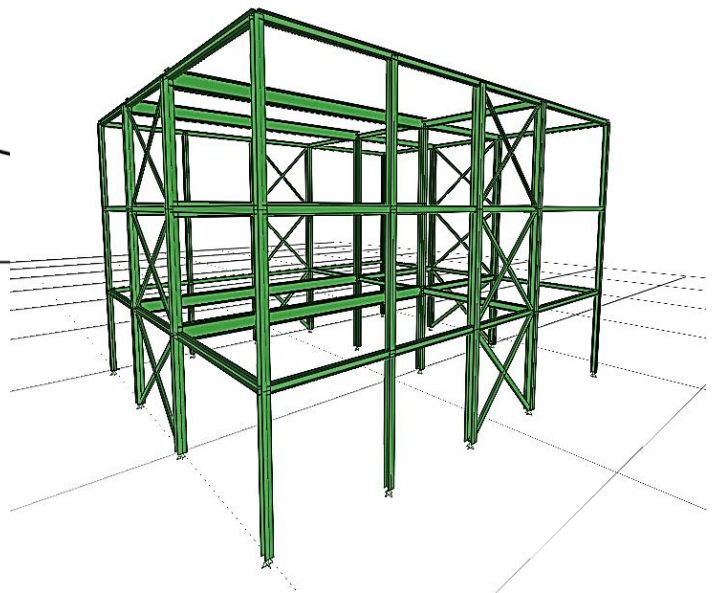
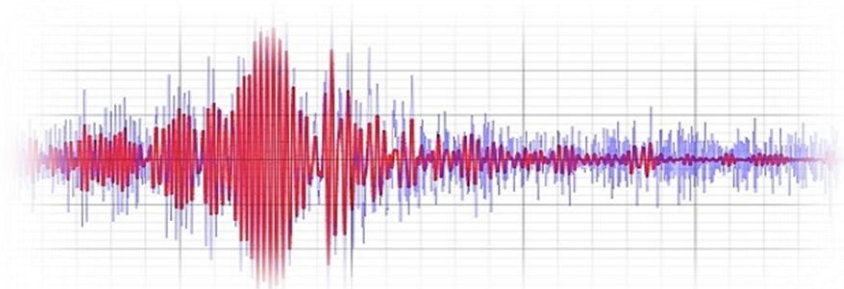
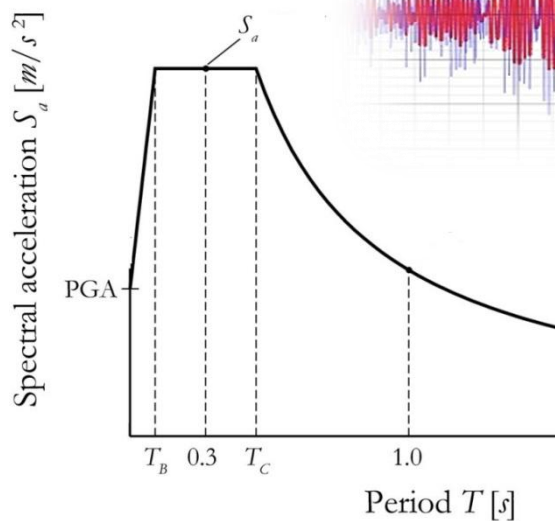




**ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ**  
ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ  
ΤΟΜΕΑΣ ΔΟΜΟΣΤΑΤΙΚΗΣ

## **ΜΟΡΦΩΣΗ - ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΚΑΙ ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΤΗΣ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ ΜΕΤΑΛΛΙΚΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ**

Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών



**Διπλωματική Εργασία**  
ΗΛΙΑΣ Δ. ΘΑΝΑΣΟΥΛΑΣ

**Επιβλέπων Καθηγητής**  
ΙΩΑΝΝΗΣ ΒΑΓΙΑΣ

**ΑΘΗΝΑ, ΟΚΤΩΒΡΙΟΣ 2011**



**ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ**  
ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ  
ΤΟΜΕΑΣ ΔΟΜΟΣΤΑΤΙΚΗΣ

**ΜΟΡΦΩΣΗ - ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΚΑΙ ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΤΗΣ  
ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ ΜΕΤΑΛΛΙΚΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ**

---

Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών

**Διπλωματική Εργασία**  
ΗΛΙΑΣ Δ. ΘΑΝΑΣΟΥΛΑΣ

**Επιβλέπων Καθηγητής**  
ΙΩΑΝΝΗΣ ΒΑΓΙΑΣ

**ΑΘΗΝΑ, ΟΚΤΩΒΡΙΟΣ 2011**

## ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

<b>ΠΡΟΛΟΓΟΣ</b> .....	3
<b>ΕΙΣΑΓΩΓΗ</b> .....	5
<b>ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1: ΓΡΑΜΜΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΚΑΙ ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ</b>	
1.1 ΔΡΑΣΕΙΣ ΣΕ ΣΥΝΗΘΗ ΚΤΙΡΙΑ ΣΥΜΦΩΝΑ ΜΕ ΤΟΝ ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑ .....	12
1.1.1 Μόνιμες δράσεις σχεδιασμού .....	12
1.1.2 Μεταβλητές δράσεις σχεδιασμού .....	12
1.1.3 Σεισμικές δράσεις σχεδιασμού .....	17
1.2 ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΙ ΔΡΑΣΕΩΝ .....	28
1.3 ΕΛΑΣΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΦΟΡΕΩΝ ΑΠΟ ΧΑΛΥΒΑ .....	31
1.4 ΕΙΔΙΚΑ ΘΕΜΑΤΑ ΕΛΑΣΤΙΚΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ ΣΕ ΠΛΑΙΣΙΑ ΜΕ ΔΙΑΓΩΝΙΟΥΣ ΣΥΝΔΕΣΜΟΥΣ ΧΩΡΙΣ ΕΚΚΕΝΤΡΟΤΗΤΑ .....	36
1.5 ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΚΤΙΡΙΟΥ ΑΠΟ ΧΑΛΥΒΑ .....	37
1.5.1 Διαστασιολόγηση μελών του φορέα .....	37
1.5.2 Έλεγχοι μελών του φορέα .....	58
1.5.3 Διαστασιολόγηση συνδέσεων .....	62
1.5.4 Έλεγχοι συνδέσεων .....	68
ΕΦΑΡΜΟΓΗ ΣΕ ΜΕΤΑΛΛΙΚΟ ΚΤΙΡΙΟ .....	71
<b>ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2: ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΜΕ ΜΗ ΓΡΑΜΜΙΚΗ ΣΤΑΤΙΚΗ ΠΡΟΣΑΥΞΗΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ (STATIC PUSHOVER ANALYSIS)</b>	
2.1 Η ΜΕΘΟΔΟΣ PUSHOVER .....	99
2.2 ΣΤΟΧΟΙ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑΣ .....	100
2.3 ΣΤΑΘΜΕΣ ΕΠΙΤΕΛΕΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ ΦΕΡΟΝΤΟΣ ΚΑΙ ΜΗ-ΦΕΡΟΝΤΟΣ ΟΡΓΑΝΙΣΜΟΥ .....	101
2.4 ΜΕΘΟΔΟΙ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΥ ΣΤΟΧΕΥΜΕΝΗΣ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΗΣ .....	103
2.5 ΕΙΔΙΚΑ ΘΕΜΑΤΑ ΜΗ-ΓΡΑΜΜΙΚΗΣ ΣΤΑΤΙΚΗΣ ΠΡΟΣΑΥΞΗΤΙΚΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ ΣΕ ΚΤΙΡΙΑ ΑΠΟ ΧΑΛΥΒΑ .....	112
ΕΦΑΡΜΟΓΗ ΣΕ ΜΕΤΑΛΛΙΚΟ ΚΤΙΡΙΟ .....	114
<b>ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3: ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΜΕ ΜΗ-ΓΡΑΜΜΙΚΗ ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΧΡΟΝΟΪΣΤΟΡΙΑΣ</b>	
3.1 ΧΡΗΣΗ ΕΠΙΤΑΧΥΝΣΙΟΓΡΑΦΗΜΑΤΩΝ ΣΤΗΝ ΑΝΑΛΥΣΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ .....	132
ΕΦΑΡΜΟΓΗ ΣΕ ΜΕΤΑΛΛΙΚΟ ΚΤΙΡΙΟ .....	134
<b>ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4: ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ</b> .....	148
<b>ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ</b> .....	151



## ΠΡΟΛΟΓΟΣ

Η παρούσα Διπλωματική Εργασία συντάχθηκε στα πλαίσια του Προπτυχιακού κύκλου σπουδών της σχολής Πολιτικών Μηχανικών του Εθνικού Μετσόβιου Πολυτεχνείου, υπό την επίβλεψη του κ. Ιωάννη Βάγια, Καθηγητή στο Δομοστατικό Τομέα της Σχολής Πολιτικών Μηχανικών.

Θα ήθελα να εκφράσω τις θερμότερες ευχαριστίες μου στον κ. Α. Σπηλιόπουλο για την πολύτιμη βοήθεια του κατά την εκπόνηση της διπλωματικής μου εργασίας. Η καθοδήγηση του τόσο στην παροχή των κατευθύνσεων που θα έπρεπε να ακολουθηθούν, όσο και στον έλεγχο των αποτελεσμάτων, υπήρξε καθοριστική για την επιστημονική αρτιότητα και την περάτωση της εργασίας. Επιπλέον, θα ήθελα να ευχαριστήσω την οικογένεια μου για την συνεχή υποστήριξη που μου προσέφερε σε όλη τη διάρκεια των σπουδών μου μέχρι σήμερα, άλλα και όλους όσους συνέβαλαν περισσότερο ή λιγότερο στην τελική εμφάνιση της εργασίας

Η παρούσα διπλωματική εργασία αποτελείται από τέσσερα κεφάλαια. Κάθε ένα από αυτά εξετάζει από διαφορετική σκοπιά τον σύγχρονο αντισεισμικό σχεδιασμό των κατασκευών, παρέχοντας το θεωρητικό υπόβαθρο που απαιτείται ώστε να γίνουν κατανοητές στον αναγνώστη, και μετά από κάθε κεφάλαιο ακολουθεί μια εφαρμογή. Στο τέλος της εργασίας συγκρίνονται τα αποτελέσματα που πρόέκυψαν για όλες τις αναλύσεις και εξάγονται χρήσιμα συμπεράσματα που αφορούν τον σωστό αντισεισμικό σχεδιασμό των κατασκευών.



