



ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

Σχολή Πολιτικών Μηχανικών

Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών

Σχεδιασμός Κτιρίου Κατοικιών Με Δομικό Χάλυβα Και Οπλισμένο Σκυρόδεμα



ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

Σινάν Εμίν-Κεχαγιά

Επιβλέπων: Τάσος Αβραάμ

Αθήνα, Ιούλιος 2019

ΕΜΚ ΔΕ 2019 16

Σινάν Εμίν-Κεχαγιά (2019).
Σχεδιασμός Κτιρίου Κατοικιών Με Δομικό Χάλυβα Και Οπλισμένο Σκυρόδεμα
Διπλωματική Εργασία ΕΜΚ ΔΕ 2019 16
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα.

Sinan Emin-Kechagia (2019).
Design of a residential building of steel and concrete
Diploma Thesis ΕΜΚ ΔΕ 2019 16
Institute of Steel Structures, National Technical University of Athens, Greece

Ολοκληρώνοντας την παρούσα εργασία, θα ήθελα να ευχαριστήσω μέσα από την καρδιά μου τον Επίκουρο Καθηγητή κ. Τάσο Αβραάμ, για την άψογη συνεργασία, το ειλικρινές του ενδιαφέρον και την εμπιστοσύνη που έδειξε στο πρόσωπο μου. Όλα αυτά συνέβαλαν στην επιτυχή ολοκλήρωση της διπλωματικής εργασίας, αλλά και στην επίτευξη των προσωπικών μου στόχων. Επίσης θα ήθελα να ευχαριστήσω τον κ. Γιώργο Βλάχο που με καθοδήγησε στην εκπόνηση της αρχιτεκτονικής μελέτης έτσι ώστε να έχω ένα άρτιο αρχιτεκτονικό οικοδόμημα.

Επιπλέον θα ήθελα να ευχαριστήσω την οικογένεια μου, η οποία ήταν πάντα διακριτικά δίπλα μου κατά την διάρκεια των προπτυχιακών μου σπουδών και στήριξε όλες μου τις αποφάσεις. Θα ήθελα να πω ένα μεγάλο ευχαριστώ σε όλους τους ανθρώπους που με στήριξαν όλα αυτά τα χρόνια και με βοήθησαν να ωριμάσω ως άνθρωπος.

ΠΕΡΙΛΗΨΗ

Αντικείμενο της παρούσας διπλωματικής εργασίας είναι ο σχεδιασμός και η διαστασιολόγηση ενός πολυώροφου κτιρίου με φέροντα οργανισμό δομικού χάλυβα προκατασκευασμένων πλακών σκυροδέματος και η σύγκριση του με τυπική κατασκευή από οπλισμένο σκυρόδεμα, με χρήση ενός εμπορικά διατιθέμενου προγράμματος στατικής ανάλυσης. Το κτίριο θα έχει χρήση κατοικιών με δυο υπόγειους χώρους στάθμευσης και αίθριο χώρο. Οι διαστάσεις του κτιρίου είναι 48m x 40m.

Η ανάλυση και η διαστασιολόγηση της κατασκευής πραγματοποιήθηκε με βάση τους Ευρωκώδικες και τον Ελληνικό Αντισεισμικό Κανονισμό. Πιο συγκεκριμένα χρησιμοποιήθηκαν οι ακόλουθοι κανονισμοί: Ευρωκώδικα 1, Ευρωκώδικα 2, Ευρωκώδικα 3, Ευρωκώδικα 8 και Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός 2000.

Η επίλυση του κτιρίου έγινε με το πρόγραμμα στατικής ανάλυσης και διαστασιολόγησης Fespa.

Στο πρώτο κεφάλαιο παρουσιάζεται το κτίριο, αναλύεται η αρχιτεκτονική και η κατασκευή του έργου και παρατίθενται στοιχεία σχετικά με την ανέγερσή του. Στο κεφαλαίο αυτό περιγράφεται το πρόγραμμα ανάλυσης και διαστασιολόγησης Fespa.

Στο δεύτερο κεφάλαιο γίνεται εκτενής αναφορά στον προσδιορισμό των φορτίων που καταπονούν την κατασκευή, ενώ παρατίθενται και αντίστοιχα αποσπάσματα των κανονισμών βάσει των οποίων προέκυψαν τα επιβαλλόμενα φορτία.

Στο τρίτο κεφάλαιο περιγράφονται οι συνδυασμοί των δράσεων στην οριακή κατάσταση αστοχίας και λειτουργικότητας όπως απαιτείται από τον Ευρωκώδικα 1.

Στο τέταρτο κεφάλαιο παρουσιάζονται οι σεισμικές δράσεις όπως περιγράφονται από τον Ελληνικό Αντισεισμικό Κανονισμό και τον Ευρωκώδικα 8, καθώς και οι απαιτούμενες ιδιομορφές για την ανάλυση του κτιρίου.

Στο πέμπτο κεφάλαιο διατυπώνονται οι απαιτούμενοι έλεγχοι σύμφωνα με τους Ευρωκώδικες 2 και 3, στο έκτο κεφάλαιο παρουσιάζονται τα αποτελέσματα της ανάλυσης όπως προέκυψαν από τους υπολογισμούς με τη βοήθεια του προγράμματος ελέγχου μελών του Fespa, και επιβεβαιώνεται η επάρκεια των διατομών έναντι των εντατικών καταστάσεων στις οποίες υποβάλλονται.

Τέλος, στο έβδομο κεφάλαιο παρουσιάζονται τα αποτελέσματα της εν λόγω εργασίας.

ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΟ

1.	ΓΕΝΙΚΗ ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΤΟΥ ΕΡΓΟΥ	9
1.1.	Γενικά Στοιχεία	9
1.2.	Παρουσία Του Προγράμματος Fespa	9
1.3.	Κατασκευαστικά Στοιχεία	15
1.4.	Ανέγερση	18
1.5.	Αρχιτεκτονική Μελέτη	18
2.	ΦΟΡΤΙΑ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ	26
2.1.	Γενικά	26
2.2.	Οριακές Καταστάσεις	27
2.3.	Μόνιμα Φορτία	28
2.3.1.	Ίδιο Βάρος Στοιχείων Του Φέροντος Οργανισμού	29
2.3.2.	Τοιχοποιίες Πλήρωσης	29
2.3.3.	Επικαλύψεις Δαπέδων	30
2.3.4.	Μονώσεις Δώματος	30
2.3.5.	Επενδύσεις Οροφών	31
2.3.6.	Μηχανολογικές Εγκαταστάσεις	31
2.4.	Κινητά φορτία	32
2.4.1.	Ωφέλιμο Κινητό Φορτίο	32
2.4.2.	Φορτία Χιονιού	33
2.4.3.	Φορτίο Ανέμου	36
2.4.3.1.	Πίεση ανέμου στις επιφάνειες της κατασκευής	37
2.4.3.2.	Υπολογισμός των φορτίων ανέμου στο έργο της παρούσας εργασίας	48
3.	ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΙ ΔΡΑΣΕΩΝ	49
3.1.	Οριακή Κατάσταση	50
3.1.1.	Οριακή Κατάσταση Αστοχίας	50
3.1.2.	Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας	52
3.1.3.	Συνδυασμοί Δράσεων Στην Παρούσα Διπλωματική Εργασία	53
4.	ΣΕΙΣΜΙΚΕΣ ΔΡΑΣΕΙΣ	54
4.1.	Εισαγωγή	54
4.2.	Μέθοδοι υπολογισμού σεισμικής απόκρισης	54
4.3.	Προσδιορισμός Δεδομένων Φασματικής Ανάλυσης	56

4.4.	Σεισμικά Φορτία - Ιδιομορφές Φορέα	61
4.5.	Αντισεισμικός Έλεγχος Κτιρίου	62
5.	ΑΝΑΛΥΣΗ ΚΑΙ ΕΛΕΓΧΟΣ ΧΑΛΥΒΔΙΝΩΝ ΜΕΛΩΝ	64
5.1.	Κατάταξη Διατομών	64
5.2.	Αντοχή Διατομών	69
5.2.1.	Έλεγχος διατομής σε μονοαξονικό εφελκυσμό	69
5.2.2.	Έλεγχος διατομής σε θλίψη	69
5.2.3.	Έλεγχος διατομής σε τέμνουσα	70
5.2.4.	Έλεγχος διατομής σε κάμψη	70
5.2.5.	Έλεγχος διατομής σε κάμψη και τέμνουσα	71
5.2.6.	Έλεγχος διατομής σε κάμψη και αξονική δύναμη	71
5.3.	Έλεγχος μελών	73
5.3.1.	Καμπτικός λυγισμός λόγω αξονικής θλιπτικής δύναμης	73
5.3.2.	Στρεπτοκαμπτικός (πλευρικός) λυγισμός	77
5.3.3.	Στρεπτοκαμπτικός λυγισμός υπό θλίψη και κάμψη	79
6.	ΚΑΤΑΣΚΕΥΗ ΜΟΝΤΕΛΟΥ ΣΤΟ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑ ΑΝΑΛΥΣΗΣ	80
6.1.	Εισαγωγή	80
6.2.	Κτίριο Από Οπλισμένο Σκυρόδεμα	80
6.3.	Κτίριο Από Δομικό Χάλυβα	86
6.3.1.	Υποσύλωμα, Δοκός, Προκατασκευασμένη Πλακα Σκυροδεματος	86
6.3.2.	Οριζόντιος Διαγώνιος Σύνδεσμος Δυσκαμψίας	87
6.3.3.	Κατακόρυφοι Διαγώνιοι Σύνδεσμοι Δυσκαμψίας Χωρίς Στροφή Υποστυλωματων	93
6.3.4.	Κατακόρυφοι Διαγώνιοι Σύνδεσμοι Δυσκαμψίας Με Στροφή υποστυλωματων κατά 90 μοιρες	93
6.3.5.	Συνδυασμός Οριζόντιων και Κατακόρυφων Διαγωνίων Συνδέσμων Δυσκαμψίας	95
7.	ΠΑΡΟΥΣΙΑΣΗ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗΣ ΕΡΓΑΣΙΑΣ	101
	Βιβλιογραφικές πηγές	106

1. ΓΕΝΙΚΗ ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΤΟΥ ΕΡΓΟΥ

1.1. Γενικά Στοιχεία

Αντικείμενο της παρούσας διπλωματικής εργασίας είναι η μελέτη, ο σχεδιασμός και η διαστασιολόγηση ενός κτιρίου κατοικιών με φέροντα οργανισμό από δομικό χάλυβα. Στο κέντρο του κτιρίου διαμορφώνεται αίθριος χώρος. Οι διαστάσεις του κτιρίου είναι 48m x 40m.

Το κτίριο αναπτύσσεται σε 10 επίπεδα, με την εξής διαρρύθμιση :

- Στα επίπεδα -2, -1, δυο υπόγεια σε όλη την κάλυψη του κτιρίου, δηλαδή 2 επίπεδα επί 1920m² στο κάθε επίπεδο, σύνολο 3840m², στο οποίο βρίσκονται θέσεις σταθμεύσεις, χώροι αποθηκών, ηλεκτρομηχανολογικών εγκαταστάσεων και των εγκαταστάσεων κλιματισμού του κτιρίου. Η πρόσβαση στα επίπεδα αυτά γίνεται μέσω ραμπών και κάποιος μπορεί να οδηγηθεί στους κυρίους χώρους του κτιρίου μέσω κλίμακων και ανελκυστήρων που υπάρχουν στις διάφορες θέσεις του κτιρίου.
- Στο επίπεδο 0 θα δημιουργηθούν χώροι αναψυχής, καθίσματα και γενικότερα η διαμόρφωση του επιπέδου 0 θα είναι προσανατολισμένη με στόχο την εκμετάλλευση των χώρων προς το συμφέρον των κατοίκων.
- Τα επίπεδα 1, 2, 3, 4, 5, 6 και 7 θα χρησιμοποιηθούν ως χώροι κατοικιών συμπεριλαμβάνοντας τους κοινόχρηστους διαδρόμους, τα κλιμακοστάσια, τους ανελκυστήρες και όλους τους βοηθητικούς χώρους που απαιτούνται.

Οι όψεις του κτιρίου διαμορφώθηκαν από φύλλα γυψοσανίδας ή αντίστοιχα με ένα παρόμοιο σύστημα πλαγιοκάλυψης, τα οποία στερεώνονται επί του φέροντα οργανισμού δομικού χάλυβα κατάλληλων διαστάσεων το οποίο θα αναλύσουμε παρακάτω εκτενέστερα.

Η μεν θεμελίωση και τα υπόγεια του κτιρίου είναι εξολοκλήρου κατασκευασμένα από οπλισμένο σκυρόδεμα, η δε αναδομή από δομικό χάλυβα και προκατασκευασμένες πλάκες σκυροδέματος.

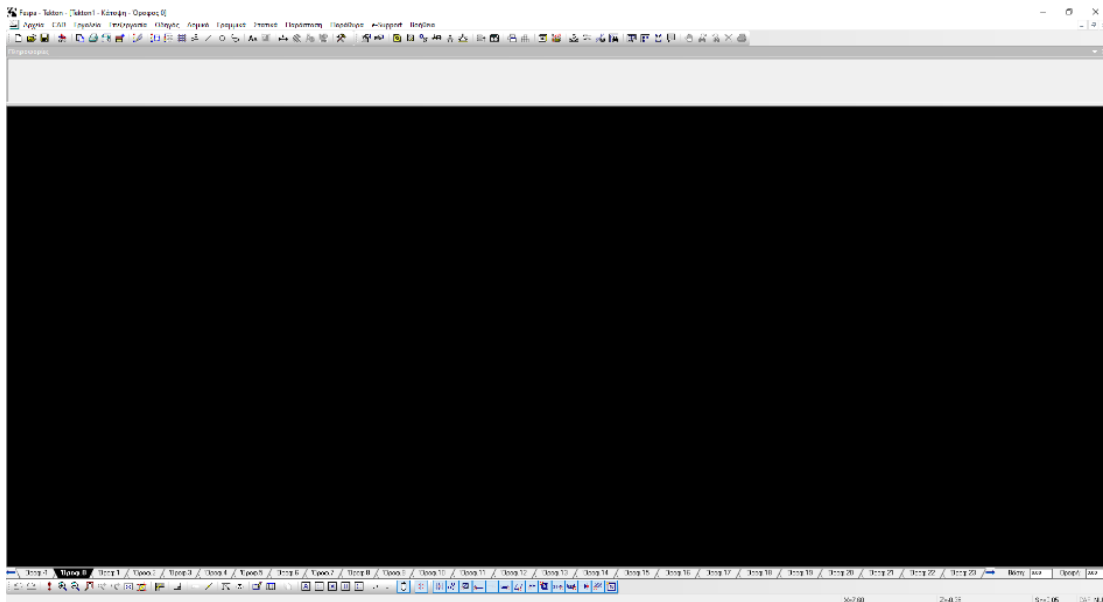
1.2. Παρουσία Του Προγράμματος Fespa

Η επίλυση του φορέα πραγματοποιήθηκε με χρήση του προγράμματος Fespa, ενός διεθνώς αναγνωρισμένου και εξελιγμένου λογισμικού στην τεχνολογία της τρισδιάστατης ανάλυσης δομικών στοιχείων. Διαθέτει ένα εύκολο στη χρήση γραφικό περιβάλλον, προσφέροντας συγχρόνως τις πιο εξελιγμένες υπολογιστικές τεχνικές με εξαιρετικές δυνατότητες δημιουργίας προσομοιώματος μεγάλης κλίμακας. Ένα χαρακτηριστικό του προγράμματος είναι ότι μπορεί να χρησιμοποιηθεί για ανάλυση είτε μεταλλικών κατασκευών, είτε κατασκευών από οπλισμένο σκυρόδεμά είτε συνδυασμό των δυο όπως θα μελετήσουμε στη παρούσα διπλωματική εργασία.

Τα βασικά πλεονεκτήματα που προσφέρει το συγκεκριμένο λογισμικό τρισδιάστατης ανάλυσης είναι τα εξής:

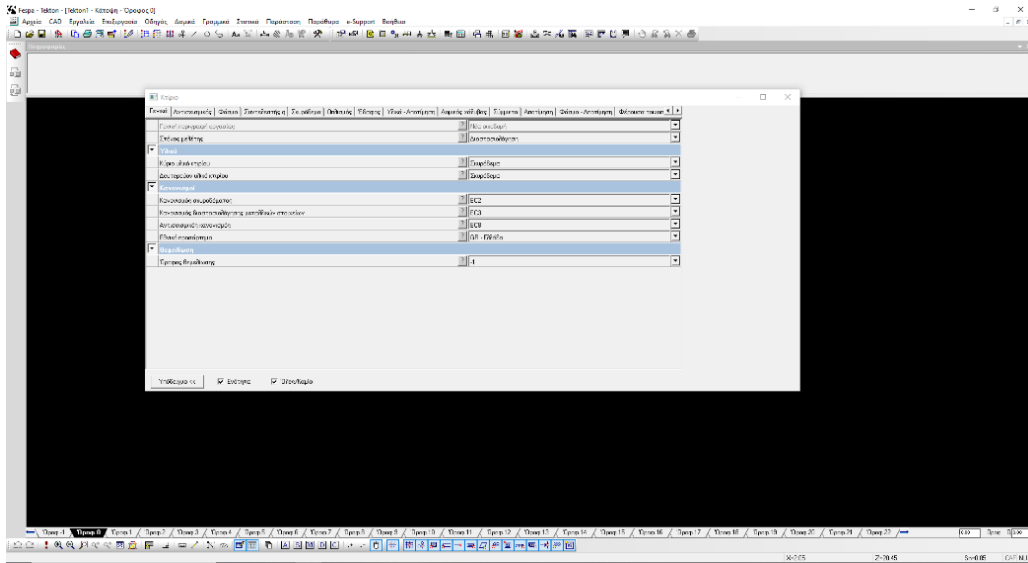
- Η δυνατότητα άμεσης σχεδίασης των δομικών στοιχείων όπως υποστυλώματα, δοκοί πλάκες και λοιπών μερών της κατασκευής.
- Η ευκολία παραμετροποίησης των δομικών στοιχείων και το πλήθος των παραμέτρων που μπορούμε να αλλάξουμε έτσι ώστε να έχουμε την βέλτιστη δυνατή προσομοίωση.
- Η δυνατότητα να απεικονίσουμε το μοντέλο σε 3D μορφή για περαιτέρω έλεγχο.
- Τα αποτελέσματα της μελέτης συμμορφώνονται πλήρως με τους διεθνείς κανονισμούς

Θα ήταν χρήσιμο να γίνει μια σύντομη παρουσία του προγράμματος και των βασικότερων εντολών που θα χρησιμοποιηθούν. Για τη δημιουργία από του πιο απλού έως και του περιπλοκότερου μοντέλου η σειρά των εντολών που θα ακολουθηθεί είναι η παρακάτω.



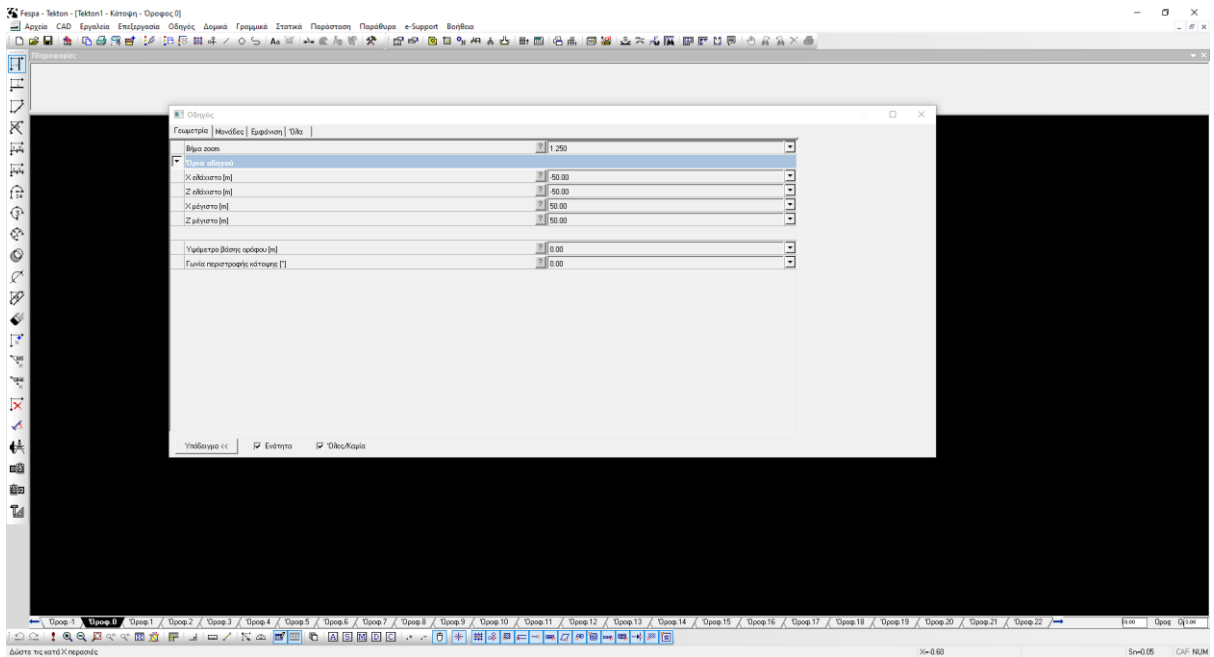
Σχήμα 1.1: Αρχική οθόνη προγράμματος Fespa

- A. Στο παράθυρο παραμέτρων «κτίριο» προσδιορίζουμε τα βασικά χαρακτηριστικά του κτιρίου. Όπως είναι ο όροφος θεμελίωσης, οι ποιότητες σκυροδέματος ή χάλυβα, τα δυναμικά χαρακτηριστικά σεισμού και διάφορες άλλες παραμέτρους.



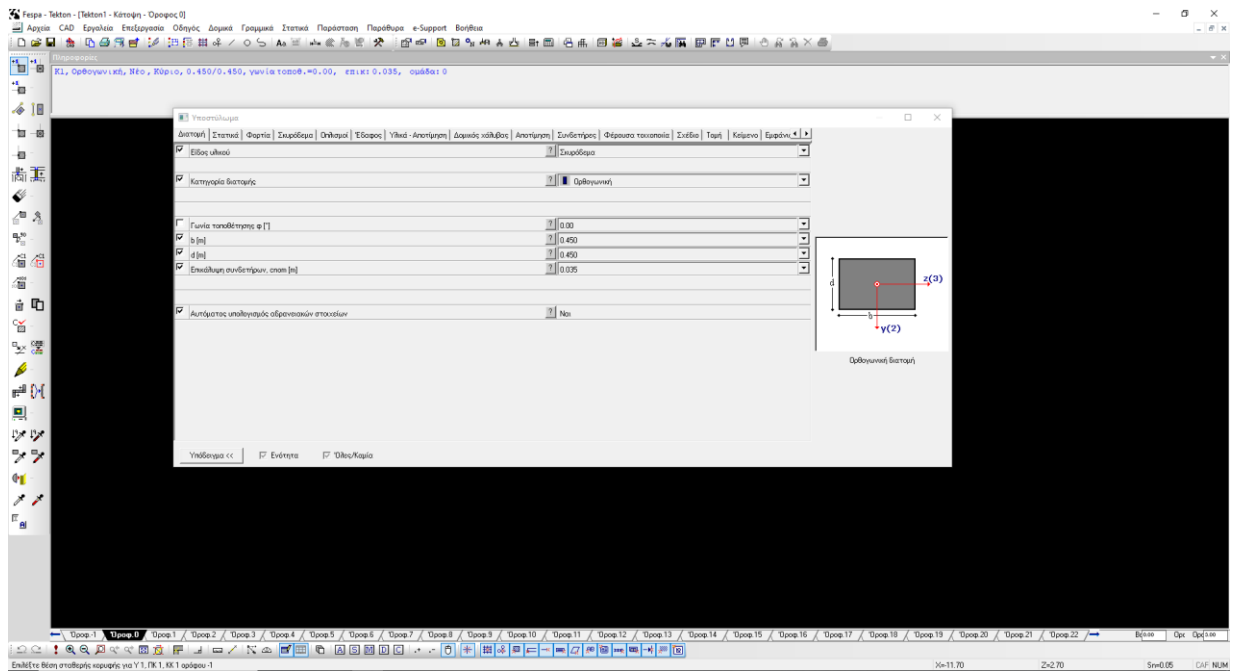
Σχήμα 1.2: Παράθυρο παραμέτρων κτιρίου

B. Με την εντολή «οδηγός» δημιουργούνται τα σημεία στα οποία τοποθετούνται οι «οντότητες» του μοντέλου. Από το «παράθυρο παραμέτρων» αλλάζουν οι παράμετροι αναλόγως, ούτως ώστε να δημιουργηθεί το μοντέλο μελέτης.



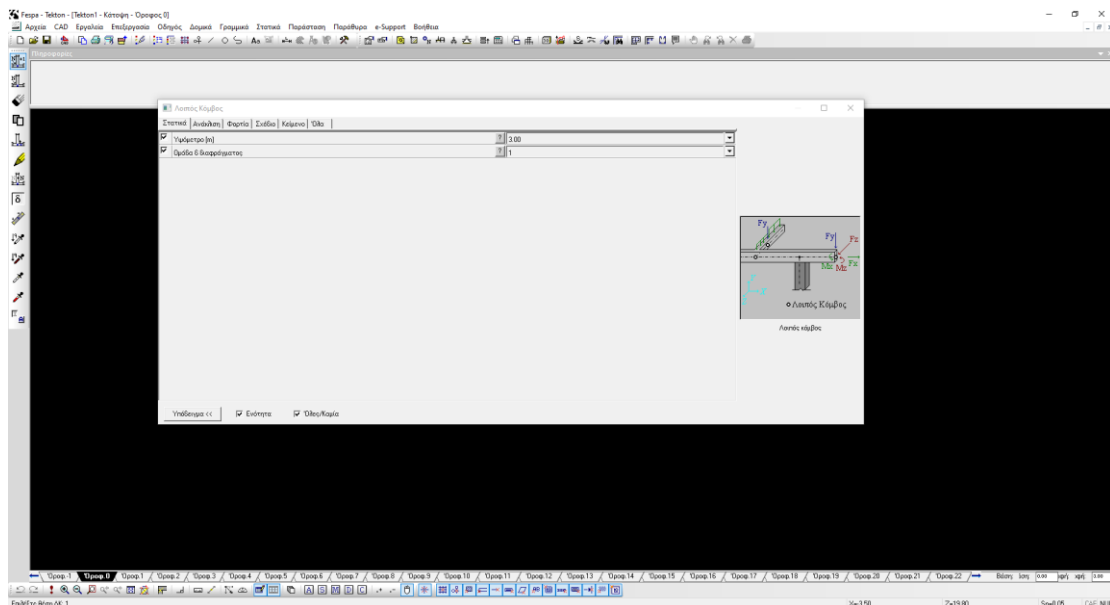
Σχήμα 1.3: Παράθυρο παραμέτρων οδηγός

C. Με την εντολή «υποστυλώματα» κατασκευάζουμε τα υποστυλώματα, είτε το υλικό είναι σκυρόδεμα είτε είναι δομικός χάλυβας. Μέσω του παραθύρου των παραμέτρων του μπορούμε να επιλέξουμε τη διατομή του υποστυλώματος, το είδος στήριξης και πλήθος άλλων.



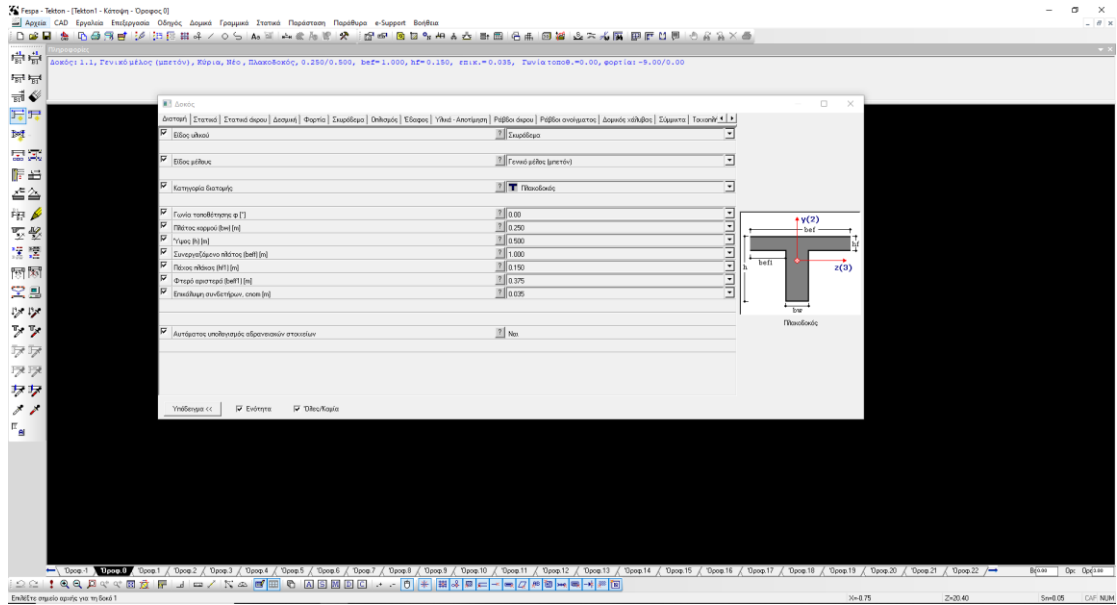
Σχήμα 1.4: Παράθυρο παραμέτρων υποστυλώματος

D. Με την εντολή «λοιπός κόμβος» θα τοποθετήσουμε όπου δεν υπάρχει ήδη κάποιο δομικό στοιχείο και σε αυτό το σημείο είτε θα τοποθετήσουμε φυτευτό υποστυλίσμα είτε θα τοποθετήσουμε συγκεντρωμένο φορτίο.



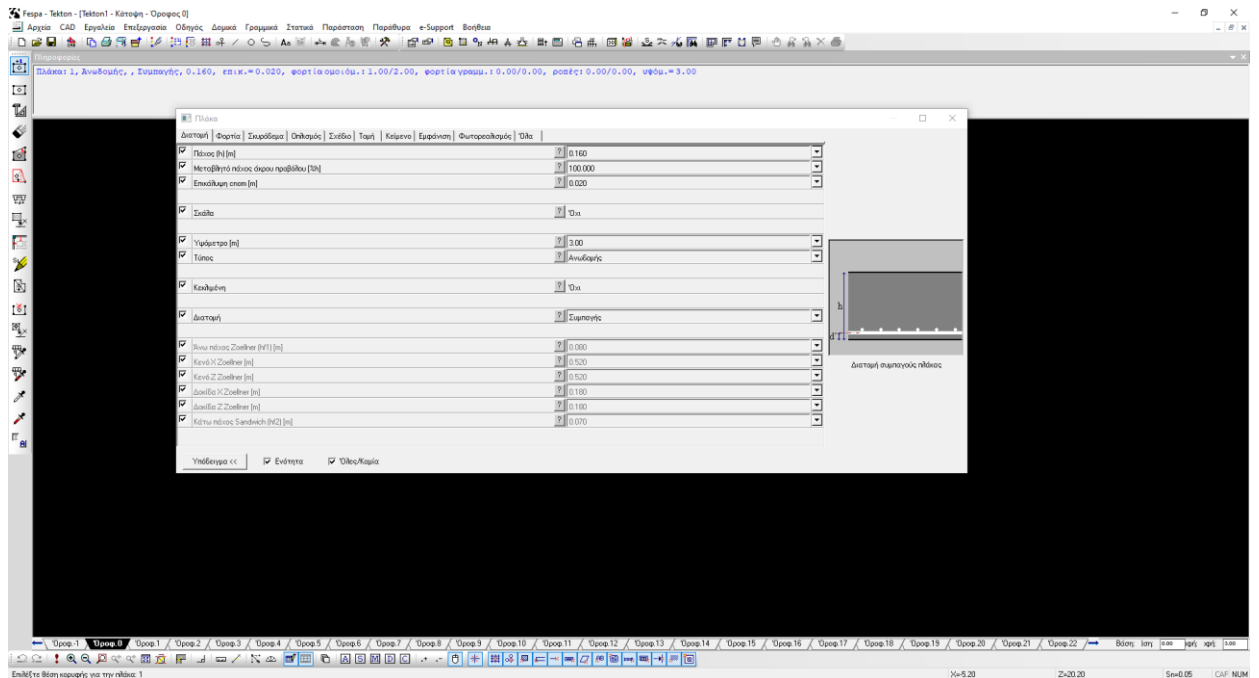
Σχήμα 1.5: Παράθυρο παραμέτρων λοιπός κόμβος

E. Με την εντολή «δοκός» έχουμε πληθώρα οντοτήτων που μπορούμε να κατασκευάσουμε, όπως τις κύριες δοκούς, τους οριζόντιους διαγώνιους συνδέσμους δυσκαμψίας και τους κατακόρυφους διαγώνιους συνδέσμους δυσκαμψίας. Μέσω του παραθύρου παραμέτρων «δοκοί» μπορούμε να επιλέξουμε, για παράδειγμα, την διατομή, το υλικό, την στήριξη καθώς επίσης στους διαγώνιους συνδέσμους δυσκαμψίας μπορούμε να ορίσουμε το μήκος λυγίσματός τους.

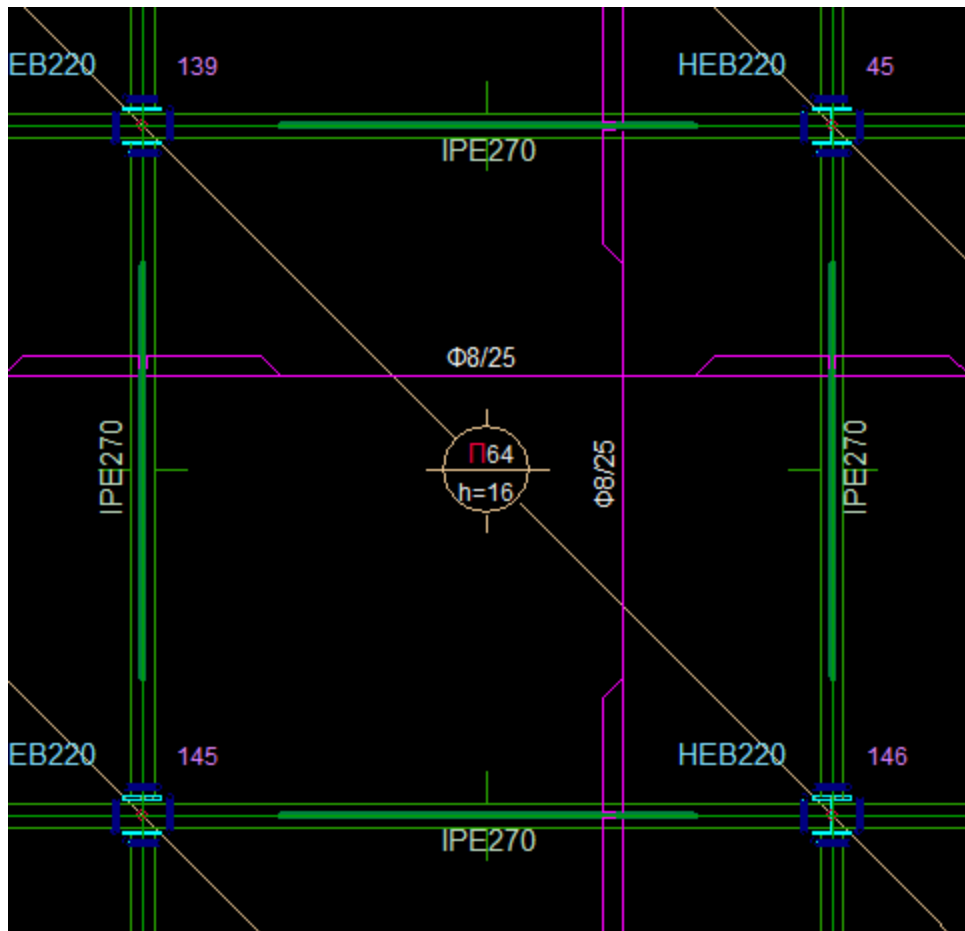


Σχήμα 1.6: Παράθυρο παραμέτρων δοκού

Γ. Με την εντολή «πλάκα» μπορούμε να σχεδιάσουμε τις πλάκες, έχοντας τρεις διαφορετικές μορφές πλάκας σκυροδέματος. Για να προσομοιάσουμε τη στατική λειτουργία των προκατασκευασμένων πλακών σκυροδέματος κατά την σχεδίαση του μοντέλου, επιλέγουμε να μην υπάρχει η συνέχεια των πλακών. Συνεπώς η μια πλάκα με την άλλη είναι ανεξάρτητες (βλ. Σχήμα 1.8).

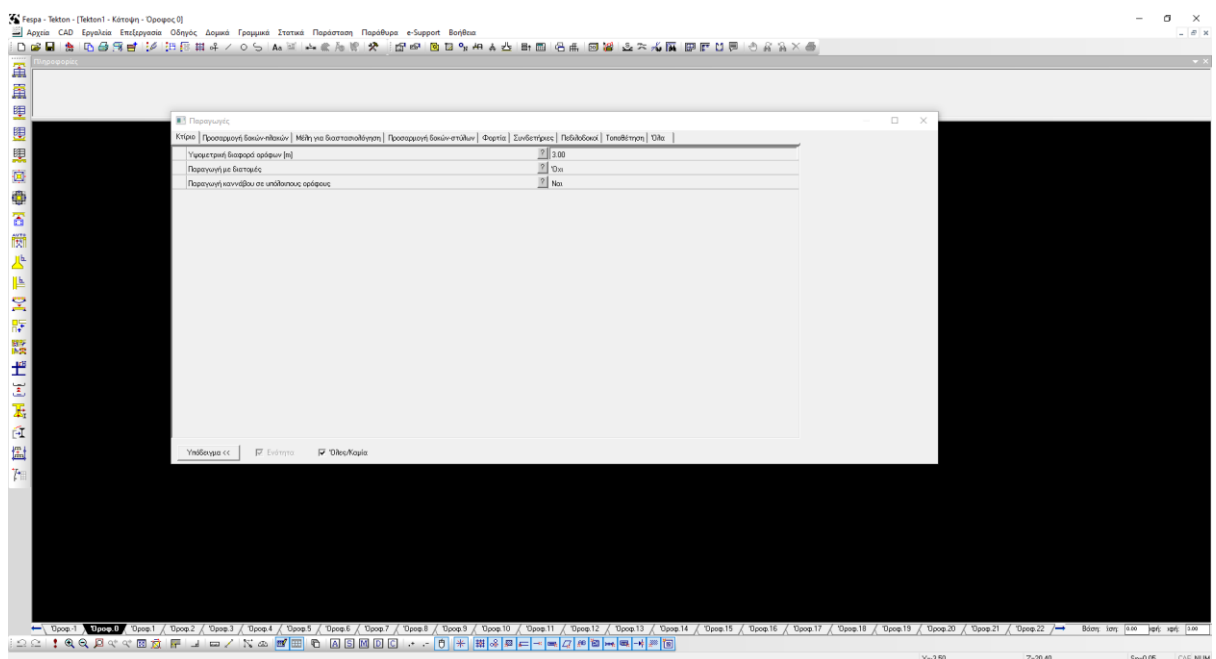


Σχήμα 1.7: Παράθυρο παραμέτρων πλάκας



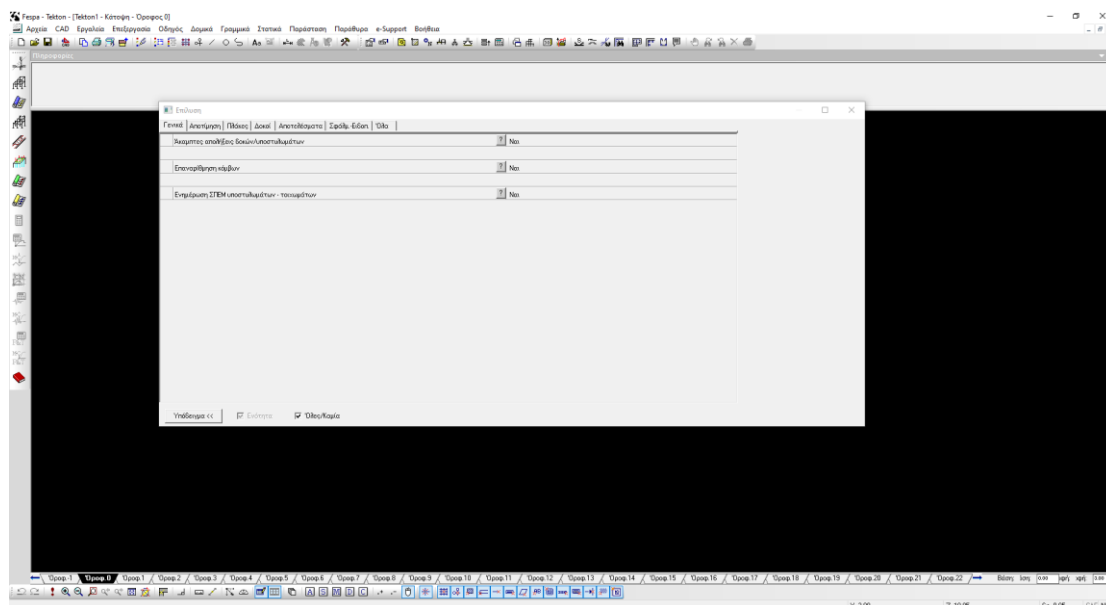
Σχήμα 1.8: Παράθυρο παραμέτρων πλάκας

- Γ. Μέσω της εντολής «παράγωγες» μπορούμε να κατασκευάσουμε τους ορόφους, τις ανάδρομες και τη θεμελίωση. Με την προσαρμογή για όλους τους ορόφους το πρόγραμμα συνδέει τις πλάκες στα αντίστοιχα δοκάρια ώστε να γίνει η μεταφορά των φορτίων.



Σχήμα 1.9: Παράθυρο παραμέτρων παραγωγές

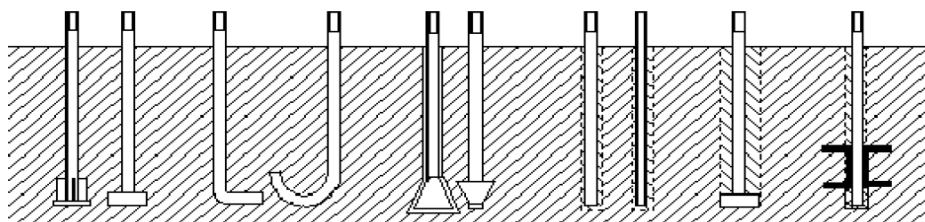
- H. Με την εντολή «επίλυση» το πρόγραμμα Fesra επιλύει το τρισδιάστατο μοντέλο και στο τεύχος μπορούμε να δούμε όλες τις οντότητες που έχουν επιλυθεί και ποιες διατομές έχουν επαρκή αντοχή στις επιβαλλόμενες φορτίσεις καθώς και ποιες διατομές θα χρειαστούν αλλαγή.



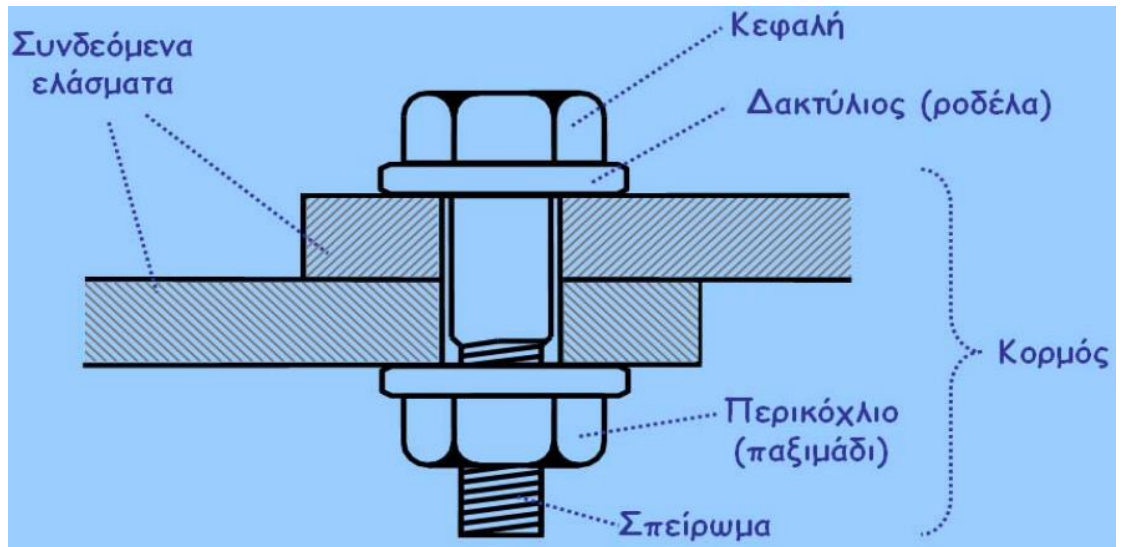
Σχήμα 1.10: Παράθυρο παραμέτρων επίλυση

1.3. Κατασκευαστικά Στοιχεία

Τα δομικά στοιχεία μέχρι το επίπεδο 0 είναι κατασκευασμένα από οπλισμένο σκυρόδεμα. Η θεμελίωση αποτελείται από ένα δίκτυο πεδιλοποιών. Η θεμελίωση της ανωδομής γίνεται στην πλακά οροφής του υπογείου με κατάλληλα τοποθετημένα αγκύλια (Σχήμα 1.10), που έχουν εγκατασταθεί στις προβλεπόμενες θέσεις, πριν τη σκυροδέτηση της οροφής του υπογείου. Η ανωδομή αποτελείται από μεταλλικό φορέα (υποστυλώματα, δοκοί, κατακόρυφοι διαγώνιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας, οριζόντιοι διαγώνιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας) και προκατασκευασμένες πλάκες σκυροδέματος. Η σύνδεση των μελών στους κόμβους θα γίνει με κοχλίες (Σχήμα 1.11) στις ήδη έτοιμες διαμορφωμένες (θα έχει γίνει ήδη ενίσχυση του κόμβου με ελάσματα) θέσεις των μελών. Στα σχήματα 1.12 και 1.13 παρουσιάζονται τυπικές κοχλιωτές συνδέσεις κόμβων.



Σχήμα 1.11: Διατάξεις αγκυρών για την σύνδεση του μεταλλικού φορέα με το οπλισμένο σκυρόδεμα



Σχήμα 1.12: Κοχλιωτή σύνδεση

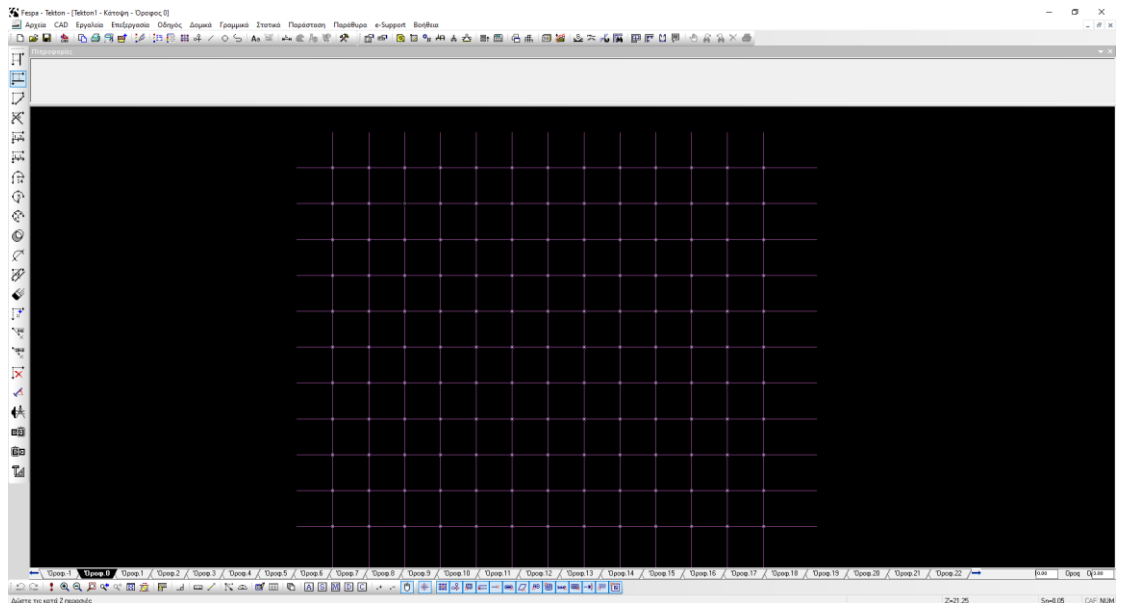


Σχήμα 1.13: Τυπική κοχλιωτή σύνδεση κόμβου οριζώντιου – κατακόρυφου διαγώνιου συνδέσμου δυσκαμψίας



Σχήμα 1.14: Τυπική κοχλιωτή σύνδεση κόμβου υποστυλώματος δοκού

Η κατασκευή αποτελείται από 13 υποστυλώματα στην μια διεύθυνση και από 11 υποστυλώματα στην άλλη (Σχήμα 1.14) και η μεταξύ τους απόσταση είναι 4,00m και προς τις δυο διευθύνσεις.



