



ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

Διατμηματικό Πρόγραμμα Μεταπτυχιακών Σπουδών
«Δομοστατικός Σχεδιασμός και Ανάλυση Κατασκευών»

Σχεδιασμός κτηρίων από σκυρόδεμα με χρήση μεγάλων ελαφρά οπλισμένων τοιχωμάτων

Τσοπανάς Εμμανουήλ - Α.Μ. 11020926

Επιβλέπων Καθηγητής : κ. Χ. Μουζάκης – Επίκουρος Καθηγητής Ε.Μ.Π.



ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

ΔΙΑΤΜΗΜΑΤΙΚΟ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑ ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΩΝ ΣΠΟΥΔΩΝ

«ΔΟΜΟΣΤΑΤΙΚΟΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ & ΑΝΑΛΥΣΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ»

Μεταπτυχιακή Εργασία

«Σχεδιασμός κτηρίων από σκυρόδεμα με χρήση μεγάλων ελαφρά
οπλισμένων τοιχωμάτων»

Τσοπανάς Εμμανουήλ – 11020926

Επιβλέπων: κ. Χ.Μουζάκης, Επίκουρος Καθηγητής Ε.Μ.Π.

ΠΕΡΙΛΗΨΗ

Η παρούσα μεταπτυχιακή εργασία εκπονήθηκε στα πλαίσια του Διατμηματικού Μεταπτυχιακού Προγράμματος Σπουδών «Δομοστατικός Σχεδιασμός & Ανάλυση Κατασκευών» του Εθνικού Μετσόβιου Πολυτεχνείου και αποτελεί απαραίτητη προϋπόθεση για την απόκτηση του πτυχίου.

Σκοπός της παρούσας εργασίας είναι η εφαρμογή του νέου συστήματος πλευρικής δυσκαμψίας, του συστήματος των μεγάλων ελαφρά οπλισμένων τοιχωμάτων, που εισάγεται με τους Ευρωκώδικες 2 και 8.

Η εργασία αποτελείται από 10 Κεφάλαια και θα μπορούσε να χωριστεί σε τρία μέρη.

Το πρώτο μέρος αποτελείται από τα 3 πρώτα κεφάλαια. Στο 1^ο κεφάλαιο, γίνεται αναφορά στις θεμελιώδεις απαιτήσεις που οφείλουν να πληρούν τα αντισεισμικά κτήρια από σκυρόδεμα. Στο 2^ο κεφάλαιο αναλύονται τα μεγάλα ελαφρά οπλισμένα τοιχώματα ενώ επισημαίνονται πλήρως οι απαιτήσεις που ορίζει ο κανονισμός. Στο 3^ο κεφάλαιο γίνεται αναφορά στις σεισμικές διεγέρσεις που χρησιμοποιήθηκαν.

Το δεύτερο μέρος αποτελείται από τα 4 επόμενα κεφάλαια, όπου αναφέρονται ο τρόπος ελέγχου της κατασκευής και η πορεία της εργασίας. Πιο αναλυτικά, στο 4^ο κεφάλαιο αναγράφεται ο τρόπος ελέγχου χρησιμοποιώντας τη μη γραμμική ανάλυση χρονοϊστορίας, ενώ αντίστοιχα στο 5^ο κεφάλαιο τη μη γραμμική στατική ανάλυση. Στο 6^ο κεφάλαιο αναλύονται τα θέματα της προσομοίωσης των φορέων και τέλος στο 7^ο κεφάλαιο παρουσιάζεται η πορεία της εργασίας, από την αρχική διαστασιολόγηση έως τον τελικό έλεγχο.

Το τρίτο και τελευταίο μέρος αποτελείται από τα 3 τελευταία κεφάλαια. Στο 8^ο κεφάλαιο αναγράφονται τα αποτελέσματα των αναλύσεων. Στο 9^ο κεφάλαιο αναλύονται τα συμπεράσματα όπως αυτά προέκυψαν από τα αποτελέσματα και τέλος, το 10^ο κεφάλαιο αποτελεί η βιβλιογραφία.



NATIONAL TECHNICAL UNIVERSITY OF ATHENS

POSTGRADUATE COURSE OF STUDIES

«Analysis and Design of Earthquake Resistant Structures»

Postgraduate Thesis

“Design of concrete structures with large lightly reinforced walls”

Tsopanas Emmanouil - 11020926

Supervisor: Mr. Ch.Mouzakis, Assistant Professor N.T.U.A.

SUMMARY

The present thesis was written as a part of the postgraduate course of studies “Analysis and Design of Earthquake Resistant Structures» at National Technical University of Athens and is a prerequisite for graduation.

The main scope of this thesis was the design of new structures with the use of large lightly reinforced walls as system for lateral resistance, according to the demands of Eurocodes 2 and 8.

This thesis consists of 10 chapters and can be divided in 3 parts depending on its content.

The first part consists of the first 3 chapters. In the 1st chapter, there is reference about the fundamentals requirements of earthquake resistant concrete structures. The 2nd chapter has a complete definition of the large lightly reinforced walls. The 3rd chapter describes the seismic excitations.

The second part consists of the next 4 chapters which include the way of the evaluation of structures and also the applied procedure. In more detail, the 4th chapter describes the nonlinear dynamic time history analysis and the 5th chapter the nonlinear static analysis, respectively. The 6th chapter deals with the selection of the appropriate mathematical model of the physical structure. The 7th chapter describes in full detail the procedure of this thesis, from the initial design till the final evaluation.

The third and last part consists of the final 3 chapters. In the 8th chapter are written the results which came up during the analysis. The 9th chapter has the conclusions of this thesis. Finally, the 10th chapter is the references.

Ευχαριστίες...

Η διπλωματική αυτή εργασία έγινε στα πλαίσια του Διπλώματος του Διατμηματικού Προγράμματος Μεταπτυχιακών Σπουδών «Δομοστατικός Σχεδιασμός και Ανάλυση Κατασκευών» με συντονίζουσα σχολή, τη σχολή Πολιτικών Μηχανικών του Εθνικού Μετσόβιου Πολυτεχνείου.

Ένα μεγάλο ευχαριστώ στην οικογένεια μου για την συνεχή υποστήριξη στις εύκολες και δύσκολες στιγμές.

Ευχαριστίες σε όλους τους Καθηγητές που με βοήθησαν αυτά τα δύο χρόνια με τις γνώσεις και τις εμπειρίες τους. Ένα ιδιαίτερο ευχαριστώ στον Επίκουρο Καθηγητή Ε.Μ.Π. Χ.Μουζάκη για τις ώρες που διέθεσε προκειμένου να γίνει αυτή η εργασία πραγματικότητα.

Τσοπανάς Εμμανουήλ

Αθήνα, Οκτώβριος 2011

Κεφάλαιο 1

Θεμελιώδεις απαιτήσεις αντισεισμικών φορέων από σκυρόδεμα σελ. 1

Κεφάλαιο 2

Μεγάλα ελαφρά οπλισμένα τοιχώματα σελ. 13

Κεφάλαιο 3

Σεισμικές Διεγέρσεις σελ. 24

Κεφάλαιο 4

Αριθμητική Ολοκλήρωση της Διαφορικής Εξίσωσης Κίνησης σελ. 35

Κεφάλαιο 5

Μη γραμμική στατική (προσαυξητική) ανάλυση σελ. 46

Κεφάλαιο 6

Προσομοίωση σελ. 53

Κεφάλαιο 7

Πορεία Εργασίας σελ. 62

Κεφάλαιο 8

Αποτελέσματα αναλύσεων σελ. 72

Κεφάλαιο 9

Συμπεράσματα σελ. 119

Κεφάλαιο 10

Βιβλιογραφία σελ. 123

1. Θεμελιώδεις απαιτήσεις αντισεισμικών φορέων από σκυρόδεμα

1.1 Βασικές απαιτήσεις αντισεισμικού σχεδιασμού

Οι φορείς σε σεισμικές περιοχές οφείλουν να σχεδιάζονται και ακολούθως να κατασκευάζονται με τέτοιο τρόπο ώστε να πληρούνται οι ακόλουθες απαιτήσεις με ικανοποιητική αξιοπιστία:

- Απαίτηση μη κατάρρευσης
- Απαίτηση περιορισμού των βλαβών

Αναλυτικότερα, όσον αφορά στην πρώτη απαίτηση, ο φορέας οφείλει να σχεδιάζεται και αντιστοίχως να κατασκευάζεται έτσι ώστε να αναλαμβάνει την σεισμική δράση σχεδιασμού, χωρίς τοπική ή γενική κατάρρευση, διατηρώντας κατά συνέπεια την στατική ακεραιότητα του καθώς και την φέρουσα ικανότητα μετά το εν λόγω σεισμικό γεγονός. Η σεισμική δράση σχεδιασμού υπολογίζεται με βάση δύο συνθήκες: α) την τιμή αναφοράς της σεισμικής δράσης που αντιστοιχεί στην τιμή αναφοράς της πιθανότητας υπέρβασης, P_{NCR} , σε 50 έτη ή σε εκείνη της περιόδου αναφοράς, T_{NCR} , και β) τον συντελεστή σπουδαιότητας γ_I , ώστε να ληφθεί υπόψη η διαφοροποίηση της αξιοπιστίας της κατασκευής ανάλογα με την σπουδαιότητα του φορέα. Ενδεικτικά, οι συνιστώμενες από τον Ευρώκωδικα τιμές, για συντελεστή σπουδαιότητας ίσο με τη μονάδα, είναι $P_{NCR}=10\%$ και $T_{NCR}=475$ έτη.

Αντιστοιχία, για τη δεύτερη απαίτηση, ο φορέας οφείλει να σχεδιάζεται και να κατασκευάζεται για να αναλαμβάνει σεισμική δράση με μεγαλύτερη πιθανότητα εμφάνισης από τη σεισμική δράση σχεδιασμού, χωρίς την εμφάνιση βλαβών και συνεπακόλουθους περιορισμούς χρήσης, οι δαπάνες των οποίων θα ήταν δυσανάλογα υψηλές σε σχέση με τη δαπάνη του συνόλου του φορέα. Επόμενως, η σεισμική δράση που λαμβάνεται υπόψη για την «απαίτηση περιορισμού βλαβών» έχει πιθανότητα υπέρβασης, P_{DLR} , σε 10 έτη και περίοδο επαναφοράς, T_{DLR} . Οι συνιστώμενες τιμές από τον Ευρώκωδικα 8 είναι $P_{DLR}=10\%$ και $T_{DLR}=95$ έτη. Όλα τα προηγούμενα, εξασφαλίζονται μέσω

των ορίων που αναφέρονται στην παράγραφο 4.4.3.2 του Ευρωκώδικα 8, όπου και αναγράφονται τα αποδεκτά όρια σχετικής παραμόρφωσης ορόφου ανάλογα με τα χρησιμοποιηθέντα στοιχεία πλήρωσης της κατασκευής. Τελικώς, τίθενται οι εξής περιορισμοί:

- για κτήρια με μη φέροντα στοιχεία από ψαθυρό υλικό συνδεδεμένα με τον φορέα πρέπει
 $d_r * v \leq 0,005 * h$
- για κτήρια με πλάστιμα μη φέροντα στοιχεία συνδεδεμένα με τον φορέα πρέπει
 $d_r * v \leq 0,0075 * h$
- για κτήρια με μη φέροντα στοιχεία αγκυρωμένα με τέτοιο τρόπο ώστε να μην επηρεάζονται από τις παραμορφώσεις του φορέα, ή για κτήρια που δεν έχουν μη φέροντα στοιχεία πρέπει
 $d_r * v \leq 0,010 * h$

όπου

d_r η τιμή σχεδιασμού της σχετικής παραμόρφωσης ορόφου

h το ύψος του ορόφου

v ο συντελεστής μείωσης που λαμβάνει υπόψη τη μικρότερη περίοδο επαναφοράς της σεισμικής δράσης που συνδέεται με την απαίτηση περιορισμού βλαβών και εξαρτάται από την κατηγορία σπουδαιότητας της κατασκευής.

1.2 Χαρακτηριστικά αντισεισμικών κτηρίων

Τα βασικά χαρακτηριστικά που οφείλει να έχει μια κατασκευή, η οποία σχεδιάζεται για να ανθίσταται σε σεισμικές καταπονήσεις, είναι τα ακόλουθα:

- Στατική απλότητα,
- Ομοιομορφία, συμμετρία και υπερστατικότητα,
- Διαξονική αντοχή και δυσκαμψία,
- Στρεπτική αντοχή και δυσκαμψία,

- Διαφραγματική λειτουργία στα επίπεδα των ορόφων,
- Επαρκής θεμελίωση.

Σύμφωνα με τα προηγούμενα, η σύλληψη του φορέα απαιτεί μια επαναληπτική, επί της ουσίας, διαδικασία η οποία και θα εξασφαλίζει όσο το δυνατόν, τα περισσότερα από τα προαναφερθέντα χαρακτηριστικά, έτσι ώστε να ικανοποιούνται οι θεμελιώδεις απαιτήσεις του αντισεισμικού σχεδιασμού και να επιτυγχάνεται το χαμηλότερο αποδεκτό κόστος.

Το βασικότερο στοιχείο για την καλύτερη εκτίμηση της συμπεριφοράς της κατασκευής έναντι της σεισμικής δράσης σχεδιασμού είναι η στατική κανονικότητα του φορέα. Για το λόγο αυτό, οι φορείς κατατάσσονται σε κανονικούς και μη κανονικούς. Η διάκριση αυτή έχει επιπτώσεις στα εξής ακόλουθα θέματα που αφορούν άμεσα την στατική μελέτη τα οποία είναι:

- στο στατικό προσομοίωμα, το οποίο μπορεί να είναι απλουστευμένο επίπεδο προσομοίωμα ή χωρικό,
- στη μέθοδο ανάλυσης, που μπορεί να είναι είτε απλουστευμένη ανάλυση φάσματος απόκρισης (διαδικασία οριζόντιας φόρτισης), είτε ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης,
- στην τιμή του συντελεστή α , που απομειώνεται στην περίπτωση των μη κανονικών σε όψη κτηρίων.

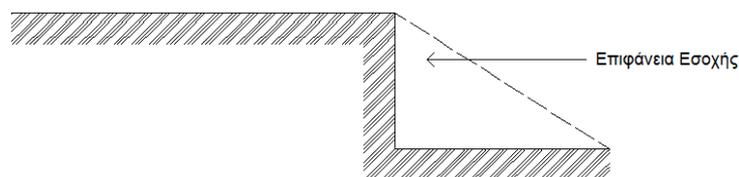
Ο επόμενος πίνακας αποτελεί μία σύνοψη των παραπάνω:

Κανονικότητα σε		Επιτρεπόμενη απλοποίηση		Συντελεστής συμπεριφοράς
Κάτοψη	Όψη	Προσομοίωμα	Γραμμική-ελαστική ανάλυση	(για γραμμική ανάλυση)
Ναι	Ναι	Επίπεδο	Οριζόντια φόρτιση	Τιμή αναφοράς
Ναι	Όχι	Επίπεδο	Ιδιομορφική ανάλυση	Μειωμένη τιμή
Όχι	Ναι	Χωρικό	Οριζόντια φόρτιση	Τιμή αναφοράς
Όχι	Όχι	Χωρικό	Ιδιομορφική ανάλυση	Μειωμένη τιμή

Η κανονικότητα ενός φορέα, όπως φαίνεται και από τον προηγούμενο πίνακα, εξαρτάται τόσο από την κανονικότητα σε κάτοψη, όσο και από την κανονικότητα σε όψη, της οποίας η απουσία οδηγεί βάσει κανονισμού σε χαμηλότερες τιμές του συντελεστή α .

Τα κριτήρια για κανονικότητα σε κάτοψη είναι τα επόμενα:

- Το κτήριο θα είναι κατά προσέγγιση συμμετρικό σε κάτοψη, σε σχέση με δύο ορθογώνιους άξονες όσον αφορά την αντοχή σε οριζόντια φορτία και στη χωρική κατανομή της μάζας,
- Η διαμόρφωση της κάτοψης οφείλει να είναι συμπαγής, δηλαδή κάθε πλάκα ορόφου θα οριοθετείται από κυρτή πολυγωνική γραμμή. Εφόσον υπάρχουν ανωμαλίες στην περίμετρο (εισέχουσες γωνίες ή εσοχές στην περίμετρο, βλ. σχήμα), η κανονικότητα σε κάτοψη μπορεί να θεωρηθεί ότι ικανοποιείται, υπό τον όρο ότι οι ανωμαλίες αυτές δεν έχουν επιπτώσεις στη δυσκαμψία της πλάκας στο επίπεδο της και ότι, σε κάθε ανωμαλία, η περιοχή μεταξύ του περιγράμματος της πλάκας και της κυρτής πολυγωνικής γραμμής που την περιβάλλει, δεν υπερβαίνει το 5% της επιφάνειας ορόφου,



- Η δυσκαμψία των πλακών ορόφων μέσα στο επίπεδο τους θα είναι αρκετά μεγάλη σε σύγκριση με την οριζόντια δυσκαμψία των κατακόρυφων φερόντων στοιχείων, έτσι ώστε η παραμόρφωση της πλάκας να έχει μικρή επίδραση στη κατανομή των δυνάμεων μεταξύ των κατακόρυφων φερόντων στοιχείων. Κατόψεις τύπου L, Π, Η, Ι και Χ πρέπει να εξετάζονται κατά περίπτωση,
- Η λυγνότητα του κτηρίου σε κάτοψη, $\lambda=L_{\max}/L_{\min}$, πρέπει να είναι μικρότερη του 4,

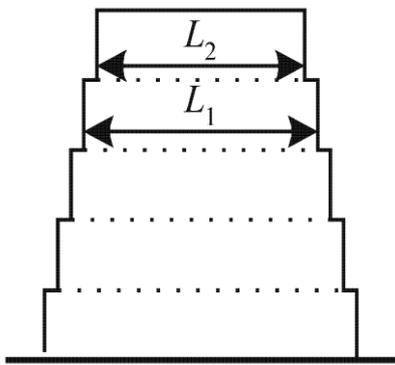
- Σε κάθε επίπεδο και για κάθε διεύθυνση της ανάλυσης x και y , η στατική εκκεντρότητα e_0 και η ακτίνα δυστρεψίας r πρέπει να ικανοποιούν τις εξής συνθήκες:
 1. $e_{0x} \leq 0,30r_x$ & $r_x \geq l_s$, για διεύθυνση ανάλυσης y ,
 2. $e_{0y} \leq 0,30r_y$ & $r_y \geq l_s$, για διεύθυνση ανάλυσης x .

Τα κριτήρια κανονικότητας σε όψη είναι τα ακόλουθα:

- Όλα τα συστήματα ανάληψης οριζοντιων φορτίων πρέπει να είναι συνεχή χωρίς διακοπή έως την άνω επιφάνεια του κτηρίου,
- Η μεταφορική δυσκαμψία και η μάζα των επιμέρους ορόφων θα παραμένουν σταθερές ή θα μειώνονται βαθμιαία, χωρίς απότομες αλλαγές από τη βάση προς την κορυφή ενός κτηρίου,
- Σε κτήρια με πλαισιωτό σύστημα ο λόγος της πραγματικής αντοχής ορόφων προς την αντοχή που απαιτείται από την ανάλυση, δεν πρέπει να διαφέρει δυσανάλογα μεταξύ των ορόφων. Για το λόγο αυτό, εξετάζεται η επίδραση των τοιχοπληρώσεων στην απόκριση της κατασκευής,
- Εφόσον υφίστανται εσοχές, πρέπει να ισχύουν και τα ακόλουθα:
 1. Για βαθμιδωτές εσοχές που διατηρούν την αξονική συμμετρία του φορέα, η εσοχή σε οποιονδήποτε όροφο δεν θα είναι μεγαλύτερη από το 20% της προηγούμενης διάστασης σε κάτοψη στη διεύθυνση της εσοχής (σχήμα 1 & σχήμα 2),
 2. Για μια μεμονωμένη εσοχή μέσα σε ύψος μικρότερο από το 15% του συνολικού ύψους του κύριου στατικού συστήματος, η εσοχή δεν θα είναι μεγαλύτερη από το 50% της προηγούμενης διάστασης σε κάτοψη. Σε αυτή την περίπτωση, το κάτω μέρος του φορέα που περιλαμβάνεται μέσα στην προβολή της περιμέτρου των ανωτέρων ορόφων, πρέπει να μελετηθεί ώστε να αναλαμβάνει τουλάχιστον το 75% των οριζόντιων τεμνουσών δυνάμεων που θα αναπτύσσονταν στην ίδια ζώνη σε παρόμοιο κτήριο χωρίς τη διεύρυνση του κάτω μέρους (σχήμα 3),

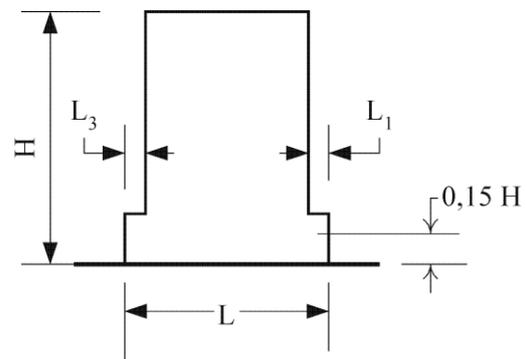
3. Στην περίπτωση που οι εσοχές δεν διατηρούν την συμμετρία του φορέα, το άθροισμα των εσοχών όλων των ορόφων σε κάθε όψη δεν θα είναι μεγαλύτερο από το 30% της διάστασης της κάτοψης στο ισόγειο επάνω από τη θεμελίωση ή επάνω από την άνω επιφάνεια άκαμπτου υπογείου, και κάθε επιμέρους εσοχή δεν θα είναι μεγαλύτερη από το 10% της προηγούμενης διάστασης κάτοψης (σχήμα 4).

(1)



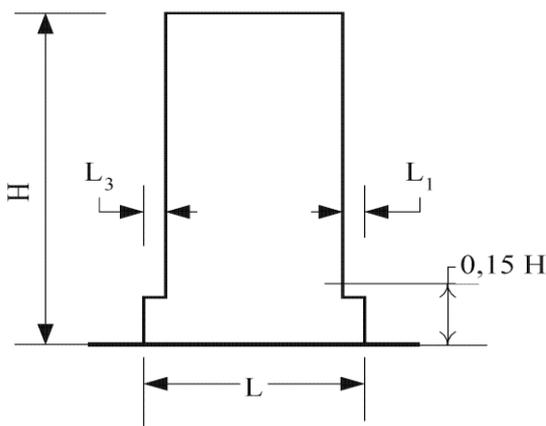
Κριτήριο για (1): $\frac{L_1 - L_2}{L_1} \leq 0,20$

(2) (εσοχή πάνω από 0,15H)



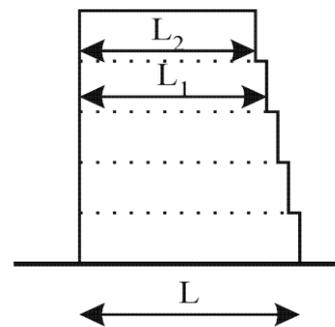
Κριτήριο για (1): $\frac{L_3 + L_1}{L} \leq 0,20$

(3) (εσοχή κάτω από 0,15H)



Κριτήριο για (c): $\frac{L_3 + L_1}{L} \leq 0,50$

(4)



Κριτήρια για (d): $\frac{L - L_2}{L} \leq 0,30$

$\frac{L_1 - L_2}{L_1} \leq 0,10$

1.3 Τύποι στατικών συστημάτων

Τα κτήρια από σκυρόδεμα, ανάλογα με την συμπεριφορά τους υπό οριζόντιες σεισμικές δράσεις κατατάσσονται σε έναν από τους ακόλουθους τύπους στατικών συστημάτων:

- Πλαισιωτό σύστημα: τα κατακόρυφα και τα οριζόντια φορτία αναλαμβάνονται κυρίως από χωρικά πλαίσια των οποίων η διατμητική αντοχή στην βάση του κτηρίου υπερβαίνει το 65% της συνολικής αντοχής του συστήματος,
- Διπλό σύστημα: τα κατακόρυφα φορτία αναλαμβάνονται κυρίως από ένα χωρικό πλαίσιο και η αντοχή σε οριζόντια φορτία παρέχεται εν μέρει από το πλαισιωτό σύστημα και εν μέρει από φέροντα τοιχώματα, συζευγμένα ή μη. Εφόσον η διατμητική αντοχή του πλαισιωτού συστήματος στην βάση του κτηρίου είναι μεγαλύτερη από το 50% της συνολικής διατμητικής αντοχής του συστήματος, τότε χαρακτηρίζεται ως *διπλό σύστημα ισοδύναμο προς πλαισιωτό*. Εάν συμβαίνει το αντίθετο, δηλαδή η διατμητική αντοχή των τοιχωμάτων στη βάση του κτηρίου είναι μεγαλύτερη από το 50% της συνολικής αντοχής του συστήματος, τότε χαρακτηρίζεται ως *διπλό σύστημα ισοδύναμο προς σύστημα τοιχωμάτων*,
- Σύστημα πλάστιμων τοιχωμάτων: τα κατακόρυφα και τα οριζόντια φορτία του κτηρίου, αναλαμβάνονται κυρίως από κατακόρυφα φέροντα τοιχώματα, με ή χωρίς σύζευξη, των οποίων η διατμητική αντοχή στη βάση της κατασκευής υπερβαίνει το 65% της συνολικής διατμητικής αντοχής του όλου στατικού συστήματος. Επιπροσθέτως, συζευγμένα τοιχώματα ορίζονται ως φέροντα στοιχεία που αποτελούνται από δύο ή περισσότερα απλά τοιχώματα, συνδεδεμένα μεταξύ τους με δοκούς επαρκούς πλαστιμότητας («δοκοί σύζευξης»), επαρκείς για να μειώσουν τουλάχιστον κατά 25% το άθροισμα των ροπών στη βάση των επιμέρους τοιχωμάτων εάν αυτά δρούσαν ανεξάρτητα,
- Σύστημα μεγάλων ελαφρά οπλισμένων τοιχωμάτων: ο χαρακτηρισμός αυτός οφείλεται κυρίως στη γεωμετρία του τοιχώματος, δηλαδή έχει

μεγάλες διαστάσεις διατομής, όπου η οριζόντια διάσταση του τοιχώματος είναι τουλάχιστον ίση με 4 μέτρα ή τα δύο τρίτα του ύψους h_w του κτηρίου, όποιο είναι μικρότερο. Αναμένεται να αναπτύξει περιορισμένη μετελαστική συμπεριφορά υπό την σεισμική κατάσταση σχεδιασμού,

- Σύστημα ανεστραμμένου εκκρεμούς: το 50% ή περισσότερο της μάζας βρίσκεται στο ανώτερο 1/3 του ύψους του φορέα, ή στο οποίο η απόδοση ενέργειας λαμβάνει χώρα κυρίως στη βάση ενός μεμονωμένου κτηριακού στοιχείου,
- Σύστημα στρεπτικά εύκαμπτο: διπλό σύστημα ή σύστημα τοιχωμάτων, που δεν διαθέτει μια ελάχιστη τιμή στρεπτικής δυσκαμψίας, δηλαδή η ακτίνα αδρανείας σε κάθε επίπεδο είναι μεγαλύτερη από τις ακτίνες δυστρεψίας του ορόφου.

Μία σημαντική διαφοροποίηση που εισάγει η χρήση του Ευρωκώδικα 8 σε σχέση με τον ΕΑΚ, είναι η δυνατότητα να κατατάσσονται τα κτήρια στις δύο εξεταζόμενες διευθύνσεις σε διαφορετικό τύπο στατικού συστήματος, εξαιρουμένων των στρεπτικά εύκαμπτων συστημάτων. Δηλαδή, δίνεται η δυνατότητα στο μελετητή να ορίσει διαφορετική τιμή συντελεστή συμπεριφοράς ανάλογα με την εξεταζόμενη διεύθυνση του κτηρίου, εν αντιθέσει με τον ΕΑΚ που όριζε ένα συντελεστή συμπεριφοράς για όλη την κατασκευή.

1.4 Κατηγορίες πλαστιμότητας & Συντελεστής συμπεριφοράς q

Η μελέτη αντισεισμικών κτηρίων από σκυρόδεμα οφείλει να παρέχει στον εξεταζόμενο φορέα επαρκή ικανότητα απόδοσης ενέργειας, χωρίς ουσιαστική μείωση της γενικής αντοχής του σε οριζόντια και κατακόρυφη φόρτιση. Στην σεισμική κατάσταση σχεδιασμού θα εξασφαλίζεται επαρκής αντοχή όλων των φερόντων στοιχείων, ενώ οι απαιτήσεις μη-γραμμικής παραμόρφωσης στις κρίσιμες περιοχές θα πρέπει να καλύπτονται από την γενική πλαστιμότητα που έχει υποτεθεί στους υπολογισμούς. Επιπλέον, για το λόγο αυτό πρέπει οι πλαστικές μορφές αστοχίας (π.χ. κάμψη) να προηγούνται οπωσδήποτε των ψαθυρών μορφών αστοχίας (π.χ. διάτμηση) με ικανοποιητική αξιοπιστία.

Ο Ευρωκώδικας 8 ορίζει τρεις κατηγορίες πλαστιμότητας: τη χαμηλή (Χ), τη μέση (Μ) και την υψηλή (Υ). Στην Ελλάδα απογορεύεται ο σχεδιασμός και η κατασκευή κτηρίων βάσει των απαιτήσεων της κατηγορίας χαμηλής πλαστιμότητας, διότι ο σχεδιασμός τους γίνεται αγνοώντας την σεισμική διέγερση. Επομένως, στη χώρα μας τα κτήρια από σκυρόδεμα κατατάσσονται στις εναπομείνουσες δύο κατηγορίες, ανάλογα με την ικανότητα υστερητικής απόδοσης ενέργειας που διαθέτουν. Οι δύο αυτές κατηγορίες, αντιστοιχούν σε κτήρια που σχεδιάζονται, διαστασιολογούνται και οι λεπτομέρειες τους διαμορφώνονται σύμφωνα με ειδικές αντισεισμικές διατάξεις. Οι συγκεκριμένες οδηγίες δίνουν τη δυνατότητα στο φορέα να αναπτύξει ευσταθείς πλαστικούς μηχανισμούς που συνοδεύονται από μεγάλη απόδοση υστερητικής ενέργειας υπό φόρτιση με επαναλαμβανόμενες αναστροφές, χωρίς να υποστεί ανεπιθύμητες ψαθυρές αστοχίες. Τα προηγούμενα εξασφαλίζονται με την εφαρμογή των ειδικών διατάξεων που παρουσιάζονται εκτενώς στο 5^ο κεφάλαιο του Ευρωκώδικα 8.

Ο συντελεστής συμπεριφοράς q εκφράζει την ικανότητα απόδοσης ενέργειας της κατασκευής έναντι οριζόντιων φορτίων και η ανώτατη τιμή που δύναται να πάρει, υπολογίζεται για κάθε διεύθυνση σχεδιασμού σύμφωνα με τον τύπο:

$$q = q_0 * k_w \geq 1,5$$

όπου

q_0 η βασική τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς της κατασκευής, ο οποίος εξαρτάται από τον τύπο του στατικού συστήματος και από την κανονικότητα σε όψη,

k_w ο συντελεστής που εκφράζει την επικρατούσα μορφή αστοχίας σε στατικά συστήματα με τοιχώματα.

Ο επόμενος πίνακας ορίζει τις βασικές τιμές του συντελεστή συμπεριφοράς q_0 ανάλογα με τον τύπο του στατικού συστήματος, για κτήρια κανονικά σε όψη:

Βασικές τιμές συντελεστή συμπεριφοράς q_0		
<u>ΤΥΠΟΣ ΣΤΑΤΙΚΟΥ ΣΥΣΤΗΜΑΤΟΣ</u>	ΚΠΜ	ΚΠΥ
Πλαισιωτό σύστημα, διπλό σύστημα, σύστημα συζευγμένων τοιχωμάτων	$3,0 a_u/a_1$	$4,5 a_u/a_1$
Σύστημα ασύζευκτων τοιχωμάτων	3,0	$4,0 a_u/a_1$
Στρεπτικά εύκαμπτο σύστημα	2,0	3,0
Σύστημα ανεστραμμένου εκκρεμούς	1,5	2,0

Για κτήρια τα οποία δεν είναι κανονικά σε όψη η τιμή του συντελεστή q_0 απομειώνεται κατά 20%.

Στον προηγούμενο πίνακα υπάρχουν οι συντελεστές a_1 και a_u οι οποίοι ορίζονται ως εξής:

- a_1 η τιμή σχεδιασμού με την οποία πρέπει να πολλαπλασιαστεί η οριζόντια σεισμική δράση σχεδιασμού, ούτως ώστε για πρώτη φορά η καμπτική επιπόνηση να γίνει ίση με την καμπτική αντοχή σε οποιοδήποτε στοιχείο του φορέα, ενώ όλες οι άλλες δράσεις σχεδιασμού παραμένουν σταθερές,
- a_u η τιμή σχεδιασμού με την οποία πρέπει να πολλαπλασιαστεί η οριζόντια σεισμική δράση σχεδιασμού για να αναπτυχθούν πλαστικές αρθρώσεις σε τόσες θέσεις, έτσι ώστε να σχηματιστεί πλήρως πλαστικός μηχανισμός, ενώ όλες οι άλλες δράσεις σχεδιασμού παραμένουν σταθερές. Ο συντελεστής a_u μπορεί να υπολογιστεί και από μη-γραμμική στατική ανάλυση.

Ο κανονισμός είναι σαφής όσον αφορά την τιμή του πολλαπλασιαστικού συντελεστή a_u/a_1 που δύναται να χρησιμοποιήσει ο μελετητής, χωρίς να

χρειαστεί ειδικό υπολογισμός. Οι τιμές που εφαρμόζονται για κτήρια κανονικά σε κάτοψη είναι:

α) Πλαισιωτά συστήματα ή ισοδύναμα προς πλαισιωτά διπλά συστήματα:

- μονώροφα κτήρια: $\alpha_w/\alpha_1=1,1$
- πολυώροφα δίστυλα πλαισιωτά κτήρια: $\alpha_w/\alpha_1=1,2$
- πολυώροφα πολύστυλα πλαισιωτά κτήρια ή ισοδύναμα προς αυτά διπλά συστήματα: $\alpha_w/\alpha_1=1,3$.

β) Συστήματα τοιχωμάτων ή ισοδύναμα προς αυτά διπλά συστήματα:

- Συστήματα τοιχωμάτων με μόνον δύο ασύζευκτα τοιχώματα σε κάθε οριζόντια διεύθυνση: $\alpha_w/\alpha_1=1,0$
- Άλλα συστήματα ασύζευκτων τοιχωμάτων: $\alpha_w/\alpha_1=1,1$
- Ισοδύναμα προς τοιχώματα διπλά συστήματα ή συστήματα συζευγμένων τοιχωμάτων: $\alpha_w/\alpha_1=1,2$.

Για κτήρια μη κανονικά σε κάτοψη, η τιμή του πολλαπλασιαστικού συντελεστή α_w/α_1 προκύπτει από γραμμική παρεμβολή μεταξύ της 1 και των προαναφερθέντων τιμών.

Ο συντελεστής k_w που εκφράζει και την κυρίαρχη μορφή αστοχίας σε στατικά συστήματα με τοιχώματα λαμβάνεται ως εξής:

- $k_w=1$, για πλαισιωτά και ισοδύναμα προς πλαισιωτά συστήματα τοιχωμάτων,
- $0,5 \leq k_w=(1+a_0)/3 \leq 1$, για συστήματα τοιχωμάτων, ισοδύναμα προς τοιχώματα διπλά συστήματα και στρεπτικά εύκαμπτα συστήματα.

Ο συντελεστής a_0 που αναφέρεται στην προηγούμενη σχέση, είναι η κυριαρχούσα τιμή του λόγου όψεως των τοιχωμάτων του στατικού συστήματος. Εφόσον, οι λόγοι όψεως h_{wi}/l_{wi} όλων των τοιχωμάτων i του στατικού συστήματος δεν παρουσιάζουν σημαντικές διαφορές, η τιμή a_0 του λόγου όψεως μπορεί να υπολογιστεί ως εξής:

$$\alpha_0 = \frac{\sum h_{wi}}{\sum l_{wi}}$$

όπου

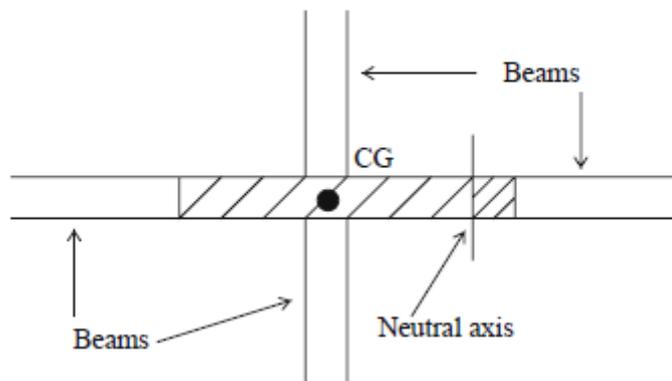
h_{wi} το ύψος του τοιχώματος i ,

l_{wi} το μήκος του τοιχώματος i .

2. Μεγάλα ελαφρά οπλισμένα τοιχώματα

2.1 Σεισμική απόκριση μεγάλων ελαφρά οπλισμένων τοιχωμάτων

Τοιχώματα με μεγάλες διαστάσεις διατομής, πακτωμένα στη βάση της κατασκευής, παρουσιάζουν κάποια χαρακτηριστικά στην σεισμική απόκριση τους, που θυμίζουν το λικνισμό των τοιχωμάτων σε επιφανειακή θεμελίωση. Αυτό οφείλεται στην εγγύτητα του ουδέτερου άξονα της ρηγματωμένης διατομής της βάσης με την άκρη της, εξαιτίας του μικρού μεγέθους της επιβαλλόμενης αξονικής δύναμης και της μεγάλης απόστασης από το κέντρο βάρους της. Συνεπώς, η κάμψη του τοιχώματος προκαλεί ανύψωση του κέντρου βάρους της διατομής καθώς και της μάζας που συμβάλλει σε αυτό. Επομένως, μέρος της κινητικής ενέργειας, έστω και προσωρινά, μετατρέπεται ακίνδυνα σε δυναμική ενέργεια λόγω της ανύψωσης των μαζών, μειώνοντας με αυτό τον τρόπο την ενέργεια που θα πρέπει να αναληφθεί μέσω παραμορφώσεων από το ίδιο το τοίχωμα. Επιπλέον, τα άκρα των δοκών που δεν συμβάλλουν στο σημείο της θλιβόμενης ζώνης ανυψώνονται, τα οποία δεδομένου ότι με την σειρά τους φέρουν φορτία, συμβάλλουν στη μεγέθυνση του προηγουμένως αναφερθέντος φαινομένου.



Τα παραπάνω ευεργετικά φαινόμενα της συμπεριφοράς των μεγάλων τοιχωμάτων οφείλονται στη μεγάλη οριζόντια διάσταση τους, τα οποία συνδυαζόμενα με τη μηδενική εφελκυστική αντοχή του σκυροδέματος στη ρηγματωμένη περιοχή, οδηγούν στην πραγματοποίηση της στροφής λόγω ροπής, σε ένα σημείο κοντά στην άκρη της διατομής. Αυτά τα φαινόμενα

οφείλονται αμιγώς στην γεωμετρία του στοιχείου (λόγω της σύζευξης των στρωφών με τις κατακόρυφες μετακινήσεις του κέντρου βάρους της διατομής), τα οποία ωστόσο αγνοούνται στις συνήθεις ελαστικές αναλύσεις.

Τα τοιχώματα με μεγάλη οριζόντια διάσταση, σε σύγκριση με το ύψος τους, δεν μπορούν να σχεδιαστούν αποτελεσματικά για απόσβεση ενέργειας μέσω πλαστικής άρθρωσης στη βάση τους, διότι δεν είναι εύκολο να επιτευχθεί πλήρης πάκτωση του στοιχείου έναντι στροφής σε σχέση με το υπόλοιπο στατικό σύστημα. Ο σχεδιασμός τέτοιων τοιχωμάτων, έτσι ώστε να αναπτυχθεί πλαστική άρθρωση στη βάση τους, είναι ακόμη πιο δύσκολος στην περίπτωση που στο τοίχωμα συμβάλλει και κάποιο άλλο εγκάρσιο τοίχωμα.

Τα εν λόγω τοιχώματα θα αναπτύξουν περιορισμένη ρηγμάτωση και ανελαστική συμπεριφορά κατά την σεισμική διέγερση σχεδιασμού. Η ρηγμάτωση θα είναι κυρίως οριζόντια, στις θέσεις των κατασκευαστικών αρμών διακοπής, στα επίπεδα των ορόφων. Επομένως, οι πλευρικές παραμορφώσεις των τοιχωμάτων, που συμπεριφέρονται σαν κατακόρυφοι πρόβολοι, θα είναι ένας συνδυασμός της στροφής στο επίπεδο της θεμελίωσης εφόσον αυτή είναι επιφανειακή, καθώς και αντίστοιχες στροφές σε μία ή περισσότερες στάθμες ορόφων εφόσον υπάρχει υπόγειο, κάνοντας το τοίχωμα να συμπεριφέρεται σαν μια ομάδα από άκαμπτα στοιχεία. Τέλος, ο λικνισμός του τοιχώματος σαν άκαμπτο στοιχείο, όπου ανοίγουν και κλείνουν ρωγμές στις στάθμες των ορόφων, προκαλεί απόσβεση ακτινοβολίας (radiation damping), βοηθώντας να αποσβεστούν σε μεγάλο βαθμό τα υφίσχνα χαρακτηριστικά της προκληθείσας από τον σεισμό κατακόρυφης διέγερσης, του ίδιου του τοιχώματος.

2.2 Ορισμός μεγάλων ελαφρά οπλισμένων τοιχωμάτων

Ο Ευρωκώδικας 8 αναφέρει συγκεκριμένες διατάξεις για συστήματα αποτελούμενα από μερικά αλλά ελαφρά οπλισμένα μεγάλα τοιχώματα, τα οποία μπορούν να ανθίστανται στην σεισμική διέγερση σχεδιασμού, όχι μέσα από την απορρόφηση ενέργειας μέσω υστερητικής απόσβεσης σε πλαστικές αρθρώσεις στη βάση τους, αλλά μετατρέποντας ένα μέρος της εισαγόμενης

στο σύστημα ενέργειας σε δυναμική ή/και μεταδίδοντας ένα άλλο μέρος της μέσω ακτινοβολίας στο έδαφος, στην περίπτωση των επιφανειακών θεμελιώσεων.

Η ειδική αυτή κατηγορία στατικού συστήματος που εισάγει ο ΕΚ8, βασίζεται κυρίως στην εμπειρία από την εφαρμογή παρόμοιων κανόνων στην σεισμική περιοχή της νότιας Γαλλίας. Για να μπορεί ένα κτήριο να χαρακτηριστεί σαν σύστημα μεγάλων ελαφρά οπλισμένων τοιχωμάτων σύμφωνα με τις απαιτήσεις του ευρωπαϊκού κανονισμού πρέπει να διαθέτει τα εξής στοιχεία:

1. Θεμελιώδη ιδιοπερίοδο σε κάθε εξεταζόμενη οριζόντια διεύθυνση μικρότερη του μισού δευτερολέπτου, θεωρώντας πακτωμένα όλα τα κατακόρυφα στοιχεία στη βάση του,
2. Τα πρωτεύοντα τοιχώματα, δύο σε κάθε διεύθυνση, που χαρακτηρίζονται σαν μεγάλα τοιχώματα πρέπει:
 - a. να έχουν μήκος τουλάχιστον 4 μέτρα ή τα 2/3 του ύψους του κτηρίου (για κτήρια χαμηλότερα από 6 μέτρα), όποιο είναι μικρότερο,
 - b. να αναλαμβάνουν τουλάχιστον το 65% της σεισμικής τέμνουσας βάσης στη διεύθυνση του μήκους τους,
 - c. να υποστηρίζουν τουλάχιστον το 20% του συνολικού κατακόρυφου φορτίου του σεισμικού συνδυασμού, δηλαδή το 40% και για τις δύο διευθύνσεις. Η συγκεκριμένη απαίτηση εξασφαλίζει ότι ο λικνισμός των τοιχωμάτων αυξάνει τη δυναμική ενέργεια τουλάχιστον κατά 20% της συνολικής μάζας του κτηρίου.
3. Τουλάχιστον δύο πρωτεύοντα τοιχώματα που πληρούν τις απαιτήσεις της παραγράφου 2 σε κάθε οριζόντια διεύθυνση (έτσι ώστε να υπάρχει στρεπτική αντοχή). Ωστόσο, μπορεί ακόμη και ένα μόνο πρωτεύον τοίχωμα στη μία διεύθυνση να χαρακτηριστεί σαν μεγάλο τοίχωμα, αρκεί να πληροί όλες τις προϋποθέσεις που αναγράφονται στις παραγράφους 1 και 2, αλλά στην άλλη διεύθυνση να υπάρχουν 2 τοιχώματα. Σε αυτή την

περίπτωση, ο εφαρμοζόμενος συντελεστής q μειώνεται κατά $1/3$ σε σχέση με τη βασική του τιμή.

Το στατικό σύστημα έναντι οριζοντίων δράσεων που ικανοποιεί όλες τις προηγούμενες απαιτήσεις, μπορεί να χαρακτηριστεί ως σύστημα μεγάλων ελαφρά οπλισμένων τοιχωμάτων και κατ' επέκταση να οπλιστεί με πολύ οικονομικό τρόπο, σύμφωνα με τις ειδικές διατάξεις του ΕΚ8.

Το σύστημα μεγάλων ελαφρά οπλισμένων τοιχωμάτων μπορεί να καταταχθεί μόνο στη μέση κατηγορία πλαστιμότητας (ΚΠΜ). Ενώ σχεδιάζεται και διαμορφώνεται με λιγότερο απαιτητικούς κανόνες, απολαμβάνει τον ίδιο συντελεστή συμπεριφοράς με τα στατικά συστήματα των ασύζευκτων τοιχωμάτων για ΚΠΜ: βασική τιμή το 3 (ή 2 στην περίπτωση που έχουμε μόνο ένα πρωτεύον τοίχωμα στην εξεταζόμενη διεύθυνση). Επιπλέον, η βασική τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς, πολλαπλασιάζεται με $(1+a_0)/3$. Ωστόσο, αυτά τα συστήματα είναι συνεχή από τη βάση έως την κορυφή, οπότε δεν επέρχεται περαιτέρω απομείωση του q .

Στην περίπτωση που έχουμε τοιχώματα τα οποία δεν πληρούν την απαίτηση 2(a), τότε πρέπει να διαστασιολογούνται ως πλάστιμα τοιχώματα κατηγορίας ΚΠΜ. Αντιστρόφως, εφόσον το στατικό σύστημα του φορέα δεν πληροί μία από τις προϋποθέσεις 1-3, τότε δεν μπορεί να χαρακτηριστεί σαν σύστημα μεγάλων ελαφρά οπλισμένων τοιχωμάτων, τότε όλα τα τοιχώματα διαστασιολογούνται σαν πλάστιμα τοιχώματα παρόλο που μπορεί να ικανοποιούνται κάποιες από τις προϋποθέσεις.

2.3 Διαστασιολόγηση σε κάμψη με αξονική δύναμη

Τα τοιχώματα σε ένα σύστημα μεγάλων ελαφρά οπλισμένων τοιχωμάτων διαστασιολογούνται στην οριακή κατάσταση αστοχίας λόγω κάμψης χωρίς να γίνεται καμία αύξηση των ροπών αντοχής που προέκυψαν από την ανάλυση έναντι της σεισμικής δράσης σχεδιασμού. Ο κατακόρυφος οπλισμός πρέπει να διατάσσεται σύμφωνα με τις απαιτήσεις της ΟΚΑ έναντι κάμψης με αξονική δύναμη, χωρίς υπερβολές όσον αφορά το εμβαδόν του οπλισμού και είναι λιγότερος από αυτό των πλάστιμων τοιχωμάτων. Ο στόχος είναι να «απλωθεί»

η διαρροή των οπλισμών λόγω κάμψης σε μερικά πατώματα και όχι μονάχα στη βάση. Αυτό αυξάνει την συνολική πλευρική παραμόρφωση του τοιχώματος και αυξάνει, μέσω ανύψωσης, των μαζών και των εγκάρσιων στο τοίχωμα δοκών, την αντισεισμική αντοχή του. Η ελαχιστοποίηση της καμπτικής υπεραντοχής μειώνει τις απαιτήσεις έναντι διάτμησης και βοηθά στην αποφυγή της πρώιμης απομείωσης της διατμητικής αντοχής.

Το μικρό πάχος των μεγάλων τοιχωμάτων σε σχέση με το μήκος τους αυξάνει τον κίνδυνο της εκτός επιπέδου αστάθειας. Ο Ευρωκώδικας 8 απαιτεί την απομείωση του μεγέθους των θλιπτικών τάσεων λόγω κάμψης με αξονική δύναμη ώστε να αποφευχθεί το ανωτέρω φαινόμενο, χωρίς να ορίζει σαφείς οδηγίες, ωστόσο κάνει αναφορά στις απαιτήσεις του Ευρωκώδικα 2:

1. Οι κανόνες για φαινόμενα 2^{ος} τάξεως σε άοπλα ή ελαφρώς ωπλισμένα τοιχώματα είναι οι εξής:

- Η θλιπτική αντοχή του σκυροδέματος θα πολλαπλασιάζεται με τον συντελεστή $\varphi < 1$ και υπολογίζεται:

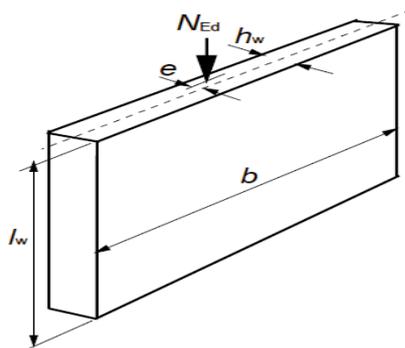
$$\varphi = \min \left\{ \left[1,14 \left(1 - 2 \frac{e}{b_{wo}} \right) - 0,02 * \frac{l_0}{b_{wo}} \right]; \left[1 - 2 \frac{e}{b_{wo}} \right] \right\}$$

όπου, e η εκκεντρότητα του φορτίου κατά το πλάτος του τοίχου, b_{wo} , έχοντας σαν αρχική τιμή $e=l_0/400$, όπου l_0 το ελεύθερο μήκος του τοίχου και ίσο με το καθαρό ύψος ορόφου h_{st} . Στην περίπτωση που το υπο εξέταση τοίχωμα συνδέεται στο ένα ή και στα δύο άκρα του με εγκάρσιο τοίχωμα μήκους τουλάχιστον $h_{st}/5$ και πάχους τουλάχιστον $b_{wo}/2$, τότε το ελεύθερο μήκος διαιρείται επιπλέον με $[1+(h_{st}/3l_w)^2]$ ή $[1+(h_{st}/l_w)^2]$ αντίστοιχα.