## ΕΙΣΑΓΩΓΗ

## ΓΕΝΙΚΕΣ ΑΡΧΕΣ ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΟΥ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ

Για τον υπολογισμό της δυναμικής απόκρισης μιας κατασκευής είναι απαραίτητη η επίλυση των δυναμικών εξισώσεων ισορροπίας του συστήματος, η οποία μπορεί να γίνει είτε αναλυτικά όταν διαθέτουμε την συνάρτηση φόρτισης, είτε με αριθμητικές μεθόδους άμεσης χρονικής ολοκλήρωσης, οι πιο γνώστες από τις οποίες είναι η μέθοδος των κεντρικών διαφορών (Central Difference Method), η μέθοδος του Newark και η μέθοδος του Herbold. Κατά τον σχεδιασμό όμως μιας νέας κατασκευής δεν είναι γνωστό ούτε το μέγεθος του σεισμού που θα πλήξει την κατασκευή ούτε η διεύθυνση του. Έτσι θα πρέπει να ληφθούν υπόψη όλοι οι πιθανοί σεισμοί που ενδέχεται μελλοντικά να πλήξουν την κατασκευή. Με δεδομένη την αδυναμία πρόβλεψης με την απαιτούμενη ακρίβεια των χαρακτηριστικών μελλοντικών σεισμών, το όλο πρόβλημα αντιμετωπίζεται με πιθανοτικές θεωρήσεις.

Εξαιτίας των παραπάνω αδυναμιών οι σύγχρονοι αντισεισμικοί κανονισμοί μεταξύ των οποίων και ο Ευρωκώδικας 8, για τη διαστασιολόγηση νέων κατασκευών έχουν εισάγει και χρησιμοποιούν φάσματα σχεδιασμού για την πρόβλεψη της μέγιστης απόκρισης της κατασκευής. Τα ομαλοποιημένα φάσματα αυτά προκύπτουν από στατιστική επεξεργασία πολλών καταγραφών ισχυρής εδαφικής κίνησης, η κάθε μια των οποίων παράγει το δικό της φάσμα απόκρισης, και καλύπτουν όλες τις μορφές φασμάτων πιθανών σεισμών που μπορούν να πλήξουν την περιοχή του έργου. Τα φάσματα έχουν εξάρτηση από την περιοχή του έργου (ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας), την κατηγορία του εδάφους, και την απόσβεση του υπό μελέτη κτιρίου.

Επιπλέον, στους συγχρόνους αντισεισμικούς κανονισμούς και τον Ευρωκώδικα 8, εισάγονται απλοποιητικές παραδοχές για τον υπολογισμό των εντατικών μεγεθών και των μετακινήσεων στη διάρκεια ενός σεισμού χωρίς την χρήση της μη-γραμμικής θεωρίας. Έτσι μέσω του συντελεστή συμπεριφοράς  $q$  λαμβάνεται υπόψη η μη-γραμμικότητα των υλικών, και το δυναμικό και μη-γραμμικό πρόβλημα της ταλάντωσης της κατασκευής μεταπίπτει σε γραμμικά ελαστικό πρόβλημα. Οι συντελεστές συμπεριφοράς έχουν καθοριστεί από τη γνώση που έχουμε αποκτήσει από προηγούμενους σεισμούς και την πειραματική και αναλυτική έρευνα που έχει διεξαχθεί, έτσι ώστε να εξασφαλίζεται η προστασία της ανθρώπινης ζωής και η αποφυγή κατάρρευσης. Σε πολλές περιπτώσεις όμως, ο σχεδιασμός αυτός μπορεί να είναι επισφαλής, όπως π.χ. σε έντονα μη κανονικά κτίρια.

Από τον Ευρωκώδικα 8, ανάλογα με τα χαρακτηριστικά του φορέα του κτιρίου μπορεί να χρησιμοποιηθεί ένας από τους ακόλουθους δύο τύπους γραμμικής-ελαστικής ανάλυσης: α) η "μέθοδος ανάλυσης οριζόντιας φόρτισης", για κτίρια που ικανοποιούν τα κριτήρια κανονικότητας σε όψη, β) η "ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης", η οποία μπορεί να εφαρμοστεί για όλους τους τύπους κτιρίων. Η "μέθοδος ανάλυσης οριζόντιας φόρτισης" δεν απαιτεί πλήρη ιδιομορφική ανάλυση

της κατασκευής γιατί στηρίζεται στην προσεγγιστική θεώρηση ότι όλη η κατασκευή ταλαντώνεται βάσει της θεμελιώδους ιδιομορφής. Η μέγιστη σεισμική απόκριση επιμερίζεται στους βαθμούς ελευθερίας ανάλογα με τις τιμές της πρώτης ιδιομορφής, ενώ η "ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης" απαιτεί τον υπολογισμό όλων των σημαντικών ιδιομορφών, και η μέγιστη απόκριση υπολογίζεται με Πλήρη Τετραγωνικό Συνδυασμό (CQC) των μέγιστων ιδιομορφικών αποκρίσεων. Τα αποτελέσματα της δεύτερης μεθόδου πλησιάζουν εκείνα της πρώτης όταν η δυναμική απόκριση της κατασκευής κυριαρχείται από την πρώτη ιδιομορφή.

### ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΜΕ ΤΙΣ ΣΤΑΘΜΕΣ ΕΠΙΤΕΛΕΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ

Ο αντισεισμικός σχεδιασμός των κατασκευών με στάθμες επιτελεστικότητας (*Performance-Based Design*) βασίζεται στην αρχή του καθορισμού αποδεκτού επιπέδου ζημιών (στάθμης επιτελεστικότητας) ανάλογα με την πιθανότητα εμφάνισης της σεισμικής δόνησης σχεδιασμού, δηλαδή στον καθορισμό του επιδιωκόμενου στόχου σεισμικής ικανότητας. Οι στόχοι της σεισμικής ικανότητας μιας κατασκευής αποτελούν συνδυασμούς μιας στάθμης επιτελεστικότητας και ενός επιπέδου της σεισμικής δράσης, που συνήθως καθορίζεται από την ανεκτή πιθανότητα υπέρβασης στη διάρκεια ζωής της κατασκευής ή την ισοδύναμη περίοδο επανάλληψης. Δηλαδή, κάθε στόχος σεισμικής ικανότητας καθορίζει μία ανεκτή οριακή κατάσταση βλαβών για συγκεκριμένη ισχύ της σεισμικής δόνησης. Αφού καθοριστεί ο επιθυμητός στόχος σεισμικής ικανότητας, μπορεί στη συνέχεια να γίνει η αποτίμηση μιας υφιστάμενης κατασκευής ή ο ανασχεδιασμός της (ενίσχυσή της) ή ο σχεδιασμός μιας νέας κατασκευής. Οι στόχοι σεισμικής ικανότητας αναφέρονται τόσο στο φέροντα οργανισμό, όσο και στο μη-φέροντα οργανισμό, δηλαδή στο σύστημα που δεν συμμετέχει στην ανάληψη των κατακόρυφων φορτίων. Ο συνολικός στόχος για όλη την κατασκευή προκύπτει από συνδυασμό των στόχων για το φέροντα και το μη-φέροντα οργανισμό.

Όλοι οι κανονισμοί ορίζουν, με μικροδιαφορές, τρεις βασικές στάθμες επιτελεστικότητας για το φέροντα οργανισμό και τα μη-φέροντα στοιχεία, ανάλογα με το επίπεδο βλαβών. Σε ορισμένους κανονισμούς υπάρχουν και ενδιάμεσες στάθμες επιτελεστικότητας (π.χ. ATC-40). Οι στόχοι σεισμικής ικανότητας που ορίζει ο Ευρωκώδικας 8 - Μέρος 3 είναι οι ακόλουθοι:

A. Στάθμη επιτελεστικότητας "Οριακή κατάσταση περιορισμού βλαβών. (*Limit state of damage limitation*)", με σεισμικό γεγονός με περίοδο επανάλληψης 225 χρόνια (20% πιθανότητα υπέρβασης σε 50 χρόνια).

B. Στάθμη επιτελεστικότητας "Οριακή κατάσταση σημαντικών βλαβών. (*Limit state of significant damage*)" με σεισμικό γεγονός με περίοδο επανάλληψης 475 χρόνια (10% πιθανότητα υπέρβασης σε 50 χρόνια).



Γ. Στάθμη επιτελεστικότητας “Οριακή κατάσταση οιονεί κατάρρευσης (*Limit state of near collapse*)” με σεισμικό γεγονός με περίοδο επανάληψης 2475 χρόνια (2% πιθανότητα υπέρβασης σε 50 χρόνια).

		Στάθμη επιτελεστικότητας		
		Περιορισμός βλαβών	Σημαντικές βλάβες	Οιονεί κατάρρευση
Πιθανότητα υπέρβασης σεισμικής δράσης σε 50 χρόνια	20% (Περίοδος επανάληψης 225 χρόνια)	A1	B1	Γ1
	10% (Περίοδος επανάληψης 475 χρόνια)	A2	B2	Γ2
	2% (Περίοδος επανάληψης 2475 χρόνια)	A3	B3	Γ3

**Στόχοι σεισμικής ικανότητας κατά Ευρωκώδικα 8 – Μέρος 3.**

Για κάθε στάθμη επιτελεστικότητας ορίζονται από τον κανονισμό οι μέγιστες αποδεκτές βλάβες τόσο στα φέροντα όσο και στα μη φέροντα στοιχεία. Ενδεικτικά αναφέρεται ότι ο σχεδιασμός με τον Ευρωκώδικα 8 για κατασκευές συνήθους σπουδαιότητας αντιστοιχεί σε στόχο σχεδιασμού B, ενώ οι άλλοι στόχοι ικανοποιούνται μέσω λοιπών κανονιστικών διατάξεων που περιέχει.

