



ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ
ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ
ΤΟΜΕΑΣ ΔΟΜΟΣΤΑΤΙΚΗΣ
ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ

Σχεδιασμός και Μελέτη Συμπεριφοράς σε Σεισμό Πολυώροφου Κτιρίου ΟΣ με δόμηση Tunnel Form και Ελαφροσκυρόδεμα

Διπλωματική Εργασία

Πατρινέλης Γ. Φώτιος

Επιβλέπων: Ζέρης Χρήστος, Καθηγητής

Αθήνα, Ιούλιος 2023

Copyright © Φώτιος Πατρινέλης, 2023

Με επιφύλαξη παντός δικαιώματος

Απαγορεύεται η αντιγραφή, αποθήκευση σε αρχείο πληροφοριών, διανομή, αναπαραγωγή, μετάφραση ή μετάδοση της παρούσας εργασίας, εξ ολοκλήρου ή τμήματος αυτής, για εμπορικό σκοπό, υπό οποιαδήποτε μορφή και με οποιοδήποτε μέσο επικοινωνίας, ηλεκτρονικό ή μηχανικό, χωρίς την προηγούμενη έγγραφη άδεια του συγγραφέα. Επιτρέπεται η αναπαραγωγή, αποθήκευση και διανομή για σκοπό μη κερδοσκοπικό, εκπαιδευτικής ή ερευνητικής φύσης, υπό την προϋπόθεση να αναφέρεται η πηγή προέλευσης και να διατηρείται το παρόν μήνυμα. Ερωτήματα που αφορούν στη χρήση της εργασίας για κερδοσκοπικό σκοπό πρέπει να απευθύνονται προς τον συγγραφέα.

Η έγκριση της διπλωματικής εργασίας από τη Σχολή Πολιτικών Μηχανικών του Εθνικού Μετσόβιου Πολυτεχνείου δεν υποδηλώνει αποδοχή των απόψεων του συγγραφέα (Ν. 5343/1932, Άρθρο 202).

Copyright © Fotios Patrinelis, 2023

All Rights Reserved

Neither the whole nor any part of this diploma thesis may be copied, stored in a retrieval system, distributed, reproduced, translated, or transmitted for commercial purposes, in any form or by any means now or hereafter known, electronic or mechanical, without the written permission from the author. Reproducing, storing and distributing this thesis for non-profitable, educational or research purposes is allowed, without prejudice to reference to its source and to inclusion of the present text. Any queries in relation to the use of the present thesis for commercial purposes must be addressed to its author.

Approval of this diploma thesis by the School of Civil Engineering of the National Technical University of Athens (NTUA) does not constitute in any way an acceptance of the views of the author contained herein by the said academic organisation (L. 5343/1932, art. 202).

Πατρινέλης Γ. Φώτιος 2023
Σχεδιασμός και Μελέτη Συμπεριφοράς σε Σεισμό Πολυώροφου Κτιρίου ΟΣ
με δόμηση Tunnel Form και Ελαφροσκυρόδεμα
Διπλωματική Εργασία
Εργαστήριο Οπλισμένου Σκυροδέματος, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα.

Patrinelis G. Fotios 2023
Design and Study of Earthquake Behavior of a Multi-Storey RC Building with Tunnel Form
construction and Lightweight Concrete
Diploma Thesis
Laboratory of Reinforced Concrete, National Technical University of Athens, Greece

Ευχαριστίες

Η παρούσα διπλωματική εργασία εκπονήθηκε κατά τη διάρκεια του τελευταίου ακαδημαϊκού έτους των σπουδών 2022-2023 και αποτελεί την τελευταία εργασία, μετά πολλών άλλων, της προπτυχιακής φοιτητικής ζωής. Η αποπεράτωση της σηματοδοτεί και το τέλος μιας φοιτητικής ζωής γεμάτη έντονα συναισθήματα, χαρές και λύπες, ώρες ατελείωτες μπροστά από μια οθόνη αλλά και στα έδρανα της σχολής, πάνω από ένα βιβλίο (ή καλύτερα βιβλία) αλλά και μπροστά σε ένα χάος σημειώσεων και διαφανειών προσπαθώντας να κερδίσω κι εγώ όπως και όλοι οι συμφοιτητές μου ένα μέρος της γνώσης.

Κανένας στόχος δεν μπορεί να γίνει εφικτός «αν δεν έχουμε σημάδι» όπως έλεγε ο μεγάλος Αϊνστάιν και το «σημάδι» αυτό απαιτούσε προσπάθεια και θυσίες που όμως δεν μπορούν να χρεωθούν μόνο στον συγγραφέα αυτής της διπλωματικής. Πίσω από έναν ακόμη αγώνα της ζωής, όπως είναι και η «είσοδος» αλλά και «έξοδος» από μία σχολή, κρύβονται άνθρωποι που ο καθένας τους ξεχωριστά αλλά και συνολικά συνέβαλαν στην υλική, ψυχολογική και μορφωτική υποστήριξη του γράφοντος και συντέλεσαν καθοριστικά στο τελικό αποτέλεσμα.

Το κεφάλαιο αυτό συνηθίζεται να περιορίζεται σε μια σελίδα, γράφεται με τον ελάχιστο κόπο, τελευταίο και με συγκίνηση αλλά και την δέουσα προσοχή γιατί δεν πρέπει να ξεχαστεί κανείς από αυτούς που με στήριξαν. Ωστόσο, δυστυχώς όλα αυτά τα ονόματα δεν μπορούν να χωρέσουν σε μια σελίδα γιατί κανένας τους δεν μπορεί να διαφοροποιηθεί και να αποσπαστεί από την συνεισφορά του προς εμένα. Κάθε συζήτηση που έγινε σε αυτά τα πέντε χρόνια, κάθε προβληματισμός, ανησυχία, συναίσθημα και εμπειρία, από τον οποιοδήποτε άνθρωπο, γνωστό μου αλλά και «περαστικό», μου έδωσε κίνητρο να συνεχίσω, να παλέψω και να αγαπήσω όλο και περισσότερο αυτή την επιστήμη. Θα ήθελα γ' αυτό το λόγο, να περιοριστώ σε μερικά ονόματα χωρίς φυσικά να αναιρώ την αξία τους προς εμένα και όλων των άλλων.

Πρώτα και κύρια, οφείλω να ευχαριστήσω την οικογένεια μου, τις αδερφές μου Ιωάννα και Βασιλική που με «ανέχονταν» τόσες ώρες αμίλητο μπροστά από μια οθόνη, αλλά και τους γονείς μου, Δώρα και Γιώργο που με στήριξαν με κάθε τρόπο, υλικά και ψυχολογικά σε όλη αυτήν την προσπάθεια. Ιδιαίτερα τον πατέρα μου, που αποτέλεσε για εμένα τον «επαγγελματικό μου προσανατολισμό» με την υπομονή και το μεράκι του στη δουλειά του πολιτικού μηχανικού, που με έφερε από μικρό σε επαφή με το εργοτάξιο, την οικοδομή και τις δυσκολίες της, τους εργάτες κάθε κλάδου και κάθε άνθρωπο του μόχθου. Όλα αυτά τα ερεθίσματα μου έδωσαν την ευκαιρία να επιλέξω μια σχολή που ξεπέρασε τις προσδοκίες μου και την αγάπησα περισσότερο από το αναμενόμενο.

Θα ήθελα επίσης να ευχαριστήσω και τα άτομα εντός και εκτός σχολής που όπως προανέφερα δεν θα μπορούσαν να χωρέσουν σε μια σελίδα. Όλους τους συναδέλφους-φίλους μου όπως τον Κώστα, τον Τάσο, τον Ηλία, τον Μιχάλη, την Γεωργία, την Δέσποινα, την Κατερίνα, τον Φώτη, τον Σπύρο, τον Κυριάκο, την Νικολέττα, την Δώρα, τον Θανάση, τον Δημήτρη, τον Γιάννη ... και πόσους άλλους, που με την αλληλεπίδραση μαζί τους με κινητοποιούσαν όλο και περισσότερο και μου έδιναν ακόμη περισσότερα κίνητρα να ασχοληθώ με τη σχολή και την επιστήμη του πολιτικού μηχανικού.

Τέλος, ιδιαίτερη μνεία αξίζει ο επιβλέπων καθηγητής μου, ο κύριος Χρήστος Ζέρης. Δεν θα ξεχάσω ποτέ την αστείρευτη αγάπη του για την επιστήμη, το πάθος του να μεταλαμπαδεύσει στους νέους φοιτητές τη γνώση με περίσσεια εκφραστικότητα. Οι εικόνες που έχω στο μυαλό μου με τους γεμάτους πίνακες με εξισώσεις, διαγράμματα και επεξηγήσεις, θα με συντροφεύουν σε όλη την επαγγελματική και μη ζωή. Αυτοί ήταν και οι λόγοι που με οδήγησαν στο να αναζητήσω να συνεργαστώ μαζί του και να ανακαλύψω ακόμα περισσότερα σε επίπεδο επιστημονικής εξέλιξης της τεχνολογίας και μελέτης κατασκευών από οπλισμένο σκυρόδεμα και αισθάνομαι τυχερός που τον είχα ως καθοδηγητή και «συνοδοιπόρο» στην τελευταία αυτή εργασία. Αποτελεί τιμή για εμένα η καθοδήγηση του και τον ευχαριστώ ιδιαίτερα για την ευκαιρία που μου έδωσε.

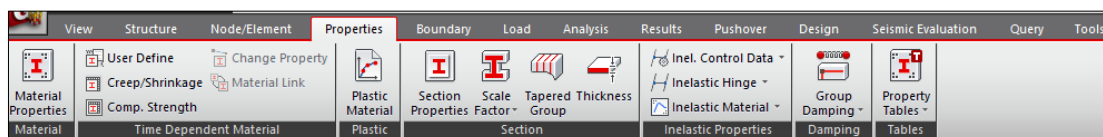
Αθήνα, Ιούλιος 2023

Λογισμικά Διπλωματικής

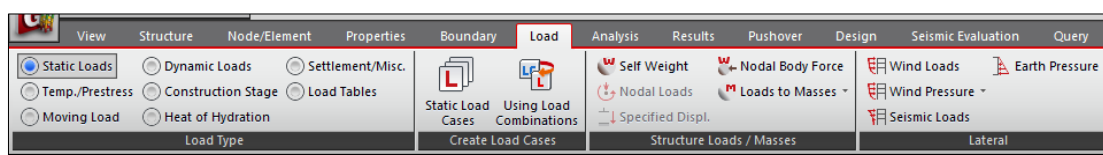
Για την εκπόνηση της διπλωματικής εργασίας απαιτήθηκαν διαφορετικά λογισμικά τα οποία αναφέρονται σε όλο το κύριο μέρος της μέσω εικόνων, διαγραμμάτων, σχεδίων κ.α. Κρίνεται σκόπιμο να αναφερθούν αυτά τα προγράμματα προκειμένου να είναι εν γνώσει του αναγνώστη για μελλοντική χρήση τους πάνω σε αντίστοιχα θέματα. Σε καμία περίπτωση δεν αποσκοπεί η αναφορά αυτή σε διαφημιστικούς ή κερδοσκοπικούς σκοπούς του συγγραφέα, αλλά σε ενημέρωση καθαρά και μόνο για εκπαιδευτικούς σκοπούς του αναγνώστη συναδέλφου και μη.

Τα σχέδια και οι εικόνες διευκρίνισης, σχεδιάστηκαν στα προγράμματα της Autodesk, το AutoCAD και το Revit 2022 ενώ τα διαγράμματα και οι πίνακες στο πρόγραμμα Excel της Microsoft. Όλα τα προγράμματα διατίθενται δωρεάν από το Ε.Μ.Π με χρήση εκπαιδευτικών αδειών συγκεκριμένου χρόνου. Οι εικόνες φωτορεαλισμού δημιουργήθηκαν με το Enscape ως Add-in στο Revit 2022 με χρήση περιορισμένης άδειας.

Αντίστοιχα, για την μελέτη και τον σχεδιασμό του φορέα, χρησιμοποιήθηκε το πρόγραμμα midas Gen της MIDAS IT, ειδικό σε θέματα ανάλυσης, με πληθώρα δυνατοτήτων στην μόρφωση του φορέα, την εισαγωγή δράσεων και την εξαγωγή αποτελεσμάτων. Το midas Gen διαθέτει βιβλιοθήκες υλικών, διατομών, φορτίσεις κάθε είδους (σεισμικές, ανέμους, θερμοκρασιακά, χιόνι, πυρκαγιά, εδαφικές πιέσεις κ.α.) που σε συνδυασμό με το αναλυτικό menu του που καθοδηγεί τον χρήστη, βοηθά στην εκπλήρωση μιας μελέτης ενός έργου του πολιτικού μηχανικού.

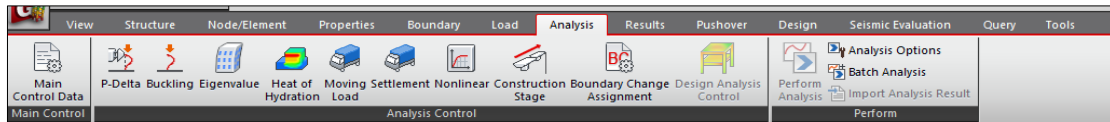


Εικ. 0-1: Menu για διατομές και υλικά, (midas Gen)



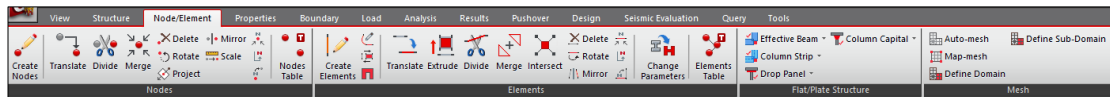
Εικ. 0-2: Menu φορτίσεων και δράσεων, (midas Gen)

Επιπροσθέτως, το πρόγραμμα αυτό διαθέτει ένα σύνολο κανονισμών όπως Ευρωκώδικες (EK2, EK3, EK4, EK8), Αμερικάνικοι Κανονισμοί, Κορεάτικοι και άλλοι, που του δίνουν την δυνατότητα σχεδιασμού και ανάλυσης κατασκευών από χάλυβα, οπλισμένου σκυροδέματος και σύμμικτες κατασκευές. Σε επίπεδο ανάλυσης, το λογισμικό δύναται να εκτελέσει ανάλυση με φαινόμενα 2ας τάξης (P-Delta Analysis), ανάλυση λυγισμού (Buckling Analysis), ιδιομορφική ανάλυση (Eigenvalue Analysis), γραμμικές μεθόδους όπως η Απλοποιημένη Φασματική Ανάλυση (Linear Static Analysis) και η Δυναμική (Response Spectrum Analysis) καθώς και μη γραμμικές μεθόδους ανάλυσης όπως η Στατική Υπερωθητική Ανάλυση (Pushover) και χρονικές αναλύσεις (Time History Analysis). Ακόμη, το λογισμικό μπορεί να εξετάσει την κατασκευή και ανά στάδια (Construction Stages).

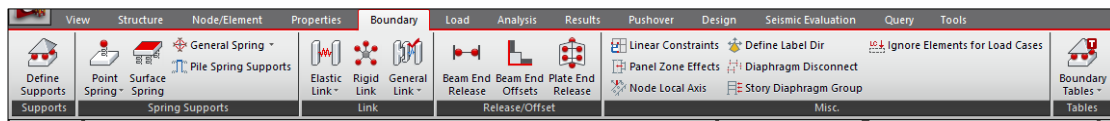


Εικ. 0-3: Menu για αναλύσεις του φορέα, (midas Gen)

Στην παρούσα διπλωματική εργασία, εξετάστηκε κτίριο με οπλισμένο σκυρόδεμα, όπου το λογισμικό διαθέτει πλήρως όλες τις κανονιστικές διατάξεις ανάλυσης, διαστασιολόγησης και ελέγχου των ΕΚ2 και ΕΚ8 για τα δομικά μέλη. Τα δομικά μέλη μπορούν να προσομοιωθούν ως ραβδωτά στοιχεία, με πεπερασμένα στοιχεία (Meshed), ως στοιχεία τοιχωμάτων (Wall Elements, Plates κλπ), ενώ δίνεται και η δυνατότητα διαφόρων περιπτώσεων στήριξης των κόμβων (π.χ. rigid links, elastic links) και της κατασκευής (π.χ. Point Springs, Surface Springs, Pile Springs Supports κ.λ.π).



Εικ. 0-4: Menu για κόμβους και μέλη, (midas Gen)



Εικ. 0-5: Menu για στηρίξεις φορέα και μελών, (midas Gen)

Το λογισμικό αυτό παρέχεται με εκπαιδευτική άδεια στους φοιτητές της Σχολής Πολιτικών Μηχανικών του Ε.Μ.Π. από το εκπαιδευτικό ίδρυμα.

ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ
ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ
ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ

ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ
ΕΟΣ ΔΕ 2023/07

**Σχεδιασμός και Μελέτη Συμπεριφοράς σε Σεισμό Πολυώροφου Κτιρίου ΟΣ με δόμηση Tunnel Form
και Ελαφροσκυρόδεμα**

Πατρινέλης Γ. Φώτιος (Επιβλέπων: Ζέρης Χρήστος)

Περίληψη

Τα «Tunnel Form» κτίρια κατασκευάζονται με μια πρωτόπορα μέθοδο ταχείας κατασκευής πολυώροφων κτιρίων με έτοιμους μεταλλότυπους (tunnel formwork), που γνωρίζει ιδιαίτερη ανάπτυξη ιδίως σε σεισμογενείς περιοχές, λόγω της θετικής συμπεριφοράς τους έναντι σεισμών. Η χρήση ελαφροσκυροδέματος στα κτίρια αυτά δεν εμφανίζεται συχνά, λόγω του χαμηλού μέτρου ελαστικότητας και της μειωμένης δυσκαμψίας των δομικών μελών, κάτι το οποίο διερευνάται στην παρούσα διπλωματική.

Συγκεκριμένα εξετάζεται μια νέα ξενοδοχειακή μονάδα, εννέα ορόφων με πλάκα κοιτόστρωσης στη θεμελίωση της, που θα κατασκευαστεί σε παραλιακή περιοχή με τη μέθοδο κατασκευής «Tunnel Form». Αρχικά, διερευνάται η χρήση ελαφροσκυροδέματος στις πλάκες των ορόφων με τη δημιουργία 18 διδιάστατων προσομοιωμάτων πλακών με επιφανειακά πεπερασμένα στοιχεία, αλλά και ισάριθμων τρισδιάστατων προσομοιωμάτων όλου του φέροντος οργανισμού. Οι διαφορετικές κατηγορίες αντοχής του συμβατικού σκυροδέματος και του ειδικού βάρους των ελαφροσκυροδεμάτων καθόρισαν την τελική επιλογή του υλικού και του πάχους των πλακών, όσο και των τοιχωμάτων από τα οποία απαρτίζεται το tunnel form κτίριο, με κριτήρια την ισχύ της διαφραγματικής λειτουργίας και τον έλεγχο των βελών κάμψης. Το τελικό προσομοίωμα του κτιρίου περιλαμβάνει πλάκες με επιφανειακά πεπερασμένα στοιχεία, τοιχώματα προσομοιωμένα με «Wall elements» αλλά και με πεπερασμένα στοιχεία για την ορθή διακριτοποίηση των ανοιγμάτων των τοιχωμάτων του κλιμακοστασίου, ενώ το έδαφος θεμελίωσης προσομοιώθηκε απλοποιητικά με ελατήρια Winkler σε ξεχωριστό προσομοίωμα του φορέα. Κύριο ζήτημα που αντιμετωπίζεται είναι η κατάταξη του φέροντος οργανισμού σε στατικό σύστημα σύμφωνα με το EN1998-1:2004 λαμβάνοντας υπόψη την στρεπτική ευαισθησία που εμφανίζουν τα κτίρια αυτά. Επιπλέον εξετάζονται οι τιμές των εκτιμώμενων ιδιοπεριόδων από τις σχέσεις διαφόρων αντισεισμικών κανονισμών ανά τον κόσμο καθώς και δημοσιεύσεων για την εύρεση απόκλισης με τις αντίστοιχες τιμές που υπολογίζονται από το λογισμικό επίλυσης. Τέλος, πραγματοποιείται η τελική διαστασιολόγηση και όπλιση όλων των δομικών μελών του φέροντος οργανισμού με ιδιαίτερη έμφαση στα πλάστιμα και τα ελαφρώς οπλισμένα τοιχώματα.

NATIONAL TECHNICAL UNIVERSITY OF ATHENS
FACULTY OF CIVIL ENGINEERING
LABORATORY OF REINFORCED CONCRETE

DIPLOMA THESIS
ΕΟΣ ΔΕ 2023/07

Design and Study of Earthquake Behavior of a Multi-Storey RC Building with Tunnel Form construction and Lightweight Concrete

Patrinelis G. Fotios (Supervisor: Zeris Chris)

Abstract

The "Tunnel Form" buildings are constructed with a pioneering method of rapid construction of multi-storey buildings with ready metal formwork, which is particularly developed especially in seismic areas, due to their positive behavior during earthquakes. The use of lightweight concrete in these buildings is not common, due to the low modulus of elasticity and the reduced stiffness of the structural members, which is investigated in this thesis.

Specifically, a new hotel of nine floors with a raft foundation is being examined, which will be constructed using the "Tunnel Form" construction method in a coastal area. Initially, the use of lightweight concrete in the floor slabs is investigated through the creation of 18 two-dimensional models of slabs with surface finite elements, as well as an equal number of three-dimensional (3D) models of the entire structural system. The different strength classes of conventional concrete and the dry density of lightweight concretes determined the final choice of the material and thickness of the slabs, as well as the walls of which the tunnel form building is composed, based on the strength of the diaphragm function and the control of deflections. The final model of the building includes slabs with surface finite elements, walls simulated with "Wall elements" but also with finite elements for the correct discretization of the openings of the staircase walls, while the foundation ground was simplified with Winkler springs in a separate model of the structure. The main issue addressed is the classification of the structure into a static system according to EN1998-1:2004, considering the torsional sensitivity exhibited by these buildings. In addition, the values of estimated natural periods are examined based on various seismic design codes worldwide, as well as publications that compare them with the values calculated by the analysis software. Finally, the final dimensioning and reinforcement of all structural members of the tunnel form structure is carried out with particular emphasis on the ductile and light reinforced walls.

Περιεχόμενα

Ευχαριστίες	i
Περίληψη.....	iv
Abstract	vi
Περιεχόμενα	viii
1. Κατασκευές «Tunnel Form»	1
1.1 Ιστορική Αναδρομή.....	1
1.2 Περιγραφή της μεθόδου	2
1.3 Πλεονεκτήματα και μειονεκτήματα	6
2. Θεωρητική Διερεύνηση Ελαφροσκυροδέματος.....	11
2.1 Ιστορική Αναδρομή.....	11
2.2 Ιδιότητες Ελαφρών Αδρανών	12
2.3 Ιδιότητες Ελαφροσκυροδέματος	13
3. Πληροφορίες και Δεδομένα του Έργου	17
3.1 Τοποθεσία και Αρχιτεκτονική Περιγραφή του Έργου	17
3.2 Δεδομένα του Έργου	19
3.2.1 Υλικά.....	19
3.2.2 Σεισμικά και εδαφολογικά δεδομένα	19
3.2.3 Δράσεις Σχεδιασμού.....	20
3.2.4 Συνδυασμοί Φορτίσεων.....	23
4. Μόρφωση Φορέα και Προδιαστασιολόγηση	27
4.1 Βασικές αρχές κανονισμού ΕΚ8	27
4.2 Διαφραγματική Λειτουργία Πλακών.....	27
4.2.1 Προσομοίωση πλακών και παραδοχές	27
4.2.2 Διερεύνηση σκυροδέματος και πάχους πλακών.....	33
4.2.3 Επιλογή πάχους πλακών και σκυροδέματος.....	39
5. Προσομοίωση του Κτιρίου	43
5.1 Προσομοίωση μελών φέροντος οργανισμού.....	43
5.1.1 Πλάκες.....	43
5.1.2 Τοιχώματα	44
5.1.3 Δοκοί	45
5.1.4 Περιμετρικά τοιχώματα υπογείου	46
5.1.5 Θεμελίωση.....	46
5.2 Αδρανειακή προσομοίωση	48

5.3	Προσομοίωση εδάφους θεμελίωσης.....	49
6.	Ανάλυση του Φέροντος Οργανισμού.....	51
6.1	Έλεγχος κανονικότητας σε κάτοψη και καθ' ύψος.....	51
6.1.1	Κανονικότητα σε κάτοψη.....	51
6.1.2	Κανονικότητα καθ' ύψος.....	54
6.2	Κατάταξη φέροντος οργανισμού σε τύπο στατικού συστήματος.....	57
6.3	Κατηγορία Πλαστιμότητας.....	61
6.4	Συντελεστής συμπεριφοράς η	62
6.5	Μέθοδος Ανάλυσης.....	66
6.6	Ιδιοπερίοδοι κτιρίου με tunnel form.....	68
6.7	Έλεγχος φαινομένων 2 ^{ης} τάξης.....	75
6.8	Έλεγχος σχετικών μετακινήσεων των ορόφων	77
7.	Διαστασιολόγηση Δομικών Μελών.....	81
7.1	Διαστασιολόγηση πλακών.....	81
7.1.1	Επικάλυψη πλακών	81
7.1.2	Όπλιση πλακών σε Ο.Κ.Α.....	83
7.1.3	Έλεγχος Ο.Κ.Α.	87
7.2	Διαστασιολόγηση τοιχωμάτων.....	90
7.2.1	Διαφορές πλάστιμων και ελαφρώς οπλισμένων τοιχωμάτων.....	91
7.2.2	Όπλιση πλάστιμων τοιχωμάτων	94
7.2.3	Όπλιση ελαφρώς οπλισμένων τοιχωμάτων	122
7.2.4	Όπλιση τοιχωμάτων με ανοίγματα	145
7.3	Διαστασιολόγηση δοκών.....	149
7.4	Διαστασιολόγηση περιμετρικών τοιχωμάτων υπογείου.....	160
7.5	Διαστασιολόγηση πλάκας θεμελίωσης.....	163
	Συμπεράσματα	171
	Προτάσεις για Περαιτέρω Έρευνα	174
	Βιβλιογραφία.....	175
	Παράρτημα Σχεδίων	179

1. Κατασκευές «Tunnel Form»

1.1 Ιστορική Αναδρομή

Η μέθοδος κατασκευής με «tunnel formwork» αποτελεί μία καινοτόμα μέθοδο που αναπτύχθηκε τη δεκαετία του '50 στη Γαλλία μετά τον Β' Παγκόσμιο Πόλεμο, από τον Guy Blonde, έναν κατασκευαστή της εποχής που αναζητούσε τρόπο οικονομικότερης αλλά και ταχύτερης κατασκευής (Nasvik, 2003). Η μέθοδος αυτή αφορά κυρίως κτίρια μεσαίου και υψηλού ύψους ως επί το πλείστον. Η διαφορά της με τις συμβατικές μεθόδους κατασκευής έγκειται στη χρήση έτοιμων ξυλοτύπων (ορθότερα: μεταλλότυπων) μορφής ανεστραμμένου L, προσαρμοσμένων στις διαστάσεις της εκάστοτε κατασκευής, που τοποθετούνται αντικριστά σχηματίζοντας μορφή Π, δηλαδή ένα «tunnel» από το οποίο προέρχεται και η ονομασία τους. Οι μεταλλότυποι αυτοί είναι βιομηχανικά προϊόντα που παρασκευάζονται κατόπιν παραγγελίας και μπορούν να χρησιμοποιηθούν συνήθως μόνο σε ίδιας κάτοψης και διαστάσεων κτίρια, εν αντιθέσει με τους κοινούς ξυλότυπους που χρησιμοποιούνται σε κάθε έργο. Αν και ακούγεται περιοριστικό, για κτίρια με τυποποιημένες διαστάσεις όπως σχολεία, νοσοκομεία, ξενοδοχεία, χώρους κράτησης και άλλα, αποτελούν την πλέον πρόσφορη λύση που ικανοποιεί δύο βασικά κριτήρια της κατασκευής, αυτό της οικονομικότητας και της ταχύτητας.



Εικ. 1-1: Κατασκευή κτιρίων Tunnel Form, πηγή: (Balkaya, Karagoz, & Gunal, 2017)

Η ανάγκη στέγασης σε συνδυασμό με την ταχύτατη και τυποποιημένη κατασκευή τέτοιων δομών, ευνόησε την ανάπτυξη της μεθόδου και άλλαξε τα δεδομένα έναντι των γνωστών μεθόδων κατασκευής. Η εξέλιξη τους τόσο σε επίπεδο τεχνολογικών μέσων αλλά και σε επιστημονικό επίπεδο ανάλυσης συνεχίζει έως και σήμερα αδιάκοπα να απασχολεί την επιστημονική κοινότητα των πολιτικών μηχανικών.

Εκτός όμως της οικονομικότητας και της ταχύτητας, κύρια απαίτηση των κατασκευών αποτελούσε και αποτελεί η παροχή ασφάλειας έναντι εξωγενών παραγόντων και ιδίως του σεισμού που είναι -αν όχι- η πιο σημαντική δράση στις κατασκευές, από τις σημαντικότερες.

Τα tunnel form κτίρια απαρτίζονται κυρίως από πλάκες και τοιχώματα και σπανίως από συνδετήριες δοκούς μεταξύ των τοιχωμάτων (Balkaya, Karagoz, & Gunal, 2017). Κύρια διαφορά με τα συμβατικά κτίρια οπλισμένου σκυροδέματος είναι η παντελής απουσία υποστρωμάτων και πλαισιακής λειτουργίας με αποτέλεσμα να τα καθιστά κυρίαρχα έναντι σεισμών. Γι' αυτό το λόγο, η ανάπτυξη τους εντοπίζεται κυρίως σε περιοχές υψηλής σεισμικότητας, σε χώρες όπως η Χιλή, η Ινδία, η Ιαπωνία, η Τουρκία αλλά και ευρύτερα η Μέση Ανατολή. Η απόκριση για παράδειγμα υφιστάμενων κατασκευών tunnel form έναντι σεισμών όπως στην Τουρκία το 1999, έδειξε σπουδαία αποτελέσματα έναντι των αντίστοιχων κοινών κατασκευών σκυροδέματος που υπέστησαν σοβαρές ζημιές έως και καταρρεύσεις (Balkaya & Kalkan, 2004). Στην παρακάτω εικόνα Εικ. 1-2 απεικονίζεται κτίριο tunnel form στην Νικομήδεια της Τουρκίας το 1999 χωρίς εμφανείς βλάβες ,μετά τον καταστροφικό σεισμό των 7,6 Richter που στοίχησε τη ζωή σε 17.000 ανθρώπους (Altalabani & Hejazi, 2021).



Εικ. 1-2: Κτίριο Tunnel Form στη Νικομήδεια της Τουρκίας, 1999, πηγή: (Altalabani & Hejazi, 2021)

1.2 Περιγραφή της μεθόδου

Η διαφοροποίηση της μεθόδου κατασκευής στηρίζεται στην χρήση μεταλλότυπων μορφής ανεστραμμένου L (Εικ. 1-3) οι οποίοι συνδέονται στην μέση και σχηματίζουν ένα κλειστό tunnel που αντιπροσωπεύει ένα δωμάτιο, ανοιχτό στην μία πλευρά από τις τέσσερις, προκειμένου να μπορούν να αφαιρεθούν (Εικ. 1-4). Πολλά δωμάτια μαζί συγκροτούν ένα ολόκληρο διαμέρισμα με διαδρόμους και ανοίγματα όπου απαιτούνται.

Οι μεταλλότυποι συνήθους πάχους 4mm από μέταλλο, κατασκευάζονται και διατίθενται κυρίως προς ενοικίαση και σπάνια προς αγορά, από συγκεκριμένες εταιρίες ανά τον κόσμο με διαστάσεις που καθορίζονται από την μελέτη. Ωστόσο, οι πλέον συνηθισμένες διαστάσεις που ευνοεί η μέθοδος κυμαίνονται μεταξύ 8-11m βάθος, 2.4-6.8m πλάτος και ύψος 2.4-3.5m (Brooker & Hennessy, 2008), χωρίς αυτές να είναι αυστηρές (The Concrete Society, 2023). Εφόσον απαιτείται, έχουν την δυνατότητα να φέρουν ανοίγματα και οπές που αποδίδουν αρχιτεκτονικά και λειτουργικά χαρακτηριστικά στο κτίριο. Τα ανεστραμμένα L στηρίζονται στις δύο τους πλευρές με ειδικές αντηρίδες προκειμένου να αποφευχθεί η ανατροπή τους από το υπερκείμενο βάρος σκυροδέματος, ενώ φέρουν και τροχούς που διευκολύνουν το «ξεκαλούπωμα» μετά το πέρας της σκλήρυνσης του σκυροδέματος.

Τα τοιχώματα συνηθίζεται να έχουν ελάχιστο πάχος 20cm χωρίς και αυτό να είναι αυστηρό. (Kanoglou, 2023). Άλλωστε παλαιότερα κτίρια που κατασκευάστηκαν με αυτή τη μέθοδο, λόγω της μειωμένης τότε γνώσης αλλά και των διαφορετικών αντισεισμικών κανονισμών, είχαν πάχη τοιχωμάτων που κυμαίνονταν από 12cm για κτίρια 5 ορόφων έως και 30cm για κτίρια έως και 40 ορόφων, τα οποία λειτούργησαν και απέδωσαν έναντι ισχυρών σεισμών (Balkaya & Kalkan, 2004). Σήμερα, ύστερα από έρευνες τόσο σε επίπεδο βελτιστοποίησης της παραγωγής και μείωσης του κόστους, όσο και σε επίπεδο αναθεώρησης και αυστηροποίησης των αντισεισμικών κανονισμών, δεν συνηθίζεται να κατασκευάζονται κτίρια tunnel form με πάχος τοιχωμάτων και πλακών μικρότερο των 20cm.



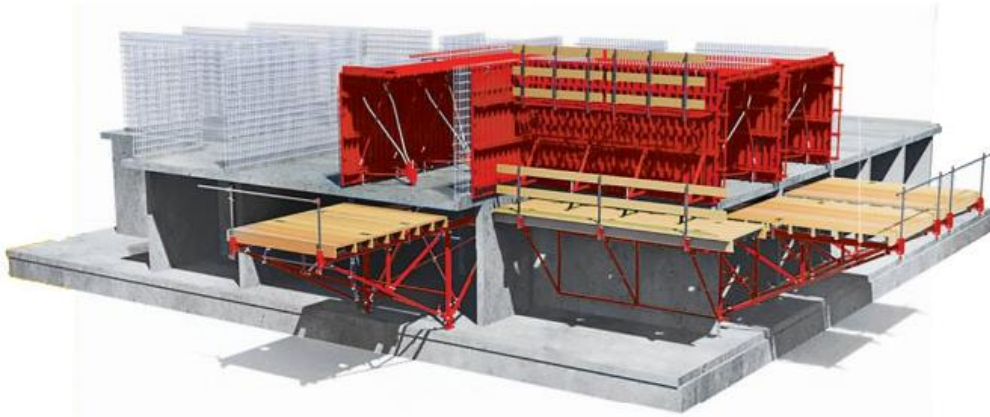
Εικ. 1-3: Δομή μεταλλότυπου



Εικ. 1-4: Tunnel formwork, πηγή: (The Constructor, 2023)

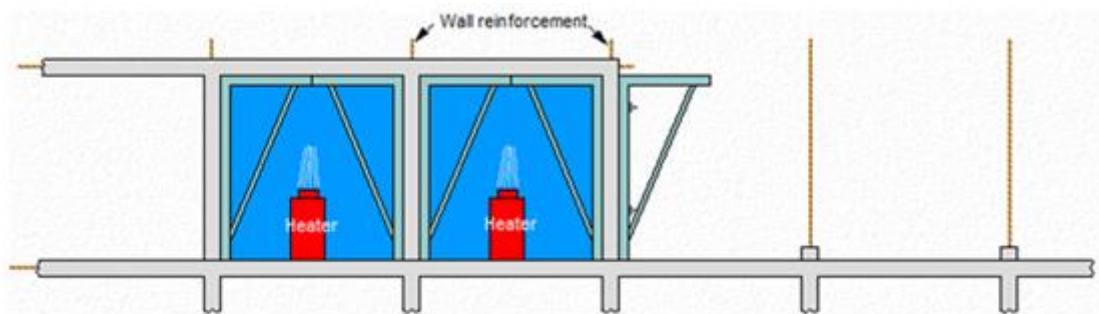
Η κατασκευή των ορόφων ξεκινά αρχικά με την τοποθέτηση των οπλισμών των τοιχωμάτων στις κατάλληλες θέσεις που ορίζονται από την μελέτη και εν συνεχεία των μεταλλότυπων, προκειμένου να σχηματιστούν κλειστοί χώροι-δωμάτια μορφής Π με την ένωση-κλείδωμα των ανεστραμμένων L (Nasvik, 2003). Πριν την σκυροδέτηση, τοποθετούνται οι αντηρίδες (τυπικά συστήματα push-pull) που είναι υψίστης σημασίας από θέμα ασφάλειας, μεταξύ των δύο επιφανειών των L, προκειμένου το φορτίο του νωπού σκυροδέματος να παραλειφθεί από αυτές και να μεταβιβαστεί στο κατακόρυφο μέλος του L (Nasvik, 2003). Οι διαγώνιοι αυτοί σύνδεσμοι ρυθμίζουν την καθετότητα και οριζοντίωση των επιφανειών μορφής ανεστραμμένου L. Επιπλέον,

τα συνεργεία ηλεκτρικών, μηχανολογικών και υδραυλικών εργασιών αναλαμβάνουν να εγκαταστήσουν τα απαραίτητα συστήματα για την λειτουργία του κτιρίου πριν την σκυροδέτηση ενώ παράλληλα τα καλούπια επαλείφονται με ειδικό λάδι προκειμένου να είναι εύκολη η αφαίρεση των μεταλλότυπων μετά το πέρας της σκυροδέτησης (Hiba & Khosroo, 2018).



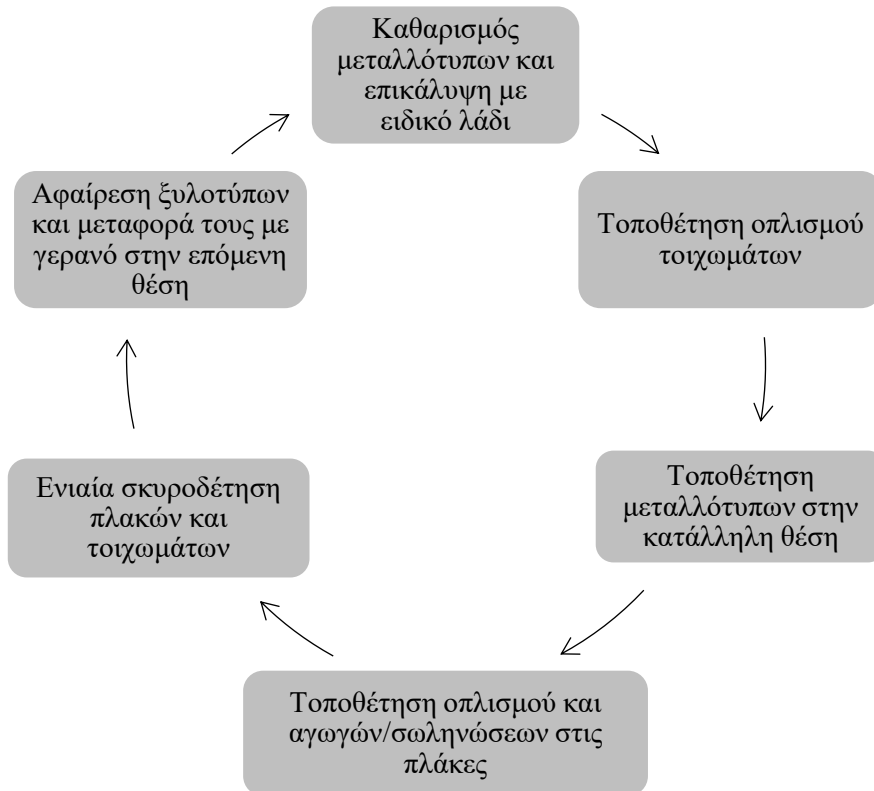
Εικ. 1-5: Εικονική αναπαράσταση ανέγερσης κτιρίου Tunnel Form, πηγή: www.modernghaleb.com

Στη συνέχεια, χυτεύεται το νωπό σκυρόδεμα αφού έχει τοποθετηθεί πρώτα και ο σπλισμός των οριζοντίων μελών, κατά κύριο λόγο των πλακών. Η ενιαία χύτευση σκυροδέματος, γεμίζει τα ανεστραμμένα L τα οποία παραμένουν στη θέση τους για διάστημα 1-3 ημερών εφόσον εφαρμόζεται σκυρόδεμα ταχείας ωρίμανσης ή εφαρμόζονται εξειδικευμένες μέθοδοι θέρμανσης που επιταχύνουν την σκλήρυνση του σκυροδέματος. Η θέρμανση αυτή εφαρμόζεται συνήθως μέσω ειδικών θερμαντικών συστημάτων βουτανίου (Εικ. 1-6).



Εικ. 1-6: Tunnel formworks με χρήση θερμαντικών σωμάτων βουτανίου, πηγή: (The Constructor, 2023)

Σε περίπτωση μη χρήσης εξοπλισμού θέρμανσης, η αφαίρεση των μεταλλότυπων γίνεται στις 28 μέρες αν δεν προβλέπεται κάτι διαφορετικό από την μελέτη εφαρμογής. Στην παρακάτω εικόνα, διακρίνεται το διάγραμμα ροής της διαδικασίας κατασκευής με τη μέθοδο Tunnel Form (Εικ. 1-7).



Εικ. 1-7: Περιγραφή μεθόδου Tunnel Form, πηγή: (Hiba & Khosroo, 2018)

Μετά την σκλήρυνση του σκυροδέματος, οι μεταλλότυποι αφαιρούνται δια της ολισθήσεως από την ελεύθερη πλευρά καθώς φέρουν ειδικούς τροχούς, και επανατοποθετούνται στον επόμενο όροφο με τη βοήθεια γερανού. Η διαδικασία αυτή συνεχίζεται ανά όροφο ή παράλληλα έως ότου ολοκληρωθεί όλο το κτίριο (Εικ. 1-8).



Εικ. 1-8: Κτίριο Tunnel form κατά την φάση κατασκευής, πηγή: www.constrofacilitator.com

1.3 Πλεονεκτήματα και μειονεκτήματα

Οι λόγοι που καθιστούν τα tunnel form κτίρια ελκυστικά και ανταγωνιστικά έναντι των συμβατικών κατασκευών σκυροδέματος, βασίζονται κυρίως σε τρεις κατηγορίες:

1. Ασφάλεια Κατασκευής
2. Εξοικονόμηση πόρων
3. Επιτάχυνση παραγωγής

Η ανάγκη αντισεισμικών κατασκευών, ασφαλών για το κοινωνικό σύνολο, ευνόησε την ανάπτυξη των κτιρίων tunnel form και αποτελεί σήμερα μια μοναδική επιλογή ιδίως για τις περιοχές που απαιτούν κτίρια ασφαλή και λειτουργικά κατά τη διάρκεια σεισμικών διεγέρσεων. Οι κυψελωτές δομές που σχηματίζονται από την ένωση οπλισμένων διατμητικών τοιχωμάτων (reinforced concrete shear-walls) και πλακών, συνθέτουν μια στιβαρή κατασκευή, έτοιμη να ανταπεξέλθει σε οποιοδήποτε σεισμικό φαινόμενο, δημιουργώντας αίσθημα ασφάλειας στους ενοίκους και τους παρευρισκόμενους εντός αυτής. Η απουσία υποστυλωμάτων και δοκών αναιρούν την πλαισιακή λειτουργία του φορέα με τους κόμβους, που χρήζει μεγαλύτερης προσοχής ανάλυση, σχεδιασμό και υλοποίηση. Επιπροσθέτως, η έννοια της ασφάλειας διευρύνεται και στο στάδιο της κατασκευής αν αναλογιστεί κανείς ότι η επαναλαμβανόμενη, τυποποιημένη και μηχανοποιημένη διαδικασία κατασκευής αλλά και η ελάχιστη απαίτηση σε εργαλεία και εξοπλισμό, μειώνει τις πιθανότητες εργατικού ατυχήματος.

Παράλληλα, χωρίς να θυσιάζεται η απαραίτητη ασφάλεια των κατασκευών, επιτυγχάνεται μείωση κόστους και συνολική εξοικονόμηση πόρων τόσο σε υλικό επίπεδο όσο και σε ανθρώπινο δυναμικό. Για τα περισσότερα συμβατικά συστήματα κατασκευής ισχύει ότι η αύξηση του ύψους του κτιρίου αυξάνει δυσανάλογα και το κόστος κατασκευής, εν αντιθέσει με την μέθοδο Tunnel Form όπου όσο υψηλότερο και τυποποιημένο είναι το κτίριο, τόσο μεγαλύτερη και η εξοικονόμηση των πόρων. Το κόστος κατασκευής εντοπίζεται κυρίως στο αρχικό κεφάλαιο που απαιτείται για την ενοικίαση ή την αγορά των μεταλλότυπων που κυμαίνεται μεταξύ 17% για κτίρια 54 ορόφων έως και 50% για κτίρια 6 ορόφων (İlerisoy & Tuna, 2013). Με ένα μέσο κόστος των tunnel formworks της τάξης του 30% του συνολικού κόστους κατασκευής και λαμβάνοντας υπόψιν τις εργασίες που απαλλάσσεται η κατασκευή σε σχέση με τις συμβατικές μεθόδους, καθίσταται εμφανές ο κύριος λόγος επιλογής της μεθόδου αυτής ιδίως για υψηλά κτίρια άνω των 30 ορόφων όπου η επιλογή μεθόδου ανέγερσης αποτελεί την βασική παράμετρο ανάλυσης, σχεδιασμού και κατασκευής του έργου. Οι μεταλλότυποι αυτοί μπορούν επιπροσθέτως, να χρησιμοποιηθούν έως και πάνω από 600 φορές (The Constructor, 2023) συνεισφέροντας περαιτέρω στην εξοικονόμηση χρημάτων και στην ανακύκλωση των υλικών χωρίς δυσμενείς επιδράσεις στο περιβάλλον αφού δεν χρησιμοποιείται το ξύλο ως υλικό όπως στους «ξύλोटυπους». Επιπλέον, η επαναλαμβανόμενη διαδικασία ανέγερσης και η χρήση μηχανικών μέσων όπως γερανών, απαιτούν λιγότερο εργατικό δυναμικό (Aradhya & Arpe, 2016). Όλες αυτές οι παράμετροι συντελούν και στη μείωση του συνολικού κόστους κατασκευής έως και 20% έναντι των συμβατικών μεθόδων κατασκευής (Hiba & Khosroo, 2018).

Η χρήση προκατασκευασμένων μεταλλότυπων (tunnel formworks) επιτρέπει έως και έναν 24ωρο κύκλο εργασιών που οι συμβατικές μέθοδοι δεν το προσφέρουν. Ο χρόνος κατασκευής δύναται να μειωθεί από 25-30% (Nasvik, 2003) έως και 50% (Hiba & Khosroo, 2018) αφού πέραν της χρήσης των προκατασκευασμένων μεταλλότυπων και την ταχεία σκλήρυνση του σκυροδέματος με θερμαντικά μέσα, δεν απαιτούνται και περαιτέρω εργασίες όπως διάνοιξη οπών για ηλεκτρομηχανολογικές εγκαταστάσεις, επιστρώσεις και «φινιρίσματα» επιφανειών ή κατασκευή μεγάλων επιφανειών εσωτερικής τοιχοποιίας με οπτόπλινθους κλπ (Brooker & Hennessy, 2008).

Η ποιότητα του τελικού αποτελέσματος καθιστά ασυναγώνιστα τα tunnel form σε σχέση με τα συμβατικά κτίρια. Το ολοκληρωμένο έργο είναι ένας ενιαίος φορέας με αρχιτεκτονική ευελιξία και καλαισθησία, προσβασιμότητα και λειτουργικότητα, ιδανικό για ξενοδοχειακές μονάδες, δομές υγείας και πρόνοιας, φοιτητικούς και άλλους ξενώνες, στρατιωτικές εγκαταστάσεις, σχολεία, πανεπιστήμια καθώς και συγκροτήματα πολυώροφων ιδιωτικών κατοικιών. Ο συνδυασμός των ιδιοτήτων του σκυροδέματος με την ελάχιστη απαίτηση θερμομονωτικών και ηχομονωτικών υλικών αλλά και η μονολιθική δομή του φορέα, προσφέρουν υψηλούς συντελεστές αντίστασης έναντι πυρκαγιάς, ακραίων κλιματολογικών φαινομένων και ενεργειακής και ακουστικής απόδοσης που συνάδουν με αειφόρα κτίρια μαζικής στέγασης με λιγότερο ενεργειακό αποτύπωμα. Τέλος, η μειωμένη απαίτηση συντήρησης μετά την κατασκευή, λόγω της μορφής του φορέα, προσθέτουν ένα ακόμη πλεονέκτημα στην επιλογή κτιρίων tunnel form έναντι των συμβατικών.



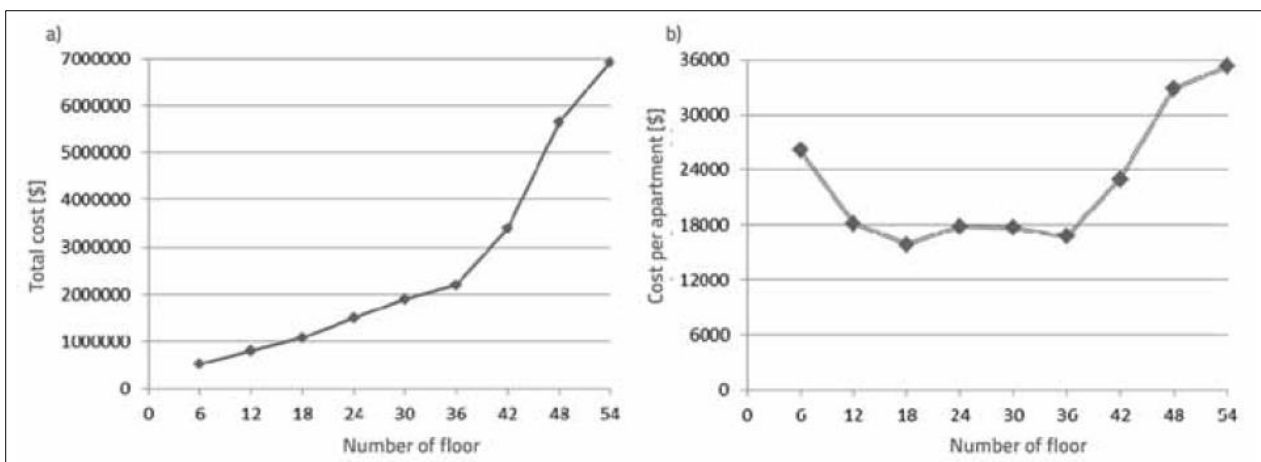
Εικ. 1-9: Κατασκευή κτιρίου Tunnel Form στο Πούνε της Ινδίας, www.rohanbuilders.com

Η μέθοδος όμως κατασκευής Tunnel Form παρουσιάζει μερικά μειονεκτήματα και περιορισμούς που θα πρέπει να είναι εν γνώσει του μελετητή και κατασκευαστή που θα την επιλέξει προς υλοποίηση του έργου.

Πρώτα και κύρια ο μελετητής μηχανικός καλείται να λάβει υπόψιν του, τους περιορισμούς της μεθόδου σε επίπεδο αρχιτεκτονικού σχεδιασμού αλλά και στατικής ανάλυσης. Ειδικότερα, κάθε tunnel (δωμάτιο) πρέπει να απαρτίζεται από μία τουλάχιστον πλευρά ανοιχτή ώστε να επιτρέπεται η αφαίρεση και επαναχρησιμοποίηση των μεταλλότυπων (Hiba & Khosroo, 2018). Οι διαστάσεις κάθε tunnel δεν μπορούν εύκολα να είναι μικρότερες από 2.10 m ενώ κάθε προσαύξηση ή μείωση της διάστασης πρέπει να είναι πολλαπλάσια των 5 cm προκειμένου να υλοποιείται εύκολα με αναπροσαρμογή του μεταλλότυπου. Γι' αυτό το λόγο και τα δομικά μέρη του φέροντος οργανισμού, τόσο οι πλάκες όσο και τα τοιχώματα, συστήνεται να έχουν ελάχιστο πάχος 20 cm (Kanoglou, 2023) με σχετικά ίδιο πάχος και για τα δύο (Balkaya & Kalkan, 2004), με περιορισμένα όσο γίνεται ανοίγματα προκειμένου να μην επηρεαστεί η σεισμική απόκριση της κατασκευής.

Επιπροσθέτως, ο μελετητής θα πρέπει να γνωρίζει την σεισμική συμπεριφορά του Tunnel Form που διακρίνεται από στρεπτική ευαισθησία λόγω της διάταξης των τοιχωμάτων στο κτίριο. Πιο συγκεκριμένα, η μη ύπαρξη τοιχωμάτων περιμετρικά του κτιρίου αλλά και η «κατά παράταξη» διάταξη τους και η θέση τους εσωτερικά της κάτοψης (Mohsenian, Nikkhoo, & Hajirasouliha, 2019), προδιαγράφουν μια στρεπτική συμπεριφορά με κυριαρχούσα την στρεπτική ιδιομορφή που αποτελεί έως και σήμερα πεδίο επιστημονικής διερεύνησης (Hadzima-Nyarko, Ademović, Koković, & Lozančić, 2022). Η μερική άρση δηλαδή, της στρεπτικής ευαισθησίας καθίσταται δυνατή εφόσον σχεδιάζονται κανονικές σε κάτοψη και συμμετρικές κατασκευές (Mohsenian, Nikkhoo, & Hajirasouliha, 2019). Επιπλέον, ένα άλλο φαινόμενο που εμφανίζεται στις μονολιθικές αυτές κατασκευές είναι ο Εφελκυσμός/Θλίψη (Tension/Compression) των μεγάλων τοιχωμάτων λόγω των οριζόντιων δυνάμεων (π.χ. σεισμικών ή δράσεων ανέμου) που επιδρούν σημαντικά στην καταπόνηση τους και απαιτούν περισσότερους ελέγχους και διατάξεις όπλισης καθώς κινδυνεύουν ακόμη και από θραύση του διαμήκους οπλισμού τους (Yuksel & Kalkan, 2007). Προσθέτοντας μάλιστα και την διερεύνηση θεμελίωσης με κοιτόστρωση ή με πασσάλους ανάλογα το ύψος και την αλληλεπίδραση της κατασκευής με το έδαφος (İlerisoy & Tuna, 2013), το επίπεδο ανάλυσης και ο συνυπολογισμός του κόστους επηρεάζουν την τελική επιλογή της μεθόδου από τον μελετητή και τον κατασκευαστή.

Όπως αναφέρθηκε και στα πλεονεκτήματα προηγουμένως, απαιτείται αρχική επένδυση κεφαλαίου για την ενοικίαση ή την αγορά των μεταλλότυπων καθώς και παροδική εγκατάσταση υψηλών γερανών για όσο διαρκεί το έργο. Το κόστος αυτό λαμβάνοντας υπόψιν ότι αντιπροσωπεύει το 30% του συνολικού κόστους κατασκευής, απαιτεί αναζήτηση οικονομικών πόρων εξ αρχής, πριν την έναρξη της κατασκευής. Μάλιστα στο κόστος κατασκευής προστίθεται και ο χρόνος εγκατάστασης αλλά και απομάκρυνσης των γερανών που υπολογίζεται περίπου σε 2 εβδομάδες ανάλογα την έκταση του έργου. Με αυτά τα δεδομένα, η επιλογή της μεθόδου για κτίρια κάτω των 6 ορόφων κρίνεται οικονομικά ασύμφορη όπως και για κτίρια άνω των 50 ορόφων όπου το κόστος αυξάνεται αναλογικά ανά όροφο όπως σχεδόν και στις συμβατικές μεθόδους κατασκευής καθώς αύξηση του ύψους συνεπάγεται μεγαλύτερα στατικά και δυναμικά φορτία άρα και μεγαλύτερα τοιχώματα (İlerisoy & Tuna, 2013).



Εικ. 1-10: Μεταβολή του κόστους για κτίρια με C20/25 συναρτήσει του αριθμού των ορόφων:
 α) Συνολικό κόστος, β) Ανά διαμέρισμα. πηγή: (İlerisoy & Tuna, 2013)

Η φύση επιπλέον της μεθόδου, που διακρίνεται από ταχύτητα και λεπτομέρεια, απαιτεί εξειδικευμένο προσωπικό στα επιτελεία των μηχανικών στον τομέα της διαχείρισης εργοταξίων αλλά και οικονομικών συμβούλων για την διοίκηση του έργου, καθώς η αποτελεσματικότητα στη οικονομική διαχείριση του έργου διέπεται από αρχές «High Cash Flow Management». Οποιοδήποτε πρόβλημα παρουσιαστεί κατά την διάρκεια της κατασκευής, μπορεί να επιφέρει σημαντική καθυστέρηση σε όλες τις φάσεις ανέγερσης αν δεν έχουν εκ των προτέρων προβλεφθεί τα απαραίτητα μέσα δράσης και επίλυσης του θέματος (Kanoglou, 2023). Τέλος, επισημαίνεται ότι η κατασκευή γίνεται σε έναν κύκλο κατασκευής χωρίς να είναι εφικτή οποιαδήποτε τροποποίηση ή βελτίωση σε μεταγενέστερο στάδιο (Hiba & Khosroo, 2018) επιβάλλοντας έτσι την αξιοποίηση ειδικά καταρτισμένου εργατικού δυναμικού, έμπειρου και προσαρμόσιμου στις ιδιαίτερα υψηλές ανάγκες ταχύτητας της κατασκευής.

Συνοψίζοντας όλα τα παραπάνω, στα 70 χρόνια ιστορίας της μεθόδου Tunnel Form, η μέθοδος έχει αναδείξει σπουδαία αποτελέσματα και συνεχίζει να αποτελεί ως σήμερα μία πρωτοπόρα μέθοδο ταχείας κατασκευής κτιρίων (Modern Method Construction) πολλά υποσχόμενη, όπου η διαδικασία μαζικής παραγωγής αυξάνεται αλματωδώς, προσφέροντας υψηλής ποιότητας κτίρια τυποποιημένης κάτοψης, ικανά να αντισταθούν έναντι οποιασδήποτε σεισμικής καταπόνησης με ελάχιστες επιπτώσεις στον φέροντα οργανισμό του κτιρίου στην ασφάλεια και στη λειτουργικότητα του. Η όλο ένα και αναπτυσσόμενη έρευνα στο επιστημονικό πεδίο της μελέτης, της ανάλυσης, της διαχείρισης και του προγραμματισμού της μηχανοποιημένης μεθόδου Tunnel Form δίνει νέα πνοή στον κατασκευαστικό κλάδο και δημιουργεί ελπίδες για περαιτέρω ανάπτυξη ιδιωτικών αλλά και δημόσιων δομών, που απαιτούν τυποποιημένη και επαναλαμβανόμενη κάτοψη υπό το πρίσμα της αειφόρου ανάπτυξης και προστασίας του περιβάλλοντος (Yilmaz & Abdulahin, 2021). Παρόλη την απλότητα της όμως, η μέθοδος απαιτεί εμπειριστατωμένη γνώση και ενασχόληση με τις λεπτομέρειες που την διέπουν προκειμένου να αξιοποιηθούν πλήρως τα κατασκευαστικά και οικονομικά της οφέλη (Brooker & Hennessy, 2008). Η μαζική κατασκευή τυποποιημένων κτιρίων έχει κοινωνικό και οικονομικό αντίκτυπο στην ανάπτυξη της κοινωνίας και

στην κάλυψη των λαϊκών αναγκών όπως η στέγαση, η εργασία και η ψυχαγωγία και καθίσταται αναγκαία ιδιαίτερα σε περιόδους κρίσεων στέγασης όπως η σημερινή.



Εικ. 1-11: Κατασκευή κτιρίων με τη μέθοδο tunnel form στην Κωνσταντινούπολη, Tema Istanbul Project, πηγή: www.mesaimalat.com.tr

2. Θεωρητική Διερεύνηση Ελαφροσκυροδέματος

2.1 Ιστορική Αναδρομή

Η χρήση ελαφροσκυροδέματος στις κατασκευές του πολιτικού μηχανικού δεν είναι κάποια καινούρια εξέλιξη στην τεχνολογία σκυροδέματος ακόμη και αν δεν συναντάται στα κτίρια Tunnel Form. Η ιστορία τους ξεκινά από την αρχαιότητα όπου σε αρχαίους πολιτισμούς, υλικά όπως η κίσηρη, η τέφρα κ.α. χρησιμοποιούνταν για την ανέγερση μνημείων που διασώζονται έως και σήμερα στη Μέση Ανατολή και στην ευρύτερη περιοχή της νότιας Ευρώπης όπως το Πάνθεον της Ρώμης (Εικ. 2-1) που ανεγέρθη το 125 π.Χ. (Lancaster, 2009) αλλά και οι αψίδες του Κολοσσαίου (Εικ. 2-2). Η διαίσθηση των αρχαίων για την χρήση ελαφρών αδρανών και γενικότερα σύνθετων υλικών στις κατασκευές, υπερίσχυε της επιστημονικής γνώσης της εποχής που ήταν σαφώς ελάχιστη μπροστά στη σημερινή (Moropoulou, Bakolas, & Anagnostopoulou, 2005) . Οι σημαντικές ιδιότητες του και ιδίως το χαμηλό ειδικό βάρος έναντι των άλλων τότε υλικών, προσέλκυσαν το ενδιαφέρον των αρχιτεκτόνων και μηχανικών της εποχής εκείνης, δίνοντας το έναυσμα για ένα νέο κεφάλαιο στην ιστορία του σκυροδέματος.



Εικ. 2-1: Πάνθεον της Ρώμης, θόλος κατασκευασμένος με ελαφρά αδρανή

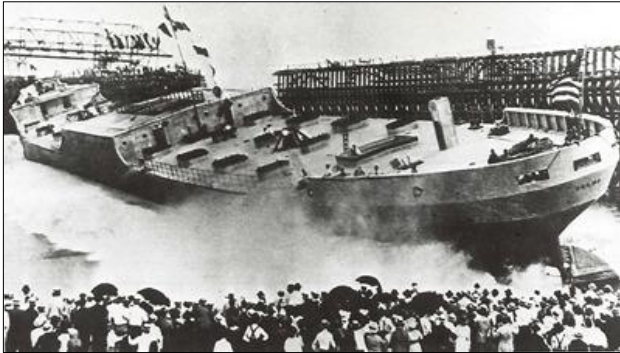


Εικ. 2-2: Κολοσσαίο της Ρώμης

Από τον 19^ο αιώνα έως και τις αρχές του 20^{ου} αιώνα, η χρήση ελαφροσκυροδέματος ως υλικό γνωρίζει ραγδαία αύξηση σε σημείο η ζήτηση να μην δύναται να καλυφθεί και να απαιτείται περαιτέρω έρευνα εξεύρεσης λύσης. Στα μέσα του 19^{ου} αιώνα ξεκινά η παραγωγή τεχνητών ελαφροαδρανών από αργιλικά αδρανή με υψηλό βαθμό πορώδους ενώ κατά τη διάρκεια του Α΄ Παγκοσμίου Πολέμου η χρήση τους επεκτείνεται ακόμη και στην παραγωγή πλοίων προς αντικατάσταση του χάλυβα που απαιτείτο για πολεμικές χρήσεις.

Με την εξέλιξη της έρευνας και της διερεύνησης των ιδιοτήτων των ελαφρών αδρανών, φτάνουμε στη δεκαετία του 1920 όπου χτίζονται και επισκευάζονται τα πρώτα κτίρια με χρήση ελαφροσκυροδέματος όπως το Chase-Park Plaza Hotel στο Saint Louis (ESCI, 1971) , ενώ τις δεκαετίες του '50 και του '60 την ευρύτερη ανάπτυξη και χρήση του συμβατικού σκυροδέματος ακολουθεί και το ελαφροσκυρόδεμα με το οποίο κατασκευάζονται

πολλά κτίρια και γέφυρες σε όλο τον κόσμο (Pirzad, 2017) ακόμη και ουρανοξύστες όπως ο Lake Point Tower στο Chicago (Mehta & Monteiro, 2006).



Εικ. 2-3: Καθέλκυση του U.S.S Selma στις 28/6/1919, πηγή: (ESCI, 1971)



Εικ. 2-4: Το U.S.S Selma σήμερα, Galveston Island Texas

2.2 Ιδιότητες Ελαφρών Αδρανών

Το ελαφροσκυρόδεμα (LWAC: Lightweight Aggregate Concrete ή LC: Lightweight Concrete) ορίζεται από τους διάφορους κανονισμούς ως το σκυρόδεμα που περιέχει Ελαφρά Αδρανή και η πυκνότητα του κυμαίνεται μεταξύ 800 kg/m^3 και 2200 kg/m^3 έναντι του συμβατικού σκυροδέματος και άλλων τύπων σκυροδεμάτων (π.χ. υψηλής αντοχής, μη συρρικνούμενο, ινοπλισμένο κ.α.) με πυκνότητες που ξεπερνούν τα 2400 kg/m^3 .

Οι κατηγορίες ελαφροσκυροδέματος είναι τρεις (Εικ. 2-6) με βάση τον τύπο των αδρανών που χρησιμοποιούνται για την παραγωγή του:

1. Ελαφροσκυρόδεμα με Φυσικά Αδρανή
2. Ελαφροσκυρόδεμα με Τεχνητά Αδρανή
3. Ελαφροσκυρόδεμα με Ανακυκλωμένα Αδρανή

Τα φυσικά αδρανή παράγονται μέσω θραύσης πυριγενών ηφαιστειακών πετρωμάτων όπως ο διατομίτης, η σκωρία και η κίσηρη (σ.σ. ελαφρόπετρα), ανεπεξέργαστα υποπροϊόντα και οργανικά υλικά (π.χ. πριονίδι, διογκούμενα πλαστικά σωματίδια) (Mohammed & Hamad, 2014) αλλά και ο σκόπιμα εισηγμένος αέρας. Τα τεχνητά αδρανή αντίστοιχα, παράγονται με θερμική κυρίως κατεργασία υλικών όπως ο απολεπισμένος βερμικουλίτης, οι σκωρίες υψικαμίνων, η ιπτάμενη τέφρα που συλλέγεται από τα καυσάερια των σύγχρονων σταθμών παραγωγής ενέργειας, οι αργιλικό και μεταμορφωσιγενείς σχιστόλιθοι, ο διογκωμένος περλίτης κ.α. (Mehta & Monteiro, 2006).

Με την πάροδο της τεχνολογίας και την εξέλιξη της βιομηχανίας παραγωγής σκυροδεμάτων, μια νέα κατηγορία ελαφρών αδρανών έχει προστεθεί στην παραγωγή ελαφροσκυροδέματος. Αυτά είναι τα ανακυκλωμένα αδρανή που προέρχονται από ανακυκλώσιμα υλικά (π.χ. γυαλί) αλλά και υλικά κατεδάφισης κτιρίων και δρόμων, κυρίως σκυροδέματος (Kashyar, και συν., 2022). Επιπλέον, ως ανακυκλωμένα αδρανή (RCA: Recycled Concrete Aggregate) μπορούν να θεωρηθούν και τα σκύρα, η υδραυλική τσιμεντοκονία ή άλλος συνδυασμός που θεωρείται κατάλληλος για παραγωγή σκυροδέματος προ-ανάμιξης (Pavan, Babitha, Deepika, & Vinod, 2018).



Εικ. 2-5: Ελαφρά αδρανή: α) Κίσσηρη, β) Σκωρία Υψικαμίνου, γ) Ανακυκλωμένο Σκυρόδεμα



Εικ. 2-6: Κατηγορίες Ελαφρών Αδρανών (LightWeight Aggregate LWA)

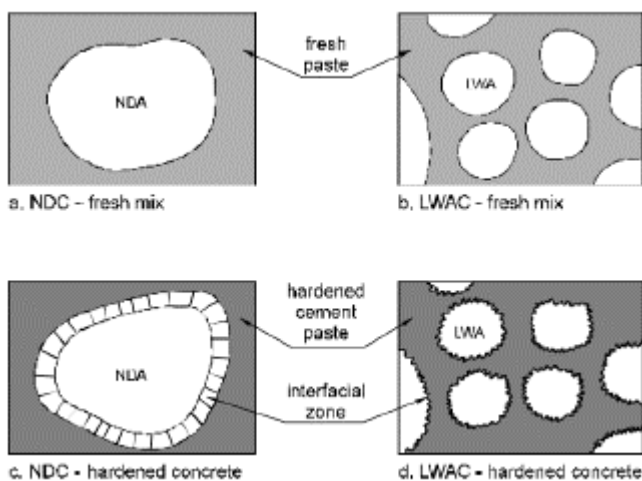
Τα ελαφρά αδρανή είναι πυκνότητας μονάδας όγκου μικρότερης από 1120 kg/m^3 , που οφείλεται στο υψηλό πορώδες ή στην κυψελωτή μικροδομή τους (Mehta & Monteiro, 2006). Στην πράξη συναντώνται ελαφρά αδρανή με πυκνότητες (σωρού) που κυμαίνονται από 80 έως 900 kg/m^3 και διακρίνονται σε λεπτόκοκκα και χονδρόκοκκα ανάλογα την κοκκομετρική τους διαβάθμιση. Το μέγεθος των κόκκων, το συνολικό πορώδες τους, η αρχική περιεχόμενη υγρασία αλλά και η κατανομή των πόρων επηρεάζουν άμεσα την αντοχή τους, το μέτρο ελαστικότητας, την πυκνότητα και κατ' επέκταση τις ιδιότητες τόσο του νωπού όσο και του σκληρυμένου σκυροδέματος (Mehta & Monteiro, 2006).

2.3 Ιδιότητες Ελαφροσκυροδέματος

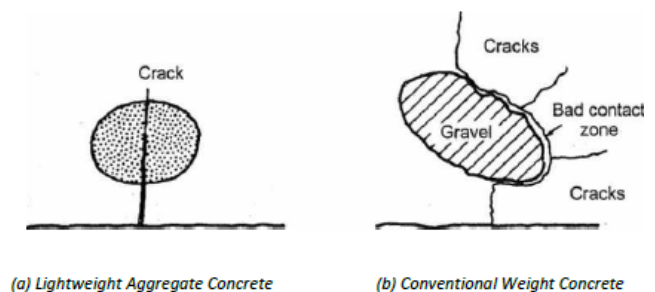
Το ελαφροσκυρόδεμα όπως και κάθε σκυρόδεμα αποτελεί ένα ετερογενές υλικό με τις ιδιότητες του να εξαρτώνται από τα επιμέρους στοιχεία αλλά και την σχέση αλληλεπίδρασης μεταξύ τους. Τα επιμέρους στοιχεία από τα οποία απαρτίζεται είναι τα ελαφρά αδρανή για τα οποία έγινε σύντομη αναφορά παραπάνω και τον τσιμεντοπολλό (Εικ. 2-7). Σε μερικές περιπτώσεις προστίθεται και φυσική άμμος που συνεισφέρει στην βελτίωση της αντίστασης του ελαφροσκυροδέματος στην τριβή, στη μείωση της συστολής ξήρανσης και του

ερπυσμού κατά 15-25% (Τριανταφύλλου, 2017), αλλά και αυξάνει το μέτρο ελαστικότητας κατά 15-30% (Mehta & Monteiro, 2006), ενώ πληθώρα σκυροδεμάτων με πρόσμικτα υλικά έχει παραχθεί χωρίς να γίνεται περαιτέρω αναφορά στην παρούσα διπλωματική εργασία.

Τα ελαφρά αδρανή του ελαφροσκυροδέματος λόγω της δομής, του πορώδους και της χαμηλής πυκνότητας τους, έχουν αντοχές και μέτρο ελαστικότητας αρκετά μικρότερο συγκριτικά με τα συμβατικά σκυροδέματα. Η θλιπτική αντοχή των σκυροδεμάτων αυτών εξαρτάται περισσότερο από την περιεκτικότητα σε τσιμέντο παρά από τον λόγο N/T (Νερού/Τσιμέντου) για μια δεδομένη κάθιση. Άλλωστε η θλιπτική αντοχή τους είναι δύσκολο να συσχετιστεί με το λόγο N/T καθώς λόγω του πορώδους μεγάλη ποσότητα νερού απορροφάται από τα ελαφροαδρανή (Mehta & Monteiro, 2006) που μπορεί να φτάσει έως και το 25%. Επιπροσθέτως, λόγω του μικρότερου μέτρου ελαστικότητας η εγκάρσια διόγκωση καθυστερεί κατά τη διάρκεια της φόρτισης μειώνοντας τη δυνατότητα ενεργοποίησης της περισιφιγξης και κατ' επέκταση αύξησης της θλιπτικής αντοχής ενός μέλους με ελαφροσκυροδέμα..



Εικ. 2-7: Διαφορές στη δομή του συμβατικού σκυροδέματος και του ελαφροσκυροδέματος (EuroLightCon & L.W.A.C, 1998)



Εικ. 2-8: Ανάπτυξη ρηγματώσης στην επιφάνεια αστοχίας (FIP, 1983)

Αντίστοιχα, η εφελκυστική τους αντοχή είναι σαφώς πιο μειωμένη σε σχέση με αυτή των συμβατικών σκυροδεμάτων¹ καθώς η διάρρηξη διέρχεται ακόμη και μέσα από τα αδρανή, δημιουργώντας επίπεδες επιφάνειες θραύσης που τα διαπερνούν. Το αδύναμο σημείο του ελαφροσκυροδέματος² δηλαδή έναντι διάρρηξης (σ.σ. εφελκυσμού) δεν είναι η διεπιφανειακή ζώνη, αλλά τα ίδια τα ελαφρά αδρανή που έχουν πολύ

¹ NDC: Normal Density Concrete

² LWAC: LightWeight Aggregate Concrete

μικρότερη αντοχή με συνέπεια η καμπύλη τάσεων-παραμορφώσεων να είναι σχεδόν ευθύγραμμη (γραμμική σχέση) και να αστοχεί απότομα το υλικό λόγω της ψαθυρότητας (Εικ. 2-8).

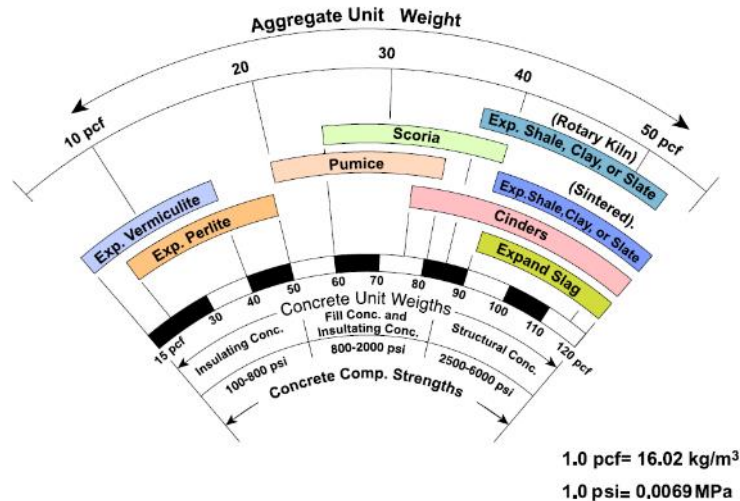
Μια επιπλέον ιδιότητα του ελαφροσκυροδέματος είναι το μεγαλύτερο βάθος ενανθράκωσης που μπορεί να είναι έως και δύο φορές μεγαλύτερο από το συμβατικό σκυρόδεμα, το οποίο χρήζει ιδιαίτερης προσοχής για την προστασία και την ανθεκτικότητα του οπλισμού (Τριανταφύλλου, 2017). Ωστόσο, λόγω της ποζολανικής δράσης της κίσηρης έχει παρατηρηθεί σε πειράματα άλλων διπλωματικών εργασιών (Τουρλούκης & Στρογγύλης, 2017) ότι καθυστερεί η διείδυση των χλωριόντων που προκαλούν διάβρωση με βελονισμό (pitting corrosion) και επηρεάζουν την ανθεκτικότητα του σκυροδέματος (Τρέζος, 2020). Ακόμη, ο μικρός συντελεστής θερμικής αγωγιμότητας της τάξεως 0.2-1 W/mK δεν επιτρέπει την ταχύτερη αύξηση της θερμοκρασίας εσωτερικά του ελαφροσκυροδέματος καθιστώντας το καταλληλότερο υλικό για ανθεκτικότητα έναντι πυρκαγιάς (FIP, 1983). Τέλος ως υλικό είναι οικονομικότερο για την κάλυψη των ενεργειακών απαιτήσεων και προδιαγραφών των σύγχρονων βιώσιμων και αειφόρων κτιρίων.

Με βάση όλες τις παραπάνω ιδιότητες αλλά πρωτίστως με την πυκνότητα και κατ' επέκταση την αντοχή του ελαφροσκυροδέματος, αυτό διακρίνεται σε τρεις περαιτέρω κατηγορίες ανάλογα τη χρήση:

1. Ελαφροσκυρόδεμα Μόνωσης
2. Ελαφροσκυρόδεμα Πλήρωσης και Μόνωσης (ή Τοιχοποιίας)
3. Φέρον ελαφροσκυρόδεμα (Ελαφροσκυρόδεμα Δόμησης)

Το μονωτικό ελαφροσκυρόδεμα έχει συντελεστή θερμικής αγωγιμότητας μικρότερο από 0.30 W/mK και χρησιμοποιείται ως μονωτικό υλικό σε τοιχοποιίες κ.α. (Τριανταφύλλου, 2017), με πυκνότητα ελαφροαδρανών περίπου 240-1440 kg/m³ ενώ η αντοχή του είναι μικρή και κυμαίνεται μεταξύ 0.6-7 MPa (ASTM C 332, 2009). Οι ηχομονωτικές και θερμομονωτικές του ιδιότητες ελαχιστοποιούν ή και εκμηδενίζουν την απαίτηση πρόσθετων μονωτικών υλικών, αυξάνοντας την ενεργειακή και ηχομονωτική απόδοση του δωματίου/κτιρίου (Pirzad, 2017).

Αντίστοιχα, ελαφροσκυρόδεμα πλήρωσης (ή τοιχοποιίας) με πυκνότητα ελαφροαδρανών 80-1120 kg/m³ χρησιμοποιείται ευρέως στις τοιχοποιίες αλλά και ως μονωτικό υλικό (ASTM C 331, 2005). Το δομικό ελαφροσκυρόδεμα ορίζεται από τους κανονισμούς για αντοχή μεγαλύτερη των 17 MPa (ASTM C 330, 2004) με συνήθεις τιμές χρησιμοποιημένων ελαφροσκυροδεμάτων τα 20-35 MPa θλιπτική αντοχή, παρόλο που υπάρχουν και υψηλότερης αντοχής με κατάλληλες αναλογίες υλικών, προσμίκτων και μεγέθους ελαφρών αδρανών (Mehta & Monteiro, 2006). Σε κάθε περίπτωση φυσικά, το τελικό προϊόν μετά την σκλήρυνση (28 ημέρες) θα πρέπει να έχει πυκνότητα που να κυμαίνεται μεταξύ 1400-2000 kg/m³ (CEN, EN 1992-1-1 Eurocode 2: Design of concrete structures-Part 1-1: General rules and rules for buildings., 2004) με συνηθέστερες τιμές μεταξύ 1600-1760 kg/m³ (Mehta & Monteiro, 2006). Επιπροσθέτως, το Ευρωπαϊκό Πρότυπο EN 206-1 κατατάσσει το δομικό ελαφροσκυρόδεμα με βάση την ξηρή πυκνότητα του (ξηράνση σε 105 °C) σε κατηγορίες πυκνοτήτων ενώ με βάση την αντοχή f_{ck} (MPa) το κατατάσσει σε αντίστοιχες κατηγορίες αντοχής όπως ισχύει και στο κοινό σκυρόδεμα, με την προσθήκη στο όνομα του γράμματος "L" (π.χ. LC 25/28, LC 30/37 κλπ.).



Εικ. 2-9: Φάσμα πυκνοτήτων ελαφροαδρανών, πυκνότητας και αντοχής ελαφροσκυροδέματος (Litvin & Fiorato, 1981)

Παρόλα τα πλεονεκτήματα που παρουσιάζει το ελαφροσκυρόδεμα έναντι του συμβατικού σκυροδέματος, η χρήση του συναντάται κυρίως σε προκατασκευές και προκατασκευασμένα πάνελ για λόγους μείωσης του κόστους μεταφοράς αλλά και σε γεμίσματα δαπέδων (π.χ. «περλιτόδεμα») (Τριανταφύλλου, 2017). Επιπροσθέτως, σύμφωνα με το ACI 213R-87 για μείωση κόστους μιας κατασκευής είναι αναγκαία η χρήση ελαφροσκυροδέματος, ενώ συνιστάται ιδιαίτερος στις περιπτώσεις επέκτασης ενός κτιρίου καθ' ύψος. Παρόλο που σαν υλικό είναι ακριβότερο (ανά m³) του συμβατικού σκυροδέματος, το τελικό κόστος της κατασκευής θα είναι λιγότερο καθώς το μειωμένο βάρος του δομήματος μειώνει τα σεισμικά φορτία και την απαίτηση μεγαλύτερων θεμελιώσεων και άλλων ιδιαίτερων απαιτήσεων διαστασιολόγησης, οπλισμού και μόνωσης (Mehta & Monteiro, 2006).



Εικ. 2-10: Προκατασκευασμένα panels με ελαφροσκυρόδεμα, πηγή: <https://www.globalprecastpanels.co.ke/>

3. Πληροφορίες και Δεδομένα του Έργου

3.1 Τοποθεσία και Αρχιτεκτονική Περιγραφή του Έργου

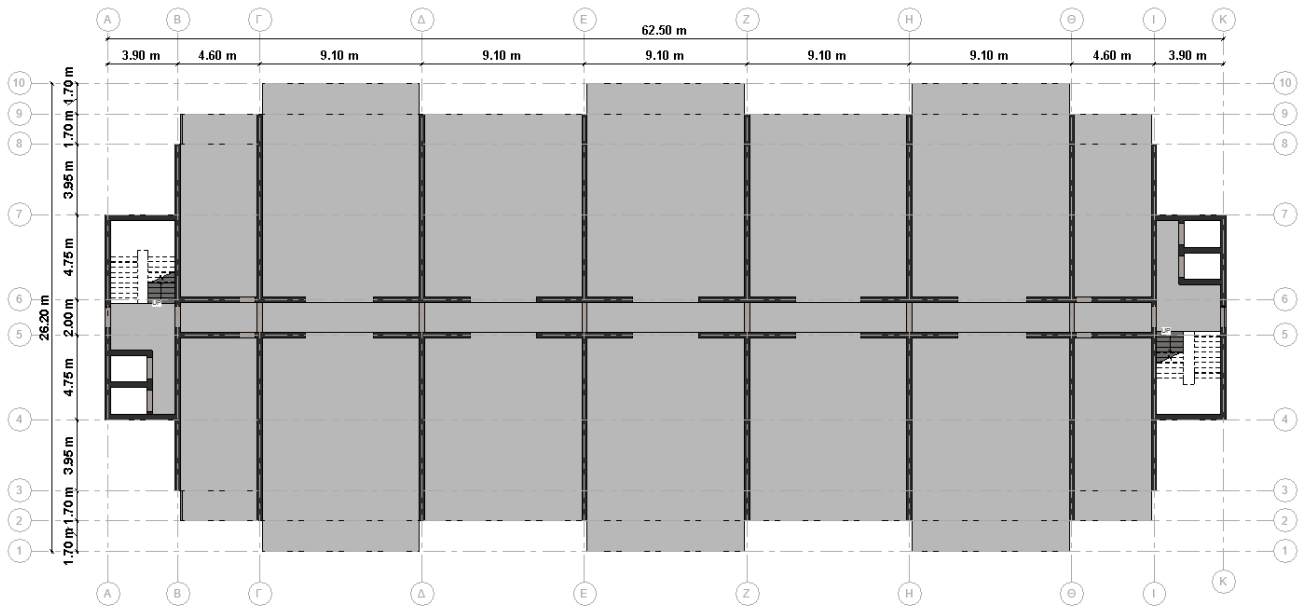
Το κτίριο που μελετήθηκε είναι μη υπαρκτό και αφορά μια νέα ξενοδοχειακή μονάδα σε παραθαλάσσιο μέρος. Αποτελείται από 9 ορόφους, ύψους 3.40 m έκαστος, με συνολικό ύψος κτιρίου τα 34.0 m. Η κάτοψη είναι τυποποιημένη όπως σε κάθε tunnel form κτίριο με ανοίγματα κατά την X διεύθυνση ίσα με 3.90 m, 4.60m, 9.10m και κατά την Y διεύθυνση 4.10 m, 11.20 m και εξώστες μήκους 1.70 m. Η συνολική κάλυψη είναι διαστάσεων 62.80 m x 26.20 m ενώ το συνολικό εμβαδό κάτοψης ίσο με 1431.30 m². Οι διαστάσεις αυτές επιλέχθηκαν προκειμένου να καλύπτουν φυσικά τις ανάγκες και τις απαιτήσεις διαμονής και λειτουργίας του ξενοδοχείου αλλά και με κατασκευαστικά κριτήρια που αφορούν την μέθοδο κατασκευής Tunnel Form. Τα κριτήρια αυτά αναφέρθηκαν εκτενώς στο κεφάλαιο 1 και αφορούν κυρίως:

- Ανοίγματα πολλαπλάσια των 0.05m για χρήση των συνηθέστερων μεταλλότυπων που υπάρχουν στο εμπόριο
- Διαστάσεις ανοιγμάτων που κυμαίνονται μεταξύ 2.40-6.80 m
- Μέγιστο βάθος (διάσταση κατά την διεύθυνση Y) 8-11 m
- Ελεύθερο ύψος 2.40-3.50 m κάθε ορόφου
- Τοιχώματα πάχους άνω των 20 cm
- Υποχρεωτικά μία ελεύθερη πλευρά από τις 4 του κάθε χώρου προκειμένου να είναι εύκολη η αφαίρεση των μεταλλότυπων μετά την σκλήρυνση του σκυροδέματος (η πλευρά αυτή τοιχοπληρώνεται ύστερα).

Όλα τα παραπάνω ικανοποιούνται ή θα ικανοποιηθούν, με εξαίρεση τα κύρια ανοίγματα κατά την διεύθυνση X διάστασης 8.80 m όπου θα χρειαστεί χρήση και βοηθητικού μεταλλότυπου πέραν των δύο ανεστραμμένων “L”.

Από αρχιτεκτονικής πλευράς, το ισόγειο απαρτίζεται από 11 δωμάτια που θα καλύπτουν τις λειτουργικές ανάγκες της ξενοδοχειακής μονάδας (όπως reception, χώροι αποθήκευσης και συντήρησης, γυμναστήριο, εστιατόριο κ.α.) καθώς και 3 δωμάτια για άτομα με αναπηρία (Α.με.Α). Αντίστοιχα, κάθε όροφος αποτελείται συνολικά από 14 δωμάτια διαμονής ήτοι 112 δωμάτια σύνολο, ενώ ο 9^{ος} όροφος θα λειτουργήσει ως χώρος εστίασης ή μπαρ. Όλα τα τοιχώματα που συνθέτουν τα διαμερίσματα είναι παράλληλα ανά διεύθυνση και κάθετα μεταξύ των δύο διευθύνσεων. Πιο συγκεκριμένα, κατά την διεύθυνση X τα τοιχώματα βρίσκονται κυρίως εσωτερικά της κάτοψης σχηματίζοντας τον κύριο διάδρομο κυκλοφορίας ενώ στη διεύθυνση Y διατάσσονται παράλληλα. Σε κάθε περίπτωση, περιμετρικά του κτιρίου δεν υπάρχουν τοιχώματα προκειμένου να επιτρέπεται ανεμπόδιστα η τοποθέτηση και αφαίρεση των ξυλοτύπων «tunnel formwork». Εξαίρεση αποτελούν τα δύο κλιμακοστάσια εκατέρωθεν του κτιρίου, που θα κατασκευαστούν με συμβατικές μεθόδους ξυλότυπου ή επανασυναρμολογούμενου μεταλλότυπου.

Στις παρακάτω εικόνες παρουσιάζονται η κάτοψη ενός τυπικού ορόφου (Εικ. 3-1) του κτιρίου καθώς και η μία όψη του (Εικ. 3-2).



Εικ. 3-1: Κάτοψη τυπικού ορόφου, (Revit® Autodesk)



Εικ. 3-2: Νότια όψη κτιρίου (Revit® Autodesk)

Όσον αφορά τα δομικά στοιχεία του φέροντος οργανισμού του κτιρίου, οι πλάκες θα διερευνηθούν ως προς το υλικό και το πάχος τους με αρχική τιμή τα 20 cm προκειμένου να ικανοποιείται και το κριτήριο για tunnel form. Αντίστοιχα, τα τοιχώματα επιλέχθηκαν να έχουν αρχικά πάχος ίσο με 30 cm με εξαίρεση τα τοιχώματα των ανελκυστήρων που έχουν 20 cm πάχος. Τέλος, ως τρόπος θεμελίωσης συνιστάται η γενική κοιτόστρωση στα κτίρια tunnel form, για την οποία θα γίνει διερεύνηση βάσει του εδαφικού υλικού και των δράσεων καταπόνησης.

3.2 Δεδομένα του Έργου

3.2.1 Υλικά

Τα υλικά που θα χρησιμοποιηθούν είναι χάλυβας B500C και σκυρόδεμα με αδρανή κανονικού βάρους και ελαφρά αδρανή. Πιο συγκεκριμένα, ως προς το σκυρόδεμα θα γίνει διερεύνηση μεταξύ διαφορετικών πυκνοτήτων ελαφροσκυροδεμάτων ($\gamma_{lc}=17.50 \text{ kN/m}^3$ και $\gamma_{lc}=19.50 \text{ kN/m}^3$) ίδιας αντοχής LC30/33, και συμβατικών σκυροδεμάτων ($\gamma_c=25.00 \text{ kN/m}^3$) διαφορετικής αντοχής C30/37 και C40/50. Επιπλέον, το κτίριο θεωρήθηκε ότι βρίσκεται σε παραθαλάσσιο μέρος, με κατηγορία έκθεσης XS1 που αφορά σκυρόδεμα εκτεθειμένο σε χλωριόντα θαλάσσης αερομεταφερόμενα αλλά χωρίς επαφή με το θαλασσινό νερό (CEN, EN 1992-1-1 Eurocode 2: Design of concrete structures-Part 1-1: General rules and rules for buildings., 2004). Άλλα υλικά που χρησιμοποιήθηκαν στην κατασκευή αναφέρονται παρακάτω στα φορτία σχεδιασμού.

3.2.2 Σεισμικά και εδαφολογικά δεδομένα

Ως ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας θεωρήθηκε η Z3 με $a_{gR}=0.36 \text{ g}$ για περίοδο επαναφοράς $T=475$ χρόνια (σ.σ. 10% πιθανότητα υπέρβασης στα 50 χρόνια ζωής του έργου) και κατηγορία σπουδαιότητας III με συντελεστή $\gamma_I=1.20$ όπως ορίζει ο κανονισμός για κτίρια με συνάθροιση κοινού (CEN, EN 1998-1 Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance – Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings, 2004) ενώ η απόσβεση του κτιρίου ίση με 5% που ισχύει για όλες τις συνήθεις κατασκευές οπλισμένου σκυροδέματος. Οι χαρακτηριστικές περίοδοι φάσματος T_B , T_C , T_D και ο συντελεστής εδάφους δίνονται από τον Ευρωκώδικα 8, ενώ το ελαστικό φάσμα είναι Τύπου 1 που αφορά περιοχές υψηλής σεισμικότητας ($M_s \geq 5.5$) (Fardis, et al., 2011). Όσον αφορά τον συντελεστή συμπεριφοράς q καθώς και την κατηγορία πλαστιμότητας για την οποία θα μελετηθεί το κτίριο, γίνεται αναλυτικότερη διερεύνηση παρακάτω.

Ground type	S	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
A	1,0	0,15	0,4	2,0
B	1,2	0,15	0,5	2,0
C	1,15	0,20	0,6	2,0
D	1,35	0,20	0,8	2,0
E	1,4	0,15	0,5	2,0

Εικ. 3-3: Τιμές παραμέτρων ελαστικού φάσματος απόκρισης τύπου 1 (EN1998-1:2004 Table 3.2)

Πίνακας 3-1: Σεισμικά Δεδομένα

Επεξήγηση	Τύπος	Τιμή	Παρατηρήσεις
Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας	Z3		
Κατηγορία σπουδαιότητας κατασκευής	III		μεγάλη (κτίρια μεγάλων συναθροίσεων)
Κατηγορία εδάφους που εδράζεται η κατασκευή	B		
Περίοδος Σεισμού αναφοράς	T_R	475	EN1998-1:2004 §3.2.1 (3)
Διορθωτικός συντελεστής απόσβεσης	η	1,00	EN1998-1:2004 §3.2.2.2 (3)
Συντελεστής επικινδυνότητας	γ_I	1,20	EN1998-1:2004 §3.2.1 (3)
Ενεργός εδαφική επιτάχυνση	a_{gR} (g)	0,36	EN1998-1:2004 §3.2.1 (3)
Εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού	a_g (m/s ²)	4,24	EN1998-1:2004 §3.2.1 (3)

Το έδαφος θεωρήθηκε ότι είναι από πολύ στιφρή άργιλο με αστράγγιστη διατμητική αντοχή $c_u=250$ kPa, ειδικό βάρος $\gamma_{clay}=18$ kN/m³ και γωνία τριβής $\phi=28^\circ$ (Barnes, 2014) και κατατάσσεται σε κατηγορία εδάφους B βάσει τον Ευρωκώδικα 8.

Πίνακας 3-2: Εδαφολογικά δεδομένα

Επεξήγηση	Τύπος	Τιμή	Παρατηρήσεις
Είδος εδάφους	Πολύ στιφρή άργιλος		
Κατηγορία εδάφους βάσει τον ΕΚ8	B		EN1998-1:2004 Table 3.1
Αστράγγιστη διατμητική αντοχή	c_u (kPa)	250	BS EN ISO 14688-2:2004
Ειδικό βάρος εδαφικού υλικού	γ_{clay} (kN/m ³)	18	BS 1377:Part 4:1990
Γωνία τριβής	ϕ (°)	28	

3.2.3 Δράσεις Σχεδιασμού

Στην παράγραφο αυτή παρατίθενται όλες οι φορτίσεις που δέχεται η κατασκευή. Τα στατικά φορτία ορίζονται από τον Ευρωκώδικα 1 με βάση την κατηγορία χρήσης του κτιρίου. Πιο συγκεκριμένα, τα δωμάτια του ξενοδοχείου είναι χώροι διαμονής επομένως είναι Κατηγορία A ενώ το ισόγειο και το δώμα (9^{ος} όροφος) επειδή είναι χώροι που μπορεί να συναθροισθούν άνθρωποι, θεωρήθηκαν Κατηγορία C3 σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα. Οι τιμές των μόνιμων και των κινητών φορτίων ορίζονται και αυτές από το Εθνικό Προσάρτημα του EN1991-1-1:2002 ανά όροφο βάσει της χρήσης του. Ειδικότερα, για τα μόνιμα φορτία πέραν του ίδιου βάρους που εξαρτάται από την πυκνότητα του υλικού κατασκευής, τα πρόσθετα μόνιμα που ελήφθησαν υπόψη αφορούν τις επικαλύψεις, επιστρώσεις δαπέδων, ενδιάμεσες τοιχοποιίες και διαχωριστικά κ.α.. Όλα θεωρήθηκαν ομοιόμορφα κατανεμημένα φορτία πάνω στις επιφάνειες ή γραμμικά κατανεμημένα ανάλογα την δράση τους (Μαλακάτας & Τρέζος, 2011).

Πίνακας 3-3: Κατηγορίες Χρήσης σύμφωνα με το EN1991-1-1:2002

Κύρια Κατηγορία χρήσης	Υποκατηγορία	Χρήση	Όροφοι	Eurocode
A	-	Δωμάτια σε ξενοδοχεία	1 ^{ος} έως 8 ^{ος}	EN1991-1-1:2002 Table 6.1
C	C3	Χώροι συνάθροισης κοινού	Ισόγειο & 9 ^{ος} όροφος	EN1991-1-1:2002 Table 6.1

Κατηγορίες φορτιζόμενων επιφανειών	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]
Κατηγορία Α και Κατηγορία Β		
- Δάπεδα	2,0	2,0
- Σκάλες	3,5	2,0
- Μπαλκόνια	5,0	3,0
Κατηγορία C		
- C1	3,0	3,0
- C2	5,0	4,0
- C3	5,0	4,0
- C4	5,0	4,0
- C5	7,5	4,5
Κατηγορία D		
- D1	5,0	4,0
- D2	5,0	4,0

Εικ. 3-4: Τιμές ομοιόμορφα κατανεμημένων και συγκεντρωμένων κινητών φορτίων (EN1991-1-1:2002 Table 6.2), πηγή: (Μαλακάτας & Τρέζος, 2011)

Το κτίριο περιλαμβάνει τοιχοποιίες με οπτόπλινθους στις προσόψεις όπως και υαλοπετάσματα. Οι εξωτερικές τοιχοποιίες θεωρήθηκαν διπλές-δρομικές με μονωτικό υλικό στη μέση, διάστασης 30 cm και τελικού επιφανειακού φορτίου $g_{τοιχ}=2.90$ kN/m². Τα υαλοπετάσματα είναι από γυαλί και δίνονται από τον κατασκευαστή το ειδικό βάρος $\gamma=25$ kN/m³ και το πάχος του γυαλιού 2.9 cm (3 φύλλα γυαλιού). Να σημειωθεί ότι τα πρόσθετα μόνιμα κατανεμημένα φορτία που θεωρήθηκαν στις πλάκες ορίζονται κατά την κρίση του μηχανικού βάσει των υλικών που αναφέρθηκαν προηγουμένως, ενώ τα προαναφερθέντα επιφανειακά φορτία τοιχοποιίας και υαλοπετασμάτων έχουν πολλαπλασιαστεί με το ύψος του ορόφου, δηλαδή 3.40 m για να αναχθούν σε γραμμικά φορτία. Στους επόμενους πίνακες παρουσιάζονται τα φορτία ορόφων και του δώματος.

Πίνακας 3-4: Φορτία 1^{ου} έως 8^{ου} ορόφου

A/A	MIDAS GEN			Περιγραφή	Συμβολισμός	Τιμή	Παρατηρήσεις
	Load Name	Loadcase Name	Category				
Μόνιμα Φορτία							
1	Additional	DL1	Dead Load	Πρόσθετο μόνιμο φορτίο	$g'_{k,1}$ (kN/m ²)	2,00	Κατά την κρίση του μηχανικού, βάσει υλικών
2	Wall08	DL1	Dead Load	Μόνιμο Φορτίο οπτοπλινθοδομής (διπλής δρομικής)	$G_{k,wall}$ (kN/m)	9,86	Για τους ορόφους 1-8
3	Glass08	DL1	Dead Load	Μόνιμο Φορτίο υαλοπετασμάτων	G_{glass} (kN/m)	2,47	Για τους ορόφους 1-8

A/A	MIDAS GEN			Περιγραφή	Συμβολισμός	Τιμή	Παρατηρήσεις
	Load Name	Loadcase Name	Category				
Κινητά Φορτία							
1	Live18	LL1	Live Load	Κινητό φορτίο δαπέδων ορόφων 1-8	$q_{k,1}$ (kN/m ²)	2,00	EN1991-1-1:2002 Table 6.2
2	Live0	LL1	Live Load	Κινητό φορτίο πλακών ισογείου	$q_{k,2}$ (kN/m ²)	5,00	EN1991-1-1:2002 Table 6.2
3	LiveBalcony	LL1	Live Load	Κινητό φορτίο εξωστών	$q_{k,3}$ (kN/m ²)	5,00	EN1991-1-1:2002 Table 6.3

Πίνακας 3-5: Φορτία δώματος

A/A	MIDAS GEN			Περιγραφή	Συμβολισμός	Τιμή	Παρατηρήσεις
	Load Name	Loadcase Name	Category				
Μόνιμα Φορτία							
1	Additional	DL1	Dead Load	Πρόσθετο μόνιμο φορτίο πλακών στέγης	$g'_{k,1}$ (kN/m ²)	2,50	Κατά την κρίση του μηχανικού, βάσει υλικών
2	WallRoof	DL1	Dead Load	Μόνιμο φορτίο στηθαίου με οπτόπλινθους	$G_{k,2}$ (kN/m)	3,00	
Κινητά Φορτία							
1	Live9	LL1	Live Load	Κινητό φορτίο δώματος	$q_{k,1}$ (kN/m ²)	5,00	EN1991-1-1:2002 §6.3.4.1 (2)

Οι σκάλες είναι προκατασκευασμένα στοιχεία που συνήθως χρησιμοποιούνται στα κτίρια Tunnel Form. Στην παρούσα περίπτωση θα χρησιμοποιηθεί ελαφροσκυρόδεμα LC 30/33 με $\gamma_{lc}=17.50$ kN/m³ ενώ το πρόσθετο μόνιμο και κινητό φορτίο δίνονται στον παρακάτω πίνακα.

Πίνακας 3-6: Φορτία κλιμάκων

A/A	MIDAS GEN			Περιγραφή	Συμβολισμός	Τιμή	Παρατηρήσεις
	Load Name	Loadcase Name	Category				
Μόνιμα Φορτία							
1	Stairs	DL1	Dead Load	Μόνιμο φορτίο πλάκας κλιμάκας	$g'_{k,1}$ (kN/m ²)	2,00	Κατά την κρίση του μηχανικού, βάσει υλικών
Κινητά Φορτία							
1	LiveStairs	LL1	Live Load	Κινητό φορτίο κλιμάκων	$q_{k,1}$ (kN/m ²)	3,50	EN1991-1-1:2002 §6.3.4.1 (2)

Αντίστοιχα, όσον αφορά τα φορτία της θεμελίωσης, λόγω της επιλογής κοιτόστρωσης, τα φορτία της πλάκας ισογείου μεταβιβάζονται ως ομοιόμορφη πίεση στην πλάκα θεμελίωσης καθώς μεταξύ των πλακών ισογείου και θεμελίωσης, παρεμβάλλεται ενιαίο στρώμα σκύρων προς πλήρωση του κενού. Το πάχος της στρώσης είναι 1.80 m ενώ το ειδικό βάρος τους 18 kN/m³. Το ιδίον βάρος της πλάκας ισογείου (σ.σ. «κολυπητής») θα

υπολογιστεί για πλάκα ελαφροσκυροδέματος LC30/33 (με $\gamma_{lc}=17.50 \text{ kN/m}^3$) πάχους 0.20 m, με τυχόν τροποποίηση μετά την διερεύνηση που θα γίνει στο Κεφάλαιο 4.

Πίνακας 3-7: Φορτία Κοιτόστρωσης

A/A	MIDAS GEN			Περιγραφή	Συμβολισμός	Τιμή	Παρατηρήσεις
	Load Name	Loadcase Name	Category				
Μόνιμα Φορτία							
1	Additional	DL1	Dead Load	Πρόσθετο μόνιμο φορτίο πλάκας ισογείου	$g'_{k,1}$ (kN/m ²)	2,00	Κατά την κρίση του μηχανικού, βάσει υλικών
2	SelfWeight_Slab0	DL1	Dead Load	Ίδιον βάρος πλάκας ισογείου	g_{slab0} (kN/m ²)	3,50	
3	Gravel	DL1	Dead Load	Φορτίο πλήρωσης πλάκας κοιτόστρωσης με πλάκας ισογείου, με σκύρα	g_{gravel} (kN/m ²)	25,20	
Κινητά Φορτία							
1	Live0	LL1	Live Load	Κινητό φορτίο πλάκας ισογείου	$q_{k,1}$ (kN/m ²)	5,00	EN1991-1-1:2002 §6.3.4.1 (2)

Τέλος, λόγω της τοποθεσίας της ξενοδοχειακής μονάδας και ιδιαιτέρως των κλιματικών συνθηκών, θα ληφθεί υπόψη και η επίδραση της θερμοκρασιακής μεταβολής στο κτίριο, θεωρώντας ομοιόμορφη εξωτερική θερμοκρασία, $T=40^\circ\text{C}$, με θεωρούμενη εσωτερική θερμοκρασία δωματίου $T_0=20^\circ\text{C}$ (δηλ. διαφορική $\pm 20^\circ\text{C}$).

3.2.4 Συνδυασμοί Φορτίσεων

Η ανάλυση, η διαστασιολόγηση αλλά και οι εκάστοτε έλεγχοι που θα γίνουν στο προσομοίωμα απαιτούν τη χρήση συνδυασμών φορτίσεων για τις οριακές καταστάσεις αστοχίας και λειτουργικότητας όπως αυτές ορίζονται στο EN1990 στις παραγράφους §6.4 και §6.5. Για κάθε κρίσιμη περίπτωση φόρτισης, οι τιμές σχεδιασμού των αποτελεσμάτων των δράσεων θα προσδιορισθούν συνδυάζοντας τις τιμές των δράσεων που θεωρείται ότι θα δρουν πάνω στον φορέα ή σε μέρος του, ταυτόχρονα (Μαλακάτας & Τρέζος, 2011).

Πιο συγκεκριμένα, οι συνδυασμοί φορτίσεων για την Ο.Κ.Α. (Οριακή Κατάσταση Αστοχίας), που λαμβάνονται υπόψη για τον έλεγχο αντοχής σε οριακά φορτία στη διάρκεια του χρόνου, προέκυψαν από τις παρακάτω σχέσεις:

1. Θεμελιώδεις συνδυασμοί (παροδικές ή με διάρκεια καταστάσεις σχεδιασμού)

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad \text{Εξ. 3-1}$$

Όπου γ : συντελεστές δράσεων, G_k : μόνιμες δράσεις, Q_k : κινητά φορτία, “+”: συνδυασμός, ψ_0 : συντελεστής τιμής συνδυασμού

2. Καταστάσεις σεισμικού σχεδιασμού

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} "+" A_{ED} "+" \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad \text{Εξ. 3-2}$$

Όπου γ : συντελεστές δράσεων, G_k : μόνιμες δράσεις, Q_k : κινητά φορτία, A_{Ed} : μεγέθη απόκρισης λόγω σεισμικής δράσης σχεδιασμού, "+": συνδυασμός, ψ_2 : συντελεστής οιονεί-μόνιμης τιμής

Αντίστοιχα, οι συνδυασμοί φορτίσεων για την Ο.Κ.Λ. (Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας) λαμβάνονται υπόψη για τον έλεγχο ομαλής λειτουργίας ενός φορέα ή μέλους, τα βέλη παραμόρφωσης, τις ρηγματώσεις και οτιδήποτε αφορά την λειτουργικότητα του φορέα και προκύπτουν από τις παρακάτω σχέσεις:

1. Χαρακτηριστικός συνδυασμός (μη αναστρέψιμες οριακές καταστάσεις)

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} "+" Q_{k,1} "+" \sum_{i \geq 1} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad \text{Εξ. 3-3}$$

Όπου γ : συντελεστές δράσεων, G_k : μόνιμες δράσεις, Q_k : κινητά φορτία, "+": συνδυασμός, ψ_0 : συντελεστής χαρακτηριστικής τιμής

2. Συχνός συνδυασμός (αναστρέψιμες οριακές καταστάσεις)

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} "+" \psi_{1,1} Q_{k,1} "+" \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad \text{Εξ. 3-4}$$

Όπου γ : συντελεστές δράσεων, G_k : μόνιμες δράσεις, Q_k : κινητά φορτία, "+": συνδυασμός, ψ_1 : συντελεστής συχνής τιμής, ψ_2 : συντελεστής οιονεί-μόνιμης τιμής

3. Οιονεί-μόνιμος συνδυασμός (μακροχρόνιες επιδράσεις και εμφάνιση του φορέα)

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} "+" \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad \text{Εξ. 3-5}$$

Όπου γ : συντελεστές δράσεων, G_k : μόνιμες δράσεις, Q_k : κινητά φορτία, "+": συνδυασμός, ψ_2 : συντελεστής οιονεί-μόνιμης τιμής

Οι συντελεστές δράσεων γ_f ορίζονται για τις μόνιμες δράσεις σε 1.35 για δυσμενείς φορτίσεις και 1.00 για ευμενείς, ενώ για τα κινητά φορτία σε 1.50 για δυσμενείς και 1.00 για ευμενείς φορτίσεις (ή και 0, ανάλογα τον συνδυασμό). Οι αντοχές των υλικών διαιρούνται αντίστοιχα με τους συντελεστές ασφαλείας γ_m που είναι 1.50 για το σκυρόδεμα και 1.15 για τον χάλυβα οπλισμού για μόνιμες και παροδικές καταστάσεις σχεδιασμού και για τυχαματικές (σεισμικές κυρίως) δράσεις. Οι συντελεστές συνδυασμών ψ (Εικ. 3-5) για κατηγορίες χρήσεων Α και C δίνονται στο Παράρτημα Α του EN1990 και υιοθετούνται ομοίως από το Εθνικό Προσάρτημα (Μαλακάτας & Τρέζος, 2011).

Δράσεις	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Επιβαλλόμενα φορτία σε κτήρια, κατηγορία (βλέπε EN 1991-1-1)			
Κατηγορία Α: κατοικίες, συνήθη κτήρια κατοικιών	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία Β: χώροι γραφείων	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία C: χώροι συνάθροισης	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία D: χώροι καταστημάτων	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία E: χώροι αποθήκευσης	1,0	0,9	0,8
Κατηγορία F: χώροι κυκλοφορίας οχημάτων βάρος οχημάτων $\leq 30\text{kN}$	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία G: χώροι κυκλοφορίας οχημάτων $30\text{kN} < \text{βάρος οχημάτων} \leq 160\text{kN}$	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία H: στέγες	0	0	0
Φορτία χιονιού επάνω σε κτήρια (βλέπε EN 1991-1-3)*			
Φιλανδία, Ισλανδία, Νορβηγία, Σουηδία	0,70	0,50	0,20
Υπόλοιπα Κράτη Μέλη του CEN για τοποθεσίες που βρίσκονται σε υψόμετρο $H > 1000\text{ m}$	0,70	0,50	0,20
Υπόλοιπα Κράτη Μέλη του CEN για τοποθεσίες που βρίσκονται σε υψόμετρο $H \leq 1000\text{ m}$	0,50	0,20	0
Φορτία ανέμου σε κτήρια (βλέπε EN 1991-1-4)	0,6	0,2	0
Θερμοκρασία (μη-πυρκαϊάς) σε κτήρια (βλέπε EN 1991-1-5)	0,6	0,5	0

Εικ. 3-5: Προτεινόμενες τιμές συντελεστών συνδυασμού ψ για κτήρια, πηγή: (Μαλακάτας & Τρέζος, 2011)

Λαμβάνοντας υπόψη όλα τα παραπάνω, οι συνδυασμοί που θα χρησιμοποιηθούν στην ανάλυση, την διαστασιολόγηση και τους ελέγχους του φορέα και των διατομών παρουσιάζονται στους επόμενους πίνακες συγκεντρωτικά.

Πίνακας 3-8: Συνδυασμοί Ο.Κ.Α

Κατηγορία	Συνδυασμοί
Θεμελιώδεις	1.35G+1.50Q+0.9T
	1.35G+1.05Q+1.5T
Σεισμικές Καταστάσεις	1.00G+0.30Q ± E

Πίνακας 3-9: Συνδυασμοί Ο.Κ.Λ.

Κατηγορία	Συνδυασμοί
Χαρακτηριστικοί	1.00G+1.00Q+0.60T
	1.00G+0.70Q+1.00T
Συχνός	1.00G+0.50Q
Οιονεί-μόνιμος	1.00G+0.30Q

Σχετικά με τις σεισμικές δράσεις E και την μεθοδολογία από την οποία προκύπτουν, γίνεται εκτενέστερη ανάλυση στην παράγραφο §6.5.

4. Μόρφωση Φορέα και Προδιαστασιολόγηση

4.1 Βασικές αρχές κανονισμού ΕΚ8

Στο προηγούμενο κεφάλαιο έγινε αναφορά στις αρχικές διαστάσεις που θα θεωρηθούν για τα τοιχώματα και τις πλάκες στο πλαίσιο μιας εμπειρικής προδιαστασιολόγησης βάσει και των περιορισμών που θέτει η μέθοδος των Tunnel Form. Η προδιαστασιολόγηση αυτή αποσκοπεί στην αρχική μόρφωση του φορέα στο πλαίσιο ικανοποίησης και των κατευθυντήριων αρχών που θέτει ο ΕΚ8 στην §4.2.1 σχετικά με τον αντισεισμικό σχεδιασμό όπως:

1. Δομική απλότητα
2. Ομοιομορφία, συμμετρία, υπερστατικότητα
3. Διαξονική αντοχή και δυσκαμψία
4. Στρεπτική αντοχή και δυστρεψία
5. Διαφραγματική συμπεριφορά στις στάθμες των ορόφων
6. Επαρκής θεμελίωση

Η δομική απλότητα, η ομοιομορφία και η συμμετρία του φορέα είναι βασικά χαρακτηριστικά ενός κτιρίου με Tunnel Form όπως αντίστοιχα και η υπερστατικότητα αν συνδυαστεί μαζί με την επαρκή θεμελίωση που θα θεωρηθεί η γενική κοιτόστρωση στην παρούσα περίπτωση. Αντίστοιχα, η διαξονική αντοχή και η δυσκαμψία θα καθοριστούν φυσικά από τον έλεγχο των διαστάσεων των διατομών που θεωρήθηκαν, ενώ η διαφραγματική λειτουργία καθώς και η στρεπτική αντοχή και δυστρεψία είναι στοιχεία υπό διερεύνηση.