- Για τοιχώματα που σκυροδετούνται επί τόπου, πρέπει το πάχος τους, b_{wo} , να είναι τουλάχιστον 4% του ελεύθερου μήκους l_0 .

2. Ο κανόνας έναντι πλευρικής αστάθειας σε λεπτόκορμες δοκούς υπό θλίψη είναι:

$$\left(\frac{h_{st}}{b_{wo}} \right) * \left(\frac{l_w}{b_{wo}} \right)^{\frac{1}{3}} < 70$$



Η σεισμική απόκριση των μεγάλων τοιχωμάτων, όπως αναφέρθηκε και σε προηγούμενη παράγραφο, προκαλεί λικνισμό στο τοίχωμα εφόσον αυτό εδράζεται άμεσα σε επιφανειακή θεμελίωση, ή κάμψη σαν ένας «σωρός» από άκαμπτα στοιχεία. Μία τέτοια απόκριση προκαλεί σημαντική σύγκρουση με το έδαφος στην περίπτωση της ανασήκωσης του πεδίου ή σημαντικές συγκρούσεις καθώς κλείνουν οι οριζόντιες ρωγμές στις στάθμες των ορόφων. Η σύγκρουση αυτή έχει ως αποτέλεσμα να προκαλούνται υψίσυχνες κατακόρυφες ταλαντώσεις ολόκληρου του τοιχώματος ή μέρους του. Οι συγκεκριμένες ταλαντώσεις αποσβένονται πολύ γρήγορα χωρίς να προκαλούν σημαντικά καθολικά φαινόμενα, ωστόσο δημιουργούν μία διακύμανση της αξονικής δύναμης του τοιχώματος. Δεδομένου ότι αυτά τα φαινόμενα είναι πολύ αβέβαια και περίπλοκα, ο Ευρωκώδικας 8 υιοθετεί μια απλοποιημένη διαδικασία, η οποία ωστόσο είναι προς την πλευρά της ασφάλειας: μια αξονική δύναμη σχεδιασμού που προκύπτει από τα ταυτόχρονα φορτία βαρύτητας του σεισμικού συνδυασμού, αυξανόμενη ή μειούμενη κατά 50%. Ο κατακόρυφος οπλισμός προκύπτει από την ελάχιστη αξονική δύναμη, ενώ με τη μέγιστη αξονική δύναμη γίνεται έλεγχος της θλιπτικής αντοχής του σκυροδέματος και των φαινόμενων ευστάθειας του τοιχώματος. Η αύξηση ή η απομείωση της αξονικής δύναμης μπορεί να παραλείπεται όταν εφαρμόζεται συντελεστής συμπεριφοράς $q \leq 2$.

Η δημιουργία των κατακόρυφων ταλαντώσεων των τοιχωμάτων, επιτρέπει κατά τον έλεγχο στην οριακή κατάσταση αστοχίας σε κάμψη με αξονική δύναμη, να αυξάνεται η οριακή παραμόρφωση του σκυροδέματος σε $\epsilon_{cu} = 0,005$. Η ευεργετική συμπεριφορά της περίσφιγξης θα μπορούσε να

ληφθεί υπόψη, όπως γίνεται στα πλαστιμα τοιχώματα, ωστόσο θεωρείται ότι το σκυρόδεμα αποφλειώνεται σε μεγαλύτερη παραμόρφωση. Επιπλέον, επειδή το ενεργό κομμάτι της διατομής σε θλίψη είναι σχετικά μικρό, λογικά δεν αξίζει τον κόπο να εφαρμοστεί η επιρροή της περίσφιγξης, καθώς μπορεί να μην οδηγήσει τελικά σε αύξηση της ροπής αντοχής του τοιχώματος.

2.4 Διαστασιολόγηση σε διάτμηση

Η αποφυγή της διατμητικής αστοχίας επιτυγχάνεται, διαστασιολογώντας για τέμνουσα δύναμη, V'_{Ed} , όπως προέκυψε από την ανάλυση της σεισμικής διέγερσης σχεδιασμού, με τον συντελεστή ε :

$$\varepsilon = \frac{V_{Ed}}{V'_{Ed}} = \frac{q + 1}{2}$$

Για την συνήθη τιμή $q=3$, προκύπτει $\varepsilon=2$. Αντίστοιχα, στη μέση κατηγορία πλαστιμότητας για τα πλάστιμα τοιχώματα, το ε έχει μέγιστη τιμή το 1,5. Επιπλέον, ισχύουν τα εξής:

- οι κανόνες διαστασιολόγησης για τον κατακόρυφο οπλισμό απαιτούν την ελάχιστη δυνατή υπεραντοχή έναντι κάμψης στη βάση,
- η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος της κατασκευής στην εξεταζόμενη διεύθυνση δεν απέχει και πολύ από την T_c ,

η τιμή του συντελεστή είναι μεγαλύτερη από την αντίστοιχη τιμή των χθαμαλών τοιχωμάτων ($\varepsilon=1,5$) για υψηλή κατηγορία πλαστιμότητας και πλησιάζει την αντίστοιχη τιμή για λυγηρά τοιχώματα, υψηλής κατηγορίας πλαστιμότητας. Εξαιτίας όλων των προηγούμενων, η τέμνουσα σχεδιασμού για τα μεγάλα ελαφρά οπλισμένα τοιχώματα είναι προς την πλευρά της ασφαλείας. Επίσης, η ελαχιστοποίηση της υπεραντοχής έναντι κάμψης βάσει σχεδιασμού, οδηγεί στο γεγονός ότι αυτή θα ελέγχει την ανελαστική συμπεριφορά. Ο Ευρωκώδικας 8 επιτρέπει την παράλειψη του κατακόρυφου οπλισμού κορμού, στην περίπτωση που η διατμητική αντοχή της διατομής ελέγχου χωρίς τη χρήση εγκάρσιου οπλισμού $V_{Rd,c}$ είναι μεγαλύτερη της V_{Ed} . Ωστόσο, ο Ευρωκώδικας 2 απαιτεί την τοποθέτηση ενός ελάχιστου ποσοστού.

Στη συνήθη περίπτωση όπου $V_{Ed} > V_{Rd,c}$, ο εγκάρσιος (οριζόντιος) οπλισμός υπολογίζεται σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 2:

1. Προσομοίωμα δικτυώματος με μεταβλητή γωνία θλιπτήρα,
2. Προσομοίωμα θλιπτήρα-ελκυστήρα.

Στην περίπτωση που χρησιμοποιείται ο πρώτος τρόπος υπολογισμού, σύμφωνα με τον κανονισμό, ο σταθερός οριζόντιος οπλισμός διαστασιολογείται για μοχλοβραχίονα $z=0,8l_w$. Στη δεύτερη περίπτωση, που γίνεται χρήση προσομοιώματος θλιπτήρα ελκυστήρα, τότε η πλάκα προσομοιώνεται ως ελκυστήρας. Επιπλέον, εάν υπάρχουν ασύμμετρα ανοίγματα στο τοίχωμα, σε σχέση με τον άξονα συμμετρίας του, τότε εφαρμόζεται η σεισμική δύναμη και για τις δύο κατευθύνσεις της διεύθυνσης ελέγχου (θετική και αρνητική). Οι δε θλιπτήρες που χρησιμοποιούνται στο προσομοίωμα, πρέπει να έχουν πλάτος το ελάχιστο εκ των $0,25l_w$ και $4b_{wo}$.

Σε όλους τους κατασκευαστικούς αρμούς διακοπής του κτηρίου, δηλαδή στη στάθμη των πλακών, η διατμητική δύναμη σχεδιασμού V_{Ed} , πρέπει να ελέγχεται έναντι ολίσθησης. Συνεπώς, εφαρμόζεται η διαδικασία που περιγράφεται στον Ευρωκώδικα 2, όπου λαμβάνεται υπόψη η συνοχή και τριβή, δηλαδή πρέπει να ισχύει ότι:

$$v_{Edi} \leq v_{Rdi}$$

όπου, $v_{Edi} = V_{Ed} / (z * b_{wo})$.

Αντίστοιχα, η v_{Rdi} υπολογίζεται ως εξής

$$v_{Rdi} = c * f_{ctd} + \mu * \sigma_n + \rho_v * f_{yd} * (\mu * \sin \alpha + \cos \alpha) \leq 0,5 * v * f_{cd}$$

όπου,

- $f_{ctd} = f_{ctk,0.05} / \gamma_c = 0,7 f_{ctm} / \gamma_c$
- σ_n : η τάση που εφαρμόζεται στην υπό εξέταση διατομή και εφόσον είναι θλιπτική λαμβάνεται θετική, ενώ εάν είναι εφελκυστική θεωρείται 0,
- ρ_v : το γεωμετρικό ποσοστό των κατακόρυφων ράβδων που υπάρχουν στη διατομή και αγκυρώνονται επαρκώς,

- c, μ : δείκτες που εξαρτώνται από την τραχύτητα της διατομής, με συνήθεις τιμές $c=0,35$ και $\mu=0,6$,
- α : η γωνία που σχηματίζουν οι οπλισμοί με την διατομή ελέγχου, η οποία στην περίπτωση των μεγάλων τοιχωμάτων, είναι 90° .

2.5 Υλικά-Γεωμετρικοί περιορισμοί μεγάλων τοιχωμάτων

Ο Ευρωκώδικας 8, ανάλογα με την κατηγορία πλαστιμότητας που σχεδιάζεται ένα στατικό σύστημα, ορίζει κάποιες απαιτήσεις οι οποίες πρέπει οπωσδήποτε να πληρούνται και αφορούν τόσο τα υλικά όσο και τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά.

Ο φορέας με στατικό σύστημα αποτελούμενο από μεγάλα τοιχώματα, διαστασιολογείται για μέση κατηγορία πλαστιμότητας (ΚΠΜ), όπως αναφέρθηκε και σε προηγούμενη παράγραφο. Οι απαιτήσεις για τα υλικά σε αυτή την περίπτωση είναι οι ακόλουθες:

- Σε κύρια σεισμικά μέλη δεν θα χρησιμοποιείται σκυρόδεμα κατηγορίας χαμηλότερο του C16/20. Η συγκεκριμένη απαίτηση εκπληρώνεται πολύ εύκολα δεδομένης της απαίτησης για ανθεκτικότητα που επιβάλλεται από τον Ευρωκώδικα 2.
- Στις κρίσιμες περιοχές των κύριων σεισμικών μελών θα χρησιμοποιούνται αποκλειστικά ράβδοι με νευρώσεις, με εξαίρεση τους κλειστούς και μονοσκελείς συνδετήρες
- Σε κρίσιμες περιοχές των κύριων σεισμικών στοιχείων θα χρησιμοποιείται χάλυβας οπλισμού κατηγορίας B ή C
- Συγκολλημένα πλέγματα επιτρέπεται να χρησιμοποιούνται εφόσον πληρούν τις δύο παραπάνω προϋποθέσεις

Η γεωμετρική απαίτηση που πρέπει να ικανοποιείται σε κάθε περίπτωση είναι ότι το πάχος του κορμού, b_{wo} , σε κάθε περίπτωση πρέπει να είναι, σε μέτρα, $b_{wo}=\max\{0,15; h_s/20\}$, όπου h_s το καθαρό ύψος ορόφου.

2.6 Διαμόρφωση λεπτομερειών για τοπική πλαστιμότητα

Η παράλειψη τοποθέτησης οριζώντιου οπλισμού στις θέσεις όπου δεν απαιτείται λόγω του γεγονότος ότι $V_{Ed} < V_{Rd,cr}$ αναφέρθηκε σε προηγούμενη παράγραφο, στην περίπτωση των μεγάλων ελαφρά οπλισμένων τοιχωμάτων. Ο ελάχιστος οπλισμός τοποθετείται στην περίπτωση που δεν ικανοποιείται η προηγούμενη εξίσωση. Ο ελάχιστος οπλισμός είναι παράμετρος που καθορίζεται στο Εθνικό Προσάρτημα, ωστόσο το Ελληνικό Προσάρτημα υιοθετεί τις προτεινόμενες από τον Ευρωκώδικα 2 τιμές. Συνεπώς, απαιτείται οριζόντιος οπλισμός με μέγιστη απόσταση τα 40 εκατοστά, με προτεινόμενη τιμή το γεωμετρικό ποσοστό να είναι το μεγαλύτερο του 0,1% ή ίσο με το γεωμετρικό ποσοστό του κατακόρυφου οπλισμού κορμού.

Ο Ευρωκώδικας 8 δεν ορίζει κάποια συγκεκριμένο οπλισμό κορμού. Επομένως, υιοθετούνται οι αντίστοιχες οδηγίες του Ευρωκώδικα 2: ο κατανεμημένος οπλισμός κορμού τοποθετείται σε μέγιστη απόσταση τα 40 εκατοστά ή 3 φορές το πάχος του τοιχώματος. Το ελάχιστο ποσοστό για τον κατακόρυφο οπλισμό είναι και αυτό εθνική παράμετρος, συνεπώς στις κρίσιμες περιοχές το γεωμετρικό ποσοστό πρέπει να είναι τουλάχιστον 0,0025, ενώ στις μη κρίσιμες 0,0015. Στο ποσοστό αυτό συμπεριλαμβάνεται και ο οπλισμός που τοποθετείται στη διατομή έναντι κάμψης με αξονική δύναμη.

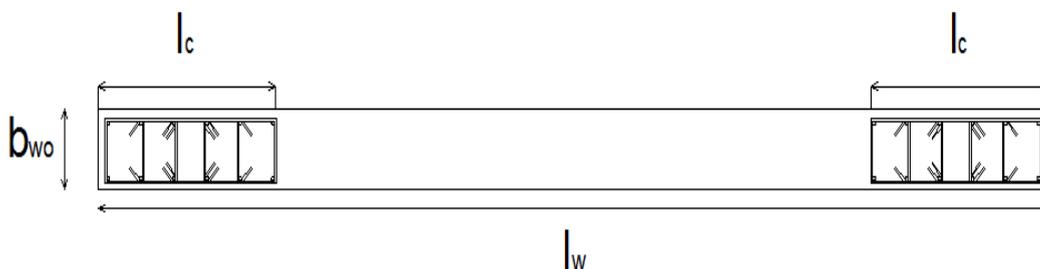
Οι κατακόρυφες ράβδοι που απαιτούνται για να παρέχουν την απαραίτητη αντοχή στην οριακή κατάσταση αστοχίας έναντι κάμψης με αξονική δύναμη, συμπληρώνουν τον ήδη υπάρχοντα ελάχιστο οπλισμό. Ο οπλισμός αυτός τίθεται σε ακραία περισφιγμένα στοιχεία, στα δύο άκρα της διατομής. Το μήκος, l_{cr} , του κάθε ακραίου στοιχείου, κατά τη διεύθυνση του μήκους του τοιχώματος l_w , πρέπει να είναι τουλάχιστον το πάχος του τοιχώματος επί το μεγαλύτερο εκ των επόμενων δύο:

- της μονάδας
- $3\sigma_{cm}/f_{cd}$, όπου σ_{cm} , είναι η μέση θλιπτική τάση στη θλιβόμενη περιοχή της διατομής που υπόκειται σε κάμψη με αξονική δύναμη. Εφόσον χρησιμοποιείται το παραβολικό-ορθοφωνικό διάγραμμα σ - ϵ , τότε ισχύει ότι $\sigma_{cm}/f_{cd} = \phi(1 - \epsilon_{co}/3\epsilon_{cu})$, με $\epsilon_{co} = 0,002$ και $\epsilon_{cu} = 0,005$ όταν στον έλεγχο της ΟΚΑ η αξονική δύναμη που ασκείται είναι θλιπτική και εφαρμόζεται

συντελεστής συμπεριφοράς ίσος με 3. Όταν είναι εφελκυστική η αξονική δύναμη, ή εφαρμόζεται συντελεστής συμπεριφοράς ίσος με 2, τότε $\epsilon_{cu}=0,0035$. Ο συντελεστής φ , όπως αναφέρθηκε σε προηγούμενη παράγραφο, είναι ο μειωτικός συντελεστής με τον οποίο πολλαπλασιάζεται η θλιπτική αντοχή, έτσι ώστε να ληφθούν υπόψη τα φαινόμενα δευτέρας τάξεως. Στη βάση του τοιχώματος πρέπει όλες οι κατακόρυφες ράβδοι να έχουν διάμετρο τουλάχιστον 12 χιλιοστά. Στους υπερκείμενους ορόφους αρκεί και διάμετρος 10 χιλιοστών.

Οι κατακόρυφες ράβδοι των ακραίων στοιχείων πρέπει να είναι πλευρικά εξασφαλισμένες, συνεπώς απαιτείται να περικλείονται από κλειστό ή μονοσκελή συνδετήρα με διάμετρο μεγαλύτερη των 6 χιλιοστών ή του 1/3 της διατομής των κατακόρυφων ράβδων d_{bL} . Οι κλειστοί ή μονοσκελείς συνδετήρες πρέπει να διατάσσονται σε κατακόρυφη απόσταση όχι μεγαλύτερη από 100 χιλιοστά ή $8d_{bL}$, όποιο είναι μικρότερο.

Οριζόντιες ράβδοι πρέπει να διατάσσονται κατά μήκος της διαστάυρωσης ενός τοιχώματος με τα πατώματα και οφείλουν να έχουν επαρκές μήκος αγκύρωσης, κατά την έννοια του μήκους του τοιχώματος, έτσι ώστε να είναι σε θέση να συλλέξουν τις αδρανειακές δυνάμεις του διαφράγματος και να τις μεταφέρουν ασφαλώς στο τοίχωμα. Επιπλέον, αντίστοιχες ράβδοι πρέπει να διατάσσονται όταν ένα τοίχωμα ενώνεται με κάποιο άλλο εγκάρσιο του. Ένα χαρακτηριστικό σχήμα που δείχνει τη διαμόρφωση της όπλισης της διατομής ενός μεγάλου ελαφρά οπλισμένου τοιχώματος είναι το επόμενο:



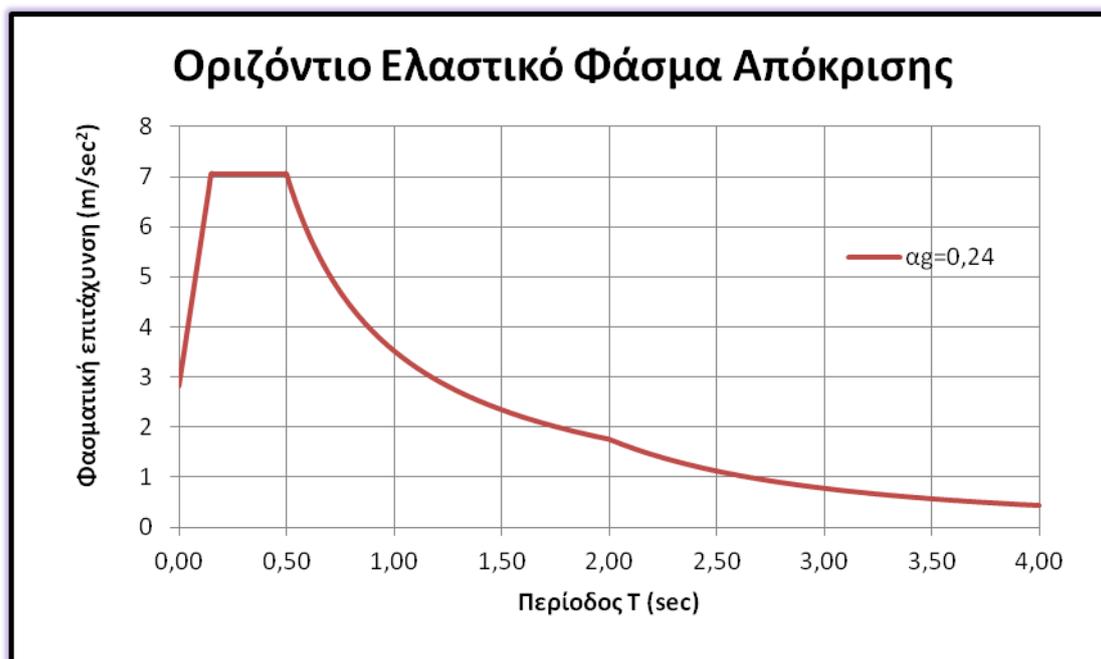
3. Σεισμικές Διεγέρσεις

3.1 Ελαστικό φάσμα απόκρισης

Στην παρούσα εργασία το ελαστικό φάσμα απόκρισης που υιοθετείται και από το οποίο προκύπτουν τα φάσματα σχεδιασμού για ελαστική ανάλυση έναντι οριζόντιων σεισμικών δράσεων, προήλθε από τα εξής δεδομένα:

- Έδαφος κατηγορίας Β
- Επιτάχυνση εδάφους $a_g=0,24$
- Λόγος ιξώδους απόσβεσης = 5%

Σύμφωνα με τα προηγούμενα, προκύπτει το ακόλουθο οριζόντιο ελαστικό φάσμα απόκρισης:



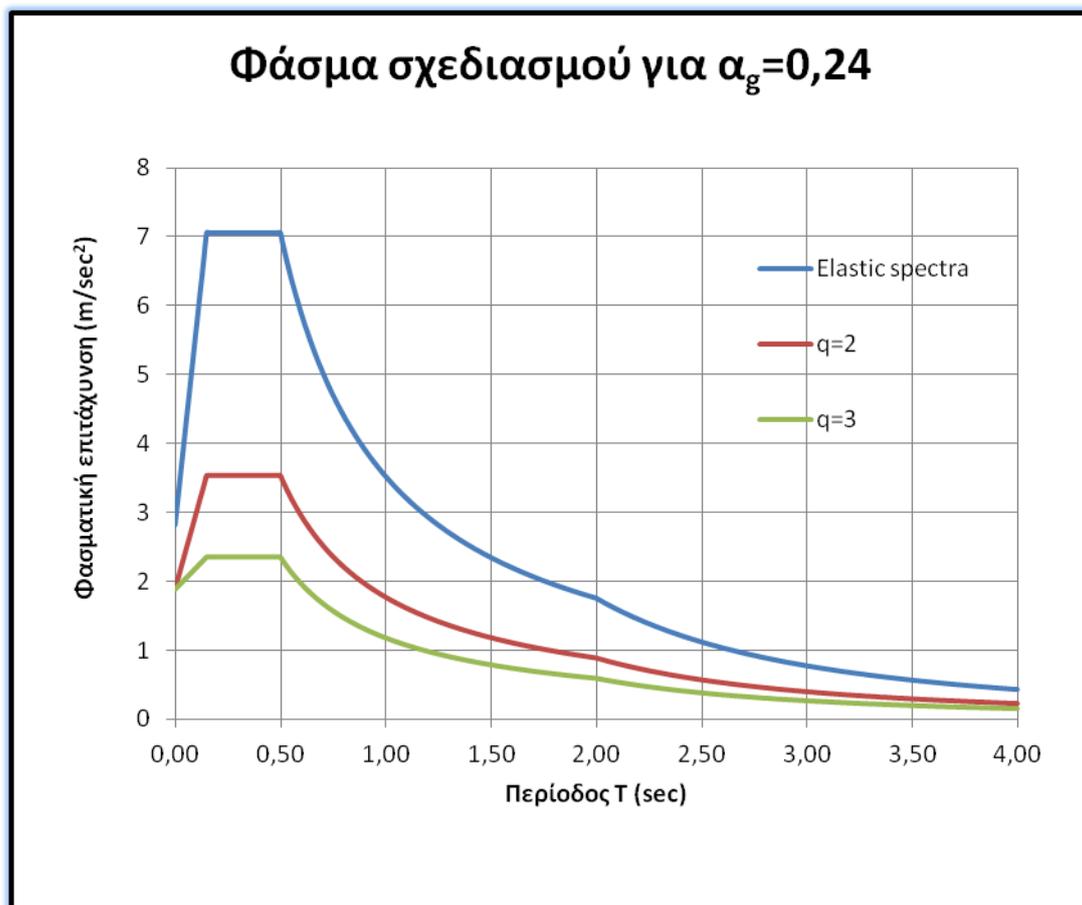
Αξίζει να σημειωθεί ότι στις αναλύσεις που διεξήχθησαν, αγνοήθηκε η επιρροή της κατακόρυφης συνιστώσας της σεισμικής διέγερσης δεδομένου ότι η επιτάχυνση $a_{vg}<0,25g$. Επιπλέον, δεν συντρέχει κάποιος από τους παρακάτω λόγους:

- για οριζόντια ή σχεδόν οριζόντια στατικά μέλη με άνοιγμα 20 μέτρα και περισσότερο

- για οριζόντιους ή σχεδόν οριζόντιους προβόλους με άνοιγμα μεγαλύτερο από 5 μέτρα
- για οριζόντια ή σχεδόν οριζόντια προεντεταμένα μέλη
- για δοκούς που φέρουν φυτευτά υποστυλώματα
- φορείς με σεισμική μόνωση.

3.2 Φάσμα σχεδιασμού για ελαστική ανάλυση

Το φάσμα σχεδιασμού των κτηρίων που χρησιμοποιήθηκαν για τις αναλύσεις, προέκυψε για συντελεστές συμπεριφοράς $q=2$ και $q=3$, έτσι ώστε να συμπεριληφθούν όλες οι εφαρμοζόμενες στην πράξη τιμές. Επιπλέον, σαν συντηρητική εκτίμηση, ο πολλαπλασιαστικός συντελεστής α_w/α_1 αγνοήθηκε, δηλαδή πήρε την τιμή της μονάδας. Επομένως, προκύπτει το εξής διάγραμμα για τις δύο επιλεχθείσες τιμές του συντελεστή συμπεριφοράς:

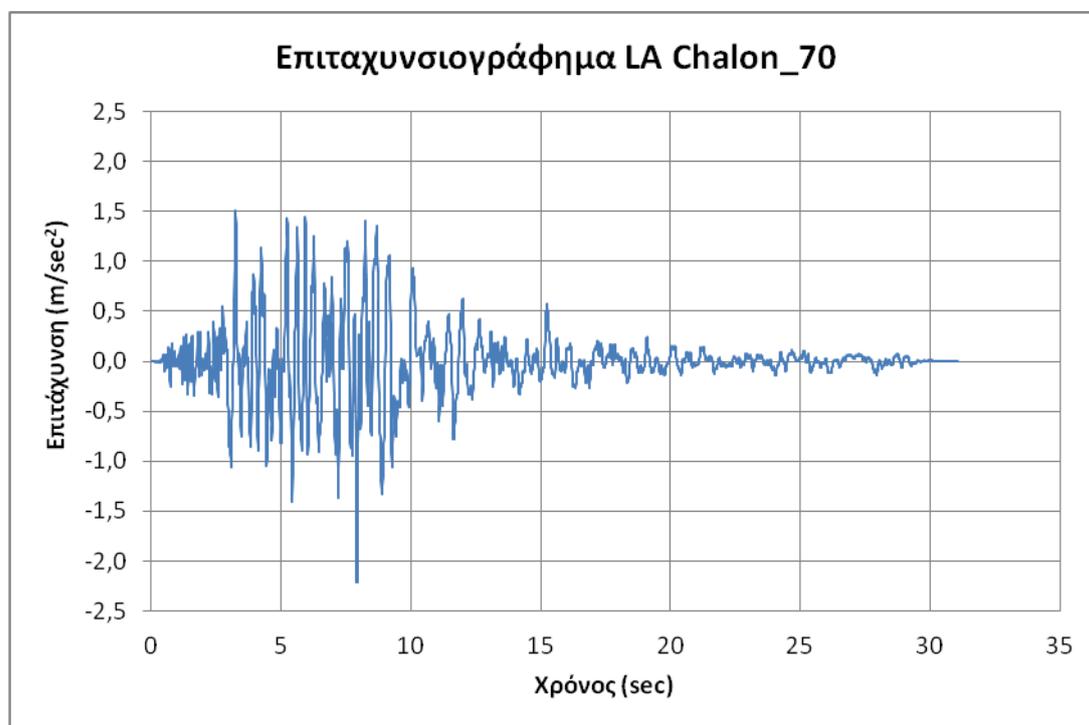


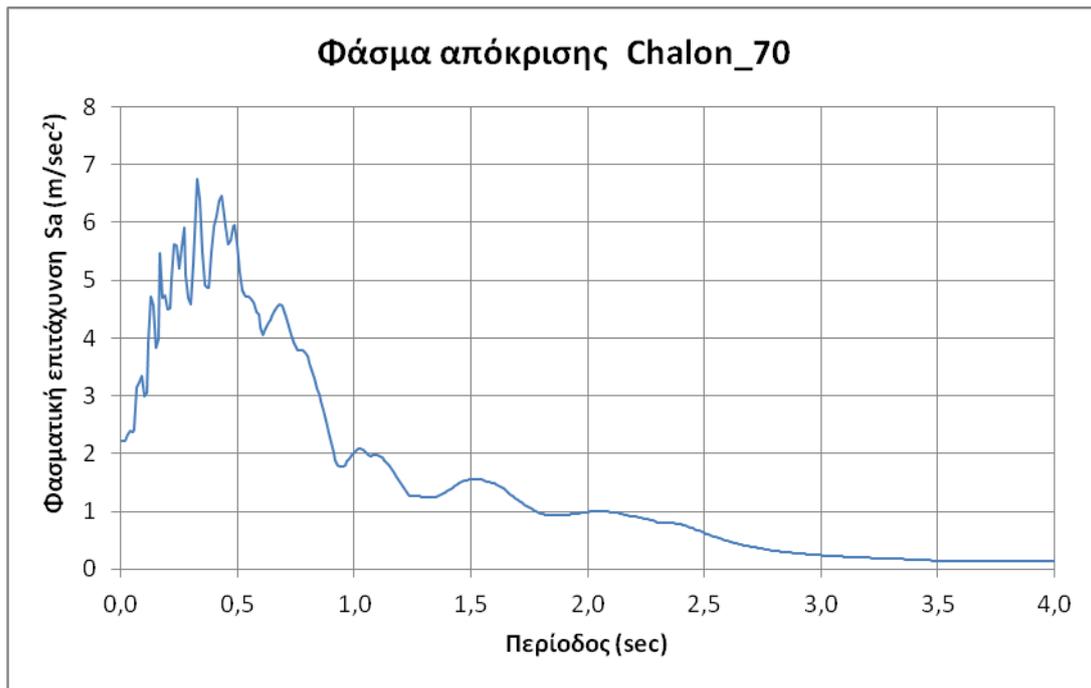
3.3 Χρονοϊστορίες

Η επιβεβαίωση της ορθότητας του σχεδιασμού των κτηρίων που αναλύονται στα πλαίσια της παρούσας εργασίας, απαιτεί την εκτέλεση μη γραμμικών αναλύσεων.

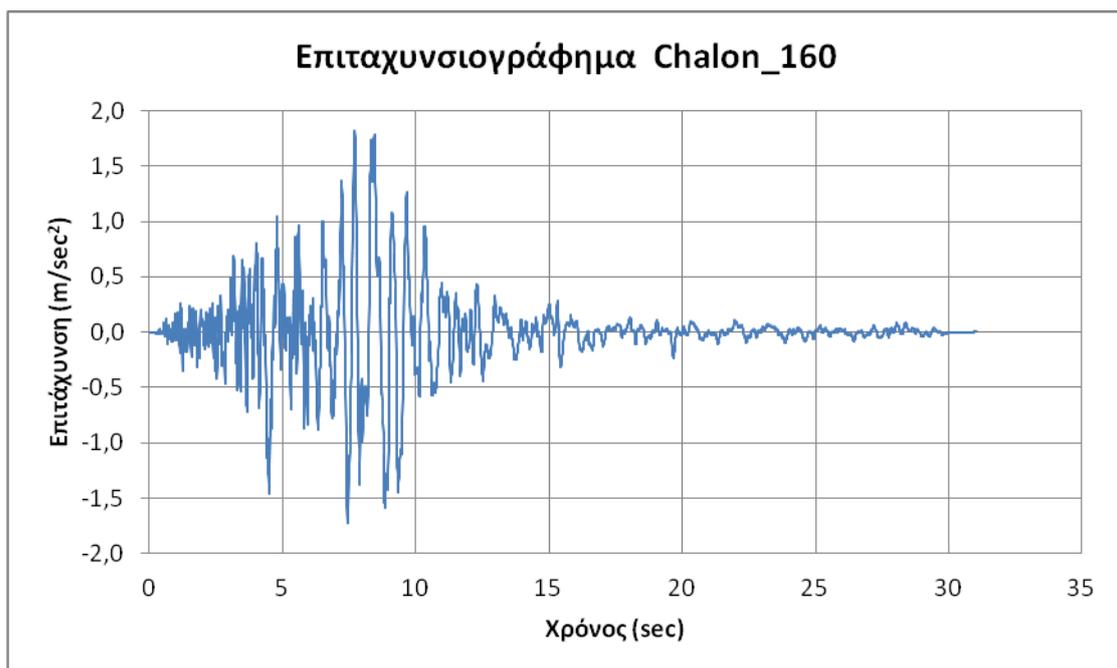
Η χρήση δευτερευόντων στοιχείων, απαιτεί την επιβεβαίωση του σχεδιασμού μέσω πραγματικών επιταχυνσιογραφημάτων. Το κριτήριο επιλογής των συγκεκριμένων σεισμικών διεγέρσεων έγινε με βάση την ομοιότητα τους σε σχέση με το φάσμα σχεδιασμού. Όλες οι καταγραφές είναι από τον σεισμό του Northridge και είναι οι: LA Chalon, LA Faring και LA Fletcher. Ακολουθούν τα αντίστοιχα επιταχυνσιογραφήματα τους καθώς και τα φάσματα απόκρισης:

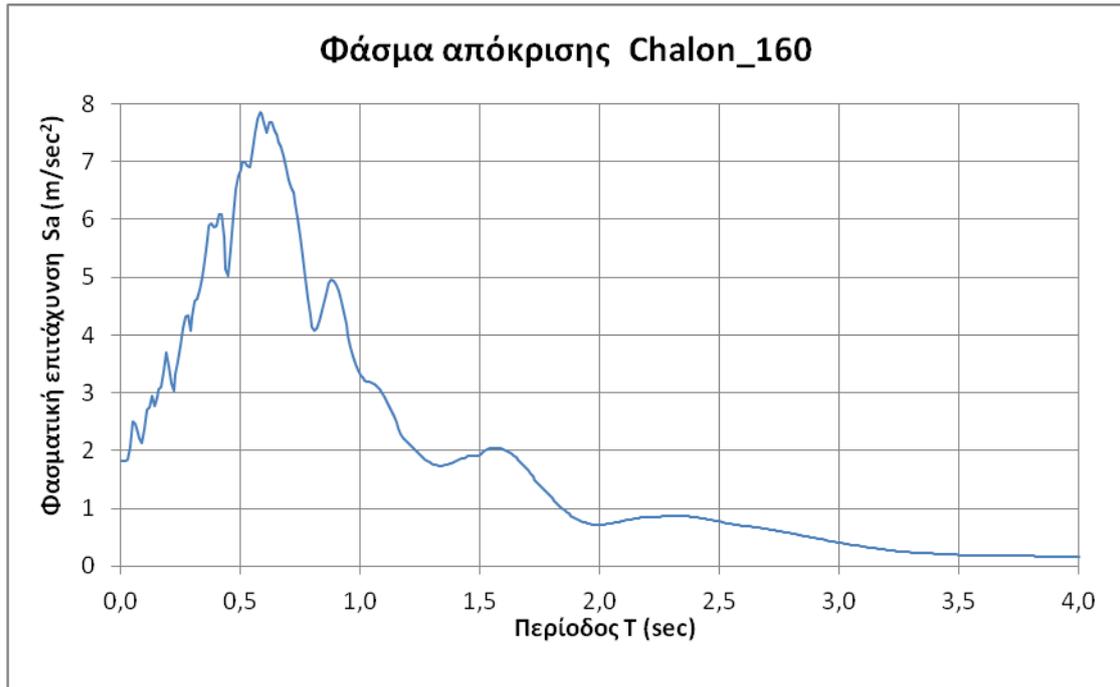
LA Chalon 70



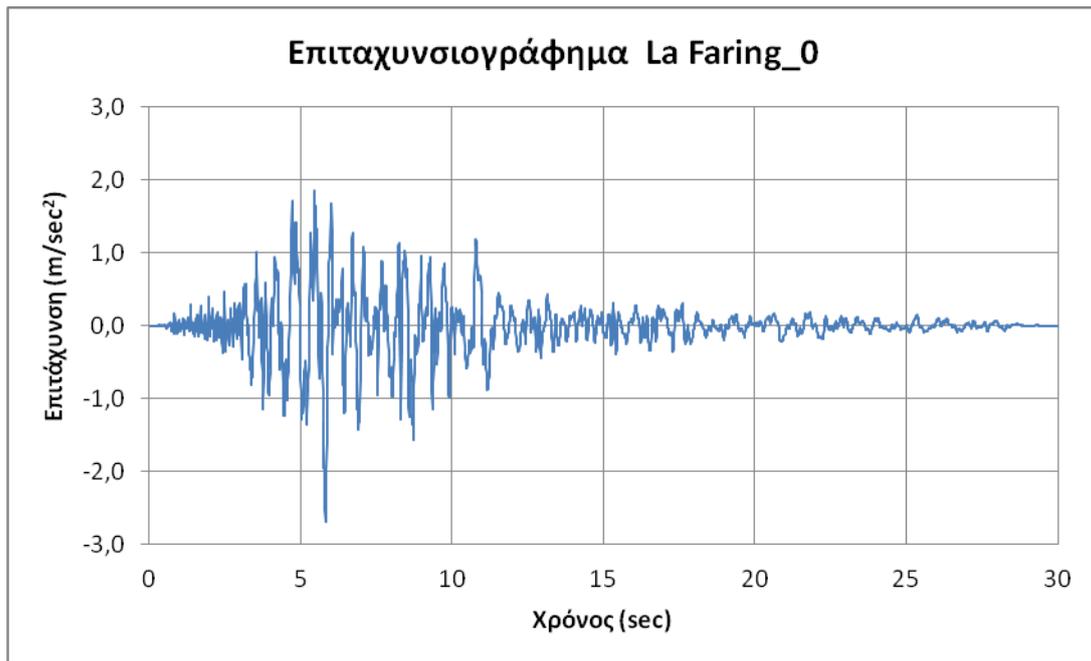


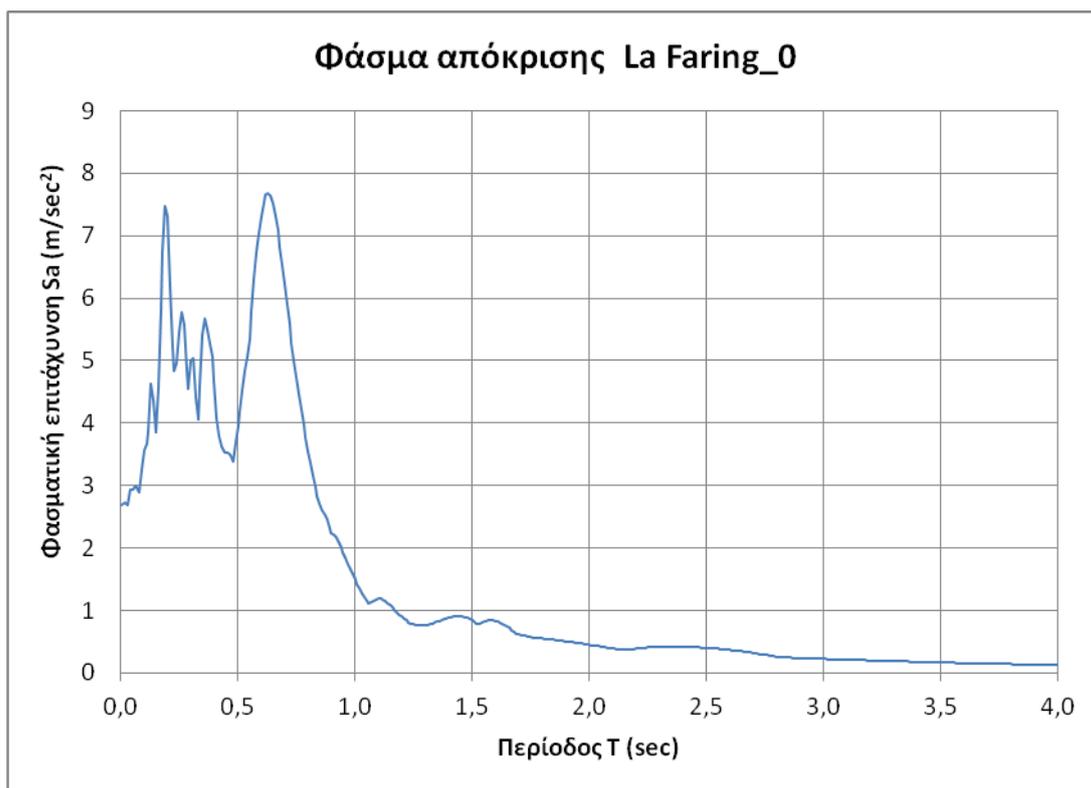
LA Chalou 160



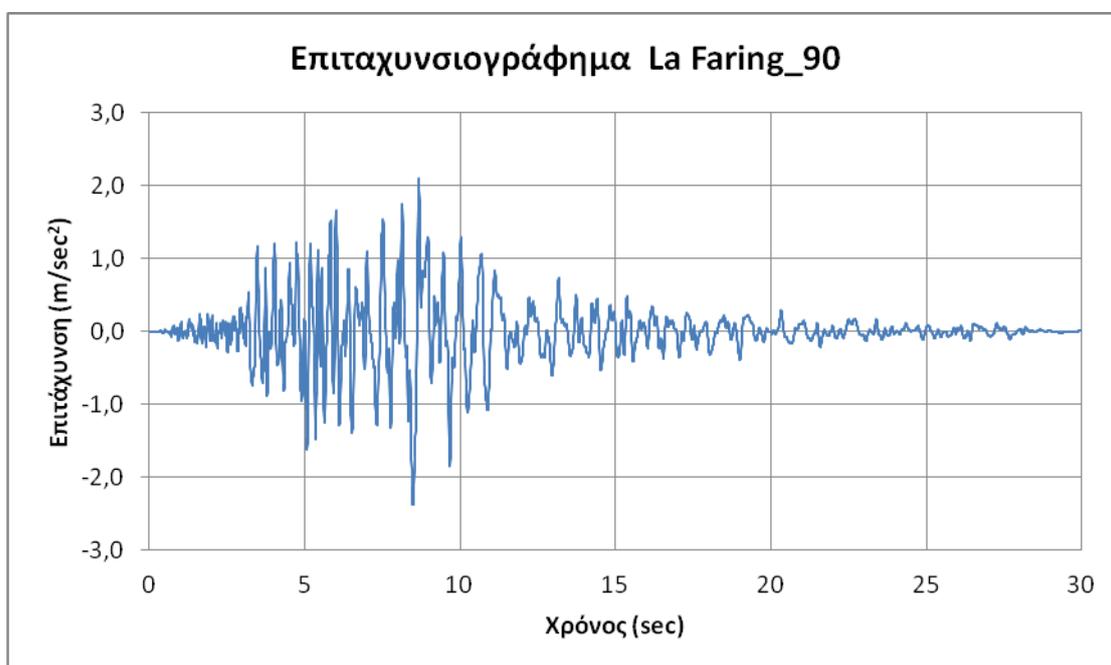


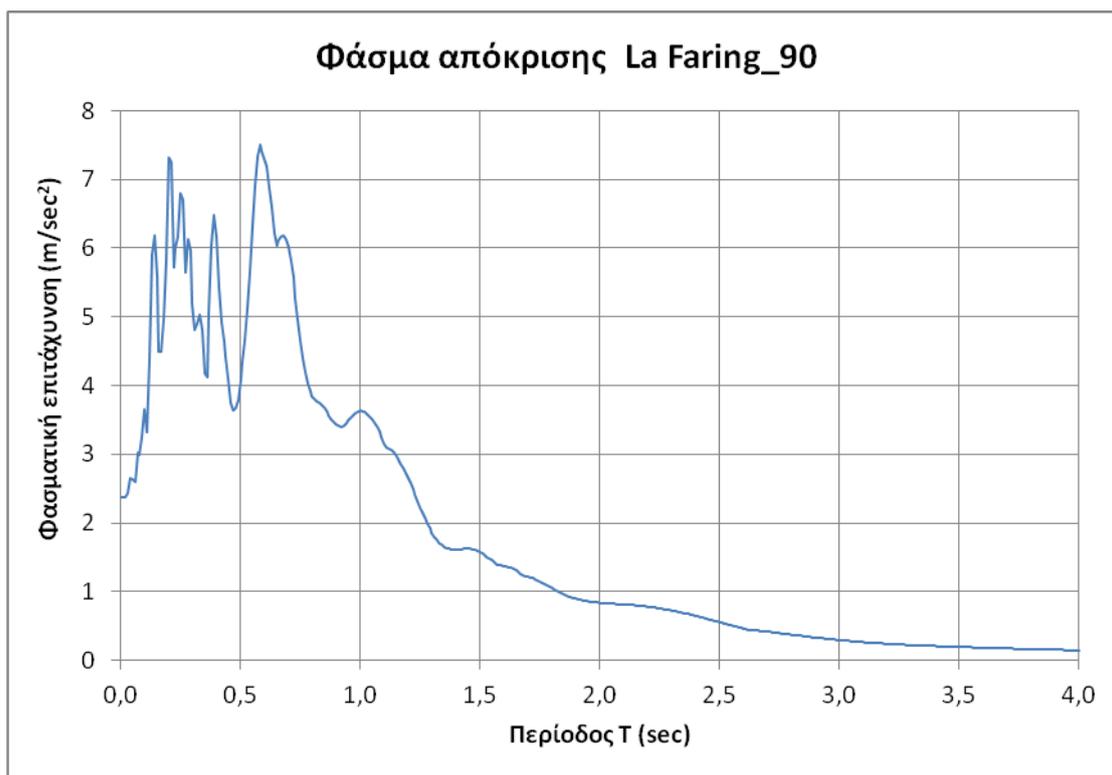
LA Faring_0



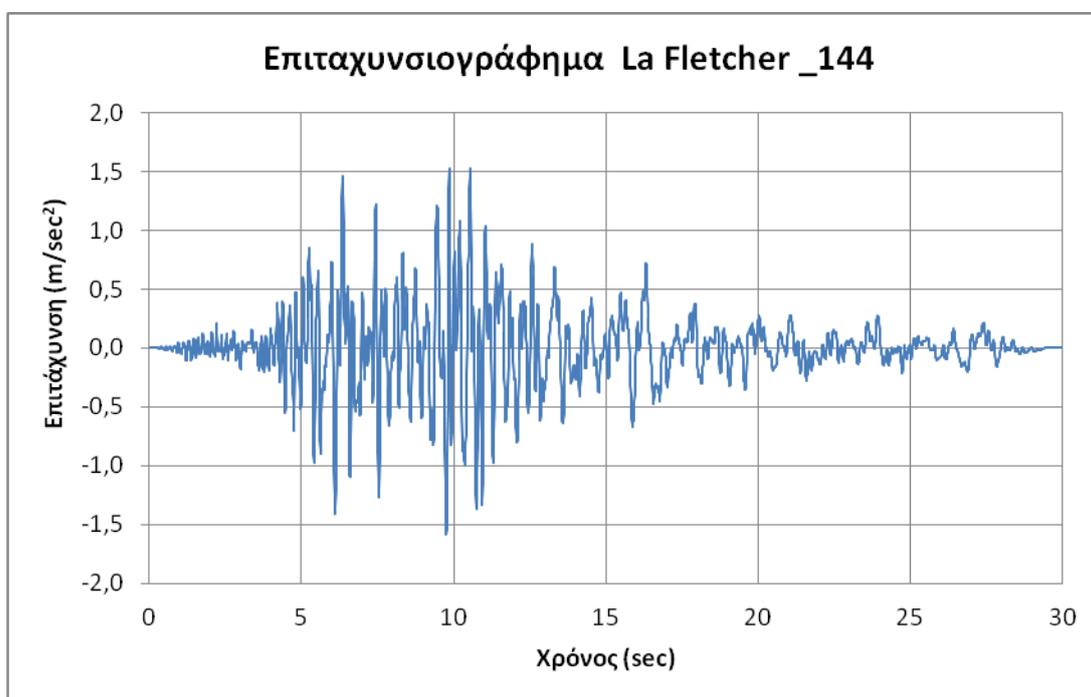


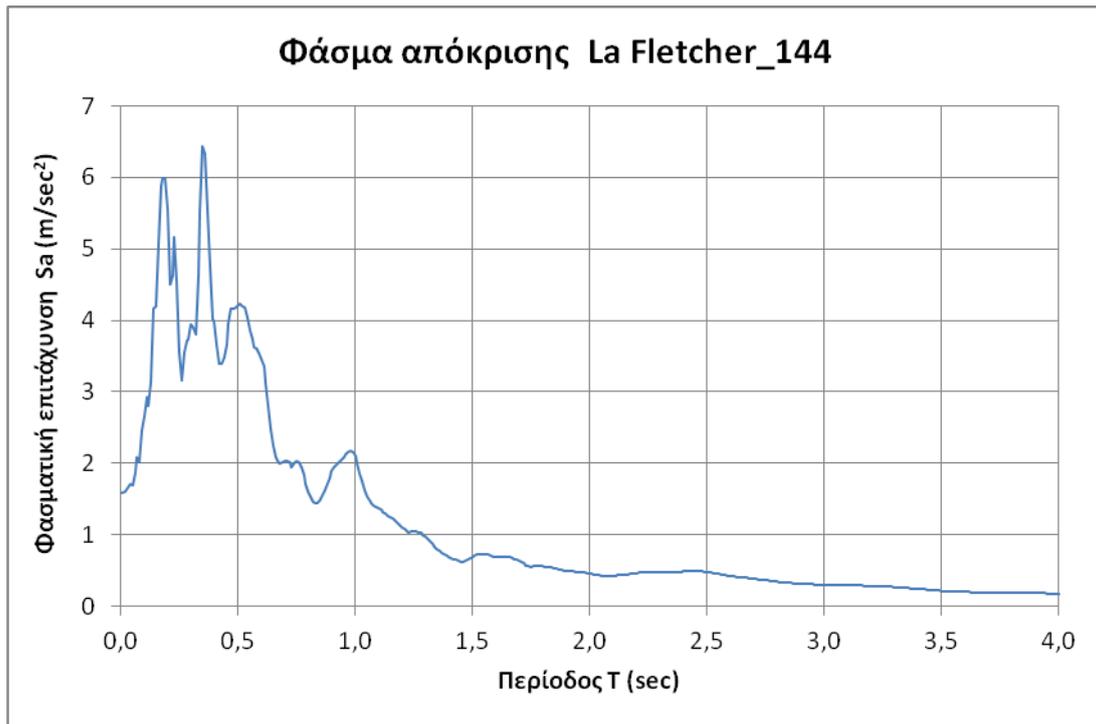
LA Faring 90



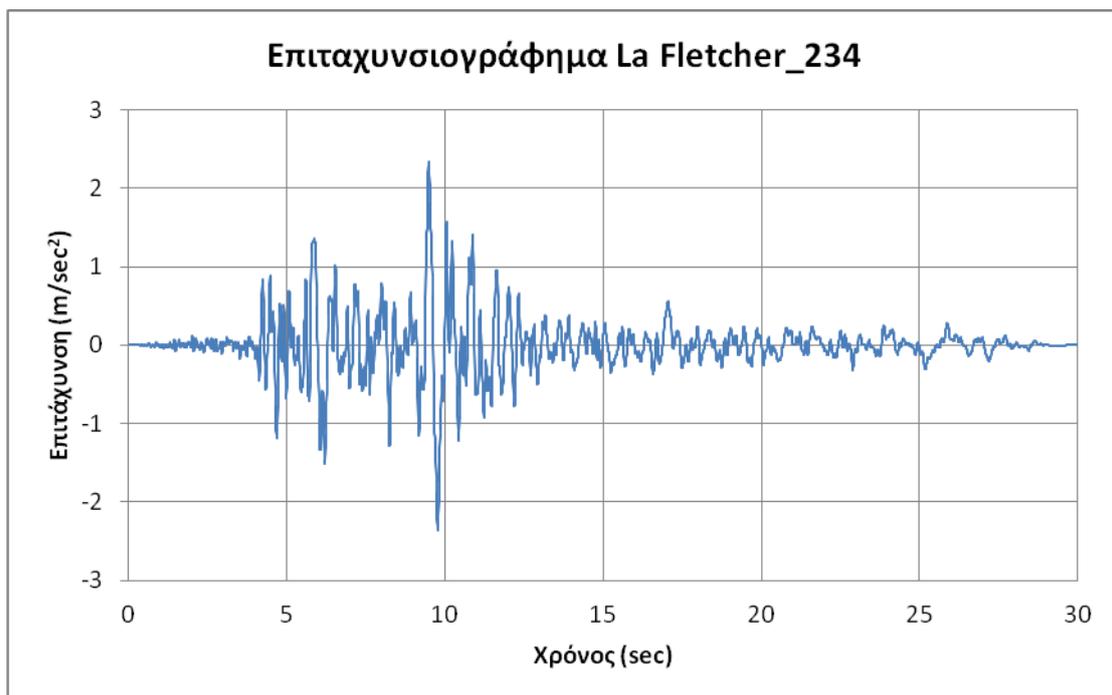


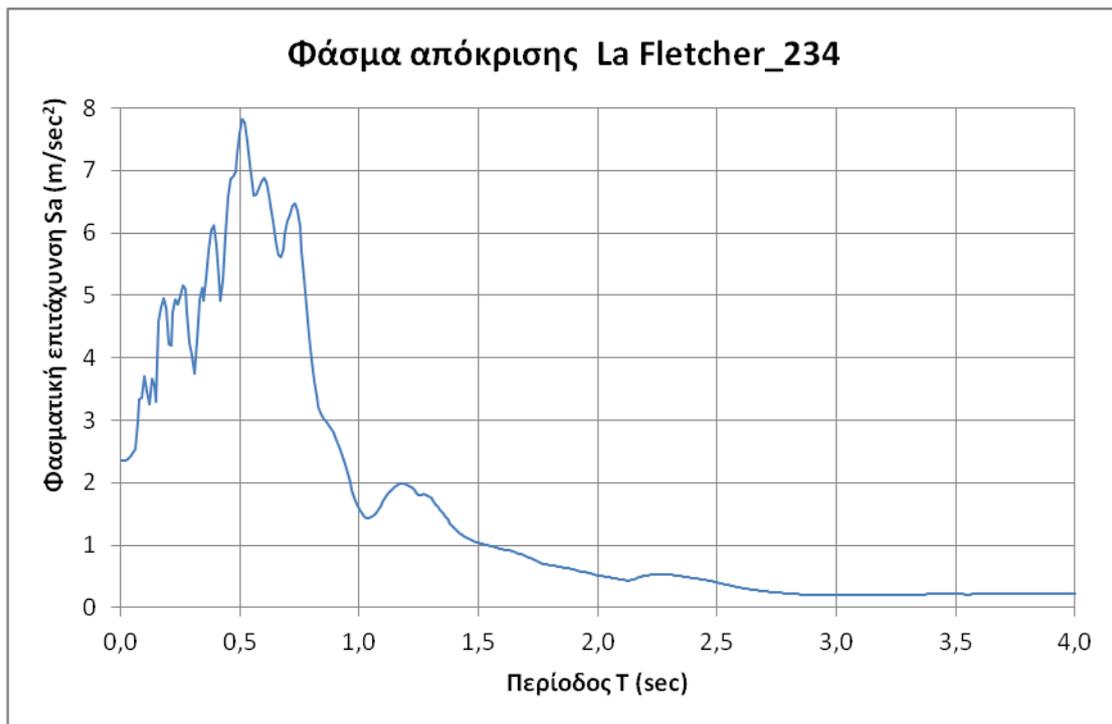
LA Fletcher 144



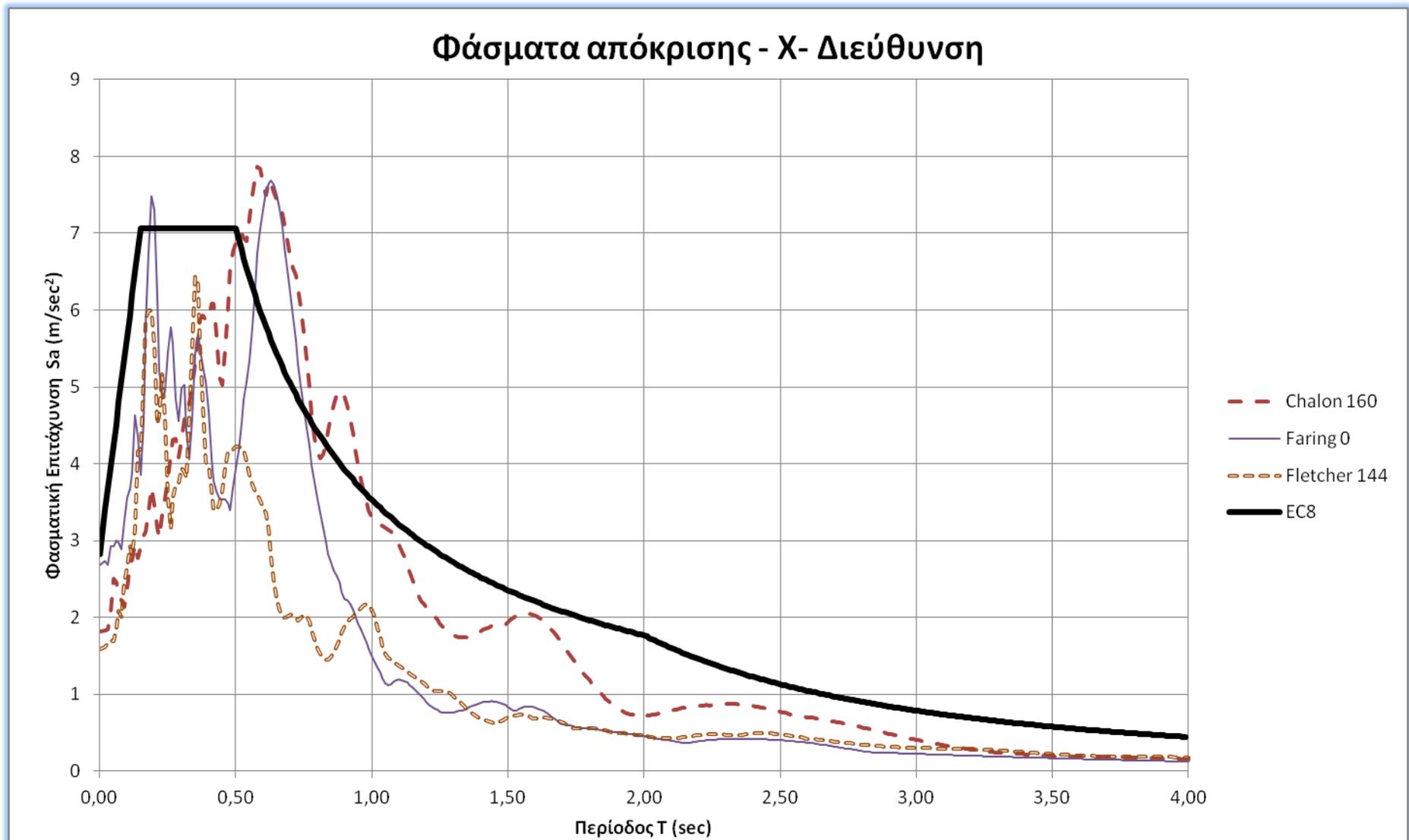


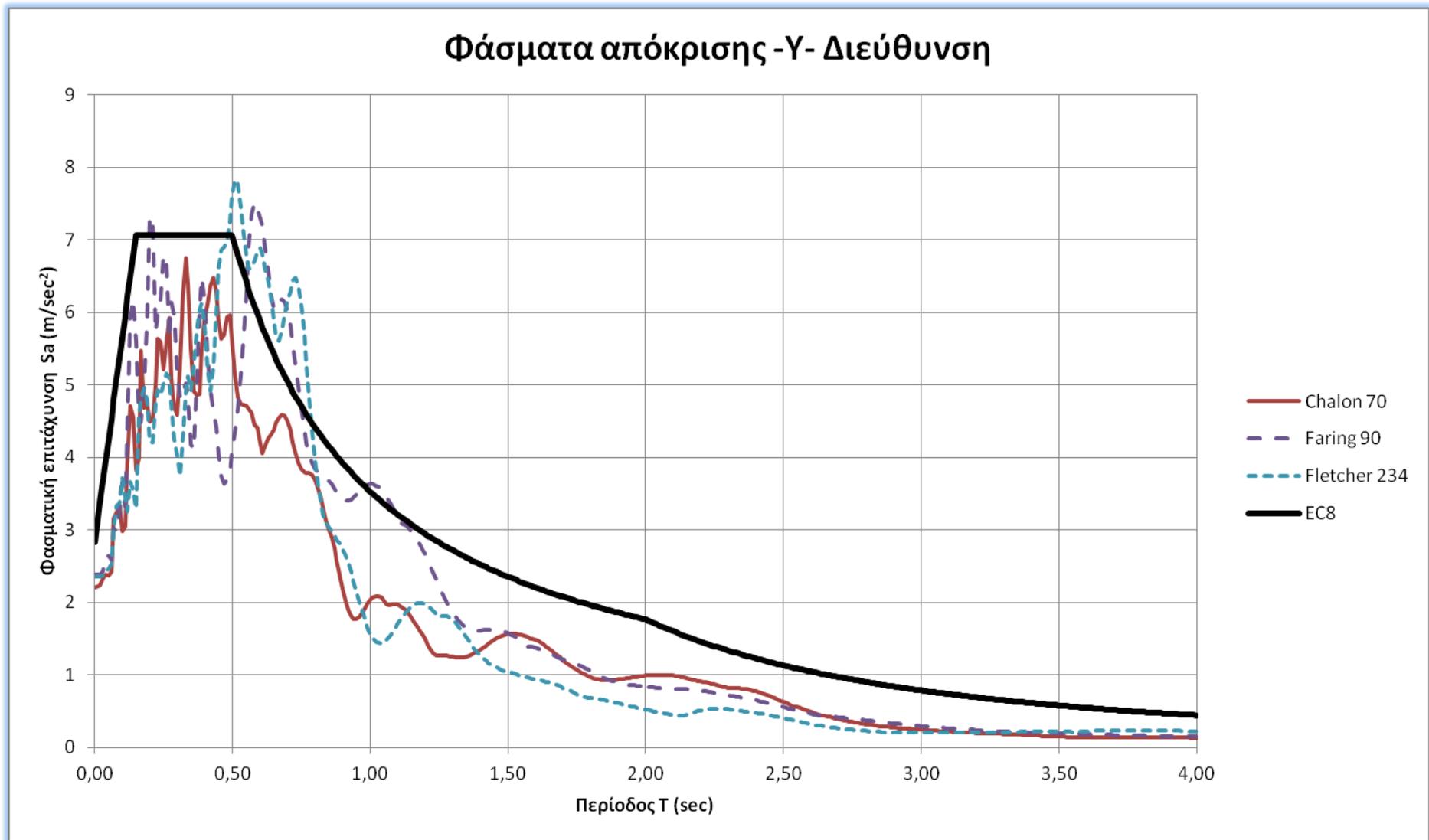
LA Fletcher 234





Από τα παραπάνω επιταχυνσιογραφήματα, θεωρείται ότι στους υπό εξέταση φορείς τα επιταχυνσιογραφήματα :LA Chalon 160, LA Faring 0 και LA Fletcher 144 ασκούνται κατά Χ διεύθυνση, ενώ οι LA Chalon 70, LA Faring 90 και LA Fletcher 234 ασκούνται κατά Υ διεύθυνση.





4. Αριθμητική Ολοκλήρωση της Διαφορικής Εξίσωσης Κίνησης

4.1 Εισαγωγικά

Όταν ένα μονόβαθμιο σύστημα υποβάλλεται σε εξαναγκασμένη ταλάντωση, η διαφορική εξίσωση που περιγράφει την κίνηση ορίζεται ως εξής:

$$m * \ddot{u} + c * \dot{u} + k * u = p(t)$$

Η παραπάνω εξίσωση είναι μια διαφορική εξίσωση δευτέρου βαθμού μη ομογενής, οπότε η λύση της θα προκύψει από το άθροισμα της λύσης της ομογενούς και μιας μερικής λύσης. Δηλαδή, ισχύει ότι :

$$u = u_0 + u_p$$

Η λύση της ομογενούς εξίσωσης είναι εύκολο να ευρεθεί, διότι αντιστοιχεί στην κίνηση του μονοβάθμιου συστήματος που εκτελεί ελεύθερη ταλάντωση και εξαρτάται από τις αρχικές συνθήκες, όπου στην δυναμική των κατασκευών, θεωρούνται σχεδόν πάντα μηδενικές.

Το δύσκολο μέρος της διαδικασίας αυτής, είναι να υπολογιστεί η μερική λύση της διαφορικής εξίσωσης. Για να ευρεθεί μια αποδεκτή λύση χρησιμοποιείται το Ολοκλήρωμα Duhamel, το οποίο στην περίπτωση που υπάρχει απόσβεση και μηδενικές αρχικές συνθήκες γράφεται ως εξής:

$$u(t) = \frac{1}{m * \omega_D} \int_0^t p(\tau) * e^{-\xi\omega(t-\tau)} * \sin[\omega_D(t-\tau)] d\tau$$

$$\text{όπου } \omega = \sqrt{\frac{k}{m}} \text{ και } \omega_D = \omega * \sqrt{1 - \xi^2}$$

Η παραπάνω έκφραση δείχνει ότι ο υπολογισμός του ολοκληρώματος, κάθε άλλο παρά εύκολος μπορεί να χαρακτηριστεί. Ειδικά στην περίπτωση που υπάρχει και απόσβεση, η αναλυτική ολοκλήρωση είναι εξαιρετικά δύσκολη.

Όταν το μονοβάθμιο σύστημα υποβληθεί σε μια τυχούσα φόρτιση, όπως ένας σεισμός, τότε η διεγείρουσα δύναμη είναι $p(t) = -m * \ddot{u}_g$, η δε γραφική παράσταση της έχει πολύπλοκη μορφή. Στην περίπτωση αυτή, ο αναλυτικός υπολογισμός του ολοκληρώματος Duhamel είναι δύσκολος έως αδύνατος. Συνεπώς, το ολοκλήρωμα θα πρέπει να βρεθεί με αριθμητικό υπολογισμό.

4.2 Αριθμητικές Μέθοδοι για Μονοβάθμιο Σύστημα

Το δυναμικό βέλος $u(t)$ είναι δυνατόν να προσδιορισθεί με απευθείας αριθμητική ολοκλήρωση της εξίσωσης κίνησης του μονοβάθμιου συστήματος. Σε αυτό βοηθούν οι πολλές αριθμητικές μέθοδοι, εκ των οποίων, οι πιο γνωστές είναι η μέθοδος των κεντρικών διαφορών (Central Difference Method), η μέθοδος Houbold, η μέθοδος θ του Wilson (Wilson θ – Method) και η μέθοδος Newmark. Με τις παραπάνω μεθόδους, το δυναμικό βέλος υπολογίζεται βήμα προς βήμα. Σημείο εκκίνησης αποτελεί η γνώση του βέλους $u(0)$, της ταχύτητας $\dot{u}(0)$ και της επιτάχυνσης $\ddot{u}(0)$ την χρονική στιγμή $t=0$. Γνωρίζοντας αυτά, υπολογίζονται τα ίδια μεγέθη για τις χρονικές στιγμές Δt , $2\Delta t$, $3\Delta t$,... όπου Δt μικρό χρονικό διάστημα. Το σύνολο των μεθόδων αυτών βασίζεται σε δύο παραδοχές:

1. Η διαφορική εξίσωση κινήσεως (Δ.Ε.Κ.) ικανοποιείται σε διακεκριμένες χρονικές στιγμές που απέχουν μεταξύ τους Δt , σε αντίθεση με την αναλυτική μέθοδο όπου η Δ.Ε.Κ. ικανοποιείται κάθε χρονική στιγμή.
2. Το βέλος, η ταχύτητα και η επιτάχυνση μεταβάλλονται σε κάθε χρονικό διάστημα Δt σύμφωνα με κάποιον γνωστό νόμο.

Η ακρίβεια, η ευστάθεια και η αποτελεσματικότητα της λύσης εξαρτώνται από την παραδοχή του νόμου μεταβολής των μεγεθών στο διάστημα Δt καθώς και από το μέγεθος του Δt .

Ακολουθώντας παρουσιάζονται δύο από τις πιο εύχρηστες υπολογιστικά μεθόδους, η μέθοδος των κεντρικών διαφορών (ΜΚΔ) και η μέθοδος της μέσης επιτάχυνσης (ΜΜΕ) και αφορούν τα γραμμικά συστήματα.

4.2.1 Μέθοδος των Κεντρικών Διαφορών

Οι τιμές της συνάρτησης $u(t)$ στις χρονικές στιγμές $u(t + \Delta t)$ και $u(t - \Delta t)$ μπορούν να προσεγγισθούν με τη βοήθεια του τύπου Taylor ως

$$(1) \quad u(t + \Delta t) = u(t) + \Delta t * \dot{u}(t) + \frac{1}{2} * \Delta t^2 * \ddot{u}(t) + \frac{1}{6} * \Delta t^3 * \dddot{u}(t) + \dots$$

$$(2) \quad u(t - \Delta t) = u(t) - \Delta t * \dot{u}(t) + \frac{1}{2} * \Delta t^2 * \ddot{u}(t) - \frac{1}{6} * \Delta t^3 * \dddot{u}(t) + \dots$$

Αφαιρείται η δεύτερη εξίσωση από την πρώτη και προκύπτει :

$$u(t + \Delta t) - u(t - \Delta t) = 2 * \Delta t * \dot{u}(t) + \frac{2}{6} * \Delta t^3 * \ddot{u}(t) + \dots$$

Όταν το Δt είναι μικρό, με παράλειψη των όρων του $\Delta t^3, \Delta t^5, \dots$, η παραπάνω εξίσωση δίνει μια προσεγγιστική σχέση της ταχύτητας για την χρονική στιγμή t . Πιο συγκεκριμένα:

$$\dot{u}(t) \approx \frac{u(t + \Delta t) - u(t - \Delta t)}{2 * \Delta t}$$

Αντίστοιχα, προσθέτοντας την (1) στην (2) και παραλείποντας τους όρους που έχουν $\Delta t^4, \Delta t^6, \dots$, υπολογίζεται μια προσεγγιστική σχέση εύρεσης της επιτάχυνσης την χρονική στιγμή t . Πιο συγκεκριμένα :

$$\ddot{u}(t) \approx \frac{u(t + \Delta t) - 2 * u(t) + u(t - \Delta t)}{\Delta t^2}$$

Συνεπώς, έχοντας υπολογίσει πλέον τις ποσότητες $\ddot{u}(t), \dot{u}(t)$ ξαναγράφεται η Δ.Ε.Κ. με την εξής μορφή:

$$m \frac{u(t + \Delta t) - 2 * u(t) + u(t - \Delta t)}{\Delta t^2} + c \frac{u(t + \Delta t) - u(t - \Delta t)}{2 * \Delta t} + ku(t) = p(t)$$

Λύνοντας ως προς $u(t + \Delta t)$, η προηγούμενη εξίσωση γίνεται:

$$\left(\frac{m}{\Delta t^2} + \frac{c}{2\Delta t} \right) u(t + \Delta t) = p(t) - \left(k - \frac{2m}{\Delta t^2} \right) u(t) - \left(\frac{m}{\Delta t^2} - \frac{c}{2\Delta t} \right) u(t - \Delta t)$$

Η προηγούμενη εξίσωση εν τέλει αποκτά την εξής μορφή:

$$(3) \quad M^* u(t + \Delta t) = P^*$$

Τα M^* και P^* είναι:

$$M^* = \frac{m}{\Delta t^2} + \frac{c}{2\Delta t} \rightarrow \text{Ισοδύναμη Μάζα}$$

$$P^* = p(t) - \left(k - \frac{2m}{\Delta t^2}\right) u(t) - \left(\frac{m}{\Delta t^2} - \frac{c}{2\Delta t}\right) u(t - \Delta t) \rightarrow \text{Ισοδύναμο Φορτίο}$$

Άρα, από την εξίσωση (3) είναι εφικτός ο υπολογισμός του $u(t + \Delta t)$, συναρτήσει των $u(t - \Delta t)$ και $u(t)$.

Η εκκίνηση της διαδικασίας συμβαίνει πάντα για $t=0$, οπότε η γνώση των $u(0)$ και $u(-\Delta t)$ είναι απαραίτητη. Η $u(-\Delta t)$ μπορεί να προσεγγισθεί από την εξίσωση (2), με παράλειψη των όρων που περιέχουν $\Delta t^3, \Delta t^5, \dots$ δηλαδή :

$$u(-\Delta t) \cong u(0) - \Delta t * \dot{u}(0) + \frac{1}{2} * \Delta t^2 * \ddot{u}(0)$$

Το μοναδικό στοιχείο που λείπει πλέον είναι η αρχική επιτάχυνση $\ddot{u}(0)$ η οποία και προσδιορίζεται από την εξίσωση κίνησης για $t=0$. Συνεπώς :

$$\ddot{u}(0) = [p(0) - c\dot{u}(0) - ku(0)]/m$$

Τώρα πλέον μπορεί να προχωρήσει ο υπολογισμός κάθε βήματος Δt μέχρι την ολοκλήρωση του συνόλου του χρόνου. Μόλις βρεθεί το $u(t+\Delta t)$, γίνονται οι εξής αλλαγές και συνεχίζεται αντίστοιχα την διαδικασία:

$$u(t - \Delta t) = u(t)$$

$$u(t) = u(t + \Delta t)$$

Όπως αναφέρθηκε και στην προηγούμενη παράγραφο, η ευστάθεια της λύσης αποτελεί εξαιρετικής σημασίας στοιχείο για να θεωρηθεί ότι η διαδικασία είναι σωστή. Στην συγκεκριμένη μέθοδο πρέπει να ισχύει η ακόλουθη συνθήκη:

$$\Delta t \leq \Delta t_{\kappa\rho} = \frac{T * \sqrt{1 - \xi^2}}{\pi}$$

Η παραπάνω ανίσωση δείχνει πόσο μικρό πρέπει να είναι Δt γεγονός που πολλαπλασιάζει τον υπολογιστικό χρόνο.

4.2.2 Η Μέθοδος της Μέσης Επιτάχυνσης

Η μέθοδος αυτή θεωρείται από τις πλέον εύχρηστες και μεγάλο πλεονέκτημα της αποτελεί η επέκταση της σε μη γραμμικά συστήματα. Είναι επίσης γνωστή και ως Μέθοδος Newmark με συντελεστή $\beta=1/4$.

Στην μέθοδο αυτή, η επιτάχυνση στο διάστημα $(t, t+\Delta t)$ προσεγγίζεται σύμφωνα με την παρακάτω σχέση :

$$(1) \quad \ddot{u}(t + \tau) = \frac{1}{2} [\ddot{u}(t) + \ddot{u}(t + \Delta t)] \text{ όπου } 0 \leq \tau \leq \Delta t$$

Ολοκληρώνοντας την παραπάνω σχέση ως προς τ λαμβάνεται:

$$(2) \quad \dot{u}(t + \tau) = \frac{\tau}{2} [\ddot{u}(t) + \ddot{u}(t + \Delta t)] + C_1$$

Η C_1 είναι μια αυθαίρετη σταθερά η οποία υπολογίζεται για $\tau=0$. Προκύπτει $C_1 = \dot{u}(t)$. Οπότε, η (2) γράφεται αναλυτικά ως εξής:

$$(2) \quad \dot{u}(t + \tau) = \dot{u}(t) + \frac{\tau}{2} [\ddot{u}(t) + \ddot{u}(t + \Delta t)] \text{ όπου } 0 \leq \tau \leq \Delta t$$

Ολοκληρώνεται η αναλυτική έκφραση της (2) εκ νέου ως προς τ :

$$(3.1) \quad u(t + \tau) = \tau * \dot{u}(t) + \frac{\tau^2}{4} [\ddot{u}(t) + \ddot{u}(t + \Delta t)] + C_2$$

Για $\tau=0$ λαμβάνεται $C_2 = u(t)$. Οπότε, η αναλυτική έκφραση της (3) γίνεται :

$$(3.2) \quad u(t + \tau) = u(t) + \tau * \dot{u}(t) + \frac{\tau^2}{4} [\ddot{u}(t) + \ddot{u}(t + \Delta t)] \text{ όπου } 0 \leq \tau \leq \Delta t$$

Οι εξισώσεις (2) και (3) για $\tau=\Delta t$ δίνουν:

$$(4) \quad \dot{u}(t + \Delta t) = \dot{u}(t) + \frac{\Delta t^2}{2} [\ddot{u}(t) + \ddot{u}(t + \Delta t)]$$

$$(5) \quad u(t + \Delta t) = u(t) + \Delta t * \dot{u}(t) + \frac{\Delta t^2}{4} [\ddot{u}(t) + \ddot{u}(t + \Delta t)]$$

Επιπλέον, ορίζονται οι ακόλουθες σχέσεις:

$$\Delta u = u(t + \Delta t) - u(t)$$

$$\Delta \dot{u} = \dot{u}(t + \Delta t) - \dot{u}(t)$$

$$\Delta \ddot{u} = \ddot{u}(t + \Delta t) - \ddot{u}(t)$$

Οι σχέσεις (4) και (5), τροποποιούνται με την βοήθεια των προηγούμενων ως εξής:

$$(7) \quad \Delta \dot{u} = \frac{\Delta t^2}{2} [2\ddot{u}(t) + \Delta \ddot{u}]$$

$$(8) \quad \Delta u = \Delta t * \dot{u}(t) + \frac{\Delta t^2}{4} [2\ddot{u}(t) + \Delta \ddot{u}(t)]$$

Η σχέση (8) λύνεται ως προς $\Delta \ddot{u}$, οπότε:

$$(9) \quad \Delta \ddot{u} = \frac{4}{\Delta t^2} [\Delta t - \Delta t * \dot{u}(t)] - 2\ddot{u}(t)$$

Η σχέση (7) με την βοήθεια της σχέσης (9) γράφεται τελικά:

$$(10) \quad \Delta \dot{u}(t) = \frac{2}{\Delta t} \Delta u - 2\dot{u}(t)$$

Η εξίσωση κίνησης ισχύει και για τις δύο χρονικές στιγμές, δηλαδή:

$$m\ddot{u}(t + \Delta t) + c\dot{u}(t + \Delta t) + ku(t + \Delta t) = p(t + \Delta t)$$

$$m\ddot{u}(t) + c\dot{u}(t) + ku(t) = p(t)$$

Αφαιρώντας τις δύο αυτές σχέσεις κατά μέλη προκύπτει η ακόλουθη σχέση:

$$(11) \quad m\Delta \ddot{u} + c\Delta \dot{u} + k\Delta u = \Delta p \quad \text{όπου} \quad \Delta p = p(t + \Delta t) - p(t)$$

Η εξίσωση (11) με την βοήθεια των (9) και (10) γράφεται τελικά ως εξής:

$$(12) \quad K^* \cdot \Delta u = P^*$$

Στην προηγούμενη εξίσωση, τα K^* και P^* που τέθηκαν είναι ίσα με:

$$K^* = k + \frac{2c}{\Delta t} + \frac{4m}{\Delta t^2} \rightarrow \text{Ισοδύναμη ακαμψία}$$

$$P^* = \Delta p + \left(\frac{4m}{\Delta t} + 2c \right) \cdot \dot{u}(t) + 2m\ddot{u}(t) \rightarrow \text{Ισοδύναμο Φορτίο}$$

Η παραπάνω διαδικασία, καταλήγει σε μια σχέση απ' όπου μπορεί να υπολογιστεί πλέον το Δu όταν είναι γνωστή η ταχύτητα και η επιτάχυνση τη στιγμή t . Συνεπώς, είναι εύκολος πλέον ο προσδιορισμός των μεγεθών της χρονικής στιγμής $t + \Delta t$ χρησιμοποιώντας τις σχέσεις (9) και (10). Πιο συγκεκριμένα:

$$u(t + \Delta t) = u(t) + \Delta u$$

$$\dot{u}(t + \Delta t) = \dot{u}(t) + \Delta \dot{u}$$

$$\ddot{u}(t + \Delta t) = \ddot{u}(t) + \Delta \ddot{u}$$

Ωστόσο, για τον υπολογισμό της επιτάχυνσης την χρονική στιγμή t , αντί της τελευταίας σχέσης, είναι ευκολότερη η απευθείας εύρεση της από την διαφορική εξίσωση κίνησης :

$$\ddot{u}(t) = [p(t) - c\dot{u}(t) - ku(t)]/m$$

Η ευστάθεια της μεθόδου της Μέσης Επιτάχυνσης, σε αντίθεση με αυτή των Κεντρικών Διαφορών, δεν περιορίζεται από το μέγεθος του χρονικού βήματος Δt . Ωστόσο, το μέγεθος το βήματος επηρεάζει σημαντικά την ακρίβεια της λύσης και γι' αυτό το λόγο προτείνεται η χρήση βήματος που να είναι μικρότερο του 1/10 της ιδιοπεριόδου του μονοβάθμιου ταλαντωτή.

4.3 Αριθμητικές Μέθοδοι για Πολυβάθμιο Σύστημα

Στα πολυβάθμια συστήματα, όπως και στα μονοβάθμια, η αναλυτική επίλυση της διαφορικής εξίσωσης κίνησης στην περίπτωση μιας φόρτισης όπως μια σεισμική διέγερση είναι σχεδόν, εάν όχι πάντα, αδύνατη. Επιπροσθέτως, η είσοδος της κατασκευής στην ανελαστική περιοχή κατά τον σεισμό σχεδιασμού καθιστά αδύνατη την αποσύζευξη των ιδιομορφών, αποκλείοντας έτσι την εφαρμογή της μεθόδου επαλληλίας των ιδιομορφών. Συνεπώς η χρήση αριθμητικών μεθόδων ολοκλήρωσης καθίσταται απαραίτητη προκειμένου να υπολογιστεί η συμπεριφορά του πολυβάθμιου συστήματος.

4.3.1 Διαδικασία εύρεσης

Η διαφορική εξίσωση κίνησης που περιγράφει ένα πολυβάθμιο σύστημα είναι η ακόλουθη:

$$[M]\{\ddot{u}\} + [C]\{\dot{u}\} + [K]\{u\} = -[M] * \{\ddot{u}_g\}$$

Στην παραπάνω εξίσωση, όλα τα μεγέθη αναφέρονται στην κατασκευή, δηλαδή:

$[M]$: *μητρώο μάζας κατασκευής*

$[C]$: *μητρώο απόσβεσης κατασκευής*

$[K]$: *μητρώο δυσκαμψίας κατασκευής*

Η διαδικασία που ακολουθείται προκειμένου να υπολογιστεί η απόκριση του πολυβάθμιου συστήματος για όλο το χρονικό διάστημα που εξετάζεται είναι ίδια με αυτή που ακολουθείται για το μονοβάθμιο σύστημα, απλώς χρησιμοποιούνται πλέον μητρώα που ορίζουν τα αντίστοιχα χαρακτηριστικά σε κάθε βαθμό ελευθερίας.

Τα μητρώα $[M]$ και $[K]$, μπορούν να υπολογιστούν από τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά του υπό εξέταση πολυβάθμιου συστήματος σε συνδυασμό με τις ιδιότητες των υλικών που χρησιμοποιούνται. Ωστόσο, στην περίπτωση που δεν μπορεί να χρησιμοποιηθεί η μέθοδος της επαλληλίας των ιδιομορφών, η

γνώση του μητρώου απόσβεσης είναι απαραίτητη εκ των προτέρων προκειμένου να εκκινήσει η διαδικασία της αριθμητικής ολοκλήρωσης.

4.3.2 Υπολογισμός Μητρώου Απόσβεσης

Ο υπολογισμός του μητρώου απόσβεσης μιας κατασκευής είναι διαδικασία η οποία πρέπει να γίνεται με ιδιαίτερη μέριμνα, δεδομένου ότι η υπερεκτίμηση του είναι ικανή να οδηγήσει σε μεγάλα σφάλματα στον υπολογισμό της απόκρισης της κατασκευής. Στην δυναμική των κατασκευών, συνήθως το μητρώο απόσβεσης της κατασκευής μορφώνεται με τέτοιο τρόπο, ώστε να είναι ορθογωνικό ως προς τις κανονικές μορφές ταλάντωσης.

4.3.2.1 Ποσοστά ή λόγοι απόσβεσης

Η δημιουργία ενός μητρώου απόσβεσης προϋποθέτει εκ των προτέρων γνώση της ιξώδους απόσβεσης των ιδιομορφών. Επειδή ο άμεσος προσδιορισμός τέτοιων μεγεθών είναι πάρα πολύ δύσκολος, δίνονται από την βιβλιογραφία συνιστώμενες τιμές οι οποίες έχουν προκύψει από πειραματικά δεδομένα και από παρατήρηση υφιστάμενων κατασκευών.

Στους σύγχρονους κανονισμούς διατίθενται οι ανώτερες τιμές που μπορούν να χρησιμοποιηθούν κατά τον σχεδιασμό μιας κατασκευής και η εφαρμογή υψηλότερων τιμών, προϋποθέτει και την ανάλογη δικαιολόγηση.

Στον επόμενο πίνακα παρατίθενται οι τιμές όπως ορίζονται από τον Ελληνικό Αντισεισμικό Κανονισμό:

Είδος Κατασκευής		ζ%
Μεταλλική:	με συγκολλήσεις	2
	με κοχλιώσεις	4
Σκυρόδεμα:	άοπλο	3
	οπλισμένο	5
	πρεεντεταμένο	4
Τοιχοποιία:	οπλισμένη	6
	διαζωματική	5
Ξύλινη:	κολλητή	4
	κοχλιωτή	4
	ηλωτή	5

4.3.2.2 Απόσβεση Rayleigh

Η απόσβεση Rayleigh είναι μια μέθοδος απλή και αρκετά διαδεδομένη λόγω του μικρού υπολογιστικού της κόστους σε σχέση με άλλες μεθόδους. Η φιλοσοφία που ακολουθείται είναι ότι το μητρώο απόσβεσης είναι ανάλογο ή του μητρώου μάζας, ή του μητρώου δυσκαμψίας ή γραμμικός συνδυασμός και των δύο. Παρακάτω αναλύεται μόνο η τρίτη περίπτωση:

Θεωρείται ότι το μητρώο έχει την εξής μορφή: $C = \alpha_0 M + \alpha_1 K$

Ο γραμμικός αυτός συνδυασμός ικανοποιεί τη συνθήκη ορθογωνικότητας και επειδή έχει δύο ελεύθερες παραμέτρους, α_0 και α_1 επιτρέπει τον προσδιορισμό του μητρώου C ώστε δύο ιδιομορφές να έχουν δεδομένο λόγο αποσβέσεως. Έστω η ιδιομορφή n:

$$\varphi_n^T C \varphi_n = 2\xi_n M_n \omega_n = \alpha_0 M_n + \alpha_1 M_n \omega_n^2$$

Έστω η ιδιομορφή m:

$$\varphi_m^T C \varphi_m = 2\xi_m M_m \omega_m = \alpha_0 M_m + \alpha_1 M_m \omega_m^2$$

Από τις παραπάνω 2 εξισώσεις προκύπτει το εξής γραμμικό σύστημα:

$$\frac{1}{2} \begin{bmatrix} \frac{1}{\omega_n} & \omega_n \\ \frac{1}{\omega_m} & \omega_m \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \alpha_0 \\ \alpha_1 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \xi_n \\ \xi_m \end{Bmatrix}$$

Λύνοντας το σύστημα, προσδιορίζονται οι συντελεστές α_0 και α_1 :

$$\alpha_0 = \frac{2\omega_n \omega_m (\omega_n \xi_m - \omega_m \xi_n)}{\omega_n^2 - \omega_m^2}$$

$$\alpha_1 = \frac{2(\omega_n \xi_m - \omega_m \xi_n)}{\omega_n^2 - \omega_m^2}$$

Στην συνήθη περίπτωση που $\xi = \xi_n = \xi_m$, οι προηγούμενες σχέσεις γίνονται:

$$\alpha_0 = \frac{2\xi \omega_n \omega_m}{\omega_n + \omega_m}$$

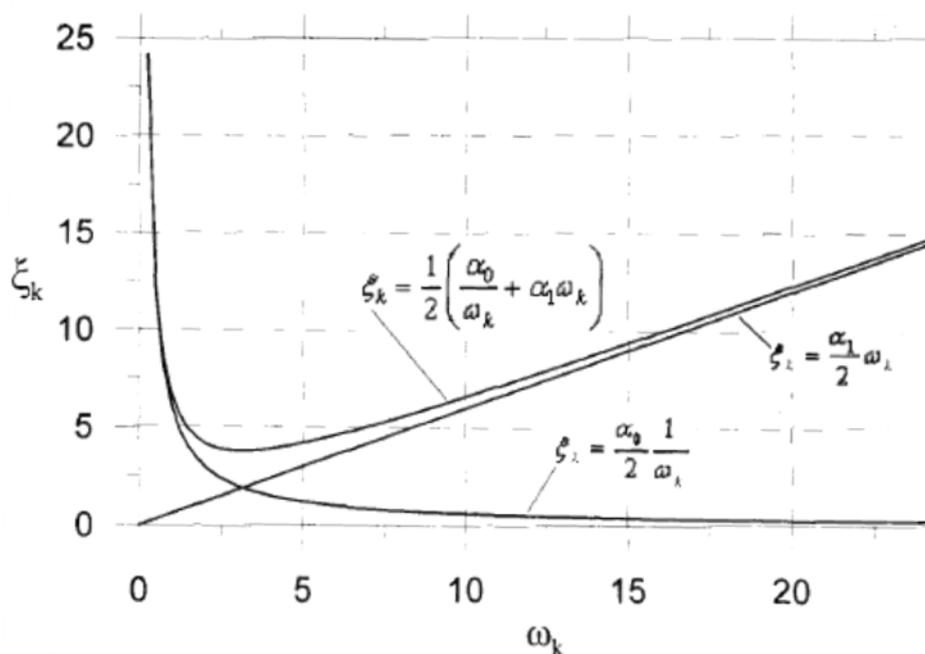
$$\alpha_1 = \frac{2\xi}{\omega_n + \omega_m}$$

Έχοντας υπολογίσει πλέον τους συντελεστές α_0 και α_1 , μπορεί να ευρεθεί το κρίσιμο ποσοστό απόσβεσης για τις υπόλοιπες ιδιομορφές σύμφωνα με την εξίσωση:

$$\xi_k = \frac{1}{2} \left(\alpha_0 \frac{1}{\omega_k} + \alpha_1 \omega_k \right) \text{ όπου } k \neq n, m$$

Συνηθίζεται να χρησιμοποιούνται οι πιο χαμηλές ιδιομορφές έτσι ώστε οι ανώτερες ιδιομορφές που δεν συμμετέχουν στην ταλάντωση να αποκλείονται μέσω της αυξημένης απόσβεσης που τους έχει αποδοθεί.

Στο παρακάτω σχήμα φαίνεται η γραφική παράσταση της εξίσωσης που υπολογίζει τον λόγο απόσβεσης κάθε ιδιομορφής.



5. Μη γραμμική στατική (προσαυξητική) ανάλυση

5.1 Εισαγωγή

Ο αρχικός σκοπός μιας μη γραμμικής στατικής ανάλυσης, γνωστής και ως Pushover, είναι η εκτίμηση της κατάστασης ενός υπάρχοντος ή ενός επισκευασμένου κτηρίου, όπου αποτελεί τη μέθοδο αναφοράς. Ωστόσο, χρησιμοποιείται και για την εκτίμηση της σεισμικής απόκρισης νέων κατασκευών, σαν επιβεβαίωση του σχεδιασμού.

Η γραμμική ανάλυση αποτελεί τη βάση του αντισεισμικού σχεδιασμού των νέων κτηρίων, ενώ η μη γραμμική δυναμική ανάλυση χρησιμοποιείται (εφαρμόζεται ευρέως από τη δεκαετία του 1970) για έρευνα, διαμόρφωση κανονισμών και άλλες εφαρμογές. Αντιθέτως, η μη γραμμική στατική ανάλυση (πιο γνωστή ως προσαυξητική-pushover) δεν ήταν ιδιαίτερος γνωστή και δεν χρησιμοποιούνταν μέχρι την εφαρμογή της από της νέας γενιάς οδηγίες ως μέθοδο αναφοράς για την αναμόρφωση των υπάρχοντων κατασκευών. Επιπλέον, λόγω της ευκολίας και της ύπαρξης πολλών αξιόπιστων λογισμικών, η ανελαστική στατική ανάλυση αποτελεί την πρώτη επιλογή για την αντισεισμική εκτίμηση και ενίσχυση των υπάρχοντων κτηρίων.

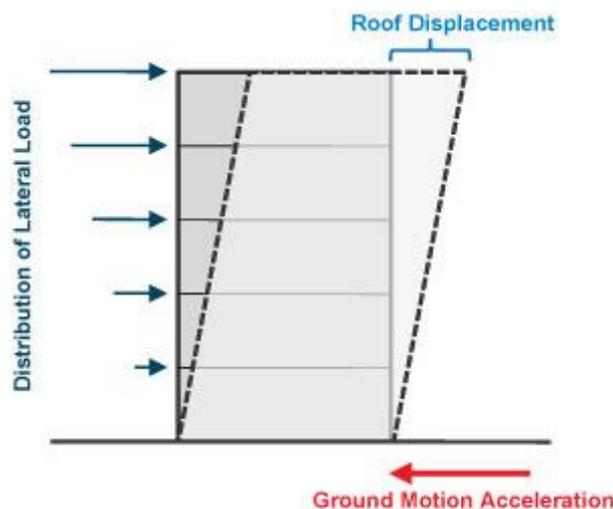
Η προσαυξητική ανάλυση (ή αλλιώς μέθοδος βήμα προς βήμα) είναι η επέκταση της ισοδύναμης στατικής μεθόδου, που χρησιμοποιείται στον σχεδιασμό των νέων κτηρίων, και επί της ουσίας είναι η μετατροπή μιας γραμμικής ανάλυσης σε μη γραμμική. Διεξάγεται υπό σταθερά κατακόρυφα φορτία, όπως αυτά προκύπτουν από τον σεισμικό συνδυασμό, με μονοτονική αυξανόμενη πλευρικά φόρτιση των μαζών της κατασκευής. Αυτή η φόρτιση θεωρείται ότι προσομοιώνει τις αδρανειακές δυνάμεις λόγω της μιας εκ των δύο οριζόντιων συνιστωσών της σεισμικής διέγερσης. Καθώς αρχίζουν να αυξάνουν τα πλευρικά φορτία κατά τη διάρκεια της ανάλυσης, ο μηχανικός μπορεί να παρακολουθήσει τη βαθμιαία εμφάνιση των πλαστικών αρθρώσεων στα μέλη του φορέα, την εξέλιξη του μηχανισμού κατάρρευσης και τις βλάβες, ως συνάρτηση του μεγέθους της εφαρμοζόμενης πλευρικής φόρτισης και των τελικών μετατοπίσεων.

5.2 Διάνυσμα πλευρικής φόρτισης

Η ανελαστική στατική ανάλυση αρχικώς αναπτύχθηκε και ακόμη εφαρμόζεται, κυρίως σε δισδιάστατες αναλύσεις. Ακόμη και όταν εφαρμόζεται σε τρισδιάστατα προσομοιώματα, η πλευρική φόρτιση προσομοιώνει την αδράνεια λόγω μιας οριζόντιας σεισμικής συνιστώσας. Στη θεμελιώδη και πιο συνηθισμένη περίπτωση της μεθόδου, οι δυνάμεις F_i που εφαρμόζονται βαθμιαία στις μάζες m_i , παραμένουν ανάλογες ενός αμετάβλητου μοτίβου οριζόντιων παραμορφώσεων Φ_i :

$$F_i = a * m_i * \Phi_i$$

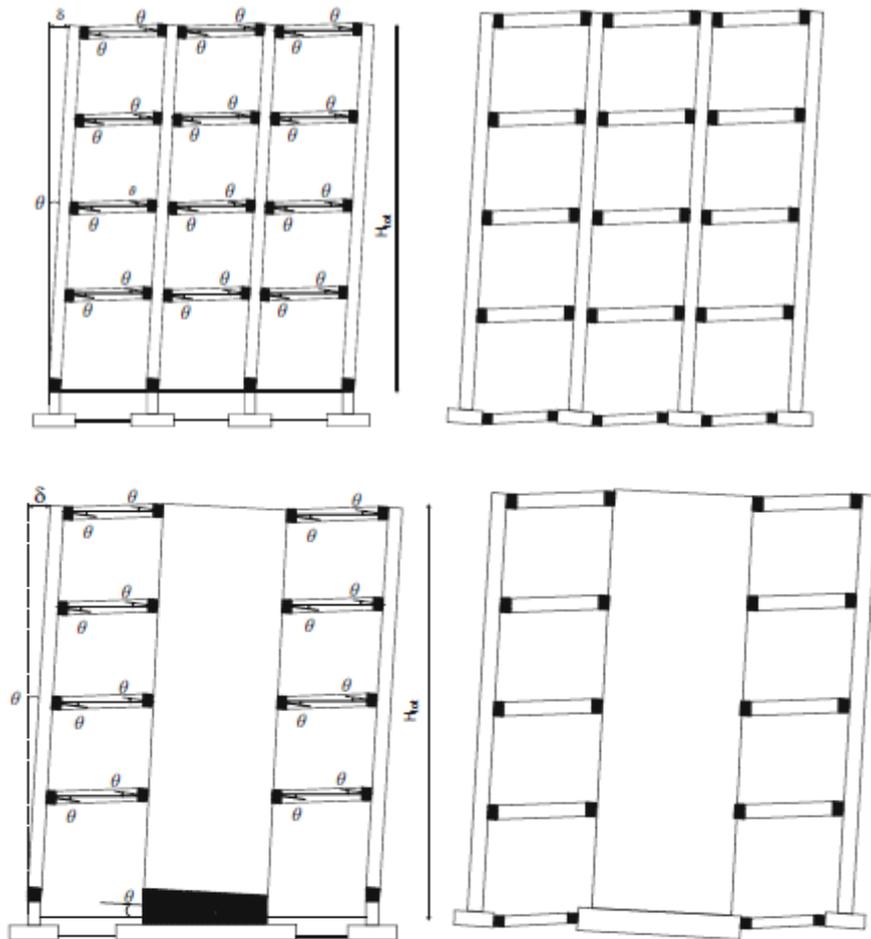
σαν να ήταν ολόκληρη η απόκριση της κατασκευής μια απλή αναλλοίωτη ιδιομορφή, με οριζόντιες ιδιομορφικές μετακινήσεις Φ_i , όπως φαίνεται και στο επόμενο σχήμα:



Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8, για να ολοκληρωθεί η μελέτη ενός φορέα, πρέπει να γίνουν δύο διαφορετικές πλευρικές φορτίσεις, που είναι οι εξής:

1. Μια ιδιομορφική φόρτιση, η οποία και προσομοιώνει τις αδρανειακές δυνάμεις από την πρώτη ιδιομορφή στην οριζόντια διεύθυνση στην οποία γίνεται η ανάλυση. Η μορφή της φόρτισης θεωρείται ότι εφαρμόζεται στην ελαστική περιοχή κατά την διάρκεια των πρώτων σταδίων της ανάπτυξης του μηχανισμού κατάρρευσης, όσο και στο τέλος ενός πλήρους μηχανισμού

κατάρρευσης, όπου έχουν αναπτυχθεί πλαστικές αρθρώσεις στις επιδιωκόμενες θέσεις του φορέα, όπως φαίνεται και στα επόμενα σχήματα:



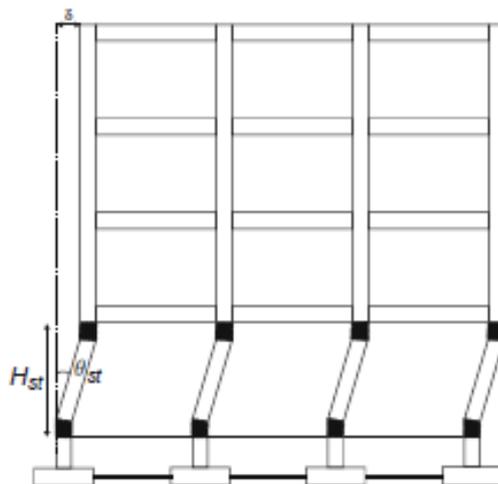
Η ακριβής μορφή της φορτίσεως εξαρτάται από τον τύπο της γραμμικής (ελαστικής) ανάλυσης που μπορεί να εφαρμοσθεί:

- Εάν το κτήριο πληροί τα κριτήρια για ελαστική στατική ανάλυση, τότε εφαρμόζεται μία ανεστραμμένη «τριγωνική» φόρτιση στην εξεταζόμενη διεύθυνση, όπου τα Φ_i αντικαθίστανται από τα z_i , δηλαδή τις αποστάσεις των ορόφων από τη στάθμη που εφαρμόζεται η σεισμική διέγερση

- Όταν δεν ισχύουν τα προηγούμενα, τότε παραμένουν τα Φ_i , που αποτελούν την πρώτη ιδιομορφή. Εάν η πρώτη ιδιομορφή δεν είναι καθαρά μεταφορική, τα Φ_i και αντιστοίχως τα F_i , έχουν συνιστώσα κάθετα στην εξεταζόμενη διεύθυνση.

