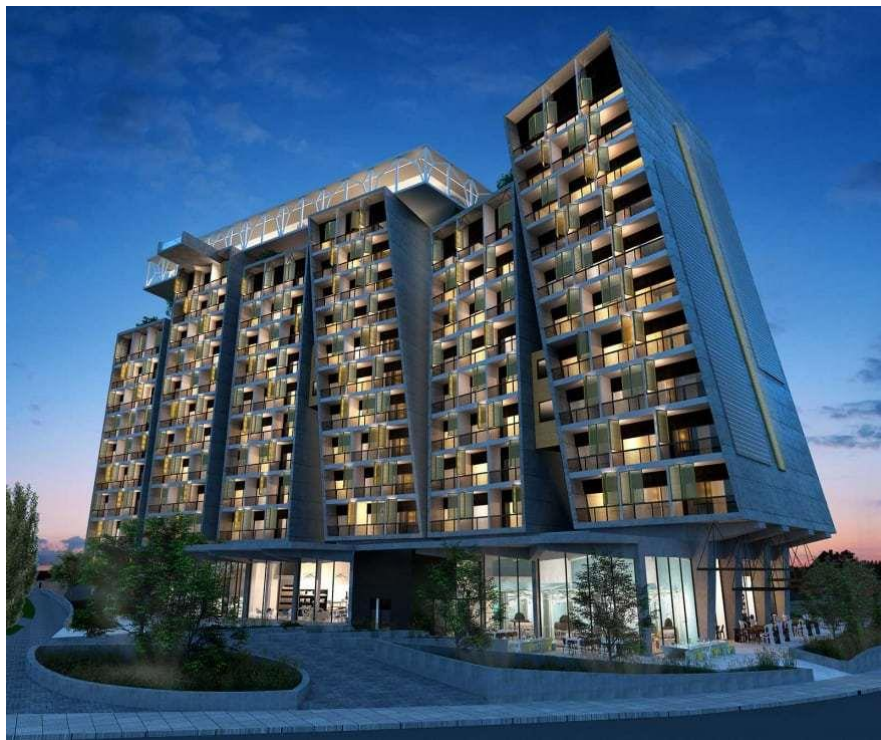




ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

Σχολή Πολιτικών Μηχανικών
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών

Αποτίμηση της Επιτελεστικότητας Δύο Κτιρίων Ο.Σ. Με Σεισμικώς Μονωμένο Ενιαίο Ανώτερο Όροφο



ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

Ευστράτιος Β. Δεμερτζίδης
Επιβλέπων: Δημήτριος Βαμβάτσικος

Αθήνα, Ιούνιος 2019

ΕΜΚ ΜΕ 2019/01

Δεμερτζίδης Ε. Β. (2019).
Αποτίμηση της Επιτελεστικότητας Δύο Κτιρίων Ο.Σ. Με Σεισμικώς Μονωμένο Ενιαίο
Ανώτερο Όροφο
Μεταπτυχιακή Εργασία ΕΜΚ ΜΕ 2019/01
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα.

Demertzidis E. V. (2011).
Seismic Performance Valuation of two RC Buildings With Seismic Isolated Single Upper
Floor
Diploma Thesis ΕΜΚ ΜΕ 2019/01
Institute of Steel Structures, National Technical University of Athens, Greece

Πίνακας περιεχομένων

Περίληψη	3
Abstract	4
Ευχαριστίες	5
1 Εισαγωγή	6
1.1 Σεισμική Μόνωση	6
1.2 Δομή Μεταπτυχιακής Εργασίας	8
2 Περιγραφή του Φορέα	9
2.1 Εισαγωγή	9
2.2 Υλικά Φορέα	9
2.3 Γεωμετρία Φορέα	10
2.3.1 Κτίρια Ω.Σ.	10
2.3.2 Ενιαίος Σύμμικτος Όροφος	13
2.4 Εφέδρανα Ολισθήσεως.....	15
3 Δράσεις.....	18
3.1 Μόνιμες Δράσεις.....	18
3.2 Μεταβλητές Δράσεις.....	18
3.3 Σεισμικές Δράσεις	19
3.4 Επιταχυνσιογραφήματα.....	24
3.5 Συνδυασμοί δράσεων	28
3.5.1 Οριακή Κατάσταση Αστοχίας.....	29
3.5.2 Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας.....	30
4 Εκτέλεση Αναλύσεων.....	31
4.1 Ιδιομορφική Ανάλυση	31
4.2 Ανάλυση Κτιρίων Ω.Σ.....	33
4.2.1 Εισαγωγή.....	33
4.2.2 Εντατικά Μεγέθη	33
4.3 Ενιαίος Σύμμικτος όροφος	36
4.3.1 Εισαγωγή.....	36
4.3.2 Εντατικά Μεγέθη	36
4.3.3 Συμπεράσματα	38
4.4 Εφέδρανα.....	38
4.4.1 Δυναμική μη Γραμμική Ανάλυση	38
5 Διαστασιολόγηση	41
5.1 Διαστασιολόγηση μελών από Ω.Σ.....	41
5.1.1 Εισαγωγή.....	41
5.1.2 Διαστασιολόγηση Πλακών.....	43
5.1.3 Διαστασιολόγηση Δοκών.....	48
5.1.4 Διαστασιολόγηση Τοιχωμάτων.....	51
5.1.5 Έλεγχος περιορισμού σχετικής παραμόρφωσης	55
5.2 Διαστασιολόγηση Σύμμικτου Ενιαίου Ορόφου	57
5.2.1 Έλεγχοι Σε ΟΚΑ	57
5.2.2 Έλεγχοι σε ΟΚΛ	66
5.2.3 Κανόνες Σχεδιασμού για πλαίσια με Συνδέσμους Δυσκαμψίας χωρίς Εκκεντρότητα σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8	67
5.2.4 Έλεγχος Περιορισμού Βλαβών	67

5.2.5	Επιλογή μελών χάλυβα	68
5.2.6	Διαστασιολόγηση Εφεδράνων	72
6	Συμπεράσματα.....	74
7	Βιβλιογραφία	75
	Παράρτημα Α. Ιδιομορφές και Ιδιοπερίοδοι.....	76
	Παράρτημα Β. Έλεγχοι μεταλλικών μελών	80

Αποτίμηση της Επιτελεστικότητας Δύο Κτιρίων Ο.Σ. Με Σεισμικώς Μονωμένο Ενιαίο Ανώτερο Όροφο

Δεμερτζίδης Ε. Β. (Επιβλέπων: Βαμβάτσικος Δ.)

Περίληψη

Αντικείμενο μελέτης αποτελεί ο σχεδιασμός και η διαστασιολόγηση δύο κτιρίων δέκα ορόφων από οπλισμένο σκυρόδεμα πάνω στα οποία εδράζεται μέσω σφαιρικών εφεδράνων τριβής (Friction Pendulum System- FPS) ένας ενιαίος όροφος που θα είναι σύμμικτης κατασκευής.

Τα δύο κτίρια έχουν εμβαδό ισογείου περίπου 414 m² και 491 m² αντίστοιχα και συνολικό ύψος 40,1 m. Η κάτοψη και των δύο κτιρίων δεν παραμένει ενιαία σε όλο το ύψος των κτιρίων καθώς μειώνεται στους τελευταίους ορόφους. Ο φέρων οργανισμός τους αποτελείται από τοιχώματα που ενώνονται με δοκάρια δημιουργώντας έτσι ένα αρκετά δύσκαμπτο σύστημα.

Ο ενιαίος όροφος, με εμβαδό 659 m², αποτελείται από τρίστυλα μεταλλικά πλαίσια, τα υποστυλώματα των οποίων είναι τετραγωνικής διατομής και τα δοκάρια διατομής Η ή Ι ανάλογα το άνοιγμα. Η πλάκα είναι από χαλυβδόφυλλα που εδράζονται σε διαδοκίδες μεταξύ των κύριων δοκών. Η σύμμικτη λειτουργία εξασφαλίζεται μέσω διατμητικών ήλων.

Ο σχεδιασμός των εφεδράνων έγινε με τη χρήση επιταχυνσιογραφημάτων αφού πρώτα το φάσμα απόκρισης τους προσαρμόστηκε ώστε να ταιριάζει με το ελαστικό φάσμα απόκρισης του Ευρωκώδικα 8. Κατά την διάρκεια της εργασίας παρουσιάζεται πλήρως ο τρόπος διαστασιολόγησης των εφεδράνων με βάση τους ισχύοντες κανονισμούς.

Οι δράσεις που ασκούνται επί του φορέα, κατηγοριοποιούνται σε μόνιμες, επιβαλλόμενες μεταβλητές και σεισμικές δράσεις. Ο υπολογισμός τους έγινε σύμφωνα με τις διατάξεις των ευρωκωδίκων. Δεν ελέγχθηκε το μοντέλο σε δράσεις φορτίων χιονιού και ανέμου διότι το αντικείμενο της μεταπτυχιακής αφορά τη συμπεριφορά του μοντέλου σε σεισμικά φορτία.

Η προσομοίωση του φορέα, των φορτίων και των αναλύσεων έγινε στο πρόγραμμα ETABS 2015. Πραγματοποιήθηκε ελαστική δυναμική ανάλυση με θεωρία πρώτης τάξης για το σχεδιασμό των κτιρίων από Ω.Σ και του ενιαίου ορόφου και ανελαστική δυναμική ανάλυση (ανάλυση με χρονοϊστορίες) για την διαστασιολόγηση των εφεδράνων. Για την αντισεισμική μελέτη ακολουθήθηκε ο EN8-1998. Η διαστασιολόγηση και ο έλεγχος των μεταλλικών διατομών και των μελών βασίστηκε στον EN3-2005. Η διαστασιολόγηση και ο έλεγχος των διατομών και των μελών από οπλισμένο σκυρόδεμα βασίστηκε στον EN2-2004.

**Seismic Performance Valuation of two RC Buildings With Seismic
Isolated Single Upper Floor**

Demertzidis E. V. (supervised by Vamvatsikos D.)

Abstract

The seismic performance of two ten-storey reinforced concrete buildings on which a single- compound floor is seated on a Friction Pendulum System (FPS).

The two buildings have a ground floor area of approximately 414 m² and 491 m² respectively and a total height of 40.1 m. The floor plan of both buildings does not remain the same throughout the building as it decreases on the upper floors. Their bearing structure consists of walls joined together by beams creating a rather stiff system.

The single floor, with an area of 659 m², consists of metal frames with three columns on the row. The columns have a square cross-section and the beams have H or I cross-section depending on the opening. The plate is made of steel sheets that are seated on secondary beams between the main beams. Composite operation is ensured by shearing studs.

The design of the bearings was done using accelerations. Their response spectrum was adapted to match the elastic response spectrum of Eurocode 8. The way of design of the bearings according to the applicable regulations is fully presented at the following chapters.

The actions carried out on the bearing structure are categorized into permanent, variables and seismic actions. Their calculation was made in accordance with the provisions of Eurocodes. The model was not tested in snow and wind load actions because the subject of the diploma thesis is related to the behavior of the model in seismic loads.

The simulation of the whole structure, loads and analyses was carried out in the ETABS 2015 program. Elastic dynamic analysis was performed for the design of RC buildings and the single storey and inelastic dynamic analysis (time histories) for the design of the Friction Pendulum System. EN8-1998 was followed for the seismic design. The design of metal sections and members was based on EN3-2005. The design of the compound members was based on EN4-2004. The design of cross sections and reinforced concrete members was based on EN2-2004.

Ευχαριστίες

Η εκπόνηση της μεταπτυχιακής μου εργασίας σηματοδοτεί το πέρας των σπουδών μου στο μεταπτυχιακό πρόγραμμα « Δομοστατικός Σχεδιασμός και Ανάλυση των Κατασκευών» στη Σχολή Πολιτικών Μηχανικών του Εθνικού Μετσόβιου Πολυτεχνείου.

Θα ήθελα να εκφράσω την ευγνωμοσύνη μου προς όλους όσους υπήρξαν συντελεστές,

είτε άμεσα είτε έμμεσα, στην πορεία μου αυτή.

Αρχικώς, θέλω να ευχαριστήσω θερμά τον κ. Δημήτριο Βαμβάτσικο, επίκουρο καθηγητή του Τομέα Δομοστατικής που μου έδωσε τη δυνατότητα να διεκπεραιώσω την παρούσα μεταπτυχιακή εργασία υπό την επίβλεψη του δείχνοντας εμπιστοσύνη στο πρόσωπο μου. Η συστηματική καθοδήγηση και οι ποιοτικές παρατηρήσεις του διαδραμάτισαν σπουδαίο ρόλο στην ολοκλήρωση αυτής της προσπάθειας. Επίσης θέλω να ευχαριστήσω θερμά τον κ. Τάσο Αβραάμ και τον κ. Παύλο Θανόπουλο για τη συμμετοχή τους στην εξεταστική επιτροπή της μεταπτυχιακής μου εργασίας. Ολοκληρώνοντας, θα ήθελα να σταθώ στα πρόσωπα που με στηρίζουν καθόλη τη διάρκεια των σχολικών και φοιτητικών μου χρόνων. Ευχαριστώ τους γονείς μου Βασίλη και Μαρία, τα αδέρφια μου, καθώς και τους συμφοιτητές και φίλους και ιδιαίτερα τη Μαρία για τη συμπαράσταση και αγάπη τους .

*Ευστράτιος Β. Δεμερτζίδης
Ιούνιος 2019*

1 Εισαγωγή

1.1 Σεισμική Μόνωση

Η σεισμική μόνωση είναι μια εναλλακτική τεχνολογία αντισεισμικής άμυνας των κατασκευών, η οποία σκοπεύει στην ελαχιστοποίηση ή αποφυγή ζημιών σε κτίρια, γέφυρες και βιομηχανικές εγκαταστάσεις εξαιτίας σεισμικής καταπόνησης. Η εφαρμογή συστημάτων σεισμικής μόνωσης (ελαστομεταλλικά εφέδρανα, εφέδρανα ολίσθησης, παθητικοί αποσβεστήρες ενέργειας και υβριδικά συστήματα που συνδυάζουν τα ανωτέρω) σε κτίρια και γέφυρες, έχει γίνει ευρέως αποδεκτή σε αρκετές σειсмоγενείς χώρες, όπως στην Ιαπωνία, ΗΠΑ, Ιταλία και Νέα Ζηλανδία.

Τα τελευταία χρόνια, ειδικά μετά το 1990, η σεισμική μόνωση βάσης (base seismic isolation) είναι μία ευρέως εφαρμοζόμενη τεχνική σχεδιασμού και ενίσχυσης για κτίρια και για γέφυρες σε σειсмоγενείς περιοχές της Ελλάδας και της Κύπρου. Σήμερα πολλές κατασκευές έχουν ολοκληρωθεί ενώ ακόμα περισσότερες είναι σε φάση σχεδιασμού ή υπό κατασκευή. Η εφαρμογή της σεισμικής μόνωσης συνίσταται στην αποδέσμευση της ανωδομής ενός κτιρίου από την θεμελίωση του, με σκοπό την μείωση της ποσότητας της ενέργειας που εισάγεται σε αυτό κατά τη διάρκεια ενός σεισμού. Η αποδέσμευση γίνεται με τοποθέτηση ενός αριθμού κατασκευαστικών στοιχείων, εφεδράνων, στα υποστυλώματα του κτιρίου. Στην ουσία πρόκειται για μερική αποδέσμευση δεδομένου ότι το κτίριο πρέπει να αναλάβει και τα φορτία βαρύτητας τα οποία μεταφέρονται απευθείας στο έδαφος. Χαρακτηριστικό σε κτίρια με σεισμική μόνωση βάσης είναι η ύπαρξη σεισμικού αρμού, μιας περιοχής ουσιαστικά γύρω από τη βάση τους που παρέχει στο κτίριο επαρκή χώρο για να κινηθεί όταν αυτό διεγερθεί από σεισμική φόρτιση.

Επομένως, ο βασικός λόγος που χρησιμοποιείται σεισμική μόνωση είναι η μείωση των συνεπειών λόγω σεισμού. Ωστόσο, όπως είναι φυσικό, το κόστος που σχετίζεται με τη μόνωση έχει νόημα μόνο όταν τα πλεονεκτήματα από αυτή το ξεπερνούν. Συγκεκριμένα, η υψηλότερων προδιαγραφών σεισμική συμπεριφορά του έργου λόγω της σεισμικής μόνωσης ή των αποσβεστήρων, μεταφραζόμενη σε οικονομικά στοιχεία, πρακτικά σημαίνει μείωση του κόστους κύκλου ζωής της κατασκευής (δηλαδή μείωση του κόστους συντήρησης της κατασκευής), προστασία του περιεχομένου της (π.χ. εκθέματα σε μουσεία, ευπαθή μηχανήματα σε αίθουσες χειρουργείων, κ.λπ) και διαφύλαξη της συνεχούς χρήσης του έργου με ότι αυτό συνεπάγεται (π.χ. για νοσοκομεία, σχολεία, κτίρια πυροσβεστικής υπηρεσίας, αστυνομίας, κ.λπ), αφ' ετέρου δε σε επίπεδο ποιότητας ζωής των χρηστών του έργου, διασφάλιση υψηλότερου αισθήματος ασφάλειας και καλύτερη ψυχολογική κατάσταση. Όσον αφορά την σεισμική μόνωση, οι παραπάνω στόχοι καθίστανται εφικτοί διότι το σύστημα μόνωσης επιφέρει σοβαρότατη απομείωση της σεισμικής δράσης η οποία καταπονεί την κατασκευή. Όσον αφορά τη χρήση συσκευών απόσβεσης ενέργειας, οι παραπάνω στόχοι επιτυγχάνονται διότι οι αποσβεστήρες, απορροφώντας μεγάλο ποσοστό της σεισμικής ενέργειας του έργου, ελαχιστοποιούν τις ταλαντώσεις και τις σχετικές μετακινήσεως των φερόντων στοιχείων της κατασκευής.

Οι στόχοι της σεισμικής μόνωσης και της απόσβεσης ενέργειας είναι οι εξής:

1. Προστασία της ζωής, δηλαδή αποφυγή κατάρρευσης του δομήματος.
2. Προστασία του φέροντα οργανισμού της κατασκευής, δηλαδή αποφυγή μετελαστικών παραμορφώσεων (βλαβών) στα φέροντα δομικά στοιχεία του έργου. Κατ' αυτόν τον τρόπο ελαχιστοποιούνται ή και αποφεύγονται δύσκολες, υψηλού κόστους και αμφιβόλου αποτελεσματικότητας επισκευές του φέροντα οργανισμού του έργου.
3. Προστασία των μη-φέροντων στοιχείων της κατασκευής (π.χ. τοιχοποιίες πλήρωσης, υαλοπίνακες). Τα μη φέροντα στοιχεία ενός κτιρίου αντιπροσωπεύουν περίπου το 65% έως 75% του συνολικού κόστους κατασκευής του έργου. Η προστασία τους ισοδυναμεί με σημαντική μείωση τυχόν δαπάνης για την επισκευή της κατασκευής.
4. Προστασία της μετασεισμικής ασφάλειας της κατασκευής. Η αντοχή και η σεισμική συμπεριφορά της κατασκευής δεν επηρεάζονται ακόμα μετά από έναν ισχυρό σεισμό. Η κατασκευή είναι ικανή να αντισταθεί με ασφάλεια επάλληλες μετασεισμικές δονήσεις.
5. Προστασία της θεμελίωσης. Ελαττώνεται σημαντικά η δυναμική καταπόνηση του εδάφους θεμελίωσης, (ελαχιστοποίηση ή και αποφυγή καθιζήσεων).
6. Προστασία του περιεχομένου της κατασκευής (π.χ. ευπαθών μηχανημάτων, αντικειμένων μεγάλης αξίας, έργων τέχνης)
7. Προστασία της λειτουργίας του έργου (αποφυγή διακοπής χρήσης της κατασκευής).
8. Οικονομία του έργου. Η προστασία των φέροντων και μη-φέροντων στοιχείων της κατασκευής της θεμελίωσης της, του περιεχομένου της και η προστασία της λειτουργίας της έχουν ως αποτέλεσμα ότι το κόστος κύκλου ζωής της κατασκευής με σεισμική μόνωση ή αποσβεστήρες ενέργειας, είναι πολύ χαμηλότερο του κόστους συντήρησης της αντίστοιχης συμβατικής κατασκευής.
9. Υψηλό επίπεδο ποιότητας ζωής των χρηστών του έργου με τη δημιουργία αισθήματος ασφάλειας και καλής ψυχολογικής κατάστασης.

Στην παρούσα εργασία η ανάλυση του σεισμικώς μονωμένου ανώτερου ορόφου υλοποιήθηκε σύμφωνα με τον Eurocode 8 και τις «οδηγίες για το σχεδιασμό κατασκευών (κτιρίων και γεφυρών) με σεισμική μόνωση», το οποίο συντάχθηκε στα πλαίσια ερευνητικού προγράμματος του ΟΑΣΠ.

Οι μέθοδοι που διατίθενται για την ανάλυση και το σχεδιασμό κτιρίων με σεισμική μόνωση είναι οι ακόλουθες:

1. Μέθοδος Ισοδύναμου Μονοβάθμιου Συστήματος
2. Μέθοδος Φασματικής Απόκρισης
3. Μη γραμμική δυναμική ανάλυση χρονοϊστορίας.

Η πλέον κατάλληλη μεθοδολογία για πιο σύνθετα προβλήματα είναι η μη γραμμική δυναμική ανάλυση επειδή δίνει τη δυνατότητα να ελέγξουμε την κατασκευή σε ανακυκλιζόμενη φόρτιση η οποία προέρχεται μάλιστα και από πραγματικά επιταχυνσιογραφήματα. Έτσι οι μετακινήσεις που παίρνουμε για τα κτίρια από αυτή τη μέθοδο είναι πολύ κοντά με τις πραγματικές. Βασικό μειονέκτημα αυτής της μεθόδου είναι το υπολογιστικό κόστος το οποίο πολλές

φορές κρίνεται ασύμφορο για τον εκάστοτε μηχανικό. Επισημαίνεται ότι στα προσομοιώματα της παρούσας μεταπτυχιακής εργασίας έγιναν αναλύσεις χρονοϊστορίας από διάφορους σεισμούς που θα αναφερθούν παρακάτω.

1.2 Δομή Μεταπτυχιακής Εργασίας

Κεφάλαιο 1: Εισαγωγή

Στο πρώτο κεφάλαιο αναφέρεται ο τρόπος που δομήθηκε η εργασία ο σκοπός της και εισάγεται η έννοια της σεισμικής μόνωσης.

Κεφάλαιο 2: Περιγραφή του φορέα

Στο δεύτερο κεφάλαιο αναφέρεται ο τρόπος προσομοίωσης τόσο των κτιρίων από Ω.Σ όσο και του ενιαίου σύμμικτου ορόφου αλλά και των εφεδράνων

Κεφάλαιο 3: Δράσεις σχεδιασμού

Στο τρίτο κεφάλαιο παρουσιάζονται όλες οι δράσεις που ασκούνται επί της κατασκευής καθώς και ο τρόπος υπολογισμού τους. Οι δράσεις αυτές λήφθηκαν σύμφωνα με τον EN1991

Κεφάλαιο 4: Ανάλυση

Στο τέταρτο κεφάλαιο περιγράφεται το πως αναλύεται το υπολογιστικό προσομοίωμα στον υπολογιστή, έτσι ώστε να προκύψουν όλα τα απαραίτητα αποτελέσματα για τον έλεγχο των μελών της κατασκευής

Κεφάλαιο 5: Διαστασιολόγηση

Στο πέμπτο κεφάλαιο παρουσιάζονται οι έλεγχοι που έγιναν σε κάθε μέλος και τα τελικά αποτελέσματα της διαστασιολόγησης.

Κεφάλαιο 6: Συμπεράσματα

Στο έκτο κεφάλαιο αναφέρονται τα συμπεράσματα που προκύπτουν μετά την ολοκλήρωση της μεταπτυχιακής εργασίας

Κεφάλαιο 7: Βιβλιογραφία

Αναφέρονται όλες οι πηγές στις οποίες βασίστηκε αυτή η εργασία.

2 Περιγραφή του Φορέα

2.1 Εισαγωγή

Η προσομοίωση του φορέα έγινε στο λογισμικό ETABS 2015. Αρχικά ορίστηκε το υλικό του χάλυβα και του σκυροδέματος. Στη συνέχεια ορίστηκαν οι διατομές των μελών και κατόπιν σχεδιάστηκε ο φορέας.

2.2 Υλικά Φορέα

Τα υλικά του σκυροδέματος, του χάλυβα, του χαλυβδόφυλλου και των διατμητικών ήλων φαίνονται παρακάτω:

Σκυρόδεμα:

- Χαρακτηριστική θλιπτική αντοχή: $f_{ck}= 35 \text{ MPa}$
- Ειδικό βάρος: $\gamma= 25 \text{ kN/m}^3$
- Μέτρο Ελαστικότητας: $E= 34000 \text{ MPa}$

Τα χαρακτηριστικά αυτά αντιστοιχούν στην ευρωπαϊκή κλάση σκυροδέματος

C 35/45

Χάλυβας Οπλισμού:

- Χαρακτηριστική αντοχή διαρροής: $f_{yk}= 500 \text{ MPa}$
- Ειδικό βάρος: $\gamma= 78,5 \text{ kN/m}$
- Μέτρο Ελαστικότητας: $E= 200 \text{ GPa}$

Τα χαρακτηριστικά αυτά αντιστοιχούν στην ευρωπαϊκή κλάση χάλυβα οπλισμού B500C

Δομικός Χάλυβας:

- Χαρακτηριστική αντοχή διαρροής: $f_{yk}= 355 \text{ MPa}$
- Ειδικό βάρος: $\gamma= 78,5 \text{ kN/m}$
- Μέτρο Ελαστικότητας: $E= 210 \text{ GPa}$

Τα χαρακτηριστικά αυτά αντιστοιχούν στην ευρωπαϊκή κλάση δομικού χάλυβα S355

Σύμμικτη πλάκα:

- Σκυρόδεμα C30/37
- Χάλυβας S355
- Αντοχή ήλου $F_u= 400 \text{ Mpa}$

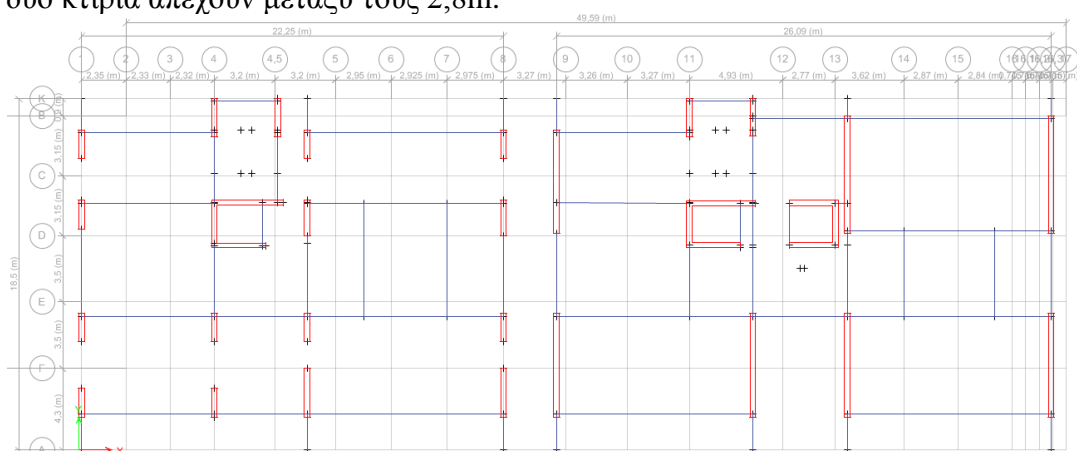
Διατμητικοί ήλοι:

- Εφελκυστική αντοχή: $F_u= 400 \text{ MPa}$
- Διάμετρος 19mm
- Ύψος: $h_s= 95 \text{ mm}$

2.3 Γεωμετρία Φορέα

2.3.1 Κτίρια Ω.Σ.

Τα δύο κτίρια αποτελούνται από τοιχώματα με τον ισχυρό τους άξονα διατεταγμένο στον καθολικό άξονα y . Τα τοιχώματα αυτά ενώνονται με δοκάρια και στις δύο διευθύνσεις. Το κτίριο A έχει ένα πυρήνα τοιχωμάτων στη μέση της κάτοψης του που θα χρησιμοποιηθεί για ασανσέρ ενώ το κτίριο B έχει δύο πυρήνες τοιχωμάτων στη μέση της κάτοψης του πάλι για να χρησιμοποιηθεί εκεί πέρα ασανσέρ. Οι διαστάσεις του κτιρίου A είναι 22,25m στον άξονα x και 18,5m στον άξονα y και αυτές του κτιρίου B 23,15m στον άξονα x και 18,5m στον άξονα y . Το κτίριο B έχει την ιδιαιτερότητα να μειώνεται κάθε όροφο η διάσταση στη x διεύθυνση κατά 0,49m μετά το story 2 όπως θα φανεί και στις παρακάτω εικόνες. Οι πλάκες των κτιρίων είναι πάχους 20 cm και το ύψος κάθε ορόφου είναι 3,5m. Τα δύο κτίρια απέχουν μεταξύ τους 2,8m.



Σχήμα 2.1: Κάτοψη story 1 κτίριο A (αριστερά) κτίριο B (δεξιά)

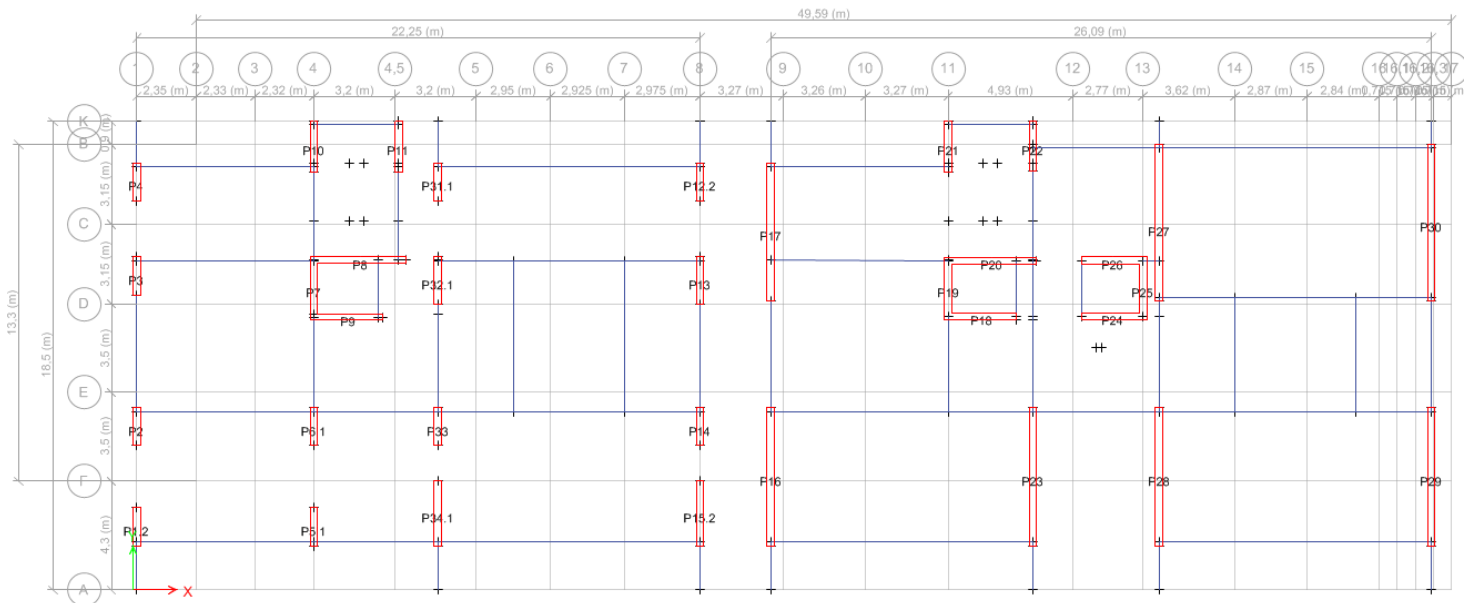
2.3.1.1 Τοιχώματα

Τα δύο κτίρια από Ω.Σ. αποτελούνται μόνο από τοιχώματα, προσανατολισμένα στη διεύθυνση y . Τα πλεονεκτήματα χρήσης τοιχωμάτων είναι τα εξής:

- Ανάλυση οριζόντιων σεισμικών δυνάμεων
- Μείωση μετακινήσεων
- Μείωση στροφής κτιρίου υπό την προϋπόθεση σωστής τοποθέτησης των τοιχωμάτων
- Μείωση βλαβών σε μη φέροντα στοιχεία λόγω μικρών μετατοπίσεων
- Εξασφάλιση πλαστικών αρθρώσεων στις δοκού και αποτροπή δημιουργίας μαλακού ορόφου. Μάλιστα όταν τα τοιχώματα αναλαμβάνουν μεγαλύτερο από το 50% της σεισμικής δράσης δεν απαιτείται ικανοτικός έλεγχος κάμψης υποστυλωμάτων.
- Μείωση αβεβαιοτήτων από την παρουσία τοιχωπληρώσεων.

Μειονεκτήματα:

- Ψαθυρή συμπεριφορά σε κάμψη.



Σχήμα 2.2: Ονομασία Τοιχωμάτων

Πίνακας 2.1: Πίνακας διατομών τοιχωμάτων κτιρίων Ω.Σ

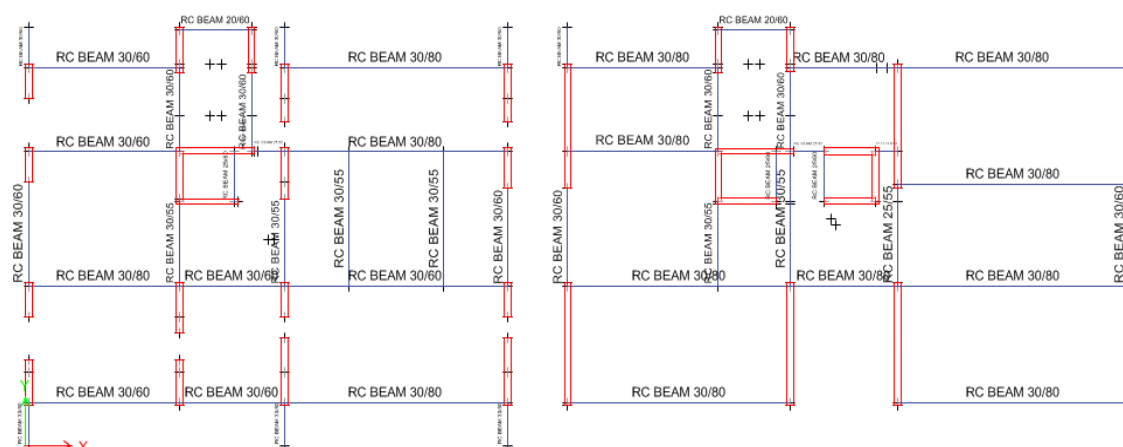
Story	Pier	Width	Thickness	Material
		mm	mm	
Story1	P1	2000	300	C35/45
Story2-10	P1.2	1500	300	C35/45
Story1-10	P2	1500	300	C35/45
Story1-10	P3	1500	300	C35/45
Story1-10	P4	1500	300	C35/45
Story1	P5	2000	300	C35/45
Story2-10	P5.1	1500	300	C35/45
Story1	P6	2250	300	C35/45
Story2-10	P6.1	1500	300	C35/45
Story1-2	P6.2	1200	300	C35/45
Story1-12	P7	2250	300	C35/45
Story1-12	P8	3500	250	C35/45
Story1-12	P9	2700	250	C35/45
Story1-12	P10	2000	300	C35/45
Story1-12	P11	2000	300	C35/45
Story1	P12	2550	300	C35/45
Story2-12	P12.2	1500	300	C35/45
Story1-12	P13	1850	300	C35/45
Story1-12	P14	1500	300	C35/45
Story1	P15	3000	300	C35/45
Story2-12	P15.2	2550	300	C35/45
Story1	P31	2550	300	C35/45
Story2-12	P31.1	1500	300	C35/45
Story1	P32	2250	300	C35/45
Story2-12	P32.1	1850	300	C35/45
Story1-12	P33	1500	300	C35/45
Story1	P34	3000	300	C35/45
Story2-12	P34.1	2550	300	C35/45
Story1-11	P16	5450	300	C35/45
Story1-11	P17	5450	300	C35/45
Story1-12	P18	2700	300	C35/45
Story1-12	P19	2200	300	C35/45
Story1-12	P20	3500	250	C35/45
Story1-12	P21	2000	300	C35/45
Story1-12	P22	1950	300	C35/45
Story1-12	P23	5450	300	C35/45
Story1-12	P24	2400	300	C35/45
Story1-12	P25	2200	300	C35/45
Story1-12	P26	2400	300	C35/45
Story1-12	P27	5450	300	C35/45
Story1-12	P28	5450	300	C35/45
Story1-12	P29	5450	300	C35/45
Story1-12	P30	5450	300	C35/45

2.3.1.2 Δοκάρια

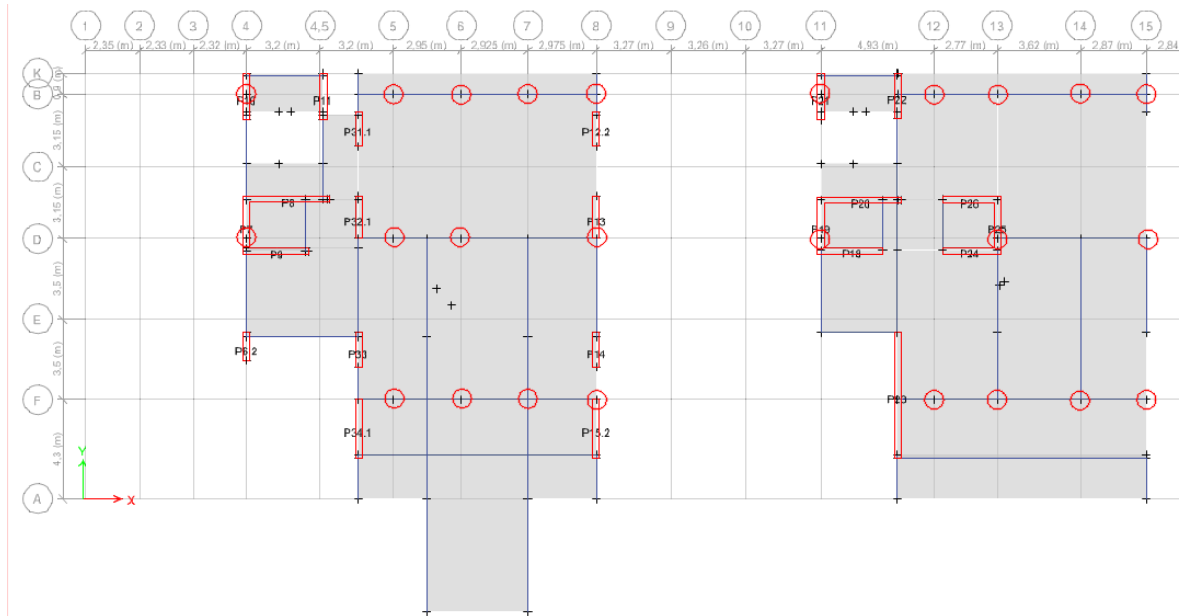
Τα κύρια δοκάρια των κτιρίων είναι διαμορφωμένα στην οριζόντια διεύθυνση χ έτσι ώστε να δημιουργούν ισχυρά πλαίσια μαζί με τα τοιχώματα. Στην διεύθυνση y και κυρίως στο κέντρο των πλακών κάθε ορόφου υπάρχουν δοκάρια που είτε εδράζονται στα κυρία δοκάρια είτε σε τοιχώματα. Σε κάθε όροφο υπάρχουν και δοκάρια πρόβολοι που βοηθάνε στη λήψη των κατακόρυφων φορτίων των εξωστών. Στον τελευταίο όροφο έχει γίνει ειδική διάταξη για να μπορέσει να σχεδιαστεί η πισίνα πρόβολος. Τέλος και εδώ όπως και στα τοιχώματα η δυσκαμψία των δοκαριών είναι μειωμένη στο μισό.

Πίνακας 2.2: Διατομές δοκαριών Κτιρίων Ω.Σ.