Σχήμα 1.15: Κάνναβος τοποθέτησης υποστυλωμάτων στο πρόγραμμα Fespa

Για τα μέλη χρησιμοποιήθηκαν πρότυπες διατομές. Τα μέλη συνδέθηκαν σε όλους τους αρμούς με κοχλιωτές συνδέσεις και η συναρμολόγηση τους έγινε στο εργοτάξιο. Οι σειρές των διατομών που θα χρησιμοποιηθούν για τα διάφορα μέλη είναι:

- Υποστυλώματα: HEA, HEB, HEM
- Δοκοί: IPE, IPN
- Οριζόντιος διαγώνιος σύνδεσμος δυσκαμψίας: RHS, SHS, CHS
- Κατακόρυφος διαγώνιος σύνδεσμος δυσκαμψίας: RHS, SHS, CHS

Για την μεταλλική κατασκευή χρησιμοποιήθηκε δομικός χάλυβας ποιότητας S235 και κοχλίες υψηλής αντοχής ποιότητας 8.8.

1.4. Ανέγερση

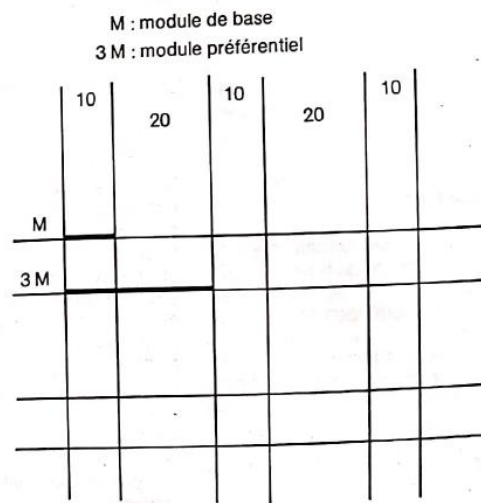
Για την ανέγερση της κατασκευής τα μεταλλικά στοιχεία κατασκευαστήκαν στο εργοστάσιο και μεταφέρθηκαν στο εργοτάξιο. Την ίδια χρονική περίοδο με την κατασκευή τους στο εργοστάσιο, στο εργοτάξιο έχουν ξεκινήσει οι εκσκαφές και θα έχει γίνει η σκυροδέτηση των υπογείων πριν την μεταφορά των μεταλλικών μελών, έχοντας τον απαιτούμενο χρόνο ώστε να αναπτύξει την αντοχή του το σκυρόδεμα. Η ανέγερση του κτιρίου θα γίνει από τέσσερις γερανούς σε κάθε γωνιά του κτιρίου. Με την ανέγερση των υποστυλωμάτων συνδέουμε τις δοκούς και τους διαγώνιους συνδέσμους δυσκαμψίας, και ελέγχουμε ότι όλα τα μέλη είναι κατακόρυφα ή οριζόντια. Σε περίπτωση που δεν είναι, τα προσαρμόζουμε μέσω των συνδέσμων δυσκαμψίας. Η επόμενη φάση της κατασκευής είναι η τοποθέτηση των προκατασκευασμένων πλακών οπλισμένου σκυροδέματος για την ολοκλήρωση κατασκευής ενός τυπικού ορόφου. Με τα ίδια βήματα κατασκευάζουμε και τους υπόλοιπους ορόφους.

1.5. Αρχιτεκτονική Μελέτη

Η αρχιτεκτονική μελέτη της κατασκευής έχει ως επίκεντρο το άτομο και τις ανάγκες του. Σκοπός είναι, έχοντας προσδιορίσει όχι μόνο τις ανάγκες αλλά και τις απαιτήσεις ενός σύγχρονου ανθρώπου, να τις μεταφράσουμε στη συνέχεια στους επιθυμητούς χώρους. Δεδομένου ότι το κτίριο της μελέτης θα κατασκευαστεί στην Αθήνα, λαμβάνοντας υπόψη την περιοχή, το εισόδημα των νοικοκυριών κλπ, θα καταταχθεί στην μεσαία τάξη. Στην περιοχή υπάρχει αναπτυγμένο δίκτυο μέσων μαζικής μεταφοράς (μετρό και αστικά λεωφορεία), και γενικότερων υποδομών (σχολεία, θέατρο, πάρκα, χώροι αναψυχής, κτλ.). Σύμφωνα με όλα τα παραπάνω στοιχεία οι πιθανοί κάτοικοι του κτιρίου θα είναι οικογένειες με ένα ή δυο παιδιά ή και φοιτητές, οι οποίοι θα απολαμβάνουν τις παροχές στις περιβαλλοντικές υποδομές που τους προσφέρονται.

Ο στόχος της διπλωματικής εργασίας είναι να κατασκευαστεί ένα κτίριο με τυποποιημένα διαμερίσματα τα οποία θα είναι εξοπλισμένα με την πιο εξελιγμένη τεχνολογία και τεχνογνωσία της σημερινής εποχής. Επειδή τα διαμερίσματα θα είναι τυποποιημένα και θα χρησιμοποιηθούν βιομηχανικά προϊόντα για την κατασκευή, είναι σκόπιμο να κάνουμε μια αναφορά στα προϊόντα αυτά και κυρίως στον τρόπο τυποποίησης και διαστασιολόγησής τους. Οι βιομηχανίες έχουν ένα σύστημα τυποποίησης το οποίο βασίζεται στην έννοια της μονάδας M, όπου είναι 10 μονάδες, και του πολλαπλασίου της, 3M (Σχήμα 1.15). Το σύνολο των προϊόντων που θα χρησιμοποιηθούν είναι πολλαπλάσια του M και του 3M, οι πόρτες που θα χρησιμοποιηθούν είναι $0,90m \times 2,10m$ ($3 \times 3M \times 7 \times 3M$), είτε τα παράθυρα που θα χρησιμοποιηθούν είναι $1,20m \times 1,20m$, τα πλακάκια. Με βάση αυτά τα δεδομένα θα πραγματοποιηθούν οι τυποποιήσεις στα διαμερίσματα. Στους χώρους του διαμερίσματος η βάση θα είναι M και 3M, δίνοντάς μας την δυνατότητα, για παράδειγμα, στο λουτρό να αξιοποιήσουμε τον καθαρό χώρο του με διαστάσεις $2,10m \times 1,80m$ ($3,78m^2$) στα πλακάκια, με μηδενική απώλεια υλικού. Με βάση αυτή τη λογική θα σχεδιαστούν όλοι οι χώροι των διαμερισμάτων και του κτιρίου.

Figure 8
Grille TARTAN



Σχήμα 1.16: Σύστημα τυποποιήσεις M και 3M



Σχήμα 1.17: Τυπικό λουτρό με πολλαπλάσια του M και 3M

Οι ελάχιστοι χώροι που απαιτούνται για ένα άτομο είναι οι εξής:

- Υπνοδωμάτιο: 12 m² – 18 m²
- Σαλόνι: 12 m² – 20 m²

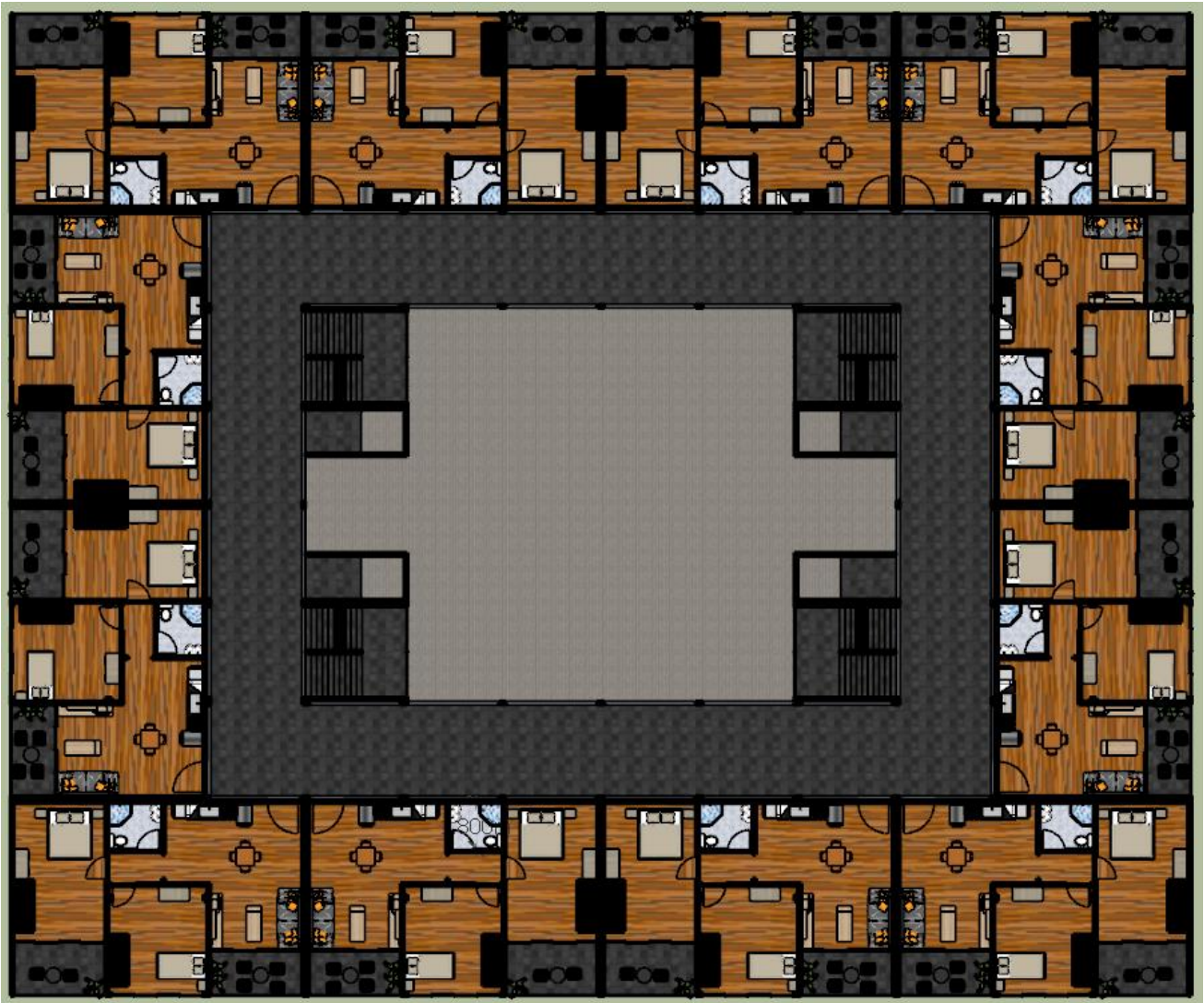
- Λουτρό με W.C. 4 m²
- Κουζίνα : 9 m²
- Τραπεζαρία: 9 m²

Το ελάχιστο συνολικό εμβαδό που προκύπτει για ένα άτομο είναι 46 m². Αν απευθυνόμαστε σε ένα ζευγάρι, η διαφορά στο ελάχιστο συνολικό θα είναι μικρή, ίσως να είναι μεγαλύτερο το υπνοδωμάτιο αλλά δεν θα υπερβαίνει τα 50 m². Μεγαλύτερη αύξηση στο ελάχιστο συνολικό εμβαδόν θα έχουμε για τις οικογένειες με ένα ή δυο παιδιά. Σε αυτή την περίπτωση το διαμέρισμα θα αποτελείται από δυο υπνοδωμάτια και στους υπόλοιπους χώρους θα διατηρήσουμε τις παραπάνω διαστάσεις.

Για τον σχεδιασμό του ορόφου θα χρησιμοποιηθεί το πρότυπο διαμέρισμα και με τις κατάλληλες τροποποιήσεις θα σχεδιαστεί ο πρότυπος όροφος, ο οποίος και θα επαναληφθεί και στους υπόλοιπους ορόφους του κτιρίου. Στα σχήματα που ακολουθούν απεικονίζονται με την σειρά: το κτίριο, ένας τυπικός όροφος, ένα τυπικό διαμέρισμα, όλοι οι χώροι του διαμερίσματος αναλυτικά.



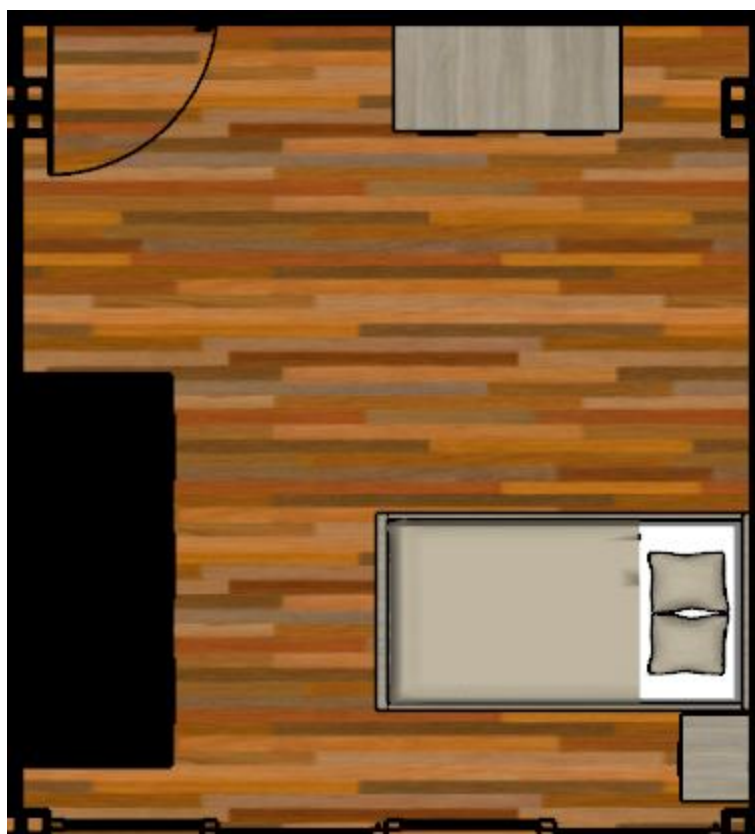
Σχήμα 1.18: Το κτίριο ως σύνολο



Σχήμα 1.19: Κάτοψη τυπικού ορόφου



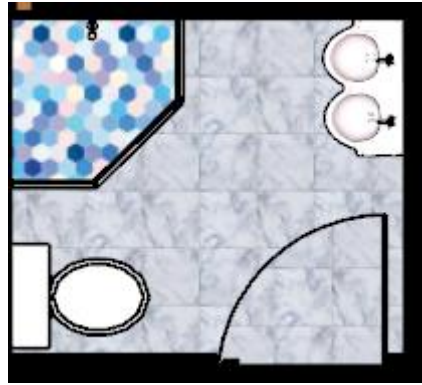
Σχήμα 1.20: Κάτοψη τυπικού διαμερίσματος



Σχήμα 1.21: Κάτοψη τυπικό υπνοδωμάτιο



Σχήμα 1.22: Κάτοψη τυπικό υπνοδωμάτιο master



Σχήμα 1.23: Κάτοψη τυπικό λουτρό

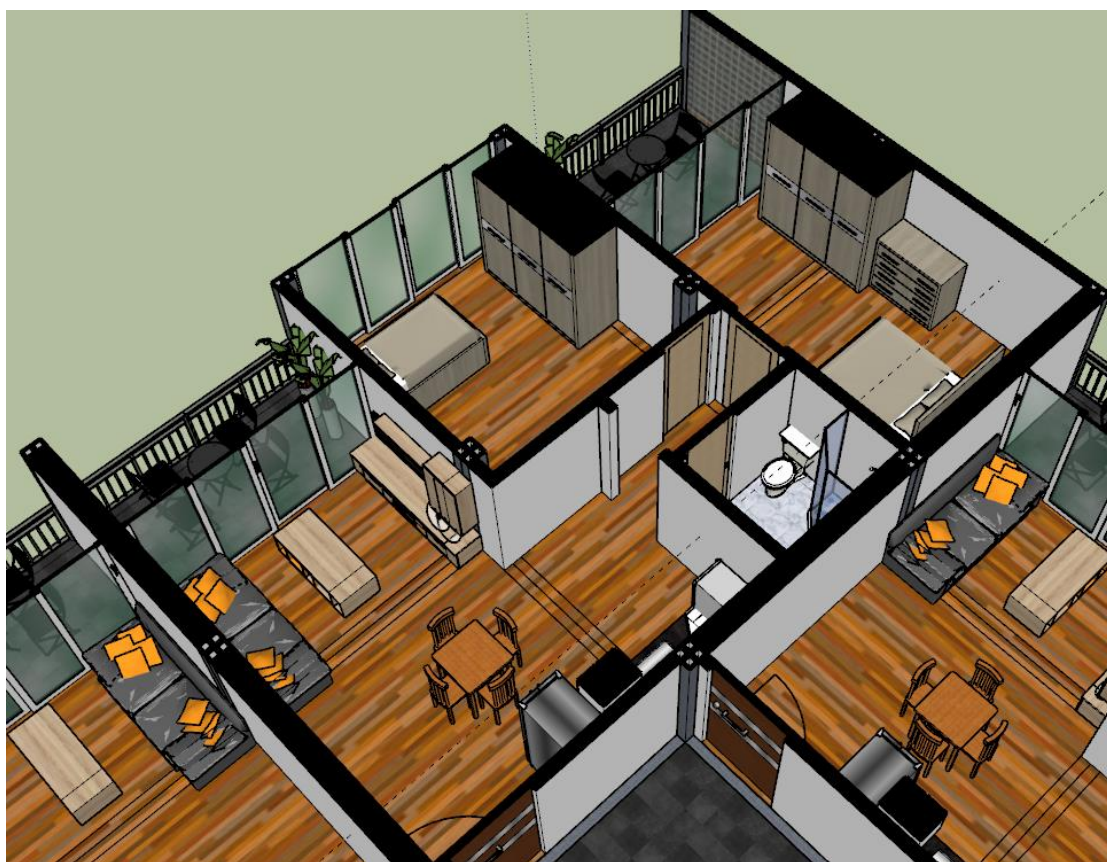
55



Σχήμα 1.24: Κάτοψη τυπικό σαλόνι - κουζίνα - τραπεζαρία



Σχήμα 1.25: Προληπτικό τυπικού διαμερίσματος



Σχήμα 1.26: Προληπτικό τυπικού διαμερίσματος

2. ΦΟΡΤΙΑ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

2.1. Γενικά

Ο στόχος του μηχανικού είναι ο σχεδιασμός κατασκευών όπου θα λαμβάνονται υπόψιν απαραίτητως οι εξής παράμετροι:

- ασφάλεια
- οικονομία
- λειτουργικότητα
- ανθεκτικότητα
- αισθητική του έργου
- εκτέλεση του έργου, ειδικά σε έργα μεγάλης κλίμακας

Η εκτέλεση του έργου αφορά την βιομηχανική προετοιμασία στο εργοστάσιο, την μεταφορά των στοιχείων και ανέγερση τους στο εργοτάξιο. Ο μελετητής έχει στη διάθεσή του, τους κανονισμούς που αποτελούν το βασικότερο κανονιστικό εργαλείο ειδικότερα στην Ευρώπη τους Ευρωκώδικες, οι οποίοι καλύπτουν ένα ευρύ φάσμα θεμάτων, τα οποία αναφέρονται κατά το σχεδιασμό (μόρφωση, ανάλυση, διαστασιολόγηση, κλπ.) μιας κατασκευής.

Ο προσδιορισμός των χαρακτηριστικών φορτίσεων οι οποίες επενεργούν στην κατασκευή εξαρτάται από το είδος, τη μορφή και την θέση αυτής. Η Ευρωπαϊκή Ένωση έχει θεσπίσει κανόνες που εφαρμόζονται από όλα τα κράτη μέλη της, προωθώντας τη συνεργασία μεταξύ των κρατών μελών και εξασφαλίζοντας ένα πρότυπο βελτίωσης και αξιολόγησης του κατασκευαστικού τομέα. Στην Ελλάδα για να προσδιορίσουμε τις δράσεις που θα εφαρμοστούν επί της κατασκευής κάνουμε χρήση των Eurocodes (Ευρωκώδικες), και συγκεκριμένα τον Eurocode 1(Ευρωκώδικα 1) και μέσω των Εθνικών Προσαρτημάτων λαμβάνονται χαρακτηριστικές τιμές για τις ιδιαιτερότητες της κάθε χώρας (πχ. σεισμικές δραστηριότητες, χιόνι, άνεμο, κλπ.)

Στην μελέτη αυτή θα χρησιμοποιηθούν διάφορα μέρη των Ευρωκωδικών για να μελετηθεί η κατασκευή. Θα γίνει χρήση του Ευρωκώδικα 0: Βασικές αρχές σχεδιασμού, για την γενικότερη ανάλυση του κτιρίου, του Ευρωκώδικα 1: Δράσεις, για τον προσδιορισμό των δράσεων επί της κατασκευής, του Ευρωκώδικα 2: Σχεδιασμός κατασκευών από σκυρόδεμα, για να μελετηθούν τα υπόγεια που αποτελούνται από οπλισμένο σκυρόδεμα, του Ευρωκώδικα 3: Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα, όπου το σύνολο της ανωδομής αποτελείται από δομικό χάλυβα. Για τον υπολογισμό των σεισμικών φορτίσεων θα ληφθεί υπόψη ο Ευρωκώδικας 8: Αντισεισμικός σχεδιασμός και ταυτόχρονα θα γίνει χρήση του Ελληνικού Αντισεισμικού Κανονισμού ΕΑΚ 2000.

Από το Εθνικό Προσάρτημα του Ευρωκώδικα 1 ανάλογα με την κατηγορία διάρκειας ζωής σχεδιασμού λαμβάνεται μια ενδεικτική τιμή διάρκειας ζωής σχεδιασμού σε χρόνια (όπως φαίνεται στον Πίνακα 2.1), την οποία θα χρησιμοποιήσουμε για τον προσδιορισμό άλλων χαρακτηριστικών της κατασκευής, για παράδειγμα, όταν υπολογίζουμε τον σεισμό σχεδιασμού και άλλες παραμέτρους.

Table 2.1 - Indicative design working life

Design working life category	Indicative design working life (years)	Examples
1	10	Temporary structures ⁽¹⁾
2	10 to 25	Replaceable structural parts, e.g. gantry girders, bearings
3	15 to 30	Agricultural and similar structures
4	50	Building structures and other common structures
5	100	Monumental building structures, bridges, and other civil engineering structures

(1) Structures or parts of structures that can be dismantled with a view to being re-used should not be considered as temporary.

Πίνακας 2.1: Ενδεικτική διάρκεια ζωής σχεδιασμού σύμφωνα με το EC 0

2.2. Οριακές Καταστάσεις

Οριακές καταστάσεις είναι εκείνες οι καταστάσεις πέραν των οποίων ο φέροντας οργανισμός ή τμήμα αυτού δεν ικανοποιεί πλέον τα κριτήρια σχεδιασμού. Οι οριακές καταστάσεις διακρίνονται στις εξής δυο κατηγορίες:

- Οριακές καταστάσεις αστοχίας που συνδέονται με κατάρρευση ή αντίστοιχες μορφές αστοχίας ολόκληρης της κατασκευής ή τμήματός της.
- Οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας που συνδέονται με συνθήκες πέραν των οποίων οι απαιτούμενες λειτουργικές απαιτήσεις της κατασκευής ή τμήματός της δεν πληρούνται.

Οι οριακές καταστάσεις αστοχίας αφορούν την ασφάλεια της κατασκευής, των χρηστών και την προστασία των περιεχομένων:

- Απώλεια ισορροπίας του φέροντος οργανισμού ως άκαμπτου στοιχείου ή οποιουδήποτε μέλους.
- Αστοχία λόγω υπέρβασης της παραμόρφωσης και μετατροπή του φέροντος οργανισμού ή οποιουδήποτε μέλους σε μηχανισμό, θραύση, απώλεια ευστάθειας του.
- Αστοχία λόγω κόπωσης ή άλλων φορτίσεων εξαρτώμενων από τον χρόνο.

Οι οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας αφορούν:

- Τις λειτουργικότητες απαιτήσεις του φέροντα οργανισμού ή δομικού στοιχείου υπό συνθήκες συνήθους χρήσης
- Η άνεση των χρηστών
- Η εξωτερική εμφάνιση των δομικών στοιχείων (πχ. έντονη σκαπτική παραμόρφωση, εκτεταμένη χρωμάτωση)

Θα ήταν χρήσιμο να γίνει διάκριση μεταξύ αναστρέψιμων και μη – αναστρέψιμων οριακών καταστάσεων λειτουργικότητας.

Οι δράσεις που επιβάλλονται στην κατασκευή με τη μορφή συνδυασμών για τις προαναφερθείσες καταστάσεις σχεδιασμού, διακρίνονται σε:

- Άμεσες, πχ. συγκεντρωμένα ή ομοιόμορφα καταμεμημένα γραμμικά και επιφανειακά φορτία

- Έμμεσες, πχ. επιβαλλόμενη παραμόρφωση λόγω θερμοκρασιακής μεταβολής ή υποχώρησης στηρίξεων ή επιβαλλόμενη επιτάχυνση λόγω σεισμού.

Οι δράσεις αυτές ως προς το χρόνο ταξινομούνται σε:

- Μόνιμες, πχ ίδιο βάρος κατασκευής
- Μεταβλητές, πχ επιβαλλόμενα φορτία σε πατώματα κτιρίων, δοκούς ή στέγες, φορτία χιονιού ή φορτία ανέμου.

Ως προς τη θέση τους οι δράσεις ταξινομούνται σε:

- Καθορισμένες, πχ ίδιο βάρος κατασκευής
- Ελεύθερες, πχ κινητά επιβαλλόμενα φορτία γερανογεφυρών

Ως προς τη φύση τους ή την απόκριση της κατασκευής ταξινομούνται σε:

- Στατικές
- Δυναμικές

2.3. Μόνιμα Φορτία

Τα μόνιμα ή νεκρά φορτία είναι τα φορτία που λαμβάνονται πάντοτε υπόψη στις κατασκευές και επιβάλλουν στατική φόρτιση, δηλαδή πρόκειται για φορτία σταθερής θέσης και διεύθυνσης. Σε αυτά περιλαμβάνονται το σύνολο του ίδιου βάρους της κατασκευής και τα μόνιμα προσαρτημένα στοιχεία, όπως το υλικό στέγασης, οι επικαλύψεις και οι επενδύσεις, ο ηλεκτρομηχανολογικός εξοπλισμός, οι υδραυλικές εγκαταστάσεις, κλπ. Τα μόνιμα φορτία διακρίνονται σε κύρια και σε δευτερεύοντα. Κύρια χαρακτηρίζονται εκείνα που κατά μέγεθος είναι μεγαλύτερα και αποτελούν το κύριο ποσοστό των μονίμων. Ως δευτερεύουσες χαρακτηρίζονται οι υπόλοιπες φορτίσεις, όπου είναι μικρότερης τάξης μόνιμα φορτία. Στον Ευρωκώδικα 1 Παράρτημα Α δίνονται σε μορφή πίνακα τα χαρακτηριστικά ίδια βάρη των υλικών που δυνητικά θα χρησιμοποιηθούν για στην κατασκευή.

Annex A (informative)

Tables for nominal density of construction materials, and nominal density and angles of repose for stored materials

Table A.1 - Construction materials-concrete and mortar

Materials	Density γ [kN/m ³]
concrete (see EN 206)	
lightweight	
density class LC 1,0	9,0 to 10,0 ¹⁾²⁾
density class LC 1,2	10,0 to 12,0 ¹⁾²⁾
density class LC 1,4	12,0 to 14,0 ¹⁾²⁾
density class LC 1,6	14,0 to 16,0 ¹⁾²⁾
density class LC 1,8	16,0 to 18,0 ¹⁾²⁾
density class LC 2,0	18,0 to 20,0 ¹⁾²⁾
normal weight	24,0 ¹⁾²⁾
heavy weight	> ¹⁾²⁾
mortar	
cement mortar	19,0 to 23,0
gypsum mortar	12,0 to 18,0
lime-cement mortar	18,0 to 20,0
lime mortar	12,0 to 18,0
¹⁾ Increase by 1kN/m ³ for normal percentage of reinforcing and pre-stressing steel	
²⁾ Increase by 1kN/m ³ for unhardened concrete	
NOTE See Section 4	

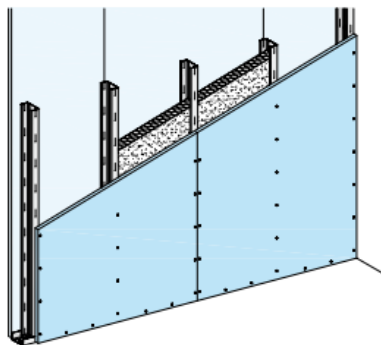
Πίνακας 2.2: Χαρακτηριστικά ίδια βάρη υλικών

2.3.1. Ίδιο Βάρος Στοιχείων Του Φέροντος Οργανισμού

Τα ίδια βάρη των στοιχείων του φορέα υπολογίσθηκαν αυτόματα από το πρόγραμμα, αφού καθορίστηκαν τα ίδια βάρη των υλικών. Στην ανάλυση εισάγουμε το ίδιο βάρος του δομικού χάλυβα $78,5 \text{ kN/m}^3$ και το ίδιο βάρος του σπλισμένου σκυροδέματος 25 kN/m^3 .

2.3.2. Τοιχοποιίες Πλήρωσης

Σύμφωνα με τα σχέδια της αρχιτεκτονικής μελέτης έχουμε προσδιορίσει τη θέση των τοιχοποιιών πλήρωσης. Σχεδιάζοντας την κατασκευή υπέρ της ασφαλείας θα τοποθετήσουμε ένα γραμμικό φορτίο σε όλο το μήκος των δοκών και το μέτρο του γραμμικού φορτίου θα είναι $W_{\text{τοιχοπλήρωσης}}=1,35 \text{ kN/m}$ ($0,45 \text{ kN/m}^2 \times 3 \text{ m}$), με ύψος τοιχοποιίας τα 3m. Η μορφή της τοιχοποιίας πλήρωσής που θα κατασκευάσουμε, φαίνεται στο Σχήμα 2.2 και αποτελείται από μεταλλικό σκελετό με μονό ορθοστάτη και διπλή γυψοσανίδα. Η τοιχοποιία που θα κατασκευάσουμε έχει συνολικό πάχος 10cm, η θερμομονωτική ικανότητα είναι $k=0,61 \text{ W/m}^2\text{K}$ και ο συντελεστής ηχομόνωσης είναι $R_{w,R}:50 \text{ dB}$ κατά DIN 4109.

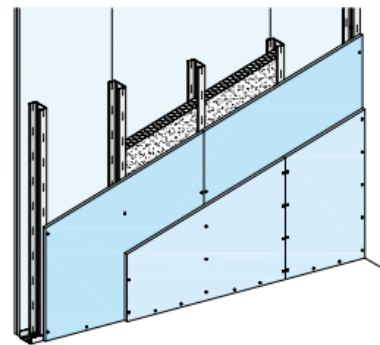


W111 Τοίχος μεταλλικού σκελετού με μονό ορθοστάτη και μονή γυψοσανίδα

Αποτελείται από σκελετό με μονό ορθοστάτη και μία στρώση γυψοσανίδας. Έχει ενδεικτικά τα εξής τεχνικά χαρακτηριστικά με χρήση γυψοσανίδας 12,5 mm, ορθοστάτη 50 mm και ορυκτοβάμβακα Ultracoustic P με Ecosse Technology, πάχους 45mm:

Συνολικό πάχος τοίκου:	75 mm
Βάρος:	25 kg/m ²
Ηχομόνωση:	R _{w,t} : 41dB DIN 4109
Θερμομόνωση:	k: 0,66 W/m ² K

Με χρήση πυράντακας γυψοσανίδας DF πυραντακή F 30 κατά DIN 4102



W112 Τοίχος μεταλλικού σκελετού με μονό ορθοστάτη και διπλή γυψοσανίδα

Αποτελείται από σκελετό με μονό ορθοστάτη και δύο στρώσεις γυψοσανίδας. Έχει ενδεικτικά τα εξής τεχνικά χαρακτηριστικά με χρήση γυψοσανίδας 12,5 mm, ορθοστάτη 50 mm και ορυκτοβάμβακα Ultracoustic P με Ecosse Technology, πάχους 45mm:

Συνολικό πάχος τοίκου:	100 mm
Βάρος:	45 kg/m ²
Ηχομόνωση:	R _{w,t} : 50dB DIN 4109
Θερμομόνωση:	k: 0,61 W/m ² K

Με χρήση πυράντακας γυψοσανίδας DF πυραντακή F 90

W111 Απαιτούμενα υλικά

Ο υπολογισμός των απαιτούμενων υλικών για 1m² τοίκου έγινε σε επιφάνεια 2,75 m x 4 m = 11 m², χωρίς να συμπεριληφθούν τυχόν φθορές και απώλειες.

Κωδικός	Περιγραφή υλικού	Ποσότητα ανά m ²	Μονάδα
10374	Γυψοσανίδα A	2,0	m ²
3372	Στροτήρας	0,7	m
3253	Ορθοστάτης	2,0	m
97986	Βίδα Knauf TN25	29,0	τεμ.
60689	Fugenfüller	0,5	kg
99382	Χαρτοταινία αργού Kurt	1,5	m
97996	Εκτονούμενο βύσμα	1,8	τεμ.
60456	Ηχομονωτική ταινία	1,2	m
2358856	Ορυκτοβάμβακας Ultracoustic P	1,0	m ²

W112 Απαιτούμενα υλικά

Ο υπολογισμός των απαιτούμενων υλικών για 1m² τοίκου έγινε σε επιφάνεια 2,75 m x 4 m = 11 m², χωρίς να συμπεριληφθούν τυχόν φθορές και απώλειες.

Κωδικός	Περιγραφή υλικού	Ποσότητα ανά m ²	Μονάδα
10374	Γυψοσανίδα A	4,0	m ²
3372	Στροτήρας	0,7	m
3253	Ορθοστάτης	2,0	m
97986	Βίδα Knauf TN25	13,0	τεμ.
97987	Βίδα Knauf TN35	29,0	τεμ.
60689	Fugenfüller	0,8	kg
99382	Χαρτοταινία αργού Kurt	1,5	m
97996	Εκτονούμενο βύσμα	1,8	τεμ.
60456	Ηχομονωτική ταινία	1,2	m
2358856	Ορυκτοβάμβακας Ultracoustic P	1,0	m ²

Σχήμα 2.1: Τοιχοποιία Πλήρωσης

2.3.3. Επικαλύψεις Δαπέδων

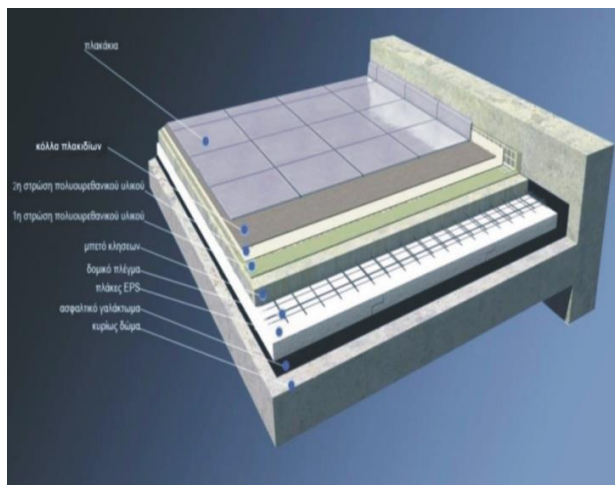
Η επικάλυψη των δαπέδων είτε θα είναι με πλακίδια είτε θα είναι ξύλινο δάπεδο. Στην περίπτωση αυτή επιλέγουμε τα πλακίδια, διότι συνήθως το συνολικό τους βάρος επί της κατασκευής είναι δυσμενέστερο. Οι επικαλύψεις των δαπέδων αποτελούνται από τσιμεντοκονία εξομάλυνσης, κόλλα πλακιδίων και πλακίδια, για αυτό το λόγο υπολογίσθηκε ως ένα επιφανειακό μόνιμο φορτίο $1,00 \text{ kN/m}^2$, το οποίο εφαρμόσθηκε σε όλη την κάτοψη.



Σχήμα 2.2: Τελική μορφή της επικάλυψης των δαπέδων

2.3.4. Μονώσεις Δώματος

Οι μονώσεις του δώματος αποτελούνται από το φράγμα υδρατμών, θερμομόνωση οροφής με αφρώδη πολυστερίνη πάχους 5 cm , γεωφάσμα, ελαφρομπετόν για την διαμόρφωση των ρύσεων απορροής των όμβριων υδάτων, διπλή στρώση από ασφαλτική μεμβράνη και τέλος την τελική προστασία με την κατασκευή δαπέδου πάχους 5 cm . Το συνολικό επιφανειακό μόνιμο φορτίο που προκύπτει είναι $3,50 \text{ kN/m}^2$.



Σχήμα 2.3: Μόνωση βατού δώματος

2.3.5.Επενδύσεις Οροφών

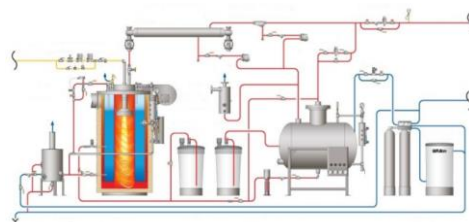
Η επένδυση της οροφής αποτελείται από τον αναρτημένο μεταλλικό σκελετό και τη γυψοσανίδα, διαμορφωμένη σύμφωνα με την αρχιτεκτονική μελέτη. Το συνολικό επιφανειακό μόνιμο φορτίο που προκύπτει είναι $0,20 \text{ kN/m}^2$



Σχήμα 2.4 – 2.5: Επενδύσεις οροφής στο αρχικό και τελικό στάδιο αντίστοιχα

2.3.6. Μηχανολογικές Εγκαταστάσεις

Οι μηχανολογικές εγκαταστάσεις αποτελούνται από τις κλιματιστικές μονάδες, το σύστημα ψύξης- θέρμανσης, το σύστημα κυκλοφορίας, τις σωληνώσεις αυτών, καθώς και τις ηλεκτρολογικές εγκαταστάσεις. Το συνολικό επιφανειακό μόνιμο φορτίο που προκύπτει είναι $4,00 \text{ kN/m}^2$. Οι εγκαταστάσεις αυτές θα τοποθετηθούν στο υπόγειο και δεν θα προκαλέσουν έντονες φορτικές ιδιαιτερότητες. Υπάρχουν όμως και μηχανολογικές εγκαταστάσεις που θα είναι αναρτημένες και αποτελούνται από τις σωληνώσεις φυσικού αερίου, συστήματος πυρόσβεσης των κοινοχρήστων χωρών, σωληνώσεις ύδρευσης , αποχέτευσης, και των ηλεκτρολογικών εγκαταστάσεων. Το συνολικό μόνιμο φορτίο από τις αναρτημένες μηχανολογικές εγκαταστάσεις που προκύπτει είναι $0,30 \text{ kN/m}^2$.



Σχήμα 2.6 – 2.7: Μηχανολογικές εγκαταστάσεις

2.4. Κινητά φορτία

Τα κινητά ή μεταβλητά φορτία είναι φορτία βαρύτητας ή πλευρικά φορτία που προκύπτουν από τη χρήση του κτιρίου και προέρχονται από την παρουσία ανθρώπων, επίπλων, κινητού εξοπλισμού, οχημάτων, αποθηκευμένων αγαθών. Τα φορτία αυτά θα πρέπει να τοποθετούνται κατά δυσμενή τρόπο στον φορέα, ώστε να καλύπτονται όλες οι ενδεχόμενες καταστάσεις φορτίσεως (δυσμενείς φορτίσεις) και να προσδιορίζεται η δυσμενής επιρροή τους.

Οι επιβαλλόμενες δράσεις επενεργούν ως οιονεί στατικών φορτίσεων, όμως υπάρχει η πιθανότητα εμφάνισης φαινομένων συντονισμού, για παράδειγμα, από συγχρονισμένη ρυθμική κίνηση ανθρώπων (πχ. χορό ή άλματα) ή εισαγωγής σημαντικής επιτάχυνσης φορέα, που πρέπει να προβλέπεται δυναμική αντιμετώπιση στο προσομοίωνα φόρτισης.

Ως κινητά φορτία της κατασκευής θα λάβουμε υπόψη και το ωφέλιμο φορτίο, το φορτίο ανέμου και το φορτίο χιονιού.

2.4.1. Ωφέλιμο Κινητό Φορτίο

Το ωφέλιμο κινητό φορτίο σε χώρους με χρήση κατοικίας, ανάλογα με τη χρήση του χώρου διακρίνεται σε πλάκες, κλίμακες και μπαλκόνια ή πρόβολος. Ορίζεται από τον Ευρωκώδικα 1, Μέρος 1-1 ως κατηγορία χρήσης A και ισούται με 2 kN/m^2 για τις πλάκες, με 4 kN/m^2 τις σκάλες, τα οποία θα εφαρμόσουμε αντίστοιχα σε όλο το εμβαδόν της κάτοψης του κτιρίου.

BS EN 1991-1-1:2002
EN 1991-1-1:2002 (E)

Table 6.1 - Categories of use

Category	Specific Use	Example
A	Areas for domestic and residential activities	Rooms in residential buildings and houses; bedrooms and wards in hospitals; bedrooms in hotels and hostels kitchens and toilets.
B	Office areas	
C	Areas where people may congregate (with the exception of areas defined under category A, B, and D ¹⁾)	C1: Areas with tables, etc. e.g. areas in schools, cafés, restaurants, dining halls, reading rooms, receptions. C2: Areas with fixed seats, e.g. areas in churches, theatres or cinemas, conference rooms, lecture halls, assembly halls, waiting rooms, railway waiting rooms. C3: Areas without obstacles for moving people, e.g. areas in museums, exhibition rooms, etc. and access areas in public and administration buildings, hotels, hospitals, railway station forecourts. C4: Areas with possible physical activities, e.g. dance halls, gymnastic rooms, stages. C5: Areas susceptible to large crowds, e.g. in buildings for public events like concert halls, sports halls including stands, terraces and access areas and railway platforms.
D	Shopping areas	D1: Areas in general retail shops D2: Areas in department stores

¹⁾ Attention is drawn to 6.3.1.1(2), in particular for C4 and C5. See EN 1990 when dynamic effects need to be considered. For Category E, see Table 6.3

NOTE 1 Depending on their anticipated uses, areas likely to be categorised as C2, C3, C4 may be categorised as C5 by decision of the client and/or National annex.

NOTE 2 The National annex may provide sub categories to A, B, C1 to C5, D1 and D2

NOTE 3 See 6.3.2 for storage or industrial activity

Πίνακας 2.3: Κατηγορίες Χρήσης Κτίριου

Table 6.2 - Imposed loads on floors, balconies and stairs in buildings

Categories of loaded areas	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]
Category A		
- Floors	1,5 to <u>2,0</u>	<u>2,0</u> to 3,0
- Stairs	<u>2,0</u> to 4,0	<u>2,0</u> to 4,0
- Balconies	<u>2,5</u> to 4,0	<u>2,0</u> to 3,0
Category B	2,0 to <u>3,0</u>	1,5 to <u>4,5</u>
Category C		
- C1	2,0 to <u>3,0</u>	3,0 to <u>4,0</u>
- C2	3,0 to <u>4,0</u>	2,5 to 7,0 (<u>4,0</u>)
- C3	3,0 to <u>5,0</u>	<u>4,0</u> to 7,0
- C4	4,5 to <u>5,0</u>	3,5 to <u>7,0</u>
- C5	<u>5,0</u> to 7,5	3,5 to <u>4,5</u>
category D		
- D1	<u>4,0</u> to 5,0	3,5 to 7,0 (<u>4,0</u>)
- D2	4,0 to <u>5,0</u>	3,5 to <u>7,0</u>

Πίνακας 2.4: Ωφέλιμα κινητά φορτία

2.4.2. Φορτία Χιονιού

Το φορτίο του χιονιού υπολογίζεται σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 1, Μέρος 1-3, που περιέχει οδηγίες για τη φόρτιση χιονιού, η οποία έλαβε χώρα υπό συνθήκες νηνεμίας ή με ταυτόχρονη ύπαρξη. Τα φορτία αυτά αναφέρονται σε κτίρια ή σε έργα πολιτικού μηχανικού γενικά, για υψόμετρο κάτω των 1500m. Έχουν προκύψει με την παραδοχή φυσικής απόθεσης και δεν λαμβάνουν υπόψη πιθανή τεχνητή αφαίρεση ή αναδιανομή χιονιού επί της στέγης υπό ανθρώπινη παρέμβαση. Το φορτίο του χιονιού θεωρείται ότι επιδρά κατακόρυφα και αναφέρεται στην οριζόντια προβολή της επιφάνειας της στέγης, ενώ κατατάσσεται στις ελεύθερες μεταβλητές δράσεις. Σε ειδικές περιπτώσεις, όταν οι καταγραφές της χιονόπτωσης δίνουν ακραίες τιμές, το εν λόγω φορτίο, μπορεί να κατανέμεται επί τη στέγης με διαφορετικό τρόπο.

A. Προσδιορισμός φορτίου χιονιού(s) σε στέγες

Το φορτίο χιονιού σε μια στέγη προσδιορίζεται από την παρακάτω σχέση:

$$s = \mu_i \times C_e \times C_t \times s_k \quad (2.1)$$

όπου:

- μ_i : ο συντελεστής μορφής χιονιού
- $C_e=1$ ο συντελεστής έκθεσης, για κανονικές συνθήκες
- $C_t=1$ ο θερμικός συντελεστής, για κανονικές συνθήκες θερμικής μονώσεις της στέγης
- s_k η χαρακτηριστική τιμή του φορτίου χιονιού επί εδάφους

B. Προσδιορισμός χαρακτηριστικής τιμής του φορτίου χιονιού (s_k) επί του εδάφους.

Για τις χώρες της Ευρωπαϊκής Ένωσης, οι τιμές του s_k δίνονται στο παράρτημα C του EN 1991 Part 1-3. Για την Ελλάδα, σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα, ορίζονται οι παρακάτω τρεις ζώνες χιονιού, με τις αντίστοιχες χαρακτηριστικές τιμές $s_{k,0}$ των φορτίων για έδαφος που βρίσκεται στη στάθμη της θάλασσας.

- Ζώνη 1 ($s_{k,0}=0,40$ kN/m²): Νομοί Αρκαδίας, Ηλείας, Λακωνίας, Μεσσηνίας και όλα τα νησιά των Σποράδων και της Ευβοίας.
- Ζώνη 2 ($s_{k,0}=0,80$ kN/m²): Υπόλοιπη χώρα
- Ζώνη 3 ($s_{k,0}=1,70$ kN/m²): Νομοί Μαγνησίας, Φθιώτιδας, Καρδίτσας, Τρίκαλων, Λάρισας, Σποράδες και Εύβοια.

Για λογούς διαστασιολόγησης του κτιρίου και της αρχικής παραδοχής του ότι το κτίριο θα κατασκευαστεί στον νομό Αττικής, αν υποθέσουμε ως υψόμετρο εδάφους στην θέση του έργου 500,00 m, προκύπτει ότι βρίσκεται στη Ζώνη 2 και με $s_{k,0}=0,80$ kN/m².