2. Μια «ομοιόμορφη» φόρτιση, που αντιστοιχεί σε ομοιόμορφη μονής διεύθυνσης πλευρική επιτάχυνση, δηλαδή $\Phi_i=1$. Έτσι γίνεται προσπάθεια να προσομοιωθούν οι αδρανειακές δυνάμεις για ένα εν δυνάμει μηχανισμό

ορόφου, κυρίως για το ισόγειο, όπου και θα συγκεντρωθούν όλες οι παραμορφώσεις και η υπόλοιπη κατασκευή θα συμπεριφερθεί σαν στερεό σώμα. Ενδεικτικό είναι το επόμενο σχήμα:



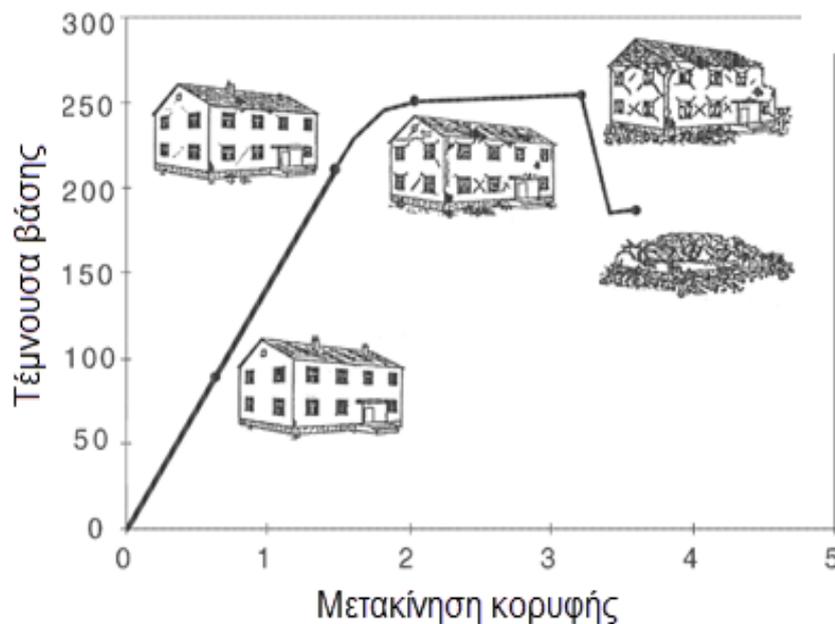
Το δυσμενέστερο αποτέλεσμα των δύο παραπάνω αναλύσεων με τις δύο διαφορετικές φορτίσεις, πρέπει να χρησιμοποιηθεί τελικά για το σχεδιασμό. Εάν ο φορέας δεν είναι συμμετρικός ως προς άξονα εγκάρσιο στη διεύθυνση της σεισμικής διέγερσης, τότε γίνεται έλεγχος και στις 2 κατευθύνσεις. Στη βιβλιογραφία υπάρχουν και άλλες εκδοχές, πιο εξελιγμένες, οι οποίες δεν χρησιμοποιούν μια σταθερή φόρτιση, αλλά προσαρμόζονται με την εξέλιξη της μη γραμμικής συμπεριφοράς του φορέα, καθώς αυτή επηρεάζει τα δυναμικά χαρακτηριστικά του. Ωστόσο, ο Ευρωκώδικας 8 υιοθετεί την αυθεντική και απλούστερη εκδοχή της προσαυξητικής ανάλυσης, τη διαδικασία N2 (procedure N2), που προτάθηκε από τον Fajfar το 2000.

5.3 Καμπύλη ικανότητας & Ισοδύναμο μονοβάθμιο σύστημα

Τα αποτελέσματα μιας προσαυξητικής ανάλυσης είναι λογικό και συνηθισμένο να παρουσιάζονται σε μορφή μιας καμπύλης-δύναμης μετατόπισης. Παρόλο που αναδεικνύει μια συγκεκριμένη άποψη της μη γραμμικής απόκρισης της κατασκευής και έχει να κάνει λίγο με την ικανότητα αντίστασης του φορέα έναντι της σεισμικής διέγερσης, η καμπύλη συχνά ονομάζεται «καμπύλη ικανότητας». Αυτό τη διαφοροποιεί από την καμπύλη «απαίτησης», η οποία συνδέεται με τη φασματική μετατόπιση ως γινόμενο της

μάζας επί τη φασματική επιτάχυνση. Η εγγύτητα της καμπύλης «απαίτησης» με τα αποτελέσματα μιας σειράς μη γραμμικών δυναμικών αναλύσεων, λαμβάνεται ως αναφορά, ενώ συχνά θεωρείται ως μέτρο της ακρίβειας της προσαυξητικής ανάλυσης.

Μια δεδομένη ποσότητα, η οποία και αναφέρεται στον κατακόρυφο άξονα της καμπύλης ικανότητας, είναι η τέμνουσα βάσης V_b , που αντικατοπτρίζει την συνολική αντίσταση του φορέα στην εξεταζόμενη διεύθυνση στη στιγμή μιας δεδομένης μετακίνησης. Η πλευρική παραμόρφωση βρίσκεται στον οριζόντιο άξονα, d_n , και συνήθως επιλέγεται ένας συγκεκριμένος κόμβος του στατικού προσομοιώματος και ονομάζεται κόμβος αναφοράς. Συνήθως αυτός ο κόμβος είναι το κέντρο μάζας του διαφράγματος στην κορυφή του κτηρίου.



Μια καλύτερη μαθηματικώς επιλογή, που συσχετίζεται καλύτερα με την σεισμική απαίτηση σε όρους φασματικών μεγεθών, είναι η πλευρική φόρτιση και μετακίνηση ενός ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος. Η διαδικασία N2, που υιοθετείται από τον Ευρωκώδικα 8, ορίζεται ως εξής:

- Οι οριζόντιες μετακινήσεις Φ_i κανονικοποιούνται έτσι ώστε ο κόμβος αναφοράς να έχει $\Phi_n=1$
- Η μάζα του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος m^* είναι:

$$m^* = \sum m_i * \Phi_i$$

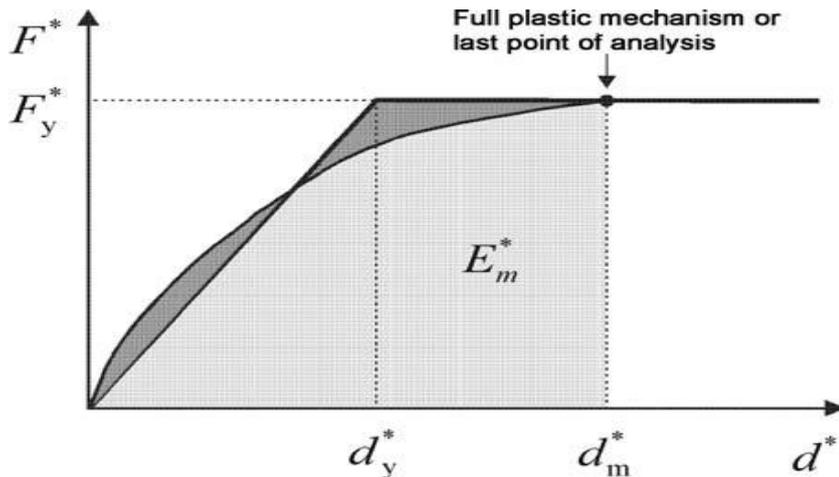
- Η δύναμη F^* , και η μετατόπιση d^* είναι:

$$F^* = \frac{V_b}{\Gamma} \quad \& \quad d^* = \frac{d_n}{\Gamma}, \quad \Gamma = \frac{m^*}{\sum m_i * \Phi_i^2}$$

Αξίζει να σημειωθεί σε μια πλευρική «ιδιομορφική» φόρτιση, τα Φ_i απεικονίζουν μια ιδιομορφή, ενώ ο Γ είναι ο συντελεστής συμμετοχής της συγκεκριμένης ιδιομορφής στη διεύθυνση που εξετάζεται.

Ο υπολογισμός της σεισμικής απαίτησης της κατασκευής απαιτεί να εκτιμηθεί καταρχήν η ιδιοπερίοδος T^* του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος. Σύμφωνα με τον Fajfar (2000) και CEN2004a, η T^* μπορεί να υπολογιστεί με βάση τη μάζα (του ισοδύναμου μονοβάθμιου ταλαντωτή) και την ελαστική δυσκαμψία που προκύπτει από την θεώρηση μιας ελαστικής-πλήρως πλαστικής καμπύλης δύναμης-μετατόπισης. Η δύναμη διαρροής F_y^* , μίας ελαστικής-πλήρως πλαστικής καμπύλης, λαμβάνεται ως η μέγιστη αντοχή ενός μονοβάθμιου συστήματος, ενώ ισούται με την μέγιστη τιμή F^* όταν έχει αναπτυχθεί πλήρως ο μηχανισμός κατάρρευσης, ή είναι το τελευταίο σημείο της ανάλυσης, χωρίς ωστόσο να έχει δημιουργηθεί ο μηχανισμός κατάρρευσης. Η μετακίνηση διαρροής, d_y^* , επιλέγεται έτσι ώστε η ενέργεια παραμόρφωσης μιας ελαστικής-πλήρως πλαστικής εξιδανίκευσης της παραμόρφωσης ενός ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος στο σημείο όπου ο πλήρης μηχανισμός κατάρρευσης έχει σχηματισθεί, d_m^* , να ισούται με την ενέργεια της πραγματικής καμπύλης αντίστασης στο ίδιο σημείο, E_m^* :

$$d_y^* = 2 * \left(d_m^* - \frac{E_m^*}{F_y^*} \right)$$



Στην περίπτωση αυτή, η ελαστική δυσκαμψία του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος ισούται με F_y^*/d_y^* και η περίοδος T^* είναι:

$$T^* = 2\pi * \sqrt{\frac{m^* * d_y^*}{F_y^*}}$$

Εάν η κατασκευή συμπεριφέρεται σχεδόν ελαστικά έως το σημείο διαρροής, όπως υπολογίζεται με την προηγούμενη εξιδανίκευση, τότε πλησιάζει πάρα πολύ στην τιμή της περιόδου που προκύπτει από τις φυσικές μεθόδους, όπως το πηλίκο Rayleigh.

Στην παρούσα εργασία, στους εξεταζόμενους φορείς δεν αναζητείται μέσω αυτής της μεθοδολογίας η στοχευμένη μετακίνηση τους, παρά μόνο η χρησιμοποιείται η καμπύλη αντίστασης για την εκτίμηση της συμπεριφοράς τους μέχρι το σημείο της ελαστικής μετακίνησης που προκαλείται από την σεισμική διέγερση σχεδιασμού.

6. Προσομοίωση

6.1 Εισαγωγικά

Η επιλογή του κατάλληλου μαθηματικού προσομοιώματος της κατασκευής, δεν εξαρτάται μόνο από τη δράση ή τις δράσεις που ασκούνται και τη μέθοδο ανάλυσης, αλλά και από το σκοπό χρήσης των αποτελεσμάτων. Ο στόχος του στατικού προσομοιώματος για τον αντισεισμικό σχεδιασμό είναι ο ακριβής σχεδιασμός ή επισκευή ενός μέλους στην ακραία οριακή κατάσταση αστοχίας. Ο σκοπός του προσομοιώματος και κατ' επέκταση της ανάλυσης του, είναι η παροχή των απαιτούμενων πληροφοριών για να γίνει σωστά ο σχεδιασμός. Οι κανόνες για διαστασιολόγηση και διαμόρφωση λεπτομερειών αναφέρονται κυρίως σε μέλη με πρισματικές διατομές.

Οι αντισεισμικοί κανονισμοί απαιτούν από το στατικό προσομοίωμα της γραμμικής ανάλυσης να παρουσιάζει επαρκώς την κατανομή της μάζας και τη δυσκαμψία του. Ωστόσο, το παραπάνω μπορεί να είναι ανεπαρκές για σχεδιασμό ή για αποτίμηση της υπάρχουσας κατάστασης. Το προσομοίωμα καθώς και η διακριτοποίηση του φορέα πρέπει να ανταποκρίνεται σε μεγάλο βαθμό με τη πραγματική κατασκευή, έτσι ώστε τα αποτελέσματα της αντισεισμικής ανάλυσης να είναι ικανοποιητικά για διαστασιολόγηση και διαμόρφωση των λεπτομερειών, ή για την αποτίμηση της ικανότητας των υπαρχόντων μελών. Για παράδειγμα, ένα απλό προσομοίωμα, όπου όλα τα μέλη αντιπροσωπεύονται από μόνο ένα μέλος, ενώ η μάζα είναι συγκεντρωμένη στις στάθμες των ορόφων, προφανώς θεωρείται ανεπαρκές για ανάλυση σε τρεις διαστάσεις. Αντιθέτως, ένα εξαιρετικά λεπτομερές προσομοίωμα, με χρήση Πεπερασμένων Στοιχείων (Finite Elements), το οποίο «παρέχει» πολύ ακριβείς προβλέψεις των ελαστικών παραμορφώσεων και τάσεων στα άκρα τους, μπορεί να είναι πρακτικώς άχρηστο. Ένα λιγότερο λεπτομερές προσομοίωμα μπορεί να είναι σχεδόν εξίσου ακριβές στις προβλέψεις των αποτελεσμάτων λόγω της σεισμικής δράσης σχεδιασμού, και να εκτιμήσει τις δυνάμεις και τις στροφές χορδής στα άκρα των μελών με αρκετά μεγάλη αξιοπιστία. Επιπλέον, κάποια φαινόμενα που εμφανίζονται

μέσω της χρήσης των πεπερασμένων στοιχείων, όπως η εκτός επιπέδου διανομή των τάσεων σε υψίκορμα μέλη και η διατμητική υστέρηση, δεν έχουν νόημα κατά την ανελαστική απόκριση του φορέα και ούτως ή άλλως δεν εξετάζονται στη οριακή κατάσταση αστοχίας .

6.2 Προσομοίωμα ελαστικής ανάλυσης

Οι φορείς που χρησιμοποιήθηκαν στα πλαίσια της παρούσας εργασίας κατατάσσονται στους κανονικούς φορείς τόσο σε κάτοψη όσο και σε όψη. Τα δε υλικά που χρησιμοποιούνται είναι :

- Σκυρόδεμα
 1. Ποιότητα C25/30
 2. Ειδικός βάρος $\gamma=25 \text{ kN/m}^3$
 3. Λόγος Poisson $\nu=0,2$
 4. Μέτρο Ελαστικότητας $E_{cm}=15,5 \text{ GPa}$ (Λόγω ρηγμάτων)
- Χάλυβας
 1. Ποιότητα B500c
 2. Ειδικός βάρος $\gamma=78,5 \text{ kN/m}^3$
 3. Λόγος Poisson $\nu=0,3$
 4. Μέτρο Ελαστικότητας $E_{cm}=200 \text{ GPa}$

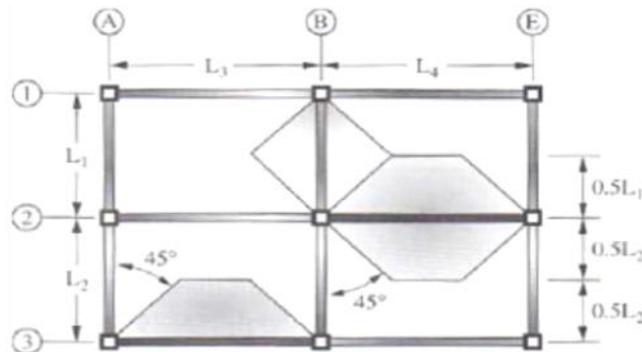
Οι δοκοί και τα υποστυλώματα των φορέων επιλύονται ως γραμμικά μέλη, ενώ στα τοιχώματα χρησιμοποιούνται στοιχεία κελύφους για την προσομοίωση τους, προκειμένου να ληφθεί υπόψη η συνεισφορά των διατμητικών παραμορφώσεων στο τοίχωμα.

Οι πλάκες θεωρούνται ως άκαμπτα διαφράγματα στο επίπεδο τους, ενώ λαμβάνεται υπόψη και η επιρροή της τυχηματικής εκκεντρότητας.

Οι συνδυασμοί φόρτισης που εξετάζονται σε κάθε περίπτωση είναι ο συνδυασμός για την οριακή κατάσταση αστοχίας υπό κατακόρυφα φορτία και ο συνδυασμός για την οριακή κατάσταση αστοχίας υπό κατακόρυφα φορτία και την ταυτοχρόνως ασκούμενη σεισμική διέγερση σχεδιασμού. Σε όλες τις κατασκευές θεωρούνται ότι ασκούνται τα παρακάτω φορτία:

- Λόγω πλακών $g = 5 \text{ kN/m}^2$
- Λόγω επικάλυψης $g' = 1,50 \text{ kN/m}^2$
- Λόγω κινητών $q = 2,00 \text{ kN/m}^2$
- Λόγω ιδίου βάρους διατομών = ... kN/m (ανάλογα τη διατομή)

Η διανομή των φορτίων στις δοκούς γίνεται σύμφωνα με τον κανόνα των $30^\circ - 45^\circ - 60^\circ$. Χαρακτηριστικό είναι το ακόλουθο σχήμα:



Το φορτίο που καταλήγει σε κάθε δοκό, μετατρέπεται σε γραμμικό και κατόπιν είναι εφικτό να ελεγχθεί το σύνολο του φορέα για τον συνδυασμό αστοχίας που ορίζεται σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 1 ως εξής :

$$\textit{Ultimate Limit State} = 1,35 * (g + g' + w) + 1,5 * q$$

Κατόπιν, ακολουθεί ο έλεγχος για σεισμό σύμφωνα με το φάσμα σχεδιασμού χρησιμοποιώντας έναν από τους δύο προαναφερθέντες συντελεστές συμπεριφοράς. Ο συνδυασμός αστοχίας σε αυτή την περίπτωση είναι:

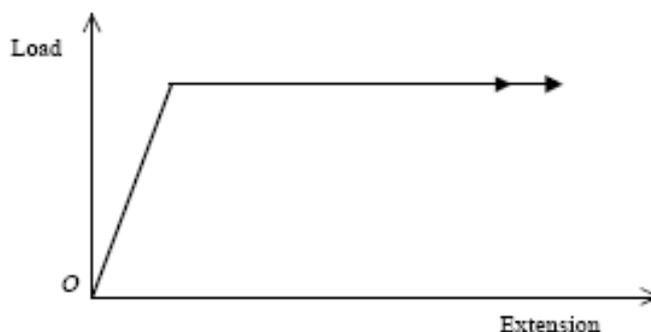
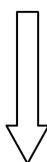
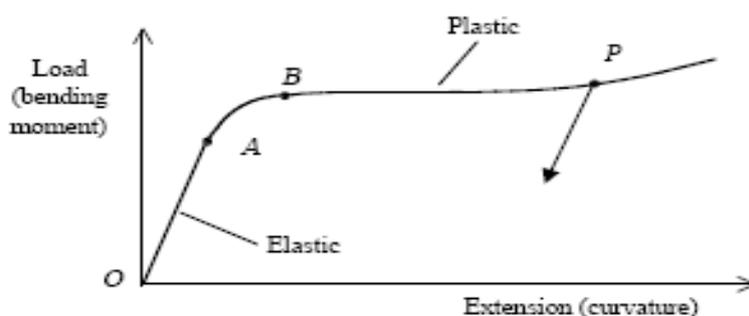
$$1,0 * (g + g' + w) + 0,3 * q + E$$

Τέλος, θεωρείται ότι όλα κατακόρυφα στοιχεία πακτώνονται στην οροφή του υπογείου και γι' αυτό το λόγο δεν γίνεται έλεγχος των θεμελιώσεων.

6.3 Προσομοίωμα ελαστοπλαστικής ανάλυσης

Το μαθηματικό προσομοίωμα που χρησιμοποιείται για τις ελαστικές αναλύσεις θα πρέπει να επεκτείνεται με τέτοιο τρόπο ώστε να περιλαμβάνει την αντοχή των φερόντων στοιχείων και τη μετελαστική συμπεριφορά τους.

Από τον Ευρωκώδικα 8 (παρ.4.3.3.4.1) ορίζεται ότι πρέπει να χρησιμοποιείται κατ' ελάχιστον, μια διγραμμική σχέση δύναμης – παραμόρφωσης σε επίπεδο στοιχείων. Μετά την διαρροή των στοιχείων μπορεί να υποτεθεί μηδενική δυσκαμψία αλλά συνήθως λαμβάνεται μια μικρή κράτυνση του υλικού, προκειμένου να μην υπάρχουν μηδενικοί όροι στη διαγώνιο του μητρώο δυσκαμψίας της κατασκευής, οι οποίοι θα οδηγούσαν με την σειρά τους σε αδυναμία αντιστροφής του. Χαρακτηριστικά είναι τα διαγράμματα που ακολουθούν τα οποία δείχνουν την πραγματική σχέση δύναμης – παραμόρφωσης και το ιδεατό διάγραμμα που χρησιμοποιείται για τις μη γραμμικές αναλύσεις.



Η καμπύλη δύναμης – παραμόρφωσης μπορεί να παρουσιαστεί για κάθε γενικευμένο μέγεθος και αυτή η ιδιότητα χρησιμοποιείται για να υπολογιστεί η μη-γραμμική απόκριση του φορέα.

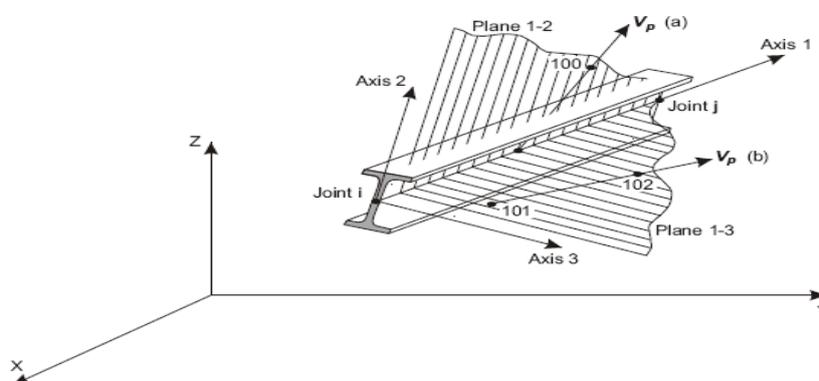
Ο Ευρωκώδικας 8 (παρ. 4.3.3.4.1) ορίζει ότι κατά τον καθορισμό των υλικών που θα χρησιμοποιηθούν στην μη-γραμμική ανάλυση, οι ιδιότητες των

στοιχείων πρέπει να βασίζονται στις μέσες τιμές των ιδιοτήτων των υλικών. Συνεπώς, στην παρούσα εργασία υιοθετήθηκε μια αύξηση της αντοχής των υλικών όπως απαιτείται. Συνοπτικά:

- $f_{ym}=575$ MPa για τον χάλυβα B500c
- $f_{cm}= 33$ MPa για το σκυρόδεμα C25/30

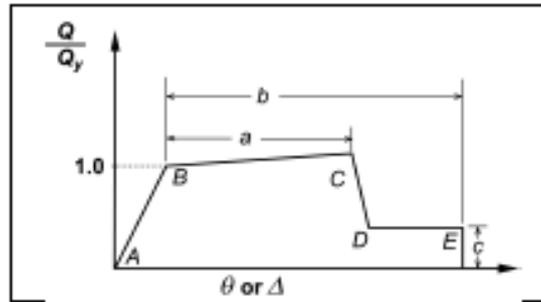
Η γεωμετρία του φορέα της ελαστοπλαστικής ανάλυσης παραμένει προφανώς αναλλοίωτη σε σχέση με αυτή του φορέα της ελαστικής ανάλυσης. Αυτό το οποίο αλλάζει και καθορίζει την συνολική συμπεριφορά του κτηρίου είναι η χρήση των διαγραμμάτων δύναμης – παραμόρφωσης για κάθε μέλος του φορέα, όπου για πρώτη φορά η μη-γραμμικότητα του υλικού λαμβάνεται υπ' όψιν στην ανάλυση.

Οι δοκοί όπως και στην απλή ελαστική ανάλυση, φέρουν μονάχα εγκάρσια φορτία. Αυτό σημαίνει ότι αναπτύσσονται τέμνουσες δυνάμεις κατά τον άξονα 2 και ροπές κατά τον άξονα 3 της διατομής.



Συνεπώς, ορίζεται ότι οι δοκοί έχουν ικανότητα να αναπτύξουν πλαστική άρθρωση μόνο στον βαθμό ελευθερίας M_3 και στα δύο άκρα κάθε μέλους.

Ο υπολογισμός των διαγραμμάτων ροπών–καμπυλοτήτων κάθε διατομής προκύπτουν μέσα από μια αυτοματοποιημένη διαδικασία μέσα από το ίδιο το πρόγραμμα SAP2000, που χρησιμοποιήθηκε στις μη γραμμικές αναλύσεις, στην οποία λαμβάνονται υπ' όψιν οι διατάξεις της FEMA-356. Το διάγραμμα είναι διγραμμικό και έχει κράτυνση 3%.



Τα υποστυλώματα εκτός από ροπές στα άκρα τους, καταπονούνται και από αξονική δύναμη, η οποία αλλάζει συνεχώς κατά την διάρκεια μιας χρονοϊστορίας. Για το λόγο αυτό και δεδομένου ότι τόσο η μη γραμμική ανάλυση χρονοϊστορίας όσο και η μη γραμμική στατική ανάλυση θα γίνουν ξεχωριστά σε δύο κάθετες μεταξύ τους συνιστώσες, επιλέγεται η δημιουργία δύο προσομοιωμάτων του φορέα, ένα για κάθε διεύθυνση. Με τον τρόπο αυτό, εξαλείφεται το πρόβλημα του ορισμού πλαστικών αρθρώσεων τύπου P-M₂-M₃, οι οποίες δημιουργούν αστάθεια στην επίλυση του συστήματος. Δηλαδή, οι πλαστικές αρθρώσεις που ορίζονται για τα υποστυλώματα, εξετάζουν την επιρροή της αξονικής δύναμη με την ροπή κάμψης που έχει διάνυσμα κάθετο στην εξεταζόμενη διεύθυνση.

6.4 Δευτερεύοντα σεισμικά μέλη

Οι σύγχρονοι αντισεισμικοί κανονισμοί αναγνωρίζουν το γεγονός ότι ορισμένα στοιχεία του φορέα μπορούν να έχουν δευτερεύοντα ρόλο και συνεισφορά στην αντισεισμική αντοχή. Ο κύριος στόχος αυτής της διάκρισης των δευτερευόντων από τα πρωτεύοντα είναι η επίτευξη της απλοποίησης του σχεδιασμού, ή της αποτίμησης ή της ενίσχυσης.

Στο σχεδιασμό νέων κτηρίων, η συνεισφορά των δευτερευόντων μελών στη δυσκαμψία και την αντοχή έναντι σεισμικών δράσεων δεν συμπεριλαμβάνεται στην αντισεισμική ανάλυση. Ο φορέας σχεδιάζεται έτσι ώστε να βασίζεται μόνο στα πρωτεύοντα στοιχεία έναντι της σεισμικής διέγερσης σχεδιασμού. Επομένως, μόνο τα πρωτεύοντα στοιχεία σχεδιάζονται και εν συνεχεία διαμορφώνονται καταλλήλως για να έχουν αντισεισμική αντοχή και πλαστιμότητα σύμφωνα με τους ισχύοντες κανονισμούς. Τα

δευτερεύοντα στοιχεία λαμβάνονται πλήρως υπόψη για τα κατακόρυφα φορτία της κατασκευής και υπόκεινται σε ειδικούς ελέγχους για τη σεισμική διέγερση σχεδιασμού.

Στην σεισμική αποτίμηση και ενίσχυση υφιστάμενων κατασκευών είναι δυνατόν ο μελετητής να αποδεχθεί μεγαλύτερη σεισμική βλάβη στα δευτερεύοντα σεισμικά μέλη, καθώς είναι λιγότερο σημαντικά για την συμπεριφορά και την ασφάλεια του συνόλου της κατασκευής. Επομένως, τα κριτήρια επιβεβαίωσης έναντι της σεισμικής διέγερσης σχεδιασμού είναι λιγότερο αυστηρά έναντι των πρωτευόντων σεισμικών μελών. Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8, σε μια υφιστάμενη κατασκευή ή ενισχυμένη, η συνεισφορά σε δυσκαμψία και αντοχή των δευτερευόντων μελών πρέπει να αγνοείται σε γραμμικές αναλύσεις, ωστόσο επιβάλλεται να λαμβάνεται υπόψη στις μη γραμμικές αναλύσεις.

Η διάκριση των μελών σε πρωτεύοντα και δευτερεύοντα προέρχεται ιστορικά από τους αμερικάνικους κανονισμούς, ανάλογα με τη συμμετοχή του μέλους στην πλευρική δυσκαμψία του φορέα. Στον Ευρωκώδικα 8 η διάκριση γίνεται μεταξύ πρωτευόντων αντισεισμικών μελών και δευτερευόντων αντισεισμικών μελών, έτσι ώστε να είναι κατανοητό ότι ο διαχωρισμός αυτός γίνεται μόνο έναντι της σεισμικής δράσης.

Ο διαχωρισμός των μελών σε πρωτεύοντα και δευτερεύοντα μέλη είναι ασαφής. Ο μηχανικός οφείλει να ορίσει τα δευτερεύοντα σεισμικά μέλη, εάν αυτό είναι φυσικά εφικτό. Ο Ευρωκώδικας 8 έχει κάποιες οδηγίες σχετικά με τις δυνατότητες χρήσης αυτού του διαχωρισμού:

1. Η συνολική συνεισφορά στην πλευρική δυσκαμψία όλων των δευτερευόντων στοιχείων πρέπει να είναι μικρότερη από το 15% της δυσκαμψίας των πρωτευόντων. Εάν δεν είναι προφανές ότι ισχύει το προηγούμενο, ο μηχανικός οφείλει να κάνει δύο ξεχωριστές αναλύσεις. Μία που θα περιλαμβάνει και μία που θα αγνοεί την συνεισφορά των δευτερευόντων στοιχείων στην πλευρική δυσκαμψία. Για να ισχύει το προηγούμενο, πρέπει οι σχετικές παραμορφώσεις των ορόφων από την

δεύτερη ανάλυση να είναι μικρότερες από τις σχετικές παραμορφώσεις των ορόφων της πρώτης ανάλυσης πολλαπλασιασμένες επί 15%

2. Ο χαρακτηρισμός μερικών μελών του φορέα ως δευτερεύοντα σεισμικά μέλη, δεν πρέπει να μεταβάλλει τον χαρακτηρισμό του φορέα από μη κανονικό σε κανονικό, τόσο σε κάτοψη όσο και σε όψη. Όσον αφορά την κανονικότητα σε όψη ισχύουν τα εξής:

- εάν ένα πλαίσιο, τοίχωμα, ή υποστυλώματα δεν συνεχίζει καθόλο το ύψος της υπό εξέταση όψης, δεν μπορεί να χαρακτηριστεί ως δευτερεύον
- εάν σε ένα πλαίσιο φορέα υπάρχει απότομη μεταβολή της πλευρικής δυσκαμψίας λόγω των μελών ή των τοιχοπληρώσεων, τότε δεν μπορεί να χαρακτηριστεί ως δευτερεύον

Όσον αφορά την κανονικότητα σε κάτοψη, ο χαρακτηρισμός ορισμένων κατακόρυφων μελών ως δευτερεύοντα:

- δεν μειώνει την εκκεντρότητα μεταξύ του κέντρου μάζας και του κέντρου δυσκαμψίας περισσότερο από 30% της ακτίνας δυστροπίας
 - οι ακτίνες δυστροπίας και στις δύο διευθύνσεις πρέπει να είναι μεγαλύτερες από την ακτίνα αδρανείας του διαφράγματος.
3. Τα δευτερεύοντα μέλη πρέπει να πληρούν τα κριτήρια που αναγράφονται εκτενώς στην επόμενη παράγραφο.

6.5 Ειδικές απαιτήσεις σχεδιασμού των δευτερευόντων μελών

Τα δευτερεύοντα μέλη των νέων κατασκευών, όπως αναφέρθηκε και σε προηγούμενη παράγραφο, δεν χρειάζεται να συμμορφώνονται με τις απαιτήσεις των αντισεισμικών κανονισμών για διαστασιολόγηση και διαμόρφωση των λεπτομερειών τους, για να αποκτήσουν αντισεισμική αντοχή μέσω απόσβεσης ενέργειας και πλαστιμότητας. Πρέπει να ικανοποιούν τις διατάξεις των κανονισμών για τις μη σεισμικές δράσεις καθώς και ειδικές απαιτήσεις για να μπορούν να φέρουν τα φορτία βαρύτητας υπό τις πλέον δυσμενείς μετατοπίσεις και παραμορφώσεις που μπορούν να επιβληθούν λόγω της σεισμικής διέγερσης σχεδιασμού. Αυτές οι παραμορφώσεις υπολογίζονται

σύμφωνα με τον κανόνα των ίσων μετακινήσεων, με βάση τα αποτελέσματα από δύο ελαστικές αναλύσεις για κάθε οριζόντια συνιστώσα του σεισμικού συνδυασμού:

1. Μία ανάλυση που αγνοεί την συνεισφορά των δευτερευόντων μελών στην πλευρική δυσκαμψία του φορέα,
2. Μία ανάλυση που θα την περιλαμβάνει.

Η επιρροή του συντελεστή συμπεριφοράς, q , αφαιρείται από την ανάλυση 2 και οι σεισμικές παραμορφώσεις που προκύπτουν πολλαπλασιάζονται με το λόγο των σχετικών παραμορφώσεων ορόφων της ανάλυσης 1 προς τις αντίστοιχες της ανάλυσης 2, έτσι ώστε να εκτιμηθούν οι σεισμικές απαιτήσεις των δευτερευόντων μελών των οποίων η συνεισφορά στην πλευρική δυσκαμψία έχει αγνοηθεί. Επιπλέον, εάν ο συντελεστής ευαισθησίας σχετικής μετακίνησης ορόφου υπερβαίνει το 0.1, τότε τα αποτελέσματα της στατικής ανάλυσης 1^{ης} τάξεως διαιρούνται με $(1-\theta)$, έτσι ώστε να ληφθούν υπόψη τα φαινόμενα 2^{ης} τάξεως.

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8, οι εσωτερικές δυνάμεις (ροπές κάμψεως και διατμητικές δυνάμεις) στα δευτερεύοντα μέλη υπολογίζονται σύμφωνα με την ρηγματωμένη δυσκαμψία η οποία είναι το 50% της ονομαστικής, μη ρηγματωμένης και τις παραμορφώσεις που προκαλούνται από την σεισμική διέγερση σχεδιασμού, ενώ δεν πρέπει να υπερβαίνουν τα μεγέθη σχεδιασμού M_{Rd} και V_{Rd} . Όλη αυτή η διαδικασία, επί της ουσίας απαιτεί από τα δευτερεύοντα μέλη να παραμείνουν ελαστικά υπό την σεισμική διέγερση σχεδιασμού. Συνεπώς, απαιτεί από τα μέλη έναν συντελεστή υπεραντοχής q , σε σχέση με τα πρωτεύοντα, εφόσον η αντοχή και των δύο εξαρτάται από τον σεισμό σχεδιασμού και τα ταυτοχρόνως επιβαλλόμενα φορτία βαρύτητας. Η επιβεβαίωση των δευτερευόντων μελών στη βάση αυτών των απαιτήσεων, ενδεχομένως να μην είναι εφικτή, εκτός εάν:

- η συνολική δυσκαμψία του συστήματος λόγω των πρωτευόντων μελών και η σύνδεση τους με τα δευτερεύοντα, είναι τέτοιες ώστε οι σεισμικές παραμορφώσεις που επιβάλλονται στα τελευταία, να είναι όντως μικρές
- η πλευρική δυσκαμψία των δευτερευόντων μελών είναι όντως μικρή.

7. Πορεία Εργασίας

7.1 Σκοπός

Ο σκοπός της παρούσας διπλωματικής εργασίας είναι η εφαρμογή του νέου τύπου στατικού συστήματος, δηλαδή του συστήματος όπου η πλευρική δυσκαμψία του φορέα προέρχεται από μεγάλα ελαφρά οπλισμένα τοιχώματα. Γίνεται προσπάθεια να αποδειχθεί κατά πόσον είναι συμφέρουσα η χρήση τους σε νέους φορείς προκειμένου να επιτευχθεί καλύτερη εκτίμηση της απόκρισης τους, να μειωθεί το κόστος της κατασκευής και να αμβλυνθούν τα ενδεχομένα λάθη στη φάση κατασκευής λόγω της μείωσης των τοποθετούμενων οπλισμών στα φέροντα στοιχεία του φορέα.

7.2 Βασική διαδικασία

Στα πλαίσια της εργασίας εξετάζονται διάφοροι τύποι φορέων, κανονικοί ωστόσο καθ' ύψος και σε κάτοψη, ενώ γίνονται συγκρίσεις ανάμεσα στις ισχύουσες τάσεις σχεδιασμού και στην προτεινόμενη χρήση των μεγάλων ελαφρά οπλισμένων τοιχωμάτων. Επιπλέον, γίνεται προσπάθεια επιβεβαίωσης του σχεδιασμού με χρήση μη γραμμικών μεθόδων, κυρίως με την εφαρμογή της προσαυξητικής ανάλυσης, αλλά και με εν χρόνω ολοκλήρωση της εξίσωσης κίνησης εφαρμόζοντας τις σεισμικές διεγέρσεις που παρουσιάστηκαν στο κεφάλαιο 3 της εργασίας.

Μία σημαντική διαφορά ανάμεσα στον ΕΑΚ2000 και των Ευρωκώδικα 8, όπως αναφέρθηκε και σε προηγούμενο κεφάλαιο, είναι η δυνατότητα χρήσης διαφορετικού συντελεστή συμπεριφοράς για τις δύο εξεταζόμενες συνιστώσες της σεισμικής διέγερσης σχεδιασμού. Η εφαρμογή αυτής της διάταξης εξετάζεται, προκειμένου να επιτευχθεί μεγαλύτερη αξιοπιστία στην απόκριση και κατ' επέκταση στην διαστασιολόγηση του φορέα και τελικά στην οικονομία.

Τέλος, η δυνατότητα χρήσης των δευτερευόντων μελών κατά τη διαστασιολόγηση ενός φορέα και η επιβεβαίωση της ορθής χρήσης τους από το μελετητή. Η σωστή εφαρμογή των διατάξεων που αναφέρθηκαν εκτενώς

σε προηγούμενο κεφάλαιο, μπορεί να οδηγήσει σε μείωση των απαιτήσεων σε οπλισμό τόσο σε διαμήκη όσο και σε εγκάρσιο. Ωστόσο, πρέπει να επιβεβαιωθεί η ορθότητα της χρήσης τους με μη γραμμικές αναλύσεις.

7.3 Συνοπτική διαδικασία εργασίας ανά φορέα

Η πορεία της εργασίας αναλύεται στα εξής επόμενα στάδια:

1. Δημιουργία του προσομοιώματος του φορέα στο πρόγραμμα ETABS (version 9.7.0) της Computers and Structures, χρησιμοποιώντας για τις δοκούς και τα υποστυλώματα γραμμικά στοιχεία, ενώ για τα τοιχώματα χρησιμοποιήθηκαν στοιχεία κελύφους με γεωμετρικές διαστάσεις καταρχήν κατάλληλες για να χαρακτηριστούν ως μεγάλα ελαφρά τοιχώματα,
2. Έλεγχος της παραδοχής ισχύος των διατάξεων, έτσι ώστε να χαρακτηριστεί ο φορέας ως σύστημα μεγάλων ελαφρά οπλισμένων τοιχωμάτων ,
3. Έλεγχος της αρχικής διαστασιολόγησης του φορέα, ως προς το μέγεθος των διατομών των υποστυλωμάτων και των δοκών με το πρόγραμμα Fespa της LH Λογισμικής,
4. Όπλιση και διαμόρφωση των λεπτομερειών του φορέα σύμφωνα με τις διατάξεις των Ευρωκωδίκων 2 και 8,
5. Όπλιση των τοιχωμάτων του φορέα σύμφωνα με όσα ορίζει ο Ευρωκώδικας 2 και 8 έναντι κάμψης με αξονική δύναμη και τέμνουσας, χρησιμοποιώντας τα εντατικά μεγέθη όπως προέκυψαν από το ECTools,
6. Δημιουργία του ίδιου ακριβώς προσομοιώματος του φορέα στο πρόγραμμα SAP2000 (version 14.0.0), λαμβάνοντας υπόψη πλέον τη μη γραμμική συμπεριφορά των υλικών,
7. Μη γραμμική ανάλυση του φορέα (στατική ή και εν χρόνω ολοκλήρωση) για να εκτιμηθεί η συμπεριφορά του φορέα μέχρι μετακίνηση σχεδιασμού ή για το συγκεκριμένο σεισμικό γεγονός,
8. Εξαγωγή συμπερασμάτων σχετικά με τις παραμορφώσεις και τους απαιτούμενους οπλισμούς.

7.4 Αναλυτική διαδικασία εργασίας ανά φορέα

Η πορεία της εργασίας που χρησιμοποιήθηκε για την εκτίμηση της συμπεριφοράς του εκάστοτε εξεταζόμενου φορέα αναλύεται εκτενώς στην παρούσα παράγραφο. Ο σκοπός ήταν να βρεθεί η βέλτιστη όπλιση του φορέα, όπως αναφέρθηκε και σε προηγούμενη παράγραφο, έναντι του συνδυασμού αστοχίας υπό κατακόρυφα φορτία και έναντι του συνδυασμού αστοχίας υπό την σεισμική διέγερση σχεδιασμού και τα ταυτοχρόνως ασκούμενα κατακόρυφα φορτία όπως προκύπτουν από τους συντελεστές συμμετοχής για κτήρια κατοικιών ή γραφείων. Τα βήματα αναλύονται ως εξής:

1. Η αρχική εκτίμηση των γεωμετρικών χαρακτηριστικών ενός φορέα από οπλισμένο σκυρόδεμα εξαρτάται κατ' αρχήν από την ποιότητα του σκυροδέματος. Συνεπώς, οι διαστάσεις για τα υποστυλώματα, δεδομένου ότι δεν γίνεται σε κανένα σημείο απομείωση της διατομής καθ' ύψος, επιλέγονται έτσι ώστε η τιμή της ανηγμένης αξονικής δύναμης να μην υπερβαίνει σε καμία περίπτωση το 0,65. Στις δοκούς το στατικό ύψος της διατομής d επιλέγεται να είναι μεγαλύτερο από $l/12$, όπου l η απόσταση μεταξύ δύο διαδοχικών στηρίξεων της δοκού. Ωστόσο, για λόγους απλοποίησης, επιλέχθηκε να έχουν όλες οι διατομές το ίδιο τελικά ύψος για να είναι εφικτή, εφόσον ο φορέας ήταν υπαρκτός, η ορθή όπλιση τους. Για τις πλάκες επιλέχθηκε πάχος ικανό έναντι του ελέγχου λειτουργικότητας. Τέλος, για τα τοιχώματα, επιλέχθηκαν διατομές με μεγάλη διάσταση άνω των τεσσάρων (4) m, κατά τις απαιτήσεις του κανονισμού, ενώ για το πάχος τους, καθοριστικός ήταν ο παράγοντας της αγκύρωσης των διασταυρούμενων δοκών. Επομένως, επιλέχθηκε ως ελάχιστο πάχος τα 30 εκατοστά, για να υπάρχει η δυνατότητα αγκύρωσης δοκών με μέγιστη διάμετρο οπλισμού $\Phi 14$, που είναι και μία συνήθης πρακτικά διατομή που εφαρμόζεται.

2. Το επόμενο βήμα απαιτεί τον έλεγχο ισχύος των διατάξεων για την σωστή θεώρηση εφαρμογής των μεγάλων ελαφρά οπλισμένων τοιχωμάτων. Συνεπώς, εξετάζεται για κάθε διεύθυνση που απαιτείται να θεωρηθεί κατά αυτό τον τρόπο, η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος της. Εφόσον πληρείται το πρώτο κριτήριο, κατόπιν εξετάζονται οι άλλες δύο απαιτήσεις. Να αναλαμβάνουν τα

δύο τοιχώματα από κοινού το 65% της σεισμικής τέμνουσας βάσης και επιπλέον να φέρουν τουλάχιστον το 20% του φορτίου του σεισμικού συνδυασμού, δηλαδή του $G+0,3Q$. Εάν δεν ισχύει κάτι από τα προηγούμενα γίνεται επιστροφή στο βήμα 1, όπου γίνεται αλλαγή των διαστάσεων των τοιχωμάτων.

3. Η εκπλήρωση των απαιτήσεων του βήματος 2, δίνει την δυνατότητα όπλισης του φορέα. Στο προσομοίωμα εισάγονται εκτός από τα ίδια βάρη, φορτία λόγω επικάλυψης και κινητά, όπως αναφέρθηκαν στο προηγούμενο κεφάλαιο. Η όπλιση των τοιχωμάτων γίνεται χρησιμοποιώντας το πρόγραμμα ECtools για τα τοιχώματα και το Fespa για τα υπόλοιπα στοιχεία. Οι φορτίσεις (στατικές) **Load Patterns** που εισάγονται στο αρχικό προσομοίωμα στο Etabs είναι οι ακόλουθες:

- **DEAD=G**
- **LIVE=Q**
- **EXSTAT=X + ECCY**
- **EYSTAY=Y + ECCX**

Load Combinations :

- **MEX=XECCY-EXSTAT**
- **MEY=YECCY-EYSTAT**

Οι δύο τελευταίοι συνδυασμοί φόρτισης αποσκοπούν στην εύρεση της καταπόνησης λόγω εκκεντρότητας του σημείου εφαρμογής της σεισμικής δύναμης με το κέντρο μάζας κάθε ορόφου.

Σύμφωνα με τα παραπάνω φαίνεται ότι η επίλυση για την σεισμική διέγερση γίνεται χρησιμοποιώντας τη μέθοδο ανάλυσης της οριζόντιας φόρτισης. Η συγκεκριμένη διαδικασία επιλέχθηκε διότι η εφαρμογή της ιδιομορφικής ανάλυσης, έχοντας συμπεριλάβει στο προσομοίωμα στοιχεία κελύφους που δύνανται να κινηθούν αντίθετα από τη φορά της βαρύτητας σε κάποιες εκ των ιδιομορφών, θα οδηγούσε στη χρήση από το λογισμικό, θετικών (με φορά αυτή της βαρύτητας) και αρνητικών (με φορά αντίθετη της βαρύτητας) τιμών μέσα στον κανόνα της πλήρους ορθογωνικής επαλληλίας ή της απλής τετραγωνικής επαλληλίας, εφόσον δεν υπήρχε σύζευξη των

ιδιομορφών και κατ' επέκταση σε λανθασμένη εικόνα της τελικής σεισμικής απόκρισης. Από μερικές αρχικές αναλύσεις, το πρόβλημα αναδείχθηκε και οδήγησε στη χρήση της οριζόντια φόρτισης.