Η μεθοδολογία των σταθμών επιτελεστικότητας εφαρμόζεται κυρίως για τον έλεγχο και την ενίσχυση υφιστάμενων κατασκευών και αποτελεί τον βασικό κορμό των διεθνών κανονισμών επεμβάσεων (π.χ. Ευρωκώδικας 8 – Μέρος 3, Ελληνικός Κανονισμός Επεμβάσεων – ΚΑΝ.ΕΠΕ., FEMA 356, ATC-40 κλπ). Σε νέες κατασκευές, η μεθοδολογία μπορεί να εφαρμοστεί για τον έλεγχο μιας ήδη διαστασιοποιημένης κατασκευής. Απαραίτητη προϋπόθεση για την εφαρμογή της μεθόδου είναι η γνώση του τρόπου συμπεριφοράς της κατασκευής και πέραν της ελαστικής περιοχής, δηλαδή μετά την εμφάνιση των ζημιών έως την οιονεί κατάρρευση. Για το λόγο αυτό, η μέθοδος εφαρμόζεται σε συνδυασμό με μη-γραμμικές (ανελαστικές) αναλύσεις, είτε στατικές (ανάλυση *pushover*) είτε δυναμικές (αναλύσεις χρονοϊστορίας).

## ΜΕΘΟΔΟΙ ΑΝΑΛΥΣΗΣ

Σήμερα, η ύπαρξη δομικών υλικών υψηλής αντοχής και η εξέλιξη των μεθόδων κατεργασίας, δίνουν τη δυνατότητα παραγωγής δομικών μελών με κάθε επιθυμητό σχήμα και πάχος διατομής. Παράλληλα, η ραγδαία εξέλιξη των ηλεκτρονικών υπολογιστών και του σχετικού λογισμικού επιτρέπει την εφαρμογή ακριβέστερων και πιο αξιόπιστων μεθόδων ανάλυσης, και επομένως τη χρησιμοποίηση μικρότερων συντελεστών ασφαλείας. Τα παραπάνω οδηγούν σε ελαφρύτερα δομικά στοιχεία, με πιο οριακή εκμετάλλευση του υλικού, ακόμα και μετά την διαρροή τους. Αποτέλεσμα αυτής της τάσης είναι οι σημερινές κατασκευές να είναι περισσότερο εύκαμπτες, τόσο συνολικά, σε επίπεδο φορέα, όσο και τοπικά, σε επίπεδο μέλους ή και διατομής, και επομένως να παραμορφώνονται εντονότερα όταν φορτίζονται. Επομένως η διατύπωση των εξισώσεων ισορροπίας στην απαραμόρφωτη γεωμετρία, όπως γίνεται στις κλασικές μεθόδους στατικής ανάλυσης, οδηγεί σε σημαντικά σφάλματα και πρέπει να αποφεύγεται. Η ανάγκη διατύπωσης των εξισώσεων ισορροπίας στην παραμορφωμένη γεωμετρία, η οποία δεν είναι γνωστή εκ των προτέρων, απαιτεί ιδιαίτερες μεθόδους στατικής ανάλυσης, και οδηγεί σε κατάργηση της αναλογίας μεταξύ επιβαλλόμενων φορτίων και αναπτυσσόμενης έντασης και παραμόρφωσης, που είναι γνωστή ως γεωμετρικά μη-γραμμική συμπεριφορά.

Εάν δεν υπάρχει, ή αγνοηθεί, η μη-γραμμική συμπεριφορά ενός μέλους ή μίας κατασκευής, τότε λέμε ότι η κατασκευή συμπεριφέρεται γραμμικά, και επιτρέπεται να εφαρμόζεται γραμμική ανάλυση. Οι βασικές λοιπόν προϋποθέσεις γραμμικής συμπεριφοράς και ταυτόχρονα βασικές παραδοχές της γραμμικής ανάλυσης είναι οι εξής δύο:

- i. Το υλικό συμπεριφέρεται ως γραμμικά ελαστικό. Επομένως, οι ανηγμένες παραμορφώσεις  $\varepsilon$  είναι ανάλογες των τάσεων  $\sigma$ . Η κλίση της γραφικής παράστασης τάσεων – ανηγμένων παραμορφώσεων είναι το μέτρο ελαστικότητας  $E$  που εκφράζει τη δυσκαμψία του υλικού, δηλαδή τη αντίσταση που προβάλλει το υλικό σε παραμόρφωση υπό συγκεκριμένη τάση. Για όλα τα συνηθισμένα δομικά υλικά η παραδοχή αυτή ισχύει για το αρχικό μόνον τμήμα του νόμου τάσεων – ανηγμένων παραμορφώσεων, ενώ πέραν κάποιου μεγέθους τάσεων η σχέση  $\sigma$ - $\varepsilon$  παύει να είναι σχέση γραμμικής αναλογίας και η αντίστοιχη γραφική παράσταση δεν είναι πλέον ευθύγραμμη. Επομένως η παραπάνω παραδοχή ουσιαστικά αναφέρεται στην απαίτηση να είναι το επίπεδο φόρτισης επαρκώς χαμηλό, ώστε σε όλες τις θέσεις του φορέα οι αναπτυσσόμενες τάσεις και ανηγμένες παραμορφώσεις να παραμένουν στην περιοχή γραμμικής αναλογίας.
- ii. Οι πραγματοποιούμενες μετατοπίσεις όλων των σημείων του φορέα είναι πολύ μικρές. Επομένως η γεωμετρία του φορέα στην παραμορφωμένη του κατάσταση μοιάζει πολύ με την αντίστοιχη απαραμόρφωτη, ώστε κατά τους υπολογισμούς να μπορεί να θεωρηθεί ότι αυτές οι δύο γεωμετρίες ταυτίζονται. Έτσι κατά τη στατική ανάλυση αγνοείται η παραμόρφωση

και οι εξισώσεις ισορροπίας γράφονται στην απαραμόρφωτη κατάσταση, αν και στην πραγματικότητα κάθε φορτιζόμενος φορέας παραμορφώνεται και ισορροπεί στην παραμορφωμένη κατάσταση.

Εφόσον ισχύουν και οι δύο αυτές παραδοχές, ισχύει η αρχή της επαλληλίας, δηλαδή οι αναπτυσσόμενες εντάσεις και μετατοπίσεις είναι γραμμικώς ανάλογες των επιβαλλόμενων εξωτερικών φορτίων. Σε πολλές περιπτώσεις μία ή και οι δύο αυτές παραδοχές δεν ισχύουν. Εφόσον καταλύεται η πρώτη παραδοχή η συμπεριφορά χαρακτηρίζεται από μη-γραμμικότητα υλικού. Εφόσον καταλύεται η δεύτερη παρατηρείται μη-γραμμικότητα γεωμετρίας. Εάν καταλύονται και οι δύο, υπάρχει ταυτόχρονα μη-γραμμικότητα υλικού και μη-γραμμικότητα γεωμετρίας. Σε όλες αυτές τις περιπτώσεις οι δρόμοι ισορροπίας δεν είναι πλέον ευθύγραμμοι αλλά καμπύλοι, δεν ισχύει η αρχή της επαλληλίας, και απαιτείται η εφαρμογή ειδικών μεθόδων ανάλυσης.

Οι μέθοδοι ανάλυσης που χρησιμοποιούνται για την ανάλυση μιας κατασκευής χωρίζονται σε 4 κατηγορίες:

- Γραμμική στατική ανάλυση
- Γραμμική δυναμική ανάλυση
- Μη-γραμμική στατική προσαυξητική ανάλυση (*static pushover analysis*)
- Μη-γραμμική δυναμική ανάλυση χρονοϊστορίας (*nonlinear time history analysis*)

Γενικά οι γραμμικές μέθοδοι ανάλυσης μπορούν μεν να δώσουν μια καλή εκτίμηση της ελαστικής συμπεριφοράς του φορέα μέχρι το σημείο της πρώτης διαρροής, αλλά δεν μπορούν να προβλέψουν την ανακατανομή των εντάσεων που θα συμβεί κατά τη διάρκεια της προοδευτικής διαρροής των υπολοίπων στοιχείων του φορέα. Γι αυτό τον λόγο όταν το επίπεδο της ανελαστικής απόκρισης μιας κατασκευής είναι μικρό, προτιμούνται οι ελαστικές αναλύσεις.

Οι μη-γραμμικές μέθοδοι ανάλυσης βοηθούν στην κατανόηση της πραγματικής συμπεριφοράς του φορέα, καταδεικνύοντας τόσο τους μηχανισμούς αστοχίας, όσο και το ενδεχόμενο προοδευτικής κατάρρευσης. Μέσω αυτών, μπορεί να προβλεφτεί καλύτερα συμπεριφορά μιας κατασκευής όταν υποβληθεί σε ισχυρούς σεισμούς, για τους οποίους είναι δεδομένο ότι θα συμπεριφερθεί ανελαστικά και έτσι αντιμετωπίζονται πολλές από τις αβεβαιότητες των γραμμικών μεθόδων ανάλυσης.

## ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΤΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ

Ο φορέας του υπό μελέτη κτιρίου είναι μεταλλικός με πλάκες από σκυρόδεμα. Το κτίριο αποτελείται από ισόγειο και δυο ορόφους με ύψος ορόφου 3 μετρά. Το εμβαδόν της κάτοψης είναι  $159.31 \text{ m}^2$  και το κτίριο δεν είναι απόλυτα συμμετρικό στις δυο διευθύνσεις. Τα σεισμικά φορτία αναλαμβάνονται πλήρως και στις δυο διευθύνσεις από διαγώνιους συνδέσμους δυσκαμψίας χωρίς εκκεντρότητα τύπου X και η ποιότητα του δομικού χάλυβα που χρησιμοποιείται είναι S235.

## ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΤΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ

Η προσομοίωση του φορέα καθώς και η ανάλυση του προσομοιώματος έγινε με χρήση λογισμικού πεπερασμένων στοιχείων. Συγκεκριμένα χρησιμοποιήθηκε το πρόγραμμα SAP2000 v14.2.4. Η προσομοίωση των δοκών, υποστυλωμάτων, και συνδέσμων δυσκαμψίας έγινε με χρήση γραμμικών πεπερασμένων στοιχείων. Η πλακά σκυροδέματος δεν προσομοιάστηκε στον φορέα όμως θεωρήθηκε η διαφραγματική της λειτουργία στις στάθμες των οροφών. Πραγματοποιήθηκαν τόσο γραμμικές όσο και μη-γραμμικές αναλύσεις.



## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1: ΓΡΑΜΜΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΚΑΙ ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ

### 1.1 ΔΡΑΣΕΙΣ ΣΕ ΣΥΝΗΘΗ ΚΤΙΡΙΑ ΣΥΜΦΩΝΑ ΜΕ ΤΟΝ ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑ

#### 1.1.1 Μόνιμες δράσεις σχεδιασμού

Το ίδιο βάρος των κατασκευών περιλαμβάνει τα φέροντα και μη-φέροντα στοιχεία συμπεριλαμβανομένων των μόνιμων εγκαταστάσεων εξυπηρέτησης καθώς και του βάρους των γαιών και του έρματος, και θα πρέπει στις περισσότερες περιπτώσεις να εκφράζεται από μία μόνο χαρακτηριστική τιμή και να υπολογίζεται βάσει των ονομαστικών διαστάσεων και των χαρακτηριστικών τιμών των πυκνοτήτων.

Στα μη-φέροντα στοιχεία συμπεριλαμβάνονται τα ακόλουθα:

- στέγες
- διαμορφώσεις επιφανειών και επικαλύψεις
- χωρίσματα και ταπετσαρίες
- Χειρολαβές, κιγκλιδώματα, στηθαία ασφαλείας, κράσπεδα
- στοιχεία επένδυσης τοίχων
- ψευδοροφές/ αναρτημένες οροφές
- θερμομόνωση
- μόνιμες εγκαταστάσεις εξυπηρέτησης

Οι μόνιμες εγκαταστάσεις εξυπηρέτησης περιλαμβάνουν:

- εξοπλισμό για ανελκυστήρες και κυλιόμενες σκάλες
- εξοπλισμό θέρμανσης, εξαερισμού και κλιματισμού
- ηλεκτρικό εξοπλισμό
- σωλήνες χωρίς το περιεχόμενό τους
- καλώδια και αγωγούς καλωδίων

#### 1.1.2 Μεταβλητές δράσεις σχεδιασμού

##### A) Επιβαλλόμενα φορτία

Επιβαλλόμενα φορτία σε κτίρια είναι τα φορτία που προκύπτουν από τη χρήση και έχουν τη μορφή ομοιόμορφα κατανεμημένων φορτίων. Οι τιμές που δίδονται περιλαμβάνουν:

- φυσιολογική χρήση από άτομα
- έπιπλα και μετακινήσιμα αντικείμενα (π.χ. μετακινήσιμα χωρίσματα, αποθήκευση, περιεχόμενο εμπορευματοκιβωτίων)
- οχήματα
- αναμενόμενα σπάνια συμβάντα, όπως για παράδειγμα η συγκέντρωση ατόμων ή επίπλων, ή η μετακίνηση ή στοίβαξη αντικειμένων που μπορεί να εμφανισθεί κατά την αναδιοργάνωση ή ανά-διακόσμηση χώρων.

Για τον προσδιορισμό των επιβαλλόμενων φορτίων, οι χώροι των δαπέδων και της στέγης στα κτίρια, υποδιαιρούνται σε κατηγορίες σύμφωνα με τη χρήση τους.

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

Οι τιμές των επιβαλλόμενων δράσεων για κάθε κατηγορία επιφάνειας-χρήσης δίνονται στον ακόλουθο πίνακα:

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

Πίνακας 1.1. Επιβαλλόμενα φορτία σε δάπεδα, μπαλκόνια και σκάλες κτιρίων

Για τους τοπικούς ελέγχους θα πρέπει να λαμβάνεται υπόψη ένα συγκεντρωμένο φορτίο  $Q_k$  το οποίο να δρα μόνο του και μπορεί να δρα σε οποιοδήποτε σημείο στο δάπεδο, το μπαλκόνι ή τις σκάλες μέσω μιας επιφάνειας της οποίας το σχήμα εξαρτάται από τη χρήση και τη μορφή του δαπέδου. Όπου τα δάπεδα εκτίθενται σε πολλαπλή χρήση, θα πρέπει να σχεδιάζονται για την πιο δυσμενή κατηγορία φόρτισης, η οποία παράγει τα υψηλότερα αποτελέσματα δράσεων.

## B) Φορτία χιονιού

Τα φορτία χιονιού, για τις περισσότερες περιοχές της Ελλάδας, δεν αποτελούν κρίσιμο φορτίο για την διαστασιολόγηση των κατασκευών, Παρόλα αυτά πρέπει να λαμβάνονται υπόψη και να προσδιορίζονται σύμφωνα με την ακόλουθη σχέση:

$$s = \mu_i C_e C_t S_k$$

Όπου:

$\mu_i$  Ο συντελεστής σχήματος του φορτίου χιονιού

$S_k$  Η χαρακτηριστική τιμή φορτίου χιονιού επί του εδάφους

$S_{k,A}$  Η τιμή σχεδιασμού του εξαιρετικού φορτίου χιονιού επί του εδάφους για μια δεδομένη τοποθεσία

$C_e$  Ο συντελεστής εκθέσεως. Γενικά λαμβάνεται  $C_e = 1$

$C_t$  Ο θερμικός συντελεστής. Γενικά λαμβάνεται  $C_t = 1$



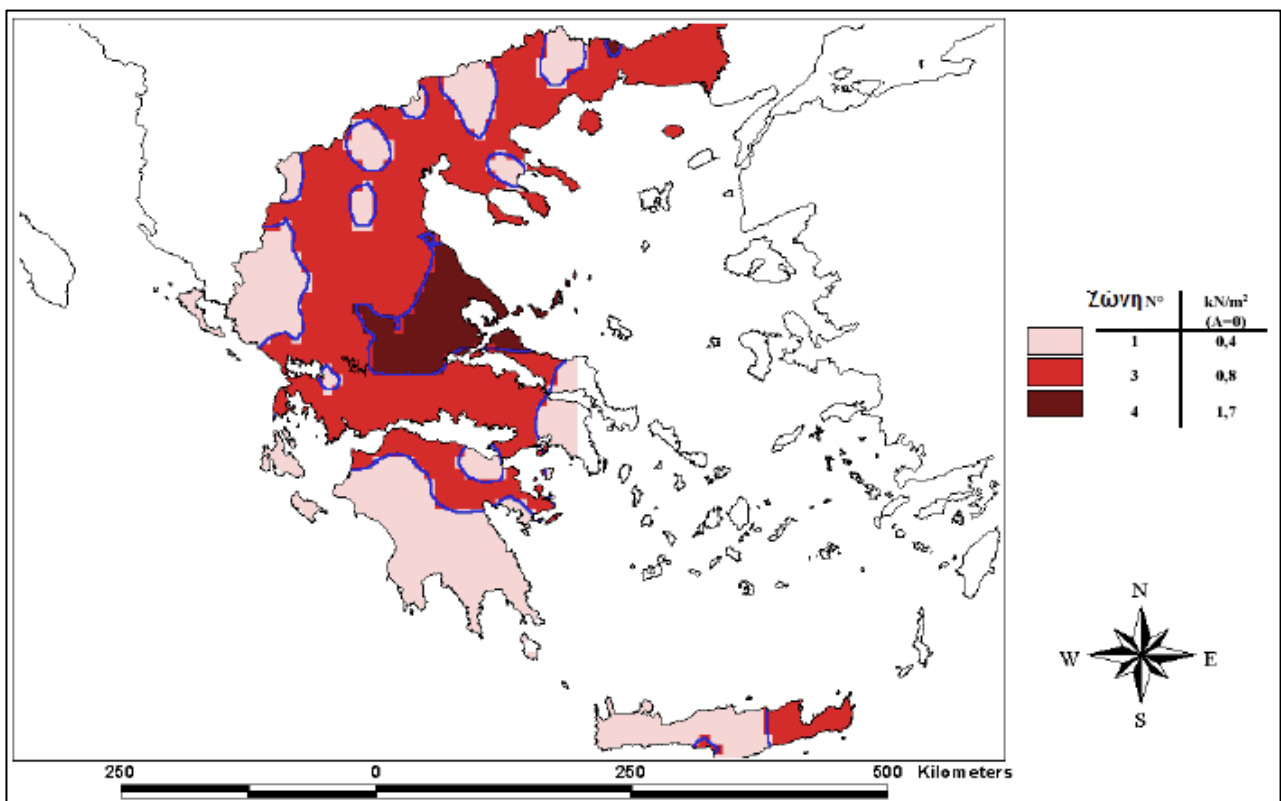
Για μονοκλινή στέγη ή οριζόντια ισχύει:

Κλίση στέγης	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
$\mu_1$	0,8	$0,8 (60-\alpha)/30$	0

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

Όπου:

- $s_{k,0}$  Είναι το χαρακτηριστικό φορτίου χιονιού σε έδαφος που βρίσκεται στην στάθμη της θάλασσας ( $A=0$ ). Η τιμή του δίνεται στον Πίνακα 1 συναρτήσει της ζώνης.
- A Είναι το υψόμετρο της τοποθεσίας πάνω από την επιφάνεια της θάλασσας (σε m). Το υψόμετρο A μετριέται με ακρίβεια 100m. Το υψόμετρο στρογγυλεύεται στην αμέσως μεγαλύτερη εκατοντάδα.