4.2 Διαφραγματική Λειτουργία Πλακών

4.2.1 Προσομοίωση πλακών και παραδοχές

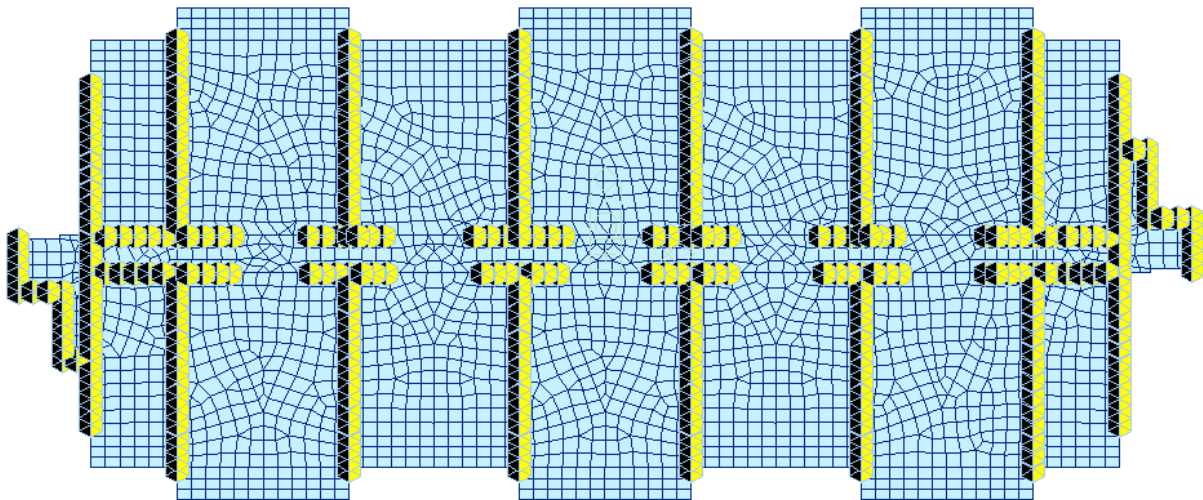
Η διαφραγματική λειτουργία των πλακών αποτελεί μια συνήθη παραδοχή για κάθε μελέτη κτιρίου και αφορά τον περιορισμό των σχετικών οριζόντιων μετακινήσεων των κόμβων σε κάθε όροφο (σ.σ. στάθμη) αλλά και ενιαία στροφή αυτών περί τον κατακόρυφο άξονα (Αβραμίδης, Αθανατοπούλου, Μορφίδης, & Σέξτος, 2017). Η παραδοχή αυτή βασίζεται στις σχετικές διατάξεις του EN1998-1:2004 §4.2.3.2 (4) που αναφέρει ότι η διαφραγματική λειτουργία σε ένα κτίριο λαμβάνεται υπόψη όταν:

- Το πάχος των πλακών ξεπερνά τα 70 mm και οπλίζονται τουλάχιστον με τον ελάχιστο οπλισμό όπως αναφέρεται στο EN1992-1-1:2004 §5.10(1)
- Σε κατόψεις μορφής L, Π, Η, Ι, Χ έχουν γίνει έλεγχοι σύμφωνα με το EN1998-1:2004 §4.2.3.2 (4).

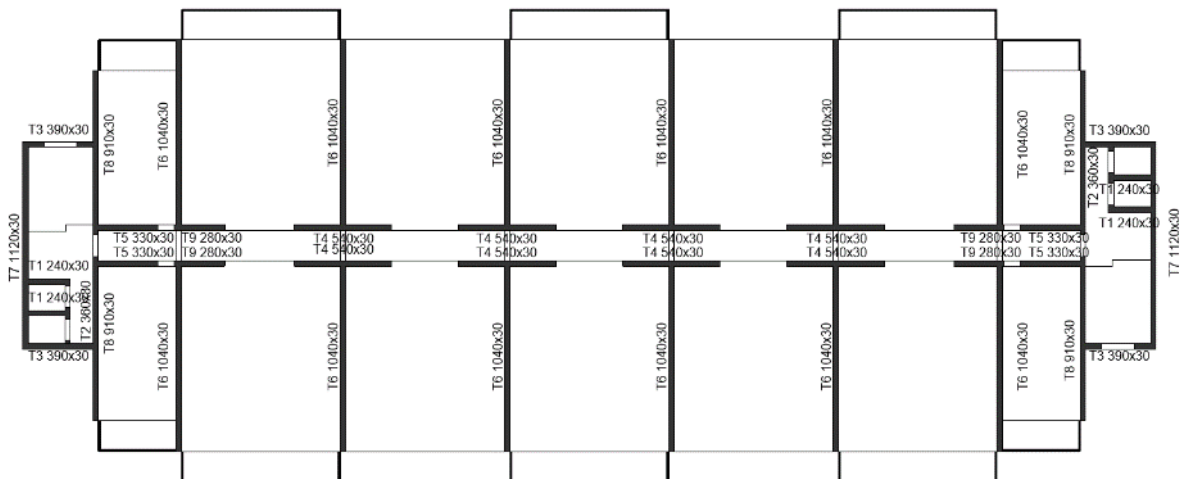
Ωστόσο, ο μελετητής δύναται σε περίπτωση αμφιβολιών, να εξετάσει την ισχύ της διαφραγματικής λειτουργίας στο κτίριο, θεωρώντας προσομοίωμα με και χωρίς διαφραγματική λειτουργία και ελέγχοντας αν οι διαφορές στις οριζόντιες μετακινήσεις είναι μικρότερες του 10%, όπως αναφέρεται στο EN1998-1:2004 §4.2.3.2 (4).

Με βάση αυτή τη διάταξη και γνωρίζοντας τις ιδιαιτερότητες των κτιρίων με tunnel form (π.χ. διάταξη τοιχωμάτων, επιμήκης κάτοψη με $L \gg B$), εξετάστηκε η διαφραγματική λειτουργία του κτιρίου εκτενέστερα, με χρήση διαφορετικών τύπων σκυροδεμάτων ίδιας αντοχής σε δύο διαφορετικές ομάδες προσομοιωμάτων.

Ομάδα Προσομοιωμάτων 1: Δημιουργήθηκε ξεχωριστό προσομοίωμα με πεπερασμένα στοιχεία, προσομοιώνοντας τον τελευταίο βατό όροφο (δάμα, 9^{ος} όροφος) ο οποίος φέρει υψηλότερες τιμές φορτίων και θα έχει μεγαλύτερη οριζόντια μετακίνηση κατά την σεισμική διέγερση κατά τη διεύθυνση Y³. Οι στηρίξεις των πλακών, που κανονικά είναι τα τοιχώματα, προσομοιώθηκαν με χρήση ελατηρίων (Εικ. 4-1), δυσκαμψίας K_x και K_y για τις διευθύνσεις X και Y αντίστοιχα, ενώ στην κατακόρυφη διεύθυνση θεωρήθηκε πλήρης δέσμευση ($K_z \approx \infty$).



Εικ. 4-1: Προσομοίωμα πλακών με χρήση πεπερασμένων στοιχείων και ελατήρια στις θέσεις των τοιχωμάτων, (midas Gen)



Εικ. 4-2: Θέσεις τοιχωμάτων που προσομοιώθηκαν με ελατήρια

³ Η διεύθυνση X δεν εξετάζεται λόγω της μικρής διάστασης σε σχέση με την διεύθυνση Y.

Πληροφορίες σχετικά με τα τοιχώματα παρουσιάζονται στην Εικ. 4-2 καθώς και στον παρακάτω πίνακα (Πίνακας 4-1). Ως κατηγορία σκυροδέματος των τοιχωμάτων επιλέχθηκε στο παρόν στάδιο μελέτης C30/37 με $\gamma=25 \text{ kN/m}^3$ και μέτρο ελαστικότητας $E=33 \text{ GPa}$.

Πίνακας 4-1: Γεωμετρικά στοιχεία τοιχωμάτων

Όνομα τοιχώματος	Αριθμός τοιχωμάτων	Μήκος	Πλάτος	Διεύθυνση	Συνολικό ύψος
		L (m)	b (m)		H (m)
T1	4	2,40	0,20	X	34,00
T2	2	3,60	0,20	Y	34,00
T3	4	3,90	0,30	X	34,00
T4	8	5,40	0,30	X	30,60
T5	4	3,30	0,30	X	30,60
T6	12	10,40	0,30	Y	30,60
T7	2	11,20	0,30	Y	30,60
T8	4	9,10	0,30	Y	30,60
T9	4	2,80	0,30	X	30,60

Οι τιμές των δυσκαμψιών K_x και K_y υπολογίστηκαν απλοποιητικά θεωρώντας τα τοιχώματα ως ελεύθερους προβόλους συνολικού ύψους ίσο με τη στάθμη του δώματος ήτοι 30.60 m. Αρχικά υπολογίστηκαν οι γεωμετρικές τους δυσκαμψίες ανά διεύθυνση j και στη συνέχεια έγινε απομείωση κατά 50% όπως αναφέρεται στο EN1998-1:2004 §4.3.1 (7), εφόσον δεν έγινε ακριβέστερη ανάλυση των ρηγματωμένων στοιχείων.

- Γεωμετρική δυσκαμψία μονόπακτου τοιχώματος:

$$K_{g,j} = \frac{3 E I_j}{h^3} \quad \text{Εξ. 4-1}$$

Όπου E: μέτρο ελαστικότητας σκυροδέματος, h: ύψος διατομής, I_j : ροπή αδράνειας j διεύθυνσης

- Ελαστική δυσκαμψία τοιχώματος:

$$K_{e,j} = 0.5 K_{g,j} \quad \text{Εξ. 4-2}$$

Πίνακας 4-2: Γεωμετρική και ελαστική δυσκαμψία τοιχωμάτων ανά διεύθυνση

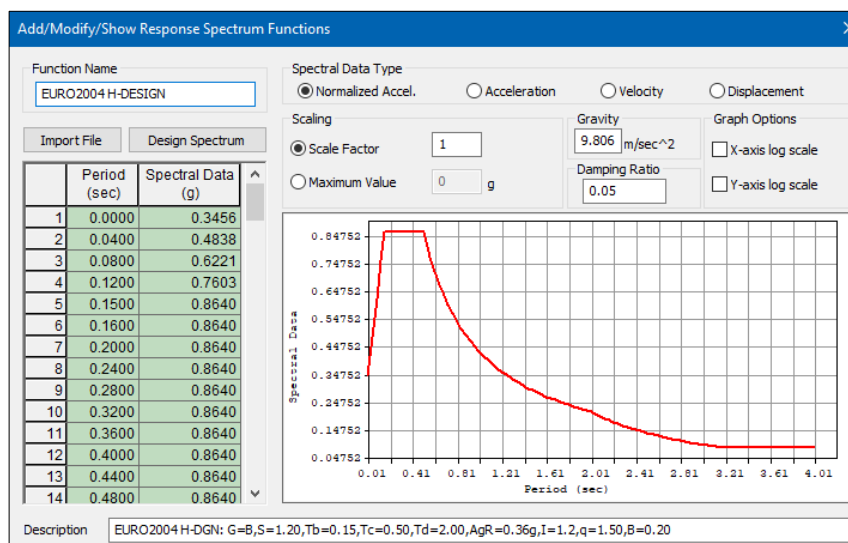
Όνομα τοιχώματος	Στάθμη δώματος	Ροπή αδράνειας κατά X	Ροπή αδράνειας κατά Y	Γεωμετρική δυσκαμψία κατά X	Γεωμετρική δυσκαμψία κατά Y	Ελαστική Δυσκαμψία κατά X	Ελαστική Δυσκαμψία κατά Y
	H _i (m)	I _x (m ⁴)	I _y (m ⁴)	K _x (kN/m)	K _y (kN/m)	K _{x,eff} (kN/m)	K _{y,eff} (kN/m)
T1	30,6	0,002	0,230	5,53	796,07	2,76	398,04
T2	30,6	0,778	0,002	2686,75	8,29	1343,37	4,15
T3	30,6	0,009	1,483	30,32	5123,95	15,16	2561,97
T4	30,6	0,012	3,937	41,98	13601,67	20,99	6800,83
T5	30,6	0,007	0,898	25,65	3104,22	12,83	1552,11
T6	30,6	28,122	0,023	97165,24	80,85	48582,62	40,43
T7	30,6	35,123	0,025	121357,04	87,07	60678,52	43,54
T8	30,6	18,839	0,020	65093,12	70,74	32546,56	35,37
T9	30,6	0,006	0,549	21,77	1896,20	10,88	948,10

Οι ελαστικές δυσκαμψίες όμως που αναγράφονται στον Πίνακα 4-2 ισχύουν για ολόκληρο το τοίχωμα επομένως έγινε αναγωγή ανά σημειακό ελατήριο, δηλαδή διαιρέθηκαν με τον αριθμό των σημειακών ελατηρίων όπως αυτά παρουσιάστηκαν στην Εικ. 4-1.

Πίνακας 4-3: Ελαστικές δυσκαμψίες ανά ελατήριο

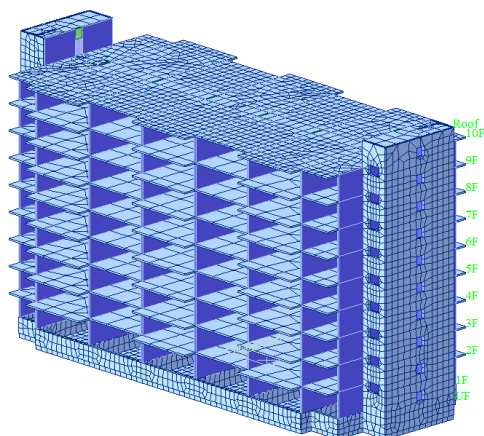
Όνομα τοιχώματος	Αριθμός σημειακών ελατηρίων	Ελαστική Δυσκαμψία κατά X ανά ελατήριο	Ελαστική Δυσκαμψία κατά Y ανά ελατήριο
	N	$K_{x,eff,sp}$ (kN/m)	$K_{y,eff,sp}$ (kN/m)
T1	4	0,69	99,51
T2	7	191,91	0,59
T3	3	5,05	853,99
T4	7	3,00	971,55
T5	12	1,07	129,34
T6	16	3036,41	2,53
T7	5	12135,70	8,71
T8	30	1084,89	1,18
T9	31	0,35	30,58

Στη συνέχεια, εισήχθησαν τα μόνιμα και τα κινητά φορτία όπως ορίστηκαν προηγουμένως, ενώ ο σεισμός κατά την διεύθυνση Y (Εικ. 4-3) εισήχθη θεωρώντας ως μάζα τα φορτία του συνδυασμού $G+\psi_E Q$ με $\psi_E=0.30$. Ο συντελεστής συμπεριφοράς q , που εκφράζει το επιθυμητό επίπεδο αξιοποίησης της διαθέσιμης πλαστιμότητας, θεωρήθηκε ίσος με 1.50 στο παρόν στάδιο μελέτης. Τα σεισμικά φορτία καθώς και η τυχηματική εκκεντρότητα $e=0.05L_i$ που απαιτείται βάσει του κανονισμού (EN1998-1:2004 §4.3.2), εισήχθησαν μέσω του λογισμικού επίλυσης είτε στο Κέντρο Μάζας (με θεώρηση διαφραγματικής λειτουργίας) είτε σε όλους τους κόμβους των πεπερασμένων στοιχείων (χωρίς θεώρηση διαφραγματικής λειτουργίας).

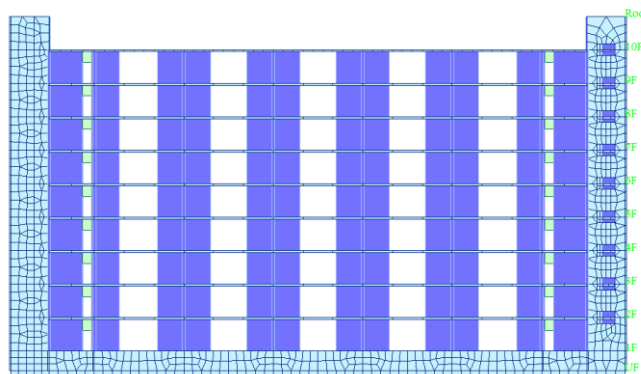


Εικ. 4-3: Φάσμα σχεδιασμού EK8, (midas Gen)

Ομάδα Προσομοιωμάτων 2: Για λόγους σύγκρισης των αποτελεσμάτων, δημιουργήθηκε και τρισδιάστατο προσομοίωμα αποτελούμενο από όλους τους ορόφους με πλάκες προσομοιωμένες με πεπερασμένα στοιχεία, τοιχώματα ως «shell elements» αλλά και με πεπερασμένα στοιχεία για αυτά που φέρουν ανοίγματα (συγκεκριμένα του κλιμακοστασίου). Η θεμελίωση θεωρήθηκε ως γενική κοιτόστρωση, αρχικού πάχους 120 cm. Λεπτομερέστερη ανάλυση της προσομοίωσης του φορέα θα γίνει στην §5.1.5 που αποτελεί και βασικό στάδιο της στατικής μελέτης.



Εικ. 4-4: Προοπτική απεικόνιση τρισδιάστατου προσομοιώματος κτιρίου, (midas Gen)



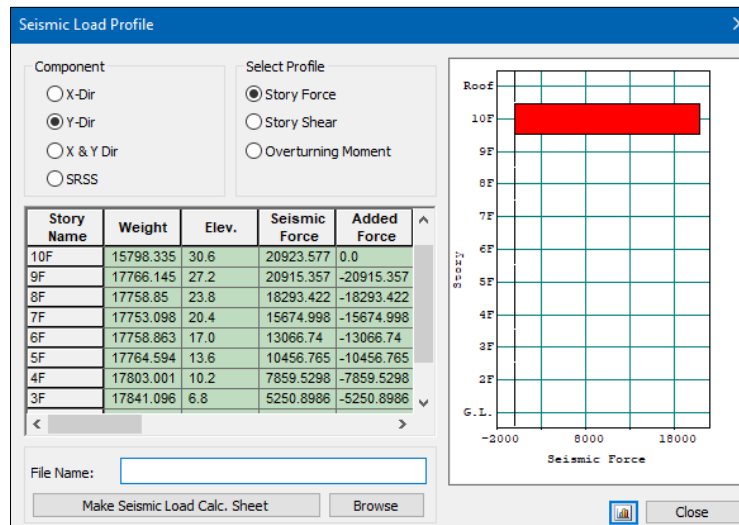
Εικ. 4-5: Όψη τρισδιάστατου προσομοιώματος, (midas Gen)

Οι δυσκαμψίες των δομικών στοιχείων που θεωρείται ότι ρηγματώνονται κατά τη σεισμική καταπόνηση του φορέα, απομειώθηκαν κατά 50% των γεωμετρικών τους δυσκαμψιών όπως ορίζει ο ΕΚ8 (τοιχώματα και δοκοί) ενώ ως κατηγορία σκυροδέματος των τοιχωμάτων επιλέχθηκε ομοίως με πριν, C30/37 με $\gamma=25 \text{ kN/m}^3$ και μέτρο ελαστικότητας $E=33 \text{ GPa}$. Τα φορτία που εισήχθησαν στον φορέα είναι αυτά που αναφέρθηκαν στην §3.2.3 ενώ συγκεκριμένα για τον σεισμό, θεωρήθηκαν ως μάζα τα φορτία του συνδυασμού $G+\psi_E Q$ με $\psi_E=0.30$. Ο συντελεστής συμπεριφοράς q θεωρήθηκε ίσος με 1.50. Σε προχωρημένη ανάλυση, που θα γίνει στην §6.4, θα εξεταστεί εκτενέστερα η επιλογή του συντελεστή συμπεριφοράς q .

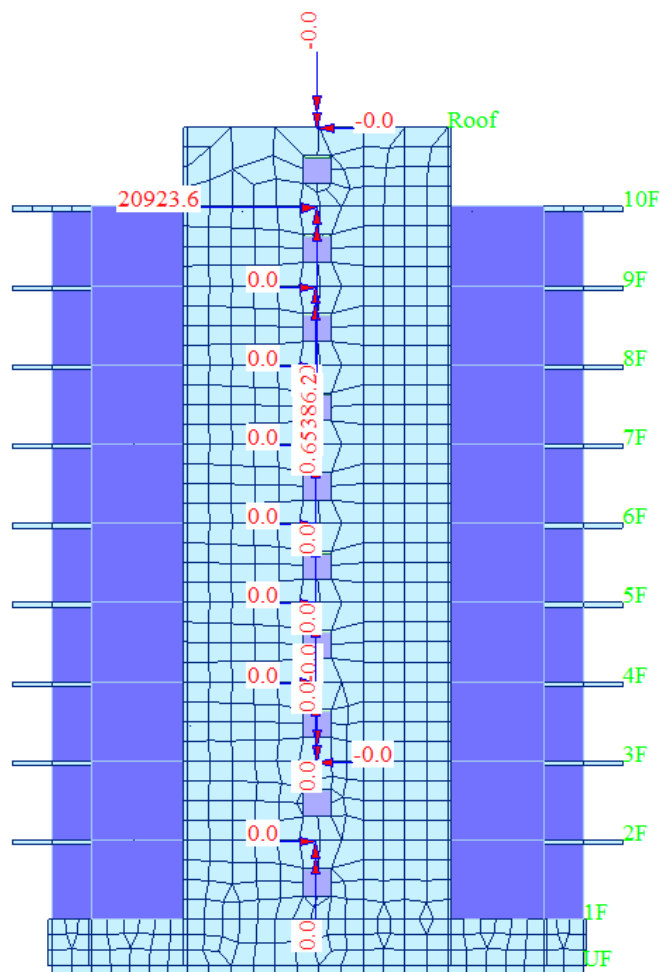
Το κύριο ενδιαφέρον στρέφεται στη διερεύνηση του τελευταίου ορόφου, του δώματος, όπως και στο προσομοίωμα πλακών. Για να είναι μάλιστα συγκρίσιμα τα αποτελέσματα, η σεισμική φόρτιση έπρεπε να είναι η ίδια, δηλαδή να εισαχθεί μόνο στον όροφο αυτόν. Αυτό υλοποιήθηκε με χρήση της Απλής Φασματικής Μεθόδου που κατανέμει τα φορτία ανά όροφο ανάλογα με τις μάζες και την τροποποίηση της κατανομής αυτής θέτοντας δυνάμεις ίσες και αντίθετης φοράς με την κατεύθυνση της σεισμικής διέγερσης Y σε όλους τους ορόφους, εκτός του τελευταίου.

Με όλες αυτές τις ενέργειες διασφαλίστηκε ότι τόσο στο προσομοίωμα πλακών όσο και στο τρισδιάστατο προσομοίωμα τα φορτία, οι συνδυασμοί, η διεύθυνση της σεισμικής διέγερσης, οι μάζες, ο συντελεστής

συμπεριφοράς q και η μέθοδος ανάλυσης, είναι ίδια άρα και μπορούν μετέπειτα να συγκριθούν τα αποτελέσματα των αναλύσεων.



Εικ. 4-6: Σεισμική δύναμη μόνο στον τελευταίο όροφο, (midas Gen)



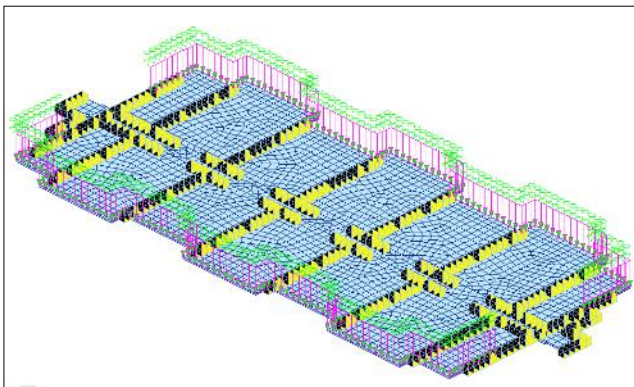
Εικ. 4-7: Κατανομή σεισμικών φορτίων στη διεύθυνση Y, (midas Gen)

4.2.2 Διερεύνηση σκυροδέματος και πάχους πλακών

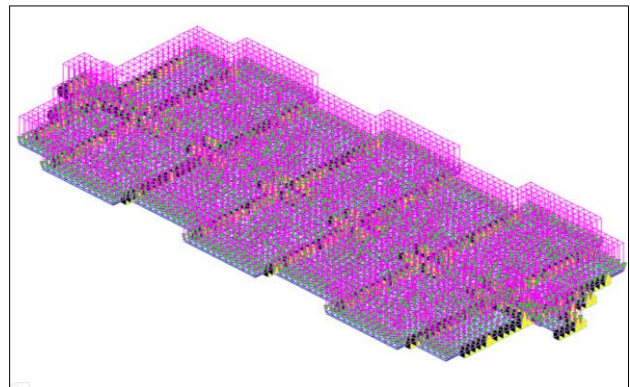
Στο Κεφάλαιο 3 έγινε αναφορά στα υλικά που θα χρησιμοποιηθούν στην κατασκευή, ενώ συγκεκριμένα για τις πλάκες εξετάστηκαν τρεις περιπτώσεις σκυροδεμάτων, ίδιας κατηγορίας αντοχής, που είναι οι εξής:

1. Ελαφροσκυρόδεμα κατηγορίας LC30/33, με κατηγορία πυκνότητας 1.6 (EN 206-1), $\gamma=17.50 \text{ kN/m}^3$ και $E=17.50 \text{ GPa}$.
2. Ελαφροσκυρόδεμα κατηγορίας LC30/33, με κατηγορία πυκνότητας 1.8 (EN 206-1), $\gamma=19.50 \text{ kN/m}^3$ και $E=22.10 \text{ GPa}$.
3. Συμβατικό σκυρόδεμα κατηγορίας C30/37, $\gamma=25.00 \text{ kN/m}^3$ και $E=33.00 \text{ GPa}$.

Για κάθε τύπο σκυροδέματος δημιουργήθηκαν 6 προσομοιώματα πλακών με πάχη από 20 cm έως 25 cm, δηλαδή σύνολο 18. Σε όλα τα προσομοιώματα οι δυσκαμψίες των ελατηρίων που προσομοιώνουν τα τοιχώματα είναι οι ίδιες όπως αυτές αναφέρθηκαν προηγουμένως (βλέπε Πίνακας 4-3), όπως φυσικά και τα επιβαλλόμενα φορτία. Ενδεικτικά στις παρακάτω εικόνες παρουσιάζονται το γραμμικό κατανεμημένο φορτίο του στηθαίου περιμετρικά του δώματος (Εικ. 4-8) καθώς και το ομοιόμορφα κατανεμημένο κινητό φορτίο (Εικ. 4-9).

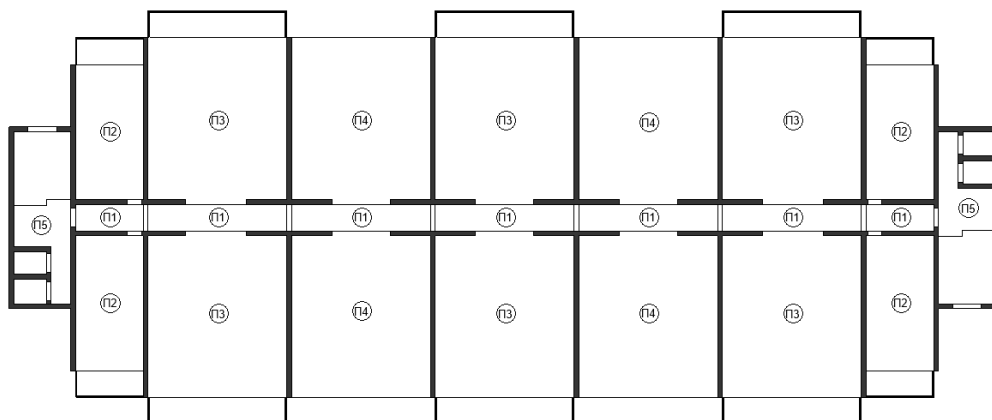


Εικ. 4-8: Φορτίο στηθαίου οπτοπλινθοδομής 3 kN/m, προσομοίωμα πλακών, (midas Gen)



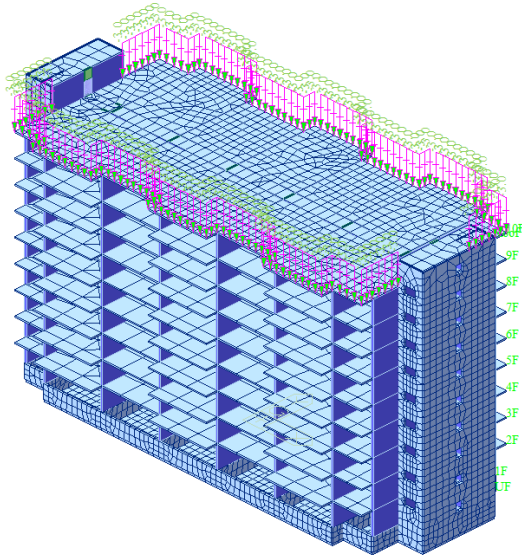
Εικ. 4-9: Ομοιόμορφα κατανεμημένο κινητό φορτίο 5 kN/m², προσομοίωμα πλακών, (midas Gen)

Λόγω της συμμετρίας και ομοιομορφίας της κάτοψης, των φορτίσεων και του ενιαίου πάχους πλάκας, οι πλάκες χωρίστηκαν σε ομάδες «Π» ώστε να εξεταστούν συγκεντρωτικά. Οι ομάδες αυτές παρουσιάζονται στην (Εικ. 4-10) και δεν αντιπροσωπεύουν τις τελικές ονοματολογίες των πλακών στους ξυλότυπους που παρουσιάζονται στο τέλος.

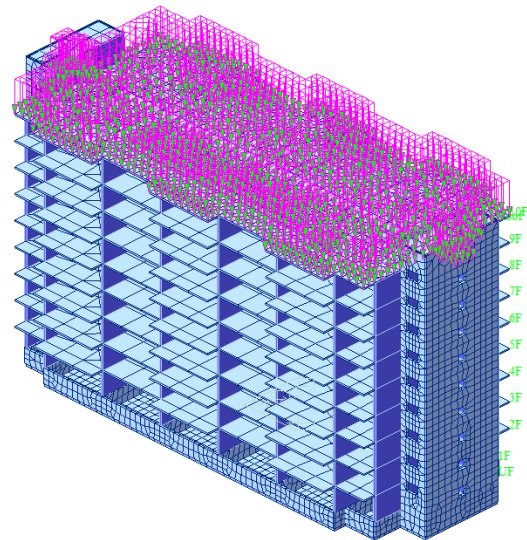


Εικ. 4-10: Ομάδες πλακών

Αντίστοιχα, για κάθε τύπο σκυροδέματος, δημιουργήθηκαν 6 προσομοιώματα πλακών με πάχη από 20 cm έως 25 cm, δηλαδή 18 τρισδιάστατα προσομοιώματα συνολικά, με ίδιο όμως σκυρόδεμα τοιχωμάτων και δοκών C30/37.



Εικ. 4-11: Φορτίο στηθαίου οπτοπλινθοδομής 3 kN/m, 3D προσομοίωμα, (midas Gen)



Εικ. 4-12: Ομοιόμορφα κατανεμημένο κινητό φορτίο 5 kN/m², 3D προσομοίωμα, (midas Gen)

Η εξέταση των τριών σκυροδεμάτων αποσκοπούσε στην εύρεση της καταλληλότερης τελικής επιλογής με κριτήρια την επάρκεια των πλακών στις οριακές καταστάσεις αστοχίας και λειτουργικότητας, την οικονομικότητα και φυσικά την συμπεριφορά τους στον αντισεισμικό σχεδιασμό του κτιρίου. Αξίζει να σημειωθεί ότι εκτός του ορίου 10% διαφοράς στις μετακινήσεις με και χωρίς διαφραγματική λειτουργία, το άλλο μείζον κριτήριο επιλογής σκυροδέματος για τις πλάκες ήταν ο έλεγχος βελών κάμψης. Αυτό προκύπτει κυρίως λόγω του χαμηλού μέτρου ελαστικότητας που παρουσιάζουν τα ελαφροσκυροδέματα έναντι του συμβατικού σκυροδέματος (διαφορά 47% και 33%) αλλά και των διαστάσεων των ανοιγμάτων (μέγιστο 8.80 m). Λόγω της ύπαρξης υαλοπετασμάτων που είναι εύθραυστα έναντι μετακινήσεων, το όριο για τα βέλη κάμψης ορίστηκε σε $L/500$ (EN1992-1-1 §7.4.1 (3) & (5)) για τις πλάκες της ομάδας Π4 ενώ σε όλες τις υπόλοιπες πλάκες ορίστηκε σε $L/250$ (EN1992-1-1 §7.4.1 (4)).

Στους πίνακες που ακολουθούν, παρουσιάζονται τα αποτελέσματα της ανάλυσης κάθε προσομοιώματος πλακών, σχετικά με τις μέσες οριζόντιες μετακινήσεις⁴ d_y που προέκυψαν με την Α.Φ.Μ⁵ (με & χωρίς διαφραγματική λειτουργία) καθώς και η μέγιστη μετακίνηση d_z της δυσμενέστερης περίπτωσης πλάκας (Πλάκα Π3) για τον οιονεί-μόνιμο συνδυασμό.

⁴ Οι οριζόντιες μετακινήσεις δεν είναι οι πραγματικές. Απαιτείται πολλαπλασιασμός τους με $q=1.50$.

⁵ Α.Φ.Μ. : Απλή Φασματική Μέθοδος (Modal Response Spectrum Analysis)

Πίνακας 4-4: Μετακινήσεις πλακών στάθμης H=30,60m (Π.Π.⁶) για LC30/33, $\gamma=17.5 \text{ kN/m}^3$, $E_{lc}=17.5 \text{ GPa}$

A/A	Πάχος πλακών	Μάζα πλακών ορόφου	Μέση μετακίνηση DY με θεώρηση Διαφραγματικής Λειτουργίας για $G+\psi_2Q \pm EY$	Μέση μετακίνηση DY χωρίς Διαφραγματική Λειτουργία για $G+\psi_2Q \pm EY$	Ποσοστό	Μέγιστη μετακίνηση DZ για οιονεί-μόνιμο συνδυασμό $G+\psi_2Q$
	h (m)	m (kN/g)	$d_{y,\delta}$ (m)	d'_y (m)	$d_{y,\delta}/d'_y$ (%)	$d_{z,g+\psi_2q}$ (m)
1	0,20	490,06	0,0163	0,0187	87,17%	-0,0339
2	0,21	514,56	0,0165	0,0188	87,77%	-0,0299
3	0,22	539,06	0,0166	0,0189	87,83%	-0,0265
4	0,23	563,56	0,0168	0,0190	88,42%	-0,0237
5	0,24	588,06	0,0169	0,0191	88,48%	-0,0212
6	0,25	612,56	0,0171	0,0192	89,06%	-0,0192

Πίνακας 4-5: Μετακινήσεις πλακών στάθμης H=30,60m (Π.Π.⁶) για LC30/33, $\gamma=19.5 \text{ kN/m}^3$, $E_{lc}=22.1 \text{ GPa}$

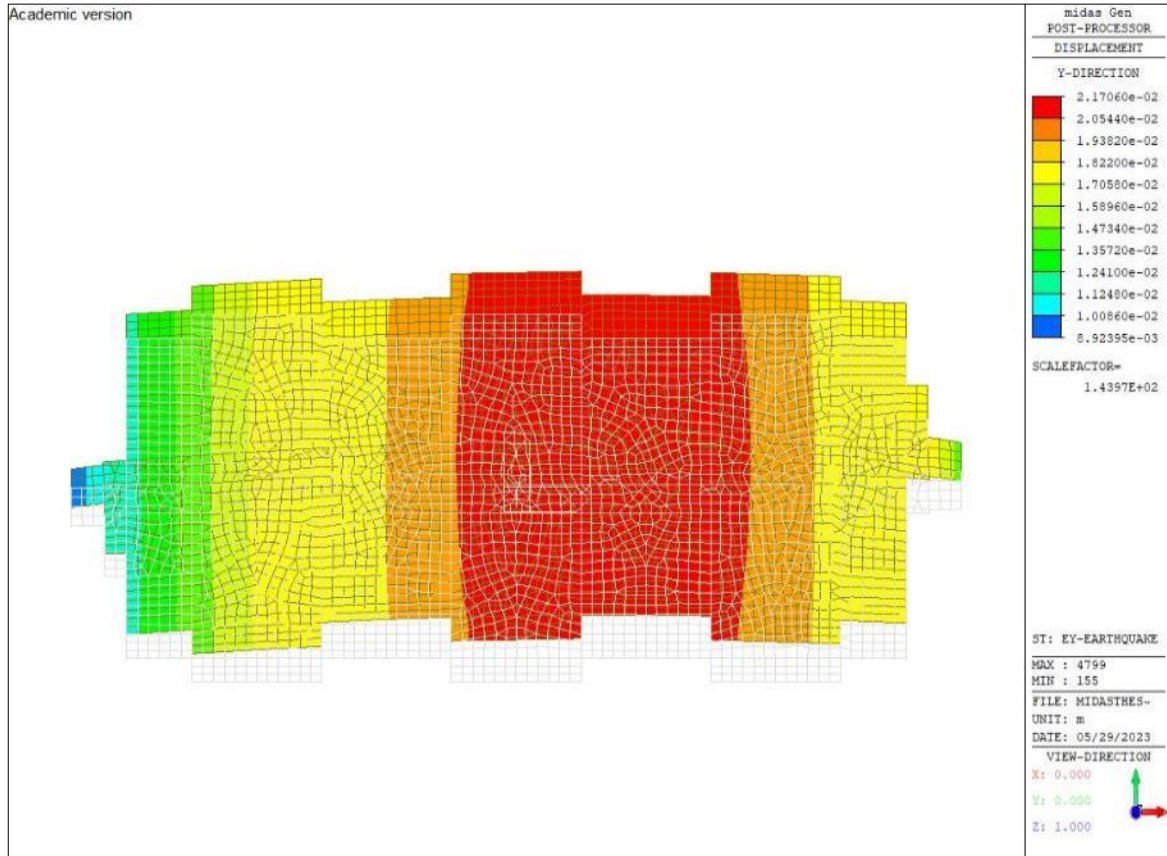
A/A	Πάχος πλακών	Μάζα πλακών ορόφου	Μέση μετακίνηση DY με θεώρηση Διαφραγματικής Λειτουργίας για $G+\psi_2Q \pm EY$	Μέση μετακίνηση DY χωρίς Διαφραγματική Λειτουργία για $G+\psi_2Q \pm EY$	Ποσοστό	Μέγιστη μετακίνηση DZ για οιονεί-μόνιμο συνδυασμό $G+\psi_2Q$
	h (m)	m (kN/g)	$d_{y,\delta}$ (m)	d'_y (m)	$d_{y,\delta}/d'_y$ (%)	$d_{z,g+\psi_2q}$ (m)
1	0,20	546,09	0,0167	0,0187	89,30%	-0,0281
2	0,21	573,32	0,0168	0,0188	89,36%	-0,0248
3	0,22	600,65	0,0170	0,0190	89,47%	-0,0208
4	0,23	627,98	0,0172	0,0191	90,05%	-0,0197
5	0,24	655,31	0,0174	0,0192	90,63%	-0,0177
6	0,25	682,54	0,0176	0,0194	90,72%	-0,0160

Πίνακας 4-6: Μετακινήσεις πλακών στάθμης H=30,60m (Π.Π.⁶) για C30/37, $\gamma=25.0 \text{ kN/m}^3$, $E=33.0 \text{ GPa}$

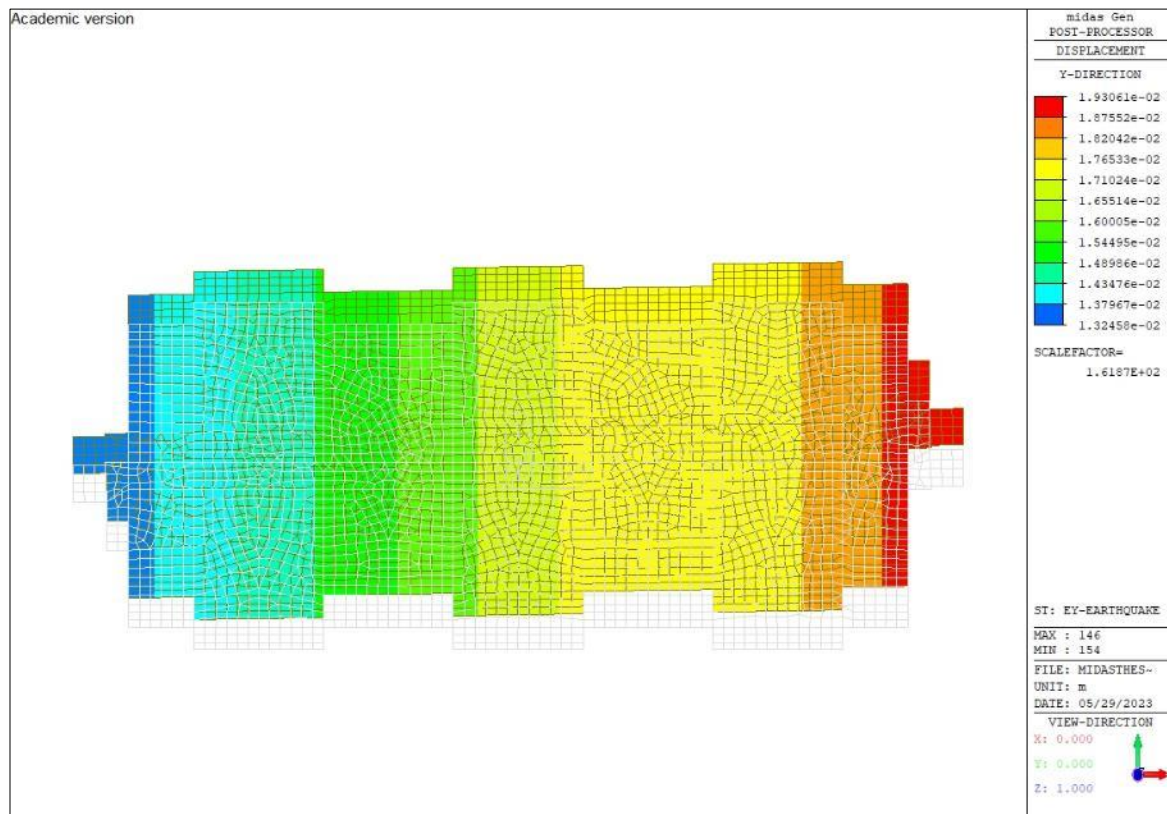
A/A	Πάχος πλακών	Μάζα πλακών ορόφου	Μέση μετακίνηση DY με θεώρηση Διαφραγματικής Λειτουργίας για $G+\psi_2Q \pm EY$	Μέση μετακίνηση DY χωρίς Διαφραγματική Λειτουργία για $G+\psi_2Q \pm EY$	Ποσοστό	Μέγιστη μετακίνηση DZ για οιονεί-μόνιμο συνδυασμό $G+\psi_2Q$
	h (m)	m (kN/g)	$d_{y,\delta}$ (m)	d'_y (m)	$d_{y,\delta}/d'_y$ (%)	$d_{z,g+\psi_2q}$ (m)
1	0,20	700,08	0,0177	0,0193	91,71%	-0,0212
2	0,21	735,06	0,0179	0,0194	92,27%	-0,0188
3	0,22	770,04	0,0181	0,0196	92,35%	-0,0167
4	0,23	805,02	0,0184	0,0198	92,93%	-0,0150
5	0,24	840	0,0186	0,0200	93,00%	-0,0135
6	0,25	874,98	0,0188	0,0202	93,07%	-0,0122

Για λόγους εποπτείας των αποτελεσμάτων παρατίθενται ενδεικτικά για το προσομοίωμα πλακών με πάχος $h=0.20 \text{ m}$ και LC30/33 με $\gamma=17.50 \text{ kN/m}^3$ οι παρακάτω εικόνες, που αφορούν τις οριζόντιες μετατοπίσεις d_y χωρίς (Εικ. 4-13) και με (Εικ. 4-14) θεώρηση διαφραγματικής λειτουργίας, καθώς και του βέλους κάμψης d_z για τον οιονεί-μόνιμο συνδυασμό (Εικ. 4-15).

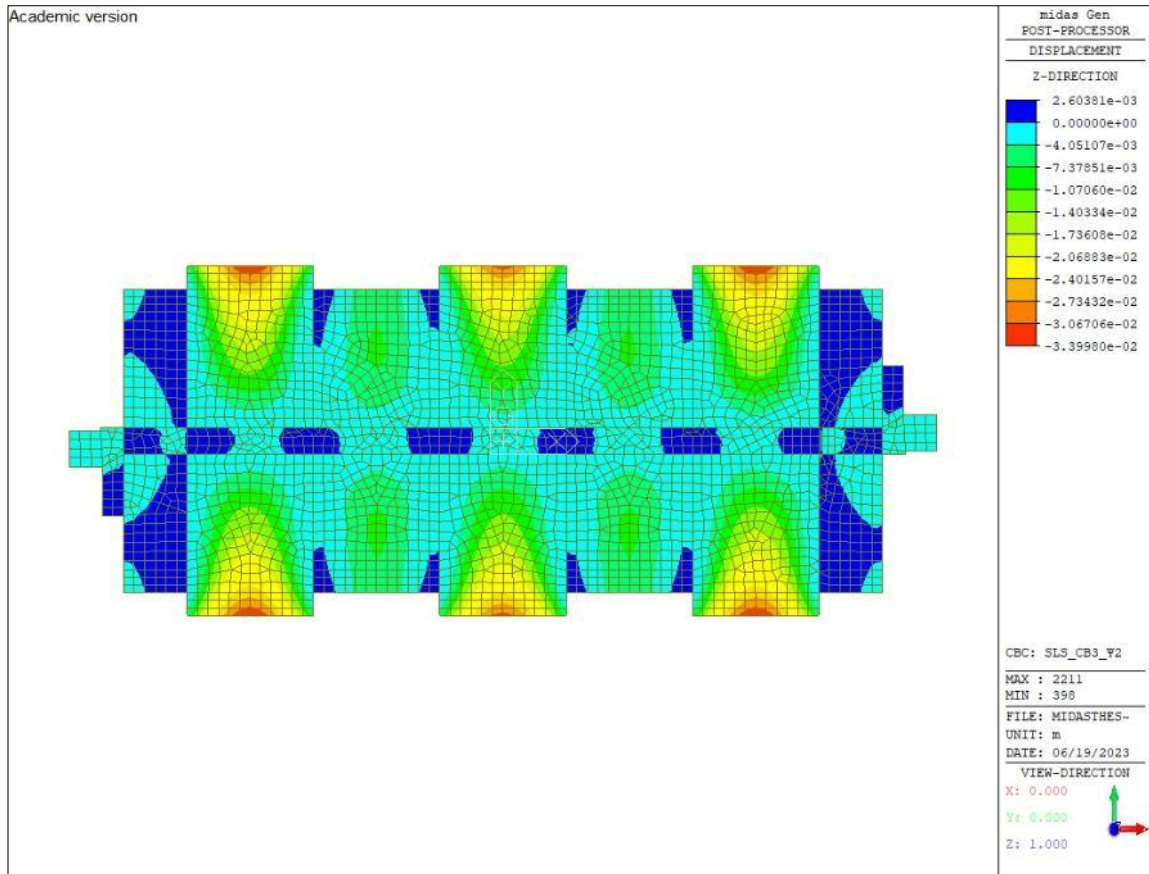
⁶ Π.Π.: Προσομοίωμα Πλακών



Εικ. 4-13: Οριζόντιες μετακινήσεις πλακών πάχους 0.20 m από LC30/33 με $\gamma=17.50 \text{ kN/m}^3$, χωρίς διαφραγματική λειτουργία (midas Gen)



Εικ. 4-14: Οριζόντιες μετακινήσεις πλακών πάχους 0.20 m από LC30/33 με $\gamma=17.50 \text{ kN/m}^3$, με διαφραγματική λειτουργία (midas Gen)



Εικ. 4-15: Βέλη κάμψης πλακών πάχους 0.20 m από LC30/33 με $\gamma=17.50 \text{ kN/m}^3$, (midas Gen)

Ομοίως παρουσιάζονται τα αποτελέσματα της ανάλυσης κάθε τρισδιάστατου προσομοιώματος, σχετικά με τις μέσες οριζόντιες μετακινήσεις d_y που προέκυψαν με την Α.Φ.Μ (με & χωρίς διαφραγματική λειτουργία) καθώς και η μέγιστη μετακίνηση d_z της δυσμενέστερης περίπτωσης πλάκας (Πλάκα Π3) του δώματος για τον οιονεί-μόνιμο συνδυασμό. Στο τέλος δίνεται και η εικόνα με τις οριζόντιες μετακινήσεις για σεισμό κατά Y με θεώρηση διαφραγματικής λειτουργίας (Εικ. 4-16).

Πίνακας 4-7: Μετακινήσεις πλακών στάθμης $H=30,60\text{m}$ (Τ.Π.⁷) για LC30/33, $\gamma=17.5 \text{ kN/m}^3$, $E_{lc}=17.5 \text{ GPa}$

Α/Α	Πάχος πλακών	Μέση μετακίνηση DY με θεώρηση Διαφραγματικής Λειτουργίας για $G+\psi_2Q \pm EY$	Μέση μετακίνηση DY χωρίς Διαφραγματική Λειτουργία για $G+\psi_2Q \pm EY$	Ποσοστό	Μέγιστη μετακίνηση DZ για οιονεί-μόνιμο συνδυασμό $G+\psi_2Q$
	h (m)	$d_{y,s}$ (m)	d'_y (m)	$d_{y,s}/d'_y$ (%)	$d_{z,g+\psi_2q}$ (m)
1	0,20	0,01230	0,01290	95,35%	-0,0338
2	0,21	0,01235	0,01292	95,59%	-0,0302
3	0,22	0,01239	0,01293	95,82%	-0,0272
4	0,23	0,01242	0,01298	95,69%	-0,0246
5	0,24	0,01248	0,01301	95,93%	-0,0224
6	0,25	0,01253	0,01304	96,09%	-0,0206

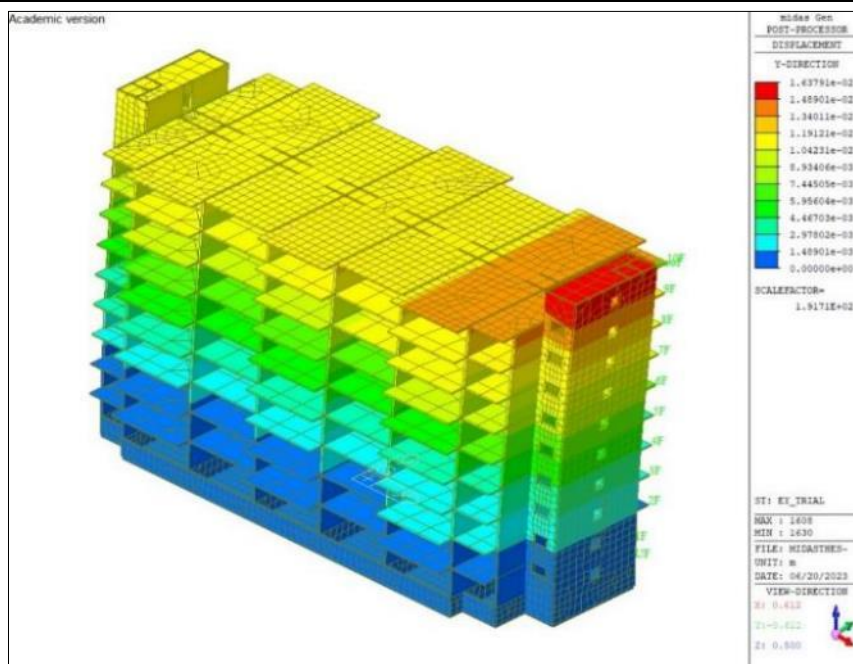
⁷ Τ.Π.: Τρισδιάστατο Προσομοίωμα

Πίνακας 4-8: Μετακινήσεις πλακών στάθμης H=30,60m (Τ.Π.⁷) για LC30/33, $\gamma=19.5 \text{ kN/m}^3$, $E_{lc}=22.1 \text{ GPa}$

A/A	Πάχος πλακών	Μέση μετακίνηση DY με θεώρηση Διαφραγματικής Λειτουργίας για $G+\psi_2Q \pm EY$	Μέση μετακίνηση DY χωρίς Διαφραγματική Λειτουργία για $G+\psi_2Q \pm EY$	Ποσοστό	Μέγιστη μετακίνηση DZ για οιονει-μόνιμο συνδυασμό $G+\psi_2Q$
	h (m)	$d_{y,\delta}$ (m)	d'_y (m)	$d_{y,\delta}/d'_y$ (%)	$d_{z,g+\psi_2q}$ (m)
1	0,20	0,01240	0,01300	95,38%	-0,0286
2	0,21	0,01247	0,01303	95,70%	-0,0256
3	0,22	0,01255	0,01306	96,06%	-0,0232
4	0,23	0,01258	0,01309	96,10%	-0,0216
5	0,24	0,01262	0,01311	96,26%	-0,0193
6	0,25	0,01268	0,01315	96,43%	-0,0178

Πίνακας 4-9: Μετακινήσεις πλακών στάθμης H=30,60m (Τ.Π.⁷) για C30/37, $\gamma=25.0 \text{ kN/m}^3$, $E=33.0 \text{ GPa}$

A/A	Πάχος πλακών	Μέση μετακίνηση DY με θεώρηση Διαφραγματικής Λειτουργίας για $G+\psi_2Q \pm EY$	Μέση μετακίνηση DY χωρίς Διαφραγματική Λειτουργία για $G+\psi_2Q \pm EY$	Ποσοστό	Μέγιστη μετακίνηση DZ για οιονει-μόνιμο συνδυασμό $G+\psi_2Q$
	h (m)	$d_{y,\delta}$ (m)	d'_y (m)	$d_{y,\delta}/d'_y$ (%)	$d_{z,g+\psi_2q}$ (m)
1	0,20	0,01303	0,01350	96,52%	-0,0226
2	0,21	0,01315	0,01358	96,80%	-0,0204
3	0,22	0,01321	0,01363	96,92%	-0,0187
4	0,23	0,01327	0,01368	97,00%	-0,0171
5	0,24	0,01332	0,01371	97,16%	-0,0158
6	0,25	0,01344	0,01376	97,67%	-0,0147



Εικ. 4-16: Οριζόντιες μετακινήσεις τρισδιάστατου προσομοιώματος με πλάκες από LC30/33 με $\gamma=17.50 \text{ kN/m}^3$, με διαφραγματική λειτουργία (midas Gen)

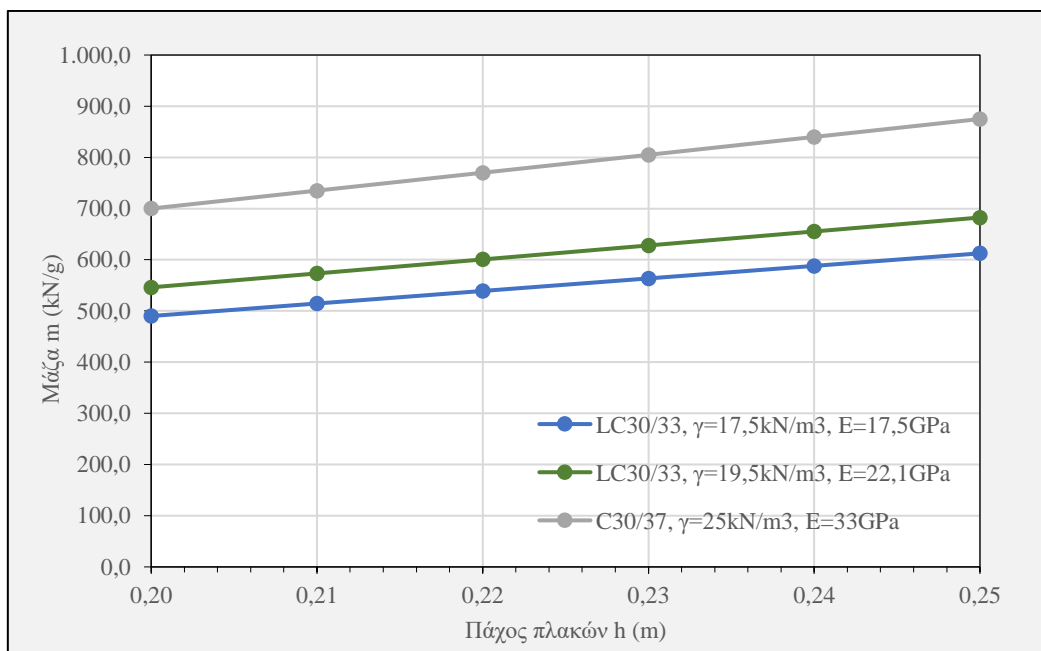
4.2.3 Επιλογή πάχους πλακών και σκυροδέματος

Η τελική επιλογή του πάχους πλακών που θα ληφθεί υπόψη στο τελικό 3D προσομοίωμα καθορίστηκε με βάση τα τρία κριτήρια που αναφέρθηκαν προηγουμένως και είναι συνοπτικά τα εξής:

1. Πάχος πλάκας μεγαλύτερο ή ίσο των 20 cm ως καλύτερη πρακτική για κτίρια με tunnel form.
2. Έλεγχος της διαφοράς έως 10% των οριζόντιων μετακινήσεων με και χωρίς διαφραγματική λειτουργία.
3. Έλεγχος των βελών κάμψης με κριτήρια $L/250$ και $L/500$.

Από τα αποτελέσματα που παρουσιάστηκαν στην προηγούμενη παράγραφο, μπορούν να εξαχθούν τα εξής συμπεράσματα:

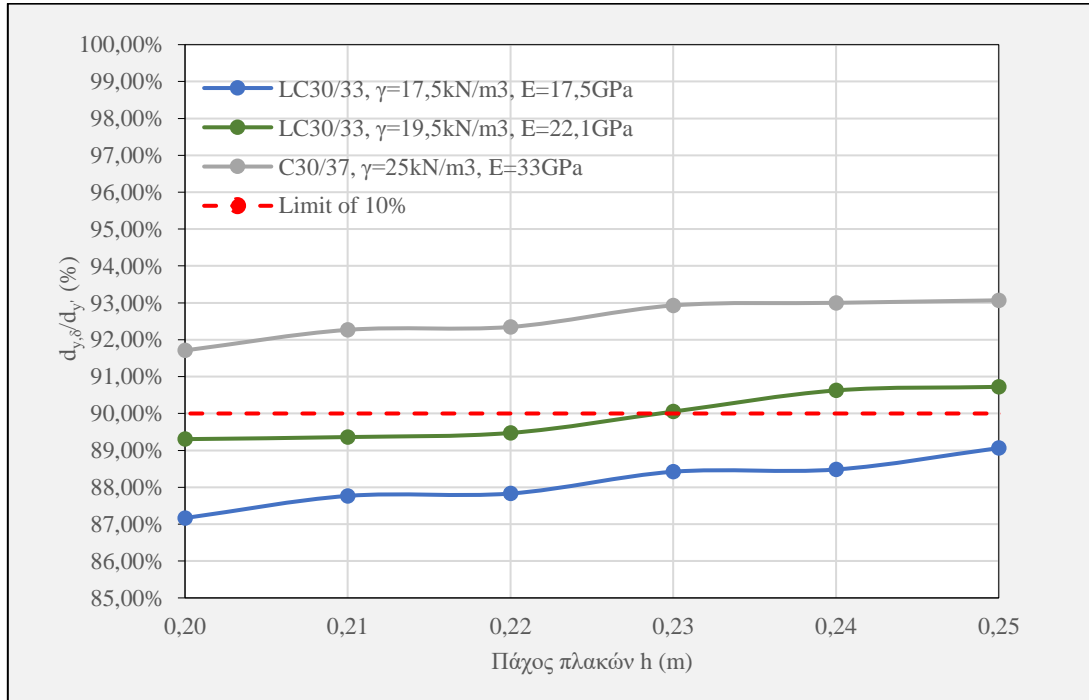
- Η μάζα των ορόφων και κατ' επέκταση τα σεισμικά φορτία αλλά και οι οριζόντιες μετακινήσεις, αυξάνονται αναλογικά με το πάχος των πλακών και το ειδικό βάρος του εκάστοτε σκυροδέματος (Διάγραμμα 4-1). Η αύξηση του βάρους της κατασκευής επηρεάζει και το κόστος της ανάλογα της ποσότητας του σκυροδέματος ($\text{€}/\text{m}^3$) αλλά και του απαιτούμενου χάλυβα για ικανοποίηση των αντισεισμικών απαιτήσεων της κατασκευής. Επιπροσθέτως, επηρεάζει και το πάχος θεμελίωσης.



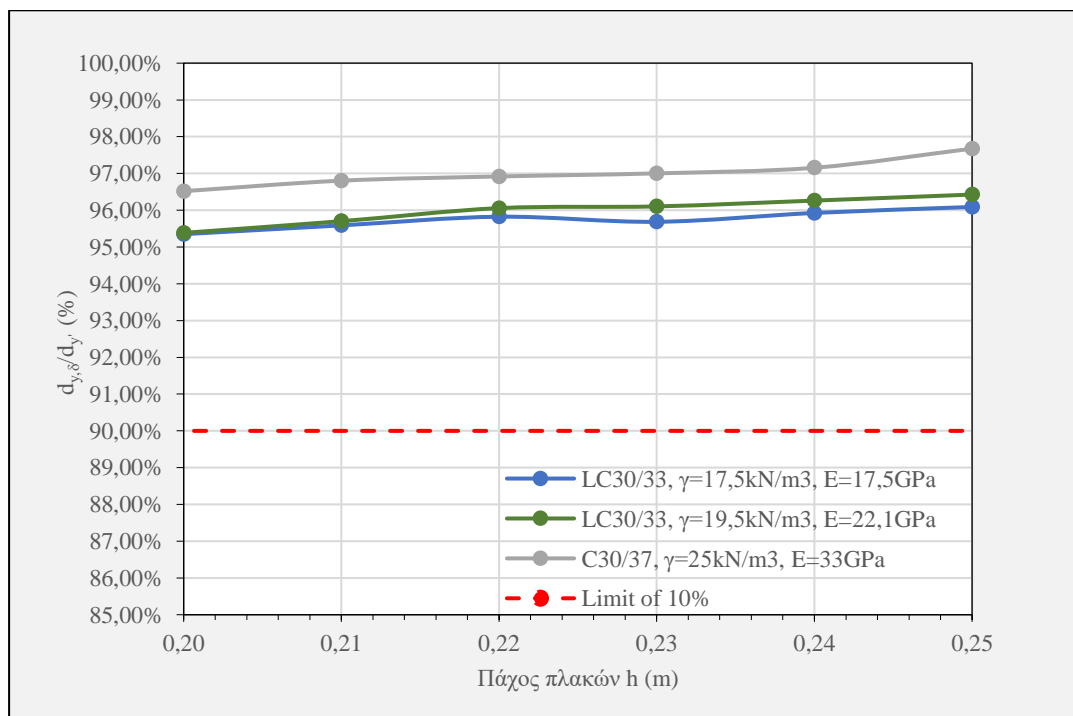
Διάγραμμα 4-1: Μεταβολή μάζας πλακών ανά αύξηση πάχους τους, Προσομοίωμα Πλακών.

- Οι οριζόντιες μετακινήσεις με θεώρηση διαφραγματικής λειτουργίας είναι μικρότερες σε σχέση με τις αντίστοιχες χωρίς διαφραγματική λειτουργία. Αυτό οφείλεται στην στρέψη του κτιρίου λόγω και της τυχηματικής εκκεντρότητας $e=0.05L_i$ που τέθηκε στα σεισμικά φορτία βάσει κανονισμού (EN1998-1:2004 §4.3.2) αλλά και ως αποτέλεσμα της τυποποιημένης κάτοψης του tunnel form, με την διάταξη των τοιχωμάτων, που χαρακτηρίζεται από στρεπτική ευαισθησία.

- Η διαφορά μεταξύ των δύο οριζόντιων μετακινήσεων μειώνεται με την αύξηση του πάχους των πλακών, δηλαδή αυξάνεται ο λόγος $d_{y,\delta}/d_y$. Ωστόσο, σημαντικές διαφορές παρατηρούνται συγκρίνοντας τους λόγους από τα Προσομοιώματα Πλακών (Π.Π) με τους αντίστοιχους των Τρισδιάστατων Προσομοιωμάτων (Τ.Π).



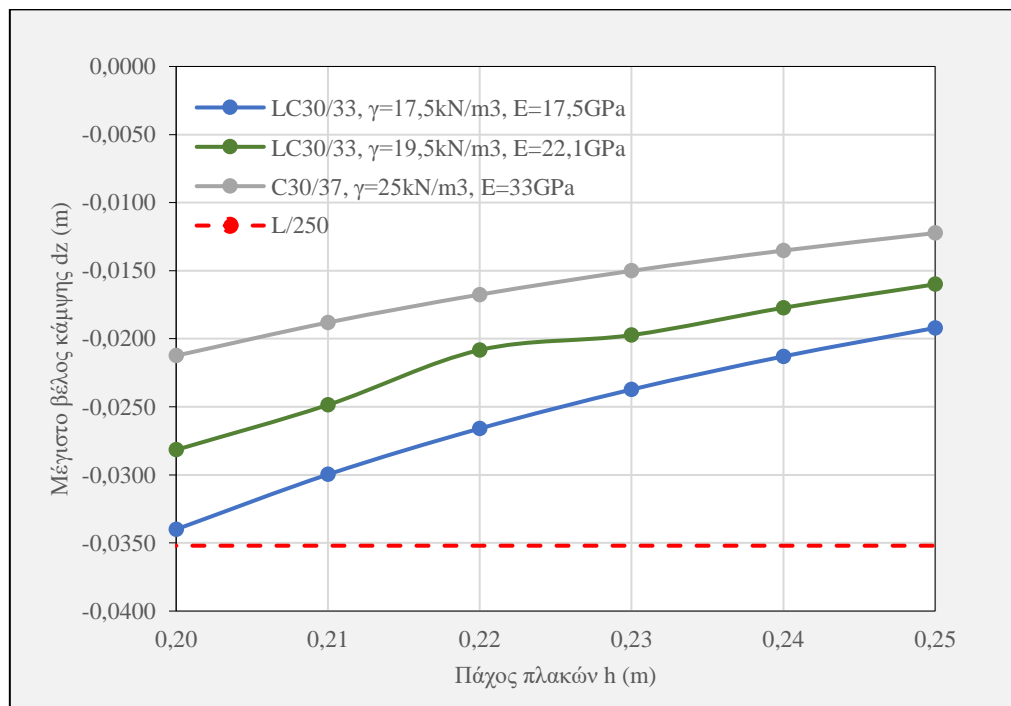
Διάγραμμα 4-2: Λόγος οριζόντιων μετακινήσεων με και χωρίς θεώρηση διαφραγματικής λειτουργίας $d_{y,\delta}/d_y$, Προσομοιώματα Πλακών



Διάγραμμα 4-3: Λόγος οριζόντιων μετακινήσεων με και χωρίς θεώρηση διαφραγματικής λειτουργίας $d_{y,\delta}/d_y$, Τρισδιάστατα Προσομοιώματα

Ο λόγος $d_{y,s}/d_y$ στα Π.Π. κυμαίνεται σε ένα εύρος μεταξύ 83.17%-93.07% ενώ στα Τ. Π. μεταξύ 95.35%-97.67%. Η μεταβολή του λόγου στα Π.Π. είναι μεγαλύτερη ανά αύξηση του πάχους των πλακών εν αντιθέσει με την αντίστοιχη μεταβολή στα Τ.Π.. Οι διαφορές αυτές οφείλονται στην αρχική παραδοχή που έγινε στο προσομοίωμα των πλακών, ότι οι δυσκαμψίες των ελατηρίων K_x και K_y αντιστοιχούν σε τοιχώματα που δρουν ως πρόβολοι ύψους 30.60 m. Αυτή η παραδοχή δεν ευσταθεί καθώς δεν λαμβάνεται υπόψη η συνεισφορά των πλακών των υπόλοιπων ορόφων που επιδρούν στη δυσκαμψία των τοιχωμάτων και εν συνεχεία στη συμπεριφορά όλου του φορέα. Θα ήταν ορθότερο δηλαδή να θεωρηθούν οριζόντια ελατήρια στις θέσεις των ορόφων που θα προσομοιώνουν την συνεισφερόμενη δυσκαμψία των πλακών στα τοιχώματα. Έτσι η τελική δυσκαμψία κάθε τοιχώματος δεν θα ήταν ίση με αυτή του θεωρούμενου προβόλου αλλά μεγαλύτερη. Στην παρούσα διπλωματική εργασία δεν γίνεται εφαρμογή της παραπάνω λύσης, αντίθετα αξιοποιήθηκαν τα αποτελέσματα των τρισδιάστατων προσομοιωμάτων που κρίνονται ορθότερα.

- Η μέγιστη κατακόρυφη μετακίνηση (βέλος κάμψης) για τον οιονεί-μόνιμο συνδυασμό επηρεάζεται από το μέτρο ελαστικότητας του υλικού και την ροπή αδράνειας ταυτόχρονα (δηλαδή το γινόμενο $E \cdot I$). Τα ελαφροσκυροδέματα παρουσιάζουν μεγαλύτερο βέλος κάμψης λόγω του μικρότερου μέτρου ελαστικότητας, ενώ η αύξηση πάχους της πλάκας αυξάνει την δυσκαμψία $E \cdot I$ και κατ' επέκταση μειώνει το βέλος κάμψης. Να σημειωθεί ότι αυτά τα βέλη κάμψης είναι τα δυσμενέστερα, όπως αναφέρθηκε και αφορούν τις πλάκες της ομάδας Π3, οι οποίες δεν φέρουν υαλοπετάσματα. Επιπλέον, οι διαφορές των βελών κάμψεων μεταξύ των δύο ομάδων προσομοιωμάτων είναι μηδαμινές που είναι λογικό έχοντας θεωρήσει στον κατακόρυφο άξονα «άπειρη» δυσκαμψία K_z .



Διάγραμμα 4-4: Μέγιστο βέλος κάμψης πλακών ομάδας Π3 για τον οιονεί-μόνιμο συνδυασμό $G+\psi_2Q$

Αξιολογώντας τα προηγούμενα συμπεράσματα και λαμβάνοντας υπόψη τα κριτήρια που τέθηκαν στην αρχή της παραγράφου, επιλέγεται τελικώς να χρησιμοποιηθεί στις πλάκες ελαφροσκυρόδεμα κατηγορίας LC30/33, με $\gamma_{ic}=17.50 \text{ kN/m}^3$ και $E_{ic}=17.50 \text{ GPa}$ ενώ το πάχος τους να διατηρηθεί στα 20 cm ενιαία. Η επιλογή αυτή αντιστοιχεί στην πλέον βέλτιστη λύση αφού:

1. Το πάχος των πλακών είναι το ελάχιστο δυνατό, άρα το βάρος της κατασκευής είναι το ελάχιστο συγκριτικά με τις υπόλοιπες περιπτώσεις, που σημαίνει και μικρότερες σεισμικές δυνάμεις πάνω στην κατασκευή.
2. Ικανοποιείται η διαφραγματική λειτουργία εφόσον η διαφορά των επιλύσεων με και χωρίς διαφραγματική λειτουργία είναι της τάξεως των 4.65% που είναι σαφώς μικρότερη του ορίου του 10% που θέτει ο κανονισμός ΕΚ8.
3. Το μέγιστο βέλος κάμψης στις πλάκες που δεν φέρουν υαλοπετάσματα είναι ίσο με 3.38 cm που είναι μικρότερο του ορίου $L/250=880/250=3.52 \text{ cm}$. Αντίστοιχα, το μέγιστο βέλος κάμψης στις πλάκες που φέρουν υαλοπετάσματα (πλάκες ομάδας Π4, Εικ. 4-10) είναι 0.72 cm που είναι μικρότερο του $L/500=880/500=1.76 \text{ cm}$.
4. Ικανοποιείται το κριτήριο της οικονομίας στο συνολικό κόστος της κατασκευής.

5. Προσομοίωση του Κτιρίου

Η προσομοίωση του φέροντος οργανισμού μαζί με το έδαφος θεμελίωσης και των φορτίσεων αποτελούν ένα από τα σημαντικότερα μέρη της στατικής μελέτης. Η σωστή επιλογή και μόρφωση του προσομοιώματος βασίζεται στη διατύπωση ενός όσο το δυνατόν απλούστερου προσομοιώματος που θα διασφαλίζει φυσικά την εξαγωγή σωστών και όσο πιο κοντά στην πραγματικότητα αποτελεσμάτων. Αν και μερικά στοιχεία και τακτικές που ακολουθήθηκαν έχουν ήδη αναφερθεί προηγουμένως, στο παρόν κεφάλαιο γίνεται μια προσεκτικότερη αναφορά στους τρόπους προσομοίωσης των μελών του τελικού τρισδιάστατου φορέα που θα εξεταστεί.

5.1 Προσομοίωση μελών φέροντος οργανισμού

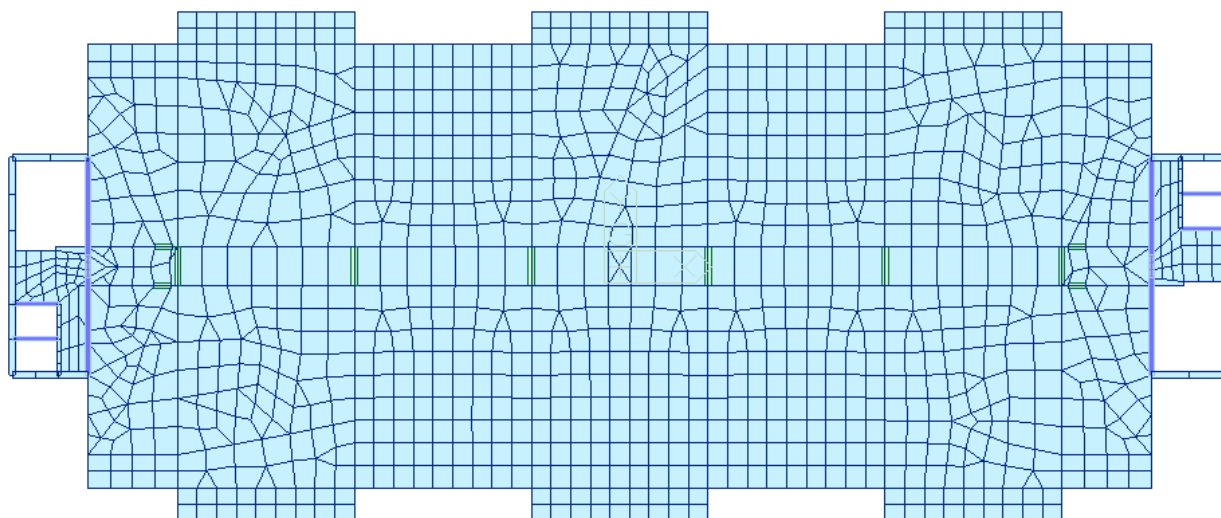
Τα δομικά μέλη που απαρτίζουν τον φέροντα οργανισμό του κτιρίου με tunnel form είναι τα επίπεδα τοιχώματα της ανωδομής και του υπογείου, οι δοκοί σύζευξης των τοιχωμάτων καθώς και οι πλάκες. Παρακάτω αναλύονται οι τρόποι προσομοίωσης του εκάστοτε δομικού μέλους με τη σειρά διαδρομής των φορτίων.

5.1.1 Πλάκες

Η προσομοίωση των ολόσωμων πλακών εξετάστηκε λεπτομερώς στο προηγούμενο κεφάλαιο όπου εξήχθη το συμπέρασμα ότι οι πλάκες μπορούν να θεωρηθούν ότι λειτουργούν ως απαραμόρφωτα (εντός του επιπέδου τους) διαφράγματα. Οι ατενείς πλάκες εξασφαλίζουν μια πλήρη διαφραγματική λειτουργία ανά στάθμη ορόφου, που ευνοεί τη συγκέντρωση των μαζών στο κέντρο βάρους τους. Στο τελικό τρισδιάστατο προσομοίωμα, θεωρήθηκαν σε όλους τους ορόφους πλάκες πάχους 20 cm από ελαφροσκυρόδεμα κατηγορίας αντοχής LC30/33 με $\gamma_{lc}=17.50 \text{ kN/m}^3$ και $E_{lc}=17.50 \text{ GPa}$. Όλες οι πλάκες προσομοιώθηκαν με τη βοήθεια επιφανειακών πεπερασμένων στοιχείων όμοιας διακριτοποίησης (meshing) στους ορόφους με εξαίρεση τον όροφο του δώματος που έγινε πυκνότερη διακριτοποίηση. Η χρήση επιφανειακών στοιχείων δεν θα ήταν απαραίτητη εφόσον εξετάστηκε πριν η λειτουργία των πλακών, ωστόσο ιδιαίτερο αντικείμενο μελέτης αποτελεί και η εύρεση των περιοχών μεγάλης συγκέντρωσης τάσεων που συναντάται ιδιαίτερος στις ζώνες σύνδεσης τοιχωμάτων και πλακών των ορόφων στα κτίρια με tunnel form (Yuksel & Kalkan, 2007).

Η συνεισφορά των πλακών περιορίζεται στην ανάληψη των κατακόρυφων μόνιμων και κινητών φορτίων κατά την στατική επίλυση καθώς και στην διαφραγματική τους λειτουργία κατά την σεισμική διέγερση, γι' αυτό το λόγο και δεν έγινε απομείωση της δυσκαμψίας τους κατά 50% όπως στα υπόλοιπα δομικά στοιχεία. Να σημειωθεί επίσης ότι οι σκάλες στα κλιμακοστάσια δεν προσομοιώθηκαν στο ίδιο προσομοίωμα καθώς θα μελετηθούν ως ξεχωριστά δομικά προκατασκευασμένα στοιχεία από ελαφροσκυρόδεμα, όπως συμβαίνει στην πλειοψηφία των κτιρίων tunnel form. Η προσομοίωση τους ως κεκλιμένες βαθμιδοφόρες πλάκες με επιφανειακά στοιχεία δεν κρίθηκε σκόπιμη, χωρίς να επηρεάζει αυτό φυσικά τόσο δυσμενώς τα αποτελέσματα

της ανάλυσης. Σε κάθε περίπτωση τα φορτία κλιμάκων εισήχθησαν επί της κύριας πλάκας του κλιμακοστασίου της κάθε στάθμης αλλά και στην θέση έδρασης του πλατύσκαλου πάνω στο περιμετρικό τοίχωμα.



Εικ. 5-1: Προσομοίωση πλακών στο τελικό 3D προσομοίωμα, (midas Gen)

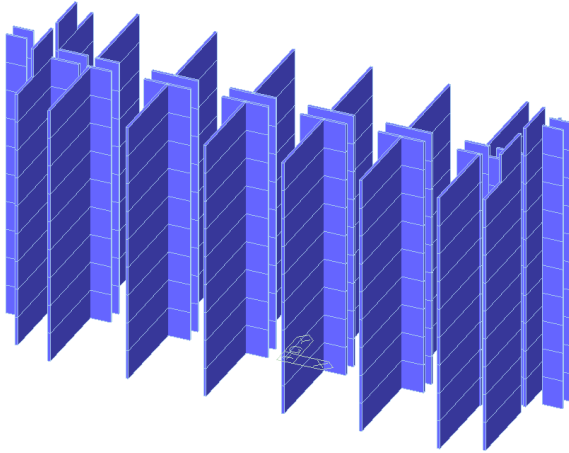
5.1.2 Τοιχώματα

Τα τοιχώματα της ανωδομής αποτελούν το σημαντικότερο δομικό στοιχείο και σήμα κατατεθέν ενός κτιρίου tunnel form. Η προσομοίωση των μεγάλων τοιχωμάτων στο κεντρικό μέρος της κάτοψης έγινε με «wall elements» τύπου «plate», 4 κόμβων, όπως ορίζονται στο λογισμικό επίλυσης. Αντίθετα η προσομοίωση των τοιχωμάτων των κλιμακοστασίων εκατέρωθεν του κτιρίου, έγινε με χρήση επιφανειακών πεπερασμένων στοιχείων με πυκνή διακριτοποίηση για την ακριβέστερη απόδοση των αποτελεσμάτων περί των ανοιγμάτων όπου αναμένονται έντονες μεταβολές της έντασης. Ομοίως και τα τοιχώματα του υπογείου προσομοιώθηκαν με επιφανειακά πεπερασμένα στοιχεία.

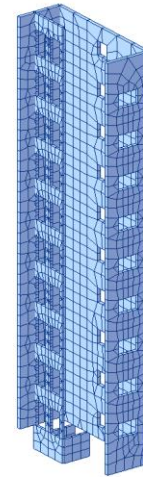
Όλα τα τοιχώματα της ανωδομής θεωρήθηκαν ίδια με πάχος 30 cm, συμπεριλαμβανομένων των πυρήνων των ανελκυστήρων παρόλο που στην αρχική αρχιτεκτονική μελέτη είχαν θεωρηθεί 20 cm. Η τροποποίηση αυτή των διαστάσεων θεωρήθηκε αναγκαία ύστερα από τα αποτελέσματα της αρχικής διαστασιολόγησης καθώς δεν ικανοποιούνταν τόσο οι γεωμετρικοί περιορισμοί του αντισεισμικού κανονισμού όσο και οι απαιτήσεις όπλισης κ.α. Επιπρόσθετα στα τοιχώματα θεωρήθηκε συμβατικό σκυρόδεμα C40/50 έναντι C30/37 που είχε τεθεί στην φάση προδιαστασιολόγησης. Τόσο η τροποποίηση του πάχους των τοιχωμάτων όσο και της κατηγορίας σκυροδέματος, βασίστηκαν στην μη ικανοποίηση των απαιτούμενων ελέγχων των EK2 και EK8 μετά από αλληπάλληλες επαναλήψεις και δοκιμές οι οποίες χάριν συντομίας δεν παρουσιάζονται στην διπλωματική προκειμένου να μην δημιουργηθεί σύγχυση στον αναγνώστη.

Τέλος, όσον αφορά τις δυσκαμψίες των τοιχωμάτων της ανωδομής, αυτές προσομοιώθηκαν θεωρώντας ρηγματωμένες διατομές με απομείωση της δυσκαμψίας και της δυστημψίας τους κατά 50% εφόσον δεν έγινε ακριβέστερη ανάλυση (EN1998-1:2004 §4.3.1 (7)). Ο κανονισμός αντίθετα δεν αναφέρει τίποτα σχετικά με

τυχόν απομείωση της δυστένειας και της δυστρεψίας των τοιχωμάτων. Η απομείωση της δυσκαμψίας με μια υψηλή σχετικά τιμή του 50%, έναντι της πραγματικής 25-30% που ισχύει βάσει πειραματικών δεδομένων, επηρεάζει αντιστρόφως ανάλογα την τιμή της θεμελιώδους ιδιοπεριόδου και αυξάνει την επιτάχυνση και τα σεισμικά φορτία σχεδιασμού του φορέα (Fardis, και συν., 2011).



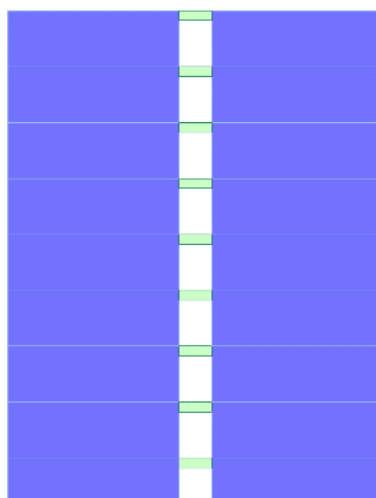
Εικ. 5-2: Προσομοίωση τοιχωμάτων με «wall elements», (midas Gen)



Εικ. 5-3: Προσομοίωση τοιχωμάτων κλιμακοστασίου με επιφανειακά πεπερασμένα στοιχεία, (midas Gen)

5.1.3 Δοκοί

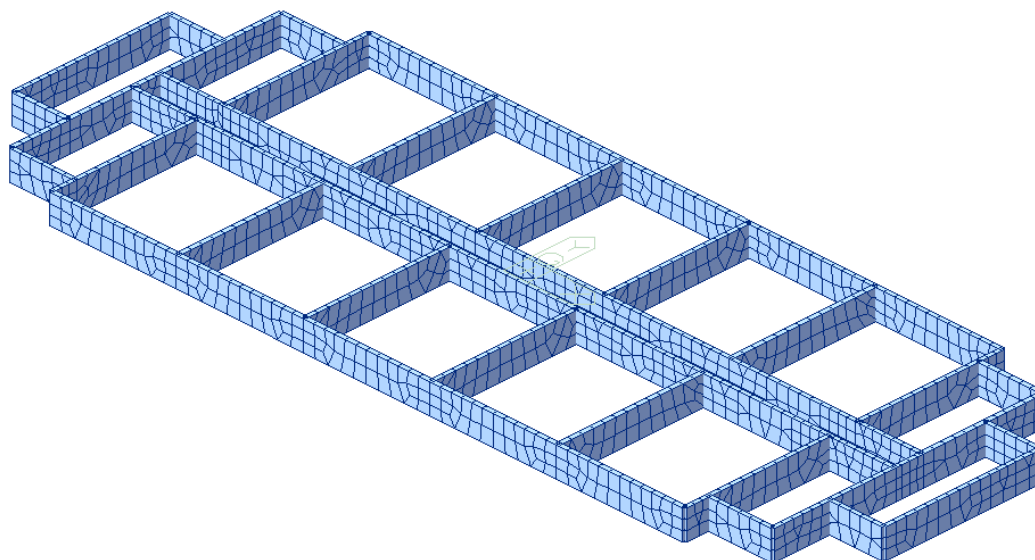
Ο κύριος ρόλος δράσης των δοκών σε ένα κτίριο με tunnel form (εφόσον υπάρχουν) είναι η σύζευξη των τοιχωμάτων στις περιοχές ανοιγμάτων για την απρόσκοπτη διέλευση στους χώρους. Στο παρόν κτίριο μελέτης, οι δοκοί συναντώνται στον εσωτερικό διάδρομο διέλευσης του κτιρίου και ενώνουν τα μεγάλα τοιχώματα της διεύθυνσης Y. Οι δοκοί αυτές θεωρήθηκαν αρχικά διαστάσεων 30 cm x 60 cm ενώ οι δοκοί πάνω από τα ανοίγματα θυρών και παραθύρων διαστάσεων 30 cm x 130 cm. Η προσομοίωση τους έγινε ως τρισδιάστατα στοιχεία «beam elements» (Εικ. 5-4) ενώ δεν θεωρήθηκαν ιδιαίτερες συνθήκες ένωσης με τα τοιχώματα ούτε αρθρώσεις. Το σκυρόδεμα των δοκών τέθηκε και σε αυτές κατηγορίας C40/50 ενώ η δυσκαμψία τους απομειώθηκε κατά 50% όπως των τοιχωμάτων.



Εικ. 5-4: Προσομοίωση δοκών ως «beam elements», (midas Gen)

5.1.4 Περιμετρικά τοιχώματα υπογείου

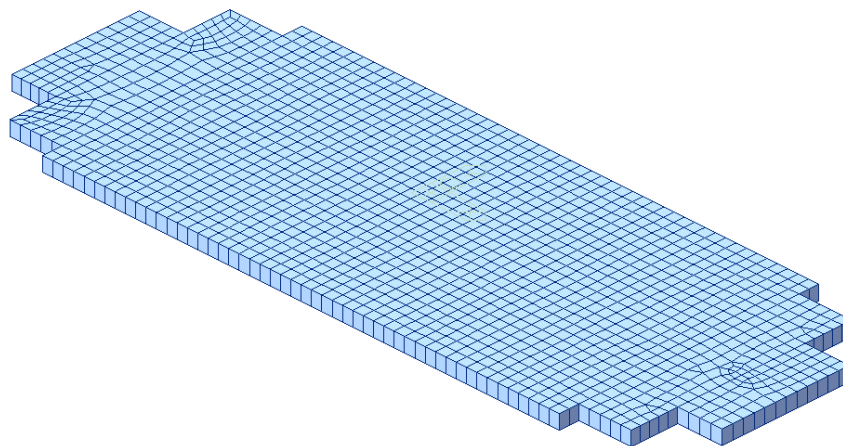
Η τοποθέτηση περιμετρικών τοιχωμάτων υπογείου στην κατασκευή επηρεάζει ευεργετικά την αντισεισμική απόκριση της κατασκευής αφού δημιουργούν ένα «δύσκαμπτο κιβώτιο» (Αβραμίδης, Αθανατοπούλου, Μορφίδης, & Σέξτος, 2017) που σε συνδυασμό με τον στιβαρό φορέα του κτιρίου με tunnel form, επιτρέπουν την σταδιακή και ομαλή μεταβίβαση των φορτίων από την ανωδομή στο έδαφος θεμελίωσης. Η προσομοίωση των περιμετρικών τοιχωμάτων του υπογείου, πάχους 30 cm, έγινε και εδώ με χρήση επιφανειακών πεπερασμένων στοιχείων (Εικ. 5-5) που αποτελούν την βέλτιστη επιλογή για την ανάλυση και τη διαστασιολόγηση τους έναντι των ωθήσεων γαιών που δέχονται. Το σκυρόδεμα θεωρήθηκε ίδιας κατηγορίας με αυτό της ανωδομής, δηλαδή C40/50, ενώ δεν έγινε απομείωση των δυσκαμψιών τους εφόσον δεν ρηγματώνονται στο σεισμό λόγω του μεγάλους μήκους τους.



Εικ. 5-5: Προσομοίωση περιμετρικών τοιχωμάτων υπογείου με επιφανειακά πεπερασμένα στοιχεία, (midas Gen)

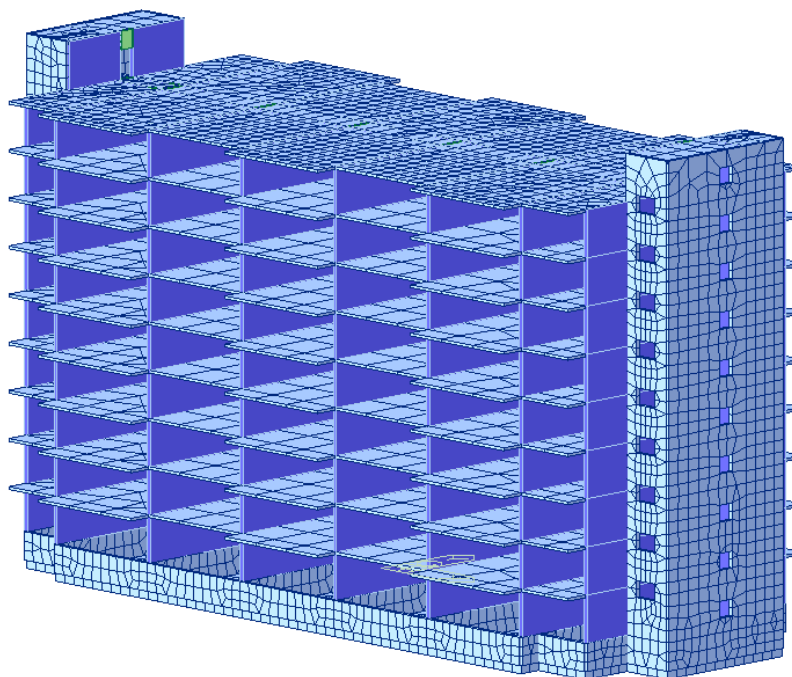
5.1.5 Θεμελίωση

Η θεμελίωση που ενδείκνυται σε κτίρια με tunnel form είναι η γενική κοιτόστρωση προκειμένου να ανταποκριθεί ο στιβαρός φορέας συνολικά στις σεισμικές διεγέρσεις. Η πίεση που ασκεί ο φορέας στο έδαφος ελαχιστοποιείται λόγω της μεγάλης επιφάνειας μεταβίβασης των φορτίων. Πολλές φορές μάλιστα ανάλογα την ποιότητα του εδάφους αλλά και το βάρος του υπερκείμενου φορέα μπορεί να απαιτηθούν και πάσσαλοι. Στην συγκεκριμένη περίπτωση θεωρήθηκε στο προκαταρκτικό στάδιο της μελέτης πλάκα θεμελίωσης πάχους 120 cm από σκυρόδεμα C40/50. Η πλάκα θεμελίωσης προσομοιώθηκε και αυτή όπως οι υπόλοιπες πλάκες του φορέα, δηλαδή με πυκνή διακριτοποίηση επιφανειακών πεπερασμένων στοιχείων. Τα περιμετρικά τοιχώματα του υπογείου σε συνδυασμό με την ενιαία πλάκα θεμελίωσης και την ενδιάμεση στρώση από σκύρα ανάμεσα σε πλάκα ισογείου και πλάκα κοιτόστρωσης δημιουργούν μια συμπαγή «στρώση» θεμελίωσης, την πλέον κατάλληλη για τα συγκεκριμένα κτίρια.



Εικ. 5-6: Προσομοίωση πλάκας θεμελίωσης με χρήση πεπερασμένων στοιχείων, (midas Gen)

Το τελικό χωρικό προσομοίωμα που αναλύθηκε απεικονίζεται στην παρακάτω εικόνα , από δομικά στοιχεία του φέροντος οργανισμού με κατηγορία σκυροδέματος C40/50 με εξαίρεση τις πλάκες των ορόφων με LC30/33, $\gamma_{lc}=17.50 \text{ kN/m}^3$ και $E_{lc}=17.5 \text{ GPa}$.



Εικ. 5-7: Χωρικό προσομοίωμα με σκυρόδεμα C40/50 σε όλο τον φέροντα οργανισμό, εκτός των πλακών με LC30/33 και $\gamma=17.50 \text{ kN/m}^3$, (midas Gen)

5.2 Αδρανειακή προσομοίωση

Η ανάλυση της κατασκευής υπό την δράση του σεισμού σχεδιασμού απαιτεί εκτός από την προσομοίωση των μελών του φέροντος οργανισμού της (ελαστική-γεωμετρική προσομοίωση) και την αδρανειακή της προσομοίωση, δηλαδή την εισαγωγή των μαζών στις στάθμες των ορόφων EN1998-1:2004 §4.3.1 (10)P. Οι μάζες αποτελούνται από όλα τα μόνιμα φορτία $G_{k,j}$ καθώς και μέρους των μεταβλητών φορτίων $Q_{k,i}$ όπως ορίζεται στο EN1998-1:2004 §3.2.4.

- Συνδυασμός φορτίων για τον υπολογισμό των μαζών

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \sum_{i \geq 1} \psi_{E,i} Q_{k,i} \quad \text{Εξ. 5-1}$$

όπου: G_k : μόνιμες δράσεις, Q_k : κινητά φορτία, “+”: συνδυασμός, ψ_E : συντελεστές συνδυασμού μεταβλητών δράσεων

Οι συντελεστές συνδυασμού μεταβλητών δράσεων $\psi_{E,i}$ λαμβάνουν προσεγγιστικά υπόψη την ταυτόχρονη δράση όλων των μεταβλητών φορτίων $Q_{k,i}$ που δρουν στο φορέα, με την χαρακτηριστική τους τιμή κατά τη διάρκεια της σεισμικής διέγερσης. Οι τιμές των συντελεστών βρίσκονται με την παρακάτω εξίσωση:

$$\psi_{E,i} = \varphi \cdot \psi_{2,i} \quad \text{Εξ. 5-2}$$

όπου: $\psi_{2,i}$: συντελεστές οιονεί-μόνιμης τιμής της μεταβλητής δράσης

φ : μειωτικός συντελεστής που λαμβάνεται υπόψιν μόνο για τον υπολογισμό των μαζών.

Οι τιμές των συντελεστών $\psi_{2,i}$ δίνονται στην Εικ. 3-5 από το Παράρτημα A1 του EN1990, ενώ ο μειωτικός συντελεστής φ δίνεται ανάλογα τον όροφο και την κατηγορία χρήσης στο EN1998-1:2004 §4.2.4.

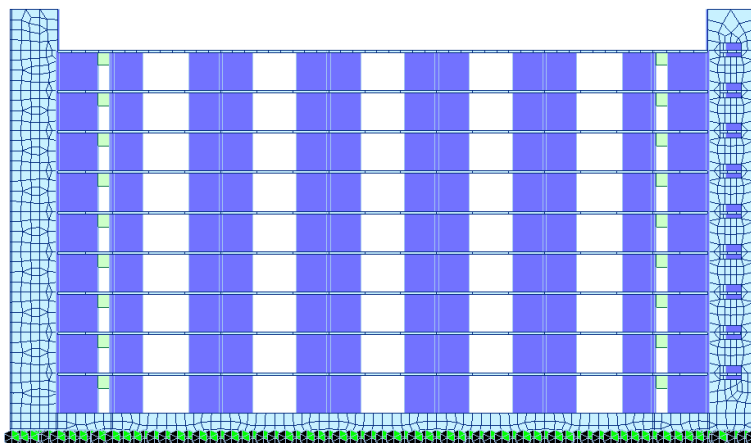
Type of variable action	Storey	φ
Categories A-C*	Roof	1,0
	Storeys with correlated occupancies	0,8
	Independently occupied storeys	0,5
Categories D-F* and Archives		1,0

Εικ. 5-8: Τιμές συντελεστή φ , (EN1998-1:2004 §4.2.4)

Στο υπό μελέτη κτίριο, οι συντελεστές των κινητών φορτίων ψ_2 είναι ίσοι με 0.30 για κατηγορίες χρήσης A και C3 που ισχύουν για ξενοδοχειακές μονάδες. Λαμβάνοντας υπόψη και τους συντελεστές φ ίσους με 1.00 για την στέγη και 0.80 για τους υπόλοιπους ορόφους, οι συντελεστές συνδυασμού των μεταβλητών δράσεων τέθηκαν αντίστοιχα ίσοι με $\psi_E=0.3$ για τη στέγη (Roof) και $\psi_E=0.24$ για τους υπόλοιπους ορόφους.

5.3 Προσομοίωση εδάφους θεμελίωσης

Η προσομοίωση του εδάφους θεμελίωσης αποτελεί μια από τις βασικότερες εργασίες ενός πολιτικού μηχανικού, αν και δεν συνηθίζεται να λαμβάνεται υπόψη στα συνήθη κτίρια με την δέουσα επιστημονική σοβαρότητα. Σύμφωνα με τον κανονισμό στο EN1998-1:2004 §4.3.1 (9)P αναφέρεται ότι «*Η παραμορφωσιμότητα της θεμελίωσης θα λαμβάνεται υπόψη στο προσομοίωμα όταν ενδέχεται να έχει γενικά δυσμενή επιρροή. Επιτρέπεται όμως να λαμβάνεται υπόψη ακόμα και σε περιπτώσεις που θα έχει ευμενή επιρροή στην απόκριση*». Στην παρούσα μελέτη, η πλάκα θεμελίωσης θεωρήθηκε σε προκαταρκτικό στάδιο εδραζόμενη αρχικά επί ακλόνητου εδάφους (πακτώσεις).



Εικ. 5-9: Θεώρηση πάκτωσης στην πλάκα θεμελίωσης, (midas Gen)

Η παραδοχή αυτή αποτελεί μια χονδροειδής προσέγγιση για την ανάλυση και τη διαστασιολόγηση του φορέα, καθώς αναιρείται η συνεισφορά του εδάφους στην συμπεριφορά της κατασκευής. Η άρση αυτής της παραδοχής έγινε σε ξεχωριστό προσομοίωμα λαμβάνοντας υπόψη την αλληλεπίδραση εδάφους κατασκευής που αποτελεί και την ορθότερη προσομοίωση. Η ακριβέστερη προσομοίωση του εδάφους θα ήταν ιδανικά η διακριτοποίηση ενός τμήματος του με τρισδιάστατα πεπερασμένα στοιχεία με τιμές παραμέτρων E , G ή ν του εδαφικού υλικού από εμπειριστατωμένη εδαφοτεχνική μελέτη (Αβραμίδης, Αθανατοπούλου, Μορφίδης, & Σέξτος, 2017). Η μέθοδος όμως αυτή προσομοίωσης είναι πέραν του αντικειμένου διερεύνησης της διπλωματικής αυτής, γι' αυτό επιλέχθηκε μια άλλη μέθοδος προσομοίωσης, πιο συνήθης σε συμβατικές κατασκευές.

Η προσομοίωση του εδάφους έγινε με την παραδοχή ελατηρίων Winkler σύμφωνα με την οποία το έδαφος προσομοιώνεται με τη βοήθεια ασύζευκτων μεμονωμένων κατακόρυφων ελατηρίων δυσκαμψίας K_z . Η δυσκαμψία αυτή εξαρτάται κανονικά από τα ελαστικά χαρακτηριστικά του εδάφους της περιοχής μελέτης, αλλά και τη διαστρωμάτωση του, τη μορφή αλλά και το μέγεθος της επιφάνειας έδρασης (σ.σ. κοιτόστρωση). Το έδαφος, όπως αναφέρθηκε στην §3.2.2, θεωρήθηκε πολύ στιφρή άργιλος με αστράγγιστη διατμητική αντοχή $c_u=250$ kPa, $N_{SPT}>50$ και $K_z=80000$ kN/m²/m ως συνήθης τιμής για πολύ στιφρή άργιλο. Η προσομοίωση του θεωρήθηκε «Linear» (γραμμική) αν και κανονικά θα έπρεπε να είναι μόνο «compression» (θλίψη), ωστόσο δημιουργούνται προβλήματα λόγω ανασήκωσης κόμβων του φορέα από τις σεισμικές δράσεις. Εκτός των ελατηρίων κατά την κατακόρυφη διεύθυνση, τοποθετήθηκαν στηρίξεις κατά την X και Y διεύθυνση για περιορισμό των μετατοπίσεων και των σφαλμάτων του προγράμματος λόγω αστάθειας του προσομοιώματος.

6. Ανάλυση του Φέροντος Οργανισμού

Στην προηγούμενη ενότητα έγινε η οριστική μόρφωση και προσομοίωση του φορέα στο λογισμικό επίλυσης. Η ανάλυση του κτιρίου πραγματοποιείται με εφαρμογή των σχετικών διατάξεων του αντισεισμικού κανονισμού ΕΚ8. Σύμφωνα με τον κανονισμό απαιτούνται έλεγχοι στο προσομοίωμα αλλά και διαδικασίες για τον ορθό υπολογισμό του προσομοιώματος.

6.1 Έλεγχοι κανονικότητας σε κάτοψη και καθ' ύψος

Τα κτίρια σύμφωνα με τον αντισεισμικό κανονισμό ΕΚ8 διακρίνονται σε κτίρια κανονικά ή μη σε κάτοψη και καθ' ύψος. Τα κανονικά κτίρια σε μετασεισμικούς ελέγχους που έχουν γίνει, παρουσιάζουν μια καλύτερη συμπεριφορά έναντι του σεισμού σε σχέση με τα μη κανονικά. Ο κανονισμός παρέχει ένα σύνολο κριτηρίων, ποιοτικών και ποσοτικών, για την κατάταξη του φέροντος οργανισμού σε κανονικό ή μη, χωρίς φυσικά να απαγορεύει την μελέτη του κτιρίου εφόσον αυτό κριθεί μη κανονικό. Η διάκριση αυτή αποσκοπεί στην απλοποίηση παραδοχών και σε συγκεκριμένες επιλογές ανάλυσης ανάλογα με την προβλέψιμη ή μη συμπεριφορά του κτιρίου υπό σεισμική διέγερση.

6.1.1 Κανονικότητα σε κάτοψη

Η κανονικότητα ή μη σε κάτοψη καθορίζει μόνο την επιλογή του προσομοιώματος αν θα είναι χωρικό ή επίπεδο, καθώς κτίρια κανονικά σε κάτοψη αποκρίνονται συνήθως ανεξάρτητα ανά διεύθυνση σεισμικής διέγερσης με αποτέλεσμα να επιτρέπεται η χρήση δύο ξεχωριστών επίπεδων προσομοιωμάτων. Τα κριτήρια κατάταξης του φορέα ορίζονται στο EN1998-1:2004 §4.2.3.2 και παρουσιάζονται αναλυτικά παρακάτω για το παρόν κτίριο μελέτης.

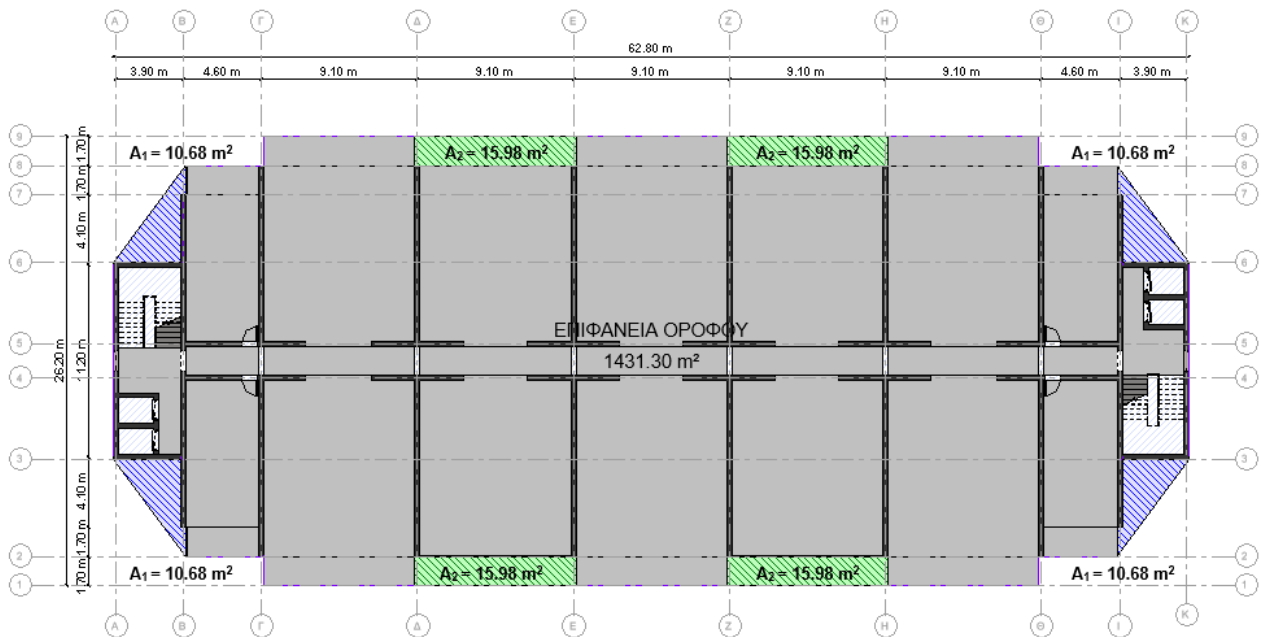
1. Συμμετρική κατανομή σε κάτοψη κατά τις ορθογώνιες διευθύνσεις X και Y, (§4.2.3.2 (2))

Η συμμετρία δεν απαιτείται να είναι απόλυτη και αφορά τον έλεγχο των μαζών, των οριζόντιων δυσκαμψιών των κατακόρυφων στοιχείων και των αντοχών τους. Τόσο οι μάζες όσο και οι δυσκαμψίες και οι αντοχές των κατακόρυφων τοιχωμάτων του υπό μελέτη κτιρίου παρουσιάζουν συμμετρία λόγω και της τυποποιημένης κατασκευής τους.

2. Συμπαγής διαμόρφωση κάτοψης, (§4.2.3.2 (3))

Η συμπαγής διαμόρφωση της κάτοψης διασφαλίζεται όταν το περίγραμμα του κάθε ορόφου είναι μια κυρτή πολυγωνική γραμμή όπου οποιαδήποτε εσοχή ή εξοχή που αποκλίνει από αυτήν έχει εμβαδό μικρότερο του 5% της επιφάνειας του ορόφου. Το κτίριο με tunnel form ικανοποιεί την συνθήκη της κυρτής πολυγωνικής γραμμής του περιγράμματος του, ενώ οι ανωμαλίες στην περίμετρο του είναι μικρότερες του 5% της επιφάνειας του ορόφου, όπου $A_{επ}=1431.30 \text{ m}^2$ δηλαδή $A_{lim}=5\% \cdot A_{επ}=71.57 \text{ m}^2$. Οι εσοχές και τα εμβαδά τους παρουσιάζονται στην επόμενη εικόνα (Εικ. 6-1). Να σημειωθεί ότι τα εμβαδά A1 και A2 ορίζονται κανονικά αναιρώντας τους προβόλους καθώς μας ενδιαφέρει η εσοχή/εξοχή που δημιουργείται στο περίγραμμα της κάτοψης. Παρ' όλα αυτά οι θεωρήσεις αυτών των

εμβαδών δεν αποκλίνουν από τον τρόπο εξέτασης του κριτηρίου το οποίο άλλωστε εναπόκειται και στην κρίση του μελετητή.



Εικ. 6-1: Περίγραμμα κάτοψης και εσοχές, (Revit® Autodesk)

3. Διαφραγματική λειτουργία πλακών, (§4.2.3.2 (4))

Τα δάπεδα των ορόφων απαιτείται να έχουν μεγάλη δυσκαμψία στο επίπεδο τους ώστε οι παραμορφώσεις τους λόγω της σεισμικής διέγερσης να είναι αμελητέες σε σχέση με τις σχετικές μετακινήσεις των ορόφων. Η διαφραγματική λειτουργία διασφαλίζεται στις περισσότερες περιπτώσεις των κοινών συνήθων κτιρίων σκυροδέματος καθώς σύμφωνα με τον κανονισμό απαιτείται το πάχος των πλακών να είναι μεγαλύτερο των 70mm και να γίνεται όπλιση τουλάχιστον με τον ελάχιστο οπλισμό (EN1992-1-1:2004 §5.10 (1)). Ωστόσο, στο υπό μελέτη κτίριο εξετάστηκε εκτενώς η παραδοχή της διαφραγματικής λειτουργία στην §4.2 και ευρέθη ότι η θεώρηση αυτή είναι ορθή.

4. Λυγνότητα κτιρίου σε κάτοψη, (§4.2.3.2 (5))

Η λυγνότητα του κτιρίου σε κάτοψη ορίζεται από την σχέση:

$$\lambda = L_{\max} / L_{\min} \quad \text{Εξ. 6-1}$$

όπου L_{\max} : η μέγιστη σε κάτοψη, διάσταση και L_{\min} : η ελάχιστη διάσταση της κάτοψης

Η λυγνότητα σε κάτοψη δεν θα πρέπει να είναι μεγαλύτερη από 4, καθώς παρά τη φαινόμενη διαφραγματική λειτουργία των ορόφων, θα επηρεαστεί η κατανομή των σεισμικών δυνάμεων στα κατακόρυφα φέροντα στοιχεία. Η μέγιστη διάσταση σε κάτοψη του υπό μελέτη κτιρίου είναι κατά την διεύθυνση X και ίση με $L_{\max}=62.80$ m ενώ η αντίστοιχη ελάχιστη κατά την διεύθυνση Y και ίση με $L_{\min}=26.20$ m. Επομένως η λυγνότητα του κτιρίου είναι ίση με $\lambda=2.40 < 4$.

5. Έλεγχος στατικών εκκεντροτήτων στις δύο ορθογώνιες διευθύνσεις X και Y, (§4.2.3.2 (6))

Οι στατικές εκκεντροτήτες e ανά διεύθυνση θα πρέπει να ικανοποιούν την εξής συνθήκη:

$$e_{ox} \leq 0.30 \cdot r_x \quad \& \quad e_{oy} \leq 0.30 \cdot r_y \quad \text{Εξ. 6-2}$$

όπου e_{oi} : απόσταση μεταξύ του κέντρου δυσκαμψίας και του κέντρου μάζας, r_i : ακτίνες δυστρεψιάς ως προς το ελαστικό κέντρο δηλαδή οι τετραγωνικές ρίζες του λόγου δυστρεψιάς του ορόφου προς τη μεταφορική δυσκαμψία στη διεύθυνση i.

Παρακάτω παρουσιάζονται (Πίνακας 6-1) οι στατικές εκκεντρότητες και οι ακτίνες δυστρεψιάς όπως υπολογίστηκαν από το λογισμικό επίλυσης midas Gen θεωρώντας ομοιόμορφη κατανομή φορτίων καθ' ύψος του κτιρίου και στρεπτικά ζεύγη ροπών M ανά όροφο.

Πίνακας 6-1: Έλεγχος στατικών εκκεντροτήτων

Όροφος	Στάθμη (m)	Κέντρο Βάρους (Κ.Β.)		Κέντρο Διάτμησης (Κ.Δ.)		Στατική εκκεντρότητα e		Δυστρεψία (kN*m)	Ακτίνα δυστρεψιάς r		Έλεγχος $e_o/r \leq 0.3$	
		X (m)	Y (m)	X (m)	Y (m)	X (m)	Y (m)		X (m)	Y (m)	X	Y
Roof	34	3,12	-0,58	-22,02	0,02	25,14	0,6	7,15E+07	28,57	16,3	0,02	1,54
10F	30,6	3,11	-1,27	-3,09	-0,05	6,2	1,22	1,91E+09	33,37	24,31	0,04	0,26
9F	27,2	3,17	-1,32	-0,84	-0,06	4	1,26	2,62E+09	40,18	19,97	0,03	0,2
8F	23,8	3,19	-1,33	-0,35	-0,05	3,54	1,29	3,42E+09	40,91	19,09	0,03	0,19
7F	20,4	3,19	-1,34	-0,16	-0,04	3,36	1,3	4,22E+09	42,03	18,77	0,03	0,18
6F	17	3,2	-1,35	-0,06	-0,04	3,26	1,3	5,08E+09	43,1	18,61	0,03	0,18
5F	13,6	3,2	-1,35	0,01	-0,04	3,19	1,31	6,13E+09	43,93	18,5	0,03	0,17
4F	10,2	3,21	-1,35	0,09	-0,04	3,12	1,31	7,63E+09	44,2	18,4	0,03	0,17
3F	6,8	3,2	-1,35	0,15	-0,03	3,06	1,32	1,03E+10	43,26	18,34	0,03	0,17
2F	3,4	3,21	-1,35	0,07	-0,03	3,13	1,32	1,75E+10	39,3	18,77	0,03	0,17
1F	0	2,31	-2,41	0	0	2,31	2,41	0	0	0	0	0
UF	-2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

Ο έλεγχος των στατικών εκκεντροτήτων ικανοποιείται σε όλους τους ορόφους στη διεύθυνση X και Y με εξαίρεση μόνο τον τελευταίο όροφο όπου στη διεύθυνση Y ξεπερνιέται το όριο του 0.30.

6. Έλεγχος ακτίνων δυστρεψιάς στις δύο ορθογώνιες διευθύνσεις X και Y, (§4.2.3.2 (6))

Οι ακτίνες δυστρεψιάς r ανά διεύθυνση θα πρέπει να ικανοποιούν την εξής συνθήκη:

$$r_{ox} \geq l_s \quad \& \quad r_{oy} \geq l_s \quad \text{Εξ. 6-3}$$

όπου r_i : ακτίνες δυστρεψιάς ως προς το ελαστικό κέντρο δηλαδή οι τετραγωνικές ρίζες του λόγου δυστρεψιάς του ορόφου προς τη μεταφορική δυσκαμψία στη διεύθυνση i, l_s : ακτίνα αδράνειας της μάζας της πλάκας του ορόφου.

Ο έλεγχος των ακτίνων δυστρεψιάς εξασφαλίζει ότι οι μεταφορικές ιδιοπερίοδοι κατά X και Y δεν είναι μικρότερες της στρεπτικής ιδιομορφής γύρω από τον κατακόρυφο άξονα Z. Επιπλέον, ελέγχεται και η ενδεχόμενη σύζευξη της στρεπτικής και μεταφορικής απόκρισης που θεωρείται δυνητικά επικίνδυνη (Fardis, και συν., 2011). Τα αποτελέσματα των ελέγχων παρουσιάζονται στον επόμενο πίνακα (Πίνακας 6-2).