Η χαρακτηριστική τιμή του s_k του φορτίου του χιονιού επί του εδάφους σε kN/m² σε συνάρτηση της ζώνης και του αντίστοιχου υψομέτρου (A), για μια συγκεκριμένη τοποθεσία, δίνεται από τη σχέση:

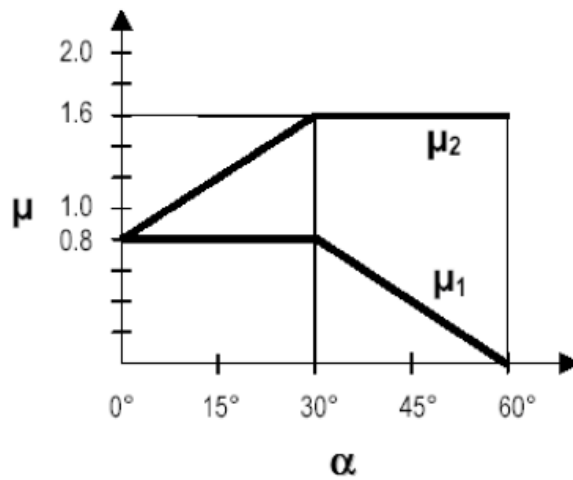
$$s_k = s_{k,0} \times \left[1 + \left(\frac{A}{917} \right)^2 \right] \quad (2.2)$$

όπου:

- $s_{k,0}$ η χαρακτηριστική τιμή του φορτίου χιονιού στη στάθμη της θάλασσας (δηλαδή για A=0), σε kN/m²
- A το υψόμετρο της συγκεκριμένης τοποθεσίας από τη στάθμη της θάλασσας.

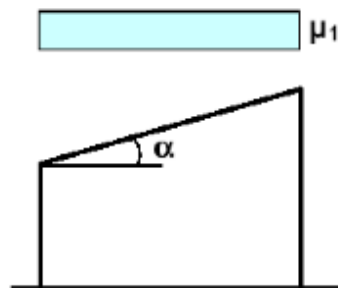
C. Προσδιορισμός του συντελεστή μορφής φορτίου χιονιού (μ_i)

Ο συντελεστής μορφής φορτίου εξαρτάται από τη μορφή και τη γεωμετρία της στέγης. Η στέγη του κτιρίου είναι οριζόντια. Το φορτίο του χιονιού εφαρμόζεται στην επιφάνεια της προκατασκευασμένης πλάκας σκυροδέματος και μεταφέρεται στις δοκούς και από εκεί μέσω των υποστυλωμάτων στην θεμελίωση και στο έδαφος.



Σχήμα 5.1: Συντελεστές σχήματος φορτίου χιονιού

Σχήμα 2.8: Συντελεστής σχήματος φορτίου χιονιού



Σχήμα 5.2 : Συντελεστής σχήματος φορτίου χιονιού – μονοκλινής στέγη

Σχήμα 2.9: Συντελεστής σχήματος φορτίου χιονιού – μονοκλινής στέγη

Για οριζόντιες στέγες, από τα παραπάνω σχήματα, προκύπτει για τις μονοκλινείς στέγες με $\alpha=0^\circ$ ο συντελεστής σχήματος χιονιού $\mu_i=0,80$.

Για την παρούσα διπλωματική εργασία το πρόγραμμα έχει την δυνατότητα να υπολογίζει τα φορτία χιονιού αυτόματα, παρόλα αυτά θα λάβουμε αυθαίρετα ένα λογικό φορτίο χιονιού και θα το εφαρμόσουμε σε όλο το εμβαδό της οροφής ως ένα μόνιμο φορτίο. Το μετρό του φορτίου χιονιού που θα λάβουμε υπόψη ισούται με $s=0,50 \text{ kN/m}^2$.

2.4.3. Φορτίο Ανέμου

Το φορτίο ανέμου ανάλογα με την μορφή του μεταλλικού φέροντα οργανισμού είτε θα αποτελεί τη βασική μορφή φόρτισης της κατασκευής, είτε θα είναι μικρότερης σημασίας φόρτιση. Στην περίπτωση που η κατασκευή χαρακτηρίζεται εύκαμπτη, το φορτίο του ανέμου εκλαμβάνεται ως η βασική μορφή φόρτισης. Ενώ στην περίπτωση δύσκαμπτης κατασκευής το φορτίο του ανέμου θα είναι μικρότερης σημασίας. Η φόρτιση του ανέμου είναι χρονικά μεταβαλλόμενη με αποτέλεσμα να προκαλούνται ταλαντώσεις. Η δυναμική αυτή επίδραση του ανέμου σε δύσκαμπτες κατασκευές είναι μικρής σημασίας και επομένως τα φορτία του ανέμου μπορούν να θεωρηθούν στατικά. Στις εύκαμπτες κατασκευές, ωστόσο, η δυναμική επίδραση μπορεί να είναι σημαντική και θα πρέπει να λαμβάνεται υπόψη η δυναμική τους συμπεριφορά, όπως αναφέραμε και αρχικά.

Ο υπολογισμός των δράσεων του ανέμου επί της κατασκευής έγινε με βάση τον Ευρωκώδικα 1, Μέρος 1-4 και οι τοπικές πληροφορίες ελήφθησαν μέσω του Εθνικού Προσαρτήματος, το οποίο περιέχει κανόνες και μεθόδους υπολογισμού του φορτίου ανέμου επί των κατασκευών, για ύψη μέχρι 200m που είναι και το μελετώμενο έργο.

Η μεθοδολογία που αναπτύσσεται στον Ευρωκώδικα 1, Μέρος 1-4 αφορά της επιφάνειες οι οποίες είναι επαρκώς δύσκαμπτες ώστε να αμελούνται οι δυναμικές ταλαντώσεις που προκαλούνται από τον άνεμο.

Η χαρακτηριστικότερη παράμετρος για τον προσδιορισμό των φορτίων ανέμου είναι η ταχύτητα του ανέμου. Η βάση σχεδιασμού είναι η μέγιστη ριπή που προβλέπεται για τη διάρκεια ζωής σχεδιασμού της κατασκευής.

Οι παράγοντες που επηρεάζουν το μέγεθος της ασκούμενης πίεσης είναι οι εξής:

- **Γεωγραφική θέση:** οι ταχύτητες ανέμου στατιστικώς είναι μεγαλύτερες σε ορισμένες περιοχές από κάποιες άλλες. Για πολλές περιοχές υπάρχουν διαθέσιμα στατιστικά στοιχεία και οι βασικές ταχύτητες του ανέμου v_b αναπαριστώνται με τη μορφή ισούψων καμπυλών πάνω σε χάρτες. Η βασική ταχύτητα του ανέμου v_b αντίστοιχη στη μέση ταχύτητα στα 10m πάνω από το επίπεδο γυμνού εδάφους, λαμβάνοντας το μέσο ορό για μια περίοδο 10 λεπτών και με περίοδο επαναφοράς 50 ετών.
- **Φυσική θέση:** οι ριπές ανέμου με υψηλές τιμές απαντώνται σε εκτεθειμένες περιοχές όπως είναι οι ακτές, πάρα σε πιο προστατευμένες περιοχές όπως είναι τα κέντρα πόλεων. Αυτό αποδίδεται στην τραχύτητα των επιφανειών, που συνεπάγεται μείωση της ταχύτητας του ανέμου στο επίπεδο του εδάφους. Αυτή η μείωση λαμβάνεται υπόψη μέσω του συντελεστή τραχύτητας c_r , ο οποίος αναφέρεται στη μεταβλητότητα της μέσης τραχύτητας ανέμου στη θέση της κατασκευής λόγω του ύψους πάνω από το έδαφος και λόγω της τραχύτητας του εδάφους της προσήνεμης περιοχής στη θεωρούμενη διεύθυνση του ανέμου.
- **Τοπογραφία:** τα τοπογραφικά χαρακτηριστικά της περιοχής λαμβάνονται υπόψη μέσω ενός συντελεστή τοπογραφικής διαμόρφωσης (ή ανάγλυφου) που εκτιμά την αύξηση της μέσης ταχύτητας ανέμου πάνω από μεμονωμένους λόφους και εξάρσεις ή γκρεμούς ανάλογα με την προσήνεμη κλίση $\Phi=H/L_u$ κατά τη διεύθυνση του ανέμου.
- **Διαστάσεις κτιρίου:** το ύψος του μελετώμενου κτιρίου επηρεάζει σημαντικά την ταχύτητα του ανέμου, επειδή οι ταχύτητες του ανέμου αυξάνουν με το ύψος πάνω από την επιφάνεια του εδάφους.
- **Μέση ταχύτητα ανέμου:** προσδιορίζεται από τη βασική ταχύτητα προσαυξημένη ώστε να λάβει υπόψη το ύψος του μελετώμενου κτιρίου, την τραχύτητα του εδάφους και τα τοπογραφικά χαρακτηριστικά.

- **Σχήμα κατασκευής:** τα φορτία είναι αποτέλεσμα μιας συνθέτης κατανομής πιέσεων σε όλες τις όψεις της κατασκευής, λόγω της κίνησης του ανέμου γύρω από αυτή. Γενικά αναπτύσσονται θετικές και αρνητικές πιέσεις στις διάφορες όψεις της κατασκευής. Ωστόσο η κατανομή είναι περίπλοκη εξαιτίας της ύπαρξης των γειτονικών κατασκευών καθώς και των φυσικών εμποδίων. Γενικά θεωρούμε πως πιέσεις αναπτύσσονται στις προσήνεμες όψεις και υποπίεσεις στις υπήνεμες.
- **Κλίση στέγης:** παράμετρος η οποία επηρεάζει το είδος των πιέσεων που αναπτύσσονται επί της κατασκευής. Αξίζει να αναφέρουμε το γεγονός ότι στέγες με μικρή κλίση μπορεί να υποστούν υφαρπαγή ή αναρρόφηση, ενώ στέγες με μεγαλύτερη κλίση μάλλον υπόκεινται σε πίεση προς τα κάτω.
- **Διεύθυνση ανέμου:** η διεύθυνση του ανέμου επηρεάζει την κατανομή των πιέσεων.

Παρακάτω διατίθενται πίνακες όπου λαμβάνουν υπόψη τις άνω παραμέτρους, πρώτα στον υπολογισμό της ταχύτητας σχεδιασμού του ανέμου και αργότερα στη μετατροπή της ταχύτητας του ανέμου σε ένα σύστημα δυνάμεων επί της κατασκευής. Οι ισοδύναμες στατικές δυνάμεις που προκύπτουν θα χρησιμοποιηθούν στην ανάλυση και σχεδιασμό της αντοχής της κατασκευής. Θα πρέπει να ληφθούν επιπλέον χαρακτηριστικά για τον υπολογισμό των φορτίων ανέμου, όπως τις τοπικές πιέσεις, στις γωνίες, στα γύρω εμπόδια σε μια κατά τα αλλά λεία εξωτερική επιφάνεια, όπου μπορεί να είναι σημαντικά μεγαλύτερη από το γενικό επίπεδο πιέσεων. Σε τέτοιες περιπτώσεις θα κάνουμε τοπικά αλλαγές χωρίς να αλλάζουμε το σύνολο.

2.4.3.1. Πίεση ανέμου στις επιφάνειες της κατασκευής

Οι δράσεις του ανέμου μεταβάλλονται με το χρόνο και δρουν άμεσα στις εξωτερικές επιφάνειες της κατασκευής (πίεση) και έμμεσα στις εσωτερικές επιφάνειες (υποπίεση), μέσω του πορώδους των εξωτερικών επιφανειών.

A. Εξωτερική Πίεση w_e

Η πίεση του ανέμου που δρα κάθετα προς τις εξωτερικές επιφάνειες μιας κατασκευής δίνεται από τη σχέση:

$$w_e = q_p(z_e) * c_{pe} \quad (2.3)$$

όπου:

- $q_p(z_e)$: η πίεση ταχύτητας αιχμής
- z_e : το ύψος αναφοράς για την εξωτερική πίεση
- c_{pe} : ο συντελεστής εξωτερικής πίεσης

B. Πίεση Ταχύτητας Αιχμής $q_p(z)$

Η πίεση ταχύτητας αιχμής προσδιορίζεται για ύψος z , η οποία περιλαμβάνει μικρής και μεσαίας διάρκειας διακύμανσης ταχύτητας και προσδιορίζεται από τη σχέση:

$$q_p(z) = [1 + 7 * I_v(z)] * 1/2 * \rho (V_m(z))^2 = c_e(z) * q_b \quad (2.4)$$

όπου:

- ρ πυκνότητα του αέρα (προτεινομένη τιμή 1,25 kg/m³)
- $I_v(z)$ η ένταση του στροβιλισμού σε ύψος z
- $c_e(z)$ ο συντελεστής έκθεσης και δίνεται από τη παρακάτω σχέση

$$c_e(z) = q_p(z) / q_b \quad (2.5)$$

- q_b η βασική πίεση που δίνεται από την παρακάτω σχέση

$$q_b = 1/2 \cdot \rho \cdot (V_b)^2 \quad (2.6)$$

όπου:

- V_b η βασική ταχύτητα του ανέμου, που ορίζεται ως συνάρτηση της διεύθυνσης του ανέμου και της εποχής του έτους, στα 10 m πάνω από το έδαφος κατηγορίας 2, σύμφωνα με την σχέση:

$$V_b = C_{dir} \cdot C_{season} \cdot V_{b,0} \quad (2.7)$$

όπου:

- C_{dir} ο συντελεστής διεύθυνσης (προτεινομένη τιμή 1,0)
- C_{season} ο συντελεστής εποχής (προτεινομένη τιμή 1,0)
- $V_{b,0}$ η θεμελιώδης τιμή της βασικής ταχύτητας ανέμου

Η θεμελιώδης τιμή της βασικής ταχύτητας του ανέμου $v_{b,0}$ είναι η χαρακτηριστική 10 λεπτών μέση ταχύτητα ανέμου ανεξάρτητα από τη διεύθυνση του ανέμου και από την εποχή του έτους, στα 10 m πάνω από το έδαφος, σε ανοικτή περιοχή με χαμηλή βλάστηση, όπως και με μεμονωμένα εμπόδια σε απόσταση τουλάχιστον 20 φορές το ύψος των εμποδίων (Έδαφος Κατηγορία 2). Η θεμελιώδης τιμή της βασικής ταχύτητας του ανέμου $v_{b,0}$ ορίζεται σε 27 m/s για τα νησιά και παράλια μέχρι 10 km από την ακτή και σε 33 m/s για την υπόλοιπη χώρα.

Η μέση ταχύτητα του ανέμου $V_{m,z}$ σε ύψος z πάνω από το έδαφος, εξαρτάται από την τραχύτητα του εδάφους και την τοπογραφική διαμόρφωση, προσδιορίζεται δε από τη σχέση:

$$V_m(z) = C_r(z) \cdot C_o(z) \cdot V_b \quad (2.8)$$

όπου:

- $C_r(z)$ ο συντελεστής τραχύτητας
- $C_o(z)$ ο συντελεστής τοπογραφικής διαμόρφωσης (προτεινομένη τιμή 1,0)

Η ένταση στροβιλισμού $I_v(z)$ σε ύψος z υπολογίζεται από τις σχέσεις:

$$I_v(z) = k_1 / (C_o(z) \cdot \ln(z/z_0)), \text{ για } z_{min} \leq z \leq z_{max} \quad (2.9)$$

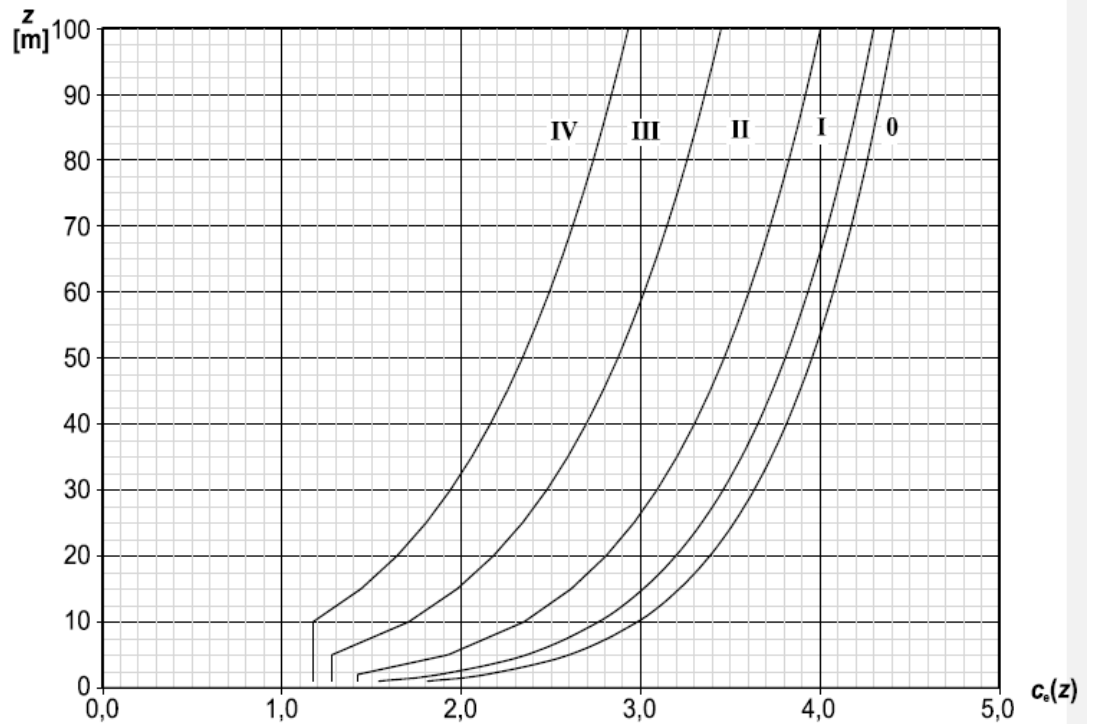
$$I_v(z) = I_v(z_{min}), \text{ για } z \leq z_{min}$$

όπου:

- k_1 ο συντελεστής στροβιλισμού. Η τιμή του συντελεστή στροβιλισμού όπως καθορίζεται από το Εθνικό Προσάρτημα ισούται με 1,0.
- C_o ο συντελεστής ανάγλυφου του εδάφους
- Z_0 το μήκος τραχύτητας

Για επίπεδο έδαφος, όπου $C_o(z)=0$, ο συντελεστής έκθεσης $C_o(z)$ δίνεται σε διάγραμμα στο ακόλουθο σχήμα ως συνάρτηση του ύψους z πάνω από το έδαφος

και της κατηγορίας εδάφους.



Σχήμα 2.10: Διάγραμμα συντελεστή έκθεσης $c_e(z)$ για $c_o = 1,0$ και $k_i = 1,0$

C. Συντελεστής Τραχύτητας Εδάφους $c_r(z)$

Ο συντελεστής τραχύτητας $c_r(z)$ εδάφους υπολογίζεται συνάρτηση του ύψους από τις ακόλουθες σχέσεις:

$$c_r(z) = k_r * \ln(z/z_0), \text{ για } z_{\min} \leq z \leq z_{\max} \quad (2.10)$$

$$c_r(z) = k_r * \ln(z_{\min}/z_0), \text{ για } z \leq z_{\min}$$

όπου:

- z_0 το μήκος της τραχύτητας σε m
- k_r συντελεστής εδάφους εξαρτώμενος από το μήκος τραχύτητας z_0 και υπολογίζεται με βάση τη σχέση:

$$k_r = 0,19 * (z_0 / z_{0,II})^2 \quad (2.11)$$

όπου:

- z_0 το μήκος της τραχύτητας
- $z_{0,II}$ 0,05m (Κατηγορία Εδάφους II)
- z_{\min} το ελάχιστο ύψος
- z_{\max} λαμβάνεται ίσο προς 200 m

Η κατηγορία εδάφους και οι παράμετροι z_0 και z_{\min} δίνονται από τα παρακάτω σχήματα:

Κατηγορία εδάφους	Z_0 m	Z_{min} m
0 Θάλασσα ή παράκτια περιοχή εκτεθειμένη σε ανοικτή θάλασσα	0,003	1
I Λίμνες ή επίπεδες και οριζόντιες περιοχές με αμελητέα βλάστηση και χωρίς εμπόδια	0,01	1
II Περιοχή με χαμηλή βλάστηση όπως γρασίδι και μεμονωμένα εμπόδια (δέντρα, κτίρια) με απόσταση τουλάχιστον 20 φορές το ύψος των εμποδίων	0,05	2
III Περιοχή με κανονική κάλυψη βλάστησης ή με κτίρια ή με μεμονωμένα εμπόδια με μέγιστη απόσταση το πολύ 20 φορές το ύψος των εμποδίων (όπως χωριά, προάστια, μόνιμα δάση)	0,3	5
IV Περιοχή όπου τουλάχιστον το 15% της επιφάνειας καλύπτεται με κτίρια των οποίων το μέσο ύψος ξεπερνά τα 15m.	1,0	10
Οι κατηγορίες εδάφους εικονογραφούνται στο Παράρτημα Α.1.		

Πίνακας 2.5: Κατηγορίες εδάφους και παράμετροι εδάφους

A.1 Απεικονίσεις της ανώτερης τραχύτητας κάθε κατηγορίας εδάφους

Κατηγορία εδάφους 0

Θάλασσα, παράκτια περιοχή εκτεθειμένη σε ανοικτή θάλασσα



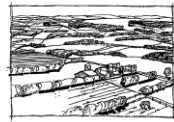
Κατηγορία εδάφους I

Λίμνες ή περιοχή με αμελητέα βλάστηση και χωρίς εμπόδια



Κατηγορία εδάφους II

Περιοχή με χαμηλή βλάστηση όπως γρασίδι και μεμονωμένα εμπόδια (δέντρα, κτίρια) με απόσταση τουλάχιστον 20 φορές το ύψος των εμποδίων



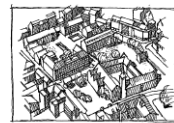
Κατηγορία εδάφους III

Περιοχή με κανονική κάλυψη από βλάστηση ή από κτίρια ή από μεμονωμένα εμπόδια με μέγιστη απόσταση το πολύ 20 φορές το ύψος των εμποδίων (όπως χωριά, προάστια, μόνιμα δάση)



Κατηγορία εδάφους IV

Περιοχή στην οποία τουλάχιστον το 15 % της επιφάνειας καλύπτεται με κτίρια των οποίων το μέσο ύψος ξεπερνά τα 15 m



Πίνακας 2.6: Απεικονίσεις Της Ανώτερης Τραχύτητας Κάθε Κατηγορίας Εδάφους

Η κλιμάκωση μεταξύ των διαφορετικών κατηγοριών τραχύτητας πρέπει να λαμβάνεται υπόψη στον υπολογισμό του a_p και του c_{s,c_d} ακολουθώντας την διαδικασία από το Παράρτημα Α.2. Διαδικασία 1. Εάν η κατασκευή βρίσκεται κοντά σε αλλαγή τραχύτητας εδάφους και σε απόσταση μικρότερη από 2 km από την λιγότερο τραχεία κατηγορία 0 ή μικρότερη από 1 km από τις λιγότερο τραχείες κατηγορίες I έως III, θα χρησιμοποιείται η ηπιότερη κατηγορία εδάφους στη διεύθυνση του ανέμου. Μικροί θυλάκες (μικρότεροι από το 10% της θεωρουμένης περιοχής) με αποκλίνουσα τραχύτητα μπορούν να αγνοούνται.

D. Συντελεστής Τοπογραφικής Διαμορφώσεως $c_0(z)$

Όπου το ανάγλυφο του εδάφους (π.χ. λόφοι, γκρεμοί κλπ.) αυξάνει τις ταχύτητες του ανέμου περισσότερο από 5 %, οι επιδράσεις θα πρέπει να λαμβάνονται υπόψη χρησιμοποιώντας το συντελεστή ανάγλυφου του εδάφους c_0 . Όμως οι επιδράσεις του ανάγλυφου του εδάφους μπορούν να αγνοούνται, όταν η μέση κλίση του προσήνεμου εδάφους είναι μικρότερη από 3°. Το προσήνεμο έδαφος μπορεί να θεωρείται μέχρι μια απόσταση 10 φορές το ύψος του μεμονωμένου χαρακτηριστικού ανάγλυφου.

Σε μεμονωμένους λόφους και κορυφές ή γκρεμούς και απότομες κλιτύες προκύπτουν διαφορετικές ταχύτητες ανέμου εξαρτώμενες από την προσήνεμη κλίση $\Phi=H/L_u$ στη διεύθυνση του ανέμου, όπου το ύψος H και το μήκος L_u ορίζονται στο Σχήμα 2.6.

Η μεγαλύτερη αύξηση των ταχυτήτων του ανέμου συμβαίνει κοντά στην κορυφή της πλαγιάς και εκφράζεται μέσω του συντελεστή αυτού, ο οποίος είναι ίσος με:

$$c_0(z) = v_m / v_{mf}$$

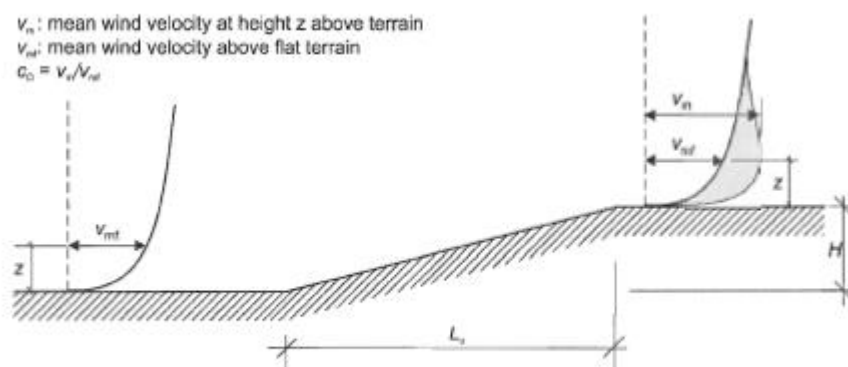


Figure A.1 — Illustration of increase of wind velocities over orography

Σχήμα 2.11: Απεικόνιση της αύξησης των ταχυτήτων του ανέμου λόγω τοπογραφικής διαμορφώσεως

Προσδιορίζεται από τις ακόλουθες σχέσεις:

$$c_0 = 1, \text{ για } \Phi < 0,05$$

$$c_0 = 1 + 2 \cdot s \cdot \Phi, \text{ για } 0,05 < \Phi < 0,3 \quad (2.12)$$

$$c_0 = 1 + 0,6 \cdot s, \text{ για } \Phi > 0,3$$

όπου:

- S συντελεστής τοπογραφικής θέσης, που προκύπτει από τα Σχήματα 2.4 και 2.5 συναρτήσει των x/L_e , x/L_u , x/L_d και z/L_e . Αναλυτικές εκφράσεις δίνονται στο Παράρτημα Α του EN 1991 Part 1-4
- Φ η προσήνεμη κλίση H/L_u στη διεύθυνση του ανέμου
- L_e το ενεργό μήκος προς την προσήνεμη πλαγιά, προσδιοριζόμενο από τον Πίνακα 2.2

- L_u το πραγματικό ύψος της προσήνεμής πλαγιάς στη διεύθυνση του ανέμου
- L_d το πραγματικό μήκος της υπήνεμής πλαγιάς στη διεύθυνση του ανέμου
- H το ενεργό ύψος της εδαφικής ανωμαλίας
- x η οριζόντια απόσταση της τοποθεσίας από την κορυφή του λόφου
- z η κατακόρυφη απόσταση της τοποθεσίας από την επιφάνεια του εδάφους.

Κλίση ($\Phi = H / L_u$)	
Ελαφρά ($0,05 < \Phi < 0,3$)	Απότομη ($\Phi > 0,3$)
$L_e = L_u$	$L_e = H / 0,3$

Πίνακας 2.7: Τιμές του ενεργού μήκους L_e

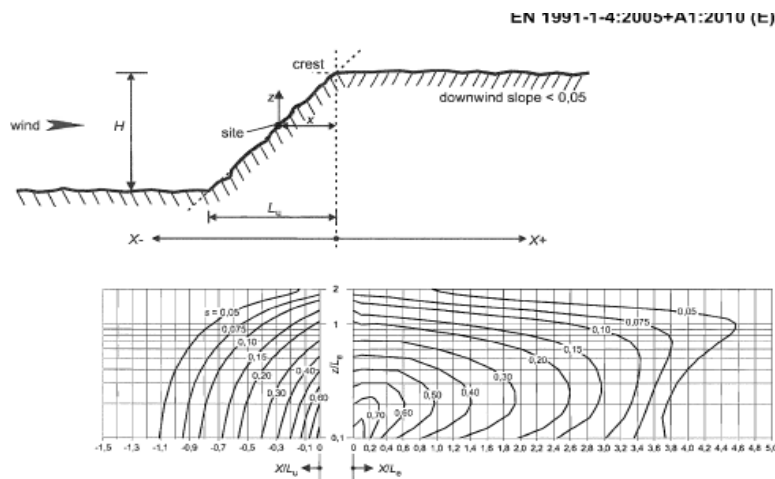


Figure A.2 — Factor s for cliffs and escarpments

Σχήμα 2.12: Συντελεστής s για γκρεμούς και εξάρσεις

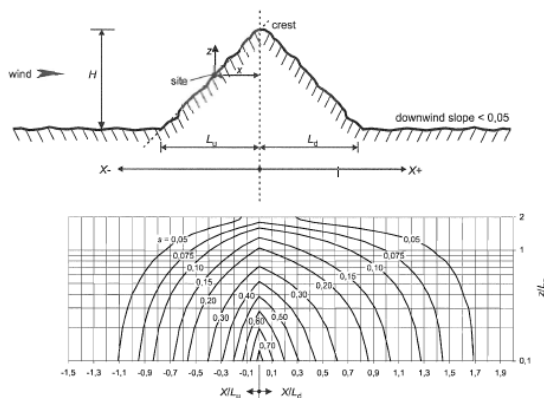


Figure A.3 — Factor s for hills and ridges

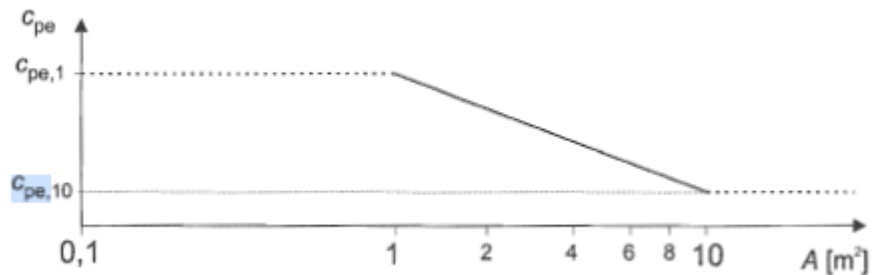
Σχήμα 2.13: Συντελεστής s για λόφους και κορυφές

Ε. Αεροδυναμικός συντελεστής εξωτερικής πίεσης c_{pe}

Οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης c_{pe} για κτίρια και τμήματα κτιρίων εξαρτώνται από το μέγεθος της φορτιζόμενης επιφάνειας A , η οποία είναι η επιφάνεια της κατασκευής που δημιουργεί τη δράση του ανέμου στο υπολογιζόμενο τμήμα. Οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης δίνονται για φωτιζόμενες επιφάνειες A του 1 m^2 και 10 m^2 στους πίνακες, ανάλογα με τη διαμόρφωση του κτιρίου, ως $c_{pe,1}$ για τους τοπικούς συντελεστές, και $c_{pe,10}$ για τους καθολικούς συντελεστές, αντίστοιχα. Τιμές για το $c_{pe,1}$ προορίζονται για το σχεδιασμό μικρών στοιχείων και στερεώσεων με επιφάνεια του τοιχίου 1 m^2 ή μικρότερη, όπως στοιχεία επικάλυψης και στέγασης. Τιμές για το $c_{pe,10}$ μπορούν να χρησιμοποιούνται για το σχεδιασμό του συνολικού φέροντα οργανισμού των κτιρίων.

Στο σχήμα 2.19 φαίνεται η γραφική απεικόνιση της μεταβολής της πίεσης συναρτήσει της φορτιζόμενης επιφάνειας. Όπως προκύπτει από το σχήμα αυτό:

- $c_{pe} = c_{pe,1}$ για $A \leq 1 \text{ m}^2$
- $c_{pe} = c_{pe,1} + (c_{pe,10} - c_{pe,1}) \log_{10} A$ για $1 \text{ m}^2 < A < 10 \text{ m}^2$ (2.13)
- $c_{pe} = c_{pe,10}$ για $A \geq 10 \text{ m}^2$



Σχήμα 2.14: Μεταβολή του συντελεστή εξωτερικής πίεσης σε κτίρια, συναρτήσει της φορτιζόμενης επιφάνειας A

Ως φορτιζόμενη, θεωρείται η επιφάνεια, η οποία μεταφέρει στο εξεταζόμενο στοιχείο της κατασκευής τη δράση της ανεμοπίεσης και προκαλεί την αντίστοιχη καταπόνησή του. Οι τιμές των συντελεστών $c_{pe,1}$ και $c_{pe,10}$ δίνονται από σχετικούς πίνακες για διάφορες κατευθύνσεις του ανέμου.

ι. Συντελεστές εξωτερικής πίεσης για κατακόρυφους τοίχους κτιρίων με ορθογωνική κάτοψη

Οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης $c_{pe,10}$ και $c_{pe,1}$ για ζώνες A, B, C, D και E ορίζονται στο Σχήμα 2.20 και δίνονται επίσης στον παρακάτω πίνακα ως συνάρτηση του λόγου h/d , όπου:

- h το ύψος του κτιρίου
- d το μήκος της πλευράς του κτιρίου, η διεύθυνση της οποίας είναι παράλληλη με τη διεύθυνση πνοής του ανέμου.

Ενδιάμεσες τιμές μπορούν να προκύψουν με γραμμική παρεμβολή.

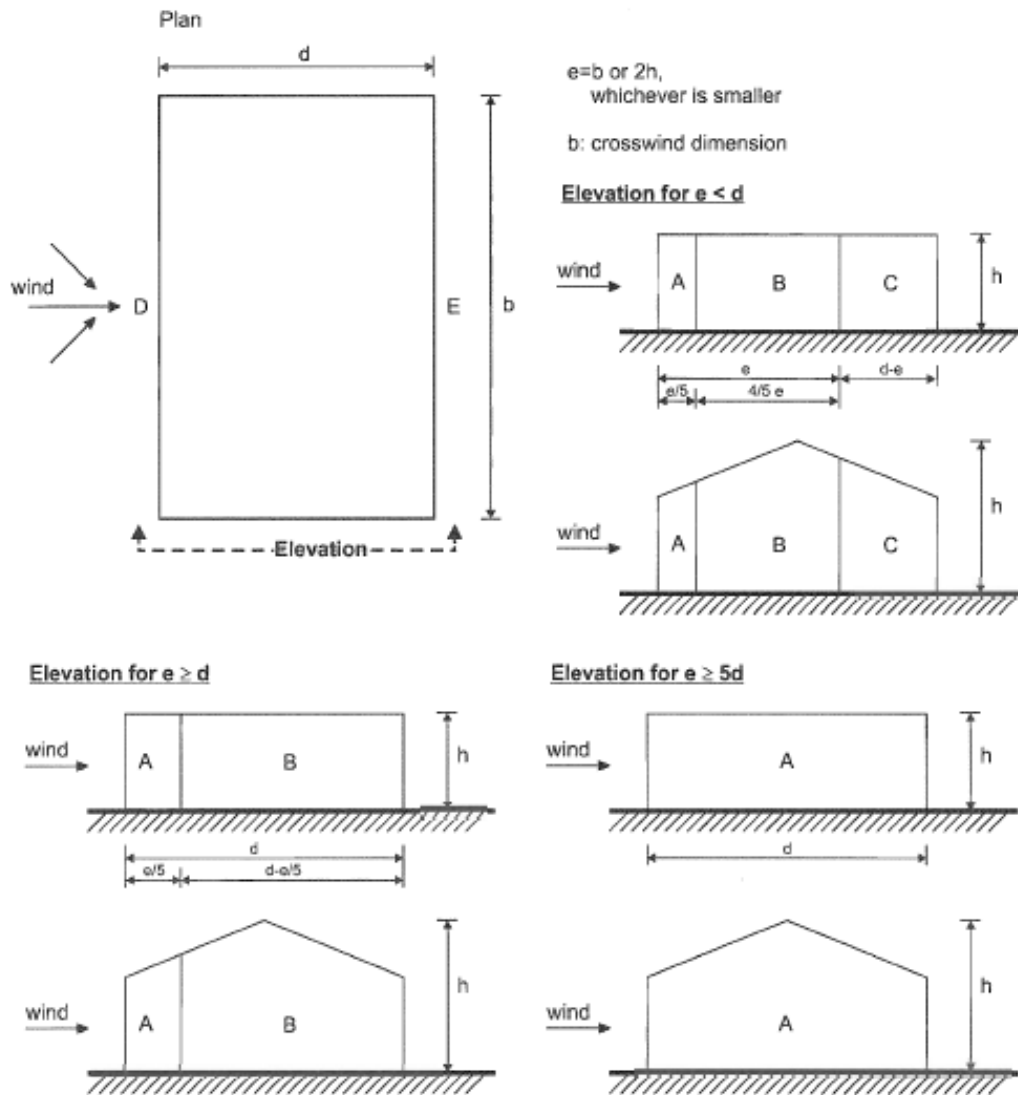


Figure 7.5 — Key for vertical walls

NOTE 1 The values of $c_{pe,10}$ and $c_{pe,1}$ may be given in the National Annex. The recommended values are given in Table 7.1, depending on the ratio h/d . For intermediate values of h/d , linear interpolation may be applied. The values of Table 7.1 also apply to walls of buildings with inclined roofs, such as duopitch and monopitch roofs.

Σχήμα 2.15: Συμβολισμοί για κατακόρυφους τοίχους

Table 7.1 — Recommended values of external pressure coefficients for vertical walls of rectangular plan buildings

Zone	A		B		C		D		E	
	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$
$h/d \geq 5$	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,8	+1,0	-0,7	
$h/d \geq 1$	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,8	+1,0	-0,5	
$h/d \leq 0,25$	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,7	+1,0	-0,3	

Πίνακας 2.8: Συντελεστές εξωτερικής πίεσης για κατακόρυφους τοίχους

Σε περιπτώσεις όπου η δύναμη του ανέμου σε κτιριακές κατασκευές προσδιορίζεται με εφαρμογή των συντελεστών πίεσης c_{pe} στην προσήνεμη και υπήνεμη πλευρά (ζώνες D και E) του κτιρίου ταυτόχρονα, η έλλειψη συσχέτισης των πιέσεων του ανέμου μεταξύ της προσήνεμης και υπήνεμης πλευράς μπορεί να λαμβάνεται υπόψη. Για κτίρια με $h/d \geq 5$, η προκύπτουσα δύναμη πολλαπλασιάζεται με 1. Για κτίρια με $h/d \leq 1$, η προκύπτουσα δύναμη πολλαπλασιάζεται με 0,85. Για ενδιάμεσες τιμές του h/d , θα εφαρμόζεται γραμμική παρεμβολή.

ii. Συντελεστές εξωτερικής πίεσης για οριζόντιες στέγες

Ως οριζόντιες στέγες ορίζονται εκείνες που έχουν κλίση (α) με $-5^\circ < \alpha < 5^\circ$. Η στέγη θα πρέπει να διαιρείται σε ζώνες όπως φαίνεται στο Σχήμα 2.21. Το ύψος αναφοράς για οριζόντιες στέγες και στέγες με καμπυλωμένες και σπαστές άκρες θα πρέπει να λαμβάνεται ως h . Το ύψος αναφοράς για οριζόντιες στέγες με στηθαία θα πρέπει να λαμβάνεται ως $h + h_p$, βλέπε Σχήμα 2.21. Οι συντελεστές πίεσης για κάθε ζώνη δίνονται στον Πίνακα 2.4.

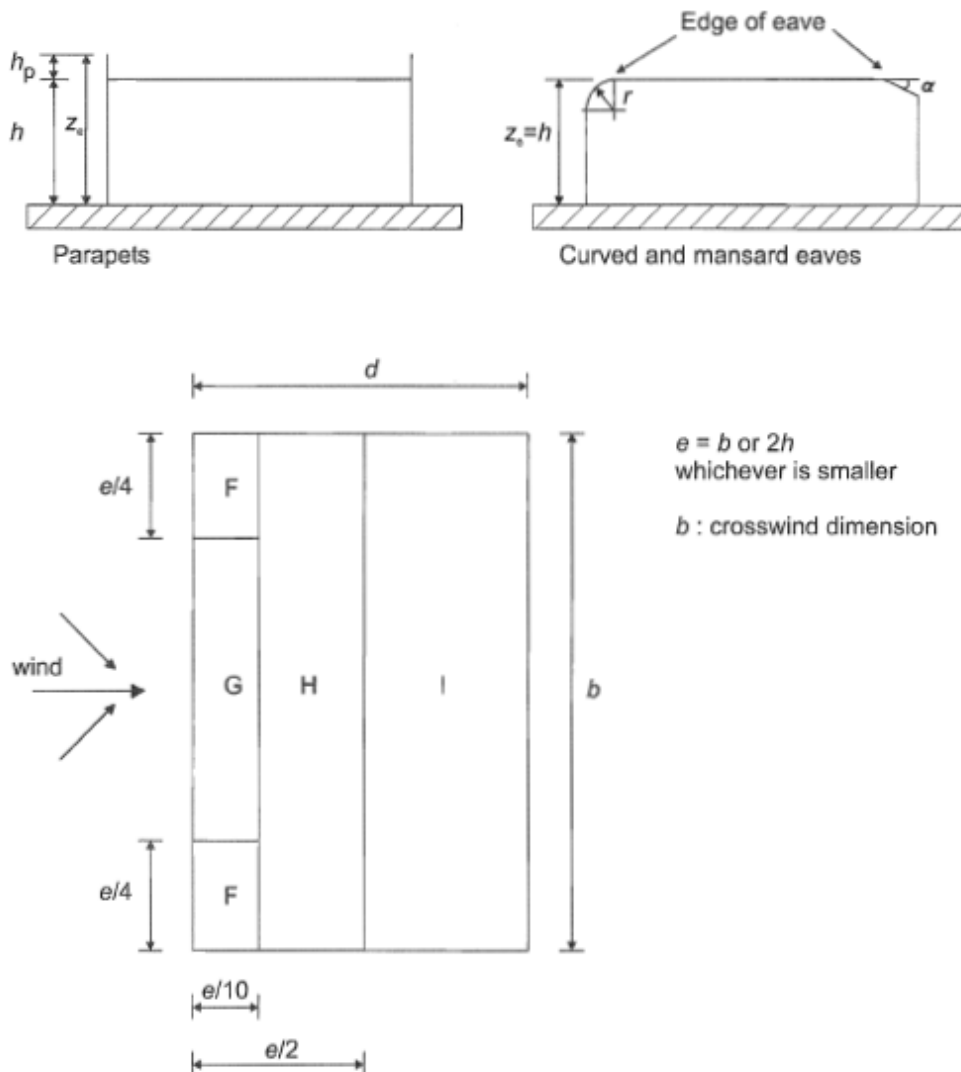


Figure 7.6 — Key for flat roofs

Σχήμα 2.16: Συμβολισμοί για οριζόντιες στέγες

Table 7.2 — Recommended values of external pressure coefficients for flat roofs

Roof type		Zone							
		F		G		H		I	
		$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
Sharp eaves		-1,8	-2,5	-1,2	-2,0	-0,7	-1,2	+0,2	-0,2
With Parapets	$h_p/h=0,025$	-1,6	-2,2	-1,1	-1,8	-0,7	-1,2	+0,2	-0,2
	$h_p/h=0,05$	-1,4	-2,0	-0,9	-1,6	-0,7	-1,2	+0,2	-0,2
	$h_p/h=0,10$	-1,2	-1,8	-0,8	-1,4	-0,7	-1,2	+0,2	-0,2
Curved Eaves	$r/h = 0,05$	-1,0	-1,5	-1,2	-1,8	-0,4		+0,2	-0,2
	$r/h = 0,10$	-0,7	-1,2	-0,8	-1,4	-0,3		+0,2	-0,2
	$r/h = 0,20$	-0,5	-0,8	-0,5	-0,8	-0,3		+0,2	-0,2
Mansard Eaves	$\alpha = 30^\circ$	-1,0	-1,5	-1,0	-1,5	-0,3		+0,2	-0,2
	$\alpha = 45^\circ$	-1,2	-1,8	-1,3	-1,9	-0,4		+0,2	-0,2
	$\alpha = 60^\circ$	-1,3	-1,9	-1,3	-1,9	-0,5		+0,2	-0,2

NOTE 1 For roofs with parapets or curved eaves, linear interpolation may be used for intermediate values of h_p/h and r/h .

NOTE 2 For roofs with mansard eaves, linear interpolation between $\alpha = 30^\circ$, 45° and $\alpha = 60^\circ$ may be used. For $\alpha > 60^\circ$ linear interpolation between the values for $\alpha = 60^\circ$ and the values for flat roofs with sharp eaves may be used.

NOTE 3 In Zone I, where positive and negative values are given, both values should be considered.

NOTE 4 For the mansard eave itself, the external pressure coefficients are given in Table 7.4a "External pressure coefficients for duopitch roofs: wind direction 0° ", Zone F and G, depending on the pitch angle of the mansard eave.

NOTE 5 For the curved eave itself, the external pressure coefficients are given by linear interpolation along the curve, between values on the wall and on the roof.

NOTE 6 For mansard eaves with horizontal dimension less than $e/10$, the values for sharp eaves should be used. For the definition of e see Figure 7.6.

Πίνακας 2.9: Συντελεστές εξωτερικής πίεσης

iii. Συντελεστές τελικής πίεσης για ελεύθερα ιστάμενους τοίχους και στηθαία

Οι τιμές των συντελεστών τελικής πίεσης $C_{p,net}$ που προκύπτουν για ελεύθερα ιστάμενους τοίχους και στηθαία εξαρτώνται από το συντελεστή πληρότητας ϕ . Για συμπαγείς τοίχους ο συντελεστής πληρότητας ϕ θα λαμβάνεται ίσος με 1, και για τοίχους που είναι 80% συμπαγείς (π.χ. έχουν 20% ανοίγματα) $\phi=0,8$. Πορώδεις τοίχοι και φράχτες με συντελεστή πληρότητας $\phi \leq 0,8$ θα αντιμετωπίζονται ως επίπεδα δικτυώματα. Η επιφάνεια αναφοράς και στις δύο περιπτώσεις είναι η πλήρης επιφάνεια. Γραμμική παρεμβολή μπορεί να χρησιμοποιείται για τιμές του συντελεστή πληρότητας μεταξύ 0,8 και 1,0.

Για ελεύθερα ιστάμενους τοίχους και στηθαία θα πρέπει να καθορίζονται συντελεστές τελικής πίεσης $C_{p,net}$ για τις ζώνες A, B, C και D όπως φαίνεται στο Σχήμα 2.22.

Table 7.9 — Recommended pressure coefficients $c_{p,net}$ for free-standing walls and parapets

Solidity	Zone	A	B	C	D	
$\varphi = 1$	Without return corners	$\ell/h \leq 3$	2,3	1,4	1,2	1,2
		$\ell/h = 5$	2,9	1,8	1,4	1,2
		$\ell/h \geq 10$	3,4	2,1	1,7	1,2
	with return corners of length $\geq h^a$	2,1	1,8	1,4	1,2	
$\varphi = 0,8$		1,2	1,2	1,2	1,2	

^a Linear interpolation may be used for return corner lengths between 0,0 and h

Πίνακας 2.10: Συνιστώμενοι συντελεστές πίεσης για ελεύθερα ιστάμενους τοίχους και στηθαία

Το ύψος αναφοράς για ελεύθερα ιστάμενους τοίχους θα πρέπει να λαμβάνεται ως $z_e = h$, βλέπε Σχήμα 2.22. Το ύψος αναφοράς για στηθαία σε κτίρια θα λαμβάνεται $z_e = (h + h_p)$, βλέπε Σχήμα 2.21.