**Πίνακας 1.2.** Τιμές του χαρακτηριστικού φορτίου χιονιού στο έδαφος,  $s_{k,0}$ , στην στάθμη της θάλασσας ( $A=0m$ ) συναρτήσει της ζώνης

Περισσότερες λεπτομέρειες όσον αφορά τον υπολογισμό σε δίρρικτες στέγες και συνδυασμό αυτών περιλαμβάνει ο Ευρωκώδικας 1-Μέρος 3.

Γ) Φορτία ανέμου

Τα φορτία ανέμου αποτελούν κρίσιμο συνδυασμό για την διαστασιολόγηση των μεταλλικών κτιρίων, στην οριζόντια διεύθυνση, όταν τα κατακόρυφα φορτία είναι μικρά σε σχέση με την κάτοψη, όπως είναι για παράδειγμα τα μεταλλικά στέγαστρα ή μονώροφες αποθήκες. Στα συνήθη κτίρια κατοικιών και γραφείων που τα ίδια βάρη, λόγω πλακών σκυροδέματος, αλλά και τα κινητά φορτία είναι αυξημένα, τα φορτία ανέμου είναι μικρά σε σύγκριση με τις αδρανειακές δυνάμεις του σεισμού. Παρόλα αυτά πρέπει να υπολογίζονται για την διαστασιολόγηση του μη-φέροντος οργανισμού, όπως των τεγίδων και μηκίδων πρόσοψης, υαλοπετασμάτων κλπ.

Η πίεση του ανέμου που δρα στις εξωτερικές επιφάνειες,  $w_e$ , δίνεται από τη σχέση:

$$w_e = q_p(z_e) \cdot c_{pe}$$

όπου:

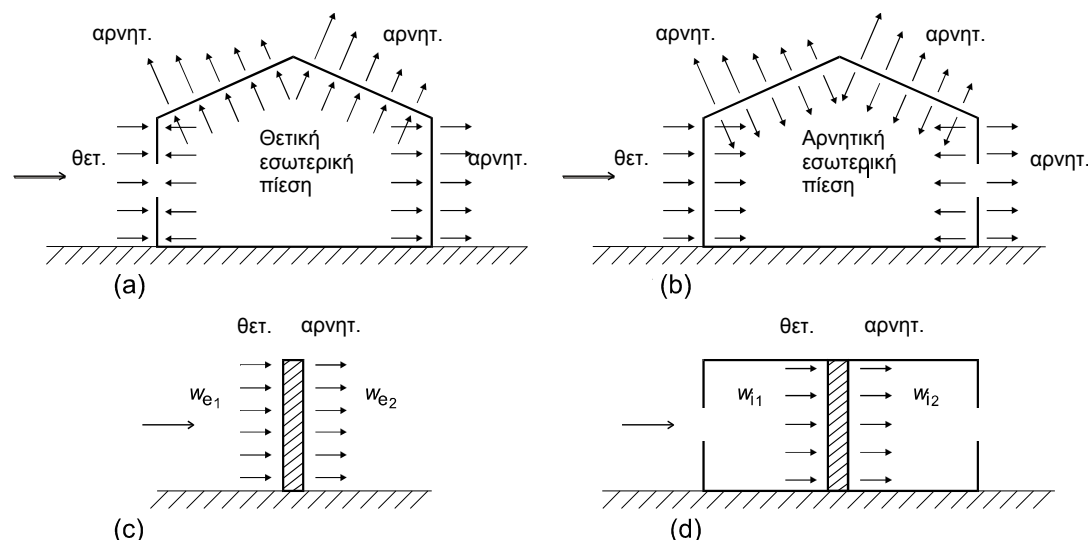
- $q_p(z)$  είναι η πίεση ταχύτητας αιχμής
- $z_e$  είναι το ύψος αναφοράς για την εξωτερική πίεση
- $c_{pe}$  είναι ο συντελεστής πίεσης για την εξωτερική πίεση

Η πίεση του ανέμου που δρα στις εσωτερικές επιφάνειες μιας κατασκευής,  $w_i$ , θα δίνεται από τη σχέση:

$$w_i = q_p(z_i) \cdot c_{pi}$$

Όπου:

- $q_p(z_i)$  είναι η πίεση ταχύτητας αιχμής
- $z_i$  είναι το ύψος αναφοράς για την εσωτερική πίεση
- $c_{pi}$  είναι ο συντελεστής πίεσης για την εσωτερική πίεση



Σχήμα 1.1. Πίεση επί επιφανειών

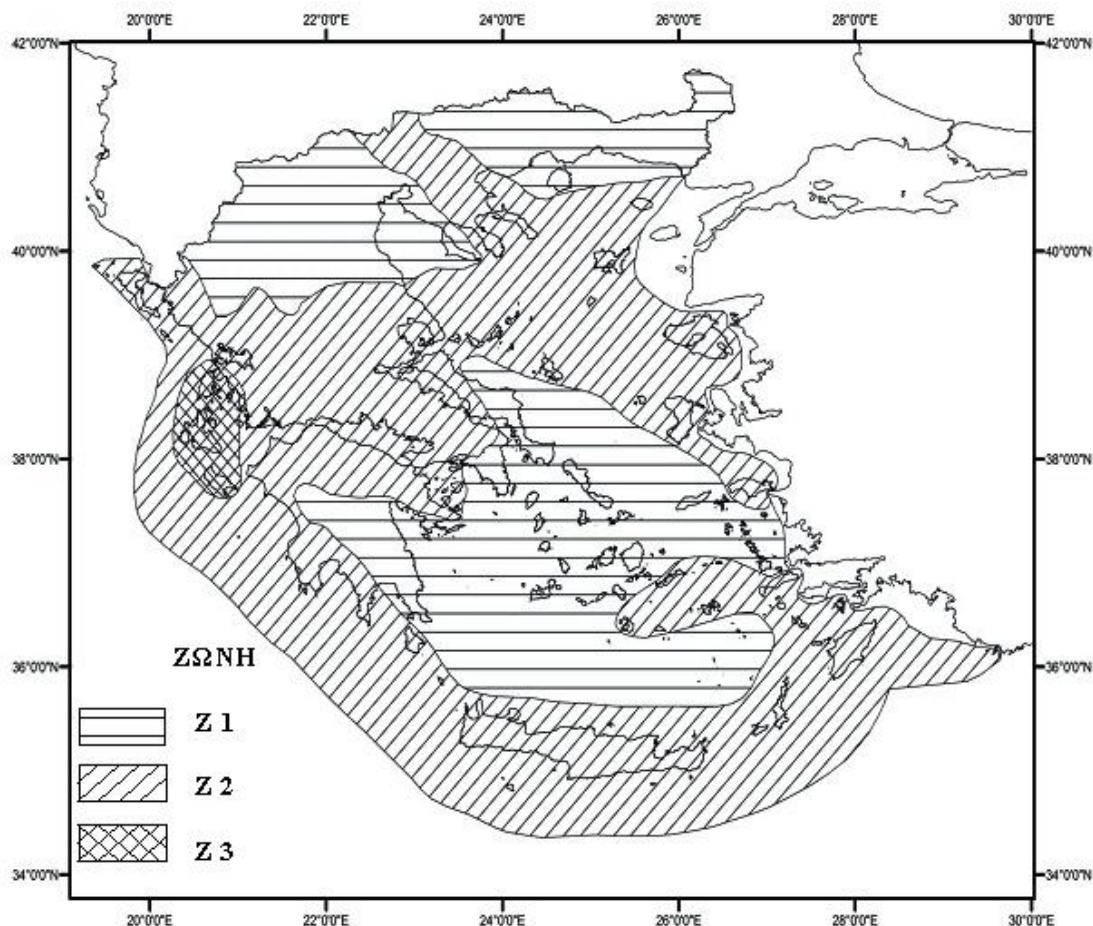
Περισσότερες λεπτομέρειες για τον υπολογισμό της δράσης του ανέμου επί των κατασκευών δίνονται στον Ευρωκώδικα 1- Μέρος 4.

1.1.3 Σεισμικές δράσεις σχεδιασμού

Κατά τη διάρκεια ενός σεισμού αναπτύσσονται στο έδαφος επιταχύνσεις (οριζόντιες και κατακόρυφες), που έχουν ως συνέπεια τη δημιουργία αδρανειακών δυνάμεων, επί των κατασκευών. Το EN 1998-1 περιέχει του γενικούς κανόνες αντισεισμικού σχεδιασμού και εφαρμόζεται στην μελέτη και κατασκευή κτιρίων και έργων πολιτικού μηχανικού σε σεισμικές περιοχές. Στόχος του είναι να διασφαλίσει ότι σε περίπτωση σεισμού:

- θα παρέχεται προστασία της ανθρώπινης ζωής,
- οι βλάβες θα είναι περιορισμένες, και
- έργα που είναι σημαντικά για την αστική προστασία θα παραμένουν σε λειτουργία.

Στο πλαίσιο του EN 1998-1, οι εθνικές περιοχές υποδιαιρούνται σε σεισμικές ζώνες, ανάλογα με την τοπική επικινδυνότητα. Εξ ορισμού υποτίθεται ότι μέσα σε κάθε ζώνη η επικινδυνότητα είναι σταθερή.



Σχήμα 1.2 : Χάρτης Ζωνών Σεισμικής Επικινδυνότητας της Ελλάδος.