Πίνακας 6-2: Έλεγχος ακτίνων δυστρεψιάς

Όροφος	Στάθμη (m)	Μεταφορική μάζα		Στρεπτική μάζα (kN/g*m ²)	Ακτίνα δυστρεψιάς r		Λόγος r/I _s		Έλεγχος r/I _s ≥1	
		X-DIR (kN/g)	Y-DIR (kN/g)		X (m)	Y (m)	X	Y	X	Y
Roof	34,00	146,82	146,82	95807,55	28,57	16,30	1,25	0,41	Regular ⁸	Irregular ⁹
10F	30,60	1621,34	1621,34	557006,12	33,37	24,31	3,24	1,72	Regular	Regular
9F	27,20	1802,83	1802,83	624513,01	40,18	19,97	4,66	1,15	Regular	Regular
8F	23,80	1802,09	1802,09	624543,14	40,91	19,09	4,83	1,05	Regular	Regular
7F	20,40	1801,50	1801,50	624541,23	42,03	18,77	5,10	1,02	Regular	Regular
6F	17,00	1802,09	1802,09	624529,46	43,10	18,61	5,36	1,00	Regular	Irregular
5F	13,60	1802,67	1802,67	624531,92	43,93	18,50	5,57	0,99	Regular	Irregular
4F	10,20	1806,46	1806,46	624542,61	44,20	18,40	5,65	0,98	Regular	Irregular
3F	6,80	1810,35	1810,35	627567,02	43,26	18,34	5,40	0,97	Regular	Irregular
2F	3,40	1808,33	1808,33	624532,45	39,30	18,77	4,47	1,02	Regular	Regular
1F	0,00	47,80	47,80	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	-	-
UF	-2,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	-	-

Ο έλεγχος των ακτίνων δυστρεψιάς ικανοποιείται σε όλους τους ορόφους στη διεύθυνση X ενώ στη διεύθυνση Y δεν ικανοποιείται λόγω οριακής μη υπέρβασης της μονάδας.

Με βάση τους παραπάνω ελέγχους και τα ποιοτικά και ποσοτικά κριτήρια αξιολόγησης της κανονικότητας σε κάτοψη του κτιρίου, συμπεραίνουμε ότι το κτίριο θα πρέπει να θεωρηθεί ως μη κανονικό σε κάτοψη.

6.1.2 Κανονικότητα καθ' ύψος

Η κανονικότητα καθ' ύψος ενός κτιρίου επηρεάζει την επιλογή της μεθόδου ανάλυσης και την τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς q . Τα κριτήρια κατάταξης του φορέα σε κανονικό ή μη καθ' ύψος ορίζονται στο EN1998-1:2004 §4.2.3.3 και παρουσιάζονται αναλυτικά παρακάτω για το παρόν κτίριο μελέτης. Η κατηγοριοποίηση απαιτεί ιδιαίτερα την κρίση του μηχανικού καθώς τα κριτήρια δεν είναι όλα ποσοτικά άρα και αξιόπιστα (Αβραμίδης, Αθανατοπούλου, Μορφίδης, & Σέξτος, 2017).

⁸ regular: κανονικό σε κάτοψη

⁹ irregular: μη κανονικό σε κάτοψη

1. Συνεχή κατακόρυφα στοιχεία από τη θεμελίωση έως την κορυφή, (§4.2.3.3 (2))

Όλα τα κατακόρυφα στοιχεία του φέροντος οργανισμού που αναλαμβάνουν σεισμικά φορτία, θα πρέπει να είναι κατακόρυφα καθ' ύψος. Τα τοιχώματα του κτιρίου με tunnel form είναι κατακόρυφα και συνεχή από τη θεμελίωση ως την απόληξη τους.

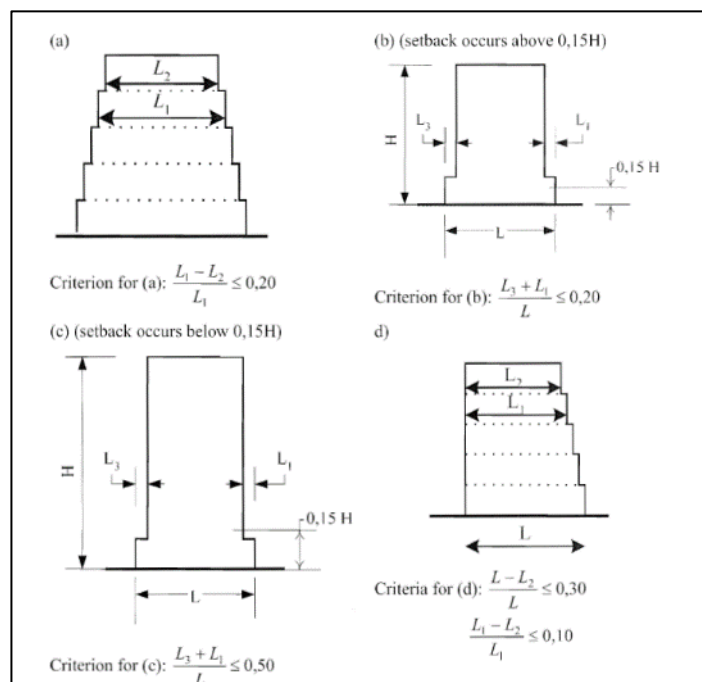
2. Σταθερές ή βαθμιαία μεταβαλλόμενες μάζες και δυσκαμψίες κατά X και Y των ορόφων, (§4.2.3.3 (3))

Οι δυσκαμψίες ανά διεύθυνση κάθε ορόφου και οι μάζες θα πρέπει να παραμένουν σταθερές καθ' ύψος ή να μειώνονται σταδιακά. Στο υπό μελέτη κτίριο, παραμένουν σταθερές καθ' ύψος χωρίς οποιαδήποτε μεταβολή των δυσκαμψιών με εξαίρεση την μάζα των απολήξεων των κλιμακοστασίων.

3. Ικανοποίηση ελέγχων για τις εσοχές καθ' ύψος του κτιρίου, (§4.2.3.3 (5))

Εφόσον υπάρχουν εσοχές καθ' ύψος ενός κτιρίου, αυτές θα πρέπει να ικανοποιούν τα κριτήρια που θέτει ο κανονισμός ΕΚ8 και είναι τα εξής:

- i) Μεμονωμένες εσοχές σε κάθε πλευρά του κτιρίου δεν πρέπει να υπερβαίνουν το 10% της παράλληλης διάστασης του υποκείμενου ορόφου. (EN1998-1:2004 §4.2.3.3 (5a))
- ii) Εφόσον υπάρχει μια μοναδική εσοχή στο κατώτερο 15% του συνολικού ύψους του κτιρίου, αυτή η εσοχή δεν πρέπει να υπερβαίνει το 50% της παράλληλης διάστασης στη βάση του κτιρίου. Αντίστοιχα, αν αυτή η εσοχή βρίσκεται άνω του 15% του συνολικού ύψους του κτιρίου τότε δεν θα πρέπει να υπερβαίνει το 20% της παράλληλης διάστασης στη βάση του κτιρίου. (EN1998-1:2004 §4.2.3.3 (5b))
- iii) Αν οι εσοχές δεν είναι συμμετρικές στις δύο πλευρές του κτιρίου, το άθροισμα των εσοχών κάθε πλευράς στην κορυφή σε σχέση με τη βάση δεν πρέπει να υπερβαίνει το 30% της παράλληλης διάστασης στο ισόγειο επάνω από τη θεμελίωση ή επάνω από την άνω επιφάνεια άκαμπτου υπογείου. (EN1998-1:2004 §4.2.3.3 (5d))



Εικ. 6-2: Κριτήρια κανονικότητας καθ' ύψος, (EN1998-1:2004 Figure 4.2)

Η ξενοδοχειακή μονάδα δεν παρουσιάζει οποιαδήποτε εσοχή καθ' ύψος επομένως ικανοποιεί όλα τα προαναφερόμενα κριτήρια. Επιπλέον, γίνεται αναφορά στον κανονισμό και για τα κτίρια με πλαίσιακό σύστημα που θα πρέπει οι υπεραντοχές τους να μην διαφέρουν δυσανάλογα ανά όροφο, κάτι το οποίο δεν εξετάζεται στην παρούσα μελέτη αφού το στατικό σύστημα αποτελείται από τοιχώματα και όχι πλαίσια.

Όλα τα προαναφερόμενα κριτήρια του κανονισμού ικανοποιούνται, επομένως το κτίριο θα πρέπει να θεωρηθεί κανονικό καθ' ύψος. Η κανονικότητα καθ' ύψος όπως τονίστηκε στην αρχή επηρεάζει την επιλογή της μεθόδου ανάλυσης (Απλή Φασματική Μέθοδος ή Δυναμική Φασματική Μέθοδος) αλλά και την απομείωση ή όχι της τιμής του συντελεστή συμπεριφοράς q κατά 20%. Στον επόμενο πίνακα παρουσιάζονται οι επιπτώσεις της κανονικότητας ή μη σε κάτοψη και καθ' ύψος του κτιρίου.

Πίνακας 6-3: Επιπτώσεις κανονικότητας στη σεισμική ανάλυση και μελέτη, (EN1998-1:2004 Table 4.1)

Κανονικότητα		Επιτρεπόμενες απλοποιήσεις		Συντελεστής συμπεριφοράς
Κάτοψη	Καθ' ύψος	Επιλογή προσομοιώματος	Επιλογή μεθόδου ανάλυσης	(για γραμμική ανάλυση)
NAI	NAI	Επίπεδο	Απλοποιημένη Φασματική Μέθοδος	Τιμή αναφοράς q_0
NAI	OXI	Επίπεδο	Δυναμική Φασματική Μέθοδος	Απομειωμένη Τιμή αναφοράς $0.80 \cdot q_0$
OXI	NAI	Χωρικό	Απλοποιημένη Φασματική Μέθοδος	Τιμή αναφοράς q_0
OXI	OXI	Χωρικό	Δυναμική Φασματική Μέθοδος	Απομειωμένη Τιμή αναφοράς $0.80 \cdot q_0$

Από τον παραπάνω πίνακα, συμπεραίνουμε ότι το προσομοίωμα θα πρέπει να είναι χωρικό ενώ η μέθοδος ανάλυσης μπορεί να είναι και η Α.Φ.Μ χωρίς φυσικά αυτό να αποτελεί δέσμευση. Αντίστοιχα, η βασική τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς q_0 θα ληφθεί δίχως να επιβάλλεται απομείωση κατά 20% όπως θα συνέβαινε για ένα μη κανονικό καθ' ύψος κτίριο.

Οι έλεγχοι κανονικότητας σε κάτοψη και καθ' ύψος, εφόσον εξ αρχής είχε επιλεγεί χωρικό προσομοίωμα και ως μέθοδος ανάλυσης η -ακριβέστερη και γενικευμένη- Δ.Φ.Μ, δεν χρειαζόταν να γίνουν και μπορούσαν να παραλειφθούν, ωστόσο παρουσιάστηκαν για λόγους πληρότητας.

6.2 Κατάταξη φέροντος οργανισμού σε τύπο στατικού συστήματος

Τα κτίρια οπλισμένου σκυροδέματος κατατάσσονται σε συγκεκριμένους τύπους στατικού συστήματος καθώς βάσει αυτού εξαρτάται τόσο η μέγιστη επιτρεπόμενη τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς q όσο και οι διατάξεις του ΕΚ8 που θα χρησιμοποιηθούν για την διαστασιολόγηση των δομικών μελών του φέροντος οργανισμού. Σύμφωνα με το EN1998-1:2004 §5.2.2.1 (1)P τα κτίρια κατατάσσονται σε έναν από τους παρακάτω τύπους στατικού συστήματος:

- Πλαισιακό σύστημα
- Σύστημα πλάστιμων τοιχωμάτων (συζευγμένων ή ασύζευκτων)
- Διπλό σύστημα ισοδύναμο προς πλαισιακό
- Διπλό σύστημα ισοδύναμο προς τοιχωματικό
- Ανεστραμμένο εκκρεμές
- Σύστημα με μεγάλα ελαφρώς οπλισμένα τοιχώματα
- Στρεπτικός ευαίσθητο σύστημα

Η κατάταξη του κτιρίου σε έναν από τους παραπάνω τύπους καθορίζεται από τον ορισμό και τις προϋποθέσεις κάθε στατικού συστήματος που αναφέρεται στο EN1998-1:2004 §5.2.2.1 & §5.1.2. Οι προϋποθέσεις αυτές συνοψίζονται στον παρακάτω πίνακα (Πίνακας 6-4).

Πίνακας 6-4: Στατικά συστήματα (Αβραμίδης, Αθανατοπούλου, Μορφίδης, & Σέξτος, 2017)

Στατικό σύστημα		Ποσοστό τέμνουσας στη βάση του κτιρίου που αντιστοιχεί σε:		Αναλαμβανόμενα φορτία	(στ) Στρεπτικός ευαίσθητο σύστημα	(ε) Ανεστραμμένο εκκρεμές
		Χωρικά πλαίσια	Τοιχώματα			
(α)	Πλαισιακό σύστημα	>65%		Τα κατακόρυφα & οριζόντια φορτία αναλαμβάνονται κυρίως από χωρικά πλαίσια	Όταν έστω και σε μια διεύθυνση δεν ισχύει η ανίσωση $r \geq I_s$	Όταν >50% της μάζας βρίσκεται στο ανώτερο 1/3 του ύψους ή η κατανάλωση ενέργειας κυρίως στη βάση ενός μεμονωμένου στοιχείου
(β)	Σύστημα πλάστιμων τοιχωμάτων (συζευγμένων ή ασύζευκτων)		>65%	Τα κατακόρυφα & οριζόντια φορτία αναλαμβάνονται κυρίως από τοιχώματα		
(γ1)	Διπλό σύστημα ισοδύναμο προς πλαισιακό	≤65% αλλά >50%		Τα κατακόρυφα & οριζόντια φορτία αναλαμβάνονται κυρίως από χωρικά πλαίσια		
(γ2)	Διπλό σύστημα ισοδύναμο προς τοιχωματικό		≤65% αλλά >50%			
(δ)	Σύστημα με μεγάλα ελαφρώς οπλισμένα τοιχώματα	(i) περιλαμβάνει τουλάχιστον 2 τοιχώματα με μήκος $L \geq \min(4m ; 2/3h_w)$ όπου h_w το ύψος τους (ii) τα τοιχώματα φέρουν τουλάχιστον το 20% των φορτίων βαρύτητας του σεισμικού συνδυασμού (iii) έχει θεμελιώδη ιδιοπερίοδο $T_1 \leq 0.50$ sec				

Για την κατάταξη του υπό μελέτη κτιρίου σε έναν από τους παραπάνω τύπους στατικών συστημάτων, ακολουθήθηκε η παρακάτω διαδικασία:

1. Έλεγχος της ακτίνας δυστρεψίας r κάθε διεύθυνσης σε σχέση με την ακτίνα αδράνειας κάθε ορόφου όπως ορίζεται στο EN1998-1:2004 4.2.3.2 (6). Όπως αναφέρθηκε προηγουμένως, δεν ικανοποιείται σε μερικούς ορόφους στη διεύθυνση Y , λόγω οριακής υπέρβασης της μονάδας. Παρόλο που ο κανονισμός ορίζει ρητά ότι μη ικανοποίηση του ελέγχου σε όλους τους ορόφους σημαίνει στρεπτικώς ευαίσθητο σύστημα, η συγκεκριμένη πρόταση ίσως κρίνεται υπερβολική, ειδικά αν ληφθεί υπόψη ότι οι διατάξεις ελέγχου της στρεπτικής ευαισθησίας είναι διφορούμενες και δύναται να οδηγήσουν σε παρανοήσεις (Αβραμίδης, Αθανατοπούλου, Μορφίδης, & Σέξτος, 2017). Για τον λόγο αυτό, εφόσον σε όλους τους υπόλοιπους ορόφους ικανοποιείται έστω και οριακά η συνθήκη στρεπτικής ευαισθησίας, ο έλεγχος αυτός θεωρήθηκε ότι ικανοποιείται παντού και θα εξηγηθεί παρακάτω πως δεν αναιρείται η ασφάλεια κατά τον σχεδιασμό.
2. Προκαταρκτικές επιλύσεις του προσομοιώματος κατά τις διευθύνσεις X και Y με την Απλή Φασματική Μέθοδο ώστε να υπολογιστούν τα ποσοστά της τέμνουσας βάσης που παραλαμβάνονται από τα τοιχώματα ανά διεύθυνση. Επειδή το κτίριο αποτελείται μόνο από τοιχώματα και καθόλου υποστυλώματα, όλη η τέμνουσα βάσης ανά διεύθυνση αναλαμβάνεται από τα τοιχώματα που είναι παρατεταγμένα παράλληλα στην αντίστοιχη διεύθυνση.
3. Υπολογισμός ιδιοπεριόδων των διευθύνσεων X και Y με χρήση της σχέσης του EN1998-1:2004 §4.3.3.2.2 (3) που δίνει προσεγγιστικά αποτελέσματα για κτίρια έως 40 m ύψος:

$$T_1 = C_t \cdot H^{3/4} \quad \text{Εξ. 6-4}$$

Όπου:

- C_t : συντελεστής που λαμβάνει τιμές 0.85 για χαλύβδινα πλαίσια, 0.075 για πλαίσια από Ο/Σ με έκκεντρους δικτυωτούς συνδέσμους και 0.050 για κάθε άλλο φέρων οργανισμό
- H : ύψος του κτιρίου σε m, από την θεμελίωση ή την άνω επιφάνεια άκαμπτου υπογείου

Εναλλακτικά στην §4.3.3.2.2 (4) αναφέρεται ότι για φορείς με τοιχώματα από τοιχοποιία ή σκυρόδεμα, η τιμή του συντελεστή C_t μπορεί να ληφθεί ως:

$$C_t = 0.075 / \sqrt{A_c} \quad \text{Εξ. 6-5}$$

$$A_c = \sum \left[A_i \cdot \left(0.20 + \left(\frac{l_{wi}}{H} \right) \right)^2 \right] \quad \text{Εξ. 6-6}$$

Όπου:

- A_c : είναι η συνολική δρώσα επιφάνεια των τοιχωμάτων στον πρώτο όροφο του κτιρίου σε m^2
- A_i : είναι η δρώσα επιφάνεια της διατομής του τοιχώματος i στην εξεταζόμενη διεύθυνση στον πρώτο όροφο του κτιρίου σε m^2

- H: ύψος του κτιρίου σε m, από την θεμελίωση ή την άνω επιφάνεια άκαμπτου υπογείου
- l_w : μήκος τοιχώματος σε διεύθυνση παράλληλη με την εξεταζόμενη διεύθυνση, με περιορισμό $l_{wi}/H \leq 0.90$

Για τα τοιχώματα του ισογείου έγιναν οι υπολογισμοί των δρώσων επιφανειών σύμφωνα με την εξίσωση Εξ. 6-6 και τα αποτελέσματα παρουσιάζονται συγκεντρωτικά στον παρακάτω πίνακα (Πίνακας 6-5).

Πίνακας 6-5: Δρώσα επιφάνεια τοιχωμάτων ισογείου

Όνομα	Αριθμός τοιχωμάτων	Μήκος	Πλάτος	Διεύθυνση	Συνολικό ύψος τοιχώματος	Δρώσα επιφάνεια της διατομής του τοιχώματος	Συνολική δρώσα επιφάνεια των τοιχωμάτων στον πρώτο όροφο του κτιρίου	Έλεγχος
		L (m)	b (m)		H (m)	A_i (m ²)	$A_{c,i}$ (m ²)	$l_i/H \leq 0.9$
T1	4	2,40	0,30	X	34,00	0,72	0,0527	0,0706
T2	2	3,60	0,30	Y	34,00	1,08	0,1010	0,1059
T3	4	3,90	0,30	X	34,00	1,17	0,1159	0,1147
T4	8	5,40	0,30	X	30,60	1,62	0,2086	0,1765
T5	4	3,30	0,30	X	30,60	0,99	0,0874	0,1078
T6	12	10,40	0,30	Y	30,60	3,12	0,7985	0,3399
T7	2	11,20	0,30	Y	30,60	3,36	0,9417	0,3660
T8	4	9,10	0,30	Y	30,60	2,73	0,5970	0,2974
T9	4	2,80	0,30	X	30,60	0,84	0,0670	0,0915

Στη συνέχεια με τη βοήθεια των εξισώσεων Εξ. 6-4 & Εξ. 6-5 υπολογίστηκαν ο συντελεστής C_i ανά διεύθυνση και τέλος η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος της αντίστοιχης διεύθυνσης (Πίνακας 6-6).

Πίνακας 6-6: Παράμετρος C_i και ιδιοπερίοδος ανά διεύθυνση

Διεύθυνση	Συνολική δρώσα επιφάνεια	Παράμετρος	Συνολικό ύψος	Ιδιοπερίοδος
	A_c (m ²)	C_i	H (m)	T (s)
X	3,40	0,075	34,00	0,573
Y	14,06	0,075	34,00	0,282

Να σημειωθεί ότι η εύρεση ιδιοπεριόδων ειδικά στα κτίρια με tunnel form, αποτελεί σημείο έρευνας καθώς οι ισχύοντες αντισεισμικοί κανονισμοί ανά τον κόσμο δίνουν προσεγγιστικές συντηρητικές τιμές που δεν ανταποκρίνονται όμως στην πραγματικότητα βάσει των μετασεισμικών δεδομένων που έχουν καταγραφεί. Η εξέταση αυτού του ζητήματος γίνεται στη παράγραφο §6.6 .

4. Έλεγχος ύπαρξης ελαφρώς οπλισμένων τοιχωμάτων ανά διεύθυνση, βάσει των κριτηρίων που θέτει το EN1998-1:2004 §5.2.2.1. (3)P & §5.1.2 (1).

- i) Στην εξεταζόμενη διεύθυνση και στη βάση του κτιρίου, το άθροισμα της διατμητικής αντοχής όλων των τοιχωμάτων πρέπει να είναι μεγαλύτερο από το 65% της συνολικής διατμητικής αντοχής της κατασκευής, κάτι το οποίο ικανοποιείται στο υπό μελέτη κτίριο όπως προαναφέρθηκε, εφόσον όλα τα κατακόρυφα δομικά μέλη παραλαβής της σεισμικής τέμνουσας είναι τοιχώματα.
- ii) Στην διεύθυνση που εξετάζεται υπάρχουν πάνω από δύο ελαφρά οπλισμένα τοιχώματα που ορίζονται γεωμετρικά με το κριτήριο του EN1998-1:2004 §5.1.2 (1):

$$l_w = \min(4 \text{ m} ; \frac{2}{3} \cdot h_w) \quad \text{Εξ. 6-7}$$

Όπου:

- l_w : μήκος τοιχώματος
- h_w : συνολικό ύψος τοιχώματος

Με χρήση της Εξ. 6-7 εξετάστηκαν όλα τα τοιχώματα του κτιρίου για να διαπιστωθεί αν είναι ελαφρώς οπλισμένα ή όχι.

Πίνακας 6-7: Κατάταξη τοιχωμάτων σε πλάστιμα και ελαφρώς οπλισμένα

Όνομα	Αριθμός τοιχωμάτων	Μήκος	Πλάτος	Διεύθυνση	Συνολικό ύψος	Έλεγχος προϋπόθεσης ελαφρώς οπλισμένου τοιχώματος
		L (m)	b (m)		H (m)	$L_w \geq \min(4 ; 2/3 H_w)$
T1	4	2,40	0,30	X	34,00	Πλάστιμο τοίχωμα
T2	2	3,60	0,30	Y	34,00	Πλάστιμο τοίχωμα
T3	4	3,90	0,30	X	34,00	Πλάστιμο τοίχωμα
T4	8	5,40	0,30	X	30,60	Ελαφρώς οπλισμένο τοίχωμα
T5	4	3,30	0,30	X	30,60	Πλάστιμο τοίχωμα
T6	12	10,40	0,30	Y	30,60	Ελαφρώς οπλισμένο τοίχωμα
T7	2	11,20	0,30	Y	30,60	Ελαφρώς οπλισμένο τοίχωμα
T8	4	9,10	0,30	Y	30,60	Ελαφρώς οπλισμένο τοίχωμα
T9	4	2,80	0,30	X	30,60	Πλάστιμο τοίχωμα

Σύμφωνα με τον παραπάνω πίνακα, στην διεύθυνση X υπάρχουν 8 ελαφρώς οπλισμένα τοιχώματα ενώ στη διεύθυνση Y υπάρχουν 18. Αν δεν υπήρχαν πάνω από 2 ελαφρώς οπλισμένα τοιχώματα ανά διεύθυνση, θα έπρεπε να εξεταστούν και πρόσθετες συνθήκες όπως ορίζει το εδάφιο του κανονισμού ΕΚ8.

- iii) Τα ελαφρώς οπλισμένα τοιχώματα πρέπει να φέρουν το 20% των φορτίων βαρύτητας ανά διεύθυνση, δηλαδή το 40% συνολικά, κάτι το οποίο ικανοποιείται φυσικά λόγω ύπαρξης τέτοιου αριθμού τοιχωμάτων και λόγω διάταξης τους στην κάτοψη (εσωτερικά της κάτοψης).

- iv) Έλεγχος ιδιοπεριόδων να μην ξεπερνούν τα 0.50 sec ανά διεύθυνση, με την παραδοχή ότι όλα τα κατακόρυφα στοιχεία του φέροντος οργανισμού είναι πακτωμένα στη βάση. Η συγκεκριμένη απαίτηση ικανοποιείται μόνο στη διεύθυνση Y όπου $T_Y=0.28$ sec προσεγγιστικά, ενώ στην διεύθυνση X είναι $T_X=0.57$ sec.

Όλοι οι παραπάνω έλεγχοι έγιναν ανά διεύθυνση, προκειμένου να καθοριστεί ο τύπος του στατικού συστήματος στην εκάστοτε διεύθυνση, που θα καθορίσει με τη σειρά του τη μέγιστη επιτρεπόμενη τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς q , καθώς και άλλες διατάξεις διαστασιολόγησης κ.λ.π. Συγκεκριμένα, στη διεύθυνση X ικανοποιούνται όλοι οι έλεγχοι εκτός της ύπαρξης δύο ελαφρώς οπλισμένων τοιχωμάτων που να καλύπτουν όλες τις προϋποθέσεις της §5.2.2.1. (3)P καθώς η ιδιοπερίοδος είναι πάνω από 0.50 sec. Επομένως στην διεύθυνση X το σύστημα θεωρείται ως «σύστημα πλάστιμων τοιχωμάτων (συζευγμένων ή ασύζευκτων)» Αντίθετα στη διεύθυνση Y ικανοποιούνται όλες οι προϋποθέσεις και το σύστημα μπορεί να χαρακτηριστεί ως «σύστημα ελαφρώς οπλισμένων τοιχωμάτων».

6.3 Κατηγορία Πλαστιμότητας

Η επιλογή της κατηγορίας πλαστιμότητας αποσκοπεί στην εύρεση του ανώτατου επιτρεπόμενου συντελεστή συμπεριφοράς q . Συγκεκριμένα, στον ΕΚ8 στην §5.2.1 αναφέρεται ότι τα κτίρια από οπλισμένο σκυρόδεμα μπορούν να σχεδιαστούν με δύο τρόπους:

- Με επαρκή διαθέσιμη πλαστιμότητα άρα και επαρκή ικανότητα απορρόφησης ενέργειας χωρίς μείωση της αντοχής των δομικών μελών του φέροντος οργανισμού υπό τις προβλεπόμενες φορτίσεις (EN1998-1:2004 §5.2.1 (1)). Ο τρόπος αυτός σχεδιασμού διακρίνεται σε δύο κατηγορίες πλαστιμότητας, την μέση DCM και την υψηλή DCH (EN1998-1:2004 §5.2.1 (4)). Για κάθε κατηγορία πλαστιμότητας, εκτός του καθορισμού του μέγιστου επιτρεπόμενου συντελεστή συμπεριφοράς, ισχύουν και αντίστοιχες διατάξεις όπλισης των δομικών μελών οι οποίες είναι αυστηρότερες για την κατηγορία DCH (EN1998-1:2004 §5.2.1 (5)).
- Χωρίς επαρκή διαθέσιμη πλαστιμότητα και συνεπώς χαμηλή κατανάλωση ενέργειας, με εφαρμογή μόνο των κανόνων του ΕΚ2 και με μοναδική αντισεισμική δέσμευση, η χρήση χάλυβα κατηγορίας B ή C (EN1998-1:2004 §5.3). Για συνήθη κτίρια, χωρίς σεισμική μόνωση, η κατηγορία χαμηλής πλαστιμότητας συνιστάται σύμφωνα με το EN1998-1:2004 §5.2.1 (2)P μόνο για περιοχές χαμηλής σεισμικότητας (σ.σ. 0.08g για βράχο ή 0.10g για έδαφος).

Από τους παραπάνω δύο τρόπους σχεδιασμού, το Εθνικό Προσάρτημα έχει αποκλείσει την κατηγορία χαμηλής πλαστιμότητας η οποία δεν ανταποκρίνεται στα ελληνικά δεδομένα καθώς δεν υπάρχουν περιοχές με χαμηλή σεισμικότητα (Fardis, et al., 2011). Η αξιοποίηση της διαθέσιμης πλαστιμότητας δεν επιβάλλεται ούτε από τον ΕΚ8 ούτε από το Εθνικό Προσάρτημα και εναπόκειται στη κρίση του μελετητή αν θα την εκμεταλλευτεί ή όχι. Συμπληρώνεται ότι σύμφωνα με την §5.11.1.1 (4) του ΕΚ8, δεν επιτρέπεται η επιλογή κατηγορίας μέσης πλαστιμότητας για κτίρια σπουδαιότητας III ή IV σε σεισμική ζώνη Z2 ή Z3 με εξαίρεση φορείς κυβελωτούς ή από προκατασκευασμένα στοιχεία (Πίνακας 6-8).

Πίνακας 6-8: Επιτρεπόμενες τιμές Κατηγορίας Πλαστιμότητας

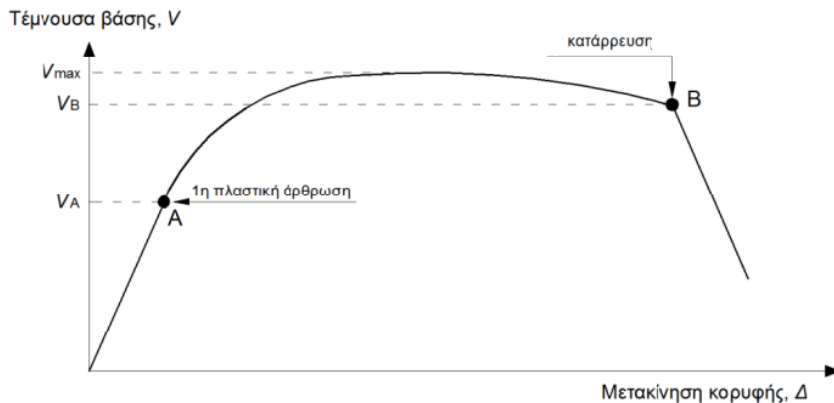
Κατηγορία Σπουδαιότητας κτιρίου	Συντελεστής σπουδαιότητας γ_i	Ζώνη Σεισμικής επικινδυνότητας		
		Z1	Z2	Z3
I	0,80	DCM ή DCH	DCM ή DCH	DCM ή DCH
II	1,00	DCM ή DCH	DCM ή DCH	DCM ή DCH
III	1,20	DCM ή DCH	DCH	DCH
IV	1,40	DCM ή DCH	DCH	DCH

Σύμφωνα με τον παραπάνω συγκεντρωτικό πίνακα, εφόσον το κτίριο βρίσκεται σε ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας Z3 και είναι κατηγορίας σπουδαιότητας III, θα έπρεπε να επιλεγεί η Υψηλή Κατηγορία Πλαστιμότητας. Ωστόσο, για σύστημα ελαφρώς οπλισμένων τοιχωμάτων, ο κανονισμός ΕΚ8 ορίζει στην §5.2.2.2 (13) ότι ο φορέας πρέπει να μελετηθεί για DCM κατηγορία πλαστιμότητας. Επομένως, ως κατηγορία πλαστιμότητας θεωρήθηκε για όλο το κτίριο και τα δομικά του μέλη η DCM.

6.4 Συντελεστής συμπεριφοράς q

Ο συντελεστής συμπεριφοράς q είναι ένας συντελεστής με τιμή πάνω από 1, που χρησιμοποιείται για την απομείωση των σεισμικών δυνάμεων κατά την ελαστική ανάλυση. Εκφράζει τον επιτρεπόμενο βαθμό πλαστικοποίησης του κτιρίου που επιθυμεί να προσδώσει ο μελετητής, δηλαδή την απαίτηση για το όριο εκμετάλλευσης της διαθέσιμης πλαστιμότητας και της υπεραντοχής (Αβραμίδης, Αθανατοπούλου, Μορφίδης, & Σέξτος, 2017). Λόγω της εξάρτησης του από τους συντελεστές ασφάλειας των υλικών γ_m , η τιμή του προτείνεται τελικώς να είναι μεγαλύτερη του 1.50 λόγω της υπάρχουσας υπεραντοχής. Με τον συντελεστή συμπεριφοράς επιτυγχάνεται να ληφθεί υπόψη έμμεσα η ανελαστική απόκριση και η υστερητική απορρόφηση ενέργειας των δομικών μελών που υφίστανται διαρροή, που υπό άλλες συνθήκες θα έπρεπε να εξεταστεί μέσω ανελαστικών αναλύσεων που παρουσιάζουν φυσικά δυσκολίες (Καραγιάννης, 2019). Γι' αυτό το λόγο ο ΕΚ8 ορίζει ανώτατες επιτρεπτές τιμές του συντελεστή συμπεριφοράς σε συνάρτηση με μια σειρά παραγόντων και επιλογών που είναι οι εξής:

- i) Κατηγορία Πλαστιμότητας που επιλέχθηκε από τον μελετητή. Η κατηγορία πλαστιμότητας επηρεάζει την τιμή του μέγιστου επιτρεπόμενου συντελεστή συμπεριφοράς, δηλαδή το ανώτατο όριο πλαστικοποίησης που δύναται να θεωρηθεί στο κτίριο οπλισμένου σκυροδέματος. Συγκεκριμένα, η DCH δίνει μεγαλύτερες τιμές θεώρησης για το q σε σχέση με την DCM.
- ii) Τον τύπο του στατικού συστήματος ανά διεύθυνση.
- iii) Κανονικότητα ή μη καθ' ύψος του κτιρίου. Σε περίπτωση κτιρίου μη κανονικού καθ' ύψος, ο κανονισμός ΕΚ8 επιβάλλει την απομείωση της βασικής τιμής του συντελεστή συμπεριφοράς q_0 κατά 20%.
- iv) Του λόγου a_w/a_1 που εκφράζει την απόσταση μεταξύ του σχηματισμού της πρώτης πλαστικής άρθρωσης και του πλήρους πλαστικού μηχανισμού κατάρρευσης.



Εικ. 6-3: Υπολογισμός του λόγου α_u/α_1 εάν είναι γνωστή η καμπύλη ικανότητας του κτιρίου, (Ψυχάρης, 2014)

Τα σημεία α_1 και α_u ορίζονται στην §5.2.2.2 (4) ως ακολούθως:

- α_1 : απαιτούμενος συντελεστής επαύξησης των σεισμικών δυνάμεων για τη δημιουργία σε οποιοδήποτε δομικό μέλος του κτιρίου, της πρώτης πλαστικής άρθρωσης, διατηρώντας σταθερά τα υπόλοιπα φορτία
- α_u : απαιτούμενος συντελεστής επαύξησης των σεισμικών δυνάμεων για τη δημιουργία πολλαπλών πλαστικών αρθρώσεων έως ότου να επέλθει μηχανισμός κατάρρευσης του φορέα, διατηρώντας τις υπόλοιπες δράσεις σταθερές.

Οι τιμές που λαμβάνει ο λόγος α_u/α_1 είναι μεταξύ 1.00 και 1.50 (EN1998-1:2004 §5.2.2.2 (7) & (8)), ανάλογα την κανονικότητα σε κάτοψη. Επιτρέπεται να υπολογιστεί με μη γραμμική στατική ανάλυση (π.χ. Pushover) ωστόσο ο κανονισμός δίνει προσεγγιστικές τιμές σε περίπτωση μη αναλυτικότερων ελέγχων ανάλογα με τον τύπο του στατικού συστήματος (Πίνακας 6-9).

Πίνακας 6-9: Προσεγγιστικές τιμές λόγου α_u/α_1 για κτίρια κανονικά σε κάτοψη, (EN1998-1:2004 §5.2.2.2 (5), (6) & (8))

Τύπος στατικού συστήματος	Συντελεστής
	α_u/α_1
Πλαισιακά ή μικτά συστήματα ισοδύναμα προς πλαισιακά	
Μονώροφα	1,10
Πολυώροφα δίστυλα	1,20
Πολυώροφα πολύστυλα	1,30
Συστήματα τοιχωμάτων ή μικτά συστήματα ισοδύναμα προς τοιχωματικά	
Συστήματα με δύο ασύζευκτα τοιχώματα σε κάθε διεύθυνση	1,00
Άλλα συστήματα ασύζευκτων τοιχωμάτων	1,10
Συστήματα συζευγμένων τοιχωμάτων ή ισοδύναμα προς αυτά μικτά συστήματα	1,20

Οι παραπάνω προσεγγιστικές τιμές, για κτίρια μη κανονικά σε κάτοψη, τροποποιούνται και λαμβάνονται ίσες με τη μέση τιμή μεταξύ της μονάδας και της αντίστοιχης παραπάνω τιμής EN1998-1:2004 §5.2.2.2 (6).

Σύμφωνα με τον ΕΚ8 η ανώτατη επιτρεπτή τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς q που μπορεί να χρησιμοποιηθεί για την απομείωση της σεισμικής δράσης σχεδιασμού, λαμβάνεται από την σχέση που δίνεται στην §5.2.2.2 (1).

$$q = q_0 \cdot k_w \geq 1.50 \quad \text{Εξ. 6-8}$$

Όπου:

- q_0 : βασική τιμή συντελεστή συμπεριφοράς που εξαρτάται από τους προαναφερόμενους παράγοντες. Για συστήματα κανονικά καθ' ύψος, οι τιμές του q_0 δίνονται στην §5.2.2.2 (2), Table 5.1, ενώ για μη κανονικά καθ' ύψος απαιτείται απομείωση κατά 20% των τιμών όπως τονίστηκε προηγουμένως.

Πίνακας 6-10: Βασική τιμή q_0 για κανονικά καθ' ύψος συστήματα, (EN1998-1:2004 Table 5.1)

Τύπος στατικού συστήματος	Κατηγορίες πλαστιμότητας	
	DCM	DCH
Πλαισιακό σύστημα	$3.0 \cdot (a_w/a_1)$	$4.5 \cdot (a_w/a_1)$
Διπλό σύστημα ισοδύναμο προς πλαισιακό	$3.0 \cdot (a_w/a_1)$	$4.5 \cdot (a_w/a_1)$
Διπλό σύστημα ισοδύναμο προς τοιχωματικό	$3.0 \cdot (a_w/a_1)$	$4.5 \cdot (a_w/a_1)$
Σύστημα συζευγμένων τοιχωμάτων	$3.0 \cdot (a_w/a_1)$	$4.5 \cdot (a_w/a_1)$
Σύστημα ασύζευκτων τοιχωμάτων	3,0	$4.0 \cdot (a_w/a_1)$
Στρεπτικώς ευαίσθητο σύστημα	2,0	3,0
Ανεστραμμένο εκκρεμές	1,5	2,0

- k_w : Μειωτικός συντελεστής που εξαρτάται από ορισμένα χαρακτηριστικά του στατικού συστήματος και λαμβάνει τιμές $0.5 \leq k_w \leq 1.0$. Εκφράζει την κυριαρχούσα μορφή αστοχίας σε στατικά συστήματα που περιέχουν τοιχώματα (EN1998-1:2004 §5.2.2.2 (1) & (11)). Λαμβάνει τις εξής τιμές:

Πίνακας 6-11: Βασικές τιμές συντελεστή k_w , (EN1998-1:2004 § 5.2.2.2 (11)P)

Τύπος στατικού συστήματος	Συντελεστής
	k_w
Πλαισιακό σύστημα	1.00
Διπλό σύστημα ισοδύναμο προς πλαισιακό	
Ανεστραμμένο εκκρεμές	
Διπλό σύστημα ισοδύναμο προς τοιχωματικό	$0.5 \leq (1+a_0)/3 \leq 1.0$
Σύστημα συζευγμένων τοιχωμάτων	
Σύστημα ασύζευκτων τοιχωμάτων	
Στρεπτικώς ευαίσθητο σύστημα	

- α_0 : συντελεστής που εκφράζει την κυριαρχούσα τιμή του λόγου ύψους/μήκους των τοιχωμάτων του κτιρίου και υπολογίζεται από την σχέση του EN1998-1:2004 § 5.2.2.2 (11)P:

$$\alpha_0 = \sum h_{wi}/l_{wi} \quad \text{Εξ. 6-9}$$

όπου:

- h_{wi} : ύψος τοιχώματος i
- l_{wi} : μήκος της διατομής του τοιχώματος i

Αξιοποιώντας όλα τα παραπάνω σχετικά με την εύρεση της μέγιστης επιτρεπόμενης τιμής του συντελεστή συμπεριφοράς q , για το υπό μελέτη κτίριο έχουμε τα εξής δεδομένα συνοπτικά:

- i) Κανονικό καθ' ύψος, (§6.1.2)
- ii) Κατηγορία πλαστιμότητα DCM, (§6.3)
- iii) Το στατικό σύστημα κατά τη διεύθυνση X ορίστηκε ως «Σύστημα πλάστιμων τοιχωμάτων» και συγκεκριμένα ασύζευκτα καθώς δεν αναλαμβάνουν περισσότερο από το 50% της συνολικής αντίστασης, Αντίστοιχα, στη διεύθυνση Y ορίστηκε ως «Σύστημα ελαφρώς οπλισμένων τοιχωμάτων». Η βασική τιμή του συντελεστή q_0 δεν διαφέρει μεταξύ συστήματος ελαφρώς οπλισμένων τοιχωμάτων και πλάστιμων ασύζευκτων τοιχωμάτων για DCM, όπως φαίνεται και στον παραπάνω πίνακα (Πίνακας 6-10). Η τιμή αυτή δίνεται ίση με $q_0=3.00$ και για τις δύο διευθύνσεις. Η διαφοροποίηση δηλαδή των ασύζευκτων πλάστιμων τοιχωμάτων από τα ελαφρώς οπλισμένα έγκειται στις διαφορετικές διατάξεις όπλισης του ΕΚ8 και όχι της βασικής τιμής του συντελεστή συμπεριφοράς q_0 (Fardis, et al., 2011).
- iv) Ο συντελεστής που εκφράζει την επικρατούσα μορφή αστοχίας k_w υπολογίστηκε ως $k_w=1$ αφού ο συντελεστής α_0 των τοιχωμάτων ευρέθη ίσος με $\alpha_0=4.62 > 2$ από την Εξ. 6-9 για κάθε διεύθυνση σεισμού.

Τέλος, συμπεραίνουμε ότι η μέγιστη επιτρεπόμενη τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς q είναι ίση με 3.00 και για τις δύο διευθύνσεις. Η απόφαση της τελικής τιμής του συντελεστή συμπεριφοράς καθορίζεται από τον Κύριο του Έργου σε συνεργασία με τον μελετητή και εκφράζει το επιθυμητό επίπεδο επιτελεστικότητας της κατασκευής. Ο κανονισμός δεν υποχρεώνει να ληφθεί η ανώτερη επιτρεπόμενη τιμή, καθώς είναι στην ευχέρεια του μελετητή να επιλέξει αν θέλει να αξιοποιήσει την πλαστιμότητα ή όχι. Φυσικά η επιλογή μικρότερης τιμής συντελεστή συμπεριφοράς και ιδίως $q < 1.75$ δεν συνεπάγεται και ανυπαρξία πλαστιμότητας, αντιθέτως η κατασκευή σχεδιάζεται με μεγαλύτερα φορτία, δυσμενέστερα και η διαθέσιμη πλαστιμότητα που είναι πάντα υπαρκτή στην κατασκευή, θα λειτουργήσει ως εφεδρεία σε ένα χειρότερο σενάριο σεισμού (Αβραμίδης, Αθανατοπούλου, Μορφίδης, & Σέξτος, 2017). Γι' αυτό το λόγο συνιστάται να τηρηθεί κανονικά ο ικανοτικός σχεδιασμός, ιδιαίτερα σε πλαισιακούς φορείς, ώστε να είναι εφικτή η πλαστιμότητα των μελών.

Για το εξεταζόμενο κτίριο με tunnel form, επιλέχθηκε τελικώς η τιμή $q=2.00$ και για τις δύο διευθύνσεις. Η επιλογή του ίδιου συντελεστή συμπεριφοράς και στις δύο διευθύνσεις αποτρέπει επαλληλία διαφορετικών φασμάτων σχεδιασμού που θα ήταν αποτέλεσμα πολύπλοκης σχέσης. Η τιμή αυτή του συντελεστή συμπεριφοράς εναρμονίζεται πλήρως με τα προαναφερθέντα σχόλια και τις κανονιστικές απαιτήσεις αλλά και

λαμβάνεται ίση με 2.00 όχι μόνο για υψηλότερο βαθμό επιτελεστικότητας, αλλά και ως έμμεση αναίρεση της παραδοχής που έγινε προηγουμένως (§6.1.2) ότι ικανοποιείται ο έλεγχος της ακτίνας δυστρεψιάς σε όλους τους ορόφους. Αν είχαμε θεωρήσει ότι δεν ικανοποιείται ο έλεγχος αυτός, το κτίριο θα θεωρείτο ως «Στρεπτικά ευαίσθητο» και στις δύο διευθύνσεις, με μέγιστη επιτρεπόμενη τιμή συντελεστή συμπεριφοράς 2.00 που θεωρείται ιδιαίτερος συντηρητική τιμή για τα στρεπτικώς ευαίσθητα κτίρια καθώς συγχέεται η στρεπτική ευαισθησία με την ευστρεψία που απαιτείται να αποφεύγεται λόγω των δυσεκπλήρωτων απαιτήσεων πλαστιμότητας σε διάφορα δομικά κατακόρυφα μέλη. Η σύγκυση όμως αυτή δεν ανταποκρίνεται στην πραγματικότητα πάντα (Αβραμίδης, Αθανατοπούλου, Μορφίδης, & Σέξτος, 2017).

6.5 Μέθοδος Ανάλυσης

Ένα από τα σημαντικότερα βήματα της στατικής μελέτης, αποτελεί η επιλογή της μεθόδου με την οποία θα γίνει ανάλυση της κατασκευής. Ο κανονισμός EN1998-1:2004 § 4.3.3.1 ορίζει συγκεκριμένα τέσσερις μεθόδους ανάλυσης για νέα -υπό μελέτη- κτίρια, που είναι οι εξής:

1. Απλοποιημένη Φασματική Μέθοδος (Lateral Force Method of Analysis) η οποία εφαρμόζεται σε κατασκευές με κυρίαρχη την μεταφορική ιδιομορφή ταλάντωσης κατά X και Y (EN1998-1:2004 §4.3.3.2).
2. Δυναμική Φασματική Μέθοδος (Modal Response Spectrum Analysis) που θεωρείται μέθοδος αναφοράς (§4.3.3.1 (2)P) του κανονισμού και θεωρείται γενικής εφαρμογής (EN1998-1:2004 §4.3.3.3).
3. Μη Γραμμική Στατική Μέθοδος ανάλυσης (Non-linear Static Analysis) που χρησιμοποιείται κυρίως για αποτίμηση υπαρκτών κτιρίων, το σχεδιασμό μονωμένων κτιρίων λόγω περιορισμό στη χρήση γραμμικών μεθόδων (§4.3.3.1 (6)) αλλά και την επιβεβαίωση του συντελεστή α_w/α_1 που ενσωματώνεται στη βασική τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς q_0 (EN1998-1:2004 §4.3.3.4.2).
4. Μη Γραμμική Χρονική Μέθοδος ανάλυσης (Non-linear Time History Analysis) που αναπτύχθηκε τη δεκαετία του 1970 κυρίως για ερευνητικούς σκοπούς και βαθμονόμηση κανονισμών (Fardis, και συν., 2011) ενώ σήμερα χρησιμοποιείται για αποτίμηση κατασκευών αλλά και φορείς με μόνωση (EN1998-1:2004 §4.3.3.4.3).

Από τις παραπάνω μεθόδους, για νέα κτίρια χρησιμοποιούνται κυρίως οι γραμμικές μέθοδοι ανάλυσης, η Α.Φ.Μ και η Δ.Φ.Μ αλλά και η μη γραμμική στατική μέθοδος (Στατική Υπερωθητική Ανάλυση) ως εναλλακτική. Το κτίριο που μελετήθηκε, θα μπορούσε να αναλυθεί με την Απλή Φασματική Μέθοδο όπως ορίζει ο κανονισμός ΕΚ8 και αποδείχτηκε στην §6.1 ωστόσο επιλέχθηκε η γενικότερη και ακριβέστερη γραμμική μέθοδος ανάλυσης που είναι η Δ.Φ.Μ.

Οι γραμμικές μέθοδοι χρησιμοποιούν το ελαστικό φάσμα απόκρισης του ΕΚ8, απομειώνοντας τις σεισμικές δυνάμεις με τον συντελεστή συμπεριφοράς q . Η Δυναμική Φασματική Μέθοδος εφαρμόστηκε στο χωρικό προσομοίωμα εισάγοντας αρχικά τις μάζες των ορόφων με τα φορτία του σεισμικού συνδυασμού $G+\psi_2 \cdot Q$ σε διαδοχικές έκκεντρες θέσεις ως προς το Κ.Μ. κάθε ορόφου i , με τυχαμιακή εκκεντρότητα e_{ai} (§4.3.2):

$$e_{ai} = \pm 0.05 \cdot L_i \quad \text{Εξ. 6-10}$$

Όπου:

- L_i : μήκος πλευράς του κάθε ορόφου κάθετη στη διεύθυνση του σεισμού

Λόγω συμμετρικού κτιρίου κατά X και Y, οι εκκεντρότητες τοποθετήθηκαν μόνο ως προς τη μία πλευρά εκατέρωθεν του Κ.Μ. κάθε φορά. Μετά την ανάλυση, προέκυψαν τα δυναμικά χαρακτηριστικά της κατασκευής όπως οι ιδιοπερίοδοι, οι γενικευμένες μάζες αλλά και τα ποσοστά συμμετοχής για κάθε διεύθυνση διέγερσης.

Πίνακας 6-12: Ιδιοπερίοδοι και δρώσες μάζες ανά διεύθυνση σεισμού, (midas Gen)

Αριθμός ιδιοπεριόδου	Συχνότητα		Ιδιοπερίοδος (sec)	Δρώσα Μάζα X		Δρώσα Μάζα Y	
	(rad/sec)	(cycle/sec)		MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)
1	8,9727	1,4281	0,7003	72,1102	72,1102	0,0031	0,0031
2	18,4611	2,9382	0,3403	0,0101	72,1202	71,8206	71,8237
3	20,154	3,2076	0,3118	0,0002	72,1205	0,0278	71,8515
4	35,3515	5,6264	0,1777	17,1699	89,2903	0,0057	71,8572
5	74,3439	11,8322	0,0845	0,0081	89,2985	20,7238	92,581
6	76,3049	12,1443	0,0823	5,6139	94,9124	0,039	92,6201
7	76,3671	12,1542	0,0823	0,0734	94,9858	0,0056	92,6256
8	91,7676	14,6053	0,0685	0	94,9858	0,019	92,6447
9	100,4445	15,9862	0,0626	0	94,9858	0,0016	92,6463
10	105,6614	16,8165	0,0595	0	94,9858	0,0045	92,6508

Ο υπολογισμός των μέγιστων ιδιομορφικών μετακινήσεων και των μέγιστων ιδιομορφικών μεγεθών έντασης που χρησιμοποιήθηκαν στους ελέγχους και την διαστασιολόγηση πραγματοποιήθηκε με την επαλληλία των ιδιομορφών για τις οποίες ο κανονισμός θέτει τα εξής κριτήρια στην §4.3.3.3.1 (3):

$$\sum M_i^* > 90\% \cdot M_{tot} \quad \text{Εξ. 6-11}$$

$$M_i^* > 5\% \cdot M_{tot} \quad \text{Εξ. 6-12}$$

Όπου:

- M_i^* : Δρώσα μάζα ιδιομορφής i
- M_{tot} : Συνολική μάζα κατασκευής

Οι παραπάνω συνθήκες ικανοποιούνται στη διεύθυνση X για τις πρώτες 6 ιδιομορφές ενώ για τη διεύθυνση Y για τις πρώτες 5 ιδιομορφές, όπως φαίνεται και στον Πίνακα 6-12. Οι τέμνουσες σεισμικές δυνάμεις που ασκούνται ανά όροφο παρουσιάζονται στους παρακάτω πίνακες, ανά διεύθυνση σεισμικής διέγερσης. Το φάσμα σχεδιασμού για κάθε διεύθυνση ορίστηκε θεωρώντας απόσβεση 5% όπως ισχύει στα συνήθη κτίρια οπλισμένου σκυροδέματος

Πίνακας 6-13: Σεισμικές δυνάμεις ανά όροφο για σεισμό κατά X

Όροφος	Στάθμη (m)	Φάσμα Σεισμού	Τυχηματική εκκεντρότητα (m)	Σεισμική Δύναμη (kN)	Ροπή λόγω εκκεντρότητας (kN*m)
Roof	34,00	Ex(RS)	0,56	1052	589,10
10F	30,60	Ex(RS)	1,31	11430	14974,00
9F	27,20	Ex(RS)	1,31	10026	13134,00
8F	23,80	Ex(RS)	1,31	8591,9	11255,00
7F	20,40	Ex(RS)	1,31	7979,9	10454,00
6F	17,00	Ex(RS)	1,31	7789,6	10204,00
5F	13,60	Ex(RS)	1,31	7444,9	9752,80
4F	10,20	Ex(RS)	1,31	6615,6	8666,40
3F	6,80	Ex(RS)	1,31	5295,9	6937,70
2F	3,40	Ex(RS)	1,31	2965,8	3885,20
1F	0,00	Ex(RS)	0,00	0,00	0,00
UF	-2,00	Ex(RS)	0,00	0,00	0,00

Πίνακας 6-14: Σεισμικές δυνάμεις ανά όροφο για σεισμό κατά Y

Όροφος	Στάθμη (m)	Φάσμα Σεισμού	Τυχηματική εκκεντρότητα (m)	Σεισμική Δύναμη (kN)	Ροπή λόγω εκκεντρότητας (kN*m)
Roof	34,00	Ey(RS)	3,125	1219,9	3812,3
10F	30,60	Ey(RS)	3,125	14454	45169
9F	27,20	Ey(RS)	3,125	13587	42460
8F	23,80	Ey(RS)	3,125	11388	35587
7F	20,40	Ey(RS)	3,125	9704	30325
6F	17,00	Ey(RS)	3,125	8515,9	26612
5F	13,60	Ey(RS)	3,125	7476,4	23364
4F	10,20	Ey(RS)	3,125	6196,5	19364
3F	6,80	Ey(RS)	3,125	4524,3	14138
2F	3,40	Ey(RS)	3,125	2555	7984,3
1F	0,00	Ey(RS)	0,00	0,00	0,00
UF	-2,00	Ey(RS)	0,00	0,00	0,00

6.6 Ιδιοπερίοδοι κτιρίου με tunnel form

Οι ιδιοπερίοδοι ενός κτιρίου με tunnel form έχουν αποτελέσει ένα ξεχωριστό πεδίο έρευνας καθώς οι παρατηρήσεις από την σεισμική απόκριση υφιστάμενων κτιρίων δεν συνάδουν με τις προσεγγιστικές τιμές των ιδιοπεριόδων όχι μόνο του ΕΚ8 αλλά και άλλων διεθνών αντισεισμικών κανονισμών. Σε διάφορες δημοσιεύσεις και άρθρα γίνεται προσπάθεια εξέτασης υφιστάμενων κτιρίων ή ομοιωμάτων προκειμένου να διαπιστωθεί ποια είναι η πραγματική ιδιοπερίοδος του κτιρίου έναντι της προσεγγιστικής που δίνεται από τους κανονισμούς με την οποία αναλύθηκε από τον μελετητή. Μια από αυτές τις δημοσιεύσεις εξετάζει ένα υφιστάμενο κτίριο με

tunnel form του 1968 στην περιοχή Osijek της Κροατίας συγκρίνοντας τις προσεγγιστικές τιμές ιδιοπεριόδων που δίνουν διάφοροι διεθνείς αντισεισμικοί κανονισμοί με αυτές που υπολογίσθηκαν λαμβάνοντας υπόψη την αλληλεπίδραση εδάφους-κατασκευής (Hadzima-Nyarko, Ademović, Koković, & Lozančić, 2022). Στην δημοσίευση αυτή συγκεντρώνονται και όλοι οι υπολογιστικοί τύποι ή ημιεμπειρικές σχέσεις κανονισμών και δημοσιεύσεων όπως παρουσιάζονται παρακάτω (Πίνακας 6-15).

Πίνακας 6-15: Υπολογιστικοί τύποι για την εύρεση της ιδιοπεριόδου, (Hadzima-Nyarko, Ademović, Koković, & Lozančić, 2022)

Κανονισμός-Δημοσίευση		Τύπος	Μονάδες
ATC3-06	Korean Code Egyptian Code	$T = \frac{0.05H}{\sqrt{D}}$	m
Japan Code	Japan Code	$T = 0.02N$	-
EC8 , UBC-97	-	$T = C_t \cdot H^{3/4}, C_t=0.05$	m
EC8 alternative, UBC-97 alternative	-	$T = C_t \cdot H^{3/4}, C_t = \frac{0.075}{\sqrt{A_c}}$ $A_c = \sum_{i=1} A_i \cdot \left[0.2 + \left(\frac{D_i}{H}\right)^2\right], \frac{D_i}{H} \leq 0.90$	m, m ²
NSCP	Philippine Code	$T = C_t \cdot H^{3/4}, C_t = \frac{0.03048}{\sqrt{A_c}}$ $A_c = \sum_{i=1} A_i \cdot \left[0.2 + \left(\frac{D_i}{H}\right)^2\right]$	m, m ²
NZSEE	New Zealand Seismic Code	$T = 1.25 \cdot k_t \cdot h_n^{3/4}, k_t = \frac{0.075}{\sqrt{A_c}}$ $A_c = \sum_{i=1} A_i \cdot \left[0.2 + \left(\frac{l_{wi}}{h_n}\right)^2, \frac{l_{wi}}{h_n} \leq 0.90\right]$	m, m ²
EAK	Greek Code	$T = 0.09 \cdot \frac{H}{\sqrt{L}} \cdot \sqrt{\frac{H}{H+\rho \cdot L}}$	m
Goel and Chopra (lower bound)	-	$T_L = 0.0019 \cdot \frac{1}{\sqrt{A_e}} \cdot H$ $A_e = \sum_{i=1} \left(\frac{H}{H_i}\right)^2 \cdot \frac{A_i}{\left[1+0.83 \cdot \left(\frac{H_i}{D_i}\right)^2\right]}, \bar{A}_e = 100 \frac{A_e}{A_B}$	ft, ft ²
Goel and Chopra (upper bound)	-	$T_U = 0.0026 \cdot \frac{1}{\sqrt{A_e}} \cdot H$ $A_e = \sum_{i=1} \left(\frac{H}{H_i}\right)^2 \cdot \frac{A_i}{\left[1+0.83 \cdot \left(\frac{H_i}{D_i}\right)^2\right]}, \bar{A}_e = 100 \frac{A_e}{A_B}$	ft, ft ²

Όπου:

- N: αριθμός ορόφων
- D: μήκος πλευράς παράλληλης στη διεύθυνση του σεισμού
- L: πλάτος της κατασκευής στη διεύθυνση της ανάλυσης
- ρ: λόγος της επιφάνειας των τοιχωμάτων στη διεύθυνση της ανάλυσης προς τη συνολική επιφάνεια των τοιχωμάτων
- h_n: ύψος κτιρίου από τη βάση του

- l_{wi} : μήκος του τοιχώματος στο 1^ο όροφο παράλληλα της διεύθυνσης του σεισμού
- T_L : the lower bound of period
- T_U : the upper bound of period
- $\overline{A_e}$: η ισοδύναμη επιφάνεια διάτμησης εκφρασμένη σε ποσοστό της A_B
- A_B : επιφάνεια του ορόφου
- H_i : ύψος του διατμητικού τοιχώματος

Οι παραπάνω σχέσεις αποτελούν τις συνηθέστερες των διεθνών αντισεισμικών κανονισμών για προκαταρκτικό υπολογισμό της θεμελιώδους ιδιοπεριόδου κατά την ανάλυση. Ωστόσο, τα κτίρια tunnel form παρουσιάζουν ιδιαιτερότητες που οφείλονται στον τρόπο κατασκευής τους. Πιο συγκεκριμένα, η διάταξη των τοιχωμάτων της μιας διεύθυνσης εσωτερικά της κάτοψης, ευνοεί την ύπαρξη στρεπτικής ιδιομορφής ακόμη και ως θεμελιώδη ιδιομορφή του κτιρίου. Γι' αυτό το λόγο, η εύρεση της θεμελιώδους ιδιοπεριόδου ενός κτιρίου tunnel form αποτέλεσε πεδίο έρευνας των Balkaya C. & Kalkan E. που δημιούργησαν μια νέα σχέση που δίνει ένα κατώτερο όριο αυτής, αρκετά διαφορετικό έναντι των άλλων σχέσεων. Στην δημοσίευσή τους εξετάστηκαν 20 διαφορετικές κατόψεις κτιρίων, διαφόρων ορόφων και κατέληξαν στην παρακάτω σχέση για την εύρεση της θεμελιώδους ιδιοπεριόδου (Balkaya & Kalkan, 2004):

$$T=C \cdot h \cdot \frac{\sqrt{R}}{(R_{\text{length}}^a + R_{\text{width}}^a)} \quad \text{Εξ. 6-13}$$

Όπου:

- C : παράμετρος με τιμή 0.138
- h : συνολικό ύψος ορόφου
- R : λόγος της μεγάλης διάστασης της κάτοψης προς την αντίστοιχη μικρή διάσταση
- R_{length} : λόγος της επιφάνειας των τοιχωμάτων κατά μήκος της μεγάλης διάστασης (μήκος) προς την συνολική επιφάνεια της τυπικής κάτοψης
- R_{width} : λόγος της επιφάνειας των τοιχωμάτων κατά μήκος της μικρής διάστασης (πλάτος) προς την συνολική επιφάνεια της τυπικής κάτοψης
- a : παράμετρος με τιμή -0.40

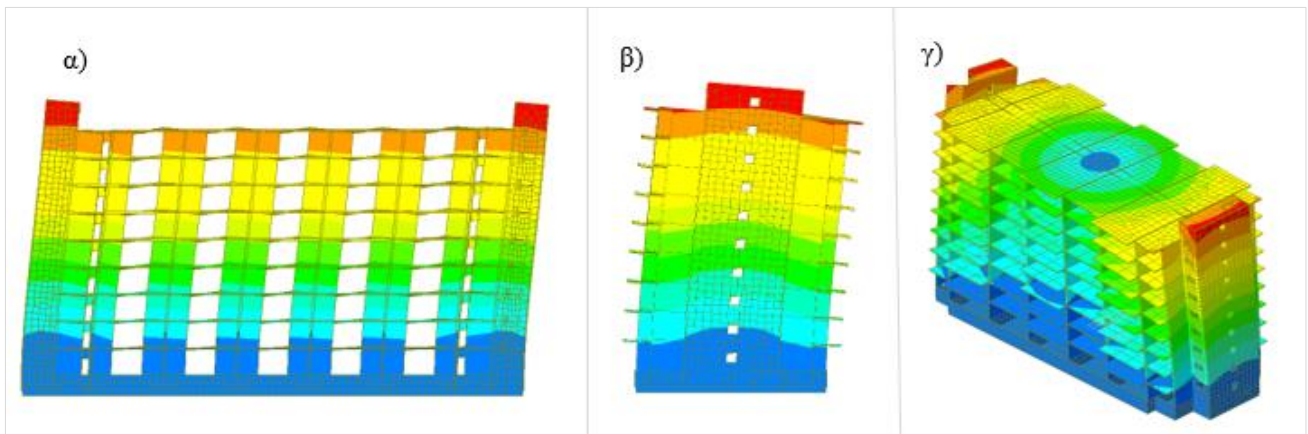
Η συνεισφορά της στρέψης στην ιδιομορφή λαμβάνεται μέσω του συντελεστή R και της σχέσης του με τα R_{length} και R_{width} . Τόσο η σχέση της δημοσίευσης αυτής όσο και όλες οι άλλες σχέσεις των αντισεισμικών κανονισμών, χρησιμοποιήθηκαν και στο υπό μελέτη tunnel form κτίριο προκειμένου να διαπιστωθούν οι διαφοροποιήσεις μεταξύ των κανονισμών και της προτεινόμενης σχέσης. Η διακύμανση των τιμών είναι μεγάλη και υπάρχουν μεγάλες αποκλίσεις μεταξύ τους καθώς σκοπός των κανονισμών είναι να δίνουν συντηρητικές τιμές των ιδιοπεριόδων, κάτω από τις υπολογιζόμενες μέσω προγραμμάτων και της ιδιομορφικής ανάλυσης, ώστε να διασφαλίζεται η ασφάλεια έναντι σεισμικών γεγονότων.

Πίνακας 6-16: Προβλεπόμενες Ιδιοπερίοδοι ανά διεύθυνση σύμφωνα με τους κανονισμούς

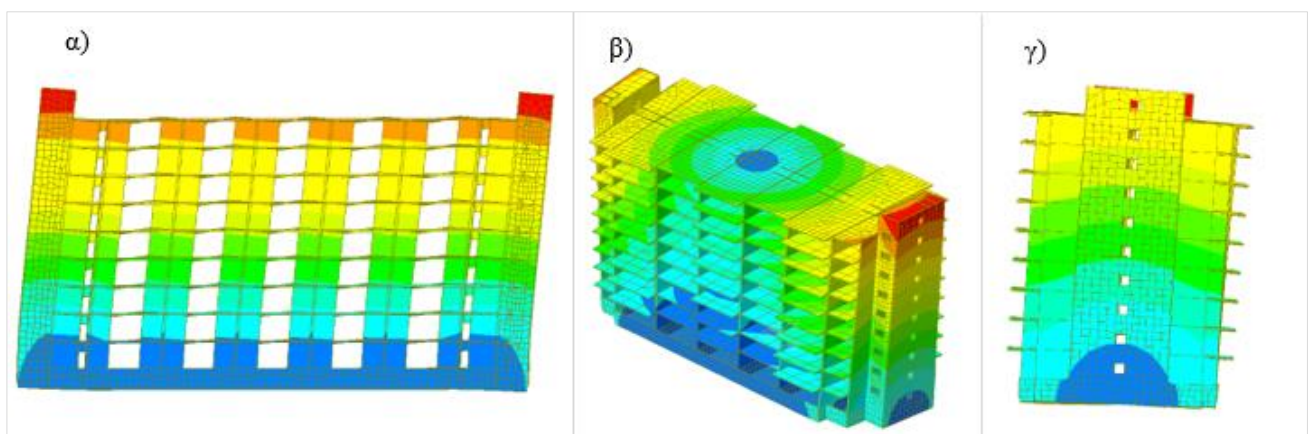
Προβλεπόμενη Ιδιοπερίοδος κατά EN1998-1:2004 , UBS-97 (Alternative)				
Διεύθυνση	Συνολική δρόσα επιφάνεια	Παράμετρος	Συνολικό ύψος	Ιδιοπερίοδος
	A_c (m ²)	C_t	H (m)	T (s)
X	3,40	0,075	34,00	0,573
Y	14,06	0,075	34,00	0,282
Προβλεπόμενη Ιδιοπερίοδος κατά EN1998-1:2004 , UBS-97				
Διεύθυνση	Παράμετρος	Συνολικό ύψος	Ιδιοπερίοδος	
	C_t	H (m)	T (s)	
X	0,050	34,00	0,704	
Y	0,050	34,00	0,704	
Προβλεπόμενη Ιδιοπερίοδος κατά Japan Code				
Διεύθυνση	Αριθμός ορόφων	Ιδιοπερίοδος		
	N	T (s)		
X	10	0,200		
Y	10	0,200		
Προβλεπόμενη Ιδιοπερίοδος κατά ATC3-06, Korean Code				
Διεύθυνση	Διάσταση παράλληλη στη διεύθυνση του σεισμού	Συνολικό ύψος	Ιδιοπερίοδος	
	D (m)	H (m)	T (s)	
X	62,80	34,00	0,215	
Y	26,20	34,00	0,332	
Προβλεπόμενη Ιδιοπερίοδος κατά NSCP, Pilippine Code				
Διεύθυνση	Συνολική δρόσα επιφάνεια	Παράμετρος	Συνολικό ύψος	Ιδιοπερίοδος
	A_c (m ²)	C_t	H (m)	T (s)
X	3,40	0,03048	34,00	0,233
Y	14,06	0,03048	34,00	0,114
Προβλεπόμενη Ιδιοπερίοδος κατά NZSEE, New Zealand Code				
Διεύθυνση	Συνολική δρόσα επιφάνεια	Παράμετρος	Συνολικό ύψος	Ιδιοπερίοδος
	A_c (m ²)	k_t	h_n (m)	T (s)
X	3,40	0,04069	34,00	0,716
Y	14,06	0,02001	34,00	0,352
Προβλεπόμενη Ιδιοπερίοδος κατά EAK, Greek Code				
Διεύθυνση	Διάσταση παράλληλη στη διεύθυνση του σεισμού	Λόγος της επιφάνειας των τοιχωμάτων στη διεύθυνση της ανάλυσης προς τη συνολική επιφάνεια των τοιχωμάτων	Συνολικό ύψος	Ιδιοπερίοδος
	L (m)	ρ	H (m)	T (s)
X	62,80	0,327	34,00	0,305
Y	26,20	0,673	34,00	0,485
Προβλεπόμενη Ιδιοπερίοδος κατά Goel and Chopra, (lower bound)				
Διεύθυνση	Ισοδύναμη επιφάνεια διάτμησης	Ισοδύναμη επιφάνεια διάτμησης εκφρασμένη σε ποσοστό της A_B	Συνολικό ύψος	Ιδιοπερίοδος
	A_e (ft ²)	A_e (%)	H (ft)	T (s)
X	298,94	1,94	111,55	0,152
Y	607,63	3,94	111,55	0,107
Προβλεπόμενη Ιδιοπερίοδος κατά Goel and Chopra, (upper bound)				
Διεύθυνση	Ισοδύναμη επιφάνεια διάτμησης	Ισοδύναμη επιφάνεια διάτμησης εκφρασμένη σε ποσοστό της A_B	Συνολικό ύψος	Ιδιοπερίοδος
	A_e (ft ²)	A_e (%)	H (ft)	T (s)
X	298,94	1,94	111,55	0,208
Y	607,63	3,94	111,55	0,146
Προβλεπόμενη Ιδιοπερίοδος κατά C. Balkaya, E. Kalkan 2004				
Διεύθυνση	Λόγος μεγάλης διάστασης προς μικρής διάστασης	Λόγος των μηκών	Λόγος των πλατών	Ιδιοπερίοδος
	R	R_{length}	R_{width}	T (s)
X	2,397	0,02	0,04	0,859
Y	2,397	0,02	0,04	0,859

Η σχέση από την Εξ. 6-13 υπολογίζει την ιδιοπερίοδο του κτιρίου tunnel form ανεξαρτήτως της διεύθυνσης αφού λαμβάνει υπόψη τα τοιχώματα και στην διαμήκη και στην εγκάρσια διεύθυνση προκειμένου να ληφθούν υπόψη και οι επιδράσεις της στρέψης που είναι συνήθης σε αυτά τα κτίρια. Η μία τιμή της ιδιοπεριόδου που δίνει και για τις δύο διευθύνσεις η σχέση αυτή, παρουσιάζει σύγκλιση με τις αντίστοιχες τιμές κατά τη διαμήκη διεύθυνση που υπολογίζονται μέσω ιδιομορφικής ανάλυσης από ένα λογισμικό επίλυσης. Σε ελάχιστες περιπτώσεις υποεκτιμά την ιδιοπερίοδο της εγκάρσιας διεύθυνσης ή υπερεκτιμά την ιδιοπερίοδο της διαμήκους διεύθυνσης (Balkaya & Kalkan, 2004).

Ο υπολογισμός των ιδιοπεριόδων έγινε με την ιδιομορφική ανάλυση μέσω του στατικού προγράμματος όπως επισημάνθηκε στην προηγούμενη ενότητα. Τα προσομοιώματα που αξιοποιήθηκαν είναι συνολικά δύο, το ένα με θεώρηση πάκτωσης στη βάση του (fixed base model) και το δεύτερο με θεώρηση αλληλεπίδραση εδάφους-κατασκευής. Οι τρεις πρώτες ιδιοπεριόδοι για κάθε προσομοίωμα παρουσιάζονται στις παρακάτω εικόνες (Εικ. 6-4 & Εικ. 6-5).

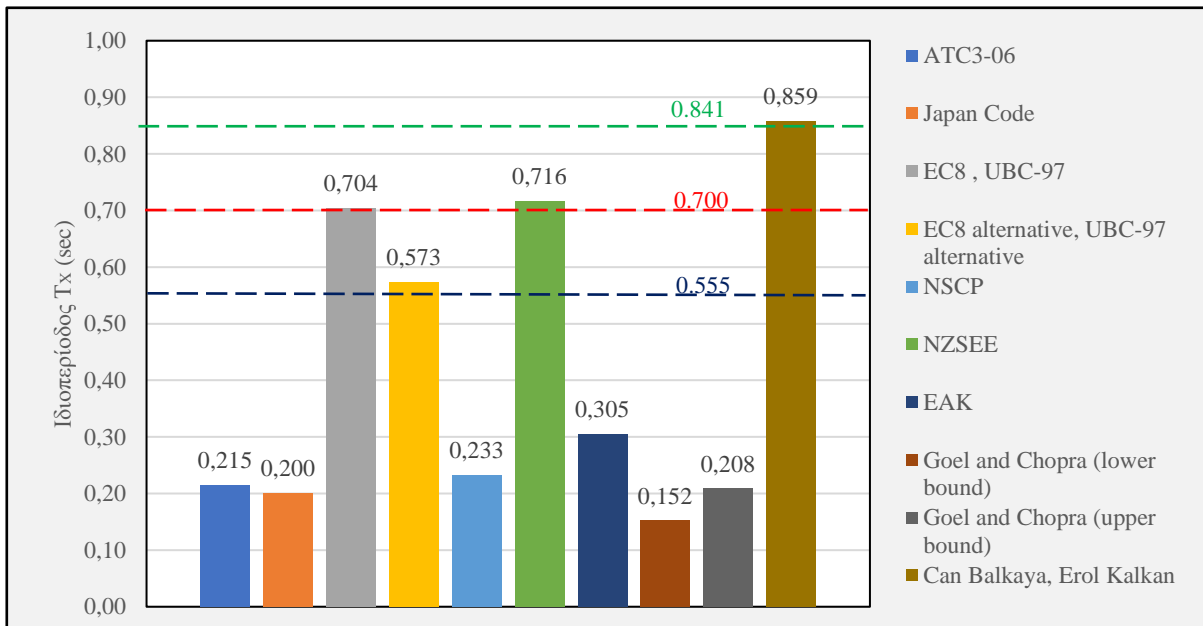


Εικ. 6-4: Ιδιομορφές 3D προσομοίωμα με θεώρηση πάκτωσης, α) 1^η ιδιομορφή, $T_1=0.70$ sec, TRAN-X, β) 2^η ιδιομορφή, $T_2=0.34$ sec, TRAN-Y, γ) 3^η ιδιομορφή, $T_3=0.31$ sec, TORSION

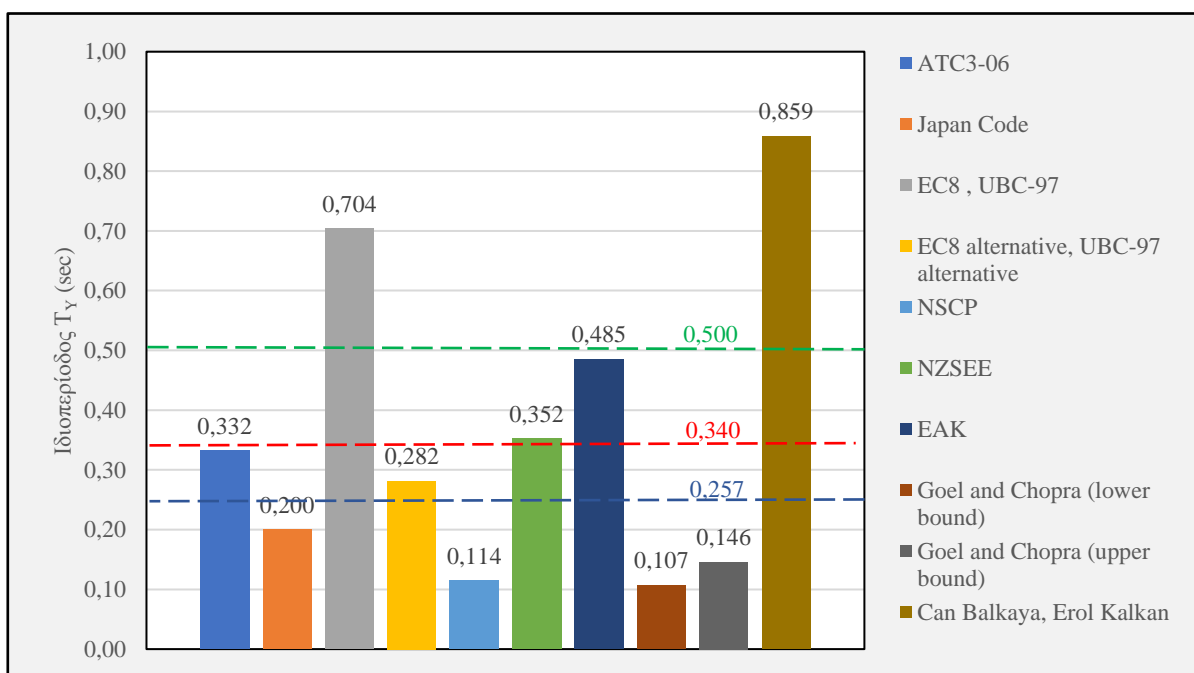


Εικ. 6-5: Ιδιομορφές 3D προσομοίωμα με θεώρηση αλληλεπίδρασης εδάφους-κατασκευής, α) 1^η ιδιομορφή, $T_1=0.86$ sec, TRAN-X, β) 2^η ιδιομορφή, $T_2=0.53$ sec, TORSION, γ) 3^η ιδιομορφή, $T_3=0.52$ sec, TRAN-Y

Οι προσεγγιστικές τιμές των κανονισμών και της σχέσης Εξ. 6-13 παρουσιάζονται συγκεντρωτικά στα επόμενα διαγράμματα, προκειμένου να γίνουν κατανοητές οι αποκλίσεις μεταξύ των τιμών. Οι ιδιοπερίοδοι της ιδιομορφικής ανάλυσης του στατικού προγράμματος (midas Gen) απεικονίζονται και αυτές στα γραφήματα με διακεκομμένες γραμμές. Συγκεκριμένα, με πράσινη διακεκομμένη γραμμή απεικονίζεται η ιδιοπερίοδος για το προσομοίωμα συμπεριλαμβανομένης της αλληλεπίδρασης εδάφους κατασκευής (μαζί με απομείωση των δυσκαμψιών κατά 50%), με κόκκινη γραμμή η ιδιοπερίοδος για το προσομοίωμα με θεώρηση πάκτωσης στη βάση του και 50% απομείωση των δυσκαμψιών (cracked section properties) και με μπλε γραμμή με θεώρηση πάκτωσης στη βάση αλλά χωρίς απομείωση των δυσκαμψιών (uncracked section properties).



Διάγραμμα 6-1: Ιδιοπερίοδος στη διεύθυνση X



Διάγραμμα 6-2: Ιδιοπερίοδος στη διεύθυνση Y

Σχολιάζοντας τα παραπάνω αποτελέσματα, είναι εμφανές ότι οι αποκλίσεις των προσεγγιστικών τιμών των ιδιοπεριόδων είναι ιδιαίτερα μεγάλες σε σχέση με τις υπολογιζόμενες μέσω ιδιομορφικής ανάλυσης. Οι σχέσεις των κανονισμών δίνουν συνήθως συντηρητικές τιμές χωρίς όμως αυτό να ανταποκρίνεται πάντα στην πραγματικότητα σύμφωνα με τα παραπάνω. Τα συμπεράσματα συνοψίζονται περιληπτικά παρακάτω.

Διεύθυνση X:

- Ο εναλλακτικός τύπος του ΕΚ8 για τοιχωματικό στατικό σύστημα δίνει συντηρητική τιμή ($T=0.573$ sec) έναντι της αντίστοιχης από την ιδιομορφική ανάλυση για ρηγματωμένη διατομή ($T=0.700$ sec).
- Όλοι οι κανονισμοί με εξαίρεση της Νέας Ζηλανδίας (NZSEE) και των δύο σχέσεων του ΕΚ8 δίνουν αρκετά συντηρητικότερες τιμές.
- Οι σχέσεις των Goel & Chopra που δίνουν ένα άνω και κάτω όριο, δεν ικανοποιούνται.
- Οι διαφορές μεταξύ των εκτιμήσεων και της υπολογισμένης μέσω ιδιομορφικής ανάλυσης οφείλονται κυρίως στην διαφορετική δομή του κτιρίου με tunnel form έναντι των κοινών κτιρίων από τα οποία έχουν προκύψει οι σχέσεις των κανονισμών.
- Η σχέση των Balkaya και Kalkan υπερεκτιμά την ιδιοπερίοδο ($T=0,859$ sec) σε σχέση με αυτή της ιδιομορφικής ανάλυσης ($T=0.700$ sec) κάτι το οποίο εμφανιζόταν και στα πειραματικά δεδομένα της δημοσίευσής τους (Balkaya & Kalkan, 2004). Η υπερεκτίμηση οφείλεται πιθανότατα στην ελλιπή βαθμονόμηση της σχέσης η οποία προέκυψε από συγκεκριμένες κατόψεις κτιρίων διαφορετικών ορόφων, που διαφέρουν όμως κατά πολύ με τις διαστάσεις του υπό μελέτη κτιρίου της παρούσας διπλωματικής. Αντιθέτως η ιδιοπερίοδος που δίνει η σχέση αυτή, πλησιάζει κατά πολύ την αντίστοιχη του προσομοιώματος με συνυπολογισμό της αλληλεπίδρασης εδάφους κατασκευής ($T=0.841$ sec), παρόλο που η δημοσίευση αναφέρει ότι η Εξ. 6-13 προέκυψε από χωρικό προσομοίωμα με θεώρηση πάκτωσης στη βάση (fixed base model).
- Η διαφορά των ιδιοπεριόδων του προσομοιώματος με πάκτωση ($T=0.700$ sec) και του προσομοιώματος συμπεριλαμβανομένης της αλληλεπίδρασης εδάφους-κατασκευής ($T=0.841$ sec) είναι ίση με 16.8% εφόσον η βάση είναι εύκαμπτη.

Διεύθυνση Y:

- Ο εναλλακτικός τύπος του ΕΚ8 για τοιχωματικό στατικό σύστημα δίνει συντηρητική τιμή ($T=0.282$ sec) έναντι της αντίστοιχης από την ιδιομορφική ανάλυση για ρηγματωμένη διατομή ($T=0.340$ sec).
- Όλοι οι κανονισμοί με εξαίρεση της Νέας Ζηλανδίας (NZSEE), του Ελληνικού Αντισεισμικού Κανονισμού (ΕΑΚ) και της απλής σχέσης του ΕΚ8, δίνουν συντηρητικότερες τιμές από αυτή της ιδιομορφικής ανάλυσης για ρηγματωμένη διατομή ($T=0.340$ sec). Πιο κοντά διακρίνεται να είναι ο Κορεάτικος Κανονισμός ATC3-06.
- Οι σχέσεις των Goel & Chopra που δίνουν ένα άνω και κάτω όριο, δεν ικανοποιούνται.

- Η σχέση των Balkaya και Kalkan υπερεκτιμά την ιδιοπερίοδο ($T=0,859$ sec) σε σχέση με αυτή της ιδιομορφικής ανάλυσης ($T=0.340$ sec) που είναι λογικό καθώς η σχέση αυτή δίνει συνήθως καλύτερες εκτιμήσεις για τη θεμελιώδη ιδιοπερίοδο της διαμήκου διεύθυνσης και όχι της εγκάρσιας.
- Η διαφορά των ιδιοπεριόδων του προσομοιώματος με πάκτωση ($T=0.340$ sec) και του προσομοιώματος συμπεριλαμβανομένης της αλληλεπίδρασης εδάφους-κατασκευής ($T=0.500$ sec) είναι ίση με 32.0% εφόσον η βάση είναι εύκαμπτη.

6.7 Έλεγχος φαινομένων 2^{ης} τάξης

Τα φαινόμενα 2^{ης} τάξης ή αλλιώς η «γεωμετρική μη γραμμικότητα» στην πλειοψηφία των συνήθων κτιριακών κατασκευών από οπλισμένο σκυρόδεμα, δεν θεωρούνται μείζονος σημασίας. Τα φαινόμενα P-δ παρουσιάζουν δυσμενή επιρροή στην υπολογιστική απομείωση της δυσκαμψίας K του φορέα, την απομείωση της παραλαμβανόμενης τέμνουσας σεισμού καθώς και την αύξηση της κλίσης του φθίνοντα κλάδου του διαγράμματος V-δ που συνεπάγεται ταχύτερη διατμητική αστοχία έναντι καμπτικής. Σύμφωνα με τον κανονισμό (EN1998-1:2004 §4.4.2.2 (2)) η επιρροή των φαινομένων P-δ στην κατασκευή ελέγχεται με τον συντελεστή ευαισθησίας θ που ορίζεται ως ο λόγος της συνολικής ροπής 2^{ης} τάξης του ορόφου i προς τη μεταβολή της ροπής 1^{ης} τάξης του ορόφου i :

$$\theta_i = \frac{P_{tot} \cdot d_r}{V_{tot} \cdot h} \quad \text{Εξ. 6-14}$$

Όπου:

- P_{tot} : συνολική αξονική δύναμη όλου του ορόφου i λόγω των κατακόρυφων φορτίων του συνδυασμού $G+\psi_2 \cdot Q$.
- d_r : η πραγματική σχετική μετακίνηση του ορόφου i που προκύπτει ως το γινόμενο των σχετικών μετακινήσεων της ανάλυσης επί τον συντελεστή συμπεριφοράς q .
- V_{tot} : συνολική σεισμική τέμνουσα στον όροφο i .
- h_i : ύψος του ορόφου

Με την παραπάνω σχέση υπολογίζεται σε κάθε όροφο i ο συντελεστής μεταθετότητας θ_i και ελέγχεται σύμφωνα με τα παρακάτω κριτήρια:

- $\theta_i \leq 0.10$: Αν ο συντελεστής μεταθετότητας κάθε ορόφου είναι κάτω από 0.10, τότε επιτρέπεται να αγνοηθούν τα φαινόμενα P-δ (EN1998-1:2004 §4.4.2.2 (2)).
- $0.10 \leq \theta_i \leq 0.20$: Αν ο συντελεστής μεταθετότητας δεν υπερβαίνει σε κανέναν όροφο την τιμή 0.20 τότε επιτρέπεται να λαμβάνονται υπόψη τα φαινόμενα P-δ χωρίς περαιτέρω ανάλυση 2^{ης} τάξης αλλά πολλαπλασιάζοντας όλα τα εντατικά μεγέθη 1^{ης} τάξης με $1/(1-\theta_i)$ (EN1998-1:2004 §4.4.2.2 (3)).
- $0.20 \leq \theta_i \leq 0.30$: Αν ο συντελεστής μεταθετότητας υπερβαίνει την τιμή 0.20 τότε απαιτείται ακριβής ανάλυση 2^{ης} τάξης.

iv) $\theta_i \geq 0.30$: Υπέρβαση της τιμής 0.30 αποτελεί κριτήριο ανασχεδιασμού όλου του κτιρίου καθώς δεν επιτρέπεται από τον κανονισμό (EN1998-1:2004 §4.4.2.2 (4)).

Οι συντελεστές μεταθετότητας για το υπό μελέτη κτίριο υπολογίστηκαν για κάθε διεύθυνση σεισμού, με ιδιομορφική επαλληλία από το λογισμικό επίλυσης. Οι σχετικές μετακινήσεις πολλαπλασιάστηκαν με τον συντελεστή συμπεριφοράς q , ενώ η χωρική επαλληλία των μέγιστων τιμών κατά X και Y έγινε με τον κανόνα SRSS.

$$\text{extr}\theta_X^{(i)} = \sqrt{(\theta_{X,EX}^{(i)})^2 + (\theta_{X,EY}^{(i)})^2} \quad \text{Εξ. 6-15}$$

$$\text{extr}\theta_Y^{(i)} = \sqrt{(\theta_{Y,EX}^{(i)})^2 + (\theta_{Y,EY}^{(i)})^2} \quad \text{Εξ. 6-16}$$

Όπου:

- $\text{extr}\theta_j^{(i)}$: πιθανή ακραία τιμή συντελεστή μεταθετότητας θ διεύθυνσης j και ορόφου i
- $\theta_j^{(i)}$: μέγιστη τιμή συντελεστή μεταθετότητας διεύθυνσης j και ορόφου i

Στους παρακάτω πίνακες παρουσιάζονται οι συντελεστές μεταθετότητας κάθε ορόφου ανά διεύθυνση (Πίνακας 6-17), καθώς και η πιθανή ακραία τιμή από χωρική επαλληλία αυτών και ο τελικός έλεγχος (Πίνακας 6-18). Να σημειωθεί ότι ο έλεγχος των συντελεστών μεταθετότητας ικανοποιείται για κάθε όροφο καθώς ισχύει $\theta_i \leq 0.10$ επομένως τα φαινόμενα P-δ επιτρέπεται να αγνοηθούν σύμφωνα με τον κανονισμό.

Πίνακας 6-17: Συντελεστές μεταθετότητας θ_x και θ_y ανά όροφο

Διεύθυνση Σεισμού	Όροφος	Ύψος ορόφου h (m)	P_{tot} (kN)	$V_{x,tot,EX}$ (kN)	dr_x (m)	Συντελεστής μεταθετότητας θ_x	$V_{y,tot,EY}$ (kN)	dr_y (m)	Συντελεστής μεταθετότητας θ_y
Ex(RS)	10F	3,40	866,7265	1724,016	0,0069	0,0026	28,3682	0,0002	0,0046
Ex(RS)	9F	3,40	17323,5763	14124,48	0,0072	0,0065	249,2861	0,0001	0,0065
Ex(RS)	8F	3,40	33493,789	24585,81	0,0077	0,0078	450,9765	0,0001	0,0063
Ex(RS)	7F	3,40	49638,063	32681,94	0,0082	0,0092	612,4289	0,0001	0,0061
Ex(RS)	6F	3,40	65781,2405	39187,14	0,0085	0,0104	738,4064	0,0001	0,0057
Ex(RS)	5F	3,40	81933,3886	44641,79	0,0084	0,0114	834,3151	0,0001	0,0051
Ex(RS)	4F	3,40	98101,5512	49305,36	0,008	0,0117	904,4975	0,0001	0,0043
Ex(RS)	3F	3,40	114292,2678	53101,85	0,0071	0,0113	952,7191	0	0,0033
Ex(RS)	2F	3,40	130537,9331	55773	0,0056	0,0096	982,5926	0	0,0023
Ex(RS)	1F	3,40	146683,214	57049,99	0,0033	0,0062	997,6618	0	0,0016
Ex(RS)	UF	2,00	0	57049,99	0,0001	0	997,6618	0	0
Ey(RS)	10F	3,40	866,7265	33,6474	0,0002	0,0037	2000,7268	0,0023	0,0007
Ey(RS)	9F	3,40	17323,5763	186,6837	0,0001	0,0082	17645,7673	0,0026	0,0019
Ey(RS)	8F	3,40	33493,789	251,6662	0,0001	0,0101	32137,8459	0,0028	0,0021
Ey(RS)	7F	3,40	49638,063	298,9151	0,0001	0,0099	44008,8334	0,0028	0,0023
Ey(RS)	6F	3,40	65781,2405	406,3819	0,0001	0,0074	53565,623	0,0028	0,0025
Ey(RS)	5F	3,40	81933,3886	557,2102	0,0001	0,0061	61192,1479	0,0027	0,0027
Ey(RS)	4F	3,40	98101,5512	713,0197	0,0001	0,0067	67188,1174	0,0025	0,0027
Ey(RS)	3F	3,40	114292,2678	852,0106	0,0001	0,0077	71701,2014	0,0021	0,0025
Ey(RS)	2F	3,40	130537,9331	954,6459	0,0001	0,0078	74682,864	0,0017	0,0022
Ey(RS)	1F	3,40	146683,214	1001,568	0,0001	0,0056	76189,9503	0,0011	0,0015
Ey(RS)	UF	2,00	0	1001,568	0	0	76189,9503	0,0003	0

Πίνακας 6-18: Συντελεστές μεταθετότητας θ_x και θ_y μετά από χωρική επαλληλία και έλεγχος

Όροφος	Ύψος ορόφου h (m)	Συντελεστής μεταθετότητας (θ_x)	Έλεγχος $\theta_x \leq 0.10$	Συντελεστής μεταθετότητας (θ_y)	Έλεγχος $\theta_y \leq 0.10$
10F	3,40	0,0045	OK	0,0047	OK
9F	3,40	0,0105	OK	0,0068	OK
8F	3,40	0,0128	OK	0,0066	OK
7F	3,40	0,0135	OK	0,0065	OK
6F	3,40	0,0128	OK	0,0062	OK
5F	3,40	0,0129	OK	0,0058	OK
4F	3,40	0,0135	OK	0,0051	OK
3F	3,40	0,0137	OK	0,0041	OK
2F	3,40	0,0124	OK	0,0032	OK
1F	3,40	0,0084	OK	0,0022	OK
UF	2,00	0,0000	OK	0,0000	OK

6.8 Έλεγχος σχετικών μετακινήσεων των ορόφων

Με τη βοήθεια του στατικού προγράμματος υπολογίστηκαν αρχικά οι μέσες μετακινήσεις, μετά από χωρική επαλληλία, του κάθε ορόφου ανά σεισμική διέγερση οι οποίες πολλαπλασιάστηκαν στη συνέχεια με το συντελεστή συμπεριφοράς $q=2.00$ προκειμένου να λάβουμε τις πραγματικές μετακινήσεις ανά διεύθυνση. Οι οριζόντιες μετακινήσεις παρουσιάζονται στους επόμενους πίνακες (Πίνακας 6-19 & Πίνακας 6-20) και είναι μικρότερες φυσικά για σεισμική διέγερση κατά Y αφού η δυσκαμψία στην ίδια διεύθυνση είναι αρκετά μεγαλύτερη λόγω της ύπαρξης μεγαλύτερων επιφανειών τοιχωμάτων.

Πίνακας 6-19: Οριζόντιες μετακινήσεις για σεισμό κατά τη διεύθυνση X

Φόρτιση	Όροφος	Στάθμη (m)	Ύψος ορόφου h (m)	Μέση μετακίνηση $d_{e,EX}$ (m)	Μέση πραγματική μετακίνηση d_{EX} (m)
Ex(RS)	Roof	34,00	0,00	0,0882	0,1764
Ex(RS)	10F	30,60	3,40	0,0796	0,1592
Ex(RS)	9F	27,20	3,40	0,0707	0,1414
Ex(RS)	8F	23,80	3,40	0,0612	0,1224
Ex(RS)	7F	20,40	3,40	0,0510	0,102
Ex(RS)	6F	17,00	3,40	0,0406	0,0812
Ex(RS)	5F	13,60	3,40	0,0301	0,0602
Ex(RS)	4F	10,20	3,40	0,0201	0,0402
Ex(RS)	3F	6,80	3,40	0,0112	0,0224
Ex(RS)	2F	3,40	3,40	0,0042	0,0084
Ex(RS)	1F	0,00	3,40	0,0002	0,0004
Ex(RS)	UF	-2,00	2,00	0,0000	0

Πίνακας 6-20: Οριζόντιες μετακινήσεις για σεισμό κατά τη διεύθυνση Y

Φόρτιση	Όροφος	Στάθμη (m)	Ύψος ορόφου h (m)	Μέση μετακίνηση $d_{e,EY}$ (m)	Μέση πραγματική μετακίνηση d_{EY} (m)
Ey(RS)	Roof	34,00	0,00	0,0296	0,0592
Ey(RS)	10F	30,60	3,40	0,0267	0,0534
Ey(RS)	9F	27,20	3,40	0,0234	0,0468
Ey(RS)	8F	23,80	3,40	0,0200	0,04
Ey(RS)	7F	20,40	3,40	0,0165	0,033
Ey(RS)	6F	17,00	3,40	0,0130	0,026
Ey(RS)	5F	13,60	3,40	0,0096	0,0192
Ey(RS)	4F	10,20	3,40	0,0065	0,013
Ey(RS)	3F	6,80	3,40	0,0038	0,0076
Ey(RS)	2F	3,40	3,40	0,0017	0,0034
Ey(RS)	1F	0,00	3,40	0,0003	0,0006
Ey(RS)	UF	-2,00	2,00	0,0000	0

Στη συνέχεια υπολογίστηκαν οι μέγιστες σχετικές μετακινήσεις των ορόφων (drift) με ιδιομορφική επαλληλία ανά διεύθυνση και τέλος με χωρική επαλληλία υπολογίστηκαν οι πιθανές ακραίες τιμές όπως δίνονται από τις παρακάτω εξισώσεις:

$$\text{extrd}_{rX}^{(i)} = \sqrt{(d_{rX,EX}^{(i)})^2 + (d_{rX,EY}^{(i)})^2} \quad \text{Εξ. 6-17}$$

$$\text{extrd}_{rY}^{(i)} = \sqrt{(d_{rY,EX}^{(i)})^2 + (d_{rY,EY}^{(i)})^2} \quad \text{Εξ. 6-18}$$

Όπου:

- $\text{extrd}_{r,j}^{(i)}$: πιθανή ακραία τιμή συντελεστή μεταθετότητας θ διεύθυνσης j και ορόφου i
- $d_{r,j}^{(i)}$: μέγιστη τιμή συντελεστή μεταθετότητας διεύθυνσης j και ορόφου i

Ο Ευρωκώδικας 8 επιδιώκει με τον έλεγχο της σχετικής μετακίνησης των ορόφων να ικανοποιήσει την απαίτηση περιορισμού βλαβών και οικονομικών απωλειών για μέσης έντασης σεισμούς (EN1998-1:2004 §4.4.3.1 (1)). Οι σεισμοί μέσης έντασης (σεισμοί λειτουργικότητας) εκδηλώνονται λίγες φορές στη συμβατική διάρκεια ζωής της κατασκευής δηλαδή έχουν μεγαλύτερη πιθανότητα εμφάνισης σε σχέση με τον σεισμό σχεδιασμού (σ.σ.: 10% πιθανότητα υπέρβασης στα 50 χρόνια ζωής). Ο έλεγχος για περιορισμό βλαβών πραγματοποιείται με χρήση του λόγου (EN1998-1:2004 §4.4.3.2 (1)):

$$\frac{\text{extrd}_{r,X}^{(i)} \cdot v}{h^{(i)}} \quad \text{Εξ. 6-19}$$

Όπου:

- $\text{extrd}_{r,j}^{(i)}$: πιθανή ακραία τιμή συντελεστή μεταθετότητας θ διεύθυνσης j και ορόφου i

- ν : συντελεστής απομείωσης που ορίζεται από το Εθνικό Προσάρτημα για να ληφθεί υπόψη η μικρότερη περίοδος επαναφοράς της σεισμικής δράσης. Για κατηγορίες σπουδαιότητας III και IV λαμβάνει τιμή 0.40 ενώ για II και I λαμβάνει 0.50.
- $h^{(i)}$: ύψος ορόφου i

Ο έλεγχος του παραπάνω λόγου γίνεται θέτοντας ως όριο της γωνιακής παραμόρφωσης του ορόφου την αντίστοιχη τιμή:

- 0.005: για ψαθυρά μη φέροντα στοιχεία συνδεδεμένα με τέτοιο τρόπο ώστε να ακολουθούν τις παραμορφώσεις του φορέα.
- 0.0075: για πλάστιμα μη φέροντα στοιχεία (τοιχοπληρώσεις)
- 0.01: αν δεν υπάρχουν μη φέροντα στοιχεία ή είναι κατάλληλα προστατευμένα με το φορέα.

Για το υπό μελέτη κτίριο, κατηγορίας σπουδαιότητας III και με τη θεώρηση ψαθυρών μη φερόντων στοιχείων (δυσμενέστερη θεώρηση), ο συντελεστής απομείωσης περιόδου επαναφοράς τέθηκε $\nu=0.40$ και το όριο της γωνιακής παραμόρφωσης ίσο με 0.005. Οι έλεγχοι των λόγων της Εξ. 6-19 παρουσιάζονται παρακάτω.

Πίνακας 6-21: Έλεγχος περιορισμού βλαβών για σεισμό κατά X

Όροφος	Στάθμη (m)	Ύψος ορόφου h (m)	Όριο γωνιακής παραμόρφωσης	Μέγιστη σχετική μετακίνηση όλων των κατακόρυφων στοιχείων				
				Κόμβος	$d_{r,EX}$ (m)	Τροποποιημένο $d_{r,EX}$ (m)	Λόγος Εξ. 6-19	Έλεγχος
10F	30,60	3,40	0,005	1492	0,0086	0,0069	0,002	OK
9F	27,20	3,40	0,005	1403	0,009	0,0072	0,0021	OK
8F	23,80	3,40	0,005	1272	0,0097	0,0078	0,0023	OK
7F	20,40	3,40	0,005	1141	0,0103	0,0082	0,0024	OK
6F	17,00	3,40	0,005	1010	0,0106	0,0085	0,0025	OK
5F	13,60	3,40	0,005	879	0,0105	0,0084	0,0025	OK
4F	10,20	3,40	0,005	748	0,0100	0,008	0,0024	OK
3F	6,80	3,40	0,005	617	0,0089	0,0071	0,0021	OK
2F	3,40	3,40	0,005	146	0,007	0,0056	0,0016	OK
1F	0,00	3,40	0,005	453	0,0043	0,0034	0,001	OK
UF	-2,00	2,00	0,005	-	-	-	-	-

Πίνακας 6-22: Έλεγχος περιορισμού βλαβών για σεισμό κατά Y

Όροφος	Στάθμη (m)	Ύψος ορόφου h (m)	Όριο γωνιακής παραμόρφωσης	Μέγιστη σχετική μετακίνηση όλων των κατακόρυφων στοιχείων				
				Κόμβος	$d_{r,EY}$ (m)	Τροποποιημένο $d_{r,EY}$ (m)	Λόγος Εξ. 6-19	Έλεγχος
10F	30,60	3,40	0,005	1569	0,003	0,0024	0,0007	OK
9F	27,20	3,40	0,005	1438	0,0033	0,0027	0,0008	OK
8F	23,80	3,40	0,005	1307	0,0035	0,0028	0,0008	OK
7F	20,40	3,40	0,005	1176	0,0036	0,0029	0,0008	OK
6F	17,00	3,40	0,005	1045	0,0036	0,0029	0,0008	OK
5F	13,60	3,40	0,005	914	0,0034	0,0027	0,0008	OK
4F	10,20	3,40	0,005	781	0,0032	0,0025	0,0007	OK
3F	6,80	3,40	0,005	650	0,0027	0,0022	0,0006	OK
2F	3,40	3,40	0,005	309	0,0021	0,0017	0,0005	OK
1F	0,00	3,40	0,005	509	0,0017	0,0013	0,0004	OK
UF	-2,00	2,00	0,005	-	-	-	-	-

Ο έλεγχος σχετικών μετακινήσεων ικανοποιείται σε όλους τους ορόφους και για κάθε διεύθυνση σύμφωνα με τα παραπάνω επομένως επιτυγχάνεται ο περιορισμός βλαβών για σεισμούς μεσαίας έντασης.

7. Διαστασιολόγηση Δομικών Μελών

Ο φέρων οργανισμός του κτιρίου με tunnel form απαρτίζεται από πλάκες, τοιχώματα πάνω από τη βάση, δοκούς, περιμετρικά τοιχώματα υπογείου και την πλάκα θεμελίωσης (γενική κοιτόστρωση). Η διαστασιολόγηση όλων των μελών καθορίζεται από τους κανονισμούς ΕΚ2 και ΕΚ8 που παρέχουν διατάξεις όπλισης και κατασκευαστικές λεπτομέρειες ανάλογα το δομικό στοιχείο.

7.1 Διαστασιολόγηση πλακών

Η διαστασιολόγηση των πλακών πραγματοποιήθηκε στο ξεχωριστό προσομοίωμα πλακών που δημιουργήθηκε (§4.2.1) για τα κατακόρυφα μόνιμα και κινητά φορτία. Η χρήση επιφανειακών πεπερασμένων στοιχείων στο προσομοίωμα, έδωσε ακριβή εικόνα των τάσεων και των παραμορφώσεων των πλακών του 9^{ου} ορόφου για την ορθή διαστασιολόγηση και τον έλεγχο τους βάσει των κανονιστικών διατάξεων.

7.1.1 Επικάλυψη πλακών

Το πρώτο στάδιο διαστασιολόγησης των πλακών αποτελεί η εύρεση της επικάλυψης τους. Η κατηγορία έκθεσης του κτιρίου θεωρήθηκε XS1 (σ.σ.: διάβρωση χάλυβα οφειλόμενη σε θαλασσινό νερό) δηλαδή εκτεθειμένο σε άλατα θαλάσσης αερομεταφερόμενα αλλά χωρίς άμεση επαφή με το θαλασσινό νερό καθώς το κτίριο βρίσκεται σε παραθαλάσσιο μέρος. Η ελάχιστη χαρακτηριστική αντοχή του σκυροδέματος για X0 και XS1 είναι 30 MPa όπως φαίνεται και στον παρακάτω πίνακα (Πίνακας 7-1), που ικανοποιείται φυσικά εφόσον έχει επιλεγεί LC30/33 με $f_{ck}=30\text{MPa}$.

Πίνακας 7-1: Ελάχιστη χαρακτηριστική αντοχή σκυροδέματος συναρτήσει της κατηγορίας περιβαλλοντικής έκθεσης, (EN1992-1-1:2004, Table E.1N)

Κατηγορία περιβαλλοντικών συνθηκών	Διάβρωση χάλυβα οφειλόμενη σε:									
	Ενανθράκωση				Χλωρίδια			Θαλασσινό νερό		
f_{ck} (MPa)	XC1	XC2	XC3	XC4	XD1	XD2	XD3	XS1	XS2	XS3
	20	25	30	30	30	30	35	30	35	35
Κατηγορία περιβαλλοντικών συνθηκών	Βλάβες στο σκυρόδεμα:									
	Κανένας κίνδυνος	Προσβολή από ψύξη/απόψυξη				Χημική προσβολή				
f_{ck} (MPa)	X0	XF1	XF2	XF3	XF4	XA1	XA2	XA3		
	12	30	25	30	30	30	30	35		

Η ονομαστική επικάλυψη c_{nom} του διαμήκους οπλισμού των πλακών δίνεται από την σχέση (EN1992-1-1:2004, §4.4.1.1 (1)):

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} \quad \text{Εξ. 7-1}$$

Όπου:

- c_{min} : η ελάχιστη επικάλυψη για προστασία του οπλισμού έναντι πυρκαγιάς, για ανθεκτικότητα αλλά και ασφαλή μεταφορά των δυνάμεων συνάφειας (§4.4.1.2 (1)P).

- Δc_{dev} : απόκλιση η οποία λαμβάνει συνήθως την τιμή 10 mm εκτός αν υπάρχουν ακριβείς μετρήσεις (§4.4.1.3 (3)P).

Η ελάχιστη επικάλυψη c_{min} πρέπει να ανταποκρίνεται στις περιβαλλοντικές συνθήκες και στις συνθήκες συνάφειας γι' αυτό ορίζεται στον ΕΚ2 ως η μέγιστη τιμή μεταξύ άλλων (EN1992-1-1:2004, §4.4.1.2 (2)P):

$$c_{min} = \max\{c_{min,b}; c_{min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}; 10 \text{ mm}\} \quad \text{Εξ. 7-2}$$

Όπου:

- $c_{min,b}$: ελάχιστη επικάλυψη λόγω συνάφειας (§4.4.1.2 (3)). Για την ασφαλή μεταφορά των δυνάμεων συνάφειας η ελάχιστη επικάλυψη λόγω συνάφειας ορίζεται στον κανονισμό σύμφωνα με τον παρακάτω πίνακα:

Πίνακας 7-2: Ελάχιστη επικάλυψη $c_{min,b}$, (EN1992-1-1:2004, Table 4.2)

Διάταξη ράβδων	Ελάχιστη επικάλυψη $c_{min,b}$ *
Μεμονωμένες ράβδοι	Διάμετρος ράβδου, Φ
Δέσμη ράβδων	Ισοδύναμη διάμετρος Φ_n
*Αν η ονομαστική διάμετρος των αδρανών είναι μεγαλύτερη από 32 mm, το $c_{min,b}$ πρέπει να προσαυξηθεί κατά 5 mm	

- $c_{min,dur}$: ελάχιστη επικάλυψη λόγω ανθεκτικότητας (§4.4.1.2 (5)). Η τιμή της καθορίζεται από την διάρκεια ζωής του έργου, την κατηγορία σκυροδέματος, το είδος του δομικού στοιχείου (πλάκα ή άλλο) και τον έλεγχο διασφάλισης ποιότητας κατασκευής (Πίνακας 7-4). Ως συνιστώμενη κατασκευαστική κατηγορία θεωρείται η S4 και με βάση τα προαναφερθέντα κριτήρια γίνεται προσαύξηση ή μείωση αυτής όπως φαίνεται στον παρακάτω πίνακα (Πίνακας 7-3) του κανονισμού:

Πίνακας 7-3: Συνιστώμενη κατηγοριοποίηση κατασκευής, (EN1992-1-1:2004, Table 4.3N)

Κριτήριο	Κατηγορία έκθεσης σύμφωνα με τον Πίνακα 7-1										
	X0	XC1	XC2	XC3	XC4	XD1	XD2	XS1	XD3	XS2	XS3
Κατηγορία αντοχής/ Ελάχιστη τιμή f_{ck}	30	30	35	35	40	40	40	40	45	45	45
Χρόνος σχεδιασμού 100 χρόνια	Μείωση κατηγορίας κατασκευής κατά 1										
Δομικό στοιχείο με γεωμετρία πλάκας	Μείωση κατηγορίας κατασκευής κατά 2										
Διασφάλιση ειδικού ελέγχου ποιότητας κατασκευής	Μείωση κατηγορίας κατασκευής κατά 1										

Πίνακας 7-4: Απαιτούμενη ελάχιστη επικάλυψη, $c_{min,dur}$, από άποψη ανθεκτικότητας για ράβδους οπλισμού (μη προεντεταμένες) σιδηροπαγούς σκυροδέματος

Κατηγορία Κατασκευής	Κατηγορία έκθεσης σύμφωνα με τον Πίνακα 7-1										
	X0	XC1	XC2	XC3	XC4	XD1	XS1	XD2	XS2	XD3	XS3
S1	10	10	10	10	15	20	20	25	25	30	30
S2	10	10	15	15	20	25	25	30	30	35	35
S3	10	10	20	20	25	30	30	35	35	40	40
S4	10	15	25	25	30	35	35	40	40	45	45
S5	15	20	30	30	35	40	40	45	45	50	50
S6	20	25	35	35	40	45	45	50	50	55	55

- $\Delta c_{dur,\gamma}$: προσαύξηση της επικάλυψης για λόγους ασφάλειας (§4.4.1.2 (6)). Συνιστώμενη τιμή θεωρείται σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα $\Delta c_{dur,\gamma} = 0$ mm.
- $\Delta c_{dur,st}$: μείωση της επικάλυψης αν λαμβάνονται ειδικά μέτρα προστασίας του οπλισμού ή ανοξείδωτος χάλυβας. Συνιστώμενη τιμή σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα θεωρείται $\Delta c_{dur,st} = 0$ mm.
- $\Delta c_{dur,add}$: μείωση της επικάλυψης αν λαμβάνονται ειδικά μέτρα προστασίας του σκυροδέματος (π.χ. επένδυση). Συνιστώμενη τιμή σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα θεωρείται $\Delta c_{dur,add} = 0$ mm.

Σύμφωνα με όλες τις παραπάνω διατάξεις του ΕΚ2, για το υπό μελέτη κτίριο, με πλάκες από σκυρόδεμα κατηγορίας LC30/33, μέγιστη ονομαστική διάμετρο ελαφροαδρανών $d_{agg,19}$ 19 mm, κατηγορία κατασκευής S3 (δομικό στοιχείο με γεωμετρία πλάκας), διάμετρο όπλισης $\Phi 14$ και κατηγορία έκθεσης XS1, η ονομαστική επικάλυψη του διαμήκους οπλισμού υπολογίστηκε μέσω των Εξ. 7-1 και Εξ. 7-1 σε $c_{nom} = 45$ mm. Στην τιμή της ονομαστικής επικάλυψης έχουν προστεθεί και 5 mm λόγω χρήσης ελαφροσκυροδέματος (EN1992-1-1:2004, §11.4.1 (1)).

7.1.2 Όπλιση πλακών σε Ο.Κ.Α

Η όπλιση των πλακών έγινε ανά ομάδες για λόγους τυποποίησης (Εικ. 4-10). Επιλέχθηκαν σε κάθε ομάδα πλακών η δυσμενέστερη όπλιση για όλες τις υπόλοιπες πλάκες. Η όπλιση αυτή ισχύει για όλες τις πλάκες των ορόφων πάνω από το ισόγειο, αφού οι πλάκες του 9^{ου} ορόφου φέρουν μεγαλύτερο κινητό φορτίο (5 kN/m^2) σε σχέση με τους ενδιάμεσους ορόφους, άρα είναι και η δυσμενέστερη περίπτωση.

Η όπλιση έγινε για τον συνδυασμό της Οριακής Κατάστασης Αστοχίας με εύρεση αρχικά της ανηγμένης ροπής μ (Εξ. 7-3) του μηχανικού ποσοστού οπλισμού ω (Εξ. 7-4) και του απαιτούμενου οπλισμού $A_{S_{απαιτ}}$ (Εξ. 7-5).

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} \quad \text{Εξ. 7-3}$$

$$\omega = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu} \quad \text{Εξ. 7-4}$$

$$A_{S_{απαιτ.}} = \omega \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \quad \text{Εξ. 7-5}$$

Όπου:

- M_{Ed} : δρώσα ροπή.
- b : πλάτος εφελκόμενης ζώνης που στις πλάκες λαμβάνεται ίσο με 1m.
- d : στατικό ύψος πλάκας.
- f_{cd} : αντοχή σχεδιασμού σκυροδέματος.
- f_{yd} : αντοχή σχεδιασμού χάλυβα οπλισμού.