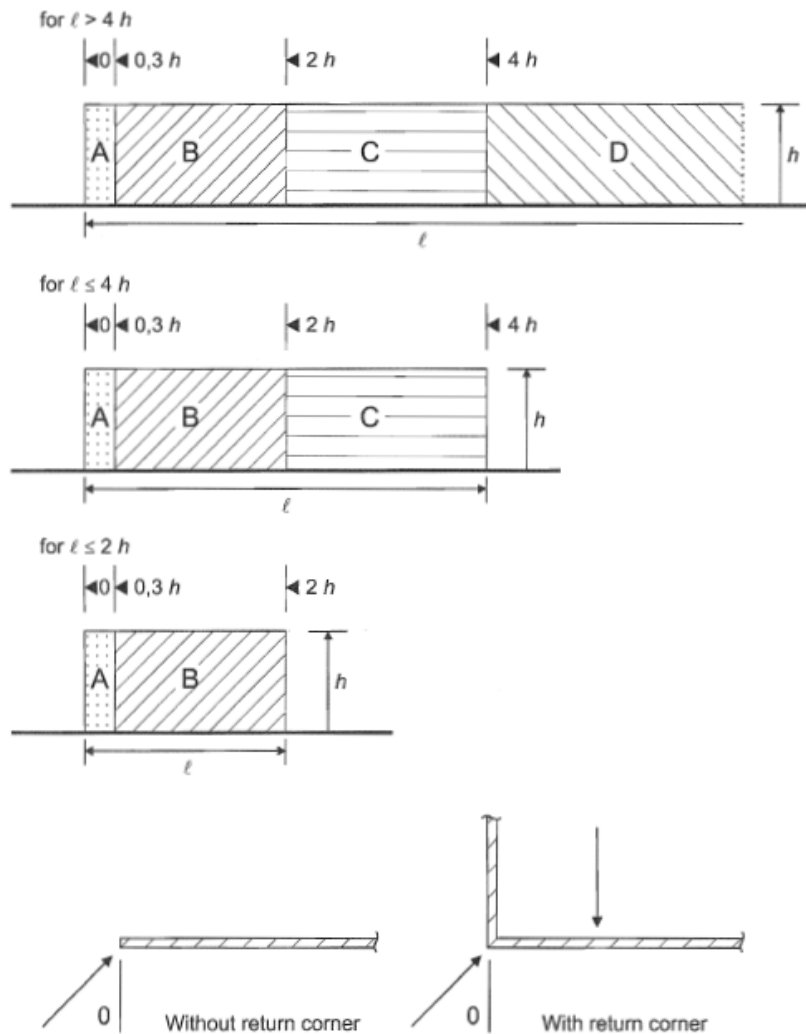


Figure 7.19 — Key to zones of free-standing walls and parapets

Σχήμα 2.17: Υπόμνημα για ζώνες ελεύθερα ιστάμενων τοιχωμάτων και στηθαίων

F. Συνδυασμένος δυναμικός συντελεστής $c_s c_d$

Ο συνδυασμένος δυναμικός συντελεστής $c_s c_d$ θα πρέπει να λαμβάνει υπόψη την επίδραση στη δράση του ανέμου της μη ταυτόχρονης ύπαρξης αιχμών πίεσης στην επιφάνεια μαζί με την επίδραση των ταλαντώσεων της κατασκευής εξαιτίας του στροβιλισμού. Επιπλέον, το $c_s c_d$ για κτίρια με ύψος μικρότερο από 15 m μπορεί να λαμβάνεται ίση με 1.

2.4.3.2. Υπολογισμός των φορτίων ανέμου στο έργο της παρούσας εργασίας

Το φορτίο του ανέμου καθώς και οι παραπάνω συντελεστές και παράμετροι στην παρούσα εργασία θα υπολογισθούν αυτόματα από το πρόγραμμα. Το μόνο που χρειάζεται να γίνει είναι να του ορίσουμε τα περιμετρικά υποστυλώματα στα οποία θα εφαρμόσκει το φορτίο.

3. ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΙ ΔΡΑΣΕΩΝ

Οι συνδυασμοί των δράσεων προκύπτουν, ανάλογα το είδος, τη μορφή και τη θέση της κατασκευής, αφού προσδιορίσουμε τις διάφορες χαρακτηριστικές τιμές των δράσεων, οι οποίες επενεργούν σε αυτή. Οι δράσεις που προκύπτουν πολλαπλασιάζονται με κατάλληλους συντελεστές (τους επιμέρους συντελεστές ασφάλειας γ), συνδυάζοντας τους μεταξύ τους κατάλληλα (συντελεστές συνδυασμού ψ) για κάθε μια από τις δυο οριακές καταστάσεις και στη συνέχεια εφαρμόζονται επί του φορέα. Οι δράσεις που υπεισέρχονται στους συνδυασμούς, επενεργούν και εκδηλώνονται ταυτόχρονα. Στον Ευρωκώδικα 1, Μέρος 1-1, προσδιορίζονται οι επιμέρους συντελεστές συνδυασμού ψ και οι οποίοι παρουσιάζονται στον παρακάτω πίνακα 3.1 .

Table A1.1 - Recommended values of ψ factors for buildings

Action	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Imposed loads in buildings, category (see EN 1991-1-1)			
Category A : domestic, residential areas	0,7	0,5	0,3
Category B : office areas	0,7	0,5	0,3
Category C : congregation areas	0,7	0,7	0,6
Category D : shopping areas	0,7	0,7	0,6
Category E : storage areas	1,0	0,9	0,8
Category F : traffic area, vehicle weight $\leq 30\text{kN}$	0,7	0,7	0,6
Category G : traffic area, $30\text{kN} < \text{vehicle weight} \leq 160\text{kN}$	0,7	0,5	0,3
Category H : roofs	0	0	0
Snow loads on buildings (see EN 1991-1-3)*			
Finland, Iceland, Norway, Sweden	0,70	0,50	0,20
Remainder of CEN Member States, for sites located at altitude $H > 1000\text{ m a.s.l.}$	0,70	0,50	0,20
Remainder of CEN Member States, for sites located at altitude $H \leq 1000\text{ m a.s.l.}$	0,50	0,20	0
Wind loads on buildings (see EN 1991-1-4)	0,6	0,2	0
Temperature (non-fire) in buildings (see EN 1991-1-5)	0,6	0,5	0
NOTE The ψ values may be set by the National annex.			
* For countries not mentioned below, see relevant local conditions.			

Πίνακα: 3.1: Προτεινόμενες τιμές των συντελεστών ψι για κτίρια

3.1. Οριακή Κατάσταση

Όπως προαναφέραμε και στο κεφάλαιο ως «Οριακή Κατάσταση» ορίζεται η κατάσταση πέραν της οποίας ο φορέας ή τμήμα αυτού δεν ικανοποιεί πλέον τα κριτήρια σχεδιασμού. Στις παρακάτω παραγράφους θα αναπτύξουμε τους ελέγχους που θα πρέπει να ικανοποιούνται σε κάθε οριακή κατάσταση.

3.1.1.Οριακή Κατάσταση Αστοχίας

Σε περίπτωση οριακής κατάστασης αστοχίας, η οποία αντιστοιχεί σε κατάρρευση ή άλλου είδους απώλεια ισορροπίας, μετατροπής σε μηχανισμό, απώλεια ευστάθειας ολόκληρης της κατασκευής ή μέρους της και υπάρχει πιθανότητα να τίθενται σε κίνδυνο ανθρώπινες ζωές, ανάλογα με την περίπτωση, θα πραγματοποιούνται οι εξής έλεγχοι οριακών καταστάσεων αστοχίας:

1. EQU: Η απώλεια στατικής ισορροπίας του φορέα ή οποιοδήποτε μέρους του, θεωρουμένου ως άκαμπτου σώματος.
2. STR: Εσωτερική αστοχία ή υπερβάλλουσα παραμόρφωση του φορέα ή δομικών μελών του, όπως υποστυλωμάτων, δοκών, πέδιλων θεμελίωσης, πασσάλων, τοιχωμάτων υπογείων κλπ.
3. GEO: Αστοχία ή υπερβάλλουσα παραμόρφωση του εδάφους
4. FAT: Αστοχία λόγω κόπωσης του φορέα ή των δομικών μελών

Οι συνδυασμοί σχεδιασμού για τον έλεγχο των παραπάνω οριακών καταστάσεων αστοχίας, είναι οι ακόλουθοι:

- I. Για καταστάσεις διάρκειας ή παροδικές:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_p P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (3.1)$$

- II. Για τυχηματικές καταστάσεις:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_d + \psi_{1,1} (\text{ή } \psi_{2,2}) Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

(3.2)

III. Για καταστάσεις σεισμού:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_{Ed} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

(3.3)

Τα σύμβολα στους συνδυασμούς αυτούς είναι τα εξής:

“+”	σημαίνει «επαλληλία με»
G_{kj}	η χαρακτηριστική τιμή των μόνιμων δράσεων
P	η χαρακτηριστική τιμή της προέντασης
$Q_{k,1}$	η χαρακτηριστική τιμή της επικρατέστερης μεταβλητής δράσης
$Q_{k,i}$ i	η χαρακτηριστική τιμή των λοιπών ταυτόχρονων μεταβλητών δράσεων
A_d	η τιμή σχεδιασμού της τυχηματικής δράσης
A_{Ed}	η τιμή σχεδιασμού της σεισμικής δράσης
γ_{Gj} ,	ο επιμέρους συντελεστής ασφαλείας για τη μόνιμη δράση j
γ_p	ο επιμέρους συντελεστής ασφαλείας για την προένταση
γ_{Qi}	ο επιμέρους συντελεστής ασφαλείας για τη μεταβλητή δράση i
$\psi_{0,i}, \psi_{1,i}, \psi_{2,i}$	συντελεστές συνδυασμού των μεταβλητών δράσεων (Πίνακα 3.1).

Κατά την εξέταση μιας οριακής κατάστασης στατικής ισορροπίας του φορέα (EQU), θα ελέγχεται ότι:

$$E_{d,dst} \leq E_{d,stab} \quad (3.4)$$

Όπου:

- $E_{d,dst}$ η τιμή σχεδιασμού του αποτελέσματος των αποσταθεροποιητικών δράσεων
- $E_{d,stab}$ η τιμή σχεδιασμού του αποτελέσματος των δράσεων που συμβάλλουν στην ευστάθεια

Κατά την εξέταση μιας οριακής κατάστασης αστοχίας ή υπερβολικής παραμόρφωσης μιας διατομής, ενός στοιχείου ή μιας σύνδεσης (STR και/ή GEO) θα ελέγχεται ότι:

$$E_d \leq R_d \quad (3.5)$$

Όπου:

- E_d η τιμή σχεδιασμού του αποτελέσματος δράσεων, πχ. εντατικό μέγεθος (N,M,V) ή ένα διάνυσμα που εκφράζει διαφορά εντατικά μεγέθη
- R_d η τιμή σχεδιασμού της αντίστοιχης αντοχής

Οι τιμές του γ που προτείνονται για τους ελέγχους STR και/ή GEO είναι οι ακόλουθες:

- $\gamma_{Gj,sup} = 1,35$
- $\gamma_{Gj,inf} = 1,00$
- $\gamma_{Q,1} = 1,50$,όπου είναι δυσμενής (0 όπου είναι ευνοϊκή)
- $\gamma_{Q,i} = 1,50$,όπου είναι δυσμενής (0 όπου είναι ευνοϊκή)

3.1.2.Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας

Στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας οι συνδυασμοί σχεδιασμού που ορίζονται για τον έλεγχο της είναι:

A. Χαρακτηριστικός συνδυασμός

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (3.6)$$

B. Συχνός συνδυασμός

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_d + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (3.7)$$

C. Οιονεί μόνιμος συνδυασμός

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (3.8)$$

Θα ελέγχεται ότι:

$$E_d \leq C_d \quad (3.9)$$

Όπου:

- E_d : η τιμή σχεδιασμού των αποτελεσμάτων των δράσεων, οι οποίες καθορίζονται στα πλαίσια του κριτηρίου λειτουργικότητας, και η οποία προσδιορίζεται βάσει του σχετικού συνδυασμού
- C_d : η οριακή τιμή σχεδιασμού του συναφούς κριτηρίου λειτουργικότητας

3.1.3. Συνδυασμοί Δράσεων Στην Παρούσα Διπλωματική Εργασία

Στην παρούσα διπλωματική εργασία τα φορτία συνδυασμού θα προκύψουν αυτόματα από το πρόγραμμα και παρουσιάζονται σε μορφή πινάκων μέσω του προγράμματος. Πάντα υπάρχει η δυνατότητα να γίνουν παραμετροποιήσεις σε οποιοδήποτε συνδυασμό, δημιουργία νέου ή και διαγραφή κάποιου συνδυασμού δράσεων, και εξαρτάται από τον μελετητή αναλόγως στο τι στοχεύει να μελετήσει. Εδώ χρησιμοποιήθηκαν συνδυασμοί φορτίσεων που προκύπτουν από τον εφαρμοζόμενο κανονισμό των Ευρωκώδικων.

4. ΣΕΙΣΜΙΚΕΣ ΔΡΑΣΕΙΣ

4.1. Εισαγωγή

Ο σεισμός αποτελεί ένα βίαιο φαινόμενο το οποίο συμβαίνει για ένα πολύ μικρό χρονικό διάστημα, συνήθως μερικά δευτερόλεπτα. Κατά τη διάρκεια ενός σεισμού αναπτύσσονται στο έδαφος επιταχύνσεις (οριζόντιες και κατακόρυφες) που έχουν ως αποτέλεσμα την ανάπτυξη αδρανειακών δυνάμεων επί των κατασκευών. Από τις αναπτυσσόμενες δυνάμεις αυτές, οι οριζόντιες είναι οι πλέον σοβαρές και καταστροφικές, χωρίς όμως αυτό να συνεπάγεται ότι υπό προϋποθέσεις και οι κατακόρυφες δεν μπορούν να αποτελούν καταστροφικές για τις κατασκευές.

Η Ελλάδα είναι μια εξαιρετικά σεισμογενή χώρα, ως εκ τούτου οι σεισμικές αυτές κινήσεις, που καλούνται και σεισμικές δράσεις, έχουν σημαντικό ρόλο στο σχεδιασμό των κατασκευών. Ο Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός (ΕΑΚ 2000) αποτελεί νόμο του κράτους και καλύπτει τα λεγόμενα έργα «κανονικού κινδύνου», δηλαδή τα έργα εκείνα των οποίων η ενδεχόμενη βλάβη περιορίζεται στο ίδιο το έργο, στο περιεχόμενο του και στη άλεση γειτονία του. Ο Κανονισμός περιέχει τις βασικές απαιτήσεις, τα κριτήρια σχεδιασμού, το μέγεθος των σεισμικών δράσεων και τους κανόνες συνδυασμού με άλλες δράσεις, καθώς και κανόνες εφαρμογής για κτιριακά κυρίως έργα. Όμως ο Ευρωκώδικας 8 είναι υπό ανάπτυξη και με τα Εθνικά Προσαρτήματα θα συμπληρώσει ή θα αντικαταστήσει τους ήδη υπάρχοντες νομούς κάθε κράτους

Οι κύριοι στόχοι του Κανονισμού είναι:

- η προστασία της ανθρώπινης ζωής στην περίπτωση υψηλών εντάσεων
- ο περιορισμός ή/και η αποφυγή των οικονομικών απωλειών στην περίπτωση των μέτριων εντάσεων
- η διασφάλιση μιας ελάχιστης στάθμης λειτουργιών των έργων.

4.2. Μέθοδοι υπολογισμού σεισμικής απόκρισης

Σεισμική δράση σχεδιασμού θα θεωρούνται οι ταλαντώσεις του κτιρίου λόγω του σεισμού και οι οποίες θα ονομάζονται και σεισμικές διεγέρσεις ή σεισμικές δονήσεις, θα κατατάσσονται στις τυχηματικές και δεν θα συνδυάζονται με άλλες τυχηματικές δράσεις, όπως με τις δράσεις λόγω ανέμου.

Η ένταση των σεισμικών δράσεων, καθορίζεται συμβατικά με μια μόνο παράμετρο, τη μέγιστη εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού A , ανάλογα με τη ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας της χώρας στην οποία βρίσκεται το έργο. Οι ζώνες σεισμικής επικινδυνότητας στην Ελλάδα υποδιαιρούνται σε τρεις ζώνες σεισμικής επικινδυνότητας, οι οποίες φαίνονται στον σχήμα 4.1 και σε κάθε ζώνη αντίστοιχη μια τιμή σεισμικής επιταχύνσεις εδάφους A , με βάση την εξής σχέση:

$$A=a \cdot g \quad (4.1)$$

Όπου:

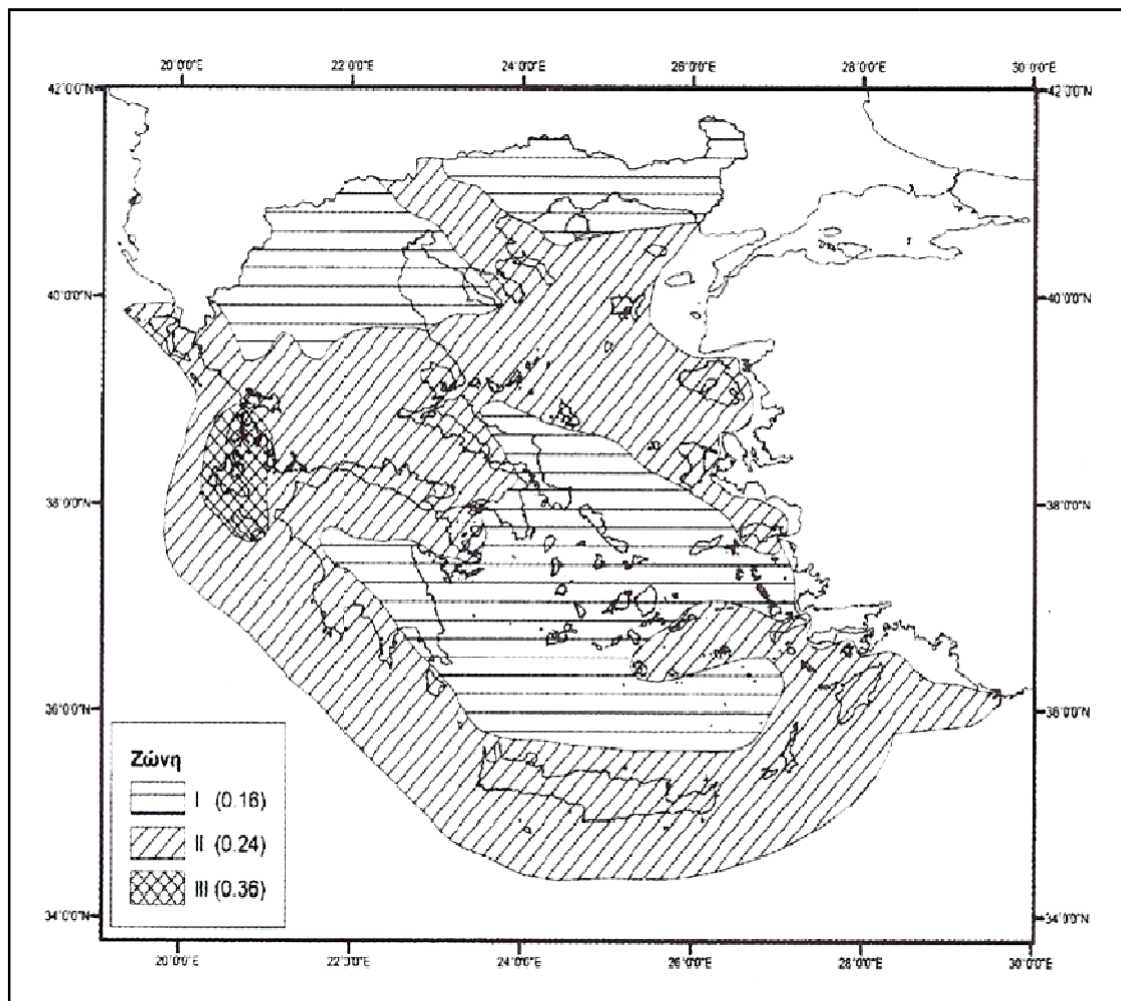
- g είναι η επιτάχυνση της βαρύτητας
- a χαρακτηριστική τιμή σεισμικής επιτάχυνσης ζώνης

Η εδαφική επιτάχυνση A κλιμακώνεται περαιτέρω μέσα στην ίδια ζώνη ανάλογα με την κατηγορία σπουδαιότητας του κτιρίου, αυτό συμβαίνει μέσω του συντελεστή σπουδαιότητας γ_1 , κυμαινόμενου μεταξύ 0,85 έως 1,30.

Σύμφωνα με τον Ελληνικό Αντισεισμικό Κανονισμό προβλέπεται η εφαρμογή δύο μεθόδων γραμμικού υπολογισμού της σεισμικής απόκρισης:

- Δυναμική φασματική μέθοδος, η οποία περιλαμβάνει πλήρη ιδιομορφική ανάλυση του συστήματος και υπολογισμό της μέγιστης σεισμικής απόκρισης για κάθε ιδιομορφή ταλάντωσης. Εφαρμόζεται χωρίς περιορισμούς σε όλες τις περιπτώσεις κατασκευών που καλύπτει ο ΕΑΚ 2000. Με τη μέθοδο αυτή υπολογίζονται οι πιθανές ακραίες τιμές τυχόντος μεγέθους απόκρισης με τετραγωνική επαλληλία των ιδιομορφικών τιμών του υπόψη μεγέθους. Κατά την εφαρμογή της αρκεί η θεώρηση ενός μόνον προσανατολισμού των δύο οριζόντιων (και κάθετων μεταξύ τους) συνιστωσών του σεισμού. Για $q=1$ χρησιμοποιείται το ελαστικό φάσα $\Phi_e(T)$ (με εισαγωγή της κατάλληλης τιμής του συντελεστή θεμελίωσης θ), ενώ για $q>1$ χρησιμοποιείται το φάσα σχεδιασμού $\Phi_d(T)$.
- Απλοποιημένη φασματική μέθοδος (Ισοδύναμη στατική μέθοδος), η οποία στηρίζεται σε προσεγγιστική μόνον θεώρηση της θεμελιώδους ιδιομορφής ταλάντωσης για κάθε διεύθυνση υπολογισμού (μόνο-ιδιομορφική μέθοδος), χωρίς να απαιτεί ιδιομορφική ανάλυση. Η απλοποίηση αυτή επιτρέπει τον άμεσο υπολογισμό της σεισμικής απόκρισης με τη βοήθεια «ισοδύναμων» σεισμικών δυνάμεων, οι οποίες εφαρμόζονται σαν στατικά φορτία επάνω στην κατασκευή.

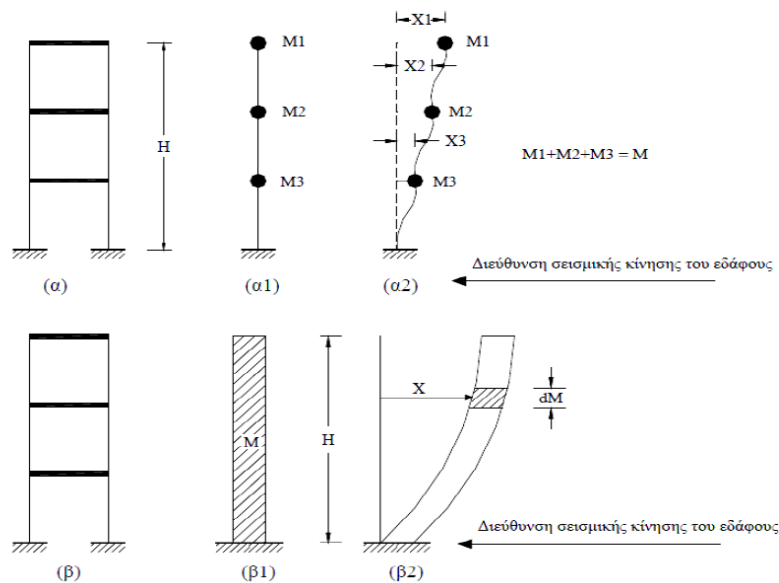
Στην παρούσα εργασία εφαρμόστηκε η Δυναμική Φασματική Μέθοδος



Σχήμα 4.1: Χάρτης Ζωνών Σεισμικής Επικινδυνότητας της Ελλάδας

4.3. Προσδιορισμός Δεδομένων Φασματικής Ανάλυσης

Οι δύο προαναφερθείσες μέθοδοι υιοθετούν την παραδοχή συγκεντρωμένων μαζών στα άκρα των δοκών και των υποστυλωμάτων μιας κατασκευής (διακριτά συστήματα). Στην πραγματικότητα όμως, η μάζα κάθε κατασκευής είναι ομοιόμορφα κατανομημένη κατά μήκος των στοιχείων της (συνεχή συστήματα) και το φαινόμενο του σεισμού έχει δυναμικό χαρακτήρα. Επομένως, η θεώρηση συνεχούς συστήματος και η μελέτη μέσω δυναμικής ανάλυσης, λαμβάνοντας υπόψη και τις ελαστοπλαστικές ιδιότητες του υλικού, όπου αυτές εμφανίζονται, αποτελεί την πλέον ορθή και ακριβή προσέγγιση, αλλά και ταυτόχρονα μια επίπονη διαδικασία, που στην πράξη εφαρμόζεται μόνο σε πρωτεύοντα έργα πολιτικού μηχανικού.



Σχήμα 4.2: Διακριτά και συνεχή συστήματα

Τα εντατικά μεγέθη των σεισμικών δράσεων που προκύπτουν, συνδυάζονται με εκείνα των λοιπών δράσεων όπως είχαμε αναφέρει στην εξίσωση (3.3) και αναπτύσσετε ως εξής:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_{Ed} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (4.2)$$

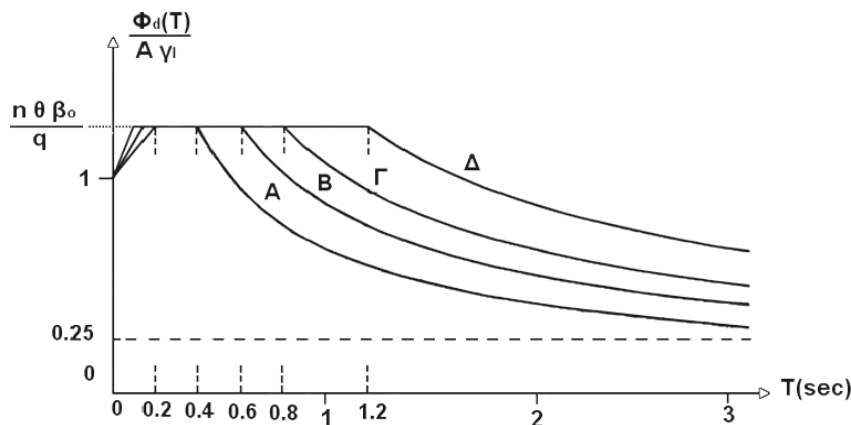
όπου:

- G_{kj} η χαρακτηριστική τιμή των μόνιμων δράσεων
- P η χαρακτηριστική τιμή της προέντασης
- $Q_{k,1}$ η χαρακτηριστική τιμή της επικρατέστερης μεταβλητής δράσης
- $Q_{k,i}$ η χαρακτηριστική τιμή των λοιπών ταυτόχρονων μεταβλητών δράσεων i
- A_d η τιμή σχεδιασμού της τυχηματικής δράσης
- A_{Ed} η τιμή σχεδιασμού της σεισμικής δράσης
- γ_{Gj} , ο επιμέρους συντελεστής ασφαλείας για τη μόνιμη δράση j
- γ_p ο επιμέρους συντελεστής ασφαλείας για την προένταση
- γ_{Qi} ο επιμέρους συντελεστής ασφαλείας για τη μεταβλητή δράση i
- $\psi_{0,i}, \psi_{1,i}, \psi_{2,i}$ συντελεστές συνδυασμού των μεταβλητών δράσεων

Δράσεις καταναγκασμού, όπως οι προκαλούμενες από μεταβολή και διαφορά θερμοκρασίας, συστολή ξήρανσης του σκυροδέματος και υποχωρήσεις στηρίξεων, δεν χρειάζεται να συμπεριλαμβάνονται στο συνδυασμό με σεισμό.

Οι σεισμικές διεγέρσεις σχεδιασμού ορίζονται στην ελεύθερη επιφάνεια του εδάφους ως δύο οριζόντιες κάθετες μεταξύ τους συνιστώσες (σεισμός κατά τη διεύθυνση x, σεισμός κατά τη διεύθυνση y), οι οποίες μπορεί να έχουν οποιοδήποτε προσανατολισμό ως προς τη κατασκευή, καθώς και μία κατακόρυφη (σεισμός κατά τη διεύθυνση z), στατιστικά ανεξάρτητες μεταξύ τους. Οι τρεις αυτές συνιστώσες καθορίζονται με την βοήθεια φασμάτων απόκρισης σε όρους επιτάχυνσης ενός μονοβάθμιου ταλαντωτή.

Για την ισοδύναμη γραμμική ανάλυση των κατασκευών στην μετελαστική περιοχή συμπεριφοράς της, χρησιμοποιούνται τα φάσματα σχεδιασμού των οριζόντιων συνιστωσών του σεισμού και καθορίζονται από τις παρακάτω εξισώσεις:



Σχήμα 4.3: Φάσμα σχεδιασμού

Για $0 \leq T \leq T_1$

$$\Phi_d(T) = A \times \gamma_1 \times \left[1 + \frac{T_1}{T} \times \left(\frac{\eta \times \theta \times \beta_0}{q} - 1 \right) \right] \quad (4.3-\alpha)$$

Για $T_1 \leq T \leq T_2$

$$\Phi_d(T) = A \times \gamma_1 \times \frac{\eta \times \theta \times \beta_0}{q} \quad (4.3-\beta)$$

Για $T \geq T_2$

$$\Phi_d(T) = A \times \gamma_1 \times \frac{\eta \times \theta \times \beta_0}{q} \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \quad (4.3-\gamma)$$

Όπου:

- $A = \alpha \cdot g$ μέγιστη οριζόντια σεισμική επιτάχυνση του εδάφους
- g επιτάχυνση της βαρύτητας
- γ_1 συντελεστής σπουδαιότητας του κτιρίου
- q συντελεστής συμπεριφοράς της κατασκευής
- η διορθωτικός συντελεστής για ποσοστό κρίσιμης απόσβεσης $\neq 5\%$
- θ συντελεστής επιρροής της θεμελίωσης
- T_1 και T_2 χαρακτηριστικές περιόδου του φάσματος
- $\beta_0 = 2.50$ συντελεστής φασματικής ενίσχυσης
- A, B, Γ, Δ κατηγορία εδάφους.

Μια κατασκευή με $T < T_1$ θεωρείται δύσκαμπτη, ενώ για $T > T_2$ θεωρείται εύκαμπτη.

Πρέπει σε κάθε περίπτωση να ισχύει:

$$\frac{\Phi_d(T)}{A \cdot \gamma_1} \geq 0,25 \quad (4.4)$$

Το φάσμα της κατακόρυφης συνιστώσας καθορίζεται από τις εξισώσεις για τις οριζόντιες συνιστώσες με τις εξής μεταβολές:

- αντί της οριζόντιας εδαφικής επιτάχυνσης A χρησιμοποιείται η αντίστοιχη κατακόρυφη συνιστώσα $A_v = 0.70 \cdot A$
- αντί του συντελεστή συμπεριφοράς q χρησιμοποιείται ο συντελεστής $q_v = 0.50q \geq 1,00$
- η τιμή του συντελεστή θεμελίωσης θ λαμβάνεται πάντοτε ίση με 1.0.

A. Κατάταξη εδάφους

Από άποψη σεισμικής επικινδυνότητας τα εδάφη κατατάσσονται σε πέντε κατηγορίες A, B, Γ, Δ, και X που περιγράφονται στον Πίνακα 4.1. Δόμηση μόνιμων έργων σε εδάφη κατηγορίας X μπορεί να γίνει μόνο ύστερα από λεπτομερείς έρευνες και μελέτες, εφόσον ληφθούν κατάλληλα μέτρα βελτίωσης των ιδιοτήτων του εδάφους και αντιμετωπιστούν με ειδικό τρόπο τα συγκεκριμένα προβλήματα που υπάρχουν. Τέλος, σχηματισμός πάχους μικρότερου των 5 m μπορεί να θεωρείται ότι ανήκει στην αμέσως προηγούμενη κατηγορία εδάφους, με εξαίρεση την κατηγορία X.

ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ	ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ
A	Βραχώδεις ή ημιβραχώδεις σχηματισμοί εκτεινόμενοι σε αρκετή έκταση και βάθος, με την προϋπόθεση ότι δεν παρουσιάζουν έντονη αποσάθρωση.
	Στρώσεις πυκνού κοκκώδους υλικού με μικρό ποσοστό ιλυοαργιλικών προσμίξεων, πάχους μικρότερου των 70μ.
	Στρώσεις πολύ σκληρής προσυμπιεσμένης αργίλου πάχους μικρότερου των 70μ.
B	Εντόνως αποσαθρωμένα βραχώδη ή εδάφη που από μηχανική άποψη μπορούν να εξομοιωθούν με κοκκώδη.
	Στρώσεις κοκκώδους υλικού μέσης πυκνότητας πάχους μεγαλύτερου των 5μ ή μεγάλης πυκνότητας πάχους μεγαλύτερου των 70μ.
	Στρώσεις σκληρής προσυμπιεσμένης αργίλου πάχους μεγαλύτερου των 70μ.
Γ	Στρώσεις κοκκώδους υλικού μικρής σχετικά πυκνότητας πάχους μεγαλύτερου των 5μ ή μέσης πυκνότητας πάχους μεγαλύτερου των 70μ.
	Ιλυοαργιλικά εδάφη μικρής αντοχής σε πάχος μεγαλύτερο των 5μ.
Δ	Έδαφος με μαλακές αργίλους υψηλού δείκτη πλασιμότητας συνολικού πάχους μεγαλύτερου των 10μ.
X	Χαλαρά λεπτόκοκκα αμμοιλιώδη εδάφη υπό τον υδάτινο ορίζοντα, που ενδέχεται να ρευστοποιηθούν (εκτός αν ειδική μελέτη αποκλείσει τέτοιο κίνδυνο, ή γίνει βελτίωση των μηχανικών τους ιδιοτήτων).
	Εδάφη που βρίσκονται δίπλα σε εμφανή τεκτονικά ρήγματα.
	Απότομες κλιτείς καλυπτόμενες με προϊόντα χαλαρών πλευρικών κορημάτων.
	Χαλαρά κοκκώδη ή μαλακά ιλυοαργιλικά εδάφη, εφόσον έχει αποδειχθεί ότι είναι επικίνδυνα από άποψη δυναμικής συμπυκνώσεως ή απώλειας αντοχής.
	Εδάφη κατηγορίας Γ με επικινδύνως μεγάλη κλίση.

Πίνακας 4.1: Κατηγορίες εδάφους

Ανάλογα με την κατηγορία του εδάφους προκύπτουν οι χαρακτηριστικές περίοδοι του φάσματος σύμφωνα με τον ακόλουθο πίνακα

Κατηγορία εδάφους	A	B	Γ	Δ
T ₁	0.10	0.15	0.20	0.20
T ₂	0.40	0.60	0.80	1.20

Πίνακας 4.2: Τιμές Χαρακτηριστικών Περιόδων T₁, T₂ (sec)

Η κατηγορία εδάφους της περιοχής που βρίσκεται το κτίριο είναι B, και επομένως οι χαρακτηριστικές περίοδοι είναι: T₁ = 0.15sec και T₂ = 0.60sec.

B. Ζώνες Σεισμικής Επικινδυνότητας

Η Ελλάδα διαιρείται σε τρεις ζώνες σεισμικής επικινδυνότητας σε κάθε μία εκ των οποίων αντιστοιχεί μια τιμή σεισμικής επιτάχυνσης εδάφους A, η οποία σύμφωνα με τα σεισμολογικά δεδομένα έχει μια πιθανότητα υπέρβασης 10% στα 50 χρόνια, δηλαδή μια περίοδο επαναφοράς 475 χρόνια, με βάση τη σχέση 4.1:

$$A = a * g$$

Ζώνη Επικινδυνότητας	Σεισμικής I	II	III
α	0.16	0.24	0.36

Πίνακας 4.3: Σεισμική επιτάχυνση εδάφους

Η περιοχή του εν λόγω έργου ανήκει βάσει EAK στη ζώνη I, δηλαδή σεισμική επιτάχυνση A=0.16g σύμφωνα με το σχήμα 4.1.

C. Κατηγορία Σπουδαιότητας γ₁

Ο συντελεστής συμπεριφοράς εισάγει την μείωση των σεισμικών επιταχύνσεων της πραγματικής κατασκευής λόγω μετελαστικής συμπεριφοράς, σε σχέση με τις επιταχύνσεις που προκύπτουν υπολογιστικά σε απεριόριστα ελαστικό σύστημα.

Μέγιστες τιμές του q δίνονται στον Πίνακα 4.6 ανάλογα με το είδος του υλικού κατασκευής και τον τύπο του δομικού συστήματος. Οι τιμές αυτές ισχύουν υπό την βασική προϋπόθεση ότι για το σεισμό σχεδιασμού έχουμε έναρξη διαρροής του συστήματος (πρώτη πλαστική άρθρωση) και με την περαιτέρω αύξηση της φόρτισης είναι δυνατός ο σχηματισμός αξιόπιστου μηχανισμού διαρροής με την δημιουργία ικανού αριθμού πλαστικών αρθρώσεων (πλαστική συμπεριφορά).

Σε περίπτωση επιθυμητής ελαστικής συμπεριφοράς λαμβάνεται q = 1.

ΥΛΙΚΟ	ΔΟΜΙΚΟ ΣΥΣΤΗΜΑ	q
1. ΟΠΛΙΣΜΕΝΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ	α. Πλαίσια ή μικτά συστήματα	3.50
	β. Συστήματα τοιχωμάτων που λειτουργούν σαν πρόβολοι	3.00
	γ. Συστήματα στα οποία τουλάχιστον το 50% της συνολικής μάζας βρίσκεται στο ανώτερο 1/3 του ύψους	2.00
2.ΧΑΛΥΒΑΣ	α. Πλαίσια	4.00
	β. Δικτυωτοί σύνδεσμοι με εκκεντρότητα	4.00
	γ. Δικτυωτοί σύνδεσμοι χωρίς εκκεντρότητα:	
	• διαγώνιοι σύνδεσμοι	3.00
	• σύνδεσμοι τύπου V ή L	1.50
• σύνδεσμοι τύπου K (όπου επιτρέπεται)	1.00	
3. ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΑ	α. Με οριζόντια διαζώματα	1.50
	β. Με οριζόντια και κατακόρυφα διαζώματα	2.00
	γ. Οπλισμένη (κατακόρυφα και οριζόντια)	2.50
4. ΞΥΛΟ	α. Πρόβολοι	1.00
	β. Δοκοί – Τόξα – Κολλητά πετάσματα	1.50
	γ. Πλαίσια με κοχλιώσεις	2.00
	δ. Πετάσματα με ηλώσεις	3.00

Πίνακας 4.4: Μέγιστες Τιμές Συντελεστή Συμπεριφοράς q

Το εν λόγω έργο είναι από χάλυβα και έχει δικτυωτούς συνδέσμους χωρίς εκκεντρότητα και επομένως ο συντελεστής συμπεριφοράς είναι $q=1.50$.

D. Συντελεστής Θεμελίωσης θ

Ο συντελεστής θεμελίωσης θ εξαρτάται γενικά από το βάθος και την δυσκαμψία της θεμελίωσης. Εκφράζει την ευνοϊκή επιρροή της δύσκαμπτης θεμελίωσης όχι μόνο στην μείωση της έντασης της σεισμικής δόνησης από την επιφάνεια του εδάφους προς το θεμέλιο, αλλά και στη μείωση των κινδύνων διαφορικών καθιζήσεων λόγω δυναμικής διατμητικής συνίζησης χαλαρών εδαφών, αύξηση της αξιοπιστίας, κλπ. Σε εδάφη κατηγορίας A ή B ο συντελεστής θ λαμβάνει την τιμή 1.0. Σε εδάφη κατηγορίας Γ ή Δ ο συντελεστής θ επιτρέπεται να λαμβάνει τις τιμές που δίνονται στον Πίνακα 4.7, όταν συντρέχει τουλάχιστον μια από τις προϋποθέσεις που αναφέρονται σε αυτόν και εφόσον η προκύπτουσα φασματική επιτάχυνση σχεδιασμού δεν είναι μικρότερη από εκείνη που θα προέκυπτε για έδαφος κατηγορίας B.

Προϋποθέσεις		
1α.	Το κτίριο διαθέτει ένα υπόγειο	0,90
1β.	Η θεμελίωση του κτιρίου είναι γενική κοιτόστρωση	
1γ.	Η θεμελίωση του κτιρίου είναι με πασσάλους που φέρουν δοκούς σύνδεσης στην κεφαλή	
2α.	Το κτίριο διαθέτει δύο τουλάχιστον υπόγεια	0,80
2β.	Το κτίριο διαθέτει ένα τουλάχιστον υπόγειο και η θεμελίωση είναι γενική κοιτόστρωση	
2γ.	Η θεμελίωση του κτιρίου είναι με πασσάλους που συνδέονται με ενιαίο κεφαλόδεσμο (όχι αναγκαστικά ενιαίου πάχους)	
Παρατήρηση: Υπόγειος θεωρείται ένας όροφος όταν έχει περιμετρικά τοιχώματα, έτσι ώστε οι συνδεόμενες πλάκες να είναι πρακτικά αμετάθετες.		

Πίνακας 4.5: Συντελεστή θεμελίωσης θ

Επειδή η κατηγορία εδάφους της περιοχής που βρίσκεται το κτίριο είναι Β προκύπτει ο συντελεστής $\theta=1.0$.

Ε. Διορθωτικός Συντελεστής Απόσβεσης η

Ο διορθωτικός συντελεστής απόσβεσης εκφράζει την αυξομείωση της επιρροής της ιξώδους απόσβεσης στην ελαστική περιοχή της συμπεριφοράς, όταν το ποσοστό της κρίσιμης απόσβεσης ζ είναι διάφορο του 5% και υπολογίζεται από τη σχέση:

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\zeta}} \geq 0,70 \quad (4.5)$$

Οι τιμές του ποσοστού απόσβεσης ζ εξαρτώνται από το είδος της κατασκευής και δίνονται στον Πίνακα 4.8.

Είδος Κατασκευής		$\zeta\%$
Μεταλλική:	με συγκολλήσεις	2
	με κοχλιώσεις	4
Σκυρόδεμα:	άοπλο	3
	οπλισμένο	5
	προεντεταμένο	4
Τοιχοποιία:	οπλισμένη	6
	διαζωματική	5
Ξύλινη:	κολλητή	4
	κοχλιωτή	4
	ηλωτή	5

Πίνακας

Πίνακας 4.6: Τιμές ποσοστού απόσβεσης ζ .

Για μεταλλική κατασκευή με κοχλιώσεις προκύπτει η απόσβεση της κατασκευής $\zeta=4\%$. Για συντελεστή απόσβεσης $\zeta=4\%$ θα προκύψει ο αντίστοιχος διορθωτικός συντελεστής απόσβεσης

4.4. Σεισμικά Φορτία - Ιδιομορφές Φορέα

Στη δυναμική ανάλυση προσδιορίστηκαν οι ιδιομορφές του κτιρίου με αύξουσα σειρά τιμής ιδιοσυχνότητας. Οι ιδιομορφές είναι ανεξάρτητες της φόρτισης και εξαρτώνται μόνο από το μητρώο μάζας $[m]$ και το μητρώο ακαμψίας της κατασκευής $[K]$.

Με βάση τον ΕΑΚ για κάθε συνιστώσα της σεισμικής διέγερσης λαμβάνεται υποχρεωτικά υπόψη ένας αριθμός ιδιομορφιών, έως ότου το άθροισμα των δρωσών ιδιομορφικών μαζών ΣM_i φθάσει στο 90% της συνολικής ταλαντευμένης μάζας M του συστήματος σε αυτή τη διεύθυνση. Αν σε ειδικές περιπτώσεις κατασκευών (π.χ. με πολύ μεγάλη ανομοιομορφία δυσκαμψιών) το παραπάνω όριο δεν επιτυγχάνεται μέχρι την ιδιομορφή με ιδιοπερίοδο $T = 0,03 \text{ sec}$, τότε η συνεισφορά των υπολοίπων ιδιομορφών λαμβάνεται υπόψη προσεγγιστικά, πολλαπλασιάζοντας τις τελικές τιμές των μεγεθών έντασης και μετακίνησης με τον αυξητικό παράγοντα $M/\Sigma M_i$. Οι ιδιομορφές με ιδιοπερίοδο $T \geq 0,20 \text{ sec}$ λαμβάνονται πάντοτε υπόψη.

Επειδή η χρήση των φασμάτων δίνει μέγιστες τιμές, οι οποίες προφανώς δεν συμβαίνουν ταυτόχρονα και αφετέρου δεν έχουν κατ' ανάγκη το ίδιο πρόσημο, οι συμμετοχές των ιδιομορφών σε κάποιο μέγεθος X συνδυάζονται με έναν εκ των παρακάτω τρόπων:

- SRSS: Square Root of the Sum of Squares

$$X = \pm\sqrt{X_1^2 + X_2^2 + \dots + X_k^2} \quad (4.6)$$

- CQC: Complete Quadratic Combination

$$X = \pm\sqrt{\sum_{i=0}^k \sum_{j=1}^k X_i P_{ij} X_j} \quad (4.7)$$

$$P_{ij} = \frac{8 * \sqrt{\zeta_i \zeta_j} \omega_i \omega_j (\zeta_i \omega_{iz} + \zeta_j \omega_j) \omega_i \omega_j}{(\omega_i^2 - \omega_j^2)^2 + 4\zeta_i \zeta_j \omega_i \omega_j (\omega_i^2 - \omega_j^2) + 4(\zeta_i^2 + \zeta_j^2) \omega_i^2 \omega_j^2} \quad (4.8)$$

Η μέθοδος CQC δίνει καλύτερα αποτελέσματα από την SRSS όταν διαδοχικές ιδιοπερίοδοι έχουν μικρή διαφορά στην τιμή τους. Εάν αυτό δεν συμβαίνει, η CQC συγκλίνει στην SRSS. Στη φασματική ανάλυση που η σεισμική απόκριση υπολογίστηκε χρησιμοποιώντας τη μέθοδο SRSS.

4.5. Αντισεισμικός Έλεγχος Κτιρίου

Κατά την απόκριση ενός δομήματος στον σεισμό σχεδιασμού είναι εν γένει αποδεκτός ο σχηματισμός ενός ελαστοπλαστικού μηχανισμού με αξιόπιστα ασφαλή μετελαστική συμπεριφορά.99 Μία τέτοια συμπεριφορά θεωρείται ότι εξασφαλίζεται με τα ακόλουθα κριτήρια:

- Εξασφάλιση μιας ελάχιστης στάθμης αντοχής σε όλα τα φέροντα στοιχεία (συμπεριλαμβανομένης και της θεμελίωσης), που αντιστοιχεί στις σεισμικές δράσεις σχεδιασμού του κεφαλαίου 2 του ΕΑΚ αυξημένες, όπου είναι αναγκαίο, με τις επιρροές 2ας Τάξεως.
- Εξασφάλιση συνολικής πλαστιμότητας, δηλαδή επαρκούς ικανότητας για απελευθέρωση ενέργειας, με μετελαστική παραμόρφωση.
- Ελαχιστοποίηση των παραγόντων που προκαλούν αβεβαιότητες στην εκτίμηση της σεισμικής απόκρισης.

Κατά τον σχεδιασμό μιας κατασκευής, είναι επομένως σκόπιμο να εφαρμόζονται Γενικοί Κανόνες για την εξασφάλιση ικανότητας απελευθέρωσης ενέργειας (πλαστιμότητας) στο σύνολο του δομήματος (Γενικοί Κανόνες Ικανοτικού Σχεδιασμού). Οι Γενικοί Κανόνες Ικανοτικού Σχεδιασμού ορίζουν τα εξής:

- I. Για να εξασφαλιστεί η δυνατότητα απελευθέρωσης ενέργειας από το δόμημα κατά την απόκριση στην σεισμική δράση σχεδιασμού, χωρίς ολική ή μερική

κατάρρευση, πρέπει η μετελαστική απόκριση να έχει πλαστική μορφή και να κατανέμεται στο μεγαλύτερο δυνατό αριθμό φερόντων στοιχείων, σε περιοχές με περιορισμένο μήκος (πλαστικές αρθρώσεις). Αυτό προϋποθέτει ότι έχει εξασφαλιστεί η αποφυγή όλων των πιθανών ψαθυρών μορφών αστοχίας που είναι δυνατό να προηγηθούν.