Name	Material	t3 mm	t2 mm	Area cm ²	A Modifier	A52 Modifier	A53 Modifier	J Modifier	I22 Modifier	I33 Modifier
RC BEAM 20/60	C35/45	600	200	1200	1	1	1	0,5	0,5	0,5
RC BEAM 25/55	C35/45	550	250	1375	1	1	1	0,5	0,5	0,5
RC BEAM 25/60	C35/45	600	250	1500	1	1	1	0,5	0,5	0,5
RC BEAM 30/175	C35/45	1750	300	5250	1	1	1	0,5	0,5	0,5
RC BEAM 30/235	C35/45	2350	300	7050	1	1	1	0,5	0,5	0,5
RC BEAM 30/55	C35/45	550	300	1650	1	1	1	0,5	0,5	0,5
RC BEAM 30/60	C35/45	600	300	1800	1	1	1	0,5	0,5	0,5
RC BEAM 30/80	C35/45	800	300	2400	1	1	1	0,5	0,5	0,5
RC BEAM 35/80	C35/45	800	350	2800	1	1	1	0,5	0,5	0,5
RC BEAM 40/155	C35/45	1550	400	6200	1	1	1	0,5	0,5	0,5
RC BEAM 50/100	C35/45	1000	500	5000	1	1	1	0,5	0,5	0,5



Σχήμα 2.3: Διατομές Δοκαριών 1^{ου} ορόφου



Σχήμα 2.4: Διάταξη δοκαριών στο 12^ο story και θέσεις εφεδράνων σε αυτο.

2.3.1.3 Πλάκες

Οι πλάκες των δύο κτιρίων έχουν όλες πάχος 20 cm. Στο πρόγραμμα προσομοιώθηκαν κανονικά για να περαστεί αυτόματα το ίδιο βάρος τους και για να μπορούν να κατανεμηθούν τα επιφανειακά φορτία που δέχονται στα δοκάρια και στα τοιχώματα. Στη συνέχεια ορίστηκαν τα διαφράγματα τους ώστε το επίπεδο κάθε ορόφου να έχει τις ίδιες μετακινήσεις στο σεισμό.

Οι πλάκες της σκάλας έχουν πάχος 15cm και προσομοιώθηκαν για να επιτευχθεί μεγαλύτερη ακρίβεια της συμπεριφοράς των κτιρίων στις σεισμικές μετακινήσεις.

Και στις δύο περιπτώσεις των πλακών η δυσκαμψία τους μειώθηκε στο μισό.

2.3.1.4 Θεμελίωση

Το κτίριο θεωρείται πλήρως πακτωμένο στο έδαφος καθώς το υπόγειο δεν μελετάται στα πλαίσια της παρούσας εργασίας. Ορίζονται οι συνθήκες στήριξης στο ETABS με δέσμευση όλων των βαθμών ελευθερίας σε κάθε διεύθυνση για τα τοιχώματα του ισόγειου. Η στήριξη της πλάκας που προσομοιάζεται η σκάλα είναι άρθρωση στο έδαφος.

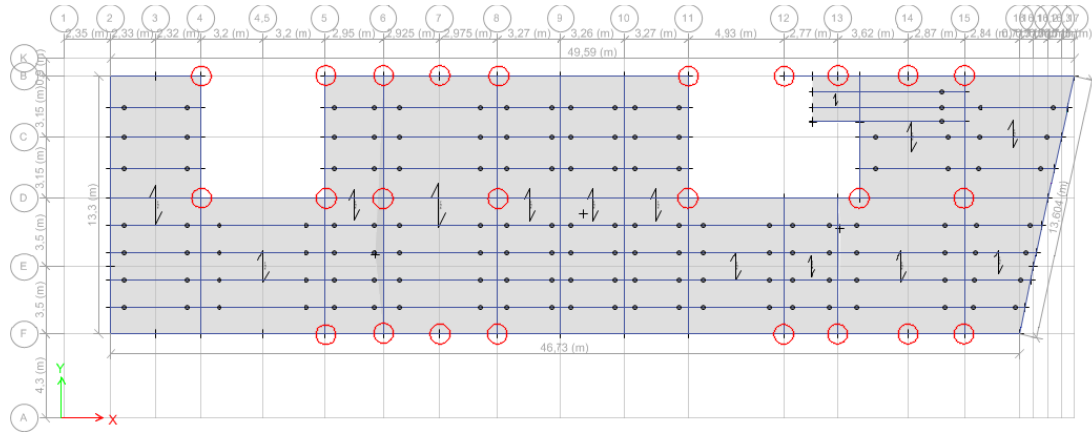
2.3.2 Ενιαίος Σύμμικτος Όροφος

Ο ενιαίος όροφος είναι σύμμικτος με σχήμα τραπέζιου. Οι δύο παράλληλες πλευρές του έχουν διαστάσεις 49,79m και 46,73m. Η κάθετη σε αυτές τις δύο έχει μήκος 13,30m και η άλλη πλευρά 13,6m. Αποτελείται από 12 παράλληλα τρίστυλα πλαίσια. Το ένα πλαίσιο με το άλλο δεν ισαπέχει καθώς πρέπει να πατάνε σε τοιχώματα κατά το πλείστον. Το άνοιγμα κάθε πλαισίου από τις γραμμές κανάβου B μέχρι D είναι 6,3m και από D μέχρι F 7m.

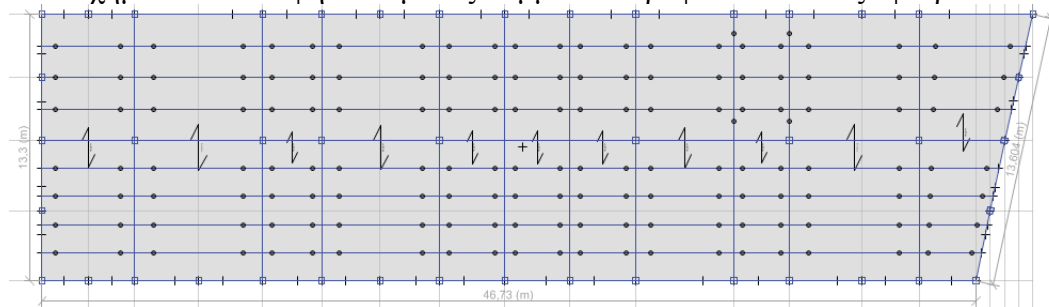
Κάθετα σε αυτά συντρέχουν διαδοκίδες οι οποίες είναι αμφιέριστες. Πάνω σε αυτές πατάει το χαλυβδόφυλλο, το οποίο μαζί με το πάχος της πλάκας έχει 13cm

πάχος. Η σύμμικτη λειτουργία εξασφαλίζεται χάρη στους διατμητικούς ήλους που υπάρχουν στις διαδοκίδες. Υπάρχει και μια διάταξη από συνδέσμους δυσκαμψίας στις άκρες του ενιαίου ορόφου ώστε αυτός να είναι απολύτως δύσκαμπτος.

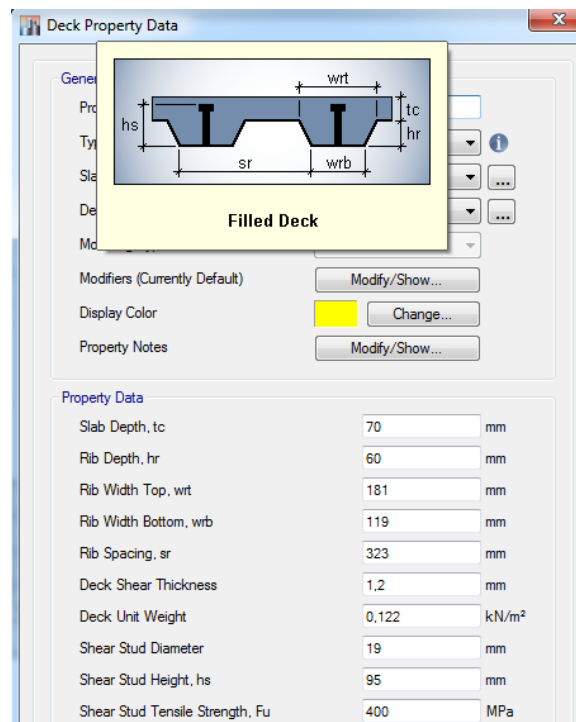
Τέλος ο όροφος αυτός πατάει πάνω σε 25 εφεδράνα τριβής που βρίσκονται στον κάναβο στις θέσεις που φαίνονται στο παρακάτω σχήμα.



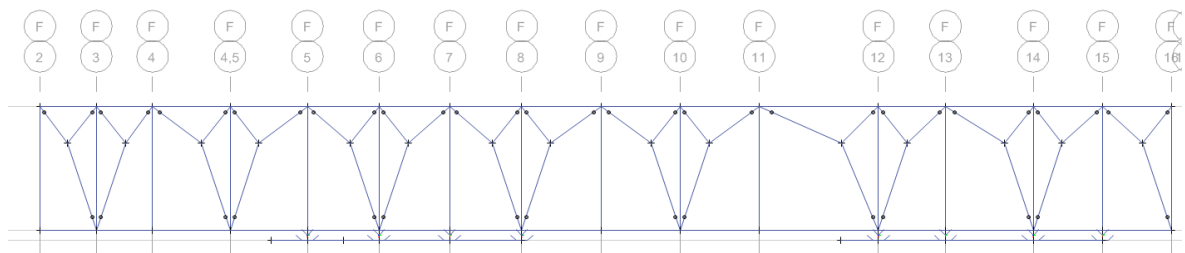
Σχήμα 2.5: Κάτοψη πατώματος σύμμικτου ορόφου και θέσεις εφεδράνων



Σχήμα 2.6: Κάτοψη οροφής σύμμικτου ορόφου



Σχήμα 2.7: Γεωμετρικά χαρακτηριστικά σύμμικτης πλάκας



Σχήμα 2.8: Κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας.

2.4 Εφέδρανα Ολισθήσεως

Τα συστήματα ολίσθησης βασίζονται στην αρχή ότι ένα σώμα ολισθαίνει στη βάση του, όταν η επιβαλλόμενη δύναμη υπερβεί τη δύναμη τριβής. Τα εφέδρανα ολίσθησης αποτελούνται από μια επιφάνεια ολίσθησης και ένα αρθρωτό στοιχείο που απαιτείται ώστε να διατηρείται η πλήρης επαφή στη διεπιφάνεια επαφής.

Το αρθρωτό στοιχείο μπορεί να έχει διάφορες μορφές, όπως εφέδρανο σημειακής στήριξης (rot bearing), το εφέδρανο με δίσκο, το σφαιρικό εφέδρανο τριβής (Friction Pendulum System- FPS). Το τελευταίο είναι και αυτό που θα χρησιμοποιηθεί στην παρούσα εργασία.

Τα εφέδρανα ολίσθησης που χρησιμοποιούνται για τη σεισμική μόνωση κατασκευών είναι δύο ειδών: επίπεδα και σφαιρικά. Υπάρχουν και τα κωνικά αλλά δε χρησιμοποιούνται στην πράξη.

Τα επίπεδα εφέδρανα ολίσθησης δεν διαθέτουν δυνάμεις επαναφοράς. Κατά συνέπεια για τη σεισμική μόνωση ενός έργου συνδυάζονται με κάποιο τύπο μονωτήρα ο οποίος διαθέτει την απαιτούμενη ικανότητα να επαναφέρει την ανωδομή στην προηγούμενη θέση της πριν το σεισμό.

Οι σφαιρικοί μονωτήρες ολίσθησης (FPS) διαθέτουν δυνάμεις επαναφοράς, κατασκευάζονται εξ' ολοκλήρου από χάλυβα, και αποτελούνται από τρία τμήματα: από τον «κοίλο δίσκο έδρασης», από τον «δίσκο έδρασης του ημισφαιρικού τμήματος ολίσθησης», και από το «ημισφαιρικό τμήμα ολίσθησης». Το ημισφαιρικό τμήμα ολίσθησης κατασκευάζεται από ανοξείδωτο χάλυβα, και οι κυρτές επιφάνειες ολίσθησης φέρουν επένδυση ενός συνθετικού υλικού, του οποίου κύριο υλικό είναι το PTFE (Teflon). Η σφαιρική, κοίλη επιφάνεια ολίσθησης του μονωτήρα έχει καμπυλότητα R , και είναι επενδυμένη με υψηλής στίλβωσης ανοξείδωτο χάλυβα. Η υψηλή ικανότητα απορρόφησης ενέργειας που απαιτείται για τη σεισμική μόνωση του έργου, επιτυγχάνεται με την τριβή ολίσθησης του ημισφαιρικού τμήματος ολίσθησης επί του κοίλου δίσκου έδρασης.



Σχήμα 2.9: Τρόπος λειτουργίας εφεδράνου τριβής

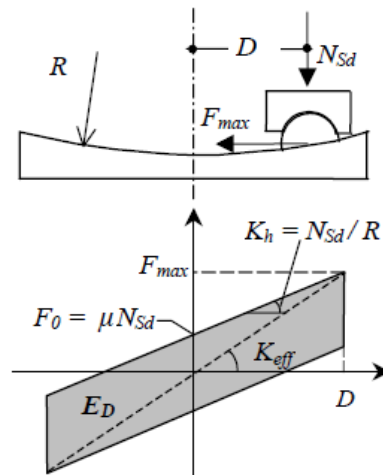
Τα κύρια χαρακτηριστικά για ένα εφέδρανο τριβής είναι η ακτίνα της καμπύλης επιφάνειας R όπου θα γίνεται η ολίσθηση και ο συντελεστής τριβής μ . Για ένα σύστημα που αναλύεται γραμμικά η ενεργή δυσκαμψία του συστήματος ορίζεται ως:

- $$K_{eff} = \frac{N_{sd}}{R} + \frac{\mu N_{sd}}{D} \quad (2.1)$$

- D: μετακίνηση που προκύπτει από την ανάλυση
- $N_{sd}=mg$: Η κατακόρυφη δύναμη που ασκείται στο εφεδράνο (2.2)

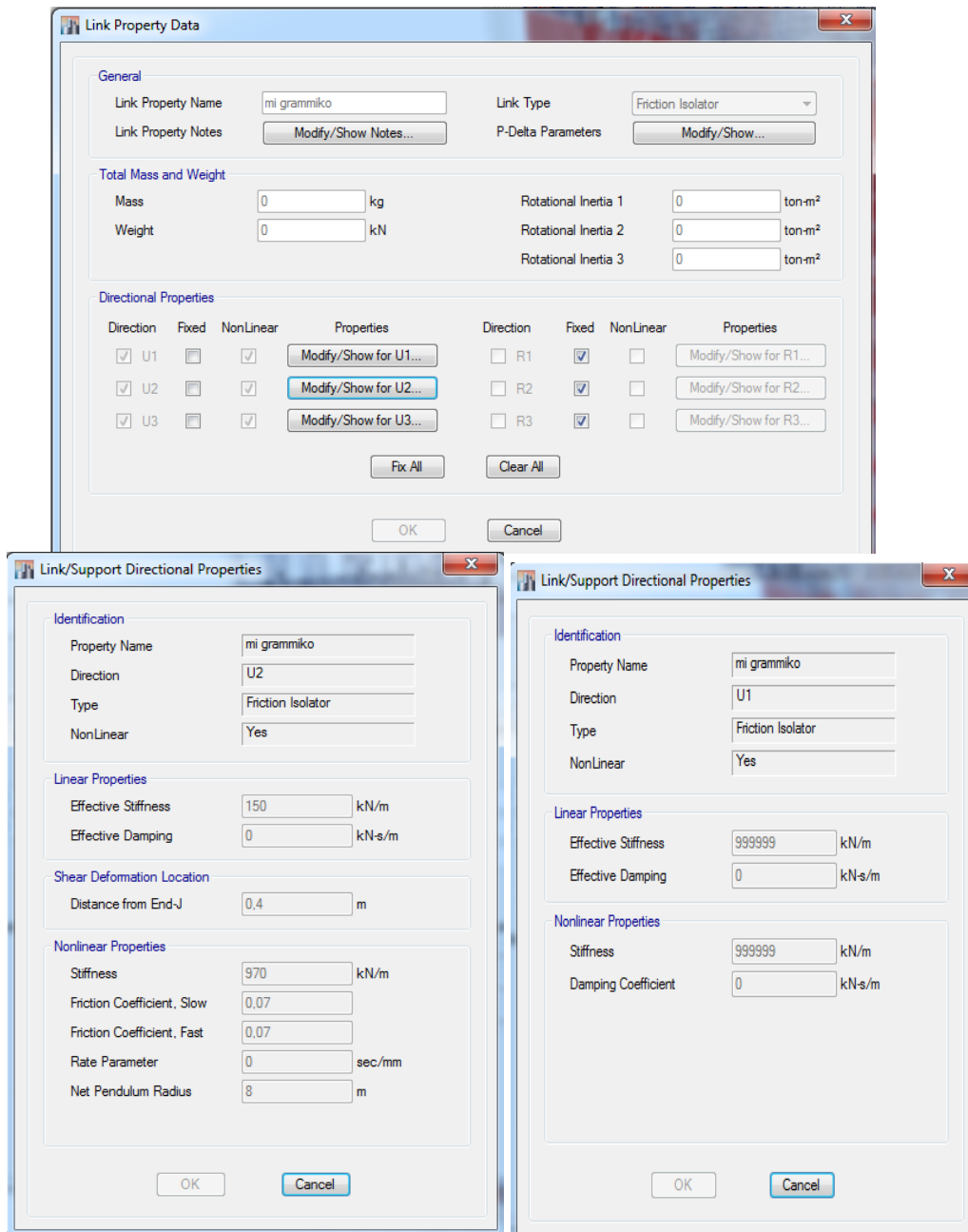
- Η περίοδος επαναφοράς ορίζεται ως:
$$T_{eff} = 2\pi \sqrt{\frac{m}{K_{eff}}} \quad (2.3)$$

Η επόμενη εικόνα δείχνει το φυσικό μοντέλο για τη γραμμική λύση του εφεδράνου.



Σχήμα 2.10: γραμμικό μοντέλο ενός εφεδράνου τριβής

Τα εφεδράνα στο μοντέλο ορίστηκαν ως friction isolators και προσομοιάστηκαν με links στα οποία δόθηκαν μη γραμμικές ιδιότητες. Στον κατακόρυφο άξονα δόθηκε μια μεγάλη τιμή δυσκαμψίας ενώ στις δύο οριζόντιες η τιμή της δυσκαμψίας προέκυψε ύστερα από επαναληπτική διαδικασία δοκιμών. Η ακτίνα του μονωτήρα είναι στα $R=8m$ και ο συντελεστής τριβής $\mu=0,07$. Παρακάτω δίνονται δύο εικόνες που φαίνονται όλα αυτά τα στοιχεία πως περάστηκαν.



Σχήμα 2.11: Χαρακτηριστικά εφεδράνου τριβής

3 Δράσεις

3.1 Μόνιμες Δράσεις

Με τον όρο αυτό νοούνται όλες οι δράσεις, οι οποίες αναμένεται να επενεργήσουν κατά την διάρκεια μια δεδομένης περιόδου αναφοράς και για την οποία η διαφοροποίηση του μεγέθους τους στο χρόνο είναι αμελητέα. Περιλαμβάνονται όλα τα κατακόρυφα φορτία που δρουν καθ' όλη τη διάρκεια ζωής της κατασκευής, όπως τα ίδια βάρη (φέρονται στοιχεία, επικαλύψεις, μηχανολογικός εξοπλισμός).

Οι τιμές των μόνιμων φορτίων που δρουν στον φορέα είναι:

1. Ίδιο βάρος χάλυβα: $g_1 = 78.5 \text{ kN/m}^3$
2. Ίδιο βάρος σκυροδέματος $g_2 = 25 \text{ kN/m}^3$
3. Πρόσθετο μόνιμο φορτίο λόγω επικάλυψης και μηχανολογικού εξοπλισμού:
 $g_1' = 1,5 \text{ kN/m}^2$ στα κτίρια από σκυρόδεμα $g_2' = 4 \text{ kN/m}^2$ στο πάτωμα του ενιαίου ορόφου και $g_3' = 3 \text{ kN/m}^2$ στην οροφή του
4. Δεν λήφθηκαν υπόψη δράσεις λόγω διαχωριστικών τοίχων στις δοκούς.

3.2 Μεταβλητές Δράσεις

Στην κατηγορία αυτή των δράσεων, εντάσσονται τα επιβαλλόμενα φορτία χιονιού και ανέμου, τα κινητά κατακόρυφα φορτία και τα φορτία λόγω θερμοκρασιακών μεταβολών. Λόγω του ότι η εργασία αυτή αφορούσε τη σεισμική αποτίμηση του κτιρίου ο άνεμος, το χιόνι και οι θερμοκρασιακές μεταβολές αμελήθηκαν.

Για να προσδιορισθούν τα κινητά φορτία το μέρος 1 του Ευρωκώδικα 1 κατατάσσει τα κτίρια ανάλογα με τη χρήση του καθενός από αυτά όπως φαίνεται στον παρακάτω πίνακα.

Πίνακας 3.1: Κατηγορίες χρήσης

Κατηγορία	Συγκεκριμένη Χρήση	Παράδειγμα
A	Χώροι διαμονής	Δωμάτια σε κτήρια κατοικιών και σπίτια. Θάλαμοι και πτέρυγες σε νοσοκομεία. Υπνοδωμάτια σε ξενοδοχεία και ξενώνες, κουζίνες και τουαλέτες.
B	Χώροι γραφείων	
C	Χώροι στους οποίους οι άνθρωποι μπορεί να συναθροισθούν (με εξαίρεση τους χώρους που κατατάσσονται στις κατηγορίες A,B, και D ¹⁾)	<p>C1: Χώροι με τραπέζια κλπ. Π.χ. σχολικοί χώροι, νηπιαγωγεία, καφενεία, εστιατόρια, αίθουσες φαγητού, αναγνωστήρια, χώροι υποδοχής.</p> <p>C2: Χώροι με σταθερά καθίσματα, Π.χ. χώροι σε εκκλησίες, θέατρα ή κινηματογράφους, αίθουσες συνεδριάσεων, αίθουσες ομιλίας, αίθουσες συγκεντρώσεων, χώροι αναμονής, χώροι αναμονής σε σιδηροδρομικούς σταθμούς.</p> <p>C3: Χώροι χωρίς εμπόδια στη διακίνηση του κοινού, π.χ. χώροι σε μουσεία, εκθεσιακοί χώροι, κλπ. και χώροι πρόσβασης σε δημόσια και διοικητικά κτήρια, ξενοδοχεία και νοσοκομεία. Προαύλια σιδηροδρομικών σταθμών.</p> <p>C4: Χώροι για πιθανές σωματικές δραστηριότητες, π.χ. αίθουσες χορού, αίθουσες γυμναστικής και θεατρικές σκηνές</p> <p>C5: Χώροι επιρρεπείς σε μεγάλα πλήθη, π.χ. για δημόσιες εκδηλώσεις όπως αίθουσες συναυλιών, κλειστά γήπεδα, εξέδρες γηπέδων, εξώστες και χώροι πρόσβασης, πλατφόρμες σιδηροδρόμων.</p>
D	Χώροι με εμπορικά καταστήματα	<p>D1: Χώροι σε καταστήματα λιανικής πώλησης, γενικά.</p> <p>D2: Χώροι σε πολυκαταστήματα</p>
<small>¹⁾ Εφιστάται η προσοχή στο 6.3.1.1(2), και συγκεκριμένα για το C4 και C5. Βλέπε EN 1990 στην περίπτωση που πρέπει να εξετασθούν οι δυναμικές επιδράσεις. Για την Κατηγορία E, βλέπε πίνακα 6.3 ΣΗΜΕΙΩΣΗ 1 Βλέπε 6.3.2 για αποθήκευση ή βιομηχανικές δραστηριότητες.</small>		

Από τον παραπάνω πίνακα προκύπτει ότι επειδή το κτίριο από Ω.Σ. θα χρησιμοποιηθεί ως εστίες είναι στην κατηγορία A ενώ ο ενιαίος ανώτερος όροφος εντάσσεται στην κατηγορία C2 για χώρους συνάθροισης. Έτσι τα φορτία για τα κτίρια δίνονται στον παρακάτω πίνακα σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα.

Πίνακας 3.2: Επιβαλλόμενα φορτία σε δάπεδα, μπαλκόνια και σκάλες κτιρίων

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

Στην οροφή του ανώτερου ορόφου το κινητό φορτίο ορίστηκε ως $q=3 \text{ kN/m}^2$.

3.3 Σεισμικές Δράσεις

Ως σεισμικές δράσεις σχεδιασμού θεωρούνται οι ταλαντώσεις της κατασκευής λόγω του σεισμού, οι οποίες ονομάζονται σεισμικές διεγέρσεις ή σεισμικές δονήσεις. Οι σεισμικές δράσεις κατατάσσονται στις τυχηματικές και δεν συνδυάζονται με άλλες τυχηματικές δράσεις, όπως επίσης δεν συνδυάζονται με τις δράσεις ανέμου.

Κατά τη διάρκεια ενός σεισμού αναπτύσσονται στο έδαφος οριζόντιες και κατακόρυφες επιταχύνσεις που έχουν ως αποτέλεσμα μια κατασκευή να ταλαντώνεται με εναλλασσόμενο πρόσημο γύρω από την αρχική θέση ισορροπίας της. Ο σεισμός δεν επιβάλλει δυνάμεις στην κατασκευή αλλά παραμορφώσεις. Οι αναπτυσσόμενες δυνάμεις είναι εσωτερικές αντιδράσεις στις αδρανειακές δυνάμεις που αναπτύσσονται λόγω των εξωτερικά επιβαλλόμενων παραμορφώσεων.

Ο προσδιορισμός της σεισμικής απόκρισης της κατασκευής πραγματοποιείται βάσει του EN8 1998-1:2004, εφαρμόζοντας την δυναμική φασματική μέθοδο ή αλλιώς ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης, που αποτελεί ελαστική ανάλυση των μέγιστων δυναμικών αποκρίσεων όλων των σημαντικών ιδιομορφών του φορέα με την χρήση ομαλοποιημένου φάσματος σχεδιασμού. Η εφαρμογή της μεθόδου περιλαμβάνει τα ακόλουθα βήματα:

- Υπολογισμός των ιδιομορφών και των αντίστοιχων ιδιοπεριόδων του συστήματος. Συνήθως λαμβάνεται υπόψη ως ελάχιστος ο αριθμός των ιδιομορφών που περιλαμβάνουν τουλάχιστον το 90% της συνολικής ταλαντευόμενης μάζας του συστήματος.
- Υπολογισμός της μέγιστης απόκρισης κάθε ιδιομορφής μέσω του φάσματος επιταχύνσεων σχεδιασμού.
- Επαλληλία των μεγίστων αποκρίσεων των ιδιομορφών, με κατάλληλη μέθοδο για την εκτίμηση της μέγιστης απόκρισης του συστήματος για κάθε συνιστώσα της σεισμικής δράσης.
- Επαλληλία των μεγίστων αποκρίσεων για ταυτόχρονη δράση των συνιστωσών του
- σεισμού, με την χρήση στατιστικής μεθόδου.

Για τις οριζόντιες συνιστώσες της σεισμικής δράσης, το φάσμα σχεδιασμού $S_d(T)$ ορίζεται από τις παρακάτω σχέσεις.

$$0 \leq T \leq T_B : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad (3.1)$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \quad (3.2)$$

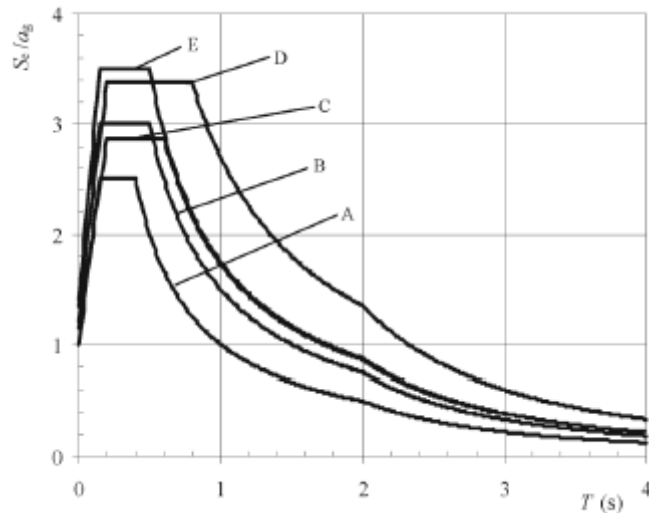
$$T_C \leq T \leq T_D : S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad (3.3)$$

$$T_D \leq T : S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad (3.4)$$

Όπου:

- a_g είναι η εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού κατηγορίας A ($a_g = \gamma I \cdot a_{gR}$)
 T_B είναι η περίοδος κάτω ορίου του κλάδου σταθερής φασματικής επιτάχυνσης
 T_C είναι η περίοδος άνω ορίου του κλάδου σταθερής φασματικής επιτάχυνσης
 T_D είναι η τιμή της περιόδου που ορίζει την αρχή της περιοχής σταθερής μετακίνησης του φάσματος
 S είναι ο συντελεστής εδάφους
 q είναι ο συντελεστής συμπεριφοράς, ο οποίος περιλαμβάνει και την επίδραση του βαθμού απόσβεσης των υλικών.

- β είναι ο συντελεστής κατώτατου ορίου για το οριζόντιο φάσμα σχεδιασμού. Η τιμή του ορίζεται στο Εθνικό Προσάρτημα και είναι ίση με 0.20
- γ_i είναι ο συντελεστής σπουδαιότητας.
- η είναι ο διορθωτικός συντελεστής απόσβεσης, με τιμή αναφοράς $\eta = 1$ για 5% υξώδη απόσβεση.



Σχήμα 3.1: Συνιστώμενα φάσματα απόκρισης Τύπου 1 για κατηγορίες εδάφους A έως E

Οι τιμές T_B , T_C , T_D και S εξαρτώνται από την κατηγορία του εδάφους και δίδονται στον παρακάτω πίνακα για φάσμα ελαστικής απόκρισης τύπου 1.

Επειδή το κτίριο βρίσκεται στη Λευκωσία της Κύπρου χρησιμοποιήθηκε το φάσμα απόκρισης για έδαφος C σε εδάφη με βαθιές αποθέσεις πυκνής ή μετρίως πυκνής άμμου, χαλίκων ή σκληρής αργίλου πάχους από δεκάδες έως πολλές εκατοντάδες μέτρων. Η εδαφική επιτάχυνση δίδεται στο εθνικό προσάρτημα της Κύπρου για τον Ευρωκώδικα 8 για την περιοχή της Λευκωσίας. Το κτίριο θα χρησιμοποιηθεί ως εστία φοιτητών και η κατηγορία σπουδαιότητας του θα ήταν II αλλά επειδή ο πάνω όροφος θα είναι χώρος συνάθροισης θα χρησιμοποιηθεί για όλο το φορέα συντελεστής σπουδαιότητας για κατηγορία σπουδαιότητας III.

- $\alpha_{gr}=0,20$ g
- $\gamma_i= 1,20$

Άρα η επιτάχυνση που θα περαστεί στο πρόγραμμα προκύπτει από τον πολλαπλασιασμό των δύο παραπάνω παραμέτρων και θα ισούται με $a_g= 0,24$ g

Πίνακας 3.3: Τιμές παραμέτρων που περιγράφουν τα συνιστώμενα φάσματα ελαστικής απόκρισης Τύπου 1

Εδαφικός Τύπος	S	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
A	1.0	0.15	0.4	2.0
B	1.2	0.15	0.5	2.0
C	1.15	0.20	0.6	2.0
D	1.35	0.20	0.8	2.0
E	1.4	0.15	0.5	2.0



Σχήμα 3.2: Χάρτης σεισμικών ζωνών της Κύπρου

Πίνακας 3.4: Κατηγορίες και συντελεστής σπουδαιότητας

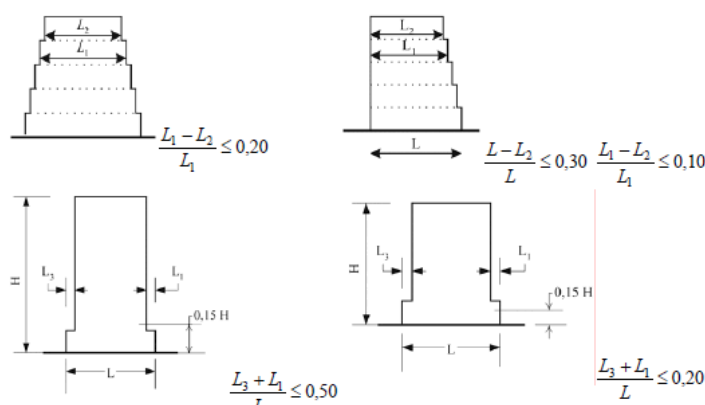
Κατηγορία σπουδαιότητας	Συντελεστής σπουδαιότητας	Κτίρια
I	0,8	Κτίρια δευτερεύουσας σημασίας για τη δημόσια ασφάλεια π.χ γεωργικά κτίρια
II	1	Συνήθη κτίρια που δεν ανήκουν στις άλλες κατηγορίες
III	1,2	Κτίρια των οποίων η σεισμική ασφάλεια είναι σημαντική λαμβάνοντας υπόψη τις συνέπειες κατάρρευσης, π.χ. σχολεία, αθουσες συνάθροισης, πολιτιστικά ιδρύματα κλπ.
IV	1,4	Κτίρια των οποίων η ακεραιότητα κατά τη διάρκεια σεισμών είναι ζωτικής σημασίας για την προστασία των πολιτών, π.χ. νοσοκομεία, πυροσβεστικοί σταθμοί, σταθμοί παραγωγής ενέργειας κλπ.

Για την επιλογή του συντελεστή q ελέγχθηκε αν το κτίριο πληροί τις προϋποθέσεις κανονικότητας σε ύψος και σε κάτοψη.

Για να είναι κανονικό σε ύψος θα πρέπει:

- Τα κατακόρυφα δομικά στοιχεία (π.χ., τα τοιχώματα και τα πλαίσια σε κτίριο οπλισμένου σκυροδέματος) να συνεχίζονται χωρίς διακοπή μέχρι την κορυφή του αντίστοιχου τμήματος της κάτοψης.
- Η μάζα των ορόφων και η δυσκαμψία των δομικών στοιχείων τους να είναι η ίδια σ' όλους τους ορόφους ή να μειώνεται ομαλά από τη βάση προς την κορυφή.
- Σε πλαισιακά δομικά συστήματα, να μην υπάρχει έντονη ανομοιομορφία υπεραντοχής έναντι οριζοντίων δράσεων (λόγος αντοχής προς σεισμική τέμνουσα ορόφου υπό το σεισμό σχεδιασμού) μεταξύ διαδοχικών ορόφων.
- Κάθε εσοχή ορόφου από τον αμέσως κατώτερο να μην ξεπερνά το 10% της παράλληλης ολικής διάστασης του αμέσως κατωτέρου ορόφου.
- Αν οι εσοχές στις δύο απέναντι πλευρές του κτιρίου στην υπόψη διεύθυνση δεν είναι συμμετρικές, η συνολική εσοχή του τελευταίου ορόφου ως προς τη βάση του κτιρίου να μην ξεπερνά το 30% της παράλληλης διάστασης της κάτοψης στη βάση.

- Αν οι εσοχές αφορούν μία μόνο στάθμη στο κάτω 15% του ύψους του κτιρίου, να μην ξεπερνά συνολικά (και προς τις δύο πλευρές του κτιρίου) το 50% της κάτοψης στη βάση.



Σχήμα 3.3: Κριτήρια κανονικότητας καθ' ύψος σε κτίρια με εσοχές

Για να είναι ένα κτίριο κανονικό σε κάτοψη θα πρέπει να έχει:

- περίπου συμμετρική κατανομή δυσκαμψίας και μάζας και ως προς τους δύο κάθετους μεταξύ τους οριζόντιους άξονες της κάτοψης
- Κάτοψη με λόγο πλευρών περιγεγραμμένου ορθογωνίου μέχρι 4, χωρίς εσοχές της περιμέτρου ως προς το κυρτό πολυγωνικό της περίγραμμα που να ξεπερνούν το 5% της επιφάνειας κάτοψης.
- Πατώματα πρακτικώς απαραμόρφωτα στο επίπεδό τους.
- Δομικό σύστημα που δεν είναι στρεπτικά ευαίσθητο σε κανέναν όροφο
- Το κέντρο μάζας κάθε ορόφου να είναι κοντά στο αντίστοιχο κέντρο δυσκαμψίας.

Τα κτίρια της εργασίας δε θεωρούνται κανονικά ούτε σε κάτοψη ούτε καθ' ύψος και είναι τοιχωματικό με περισσότερα από δύο ασύζευκτα τοιχώματα ανά διεύθυνση οπότε ο συντελεστής q λαμβάνεται από τον παρακάτω πίνακα ίσος με $q=1,5$.

Πίνακας 3.5: Τιμές συντελεστή συμπεριφοράς κτιρίων οπλισμένου σκυροδέματος που

σχεδιάζονται για (αυξημένη) πλαστιμότητα κατά ΕΑΚ ή ΕΚ8

Δομικό σύστημα	κανονικό καθύψος και σε κάτοψη		κανονικό καθύψος, όχι σε κάτοψη			κανονικό σε κάτοψη, όχι καθύψος			μη-κανονικό σε κάτοψη και καθύψος			
	ΕΑΚ	ΕΚ8	ΕΑΚ	ΕΚ8		ΕΑΚ	ΕΚ8		ΕΑΚ	ΕΚ8		
				ΚΠΜ	ΚΠΥ		ΚΠΜ	ΚΠΥ		ΚΠΜ	ΚΠΥ	
Στρεπτικά εύκαμπτο	3.5	2.0	3.0	3.5	2.0	3.0	3.5	1.6	2.4	3.5	1.6	2.4
Ανεστραμμένο εκκρεμές	2.0	1.5	2.0	2.0	1.5	2.0	2.0	1.5	1.6	2.0	1.5	1.6
Τοιχωματικό με > 2 ασύζευκτα τοιχώματα/διεύθυνση ⁽¹⁾	3.0	3.0	4.4	3.0	3.0	4.2	3.0	2.4	3.5	3.0	2.4	3.35
Τοιχωματικό με μόνο 2 ασύζευκτα τοιχώματα/διεύθυνση ⁽¹⁾	3.0	3.0	4.0	3.0	3.0	4.0	3.0	2.4	3.2	3.0	2.4	3.2
Τοιχωματικό συζευγμένων τοιχωμάτων. Δυαδικό ισοδύναμο με τοιχωματικό.												
Πολύοροφο πλαίσιακό (ή δυαδικό ισοδύναμο με πλαίσιακό) και ένα άνοιγμα ⁽¹⁾	3.5	3.6	5.4	3.5	3.3	4.95	3.5	2.9	4.3	3.5	2.65	3.95
Πολύοροφο πλαίσιακό (ή δυαδικό ισοδύναμο με πλαίσιακό) ⁽¹⁾	3.5	3.9	5.85	3.5	3.45	5.2	3.5	3.1	4.7	3.5	2.75	4.15
Πλάισιακό (ή δυαδικό ισοδύναμο με πλαίσιακό) με έναν όροφο ⁽¹⁾	3.5	3.3	4.95	3.5	3.15	4.7	3.5	2.65	3.95	3.5	2.5	3.8

3.4 Επιταχυνσιογραφήματα

Για τη διαστασιολόγηση των εφεδράνων έγινε μία ελαστική ανάλυση με το φάσμα του Ευρωκώδικα για να εξαχθούν οι μέγιστες μετατοπίσεις που μπορεί να έχει ο ενιαίος όροφος και στη συνέχεια χρησιμοποιήθηκαν 11 επιταχυνσιογραφήματα. Από κάθε ένα από αυτά πάρθηκαν οι μέγιστες μετατοπίσεις του ενιαίου ορόφου και βγήκε ο μέσος όρος τους καθώς σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8 για πάνω από 7 επιταχυνσιογραφήματα δε γίνεται διαστασιολόγηση με την περιβάλλουσα αλλά με το μέσο όρο. Για να μοιάζει το φάσμα των επιταχυνσιογραφημάτων με το φάσμα του ευρωκώδικα έγινε είτε προσαύξηση αυτών είτε μείωση με έναν συντελεστή λ .