Η επικινδυνότητα κάθε ζώνης περιγράφεται από μια μοναδική παράμετρο, την τιμή της μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης αναφοράς  $a_{gR}$  η οποία αναφέρεται σε έδαφος κατηγορίας A και αντιστοιχεί σε περίοδο επανάληψης της σεισμικής δράσης  $T_{NCR}=475$  χρόνια ή ισοδύναμα σε πιθανότητα υπέρβασης 10% σε 50 χρόνια. Γι' αυτήν την τιμή αναφοράς της περιόδου επαναφοράς ορίζεται συντελεστής σπουδαιότητας  $\gamma_1$  ίσος με 1.0. Για τιμή της περιόδου επαναφοράς διαφορετική από την τιμή αναφοράς, η εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού σε 'έδαφος τύπου A,  $a_g$ , είναι ίση με  $a_{gR}$  επί τον συντελεστή σπουδαιότητας  $\gamma_1$  ( $a_g = \gamma_1 \cdot a_{gR}$ ). Η τιμή της πιθανότητας υπέρβασης  $P_R$ , σε  $T_L$  έτη ενός συγκεκριμένου επιπέδου σεισμικής δράσης σχετίζεται με την μέση περίοδο επαναφοράς,  $T_R$  αυτού του επιπέδου σεισμικής δράσης με την έκφραση  $T_R = -T_L / \ln(1 - P_R)$ . Η τιμή του συντελεστή σπουδαιότητας  $\gamma_1$  που πολλαπλασιάζει τη σεισμική δράση αναφοράς για να επιτευχθεί η ίδια πιθανότητα υπέρβασης σε  $T_L$  έτη όπως στα  $T_{LR}$  έτη για τα οποία καθορίζεται η σεισμική δράση αναφοράς, μπορεί να υπολογιστεί ως  $\gamma_1 = (T_{LR}/T_L)^{-1/3}$

Τα κτίρια κατά τον Ευρωκώδικα 8 - Μέρος 1 ταξινομούνται σε 4 κατηγορίες σπουδαιότητας, ανάλογα με τις συνέπειες της κατάρρευσης σε ανθρώπινες ζωές, την σημασία τους για τη δημόσια ασφάλεια, την προστασία των πολιτών κατά την άμεση μετασεισμική περίοδο και τις κοινωνικές και οικονομικές συνέπειες της κατάρρευσης. Η τιμή του συντελεστή σπουδαιότητας για κάθε κατηγορία δίνεται στους πίνακες παρακάτω.

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

*Πίνακας 1.3. Κατηγορίες σπουδαιότητας για κτίρια*

*Τιμές του Συντελεστή Σπουδαιότητας  $\gamma_1$*

Κατηγορία Σπουδαιότητας	I	II	III	IV
Συντελεστής Σπουδαιότητας $\gamma_1$	0,80	1,00	1,20	1,40

Κατηγορία Εδάφους	Περιγραφή στρωματογραφίας	Παράμετροι		
		$v_{s,30}$ (m/s)	$N_{SPT}$ (κρούσεις/30cm)	$c_u$ (kPa)
A	Βράχος ή άλλος βραχώδης γεωλογικός σχηματισμός, που περιλαμβάνει το πολύ 5 m ασθενέστερου επιφανειακού υλικού.	> 800	–	–
B	Αποθέσεις πολύ πυκνής άμμου, χαλίκων, ή πολύ σκληρής αργίλου, πάχους τουλάχιστον αρκετών δεκάδων μέτρων, που χαρακτηρίζονται από βαθμιαία βελτίωση των μηχανικών ιδιοτήτων με το βάθος.	360 – 800	> 50	> 250
C	Βαθιές αποθέσεις πυκνής ή μετρίως πυκνής άμμου, χαλίκων ή σκληρής αργίλου πάχους από δεκάδες έως πολλές εκατοντάδες μέτρων.	180 – 360	15 - 50	70 - 250
D	Αποθέσεις χαλαρών έως μετρίως χαλαρών μη συνεκτικών υλικών (με ή χωρίς κάποια μαλακά στρώματα συνεκτικών υλικών), ή κυρίως μαλακά έως μετρίως σκληρά συνεκτικά υλικά.	< 180	< 15	< 70
E	Εδαφική τομή που αποτελείται από ένα επιφανειακό στρώμα ιλύος με τιμές $v_s$ κατηγορίας C ή D και πάχος που ποικίλλει μεταξύ περίπου 5m και 20m, με υπόστρωμα από πιο σκληρό υλικό με $v_s > 800$ m/s.			
$S_1$	Αποθέσεις που αποτελούνται, ή που περιέχουν ένα στρώμα πάχους τουλάχιστον 10 m μαλακών αργίλων/ιλών με υψηλό δείκτη πλαστικότητας ( $PI > 40$ ) και υψηλή περιεκτικότητα σε νερό.	< 100 (ενδεικτικό)	–	10 - 20
$S_2$	Στρώματα ρευστοποιήσιμων εδαφών, ευαίσθητων αργίλων, ή οποιαδήποτε άλλη εδαφική τομή που δεν περιλαμβάνεται στους τύπους A – E ή $S_1$			

**Πίνακας 1.4: Κατηγορία Εδάφους**

Ζώνη	$a_{gR}/g$
Z1	0,16
Z2	0,24
Z3	0,36

Πίνακας 1.5 Τιμές αναφοράς  $a_{gR}$  της μέγιστης σεισμικής επιτάχυνσης σε έδαφος κατηγορίας A

Στο πλαίσιο του EN 1998-1, η σεισμική κίνηση σε ένα δεδομένο σημείο στην επιφάνεια προσομοιώνεται για την οριζόντια κίνηση με ένα ελαστικό φάσμα απόκρισης εδαφικής επιτάχυνσης. Η οριζόντια σεισμική δράση περιγράφεται από δύο ορθογώνιες συνιστώσες που θεωρούνται ανεξάρτητες μεταξύ τους και που εκφράζονται από το ίδιο φάσμα απόκρισης.

Για τις οριζόντιες συνιστώσες της σεισμικής δράσης, το ελαστικό φάσμα απόκρισης  $S_e(T)$  καθορίζεται από τις ακόλουθες εκφράσεις:

$$0 \leq T \leq T_B : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \left[ 1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 2,5 - 1) \right]$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \left[ \frac{T_C}{T} \right]$$

$$T_D \leq T \leq 4s : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \left[ \frac{T_C T_D}{T^2} \right]$$

$$\alpha_g = \gamma_1 \cdot \alpha_{gr}$$

$\eta = \sqrt{\frac{10}{5 + \xi}} \geq 0,55$  Όπου  $\xi$  είναι ο λόγος ιξώδους απόσβεσης του φορέα, εκπεφρασμένος σαν ποσοστό επί τις εκατό.

$T = 2\pi \sqrt{\frac{m}{K}}$  T η περίοδος ταλάντωσης ενός γραμμικού συστήματος μίας ελευθερίας κίνησης

Η ικανότητα των φορέων να παρουσιάζουν αντοχή σε σεισμικές δράσεις στην μη-γραμμική περιοχή, επιτρέπει γενικά τον σχεδιασμό τους για ανάληψη σεισμικών δυνάμεων μικρότερων από εκείνες που αντιστοιχούν σε γραμμική ελαστική απόκριση. Έτσι ο κανονισμός επιτρέπει να χρησιμοποιείται ως φάσμα σχεδιασμού σε ελαστική ανάλυση, ένα ανελαστικό φάσμα το οποίο είναι μειωμένο σε σχέση με το ελαστικό. Η μείωση αυτή επιτυγχάνεται με την εισαγωγή του συντελεστή συμπεριφοράς

$q$ . Ο συντελεστής συμπεριφοράς  $q$  είναι μια προσέγγιση του λόγου των σεισμικών δυνάμεων στις οποίες θα υποβαλλόταν ο φορέας εάν η απόκρισή του ήταν απεριόριστα ελαστική προς τις σεισμικές δυνάμεις που μπορούν να χρησιμοποιηθούν στην μελέτη, με ένα συμβατικό προσομοίωμα ελαστικής ανάλυσης, εξασφαλίζοντας όμως ικανοποιητική απόκριση του φορέα.

Για τις οριζόντιες συνιστώσες της σεισμικής δράσης το φάσμα σχεδιασμού,  $S_d(T)$ , ορίζεται από τις ακόλουθες εκφράσεις:

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

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

$$T_C \leq T \leq T_D : S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[ \frac{T_C}{T} \right] \\ \geq 0,2 \cdot a_g \end{cases}$$

$$T_D \leq T : S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[ \frac{T_C T_D}{T^2} \right] \\ \geq 0,2 \cdot a_g \end{cases}$$

Κατηγορία Εδάφους	$S$	$T_{B_B}(s)$	$T_{B_{CB}}(s)$	$T_{B_{DB}}(s)$
A	1,0	0,15	0,4	2,5
B	1,2	0,15	0,5	2,5
C	1,15	0,20	0,6	2,5
D	1,35	0,20	0,8	2,5
E	1,4	0,15	0,5	2,5

Πίνακας 1.6. Τιμές παραμέτρων που καθορίζουν το οριζόντιο φάσμα ελαστικής απόκρισης (Τύπου 1)

Όσον αφορά την κατακόρυφη συνιστώσα της σεισμικής δράσης ισχύουν τα ανάλογα με τις οριζόντιες συνιστώσες. Η κατακόρυφη συνιστώσα της σεισμικής δράσης θα προσομοιώνεται από ένα φάσμα ελαστικής απόκρισης  $S_{ve}(T)$ :

$$0 \leq T \leq T_B : S_{ve}(T) = a_{vg} \cdot \left[ 1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 3,0 - 1) \right]$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_{ve}(T) = a_{vg} \cdot \eta \cdot 3,0$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_{ve}(T) = a_{vg} \cdot \eta \cdot 3,0 \left[ \frac{T_C}{T} \right]$$

$$T_D \leq T \leq 4s : S_{ve}(T) = a_{vg} \cdot \eta \cdot 3,0 \left[ \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right]$$

Για την κατακόρυφη συνιστώσα της σεισμικής δράσης το φάσμα σχεδιασμού,  $S_{vd}(T)$ , ορίζεται από τις ακόλουθες εκφράσεις:

$$0 \leq T \leq T_B : S_{vd}(T) = a_{vg} \cdot \left[ \frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left( \frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right]$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_{vd}(T) = a_{vg} \cdot \frac{2,5}{q}$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_{vd}(T) \begin{cases} = a_{vg} \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[ \frac{T_C}{T} \right] \\ \geq 0,2 \cdot a_{vg} \end{cases}$$

$$T_D \leq T : S_{vd}(T) \begin{cases} = a_{vg} \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[ \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right] \\ \geq 0,2 \cdot a_{vg} \end{cases}$$