- II. Σε μέλη με καμπτική λειτουργία, η μετελαστική απόκριση πρέπει να περιορίζεται στο σχηματισμό καμπτικών πλαστικών αρθρώσεων στα άκρα των στοιχείων. Σε κατακόρυφους δικτυωτούς συνδέσμους από χάλυβα, μετελαστική απόκριση μπορεί να προβλέπεται σε εφελκόμενες διαγώνιους ή σε περιορισμένου μήκους διατμητικές ή καμπτικές αρθρώσεις (δικτυωτοί σύνδεσμοι με εκκεντρότητα).
- III. «Πιθανές» ή «προβλεπόμενες» θέσεις πλαστικών αρθρώσεων είναι εκείνες στις οποίες υπάρχει πρόβλεψη ή μεγάλη πιθανότητα εμφάνισης των αρθρώσεων. «Ενδεχόμενες» θέσεις πλαστικών αρθρώσεων είναι εκείνες στις οποίες υπάρχει μικρότερη πιθανότητα δημιουργίας αρθρώσεων, πρέπει όμως να διαθέτουν αυξημένη πλαστιμότητα, επειδή βρίσκονται σε περιοχές ιδιαίτερα κρίσιμες για την ευστάθεια του δομήματος. Τέτοιες θέσεις θεωρούνται όλα τα άκρα των υποστυλωμάτων, ακόμα και όταν οι πιθανές θέσεις πλαστικών αρθρώσεων βρίσκονται σε δοκούς.
- IV. Η εξασφάλιση ενός τέτοιου αξιόπιστου ελαστοπλαστικού μηχανισμού απόκρισης του δομήματος στις αιχμές της σεισμικής δράσης επιτυγχάνεται με τον ικανοτικό σχεδιασμό, δηλαδή με κατάλληλη ιεράρχηση των αντοχών των στοιχείων του φορέα.
- V. Σε δομήματα από οπλισμένο ή προεντεταμένο σκυρόδεμα, χάλυβα ή τοιχοποιία, οι έλεγχοι για την εξασφάλιση αξιόπιστου ελαστοπλαστικού μηχανισμού δεν απαιτούνται όταν χρησιμοποιείται συντελεστής συμπεριφοράς q που δεν υπερβαίνει τις τιμές 1,5 ή $q/2$, πάντως όχι μικρότερο του 1,0.

Κατά τον προσδιορισμό του φάσματος σχεδιασμού στην παράγραφο 4.3, θεωρήθηκε συντελεστής συμπεριφοράς $q=1.50$, επομένως δεν απαιτείται να γίνει ικανοτικός σχεδιασμός στο κτίριο της μελέτης.

Όστόσο, όσον αφορά στις διαγώνιους, η ανοιγμένη λυγηρότητα λ - των διαγωνίων πρέπει να περιορίζεται σύμφωνα με τη σχέση:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{A * \frac{f_y}{N_{cr}}} \leq 1,50 \quad (4.9)$$

Όπου:

- A το εμβαδόν της διατομής
- f_y το όριο διαρροής
- N_{cr} το ιδεατό κρίσιμο φορτίο Euler της διαγωνίου

Όπου:

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 * EI}{l^2} \quad (4.10)$$

5. ΑΝΑΛΥΣΗ ΚΑΙ ΕΛΕΓΧΟΣ ΧΑΛΥΒΔΙΝΩΝ ΜΕΛΩΝ

5.1. Κατάταξη Διατομών

Ο σχεδιασμός της κατασκευής προϋποθέτει την επιλογή μιας κατάλληλης μεθόδου ανάλυσης και ελέγχου. Η επιλογή της μεθόδου ανάλυσης αφορά αφενός την ανάλυση, μέσω της οποίας προσδιορίζονται τα εντατικά και παραμορφωτικά μεγέθη, αφετέρου δε τον τρόπο υπολογισμού της αντοχής της διατομής. Με βάση τη μέθοδο ανάλυσης και υπολογισμού της αντοχής των διατομών για την οριακή κατάσταση αστοχίας, αλλά και με την έκταση στην οποία η αντοχή και η στροφική ικανότητα των διατομών περιορίζεται από τον τοπικό λυγισμό, οι διατομές κατατάσσονται στις ακόλουθες τέσσερις κατηγορίες:

- Διατομές κατηγορίας 1: Είναι εκείνες που μπορούν να σχηματίσουν πλαστική άρθρωση με την απαιτούμενη από την πλαστική ανάλυση στροφική ικανότητα χωρίς μείωση της αντοχής τους.
- Διατομές κατηγορίας 2: Είναι εκείνες που μπορούν να αναπτύξουν την πλαστική ροπή αντοχής τους, αλλά έχουν περιορισμένη στροφική ικανότητα λόγω τοπικού λυγισμού.
- Διατομές κατηγορίας 3: Είναι εκείνες στις οποίες η τάση στην ακραία θλιβόμενη ίνα του χαλύβδινου μέλους, υποθέτοντας ελαστική κατανομή των τάσεων, μπορεί να φθάσει το όριο διαρροής, αλλά ο τοπικός λυγισμός εμποδίζει την ανάπτυξη της πλαστικής ροπής αντοχής.
- Διατομές κατηγορίας 4: Είναι εκείνες στις οποίες τοπικός λυγισμός θα συμβεί πριν την ανάπτυξη της τάσης διαρροής σε ένα ή περισσότερα μέρη της διατομής.

Στον Πίνακα 5.2 συνοψίζονται οι παραπάνω κατηγορίες σε σχέση με τη συμπεριφορά, τη φέρουσα ικανότητα και την ικανότητα στροφής.

Κατηγορία	Ροπή αντοχής	
1 και 2	πλαστική ροπή	$M_{pl} = W_{pl} \cdot f_y$
3	ελαστική ροπή	$M_{el} = W_{el} \cdot f_y$
4	ροπή τοπικού λυγισμού	$M_0 < M_{el}$

Πίνακας 5.1: Οριακή κατάσταση αστοχίας

Η κατάταξη μιας συγκεκριμένης διατομής εξαρτάται από το λόγο πλάτους προς πάχος c/t καθενός από τα (εν μέρει ή πλήρως) λόγω αξονικής δύναμης ή/και καμπτικής ροπής θλιβόμενα στοιχεία της. Επομένως η κατηγορία στην οποία ανήκει μια διατομή εξαρτάται τόσο από τη γεωμετρία της, όσο και από τον τύπο της φόρτισης που επιβάλλεται σε αυτή.

Η διατομή συντίθενται από διάφορα πλακοειδή στοιχεία, όπως ο κορμός και τα πέλματα, τα οποία ανάλογα με τον τρόπο στήριξης τους διακρίνονται σε δύο κατηγορίες:

- **Εσωτερικά στοιχεία:** Εκείνα τα οποία απολήγουν σε άλλα εγκάρσια στοιχεία της διατομής. Μπορεί να θεωρούνται αμφιέρειστα μεταξύ των γραμμών επαφής τους με τα εγκάρσια στοιχεία (για παράδειγμα, ο κορμός μιας διατομής διπλού ταυ είναι εσωτερικό στοιχείο μεταξύ των δύο πελμάτων).
- **Προεξέχοντα στοιχεία:** Τα στοιχεία αυτά θεωρούνται ότι στηρίζονται κατά μήκος μιας ακμής και είναι ελεύθερα κατά μήκος της άλλης ακμής, παράλληλα προς την κατεύθυνση της θλιπτικής τάσης.

Τα επιμέρους θλιβόμενα πλακοειδή στοιχεία μιας διατομής (π.χ. ο κορμός ή το πέλμα) μπορούν, γενικά, να ανήκουν σε διαφορετικές κατηγορίες, η δε διατομή κατατάσσεται σύμφωνα με την υψηλότερη κατηγορία (λιγότερο ευγενή) των θλιβόμενων στοιχείων της. Εναλλακτικά, η κατάταξη μιας διατομής μπορεί να ορισθεί λαμβάνοντας υπόψη τόσο την κατηγορία των πελμάτων όσο και την κατηγορία του κορμού.

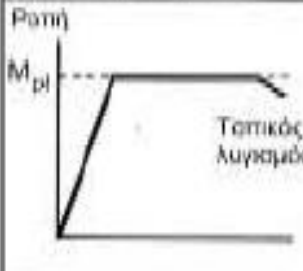
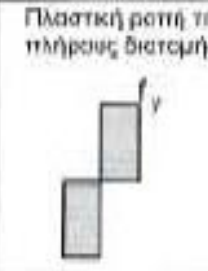
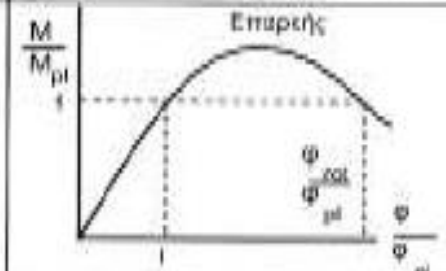
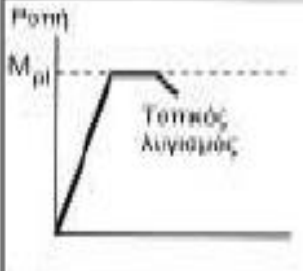
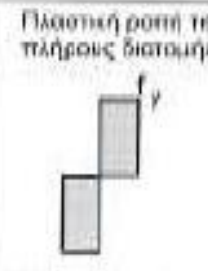
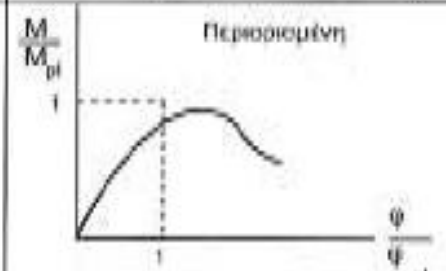
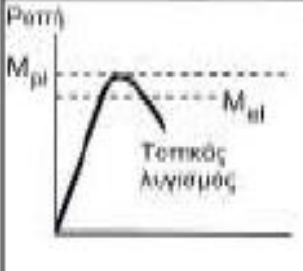

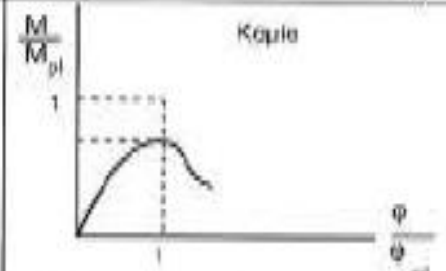
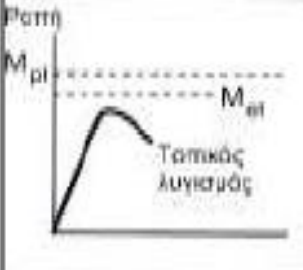
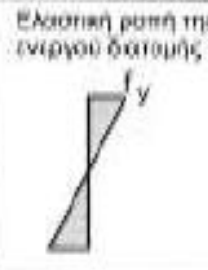
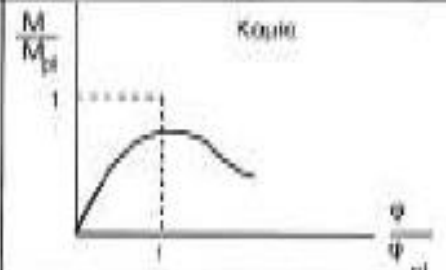
Τα όρια για τα θλιβόμενα στοιχεία κατηγορίας 1, 2 και 3 λαμβάνονται από τον Πίνακα 5.2. Αν ένα στοιχείο της διατομής δεν ικανοποιεί τα όρια της κατηγορίας 3, κατατάσσεται στην κατηγορία 4. Σε διατομές κατηγορίας 4, προκειμένου να ληφθούν υπόψη οι μειώσεις στην αντοχή λόγω των επιδράσεων του τοπικού λυγισμού, χρησιμοποιούνται τα ενεργά πλάτη σύμφωνα με το Πρότυπο EN 1993-1-5.

Οι οριακές τιμές του λόγου c/t των πλακοειδών στοιχείων διατομών ισχύουν για μέλη από χάλυβα συγκεκριμένου ορίου διαρροής. Για να καλύπτονται οι περιπτώσεις χάλυβα διαφορετικής ποιότητας, ο Ευρωκώδικας 3 παρουσιάζει τα δεδομένα του τοπικού λυγισμού υπό αδιάστατη μορφή με χρήση του μειωτικού συντελεστή ε , ο οποίος δίνεται από την σχέση:

$$\varepsilon = \sqrt{235/f_y} \quad (5.1)$$

Όπου:

- 235 συντελεστής που αντιστοιχεί στο όριο διαρροής αναφοράς
- f_y όριο διαρροής του υπόψη χάλυβα σε N/mm².

Μοντέλο Συμπεριφοράς	Ροπή Αντοχής	Στροφική ικανότητα	Κατηγορία
 <p>Ροπή M_{yl} Τοπικός λυγισμός</p>	 <p>Πλαστική ροπή της πλήρους διατομής</p>	 <p>Επιπεδής $\frac{M}{M_{yl}}$ $\frac{\phi}{\phi_{yl}}$</p>	1
 <p>Ροπή M_{yl} Τοπικός λυγισμός</p>	 <p>Πλαστική ροπή της πλήρους διατομής</p>	 <p>Περιορισμένη $\frac{M}{M_{yl}}$ $\frac{\phi}{\phi_{rl}}$</p>	2
 <p>Ροπή M_{yl} M_{ul} Τοπικός λυγισμός</p>	 <p>Ελαστική ροπή της πλήρους διατομής</p>	 <p>Καμία $\frac{M}{M_{yl}}$ $\frac{\phi}{\phi_{rl}}$</p>	3
 <p>Ροπή M_{yl} M_{ul} Τοπικός λυγισμός</p>	 <p>Ελαστική ροπή της ενεργού διατομής</p>	 <p>Καμία $\frac{M}{M_{ul}}$ $\frac{\phi}{\phi_{rl}}$</p>	4
<p>M_{ul} ελαστική ροπή αντοχής της διατομής M_{yl} πλαστική ροπή αντοχής της διατομής M δρώσα ροπή ϕ στροφή (καμπυλότητα) της διατομής ϕ_{rl} στροφή (καμπυλότητα) της διατομής απαιτούμενη για να προκαλέσει πλήρη πλαστική κατανομή τάσεων στη διατομή</p>			

Πίνακας 5.2: Κατάταξη διατομών σε σχέση με τη ροπή αντοχής και τη στροφική ικανότητα

Εσωτερικά θλιβόμενα τμήματα						
						Άξονας κάμψης
						Άξονας Κάμψης
Κατηγορία	Τμήμα που υπόκειται σε κάμψη	Τμήμα που υπόκειται σε θλίψη	Τμήμα που υπόκειται σε κάμψη και θλίψη			
Κατανομή τάσεων στα τμήματα (θλίψη θετική)						
1	$c/t \leq 72\varepsilon$	$c/t \leq 33\varepsilon$	όταν $\alpha > 0,5$: $c/t \leq \frac{396\varepsilon}{13\alpha - 1}$ όταν $\alpha \leq 0,5$: $c/t \leq \frac{36\varepsilon}{\alpha}$			
2	$c/t \leq 83\varepsilon$	$c/t \leq 38\varepsilon$	όταν $\alpha > 0,5$: $c/t \leq \frac{456\varepsilon}{13\alpha - 1}$ όταν $\alpha \leq 0,5$: $c/t \leq \frac{41,5\varepsilon}{\alpha}$			
Κατανομή τάσεων στα τμήματα (θλίψη θετική)						
3	$c/t \leq 124\varepsilon$	$c/t \leq 42\varepsilon$	όταν $\psi > -1$: $c/t \leq \frac{42\varepsilon}{0,67 + 0,33\psi}$ όταν $\psi \leq -1$: $c/t \leq 62\varepsilon(1 - \psi)\sqrt{-\psi}$			
$\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$	f_y	235	275	355	420	460
	ε	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71

Πίνακας 5.3-1: Μέγιστοι λόγοι πλάτους προς πάχος για θλιβόμενα στοιχεία

Προεξέχοντα πέλματα						
Κατηγορία	Τμήμα που υπόκειται σε θλίψη	Τμήμα που υπόκειται σε κάμψη και θλίψη				
		Άκρο σε θλίψη		Άκρο σε εφελκυσμό		
Κατανομή τάσεων στα τμήματα (θλίψη θετική)						
1	$c/t \leq 9\epsilon$	$c/t \leq \frac{9\epsilon}{\alpha}$	$c/t \leq \frac{9\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$	$c/t \leq \frac{9\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$	$c/t \leq \frac{9\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$	$c/t \leq \frac{9\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$
2	$c/t \leq 10\epsilon$	$c/t \leq \frac{10\epsilon}{\alpha}$	$c/t \leq \frac{10\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$	$c/t \leq \frac{10\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$	$c/t \leq \frac{10\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$	$c/t \leq \frac{10\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$
Κατανομή τάσεων στα τμήματα (θλίψη θετική)						
3	$c/t \leq 14\epsilon$	$c/t \leq 21\epsilon\sqrt{k_e}$ Για k_e βλέπε EN 1993-1-5				
$\epsilon = \sqrt{235/f_y}$	f_y	235	275	355	420	460
	ϵ	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71

Πίνακας 5.3-2: Μέγιστοι λόγοι πλάτους προς πάχος για θλιβόμενα στοιχεία

Γωνιακά						
Αναφορά επίσης στα "Προεξέχοντα πέλματα" (βλέπε φύλο 2 από 3)					Δεν ισχύει για γωνιακά σε συνεχή επαφή με άλλα στοιχεία	
Κατηγορία	Διατομή σε θλίψη					
Κατανομή τάσεων στη διατομή (θλίψη θετική)						
3	$h/t \leq 15\epsilon : \frac{b+h}{2t} \leq 11,5\epsilon$					
Σωληνωτές διατομές						
Κατηγορία	Διατομή σε κάμψη και/ή θλίψη					
1	$d/t \leq 50\epsilon^2$					
2	$d/t \leq 70\epsilon^2$					
3	$d/t \leq 90\epsilon^2$					
ΣΗΜΕΙΩΣΗ Για $d/t > 90\epsilon^2$ βλέπε EN 1993-1-6.						
$\epsilon = \sqrt{235/f_y}$	f_y	235	275	355	420	460
	ϵ	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71
	ϵ^2	1,00	0,85	0,66	0,56	0,51

Πίνακας 5.3-3: Μέγιστοι λόγοι πλάτους προς πάχος για θλιβόμενα στοιχεία

5.2. Αντοχή Διατομών

5.2.1. Έλεγχος διατομής σε μονοαξονικό εφελκυσμό

Για τα εφελκυόμενα μέλη, η τιμή σχεδιασμού της εφελκυστικής δύναμης N_{Ed} σε κάθε διατομή θα ικανοποιεί τη σχέση:

$$N_{Ed} \leq N_{t,Rd} \quad (5.2)$$

Όπου:

- $N_{t,Rd}$ η εφελκυστική αντίσταση σχεδιασμού της διατομής, λαμβανομένη ως η μικρότερη από:

- a) την πλαστική αντίσταση σχεδιασμού της πλήρους διατομής

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} \quad (5.2)$$

Όπου:

- A το εμβαδόν της πλήρους διατομής
- f_y το όριο διαρροής του χάλυβα
- γ_{M0} ο επιμέρους συντελεστής ασφαλείας του χάλυβα.

- b) την οριακή αντοχή σχεδιασμού της καθαρής διατομής στη θέση των οπών των συνδέσμων

$$N_{u,Rd} = \frac{0,9 \times A_{net} \times f_u}{\gamma_{M2}} \quad (5.3)$$

Όπου:

- A_{net} το εμβαδόν της καθαρής διατομής
- F_u η εφελκυστική αντοχή του χάλυβα
- γ_{M2} ο επιμέρους συντελεστής ασφαλείας του χάλυβα σε θραύση

Επομένως έχουμε:

$$N_{t,Rd} = \min \left\{ \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}}, \frac{0,9 \times A_{net} \times f_u}{\gamma_{M2}} \right\} \quad (5.4)$$

5.2.2. Έλεγχος διατομής σε θλίψη

Για μέλη υπό αξονική θλίψη, η τιμή σχεδιασμού της θλιπτικής δύναμης N_{Ed} σε κάθε διατομή θα πρέπει να ικανοποιεί τη σχέση:

$$N_{Ed} \leq N_{c,Rd} \quad (5.5)$$

Όπου:

- $N_{c,Rd}$ η αντοχή σχεδιασμού της διατομής σε ομοιόμορφα επιβεβλημένη θλίψη και είναι ίση με:

$$N_{c,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{για διατομές κατηγορίας 1, 2 ή 3} \quad (5.5-1)$$

$$N_{c,Rd} = \frac{A_{eff} \times f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{για διατομές κατηγορίας 4} \quad (5.5-2)$$

5.2.3. Έλεγχος διατομής σε τέμνουσα

Η τιμή σχεδιασμού της τέμνουσας δύναμης V_{Ed} σε κάθε διατομή πρέπει να ικανοποιεί τη σχέση:

$$V_{Ed} \leq V_{c,Rd} \quad (5.6)$$

Όπου:

- $V_{c,Rd}$ η αντοχή σχεδιασμού της διατομής σε τέμνουσα.

Για πλαστικό σχεδιασμό, η $V_{c,Rd}$ είναι ίση με την πλαστική διατμητική αντοχή $V_{pl,Rd}$ (χωρίς παρουσία στρεπτικής καταπόνησης), όπως δίνεται από τη σχέση:

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}} \quad (5.7)$$

Όπου:

- A_v είναι η επιφάνεια διάτμησης

Το κριτήριο διαρροής του χάλυβα σε διάτμηση είναι σύμφωνα με το κριτήριο ισοδυναμίας von Mises ίσο με $f_y / 3$.

5.2.4. Έλεγχος διατομής σε κάμψη

Όταν η τέμνουσα δύναμή στη διατομή μπορεί να θεωρηθεί μικρή, τόσο ώστε η επίδρασή της επί της καμπτικής αντοχής να μπορεί να αμεληθεί, η τιμή σχεδιασμού της ροπής κάμψης M_{Ed} σε κάθε διατομή πρέπει να ικανοποιεί τη σχέση:

$$M_{Ed} \leq M_{c,Rd} \quad (5.8)$$

Όπου:

- $M_{c,Rd}$ η αντοχή σχεδιασμού σε κάμψη, η οποία ισούται με:

- $M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{M0}}$ για διατομές κατηγορίας 1 ή 2

- $M_{c,Rd} = M_{el,Rd} = \frac{W_{el} \times f_y}{\gamma_{M0}}$ για διατομές κατηγορίας 3

- $M_{c,Rd} = \frac{W_{eff} \times f_y}{\gamma_{M0}}$ για διατομές κατηγορίας 4.

5.2.5. Έλεγχος διατομής σε κάμψη και τέμνουσα

Γενικά, όταν στην ίδια διατομή με την καμπτική ροπή συνυπάρχει σημαντική τέμνουσα δύναμη, πρέπει να λαμβάνεται υπόψη η επιρροή της επί της ροπής αντοχής, δεδομένου ότι μέρος της διατομής αναλίσκεται στην παραλαβή τέμνουσας. Όταν η τέμνουσα είναι σχετικά μικρή, η παραπάνω επιρροή μπορεί να αμελείται, όπως έχει ήδη αναφερθεί.

Εάν η τέμνουσα δύναμη είναι μικρότερη από τη μισή πλαστική διατμητική αντοχή, η επίδρασή της στη ροπή αντοχής μπορεί να αμελείται. Όταν η δρώσα τέμνουσα δύναμη V_{Ed} είναι μεγαλύτερη από το 50% της πλαστικής διατμητικής αντοχής, πρέπει να λαμβάνεται ως αντοχή σχεδιασμού της διατομής η απομειωμένη ροπή αντοχής, η οποία υπολογίζεται λαμβάνοντας υπόψη για την επιφάνεια διάτμησης A_v τη μειωμένη τιμή της τάσης διαρροής:

$$(1 - \rho) \times f_y \quad (5.9)$$

Όπου:

$$\rho = \left(\frac{2 \times V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} - 1 \right)^2 \quad (5.10)$$

Για διατομές I κατηγορίας 1 ή 2 με ίσα πέλματα και καμπτόμενες περί τον ισχυρό άξονα, η μειωμένη πλαστική ροπή αντοχής που λαμβάνει υπόψη τη διάτμηση, μπορεί να υπολογίζεται από τη σχέση:

$$M_{y,V,Rd} = \left(W_{pl,y} - \frac{\rho \times A_w^2}{4 \times t_w} \right) \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}}, \quad (5.11)$$

αλλά πρέπει : $M_{y,V,Rd} \leq M_{y,c,Rd}$

Όπου:

- $M_{y,V,Rd}$ υπολογίζεται όπως η αντοχή σχεδιασμού σε κάμψη $M_{c,Rd}$
- $A_w = h_w \cdot t_w$ το εμβαδόν του κορμού
- h_w το ύψος του κορμού
- t_w το πάχος του κορμού.

5.2.6. Έλεγχος διατομής σε κάμψη και αξονική δύναμη

Για διατομές κατηγορίας 1 και 2, η επίδραση της αξονικής δύναμης λαμβάνεται υπόψη με μείωση της πλαστικής ροπής αντοχής. Το κριτήριο σχεδιασμού είναι:

$$M_{Ed} \leq M_{N,Rd} \quad (5.12)$$

Όπου:

- $M_{N,Rd}$ η πλαστική ροπή αντοχής, μειωμένη λόγω της αξονικής δύναμης N_{Ed} .

Για διατομές διπλής συμμετρίας I και H ή άλλες διατομές με πέλματα, δεν απαιτείται να γίνεται μείωση της πλαστικής ροπής αντοχής περί τον άξονα $y-y$ λόγω της επίδρασης της αξονικής δύναμης, όταν ικανοποιούνται συγχρόνως τα δύο παρακάτω κριτήρια:

$$N_{Ed} \leq 0,25 N_{pl,Rd} \quad (5.13)$$

$$N_{Ed} \leq \frac{0,50 \times h_w \times t_w \times f_y}{\gamma_{M0}} \quad (5.14)$$

Για διατομές διπλής συμμετρίας I και H, δεν απαιτείται να γίνεται μείωση της πλαστικής ροπής αντοχής περί τον άξονα z-z λόγω της επίδρασης της αξονικής δύναμης, όταν:

$$N_{Ed} \leq \frac{h_w \times t_w \times f_y}{\gamma_{M0}} \quad (5.15)$$

Για διατομές διπλής συμμετρίας I και H και για συγκολλητές διατομές I και H με ίσα πέλματα, στις οποίες δεν λαμβάνονται υπόψη οι σπές κοχλιών, μπορεί να χρησιμοποιούνται οι σχέσεις:

$$M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd} (1 - n) / (1 - 0,50 * a) \quad (5.16)$$

$$\text{Αλλά: } M_{N,y,Rd} \leq M_{pl,y,Rd}$$

$$\text{Για } n \leq a: \quad M_{N,z,Rd} \leq M_{pl,z,Rd}$$

$$\text{Για } n > a: \quad M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd} \left[1 - \left(\frac{n-a}{1-a} \right)^2 \right]$$

Όπου:

- $n = N_{Ed} / N_{pl,Rd}$ και $a = (A - 2 * b * t_f) / A$ με $a \leq 0,50$

Για κοίλες διατομές σταθερού πάχους και για συγκολλητές κιβωτιοειδείς διατομές με ίσα πέλματα και ίσους κορμούς, στις οποίες δεν λαμβάνονται υπόψη οι σπές κοχλιών, μπορεί να χρησιμοποιούνται οι σχέσεις:

$$M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd} (1 - n) / (1 - 0,50 * a_w) \quad (5.17)$$

$$\text{αλλά: } M_{N,y,Rd} \leq M_{pl,y,Rd}$$

$$M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd} (1 - n) / (1 - 0,50 * a_f) \quad (5.18)$$

$$\text{αλλά: } M_{N,y,Rd} \leq M_{pl,y,Rd}$$

Όπου:

- $a_w = (A - 2bt) / A$ και $a_f = (A - 2ht) / A$, αλλά $a_w, a_f \leq 0,5$ για κοίλες διατομές
- $a_w = (A - 2bt_f) / A$ και $a_f = (A - 2ht_w) / A$, αλλά $a_w, a_f \leq 0,5$ για συγκολλητές κιβωτιοειδείς διατομές

Για διαξονική κάμψη, οι διατομές παρουσιάζουν πλαστικό ουδέτερο άξονα κεκλιμένο ως προς το ορθογωνικό σύστημα αξόνων της διατομής κατά γωνία, η οποία εξαρτάται από το λόγο των ροπών και που δρουν ως προς τους δύο κύριους άξονες και από τη γεωμετρία της διατομής. Στην περίπτωση αυτή μπορεί να χρησιμοποιείται για τον έλεγχο επάρκειας της διατομής το παρακάτω κριτήριο αλληλεπίδρασης:

$$\left[\frac{M_{y,Ed}}{M_{N,y,Rd}} \right]^{\alpha} + \left[\frac{M_{z,Ed}}{M_{N,z,Rd}} \right]^{\beta} \leq 1 \quad (5.19)$$

στο οποίο οι εκθέτες α και β είναι σταθερές, που μπορεί να λαμβάνονται συντηρητικά ίσες με τη μονάδα, η ακριβέστερα για διατομές I και H: $\alpha=2$, $\beta=5n$, $\beta \geq 1$ και για κοίλες κυκλικές διατομές: $\alpha=2$ και $\beta=2$.

5.3. Έλεγχος μελών

Στο προηγούμενο κεφάλαιο παρουσιάστηκε η αντοχή των διατομών σε διάφορα είδη καταπονήσεων και στους συνδυασμούς τους. Σε πολλές περιπτώσεις η αντοχή της διατομής καθορίζει και την αντοχή ολόκληρου του μέλους (π.χ. εφελκυσμός, κάμψη πλευρικά προστατευμένων δοκών). Σε πολλές άλλες περιπτώσεις όμως διαπιστώνεται ότι υπάρχει στάθμη της εξωτερικής φόρτισης, για την οποία το μέλος χάνει την ευστάθειά του και αποκτά τη δυνατότητα να ισορροπήσει, πέραν της αρχικής και σε μία γειτονική θέση ισορροπίας (λυγισμός). Η στάθμη αυτή φόρτισης εκφράζει πρακτικά, την εξάντληση της αντοχής του μέλους και παρατηρείται δε, γενικά, χαμηλότερα ή πολύ χαμηλότερα από τη στάθμη της φόρτισης, η οποία εξαντλεί την αντοχή της διατομής του.

Στο παρόν κεφάλαιο εξετάζονται περιπτώσεις φορτίσεως για τις οποίες η αντοχή των μελών δεν προκύπτει από την αντοχή των διατομών τους, αλλά απαιτείται η θεώρηση ολόκληρου του μέλους ως στοιχείου αναφοράς.

5.3.1. Καμπτικός λυγισμός λόγω αξονικής θλιπτικής δύναμης

Αποτελεί τη συνηθέστερη μορφή αστάθειας θλιβόμενων μελών μεταλλικών κατασκευών. Η απώλεια της ευστάθειας του αρχικώς ευθύγραμμου μέλους εκδηλώνεται με μετάπτωσή του σε μία καμπυλωμένη μορφή, με κάμψη περί τον ισχυρό ή τον ασθενή άξονα της διατομής του μέλους, χωρίς την ταυτόχρονη εμφάνιση σχετικής στροφής των διατομών. Όπως και στις άλλες μορφές αστοχίας λόγω λυγισμού, το φαινόμενο συμβαίνει πριν το μέλος αναπτύξει την πλαστική αντοχή της διατομής του.

Η επάρκεια του θλιβόμενου μέλους με σταθερή διατομή έναντι καμπτικού λυγισμού ελέγχεται με βάση την ακόλουθη σχέση:

$$N_{Ed} \leq N_{b,Rd}$$

Η αντοχή ενός θλιβόμενου μέλους δίνεται από την σχέση:

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi A f_y}{\gamma_{M1}} \quad \text{για διατομες κατηγορίας 1, 2, 3} \quad (5.20-1)$$

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi A_{eff} f_y}{\gamma_{M1}} \quad \text{για διατομες κατηγορίας 4} \quad (5.20-2)$$

Όπου:

- χ ο μειωτικός συντελεστής λόγω καμπτικού λυγισμού:

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \lambda^2}} \quad \text{αλλα } \chi \leq 1 \quad (5.21)$$

Όπου:

$$\phi = 0,50 * [1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,20) + \bar{\lambda}^2] \quad (5.22)$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}} = \frac{L_{cr}}{i \cdot \lambda_1} = \frac{\lambda}{\lambda_1} \quad \text{για διατομές κατηγορίας 1, 2, 3} \quad (5.23-1)$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A_{eff} \cdot f_y}{N_{cr}}} = \frac{L_{cr} \cdot \sqrt{A_{eff}/A}}{i \cdot \lambda_1} \quad \text{για διατομές κατηγορίας 4} \quad (5.23-1)$$

- $\bar{\lambda}$ ανηγμένη λυγηρότητα
- α συντελεστής ατελειών, που αντιστοιχεί σε κάθε καμπύλη λυγισμού και λαμβάνεται από τον Πίνακα 5.3, σε σχέση με τον Πίνακα 5.4
- N_{cr} το ελαστικό κρίσιμο φορτίο για την αντίστοιχη μορφή λυγισμού, βασισμένο στις ιδιότητες της πλήρους διατομής

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{L_{cr}^2} \quad (5.24)$$

- σ_{cr} η κρίσιμη τάση Euler

$$\sigma_{cr} = \frac{N_{cr}}{A} = \frac{\pi^2 EI}{AL_{cr}^2} = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2} \quad (5.25)$$

- L_{cr} το ισοδύναμο μήκος λυγισμού στο υπό θεώρηση επίπεδο λυγισμού
- i η ακτίνα αδράνειας περί τον αντίστοιχο άξονα, υπολογιζόμενη χρησιμοποιώντας τις ιδιότητες της πλήρους διατομής

$$i = \sqrt{I/A} \quad (5.26)$$

- λ λυγηρότητα για την ανάλογη μορφή λυγισμού

$$\lambda = \frac{L_{cr}}{i} \quad (5.27)$$

- λ_1 η οριακή (χαρακτηριστική) λυγηρότητα, ως το σημείο τομής P της οριζόντιας ευθείας για $\sigma = f_y$, με την καμπύλη Euler. Το σημείο τομής P αντιστοιχεί στη λυγηρότητα για την οποία η κρίσιμη τάση λυγισμού κατά Euler είναι ίση με το όριο διαρροής.

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{E/f_y} = 93.9\varepsilon \quad (5.28)$$

- ε (f_y σε N/mm²)

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \quad (5.29)$$

Ο συντελεστής ατελειών α εξαρτάται από τη μορφή της διατομής του μέλους που μελετάται, από τη διεύθυνση κατά την οποία λαμβάνει χώρα ο λυγισμός (άξονες y ή z) και τη διαδικασία κατασκευής που χρησιμοποιήθηκε για το θλιβόμενο μέλος (θερμή έλαση, συγκόλληση ή εν ψυχρώ μόρφωση). Οι τιμές του α , που αυξάνουν με τις ατέλειες, περιέχονται στον Πίνακα 5.4.

Καμπύλη λυγισμού	a	b	c	d
Συντελεστής ατελειών	0.21	0.34	0.49	0.76

Πίνακας 5.4: Συντελεστής ατελειών για καμπύλες λυγισμού

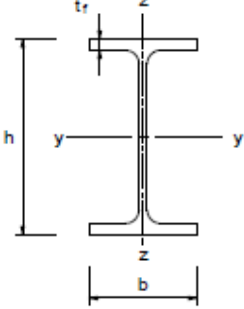
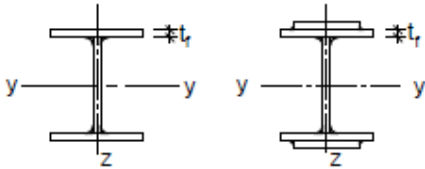

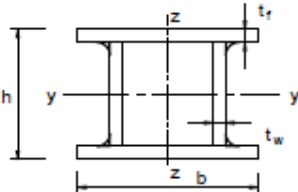
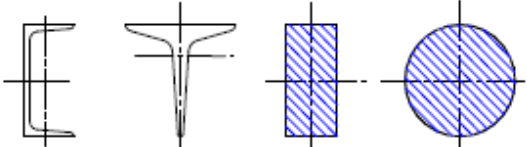
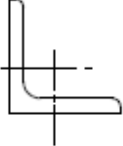
Τιμές του μειωτικού συντελεστή χ για την κατάλληλη ανηγμένη λυγηρότητα λ μπορεί να λαμβάνονται από το Σχήμα 5.1.

Η καμπύλη λυγισμού προκύπτει από τον πίνακα 5.4. Διατομές που δεν περιλαμβάνονται στον πίνακα θα πρέπει να κατατάσσονται ανάλογα με τον τρόπο κατασκευής τους, τη γεωμετρία τους και τον άξονα λυγισμού.

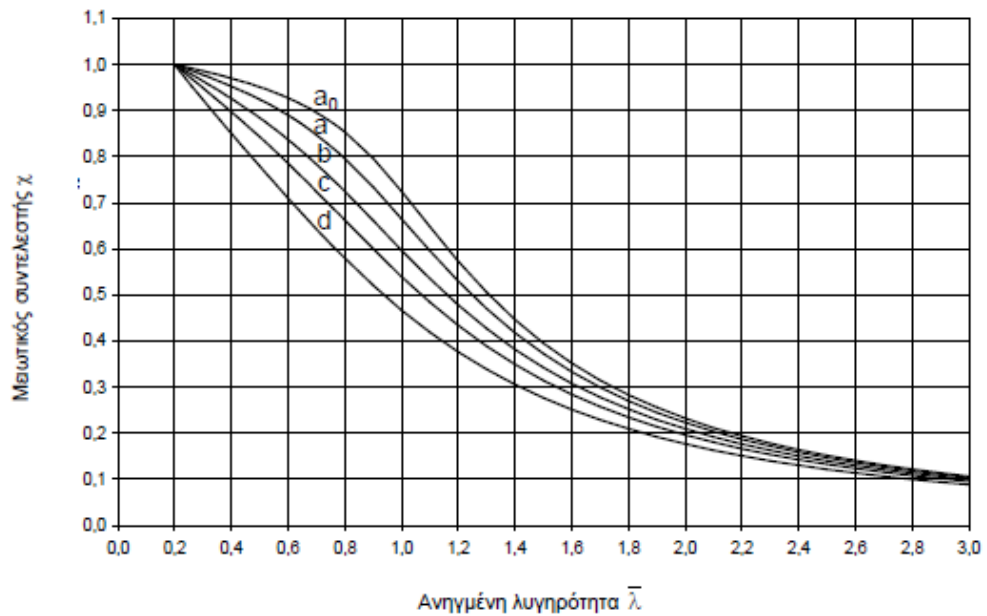
Για λυγηρότητα:

$$\bar{\lambda} \leq 0,2 \quad \text{ή για} \quad \frac{N_{Ed}}{N_{cr}} \leq 0,04$$

(μικρή λυγηρότητα), η αντοχή της διατομής εξαντλείται πριν εκδηλωθεί λυγισμός. Ο έλεγχος του μέλους επομένως ανάγεται στον έλεγχο της διατομής του.

Διατομή	Όρια	Λυγισμός περί τον άξονα	Καμπύλη λυγισμού		
			S 235 S 275 S 355 S 420	S 460	
Ελατές διατομές 	$h/b > 1,2$	$t_f \leq 40 \text{ mm}$	y-y z-z	a a ₀	a ₀ a ₀
		$40 \text{ mm} < t_f \leq 100$	y-y z-z	b c	a a
	$h/b \leq 1,2$	$t_f \leq 100 \text{ mm}$	y-y z-z	b c	a a
		$t_f > 100 \text{ mm}$	y-y z-z	d d	c c
Συγκολλητές I-διατομές 	$t_f \leq 40 \text{ mm}$	y-y z-z	b c	b c	
	$t_f > 40 \text{ mm}$	y-y z-z	c d	c d	
Κοίλες Διατομές 	Εν θερμό έλαση	Κάθε	a	a ₀	
	Ψυχρή έλαση	Κάθε	c	c	
Συγκολλητές κίβωτοειδείς διατομές 	Γενικά (εκτός των κατωτέρω)	Κάθε	b	b	
	Μεγάλα πάχη ραφής: $a > 0,5t_f$ $b/t_f < 30$ $h/t_w < 30$	Κάθε	c	c	
U-, T- και συμπλεγείς διατομές 		Κάθε	c	c	
L-διατομές 		Κάθε	b	b	

Πίνακας 5.5: Επιλογή καμπύλης λυγισμού για δεδομένη διατομή



Σχήμα 5.1: Καμπύλες λυγισμού

5.3.2. Στρεπτοκαμπτικός (πλευρικός) λυγισμός

Σύμφωνα με τον κανονισμό, μία δοκός σταθερής διατομής μη προστατευμένη πλευρικά που υπόκειται σε κάμψη περί τον ισχυρό άξονα, πρέπει να ελέγχεται έναντι πλευρικού λυγισμού με βάση τη σχέση:

$$M_{Ed} \leq M_{b,Rd} \quad (5.30)$$

Όπου:

- M_{Ed} η ροπή κάμψης σχεδιασμού (περί τον ισχυρό άξονα)
- $M_{b,Rd}$ η ροπή αντοχής έναντι πλευρικού λυγισμού, η οποία δίνεται από τη σχέση:

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} * W_y * \frac{f_y}{\gamma_{M1}} \quad (5.31)$$

Ο μειωτικός συντελεστής χ_{LT} για καμπτόμενα μέλη σταθερής διατομής είναι:

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 + \bar{\lambda}_{LT}^2}}, \text{ αλλά } \chi_{LT} \leq 1 \quad (5.32)$$

Όπου:

$$\Phi_{LT} = 0,50 * [1 + a_{LT} * (\bar{\lambda}_{LT} - 0,20) + \bar{\lambda}_{LT}^2] \quad (5.33)$$

- a_{LT} συντελεστής ατελειών
- $\bar{\lambda}_{LT}$ η ανηγμένη λυγηρότητα πλευρικού λυγισμού

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y f_y}{M_{cr}}} \quad (5.34)$$

- M_{cr} η ελαστική κρίσιμη ροπή σε πλευρικό λυγισμό

Όταν η ανηγμένη λυγηρότητα μίας δοκού είναι μικρότερη από:

$$\bar{\lambda}_{LT} \leq 0,20 \quad \text{ή} \quad \frac{M_{Ed}}{M_{cr}} \leq 0,04 \quad (5.35)$$

οι επιδράσεις του πλευρικού λυγισμού μπορούν να αμεληθούν και να γίνονται μόνον έλεγχοι διατομής.

Στην περίπτωση μιας δοκού σταθερής διατομής, συμμετρικής ως προς τον ασθενή άξονα αδρανείας της και καμπτόμενης περί τον ισχυρό άξονα αδρανείας της, η κρίσιμη ελαστική ροπή πλευρικού λυγισμού υπολογίζεται από την εξίσωση:

$$M_{cr} = \frac{C_1 \pi^2 E I_Z}{(kL)^2} \left\{ \sqrt{\left(\frac{k}{k_w} \right)^2 \frac{I_w}{I_Z} + \frac{(kL)^2 G I_t}{\pi^2 E I_Z} + (C_2 z_g - C_3 z_j)^2} - (C_2 z_g - C_3 z_j)^2 \right\} \quad (5.36)$$

Όπου:

- C_1, C_2, C_3 συντελεστές εξαρτώμενοι από τις συνθήκες φόρτισης και στρεπτικής στήριξης
- I_t η σταθερά στρέψης
- I_w η σταθερά στρέβλωσης
- I_z η ροπή αδρανείας ως προς τον ασθενή άξονα
- L το μήκος της δοκού μεταξύ σημείων πλευρικά εξασφαλισμένων
- K, k_w συντελεστές εξαρτώμενοι από το είδος των στηρίξεων ως προς την ελευθερία στροφής και στρέβλωσης των άκρων του εξεταζόμενου πλευρικά μη προστατευόμενου τμήματος
- $Z_g = z_a - z_s$ η απόσταση του κέντρου διάτμησης από το σημείο εφαρμογής του φορτίου
- z_a η τεταγμένη του σημείου εφαρμογής του φορτίου ως προς τον κεντροβαρικό άξονα y-y
- z_s η τεταγμένη του κέντρου διάτμησης ως προς τον κεντροβαρικό άξονα y-y
- $z_j = z_s - \frac{0,50 \iint z(x^2 + y^2) dx dy}{I_y}$

Οι τεταγμένες z_a και z_s μετρώνται με αφετηρία το κέντρο βάρους της διατομής και είναι προσημασμένες με θετική φορά προς το θλιβόμενο πέλαμα της διατομής.

Ο συντελεστής k λαμβάνεται ίσος προς τη μονάδα, όταν και τα δύο άκρα του πλευρικά μη προστατευόμενου τμήματος μπορούν να προσομοιωθούν με απλές στρεπτικές στηρίξεις. Εάν και τα δύο άκρα είναι πακτωμένα αντιστοιχεί τιμή $k = 0,50$, ενώ για περίπτωση ενός άκρου πακτωμένου και ενός με απλή στρεπτική στήριξη $k = 0,70$. Ο συντελεστής k αφορά τη στροφή του άκρου στο οριζόντιο επίπεδο, είναι δε ανάλογος του συντελεστή ισοδύναμου μήκους λυγισμού L_{cr}/L ενός θλιβόμενου στοιχείου, για λυγισμό περί τον ασθενή άξονα, σε συνδυασμό με την ελευθερία στροφών λόγω κάμψης στα άκρα.

Ο συντελεστής k_w αφορά τη στρέβλωση του άκρου και θα λαμβάνεται ίσο προς 1,0 για άκρα με ελεύθερη στρέβλωση. Συνίσταται, γενικά, και σε άλλες περιπτώσεις να χρησιμοποιείται η συντηρητική τιμή $k_w = 1$.

Οι τιμές των C_1, C_2, C_3 προκύπτουν για διάφορες περιπτώσεις φόρτισης και διάφορες τιμές του k , ανάλογα με τη μορφή των διαγραμμάτων καμπτικών ροπών στο μήκος L μεταξύ των πλευρικών στηρίξεων.

Για διατομές διπλής συμμετρίας ισχύει $z_j=0$ και για περίπτωση φόρτισης μόνο με ακραίες ροπές και εγκάρσια φορτία που εφαρμόζονται στο κέντρο διάτμησης ισχύει $C_2=0$ και $z_g=0$.

Η κρίσιμη ελαστική ροπή πλευρικού λυγισμού μίας δοκού σταθερής διατομής με ίσα πέλματα και συνήθεις στρεπτικές συνθήκες στήριξης στα άκρα της, στην οποία τα φορτία ασκούνται στο κέντρο διάτμησης της και υπόκειται σε ομοιόμορφη (καθαρή) κάμψη ($C_1=1.00$), δίνεται από τη σχέση:

$$M_{cr} = \frac{\pi^2 EI_z}{L^2} \sqrt{I_w + \frac{L^2 GI_t}{\pi^2 EI_z}} \quad (5.37)$$

Όπου:

- E μέτρο ελαστικότητας
- ν ο λόγος Poisson για το υλικό
- G μέτρο στρέψης

$$G = \frac{E}{2*(1+\nu)} \quad (5.38)$$

5.3.3. Στρεπτοκαμπτικός λυγισμός υπό θλίψη και κάμψη

Μέλη για τα οποία ο στρεπτοκαμπτικός λυγισμός είναι πιθανή μορφή αστοχίας, πρέπει να ικανοποιούν τη σχέση:

$$\frac{N_{Ed}}{\gamma_{M1} \frac{x_y * N_{R,k}}{\gamma_{M1}}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{x_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1 \quad (5.39)$$

$$\frac{N_{Ed}}{\gamma_{M1} \frac{x_z * N_{R,k}}{\gamma_{M1}}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{x_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1 \quad (5.40)$$

Όπου:

- $N_{Ed}, M_{y,Ed}, M_{z,Ed}$ οι τιμές σχεδιασμού της θλιπτικής αξονικής δύναμης και των μεγίστων ροπών ως προς τους άξονες y-y και z-z κατά μήκος του μέλους αντίστοιχα
- $\Delta M_{y,Ed}, \Delta M_{z,Ed}$ οι ροπές λόγω της μετατόπισης του κεντροβαρικού άξονα για διατομές κατηγορίας 4
- x_y, x_z οι μειωτικοί συντελεστές λόγω καμπτικού λυγισμού
- x_{LT} ο μειωτικός συντελεστής λόγω πλευρικού λυγισμού
- $k_{yy}, k_{zz}, k_{yz}, k_{zy}$ οι συντελεστές αλληλεπίδρασης, εξαρτώμενοι από τη μέθοδο που έχει επιλεγεί.