4. Το πρόγραμμα ECTools, έχοντας τα αποτελέσματα από τις φορτίσεις που αναφέρθηκαν παράγει τους ακόλουθους συνδυασμούς, με τους οποίους γίνεται η διαστασιολόγηση των τοιχωμάτων:

1	1,35G+1,5Q	Non seismic
2	G+0,3Q+Ex+0,3Ey+MEEx+0,3MEy	Seismic
3	G+0,3Q+Ex+0,3Ey+MEEx-0,3MEy	Seismic
4	G+0,3Q+Ex+0,3Ey-MEEx+0,3MEy	Seismic
5	G+0,3Q+Ex+0,3Ey-MEEx-0,3MEy	Seismic
6	G+0,3Q+Ex-0,3Ey+MEEx+0,3MEy	Seismic
7	G+0,3Q+Ex-0,3Ey+MEEx-0,3MEy	Seismic
8	G+0,3Q+Ex-0,3Ey-MEEx+0,3MEy	Seismic
9	G+0,3Q+Ex-0,3Ey-MEEx-0,3MEy	Seismic
10	G+0,3Q-Ex+0,3Ey+MEEx+0,3MEy	Seismic
11	G+0,3Q-Ex+0,3Ey+MEEx-0,3MEy	Seismic
12	G+0,3Q-Ex+0,3Ey-MEEx+0,3MEy	Seismic
13	G+0,3Q-Ex+0,3Ey-MEEx-0,3MEy	Seismic
14	G+0,3Q-Ex-0,3Ey+MEEx+0,3MEy	Seismic
15	G+0,3Q-Ex-0,3Ey+MEEx-0,3MEy	Seismic
16	G+0,3Q-Ex-0,3Ey-MEEx+0,3MEy	Seismic
17	G+0,3Q-Ex-0,3Ey-MEEx-0,3MEy	Seismic
18	G+0,3Q+Ey+0,3Ex+MEy+0,3MEx	Seismic
19	G+0,3Q+Ey+0,3Ex+MEy-0,3MEx	Seismic
20	G+0,3Q+Ey+0,3Ex-MEy+0,3MEx	Seismic
21	G+0,3Q+Ey+0,3Ex-MEy-0,3MEx	Seismic
22	G+0,3Q+Ey-0,3Ex+MEy+0,3MEx	Seismic
23	G+0,3Q+Ey-0,3Ex+MEy-0,3MEx	Seismic
24	G+0,3Q+Ey-0,3Ex-MEy+0,3MEx	Seismic
25	G+0,3Q+Ey-0,3Ex-MEy-0,3MEx	Seismic
26	G+0,3Q-Ey+0,3Ex+MEy+0,3MEx	Seismic
27	G+0,3Q-Ey+0,3Ex+MEy-0,3MEx	Seismic
28	G+0,3Q-Ey+0,3Ex-MEy+0,3MEx	Seismic
29	G+0,3Q-Ey+0,3Ex-MEy-0,3MEx	Seismic
30	G+0,3Q-Ey-0,3Ex+MEy+0,3MEx	Seismic
31	G+0,3Q-Ey-0,3Ex+MEy-0,3MEx	Seismic
32	G+0,3Q-Ey-0,3Ex-MEy+0,3MEx	Seismic
33	G+0,3Q-Ey-0,3Ex-MEy-0,3MEx	Seismic

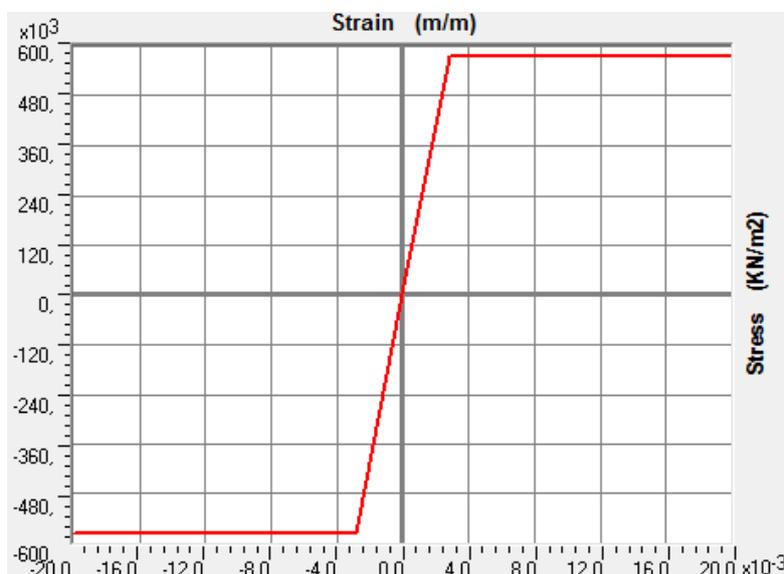
Η όπλιση των τοιχωμάτων του φορέα γίνεται με τους παραπάνω συνδυασμούς αστοχίας και σύμφωνα με τους κανονισμούς, η καμπτική και η διατμητική αντοχή προκύπτει σύμφωνα με τις διατάξεις του Ευρωκώδικα 2. Η δε διαμόρφωση των λεπτομερειών για τοπική πλαστιμότητα ακολουθεί τις διατάξεις που περιγράφονται εκτενώς στο κεφάλαιο 5 του Ευρωκώδικα 8 για κατηγορία πλαστιμότητας μέση (ΚΠΜ).

Αξίζει να σημειωθεί ότι το παραπάνω λογισμικό λαμβάνει υπόψη του τις συνθήκες περί της μη εφαρμογής της περίσφιγξης και του ικανοτικού σχεδιασμού των κόμβων όπως όριζε ο ΕΑΚ2000, σε αντίθεση με τον ΕΚ8 που οι αναφορές στην απαλλαγή των προηγούμενων ελέγχων είναι πολύ περιορισμένες.

5. Το επόμενο βήμα στην διαδικασία ελέγχου είναι το σημαντικότερο στην παρούσα διπλωματική εργασία. Ο Ευρωκώδικας 8, ορίζει συγκεκριμένες διατάξεις για την όπλιση των διατομών των τοιχωμάτων, όπως αυτές αναφέρθηκαν στο κεφάλαιο 2. Ένα μεγάλο ελαφρά οπλισμένο τοίχωμα είναι πολύ δύσκολο να πακτωθεί στη βάση του, συνεπώς δεν υφίσταται ουδεμία ανάγκη προσαύξησης της υπολογισθείσας M_{Ed} . Συνεπώς, λαμβάνοντας υπόψη το Ελληνικό Εθνικό Προσάρτημα του ΕΚ8, πρέπει στην κρίσιμη περιοχή, που είναι προφανώς τουλάχιστον ο όροφος ισογείου, να υπάρχει γεωμετρικό ποσοστό κατακόρυφου οπλισμού τουλάχιστον 0,0025. Έχοντας αυτό σαν δεδομένο καθώς και ότι η ελάχιστη διατομή του οπλισμού βάσης πρέπει να είναι $\Phi 12$ σε 2 σχάρες στις όψεις του τοιχώματος, υπολογίζεται κατά πόσον μπορεί η διατομή με την συγκεκριμένη όπλιση να είναι ασφαλής έναντι των δρώντων M_{Ed} και N_{Ed} . Εφόσον δεν επαρκεί ο τοποθετούμενος ελάχιστος οπλισμός, τίθεται επιπλέον οπλισμός σε περισφιγμένα άκρα έως ότου ικανοποιηθεί η ισορροπία εσωτερικών και εξωτερικών δυνάμεων. Από τον επόμενο όροφο και μετά που δεν κρίνεται ως κρίσιμος, τοποθετείται ελάχιστος οπλισμός κορμού του οποίου το ποσοστό να είναι τουλάχιστον 0,0015 όπως ορίζει το Εθνικό Προσάρτημα. Ωστόσο κατά την διαστασιολόγηση ελήφθη η πρόνοια να συνεχίζουν οι οπλισμοί από τη βάση της κατασκευής έως την κορυφή σε ίσες ή ανάλογες αποστάσεις έτσι ώστε να είναι κατασκευαστικά

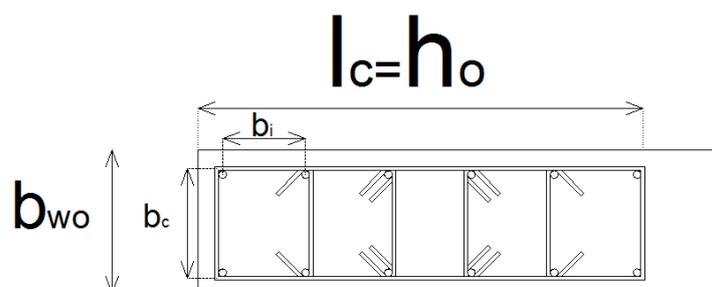
εύκολο (έστω και θεωρητικά) και το σημαντικότερο, να εξασφαλίζεται επαρκές μήκος αγκύρωσης για τις ράβδους του υπερκείμενου προς τον υποκείμενο όροφο. Όσον αφορά τη διάτμηση, για τα μεν περισφιγμένα άκρα τίθεται από τον κανονισμό όριο τόσο για τη διάμετρο του εγκάρσιου οπλισμού όσο και για την απόσταση μεταξύ τους, χωρίς αυτό να λαμβάνεται πουθενά υπόψη για τον υπολογισμό της διατμητικής αντοχής. Η διατμητική αντοχή υπολογίζεται σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 2 και λαμβάνεται υπόψη ξανά το Εθνικό Προσάρτημα, σχετικά με το $\cot\theta$, όπου ορίζεται τιμή σταθερή και ίση με 1,2, το οποίο και αποτελεί ιδιαιτέρως συντηρητική παραδοχή για την εκτίμηση της φέρουσας ικανότητας του εγκάρσιου οπλισμού έναντι τέμνουσας δύναμης.

6. Σε αυτό το βήμα ο φορέας δημιουργείται εκ νέου στο SAP2000, χρησιμοποιώντας τα αποτελέσματα της επίλυσης και την προκύπτουσα διαστασιολόγηση για τα γραμμικά στοιχεία, ενώ τα τοιχώματα προσομοιώνονται με τρόπο τέτοιο ώστε να λαμβάνεται υπόψη σε κάθε σημείο ο απαραίτητος οπλισμός και όχι περισσότερο. Επιπλέον, λαμβάνεται υπόψη η μη γραμμικότητα του υλικού συνεπώς για το μεν χάλυβα έχουμε το εξής διάγραμμα:



Για το δε σκυρόδεμα διακρίνονται διάφορες συμπεριφορές ανά φορέα. Αυτό οφείλεται στο γεγονός ότι σε ένα φορέα μπορεί να έχουμε τοιχώματα των οποίων το μήκος των περισφιγμένων άκρων να διαφέρει, συνεπώς να λαμβάνεται υπόψη διαφορετικό προσομοίωμα τάσης-παραμόρφωσης, ενώ μόνο που μένει σταθερό από φορέα σε φορέα, εφόσον το πάχος των

τοιχωμάτων παραμένει το ίδιο, είναι το απερίσφιγκτο σκυρόδεμα. Το τελευταίο συμβαίνει επειδή καθώς αυξάνεται το πάχος μια διατομής, αυξάνεται αντίστοιχα ο μειωτικός συντελεστής Φ . Εν κατακλείδι, στην περίπτωση που έχουμε ένα περίσφιγμένο άκρο της μορφής που φαίνεται στο επόμενο σχήμα ακολουθείται η εξής διαδικασία προσδιορισμού του διαγράμματος τάσεων παραμορφώσεων.



Έχοντας υπολογίσει τον απαραίτητο οπλισμό λόγω κάμψης του άκρου, τίθεται ο εγκάρσιος οπλισμός, ο οποίος και περιβάλλει όλες τις διαμήκειες ράβδους. Για να αυξηθεί η αποτελεσματικότητα της περίσφιγξης χρησιμοποιούνται συνδετήρες με μικρές διαστάσεις οι οποίοι και λαμβάνονται υπόψη στον υπολογισμό της αποδοτικότητάς της, εν αντιθέσει με τους σιγμοειδείς που αγνοούνται. Έτσι υπολογίζεται το γεωμετρικό ποσοστό των συνδετήρων στην εξεταζόμενη διεύθυνση (παράλληλα με τη μεγάλη πλευρά του τοιχώματος):

$$\rho_s = \frac{A_s}{b * s}$$

όπου, b το πλάτος του τοιχώματος και s η εγκάρσια απόσταση των συνδετήρων.

Ακολουθώντας, υπολογίζεται η αποδοτικότητα της περίσφιγξης για την εξεταζόμενη διατομή του πυρήνα. Συνεπώς έχουμε:

$$\alpha_n = 1 - \sum_n \frac{b_i^2}{6b_o h_o}$$

$$\alpha_s = \left(1 - \frac{s}{2 * b_o}\right) * \left(1 - \frac{s}{2 * h_o}\right)$$

Τελικά, η αποδοτικότητα της περίσφιγξης ισούται με:

$$\alpha = \alpha_s * \alpha_n$$

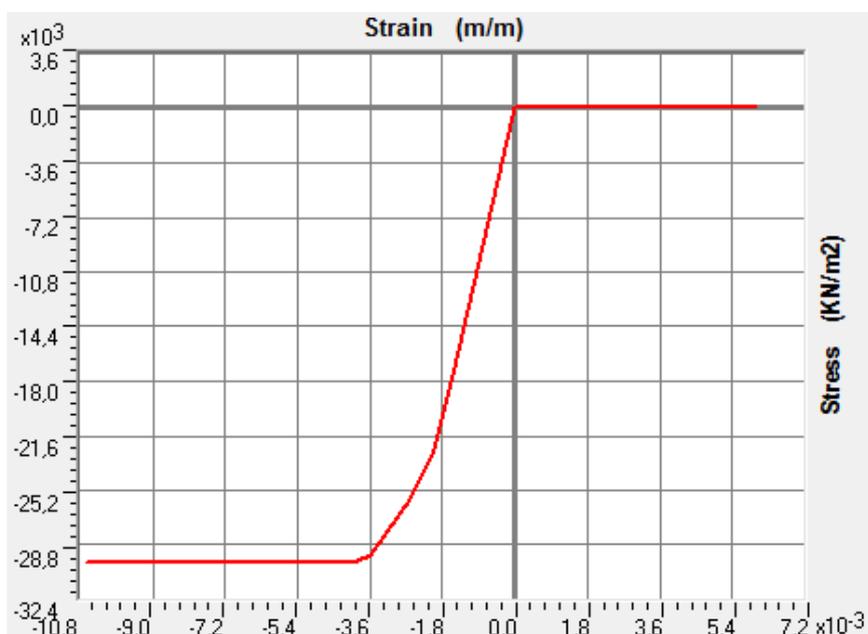
Έχοντας εκτιμήσει την αποδοτικότητα της περισφιγξης, είναι εφικτό πλέον να υπολογιστεί η παραμόρφωση της ακραίας περισφιγμένης ίνας του πυρήνα, δεδομένου ότι το σκυρόδεμα έξω από αυτή θα έχει αποφλειωθεί. Ωστόσο αυτό δεν λαμβάνεται υπόψη υπολογιστικά κατά τη διάρκεια της διαστασιολόγησης του τοιχώματος, αλλά αποτελεί ένα μέτρο για την όσον το δυνατόν καλύτερη εκτίμηση της συμπεριφοράς του πυρήνα. Η οριακή παραμόρφωση αστοχίας του περισφιγμένου πυρήνα υπολογίζεται σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 2 και ισούται με:

$$\varepsilon_{cu2,c} = \varepsilon_{cu2} + 0,2 * \frac{\sigma_2}{f_{ck}}$$

Η σ_2 που αναγράφεται στον παραπάνω τύπο προκύπτει από την εξής σχέση:

$$\sigma_2 = \alpha * \rho_s * f_{yk}$$

Τελικά προκύπτει ένα διάγραμμα τάσεων παραμορφώσεων:



Επομένως, έχοντας ορίσει τη μη γραμμική συμπεριφορά του τοιχώματος, είναι εφικτό να περιγραφεί σε ικανοποιητικό βαθμό η μη γραμμική απόκριση του τοιχώματος.

7. Σε αυτό το βήμα εξετάζεται η συμπεριφορά του φορέα ως προς τις παραμορφώσεις των γραμμικών του στοιχείων καθώς και οι αναπτυσσόμενες

στα τοιχώματα τάσεις, δεδομένου ότι δεν μπορεί λόγω προσομοίωσης να σχηματισθεί πλαστική άρθρωση στη βάση τους. Εφόσον έχει γίνει σωστά ο σχεδιασμός, όπως αναφέρεται στο βήμα 5, τότε αναμένεται οι τάσεις στο σκυρόδεμα να είναι μικρότερες από τη μέση τιμή συμπεριλαμβανομένου του μειωτικού συντελεστή Φ . Αντιστοίχως περιμένουμε τις παραμορφώσεις του χάλυβα τουλάχιστον στη βάση της κατασκευής να έχουν υπερβεί τη μέση τάση διαρροής, εφόσον δεν έχει γίνει υπερδιαστασιολόγηση.

8. Στο τελικό βήμα γίνεται σύγκριση των οπλισμών που προέκυψαν στις διατομές των τοιχωμάτων. Από τη μία πλευρά έχουμε τα αποτελέσματα στα οποία τα τοιχώματα θεωρούνται ως γραμμικοί φορείς και ενώ πληρούν τα κριτήρια των μεγάλων ελαφρά οπλισμένων τοιχωμάτων, οπλίζονται σαν πλάστιμα τοιχώματα και από την άλλη η διαστασιολόγηση κατά τις διατάξεις των μεγάλων ελαφρά οπλισμένων υποστυλωμάτων όπως αυτές αναγράφονται στους Ευρωκώδικες 2 και 8. Θεωρείται σημαντικό να επισημανθεί ότι στην όπλιση των μεγάλων ελαφρά οπλισμένων τοιχωμάτων, η κατασκευαστική απαίτηση της συνέχειας των οπλισμών καθ' ύψος του τοιχώματος οδηγεί αναπόφευκτα σε αύξηση του γεωμετρικού ποσοστού του οπλισμού που τοποθετείται. Ωστόσο, θεωρείται πάρα πολύ σημαντικό να υπάρχει αυτή η συνέπεια στην όπλιση του μέλους έτσι ώστε να εξασφαλίζεται η καλύτερη μεταφορά των αδρανειακών δυνάμεων από την κατασκευή στη θεμελίωση και από εκεί στο έδαφος. Τέλος, γίνεται έλεγχος της ορθότητας χαρακτηρισμού ορισμένων μελών ως δευτερεύοντα στοιχεία.

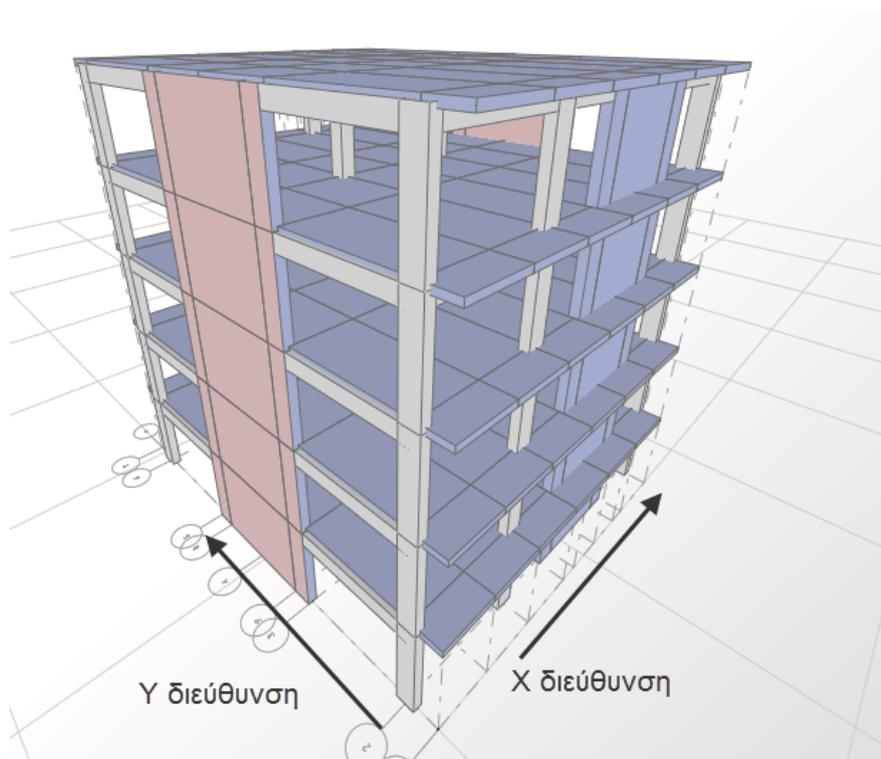
8. Αποτελέσματα αναλύσεων

8.1 Εισαγωγικά

Στα πλαίσια της παρούσας διπλωματικής εργασίας εξετάστηκαν φορείς των οποίων το σύστημα πλευρικής δυσκαμψίας αποτελούνταν από μεγάλα ελαφρά οπλισμένα τοιχώματα και σκοπός ήταν η εύρεση της απόκρισης έναντι της σεισμικής διέγερσης σχεδιασμού καθώς και η επίτευξη οικονομίας στα πλαίσια μια συνήθους κατασκευής.

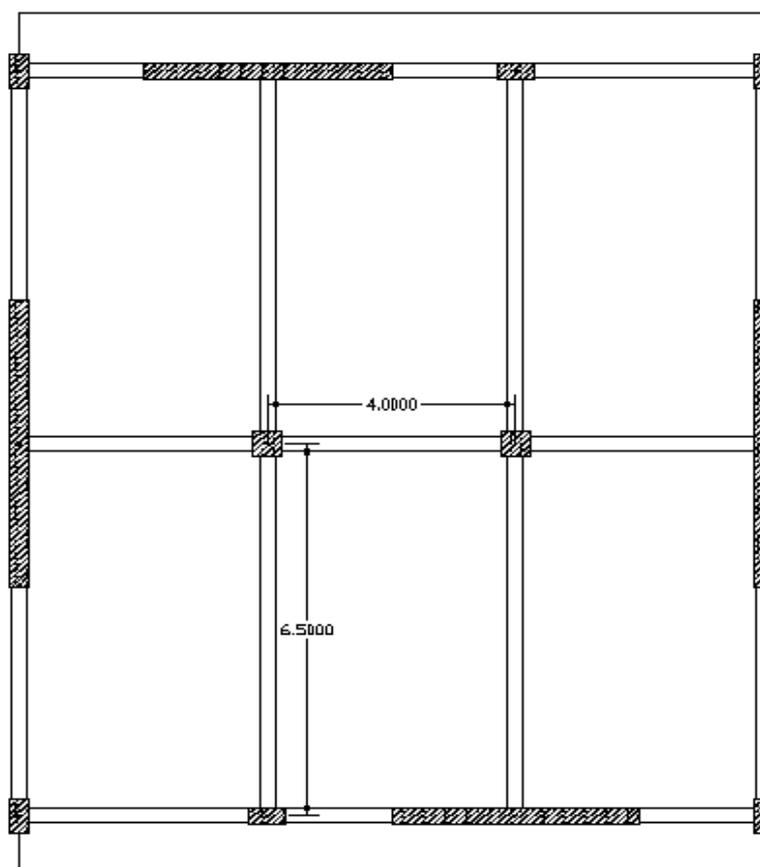
Ακολούθως παρουσιάζονται οι φορείς που αναλύθηκαν και διαστασιολογήθηκαν. Σε καθένα γίνεται αναφορά για τα γεωμετρικά του στοιχεία, τη δυνατότητα εφαρμογής του συστήματος των μεγάλων ελαφρά οπλισμένων τοιχωμάτων και εφόσον αυτό είναι εφικτό γίνεται σύγκριση ανάμεσα στην όπλιση που προκύπτει από το πρόγραμμα Fespa και τη διαστασιολόγηση μέσω υπολογιστικών φύλλων σύμφωνα με ΕΚ2 και ΕΚ8.

8.2 Κτήριο 1



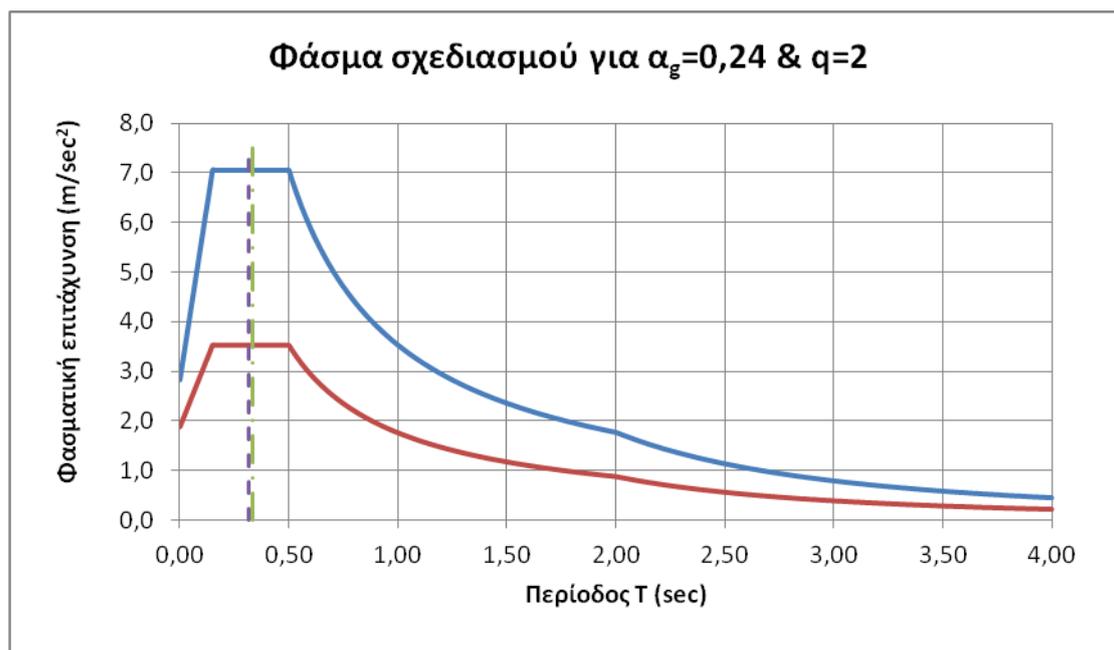
Προοπτική απεικόνιση του φορέα

Ο συγκεκριμένος φορέας έχει κάτοψη 12,3 m επί 15 m, ενώ το ύψος του φτάνει τα 15 m, δηλαδή έχει 5 ορόφους των 3 m. Στην συγκεκριμένη κατασκευή, χρησιμοποιούνται δύο τοιχώματα με διαστάσεις διατομής 4 m επί 0,30 m κατά τη διεύθυνση X του φορέα. Στη διεύθυνση Y, χρησιμοποιούνται τοιχώματα με διαστάσεις διατομής 5 m επί 0,30 m. Τα ορθογώνια υποστυλώματα της κατασκευής έχουν διαστάσεις 0,60 m επί 0,30 m, ενώ τα τετράγωνα υποστυλώματα έχουν διάσταση ακμής 0,45 m. Όλες οι δοκοί έχουν πλάτος 0,25 m και ύψος 0,55 m.



Σκαρίφημα κάτοψης

Η κατασκευή, θεωρώντας πακτωμένα όλα τα κατακόρυφα μέλη στη βάση τους, έχει ιδιοπερίοδο στην X διεύθυνση $T_1=0,335$ sec και στην Y διεύθυνση $T_2=0,317$ sec. Οι ιδιοπερίοδοι όπως φαίνεται από το φάσμα απόκρισης, βρίσκονται πίσω από το 0,5 sec. Επίσης, εμφανίζεται το φάσμα σχεδιασμού για $q=2$, το οποίο και χρησιμοποιήθηκε.



Οι επόμενες προϋποθέσεις που εξετάστηκαν είναι τα ποσοστά συμμετοχής των τοιχωμάτων στην ανάληψη της τέμνουσας βάσης και του αξονικού φορτίου της σεισμικής διέγερσης σχεδιασμού.

Αξονικό φορτίο σεισμικής διέγερσης = 10065,62 kN

Σεισμική τέμνουσα βάσης = 2976,79 kN

Τα τοιχώματα της διεύθυνσης Χ αναλαμβάνουν τα ακόλουθα φορτία:

Αξονική δύναμη = 2631,25 kN > 0,2 x 10065,62 = 2013,12 kN

Τέμνουσα δύναμη = 2559,04 kN > 0,65 x 2976,79 = 1934,91 kN

Τα τοιχώματα της διεύθυνσης Υ αναλαμβάνουν τα ακόλουθα φορτία:

Αξονική δύναμη = 2705,03 kN > 0,2 x 10065,62 = 2013,12 kN

Τέμνουσα δύναμη = 2816,47 kN > 0,65 x 2976,79 = 1934,914 kN

Σύμφωνα με τα παραπάνω, θεωρείται ορθή η εφαρμογή του συστήματος των μεγάλων ελαφρά οπλισμένων τοιχωμάτων.

Στην παρούσα εργασία δεν εξετάστηκε η επιρροή της όπλισης των υπόλοιπων μελών του φορέα, δηλαδή των υποστυλώματων και των δοκών.

Συνεπώς, στις μη γραμμικές αναλύσεις των φορέων που έγιναν, στα συγκεκριμένα στοιχεία χρησιμοποιήθηκε ο οπλισμός που προέκυψε από την διαστασιολόγηση. Το επόμενο βήμα, είναι η όπλιση των τοιχωμάτων. Τα τοιχώματα διαστασιολογήθηκαν με την δυσμενέστερη ένταση που προέκυψε από τους 33 συνδυασμούς φόρτισης. Στον επόμενο πίνακα φαίνεται η σύγκριση του οπλισμού που απαιτείται εφόσον το τοίχωμα θεωρηθεί πλάστιμο και αντίστοιχα, εφόσον θεωρηθεί σαν μεγάλο ελαφρά οπλισμένο. Επομένως προκύπτει για την Χ διεύθυνση:

Όροφος	Πλάστιμο	A_s (cm ²)	Ελαφρά οπλισμένο	A_s (cm ²)
Ισόγειο	12Φ20+14Φ14+32Φ8	75,34	28Φ16+24Φ12	83,44
1ος	20Φ18+40Φ8	71,00	40Φ12	45,24
2ος	14Φ20+40Φ8	64,09	40Φ10	31,42
3ος	8Φ20+4Φ16+40Φ8	53,28	20Φ10	15,71
4ος	4Φ20+6Φ14+40Φ8	41,91	20Φ10	15,71

Σύνολο οπλισμού 1 = 305,62 cm²

Σύνολο οπλισμού 2 = 191,52 cm²

Αντίστοιχα για την Υ διεύθυνση:

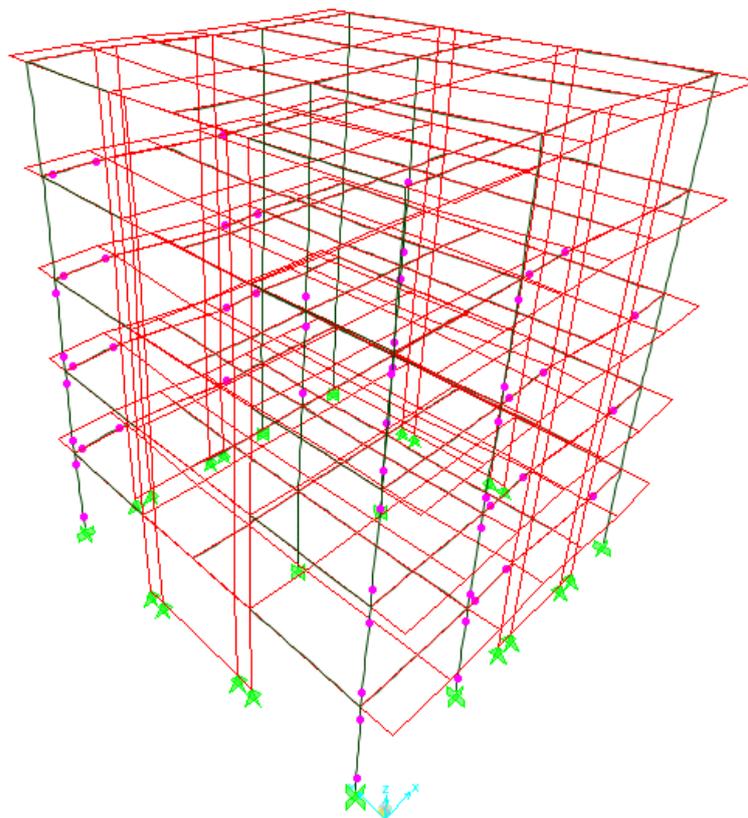
Όροφος	Πλάστιμο	A_s (cm ²)	Ελαφρά οπλισμένο	A_s (cm ²)
Ισόγειο	12Φ18+18Φ16+40Φ8	86,83	40Φ12+48Φ12	99,53
1ος	16Φ20+4Φ16+52Φ8	84,45	20Φ12+48Φ12	76,91
2ος	16Φ20+4Φ14+52Φ8	82,56	60Φ12	67,86
3ος	14Φ20+52Φ8	70,12	30Φ12	33,93
4ος	8Φ18+4Φ16+52Φ8	54,54	30Φ10	23,56

Σύνολο οπλισμού 1 = 378,50 cm²

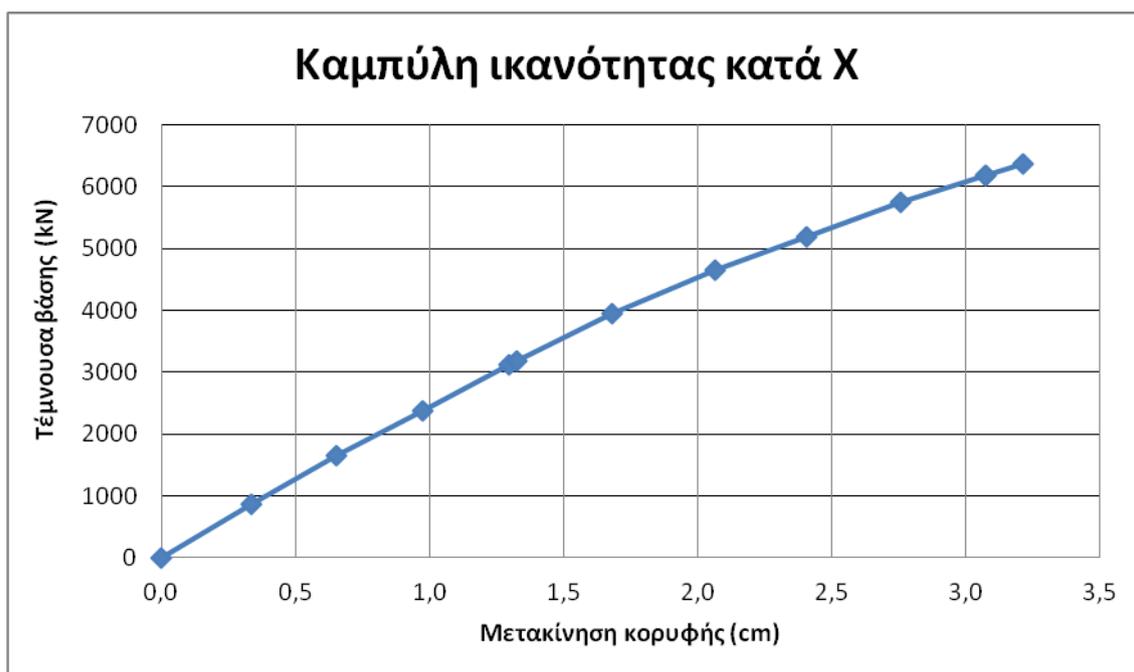
Σύνολο οπλισμού 2 = 301,79 cm²

Ακολούθως παρουσιάζονται οι παραμορφώσεις της κατασκευής και οι βλάβες που προκαλούνται σε αυτήν κατά τη μη γραμμική στατική ανάλυση μέχρι την μετατόπιση σχεδιασμού. Οι ελαστικές μετακινήσεις του συστήματος για τη μεν **X** διεύθυνση είναι **3,2 cm**, ενώ για την **Y** διεύθυνση είναι **2,8 cm**. Επομένως, προκύπτουν οι εξής παραμορφωμένες καταστάσεις και οι αντίστοιχες καμπύλες ικανότητας κατά τις 2 εξεταζόμενες διευθύνσεις:

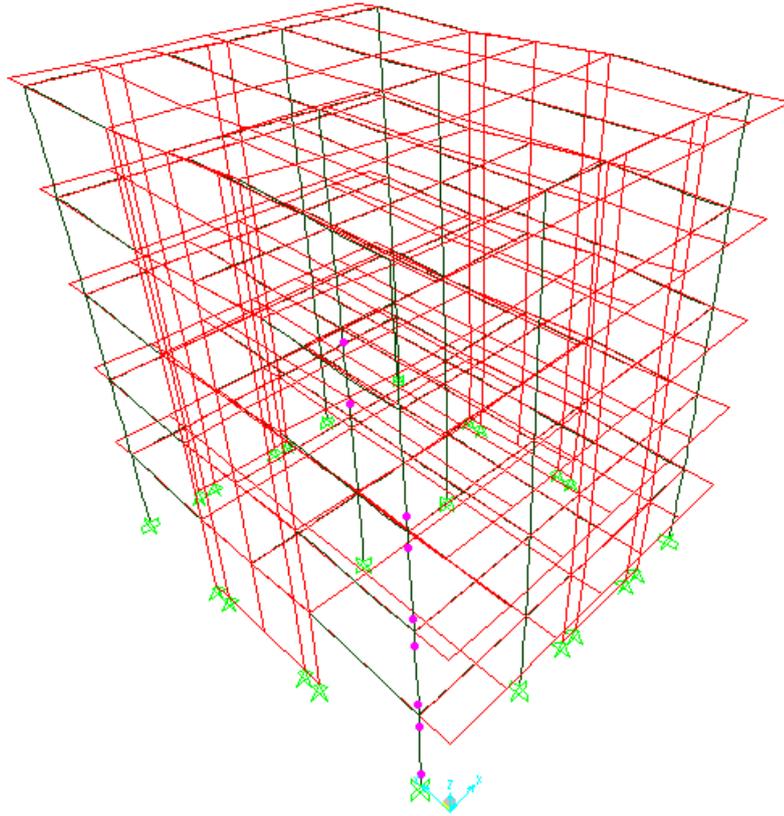
-X- Διεύθυνση



Παραμορφωμένη εικόνα στο τέλος της Pushover -X-



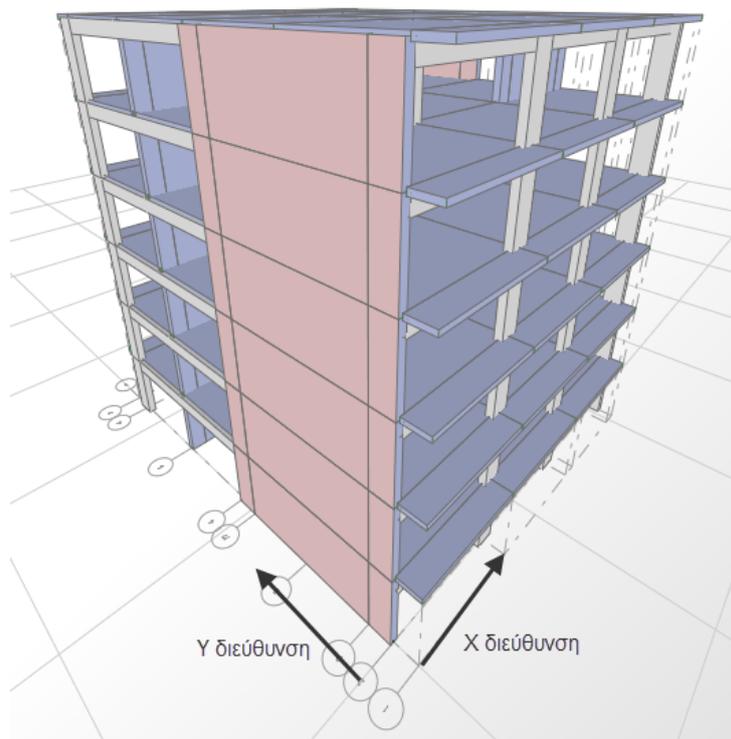
-Y- Διεύθυνση



Παραμορφωμένη εικόνα στο τέλος της Pushover - Y-



8.3 Κτήριο 2

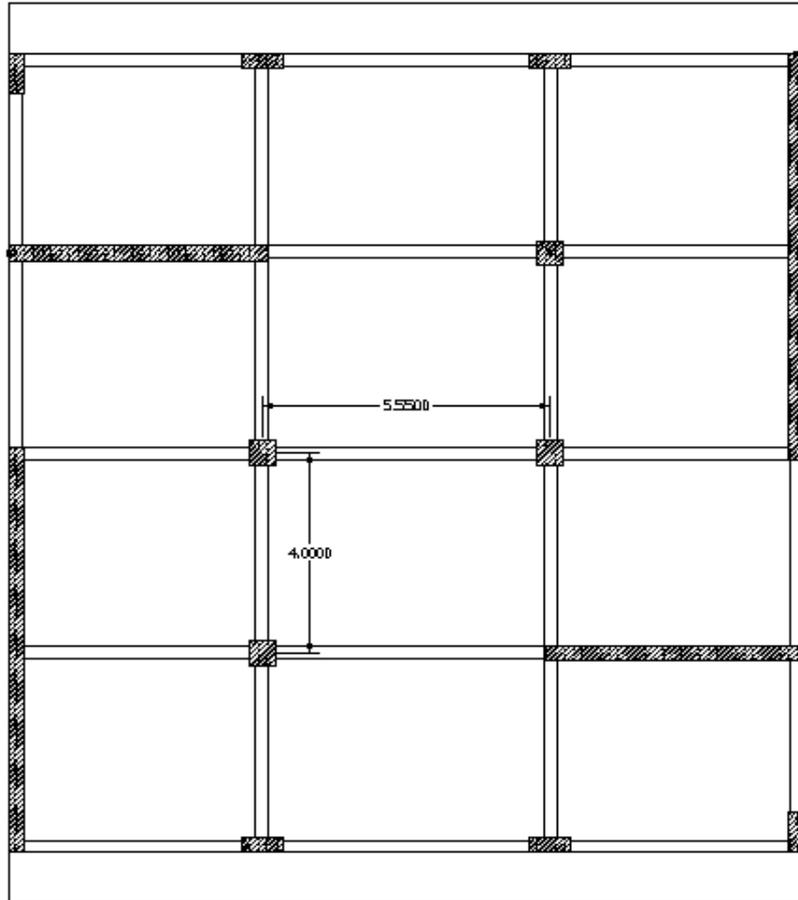


Προοπτική απεικόνιση του φορέα

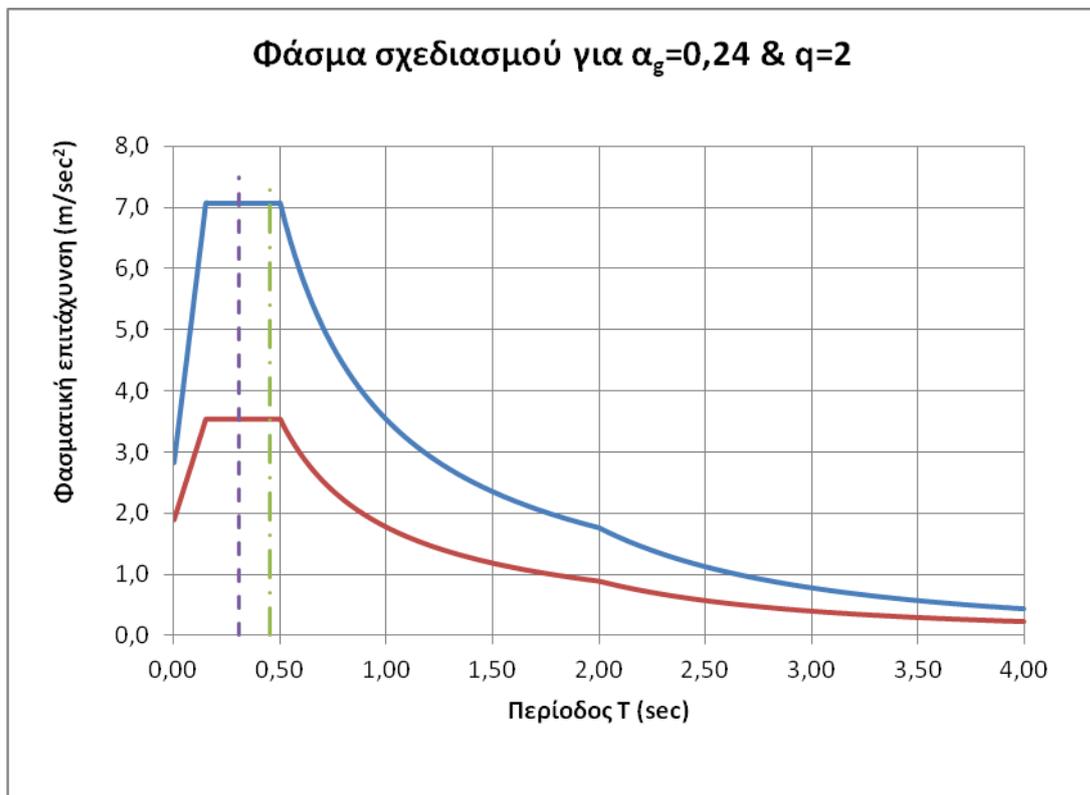
Ο συγκεκριμένος φορέας έχει κάτοψη 15,3 m επί 18 m, ενώ το ύψος του φτάνει τα 18 m, δηλαδή έχει 6 όροφους των 3 m. Στην συγκεκριμένη κατασκευή, χρησιμοποιούνται δύο τοιχώματα με διαστάσεις διατομής 5 m επί 0,3 m κατά τη διεύθυνση X του φορέα. Στη διεύθυνση Y, χρησιμοποιούνται τοιχώματα με διαστάσεις διατομής 8 m επί 0,3 m. Τα ορθογωνικά υποστυλώματα έχουν διαστάσεις 0,8 m επί 0,3 m, ενώ τα τετράγωνα υποστυλώματα έχουν διάσταση ακμής 0,5 m. Όλες οι δοκοί έχουν πλάτος 0,25 m και ύψος 0,55 m.

Η κατασκευή, θεωρώντας πακτωμένα όλα τα κατακόρυφα μέλη στη βάση τους, έχει ιδιοπερίοδο στην X διεύθυνση $T_1=0,452$ sec και στην Y διεύθυνση $T_2=0,307$ sec. Οι ιδιοπερίοδοι όπως φαίνεται από το φάσμα απόκρισης, βρίσκονται πίσω το 0,5 sec. Έπεται σκαρίφημα της κάτοψης καθώς και το φάσμα σχεδιασμού για $q=2$, που χρησιμοποιήθηκε κατά τη διαστασιολόγηση.