$a_{vg}/a_g$	$T_B$ (s)	$T_C$ (s)	$T_D$ (s)
0,90	0,05	0,15	1,0

**Πίνακας 1.7.** Συνιστώμενες τιμές παραμέτρων που περιγράφουν τα φάσματα κατακόρυφης ελαστικής απόκρισης

Ο σεισμικός συνδυασμός πρέπει να λαμβάνει υπόψη ταυτόχρονη σεισμική δράση στις δυο οριζόντιες διευθύνσεις και αν απαιτείται και στην κατακόρυφη, Κατακόρυφη σεισμική δράση λαμβάνεται υπόψη μόνο όταν πληρούνται οι ακόλουθες προϋποθέσεις. Όταν η επιτάχυνση  $a_{vg}$  είναι μεγαλύτερη από 0,25g (2,5 m/s<sup>2</sup>) και:

- Για οριζόντια ή σχεδόν οριζόντια στατικά μέλη με άνοιγμα 20m ή περισσότερο.
- Για οριζόντιους ή σχεδόν οριζόντιους προβόλους με άνοιγμα μεγαλύτερο από 5m.
- Για οριζόντια ή σχεδόν οριζόντια προεντεταμένα μέλη.
- Για δοκούς που φορούν φυτευτά υποστυλώματα σε φορείς με σεισμική μόνωση.



Τα αποτελέσματα των σεισμικών δράσεων που θα χρησιμοποιηθούν για τον υπολογισμό των εντατικών μεγεθών ή μετακινήσεων προκύπτουν από τους τρεις ακόλουθους συνδυασμούς:

α)  $E_{Edx} "+" 0,30 E_{Edy} "+" 0,30 E_{Edz}$

β)  $0,30 E_{Edx} "+" E_{Edy} "+" 0,30 E_{Edz}$

γ)  $0,30 E_{Edx} "+" 0,30 E_{Edy} "+" E_{Edz}$

Τα αδρανειακά αποτελέσματα της σεισμικής δράσης υπολογίζονται λαμβάνοντας υπόψη την παρουσία των μαζών που συνδέονται με όλα τα φορτία βαρύτητας που περιλαμβάνονται στον ακόλουθο συνδυασμό δράσεων:

$$\Sigma G_{k,j} "+" \Sigma \psi_{E,i} \cdot Q_{k,i}$$

Οι συντελεστές συνδυασμού  $\psi_{E,i}$  λαμβάνουν υπόψη την πιθανότητα τα φορτία  $q_{k,i}$  να μην είναι παρόντα σε ολόκληρο τον φορέα κατά τη διάρκεια του σεισμού. Οι συντελεστές αυτοί μπορεί επίσης, μέσω του συντελεστή  $\varphi$ , να λάβουν υπόψη την μειωμένη συμμετοχή των μαζών στην κίνηση του φορέα λόγω μη-στερεάς σύνδεσής τους.

$$\psi_{Ei} = \varphi \cdot \psi_{2i}$$

Τύπος μεταβλητής δράσης	Όροφος	$\varphi$
Κατηγορίες A-C*	Δώμα	1,0
	Όροφοι με συσχετισμένες χρήσεις	0,8
	Όροφοι με μη-συσχετισμένες χρήσεις	0,5
Κατηγορίες D-F* και αρχεία		1,0

### Μέθοδοι υπολογισμού σεισμικών δράσεων για πολυβάθμια συστήματα

Από τον Ευρωκώδικα 8 - Μέρος 1 προβλέπονται δυο τύποι γραμμικής ελαστικής ανάλυσης που μπορούν να χρησιμοποιηθούν για τον υπολογισμό των εντατικών μεγεθών και των μετακινήσεων σε συστήματα πολλών βαθμών ελευθερίας κινήσεως.

α) η "μέθοδος ανάλυσης οριζόντιας φόρτισης" για κτίρια που ικανοποιούν τις συνθήκες κανονικότητας σε όψη.

β) η "ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης", η οποία μπορεί να εφαρμοστεί για όλους τους τύπους κτιρίων.

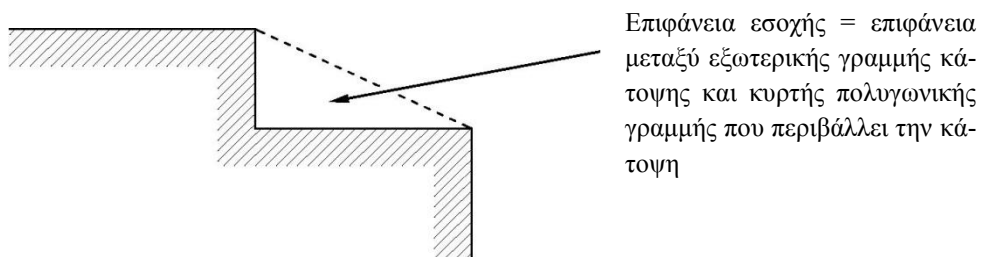
Κανονικότητα σε		Επιτρεπόμενη απλοποίηση		Συντελεστής συμπεριφοράς (για γραμμική ανάλυση)
Κάτοψη	Όψη	Προσομοίωμα	Γραμμική-ελαστική ανάλυση	
Ναι	Ναι	Επίπεδο	Οριζόντια φόρτιση	Τιμή αναφοράς
Ναι	Όχι	Επίπεδο	Ιδιομορφική ανάλυση	Μειωμένη τιμή
Όχι	Ναι	Χωρικό	Οριζόντια φόρτιση	Τιμή αναφοράς
Όχι	Όχι	Χωρικό	Ιδιομορφική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

**Πίνακας 1.8. Επιπτώσεις στατικής κανονικότητας στην σεισμική ανάλυση και μελέτη**

Για τον λόγο αυτό, οι φορείς κτιρίων ταξινομούνται σε κανονικούς ή μη-κανονικούς, σύμφωνα με τα παρακάτω κριτήρια.

Κριτήρια κανονικότητας σε κάτοψη:

- το κτίριο θα είναι κατά προσέγγιση συμμετρικό σε κάτοψη, σε σχέση με δύο ορθογώνιους άξονες.
- η περιοχή μεταξύ του περιγράμματος της πλάκας και της κυρτής πολυγωνικής γραμμής που περιβάλλει την πλάκα δεν υπερβαίνει 5% της επιφάνειας του ορόφου.



- Η λυγηρότητα του κτιρίου σε κάτοψη,  $\lambda = L_{\max}/L_{\min}$ , δεν θα είναι μεγαλύτερη του 4, όπου το  $L_{\max}$  και το  $L_{\min}$  είναι αντίστοιχα η μεγαλύτερη και η μικρότερη διάσταση του κτιρίου σε κάτοψη, μετρούμενη σε ορθογώνιες διευθύνσεις.
- Σε κάθε επίπεδο και για κάθε διεύθυνση της ανάλυσης x και y, η στατική εκκεντρότητα  $e_o$  και η ακτίνα δυστροπείας  $r$  ικανοποιούν τις δύο παρακάτω συνθήκες οι οποίες δίνονται για την διεύθυνση y της ανάλυσης:

$$e_{ox} \leq 0,30 \cdot r_x$$

$$r_x \geq l_s$$

Όπου:

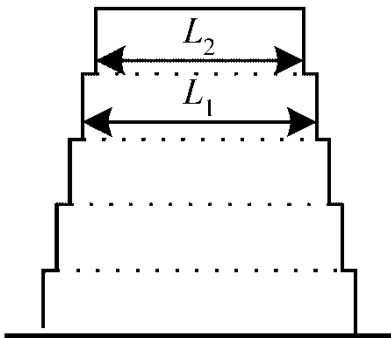
$e_{ox}$  Είναι η απόσταση μεταξύ του κέντρου δυσκαμψίας και του κέντρου μάζας, που μετράται κατά την διεύθυνση x, κάθετη στην εξεταζόμενη διεύθυνση της ανάλυσης.

- $r_x$  Είναι η τετραγωνική ρίζα του λόγου της δυστρεψιάς προς την μεταφορική δυσκαμψία στην διεύθυνση  $y$  («ακτίνα δυστρεψιάς»).
- $I_s$  Είναι η ακτίνα αδρανείας της μάζας της πλάκας ορόφου σε κάτοψη (τετραγωνική ρίζα του λόγου  $(\alpha)$  της πολικής ροπής αδρανείας της μάζας της πλάκας του ορόφου σε κάτοψη, ως προς το κέντρο μάζας της πλάκας του ορόφου προς  $(\beta)$  την μάζα της πλάκας του ορόφου).

Κριτήρια κανονικότητας σε όψη

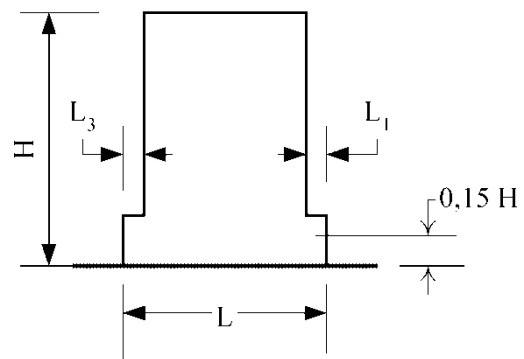
- Όλα τα συστήματα ανάληψης οριζοντίων φορτίων, όπως πυρήνες, φέροντα τοιχώματα ή πλαίσια, θα είναι συνεχή χωρίς διακοπή από τα θεμέλια έως την άνω επιφάνεια του κτιρίου, ή, εάν υπάρχουν ζώνες εσοχών με διαφορετικά ύψη, έως την άνω επιφάνεια της σχετικής ζώνης του κτιρίου
- για βαθμιδωτές εσοχές που διατηρούν την αξονική συμμετρία του φορέα, η εσοχή σε οποιονδήποτε όροφο δεν θα είναι μεγαλύτερη από το 20% της προηγούμενης διάστασης σε κάτοψη στην διεύθυνση της εσοχής.