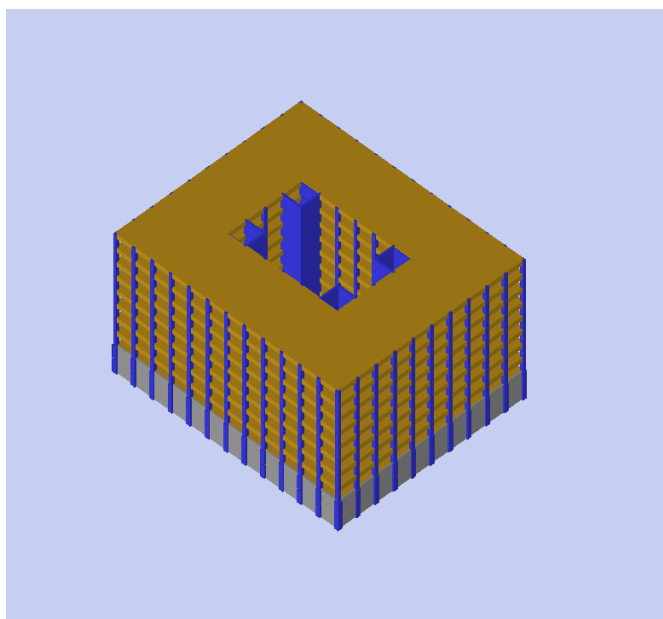
6. ΚΑΤΑΣΚΕΥΗ ΜΟΝΤΕΛΟΥ ΣΤΟ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑ ΑΝΑΛΥΣΗΣ

6.1. Εισαγωγή

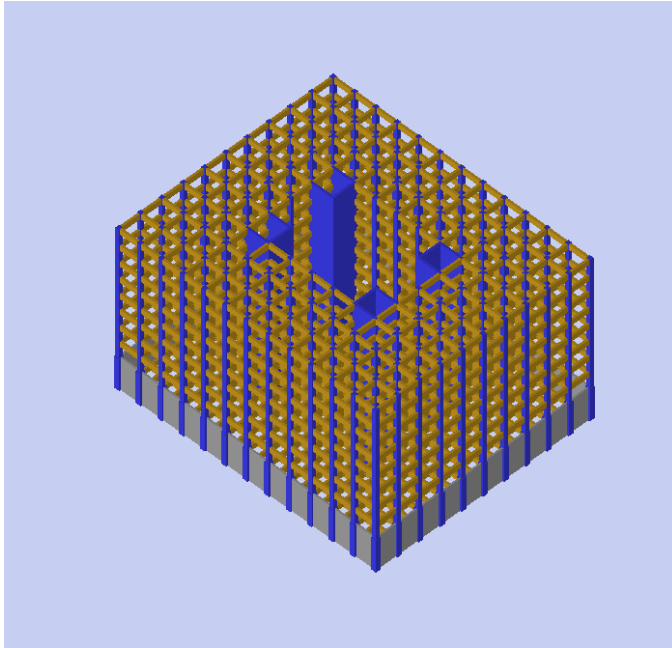
Σε αυτή την παράγραφο θα παρουσιάζεται η λογική προσέγγισης στην επίλυση του κτιρίου. Καταγράφονται βήμα βήμα τα στάδια της επίλυσης του κτιρίου και της δημιουργίας του στατικού μοντέλου και της επίλυσης του. Όπως έχει αναφερθεί και στις προηγούμενες παραγράφους θα γίνει χρήση των Ευρωκωδίκων και των Ελληνικών κανονισμών. Το λογισμικό τρισδιάστατης ανάλυσης δομικών στοιχείων που χρησιμοποιήθηκε στην ανάλυση της κατασκευής έχει ενσωματωμένους τους κανονισμούς αυτούς. Έχει γίνει αλλαγή των απαραίτητων παραμέτρων ώστε να προσομοιάσει το μοντέλο. Στην παρούσα διπλωματική εργασία θα μελετηθούν δύο διαφορετικά μοντέλα, αυτό του δομικού χάλυβα και του οπλισμένου σκυροδέματος. Θα μελετηθούν πέντε περιπτώσεις στο μοντέλο του δομικού χάλυβα. Είναι σημαντικό να αναφερθεί ότι το υπόγειο θα παραμείνει το ίδιο για όλες τις περιπτώσεις που θα μελετηθούν.

6.2. Κτίριο Από Οπλισμένο Σκυρόδεμα

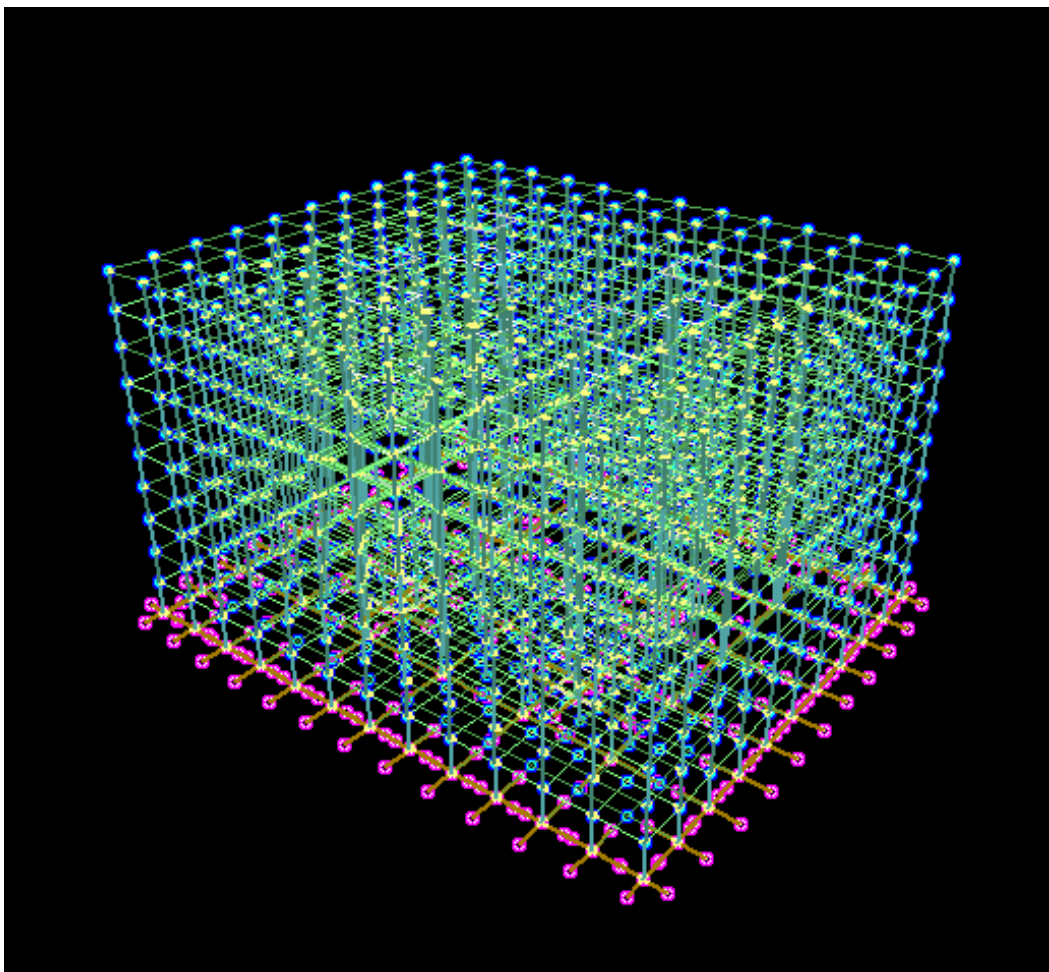
Στην Ελλάδα το σύνθετο δομικό υλικό των κατασκευών είναι το οπλισμένο σκυρόδεμα, διότι αποτελεί ένα εγχώριο προϊόν με καλύτερη τιμή σε σχέση με τα άλλα δομικά υλικά. Ένα από τα βασικότερα χαρακτηριστικά του οπλισμένου σκυροδέματος είναι ότι το τελικό προϊόν είναι μονολιθικό σε αντίθεση με τις κατασκευές δομικού χάλυβα οι οποίες συνδέονται στο εργοτάξιο και δεν είναι ενωμένα δομικά στοιχεία όπως συμβαίνει με τον χάλυβα. Εφόσον γίνει η σκυροδέτηση και το σκυρόδεμα αποκτήσει την αντοχή, αυτό συμπεριφέρεται σαν ένα ενιαίο σώμα. Θα μελετηθεί αρχικά το στατικό μοντέλο με δομικό υλικό το οπλισμένο σκυρόδεμα ώστε να ελεγχθεί η συμπεριφορά του κτιρίου. Το αρχιτεκτονικό μοντέλο της κατασκευής μεταφράζεται στο λογισμικό τρισδιάστατης στατικής ανάλυσης όπως φαίνεται στο παρακάτω σχήμα.



Σχήμα 6.1: Τρισδιάστατη απεικόνιση στατικού μοντέλου



Σχήμα 6.2: Τρισδιάστατη απεικόνιση στατικού μοντέλου



Σχήμα 6.3: Τρισδιάστατη απεικόνιση στατικού μοντέλου

Η επίλυση από το λογισμικό τρισδιάστατης στατικής ανάλυσης δεν εμφανίζει κάποιο σφάλμα όπως φαίνεται και από το παράθυρο «Αποτελέσματα ελέγχων και επίλυσης».

```

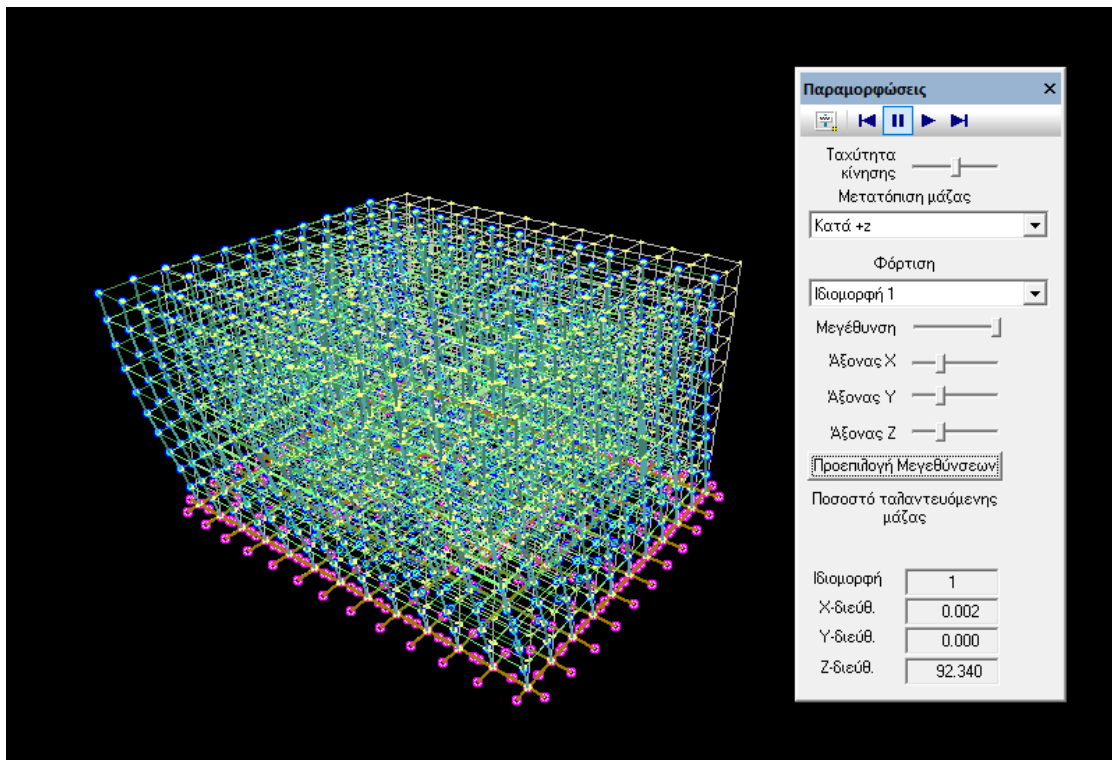
Αποτελέσματα ελέγχων και επίλυσης
Επίλυση και οπλισμός πλακών :
Εκκίνηση του "C:\Program Files (x86)\LH Software\Fespa - Tekton\FEPLAW.EXE"...
Τέλος επίλυσης.
Δεν παράχθησαν αποτελέσματα.
Επίλυση στατικού συστήματος :
Εκκίνηση του "C:\Program Files (x86)\LH Software\Fespa - Tekton\FESPA.EXE"...
Τέλος επίλυσης.
Επίλυση αρχείου : D:\000- διπλωματική εργασία\fespa\teliko\concrete\model-fist-step-concrete.xff
Χρόνος επίλυσης : 0: 0:18.8
Η επίλυση ολοκληρώθηκε επιτυχώς! 0
Υπολογισμός ανάγκης ικανοτικού ελέγχου :
Εκκίνηση του "C:\Program Files (x86)\LH Software\Fespa - Tekton\FEWIKAN.EXE"...
Τέλος επίλυσης.
Πληροφορία I4001 ΟΙΚΟ: Οπλισμός Στόλων: Με Ικανοτικό Έλεγχο Κόμβων.

Επίλυση δοκών :
Εκκίνηση του "C:\Program Files (x86)\LH Software\Fespa - Tekton\FEBWN.EXE"...
Τέλος επίλυσης.

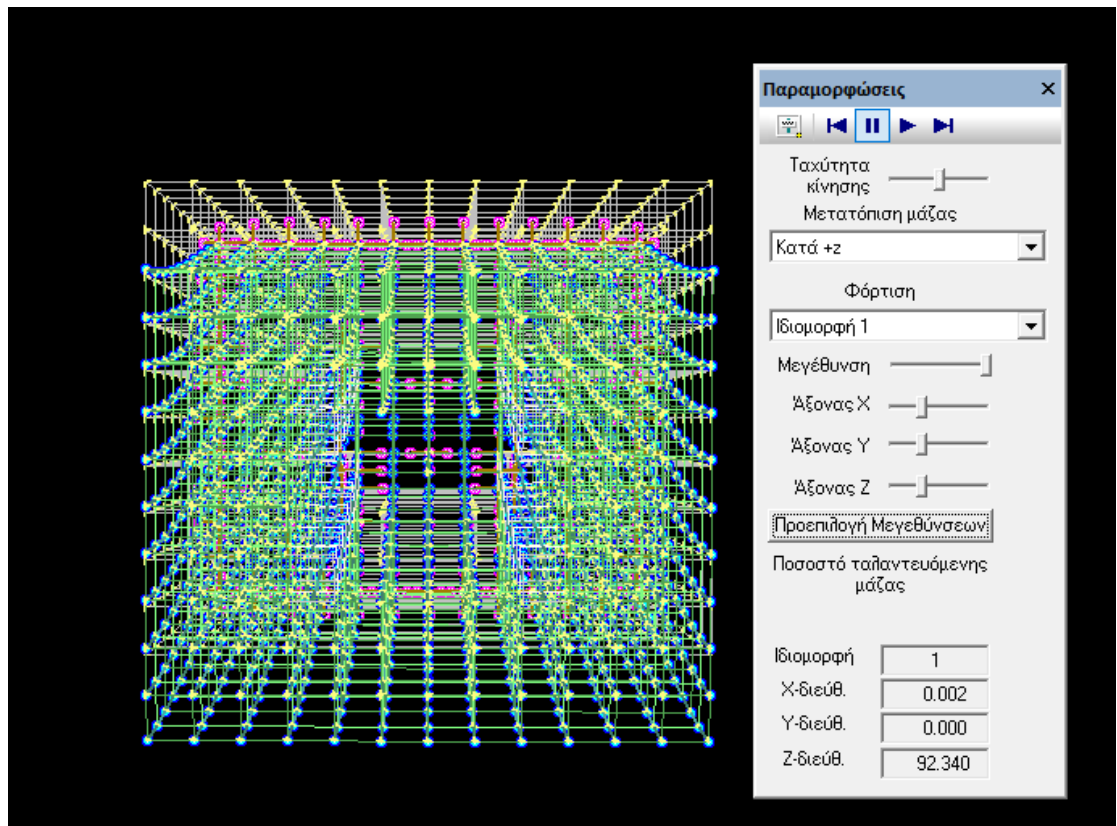
```

Σχήμα 6.4: Αποτελέσματα ελέγχων και επίλυσης

Παρακάτω παραθέτουμε μερικές από τις πρώτες ιδιομορφές του συστήματος. Από την πρώτη ιδιομορφή παρατηρούμε ότι έχουμε μετακίνηση κατά τον άξονα Z.

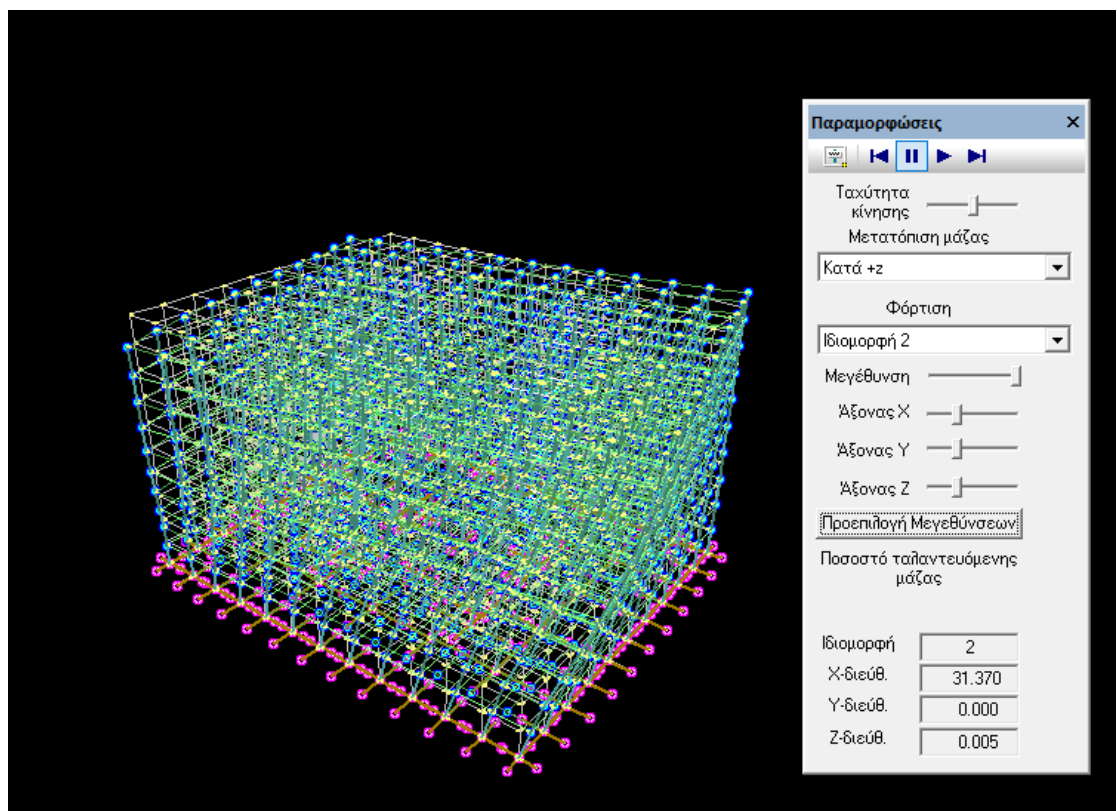


Σχήμα 6.5: Τρισδιάστατά απεικόνιση πρώτης ιδιομορφής

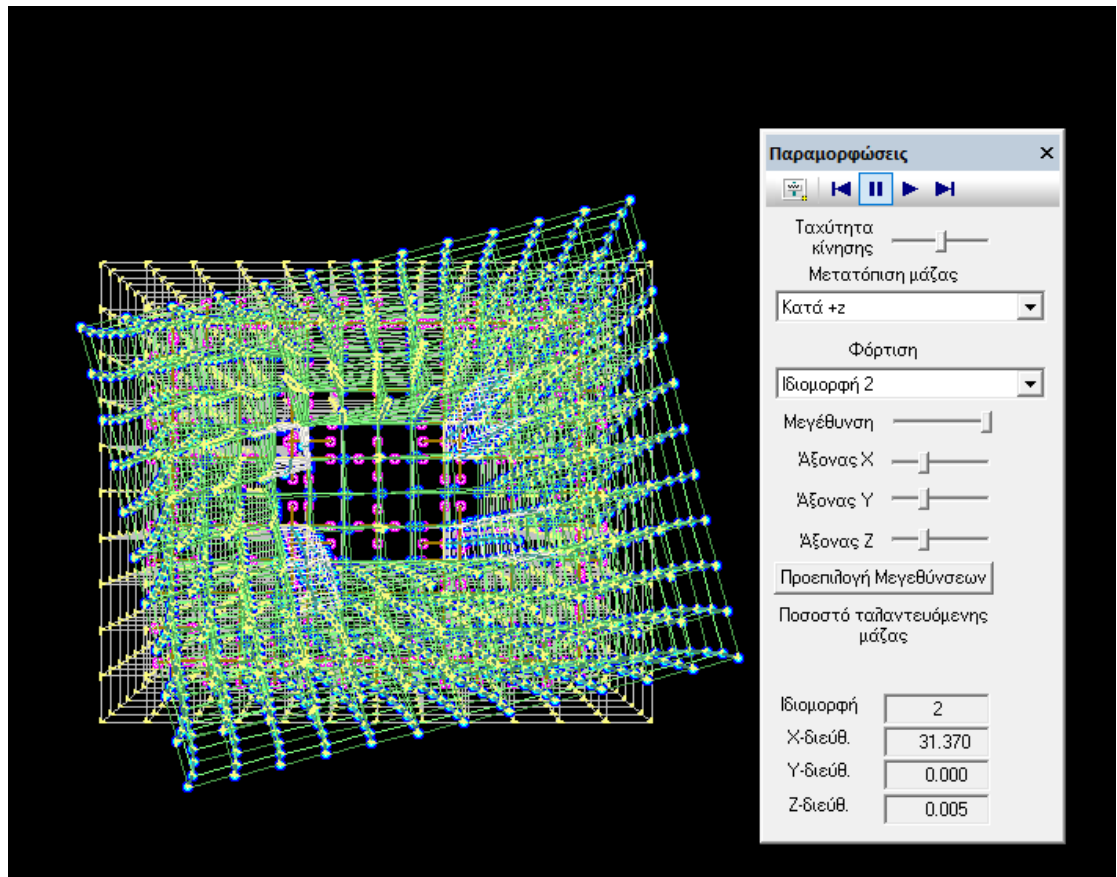


Σχήμα 6.6: Σε κάτοψη η αποίκιση της πρώτης ιδιομορφής

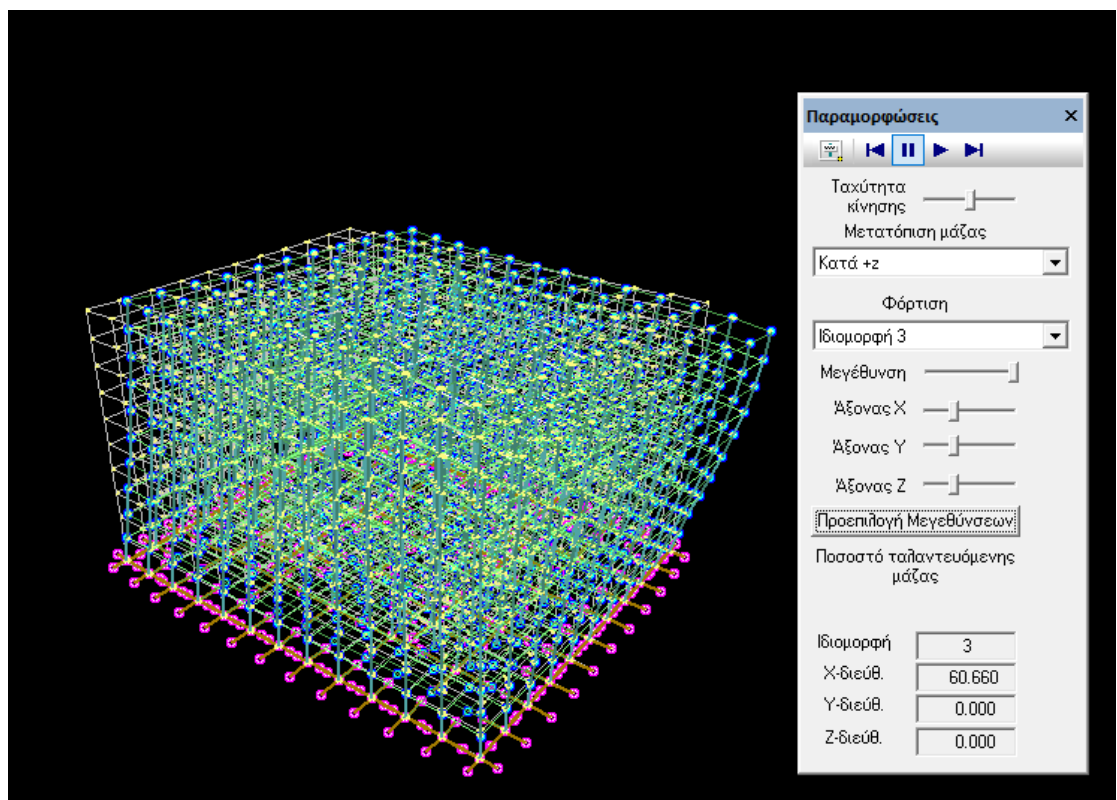
Στις επόμενες δυο ιδιομορφές παρατηρούμε ότι δεν είναι μετακινησιακές αλλά στροφικές. Στα ακόλουθα σχήματα παρουσιάζονται οι αντίστοιχες ιδιομορφές.



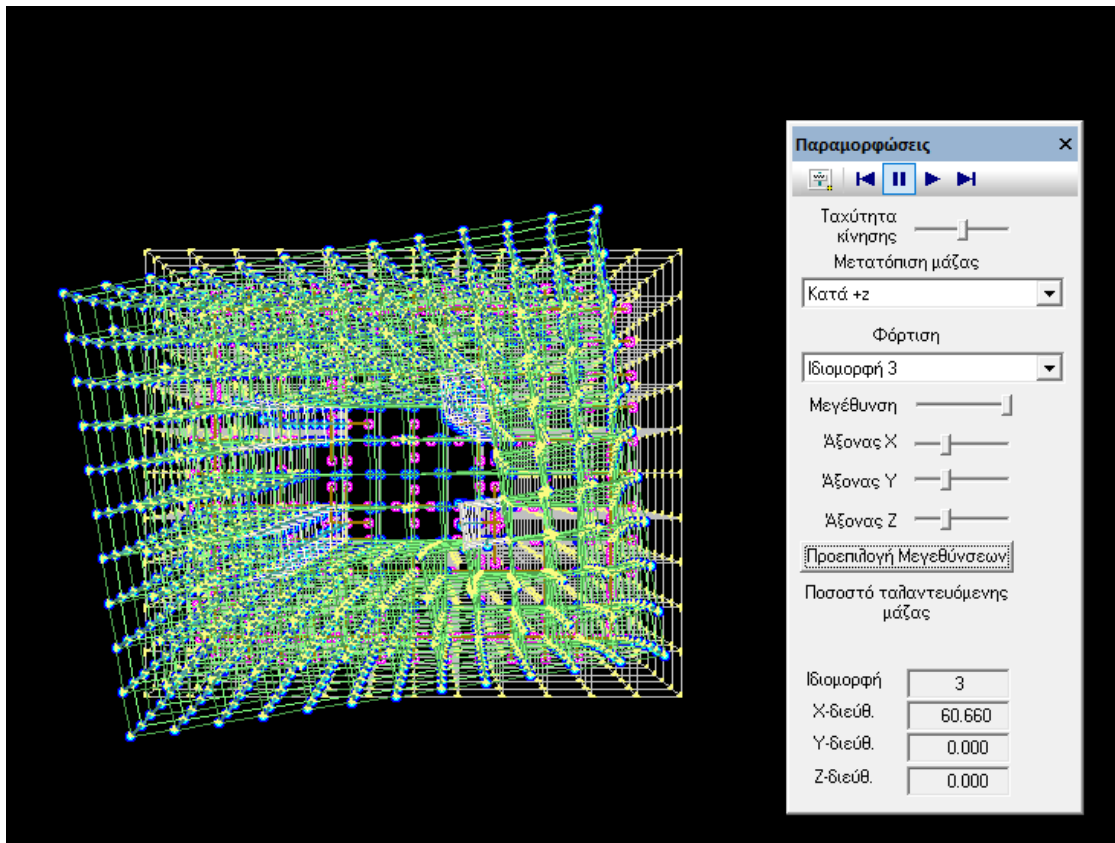
Σχήμα 6.7: Τρισδιάστατα απεικόνιση δεύτερης ιδιομορφής



Σχήμα 6.8: Σε κάτοψη η αποίκιση της δεύτερης ιδιόμορφης



Σχήμα 6.9: Τρισδιάστατά απεικόνιση τρίτης ιδιόμορφης



Σχήμα 6.10: Σε κάτοψη η αποίκιση της τρίτης ιδιόμορφης

Από την επίλυση της κατασκευής στο τεύχος των αποτελεσμάτων παρατηρούνται οι συνολικές μετατοπίσεις που θα υποστεί η κατασκευή. Στο παρακάτω σχήμα παρατίθενται τα αποτελέσματα αυτής της ανάλυσης καθώς και της προσμέτρησης του κτιρίου. Ο συνολικός όγκος σκυροδέματος είναι 7800 m³ και το βάρος του σιδηρού οπλισμού ανέρχεται στα 770000kg.

Πιθανοτικός προσδιορισμός συνδυασμού εντακτών μεγεθών
Μέθοδος: Ταυτόχρονη τριών των μεγεθών. (A.Gurta)

Φαινόμενα 2ος τάξης (EC8-1 §4.4.2.2(2)) - Σεισμικός αρμός (EC8-1 §4.4.2.7) -
Σχετική παραμόρφωση ορόφου (EC8-1 §4.4.3.2)

Επίπεδο [l]	Υψόμετρο [m]	θ [l]	$1/(1-\theta)$ [l]	dsX [cm]	dsZ [cm]	Μέσο($d\theta X$) ² /ν/h [l]	Μέσο($d\theta Z$) ² /ν/h [l]
1	3.00	0.019	1.020	0.42	1.49	0.00036	0.00068
2	0.00	0.023	1.000	0.93	1.06	0.00080	0.00093
3	3.00	0.021	1.000	1.60	1.77	0.00088	0.00095
4	6.00	0.030	1.000	2.36	2.49	0.00090	0.00096
5	9.00	0.017	1.000	2.87	3.14	0.00085	0.00091
6	12.00	0.015	1.000	3.41	3.73	0.00077	0.00082
7	15.00	0.012	1.000	3.89	4.23	0.00067	0.00071
8	18.00	0.010	1.000	4.28	4.63	0.00056	0.00058
9	21.00	0.007	1.000	4.57	4.93	0.00043	0.00044
10	24.00	0.005	1.000	4.75	5.10	0.00029	0.00029

Τα θ , $d\theta$, ds έχουν υπολογιστεί με $\delta = \alpha \cdot \theta$ δε ($\alpha = 4.00$, $\alpha z = 4.00$). Συντελεστής μέγιστου $\nu = 0.50$
(ds : Απόλυτες μετακινήσεις, $d\theta$: Σχετικές μετακινήσεις)

Πίνακας 6.1: Σχετική παραμόρφωση ορόφου

Προμέτρηση: Σύνολο κτιρίου

Ποσότητες σιδηρού οπλισμού

Διάμετρος [mm]	Μήκος [m]	Κg B500C Βάρος [kg]
Φ8	521895.70	20594.80
Φ10	1027355.60	63342.50
Φ12	61384.70	94536.00
Φ14	31136.15	37638.45
Φ16	35517.00	56219.00
Φ18	76494.30	152827.60
Φ20	80402.35	338271.30

Ποσότητες σκυροδέματος - Σιδηρού οπλισμού

Επιφανειακό	[m ²]	43179.30	Βάρος σιδηρού οπλισμού	[kg]	768749.75
Απαραίτητα	[m ³]	1604.70	Όγκος σκυροδέματος	[m ³]	7803.70
Όλη επιφάνεια ελαστικού	[m ²]	41574.60	Αναλογία ΣΣ/Σκυροδότη	[kg/m ³]	98.50

Πίνακας 6.2: Προμέτρηση κτιρίου

6.3. Κτίριο Από Δομικό Χάλυβα

Θα γίνει στατική μελέτη ενός κτιρίου από δομικό χάλυβα, εν μέσω πέντε διαφορετικών αναλύσεων που επεξηγούνται παρακάτω. Σέ όλες τις περιπτώσεις της ανάλυσης του κτιρίου από δομικό χάλυβα, η σύνδεση των κόμβων μεταξύ υποστυλωμάτων και δοκών θα γίνει με άρθρωση. Επιπροσθέτως, επειδή οι πλάκες είναι προκατασκευασμένες και δεν υπάρχει σύνδεση μεταξύ τους στο επίπεδο του ορόφου, η κάθε μία λειτουργεί ξεχωριστά.

Ανάλυση 1. Υποστύλωμα, Δοκός, Προκατασκευασμένη Πλακα Σκυροδεματος

Ανάλυση 2. Οριζοντιους Διαγωνιους Συνδεσμουσ Δυσκαμψιασ

Ανάλυση 3. Κατακορυφουσ Διαγωνιους Συνδεσμουσ Δυσκαμψιασ Χωρισ Στροφη Υποστυλωματων

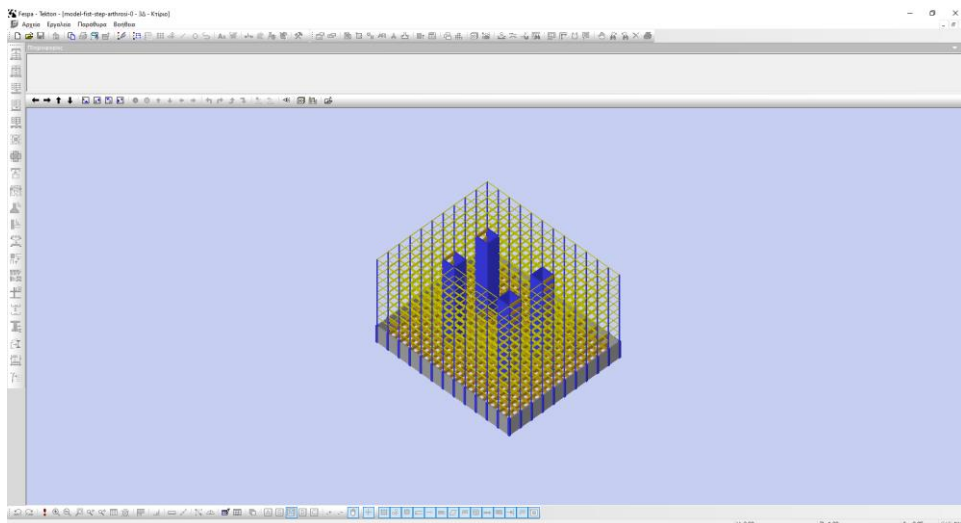
Ανάλυση 4. Κατακόρυφοι Διαγώνιους Συνδεσμούς Δυσκαμψιας Με Στροφή υποστυλωματων κατά 90 μοιρες

Ανάλυση 5. Συνδυασμοσ Οριζοντιων και Κατακορυφων Διαγωνιων Συνδεσμων Δυσκαμψιασ

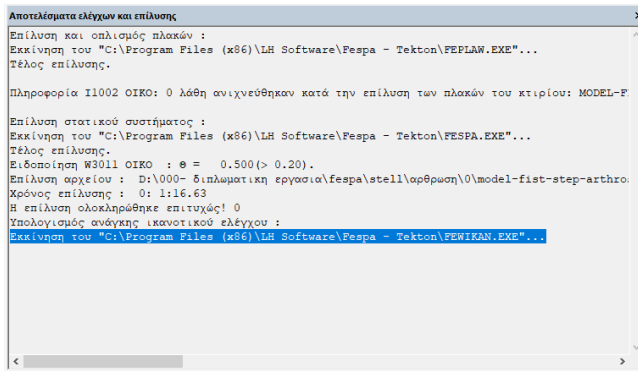
6.3.1. Υποστύλωμα, Δοκός, Προκατασκευασμένη Πλακα Σκυροδεματος

Στην πρώτη ανάλυση το μοντέλο αποτελείται από τα ελάχιστα δυνατά δομικά στοιχεία τα οποία είναι τα υποστυλώματα, τα δοκάρια και οι πλάκες, όπως φαίνεται στο σχήμα 6.1 (απεικονίζονται μόνο τα στοιχεία του δομικού χάλυβα ενώ οι προκατασκευασμένες πλάκες σκυροδέματος δεν εμφανίζονται).

Από την ανάλυση διαπιστώνεται ότι η κατασκευή δεν είναι αρκετά δύσκαμπτη. Τα σφάλματα που προέκυψαν, απεικονίζονται στο σχήμα 6.2. Από το τεύχος των αποτελεσμάτων του προγράμματος στην παράγραφο «Έλεγχος μεταλλικών διατομών», έχουμε μια πλήρη εικόνα του κτιρίου και ποια μέλη αστοχούν. Επειδή η κατασκευή δεν είναι εξασφαλισμένη στην ασθενή της διεύθυνση, προκύπτει αστάθεια του κτιρίου με αποτέλεσμα να χρειάζεται να γίνει χρήση μεγαλύτερων διατομών. Οι μετακινήσεις που αναπτύσσονται από την στατική ανάλυση είναι δυσανάλογα μεγάλες και δεν είναι ανεκτές, διότι είναι της τάξεως των 3m και φαίνονται στο αντίστοιχο σχήμα.



Σχήμα 6.11: Το μοντέλο στο στατικό πρόγραμμα



Σχήμα 6.12: Αποτελέσματα ελέγχων και επίλυσης

Πίνακας δυσμενέστερων λόγων ικανότητας μελών με ίδια διατομή ανά όροφο

Όροφος	Τύπος μελών	Διατομή μελών	Κατηγορία μελών	vy	vz	κδ	λδ	EC3 (6.61) πυ+μγγ+μγγ	EC3 (6.62) πz+μγγ+μγγ	Πρόταση Διατομής
0	ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	HEB220	1	0.04	0.10	8.40	2.31	2.92		SHS400X16
0	ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	IPE200	1	0.31	0.01	1.30	2.10	1.29		IPE270
1	ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	HEB220	1	0.04	0.07	3.58	1.78	1.54		SHS400X16
1	ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	IPE200	1	0.31	0.03	1.64	2.14	1.47		IPE270
2	ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	HEB220	1	0.03	0.05	1.75	1.42	1.25		SHS350X16
2	ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	IPE200	1	0.31	0.06	2.79	3.09	2.31		IPE300
3	ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	HEB220	1	0.02	0.04	0.94	1.15	1.16		SHS300X16
3	ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	IPE200	1	0.31	0.09	4.34	4.26	3.29		IPE400
4	ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	HEB220	1	0.02	0.04	0.84	0.92	1.10		SHS300X12.5
4	ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	IPE200	1	0.31	0.13	6.09	5.61	4.29		IPE450
5	ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	HEB220	1	0.02	0.03	0.77	0.71	0.95		SHS260X12
5	ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	IPE200	1	0.31	0.18	8.75	7.20	5.32		IPE550
6	ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	HEB220	1	0.02	0.03	0.59	0.49	0.68		HEB200
6	ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	IPE200	1	0.31	0.22	9.99	9.03	6.53		IPE600
7	ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	HEB220	1	0.01	0.03	0.29	0.22	0.31		SHS140X12
7	ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	IPE200	1	0.31	0.27	9.99	9.99	7.93		IPE750X137

Πίνακας 6.3: Δυσμενέστερων λόγων ικανότητας μελών με ίδια διατομή ανά όροφο

Πιθαντικός προσδιορισμός συνδυασμού εντατικών μεγεθών
Μέθοδος: Ταυτόχρονα τιμών των μεγεθών. (Α.Γούρα)

Φαινόμενα 2ος τάξης (EC8-1 §4.4.2.2(2)) - Σεισμικός αρμός (EC8-1 §4.4.2.7) - Σχετική παραμόρφωση ορόφου (EC8-1 §4.4.3.2)

Επίπεδο	Υψόμετρο	θ	1/(1-θ)	δκ	δz	Μέσο(δκ) ² /v/h	Μέσο(δz) ² /v/h
[l]	[m]	[l]	[l]	[cm]	[cm]	[l]	[l]
1	-5.00	0.027	1.0000	0.12	0.13	0.0014	0.0016
2	0.00	0.042	1.0000	0.30	0.32	0.0028	0.0030
3	3.00	0.500	2.0000	13.21	10.11	0.09997	0.06646
4	6.00	0.500	2.0000	44.14	35.88	0.02372	0.01609
5	9.00	0.500	2.0000	83.72	72.86	0.03042	0.02227
6	12.00	0.500	2.0000	126.50	117.10	0.03298	0.02694
7	15.00	0.500	2.0000	168.43	165.67	0.03357	0.02840
8	18.00	0.500	2.0000	208.28	216.50	0.03372	0.02994
9	21.00	0.500	2.0000	246.57	266.30	0.03415	0.03072
10	24.00	0.500	2.0000	284.86	320.45	0.03430	0.03094

Το θ, δκ, δz έχουν υπολογιστεί με δ = q * dε (q = 4.00, dε = 4.00), Συντελεστής μείωσης ν = 0.50
(dε: Απόλυτες μετακινήσεις, dκ: Σχετικές μετακινήσεις)

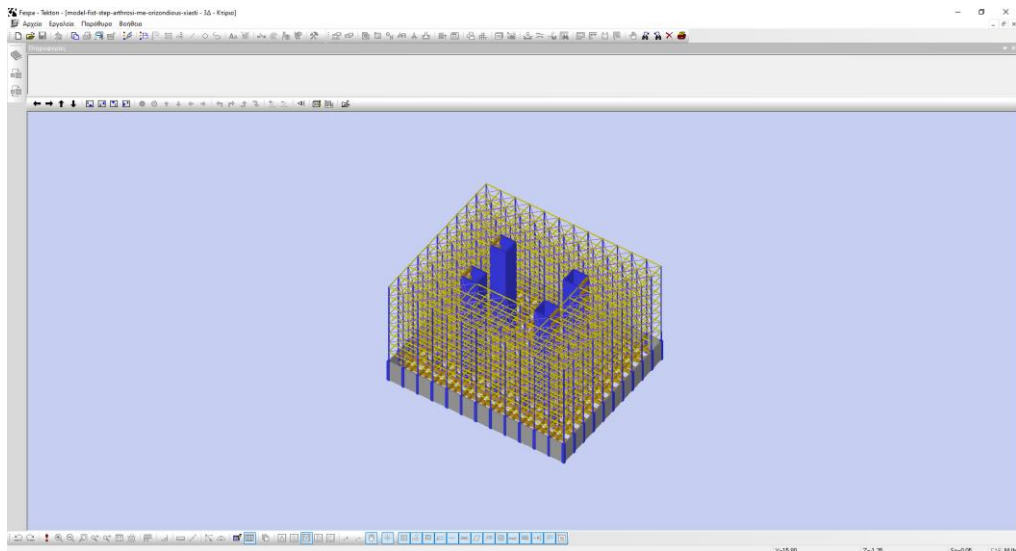
Είναι οι πολλαπλασιασμοί των αποτελεσμάτων κάθε σεισμικής δράσης με τους αντίστοιχους προσβλητικούς συντελεστές 1/(1-θ), ο μέγιστος των οποίων είναι 2.00.
(EC8 § 4.4.2.2(3)2)

ΠΡΟΣΟΧΗ: θ = 0.500 (> 0.20)

Πίνακας 6.4: Σχετική παραμόρφωση ορόφου

6.3.2. Οριζόντιος Διαγωνιος Σύνδεσμος Δυσκαμψίας

Μια πιθανή λύση για την αντιμετώπιση αυτού του προβλήματος θα είναι η τοποθέτηση διαγωνίων συνδέσμων δυσκαμψίας. Η προσομοίωση του μοντέλου στο στατικό πρόγραμμα απεικονίζεται στο παρακάτω σχήμα. Τα αποτελέσματα των ελέγχων και της επίλυσης του προγράμματος δεν εμφανίζουν κανένα σφάλμα. Από τον πίνακα «Ελεγχος των μεταλλικών μελών» εξετάζονται τα μέλη και οι πιθανές αλλαγές.