Για τις συμπαγείς πλάκες ο ΕΚ2 θέτει γεωμετρικές απαιτήσεις σχετικά με το μέγιστο $A_{S_{max}}$ και ελάχιστο εμβαδό οπλισμού $A_{S_{min}}$ και των αποστάσεων μεταξύ των οπλισμών $s_{max,slab}$ (EN1992-1-1:2004, §9.3.1.1).

$$A_{S_{min}} = \max \left\{ \left[0.26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b \cdot d \right]; 0.0013 \cdot b \cdot d \right\} \quad \text{Εξ. 7-6}$$

$$A_{S_{max}} = 0.04 \cdot A_c \quad \text{Εξ. 7-7}$$

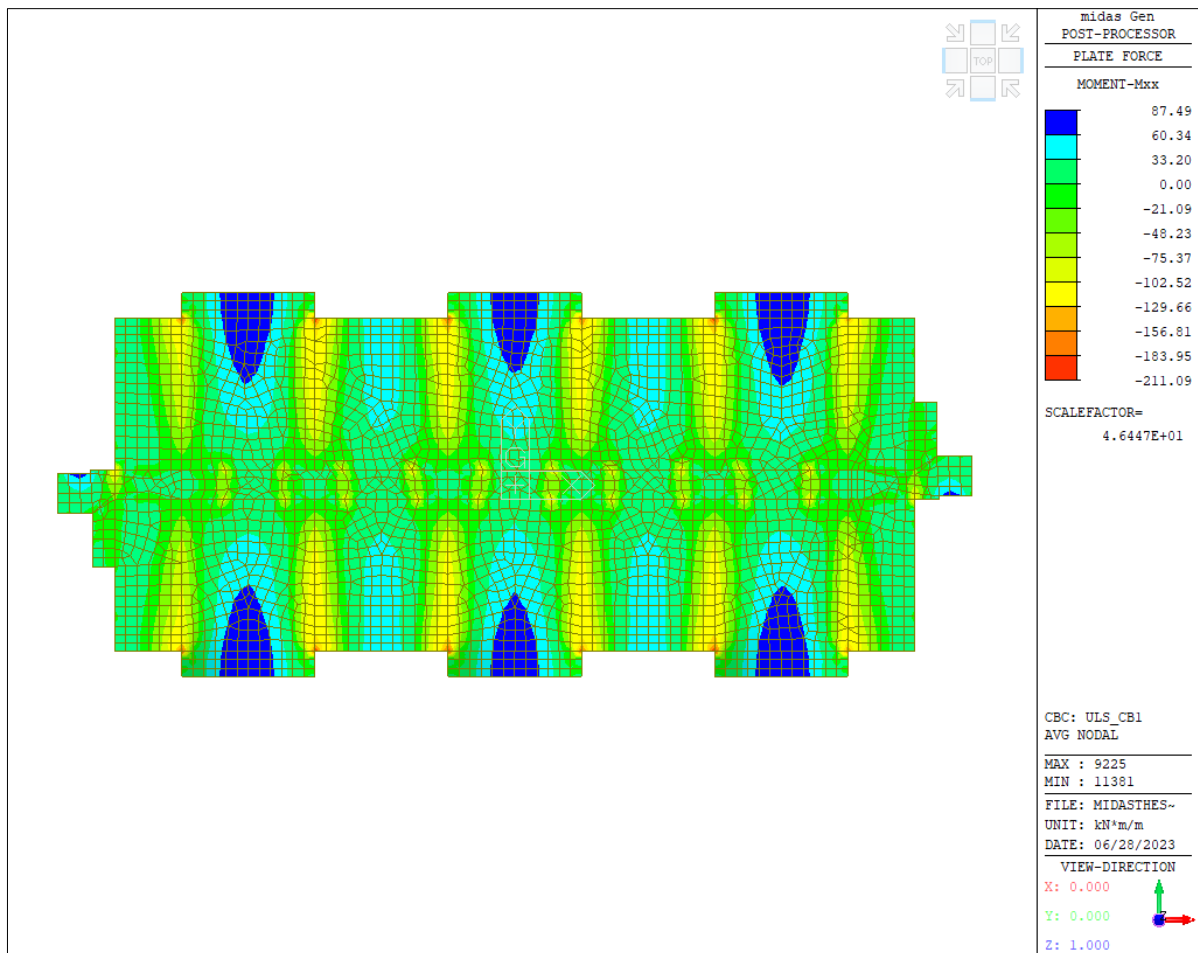
$$A_{s_{sec.}} = 0.2 \cdot A_{s_{main}} \quad \text{Εξ. 7-8}$$

$$s_{max,slab} = \begin{cases} \min(3 \cdot h ; 400 \text{ mm}), \text{ για κύριο σπλισμό}^{10} \\ \min(2 \cdot h ; 250 \text{ mm}), \text{ για κύριο σπλισμό}^{11} \\ \min(3.5 \cdot h ; 450 \text{ mm}), \text{ για δευτερεύοντα σπλισμό}^{10} \\ \min(3 \cdot h ; 400 \text{ mm}), \text{ για δευτερεύοντα σπλισμό}^{11} \end{cases} \quad \text{Εξ. 7-9}$$

Όπου:

- b: πλάτος εφελκόμενης ζώνης που στις πλάκες λαμβάνεται ίσο με 1m.
- d: στατικό ύψος πλάκας.
- H: ύψος πλάκας
- f_{yk} : χαρακτηριστική αντοχή χάλυβα σπλισμού
- f_{ctm} : μέση εφελκυστική αντοχή σκυροδέματος
- A_c : επιφάνεια ισοδύναμης διατομής σκυροδέματος

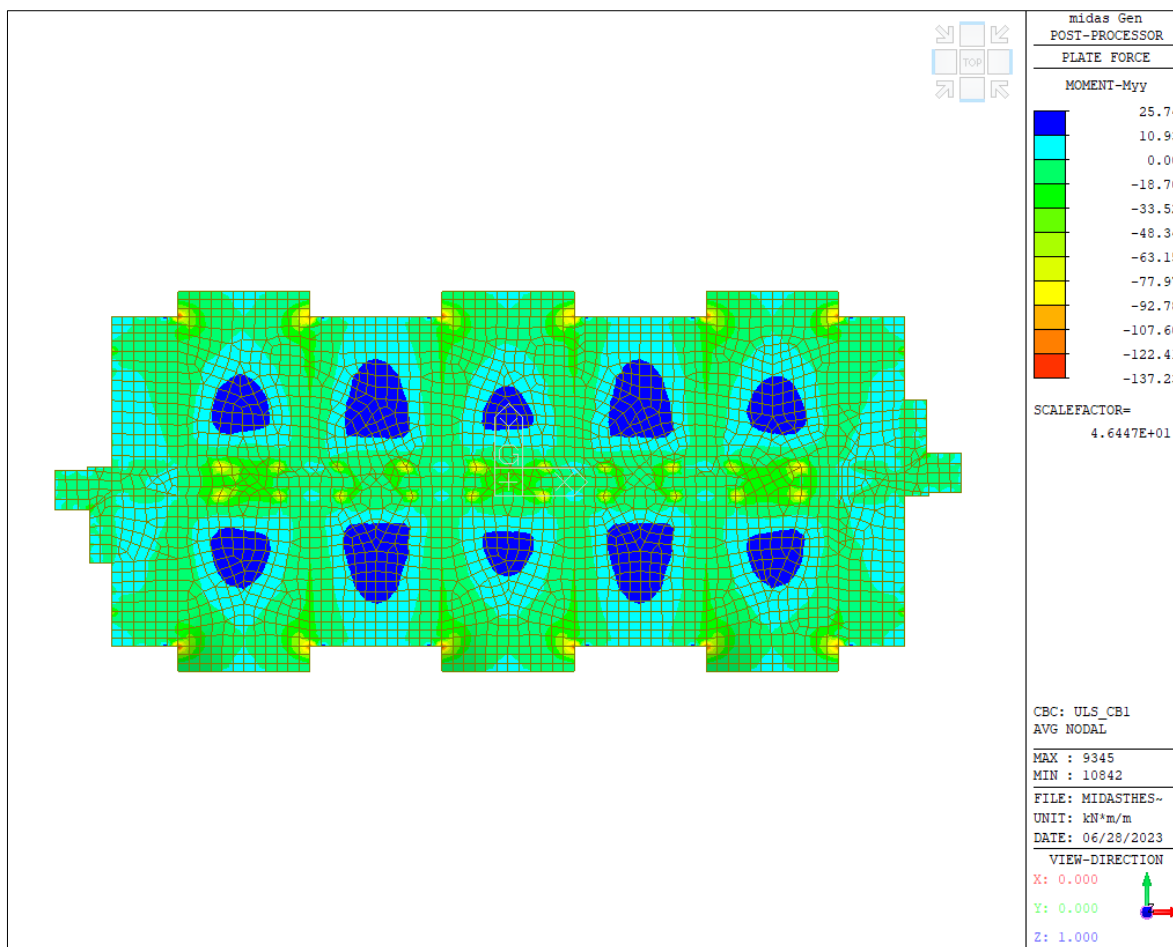
Οι δράσεις ροπές του συνδυασμού ΟΚΑ για τις οποίες έγινε η διαστασιολόγηση, παρουσιάζονται στις επόμενες εικόνες.



Εικ. 7-1: Ροπές M_{xx} (kNm/m) συνδυασμού 1.35G+1.50Q για τις πλάκες, (midas Gen)

¹⁰ Γενική διάταξη σπλισμού πλάκας

¹¹ Για περιοχές συγκεντρωμένων φορτίων ή μεγίστων ροπών



Εικ. 7-2: Ροπές M_{yy} (kNm/m) συνδυασμού 1.35G+1.50Q για τις πλάκες, (midas Gen)

Ο απαιτούμενος οπλισμός για κάθε ομάδα πλακών υπολογίστηκε σύμφωνα με τις σχέσεις Εξ. 7-3, Εξ. 7-4 και Εξ. 7-5. Τα αποτελέσματα παρουσιάζονται συνοπτικά στον παρακάτω πίνακα (Πίνακας 7-5).

Πίνακας 7-5: Απαιτούμενος οπλισμός για τις πλάκες

Ομάδα πλάκων	Διαστάσεις	Εμβαδό A (m ²)	Πάχος h (m)	Διεύθυνση	Ακραίες τιμές Ροπών για ULS	Ανηγγεμένη ροπή μ	Μηχανικό ποσοστό οπλισμού ω	Απαιτούμενος οπλισμός A _S απαιτ. (cm ² /m)
	L _x x L _y (m)				M (kNm/m)			
Π1	9.10m x 2.00m	14,96	0,20	X _{top}	-42,8	0,112	0,119	6,97
				X _{bot}	27,1	0,071	0,074	4,31
				Y _{top}	-42	0,110	0,117	6,83
				Y _{bot}	-	0,000	0,000	0,000
Π2	4.60m x 8.70m	44,08	0,20	X _{top}	-92	0,241	0,280	16,39
				X _{bot}	14,3	0,037	0,038	2,23
				Y _{top}	-18,6	0,049	0,050	2,92
				Y _{bot}	10	0,026	0,026	1,55
Π3	9.10m x 12.10m	91,31	0,20	X _{top}	-120	0,314	0,390	22,84
				X _{bot}	83	0,217	0,248	14,51
				Y _{top}	-31	0,081	0,085	4,96
				Y _{bot}	18	0,047	0,048	2,83
Π4	9.10m x 10.40m	106,32	0,20	X _{top}	-120	0,314	0,390	22,84
				X _{bot}	53	0,139	0,150	8,78
				Y _{top}	-16,2	0,042	0,043	2,54
				Y _{bot}	20,3	0,053	0,055	3,20

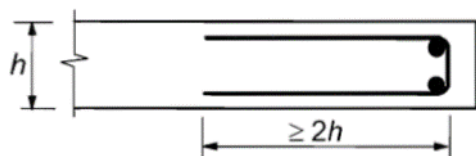
Το πάχος πλακών είναι παντού ίδιο και ίσο με $h=0.20$ m ενώ η εξεταζόμενη λωρίδα είναι ίση με $b=1.00$ m επομένως το ελάχιστο εμβαδό οπλισμού $A_{s_{min}}$ και το μέγιστο $A_{s_{max}}$ είναι ίδια για όλες τις πλάκες. Εφαρμόζοντας τις σχέσεις Εξ. 7-6 και Εξ. 7-7 καταλήξαμε σε $A_{s_{min}}=2.26$ cm²/m και $A_{s_{max}}=80$ cm²/m. Ο τελικός τοποθετούμενος οπλισμός ανά ομάδα πλακών παρουσιάζεται παρακάτω συγκεντρωτικά (Πίνακας 7-6).

Πίνακας 7-6: Τοποθετούμενος οπλισμός ανά ομάδα πλακών

Αριθμός	Διεύθυνση	Απαιτ. οπλισμός	Δευτερεύον οπλισμός ($L_x/L_y > 2$)	Μέγιστη απόσταση οπλισμού	Τοποθ. οπλισμός	Εμβαδό τοποθ. οπλισμού
		$A_{s_{απαιτ.}}$ (cm ² /m)	$A_{s_{secondary}}$ (cm ² /m)	$s_{max,slab}$ (cm)		$A_{s_{τοπ.}}$ (cm ² /m)
Π1	Xtop	6,974	1,367	40	Φ10/30 + Φ10/10	10,47
	Xbot	4,312	0	40	Φ10/15	5,24
	Ytop	6,835	-	25	Φ10/10	7,85
	Ybot	0,000	-	25	Φ10/25	3,14
Π2	Xtop	16,391	-	25	Φ8/40 + Φ14/10	16,65
	Xbot	2,234	-	25	Φ8/20	2,51
	Ytop	2,923	-	25	Φ8/15	3,35
	Ybot	1,553	-	25	Φ8/20	2,51
Π3	Xtop	22,841	-	25	Φ14/10 + Φ14/20	23,09
	Xbot	14,518	-	25	Φ14/10	15,39
	Ytop	4,961	-	25	Φ10/10	7,85
	Ybot	2,827	-	25	Φ10/20	3,93
Π4	Xtop	22,841	-	25	Φ14/10 + Φ12/24 + Φ14/20	27,8
	Xbot	8,780	-	25	Φ12/12	15,39
	Ytop	2,538	-	25	Φ10/10	7,85
	Ybot	3,198	-	25	Φ10/20	3,93

Στους προηγούμενους πίνακες δεν παρουσιάζεται η ομάδα πλακών Π5 που βρίσκεται στα κλιμακοστάσια. Λόγω του ακανόνιστου σχήματος της καθώς και των μικρών σχετικά τιμών των ροπών της, η ομάδα αυτή επιλέχθηκε να οπλιστεί με κομμάτια πλέγματος T257 διαστάσεων 5.00 m X 2.15 m άνω και κάτω. Επιπλέον, προστέθηκαν και Φ12/8 στις παρειές έδρασης των προκατασκευασμένων κλιμάκων.

Ο ΕΚ2 εκτός των παραπάνω διατάξεων όπλισης, περιλαμβάνει και πρόσθετους οπλισμούς για συγκεκριμένες λεπτομέρειες πλακών. Συγκεκριμένα, στις «ελεύθερα στρεπτές» στηρίξεις ο άνω οπλισμός τους θα πρέπει να κάμπτεται με γωνία 45° προς τα κάτω στο 20% του ανοίγματος L ενώ σε συνεχείς πλάκες να επεκτείνεται στο 25% του ανοίγματος L (EN1992-1-1:2004, §9.3.1.2). Στα ελεύθερα άκρα (δηλ. στους προβόλους) απαιτείται οπλισμός τύπου «φουρκέτα» που εξασφαλίζεται στη θέση της με δύο ράβδους Φ8 στις γωνίες της.



Εικ. 7-3: Λεπτομέρεια όπλισης ελεύθερων άκρων, (EN1992-1-1:2004, §9.3.1.2).



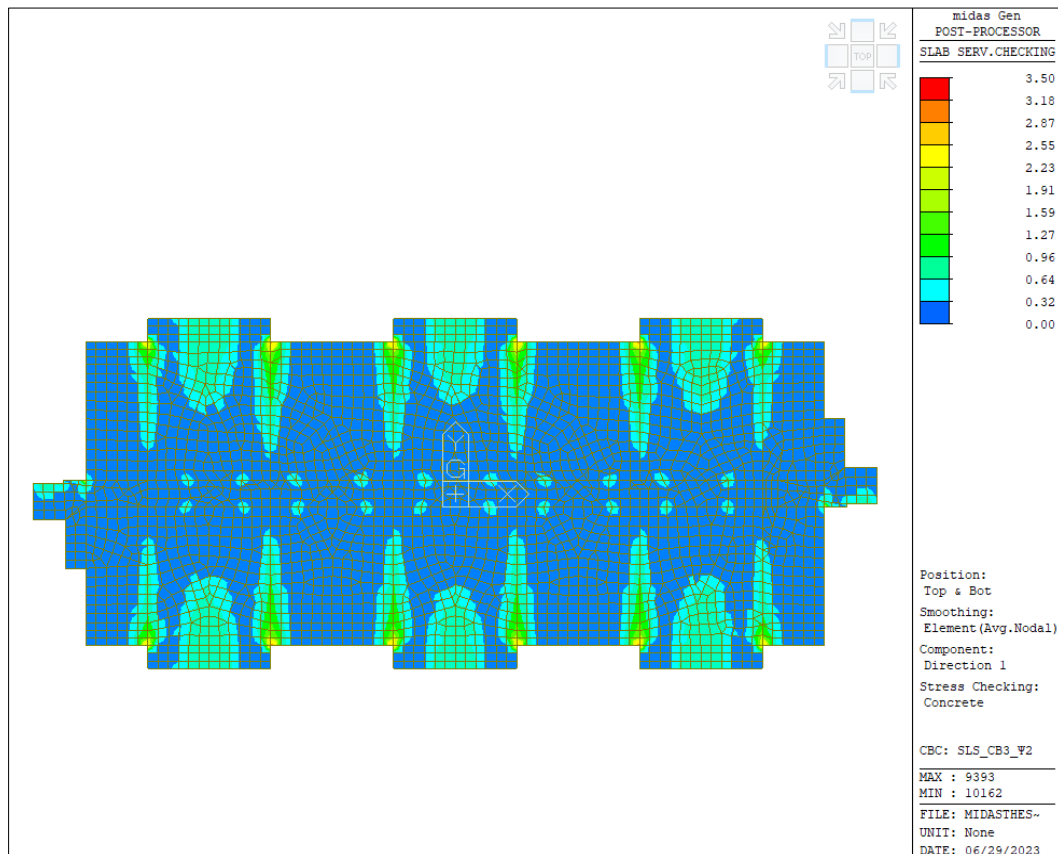
Εικ. 7-4: Φουρκέτα και ράβδοι συγκράτησης, (Κωνσταντινίδης, 2008)

Οι οπλισμοί, οι διαστάσεις και τυχόν πρόσθετες λεπτομέρειες παρουσιάζονται αναλυτικά στον ξυλότυπο στο Παράρτημα Σχεδίων. Να σημειωθεί ότι για όλους τους ορόφους ισχύουν οι ίδιοι οπλισμοί με εξαίρεση τις πλάκες του ισογείου οι οποίες εδράζονται πάνω σε σκύρα (radier) επομένως υπάρχει ενιαία επιφάνεια φόρτισης. Για τον λόγο αυτό οι πλάκες του ισογείου οπλίστηκαν ενιαία με κομμάτια πλέγματος T196 διαστάσεων 5.00 m X 2.15 m άνω και κάτω.

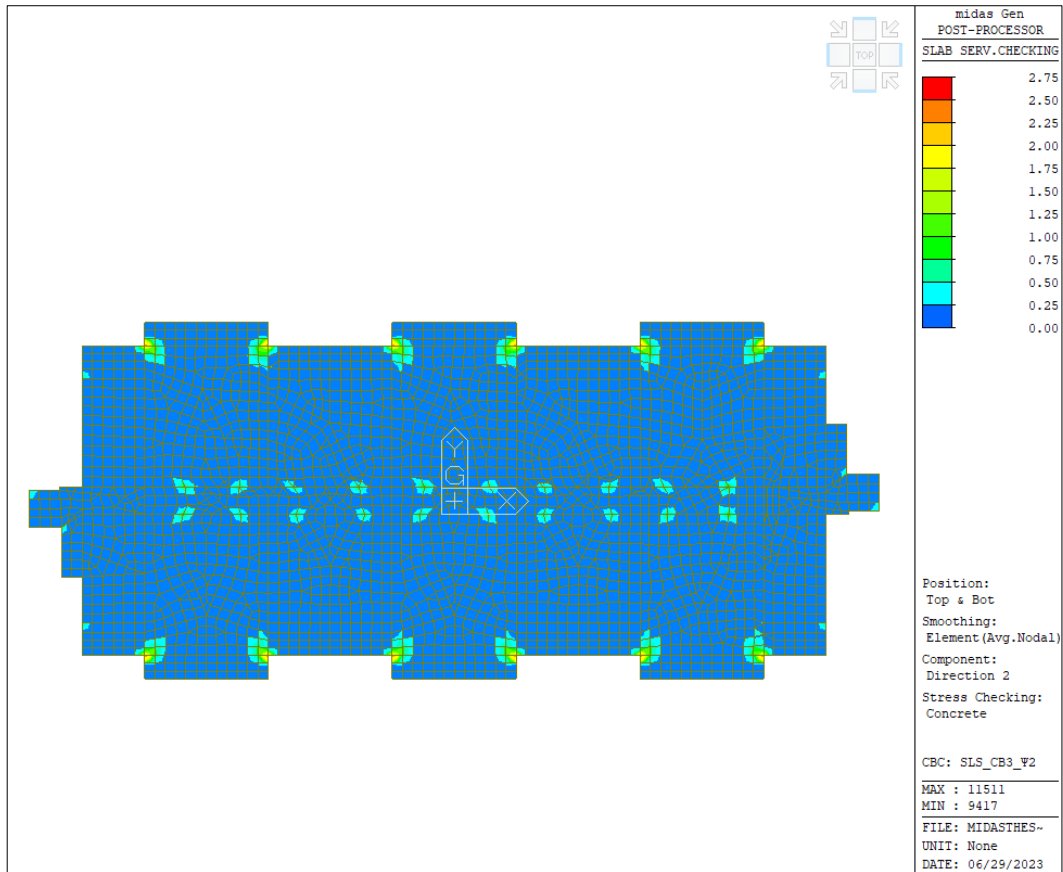
7.1.3 Έλεγχοι Ο.Κ.Λ.

Οι έλεγχοι σε Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας αφορούν τα βέλη παραμόρφωσης, τις ρηγματώσεις και γενικότερα τις αναπτυσσόμενες τάσεις στις πλάκες. Υπενθυμίζεται ότι τα βέλη παραμόρφωσης εξετάστηκαν στην §4.2.2 και ικανοποιούνται τα όρια L/250 και L/500 που θέτει ο κανονισμός ΕΚ2. Σε αυτήν την παράγραφο παρουσιάζεται ο έλεγχος τάσεων και ρηγματώσης του σκυροδέματος στις περιοχές του εφελκυσμού.

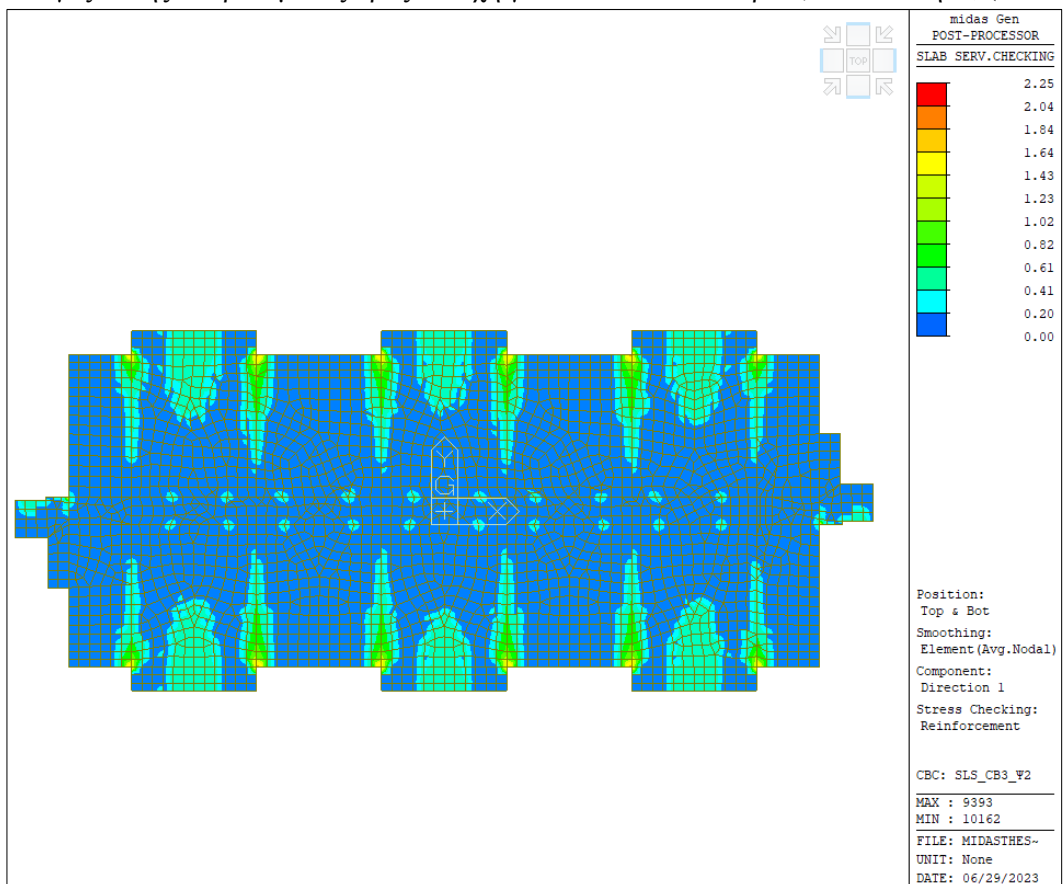
Οι τάσεις στο σκυρόδεμα εμφανίζονται ιδιαίτερα μεγάλες στις περιοχές ένωσης των τοιχωμάτων με τις πλάκες. Το φαινόμενο αυτό είναι φυσιολογικό ειδικά στα κτίρια με tunnel form που υπάρχουν αποκλειστικά τοιχώματα και πλάκες (Balkaya & Kalkan, 2004). Οι τάσεις στο σκυρόδεμα όσο και στον χάλυβα οπλισμού παρουσιάζονται στις επόμενες εικόνες για τον οιονεί-μόνιμο συνδυασμό. Να σημειωθεί ότι το ποσοστό άνω του 1.00 (δηλ. 100%) δεν συνεπάγεται απαραίτητα ότι θα υπάρξει πρόβλημα στο σκυρόδεμα ή στον χάλυβα καθώς η υψηλή συγκέντρωση τάσεων συμβαίνει σε μικρές διαστάσεις των επιφανειακών πεπερασμένων στοιχείων που μπορεί να αμεληθεί εφόσον στο κύριο σώμα των πλακών ο λόγος ικανοποίησης είναι κάτω του 1.00.



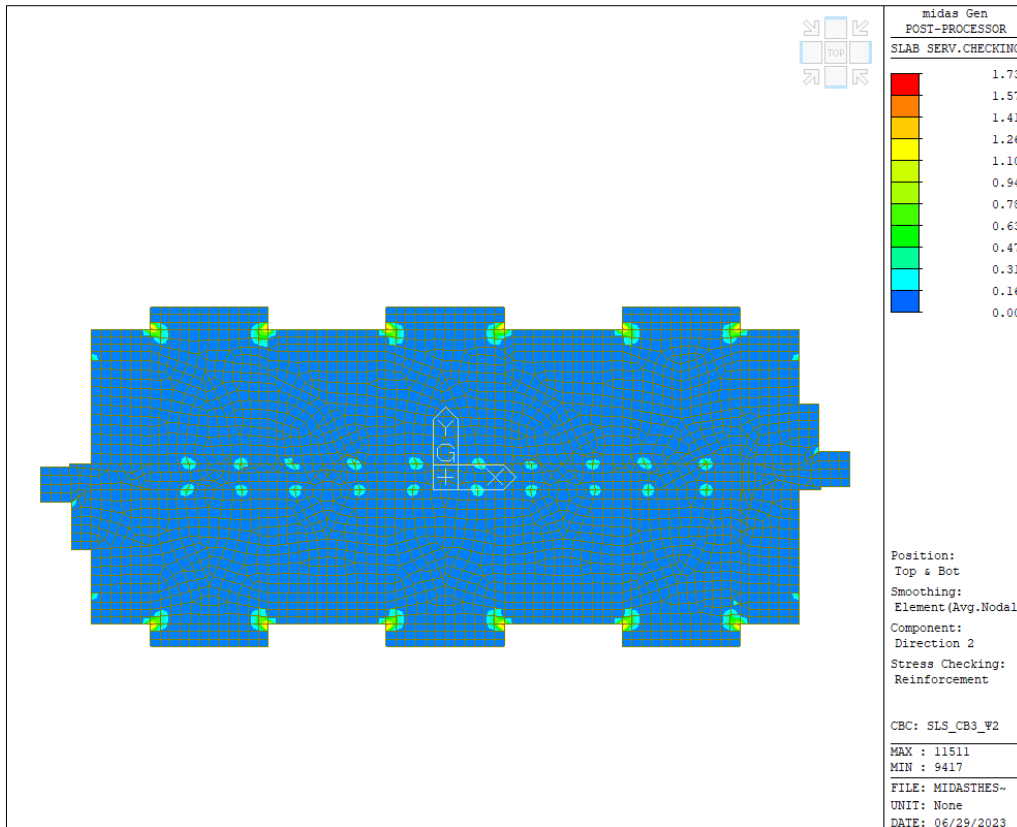
Εικ. 7-5: Λόγος τάσης σκυροδέματος προς αντοχή για άνω και κάτω παρειά, Διεύθυνση Y, (midas Gen)



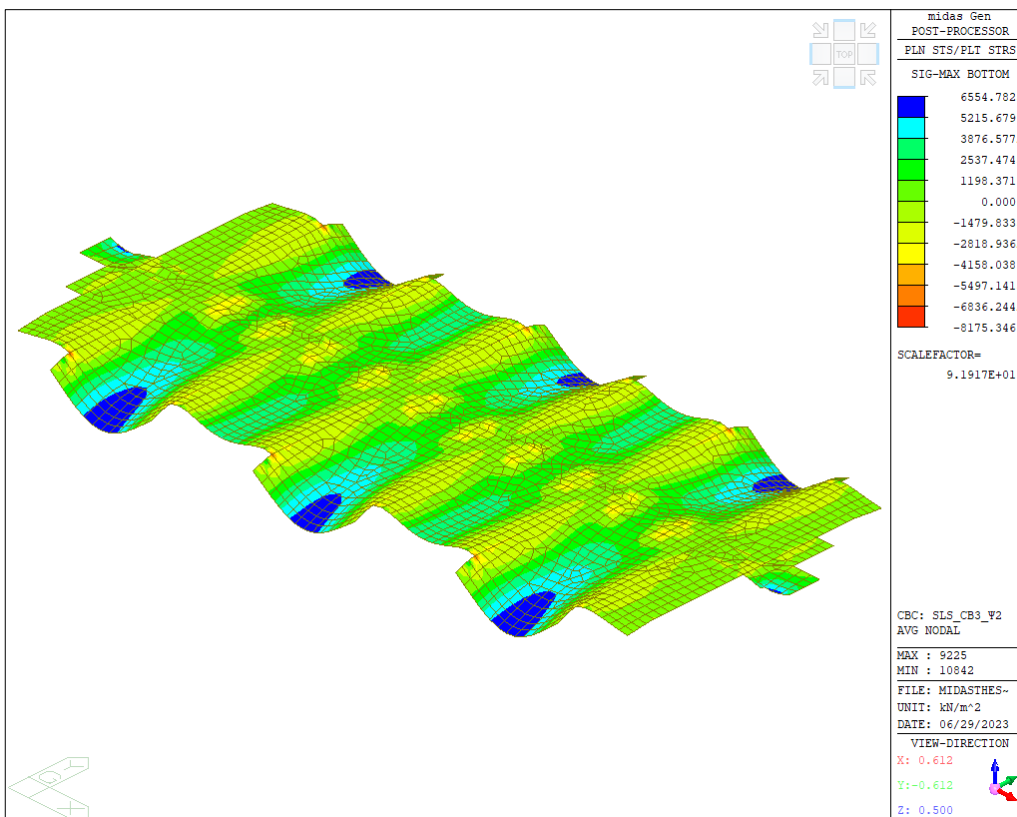
Εικ. 7-6: Λόγος τάσης σκυροδέματος προς αντοχή για άνω και κάτω παρειά, Διεύθυνση X, (midas Gen)



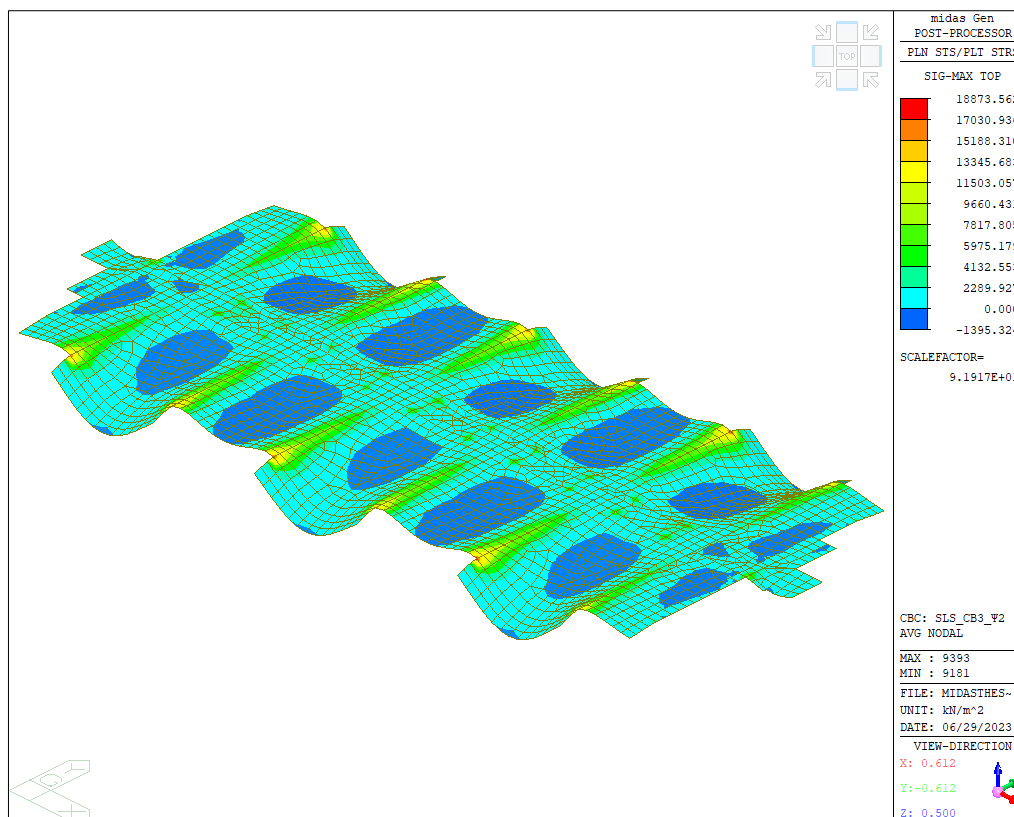
Εικ. 7-7: Λόγος τάσης χάλυβα προς αντοχή για άνω και κάτω παρειά, Διεύθυνση X, (midas Gen)



Εικ. 7-8: Λόγος τάσης χάλυβα προς αντοχή για άνω και κάτω παρειά, Διεύθυνση Y, (midas Gen)



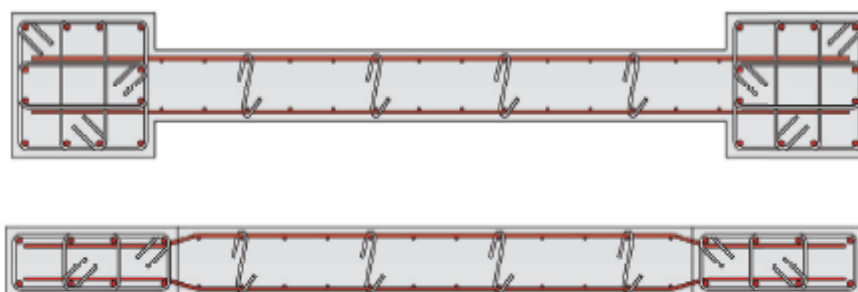
Εικ. 7-9: Μέγιστες τάσεις στην κάτω επιφάνεια των πλακών, (midas Gen)



Εικ. 7-10: Μέγιστες τάσεις στην άνω επιφάνεια των πλακών, (midas Gen)

7.2 Διαστασιολόγηση τοιχωμάτων

Τα κτίρια που κατασκευάζονται με τη μέθοδο Tunnel Form αποτελούνται κατ' εξοχήν από τοιχώματα ενώ απουσιάζουν παντελώς τα υποστυλώματα. Η κύρια λειτουργία των τοιχωμάτων είναι η καμπτική και διατμητική αντίσταση έναντι των οριζόντιων σεισμικών δυνάμεων που καταπονούν την κατασκευή, ενώ παράλληλα περιορίζουν και τις οριζόντιες παραμορφώσεις του σκελετού. Η καμπτική αντίσταση εξασφαλίζεται από την διάταξη κατακόρυφου και καλά περισφιγμένου οπλισμού στις ακραίες περιοχές του τοιχώματος, είτε σε εμφανείς διαπλατύνσεις του είτε σε εσωτερικά διαμορφωμένα «κρυφοϋποστυλώματα» (Εικ. 7-11), ενώ η διατμητική αντίσταση μέσω του κατακόρυφου και οριζόντιου οπλισμού στον κορμό του τοιχώματος.



Εικ. 7-11: Τοίχωμα με διαπλατύνσεις στα άκρα του (άνω) και με «κρυφοϋποστυλώματα» (κάτω), (Κωνσταντινίδης, 2008)

Οι μειωμένες οριζόντιες μετακινήσεις λόγω της μεγάλης δυσκαμψίας των τοιχωμάτων, ελαχιστοποιούν τις βλάβες στα μη φέροντα στοιχεία αλλά και δημιουργούν το αίσθημα ασφάλειας στους ενοίκους των κτιρίων. Επιπλέον, η αυξημένη δυστημσία και δυσκαμψία έναντι των αντίστοιχων πλαισιακών συστημάτων, μειώνει τα φαινόμενα 2^{ας} τάξεως (P-δ) και τα τοπικά προβλήματα από την ύπαρξη τοιχοπληρώσεων, η οποία μάλιστα δεν λαμβάνεται υπόψη στην ανάλυση στα συστήματα τοιχωμάτων (EN1998-1:2004 §4.3.6.1 (4)).

Σύμφωνα με το EN1998-1:2004 §5.1.2 (1) και EN1992-1-1:2004 §9.6.1 (1) ως τοίχωμα θεωρείται ένα κατακόρυφο στοιχείο του φέροντος οργανισμού από οπλισμένο σκυρόδεμα, που έχει επιμήκη διατομή με λόγο μήκους L_w προς πάχος b_w μεγαλύτερο του 4. Ο ΕΚ8 διαφοροποιεί τα τοιχώματα στην §5.1.2 σε «πλάστιμα τοιχώματα» και σε «ελαφρώς οπλισμένα τοιχώματα» ανάλογα με την αντισεισμική τους συμπεριφορά και τον τρόπο απορρόφησης της σεισμικής ενέργειας, ενώ τα πλάστιμα διαχωρίζονται περαιτέρω σε «συζευγμένα» ή «ασύζευκτα» ανάλογα με το αν συνδέονται με δοκούς ή όχι. Στην επόμενη παράγραφο παρουσιάζονται μερικές από τις βασικές διαφορές των δύο κατηγοριών τοιχωμάτων.

7.2.1 Διαφορές πλάστιμων και ελαφρώς οπλισμένων τοιχωμάτων

Πλάστιμα τοιχώματα

Τα πλάστιμα τοιχώματα είναι τα πιο συνηθισμένα στα κτίρια λόγω των περιορισμένων διαστάσεων σε σχέση με τα ελαφρώς οπλισμένα αλλά και τον τρόπο λειτουργίας τους έναντι των σεισμικών διεγέρσεων. Είναι πακτωμένα στη βάση τους με τρόπο που εμποδίζεται η στροφή στη θεμελίωση σε σχέση με τον υπόλοιπο φορέα ενώ δρουν ως καμπτικοί πρόβολοι. Ο σχεδιασμός και η διαμόρφωσή τους βασίζεται στην απορρόφηση ενέργειας μέσω της δημιουργίας πλαστικής άρθρωσης μόνο στη βάση τους ενώ στο υπόλοιπο τμήμα τους παραμένουν ελαστικά ώστε να εξαναγκάζουν τον σχηματισμό πλαστικού μηχανισμού δοκών (Fardis, και συν., 2011). Η καμπτικού τύπου πλαστική περιοχή στα τοιχώματα αυτά, μπορεί να δημιουργηθεί εφόσον έχει διασφαλιστεί η αποφυγή διατμητικών αστοχιών και καμπτικών διαρροών στους ανώτερους ορόφους μέσω της ορθής διαστασιολόγησης τους (σ.σ. μεγαλύτερη της υπολογιζόμενης) αλλά και της αποφυγής διατμητικής αστοχίας στη βάση λαμβάνοντας υπόψη την καμπτική υπεραντοχή (Αβραμίδης, Αθανατοπούλου, Μορφίδης, & Σέξτος, 2017). Η ζώνη εμφάνισης της πλαστικής άρθρωσης στη βάση του τοιχώματος, συνιστάται να είναι απαλλαγμένη από ανοίγματα προκειμένου να μην τεθεί σε κίνδυνο η πλαστιμότητα της περιοχής αυτής. Τα πλάστιμα τοιχώματα σχεδιάζονται και μορφώνονται με κατασκευαστικές διατάξεις του κανονισμού ανάλογα αν η κατηγορία πλαστιμότητάς τους είναι DCM ή DCH.

Η κατηγοριοποίηση των πλάστιμων τοιχωμάτων σε «συζευγμένα» ή «ασύζευκτα» βασίζεται στην ύπαρξη ή μη δοκών σύζευξης οι οποίες πρέπει να ικανοποιούν συγκεκριμένα κριτήρια που θέτει ο αντισεισμικός κανονισμός στην §5. Αν και η σύζευξη τοιχωμάτων βελτιώνει κατά πολύ την αντισεισμική συμπεριφορά της κατασκευής, οι ελλειπείς διατάξεις της §5 δεν ευνοούν την χρήση τους, ειδικά σε κτίρια DCH (Fardis, et al., 2011). Εκτός της κατηγοριοποίησης σχετικά με τη σύζευξη, τα πλάστιμα τοιχώματα κατατάσσονται επίσης, ανάλογα με τον λόγο ύψους H_w προς πλάτους L_w σε χθαμαλά ή λυγηρά σύμφωνα με την §5.4.2.4 (4)P.

Τέλος, ανάλογα τον τύπο του τοιχώματος (χθαμαλό ή λυγηρό) και της κατηγορίας πλαστιμότητας, ο αντισεισμικός κανονισμός ορίζει συγκεκριμένες διατάξεις που αφορούν τις περιβάλλουσες των ροπών κάμψης αλλά και των τεμνουσών μέσω προσαύξης των τιμών τους με κατάλληλους συντελεστές, προκειμένου να αρθούν οι αβεβαιότητες στην ανάλυση και οι επιρροές της πλαστικοποίησης στη βάση του τοιχώματος.

Ελαφρώς οπλισμένα τοιχώματα

Τα μεγάλα ελαφρώς οπλισμένα τοιχώματα συναντώνται πιο σπάνια στις συνήθεις κατασκευές σε σχέση με τα πλάστιμα. Κύριο χαρακτηριστικό τους είναι το μεγάλο μήκος τους σε σχέση με το πάχος που ελαχιστοποιεί τον απαιτούμενο οπλισμό λόγω της μείωσης των τάσεων. Η ταξινόμηση ενός τοιχώματος ως «ελαφρώς οπλισμένο» βασίζεται κυρίως στο εξής γεωμετρικό κριτήριο που θέτει ο κανονισμός ΕΚ8 για το μήκος του L_w στην §5.1.2 (1):

$$L_w \geq \min\{4.00 \text{ m} ; 2/3 \cdot H_w\} \quad \text{Εξ. 7-10}$$

Όπου:

- H_w : συνολικό ύψος τοιχώματος

Τα μεγάλα ελαφρώς οπλισμένα τοιχώματα, εξαιτίας της μεγάλης διαμήκου διάστασης τους, δεν δύναται να αναπτύξουν πλαστική άρθρωση στη βάση τους καθώς δεν είναι πακτωμένα. Τα τοιχώματα αυτά διακρίνονται από περιορισμένη μετελαστική συμπεριφορά (πλαστιμότητα) υπό την σεισμική κατάσταση σχεδιασμού ενώ αναπτύσσουν περιορισμένες διαγώνιες ή δισδιαγώνιες και οριζόντιες (ολίσθησης) ρωγμές (Καραγιάννης, 2019). Η ικανότητα των μεγάλων, ελαφρώς οπλισμένων τοιχωμάτων να αναλαμβάνουν ισχυρές σεισμικές εντάσεις έγκειται στη γεωμετρία τους (σ.σ. «γεωμετρική μη-γραμμικότητα») και όχι στην αντοχή ή στην ικανότητα απορρόφησης ενέργειας μέσω πλαστικοποίησης στην βάση τους. Τα φαινόμενα που εμφανίζονται στα ελαφρώς οπλισμένα τοιχώματα είναι τα εξής:

- Φαινόμενα λικνισμού που οφείλονται στην περιορισμένη δέσμευση των τοιχωμάτων αυτών στη βάση τους, επιτρέποντας έτσι την λίκνιση (rocking) του τοιχώματος καθ' ύψος, σχεδόν ως στερεό σώμα. Οι στροφές στη βάση της θεμελίωσης προκαλούν ανύψωση (uplifting) των ορόφων με συνέπεια την ανύψωση των εγκάρσιων δοκών που στηρίζονται στην εφελκυστική πλευρά του τοιχώματος προκαλώντας αύξηση της αξονικής τους δύναμης και μείωση των αντίστοιχων ροπών στα μεγάλα τοιχώματα, επαναφέροντας την ευστάθεια στο φορέα (Pulay & Priestley, 1996). Ο μη ελεγχόμενος λικνισμός ωστόσο, μπορεί να οδηγήσει σε κρουστικά φαινόμενα (hard impact) στο έδαφος γι' αυτό και ο ΕΚ8 προβλέπει ειδικές διατάξεις αποφυγής αυτού του φαινομένου (Fardis, και συν., 2011).
- Απόσβεση μέσω ακτινοβολίας (radiation damping) όπου κατά τη διάρκεια του λικνισμού, μέρος της εισερχόμενης κινητικής ενέργειας, μετατρέπεται προσωρινά σε δυναμική ενέργεια έναντι ενέργειας παραμόρφωσης που είναι πιο επικίνδυνη για την κατασκευή.

Συμπεραίνοντας, η διαστασιολόγηση και η όπλιση τους γίνεται με διαφορετικές διατάξεις από αυτές των πλάστιμων τοιχωμάτων αφού δεν μπορούν πρακτικά να πακτωθούν στη βάση τους. Η απορρόφηση ενέργειας,

επιτυγχάνεται μέσω διάνοιξης περιορισμένων ρωγμών και όχι μέσω δημιουργίας πλαστικής άρθρωσης. Γι' αυτούς τους λόγους, οι κατασκευές με ελαφρώς οπλισμένα τοιχώματα είναι πάντοτε κατηγορίας πλαστιμότητας DCM ενώ οι κυριότερες διατάξεις όπλισής τους εντοπίζονται στον ΕΚ2 στο Κεφάλαιο 12 που αφορά ακριβώς τα άοπλα ή ελαφρώς οπλισμένα στοιχεία οπλισμένου σκυροδέματος.

Με βάση τα παραπάνω χαρακτηριστικά και τις διαφορετικές κατηγοριοποιήσεις που αναφέρθηκαν, τα τοιχώματα του υπό μελέτη κτιρίου κατατάχθηκαν στις εξής κατηγορίες που αναγράφονται στον επόμενο πίνακα (Πίνακας 7-7).

Πίνακας 7-7: Κατάταξη τοιχωμάτων βάσει γεωμετρικών στοιχείων

Όνομα	Αριθμός τοιχωμάτων	Μήκος	Πλάτος	Διεύθυνση	Συνολικό ύψος	Λόγος μήκους προς πλάτος EN1998-1:2004 §5.1.2 (1)	Λυγηρότητα EN1998-1:2004 §5.4.2.4 (4)P	Έλεγχος προϋπόθεσης ελαφρώς οπλισμένου τοιχώματος EN1998-1:2004 §5.1.2 (1)
		L (m)	b (m)		H (m)	$L_w/b_w \geq 4$	$H_w/L_w \geq 2$	$L_w \geq \min(4 ; 2/3H_w)$
T1	4	2,40	0,30	X	34,00	8,00	14,17	Πλάστιμο τοίχωμα
T2*	2	3,60	0,30	Y	34,00	-	-	-
T3	4	3,90	0,30	X	34,00	13,00	8,72	Πλάστιμο τοίχωμα
T4	8	5,40	0,30	X	30,60	18,00	5,67	Ελαφρώς οπλισμένο τοίχωμα
T5	4	3,30	0,30	X	30,60	11,00	9,27	Πλάστιμο τοίχωμα
T6	12	10,40	0,30	Y	30,60	34,67	2,94	Ελαφρώς οπλισμένο τοίχωμα
T7	2	11,20	0,30	Y	30,60	37,33	2,73	Ελαφρώς οπλισμένο τοίχωμα
T8	4	9,10	0,30	Y	30,60	30,33	3,36	Ελαφρώς οπλισμένο τοίχωμα
T9	4	2,80	0,30	X	30,60	9,33	10,93	Πλάστιμο τοίχωμα

*Το στοιχείο T2 αν και αναφέρεται ως τοίχωμα σε όλη την διπλωματική, λόγω των δύο ανοιγμάτων του για πρόσβαση στους ανελκυστήρες, δεν μπορεί η μικρή ενεργή επιφάνεια του να θεωρηθεί ως ανεξάρτητο τοίχωμα. Για το λόγο αυτό τα επιμέρους τμήματά του, αν και θα εξεταστούν ξεχωριστά με πεπερασμένα στοιχεία, θεωρήθηκαν ως τμήματα των τοιχωμάτων T1 (πυρήνες κλιμακοστασίων).

Στις επόμενες παραγράφους παρουσιάζεται η όπλιση αλλά και οι έλεγχοι συγκεκριμένων τοιχωμάτων, τόσο πλάστιμων όσο και ελαφρώς οπλισμένων. Υπενθυμίζεται ότι η διαστασιολόγηση όλων των τοιχωμάτων έγινε για Μέση Κατηγορία Πλαστιμότητας (DCM) λόγω ύπαρξης ελαφρώς οπλισμένων τοιχωμάτων που δεν επιτρέπεται να διαστασιολογηθούν για DCH¹². Στη διεύθυνση X το στατικό σύστημα όπως αποδείχθηκε στην §6.2 είναι «σύστημα πλάστιμων τοιχωμάτων» ενώ στην διεύθυνση Y θεωρήθηκε «σύστημα ελαφρώς οπλισμένων τοιχωμάτων». Τα τοιχώματα εξετάστηκαν ως ανεξάρτητα, χωρίς να ληφθεί υπόψη η σύνδεση μεταξύ τους (π.χ. σύνδεση μορφής T των τοιχωμάτων της X και Y διεύθυνσης).

¹² Η ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας Z3 και η κατηγορία σπουδαιότητας III του κτιρίου, υπό άλλες συνθήκες θα επέβαλαν μόνο σχεδιασμό για DCH σύμφωνα με τον ΕΚ8.

7.2.2 Όπλιση πλαστικών τοιχωμάτων

Τα πλαστικά τοιχώματα βρίσκονται όλα στη διεύθυνση X στο υπό μελέτη κτίριο και είναι πάχους 30 cm. Τα τοιχώματα T1, T5 και T9 είναι τοιχώματα πρόβολοι, χωρίς ανοίγματα εν αντιθέσει με τα τοιχώματα T3 που φέρουν άνοιγμα στα 2.80 m ύψος από τη βάση τους για την αρχιτεκτονική και κανονιστική απαίτηση φωτισμού και αερισμού του κλιμακοστασίου. Στα πλαστικά τοιχώματα οι οριζόντιες δυνάμεις εισάγονται μέσω των δύσκαμπτων δαπέδων που λειτουργούν ως διαφράγματα. Η ανάπτυξη πλαστικών αρθρώσεων στη βάση τους, απαιτεί την τήρηση και εφαρμογή συγκεκριμένων διατάξεων όπλισης και ελέγχου, προκειμένου να αξιοποιηθεί η απορρόφηση ενέργειας λόγω πλαστιμότητας.

Οι διατάξεις αυτές αφορούν κατηγορία πλαστιμότητας DCM και παρουσιάζονται συνοπτικά παρακάτω. Να σημειωθεί ότι για λόγους συντομίας δεν γίνεται αναφορά σε όλες τις σχέσεις του ΕΚ2 και του ΕΚ8, αντιθέτως παρατίθενται τα σχετικά εδάφια τα οποία καλείται ο αναγνώστης να τα συμβουλευτεί για περισσότερες πληροφορίες. Όλη η φάση της διαστασιολόγησης και οι αντισεισμικοί έλεγχοι βασίστηκαν στα μέγιστα εντατικά μεγέθη όπως αυτά προέκυψαν από το λογισμικό επίλυσης στο προσομοίωμα με πάκτωση στη βάση, χωρίς να γίνει θεώρηση πιθανών ταυτόχρονων τιμών κάτι το οποίο είναι αρκετά δυσμενές έναντι των πραγματικών συνθηκών καθώς δεν συνηθίζεται να εμφανίζονται οι ακραίες τιμές ταυτόχρονα. Ωστόσο, ως συνήθης πρακτική και υπέρ της ασφαλείας (αλλά αρκετά αντισοικονομική πολλές φορές), θεωρήθηκαν ως εντατικά μεγέθη σχεδιασμού τα μέγιστα που προκύπτουν από τις περιβάλλουσες των συνδυασμών της Δ.Φ.Μ.

Γεωμετρικές Απαιτήσεις

Ο αντισεισμικός κανονισμός ΕΚ8 περιλαμβάνει συγκεκριμένες διατάξεις σχετικά με τις γεωμετρικές απαιτήσεις των τοιχωμάτων που αφορούν το ελάχιστο πλάτος κορμού b_{w0} , την ανηγμένη αξονική δύναμη v_d και κατ' επέκταση την ελάχιστη επιφάνεια διατομής A_c , το μήκος της κρίσιμης περιοχής h_{cr} αλλά και το μήκος l_c και πλάτος b_w των ακραίων κρυφοϋποστρωμάτων.

Πίνακας 7-8: Έλεγχος ελάχιστου πάχους κορμού b_{w0} και ανηγμένης αξονικής v_d , (EN1998-1:2004 §5.4)

Όνομα	Μήκος	Πλάτος	Καθαρό Ύψος τυπικού ορόφου	Συνολικό ύψος	Έλεγχος ελάχιστου πάχους κορμού EN1998-1:2004 §5.4.1.2.3 (1)	Μέγιστη θλιπτική αξονική δύναμη	Έλεγχος ανηγμένης αξονικής EN1998-1:2004 §5.4.3.4.1 (2)
	L_w (m)	b_w (m)	h_s (m)	H (m)	$b_{w0} \geq \max(0.15 ; h_s/20)$	N_{Ed} (kN)	$v_d = N_{Ed}/(b_w \cdot L_w \cdot f_{cd}) \leq 0.4$
T1	2,40	0,30	3,20	34,00	Ικανοποιείται	5507,7	0,2868
T3	3,90	0,30	3,20	34,00	Ικανοποιείται	12129,8	0,3887
T5	3,30	0,30	3,20	30,60	Ικανοποιείται	8435,3	0,3195
T9	2,80	0,30	3,20	30,60	Ικανοποιείται	8930,7	0,3987

Τα πλαστικά τοιχώματα εξ' ορισμού λειτουργούν ως καμπτικοί πρόβολοι που πρέπει να σχεδιασθούν έτσι ώστε να απορροφούν την κινητική ενέργεια του σεισμού μέσω πλαστικοποιήσεων στη βάση τους (πλαστική άρθρωση). Η πλαστικοποίηση αυτή συμβαίνει σε μια περιοχή πάνω από τη βάση που ο κανονισμός την ορίζει ως κρίσιμη ζώνη της οποίας το ύψος εξαρτάται από το μήκος L_w , το συνολικό ύψος H_w και το καθαρό ύψος h_s του τοιχώματος (Πίνακας 7-9).

Πίνακας 7-9: Κρίσιμη περιοχή πλάστιμων τοιχωμάτων

Όνομα	Μήκος	Πλάτος	Καθαρό Ύψος τυπικού ορόφου	Ύψος τυπικού ορόφου	Συνολικό ύψος	Κρίσιμη περιοχή EN1998-1:2004 §5.4.3.4.2 (1)
	L_w (m)	b_w (m)	h_s (m)	h_s (m)	H (m)	$h_{cr}=\max(L_w ; H/6)$ & $h_{cr}\leq\min(2L_w ; 2h_s)$ για $n>7$, (m)
T1	2,40	0,30	3,20	3,4	34,00	4,80
T3	3,90	0,30	3,20	3,4	34,00	5,67
T5	3,30	0,30	3,20	3,4	30,60	5,10
T9	2,80	0,30	3,20	3,4	30,60	5,10

Τέλος, ο κανονισμός επιβάλλει τα ακραία περισιφισμένα μέρη του τοιχώματος που συνεισφέρουν στην καμπτική αντοχή του, να είναι συγκεκριμένων διαστάσεων, όπως φαίνεται παρακάτω (Πίνακας 7-10).

Πίνακας 7-10: Έλεγχος ελάχιστου μήκους l_c και πάχους b_w ακραίων περιοχών πλάστιμων τοιχωμάτων

Όνομα	Μήκος	Πλάτος	Ύψος τυπικού ορόφου	Συνολικό ύψος	Μήκος ακραίων περιοχών	Έλεγχος ελάχιστου μήκους ακραίων περιοχών EN1998-1:2004 §5.4.3.4.2 (6)	Έλεγχος πάχους ακραίων περιοχών EN1998-1:2004 §5.4.3.4.2 (10)
	L_w (m)	b_w (m)	h_s (m)	H (m)	l_c (m)	$l_c\geq\max(0.15L_w ; 1.50b_w)$	$b_w\geq\max(0.2 ; h_s/15)$ εάν $l_c\leq\max(2b_w ; 0.2L_w)$ ή $b_w\geq\max(0.2 ; h_s/10)$ εάν $l_c>\max(2b_w ; 0.2L_w)$
T1	2,40	0,30	3,20	34,00	0,60	Ικανοποιείται	Ικανοποιείται
T3	3,90	0,30	3,20	34,00	0,70	Ικανοποιείται	Ικανοποιείται
T5	3,30	0,30	3,20	30,60	0,65	Ικανοποιείται	Ικανοποιείται
T9	2,80	0,30	3,20	30,60	0,60	Ικανοποιείται	Ικανοποιείται

Όπλιση έναντι κάμψης

Η καμπτική αντίσταση των πλάστιμων τοιχωμάτων ανατίθεται στα άκρα της διατομής δηλαδή στα ακραία διαμορφωμένα κρυφούποστύλωματα. Στα κρυφά υποστύλωματα συγκεντρώνεται ο κατακόρυφος οπλισμός ενώ ενισχύεται η καμπτική αντίσταση με περισφιγξη ιδίως στην κρίσιμη περιοχή για κατηγορία πλαστιμότητας DCM. Στο υπό μελέτη κτίριο, όλα τα πλάστιμα τοιχώματα εξετάστηκαν για σκυρόδεμα C40/50 με θεώρηση παραβολικού-ορθογωνικού διαγράμματος τάσεων-παραμορφώσεων και χάλυβα οπλισμού B500C όπως επιβάλλεται από τον αντισεισμικό κανονισμό στο EN1998-1:2004 §5.4.1.1 (1)P & (3)P. Στους παρακάτω πίνακες παρουσιάζονται τα δεδομένα των υλικών που ελήφθησαν υπόψη καθώς και οι συντελεστές ασφαλείας τους.

Πίνακας 7-11: Χαρακτηριστικά και συντελεστές ασφαλείας σκυροδέματος C40/50

Επεξήγηση	Τύπος	Τιμή	Παρατηρήσεις/Κανονισμός
Κατηγορία σκυροδέματος	C40/50		Σύμφωνα με EN1998-1:2004 §5.4.1.1 (1) για DCM πρέπει $>C16/20$
Συντελεστής ασφάλειας σκυροδέματος	γ_{mc}	1,5	EN1992-1-1 §2.4.2.4 (1)
Συντελεστής που λαμβάνει υπόψη τις μακροχρόνιες δράσεις στη θλιπτική αντοχή	a_{cc}	1,00	EN1992-1-1 §3.1.6 (1)
Συντελεστής φόρτισης για εφελκυστική φόρτιση	a_{ct}	1,00	EN 1992-1-1 3.1.6 (2)
Ειδικό βάρος σκυροδέματος	$\gamma_{σκυρ.}$ (kN/m ³)	25,00	-
Αντοχή σκυροδέματος	f_{ck} (MPa)	40	EN1992-1-1 Table 3.1

Επεξήγηση	Τύπος	Τιμή	Παρατηρήσεις/Κανονισμός
Μέση θλιπτική τάση σκυροδέματος	f_{cm} (MPa)	50	EN1992-1-1 Table 3.1
Διάγραμμα τάσεων-παραμορφώσεων σκυροδέματος	Παραβολικό-ορθογωνικό διάγραμμα		EN1992-1-1 §3.1.7 (1) & (2)
Αντοχή σχεδιασμού σκυροδέματος	f_{cd} (MPa)	26,67	EN1992-1-1 §3.1.6 (1)
Παραμόρφωση σκυροδέματος στη διαρροή	ϵ_{c2} (%)	0,200	EN1992-1-1 Table 3.1
Οριακή παραμόρφωση σκυροδέματος στην αστοχία	ϵ_{cu2} (%)	0,500	EN1998-1:2004 §5.4.3.5.1 (4)
Μέση εφελκυστική αντοχή σκυροδέματος	f_{ctm} (MPa)	3,50	EN 1992-1-1 §3.1.2 (9)
Χαρακτηριστική εφελκυστική αντοχή σκυροδέματος στο 5%	$f_{ctk,005}$ (MPa)	2,50	EN1992-1-1 Table 3.1
Εφελκυστική Αντοχή σχεδιασμού σκυροδέματος	f_{ctd} (MPa)	1,70	Μετά το πέρας των 28 ημερών
Μέτρο ελαστικότητας σκυροδέματος μετά τις 28 ημέρες	E_{cm} (GPa)	35,0	EN1992-1-1 Table 3.1
Συντελεστής θερμικής διαστολής σκυροδέματος	α_c (K ⁻¹)	1,00E-05	EN 1992-1-1 §3.1.3 (5)

Πίνακας 7-12: Χαρακτηριστικά και συντελεστές ασφαλείας χάλυβα οπλισμού B500C

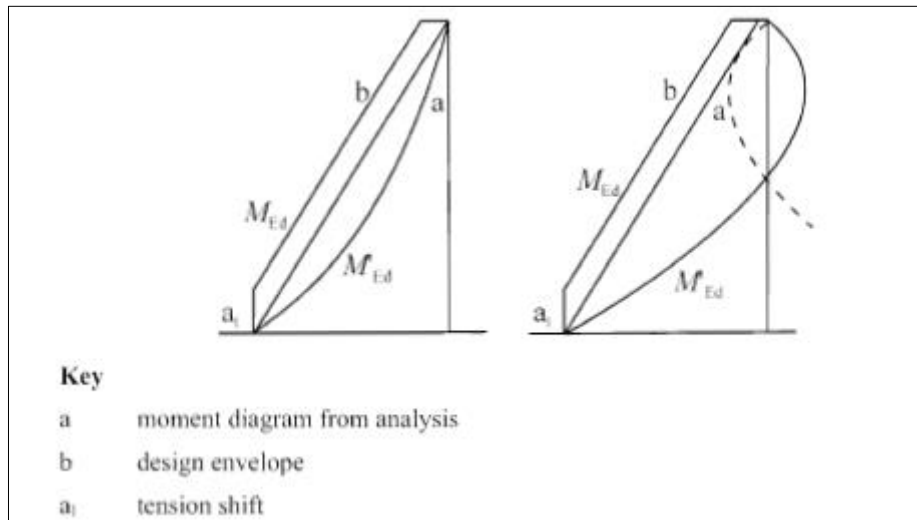
Επεξήγηση	Τύπος	Τιμή	Παρατηρήσεις/Κανονισμός
Διάγραμμα τάσεων-παραμορφώσεων χάλυβα χαλαρού οπλισμού	Μεταελαστικός κλάδος ΧΩΡΙΣ κράτνυση		EN1992-1-1 §3.2.7 (2)
Χάλυβας οπλισμού	B500C		-
Συντελεστής ασφαλείας χάλυβα οπλισμού	γ_s	1,15	EN1992-1-1 §2.4.2.4 (1)
Αντοχή χάλυβα	f_{yk} (MPa)	500	EN1992-1-1 §3.2.2 (3)
Χαρακτηριστική Οριακή Αντοχή	f_{uk} (MPa)	0	EN1992-1-1 Table C.1
Παραμόρφωση διαρροής	ϵ_{yk} (%)	0,250	EN1992-1-1 Table C.1
Παραμόρφωση αστοχίας	ϵ_{uk} (%)	7,5	EN1992-1-1 Table C.1
Αντοχή σχεδιασμού χάλυβα	f_{yd} (MPa)	434,8	-
Οριακή Αντοχή σχεδιασμού χάλυβα	f_{ud} (MPa)	434,78	-
Παραμόρφωση διαρροής σχεδιασμού	ϵ_{yd} (%)	0,217	EN1992-1-1 §3.2.7 (2)
Παραμόρφωση αστοχίας σχεδιασμού	ϵ_{ud} (%)	10,00	EN1992-1-1 §3.2.7 (2)
Μέτρο ελαστικότητας χάλυβα οπλισμού	E_s (GPa)	200	EN1992-1-1 §3.2.7 (4)

Η όπλιση των πλαστικών τοιχωμάτων έναντι κάμψης παρουσιάζει ωστόσο προβλήματα που βασίζονται στις αβεβαιότητες της ανάλυσης και στις επιρροές της πλαστικοποίησης της βάσης όπως τονίστηκε στην §7.2.1. Πιο συγκεκριμένα, οι ροπές κάμψης που λαμβάνονται από το λογισμικό επίλυσης παρουσιάζουν τις εξής ιδιαιτερότητες (Καραγιάννης, 2019):

- Σκοπός του σχεδιασμού είναι η πρόβλεψη για δημιουργία πλαστικής άρθρωσης στη βάση του τοιχώματος, ενώ στους υπόλοιπους ορόφους, το τοίχωμα να παραμένει στην ελαστική περιοχή κατά τον σεισμό σχεδιασμού. Αυτό σημαίνει θεωρητικά ότι, μετά την δημιουργία της πλαστικής άρθρωσης, δεν υπάρχει διαφοροποίηση των ροπών κάμψεως. Ωστόσο, στην πραγματικότητα, λόγω της μη αξιόπιστης πρόβλεψης της έκτασης της πλαστικής άρθρωσης, αλλά και λόγω κράτνυσης του χάλυβα που δεν λαμβάνεται υπόψη στην ανάλυση, οι ροπές αλλά και η κατανομή αυτών στους ορόφους, μπορεί να λαμβάνουν μεγαλύτερες τιμές σε ορισμένα σημεία καθ' ύψος του πλαστικού τοιχώματος.
- Κατά την σεισμική διέγερση, το τοίχωμα συνήθως ρηγματώνεται, με αποτέλεσμα την δημιουργία λοξών-πλάγιων (δισδιαγώνιων) διαμητικών ρωγμών. Η δρώσα καμπτική ροπή στη θέση της λοξής

ρωγμής, δεν εντείνει τα σίδερα αυτής της διατομής, αλλά τα σίδερα που βρίσκονται στο τέλος της λοξής ρωγμής.

Η άρση των παραπάνω προβλημάτων, πραγματοποιείται μέσω των περιβαλλουσών των καμπτικών ροπών σχεδιασμού που έχουν προκύψει από μη γραμμική χρονική ανάλυση, οι οποίες εξασφαλίζουν ότι οι πλαστικές αρθρώσεις θα αναπτυχθούν σε προκαθορισμένες θέσεις και συγκεκριμένα στη βάση των τοιχωμάτων και όχι σε ενδιάμεσους ορόφους (Paulay & Priestley, 1996).



Εικ. 7-12: Περιβάλλουσα ροπών σχεδιασμού για λυγηρά τοιχώματα, πηγή: EN1998-1:2004 Figure 5.3

Η περιβάλλουσα των ροπών σχεδιασμού των λυγηρών τοιχωμάτων σχεδιάζεται ακολουθώντας τα παρακάτω βήματα:

1. Διάγραμμα μεγίστων ροπών των σεισμικών συνδυασμών $G+\psi_2 \cdot Q \pm E$, όπως αυτές προκύπτουν από την ανάλυση στο λογισμικό επίλυσης.
2. Χάραξη ευθυγράμμου τμήματος A_0-A_n όπου το A_0 είναι η μέγιστη ροπή στη βάση του τοιχώματος και A_n η ροπή στον τελευταίο όροφο στην κορυφή του τοιχώματος. Βασική προϋπόθεση το σημείο A_n να ορίζει το ευθύγραμμο τμήμα A_0-A_n να περιβάλλει καθ' ύψος όλο το διάγραμμα ροπών κάμψης (πρακτικά να μην τέμνεται καμία ροπή του διαγράμματος).
3. Από το σημείο A_0 γίνεται κατακόρυφη μετάθεση προς τα πάνω, ίση με $a_t = z \cdot (\cot\theta - \cot\alpha) / 2$ με $z = 0.8 \cdot L_w$, $\theta = 45^\circ$ και $\alpha = 90^\circ$.
4. Παράλληλη μετάθεση του ευθύγραμμου τμήματος A_0-A_n έως το σημείο τέλους της κατακόρυφης μετάθεσης a_t . Η γραμμή στο A_n επεκτείνεται οριζόντια έως ότου να τμήσει της παράλληλη μετάθεση του ευθύγραμμου τμήματος.

Η συγκεκριμένη διαδικασία υπολογισμού εφαρμόζεται μόνο σε «καμπτικά» (λυγηρά) τοιχώματα με λόγο $H_w/L_w > 2$ και όχι σε κοντά υπό την προϋπόθεση ότι ο φορέας δεν παρουσιάζει σημαντικές ασυνέχειες μάζας, δυσκαμψίας και αντοχής καθ' ύψος (EN1998-1:2004 §5.4.2.4 (4)P, (5)). Οι καμπτικές ροπές που προκύπτουν από την περιβάλλουσα, αντικαθιστούν τις καμπτικές ροπές της ανάλυσης σε κάθε θέση καθ' ύψος του τοιχώματος και συνδυάζονται μαζί με την αξονική N για τον έλεγχο αντοχής του τοιχώματος.

Όπως επισημάνθηκε προηγουμένως, η καμπτική αντίσταση της διατομής του τοιχώματος βασίζεται στις ακραίες περιοχές όπου συγκεντρώνεται ο κατακόρυφος οπλισμός και απαιτείται περίσφιγξη του σκυροδέματος. Το μηχανικό ογκομετρικό ποσοστό του οπλισμού περίσφιγξης θα πρέπει να ικανοποιεί σύμφωνα με το εδάφιο EN1998-1:2004 §5.4.3.2.2 (8) την εξής σχέση:

$$\alpha \cdot \omega_{wd} \geq 30 \cdot \mu_{\phi} \cdot \nu_d \cdot \varepsilon_{sy,d} \cdot \frac{b_c}{b_o} - 0.035 \quad \text{Εξ. 7-11}$$

Όπου:

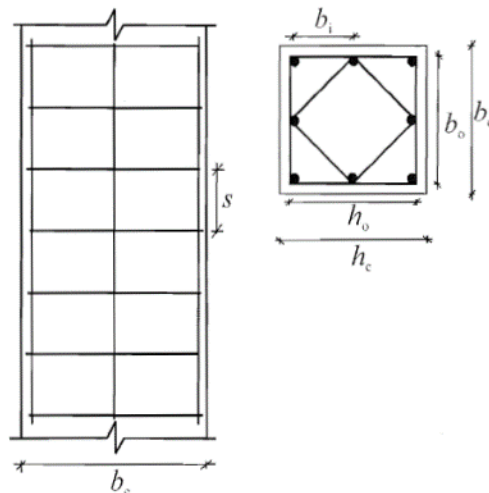
- ω_{wd} : το μηχανικό ογκομετρικό ποσοστό οπλισμού της περίσφιγξης στις κρίσιμες περιοχές δηλαδή $\omega_{wd} = (\text{όγκος των βρόγχων περίσφιγξης} / \text{όγκος σκυροδέματος του πυρήνα}) \cdot (f_{yd} / f_{cd})$
- μ_{ϕ} : η απαιτούμενη πλαστιμότητα καμπυλοτήτων
- ν_d : η ανηγμένη αξονική δύναμη ($\nu_d = N_{Ed} / A_c \cdot f_{cd}$)
- $\varepsilon_{sy,d}$: η τιμή σχεδιασμού της ανηγμένης παραμόρφωσης διαρροής του χάλυβα
- h_c : το ύψος της συνολικής διατομής
- h_o : το ύψος του περισφιγμένου πυρήνα
- b_c : το πλάτος της συνολικής διατομής
- b_o : το πλάτος του περισφιγμένου πυρήνα
- α : ο συντελεστής απόδοσης της περίσφιγξης, ίσος με $\alpha = \alpha_n \cdot \alpha_s$ που για ορθογωνικές διατομές είναι:

$$\alpha_n = 1 - \sum_n b_i^2 / 6 \cdot b_o \cdot h_o \quad \text{Εξ. 7-12}$$

$$\alpha_s = (1 - s / 2b_o) \cdot (1 - s / 2h_o) \quad \text{Εξ. 7-13}$$

Όπου :

- n : το συνολικό πλήθος των διαμήκων ράβδων που συγκρατούνται από τους κλειστούς ή μονοσκελούς συνδετήρες.
- b_i : η απόσταση μεταξύ των διαδοχικών ράβδων που συγκρατούνται με συνδετήρες (Εικ. 7-13).



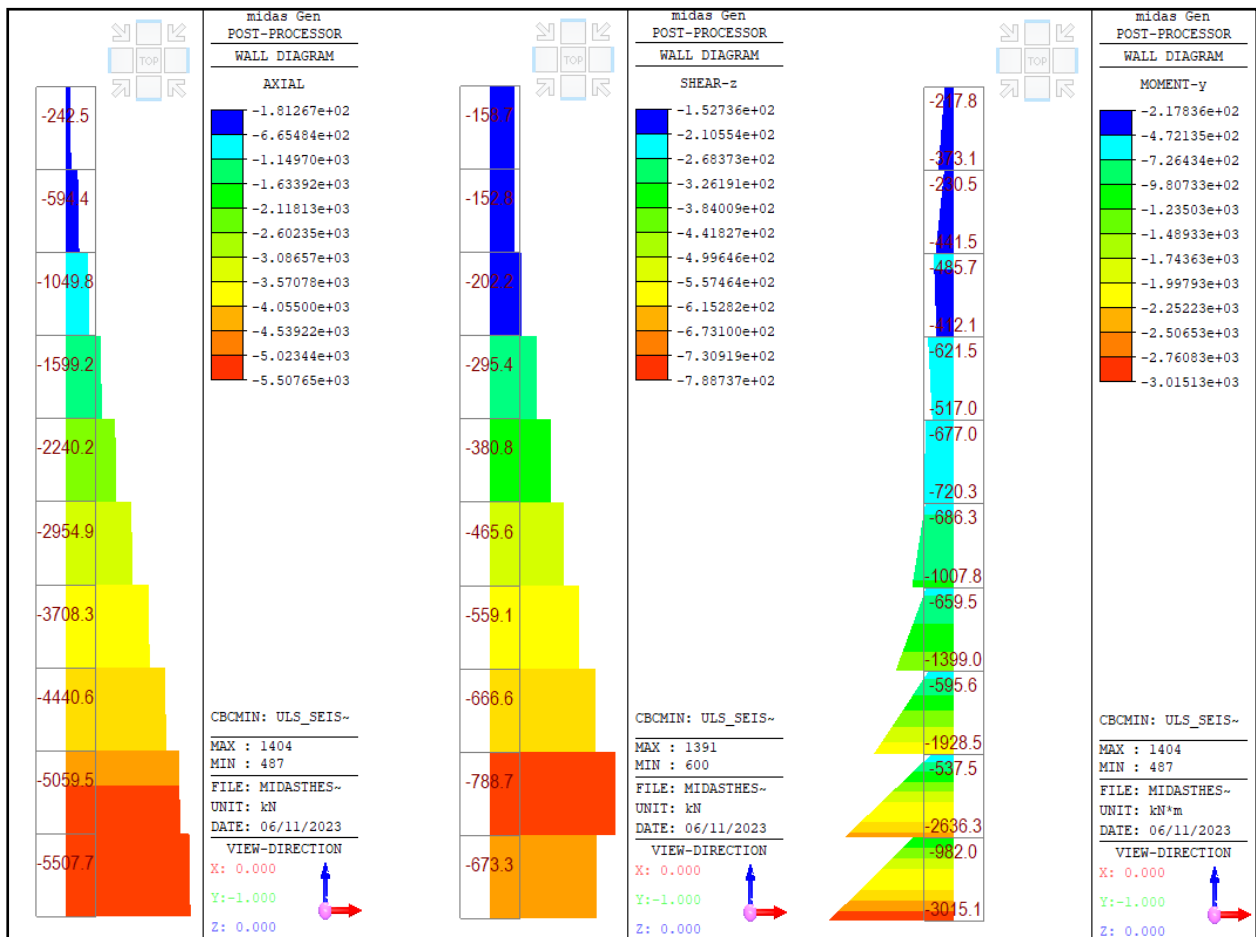
Εικ. 7-13: Περίσφιγξη πυρήνα σκυροδέματος,
πηγή: EN1998-1:2004 Figure 5.7

Πρόσθετες διατάξεις σχετικά με τις αποστάσεις των συνδετήρων και την ελάχιστη τιμή του μηχανικού ογκομετρικού ποσοστού, αναφέρονται παρακάτω ως παραπομπή στην αντίστοιχη παράγραφο του κανονισμού.

Με βάση όλα τα παραπάνω, η διαστασιολόγηση έναντι κάμψης έγινε για όλα τα πλάστιμα τοιχώματα του υπό μελέτη κτιρίου σε υπολογιστικό φύλλο Excel ενώ τα αποτελέσματα επιβεβαιώθηκαν και με τον έλεγχο στο λογισμικό επίλυσης (Design, midas Gen). Χάριν απλούστευσης όμως και περιορισμού της έκτασης της διπλωματικής, στον παρόν μέρος παρουσιάζονται μόνο δύο ομάδες πλάστιμων τοιχώματων, συγκεκριμένα της T1 240x30 και της T5 330x30. Τα υπόλοιπα τοιχώματα παρατίθενται απλώς στο Παράρτημα Σχεδίων.

- Πλάστιμο τοίχωμα ομάδας T1 240x30

Τα εντατικά μεγέθη (Εικ. 7-14) που ελήφθησαν από το λογισμικό επίλυσης (midas Gen) είναι τα μέγιστα των σεισμικών συνδυασμών (και για τις δύο διευθύνσεις του σεισμού) χωρίς να έχουν γίνει οι υπολογισμοί για πιθανές ακραίες τιμές όπως ορίζει ο κανονισμός (για οικονομικότερη διαστασιολόγηση).



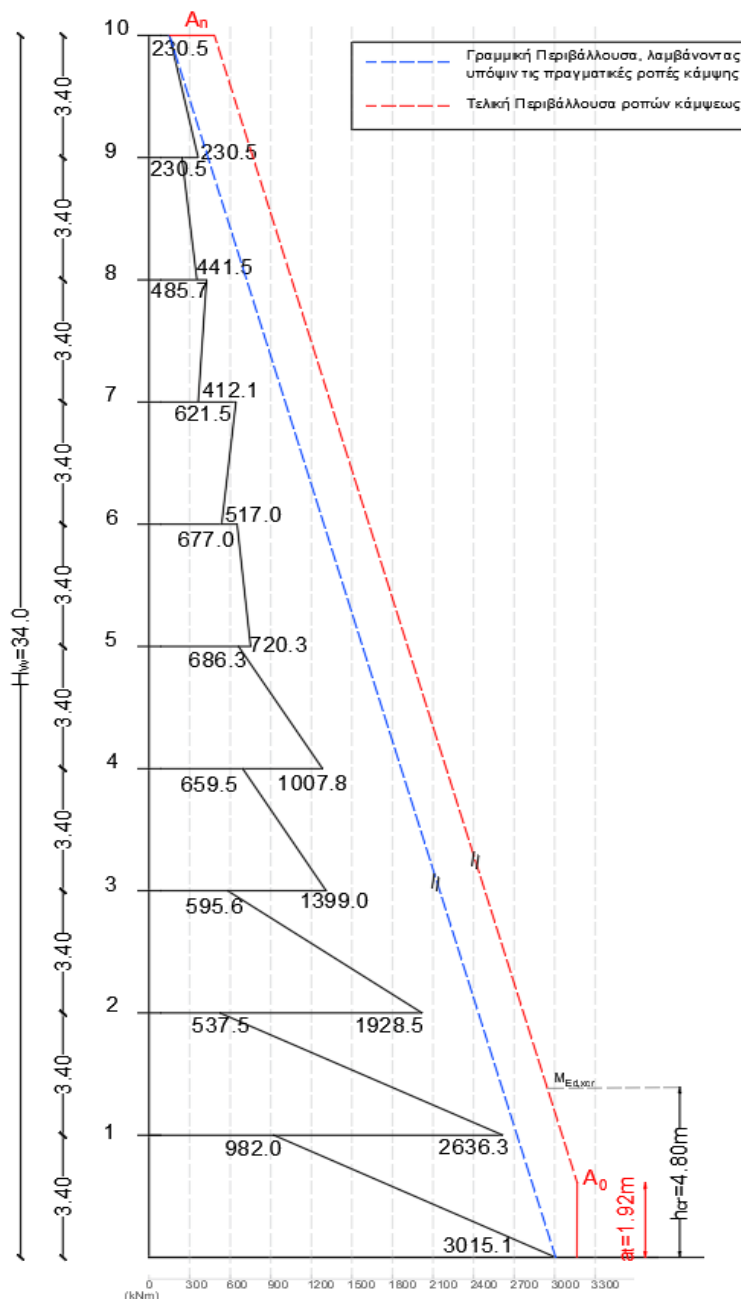
Εικ. 7-14: Διαγράμματα εντατικών μεγεθών των T1 240x30 από το λογισμικό επίλυσης, (midas Gen),

α) θλιπτικές αξονικές N_{Ed} , β) τέμνουσες V_{Ed} , γ) ροπές M_{Ed}

Επιπλέον, η μέγιστη εφελκυστική δύναμη ήταν $N_{Ed}=3714,9$ kN στη βάση του τοιχώματος για σεισμό κατά την αντίθετη φορά. Η ροπή διαστασιολόγησης προέκυψε από την περιβάλλουσα των ροπών όπως περιγράφηκε προηγουμένως η διαδικασία σχεδιασμού της (Εικ. 7-15).

Πίνακας 7-13: Περιβάλλουσα ροπών κάμψης ομάδας τοιχωμάτων T1 240x30

Επεξήγηση	Τύπος	Τιμή	Παρατηρήσεις/Κανονισμός
Γωνία λοξών θλιπτήρων	θ°	45	EN1998-1:2004 §5.5.3.4.2 (1), EN1998-1:2004 §5.4.3.4.1 (1)P, EN1992-1-1 §6.2.3 (2)
Γωνία τοποθέτησης εγκάρσιου οπλισμού	α°	90	-
Κατακόρυφη μετάθεση διαγράμματος	a_i (m)	1,92	EN1992-1-1 §9.2.1.3
Κλίση διαγράμματος ροπών	λ_M (kN/m)	-82,27	-



Εικ. 7-15: Περιβάλλουσα ροπών κάμψης ομάδας τοιχωμάτων T1 240x30, (AutoCAD® Autodesk)

Ο απαιτούμενος κατακόρυφος οπλισμός (Πίνακας 7-14) για κάμψη υπολογίστηκε για τη μέγιστη ροπή που είναι στη βάση του τοιχώματος με τη βοήθεια των διαγραμμάτων αλληλεπίδρασης v_d - μ_d ανάλογα τον λόγο d_1/L_w για ορθογωνικές διατομές. Η επικάλυψη σκυροδέματος για λόγους ανθεκτικότητας θεωρήθηκε και εδώ $c_{nom}=45$ mm.

Πίνακας 7-14: Απαιτούμενος κατακόρυφος οπλισμός ομάδας τοιχωμάτων T1 240x30

Επεξήγηση	Τύπος	Τιμή	Παρατηρήσεις/Κανονισμός
Στατικό ύψος τοιχώματος	d (m)	2,10	Θεωρείται όλος ο οπλισμός συγκεντρωμένος στη μέση του κρυστού υποστυλώματος
Εμβαδόν τοιχώματος	A_c (cm ²)	7200	-
Ανηγμένη αξονική δύναμη	v_d	0,193	-
Ανηγμένη ροπή	μ_{Ed}	0,065	-
Λόγος	d_1/L_w	0,13	-
Ποσοστό ογκομετρικού οπλισμού	ω_{tot}	0,380	Από διαγράμματα αλληλεπίδρασης υποστυλωμάτων
Απαιτούμενος οπλισμός			-
Ολικός απαιτούμενος οπλισμός	$A_{s,tot,απαιτ}$ (cm ²)	167,81	-
Απαιτούμενος οπλισμός ακραίων στοιχείων	$A_{s,απαιτ.}$ (cm ²)	55,94	Τέθηκε το 1/3 A_{tot} ανά ακραίο τοίχωμα/υποστύλωμα
Απαιτούμενος οπλισμός κορμού τοιχώματος	$A_{s,v,απαιτ}$ (cm ²)	55,94	Τέθηκε το 1/3 A_{tot} στον κορμό

Ο οπλισμός τέθηκε κατά 1/3 σε κάθε ακραίο τμήμα του τοιχώματος καθώς και 1/3 στον κορμό, καθώς δεν υπάρχουν ειδικά βοηθήματα για κάμψη με αξονική δύναμη τοιχώματος (Καραγιάννης, 2019). Ο απαιτούμενος οπλισμός προέκυψε για κάμψη και εφελκυστική αξονική (Πίνακας 7-15) εφόσον είναι η δυσμενέστερη περίπτωση, όπου καλείται μόνος του ο οπλισμός να αναλάβει τον εφελκυσμό που αναπτύσσεται.

Πίνακας 7-15: Κατακόρυφος οπλισμός που τέθηκε στην ομάδα τοιχωμάτων T1 240x30

Επεξήγηση	Τύπος	Τιμή	Παρατηρήσεις/Κανονισμός
Ακραία υποστυλώματα			-
Οπλισμός ακραίων κρυστών υποστυλωμάτων	Φ (mm)	22	-
	Αριθμός ράβδων	16	
Εμβαδό οπλισμού ακραίων κρυστών υποστυλωμάτων	A_s (cm ²)	60,82	-
Γεωμετρικό ποσοστό οπλισμού ακραίων υποστυλωμάτων	ρ_L	3,38%	-
Απόσταση των ράβδων κατά τη διεύθυνση $x \rightarrow$	$s_{t,x}$ (cm)	9,72	Απαιτείται για τον υπολογισμό της περίσφιγξης
Απόσταση των ράβδων κατά τη διεύθυνση $y \uparrow$	$s_{t,y}$ (cm)	6,20	Απαιτείται για τον υπολογισμό της περίσφιγξης
Κορμός			-
Οπλισμός κορμού τοιχώματος	Φ (mm)	20	-
	Αριθμός ράβδων	24	-
Εμβαδό οπλισμού κορμού	$A_{s,v}$ (cm ²)	75,40	-
Εμβαδόν ράβδου κορμού	$A_{s,v,I}$ (cm ²)	3,14	-
Απόσταση των ράβδων του κορμού	s_v (cm)	10,0	-
Γεωμετρικό ποσοστό οπλισμού κορμού	ρ_v	2,09%	-
Μηχανικό ποσοστό κατακόρυφου οπλισμού	ω_v	0,68	-
Εμβαδόν οπλισμού	$A_{s,tot}$ (cm ²)	197,04	-

Στη συνέχεια, τέθηκε και ο απαραίτητος διατμητικός οπλισμός των κρυφών υποστυλωμάτων, προκειμένου να ικανοποιηθούν οι προαναφερόμενες κανονιστικές διατάξεις περίσφιξης. Συγκεκριμένα, τέθηκαν δύο δίτητοι συνδετήρες Φ12/8 που περισφίγγουν τον πυρήνα σκυροδέματος μήκους $l_c=0.60$ m κάθε ακραίου κρυφού υποστυλώματος. Ο συντελεστής απόδοσης της περίσφιξης καθώς και τα ποσοστά τοποθετημένων συνδετήρων ανά διεύθυνση, παρουσιάζονται στον επόμενο πίνακα (Πίνακας 7-16).

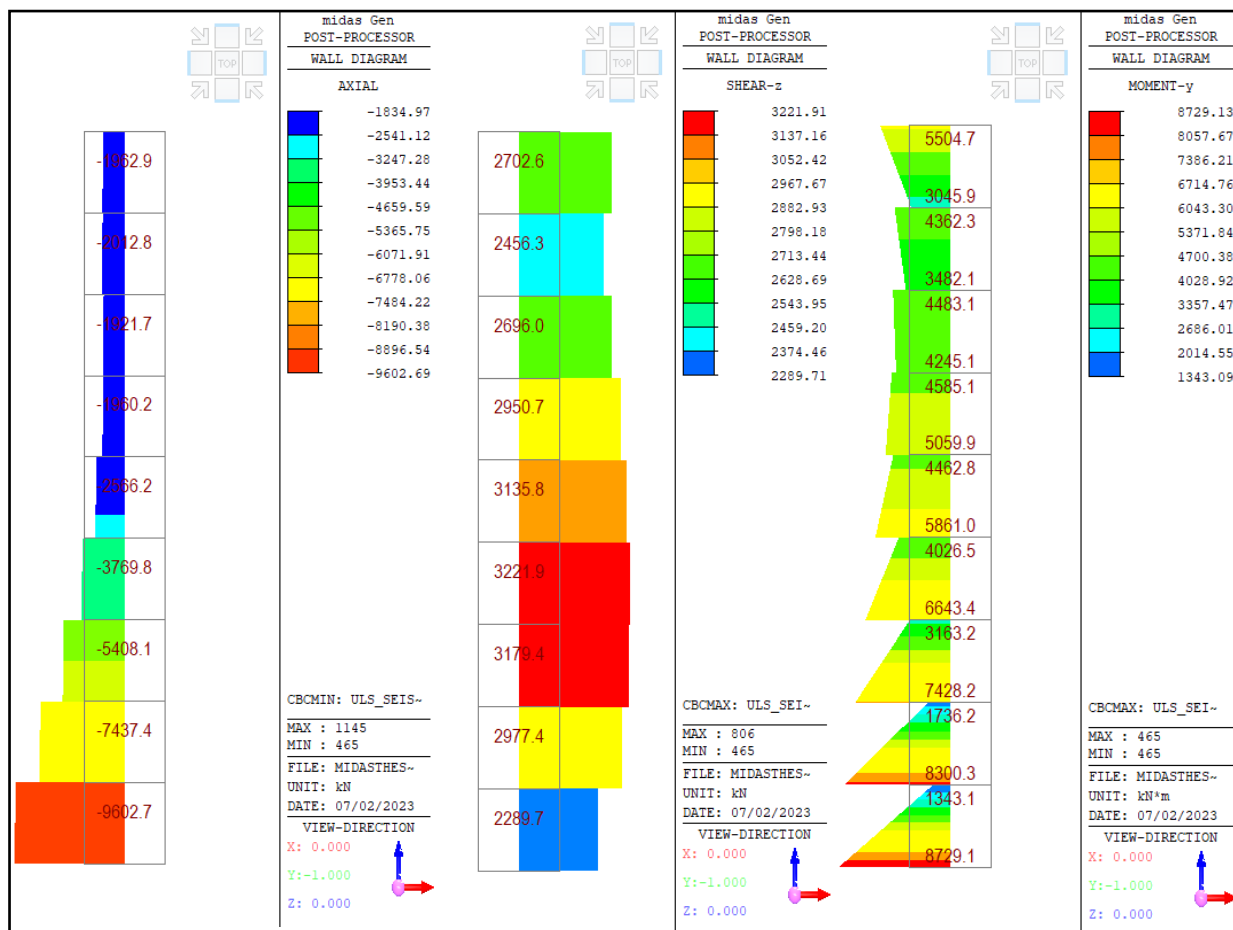
Πίνακας 7-16: Οπλισμός περίσφιξης ομάδας τοιχωμάτων T1 240x30

Επεξήγηση	Τύπος	Τιμή
Εμβαδά συνδετήρων		
Εμβαδό συνδετήρων για τομή x	$A_{sw,x}$ (cm ²)	4,52
Εμβαδό συνδετήρων για τομή x <u>ανά μέτρο</u>	$A_{sw,x}$ (cm ² /m)	56,55
Εμβαδό συνδετήρων για τομή y	$A_{sw,y}$ (cm ²)	2,26
Εμβαδό συνδετήρων για τομή y <u>ανά μέτρο</u>	$A_{sw,y}$ (cm ² /m)	28,27
Περίσφιξη		
Πλάτος κρυφού υποστυλώματος	b_{wc} (m)	0,3
Μήκος κρυφού υποστυλώματος	l_c (m)	0,60
Πλάτος περίσφιξης (από μέσον συνδετήρα σε μέσον συνδετήρα)	$b_{wo} = b_w - 2 \cdot d_1$ (m)	0,186
Μήκος περίσφιξης (από μέσον συνδετήρα σε μέσον συνδετήρα)	$l_{co} = l_c - 2 \cdot d_1$ (m)	0,486
Απόσταση των ράβδων κατά τη διεύθυνση x →	$s_{t,x}$ (cm)	9,72
Απόσταση των ράβδων κατά τη διεύθυνση y ↑	$s_{t,y}$ (cm)	6,20
Περισφιγμένες ράβδοι οπλισμού κατά x	$n_{περ,x}$	8
Περισφιγμένες ράβδοι οπλισμού κατά y	$n_{περ,y}$	4
Άθροισμα τετραγώνων περιμετρικών μηκών περίσφιξης	Σb_i^2	0,253
Συντελεστής	a_n	0,5339
Συντελεστής	a_s	0,809
Απόδοση περίσφιξης	a	0,432
Ποσοστά τοποθετημένων συνδετήρων		
Γεωμετρικό ποσοστό συνδετήρων για τομή x	ρ_{wx}	3,04%
Γεωμετρικό ποσοστό συνδετήρων για τομή y	ρ_{wy}	0,58%
Ολικό γεωμετρικό ποσοστό συνδετήρων ακραίων περιοχών	ρ_w	3,62%
Ογκομετρικό ποσοστό συνδετήρων	ω_{wd}	0,59

Οι οπλισμοί που τέθηκαν τόσο οι κατακόρυφοι όσο και οι συνδετήρες, μειώθηκαν μετά τον όροφο Β για λόγους οικονομίας και εφόσον δεν απαιτούνταν. Περισσότερες λεπτομέρειες παρουσιάζονται στο Παράρτημα Σχεδίων

- Πλάστιμο τοίχωμα ομάδας T5 330x30

Τα εντατικά μεγέθη (Εικ. 7-16) που ελήφθησαν από το λογισμικό επίλυσης (midas Gen) είναι τα μέγιστα των σεισμικών συνδυασμών (και για τις δύο διευθύνσεις του σεισμού) χωρίς να έχουν γίνει οι υπολογισμοί για πιθανές ακραίες τιμές που αναφέρει ο κανονισμός (για οικονομικότερη διαστασιολόγηση) όπως ακριβώς και στα τοιχώματα T1.

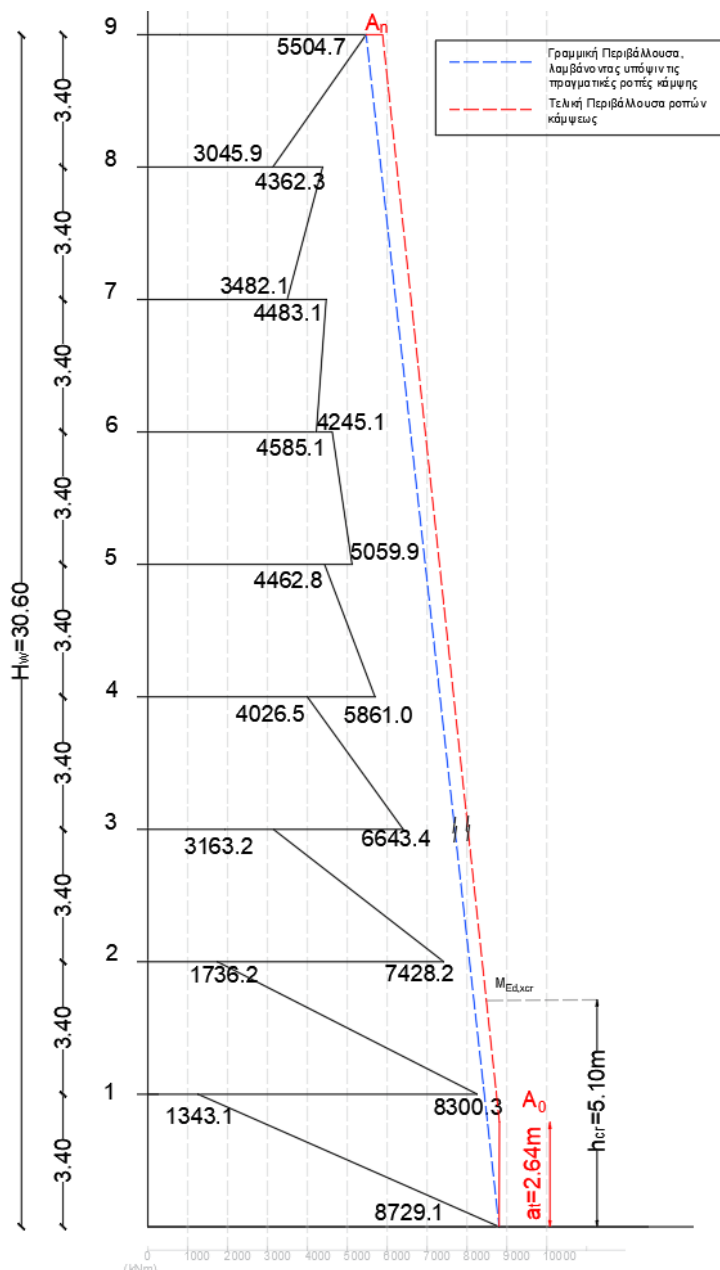


Εικ. 7-16: Διαγράμματα εντατικών μεγεθών των T5 330x30 από το λογισμικό επίλυσης, (midas Gen),
 α) θλιπτικές αξονικές N_{Ed} , β) τέμνουσες V_{Ed} , γ) ροπές M_{Ed}

Επιπλέον, η μέγιστη εφελκυστική δύναμη ήταν $N_{Ed}=6605,4$ kN στη βάση του τοιχώματος για σεισμό κατά την αντίθετη φορά. Η ροπή διαστασιολόγησης προέκυψε από την περιβάλλουσα των ροπών, όπως περιγράφηκε προηγουμένως η διαδικασία σχεδιασμού της και αποτυπώνεται παρακάτω (Εικ. 7-17).

Πίνακας 7-17: Περιβάλλουσα ροπών κάμψης ομάδας τοιχωμάτων T5 330x30

Επεξήγηση	Τύπος	Τιμή	Παρατηρήσεις/Κανονισμός
Γωνία λοξών θλιπτήρων	θ °	45	EN1998-1:2004 §5.5.3.4.2 (1), EN1998-1:2004 §5.4.3.4.1 (1)P, EN1992-1-1 §6.2.3 (2)
Γωνία τοποθέτησης εγκάρσιου οπλισμού	α °	90	-
Κατακόρυφη μετάθεση διαγράμματος	a_t (m)	2,64	EN1992-1-1 §9.2.1.3
Κλίση διαγράμματος ροπών	λ_m (kN/m)	-105,37	-



Εικ. 7-17: Περιβάλλουσα ροπών κάμψης ομάδας τοιχωμάτων T5 330x30, (AutoCAD® Autodesk)

Ο απαιτούμενος κατακόρυφος οπλισμός (Πίνακας 7-18) για κάμψη υπολογίστηκε ομοίως με πριν για τη μέγιστη ροπή που είναι στη βάση του τοιχώματος με τη βοήθεια των διαγραμμάτων αλληλεπίδρασης v_d - μ_d ανάλογα τον λόγο d_i/L_w για ορθογωνικές διατομές και για $c_{nom}=45$ mm. Ύστερα, ο οπλισμός τέθηκε κατά 1/3 σε κάθε ακραίο τμήμα του τοιχώματος και 1/3 στον κορμό, καθώς δεν υπάρχουν ειδικά βοηθήματα για κάμψη με αξονική δύναμη τοιχώματος (Καραγιάννης, 2019). Ο απαιτούμενος οπλισμός προέκυψε για κάμψη και εφελκυστική αξονική (Πίνακας 7-19), όπου είναι η δυσμενέστερη περίπτωση όπου καλείται μόνος του ο οπλισμός να αναλάβει τον εφελκυσμό που αναπτύσσεται.

Πίνακας 7-18: Απαιτούμενος κατακόρυφος οπλισμός ομάδας τοιχωμάτων T5 330x30

Επεξήγηση	Τύπος	Τιμή	Παρατηρήσεις/Κανονισμός
Στατικό ύψος τοιχώματος	d(m)	2,98	Θεωρείται όλος ο οπλισμός συγκεντρωμένος στη μέση του κρυφού υποστυλώματος
Εμβαδόν τοιχώματος	A_c (cm ²)	9900	-
Ανηγγμένη αξονική δύναμη	v_d	0,250	-
Ανηγγμένη ροπή	μ_{Ed}	0,100	-
Λόγος	d_i/L_w	0,10	-
Ποσοστό ογκομετρικού οπλισμού	ω_{tot}	0,370	Από διαγράμματα αλληλεπίδρασης υποστυλωμάτων
Απαιτούμενος οπλισμός			-
Ολικός απαιτούμενος οπλισμός	$A_{s,tot, απαιτ}$ (cm ²)	224,67	-
Απαιτούμενος οπλισμός ακραίων στοιχείων	$A_{s, απαιτ}$ (cm ²)	74,89	Τέθηκε το 1/3 A_{tot} ανά ακραίο τοίχωμα/υποστύλωμα
Απαιτούμενος οπλισμός κορμού τοιχώματος	$A_{s,v, απαιτ}$ (cm ²)	74,89	Τέθηκε το 1/3 A_{tot} στον κορμό

Πίνακας 7-19: Κατακόρυφος οπλισμός που τέθηκε στην ομάδα τοιχωμάτων T5 330x30

Επεξήγηση	Τύπος	Τιμή	Παρατηρήσεις/Κανονισμός
Ακραία υποστυλώματα			
Οπλισμός ακραίων κρυφών υποστυλωμάτων	Φ (mm)	22	-
	Αριθμός ράβδων	18	
Εμβαδό οπλισμού ακραίων κρυφών υποστυλωμάτων	A_s (cm ²)	22	-
Γεωμετρικό ποσοστό οπλισμού ακραίων υποστυλωμάτων	ρ_L	2	-
Απόσταση των ράβδων κατά τη διεύθυνση x →	$s_{t,x}$ (cm)	6,75	Απαιτείται για τον υπολογισμό της περίσφιγξης
Απόσταση των ράβδων κατά τη διεύθυνση y ↑	$s_{t,y}$ (cm)	9,50	Απαιτείται για τον υπολογισμό της περίσφιγξης
Κορμός			-
Οπλισμός κορμού τοιχώματος	Φ (mm)	22	-
	Αριθμός ράβδων	36	-
Εμβαδό οπλισμού κορμού	$A_{s,v}$ (cm ²)	136,85	-
Εμβαδόν ράβδου κορμού	$A_{s,v,I}$ (cm ²)	3,80	-
Απόσταση των ράβδων του κορμού	s_v (cm)	12,0	-
Γεωμετρικό ποσοστό οπλισμού κορμού	ρ_v	2,11%	-
Μηχανικό ποσοστό κατακόρυφου οπλισμού	ω_v	1,06	-
Εμβαδόν οπλισμού	$A_{s,tot}$ (cm ²)	288,90	-

Στη συνέχεια, τέθηκε και ο απαραίτητος διατμητικός οπλισμός των κρυφών υποστυλωμάτων προκειμένου να ικανοποιηθούν οι προαναφερόμενες κανονιστικές διατάξεις περίσφιγξης. Συγκεκριμένα, τέθηκαν τρεις δίμητοι συνδετήρες $\Phi 10/9$ που περισφίγγουν τον πυρήνα σκυροδέματος μήκους $l_c=0.65$ m κάθε ακραίου κρυφού υποστυλώματος. Ο συντελεστής απόδοσης της περίσφιγξης, καθώς και τα ποσοστά τοποθετημένων συνδετήρων ανά διεύθυνση παρουσιάζονται στον επόμενο πίνακα (Πίνακας 7-20).

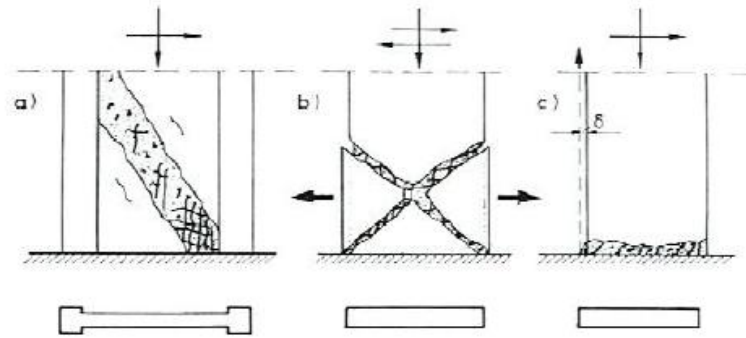
Πίνακας 7-20: Οπλισμός περίσφιγξης ομάδας τοιχωμάτων T5 330x30

Επεξήγηση	Τύπος	Τιμή
Εμβαδά συνδετήρων		
Εμβαδό συνδετήρων για τομή x	$A_{sw,x}$ (cm ²)	4,71
Εμβαδό συνδετήρων για τομή x <u>ανά μέτρο</u>	$A_{sw,x}$ (cm ² /m)	52,36
Εμβαδό συνδετήρων για τομή y	$A_{sw,y}$ (cm ²)	1,57
Εμβαδό συνδετήρων για τομή y <u>ανά μέτρο</u>	$A_{sw,y}$ (cm ² /m)	17,45
Περίσφιγξη		
Πλάτος κρυστού υποστυλώματος	b_{wc} (m)	0,3
Μήκος κρυστού υποστυλώματος	l_c (m)	0,65
Πλάτος περίσφιγξης (από μέσον συνδετήρα σε μέσον συνδετήρα)	$b_{wo} = b_w - 2 \cdot d_1$ (m)	0,19
Μήκος περίσφιγξης (από μέσον συνδετήρα σε μέσον συνδετήρα)	$l_{co} = l_c - 2 \cdot d_1$ (m)	0,54
Απόσταση των ράβδων κατά τη διεύθυνση x →	$s_{t,x}$ (cm)	6,75
Απόσταση των ράβδων κατά τη διεύθυνση y ↑	$s_{t,y}$ (cm)	9,50
Περισφιγμένες ράβδοι οπλισμού κατά x	$n_{περ,x}$	12
Περισφιγμένες ράβδοι οπλισμού κατά y	$n_{περ,y}$	4
Άθροισμα τετραγώνων περιμετρικών μηκών περίσφιγξης	Σb_i^2	0,1948
Συντελεστής	a_n	0,6836
Συντελεστής	a_s	0,791
Απόδοση περίσφιγξης	a	0,541
Ποσοστά τοποθετημένων συνδετήρων		
Γεωμετρικό ποσοστό συνδετήρων για τομή x	ρ_{wx}	2,76%
Γεωμετρικό ποσοστό συνδετήρων για τομή y	ρ_{wy}	0,32%
Ολικό γεωμετρικό ποσοστό συνδετήρων ακραίων περιοχών	ρ_w	3,08%
Ογκομετρικό ποσοστό συνδετήρων	ω_{wd}	0,50

Οι οπλισμοί που τέθηκαν τόσο οι κατακόρυφοι όσο και οι συνδετήρες, εξετάζονται αν ικανοποιούν τις κανονιστικές διατάξεις στο τέλος της παραγράφου αυτής. Να σημειωθεί ότι για λόγους οικονομίας (και εφόσον δεν απαιτούνται), οι οπλισμοί μειώθηκαν μετά τον όροφο Β. Περισσότερα στοιχεία στο τέλος της διπλωματικής, στα σχέδια λεπτομερειών και αναπτυγμάτων των τοιχωμάτων.

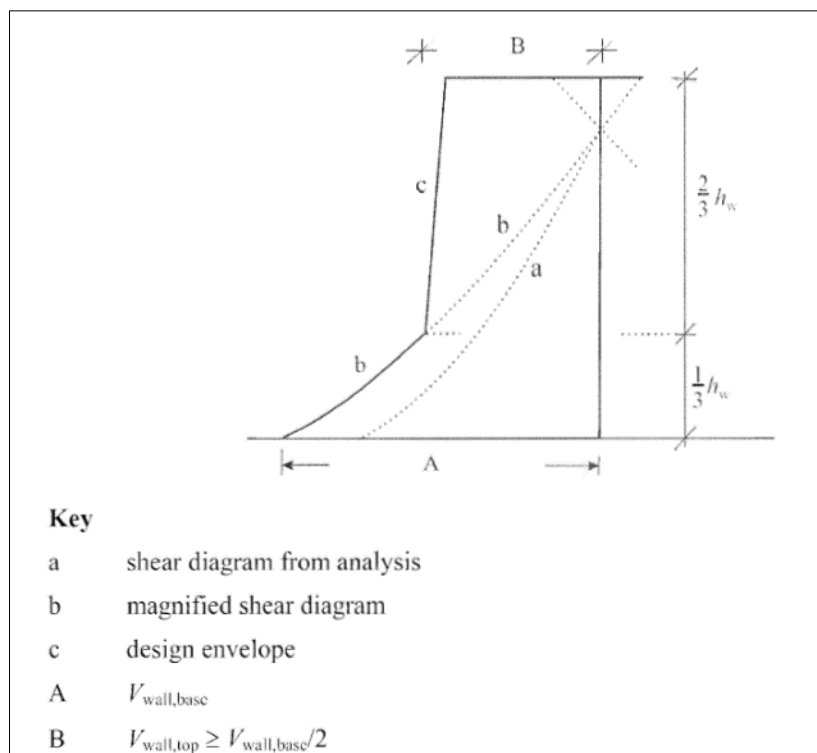
Όπλιση έναντι τέμνουσας

Η εκμετάλλευση ωστόσο της καμπτικής αντοχής του πλαστικού τοιχώματος, απαιτεί την πρόβλεψη και τον σχεδιασμό έναντι πρώιμης ψαθυρής αστοχίας λόγω διάτμησης. Ο μηχανισμός διάτμησης δεν απορροφά ενέργεια υπό ανακυκλιζόμενη φόρτιση καθώς το πεδίο των τάσεων είναι διδιάστατο και προκαλεί κύριες τάσεις και παραμορφώσεις υπό οποιαδήποτε γωνία με αποτέλεσμα να μην προσφέρεται για πλαστική ανελαστική συμπεριφορά (Εικ. 7-18). Η ενδεχόμενη αύξηση της τέμνουσας δύναμης στη βάση της διατομής του τοιχώματος όπου αναπτύσσεται η πλαστική άρθρωση (μετά τη διαρροή του οπλισμού) προκαλεί ψαθυρή αστοχία λόγω εκτεταμένης μη ελεγχόμενης ρηγμάτωσης ακόμη και στη θλιβόμενη ζώνη του σκυροδέματος γεγονός που οδηγεί στην απότομη απώλεια αντοχής του τοιχώματος.



Εικ. 7-18: Μορφές διατμητικής αστοχίας, (Paulay & Priestley, 1996), α) διαγώνια διατμητική ρηγμάτωση, β) δισδιαγώνια ρηγμάτωση λόγω ανακυκλιζόμενης φόρτισης, γ) ολίσθηση

Η αποφυγή αυτού του φαινομένου πραγματοποιείται μέσω του ικανοτικού σχεδιασμού του τοιχώματος που η μέγιστη τιμή της τέμνουσας υπολογίζεται σε σχέση με τις καμπτικές ροπές που θεωρούνται ίσες με τις καμπτικές αντοχές του τοιχώματος. Εφόσον η καμπτική αντοχή δεν μπορεί από φυσικής άποψης να υπερβεί την τιμή της δρώσας ροπής, η τελική τέμνουσα που υπολογίζεται είναι η μέγιστη δυνατή (Fardis, και συν., 2011). Ο ικανοτικός σχεδιασμός του τοιχώματος γίνεται μέσω της χρήσης των τιμών των τεμνουσών δυνάμεων από την περιβάλλουσα των τεμνουσών σχεδιασμού όπως ορίζει ο ΕΚ8.