Κεφάλαιο 8° – Αποτελέσματα αναλύσεων



Σκαρίφημα κάτοψης



Οι επόμενες προϋποθέσεις που εξετάστηκαν είναι τα ποσοστά συμμετοχής των τοιχωμάτων στην ανάληψη της τέμνουσας βάσης και του αξονικού φορτίου της σεισμικής διέγερσης σχεδιασμού.

$$\text{Αξονικό φορτίο σεισμικής διέγερσης} = 18440,62 \text{ kN}$$

$$\text{Σεισμική τέμνουσα βάσης} = 5469,16 \text{ kN}$$

Τα τοιχώματα της διεύθυνσης Χ αναλαμβάνουν τα ακόλουθα φορτία:

$$\text{Αξονική δύναμη} = 4612,47 \text{ kN} > 0,2 \times 18440,62 = 3688,12 \text{ kN}$$

$$\text{Τέμνουσα δύναμη} = 4916,00 \text{ kN} > 0,65 \times 5469,16 = 3554,95 \text{ kN}$$

Τα τοιχώματα της διεύθυνσης Υ αναλαμβάνουν τα ακόλουθα φορτία:

$$\text{Αξονική δύναμη} = 3957,35 \text{ kN} > 0,2 \times 18440,62 = 3688,12 \text{ kN}$$

$$\text{Τέμνουσα δύναμη} = 5258,00 \text{ kN} > 0,65 \times 5469,16 = 3554,95 \text{ kN}$$

Σύμφωνα με τα παραπάνω, θεωρείται ορθή η εφαρμογή του συστήματος μεγάλων ελαφρά οπλισμένων τοιχωμάτων. Ακολουθεί η όπλιση των τοιχωμάτων. Τα τοιχώματα διαστασιολογήθηκαν με την δυσμενέστερη ένταση που προέκυψε από τους 33 συνδυασμούς φόρτισης. Στον επόμενο πίνακα φαίνεται η σύγκριση του οπλισμού που απαιτείται εφόσον το τοίχωμα θεωρηθεί πλαστικό και αντίστοιχα, εφόσον θεωρηθεί σαν μεγάλο ελαφρά οπλισμένο. Επομένως προκύπτει για την Χ διεύθυνση:

Όροφος	Πλάστικο	A _s (cm ²)	Ελαφρά οπλισμένο	A _s (cm ²)
Ισόγειο	16Φ25+20Φ18+36Φ8	147,53	36Φ18+48Φ12	146,89
1ος	16Φ25+20Φ18+36Φ8	147,53	32Φ12+48Φ12	90,48
2ος	16Φ25+20Φ18+36Φ8	147,53	68Φ12	38,45
3ος	12Φ25+20Φ18+36Φ8	127,89	34Φ12	26,71
4ος	12Φ22+20Φ16+36Φ8	103,92	34Φ10	26,71
5ος	12Φ22+20Φ16+36Φ8	103,92	34Φ10	26,71

$$\text{Σύνολο Οπλισμού 1} = 778,32 \text{ cm}^2$$

$$\text{Σύνολο οπλισμού 2} = 335,95 \text{ cm}^2$$

Αντίστοιχα για την Υ διεύθυνση:

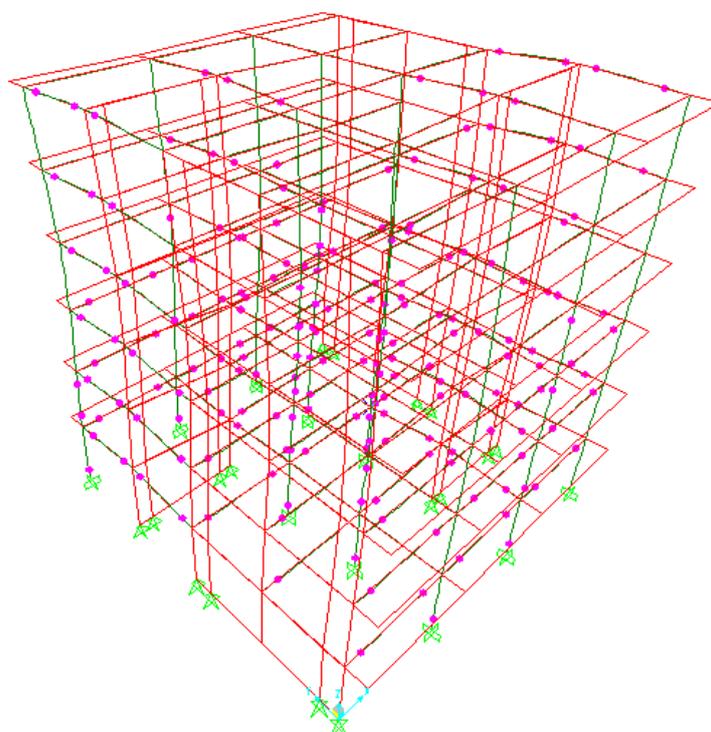
Όροφος	Πλάστιμο	A _s (cm ²)	Ελαφρά οπλισμένο	A _s (cm ²)
Ισόγειο	12Φ25+24Φ20+64Φ8	166,47	28Φ14+40Φ12	88,34
1ος	12Φ25+24Φ20+64Φ8	166,47	56Φ12	63,33
2ος	12Φ25+24Φ20+64Φ8	166,47	56Φ12	63,33
3ος	12Φ25+24Φ20+64Φ8	166,47	56Φ12	63,33
4ος	16Φ20+26Φ16+64Φ8	134,71	56Φ10	43,98
5ος	16Φ18+24Φ14+64Φ8	109,83	56Φ10	43,98

Σύνολο οπλισμού 1 = 910,42 cm²

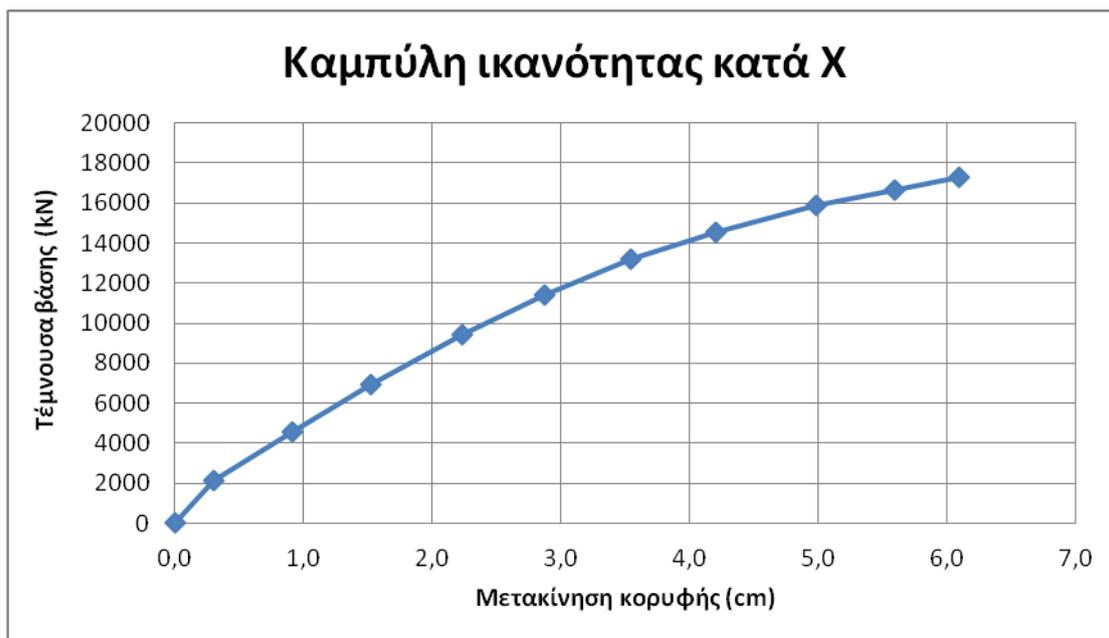
Σύνολο οπλισμού 2 = 366,29 cm²

Εν συνεχεία, παρουσιάζονται οι παραμορφώσεις της κατασκευής και οι βλάβες που προκαλούνται σε αυτήν, κατά τη μη γραμμική στατική ανάλυση μέχρι την μετατόπιση σχεδιασμού. Οι ελαστικές μετακινήσεις του συστήματος για τη μεν **X** διεύθυνση είναι **6,1 cm**, ενώ για την **Y** διεύθυνση είναι **1,8 cm**. Επομένως, προκύπτουν οι εξής παραμορφωμένες καταστάσεις και οι αντίστοιχες καμπύλες ικανότητας:

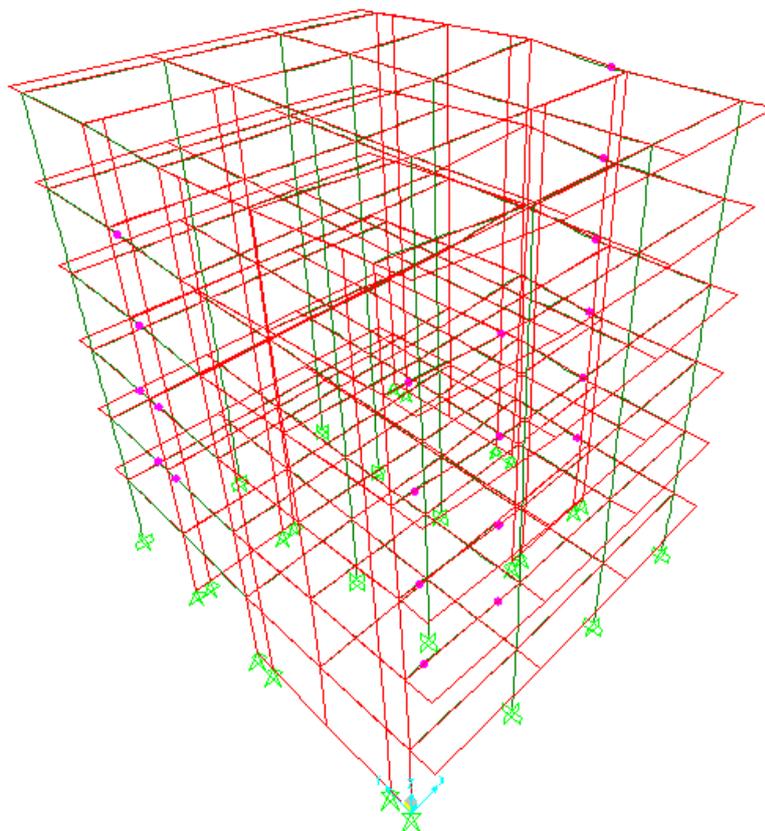
-X- Διεύθυνση



Παραμορφωμένη εικόνα στο τέλος της Pushover -X-



-Y- Διεύθυνση



B **ID** **LS** **CP** **C** **D** **E**

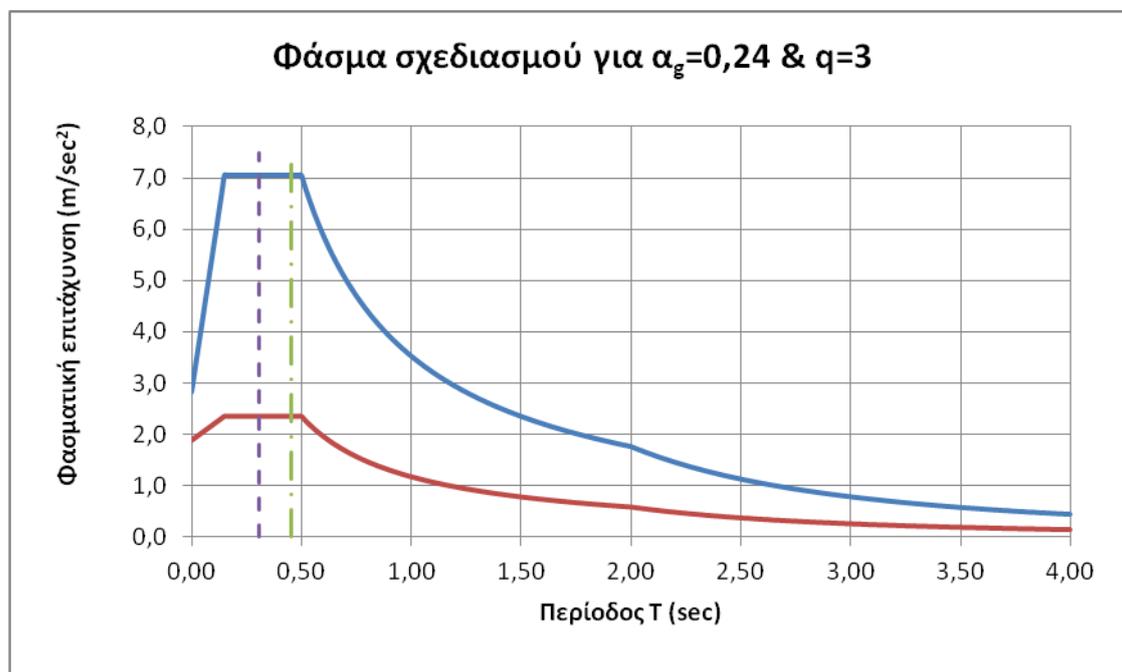
Παραμορφωμένη εικόνα στο τέλος της Pushover -Y-



8.4 Κτήριο 3

Ο συγκεκριμένος φορέας είναι πανομοιότυπος με τον προηγούμενο. Ωστόσο διαφέρουν ως προς τον συντελεστή συμπεριφοράς που επιλέχθηκε για την διαστασιολόγηση της κατασκευής και κυρίως των τοιχωμάτων.

Στο επόμενο διάγραμμα εμφανίζεται το ελαστικό φάσμα απόκρισης μαζί με το φάσμα σχεδιασμού για $q=3$, που τελικά χρησιμοποιήθηκε στη διαστασιολόγηση.



Οι επόμενες προϋποθέσεις που εξετάστηκαν είναι τα ποσοστά συμμετοχής των τοιχωμάτων στην ανάληψη της τέμνουσας βάσης και του αξονικού φορτίου της σεισμικής διέγερσης σχεδιασμού.

$$\text{Αξονικό φορτίο σεισμικής διέγερσης} = 18440,62 \text{ kN}$$

$$\text{Σεισμική τέμνουσα βάσης} = 3721,00 \text{ kN}$$

Τα τοιχώματα της διεύθυνσης Χ αναλαμβάνουν τα ακόλουθα φορτία:

$$\text{Αξονική δύναμη} = 4612,47 \text{ kN} > 0,2 \times 18440,62 = 3688,12 \text{ kN}$$

$$\text{Τέμνουσα δύναμη} = 3277,33 \text{ kN} > 0,65 \times 3721,00 = 2418,65 \text{ kN}$$

Τα τοιχώματα της διεύθυνσης Υ αναλαμβάνουν τα ακόλουθα φορτία:

$$Αξονική δύναμη = 3957,35 \text{ kN} > 0,2 \times 18440,62 = 3688,12 \text{ kN}$$

$$Τέμνουσα δύναμη = 3505,32 \text{ kN} > 0,65 \times 3721,00 = 2418,65 \text{ kN}$$

Όπως είναι προφανές από το προηγούμενο παράδειγμα, σωστή θεωρείται η εφαρμογή του συστήματος μεγάλων ελαφρά οπλισμένων τοιχωμάτων. Επομένως, ακολουθεί η όπλιση τους. Τα τοιχώματα διαστασιολογήθηκαν με την δυσμενέστερη ένταση που προέκυψε από τους 33 συνδυασμούς φόρτισης. Ωστόσο, όπως αναφέρθηκε και στο κεφάλαιο 2, στην παράγραφο που αφορά την διαστασιολόγηση έναντι κάμψης με ορθή δύναμη, ο δυσμενέστερος οπλισμός για τη διατομή είναι χρησιμοποιώντας σαν εντατικά μεγέθη τον συνδυασμό $0.5N_{Ed}$, M_{Ed} , σε αντίθεση με την προηγούμενη διαστασιολόγηση με $q=2$.

Στον επόμενο πίνακα φαίνεται η σύγκριση του οπλισμού που απαιτείται εφόσον το τοίχωμα θεωρηθεί πλαστικό και αντίστοιχα, εφόσον θεωρηθεί σαν μεγάλο ελαφρά οπλισμένο. Επομένως προκύπτει για τη διεύθυνση Χ:

Όροφος	Πλάστικο	A_s (cm ²)	Ελαφρά οπλισμένο	A_s (cm ²)
Ισόγειο	8Φ20+20Φ16+36Φ8	83,44	36Φ14+48Φ12	109,71
1ος	8Φ18+24Φ16+36Φ8	86,71	48Φ12	54,29
2ος	12Φ18+22Φ14+36Φ8	82,50	48Φ12	54,29
3ος	8Φ18+22Φ14+36Φ8	72,32	48Φ10	37,70
4ος	24Φ16+36Φ8	66,35	48Φ10	37,70
5ος	4Φ20+22Φ16+36Φ8	74,90	48Φ10	37,70

$$\text{Σύνολο οπλισμού 1} = 466,22 \text{ cm}^2$$

$$\text{Σύνολο οπλισμού 2} = 331,39 \text{ cm}^2$$

Αντίστοιχα για την διεύθυνση Υ:

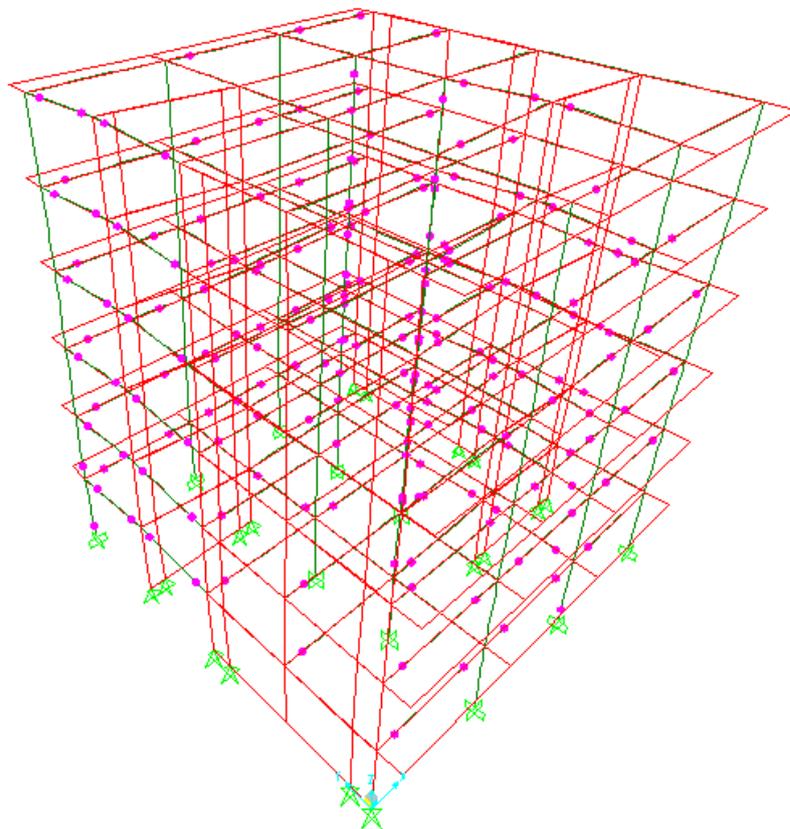
Όροφος	Πλάστικο	A_s (cm ²)	Ελαφρά οπλισμένο	A_s (cm ²)
Ισόγειο	8Φ18+26Φ14+66Φ8	93,56	54Φ12	61,07
1ος	8Φ18+24Φ16+66Φ8	101,79	54Φ12	61,07
2ος	8Φ18+26Φ14+66Φ8	98,33	54Φ12	61,07
3ος	8Φ18+26Φ14+66Φ8	98,33	54Φ10	42,41
4ος	4Φ20+26Φ14+66Φ8	85,77	54Φ10	42,41
5ος	4Φ16+24Φ14+66Φ8	78,16	54Φ10	42,41

Σύνολο Οπλισμού 1 = 555,94 cm²

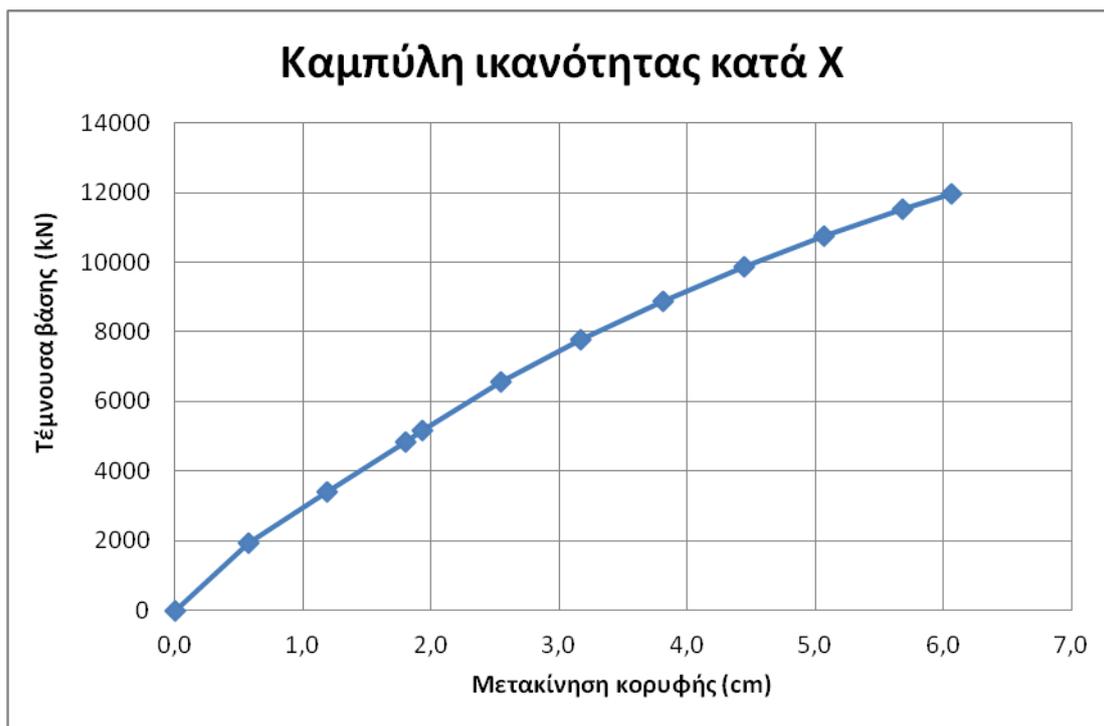
Σύνολο οπλισμού 2 = 310,44 cm²

Σε αυτό το σημείο παρουσιάζονται οι παραμορφώσεις της κατασκευής και οι βλάβες που προκαλούνται σε αυτήν, στην περίπτωση που γίνει μη γραμμική στατική ανάλυση μέχρι την μετατόπιση σχεδιασμού. Οι ελαστικές μετακινήσεις του συστήματος, όπως και στο προηγούμενο παράδειγμα είναι για τη μεν **X** διεύθυνση είναι **6,1 cm**, ενώ για την **Y** διεύθυνση είναι **1,8 cm**. Επομένως, προκύπτουν οι εξής παραμορφωμένες καταστάσεις και καμπύλες :

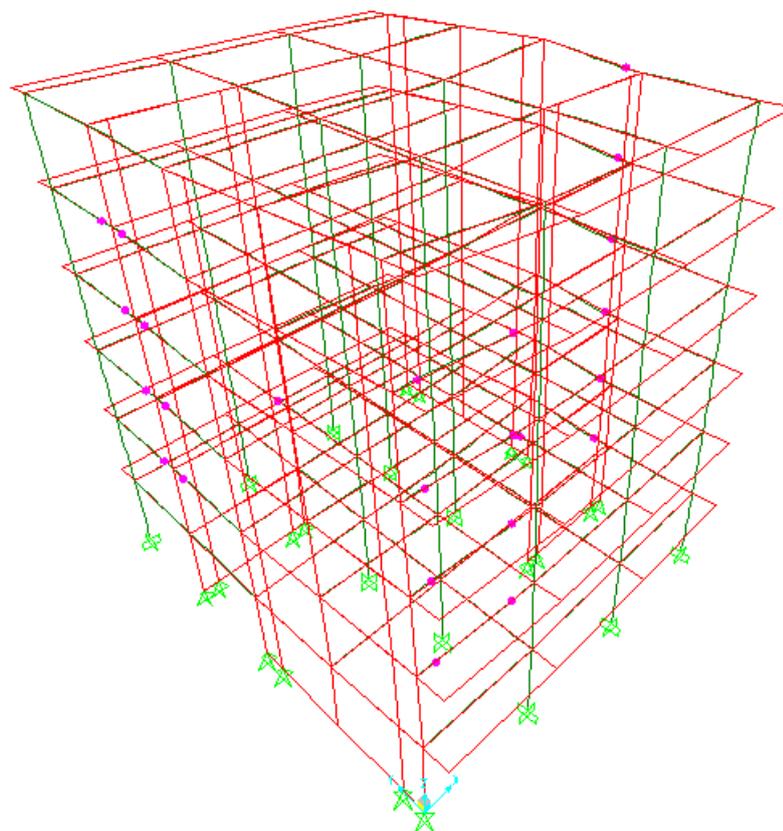
-X- Διεύθυνση



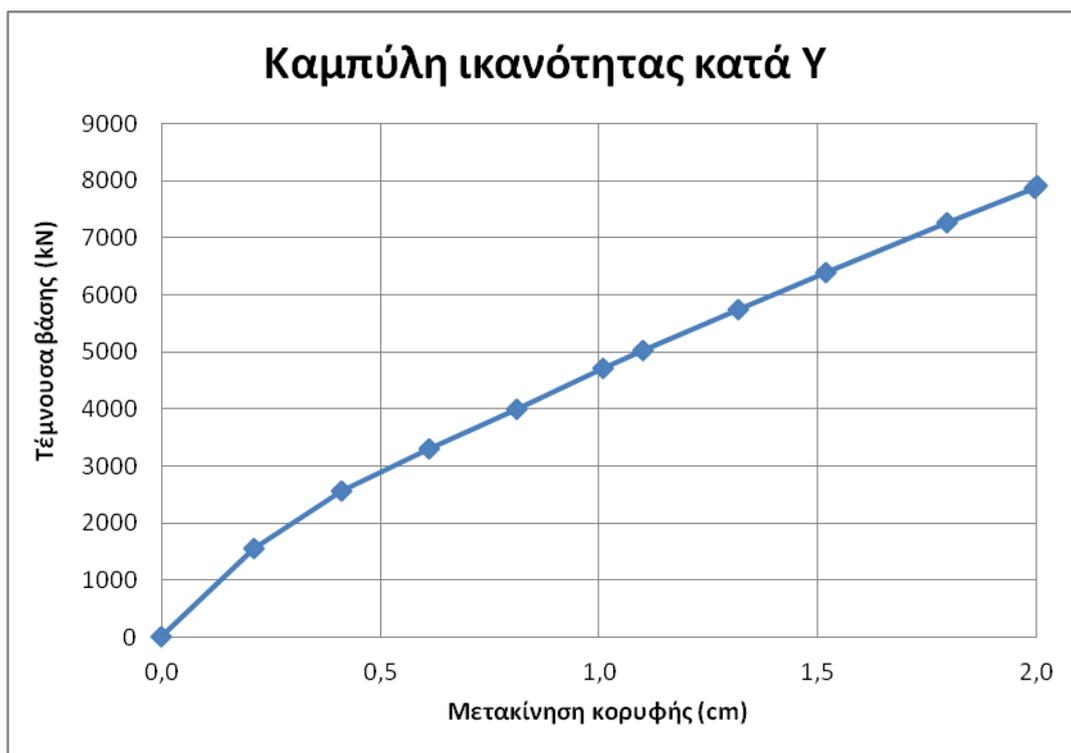
Παραμορφωμένη εικόνα στο τέλος της Pushover -X-



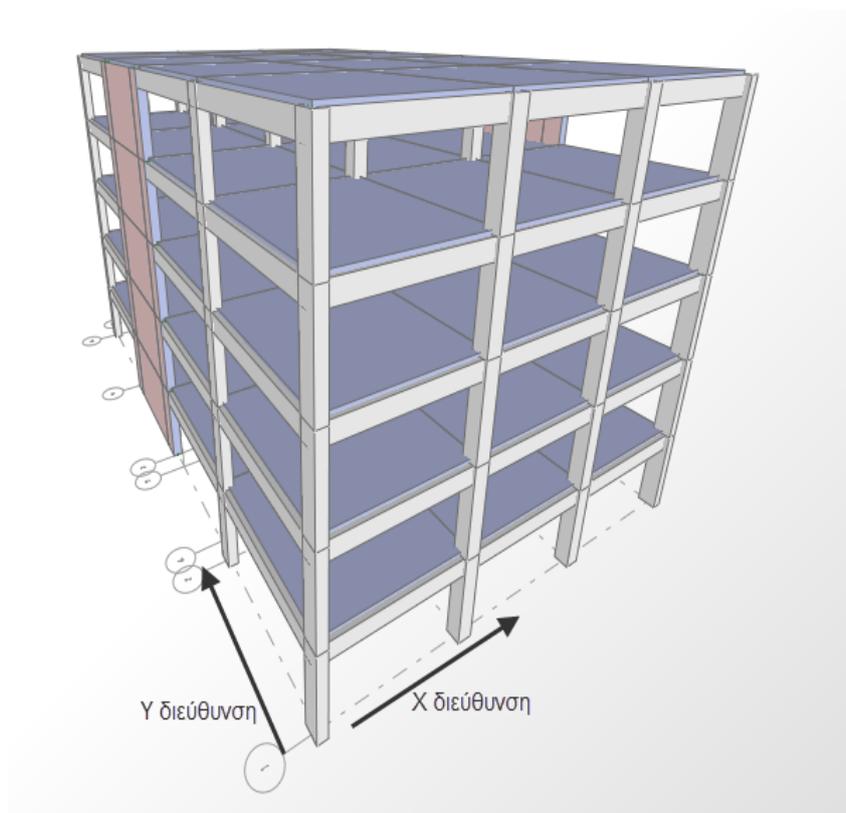
-Y- Διεύθυνση



Παραμορφωμένη εικόνα στο τέλος της Pushover -Y-



8.5 Κτήριο 4



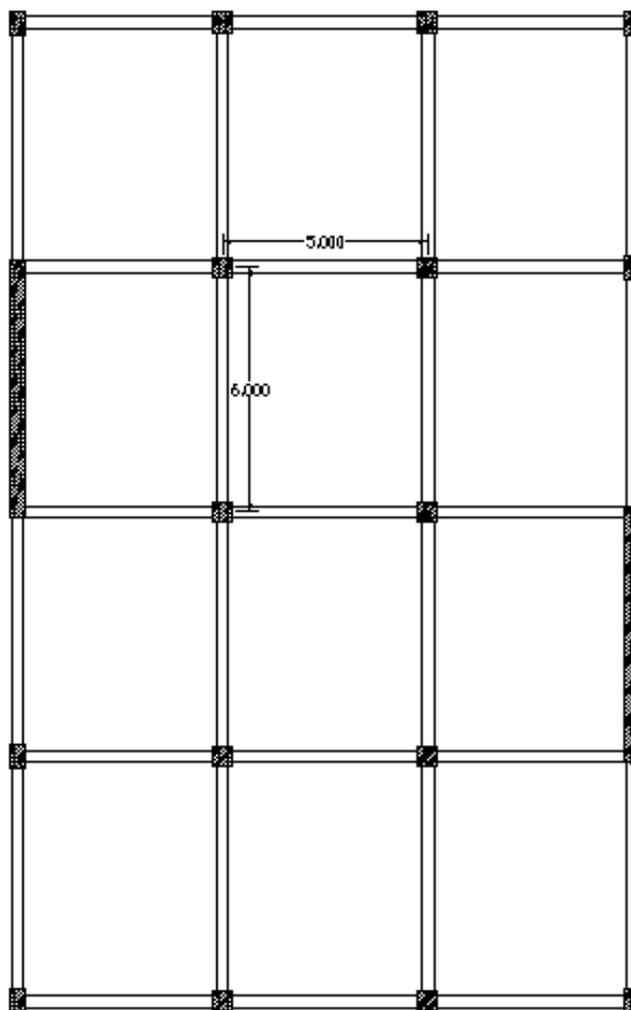
Προοπτική απεικόνιση του φορέα

Ο συγκεκριμένος φορέας έχει διαστάσεις 15,3 m επί 24,3 m, ενώ έχει ύψος 15 m, δηλαδή αποτελείται από 5 ορόφους των 3 m. Σε σχέση με τα προηγούμενα παραδείγματα, η συγκεκριμένη κατασκευή αποτελείται από δύο διαφορετικά μεταξύ τους στατικά συστήματα. Στη διεύθυνση X έχουμε πλαίσια πολλών ανοιγμάτων ενώ στην άλλη διεύθυνση έχουμε μεγάλα τοιχώματα. Πιο συγκεκριμένα, στη διεύθυνση Y έχουμε τοιχώματα διαστάσεων 6 m επί 0,35 m. Τα ορθογώνια υποστυλώματα της κατασκευής έχουν διαστάσεις διατομής 0,35 m επί 0,60 m, ενώ τα τετράγωνα υποστυλώματα έχουν διάσταση ακμής 0,50 m. Τέλος, όλες οι δοκοί έχουν πλάτος 0,30 m και ύψος 0,60 m.

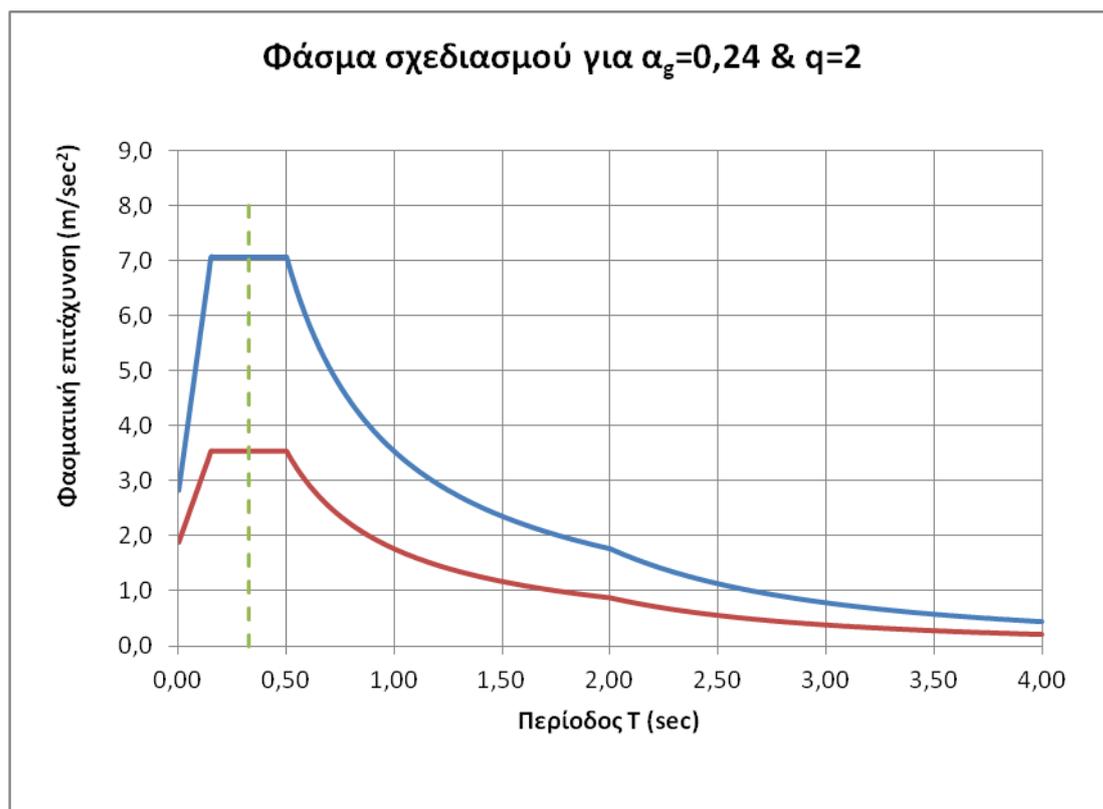
Αρχικά ο φορέας επρόκειτο να διαστασιολογηθεί και στις 2 διευθύνσεις με συντελεστή συμπεριφοράς ίσο με **3**, ωστόσο η αρχική ιδιομορφική ανάλυση του φορέα απέδειξε ότι είναι στρεπτικά εύκαμπτος. Επομένως, γίνεται εκ νέου ανάλυση θεωρώντας ότι ο συντελεστής συμπεριφοράς ισούται

πλέον με 2, σύμφωνα και με τις απαιτήσεις του Ευρωκώδικα 8. Στην παρούσα κατασκευή θα εξεταστεί η πιθανότητα χρήσης του συστήματος μεγάλων ελαφρά οπλισμένων τοιχωμάτων μόνο κατά την διεύθυνση Υ.

Η κατασκευή, θεωρώντας πακτωμένα όλα τα κατακόρυφα μέλη στη βάση τους, έχει ιδιοπερίοδο στην Υ διεύθυνση $T_1=0,329$ sec. Η ιδιοπερίοδος όπως φαίνεται από το φάσμα απόκρισης, βρίσκεται πίσω το 0,5 sec. Έπεται σκαρίφημα της κάτοψης καθώς και το φάσμα σχεδιασμού για $q=2$, το οποίο τελικώς χρησιμοποιήθηκε.



Σκαρίφημα κάτοψης



Οι επόμενες προϋποθέσεις που εξετάστηκαν είναι τα ποσοστά συμμετοχής των τοιχωμάτων στην ανάληψη της τέμνουσας βάσης και του αξονικού φορτίου της σεισμικής διέγερσης σχεδιασμού.

Αξονικό φορτίο σεισμικής διέγερσης = 19558,50 kN

Σεισμική τέμνουσα βάσης = 3735,16 kN

Τα τοιχώματα της διεύθυνσης Υ αναλαμβάνουν τα ακόλουθα φορτία:

Αξονική δύναμη = 4556,43 kN > 0,2 x 19558,50 = 3911,70 kN

Τέμνουσα δύναμη = 5398,66 kN > 0,65 x 3735,16 = 2427,85 kN

Σύμφωνα με τα παραπάνω, σωστή θεωρείται η εφαρμογή του συστήματος μεγάλων ελαφρά οπλισμένων τοιχωμάτων.

Το επόμενο βήμα είναι η όπλιση των τοιχωμάτων. Τα τοιχώματα διαστασιολογήθηκαν με την δυσμενέστερη ένταση που προέκυψε από τους 33 συνδυασμούς φόρτισης. Στον επόμενο πίνακα φαίνεται η σύγκριση του οπλισμού που απαιτείται εφόσον το τοίχωμα θεωρηθεί πλαστικό και

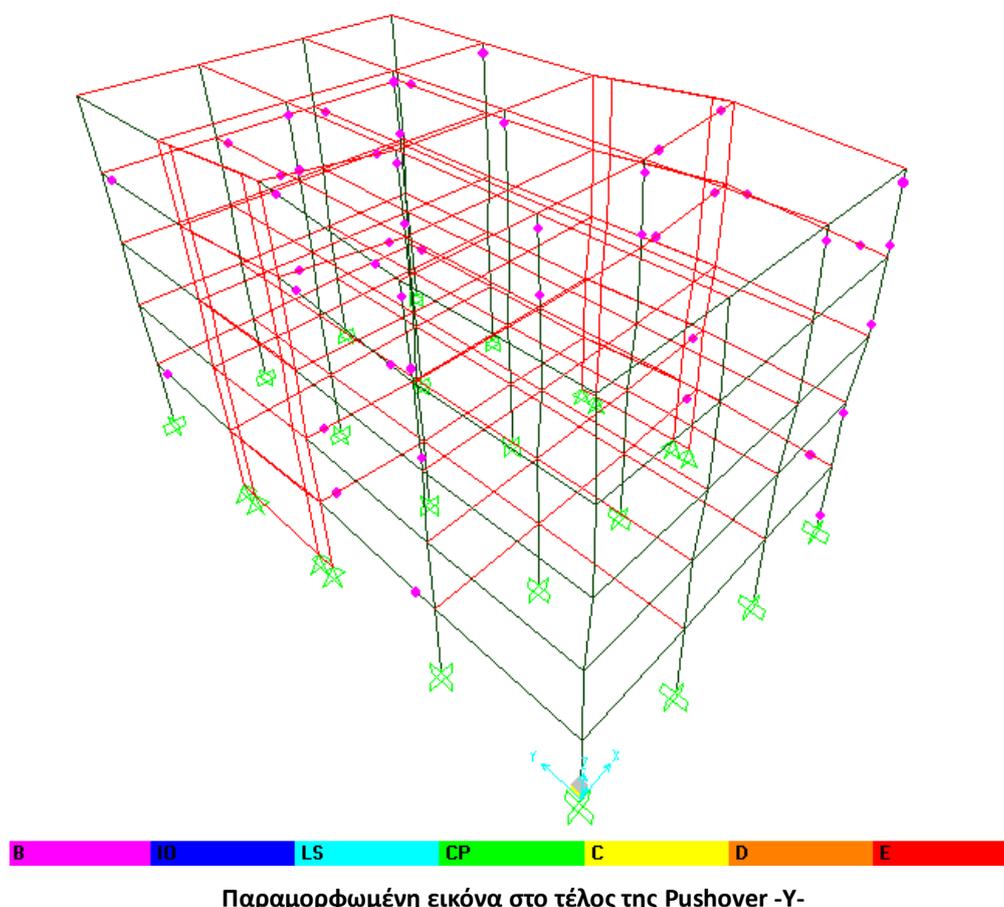
αντίστοιχα, εφόσον θεωρηθεί σαν μεγάλο ελαφρά οπλισμένο. Επομένως προκύπτει:

Όροφος	Πλάστιμο	A_s (cm ²)	Ελαφρά οπλισμένο	A_s (cm ²)
Ισόγειο	28Φ28+2Φ20+60Φ8	270,43	28Φ20+32Φ12	124,16
1ος	12Φ25+24Φ18+60Φ8	150,14	28Φ16+32Φ12	92,49
2ος	12Φ25+24Φ20+60Φ8	164,46	46Φ12	52,03
3ος	16Φ20+24Φ16+60Φ8	128,68	46Φ10	36,13
4ος	12Φ18+24Φ16+60Φ8	108,95	46Φ10	36,13

Σύνολο Οπλισμού 1 = 822,66 cm²

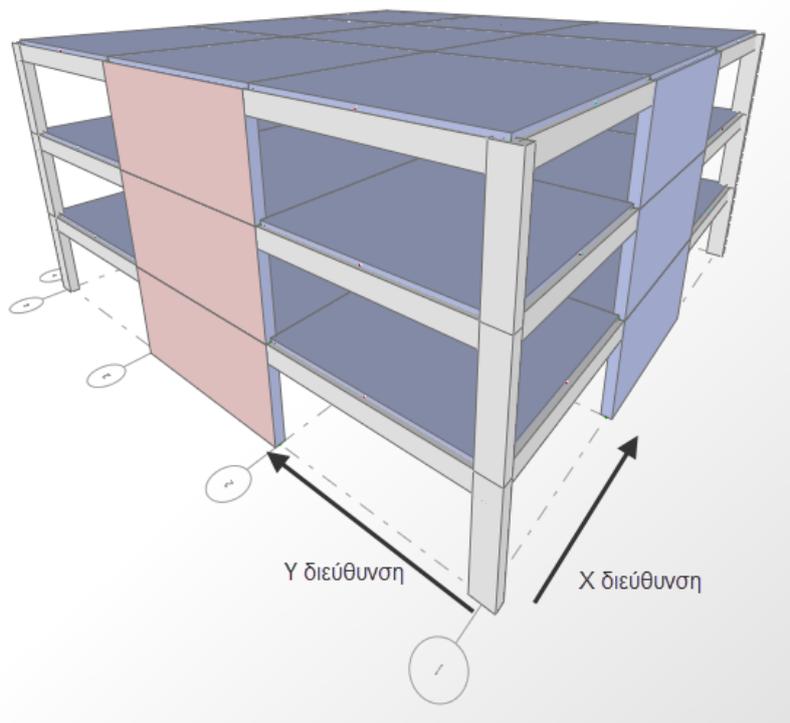
Σύνολο οπλισμού 2 = 340,94 cm²

Σε αυτό το σημείο παρουσιάζονται οι παραμορφώσεις της κατασκευής και οι βλάβες που προκαλούνται σε αυτήν στην περίπτωση που γίνει μη γραμμική στατική ανάλυση μέχρι την μετατόπιση σχεδιασμού. Η ελαστική μετακίνηση του συστήματος για την **Y** διεύθυνση είναι **3,2 cm**. Επομένως, προκύπτει η ακόλουθη παραμορφωμένη εικόνα καθώς και η αντίστοιχη καμπύλη ικανότητας του φορέα:





8.6 Κτήριο 5



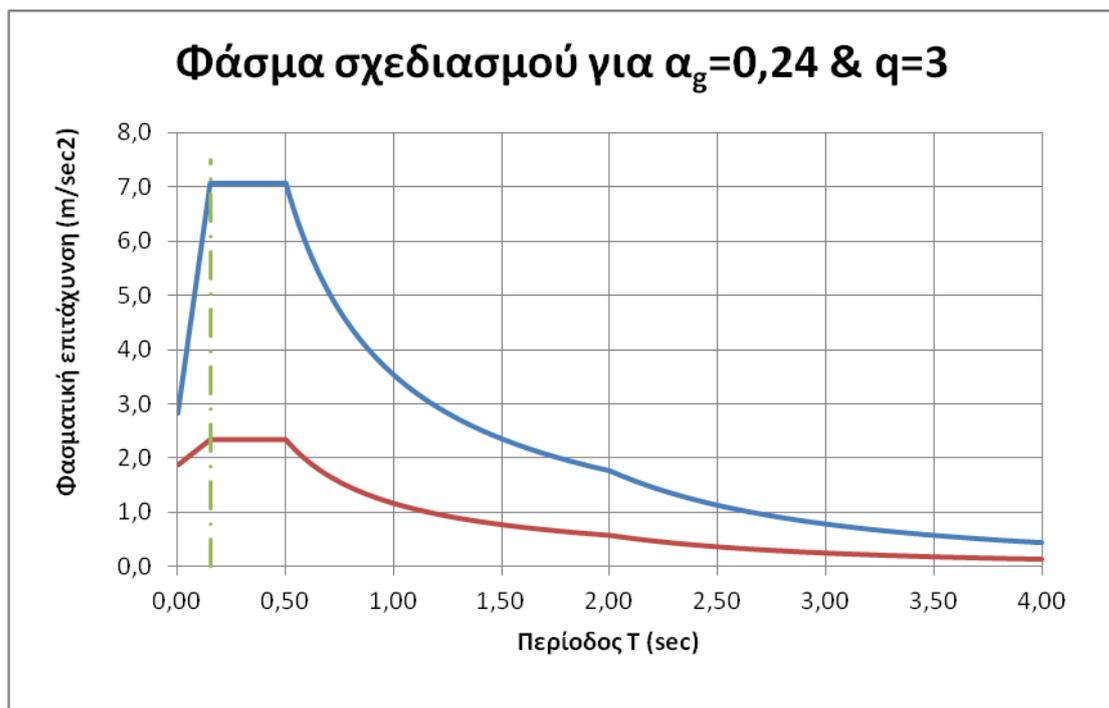
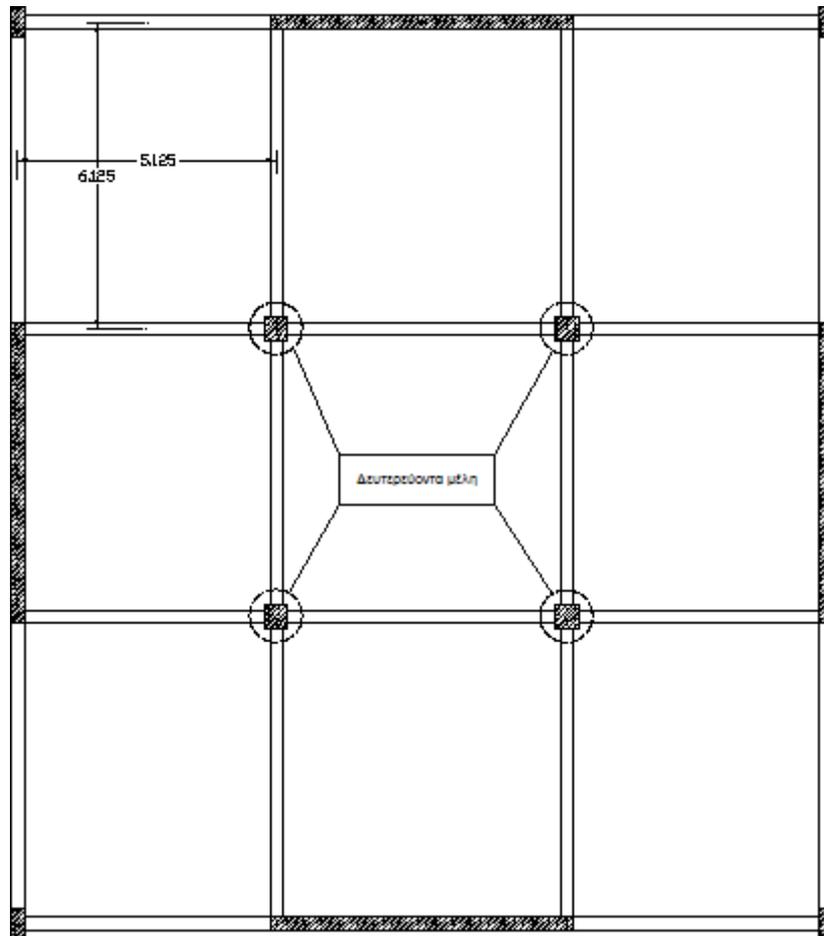
Προοπτική απεικόνιση του φορέα

Ο συγκεκριμένος φορέας έχει κάτοψη 16 m επί 16,3 m ενώ το ύψος του φτάνει τα 9 m, δηλαδή αποτελείται από 3 όροφους των 3 m. Στην συγκεκριμένη κατασκευή έχουμε δύο τοιχώματα ανά διεύθυνση με διαστάσεις διατομής 6 m x 0,35 m. Τα ορθογώνια υποστυλώματα έχουν διαστάσεις 0,3 m επί 0,60 m, ενώ τα τετράγωνα έχουν διάσταση ακμής 0,45 m. Τέλος, όλες οι δοκοί έχουν πλάτος 0,25 m και ύψος 0,55 m.

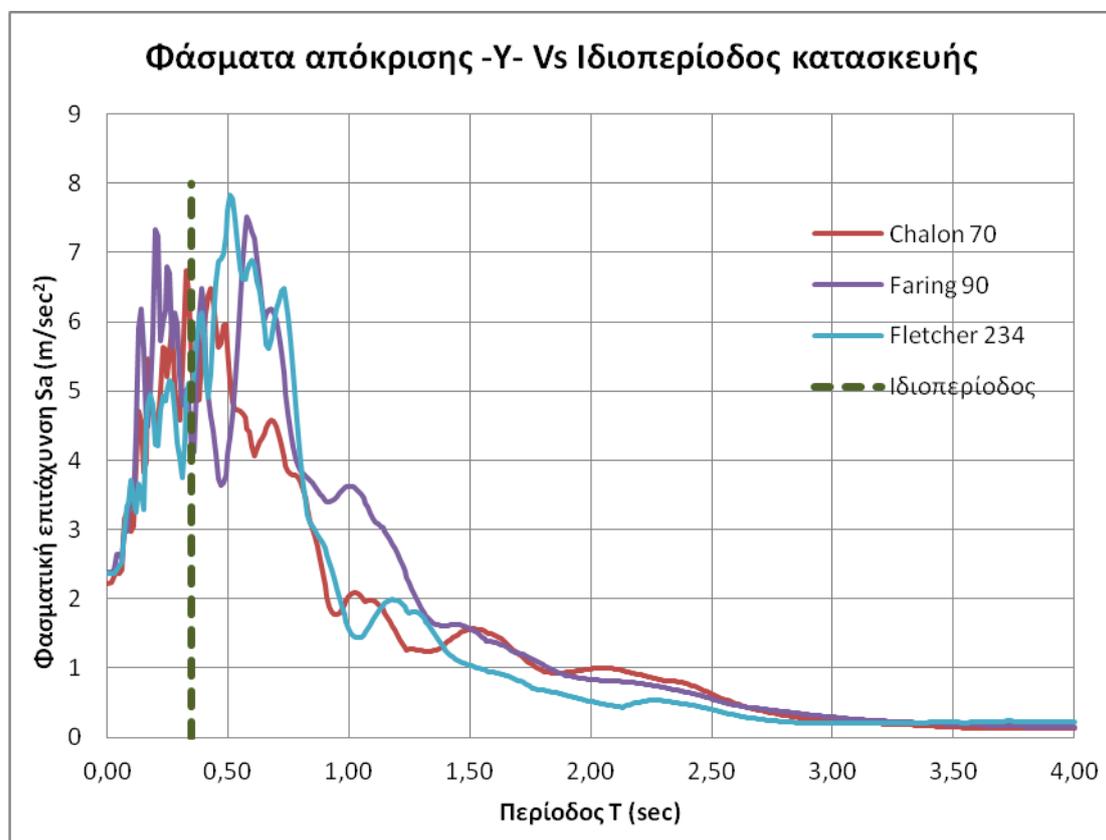
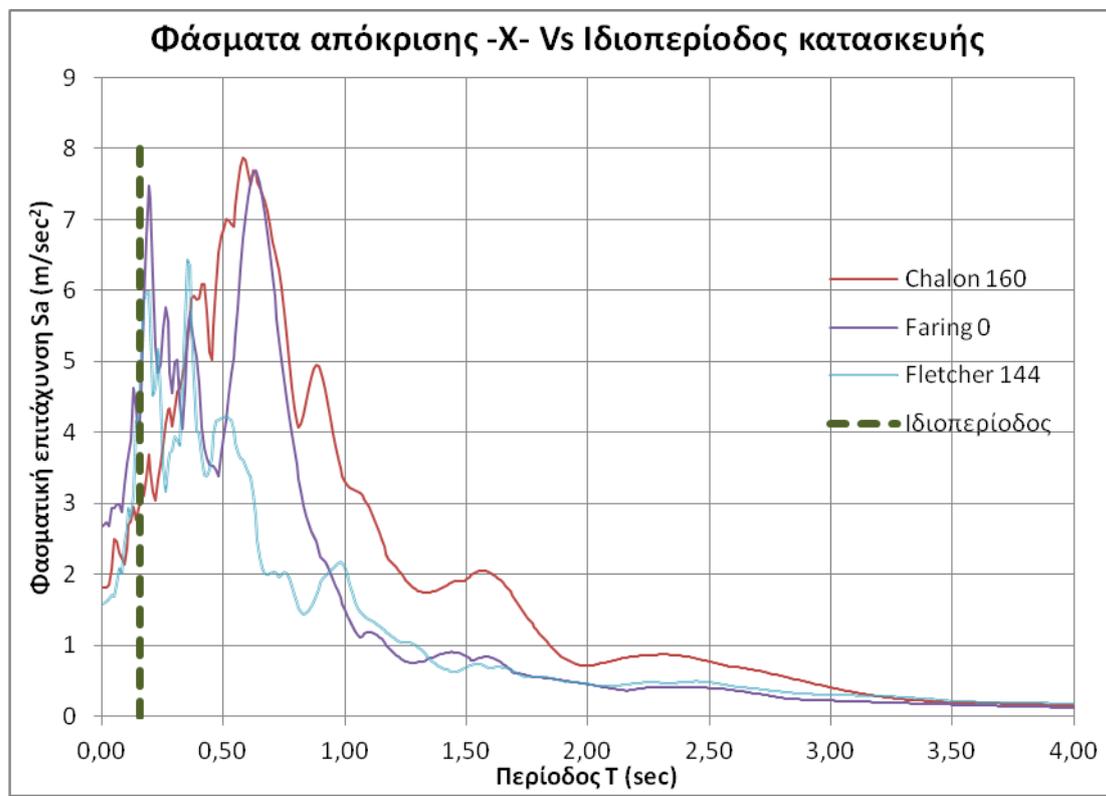
Για το συγκεκριμένο φορέα εξετάζεται και εφαρμογή της δυνατότητας χρήσης δευτερευόντων στοιχείων. Ως δευτερεύοντα στοιχεία ορίζονται τα υποστυλώματα που βρίσκονται κοντά στο κέντρο μάζας της κατασκευής και σημειώνονται με κύκλο στο επόμενο σκαρίφημα.