Σχήμα 6.13: Το μοντέλο στο στατικό πρόγραμμα με τους οριζοντίους διαγώνιους συνδέσμους δυσκαμψίας

```

Αποτελέσματα ελέγχων και επίλυσης
Χρόνος επίλυσης : 0: 0:22.63
Η επίλυση ολοκληρώθηκε επιτυχώς! 0
Υπολογισμός ανάγκης ικανοτικού ελέγχου :
Εκκίνηση του "C:\Program Files (x86)\LH Software\Fespa - Tekton\FEWIKAN.EXE"...
Τέλος επίλυσης.
Πληροφορία I4001 ΟΙΚΟ: Οπλισμός Στύλων: Με Ικανοτικό Έλεγχο Κόμβων.

Επίλυση δοκών :
Εκκίνηση του "C:\Program Files (x86)\LH Software\Fespa - Tekton\FEBWN.EXE"...
Τέλος επίλυσης.

Πληροφορία I6012 Δ 19.2(-1): Θέση = Τέλος, Πάνω: Προσθήκη πρόσθετου οπλισμού λόγω ελέγχου τάσεων 20#20
Πληροφορία I6013 Δ 19.2(-1): Θέση = Τέλος, Κάτω: Προσθήκη πρόσθετου οπλισμού λόγω ελέγχου τάσεων 5#20
Πληροφορία I6013 Δ 19.3(-1): Θέση = Αρχή, Κάτω: Προσθήκη πρόσθετου οπλισμού λόγω ελέγχου τάσεων 2#18
Πληροφορία I6013 Δ 19.8(-1): Θέση = Τέλος, Κάτω: Προσθήκη πρόσθετου οπλισμού λόγω ελέγχου τάσεων 2#18
Πληροφορία I6013 Δ 19.9(-1): Θέση = Αρχή, Κάτω: Προσθήκη πρόσθετου οπλισμού λόγω ελέγχου τάσεων 5#20

Πληροφορία I6005 ΟΙΚΟ: ανιχνεύθηκαν λάθη σε 0 δοκούς του κτιρίου: MODEL-FIST-STEP-ARTHROSI-ME-ORIZONDIOUS-XIASTI.tek
Επίλυση Υποστυλωμάτων :
Εκκίνηση του "C:\Program Files (x86)\LH Software\Fespa - Tekton\FESWN.EXE"...
Τέλος επίλυσης.
Ειδοποίηση W8205 K 61(-2):Πλάστιμο τοίχωμα ορισμένο σαν ΔΣΜ/ΧΑΑΠ
Ειδοποίηση W8205 K 61(-1):Πλάστιμο τοίχωμα ορισμένο σαν ΔΣΜ/ΧΑΑΠ
Ειδοποίηση W8205 K 62(-2):Πλάστιμο τοίχωμα ορισμένο σαν ΔΣΜ/ΧΑΑΠ
Ειδοποίηση W8205 K 62(-1):Πλάστιμο τοίχωμα ορισμένο σαν ΔΣΜ/ΧΑΑΠ
Ειδοποίηση W8205 K 63(-2):Πλάστιμο τοίχωμα ορισμένο σαν ΔΣΜ/ΧΑΑΠ
Ειδοποίηση W8205 K 63(-1):Πλάστιμο τοίχωμα ορισμένο σαν ΔΣΜ/ΧΑΑΠ
Ειδοποίηση W8205 K 64(-2):Πλάστιμο τοίχωμα ορισμένο σαν ΔΣΜ/ΧΑΑΠ
Ειδοποίηση W8205 K 64(-1):Πλάστιμο τοίχωμα ορισμένο σαν ΔΣΜ/ΧΑΑΠ
Ειδοποίηση W8205 K 65(-2):Πλάστιμο τοίχωμα ορισμένο σαν ΔΣΜ/ΧΑΑΠ
Ειδοποίηση W8205 K 65(-1):Πλάστιμο τοίχωμα ορισμένο σαν ΔΣΜ/ΧΑΑΠ
Ειδοποίηση W8205 K 66(-2):Πλάστιμο τοίχωμα ορισμένο σαν ΔΣΜ/ΧΑΑΠ
Ειδοποίηση W8205 K 66(-1):Πλάστιμο τοίχωμα ορισμένο σαν ΔΣΜ/ΧΑΑΠ
Ειδοποίηση W8205 K 67(-2):Πλάστιμο τοίχωμα ορισμένο σαν ΔΣΜ/ΧΑΑΠ
Ειδοποίηση W8205 K 67(-1):Πλάστιμο τοίχωμα ορισμένο σαν ΔΣΜ/ΧΑΑΠ
Ειδοποίηση W8205 K 68(-2):Πλάστιμο τοίχωμα ορισμένο σαν ΔΣΜ/ΧΑΑΠ
Ειδοποίηση W8205 K 68(-1):Πλάστιμο τοίχωμα ορισμένο σαν ΔΣΜ/ΧΑΑΠ
Ειδοποίηση W8205 K 69(-2):Πλάστιμο τοίχωμα ορισμένο σαν ΔΣΜ/ΧΑΑΠ
Ειδοποίηση W8205 K 69(-1):Πλάστιμο τοίχωμα ορισμένο σαν ΔΣΜ/ΧΑΑΠ
Ειδοποίηση W8205 K 70(-2):Πλάστιμο τοίχωμα ορισμένο σαν ΔΣΜ/ΧΑΑΠ
Ειδοποίηση W8205 K 70(-1):Πλάστιμο τοίχωμα ορισμένο σαν ΔΣΜ/ΧΑΑΠ
Ειδοποίηση W8205 K 71(-2):Πλάστιμο τοίχωμα ορισμένο σαν ΔΣΜ/ΧΑΑΠ
Ειδοποίηση W8205 K 71(-1):Πλάστιμο τοίχωμα ορισμένο σαν ΔΣΜ/ΧΑΑΠ
Ειδοποίηση W8205 K 72(-2):Πλάστιμο τοίχωμα ορισμένο σαν ΔΣΜ/ΧΑΑΠ
Ειδοποίηση W8205 K 72(-1):Πλάστιμο τοίχωμα ορισμένο σαν ΔΣΜ/ΧΑΑΠ

Πληροφορία I8004 ΟΙΚΟ: ανιχνεύθηκαν λάθη σε 0 στύλους του κτιρίου: MODEL-FIST-STEP-ARTHROSI-ME-ORIZONDIOUS-XIASTI.tek
Επίλυση δοκών :
Εκκίνηση του "C:\Program Files (x86)\LH Software\Fespa - Tekton\FEBWN.EXE"...
Τέλος επίλυσης.

Πληροφορία I6005 ΟΙΚΟ: ανιχνεύθηκαν λάθη σε 0 πέλδρα του κτιρίου: MODEL-FIST-STEP-ARTHROSI-ME-ORIZONDIOUS-XIASTI.tek
Προμέτρηση Κτιρίου:
Εκκίνηση του "C:\Program Files (x86)\LH Software\Fespa - Tekton\FeWProm.EXE"...
Τέλος επίλυσης.

```

Σχήμα 6.14: Αποτελέσματα ελέγχων και επίλυσης

Πίνακας δυσμενέστερων λόγων ικανότητας μελών με ίδια διατομή ανά όροφο

Όροφ. [l]	Τύπος μελών	Διατομή μελών	Κατηγορία μελών	vy	vz	κλ \ λλ	EC3 (6.61) ηγ+ηγυ+ηγυ	EC3 (6.62) ηε+ηγυ+ηγυ	Πρόταση Διατομής
0	ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	HEB260	1	0.01	0.08	0.69	0.85	0.95	HEB260
0	ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	IPB270	1	0.20		0.30	0.75	0.46	IPB270
0	ΟΡΙΖΟΝΤΙΟΣ ΔΙΑΓΩΓΙΣ	SHS40X5	1			0.15			SHS20X2
1	ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	HEB240	1		0.01	0.68	0.73	0.84	HEB240
1	ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	IPB240	1	0.23		0.51	0.97	0.53	IPB240
1	ΟΡΙΖΟΝΤΙΟΣ ΔΙΑΓΩΓΙΣ	SHS40X5	1			0.43			SHS30X3
2	ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	HEB220	1			0.68	0.72	0.85	HEB220
2	ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	IPB240	1	0.23		0.51	0.97	0.58	IPB240
2	ΟΡΙΖΟΝΤΙΟΣ ΔΙΑΓΩΓΙΣ	SHS40X5	1			0.53			SHS40X2.5
3	ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	HEB200	1			0.66	0.70	0.86	HEB200
3	ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	IPB240	1	0.23		0.51	0.97	0.64	IPB240
3	ΟΡΙΖΟΝΤΙΟΣ ΔΙΑΓΩΓΙΣ	SHS40X5	1			0.51			SHS40X2.5
4	ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	HEB200	1			0.52	0.56	0.68	HEB180
4	ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	IPB240	1	0.23		0.51	0.97	0.68	IPB240
4	ΟΡΙΖΟΝΤΙΟΣ ΔΙΑΓΩΓΙΣ	SHS40X5	1			0.52			SHS40X2.5
5	ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	HEB200	1			0.39	0.42	0.51	HEB160
5	ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	IPB240	1	0.23		0.52	0.98	0.75	IPB240
5	ΟΡΙΖΟΝΤΙΟΣ ΔΙΑΓΩΓΙΣ	SHS40X5	1			0.57			SHS40X3
6	ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	HEB200	1			0.26	0.28	0.34	HEB140
6	ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	IPB240	1	0.23		0.52	0.99	0.88	IPB240
6	ΟΡΙΖΟΝΤΙΟΣ ΔΙΑΓΩΓΙΣ	SHS40X5	1			0.70			SHS40X4
7	ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	HEB200	1			0.13	0.14	0.17	HEB100
7	ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	IPB270	1	0.20		0.30	0.76	0.75	IPB270
7	ΟΡΙΖΟΝΤΙΟΣ ΔΙΑΓΩΓΙΣ	SHS40X5	1			0.92			SHS40X5

Πίνακας δυσμενέστερων λόγων ικανότητας μελών με ίδια διατομή στο κτίριο

Τύπος μελών	Διατομή μελών	Κατηγορία μελών	vy	vz	κλ \ λλ	EC3 (6.61) ηγ+ηγυ+ηγυ	EC3 (6.62) ηε+ηγυ+ηγυ	Πρόταση Διατομής
ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	HEB260	1	0.01	0.08	0.69	0.85	0.95	HEB260
ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	HEB240	1		0.01	0.68	0.73	0.84	HEB240
ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	HEB220	1			0.68	0.72	0.85	HEB220
ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	HEB200	1			0.66	0.70	0.86	HEB200
ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	IPB270	1	0.20		0.30	0.76	0.75	IPB270
ΟΡΙΖΟΝΤΙΟΣ ΔΙΑΓΩΓΙΣ	SHS40X5	1			0.92			SHS40X5
ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	IPB240	1	0.23		0.52	0.99	0.88	IPB240

Πίνακας 6.5: Δυσμενέστερων λόγων ικανότητας μελών με ίδια διατομή ανά όροφο

Προμέτρηση μεταλλικών μελών

Συνολική προμέτρηση μεταλλικών μελών

A/A [l]	Τύπος μελών	Διατομή μελών	Συνολ. μήκος [m]	Συνολ. Βόρος [kg]
1	ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	HEB260	348.00	32394.00
2	ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	HEB240	348.00	28953.57
3	ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	HEB220	348.00	24882.00
4	ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	HEB200	1740.00	106661.40
5	ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	IPB270	1670.43	60302.14
6	ΟΡΙΖΟΝΤΙΟΣ ΔΙΑΓΩΓΙΣ	SHS40X5	8196.62	43278.32
7	ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	IPB240	8021.43	154218.50
8	ΑΣΦΟΙΣΜΑΤΑ	----	17674.47	450660.00

Πίνακας 6.6: Προμέτρηση κτιρίου

Από τα αποτελέσματα των αναλύσεων, έχοντας λάβει υπόψη τις προτεινόμενες τιμές από το πρόγραμμα και επιλύοντας σύμφωνα με αυτά την κατασκευή, παραθέτουμε παρακάτω τις μετακινήσεις που αναπτύχθηκαν στην κατασκευή και μερικές από τις πρώτες της ιδιομορφές.

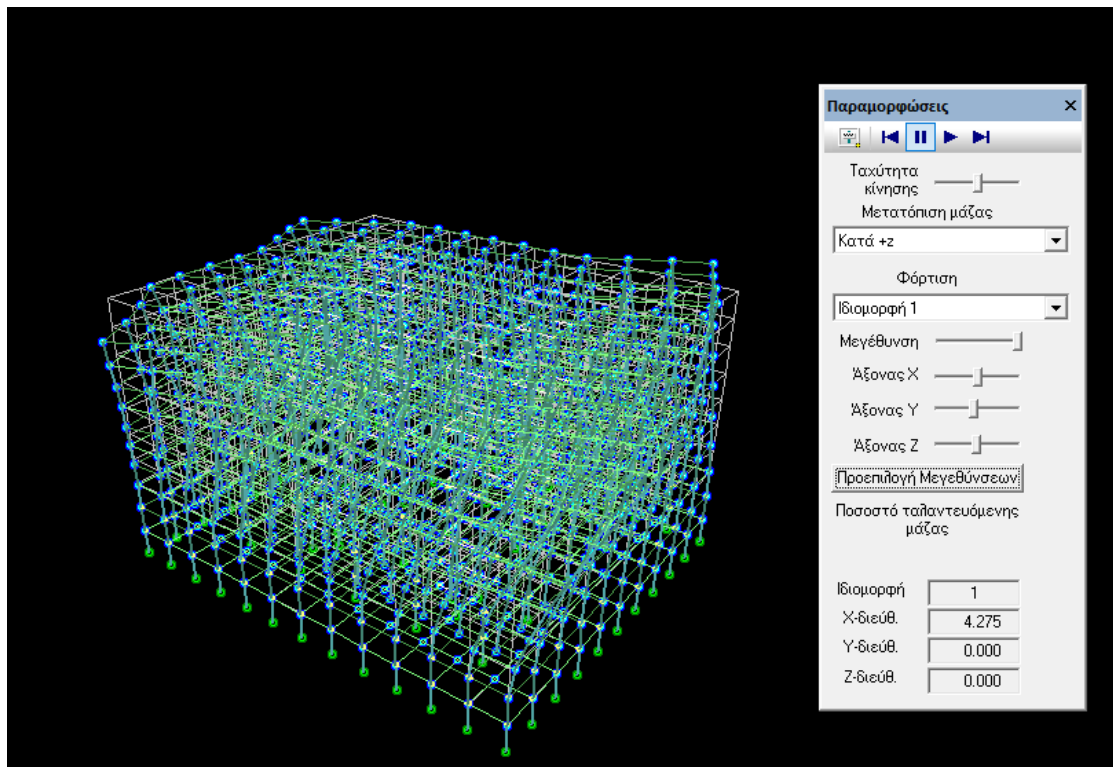
Πιθανοτικός προσδιορισμός συνδυασμού εντατικών μεγεθών
Μέθοδος: Ταυτόχρονων τιμών των μεγεθών. (A.Gurka)

Φαινόμενα 2ας τάξης (EC8-1 §4.4.2.2(2)) - Σεισμικός αρμός (EC8-1 §4.4.2.7) - Σχετική παραμόρφωση ορόφου (EC8-1 §4.4.3.2)

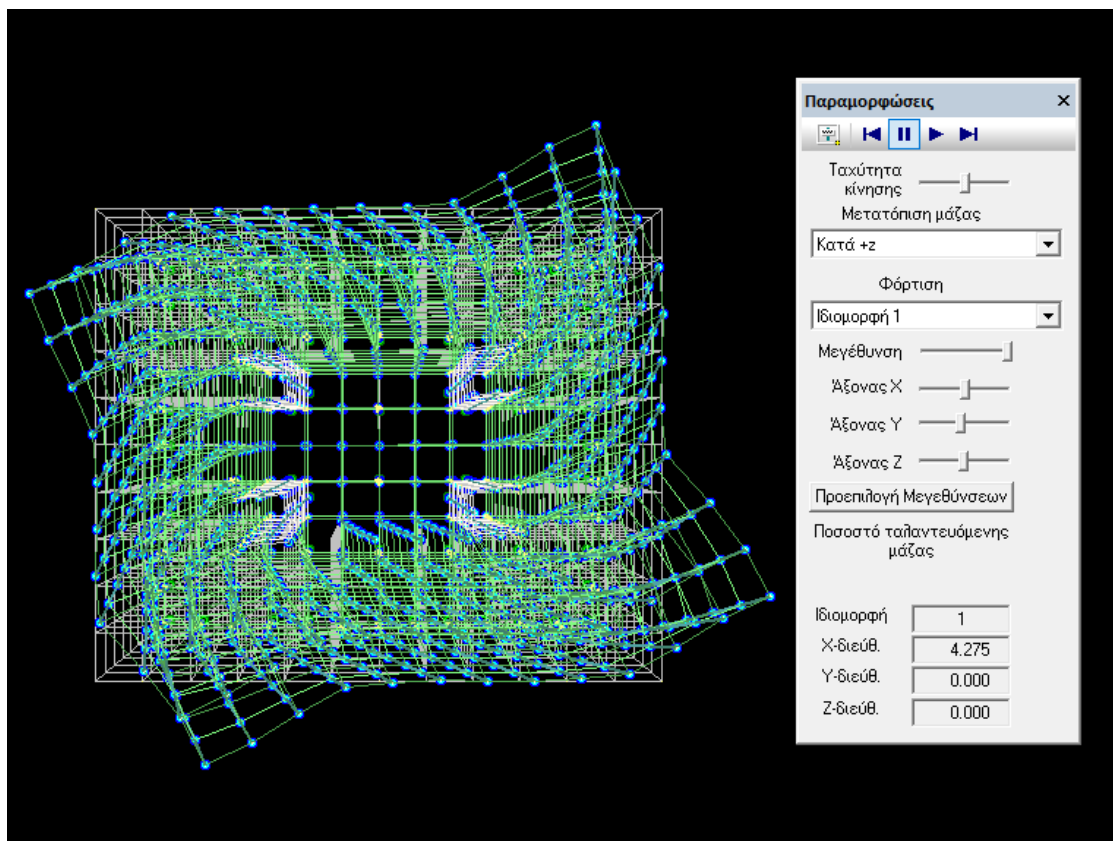
Επίπεδο [l]	Υψόμετρο [m]	θ [l/l]	1/(1-θ) [l]	δκ1 [cm]	δκ2 [cm]	Μήκος(δκ1)*v/h [l]	Μήκος(δκ2)*v/h [l]
1	-3.00	0.019	1.0000	0.14	0.16	0.0022	0.0025
2	0.00	0.026	1.0000	0.39	0.42	0.0037	0.0036
3	3.00	0.058	1.0000	1.13	1.10	0.0111	0.0105
4	6.00	0.087	1.0000	2.55	2.67	0.0182	0.0187
5	9.00	0.090	1.0000	4.03	4.37	0.0201	0.0203
6	12.00	0.094	1.0000	5.57	5.96	0.0226	0.0209
7	15.00	0.092	1.0000	7.24	7.52	0.0245	0.0220
8	18.00	0.084	1.0000	9.01	9.16	0.0257	0.0227
9	21.00	0.074	1.0000	10.86	10.89	0.0260	0.0221
10	24.00	0.065	1.0000	12.70	12.72	0.0257	0.0228

Τα θ, δ1, δ2 έχουν υπολογιστεί με δ = α * α' * α'' (α = 4.00, α' = 4.00). Συντελεστής μείωσης ν = 0.50
(δκ: Απόλυτες μετακινήσεις, δ1: Σχετικές μετακινήσεις)

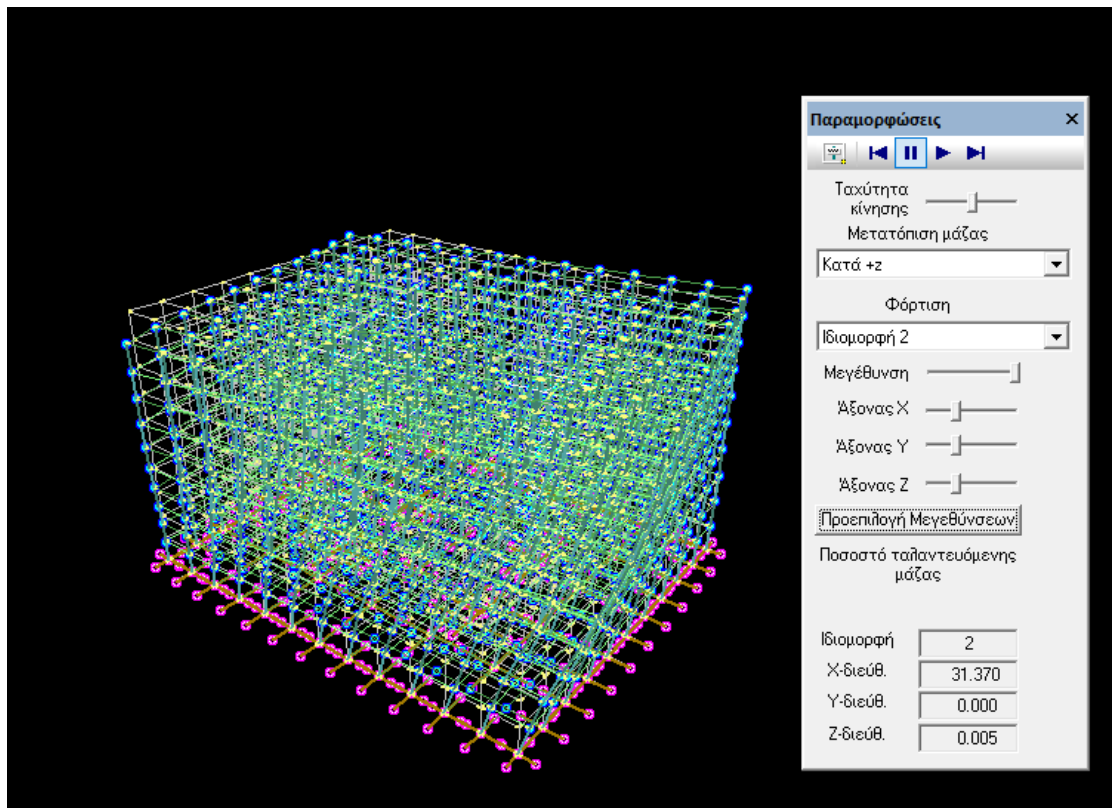
Πίνακας 6.7: Σχετική παραμόρφωση ορόφου



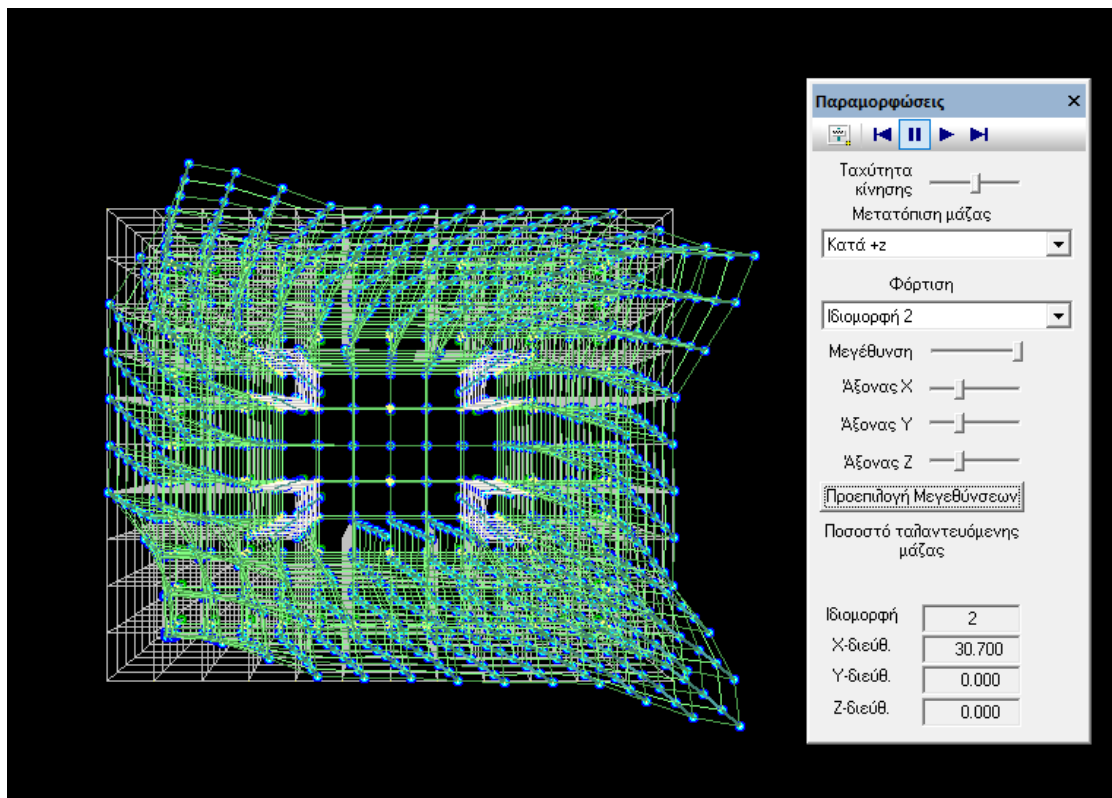
Πίνακας 6.15: Τρισδιάστατα απεικόνιση πρώτης ιδιомορφης



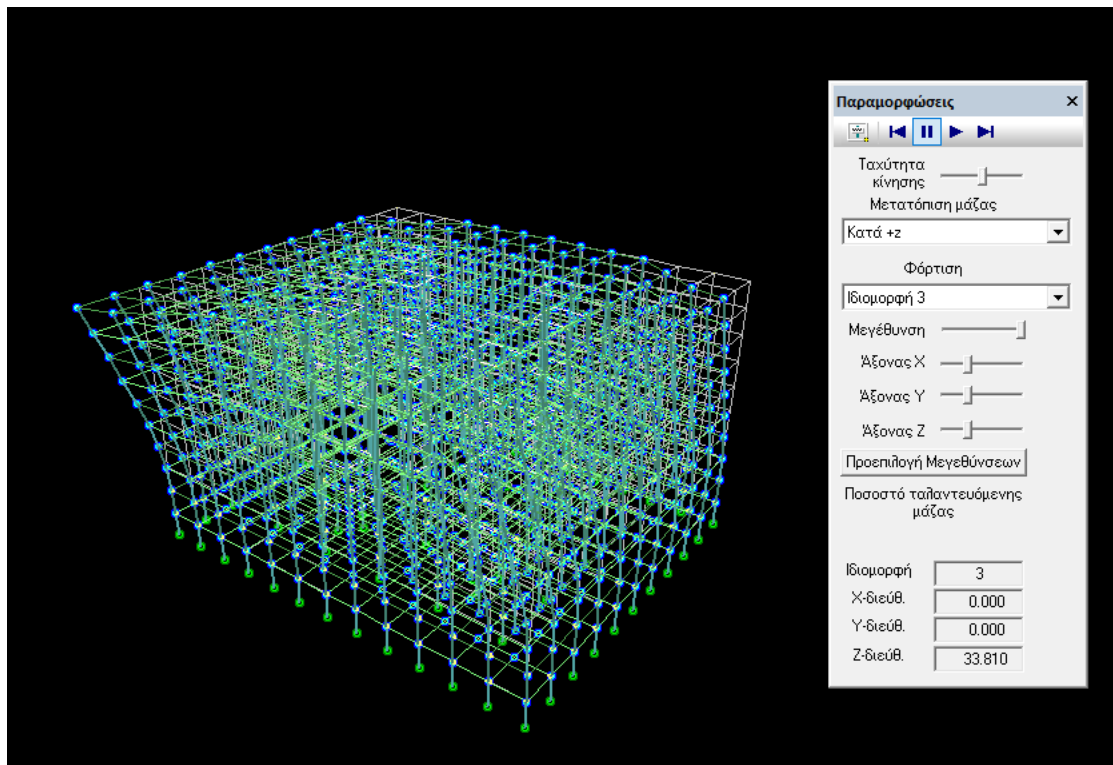
Πίνακας 6.16: Σε κάτοψη η αποίκιση της πρώτης ιδιомορφης



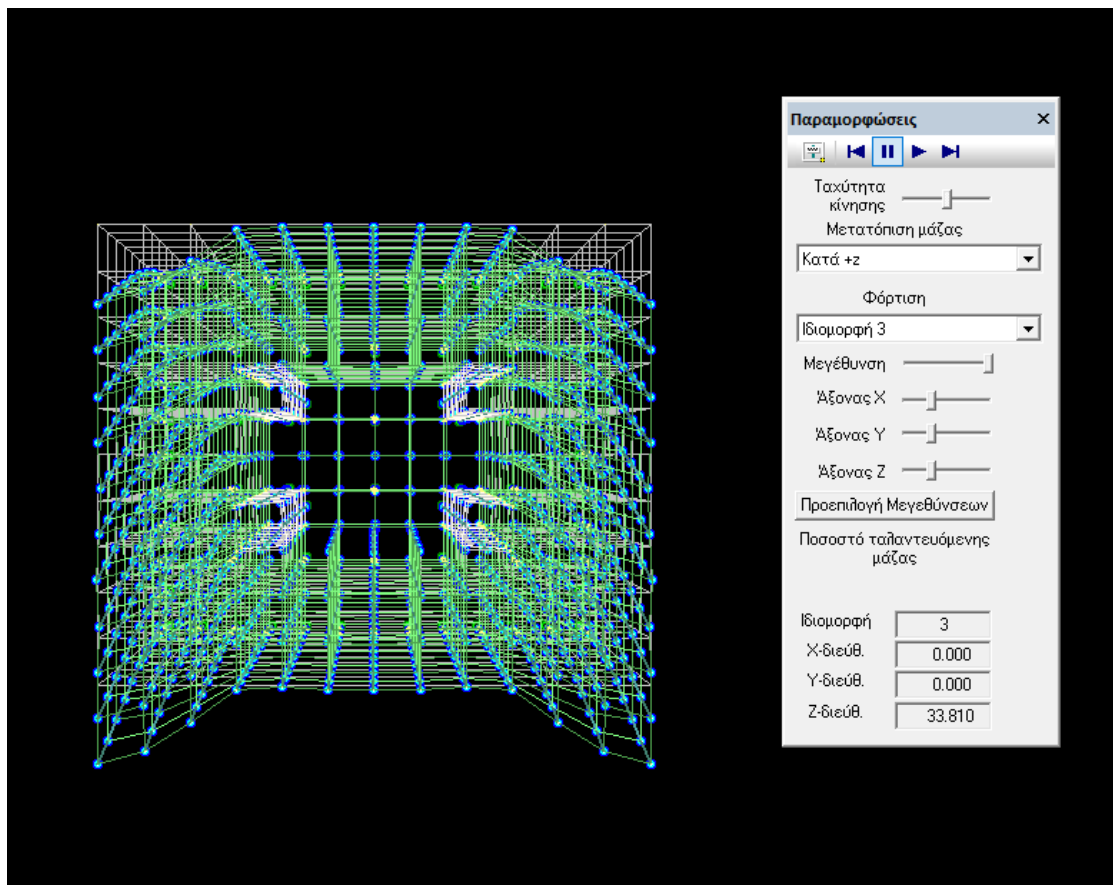
Σχήμα 6.17: Τρισδιάστατα απεικόνιση δεύτερης ιδιόμορφης



Πίνακας 6.18: Σε κάτοψη η αποίκιση της δεύτερης ιδιόμορφης



Πίνακας 6.19: Τρισδιάστατα απεικόνιση τρίτης ιδιόμορφης



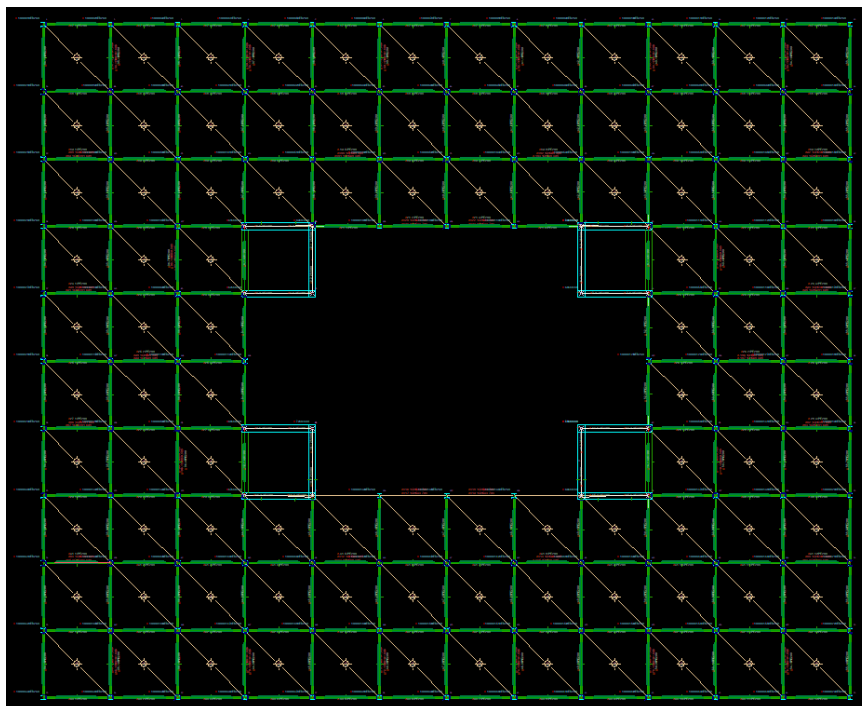
Πίνακας 6.20: Σε κάτοψη η αποίκιση της τρίτης ιδιόμορφης

6.3.3.Κατακόρυφοι Διαγώνιοι Σύνδεσμοι Δυσκαμψίας Χωρίς Στροφή Υποστυλωματων

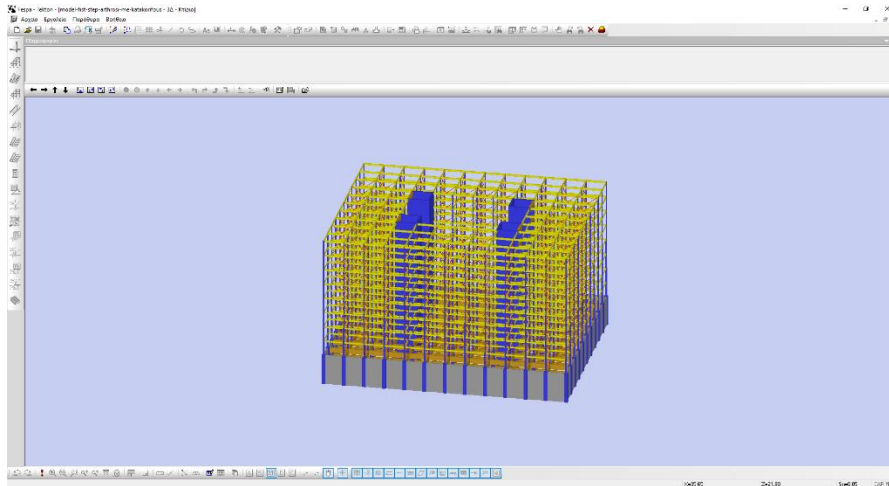
Στο επόμενο μοντέλο έχουν τοποθετηθεί κατακόρυφοι διαγώνιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας. Η θέση των κατακόρυφων διαγώνιων συνδέσμων δυσκαμψίας είναι σε καθορισμένες θέσεις και η προσομοίωση του μοντέλου στο στατικό πρόγραμμα φαίνεται στο παρακάτω σχήμα. Τα αποτελέσματα των ελέγχων και επίλυσης του προγράμματος εμφανίζουν σφάλμα όπως και στην πρώτη περίπτωση, δεν υπάρχει δηλαδή δεκτή λύση, στον παρόμοιο πίνακα των ελέγχων των μεταλλικών μελών εμφανίζονται τα μέλη που αστοχούν.

6.3.4.Κατακόρυφοι Διαγώνιοι Σύνδεσμοι Δυσκαμψίας Με Στροφή υποστυλωματων κατά 90 μοίρες

Προσεγγίζοντας το μοντέλο διαφορετικά, τα υποστυλώματα στρέφονται κατά 90 μοίρες ώστε να γίνει έλεγχος της συμπεριφοράς της κατασκευής που προκύπτει από τη νέα διεύθυνση του ισχυρού και του ασθενή άξονα. Από τα αποτελέσματα της ανάλυσης δεν προκύπτει δεκτή λύση.



Σχήμα 6.21:Θέση κατακόρυφων διαγώνιων συνδέσμων δυσκαμψίας



Σχήμα 6.22: Αποτελέσματα ελέγχων και επίλυσης

```

Αποτελέσματα ελέγχων και επίλυσης
Επίλυση και οπλισμός πλάκων :
Εκκίνηση του "C:\Program Files (x86)\LH Software\Fespa - Tekton\FEPLAW.EXE"...
Τέλος επίλυσης.

Πληροφορία I1002 ΟΙΚΟ: 0 λάθη ανιχνεύθηκαν κατά την επίλυση των πλάκων του κτιρίου: MODEL-FIST-STEP-ARTHROSI-ME-KATAKORI

Επίλυση στατικού συστήματος :
Εκκίνηση του "C:\Program Files (x86)\LH Software\Fespa - Tekton\FESPA.EXE"...
Τέλος επίλυσης.
Ειδοποίηση W3011 ΟΙΚΟ : θ = 0.448 (> 0.20).
Επίλυση αρχείου : D:\000- διπλωματική εργασία\fespa\stell\αρθρωση\3\model-fist-step-arthrosi-me-katakorfous.xff
Χρόνος επίλυσης : 0: 1:41.27
Η επίλυση ολοκληρώθηκε επιτυχώς! 0
Υπολογισμός ανάγκης ικανοτικού ελέγχου :
Εκκίνηση του "C:\Program Files (x86)\LH Software\Fespa - Tekton\FEWIRAN.EXE"...
Τέλος επίλυσης.
Πληροφορία I4001 ΟΙΚΟ: Οπλισμός Στύλων: Με Ικανοτικό Έλεγχο Κόμβων.

Επίλυση δοκών :
Εκκίνηση του "C:\Program Files (x86)\LH Software\Fespa - Tekton\FEBWN.EXE"...
Τέλος επίλυσης.
Ειδοποίηση W6250 Δ 248.1(0):Δεν εξασφαλίζεται η ελάχιστη λυγηρότητα: λz/λl=0.97 < 1.30 ( iz=2.60 > 1.93 cm = iz_max )
Ειδοποίηση W6250 Δ 249.1(0):Δεν εξασφαλίζεται η ελάχιστη λυγηρότητα: λz/λl=1.02 < 1.30 ( iz=2.60 > 2.04 cm = iz_max )
Ειδοποίηση W6250 Δ 250.1(0):Δεν εξασφαλίζεται η ελάχιστη λυγηρότητα: λz/λl=1.02 < 1.30 ( iz=2.60 > 2.04 cm = iz_max )
Ειδοποίηση W6250 Δ 251.1(0):Δεν εξασφαλίζεται η ελάχιστη λυγηρότητα: λz/λl=0.97 < 1.30 ( iz=2.60 > 1.93 cm = iz_max )
Ειδοποίηση W6250 Δ 252.1(0):Δεν εξασφαλίζεται η ελάχιστη λυγηρότητα: λz/λl=1.02 < 1.30 ( iz=2.60 > 2.04 cm = iz_max )
Ειδοποίηση W6250 Δ 253.1(0):Δεν εξασφαλίζεται η ελάχιστη λυγηρότητα: λz/λl=0.97 < 1.30 ( iz=2.60 > 1.93 cm = iz_max )
Ειδοποίηση W6250 Δ 254.1(0):Δεν εξασφαλίζεται η ελάχιστη λυγηρότητα: λz/λl=0.97 < 1.30 ( iz=2.60 > 1.93 cm = iz_max )
Ειδοποίηση W6250 Δ 255.1(0):Δεν εξασφαλίζεται η ελάχιστη λυγηρότητα: λz/λl=1.02 < 1.30 ( iz=2.60 > 2.04 cm = iz_max )
Ειδοποίηση W6250 Δ 256.1(0):Δεν εξασφαλίζεται η ελάχιστη λυγηρότητα: λz/λl=1.02 < 1.30 ( iz=2.60 > 2.04 cm = iz_max )
Ειδοποίηση W6250 Δ 257.1(0):Δεν εξασφαλίζεται η ελάχιστη λυγηρότητα: λz/λl=0.97 < 1.30 ( iz=2.60 > 1.93 cm = iz_max )
Ειδοποίηση W6250 Δ 258.1(0):Δεν εξασφαλίζεται η ελάχιστη λυγηρότητα: λz/λl=0.97 < 1.30 ( iz=2.60 > 1.93 cm = iz_max )
Ειδοποίηση W6250 Δ 259.1(0):Δεν εξασφαλίζεται η ελάχιστη λυγηρότητα: λz/λl=1.02 < 1.30 ( iz=2.60 > 2.04 cm = iz_max )

```

Σχήμα 6.23: Αποτελέσματα ελέγχων και επίλυσης

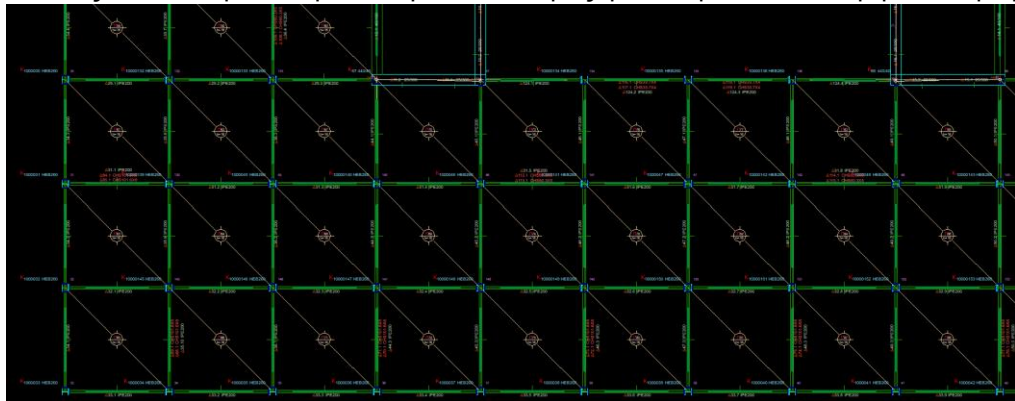
Πίνακας δυσμενέστερων λόγων ικανότητας μελών με ίδια διατομή ανά όροφο

Όροφ. []	Τύπος μελών	Διατομή μελών	Κατηγορία μελών	vy	vz	κλ \ λλ	EC3 (6.61) ny+myg+myz	EC3 (6.62) nz+myg+myz	Πρόταση Διατομής
0	ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	HEB300	1	0.01	0.07	0.78	0.85	0.91	HEB300
0	ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	ΙΡΕ270	1	0.20		0.29	0.78	0.51	HEB270
	ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟΣ ΔΙΑΓΩΝΙΟΣ	CHS76.1X2.6	1			9.99			CHS88.9X5
1	ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	HEB260	1	0.01	0.02	0.81	0.84	0.95	HEB260
1	ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	ΙΡΕ270	1	0.20	0.01	0.29	0.73	0.45	HEB270
	ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟΣ ΔΙΑΓΩΝΙΟΣ	CHS76.1X2.6	1			9.99			CHS101.6X6
2	ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	HEB240	1	0.01	0.01	0.74	0.77	0.89	HEB240
2	ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	ΙΡΕ270	1	0.20	0.02	0.78	0.78	0.68	HEB270
	ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟΣ ΔΙΑΓΩΝΙΟΣ	CHS76.1X2.6	1			9.99			CHS101.6X6
3	ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	HEB220	1	0.01	0.01	0.68	0.72	0.85	HEB220
3	ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	ΙΡΕ270	1	0.20	0.03	1.09	0.93	0.86	ΙΡΕ300
	ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟΣ ΔΙΑΓΩΝΙΟΣ	CHS76.1X2.6	1			9.99			CHS88.9X6
4	ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	HEB200	1	0.01	0.01	0.61	0.65	0.80	HEB200
4	ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	ΙΡΕ270	1	0.20	0.03	1.03	0.90	0.83	ΙΡΕ300
	ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟΣ ΔΙΑΓΩΝΙΟΣ	CHS76.1X2.6	1			9.99			CHS76.1X5
5	ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	HEB200	1	0.01	0.01	0.44	0.48	0.58	HEB160
5	ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	ΙΡΕ300	1	0.17	0.03	0.91	0.70	0.69	ΙΡΕ300
	ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟΣ ΔΙΑΓΩΝΙΟΣ	CHS76.1X2.6	1			9.99			CHS60.3X5
6	ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	HEB200	1			0.29	0.31	0.38	HEB140
6	ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	ΙΡΕ330	1	0.14	0.03	0.86	0.60	0.63	ΙΡΕ330
	ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟΣ ΔΙΑΓΩΝΙΟΣ	CHS76.1X2.6	1			9.99			CHS48.3X5
7	ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	HEB200	1			0.17	0.17	0.22	HEB120
7	ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	ΙΡΕ360	1	0.13	0.04	0.98	0.60	0.67	ΙΡΕ360
	ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟΣ ΔΙΑΓΩΝΙΟΣ	CHS76.1X2.6	1			0.93			CHS48.3X5

Πίνακας δυσμενέστερων λόγων ικανότητας μελών με ίδια διατομή στο κτίριο

Τύπος μελών	Διατομή μελών	Κατηγορία μελών	vy	vz	κλ \ λλ	EC3 (6.61) ny+myg+myz	EC3 (6.62) nz+myg+myz	Πρόταση Διατομής
ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	HEB300	1	0.01	0.07	0.78	0.85	0.91	HEB300
ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	HEB260	1	0.01	0.02	0.81	0.84	0.95	HEB260
ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	HEB240	1	0.01	0.01	0.74	0.77	0.89	HEB240
ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	HEB220	1	0.01	0.01	0.68	0.72	0.85	HEB220
ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	HEB200	1	0.01	0.01	0.61	0.65	0.80	HEB200
ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	ΙΡΕ270	1	0.20	0.03	1.09	0.93	0.86	ΙΡΕ300
ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟΣ ΔΙΑΓΩΝΙΟΣ	CHS76.1X2.6	1			9.99			CHS101.6X6
ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	ΙΡΕ300	1	0.17	0.03	0.91	0.70	0.69	ΙΡΕ300
ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	ΙΡΕ330	1	0.14	0.03	0.86	0.60	0.63	ΙΡΕ330
ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	ΙΡΕ360	1	0.13	0.04	0.98	0.60	0.67	ΙΡΕ360

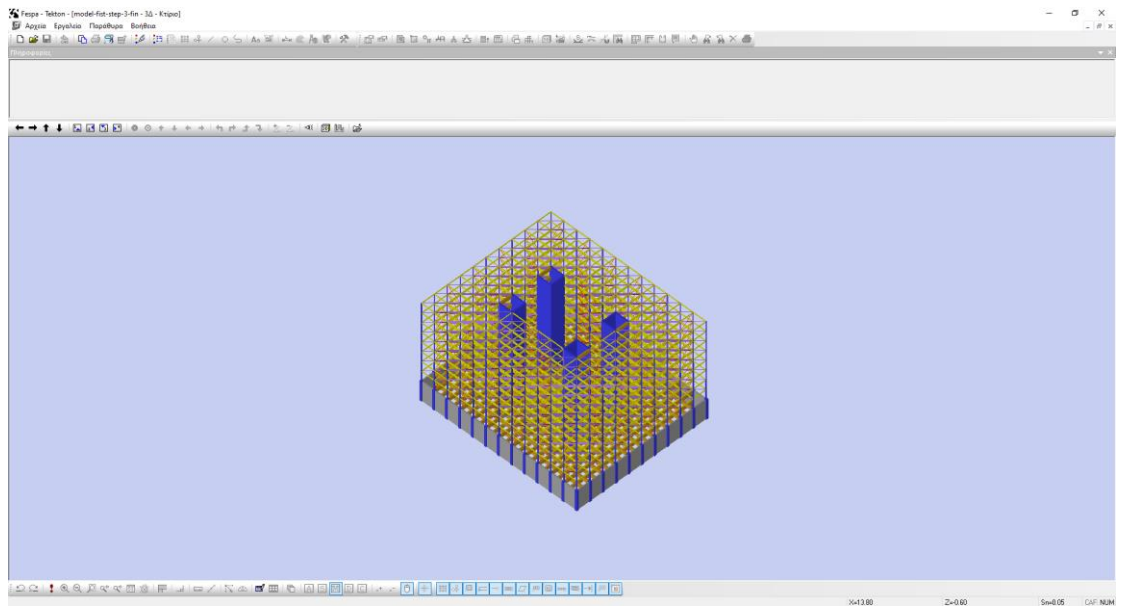
Πίνακας 6.8: Δυσμενέστερων λόγων ικανότητας μελών με ίδια διατομή ανά όροφο



Σχήμα 6.24: Αποτελέσματα ελέγχων και επίλυσης

6.3.5. Συνδυασμός Οριζόντιων και Κατακόρυφων Διαγωνίων Συνδέσμων Δυσκαμψίας

Η τελευταία περίπτωση ανάλυσης είναι ο συνδυασμός οριζόντιων και κατακόρυφων διαγωνίων συνδέσμων δυσκαμψίας. Το μοντέλο στο στατικό πρόγραμμα θα είναι όπως φαίνεται στο παρακάτω σχήμα 6.2.1. «Αποτελέσματα των ελέγχων και επίλυσης» του προγράμματος, όπου δεν εμφανίζουν κανένα σφάλμα. Από τον πίνακα 6.2.2 των «Ελέγχων των μεταλλικών μελών» προκύπτει ανάλυση και εξέταση των πιθανών αλλαγών.



Σχήμα 6.25: Αποτελέσματα ελέγχων και επίλυσης

```

Αποτελέσματα ελέγχων και επίλυσης
Επίλυση και οπλισμός πλοκών :
Εκκίνηση του "C:\Program Files (x86)\LH Software\Fespa - Tekton\FEPLAW.EXE"...
Τέλος επίλυσης.

Πληροφορία I1002 ΟΙΚΟ: 0 λάθη ανιχνεύθηκαν κατά την επίλυση των πλοκών του κτιρίου: MODEL-FIST-STEP-3-FIN.tek

Επίλυση στατικού συστήματος :
Εκκίνηση του "C:\Program Files (x86)\LH Software\Fespa - Tekton\FESPA.EXE"...
Τέλος επίλυσης.
Επίλυση αρχείου : D:\000- διπλωματικη εργασια\fespa\teliko\stell\arthrosi\3\model-fist-step-3-fin.xff
Χρόνος επίλυσης : 0: 0:36.91
Η επίλυση ολοκληρώθηκε επιτυχώς! 0
Υπολογισμός ανάγκης ικανοτικού ελέγχου :
Εκκίνηση του "C:\Program Files (x86)\LH Software\Fespa - Tekton\FEWIKAN.EXE"...
Τέλος επίλυσης.
Πληροφορία I4001 ΟΙΚΟ: Οπλισμός Στόλων: Με Ικανοτικό Έλεγχο Κόμβων.
  