Εικ. 7-19: Περιβάλλουσα τεμνουσών δυνάμεων, πηγή: EN1998-1:2004 Figure 5.4

Η ανάλυση της κατασκευής στην σεισμική απόκριση γίνεται με τη Δυναμική Φασματική Μέθοδο συνήθως (όπως και στην παρούσα μελέτη), η οποία λαμβάνει υπόψιν της τις ανώτερες ιδιομορφές που είναι απαραίτητες για τη μελέτη των τοιχωμάτων, τα οποία ως εύκαμπτα δομικά μέλη παρουσιάζουν μεγάλες περιόδους και άρα μεγάλη η επιρροή των ανώτερων ιδιομορφών σε αυτά. Οι τιμές των τεμνουσών δυνάμεων, χρειάζεται να διορθωθούν, στο τέλος, με την χρήση του διορθωτικού συντελεστή ϵ , ο οποίος για καμπτικά τοιχία Μέσης

Πλαστιμότητας λαμβάνεται ίσος με $\varepsilon=1.50$ σύμφωνα με το εδάφιο EN1998-1:2004 §5.4.2.4 (7). Ύστερα πραγματοποιείται η διαδικασία υπολογισμού της περιβάλλουσας των τεμνουσών δυνάμεων σύμφωνα με το εδάφιο EN1998-1:2004 5.4.2.4 (6)P,(7) & (8), διαδικασία απαραίτητη για να ληφθεί υπόψη η ενδεχόμενη αύξηση της τέμνουσας στη βάση του τοιχώματος. Η διαδικασία αυτή περιγράφεται με τα παρακάτω βήματα:

1. Διάγραμμα μεγίστων τεμνουσών εντός του ισχυρού επιπέδου της διατομής των σεισμικών συνδυασμών $G+\psi_2 \cdot Q \pm E$, όπως αυτές προκύπτουν από την ανάλυση στο λογισμικό επίλυσης.
2. Επαύξηση των τεμνουσών V_{Ed} με χρήση του διορθωτικού συντελεστή $\varepsilon=1.50$ για DCM όπως τονίστηκε προηγουμένως.

$$V_{Ed} = \varepsilon \cdot V'_{Ed} \quad \text{Εξ. 7-14}$$

3. Για κοντά τοιχώματα με λόγο $H_w/L_w < 2$ η διαδικασία ολοκληρώνεται στο προηγούμενο βήμα, ωστόσο για «χθαμαλά» (ή λυγηρά) τοιχώματα με $H_w/L_w \geq 2$ ο κανονισμός ορίζει ότι για ύψος έως $H_w/3$ η περιβάλλουσα των επαυξημένων τεμνουσών παραμένει με την ίδια μορφή έως το σημείο A. Στην κορυφή του τοιχώματος, στον τελευταίο όροφο n, η τιμή της περιβάλλουσας στο σημείο B, $V_{Ed,n}$, ορίζεται ως:

$$V_{Ed,n} = \max\{\varepsilon \cdot V'_{Ed,n}; V_{Ed,0}/2\} \quad \text{Εξ. 7-15}$$

Όπου:

- $V_{Ed,0}$: η τέμνουσα δύναμη που προκύπτει από την ανάλυση στη βάση του τοιχώματος
4. Μεταξύ των σημείων A και B θεωρείται γραμμική τιμή της περιβάλλουσας και η διαστασιολόγηση και ο έλεγχος έναντι διάτμησης σε κάθε θέση καθ' ύψος του τοιχώματος θα γίνει με την αντίστοιχη τέμνουσα της περιβάλλουσας στη θέση αυτή.

Έχοντας χαράξει την περιβάλλουσα τεμνουσών, ο σχεδιασμός του τοιχώματος έναντι διατμήσεως πραγματοποιείται με βάση τους τρεις ελέγχους που ορίζονται στον ΕΚ2 και είναι οι εξής:

1. Έλεγχος αντοχής σε διάτμηση χωρίς οπλισμό διάτμησης $V_{Rd,c} \leq V_{Ed}$, (EN1992-1-1:2004 §6.2.2)
2. Έλεγχος αντοχής σε διάτμηση με οπλισμό διάτμησης $V_{Rd,s} \leq V_{Ed}$, (EN1992-1-1:2004 §6.2.3)
3. Έλεγχος αστοχίας των λοξών θλιπτήρων σκυροδέματος $V_{Rd,max} \leq V_{Ed}$, (EN1992-1-1:2004 §6.2.3 (4))

Η παραπάνω διαδικασία ελέγχου εφαρμόστηκε στα ίδια πλάστιμα τοιχώματα T1 240x30 και T5 330x30 χωρίς να απαιτούνται επιπλέον διατάξεις του ΕΚ8 (π.χ. υπολογισμός κορμού λόγω διάτμησης ανάλογα την λυγηρότητα) όπως ισχύει για κατηγορία πλαστιμότητας DCH.

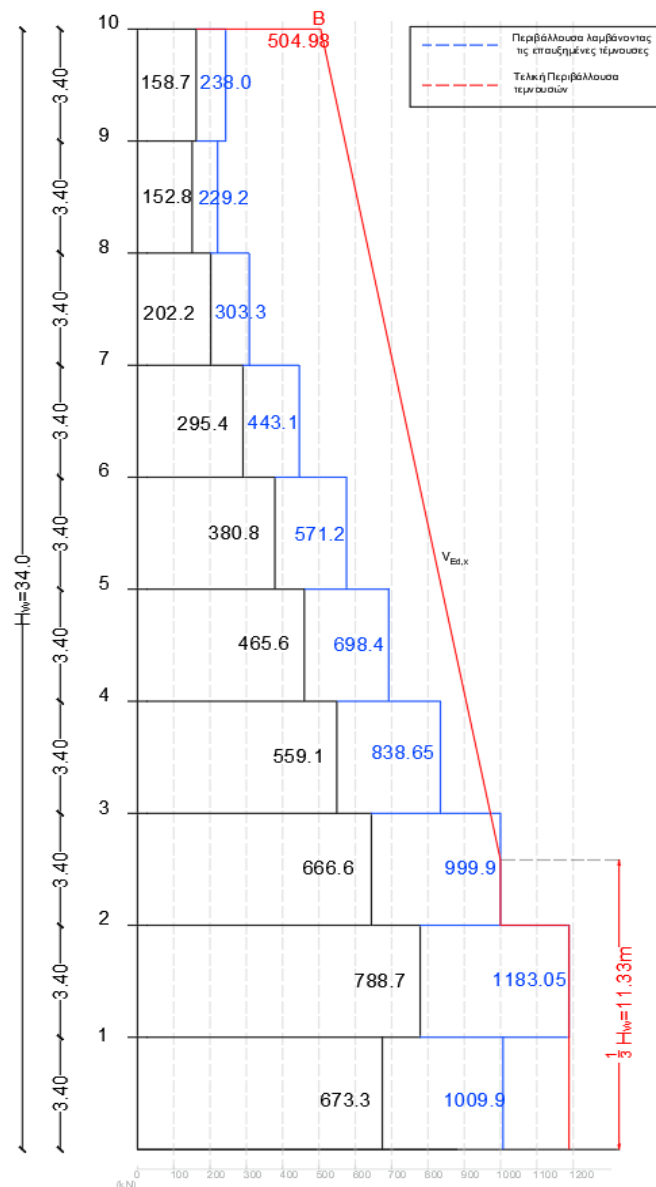
- Πλάστιμο τοίχωμα ομάδας T1 240x30

Οι τέμνουσες δυνάμεις (Εικ. 7-14) που ελήφθησαν από το λογισμικό επίλυσης (midas Gen) είναι οι μέγιστες των σεισμικών συνδυασμών (και για τις δύο διευθύνσεις του σεισμού) χωρίς να έχουν γίνει οι υπολογισμοί για πιθανές ακραίες τιμές όπως ορίζει ο κανονισμός (για οικονομικότερη διαστασιολόγηση). Στη συνέχεια πολλαπλασιάστηκαν με τον διορθωτικό συντελεστή $\varepsilon=1.50$ και σχεδιάστηκε η περιβάλλουσα τεμνουσών όπως

περιγράφηκε προηγουμένως (Εικ. 7-20). Για λόγους πληρότητας, αν και δεν απαιτείται λόγω κατηγορίας πλαστιμότητας DCM, παρουσιάζεται ο υπολογισμός του ε στον επόμενο πίνακα.

Πίνακας 7-21: Διορθωτικός συντελεστής τεμνουσών ε τοιχωμάτων T1, (EN1998-1:2004 §5.5.2.4.1 (7))

Επεξήγηση	Τύπος	Τιμή	Παρατηρήσεις/Κανονισμός
Μέγιστη δρώσα ροπή στη βάση του τοιχώματος κατά την εξεταζόμενη διεύθυνση	M_{Edo} (kNm)	3015,10	-
Ροπή αντοχής τοιχώματος	M_{Rdo} (kNm)	5103,1	-
Επιτάχυνση της χαρακτηριστικής περιόδου T_c	$S_e(T_c)$ (m/s ²)	12,71	EN1998-1:2004 §3.2.2
Θεμελιώδης ιδιοπερίοδος στη διεύθυνση των τεμνουσών	T_1 (sec)	0,70	-
Επιτάχυνση της χαρακτηριστικής περιόδου T1	$S_e(T_1)$ (m/s ²)	9,08	EN1998-1:2004 §3.2.2
Συντελεστής συμπεριφοράς	q	2,00	-
Συντελεστής υπεραντοχής λόγω σκλήρυνσης του χάλυβα	γ_{Rd}	1,20	EN1998-1:2004 §5.5.2.4.1 (7)
Διορθωτικός συντελεστής	ε	1,500	EN1998-1:2004 §5.4.2.4 (7)
Έλεγχος διορθωτικού συντελεστή	$1.50 \leq \varepsilon \leq q$	Ικανοποιείται	EN1998-1:2004 §5.5.2.4.1 (7)



Εικ. 7-20: Περιβάλλουσα τεμνουσών ομάδας τοιχωμάτων T1 240x30, (AutoCAD® Autodesk)

Η διαστασιολόγηση έναντι τέμνουσας όλων των τοιχωμάτων καθ' ύψος έγινε για λόγους συντομίας με την μέγιστη τέμνουσα της περιβάλλουσας τεμνουσών, που είναι η $V_{Ed}=1183.05$ kN. Αρχικά, ελέγχθηκε αν η διατομή του τοιχώματος χωρίς οπλισμό διάτμησης ικανοποιεί τον έλεγχο $V_{Rd,c} \leq V_{Ed}$ και τοποθετήθηκε τελικώς οριζόντιος οπλισμός στον κορμό του τοιχώματος λόγω μη ικανοποίησης.

Πίνακας 7-22: Έλεγχος αντοχής σε διάτμηση χωρίς οπλισμό διάτμησης για τα T1 240x30

Επεξήγηση	Τύπος	Τιμή	Παρατηρήσεις/Κανονισμός
Εμβαδόν διατομής σκυροδέματος	A_c (mm ²)	720000	EN1992-1-1 §6.2.2 (1)
Ποσοστό γεωμετρικού οπλισμού που εφελκύεται	ρ_L	3,38%	EN1992-1-1 §6.2.2 (1)
Έλεγχος	$\rho_L < 2\%$	Ικανοποιείται	EN1992-1-1 §6.2.2 (1)
Τάση	σ_{cp} (MPa)	7,6	EN1992-1-1 §6.2.2 (1)
Έλεγχος	$\sigma_{cp} < 0,2f_{cd}$	Δεν ικανοποιείται	EN1992-1-1 §6.2.2 (1)
Συντελεστής	$C_{Rd,c}$	0,12	EN1992-1-1 §6.2.2 (1)
Συντελεστής	k	1,309	EN1992-1-1 §6.2.2 (1)
Έλεγχος	$k < 2$	Ικανοποιείται	EN1992-1-1 §6.2.2 (1)
Συντελεστής	v_{min}	0,331	EN1992-1-1 §6.2.2 (1)
Τέμνουσα για την οποία δεν απαιτείται οπλισμός διάτμησης	$V_{Rd,c}$ (kN)	931,65	EN1992-1-1 §6.2.2 (1)
Έλεγχος αντοχής σε διάτμηση χωρίς οπλισμό	$V_{Rd,c} \geq V_{Ed}$	Δεν ικανοποιείται, απαιτείται οπλισμός	EN1992-1-1 §6.2.2 (1)

Πίνακας 7-23: Οριζόντιος οπλισμός που τέθηκε στα T1 240x30

Επεξήγηση	Τύπος	Τιμή
Διάμετρος οριζόντιου οπλισμού	Φ_h (mm)	14
Απόσταση οριζόντιου οπλισμού	s_h (cm)	15
Συνολικό Εμβαδόν οριζόντιου οπλισμού ανά διατομή	A_{sh} (cm ²)	3,08
Εμβαδόν οριζόντιου οπλισμού σε κάθε παρειά	A_{sh}/s_h (cm ² /m)	20,53
Γεωμετρικό ποσοστό οριζόντιου οπλισμού	ρ_h	0,68%

Ο οριζόντιος οπλισμός που τέθηκε στον κορμό του τοιχώματος θα πρέπει να επαρκεί για την αντοχή έναντι διάτμησης με οπλισμό $V_{Rd,s} \leq V_{Ed}$ (Πίνακας 7-24). Τέλος, εξετάζεται και η μέγιστη τέμνουσα $V_{Rd,max}$ που αναλαμβάνει το τοίχωμα που θα πρέπει να είναι μικρότερη από την δρώσα V_{Ed} (Πίνακας 7-25).

Πίνακας 7-24: Έλεγχος αντοχής σε διάτμηση με οπλισμό διάτμησης για τα T1 240x30

Επεξήγηση	Τύπος	Τιμή	Παρατηρήσεις/Κανονισμός
Γωνία λοξών θλιπτήρων	θ°	45	EN1992-1-1 §6.2.3 (2)
Μοχλοβραχίονας διατομής	z (m)	1,92	EN1992-1-1 §6.2.3 (2)
Όριο διαρροής οπλισμού διάτμησης	$f_{ywd}=80\%f_y$ (MPa)	400	EN1992-1-1 §6.2.3 (3)
Αντοχή σε διάτμηση με οπλισμό διάτμησης	$V_{Rd,s}$ (kN)	1576,33	EN1992-1-1 §6.2.3 (4)
Έλεγχος αντοχής σε διάτμηση με οπλισμό	$V_{Rd,s} \geq V_{Ed}$	Ικανοποιείται	EN1992-1-1 §6.2.3 (4)

Πίνακας 7-25: Έλεγχος αστοχίας των λοξών θλιπτήρων σκυροδέματος για τα T1 240x30

Επεξήγηση	Τύπος	Τιμή	Παρατηρήσεις/Κανονισμός
Μειωτικός συντελεστής λόγω ρηγμάτωσης του σκυροδέματος	ν_1	0,6	EN1992-1-1 §6.2.3 (3)
Συντελεστής εντατικής κατάστασης	α_{cw}	1,25	EN1992-1-1 §6.2.3 (3)
Αντοχή στις θέσεις εκτός κρίσιμης περιοχής	$V_{Rd,max}$ (kN)	9600	EN1992-1-1 §6.2.3 (3)
Αντοχή στις θέσεις εντός κρίσιμης περιοχής	$V_{Rd,max,her}$ (kN)	Ισχύει για DCH	EN1998-1:2004 §5.5.3.4.2 (1)
Έλεγχος σε διαγώνια θλίψη	$V_{Rd,s} \geq V_{Ed}$	Ικανοποιείται	-

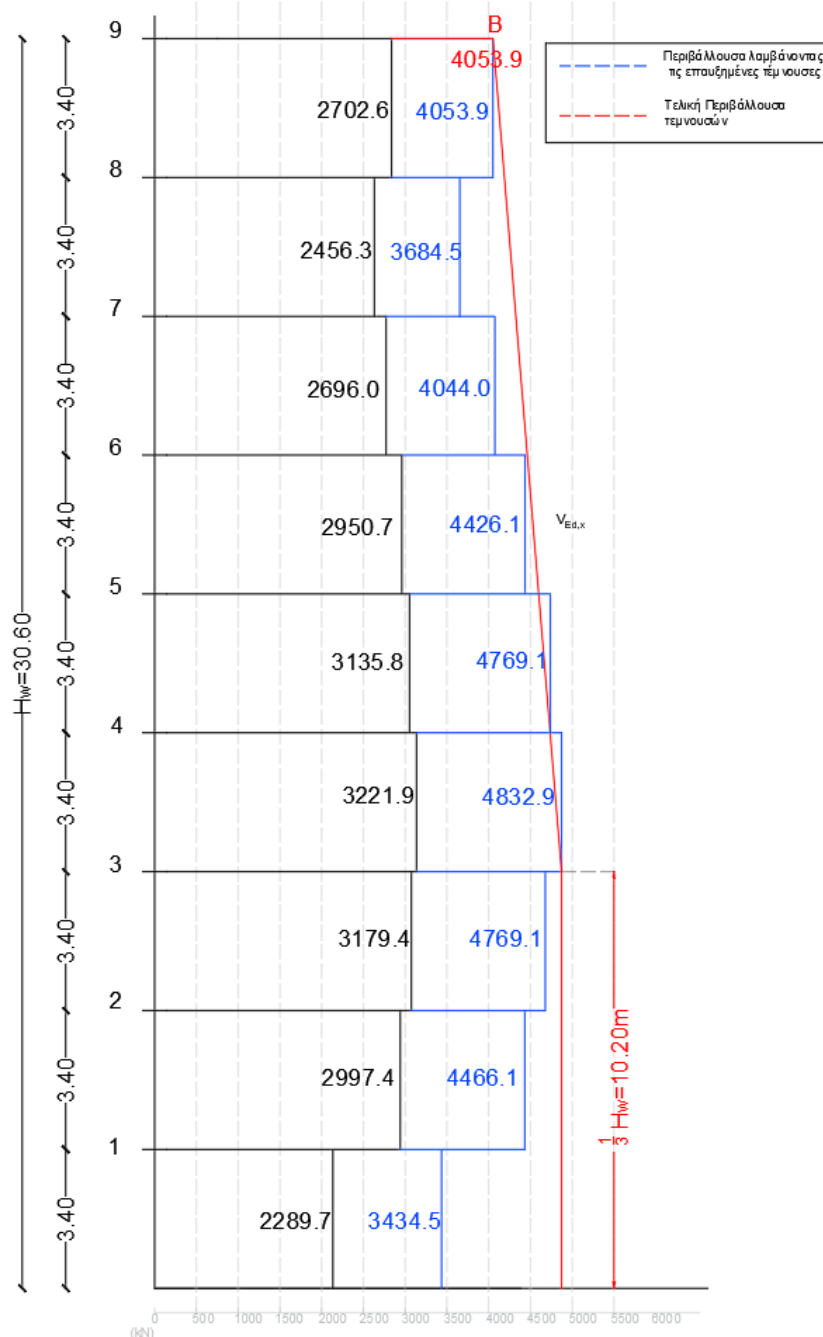
Τόσο ο έλεγχος αντοχής σε διάτμηση με οπλισμό όσο και ο έλεγχος αστοχίας των λοξών θλιπτήρων ικανοποιούνται, χωρίς να απαιτείται αλλαγή του οριζόντιου οπλισμού του κορμού. Να συμπληρωθεί ότι ο οριζόντιος οπλισμός θα πρέπει να ελεγχθεί με βάση τις κανονιστικές διατάξεις του ΕΚ8 που θέτει όρια για πλάστιμα τοιχώματα DCM.

- Πλάστιμο τοίχωμα ομάδας T5 330x30

Η διαδικασία είναι όμοια με πριν, δηλαδή οι τέμνουσες δυνάμεις (Εικ. 7-16) ελήφθησαν από το λογισμικό επίλυσης (midas Gen) και είναι οι μέγιστες των σεισμικών συνδυασμών (και για τις δύο διευθύνσεις του σεισμού) χωρίς να έχουν γίνει οι υπολογισμοί για πιθανές ακραίες τιμές, όπως συνιστά ο κανονισμός (για οικονομικότερη διαστασιολόγηση). Στη συνέχεια πολλαπλασιάστηκαν με τον διορθωτικό συντελεστή $\varepsilon=1.50$ και σχεδιάστηκε η περιβάλλουσα τεμνουσών όπως περιγράφηκε προηγουμένως (Εικ. 7-21). Για λόγους πληρότητας, αν και δεν απαιτείται λόγω κατηγορίας πλαστιμότητας DCM, παρουσιάζεται ο υπολογισμός του ε στον επόμενο πίνακα.

Πίνακας 7-26: Διορθωτικός συντελεστής τεμνουσών ε τοιχωμάτων T5, (EN1998-1:2004 §5.5.2.4.1 (7))

Επεξήγηση	Τύπος	Τιμή	Παρατηρήσεις/Κανονισμός
Μέγιστη δρώσα ροπή στη βάση του τοιχώματος κατά την εξεταζόμενη διεύθυνση	M_{Edo} (kNm)	8729,13	-
Ροπή αντοχής τοιχώματος	M_{Rdo} (kNm)	9353,8	-
Επιτάχυνση της χαρακτηριστικής περιόδου T_c	$S_e(T_c)$ (m/s ²)	12,71	EN1998-1:2004 §3.2.2
Θεμελιώδης ιδιοπερίοδος στη διεύθυνση των τεμνουσών	T_1 (sec)	0,70	-
Επιτάχυνση της χαρακτηριστικής περιόδου T_1	$S_e(T_1)$ (m/s ²)	9,08	EN1998-1:2004 §3.2.2
Συντελεστής συμπεριφοράς	q	2,00	-
Συντελεστής υπεραντοχής λόγω σκλήρυνσης του χάλυβα	γ_{Rd}	1,20	EN1998-1:2004 §5.5.2.4.1 (7)
Διορθωτικός συντελεστής	ε	1,500	EN1998-1:2004 §5.4.2.4 (7)
Έλεγχος διορθωτικού συντελεστή	$1.50 \leq \varepsilon \leq q$	Ικανοποιείται	EN1998-1:2004 §5.5.2.4.1 (7)



Εικ. 7-21: Περιβάλλουσα τέμνουσών ομάδας τοιχωμάτων T5 330x30, (AutoCAD® Autodesk)

Η διαστασιολόγηση έναντι τέμνουσας όλων των τοιχωμάτων καθ' ύψος έγινε για λόγους συντομίας με την μέγιστη τέμνουσα της περιβάλλουσας τέμνουσών, που είναι η $V_{Ed} = 4832.9 \text{ kN}$. Αρχικά ελέγχθηκε αν η διατομή του τοιχώματος χωρίς οπλισμό διάτμησης ικανοποιεί τον έλεγχο $V_{Rd,c} \leq V_{Ed}$ και τοποθετήθηκε τελικά οριζόντιος οπλισμός στον κορμό του τοιχώματος λόγω μη ικανοποίησης. Ο έλεγχος και ο οπλισμός που τέθηκε παρουσιάζονται στην επόμενη σελίδα.

Πίνακας 7-27: Έλεγχος αντοχής σε διάτμηση χωρίς οπλισμό διάτμησης για τα T5 330x30

Επεξήγηση	Τύπος	Τιμή	Παρατηρήσεις/Κανονισμός
Εμβαδόν διατομής σκυροδέματος	A_c (mm ²)	990000	EN1992-1-1 §6.2.2 (1)
Ποσοστό γεωμετρικού οπλισμού που εφελκείται	ρ_L	3,90%	EN1992-1-1 §6.2.2 (1)
Έλεγχος	$\rho_l < 2\%$	Ικανοποιείται	EN1992-1-1 §6.2.2 (1)
Τάση	σ_{cp} (MPa)	9,7	EN1992-1-1 §6.2.2 (1)
Έλεγχος	$\sigma_{cp} < 0,2f_{cd}$	Δεν ικανοποιείται	EN1992-1-1 §6.2.2 (1)
Συντελεστής	$C_{Rd,c}$	0,12	EN1992-1-1 §6.2.2 (1)
Συντελεστής	k	1,259	EN1992-1-1 §6.2.2 (1)
Έλεγχος	$k < 2$	Ικανοποιείται	EN1992-1-1 §6.2.2 (1)
Συντελεστής	v_{min}	0,313	EN1992-1-1 §6.2.2 (1)
Τέμνουσα για την οποία δεν απαιτείται οπλισμός διάτμησης	$V_{Rd,c}$ (kN)	1577,73	EN1992-1-1 §6.2.2 (1)
Έλεγχος αντοχής σε διάτμηση χωρίς οπλισμό	$V_{Rd,c} \geq V_{Ed}$	Δεν ικανοποιείται, απαιτείται οπλισμός	EN1992-1-1 §6.2.2 (1)

Πίνακας 7-28: Οριζόντιος οπλισμός που τέθηκε στα T5 330x30

Επεξήγηση	Τύπος	Τιμή
Διάμετρος οριζόντιου οπλισμού	Φ_h (mm)	18
Απόσταση οριζόντιου οπλισμού	s_h (cm)	11
Συνολικό Εμβαδόν οριζόντιου οπλισμού ανά διατομή	A_{sh} (cm ²)	5,09
Εμβαδόν οριζόντιου οπλισμού σε κάθε παρειά	A_{sh}/s_h (cm ² /m)	46,27
Γεωμετρικό ποσοστό οριζόντιου οπλισμού	ρ_h	1,54%

Ο οριζόντιος οπλισμός $\Phi 18/11$ που τέθηκε στον κορμό του τοιχώματος θα πρέπει να επαρκεί για την αντοχή έναντι διάτμησης με οπλισμό $V_{Rd,s} \leq V_{Ed}$ (Πίνακας 7-29). Τέλος, εξετάζεται και η μέγιστη τέμνουσα $V_{Rd,max}$ που αναλαμβάνει το τοίχωμα που θα πρέπει να είναι μικρότερη από την δρώσα V_{Ed} (Πίνακας 7-25).

Πίνακας 7-29: Έλεγχος αντοχής σε διάτμηση με οπλισμό διάτμησης για τα T5 330x30

Επεξήγηση	Τύπος	Τιμή	Παρατηρήσεις/Κανονισμός
Γωνία λοξών θλιπτήρων	θ°	45	EN1992-1-1 §6.2.3 (2)
Μοχλοβραχίονας διατομής	z (m)	2,64	EN1992-1-1 §6.2.3 (2)
Όριο διαρροής οπλισμού διάτμησης	$f_{ywd} = 80\% f_y$ (MPa)	400	EN1992-1-1 §6.2.3 (3)
Αντοχή σε διάτμηση με οπλισμό διάτμησης	$V_{Rd,s}$ (kN)	4885,80	EN1992-1-1 §6.2.3 (4)
Έλεγχος αντοχής σε διάτμηση με οπλισμό	$V_{Rd,s} \geq V_{Ed}$	Ικανοποιείται	EN1992-1-1 §6.2.3 (4)

Πίνακας 7-30: Έλεγχος αστοχίας των λοξών θλιπτήρων σκυροδέματος για τα T5 330x30

Επεξήγηση	Τύπος	Τιμή	Παρατηρήσεις/Κανονισμός
Μειωτικός συντελεστής λόγω ρηγμάτωσης του σκυροδέματος	ν_1	0,6	EN1992-1-1 §6.2.3 (3)
Συντελεστής εντατικής κατάστασης	α_{cw}	1,25	EN1992-1-1 §6.2.3 (3)
Αντοχή στις θέσεις εκτός κρίσιμης περιοχής	$V_{Rd,max}$ (kN)	9600	EN1992-1-1 §6.2.3 (3)
Αντοχή στις θέσεις εντός κρίσιμης περιοχής	$V_{Rd,max,her}$ (kN)	Ισχύει για DCH	EN1998-1:2004 §5.5.3.4.2 (1)
Έλεγχος σε διαγώνια θλίψη	$V_{Rd,s} \geq V_{Ed}$	Ικανοποιείται	-

Τόσο ο έλεγχος αντοχής σε διάτμηση με οπλισμό όσο και ο έλεγχος αστοχίας των λοξών θλιπτήρων ικανοποιούνται, χωρίς να απαιτείται αλλαγή του οριζόντιου οπλισμού του κορμού. Να συμπληρωθεί ότι ο οριζόντιος οπλισμός θα πρέπει να ελεγχθεί με βάση τις κανονιστικές διατάξεις του ΕΚ8 που θέτει όρια για πλάστιμα τοιχώματα DCM και οι διατάξεις αυτές παρουσιάζονται στην επόμενη παράγραφο.

Έλεγχοι βάσει των κανονισμών ΕΚ8 και ΕΚ2

Οι κατακόρυφοι, οριζόντιοι και διατμητικοί οπλισμοί (συνδετήρες) που τέθηκαν στα τοιχώματα T1 και T5 θα πρέπει να ελεγχθούν βάσει των αντίστοιχων διατάξεων όπλισης του ΕΚ2 και του ΕΚ8 για κατηγορία πλαστιμότητας DCM. Οι διατάξεις αυτές περιλαμβάνουν ένα πλήθος ελέγχων σχετικά με τα ελάχιστα και μέγιστα ποσοστά όπλισης, τις αποστάσεις μεταξύ των οπλισμών και άλλες κατασκευαστικές λεπτομέρειες.

- Πλάστιμο τοίχωμα ομάδας T1 240x30

Οι αρχικοί έλεγχοι είναι γενικής φύσεως και αναφέρονται στον έλεγχο επάρκειας του κατακόρυφου οπλισμού αλλά και το επιτρεπόμενο εύρος εμβადών που δίνεται από τον ΕΚ2 (Πίνακας 7-31). Πιο συγκεκριμένα θα πρέπει ο συνολικός κατακόρυφος οπλισμός που τέθηκε στο τοίχωμα να βρίσκεται ανάμεσα στα (EN1992-1-1:2004 §9.6.3):

$$A_{s,vmin}=0.002 \cdot A_c \quad \text{Εξ. 7-16}$$

$$A_{s,vmax}=0.040 \cdot A_c \quad \text{Εξ. 7-17}$$

όπου A_c το συνολικό εμβαδό της διατομής, ενώ η απόσταση των κατακόρυφων ράβδων δεν θα πρέπει να υπερβαίνει την τιμή:

$$s_{r,min}=\min(3b_w \text{ ή } 3b_{w0} ; 400 \text{ mm}) \quad \text{Εξ. 7-18}$$

Όπου

- b_w : το πλάτος του τοιχώματος
- b_{w0} : το πλάτος των ακραίων διαπλατυσμένων περιοχών του τοιχώματος (εφόσον υπάρχουν)

Πίνακας 7-31: Έλεγχος επάρκειας κατακόρυφου οπλισμού και γενικών διατάξεων για τα τοιχώματα T1

Επεξήγηση	Τύπος	Τιμή	Παρατηρήσεις/Κανονισμός
Έλεγχος κάλυψης απαιτούμενου οπλισμού	$A_{s,tot} \geq A_{s,tot,απαιτ}$	Ικανοποιείται	-
Έλεγχος κάλυψης απαιτούμενου οπλισμού στις ακραίες περιοχές	$A_{s,υποστ} \geq A_{s,υποστ,απαιτ}$	Ικανοποιείται	-
Έλεγχος κάλυψης απαιτούμενου οπλισμού στον κορμό	$A_{s,v} \geq A_{s,v,απαιτ}$	Ικανοποιείται	-
Εύρος εμβαδού κατακόρυφου οπλισμού	$A_{s,v,min} \leq A_{s,v} \leq A_{s,v,max}$	Ικανοποιείται	EN1992-1-1 §9.6.2
Μέγιστη απόσταση μεταξύ κατακόρυφων ράβδων	$s_r \leq \min[3b_w \text{ ή } 3b_{w0} ; 400\text{mm}]$	Ικανοποιείται	EN1992-1-1 §9.6.2

Εκτός των απαιτήσεων του ΕΚ2, ο ΕΚ8 θέτει επιπλέον περιορισμούς σχετικά με τον διαμήκη οπλισμό των πλάστιμων τοιχωμάτων (Πίνακας 7-32). Οι τιμές των ελέγχων αναγράφονται στον πίνακα (Πίνακας 7-15).

Πίνακας 7-32: Έλεγχος διαμήκους και οριζόντιου οπλισμού τοιχωμάτων T1 σύμφωνα με ΕΚ8

Επεξήγηση	Τύπος	Τιμή	Παρατηρήσεις/Κανονισμός
Διαμήκης οπλισμός ακραίων υποστολωμάτων			
Κρίσιμη περιοχή	$0.5\% \leq \rho_L \leq 4\%$	Ικανοποιείται	EN1998-1:2004 §5.4.3.4.2 (8) & EN1992-1-1 §9.6.2
Μη Κρίσιμη περιοχή	$\rho_L \geq 0.5\%$	Ικανοποιείται	EN1992-1-1 §9.6.2 (αν η θλιβόμενη παραμόρφωση του σκυροδέματος είναι $\epsilon > 0,2\%$)
Οπλισμός κορμού			
Ελάχιστο γεωμετρικό ποσοστό οριζόντιου οπλισμού	$\rho_h \geq \max[0,1\% ; 0,25\rho_v]$	Ικανοποιείται	EN1992-1-1 §9.6.3
Μέγιστη απόσταση μεταξύ των οριζόντιων ράβδων	$s_h \leq 400\text{mm}$	Ικανοποιείται	EN1992-1-1 §9.6.3
Εύρος γεωμετρικού ποσοστού κατακόρυφου οπλισμού	$0,2\% \leq \rho_v \leq 4\%$	Ικανοποιείται	EN1992-1-1 §9.6.2
Μέγιστη απόσταση μεταξύ κατακόρυφων ράβδων	$s_v \leq \min[400\text{mm} ; 3b_{w0}]$	Ικανοποιείται	EN1992-1-1 §9.6.2

Στην κρίσιμη περιοχή των πλάστιμων τοιχωμάτων T1, ο οπλισμός περίσφιγξης των ακραίων περιοχών θα πρέπει να ικανοποιεί την Εξ. 7-11 σύμφωνα με το εδάφιο EN1998-1:2004 §5.4.3.2.2 (8) ενώ η ελάχιστη επιτρεπόμενη τιμή του μηχανικού ογκομετρικού ποσοστού οπλισμού θα πρέπει να είναι 0.08 για DCM (EN1998-1:2004 §5.4.3.4.2 (9)).

Πίνακας 7-33: Έλεγχος οπλισμού περίσφιγξης στη κρίσιμη και μη, περιοχή των τοιχωμάτων T1

Επεξήγηση	Τύπος	Τιμή	Παρατηρήσεις/Κανονισμός
Κρίσιμη περιοχή			
Απόδοση περίσφιγξης	α	0,432	EN1998-1:2004 §5.4.3.4.2 (2)
Διάσταση περισφιγμένης διατομής κάθετα στην οριζόντια διεύθυνση	b_0 (m)	0,186	EN1998-1:2004 §5.4.3.4.2 (2)
Χαρακτηριστική περίοδος	T_1 (sec)	0,7	-
Ιδιοπερίοδος κατασκευής	T_c (sec)	0,5	-

Επεξήγηση	Τύπος	Τιμή	Παρατηρήσεις/Κανονισμός
Τροποποίηση βασικής τιμής συντελεστή συμπεριφοράς	q'	1,77	EN1998-1:2004 §5.4.3.4.2 (2)
Συντελεστής πλαστιμότητας καμπυλοτήτων	μ_{ϕ}	2,55	EN1998-1:2004 §5.2.3.4 (3)
Ανηγμένη αξονική δύναμη	v_d	0,29	-
Εφελκυστική παραμόρφωση χάλυβα	$\epsilon_{sy,d}$	0,00217	-
Μηχανικό ποσοστό κατακόρυφου οπλισμού	ω_v	0,68	EN1998-1:2004 §5.4.3.4.2 (4)
Απαιτούμενο Μηχανικό ποσοστό οπλισμού συνδετήρων	$\omega_{wd, απαιτ.}$	0,096	EN1998-1:2004 §5.4.3.2.2 (8)
Ελάχιστη επιτρεπτή τιμή μηχανικού ογκομετρικού ποσοστού οπλισμού	$\omega_{wd, επιτρεπτή}$	0,08	EN1998-1:2004 §5.4.3.4.2 (9)
Ογκομετρικό ποσοστό συνδετήρων που τέθηκε	ω_{wd}	0,59	-
Έλεγχος ικανοποίησης	$\omega_{wd, απαιτ.} \geq \omega_{wd, επιτρεπτή}$	Ικανοποιείται	-
Μέγιστη επιτρεπόμενη απόσταση συνδετήρων	$s_{max} \leq \min[175 \text{ mm}; b_0/2; 8d_{bL}]$	Ικανοποιείται	EN1998-1:2004 §5.4.3.4.2 (9)
Μη κρίσιμη περιοχή			
Ελάχιστος οπλισμός	$\rho_v \geq 0,5\%$	Ικανοποιείται	EN1998-1:2004 §5.4.3.4.2 (11)

Όλες οι κανονιστικές διατάξεις σχετικά με την όπλιση των τοιχωμάτων T1 ισχύουν χωρίς περαιτέρω αλλαγές και τροποποιήσεις.

- Πλάστιμο τοίχωμα ομάδας T5 330x30

Όμοια με πριν, οι αρχικοί έλεγχοι είναι γενικής φύσεως και αναφέρονται στον έλεγχο επάρκειας του κατακόρυφου οπλισμού αλλά και το επιτρεπόμενο εύρος εμβαδών που δίνεται από τον ΕΚ2 (Πίνακας 7-34).

Πίνακας 7-34: Έλεγχος επάρκειας κατακόρυφου οπλισμού και γενικών διατάξεων για τα τοιχώματα T5

Επεξήγηση	Τύπος	Τιμή	Παρατηρήσεις/Κανονισμός
Έλεγχος κάλυψης απαιτούμενου οπλισμού	$A_{s,tot} \geq A_{s,tot, απαιτ}$	Ικανοποιείται	-
Έλεγχος κάλυψης απαιτούμενου οπλισμού στις ακραίες περιοχές	$A_{s, υποστ} \geq A_{s, υποστ, απαιτ}$	Ικανοποιείται	-
Έλεγχος κάλυψης απαιτούμενου οπλισμού στον κορμό	$A_{s,v} \geq A_{s,v, απαιτ}$	Ικανοποιείται	-
Εύρος εμβαδού κατακόρυφου οπλισμού	$A_{s,v, min} \leq A_{s,v} \leq A_{s,v, max}$	Ικανοποιείται	EN1992-1-1 §9.6.2
Μέγιστη απόσταση μεταξύ κατακόρυφων ράβδων	$s_r \leq \min[3b_w \text{ ή } 3b_{w0} ; 400\text{mm}]$	Ικανοποιείται	EN1992-1-1 §9.6.2

Ο ΕΚ8 θέτει επιπλέον περιορισμούς σχετικά με τον διαμήκη οπλισμό των πλάστιμων τοιχωμάτων. Το ποσοστό του κατακόρυφου οπλισμού των ακραίων κρυφών υποστυλωμάτων της κρίσιμης και μη κρίσιμης περιοχής ήταν $\rho_L=3.90\%$, ενώ του κορμού $\rho_v=2.11\%$ σε απόσταση $s_v=12 \text{ cm}$ (Πίνακας 7-19). Αντίστοιχα, ο οριζόντιος οπλισμός που τέθηκε στον κορμό ήταν $\rho_h=1.54\%$ σε απόσταση $s_h=11 \text{ cm}$ (Πίνακας 7-28).

Πίνακας 7-35: Έλεγχος διαμήκους και οριζόντιου οπλισμού τοιχώματων T5 σύμφωνα με ΕΚ8

Επεξήγηση	Τύπος	Τιμή	Παρατηρήσεις/Κανονισμός
Διαμήκης οπλισμός ακραίων υποστολωμάτων			
Κρίσιμη περιοχή	$0.5\% \leq \rho_L \leq 4\%$	Ικανοποιείται	EN1998-1:2004 §5.4.3.4.2 (8) & EN1992-1-1 §9.6.2
Μη Κρίσιμη περιοχή	$\rho_L \geq 0.5\%$	Ικανοποιείται	EN1992-1-1 §9.6.2 (αν η θλιβόμενη παραμόρφωση του σκυροδέματος είναι $\epsilon > 0,2\%$)
Οπλισμός κορμού			
Ελάχιστο γεωμετρικό ποσοστό οριζόντιου οπλισμού	$\rho_h \geq \max[0,1\% ; 0,25\rho_v]$	Ικανοποιείται	EN1992-1-1 §9.6.3
Μέγιστη απόσταση μεταξύ των οριζόντιων ράβδων	$s_h \leq 400\text{mm}$	Ικανοποιείται	EN1992-1-1 §9.6.3
Εύρος γεωμετρικού ποσοστού κατακόρυφου οπλισμού	$0,2\% \leq \rho_v \leq 4\%$	Ικανοποιείται	EN1992-1-1 §9.6.2
Μέγιστη απόσταση μεταξύ κατακόρυφων ράβδων	$s_v \leq \min[400\text{mm} ; 3b_{w0}]$	Ικανοποιείται	EN1992-1-1 §9.6.2

Στην κρίσιμη περιοχή των πλαστικών τοιχωμάτων T1, ο οπλισμός περίσφιγξης των ακραίων περιοχών θα πρέπει να ικανοποιεί την Εξ. 7-11 σύμφωνα με το εδάφιο EN1998-1:2004 §5.4.3.2.2 (8) ενώ η ελάχιστη επιτρεπόμενη τιμή του μηχανικού ογκομετρικού ποσοστού οπλισμού θα πρέπει να είναι 0.08 για DCM (EN1998-1:2004 §5.4.3.4.2 (9)). Αντίστοιχα, για τη μη κρίσιμη περιοχή, απαιτείται μόνο έλεγχος με το ελάχιστο γεωμετρικό ποσοστό οπλισμού.

Πίνακας 7-36: Έλεγχος οπλισμού περίσφιγξης στη κρίσιμη και μη, περιοχή των τοιχωμάτων T5

Επεξήγηση	Τύπος	Τιμή	Παρατηρήσεις/Κανονισμός
Κρίσιμη περιοχή			
Απόδοση περίσφιγξης	α	0,541	EN1998-1:2004 §5.4.3.4.2 (2)
Διάσταση περισφιγμένης διατομής κάθετα στην οριζόντια διεύθυνση	b_0 (m)	0,19	EN1998-1:2004 §5.4.3.4.2 (2)
Χαρακτηριστική περίοδος	T_1 (sec)	0,7	-
Ιδιοπερίοδος κατασκευής	T_c (sec)	0,5	-
Τροποποίηση βασικής τιμής συντελεστή συμπεριφοράς	q'	2,80	EN1998-1:2004 §5.4.3.4.2 (2)
Συντελεστής πλαστιμότητας καμπυλοτήτων	μ_ϕ	4,60	EN1998-1:2004 §5.2.3.4 (3)
Ανηγμένη αξονική δύναμη	N_d	0,36	-
Εφελκυστική παραμόρφωση χάλυβα	$\epsilon_{sy,d}$	0,00217	-
Μηχανικό ποσοστό κατακόρυφου οπλισμού	ω_v	1,06	EN1998-1:2004 §5.4.3.4.2 (4)
Απαιτούμενο Μηχανικό ποσοστό οπλισμού συνδετήρων	$\omega_{wd, απαιτ.}$	0,253	EN1998-1:2004 §5.4.3.2.2 (8)
Ελάχιστη επιτρεπτή τιμή μηχανικού ογκομετρικού ποσοστού οπλισμού	$\omega_{wd, επιτρεπτή}$	0,08	EN1998-1:2004 §5.4.3.4.2 (9)
Ογκομετρικό ποσοστό συνδετήρων που τέθηκε	ω_{wd}	0,50	-
Έλεγχος ικανοποίησης	$\omega_{wd, απαιτ.} \geq \omega_{wd, επιτρεπτή}$	Ικανοποιείται	-

Επεξήγηση	Τύπος	Τιμή	Παρατηρήσεις/Κανονισμός
Μέγιστη επιτρεπόμενη απόσταση συνδετήρων	$s_{max} \leq \min[175 \text{ mm}; b_0/2; 8d_{bL}]$	Ικανοποιείται	EN1998-1:2004 §5.4.3.4.2 (9)
Μη κρίσιμη περιοχή			
Ελάχιστος οπλισμός	$\rho_v \geq 0,5\%$	Ικανοποιείται	EN1998-1:2004 §5.4.3.4.2 (11)

Όλες οι κανονιστικές διατάξεις σχετικά με την όπλιση των τοιχωμάτων T5 ισχύουν χωρίς περαιτέρω αλλαγές και τροποποιήσεις.

Αντοχή διατομών τοιχωμάτων

Η αντοχή των διατομών έναντι κάμψης εξετάστηκε με διάγραμμα ινών σε υπολογιστικό φύλλο Excel με προσεγγιστική θεώρηση των οπλισμών συγκεντρωμένων στα ακραία υποστυλώματα και με μέγιστη θλιπτική παραμόρφωση σκυροδέματος υπό περισφιγξη $\epsilon_{cu,c}$ όπως ορίζεται στο εδάφιο EN1992-1-1:2004 §3.1.9 (2), ενώ ελέγχθηκε και μέσω του προγράμματος για το προσομοίωμα με θεώρηση πάκτωσης στη θεμελίωση (fixed based model).

- Πλάστιμο τοίχωμα ομάδας T1 240x30

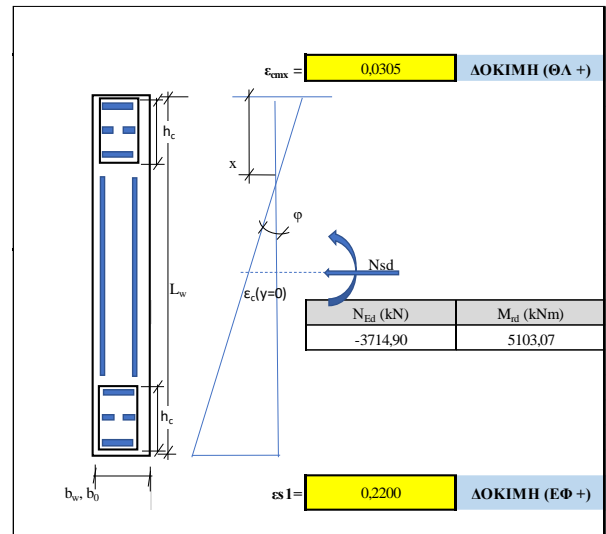
Παρακάτω παρουσιάζονται οι έλεγχοι της όπλισης (Εικ. 7-22) από το λογισμικό επίλυσης (midas Gen) καθώς και η ροπή αντοχής της διατομής με διάγραμμα ινών όπως αναφέρθηκε προηγουμένως (Πίνακας 7-37).

WID	SEL	Wall Mark	fck	fyk	CHK	LCB	Uc	N_Rdmax	Rat-Ny	M_Edy	Rat-My	VRdc	VRds	V_Ed
Story		Lw	HTw	hw	fyw		Rat-Uc	N_Ed	Rat-Nz	M_Edz	Rat-Mz	Rat-Vc	Rat-Vs	Rat-V
1	<input type="checkbox"/>	240x30		40000.0	500000	OK	0.287	26728.6	0.797	2930.60	0.811	882.526	1734.39	838.656
1F		2.4000	3.4000	0.3000	500000		0.717	-3714.9	0.000	0.00000	0.000	0.950	0.484	0.950
2	<input type="checkbox"/>	240x30		40000.0	500000	OK	0.212	26728.6	0.629	2856.75	0.636	430.785	1734.39	412.439
2F		2.4000	3.4000	0.3000	500000		0.529	-2328.7	0.000	0.00000	0.000	0.957	0.238	0.957
14	<input type="checkbox"/>	240x30		40000.0	500000	OK	0.287	26728.6	0.804	2931.12	0.811	881.725	1734.39	855.825
1F		2.4000	3.4000	0.3000	500000		0.718	-3744.8	0.000	0.00000	0.000	0.971	0.493	0.971
15	<input type="checkbox"/>	240x30		40000.0	500000	OK	0.211	26728.6	0.641	2861.03	0.627	431.069	1734.39	397.934
2F		2.4000	3.4000	0.3000	500000		0.527	-2325.0	0.000	0.00000	0.000	0.923	0.229	0.923

Εικ. 7-22: Έλεγχοι διαστασιολόγησης των T1 από το λογισμικό επίλυσης, (midas Gen)

Πίνακας 7-37: Αντοχή διατομής τοιχωμάτων T1 και γραφική αναπαράσταση

Επεξήγηση	Τύπος	Τιμή
Θλιπτική ζώνη	x (m)	0,2923
Καμπυλότητα	φ (1/m)	0,1044
Μέγιστη θλιπτική παραμόρφωση σκυροδέματος υπό περισφιγξη	$\epsilon_{cu2,c}$ (%)	0,030504
Συντελεστής πλήρωσης σκυροδέματος	a_s	0,978
Παραμόρφωση σκυροδέματος στην μέση της διατομής	$\epsilon_c (y=0)$	-0,0947
Συντελεστής	$\xi = x/d$	0,1353
Επιτρεπόμενο μήκος ακραίου κρυφούποστύλωματος	h_c (m)	0,2587
Ροπή αντοχής τοιχώματος	M_{Rd} (kNm)	5103,1
Δρώσα μέγιστη ροπή	M_{Ed} (kNm)	3015,1
Έλεγχος	$M_{Rd} \geq M_{Ed}$	Ικανοποιείται
Λόγος	M_{Rd} / M_{Ed}	1,69



Πίνακας 7-38: Υπολογισμός ροπής αντοχής των T1 με διάγραμμα ινών

Δεδομένα οπλισμού (εμβαδόν και θέση ως προς το μέσον)						ϵ_s	f_s	$F_s = A_s \cdot f_s$	$M(F_s) = F_s \cdot (L_w/2 - y_s)$	
							MPa	kN	kNm	
$A_{s1.1} =$	20,27	cm ²	$Y_{s1} =$	1,13	m	0,0234	434,78	881,47	997,82	
$A_{s1.2} =$	20,27	cm ²	$Y_{s1} =$	0,90	m	-0,0008	-0,16	-0,33	-0,29	
$A_{s1.3} =$	20,27	cm ²	$Y_{s1} =$	0,67	m	-0,0250	-434,78	-881,47	-588,82	
$A_{sv} =$	6,28	cm ²	$y_s =$	0,55	m	-0,0373	-434,78	-273,18	-150,25	
$A_{sv} =$	6,28	cm ²	$y_s =$	0,45	m	-0,0478	-434,78	-273,18	-122,93	
$A_{sv} =$	6,28	cm ²	$y_s =$	0,35	m	-0,0582	-434,78	-273,18	-95,61	
$A_{sv} =$	6,28	cm ²	$y_s =$	0,25	m	-0,0686	-434,78	-273,18	-68,30	
$A_{sv} =$	6,28	cm ²	$y_s =$	0,15	m	-0,0791	-434,78	-273,18	-40,98	
$A_{sv} =$	6,28	cm ²	$y_s =$	0,05	m	-0,0895	-434,78	-273,18	-13,66	
$A_{sv} =$	6,28	cm ²	$y_s =$	-0,05	m	-0,1000	-434,78	-273,18	13,66	
$A_{sv} =$	6,28	cm ²	$y_s =$	-0,15	m	-0,1104	-434,78	-273,18	40,98	
$A_{sv} =$	6,28	cm ²	$y_s =$	-0,25	m	-0,1208	-434,78	-273,18	68,30	
$A_{sv} =$	6,28	cm ²	$y_s =$	-0,35	m	-0,1313	-434,78	-273,18	95,61	
$A_{sv} =$	6,28	cm ²	$y_s =$	-0,45	m	-0,1417	-434,78	-273,18	122,93	
$A_{sv} =$	6,28	cm ²	$y_s =$	-0,55	m	-0,1521	-434,78	-273,18	150,25	
$A_{s2.1} =$	20,27	cm ²	$Y_{s1} =$	-0,67	m	-0,1645	-434,78	-881,47	588,82	
$A_{s2.2} =$	20,27	cm ²	$Y_{s1} =$	-0,90	m	-0,1887	-434,78	-881,47	793,32	
$A_{s2.3} =$	20,27	cm ²	$Y_{s1} =$	-1,13	m	-0,2129	-434,78	-881,47	997,82	
						Αξονική και Ροπή γάλυβα	$\Sigma F_s =$	-5922,9	$\Sigma M(F_s) =$	2788,67
						Αξονική και Ροπή σκυροδέματος	$F_c =$	2208,01	$M(F_c) =$	2314,40

- Πλάστιμο τοίχωμα ομάδας T5 330x30

Όμοια με πριν, παρακάτω παρουσιάζονται οι έλεγχοι της όπλισης (Εικ. 7-23) από το λογισμικό επίλυσης (midas Gen) καθώς και η ροπή αντοχής της διατομής με διάγραμμα ινών όπως αναφέρθηκε προηγουμένως (Πίνακας 7-39).

Eurocode2:04 RC-Wall Checking Result Dialog

Code : EC2:04 (Method 1) Unit : kN , m Primary Sorting Option

Sorted by Wall ID + Story WID Wall Mark

Wall ID (WID)

Sort Result...

WID	SEL	Wall Mark	fck	fyk	CHK	LCB	Uc	N_Rdmax	Rat-Ny	M_Edy	Rat-My	VRdc	VRds	V_Ed
Story		Lw	HTw	hw	fyw		Rat-Uc	N_Ed	Rat-Nz	M_Edz	Rat-Mz	Rat-Vc	Rat-Vs	Rat-V
21	<input type="checkbox"/>	330x30	40000.0	500000	OK	15	0.304	39389.5	0.848	8025.23	0.832	1010.14	5622.14	4724.44
1F	<input type="checkbox"/>	3.4500	3.4000	0.3000	500000		0.760	-5294.1	0.000	0.00000	0.000	4.677	0.840	0.840
28	<input type="checkbox"/>	330x30	40000.0	500000	OK	12	0.350	38989.5	0.987	8723.21	0.969	0.00000	5540.66	4832.86
1F	<input type="checkbox"/>	3.4000	3.4000	0.3000	500000		0.875	-6518.7	0.000	0.00000	0.000	0.000	0.872	0.872
29	<input type="checkbox"/>	330x30	40000.0	500000	OK	15	0.310	38989.5	0.870	8538.10	0.851	995.906	5540.66	4900.52
1F	<input type="checkbox"/>	3.4000	3.4000	0.3000	500000		0.775	-5062.9	0.000	0.00000	0.000	4.921	0.884	0.884
36	<input type="checkbox"/>	330x30	40000.0	500000	OK	12	0.344	38989.5	0.982	8701.57	0.966	0.00000	5540.66	5039.59
1F	<input type="checkbox"/>	3.4000	3.4000	0.3000	500000		0.861	-6484.3	0.000	0.00000	0.000	0.000	0.910	0.910

Connect Model View

Select All Unselect All Re-calculation

Graphic... Detail... Summary... <<

Draw PM Curve... Close Copy Table

Result View Option Result View Option (B.E.)

All OK NG All

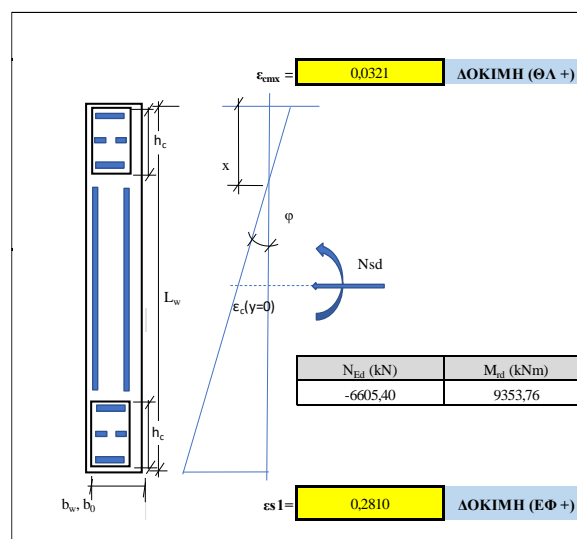
Required

Not Required

Εικ. 7-23: Έλεγχοι διαστασιολόγησης των T5 από το λογισμικό επίλυσης, (midas Gen)

Πίνακας 7-39: Αντοχή διατομής τοιχωμάτων T5 και γραφική αναπαράσταση

Επεξήγηση	Τύπος	Τιμή
Θλιπτική ζώνη	x (m)	0,3388
Καμπυλότητα	φ (1/m)	0,0949
Μέγιστη θλιπτική παραμόρφωση σκυροδέματος υπό περισφιγξη	$\epsilon_{cu2,c}$ (%)	0,032149
Συντελεστής πλήρωσης σκυροδέματος	a_s	0,979
Παραμόρφωση σκυροδέματος στην μέση της διατομής	$\epsilon_c (y=0)$	-0,1244
Συντελεστής	$\xi = x/d$	0,1141
Επιτρεπόμενο μήκος ακραίου κρυφούποστρώματος	h_c (m)	0,3019
Ροπή αντοχής τοιχώματος	M_{Rd} (kNm)	9353,8
Δράση μέγιστη ροπή	M_{Ed} (kNm)	8729,1
Έλεγχος	$M_{Rd} \geq M_{Ed}$	Ικανοποιείται
Λόγος	M_{Rd} / M_{Ed}	1,07



Πίνακας 7-40: Υπολογισμός ροπής αντοχής των T5 με διάγραμμα ινών

Δεδομένα σπλισμού (εμβαδόν και θέση ως προς το μέσον)						ϵ_s	f_s	$F_s = A_s \cdot f_s$	$M(F_s) = F_s \cdot (L_w/2 - y_s)$	
							MPa	kN	kNm	
$A_{s1.1} =$	25,34	cm ²	$Y_{s1} =$	1,58	m	0,0259	434,78	1101,83	1745,30	
$A_{s1.2} =$	25,34	cm ²	$Y_{s1} =$	1,33	m	0,0013	0,26	0,66	0,88	
$A_{s1.3} =$	25,34	cm ²	$Y_{s1} =$	1,07	m	-0,0233	-434,78	-1101,83	-1174,55	
$A_{sv} =$	7,60	cm ²	$y_s =$	0,94	m	-0,0352	-434,78	-330,55	-310,72	
$A_{sv} =$	7,60	cm ²	$y_s =$	0,82	m	-0,0466	-434,78	-330,55	-271,05	
$A_{sv} =$	7,60	cm ²	$y_s =$	0,70	m	-0,0580	-434,78	-330,55	-231,39	
$A_{sv} =$	7,60	cm ²	$y_s =$	0,58	m	-0,0694	-434,78	-330,55	-191,72	
$A_{sv} =$	7,60	cm ²	$y_s =$	0,46	m	-0,0808	-434,78	-330,55	-152,05	
$A_{sv} =$	7,60	cm ²	$y_s =$	0,34	m	-0,0922	-434,78	-330,55	-112,39	
$A_{sv} =$	7,60	cm ²	$y_s =$	0,22	m	-0,1036	-434,78	-330,55	-72,72	
$A_{sv} =$	7,60	cm ²	$y_s =$	0,10	m	-0,1149	-434,78	-330,55	-33,06	
$A_{sv} =$	7,60	cm ²	$y_s =$	-0,02	m	-0,1263	-434,78	-330,55	6,61	
$A_{sv} =$	7,60	cm ²	$y_s =$	-0,14	m	-0,1377	-434,78	-330,55	46,28	
$A_{sv} =$	7,60	cm ²	$y_s =$	-0,26	m	-0,1491	-434,78	-330,55	85,94	
$A_{sv} =$	7,60	cm ²	$y_s =$	-0,38	m	-0,1605	-434,78	-330,55	125,61	
$A_{sv} =$	7,60	cm ²	$y_s =$	-0,50	m	-0,1719	-434,78	-330,55	165,28	
$A_{sv} =$	7,60	cm ²	$y_s =$	-0,62	m	-0,1833	-434,78	-330,55	204,94	
$A_{sv} =$	7,60	cm ²	$y_s =$	-0,74	m	-0,1947	-434,78	-330,55	244,61	
$A_{sv} =$	7,60	cm ²	$y_s =$	-0,86	m	-0,2060	-434,78	-330,55	284,27	
$A_{sv} =$	7,60	cm ²	$y_s =$	-0,98	m	-0,2174	-434,78	-330,55	323,94	
$A_{sv} =$	7,60	cm ²	$y_s =$	-1,10	m	-0,2288	-434,78	-330,55	363,61	
$A_{s2.1} =$	25,34	cm ²	$Y_{s1} =$	-1,07	m	-0,2256	-434,78	-1101,83	1174,55	
$A_{s2.2} =$	25,34	cm ²	$Y_{s1} =$	-1,33	m	-0,2502	-434,78	-1101,83	1459,93	
$A_{s2.3} =$	25,34	cm ²	$Y_{s1} =$	-1,58	m	-0,2747	-434,78	-1101,83	1745,30	
						Αξονική και Ροπή <i>χάλωβα</i>	$\Sigma F_s =$	-9254,7	$\Sigma M(F_s) =$	5427,41
						Αξονική και Ροπή <i>σκυροδέματος</i>	$F_c =$	2649,34	$M(F_c) =$	3926,35

7.2.3 Όπλιση ελαφρώς οπλισμένων τοιχωμάτων

Τα ελαφρώς οπλισμένα τοιχώματα όπως αναφέρθηκε στην §7.2.1 διαστασιολογούνται και οπλίζονται με διαφορετικές διατάξεις από αυτές των πλαστικών τοιχωμάτων αφού δεν μπορούν πρακτικά να πακτωθούν στη βάση τους. Εκτός από το γεωμετρικό κριτήριο κατάταξης τους απαιτείται να βρίσκονται σε σύστημα μεγάλων ελαφρώς οπλισμένων τοιχωμάτων προκειμένου να διαστασιολογηθούν τελικώς ως ελαφρά οπλισμένα. Ο ΕΚ8 μάλιστα, είναι ο μόνος από τους περιφερειακούς αντισεισμικούς κανονισμούς που περιλαμβάνει ειδικές διατάξεις για τον σχεδιασμό κτιρίων με ελαφρά οπλισμένα τοιχώματα, οι οποίες βασίζονται σε μελέτες και την εμπειρία παρόμοιων κανόνων στα νότια της Γαλλίας (Fardis, και συν., 2011).

Γεωμετρικές Απαιτήσεις

Οι γεωμετρικές απαιτήσεις του ΕΚ8 είναι οι ίδιες με αυτές των πλαστικών τοιχωμάτων, με εξαίρεση το μήκος των ακραίων περιοχών που καθορίζεται από την σχέση:

$$l_c = \max \left\{ \begin{array}{l} b_w \\ 3b_w \cdot \sigma_{cm} / f_{cd} \end{array} \right. \quad \text{Εξ. 7-19}$$

Όπου:

- b_w : το πλάτος του τοιχώματος
- σ_{cm} : η μέση τιμή της τάσης του σκυροδέματος στη θλιβόμενη ζώνη για την οριακή κατάσταση αστοχίας υπό κάμψη με αξονική δύναμη.

Στον επόμενο πίνακα παρουσιάζονται συγκεντρωτικά οι γεωμετρικοί έλεγχοι των ελαφρώς οπλισμένων τοιχωμάτων (Πίνακας 7-41). Να σημειωθεί ότι τα τοιχώματα της ομάδας T4 540x30 παρόλο που γεωμετρικά ανήκουν στα μεγάλα τοιχώματα, κανονιστικά λόγω του ότι στη διεύθυνση X το σύστημα δεν είναι ελαφρώς οπλισμένων τοιχωμάτων, δεν εξετάζονται στην παρούσα παράγραφο.

Πίνακας 7-41: Έλεγχος ελάχιστου μήκους l_c και πάχους b_w ακραίων περιοχών μεγάλων τοιχωμάτων

Όνομα	Αριθμός τοιχωμάτων	Μήκος	Πλάτος	Ύψος τυπικού ορόφου	Συνολικό ύψος	Μήκος ακραίων περιοχών	Έλεγχος ελάχιστου πάχους κορμού EN1998-1:2004 §5.4.1.2.3 (1)	Έλεγχος ελάχιστου μήκους ακραίων περιοχών EN1998-1:2004 §5.4.3.5.3 (2)
		L_w (m)	b_w (m)	h_s (m)	H (m)	l_c (m)	$b_w \geq \max(0.15 ; h_s/20)$	$l_c \geq 3 \cdot b_w \cdot \sigma_{cm} / f_{cd}$
T6	12	10,40	0,30	3,20	30,60	1,70	Ικανοποιείται	Ικανοποιείται
T7	2	11,20	0,30	3,20	30,60	1,90	Ικανοποιείται	Ικανοποιείται
T8	4	9,10	0,30	3,20	30,60	1,50	Ικανοποιείται	Ικανοποιείται

Η ανηγμένη αξονική v_d ικανοποιείται σε όλα τα παραπάνω τοιχώματα λόγω των διαστάσεων τους ενώ η αξονική ελέγχεται εκτενέστερα παρακάτω μέσω ελέγχων της παραγράφου 12 του ΕΚ2. Κρίσιμη περιοχή δεν υφίσταται όπως στα πλαστικά τοιχώματα, γι' αυτό και δεν ελέγχθηκε.

Οπλιση έναντι κάμψης

Η διαστασιολόγηση των ελαφρώς οπλισμένων τοιχωμάτων έναντι κάμψης με αξονική δύναμη, πραγματοποιείται χωρίς αύξηση των ροπών σχεδιασμού που προκύπτουν από την ανάλυση, όπως απαιτείται στα αντίστοιχα πλάστιμα τοιχώματα. Επιπλέον, η αξονική δύναμη σχεδιασμού N_{Ed} που προκύπτει από την ανάλυση, θα πρέπει να προσαυξάνεται ή να απομειώνεται κατά 50% προκειμένου να ληφθούν υπόψη αβεβαιότητες τοπικών φαινομένων που οφείλονται στη λίκνιση των μεγάλων τοιχωμάτων. Εξαιρέση αποτελεί η περίπτωση που ο συντελεστής συμπεριφοράς δεν υπερβαίνει την τιμή $q=2.00$ (EN1998-1:2004 §5.4.2.5 (4) & (5)). Στα tunnel form κτίρια επιπλέον, λόγω της καθολικής συμπεριφοράς T/C (Tension/Compression) που εμφανίζουν, η αξονική δύναμη των μεγάλων τοιχωμάτων στην περιοχή του εφελκυσμού τους μηδενίζεται ή και γίνεται αρνητική (εφελκυστική) κατά τη διάρκεια του σεισμού. Το φαινόμενο αυτό μάλιστα οξύνεται όσο το ύψος του κτιρίου αυξάνεται και απαιτείται ιδιαίτερη προσοχή στη διαστασιολόγηση για την ανάληψη της εφελκυστικής δύναμης από τον κατακόρυφο οπλισμό (Yuksel & Kalkan, 2007).

Λόγω των διαστάσεων τους, τα ελαφρώς οπλισμένα τοιχώματα θεωρούνται «χθαμαλά» ($H_w/L_w < 2$) και ενδέχεται να παρουσιάσουν αστάθεια εκτός επιπέδου λόγω ύψωσης όταν υποβάλλονται σε θλιπτικές παραμορφώσεις (Paulay & Priestley, 1996). Ο ΕΚ8 παραπέμπει στον ΕΚ2 για τον έλεγχο του φαινομένου της συμπεριφοράς εκτός επιπέδου (out of plane) και συγκεκριμένα στις διατάξεις που αφορούν :

- i) Έλεγχο έναντι πλευρικής αστάθειας του θλιβόμενου πέλματος δοκού χωρίς πλευρικό περιορισμό (EN1992-1-1:2004 §5.9 (3)).
- ii) Έλεγχο των επιρροών 2^{ης} τάξης σε ελαφρά οπλισμένα ή άοπλα στοιχεία σκυροδέματος (EN1992-1-1:2004 §12.6.5).

Ειδικότερα, για τον τελευταίο έλεγχο στην οριακή κατάσταση αστοχίας υπό κάμψη και θλιπτική αξονική, η θλιπτική αντοχή του σκυροδέματος θα πρέπει να πολλαπλασιάζεται με έναν μειωτικό συντελεστή $\Phi < 1$ που λαμβάνει υπόψη εκκεντρότητες συμπεριλαμβανομένου 2^{ης} τάξης φαινόμενα καθώς και την επίδραση του ερπυσμού. Ο συντελεστής Φ ορίζεται ως εξής (EN1992-1-1:2004 §12.6.5.2):

$$\Phi = \min \left\{ 1.14 \cdot \left(1 - \frac{2e}{b_{w0}} \right) - \frac{0.02l_0}{b_{w0}} ; \left(1 - \frac{2e}{b_{w0}} \right) \right\} \quad \text{Εξ. 7-20}$$

Όπου:

- e : η ονομαστική εκκεντρότητα του φορτίου στη διεύθυνση του πλάτους του τοιχώματος. Τίθεται απλοποιητικά ίση με $e=l_0/400$ εκτός αν υπάρχουν ακριβέστερα δεδομένα (Fardis, και συν., 2011).
- b_{w0} : το πλάτος του τοιχώματος.
- l_0 : το ενεργό μήκος τοιχώματος που είναι ίσο με το γινόμενο του β και του καθαρού ύψους του μέλους l_w (EN1992-1-1:2004 §12.6.5.1 (1)). Ο συντελεστής β βασίζεται στις συνθήκες στήριξης του μέλους και λαμβάνει τιμές σύμφωνα με την παρακάτω εικόνα (Εικ. 7-24) από τον ΕΚ2.

$$l_0 = \beta \cdot l_w \quad \text{Εξ. 7-21}$$

Lateral restraint	Sketch	Expression	Factor β																		
along two edges			$\beta = 1,0$ for any ratio of l_w/b																		
Along three edges		$\beta = \frac{1}{1 + \left(\frac{l_w}{3b}\right)^2}$	<table border="1"> <thead> <tr> <th>b/l_w</th> <th>β</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>0,2</td><td>0,26</td></tr> <tr><td>0,4</td><td>0,59</td></tr> <tr><td>0,6</td><td>0,76</td></tr> <tr><td>0,8</td><td>0,85</td></tr> <tr><td>1,0</td><td>0,90</td></tr> <tr><td>1,5</td><td>0,95</td></tr> <tr><td>2,0</td><td>0,97</td></tr> <tr><td>5,0</td><td>1,00</td></tr> </tbody> </table>	b/l_w	β	0,2	0,26	0,4	0,59	0,6	0,76	0,8	0,85	1,0	0,90	1,5	0,95	2,0	0,97	5,0	1,00
b/l_w	β																				
0,2	0,26																				
0,4	0,59																				
0,6	0,76																				
0,8	0,85																				
1,0	0,90																				
1,5	0,95																				
2,0	0,97																				
5,0	1,00																				
Along four edges		<p>If $b \geq l_w$</p> $\beta = \frac{1}{1 + \left(\frac{l_w}{b}\right)^2}$ <p>If $b < l_w$</p> $\beta = \frac{b}{2l_w}$	<table border="1"> <thead> <tr> <th>b/l_w</th> <th>β</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>0,2</td><td>0,10</td></tr> <tr><td>0,4</td><td>0,20</td></tr> <tr><td>0,6</td><td>0,30</td></tr> <tr><td>0,8</td><td>0,40</td></tr> <tr><td>1,0</td><td>0,50</td></tr> <tr><td>1,5</td><td>0,69</td></tr> <tr><td>2,0</td><td>0,80</td></tr> <tr><td>5,0</td><td>0,96</td></tr> </tbody> </table>	b/l_w	β	0,2	0,10	0,4	0,20	0,6	0,30	0,8	0,40	1,0	0,50	1,5	0,69	2,0	0,80	5,0	0,96
b/l_w	β																				
0,2	0,10																				
0,4	0,20																				
0,6	0,30																				
0,8	0,40																				
1,0	0,50																				
1,5	0,69																				
2,0	0,80																				
5,0	0,96																				

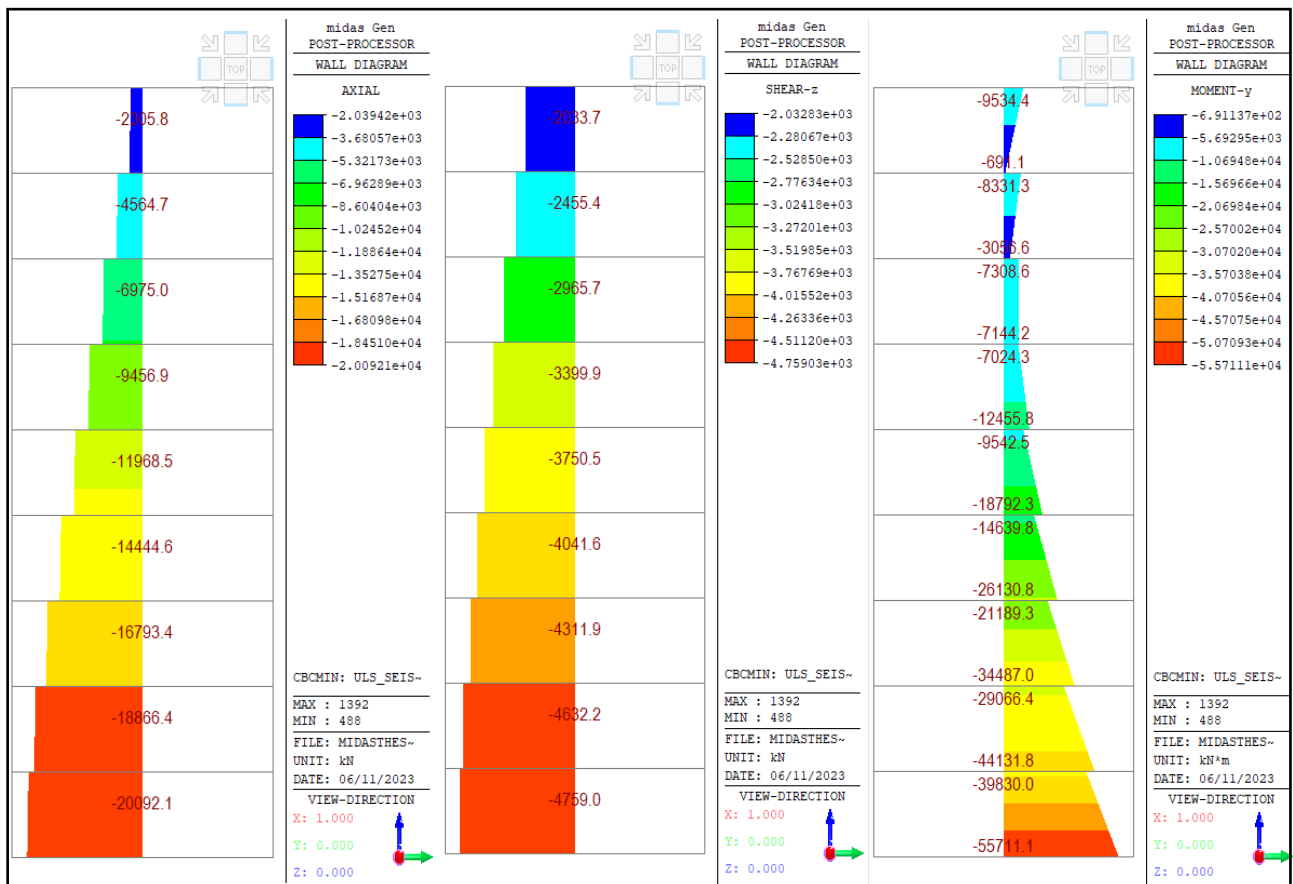
Εικ. 7-24: Τιμές συντελεστή β για διαφορετικές συνθήκες στήριξης, πηγή: EN1992-1-1:2004 Table 12.1

Βασική προϋπόθεση για να ισχύουν οι παραπάνω τιμές είναι το τοίχωμα να μην έχει ανοίγματα εντός του 1/3 του ύψους του ή η επιφάνεια των ανοιγμάτων του να μην ξεπερνούν το 1/10 της συνολικής επιφάνειας του τοιχώματος (EN1992-1-1:2004 Note Table 12.1). Επιπροσθέτως, σύμφωνα με το κεφάλαιο 12 του ΕΚ2, η λυγηρότητα λ του τοιχώματος δεν θα πρέπει να υπερβαίνει την τιμή 86 (§12.6.5 (5)), ενώ το πάχος των τοιχωμάτων δεν θα πρέπει να είναι μικρότερο των 120 mm (§12.9.1 (1)). Τέλος, όλοι οι έλεγχοι για το μέρος 12 θα πρέπει να γίνονται θεωρώντας τους συντελεστές φόρτισης $a_{cc,pl}$ και $a_{ct,pl}$ ίσους με 0.80 λόγω της χαμηλής πλαστικής ικανότητας (§12.3.1 (1)).

Όλα τα παραπάνω εφαρμόστηκαν για την διαστασιολόγηση έναντι κάμψης με αξονική των τοιχωμάτων T6 1040x30 και T8 910x30 της διεύθυνσης Y όπου το σύστημα είναι ελαφρώς οπλισμένων τοιχωμάτων. Επισημαίνεται ότι λόγω υψηλών συχνοτήτων των κατακόρυφων ταλαντώσεων, ο έλεγχος ΟΚΑ πραγματοποιήθηκε με θεώρηση της αστοχίας βράχυνσης αυξημένη σε $\epsilon_{cu2}=0.005$ (EN1998-1:2004 §5.4.3.5.1 (4)) χωρίς τη συνεισφορά της περίσφιγξης, λόγω του μικρού περισφιγμένου τμήματος των λεπτότοιχων τοιχωμάτων.

- Ελαφρώς οπλισμένα τοιχώματα ομάδας T6 1040x30

Τα εντατικά μεγέθη (Εικ. 7-25) που προέκυψαν από την ανάλυση με το λογισμικό επίλυσης είναι φυσικά μεγαλύτερου μεγέθους συγκριτικά με τα αντίστοιχα των πλαστικών τοιχωμάτων, καθώς οι μεγάλες διαστάσεις των ελαφρώς οπλισμένων τοιχωμάτων, τα καθιστούν πιο δύσκαμπτα και αναπτύσσουν μεγαλύτερα εντατικά μεγέθη.



Εικ. 7-25: Διαγράμματα εντατικών μεγεθών των T6 1040x30 από το λογισμικό επίλυσης, (midas Gen),

α) θλιπτικές αξονικές N_{Ed} , β) τέμνουσες V_{Ed} , γ) ροπές M_{Ed}

Επιπλέον, η μέγιστη εφελκυστική αξονική είναι $N_{Ed}=6711.3$ kN για διεύθυνση σεισμού αντίθετης φοράς. Οι ροπές M_{Ed} που χρησιμοποιήθηκαν για την διαστασιολόγηση είναι αυτές της ανάλυσης χωρίς επαύξηση. Ομοίως και οι αξονικές δυνάμεις δεν αυξομειώθηκαν κατά 50% αφού ο συντελεστής συμπεριφοράς είναι ίσος με $q=2.00$. Ο απαιτούμενος κατακόρυφος οπλισμός (Πίνακας 7-42) για κάμψη υπολογίστηκε για τη μέγιστη ροπή που είναι στη βάση του τοιχώματος σε συνδυασμό με τη μέγιστη εφελκυστική δύναμη, με τη βοήθεια των διαγραμμάτων αλληλεπίδρασης $v_d-\mu_d$ ανάλογα τον λόγο d_l/L_w για ορθογωνικές διατομές. Η επικάλυψη σκυροδέματος για λόγους ανθεκτικότητας θεωρήθηκε $c_{nom}=45$ mm.

Πίνακας 7-42: Απαιτούμενος κατακόρυφος οπλισμός ομάδας τοιχωμάτων T6 1040x30

Επεξήγηση	Τύπος	Τιμή	Παρατηρήσεις/Κανονισμός
Στατικό ύψος τοιχώματος	d(m)	9,55	Θεωρείται όλος ο οπλισμός συγκεντρωμένος στη μέση του κρυφού υποστύλωματος
Εμβαδόν τοιχώματος	A_c (cm ²)	31200	-
Ανηγμένη αξονική δύναμη	v_d	0,081	-
Ανηγμένη ροπή	μ_{Ed}	0,064	-

Επεξήγηση	Τύπος	Τιμή	Παρατηρήσεις/Κανονισμός
Λόγος	d_l/L_w	0,08	-
Ποσοστό ογκομετρικού οπλισμού	ω_{tot}	0,210	Από διαγράμματα αλληλεπίδρασης υποστυλωμάτων
Απαιτούμενος οπλισμός			-
Ολικός απαιτούμενος οπλισμός	$A_{s,tot,απαιτ}$ (cm ²)	401,86	-
Απαιτούμενος οπλισμός ακραίων στοιχείων	$A_{s,απαιτ}$ (cm ²)	169,73	Τέθηκε το υπόλοιπο του απαιτούμενου οπλισμού μείον τον ελάχιστο
Απαιτούμενος οπλισμός κορμού τοιχώματος	$A_{s,v,απαιτ}$ (cm ²)	62,40	Τέθηκε ο ελάχιστος απαιτούμενος σύμφωνα με ΕΚ2

Οι παραπάνω απαιτήσεις του κατακόρυφου οπλισμού υλοποιήθηκαν με τους οπλισμούς που φαίνονται στον επόμενο πίνακα (Πίνακας 7-43). Οι οπλισμοί αυτοί θα πρέπει να είναι κοντά στους απαιτούμενους (EN1998-1:2004 §5.4.3.5.3 (3)) και να μην γίνεται υπερδιαστασιολόγηση ώστε η καμπτική διαρροή να διαχέεται σε διάφορες στάθμες ορόφων και να μην εντοπίζεται μόνο στη βάση του τοιχώματος (Fardis, και συν., 2011).

Πίνακας 7-43: Κατακόρυφος οπλισμός που τέθηκε στην ομάδα τοιχωμάτων T6 1040x30

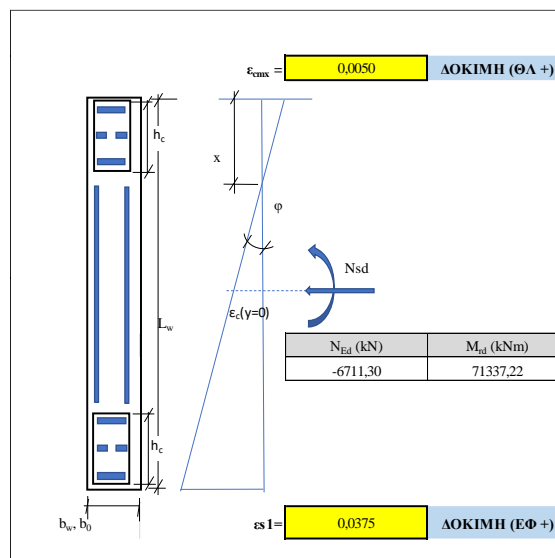
Επεξήγηση	Τύπος	Τιμή	Παρατηρήσεις/Κανονισμός
Ακραία υποστυλώματα			-
Οπλισμός ακραίων κρυφών υποστυλωμάτων	Φ (mm)	25	-
	Αριθμός ράβδων	36	
Εμβαδό οπλισμού ακραίων κρυφών υποστυλωμάτων	A_s (cm ²)	176,71	-
Γεωμετρικό ποσοστό οπλισμού ακραίων υποστυλωμάτων	ρ_L	3,46%	-
Απόσταση των ράβδων κατά τη διεύθυνση $x \rightarrow$	$s_{t,x}$ (cm)	10,60	-
Απόσταση των ράβδων κατά τη διεύθυνση $y \uparrow$	$s_{t,y}$ (cm)	6,33	-
Κορμός			-
Οπλισμός κορμού τοιχώματος	Φ (mm)	20	-
	Αριθμός ράβδων	46	-
Εμβαδό οπλισμού κορμού	$A_{s,v}$ (cm ²)	144,51	-
Εμβαδόν ράβδου κορμού	$A_{s,v,I}$ (cm ²)	3,14	-
Απόσταση των ράβδων του κορμού	s_v (cm)	31,0	-
Γεωμετρικό ποσοστό οπλισμού κορμού	ρ_v	0,68%	-
Μηχανικό ποσοστό κατακόρυφου οπλισμού	ω_v	0,45	-
Εμβαδόν οπλισμού	$A_{s,tot}$ (cm ²)	497,94	-

Τα ακραία κρυφά υποστυλώματα των ελαφρώς οπλισμένων τοιχωμάτων, δεν απαιτούν οπλισμό περίσφιγξης όπως αναφέρθηκε προηγουμένως, ωστόσο τοποθετείται ένας ελάχιστος οπλισμός διάτμησης για λόγους συγκράτησης των κατακόρυφων ράβδων και ικανοποίησης των σχετικών διατάξεων του ΕΚ2. Συγκεκριμένα, τέθηκαν δίτμητοι 2Φ10/10 ($\omega_{wd}=0.29$) σε κάθε ακραίο κρυφοῦποστυλώμα.

Η ροπή αντοχής M_{Rd} σε ΟΚΑ του τοιχώματος, ελέγχθηκε με διάγραμμα ινών σε υπολογιστικό φύλλο Excel (Πίνακας 7-45) με θεώρηση παραμόρφωσης αστοχίας σκυροδέματος $\epsilon_{cu2,c}=0.005$.

Πίνακας 7-44: Αντοχή διατομής τοιχωμάτων T6 και γραφική αναπαράσταση

Επεξήγηση	Τύπος	Τιμή
Θλιπτική ζώνη	x (m)	1,2236
Καμπυλότητα	φ (1/m)	0,0041
Μέγιστη θλιπτική παραμόρφωση σκυροδέματος υπό περίσφιξη	$\epsilon_{cu2,c}$ (%)	0,005
Συντελεστής πλήρωσης σκυροδέματος	a_s	0,867
Παραμόρφωση σκυροδέματος στην μέση της διατομής	$\epsilon_c (y=0)$	-0,0162
Συντελεστής	$\xi = x/d$	0,1307
Επιτρεπόμενο μήκος ακραίου κρυφοϋποστρώματος	h_c (m)	0,3671
Ροπή αντοχής τοιχώματος	M_{Rd} (kNm)	71337,2
Δρόσα μέγιστη ροπή	M_{Ed} (kNm)	55711,1
Έλεγχος	$M_{Rd} \geq M_{Ed}$	Ικανοποιείται
Λόγος	M_{Rd} / M_{Ed}	1,28

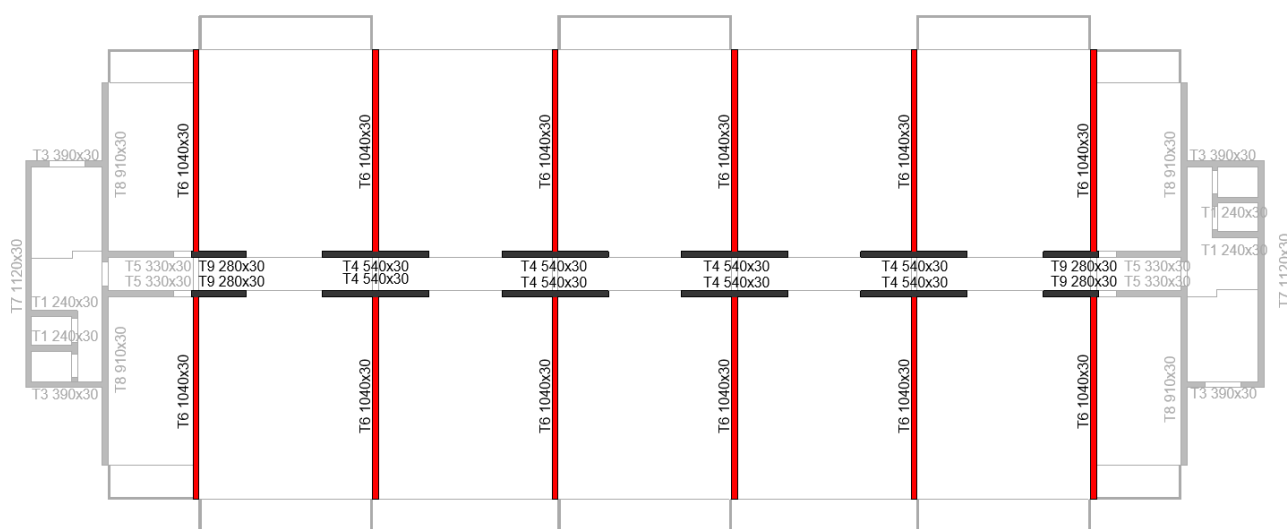


Πίνακας 7-45: Υπολογισμός ροπής αντοχής των T6 με διάγραμμα ινών

Δεδομένα οπλισμού (εμβαδόν και θέση ως προς το μέσον)						ϵ_s	f_s	$F_s = A_s \cdot f_s$	$M(F_s) = F_s \cdot (L_w/2 - y_s)$
							MPa	kN	kNm
$A_{s1,1} =$	58,90	cm ²	$Y_{s1} =$	5,13	m	0,0047	434,78	2561,08	13144,75
$A_{s1,2} =$	58,90	cm ²	$Y_{s1} =$	4,35	m	0,0015	0,31	1,80	7,82
$A_{s1,3} =$	58,90	cm ²	$Y_{s1} =$	5,13	m	0,0047	434,78	2561,08	13144,75
$A_{sv} =$	6,28	cm ²	$y_s =$	3,35	m	-0,0026	-434,78	-273,18	-913,79
$A_{sv} =$	6,28	cm ²	$y_s =$	3,04	m	-0,0038	-434,78	-273,18	-829,11
$A_{sv} =$	6,28	cm ²	$y_s =$	2,73	m	-0,0051	-434,78	-273,18	-744,42
$A_{sv} =$	6,28	cm ²	$y_s =$	2,42	m	-0,0064	-434,78	-273,18	-659,73
$A_{sv} =$	6,28	cm ²	$y_s =$	2,11	m	-0,0076	-434,78	-273,18	-575,05
$A_{sv} =$	6,28	cm ²	$y_s =$	1,80	m	-0,0089	-434,78	-273,18	-490,36
$A_{sv} =$	6,28	cm ²	$y_s =$	1,49	m	-0,0102	-434,78	-273,18	-405,68
$A_{sv} =$	6,28	cm ²	$y_s =$	1,18	m	-0,0114	-434,78	-273,18	-320,99
$A_{sv} =$	6,28	cm ²	$y_s =$	0,87	m	-0,0127	-434,78	-273,18	-236,30
$A_{sv} =$	6,28	cm ²	$y_s =$	0,56	m	-0,0140	-434,78	-273,18	-151,62
$A_{sv} =$	6,28	cm ²	$y_s =$	0,25	m	-0,0152	-434,78	-273,18	-66,93
$A_{sv} =$	6,28	cm ²	$y_s =$	-0,07	m	-0,0165	-434,78	-273,18	17,76
$A_{sv} =$	6,28	cm ²	$y_s =$	-0,38	m	-0,0178	-434,78	-273,18	102,44
$A_{sv} =$	6,28	cm ²	$y_s =$	-0,69	m	-0,0190	-434,78	-273,18	187,13
$A_{sv} =$	6,28	cm ²	$y_s =$	-1,00	m	-0,0203	-434,78	-273,18	271,82
$A_{sv} =$	6,28	cm ²	$y_s =$	-1,31	m	-0,0216	-434,78	-273,18	356,50
$A_{sv} =$	6,28	cm ²	$y_s =$	-1,62	m	-0,0228	-434,78	-273,18	441,19
$A_{sv} =$	6,28	cm ²	$y_s =$	-1,93	m	-0,0241	-434,78	-273,18	525,88
$A_{sv} =$	6,28	cm ²	$y_s =$	-2,24	m	-0,0254	-434,78	-273,18	610,56
$A_{sv} =$	6,28	cm ²	$y_s =$	-2,55	m	-0,0266	-434,78	-273,18	695,25
$A_{sv} =$	6,28	cm ³	$y_s =$	-2,86	m	-0,0279	-434,78	-273,18	779,93

Δεδομένα οπλισμού (εμβαδόν και θέση ως προς το μέσον)						ϵ_s	f_s	$F_s = A_s \cdot f_s$	$M(F_s) = F_s \cdot (L_w/2 - y_s)$
							MPa	kN	kNm
$A_{sv} =$	6,28	cm ⁴	$y_s =$	-3,17	m	-0,0292	-434,78	-273,18	864,62
$A_{sv} =$	6,28	cm ⁵	$y_s =$	-3,48	m	-0,0304	-434,78	-273,18	949,31
$A_{s2.1} =$	58,90	cm ²	$Y_{s1} =$	-3,57	m	-0,0308	-434,78	-2561,08	9136,66
$A_{s2.2} =$	58,90	cm ²	$Y_{s1} =$	-4,35	m	-0,0340	-434,78	-2561,08	11140,70
$A_{s2.3} =$	58,90	cm ²	$Y_{s1} =$	-5,13	m	-0,0372	-434,78	-2561,08	13144,75
Αξονική και Ροπή χάλυβα						$\Sigma F_s =$	-13371,9	$\Sigma M(F_s) =$	39960,70
Αξονική και Ροπή σκυροδέματος						$F_c =$	6660,68	$M(F_c) =$	31376,52

Αντίστοιχα, η μέγιστη θλιπτική αξονική δύναμη ελέγχθηκε με τις αντίστοιχες διατάξεις του EN1992-1-1:2004 §12 σε οριακή κατάσταση αστοχίας με κάμψη και θλιπτική αξονική (Πίνακας 7-46) καθώς και με επιρροή των φαινομένων 2^{ης} τάξης (Πίνακας 7-47). Σημειώνεται ότι το τοίχωμα δεν έχει ανοίγματα στην επιφάνεια του ενώ στηρίζεται σε τρεις πλευρές, άνω και κάτω με δύσκαμπτο τρόπο από πλάκα ελαφροσκυροδέματος και στην κατακόρυφη εγκάρσια πλευρά από τα τοιχώματα T4 540x30 και T9 280x30 (Εικ. 7-26). Οι πλάκες παρέχουν γενικά ασθενή σύζευξη των τοιχωμάτων (Paulay & Priestley, 1996) που εντείνεται στην παρούσα περίπτωση λόγω χρήσης ελαφροσκυροδέματος (μικρότερο μέτρο ελαστικότητας E). Τα τοιχώματα αυτά ικανοποιούν πλήρως όλες τις προϋποθέσεις του εδάφιου EN1992-1-1 §12.6.5.1 (3) προκειμένου να θεωρηθούν εγκάρσια τοιχώματα στήριξης.



Εικ. 7-26: Ελαφρώς οπλισμένα τοιχώματα T6 (κόκκινο χρώμα) και εγκάρσια τοιχώματα στήριξης (μαύρο χρώμα), (Revit® Autodesk)

Πίνακας 7-46: Έλεγχος αντοχής τοιχωμάτων T6 έναντι θλιπτικής αξονικής και κάμψης

Επεξήγηση	Τύπος	Τιμή	Παρατηρήσεις
Πρόσθετες διατάξεις για σκυρόδεμα			
Συντελεστής που λαμβάνει υπόψη τις μακροχρόνιες δράσεις στη θλιπτική αντοχή	$a_{cc,pl}$	0,80	EN1992-1-1 §12.3.1 (1)
Συντελεστής φόρτισης για εφελκυστική φόρτιση	$a_{ct,pl}$	0,80	EN1992-1-1 §12.3.1 (1)
Θλιπτική αντοχή σχεδιασμού σκυροδέματος	$f_{cd,pl}$ (MPa)	21,33	EN1992-1-1 §12.3.1 (1)
Εφελκυστική αντοχή σχεδιασμού σκυροδέματος	$f_{ctd,pl}$ (MPa)	1,33	EN1992-1-1 §12.3.1 (2)
Αντοχή σχεδιασμού έναντι αξονικής και κάμψης			EN1992-1-1 §12.6.1
Συντελεστής ενεργούς αντοχής	η	1,00	EN1992-1-1 §3.1.7 (3)
Ύψος τοιχώματος	l_w (m)	3,40	-
Πλάτος τοιχώματος	h_w (m)	0,30	-
Έλεγχος	$h_w \geq 120\text{mm}$	Ικανοποιείται	EN1992-1-1 §12.9.1
Μήκος τοιχώματος	b (m)	10,40	-
Εκκεντρότητα της αξονικής N_{Ed} ως προς πλάτος τοιχώματος	e (m)	0,00	Τίθεται ίση με 0, εκτός δυσμενέστερων περιπτώσεων που προκύπτουν από την ανάλυση
Δύναμη αντοχής ορθογωνικής διατομής	N_{Rd} (kN)	66560,00	EN1992-1-1 §12.6.1 (3)
Θλιπτική Αξονική δύναμη σχεδιασμού	N_{Ed} (kN)	20092,10	-

Πίνακας 7-47: Έλεγχος αντοχής τοιχωμάτων T6 υπό λυγισμό

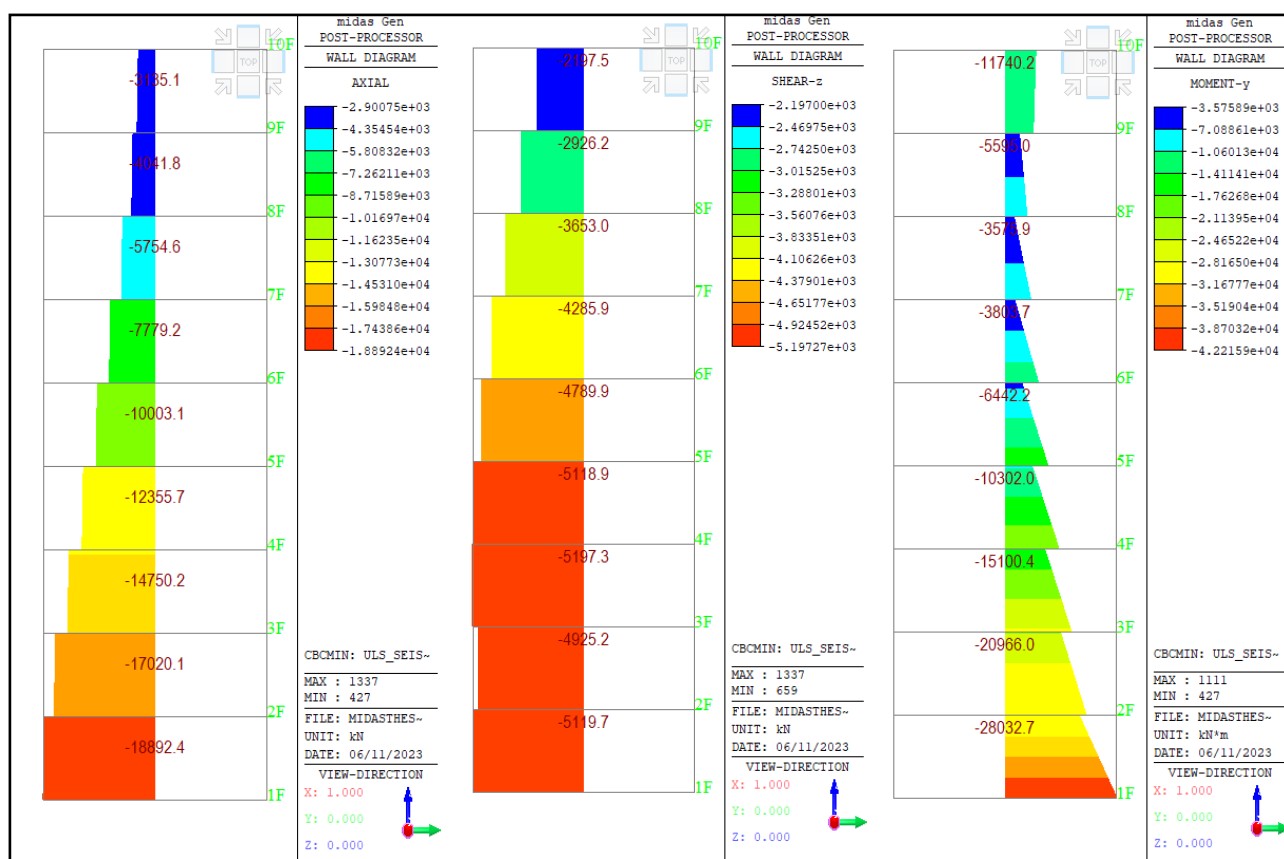
Επεξήγηση	Τύπος	Τιμή	Παρατηρήσεις
Ελάχιστη ακτίνα περιστροφής	i (m)	0,087	EN1992-1-1 §12.6.5.1 (1)
Τρόπος στήριξης τοιχώματος	3 πλευρές ("along three edges")		EN1992-1-1 §12.6.5.1 (1) Table 12.1
Προϋποθέσεις που πρέπει να ικανοποιούνται για να θεωρηθεί ένα/ή δύο εγκάρσια τοιχώματα ως τοιχώματα στήριξης του εξεταζόμενου τοιχώματος	1) Πλάτος εγκάρσιου τοιχώματος μεγαλύτερο από $0,5h_w$, όπου h_w το πλάτος του εξεταζόμενου τοιχώματος.		EN1992-1-1 §12.6.5.1 (3)
	2) Ίδιο ύψος εγκάρσιου τοιχώματος l_w όσο και του εξεταζόμενου τοιχώματος.		
	3) Το μήκος του είναι τουλάχιστον ίσο με $l_w/5$ όπου l_w το καθαρό ύψος του εξεταζόμενου τοιχώματος.		
	4) Σε μήκος τουλάχιστον ίσο με $l_w/5$ ο εγκάρσιος τοίχος δεν φέρει ανοίγματα.		
Τρόπος στήριξης άνω και κάτω παρειάς	Καμπτικά δύσκαμπτο τρόπο		EN1992-1-1 §12.6.5.1 (4)
Λόγος πλευρών	b/l_w	3,06	EN1992-1-1 §12.6.5.1 (1) Table 12.1
Συντελεστής που βασίζεται στις συνθήκες στήριξης	β	0,988	EN1992-1-1 §12.6.5.1 (1) Table 12.1
Ενεργό μήκος τοιχώματος	l_o (m)	3,360	EN1992-1-1 §12.6.5.1 (1)
Λυγηρότητα ελαφρώς οπλισμένου τοιχώματος	λ	38,799	EN1992-1-1 §12.6.5.1 (1)
Έλεγχος για άοπλα τοιχώματα	$\lambda < 86$	Ικανοποιείται	EN1992-1-1 §12.6.5.1 (5)
Αθέλητη εκκεντρότητα	e_{tot} (m)	0,0084	Απλοποιητικά λαμβάνεται ίση με $e_{tot}=l_o/400$
Μειωτικός συντελεστής	Φ	0,852	EN1992-1-1 §12.6.5.2 (1)
Δύναμη αντοχής ορθογωνικής διατομής	N_{Rd} (kN)	56719,21	EN1992-1-1 §12.6.5.2 (1)
Έλεγχος	$N_{Rd} \geq N_{Ed}$	Ικανοποιείται	-

Όλοι οι έλεγχοι επάρκειας της διατομής έναντι κάμψης με αξονική ικανοποιούνται και δεν απαιτούνται περαιτέρω τροποποιήσεις στους κατακόρυφους οπλισμούς. Οι κανονιστικές διατάξεις του ΕΚ8 σχετικά με τα ελαφρώς οπλισμένα τοιχώματα, εξετάζονται παρακάτω.

- Ελαφρώς οπλισμένα τοιχώματα ομάδας T8 910x30

Τα τοιχώματα T8 βρίσκονται και αυτά κατά τη διεύθυνση Y και συνεισφέρουν στην συνολική δυσκαμψία του tunnel form κτιρίου στη διεύθυνση αυτή. Μεταξύ τους παρεμβάλλεται δοκός ανοίγματος μήκους 2 μέτρων για την δημιουργία θύρας για ελεύθερη πρόσβαση στον πυρήνα του κτιρίου. Η εξέταση της δοκού γίνεται στην επόμενη παράγραφο (§7.3).

Τα εντατικά μεγέθη (Εικ. 7-27) που προέκυψαν από την ανάλυση με το λογισμικό επίλυσης είναι τα δυσμενέστερα εκ των σεισμικών συνδυασμών και δεν έγινε διερεύνηση πιθανών ακραίων τιμών που θα ευνοούσαν μια οικονομικότερη και πιο ρεαλιστική διαστασιολόγηση των διατομών.



Εικ. 7-27: Διαγράμματα εντατικών μεγεθών των T8 910x30 από το λογισμικό επίλυσης, (midas Gen),

α) θλιπτικές αξονικές N_{Ed} , β) τέμνουσες V_{Ed} , γ) ροπές M_{Ed}

Επιπροσθέτως, η μέγιστη εφελκυστική αξονική είναι $N_{Ed}=3135.1$ kN για διεύθυνση σεισμού αντίθετης φοράς. Οι ροπές M_{Ed} που χρησιμοποιήθηκαν για την διαστασιολόγηση είναι αυτές της ανάλυσης χωρίς επαύξηση. Ομοίως και οι αξονικές δυνάμεις δεν αυξομειώθηκαν κατά 50% αφού ο συντελεστής συμπεριφοράς είναι ίσος με $q=2.00$. Ο απαιτούμενος κατακόρυφος οπλισμός (Πίνακας 7-48) για κάμψη υπολογίστηκε για τη μέγιστη ροπή που είναι στη βάση του τοιχώματος σε συνδυασμό με τη μέγιστη εφελκυστική δύναμη, με τη βοήθεια των διαγραμμάτων αλληλεπίδρασης $v_d-\mu_d$ ανάλογα τον λόγο d_1/L_w για ορθογωνικές διατομές. Η επικάλυψη σκυροδέματος για λόγους ανθεκτικότητας θεωρήθηκε και εδώ ίση με $c_{nom}=45$ mm.

Πίνακας 7-48: Απαιτούμενος κατακόρυφος οπλισμός ομάδας τοιχωμάτων T8 910x30

Επεξήγηση	Τύπος	Τιμή	Παρατηρήσεις/Κανονισμός
Στατικό ύψος τοιχώματος	d(m)	8,35	Θεωρείται όλος ο οπλισμός συγκεντρωμένος στη μέση του κρυφού υποστυλώματος
Εμβαδόν τοιχώματος	A _c (cm ²)	27300	-
Ανηγμένη αξονική δύναμη	v _d	0,131	-
Ανηγμένη ροπή	μ _{Ed}	0,064	-
Λόγος	d _l /L _w	0,08	-
Ποσοστό ογκομετρικού οπλισμού	ω _{tot}	0,210	Από διαγράμματα αλληλεπίδρασης υποστυλωμάτων
Απαιτούμενος οπλισμός			-
Ολικός απαιτούμενος οπλισμός	A _{s,tot,απαιτ} (cm ²)	351,63	-
Απαιτούμενος οπλισμός ακραίων στοιχείων	A _{s,απαιτ.} (cm ²)	148,51	Τέθηκε το υπόλοιπο του απαιτούμενου οπλισμού μείον τον ελάχιστο
Απαιτούμενος οπλισμός κορμού τοιχώματος	A _{s,v,απαιτ} (cm ²)	54,60	Τέθηκε ο ελάχιστος απαιτούμενος σύμφωνα με ΕΚ2

Οι παραπάνω απαιτήσεις του κατακόρυφου οπλισμού υλοποιήθηκαν με τους οπλισμούς που φαίνονται στον επόμενο πίνακα (Πίνακας 7-49). Λόγω της μεγάλης εφελκυστικής δύναμης, στον κορμό τέθηκαν παραπάνω κατακόρυφοι οπλισμοί ώστε να ικανοποιείται ο έλεγχος επάρκειας έναντι κάμψης και αξονικής.

Πίνακας 7-49: Κατακόρυφος οπλισμός που τέθηκε στην ομάδα τοιχωμάτων T8 910x30

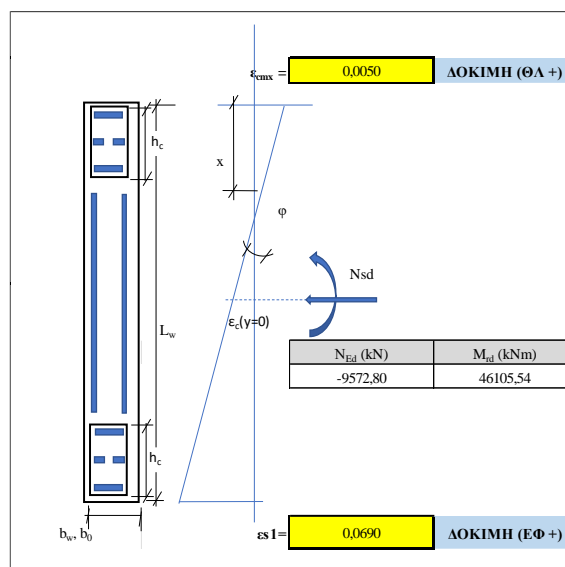
Επεξήγηση	Τύπος	Τιμή	Παρατηρήσεις/Κανονισμός
Ακραία υποστυλώματα			-
Οπλισμός ακραίων κρυφών υποστυλωμάτων	Φ (mm)	25	-
	Αριθμός ράβδων	34	
Εμβαδό οπλισμού ακραίων κρυφών υποστυλωμάτων	A _s (cm ²)	166,90	-
Γεωμετρικό ποσοστό οπλισμού ακραίων υποστυλωμάτων	ρ _L	3,71%	-
Απόσταση των ράβδων κατά τη διεύθυνση x →	s _{t,x} (cm)	9,27	-
Απόσταση των ράβδων κατά τη διεύθυνση y ↑	s _{t,y} (cm)	9,50	-
Κορμός			-
Οπλισμός κορμού τοιχώματος	Φ (mm)	20	-
	Αριθμός ράβδων	42	-
Εμβαδό οπλισμού κορμού	A _{s,v} (cm ²)	131,95	-
Εμβαδόν ράβδου κορμού	A _{s,v,I} (cm ²)	3,14	-
Απόσταση των ράβδων του κορμού	s _v (cm)	30,0	-
Γεωμετρικό ποσοστό οπλισμού κορμού	ρ _v	0,70%	-
Μηχανικό ποσοστό κατακόρυφου οπλισμού	ω _v	0,46	-
Εμβαδόν οπλισμού	A _{s,tot} (cm ²)	465,74	-

Τα ακραία κρυφά υποστύλωματα των ελαφρώς οπλισμένων τοιχωμάτων, δεν απαιτούν οπλισμό περίσφιγξης όπως αναφέρθηκε προηγουμένως, ωστόσο τοποθετείται ένας ελάχιστος οπλισμός διάτμησης. Συγκεκριμένα, τέθηκαν δίτμητοι 2Φ10/10 ($\omega_{wd}=0.29$) σε κάθε ακραίο κρυφοῦποστύλωμα.

Η ροπή αντοχής M_{Rd} σε ΟΚΑ του τοιχώματος, ελέγχθηκε με διάγραμμα ινών σε υπολογιστικό φύλλο Excel (Πίνακας 7-51) με θεώρηση παραμόρφωσης αστοχίας σκυροδέματος $\epsilon_{cu2,c}=0.005$.

Πίνακας 7-50: Αντοχή διατομής τοιχωμάτων T8 και γραφική αναπαράσταση

Επεξήγηση	Τύπος	Τιμή
Θλιπτική ζώνη	x (m)	0,6151
Καμπυλότητα	ϕ (1/m)	0,0081
Μέγιστη θλιπτική παραμόρφωση σκυροδέματος υπό περίσφιγξη	$\epsilon_{cu2,c}$ (%)	0,005
Συντελεστής πλήρωσης σκυροδέματος	a_s	0,867
Παραμόρφωση σκυροδέματος στην μέση της διατομής	$\epsilon_c (y=0)$	-0,0320
Συντελεστής	$\xi = x/d$	0,0751
Επιτρεπόμενο μήκος ακραίου κρυφοῦποστύλωματος	h_c (m)	0,1845
Ροπή αντοχής τοιχώματος	M_{Rd} (kNm)	46105,5
Δρώσα μέγιστη ροπή	M_{Ed} (kNm)	42215,9
Έλεγχος	$M_{Rd} \geq M_{Ed}$	Ικανοποιείται
Λόγος	M_{Rd} / M_{Ed}	1,09

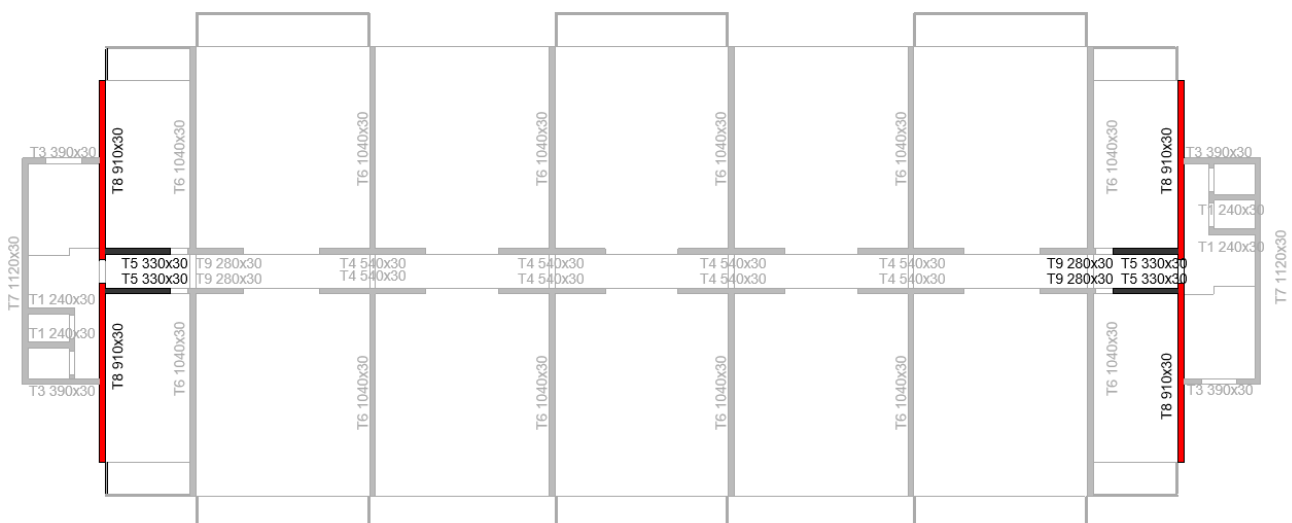


Πίνακας 7-51: Υπολογισμός ροπής αντοχής των T8 με διάγραμμα ινών

Δεδομένα οπλισμού (εμβαδόν και θέση ως προς το μέσον)						ϵ_s	f_s	$F_s = A_s \cdot f_s$	$M(F_s) = F_s \cdot (L_w/2 - y_s)$
							MPa	kN	kNm
$A_{s1.1} =$	55,63	cm ²	$Y_{s1} =$	4,48	m	0,0045	434,78	2418,80	10842,27
$A_{s1.2} =$	55,63	cm ²	$Y_{s1} =$	3,80	m	-0,0011	-0,22	-1,22	-4,64
$A_{s1.3} =$	55,63	cm ²	$Y_{s1} =$	3,12	m	-0,0066	-434,78	-2418,80	-7540,60
$A_{sv} =$	6,28	cm ²	$y_s =$	2,90	m	-0,0084	-434,78	-273,18	-792,23
$A_{sv} =$	6,28	cm ²	$y_s =$	2,60	m	-0,0109	-434,78	-273,18	-710,27
$A_{sv} =$	6,28	cm ²	$y_s =$	2,30	m	-0,0133	-434,78	-273,18	-628,32
$A_{sv} =$	6,28	cm ²	$y_s =$	2,00	m	-0,0157	-434,78	-273,18	-546,36
$A_{sv} =$	6,28	cm ²	$y_s =$	1,70	m	-0,0182	-434,78	-273,18	-464,41
$A_{sv} =$	6,28	cm ²	$y_s =$	1,40	m	-0,0206	-434,78	-273,18	-382,45
$A_{sv} =$	6,28	cm ²	$y_s =$	1,10	m	-0,0230	-434,78	-273,18	-300,50
$A_{sv} =$	6,28	cm ²	$y_s =$	0,80	m	-0,0255	-434,78	-273,18	-218,55
$A_{sv} =$	6,28	cm ²	$y_s =$	0,50	m	-0,0279	-434,78	-273,18	-136,59
$A_{sv} =$	6,28	cm ²	$y_s =$	0,20	m	-0,0304	-434,78	-273,18	-54,64
$A_{sv} =$	6,28	cm ²	$y_s =$	-0,10	m	-0,0328	-434,78	-273,18	27,32
$A_{sv} =$	6,28	cm ²	$y_s =$	-0,40	m	-0,0352	-434,78	-273,18	109,27
$A_{sv} =$	6,28	cm ²	$y_s =$	-0,70	m	-0,0377	-434,78	-273,18	191,23
$A_{sv} =$	6,28	cm ²	$y_s =$	-1,00	m	-0,0401	-434,78	-273,18	273,18

Δεδομένα σπλισμού (εμβαδόν και θέση ως προς το μέσον)						ε _s	f _s	F _s = A _s ·f _s	M(F _s) = F _s ·(L _w /2-y _s)
							MPa	kN	kNm
A _{sv} =	6,28	cm ²	y _s =	-1,30	m	-0,0426	-434,78	-273,18	355,14
A _{sv} =	6,28	cm ²	y _s =	-1,60	m	-0,0450	-434,78	-273,18	437,09
A _{sv} =	6,28	cm ²	y _s =	-1,90	m	-0,0474	-434,78	-273,18	519,05
A _{sv} =	6,28	cm ²	y _s =	-2,20	m	-0,0499	-434,78	-273,18	601,00
A _{sv} =	6,28	cm ²	y _s =	-2,50	m	-0,0523	-434,78	-273,18	682,95
A _{sv} =	6,28	cm ²	y _s =	-2,80	m	-0,0547	-434,78	-273,18	764,91
A _{sv} =	6,28	cm ³	y _s =	-3,10	m	-0,0572	-434,78	-273,18	846,86
A _{s2.1} =	55,63	cm ²	Y _{s1} =	-3,12	m	-0,0573	-434,78	-2418,80	7540,60
A _{s2.2} =	55,63	cm ²	Y _{s1} =	-3,80	m	-0,0629	-434,78	-2418,80	9191,44
A _{s2.3} =	55,63	cm ²	Y _{s1} =	-4,48	m	-0,0684	-434,78	-2418,80	10842,27
Αξονική και Ροπή γάλωβα						ΣF _s =	-12994,4	ΣM(F _s) =	31445,01
						Αξονική και Ροπή σκυροδέματος			

Αντίστοιχα, η μέγιστη θλιπτική αξονική δύναμη ελέγχθηκε με τις αντίστοιχες διατάξεις του EN1992-1-1:2004 §12 σε οριακή κατάσταση αστοχίας με κάμψη και θλιπτική αξονική (Πίνακας 7-52) καθώς και με επιρροή των φαινομένων 2^{ης} τάξης (Πίνακας 7-53). Σημειώνεται ότι το τοίχωμα δεν έχει ανοίγματα στην επιφάνεια του ενώ στηρίζεται σε τρεις πλευρές, άνω και κάτω με εύκαμπτο τρόπο από πλάκα ελαφροσκυροδέματος και στην κατακόρυφη εγκάρσια πλευρά από τα τοιχώματα T5 330x30 (Εικ. 7-28). Οι πλάκες παρέχουν γενικά ασθενή σύζευξη των τοιχωμάτων (Paulay & Priestley, 1996) που εντείνεται στην παρούσα περίπτωση λόγω χρήσης ελαφροσκυροδέματος (μικρότερο μέτρο ελαστικότητας E). Τα εγκάρσια τοιχώματα ικανοποιούν πλήρως όλες τις προϋποθέσεις του εδάφιου EN1992-1-1 §12.6.5.1 (3) προκειμένου να θεωρηθούν τοιχώματα στήριξης.