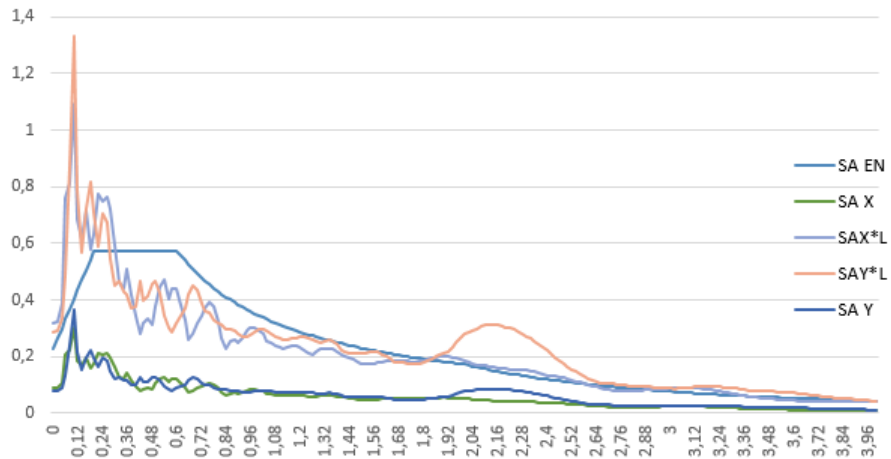
Ο τρόπος με τον οποίο υπολογίστηκε αυτός ο συντελεστής ήταν ο ακόλουθος:

1. Σύμφωνα με τους τύπους 3.1, 3.2, 3.3 και 3.4 πάρθηκαν ζεύγη $T(s)$ - $Se(g)$
2. Κάθε $Se(g)$ μετατράπηκε σε $ln(Se(g))$ για περιόδους από 0,6s μέχρι 4s
3. Για το παραπάνω διάστημα ιδιοπεριόδων υπολογίστηκε ο μέσος όρος των $ln(Se(g))$
4. Ο μέσος όρος υψώθηκε ως δύναμη του e
5. Κάθε $Sa(g)$ επιταχυνσιογραφήματος μετατράπηκε σε $ln(Sa(g))$ για τις διευθύνσεις x και y
6. Για το ίδιο διάστημα με πριν βγήκε ο μέσος όρος των $ln(Sa(g))$ και για τις δύο διευθύνσεις
7. Πάρθηκε ο μέσος όρος των $AVGln(Sax(g))$ & $AVGln(Say(g))$
8. Ο μέσος όρος υψώθηκε ως δύναμη του e
9. Ο λόγος των $AVG(Se(g))/AVG(Sa(g))$ είναι το λ που προκύπτει για κάθε μία από τις διευθύνσεις του σεισμού x και y .

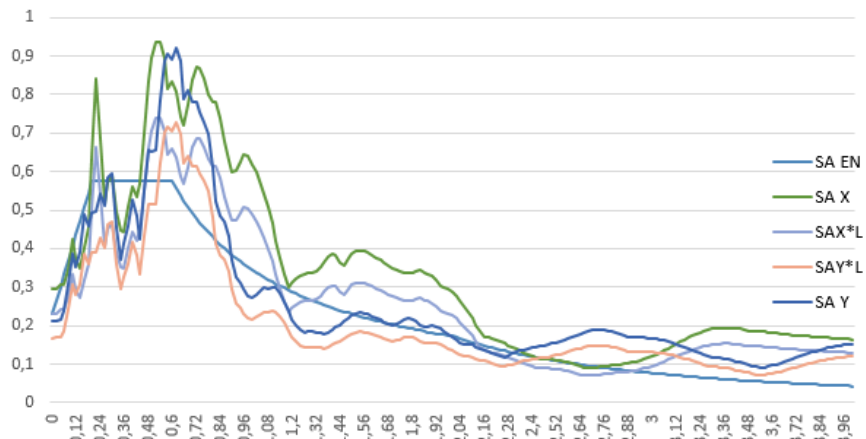
Τα επιταχυνσιογραφήματα που περάστηκαν στο πρόγραμμα για να γίνουν στη συνέχεια οι αναλύσεις ήταν καταγραφές από:

1. Big Bear με $\lambda=3,64$
2. Chi-Chi με $\lambda=0,78$
3. Coalinga με $\lambda=3,689$
4. Denali με $\lambda=3,229$
5. Dinar με $\lambda=0,6965$
6. Gazli με $\lambda=0,564$
7. Imperial Valley με $\lambda=0,689$
8. Italy με $\lambda=2,863$
9. Kocaeli με $\lambda=3,286$
10. Northridge με $\lambda=3,54$
11. Superstition Hills με $\lambda=2,17$

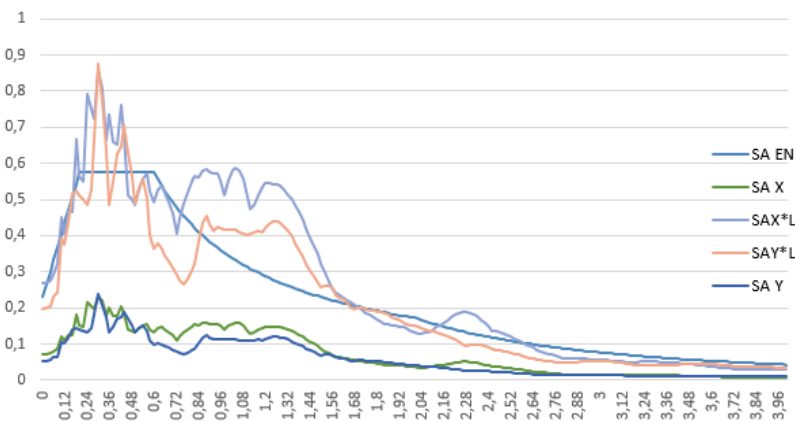
Παρακάτω δίνονται οι εικόνες με το φάσμα της αρχικής καταγραφής και πως αυτό τροποποιήθηκε όταν πολλαπλασιάστηκε με το συντελεστή λ .



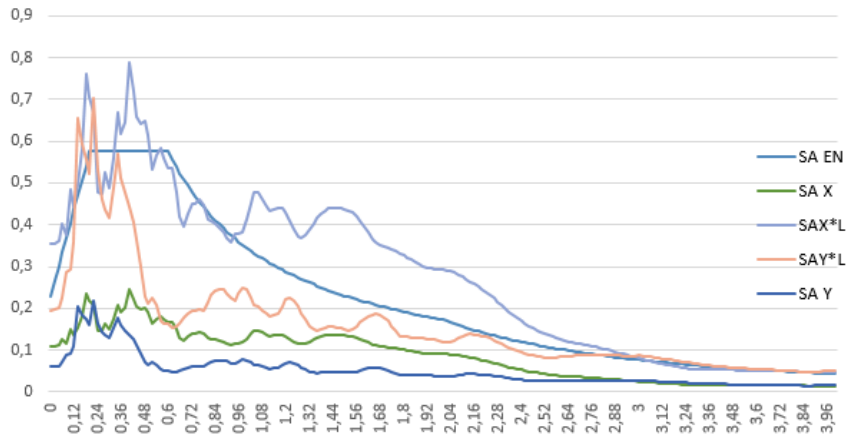
Σχήμα 3.4: Φάσμα επιταχυνσιογραφήματος Big Bear συγκρινόμενο με φάσμα επιταχύνσεων Ευρωκώδικα 8



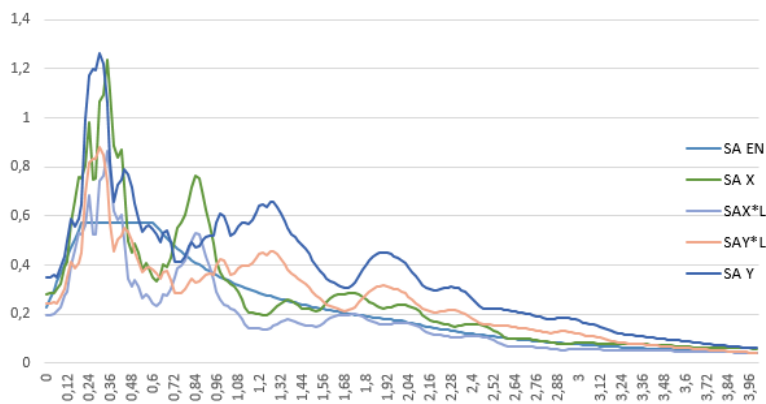
Σχήμα 3.5: Φάσμα επιταχυνσιογραφήματος Chi-Chi συγκρινόμενο με φάσμα επιταχύνσεων Ευρωκώδικα 8



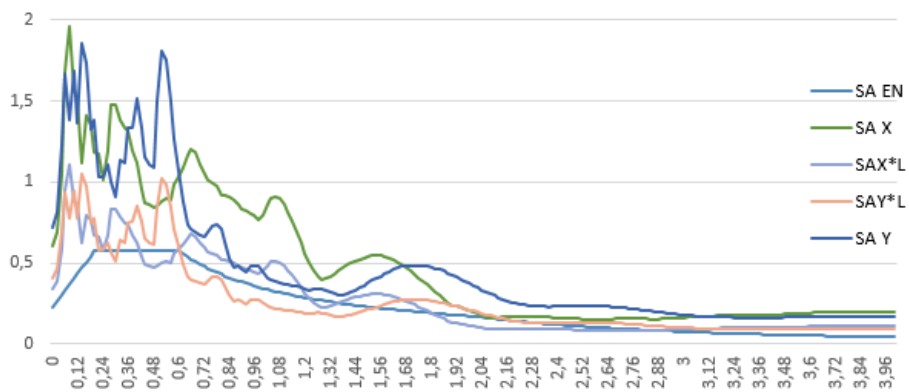
Σχήμα 3.6: Φάσμα επιταχυνσιογραφήματος Coalinga συγκρινόμενο με φάσμα επιταχύνσεων Ευρωκώδικα 8



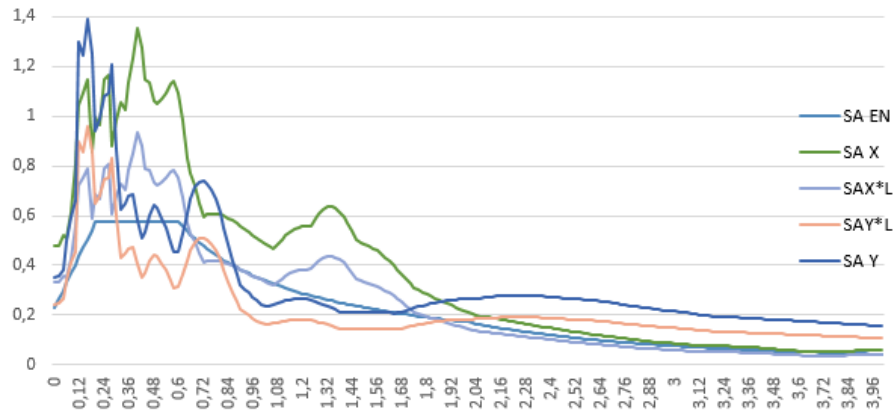
Σχήμα 3.7: Φάσμα επιταχυνσιογραφήματος Denali συγκρινόμενο με φάσμα επιταχύνσεων Ευρωκώδικα 8



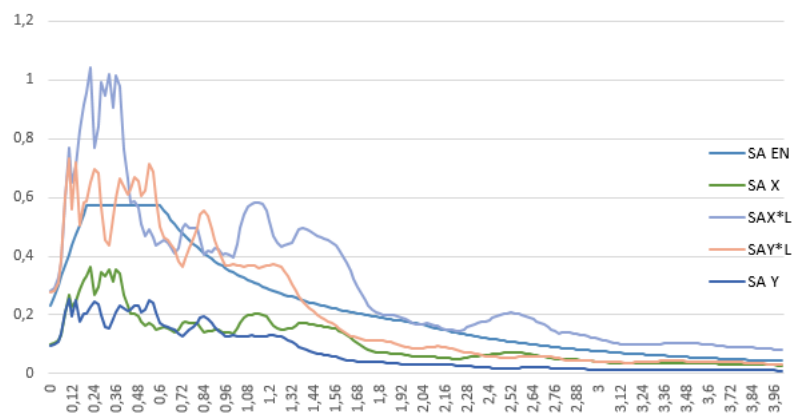
Σχήμα 3.8: Φάσμα επιταχυνσιογραφήματος Dinar συγκρινόμενο με φάσμα επιταχύνσεων Ευρωκώδικα 8



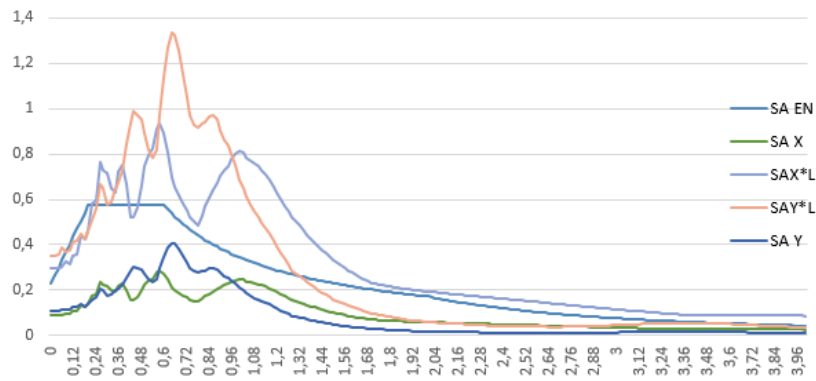
Σχήμα 3.9: Φάσμα επιταχυνσιογραφήματος Gazli συγκρινόμενο με φάσμα επιταχύνσεων Ευρωκώδικα 8



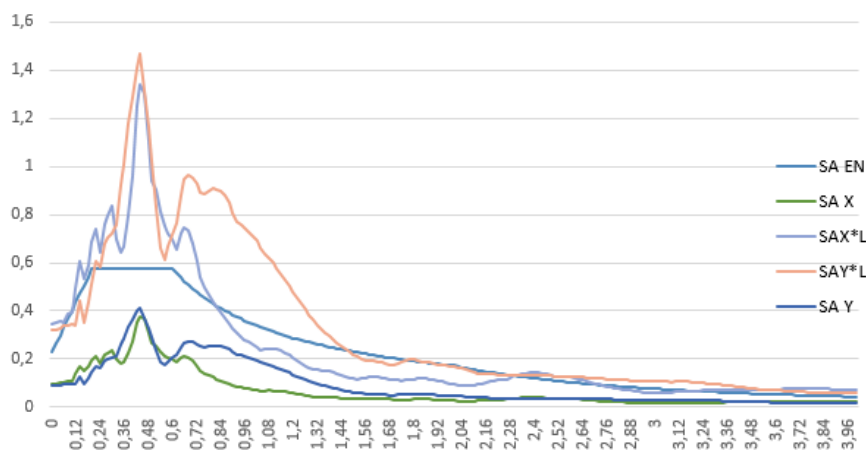
Σχήμα 3.10: Φάσμα επιταχυνσιογραφήματος Imperial Valley συγκρινόμενο με φάσμα επιταχύνσεων Ευρωκώδικα 8



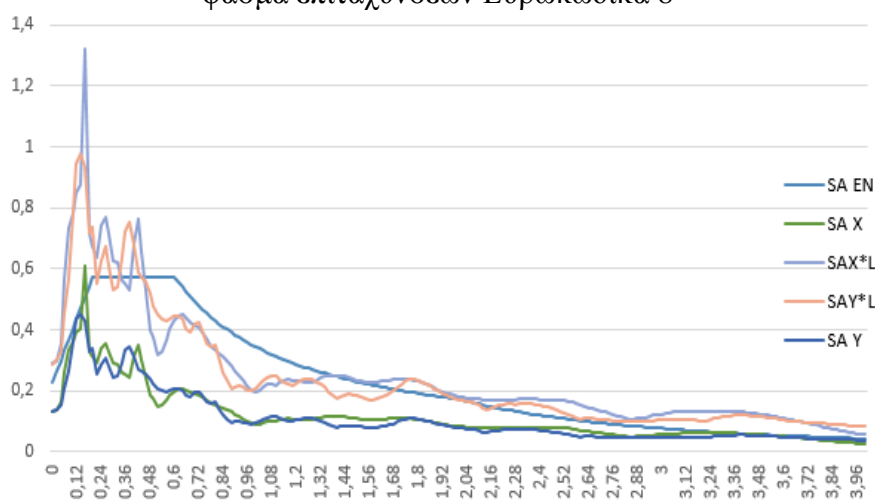
Σχήμα 3.11: Φάσμα επιταχυνσιογραφήματος Italy συγκρινόμενο με φάσμα επιταχύνσεων Ευρωκώδικα 8



Σχήμα 3.12: Φάσμα επιταχυνσιογραφήματος Kocaeli συγκρινόμενο με φάσμα επιταχύνσεων Ευρωκώδικα 8



Σχήμα 3.13: Φάσμα επιταχυνσιογραφήματος Northridge συγκρινόμενο με φάσμα επιταχύνσεων Ευρωκώδικα 8



Σχήμα 3.14: Φάσμα επιταχυνσιογραφήματος Superstition Hills συγκρινόμενο με φάσμα επιταχύνσεων Ευρωκώδικα 8

3.5 Συνδυασμοί δράσεων

Ανάλογα με το είδος, τη μορφή και τη θέση της κατασκευής, προσδιορίζονται οι διάφορες χαρακτηριστικές τιμές των δράσεων, οι οποίες επενεργούν σ' αυτήν. Οι δράσεις αυτές, πολλαπλασιασμένες με κατάλληλους συντελεστές (επιμέρους συντελεστές ασφαλείας γ), συνδυάζονται μεταξύ τους καταλλήλως (συντελεστές συνδυασμού ψ) για κάθε μία από τις δύο οριακές καταστάσεις και στη συνέχεια εφαρμόζονται επί του φορέα. Είναι προφανές ότι οι δράσεις που υπεισέρχονται στους συνδυασμούς ενεργούν ταυτόχρονα.

Οριακές καταστάσεις είναι οι καταστάσεις πέρα των οποίων ο φορέας ή τμήμα αυτού δεν ικανοποιεί πλέον τα κριτήρια σχεδιασμού του. Διακρίνονται οι παρακάτω δύο κατηγορίες:

- Οριακή κατάσταση αστοχίας (ΟΚΑ)
- Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας (ΟΚΛ)

Οι επιμέρους συντελεστές ασφαλείας χρησιμοποιούνται, προκειμένου να ληφθούν υπόψη πιθανές δυσμενείς αποκλίσεις ή πιθανή μη ακριβής προσομοίωση των δράσεων, καθώς και αβεβαιότητες στον προσδιορισμό των αποτελεσμάτων των

δράσεων (εντατικά μεγέθη, μετακινήσεις κλπ.). Οι τιμές των επιμέρους συντελεστών ασφαλείας των δράσεων δίνονται στον Πίνακα 3.6 που ακολουθεί.

Πίνακας 3.6: Επιμέρους συντελεστές ασφαλείας των δράσεων

	Οριακή κατάσταση αστοχίας		Οριακές κατάσταση λειτουργικότητας	
	Δυσμενής Επίδραση	Ευμενής Επίδραση	Δυσμενής Επίδραση	Ευμενής Επίδραση
γ_e	1,35	1,0	1,0	1,0
γ_w	1,5	0	1,0	0

Η πιθανότητα χρονικής σύμπτωσης των μέγιστων τιμών διαφόρων ανεξάρτητων δράσεων είναι μικρή. Για το λόγο αυτό κατά την εξέταση των συνδυασμών των μεταβλητών δράσεων εισάγονται οι συντελεστές συνδυασμού ψ . Οι συντελεστές αυτοί εκφράζουν το ποσοστό της χαρακτηριστικής τιμής μιας δράσης, το οποίο, για την εξεταζόμενη κατάσταση, έχει μεγάλη πιθανότητα χρονικής ταύτισης με άλλες δράσεις. Τα κτίρια από Ω.Σ της εργασίας ανήκουν στην κατηγορίας Α ενώ ο ενιαίος όροφος στην κατηγορία C. Το ψ_0 αναφέρεται στα συνήθη φορτία το ψ_1 στα σπάνια και το ψ_2 στα οίονει μόνια.

Πίνακας 3.7: Προτεινόμενες τιμές των συντελεστών ψ σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 1

ΔΡΑΣΕΙΣ	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Επιβαλλόμενα φορτία σε κτίρια			
Κατηγορία Α: κατοικίες, συνήθη κτίρια κατοικιών	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία Β: χώροι γραφείων	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία C: χώροι συνάθροισης	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία D: χώροι καταστημάτων	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία E: χώροι αποθήκευσης	1,0	0,9	0,8
Κατηγορία F: χώροι κυκλοφορίας οχημάτων: βάρος οχημάτων < 30tn	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία G: χώροι κυκλοφορίας οχημάτων 30tn < βάρος οχημάτων < 160tn	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία H: στέγες	0,7	0,5	0,3
Φορτία χιονιού επάνω σε κτίρια			
Φινλανδία, Ισλανδία, Νορβηγία, Σουηδία	0,7	0,5	0,2
Υπόλοιπα κράτη μέλη του CEN με υψόμετρο H > 1000m	0,7	0,5	0,2
Υπόλοιπα κράτη μέλη του CEN με υψόμετρο H < 1000m	0,5	0,2	0
Φορτία ανέμου σε κτίρια			
Θερμοκρασία (εκτός-πυρκαϊάς) σε κτίρια	0,6	0,2	0

3.5.1 Οριακή Κατάσταση Αστοχίας

Οι καταστάσεις αυτές σχετίζονται με απώλεια ισορροπίας του φορέα, αστοχία λόγω υπερβολικών παραμορφώσεων, μετατροπή του φορέα ή μέρος του σε μηχανισμό θραύσης και απώλεια της ευστάθειας του και αστοχία λόγω κόπωσης, που θέτουν σε κίνδυνο ανθρώπινες ζωές.

Ο συνδυασμοί των δράσεων στην οριακή κατάσταση αστοχίας καθορίζονται σύμφωνα με τις διατάξεις του EN 1990:2002 και είναι οι εξής:

1. Καταστάσεις διάρκειας ή παροδικές

$$\sum_{j=1}^n \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i=2}^n \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (3.5)$$

2. Τυχηματικές Καταστάσεις

$$\sum_{j \in I} G_{k,j} + P + A_d + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i \in I} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (3.6)$$

3. Καταστάσεις σεισμού

$$\sum_{j \in I} G_{k,j} + P + A_{Ed} + \sum_{i \in I} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (3.7)$$

Όπου:

G : Μόνιμα φορτία

Q : Κινητά φορτία

A_d : Τυχηματικά Φορτία

A_{Ed} : Σεισμικά Φορτία

Η μορφή των συνδιασμών είναι συμβολική και το σύμβολο του αθροίσματος δε σημαίνει αλγεβρική ή γεωμετρική άθροιση, αλλά επαλληλία δράσεων. Ο ορισμός των συνδιασμών αυτών έγινε αυτόματα από το πρόγραμμα.

3.5.2 Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας

Οι καταστάσεις αυτές σχετίζονται με συνθήκες πέρα των οποίων δεν πληρούνται πλέον οι καθορισμένες λειτουργικές απαιτήσεις για το φορέα ή για μέλος αυτού (μετατοπίσεις, ταλαντώσεις, ρηγματώσεις κλπ.).

Οι συνδυασμοί των δράσεων στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας καθορίζονται σύμφωνα με τις διατάξεις του EN 1990:2002 και είναι οι εξής:

1. Χαρακτηριστικός συνδιασμός

$$\sum G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (3.8)$$

2. Συχνός συνδιασμός

$$\sum G_{k,j} + P + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (3.9)$$

3. Οιονεί μόνιμος συνδιασμός

$$\sum G_{k,j} + P + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (3.10)$$

Οι συνδιασμοί αυτοί γίνανε αυτόματα από το πρόγραμμα

4 Εκτέλεση Αναλύσεων

4.1 Ιδιομορφική Ανάλυση

Η ιδιομορφική ανάλυση γίνεται για τον υπολογισμό των ιδιομορφών και των αντίστοιχών ιδιοπεριόδων του συστήματος. Είναι απαραίτητη για την εφαρμογή της δυναμικής φασματικής μεθόδου σύμφωνα με την οποία προσδιορίζεται η σεισμική απόκριση της κατασκευής όπως παρουσιάστηκε στο κεφάλαιο 3.3. Σύμφωνα με αυτήν, συνήθως λαμβάνονται υπόψη τόσες ιδιομορφές, ώστε να ενεργοποιείται το 90% της συνολικής ταλαντευόμενης μάζας και στις δύο διευθύνσεις. Η μάζα της κατασκευής υπολογίζεται σύμφωνα με τον EC8 από τον συνδυασμό $G+0.6Q$. Εκτός όμως από την δυναμική φασματική μέθοδο, η ιδιομορφική ανάλυση είναι χρήσιμη και για εποπτικούς λόγους. Εντοπίζονται τυχόν προβλήματα προσομοίωσης στο μοντέλο και κατανοείται καλύτερα η απόκριση της κατασκευής. Για το τρισδιάστατο προσομοίωμα χρησιμοποιήθηκαν δύο ιδιομορφικές αναλύσεις που περιγράφονται παρακάτω:

- Η «Eigen vector analysis» καθορίζει το σχήμα κάθε ιδιομορφής και τη συχνότητα του συστήματος χωρίς την επιβολή κάποιας φόρτισης. Αυτές οι φυσικές ιδιομορφές παρέχουν μια εξαιρετική εικόνα της συμπεριφοράς της κατασκευής
- Η «Ritz vector analysis» επιδιώκει να βρει τις ιδιομορφές που διεγείρονται από μια συγκεκριμένη φόρτιση. Οι συντελεστές Ritz μπορούν να παράσχουν μια καλύτερη βάση, από ότι γίνεται στην προηγούμενη ανάλυση, όταν χρησιμοποιούνται για την ανάλυση του φάσματος απόκρισης ή των αναλύσεων χρονοϊστορίας που βασίζονται στην επαλληλία των ιδιομορφών.

Για την πρώτη περίπτωση πάρθηκαν 85 ώστε να ενεργοποιηθεί το 90% της συνολικής μάζας, το οποίο ενεργοποιήθηκε στην 84^η ιδιομορφή. Στο παράρτημα Α θα δοθούν όλες οι ιδιομορφές και οι ιδιοπερίοδοι τους. Η μάζα που συμμετέχει στην ιδιομορφική ανάλυση είναι:

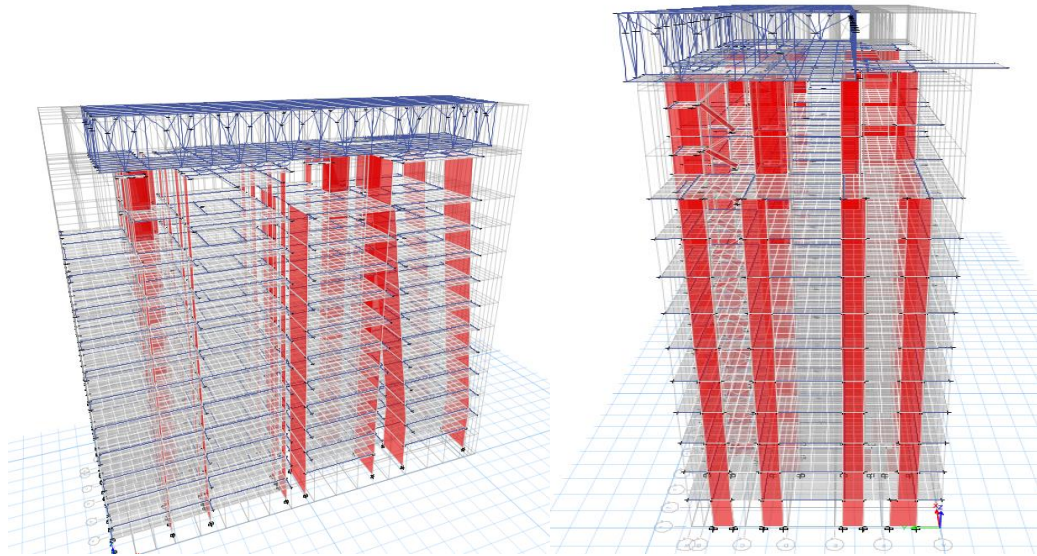
- Το ίδιο βάρος της κατασκευής με συντελεστή 1.
- Τα λοιπά μόνιμα φορτία με συντελεστή 1.
- Τα κινητά φορτία με συντελεστή 0,6.

Αυτή η ιδιομορφική ανάλυσοποιήθηκε για την ελαστική φασματική ανάλυση στα κτίρια από Ω.Σ και στον σύμμικτο ενιαίο όροφο.

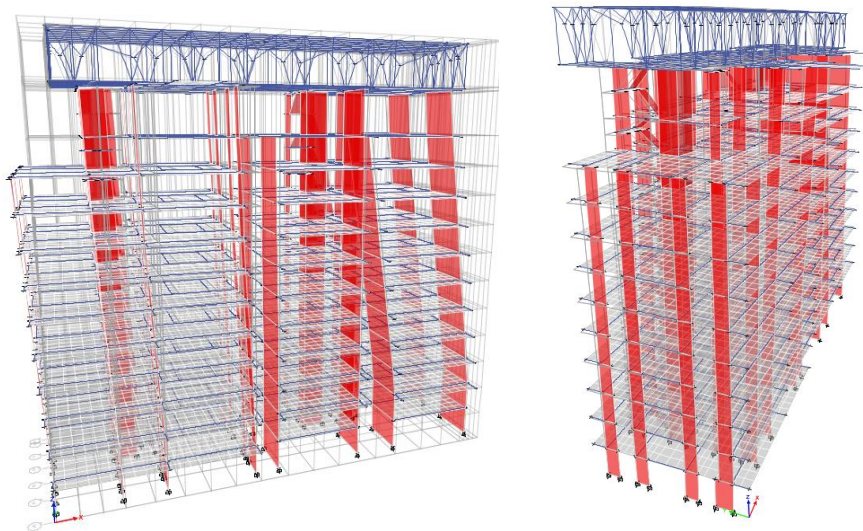
Στη δεύτερη περίπτωση, ο μέγιστος αριθμός των ιδιομορφών ήταν 110 ώστε να ενεργοποιηθεί το 90% της συνολικής μάζας, το οποίο ενεργοποιήθηκε στην 63^η ιδιομορφή. Στο παράρτημα Α θα δοθούν όλες οι ιδιομορφές και οι ιδιοπερίοδοι τους. Ορίστηκαν επίσης τα φορτία που ασκούνται στην κατασκευή. Αυτά ήταν:

- Επιτάχυνση U_x
- Επιτάχυνση U_y
- Τα φορτία βαρύτητας όπως πριν
- Όλες οι δυνάμεις των «links»

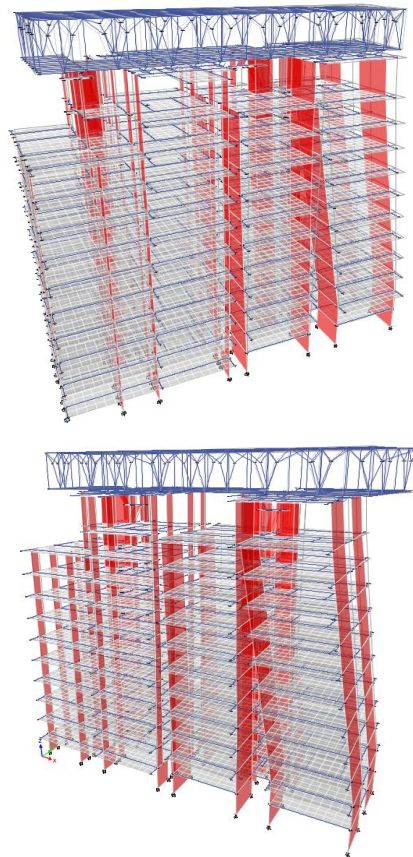
Παρακάτω δίνονται σχηματικά οι πρώτες ιδιομορφές με τις ιδιοπεριόδους τους.



Σχήμα 4.1: Αριστερά 1^η ιδιομορφή $T=3,55s$ - Κίνηση κατά x του ενιαίου ορόφου. Δεξιά 2^η ιδιομορφή $T=3,509s$ - Κίνηση κατά y του ενιαίου ορόφου



Σχήμα 4.2: Αριστερά 3^η ιδιομορφή $T=1,77s$ - Κίνηση κατά x κτιρίου Α. Δεξιά 4^η ιδιομορφή $T=1,49s$ - Κίνηση κατά y κτιρίου Α



Σχήμα 4.3: Αριστερά 6^η ιδιομορφή $T=1,097s$ - Κίνηση κατά x κτιρίου Β.
Δεξιά 7^η ιδιομορφή $T=0,948s$ - Κίνηση κατά y κτιρίου Β

4.2 Ανάλυση Κτιρίων Ω.Σ

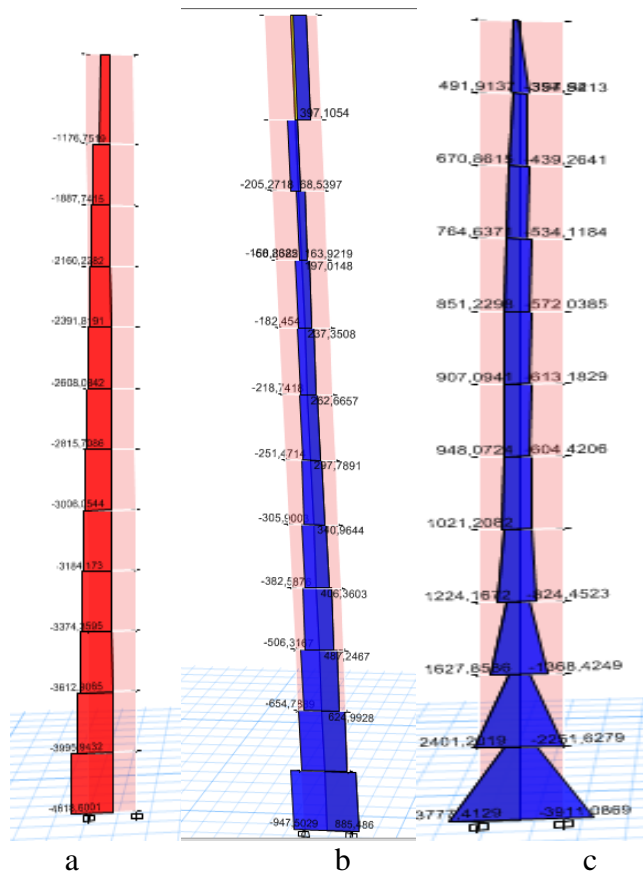
4.2.1 Εισαγωγή

Στην ελαστική ανάλυση η σχέση τάσεων-παραμορφώσεων του υλικού θεωρείται ότι είναι γραμμική και η συμπεριφορά του φορέα λαμβάνεται ελαστική. Οι παραμορφώσεις θεωρούνται ανάλογες με τις τάσεις και το υλικό θεωρείται ότι παραμένει ελαστικό υπό οποιαδήποτε φόρτιση. Οι εξισώσεις ισορροπίας του φορέα και του συμβιβαστού των μετακινήσεων εκφράζονται στην αρχική απαραμόρφωτη γεωμετρία του φορέα. Τα εντατικά μεγέθη και οι παραμορφώσεις υπολογίζονται με τη μέθοδο των δυνάμεων ή των μετατοπίσεων.

Μετά τον υπολογισμό των δράσεων όπως αναφέρθηκαν σε προηγούμενο Κεφάλαιο, ακολούθησε ο έλεγχος όλων των μελών υπό τους απαιτούμενους συνδυασμούς δράσεων.

4.2.2 Εντατικά Μεγέθη

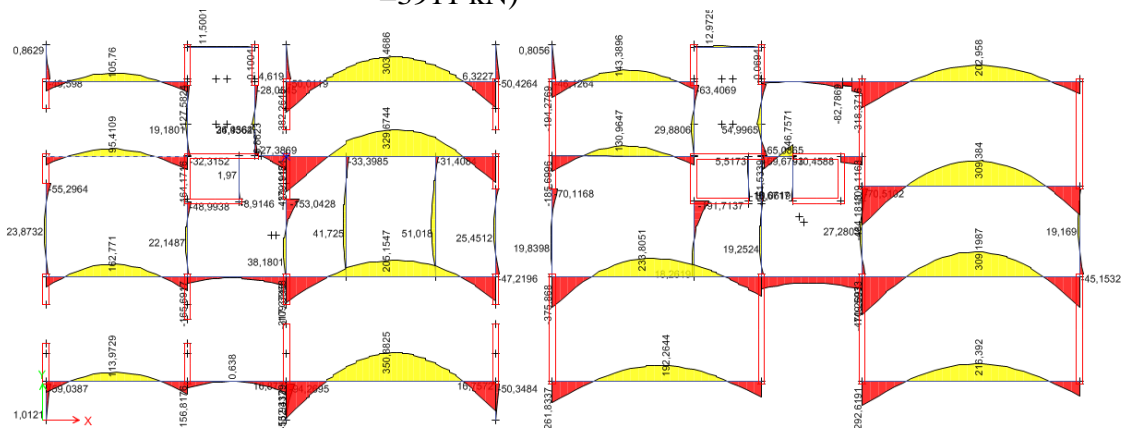
Παρακάτω παρουσιάζονται τα εντατικά μεγέθη σε συγκεκριμένα μέλη που προέκυψαν από τους βασικούς συνδυασμούς. Με βάση αυτά τα εντατικά μεγέθη έγινε στη συνέχεια η διαστασιολόγηση των μελών αυτών.