Η κατασκευή, θεωρώντας πακτωμένα όλα τα κατακόρυφα μέλη στη βάση τους, έχει ιδιοπερίοδο στην X διεύθυνση $T_1=0,154$ sec και στην Y διεύθυνση $T_2=0,153$ sec. Το κτήριο είναι σχεδόν συμμετρικό και για αυτό το λόγο οι τιμές των ιδιοπεριόδων είναι ίδιες και βρίσκονται πίσω το 0,5 sec,

όπως φαίνεται από το φάσμα απόκρισης. Ακολουθεί το σκαρίφημα της κάτοψης καθώς και το φάσμα σχεδιασμού της κατασκευής για $q=3$.



Στο επόμενο γράφημα φαίνεται που συμπίπτει η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος της κατασκευής ανά διεύθυνση, με τα φάσματα απόκρισης κατά Χ και κατά Υ:



Οι επόμενες προϋποθέσεις που εξετάστηκαν είναι τα ποσοστά συμμετοχής των τοιχωμάτων στην ανάληψη της τέμνουσας βάσης και του αξονικού φορτίου της σεισμικής διέγερσης σχεδιασμού.

$$\text{Αξονικό φορτίο σεισμικής διέγερσης} = 9250,89 \text{ kN}$$

$$\text{Σεισμική τέμνουσα βάση} = 1810,07 \text{ kN}$$

Τα τοιχώματα της διεύθυνσης Χ αναλαμβάνουν τα ακόλουθα φορτία:

$$\text{Αξονική δύναμη} = 2539,40 \text{ kN} > 0,2 \times 9250,89 = 1850,18 \text{ kN}$$

$$\text{Τέμνουσα δύναμη} = 1737,24 \text{ kN} > 0,65 \times 1810,07 = 1202,62 \text{ kN}$$

Τα τοιχώματα της διεύθυνσης Υ αναλαμβάνουν τα ακόλουθα φορτία:

$$\text{Αξονική δύναμη} = 2276,80 \text{ kN} > 0,2 \times 9250,89 = 1850,18 \text{ kN}$$

$$\text{Τέμνουσα δύναμη} = 1727,52 \text{ kN} > 0,65 \times 1810,07 = 1202,62 \text{ kN}$$

Σύμφωνα με τα παραπάνω, θεωρείται ορθή η εφαρμογή του συστήματος μεγάλων ελαφρά οπλισμένων τοιχωμάτων.

Προκειμένου να θεωρήσουμε ότι τα μεσαία υποστυλώματα μπορούν να χαρακτηριστούν καταρχήν ως δευτερεύοντα, πρέπει να γίνει έλεγχος των σχετικών παραμορφώσεων ορόφων κάνοντας δύο αναλύσεις, όπως αναφέρθηκε εκτενώς στο κεφάλαιο 6. Στον επόμενο πίνακα αποδεικνύεται ότι πληρούνται τα όρια των παραμορφώσεων όπως αυτά ορίζονται μέσα στον Ευρωκώδικα 8:

Σεισμική διέγερση κατά -Χ-			
Όροφος	Drifts X FIXED	Drifts X PINNED	Λόγος Pinned/Fixed
2ος	0,0255%	0,0266%	1,043
1ος	0,0242%	0,0250%	1,033
Ισόγειο	0,0146%	0,0150%	1,027

Σεισμική διέγερση κατά -Y-			
Όροφος	Drifts Y FIXED	Drifts Y PINNED	Λόγος Pinned/Fixed
2ος	0,0255%	0,0265%	1,039
1ος	0,0242%	0,0250%	1,033
Ισόγειο	0,0145%	0,0149%	1,028

Το επόμενο βήμα είναι η όπλιση των τοιχωμάτων. Τα τοιχώματα διαστασιολογήθηκαν με την δυσμενέστερη ένταση που προέκυψε από τους 33 συνδυασμούς φόρτισης. Ωστόσο, όπως αναφέρθηκε και στο κεφάλαιο 2, στην παράγραφο που αφορά την διαστασιολόγηση έναντι κάμψης με ορθή δύναμη, ο δυσμενέστερος οπλισμός για τη διατομή είναι χρησιμοποιώντας σαν εντατικά μεγέθη τον συνδυασμό **0.5N_{Ed}, M_{Ed}**.

Στον επόμενο πίνακα φαίνεται η σύγκριση του οπλισμού που απαιτείται εφόσον το τοίχωμα θεωρηθεί πλαστικό και αντίστοιχα, εφόσον θεωρηθεί σαν μεγάλο ελαφρά οπλισμένο. Επομένως προκύπτει για τη διεύθυνση X (λόγω συμμετρίας της κατασκευής, είναι ίδιος και για τη διεύθυνση Y) :

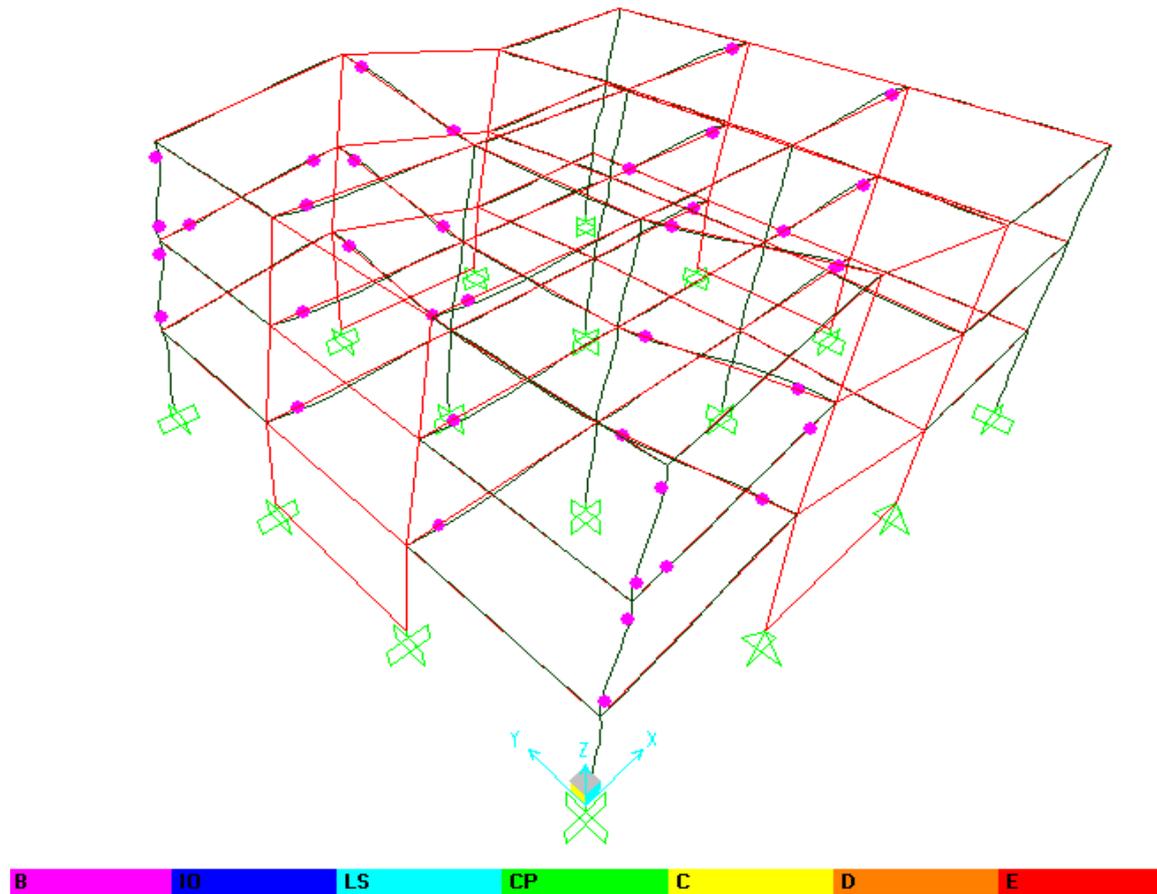
Όροφος	Πλάστικο	A _s (cm ²)	Ελαφρά οπλισμένο	A _s (cm ²)
Ισόγειο	4Φ16+20Φ14+48Φ8	62,96	48Φ12	54,29
1ος	4Φ16+20Φ14+48Φ8	62,96	48Φ10	37,70
2ος	4Φ16+20Φ14+48Φ8	62,96	48Φ10	37,70

Σύνολο Οπλισμού 1 = 188,88 cm²

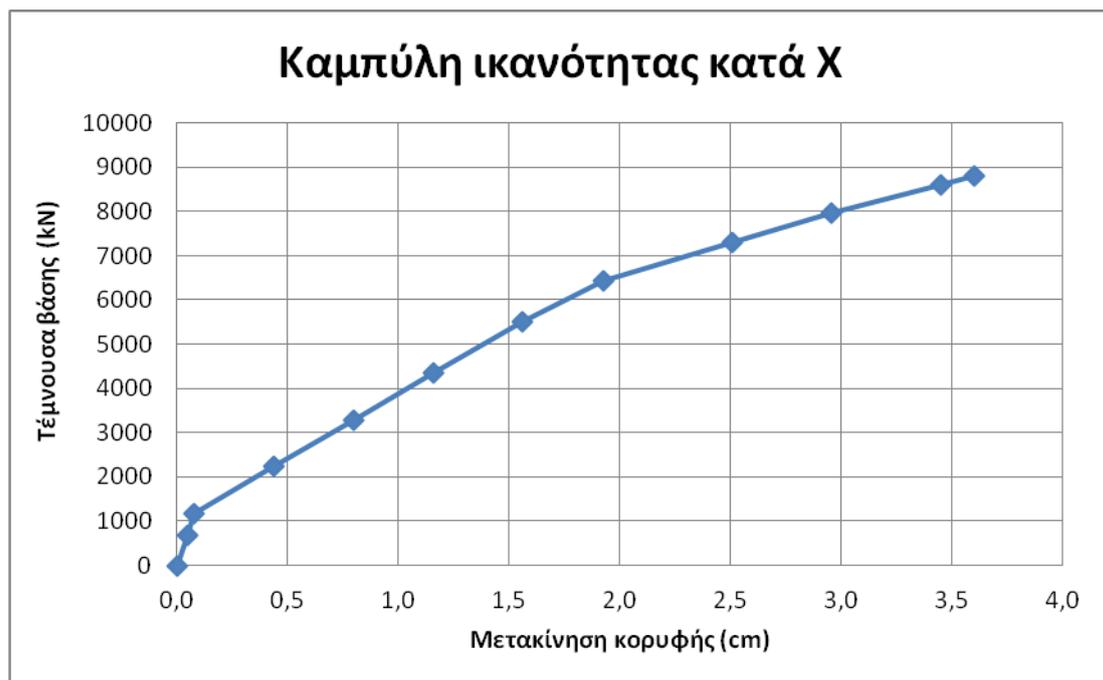
Σύνολο οπλισμού 2 = 129,69 cm²

Στις επόμενες εικόνες παρουσιάζονται οι παραμορφωμένες καταστάσεις του φορέα για την ελαστική μετακίνηση σχεδιασμού, όπου για τη διεύθυνση **X** είναι **3,6 cm** και για τη διεύθυνση **Y** είναι **3,2 cm**. Επίσης, παρουσιάζονται οι καμπύλες ικανότητας στις δύο διευθύνσεις και τέλος η συμπεριφορά των δευτερευόντων μελών κατά το τέλος των μη γραμμικών αναλύσεων χρονοϊστορίας.

Διεύθυνση -X-

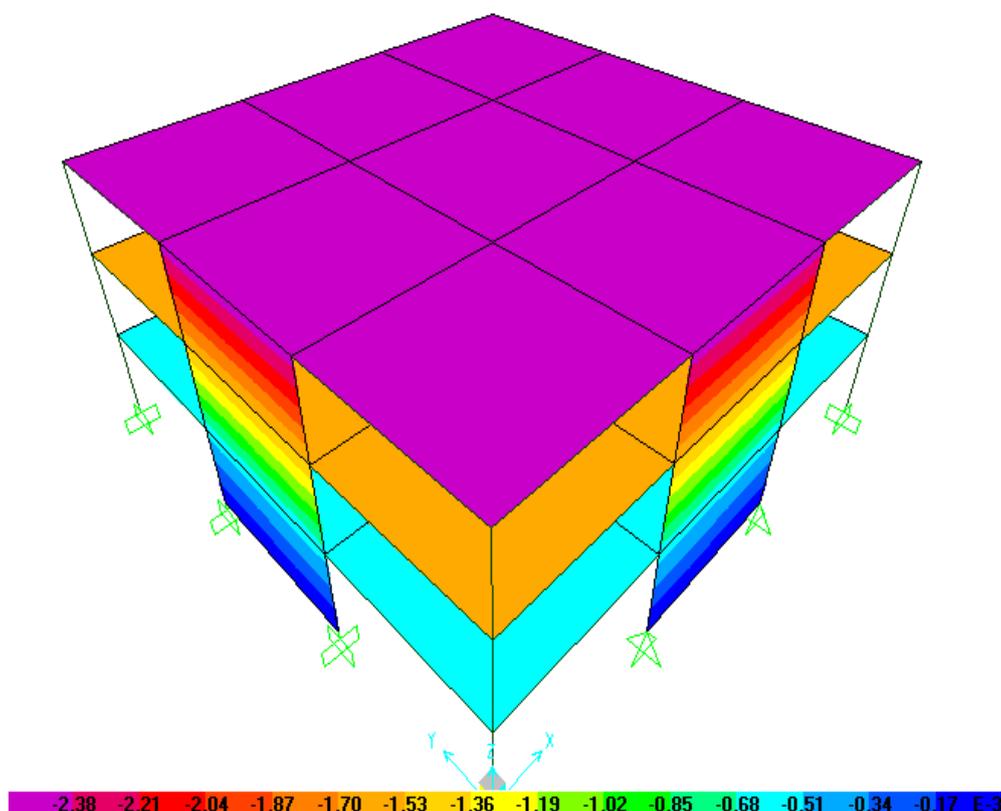


Παραμορφωμένη εικόνα στο τέλος της Pushover -X-

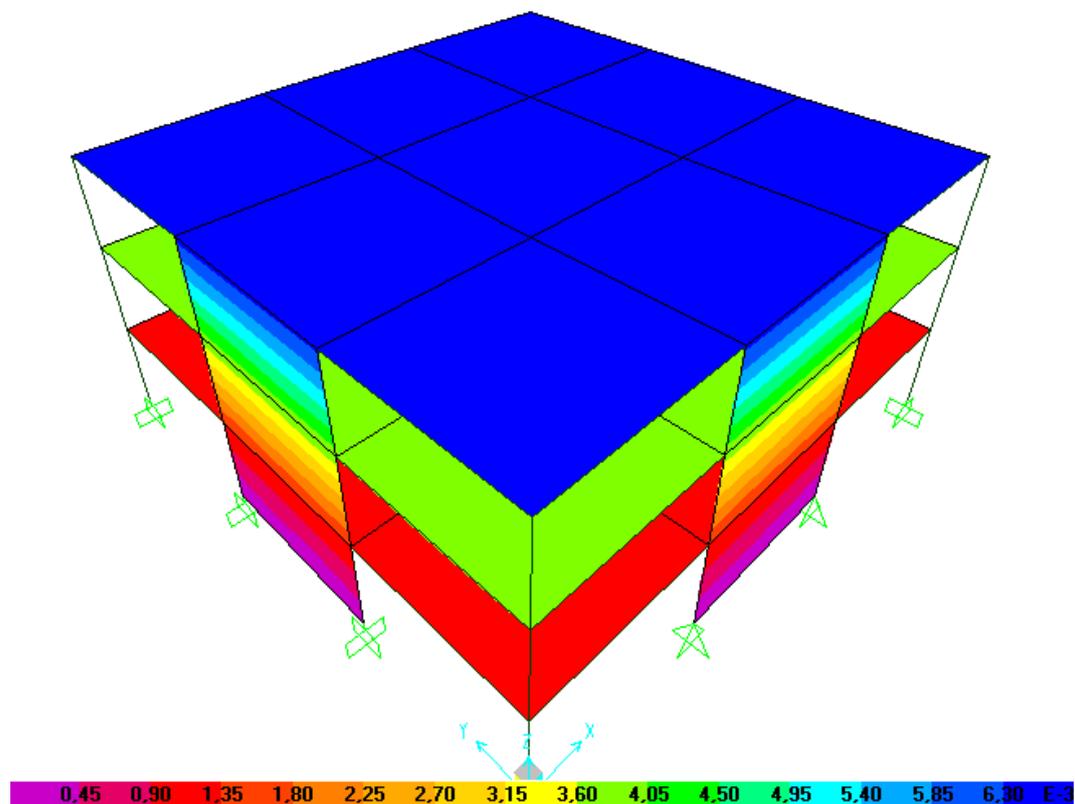


Στις επόμενες αναλύσεις που έγιναν με χρησιμοποιώντας τις χρονοϊστορίες που παρουσιάστηκαν στο κεφάλαιο 3, δεν παρουσιάστηκε σε καμία από τις ορισμένες πιθανές θέσεις πλαστικών αρθρώσεων υπέρβαση του ορίου διαρροής της διατομής. Από τις περιβάλλουσες των αναλύσεων, προκύπτουν ότι οι μετακινήσεις της κατασκευής ήταν εξαιρετικά μικρές οπότε η ελαστική συμπεριφορά του φορέα είναι σχεδόν δεδομένη, για έλεγχο στη διεύθυνση X του φορέα. Επομένως προκύπτει (η χρωματική κλίμακα υποδεικνύει την μετακίνηση σε μέτρα):

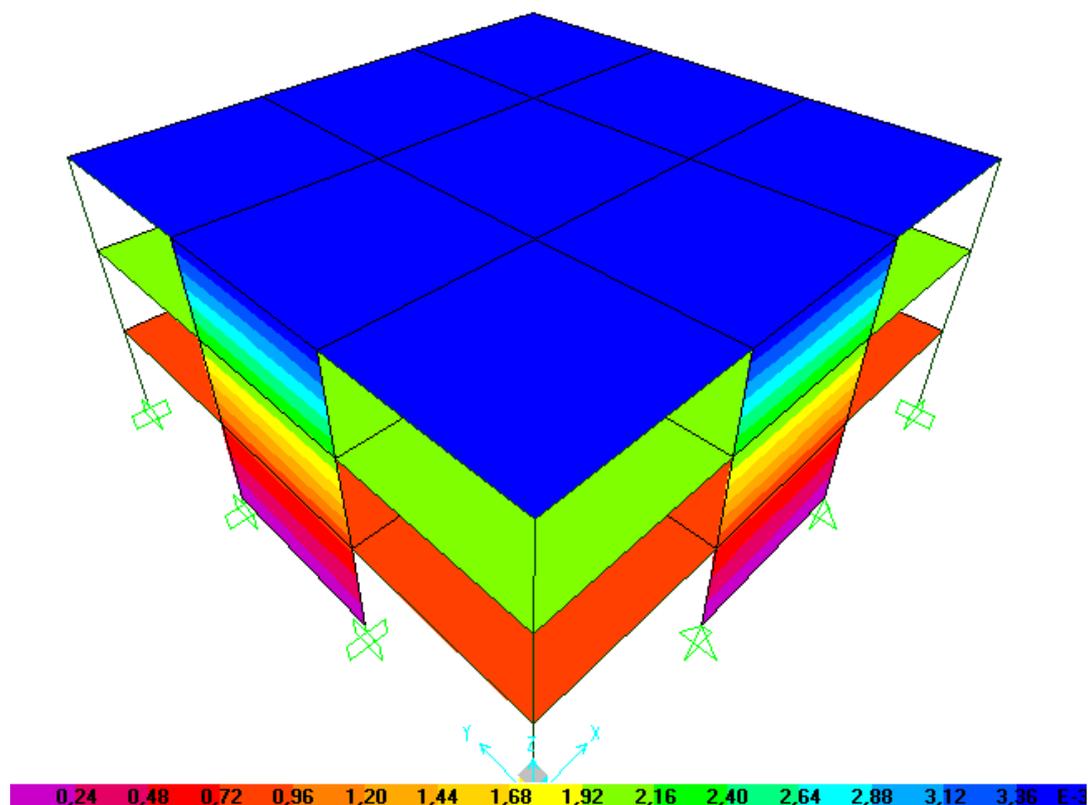
TH-Chalon-160



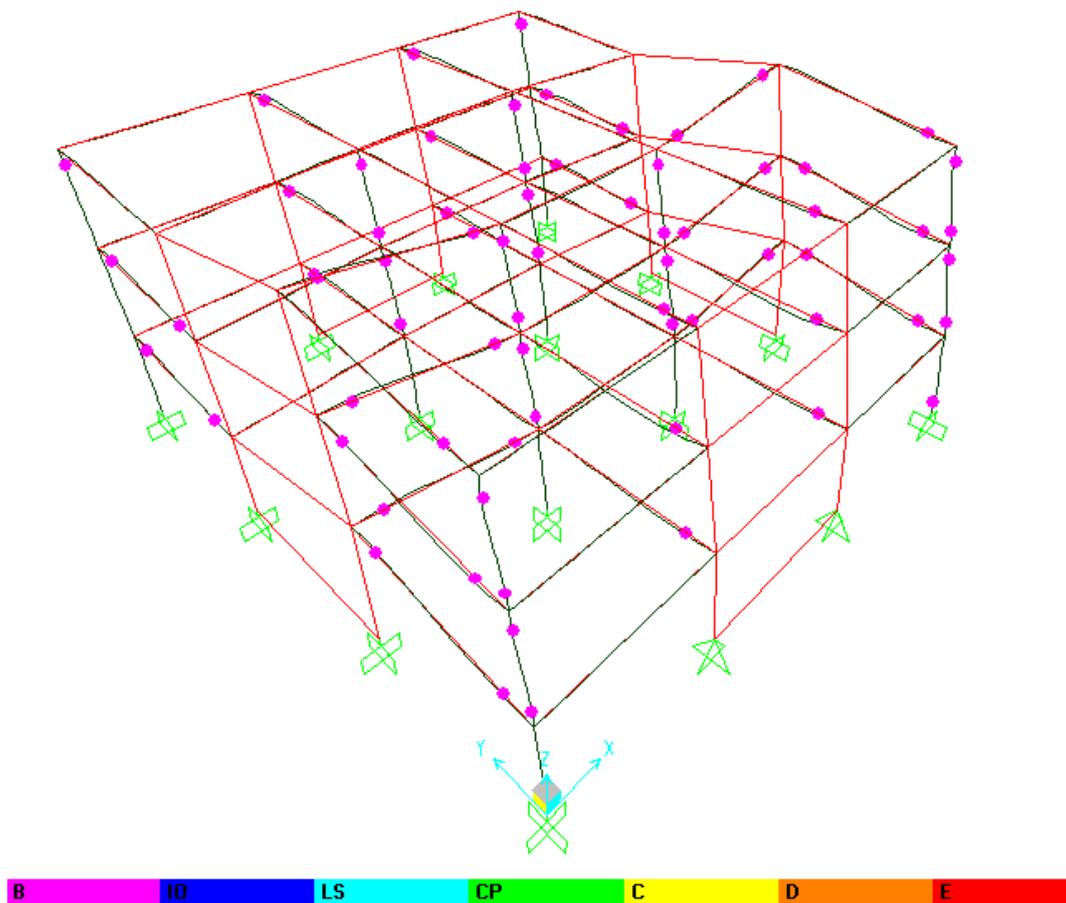
TH-Faring-0



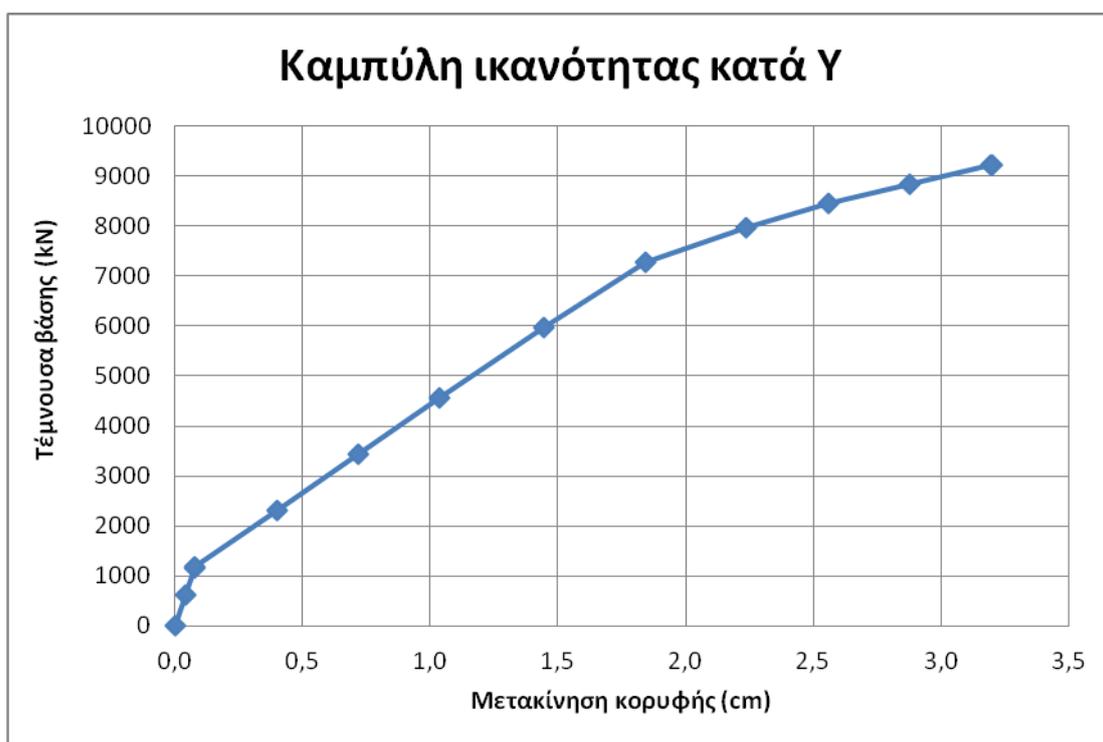
TH-Fletcher-144



Διεύθυνση -Y-

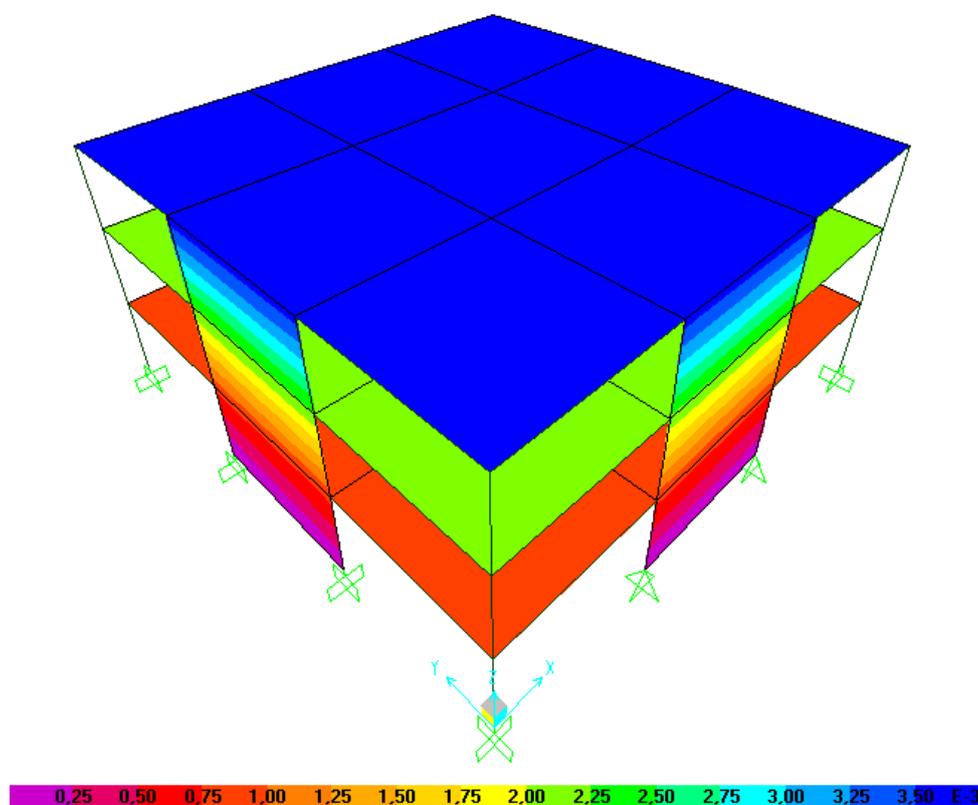


Παραμορφωμένη εικόνα στο τέλος της Pushover -Y-

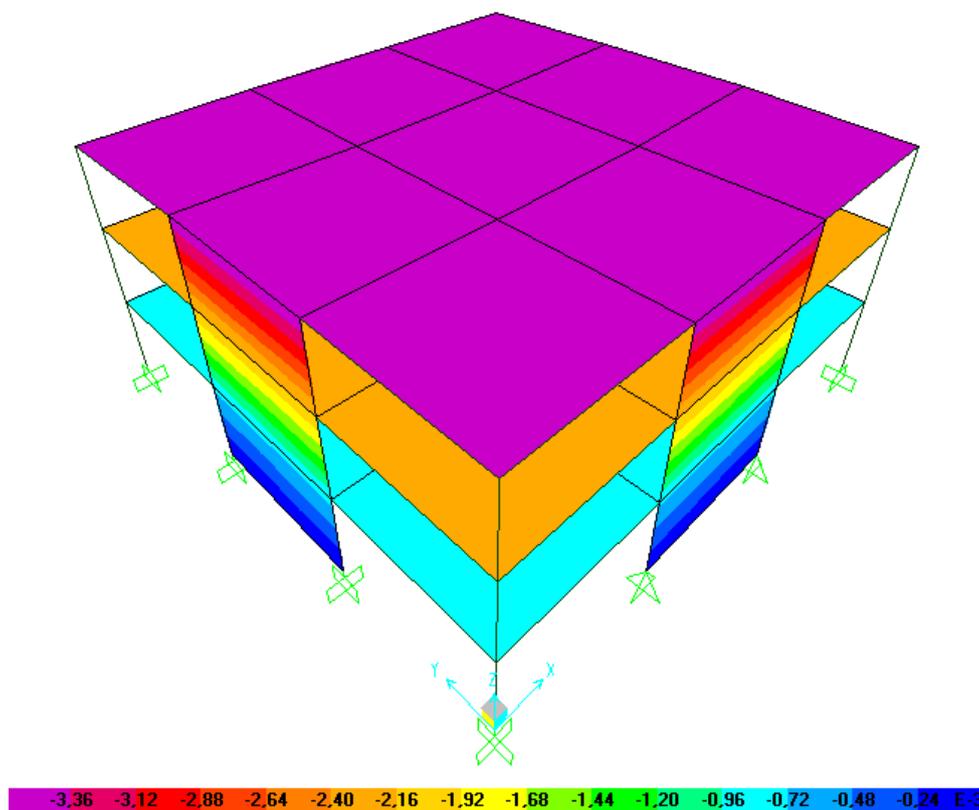


Στις επόμενες αναλύσεις που έγιναν με χρησιμοποιώντας τις χρονοϊστορίες που παρουσιάστηκαν στο κεφάλαιο 3, δεν παρουσιάστηκε σε καμία από τις ορισμένες πιθανές θέσεις πλαστικών αρθρώσεων υπέρβαση του ορίου διαρροής της διατομής, όπως και προηγουμένως. Από τις περιβάλλουσες των αναλύσεων, προκύπτουν ότι οι μετακινήσεις της κατασκευής ήταν εξαιρετικά μικρές οπότε η ελαστική συμπεριφορά του φορέα είναι σχεδόν δεδομένη, για έλεγχο στη διεύθυνση Y του φορέα. Επομένως προκύπτει (η χρωματική κλίμακα υποδεικνύει την μετακίνηση σε μέτρα):

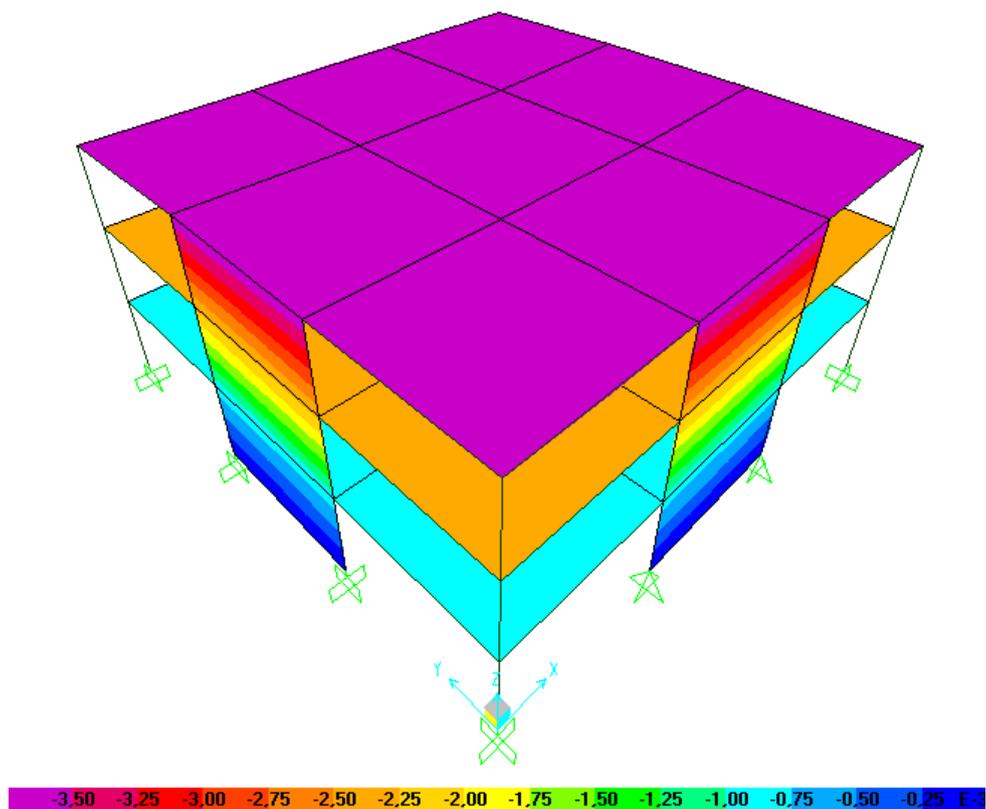
TH-Chalon-70



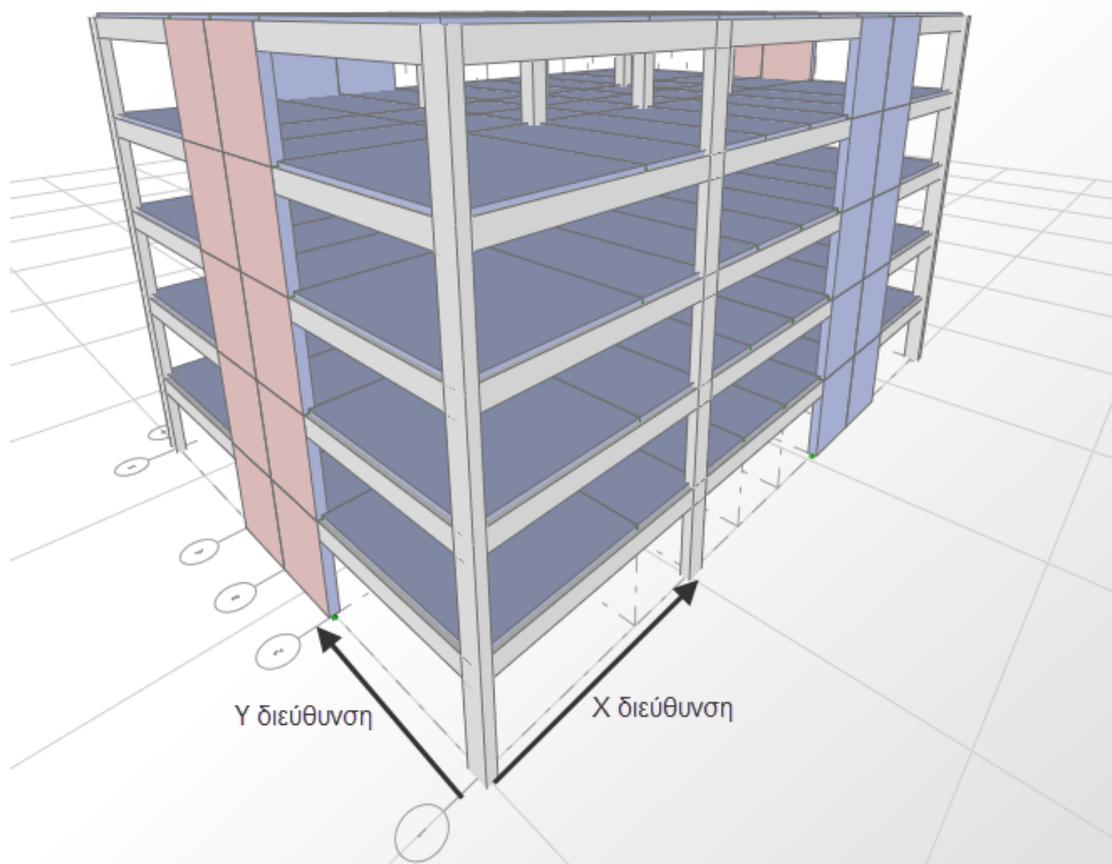
TH-Faring-90



TH-Fletcher-234



8.7 Κτήριο 6



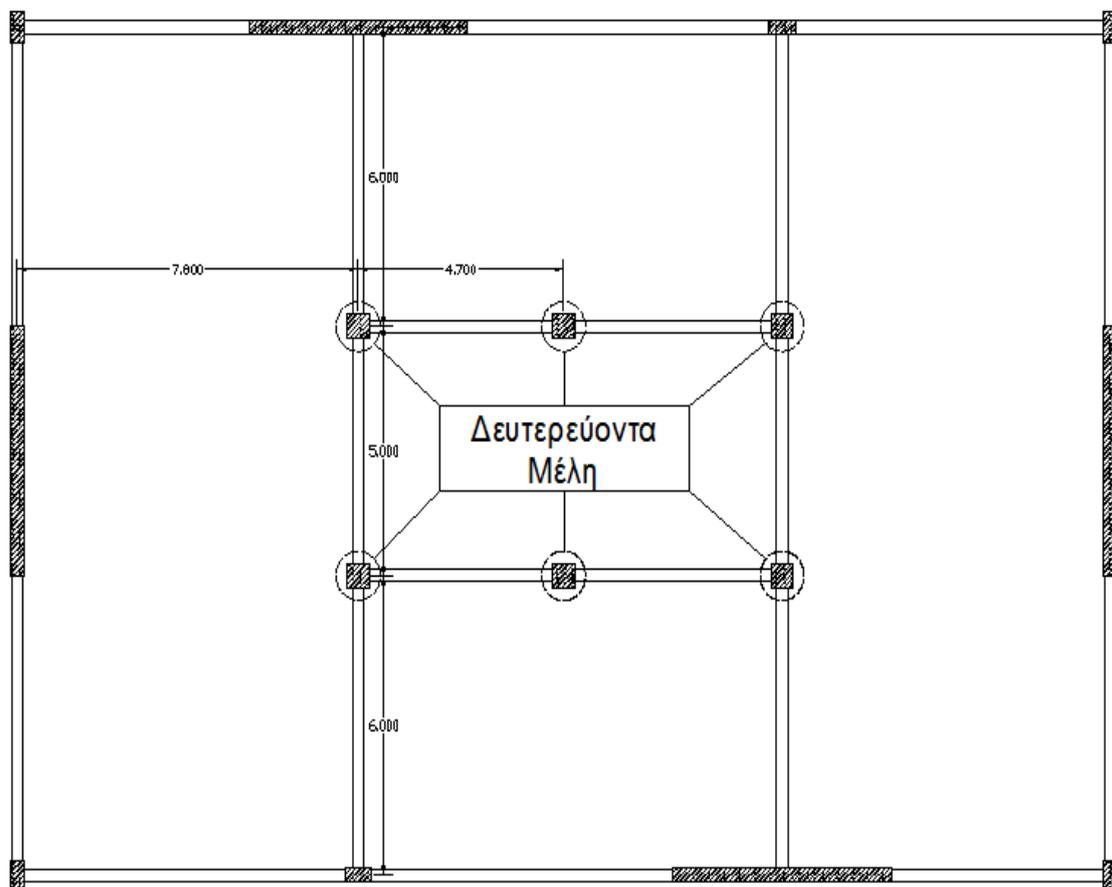
Προοπτική απεικόνιση του φορέα

Ο συγκεκριμένος φορέας έχει κάτοψη 25,3 m επί 17,6 m ενώ το ύψος του φτάνει τα 15 m, δηλαδή διαθέτει 5 όρους των 3 m. Στην συγκεκριμένη κατασκευή έχουμε δύο τοιχώματα ανά διεύθυνση με διαστάσεις διατομής 5 m x 0,30 m. Τα ορθογώνια υποστυλώματα έχουν διαστάσεις 0,3 m επί 0,60 m, ενώ τα τετράγωνα έχουν διάσταση ακμής 0,50 m. Τέλος, όλες οι δοκοί έχουν πλάτος 0,25 m και ύψος 0,60 m.

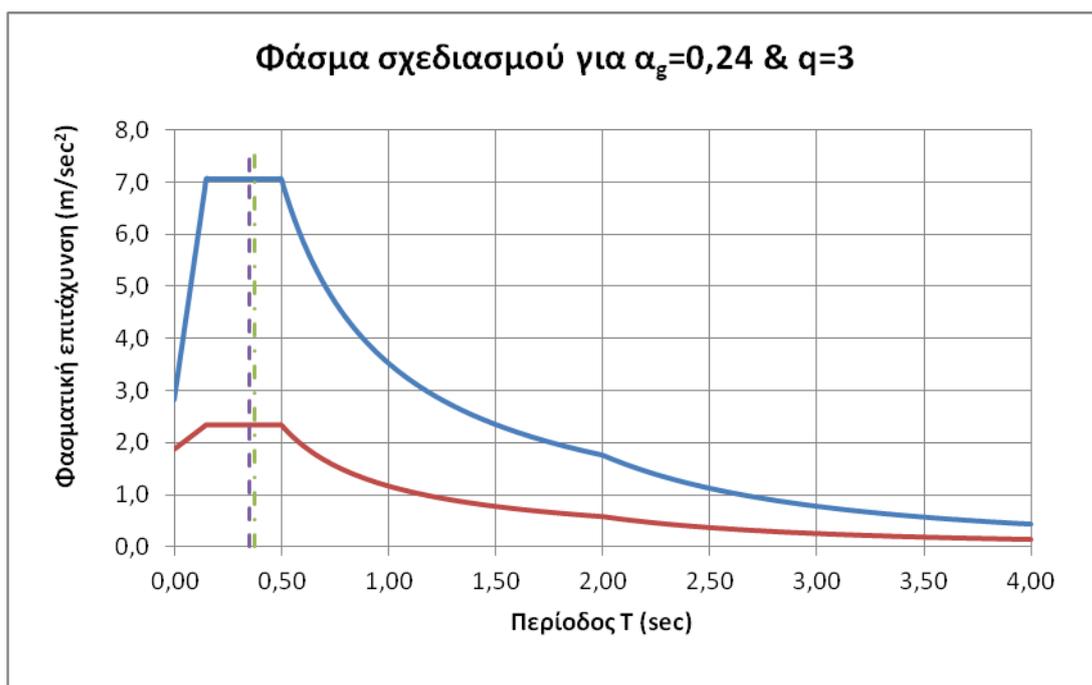
Για το συγκεκριμένο φορέα, όπως συνέβη και για τον προηγούμενο, εξετάζεται και εφαρμογή της δυνατότητας χρήσης δευτερευόντων στοιχείων. Ως δευτερεύοντα στοιχεία ορίζονται τα υποστυλώματα που βρίσκονται κοντά

στο κέντρο μάζας της κατασκευής και σημειώνονται με κύκλο στο επόμενο σκαρίφημα.

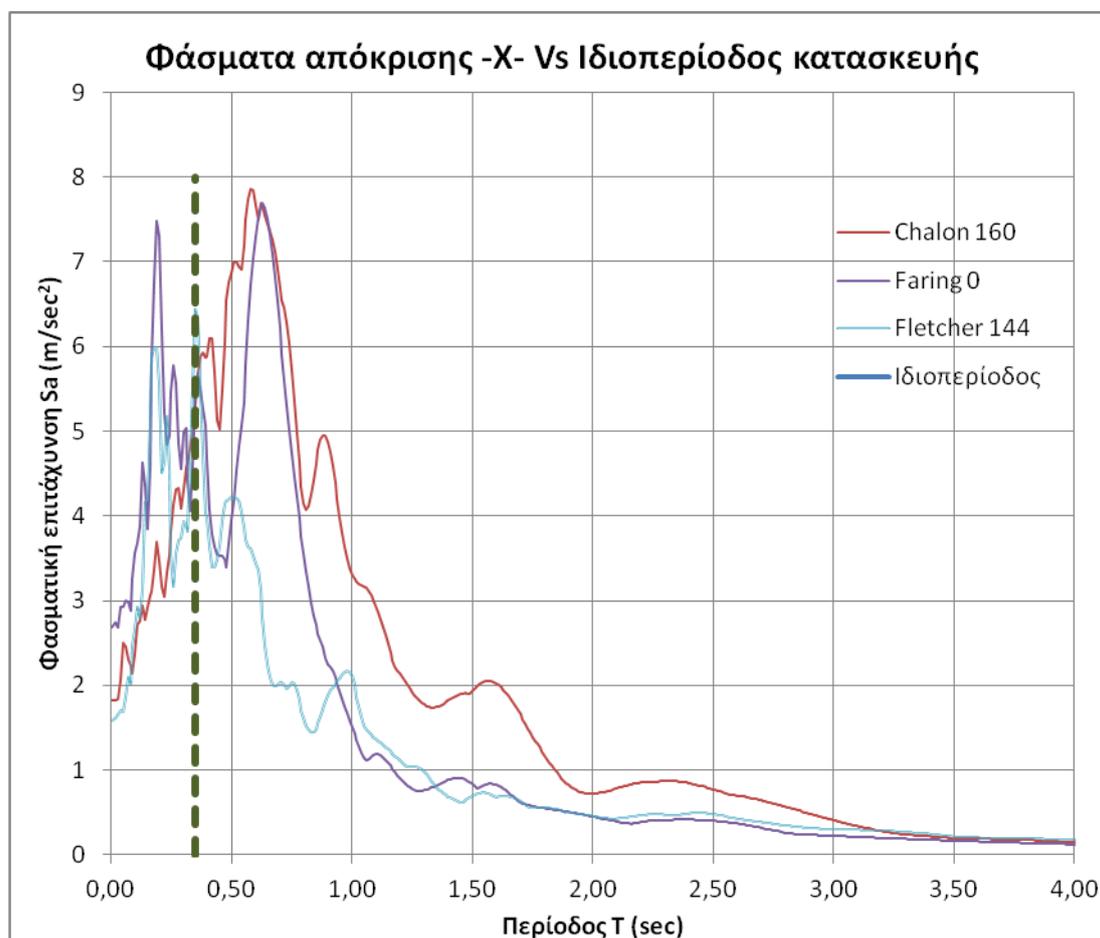
Η κατασκευή, θεωρώντας πακτωμένα όλα τα κατακόρυφα μέλη στη βάση τους, έχει ιδιοπερίοδο στην Χ διεύθυνση $T_1=0,374$ sec και στην Y διεύθυνση $T_2=0,351$ sec. Είναι προφανές ότι πληρείται η απαίτηση για τις ιδιοπεριόδους της κατασκευής, δηλαδή να είναι κάτω από 0,5 sec. Ακολουθεί το σκαρίφημα της κάτοψης καθώς και το φάσμα σχεδιασμού της κατασκευής για $q=3$.

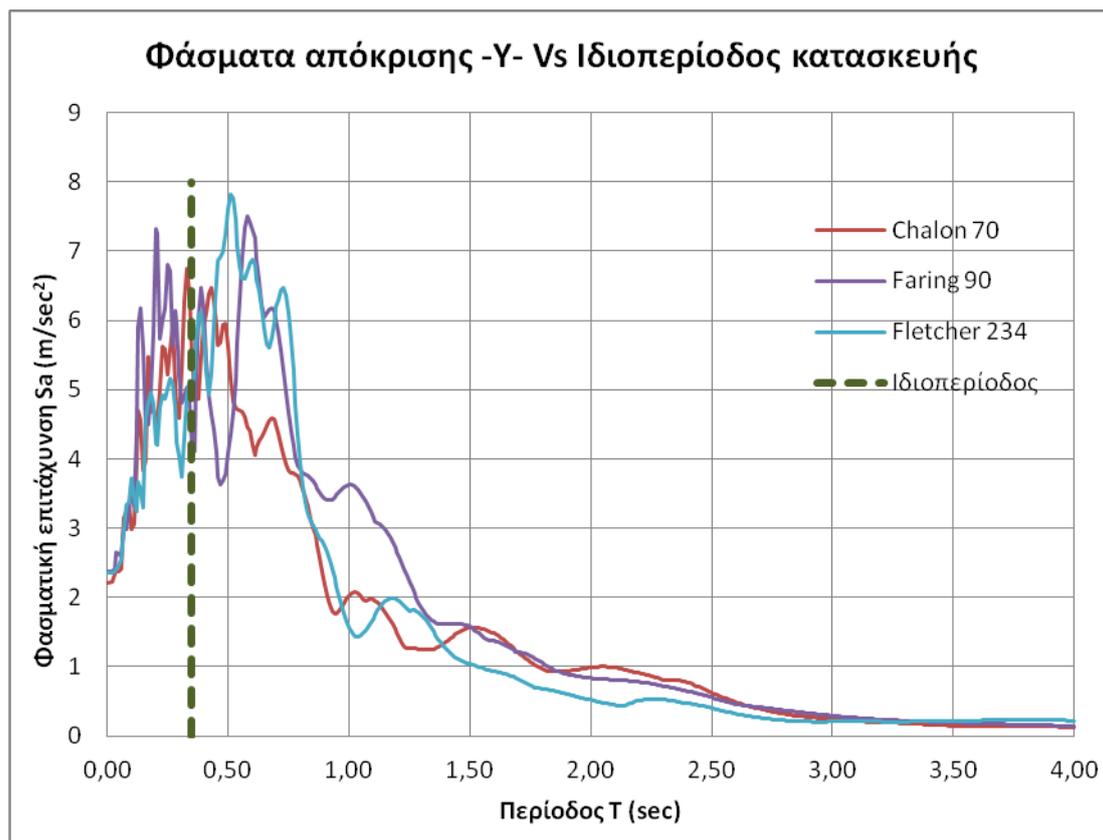


Σκαρίφημα κάτοψης



Στο επόμενο γράφημα φαίνεται που συμπίπτει η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος της κατασκευής ανά διεύθυνση, με τα φάσματα απόκρισης κατά Χ και κατά Υ:





Οι επόμενες προϋποθέσεις που εξετάστηκαν είναι τα ποσοστά συμμετοχής των τοιχωμάτων στην ανάληψη της τέμνουσας βάσης και του αξονικού φορτίου της σεισμικής διέγερσης σχεδιασμού.