Εικ. 7-28: Ελαφρώς σπλισμένα τοιχώματα T8 (κόκκινο χρώμα) και εγκάρσια τοιχώματα στήριξης (μαύρο χρώμα), (Revit® Autodesk)

Πίνακας 7-52: Έλεγχος αντοχής τοιχωμάτων T8 έναντι θλιπτικής αξονικής και κάμψης

Επεξήγηση	Τύπος	Τιμή	Παρατηρήσεις
Πρόσθετες διατάξεις για σκυρόδεμα			
Συντελεστής που λαμβάνει υπόψη τις μακροχρόνιες δράσεις στη θλιπτική αντοχή	$a_{cc,pl}$	0,80	EN1992-1-1 §12.3.1 (1)
Συντελεστής φόρτισης για εφελκυστική φόρτιση	$a_{ct,pl}$	0,80	EN1992-1-1 §12.3.1 (1)
Θλιπτική αντοχή σχεδιασμού σκυροδέματος	$f_{cd,pl}$ (MPa)	21,33	EN1992-1-1 §12.3.1 (1)
Εφελκυστική αντοχή σχεδιασμού σκυροδέματος	$f_{ctd,pl}$ (MPa)	1,33	EN1992-1-1 §12.3.1 (2)
Αντοχή σχεδιασμού έναντι αξονικής και κάμψης			EN1992-1-1 §12.6.1
Συντελεστής ενεργούς αντοχής	η	1,00	EN1992-1-1 §3.1.7 (3)
Ύψος τοιχώματος	l_w (m)	3,40	-
Πλάτος τοιχώματος	h_w (m)	0,30	-
Έλεγχος	$h_w \geq 120\text{mm}$	Ικανοποιείται	EN1992-1-1 §12.9.1
Μήκος τοιχώματος	b (m)	9,10	-
Εκκεντρότητα της αξονικής N_{Ed} ως προς πλάτος τοιχώματος	e (m)	0,00	Τίθεται ίση με 0,εκτός δυσμενέστερων περιπτώσεων που προκύπτουν από την ανάλυση
Δύναμη αντοχής ορθογωνικής διατομής	N_{Rd} (kN)	58240,00	EN1992-1-1 §12.6.1 (3)
Θλιπτική Αξονική δύναμη σχεδιασμού	N_{Ed} (kN)	18892,40	-

Πίνακας 7-53: Έλεγχος αντοχής τοιχωμάτων T8 υπό λυγισμό

Επεξήγηση	Τύπος	Τιμή	Παρατηρήσεις
Ελάχιστη ακτίνα περιστροφής	i (m)	0,087	EN1992-1-1 §12.6.5.1 (1)
Τρόπος στήριξης τοιχώματος	3 πλευρές ("along three edges")		EN1992-1-1 §12.6.5.1 (1) Table 12.1
Προϋποθέσεις που πρέπει να ικανοποιούνται για να θεωρηθούν ένα/ή δύο εγκάρσια τοιχώματα ως εξεταζόμενου τοιχώματος	1) Πλάτος εγκάρσιου τοιχώματος μεγαλύτερο από $0,5h_w$, όπου h_w το πλάτος τοιχώματος.		EN1992-1-1 §12.6.5.1 (3)
	2) Ίδιο ύψος εγκάρσιου τοιχώματος l_w όσο και του εξεταζόμενου τοιχώματος.		
	3) Το μήκος του είναι τουλάχιστον ίσο με $l_w/5$ όπου l_w το καθαρό ύψος του εξεταζόμενου τοιχώματος.		
	4) Σε μήκος τουλάχιστον ίσο με $l_w/5$ ο εγκάρσιος τοίχος δεν φέρει ανοίγματα.		
Τρόπος στήριξης άνω και κάτω παρειάς	Καμπτικά μη δύσκαμπτο τρόπο		EN1992-1-1 §12.6.5.1 (4)
Λόγος πλευρών	b/l_w	2,68	EN1992-1-1 §12.6.5.1 (1) Table 12.1
Συντελεστής που βασίζεται στις συνθήκες στήριξης	β	0,985	EN1992-1-1 §12.6.5.1 (1) Table 12.1
Ενεργό μήκος τοιχώματος	l_o (m)	3,348	EN1992-1-1 §12.6.5.1 (1)
Λυγηρότητα ελαφρώς οπλισμένου τοιχώματος	λ	38,660	EN1992-1-1 §12.6.5.1 (1)
Έλεγχος για άοπλα τοιχώματα	$\lambda < 86$	Ικανοποιείται	EN1992-1-1 §12.6.5.1 (5)
Αθέλητη εκκεντρότητα	e_{tot} (m)	0,0084	Απλοποιητικά λαμβάνεται ίση με $e_{tot} = l_o/400$
Μειωτικός συντελεστής	Φ	0,853	EN1992-1-1 §12.6.5.2 (1)
Δύναμη αντοχής ορθογωνικής διατομής	N_{Rd} (kN)	49689,33	EN1992-1-1 §12.6.5.2 (1)
Έλεγχος	$N_{Rd} \geq N_{Ed}$	2,68	-

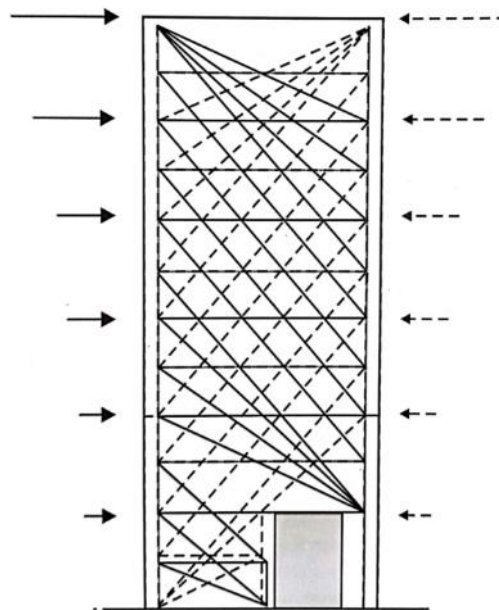
Όλοι οι έλεγχοι επάρκειας της διατομής έναντι κάμψης με αξονική ικανοποιούνται και δεν απαιτούνται περαιτέρω τροποποιήσεις στους κατακόρυφους οπλισμούς. Οι κανονιστικές διατάξεις του ΕΚ8 σχετικά με τα ελαφρώς οπλισμένα τοιχώματα, εξετάζονται παρακάτω.

Οπλιση έναντι τέμνουσας

Η όπλιση έναντι τέμνουσας των μεγάλων τοιχωμάτων αποσκοπεί στην αποφυγή πρόωρης διατμητικής αστοχίας έναντι καμπτικής, που θα έθετε σε κίνδυνο την κατασκευή. Η εξασφάλιση αυτής της συνθήκης, ικανοποιείται με επαύξηση των τεμνουσών δυνάμεων που προκύπτουν από την ανάλυση με έναν συντελεστή ϵ , αντίστοιχου των πλαστικών τοιχωμάτων, ο οποίος ωστόσο εξαρτάται από τον συντελεστή συμπεριφοράς q (EN1998-1:2004 §5.4.2.5 (2)).

$$V_{Ed} = V'_{Ed} \frac{q+1}{2} \quad \text{Εξ. 7-22}$$

Οι επαυξημένες τέμνουσες προσφέρουν ένα μεγάλο περιθώριο ασφάλειας που σε συνδυασμό με τον ελάχιστο κατακόρυφο οπλισμό, για τον οποίο διαστασιολογείται υποχρεωτικά ένα ελαφρώς οπλισμένο τοίχωμα, δεν απαιτείται ούτε ο ελάχιστος οριζόντιος οπλισμός εφόσον ισχύει $V_{Ed} < V_{Rd,c}$. Στην περίπτωση όμως που δεν ικανοποιείται η ανίσωση αυτή, ο κανονισμός ορίζει ότι ο οριζόντιος οπλισμός του κορμού του τοιχώματος θα πρέπει να υπολογίζεται μέσω του ΕΚ2, είτε μέσω προσομοιώματος θλιβόμενων ράβδων με μεταβλητή γωνία θλιβόμενης διαγωνίου $22^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$, είτε με προσομοίωμα θλιπτήρων-ελκυστήρων. Το προσομοίωμα θλιπτήρων-ελκυστήρων αρμόζει κυρίως σε περιπτώσεις όπου το τοίχωμα έχει ανοίγματα με τους θλιπτήρες να έχουν μορφή «βεντάλιας», μεταβλητής γωνίας θ , στη βάση του τοιχώματος ενώ από εκεί και πάνω η γωνία σταθεροποιείται (Εικ. 7-29).

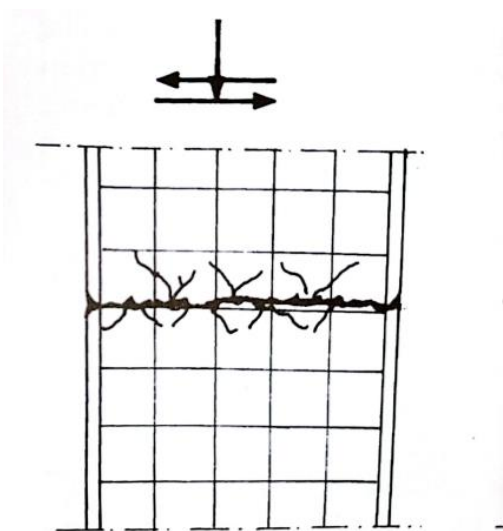


Εικ. 7-29: Προσομοίωμα θλιπτήρων-ελκυστήρων για τον σχεδιασμό μεγάλου τοιχώματος με ανοίγματα, πηγή: (Fardis, και συν., 2011)

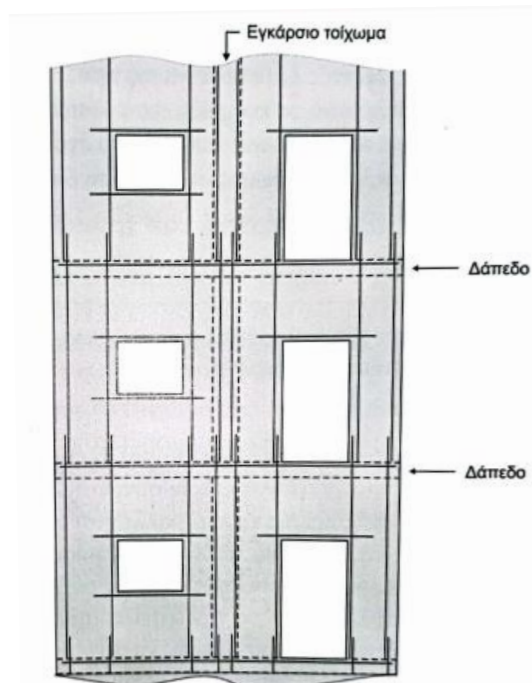
Ιδιαίτερη προσοχή απαιτείται σε θέματα συνδέσμων (tying systems) γύρω από τα ανοίγματα και στις διεπιφάνειες μεγάλων τοιχωμάτων και πλακών. Η τελευταία περίπτωση ειδικά είναι μεγάλης σημασίας στην περίπτωση των κτιρίων tunnel form που αποτελούνται κατεξοχήν από τοίχους και πλάκες. Κατά τη διάρκεια του σεισμού αναπτύσσονται στην πλάκα ροπές γραμμών διαρροής που οφείλονται στην κάμψη εντός του

επιπέδου των τοιχωμάτων. Οι ροπές γραμμών διαρροής μεταβιβάζουν σημαντική τέμνουσα διαμέσου του ανοίγματος στην παρειά επαφής τοιχώματος-πλάκας όπου η πλαστιμότητα καμπυλοτήτων της πλάκας είναι μεγάλη. Αυτό έχει ως συνέπεια να προκληθεί τοπική αστοχία της πλάκας σε διάτμηση κυρίως λόγω διάτρησης. Γι' αυτό το λόγο η ζεύξη πλάκας-τοιχώματος δεν θεωρείται πηγή σημαντικής απορρόφησης ενέργειας σε πλάστιμα συστήματα συζευγμένων τοιχωμάτων (Paulay & Priestley, 1996).

Ο αντισεισμικός κανονισμός απαιτεί να γίνεται έλεγχος στις συνδέσεις ελαφρώς οπλισμένων τοιχωμάτων με πλάκες ή που φέρουν ανοίγματα και παραπέμπει συγκεκριμένα στο αντίστοιχο εδάφιο του EN1992-1-1:2004 §6.2.5. Συγκεκριμένα, στις διεπιφάνειες πλακών-τοιχωμάτων, δηλαδή στους αρμούς διακοπής (Εικ. 7-30), απαιτείται έλεγχος της διατμητικής αντίστασης v_{Rdi} που θα πρέπει να ξεπερνά την αντίστοιχη δρώσα τάση σχεδιασμού v_{Ed} . Εκτός του ελέγχου αυτού, ο ΕΚ8 στο εδάφιο §5.4.3.5.2 (4) απαιτεί να υπάρχει οριζόντιος σύνδεσμος κατά μήκος κάθε σύνδεσης μεγάλου τοιχώματος με πλάκα ο οποίος μάλιστα θα επεκτείνεται στο δάπεδο πέραν των άκρων του τοιχώματος κατά 50% παραπάνω του απαιτούμενου μήκους αγκύρωσης. Αντίστοιχα, επιβάλλεται να υπάρχουν κατακόρυφοι σύνδεσμοι στις παρειές των ανοιγμάτων αλλά και στις διεπιφάνειες των αρμών διακοπής σκυροδέτησης που θα είναι συνεχείς καθ' ύψος του τοιχώματος (με κατάλληλες ματίσεις) ώστε να παραλαμβάνουν την αναπτυσσόμενη διατμητική τάση κατά την σεισμική διέγερση. Αξίζει να σημειωθεί ότι και ο οπλισμός πλάκας που αγκυρώνει στο τοίχωμα κατακόρυφα, δρα και αυτός ως διατμητικός σύνδεσμος που συνεισφέρει στην παραλαβή της διατμητικής τάσης. Περισσότερες λεπτομέρειες σχετικά με τον τρόπο όπλισης των συνδέσεων αποτυπώνονται στην επόμενη εικόνα (Εικ. 7-31).

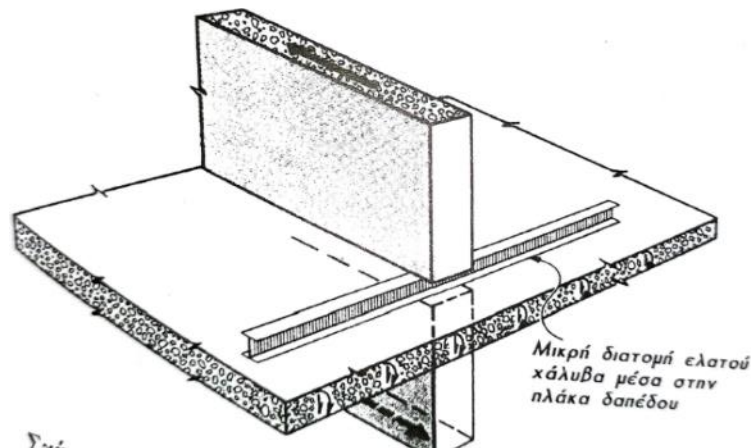


Εικ. 7-30: Εκτεταμένη βλάβη στον αρμό διακοπής εργασίας, πηγή: (Πενέλης & Κάπος, 1990)



Εικ. 7-31: Οριζόντιοι και κατακόρυφοι οπλισμοί σε μεγάλα ελαφρά οπλισμένα τοιχώματα με ανοίγματα, πηγή: (Fardis, και συν., 2011)

Σχετικά με τη διάμετρο των οπλισμών, οι κανονισμοί δεν περιλαμβάνουν συγκεκριμένες οδηγίες και εναπόκειται στο μελετητή ή στο Εθνικό Προσάρτημα κάθε χώρας να καθορίσει συγκεκριμένους κανόνες για τις διαστάσεις και την αντοχή των συνδέσμων. Ωστόσο, σε έρευνες που έχουν γίνει, προτείνεται από τους κανονισμούς ACI 349 και UBC η χρήση 2 κατ' ελάχιστων ράβδων ανά παρειά ανοίγματος, διαμέτρου τουλάχιστον 16 mm. Ειδικότερα, ο Τουρκικός κανονισμός TSC προτείνει την τοποθέτηση των ράβδων υπό γωνία 45° άνω του ανοίγματος όπως αντίστοιχα και οι Paulay & Binney (Paulay & Binney, 1974) λόγω της ανακυκλιζόμενης φόρτισης και της αντιστροφής των τεμνουσών στο άνω τμήμα του ανοίγματος. Επιπλέον, λόγω της εκτεταμένης συγκέντρωσης τάσεων περιμετρικά του ανοίγματος, απαιτούνται συνδετήρες για περισφιγξη των διαμήκων ράβδων που τοποθετούνται άνω του ανοίγματος (Balkaya & Kalkan, 2004). Στις διεπιφάνειες τοιχωμάτων και πλακών μάλιστα, προτείνεται ακόμη και η χρήση μικρών χαλύβδινων διατομών εντός της πλάκας δαπέδου (Εικ. 7-32).



Εικ. 7-32: Χρήση διατομής ελατού χάλυβα στην σύζευξη πλάκας-τοιχώματος, πηγή: (Paulay & Priestley, 1996)

- Ελαφρώς οπλισμένα τοιχώματα ομάδας T6 1040x30

Η διαστασιολόγηση και ο έλεγχος έναντι διάτμησης πραγματοποιήθηκε για την μέγιστη τέμνουσα σχεδιασμού του τοιχώματος που προέκυψε από την ανάλυση, πολλαπλασιασμένη με τον λόγο της Εξ. 7-22 που είναι ίσος με 1.50 για συντελεστή συμπεριφοράς $q=2.00$. Επομένως η τέμνουσα σχεδιασμού ήταν η $V_{Ed}=4759 \cdot 1.50=7138.5$ kN.

Αρχικά έγιναν δύο έλεγχοι, ο έλεγχος αντοχής σε διάτμηση χωρίς οπλισμό διάτμησης $V_{Rd,c} \geq V_{Ed}$ του εδάφιου EN1992-1-1:2004 §6.2.2 (1) (Πίνακας 7-54) καθώς και ο έλεγχος έναντι διατμητικής τάσης $\tau_{cp} \leq f_{c,vd}$ του εδάφιου EN1992-1-1:2004 §12.6.3 (2) που αφορά «άοπλα» τοιχώματα (Πίνακας 7-55).

Πίνακας 7-54: Έλεγχος αντοχής σε διάτμηση χωρίς οπλισμό διάτμησης για τα T6 1040x30

Επεξήγηση	Τύπος	Τιμή	Παρατηρήσεις/Κανονισμός
Εμβαδόν διατομής σκυροδέματος	A_c (mm ²)	3120000	EN1992-1-1 §6.2.2 (1)
Ποσοστό γεωμετρικού οπλισμού που εφελκύεται	ρ_L	3,46%	EN1992-1-1 §6.2.2 (1)
Έλεγχος	$\rho_l < 2\%$	Ικανοποιείται	EN1992-1-1 §6.2.2 (1)
Τάση	σ_{cp} (MPa)	6,4	EN1992-1-1 §6.2.2 (1)
Έλεγχος	$\sigma_{cp} < 0,2f_{cd}$	Δεν ικανοποιείται	EN1992-1-1 §6.2.2 (1)
Συντελεστής	$C_{Rd,c}$	0,12	EN1992-1-1 §6.2.2 (1)
Συντελεστής	k	1,145	EN1992-1-1 §6.2.2 (1)
Έλεγχος	$k < 2$	Ικανοποιείται	EN1992-1-1 §6.2.2 (1)
Συντελεστής	v_{min}	0,271	EN1992-1-1 §6.2.2 (1)
Τέμνουσα για την οποία δεν απαιτείται οπλισμός διάτμησης	$V_{Rd,c}$ (kN)	3544,22	EN1992-1-1 §6.2.2 (1)
Έλεγχος αντοχής σε διάτμηση χωρίς οπλισμό	$V_{Rd,c} \geq V_{Ed}$	Δεν ικανοποιείται, απαιτείται οπλισμός	EN1992-1-1 §6.2.2 (1)

Πίνακας 7-55: Έλεγχος αντοχής έναντι τέμνουσας με θεώρηση άοπλης διατομής για τα T6 1040x30

Επεξήγηση	Τύπος	Τιμή	Παρατηρήσεις/Κανονισμός
Επιφάνεια τοιχώματος υπό θλίψη	A_{cc} (m ²)	3,12	
Ορθή θλιπτική τάση	σ_{cp} (MPa)	6,44	EN1992-1-1 §12.6.3 (2)
Οριακή ορθή θλιπτική τάση	$\sigma_{c,lim}$ (MPa)	10,34	EN1992-1-1 §12.6.3 (2)
Τέμνουσα δύναμη σχεδιασμού	V_{Ed} (kN)	7138,50	
Συντελεστής	k	1,50	EN1992-1-1 §12.6.3 (2)
Διατμητική τάση	τ_{cp} (MPa)	3,43	EN1992-1-1 §12.6.3 (2)
Αντοχή σκυροδέματος υπό θλιπτική αξονική και τέμνουσα	$f_{c,vd}$ (MPa)	3,22	EN1992-1-1 §12.6.3 (2)
Έλεγχος	$\tau_{cp} \leq f_{c,vd}$	Δεν ικανοποιείται	EN1992-1-1 §12.6.3 (2)

Παρατηρούμε ότι και οι δύο έλεγχοι δεν ικανοποιούνται. Όπως αναφέρθηκε προηγουμένως, μη ικανοποίηση του ελέγχου $V_{Rd,c} \geq V_{Ed}$ συνεπάγεται απαίτηση οριζώντιου οπλισμού που θα υπολογιστεί μέσω προσομοιώματος θλιβόμενων ράβδων με μεταβλητή γωνία θλιβόμενης διαγωνίου $22^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$ εφόσον το τοίχωμα δεν έχει ανοίγματα. Ωστόσο, σε απόσταση $z=0.80 \cdot L_w$ από τη βάση του μεγάλου τοιχώματος ισχύει η μεταβλητότητα των θλιβόμενων διαγωνίων (μορφή βεντάλιας) και από και πάνω η γωνία παραμένει σταθερή 45° . Γι' αυτό το λόγο, προκειμένου να καλυφθεί και η ενδεχόμενη δυσμενής επιρροή της καμπτικής υπεραντοχής που θα οδηγούσε σε αυξημένες τιμές δρώσας τέμνουσας καθ' ύψος του τοιχώματος, αποφασίστηκε να εξεταστεί μόνο η γωνία $\theta=45^\circ$ των θλιπτήρων.

Ο οριζόντιος οπλισμός που τέθηκε τελικώς είναι Φ16/10 σε κάθε παρειά του κορμού ($\rho_h=1.34\%$) και ελέγχθηκε το τοίχωμα έναντι διάτμησης με αυτόν (Πίνακας 7-56). Επιπροσθέτως, ελέγχθηκε και η μέγιστη τέμνουσα που μπορεί να αναλάβει το τοίχωμα (Πίνακας 7-57).

Πίνακας 7-56: Έλεγχος αντοχής σε διάτμηση με οπλισμό διάτμησης για τα T6 1040x30

Επεξήγηση	Τύπος	Τιμή	Παρατηρήσεις/Κανονισμός
Γωνία λοξών θλιπτήρων	θ°	45	EN1992-1-1 §6.2.3 (2)
Μοχλοβραχίονας διατομής	z (m)	1,92	EN1992-1-1 §6.2.3 (2)
Όριο διαρροής οπλισμού διάτμησης	$f_{ywd}=80\%f_y$ (MPa)	400	EN1992-1-1 §6.2.3 (3)
Αντοχή σε διάτμηση με οπλισμό διάτμησης	$V_{Rd,s}$ (kN)	1576,33	EN1992-1-1 §6.2.3 (4)
Έλεγχος αντοχής σε διάτμηση με οπλισμό	$V_{Rd,s} \geq V_{Ed}$	Ικανοποιείται	EN1992-1-1 §6.2.3 (4)

Πίνακας 7-57: Έλεγχος μέγιστης τέμνουσας που αναλαμβάνουν τα T6 1040x30

Επεξήγηση	Τύπος	Τιμή	Παρατηρήσεις/Κανονισμός
Μειωτικός συντελεστής λόγω ρηγματώσεως του σκυροδέματος	ν_i	0,6	EN1992-1-1 §6.2.3 (3)
Συντελεστής εντατικής κατάστασης	α_{cw}	1,24	EN1992-1-1 §6.2.3 (3)
Αντοχή στις θέσεις <u>εκτός</u> κρίσιμης περιοχής	$V_{Rd,max}$ (kN)	41316,84	EN1992-1-1 §6.2.3 (3)
Αντοχή στις θέσεις <u>εντός</u> κρίσιμης περιοχής	$V_{Rd,max,her}$ (kN)	Ισχύει για DCH	EN1998-1:2004 §5.5.3.4.2 (1)
Έλεγχος σε διαγώνια θλίψη	$V_{Rd,max} \geq V_{Ed}$	Ικανοποιείται	

Ο οριζόντιος οπλισμός επαρκεί σύμφωνα με τα παραπάνω και δεν απαιτείται πρόσθετος για την παραλαβή της τέμνουσας. Τέλος, εξετάστηκε και η διατμητική αντίσταση σχεδιασμού στους αρμούς διακοπής εργασίας. Παρόλο που η μέθοδος κατασκευής με tunnel form διακρίνεται από επιτόπια χύτευση τοιχώματων και πλάκας, στο υπό μελέτη κτίριο λόγω της χρήσης διαφορετικών σκυροδεμάτων στα τοιχώματα (C40/50) και στις πλάκες (LC30/33) η σκυροδέτηση θα γίνει σε διαφορετικές φάσεις. Επομένως θα δημιουργηθεί αρμός διακοπής που θα πρέπει να ελεγχθεί αν απαιτεί πρόσθετο διατμητικό οπλισμό ή όχι (Πίνακας 7-58).

Ο έλεγχος αυτός πραγματοποιήθηκε για την κατώτερη τιμή αντοχής εκ των δύο σκυροδεμάτων (για LC30/33) και με θεώρηση τραχιάς επιφάνειας (τραχύτητα 3 mm) με συντελεστή τριβής $\mu=0.7$ και $c=0.40$ (EN1992-1-1:2004 §6.2.5 (2)). Ο συντελεστής c όμως υποδιπλασιάστηκε στην περίπτωση φαινομένων κόπωσης λόγω δυναμικών φαινομένων όπως ο σεισμός (EN1992-1-1:2004 §6.2.5 (5)). Ο ελάχιστος οπλισμός αγκύρωσης ρ_{vmin} υπολογίστηκε από την σχέση του εδάφιου EN1998-1:2004 §5.5.3.4.5 (16) που αφορά βέβαια τα τοιχώματα DCH αλλά υπερκαλύπτει την περίπτωση μας. Από όλο τον κατακόρυφο οπλισμό που έχει τοποθετηθεί στον κορμό και στις ακραίες περιοχές έγινε η παραδοχή ότι κινητοποιήθηκε μόνο το 50% για την διατμητική αντίσταση σχεδιασμού λόγω δράσης βλήτρου (Fardis, και συν., 2011).

Πίνακας 7-58: Έλεγχος στους αρμούς διακοπής εργασίας για τα T6 1040x30

Επεξήγηση	Τύπος	Τιμή	Παρατηρήσεις
Εμβαδόν διεπιφάνειας τοιχώματος	$A_{c,w}$ (mm ²)	8340000,00	-
Συντελεστής τριβής	μ_f	0,70	EN1992-1-1 §6.2.5 (2)
Συντελεστής	c	0,20	EN1992-1-1 §6.2.5 (2) & (5)
Γεωμετρικό ποσοστό κατακόρυφου οπλισμού του τοιχώματος που παρέχει αγκύρωση στη διεπιφάνεια	$\rho_{v,anc}$	2,07%	Παραδοχή 50% επί του συνολικού
Εφελκυστική αντοχή σχεδιασμού σκυροδέματος	f_{ctd} (MPa)	0,90	-
Αντοχή σχεδιασμού σκυροδέματος	f_{cd} (MPa)	17,00	EN1992-1-1 §3.1.6 (1)
Διατμητική αντίσταση σχεδιασμού			-
Τάση στη διεπιφάνεια	σ_n (MPa)	2,41	EN1992-1-1 §6.2.5 (2)
Έλεγχος	$\sigma_n \leq 0,6f_{ctd}$	Ικανοποιείται	EN1992-1-1 §6.2.5 (2)
Διατμητική αντίσταση σχεδιασμού	V_{Rdi} (MPa)	6,72	EN1992-1-1 §6.2.5 (2)
Λόγος αξονικής δύναμης προς συνολική δύναμη εφελκυστικής ζώνης	β	1,00	EN1992-1-1 §6.2.5 (2)
Διατμητική τάση σχεδιασμού	V_{Edi} (MPa)	2,86	EN1992-1-1 §6.2.5 (2)
Έλεγχος	$V_{Edi} \leq V_{Rdi}$	Ικανοποιείται	EN1992-1-1 §6.2.5 (2)
Έλεγχος οπλισμού αγκύρωσης στους αρμούς διακοπής			-
Ελάχιστος οπλισμός αγκύρωσης στους αρμούς διακοπής	$\rho_{v,min}$	0,16%	-
Έλεγχος	$\rho_v \geq \rho_{v,min}$	Ικανοποιείται	EN1998-1:2004 §5.5.3.4.5 (16)

Όπως παρατηρούμε ο έλεγχος στους αρμούς διακοπής ικανοποιείται, με μεγάλο περιθώριο ασφάλειας, επομένως δεν απαιτούνται πρόσθετες κατασκευαστικές παρεμβάσεις.

- Ελαφρώς οπλισμένα τοιχώματα ομάδας T8 910x30

Η διαστασιολόγηση και ο έλεγχος έναντι διάτμησης πραγματοποιήθηκε για την μέγιστη τέμνουσα σχεδιασμού του τοιχώματος που προέκυψε από την ανάλυση, πολλαπλασιασμένη με τον λόγο της Εξ. 7-22 που είναι ίσος με 1.50 για συντελεστή συμπεριφοράς $q=2.00$. Επομένως η τέμνουσα σχεδιασμού ήταν η $V_{Ed}=5119.7 \cdot 1.50=7679.6$ kN.

Όμοια με πριν, έγιναν δύο έλεγχοι, ο έλεγχος αντοχής σε διάτμηση χωρίς οπλισμό διάτμησης $V_{Rd,c} \geq V_{Ed}$ (Πίνακας 7-59) καθώς και ο έλεγχος έναντι διατμητικής τάσης $\tau_{cp} \leq f_{cvd}$ για «άοπλα» τοιχώματα (Πίνακας 7-60).

Πίνακας 7-59: Έλεγχος αντοχής σε διάτμηση χωρίς οπλισμό διάτμησης για τα T8 910x30

Επεξήγηση	Τύπος	Τιμή	Παρατηρήσεις/Κανονισμός
Εμβαδόν διατομής σκυροδέματος	A_c (mm ²)	2730000	EN1992-1-1 §6.2.2 (1)
Ποσοστό γεωμετρικού οπλισμού που εφελκύεται	ρ_L	3,71%	EN1992-1-1 §6.2.2 (1)
Έλεγχος	$\rho_l < 2\%$	Ικανοποιείται	EN1992-1-1 §6.2.2 (1)
Τάση	σ_{cp} (MPa)	6,9	EN1992-1-1 §6.2.2 (1)
Έλεγχος	$\sigma_{cp} < 0,2f_{ctd}$	Δεν ικανοποιείται	EN1992-1-1 §6.2.2 (1)
Συντελεστής	$C_{Rd,c}$	0,12	EN1992-1-1 §6.2.2 (1)
Συντελεστής	k	1,155	EN1992-1-1 §6.2.2 (1)
Έλεγχος	$k < 2$	Ικανοποιείται	EN1992-1-1 §6.2.2 (1)
Συντελεστής	v_{min}	0,275	EN1992-1-1 §6.2.2 (1)
Τέμνουσα για την οποία δεν απαιτείται οπλισμός διάτμησης	$V_{Rd,c}$ (kN)	3288,39	EN1992-1-1 §6.2.2 (1)
Έλεγχος αντοχής σε διάτμηση χωρίς οπλισμό	$V_{Rd,c} \geq V_{Ed}$	Δεν ικανοποιείται, απαιτείται οπλισμός	EN1992-1-1 §6.2.2 (1)

Πίνακας 7-60: Έλεγχος αντοχής έναντι τέμνουσας με θεώρηση άοπλης διατομής για τα T8 910x30

Επεξήγηση	Τύπος	Τιμή	Παρατηρήσεις/Κανονισμός
Επιφάνεια τοιχώματος υπό θλίψη	A_{cc} (m ²)	3,12	
Ορθή θλιπτική τάση	σ_{cp} (MPa)	6,44	EN1992-1-1 §12.6.3 (2)
Οριακή ορθή θλιπτική τάση	$\sigma_{c,lim}$ (MPa)	10,34	EN1992-1-1 §12.6.3 (2)
Τέμνουσα δύναμη σχεδιασμού	V_{Ed} (kN)	7138,50	
Συντελεστής	k	1,50	EN1992-1-1 §12.6.3 (2)
Διατμητική τάση	τ_{cp} (MPa)	3,43	EN1992-1-1 §12.6.3 (2)
Αντοχή σκυροδέματος υπό θλιπτική αξονική και τέμνουσα	f_{cvd} (MPa)	3,22	EN1992-1-1 §12.6.3 (2)
Έλεγχος	$\tau_{cp} \leq f_{cvd}$	Δεν ικανοποιείται	EN1992-1-1 §12.6.3 (2)

Οι έλεγχοι δεν ικανοποιούνται οπότε απαιτείται οριζόντιος οπλισμός που θα παραλάβει την διάτμηση. Τέθηκαν Φ14/10 σε κάθε παρειά του κορμού. Ο οπλισμός αυτός ελέγχθηκε ξανά για $\theta=45^\circ$ (Πίνακας 7-61). Ακόμη, ελέγχθηκε και η μέγιστη τέμνουσα που μπορεί να αναλάβει το τοίχωμα (Πίνακας 7-62).

Πίνακας 7-61: Έλεγχος αντοχής σε διάτμηση με οπλισμό διάτμησης για τα T8 910x30

Επεξήγηση	Τύπος	Τιμή	Παρατηρήσεις/Κανονισμός
Γωνία λοξών θλιπτήρων	θ°	45	EN1992-1-1 §6.2.3 (2)
Μοχλοβραχίονας διατομής	z (m)	7,28	EN1992-1-1 §6.2.3 (2)
Όριο διαρροής οπλισμού διάτμησης	$f_{ywd}=80\%f_y$ (MPa)	400	EN1992-1-1 §6.2.3 (3)
Αντοχή σε διάτμηση με οπλισμό διάτμησης	$V_{Rd,s}$ (kN)	8965,35	EN1992-1-1 §6.2.3 (4)
Έλεγχος αντοχής σε διάτμηση με οπλισμό	$V_{Rd,s} \geq V_{Ed}$	Ικανοποιείται	EN1992-1-1 §6.2.3 (4)

Πίνακας 7-62: Έλεγχος μέγιστης τέμνουσας που αναλαμβάνουν τα T8 910x30

Επεξήγηση	Τύπος	Τιμή	Παρατηρήσεις/Κανονισμός
Μειωτικός συντελεστής λόγω ρηγμάτωσης του σκυροδέματος	ν_1	0,6	EN1992-1-1 §6.2.3 (3)
Συντελεστής εντατικής κατάστασης	α_{cw}	1,25	EN1992-1-1 §6.2.3 (3)
Αντοχή στις θέσεις εκτός κρίσιμης περιοχής	$V_{Rd,max}$ (kN)	36400	EN1992-1-1 §6.2.3 (3)
Αντοχή στις θέσεις εντός κρίσιμης περιοχής	$V_{Rd,max,her}$ (kN)	Ισχύει για DCH	EN1998-1:2004 §5.5.3.4.2 (1)
Έλεγχος σε διαγώνια θλίψη	$V_{Rd,s} \geq V_{Ed}$	Ικανοποιείται	

Τέλος, ελέγχθηκε και ο αρμός διακοπής μεταξύ τοιχωμάτων-πλάκας με τα ίδια ακριβώς δεδομένα με πριν (Πίνακας 7-63).

Πίνακας 7-63: Έλεγχος στους αρμούς διακοπής εργασίας για τα T8 910x30

Επεξήγηση	Τύπος	Τιμή	Παρατηρήσεις
Εμβαδόν διεπιφάνειας τοιχώματος	$A_{c,w}$ (mm ²)	7290000,00	-
Συντελεστής τριβής	μ_f	0,70	EN1992-1-1 §6.2.5 (2)
Συντελεστής	c	0,20	EN1992-1-1 §6.2.5 (2) & (5)
Γεωμετρικό ποσοστό κατακόρυφου οπλισμού του τοιχώματος που παρέχει αγκύρωση στη διεπιφάνεια	$\rho_{v,anc}$	2,20%	Παραδοχή 50% επί του συνολικού
Εφελκυστική αντοχή σχεδιασμού σκυροδέματος	f_{ctd} (MPa)	0,90	-
Αντοχή σχεδιασμού σκυροδέματος	f_{cd} (MPa)	17,00	EN1992-1-1 §3.1.6 (1)
Διατμητική αντίσταση σχεδιασμού			
Τάση στη διεπιφάνεια	σ_n (MPa)	2,59	EN1992-1-1 §6.2.5 (2)
Έλεγχος	$\sigma_n \leq 0,6f_{ctd}$	Ικανοποιείται	EN1992-1-1 §6.2.5 (2)
Διατμητική αντίσταση σχεδιασμού	v_{Rdi} (MPa)	6,72	EN1992-1-1 §6.2.5 (2)
Λόγος αξονικής δύναμης προς συνολικής δύναμης εφελκυστικής ζώνης	β	1,00	EN1992-1-1 §6.2.5 (2)
Διατμητική τάση σχεδιασμού	v_{Edi} (MPa)	3,52	EN1992-1-1 §6.2.5 (2)
Έλεγχος	$v_{Edi} \leq v_{Rdi}$	Ικανοποιείται	EN1992-1-1 §6.2.5 (2)
Έλεγχος οπλισμού αγκύρωσης στους αρμούς διακοπής			
Ελάχιστος οπλισμός αγκύρωσης στους αρμούς διακοπής	$\rho_{v,min}$	0,13%	-
Έλεγχος	$\rho_v \geq \rho_{v,min}$	Ικανοποιείται	EN1998-1:2004 §5.5.3.4.5 (16)

Όπως παρατηρούμε ο έλεγχος στους αρμούς διακοπής ικανοποιείται και εδώ, επομένως δεν απαιτούνται πρόσθετες κατασκευαστικές παρεμβάσεις.

Έλεγχοι βάσει των κανονισμών ΕΚ8 και ΕΚ2

Οι κατακόρυφοι, οριζόντιοι και διατμητικοί οπλισμοί (συνδετήρες) που τέθηκαν στα τοιχώματα T6 και T8 θα πρέπει να ελεγχθούν βάσει των αντίστοιχων διατάξεων όπλισης του ΕΚ2 και του ΕΚ8 για κατηγορία πλαστιμότητας DCM. Οι διατάξεις του ΕΚ2 είναι οι γενικές του εδάφιου §9.6.2 σχετικά με το μέγιστο και ελάχιστο εμβαδό οπλισμού και την μέγιστη απόσταση μεταξύ των κατακόρυφων ράβδων. Αντίστοιχα, ο ΕΚ8 αναφέρει για τα ελαφρώς οπλισμένα ως πρόσθετους ελέγχους τα εξής:

- i) Διάμετρος κατακόρυφων ράβδων μεγαλύτερη από $d_{b1} \geq 12$ mm στον χαμηλότερο όροφο και σε κάθε όροφο που το μήκος του τοιχώματος μειώνεται περισσότερο από $h_s/3$ όπου h_s το ύψος του ορόφου (EN1998-1:2004 §5.4.3.5.3 (2)).
- ii) Διάμετρος κατακόρυφων ράβδων μεγαλύτερη από $d_{b1} \geq 10$ mm σε όλους τους υπόλοιπους ορόφους (EN1998-1:2004 §5.4.3.5.3 (2)).
- iii) Σε όλους τους ορόφους, οι διαμήκεις οπλισμοί των ακραίων περιοχών των τοιχωμάτων θα πρέπει να περιβάλλονται με κλειστούς ή μονοσκελείς συνδετήρες διαμέτρου d_{bw} και απόστασης s_w :

$$d_{bw} \geq \max \left\{ 6 \text{ mm} ; \frac{d_{bL}}{3} \right\} \quad \text{Εξ. 7-23}$$

$$s_w \leq \min\{100 \text{ mm} ; 8d_{bL}\} \quad \text{Εξ. 7-24}$$

Όπου:

- d_{bL} : μέγιστη διάμετρος κατακόρυφων ράβδων
- iv) Ελάχιστο γεωμετρικό ποσοστό οριζόντιου οπλισμού κορμού η μέγιστη τιμή μεταξύ του 0.1% και του $0.25\rho_v$ όπου ρ_v το γεωμετρικό ποσοστό του κατακόρυφου οπλισμού.

Δεν ορίζονται άλλες ειδικότερες διατάξεις για τα ελαφρά οπλισμένα τοιχώματα για περίσφιγξη κ.λ.π. Όλες οι προαναφερόμενες διατάξεις ίσχυαν σε όλα τα μεγάλα ελαφρώς οπλισμένα τοιχώματα.

Πίνακας 7-64: Έλεγχος επάρκειας κατακόρυφου οπλισμού ελαφρώς οπλισμένων τοιχωμάτων T6 και T8

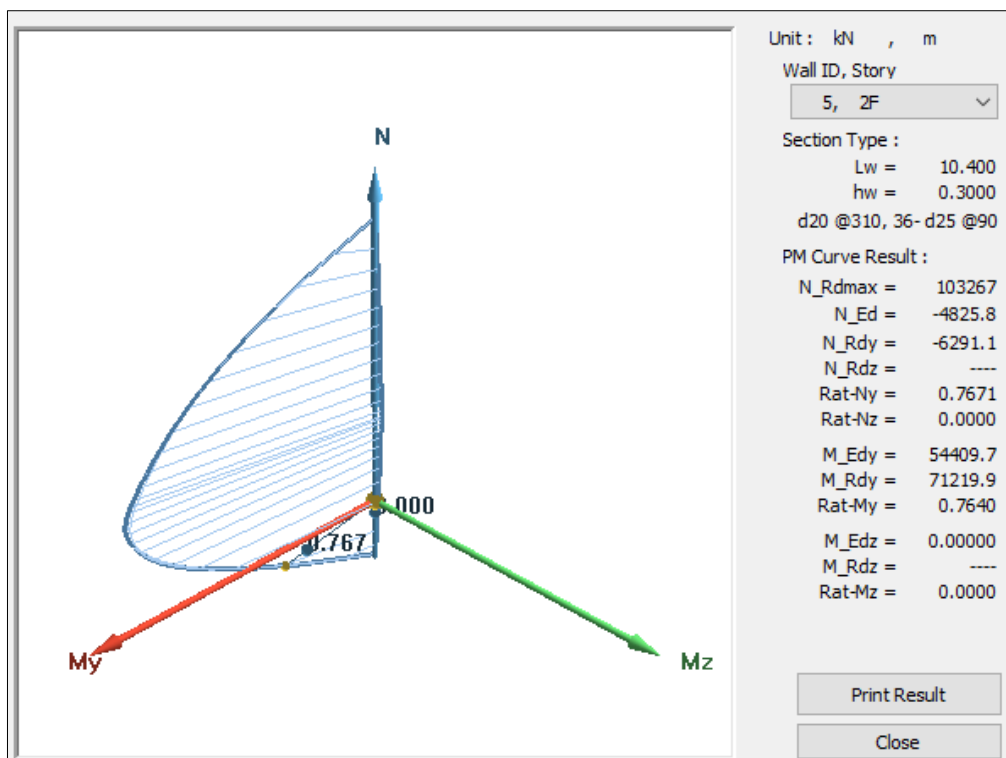
Επεξήγηση	Τύπος	Τιμή	Παρατηρήσεις/Κανονισμός
Έλεγχος κάλυψης απαιτούμενου οπλισμού	$A_{s,tot} \geq A_{s,tot,απαιτ}$	Ικανοποιείται	-
Έλεγχος κάλυψης απαιτούμενου οπλισμού στις ακραίες περιοχές	$A_{s,υποστ} \geq A_{s,υποστ,απαιτ}$	Ικανοποιείται	-
Έλεγχος κάλυψης απαιτούμενου οπλισμού στον κορμό	$A_{s,v} \geq A_{s,v,απαιτ}$	Ικανοποιείται	-
Εύρος εμβαδού κατακόρυφου οπλισμού	$A_{s,v,min} \leq A_{s,v} \leq A_{s,v,max}$	Ικανοποιείται	EN1992-1-1 §9.6.2
Μέγιστη απόσταση μεταξύ κατακόρυφων ράβδων	$s_r \leq \min[3b_w \text{ ή } 3b_{w0} ; 400\text{mm}]$	Ικανοποιείται	EN1992-1-1 §9.6.2

Πίνακας 7-65: Πρόσθετοι έλεγχοι οπλισμών ελαφρώς οπλισμένων τοιχωμάτων T6 και T8

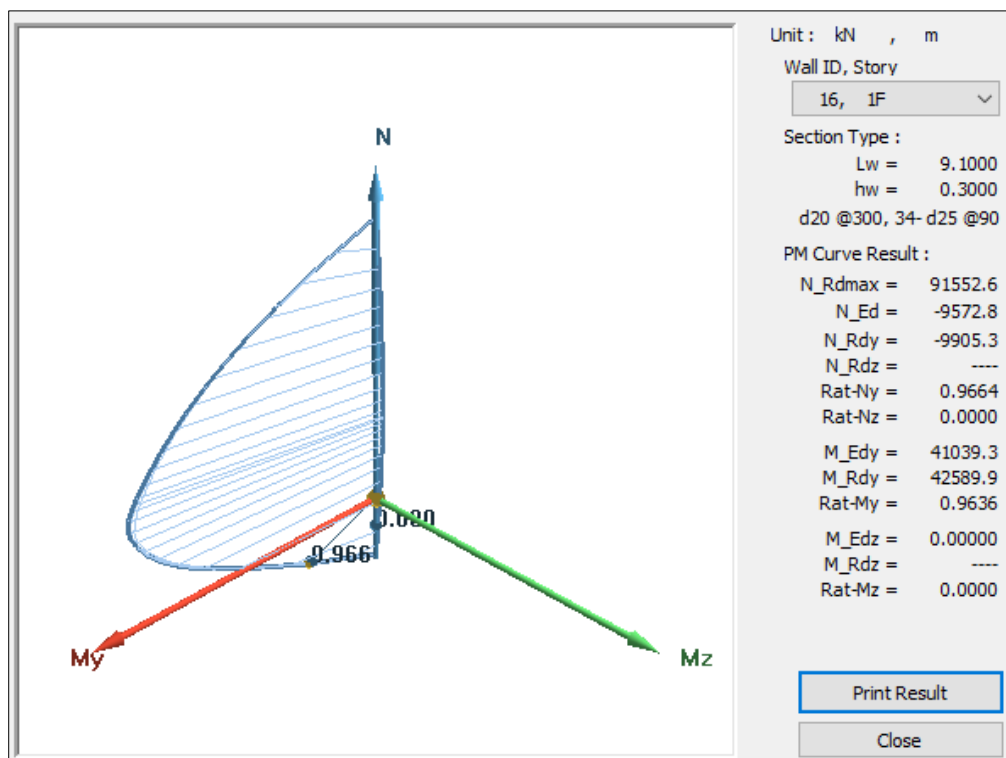
Επεξήγηση	Τύπος	Τιμή	Παρατηρήσεις/Κανονισμός
Διαμήκης οπλισμός ακραίων υποστυλωμάτων			
Διάμετρος κατακόρυφων ράβδων στον κατώτερο όροφο	$d_{bL} \geq 12\text{mm}$	Ικανοποιείται	EN1998-1:2004 §5.4.3.5.3 (2)
Διάμετρος κατακόρυφων ράβδων στους υπόλοιπους ορόφους	$d_{bL} \geq 10\text{mm}$	Ικανοποιείται	EN1998-1:2004 §5.4.3.5.3 (2)
Συνδετήρες σε όλους τους ορόφους	$d_{bW} \geq \max[6\text{mm} ; d_{bL}/3]$	Ικανοποιείται	EN1998-1:2004 §5.4.3.5.3 (1)
Απόσταση συνδετήρων σε όλους τους ορόφους	$s_w \leq \min[100\text{mm} ; 8d_{bL}]$	Ικανοποιείται	EN1998-1:2004 §5.4.3.5.3 (1)
Οπλισμός κορμού			
Ελάχιστο γεωμετρικό ποσοστό οριζόντιου οπλισμού	$\rho_h \geq \max[0,1\% ; 0,25\rho_v]$	Ικανοποιείται	EN1992-1-1 §9.6.2
Μέγιστη απόσταση μεταξύ των οριζόντιων ράβδων	$s_h \leq 400\text{mm}$	Ικανοποιείται	EN1992-1-1 §9.6.2

Έλεγχοι επάρκειας διατομής

Αν και ο έλεγχος επάρκειας της διατομής εξετάστηκε προηγουμένως με διάγραμμα ινών σε υπολογιστικό φύλλο Excel, εδώ απλώς παρουσιάζονται οι καμπύλες αλληλεπίδρασης M-N των τοιχωμάτων, όπως αυτές προκύπτουν από το λογισμικό επίλυσης ανάλυσης (midas Gen). Παρατηρούμε ότι ο συνδυασμός M-N βρίσκεται εντός της 3D καμπύλης για κάθε ελαφρώς οπλισμένο τοίχωμα (σ.σ. επιλέχθηκε η δυσμενέστερη περίπτωση). Οι αποκλίσεις όπως φαίνεται σε σχέση με το υπολογιστικό φύλλο Excel είναι μικρές.



Εικ. 7-33: Καμπύλη αλληλεπίδρασης M-N τοιχώματος T6, (midas Gen)



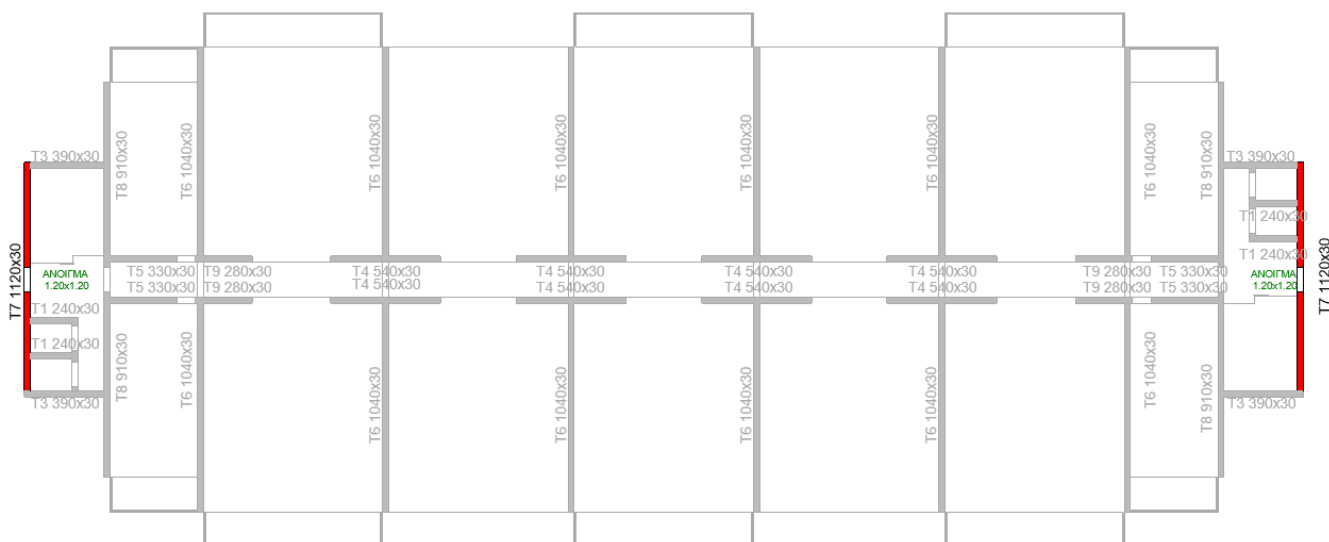
Εικ. 7-34: Καμπύλη αλληλεπίδρασης M-N τοιχώματος T8, (midas Gen)

7.2.4 Όπλιση τοιχωμάτων με ανοίγματα

Στην παράγραφο αυτή δίνονται συνοπτικά μερικές πληροφορίες σχετικά με την όπλιση των τοιχωμάτων T7 που φέρουν ανοίγματα στο μέσο τους και απαιτούν ειδική όπλιση περιμετρικά του ανοίγματος όπως αναπτύχθηκε προηγουμένως στην παράγραφο §7.2.3.

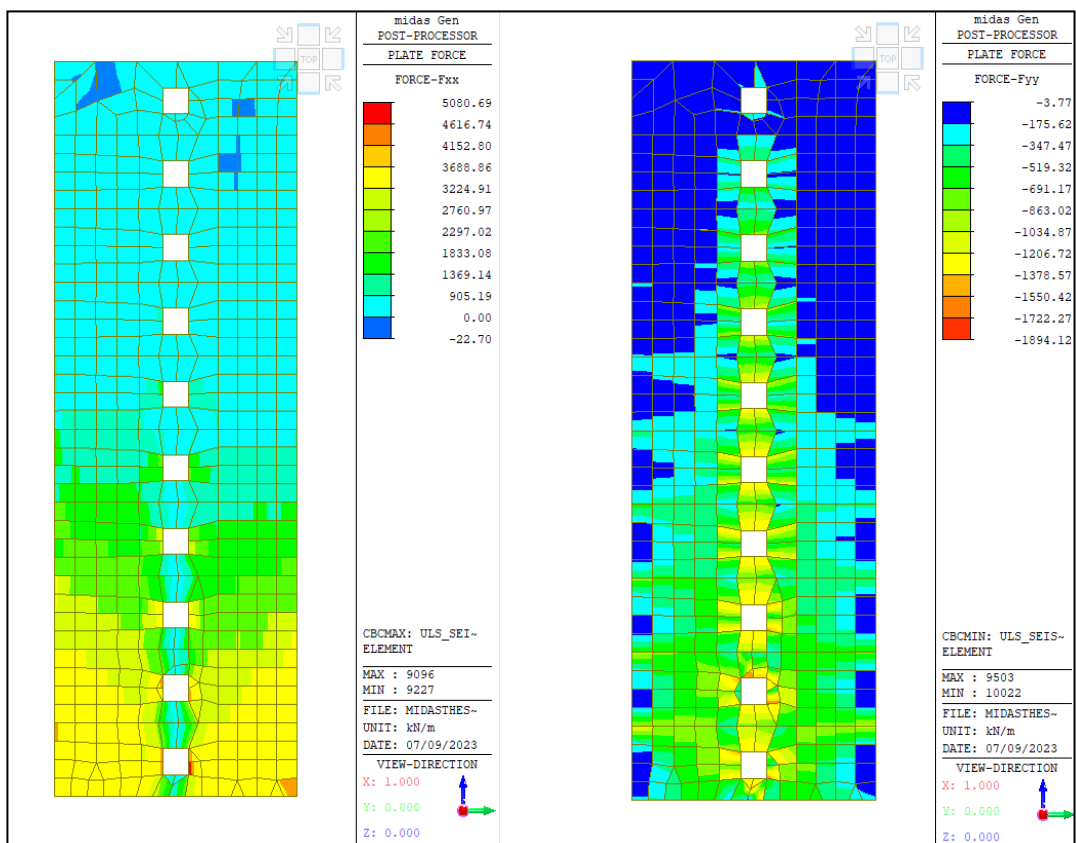
- Ομάδα τοιχωμάτων T7 1120x30

Τα τοιχώματα αυτά ανήκουν στην διεύθυνση Υ όπου το στατικό σύστημα έχει χαρακτηριστεί ως «σύστημα ελαφρώς οπλισμένων τοιχωμάτων» και λόγω της μεγάλης διαμήκουσ διάστασης τους (>4 m) κατατάσσονται στα ελαφρώς οπλισμένα τοιχώματα. Στο μέσον της επιφάνειάς τους υπάρχει άνοιγμα διαστάσεων 1.20 m x 1.20 m για την κάλυψη αρχιτεκτονικών απαιτήσεων όπως ο αερισμός και ο φωτισμός του κλιμακοστασίου. Σύμφωνα με τον ΕΚ8 όπως αναφέρθηκε προηγουμένως, εκτός των κοινών διατάξεων όπλισης που ισχύουν για τα ελαφρώς οπλισμένα τοιχώματα, απαιτείται και ιδιαίτερη μέριμνα όπλισης της περιοχής περιμετρικά του ανοίγματος.



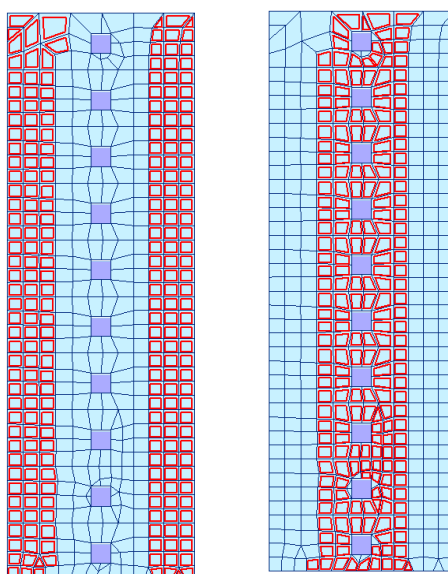
Εικ. 7-35: Ελαφρώς οπλισμένα τοιχώματα T7 (κόκκινο χρώμα) με άνοιγμα 1.20m x 1.20 m, (Revit® Autodesk)

Η προσομοίωση τους έγινε με χρήση επιφανειακών πεπερασμένων στοιχείων που προσομοιώνουν καλύτερα και ακριβέστερα την συμπεριφορά των τοιχωμάτων με ανοίγματα. Περιμετρικά του ανοίγματος παρατηρείται υψηλότερη συγκέντρωση τάσεων σε σχέση με το υπόλοιπο τοίχωμα η οποία εξαρτάται τόσο από την ένταση του σεισμού όσο και τη φορά του. Στην επόμενη σελίδα, δίνονται τα δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη αξονικής και τέμνουσας δύναμης που προέκυψαν από τους σεισμικούς συνδυασμούς φόρτισης.



Εικ. 7-36: Εντατικά μεγέθη των T7 1120x30 από το λογισμικό επίλυσης, (midas Gen), α) Αξονική F_{xx} (kN/m), β) Τέμνουσα F_{yy} (kN/m)

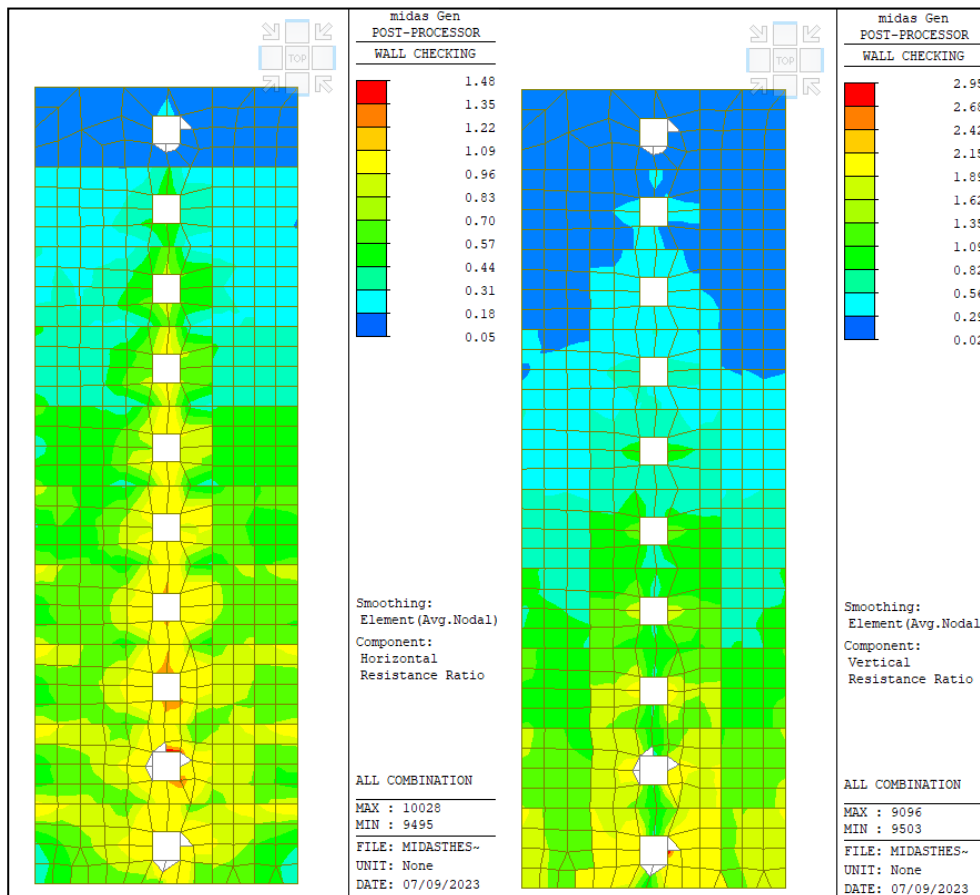
Η όπλιση του μεγάλου τοιχώματος έγινε θεωρώντας ζώνες ενισχυμένης όπλισης στα άκρα του τοιχώματος που προσομοιώνουν τα κρυφοϋποστρώματα ($l_c=1.90$ m), ενώ ενδιάμεσα θεωρήθηκε ομοιόμορφα κατανεμημένος κατακόρυφος και οριζόντιος σπλισμός κορμού.



Εικ. 7-37: Όπλιση ακραίων περιοχών και κορμού των T7 1120x30, (midas Gen)

Συγκεκριμένα, επιλέχθηκαν τρεις στήλες πεπερασμένων στοιχείων (≈ 1.90 m) οι οποίες οπλίστηκαν με κατακόρυφο οπλισμό $\Phi 25/8$ και οριζόντιο $\Phi 22/10$. Αντίστοιχα, η όπλιση του κορμού έγινε με κατακόρυφο οπλισμό $\Phi 25/10$ και οριζόντιο $\Phi 22/10$.

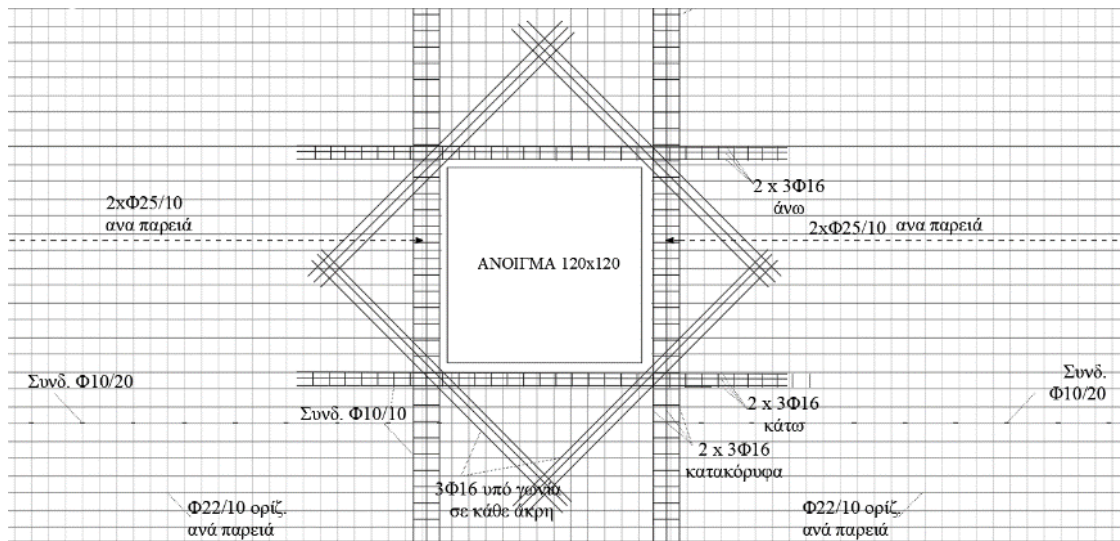
Η επάρκεια της διατομής ελέγχθηκε μέσω του λογισμικού επίλυσης και ευρέθη ότι τα σημεία περιμετρικά του ανοίγματος είναι τα πιο ευάλωτα καθώς εμφανίζουν τοπικά μεγαλύτερες τιμές του συντελεστή αξιοποίησης οπλισμού συγκριτικά με το υπόλοιπο τοίχωμα. Η παρατήρηση αυτή είναι φυσιολογική και γι' αυτό άλλωστε ο ΕΚ8 προβλέπει την πρόσθετη όπλιση περιμετρικά του ανοίγματος όπου εμφανίζονται τοπικά φαινόμενα. Η όπλιση αυτή πραγματοποιήθηκε με «κλωβούς» οπλισμών περιμετρικά του ανοίγματος, αποτελούμενους από $6\Phi 16$ σε δύο στρώσεις των τριών, συγκρατημένα με συνδετήρες $\Phi 10/10$, καθώς και χιαστί οπλισμών $2\Phi 16$ υπό κλίση 45° στις κόγχες του ανοίγματος. Όλοι οι κατακόρυφοι οπλισμοί θα πρέπει να συνεχίζουν καθ' ύψος του τοιχώματος εφόσον μάλιστα τα ανοίγματα είναι τοποθετημένα παράλληλα και διαδοχικά.



Εικ. 7-38: Συντελεστές αξιοποίησης οπλισμών των T7 1120x30 για τον δυσμενέστερο σεισμικό συνδυασμό, (midas Gen)

Όλοι οι έλεγχοι του ελαφρώς οπλισμένου τοιχώματος T7 ικανοποιούνται και δεν παρουσιάζονται χάρην συντομίας. Η όπλιση περιμετρικά του ανοίγματος, απεικονίζεται ενδεικτικά παρακάτω (Εικ. 7-39). Δεν παρουσιάζεται όλο το τοίχωμα λόγω περιορισμένης έκτασης σελίδας. Η ίδια διαδικασία ακολουθήθηκε και για τα τοιχώματα T3 390x30 που φέρουν άνοιγμα στη μέση. Περισσότερες λεπτομέρειες διατίθενται στο τέλος της

διπλωματικής όπου συνοψίζονται όλοι οι οπλισμοί των τοιχωμάτων και οι καθ' ύψος απομείωση τους μετά τον όροφο Β.



Εικ. 7-39: Ενδεικτική όπλιση ανοίγματος τοιχωμάτων T9 1120x30, (AutoCAD® Autodesk)

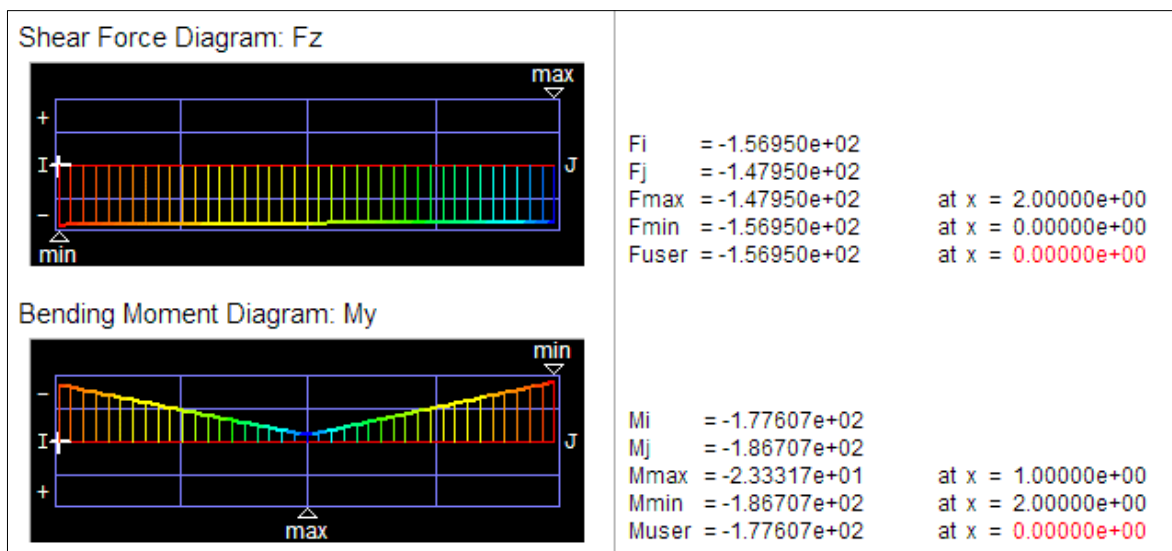
7.3 Διαστασιολόγηση δοκών

Οι δοκοί στα tunnel form κτίρια χρησιμοποιούνται για σύζευξη των τοιχωμάτων προκειμένου να σχηματίζονται ανοίγματα που επιτρέπουν την ελεύθερη διέλευση. Κατά τη διάρκεια ενός σεισμού η ανακυκλιζόμενη φόρτιση καταπονεί τα άκρα των δοκών αυτών οι οποίες εν τέλει πλαστικοποιούνται (εμφανίζουν πλαστικές αρθρώσεις) απορροφώντας την κινητική ενέργεια του σεισμού. Η ορθή αντισεισμική λειτουργία των δοκών διασφαλίζεται μέσω του ικανοτικού σχεδιασμού τους έναντι τέμνουσας και των διατάξεων του ΕΚ8 που περιλαμβάνουν λεπτομέρειες εγκάρσιας και διαμήκουσ όπλισης.

Στο υπό μελέτη κτίριο υπάρχουν δύο διατομές δοκών η Β1 30x60 που συνδέει τα μεγάλα τοιχώματα Τ6 1040x30 της διεύθυνσης Υ και η Β2 30x130 που θεωρήθηκε άνω των ανοιγμάτων θυρών των τοιχωμάτων της διεύθυνσης Χ. Και οι δύο κατηγορίες διατομών διαστασιολογήθηκαν και ελέγχθηκαν μέσω του στατικού προγράμματος. Απλοποιητικά επιλέχθηκε να παρουσιαστεί η δυσμενέστερη περίπτωση όπλισης για κάθε κατηγορία διατομής, η οποία όπλιση προέκυψε από τα δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη όλων των σεισμικών συνδυασμών, κάτι το οποίο φυσικά είναι αντιοικονομικό αλλά σίγουρα υπερ της ασφάλειας.

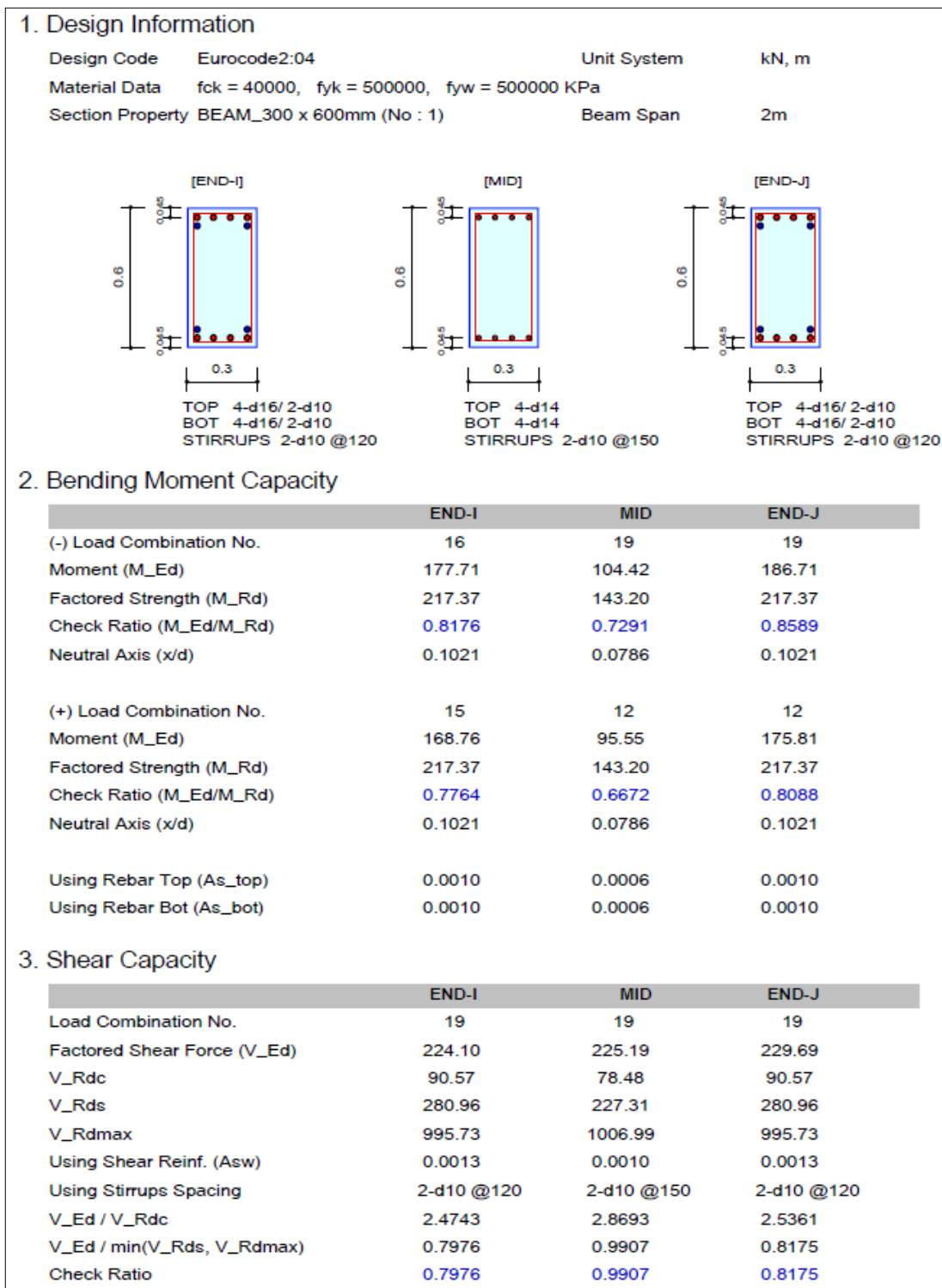
Διαστασιολόγηση και κανονιστικός έλεγχος ομάδας δοκών Β1 30x60

Τα εντατικά μεγέθη τέμνουσας και ροπής με τα οποία διαστασιολογήθηκαν οι δοκοί της ομάδας Β1 30x60 προέκυψαν από τις δυσμενέστερες τιμές των εντατικών μεγεθών και παρουσιάζονται συνοπτικά στην παρακάτω εικόνα (Εικ. 7-40).



Εικ. 7-40: Μέγιστη τέμνουσα και ροπή δοκού Β1 30x60 του σεισμικού συνδυασμού, (midas Gen)

Τα παραπάνω αποτελέσματα της ανάλυσης, οδήγησαν στην όπλιση της δοκού στα άκρα και στο άνοιγμα της με διαμήκη και εγκάρσιο οπλισμό ικανό να παραλάβει πλήρως τα μέγιστα φορτία. Η όπλιση καθώς και οι έλεγχοι σε ΟΚΑ παρουσιάζονται στην επόμενη εικόνα (Εικ. 7-41).



Εικ. 7-41: Διαστασιολόγηση δοκού B1 30x60 με το λογισμικό επίλυσης, (midas Gen)

Οι οπλισμοί που τέθηκαν εξετάστηκαν στη συνέχεια αν ικανοποιούν τις σχετικές διατάξεις του ΕΚ8 και του ΕΚ2 για κατηγορία πλαστιμότητας DCM. Οι έλεγχοι αυτοί αφορούν τόσο τον διαμήκη οπλισμό (Πίνακας 7-66) όσο και τον εγκάρσιο οπλισμό (Πίνακας 7-67) στα άκρα και στο άνοιγμα της δοκού. Σημειώνεται ότι ο σχηματισμός της πλαστικής άρθρωσης εμφανίζεται συνήθως στις παρειές των υποστυλωμάτων, σε μια περιοχή που χαρακτηρίζεται από τον αντισεισμικό κανονισμό ως «κρίσιμη» και για μέση κατηγορία πλαστιμότητας (DCM) το μήκος της θεωρείται ίσο με h_w , όπου h_w το ύψος της δοκού (EN1998-1:2004 §5.4.3.1.2 (1)P).

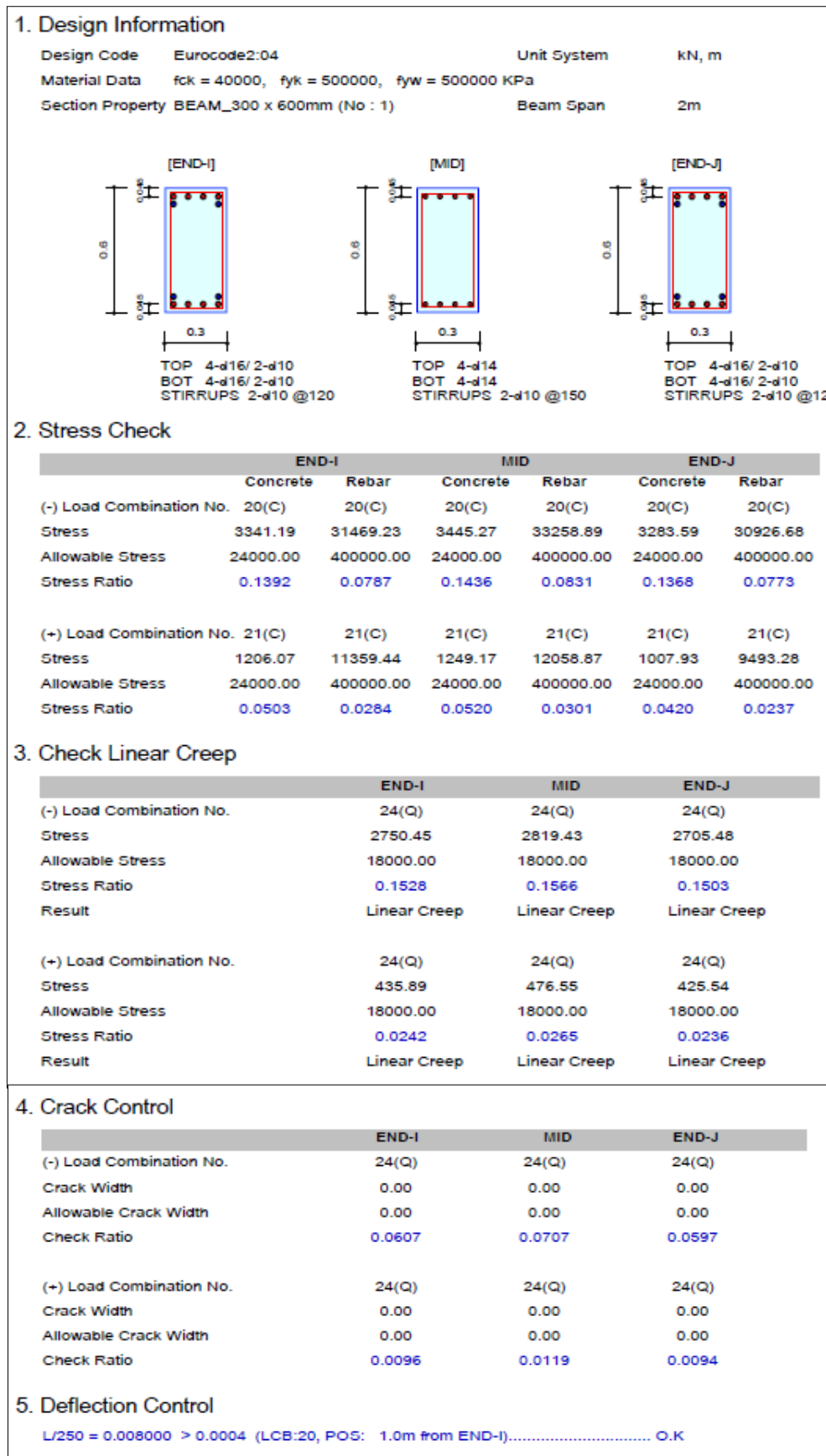
Πίνακας 7-66: Έλεγχος διαμήκους οπλισμού δοκού B1 30x60

Επεξήγηση	Τύπος	Διατομή			Κανονισμός
		Άκρο J	Άνοιγμα Μ	Άκρο Ι	
Οπλισμός άνω ίνας	Φ (mm)	4Φ16+2Φ10	4Φ14	4Φ16+2Φ10	-
	$A_{s1,τοποθ.}$ (cm ²)	9,61	6,16	9,61	-
Οπλισμός κάτω ίνας	Φ (mm)	4Φ16+2Φ10	4Φ14	4Φ16+2Φ10	-
	$A_{s2,τοποθ.}$ (cm ²)	9,61	6,16	9,61	-
Γεωμετρικό ποσοστό άνω ίνας	ρ_{s1} (%)	0,58%	0,37%	0,58%	-
Γεωμετρικό ποσοστό κάτω ίνας	ρ_{s2} (%)	0,58%	0,37%	0,58%	-
Έλεγχοι ΕΚ8					
Ελάχιστο γεωμετρικό ποσοστό	$\rho_{min}=0.5 \cdot f_{ctm}/f_{yk}$	0,35%	0,35%	0,35%	EN1998-1:2004 §5.4.3.1.2 (5)P
Έλεγχος ελάχιστου γεωμετρικού ποσοστού οπλισμού	$\rho_{s1} \geq \rho_{min}$	Ικανοποιείται	Ικανοποιείται	Ικανοποιείται	
Πλαστιμότητα καμπυλοτήτων	μ_{ϕ}	5,00			EN1998-1:2004 §5.2.3.4 (3)
Μέγιστο γεωμετρικό ποσοστό	$\rho_{max}=\rho_{s2}+0.0018 \cdot f_{cd}/(\mu_{\phi} \cdot \epsilon_{sy,d} \cdot f_{yd})$	0,59%	-	0,59%	EN1998-1:2004 §5.4.3.1.2 (4)
Έλεγχος μέγιστου γεωμετρικού ποσοστού οπλισμού	$\rho_{s1} \leq \rho_{max}$	Ικανοποιείται	-	Ικανοποιείται	
Απαιτούμενος θλιβόμενος οπλισμός	$A_{s2,απαιτ.}$ (cm ²)	0,00	-	0,00	
Ελάχιστο εμβαδό οπλισμού	$A_{s2,min}=A_{s2,απαιτ.}+A_{s1,τοποθ.}/2$	9,61	-	9,61	EN1998-1:2004 §5.4.3.1.2 (4)
Έλεγχος ελάχιστου εμβαδού οπλισμού κάτω ίνας	$A_{s2,τοποθ.} \geq A_{s2,min}$	Ικανοποιείται	-	Ικανοποιείται	

Πίνακας 7-67: Έλεγχος εγκάρσιου οπλισμού δοκού Β1 30x60

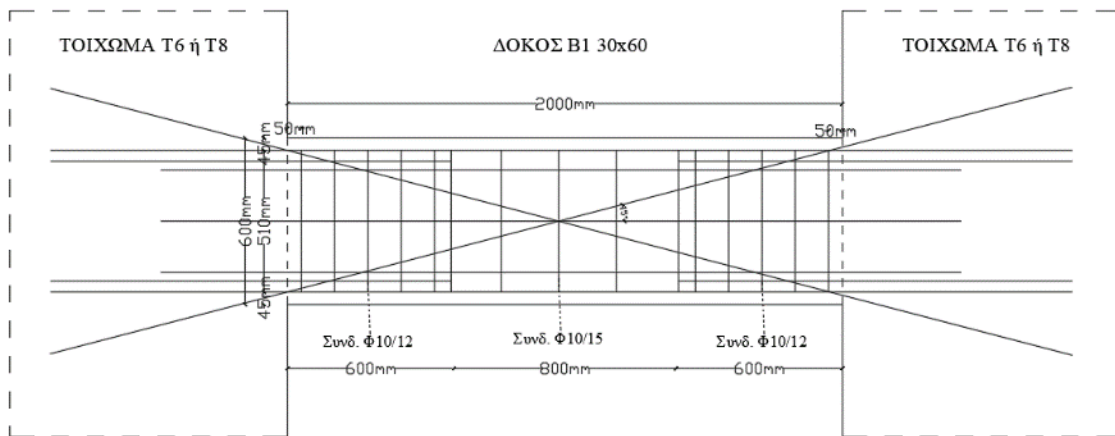
Επεξήγηση	Τύπος	Διατομή			Κανονισμός
		Άκρο J	Άνοιγμα Μ	Άκρο Ι	
Συνδετήρες	Φ/s	Φ10/12	Φ10/15	Φ10/12	
Γεωμετρικό ποσοστό συνδετήρων	ρ_w (%)	0,22%	0,17%	0,22%	
Κρίσιμο μήκος δοκού	$L_{cr}=h_w$ (m)	0,60	-	0,60	EN1998-1:2004 §5.4.3.1.2 (1)P
Έλεγχοι ΕΚ8					
Ελάχιστη διάμετρος συνδετήρων στο κρίσιμο μήκος της δοκού	$d_{bw}>6$ mm	Ικανοποιείται	-	Ικανοποιείται	EN1998-1:2004 §5.4.3.1.2 (6)P
Μέγιστη απόσταση συνδετήρων στο κρίσιμο μήκος της δοκού	$s_{cr,max}=\min[h_w/4 ; 24d_{bw} ; 8d_{bL} ; 225]$ (mm)	128	-	128	EN1998-1:2004 §5.4.3.1.2 (6)P
Έλεγχος απόστασης συνδετήρων	$s_{cr}\leq s_{cr,max}$	Ικανοποιείται	-	Ικανοποιείται	
Τοποθέτηση πρώτου συνδετήρα στο κρίσιμο μήκος της δοκού	$s_1<50$ mm	Ικανοποιείται	-	Ικανοποιείται	EN1998-1:2004 §5.4.3.1.2 (6)P
Έλεγχοι ΕΚ2					
Ελάχιστο γεωμετρικό ποσοστό συνδετήρων	$\rho_{w,min}=0.08 \cdot f_{ck}^{1/2}/f_{yk}$	0,11%	0,11%	0,11%	EN1992-1-1:2004 §9.2.2 (5)
Έλεγχος ελάχιστου γεωμετρικού ποσοστού συνδετήρων	$\rho_w \geq \rho_{min}$	Ικανοποιείται	Ικανοποιείται	Ικανοποιείται	
Μέγιστη απόσταση συνδετήρων	$s_{l,max}=0.75d$ (mm)	416,25	416,25	416,25	EN1992-1-1:2004 §9.2.2 (6)
Έλεγχος απόστασης συνδετήρων	$s_l \leq s_{l,max}$	Ικανοποιείται	Ικανοποιείται	Ικανοποιείται	
Μέγιστη εγκάρσια απόσταση σκελών συνδετήρων	$s_{t,max}=\min[0.75d ; 600]$ (mm)	416,25	416,25	416,25	EN1992-1-1:2004 §9.2.2 (8)
Έλεγχος εγκάρσιας απόστασης συνδετήρων	$s_t \leq s_{t,max}$	Ικανοποιείται	Ικανοποιείται	Ικανοποιείται	

Παρατηρείται ότι όλες οι κανονιστικές διατάξεις του ΕΚ8 και του ΕΚ2 τηρούνται χωρίς να απαιτείται κάποια τροποποίηση στους οπλισμούς. Επιπλέον, εξετάστηκε η δοκός μέσω του προγράμματος και στην Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας, για την ρηγμάτωση, τις αναπτυσσόμενες τάσεις του σκυροδέματος και του χάλυβα καθώς και το βέλος κάμψης της (Εικ. 7-42).



Εικ. 7-42: Έλεγχοι ΟΚΛ δοκού B1 30x60 με το λογισμικό επίλυσης, (midas Gen)

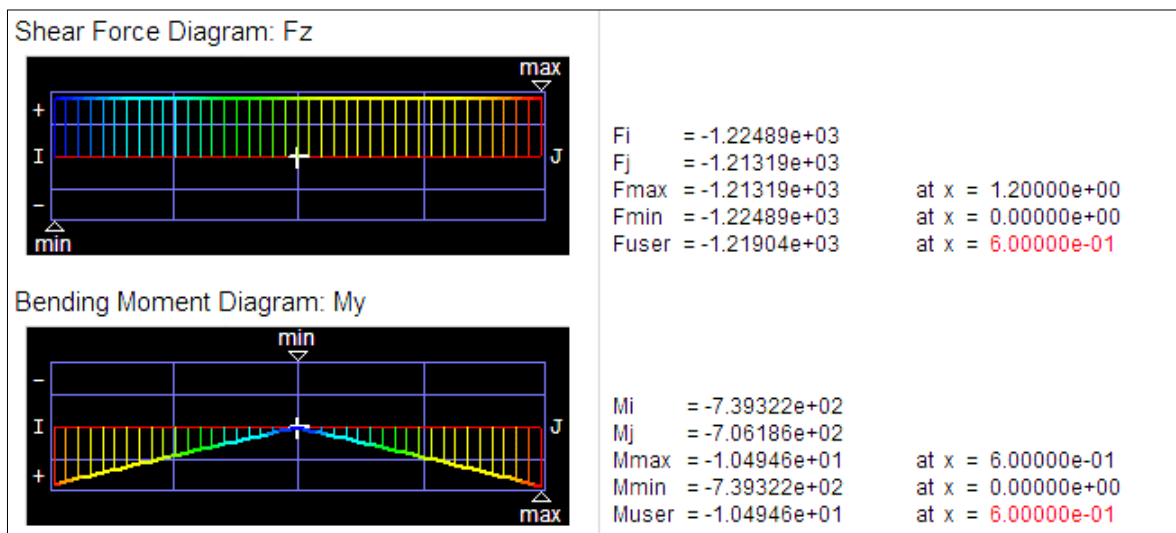
Εκτός των διαμήκων οπλισμών που τέθηκαν, απαιτούνται πρόσθετοι οπλισμοί στις δοκούς σύζευξης που βρίσκονται πάνω από ανοίγματα. Όπως αναφέρθηκε στην §7.2.3 σύμφωνα με διάφορους αντισεισμικούς κανονισμούς (ACI, UBS, TSC) αλλά και από τα αποτελέσματα πειραμάτων (Paulay & Binney, 1974), απαιτείται πρόσθετος χιαστί οπλισμός άνω του ανοίγματος για την παραλαβή τυχόν αντεστραμμένων τεμνουσών ειδικότερα σε μεγάλα ύψη δοκών. Αν και στη συγκεκριμένη περίπτωση η δοκός έχει ύψος 60 cm, προς αντιμετώπιση οποιασδήποτε τυχρηματικής δράσης πέραν των προβλεπόμενων, τέθηκαν επιπλέον 4Φ16 υπό γωνία. Οι οπλισμοί αυτοί όπως και οι υπόλοιποι διαμήκεις, πρέπει να αγκυρώνουν καλά εντός των πλευρικών τοιχωμάτων γι' αυτό και επεκτάθηκαν σε αποστάσεις¹³ $l_{bd} > 29\Phi$ (Εικ. 7-43).



Εικ. 7-43: Ενδεικτική όπλιση δοκού B1 30x60, (AutoCAD® Autodesk)

Διαστασιολόγηση και κανονιστικός έλεγχος ομάδας δοκών B2 30x130

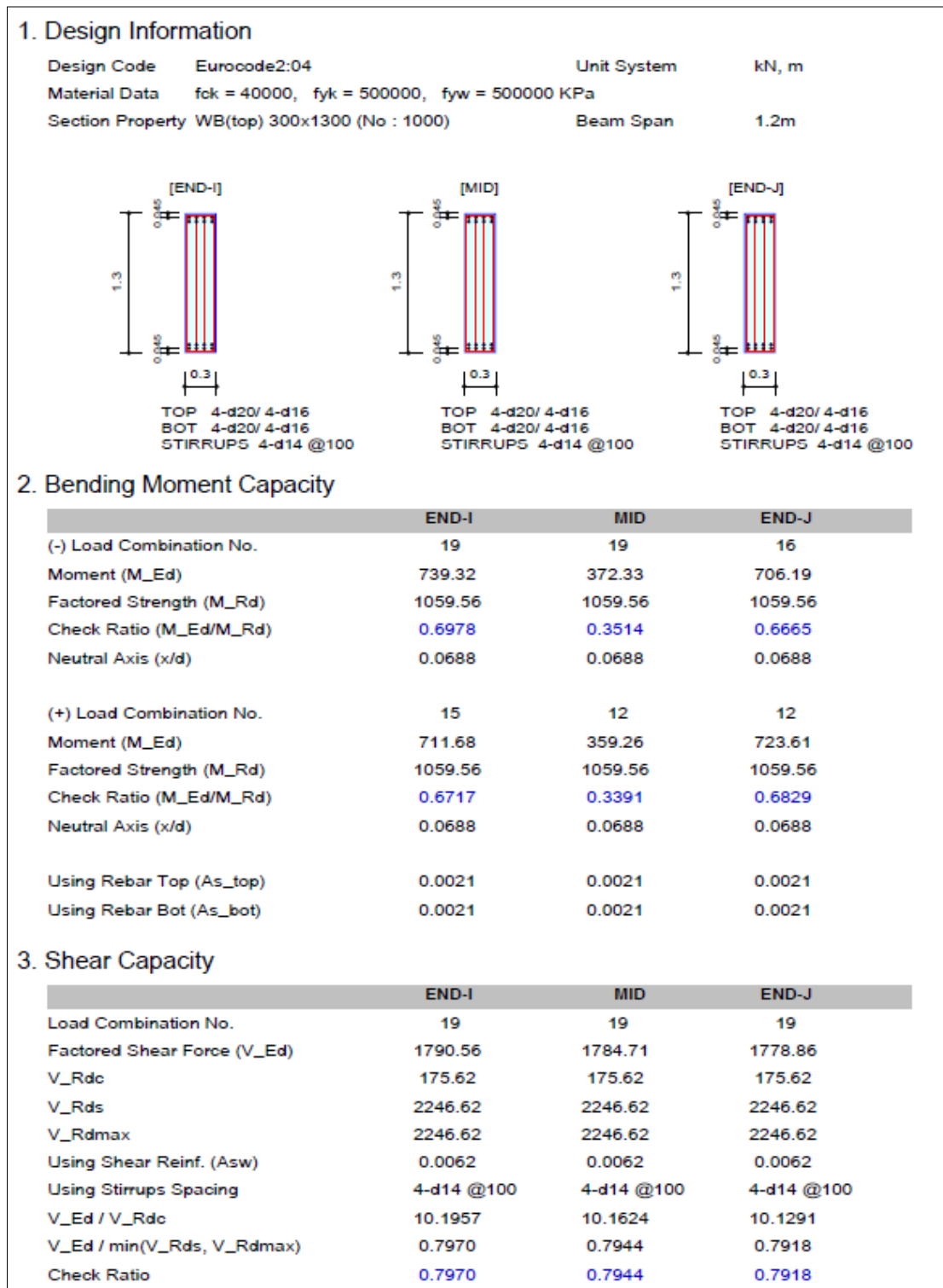
Τα εντατικά μεγέθη τέμνουσας και ροπής με τα οποία διαστασιολογήθηκαν οι δοκοί της ομάδας B2 30X130 προέκυψαν, ομοίως με πριν, από τις δυσμενέστερες τιμές των εντατικών μεγεθών (Εικ. 7-44).



Εικ. 7-44: : Μέγιστη τέμνουσα και ροπή δοκού B2 30x130 του σεισμικού συνδυασμού, (midas Gen)

¹³ Το μήκος αγκύρωσης υπολογίστηκε για ευθύγραμμη ράβδο, διαμέτρου Φ, υπό εφελκυσμό σύμφωνα με τις διατάξεις του εδάφιου EN1992-1-1:2004 §8. Χάριν συντομίας, δεν παρουσιάζονται αυτοί οι υπολογισμοί στην παρούσα διπλωματική.

Τα παραπάνω αποτελέσματα της ανάλυσης, οδήγησαν στην όπλιση της δοκού στα άκρα και στο άνοιγμα της με διαμήκη και εγκάρσιο οπλισμό ικανό να παραλάβει πλήρως τα μέγιστα φορτία. Η όπλιση καθώς και οι έλεγχοι σε ΟΚΑ παρουσιάζονται στην επόμενη εικόνα (Εικ. 7-45).



Εικ. 7-45: Διαστασιολόγηση δοκού B2 30x130 με το λογισμικό επίλυσης, (midas Gen)

Οι οπλισμοί που τέθηκαν εξετάστηκαν στη συνέχεια αν ικανοποιούν τις σχετικές διατάξεις του ΕΚ8 και του ΕΚ2 για κατηγορία πλαστιμότητας DCM. Οι έλεγχοι αυτοί αφορούν τόσο τον διαμήκη οπλισμό (Πίνακας 7-68) όσο και τον εγκάρσιο οπλισμό (Πίνακας 7-69) της δοκού. Το κρίσιμο μήκος της δοκού που ισούται με h_w για DCM, στην συγκεκριμένη περίπτωση λόγω του μικρού ανοίγματος της δοκού ($L_b=1.20m$) υπερκαλύπτει όλη τη δοκό, επομένως ελέγχθηκε ενιαία ως κρίσιμη.

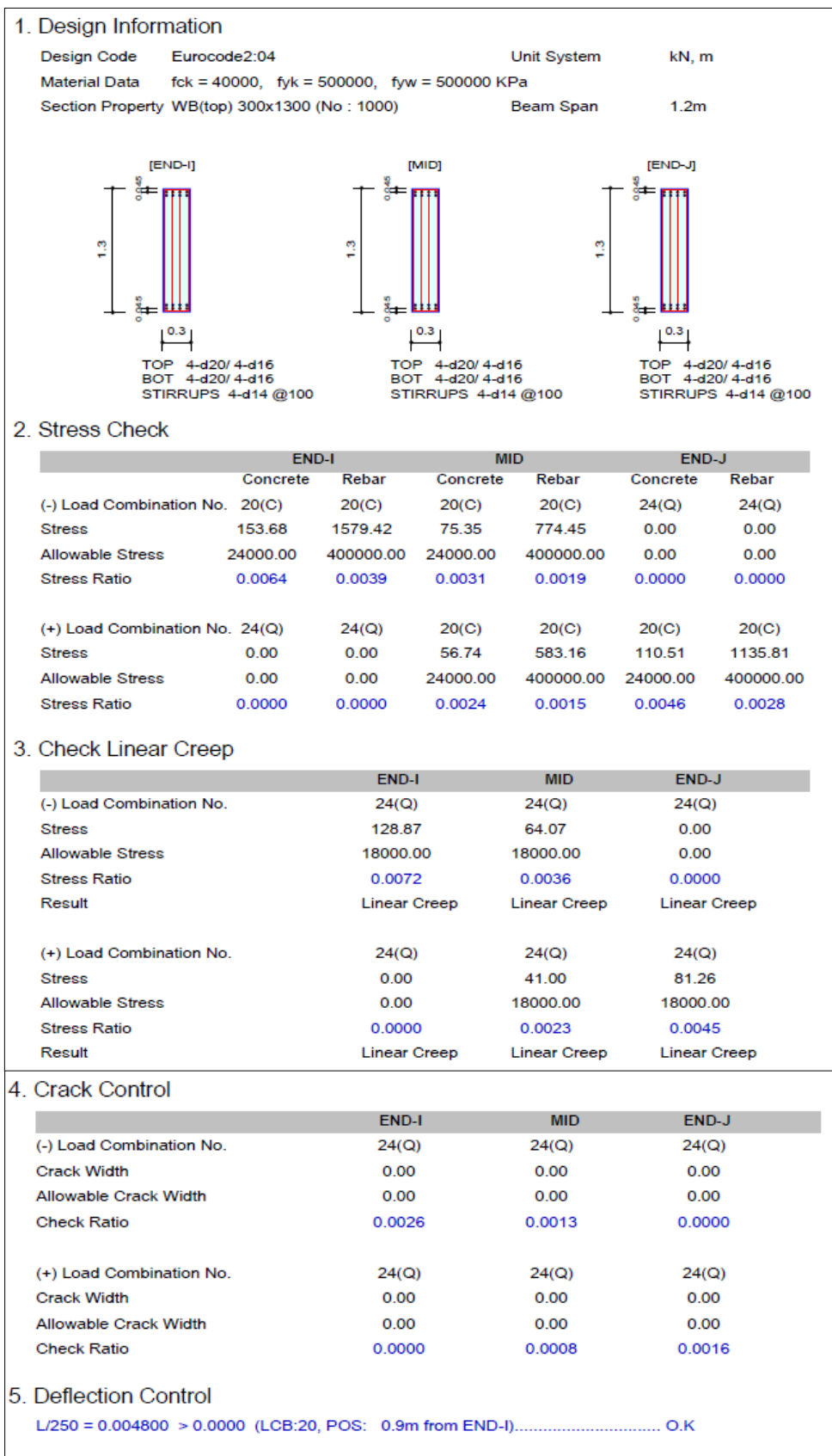
Πίνακας 7-68: Έλεγχος διαμήκους οπλισμού δοκού Β2 30x130

Επεξήγηση	Τύπος	Διατομή			Κανονισμός
		Άκρο J	Ανοιγμα Μ	Άκρο Ι	
Οπλισμός άνω ίνας	Φ (mm)	4Φ20+4Φ16	4Φ20+4Φ16	4Φ20+4Φ16	-
	$A_{s1,τοποθ.}$ (cm ²)	20,61	20,61	20,61	-
Οπλισμός κάτω ίνας	Φ (mm)	4Φ20+4Φ16	4Φ20+4Φ16	4Φ20+4Φ16	-
	$A_{s2,τοποθ.}$ (cm ²)	20,61	20,61	20,61	-
Γεωμετρικό ποσοστό άνω ίνας	ρ_{s1} (%)	0,55%	0,55%	0,55%	-
Γεωμετρικό ποσοστό κάτω ίνας	ρ_{s2} (%)	0,55%	0,55%	0,55%	-
Έλεγχοι ΕΚ8					
Ελάχιστο γεωμετρικό ποσοστό	$\rho_{min}=0.5 \cdot f_{ctm}/f_{yk}$	0,35%	0,35%	0,35%	EN1998-1:2004 §5.4.3.1.2 (5)P
Έλεγχος ελάχιστου γεωμετρικού ποσοστού οπλισμού	$\rho_{s1} \geq \rho_{min}$	Ικανοποιείται	Ικανοποιείται	Ικανοποιείται	
Πλαστιμότητα καμπυλοτήτων	μ_{Φ}	5,00			EN1998-1:2004 §5.2.3.4 (3)
Μέγιστο γεωμετρικό ποσοστό	$\rho_{max}=\rho_{s2}+0.0018 \cdot f_{cd}/(\mu_{\Phi} \cdot \epsilon_{sy,d} \cdot f_{yd})$	0,56%	-	0,56%	EN1998-1:2004 §5.4.3.1.2 (4)
Έλεγχος μέγιστου γεωμετρικού ποσοστού οπλισμού	$\rho_{s1} \leq \rho_{max}$	Ικανοποιείται	-	Ικανοποιείται	
Απαιτούμενος θλιβόμενος οπλισμός	$A_{s2,απαιτ.}$ (cm ²)	0,00	-	0,00	
Ελάχιστο εμβαδό οπλισμού	$A_{s2,min}=A_{s2,απαιτ.}+A_{s1,τοποθ.}/2$	20,61	-	20,61	EN1998-1:2004 §5.4.3.1.2 (4)
Έλεγχος ελαχίστου εμβαδού οπλισμού κάτω ίνας	$A_{s2,τοποθ.} \geq A_{s2,min}$	Ικανοποιείται	-	Ικανοποιείται	

Πίνακας 7-69: Έλεγχος εγκάρσιου οπλισμού δοκού B2 30x130

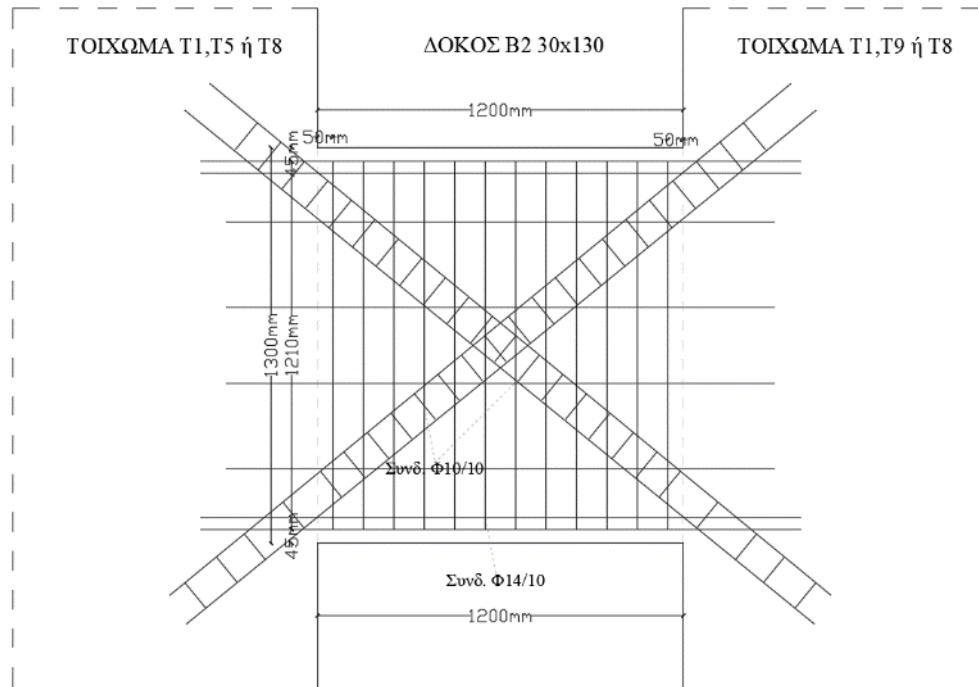
Επεξήγηση	Τύπος	Διατομή			Κανονισμός
		Άκρο J	Άνοιγμα M	Άκρο I	
Συνδετήρες	Φ/s	Φ14/10	Φ14/10	Φ14/10	
Γεωμετρικό ποσοστό συνδετήρων	ρ_w (%)	0,51%	0,51%	0,51%	
Κρίσιμο μήκος δοκού	$L_{cr}=h_w$ (m)	1,30	-	1,30	EN1998-1:2004 §5.4.3.1.2 (1)P
Έλεγχοι ΕΚ8					
Ελάχιστη διάμετρος συνδετήρων στο κρίσιμο μήκος της δοκού	$d_{bw}>6$ mm	Ικανοποιείται	-	Ικανοποιείται	EN1998-1:2004 §5.4.3.1.2 (6)P
Μέγιστη απόσταση συνδετήρων στο κρίσιμο μήκος της δοκού	$S_{cr,max}=\min[h_w/4 ; 24d_{bw} ; 8d_{bL} ; 225]$ (mm)	160	-	160	EN1998-1:2004 §5.4.3.1.2 (6)P
Έλεγχος απόστασης συνδετήρων	$S_{cr}\leq S_{cr,max}$	Ικανοποιείται	-	Ικανοποιείται	
Τοποθέτηση πρώτου συνδετήρα στο κρίσιμο μήκος της δοκού	$s_1<50$ mm	Ικανοποιείται	-	Ικανοποιείται	EN1998-1:2004 §5.4.3.1.2 (6)P
Έλεγχοι ΕΚ2					
Ελάχιστο γεωμετρικό ποσοστό συνδετήρων	$\rho_{w,min}=0.08 \cdot f_{ck}^{1/2}/f_{yk}$	0,11%	0,11%	0,11%	EN1992-1-1:2004 §9.2.2 (5)
Έλεγχος ελάχιστου γεωμετρικού ποσοστού συνδετήρων	$\rho_w \geq \rho_{min}$	Ικανοποιείται	Ικανοποιείται	Ικανοποιείται	
Μέγιστη απόσταση συνδετήρων	$S_{l,max}=0.75d$ (mm)	941,25	941,25	941,25	EN1992-1-1:2004 §9.2.2 (6)
Έλεγχος απόστασης συνδετήρων	$S_l \leq S_{l,max}$	Ικανοποιείται	Ικανοποιείται	Ικανοποιείται	
Μέγιστη εγκάρσια απόσταση σκελών συνδετήρων	$S_{t,max}=\min[0.75d ; 600]$ (mm)	600	600	600	EN1992-1-1:2004 §9.2.2 (8)
Έλεγχος εγκάρσιας απόστασης συνδετήρων	$S_t \leq S_{t,max}$	Ικανοποιείται	Ικανοποιείται	Ικανοποιείται	

Παρατηρείται ότι, όλες οι κανονιστικές διατάξεις του ΕΚ8 και του ΕΚ2 τηρούνται χωρίς να απαιτείται κάποια τροποποίηση στους οπλισμούς. Επιπλέον, εξετάστηκε όπως προηγουμένως, η δοκός μέσω του προγράμματος και στην Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας, για την ρηγμάτωση, τις αναπτυσσόμενες τάσεις του σκυροδέματος και του χάλυβα καθώς και το βέλος κάμψης της (Εικ. 7-46).



Εικ. 7-46: Έλεγχοι ΟΚΑ δοκού B2 30x130 με το λογισμικό επίλυσης, (midas Gen)

Τέλος, τέθηκαν και δισδιαγώνιοι οπλισμοί 8Φ16 (μορφή κλωβού), με συνδετήρες Φ10/10 λόγω και του μεγάλου ύψους της δοκού ($h_w=1300$ cm) . Οι οπλισμοί αυτοί όπως και οι υπόλοιποι διαμήκεις, πρέπει να αγκυρώνουν καλά εντός των πλευρικών τοιχωμάτων γι' αυτό και επεκτάθηκαν σε αποστάσεις $l_{bd}>29\Phi$ (Εικ. 7-47).



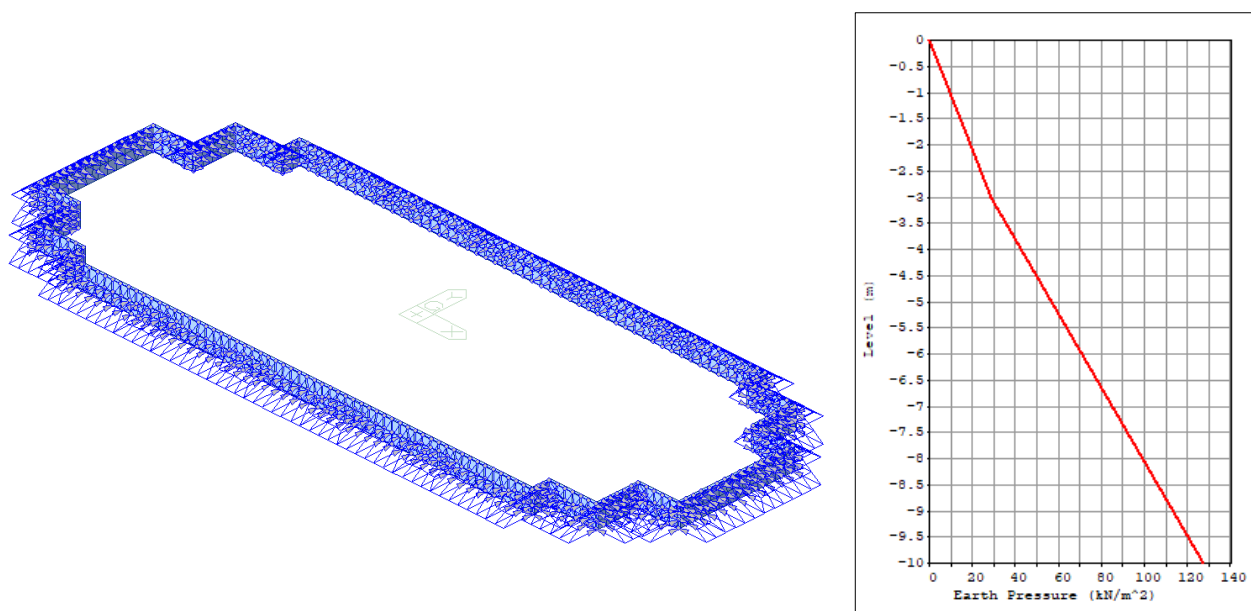
Εικ. 7-47: Ενδεικτική όπλιση δοκού Β2 30x130, (AutoCAD® Autodesk)

Οι λεπτομέρειες των δοκών και του οπλισμού τους παρουσιάζονται αναλυτικά στα στατικά σχέδια που βρίσκονται στο τέλος της διπλωματικής στο Παράρτημα Σχεδίων.