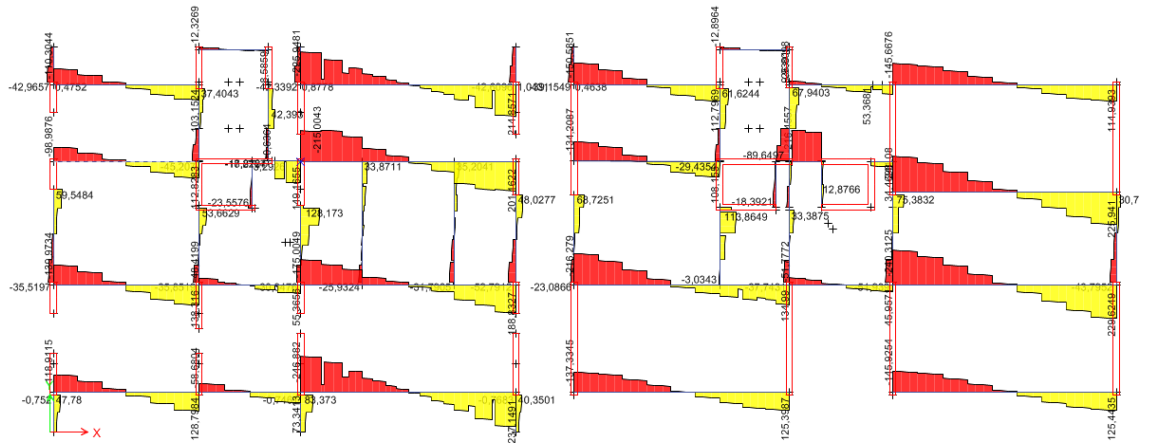
α) Αξονικά Φορτία από βαρυτικά στο τοίχωμα P9 σε ΟΚΑ
($N_{base} = -4618,6 \text{ kN}$)

β) Περιβάλλουσα Τεμνουσών δυνάμεων από σεισμικά φορτία σε ΟΚΑ στο τοίχωμα P9 ($|V_{base}| = 948 \text{ kN}$)

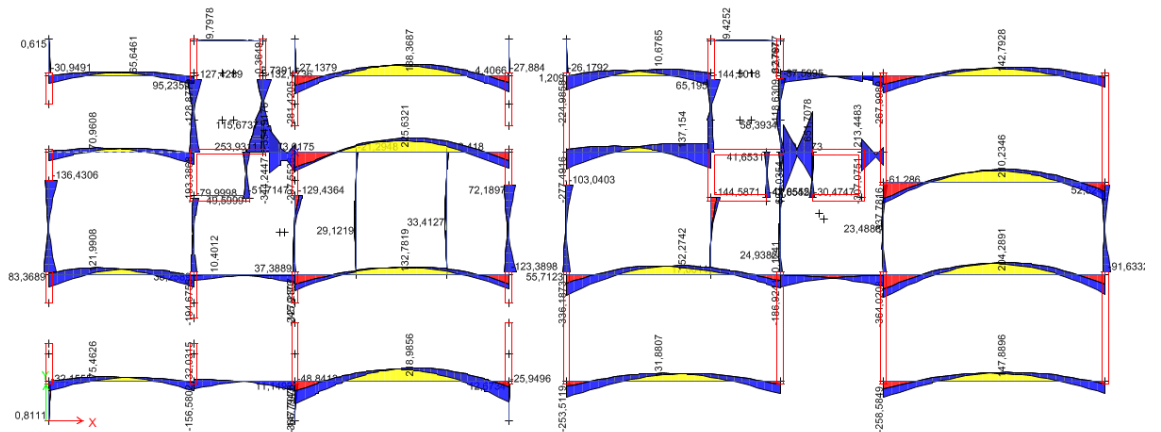
γ) Περιβάλλουσα Ροπών από σεισμικά φορτία σε ΟΚΑ στο τοίχωμα P9 ($|M_{base}| = 3911 \text{ kNm}$)



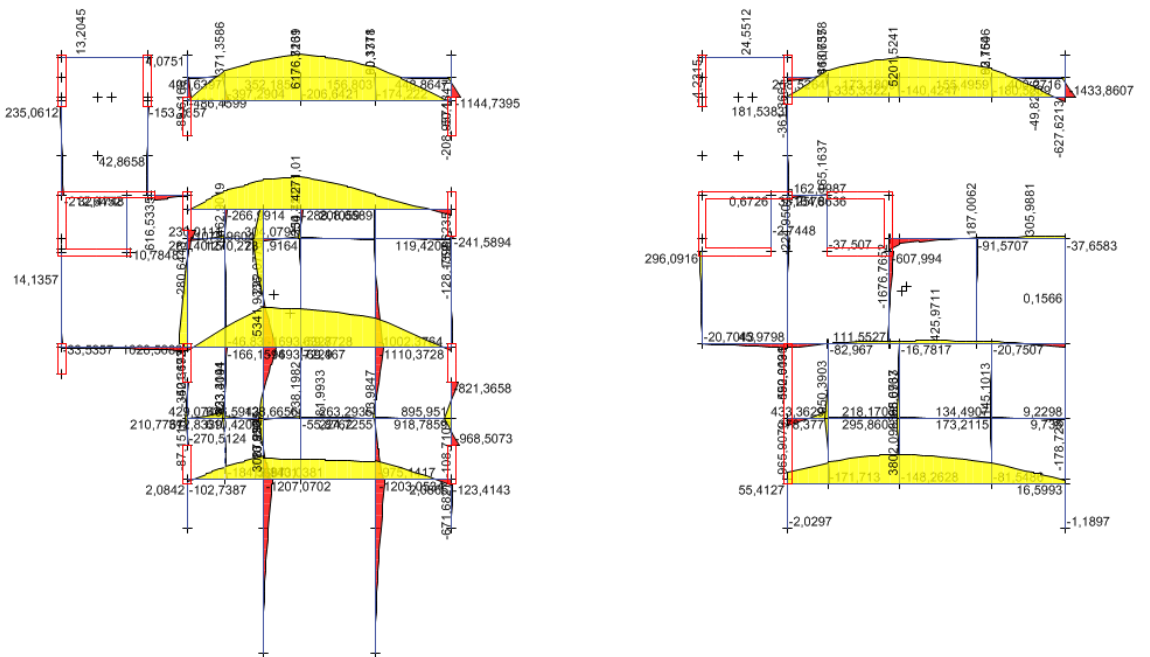
Σχήμα 4.5: Ροπές από βαρυτικά φορτία story 1



Σχήμα 4.6: Τέμνουσες από βαρυντικά φορτία story 1



Σχήμα 4.7: Περιβάλλουσα Ρομών από σεισμικά φορτία σε ΟΚΑ story 1



Σχήμα 4.8: Ρομές από βαρυντικά φορτία story 12

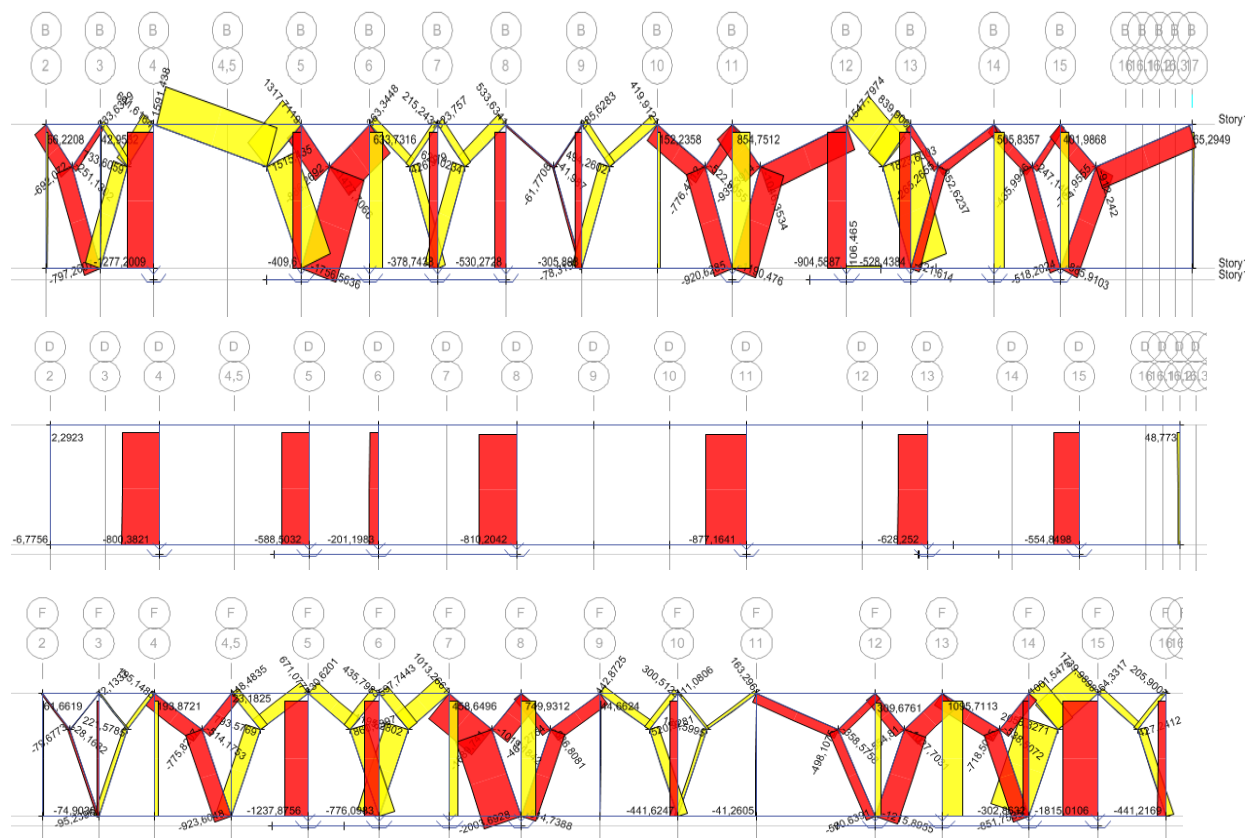
4.3 Ενιαίος Σύμμικτος όροφος

4.3.1 Εισαγωγή

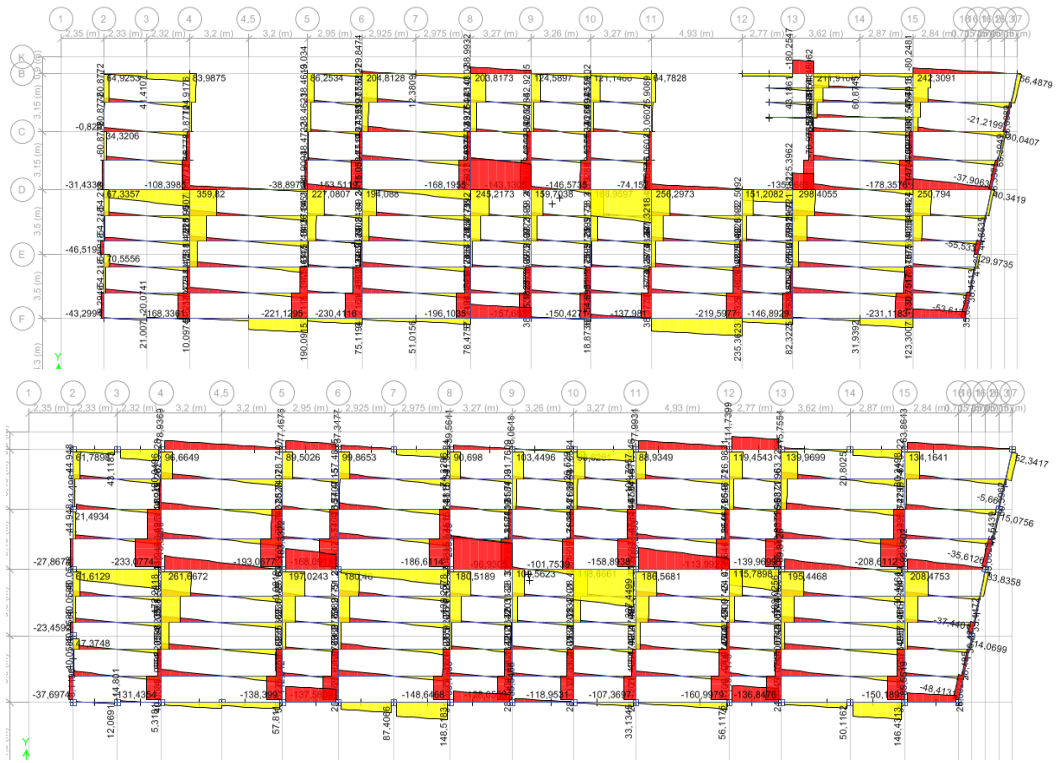
Για το φάσμα του Ευρωκώδικα 8 πάρθηκε συντελεστής συμπεριφοράς ίσος με $q=1,5$. Τα εντατικά μεγέθη προέκυψαν από τους δυσμενέστερους συνδυασμούς φόρτισης και με βάση αυτά έγινε στη συνέχεια η διαστασιολόγηση των μελών.

4.3.2 Εντατικά Μεγέθη

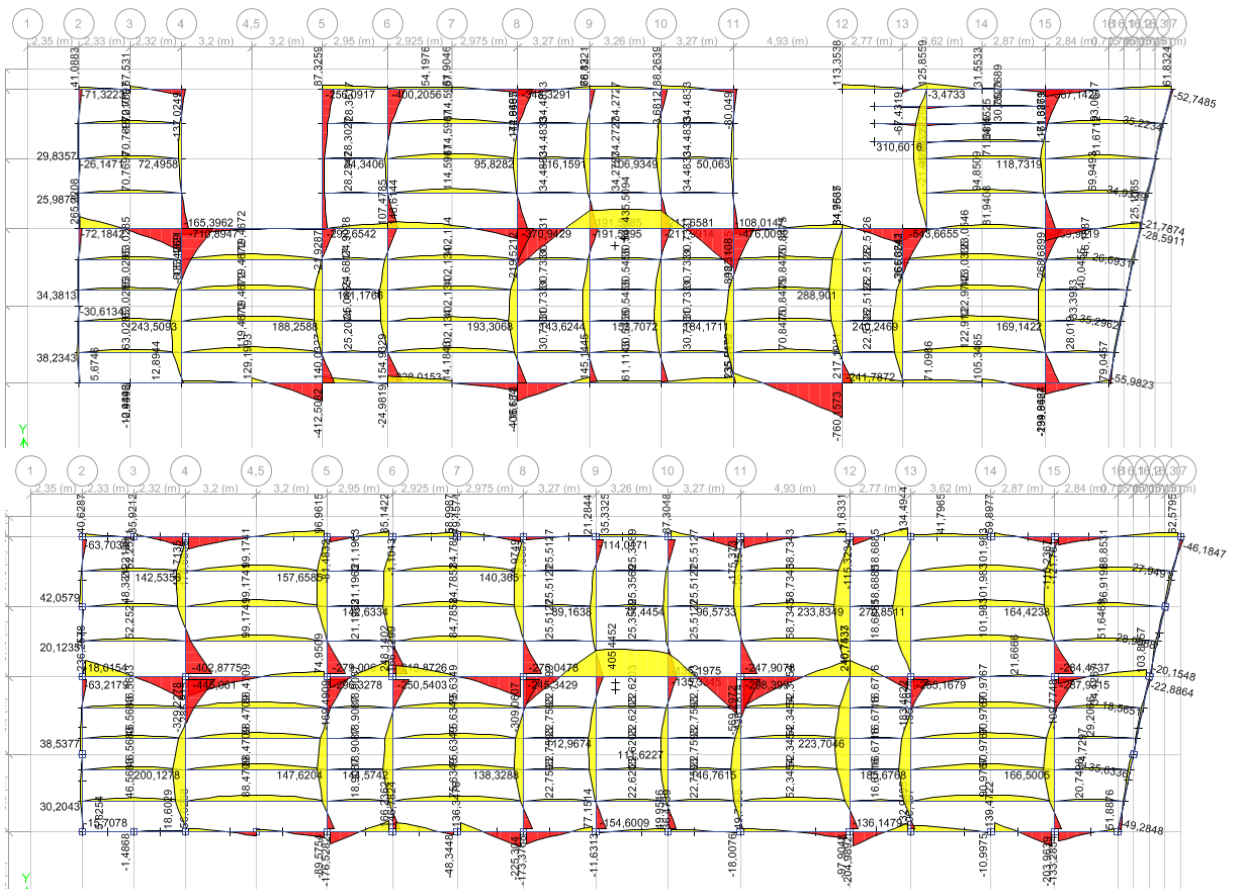
Παρακάτω παρουσιάζονται τα διαγράμματα εντατικών μεγεθών όπως αυτά προέκυψαν από την ανάλυση το κτιρίου στο ETABS.



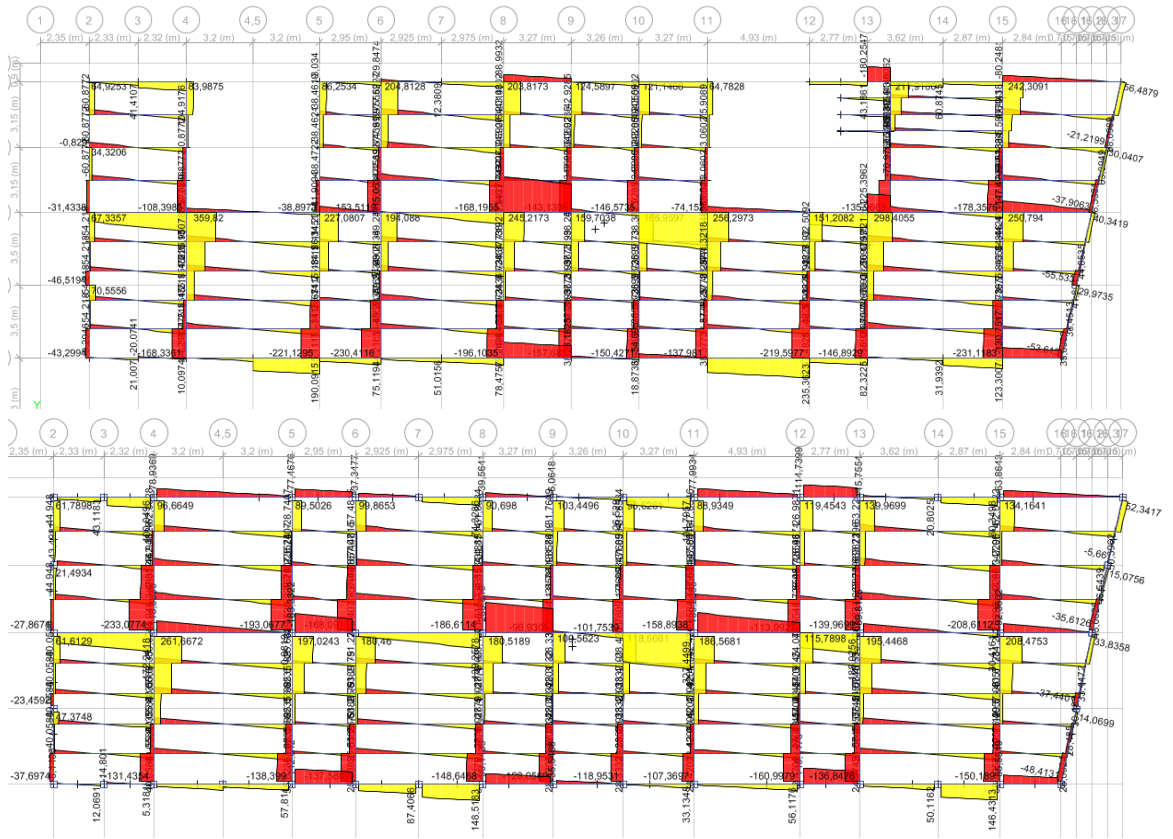
Σχήμα 4.9: Αξονικές δυνάμεις από βαρτική φόρτιση σε ΟΚΑ- όψεις υποστλωμάτων γέφυρας(Nmax-υποστ=-1800kN- Nmax-συνδέσμου=2000kN)



Σχήμα 4.10: Τέμνουσες δυνάμεις από βαρυντικά φορτία story 12, 13



Σχήμα 4.11: Ροτές από βαρυντικά φορτία story 12, 13



Σχήμα 4.12: Τέμνουσες από σεισμικά φορτία story 12, 13

4.3.3 Συμπεράσματα

Παρατηρούμε ότι ο ενιαίος όροφος λόγω των εφεδράνων δεν επηρεάζεται από τα σεισμικά φορτία. Ακόμα και τα στοιχεία δυσκαμψίας που έχουν εισαχθεί δουλεύουν για να παραλάβουν τα βαρυντικά φορτία και για να κινούνται η οροφή και το πάτωμα του ορόφου όσο το δυνατόν περισσότερο μαζί.

4.4 Εφέδρανα

4.4.1 Δυναμική μη Γραμμική Ανάλυση

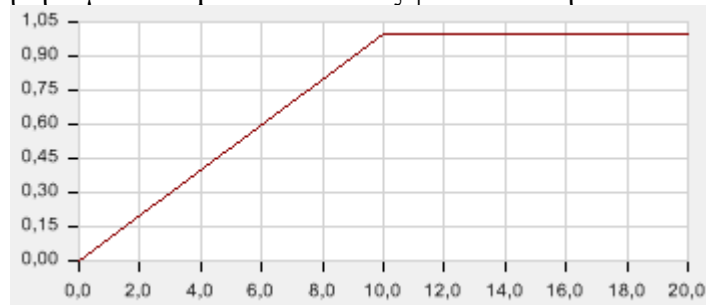
Για τη διαστασιολόγηση των εφεδράνων χρειάστηκε να γίνει μη γραμμική δυναμική ανάλυση. Το ETABS δίνει τη δυνατότητα να χρησιμοποιήσουμε τη δυναμική μη γραμμική ιδιομορφική ανάλυση (Nonlinear Modal- FNA). Αυτή η ανάλυση χρησιμοποιεί τη μέθοδο επαλληλίας των ιδιομορφών, σε αντίθεση με την απευθείας ολοκλήρωση της χρονοϊστορίας, η οποία επιλύει εξισώσεις για ολόκληρη την κατασκευή σε κάθε βήμα του χρόνου. Η μη γραμμική ιδιομορφική ανάλυση ονομάζεται επίσης Γρήγορη Μη Γραμμική Ανάλυση (Fast Nonlinear Analysis-FNA). Είναι ένας πολύ αποδοτικός αλγόριθμος ειδικού σκοπού για την ανάλυση δομών με περιορισμένες μη γραμμικότητες. Υπολογίζεται μόνο η μη γραμμική συμπεριφορά των υλικών στα «Links» και στους κόμβους που

σχεδιάζονται με «Links». Άλλοι κόμβοι και γεωμετρική μη γραμμικότητα εξαιρούνται.

Για να μπορέσει να λειτουργήσει η FNA αρχικά θα πρέπει να οριστεί μία περίπτωση φόρτισης των βαρυτικών φορτίων η οποία θα είναι και αυτή δυναμική αλλά με πολύ αργό ρυθμό και μεγάλη απόσβεση με αποτέλεσμα να φορτίζεται η κατασκευή σχεδόν στατικά. Αυτό το κάνουμε επειδή όταν θα ξεκινήσει η FNA πρέπει η κατασκευή να είναι φορτισμένη με το συνδυασμό $g+0.6q$.

Για να μπορέσει να προσομοιαστεί όλο αυτό έγιναν τα παρακάτω:

- Δημιουργήθηκε μια Ramp function όπως φαίνεται στην εικόνα

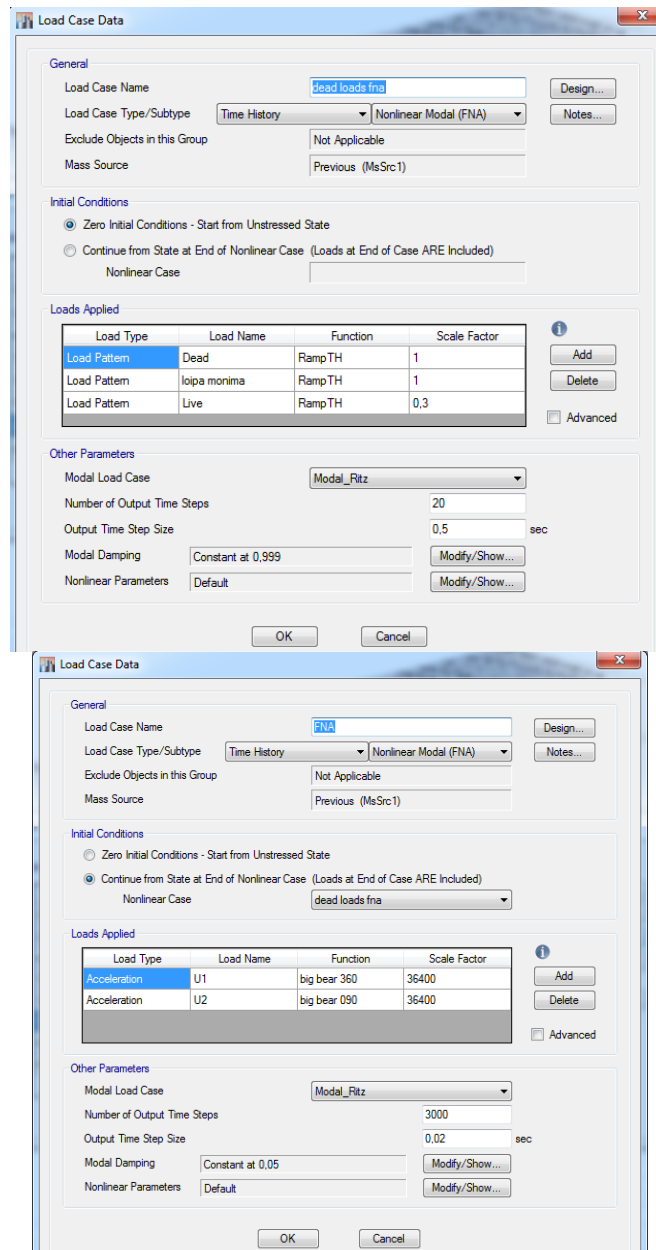


Σχήμα 4.13: Ramp function

Αυτή η συνάρτηση προσομοιάζει τον τρόπο με τον οποίο θα αρχίσουν να εισάγονται τα βαρυτικά φορτία στην κατασκευή.

- Δημιουργήθηκε ένα load case που ονομάστηκε “dead loads fna”.
- Ο τύπος για τη φόρτιση των βαρυτικών φορτίων είναι χρονοϊστορία και όχι γραμμικά στατικός για να μπορέσει η FNA να ξεκινήσει από το σημείο παραμόρφωσης που τελειώνουν τα βαρυτικά φορτία
- Η εισαγωγή θα γίνει σε 40 βήματα με κάθε χρονικό βήμα να απέχει από το άλλο 0,5s.
- Η απόσβεση θα είναι σταθερή και ίση με 0,999.
- Η ιδιομορφική ανάλυση που χρησιμοποιήθηκε είναι η Modal_Ritz
- Δημιουργήθηκε ένα load case που ονομάστηκε “FNA”.
- Είναι μη γραμμική ιδιομορφική ανάλυση χρονοϊστορίας
- Σ’ αυτό το load case ορίστηκε ότι οι αρχικές συνθήκες θα είναι το τέλος της φόρτισης των βαρυτικών φορτίων όπως ορίστηκαν αυτά πριν
- Ο τύπος φόρτισης αυτού το load case είναι η επιτάχυνση στη διεύθυνση x και y αντίστοιχα όπως αυτή προκύπτει από κάθε ένα σεισμικό επιταχυνσιογράφημα που εισάχθηκε στο πρόγραμμα.
- Τα βήματα και το μέγεθος κάθε βήματος εξαρτάται από τα δεδομένα του επιταχυνσιογραφήματος.
- Το scale factor για κάθε συνάρτηση είναι το λ που προέκυψε ώστε να ταιριάζει το φάσμα του επιταχυνσιογραφήματος στο φάσμα του Ευρωκώδικα 8 πολλαπλασιασμένο επί 10000 ώστε να μετατρέπονται οι μονάδες από g σε mm/s^2 .
- Η απόσβεση είναι σταθερή ίση με 5%.

Όλα τα παραπάνω φαίνονται στις παρακάτω εικόνες:



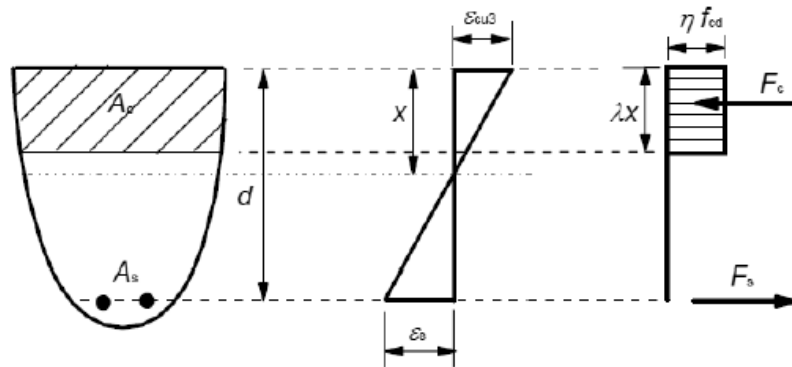
Σχήμα 4.14: Δεδομένα για μη γραμμική ιδιομορφική ανάλυση

5 Διαστασιολόγηση

5.1 Διαστασιολόγηση μελών από Ω.Σ

5.1.1 Εισαγωγή

Τα μέλη από οπλισμένο σκυρόδεμα αποτελούνται από δύο υλικά: το χάλυβα και το σκυρόδεμα. Για να γίνει η διαστασιολόγηση των μελών αυτών πρέπει να γνωρίζει ο μελετητής τις αντοχές αυτών των υλικών. Για να διαστασιολογηθεί μια διατομή θεωρείται ότι το σκυρόδεμα λόγω ρηγμάτωσης δε συμμετέχει στην εφελκυστική ζώνη και η αντοχή του λαμβάνεται υπόψη μόνο στο μέρος της διατομής που είναι υπό θλίψη όπως φαίνεται στην παρακάτω εικόνα.



Σχήμα 5.1: Ορθογωνική Κατανομή τάσεων

Η κατανομή των τάσεων στην περιοχή της διατομής υπό θλίψη δεν είναι στην πραγματικότητα ορθογωνική αλλά προσομοιάζεται έτσι για χάρη απλότητας. Έτσι για να είναι περίπου ίσο με το πραγματικό εμβαδό οι τάσεις λαμβάνονται υπόψη σε ύψος $\lambda\chi$ και όχι σε όλο το ύψος χ . Το λ ισούται με 0,8 και το η με 1 για σκυροδέματα με αντοχή μικρότερη των 50MPa. Επίσης η παραμόρφωση αστοχίας του σκυροδέματος είναι 3,5 τοις χιλίοις. Οι δυνάμεις υπολογίζονται με τον ακόλουθο τρόπο:

- $F_c = \lambda\chi b f_c d$ (5.1)

- Η τιμή της F_s υπολογίζεται γνωρίζοντας και τα εντατικά και λύνοντας τις εξισώσεις ισοδυναμίας.

- $F_s = A_s \varepsilon_{syd}$ (5.2)

- Το ε_{syd} υπολογίζεται από τη στροφή της διατομής

Η διαστασιολόγηση μιας διατομής σε διάτμηση αφού γνωρίζουμε την V_{ed} γίνεται με τον ακόλουθο τρόπο:

- $V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} k (100\rho_1 f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp}] b_w d \geq (v_{min} + k_1 \sigma_{cp}) b_w d$ (5.3)

- $k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0$ (d σε mm) (5.4)

- $\rho_1 = A_{s1} / (b_w d) < 0.02$ (5.5)

- $\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c < 0.2 f_{cd}$ (5.6)

- $C_{Rd,c} = 0.18 / \gamma_c = 0.18 / 1.5 = 0.12$ (5.7)

- $v_{min} = 0.035 k^{3/2} f_{ck}^{-1/2}$ (5.8)

- $k_1 = 0.15$ (5.9)

Ο παραπάνω τρόπος χρησιμοποιείται κυρίως για τις πλάκες που δεν τοποθετούνται συνδετήρες. Αν $V_{Ed} > V_{Rd,c}$ τότε η διατομή χρειάζεται συνδετήρες. Υπολογίζεται η $V_{Rd,max}$ με τον εξής τρόπο:

- $V_{Rd,max} = a_{cw} b_w z v_1 f_{cd} (\cot\theta + \cot\alpha) / (1 + \cot^2\theta)$ (5.10)

- $a_{cw} = 1$ (5.11)

- b_w : ελάχιστο πλάτος διατομής στην εφελκυσμένη ζώνη μετρώντας από στάθμη εφελκυσμένου χάλυβα.

- $v_1 = 0.6 \left[1 - \frac{f_{ck}}{250} \right]$ (5.12)

- $z = 0.9d$: μοχλοβραχίονας εσωτερικών δυνάμεων

- α : Γωνία συνδετήρων. Συνήθως είναι 90 μοίρες για να υπάρχει πλήρης εκμετάλλευση

- θ : γωνία διαγώνιων θλιπτήρων. $21,8 < \theta < 45$ μοίρες. Είναι στην κρίση του μελετητή πόσο θα θεωρήσει το θ . Όταν επιτρέπεται βολεύει το 21,8 ώστε να υπάρχει εξοικονόμηση συνδετήρων.

- f_{cd} : θλιπτική αντοχή σχεδιασμού σκυροδέματος

Αν η αντοχή των διαγώνιων θλιπτήρων δεν επαρκεί τοποθετούνται συνδετήρες που υπολογίζονται ως εξής:

- $V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s_w} z f_{ywd} (\cot\theta + \cot\alpha) \sin\alpha$ (5.13)

- Η αντοχή που θα πρέπει να έχουν είναι: $V_{Rd,s} = V_{Ed} - V_{Rd,max}$ (5.14)

- Από τις παραπάνω σχέσεις προκύπτει το εμβαδό οπλισμού και ανά πόση απόσταση πρέπει να τοποθετείται.

Για τη διαστασιολόγηση σε στρέψη, αρχικά ελέγχουμε αν η διατομή επαρκεί από μόνη της υπολογίζοντας την $T_{Rd,c}$. Ο τρόπος με τον οποίο υπολογίζεται είναι ο εξής:

- $T_{Rd,c} = 2 A_k f_{ctd} t_{ef,i}$ (5.15)

- $\frac{T_{Ed}}{T_{Rd,c}} + \frac{V_{Ed}}{V_{Rd,c}} \leq 1$ (5.16)

- f_{ctd} : εφελκυστική αντοχή σχεδιασμού σκυροδέματος

- A_k : Εμβαδό που περικλείεται από τη μέση γραμμή των τοιχωμάτων, συμπεριλαμβανομένων και των όποιων εσωτερικών κενών.

- $t_{ef,i} = \max(A/u; 2c)$: Πάχος ισοδύναμης λεπτότοιχης διατομής (5.17)

- $u = \Sigma z_i$: Περίμετρος διατομής (5.18)

- A : Εμβαδό διατομής συμπεριλαμβανομένων εσωτερικών κενών

- c : Απόσταση άξονα διαμήκους οπλισμού από έξω.

- z_i : μήκος επιμέρους τοιχώματος οριζόμενος από την απόσταση των σημείων τομής του με τα γειτονικά τοιχώματα.

Αν $T_{Rd,c} > T_{Ed}$ τοποθετούνται οι ελάχιστοι διαμήκεις οπλισμοί και οι ελάχιστοι συνδετήρες. Αν όμως είναι μικρότερη ακολουθείται ο παρακάτω τρόπος:

- Αρχικά ελέγχονται αν επαρκούν οι λοξοί θλιπτήρες

$$T_{Rd,max} = v \alpha_{cw} f_{cd} A_k t_{ef,i} \sin 2\theta \quad (5.19)$$

$$T_{Rd,max} \geq T_{Ed} \quad (\text{καθαρή στρέψη, δεν υπάρχει σχεδόν ποτέ}) \quad (5.20)$$

$$\frac{T_{Ed}}{T_{Rd,max}} + \frac{V_{Ed}}{V_{Rd,max}} \leq 1 \quad (\text{ταυτόχρονη στρέψη και τέμνουσα}) \quad (5.21)$$

- Ο υπολογισμός γίνεται για κάθε ένα τοίχωμα της διατομής
- Το θ επιλέγεται ίσο με 45 μοίρες όταν υπάρχει στρέψη.
- Αν ο λοξός θλιπτήρας δεν επαρκεί θα πρέπει να αυξηθεί η διατομή ώστε να επαρκεί

Στη συνέχεια υπολογίζεται ο οπλισμός που θα παραλάβει τη στρέψη με τον ακόλουθο τρόπο:

Εξισώνεται η T_{Ed} με την $T_{Rd,i}$ και βγαίνει ο συνολικός διαμήκης οπλισμός που χρειάζεται

$$\Sigma A_{s1} = u_k \frac{T_{Ed}}{2 A_k f_{yd}} \cot \theta \quad (5.22)$$

- Η απόσταση από άξονα σε άξονα ενός μέλος χάλυβα με το άλλο πρέπει να είναι μικρότερη από 350mm
- Σε κάθε πλευρά της διατομής οι οπλισμοί λόγω κάμψης αθροίζονται με τους οπλισμούς λόγω στρέψης

Εξισώνεται η T_{Ed} με την $T_{Rd,s}$ και υπολογίζονται έτσι οι συνδετήρες που χρειάζονται από την ακόλουθη σχέση:

$$T_{Rd,s} = 2 * A_k * \left(\frac{A_{sw}}{s_w} \right) * f_{ywd} * \cot \theta \quad (5.23)$$

- Το εμβαδό αναφέρεται για κάθε σκέλος.
- $s_w < s_{max} = \min(0,75d(1+\cot\alpha); u/8; b; h)$
- Όταν υπάρχει ταυτόχρονη στρέψη και διάτμηση οι συνδετήρες υπολογίζονται ξεχωριστά για κάθε περίπτωση και η απαίτηση τους στη συνέχεια προστίθεται για να γίνει μετά η τοποθέτηση των συνδετήρων.

5.1.2 Διαστασιολόγηση Πλακών

Οι πλάκες ενός κτιρίου παίζουν πολύ σημαντικό ρόλο καθώς λειτουργούν ως διαφράγματα για να μετακινείται κάθε όροφος ενιαία υπό σεισμικές φορτίσεις. Η διαστασιολόγηση τους βασίζεται στον Ευρωκώδικα 2 καθώς αυτές δεν καταπονούνται από σεισμικά φορτία. Επίσης θα πρέπει να ελεγχθούν τα βέλη στην οριακή κατάσταση Λειτουργικότητας ώστε και οι χρήστες να αισθάνονται ασφαλείς αλλά και να μην υπάρχει περίπτωση ρηγμάτωσης. Οι πλάκες χωρίζονται σε 4 κατηγορίες ανάλογα με τις συνθήκες στήριξης. Αυτές είναι:

- Τετραέριστες πλάκες
- Τριέριστες πλάκες

- Διέρειστες πλάκες
- Πλάκες πρόβολοι.

Οι τρεις πρώτες κατηγορίες έχουν δύο υποκατηγορίες οι οποίες είναι:

- Πλάκες 1 διεύθυνσης
- Πλάκες 2 διευθύνσεων

Ο διαχωρισμός τους γίνεται ανάλογα με τις διαστάσεις. Για τετραέρειστες πλάκες με πλευρές $l_x < l_y$:

- αν $l_y/l_x < 2$ τότε θεωρείται 2 διευθύνσεων αλλιώς θεωρείται μιας διεύθυνσης (εκατέρωθεν διέρειστη)

Για τριέρειστη πλάκα l_x θεωρείται η ελεύθερη διάσταση και υπάρχουν οι εξής περιπτώσεις:

- αν $0,25 < l_y/l_x < 1,5$ τότε δύο διευθύνσεων
- αν $l_y/l_x \geq 1,5$ μιας διεύθυνσης εκατέρωθεν διέρειστη
- αν $l_y/l_x < 0,25$ μιας διεύθυνσης πρόβολος

Για διέρειστη πλάκα υπό γωνία με $l_x < l_y$:

- αν $l_y/l_x < 2$ θεωρείται 2 διευθύνσεων
- αν $l_y/l_x \geq 2$ θεωρείται μιας διεύθυνσης- πρόβολος

Για την όπλιση των πλακών 2 διευθύνσεων χρησιμοποιούνται οι πίνακες Czerny. Οι πίνακες αυτοί ανάλογα με τις συνθήκες στήριξης και το λόγο l_y/l_x δίνουν τιμές που αν διαιρεθούν με το $q_d \cdot 1$ είναι οι ροπές που ασκούνται σε συγκεκριμένες θέσεις της πλάκας.

Για τον έλεγχο της παραμόρφωσης υπάρχουν τρεις τρόποι. Ο πρώτος τρόπος είναι για την απαλλαγή του ελέγχου του βέλους κάμψης. Είναι καλός για μια προδιαστασιολόγηση της πλάκας αλλά δίνει αρκετά παράλογα μεγάλα πάχη. Ο έλεγχος αυτός είναι:

$$d \geq l / (20K) \quad (5.24)$$

- l : άνοιγμα πλάκας
- Για τις πλάκες δύο διευθύνσεων γίνεται ο έλεγχος ξεχωριστά για κάθε διεύθυνση και κρατείται το μικρότερο d
- $K=1$ για αμφιέρειστη, $K=1.5$ για αμφίπακτη, $K=1,3$ για μονόπακτη και $K=0,4$ για πρόβολο.

Για το δεύτερο τρόπο επιλέγω αυθαίρετα πάχος πλάκας μειωμένο κατά 1/3 από αυτό που δίνει ο πρώτος τρόπος και σπλίζω κανονικά. Τέλος ελέγχω αν το d που επέλεξα είναι μικρότερο από το d που προκύπτει από την ακόλουθη σχέση:

$$\frac{1}{d} = K \left[11 + 1,5 \sqrt{f_{ck}} \frac{\rho_o}{\rho} + 3,2 \sqrt{f_{ck}} \left(\frac{\rho_o}{\rho} - 1 \right)^{3/2} \right] \quad \text{εάν } \rho \leq \rho_o \quad (5.25)$$

$$\frac{1}{d} = K \left[11 + 1,5 \sqrt{f_{ck}} \frac{\rho_o}{\rho - \rho'} + \frac{1}{12} \sqrt{f_{ck}} \sqrt{\frac{\rho'}{\rho_o}} \right] \quad \text{εάν } \rho > \rho_o \quad (5.26)$$

$$\rho_o = \sqrt{f_{ck}} \cdot 10^{-3} \quad (5.27)$$

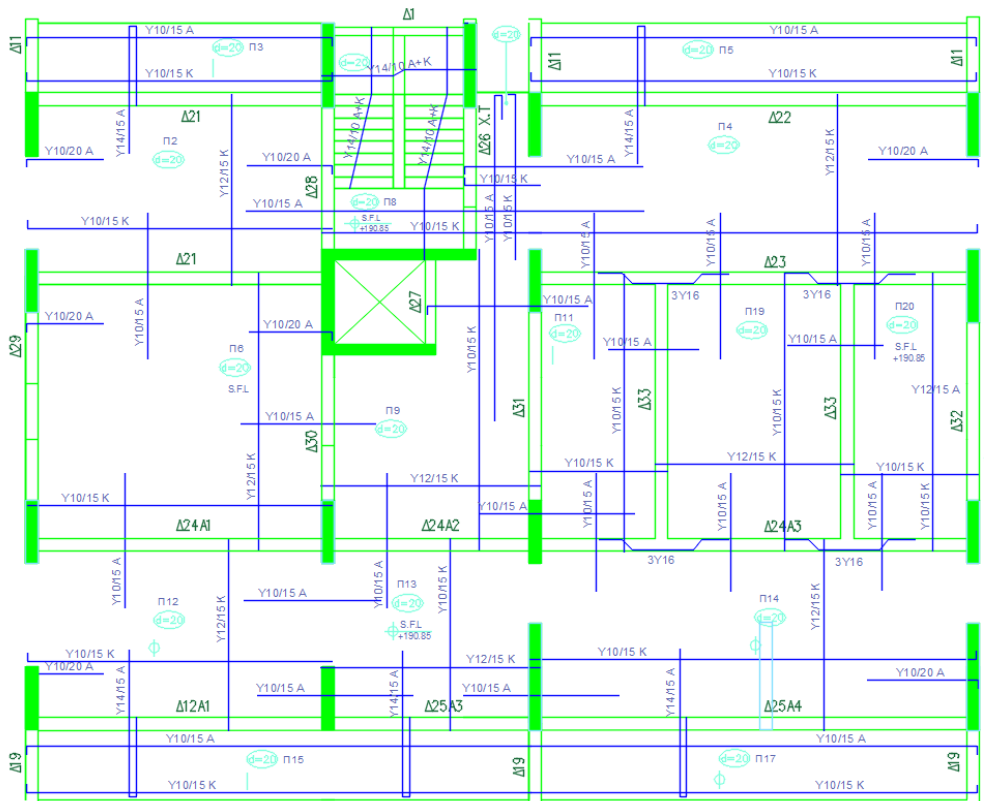
- ρ, ρ' απαιτούμενα ποσοστά εφελκόμενου και θλιβόμενου οπλισμού για την παραλαβή της ροπής λόγω των φορτίων σχεδιασμού στο κέντρο του ανοίγματος. (για πρόβολουσ στη στήριξη).