```

Σχήμα 6.26: Αποτελέσματα ελέγχων και επίλυσης

Πίνακας δυσμενέστερων λόγων ικανότητας μελών με ίδια διατομή ανά όροφο

Όροφ. [l]	Τύπος μελών	Διατομή μελών	Κατηγορία μελών	vy	vz	κδ / λδ	EC3 (6.61) πυλίσχυ + σκυ	EC3 (6.62) πλ + σκυ + σκυ	Πρώτη Διατομή
0	ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	HEB200	1	0.01	0.06	0.80	0.95	1.00	HEB200
0	ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	HEB300	1	0.01	0.05	0.72	0.86	0.79	HEB300
0	ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	IFE270	1	0.20		0.30	0.98	0.76	IFE270
0	ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	IFE300	1	0.17		0.18	0.86	0.74	IFE300
0	ΟΡΙΖΟΝΤΙΟΣ ΔΙΑΓΩΓΙΟΣ	SHS40X5	1			0.28			SHS40X5
0	ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟΣ ΔΙΑΓΩΓΙΟΣ	CHS139.7X10	1			0.89			CHS139.7X10
0	ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟΣ ΔΙΑΓΩΓΙΟΣ	CHS60.3X5	1			0.65			CHS48.3X5
0	ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟΣ ΔΙΑΓΩΓΙΟΣ	CHS48.3X5	1			0.34			CHS42.4X2.6
1	ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	HEB240	1		0.01	0.81	0.88	1.00	HEB240
1	ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	IFE270	1	0.20		0.30	1.00	0.79	IFE270
1	ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	IFE300	1	0.17		0.17	0.85	0.73	IFE300
1	ΟΡΙΖΟΝΤΙΟΣ ΔΙΑΓΩΓΙΟΣ	SHS40X5	1			0.46			SHS30X3
1	ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟΣ ΔΙΑΓΩΓΙΟΣ	CHS101.6X10	1			0.67			CHS101.6X10
1	ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟΣ ΔΙΑΓΩΓΙΟΣ	CHS60.3X5	1			0.63			CHS48.3X4
1	ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟΣ ΔΙΑΓΩΓΙΟΣ	CHS48.3X5	1			0.39			CHS42.4X2.6
2	ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	HEB220	1		0.01	0.79	0.93	0.98	HEB220
2	ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	IFE270	1	0.20		0.30	0.97	0.73	IFE270
2	ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	IFE40X5	1			0.46			SHS30X3
2	ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟΣ ΔΙΑΓΩΓΙΟΣ	CHS88.9X6	1			0.96			CHS88.9X6
2	ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟΣ ΔΙΑΓΩΓΙΟΣ	CHS60.3X5	1			0.54			CHS42.4X4
2	ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟΣ ΔΙΑΓΩΓΙΟΣ	CHS48.3X5	1			0.40			CHS42.4X2.6
3	ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	HEB200	1		0.01	0.74	0.80	0.97	HEB200
3	ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	IFE270	1	0.20		0.30	0.96	0.73	IFE270
3	ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	IFE300	1	0.17		0.16	0.73	0.57	IFE300
3	ΟΡΙΖΟΝΤΙΟΣ ΔΙΑΓΩΓΙΟΣ	SHS40X5	1			0.45			SHS30X3
3	ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟΣ ΔΙΑΓΩΓΙΟΣ	CHS60.3X5	1			0.90			CHS60.3X5
3	ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟΣ ΔΙΑΓΩΓΙΟΣ	CHS101.6X10	1			0.51			CHS88.9X6
3	ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟΣ ΔΙΑΓΩΓΙΟΣ	CHS48.3X5	1			0.41			CHS42.4X2.6
4	ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	HEB200	1		0.01	0.58	0.63	0.76	HEB180
4	ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	IFE270	1	0.20		0.30	0.77	0.48	IFE270
4	ΟΡΙΖΟΝΤΙΟΣ ΔΙΑΓΩΓΙΟΣ	SHS40X5	1			0.36			SHS20X3
4	ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟΣ ΔΙΑΓΩΓΙΟΣ	CHS60.3X3.6	1			0.88			CHS48.3X5
4	ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟΣ ΔΙΑΓΩΓΙΟΣ	CHS60.3X5	1			0.41			CHS42.4X3.2
4	ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟΣ ΔΙΑΓΩΓΙΟΣ	CHS48.3X5	1			0.44			CHS42.4X2.6
5	ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	HEB200	1		0.01	0.43	0.46	0.56	HEB160
5	ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	IFE270	1	0.20		0.30	0.73	0.50	IFE270
5	ΟΡΙΖΟΝΤΙΟΣ ΔΙΑΓΩΓΙΟΣ	SHS40X5	1			0.48			SHS40X3
5	ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟΣ ΔΙΑΓΩΓΙΟΣ	CHS48.3X3.2	1			0.90			CHS42.4X4
5	ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟΣ ΔΙΑΓΩΓΙΟΣ	CHS60.3X5	1			0.38			CHS42.4X3.2
5	ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟΣ ΔΙΑΓΩΓΙΟΣ	CHS48.3X5	1			0.45			CHS42.4X2.6
6	ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	HEB200	1		0.01	0.28	0.30	0.37	HEB140
6	ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	IFE270	1	0.20		0.30	0.72	0.59	IFE270
6	ΟΡΙΖΟΝΤΙΟΣ ΔΙΑΓΩΓΙΟΣ	SHS40X5	1			0.61			SHS40X3
6	ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟΣ ΔΙΑΓΩΓΙΟΣ	CHS48.3X3.2	1			0.89			CHS42.4X4
6	ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟΣ ΔΙΑΓΩΓΙΟΣ	CHS60.3X5	1			0.36			CHS42.4X2.6
6	ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟΣ ΔΙΑΓΩΓΙΟΣ	CHS48.3X5	1			0.45			CHS42.4X2.6
4	ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	HEB200	1		0.01	0.58	0.63	0.76	HEB180
4	ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	IFE270	1	0.20		0.30	0.77	0.48	IFE270
4	ΟΡΙΖΟΝΤΙΟΣ ΔΙΑΓΩΓΙΟΣ	SHS40X5	1			0.36			SHS20X3
4	ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟΣ ΔΙΑΓΩΓΙΟΣ	CHS60.3X3.6	1			0.88			CHS48.3X5
4	ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟΣ ΔΙΑΓΩΓΙΟΣ	CHS60.3X5	1			0.41			CHS42.4X3.2
4	ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟΣ ΔΙΑΓΩΓΙΟΣ	CHS48.3X5	1			0.44			CHS42.4X2.6
5	ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	HEB200	1		0.01	0.43	0.46	0.56	HEB160
5	ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	IFE270	1	0.20		0.30	0.73	0.50	IFE270
5	ΟΡΙΖΟΝΤΙΟΣ ΔΙΑΓΩΓΙΟΣ	SHS40X5	1			0.48			SHS40X3
5	ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟΣ ΔΙΑΓΩΓΙΟΣ	CHS48.3X3.2	1			0.90			CHS42.4X4
5	ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟΣ ΔΙΑΓΩΓΙΟΣ	CHS60.3X5	1			0.38			CHS42.4X3.2
5	ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟΣ ΔΙΑΓΩΓΙΟΣ	CHS48.3X5	1			0.45			CHS42.4X2.6
6	ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	HEB200	1		0.01	0.28	0.30	0.37	HEB140
6	ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	IFE270	1	0.20		0.30	0.72	0.59	IFE270
6	ΟΡΙΖΟΝΤΙΟΣ ΔΙΑΓΩΓΙΟΣ	SHS40X5	1			0.61			SHS40X3
6	ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟΣ ΔΙΑΓΩΓΙΟΣ	CHS48.3X3.2	1			0.89			CHS42.4X4
6	ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟΣ ΔΙΑΓΩΓΙΟΣ	CHS60.3X5	1			0.36			CHS42.4X2.6
6	ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟΣ ΔΙΑΓΩΓΙΟΣ	CHS48.3X5	1			0.45			CHS42.4X2.6
7	ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	HEB200	1		0.20	0.14	0.15	0.18	HEB120
7	ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	IFE270	1	0.20		0.30	0.83	0.76	IFE270
7	ΟΡΙΖΟΝΤΙΟΣ ΔΙΑΓΩΓΙΟΣ	SHS40X5	1			0.74			SHS40X4
7	ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟΣ ΔΙΑΓΩΓΙΟΣ	CHS48.3X3.2	1			0.82			CHS42.4X3.2
7	ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟΣ ΔΙΑΓΩΓΙΟΣ	CHS60.3X5	1			0.30			CHS42.4X2.6
7	ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟΣ ΔΙΑΓΩΓΙΟΣ	CHS48.3X5	1			0.44			CHS42.4X2.6

Πίνακας 6.9: Δυσμενέστερων λόγων ικανότητας μελών με ίδια διατομή ανά όροφο

Προμέτρηση μεταλλικών μελών

Συνολική προμέτρηση μεταλλικών μελών	A/A [l]	Τύπος μελών	Διατομή μελών	Συνολ. μήκος [m]	Συνολ. βόρος [Kg]
1	1	ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	HEB280	333.00	34,099.00
2	1	ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	HEB240	248.00	28,933.57
3	3	ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	HEB220	348.00	2,488.00
4	1	ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	HEB200	1740.00	10,666.40
5	5	ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	HEB300	15.00	17,955.00
6	6	ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	IFE270	6,529.18	235,707.20
7	7	ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	IFE300	162.54	689.32
8	8	ΟΡΙΖΟΝΤΙΟΣ ΔΙΑΓΩΓΙΟΣ	SHS40X5	8,191.44	43,290.99
9	9	ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟΣ ΔΙΑΓΩΓΙΟΣ	CHS139.7X10	190.44	6,094.00
10	10	ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟΣ ΔΙΑΓΩΓΙΟΣ	CHS60.3X5	715.11	48,777.05
11	11	ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟΣ ΔΙΑΓΩΓΙΟΣ	CHS48.3X5	319.52	1,706.21
12	12	ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟΣ ΔΙΑΓΩΓΙΟΣ	CHS101.6X10	302.22	6830.07
13	13	ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟΣ ΔΙΑΓΩΓΙΟΣ	CHS88.9X6	195.51	2,404.73
14	14	ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟΣ ΔΙΑΓΩΓΙΟΣ	CHS60.3X3.6	196.08	986.29
15	15	ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟΣ ΔΙΑΓΩΓΙΟΣ	CHS48.3X3.2	588.24	2,094.14
16	16	ΑΒΡΟΣΙΣΜΑΤΑ	---	20,174.27	50,7360.90

Πίνακας 6.10: Προμέτρηση κτιρίου

Πιθανοτικός προσδιορισμός συνδυασμού εντατικών μεγεθών
Μέθοδος: Ταυτόχρονη τιμών των μεγεθών. (A.Gurta)

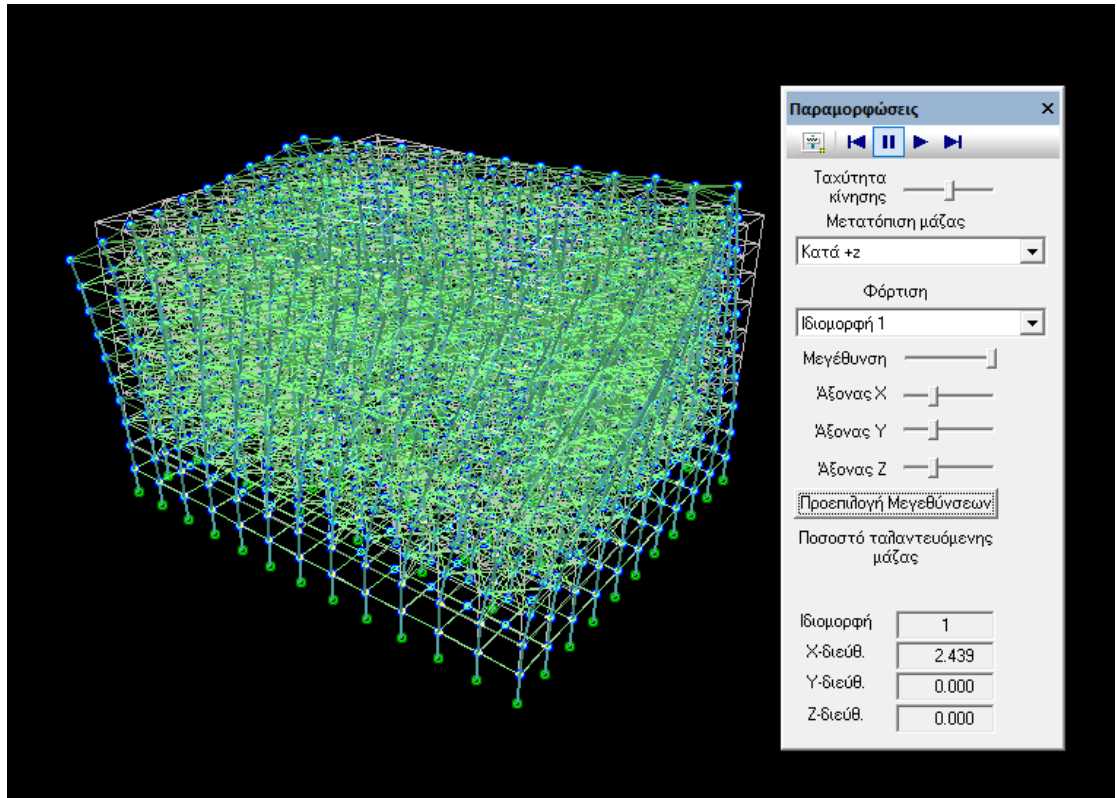
Φαινόμενα 2ας τάξης (EC8-1 §4.4.2.2(2)) - Σεισμικός αρμός (EC8-1 §4.4.2.7) - Σχετική παραμόρφωση ορόφου (EC8-1 §4.4.3.2)

Επίπεδο [l]	Υψόμετρο [m]	θ [l]	1/(1-θ) [l]	δκ [cm]	δsz [cm]	Πίεση(δκ)*v/h [l]	Πίεση(δsz)*v/h [l]
1	3.00	0.021	1.0000	0.17	0.20	0.00225	0.00200
2	0.00	0.031	1.0000	0.48	0.53	0.00049	0.00052
3	3.00	0.052	1.0000	1.15	1.19	0.00106	0.00096
4	6.00	0.072	1.0000	2.40	2.39	0.00160	0.00150
5	9.00	0.077	1.0000	3.78	3.81	0.00185	0.00176
6	12.00	0.079	1.0000	5.28	5.29	0.00205	0.00184
7	15.00	0.078	1.0000	6.86	6.86	0.00224	0.00208
8	18.00	0.072	1.0000	8.52	8.48	0.00233	0.00215
9	21.00	0.063	1.0000	10.17	10.12	0.00232	0.00210
10	24.00	0.054	1.0000	11.79	11.73	0.00222	0.00198

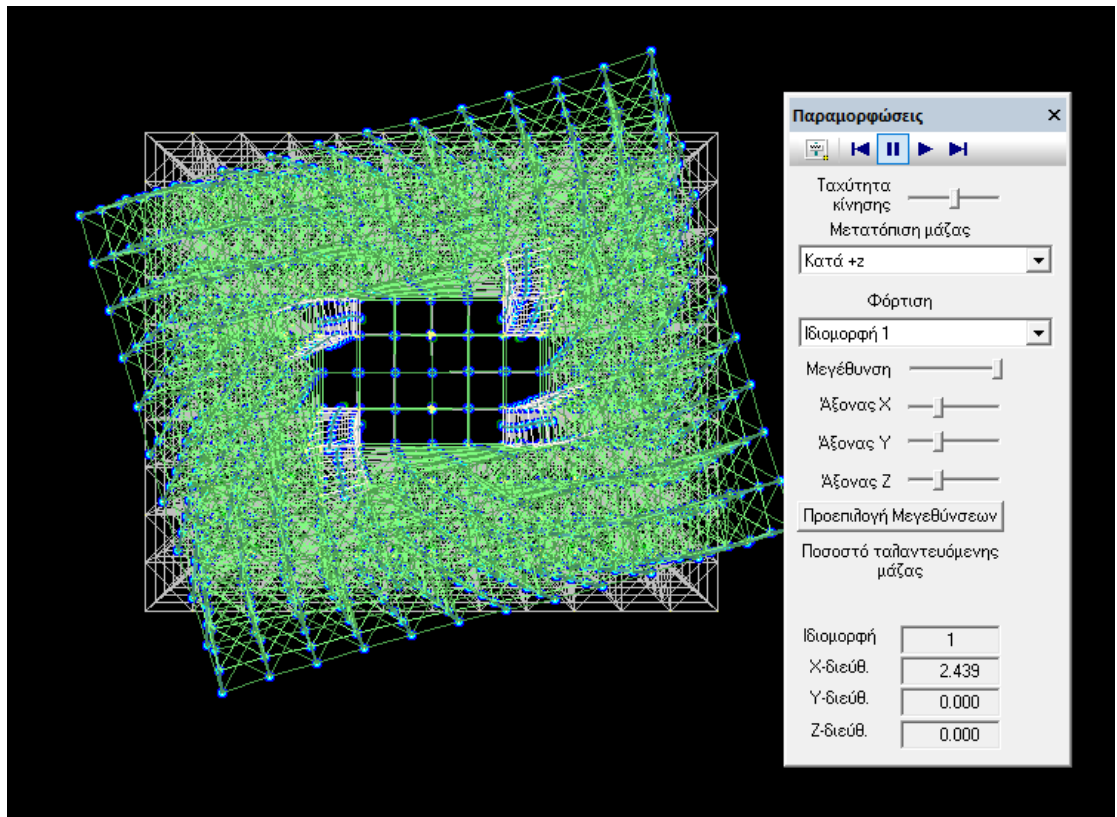
Το θ, δr, δs έχουν υπολογιστεί με $\theta = \alpha \cdot d$ ($\alpha = 4.00$, $\alpha z = 4.00$), Συντελεστής μείωσης $\nu = 0.50$
 (δr: Απόλυτες μετακινήσεις, δr: Σχετικές μετακινήσεις)

Πίνακας 6.11: Σχετική παραμόρφωση ορόφου

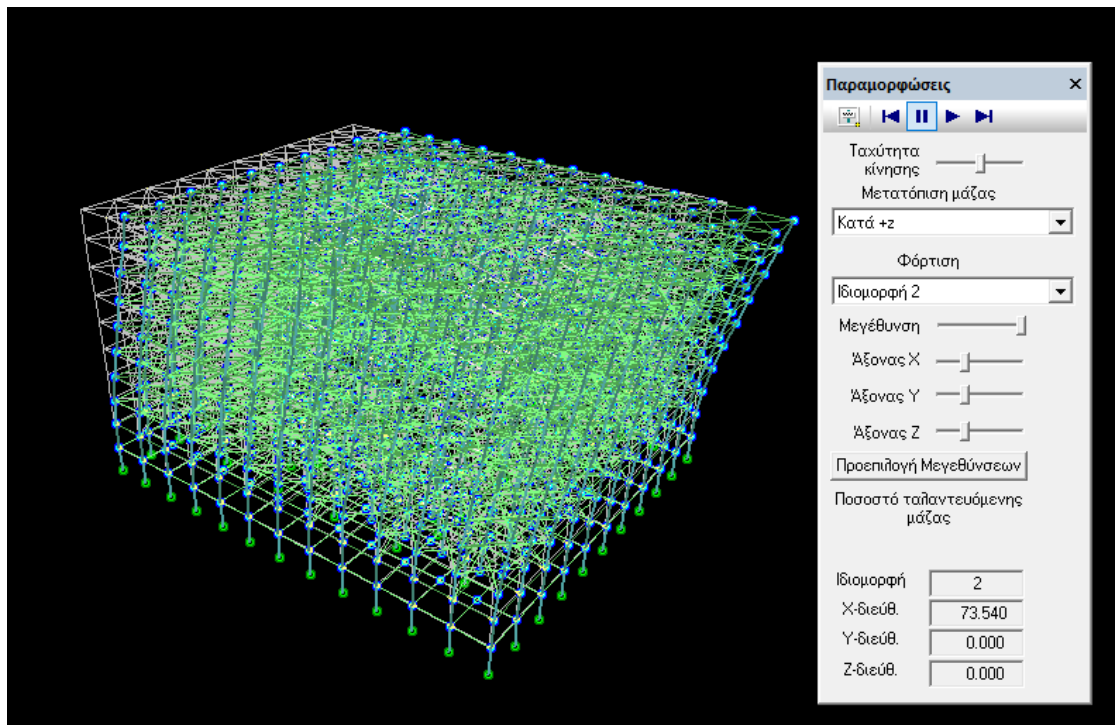
Παρακάτω παρουσιάζουμε μερικές από τις ιδιομορφές της κατασκευής για να εξετάσουμε πως θα μετατοπισθεί η κατασκευή.



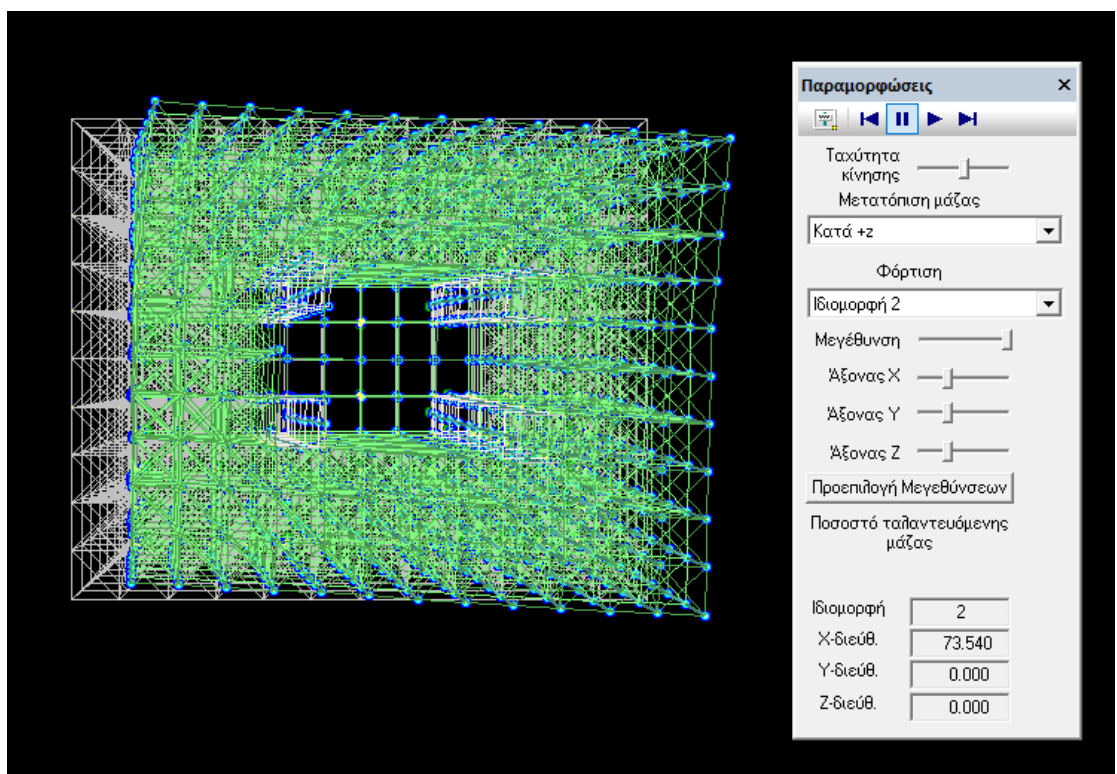
Σχήμα 6.27: Τρισδιάστατα απεικόνιση πρώτης ιδιόμορφης



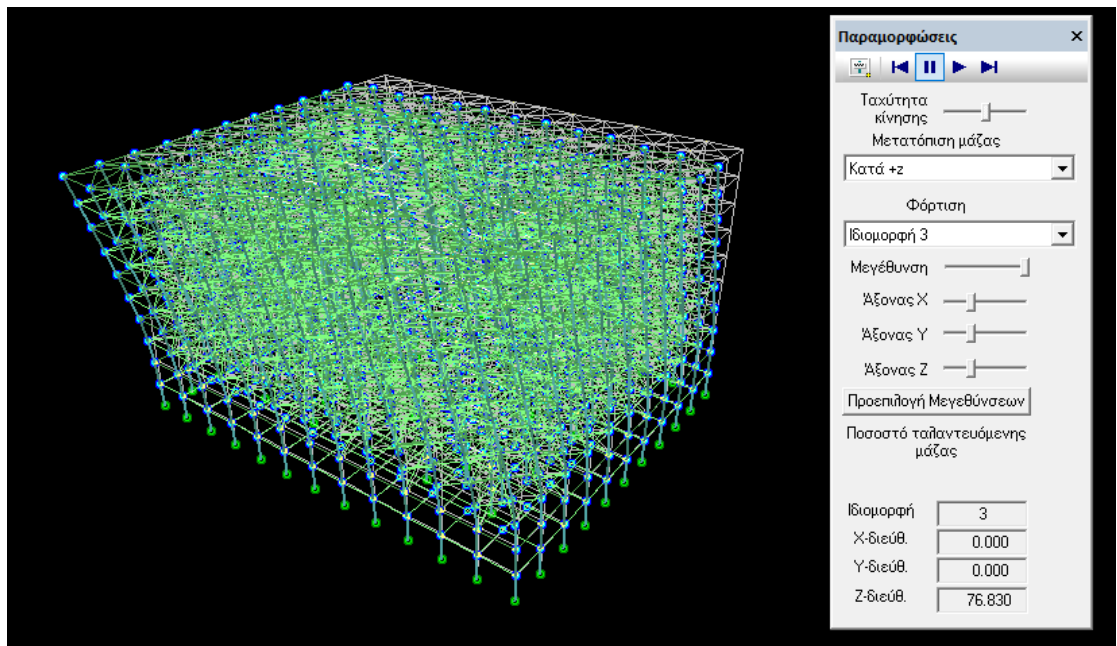
Σχήμα 6.28: Σε κάτοψη η αποίκιση της πρώτης ιδιόμορφης



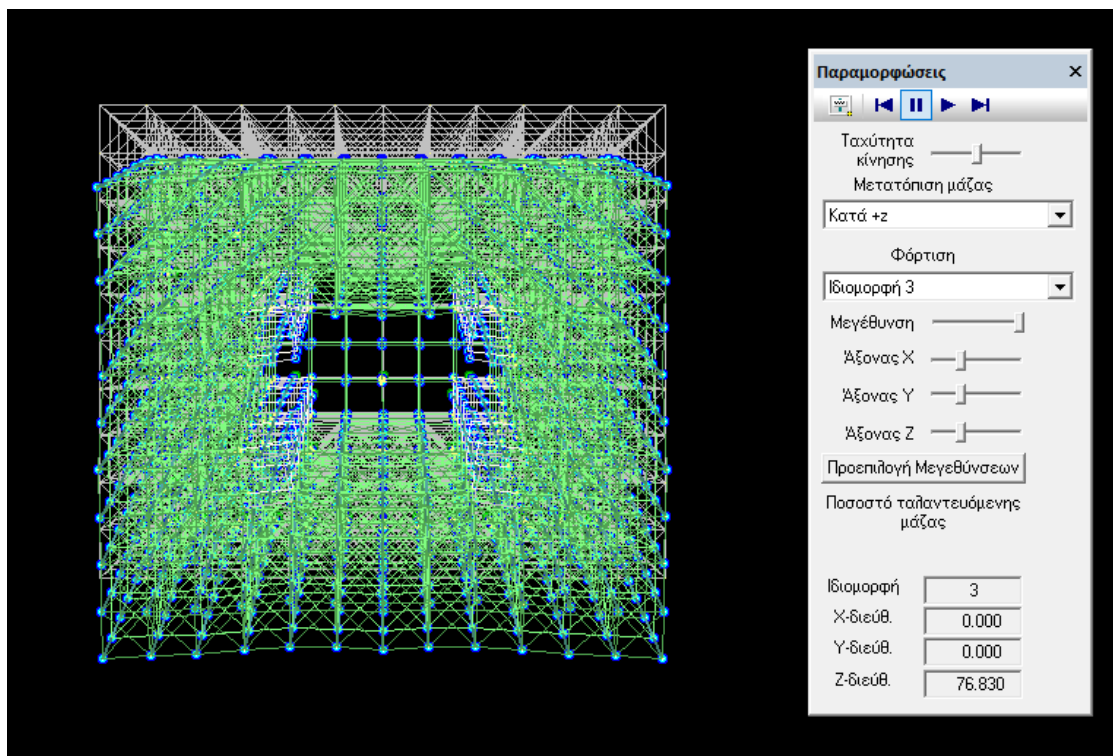
Σχήμα 6.29: Τρισδιάστατα απεικόνιση δεύτερης ιδιόμορφης



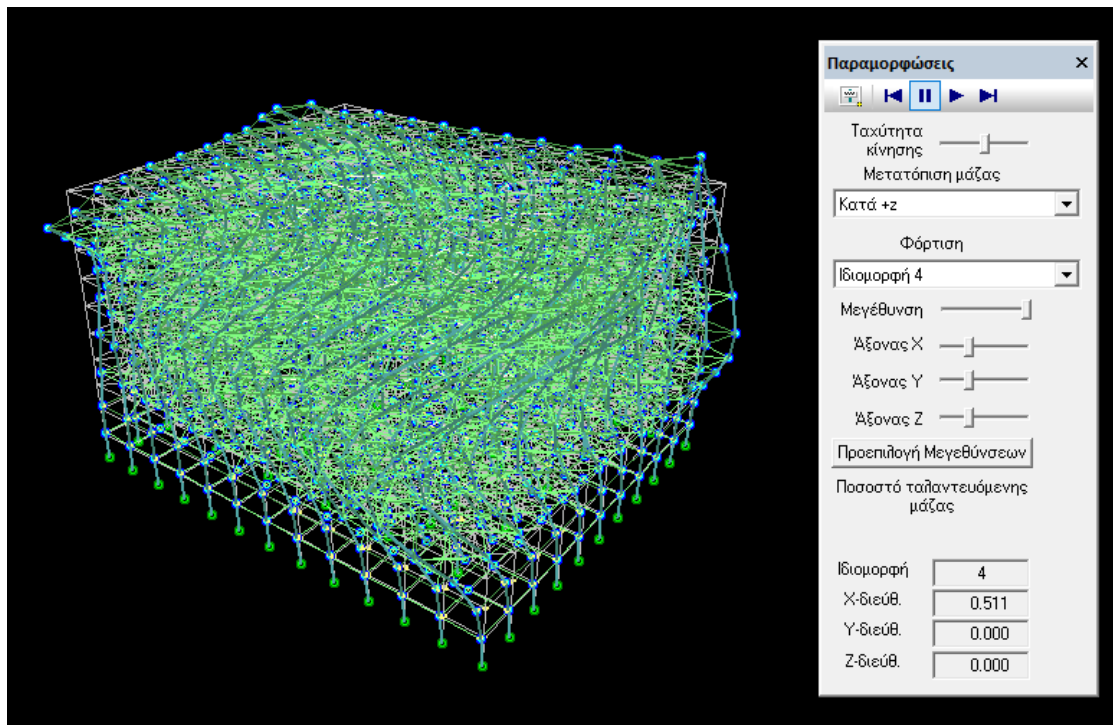
Σχήμα 6.30: Σε κάτοψη η αποίκιση της δεύτερης ιδιόμορφης



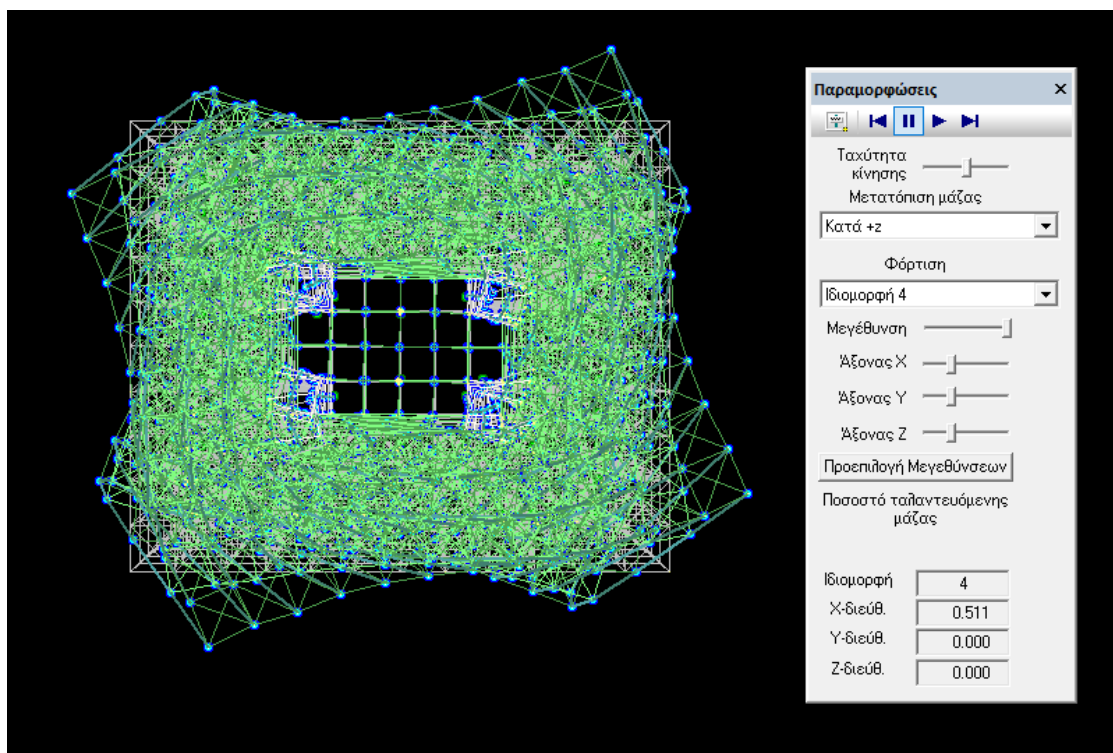
Σχήμα 6.31: Τρισδιάστατα απεικόνιση τρίτης ιδιόμορφης



Σχήμα 6.32: Σε κάτοψη η αποίκιση της τρίτης ιδιόμορφης



Σχήμα 6.33: Τρισδιάστατα απεικόνιση τέταρτης ιδιόμορφης



Σχήμα 6.34: Σε κάτοψη η αποίκιση της τέταρτης ιδιόμορφης

7. ΠΑΡΟΥΣΙΑΣΗ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗΣ ΕΡΓΑΣΙΑΣ

Στην παρούσα διπλωματική εργασία παρουσιάστηκε η ανάλυση και διαστασιολόγηση ενός μεταλλικού κτιρίου με προκατασκευασμένες πλάκες σκυροδέματος και ενός κτιρίου από οπλισμένο σκυρόδεμα, σύμφωνα με τους ισχύοντες κανονισμούς. Στην εν λόγω κατασκευή από το πρόγραμμα της στατικής ανάλυσης προσδιορίστηκαν τα φορτία που καταπονούν το φορέα και όλοι οι δυνατοί συνδυασμοί των δράσεων, με τους οποίους έγινε η διαστασιολόγηση της στις οριακές καταστάσεις αστοχίας και λειτουργικότητας. Στη συνέχεια, ακολούθησε η ανάλυση και ο έλεγχος των κρισιμότερων διατομών του φορέα. Κατά τον έλεγχο μελών, όπου διαπιστώθηκε αδυναμία ανάληψης των εντατικών μεγεθών, επανασχεδιάστηκε είτε μέλος είτε κάποιο τμήμα της κατασκευής. Σύμφωνα με την μελέτη που διενεργήθηκε προέκυψαν τρεις αποδεκτές λύσεις, μια από την ανάλυση του οπλισμένου σκυροδέματος και δύο από την ανάλυση της μεταλλικής κατασκευής.

A. Οπλισμένο Σκυρόδεμα

B. Δομικός χάλυβας

1. Οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας

2. Συνδυασμός οριζόντιων και κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας

Η σύγκριση των παραπάνω λύσεων γίνεται με βάση τους εξής παράγοντες:

A. Ασφάλεια

B. Ποιότητα

Γ. Χρόνος

Δ. Κόστος

A. Ασφάλεια

Από τα αποτελέσματα των αναλύσεων οι τρεις δεκτές λύσεις που προέκυψαν είναι ασφαλείς, αφού σχεδιάστηκαν να πληρούν τις απαιτήσεις των κανονισμών των Ευρωκώδικων.

Όσον αφορά τον δομικό χάλυβα αξίζει να σχολιαστούν οι δύο δεκτές λύσεις της μεταλλικής κατασκευής. Στην ανάλυση B.1. τα δομικά στοιχεία τα οποία συμβάλουν στην μεταφορά των φορτίων από τους ανώτερους ορόφους στην θεμελίωση και από εκεί στο έδαφος είναι τα τοιχεία των κλιμακωστών σε αντίθεση με την περίπτωση B.2. όπου σε μία πιθανή αστοχία των τοιχείων θα γίνει ανακατανομή των φορτίων και αυτά θα μεταφερθούν μέσω των οριζόντιων διαγώνιων συνδέσμων δυσκαμψίας. Ως αποτέλεσμα και οι δύο αναλύσεις δίνουν δεκτό αποτέλεσμα όμως για τις παρακάτω συγκρίσεις των κατασκευών από την ανάλυση της μεταλλικής κατασκευής θα αναφερόμαστε στην περίπτωση B.2. Να αναφέρουμε ότι τα αποτελέσματα των κτιρίων που θα συγκρίνουμε παρακάτω είναι του οπλισμένου σκυροδέματος με αυτά της μεταλλικής κατασκευής με το συνδυασμό οριζόντιων και κατακόρυφων διαγώνιων συνδέσμων δυσκαμψίας. Ένα στοιχείο που αξίζει να σχολιάσουμε είναι οι αναπτυσσόμενες μετατοπίσεις των κατασκευών. Στην περίπτωση του οπλισμένου σκυροδέματος η αναπτυσσόμενη μετατόπιση είναι 5,10 cm ενώ για την μεταλλική κατασκευή είναι 11,73 cm, τιμές αναμενόμενες καθώς από τη «φύση» των υλικών οι μεταλλικές κατασκευές είναι πιο εύκαμπτες σε αντίθεση με της κατασκευές από οπλισμένο σκυρόδεμα όπου είναι πιο δύσκαμπτες(βλέπε πίνακα 7.1).

Παρακάτω παραθέτουμε συγκριτικούς πίνακες μεταξύ των τριών μελετών που είχαν δεκτή λύση, μοντέλο A από οπλισμένο σκυρόδεμα, μοντέλο B.1 η λύση της κατασκευής μας (οριζόντιοι και

κατακόρυφη διαγώνιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας) και μοντέλο B.2 η λύση της κατασκευής αποκλειστικά με τους οριζοντίους διαγώνιους συνδέσμους δυσκαμψίας.

Λύσεις	Απολυτές Μετακινήσεις κατά X (cm)	Απολυτές Μετακινήσεις κατά Z ((cm)
A	4,75	5,10
B.1	11.79	11.73
B.2	12.70	12.73

Πίνακας 7.1: Αναπτυσσόμενες απόλυτες μετακινήσεις ανά άξονα

Από τον παραπάνω πίνακα φαίνεται ότι το μοντέλο A είναι δύσκαμπτη κατασκευή (οπλισμένο σκυρόδεμα) για αυτό και οι μετακινήσεις της είναι μικρότερες, ενώ τα μοντέλα B.1 και B.2 τα οποία είναι πιο εύκαμπτες κατασκευές, αφ' ενός λόγω του υλικού (δομικός χάλυβας) και αφετέρου η ευελιξία σχεδιασμού, έχουν μεγαλύτερες μετακινήσεις στα ανεκτά όρια.

B. Ποιότητα

Ένας άλλος καθοριστικός παράγοντας για την επιλογή της μιας κατασκευής από την άλλη είναι η ποιότητα του τελικού προϊόντος. Οι κατασκευές από οπλισμένο σκυρόδεμα είναι κατασκευές εργοταξίου ενώ οι μεταλλικές κατασκευές είναι συνδυασμός εργοταξίου και εργοστασίου. Οι κατασκευές εργοταξίου συνήθως είναι χαμηλότερης ποιότητας κατασκευές λόγω ενός σύνολο αστάθμητων παραμέτρων, για παράδειγμα, οι καιρικές συνθήκες, η αξιοπιστία των τεχνιτών, η ευκολία να δημιουργηθούν σφάλματα, η ποιότητα των υλικών κτλ. Σε αντίθεση με τις μεταλλικές κατασκευές, όπου το τελικό προϊόν είναι ποιοτικότερο, διότι η παραγωγή των μελών γίνεται σε ελεγχόμενες συνθήκες, άρτια καταρτισμένο προσωπικό, χρήση μηχανημάτων τελευταίας τεχνολογίας με ελάχιστα σφάλματα, συνεχής έλεγχος της ποιότητας των υλικών. Έχοντας λάβει υπόψη όλα τα παραπάνω οι μεταλλικές κατασκευές υπερτερούν έναντι των κατασκευών από οπλισμένο σκυρόδεμα.

Γ. Χρόνος

Η ανέγερση της κατασκευής και ο χρόνος αποπεράτωσης της είναι παράγοντες που θα πρέπει να λαμβάνονται υπόψη, καθώς ο ένας παράγοντας επηρεάζει τον άλλο. Για την ανέγερση της μεταλλικής κατασκευής θα χρησιμοποιηθούν τέσσερις γερανοί σε κάθε γωνία. Ο χρόνος αποπεράτωσης της μεταλλικής κατασκευής είναι κατά 40% ταχύτερος ενώ σε περιπτώση μεγάλης κλίμακας έργου είναι ακόμα ταχύτερη η αποπεράτωση της. Ο χρόνος αποπεράτωσης του έργου επηρεάζει σε μεγάλο βαθμό το τελικό κόστος της κατασκευής (ημερομισθία , ασφαλιστικές εισφορές, κτλ.)

Δ. Κόστος

Ο υπολογισμός του κόστους των κατασκευών περιορίζεται στον υπολογισμό του φέροντος οργανισμού. Δεν θα υπολογιστεί το κόστος της τοιχοποιίας, των επενδύσεων και των λοιπών μερών της κατασκευής, διότι θα θεωρηθούν ίδια και για τις δύο κατασκευές. Αναλυτικότερα, το κόστος της κατασκευής από οπλισμένο σκυρόδεμα θα είναι το κόστος του οπλισμού και του σκυροδέματος που απαιτήθηκε για την ανέγερση της κατασκευής, ενώ στην περίπτωση της μεταλλικής κατασκευής θα είναι το κόστος των μεταλλικών μελών. Οι τιμές που χρησιμοποιήθηκαν είναι χαρακτηριστικές και όχι απόλυτες καθώς επηρεάζονται από την τοπική αγορά και άλλες παραμέτρους. Οι χαρακτηριστικές τιμές ανά μονάδα υλικού είναι οι εξής:

Οπλισμένο Σκυρόδεμα (μέση τιμή): 300 Ευρώ/m³ (στην τιμή αυτή έχει ληφθεί υπόψη το κόστος οπλισμού)

Πρότυπες διατομές (μέση τιμή): 3 Ευρώ/kg (στην τιμή αυτή προστέθηκαν και 3 Ευρώ/kg/χάλυβα για τις πλάκες σκυροδέματος, αρά η συνολική τιμή που θα ληφθεί υπόψη είναι 6 Ευρώ/kg)

Στον παρακάτω πίνακα παρουσιάζονται συγκεντρωτικά τα συνολικά κόστη.

Αναλυση	Σκυροδεμα m ³	Χαλυβας οπλισμου kg	Χαλυβας προτυπων διατομων kg	Σκυροδεμα Ευρω/m ³	Χαλυβας οπλισμου Kg/m ³	Χαλυβας προτυπων διατομων Kg/m ³	Συνολικο Κοστος
A	7800	770000	-	300	-	-	2500000
B.1			450000	-	-	6	2700000
B.2			500000	-	-	6	3000000

Πίνακας 7.2: Κόστος κατασκευής υλικών

Σύμφωνα με τον παραπάνω πίνακα παρατηρούμε ότι το κόστος της κατασκευής από οπλισμένο σκυρόδεμα, όσον αφορά τα υλικά, είναι χαμηλότερο. Παρ' όλα αυτά, λαμβάνοντας υπόψη την παράμετρο του χρόνου όπως αναφέραμε παραπάνω, κοστολογικά είναι προτιμότερη η κατασκευή από δομικό χάλυβα.

Αξίζει να γίνει περαιτέρω μελέτη τριών περιπτώσεων για κατασκευή από δομικό χάλυβα όπου οι πλάκες θα είναι σύμμικτες, για κατασκευή όπου οι κατακόρυφοι διαγώνιοι συνδέσμοι δυσκαμψίας θα βρίσκονται σε διαφορετική θέση από αυτή που έχει γίνει στην παρούσα εργασία και για διαφορετική μορφή κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας.

Βιβλιογραφικές πηγές

Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Ι., «Σχεδιασμός δομικών έργων από χάλυβα, με βάση τα τελικά κείμενα των Ευρωκωδίκων», Εκδόσεις Κλειδάριθμος, 2005

Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Ι., «Σιδηρές Κατασκευές, Ανάλυση και διαστασιολόγηση», Εκδόσεις Κλειδάριθμος, 2003

Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Ι., «Σιδηρές Κατασκευές, Παραδείγματα εφαρμογής του Ευρωκώδικα 3, Τόμος Ι», Εκδόσεις Κλειδάριθμος, 2005

Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Ι., «Σιδηρές Κατασκευές, Παραδείγματα εφαρμογής του Ευρωκώδικα 3, Τόμος ΙΙ», Εκδόσεις Κλειδάριθμος, 2005

Chopra A., «Δυναμική των κατασκευών-Θεωρία και εφαρμογές στη σεισμική μηχανική», 3η Έκδοση, Εκδόσεις Μ Γκιούρδας 2007.

Ερμόπουλος Ι., Στοιχεία σχεδιασμού μεταλλικών κατασκευών, 2000.

Ερμόπουλος Ι., «Ευρωκώδικας 1 – Βασικές αρχές σχεδιασμού και δράσεις επί των κατασκευών, Ερμηνευτικά σχόλια και παραδείγματα εφαρμογής», 2η Έκδοση, Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα 2005.

Εταιρεία Ερευνών Μεταλλικών Έργων (ΕΕΜΕ): «Τόμοι πρακτικών Εθνικών Συνεδρίων Σιδηρών Κατασκευών».

Καρύδη Π. Γ., «Σημειώσεις αντισεισμικής τεχνολογίας», Εκδόσεις Εθνικού Μετσόβιου Πολυτεχνείου, 1996.

Paul Bernard, « La construction par composants compatibles», Editions Du Moniteur, 1980.

Κατσικαδέλης Ι. Θ., «Δυναμική των Κατασκευών, Τόμος ΙΙ», Εκδόσεις Εθνικού Μετσόβιου Πολυτεχνείου, Αθήνα 2003.

Ο.Α.Σ.Π-ΣΠΜΕ «Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός ΕΑΚ 2000», Αθήνα 2001

Παπασταματίου Δ. Ι., Ψυχάρης., «Βοηθητικές σημειώσεις αντισεισμικής τεχνολογίας», Εκδόσεις Εθνικού Πολυτεχνείου, Αθήνα 2001.

Ευρωκώδικας 0: «Βάσεις σχεδιασμού», EN 1990:2002

Ευρωκώδικας 1: «Βάση μελέτης και δράσεων στις κατασκευές», Μέρος 1-1: Βάσεις Σχεδιασμού, CEN, ENV 1991-1-1:2002

Ευρωκώδικας 1: «Βάση μελέτης και δράσεων στις κατασκευές», Μέρος 1-3: Φορτία χιονιού, CEN, ENV 1991-1-3:2002

Ευρωκώδικας 1: «Βάση μελέτης και δράσεων στις κατασκευές», Μέρος 1-4: Δράση του ανέμου, CEN, ENV 1991-1-4:2002

Ευρωκώδικας 1: «Βάση μελέτης και δράσεων στις κατασκευές», Μέρος 1-5: Δράση λόγω θερμοκρασιακών μεταβολών, CEN, ENV 1991-1-5:2002

Ευρωκώδικας 3: «Σχεδιασμός μεταλλικών κατασκευών», Μέρος 1-1: Γενικοί κανόνες, και κανόνες για κτίρια, CEN, ENV 1993-1-1

Ευρωκώδικας 4: «Σχεδιασμός σύμμικτων κατασκευών από χάλυβα και σκυρόδεμα», Μέρος 1-1: Γενικοί κανόνες, και κανόνες για κτίρια, CEN, ENV 1994-1-1

Διευθύνσεις διαδικτύου με πληροφοριακό υλικό <http://www.fgg.uni-lj.si/kmk/esdep/master/wg13/I0100.htm> www.sofistik.gr
www.kingspanstructural.com www.elastron.gr
<http://eng.ccs.gr/product.asp?ITMID=31&LANG=GR>