7.4 Διαστασιολόγηση περιμετρικών τοιχωμάτων υπογείου

Τα περιμετρικά τοιχώματα σε συνδυασμό με έναν επαρκώς στιβαρό φορέα θεμελίωσης συμβάλλουν στην ομοιόμορφη και ομαλή μεταβίβαση των βαρυντικών και σεισμικών φορτίων της ανωδομής στο έδαφος θεμελίωσης (Αβραμίδης, Αθανατοπούλου, Μορφίδης, & Σέξτος, 2017). Επιπλέον, κύρια λειτουργία τους είναι και η ανάληψη των ωθήσεων γαιών περιμετρικά του κτιρίου.

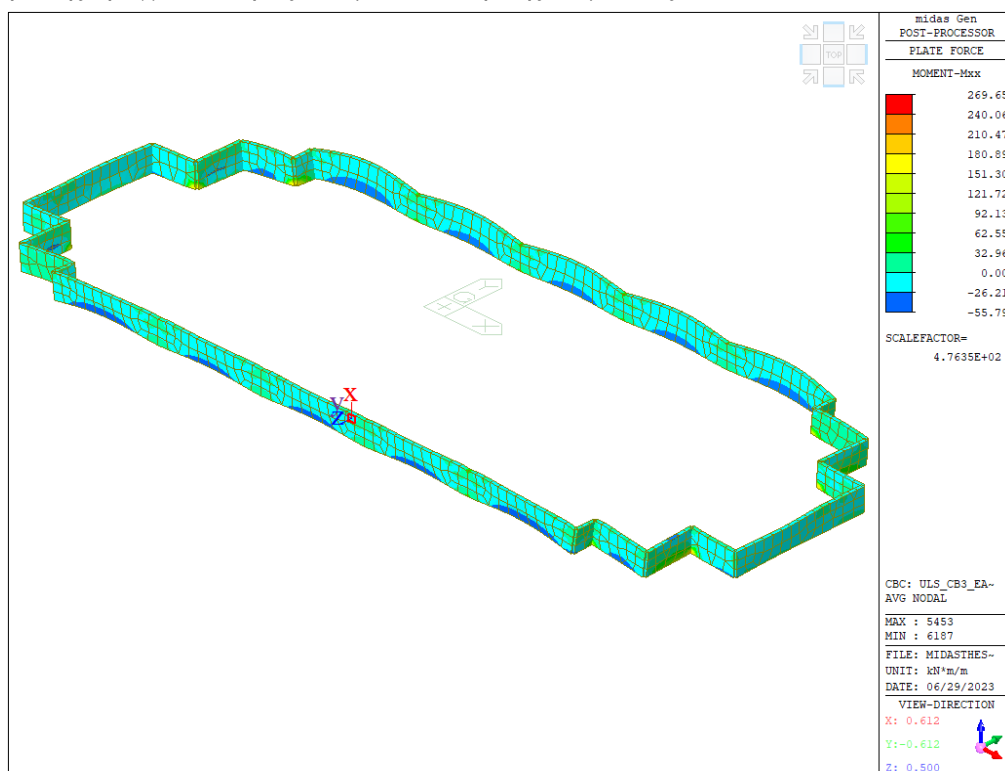
Οι ωθήσεις γαιών υπολογίστηκαν από το λογισμικό επίλυσης ως οριζόντιες πιέσεις, με επιφανειακό και γραμμικά μεταβαλλόμενο καθ' ύψος φορτίο για πολύ στιφρό αργιλικό έδαφος, ειδικού βάρους $\gamma_{\text{clay}}=18 \text{ kN/m}^3$ και γωνία τριβής $\varphi=28^\circ$. Η αργιλική στρώση θεωρήθηκε πάχους 10 m και βράχος από τα 10 m και κάτω. Αντίστοιχα, ο υδροφόρος ορίζοντας θεωρήθηκε στα 3 m βάθος χωρίς φυσικά να υπάρχουν αναλυτικότερα στοιχεία που θα απαιτούσαν την διεξαγωγή γεωτεχνικής και εδαφολογικής μελέτης από γεωλόγο. Οι ωθήσεις γαιών παρουσιάζονται στις επόμενες εικόνες από το λογισμικό επίλυσης (midas Gen).



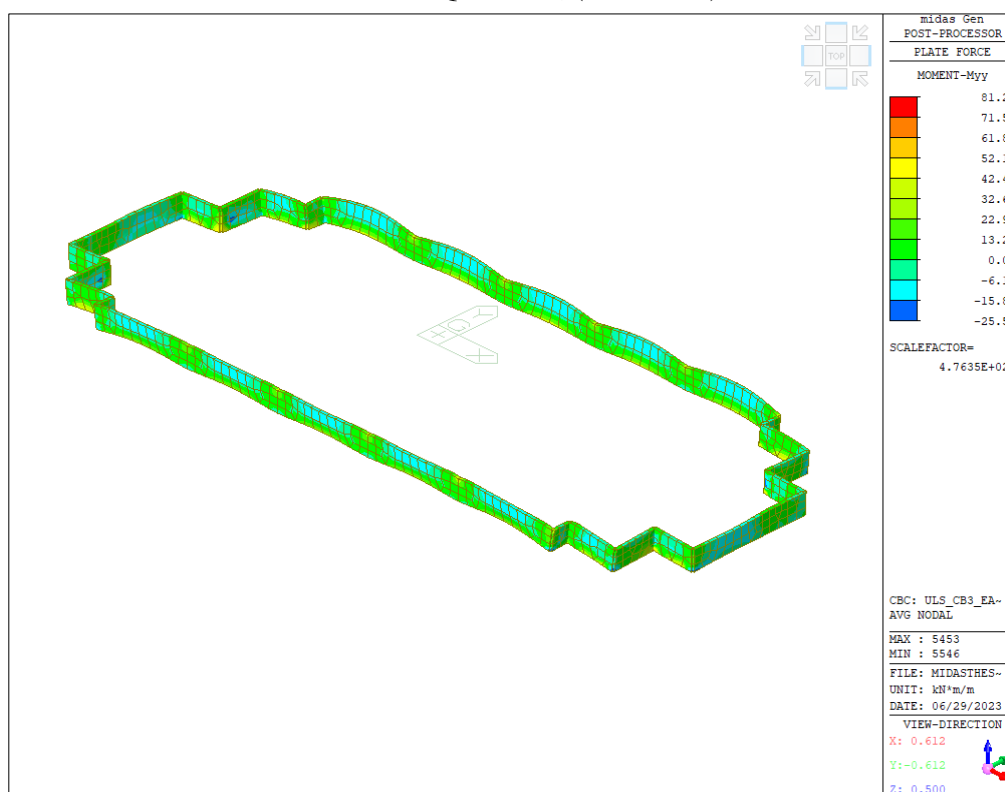
Εικ. 7-48: Ωθήσεις γαιών στα περιμετρικά τοιχώματα του υπογείου και καθ' ύψος κατανομή της εδαφικής πίεσης, (midas Gen)

Η διαστασιολόγηση των περιμετρικών τοιχωμάτων του υπογείου έγινε απλοποιητικά μόνο για τις στατικές ωθήσεις γαιών και συγκεκριμένα για τον συνδυασμό $1.35G+1.50Q+1.35EP$ όπου EP είναι η ομοιόμορφη εδαφική πίεση (Earth Pressure). Χρησιμοποιήθηκε το χωρικό προσομοίωμα συμπεριλαμβανομένης της αλληλεπίδρασης εδάφους-κατασκευής (σ.σ. ελατήρια Winkler) ώστε να συνυπολογιστούν οι παραμορφώσεις λόγω της ενδοσιμότητας του εδάφους. Περαιτέρω ανάλυση για ενεργές ωθήσεις γαιών ή επίδραση της σεισμικής έντασης στα τοιχώματα αντιστήριξης θα απαιτούσε ειδική μελέτη που δεν πραγματοποιήθηκε στην παρούσα διπλωματική εργασία. Άλλωστε, στην πραγματικότητα τα περιμετρικά τοιχώματα του υπογείου σε συνδυασμό με την πλάκα θεμελίωσης (γενική κοιτόστρωση), την πλάκα του ισογείου στο άνω τμήμα τους αλλά και την ενδιάμεση πλήρωση των δύο πλακών με σκύρα συνολικού πάχους στρώσης 1.80 m, συνθέτουν έναν πολύ δύσκαμπτο φορέα, που θα απαιτούσε τον ελάχιστο δυνατό οπλισμό. Αντιθέτως στην μελέτη αυτή ελήφθη

ως παραδοχή ότι η στρώση σκύρων στην εσωτερική παρειά των περιμετρικών τοιχωμάτων δεν υφίσταται άρα δεν ισοσταθμίζει και τις εξωτερικές τάσεις και παραμορφώσεις της εδαφικής πίεσης, κάτι το οποίο είναι σαφώς δυσμενέστερο της πραγματικότητας και φυσικά υπέρ της ασφαλείας.

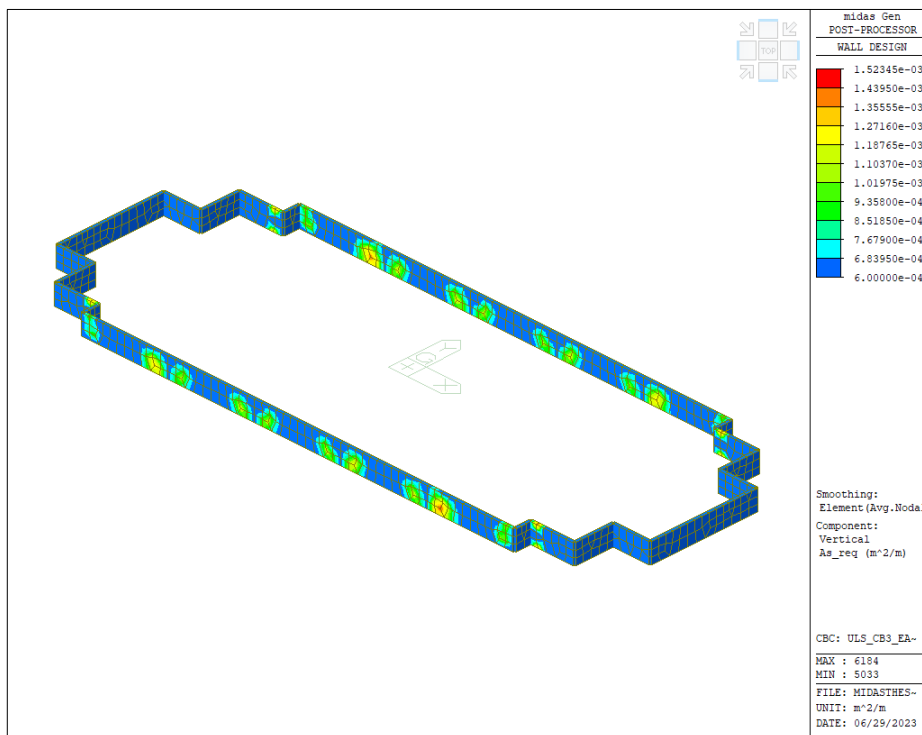


Εικ. 7-49: Ροπή M_{xx} (kNm/m) των περιμετρικών τοιχωμάτων υπογείου για συνδυασμό 1.35G+1.50Q+1.35EP, (midas Gen)

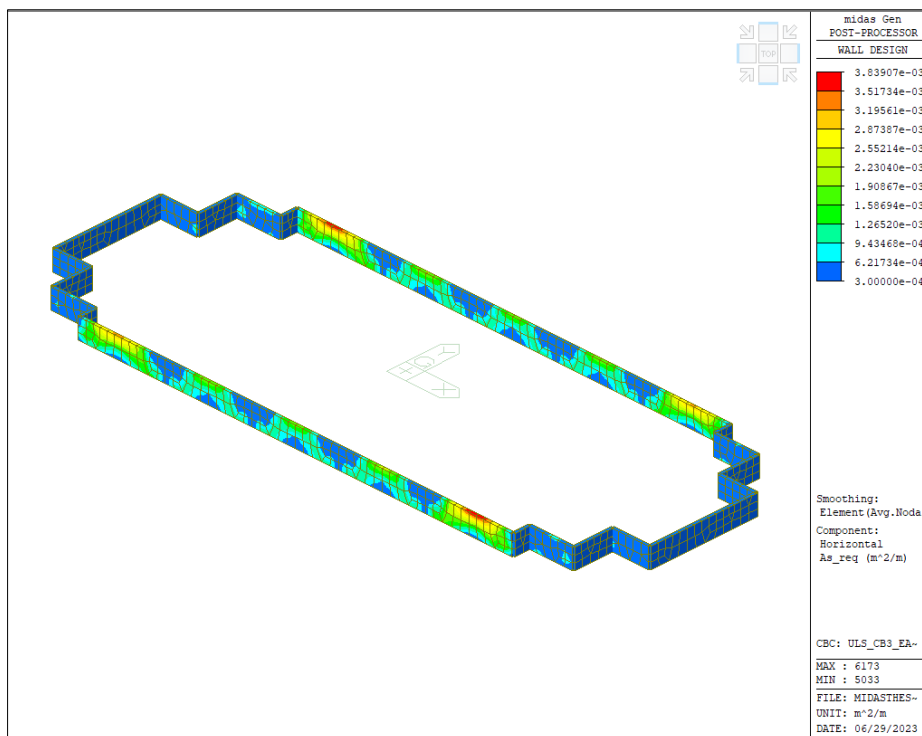


Εικ. 7-50: Ροπή M_{yy} (kNm/m) των περιμετρικών τοιχωμάτων υπογείου για συνδυασμό 1.35G+1.50Q+1.35EP, (midas Gen)

Οι ροπές M_{xx} και M_{yy} καθόρισαν την διαστασιολόγηση των περιμετρικών τοιχωμάτων, όπου με τη βοήθεια του στατικού προγράμματος υπολογίστηκε ανά επιφανειακό στοιχείο το απαιτούμενο εμβαδό οπλισμού με θεώρηση ονομαστικής επικάλυψης $c_{nom}=45$ mm. Στις επόμενες εικόνες παρουσιάζονται τα απαιτούμενα εμβαδά όπλισης. Συγκεκριμένα, παρατηρούμε ότι για τον κατακόρυφο οπλισμό απαιτείται οπλισμός που κυμαίνεται μεταξύ $6-15.24$ cm²/m (Εικ. 7-51) ενώ για τον οριζόντιο $3-38.90$ cm²/m (Εικ. 7-52).

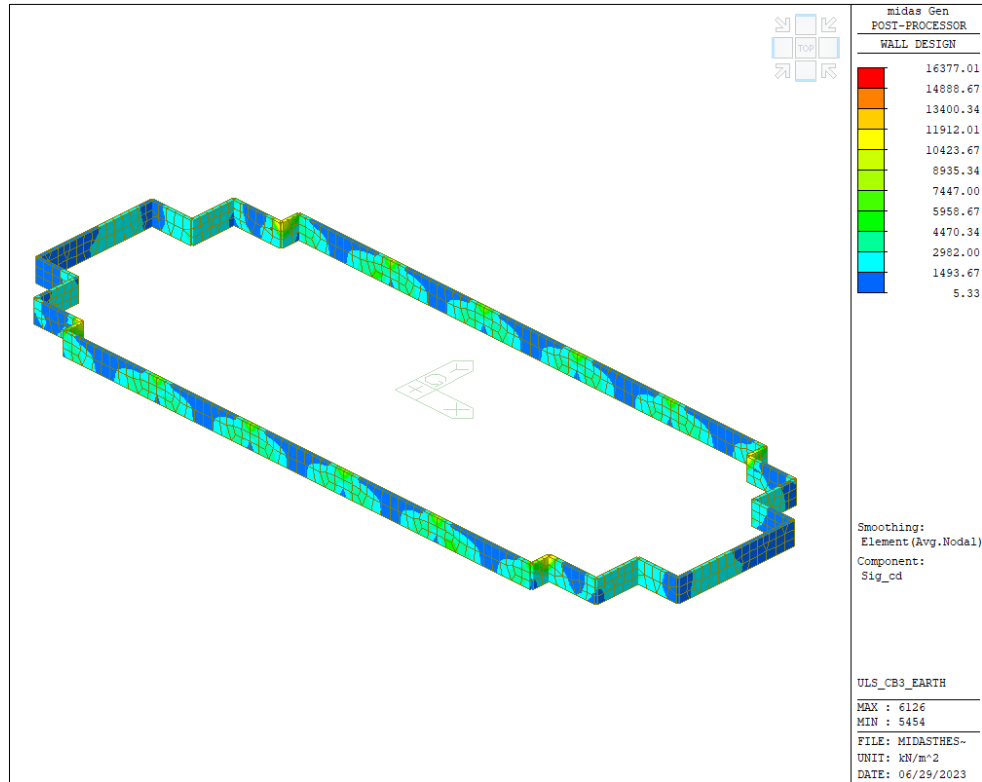


Εικ. 7-51: Απαιτούμενος κατακόρυφος οπλισμός για περιμετρικά τοιχώματα, (midas Gen)



Εικ. 7-52: Απαιτούμενος οριζόντιος οπλισμός για περιμετρικά τοιχώματα, (midas Gen)

Τοποθετήθηκαν τελικώς πλέγματα σε κάθε παρειά 2#Φ16/10 τα οποία υπερκαλύπτουν τις απαιτήσεις όπλισης αφού ο κατακόρυφος και οριζόντιος σπλισμός είναι συνολικού εμβαδού $A_s=80.42 \text{ cm}^2/\text{m}$. Ακόμη, για λόγους πληρότητας παρουσιάζονται και οι τάσεις σκυροδέματος οι οποίες δεν θα πρέπει να ξεπερνούν την αντοχή του σκυροδέματος που είναι $f_{cd}=f_{ck}/1.50=26.66 \text{ MPa}$. Περισσότερες λεπτομέρειες στο Παράρτημα Σχεδίων.



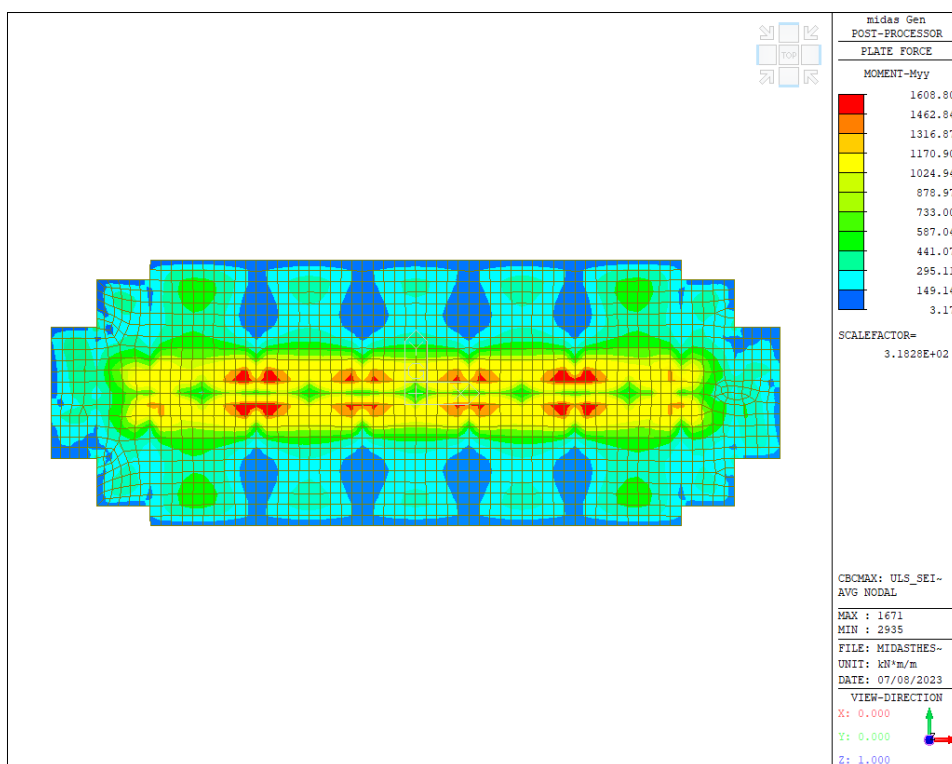
Εικ. 7-53: Τάσεις σ_{cc} (kN/m^2) σκυροδέματος για συνδυασμό 1.35G+1.50Q+1.35EP, (midas Gen)

7.5 Διαστασιολόγηση πλάκας θεμελίωσης

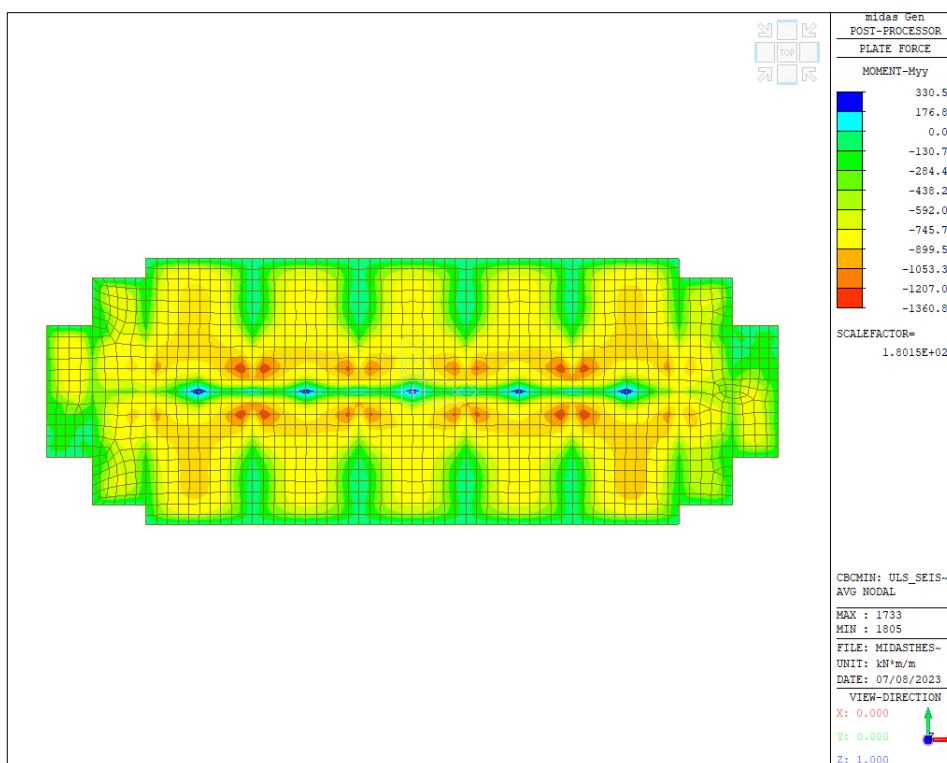
Η γενική κοιτόστρωση συνιστάται ευρέως στα κτίρια με tunnel form που φέρουν τοιχώματα προκειμένου να δημιουργείται μια ενιαία επιφάνεια φόρτισης και τα φορτία της ανωδομής να μεταβιβάζονται ομαλά και ομοιόμορφα στο έδαφος. Οι γενικές κοιτοστρώσεις συνήθως είναι εύκαμπτες και με μικρή δυσκαμψία που παρουσιάζουν ομοιόμορφες καθιζήσεις που μπορεί να προκαλέσουν παραμορφώσεις και ρωγμές στην ανωδομή (Barnes, 2014). Ο σκοπός της κοιτόστρωσης είναι να διατηρήσει τις προβλεπόμενες καθιζήσεις σε επιτρεπτά όρια μέσω ύπαρξης συνεχούς πλάκας κάτω από το κτίριο, με όπλιση άνω και κάτω με πλέγμα αλλά και ενισχυμένες ζώνες κάτω από τα τοιχώματα όπου αναπτύσσονται υψηλότερες τάσεις.

Η πλάκα θεμελίωσης του υπό μελέτη κτιρίου, τέθηκε στο στάδιο της προδιαστασιολόγησης ίση με 120 cm. Οι ροπές με τις οποίες διαστασιολογήθηκε η πλάκα, προέρχονται από τους συνδυασμούς Ο.Κ.Α και τους σεισμικούς συνδυασμούς. Η δυναμική αλληλεπίδραση εδάφους-κατασκευής δεν ελήφθη υπόψη καθώς δεν υπάρχουν ούτε σημαντικά φαινόμενα P-δ, ούτε υπάρχει βαθιά θεμελίωση, ούτε το κτίριο εδράζεται σε πολύ μαλακό έδαφος κατηγορίας S1 ή S2 ($v_s \leq 100 \text{ m/s}$) ώστε να κινδυνεύει από δυναμικά φαινόμενα σεισμού

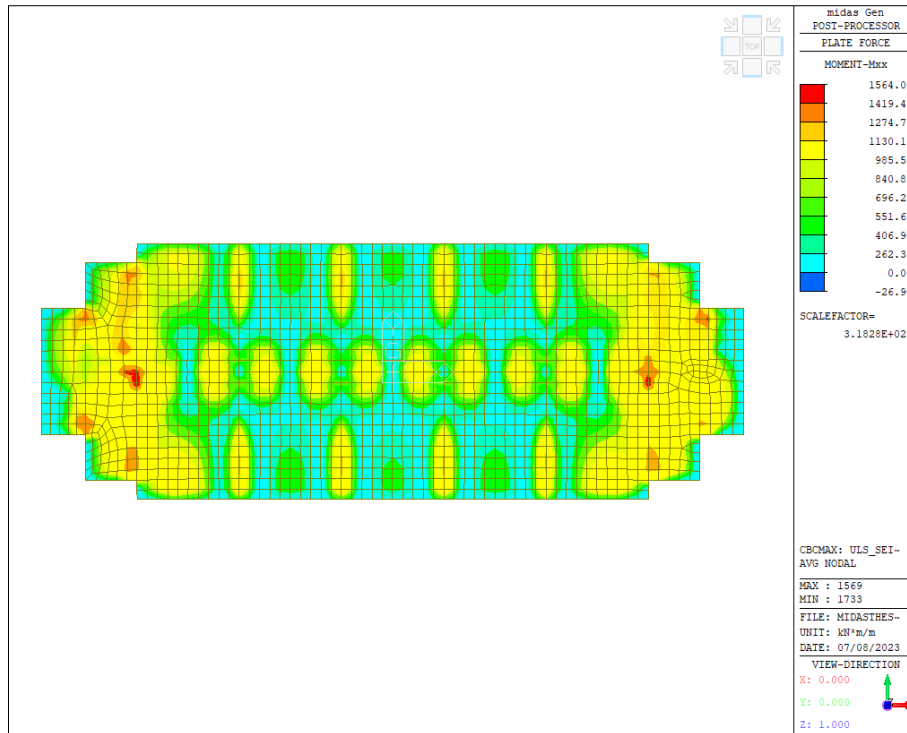
(EN1998-5:2004 §6). Επομένως η αλληλεπίδραση εδάφους κατασκευής περιορίστηκε στην κατακόρυφη διεύθυνση και στις βυθίσεις της πλάκας θεμελίωσης. Στις επόμενες εικόνες δίνονται οι μέγιστες ροπές M_{xx} και M_{yy} των σεισμικών συνδυασμών.



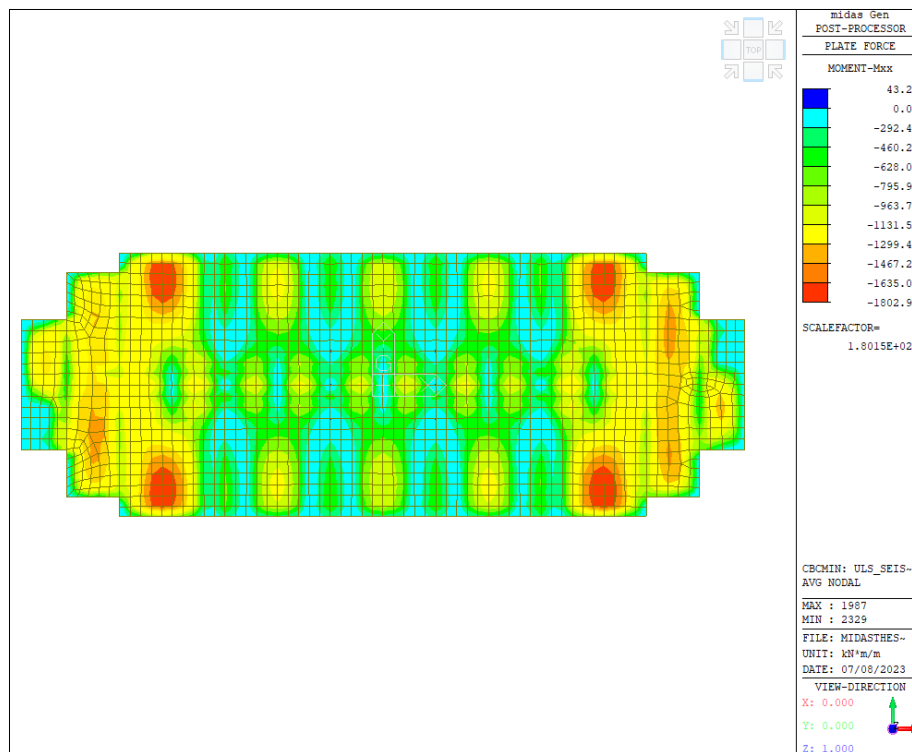
Εικ. 7-54: Θετικές ροπές M_{yy} (kNm/m) της κοιτόστρωσης για τον δυσμενέστερο σεισμικό συνδυασμό, (midas Gen)



Εικ. 7-55: Αρνητικές ροπές M_{yy} (kNm/m) της κοιτόστρωσης για τον δυσμενέστερο σεισμικό συνδυασμό, (midas Gen)

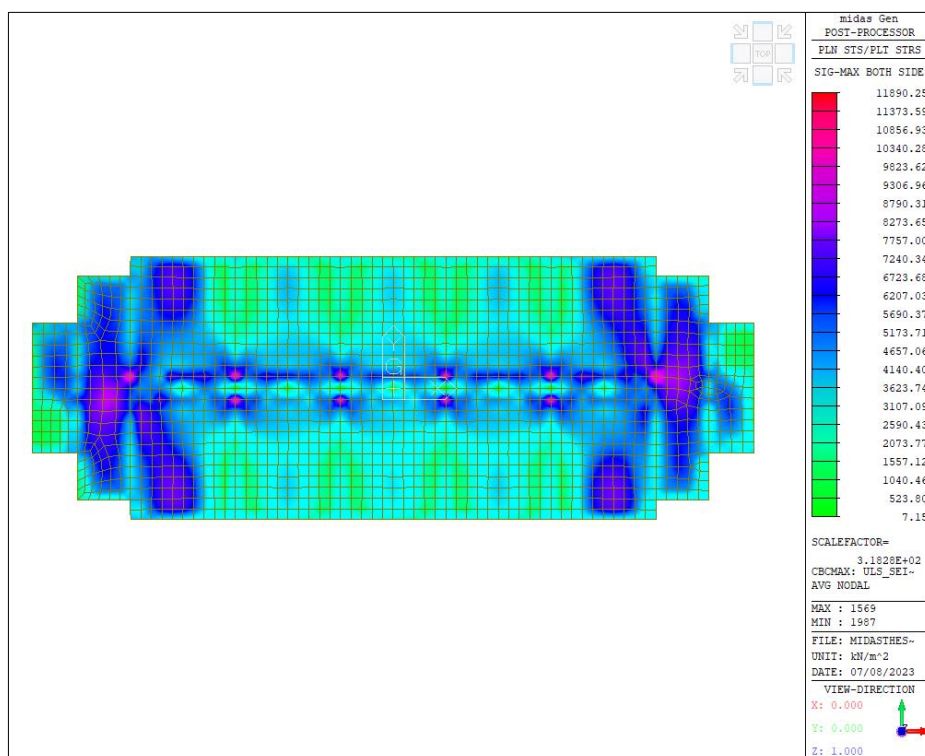


Εικ. 7-56: Θετικές ροπές M_{xx} (kNm/m) της κοιτόστρωσης για τον δυσμενέστερο σεισμικό συνδυασμό, (midas Gen)



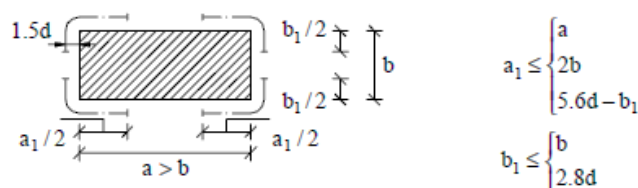
Εικ. 7-57: Αρνητικές ροπές M_{xx} (kNm/m) της κοιτόστρωσης για τον δυσμενέστερο σεισμικό συνδυασμό, (midas Gen)

Σύμφωνα με το EN1998-5:2004 §5.4.1.2 (2) για κατηγορία εδάφους B και ζώνη υψηλή σεισμικότητας, απαιτείται πλάκα θεμελίωσης η οποία φέρει ενισχυμένη ζώνη όπλισης στα σημεία έδρασης των κατακόρυφων στοιχείων του φέροντος οργανισμού. Οι ζώνες αυτές θα πρέπει να σχεδιάζονται ώστε να αντέχουν έναντι αξονικών δυνάμεων ίσες με $\pm 0.30 \cdot \alpha \cdot S \cdot N_{Ed}$ για κατηγορία εδάφους B (EN1998-5:2004 §5.4.1.2 (6) & (7)) όπου N_{Ed} η αξονική δύναμη σχεδιασμού του κατακόρυφου μέλους, ενώ ο διαμήκης οπλισμός τους θα πρέπει να αγκυρώνεται επαρκώς στο σώμα της πλάκας (EN1998-5:2004 §5.4.1.2 (8)). Επιπροσθέτως, σύμφωνα με το EN1998-1:2004 §5.8.2 (4) για τις πλάκες θεμελίωσης προβλέπονται ως ελάχιστες απαιτήσεις, πάχος τουλάχιστον 20 cm και ελάχιστο γεωμετρικό ποσοστό οπλισμού εσχάρας $\rho_{min}=0.20\%$.



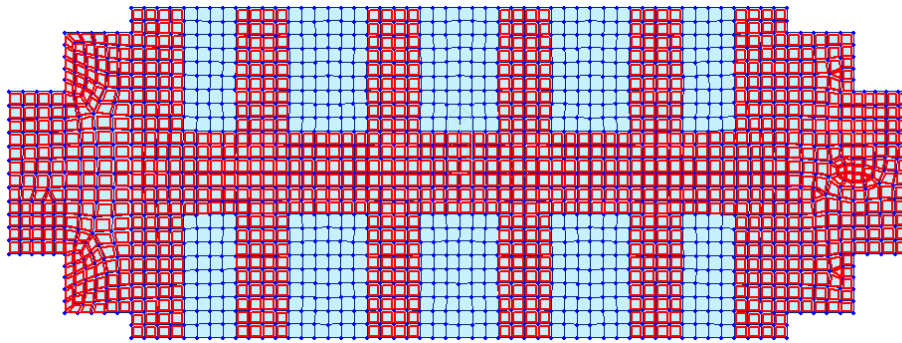
Εικ. 7-58: Μέγιστες κύριες τάσεις σ_{max} (kN/m²) στην πλάκα θεμελίωσης για τον δυσμενέστερο σεισμικό συνδυασμό, (midas Gen)

Όπως γίνεται αντιληπτό, στις περιοχές έδρασης των τοιχωμάτων αναπτύσσονται υψηλότερες τάσεις λόγω συγκεντρωμένων φορτίων. Οι περιοχές αυτές απαιτούν πρόσθετη όπλιση προκειμένου οι αποκλίσεις στις τάσεις τους εδάφους να είναι μικρότερες αλλά και να μπορούν να παραληφθούν από την κοιτόστρωση χωρίς να υπάρξει αστοχία λόγω διάτρησης. Η κρίσιμη διατομή για έλεγχο διάτρησης ορθογωνικής διατομής ορίζεται από τον ΕΚΩΣ στην §13.2.1 όπως φαίνεται στην παρακάτω εικόνα (Εικ. 7-59).



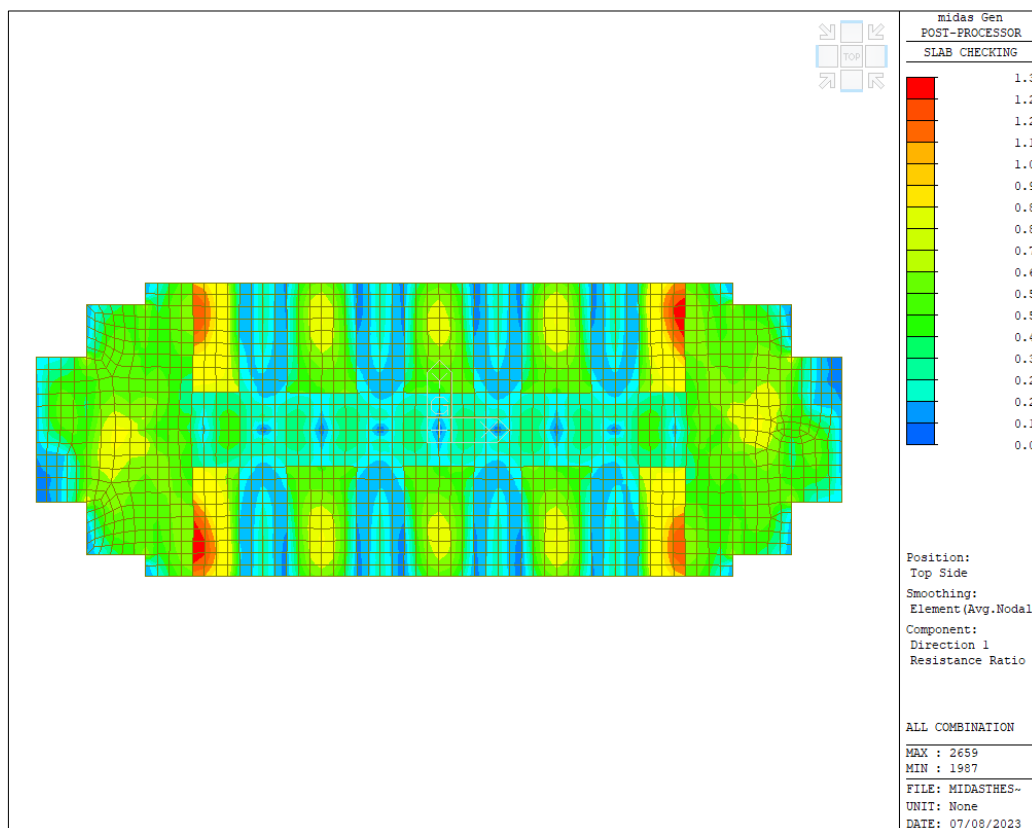
Εικ. 7-59: Κρίσιμη διατομή ορθογωνικής φορτιζόμενης επιφάνειας, (ΕΚΩΣ2000 §13.2.1)

Η όπλιση της πλάκας θεμελίωσης έγινε με πλέγμα άνω και κάτω 2#Φ20/100 ($\rho_h=2.09\% > \rho_{min}=0.20\%$) με επικάλυψη $c_{nom}=70mm$ ενώ στις περιοχές έδρασης των τοιχωμάτων δημιουργήθηκαν ζώνες αυξημένου οπλισμού ($>1.5d=1.80 m$) στο σώμα της πλάκας με άνω και κάτω 2#Φ22/100. Για την παραλαβή της τέμνουσας (και αποφυγή της διάτρησης) τοποθετήθηκαν και δίμητοι συνδετήρες Φ12/15 ή 17 (Εικ. 7-60).

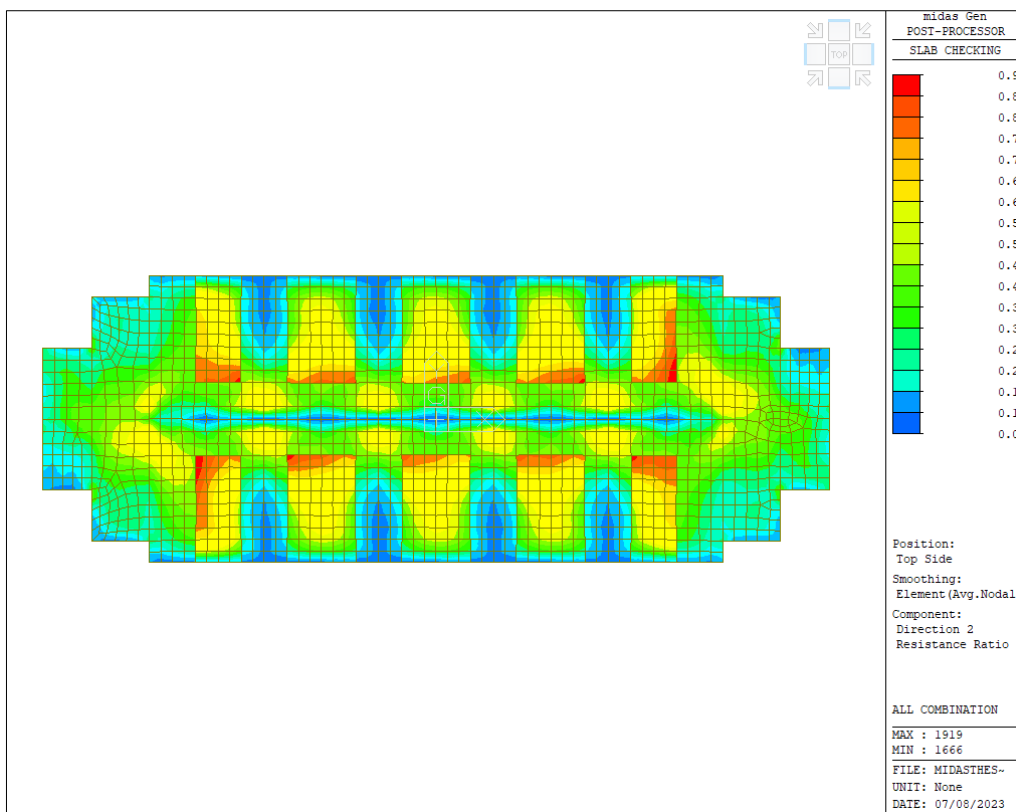


Εικ. 7-60: Ενισχυμένες ζώνες οπλισμού στην πλάκα θεμελίωσης, (midas Gen)

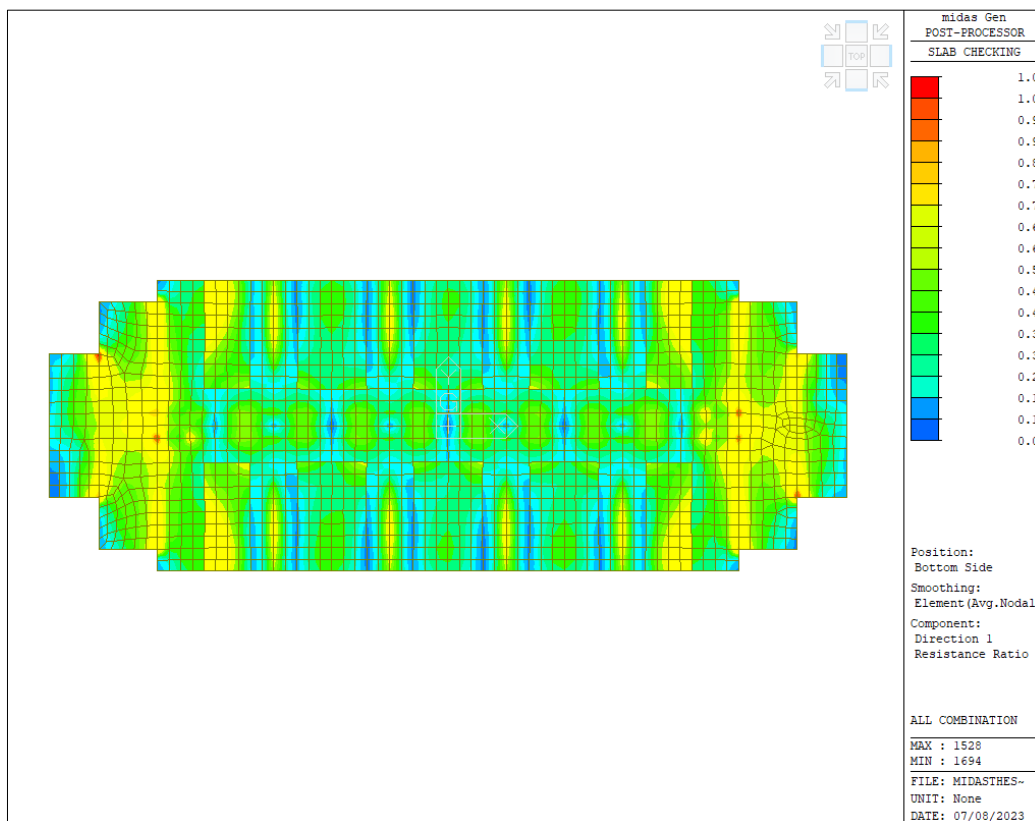
Μετά την εισαγωγή των οπλισμών στο πρόγραμμα, οι συντελεστές αξιοποίησης ανά διεύθυνση κάμψης, βρίσκονται όλοι κάτω της τιμής της μονάδας 1.00 με εξαίρεση στην κύρια διεύθυνση κάμψης όπου σε μερικά σημεία ξεπερνά την τιμή 1.00 χωρίς ωστόσο να χρήζει περαιτέρω ενίσχυσης λόγω και της δυσμενούς περίπτωσης που εξετάστηκε όπως αναφέρθηκε προηγουμένως.



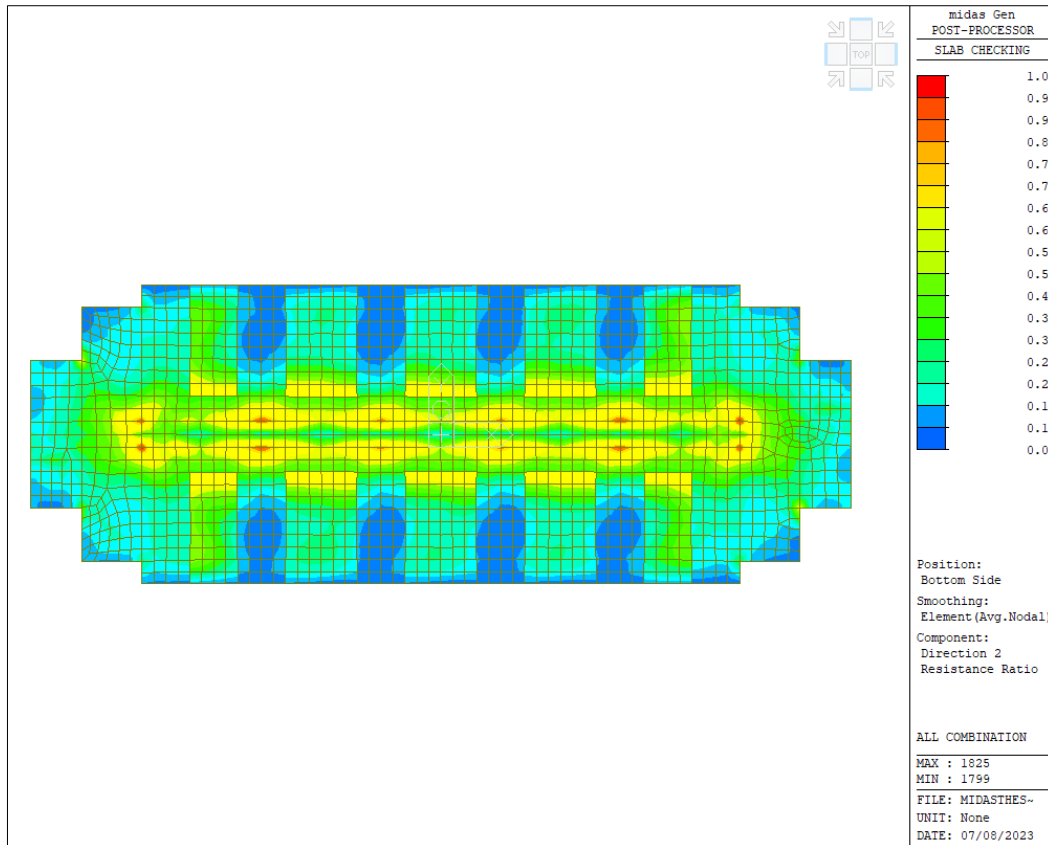
Εικ. 7-61: Συντελεστής αξιοποίησης οπλισμού άνω παρειάς κύριας διεύθυνσης, (midas Gen)



Εικ. 7-62: Συντελεστής αξιοποίησης οπλισμού άνω παρειάς δευτερεύουσας διεύθυνσης, (midas Gen)

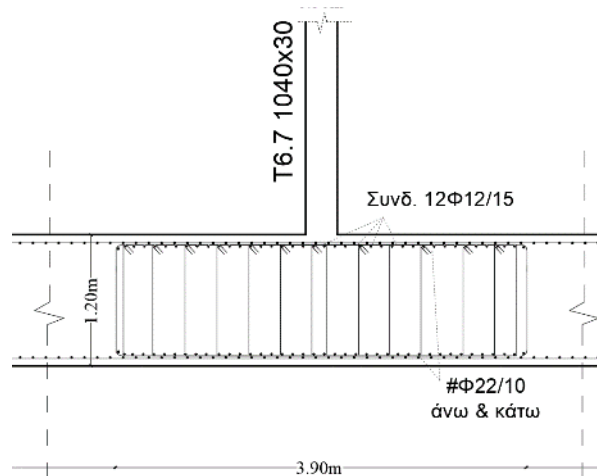


Εικ. 7-63: Συντελεστής αξιοποίησης οπλισμού κάτω παρειάς κύριας διεύθυνσης, (midas Gen)



Εικ. 7-64: Συντελεστής αξιοποίησης οπλισμού κάτω παρειάς δευτερεύουσας διεύθυνσης, (midas Gen)

Συμπεραίνοντας, σύμφωνα με τα παραπάνω, το πάχος της πλάκας θεμελίωσης κρίθηκε ικανοποιητικό στα 1.20 m ειδικά αν ληφθεί υπόψη ότι εντός του σώματος της πλάκας θα πρέπει να αγκυρωθεί ο οπλισμός των τοιχωμάτων, ο οποίος για μέγιστη διάμετρο Φ25 αντιστοιχεί σε ευθύγραμμο μήκος αγκύρωσης μεγαλύτερο των 29Φ, ήτοι 73 cm. Ο οπλισμός που τοποθετήθηκε ικανοποιεί τους ελέγχους Ο.Κ.Α. και δεν απαιτείται περαιτέρω τροποποίηση εκτός αν ύστερα από αυτοψία του μελετητή διαπιστωθεί διαφορετική περίπτωση εδάφους και αλλάξουν τα δεδομένα. Στην επόμενη εικόνα (Εικ. 7-65) παρουσιάζεται ενδεικτικά η όπλιση μιας τυπικής ενισχυμένης ζώνης. Περισσότερες λεπτομέρειες για την όπλιση της πλάκας θεμελίωσης δίνονται στο Παράρτημα σχεδίων.



Εικ. 7-65: Ενδεικτική όπλιση ενισχυμένης ζώνης πλάκας θεμελίωσης (AutoCAD® Autodesk)

Συμπεράσματα

Στην παρούσα διπλωματική εργασία, εξετάστηκε ένα κτίριο tunnel form 9 ορόφων, το οποίο ύστερα από ανάλυση με διαφορετικά προσομοιώματα (διδιάστατα για τις πλάκες και τρισδιάστατα για όλο τον φορέα) και με διαφορετικές αντοχές σκυροδεμάτων προέκυψαν συγκεκριμένες παρατηρήσεις και συμπεράσματα σχετικά με την ανάλυση και διαστασιολόγηση του.

1. Η διαφορά μεταξύ των δύο οριζόντιων μετακινήσεων με θεώρηση διαφραγματικής λειτουργίας και χωρίς, μειώνεται με την αύξηση του πάχους των πλακών, δηλαδή αυξάνεται ο λόγος $d_{y,s}/d_y'$. Ο λόγος $d_{y,s}/d_y'$ στα Προσομοιώματα Πλακών κυμαίνεται σε ένα εύρος μεταξύ 83.17%-93.07% ενώ στα Τρισδιάστατα Προσομοιώματα μεταξύ 95.35%-97.67%. Η μεταβολή του λόγου στα Π.Π. είναι μεγαλύτερη ανά αύξηση του πάχους των πλακών εν αντιθέσει με την αντίστοιχη μεταβολή στα Τ.Π.. Οι διαφορές αυτές οφείλονται στην αρχική παραδοχή που έγινε στο προσομοίωμα των πλακών, ότι οι δυσκαμψίες των ελατηρίων K_x και K_y αντιστοιχούν σε τοιχώματα που δρουν ως πρόβολοι ύψους 30.60 m, κάτι που δεν ευσταθεί καθώς δεν λαμβάνεται υπόψη η συνεισφορά των πλακών των υπόλοιπων ορόφων που επιδρούν στη δυσκαμψία των τοιχωμάτων και εν συνεχεία στη συμπεριφορά όλου του φορέα.
2. Η διαφραγματική λειτουργία των πλακών που προσομοιώθηκε στο τρισδιάστατο προσομοίωμα του κτιρίου, ικανοποιείται εφόσον η διαφορά των επιλύσεων με και χωρίς διαφραγματική λειτουργία είναι της τάξεως των 4.65% που είναι σαφώς μικρότερη του ορίου του 10% που θέτει ο κανονισμός ΕΚ8.
3. Οι πλάκες με ελαφροσκυρόδεμα παρουσιάζουν μεγαλύτερο βέλος κάμψης λόγω του μικρότερου μέτρου ελαστικότητας που δεν επηρεάζει ωστόσο το όριο των $L/500$ για περιοχές με εύθραυστα προσαρτήματα (υαλοπετάσματα) για πάχος πλάκας μεγαλύτερο των 20 cm.
4. Στα τρισδιάστατα μοντέλα, η προσομοίωση της αλληλεπίδρασης εδάφους-κατασκευής, με κατακόρυφα ελατήρια Winkler με δυσκαμψία $K_z=80000 \text{ kN/m}^2/\text{m}$ (πολύ στιφρή άργιλος), αυξάνει την θεμελιώδη ιδιοπερίοδο του κτιρίου tunnel form από $T_1=0.70 \text{ sec}$ σε $T_1=0.84 \text{ sec}$.
5. Οι ακτίνες δυστρεψίας κατά τη διεύθυνση Y δεν ικανοποιούνται οριακά ($\approx 0.98 < 1$) σε μερικούς ορόφους χωρίς ωστόσο αυτό να θεωρείται πρόβλημα, εφόσον ελήφθη τελικώς ως συντελεστής συμπεριφοράς $q=2.00$, τιμή κατώτερη της μέγιστης επιτρεπόμενης για συστήματα ελαφρώς οπλισμένων τοιχωμάτων ($q=3.00$), που αρμόζει ωστόσο στα στρεπτικώς ευαίσθητα συστήματα.
6. Στη διεύθυνση X ικανοποιούνται όλοι οι έλεγχοι εκτός της ύπαρξης δύο ελαφρώς οπλισμένων τοιχωμάτων που να καλύπτουν όλες τις προϋποθέσεις της §5.2.2.1. (3)P καθώς η ιδιοπερίοδος είναι πάνω από 0.50 sec ($T_1=0.70 \text{ sec}$). Γι' αυτόν τον λόγο το σύστημα θεωρήθηκε ως «σύστημα πλάστιμων τοιχωμάτων (συζευγμένων ή ασύζευκτων)» στη διεύθυνση X ενώ στη διεύθυνση Y ως «σύστημα ελαφρώς οπλισμένων τοιχωμάτων».

7. Οι διαφορές των ιδιοπεριόδων του προσομοιώματος με πάκτωση ($T_x=0.70$ sec, $T_y=0.34$ sec) και του προσομοιώματος συμπεριλαμβανομένης της αλληλεπίδρασης εδάφους-κατασκευής ($T_x=0.841$ sec, $T_y=0.50$ sec) είναι ίσες με 16.8% και 32.0% αντίστοιχα, εφόσον η βάση είναι εύκαμπτη.
8. Οι διαφορές στις ιδιοπεριόδους μεταξύ των εκτιμήσεων των αντισεισμικών κανονισμών/δημοσιεύσεων (Goel & Chopra) και της υπολογισμένης μέσω ιδιομορφικής ανάλυσης, οφείλονται κυρίως στην διαφορετική δομή του κτιρίου με tunnel form έναντι των κοινών κτιρίων από τα οποία έχουν προκύψει οι σχέσεις των κανονισμών. Όλοι οι κανονισμοί με εξαίρεση της Νέας Ζηλανδίας (NZSEE), των δύο σχέσεων του ΕΚ8 και του ΕΑΚ (για τη διεύθυνση Y) δίνουν αρκετά συντηρητικότερες τιμές τόσο στη διεύθυνση X όσο και στη διεύθυνση Y.
9. Η σχέση των Balkaya και Kalkan υπερεκτιμά την θεμελιώδη ιδιοπερίοδο ($T=0,859$ sec) σε σχέση με αυτή της ιδιομορφικής ανάλυσης ($T=0.700$ sec) κάτι το οποίο εμφανιζόταν και στα πειραματικά δεδομένα της δημοσίευσης τους (Balkaya & Kalkan, 2004). Η υπερεκτίμηση οφείλεται πιθανότατα στην ελλιπή βαθμονόμηση της σχέσης η οποία προέκυψε από συγκεκριμένες κατόψεις κτιρίων διαφορετικών ορόφων, που διαφέρουν όμως κατά πολύ με τις διαστάσεις του υπό μελέτη κτιρίου της παρούσας διπλωματικής. Αντιθέτως η εκτιμώμενη τιμή της ιδιοπεριόδου, πλησιάζει την αντίστοιχη του προσομοιώματος με συνυπολογισμό της αλληλεπίδρασης εδάφους κατασκευής ($T=0.841$ sec), παρόλο που στη δημοσίευση τους αναφέρεται ότι η σχέση τους προέκυψε από χωρικό προσομοίωμα με θεώρηση πάκτωσης στη βάση (fixed base model). Επιπροσθέτως, η σχέση των Balkaya και Kalkan δίνει συνήθως καλύτερες εκτιμήσεις για τη θεμελιώδη ιδιοπερίοδο της διαμήκου διεύθυνσης (διεύθυνση X στο παρόν κτίριο) και όχι της εγκάρσιας, κάτι το οποίο αποδείχτηκε και για το συγκεκριμένο κτίριο όπου στην διεύθυνση Y η υπολογιζόμενη ιδιοπερίοδος ήταν ίση με $T_y=0.34$ sec έναντι $T=0,859$ sec. Να σημειωθεί ωστόσο ότι η τιμή της εκτιμώμενης ιδιοπεριόδου, καλύπτει την πλειοψηφία των καταγεγραμμένων ιδιοπεριόδων που έχουν ληφθεί από κατασκευασμένα κτίρια tunnel form σύμφωνα με την ίδια δημοσίευση, κάτι το οποίο φυσικά δεν δύναται να αποδειχθεί για τον παρόν κτίριο εφόσον είναι υπό μελέτη.
10. Τα δύο διαφορετικά στατικά συστήματα ανά διεύθυνση, όπως αυτά ορίστηκαν από τον ΕΚ8, επέβαλαν την όπλιση των μεγάλων τοιχωμάτων της διεύθυνσης Y ως «ελαφρώς οπλισμένα» με τις αντίστοιχες διατάξεις του ΕΚ2 και του ΕΚ8, ενώ για την διεύθυνση X την όπλιση όλων των τοιχωμάτων ως πλάστιμα. Τα τοιχώματα της ομάδας T4 540x30 παρόλο που ανήκουν γεωμετρικά στα μεγάλα τοιχώματα σύμφωνα με τον ΕΚ8, κανονιστικά λόγω του ότι στη διεύθυνση X το σύστημα χαρακτηρίστηκε ως «πλάστιμων τοιχωμάτων», διαστασιολογήθηκαν ως πλάστιμα τοιχώματα κατηγορίας πλαστιμότητας DCM.
11. Στο υπό εξέταση κτίριο όπως και κάθε άλλο tunnel form, επειδή αποτελείται από τοιχώματα και πλάκες, απαιτήθηκε έλεγχος του αρμού διακοπής εργασίας ή γενικότερα της επαφής τοιχώματος-πλάκας λόγω της υψηλής συγκέντρωσης τάσεων στην περιοχή αυτή. Ο έλεγχος αυτός ικανοποιείται για όλα τα τοιχώματα λόγω συνεισφοράς των κατακόρυφων οπλισμών του τοιχώματος και των αγκυρωμένων οπλισμών των πλακών εντός του σώματος των τοιχωμάτων.

12. Τα ανοίγματα των τοιχωμάτων T3 και T7 οπλίστηκαν με «κλωβούς» οπλισμών περιμετρικά, αποτελούμενους από 6Φ16 σε δύο στρώσεις των τριών, συγκρατημένα με συνδετήρες Φ10/10, καθώς και χιαστί οπλισμούς 2Φ16 υπό κλίση 45⁰ στις κόγχες του ανοίγματος. Όλοι οι κατακόρυφοι οπλισμοί θα πρέπει να συνεχίζουν καθ' ύψος του τοιχώματος εφόσον μάλιστα τα ανοίγματα είναι τοποθετημένα παράλληλα και διαδοχικά καθ' ύψος. Η ιδιαίτερη αυτή όπλιση απαιτήθηκε λόγω συγκέντρωσης τάσεων στις παρειές των ανοιγμάτων και προς αναπλήρωση του οπλισμού που αφαιρείται από την επιφάνεια του ανοίγματος.

Προτάσεις για Περαιτέρω Έρευνα

Τα Tunnel Form κτίρια αποτελούν ένα ξεχωριστό πεδίο έρευνας των πολιτικών μηχανικών ακόμη και σήμερα, λόγω του ότι απαρτίζονται κυρίως από μεγάλα ελαφρώς οπλισμένα τοιχώματα για τα οποία υπάρχουν ελλιπή δεδομένα και δημοσιεύσεις σχετικά με την ανάλυση, τη διαστασιολόγηση τους και τη συμπεριφορά τους κατά τη διάρκεια των σεισμών. Σε μία διπλωματική εργασία όπως αυτή, δεν μπορούν να συμπεριληφθούν όλοι οι παράγοντες και οι πτυχές που επηρεάζουν την ανάλυση, την σεισμική συμπεριφορά και το κόστος ενός κτιρίου tunnel form. Γι' αυτόν τον λόγο προτείνονται στον αναγνώστη συγκεκριμένα θέματα ιδιαίτερου ενδιαφέροντος, που λόγω περιορισμένου χρόνου δεν εξετάστηκαν από τον συγγραφέα.

- Ανάλυση και έλεγχος του κτιρίου ανά στάδια κατασκευής με συνυπολογισμό των επιδράσεων ερπυσμού και της συστολής ξήρανσης λόγω εφαρμογής μεθόδων θέρμανσης των μεταλλότυπων για ταχεία ωρίμανση του σκυροδέματος.
- Διερεύνηση συμπεριφοράς σύνδεσης των μεγάλων τοιχωμάτων μορφής T υπό ανακυκλιζόμενη φόρτιση.
- Βελτιστοποίηση κόστους και χρόνου κατασκευής βάσει υλικών και διαστασιολόγησης των τοιχωμάτων του κτιρίου tunnel form.
- Μελέτη συμπεριφοράς του κτιρίου με χρήση μη γραμμικών μεθόδων ανάλυσης και βελτιστοποίηση μεθόδου θεμελίωσης (σ.σ. πάχος κοιτόστρωσης ή πάσσαλοι).

Βιβλιογραφία

1. ACI 349. (1990). Commentary on Code Requirements for Nuclear Safety Related Concrete Structures. *ACI Manual Part 4, Nuclear Safety Structures Code*, σσ. 349-360.
2. Altalabani, D., & Hejazi, F. (2021). Dynamic Response of a Tunnel-Form Structure Subjected to Seismic Excitations. *Design Engineering*, σσ. 1372-1385.
3. Aradhye, D. T., & Apte, R. M. (2016). Study of advanced tunnel formwork system in high rise building. *International Journal of Research in Engineering and Technology*, 5(05), σσ. 529-533.
4. ASTM C 330. (2004). Standard Specification for Lightweight Aggregates for Structural Concrete. 4.
5. ASTM C 331. (2005). *Standard Specification for Lightweight Aggregates for Masonry Units*.
6. ASTM C 332. (2009). *Standard Specification for Lightweight Aggregates for Insulating Concrete*.
7. Balkaya, C., & Kalkan, E. (2004). Seismic vulnerability, behavior and design of tunnel form building structures. *Engineering Structures*, 26(14), σσ. 2081-2099.
8. Balkaya, C., Karagoz, I., & Gunal, I. (2017). Improving Torsional Rigidity and Seismic Performance of Tunnel Form Building Structures. *International Journal of Engineering Technologies IJET*.
9. Barnes, G. (2014). *Εδαφομηχανική: Αρχές και Εφαρμογές*. (Κ. Ζιωτοπούλου, Μεταφρ.) Αθήνα: Κλειδάριθμος.
10. Barounis, N., Orr, T. L., McMahon, P. H., & Barounis, A. (2009). Modulus of subgrade reaction for foundations on clay from unconfined compression tests. *In Proceedings of the 17th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*(Volumes 1,2,3 and 4), σσ. 249-252.
11. Brooker, O., & Hennessy, R. (2008). *Residential Cellular Concrete Buildings*. Blackwater: The Concrete Center.
12. CEN, E. (2002). *EN 1991-1-1 Eurocode 1: Actions on structures - Part 1-1: General actions - Densities, self-weight, imposed loads for buildings*. Brussels: European Commission.
13. CEN, E. (2004). *EN 1992-1-1 Eurocode 2: Design of concrete structures-Part 1-1: General rules and rules for buildings*. Brussels.
14. CEN, E. (2004). *EN 1998-1 Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance – Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings*. Brussels.

15. ESCI. (1971). Expanded Shale Clay and Slate Institute, Lightweight Concrete, History, Applications. *Economics*.
16. EuroLightCon, & L.W.A.C. (1998). Material Properties State-of the-Art. *Economic Design and Construction with Light Weight Aggregate Concrete*, σσ. 47-48.
17. Fardis, M. N., Carvalho, E., Elnashai, A., Faccioli, E., Pinto, P., & Plumier, A. (2011). *Οδηγός σχεδιασμού σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8: Αντισεισμικός Σχεδιασμός Κατασκευών*. Αθήνα: Κλειδάριθμος.
18. FIP. (1983). *Quality Control and Quality Assurance for Concrete Structures*. Comite Euro-International Du Beton.
19. Hadzima-Nyarko, M., Ademović, N., Koković, V., & Lozančić, S. (2022, July). Structural dynamic properties of reinforced concrete tunnel form system buildings. *In Structures*, 41, σσ. 657-667.
20. Hiba, A., & Khosroo, D. (2018). Comparison between: Concrete Flat-Slabs and Tunnel Form Construction (Tcf). *Tr Civil Eng & Arch*, 2(4).
21. İlerisoy, Y. Z., & Tuna, E. M. (2013). Construction costs of tunnel form buildings. *Gradevinar*, 65(2), σσ. 135-141.
22. International Conference of Building Officials (ICBO). (1997). *Uniform Building Code*. USA.
23. Kanoglou, A. (2023, Ιούνιος). *Istanbul Technical University*. Ανάκτηση από https://web.itu.edu.tr/~kanoglu/crs_bps_cn_tunnelformworksystem.pdf
24. Kashyap, R., Saxena, M., Gautam, A., Chauhan, S., Mourya, A., & Verma, P. (2022). A study on recycled lightweight aggregate concrete. *Journal of Building Pathology and Rehabilitation*, 7(1), σ. 28.
25. Lancaster, C. L. (2009). Materials and Construction of the Pantheon in Relation to the Developments in Vaulting in Antiquity. *Graßhoff, Heinzelmann, and Wäfler*, σσ. 117-126.
26. Litvin, A., & Fiorato, A. E. (1981). Lightweight Concrete for OTEC Cold Water Pipes. *Concrete International*, 3(3), σσ. 48-55.
27. Mehta, P., & Monteiro, P. (2006). *Σκυρόδεμα Μικροδομή, ιδιότητες, και υλικά*. Αθήνα: Κλειδάριθμος.
28. Mohammed, J. H., & Hamad, A. J. (2014). Materials, properties and application review of Lightweight concrete. *Technical Review of the Faculty of Engineering University of Zulia*, 37(2), σσ. 10-15.
29. Mohsenian, V., Nikkhoo, A., & Hajirasouliha, I. (2019). Estimation of seismic response parameters and capacity of irregular tunnel-form buildings. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 17, σσ. 5217-5239.

30. Moropoulou, A., Bakolas, A., & Anagnostopoulou, S. (2005). Composite materials in ancient structures. *Cement and Concrete Composites*, 27(2), σσ. 295-300.
31. Nasvik, J. (2003). *Building with tunnel forms. Concrete construction*. Ανάκτηση από https://www.concreteconstruction.net/projects/commercial-industrial/building-with-tunnel-forms_o
32. Paulay, T., & Binney, J. (1974). Diagonally reinforced coupling beams of shear-walls. *Shear in Reinforced Concrete*, 2(26), σσ. 579-598.
33. Paulay, T., & Priestley, M. (1996). *Αντισεισμικός Σχεδιασμός Κατασκευών από Οπλισμένο Σκυρόδεμα και Τοιχοποιία*. Αθήνα: Κλειδάριθμος.
34. Pavan, R., Babitha, R. P., Deepika, G. H., & Vinod, S. (2018). A study on recycled concrete. *Int J Pure Appl Math*, 118(18), σσ. 3239-3263.
35. Pirzad, A. (2017). Lightweight Concrete and its advantages compared with. *Journal of Civil Engineering research*.
36. *The Concrete Society*. (2023, Ιούνιος). Ανάκτηση από <https://www.concrete.org.uk/>.
37. *The Constructor*. (2023, Ιούνιος). Ανάκτηση από <https://theconstructor.org/concrete/tunnel-form-construction-technique/8574/>
38. Yilmaz, D., & Abdulahin, K. (2021). Examination of Structures Built with Tunnel Formwork in Terns of Strength and Cost according to the Earthquake Regulations of 2007 and 2018. *Advances in Civil Engineering*.
39. Yuksel, B. S., & Kalkan, E. (2007). Behavior of tunnel form buildings under quasi-static cyclic lateral loading. *Structural Engineering and Mechanics*, 27(1), σ. 99.
40. Αβραμίδης, Ι., Αθανατοπούλου, Α., Μορφίδης, Κ., & Σέξτος, Α. (2017). *Αντισεισμικός Σχεδιασμός Κτιρίων Ο/Σ και Αριθμητικά Παραδείγματα Ανάλυσης και Διαστασιολόγησης σύμφωνα με τους Ευρωκώδικες*. Θεσσαλονίκη: Σοφία.
41. Βιντζηλαίου, Ε., Ζέρης, Χ., & Μωρέττη, Μ. (2005). *Σημειώσεις για το μάθημα Ειδικά Κεφάλαια Οπλισμένου Σκυροδέματος*. Αθήνα: Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών ΕΜΠ.
42. Καραγιάννης, Χ. Γ. (2019). *Σχεδιασμός Κατασκευών από Ωπλισμένο Σκυρόδεμα και Σεισμικές Δράσεις*. Θεσσαλονίκη: Σοφία.
43. Κωνσταντινίδης, Α. (2008). *Αντισεισμικά Κτίρια από οπλισμένο σκυρόδεμα* (Τόμ. Α). Αθήνα: Απόστολος Κωνσταντινίδης.
44. Μαλακάτας, Ν., & Τρέζος, Κ. (2011). *Σημειώσεις για την χρήση των Ευρωκωδίκων EN 1990 & EN 1991*. Αθήνα: ΙΕΚΕΜ-ΤΕΕ.

45. Πενέλης, Γ. Γ., & Κάππος, Α. Ι. (1990). *Αντισεισμικές Κατασκευές από Σκυρόδεμα*. Θεσσαλονίκη: Ζήτη.
46. Τουρλούκης, Α., & Στρογγύλης, Ι. (2017). *Επίδραση του Ποσοστού Κίσηρης στα μηχανικά χαρακτηριστικά του δομικού κίσηροδέματος*. Αθήνα: Διπλωματική Εργασία Ε.Μ.Π.
47. Τρέζος, Κ. Γ. (2020). *Ωπλισμένο Σκυρόδεμα με βάση τον Ευρωκώδικα 2*. Αθήνα: DaVinci.
48. Τριανταφύλλου, Α. Χ. (2017). *Δομικά Υλικά*. Πάτρα: GOTSIS.
49. Ψυχάρης, Ι. (2014). *Βασικές διατάξεις Ευρωκώδικα 8*. Αθήνα: Σημειώσεις Μαθήματος Αντισεισμικών.

Παράρτημα Σχεδίων

Στο παράρτημα αυτό παρουσιάζονται τα σχέδια που συντάχθηκαν για την παρούσα διπλωματική. Φυσικά δεν ανταποκρίνονται στην πληθώρα των στατικών σχεδίων που απαιτούνται μετά το πέρας τους αρχιτεκτονικής και στατικής μελέτης. Τα σχέδια αυτά αποσκοπούν να δώσουν στον αναγνώστη μια ευρύτερη εικόνα τόσο της μορφής του υπό μελέτη κτιρίου tunnel form όσο και των οπλισμών και των λεπτομερειών των διαμορφώσεων που χρήζουν συγκεκριμένα δομικά μέλη.

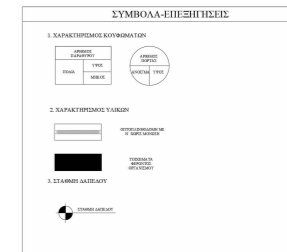
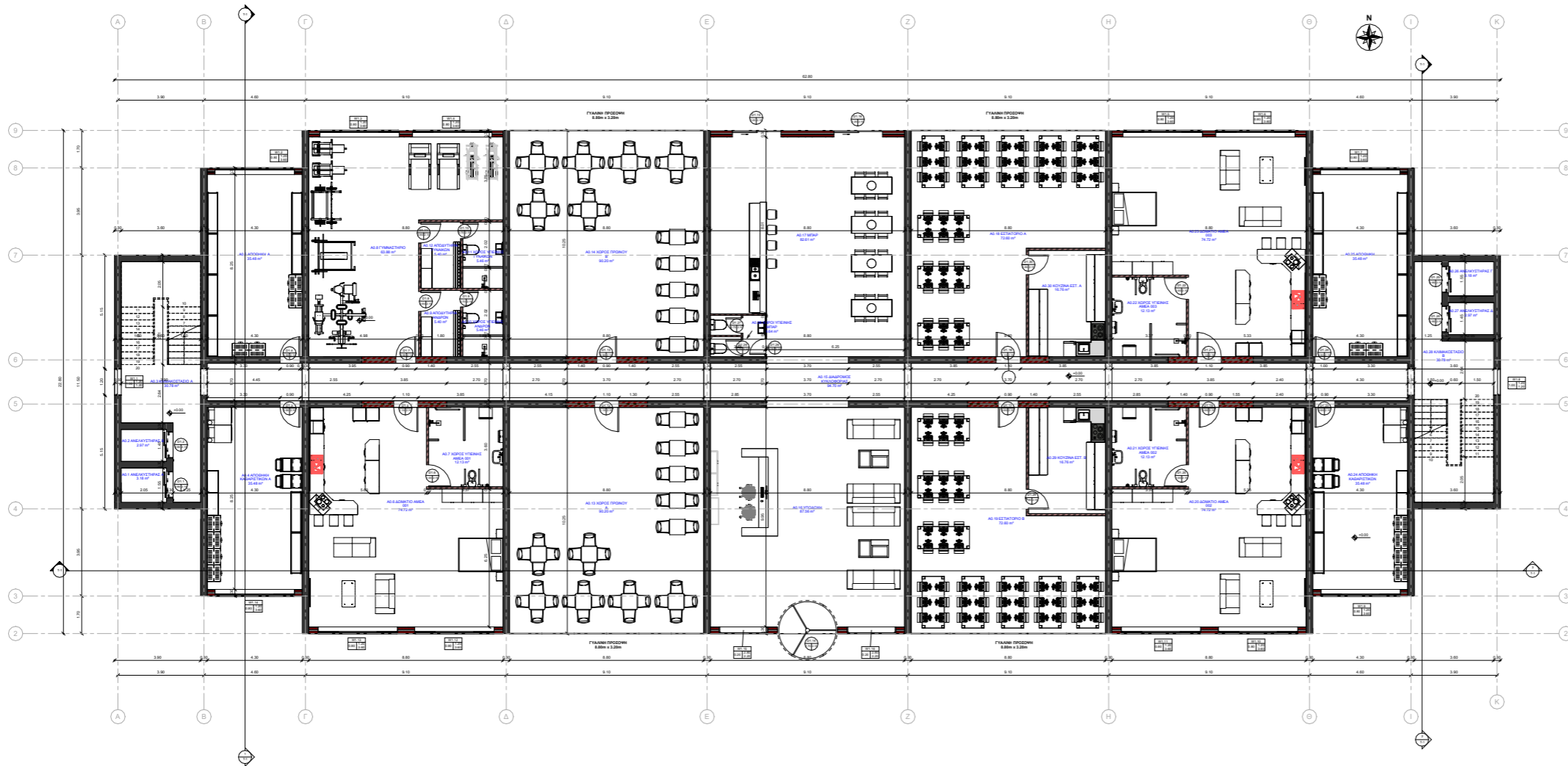
Τα σχέδια που αναφέρονται στις επόμενες σελίδες, είναι αρχικά τα αρχιτεκτονικά και ύστερα τα στατικά. Η κλίμακα που αναγράφεται στην πινακίδα τους δεν ανταποκρίνεται στην πραγματικότητα σε περίπτωση εκτύπωσης τους, καθώς έγινε αναπροσαρμογή (fit to page) ώστε να ταιριάζουν εντός σελίδας A3. Συγκεκριμένα, παρουσιάζονται με τη σειρά που αναγράφονται:

Αρχιτεκτονικά Σχέδια:

1. Κάτοψη Ισογείου
2. Κάτοψη Τυπικού Ορόφου
3. Κάτοψη Θεμελίωσης
4. Όψεις Κτιρίου
5. Τομές Κτιρίου
6. Φωτορεαλιστική Απεικόνιση Εξωτερικού Κτιρίου (4 εικόνες)
7. Φωτορεαλιστική Απεικόνιση Εσωτερικού Κτιρίου (4 εικόνες)

Στατικά Σχέδια:

8. Ευλότυπος Θεμελίωσης
9. Ευλότυπος Τυπικού Ορόφου
10. Λεπτομέρειες Δοκών
11. Λεπτομέρειες Τοιχωμάτων Κλιμακοστασίου
12. Λεπτομέρειες Τοιχωμάτων Διεύθυνσης X
13. Λεπτομέρειες Τοιχωμάτων Διεύθυνσης Y
14. Ανάπτυγμα Οπλισμών Τοιχωμάτων T9 1120x30
15. Ανάπτυγμα Οπλισμών Περιμετρικών Τοιχωμάτων Υπογείου



Όροφος	Αριθμός Διαμετρίου	Όνομα	Επιφάνεια
ΙΣΟΓΕΙΟ	1	ΑΝΕΚΔΟΤΗΡΙΑΣ Α	3.18 m ²
ΙΣΟΓΕΙΟ	2	ΑΝΕΚΔΟΤΗΡΙΑΣ Β	2.97 m ²
ΙΣΟΓΕΙΟ	3	ΚΑΜΑΚΟΣ ΤΑΞΙΔ Α	30.78 m ²
ΙΣΟΓΕΙΟ	4	ΑΓΩΓΙΚΗ ΚΑΜΑΚΟΣ ΤΑΞΙΔ Α	35.48 m ²
ΙΣΟΓΕΙΟ	5	ΑΓΩΓΙΚΗ Α	35.48 m ²
ΙΣΟΓΕΙΟ	6	ΔΩΜΑΤΙΟ ΑΜΕΙΑ 003	74.72 m ²
ΙΣΟΓΕΙΟ	7	ΧΩΡΟΣ ΥΠΕΡΘΗΣ ΑΜΕΙΑ 001	12.13 m ²
ΙΣΟΓΕΙΟ	8	ΓΥΜΝΑΣΙΟ	63.88 m ²
ΙΣΟΓΕΙΟ	9	ΑΓΩΓΥΤΗΡΙΑ ΑΝΩΡΩΝ	5.46 m ²
ΙΣΟΓΕΙΟ	10	ΧΩΡΟΣ ΥΠΕΡΘΗΣ ΑΝΩΡΩΝ	5.46 m ²
ΙΣΟΓΕΙΟ	11	ΧΩΡΟΣ ΥΠΕΡΘΗΣ ΓΥΜΝΑΣΙΩΝ	5.46 m ²
ΙΣΟΓΕΙΟ	12	ΑΓΩΓΥΤΗΡΙΑ ΓΥΜΝΑΣΙΩΝ	5.46 m ²
ΙΣΟΓΕΙΟ	13	ΧΩΡΟΣ ΠΡΟΣΒΟΛΩΝ Α	90.20 m ²
ΙΣΟΓΕΙΟ	14	ΧΩΡΟΣ ΠΡΟΣΒΟΛΩΝ Β	90.20 m ²
ΙΣΟΓΕΙΟ	15	ΔΙΑΡΚΗ ΚΥΚΛΟΦΟΡΙΑ	94.70 m ²
ΙΣΟΓΕΙΟ	16	ΥΠΟΣΟΝ	87.48 m ²
ΙΣΟΓΕΙΟ	17	ΜΠΑΡ	82.81 m ²
ΙΣΟΓΕΙΟ	18	ΕΣΤΙΑΤΟΡΙΟ Α	72.80 m ²
ΙΣΟΓΕΙΟ	19	ΕΣΤΙΑΤΟΡΙΟ Β	72.80 m ²
ΙΣΟΓΕΙΟ	20	ΔΩΜΑΤΙΟ ΑΜΕΙΑ 002	74.72 m ²
ΙΣΟΓΕΙΟ	21	ΧΩΡΟΣ ΥΠΕΡΘΗΣ ΑΜΕΙΑ 002	12.13 m ²
ΙΣΟΓΕΙΟ	22	ΧΩΡΟΣ ΥΠΕΡΘΗΣ ΑΜΕΙΑ 003	12.13 m ²
ΙΣΟΓΕΙΟ	23	ΔΩΜΑΤΙΟ ΑΜΕΙΑ 003	74.72 m ²
ΙΣΟΓΕΙΟ	24	ΑΓΩΓΙΚΗ ΚΑΜΑΚΟΣ ΤΑΞΙΔ	35.48 m ²
ΙΣΟΓΕΙΟ	25	ΑΝΕΚΔΟΤΗΡΙΑΣ Γ	3.18 m ²
ΙΣΟΓΕΙΟ	26	ΑΝΕΚΔΟΤΗΡΙΑΣ Δ	2.97 m ²
ΙΣΟΓΕΙΟ	27	ΑΝΕΚΔΟΤΗΡΙΑΣ Ε	3.18 m ²
ΙΣΟΓΕΙΟ	28	ΚΑΜΑΚΟΣ ΤΑΞΙΔ Β	30.78 m ²
ΙΣΟΓΕΙΟ	29	ΧΩΡΟΣ ΥΠΕΡΘΗΣ ΜΠΑΡ	4.84 m ²
ΙΣΟΓΕΙΟ	30	ΚΟΥΖΙΝΑ ΕΣΤ Α	16.76 m ²
ΙΣΟΓΕΙΟ	30	ΚΟΥΖΙΝΑ ΕΣΤ Β	16.76 m ²

ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ
 ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ
 ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ
 ΔΙΔΑΚΤΑΡΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

ΕΡΓΟ: **ΝΕΟ ΞΕΝΟΔΟΧΕΙΑΚΟ ΣΥΓΚΡΟΤΗΜΑ**

ΘΕΣΗ ΕΡΓΟΥ: **ΠΑΡΑΘΑΛΑΣΣΙΑ ΠΕΡΙΟΧΗ**

ΟΡΙΣΤΙΚΗ ΜΕΛΕΤΗ

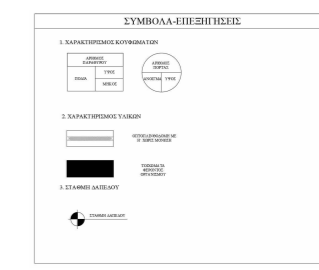
ΚΑΤΟΨΗ ΙΣΟΓΕΙΟΥ **KAT-0**

ΗΜΕΡΟΜΗΝΙΑ: **ΙΟΥΛΙΟΣ 2023** ΚΑΙΜΑΚΑ: **1 : 50**

ΜΕΛΕΤΗΤΗΣ: **ΠΑΤΡΙΝΕΛΗΣ Γ. ΦΩΤΙΟΣ**
 ΑΡΧΙΤΕΚΤΟΝΙΚΗ ΜΕΛΕΤΗ: **ΠΟΛΙΤΙΚΟΣ ΜΗΧΑΝΙΚΟΣ Ε.Μ.Π**
 ΣΤΑΤΙΚΗ ΜΕΛΕΤΗ:

ΣΦΡΑΓΙΔΑ ΥΠΟΓΡΑΦΗ

ΕΠΙΒΛΕΠΩΝ: **ΖΗΡΗΣ ΧΡΗΣΤΟΣ, ΚΑΘΗΓΗΤΗΣ Ε.Μ.Π**



ΧΩΡΟΙ ΟΡΟΦΟΥ Α			
Οροφος	Αριθμός Διαίτησης	Όνομα	Επιφάνεια
ΟΡΟΦΟΣ Α	1	ΑΜΕΛΕΥΤΗΡΑΣ Β	2.87 m ²
ΟΡΟΦΟΣ Α	2	ΑΜΕΛΕΥΤΗΡΑΣ Α	3.18 m ²
ΟΡΟΦΟΣ Α	3	ΚΑΙΜΑΚΟΖ ΤΑΞΟΣ Α	30.78 m ²
ΟΡΟΦΟΣ Α	4	ΚΑΙΜΑΚΟΖ ΤΑΞΟΣ Β	30.78 m ²
ΟΡΟΦΟΣ Α	5	ΑΜΕΛΕΥΤΗΡΑΣ Ω	3.18 m ²
ΟΡΟΦΟΣ Α	6	ΑΜΕΛΕΥΤΗΡΑΣ Γ	2.87 m ²
ΟΡΟΦΟΣ Α	7	ΕΙΣΟΔΤΗ 118	6.92 m ²
ΟΡΟΦΟΣ Α	8	ΕΙΣΟΔΤΗ 118-117	13.76 m ²
ΟΡΟΦΟΣ Α	9	ΕΙΣΟΔΤΗ 114	13.76 m ²
ΟΡΟΦΟΣ Α	10	ΕΙΣΟΔΤΗ 111-112	13.76 m ²
ΟΡΟΦΟΣ Α	11	ΕΙΣΟΔΤΗ 112	6.92 m ²
ΟΡΟΦΟΣ Α	12	ΕΙΣΟΔΤΗ 101	6.92 m ²
ΟΡΟΦΟΣ Α	13	ΕΙΣΟΔΤΗ 102-103	13.76 m ²
ΟΡΟΦΟΣ Α	14	ΕΙΣΟΔΤΗ 105	13.76 m ²
ΟΡΟΦΟΣ Α	15	ΕΙΣΟΔΤΗ 107	13.76 m ²
ΟΡΟΦΟΣ Α	16	ΕΙΣΟΔΤΗ 109	6.92 m ²
ΟΡΟΦΟΣ Α	17	ΑΔΑΡΩΡΟΣ ΚΥΚΛΟΦΟΡΙΑΣ	92.48 m ²
ΟΡΟΦΟΣ Α	18	ΔΩΜΑΤΟ 118	21.56 m ²
ΟΡΟΦΟΣ Α	19	ΥΠΝΟΔΩΜΑΤΟ 118	8.58 m ²
ΟΡΟΦΟΣ Α	20	ΧΩΡΟΣ ΥΓΙΕΙΝΗΣ 118	4.29 m ²
ΟΡΟΦΟΣ Α	21	ΧΩΡΟΣ ΥΓΙΕΙΝΗΣ Α 119	5.30 m ²
ΟΡΟΦΟΣ Α	22	ΧΩΡΟΣ ΥΓΙΕΙΝΗΣ Β 119	5.30 m ²
ΟΡΟΦΟΣ Α	23	ΔΩΜΑΤΟ 115	77.83 m ²
ΟΡΟΦΟΣ Α	24	ΧΩΡΟΣ ΥΓΙΕΙΝΗΣ 117	6.13 m ²
ΟΡΟΦΟΣ Α	25	ΔΩΜΑΤΟ 117	35.19 m ²
ΟΡΟΦΟΣ Α	26	ΧΩΡΟΣ ΥΓΙΕΙΝΗΣ 116	6.08 m ²
ΟΡΟΦΟΣ Α	27	ΔΩΜΑΤΟ 116	35.69 m ²
ΟΡΟΦΟΣ Α	28	ΔΩΜΑΤΟ 101	21.56 m ²
ΟΡΟΦΟΣ Α	29	ΧΩΡΟΣ ΥΓΙΕΙΝΗΣ 101	4.29 m ²
ΟΡΟΦΟΣ Α	30	ΥΠΝΟΔΩΜΑΤΟ 101	8.58 m ²
ΟΡΟΦΟΣ Α	31	ΔΩΜΑΤΟ 110	21.56 m ²
ΟΡΟΦΟΣ Α	32	ΧΩΡΟΣ ΥΓΙΕΙΝΗΣ 110	4.29 m ²
ΟΡΟΦΟΣ Α	33	ΥΠΝΟΔΩΜΑΤΟ 110	8.58 m ²
ΟΡΟΦΟΣ Α	34	ΔΩΜΑΤΟ 109	21.56 m ²
ΟΡΟΦΟΣ Α	35	ΥΠΝΟΔΩΜΑΤΟ 109	8.58 m ²
ΟΡΟΦΟΣ Α	36	ΧΩΡΟΣ ΥΓΙΕΙΝΗΣ 109	4.29 m ²
ΟΡΟΦΟΣ Α	37	ΧΩΡΟΣ ΥΓΙΕΙΝΗΣ 102	6.13 m ²
ΟΡΟΦΟΣ Α	38	ΧΩΡΟΣ ΥΓΙΕΙΝΗΣ 103	6.08 m ²
ΟΡΟΦΟΣ Α	39	ΔΩΜΑΤΟ 102	35.19 m ²
ΟΡΟΦΟΣ Α	40	ΔΩΜΑΤΟ 103	35.69 m ²
ΟΡΟΦΟΣ Α	41	ΧΩΡΟΣ ΥΓΙΕΙΝΗΣ Α 114	5.30 m ²
ΟΡΟΦΟΣ Α	42	ΧΩΡΟΣ ΥΓΙΕΙΝΗΣ Β 114	5.30 m ²
ΟΡΟΦΟΣ Α	43	ΔΩΜΑΤΟ 114	75.19 m ²
ΟΡΟΦΟΣ Α	44	ΧΩΡΟΣ ΥΓΙΕΙΝΗΣ 111	6.13 m ²
ΟΡΟΦΟΣ Α	45	ΔΩΜΑΤΟ 111	35.19 m ²
ΟΡΟΦΟΣ Α	46	ΔΩΜΑΤΟ 112	35.69 m ²
ΟΡΟΦΟΣ Α	47	ΧΩΡΟΣ ΥΓΙΕΙΝΗΣ 112	6.13 m ²
ΟΡΟΦΟΣ Α	48	ΧΩΡΟΣ ΥΓΙΕΙΝΗΣ 108	6.13 m ²
ΟΡΟΦΟΣ Α	49	ΔΩΜΑΤΟ 108	35.19 m ²
ΟΡΟΦΟΣ Α	50	ΧΩΡΟΣ ΥΓΙΕΙΝΗΣ 107	6.08 m ²
ΟΡΟΦΟΣ Α	51	ΔΩΜΑΤΟ 107	35.69 m ²
ΟΡΟΦΟΣ Α	52	ΧΩΡΟΣ ΥΓΙΕΙΝΗΣ Α	5.30 m ²
ΟΡΟΦΟΣ Α	53	ΔΩΜΑΤΟ 105	75.19 m ²
ΟΡΟΦΟΣ Α	54	ΧΩΡΟΣ ΥΓΙΕΙΝΗΣ Β 105	6.13 m ²
ΟΡΟΦΟΣ Α	55	ΧΩΡΟΣ ΥΓΙΕΙΝΗΣ Α 105	5.30 m ²
ΟΡΟΦΟΣ Α	56	ΔΩΜΑΤΟ 106	77.83 m ²
ΟΡΟΦΟΣ Α	57	ΧΩΡΟΣ ΥΓΙΕΙΝΗΣ Β 106	6.13 m ²
ΟΡΟΦΟΣ Α	58	ΧΩΡΟΣ ΥΓΙΕΙΝΗΣ Α 113	5.30 m ²
ΟΡΟΦΟΣ Α	59	ΧΩΡΟΣ ΥΓΙΕΙΝΗΣ Β 113	5.30 m ²
ΟΡΟΦΟΣ Α	60	ΔΩΜΑΤΟ 113	77.83 m ²
ΟΡΟΦΟΣ Α	61	ΧΩΡΟΣ ΥΓΙΕΙΝΗΣ Α 104	5.30 m ²
ΟΡΟΦΟΣ Α	62	ΔΩΜΑΤΟ 104	77.83 m ²
ΟΡΟΦΟΣ Α	63	ΧΩΡΟΣ ΥΓΙΕΙΝΗΣ Β 104	6.13 m ²

ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ
 ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ
 ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΟΠΙΣΜΕΝΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ
 ΔΙΔΑΚΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

ΕΡΓΟ: **ΝΕΟ ΞΕΝΟΔΟΧΕΙΑΚΟ ΣΥΓΚΡΟΤΗΜΑ**

ΘΕΣΗ ΕΡΓΟΥ: **ΠΑΡΑΘΑΛΑΣΣΙΑ ΠΕΡΙΟΧΗ**

ΟΡΙΣΤΙΚΗ ΜΕΛΕΤΗ

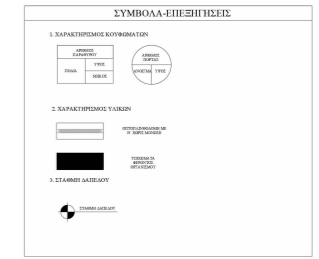
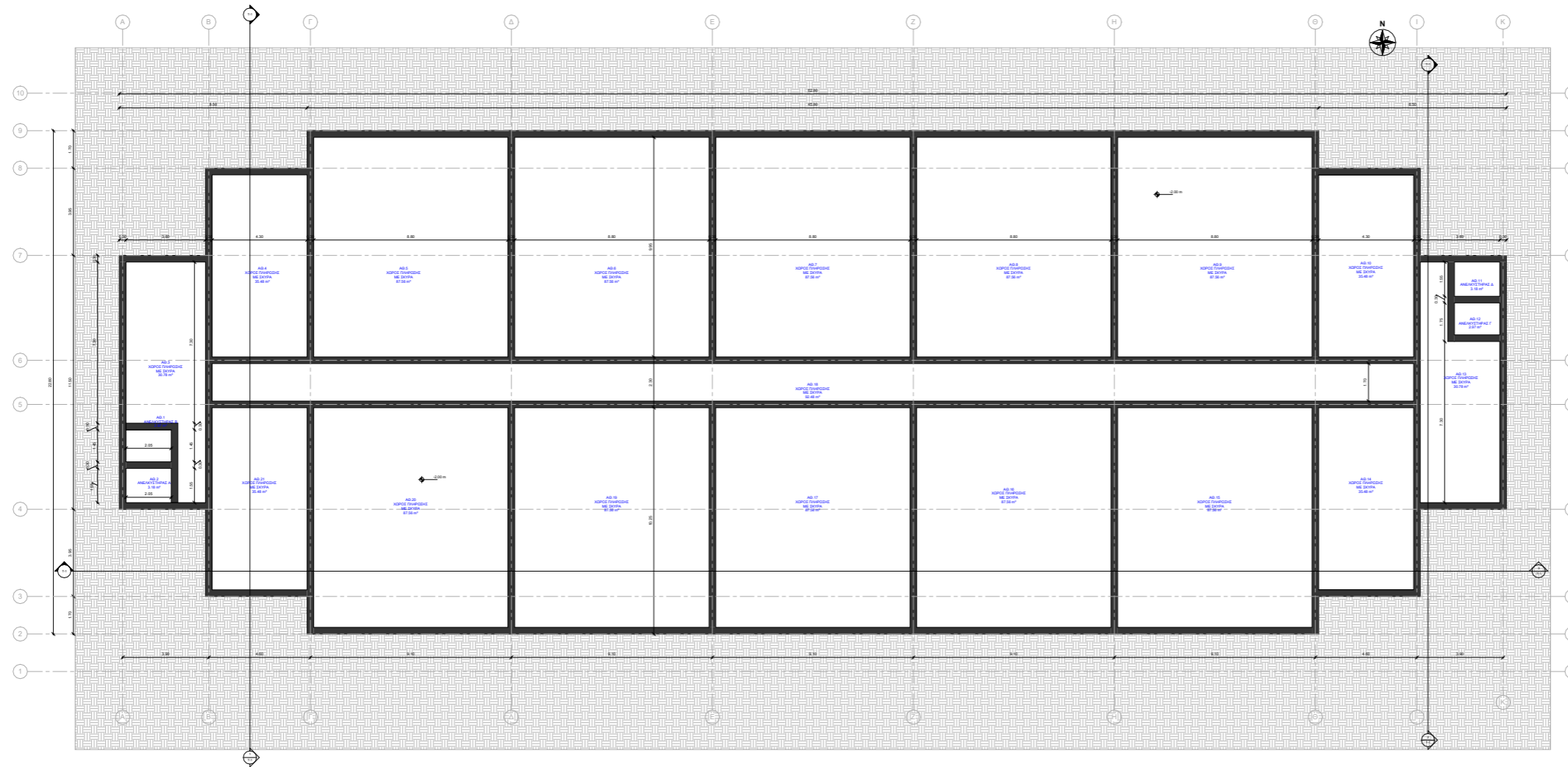
ΚΑΤΟΦΗ ΤΥΠΙΚΟΥ ΟΡΟΦΟΥ **ΚΑΤ-1**

ΗΜΕΡΟΜΗΝΙΑ: **ΙΟΥΛΙΟΣ 2023** ΚΑΙΜΑΚΑ: **1 : 50**

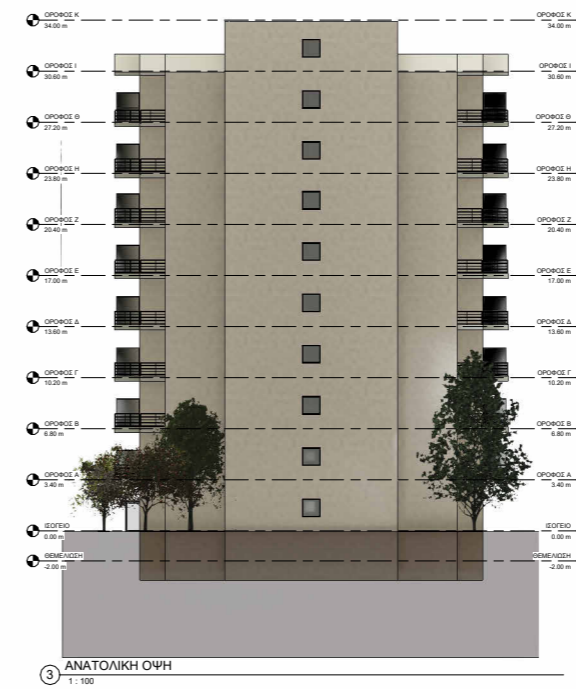
ΜΕΛΕΤΗΤΗΣ: **ΠΑΤΡΙΝΕΛΗΣ Γ. ΦΩΤΙΟΣ**
 ΑΡΧΙΤΕΚΤΟΝΙΚΗ ΜΕΛΕΤΗ: **ΠΟΛΙΤΙΚΟΣ ΜΗΧΑΝΙΚΟΣ Ε.Μ.Π**
 ΣΤΑΤΙΚΗ ΜΕΛΕΤΗ:

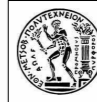
ΣΦΡΑΓΙΔΑ ΥΠΟΓΡΑΦΗ

ΕΠΙΒΛΕΠΩΝ: **ΖΗΡΗΣ ΧΡΗΣΤΟΣ, ΚΑΘΗΓΗΤΗΣ Ε.Μ.Π**



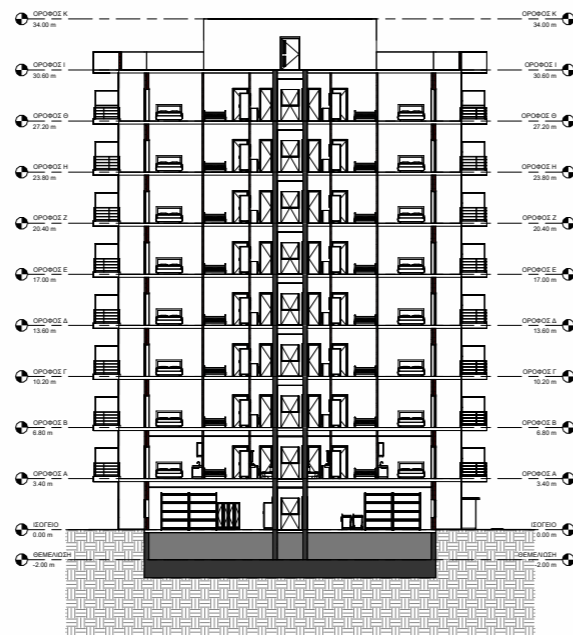
<p>ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ</p>	
ΕΡΓΟ	ΝΕΟ ΞΕΝΟΔΟΧΕΙΑΚΟ ΣΥΓΚΡΟΤΗΜΑ
ΘΕΣΗ ΕΡΓΟΥ	ΠΑΡΑΘΑΛΑΣΣΙΑ ΠΕΡΙΟΧΗ
ΟΡΙΣΤΙΚΗ ΜΕΛΕΤΗ	
ΚΑΤΟΥΨΗ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ	
ΚΑΤ-Θ	
ΗΜΕΡΟΜΗΝΙΑ:	ΙΟΥΛΙΟΣ 2023
ΚΑΙΜΑΚΑ:	1 : 50
ΜΕΛΕΤΗΤΗΣ	ΠΑΤΡΙΝΕΛΗΣ Γ. ΦΩΤΙΟΣ
ΑΡΧΙΤΕΚΤΟΝΙΚΗ ΜΕΛΕΤΗ	ΠΟΛΙΤΙΚΟΣ ΜΗΧΑΝΙΚΟΣ Ε.Μ.Π
ΣΤΑΤΙΚΗ ΜΕΛΕΤΗ	
ΣΦΡΑΓΙΔΑ ΥΠΟΓΡΑΦΗ	
ΕΠΙΒΛΕΠΩΝ	ΖΕΡΗΣ ΧΡΗΣΤΟΣ, ΚΑΘΗΓΗΤΗΣ Ε.Μ.Π



 ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΟΠΙΣΜΕΝΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ	
ΕΡΓΟ	ΝΕΟ ΞΕΝΟΔΟΧΕΙΑΚΟ ΣΥΓΚΡΟΤΗΜΑ
ΘΕΣΗ ΕΡΓΟΥ	ΠΑΡΑΘΑΛΑΣΣΙΑ ΠΕΡΙΟΧΗ
ΟΡΙΣΤΙΚΗ ΜΕΛΕΤΗ	
ΟΨΕΙΣ ΚΤΙΡΙΟΥ	ΟΨ-1
ΗΜΕΡΟΜΗΝΙΑ:	ΙΟΥΛΙΟΣ 2023 ΚΑΙΜΑΚΑ: 1 : 100
ΜΕΛΕΤΗΤΗΣ	ΠΑΤΡΙΝΕΛΗΣ Γ. ΦΩΤΙΟΣ
ΑΡΧΙΤΕΚΤΟΝΙΚΗ ΜΕΛΕΤΗ	ΠΟΛΙΤΙΚΟΣ ΜΗΧΑΝΙΚΟΣ Ε.Μ.Π
ΣΤΑΤΙΚΗ ΜΕΛΕΤΗ	
ΣΦΡΑΓΙΔΑ ΥΠΟΓΡΑΦΗ	
ΕΠΙΒΛΕΠΩΝ	ΖΕΡΗΣ ΧΡΗΣΤΟΣ, ΚΑΘΗΓΗΤΗΣ Ε.Μ.Π



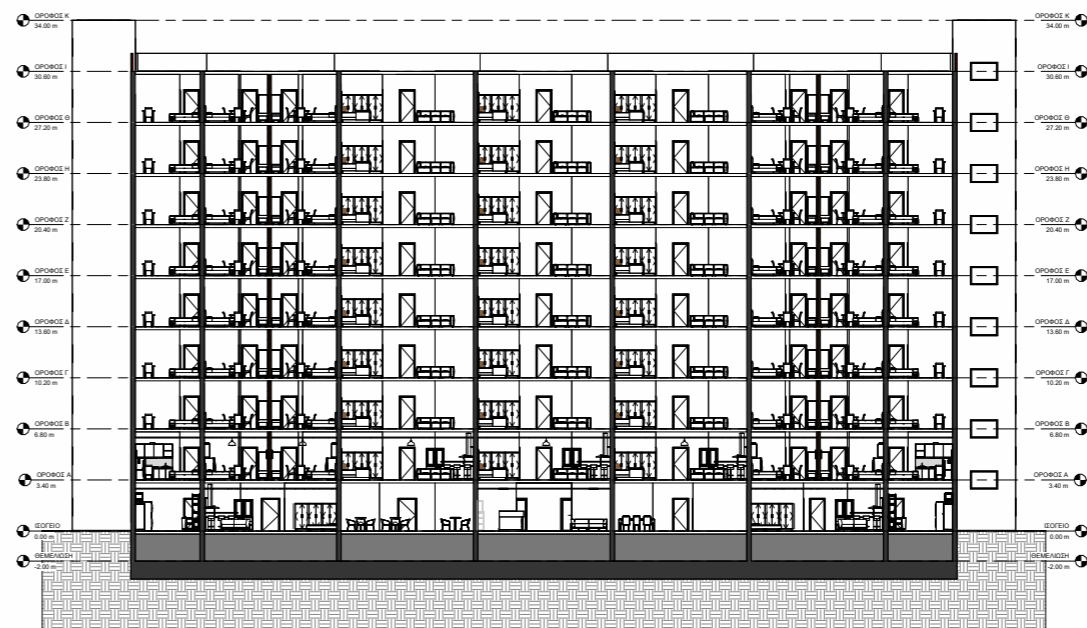
1 ΤΟΜΗ ΑΑ'
1 : 100




2 ΤΟΜΗ ΒΒ'
1 : 100



3 ΤΟΜΗ ΓΓ'
1 : 100



 <p>ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΟΠΙΣΜΕΝΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ</p>	
ΕΡΓΟ	ΝΕΟ ΞΕΝΟΔΟΧΕΙΑΚΟ ΣΥΓΚΡΟΤΗΜΑ
ΘΕΣΗ ΕΡΓΟΥ	ΠΑΡΑΘΑΛΑΣΣΙΑ ΠΕΡΙΟΧΗ
ΟΡΙΣΤΙΚΗ ΜΕΛΕΤΗ	
ΤΟΜΕΣ ΚΤΙΡΙΟΥ	T-1
ΗΜΕΡΟΜΗΝΙΑ:	ΙΟΥΛΙΟΣ 2023 ΚΑΙΜΑΚΑ: 1 : 100
ΜΕΛΕΤΗΤΗΣ	ΠΑΤΡΙΝΕΛΗΣ Γ. ΦΩΤΙΟΣ
ΑΡΧΙΤΕΚΤΟΝΙΚΗ ΜΕΛΕΤΗ	ΠΟΛΙΤΙΚΟΣ ΜΗΧΑΝΙΚΟΣ Ε.Μ.Π
ΣΦΡΑΓΙΔΑ ΥΠΟΓΡΑΦΗ	
ΕΠΙΒΛΕΠΩΝ	ΖΗΡΗΣ ΧΡΗΣΤΟΣ, ΚΑΘΗΓΗΤΗΣ Ε.Μ.Π



ΝΟΤΙΑ ΟΨΗ




ΒΟΡΕΙΑ ΟΨΗ



ΠΡΟΟΠΤΙΚΗ ΑΠΕΙΚΟΝΙΣΗ



ΕΞΩΤΕΡΙΚΗ ΑΠΕΙΚΟΝΙΣΗ

 ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΟΠΙΣΜΕΝΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ	
ΕΡΓΟ	ΝΕΟ ΞΕΝΟΔΟΧΕΙΑΚΟ ΣΥΓΚΡΟΤΗΜΑ
ΘΕΣΗ ΕΡΓΟΥ	ΠΑΡΑΘΑΛΑΣΣΙΑ ΠΕΡΙΟΧΗ
ΟΡΙΣΤΙΚΗ ΜΕΛΕΤΗ ΦΩΤΟΡΕΑΛΙΣΤΙΚΗ ΑΠΕΙΚΟΝΙΣΗ ΕΞΩΤΕΡΙΚΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ ΗΜΕΡΟΜΗΝΙΑ: ΙΟΥΛΙΟΣ 2023	ΦΩΤ-1 ΚΑΙΜΑΚΑ:
ΜΕΛΕΤΗΤΗΣ	ΠΑΤΡΙΝΕΛΗΣ Γ. ΦΩΤΙΟΣ
ΑΡΧΙΤΕΚΤΟΝΙΚΗ ΜΕΛΕΤΗ	ΠΟΛΙΤΙΚΟΣ ΜΗΧΑΝΙΚΟΣ Ε.Μ.Π
ΣΤΑΤΙΚΗ ΜΕΛΕΤΗ	
ΣΦΡΑΓΙΔΑ ΥΠΟΓΡΑΦΗ	
ΕΠΙΒΛΕΠΩΝ	ΖΕΡΗΣ ΧΡΗΣΤΟΣ, ΚΑΘΗΓΗΤΗΣ Ε.Μ.Π



ΕΣΤΙΑΤΟΡΙΟ Α ΙΣΟΓΕΙΟΥ




ΔΩΜΑΤΙΟ 107 ΤΥΠΙΚΟΥ ΟΡΟΦΟΥ

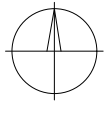


ΔΙΑΔΡΟΜΟΣ ΚΥΚΛΟΦΟΡΙΑΣ



ΔΩΜΑΤΙΟ 106 ΤΥΠΙΚΟΥ ΟΡΟΦΟΥ

 ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ	
ΕΡΓΟ	ΝΕΟ ΞΕΝΟΔΟΧΕΙΑΚΟ ΣΥΓΚΡΟΤΗΜΑ
ΘΕΣΗ ΕΡΓΟΥ	ΠΑΡΑΘΑΛΑΣΣΙΑ ΠΕΡΙΟΧΗ
ΟΡΙΣΤΙΚΗ ΜΕΛΕΤΗ ΦΩΤΟΡΕΑΛΙΣΤΙΚΗ ΑΠΕΙΚΟΝΙΣΗ ΕΣΩΤΕΡΙΚΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ	ΦΩΤ-2
ΗΜΕΡΟΜΗΝΙΑ: ΙΟΥΛΙΟΣ 2023	ΚΑΙΜΑΚΑ:
ΜΕΛΕΤΗΤΗΣ ΑΡΧΙΤΕΚΤΟΝΙΚΗ ΜΕΛΕΤΗ ΣΤΑΤΙΚΗ ΜΕΛΕΤΗ	ΠΑΤΡΙΝΕΛΗΣ Γ. ΦΩΤΙΟΣ ΠΟΛΙΤΙΚΟΣ ΜΗΧΑΝΙΚΟΣ Ε.Μ.Π
ΣΦΡΑΓΙΔΑ ΥΠΟΓΡΑΦΗ	
ΕΠΙΒΛΕΠΩΝ	ΖΕΡΗΣ ΧΡΗΣΤΟΣ, ΚΑΘΗΓΗΤΗΣ Ε.Μ.Π



ΠΑΡΑΔΟΧΕΣ

1. ΥΛΙΚΑ

ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ ΤΟΙΧΩΜΑΤΩΝ	C40/50
ΔΟΚΩΝ	C40/50
ΠΑΛΚΩΝ	LC30/33
ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ	C40/50
ΧΑΛΥΒΑΣ ΤΟΙΧΩΜΑΤΩΝ	B500C
ΔΟΚΩΝ	B500C
ΠΑΛΚΩΝ	B500C
ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ	B500C
ΧΑΛΥΒΑΣ ΣΥΝΔΕΤΗΡΙΩΝ ΤΟΙΧΩΜΑΤΩΝ	B500C
ΔΟΚΩΝ	B500C
ΣΥΝΤ. ΛΕΦΑΛΕΙΑΣ Ο.Κ.Α. ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ	$\gamma_c=1.50$
ΧΑΛΥΒΑ	$\gamma_s=1.15$

2. ΦΟΡΤΙΑ

ΟΠΙΣΜΕΝΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ C40/50	25.00 kN/m ³
ΟΠΙΣΜΕΝΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ LC30/33	17.50 kN/m ³
ΕΠΙΧΑΛΥΡΗ ΑΔΙΠΕΑΟΥ, ΚΑΙΜΑΚΩΝ	2.00 kN/m ²
ΕΠΙΧΑΛΥΡΗ ΑΔΜΑΤΟΣ	2.50 kN/m ²
ΔΡΟΜΙΚΟΙ ΤΟΙΧΟΙ ΟΠΙΘΟΤΗΤΩΔΟΜΗΣ	9.86 kN/m
ΥΔΑΤΕΙΣΤΑΣΙΑ ΟΡΟΦΩΝ	2.47 kN/m
ΠΕΡΙΜΕΤΡΙΚΟ ΣΤΗΘΑΙΟ ΑΔΜΑΤΟΣ	3.00 kN/m
ΥΠΕΡΚΕΙΜΕΝΗ ΠΛΗΡΩΣΗ ΚΟΙΤΟΣΤΡ. ΜΕ ΧΑΛΙΚΙ	25.20 kN/m ²
ΚΙΝΗΤΟ ΦΟΡΤΙΟ ΔΑΠΕΔΩΝ ΚΑΤΟΙΚΩΝ	2.00 kN/m ²
ΚΙΝΗΤΟ ΦΟΡΤΙΟ ΔΑΠΕΔΩΝ ΕΣΤΕΙΟΥ	5.00 kN/m ²
ΚΙΝΗΤΟ ΦΟΡΤΙΟ ΔΑΜΑΤΟΣ	5.00 kN/m ²
ΚΙΝΗΤΟ ΦΟΡΤΙΟ ΚΑΙΜΑΚΩΝ	3.50 kN/m ²
ΚΙΝΗΤΟ ΦΟΡΤΙΟ ΕΞΩΣΤΩΝ	5.00 kN/m ²

3. ΕΛΑΦΟΣ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ

Η ΠΡΟΜΕΛΕΤΗ ΓΙΝΕΤΑΙ ΓΙΑ ΤΑΣΗ ΕΛΑΦΟΥΣ $\sigma_{\text{σελ}}=250$ kN/m²
 ΜΕΤΡΟ ΕΛΑΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ ΕΛΑΦΟΥΣ $E=18000$ kN/m²
 ΔΕΙΚΤΗΣ ΑΚΑΜΦΙΑΣ ΕΛΑΦΟΥΣ $K=80000$ kN/m²m
 ΔΥΝΑΜΙΚΟΣ ΔΕΙΚΤΗΣ ΕΛΑΦΟΥΣ $q=2.00$

Η ΟΡΙΣΤΙΚΗ ΤΑΣΗ ΕΛΑΦΟΥΣ ΘΑ ΚΑΘΟΡΙΣΤΕΙ ΑΠΟ ΤΗΝ ΕΠΙΒΛΕΨΗ ΚΑΙ ΤΗΝ ΕΛΑΦΟΛΟΓΙΚΗ ΕΡΕΥΝΑ.