Αξονικό φορτίο σεισμικής διέγερσης = 20517,50 kN

Σεισμική τέμνουσα βάσης = 4092,01 kN

Τα τοιχώματα της διεύθυνσης Χ αναλαμβάνουν τα ακόλουθα φορτία:

Αξονική δύναμη = 4253,88 kN > 0,2 x 20517,50 = 4103,50 kN

Τέμνουσα δύναμη = 3686,79 kN > 0,65 x 4092,01 = 2659,81 kN

Τα τοιχώματα της διεύθυνσης Υ αναλαμβάνουν τα ακόλουθα φορτία:

Αξονική δύναμη = 4301,23 kN > 0,2 x 20517,50 = 4103,50 kN

Τέμνουσα δύναμη = 3694,91 kN > 0,65 x 4092,01 = 2659,81 kN

Σύμφωνα με τα παραπάνω, σωστή θεωρείται η εφαρμογή του συστήματος μεγάλων ελαφρά οπλισμένων τοιχωμάτων.

Προκειμένου να θεωρήσουμε ότι τα μεσαία υποστυλώματα μπορούν να χαρακτηριστούν καταρχήν ως δευτερεύοντα, πρέπει να γίνει έλεγχος των σχετικών παραμορφώσεων ορόφων κάνοντας δύο αναλύσεις. Στον επόμενο πίνακα αποδεικνύεται ότι πληρούνται τα όρια των παραμορφώσεων όπως αυτά ορίζονται μέσα στον Ευρωκώδικα 8:

Σεισμική διέγερση κατά -X-			
Όροφος	Drifts X FIXED	Drifts X PINNED	Λόγος Pinned/Fixed
4ος	0,0877%	0,0945%	1,078
3ος	0,0966%	0,1030%	1,066
2ος	0,0971%	0,1027%	1,058
1ος	0,0825%	0,0865%	1,048
Ισόγειο	0,0445%	0,0463%	1,040

Σεισμική διέγερση κατά -Y-			
Όροφος	Drifts Y FIXED	Drifts Y PINNED	Λόγος Pinned/Fixed
4ος	0,0723%	0,0765%	1,058
3ος	0,0822%	0,0862%	1,049
2ος	0,0847%	0,0884%	1,044
1ος	0,0738%	0,0765%	1,037
Ισόγειο	0,0413%	0,0426%	1,032

Το επόμενο βήμα είναι η όπλιση των τοιχωμάτων. Τα τοιχώματα διαστασιολογήθηκαν με την δυσμενέστερη ένταση που προέκυψε από τους 33 συνδυασμούς φόρτισης. Ωστόσο, όπως αναφέρθηκε και στο κεφάλαιο 2, στην παράγραφο που αφορά την διαστασιολόγηση έναντι κάμψης με ορθή δύναμη, ο δυσμενέστερος οπλισμός για τη διατομή είναι χρησιμοποιώντας σαν εντατικά μεγέθη τον συνδυασμό $0.5N_{Ed}$, M_{Ed} . Στον επόμενο πίνακα φαίνεται η σύγκριση του οπλισμού που απαιτείται εφόσον το τοίχωμα θεωρηθεί

πλάστιμο και αντίστοιχα, εφόσον θεωρηθεί σαν μεγάλο ελαφρά οπλισμένο. Επομένως προκύπτει για τη διεύθυνση Χ:

Όροφος	Πλάστιμο	A _s (cm ²)	Ελαφρά οπλισμένο	A _s (cm ²)
Ισόγειο	8Φ28+18Φ18+40Φ8	137,79	36Φ18+48Φ12	145,90
1ος	8Φ32+6Φ28+54Φ8	128,43	32Φ12+48Φ12	90,48
2ος	12Φ32+54Φ8	123,65	48Φ12	54,29
3ος	12Φ28+54Φ8	101,03	24Φ12	27,14
4ος	4Φ28+6Φ25+54Φ8	81,23	24Φ12	27,14

Σύνολο Οπλισμού 1 = 572,13 cm²

Σύνολο οπλισμού 2 = 344,95 cm²

Αντίστοιχα για την διεύθυνση Υ:

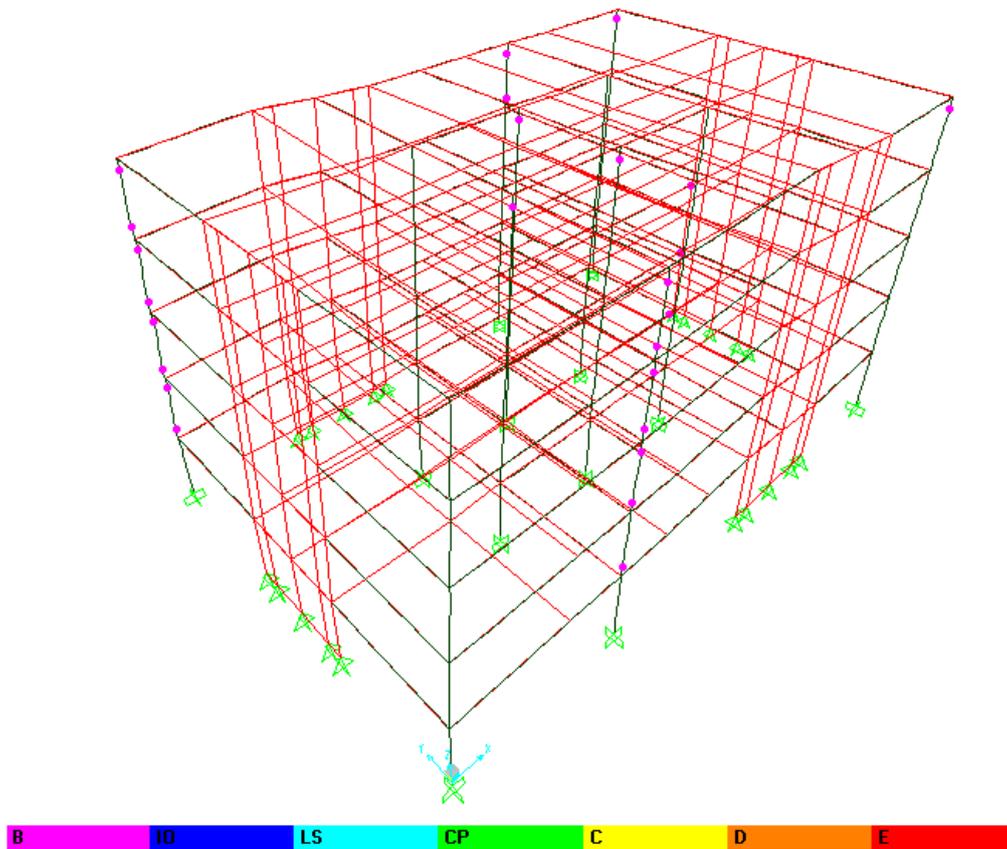
Όροφος	Πλάστιμο	A _s (cm ²)	Ελαφρά οπλισμένο	A _s (cm ²)
Ισόγειο	8Φ28+18Φ20+40Φ8	125,92	36Φ18+48Φ12	145,90
1ος	16Φ28+54Φ8	125,66	32Φ12+48Φ12	90,48
2ος	12Φ28+4Φ25+54Φ8	120,67	48Φ12	54,29
3ος	8Φ28+6Φ22+54Φ8	99,21	24Φ12	27,14
4ος	8Φ25+4Φ18+54Φ8	76,59	24Φ12	27,14

Σύνολο Οπλισμού 1 = 548,05 cm²

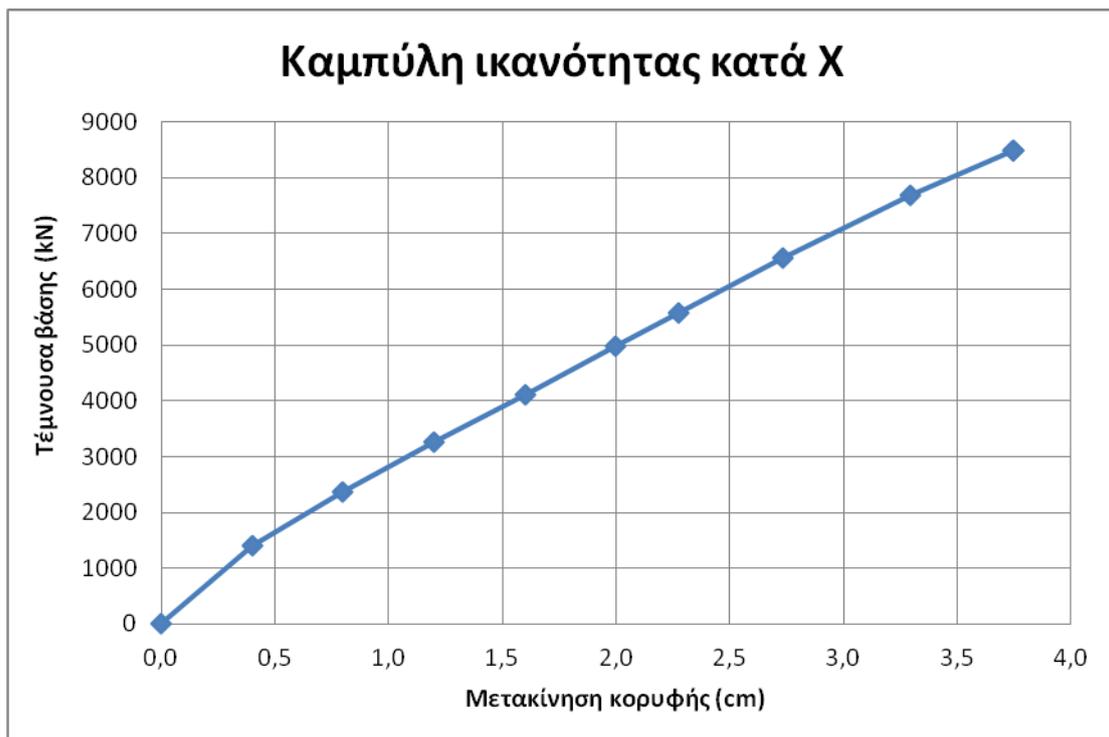
Σύνολο οπλισμού 2 = 344,95 cm²

Στις επόμενες σελίδες, παρουσιάζονται οι παραμορφωμένες καταστάσεις του φορέα για την ελαστική μετακίνηση σχεδιασμού, όπου για τη μεν **X** διεύθυνση είναι **0,045 m**, ενώ για την διεύθυνση **Y** είναι **0,04 m**. Ακολουθούν οι αντίστοιχες καμπύλες ικανότητας στις δύο διευθύνσεις, όπως αυτές προέκυψαν από τη μη γραμμική ανάλυση. Τέλος, προβάλλεται η συμπεριφορά των δευτερευόντων μελών κατά το τέλος των μη γραμμικών αναλύσεων χρονοϊστορίας καθώς και οι αντίστοιχες περιβάλλουσες των μετακινήσεων κατά τη διάρκεια των εξεταζόμενων σεισμικών γεγονότων. Η χρωματική κλίμακα που εμφανίζεται στις περιβάλλουσες των μετακινήσεων είναι σε μέτρα:

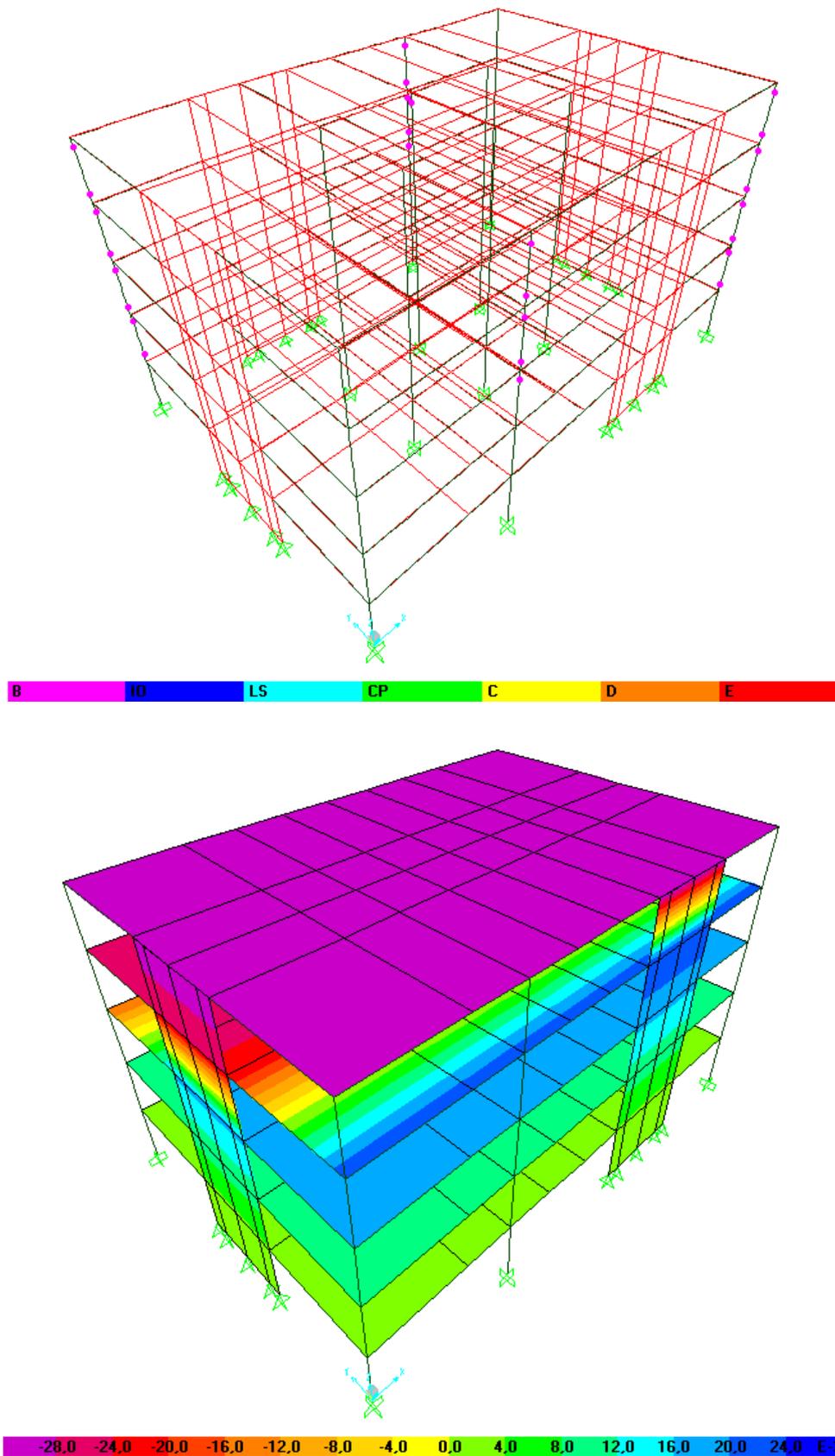
Διεύθυνση -X-



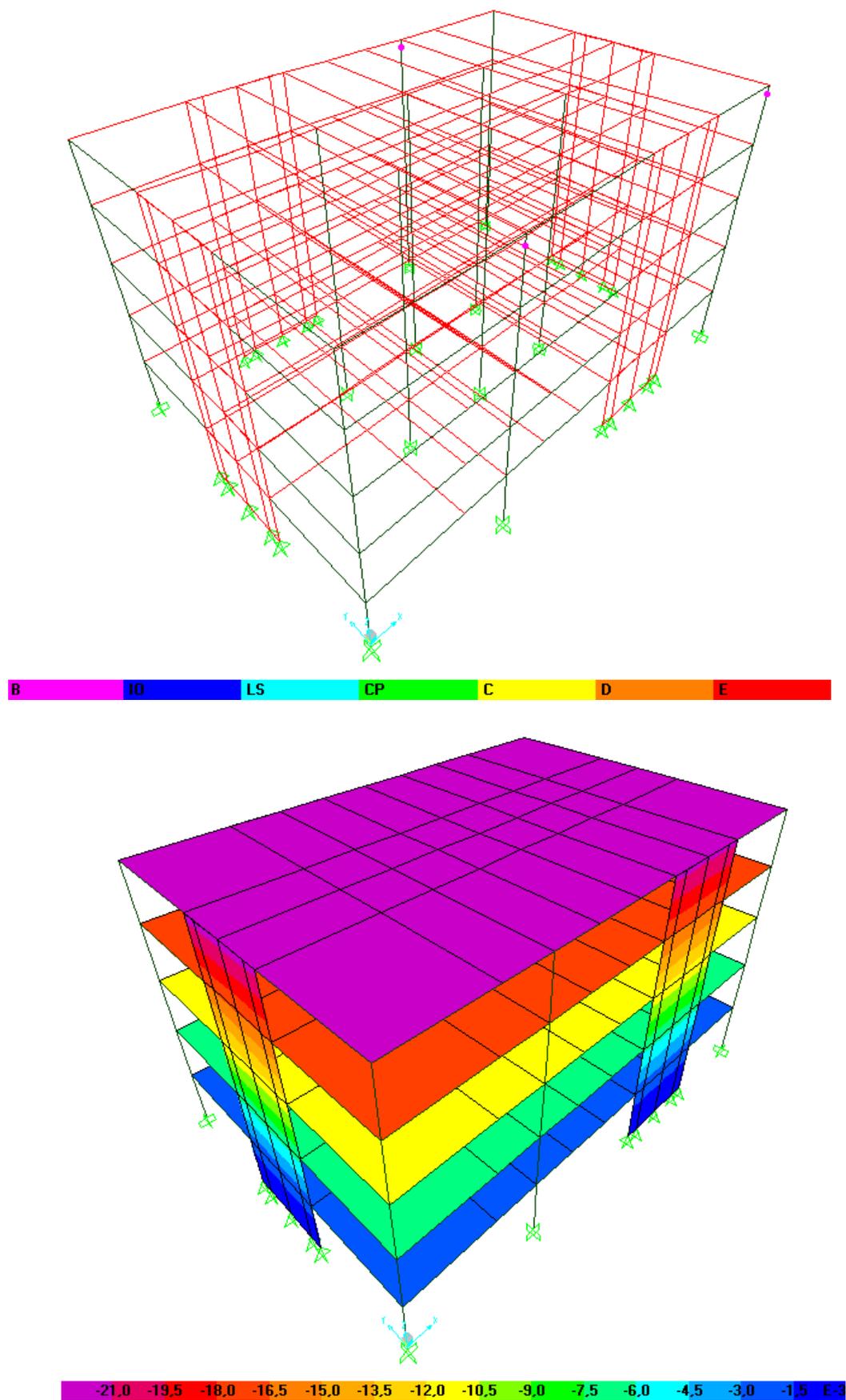
Παραμορφωμένη εικόνα στο τέλος της Pushover -X-



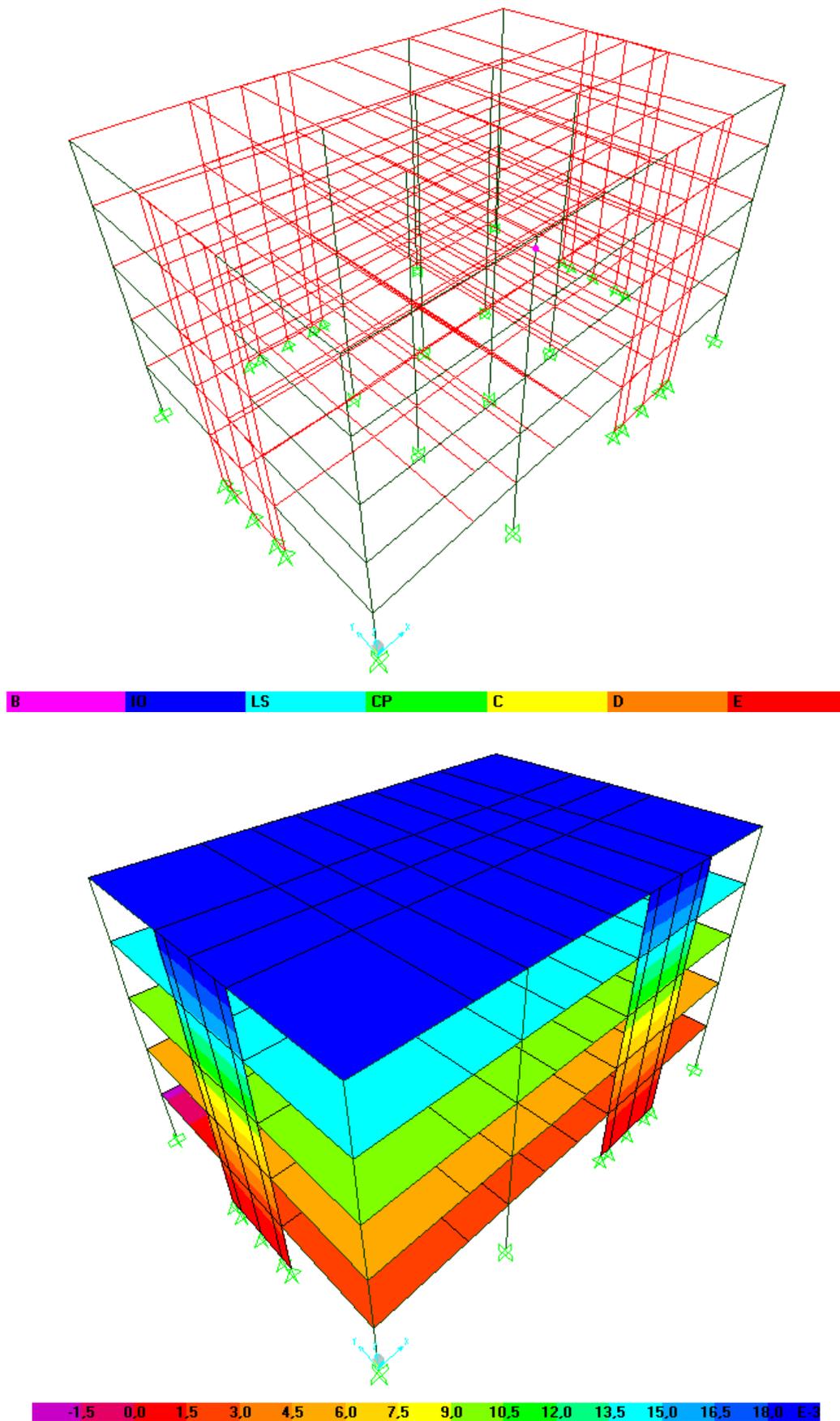
TH-Chalon 160



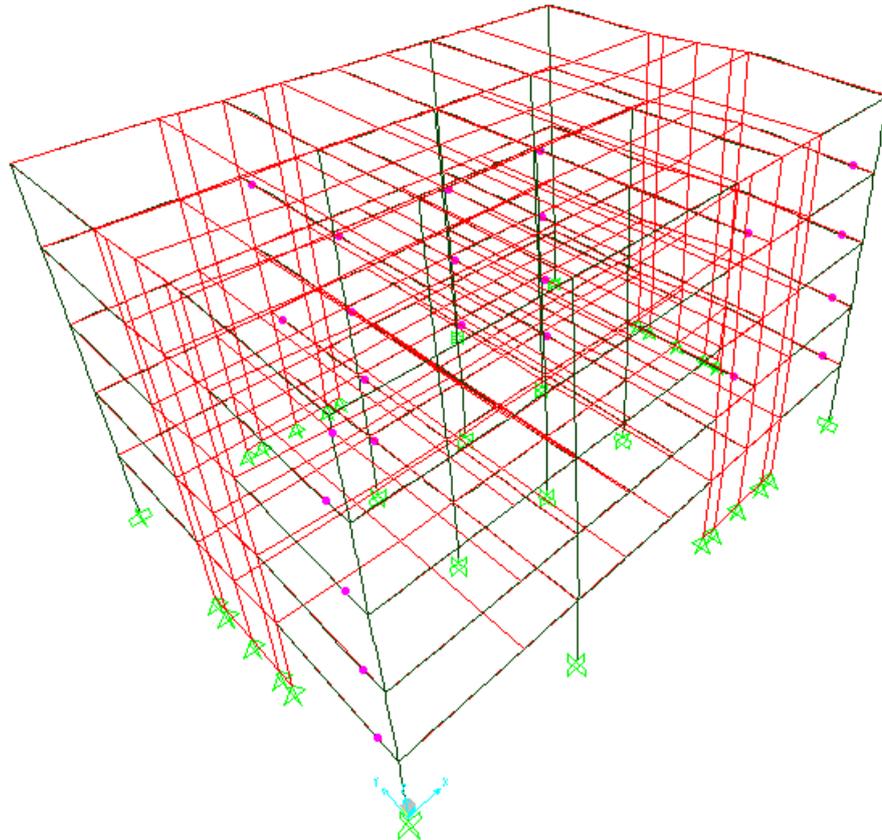
TH-Faring 0



TH-Fletcher 144



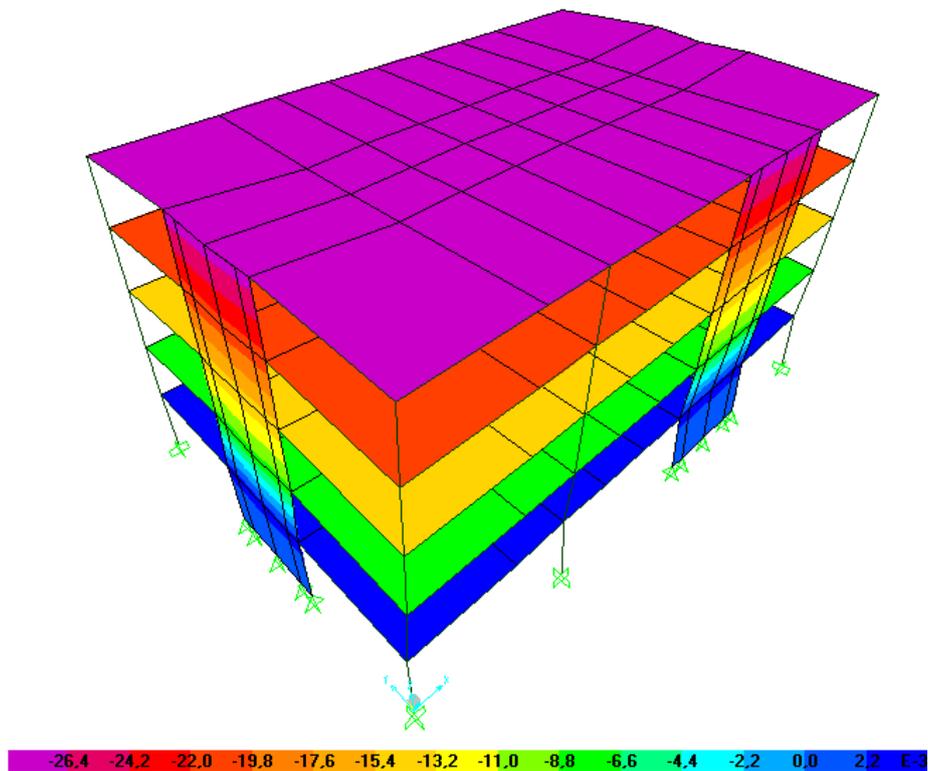
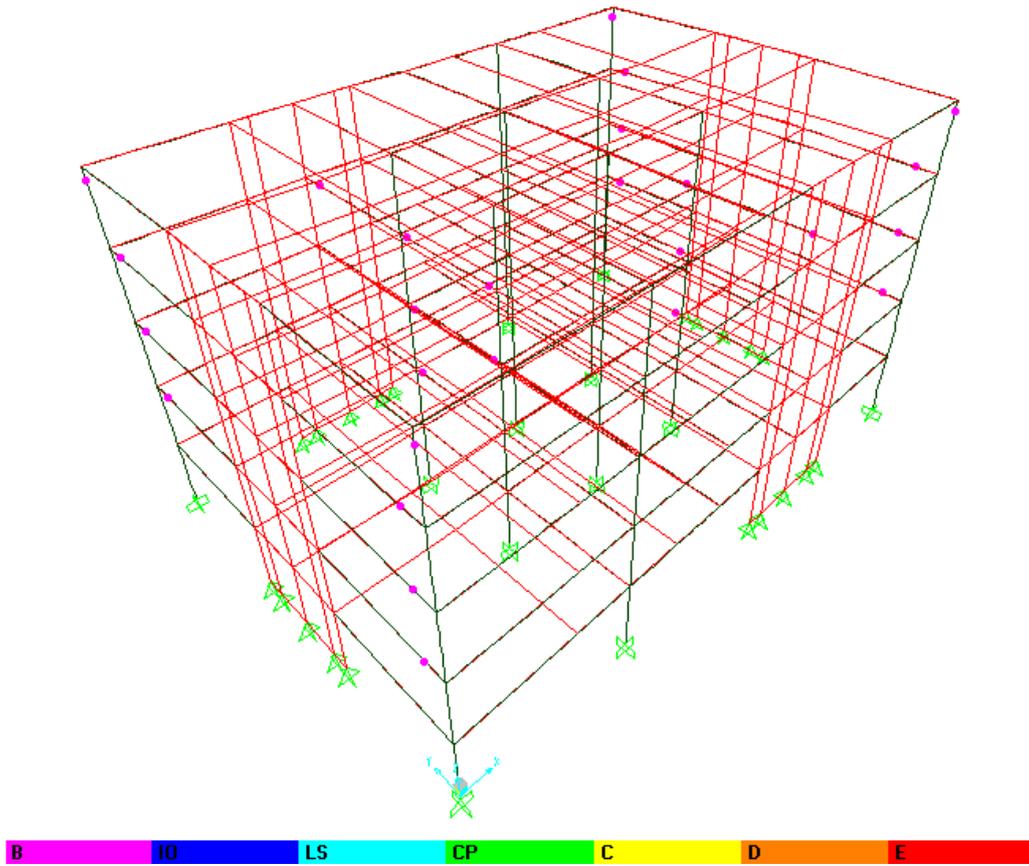
Διεύθυνση -Y-



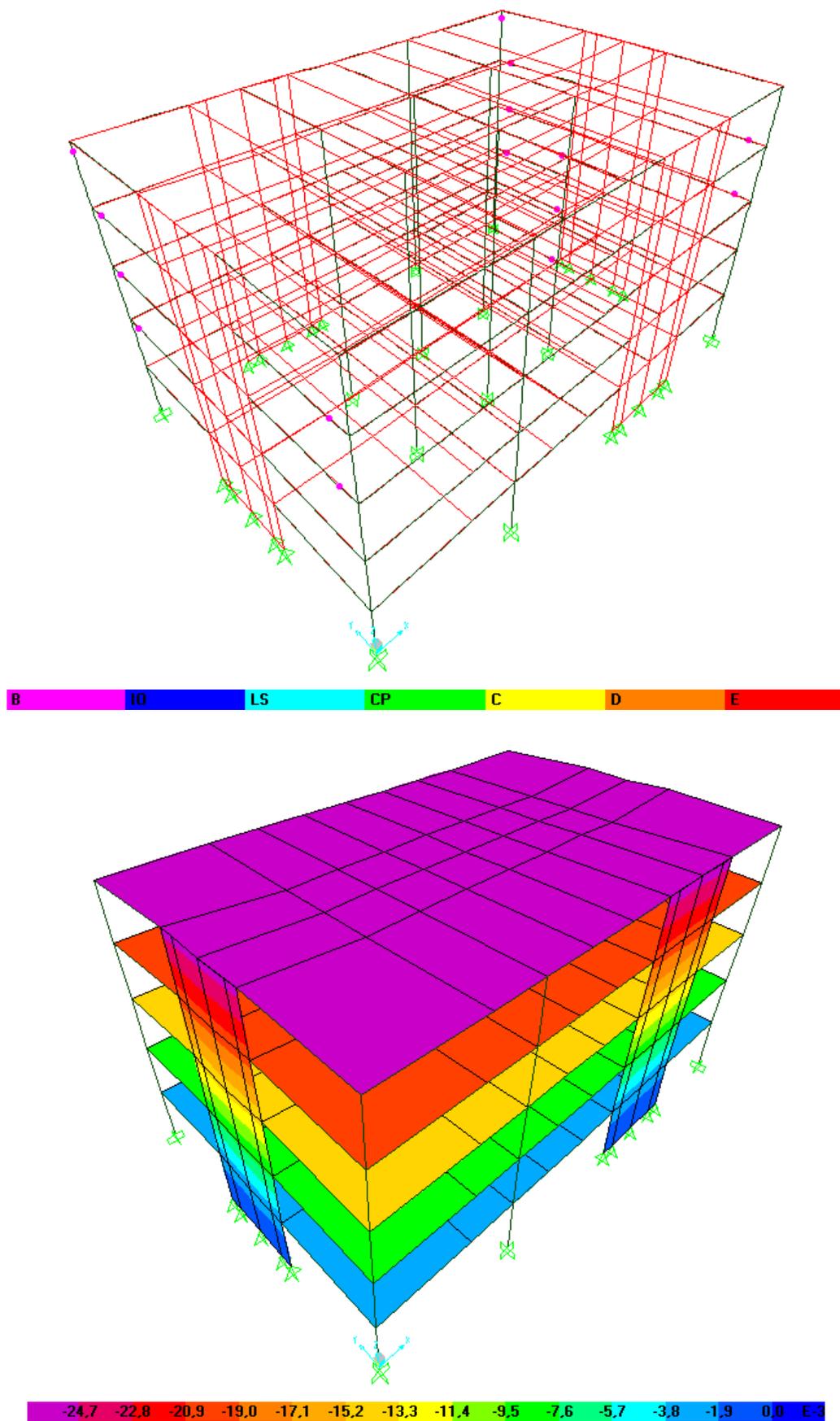
Παραμορφωμένη εικόνα στο τέλος της Pushover -Y-



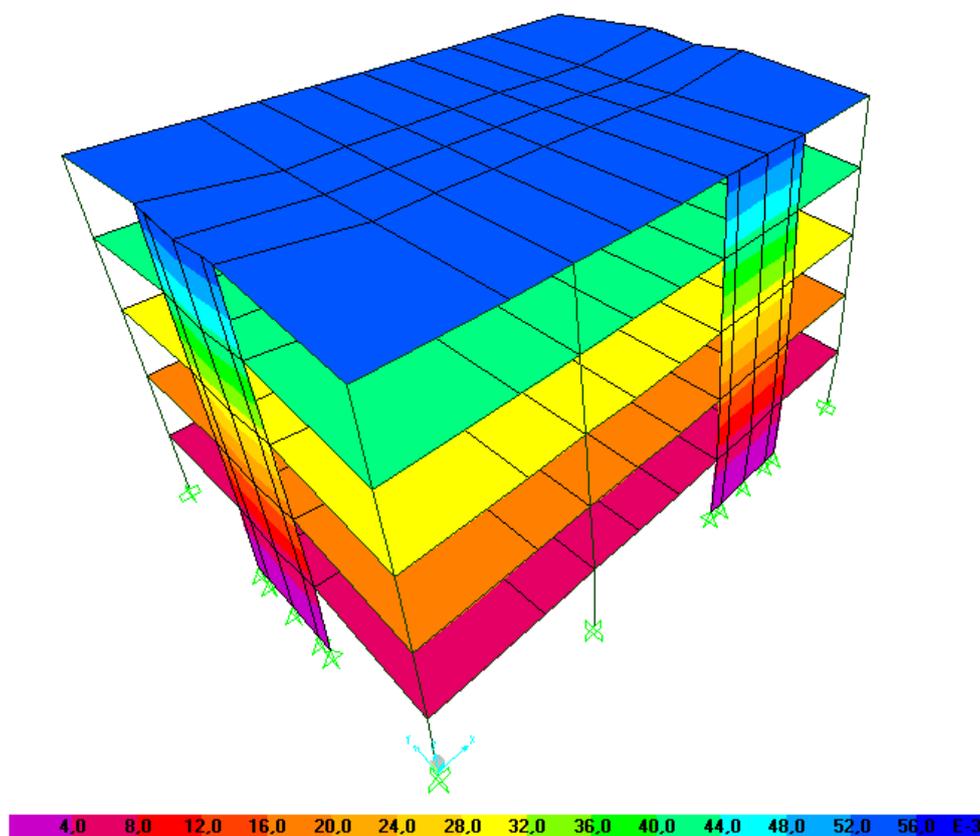
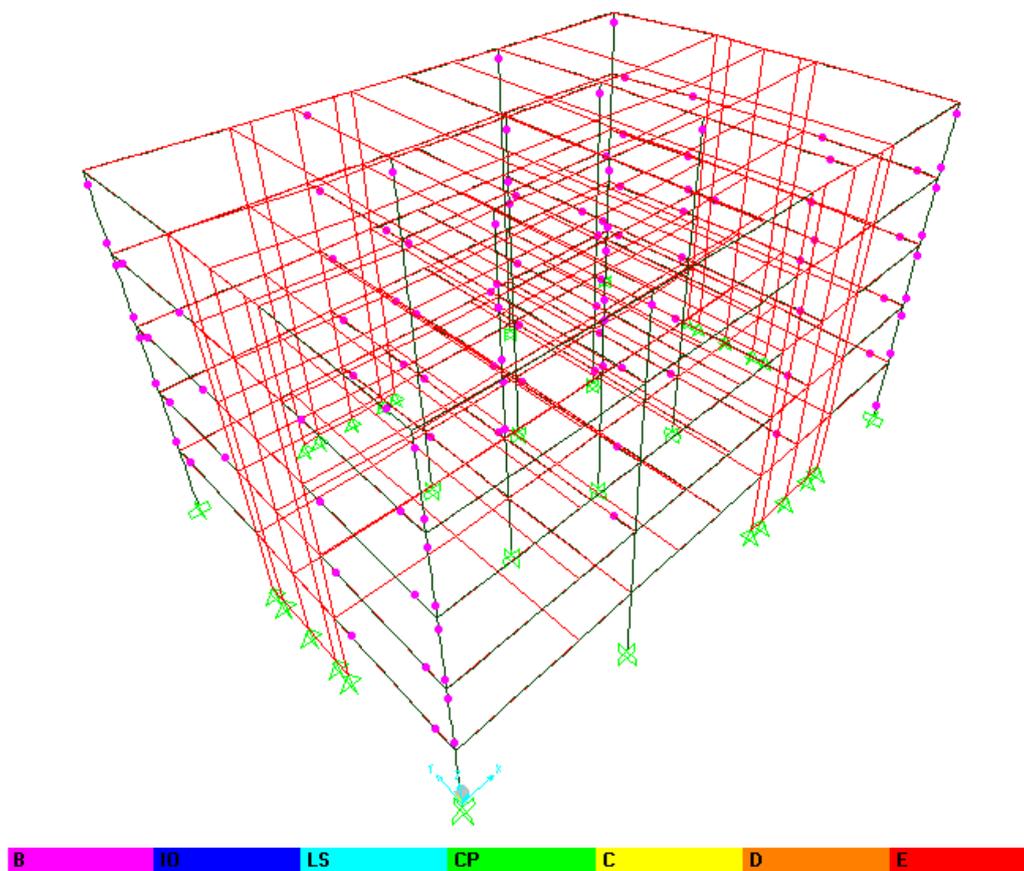
TH-Chalon 70



TH-Faring 90



TH-Fletcher 234



9. Συμπεράσματα

9.1 Γενικά

Στο παρόν κεφάλαιο γίνεται σύγκριση των αποτελεσμάτων των αναλύσεων των κτηρίων κάνοντας χρήση των 2 μεθοδολογιών που εφαρμόστηκαν. Αρχικά γίνεται σύγκριση για κάθε φορέα, ενώ στο τέλος του κεφαλαίου αναγράφονται τα γενικά συμπεράσματα της παρούσας εργασίας. Ωστόσο, πρέπει να επισημανθεί ότι δεν εξετάστηκε η επιρροή της τέμνουσας δύναμης κατά την διαστασιολόγηση των τοιχωμάτων. Το συγκεκριμένο οφείλεται στη διαφορά του τρόπου υπολογισμού της φέρουσας ικανότητας των στοιχείων, όπως αυτή υποδεικνύεται στην παράγραφο 6.2.3 του Ευρωκώδικα 2. Για το λόγο αυτό δεν παρουσιάστηκαν αντίστοιχα δεδομένα.

9.2 Κτήριο 1

Τα αποτελέσματα που πρόεκυψαν από τις 2 διαφορετικούς τρόπους διαστασιολόγησης διαφέρουν σημαντικά μεταξύ τους. Για τη μεν Χ διεύθυνση έχουμε διαφορά οπλισμού σε $114,1 \text{ cm}^2$, ενώ για την Υ $76,71 \text{ cm}^2$.

Από την εικόνα των φορέων κατά το τέλος των προσαυξητικών αναλύσεων στις 2 διευθύνσεις, αποδεικνύεται ότι μερικά μέλη του φορέα απλώς πέρασαν τη διαρροή χωρίς να έχουμε επί της ουσίας οποιαδήποτε βλάβη. Οι δε τάσεις στη βάση των τοιχωμάτων ήταν κάτω από τις μέσες τιμές, γεγονός που υποδεικνύει την ελαστική συμπεριφορά του τοιχώματος.

9.3 Κτήριο 2

Τα αποτελέσματα που πρόεκυψαν από τις 2 διαφορετικούς τρόπους διαστασιολόγησης διαφέρουν σημαντικά μεταξύ τους. Για τη μεν Χ διεύθυνση έχουμε διαφορά οπλισμού σε $442,37 \text{ cm}^2$, ενώ για την Υ $544,13 \text{ cm}^2$.

Από την εικόνα των φορέων κατά το τέλος των προσαυξητικών αναλύσεων στις 2 διευθύνσεις, αποδεικνύεται ότι αρκετά μέλη του φορέα απλώς πέρασαν τη διαρροή χωρίς ωστόσο να έχουμε επί της ουσίας οποιαδήποτε βλάβη. Οι δε τάσεις στη βάση των τοιχωμάτων ήταν κάτω από

τις μέσες τιμές, γεγονός που υποδεικνύει την ελαστική συμπεριφορά του τοιχώματος.

9.4 Κτήριο 3

Τα αποτελέσματα που πρόεκυψαν από τις 2 διαφορετικούς τρόπους διαστασιολόγησης διαφέρουν σημαντικά μεταξύ τους. Για τη μεν Χ διεύθυνση έχουμε διαφορά οπλισμού σε $134,83 \text{ cm}^2$, ενώ για την Υ $245,50 \text{ cm}^2$.

Από την εικόνα των φορέων κατά το τέλος των προσαυξητικών αναλύσεων στις 2 διευθύνσεις, αποδεικνύεται ότι αρκετά μέλη του φορέα απλώς πέρασαν τη διαρροή χωρίς ωστόσο να έχουμε επί της ουσίας οποιαδήποτε βλάβη. Οι δε τάσεις στη βάση των τοιχωμάτων ήταν κάτω από τις μέσες τιμές, γεγονός που υποδεικνύει την ελαστική συμπεριφορά του τοιχώματος.

9.5 Κτήριο 4

Τα αποτελέσματα που πρόεκυψαν από τις 2 διαφορετικούς τρόπους διαστασιολόγησης διαφέρουν σημαντικά μεταξύ τους. Για τη Υ διεύθυνση έχουμε διαφορά οπλισμού σε $481,72 \text{ cm}^2$.

Από την εικόνα του φορέα κατά το τέλος της προσαυξητικής ανάλυσης, αποδεικνύεται ότι αρκετά μέλη του φορέα απλώς πέρασαν τη διαρροή χωρίς ωστόσο να έχουμε επί της ουσίας οποιαδήποτε βλάβη. Οι δε τάσεις στη βάση των τοιχωμάτων ήταν κάτω από τις μέσες τιμές, γεγονός που υποδεικνύει την ελαστική συμπεριφορά του τοιχώματος.

9.6 Κτήριο 5

Τα αποτελέσματα που πρόεκυψαν από τις 2 διαφορετικούς τρόπους διαστασιολόγησης διαφέρουν σημαντικά μεταξύ τους. Η διαφορά σε οπλισμό και για τις 2 διευθύνσεις, λόγω της συμμετρίας του φορέα είναι $59,19$.

Από την εικόνα του φορέα κατά το τέλος των προσαυξητικών αναλύσεων, αποδεικνύεται ότι ελάχιστα μέλη του φορέα απλώς πέρασαν τη διαρροή χωρίς ωστόσο να έχουμε επί της ουσίας οποιαδήποτε βλάβη. Ωστόσο,

αξίζει να σημειωθεί ότι κατά τις αναλύσεις με επιβολή χρονοϊστορίας, όλα τα δευτερεύοντα μέλη παρέμειναν ελαστικά. Οι δε τάσεις στη βάση των τοιχωμάτων ήταν κάτω από τις μέσες τιμές, γεγονός που υποδεικνύει την ελαστική συμπεριφορά του τοιχώματος.

9.7 Κτήριο 6

Τα αποτελέσματα που πρόεκυψαν από τις 2 διαφορετικούς τρόπους διαστασιολόγησης διαφέρουν σημαντικά μεταξύ τους. Για τη μεν Χ διεύθυνση έχουμε διαφορά οπλισμού σε $227,18 \text{ cm}^2$, ενώ για την Υ $203,10 \text{ cm}^2$.

Από την εικόνα του φορέα κατά το τέλος των προσαυξητικών αναλύσεων, αποδεικνύεται ότι ελάχιστα μέλη του φορέα απλώς πέρασαν τη διαρροή χωρίς ωστόσο να έχουμε επί της ουσίας οποιαδήποτε βλάβη. Ωστόσο, αξίζει να σημειωθεί ότι κατά τις αναλύσεις με επιβολή χρονοϊστορίας, όλα τα δευτερεύοντα μέλη παρέμειναν ελαστικά, εκτός ελαχίστων εξαιρέσεων. Οι δε τάσεις στη βάση των τοιχωμάτων ήταν κάτω από τις μέσες τιμές, γεγονός που υποδεικνύει την ελαστική συμπεριφορά του τοιχώματος.

9.8 Γενικά Συμπεράσματα

Πλεονεκτήματα

- Λιγότερος οπλισμός λόγω του τρόπου διαστασιολόγησης,
- Μικρότερες βλάβες για την ελαστική μετακίνηση σχεδιασμού,
- Μικρότερα μήκη αγκυρώσεων,
- Η αύξηση της ποιότητας του σκυροδέματος οδηγεί σε περαιτέρω μείωση των απαιτούμενων οπλισμών,
- Λόγω της μείωσης του τοποθετούμενου οπλισμού έχουμε μείωση των πιθανών λαθών κατά την κατασκευή,
- Μπορούν να εφαρμοσθούν σε φορείς με δευτερεύοντα αντισεισμικά μέλη.

Μειονεκτήματα

- Δυσκολία ένταξης σε μία τυπική αρχιτεκτονική κάτοψη λόγω μεγέθους,
- Εφαρμογή κυρίως σε κτήρια με υπόγειους ορόφους λόγω του μεγέθους που θα απαιτούνταν στην περίπτωση επιφανειακής θεμελίωσης,
- Πάχος τοιχωμάτος κατάλληλο για αγκύρωση των εγκάρσιων δοκών,
- Χρήση μόνο σε φορείς κατηγορίας πλαστιμότητας μέση,
- Δυσκολία επίτευξης του ορίου του 20% της αξονικής δύναμης καθώς μεγαλώνουν οι διαστάσεις της κάτοψης ,
- Μη ύπαρξη κατάλληλου λογισμικού για την επίλυση τους,
- Δεν εφικτή η ύπαρξη οπών διότι οδηγεί στη δημιουργία «πεσσών» που δεν είναι ικανοί να παραλάβουν την τέμνουσα,
- Απαραίτητη η ύπαρξη ενός δύσκαμπτου συστήματος στην εγκάρσια διεύθυνση έτσι ώστε να μην δημιουργούνται στρεπτικά εύκαμπτοι φορείς,
- Πρόβλημα σε ολίσθηση λόγω των μικρών αξονικών δυνάμεων, κυρίως στους υψηλότερους ορόφους.

10. Βιβλιογραφία

10.1 Κανονισμοί

- Ευρωκώδικας 1 – Βασικές αρχές σχεδιασμού και δράσεις επί των κατασκευών
- Ευρωκώδικας 2 – Σχεδιασμός Φορέων από σκυρόδεμα
- Ευρωκώδικας 8 – Αντισεισμικός Σχεδιασμός
- Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός (ΕΑΚ) 2000
- FEMA 356 – Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings

10.2 Συγγράμματα

- Αντισεισμικές κατασκευές από σκυρόδεμα, Γ.Πενέλης, Α.Κάππος
- Δυναμική των Κατασκευών (τόμοι I,II), Ι.Κατσικαδέλης
- Designer's guide to EN1998-1 and EN1998-5
- Dynamics of Structures, A. Chopra
- Seismic design, assessment and retrofitting of concrete buildings, M.Fardis
- Seismic design of reinforced concrete and masonry structures, Pauley & Priestley

10.3 Παρουσιάσεις

- Παρουσίαση του Ευρωκώδικα 2, Χ.Μουζάκης Επίκ.Καθηγητής ΕΜΠ
- Συνοπτική παρουσίαση του Ευρωκώδικα 8, Ι.Ψυχάρης Αναπλ.Καθηγητής ΕΜΠ

10.4 Εικόνες

- Seismic design, assessment and retrofitting of concrete buildings, M.Fardis
- SAP2000, v.14.0.0
- Διαδίκτυο