Αν d που επέλεξα είναι μικρότερο από το d της σχέσης τότε είτε αυξάνω πάχος πλάκας είτε κάνω τον 3^ο τρόπο για τον έλεγχο βελών που είναι ο αναλυτικός υπολογισμός του βέλους.

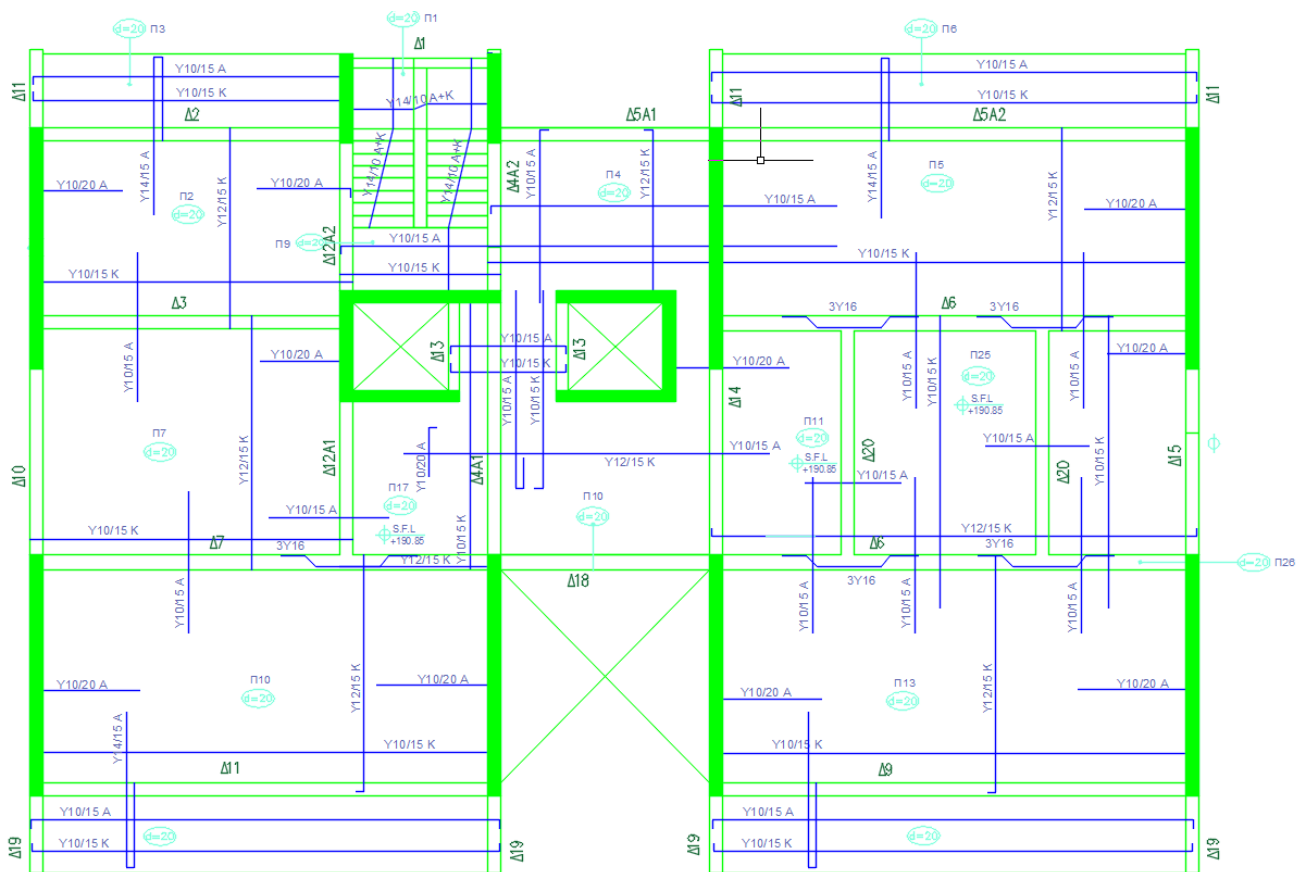
Τέλος υπάρχουν και κάποιες κατασκευαστικές διατάξεις που πρέπει να καλύπτονται. Αυτές είναι:

- Ελάχιστος κύριος οπλισμός: $A_{s,min}=0,26[f_{ctm}/f_{yk}]bd>0,0013bd$ (5.28)
- Μέγιστος κύριος οπλισμός: $A_{s,max}=0,04A_c$ (5.29)
- Μέγιστη απόσταση κύριων οπλισμών: $s_{max}=\min(3h;400mm)$ (γενικά) ή $s_{max}=\min(2h;250mm)$ (περιοχές με συγκεντρωμένα φορτία ή μέγιστες ροπές) (5.30)
- Εγκάρσιος δευτερεύων οπλισμός: $A_{s2}=0,2A_s$ (5.31)
- Μέγιστη απόσταση δευτερευόντων οπλισμών: $s_{max}=\min(3,5h;450mm)$ (γενικά) ή $s_{max}=\min(3h;400mm)$ (περιοχές με συγκεντρωμένα φορτία ή μέγιστες ροπές) (5.32)
- Οπλισμός απόσχισης: Ικανός να παραλάβει το 25% της $M_{max,ανοιγ}$ (5.33)
- Ελάχιστο εμβαδό διαμήκων ράβδων οπλισμού ελεύθερου άκρου: $A_s=\max(0,0025h^2;2\phi 8)$ (5.34)
- Ο Εγκάρσιος οπλισμός ελεύθερου άκρου του οποίου τα ελεύθερα σκέλη έχουν μήκος τουλάχιστον $2h$ είναι τουλάχιστον $4\phi 8/m$

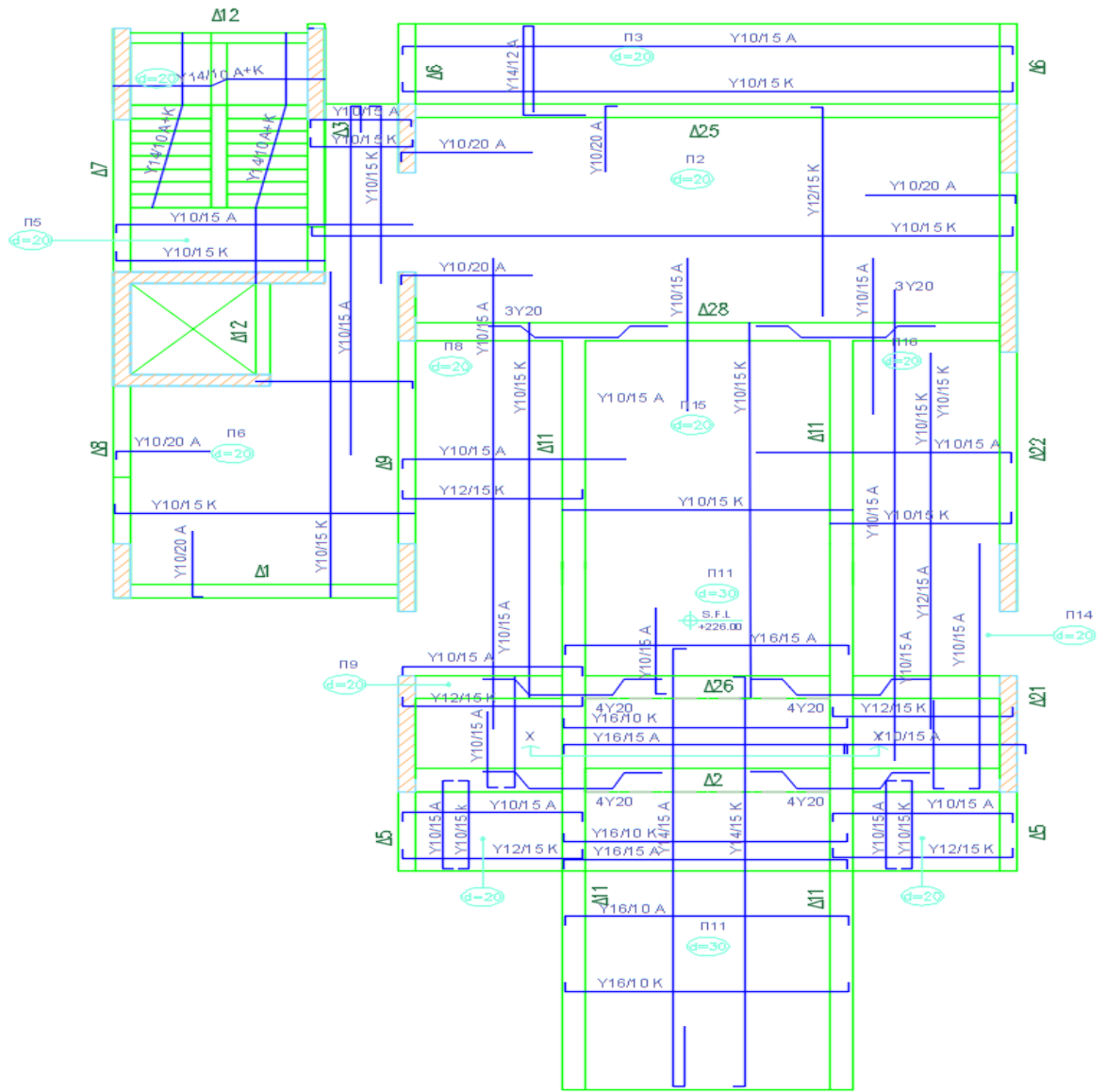
Σύμφωνα με τα παραπάνω διαστασιολογήθηκαν οι πλάκες όλων των ορόφων και των 2 κτιρίων. Η διάταξη των δοκαριών στις πλάκες είναι ίδια σε όλους τους ορόφους εκτός από τον 12^ο όροφο που στις θέσεις που εδράζονται τα εφένδρα υπάρχουν μεγάλοι ύψους δοκάρια. Στις επόμενες εικόνες φαίνεται η όπλιση όλων των πλακών καθώς και η διάταξη και η ονομασία των δοκαριών.



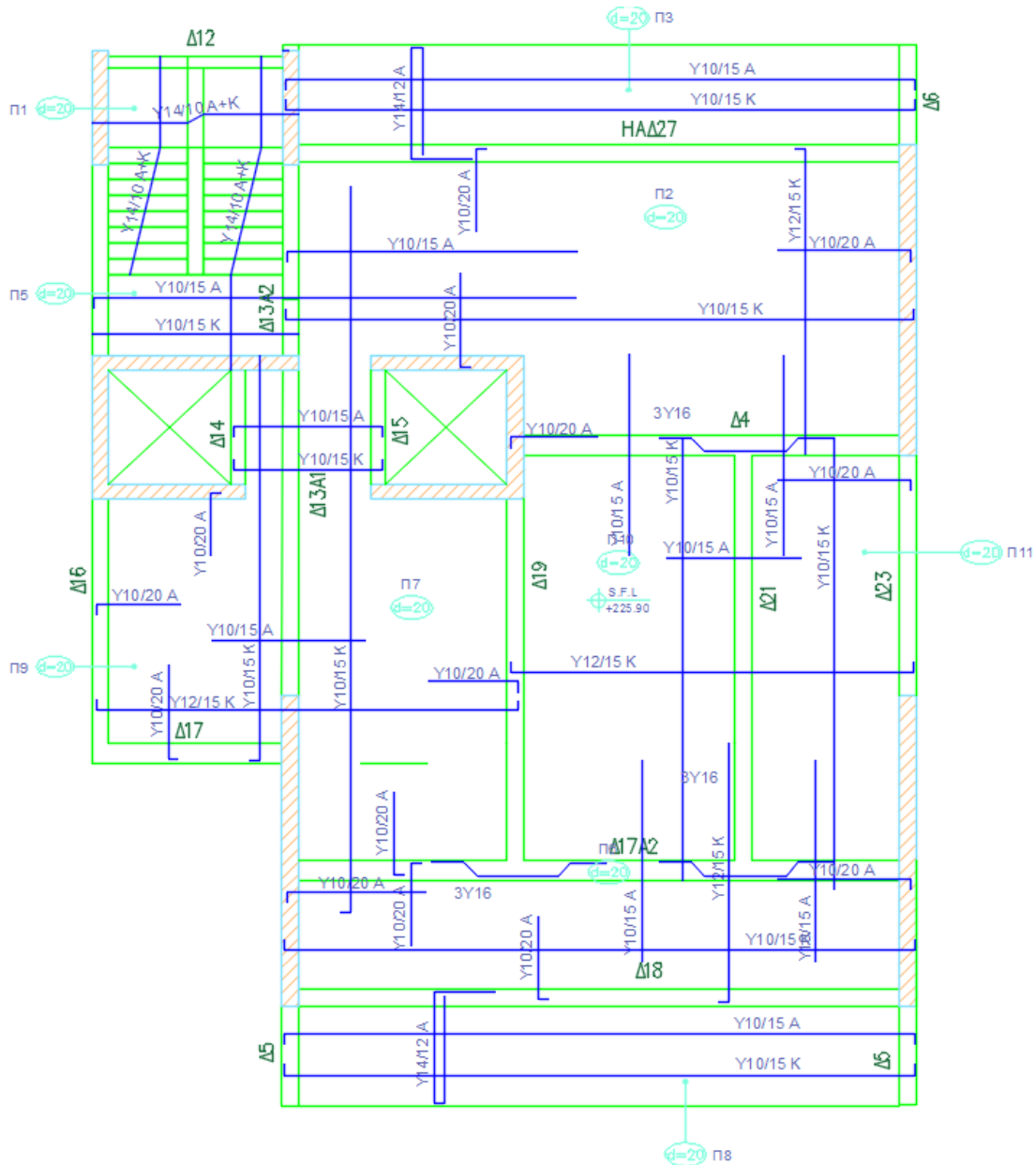
Σχήμα 5.2: Όπλιση πλακών εκτός 12^{ου} ορόφου Κτίριο Α



Σχήμα 5.3: Όπλιση πλακών εκτός 12^{ου} ορόφου Κτίριο Β



Σχήμα 5.4: Όπλιση πλακών 12^{ου} ορόφου Κτίριο Α



Σχήμα 5.5: Όπλιση πλακών 12^{ου} ορόφου κτίριο Β

5.1.3 Διαστασιολόγηση Δοκών

Η διαστασιολόγηση ενός δοκαριού από σκυρόδεμα γίνεται σύμφωνα με τις διατάξεις του Ευρωκώδικα 2 και του Ευρωκώδικα 8. Η δοκός οπλίζεται ώστε να μπορεί να αντέξει τα φορτία που την καταπονούν σε κάμψη, διάτμηση και στρέψη καθώς δεν υπάρχουν αξονικά φορτία να καταπονούν μια δοκό. Ο διαμήκης οπλισμός που παραλαμβάνει την κάμψη τοποθετείται στο πάνω μέρος στις στηρίξεις και στο κάτω μέρος στα ανοίγματα. Αν υπάρχουν αυξημένες απαιτήσεις πλαστιμότητας για να μπορέσει να αντέξει τη δοκός στη μεγάλη στρέψη της διατομής της τοποθετείται οπλισμός και στα δύο άκρα. Ο οπλισμός στρέψης είναι διαμήκεις ραβδοί οι οποίες τοποθετούνται περιμετρικά του δοκαριού σε ίσες αποστάσεις. Στρέψη παραλαμβάνουν και οι συνδετήρες που εκτός αυτής παραλαμβάνουν και τη διάτμηση όπως αναφέρθηκε προηγουμένως.

Οι δοκοί του κτιρίου διαστασιολογήθηκαν για κατηγορία πλαστιμότητας Μέση. Παρακάτω δίνεται αναλυτικά ένας πίνακας με όλες τις κατασκευαστικές διατάξεις που πρέπει να καλύπτονται για να είναι σύμφωνη η όπλιση με τον Ευρωκώδικα 8.

Πίνακας 5.1: Κανόνες Ευρωκώδικα 8 για σχεδιασμό δοκών οπλισμένου σκυροδέματος

	DC H	DCM	DCL
"critical region" length	1.5h _w	h _w	
<i>Longitudinal bars (L):</i>			
ρ _{min} , tension side	0.5f _{ctm} /f _{yk}		0.26f _{ctm} /f _{yk} , 0.13% ⁽⁰⁾
ρ _{max} , critical regions ⁽¹⁾	ρ' + 0.0018f _{cd} /(μ _φ ε _{sv,d} f _{yd}) ⁽¹⁾		0.04
A _{s,min} , top & bottom	2Φ14 (328mm ²)	-	
A _{s,min} , top-span	A _{s,top-supports} /4	-	
A _{s,min} , critical regions bottom	0.5A _{s,top} ⁽²⁾		-
A _{s,min} , supports bottom	A _{s,bottom-span} /4 ⁽⁰⁾		
d _{bl} /h _c - bar crossing interior joint ⁽³⁾	$\leq \frac{6.25(1+0.8v_d)}{(1+0.75\frac{\rho'}{\rho_{max}})} \frac{f_{ctm}}{f_{yd}}$	$\leq \frac{7.5(1+0.8v_d)}{(1+0.5\frac{\rho'}{\rho_{max}})} \frac{f_{ctm}}{f_{yd}}$	-
d _{bl} /h _c - bar anchored at exterior joint ⁽³⁾	$\leq 6.25(1+0.8v_d) \frac{f_{ctm}}{f_{yd}}$	$\leq 7.5(1+0.8v_d) \frac{f_{ctm}}{f_{yd}}$	-
<i>Transverse bars (w):</i>			
(i) outside critical regions			
spacing s _w ≤	0.75d		
ρ _w ≥	0.08√(f _{ck} (MPa)/f _{yk} (MPa)) ⁽⁰⁾		
(ii) in critical regions:			
d _{bw} ≥	6mm		
spacing s _w ≤	6d _{bL} , $\frac{h_w}{4}$, 24d _{bw} , 175mm	8d _{bL} , $\frac{h_w}{4}$, 24d _{bw} , 225mm	-
<i>Shear design:</i>			
V _{Ed} , seismic ⁽⁴⁾	$1.2 \frac{\sum M_{Rb}}{l_{cl}} \pm V_{o,g+\psi_2q}$ ⁽⁴⁾	$\frac{\sum M_{Rb}}{l_{cl}} \pm V_{o,g+\psi_2q}$ ⁽⁴⁾	From the analysis for the "seismic design situation"
V _{Rd,max} seismic ⁽⁵⁾	As in EC2: V _{Rd,max} =0.3(1-f _{ck} (MPa)/250)b _w z _f c _d sin2δ ⁽⁵⁾ , with 1≤cotδ≤2.5		
V _{Rd,s} , outside critical regions ⁽⁵⁾	As in EC2: V _{Rd,s} =b _w zρ _w f _{ywd} cotδ ⁽⁵⁾ , with 1≤cotδ≤2.5		
V _{Rd,s} , critical regions ⁽⁵⁾	V _{Rd,s} =b _w zρ _w f _{ywd} (δ=45°)	As in EC2: V _{Rd,s} =b _w zρ _w f _{ywd} cotδ, with 1≤cotδ≤2.5	
If ζ≡V _{Emin} /V _{Emax} ⁽⁶⁾ <-0.5: inclined bars at angle ±α to beam axis, with cross-section A _s /direction	If V _{Emax} /(2+ζ)f _{ctd} b _w d>1: A _s =0.5V _{Emax} /f _{yd} sinα & stirrups for 0.5V _{Emax}		-

Στους παρακάτω πίνακες φαίνεται η όπλιση των δοκών σύμφωνα με τις διατάξεις που προαναφέρθηκαν. Ο πρώτος πίνακας αφορά τις δοκούς εκτός του story 12 που φαίνονται στον επόμενο πίνακα. Παρατηρείται μια υπερόπλιση κάποιων δοκών στο story 12 λόγω της παρουσίας των εφεδράνων.

Πίνακας 5.2: Οπλισμός δοκών από story1 μέχρι story11

ΟΠΛΙΣΜΟΣ ΔΟΚΩΝ			ΚΑΜΨΗ				ΣΤΡΕΨΗ	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	
ΟΝΟΜΑΣΙΑ	ΔΙΑΣΤΑΣΕΙΣ		ΑΚΡΟ		ΑΝΟΙΓΜΑ		ΠΕΡΙΜΕΤΡΙΚΑ	ΣΤΗΡΙΞΗ	ΑΝΟΙΓΜΑ
	ΜΗΚΟΣ(cm)	ΠΛΑΤΟΣ/ΥΨΟΣ (cm)	ΟΠΛΙΣΜΟΣ ΑΝΩ	ΟΠΛΙΣΜΟΣ ΚΑΤΩ	ΟΠΛΙΣΜΟΣ ΑΝΩ	ΟΠΛΙΣΜΟΣ ΚΑΤΩ	ΟΠΛΙΣΜΟΣ ΣΤΡΕΨΗΣ	ΣΥΝΔΕΤΗΡΕΣ ΑΚΡΟ	ΣΥΝΔΕΤΗΡΕΣ ΜΕΣΟ
2Δ1	335	20/60	2Φ18	1Φ20	2Φ18	2Φ20		Φ10/10	Φ10/10
2Δ2	467	30/80	2Φ18	2Φ20	2Φ22	2Φ20	2Φ12	Φ10/10	Φ10/12
2Δ3	700	30/80	2Φ25	3Φ20	2Φ25	4Φ20	2Φ12	Φ10/10	Φ10/12
2Δ4	586	30/55	2Φ25	4Φ20	2Φ25	4Φ20		Φ10/10	Φ10/15
2Δ4	353	30/55	6Φ20	4Φ20	2Φ18	4Φ20		Φ10/10	Φ10/15
2Δ5Α1	500	30/80	2Φ22	2Φ20	2Φ18	2Φ20	2Φ12	Φ12/10	Φ12/10
2Δ5Α2	279	30/80	3Φ22	2Φ20	2Φ25	3Φ20	2Φ12	Φ10/10	Φ10/15
2Δ6	1076	30/80	2Φ22	3Φ20	3Φ25	3Φ20	2Φ12	Φ12/10	Φ12/10
2Δ7	1035	30/80	2Φ25	2Φ20	2Φ25	2Φ25	2Φ12	Φ12/10	Φ12/10
2Δ8	1035	30/80	3Φ22	2Φ20	3Φ22	2Φ20	5Φ18	Φ12/10	Φ12/10
2Δ9	1075	30/80	3Φ22	2Φ25	4Φ22	2Φ25	5Φ18	Φ12/10	Φ12/10
2Δ10	424	30/60	2Φ25	4Φ20	3Φ22	4Φ20		Φ10/10	Φ10/10
2Δ11	180	30/60	2Φ18	2Φ20	2Φ22	2Φ20		Φ10/10	Φ10/10
2Δ12Α1	335	30/55	2Φ18	2Φ25	2Φ18	2Φ25		Φ10/10	Φ10/15
2Δ12Α2	335	30/55	2Φ18	2Φ25	2Φ18	2Φ25		Φ10/10	Φ10/15
2Δ13	220	25/60	3Φ22	4Φ20	2Φ25	4Φ20		Φ8/10	Φ8/10
2Δ14	431	25/55	2Φ25	2Φ25	2Φ25	2Φ25		Φ8/10	Φ8/15
2Δ15	431	30/60	2Φ22	2Φ25	2Φ25	2Φ25		Φ12/10	Φ12/15
2Δ18	500	35/80	3Φ25	2Φ25	3Φ22	2Φ25	2Φ12	Φ12/10	Φ12/10
2Δ19	190	30/60	2Φ18	2Φ20	2Φ18	2Φ25		Φ10/10	Φ10/10
2Δ20	388	30/55	1Φ18	1Φ20	2Φ18	2Φ20		Φ8/10	Φ8/15
2Δ21	700	30/60	3Φ22	2Φ20	2Φ25	2Φ25		Φ10/10	Φ10/15
2Δ22	1035	30/80	2Φ22	2Φ20	2Φ25	2Φ25	2Φ12	Φ10/10	Φ10/10
2Δ23	1035	30/80	3Φ25	2Φ25	4Φ25	4Φ20	2Φ12	Φ12/10	Φ12/10
2Δ24Α1	700	30/80	2Φ25	2Φ20	2Φ25	2Φ25	2Φ12	Φ10/10	Φ10/15
2Δ24Α2	490	30/80	2Φ25	2Φ20	2Φ25	2Φ25	2Φ12	Φ10/10	Φ10/15
2Δ24Α3	1035	30/80	2Φ25	2Φ20	3Φ22	2Φ25	2Φ12	Φ12/10	Φ12/10
2Δ25	700	30/60	2Φ22	1Φ20	2Φ22	2Φ20		Φ10/10	Φ10/15

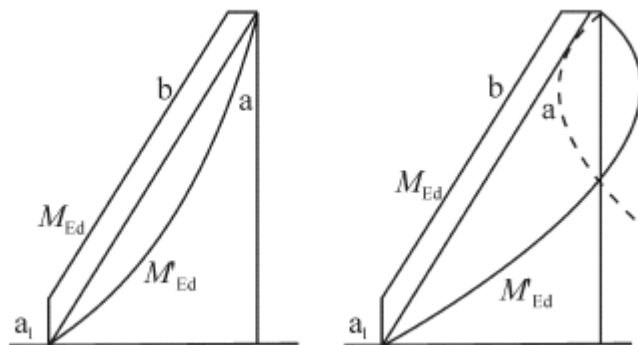
Πίνακας 5.3: Οπλισμός δοκών story12

ΟΠΛΙΣΜΟΣ ΔΟΚΩΝ			ΚΑΜΨΗ				ΣΤΡΕΨΗ	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	
ΟΝΟΜΑΣΙΑ	ΔΙΑΣΤΑΣΕΙΣ		ΑΚΡΟ		ΑΝΟΙΓΜΑ		ΠΕΡΙΜΕΤΡΙΚΑ	ΣΤΗΡΙΞΗ	ΑΝΟΙΓΜΑ
	ΜΗΚΟΣ(cm)	ΠΛΑΤΟΣ/ΥΨΟΣ (cm)	ΟΠΛΙΣΜΟΣ ΑΝΩ	ΟΠΛΙΣΜΟΣ ΚΑΤΩ	ΟΠΛΙΣΜΟΣ ΑΝΩ	ΟΠΛΙΣΜΟΣ ΚΑΤΩ	ΟΠΛΙΣΜΟΣ ΣΤΡΕΨΗΣ	ΣΥΝΔΕΤΗΡΕΣ ΑΚΡΟ	ΣΥΝΔΕΤΗΡΕΣ ΜΕΣΟ
12Δ1	490	30/60	2Φ18	2Φ18	2Φ18	2Φ20		Φ10/10	Φ10/15
12Δ2	985	50/100	4Φ25	6Φ25	4Φ52	6Φ25	6Φ16	2Φ12/10	2Φ12/10
12Δ3	825	30/60	3Φ18	3Φ20	3Φ18	3Φ20		Φ8/10	Φ8/15
12Δ4	225	25/60	2Φ18	2Φ20	3Φ18	2Φ20		Φ8/10	Φ8/10
12Δ5	190	30/60	2Φ18	2Φ20	2Φ18	3Φ20		Φ10/10	Φ10/10
12Δ6	180	40/240	2Φ18	7Φ25	7Φ25	7Φ25		Φ10/10	Φ10/10
12Δ7	348	30/60	2Φ22	2Φ25	2Φ22	2Φ25		Φ10/10	Φ10/15
12Δ8	361	30/55	2Φ22	2Φ20	2Φ22	2Φ25		Φ10/10	Φ10/15
12Δ9	425	30/175	4Φ22	3Φ25	4Φ22	3Φ25	6Φ16	Φ10/10	Φ10/15
12Δ10	415	30/60	2Φ25	2Φ20	4Φ20	2Φ25		Φ10/10	Φ10/15
12Δ11	162	40/155	4Φ20	4Φ25	4Φ20	4Φ25	6Φ16	2Φ12/10	2Φ12/10
12Δ12	335	20/60	1Φ18	1Φ20	2Φ18	2Φ20		Φ10/10	Φ10/10
12Δ13Α1	582	30/60	2Φ22	2Φ25	2Φ25	2Φ25		Φ10/10	Φ10/15
12Δ13Α2	353	30/60	2Φ22	2Φ25	2Φ25	2Φ25		Φ10/10	Φ10/15
12Δ14	220	25/60	2Φ18	1Φ20	2Φ18	2Φ20		Φ8/10	Φ8/10
12Δ15	220	25/60	1Φ18	1Φ20	2Φ18	2Φ20		Φ8/10	Φ8/10
12Δ16	360	30/80	2Φ18	2Φ20	3Φ18	3Φ20	2Φ16	Φ8/10	Φ8/15
12Δ17	335	35/80	2Φ22	4Φ20	3Φ18	4Φ20	2Φ16	Φ10/10	Φ10/10
12Δ18	1084	30/235	4Φ22	4Φ22	4Φ25	4Φ25	6Φ16	Φ12/10	Φ12/15
12Δ19	650	30/60	1Φ18	1Φ20	2Φ18	2Φ20		Φ10/10	Φ10/15
12Δ20	650	40/155	7Φ25	4Φ25	7Φ25	4Φ25	2Φ16	Φ12/10	Φ12/10
12Δ21	652	30/60	2Φ18	1Φ20	2Φ18	2Φ20		Φ8/10	Φ8/15
12Δ22	175	30/60	1Φ18	1Φ20	2Φ18	2Φ20		Φ10/10	Φ10/10
12Δ23	410	30/60	2Φ25	2Φ20	2Φ22	2Φ20		Φ12/10	Φ12/15
12Δ25	1035	40/240	2Φ25	6Φ25	3Φ22	6Φ25	6Φ16	Φ12/10	Φ12/15
12Δ26	1035	40/155	4Φ25	7Φ25	5Φ25	7Φ25	6Φ16	Φ12/10	Φ12/10
12Δ27	1085	30/235	4Φ25	4Φ25	4Φ25	4Φ25	6Φ16	Φ12/10	Φ12/15
12Δ28	1035	40/155	4Φ25	6Φ25	4Φ25	6Φ25	6Φ16	Φ12/10	Φ12/10
12Δ29	1020	40/170	5Φ25	5Φ25	5Φ25	6Φ25	2Φ16	Φ10/10	Φ10/10

5.1.4 Διαστασιολόγηση Τοιχώματων

5.1.4.1 Εισαγωγή

Η διαστασιολόγηση ενός τοιχώματος από σκυρόδεμα γίνεται σύμφωνα με τις διατάξεις του Ευρωκώδικα 2 και Ευρωκώδικα 8. Το τοίχωμα οπλίζεται ώστε να παραλαμβάνει τα εντατικά μεγέθη που το καταπονούν. Είναι υπέρ της ασφαλείας να θεωρηθεί ότι η κάμψη του τοιχώματος παραλαμβάνεται από τα σίδερα στα άκρα του και να τοποθετηθούν τα ελάχιστα σίδερα στον κορμό του. Επίσης για την αντοχή του τοιχώματος σε διάτμηση υπολογίζονται τα σίδερα του κορμού. Οι συνδετήρες στα άκρα του τοιχώματος χρησιμοποιούνται για την περίσφιγξη του κρυφοϋποστύλωματος ώστε να αναπτυχθεί εκεί πέρα παραμόρφωση μεγαλύτερη από την παραμόρφωση αστοχίας του σκυροδέματος που είναι 3,5 τοις χιλίοις. Το μήκος που θα συμβεί αυτό ονομάζεται l_c . Πρέπει να αναφερθεί ότι κάθε τοίχωμα οπλίστηκε με τα δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη και τις δυσμενέστερες κατασκευαστικές διατάξεις και συνεχίστηκε η ίδια όπλιση μέχρι την κορυφή του. Η όπλιση του τοιχώματος γίνεται με τέτοιο τρόπο ώστε να ανοίξει μία πλαστική άρθρωση στη βάση του. Για αυτό και το διάγραμμα ροπών σχεδιασμού καθ' ύψος του τοιχώματος πρέπει να προκύπτει από τη γραμμική περιβάλλουσα ροπών κάμψεως της ανάλυσης με κατακόρυφη μετατόπιση κατά μήκος μετάθεσης a_l .



Σχήμα 5.6: Περιβάλλουσα σχεδιασμού ροπών κάμψεως σε λιγυρά τοιχώματα

- M'_{ED} : Ροπή ανάλυσης
- M_{ED} : Ροπή σχεδιασμού
- $a_l = \max(l_w, h_s)$
- l_w : μήκος τοιχώματος
- h_s : Ύψος ορόφου

Προκειμένου να ληφθεί υπόψη η ενδεχόμενη αύξηση της τέμνουσας δύναμης βάσης ενός κύριου σεισμικού τοιχώματος μετά τη διαρροή, οι τέμνουσες δυνάμεις σχεδιασμού V_{Ed} σε όλο το ύψος υπολογίζονται ως:

$$\bullet V_{Ed} = V_{Ed} * \epsilon \quad (5.35)$$

$$\bullet E = 1,5 \text{ για ΚΠΜ} \quad (5.36)$$

5.1.4.2 Διατάξεις και Όπλιση Τοιχώματος

$$\bullet l_w / b_w \geq 4 \text{ για να θεωρηθεί τοίχωμα} \quad (5.37)$$

$$\bullet b_w: \text{ Πλάτος τοιχώματος}$$

$$\bullet b_w \leq \max(0,15m, h_s) \text{ για τον κορμό του τοιχώματος} \quad (5.38)$$

- Εάν $l_c > \max(2 b_w, 0,2 l_w)$ τότε $b_w \geq h_s/10$ αλλιώς $b_w \geq h_s/15$ (5.39)

- $v_d = N_{Ed}/(A_w f_{cd}) \leq 0,4$ για ΚΠΜ (5.40)

- N_{Ed} : Θλιπτική δύναμη σχεδιασμού τοιχώματος

- A_w : Εμβαδό διατομής τοιχώματος

- f_{cd} : Αντοχή Σχεδιασμού Σκυροδέματος

Κατακόρυφος οπλισμός κορμού:

- $\rho_{v,min} = 0,002$: ελάχιστο γεωμετρικό ποσοστό οπλισμού (5.41)

- $\rho_{v,max} = 0,04$: μέγιστο γεωμετρικό ποσοστό οπλισμού (5.42)

- $d_{bv,min} = 8\text{mm}$: ελάχιστη διάμετρος ράβδου χάλυβα (5.43)

- $s_{v,max} = 400\text{mm}$: μέγιστη απόσταση ράβδων για ΚΠΜ (5.44)

Οριζόντιος οπλισμός κορμού:

- $\rho_{h,min} = \max(0,001; 0,25\rho_v)$: ελάχιστο γεωμετρικό ποσοστό οπλισμού (5.45)

- $d_{bh,min} = 8\text{mm}$: ελάχιστη διάμετρος ράβδου χάλυβα (5.46)

- $d_{bh,max} = b_w/8$: μέγιστη διάμετρος ράβδου

- $s_{h,max} = 400\text{mm}$: μέγιστη απόσταση ράβδων για ΚΠΜ (5.47)

Ο κορμός οπλίζεται εκατέρωθεν με διπλό πλέγμα. Ο οριζόντιος οπλισμός κορμού τοποθετείται εξωτερικά του κατακόρυφου και αγκυρώνεται στο περισφιγμένο άκρο. Τα δύο κατακόρυφα πλέγματα συγκρατώνται με μονοσκελείς συνδετήρες $4\phi 8/\text{m}^2$ όψης.

Στα άκρα του τοιχώματος υποχρεωτικά διαμορφώνονται περισφιγμένα άκρα για τουλάχιστον ύψος h_{cr} για ΚΠΜ. Στην εργασία για χάρην απλότητας όλες οι διατομές οπλίστηκαν όπως την κρίσιμη.

- $h_{cr} = \max(l_w ; h_w/6; 2 l_w; \alpha h_s)$ (5.48)

- h_w : Συνολικό ύψος τοιχώματος

- $\alpha = 1$ για $n \leq 6$ ή $\alpha = 2$ $n \geq 7$ ορόφους (5.49)

- $l_c \geq \max(0,15 l_w ; 1,5 b_w)$ (5.50)

- Πρέπει $l_c \geq \chi_u(1 - \epsilon_{cu2}/\epsilon_{cu2,c})$ (5.51)

- $\chi_u = (v_d + \omega_v) l_w b_w / b_0$: μήκος θλίψης διατομής (5.52)

- ϵ_{cu2} : οριακή ανηγμένη παραμόρφωση σκυροδέματος (ισοδυναμεί με 0,0035)

- $\epsilon_{cu2,c}$: οριακή ανηγμένη παραμόρφωση περισφιγμένου σκυροδέματος

- $\epsilon_{cu2,c} = 0,0035 + 0,1\alpha\omega_{wd}$ (5.53)

- $\alpha = \alpha_n \alpha_s$: συντελεστής αποτελεσματικότητας περίσφιξης (5.54)

- $\alpha_n = 1 - \Sigma b_i^2 / 6b_0 h_0$ λαμβάνει υπόψη το πλήθος γωνιών συνδετήρα στη διατομή (5.55)

- $\alpha_s = (1 - s/2b_0)(1 - s/2h_0)$: λαμβάνει υπόψη την απόσταση s των συνδετήρων (5.56)

- b_i : απόσταση μεταξύ δύο διαδοχικών ράβδων που συγκρατούνται από συνδετήρες

- b_0 : πλάτος περισφιγμένου πυρήνα (έως τον άξονα των συνδετήρων)

- h_0 : ύψος περισφιγμένου πυρήνα (έως τον άξονα των συνδετήρων)

- ω_{wd} : (όγκος βρόγχων περίσφιξης)/(όγκος σκυρ/τος πυρήνα)* (f_{yd}/f_{cd}) (5.57)

- $\omega_v = A_{sv}/A_{c,κορμού} * (f_{yd,v}/f_{cd})$ (5.58)

- $A_{c,κορμού} = b_w(l_w + 2l_c)$ (5.59)

- $\epsilon_{syd} = f_{sd}/E = 500/1,15/200.000 = 0,00217$ (5.60)

Κατακόρυφος οπλισμός περισφιγμένου άκρου (ισχύουν οι διατάξεις κρίσιμης περιοχής υποστρωμάτων):

- $\rho_{\min} = 0,005$: ελάχιστο γεωμετρικό ποσοστό οπλισμού (5.61)

- $\rho_{\max} = 0,04$: μέγιστο γεωμετρικό ποσοστό οπλισμού (5.62)

- Απόσταση ράβδων σε γωνία συνδετήρα: 200mm ΚΠΜ (5.63)

Για τους συνδετήρες του περισφιγμένου άκρου ισχύουν πάλι οι διατάξεις του υποστυλώματος στην κρίσιμη περιοχή. Η διαφορά είναι ότι τώρα οι συνδετήρες υπολογίζονται μόνο για την περισφιγξη γιατί όπως αναφέρθηκε τη διάτμηση την αναλαμβάνουν οι οριζόντιοι οπλισμοί κορμού. Οι διατάξεις που ισχύουν είναι:

- $d_{bw, \min} = 8\text{mm}$: ελάχιστη διάμετρος ράβδου χάλυβα (5.64)

- $s_{h, \max} = \min(8d_{bL}; b_o/2, 175\text{mm})$ για ΚΠΜ (5.65)

- Πρέπει $\alpha\omega_{wd} \geq 30\mu_{\phi}(v_d + \omega_v)\epsilon_{syd}b_w/b_o - 0,035$ (5.66)

- $\mu_{\phi} = 2q_o - 1$ για $T_1 > T_c$ (5.60)

- $\omega_{wd} \geq 0,08$ για ΚΠΜ (5.61)

Η διαστασιολόγηση σε κάμψη και διάτμηση γίνεται όπως σε ένα υποστύλωμα στον Ευρωκώδικα 2:

- $h = l_w$ (5.67)

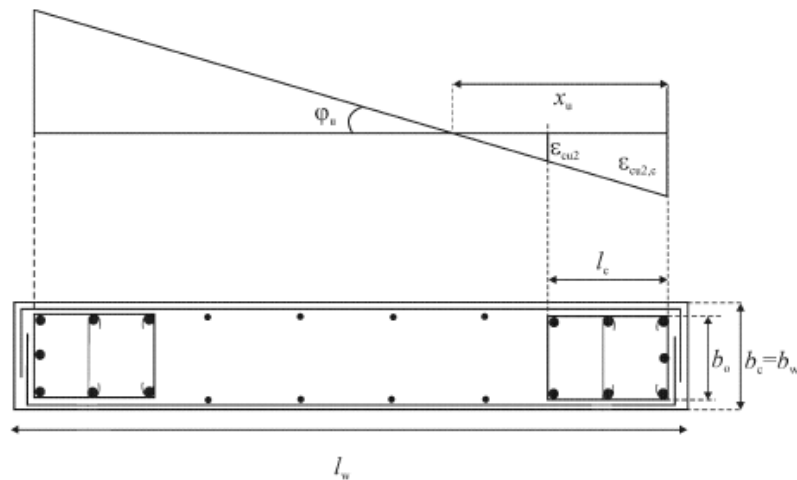
- $b = b_w$ (5.68)

- $d_1 = l_c$ (5.69)

- $d = l_w - d_1$ (5.70)

Υπολογίζεται έτσι το $A_{stot} = A_{s\acute{\alpha}κρον}$ για την κάμψη. Στον κορμό τοποθετούνται τα ελάχιστα κατακόρυφα.

