στιγμιαία	1.10	0.000	1.926	0.000	0.000
19	γ _G .Gk+γ _Q .Qk5+γ _ψ .ψ ₀ .Qk3	Στιγμιαία	1.10	0.000	1.634	0.000	0.000
20	γ _G .Gk+γ _Q .Qki+γ _ψ .ψ ₀ .Qk1+γ _ψ .ψ ₀ .Qk4	Στιγμιαία	1.10	0.000	2.043	0.000	0.000
21	γ _G .Gk+γ _Q .Qki+γ _ψ .ψ ₀ .Qk1+γ _ψ .ψ ₀ .Qk5	Στιγμιαία	1.10	0.000	2.156	0.000	0.000
22	γ _G .Gk+γ _Q .Qki+γ _ψ .ψ ₀ .Qk2+γ _ψ .ψ ₀ .Qk4	Στιγμιαία	1.10	0.000	2.072	0.000	0.000
23	γ _G .Gk+γ _Q .Qki+γ _ψ .ψ ₀ .Qk2+γ _ψ .ψ ₀ .Qk5	Στιγμιαία	1.10	0.000	2.185	0.000	0.000
24	γ _G .Gk+γ _Q .Qki+γ _ψ .ψ ₀ .Qk3+γ _ψ .ψ ₀ .Qk4	Στιγμιαία	1.10	0.000	2.072	0.000	0.000
25	γ _G .Gk+γ _Q .Qki+γ _ψ .ψ ₀ .Qk3+γ _ψ .ψ ₀ .Qk5	Στιγμιαία	1.10	0.000	1.893	0.000	0.000
26	Gk+0.2xQk1 + AedX	Τυχηματική	1.10	0.000	0.834	0.000	0.000
27	Gk+0.2xQk1 + AedY	Τυχηματική	1.10	0.000	1.204	0.000	0.000
	Μέγιστες τιμές			0.000	2.683	0.000	0.000

1.12.10. Έλεγχοι αντοχής διατομής Ράβδοι: 14, 15**Ράβδοι: 14, 15 , Συνδυασμός φόρτισης Νο 3****Έλεγχος εφελκυσμού παράλληλα προς τις ίνες, Ft0d=2.146 kN** (EC5 §6.1.2)Ορθογωνική διατομή, b=100 mm, h=100 mm, A= 10 000 mm²

Τροποποιητικός συντελεστής Kmod=0.80 (Πιν.3.1), Συντελεστής ασφαλ. υλικού γM=1.30 (Πίνακας 2.3)

ft0k=14.00 N/mm², ft0d=Kmod·ft0k/γM=0.80x14.00/1.30=8.62N/mm² (EC5 Εξ.2.14)Ft0d=2.146 kN, σt0d=Ft0d/Anetto=1000x2.146/10000=0.21N/mm² < 8.62N/mm²=ft0d (Εξ.6.1)

Ο έλεγχος ικανοποιείται

1.12.11. Έλεγχος Οριακής Κατάστασης Αστοχίας (EC5 EN1995-1-1:2009, §6)**Ράβδοι: 16, 17**

Loading [kN/m]	Δράση	γ _G	γ _Q	ψ ₀
(Gk) Μόνιμο Gk1 = 0.743, Gk2 = 0.240	Μόνιμη	1.35	0.00	1.00
(Qk1) Χιόν QksL= 0.800, QksR= 0.800	Μεσοχρόνια	0.00	1.50	0.70
(Qk2) Χιόν QksL= 0.400, QksR= 0.800	Μεσοχρόνια	0.00	1.50	0.70
(Qk3) Χιόν QksL= 0.800, QksR= 0.400	Μεσοχρόνια	0.00	1.50	0.70
(Qk4) Άνεμος QkwL= 0.200, QkwR=-0.600	Στιγμιαία	0.00	1.50	0.60
(Qk5) Άνεμος QkwL=-0.600, QkwR= 0.200	Στιγμιαία	0.00	1.50	0.60
(Qki) Επιβεβλημένο (H) Qi = 0.400	Βραχυχρόνια	0.00	1.50	0.00
(Aex) Σεισμός AeX qh=0.510x(G+0.20xQk1)	Τυχηματική			
(Aey) Σεισμός AeY qv=0.551x(G+0.20xQk1)	Τυχηματική			

Σ.Φ.	Συνδυασμός φόρτισης	Κλάση διάρκειας	kmod	-N/Kmod	+N/Kmod	V/Kmod	M/Kmod
1	γ _G .Gk	Μόνιμη	0.60	-0.085	0.000	0.001	0.000
2	γ _G .Gk+γ _Q .Qk1	Μεσοχρόνια	0.80	-0.794	0.000	0.001	0.000
3	γ _G .Gk+γ _Q .Qk2	Μεσοχρόνια	0.80	-0.708	0.000	0.001	0.000
4	γ _G .Gk+γ _Q .Qk3	Μεσοχρόνια	0.80	-0.708	0.000	0.001	0.000
5	γ _G .Gk+γ _Q .Qk4	Στιγμιαία	1.10	-0.047	0.000	0.000	0.000
6	γ _G .Gk+γ _Q .Qk5	Στιγμιαία	1.10	-0.047	0.000	0.000	0.000
7	γ _G .Gk+γ _Q .Qki	Βραχυχρόνια	0.90	-0.382	0.000	0.001	0.000
8	γ _G .Gk+γ _Q .Qk1+γ _ψ .ψ ₀ .Qk4	Στιγμιαία	1.10	-0.578	0.000	0.001	0.000
9	γ _G .Gk+γ _Q .Qk1+γ _ψ .ψ ₀ .Qk5	Στιγμιαία	1.10	-0.578	0.000	0.001	0.000
10	γ _G .Gk+γ _Q .Qk2+γ _ψ .ψ ₀ .Qk4	Στιγμιαία	1.10	-0.515	0.000	0.001	0.000
11	γ _G .Gk+γ _Q .Qk2+γ _ψ .ψ ₀ .Qk5	Στιγμιαία	1.10	-0.500	0.000	0.001	0.000
12	γ _G .Gk+γ _Q .Qk3+γ _ψ .ψ ₀ .Qk4	Στιγμιαία	1.10	-0.515	0.000	0.001	0.000
13	γ _G .Gk+γ _Q .Qk3+γ _ψ .ψ ₀ .Qk5	Στιγμιαία	1.10	-0.515	0.000	0.001	0.000
14	γ _G .Gk+γ _Q .Qk4+γ _ψ .ψ ₀ .Qk1	Στιγμιαία	1.10	-0.418	0.000	0.001	0.000
15	γ _G .Gk+γ _Q .Qk4+γ _ψ .ψ ₀ .Qk2	Στιγμιαία	1.10	-0.374	0.000	0.001	0.000
16	γ _G .Gk+γ _Q .Qk4+γ _ψ .ψ ₀ .Qk3	Στιγμιαία	1.10	-0.374	0.000	0.001	0.000
17	γ _G .Gk+γ _Q .Qk5+γ _ψ .ψ ₀ .Qk1	Στιγμιαία	1.10	-0.418	0.000	0.001	0.000
18	γ _G .Gk+γ _Q .Qk5+γ _ψ .ψ ₀ .Qk2	Στιγμιαία	1.10	-0.350	0.000	0.001	0.000
19	γ _G .Gk+γ _Q .Qk5+γ _ψ .ψ ₀ .Qk3	Στιγμιαία	1.10	-0.374	0.000	0.001	0.000
20	γ _G .Gk+γ _Q .Qki+γ _ψ .ψ ₀ .Qk1+γ _ψ .ψ ₀ .Qk4	Στιγμιαία	1.10	-0.684	0.000	0.001	0.000
21	γ _G .Gk+γ _Q .Qki+γ _ψ .ψ ₀ .Qk1+γ _ψ .ψ ₀ .Qk5	Στιγμιαία	1.10	-0.684	0.000	0.001	0.000
22	γ _G .Gk+γ _Q .Qki+γ _ψ .ψ ₀ .Qk2+γ _ψ .ψ ₀ .Qk4	Στιγμιαία	1.10	-0.640	0.000	0.001	0.000
23	γ _G .Gk+γ _Q .Qki+γ _ψ .ψ ₀ .Qk2+γ _ψ .ψ ₀ .Qk5	Στιγμιαία	1.10	-0.625	0.000	0.001	0.000
24	γ _G .Gk+γ _Q .Qki+γ _ψ .ψ ₀ .Qk3+γ _ψ .ψ ₀ .Qk4	Στιγμιαία	1.10	-0.640	0.000	0.001	0.000
25	γ _G .Gk+γ _Q .Qki+γ _ψ .ψ ₀ .Qk3+γ _ψ .ψ ₀ .Qk5	Στιγμιαία	1.10	-0.640	0.000	0.001	0.000
26	Gk+0.2xQk1 + AedX	Τυχηματική	1.10	-0.121	0.000	0.000	0.000
27	Gk+0.2xQk1 + AedY	Τυχηματική	1.10	-0.126	0.000	0.000	0.000
	Μέγιστες τιμές			-0.794	0.000	0.001	0.000

1.12.12. Έλεγχοι αντοχής διατομής Ράβδοι: 16, 17**Ράβδοι: 16, 17 , Συνδυασμός φόρτισης Νο 2****Έλεγχος θλίψης παράλληλα προς τις ίνες, Fc0d=-0.636 kN** (EC5 §6.1.4)Ορθογωνική διατομή, b=100 mm, h=100 mm, A= 10 000 mm²Τροποποιητικός συντελεστής Kmod=0.80 (Πιν.3.1), Συντελεστής ασφαλ. υλικού γ_M=1.30 (Πίνακας 2.3)f_{c0k}=21.00 N/mm², f_{c0d}=Kmod·f_{c0k}/γ_M=0.80x21.00/1.30=12.92N/mm² (EC5 Εξ.2.14)F_{c0d}=-0.636 kN, σ_{c0d}=F_{c0d}/A_{netto}=1000x0.636/10000=0.06N/mm² < 12.92N/mm²=f_{c0d} (Εξ.6.2)

Ο έλεγχος ικανοποιείται

Ράβδοι: 16, 17 , Συνδυασμός φόρτισης Νο 2**Έλεγχος Λυγισμού, $F_{c0d} = -0.636 \text{ kN}$** (EC5 §6.3.2)Ορθογωνική διατομή, $b=100\text{mm}$, $h=100\text{mm}$, $A=1.000\text{E}+004\text{mm}^2$, $W_y=1.667\text{E}+005\text{mm}^3$, $W_z=1.667\text{E}+005\text{mm}^3$ Τροποποιητικός συντελεστής $K_{mod}=0.80$ (Πιν.3.1), Συντελεστής ασφαλ. υλικού $\gamma_M=1.30$ (Πίνακας 2.3, Ε00) $f_{c0k}=21.00 \text{ N/mm}^2$, $f_{c0d}=K_{mod} \cdot f_{c0k} / \gamma_M = 0.80 \times 21.00 / 1.30 = 12.92 \text{ N/mm}^2$ $f_{m0k}=24.00 \text{ N/mm}^2$, $f_{m0d}=K_{mod} \cdot f_{m0k} / \gamma_M = 0.80 \times 24.00 / 1.30 = 14.77 \text{ N/mm}^2$ $f_{mzk}=24.00 \text{ N/mm}^2$, $f_{mzd}=K_{mod} \cdot f_{mzk} / \gamma_M = 0.80 \times 24.00 / 1.30 = 14.77 \text{ N/mm}^2$ Ορθογωνική διατομή $K_m=0.70$ (EC5 §6.1.6.(2)) $\sigma_{c0d} = F_{c0d} / A_{netto} = 1000 \times 0.636 / 10000 = 0.06 \text{ N/mm}^2$ Μήκη Λυγισμού $S_{ky} = 1.00 \times 0.433 = 0.433 \text{ m} = 433 \text{ mm}$ (πιο δυσμενές) $S_{kz} = 1.00 \times 0.433 = 0.433 \text{ m} = 433 \text{ mm}$ (πιο δυσμενές)Λυγηρότητες $i_y = \sqrt{(I_y / A)} = 0.289 \times 100 = 29 \text{ mm}$, $\lambda_y = 433 / 29 = 14.95$ $i_z = \sqrt{(I_z / A)} = 0.289 \times 100 = 29 \text{ mm}$, $\lambda_z = 433 / 29 = 14.95$ Κρίσιμες τάσεις $\sigma_{c, crity} = \pi^2 E_{005} / \lambda_y^2 = 326.78 \text{ N/mm}^2$, $\lambda_{rel, y} = \sqrt{(f_{c0k} / \sigma_{c, crity})} = 0.25$ (EC5 Εξ.6.21) $\sigma_{c, critz} = \pi^2 E_{005} / \lambda_z^2 = 326.78 \text{ N/mm}^2$, $\lambda_{rel, z} = \sqrt{(f_{c0k} / \sigma_{c, critz})} = 0.25$ (EC5 Εξ.6.22) $\beta_c = 0.20$ (φυσικό ξύλο) $k_y = 0.5 [1 + \beta_c (\lambda_{rel, y} - 0.3) + \lambda_{rel, y}^2] = 0.50$, $K_{cy} = 1 / (k_y + \sqrt{(k_y^2 - \lambda_{rel, y}^2)}) = 1.000$ (Εξ.6.27 6.25) $k_z = 0.5 [1 + \beta_c (\lambda_{rel, z} - 0.3) + \lambda_{rel, z}^2] = 0.50$, $K_{cz} = 1 / (k_z + \sqrt{(k_z^2 - \lambda_{rel, z}^2)}) = 1.000$ (Εξ.6.28 6.26) $(\sigma_{c0d} / f_{c0d})^2 = (0.06 / 12.92)^2 = 0.00 < 1$ $\sigma_{c0d} / (K_{cy} \cdot f_{c0d}) = 0.00 < 1$ (EC5 Εξ.6.23) $\sigma_{c0d} / (K_{cz} \cdot f_{c0d}) = 0.00 < 1$ (EC5 Εξ.6.24)

Ο έλεγχος ικανοποιείται

1.12.13. Έλεγχος Οριακής Κατάστασης Αστοχίας (EC5 EN1995-1-1:2009, §6)**Ράβδοι: 18, 19**

Loading [kN/m]	Δράση	γ _G	γ _Q	ψ ₀
(Gk) Μόνιμο Gk1 = 0.743, Gk2 = 0.240	Μόνιμη	1.35	0.00	1.00
(Qk1) Χιόν QksL= 0.800, QksR= 0.800	Μεσοχρόνια	0.00	1.50	0.70
(Qk2) Χιόν QksL= 0.400, QksR= 0.800	Μεσοχρόνια	0.00	1.50	0.70
(Qk3) Χιόν QksL= 0.800, QksR= 0.400	Μεσοχρόνια	0.00	1.50	0.70
(Qk4) Άνεμος QkwL= 0.200, QkwR=-0.600	Στιγμιαία	0.00	1.50	0.60
(Qk5) Άνεμος QkwL=-0.600, QkwR= 0.200	Στιγμιαία	0.00	1.50	0.60
(Qki) Επιβεβλημένο (H) Qi = 0.400	Βραχυχρόνια	0.00	1.50	0.00
(Aex) Σεισμός AeX qh=0.510x(G+0.20xQk1)	Τυχηματική			
(Aey) Σεισμός AeY qv=0.551x(G+0.20xQk1)	Τυχηματική			

Σ.Φ.	Συνδυασμός φόρτισης	Κλάση διάρκειας	kmod	-N/Kmod	+N/Kmod	V/Kmod	M/Kmod
1	γ _G .Gk	Μόνιμη	0.60	-8.558	0.000	0.000	0.000
2	γ _G .Gk+γ _Q .Qk1	Μεσοχρόνια	0.80	-12.181	0.000	0.000	0.000
3	γ _G .Gk+γ _Q .Qk2	Μεσοχρόνια	0.80	-12.241	0.000	0.000	0.000
4	γ _G .Gk+γ _Q .Qk3	Μεσοχρόνια	0.80	-12.242	0.000	0.000	0.000
5	γ _G .Gk+γ _Q .Qk4	Στιγμιαία	1.10	-4.668	0.000	0.000	0.000
6	γ _G .Gk+γ _Q .Qk5	Στιγμιαία	1.10	-4.667	0.000	0.000	0.000
7	γ _G .Gk+γ _Q .Qki	Βραχυχρόνια	0.90	-8.267	0.000	0.000	0.000
8	γ _G .Gk+γ _Q .Qk1+γ _ψ .ψ ₀ .Qk4	Στιγμιαία	1.10	-8.859	0.000	0.000	0.000
9	γ _G .Gk+γ _Q .Qk1+γ _ψ .ψ ₀ .Qk5	Στιγμιαία	1.10	-8.858	0.000	0.000	0.000
10	γ _G .Gk+γ _Q .Qk2+γ _ψ .ψ ₀ .Qk4	Στιγμιαία	1.10	-8.902	0.000	0.000	0.000
11	γ _G .Gk+γ _Q .Qk2+γ _ψ .ψ ₀ .Qk5	Στιγμιαία	1.10	-8.902	0.000	0.000	0.000
12	γ _G .Gk+γ _Q .Qk3+γ _ψ .ψ ₀ .Qk4	Στιγμιαία	1.10	-8.903	0.000	0.000	0.000
13	γ _G .Gk+γ _Q .Qk3+γ _ψ .ψ ₀ .Qk5	Στιγμιαία	1.10	-7.320	0.000	0.000	0.000
14	γ _G .Gk+γ _Q .Qk4+γ _ψ .ψ ₀ .Qk1	Στιγμιαία	1.10	-7.602	0.000	0.000	0.000
15	γ _G .Gk+γ _Q .Qk4+γ _ψ .ψ ₀ .Qk2	Στιγμιαία	1.10	-7.632	0.000	0.000	0.000
16	γ _G .Gk+γ _Q .Qk4+γ _ψ .ψ ₀ .Qk3	Στιγμιαία	1.10	-7.633	0.000	0.000	0.000
17	γ _G .Gk+γ _Q .Qk5+γ _ψ .ψ ₀ .Qk1	Στιγμιαία	1.10	-7.601	0.000	0.000	0.000
18	γ _G .Gk+γ _Q .Qk5+γ _ψ .ψ ₀ .Qk2	Στιγμιαία	1.10	-7.632	0.000	0.000	0.000
19	γ _G .Gk+γ _Q .Qk5+γ _ψ .ψ ₀ .Qk3	Στιγμιαία	1.10	-6.103	0.000	0.000	0.000
20	γ _G .Gk+γ _Q .Qki+γ _ψ .ψ ₀ .Qk1+γ _ψ .ψ ₀ .Qk4	Στιγμιαία	1.10	-9.697	0.000	0.000	0.000
21	γ _G .Gk+γ _Q .Qki+γ _ψ .ψ ₀ .Qk1+γ _ψ .ψ ₀ .Qk5	Στιγμιαία	1.10	-9.696	0.000	0.000	0.000
22	γ _G .Gk+γ _Q .Qki+γ _ψ .ψ ₀ .Qk2+γ _ψ .ψ ₀ .Qk4	Στιγμιαία	1.10	-9.727	0.000	0.000	0.000
23	γ _G .Gk+γ _Q .Qki+γ _ψ .ψ ₀ .Qk2+γ _ψ .ψ ₀ .Qk5	Στιγμιαία	1.10	-9.727	0.000	0.000	0.000
24	γ _G .Gk+γ _Q .Qki+γ _ψ .ψ ₀ .Qk3+γ _ψ .ψ ₀ .Qk4	Στιγμιαία	1.10	-9.728	0.000	0.000	0.000
25	γ _G .Gk+γ _Q .Qki+γ _ψ .ψ ₀ .Qk3+γ _ψ .ψ ₀ .Qk5	Στιγμιαία	1.10	-8.198	0.000	0.000	0.000
26	Gk+0.2xQk1 + AedX	Τυχηματική	1.10	-3.442	0.000	0.000	0.000
27	Gk+0.2xQk1 + AedY	Τυχηματική	1.10	-4.791	0.000	0.000	0.000
	Μέγιστες τιμές			-12.242	0.000	0.000	0.000

1.12.14. Έλεγχοι αντοχής διατομής Ράβδοι: 18, 19**Ράβδοι: 18, 19 , Συνδυασμός φόρτισης Νο 4****Έλεγχος θλίψης παράλληλα προς τις ίνες, Fc0d=-9.794 kN** (EC5 §6.1.4)Ορθογωνική διατομή, b=100 mm, h=100 mm, A= 10 000 mm²Τροποποιητικός συντελεστής Kmod=0.80 (Πιν.3.1), Συντελεστής ασφαλ. υλικού γ_M=1.30 (Πίνακας 2.3)f_{c0k}=21.00 N/mm², f_{c0d}=Kmod·f_{c0k}/γ_M=0.80x21.00/1.30=12.92N/mm² (EC5 Εξ.2.14)F_{c0d}=-9.794 kN, σ_{c0d}=F_{c0d}/A_{netto}=1000x9.794/10000=0.98N/mm² < 12.92N/mm²=f_{c0d} (Εξ.6.2)

Ο έλεγχος ικανοποιείται

Ράβδοι: 18, 19 , Συνδυασμός φόρτισης Νο 4**Έλεγχος Λυγισμού, $F_{c0d} = -9.794 \text{ kN}$** (EC5 §6.3.2)Ορθογωνική διατομή, $b=100\text{mm}$, $h=100\text{mm}$, $A=1.000\text{E}+004\text{mm}^2$, $W_y=1.667\text{E}+005\text{mm}^3$, $W_z=1.667\text{E}+005\text{mm}^3$ Τροποποιητικός συντελεστής $K_{mod}=0.80$ (Πιν.3.1), Συντελεστής ασφαλ. υλικού $\gamma_M=1.30$ (Πίνακας 2.3, Ε00) $f_{c0k}=21.00 \text{ N/mm}^2$, $f_{c0d}=K_{mod} \cdot f_{c0k} / \gamma_M = 0.80 \times 21.00 / 1.30 = 12.92 \text{ N/mm}^2$ $f_{m0k}=24.00 \text{ N/mm}^2$, $f_{m0d}=K_{mod} \cdot f_{m0k} / \gamma_M = 0.80 \times 24.00 / 1.30 = 14.77 \text{ N/mm}^2$ $f_{mzk}=24.00 \text{ N/mm}^2$, $f_{mzd}=K_{mod} \cdot f_{mzk} / \gamma_M = 0.80 \times 24.00 / 1.30 = 14.77 \text{ N/mm}^2$ Ορθογωνική διατομή $K_m=0.70$ (EC5 §6.1.6.(2)) $\sigma_{c0d} = F_{c0d} / A_{netto} = 1000 \times 9.794 / 10000 = 0.98 \text{ N/mm}^2$ Μήκη Λυγισμού $S_{ky} = 1.00 \times 1.879 = 1.879 \text{ m} = 1879 \text{ mm}$ (πιο δυσμενές) $S_{kz} = 1.00 \times 1.879 = 1.879 \text{ m} = 1879 \text{ mm}$ (πιο δυσμενές)Λυγηρότητες $i_y = \sqrt{(I_y / A)} = 0.289 \times 100 = 29 \text{ mm}$, $\lambda_y = 1879 / 29 = 64.79$ $i_z = \sqrt{(I_z / A)} = 0.289 \times 100 = 29 \text{ mm}$, $\lambda_z = 1879 / 29 = 64.79$ Κρίσιμες τάσεις $\sigma_{c, crity} = \pi^2 E_{005} / \lambda_y^2 = 17.40 \text{ N/mm}^2$, $\lambda_{rel, y} = \sqrt{(f_{c0k} / \sigma_{c, crity})} = 1.10$ (EC5 Εξ.6.21) $\sigma_{c, critz} = \pi^2 E_{005} / \lambda_z^2 = 17.40 \text{ N/mm}^2$, $\lambda_{rel, z} = \sqrt{(f_{c0k} / \sigma_{c, critz})} = 1.10$ (EC5 Εξ.6.22) $\beta_c = 0.20$ (φυσικό ξύλο) $k_y = 0.5 [1 + \beta_c (\lambda_{rel, y} - 0.3) + \lambda_{rel, y}^2] = 1.18$, $K_{cy} = 1 / (k_y + \sqrt{(k_y^2 - \lambda_{rel, y}^2)}) = 0.616$ (Εξ.6.27 6.25) $k_z = 0.5 [1 + \beta_c (\lambda_{rel, z} - 0.3) + \lambda_{rel, z}^2] = 1.18$, $K_{cz} = 1 / (k_z + \sqrt{(k_z^2 - \lambda_{rel, z}^2)}) = 0.616$ (Εξ.6.28 6.26) $\sigma_{c0d} / (K_{cy} \cdot f_{c0d}) = 0.12 < 1$ (EC5 Εξ.6.23) $\sigma_{c0d} / (K_{cz} \cdot f_{c0d}) = 0.12 < 1$ (EC5 Εξ.6.24)

Ο έλεγχος ικανοποιείται

1.12.15. Έλεγχος Οριακής Κατάστασης Αστοχίας (EC5 EN1995-1-1:2009, §6)**Ράβδοι: 20, 21**