4. ΣΕΙΣΜΟΛΟΓΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ

ΖΩΝΗ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΕΠΙΚΙΝΑΥΝΟΤΗΤΑΣ Z3
 ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΕΛΑΦΙΚΗΣ ΕΠΙΤΑΧΥΝΣΗΣ $a=0.36g$
 ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΣΠΟΥΔΑΙΟΤΗΤΑΣ ΚΤΙΡΙΟΥ γ_{II}
 ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ ΕΛΑΦΟΥΣ B
 ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ $\rho=2.00$
 ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΣΥΝΑΥΑΣΜΟΥ ΔΡΑΣΕΩΝ $\psi_2=0.30$
 ΜΕΤΡΙΚΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΜΑΖΩΝ ΟΡΟΦΩΝ $\eta=1.00$
 ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ ΠΛΑΣΤΙΜΟΤΗΤΑΣ DCM

5. ΕΠΙΧΑΛΥΡΕΙΣ ΟΠΙΣΜΩΝ

ΠΑΛΚΕΣ	$c=45$ mm
ΔΟΚΟΙ	$c=45$ mm
ΤΟΙΧΩΜΑΤΑ	$c=45$ mm
ΠΑΛΚΑ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ	$c=70$ mm

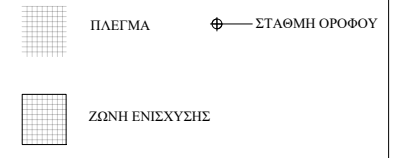
6. ΠΡΟΒΛΕΨΕΙΣ

ΚΑΘ' ΥΨΟΣ ΔΕΝ ΠΡΟΒΛΕΠΕΤΑΙ
 ΚΑΤ' ΕΠΕΚΤΑΣΗ ΔΕΝ ΠΡΟΒΛΕΠΕΤΑΙ

7. ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΙ

ΟΠΙΣΜΕΝΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ	EN1992-1-2:2004
ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΟΣ	EN1998-1:2004
ΤΕΧΝΟΛΟΓΙΑΣ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ	ΦΕΚ 1561B/2016

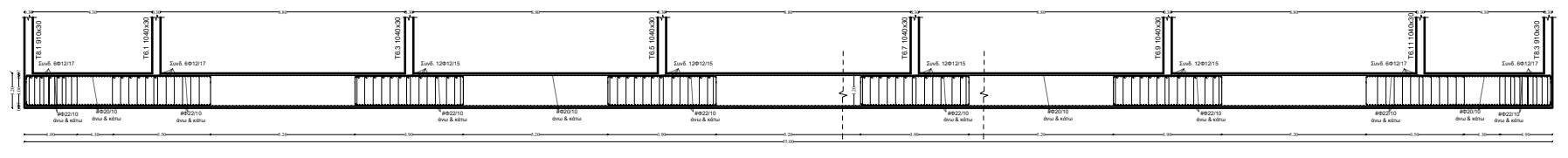
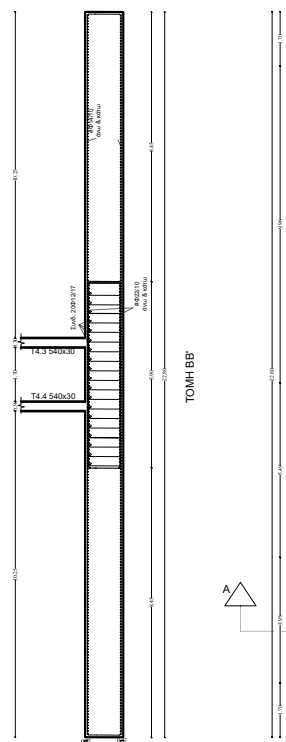
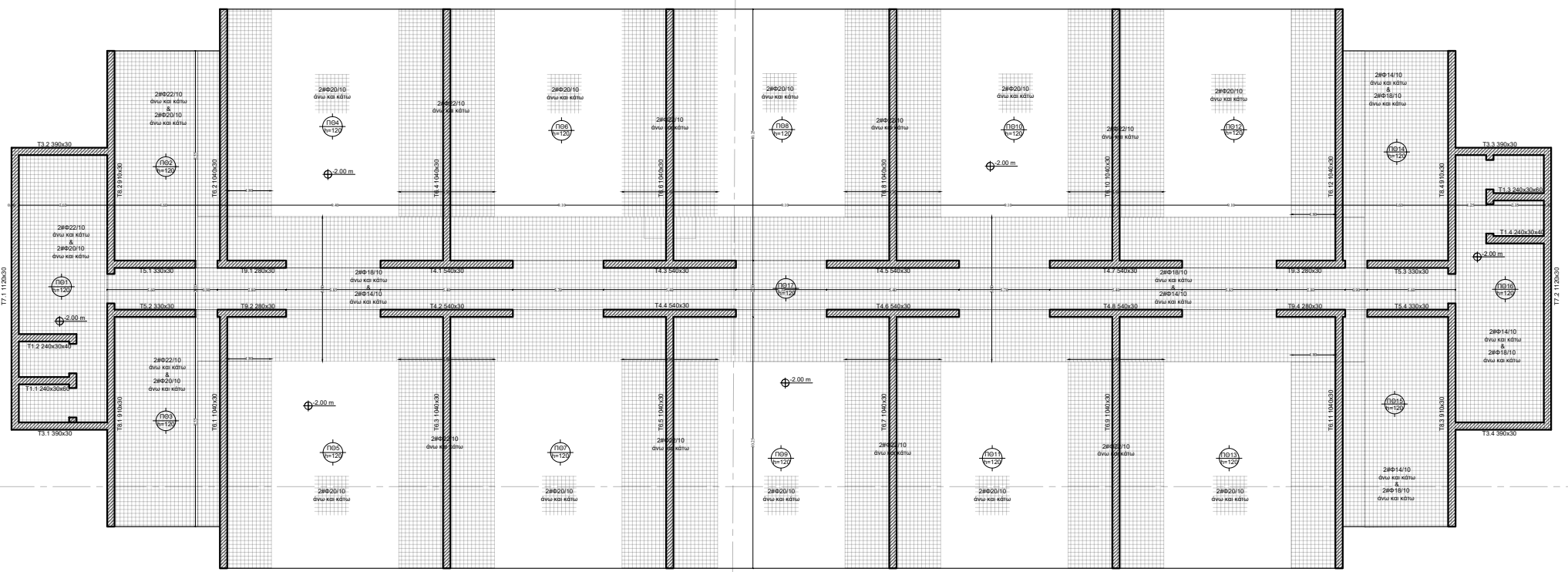
ΣΥΜΒΟΛΑ-ΕΠΕΞΗΓΗΣΕΙΣ

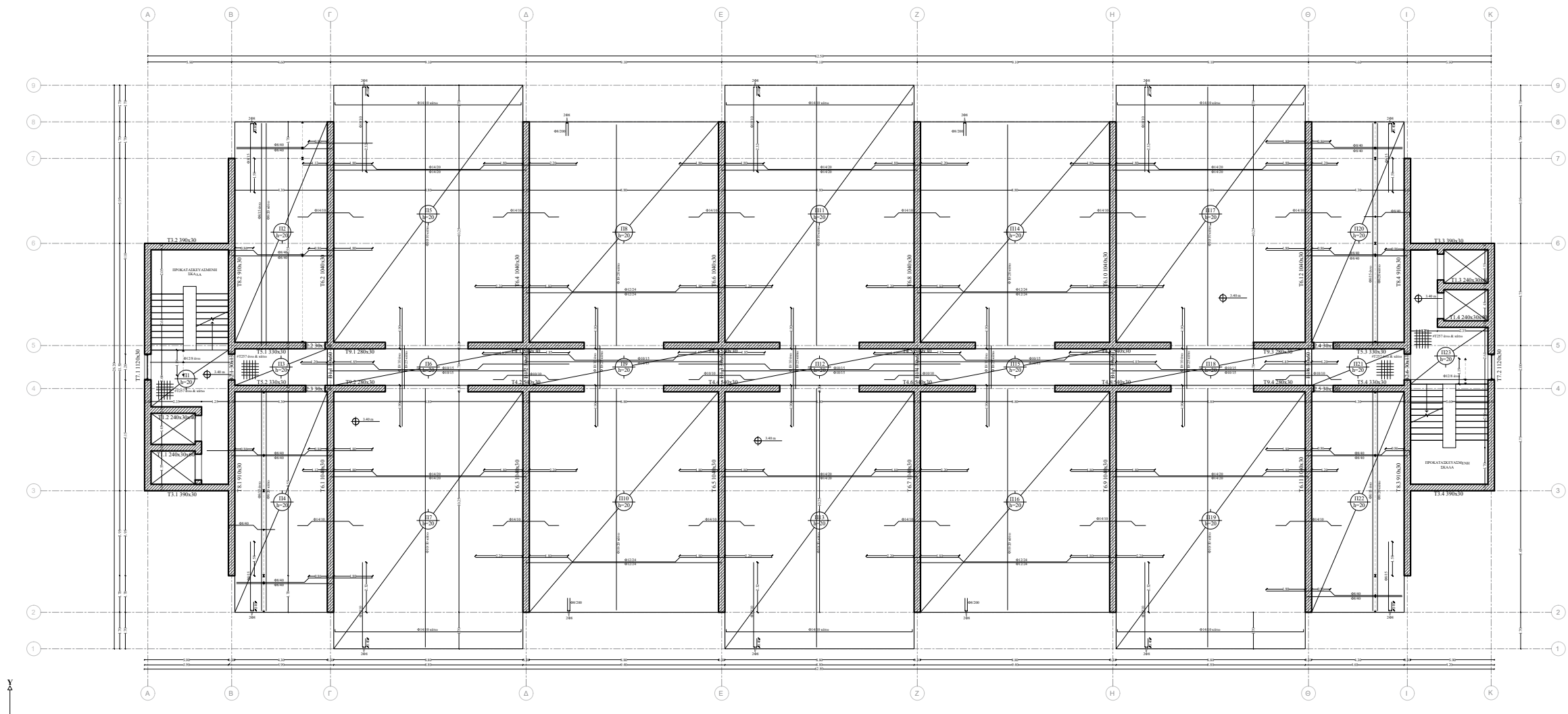


ΟΛΕΣ ΟΙ ΔΙΑΣΤΑΣΕΙΣ ΕΙΝΑΙ ΣΕ ΜΕΤΡΑ (m)

ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΕΩΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ
 ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ
 ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΟΠΙΣΜΕΝΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ
 ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

ΕΡΓΟ	ΝΕΟ ΞΕΝΟΔΟΧΕΙΑΚΟ ΣΥΓΚΡΟΤΗΜΑ	
ΘΕΣΗ ΕΡΓΟΥ	ΠΑΡΑΘΑΛΑΣΣΙΑ ΠΕΡΙΟΧΗ	
ΟΡΙΣΤΙΚΗ ΜΕΛΕΤΗ	ΕΥ-0	
ΕΥΛΟΓΥΠΟΣ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ		
ΗΜΕΡΟΜΗΝΙΑ:	ΙΟΥΛΙΟΣ 2023	ΚΑΙΜΑΚΑ: 1 : 50
ΜΕΛΕΤΗΤΗΣ	ΠΑΤΡΙΝΕΛΗΣ Γ. ΦΩΤΙΟΣ	
ΑΡΧΙΤΕΚΤΟΝΙΚΗ ΜΕΛΕΤΗ	ΠΟΛΙΤΙΚΟΣ ΜΗΧΑΝΙΚΟΣ Ε.Μ.Π	
ΣΤΑΤΙΚΗ ΜΕΛΕΤΗ		
ΣΦΡΑΓΙΔΑ ΥΠΟΓΡΑΦΗ		
ΕΠΙΒΛΕΠΩΝ	ΖΕΡΗΣ ΧΡΗΣΤΟΣ, ΚΑΘΗΓΗΤΗΣ Ε.Μ.Π	





ΠΑΡΑΛΟΧΕΣ

1. ΥΛΙΚΑ

ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ ΤΟΙΧΩΜΑΤΩΝ	C40/50
ΔΟΚΩΝ	C40/50
ΠΑΛΑΚΩΝ	LC30/33
ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ	C40/50
ΧΑΛΥΒΑΣ ΤΟΙΧΩΜΑΤΩΝ	B500C
ΔΟΚΩΝ	B500C
ΠΑΛΑΚΩΝ	B500C
ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ	B500C
ΧΑΛΥΒΑΣ ΣΥΝΔΕΤΗΡΙΩΝ ΤΟΙΧΩΜΑΤΩΝ	B500C
ΔΟΚΩΝ	B500C
ΣΥΝΤ. ΛΕΦΑΛΕΙΑΣ Ο.Κ.Α. ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ	$\gamma_c=1.50$
ΧΑΛΥΒΑ	$\gamma_s=1.15$

2. ΦΟΡΤΙΑ

ΟΠΛΙΣΜΕΝΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ C40/50	25.00 kN/m ³
ΟΠΛΙΣΜΕΝΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ LC30/33	17.50 kN/m ³
ΕΠΙΚΑΛΥΨΗ ΑΣΦΕΛΟΥ, ΚΑΙΜΑΚΩΝ	2.00 kN/m ²
ΕΠΙΚΑΛΥΨΗ ΑΣΜΑΤΟΣ	2.50 kN/m ²
ΔΡΟΜΙΚΟΙ ΤΟΙΧΟΙ ΟΠΤΟΦΑΙΝΘΕΟΛΟΜΗΣ	9.86 kN/m
ΥΔΑΡΕΤΑΣΜΑΤΑ ΟΡΟΦΩΝ	2.47 kN/m
ΠΕΡΙΜΕΤΡΙΚΟ ΣΤΗΘΑΙΟ ΑΣΜΑΤΟΣ	3.00 kN/m
ΥΠΕΡΚΕΙΜΕΝΗ ΠΛΗΡΩΣΗ ΚΟΙΤΟΣΤΡ. ΜΕ ΧΑΛΙΚΙ ...	25.20 kN/m ²
ΚΙΝΗΤΟ ΦΟΡΤΙΟ ΔΑΠΕΔΩΝ ΚΑΤΟΙΚΩΝ	2.00 kN/m ²
ΚΙΝΗΤΟ ΦΟΡΤΙΟ ΔΑΠΕΔΩΝ ΕΣΤΕΙΟΥ	5.00 kN/m ²
ΚΙΝΗΤΟ ΦΟΡΤΙΟ ΑΣΜΑΤΟΣ	5.00 kN/m ²
ΚΙΝΗΤΟ ΦΟΡΤΙΟ ΚΑΙΜΑΚΩΝ	3.50 kN/m ²
ΚΙΝΗΤΟ ΦΟΡΤΙΟ ΕΞΩΣΤΩΝ	5.00 kN/m ²

3. ΕΛΑΦΟΣ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ

Η ΠΡΟΜΕΛΕΤΗ ΕΓΙΝΕ ΓΙΑ ΤΑΣΗ ΕΛΑΦΟΥΣ $\sigma_{cr} = -250$ kN/m²
 ΜΕΤΡΟ ΕΛΑΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ ΕΛΑΦΟΥΣ $E = 18000$ kN/m²
 ΔΕΙΚΤΗΣ ΑΚΑΜΨΙΑΣ ΕΛΑΦΟΥΣ $K = 80000$ kN/m²m
 ΔΥΝΑΜΙΚΟΣ ΔΕΙΚΤΗΣ ΕΛΑΦΟΥΣ $q = 2.00$

Η ΟΡΙΣΤΙΚΗ ΤΑΣΗ ΕΛΑΦΟΥΣ ΘΑ ΚΑΘΟΡΙΣΤΕΙ ΑΠΟ ΤΗΝ ΕΠΙΒΛΕΨΗ ΚΑΙ ΤΗΝ ΕΛΑΦΟΛΟΓΙΚΗ ΕΡΕΥΝΑ.

4. ΣΕΙΣΜΟΛΟΓΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ

ΖΩΝΗ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΕΠΙΚΙΝΔΥΝΟΤΗΤΑΣ $\dots Z3$
 ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΕΛΑΦΙΚΗΣ ΕΠΙΤΑΧΥΝΣΗΣ $\dots a=0.36g$
 ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΣΠΟΥΔΑΙΟΤΗΤΑΣ ΚΤΙΡΙΟΥ $\dots \gamma=III$
 ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ ΕΛΑΦΟΥΣ $\dots B$
 ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ $\dots q=2.00$
 ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΣΥΝΑΓΑΣΜΟΥ ΔΡΑΣΕΩΝ $\dots \psi_2=0.30$
 ΜΕΤΡΙΚΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΜΑΖΩΝ ΟΡΟΦΩΝ $\dots \rho=1.00$
 ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ ΠΛΑΣΤΙΜΟΤΗΤΑΣ $\dots DCM$

5. ΕΠΙΚΑΛΥΨΕΙΣ ΟΠΛΙΣΜΩΝ

ΠΑΛΑΚΕΣ	$c=45$ mm
ΔΟΚΟΙ	$c=45$ mm
ΤΟΙΧΩΜΑΤΑ	$c=45$ mm
ΠΑΛΑΚΑ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ	$c=70$ mm

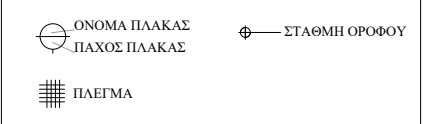
6. ΠΡΟΒΛΕΨΕΙΣ

ΚΑΘ' ΥΨΟΣ \dots ΔΕΝ ΠΡΟΒΛΕΠΕΤΑΙ
 ΚΑΤ' ΕΠΕΚΤΑΣΗ \dots ΔΕΝ ΠΡΟΒΛΕΠΕΤΑΙ

7. ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΙ

ΟΠΛΙΣΜΕΝΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ \dots EN1992-1-2004
 ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΟΣ \dots EN1998-1-2004
 ΤΕΧΝΟΛΟΓΙΑΣ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ \dots ΦΕΚ 1561B/2016

ΣΥΜΒΟΛΑ-ΕΠΕΞΗΓΗΣΕΙΣ



ΟΛΕΣ ΟΙ ΔΙΑΣΤΑΣΕΙΣ ΕΙΝΑΙ ΣΕ ΜΕΤΡΑ (m)

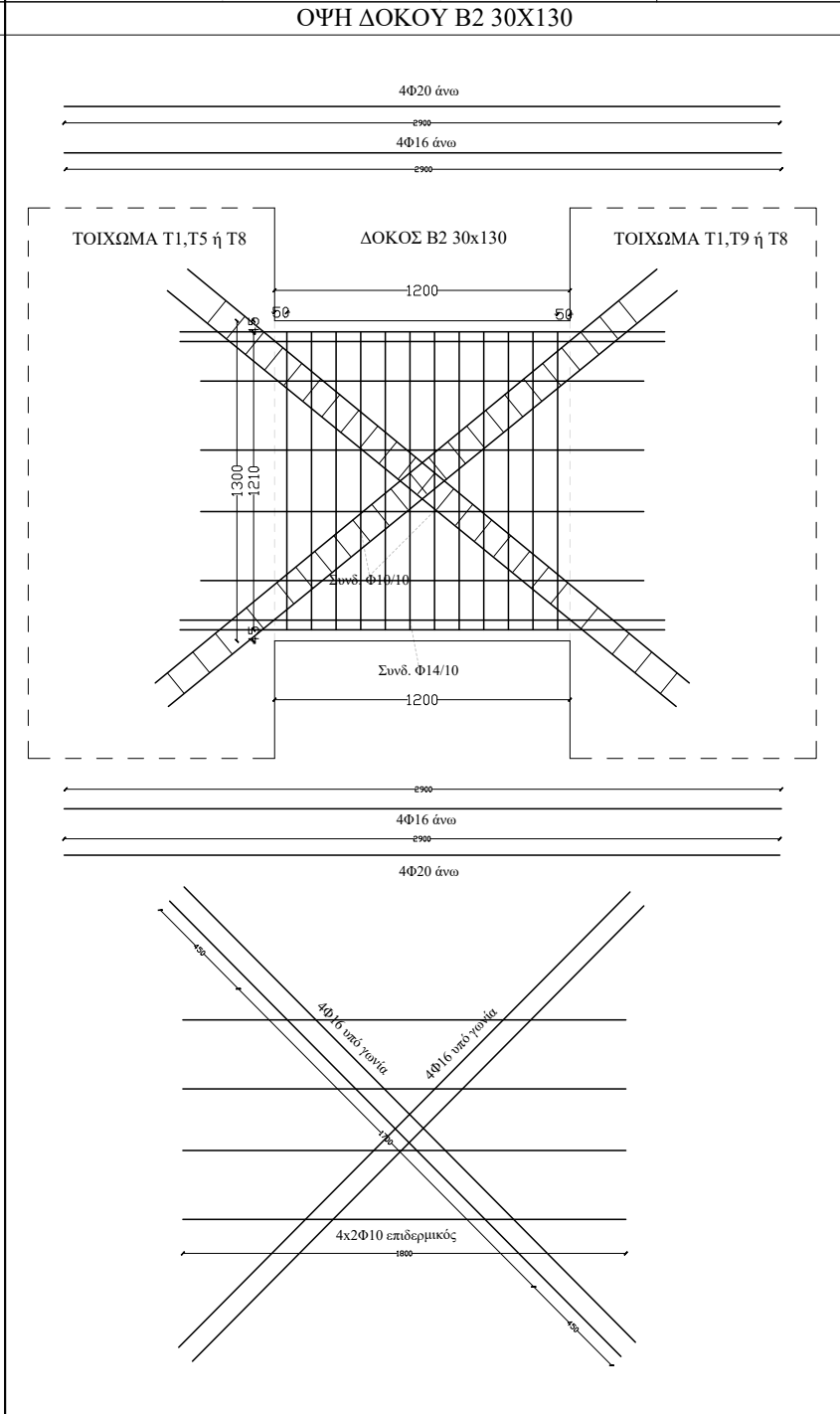
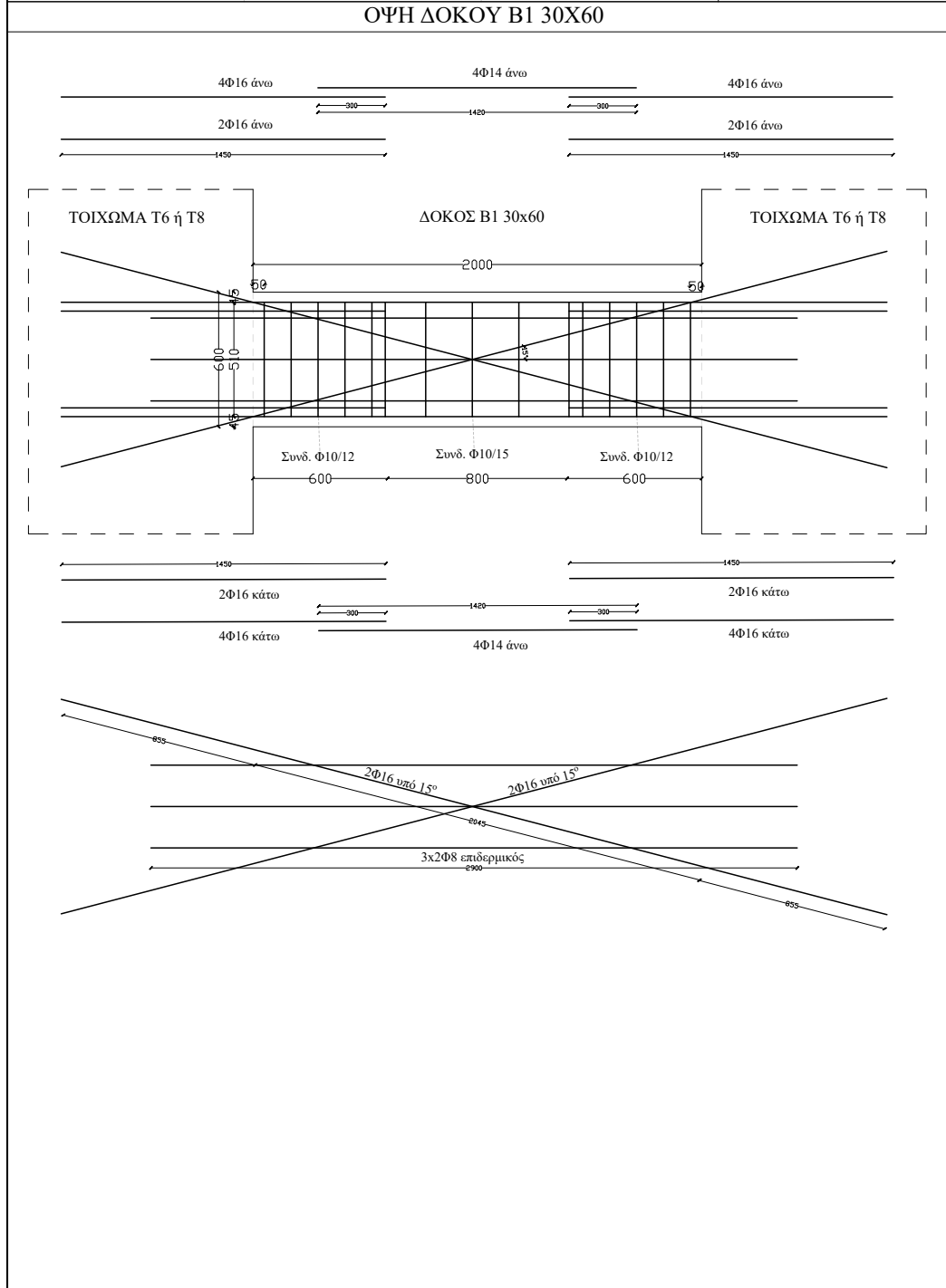
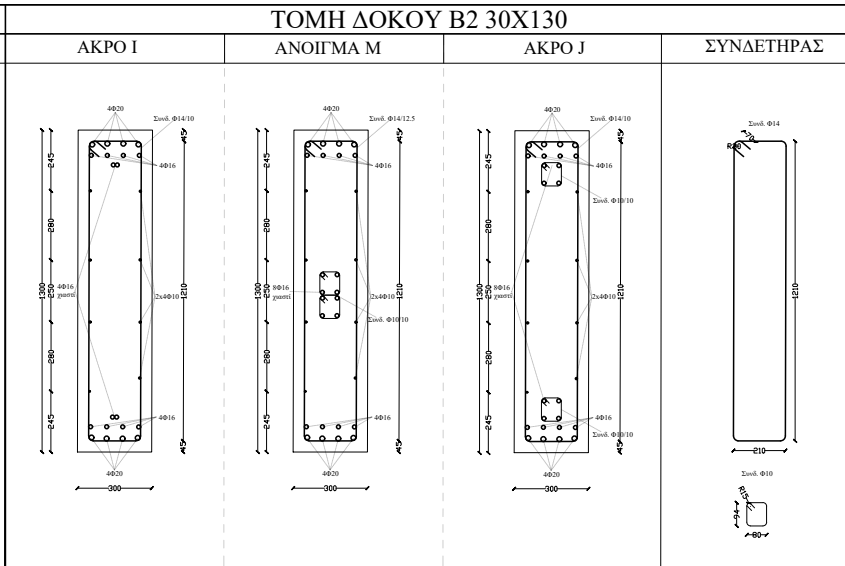
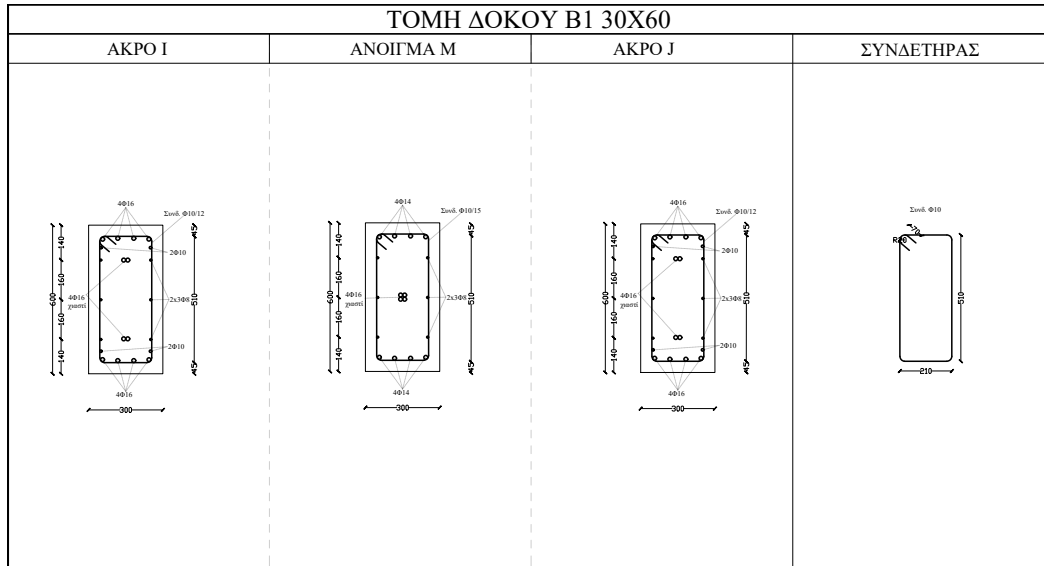
ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΕΩΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ
 ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ
 ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ
 ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

ΕΡΓΟ	ΝΕΟ ΞΕΝΟΔΟΧΕΙΑΚΟ ΣΥΓΚΡΟΤΗΜΑ
ΘΕΣΗ ΕΡΓΟΥ	ΠΑΡΑΘΑΛΑΣΣΙΑ ΠΕΡΙΟΧΗ

ΟΡΙΣΤΙΚΗ ΜΕΛΕΤΗ	ΕΥ-1
ΕΥΛΟΓΥΠΟΣ ΤΥΠΙΚΟΥ ΟΡΟΦΟΥ	
ΗΜΕΡΟΜΗΝΙΑ: ΙΟΥΛΙΟΣ 2023	ΚΛΙΜΑΚΑ: 1 : 50


ΜΕΛΕΤΗΤΗΣ	ΠΑΤΡΙΝΕΛΗΣ Γ. ΦΩΤΙΟΣ ΠΟΛΙΤΙΚΟΣ ΜΗΧΑΝΙΚΟΣ Ε.Μ.Π
ΑΡΧΙΤΕΚΤΟΝΙΚΗ ΜΕΛΕΤΗ	
ΣΤΑΤΙΚΗ ΜΕΛΕΤΗ	

ΣΦΡΑΓΙΔΑ ΥΠΟΓΡΑΦΗ	ΖΕΡΗΣ ΧΡΗΣΤΟΣ, ΚΑΘΗΓΗΤΗΣ Ε.Μ.Π
ΕΠΙΒΛΕΠΩΝ	



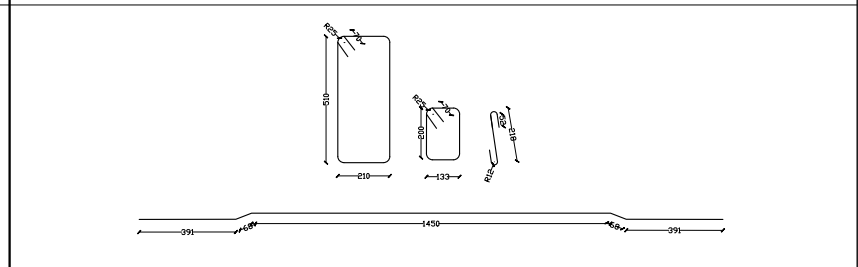
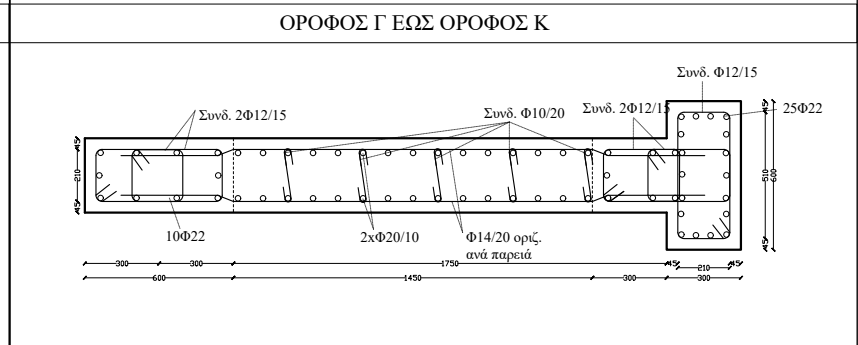
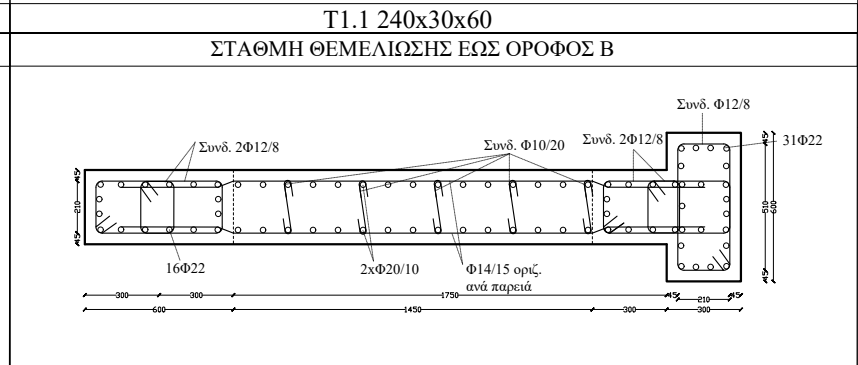
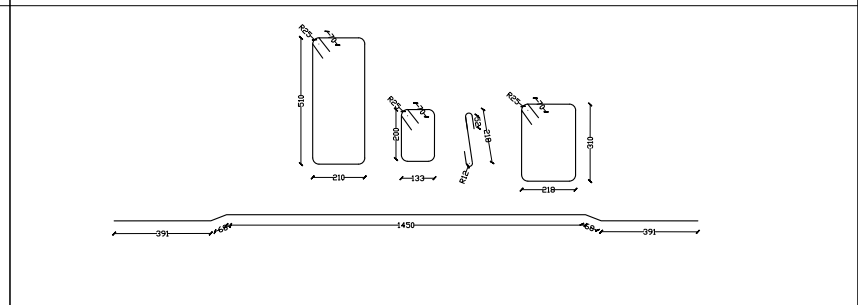
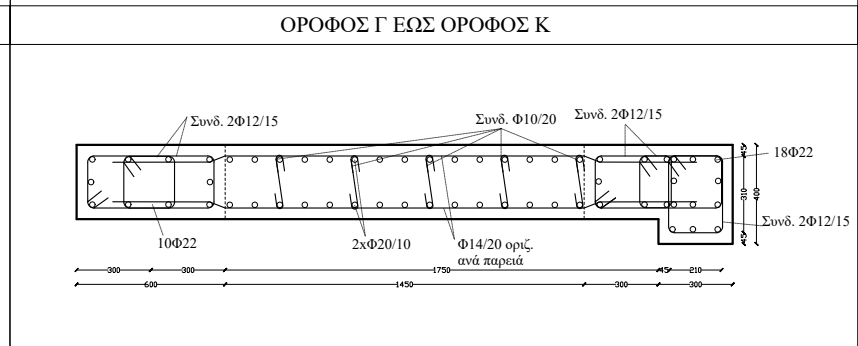
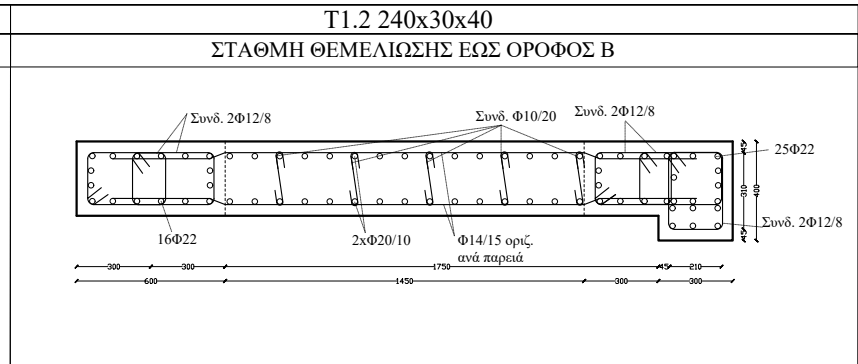
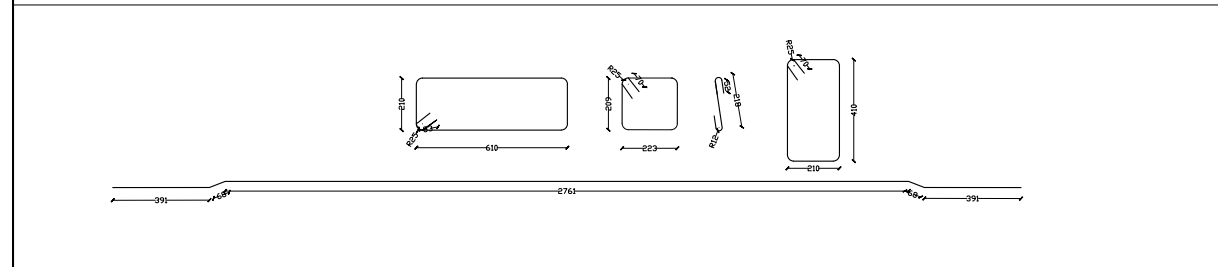
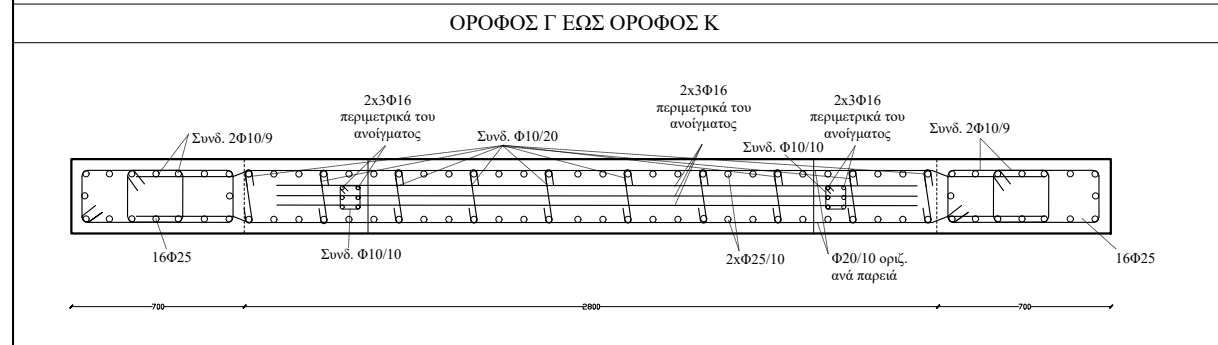
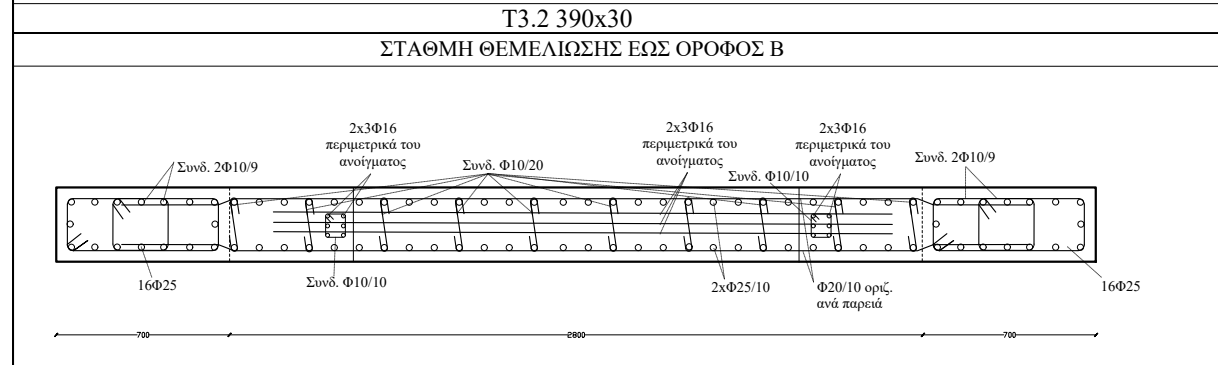
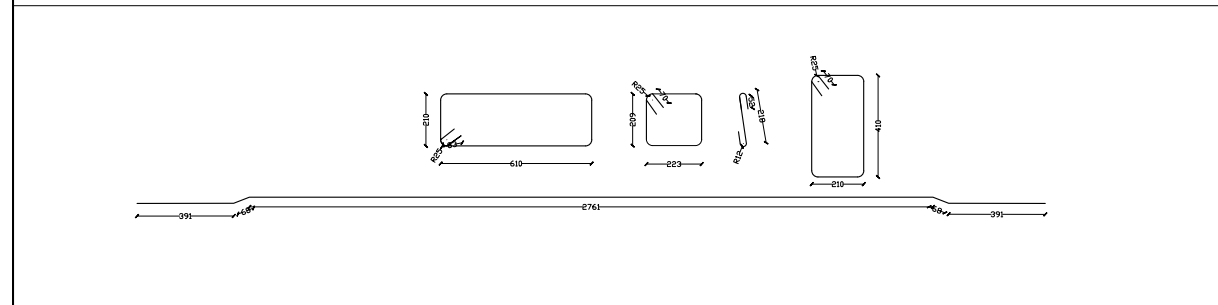
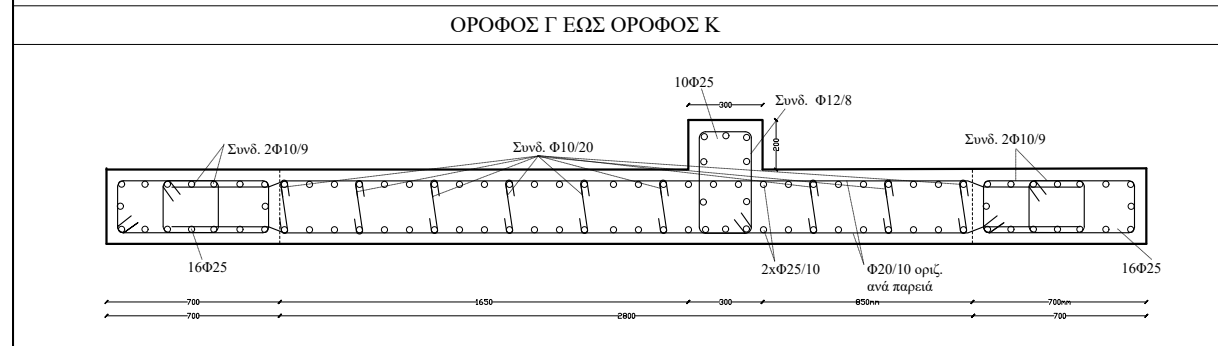
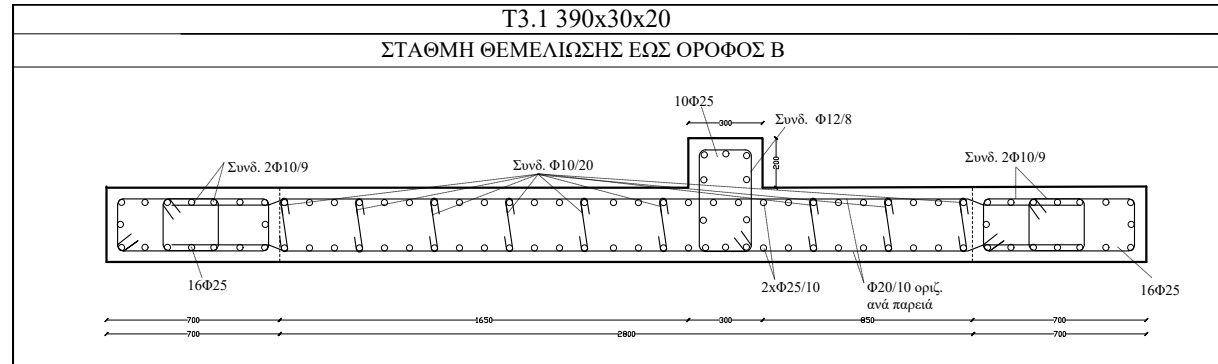
ΠΑΡΑΔΟΧΕΣ

- ΥΛΙΚΑ**
 - ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ ΤΟΙΧΩΜΑΤΩΝ..... C40/50
 - ΔΟΚΩΝ..... C40/50
 - ΠΛΑΚΩΝ..... LC30/33
 - ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ..... C40/50
 - ΧΑΛΥΒΑΣ ΤΟΙΧΩΜΑΤΩΝ..... B500C
 - ΔΟΚΩΝ..... B500C
 - ΠΛΑΚΩΝ..... B500C
 - ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ..... B500C
 - ΧΑΛΥΒΑΣ ΣΥΝΔΕΤΗΡΩΝ ΤΟΙΧΩΜΑΤΩΝ..... B500C
 - ΔΟΚΩΝ..... B500C
 - ΣΥΝΤ. ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ Ο.Κ.Α. ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ..... γc=1.50
 - ΧΑΛΥΒΑ..... γs=1.15
- ΦΟΡΤΙΑ**
 - ΟΠΛΙΣΜΕΝΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ C40/50..... 25.00 kN/m³
 - ΟΠΛΙΣΜΕΝΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ LC30/33..... 17.50 kN/m³
 - ΕΠΙΚΑΛΥΨΗ ΔΑΠΕΔΟΥ, ΚΑΙΜΑΚΩΝ..... 2.00 kN/m²
 - ΕΠΙΚΑΛΥΨΗ ΔΩΜΑΤΟΣ..... 2.50 kN/m²
 - ΔΡΟΜΙΚΟΙ ΤΟΙΧΟΙ ΟΠΤΟΠΛΗΘΟΔΟΜΗΣ..... 9.86 kN/m
 - ΥΔΑΟΠΗΤΑΣΜΑΤΑ ΟΡΟΦΩΝ..... 2.47 kN/m
 - ΠΕΡΙΜΕΤΡΙΚΟ ΣΤΗΘΑΙΟ ΔΩΜΑΤΟΣ..... 3.00 kN/m
 - ΥΠΕΡΚΕΙΜΕΝΗ ΠΑΗΡΩΝ ΚΟΙΤΟΣΤΡ. ΜΕ ΧΑΛΙΚΙ ... 25.20 kN/m²
 - ΚΙΝΗΤΟ ΦΟΡΤΙΟ ΔΑΠΕΔΩΝ ΚΑΤΟΙΚΙΩΝ..... 2.00 kN/m²
 - ΚΙΝΗΤΟ ΦΟΡΤΙΟ ΔΑΠΕΔΩΝ ΙΣΟΓΕΙΟΥ..... 5.00 kN/m²
 - ΚΙΝΗΤΟ ΦΟΡΤΙΟ ΔΩΜΑΤΟΣ..... 5.00 kN/m²
 - ΚΙΝΗΤΟ ΦΟΡΤΙΟ ΚΑΙΜΑΚΩΝ..... 3.50 kN/m²
 - ΚΙΝΗΤΟ ΦΟΡΤΙΟ ΕΞΩΣΤΩΝ..... 5.00 kN/m²
- ΕΛΑΦΟΣ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ**
 - Η ΠΡΟΜΕΛΕΤΗ ΕΓΙΝΕ ΓΙΑ ΤΑΣΗ ΕΛΑΦΟΥΣ..... σελ. = 250 kN/m²
 - ΜΕΤΡΟ ΕΛΑΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ ΕΛΑΦΟΥΣ..... E = 18000 kN/m²
 - ΔΕΙΚΤΗΣ ΑΚΑΜΨΙΑΣ ΕΛΑΦΟΥΣ..... K = 80000 kN/m²/m
 - ΔΥΝΑΜΙΚΟΣ ΔΕΙΚΤΗΣ ΕΛΑΦΟΥΣ..... q = 2.00
- Η ΟΡΙΣΤΙΚΗ ΤΑΣΗ ΕΛΑΦΟΥΣ ΘΑ ΚΑΘΟΡΙΣΤΕΙ ΑΠΟ ΤΗΝ ΕΠΙΒΛΕΨΗ ΚΑΙ ΤΗΝ ΕΔΑΦΟΛΟΓΙΚΗ ΕΡΕΥΝΑ.**
- ΣΕΙΣΜΟΛΟΓΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ**
 - ΖΩΝΗ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΕΠΙΚΙΝΔΥΝΟΤΗΤΑΣ..... Z3
 - ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΕΔΑΦΙΚΗΣ ΕΠΙΤΑΧΥΝΣΗΣ..... a = 0.36g
 - ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΣΠΟΥΔΑΙΟΤΗΤΑΣ ΚΤΙΡΙΟΥ..... γ = II
 - ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ ΕΛΑΦΟΥΣ..... B
 - ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ..... q = 2.00
 - ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΥ ΔΡΑΣΕΩΝ..... ψ = 0.30
 - ΜΕΙΩΤΙΚΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΜΑΖΩΝ ΟΡΟΦΩΝ..... φ = 1.00
 - ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ ΠΛΑΣΤΙΜΟΤΗΤΑΣ..... ΚΙΠΜ
- ΕΠΙΚΑΛΥΨΕΙΣ ΟΠΛΙΣΜΩΝ**
 - ΠΛΑΚΕΣ..... c = 45 mm
 - ΔΟΚΟΙ..... c = 45 mm
 - ΤΟΙΧΩΜΑΤΑ..... c = 45 mm
 - ΠΛΑΚΑ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ..... c = 70 mm
- ΠΡΟΒΛΕΨΕΙΣ**
 - ΚΑΘ' ΥΨΟΣ..... ΔΕΝ ΠΡΟΒΛΕΠΕΤΑΙ
 - ΚΑΤ' ΕΠΕΚΤΑΣΗ..... ΔΕΝ ΠΡΟΒΛΕΠΕΤΑΙ
- ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΙ**
 - ΟΠΛΙΣΜΕΝΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ..... EN1992-1-2004
 - ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΟΣ..... EN1998-1-2004
 - ΤΕΧΝΟΛΟΓΙΑΣ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ..... ΦΕΚ 1561B/2016



ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ
 ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ
 ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ
 ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

ΕΡΓΟ	ΝΕΟ ΞΕΝΟΔΟΧΕΙΑΚΟ ΣΥΓΚΡΟΤΗΜΑ	
ΘΕΣΗ ΕΡΓΟΥ	ΠΑΡΑΘΑΛΑΣΣΙΑ ΠΕΡΙΟΧΗ	
ΟΡΙΣΤΙΚΗ ΜΕΛΕΤΗ	Λ-1	
ΛΕΠΤΟΜΕΡΕΙΕΣ ΔΟΚΩΝ		
ΗΜΕΡΟΜΗΝΙΑ:	ΙΟΥΛΙΟΣ 2023	ΚΛΙΜΑΚΑ: 1 : 20
ΜΕΛΕΤΗΤΗΣ	ΠΑΤΡΙΝΕΛΗΣ Γ. ΦΩΤΙΟΣ	
ΑΡΧΙΤΕΚΤΟΝΙΚΗ ΜΕΛΕΤΗ	ΠΟΛΙΤΙΚΟΣ ΜΗΧΑΝΙΚΟΣ Ε.Μ.Π	
ΣΤΑΤΙΚΗ ΜΕΛΕΤΗ		
ΣΦΡΑΓΙΔΑ ΥΠΟΓΡΑΦΗ		
ΕΠΙΒΛΕΠΩΝ	ΖΕΡΗΣ ΧΡΗΣΤΟΣ, ΚΑΘΗΓΗΤΗΣ Ε.Μ.Π	



ΠΑΡΑΔΟΧΕΣ

1. ΥΛΙΚΑ

ΕΚΥΡΩΜΑ ΤΟΙΧΩΜΑΤΩΝ..... C40/50
 ΔΟΚΩΝ..... C40/50
 ΠΛΑΚΩΝ..... LC30/33
 ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ..... C40/50
 ΧΑΛΥΒΑΣ ΤΟΙΧΩΜΑΤΩΝ..... B500C
 ΔΟΚΩΝ..... B500C
 ΠΛΑΚΩΝ..... B500C
 ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ..... B500C
 ΧΑΛΥΒΑΣ ΣΥΝΔΕΤΗΡΩΝ ΤΟΙΧΩΜΑΤΩΝ..... B500C
 ΔΟΚΩΝ..... B500C
 ΣΥΝΤ. ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ Ο.Κ.Α. ΣΚΥΡΩΜΑΤΟΣ..... γc=1.50
 ΧΑΛΥΒΑ..... γs=1.15

2. ΦΟΡΤΙΑ

ΟΠΛΙΣΜΕΝΟ ΣΚΥΡΩΜΑ C40/50.....25.00 kN/m3
 ΟΠΛΙΣΜΕΝΟ ΣΚΥΡΩΜΑ LC30/33.....17.50 kN/m3
 ΕΠΙΚΑΛΥΨΗ ΔΑΠΕΔΟΥ, ΚΛΙΜΑΚΩΝ.....2.00 kN/m2
 ΕΠΙΚΑΛΥΨΗ ΔΩΜΑΤΟΣ.....2.50 kN/m2
 ΔΡΟΜΙΚΟΙ ΤΟΙΧΟΙ ΟΠΤΟΠΛΗΘΟΔΟΜΗΣ.....9.86 kN/m
 ΥΔΑΟΠΕΤΑΣΜΑΤΑ ΟΡΟΦΩΝ.....2.47 kN/m
 ΠΕΡΙΜΕΤΡΙΚΟ ΣΤΗΘΑΙΟ ΔΩΜΑΤΟΣ.....3.00 kN/m
 ΥΠΕΡΚΕΙΜΕΝΗ ΠΑΡΩΣΗ ΚΟΙΤΩΣΤΡ.ΜΕ ΧΑΛΙΚΙ...25.20 kN/m2
 ΚΙΝΗΤΟ ΦΟΡΤΙΟ ΔΑΠΕΔΩΝ ΚΑΤΟΙΚΙΩΝ.....2.00 kN/m2
 ΚΙΝΗΤΟ ΦΟΡΤΙΟ ΔΑΠΕΔΩΝ ΙΣΟΓΕΙΟΥ.....5.00 kN/m2
 ΚΙΝΗΤΟ ΦΟΡΤΙΟ ΔΩΜΑΤΟΣ.....5.00 kN/m2
 ΚΙΝΗΤΟ ΦΟΡΤΙΟ ΚΛΙΜΑΚΩΝ.....3.50 kN/m2
 ΚΙΝΗΤΟ ΦΟΡΤΙΟ ΕΞΩΤΩΝ.....5.00 kN/m2

3. ΕΔΑΦΟΣ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ

Η ΠΡΟΜΕΛΕΤΗ ΕΓΙΝΕ ΓΙΑ ΤΑΣΗ ΕΔΑΦΟΥΣ.....σετ.=250 kN/m2
 ΜΕΤΡΟ ΕΛΑΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ ΕΔΑΦΟΥΣ.....E=18000 kN/m2
 ΔΕΙΚΤΗΣ ΑΚΑΜΨΙΑΣ ΕΔΑΦΟΥΣ.....K=80000 kN/m2/m
 ΔΥΝΑΜΙΚΟΣ ΔΕΙΚΤΗΣ ΕΔΑΦΟΥΣ.....q=2.00

Η ΟΡΙΣΤΙΚΗ ΤΑΣΗ ΕΔΑΦΟΥΣ ΘΑ ΚΑΘΟΡΙΣΤΕΙ ΑΠΟ ΤΗΝ ΕΠΙΒΛΕΨΗ ΚΑΙ ΤΗΝ ΕΔΑΦΟΛΟΓΙΚΗ ΕΡΕΥΝΑ.

4. ΣΕΙΣΜΟΛΟΓΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ

ΖΩΝΗ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΕΠΙΚΙΝΔΥΝΟΤΗΤΑΣ.....Z3
 ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΕΔΑΦΙΚΗΣ ΕΠΙΤΑΧΥΝΣΗΣ.....a=0.36g
 ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΣΤΟΙΧΑΙΟΤΗΤΑΣ ΚΤΙΡΙΟΥ.....γ=II
 ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ ΕΔΑΦΟΥΣ.....B
 ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ.....q=2.00
 ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΥ ΔΡΑΣΕΩΝ.....ψ2=0.30
 ΜΕΙΩΤΙΚΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΜΑΖΩΝ ΟΡΟΦΩΝ.....φ=1.00
 ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ ΠΛΑΣΤΙΜΟΤΗΤΑΣ.....KIPM

5. ΕΠΙΚΑΛΥΨΕΙΣ ΟΠΛΙΣΜΩΝ

ΠΛΑΚΕΣ.....c=45 mm
 ΔΟΚΟΙ.....c=45 mm
 ΤΟΙΧΩΜΑΤΑ.....c=45 mm
 ΠΛΑΚΑ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ.....c=70 mm

6. ΠΡΟΒΛΕΨΕΙΣ

ΚΑΘ' ΥΨΟΣ.....ΔΕΝ ΠΡΟΒΛΕΠΕΤΑΙ
 ΚΑΤ' ΕΠΕΚΤΑΣΗ.....ΔΕΝ ΠΡΟΒΛΕΠΕΤΑΙ

7. ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΙ

ΟΠΛΙΣΜΕΝΟΥ ΣΚΥΡΩΜΑΤΟΣ.....EN1992-1:2004
 ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΟΣ.....EN1998-1:2004
 ΤΕΧΝΟΛΟΓΙΑΣ ΣΚΥΡΩΜΑΤΟΣ.....ΦΕΚ 1561B/2016

ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ
 ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ
 ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟΥ ΣΚΥΡΩΜΑΤΟΣ
 ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

ΕΡΓΟ **ΝΕΟ ΞΕΝΟΔΟΧΕΙΑΚΟ ΣΥΓΚΡΟΤΗΜΑ**

ΘΕΣΗ ΕΡΓΟΥ **ΠΑΡΑΘΑΛΑΣΣΙΑ ΠΕΡΙΟΧΗ**

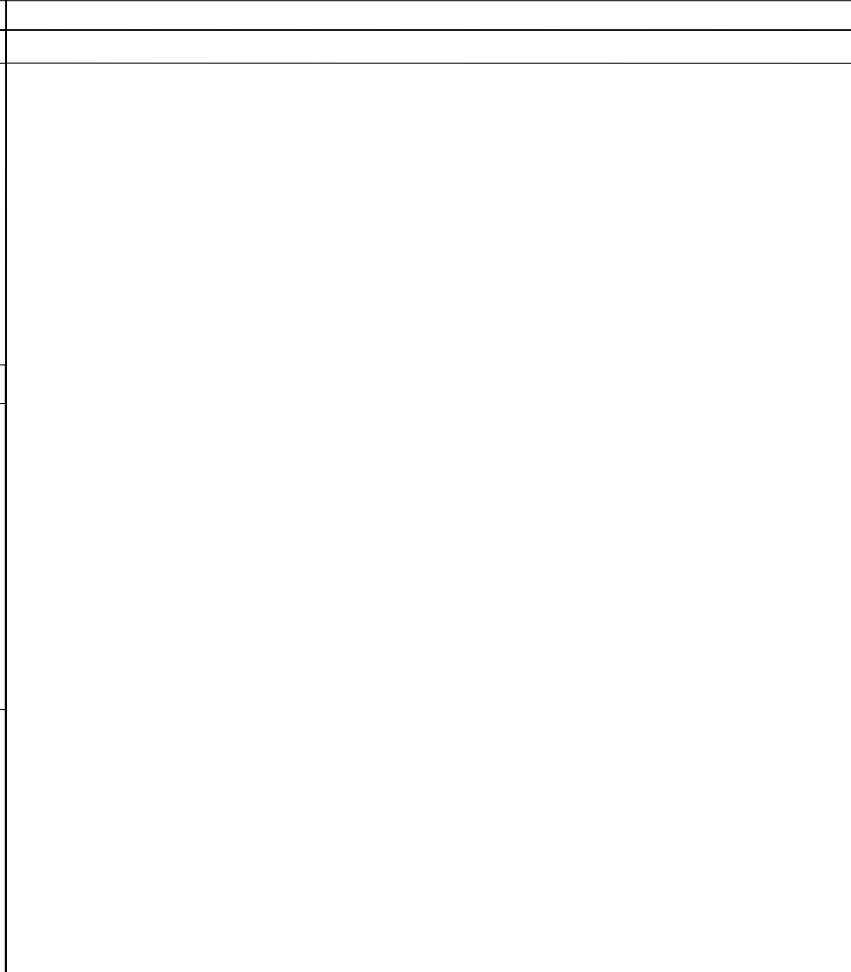
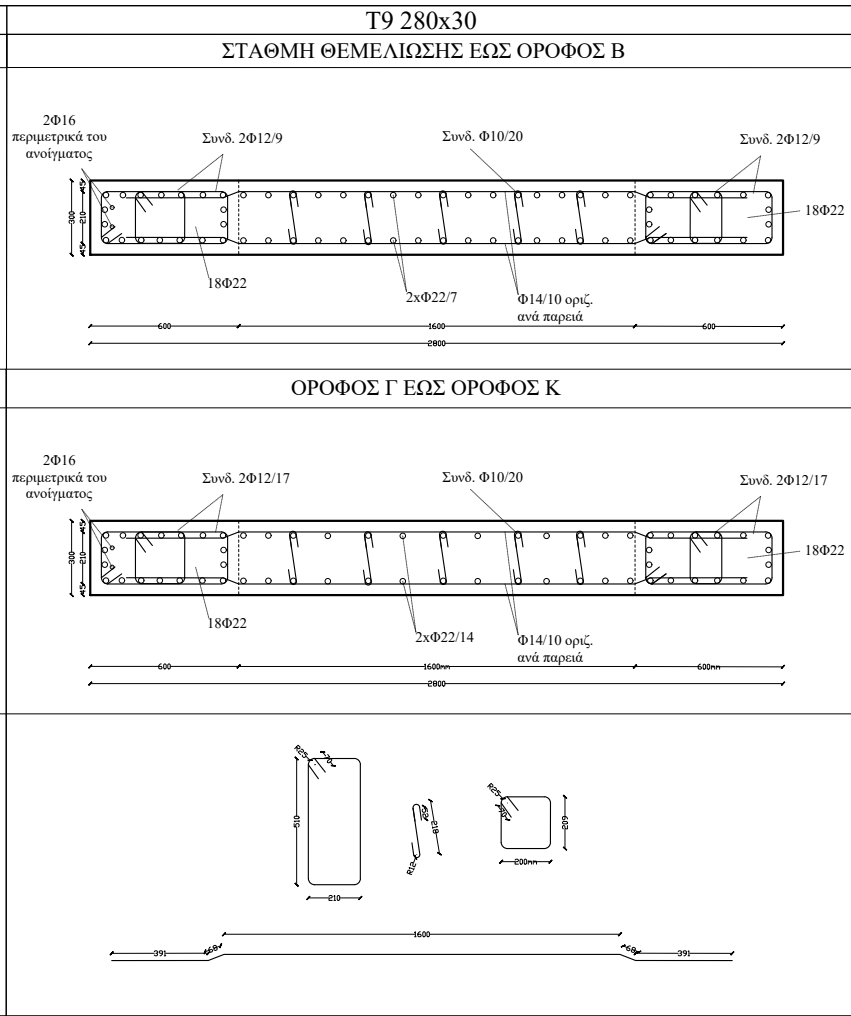
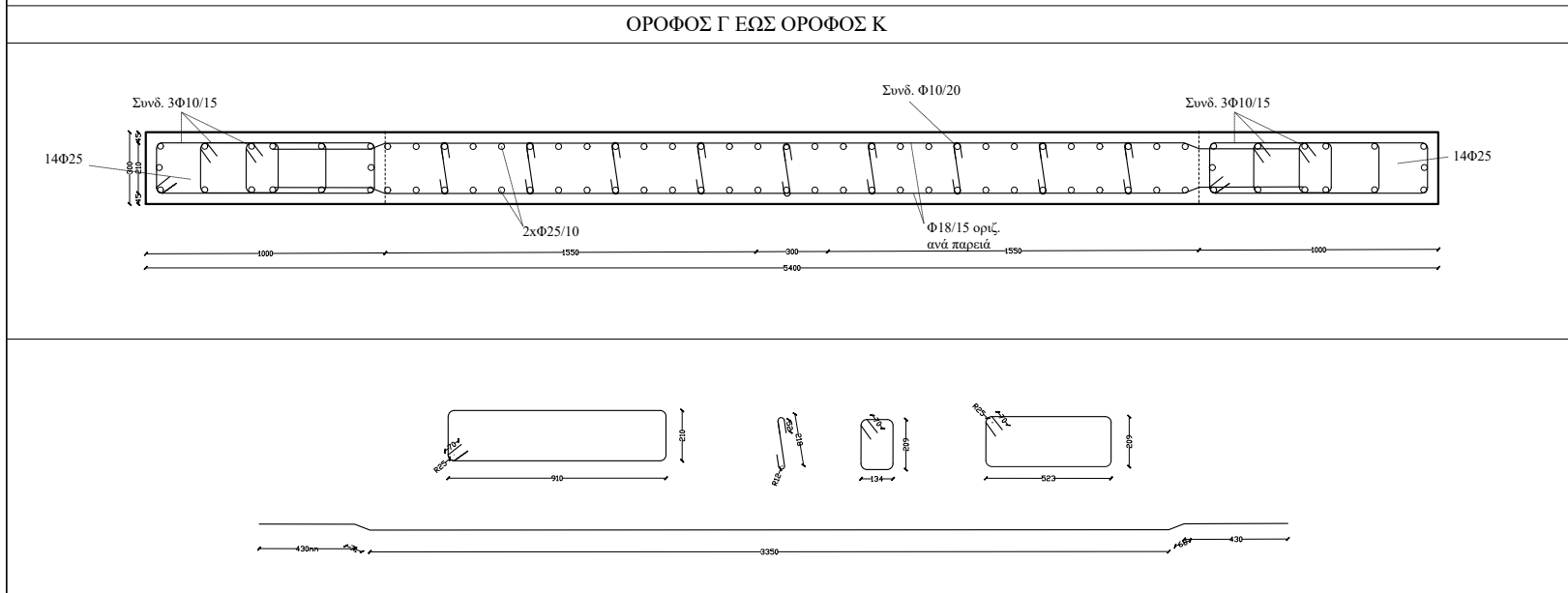
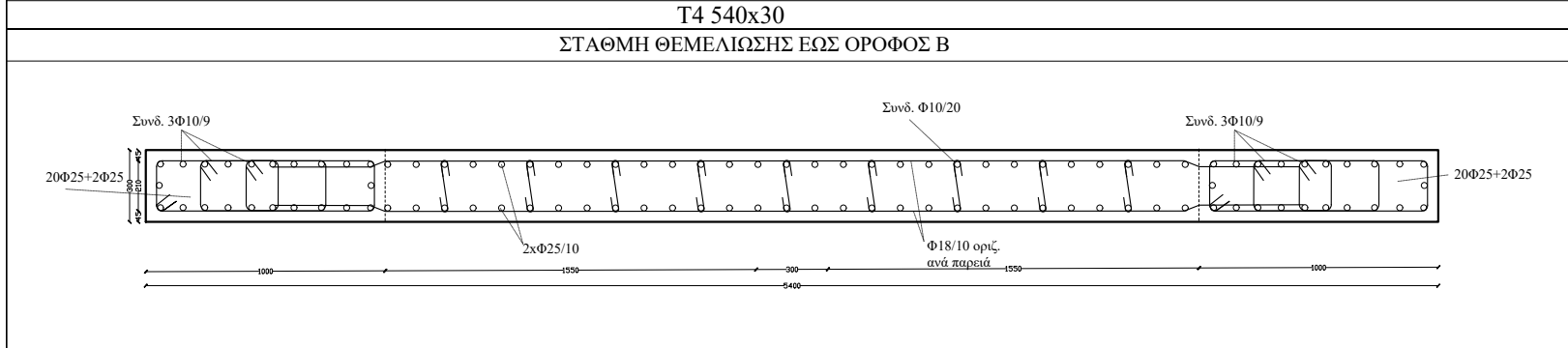
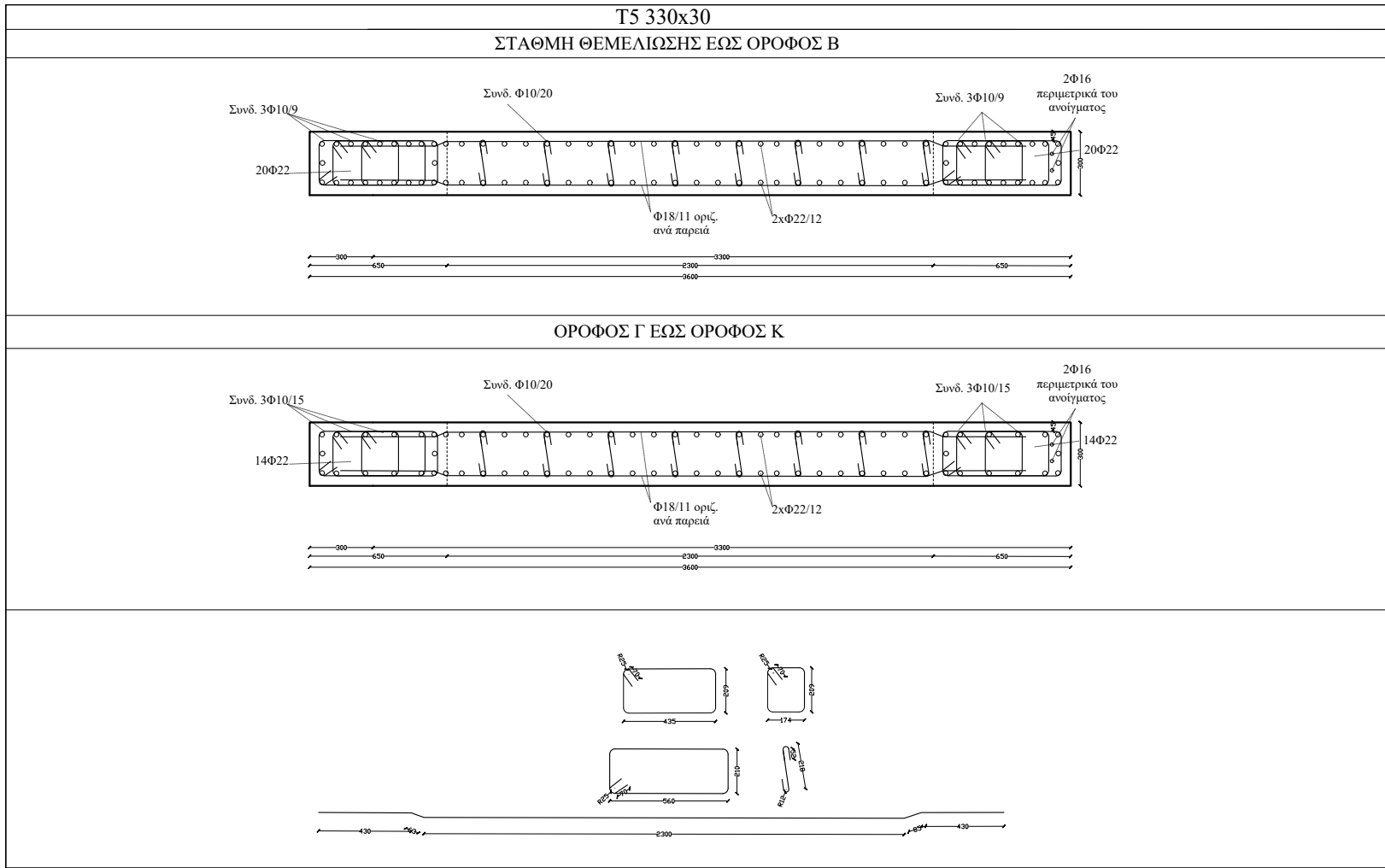
ΟΡΙΣΤΙΚΗ ΜΕΛΕΤΗ
ΛΕΠΤΟΜΕΡΕΙΕΣ ΤΟΙΧΩΜΑΤΩΝ ΚΛΙΜΑΚΟΣΤΑΣΙΟΥ

ΗΜΕΡΟΜΗΝΙΑ: **ΙΟΥΛΙΟΣ 2023** ΚΛΙΜΑΚΑ: **1 : 20**

ΜΕΛΕΤΗΤΗΣ **ΠΑΤΡΙΝΕΛΗΣ Γ. ΦΩΤΙΟΣ**
 ΑΡΧΙΤΕΚΤΟΝΙΚΗ ΜΕΛΕΤΗ
 ΣΤΑΤΙΚΗ ΜΕΛΕΤΗ
ΠΟΛΙΤΙΚΟΣ ΜΗΧΑΝΙΚΟΣ Ε.Μ.Π

ΣΦΡΑΓΙΔΑ ΥΠΟΓΡΑΦΗ

ΕΠΙΒΛΕΠΩΝ **ΖΕΡΗΣ ΧΡΗΣΤΟΣ, ΚΑΘΗΓΗΤΗΣ Ε.Μ.Π**



ΠΑΡΑΔΟΧΕΣ

1. ΥΛΙΚΑ

ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ ΤΟΙΧΩΜΑΤΩΝ..... C40/50
ΔΟΚΩΝ..... C40/50
ΠΛΑΚΩΝ..... LC30/33
ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ..... C40/50

ΧΑΛΥΒΑΣ ΤΟΙΧΩΜΑΤΩΝ..... B500C
ΔΟΚΩΝ..... B500C
ΠΛΑΚΩΝ..... B500C
ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ..... B500C

ΧΑΛΥΒΑΣ ΣΥΝΔΕΤΗΡΩΝ ΤΟΙΧΩΜΑΤΩΝ..... B500C
ΔΟΚΩΝ..... B500C

ΣΥΝΤ. ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ Ο.Κ.Α. ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ..... γc=1.50
ΧΑΛΥΒΑ..... γs=1.15

2. ΦΟΡΤΙΑ

ΟΠΛΙΣΜΕΝΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ C40/50..... 25.00 kN/m3
ΟΠΛΙΣΜΕΝΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ LC30/33..... 17.50 kN/m3
ΕΠΙΚΑΛΥΨΗ ΔΑΠΕΔΟΥ, ΚΑΙΜΑΚΩΝ..... 2.00 kN/m2
ΕΠΙΚΑΛΥΨΗ ΔΩΜΑΤΟΣ..... 2.50 kN/m2
ΔΡΟΜΙΚΟΙ ΤΟΙΧΟΙ ΟΠΤΟΦΑΙΝΘΕΟΜΗΣ..... 9.86 kN/m
ΥΔΑΟΠΕΤΑΣΜΑΤΑ ΟΡΟΦΩΝ..... 2.47 kN/m
ΠΕΡΙΜΕΤΡΙΚΟ ΣΤΗΘΑΙΟ ΔΩΜΑΤΟΣ..... 3.00 kN/m
ΥΠΕΡΚΕΙΜΕΝΗ ΠΑΡΩΣΗ ΚΟΙΤΟΣΤΡ. ΜΕ ΧΑΛΙΚΙ ... 25.20 kN/m2
ΚΙΝΗΤΟ ΦΟΡΤΙΟ ΔΑΠΕΔΩΝ ΚΑΤΟΙΚΙΩΝ..... 2.00 kN/m2
ΚΙΝΗΤΟ ΦΟΡΤΙΟ ΔΑΠΕΔΩΝ ΙΣΟΓΕΙΟΥ..... 5.00 kN/m2
ΚΙΝΗΤΟ ΦΟΡΤΙΟ ΔΩΜΑΤΟΣ..... 5.00 kN/m2
ΚΙΝΗΤΟ ΦΟΡΤΙΟ ΚΑΙΜΑΚΩΝ..... 3.50 kN/m2
ΚΙΝΗΤΟ ΦΟΡΤΙΟ ΕΞΩΣΤΩΝ..... 5.00 kN/m2

3. ΕΛΑΦΟΣ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ

Η ΠΡΟΜΕΛΕΤΗ ΕΓΙΝΕ ΓΙΑ ΤΑΣΗ ΕΛΑΦΟΥΣ..... σελ.=250 kN/m2
ΜΕΤΡΟ ΕΛΑΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ ΕΛΑΦΟΥΣ..... E=18000 kN/m2
ΔΕΙΚΤΗΣ ΑΚΑΜΨΙΑΣ ΕΛΑΦΟΥΣ..... K=80000 kN/m2/m
ΔΥΝΑΜΙΚΟΣ ΔΕΙΚΤΗΣ ΕΛΑΦΟΥΣ..... q=2.00

Η ΟΡΙΣΤΙΚΗ ΤΑΣΗ ΕΛΑΦΟΥΣ ΘΑ ΚΑΘΟΡΙΣΤΕΙ ΑΠΟ ΤΗΝ ΕΠΙΒΛΕΨΗ ΚΑΙ ΤΗΝ ΕΛΑΦΟΛΟΓΙΚΗ ΕΡΕΥΝΑ.

4. ΣΕΙΣΜΟΛΟΓΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ

ΖΩΝΗ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΕΠΙΚΙΝΔΥΝΟΤΗΤΑΣ..... Z3
ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΕΛΑΦΙΚΗΣ ΕΠΙΤΑΧΥΝΣΗΣ..... a=0.36g
ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΣΙΟΥΔΑΙΟΤΗΤΑΣ ΚΤΗΡΙΟΥ..... γ=III
ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ ΕΛΑΦΟΥΣ..... B
ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ..... q=2.00
ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΥ ΔΡΑΣΕΩΝ..... ψ2=0.30
ΜΕΙΩΤΙΚΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΜΑΖΩΝ ΟΡΟΦΩΝ..... φ=1.00
ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ ΠΛΑΣΤΙΜΟΤΗΤΑΣ..... KIPM

5. ΕΠΙΚΑΛΥΨΕΙΣ ΟΠΛΙΣΜΩΝ

ΠΛΑΚΕΣ..... c=45 mm
ΔΟΚΟΙ..... c=45 mm
ΤΟΙΧΩΜΑΤΑ..... c=45 mm
ΠΛΑΚΑ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ..... c=70 mm

6. ΠΡΟΒΛΕΨΕΙΣ

ΚΑΘ' ΥΨΟΣ..... ΔΕΝ ΠΡΟΒΛΕΠΕΤΑΙ
ΚΑΤ' ΕΠΕΚΤΑΣΗ..... ΔΕΝ ΠΡΟΒΛΕΠΕΤΑΙ

7. ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΙ

ΟΠΛΙΣΜΕΝΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ..... EN1992-1:2004
ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΟΣ..... EN1998-1:2004
ΤΕΧΝΟΛΟΓΙΑΣ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ..... ΦΕΚ 1561B/2016

ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ
ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ
ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ
ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

ΕΡΓΟ **ΝΕΟ ΞΕΝΟΔΟΧΕΙΑΚΟ ΣΥΓΚΡΟΤΗΜΑ**

ΘΕΣΗ ΕΡΓΟΥ **ΠΑΡΑΘΑΛΑΣΣΙΑ ΠΕΡΙΟΧΗ**

ΟΡΙΣΤΙΚΗ ΜΕΛΕΤΗ

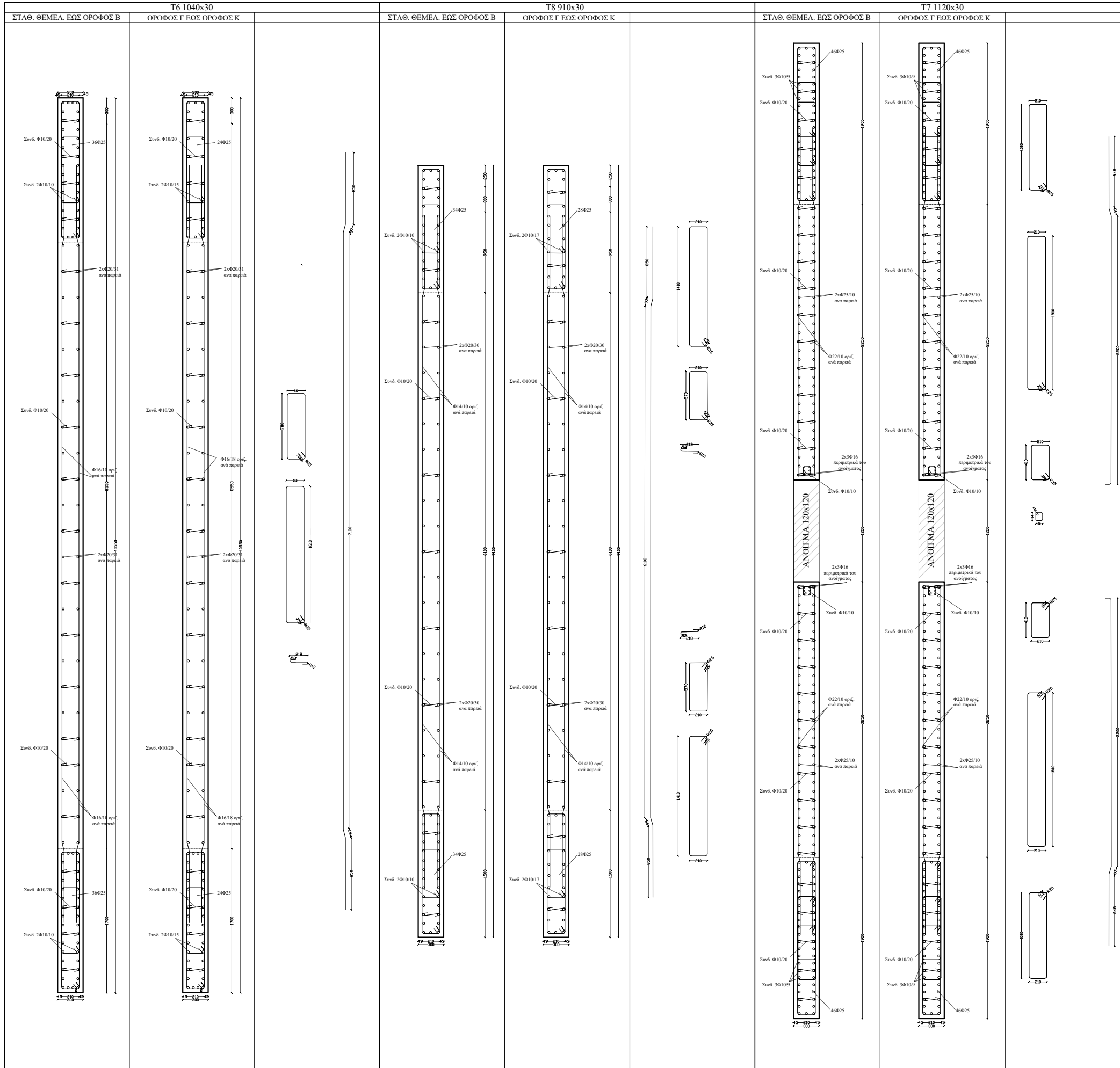
ΛΕΠΤΟΜΕΡΕΙΕΣ ΤΟΙΧΩΜΑΤΩΝ ΔΙΕΥΘ. Χ

ΗΜΕΡΟΜΗΝΙΑ: **ΙΟΥΛΙΟΣ 2023** ΚΛΙΜΑΚΑ: **1 : 20**

ΜΕΛΕΤΗΤΗΣ **ΠΑΤΡΙΝΕΛΗΣ Γ. ΦΩΤΙΟΣ**
ΑΡΧΙΤΕΚΤΟΝΙΚΗ ΜΕΛΕΤΗ
ΣΤΑΤΙΚΗ ΜΕΛΕΤΗ
ΠΟΛΙΤΙΚΟΣ ΜΗΧΑΝΙΚΟΣ Ε.Μ.Π

ΣΦΡΑΓΙΔΑ ΥΠΟΓΡΑΦΗ

ΕΠΙΒΛΕΠΩΝ **ΖΕΡΗΣ ΧΡΗΣΤΟΣ, ΚΑΘΗΓΗΤΗΣ Ε.Μ.Π**



ΠΑΡΑΔΟΧΕΣ

- ΥΛΙΚΑ**

ΣΚΥΡΩΜΑ ΤΟΙΧΩΜΑΤΩΝ	C40/50
ΔΟΚΩΝ	C40/50
ΠΑΚΕΣ	L430/33
ΘΕΜΕΛΩΣΕΙΣ	C40/50
ΧΑΛΥΒΑΣ ΤΟΙΧΩΜΑΤΩΝ	B500C
ΔΟΚΩΝ	B500C
ΠΑΚΕΣ	B500C
ΘΕΜΕΛΩΣΕΙΣ	B500C
ΧΑΛΥΒΑΣ ΣΥΝΔΕΤΗΡΩΝ ΤΟΙΧΩΜΑΤΩΝ	B500C
ΔΟΚΩΝ	B500C
ΣΥΝΤ. ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ Ο.Κ.Α. ΣΚΥΡΩΜΑΤΟΣ	γ=1.50
ΧΑΛΥΒΑ	γ=1.15
- ΦΟΡΤΙΑ**

ΟΡΙΑΣΜΕΝΟ ΣΚΥΡΩΜΑ C40/50	25.00 kN/m ³
ΟΡΙΑΣΜΕΝΟ ΣΚΥΡΩΜΑ L430/33	17.50 kN/m ³
ΕΠΙΚΑΛΥΨΗ ΔΑΠΕΔΟΥ, ΚΑΙΜΑΚΩΝ	2.00 kN/m ²
ΕΠΙΚΑΛΥΨΗ ΔΑΜΑΤΟΣ	2.50 kN/m ²
ΔΡΟΜΙΚΗ ΤΟΙΧΗ ΟΙΣΤΟΙΛΙΘΟΛΟΜΗΣ	9.80 kN/m
ΥΑΔΡΟΠΕΤΑΣΜΑΤΑ ΟΡΟΦΩΝ	2.47 kN/m
ΠΕΡΙΜΕΤΡΙΚΟ ΣΤΙΒΑΓΩ ΔΑΜΑΤΟΣ	3.00 kN/m
ΥΠΕΡΚΕΝΤΡΗ ΠΛΗΡΩΣΗ ΚΟΙΤΩΣΤΡ. ΜΕ ΧΑΛΙΚΙ	25.20 kN/m ²
ΚΙΝΗΤΟ ΦΟΡΤΙΟ ΔΑΠΕΔΩΝ ΚΑΤΟΙΚΩΝ	2.00 kN/m ²
ΚΙΝΗΤΟ ΦΟΡΤΙΟ ΔΑΠΕΔΩΝ ΕΙΣΟΔΙΟΥ	5.00 kN/m ²
ΚΙΝΗΤΟ ΦΟΡΤΙΟ ΚΑΙΜΑΚΩΝ	5.00 kN/m ²
ΚΙΝΗΤΟ ΦΟΡΤΙΟ ΕΞΩΣΤΙΝ	5.00 kN/m ²
- ΕΛΑΦΟΣ ΘΕΜΕΛΩΣΕΙΣ**

Η ΠΡΟΜΕΛΕΤΗ ΕΙΝΕ ΓΙΑ ΤΑΣΗ ΕΛΑΦΟΥΣ ... με ~250 kN/m²
 ΜΕΤΡΟ ΕΛΑΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ ΕΛΑΦΟΥΣ ... E=18000 kN/m²
 ΔΕΙΚΤΗΣ ΑΚΑΜΠΤΙΑΣ ΕΛΑΦΟΥΣ ... K=8000 kN/m²/m
 ΔΥΝΑΜΙΚΟΣ ΔΕΙΚΤΗΣ ΕΛΑΦΟΥΣ ... σ=2.00

Η ΟΡΙΣΤΙΚΗ ΤΑΣΗ ΕΛΑΦΟΥΣ ΘΑ ΚΑΘΟΡΙΣΤΕΙ ΑΠΟ ΤΗΝ ΕΠΙΒΛΕΨΗ ΚΑΙ ΤΗΝ ΕΛΑΦΟΛΟΓΙΚΗ ΕΡΕΥΝΑ.
- ΣΤΕΙΝΟΛΟΓΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ**

ΖΩΝΗ ΣΤΕΙΝΟΛΟΓΙΚΗΣ ΕΠΙΚΙΝΑΥΝΟΤΗΤΑΣ	z3
ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΕΛΑΦΟΚΕΙ ΕΠΙΤΑΥΝΣΗΣ	α=0.35g
ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΕΠΙΟΥΛΑΟΙΗΤΗΤΑΣ ΚΤΙΡΙΟΥ	γ=III
ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ ΕΛΑΦΟΥΣ	II
ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΣΤΕΙΝΟΛΟΓΙΚΗΣ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ	σ=2.00
ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΣΥΝΑΥΛΑΣΜΟΥ ΔΡΑΞΕΩΝ	α2=0.30
ΜΕΤΡΙΚΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΜΑΖΩΝ ΟΡΟΦΩΝ	α=1.00
ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ ΠΛΑΣΤΙΜΟΤΗΤΑΣ	KIIM
- ΕΠΙΚΑΛΥΨΕΙΣ ΟΡΙΑΣΜΩΝ**

ΠΑΚΕΣ	c=45 mm
ΔΟΚΩΝ	c=45 mm
ΤΟΙΧΩΜΑΤΑ	c=45 mm
ΠΑΚΑ ΘΕΜΕΛΩΣΕΙΣ	c=70 mm
- ΠΡΟΒΛΕΨΕΙΣ**

ΚΑΘ' ΥΠΟΘΕΣΗΝ ... ΔΕΝ ΠΡΟΒΛΕΠΕΤΑΙ
 ΚΑΤ' ΕΠΕΚΤΑΣΗ ... ΔΕΝ ΠΡΟΒΛΕΠΕΤΑΙ
- ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΙ**

ΟΡΙΑΣΜΕΝΟΥ ΣΚΥΡΩΜΑΤΟΣ	EN1992-1-2:2004
ΑΝΤΙΣΤΕΙΜΩΣ	EN1998-1:2004
ΤΕΧΝΟΛΟΓΙΑΣ ΣΚΥΡΩΜΑΤΟΣ	ΦΕΚ 1561B/2016

ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ
 ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ
 ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΟΡΙΑΣΜΕΝΟΥ ΣΚΥΡΩΜΑΤΟΣ
 ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

ΕΡΓΟ ΝΕΟ ΞΕΝΟΔΟΧΕΙΑΚΟ ΣΥΓΚΡΟΤΗΜΑ
ΘΕΣΗ ΕΡΓΟΥ ΠΑΡΑΘΑΛΑΣΣΙΑ ΠΕΡΙΟΧΗ

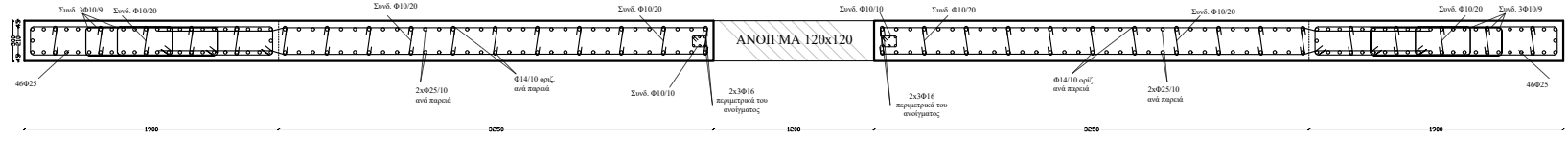
ΟΡΙΣΤΙΚΗ ΜΕΛΕΤΗ
ΛΕΙΤΟΜΕΡΕΙΕΣ ΤΟΙΧΩΜΑΤΩΝ ΔΙΕΥΘ. Υ **Λ-4**

ΗΜΕΡΟΜΗΝΙΑ: ΙΟΥΛΙΟΣ 2023 ΚΑΙΜΑΚΑ: 1 : 20

ΜΕΛΕΤΗΤΗΣ ΠΑΤΡΙΝΕΛΗΣ Γ. ΦΩΤΙΟΣ
ΑΡΧΙΤΕΚΤΟΝΙΚΗ ΜΕΛΕΤΗ ΠΟΛΙΤΙΚΟΣ ΜΗΧΑΝΙΚΟΣ Ε.Μ.Π.
ΣΤΑΤΙΚΗ ΜΕΛΕΤΗ

ΣΦΡΑΓΙΔΑ ΥΠΟΓΡΑΦΗ

ΕΠΙΒΛΕΠΩΝ ΖΕΡΗΣ ΧΡΗΣΤΟΣ, ΚΑΘΗΓΗΤΗΣ Ε.Μ.Π.



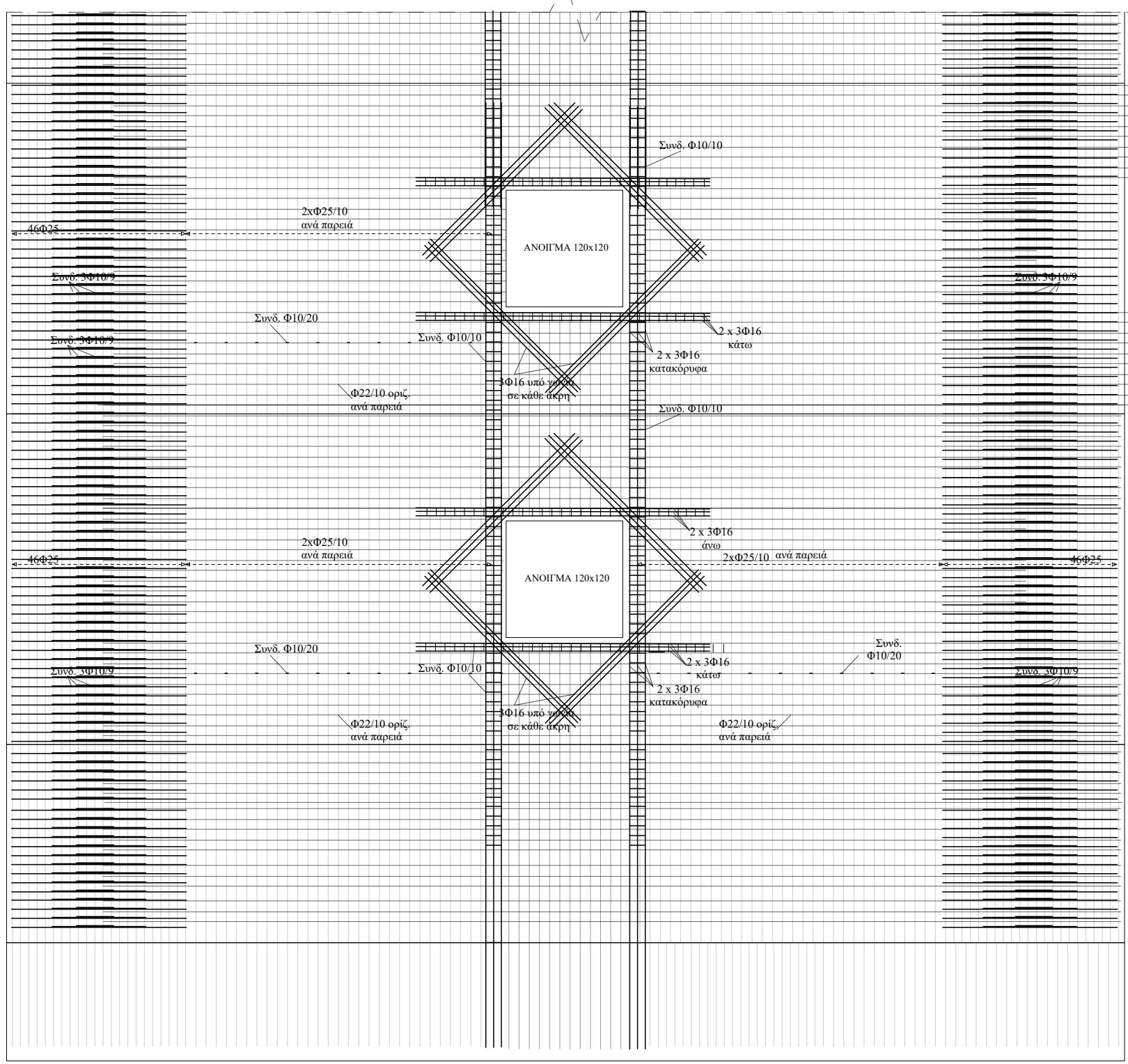
ΟΡΟΦΟΣ Β +6.80m

ΟΡΟΦΟΣ Α +3.40m

ΙΣΟΓΕΙΟ ±0.00m

ΑΝΩ ΣΤΑΘΜΗ
ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ -2.00m

ΚΑΤΩ ΣΤΑΘΜΗ
ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ -3.20m

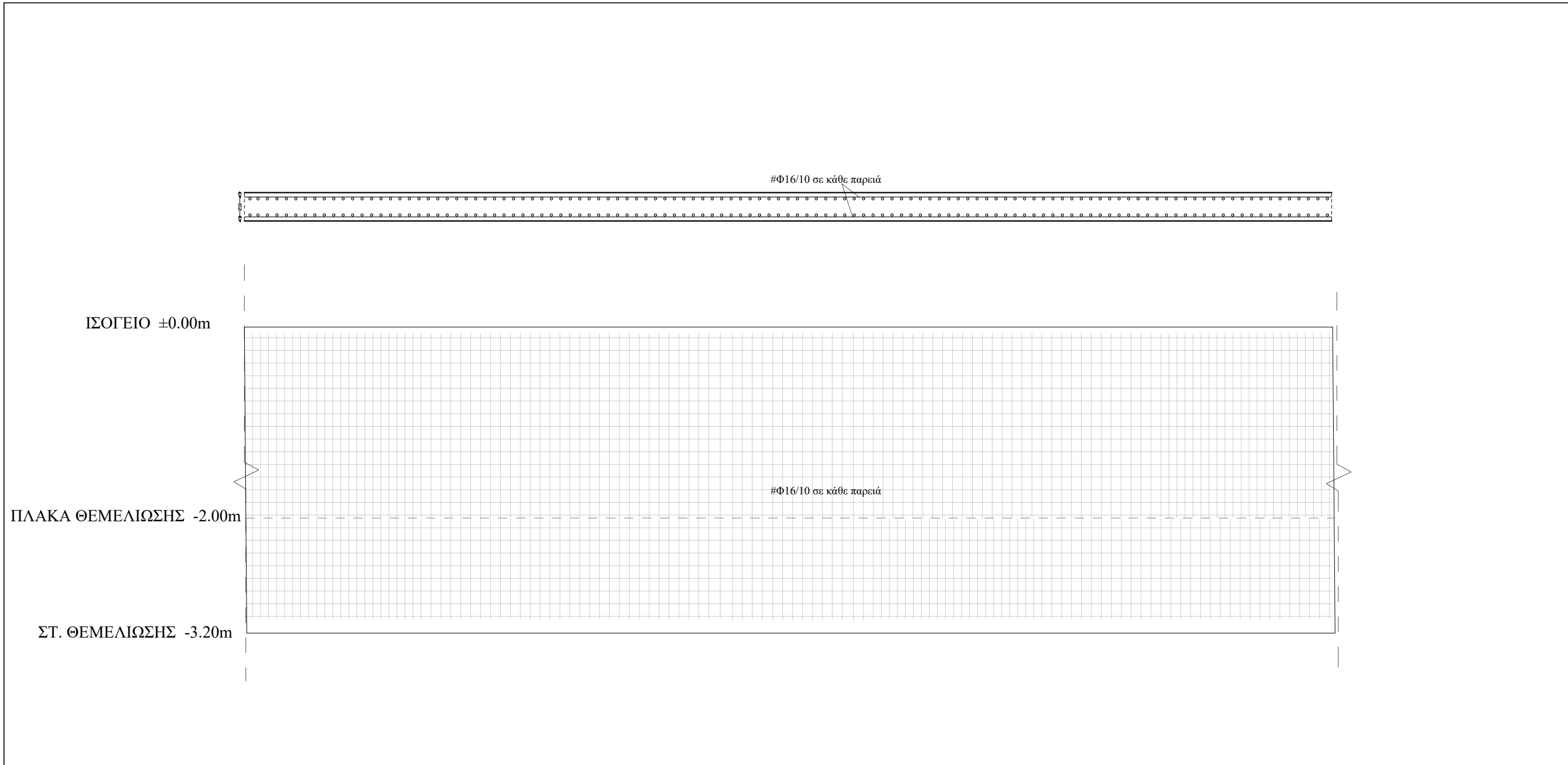


ΠΑΡΑΡΤΗΣΗ

1. ΥΛΙΚΑ	
ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ ΤΟΙΧΩΜΑΤΩΝ	C40/50
ΑΡΧΙΚΩΝ	C40/50
ΕΛΑΣΤΩΝ	LC30/33
ΘΕΜΕΛΙΩΣΕΙΣ	C40/50
ΧΑΛΥΒΑΣ ΤΟΙΧΩΜΑΤΩΝ	B500C
ΑΡΧΙΚΩΝ	B500C
ΕΛΑΣΤΩΝ	B500C
ΧΑΛΥΒΑΣ ΣΥΝΑΓΩΓΩΝ ΤΟΙΧΩΜΑΤΩΝ	B500C
ΑΡΧΙΚΩΝ	B500C
ΕΛΑΣΤΩΝ	B500C
ΣΥΝΤ. ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ Ο.Κ.Α. ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ	90-1.50
ΧΑΛΥΒΑ	90-1.15
2. ΦΟΡΤΙΑ	
ΟΡΙΑΖΟΝΤΙΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ C40/50	25.00 kN/m ³
ΟΡΙΑΖΟΝΤΙΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ LC30/33	17.50 kN/m ³
ΕΠΙΧΑΛΥΒΗ ΑΣΦΑΛΤΟΥ ΚΑΙΜΑΚΩΝ	2.00 kN/m ²
ΕΠΙΧΑΛΥΒΗ ΑΣΦΑΛΤΟΥ	2.50 kN/m ²
ΔΡΟΜΟΕΠΙΣΤΡΩΣΗ ΟΠΤΙΜΟΠΟΙΗΣΗΣ	0.86 kN/m ²
ΥΑΛΙΝΕ ΤΑΞΙΔΙΑ ΟΡΟΦΩΝ	2.47 kN/m ²
ΠΕΡΙΜΕΤΡΙΚΟ ΣΤΡΩΜΑ ΑΣΦΑΛΤΟΥ	3.00 kN/m ²
ΥΠΕΡΠΛΕΥΣΗ ΠΑΙΔΕΣΗ ΚΟΤΙΛΟΤΡ. ΜΕ ΧΑΛΙΚΙ	25.20 kN/m ²
ΚΙΝΗΤΟ ΦΟΡΤΙΟ ΑΣΠΙΔΩΝ ΚΑΤΟΙΚΩΝ	2.50 kN/m ²
ΚΙΝΗΤΟ ΦΟΡΤΙΟ ΑΣΠΙΔΩΝ ΠΟΥΛΩΝ	4.00 kN/m ²
ΚΙΝΗΤΟ ΦΟΡΤΙΟ ΑΣΦΑΛΤΟΥ	3.50 kN/m ²
ΚΙΝΗΤΟ ΦΟΡΤΙΟ ΚΑΙΜΑΚΩΝ	3.50 kN/m ²
ΚΙΝΗΤΟ ΦΟΡΤΙΟ ΕΠΙΣΤΡΩΣΗΣ	3.00 kN/m ²
3. ΕΛΑΦΡΟΣ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗ	
Η ΠΡΟΒΛΕΠΤΗ ΕΓΓΙΣΤΗ ΤΑΧΗ ΕΛΑΦΡΟΥΣ	60k-720 kN/m ²
ΜΕΤΡΟ ΕΛΑΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ ΕΛΑΦΡΟΥΣ	E=10000 kN/m ²
ΑΕΡΙΣΤΗ ΑΚΑΜΠΤΙΑΣ ΕΛΑΦΡΟΥΣ	K=80000 kN/m ^{2/m}
ΣΥΝΑΜΟΡΦΟ ΑΕΡΙΣΤΗΣ ΕΛΑΦΡΟΥΣ	α=0.200
Η ΟΡΕΤΙΚΗ ΤΑΧΗ ΕΛΑΦΡΟΥΣ ΘΑ ΚΑΘΟΡΙΣΤΕΙ ΑΠΟ ΤΗΝ ΕΠΙΒΛΕΨΗ ΚΑΙ ΤΗΝ ΕΛΑΦΟΛΟΓΙΚΗ ΕΡΕΥΝΑ.	
4. ΣΕΙΣΜΟΛΟΓΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ	
ΖΩΝΗ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΕΠΙΚΙΝΔΥΝΟΤΗΤΑΣ	23
ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΕΛΑΦΡΟΤΗΣ ΕΠΙΧΥΣΗΣ	μ=0.36
ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΠΡΟΤΑΡΩΣΗΣ ΚΑΤ' ΟΡΤΗ	η=0.0
ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ ΕΛΑΦΡΟΥΣ	II
ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΣΥΜΠΡΟΣΦΑΣ	α=0.0
ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΣΥΝΑΓΩΓΩΝ ΑΡΑΞΕΩΝ	α2=0.30
ΜΕΤΡΙΚΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΜΑΖΩΝ ΟΡΟΦΩΝ	α3=0.00
ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ ΠΛΑΣΤΙΜΟΤΗΤΑΣ	K1M
5. ΕΠΙΧΑΛΥΒΕΣ ΟΡΙΑΣΜΕΝ	
ΠΛΑΚΕΣ	c=45 mm
ΣΟΦΕΡ	c=45 mm
ΤΟΙΧΩΜΑΤΑ	c=45 mm
ΠΛΑΚΑ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ	c=70 mm
6. ΠΡΟΒΛΕΨΕΙΣ	
ΚΑΘ' ΥΠΟΘΕΣΗ	ΑΙΝ ΠΡΟΒΛΕΨΕΤΑΙ
ΚΑΤ' ΕΠΕΚΤΑΣΗ	ΑΙΝ ΠΡΟΒΛΕΨΕΤΑΙ
7. ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΙ	
ΟΡΙΑΖΟΝΤΙΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ	EN1992-1-2:2004
ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΟ	EN1998-1:2004
ΤΕΧΝΟΛΟΓΙΑ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ	ΦΕΚ 1561B/2016

ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ
ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ
ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΟΡΙΑΣΜΕΝΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ
ΔΙΔΑΚΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

ΕΡΓΟ	ΝΕΟ ΞΕΝΟΔΟΧΕΙΑΚΟ ΣΥΓΚΡΟΤΗΜΑ
ΘΕΣΗ ΕΡΓΟΥ	ΠΑΡΑΘΑΛΑΣΣΙΑ ΠΕΡΙΟΧΗ
ΟΡΙΣΤΙΚΗ ΜΕΛΕΤΗ	
ΑΝΑΠΤΥΓΜΑ ΟΡΙΑΣΜΕΝΩΝ ΤΟΙΧΩΜΑΤΩΝ T9 1120x30	Λ-5
ΗΜΕΡΟΜΗΝΙΑ:	ΙΟΥΛΙΟΣ 2023 ΚΑΙΜΑΚΑ: 1 : 20
ΜΕΛΕΤΗΤΗΣ	
ΑΡΧΙΤΕΚΤΟΝΙΚΗ ΜΕΛΕΤΗ	ΠΑΤΡΙΝΕΑΗΣ Γ. ΦΩΤΙΟΣ
ΣΤΑΤΙΚΗ ΜΕΛΕΤΗ	ΠΟΛΙΤΙΚΟΣ ΜΗΧΑΝΙΚΟΣ Ε.Μ.Π
ΣΦΡΑΓΙΔΑ ΥΠΟΓΡΑΦΗ	
ΕΠΙΒΛΕΨΩΝ	ΖΕΡΗΣ ΧΡΗΣΤΟΣ, ΚΛΩΝΗΓΗΤΗΣ Ε.Μ.Π



ΠΑΡΑΛΟΧΣ

- ΥΛΙΚΑ

ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ ΤΟΙΧΩΜΑΤΩΝ	C40/50
ΔΟΚΩΝ	C40/50
ΠΛΑΚΩΝ	LC20/23
ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ	C40/50
ΧΑΛΥΒΑΣ ΤΟΙΧΩΜΑΤΩΝ	B500C
ΔΟΚΩΝ	B500C
ΠΛΑΚΩΝ	B500C
ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ	B500C
ΧΑΛΥΒΑΣ ΣΥΝΑΕΤΗΡΙΩΝ ΤΟΙΧΩΜΑΤΩΝ	B500C
ΔΟΚΩΝ	B500C
ΣΥΝΤ. ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ Ο.Κ. ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ	ρ _s =1.50
ΧΑΛΥΒΑ	ρ _s =1.15
- ΦΟΡΤΙΑ

ΟΠΙΣΜΕΝΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ C40/50	25.00 kN/m ³
ΟΠΙΣΜΕΝΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ LC20/23	17.50 kN/m ³
ΕΠΙΧΑΛΥΨΗ ΒΑΪΕΛΟΥ ΚΑΙΜΑΚΩΝ	2.00 kN/m ²
ΕΠΙΧΑΛΥΨΗ ΑΔΜΑΤΟΣ	2.50 kN/m ²
ΔΡΟΜΙΚΟΙ ΤΟΙΧΟΙ ΟΠΤΟΦΑΝΟΛΟΜΗΣ	9.86 kN/m
ΥΔΑΤΕΙΑΣΜΑΤΑ ΟΡΟΦΩΝ	2.47 kN/m
ΠΕΡΙΜΕΤΡΙΚΟ ΣΤΙΒΩΔΟ ΑΔΜΑΤΟΣ	3.00 kN/m
ΥΠΕΡΚΕΚΜΕΝΗ ΠΛΗΡΩΣΗ ΚΟΙΤΩΤΤ. ΜΕ ΧΑΛΙΚΙ	25.20 kN/m ²
ΚΙΝΗΤΟ ΦΟΡΤΙΟ ΑΔΙΕΛΕΓΝ ΚΑΤΟΙΚΩΝ	2.00 kN/m ²
ΚΙΝΗΤΟ ΦΟΡΤΙΟ ΑΔΙΕΛΕΓΝ ΕΡΓΕΙΟΥ	5.00 kN/m ²
ΚΙΝΗΤΟ ΦΟΡΤΙΟ ΑΔΜΑΤΟΣ	5.00 kN/m ²
ΚΙΝΗΤΟ ΦΟΡΤΙΟ ΚΑΙΜΑΚΩΝ	3.50 kN/m ²
ΚΙΝΗΤΟ ΦΟΡΤΙΟ ΣΕΙΣΤΩΝ	5.00 kN/m ²
- ΕΛΑΦΟΣ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ

Η ΠΡΟΜΕΛΕΤΗ ΕΓΙΝΕ ΓΙΑ ΤΑΣΗ ΕΛΑΦΟΥΣ σ_α=250 kN/m²
 ΜΕΤΡΟ ΕΛΑΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ ΕΛΑΦΟΥΣ E=18000 kN/m²
 ΔΕΙΚΤΗΣ ΑΝΑΡΤΗΣ ΕΛΑΦΟΥΣ K=40000 kN/m²
 ΔΥΝΑΜΙΚΟΣ ΔΕΙΚΤΗΣ ΕΛΑΦΟΥΣ q=2.00

Η ΟΡΙΣΤΙΚΗ ΤΑΣΗ ΕΛΑΦΟΥΣ ΘΑ ΚΑΘΟΡΙΣΤΕΙ ΑΠΟ ΤΗΝ ΕΠΙΒΛΕΨΗ ΚΑΙ ΤΗΝ ΕΛΑΦΟΛΟΓΙΚΗ ΕΡΕΥΝΑ.
- ΣΕΙΣΜΟΛΟΓΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ

ΖΩΝΗ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΕΠΙΚΙΝΔΥΝΟΤΗΤΑΣ	Z3
ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΕΛΑΦΙΚΗΣ ΕΠΙΤΑΧΥΝΣΗΣ	a=0.36g
ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΣΠΟΥΔΑΙΟΤΗΤΑΣ ΚΤΙΡΙΟΥ	γ=II
ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ ΕΛΑΦΟΥΣ	B
ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ	q=2.00
ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΣΥΝΥΛΑΣΜΟΥ ΔΡΑΣΕΩΝ	ψ=0.30
ΜΕΡΙΚΤΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΜΑΖΩΝ ΟΡΟΦΩΝ	ρ=1.00
ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ ΠΛΑΣΤΙΜΟΤΗΤΑΣ	KIIM
- ΕΠΙΧΑΛΥΨΕΙΣ ΟΠΙΣΜΕΝΩΝ

ΠΛΑΚΕΣ	c=45 mm
ΔΟΚΩΝ	c=45 mm
ΤΟΙΧΩΜΑΤΑ	c=45 mm
ΠΛΑΚΑ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ	c=70 mm
- ΠΡΟΒΛΕΨΕΙΣ

ΚΑΘ' ΥΨΟΣ: ΔΕΝ ΠΡΟΒΛΕΠΕΤΑΙ
 ΚΑΤ' ΕΠΕΚΤΑΣΗ: ΔΕΝ ΠΡΟΒΛΕΠΕΤΑΙ
- ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΙ

ΟΠΙΣΜΕΝΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ	EN1992-1-2:2004
ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΟΣ	EN1998-1:2004
ΤΕΧΝΟΛΟΓΙΑΣ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ	ΦΕΚ 1561B/2016

ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ
 ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ
 ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΟΠΙΣΜΕΝΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ
 ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

ΕΡΓΟ	ΝΕΟ ΞΕΝΟΔΟΧΕΙΑΚΟ ΣΥΓΚΡΟΤΗΜΑ
ΘΕΣΗ ΕΡΓΟΥ	ΠΑΡΑΘΑΛΑΣΣΙΑ ΠΕΡΙΟΧΗ
ΟΡΙΣΤΙΚΗ ΜΕΛΕΤΗ	ΑΝΑΠΤΥΞΗ ΟΠΙΣΜΕΝΩΝ ΠΕΡΙΜ. ΤΟΙΧΩΜΑΤΩΝ ΥΠΟΓΕΙΟΥ
ΗΜΕΡΟΜΗΝΙΑ:	ΙΟΥΛΙΟΣ 2023 ΚΑΙΜΑΚΑ: 1 : 20
ΜΕΛΕΤΗΤΗΣ	ΠΑΤΡΙΝΕΛΗΣ Γ. ΦΩΤΙΟΣ ΠΟΛΙΤΙΚΟΣ ΜΗΧΑΝΙΚΟΣ Ε.Μ.Π
ΑΡΧΙΤΕΚΤΟΝΙΚΗ ΜΕΛΕΤΗ	
ΣΤΑΤΙΚΗ ΜΕΛΕΤΗ	
ΣΦΡΑΓΙΔΑ ΥΠΟΓΡΑΦΗ	
ΕΠΙΒΛΕΠΩΝ	ΖΕΡΗΣ ΧΡΗΣΤΟΣ, ΚΑΘΗΓΗΤΗΣ Ε.Μ.Π