Υπολογίζεται έτσι το A_{sh}/s . Οι συνδετήρες στα άκρα όπως προαναφέρθηκε υπολογίζονται για την περισφιγξη.



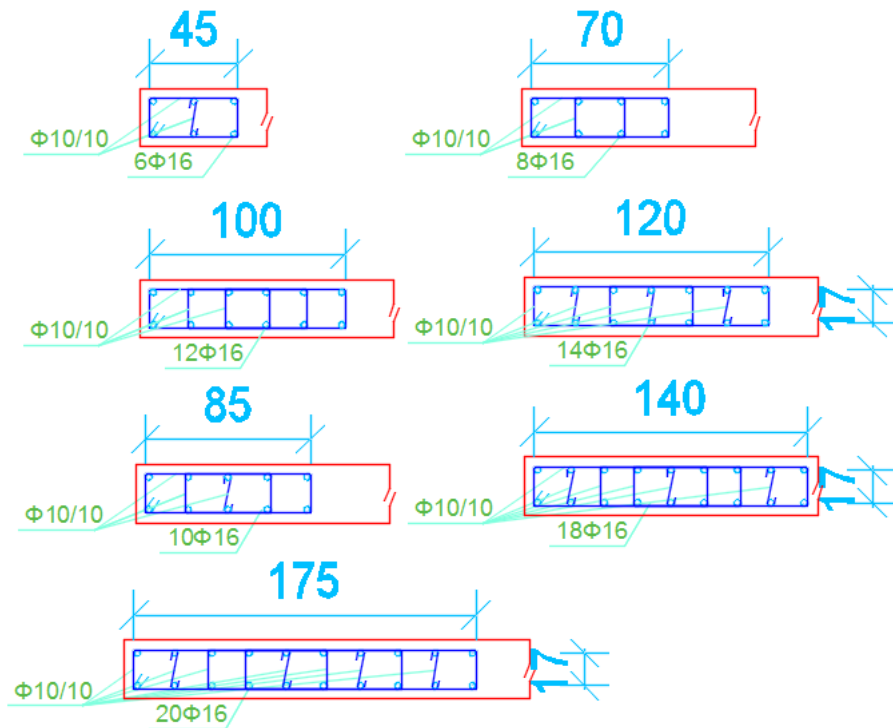
Σχήμα 5.7: Περισφιγμένο στοιχείο άκρου τοιχώματος

Παρακάτω φαίνονται σε πίνακες οι οπλισμοί κάθε τοιχώματος όπως προέκυψαν ύστερα από τους παραπάνω οπλισμούς.

Πίνακας 5.4: Οπλισμοί τοιχομάτων

ΟΠΛΙΣΜΟΣ ΤΟΙΧΩΜΑΤΩΝ					
ΟΝΟΜΑΣΙΑ	ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΑ		ΟΡΙΖΟΝΤΙΑ		lc(m)
	ΚΟΡΜΟΣ	ΑΚΡΟ	ΚΟΡΜΟΣ	ΑΚΡΟ	
P 1	2φ8/16	6φ16	2φ8/25	φ10/10	0,45
P 1.2	2φ8/16	6φ16	2φ8/25	φ10/10	0,45
P 2	2φ8/16	6φ16	2φ8/25	φ10/10	0,45
P 3	2φ8/16	6φ16	2φ8/25	φ10/10	0,45
P 4	2φ8/16	6φ16	2φ8/25	φ10/10	0,45
P 5	2φ8/16	8φ16	2φ8/25	φ10/10	0,7
P 5.1	2φ8/16	8φ16	2φ8/25	φ10/10	0,7
P 6	2φ8/16	8φ16	2φ10/12	φ10/10	0,7
P 6.1	2φ8/16	8φ16	2φ8/25	φ10/10	0,7
P 6.2	2φ8/16	6φ16	2φ8/25	φ10/10	0,45
P 7	2φ8/16	8φ16	2φ14/10	φ10/10	0,7
P 8	2φ8/16	8φ16	2φ14/10	φ10/10	0,7
P 9	2φ8/16	8φ16	2φ10/16	φ10/10	0,7
P 10	2φ8/16	8φ16	2φ8/25	φ10/10	0,7
P 11	2φ8/16	6φ16	2φ8/25	φ10/10	0,45
P 12	2φ8/16	10φ16	2φ10/16	φ10/10	0,85
P 12.2	2φ8/16	8φ16	2φ8/25	φ10/10	0,7
P 13	2φ8/16	8φ16	2φ8/25	φ10/10	0,7
P 14	2φ8/16	8φ16	2φ8/25	φ10/10	0,7
P 15	2φ8/16	12φ16	2φ14/12	φ10/10	1
P 15.2	2φ8/16	8φ16	2φ8/25	φ10/10	0,7
P 16	2φ8/16	14φ16	2φ8/25	φ10/10	1,2
P 17	2φ8/16	12φ16	2φ8/25	φ10/10	1
P 18	2φ8/16	10φ16	2φ12/14	φ10/10	0,85
P 19	2φ8/16	10φ16	2φ10/20	φ10/10	0,85
P 20	2φ8/16	10φ16	2φ14/10	φ10/10	0,85
P 21	2φ8/16	8φ16	2φ8/25	φ10/10	0,7
P 22	2φ8/16	6φ16	2φ8/25	φ10/10	0,45
P 23	2φ8/16	20φ16	2φ8/25	φ10/10	1,75
P 24	2φ8/16	6φ16	2φ12/14	φ10/10	0,45
P 25	2φ8/16	10φ16	2φ10/10	φ10/10	0,85
P 26	2φ8/16	6φ16	2φ14/6	φ10/10	0,45
P 27	2φ8/16	10φ16	2φ8/16	φ10/10	0,85
P 28	2φ8/16	14φ16	2φ8/25	φ10/10	1,2
P 29	2φ8/16	20φ16	2φ8/25	φ10/10	1,75
P 30	2φ8/16	18φ16	2φ8/25	φ10/10	1,4
P 31	2φ8/16	8φ16	2φ8/10	φ10/10	0,7
P 31.1	2φ8/16	8φ16	2φ8/25	φ10/10	0,7
P 32	2φ8/16	10φ16	2φ8/10	φ10/10	0,85
P 33	2φ8/16	8φ16	2φ10/25	φ10/10	0,7
P 34	2φ8/16	14φ16	2φ14/12	φ10/10	1,2
P 34.1	2φ8/16	8φ16	2φ8/25	φ10/10	0,7

Προέκυψαν 7 διαφορετικά μήκη lc. Ο τρόπος με τον οποίο έγινε η όπλιση τους φαίνεται στην παρακάτω εικόνα. Στην εικόνα φαίνονται μόνο τα άκρα καθώς στον κορμό είναι απλή σχάρα με τον οπλισμό και τις αποστάσεις που αναγράφονται στον πίνακα. Οι κατακόρυφοι οπλισμοί του κορμού θα πρέπει να συγκρατούνται με 4φ8/m² όψης.



Σχήμα 5.8: Περισφιγμένα άκρα

5.1.5 Έλεγχος περιορισμού σχετικής παραμόρφωσης

Ο έλεγχος αυτός έχει σκοπό να περιορίσει τις τυχόν βλάβες που θα προκύψουν σε μη φέροντα στοιχεία αν η σχετική παραμόρφωση κάθε ορόφου υπερβεί μια τιμή. για τον έλεγχο αυτό χρησιμοποιήθηκε το ελαστικό φάσμα του Ευρωκώδικα 8 για να βρεθούν οι μέγιστες μετατοπίσεις κάθε ορόφου. Ο τύπος που δίνει ο κανονισμός είναι ο εξής:

- $d_r v \leq 0,005h$ (5.71)
- d_r : τιμή σχεδιασμού σχετικής παραμόρφωσης ορόφου
- v : συντελεστής μείωσης που λαμβάνει υπόψη τη μικρότερη περίοδο επαναφοράς της σεισμικής δράσης που συνδέεται με την απαίτηση περιορισμού βλαβών. Για κατηγορία σπουδαιότητας 3 λαμβάνεται 0,4
- h : ύψος ορόφου

Πίνακας 5.5: Έλεγχος περιορισμού σχετικής παραμόρφωσης κτίριο Α

ΚΤΙΡΙΟ Α							
	ΣΕΙΣΜΟΣ ΚΑΤΑ Χ				ΣΕΙΣΜΟΣ ΚΑΤΑ Υ		
	Ux (mm)	ΟΡΟΦΟΣ	dr*v/h	max	Uy (mm)	ΟΡΟΦΟΣ	dr*v/h
Story 12	266,4	10ος	0,002	0,005	178,824	10ος	0,0003
Story 11	238,032	9ος	0,002	0,005	175,632	9ος	0,001
Story 10	219,336	8ος	0,002	0,005	167,856	8ος	0,001
Story 9	199,128	7ος	0,003	0,005	156,528	7ος	0,002
Story 8	177,096	6ος	0,003	0,005	142,2	6ος	0,002
Story 7	152,544	5ος	0,003	0,005	125,16	5ος	0,002
Story 6	127,2	4ος	0,003	0,005	105,72	4ος	0,002
Story 5	100,8	3ος	0,003	0,005	84,24	3ος	0,003
Story 4	73,728	2ος	0,003	0,005	61,344	2ος	0,003
Story 3	48,6	1ος	0,003	0,005	38,28	1ος	0,002
Story 2	25,44	ημιόροφος	0,002	0,005	17,472	ημιόροφος	0,002
Story 1	7,896	ισόγειο	0,001	0,005	4,08	ισόγειο	0,000

Πίνακας 5.6: Έλεγχος περιορισμού σχετικής παραμόρφωσης κτίριο Β

ΚΤΙΡΙΟ Β								
	ΣΕΙΣΜΟΣ ΚΑΤΑ Χ				ΣΕΙΣΜΟΣ ΚΑΤΑ Υ			
	Ux (mm)	ΟΡΟΦΟΣ	dr*v/h	max	Uy (mm)	ΟΡΟΦΟΣ	dr*v/h	max
Story 12	233,904	10ος	0,002	0,005	166,416	10ος	0,002	0,005
Story 11	208,68	9ος	0,002	0,005	147,192	9ος	0,002	0,005
Story 10	191,352	8ος	0,002	0,005	133,32	8ος	0,002	0,005
Story 9	172,8	7ος	0,002	0,005	118,416	7ος	0,002	0,005
Story 8	152,232	6ος	0,002	0,005	102,48	6ος	0,002	0,005
Story 7	133,776	5ος	0,003	0,005	85,8	5ος	0,002	0,005
Story 6	107,808	4ος	0,003	0,005	68,784	4ος	0,002	0,005
Story 5	84,576	3ος	0,003	0,005	52,032	3ος	0,002	0,005
Story 4	61,44	2ος	0,003	0,005	36,1176	2ος	0,002	0,005
Story 3	39,552	1ος	0,002	0,005	22,032	1ος	0,001	0,005
Story 2	20,4	ημιόροφος	0,002	0,005	13,368	ημιόροφος	0,001	0,005
Story 1	6,648	ισόγειο	0,0008	0,005	3,24	ισόγειο	0,0004	0,005

5.2 Διαστασιολόγηση Σύμμικτου Ενιαίου Ορόφου

5.2.1 Έλεγχοι Σε ΟΚΑ

5.2.1.1 Κατάταξη διατομών

Πίνακας 5.7: Κατάταξη εσωτερικών θλιβόμενων τμημάτων

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

Πίνακας 5.8: Κατάταξη Προεξέχοντων τμημάτων

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	$c/t \leq 9\epsilon$	$c/t \leq \frac{9\epsilon}{\alpha}$		$c/t \leq \frac{9\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$		
2	$c/t \leq 10\epsilon$	$c/t \leq \frac{10\epsilon}{\alpha}$		$c/t \leq \frac{10\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$		
Κατανομή τάσεων στα τμήματα (θλίψη θετική)						
3	$c/t \leq 14\epsilon$	$c/t \leq 21\epsilon\sqrt{k_\sigma}$				
$\epsilon = \sqrt{235/f_y}$	f_y	235	275	355	420	460
	ϵ	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71

5.2.1.2 Έλεγχος σε αξονικό εφελκυσμό

Η τιμή σχεδιασμού της εφελκυστικής δύναμης N_{Ed} σε κάθε διατομή πρέπει να ικανοποιεί:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} \leq 1 \quad (5.72)$$

Όπου $N_{t,Rd}$ η εφελκυστική αντοχή σχεδιασμού της διατομής. Για διατομές με οπές η αντοχή σχεδιασμού σε εφελκυσμό $N_{t,Rd}$ πρέπει να λαμβάνεται ως η μικρότερη από:

α) την πλαστική αντοχή σχεδιασμού της ολικής διατομής

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} \quad (5.73)$$

β) την οριακή αντοχή σχεδιασμού της καθαρής διατομής στις θέσεις με οπές κοχλιών

$$N_{u,Rd} = \frac{0,9 \times A \times f_u}{\gamma_{M2}} \quad (5.74)$$

5.2.1.3 Έλεγχος σε αξονική θλίψη

Η τιμή σχεδιασμού της θλιπτικής δύναμης N_{Ed} σε κάθε διατομή πρέπει να ικανοποιεί:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} \leq 1 \quad (5.75)$$

Η αντοχή σχεδιασμού της διατομής για ομοιόμορφα επιβεβλημένη θλίψη $N_{c,Rd}$ πρέπει να καθορίζεται όπως παρακάτω:

$$N_{c,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{για διατομές κατηγορίας 1,2,3} \quad (5.76)$$

$$N_{c,Rd} = \frac{A_{eff} \times f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{για διατομές κατηγορίας 4} \quad (5.77)$$

5.2.1.4 Έλεγχος σε Διάτμηση ανά άξονα

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

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1 \quad (5.78)$$

όπου

$V_{c,Rd}$ είναι η αντοχή σχεδιασμού σε τέμνουσα. Για πλαστικό σχεδιασμό $V_{c,Rd}$ είναι η πλαστική διατμητική αντοχή $V_{pl,Rd}$ η οποία για απουσία στρέψης δίνεται από τη σχέση:

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v \times (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} \quad (5.79)$$

όπου

A_v είναι η επιφάνεια διάτμησης

Για ελαστικό σχεδιασμό $V_{c,Rd}$ είναι η ελαστική διατμητική αντοχή $V_{el,Rd}$. Για έλεγχο της ελαστικής αντοχής σχεδιασμού σε τέμνουσα $V_{c,Rd}$ μπορεί να χρησιμοποιηθεί το παρακάτω κριτήριο για ένα κρίσιμο σημείο της διατομής:

$$\frac{\tau_{Ed}}{f_y / (\sqrt{3} \times \gamma_{M0})} \leq 1 \quad (5.80)$$

όπου τ_{Ed} μπορεί να λαμβάνεται από:

$$\tau_{Ed} = \frac{V_{Ed} \times S}{I \times t} \quad (5.81)$$

όπου

V_{Ed} είναι η τιμή σχεδιασμού της διατμητικής δύναμης

S είναι η στατική ροπή αδρανείας πάνω από το εξεταζόμενο σημείο

I είναι η ροπή αδρανείας ολόκληρης της διατομής t είναι το πάχος στο υπό εξέταση σημείο.

5.2.1.5 Έλεγχος σε Κάμψη ανά άξονα

Η τιμή σχεδιασμού της ροπής κάμψης M_{Ed} σε κάθε διατομή πρέπει να ικανοποιεί:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1 \quad (5.82)$$

Η αντοχή σχεδιασμού για κάμψη $M_{c,Rd}$ περί ένα κύριο άξονα μιας διατομής καθορίζεται ως εξής:

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{για διατομές κατηγορίας 1,2} \quad (5.83)$$

$$M_{c,Rd} = M_{el,Rd} = \frac{W_{el,min} \times f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{για διατομές κατηγορίας 3} \quad (5.84)$$

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{eff,min} \times f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{για διατομές κατηγορίας 4} \quad (5.85)$$

Όπου $W_{eff,min}$ και $W_{eff,min}$ αντιστοιχούν στην ίνα με τη μεγαλύτερη ελαστική τάση.

5.2.1.6 Έλεγχος σε Κάμψη με ταυτόχρονη δράση τέμνουσας

Όταν υπάρχει διατμητική δύναμη πρέπει να γίνεται πρόβλεψη για την επίδρασή της στη ροπή αντοχής. Όπου η διατμητική δύναμη είναι μικρότερη από τη μισή πλαστική διατμητική αντοχή, η επίδρασή της στη ροπή αντοχής μπορεί να αγνοείται εκτός από εκεί όπου ο λυγισμός λόγω τέμνουσας μειώνει την αντοχή της διατομής. Διαφορετικά, η μειωμένη ροπή αντοχής πρέπει να λαμβάνεται ως η αντοχή σχεδιασμού της διατομής, υπολογισμένη χρησιμοποιώντας μειωμένη αντοχή $(1-\rho)f_y$ για την επιφάνεια διάτμησης όπου:

$$\rho = \left(\frac{2 \times V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} - 1 \right)^2 \quad (5.86)$$

Εναλλακτικώς η μειωμένη πλαστική ροπή αντοχής που λαμβάνει υπόψη τη διάτμηση, μπορεί να λαμβάνεται για I-διατομές με ίσα πέλματα και κάμψη περί τον ισχυρό άξονα ως εξής:

$$M_{y,V,Rd} = \frac{\left[W_{pl,y} - \left(\frac{\rho \times A_w^2}{4 \times t_w} \right) \right] \times f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{αλλά} \quad M_{y,V,Rd} \leq M_{y,c,Rd} \quad (5.87)$$

Όπου $M_{y,c,Rd}$ η αντοχή σχεδιασμού σε κάμψη και $A_w = h_w \times t_w$

5.2.1.7 Έλεγχος σε Κάμψη με ταυτόχρονη παρουσία Αξονικής Δύναμης

Α) Διατομές κατηγορίας 1,2

Όπου υπάρχει αξονική δύναμη, πρέπει να γίνεται πρόβλεψη για την επίδρασή της στην πλαστική ροπή αντοχής. Για διατομές κατηγορίας 1 και 2, πρέπει να ικανοποιείται το παρακάτω κριτήριο:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{N,Rd}} \leq 1 \quad (5.88)$$

όπου $M_{N,Rd}$ είναι η πλαστική ροπή αντοχής μειωμένη λόγω της αξονικής δύναμης N_{Ed} . Διακρίνουμε τις παρακάτω περιπτώσεις:

- Για μια τετραγωνική συμπαγή διατομή χωρίς οπές κοχλιών το $M_{N,Rd}$ πρέπει να λαμβάνεται ως:

$$M_{N,Rd} = M_{pl,Rd} \times \left[1 + \left(\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} \right)^2 \right] \quad (5.89)$$

- Για διατομές διπλής συμμετρίας I και H ή άλλες διατομές με πέλματα, δεν χρειάζεται να γίνει πρόβλεψη για την επίδραση της αξονικής δύναμης στην πλαστική ροπή αντοχής περί τον άξονα y-y όταν ικανοποιούνται και τα δύο παρακάτω κριτήρια:

$$N_{Ed} \leq 0,25 \times N_{pl,Rd} \quad (5.90)$$

$$\text{και } N_{Ed} \leq \frac{0,5 \times h_w \times t_w \times f_y}{\gamma_{M0}} \quad (5.91)$$

- Για διατομές διπλής συμμετρίας I και H, δεν χρειάζεται να γίνει πρόβλεψη για την επίδραση της αξονικής δύναμης στην πλαστική ροπή αντοχής περί τον άξονα z-z όταν:

$$N_{Ed} \leq \frac{h_w \times t_w \times f_y}{\gamma_{M0}} \quad (5.92)$$

- Για διατομές, όπου οι οπές κοχλιών δεν λαμβάνονται υπόψη, οι παρακάτω προσεγγίσεις μπορούν να χρησιμοποιούνται για ελατές διατομές I ή H και για συγκολλητές διατομές I ή H με ίσα πέλματα:

$$M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd} \times \frac{1-n}{1-0,5 \times a} \quad \text{αλλά } M_{N,y,Rd} \leq M_{pl,y,Rd} \quad (5.93)$$

$$\text{Για } n \leq a: M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd} \quad (5.94)$$

$$\text{Για } n \geq a: M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd} \left[1 - \left(\frac{n-a}{1-a} \right)^2 \right] \quad (5.95)$$

$$\text{όπου } n = \frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} \quad (5.96)$$

$$\text{και } a = \frac{(A - 2 \times b \times t_f)}{A} \quad \text{αλλά } a \leq 0,5 \quad (5.97)$$

- Για διατομές όπου οι οπές κοχλιών δεν λαμβάνονται υπόψη, οι παρακάτω προσεγγίσεις μπορούν να χρησιμοποιούνται για κοίλες ορθογωνικές διατομές σταθερού πάχους και για συγκολλητές κλειστές διατομές με ίσα πέλματα και ίσους κορμούς:

$$M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd} \times \frac{1-n}{1-0,5 \times a_w} \quad \text{αλλά } M_{N,y,Rd} \leq M_{pl,y,Rd} \quad (5.98)$$

$$M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd} \times \frac{1-n}{1-0,5 \times a_f} \quad \text{αλλά } M_{N,z,Rd} \leq M_{pl,z,Rd} \quad (5.99)$$

$$\text{όπου } a_w = \frac{(A - 2 \times b \times t)}{A} \text{ αλλά } a_w \leq 0,5 \text{ για κοίλες διατομές} \quad (5.100)$$

$$a_w = \frac{(A - 2 \times b \times t_f)}{A} \text{ αλλά } a_w \leq 0,5 \text{ για συγκολλητές κλειστές διατομές} \quad (5.101)$$

$$a_f = \frac{(A - 2 \times b \times t)}{A} \text{ αλλά } a_f \leq 0,5 \text{ για κοίλες διατομές} \quad (5.102)$$

$$a_f = \frac{(A - 2 \times b \times t_w)}{A} \text{ αλλά } a_f \leq 0,5 \text{ για συγκολλητές κλειστές διατομές} \quad (5.103)$$

5.2.1.8 Έλεγχος σε διαξονική Κάμψη με ταυτόχρονη Παρουσία Αξονικής Δύναμης

Για διαξονική κάμψη μπορεί να χρησιμοποιείται το παρακάτω κριτήριο:

$$\left[\frac{M_{y,Ed}}{M_{N,y,Rd}} \right]^a + \left[\frac{M_{z,Ed}}{M_{N,z,Rd}} \right]^\beta \leq 1 \quad (5.104)$$

στο οποίο a και β είναι σταθερές, που συντηρητικά μπορούν να λαμβάνονται ως μονάδα, ή αλλιώς ως εξής:

για διατομές I και H: $a = 2$ και $\beta = 5 \times n$ αλλά $\beta \leq 1$

για κοίλες κυκλικές διατομές: $a = 2$ και $\beta = 2$

για κοίλες ορθογωνικές διατομές: $a = \beta = 1,66 / (1 - 1,13n^2)$ αλλά $a = \beta \leq 6$

5.2.1.9 Κάμψη, Διάτμηση και Αξονική Δύναμη

Όπου τέμνουσα και αξονική δύναμη είναι παρούσες, πρέπει να γίνεται πρόβλεψη για την επίδραση τόσο της τέμνουσας όσο και της αξονικής δύναμης στη ροπή αντοχής. Η απομείωση της ροπής αντοχής γίνεται πρώτα για την τέμνουσα (όταν το V_{Ed} υπερβαίνει το 50% της $V_{pl,Rd}$) και κατόπιν για την αξονική δύναμη.

5.2.1.10 Έλεγχος Καμπτικού Λυγισμού (υπό θλιψη)

Από δω και πέρα αρχίζουν οι έλεγχοι μέλους ενώ μέχρι τώρα οι προηγούμενοι έλεγχοι αναφέρονταν σε διατομή. 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. Ένα θλιβόμενο μέλος πρέπει να ελέγχεται έναντι λυγισμού ως εξής:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1 \quad (5.105)$$

όπου N_{Ed} είναι η τιμή σχεδιασμού της θλιπτικής δύναμης και $N_{b,Rd}$ είναι η αντοχή του

θλιβόμενου μέλους σε λυγισμό

Η αντοχή ενός θλιβόμενου μέλους σε λυγισμό πρέπει να λαμβάνεται ως:

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \times A \times f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{για διατομές κατηγορίας 1,2,3} \quad (5.106)$$

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \times A_{eff} \times f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{για διατομές κατηγορίας 4} \quad (5.107)$$

όπου χ είναι ο μειωτικός συντελεστής για την αντίστοιχη μορφή λυγισμού.

Σε μέλη υπό αξονική θλίψη, η τιμή του χ για την κατάλληλη ανηγμένη λυγηρότητα $\bar{\lambda}$ πρέπει να καθορίζεται από την αντίστοιχη καμπύλη λυγισμού σύμφωνα με τη σχέση:

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \quad \text{αλλά } \chi \leq 1 \quad (5.108)$$

όπου

$$\Phi = 0,5[1 + a(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2] \quad (5.109)$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \times f_y}{N_{cr}}} = \frac{L_{cr}}{i} \frac{1}{\lambda_1} \quad \text{για διατομές κατηγορίας 1,2,3} \quad (5.110)$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A_{eff} \times f_y}{N_{cr}}} = \frac{L_{cr}}{i} \frac{\sqrt{A_{eff}/A}}{\lambda_1} \quad \text{για διατομές κατηγορίας 4} \quad (5.111)$$

$N_{cr} = \pi^2 EI / L_{cr}^2$ είναι το ελαστικό κρίσιμο φορτίο για την αντίστοιχη μορφή

λυγισμού βασισμένο στις ιδιότητες της πλήρους διατομής.

L_{cr} είναι το μήκος λυγισμού στο υπό θεώρηση επίπεδο λυγισμού

$N_{cr} = \pi^2 EI / L_{cr}^2$ είναι η ακτίνα αδρανείας περί τον αντίστοιχο άξονα, υπολογιζόμενη χρησιμοποιώντας τις ιδιότητες της πλήρους διατομής

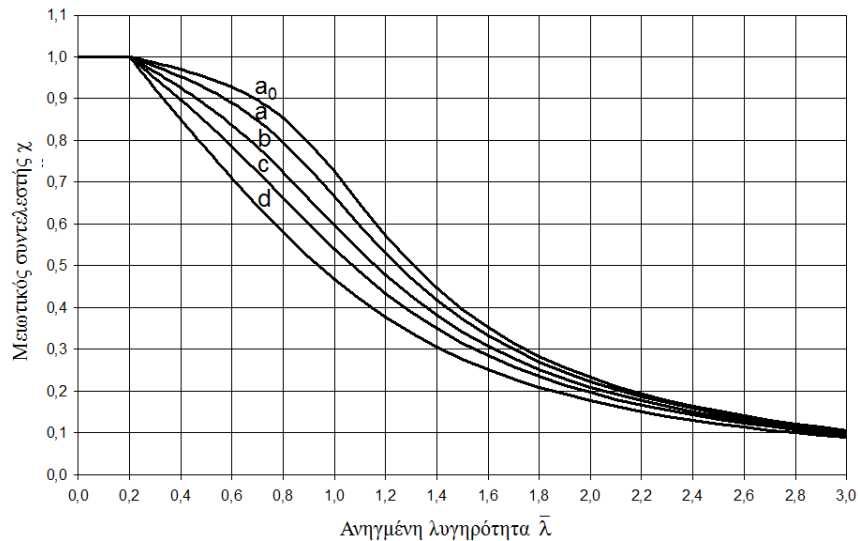
$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93,9\varepsilon \quad (5.112)$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \quad (5.113)$$

α είναι ένας συντελεστής ατελειών

Πίνακας 5.9: Συντελεστές ατελειών για καμπύλες λυγισμού.

Καμπύλη λυγισμού	a_0	a	b	c	d
Συντελεστής ατελειών α	0,13	0,21	0,34	0,49	0,76



Σχήμα 5.9: Καμπύλες λυγισμού.

Τέλος, για λυγηρότητα $\bar{\lambda} \leq 0,2$ ή για $N_{Ed}/N_{cr} \leq 0,04$ οι επιδράσεις του λυγισμού μπορούν να αγνοούνται και να εφαρμόζονται μόνο έλεγχοι διατομών.

5.2.1.11 Έλεγχος έναντι Στρεπτοκαμπτικού Λυγισμού (υπό κάμψη)

Μία πλευρικά μη προστατευμένη δοκός που υπόκειται σε κάμψη περί τον ισχυρό άξονα πρέπει να ελέγχεται έναντι στρεπτοκαμπτικού λυγισμού ως εξής:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1 \quad (5.114)$$

όπου

M_{Ed} είναι η τιμή σχεδιασμού της ροπής

$M_{b,Rd}$ είναι η ροπή αντοχής σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό.

Δοκοί με ικανοποιητική πλευρική στήριξη στα θλιβόμενα πέλματα δεν είναι ευαίσθητες σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό. Επιπρόσθετα, δοκοί με κάποιους τύπους διατομών, όπως τετραγωνικές ή κυκλικές κοίλες διατομές, κατασκευασμένοι κυκλικοί σωλήνες ή τετραγωνικές κιβωτιοειδείς διατομές δεν είναι ευαίσθητες σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό.

Η ροπή αντοχής σε λυγισμό μιας πλευρικά μη προστατευμένης δοκού πρέπει να λαμβάνεται ως:

$$M_{b,Rd} = \frac{\chi_{LT} \times W_y \times f_y}{\gamma_{M0}} \quad (5.115)$$

όπου

W_y είναι η κατάλληλη ροπή αντίστασης της διατομής ως εξής:

$$W_y = W_{pl,y} \quad \text{για διατομές κατηγορίας 1,2} \quad (5.116)$$

$$W_y = W_{el,y} \quad \text{για διατομές κατηγορίας 3} \quad (5.117)$$

$$W_y = W_{eff,y} \quad \text{για διατομές κατηγορίας 4} \quad (5.118)$$

χ_{LT} είναι ο μειωτικός συντελεστής για στρεπτοκαμπτικό λυγισμό

Στον καθορισμό του W_y δεν χρειάζεται να λαμβάνονται υπόψη σπές για κοχλίες στην άκρη της δοκού. Εκτός εάν ορίζεται διαφορετικά, για καμπτόμενα μέλη σταθερής διατομής, η τιμή του χ_{LT} για την αντίστοιχη ανηγμένη λυγηρότητα $\bar{\lambda}_{LT}$, πρέπει να καθορίζεται από:

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} \quad \text{αλλά } \chi_{LT} \leq 1 \quad (5.119)$$

όπου

$$\Phi_{LT} = 0,5 \left[1 + a_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right] \quad (5.120)$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y \times f_y}{M_{cr}}} \quad (5.121)$$

a_{LT} είναι συντελεστής ατελειών

M_{cr} είναι η ελαστική κρίσιμη ροπή στρεπτοκαμπτικού λυγισμού

Η M_{cr} βασίζεται στις ιδιότητες της πλήρους διατομής και λαμβάνει υπόψη τις συνθήκες φορτίσεως, την πραγματική κατανομή της ροπής και τις πλευρικές δεσμεύσεις. 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:

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 EI_z}{(kL_T)^2} \left\{ \left[\left[\frac{k}{k_w} \right]^2 \frac{I_w}{I_z} + \frac{(kL_T)^2 GI_T}{\pi^2 EI_z} + (C_2 z_g - C_3 z_j)^2 \right]^{0,5} - (C_2 z_g - C_3 z_j) \right\} \quad (5.122)$$

Πίνακας 5.10: Συντελεστές ατελειών για καμπύλες στρεπτοκαμπτικού λυγισμού.

Καμπύλη λυγισμού	a	b	c	d
Συντελεστής ατελειών a_{LT}	0,21	0,34	0,49	0,76

Πίνακας 5.11: Καμπύλη στρεπτοκαμπτικού λυγισμού.

Διατομή	Όρια	Καμπύλη λυγισμού
Ελατές διατομές I	$h/b \leq 2$	a
	$h/b > 2$	b
Συγκολλητές διατομές I	$h/b \leq 2$	c
	$h/b > 2$	d
Άλλες διατομές	-	d

Τέλος, για λυγηρότητα $\bar{\lambda}_{LT} \leq 0,2$ ή για $M_{Ed}/M_{cr} \leq 0,04$ οι επιδράσεις του στρεπτοκαμπτικού λυγισμού μπορούν να αγνοούνται και να εφαρμόζονται μόνο έλεγχοι διατομών.

5.2.1.12 Έλεγχος έναντι Στρεπτοκαμπτικού Λυγισμού υπό Κάμψη και Θλίψη

Μέλη που υπόκεινται σε συνδυασμένη κάμψη και θλίψη πρέπει να ικανοποιούν:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} M_{y,Rk}} + k_{yz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{M_{z,Rk}} \leq 1 \quad (5.123)$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} M_{y,Rk}} + k_{zz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{M_{z,Rk}} \leq 1 \quad (5.124)$$

όπου $\Delta M_{y,Ed}$, $\Delta M_{z,Ed}$ ροπές λόγω μετατόπισης του κεντροβαρικού άξονα (μόνο για διατομές κατηγορίας 4)

5.2.2 Έλεγχοι σε ΟΚΑ

Ο σχεδιασμός περιλαμβάνει προσδιορισμό βελών και σύγκρισή τους με τα επιτρεπόμενα όρια, τα οποία εξαρτώνται από το είδος των μη φέροντων στοιχείων. Το συνολικό βέλος δ_{max} ισούται με:

$$\delta_{max} = \delta_1 + \delta_2 - \delta_0 \quad (5.125)$$

όπου

δ_{max} είναι το συνολικό βέλος κάμψης στην τελική κατάσταση με την ευθεία γραμμή που

ενώνει τις στηρίξεις

δ_1 είναι το βέλος λόγω μονίμων φορτίων

δ_2 είναι το βέλος λόγω μεταβλητών δράσεων

δ_0 είναι το αρχικό αντιβέλος κάμψης στην αφόρτιστη κατάσταση

Οι οριακές τιμές των κατακόρυφων και οριζόντιων μετακινήσεων και των δυναμικών επιρροών καθορίζονται στο Εθνικό Προσάρτημα του EN1993-1-1 όπου ορίζονται τα ακόλουθα:

- Για τα όρια των κατακόρυφων βελών ισχύουν οι παρακάτω τιμές:

$$\circ \delta_{\max}=L/250 \quad (5.126)$$

$$\circ \delta_2=L/350 \quad (5.127)$$

για πατώματα και στέγες που υποστηρίζουν ψαθυρα τελειώματα και μη εύκαμπτα χωρίσματα

- Οι προβλέψεις του Ευρωκώδικα 3 σχετικά με τις οριζόντιες μετατοπίσεις για μονώροφες κατασκευές είναι οι ακόλουθες:
- Μονώροφα κτίρια: $h / 300$

5.2.3 Κανόνες Σχεδιασμού για πλαίσια με Συνδέσμους Δυσκαμψίας χωρίς Εκκεντρότητα σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8

Οι διαγώνιοι θα λαμβάνονται υπόψη με τον ακόλουθο τρόπο σε μια ελαστική ανάλυση του φορέα για τη σεισμική δράση:

- Στην περίπτωση πλαισίων με διαγώνιους συνδέσμους, θα λαμβάνονται υπόψη μόνο οι εφελκόμενοι διαγώνιοι.
- Στην περίπτωση πλαισίων με συνδέσμους σχήματος V (Δ), θα λαμβάνονται υπόψη τόσο οι εφελκόμενοι όσο και οι θλιβόμενοι διαγώνιοι.

Σε πλαίσια με X διαγώνιους συνδέσμους, η αδιάστατη λυγηρότητα λ , όπως ορίζεται, θα πρέπει να περιορίζεται σε : $1,3 < \lambda < 2,0$.

Σε πλαίσια με συνδέσμους σχήματος V (Δ) πρέπει να ισχύει γενικά: $\lambda < 2,0$.

Η αντοχή διαρροής $N_{pl,Rd}$ της συνολικής διατομής των διαγωνίων θα πρέπει να είναι τέτοια ώστε $N_{pl,Rd} > N_{Ed}$.

Σε φορείς που διαθέτουν έως και 2 ορόφους, δεν εφαρμόζονται περιορισμοί στο λ . Άρα για τον σύμμικτο όροφο του μοντέλου δεν απαιτείται ο έλεγχος της λυγηρότητας.

5.2.4 Έλεγχος Περιορισμού Βλαβών

Προκειμένου να ικανοποιείται η απαίτηση περιορισμού βλαβών, πρέπει να ισχύουν τα ακόλουθα όρια, για κάθε περίπτωση, για την τιμή σχεδιασμού της σχετικής μετακίνησης του ορόφου d_r , η οποία λαμβάνεται ως η διαφορά των μέσων οριζόντιων μετακινήσεων d_s των δαπέδων του υπό εξέταση ορόφου.

- για κτίρια με μη-φέροντα στοιχεία από ψαθυρό υλικό, συνδεδεμένα με το φορέα: $d_{rv} < 0,005h$
- για κτίρια με πλάστιμα μη-φέροντα στοιχεία: $d_{rv} < 0,0075h$
- για κτίρια με μη φέροντα στοιχεία αγκυρωμένα με τέτοιο τρόπο ώστε να μην επηρεάζονται από τις παραμορφώσεις του φορέα, ή για κτίρια που δεν έχουν μη φέροντα στοιχεία: $d_{rv} < 0,010h$

όπου:

- h είναι το ύψος του ορόφου
- ν είναι ο συντελεστής μείωσης που λαμβάνει υπόψη τη μικρότερη περίοδο επαναφοράς της σεισμικής δράσης που συνδέεται με την απαίτηση περιορισμού βλαβών. Οι συνιστώμενες τιμές του ν είναι 0,4 για τις κατηγορίες σπουδαιότητας III και IV και $\nu=0,5$ για τις κατηγορίες σπουδαιότητας I και II.