Loading [kN/m]	Δράση	γ _G	γ _Q	ψ ₀
(Gk) Μόνιμο Gk1 = 0.743, Gk2 = 0.240	Μόνιμη	1.35	0.00	1.00
(Qk1) Χιόν QksL= 0.800, QksR= 0.800	Μεσοχρόνια	0.00	1.50	0.70
(Qk2) Χιόν QksL= 0.400, QksR= 0.800	Μεσοχρόνια	0.00	1.50	0.70
(Qk3) Χιόν QksL= 0.800, QksR= 0.400	Μεσοχρόνια	0.00	1.50	0.70
(Qk4) Άνεμος QkwL= 0.200, QkwR=-0.600	Στιγμιαία	0.00	1.50	0.60
(Qk5) Άνεμος QkwL=-0.600, QkwR= 0.200	Στιγμιαία	0.00	1.50	0.60
(Qki) Επιβεβλημένο (H) Qi = 0.400	Βραχυχρόνια	0.00	1.50	0.00
(Aex) Σεισμός AeX qh=0.510x(G+0.20xQk1)	Τυχηματική			
(Aey) Σεισμός AeY qv=0.551x(G+0.20xQk1)	Τυχηματική			

Σ.Φ.	Συνδυασμός φόρτισης	Κλάση διάρκειας	kmod	-N/Kmod	+N/Kmod	V/Kmod	M/Kmod
1	γ _G .Gk	Μόνιμη	0.60	-3.851	0.000	0.000	0.000
2	γ _G .Gk+γ _Q .Qk1	Μεσοχρόνια	0.80	-5.387	0.000	0.000	0.000
3	γ _G .Gk+γ _Q .Qk2	Μεσοχρόνια	0.80	-5.715	0.000	0.000	0.000
4	γ _G .Gk+γ _Q .Qk3	Μεσοχρόνια	0.80	-5.715	0.000	0.000	0.000
5	γ _G .Gk+γ _Q .Qk4	Στιγμιαία	1.10	-2.101	0.000	0.000	0.000
6	γ _G .Gk+γ _Q .Qk5	Στιγμιαία	1.10	-2.101	0.000	0.000	0.000
7	γ _G .Gk+γ _Q .Qki	Βραχυχρόνια	0.90	-3.678	0.000	0.000	0.000
8	γ _G .Gk+γ _Q .Qk1+γ _ψ .Qk4	Στιγμιαία	1.10	-3.918	0.000	0.000	0.000
9	γ _G .Gk+γ _Q .Qk1+γ _ψ .Qk5	Στιγμιαία	1.10	-3.918	0.000	0.000	0.000
10	γ _G .Gk+γ _Q .Qk2+γ _ψ .Qk4	Στιγμιαία	1.10	-4.157	0.000	0.000	0.000
11	γ _G .Gk+γ _Q .Qk2+γ _ψ .Qk5	Στιγμιαία	1.10	-4.157	0.000	0.000	0.000
12	γ _G .Gk+γ _Q .Qk3+γ _ψ .Qk4	Στιγμιαία	1.10	-4.157	0.000	0.000	0.000
13	γ _G .Gk+γ _Q .Qk3+γ _ψ .Qk5	Στιγμιαία	1.10	-4.157	0.000	0.000	0.000
14	γ _G .Gk+γ _Q .Qk4+γ _ψ .Qk1	Στιγμιαία	1.10	-3.373	0.000	0.000	0.000
15	γ _G .Gk+γ _Q .Qk4+γ _ψ .Qk2	Στιγμιαία	1.10	-3.540	0.000	0.000	0.000
16	γ _G .Gk+γ _Q .Qk4+γ _ψ .Qk3	Στιγμιαία	1.10	-3.540	0.000	0.000	0.000
17	γ _G .Gk+γ _Q .Qk5+γ _ψ .Qk1	Στιγμιαία	1.10	-3.373	0.000	0.000	0.000
18	γ _G .Gk+γ _Q .Qk5+γ _ψ .Qk2	Στιγμιαία	1.10	-3.540	0.000	0.000	0.000
19	γ _G .Gk+γ _Q .Qk5+γ _ψ .Qk3	Στιγμιαία	1.10	-3.540	0.000	0.000	0.000
20	γ _G .Gk+γ _Q .Qki+γ _ψ .Qk1+γ _ψ .Qk4	Στιγμιαία	1.10	-4.282	0.000	0.000	0.000
21	γ _G .Gk+γ _Q .Qki+γ _ψ .Qk1+γ _ψ .Qk5	Στιγμιαία	1.10	-4.282	0.000	0.000	0.000
22	γ _G .Gk+γ _Q .Qki+γ _ψ .Qk2+γ _ψ .Qk4	Στιγμιαία	1.10	-4.449	0.000	0.000	0.000
23	γ _G .Gk+γ _Q .Qki+γ _ψ .Qk2+γ _ψ .Qk5	Στιγμιαία	1.10	-4.449	0.000	0.000	0.000
24	γ _G .Gk+γ _Q .Qki+γ _ψ .Qk3+γ _ψ .Qk4	Στιγμιαία	1.10	-4.448	0.000	0.000	0.000
25	γ _G .Gk+γ _Q .Qki+γ _ψ .Qk3+γ _ψ .Qk5	Στιγμιαία	1.10	-4.448	0.000	0.000	0.000
26	Gk+0.2xQk1 + AedX	Τυχηματική	1.10	-1.541	0.000	0.000	0.000
27	Gk+0.2xQk1 + AedY	Τυχηματική	1.10	-2.145	0.000	0.000	0.000
	Μέγιστες τιμές			-5.715	0.000	0.000	0.000

1.12.16. Έλεγχοι αντοχής διατομής Ράβδοι: 20, 21**Ράβδοι: 20, 21, Συνδυασμός φόρτισης Νο 3****Έλεγχος θλίψης παράλληλα προς τις ίνες, Fc0d=-4.572 kN** (EC5 §6.1.4)Ορθογωνική διατομή, b=100 mm, h=100 mm, A= 10 000 mm²

Τροποποιητικός συντελεστής Kmod=0.80 (Πιν.3.1), Συντελεστής ασφαλ. υλικού γM=1.30 (Πίνακας 2.3)

fc0k=21.00 N/mm², fc0d=Kmod·fc0k/γM=0.80x21.00/1.30=12.92N/mm² (EC5 Εξ.2.14)Fc0d=-4.572 kN, σc0d=Fc0d/Anetto=1000x4.572/10000=0.46N/mm² < 12.92N/mm²=fc0d (Εξ.6.2)

Ο έλεγχος ικανοποιείται

Ράβδοι: 20, 21 , Συνδυασμός φόρτισης Νο 3**Έλεγχος Λυγισμού, $F_{c0d} = -4.572 \text{ kN}$** (EC5 §6.3.2)Ορθογωνική διατομή, $b=100\text{mm}$, $h=100\text{mm}$, $A=1.000\text{E}+004\text{mm}^2$, $W_y=1.667\text{E}+005\text{mm}^3$, $W_z=1.667\text{E}+005\text{mm}^3$ Τροποποιητικός συντελεστής $K_{mod}=0.80$ (Πιν.3.1), Συντελεστής ασφαλ. υλικού $\gamma_M=1.30$ (Πινακας 2.3, Ε00 $f_{c0k}=21.00 \text{ N/mm}^2$, $f_{c0d}=K_{mod} \cdot f_{c0k} / \gamma_M = 0.80 \times 21.00 / 1.30 = 12.92 \text{ N/mm}^2$ $f_{m0k}=24.00 \text{ N/mm}^2$, $f_{m0d}=K_{mod} \cdot f_{m0k} / \gamma_M = 0.80 \times 24.00 / 1.30 = 14.77 \text{ N/mm}^2$ $f_{mzk}=24.00 \text{ N/mm}^2$, $f_{mzd}=K_{mod} \cdot f_{mzk} / \gamma_M = 0.80 \times 24.00 / 1.30 = 14.77 \text{ N/mm}^2$ Ορθογωνική διατομή $K_m=0.70$ (EC5 §6.1.6.(2)) $\sigma_{c0d} = F_{c0d} / A_{netto} = 1000 \times 4.572 / 10000 = 0.46 \text{ N/mm}^2$ Μήκη Λυγισμού $S_{ky} = 1.00 \times 1.721 = 1.721 \text{ m} = 1721 \text{ mm}$ (πιο δυσμενές) $S_{kz} = 1.00 \times 1.721 = 1.721 \text{ m} = 1721 \text{ mm}$ (πιο δυσμενές)Λυγηρότητες $i_y = \sqrt{(I_y / A)} = 0.289 \times 100 = 29 \text{ mm}$, $\lambda_y = 1721 / 29 = 59.36$ $i_z = \sqrt{(I_z / A)} = 0.289 \times 100 = 29 \text{ mm}$, $\lambda_z = 1721 / 29 = 59.36$ Κρίσιμες τάσεις $\sigma_{c,crity} = \pi^2 E_{005} / \lambda_y^2 = 20.73 \text{ N/mm}^2$, $\lambda_{rel,y} = \sqrt{(f_{c0k} / \sigma_{c,crity})} = 1.01$ (EC5 Εξ.6.21) $\sigma_{c,critz} = \pi^2 E_{005} / \lambda_z^2 = 20.73 \text{ N/mm}^2$, $\lambda_{rel,z} = \sqrt{(f_{c0k} / \sigma_{c,critz})} = 1.01$ (EC5 Εξ.6.22) $\beta_c = 0.20$ (φυσικό ξύλο) $k_y = 0.5 [1 + \beta_c (\lambda_{rel,y} - 0.3) + \lambda_{rel,y}^2] = 1.08$, $K_{cy} = 1 / (k_y + \sqrt{(k_y^2 - \lambda_{rel,y}^2)}) = 0.684$ (Εξ.6.27 6.25) $k_z = 0.5 [1 + \beta_c (\lambda_{rel,z} - 0.3) + \lambda_{rel,z}^2] = 1.08$, $K_{cz} = 1 / (k_z + \sqrt{(k_z^2 - \lambda_{rel,z}^2)}) = 0.684$ (Εξ.6.28 6.26) $\sigma_{c0d} / (K_{cy} \cdot f_{c0d}) = 0.05 < 1$ (EC5 Εξ.6.23) $\sigma_{c0d} / (K_{cz} \cdot f_{c0d}) = 0.05 < 1$ (EC5 Εξ.6.24)

Ο έλεγχος ικανοποιείται

1.13. Συνδέσεις ζευκτού

1.13.1. Φέρουσα ικανότητα συνδέσεων (EC5 EN1995-1-1:2009, §8)

Βλήτρα και πλάκες συνδέσεων

Επιλέγονται βλήτρα διαμέτρου $d=4.0$ mm. Πλάκες σύνδεσης πάχους $t=2.0$ mm.
Αντοχή διαρροής χάλυβα πλακών $f_y=240$ N/mm². Καθαρό εμβαδόν πλακών $A_{net}=(0.75) \cdot b \cdot t$

Στοιχεία διατομής

Πάχος ξύλου $d=100.0$ mm, πάχος ελάσματος $t=2.0$ mm

Ιδιότητες βλήτρων (EC5 §8.5.1)

Διάμετρος βλήτρων $d=4.0$ mm, ροδέλες με διάμετρο ≥ 12.0 mm και πάχος ≥ 1.2 mm..

Αποστάσεις βλήτρων (EC5 Πίνακας 8.4)

Επιλέγουμε επί το δυσμενέστερον $a_1=7d=7 \times 4.0=28$ mm, $a_2=4d=16$ mm

Χαρακτηριστική τιμή ροπής διαρροής (EC5 §8.5.1.1)

$M_{yrk}=0.30 f_{uk} \cdot d^{2.6}=0.30 \times 400 \times 4.0^{2.6}=4411$ Nmm ($f_{uk}=400$ N/mm²) (EN1995-1-1 Εξ.8.30)

Χαρακτηριστική τιμή αντοχής άντυγας (EC5 §8.3.1.1)

$f_{hk}=0.082(1-0.01d) \rho_k=27.55$ N/mm², ($\rho_k=350$ kg/m³, $d=4.0$ mm) (EN1995-1-1 Εξ.8.32)

Μόνιμη δράση

Εγκάρσια φέρουσα ικανότητα βλήτρου-Δίτμητη σύνδεση (EC5 §8.2.3)

$t_2=100.0$ mm, πάχος ελάσματος $t=2.0 \leq 0.5d=0.5 \times 4.0=2.0$ mm

$F_{vrk}=\eta$ ελάχιστη των κάτωθι σχέσεων (EC5 EN1995-1-1:2009 Εξ.8.12(j), 8.12(k))

$$0.50 f_{hk} \cdot t_2 \cdot d = 5.510 \text{ kN}$$

$$1.15 \sqrt{2 M_{yrk} \cdot f_{hk} \cdot d} = 1.134 \text{ kN}$$

Εγκάρσια φέρουσα ικανότητα βλήτρου $R_d=2K_{mod} \cdot F_{vrk} / \gamma_M=2 \times 0.60 \times 1.134 / 1.30=1.047$ kN

Μεσοχρόνια δράση

Εγκάρσια φέρουσα ικανότητα βλήτρου-Δίτμητη σύνδεση (EC5 §8.2.3)

$t_2=100.0$ mm, πάχος ελάσματος $t=2.0 \leq 0.5d=0.5 \times 4.0=2.0$ mm

$F_{vrk}=\eta$ ελάχιστη των κάτωθι σχέσεων (EC5 EN1995-1-1:2009 Εξ.8.12(j), 8.12(k))

$$0.50 f_{hk} \cdot t_2 \cdot d = 5.510 \text{ kN}$$

$$1.15 \sqrt{2 M_{yrk} \cdot f_{hk} \cdot d} = 1.134 \text{ kN}$$

Εγκάρσια φέρουσα ικανότητα βλήτρου $R_d=2K_{mod} \cdot F_{vrk} / \gamma_M=2 \times 0.80 \times 1.134 / 1.30=1.396$ kN

Βραχυχρόνια δράση

Εγκάρσια φέρουσα ικανότητα βλήτρου-Δίτμητη σύνδεση (EC5 §8.2.3)

$t_2=100.0$ mm, πάχος ελάσματος $t=2.0 \leq 0.5d=0.5 \times 4.0=2.0$ mm

$F_{vrk}=\eta$ ελάχιστη των κάτωθι σχέσεων (EC5 EN1995-1-1:2009 Εξ.8.12(j), 8.12(k))

$$0.50 f_{hk} \cdot t_2 \cdot d = 5.510 \text{ kN}$$

$$1.15 \sqrt{2 M_{yrk} \cdot f_{hk} \cdot d} = 1.134 \text{ kN}$$

Εγκάρσια φέρουσα ικανότητα βλήτρου $R_d=2K_{mod} \cdot F_{vrk} / \gamma_M=2 \times 0.90 \times 1.134 / 1.30=1.570$ kN

Στιγμιαία επίδραση

Εγκάρσια φέρουσα ικανότητα βλήτρου $R_d=2K_{mod} \cdot F_{vrk} / \gamma_M=2 \times 1.10 \times 1.134 / 1.00=2.495$ kN

Παραδοχές για το σχεδιασμό συνδέσεων με βλήτρα

Μελέτη των συνδέσεων με πλαστική ανάλυση. Οι δυνάμεις στα βλήτρα έχουν όλες τις ίδιες τιμές. Η αντοχή της μεταλλικής πλάκας βασίζεται στην πλαστική ροπή αντίστασης. Οι θλιπτικές δυνάμεις μειώνονται στο $0.50 \times F_d$

1.13.2. Έλεγχος Οριακής Κατάστασης Αστοχίας**Έλεγχος συνδέσεων με βλήτρα στον κόμβο : 2** (EC5 EN1995-1-1:2009, §8.5)

Τοποθετούνται διπλές(2) χαλύβδινες πλάκες στις δύο όψεις του ζευκτού

Έλεγχος σύνδεσης ράβδου 3, με ράβδους 6 και 13, στον κόμβο 2

Εκλέγονται:

Δύο(2) μεταλλικές 2.0 mm πλάκες χαλύβδινες διασ

BxH=125mmx225mm, και πάχους 2.0mm

Βλήτρα διαμέτρου d=4.0mm,

11 βλήτρα σε κάθε συνδεδεμένη ράβδο

Αποστάσεις μεταξύ βλήτρων a1=28 mm, a2=16 mm

Αντοχή διαρροής χάλυβα πλακών $f_y=240 \text{ N/mm}^2$ Καθαρό εμβαδόν πλακών $A_{net}=(0.75) \cdot b \cdot t$

Fa: δύναμη στο κέντρο της σύνδεσης

Ma: Ροπή στο κέντρο της σύνδεσης

Μέγιστη δύναμη ακραίου βλήτρου $F_n=Fa/n+Ma/W_p$

n: αριθμός βλήτρων, a: διατομή βλήτρου

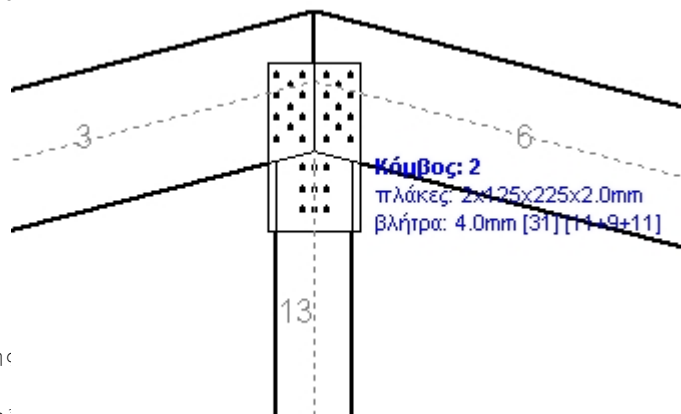
A=nxa: συνολικό εμβαδόν βλήτρων

r: απόσταση ακραίου βλήτρου από κέντρο σύνδεσης

Wp: ροπή αντίστασης σύνδεσης

n=11, ($n_{ef}=1.30n$), $A=138\text{mm}^2$, $r=45\text{mm}$, $W_p=3539\text{mm}^3$

σ, σd ορθή τάση και αντοχή πλάκας σύνδεσης MPa

**Δυνάμεις στον κόμβο 2 ,από ράβδους 6, 13, στο κέντρο της σύνδεσης F(δύναμη) M(ροπή)****Έλεγχος αντοχής σύνδεσης**

Σ.Φ.	Συνδυασμός φόρτισης	Κλάση διάρκειας k_{mod}	Fa (kN)	Ma (kNm)	F _n (kN)	Rd (kN)	
1	γγ.Gk	Μόνιμη	0.60	-13.410	0.037	0.623 <	1.047
2	γγ.Gk+γγ.Qk1	Μεσοχρόνια	0.80	-25.139	0.065	1.165 <	1.396
3	γγ.Gk+γγ.Qk2	Μεσοχρόνια	0.80	-22.245	0.065	1.034 <	1.396
4	γγ.Gk+γγ.Qk3	Μεσοχρόνια	0.80	-22.170	0.052	1.025 <	1.396
5	γγ.Gk+γγ.Qk4	Στιγμιαία	1.10	-13.410	0.037	0.623 <	2.495
6	γγ.Gk+γγ.Qk5	Στιγμιαία	1.10	-10.616	0.031	0.493 <	2.495
7	γγ.Gk+γγ.Qk1	Βραχυχρόνια	0.90	-19.275	0.051	0.894 <	1.570
8	γγ.Gk+γγ.Qk1+γγ.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	-25.139	0.065	1.165 <	2.495
9	γγ.Gk+γγ.Qk1+γγ.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	-23.463	0.061	1.088 <	2.495
10	γγ.Gk+γγ.Qk2+γγ.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	-22.245	0.065	1.034 <	2.495
11	γγ.Gk+γγ.Qk2+γγ.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	-20.569	0.061	0.956 <	2.495
12	γγ.Gk+γγ.Qk3+γγ.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	-22.170	0.052	1.025 <	2.495
13	γγ.Gk+γγ.Qk3+γγ.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	-20.494	0.048	0.948 <	2.495
14	γγ.Gk+γγ.Qk4+γγ.ψο.Qk1	Στιγμιαία	1.10	-21.620	0.057	1.002 <	2.495
15	γγ.Gk+γγ.Qk4+γγ.ψο.Qk2	Στιγμιαία	1.10	-19.595	0.056	0.910 <	2.495
16	γγ.Gk+γγ.Qk4+γγ.ψο.Qk3	Στιγμιαία	1.10	-19.542	0.048	0.905 <	2.495
17	γγ.Gk+γγ.Qk5+γγ.ψο.Qk1	Στιγμιαία	1.10	-18.826	0.050	0.873 <	2.495
18	γγ.Gk+γγ.Qk5+γγ.ψο.Qk2	Στιγμιαία	1.10	-16.800	0.050	0.781 <	2.495
19	γγ.Gk+γγ.Qk5+γγ.ψο.Qk3	Στιγμιαία	1.10	-16.748	0.041	0.775 <	2.495
20	γγ.Gk+γγ.Qk1+γγ.ψο.Qk1+γγ.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	-27.486	0.071	1.274 <	2.495
21	γγ.Gk+γγ.Qk1+γγ.ψο.Qk1+γγ.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	-25.809	0.067	1.196 <	2.495
22	γγ.Gk+γγ.Qk1+γγ.ψο.Qk2+γγ.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	-25.459	0.070	1.182 <	2.495
23	γγ.Gk+γγ.Qk1+γγ.ψο.Qk2+γγ.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	-23.783	0.066	1.104 <	2.495
24	γγ.Gk+γγ.Qk1+γγ.ψο.Qk3+γγ.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	-25.407	0.062	1.176 <	2.495
25	γγ.Gk+γγ.Qk1+γγ.ψο.Qk3+γγ.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	-23.731	0.058	1.098 <	2.495
26	Gk+0.2xQk1 + AedX	Τυχηματική	1.10	-11.483	0.029	0.532 <	2.495
27	Gk+0.2xQk1 + AedY	Τυχηματική	1.10	-17.830	0.049	0.827 <	2.495

Ελεγχος αντοχής μεταλλικής πλάκας σύνδεσης

Σ.Φ.	Συνδυασμός φόρτισης	Duration class	kmod	Fa (kN)	Ma (kNm)	σ	σ_d (N/mm ²)
1	γγ.Gk	Μόνιμη	0.60	-13.410	0.037	10 <	131
2	γγ.Gk+γγ.Qk1	Μεσοχρόνια	0.80	-25.139	0.065	19 <	175
3	γγ.Gk+γγ.Qk2	Μεσοχρόνια	0.80	-22.245	0.065	17 <	175
4	γγ.Gk+γγ.Qk3	Μεσοχρόνια	0.80	-22.170	0.052	17 <	175
5	γγ.Gk+γγ.Qk4	Στιγμιαία	1.10	-13.410	0.037	10 <	264
6	γγ.Gk+γγ.Qk5	Στιγμιαία	1.10	-10.616	0.031	8 <	264
7	γγ.Gk+γγ.Qki	Βραχυχρόνια	0.90	-19.275	0.051	15 <	196
8	γγ.Gk+γγ.Qk1+γγ.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	-25.139	0.065	19 <	264
9	γγ.Gk+γγ.Qk2+γγ.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	-23.463	0.061	18 <	264
10	γγ.Gk+γγ.Qk2+γγ.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	-22.245	0.065	17 <	264
11	γγ.Gk+γγ.Qk2+γγ.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	-20.569	0.061	16 <	264
12	γγ.Gk+γγ.Qk3+γγ.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	-22.170	0.052	17 <	264
13	γγ.Gk+γγ.Qk3+γγ.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	-20.494	0.048	16 <	264
14	γγ.Gk+γγ.Qk4+γγ.ψο.Qk1	Στιγμιαία	1.10	-21.620	0.057	17 <	264
15	γγ.Gk+γγ.Qk4+γγ.ψο.Qk2	Στιγμιαία	1.10	-19.595	0.056	15 <	264
16	γγ.Gk+γγ.Qk4+γγ.ψο.Qk3	Στιγμιαία	1.10	-19.542	0.048	15 <	264
17	γγ.Gk+γγ.Qk5+γγ.ψο.Qk1	Στιγμιαία	1.10	-18.826	0.050	15 <	264
18	γγ.Gk+γγ.Qk5+γγ.ψο.Qk2	Στιγμιαία	1.10	-16.800	0.050	13 <	264
19	γγ.Gk+γγ.Qk5+γγ.ψο.Qk3	Στιγμιαία	1.10	-16.748	0.041	13 <	264
20	γγ.Gk+γγ.Qki+γγ.ψο.Qk1+γγ.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	-27.486	0.071	21 <	264
21	γγ.Gk+γγ.Qki+γγ.ψο.Qk1+γγ.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	-25.809	0.067	20 <	264
22	γγ.Gk+γγ.Qki+γγ.ψο.Qk2+γγ.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	-25.459	0.070	20 <	264
23	γγ.Gk+γγ.Qki+γγ.ψο.Qk2+γγ.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	-23.783	0.066	18 <	264
24	γγ.Gk+γγ.Qki+γγ.ψο.Qk3+γγ.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	-25.407	0.062	20 <	264
25	γγ.Gk+γγ.Qki+γγ.ψο.Qk3+γγ.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	-23.731	0.058	18 <	264
26	Gk+0.2xQk1 + AedX	Τυχηματική	1.10	-11.483	0.029	9 <	264
27	Gk+0.2xQk1 + AedY	Τυχηματική	1.10	-17.830	0.049	14 <	264

Ελεγχος σύνδεσης ράβδου 13, με ράβδους 3 και 6, στον κόμβο 2

Εκλέγονται:

Δύο(2) μεταλλικές 2.0 mm πλάκες χαλύβδινες διασ

BxH=125mmx225mm, και πάχους 2.0mm

Βλήτρα διαμέτρου d=4.0mm,

9 βλήτρα σε κάθε συνδεόμενη ράβδο

Αποστάσεις μεταξύ βλήτρων a1=16 mm, a2=28 mm

Αντοχή διαρροής χάλυβα πλακών $f_y=240$ N/mm²

Καθαρό εμβαδόν πλακών $A_{net}=(0.75) \cdot b \cdot t$

Fa: δύναμη στο κέντρο της σύνδεσης

Ma: Ροπή στο κέντρο της σύνδεσης

Μέγιστη δύναμη ακραίου βλήτρου $F_n=Fa/n+Ma/W_p$

n: αριθμός βλήτρων, a: διατομή βλήτρου

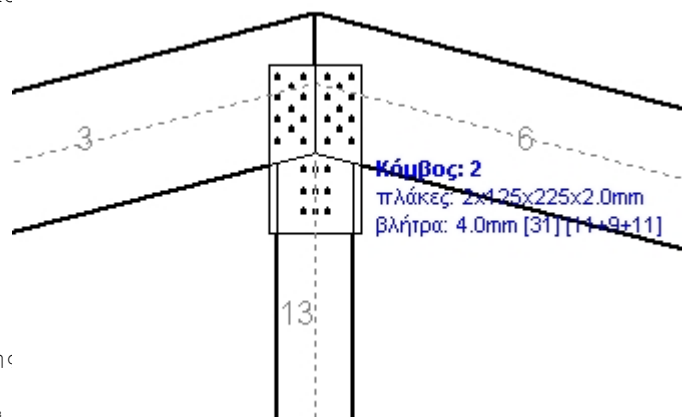
$A=n \cdot a$: συνολικό εμβαδόν βλήτρων

r: απόσταση ακραίου βλήτρου από κέντρο σύνδεσης

W_p : ροπή αντίστασης σύνδεσης

$n=9$, ($n_{ef}=1.30n$), $A=113\text{mm}^2$, $r=32\text{mm}$, $W_p=2432\text{mm}^3$

σ , σ_d ορθή τάση και αντοχή πλάκας σύνδεσης MPa



Δυνάμεις στον κόμβο 2 ,από ράβδο 13, στο κέντρο της σύνδεσης F(δύναμη) M(ροπή)**Έλεγχος αντοχής σύνδεσης**

Σ.Φ.	Συνδυασμός φόρτισης	Κλάση διάρκειας kmod	Fa (kN)	Ma (kNm)	Fn (kN)	Rd (kN)
1	γγ.Gk	Μόνιμη	0.60	5.383	0.000	0.598 < 1.047
2	γγ.Gk+γγ.Qk1	Μεσοχρόνια	0.80	9.723	0.000	1.080 < 1.396
3	γγ.Gk+γγ.Qk2	Μεσοχρόνια	0.80	8.638	0.000	0.961 < 1.396
4	γγ.Gk+γγ.Qk3	Μεσοχρόνια	0.80	8.638	0.000	0.961 < 1.396
5	γγ.Gk+γγ.Qk4	Στιγμιαία	1.10	4.476	0.001	0.500 < 2.495
6	γγ.Gk+γγ.Qk5	Στιγμιαία	1.10	4.138	0.000	0.460 < 2.495
7	γγ.Gk+γγ.Qki	Βραχυχρόνια	0.90	7.553	0.000	0.839 < 1.570
8	γγ.Gk+γγ.Qk1+γγ.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	9.178	0.001	1.021 < 2.495
9	γγ.Gk+γγ.Qk1+γγ.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	8.975	0.000	0.997 < 2.495
10	γγ.Gk+γγ.Qk2+γγ.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	8.093	0.001	0.901 < 2.495
11	γγ.Gk+γγ.Qk2+γγ.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	7.890	0.000	0.878 < 2.495
12	γγ.Gk+γγ.Qk3+γγ.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	8.638	0.000	0.961 < 2.495
13	γγ.Gk+γγ.Qk3+γγ.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	8.638	0.000	0.961 < 2.495
14	γγ.Gk+γγ.Qk4+γγ.ψο.Qk1	Στιγμιαία	1.10	7.513	0.001	0.837 < 2.495
15	γγ.Gk+γγ.Qk4+γγ.ψο.Qk2	Στιγμιαία	1.10	6.754	0.001	0.753 < 2.495
16	γγ.Gk+γγ.Qk4+γγ.ψο.Qk3	Στιγμιαία	1.10	6.754	0.001	0.752 < 2.495
17	γγ.Gk+γγ.Qk5+γγ.ψο.Qk1	Στιγμιαία	1.10	7.175	0.000	0.798 < 2.495
18	γγ.Gk+γγ.Qk5+γγ.ψο.Qk2	Στιγμιαία	1.10	6.416	0.000	0.714 < 2.495
19	γγ.Gk+γγ.Qk5+γγ.ψο.Qk3	Στιγμιαία	1.10	6.416	0.000	0.713 < 2.495
20	γγ.Gk+γγ.Qki+γγ.ψο.Qk1+γγ.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	10.046	0.001	1.118 < 2.495
21	γγ.Gk+γγ.Qki+γγ.ψο.Qk1+γγ.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	9.843	0.000	1.094 < 2.495
22	γγ.Gk+γγ.Qki+γγ.ψο.Qk2+γγ.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	9.287	0.001	1.034 < 2.495
23	γγ.Gk+γγ.Qki+γγ.ψο.Qk2+γγ.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	9.084	0.000	1.010 < 2.495
24	γγ.Gk+γγ.Qki+γγ.ψο.Qk3+γγ.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	9.831	0.000	1.093 < 2.495
25	γγ.Gk+γγ.Qki+γγ.ψο.Qk3+γγ.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	9.831	0.000	1.093 < 2.495
26	Gk+0.2xQk1 + AedX	Τυχηματική	1.10	4.563	0.000	0.507 < 2.495
27	Gk+0.2xQk1 + AedY	Τυχηματική	1.10	7.081	0.000	0.787 < 2.495

Έλεγχος αντοχής μεταλλικής πλάκας σύνδεσης

Σ.Φ.	Συνδυασμός φόρτισης	Duration class	kmod	Fa (kN)	Ma (kNm)	σ	σd (N/mm ²)
1	γγ.Gk	Μόνιμη	0.60	5.383	0.000	14 <	131
2	γγ.Gk+γγ.Qk1	Μεσοχρόνια	0.80	9.723	0.000	26 <	175
3	γγ.Gk+γγ.Qk2	Μεσοχρόνια	0.80	8.638	0.000	23 <	175
4	γγ.Gk+γγ.Qk3	Μεσοχρόνια	0.80	8.638	0.000	23 <	175
5	γγ.Gk+γγ.Qk4	Στιγμιαία	1.10	4.476	0.001	12 <	264
6	γγ.Gk+γγ.Qk5	Στιγμιαία	1.10	4.138	0.000	11 <	264
7	γγ.Gk+γγ.Qki	Βραχυχρόνια	0.90	7.553	0.000	20 <	196
8	γγ.Gk+γγ.Qk1+γγ.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	9.178	0.001	25 <	264
9	γγ.Gk+γγ.Qk1+γγ.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	8.975	0.000	24 <	264
10	γγ.Gk+γγ.Qk2+γγ.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	8.093	0.001	22 <	264
11	γγ.Gk+γγ.Qk2+γγ.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	7.890	0.000	21 <	264
12	γγ.Gk+γγ.Qk3+γγ.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	8.638	0.000	23 <	264
13	γγ.Gk+γγ.Qk3+γγ.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	8.638	0.000	23 <	264
14	γγ.Gk+γγ.Qk4+γγ.ψο.Qk1	Στιγμιαία	1.10	7.513	0.001	20 <	264
15	γγ.Gk+γγ.Qk4+γγ.ψο.Qk2	Στιγμιαία	1.10	6.754	0.001	18 <	264
16	γγ.Gk+γγ.Qk4+γγ.ψο.Qk3	Στιγμιαία	1.10	6.754	0.001	18 <	264
17	γγ.Gk+γγ.Qk5+γγ.ψο.Qk1	Στιγμιαία	1.10	7.175	0.000	19 <	264
18	γγ.Gk+γγ.Qk5+γγ.ψο.Qk2	Στιγμιαία	1.10	6.416	0.000	17 <	264
19	γγ.Gk+γγ.Qk5+γγ.ψο.Qk3	Στιγμιαία	1.10	6.416	0.000	17 <	264
20	γγ.Gk+γγ.Qki+γγ.ψο.Qk1+γγ.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	10.046	0.001	27 <	264
21	γγ.Gk+γγ.Qki+γγ.ψο.Qk1+γγ.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	9.843	0.000	26 <	264
22	γγ.Gk+γγ.Qki+γγ.ψο.Qk2+γγ.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	9.287	0.001	25 <	264
23	γγ.Gk+γγ.Qki+γγ.ψο.Qk2+γγ.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	9.084	0.000	24 <	264
24	γγ.Gk+γγ.Qki+γγ.ψο.Qk3+γγ.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	9.831	0.000	26 <	264
25	γγ.Gk+γγ.Qki+γγ.ψο.Qk3+γγ.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	9.831	0.000	26 <	264
26	Gk+0.2xQk1 + AedX	Τυχηματική	1.10	4.563	0.000	12 <	264
27	Gk+0.2xQk1 + AedY	Τυχηματική	1.10	7.081	0.000	19 <	264

1.13.3. Έλεγχος Οριακής Κατάστασης Αστοχίας**Έλεγχος συνδέσεων με βλήτρα στους κόμβους : 1, 3** (EC5 EN1995-1-1:2009, §8.5)

Τοποθετούνται διπλές(2) χαλύβδινες πλάκες στις δύο όψεις του ζευκτού

Έλεγχος σύνδεσης ράβδων 7 και 1, στον κόμβο 1

Εκλέγονται:

Δύο(2) μεταλλικές 2.0 mm πλάκες χαλύβδινες διασ

BxH=415mmx110mm, και πάχους 2.0mm

Βλήτρα διαμέτρου d=4.0mm,

30 βλήτρα σε κάθε συνδεόμενη ράβδο

Αποστάσεις μεταξύ βλήτρων a1=16 mm, a2=28 mm

Αντοχή διαρροής χάλυβα πλακών $f_y=240 \text{ N/mm}^2$ Καθαρό εμβαδόν πλακών $A_{net}=(0.75) \cdot b \cdot t$

Fa: δύναμη στο κέντρο της σύνδεσης

Ma: Ροπή στο κέντρο της σύνδεσης

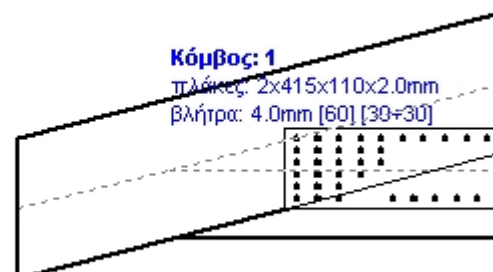
Μέγιστη δύναμη ακραίου βλήτρου $F_n=Fa/n+Ma/W_p$

n: αριθμός βλήτρων, a: διατομή βλήτρου

 $A=nka$: συνολικό εμβαδόν βλήτρων

r: απόσταση ακραίου βλήτρου από κέντρο σύνδεσης

Wp: ροπή αντίστασης σύνδεσης

n=30, ($n_{ef}=1.37n$), $A=377\text{mm}^2$, $r=69\text{mm}$, $W_p=12680\text{mm}^3$ σ , σ_d ορθή τάση και αντοχή πλάκας σύνδεσης MPa**Δυνάμεις στον κόμβο 1 ,από ράβδο 7, στο κέντρο της σύνδεσης F(δύναμη) M(ροπή)****Έλεγχος αντοχής σύνδεσης**

Σ.Φ.	Συνδυασμός φόρτισης	Κλάση διάρκειας k_{mod}	Fa (kN)	Ma (kNm)	F _n (kN)	R _d (kN)
1	γγ.Gk	Μόνιμη	0.60	19.939	0.017	0.668 < 1.047
2	γγ.Gk+γγ.Qk1	Μεσοχρόνια	0.80	37.497	0.027	1.255 < 1.396
3	γγ.Gk+γγ.Qk2	Μεσοχρόνια	0.80	31.304	0.023	1.048 < 1.396
4	γγ.Gk+γγ.Qk3	Μεσοχρόνια	0.80	34.912	0.026	1.168 < 1.396
5	γγ.Gk+γγ.Qk4	Στιγμιαία	1.10	19.939	0.017	0.668 < 2.495
6	γγ.Gk+γγ.Qk5	Στιγμιαία	1.10	19.939	0.017	0.668 < 2.495
7	γγ.Gk+γγ.Qki	Βραχυχρόνια	0.90	28.718	0.022	0.961 < 1.570
8	γγ.Gk+γγ.Qk1+γγ.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	37.497	0.027	1.255 < 2.495
9	γγ.Gk+γγ.Qk1+γγ.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	37.497	0.027	1.255 < 2.495
10	γγ.Gk+γγ.Qk2+γγ.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	31.304	0.023	1.048 < 2.495
11	γγ.Gk+γγ.Qk2+γγ.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	31.304	0.023	1.048 < 2.495
12	γγ.Gk+γγ.Qk3+γγ.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	34.912	0.026	1.168 < 2.495
13	γγ.Gk+γγ.Qk3+γγ.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	34.912	0.026	1.168 < 2.495
14	γγ.Gk+γγ.Qk4+γγ.ψο.Qk1	Στιγμιαία	1.10	32.230	0.024	1.079 < 2.495
15	γγ.Gk+γγ.Qk4+γγ.ψο.Qk2	Στιγμιαία	1.10	27.894	0.021	0.934 < 2.495
16	γγ.Gk+γγ.Qk4+γγ.ψο.Qk3	Στιγμιαία	1.10	30.420	0.023	1.018 < 2.495
17	γγ.Gk+γγ.Qk5+γγ.ψο.Qk1	Στιγμιαία	1.10	32.230	0.024	1.079 < 2.495
18	γγ.Gk+γγ.Qk5+γγ.ψο.Qk2	Στιγμιαία	1.10	27.894	0.021	0.934 < 2.495
19	γγ.Gk+γγ.Qk5+γγ.ψο.Qk3	Στιγμιαία	1.10	30.420	0.023	1.018 < 2.495
20	γγ.Gk+γγ.Qki+γγ.ψο.Qk1+γγ.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	41.009	0.029	1.372 < 2.495
21	γγ.Gk+γγ.Qki+γγ.ψο.Qk1+γγ.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	41.009	0.029	1.372 < 2.495
22	γγ.Gk+γγ.Qki+γγ.ψο.Qk2+γγ.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	36.673	0.026	1.227 < 2.495
23	γγ.Gk+γγ.Qki+γγ.ψο.Qk2+γγ.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	36.673	0.026	1.227 < 2.495
24	γγ.Gk+γγ.Qki+γγ.ψο.Qk3+γγ.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	39.199	0.028	1.312 < 2.495
25	γγ.Gk+γγ.Qki+γγ.ψο.Qk3+γγ.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	39.199	0.028	1.312 < 2.495
26	Gk+0.2xQk1 + AedX	Τυχηματική	1.10	20.319	0.015	0.680 < 2.495
27	Gk+0.2xQk1 + AedY	Τυχηματική	1.10	26.536	0.022	0.889 < 2.495

Ελεγχος αντοχής μεταλλικής πλάκας σύνδεσης

Σ.Φ.	Συνδυασμός φόρτισης	Duration class	kmod	Fa (kN)	Ma (kNm)	σ	σ_d (N/mm ²)
1	γγ.Gk	Μόνιμη	0.60	19.939	0.017	62 <	131
2	γγ.Gk+γγ.Qk1	Μεσοχρόνια	0.80	37.497	0.027	117 <	175
3	γγ.Gk+γγ.Qk2	Μεσοχρόνια	0.80	31.304	0.023	97 <	175
4	γγ.Gk+γγ.Qk3	Μεσοχρόνια	0.80	34.912	0.026	109 <	175
5	γγ.Gk+γγ.Qk4	Στιγμιαία	1.10	19.939	0.017	62 <	264
6	γγ.Gk+γγ.Qk5	Στιγμιαία	1.10	19.939	0.017	62 <	264
7	γγ.Gk+γγ.Qki	Βραχυχρόνια	0.90	28.718	0.022	89 <	196
8	γγ.Gk+γγ.Qk1+γγ.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	37.497	0.027	117 <	264
9	γγ.Gk+γγ.Qk2+γγ.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	37.497	0.027	117 <	264
10	γγ.Gk+γγ.Qk2+γγ.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	31.304	0.023	97 <	264
11	γγ.Gk+γγ.Qk2+γγ.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	31.304	0.023	97 <	264
12	γγ.Gk+γγ.Qk3+γγ.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	34.912	0.026	109 <	264
13	γγ.Gk+γγ.Qk3+γγ.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	34.912	0.026	109 <	264
14	γγ.Gk+γγ.Qk4+γγ.ψο.Qk1	Στιγμιαία	1.10	32.230	0.024	100 <	264
15	γγ.Gk+γγ.Qk4+γγ.ψο.Qk2	Στιγμιαία	1.10	27.894	0.021	87 <	264
16	γγ.Gk+γγ.Qk4+γγ.ψο.Qk3	Στιγμιαία	1.10	30.420	0.023	95 <	264
17	γγ.Gk+γγ.Qk5+γγ.ψο.Qk1	Στιγμιαία	1.10	32.230	0.024	100 <	264
18	γγ.Gk+γγ.Qk5+γγ.ψο.Qk2	Στιγμιαία	1.10	27.894	0.021	87 <	264
19	γγ.Gk+γγ.Qk5+γγ.ψο.Qk3	Στιγμιαία	1.10	30.420	0.023	95 <	264
20	γγ.Gk+γγ.Qki+γγ.ψο.Qk1+γγ.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	41.009	0.029	127 <	264
21	γγ.Gk+γγ.Qki+γγ.ψο.Qk1+γγ.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	41.009	0.029	127 <	264
22	γγ.Gk+γγ.Qki+γγ.ψο.Qk2+γγ.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	36.673	0.026	114 <	264
23	γγ.Gk+γγ.Qki+γγ.ψο.Qk2+γγ.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	36.673	0.026	114 <	264
24	γγ.Gk+γγ.Qki+γγ.ψο.Qk3+γγ.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	39.199	0.028	122 <	264
25	γγ.Gk+γγ.Qki+γγ.ψο.Qk3+γγ.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	39.199	0.028	122 <	264
26	Gk+0.2xQk1 + AedX	Τυχηματική	1.10	20.319	0.015	63 <	264
27	Gk+0.2xQk1 + AedY	Τυχηματική	1.10	26.536	0.022	83 <	264

1.13.4. Έλεγχος Οριακής Κατάστασης Αστοχίας**Έλεγχος συνδέσεων με βλήτρα στον κόμβο : 4** (EC5 EN1995-1-1:2009, §8.5)

Τοποθετούνται διπλές(2) χαλύβδινες πλάκες στις δύο όψεις του ζευκτού

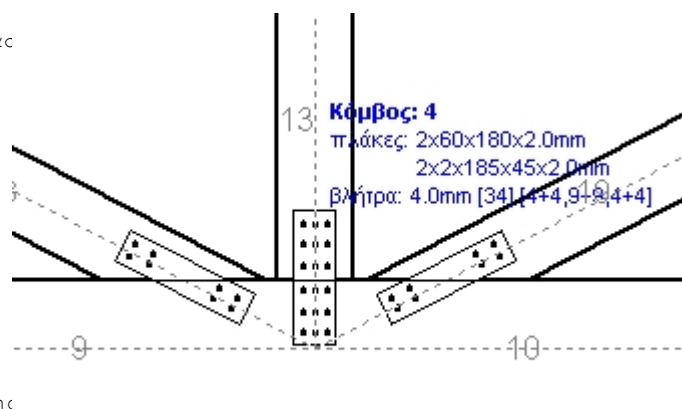
Έλεγχος σύνδεσης ράβδου 13, με ράβδους 9, 10, 18 και 19, στον κόμβο 4

Εκλέγονται:

Δύο(2) μεταλλικές 2.0 mm πλάκες χαλύβδινες διασ

 $B \times H = 60 \text{ mm} \times 180 \text{ mm}$, και πάχους 2.0mmΒλήτρα διαμέτρου $d = 4.0 \text{ mm}$,

9 βλήτρα σε κάθε συνδεόμενη ράβδο

Αποστάσεις μεταξύ βλήτρων $a_1 = 16 \text{ mm}$, $a_2 = 28 \text{ mm}$ Αντοχή διαρροής χάλυβα πλακών $f_y = 240 \text{ N/mm}^2$ Καθαρό εμβαδόν πλακών $A_{net} = (0.75) \cdot b \cdot t$ F_a : δύναμη στο κέντρο της σύνδεσης M_a : Ροπή στο κέντρο της σύνδεσηςΜέγιστη δύναμη ακραίου βλήτρου $F_n = F_a / n + M_a / W_p$ n : αριθμός βλήτρων, a : διατομή βλήτρου $A = n \cdot a$: συνολικό εμβαδόν βλήτρων r : απόσταση ακραίου βλήτρου από κέντρο σύνδεσης W_p : ροπή αντίστασης σύνδεσης $n = 9$, ($n_{ef} = 1.30n$), $A = 113 \text{ mm}^2$, $r = 32 \text{ mm}$, $W_p = 2432 \text{ mm}^3$ σ , σ_d ορθή τάση και αντοχή πλάκας σύνδεσης MPa**Δυνάμεις στον κόμβο 4 , από ράβδο 13, στο κέντρο της σύνδεσης F(δύναμη) M(ροπή)****Έλεγχος αντοχής σύνδεσης**

Σ.Φ.	Συνδυασμός φόρτισης	Κλάση διάρκειας k_{mod}	F_a (kN)	M_a (kNm)	F_n (kN)	R_d (kN)
1	γγ.Gk	Μόνιμη	5.383	0.000	0.598 <	1.047
2	γγ.Gk+γγ.Qk1	Μεσοχρόνια	9.723	0.000	1.080 <	1.396
3	γγ.Gk+γγ.Qk2	Μεσοχρόνια	8.638	0.000	0.960 <	1.396
4	γγ.Gk+γγ.Qk3	Μεσοχρόνια	8.638	0.000	0.960 <	1.396
5	γγ.Gk+γγ.Qk4	Στιγμιαία	4.476	0.000	0.497 <	2.495
6	γγ.Gk+γγ.Qk5	Στιγμιαία	4.138	0.000	0.460 <	2.495
7	γγ.Gk+γγ.Qki	Βραχυχρόνια	7.553	0.000	0.839 <	1.570
8	γγ.Gk+γγ.Qk1+γγ.ψο.Qk4	Στιγμιαία	9.178	0.000	1.020 <	2.495
9	γγ.Gk+γγ.Qk1+γγ.ψο.Qk5	Στιγμιαία	8.975	0.000	0.997 <	2.495
10	γγ.Gk+γγ.Qk2+γγ.ψο.Qk4	Στιγμιαία	8.093	0.000	0.899 <	2.495
11	γγ.Gk+γγ.Qk2+γγ.ψο.Qk5	Στιγμιαία	7.890	0.000	0.877 <	2.495
12	γγ.Gk+γγ.Qk3+γγ.ψο.Qk4	Στιγμιαία	8.638	0.000	0.960 <	2.495
13	γγ.Gk+γγ.Qk3+γγ.ψο.Qk5	Στιγμιαία	8.638	0.000	0.960 <	2.495
14	γγ.Gk+γγ.Qk4+γγ.ψο.Qk1	Στιγμιαία	7.513	0.000	0.835 <	2.495
15	γγ.Gk+γγ.Qk4+γγ.ψο.Qk2	Στιγμιαία	6.754	0.000	0.750 <	2.495
16	γγ.Gk+γγ.Qk4+γγ.ψο.Qk3	Στιγμιαία	6.754	0.000	0.750 <	2.495
17	γγ.Gk+γγ.Qk5+γγ.ψο.Qk1	Στιγμιαία	7.175	0.000	0.797 <	2.495
18	γγ.Gk+γγ.Qk5+γγ.ψο.Qk2	Στιγμιαία	6.416	0.000	0.713 <	2.495
19	γγ.Gk+γγ.Qk5+γγ.ψο.Qk3	Στιγμιαία	6.416	0.000	0.713 <	2.495
20	γγ.Gk+γγ.Qki+γγ.ψο.Qk1+γγ.ψο.Qk4	Στιγμιαία	10.046	0.000	1.116 <	2.495
21	γγ.Gk+γγ.Qki+γγ.ψο.Qk1+γγ.ψο.Qk5	Στιγμιαία	9.843	0.000	1.094 <	2.495
22	γγ.Gk+γγ.Qki+γγ.ψο.Qk2+γγ.ψο.Qk4	Στιγμιαία	9.287	0.000	1.032 <	2.495
23	γγ.Gk+γγ.Qki+γγ.ψο.Qk2+γγ.ψο.Qk5	Στιγμιαία	9.084	0.000	1.009 <	2.495
24	γγ.Gk+γγ.Qki+γγ.ψο.Qk3+γγ.ψο.Qk4	Στιγμιαία	9.831	0.000	1.092 <	2.495
25	γγ.Gk+γγ.Qki+γγ.ψο.Qk3+γγ.ψο.Qk5	Στιγμιαία	9.831	0.000	1.092 <	2.495
26	Gk+0.2xQk1 + AedX	Τυχηματική	4.563	0.000	0.507 <	2.495
27	Gk+0.2xQk1 + AedY	Τυχηματική	7.081	0.000	0.787 <	2.495

Ελεγχος αντοχής μεταλλικής πλάκας σύνδεσης

Σ.Φ.	Συνδυασμός φόρτισης	Duration class	kmod	Fa (kN)	Ma (kNm)	σ	σ_d (N/mm ²)
1	γγ.Gk	Μόνιμη	0.60	5.383	0.000	30 <	131
2	γγ.Gk+γγ.Qk1	Μεσοχρόνια	0.80	9.723	0.000	54 <	175
3	γγ.Gk+γγ.Qk2	Μεσοχρόνια	0.80	8.638	0.000	48 <	175
4	γγ.Gk+γγ.Qk3	Μεσοχρόνια	0.80	8.638	0.000	48 <	175
5	γγ.Gk+γγ.Qk4	Στιγμιαία	1.10	4.476	0.000	25 <	264
6	γγ.Gk+γγ.Qk5	Στιγμιαία	1.10	4.138	0.000	23 <	264
7	γγ.Gk+γγ.Qki	Βραχυχρόνια	0.90	7.553	0.000	42 <	196
8	γγ.Gk+γγ.Qk1+γγ.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	9.178	0.000	51 <	264
9	γγ.Gk+γγ.Qk1+γγ.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	8.975	0.000	50 <	264
10	γγ.Gk+γγ.Qk2+γγ.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	8.093	0.000	45 <	264
11	γγ.Gk+γγ.Qk2+γγ.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	7.890	0.000	44 <	264
12	γγ.Gk+γγ.Qk3+γγ.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	8.638	0.000	48 <	264
13	γγ.Gk+γγ.Qk3+γγ.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	8.638	0.000	48 <	264
14	γγ.Gk+γγ.Qk4+γγ.ψο.Qk1	Στιγμιαία	1.10	7.513	0.000	42 <	264
15	γγ.Gk+γγ.Qk4+γγ.ψο.Qk2	Στιγμιαία	1.10	6.754	0.000	38 <	264
16	γγ.Gk+γγ.Qk4+γγ.ψο.Qk3	Στιγμιαία	1.10	6.754	0.000	38 <	264
17	γγ.Gk+γγ.Qk5+γγ.ψο.Qk1	Στιγμιαία	1.10	7.175	0.000	40 <	264
18	γγ.Gk+γγ.Qk5+γγ.ψο.Qk2	Στιγμιαία	1.10	6.416	0.000	36 <	264
19	γγ.Gk+γγ.Qk5+γγ.ψο.Qk3	Στιγμιαία	1.10	6.416	0.000	36 <	264
20	γγ.Gk+γγ.Qki+γγ.ψο.Qk1+γγ.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	10.046	0.000	56 <	264
21	γγ.Gk+γγ.Qki+γγ.ψο.Qk1+γγ.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	9.843	0.000	55 <	264
22	γγ.Gk+γγ.Qki+γγ.ψο.Qk2+γγ.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	9.287	0.000	52 <	264
23	γγ.Gk+γγ.Qki+γγ.ψο.Qk2+γγ.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	9.084	0.000	50 <	264
24	γγ.Gk+γγ.Qki+γγ.ψο.Qk3+γγ.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	9.831	0.000	55 <	264
25	γγ.Gk+γγ.Qki+γγ.ψο.Qk3+γγ.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	9.831	0.000	55 <	264
26	Gk+0.2xQk1 + AedX	Τυχηματική	1.10	4.563	0.000	25 <	264
27	Gk+0.2xQk1 + AedY	Τυχηματική	1.10	7.081	0.000	39 <	264

Ελεγχος σύνδεσης ράβδου 18, με ράβδους 9, 10, 13 και 19, στον κόμβο 4

Εκλέγονται:

Δύο(2) μεταλλικές 2.0 mm πλάκες χαλύβδινες διασ

BxH=185mmx45mm, και πάχους 2.0mm

Βλήτρα διαμέτρου d=4.0mm,

4 βλήτρα σε κάθε συνδεόμενη ράβδο

Αποστάσεις μεταξύ βλήτρων a1=16 mm, a2=28 mm

Αντοχή διαρροής χάλυβα πλακών $f_y=240$ N/mm²

Καθαρό εμβαδόν πλακών $A_{net}=(0.75) \cdot b \cdot t$

Fa: δύναμη στο κέντρο της σύνδεσης

Ma: Ροπή στο κέντρο της σύνδεσης

Μέγιστη δύναμη ακραίου βλήτρου $F_n=Fa/n+Ma/W_p$

n: αριθμός βλήτρων, a: διατομή βλήτρου

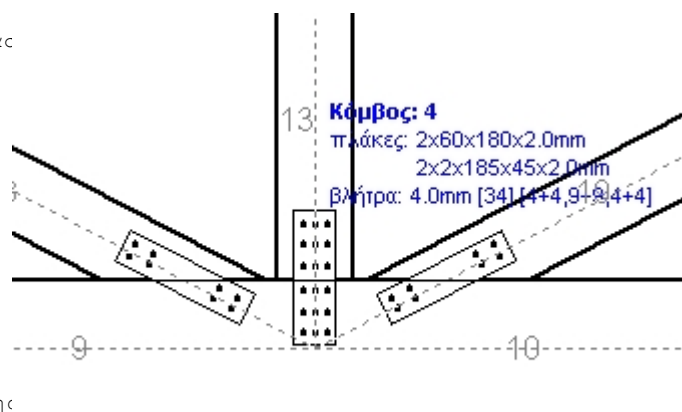
$A=n \cdot a$: συνολικό εμβαδόν βλήτρων

r: απόσταση ακραίου βλήτρου από κέντρο σύνδεσης

W_p : ροπή αντίστασης σύνδεσης

n=4, ($n_{ef}=1.00n$), $A=50$ mm², $r=16$ mm, $W_p=811$ mm³

σ , σ_d ορθή τάση και αντοχή πλάκας σύνδεσης MPa



Δυνάμεις στον κόμβο 4 ,από ράβδο 18, στο κέντρο της σύνδεσης F(δύναμη) M(ροπή)**Έλεγχος αντοχής σύνδεσης**

Σ.Φ.	Συνδυασμός φόρτισης	Κλάση διάρκειας kmod	Fa (kN)	Ma (kNm)	Fn (kN)	Rd (kN)
1	γγ.Gk	Μόνιμη	0.60	-5.135	0.000	0.642 < 1.047
2	γγ.Gk+γγ.Qk1	Μεσοχρόνια	0.80	-9.745	0.000	1.218 < 1.396
3	γγ.Gk+γγ.Qk2	Μεσοχρόνια	0.80	-7.391	0.000	0.924 < 1.396
4	γγ.Gk+γγ.Qk3	Μεσοχρόνια	0.80	-9.794	0.000	1.224 < 1.396
5	γγ.Gk+γγ.Qk4	Στιγμιαία	1.10	-5.135	0.000	0.642 < 2.495
6	γγ.Gk+γγ.Qk5	Στιγμιαία	1.10	-2.232	0.000	0.279 < 2.495
7	γγ.Gk+γγ.Qki	Βραχυχρόνια	0.90	-7.440	0.000	0.930 < 1.570
8	γγ.Gk+γγ.Qk1+γγ.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	-9.745	0.000	1.218 < 2.495
9	γγ.Gk+γγ.Qk1+γγ.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	-8.003	0.000	1.001 < 2.495
10	γγ.Gk+γγ.Qk2+γγ.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	-7.391	0.000	0.924 < 2.495
11	γγ.Gk+γγ.Qk2+γγ.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	-5.649	0.000	0.706 < 2.495
12	γγ.Gk+γγ.Qk3+γγ.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	-9.794	0.000	1.224 < 2.495
13	γγ.Gk+γγ.Qk3+γγ.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	-8.052	0.000	1.007 < 2.495
14	γγ.Gk+γγ.Qk4+γγ.ψο.Qk1	Στιγμιαία	1.10	-8.362	0.000	1.045 < 2.495
15	γγ.Gk+γγ.Qk4+γγ.ψο.Qk2	Στιγμιαία	1.10	-6.714	0.000	0.839 < 2.495
16	γγ.Gk+γγ.Qk4+γγ.ψο.Qk3	Στιγμιαία	1.10	-8.396	0.000	1.050 < 2.495
17	γγ.Gk+γγ.Qk5+γγ.ψο.Qk1	Στιγμιαία	1.10	-5.459	0.000	0.682 < 2.495
18	γγ.Gk+γγ.Qk5+γγ.ψο.Qk2	Στιγμιαία	1.10	-3.811	0.000	0.476 < 2.495
19	γγ.Gk+γγ.Qk5+γγ.ψο.Qk3	Στιγμιαία	1.10	-5.493	0.000	0.687 < 2.495
20	γγ.Gk+γγ.Qki+γγ.ψο.Qk1+γγ.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	-10.667	0.000	1.334 < 2.495
21	γγ.Gk+γγ.Qki+γγ.ψο.Qk1+γγ.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	-8.925	0.000	1.116 < 2.495
22	γγ.Gk+γγ.Qki+γγ.ψο.Qk2+γγ.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	-9.019	0.000	1.128 < 2.495
23	γγ.Gk+γγ.Qki+γγ.ψο.Qk2+γγ.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	-7.278	0.000	0.910 < 2.495
24	γγ.Gk+γγ.Qki+γγ.ψο.Qk3+γγ.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	-10.701	0.000	1.338 < 2.495
25	γγ.Gk+γγ.Qki+γγ.ψο.Qk3+γγ.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	-8.959	0.000	1.120 < 2.495
26	Gk+0.2xQk1 + AedX	Τυχηματική	1.10	-4.922	0.000	0.615 < 2.495
27	Gk+0.2xQk1 + AedY	Τυχηματική	1.10	-6.852	0.000	0.857 < 2.495

Έλεγχος αντοχής μεταλλικής πλάκας σύνδεσης

Σ.Φ.	Συνδυασμός φόρτισης	Duration class	kmod	Fa (kN)	Ma (kNm)	σ	σd (N/mm ²)
1	γγ.Gk	Μόνιμη	0.60	-5.135	0.000	19 <	131
2	γγ.Gk+γγ.Qk1	Μεσοχρόνια	0.80	-9.745	0.000	36 <	175
3	γγ.Gk+γγ.Qk2	Μεσοχρόνια	0.80	-7.391	0.000	27 <	175
4	γγ.Gk+γγ.Qk3	Μεσοχρόνια	0.80	-9.794	0.000	36 <	175
5	γγ.Gk+γγ.Qk4	Στιγμιαία	1.10	-5.135	0.000	19 <	264
6	γγ.Gk+γγ.Qk5	Στιγμιαία	1.10	-2.232	0.000	8 <	264
7	γγ.Gk+γγ.Qki	Βραχυχρόνια	0.90	-7.440	0.000	28 <	196
8	γγ.Gk+γγ.Qk1+γγ.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	-9.745	0.000	36 <	264
9	γγ.Gk+γγ.Qk1+γγ.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	-8.003	0.000	30 <	264
10	γγ.Gk+γγ.Qk2+γγ.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	-7.391	0.000	27 <	264
11	γγ.Gk+γγ.Qk2+γγ.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	-5.649	0.000	21 <	264
12	γγ.Gk+γγ.Qk3+γγ.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	-9.794	0.000	36 <	264
13	γγ.Gk+γγ.Qk3+γγ.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	-8.052	0.000	30 <	264
14	γγ.Gk+γγ.Qk4+γγ.ψο.Qk1	Στιγμιαία	1.10	-8.362	0.000	31 <	264
15	γγ.Gk+γγ.Qk4+γγ.ψο.Qk2	Στιγμιαία	1.10	-6.714	0.000	25 <	264
16	γγ.Gk+γγ.Qk4+γγ.ψο.Qk3	Στιγμιαία	1.10	-8.396	0.000	31 <	264
17	γγ.Gk+γγ.Qk5+γγ.ψο.Qk1	Στιγμιαία	1.10	-5.459	0.000	20 <	264
18	γγ.Gk+γγ.Qk5+γγ.ψο.Qk2	Στιγμιαία	1.10	-3.811	0.000	14 <	264
19	γγ.Gk+γγ.Qk5+γγ.ψο.Qk3	Στιγμιαία	1.10	-5.493	0.000	20 <	264
20	γγ.Gk+γγ.Qki+γγ.ψο.Qk1+γγ.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	-10.667	0.000	40 <	264
21	γγ.Gk+γγ.Qki+γγ.ψο.Qk1+γγ.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	-8.925	0.000	33 <	264
22	γγ.Gk+γγ.Qki+γγ.ψο.Qk2+γγ.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	-9.019	0.000	33 <	264
23	γγ.Gk+γγ.Qki+γγ.ψο.Qk2+γγ.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	-7.278	0.000	27 <	264
24	γγ.Gk+γγ.Qki+γγ.ψο.Qk3+γγ.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	-10.701	0.000	40 <	264
25	γγ.Gk+γγ.Qki+γγ.ψο.Qk3+γγ.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	-8.959	0.000	33 <	264
26	Gk+0.2xQk1 + AedX	Τυχηματική	1.10	-4.922	0.000	18 <	264
27	Gk+0.2xQk1 + AedY	Τυχηματική	1.10	-6.852	0.000	25 <	264

1.13.5. Έλεγχος Οριακής Κατάστασης Αστοχίας**Έλεγχος συνδέσεων με βλήτρα στους κόμβους : 5, 6** (EC5 EN1995-1-1:2009, §8.5)

Τοποθετούνται διπλές(2) χαλύβδινες πλάκες στις δύο όψεις του ζευκτού

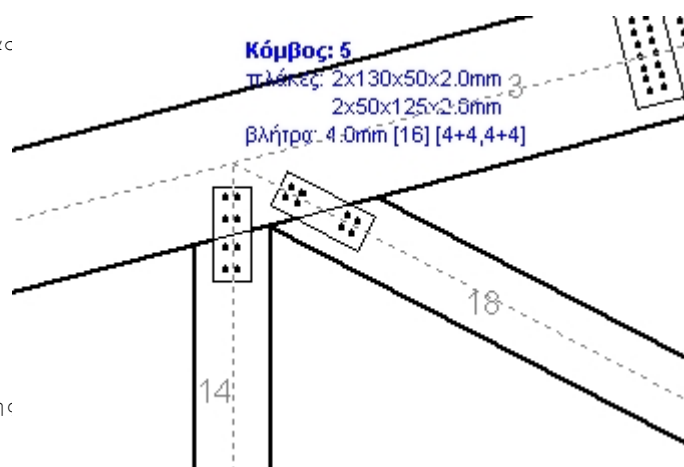
Έλεγχος σύνδεσης ράβδου 18, με ράβδους 2, 3 και 14, στον κόμβο 5

Εκλέγονται:

Δύο(2) μεταλλικές 2.0 mm πλάκες χαλύβδινες διασ

 $B \times H = 130 \text{ mm} \times 50 \text{ mm}$, και πάχους 2.0mmΒλήτρα διαμέτρου $d = 4.0 \text{ mm}$,

4 βλήτρα σε κάθε συνδεόμενη ράβδο

Αποστάσεις μεταξύ βλήτρων $a_1 = 16 \text{ mm}$, $a_2 = 16 \text{ mm}$ Αντοχή διαρροής χάλυβα πλακών $f_y = 240 \text{ N/mm}^2$ Καθαρό εμβαδόν πλακών $A_{net} = (0.75) \cdot b \cdot t$ F_a : δύναμη στο κέντρο της σύνδεσης M_a : Ροπή στο κέντρο της σύνδεσηςΜέγιστη δύναμη ακραίου βλήτρου $F_n = F_a / n + M_a / W_p$ n : αριθμός βλήτρων, a : διατομή βλήτρου $A = n \cdot a$: συνολικό εμβαδόν βλήτρων r : απόσταση ακραίου βλήτρου από κέντρο σύνδεσης W_p : ροπή αντίστασης σύνδεσης $n = 4$, ($n_{ef} = 1.00n$), $A = 50 \text{ mm}^2$, $r = 11 \text{ mm}$, $W_p = 569 \text{ mm}^3$ σ , σ_d ορθή τάση και αντοχή πλάκας σύνδεσης MPa**Δυνάμεις στον κόμβο 5, από ράβδο 18, στο κέντρο της σύνδεσης F(δύναμη) M(ροπή)****Έλεγχος αντοχής σύνδεσης**

Σ.Φ.	Συνδυασμός φόρτισης	Κλάση διάρκειας k_{mod}	F_a (kN)	M_a (kNm)	F_n (kN)	R_d (kN)
1	γγ.Gk	Μόνιμη	0.60	-5.135	0.642	< 1.047
2	γγ.Gk+γγ.Qk1	Μεσοχρόνια	0.80	-9.745	1.218	< 1.396
3	γγ.Gk+γγ.Qk2	Μεσοχρόνια	0.80	-7.391	0.924	< 1.396
4	γγ.Gk+γγ.Qk3	Μεσοχρόνια	0.80	-9.794	1.224	< 1.396
5	γγ.Gk+γγ.Qk4	Στιγμιαία	1.10	-5.135	0.642	< 2.495
6	γγ.Gk+γγ.Qk5	Στιγμιαία	1.10	-2.232	0.279	< 2.495
7	γγ.Gk+γγ.Qki	Βραχυχρόνια	0.90	-7.440	0.930	< 1.570
8	γγ.Gk+γγ.Qk1+γγ.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	-9.745	1.218	< 2.495
9	γγ.Gk+γγ.Qk1+γγ.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	-8.003	1.001	< 2.495
10	γγ.Gk+γγ.Qk2+γγ.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	-7.391	0.924	< 2.495
11	γγ.Gk+γγ.Qk2+γγ.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	-5.649	0.706	< 2.495
12	γγ.Gk+γγ.Qk3+γγ.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	-9.794	1.224	< 2.495
13	γγ.Gk+γγ.Qk3+γγ.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	-8.052	1.007	< 2.495
14	γγ.Gk+γγ.Qk4+γγ.ψο.Qk1	Στιγμιαία	1.10	-8.362	1.045	< 2.495
15	γγ.Gk+γγ.Qk4+γγ.ψο.Qk2	Στιγμιαία	1.10	-6.714	0.839	< 2.495
16	γγ.Gk+γγ.Qk5+γγ.ψο.Qk3	Στιγμιαία	1.10	-8.396	1.050	< 2.495
17	γγ.Gk+γγ.Qk5+γγ.ψο.Qk1	Στιγμιαία	1.10	-5.459	0.683	< 2.495
18	γγ.Gk+γγ.Qk5+γγ.ψο.Qk2	Στιγμιαία	1.10	-3.811	0.477	< 2.495
19	γγ.Gk+γγ.Qk5+γγ.ψο.Qk3	Στιγμιαία	1.10	-5.493	0.687	< 2.495
20	γγ.Gk+γγ.Qki+γγ.ψο.Qk1+γγ.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	-10.667	1.334	< 2.495
21	γγ.Gk+γγ.Qki+γγ.ψο.Qk1+γγ.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	-8.925	1.116	< 2.495
22	γγ.Gk+γγ.Qki+γγ.ψο.Qk2+γγ.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	-9.019	1.128	< 2.495
23	γγ.Gk+γγ.Qki+γγ.ψο.Qk2+γγ.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	-7.278	0.910	< 2.495
24	γγ.Gk+γγ.Qki+γγ.ψο.Qk3+γγ.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	-10.701	1.338	< 2.495
25	γγ.Gk+γγ.Qki+γγ.ψο.Qk3+γγ.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	-8.959	1.120	< 2.495
26	Gk+0.2xQk1 + AedX	Τυχηματική	1.10	-4.922	0.615	< 2.495
27	Gk+0.2xQk1 + AedY	Τυχηματική	1.10	-6.852	0.857	< 2.495

Ελεγχος αντοχής μεταλλικής πλάκας σύνδεσης

Σ.Φ.	Συνδυασμός φόρτισης	Duration class	kmod	Fa (kN)	Ma (kNm)	σ	σ_d (N/mm ²)
1	γγ.Gk	Μόνιμη	0.60	-5.135	0.000	17 <	131
2	γγ.Gk+γγ.Qk1	Μεσοχρόνια	0.80	-9.745	0.000	32 <	175
3	γγ.Gk+γγ.Qk2	Μεσοχρόνια	0.80	-7.391	0.000	25 <	175
4	γγ.Gk+γγ.Qk3	Μεσοχρόνια	0.80	-9.794	0.000	33 <	175
5	γγ.Gk+γγ.Qk4	Στιγμιαία	1.10	-5.135	0.000	17 <	264
6	γγ.Gk+γγ.Qk5	Στιγμιαία	1.10	-2.232	0.000	7 <	264
7	γγ.Gk+γγ.Qki	Βραχυχρόνια	0.90	-7.440	0.000	25 <	196
8	γγ.Gk+γγ.Qk1+γγ.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	-9.745	0.000	32 <	264
9	γγ.Gk+γγ.Qk1+γγ.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	-8.003	0.000	27 <	264
10	γγ.Gk+γγ.Qk2+γγ.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	-7.391	0.000	25 <	264
11	γγ.Gk+γγ.Qk2+γγ.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	-5.649	0.000	19 <	264
12	γγ.Gk+γγ.Qk3+γγ.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	-9.794	0.000	33 <	264
13	γγ.Gk+γγ.Qk3+γγ.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	-8.052	0.000	27 <	264
14	γγ.Gk+γγ.Qk4+γγ.ψο.Qk1	Στιγμιαία	1.10	-8.362	0.000	28 <	264
15	γγ.Gk+γγ.Qk4+γγ.ψο.Qk2	Στιγμιαία	1.10	-6.714	0.000	22 <	264
16	γγ.Gk+γγ.Qk4+γγ.ψο.Qk3	Στιγμιαία	1.10	-8.396	0.000	28 <	264
17	γγ.Gk+γγ.Qk5+γγ.ψο.Qk1	Στιγμιαία	1.10	-5.459	0.000	18 <	264
18	γγ.Gk+γγ.Qk5+γγ.ψο.Qk2	Στιγμιαία	1.10	-3.811	0.000	13 <	264
19	γγ.Gk+γγ.Qk5+γγ.ψο.Qk3	Στιγμιαία	1.10	-5.493	0.000	18 <	264
20	γγ.Gk+γγ.Qk1+γγ.ψο.Qk1+γγ.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	-10.667	0.000	36 <	264
21	γγ.Gk+γγ.Qk1+γγ.ψο.Qk1+γγ.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	-8.925	0.000	30 <	264
22	γγ.Gk+γγ.Qk1+γγ.ψο.Qk2+γγ.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	-9.019	0.000	30 <	264
23	γγ.Gk+γγ.Qk1+γγ.ψο.Qk2+γγ.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	-7.278	0.000	24 <	264
24	γγ.Gk+γγ.Qk1+γγ.ψο.Qk3+γγ.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	-10.701	0.000	36 <	264
25	γγ.Gk+γγ.Qk1+γγ.ψο.Qk3+γγ.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	-8.959	0.000	30 <	264
26	Gk+0.2xQk1 + AedX	Τυχηματική	1.10	-4.922	0.000	16 <	264
27	Gk+0.2xQk1 + AedY	Τυχηματική	1.10	-6.852	0.000	23 <	264

Ελεγχος σύνδεσης ράβδου 14, με ράβδους 2, 3 και 18, στον κόμβο 5

Εκλέγονται:

Δύο(2) μεταλλικές 2.0 mm πλάκες χαλύβδινες διασ

BxH=125mmx50mm, και πάχους 2.0mm

Βλήτρα διαμέτρου d=4.0mm,

4 βλήτρα σε κάθε συνδεόμενη ράβδο

Αποστάσεις μεταξύ βλήτρων a1=16 mm, a2=28 mm

Αντοχή διαρροής χάλυβα πλακών $f_y=240$ N/mm²

Καθαρό εμβαδόν πλακών $A_{net}=(0.75) \cdot b \cdot t$

Fa: δύναμη στο κέντρο της σύνδεσης

Ma: Ροπή στο κέντρο της σύνδεσης

Μέγιστη δύναμη ακραίου βλήτρου $F_n=F_a/n+M_a/W_p$

n: αριθμός βλήτρων, a: διατομή βλήτρου

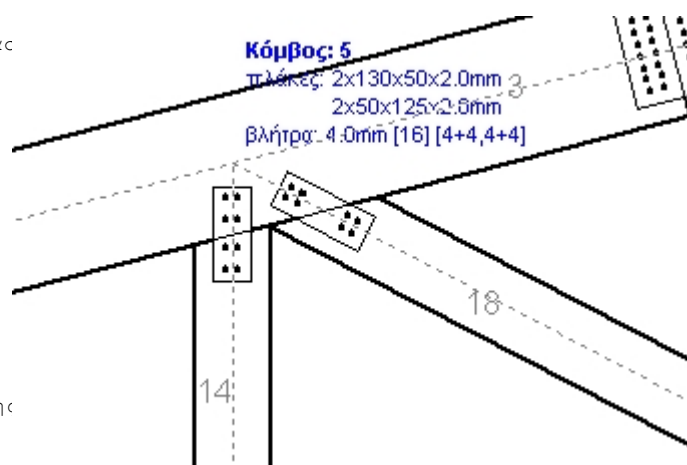
A=nca: συνολικό εμβαδόν βλήτρων

r: απόσταση ακραίου βλήτρου από κέντρο σύνδεσης

Wp: ροπή αντίστασης σύνδεσης

n=4, (nef=1.00n), A=50mm², r=16mm, Wp=811mm³

σ , σ_d ορθή τάση και αντοχή πλάκας σύνδεσης MPa



Δυνάμεις στον κόμβο 5 ,από ράβδο 14, στο κέντρο της σύνδεσης F(δύναμη) M(ροπή)**Ελεγχος αντοχής σύνδεσης**