Σύμφωνα με τις διατάξεις του Ευρωκώδικα 8, εάν γίνεται γραμμική ανάλυση, οι μετακινήσεις που προκαλούνται από τη σεισμική δράση σχεδιασμού

υπολογίζονται βάσει των ελαστικών παραμορφώσεων του στατικού συστήματος με τη βοήθεια της ακόλουθης απλουστευμένης έκφρασης:

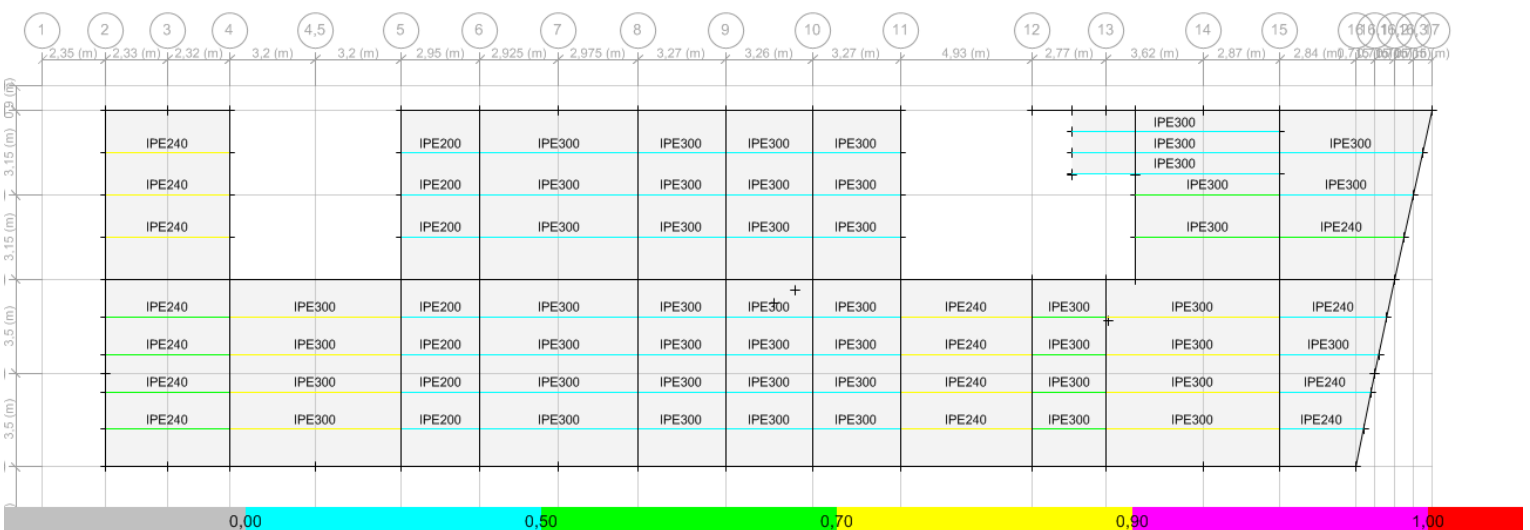
$$d_s = q_d * d_e$$

όπου:

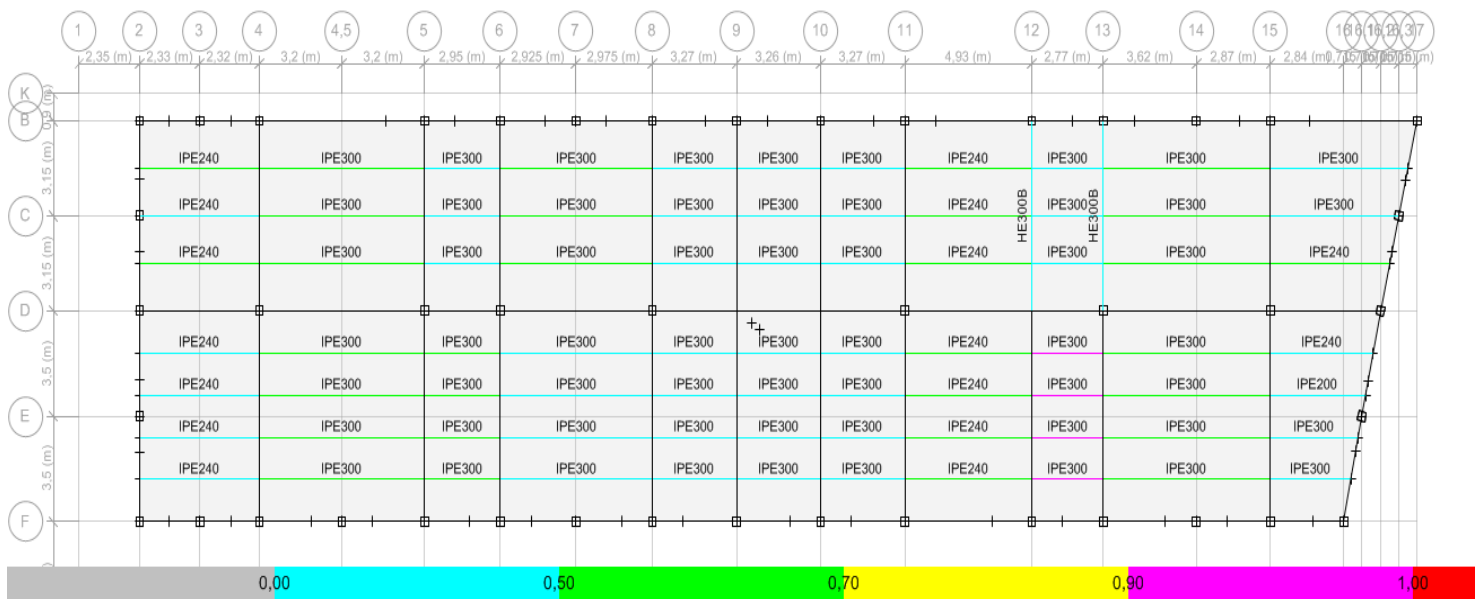
- d_s είναι η μετακίνηση σημείου του στατικού συστήματος που προκαλείται από τη σεισμική δράση σχεδιασμού
- q_d είναι ο συντελεστής συμπεριφοράς μετακίνησης
- d_e είναι η μετακίνηση του ίδιου σημείου του στατικού συστήματος, όπως προσδιορίζεται από τη γραμμική ανάλυση βασισμένη στο φάσμα απόκρισης σχεδιασμού

5.2.5 Επιλογή μελών χάλυβα

Η διαστασιολόγηση των μελών του ενιαίου ορόφου έγινε στο πρόγραμμα ETABS 2015 λαμβάνοντας υπόψη τα βαρυτικά και τα σεισμικά φορτία. Οι έλεγχοι αντοχής έγιναν σύμφωνα με τις σχέσεις του προηγούμενου υποκεφαλαίου. Αρχικά διαστασιολογήθηκαν οι σύμμικτες διαδοκίδες. Αυτές μεταφέρουν τις δυνάμεις στα κύρια δοκάρια και από εκεί μεταφέρονται στα υποστυλώματα και τους συνδέσμους δυσκαμψίας. Οι σύνδεσμοι δυσκαμψίας καταπονούνται περισσότερο από τα βαρυτικά φορτία παρά από τα σεισμικά. Παρακάτω φαίνονται εικόνες με την επάρκεια των μελών του ορόφου. Στο παράρτημα Β υπάρχουν οι έλεγχοι όπως έγιναν από το πρόγραμμα για τα πιο δυσμενή από κάθε ομάδα μέλη.



Σχήμα 5.10: Έλεγχος επάρκειας σύμμικτων δοκών πατώματος ενιαίου ορόφου



Σχήμα 5.11: Έλεγχος επάρκειας σύμμικτων δοκών οροφής ενιαίου ορόφου

Results for
 Beam B341 at Story Story14 Last Analysis IPE300

Strength Checks

	Ed	Rd	Ratio
Shear at Ends (kN)	24,0745	366,7131	0,066
Construction Bending (kN-m)	16,6716	222,9400	0,075
Positive Bending (kN-m)	16,6716	222,9400	0,075
Partial Comp. Bending (kN-m)	16,6716	242,3026	0,069

Constructability and Serviceability Checks

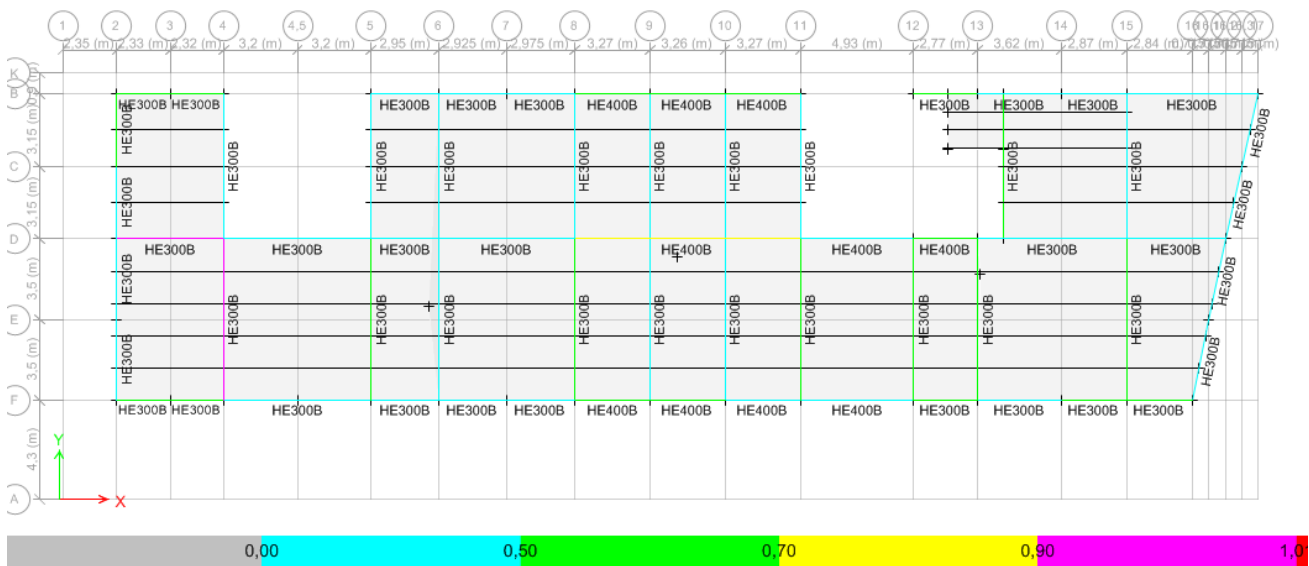
	Actual	Allowable	Ratio
Constr. Dead Defl. (mm)	0,4	No Limit	N/A
Post-concrete Defl. (mm)	0,2	11,5	0,016
Live Load Defl. (mm)	0,2	7,7	0,023
Total Defl. (mm)	0,5	11,5	0,046
Walking Acceleration ap/g	0,00474	0,005	0,948

Σχήμα 5.12: Έλεγχοι επάρκειας σύμμικτης δοκού

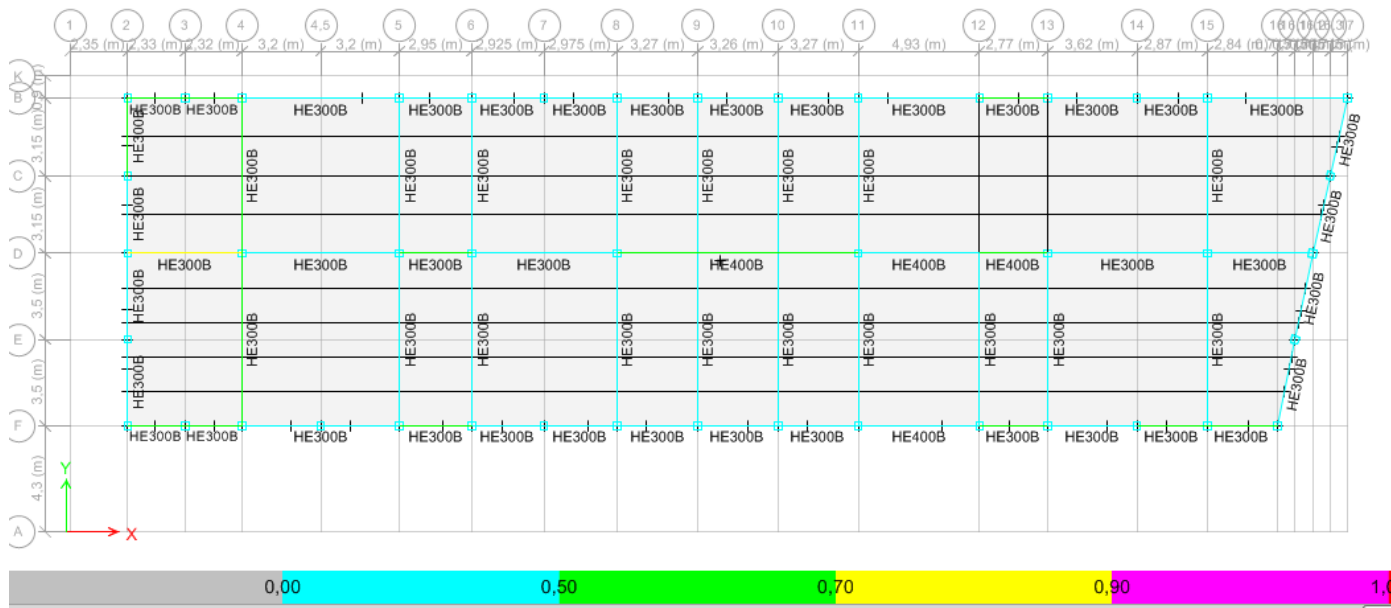
Επίσης τα δοκάρια τα οποία θα κατασκευαστούν να λειτουργούν ως σύμμικτα πρέπει να ελεγχθουν σε φάση κατασκευής μόνο με το βάρος της πλάκας σκυροδέματος, όταν θα λειτουργούν μόνο ως σιδηροδοκοί αφού δε θα χει προλάβει να πήξει το σκυρόδεμα, σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό. Ελέγχθηκε έτσι η διαδοκίδα με το μεγαλύτερο άνοιγμα που ήταν διατομής IPE 300 και μήκους L=640cm.

Πίνακας 5.12: Έλεγχος στρεπτοκαμπτικού λυγισμού

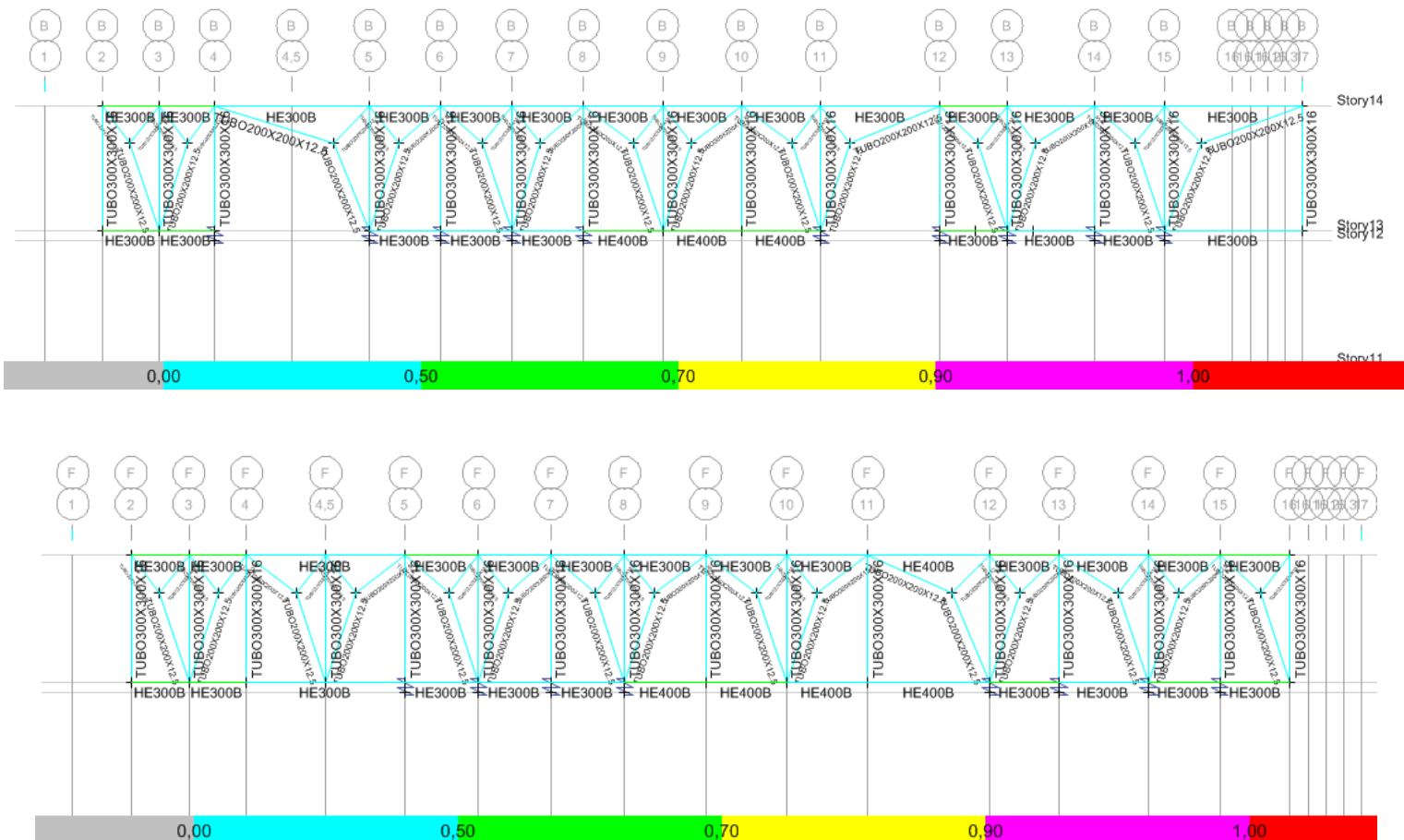
IPE 300		ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΤΡΕΠΤΟΚΑΜΠΤΙΚΟΥ ΛΥΓΙΣΜΟΥ			
h	300,00	mm	C1	1,132	
b	150,00	mm	C2	0,459	
tw	7,10	mm	C3	0,525	
tf	10,70	mm	kw	1	
r	15,00	mm	k	1	
A	20,50	cm ²	zg	150	mm
h/b	2	α	Mcr	7155,1	kNcm
αlt	0,21		l	640	cm
lz	604,00	cm ⁴	Med	23	kNm
lw	125900,00	cm ⁵	λlt	0,78752	
lt	20,20	cm ⁴	Φlt	0,871783	
ly	8360	cm ⁴	xlt	0,802757	
ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ 1			Mb,rd	35,62236	kNm
			Med,g	30,00	kNm



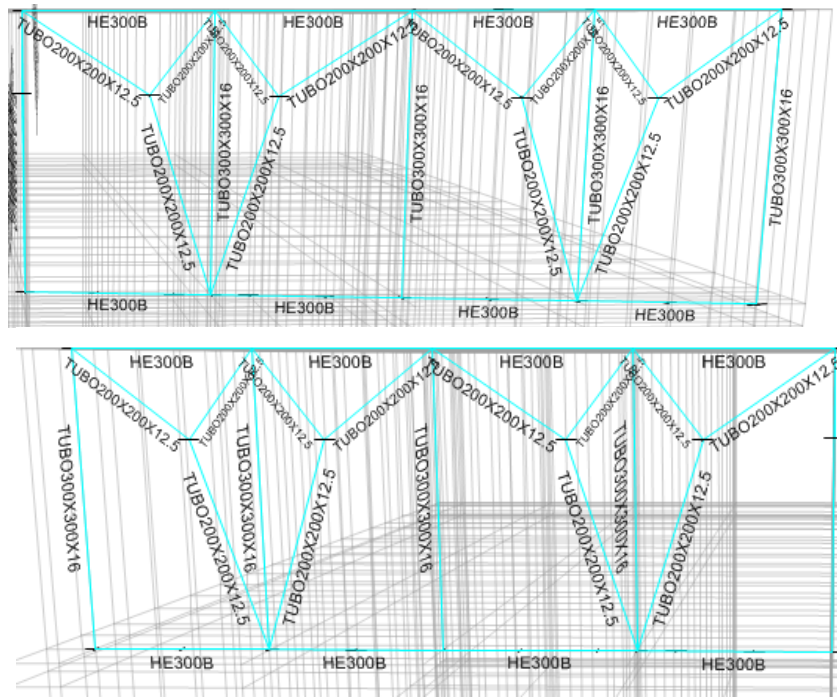
Σχήμα 5.13: Επάρκεια κύριων μεταλλικών δοκών πατώματος



Σχήμα 5.14: Επάρκεια κύριων μεταλλικών δοκών οροφής



Σχήμα 5.15: Επάρκεια υποστρωμάτων (κοίλη τετραγωνική διατομή 300*300*15mm) και κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας (Κοίλη τετραγωνική διατομή 200*200*12,5mm- όψη παράλληλα στον χ άξονα



Σχήμα 5.16: Επάρκεια υποστρωμάτων (κοίλη τετραγωνική διατομή 300*300*15mm) και κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας (Κοίλη τετραγωνική διατομή 200*200*12,5mm) - όψη παράλληλα στον y άξονα

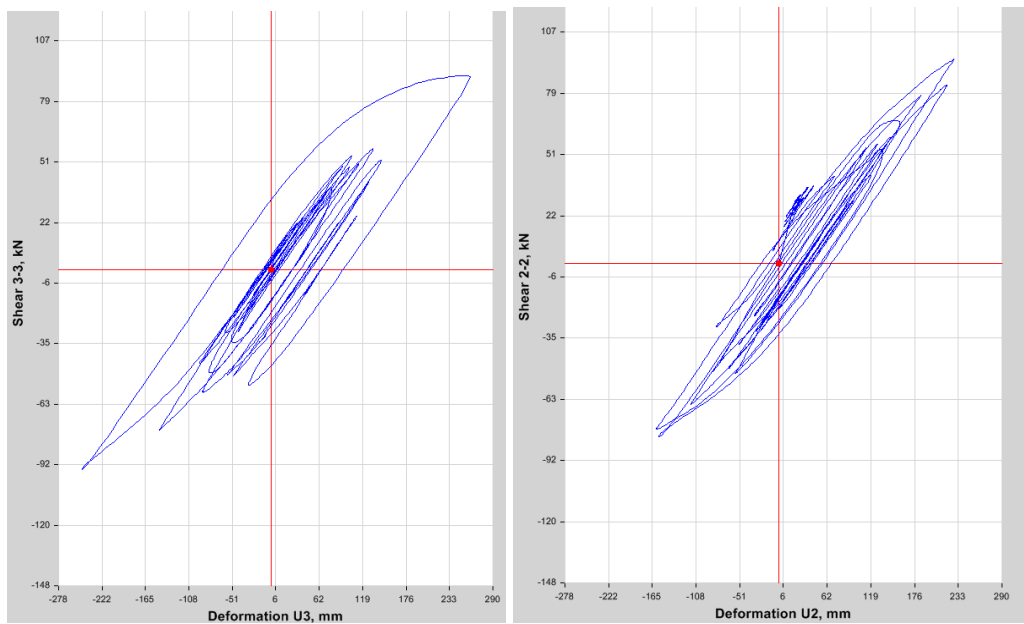
5.2.6 Διαστασιολόγηση Εφεδράνων

Από την FNA εξάχθηκαν για κάθε μία από τις 11 περιπτώσεις σειμών οι μέγιστες μετατοπίσεις κορυφής του εφεδράνου προς τη βάση του. Ο Ευρωκώδικας επιτρέπει για πάνω από 7 επιταχυνσιογραφήματα να εξάγεται ο μέσος όρος των μέγιστων μετατοπίσεων για τον σχεδιασμό των εφεδράνων. Ο μέσος όρος αυτός πρέπει να προσαυξηθεί επί έναν συντελεστή που ισούται με 1,2.

Για την σωστή επιλογή των εφεδράνων εκτός από τις μετακινήσεις χρειάζονται και τα εντατικά μεγέθη που προκύπτουν από τα σεισμικά φορτία. Παρακάτω αναφέρονται τα εντατικά μεγέθη που προέκυψαν από τα βαρυτικά φορτία και το σεισμό του Northridge στα εφείδρανα τα οποία όπως αναφέρθηκε προσομοιάστηκαν ως “links”. Παρουσιάζονται τα εντατικά μεγέθη του εφεδράνου K12 που βρίσκεται στη θέση D5 του κανάβου.

- $N = -1040 \text{ kN}$
- $V2 = 90,25 \text{ kN}$
- $V3 = 98,96 \text{ kN}$

Στην παρακάτω εικόνα φαίνεται η συμπεριφορά του εφεδράνου K12 για το σεισμό του Northridge.



Σχήμα 5.17: Συμπεριφορά εφεδράνου K12

Πίνακας 5.13: Μέγιστες Μετατοπίσεις όπως προέκυψαν από τη δυναμική μη γραμμική φόρτιση

ΣΕΙΣΜΟΣ	max axial force (kN)	max axial*1.2	max shear FORCE (kN)	max shear*1.2	max deformation (mm)	max deformation*1,2
BIG BEAR	1028	1233,6	226	271,20	364	436,80
CHICHI	1056	1267,2	201	241,20	384	460,80
COALINGA	1086	1303,2	208	249,60	325	390,00
DENALI	1005	1206	238	285,60	447	536,40
DINAR	1016	1219,2	215	258,00	332	398,40
GAZLI	1186	1423,2	197	236,40	321	385,20
IMPVALL	1018	1221,6	199	238,80	328	393,60
ITALY	1115	1338	227	272,40	381	457,20
KOCAELI	1108	1329,6	278	333,60	555	666,00
NORTHRIDGE	1108	1329,6	245	294,00	463	555,60
SUPERST	1044	1252,8	215	258,00	374	448,80
	AVERAGE	1284,00	AVERAGE	267,16	AVERAGE	466,25

Οπότε συμπεραίνουμε ότι τα εφέδρανα με διαστάσεις:

- $h=40\text{cm}$
- $b_x*b_y=100*100\text{cm}$
- $R=8\text{m}$
- $\mu=0,07$

επαρκούν για τους σεισμούς που επιλέχθηκαν.

6 Συμπεράσματα

Έχοντας ολοκληρωθεί η παρούσα εργασία μπορούν να εξαχθούν τα τελικά συμπεράσματα.

- οι σεισμικά μονωμένες κατασκευές έχουν αμελητέα σχετική μετακίνηση ορόφων και η ανωδομή εκτελεί κίνηση στερεού σώματος κατά τη σεισμική διέγερση. Αντίθετα, η πακτωμένη κατασκευή παρουσιάζει μεγάλες τιμές σχετικής μετακίνησης ορόφου.
- Η τέμνουσα βάσης για τη σεισμική διέγερση είναι πολύ μεγαλύτερη σε ένα πακτωμένο κτίριο από ότι σε ένα μονωμένο. Αυτή η μείωση της τέμνουσας βάσης έχει ως αποτέλεσμα τη μείωση της έντασης των μελών μιας μονωμένης κατασκευής και κατ' επέκταση τη δυνατότητα ελαχιστοποίησης βλαβών στα μέλη της κατασκευής μετά την έλευση της σεισμικής διέγερσης.
- Τα δύο πρώτα συμπεράσματα είναι και οι λόγοι που ουσιαστικά οι σύνδεσμοι δυσκαμψίας δουλεύουν περισσότερο για την παραλαβή των κατακόρυφων φορτίων παρά για την ανάληψη των οριζόντιων σεισμικών φορτίων.
- Επίσης λόγω των μικρότερων εντάσεων το κόστος επισκευής στη διάρκεια ζωής ενός μονωμένου κτιρίου είναι πολύ μικρότερο από ότι σε ένα πακτωμένο.
- Οι μετακινήσεις που εξάχθηκαν από τις μη γραμμικές δυναμικές αναλύσεις ήταν μεγαλύτερες από τις μετακινήσεις που προέκυψαν από το ελαστικό φάσμα του Ευρωκώδικα που δείχνει ότι η ανάλυση με τα επιταχυνσιογραφήματα βρίσκεται πιο κοντά στην πραγματικότητα
- Λόγω της μεγάλης σχετικής μετακίνησης του ενιαίου ορόφου σε σχέση με τα κτίρια θα πρέπει να υπάρξει ειδική πρόβλεψη για τα δίκτυα αποχέτευσης και ύδρευσης αλλά και για τα καλώδια για τα ηλεκτρολογικά που θα συνεχίζουν από τον έναν όροφο στον άλλον.

7 Βιβλιογραφία

1. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ. (1999). «Σιδηρές κατασκευές, παραδείγματα εφαρμογής του Ευρωκώδικα 3, Τόμος ΙΙ». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
2. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ. (2005α). «Σχεδιασμός δομικών έργων από χάλυβα, 2η έκδοση», Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
3. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ., (2005β). «Σιδηρές κατασκευές, παραδείγματα εφαρμογής του Ευρωκώδικα 3, Τόμος Ι». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
4. Βάγιας Ι. (2010). «Σύμμικτες Κατασκευές από Χάλυβα και Σκυρόδεμα, 3^η έκδοση», Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα
5. Φαρδής Μ., Κόλιας Β., Παναγιωτάκος Τ., Κανιτάκη Ε.
6. Ευρωκώδικας 1: Δράσεις σε κατασκευές, Μέρος 1-1: Γενικές δράσεις-Πυκνότητες, ίδιον βάρος, επιβαλλόμενα φορτία σε κτίρια. (EN 1991-1-1)
7. Ευρωκώδικας 1: Δράσεις σε κατασκευές, Μέρος 1-3: Γενικές δράσεις-Φορτία χιονιού. (EN 1991-1-3)
8. Ευρωκώδικας 1: Δράσεις σε κατασκευές, Μέρος 1-4: Γενικές δράσεις-Δράσεις ανέμου. (EN 1991-1-4)
9. Ευρωκώδικας 2: Σχεδιασμός φορέων από Σκυρόδεμα. (EN 1992-1-1)
10. Ευρωκώδικας 3: Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα, Μέρος 1-1: Γενικοί κανόνες για κτίρια. (EN 1993-1-1)
11. Ευρωκώδικας 4: Σχεδιασμός σύμμικτων κατασκευών από χάλυβα και σκυρόδεμα. (EN 1994-1-1)
12. Ευρωκώδικας 8: Αντισεισμικός σχεδιασμός, Μέρος 1: Γενικοί κανόνες, σεισμικές δράσεις και κανόνες για κτίρια (EN 1998-1)
13. Naeim F., Kelly J. M. (1999) «Design of seismic isolated structures: From theory to practice». John Wiley & Sons, USA
14. Βαλτάς Θ. (2018). «Σχεδιασμός Κλειστού Γηπέδου Καλαθοσφαίρισης από Μεταλλικό Κυλινδρικό Στέγαστρο», Διπλωματική Εργασία, ΕΜΠ, Αθήνα
15. Λιώρης Β. : «Σεισμική Μόνωση μεταλλικού κτιρίου με διαφορετικούς τύπους εφεδράνων», Διπλωματική Εργασία, ΕΜΠ, Αθήνα
16. Naeim F., Kelly J. M. (1999) «Design of seismic isolated structures: From theory to practice». John Wiley & Sons, USA

Παράρτημα Α. Ιδιομορφές και Ιδιοπερίοδοι

Παρακάτω δίνονται οι πίνακες με κάθε μία από τις ιδιομορφές, το ποσοστό μάζας της κατασκευής που συμμετέχει, την ιδιοπερίοδο και τα αθροίσματα της μάζας για κάθε διεύθυνση κίνησης.

Πίνακας Α.1: Eigen vector modal analysis

CASE	MODE	PERIOD (s)	UX	UY	UZ	SUM UX	SUM UY	SUM RX	RY	RZ	SUM RX	SUM RY	SUM RZ	
Modal	1	3,55	0,15	0,0013	0	0,15	0,0013	0	0,003	0,2856	3,20E-05	0,003	0,2856	3,20E-05
Modal	2	3,509	0,0012	0,1223	0	0,1512	0,1235	0	0,2721	0,0028	0,0006	0,2751	0,2884	0,0006
Modal	3	1,769	0,2569	0,0008	0	0,408	0,1243	0	0,0004	0,027	0,0313	0,2755	0,3154	0,032
Modal	4	1,49	0,0017	0,0893	0	0,4097	0,2137	0	0,0198	0,0001	0,0201	0,2953	0,3155	0,0521
Modal	5	1,285	0,0078	0,1745	0	0,4175	0,3882	0	0,0195	0,0013	0,4238	0,3147	0,3168	0,4759
Modal	6	1,097	0,3356	0,0002	0	0,7531	0,3883	0	0,0001	0,0407	0,0719	0,3148	0,3575	0,5478
Modal	7	0,948	0,0015	0,3333	0	0,7546	0,7217	0	0,0648	0,0007	0,122	0,3796	0,3582	0,6698
Modal	8	0,713	0,0123	4,65E-05	0	0,7669	0,7217	0	0,002	0,029	0,012	0,3816	0,3872	0,6818
Modal	9	0,501	0,0506	0,0009	0	0,8176	0,7226	0	0,0053	0,1283	0,0001	0,3869	0,5155	0,6819
Modal	10	0,417	0,0071	0,0414	0	0,8246	0,764	0	0,1037	0,0237	0,0117	0,4905	0,5393	0,6936
Modal	11	0,396	0,0276	0,0058	0	0,8522	0,7697	0	0,0193	0,0984	0,0358	0,5098	0,6377	0,7293
Modal	12	0,332	0,0006	0,0026	0	0,8528	0,7724	0	0,0097	0,0025	0,0392	0,5195	0,6402	0,7686
Modal	13	0,326	0,0343	2,48E-06	0	0,8871	0,7724	0	0,0003	0,0804	0,0176	0,5198	0,7206	0,7861
Modal	14	0,243	0,0093	0,0261	0	0,8963	0,7985	0	0,0583	0,0186	0,0241	0,5781	0,7392	0,8102
Modal	15	0,24	0,0075	0,0499	0	0,9038	0,8484	0	0,0882	0,0154	0,022	0,6662	0,7547	0,8322
Modal	16	0,228	0,0004	0,0107	0	0,9042	0,8591	0	0,0129	0,0005	0,0057	0,6791	0,7551	0,8379
Modal	17	0,211	0,003	0,0154	0	0,9072	0,8746	0	0,0292	0,0069	0,0151	0,7082	0,762	0,8529
Modal	18	0,196	0,0199	5,28E-06	0	0,927	0,8746	0	3,36E-05	0,0378	0,0027	0,7083	0,7999	0,8556
Modal	19	0,189	0,0012	0,0019	0	0,9282	0,8765	0	0,0028	0,0032	0,0116	0,7111	0,8031	0,8672
Modal	20	0,148	0,0034	0,0008	0	0,9316	0,8773	0	0,0016	0,0072	0,0046	0,7127	0,8102	0,8718
Modal	21	0,145	0,0115	0,0015	0	0,943	0,8787	0	0,0041	0,0289	0,0001	0,7168	0,8391	0,8718
Modal	22	0,129	0,0046	0,0087	0	0,9477	0,8874	0	0,0186	0,0137	0,0056	0,7354	0,8528	0,8774
Modal	23	0,125	0,0019	1,57E-05	0	0,9496	0,8875	0	0,0001	0,0085	0,0021	0,7355	0,8613	0,8795
Modal	24	0,121	0,0047	0,003	0	0,9543	0,8905	0	0,0071	0,0122	0,0115	0,7426	0,8735	0,891
Modal	25	0,118	0,0009	0,002	0	0,9552	0,8925	0	0,005	1,96E-06	0,0005	0,7476	0,8735	0,8916
Modal	26	0,11	0,0003	0,0103	0	0,9554	0,9028	0	0,0196	0,0031	0,0076	0,7672	0,8766	0,8992
Modal	27	0,109	0,0004	0,0176	0	0,9559	0,9204	0	0,032	0,0022	0,0208	0,7991	0,8788	0,9199
Modal	28	0,099	0,0008	4,69E-05	0	0,9566	0,9204	0	0,0001	0,0023	2,20E-05	0,7992	0,8811	0,9199
Modal	29	0,097	0,0061	0,0012	0	0,9628	0,9217	0	0,0025	0,0157	0,0004	0,8017	0,8968	0,9203
Modal	30	0,088	0,001	0,0025	0	0,9637	0,9242	0	0,0059	0,0026	0,0001	0,8076	0,8994	0,9204
Modal	31	0,087	0,0077	0,0007	0	0,9715	0,9249	0	0,0015	0,0204	0,0001	0,8091	0,9198	0,9205
Modal	32	0,08	0,0002	0,0073	0	0,9717	0,9323	0	0,0173	0,0005	0,0107	0,8264	0,9203	0,9312
Modal	33	0,078	0	0	0	0,9717	0,9323	0	0	0	0	0,8264	0,9203	0,9312
Modal	34	0,076	0,0009	0,0027	0	0,9726	0,9349	0	0,0058	0,0024	0,0001	0,8322	0,9227	0,9313
Modal	35	0,072	0	0	0	0,9726	0,9349	0	0	8,03E-07	0	0,8322	0,9227	0,9313
Modal	36	0,071	0,0022	0,0002	0	0,9748	0,9351	0	0,0004	0,0061	0,0001	0,8326	0,9288	0,9314
Modal	37	0,07	0,0022	0,0005	0	0,977	0,9355	0	0,0012	0,0059	0,0001	0,8338	0,9347	0,9316
Modal	38	0,067	0	0	0	0,977	0,9355	0	0	0	0	0,8338	0,9347	0,9316
Modal	39	0,066	0,0004	0,0006	0	0,9774	0,9362	0	0,0015	0,0011	0,0001	0,8352	0,9359	0,9316
Modal	40	0,065	0,0002	0,0117	0	0,9776	0,9479	0	0,0273	0,0007	0,0169	0,8625	0,9366	0,9485
Modal	41	0,064	0,0053	0,0007	0	0,9829	0,9486	0	0,0018	0,015	0,0003	0,8643	0,9516	0,9488
Modal	42	0,062	0	0	0	0,9829	0,9486	0	0	0	0	0,8643	0,9516	0,9488
Modal	43	0,062	3,87E-06	0,0021	0	0,9829	0,9507	0	0,0051	1,05E-05	0,001	0,8694	0,9516	0,9498
Modal	44	0,057	0,0011	0,003	0	0,9841	0,9536	0	0,0076	0,0032	0,0053	0,8771	0,9547	0,9551

Modal	45	0,054	0,0022	0,0008	0	0,9863	0,9544	0	0,002	0,0062	0,0014	0,879	0,9609	0,9565
Modal	46	0,052	0	0	0	0,9863	0,9544	0	0	0	0	0,879	0,9609	0,9565
Modal	47	0,052	0	0	0	0,9863	0,9544	0	0	0	0	0,879	0,9609	0,9565
Modal	48	0,052	0	0	0	0,9863	0,9544	0	0	0	0	0,879	0,9609	0,9565
Modal	49	0,052	0	0	0	0,9863	0,9544	0	0	0	0	0,879	0,9609	0,9565
Modal	50	0,052	0	0	0	0,9863	0,9544	0	0	0	0	0,879	0,9609	0,9565
Modal	51	0,052	0	0	0	0,9863	0,9544	0	0	0	0	0,879	0,9609	0,9565
Modal	52	0,051	0,0015	0,0018	0	0,9877	0,9563	0	0,0045	0,0042	9,66E-07	0,8835	0,9651	0,9565
Modal	53	0,05	2,19E-06	1,89E-06	0	0,9877	0,9563	0	4,61E-06	5,97E-06	0	0,8835	0,9651	0,9565
Modal	54	0,05	1,47E-06	4,36E-05	0	0,9877	0,9563	0	0,0001	4,22E-06	2,55E-06	0,8836	0,9651	0,9565
Modal	55	0,05	1,26E-05	0,0014	0	0,9878	0,9577	0	0,0034	3,10E-05	0,0001	0,887	0,9651	0,9566
Modal	56	0,05	7,87E-06	0,0006	0	0,9878	0,9584	0	0,0016	1,99E-05	4,29E-05	0,8886	0,9652	0,9567
Modal	57	0,05	3,12E-06	2,36E-06	0	0,9878	0,9584	0	6,06E-06	8,70E-06	0	0,8886	0,9652	0,9567
Modal	58	0,05	7,91E-07	0	0	0,9878	0,9584	0	0	2,20E-06	0	0,8886	0,9652	0,9567
Modal	59	0,05	0	0	0	0,9878	0,9584	0	0	8,63E-07	0	0,8886	0,9652	0,9567
Modal	60	0,05	0,0023	0,0004	0	0,9901	0,9587	0	0,001	0,0065	7,19E-07	0,8896	0,9717	0,9567
Modal	61	0,05	0	0	0	0,9901	0,9587	0	0	0	0	0,8896	0,9717	0,9567
Modal	62	0,05	2,11E-06	0	0	0,9901	0,9587	0	0	5,26E-06	0	0,8896	0,9717	0,9567
Modal	63	0,049	0	0	0	0,9901	0,9587	0	0	0	0	0,8896	0,9717	0,9567
Modal	64	0,049	1,50E-06	0	0	0,9901	0,9587	0	0	4,27E-06	0	0,8896	0,9717	0,9567
Modal	65	0,049	0	0	0	0,9901	0,9587	0	0	0	0	0,8896	0,9717	0,9567
Modal	66	0,049	0	0	0	0,9901	0,9587	0	0	0	0	0,8896	0,9717	0,9567
Modal	67	0,048	0	0	0	0,9901	0,9587	0	0	0	0	0,8896	0,9717	0,9567
Modal	68	0,048	0	0	0	0,9901	0,9587	0	0	0	0	0,8896	0,9717	0,9567
Modal	69	0,048	0	0	0	0,9901	0,9587	0	0	0	0	0,8896	0,9717	0,9567
Modal	70	0,048	0	0	0	0,9901	0,9587	0	0	0	0	0,8896	0,9717	0,9567
Modal	71	0,048	0	0	0	0,9901	0,9587	0	0	0	0	0,8896	0,9717	0,9567
Modal	72	0,048	0	0	0	0,9901	0,9587	0	0	0	0	0,8896	0,9717	0,9567
Modal	73	0,047	0	0	0	0,9901	0,9587	0	0	0	0	0,8896	0,9717	0,9567
Modal	74	0,047	0	2,17E-06	0	0,9901	0,9588	0	5,42E-06	0	0	0,8896	0,9717	0,9567
Modal	75	0,047	1,91E-06	1,76E-05	0	0,9901	0,9588	0	4,43E-05	5,26E-06	0	0,8896	0,9717	0,9567
Modal	76	0,047	0,0003	0,0022	0	0,9904	0,9609	0	0,0055	0,0008	9,20E-06	0,8951	0,9725	0,9567
Modal	77	0,047	0	0	0	0,9904	0,9609	0	0	0	0	0,8951	0,9725	0,9567
Modal	78	0,047	0	8,01E-07	0	0,9904	0,9609	0	2,12E-06	5,34E-07	0	0,8951	0,9725	0,9567
Modal	79	0,046	0,0017	1,63E-05	0	0,9921	0,9609	0	3,82E-05	0,0049	3,75E-06	0,8952	0,9773	0,9567
Modal	80	0,044	0	0	0	0,9921	0,9609	0	0	0	0	0,8952	0,9773	0,9567
Modal	81	0,044	0	0	0	0,9921	0,9609	0	0	0	0	0,8952	0,9773	0,9567
Modal	82	0,044	0	0	0	0,9921	0,9609	0	0	0	0	0,8952	0,9773	0,9567
Modal	83	0,044	0	0	0	0,9921	0,9609	0	0	0	1,46E-06	0,8952	0,9773	0,9567
Modal	84	0,043	1,07E-05	0,0065	0	0,9921	0,9675	0	0,0162	2,64E-05	0,0097	0,9114	0,9774	0,9663
Modal	85	0,042	0,0001	0,0026	0	0,9922	0,9701	0	0,0067	0,0002	0,0052	0,9181	0,9776	0,9716