Σ.Φ.	Συνδυασμός φόρτισης	Κλάση διάρκειας kmod	Fa (kN)	Ma (kNm)	Fn (kN)	Rd (kN)
1	γγ.Gk	Μόνιμη	0.60	1.366	0.000	0.342 < 1.047
2	γγ.Gk+γγ.Qk1	Μεσοχρόνια	0.80	2.101	0.000	0.526 < 1.396
3	γγ.Gk+γγ.Qk2	Μεσοχρόνια	0.80	1.688	0.000	0.423 < 1.396
4	γγ.Gk+γγ.Qk3	Μεσοχρόνια	0.80	2.146	0.000	0.538 < 1.396
5	γγ.Gk+γγ.Qk4	Στιγμιαία	1.10	1.366	0.000	0.342 < 2.495
6	γγ.Gk+γγ.Qk5	Στιγμιαία	1.10	0.590	0.000	0.148 < 2.495
7	γγ.Gk+γγ.Qki	Βραχυχρόνια	0.90	1.733	0.000	0.434 < 1.570
8	γγ.Gk+γγ.Qk1+γγ.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	2.101	0.000	0.526 < 2.495
9	γγ.Gk+γγ.Qk1+γγ.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	1.635	0.000	0.410 < 2.495
10	γγ.Gk+γγ.Qk2+γγ.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	1.688	0.000	0.423 < 2.495
11	γγ.Gk+γγ.Qk2+γγ.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	1.222	0.000	0.306 < 2.495
12	γγ.Gk+γγ.Qk3+γγ.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	2.146	0.000	0.538 < 2.495
13	γγ.Gk+γγ.Qk3+γγ.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	1.681	0.000	0.421 < 2.495
14	γγ.Gk+γγ.Qk4+γγ.ψο.Qk1	Στιγμιαία	1.10	1.880	0.000	0.471 < 2.495
15	γγ.Gk+γγ.Qk4+γγ.ψο.Qk2	Στιγμιαία	1.10	1.591	0.000	0.399 < 2.495
16	γγ.Gk+γγ.Qk4+γγ.ψο.Qk3	Στιγμιαία	1.10	1.912	0.000	0.479 < 2.495
17	γγ.Gk+γγ.Qk5+γγ.ψο.Qk1	Στιγμιαία	1.10	1.105	0.000	0.277 < 2.495
18	γγ.Gk+γγ.Qk5+γγ.ψο.Qk2	Στιγμιαία	1.10	0.816	0.000	0.204 < 2.495
19	γγ.Gk+γγ.Qk5+γγ.ψο.Qk3	Στιγμιαία	1.10	1.137	0.000	0.285 < 2.495
20	γγ.Gk+γγ.Qki+γγ.ψο.Qk1+γγ.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	2.248	0.000	0.563 < 2.495
21	γγ.Gk+γγ.Qki+γγ.ψο.Qk1+γγ.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	1.782	0.000	0.447 < 2.495
22	γγ.Gk+γγ.Qki+γγ.ψο.Qk2+γγ.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	1.958	0.000	0.491 < 2.495
23	γγ.Gk+γγ.Qki+γγ.ψο.Qk2+γγ.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	1.493	0.000	0.374 < 2.495
24	γγ.Gk+γγ.Qki+γγ.ψο.Qk3+γγ.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	2.280	0.000	0.571 < 2.495
25	γγ.Gk+γγ.Qki+γγ.ψο.Qk3+γγ.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	1.814	0.000	0.455 < 2.495
26	Gk+0.2xQk1 + AedX	Τυχηματική	1.10	1.192	0.000	0.299 < 2.495
27	Gk+0.2xQk1 + AedY	Τυχηματική	1.10	1.721	0.000	0.431 < 2.495

Ελεγχος αντοχής μεταλλικής πλάκας σύνδεσης

Σ.Φ.	Συνδυασμός φόρτισης	Duration class	kmod	Fa (kN)	Ma (kNm)	σ	σd (N/mm ²)
1	γγ.Gk	Μόνιμη	0.60	1.366	0.000	9 <	131
2	γγ.Gk+γγ.Qk1	Μεσοχρόνια	0.80	2.101	0.000	14 <	175
3	γγ.Gk+γγ.Qk2	Μεσοχρόνια	0.80	1.688	0.000	11 <	175
4	γγ.Gk+γγ.Qk3	Μεσοχρόνια	0.80	2.146	0.000	14 <	175
5	γγ.Gk+γγ.Qk4	Στιγμιαία	1.10	1.366	0.000	9 <	264
6	γγ.Gk+γγ.Qk5	Στιγμιαία	1.10	0.590	0.000	4 <	264
7	γγ.Gk+γγ.Qki	Βραχυχρόνια	0.90	1.733	0.000	12 <	196
8	γγ.Gk+γγ.Qk1+γγ.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	2.101	0.000	14 <	264
9	γγ.Gk+γγ.Qk1+γγ.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	1.635	0.000	11 <	264
10	γγ.Gk+γγ.Qk2+γγ.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	1.688	0.000	11 <	264
11	γγ.Gk+γγ.Qk2+γγ.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	1.222	0.000	8 <	264
12	γγ.Gk+γγ.Qk3+γγ.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	2.146	0.000	14 <	264
13	γγ.Gk+γγ.Qk3+γγ.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	1.681	0.000	11 <	264
14	γγ.Gk+γγ.Qk4+γγ.ψο.Qk1	Στιγμιαία	1.10	1.880	0.000	13 <	264
15	γγ.Gk+γγ.Qk4+γγ.ψο.Qk2	Στιγμιαία	1.10	1.591	0.000	11 <	264
16	γγ.Gk+γγ.Qk4+γγ.ψο.Qk3	Στιγμιαία	1.10	1.912	0.000	13 <	264
17	γγ.Gk+γγ.Qk5+γγ.ψο.Qk1	Στιγμιαία	1.10	1.105	0.000	7 <	264
18	γγ.Gk+γγ.Qk5+γγ.ψο.Qk2	Στιγμιαία	1.10	0.816	0.000	5 <	264
19	γγ.Gk+γγ.Qk5+γγ.ψο.Qk3	Στιγμιαία	1.10	1.137	0.000	8 <	264
20	γγ.Gk+γγ.Qki+γγ.ψο.Qk1+γγ.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	2.248	0.000	15 <	264
21	γγ.Gk+γγ.Qki+γγ.ψο.Qk1+γγ.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	1.782	0.000	12 <	264
22	γγ.Gk+γγ.Qki+γγ.ψο.Qk2+γγ.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	1.958	0.000	13 <	264
23	γγ.Gk+γγ.Qki+γγ.ψο.Qk2+γγ.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	1.493	0.000	10 <	264
24	γγ.Gk+γγ.Qki+γγ.ψο.Qk3+γγ.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	2.280	0.000	15 <	264
25	γγ.Gk+γγ.Qki+γγ.ψο.Qk3+γγ.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	1.814	0.000	12 <	264
26	Gk+0.2xQk1 + AedX	Τυχηματική	1.10	1.192	0.000	8 <	264
27	Gk+0.2xQk1 + AedY	Τυχηματική	1.10	1.721	0.000	12 <	264

1.13.6. Έλεγχος Οριακής Κατάστασης Αστοχίας**Έλεγχος συνδέσεων με βλήτρα στους κόμβους : 9, 10** (EC5 EN1995-1-1:2009, §8.5)

Τοποθετούνται διπλές(2) χαλύβδινες πλάκες στις δύο όψεις του ζευκτού

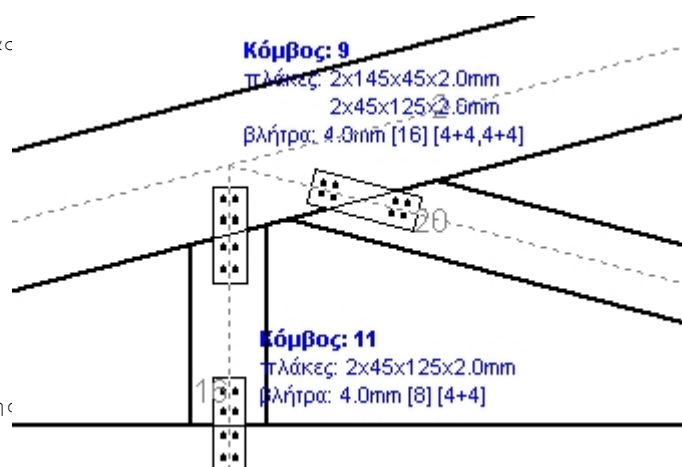
Έλεγχος σύνδεσης ράβδου 20, με ράβδους 1, 2 και 16, στον κόμβο 9

Εκλέγονται:

Δύο(2) μεταλλικές 2.0 mm πλάκες χαλύβδινες διασ

 $B \times H = 145 \text{ mm} \times 45 \text{ mm}$, και πάχους 2.0mmΒλήτρα διαμέτρου $d = 4.0 \text{ mm}$,

4 βλήτρα σε κάθε συνδεόμενη ράβδο

Αποστάσεις μεταξύ βλήτρων $a_1 = 16 \text{ mm}$, $a_2 = 16 \text{ mm}$ Αντοχή διαρροής χάλυβα πλακών $f_y = 240 \text{ N/mm}^2$ Καθαρό εμβαδόν πλακών $A_{net} = (0.75) \cdot b \cdot t$ F_a : δύναμη στο κέντρο της σύνδεσης M_a : Ροπή στο κέντρο της σύνδεσηςΜέγιστη δύναμη ακραίου βλήτρου $F_n = F_a / n + M_a / W_p$ n : αριθμός βλήτρων, a : διατομή βλήτρου $A = n \cdot a$: συνολικό εμβαδόν βλήτρων r : απόσταση ακραίου βλήτρου από κέντρο σύνδεσης W_p : ροπή αντίστασης σύνδεσης $n = 4$, ($n_{ef} = 1.00n$), $A = 50 \text{ mm}^2$, $r = 11 \text{ mm}$, $W_p = 569 \text{ mm}^3$ σ , σ_d ορθή τάση και αντοχή πλάκας σύνδεσης MPa **Δυνάμεις στον κόμβο 9, από ράβδο 20, στο κέντρο της σύνδεσης F (δύναμη) M (ροπή)****Έλεγχος αντοχής σύνδεσης**

Σ.Φ.	Συνδυασμός φόρτισης	Κλάση διάρκειας k_{mod}	F_a (kN)	M_a (kNm)	F_n (kN)	R_d (kN)
1	γγ.Gk	Μόνιμη	0.60	-2.311	0.290	< 1.047
2	γγ.Gk+γγ.Qk1	Μεσοχρόνια	0.80	-4.310	0.541	< 1.396
3	γγ.Gk+γγ.Qk2	Μεσοχρόνια	0.80	-3.048	0.383	< 1.396
4	γγ.Gk+γγ.Qk3	Μεσοχρόνια	0.80	-4.572	0.573	< 1.396
5	γγ.Gk+γγ.Qk4	Στιγμιαία	1.10	-2.311	0.290	< 2.495
6	γγ.Gk+γγ.Qk5	Στιγμιαία	1.10	-2.311	0.290	< 2.495
7	γγ.Gk+γγ.Qki	Βραχυχρόνια	0.90	-3.310	0.415	< 1.570
8	γγ.Gk+γγ.Qk1+γγ.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	-4.310	0.541	< 2.495
9	γγ.Gk+γγ.Qk1+γγ.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	-4.310	0.541	< 2.495
10	γγ.Gk+γγ.Qk2+γγ.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	-3.048	0.383	< 2.495
11	γγ.Gk+γγ.Qk2+γγ.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	-3.048	0.383	< 2.495
12	γγ.Gk+γγ.Qk3+γγ.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	-4.572	0.573	< 2.495
13	γγ.Gk+γγ.Qk3+γγ.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	-4.572	0.573	< 2.495
14	γγ.Gk+γγ.Qk4+γγ.ψο.Qk1	Στιγμιαία	1.10	-3.710	0.465	< 2.495
15	γγ.Gk+γγ.Qk4+γγ.ψο.Qk2	Στιγμιαία	1.10	-2.827	0.355	< 2.495
16	γγ.Gk+γγ.Qk5+γγ.ψο.Qk3	Στιγμιαία	1.10	-3.894	0.488	< 2.495
17	γγ.Gk+γγ.Qk5+γγ.ψο.Qk1	Στιγμιαία	1.10	-3.710	0.465	< 2.495
18	γγ.Gk+γγ.Qk5+γγ.ψο.Qk2	Στιγμιαία	1.10	-2.827	0.355	< 2.495
19	γγ.Gk+γγ.Qk5+γγ.ψο.Qk3	Στιγμιαία	1.10	-3.894	0.488	< 2.495
20	γγ.Gk+γγ.Qki+γγ.ψο.Qk1+γγ.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	-4.710	0.591	< 2.495
21	γγ.Gk+γγ.Qki+γγ.ψο.Qk1+γγ.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	-4.710	0.591	< 2.495
22	γγ.Gk+γγ.Qki+γγ.ψο.Qk2+γγ.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	-3.826	0.480	< 2.495
23	γγ.Gk+γγ.Qki+γγ.ψο.Qk2+γγ.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	-3.826	0.480	< 2.495
24	γγ.Gk+γγ.Qki+γγ.ψο.Qk3+γγ.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	-4.893	0.614	< 2.495
25	γγ.Gk+γγ.Qki+γγ.ψο.Qk3+γγ.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	-4.893	0.614	< 2.495
26	Gk+0.2xQk1 + AedX	Τυχηματική	1.10	-2.203	0.276	< 2.495
27	Gk+0.2xQk1 + AedY	Τυχηματική	1.10	-3.068	0.385	< 2.495

Ελεγχος αντοχής μεταλλικής πλάκας σύνδεσης

Σ.Φ.	Συνδυασμός φόρτισης	Duration class	kmod	Fa (kN)	Ma (kNm)	σ	σ_d (N/mm ²)
1	γγ.Gk	Μόνιμη	0.60	-2.311	0.000	9 <	131
2	γγ.Gk+γγ.Qk1	Μεσοχρόνια	0.80	-4.310	0.000	16 <	175
3	γγ.Gk+γγ.Qk2	Μεσοχρόνια	0.80	-3.048	0.000	11 <	175
4	γγ.Gk+γγ.Qk3	Μεσοχρόνια	0.80	-4.572	0.000	17 <	175
5	γγ.Gk+γγ.Qk4	Στιγμιαία	1.10	-2.311	0.000	9 <	264
6	γγ.Gk+γγ.Qk5	Στιγμιαία	1.10	-2.311	0.000	9 <	264
7	γγ.Gk+γγ.Qk1	Βραχυχρόνια	0.90	-3.310	0.000	12 <	196
8	γγ.Gk+γγ.Qk1+γγ.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	-4.310	0.000	16 <	264
9	γγ.Gk+γγ.Qk1+γγ.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	-4.310	0.000	16 <	264
10	γγ.Gk+γγ.Qk2+γγ.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	-3.048	0.000	11 <	264
11	γγ.Gk+γγ.Qk2+γγ.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	-3.048	0.000	11 <	264
12	γγ.Gk+γγ.Qk3+γγ.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	-4.572	0.000	17 <	264
13	γγ.Gk+γγ.Qk3+γγ.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	-4.572	0.000	17 <	264
14	γγ.Gk+γγ.Qk4+γγ.ψο.Qk1	Στιγμιαία	1.10	-3.710	0.000	14 <	264
15	γγ.Gk+γγ.Qk4+γγ.ψο.Qk2	Στιγμιαία	1.10	-2.827	0.000	11 <	264
16	γγ.Gk+γγ.Qk4+γγ.ψο.Qk3	Στιγμιαία	1.10	-3.894	0.000	14 <	264
17	γγ.Gk+γγ.Qk5+γγ.ψο.Qk1	Στιγμιαία	1.10	-3.710	0.000	14 <	264
18	γγ.Gk+γγ.Qk5+γγ.ψο.Qk2	Στιγμιαία	1.10	-2.827	0.000	11 <	264
19	γγ.Gk+γγ.Qk5+γγ.ψο.Qk3	Στιγμιαία	1.10	-3.894	0.000	14 <	264
20	γγ.Gk+γγ.Qk1+γγ.ψο.Qk1+γγ.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	-4.710	0.000	18 <	264
21	γγ.Gk+γγ.Qk1+γγ.ψο.Qk1+γγ.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	-4.710	0.000	18 <	264
22	γγ.Gk+γγ.Qk1+γγ.ψο.Qk2+γγ.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	-3.826	0.000	14 <	264
23	γγ.Gk+γγ.Qk1+γγ.ψο.Qk2+γγ.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	-3.826	0.000	14 <	264
24	γγ.Gk+γγ.Qk1+γγ.ψο.Qk3+γγ.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	-4.893	0.000	18 <	264
25	γγ.Gk+γγ.Qk1+γγ.ψο.Qk3+γγ.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	-4.893	0.000	18 <	264
26	Gk+0.2xQk1 + AedX	Τυχηματική	1.10	-2.203	0.000	8 <	264
27	Gk+0.2xQk1 + AedY	Τυχηματική	1.10	-3.068	0.000	11 <	264

Ελεγχος σύνδεσης ράβδου 16, με ράβδους 1, 2 και 20, στον κόμβο 9

Εκλέγονται:

Δύο(2) μεταλλικές 2.0 mm πλάκες χαλύβδινες διασ

BxH=125mmx45mm, και πάχους 2.0mm

Βλήτρα διαμέτρου d=4.0mm,

4 βλήτρα σε κάθε συνδεόμενη ράβδο

Αποστάσεις μεταξύ βλήτρων a1=16 mm, a2=28 mm

Αντοχή διαρροής χάλυβα πλακών $f_y=240$ N/mm²

Καθαρό εμβαδόν πλακών $A_{net}=(0.75) \cdot b \cdot t$

Fa: δύναμη στο κέντρο της σύνδεσης

Ma: Ροπή στο κέντρο της σύνδεσης

Μέγιστη δύναμη ακραίου βλήτρου $F_n=F_a/n+M_a/W_p$

n: αριθμός βλήτρων, a: διατομή βλήτρου

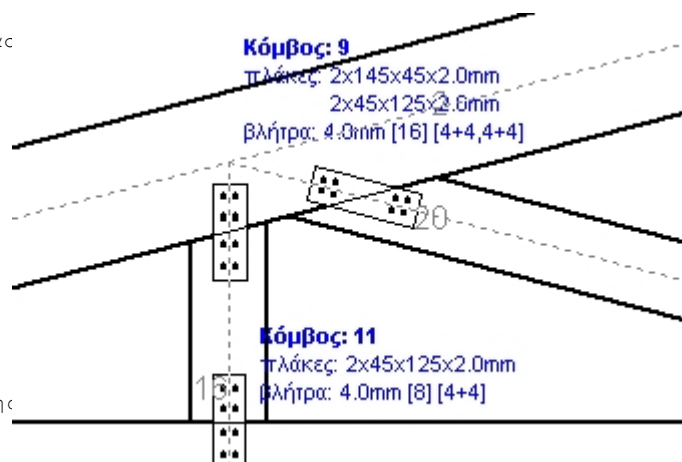
A=nka: συνολικό εμβαδόν βλήτρων

r: απόσταση ακραίου βλήτρου από κέντρο σύνδεσης

Wp: ροπή αντίστασης σύνδεσης

n=4, (nef=1.00n), A=50mm², r=16mm, Wp=811mm³

σ , σ_d ορθή τάση και αντοχή πλάκας σύνδεσης MPa



Δυνάμεις στον κόμβο 9 ,από ράβδο 16, στο κέντρο της σύνδεσης F(δύναμη) M(ροπή)**Ελεγχος αντοχής σύνδεσης**

Σ.Φ.	Συνδυασμός φόρτισης	Κλάση διάρκειας kmod	Fa (kN)	Ma (kNm)	Fn (kN)	Rd (kN)
1	γγ.Gk	Μόνιμη	0.60	-0.051	0.000	0.007 < 1.047
2	γγ.Gk+γγ.Qk1	Μεσοχρόνια	0.80	-0.636	0.000	0.080 < 1.396
3	γγ.Gk+γγ.Qk2	Μεσοχρόνια	0.80	-0.413	0.000	0.052 < 1.396
4	γγ.Gk+γγ.Qk3	Μεσοχρόνια	0.80	-0.566	0.000	0.071 < 1.396
5	γγ.Gk+γγ.Qk4	Στιγμιαία	1.10	-0.051	0.000	0.007 < 2.495
6	γγ.Gk+γγ.Qk5	Στιγμιαία	1.10	-0.051	0.000	0.007 < 2.495
7	γγ.Gk+γγ.Qki	Βραχυχρόνια	0.90	-0.343	0.000	0.043 < 1.570
8	γγ.Gk+γγ.Qk1+γγ.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	-0.636	0.000	0.080 < 2.495
9	γγ.Gk+γγ.Qk1+γγ.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	-0.636	0.000	0.080 < 2.495
10	γγ.Gk+γγ.Qk2+γγ.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	-0.413	0.000	0.052 < 2.495
11	γγ.Gk+γγ.Qk2+γγ.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	-0.413	0.000	0.052 < 2.495
12	γγ.Gk+γγ.Qk3+γγ.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	-0.566	0.000	0.071 < 2.495
13	γγ.Gk+γγ.Qk3+γγ.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	-0.566	0.000	0.071 < 2.495
14	γγ.Gk+γγ.Qk4+γγ.ψο.Qk1	Στιγμιαία	1.10	-0.460	0.000	0.058 < 2.495
15	γγ.Gk+γγ.Qk4+γγ.ψο.Qk2	Στιγμιαία	1.10	-0.304	0.000	0.039 < 2.495
16	γγ.Gk+γγ.Qk4+γγ.ψο.Qk3	Στιγμιαία	1.10	-0.412	0.000	0.052 < 2.495
17	γγ.Gk+γγ.Qk5+γγ.ψο.Qk1	Στιγμιαία	1.10	-0.460	0.000	0.058 < 2.495
18	γγ.Gk+γγ.Qk5+γγ.ψο.Qk2	Στιγμιαία	1.10	-0.304	0.000	0.039 < 2.495
19	γγ.Gk+γγ.Qk5+γγ.ψο.Qk3	Στιγμιαία	1.10	-0.412	0.000	0.052 < 2.495
20	γγ.Gk+γγ.Qki+γγ.ψο.Qk1+γγ.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	-0.752	0.000	0.095 < 2.495
21	γγ.Gk+γγ.Qki+γγ.ψο.Qk1+γγ.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	-0.752	0.000	0.095 < 2.495
22	γγ.Gk+γγ.Qki+γγ.ψο.Qk2+γγ.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	-0.596	0.000	0.075 < 2.495
23	γγ.Gk+γγ.Qki+γγ.ψο.Qk2+γγ.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	-0.596	0.000	0.075 < 2.495
24	γγ.Gk+γγ.Qki+γγ.ψο.Qk3+γγ.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	-0.704	0.000	0.089 < 2.495
25	γγ.Gk+γγ.Qki+γγ.ψο.Qk3+γγ.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	-0.704	0.000	0.089 < 2.495
26	Gk+0.2xQk1 + AedX	Τυχηματική	1.10	-0.173	0.000	0.022 < 2.495
27	Gk+0.2xQk1 + AedY	Τυχηματική	1.10	-0.180	0.000	0.023 < 2.495

Ελεγχος αντοχής μεταλλικής πλάκας σύνδεσης

Σ.Φ.	Συνδυασμός φόρτισης	Duration class	kmod	Fa (kN)	Ma (kNm)	σ	σd (N/mm ²)
1	γγ.Gk	Μόνιμη	0.60	-0.051	0.000	0 <	131
2	γγ.Gk+γγ.Qk1	Μεσοχρόνια	0.80	-0.636	0.000	2 <	175
3	γγ.Gk+γγ.Qk2	Μεσοχρόνια	0.80	-0.413	0.000	2 <	175
4	γγ.Gk+γγ.Qk3	Μεσοχρόνια	0.80	-0.566	0.000	2 <	175
5	γγ.Gk+γγ.Qk4	Στιγμιαία	1.10	-0.051	0.000	0 <	264
6	γγ.Gk+γγ.Qk5	Στιγμιαία	1.10	-0.051	0.000	0 <	264
7	γγ.Gk+γγ.Qki	Βραχυχρόνια	0.90	-0.343	0.000	1 <	196
8	γγ.Gk+γγ.Qk1+γγ.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	-0.636	0.000	2 <	264
9	γγ.Gk+γγ.Qk1+γγ.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	-0.636	0.000	2 <	264
10	γγ.Gk+γγ.Qk2+γγ.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	-0.413	0.000	2 <	264
11	γγ.Gk+γγ.Qk2+γγ.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	-0.413	0.000	2 <	264
12	γγ.Gk+γγ.Qk3+γγ.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	-0.566	0.000	2 <	264
13	γγ.Gk+γγ.Qk3+γγ.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	-0.566	0.000	2 <	264
14	γγ.Gk+γγ.Qk4+γγ.ψο.Qk1	Στιγμιαία	1.10	-0.460	0.000	2 <	264
15	γγ.Gk+γγ.Qk4+γγ.ψο.Qk2	Στιγμιαία	1.10	-0.304	0.000	1 <	264
16	γγ.Gk+γγ.Qk4+γγ.ψο.Qk3	Στιγμιαία	1.10	-0.412	0.000	2 <	264
17	γγ.Gk+γγ.Qk5+γγ.ψο.Qk1	Στιγμιαία	1.10	-0.460	0.000	2 <	264
18	γγ.Gk+γγ.Qk5+γγ.ψο.Qk2	Στιγμιαία	1.10	-0.304	0.000	1 <	264
19	γγ.Gk+γγ.Qk5+γγ.ψο.Qk3	Στιγμιαία	1.10	-0.412	0.000	2 <	264
20	γγ.Gk+γγ.Qki+γγ.ψο.Qk1+γγ.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	-0.752	0.000	3 <	264
21	γγ.Gk+γγ.Qki+γγ.ψο.Qk1+γγ.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	-0.752	0.000	3 <	264
22	γγ.Gk+γγ.Qki+γγ.ψο.Qk2+γγ.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	-0.596	0.000	2 <	264
23	γγ.Gk+γγ.Qki+γγ.ψο.Qk2+γγ.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	-0.596	0.000	2 <	264
24	γγ.Gk+γγ.Qki+γγ.ψο.Qk3+γγ.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	-0.704	0.000	3 <	264
25	γγ.Gk+γγ.Qki+γγ.ψο.Qk3+γγ.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	-0.704	0.000	3 <	264
26	Gk+0.2xQk1 + AedX	Τυχηματική	1.10	-0.173	0.000	1 <	264
27	Gk+0.2xQk1 + AedY	Τυχηματική	1.10	-0.180	0.000	1 <	264

1.13.7. Έλεγχος Οριακής Κατάστασης Αστοχίας**Έλεγχος συνδέσεων με βλήτρα στους κόμβους : 11, 12** (EC5 EN1995-1-1:2009, §8.5)

Τοποθετούνται διπλές(2) χαλύβδινες πλάκες στις δύο όψεις του ζευκτού

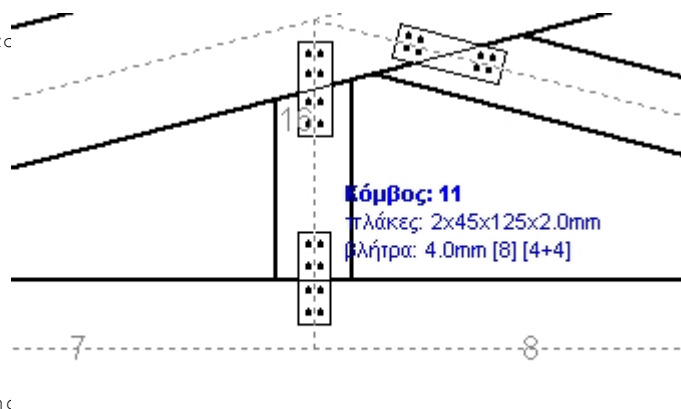
Έλεγχος σύνδεσης ράβδου 16, με ράβδους 7 και 8, στον κόμβο 11

Εκλέγονται:

Δύο(2) μεταλλικές 2.0 mm πλάκες χαλύβδινες διασ

 $B \times H = 45 \text{ mm} \times 125 \text{ mm}$, και πάχους 2.0mmΒλήτρα διαμέτρου $d = 4.0 \text{ mm}$,

4 βλήτρα σε κάθε συνδεόμενη ράβδο

Αποστάσεις μεταξύ βλήτρων $a_1 = 16 \text{ mm}$, $a_2 = 28 \text{ mm}$ Αντοχή διαρροής χάλυβα πλακών $f_y = 240 \text{ N/mm}^2$ Καθαρό εμβαδόν πλακών $A_{net} = (0.75) \cdot b \cdot t$ F_a : δύναμη στο κέντρο της σύνδεσης M_a : Ροπή στο κέντρο της σύνδεσηςΜέγιστη δύναμη ακραίου βλήτρου $F_n = F_a / n + M_a / W_p$ n : αριθμός βλήτρων, a : διατομή βλήτρου $A = n \cdot a$: συνολικό εμβαδόν βλήτρων r : απόσταση ακραίου βλήτρου από κέντρο σύνδεσης W_p : ροπή αντίστασης σύνδεσης $n = 4$, ($n_{ef} = 1.00n$), $A = 50 \text{ mm}^2$, $r = 16 \text{ mm}$, $W_p = 811 \text{ mm}^3$ σ , σ_d ορθή τάση και αντοχή πλάκας σύνδεσης $M P_a$ **Δυνάμεις στον κόμβο 11 ,από ράβδο 16, στο κέντρο της σύνδεσης F (δύναμη) M (ροπή)****Έλεγχος αντοχής σύνδεσης**

Σ.Φ.	Συνδυασμός φόρτισης	Κλάση διάρκειας k_{mod}	F_a (kN)	M_a (kNm)	F_n (kN)	R_d (kN)
1	γγ.Gk	Μόνιμη	0.60	-0.051	0.007	< 1.047
2	γγ.Gk+γγ.Qk1	Μεσοχρόνια	0.80	-0.636	0.081	< 1.396
3	γγ.Gk+γγ.Qk2	Μεσοχρόνια	0.80	-0.413	0.053	< 1.396
4	γγ.Gk+γγ.Qk3	Μεσοχρόνια	0.80	-0.566	0.072	< 1.396
5	γγ.Gk+γγ.Qk4	Στιγμιαία	1.10	-0.051	0.007	< 2.495
6	γγ.Gk+γγ.Qk5	Στιγμιαία	1.10	-0.051	0.007	< 2.495
7	γγ.Gk+γγ.Qki	Βραχυχρόνια	0.90	-0.343	0.044	< 1.570
8	γγ.Gk+γγ.Qk1+γγ.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	-0.636	0.081	< 2.495
9	γγ.Gk+γγ.Qk1+γγ.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	-0.636	0.081	< 2.495
10	γγ.Gk+γγ.Qk2+γγ.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	-0.413	0.053	< 2.495
11	γγ.Gk+γγ.Qk2+γγ.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	-0.413	0.053	< 2.495
12	γγ.Gk+γγ.Qk3+γγ.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	-0.566	0.072	< 2.495
13	γγ.Gk+γγ.Qk3+γγ.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	-0.566	0.072	< 2.495
14	γγ.Gk+γγ.Qk4+γγ.ψο.Qk1	Στιγμιαία	1.10	-0.460	0.059	< 2.495
15	γγ.Gk+γγ.Qk4+γγ.ψο.Qk2	Στιγμιαία	1.10	-0.304	0.039	< 2.495
16	γγ.Gk+γγ.Qk5+γγ.ψο.Qk3	Στιγμιαία	1.10	-0.412	0.053	< 2.495
17	γγ.Gk+γγ.Qk5+γγ.ψο.Qk1	Στιγμιαία	1.10	-0.460	0.059	< 2.495
18	γγ.Gk+γγ.Qk5+γγ.ψο.Qk2	Στιγμιαία	1.10	-0.304	0.039	< 2.495
19	γγ.Gk+γγ.Qk5+γγ.ψο.Qk3	Στιγμιαία	1.10	-0.412	0.053	< 2.495
20	γγ.Gk+γγ.Qki+γγ.ψο.Qk1+γγ.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	-0.752	0.096	< 2.495
21	γγ.Gk+γγ.Qki+γγ.ψο.Qk1+γγ.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	-0.752	0.096	< 2.495
22	γγ.Gk+γγ.Qki+γγ.ψο.Qk2+γγ.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	-0.596	0.076	< 2.495
23	γγ.Gk+γγ.Qki+γγ.ψο.Qk2+γγ.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	-0.596	0.076	< 2.495
24	γγ.Gk+γγ.Qki+γγ.ψο.Qk3+γγ.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	-0.704	0.089	< 2.495
25	γγ.Gk+γγ.Qki+γγ.ψο.Qk3+γγ.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	-0.704	0.089	< 2.495
26	Gk+0.2xQk1 + AedX	Τυχηματική	1.10	-0.173	0.022	< 2.495
27	Gk+0.2xQk1 + AedY	Τυχηματική	1.10	-0.180	0.023	< 2.495

Ελεγχος αντοχής μεταλλικής πλάκας σύνδεσης

Σ.Φ.	Συνδυασμός φόρτισης	Duration class	kmod	Fa (kN)	Ma (kNm)	σ	σd (N/mm ²)
1	γγ.Gk	Μόνιμη	0.60	-0.051	0.000	0 <	131
2	γγ.Gk+γγ.Qk1	Μεσοχρόνια	0.80	-0.636	0.000	2 <	175
3	γγ.Gk+γγ.Qk2	Μεσοχρόνια	0.80	-0.413	0.000	2 <	175
4	γγ.Gk+γγ.Qk3	Μεσοχρόνια	0.80	-0.566	0.000	2 <	175
5	γγ.Gk+γγ.Qk4	Στιγμιαία	1.10	-0.051	0.000	0 <	264
6	γγ.Gk+γγ.Qk5	Στιγμιαία	1.10	-0.051	0.000	0 <	264
7	γγ.Gk+γγ.Qki	Βραχυχρόνια	0.90	-0.343	0.000	1 <	196
8	γγ.Gk+γγ.Qk1+γγ.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	-0.636	0.000	2 <	264
9	γγ.Gk+γγ.Qk2+γγ.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	-0.636	0.000	2 <	264
10	γγ.Gk+γγ.Qk3+γγ.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	-0.413	0.000	2 <	264
11	γγ.Gk+γγ.Qk4+γγ.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	-0.413	0.000	2 <	264
12	γγ.Gk+γγ.Qk3+γγ.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	-0.566	0.000	2 <	264
13	γγ.Gk+γγ.Qk4+γγ.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	-0.566	0.000	2 <	264
14	γγ.Gk+γγ.Qk4+γγ.ψο.Qk1	Στιγμιαία	1.10	-0.460	0.000	2 <	264
15	γγ.Gk+γγ.Qk5+γγ.ψο.Qk2	Στιγμιαία	1.10	-0.304	0.000	1 <	264
16	γγ.Gk+γγ.Qk4+γγ.ψο.Qk3	Στιγμιαία	1.10	-0.412	0.000	2 <	264
17	γγ.Gk+γγ.Qk5+γγ.ψο.Qk1	Στιγμιαία	1.10	-0.460	0.000	2 <	264
18	γγ.Gk+γγ.Qk5+γγ.ψο.Qk2	Στιγμιαία	1.10	-0.304	0.000	1 <	264
19	γγ.Gk+γγ.Qk5+γγ.ψο.Qk3	Στιγμιαία	1.10	-0.412	0.000	2 <	264
20	γγ.Gk+γγ.Qki+γγ.ψο.Qk1+γγ.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	-0.752	0.000	3 <	264
21	γγ.Gk+γγ.Qki+γγ.ψο.Qk1+γγ.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	-0.752	0.000	3 <	264
22	γγ.Gk+γγ.Qki+γγ.ψο.Qk2+γγ.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	-0.596	0.000	2 <	264
23	γγ.Gk+γγ.Qki+γγ.ψο.Qk2+γγ.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	-0.596	0.000	2 <	264
24	γγ.Gk+γγ.Qki+γγ.ψο.Qk3+γγ.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	-0.704	0.000	3 <	264
25	γγ.Gk+γγ.Qki+γγ.ψο.Qk3+γγ.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	-0.704	0.000	3 <	264
26	Gk+0.2xQk1 + AedX	Τυχηματική	1.10	-0.173	0.000	1 <	264
27	Gk+0.2xQk1 + AedY	Τυχηματική	1.10	-0.180	0.000	1 <	264

1.13.8. Έλεγχος Οριακής Κατάστασης Αστοχίας**Έλεγχος συνδέσεων με βλήτρα στους κόμβους : 7, 8** (EC5 EN1995-1-1:2009, §8.5)

Τοποθετούνται διπλές(2) χαλύβδινες πλάκες στις δύο όψεις του ζευκτού

Έλεγχος σύνδεσης ράβδου 20, με ράβδους 8, 9 και 14, στον κόμβο 7

Εκλέγονται:

Δύο(2) μεταλλικές 2.0 mm πλάκες χαλύβδινες διασ

BxH=45mmx125mm, και πάχους 2.0mm

Βλήτρα διαμέτρου d=4.0mm,

4 βλήτρα σε κάθε συνδεόμενη ράβδο

Αποστάσεις μεταξύ βλήτρων a1=16 mm, a2=28 mm

Αντοχή διαρροής χάλυβα πλακών $f_y=240 \text{ N/mm}^2$ Καθαρό εμβαδόν πλακών $A_{net}=(0.75) \cdot b \cdot t$

Fa: δύναμη στο κέντρο της σύνδεσης

Ma: Ροπή στο κέντρο της σύνδεσης

Μέγιστη δύναμη ακραίου βλήτρου $F_n=Fa/n+Ma/W_p$

n: αριθμός βλήτρων, a: διατομή βλήτρου

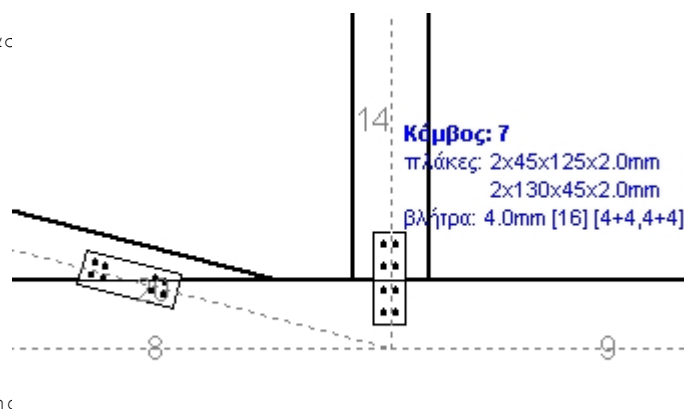
A=nka: συνολικό εμβαδόν βλήτρων

r: απόσταση ακραίου βλήτρου από κέντρο σύνδεσης

Wp: ροπή αντίστασης σύνδεσης

n=4, (nef=1.00n), A=50mm², r=16mm, Wp=811mm³

σ, σd ορθή τάση και αντοχή πλάκας σύνδεσης MPa

**Δυνάμεις στον κόμβο 7, από ράβδο 20, στο κέντρο της σύνδεσης F(δύναμη) M(ροπή)****Έλεγχος αντοχής σύνδεσης**

Σ.Φ.	Συνδυασμός φόρτισης	Κλάση διάρκειας k_{mod}	Fa (kN)	Ma (kNm)	F _n (kN)	R _d (kN)
1	γg.Gk	Μόνιμη	0.60	-2.311	0.000	0.289 < 1.047
2	γg.Gk+γq.Qk1	Μεσοχρόνια	0.80	-4.310	0.000	0.540 < 1.396
3	γg.Gk+γq.Qk2	Μεσοχρόνια	0.80	-3.048	0.000	0.382 < 1.396
4	γg.Gk+γq.Qk3	Μεσοχρόνια	0.80	-4.572	0.000	0.572 < 1.396
5	γg.Gk+γq.Qk4	Στιγμιαία	1.10	-2.311	0.000	0.289 < 2.495
6	γg.Gk+γq.Qk5	Στιγμιαία	1.10	-2.311	0.000	0.289 < 2.495
7	γg.Gk+γq.Qki	Βραχυχρόνια	0.90	-3.310	0.000	0.414 < 1.570
8	γg.Gk+γq.Qk1+γq.ψo.Qk4	Στιγμιαία	1.10	-4.310	0.000	0.540 < 2.495
9	γg.Gk+γq.Qk1+γq.ψo.Qk5	Στιγμιαία	1.10	-4.310	0.000	0.540 < 2.495
10	γg.Gk+γq.Qk2+γq.ψo.Qk4	Στιγμιαία	1.10	-3.048	0.000	0.382 < 2.495
11	γg.Gk+γq.Qk2+γq.ψo.Qk5	Στιγμιαία	1.10	-3.048	0.000	0.382 < 2.495
12	γg.Gk+γq.Qk3+γq.ψo.Qk4	Στιγμιαία	1.10	-4.572	0.000	0.572 < 2.495
13	γg.Gk+γq.Qk3+γq.ψo.Qk5	Στιγμιαία	1.10	-4.572	0.000	0.572 < 2.495
14	γg.Gk+γq.Qk4+γq.ψo.Qk1	Στιγμιαία	1.10	-3.710	0.000	0.464 < 2.495
15	γg.Gk+γq.Qk4+γq.ψo.Qk2	Στιγμιαία	1.10	-2.827	0.000	0.354 < 2.495
16	γg.Gk+γq.Qk5+γq.ψo.Qk3	Στιγμιαία	1.10	-3.894	0.000	0.487 < 2.495
17	γg.Gk+γq.Qk5+γq.ψo.Qk1	Στιγμιαία	1.10	-3.710	0.000	0.464 < 2.495
18	γg.Gk+γq.Qk5+γq.ψo.Qk2	Στιγμιαία	1.10	-2.827	0.000	0.354 < 2.495
19	γg.Gk+γq.Qk5+γq.ψo.Qk3	Στιγμιαία	1.10	-3.894	0.000	0.487 < 2.495
20	γg.Gk+γq.Qki+γq.ψo.Qk1+γq.ψo.Qk4	Στιγμιαία	1.10	-4.710	0.000	0.590 < 2.495
21	γg.Gk+γq.Qki+γq.ψo.Qk1+γq.ψo.Qk5	Στιγμιαία	1.10	-4.710	0.000	0.590 < 2.495
22	γg.Gk+γq.Qki+γq.ψo.Qk2+γq.ψo.Qk4	Στιγμιαία	1.10	-3.826	0.000	0.479 < 2.495
23	γg.Gk+γq.Qki+γq.ψo.Qk2+γq.ψo.Qk5	Στιγμιαία	1.10	-3.826	0.000	0.479 < 2.495
24	γg.Gk+γq.Qki+γq.ψo.Qk3+γq.ψo.Qk4	Στιγμιαία	1.10	-4.893	0.000	0.612 < 2.495
25	γg.Gk+γq.Qki+γq.ψo.Qk3+γq.ψo.Qk5	Στιγμιαία	1.10	-4.893	0.000	0.612 < 2.495
26	Gk+0.2xQk1 + AedX	Τυχηματική	1.10	-2.203	0.000	0.276 < 2.495
27	Gk+0.2xQk1 + AedY	Τυχηματική	1.10	-3.068	0.000	0.384 < 2.495

Ελεγχος αντοχής μεταλλικής πλάκας σύνδεσης

Σ.Φ.	Συνδυασμός φόρτισης	Duration class	kmod	Fa (kN)	Ma (kNm)	σ	σ_d (N/mm ²)
1	γγ.Gk	Μόνιμη	0.60	-2.311	0.000	3 <	131
2	γγ.Gk+γγ.Qk1	Μεσοχρόνια	0.80	-4.310	0.000	6 <	175
3	γγ.Gk+γγ.Qk2	Μεσοχρόνια	0.80	-3.048	0.000	4 <	175
4	γγ.Gk+γγ.Qk3	Μεσοχρόνια	0.80	-4.572	0.000	6 <	175
5	γγ.Gk+γγ.Qk4	Στιγμιαία	1.10	-2.311	0.000	3 <	264
6	γγ.Gk+γγ.Qk5	Στιγμιαία	1.10	-2.311	0.000	3 <	264
7	γγ.Gk+γγ.Qki	Βραχυχρόνια	0.90	-3.310	0.000	4 <	196
8	γγ.Gk+γγ.Qk1+γγ.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	-4.310	0.000	6 <	264
9	γγ.Gk+γγ.Qk1+γγ.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	-4.310	0.000	6 <	264
10	γγ.Gk+γγ.Qk2+γγ.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	-3.048	0.000	4 <	264
11	γγ.Gk+γγ.Qk2+γγ.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	-3.048	0.000	4 <	264
12	γγ.Gk+γγ.Qk3+γγ.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	-4.572	0.000	6 <	264
13	γγ.Gk+γγ.Qk3+γγ.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	-4.572	0.000	6 <	264
14	γγ.Gk+γγ.Qk4+γγ.ψο.Qk1	Στιγμιαία	1.10	-3.710	0.000	5 <	264
15	γγ.Gk+γγ.Qk4+γγ.ψο.Qk2	Στιγμιαία	1.10	-2.827	0.000	4 <	264
16	γγ.Gk+γγ.Qk4+γγ.ψο.Qk3	Στιγμιαία	1.10	-3.894	0.000	5 <	264
17	γγ.Gk+γγ.Qk5+γγ.ψο.Qk1	Στιγμιαία	1.10	-3.710	0.000	5 <	264
18	γγ.Gk+γγ.Qk5+γγ.ψο.Qk2	Στιγμιαία	1.10	-2.827	0.000	4 <	264
19	γγ.Gk+γγ.Qk5+γγ.ψο.Qk3	Στιγμιαία	1.10	-3.894	0.000	5 <	264
20	γγ.Gk+γγ.Qki+γγ.ψο.Qk1+γγ.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	-4.710	0.000	6 <	264
21	γγ.Gk+γγ.Qki+γγ.ψο.Qk1+γγ.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	-4.710	0.000	6 <	264
22	γγ.Gk+γγ.Qki+γγ.ψο.Qk2+γγ.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	-3.826	0.000	5 <	264
23	γγ.Gk+γγ.Qki+γγ.ψο.Qk2+γγ.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	-3.826	0.000	5 <	264
24	γγ.Gk+γγ.Qki+γγ.ψο.Qk3+γγ.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	-4.893	0.000	7 <	264
25	γγ.Gk+γγ.Qki+γγ.ψο.Qk3+γγ.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	-4.893	0.000	7 <	264
26	Gk+0.2xQk1 + AedX	Τυχηματική	1.10	-2.203	0.000	3 <	264
27	Gk+0.2xQk1 + AedY	Τυχηματική	1.10	-3.068	0.000	4 <	264

Ελεγχος σύνδεσης ράβδου 14, με ράβδους 8, 9 και 20, στον κόμβο 7

Εκλέγονται:

Δύο(2) μεταλλικές 2.0 mm πλάκες χαλύβδινες διασ

BxH=130mmx45mm, και πάχους 2.0mm

Βλήτρα διαμέτρου d=4.0mm,

4 βλήτρα σε κάθε συνδεόμενη ράβδο

Αποστάσεις μεταξύ βλήτρων a1=16 mm, a2=28 mm

Αντοχή διαρροής χάλυβα πλακών $f_y=240$ N/mm²

Καθαρό εμβαδόν πλακών $A_{net}=(0.75) \cdot b \cdot t$

Fa: δύναμη στο κέντρο της σύνδεσης

Ma: Ροπή στο κέντρο της σύνδεσης

Μέγιστη δύναμη ακραίου βλήτρου $F_n=Fa/n+Ma/W_p$

n: αριθμός βλήτρων, a: διατομή βλήτρου

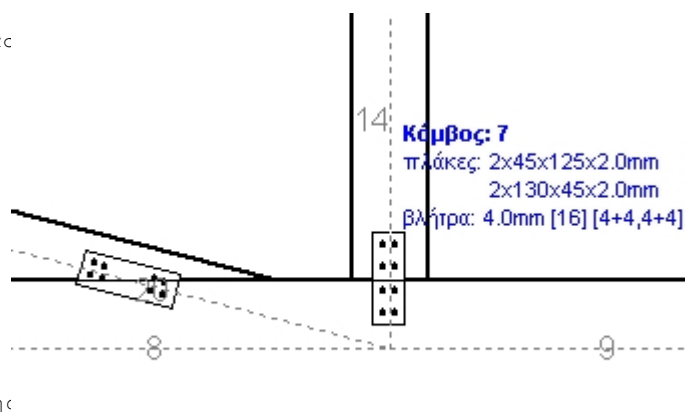
$A=n \cdot a$: συνολικό εμβαδόν βλήτρων

r: απόσταση ακραίου βλήτρου από κέντρο σύνδεσης

W_p : ροπή αντίστασης σύνδεσης

n=4, ($n_{ef}=1.00n$), $A=50$ mm², r=16mm, $W_p=811$ mm³

σ , σ_d ορθή τάση και αντοχή πλάκας σύνδεσης MPa



Δυνάμεις στον κόμβο 7 ,από ράβδο 14, στο κέντρο της σύνδεσης F(δύναμη) M(ροπή)**Ελεγχος αντοχής σύνδεσης**