Modal Rit	1	3,55	0,15	0,0013	0	0,15	0,0013	0	0,003	0,2856	3,2E-05	0,003	0,2856	3,2E-05
Modal Rit	2	3,509	0,0012	0,1223	0	0,1512	0,1235	0	0,2721	0,0028	0,0006	0,2751	0,2884	0,0006
Modal Rit	3	1,769	0,2569	0,0008	0	0,408	0,1243	0	0,0004	0,027	0,0313	0,2755	0,3154	0,032
Modal Rit	4	1,49	0,0017	0,0893	0	0,4097	0,2137	0	0,0198	0,0001	0,0201	0,2953	0,3155	0,0521
Modal Rit	5	1,285	0,0078	0,1745	0	0,4175	0,3882	0	0,0195	0,0013	0,4238	0,3147	0,3168	0,4759
Modal Rit	6	1,097	0,3356	0,0002	0	0,7531	0,3883	0	0,0001	0,0407	0,0719	0,3148	0,3575	0,5477
Modal Rit	7	0,948	0,0015	0,3333	0	0,7546	0,7217	0	0,0648	0,0007	0,122	0,3796	0,3582	0,6697
Modal Rit	8	0,713	0,0123	4,7E-05	0	0,7669	0,7217	0	0,002	0,029	0,012	0,3816	0,3872	0,6818
Modal Rit	9	0,501	0,0507	0,0009	0	0,8176	0,7226	0	0,0053	0,1284	0,0001	0,3869	0,5156	0,6818
Modal Rit	10	0,417	0,0071	0,0414	0	0,8247	0,764	0	0,1038	0,024	0,0118	0,4907	0,5396	0,6937
Modal Rit	11	0,396	0,0276	0,0058	0	0,8523	0,7699	0	0,0195	0,0985	0,0353	0,5102	0,6381	0,7289
Modal Rit	12	0,33	0,0025	0,0026	0	0,8548	0,7724	0	0,009	0,008	0,0453	0,5192	0,6461	0,7742
Modal Rit	13	0,326	0,0323	0,0001	0	0,8871	0,7725	0	0,0009	0,0747	0,0101	0,5201	0,7208	0,7844
Modal Rit	14	0,243	0,0065	0,0373	0	0,8936	0,8099	0	0,0806	0,013	0,031	0,6007	0,7338	0,8154
Modal Rit	15	0,238	0,0103	0,0398	0	0,9039	0,8497	0	0,0679	0,0212	0,0132	0,6686	0,7551	0,8286
Modal Rit	16	0,228	0,0005	0,0108	0	0,9044	0,8605	0	0,0132	0,0006	0,0059	0,6818	0,7557	0,8344
Modal Rit	17	0,207	0,0048	0,0164	0	0,9092	0,8769	0	0,0308	0,0108	0,0145	0,7127	0,7665	0,849
Modal Rit	18	0,194	0,0198	3,4E-05	0	0,929	0,8769	0	0,0001	0,0379	0,0029	0,7128	0,8044	0,8519
Modal Rit	19	0,186	0,0013	0,001	0	0,9303	0,8779	0	0,0014	0,0036	0,0101	0,7141	0,808	0,862
Modal Rit	20	0,145	0,0061	0,0001	0	0,9364	0,878	0	0,0001	0,0136	0,0005	0,7142	0,8216	0,8625
Modal Rit	21	0,139	0,0104	0,0029	0	0,9468	0,8809	0	0,007	0,0273	2,7E-05	0,7212	0,8489	0,8625
Modal Rit	22	0,123	0,0104	0,0032	0	0,9572	0,8841	0	0,0065	0,0369	0,0002	0,7278	0,8858	0,8628
Modal Rit	23	0,117	0,0042	3,7E-06	0	0,9615	0,8841	0	4,5E-05	0,0036	0,0001	0,7278	0,8894	0,8628
Modal Rit	24	0,115	0,0001	0,0313	0	0,9616	0,9154	0	0,0674	2E-05	0,0047	0,7952	0,8894	0,8676
Modal Rit	25	0,108	0,0024	3,2E-05	0	0,964	0,9155	0	1,2E-05	0,0109	0,0019	0,7952	0,9003	0,8695
Modal Rit	26	0,1	0,0017	0,0187	0	0,9657	0,9341	0	0,0349	0,0037	0,0295	0,8301	0,904	0,899
Modal Rit	27	0,098	0,0015	3E-06	0	0,9672	0,9341	0	1,6E-06	0,0044	0,0001	0,8301	0,9084	0,8991
Modal Rit	28	0,092	0,0044	5E-05	0	0,9716	0,9342	0	1,6E-06	0,0118	0,0048	0,8301	0,9201	0,9039
Modal Rit	29	0,069	0,0027	0,0005	0	0,9743	0,9347	0	0,0012	0,0071	0,0007	0,8314	0,9273	0,9046
Modal Rit	30	0,067	0,0016	0,0011	0	0,9759	0,9359	0	0,0025	0,0044	0,0013	0,8339	0,9316	0,9059
Modal Rit	31	0,065	0,0002	0,0109	0	0,9761	0,9467	0	0,025	0,0005	0,0001	0,8588	0,9322	0,9059
Modal Rit	32	0,061	4,1E-05	0,0047	0	0,9761	0,9514	0	0,0114	0,0001	0,0004	0,8703	0,9323	0,9064
Modal Rit	33	0,058	0,0022	0,0037	0	0,9783	0,9552	0	0,0091	0,006	0,0003	0,8794	0,9383	0,9067
Modal Rit	34	0,055	0,0002	0,0004	0	0,9785	0,9556	0	0,0011	0,0005	0,0025	0,8805	0,9388	0,9091
Modal Rit	35	0,049	8,4E-06	0,0003	0	0,9785	0,9559	0	0,0008	2,7E-05	0,0009	0,8812	0,9388	0,91
Modal Rit	36	0,046	0,0001	3,5E-05	0	0,9786	0,956	0	0,0001	0,0004	0,0015	0,8814	0,9391	0,9114
Modal Rit	37	0,04	0,0005	0,0008	0	0,9791	0,9568	0	0,002	0,0014	0,0005	0,8834	0,9405	0,912
Modal Rit	38	0,038	0,0002	0,0001	0	0,9794	0,9569	0	0,0002	0,0007	0,0003	0,8835	0,9412	0,9122
Modal Rit	39	0,038	2,2E-05	0,0001	0	0,9794	0,9569	0	0,0002	0,0001	1,6E-05	0,8837	0,9412	0,9123
Modal Rit	40	0,019	0	0	0	0,9794	0,9569	0	0	0	1,1E-06	0,8837	0,9412	0,9123
Modal Rit	41	0,008	1,2E-05	6,3E-07	0	0,9794	0,9569	0	1,8E-06	3,4E-05	0,0001	0,8837	0,9413	0,9123
Modal Rit	42	0,006	0,0003	0,0002	0	0,9797	0,9571	0	0,0004	0,0007	0,0014	0,8841	0,942	0,9137
Modal Rit	43	0,005	0,0006	0,0007	0	0,9803	0,9578	0	0,0018	0,0017	0,0014	0,8859	0,9437	0,9151
Modal Rit	44	0,004	0,0005	0,0001	0	0,9808	0,9579	0	0,0002	0,0014	8,4E-07	0,8861	0,9451	0,9151
Modal Rit	45	0,003	0,0011	0,0014	0	0,9818	0,9593	0	0,0033	0,0028	0,0031	0,8894	0,948	0,9182
Modal Rit	46	0,002	0,0007	0,0007	0	0,9826	0,96	0	0,0018	0,002	0,0008	0,8912	0,95	0,919
Modal Rit	47	0,002	2,2E-05	3,1E-05	0	0,9826	0,96	0	0,0001	0,0001	0,0001	0,8913	0,9501	0,9191
Modal Rit	48	0,002	0,0007	0,0001	0	0,9833	0,9601	0	0,0001	0,0019	0,0002	0,8914	0,952	0,9193
Modal Rit	49	0,002	1,7E-05	3,6E-06	0	0,9833	0,9601	0	9,5E-06	0,0001	1,1E-05	0,8914	0,9521	0,9193
Modal Rit	50	0,002	3,7E-06	1,9E-05	0	0,9833	0,9601	0	4,7E-05	1,2E-05	3,5E-05	0,8915	0,9521	0,9193
Modal Rit	51	0,002	6,1E-06	3,7E-05	0	0,9833	0,9601	0	0,0001	1,8E-05	0,001	0,8915	0,9521	0,9203
Modal Rit	52	0,002	0	9,7E-06	0	0,9833	0,9601	0	4,3E-05	0	0,0029	0,8916	0,9521	0,9232
Modal Rit	53	0,002	6,2E-07	1,9E-06	0	0,9833	0,9601	0	7,2E-06	3,2E-06	0,0004	0,8916	0,9521	0,9235
Modal Rit	54	0,001	1,1E-05	0	0	0,9833	0,9601	0	0	3,1E-05	0,0001	0,8916	0,9521	0,9236
Modal Rit	55	0,001	3,6E-05	0,0001	0	0,9833	0,9602	0	0,0002	0,0001	3,3E-05	0,8918	0,9522	0,9236
Modal Rit	56	0,001	9,3E-07	6,6E-07	0	0,9833	0,9602	0	2,4E-06	4,1E-06	0,0001	0,8918	0,9522	0,9237

Πίνακας Α.2: Ritz vector modal analysis

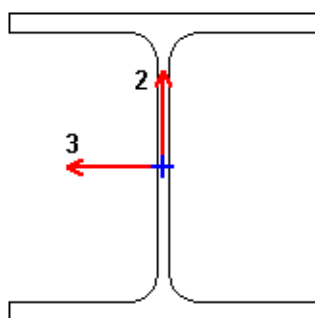
Modal_Ritz	57	0,001	8,37E-06	6,28E-07	0	0,9834	0,9602	0	1,74E-06	2,22E-05	1,84E-05	0,8918	0,9523	0,9237
Modal_Ritz	58	0,001	1,94E-05	0,0005	0	0,9834	0,9607	0	0,0011	0,0001	0,0001	0,8929	0,9523	0,9238
Modal_Ritz	59	0,001	2,3E-05	0,0001	0	0,9834	0,9607	0	0,0001	0,0001	1,7E-06	0,893	0,9524	0,9238
Modal_Ritz	60	0,001	0,0001	0,0002	0	0,9834	0,9609	0	0,0005	0,0002	0,0001	0,8935	0,9525	0,924
Modal_Ritz	61	0,001	0	0,0022	0	0,9834	0,9631	0	0,0058	0	0,0074	0,8993	0,9525	0,9314
Modal_Ritz	62	0,001	8,26E-06	1,03E-05	0	0,9835	0,9631	0	1,85E-05	2,02E-05	0,0006	0,8993	0,9526	0,9319
Modal_Ritz	63	0,001	6,14E-07	0,0003	0	0,9835	0,9634	0	0,0008	2,03E-06	0,0004	0,9001	0,9526	0,9323
Modal_Ritz	64	0,001	1,11E-05	3,81E-05	0	0,9835	0,9635	0	0,0001	3,12E-05	0,0001	0,9002	0,9526	0,9324
Modal_Ritz	65	0,001	0	0,0001	0	0,9835	0,9636	0	0,0003	9,27E-07	0,0003	0,9004	0,9526	0,9327
Modal_Ritz	66	0,001	9,91E-07	3,06E-05	0	0,9835	0,9636	0	0,0001	3,3E-06	0,0015	0,9005	0,9526	0,9342
Modal_Ritz	67	0,001	3,09E-06	0,0003	0	0,9835	0,9639	0	0,0007	9,74E-06	0,0001	0,9012	0,9526	0,9343
Modal_Ritz	68	0,001	5,86E-07	0,0001	0	0,9835	0,964	0	0,0002	3,18E-06	0,0002	0,9014	0,9526	0,9345
Modal_Ritz	69	0,001	3,68E-05	0,0025	0	0,9835	0,9665	0	0,0068	0,0001	0,0005	0,9082	0,9527	0,935
Modal_Ritz	70	0,001	3,83E-06	0,0001	0	0,9835	0,9666	0	0,0003	9,58E-06	0,0003	0,9085	0,9527	0,9353
Modal_Ritz	71	0,001	0,0001	0,0001	0	0,9836	0,9668	0	0,0004	0,0003	0,0009	0,9089	0,953	0,9362
Modal_Ritz	72	0,000453	1,21E-05	3,2E-05	0	0,9837	0,9668	0	0,0001	3,1E-05	0,0027	0,9089	0,9531	0,9389
Modal_Ritz	73	0,000421	0,0002	0,0001	0	0,9838	0,9669	0	0,0003	0,0005	0,0003	0,9093	0,9535	0,9392
Modal_Ritz	74	0,000402	0,0001	5,11E-06	0	0,9839	0,9669	0	2,33E-05	0,0002	0,001	0,9093	0,9537	0,9402
Modal_Ritz	75	0,000394	0,0001	7,15E-06	0	0,984	0,9669	0	1,3E-05	0,0003	0,0013	0,9093	0,954	0,9415
Modal_Ritz	76	0,000359	2,19E-05	0,0001	0	0,984	0,9671	0	0,0003	0,0001	0,0002	0,9096	0,9541	0,9417
Modal_Ritz	77	0,000333	9,67E-06	5E-05	0	0,984	0,9671	0	0,0001	2,22E-05	0,0002	0,9097	0,9541	0,9419
Modal_Ritz	78	0,000314	5,83E-06	0,0001	0	0,984	0,9672	0	0,0002	1,11E-05	0,0001	0,9099	0,9541	0,9419
Modal_Ritz	79	0,000287	3,11E-06	2,97E-05	0	0,984	0,9672	0	0,0001	6,72E-06	0,0015	0,91	0,9541	0,9434
Modal_Ritz	80	0,000268	4,77E-05	6,04E-06	0	0,9841	0,9672	0	1,65E-05	0,0001	8,62E-07	0,91	0,9543	0,9434
Modal_Ritz	81	0,000258	4,28E-05	2,75E-05	0	0,9841	0,9673	0	0,0001	0,0001	2,2E-05	0,9101	0,9544	0,9435
Modal_Ritz	82	0,000218	8,05E-06	0,0002	0	0,9841	0,9675	0	0,0005	2,47E-05	0,0027	0,9106	0,9544	0,9462
Modal_Ritz	83	0,000215	1,47E-05	7,84E-06	0	0,9841	0,9675	0	2,55E-05	3,52E-05	0,0004	0,9106	0,9544	0,9466
Modal_Ritz	84	0,000187	0,0002	0,0001	0	0,9844	0,9676	0	0,0003	0,0006	0,0009	0,9109	0,955	0,9475
Modal_Ritz	85	0,000167	0,0002	0,0001	0	0,9846	0,9677	0	0,0003	0,0006	0,0007	0,9112	0,9556	0,9481
Modal_Ritz	86	0,000145	0,0008	4,92E-06	0	0,9853	0,9677	0	6,35E-06	0,0022	0,0019	0,9112	0,9578	0,9501
Modal_Ritz	87	0,00012	0,0002	0,0003	0	0,9855	0,9681	0	0,0009	0,0005	7,25E-06	0,9121	0,9583	0,9501
Modal_Ritz	88	0,000111	0	0,0002	0	0,9855	0,9682	0	0,0005	0	1,3E-05	0,9126	0,9583	0,9501
Modal_Ritz	89	0,000105	4,71E-05	2,92E-05	0	0,9855	0,9683	0	0,0001	0,0001	0,0002	0,9127	0,9584	0,9503
Modal_Ritz	90	8,86E-05	0,0001	4,6E-05	0	0,9856	0,9683	0	0,0001	0,0003	0,0011	0,9128	0,9587	0,9514
Modal_Ritz	91	8,23E-05	0	5,62E-06	0	0,9856	0,9683	0	6,04E-06	0	0,0027	0,9128	0,9587	0,9542
Modal_Ritz	92	7,87E-05	0,0001	0,0001	0	0,9857	0,9684	0	0,0003	0,0003	0,0019	0,9131	0,9589	0,9561
Modal_Ritz	93	7,63E-05	4,34E-06	7,57E-06	0	0,9857	0,9684	0	1,91E-05	1,17E-05	0,0001	0,9132	0,9589	0,9562
Modal_Ritz	94	6,05E-05	0,0013	0,0003	0	0,9871	0,9688	0	0,0009	0,0038	0,0001	0,9141	0,9627	0,9562
Modal_Ritz	95	5,65E-05	0,0003	0,0001	0	0,9874	0,9688	0	0,0002	0,0008	4,34E-05	0,9142	0,9636	0,9563
Modal_Ritz	96	4,39E-05	4,76E-05	0,0011	0	0,9874	0,9699	0	0,0029	0,0001	0,0004	0,9171	0,9637	0,9567
Modal_Ritz	97	3,95E-05	0,0002	0,0005	0	0,9876	0,9704	0	0,0014	0,0006	0,0064	0,9185	0,9643	0,9631
Modal_Ritz	98	3,83E-05	4,14E-05	3,95E-05	0	0,9877	0,9704	0	0,0001	0,0001	0,0001	0,9186	0,9645	0,9632
Modal_Ritz	99	3,05E-05	0	0,0003	0	0,9877	0,9707	0	0,0007	1,21E-06	0,0001	0,9193	0,9645	0,9633
Modal_Ritz	100	2,48E-05	0,001	3,5E-05	0	0,9887	0,9707	0	0,0001	0,0029	0,0003	0,9195	0,9673	0,9636
Modal_Ritz	101	1,95E-05	0,0001	0,000044	0	0,9888	0,9708	0	0,0001	0,0004	0,0008	0,9196	0,9677	0,9645
Modal_Ritz	102	1,67E-05	0,0001	0,001	0	0,9889	0,9718	0	0,0027	0,0002	0,0011	0,9223	0,9679	0,9655
Modal_Ritz	103	9,8E-06	1,98E-05	1,22E-05	0	0,9889	0,9718	0	3,2E-05	0,0001	2,86E-06	0,9223	0,9679	0,9655
Modal_Ritz	104	8,82E-06	1,94E-05	0,0003	0	0,9889	0,9721	0	0,0009	0,0001	0,0001	0,9232	0,968	0,9656
Modal_Ritz	105	7,19E-06	0,0002	0,0001	0	0,9891	0,9722	0	0,0002	0,0005	0,0002	0,9234	0,9685	0,9659
Modal_Ritz	106	6,45E-06	0	0,0006	0	0,9891	0,9728	0	0,0015	0	0,0002	0,9249	0,9685	0,9661
Modal_Ritz	107	5,53E-06	0,0001	0,0002	0	0,9892	0,973	0	0,0006	0,0002	0,0011	0,9255	0,9687	0,9672
Modal_Ritz	108	0	0,0001	0,0006	0	0,9893	0,9736	0	0,0016	0,0002	0,0001	0,9271	0,9689	0,9674
Modal_Ritz	109	0	0	0,0003	0	0,9893	0,974	0	0,0009	0	1,13E-05	0,928	0,9689	0,9674
Modal_Ritz	110	0	0	0	0	0,9893	0,974	0	0	0	0	0,928	0,9689	0,9674

Παράρτημα Β. Έλεγχοι μεταλλικών μελών

ETABS 2015 Steel Frame Design

ΈΛΕΓΧΟΣ ΚΥΡΙΑΣ ΔΟΚΟΥ

Eurocode 3-2005 Steel Section Check (Strength Summary)



Element Details (Part 1 of 2)

Level	Element	Unique Name	Length (mm)	Location (mm)	Combo	Design Type	Element Type
Story13	B283	690	4650	4650	1.35g+1.5q	Beam	DCM MRF

Element Details (Part 2 of 2)

Section	Classification	Rolled
HE300B	Class 1	Yes

Design Parameters

National Annex	Combination Equation	Analysis Type	Reliability
CEN Default	Eq. 6.10	Method 2 (Annex B)	Class 2

Design Code Parameters

γ_{M0}	γ_{M1}	γ_{M2}	A_n / A_g	LLRF	PLLF	Stress ratio Limit
1	1	1,25	1	1	0,75	0,95

Section Properties

A (cm ²)	I _{yy} (cm ⁴)	i _{yy} (mm)	W _{el,yy} (cm ³)	A _{v,y} (cm ²)	W _{pl,yy} (cm ³)	I _{yz} (cm ⁴)	I _t (cm ⁴)
149	25170	130	1678	47,4	1869	0	189

I _{zz} (cm ⁴)	i _{zz} (mm)	W _{el,zz} (cm ³)	A _{v,z} (cm ²)	W _{pl,zz} (cm ³)	I _w (cm ⁶)	h (mm)
8563	75,8	570,9	120,2	870	1687791,4	300

A _{eff} (cm ²)	e _{Ny} (mm)	e _{Nz} (mm)	W _{ef,yy} (cm ³)	W _{ef,zz} (cm ³)
149	0	0	1678	570,9

Material Properties

E (MPa)	f _y (MPa)	f _u (MPa)
210000	355	510

Stress Check Forces and Moments

Location (mm)	N _{Ed} (kN)	M _{Ed,yy} (kN-m)	M _{Ed,zz} (kN-m)	V _{Ed,z} (kN)	V _{Ed,y} (kN)	T _{Ed} (kN-m)
4650	0	-381,4371	0	181,8724	0	-0,0672

Demand/Capacity (D/C) Ratio 6.3.3(4)-6.62

$$D/C \text{ Ratio} = N_{Ed} / (\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}) + k_{zy} [M_{y,Ed} / (\chi_{LT} M_{y,Rk} / \gamma_{M1})] + k_{zz} [M_{z,Ed} / (M_{z,Rk} / \gamma_{M1})]$$

$$0,605 = 0 + 0,605 + 0$$

Basic Factors

Buckling Mode	K Factor	L Factor	L Length (mm)	L _{cr} / i
Major (y-y)	1	1	4650	35,777
Major Braced	1	1	4650	35,777
Minor (z-z)	1	1	4650	61,338
Minor Braced	1	1	4650	61,338
LTB	1	1	4650	61,338

Axial Force Design

	N _{Ed} Force kN	N _{c,Rd} Capacity kN	N _{t,Rd} Capacity kN	N _{byy,Rd} Major kN	N _{bzz,Rd} Minor kN
Axial	0	5289,5	5289,5	4750,1015	3493,286

N _{pl,Rd} kN	N _{u,Rd} kN	N _{cr,T} kN	N _{cr,TF} kN	A _n / A _g Unitless
5289,5	5471,28	13888,7842	13888,7841	1

Design Parameters for Axial Design

	Curve	α	N _{cr} (kN)	λ	Φ	χ	N _{bd,Rd} (kN)
Major (y-y)	b	0,34	24126,6125	0,468	0,655	0,898	4750,1015
MajorB (y-y)	b	0,34	24126,6125	0,468	0,655	0,898	4750,1015
Minor (z-z)	c	0,49	8208,0327	0,803	0,97	0,66	3493,286
MinorB (z-z)	c	0,49	8208,0327	0,803	0,97	0,66	3493,286
Torsional TF	c	0,49	13888,7841	0,617	0,793	0,775	4100,3488

Moment Designs

	M _{Ed} Moment kN-m	M _{Ed,span} Moment kN-m	M _{c,Rd} Capacity kN-m	M _{v,Rd} kN-m	M _{n,Rd} kN-m	M _{b,Rd} Capacity kN-m
Major (y-y)	-381,4371	-381,4371	663,495	663,495	663,495	630,862
Minor (z-z)	0	0	308,85	308,85	308,85	

Moment Designs

	Section	Flange	Web	ε (Unitless)	α (Unitless)	ψ (Unitless)
Compactness	Class 1	Class 1	Class 1	0,814	0,5	-1

	Curve	α _{LT}	λ _{LT}	Φ _{LT}	χ _{LT}	C ₁	M _{cr} (kN-m)
LTB	a	0,21	0,407	0,605	0,951	2,488	3996,745

	C_{my}	C_{mz}	C_{mLT}	k_{yy}	k_{yz}	k_{zy}	k_{zz}
Factors	0,4	1	0,4	0,4	0,6	1	1

Shear Design

	V_{Ed} Force (kN)	V_{c,Rd} Capacity (kN)	T_{Ed} /Torsion (kN-m)	Stress Ratio	Status Check
Major (z)	181,8724	970,482	-0,0672	0,187	OK
Minor (y)	0	2463,2003	-0,0672	0	OK

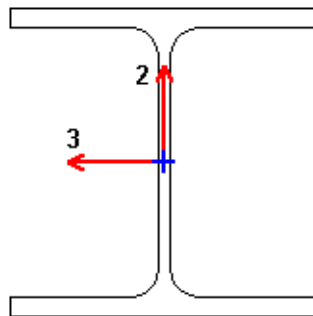
Shear Design

	V_{pl,Rd} (kN)	η (Unitless)	λ_w (Unitless)
Reduction	970,482	1,2	0,339

ETABS 2015 Steel Frame Design

ΈΛΕΓΧΟΙ ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΚΟΤΗΤΑΣ ΚΥΡΙΑΣ ΔΟΚΟΥ

Eurocode 3-2005 Steel Section Check (Deflection Details)



Element Details

Level	Element	Unique Name	Length (mm)	Location (mm)	Combo	Design Type	Element Type	Section	Rolled
Story13	B283	690	4650	0	DStID2	Beam	DCM MRF	HE300B	Yes

DEFLECTION DESIGN (Combo DStID2)

Type	Consider	Deflection mm	Limit mm	Ratio	Status
Dead Load	Yes	12,5	38,8	0,324	OK
Super DL + Live Load	Yes	5,9	38,8	0,153	OK
Live Load	Yes	5,9	12,9	0,459	OK
Total Load	Yes	18,5	19,4	0,952	OK
Total - Camber	Yes	18,5	19,4	0,952	OK

ΈΛΕΓΧΟΙ ΣΥΜΜΙΚΤΗΣ ΔΟΚΟΥ

Story: Story14
Location: X= 38,515 m Y= 9,9 m
S355

Beam B343
Group: diadokides1
IPE300

Length: 2,77 m Trib. Area: 3,88 m²

Composite Deck Properties

	Deck	Cover (mm)	w _c (kN/m ³)	f _{ck} (MPa)	Ribs	b _{eff} (mm)	E _{cm} (S) (MPa)	E _{cm} (D) (MPa)	E _{cm} (V) (MPa)
At Left, at Right	deck gefura	70	24,9926	30	⊥	346,3	33000	33000	44550

Loading (DCmpS2 combo)

	Constr.	Dead	SDL	Live NR	Factored
Line Load (kN/m) 0 m→2,77 m	0,000	8,209	0,000	4,200	17,382

End Reactions

	Constr.	Dead	SDL	Live NR	Combo	Factored
I end, J end (kN)	0,0000	11,3697	0,0000	5,8170	1.35g+1.5q	24,0745

Strength Checks

	Combo	E _d	R _d	Ratio	Pass
Shear at Ends (kN)	DCmpS2	24,0745	366,7131	0,066	✓
Construction Bending (kN-m)	1.35g+1.5q	16,6716	222,9400	0,075	✓
Positive Bending (kN-m)	DCmpS2	16,6716	222,9400	0,075	✓

Constructability and Serviceability Checks

	Actual	Allowable	Ratio	Pass
Shear Studs Distribution	3	14	0,214	✓
Constr. Dead Defl. (mm)	0,4	No Limit	N/A	N/A
Post-concrete Defl. (mm)	0,2	11,5	0,016	✓
Live Load Defl. (mm)	0,2	7,7	0,023	✓
Total Defl. (mm)	0,5	11,5	0,046	✓
Walking Acceleration ap/g	0,004799	0,005	0,960	✓

Section Properties

	Y1 (mm)	Y2 (mm)	I (cm ⁴)	M _{Rd} (kN-m)	N _{pl,a} N _{c,f} or N _c (kN)
Steel fully braced	150	N/A	8356	222,94	1909,9
Full composite (plastic)	10,2	95	N/A	359,2368	824,1
Full composite (elastic)	N/A	6,4	27593,4	N/A	N/A
Partial composite (8%)	135,6	N/A	8356	242,3026	1 * 72,6 = 72,6
Vibrations Check (f = 6,31Hz)	34,6	N/A	33364	N/A	N/A

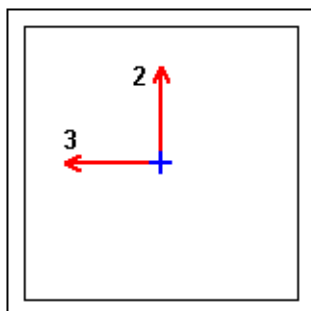
Walking Acceleration Calculation

B (m) Beam	B (m) Girder	Δ (mm) Beam	Δ (mm) Girder	Δ (mm) Panel	f _n (Hz) Beam	f _n (Hz) Girder	f _n (Hz) Panel	β	W (kN)	P _o (N)
2,9944	5,54	0,1	7,9	8	56,773	6,349	6,31	0,025	264,7676	289

ETABS 2015 Steel Frame Design

ΕΛΕΓΧΟΙ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ

Eurocode 3-2005 Steel Section Check (Strength Summary)



Element Details (Part 1 of 2)

Level	Element	Unique Name	Length (mm)	Location (mm)	Combo	Design Type	Element Type
Story14	C40	757	5100	4700	1.35g+1.5q	Column	DCM MRF

Element Details (Part 2 of 2)

Section	Classification	Rolled
TUBO300X300X16	Class 1	Yes

Design Parameters

National Annex	Combination Equation	Analysis Type	Reliability
CEN Default	Eq. 6.10	Method 2 (Annex B)	Class 2

Design Code Parameters

γ_{M0}	γ_{M1}	γ_{M2}	A_n / A_g	LLRF	PLLF	Stress ratio Limit
1	1	1,25	1	0,6	0,75	0,95

Section Properties

A (cm ²)	I _{yy} (cm ⁴)	i _{yy} (mm)	W _{el,yy} (cm ³)	A _{v,y} (cm ²)	W _{pl,yy} (cm ³)	I _{yz} (cm ⁴)	I _t (cm ⁴)
181,8	24510	116,1	1634	90,9	1938	0	36650

I _{zz} (cm ⁴)	i _{zz} (mm)	W _{el,zz} (cm ³)	A _{v,z} (cm ²)	W _{pl,zz} (cm ³)	I _w (cm ⁶)	h (mm)
24510	116,1	1634	90,9	1938		300

A _{eff} (cm ²)	e _{Ny} (mm)	e _{Nz} (mm)	W _{ef,yy} (cm ³)	W _{ef,zz} (cm ³)
181,8	0	0	1634	1634

Material Properties

E (MPa)	f _y (MPa)	f _u (MPa)
210000	355	510

Stress Check Forces and Moments

Location (mm)	N _{Ed} (kN)	M _{Ed,yy} (kN-m)	M _{Ed,zz} (kN-m)	V _{Ed,z} (kN)	V _{Ed,y} (kN)	T _{Ed} (kN-m)
---------------	----------------------	---------------------------	---------------------------	------------------------	------------------------	------------------------

Location (mm)	N _{Ed} (kN)	M _{Ed,yy} (kN-m)	M _{Ed,zz} (kN-m)	V _{Ed,z} (kN)	V _{Ed,y} (kN)	T _{Ed} (kN-m)
4700	-708,5249	157,9002	-0,5963	-56,9829	-0,6202	1,1264

Demand/Capacity (D/C) Ratio 6.2.9.1(6y)

$$D/C \text{ Ratio} = [M_{y,Ed} / M_{N,y,Rd}]$$

$$0,23 = 0,23$$

Basic Factors

Buckling Mode	K Factor	L Factor	L Length (mm)	L _{cr} / i
Major (y-y)	1	0,922	4700	40,478
Major Braced	1	0,922	4700	40,478
Minor (z-z)	1	0,922	4700	40,478
Minor Braced	1	0,922	4700	40,478
LTB	1	0,922	4700	40,478

Axial Force Design

	N _{Ed} Force kN	N _{c,Rd} Capacity kN	N _{t,Rd} Capacity kN	N _{byy,Rd} Major kN	N _{bzz,Rd} Minor kN
Axial	-708,5249	6453,9	6453,9	5903,8513	5903,8513

N _{pl,Rd} kN	N _{u,Rd} kN	N _{cr,T} kN	N _{cr,TF} kN	A _n / A _g Unitless
6453,9	6675,696	1097843	22996,7745	1

Design Parameters for Axial Design

	Curve	α	N _{cr} (kN)	λ	Φ	χ	N _{bd,Rd} (kN)
Major (y-y)	a	0,21	22996,7591	0,53	0,675	0,915	5903,8513
MajorB (y-y)	a	0,21	22996,7591	0,53	0,675	0,915	5903,8513
Minor (z-z)	a	0,21	22996,7591	0,53	0,675	0,915	5903,8513
MinorB (z-z)	a	0,21	22996,7591	0,53	0,675	0,915	5903,8513
Torsional TF	a	0,21	22996,7745	0,53	0,675	0,915	5903,8516

Moment Designs

	M _{Ed} Moment kN-m	M _{Ed,span} Moment kN-m	M _{c,Rd} Capacity kN-m	M _{v,Rd} kN-m	M _{n,Rd} kN-m	M _{b,Rd} Capacity kN-m
Major (y-y)	157,9002	157,9002	687,99	687,99	687,99	687,99
Minor (z-z)	-0,5963	-3,5115	687,99	687,99	687,99	

Moment Designs

	Section	Flange	Web	ε (Unitless)	α (Unitless)	ψ (Unitless)
Compactness	Class 1	Class 1	Class 1	0,814	0,655	-0,78

	Curve	α _{LT}	λ _{LT}	Φ _{LT}	χ _{LT}	C ₁	M _{cr} (kN-m)
LTB	d	0,76	0,099	0,466	1	2,7	70446,1146

	C _{my}	C _{mz}	C _{mLT}	k _{yy}	k _{yz}	k _{zy}	k _{zz}
Factors	0,4	0,668	0,4	0,416	0,417	0,249	0,694

Shear Design

	V _{Ed} Force (kN)	V _{c,Rd} Capacity (kN)	T _{Ed} /Torsion (kN-m)	Stress Ratio	Status Check
Major (z)	56,9829	1863,0796	1,1264	0,031	OK
Minor (y)	0,6202	1863,0796	1,1264	3,329E-04	OK

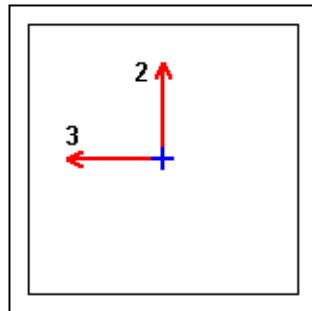
Shear Design

	V _{pl,Rd} (kN)	η (Unitless)	λ _w (Unitless)
Reduction	1863,0796	1,2	0,238

ETABS 2015 Steel Frame Design

ΈΛΕΓΧΟΙ ΣΥΝΔΕΣΜΟΥ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ

Eurocode 3-2005 Steel Section Check (Strength Summary)



Element Details (Part 1 of 2)

Level	Element	Unique Name	Length (mm)	Location (mm)	Combo	Design Type	Element Type
Story14	D7	1009	3794,7	0	1.35g+1.5q	Brace	DCM EBF

Element Details (Part 2 of 2)

Section	Classification	Rolled
TUBO200X200X12.5	Class 1	Yes

Design Parameters

National Annex	Combination Equation	Analysis Type	Reliability
CEN Default	Eq. 6.10	Method 2 (Annex B)	Class 2

Design Code Parameters

γ _{M0}	γ _{M1}	γ _{M2}	A _n / A _g	LLRF	PLLF	Stress ratio Limit
1	1	1,25	1	1	0,75	0,95

Section Properties

A (cm ²)	I _{yy} (cm ⁴)	i _{yy} (mm)	W _{el,yy} (cm ³)	A _{v,y} (cm ²)	W _{pl,yy} (cm ³)	I _{yz} (cm ⁴)	I _t (cm ⁴)
93,8	5518	76,7	551,8	46,9	660,2	0	8240

I _{zz} (cm ⁴)	i _{zz} (mm)	W _{el,zz} (cm ³)	A _{v,z} (cm ²)	W _{pl,zz} (cm ³)	I _w (cm ⁶)	h (mm)
5518	76,7	551,8	46,9	660,2		200

A _{eff} (cm ²)	e _{Ny} (mm)	e _{Nz} (mm)	W _{ef,yy} (cm ³)	W _{ef,zz} (cm ³)
93,8	0	0	551,8	551,8

Material Properties

E (MPa)	f _y (MPa)	f _u (MPa)
210000	355	510

Stress Check Forces and Moments

Location (mm)	N _{Ed} (kN)	M _{Ed,yy} (kN-m)	M _{Ed,zz} (kN-m)	V _{Ed,z} (kN)	V _{Ed,y} (kN)	T _{Ed} (kN-m)
0	-1309,6062	0	0	4,9455	-0,3255	0,5082

Demand/Capacity (D/C) Ratio 6.3.3(4)-6.61

$$D/C \text{ Ratio} = N_{Ed} / (\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}) + k_{yy} [M_{y,Ed} / (\chi_{LT} M_{y,Rk} / \gamma_{M1})] + k_{yz} [M_{z,Ed} / (M_{z,Rk} / \gamma_{M1})]$$

$$0,516 = 0,452 + 0,062 + 0,002$$

Basic Factors

Buckling Mode	K Factor	L Factor	L Length (mm)	L _{cr} / i
Major (y-y)	1	1	3794,7	49,462
Major Braced	1	1	3794,7	49,462
Minor (z-z)	1	1	3794,7	49,462
Minor Braced	1	1	3794,7	49,462
LTB	1	1	3794,7	49,462

Axial Force Design

	N _{Ed} Force kN	N _{c,Rd} Capacity kN	N _{t,Rd} Capacity kN	N _{byy,Rd} Major kN	N _{bzz,Rd} Minor kN
Axial	-1309,6062	3328,125	3328,125	2899,1963	2899,1963

N _{pl,Rd} kN	N _{u,Rd} kN	N _{cr,T} kN	N _{cr,TF} kN	A _n / A _g Unitless
3328,125	3442,5	565370,0097	7942,1525	1

Design Parameters for Axial Design

	Curve	α	N _{cr} (kN)	λ	Φ	χ	N _{bd,Rd} (kN)
Major (y-y)	a	0,21	7942,1529	0,647	0,756	0,871	2899,1963
MajorB (y-y)	a	0,21	7942,1529	0,647	0,756	0,871	2899,1963
Minor (z-z)	a	0,21	7942,1529	0,647	0,756	0,871	2899,1963
MinorB (z-z)	a	0,21	7942,1529	0,647	0,756	0,871	2899,1963
Torsional TF	a	0,21	7942,1525	0,647	0,756	0,871	2899,1963

Moment Designs

	M _{Ed} Moment kN-m	M _{Ed,span} Moment kN-m	M _{c,Rd} Capacity kN-m	M _{v,Rd} kN-m	M _{n,Rd} kN-m	M _{b,Rd} Capacity kN-m
Major (y-y)	0	-20,9847	234,371	234,371	185,4088	234,371
Minor (z-z)	0	1,2352	234,371	234,371	185,4088	

Moment Designs

	Section	Flange	Web	ε (Unitless)	α (Unitless)	ψ (Unitless)
Compactness	Class 1	Class 1	Class 1	0,814	0,992	-0,213

	Curve	α _{LT}	λ _{LT}	Φ _{LT}	χ _{LT}	C ₁	M _{cr} (kN-m)
LTB	d	0,76	0,137	0,486	1	1,709	12423,6672

	C _{my}	C _{mz}	C _{mLT}	k _{yy}	k _{yz}	k _{zy}	k _{zz}

	C_{my}	C_{mz}	C_{mLT}	k_{yy}	k_{yz}	k_{zy}	k_{zz}
Factors	0,579	0,6	0,579	0,696	0,433	0,417	0,721

Shear Design

	V_{Ed} Force (kN)	$V_{c,Rd}$ Capacity (kN)	T_{Ed} /Torsion (kN-m)	Stress Ratio	Status Check
Major (z)	4,9455	960,7465	0,5082	0,005	OK
Minor (y)	0,3255	960,7465	0,5082	3,388E-04	OK

Shear Design

	$V_{pl,Rd}$ (kN)	η (Unitless)	λ_w (Unitless)
Reduction	960,7465	1,2	0,199

End Reaction Axial Forces

Left End Reaction (kN)	Load Combo	Right End Reaction (kN)	Load Combo
-1309,6062	g+0,3q+Ey+0,3Ex	-1306,0991	g+0,3q+Ey+0,3Ex