Σ.Φ.	Συνδυασμός φόρτισης	Κλάση διάρκειας kmod	Fa (kN)	Ma (kNm)	Fn (kN)	Rd (kN)
1	γγ.Gk	Μόνιμη	0.60	1.366	0.000	0.342 < 1.047
2	γγ.Gk+γγ.Qk1	Μεσοχρόνια	0.80	2.101	0.000	0.527 < 1.396
3	γγ.Gk+γγ.Qk2	Μεσοχρόνια	0.80	1.688	0.000	0.423 < 1.396
4	γγ.Gk+γγ.Qk3	Μεσοχρόνια	0.80	2.146	0.000	0.538 < 1.396
5	γγ.Gk+γγ.Qk4	Στιγμιαία	1.10	1.366	0.000	0.342 < 2.495
6	γγ.Gk+γγ.Qk5	Στιγμιαία	1.10	0.590	0.000	0.148 < 2.495
7	γγ.Gk+γγ.Qki	Βραχυχρόνια	0.90	1.733	0.000	0.435 < 1.570
8	γγ.Gk+γγ.Qk1+γγ.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	2.101	0.000	0.527 < 2.495
9	γγ.Gk+γγ.Qk1+γγ.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	1.635	0.000	0.410 < 2.495
10	γγ.Gk+γγ.Qk2+γγ.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	1.688	0.000	0.423 < 2.495
11	γγ.Gk+γγ.Qk2+γγ.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	1.222	0.000	0.307 < 2.495
12	γγ.Gk+γγ.Qk3+γγ.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	2.146	0.000	0.538 < 2.495
13	γγ.Gk+γγ.Qk3+γγ.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	1.681	0.000	0.422 < 2.495
14	γγ.Gk+γγ.Qk4+γγ.ψο.Qk1	Στιγμιαία	1.10	1.880	0.000	0.472 < 2.495
15	γγ.Gk+γγ.Qk4+γγ.ψο.Qk2	Στιγμιαία	1.10	1.591	0.000	0.399 < 2.495
16	γγ.Gk+γγ.Qk4+γγ.ψο.Qk3	Στιγμιαία	1.10	1.912	0.000	0.480 < 2.495
17	γγ.Gk+γγ.Qk5+γγ.ψο.Qk1	Στιγμιαία	1.10	1.105	0.000	0.277 < 2.495
18	γγ.Gk+γγ.Qk5+γγ.ψο.Qk2	Στιγμιαία	1.10	0.816	0.000	0.205 < 2.495
19	γγ.Gk+γγ.Qk5+γγ.ψο.Qk3	Στιγμιαία	1.10	1.137	0.000	0.285 < 2.495
20	γγ.Gk+γγ.Qki+γγ.ψο.Qk1+γγ.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	2.248	0.000	0.564 < 2.495
21	γγ.Gk+γγ.Qki+γγ.ψο.Qk1+γγ.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	1.782	0.000	0.447 < 2.495
22	γγ.Gk+γγ.Qki+γγ.ψο.Qk2+γγ.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	1.958	0.000	0.491 < 2.495
23	γγ.Gk+γγ.Qki+γγ.ψο.Qk2+γγ.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	1.493	0.000	0.375 < 2.495
24	γγ.Gk+γγ.Qki+γγ.ψο.Qk3+γγ.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	2.280	0.000	0.572 < 2.495
25	γγ.Gk+γγ.Qki+γγ.ψο.Qk3+γγ.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	1.814	0.000	0.455 < 2.495
26	Gk+0.2xQk1 + AedX	Τυχηματική	1.10	1.192	0.000	0.299 < 2.495
27	Gk+0.2xQk1 + AedY	Τυχηματική	1.10	1.721	0.000	0.431 < 2.495

Ελεγχος αντοχής μεταλλικής πλάκας σύνδεσης

Σ.Φ.	Συνδυασμός φόρτισης	Duration class	kmod	Fa (kN)	Ma (kNm)	σ	σd (N/mm ²)
1	γγ.Gk	Μόνιμη	0.60	1.366	0.000	10 <	131
2	γγ.Gk+γγ.Qk1	Μεσοχρόνια	0.80	2.101	0.000	16 <	175
3	γγ.Gk+γγ.Qk2	Μεσοχρόνια	0.80	1.688	0.000	13 <	175
4	γγ.Gk+γγ.Qk3	Μεσοχρόνια	0.80	2.146	0.000	16 <	175
5	γγ.Gk+γγ.Qk4	Στιγμιαία	1.10	1.366	0.000	10 <	264
6	γγ.Gk+γγ.Qk5	Στιγμιαία	1.10	0.590	0.000	4 <	264
7	γγ.Gk+γγ.Qki	Βραχυχρόνια	0.90	1.733	0.000	13 <	196
8	γγ.Gk+γγ.Qk1+γγ.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	2.101	0.000	16 <	264
9	γγ.Gk+γγ.Qk1+γγ.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	1.635	0.000	12 <	264
10	γγ.Gk+γγ.Qk2+γγ.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	1.688	0.000	13 <	264
11	γγ.Gk+γγ.Qk2+γγ.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	1.222	0.000	9 <	264
12	γγ.Gk+γγ.Qk3+γγ.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	2.146	0.000	16 <	264
13	γγ.Gk+γγ.Qk3+γγ.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	1.681	0.000	13 <	264
14	γγ.Gk+γγ.Qk4+γγ.ψο.Qk1	Στιγμιαία	1.10	1.880	0.000	14 <	264
15	γγ.Gk+γγ.Qk4+γγ.ψο.Qk2	Στιγμιαία	1.10	1.591	0.000	12 <	264
16	γγ.Gk+γγ.Qk4+γγ.ψο.Qk3	Στιγμιαία	1.10	1.912	0.000	14 <	264
17	γγ.Gk+γγ.Qk5+γγ.ψο.Qk1	Στιγμιαία	1.10	1.105	0.000	8 <	264
18	γγ.Gk+γγ.Qk5+γγ.ψο.Qk2	Στιγμιαία	1.10	0.816	0.000	6 <	264
19	γγ.Gk+γγ.Qk5+γγ.ψο.Qk3	Στιγμιαία	1.10	1.137	0.000	8 <	264
20	γγ.Gk+γγ.Qki+γγ.ψο.Qk1+γγ.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	2.248	0.000	17 <	264
21	γγ.Gk+γγ.Qki+γγ.ψο.Qk1+γγ.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	1.782	0.000	13 <	264
22	γγ.Gk+γγ.Qki+γγ.ψο.Qk2+γγ.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	1.958	0.000	15 <	264
23	γγ.Gk+γγ.Qki+γγ.ψο.Qk2+γγ.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	1.493	0.000	11 <	264
24	γγ.Gk+γγ.Qki+γγ.ψο.Qk3+γγ.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	2.280	0.000	17 <	264
25	γγ.Gk+γγ.Qki+γγ.ψο.Qk3+γγ.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	1.814	0.000	14 <	264
26	Gk+0.2xQk1 + AedX	Τυχηματική	1.10	1.192	0.000	9 <	264
27	Gk+0.2xQk1 + AedY	Τυχηματική	1.10	1.721	0.000	13 <	264

1.13.9. Έλεγχος Οριακής Κατάστασης Αστοχίας**Έλεγχος συνδέσεων με βλήτρα στα στοιχεία :** 9, 10 (EC5 EN1995-1-1:2009, §8.5)

Τοποθετούνται διπλές(2) χαλύβδινες πλάκες στις δύο όψεις του ζευκτού

Έλεγχος σύνδεσης στοιχείου 9

Εκλέγονται:

Δύο(2) μεταλλικές 2.0 mm πλάκες χαλύβδινες διασ

BxH=290mmx110mm, και πάχους 2.0mm

Βλήτρα διαμέτρου d=4.0mm,

30 βλήτρα σε κάθε συνδεόμενη ράβδο

Αποστάσεις μεταξύ βλήτρων a1=28 mm, a2=16 mm

Αντοχή διαρροής χάλυβα πλακών $f_y=240 \text{ N/mm}^2$ Καθαρό εμβαδόν πλακών $A_{net}=(0.75) \cdot b \cdot t$

Fa: δύναμη στο κέντρο της σύνδεσης

Ma: Ροπή στο κέντρο της σύνδεσης

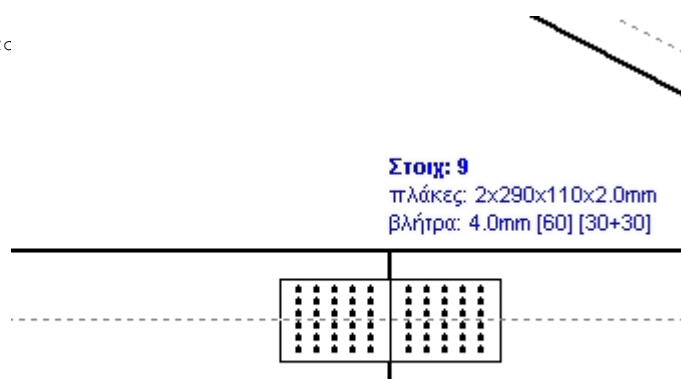
Μέγιστη δύναμη ακραίου βλήτρου $F_n=Fa/n+Ma/W_p$

n: αριθμός βλήτρων, a: διατομή βλήτρου

A=nka: συνολικό εμβαδόν βλήτρων

r: απόσταση ακραίου βλήτρου από κέντρο σύνδεσης

Wp: ροπή αντίστασης σύνδεσης

n=30, ($n_{ef}=1.37n$), $A=377\text{mm}^2$, $r=69\text{mm}$, $W_p=12680\text{mm}^3$ σ , σ_d ορθή τάση και αντοχή πλάκας σύνδεσης MPa**Στοιχ: 9**

πλάκες: 2x290x110x2.0mm

βλήτρα: 4.0mm [60] [30+30]

Δυνάμεις στη σύνδεση στοιχείου 9 , στο κέντρο της σύνδεσης F(δύναμη) M(ροπή)**Έλεγχος αντοχής σύνδεσης**

Σ.Φ.	Συνδυασμός φόρτισης	Duration class	kmod	Fn(kN)	Fv(kN)	Ma(kNm)	Fn	Rd(kN)
1	γγ.Gk	Μόνιμη	0.60	17.695	0.022	0.071	0.603	<1.047
2	γγ.Gk+γγ.Qk1	Μεσοχρόνια	0.80	33.317	-0.021	0.107	1.131	<1.396
3	γγ.Gk+γγ.Qk2	Μεσοχρόνια	0.80	28.345	-0.009	0.097	0.963	<1.396
4	γγ.Gk+γγ.Qk3	Μεσοχρόνια	0.80	30.477	-0.011	0.099	1.035	<1.396
5	γγ.Gk+γγ.Qk4	Στιγμιαία	1.10	17.695	0.022	0.071	0.603	<2.495
6	γγ.Gk+γγ.Qk5	Στιγμιαία	1.10	12.248	0.025	0.073	0.422	<2.495
7	γγ.Gk+γγ.Qki	Βραχυχρόνια	0.90	25.506	0.001	0.089	0.867	<1.570
8	γγ.Gk+γγ.Qk1+γγ.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	33.317	-0.021	0.107	1.131	<2.495
9	γγ.Gk+γγ.Qk1+γγ.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	30.048	-0.019	0.108	1.022	<2.495
10	γγ.Gk+γγ.Qk2+γγ.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	28.345	-0.009	0.097	0.963	<2.495
11	γγ.Gk+γγ.Qk2+γγ.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	25.077	-0.008	0.098	0.854	<2.495
12	γγ.Gk+γγ.Qk3+γγ.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	30.477	-0.011	0.099	1.035	<2.495
13	γγ.Gk+γγ.Qk3+γγ.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	27.209	-0.009	0.100	0.926	<2.495
14	γγ.Gk+γγ.Qk4+γγ.ψο.Qk1	Στιγμιαία	1.10	28.630	-0.008	0.096	0.972	<2.495
15	γγ.Gk+γγ.Qk4+γγ.ψο.Qk2	Στιγμιαία	1.10	25.150	0.000	0.089	0.855	<2.495
16	γγ.Gk+γγ.Qk4+γγ.ψο.Qk3	Στιγμιαία	1.10	26.643	-0.001	0.090	0.905	<2.495
17	γγ.Gk+γγ.Qk5+γγ.ψο.Qk1	Στιγμιαία	1.10	23.183	-0.006	0.098	0.791	<2.495
18	γγ.Gk+γγ.Qk5+γγ.ψο.Qk2	Στιγμιαία	1.10	19.703	0.003	0.091	0.674	<2.495
19	γγ.Gk+γγ.Qk5+γγ.ψο.Qk3	Στιγμιαία	1.10	21.195	0.002	0.092	0.724	<2.495
20	γγ.Gk+γγ.Qki+γγ.ψο.Qk1+γγ.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	36.441	-0.030	0.114	1.236	<2.495
21	γγ.Gk+γγ.Qki+γγ.ψο.Qk1+γγ.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	33.172	-0.028	0.115	1.127	<2.495
22	γγ.Gk+γγ.Qki+γγ.ψο.Qk2+γγ.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	32.961	-0.021	0.107	1.119	<2.495
23	γγ.Gk+γγ.Qki+γγ.ψο.Qk2+γγ.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	29.692	-0.020	0.108	1.010	<2.495
24	γγ.Gk+γγ.Qki+γγ.ψο.Qk3+γγ.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	34.453	-0.022	0.108	1.169	<2.495
25	γγ.Gk+γγ.Qki+γγ.ψο.Qk3+γγ.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	31.185	-0.021	0.109	1.060	<2.495
26	Gk+0.2xQk1 + AedX	Τυχηματική	1.10	18.181	0.009	0.058	0.617	<2.495
27	Gk+0.2xQk1 + AedY	Τυχηματική	1.10	23.558	0.017	0.089	0.802	<2.495

Ελεγχος αντοχής μεταλλικής πλάκας σύνδεσης

Σ.Φ.	Συνδυασμός φόρτισης	Duration class	kmod	Fa (kN)	Ma (kNm)	σ	σ_d (N/mm ²)
1	γγ.Gk	Μόνιμη	0.60	17.695	0.072	62 <	131
2	γγ.Gk+γγ.Qk1	Μεσοχρόνια	0.80	33.317	0.107	113 <	175
3	γγ.Gk+γγ.Qk2	Μεσοχρόνια	0.80	28.345	0.097	97 <	175
4	γγ.Gk+γγ.Qk3	Μεσοχρόνια	0.80	30.477	0.099	103 <	175
5	γγ.Gk+γγ.Qk4	Στιγμιαία	1.10	17.695	0.072	62 <	264
6	γγ.Gk+γγ.Qk5	Στιγμιαία	1.10	12.248	0.074	45 <	264
7	γγ.Gk+γγ.Qki	Βραχυχρόνια	0.90	25.506	0.089	87 <	196
8	γγ.Gk+γγ.Qk1+γγ.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	33.317	0.107	113 <	264
9	γγ.Gk+γγ.Qk2+γγ.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	30.048	0.108	103 <	264
10	γγ.Gk+γγ.Qk2+γγ.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	28.345	0.097	97 <	264
11	γγ.Gk+γγ.Qk2+γγ.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	25.077	0.098	87 <	264
12	γγ.Gk+γγ.Qk3+γγ.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	30.477	0.099	103 <	264
13	γγ.Gk+γγ.Qk3+γγ.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	27.209	0.100	93 <	264
14	γγ.Gk+γγ.Qk4+γγ.ψο.Qk1	Στιγμιαία	1.10	28.630	0.096	97 <	264
15	γγ.Gk+γγ.Qk4+γγ.ψο.Qk2	Στιγμιαία	1.10	25.150	0.089	86 <	264
16	γγ.Gk+γγ.Qk4+γγ.ψο.Qk3	Στιγμιαία	1.10	26.643	0.090	91 <	264
17	γγ.Gk+γγ.Qk5+γγ.ψο.Qk1	Στιγμιαία	1.10	23.183	0.098	81 <	264
18	γγ.Gk+γγ.Qk5+γγ.ψο.Qk2	Στιγμιαία	1.10	19.703	0.091	70 <	264
19	γγ.Gk+γγ.Qk5+γγ.ψο.Qk3	Στιγμιαία	1.10	21.195	0.092	74 <	264
20	γγ.Gk+γγ.Qki+γγ.ψο.Qk1+γγ.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	36.441	0.114	123 <	264
21	γγ.Gk+γγ.Qki+γγ.ψο.Qk1+γγ.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	33.172	0.115	113 <	264
22	γγ.Gk+γγ.Qki+γγ.ψο.Qk2+γγ.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	32.961	0.107	112 <	264
23	γγ.Gk+γγ.Qki+γγ.ψο.Qk2+γγ.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	29.692	0.108	102 <	264
24	γγ.Gk+γγ.Qki+γγ.ψο.Qk3+γγ.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	34.453	0.109	116 <	264
25	γγ.Gk+γγ.Qki+γγ.ψο.Qk3+γγ.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	31.185	0.110	107 <	264
26	Gk+0.2xQk1 + AedX	Τυχηματική	1.10	18.181	0.058	62 <	264
27	Gk+0.2xQk1 + AedY	Τυχηματική	1.10	23.558	0.089	81 <	264

1.13.10. Έλεγχος Οριακής Κατάστασης Αστοχίας**Έλεγχος συνδέσεων με βλήτρα στα στοιχεία : 3, 6 (EC5 EN1995-1-1:2009, §8.5)**

Τοποθετούνται διπλές(2) χαλύβδινες πλάκες στις δύο όψεις του ζευκτού

Έλεγχος σύνδεσης στοιχείου 3

Εκλέγονται:

Δύο(2) μεταλλικές 2.0 mm πλάκες χαλύβδινες διαστάσεων

BxH=125mmx130mm, και πάχους 2.0mm

Βλήτρα διαμέτρου d=4.0mm,

14 βλήτρα σε κάθε συνδεόμενη ράβδο

Αποστάσεις μεταξύ βλήτρων a1=28 mm, a2=16 mm

Αντοχή διαρροής χάλυβα πλακών $f_y=240 \text{ N/mm}^2$ Καθαρό εμβαδόν πλακών $A_{net}=(0.75) \cdot b \cdot t$

Fa: δύναμη στο κέντρο της σύνδεσης

Ma: Ροπή στο κέντρο της σύνδεσης

Μέγιστη δύναμη ακραίου βλήτρου $F_n=Fa/n+Ma/W_p$

n: αριθμός βλήτρων, a: διατομή βλήτρου

A=nxa: συνολικό εμβαδόν βλήτρων

r: απόσταση ακραίου βλήτρου από κέντρο σύνδεσης

Wp: ροπή αντίστασης σύνδεσης

n=14, (nef=1.00n), A=176mm², r=50mm, Wp=4293mm³

σ, σd ορθή τάση και αντοχή πλάκας σύνδεσης MPa

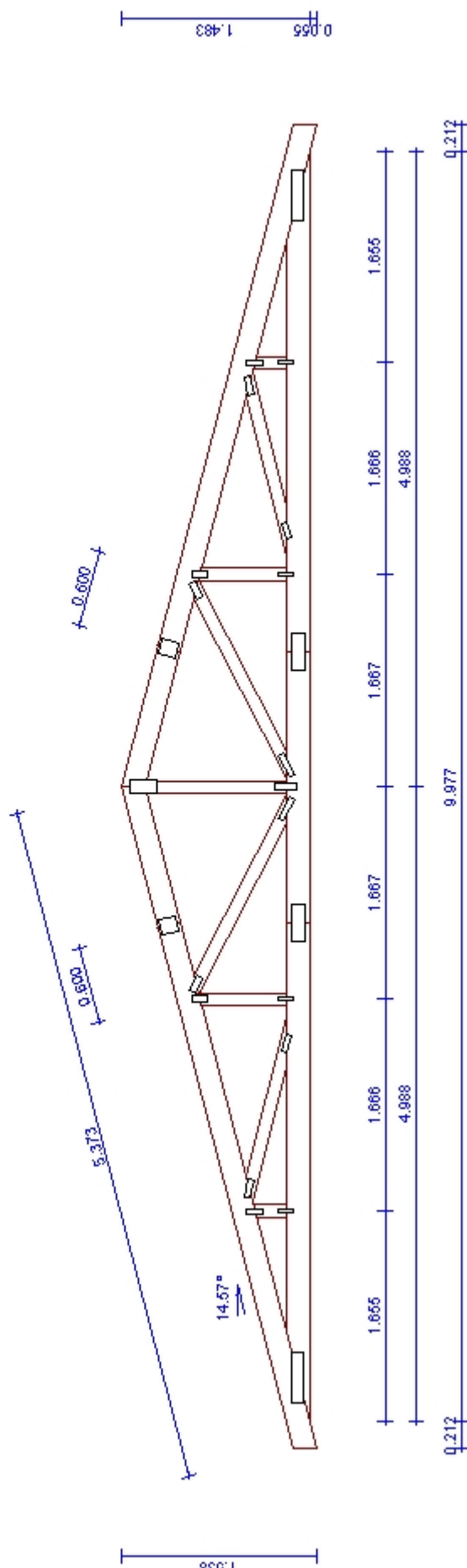
Δυνάμεις στη σύνδεση στοιχείου 3 , στο κέντρο της σύνδεσης F(δύναμη) M(ροπή)**Έλεγχος αντοχής σύνδεσης**

Σ.Φ.	Συνδυασμός φόρτισης	Duration class	kmod	Fn(kN)	Fv(kN)	Ma(kNm)	Fn	Rd (kN)
1	γγ.Gk	Μόνιμη	0.60	13.675	0.389	0.181	0.518	<1.047
2	γγ.Gk+γγ.Qk1	Μεσοχρόνια	0.80	25.706	0.850	0.378	0.981	<1.396
3	γγ.Gk+γγ.Qk2	Μεσοχρόνια	0.80	22.665	0.606	0.293	0.857	<1.396
4	γγ.Gk+γγ.Qk3	Μεσοχρόνια	0.80	22.732	0.863	0.365	0.874	<1.396
5	γγ.Gk+γγ.Qk4	Στιγμιαία	1.10	13.675	0.389	0.181	0.518	<2.495
6	γγ.Gk+γγ.Qk5	Στιγμιαία	1.10	10.885	0.579	0.289	0.443	<2.495
7	γγ.Gk+γγ.Qki	Βραχυχρόνια	0.90	19.690	0.619	0.279	0.750	<1.570
8	γγ.Gk+γγ.Qk1+γγ.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	25.706	0.850	0.378	0.981	<2.495
9	γγ.Gk+γγ.Qk1+γγ.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	24.032	0.963	0.443	0.936	<2.495
10	γγ.Gk+γγ.Qk2+γγ.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	22.665	0.606	0.293	0.857	<2.495
11	γγ.Gk+γγ.Qk2+γγ.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	20.991	0.720	0.357	0.811	<2.495
12	γγ.Gk+γγ.Qk3+γγ.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	22.732	0.863	0.365	0.874	<2.495
13	γγ.Gk+γγ.Qk3+γγ.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	21.058	0.976	0.430	0.829	<2.495
14	γγ.Gk+γγ.Qk4+γγ.ψο.Qk1	Στιγμιαία	1.10	22.097	0.711	0.319	0.842	<2.495
15	γγ.Gk+γγ.Qk4+γγ.ψο.Qk2	Στιγμιαία	1.10	19.968	0.541	0.259	0.756	<2.495
16	γγ.Gk+γγ.Qk4+γγ.ψο.Qk3	Στιγμιαία	1.10	20.015	0.720	0.310	0.767	<2.495
17	γγ.Gk+γγ.Qk5+γγ.ψο.Qk1	Στιγμιαία	1.10	19.307	0.901	0.427	0.767	<2.495
18	γγ.Gk+γγ.Qk5+γγ.ψο.Qk2	Στιγμιαία	1.10	17.178	0.731	0.367	0.680	<2.495
19	γγ.Gk+γγ.Qk5+γγ.ψο.Qk3	Στιγμιαία	1.10	17.225	0.910	0.418	0.692	<2.495
20	γγ.Gk+γγ.Qki+γγ.ψο.Qk1+γγ.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	28.112	0.942	0.418	1.074	<2.495
21	γγ.Gk+γγ.Qki+γγ.ψο.Qk1+γγ.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	26.439	1.056	0.483	1.028	<2.495
22	γγ.Gk+γγ.Qki+γγ.ψο.Qk2+γγ.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	25.983	0.771	0.358	0.987	<2.495
23	γγ.Gk+γγ.Qki+γγ.ψο.Qk2+γγ.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	24.310	0.885	0.423	0.941	<2.495
24	γγ.Gk+γγ.Qki+γγ.ψο.Qk3+γγ.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	26.030	0.951	0.409	0.999	<2.495
25	γγ.Gk+γγ.Qki+γγ.ψο.Qk3+γγ.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	24.357	1.065	0.473	0.953	<2.495
26	Gk+0.2xQk1 + AedX	Τυχηματική	1.10	11.201	0.403	0.176	0.430	<2.495
27	Gk+0.2xQk1 + AedY	Τυχηματική	1.10	18.196	0.542	0.248	0.691	<2.495

Ελεγχος αντοχής μεταλλικής πλάκας σύνδεσης

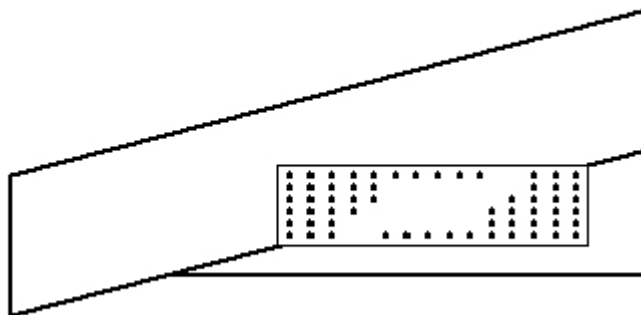
Σ.Φ.	Συνδυασμός φόρτισης	Duration class	kmod	Fa (kN)	Ma (kNm)	σ	σ_d (N/mm ²)
1	γγ.Gk	Μόνιμη	0.60	-13.680	0.189	25 <	131
2	γγ.Gk+γγ.Qk1	Μεσοχρόνια	0.80	-25.720	0.397	49 <	175
3	γγ.Gk+γγ.Qk2	Μεσοχρόνια	0.80	-22.673	0.306	41 <	175
4	γγ.Gk+γγ.Qk3	Μεσοχρόνια	0.80	-22.748	0.384	44 <	175
5	γγ.Gk+γγ.Qk4	Στιγμιαία	1.10	-13.680	0.189	25 <	264
6	γγ.Gk+γγ.Qk5	Στιγμιαία	1.10	-10.901	0.302	26 <	264
7	γγ.Gk+γγ.Qki	Βραχυχρόνια	0.90	-19.700	0.293	37 <	196
8	γγ.Gk+γγ.Qk1+γγ.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	-25.720	0.397	49 <	264
9	γγ.Gk+γγ.Qk1+γγ.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	-24.052	0.464	49 <	264
10	γγ.Gk+γγ.Qk2+γγ.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	-22.673	0.306	41 <	264
11	γγ.Gk+γγ.Qk2+γγ.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	-21.003	0.373	42 <	264
12	γγ.Gk+γγ.Qk3+γγ.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	-22.748	0.384	44 <	264
13	γγ.Gk+γγ.Qk3+γγ.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	-21.081	0.451	45 <	264
14	γγ.Gk+γγ.Qk4+γγ.ψο.Qk1	Στιγμιαία	1.10	-22.108	0.335	42 <	264
15	γγ.Gk+γγ.Qk4+γγ.ψο.Qk2	Στιγμιαία	1.10	-19.975	0.271	36 <	264
16	γγ.Gk+γγ.Qk4+γγ.ψο.Qk3	Στιγμιαία	1.10	-20.028	0.326	39 <	264
17	γγ.Gk+γγ.Qk5+γγ.ψο.Qk1	Στιγμιαία	1.10	-19.328	0.447	42 <	264
18	γγ.Gk+γγ.Qk5+γγ.ψο.Qk2	Στιγμιαία	1.10	-17.194	0.383	37 <	264
19	γγ.Gk+γγ.Qk5+γγ.ψο.Qk3	Στιγμιαία	1.10	-17.249	0.438	39 <	264
20	γγ.Gk+γγ.Qki+γγ.ψο.Qk1+γγ.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	-28.128	0.438	53 <	264
21	γγ.Gk+γγ.Qki+γγ.ψο.Qk1+γγ.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	-26.460	0.506	54 <	264
22	γγ.Gk+γγ.Qki+γγ.ψο.Qk2+γγ.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	-25.995	0.375	48 <	264
23	γγ.Gk+γγ.Qki+γγ.ψο.Qk2+γγ.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	-24.326	0.442	49 <	264
24	γγ.Gk+γγ.Qki+γγ.ψο.Qk3+γγ.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	-26.048	0.429	50 <	264
25	γγ.Gk+γγ.Qki+γγ.ψο.Qk3+γγ.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	-24.380	0.497	51 <	264
26	Gk+0.2xQk1 + AedX	Τυχηματική	1.10	-11.208	0.185	22 <	264
27	Gk+0.2xQk1 + AedY	Τυχηματική	1.10	-18.205	0.260	34 <	264

Κλίμακα 1:50

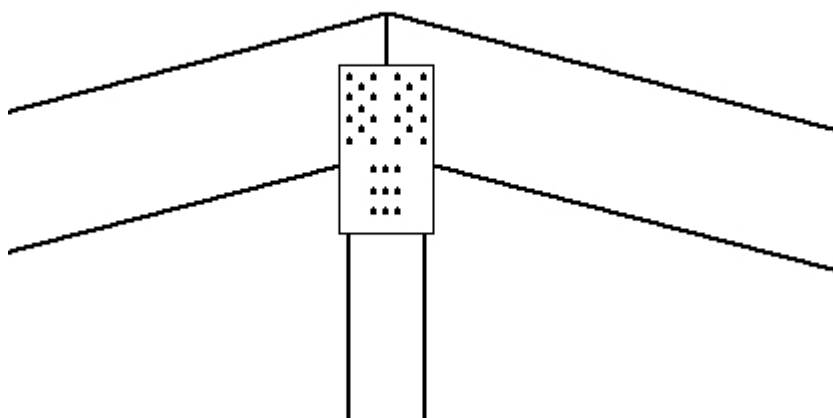


Σύνδεσμος στον κόμβο 1(κόμβος σε $x=-0.358$ m, $y=0.000$ m)πλάκες: $2 \times 415 \times 110 \times 2.0$ mm

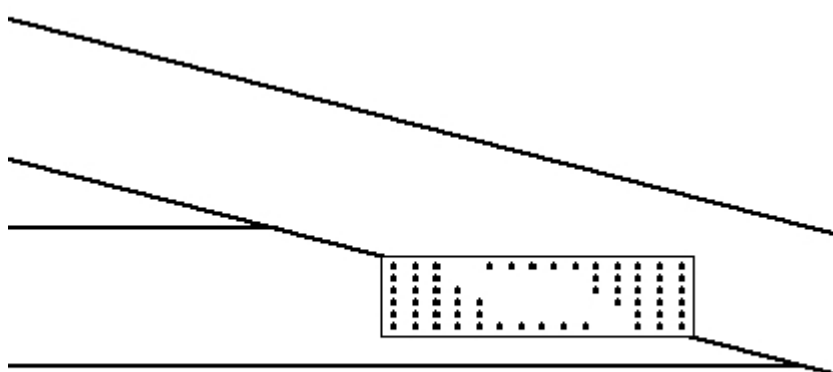
βλήτρα: 4.0mm [60] [30+30]

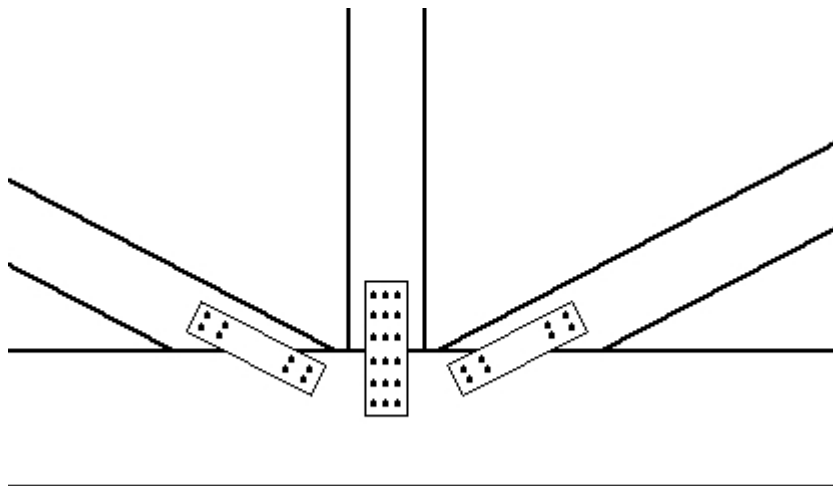
**Σύνδεσμος στον κόμβο 2**(κόμβος σε $x=5.000$ m, $y=1.207$ m)πλάκες: $2 \times 125 \times 225 \times 2.0$ mm

βλήτρα: 4.0mm [31] [11+9+11]

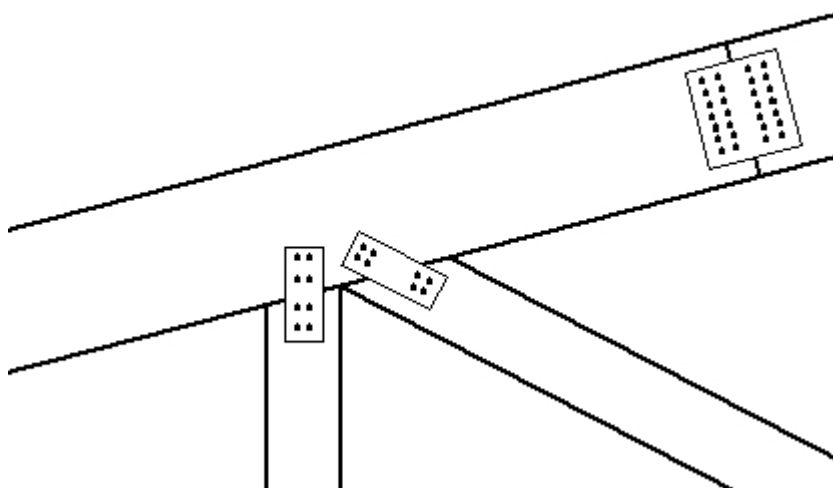
**Σύνδεσμος στον κόμβο 3**(κόμβος σε $x=9.642$ m, $y=0.000$ m)πλάκες: $2 \times 415 \times 110 \times 2.0$ mm

βλήτρα: 4.0mm [60] [30+30]

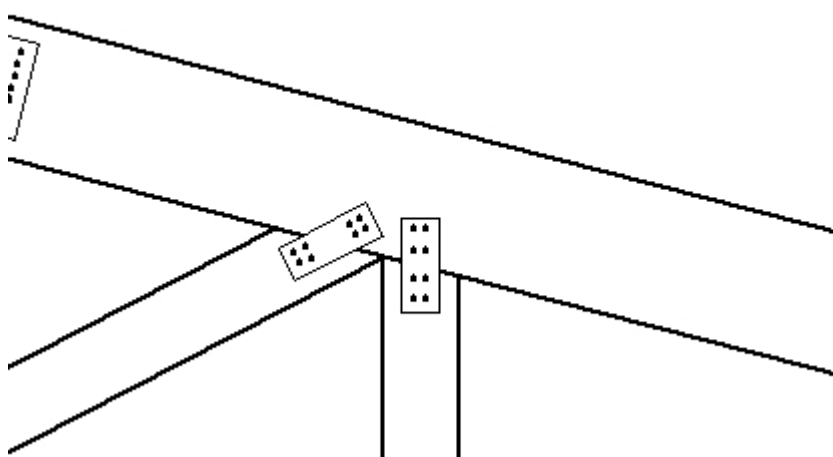


**Σύνδεσμος στον κόμβο 4**(κόμβος σε $x=5.000$ m, $y=0.090$ m)πλάκες: $2 \times 60 \times 180 \times 2.0$ mm $2 \times 2 \times 185 \times 45 \times 2.0$ mm

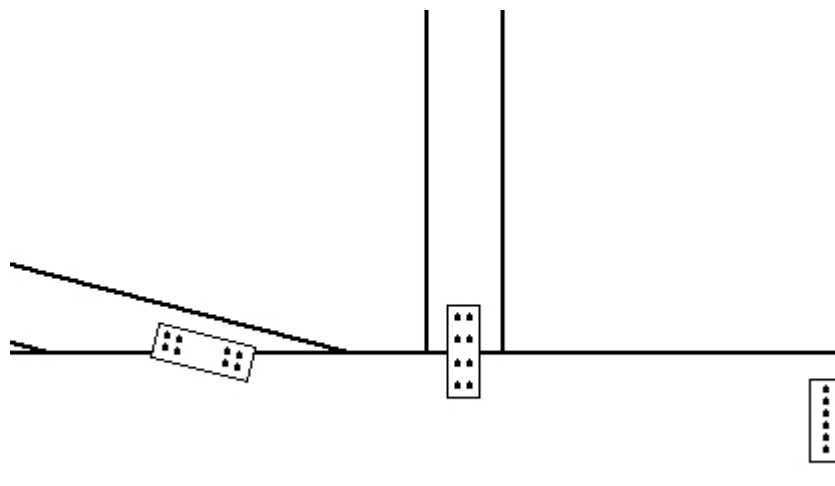
βλήτρα: 4.0mm [34] [4+4, 9+9, 4+4]

**Σύνδεσμος στον κόμβο 5**(κόμβος σε $x=3.343$ m, $y=0.767$ m)πλάκες: $2 \times 130 \times 50 \times 2.0$ mm $2 \times 50 \times 125 \times 2.0$ mm

βλήτρα: 4.0mm [16] [4+4, 4+4]

**Σύνδεσμος στον κόμβο 6**(κόμβος σε $x=6.722$ m, $y=0.767$ m)πλάκες: $2 \times 130 \times 50 \times 2.0$ mm $2 \times 50 \times 125 \times 2.0$ mm

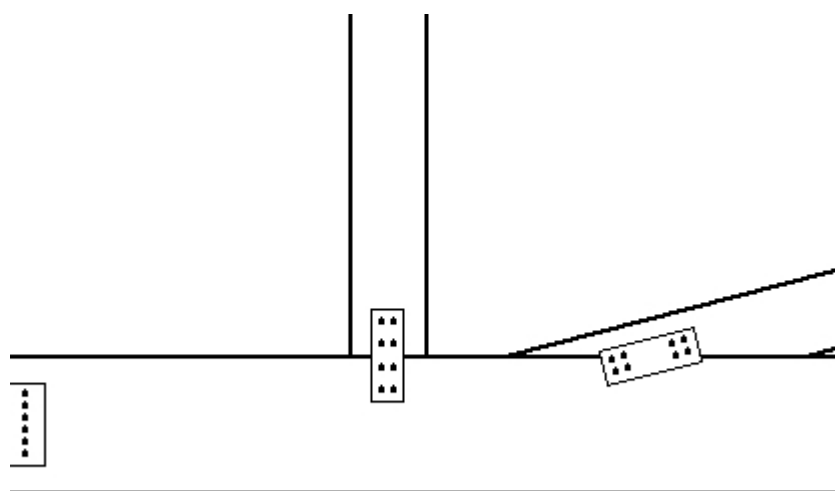
βλήτρα: 4.0mm [16] [4+4, 4+4]

**Σύνδεσμος στον κόμβο 7**(κόμβος σε $x=3.333$ m, $y=0.090$ m)

πλάκες: 2x45x125x2.0mm

2x130x45x2.0mm

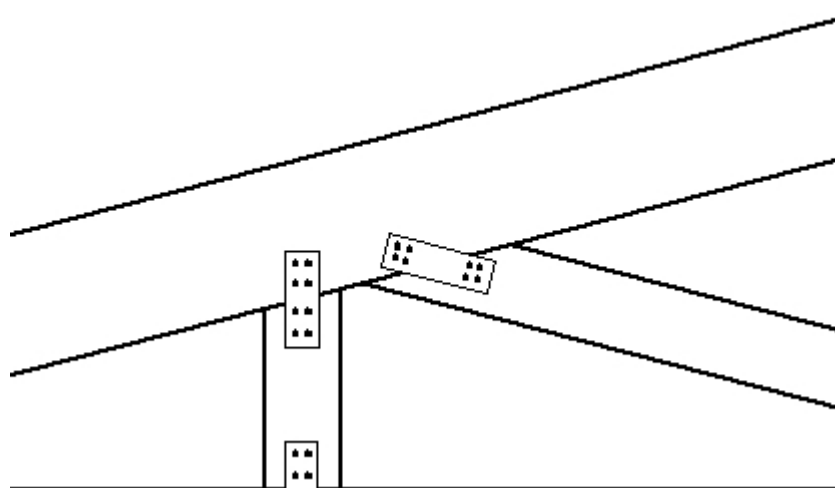
βλήτρα: 4.0mm [16] [4+4, 4+4]

**Σύνδεσμος στον κόμβο 8**(κόμβος σε $x=6.667$ m, $y=0.090$ m)

πλάκες: 2x45x125x2.0mm

2x130x45x2.0mm

βλήτρα: 4.0mm [16] [4+4, 4+4]

**Σύνδεσμος στον κόμβο 9**(κόμβος σε $x=1.681$ m, $y=0.335$ m)

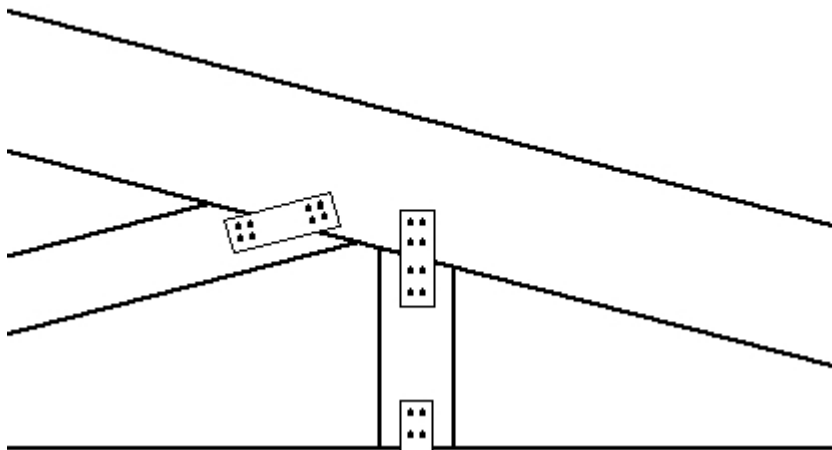
πλάκες: 2x145x45x2.0mm

2x45x125x2.0mm

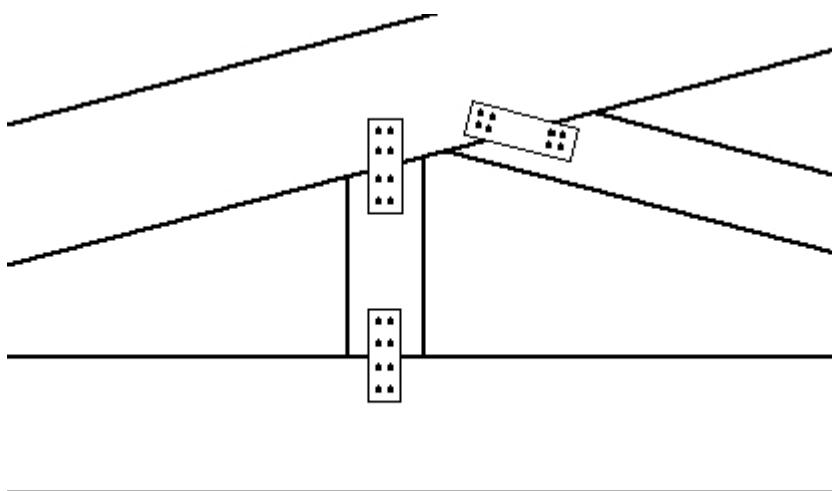
βλήτρα: 4.0mm [16] [4+4, 4+4]

Σύνδεσμος στον κόμβο 10(κόμβος σε $x=8.392$ m, $y=0.335$ m)πλάκες: $2 \times 145 \times 45 \times 2.0$ mm $2 \times 45 \times 125 \times 2.0$ mm

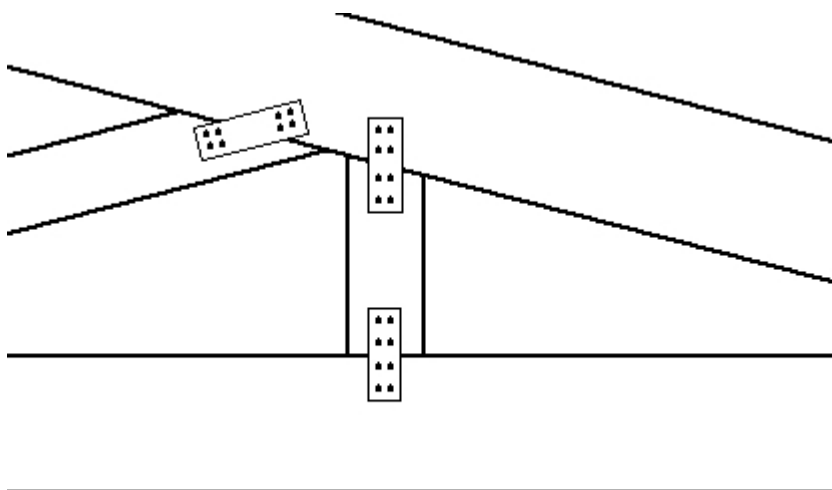
βλήτρα: 4.0mm [16] [4+4, 4+4]

**Σύνδεσμος στον κόμβο 11**(κόμβος σε $x=1.667$ m, $y=0.090$ m)πλάκες: $2 \times 45 \times 125 \times 2.0$ mm

βλήτρα: 4.0mm [8] [4+4]

**Σύνδεσμος στον κόμβο 12**(κόμβος σε $x=8.333$ m, $y=0.090$ m)πλάκες: $2 \times 45 \times 125 \times 2.0$ mm

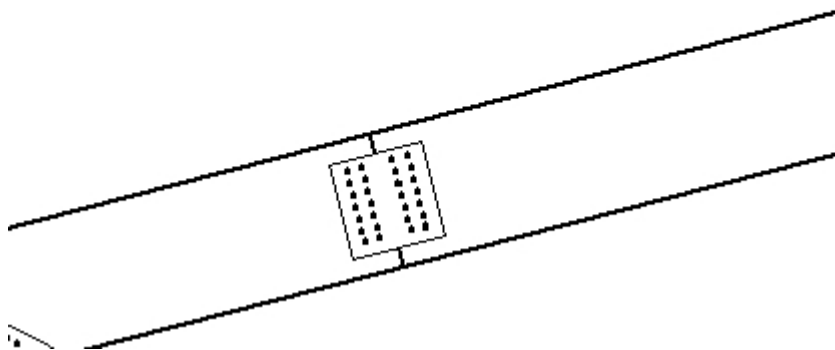
βλήτρα: 4.0mm [8] [4+4]



Εύνδεσμος ράβδου(σε $x=3.914$ m, $y=1.018$ m)

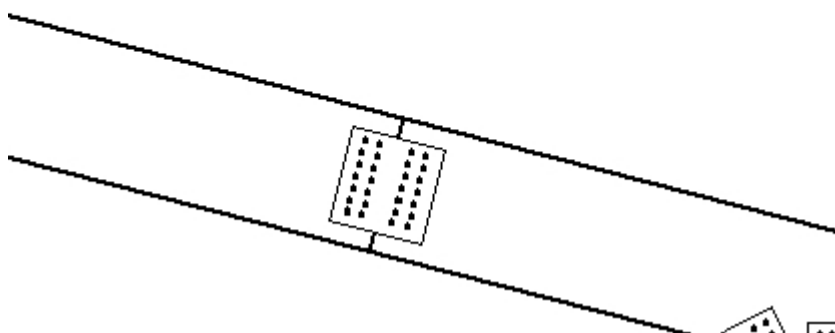
πλάκες: 2x125x130x2.0mm

βλήτρα: 4.0mm [28] [14+14]

**Εύνδεσμος ράβδου**(σε $x=6.086$ m, $y=1.018$ m)

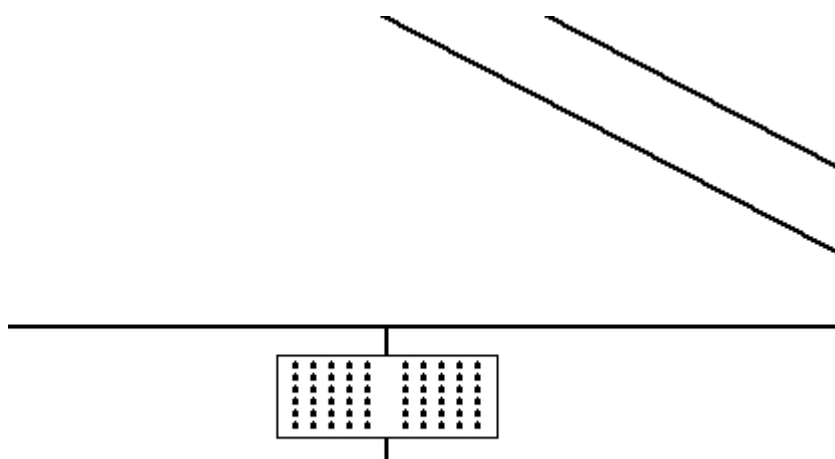
πλάκες: 2x125x130x2.0mm

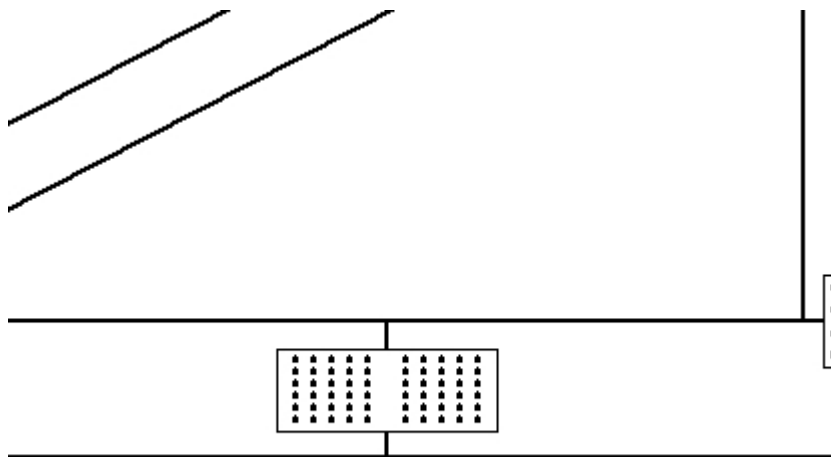
βλήτρα: 4.0mm [28] [14+14]

**Εύνδεσμος ράβδου**(σε $x=3.933$ m, $y=0.000$ m)

πλάκες: 2x290x110x2.0mm

βλήτρα: 4.0mm [60] [30+30]





Εύνδεσμος ράβδου

(σε $x=6.067$ m, $y=0.000$ m)

πλάκες: 2x290x110x2.0mm

βλήτρα: 4.0mm [60] [30+30]