(a)



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

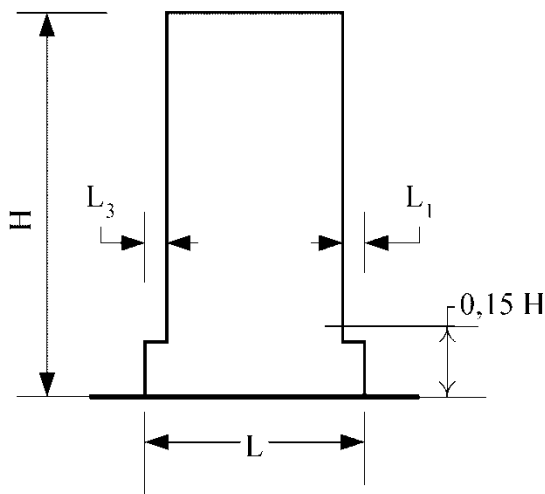
(b) (εσοχή πάνω από 0,15H)



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

- για μια μεμονωμένη εσοχή μέσα σε ύψος μικρότερο από 15% του συνολικού ύψους του κύριου στατικού συστήματος, η εσοχή δεν θα είναι μεγαλύτερη από το 50% της προηγούμενης διάστασης σε κάτοψη. Σε τέτοια περίπτωση το κάτω μέρος του φορέα που περιλαμβάνεται μέσα στην κατακόρυφη προβολή της περιμέτρου των ανώτερων ορόφων πρέπει να μελετηθεί ώστε να αναλαμβάνει τουλάχιστον 75% των οριζόντιων τεμνουσών δυνάμεων που θα αναπτύσσονταν στην ίδια ζώνη σε παρόμοιο κτίριο χωρίς τη διεύρυνση του κάτω μέρους.

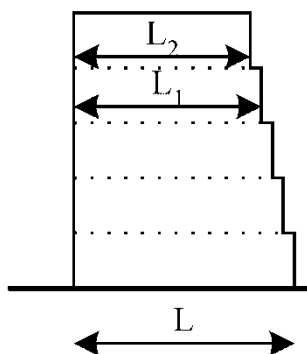
(εσοχή κάτω από 0,15H)



Κριτήριο:

$$\frac{L_3 + L_1}{L} \leq 0,50$$

- εάν οι εσοχές δεν διατηρούν τη 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 την θεμελίωση ή επάνω από την άνω επιφάνεια άκαμπτου υπογείου, και κάθε επιμέρους εσοχή δεν θα είναι μεγαλύτερη από το 10% της προηγούμενης διάστασης κάτοψης



Κριτήρια:  $\frac{L - L_2}{L} \leq 0,30$  ,  $\frac{L_1 - L_2}{L_1} \leq 0,10$

#### Α) Ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης

Η μέθοδος αυτή προσδιορισμού των μετακινήσεων και των σεισμικών μεγεθών λαμβάνει υπόψη το σύνολο των σημαντικών ιδιομορφών που συμβάλλουν στην απόκριση του φορέα. Σημαντικές ιδιομορφές θεωρούνται όσες έχουν ποσοστό δρώσας ιδιομορφικής μάζας μεγαλύτερο από 5%, ή διαφορετικά το άθροισμα των δρώσων ιδιομορφικών μαζών για τις ιδιομορφές που λαμβάνονται υπόψη να είναι τουλάχιστον το 90% της συνολικής μάζας του φορέα.

Έτσι για κάθε ιδιομορφή προκύπτει σύμφωνα με την ιδιοπερίοδο της η μέγιστη απόκριση της (μετακίνηση ή επιτάχυνση) από το φάσμα σχεδιασμού. Αυτή πολλα-

πλασιασμένη με τον συντελεστή συμμετοχής κάθε ιδιομορφής και την ιδιοτιμή του κάθε β.ε. δίνει την μέγιστη απόκριση σε κάθε βαθμό ελευθερίας. Η ίδια διαδικασία δίνει τις μέγιστες αποκρίσεις των υπολοίπων σημαντικών ιδιομορφών. Αυτές όμως δεν συμβαίνουν για όλες τις ιδιομορφές ταυτόχρονα, και έτσι επιλέγεται κάποια μέθοδος συνδυασμού τους. Όταν όλες οι ιδιομορφικές αποκρίσεις είναι ανεξάρτητες μεταξύ τους, δηλαδή  $T_j \leq 0,9 \cdot T_1$ , τότε μπορεί να ληφθεί για τον συνδυασμό των μέγιστων αποκρίσεων τους η μέθοδος της τετραγωνικής ρίζας του αθροίσματος των τετραγώνων, γνωστή και ως SRSS. Όταν οι ιδιομορφικές αποκρίσεις είναι συσχετισμένες μεταξύ τους τότε χρησιμοποιείται η ακριβέστερη μέθοδος του Πλήρη τετραγωνικού συνδυασμού, γνωστή ως CQC, η οποία συγκλίνει στην SRSS όταν οι ιδιομορφές είναι ανεξάρτητες.

### B) Μέθοδος ανάλυσης οριζόντιας φόρτισης

Η μέθοδος ανάλυσης οριζόντιας φόρτισης είναι μια απλοποιημένη μέθοδος υπολογισμού των σεισμικών εντάσεων και μετακινήσεων που εισάγεται στα κανονιστικά πλαίσια. Σύμφωνα με αυτή τη μέθοδο, η εκτίμηση της συνολικής τέμνουσας βάσης γίνεται με την παραδοχή ότι όλη η κατασκευή ταλαντώνεται σύμφωνα με την θεμελιώδη ασύζευκτη ιδιοπερίοδο της μεταφορικής ταλάντωσης, και οι μετακινήσεις των β.ε είναι ανάλογες της θεμελιώδους ιδιομορφής. Για να εφαρμοστεί αυτή η μέθοδος επιπρόσθετα πρέπει οι θεμελιώδεις περίοδοι ταλάντωσης  $T_1$ , στις δύο κύριες διευθύνσεις, μικρότερες από τις ακόλουθες τιμές :

$$T_1 \leq \begin{cases} 4 \cdot T_C \\ 2,0 \text{ s} \end{cases}$$

### **Τέμνουσα δύναμη βάσης**

$$F_b = S_d(T_1) \cdot m \cdot \lambda$$

Όπου:

- $T_1$  Είναι η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος ταλάντωσης του κτιρίου για οριζόντια κίνηση στην εξεταζόμενη διεύθυνση
- $m$  είναι η συνολική μάζα του κτιρίου πάνω από την θεμελίωση ή πάνω από την άνω επιφάνεια άκαμπτης βάσης
- $\lambda$  είναι συντελεστής διόρθωσης, η τιμή του οποίου ισούται με:  $\lambda = 0,85$  εάν  $T_1 \leq 2 T_C$  και το κτίριο έχει πάνω από δύο ορόφους, ή  $\lambda = 1,0$  σε κάθε άλλη περίπτωση.

### **Κατανομή των οριζόντιων σεισμικών φορτίων**

$$F_i = F_b \cdot \frac{s_i \cdot m_i}{\sum s_j \cdot m_j}$$

Όπου:

$F_i$  είναι το οριζόντιο φορτίο που ασκείται στον όροφο  $i$

$F_b$  είναι η σεισμική τέμνουσα βάσεως σύμφωνα με την έκφραση

$s_i, s_j$  είναι οι μετακινήσεις των μαζών  $m_i, m_j$  που αντιστοιχούν στην θεμελιώδη ιδιομορφή

$m_i, m_j$  είναι οι μάζες ορόφων που συμμετέχουν στην ταλάντωση

### **Στρεπτική τυχηματική εκκεντρότητα**

Παράλληλα και πρόσθετα με τις σεισμικές δυνάμεις που υπολογιστήκαν θα πρέπει να ληφθούν υπόψη τυχόν αβεβαιότητες στη θέση των μαζών και στη χωρική μεταβολή της σεισμικής κίνησης. Έτσι το υπολογιζόμενο κέντρο μάζας σε κάθε όροφο θα θεωρείται ως μετατοπισμένο από την ονομαστική θέση του σε κάθε διεύθυνση κατά την ακόλουθη τυχηματική εκκεντρότητα:

$$e_{ai} = \pm 0,05 \cdot L_i$$

Όπου:

$e_{ai}$  είναι η τυχηματική εκκεντρότητα του κέντρου μάζας ορόφου  $i$  από την ονομαστική θέση του, εφαρμοζόμενη στην ίδια διεύθυνση σε όλους τους ορόφους

$L_i$  είναι η διάσταση του ορόφου, κάθετη προς την διεύθυνση της σεισμικής δράσης.

Η τυχηματική εκκεντρότητα λαμβάνεται υπόψη προσθέτοντας μια ομάδα στρεπτικών ροπών  $M_{ai}$  περί τον κατακόρυφο άξονα κάθε ορόφου  $i$ :

$$M_{ai} = e_{ai} \cdot F_i$$

Όπου:

$M_{ai}$  είναι η στρεπτική ροπή που εφαρμόζεται στον όροφο  $i$  περί τον κατακόρυφο άξονά του

$e_{ai}$  είναι η τυχηματική εκκεντρότητα της μάζας του ορόφου  $i$

$F_i$  είναι το οριζόντιο φορτίο που δρα στον όροφο

## 1.2 ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΙ ΔΡΑΣΕΩΝ

Στις ανωτέρω δράσεις εφαρμόζονται συντελεστές ασφαλείας, και συντελεστές συνδυασμού των μεταβλητών δράσεων για τον σχηματισμό των οριακών καταστάσεων αστοχίας και λειτουργικότητας.

### Οριακή κατάσταση αστοχίας

Οι οριακές καταστάσεις αστοχίας εξασφαλίζουν την ασφάλεια των ανθρώπων επί της κατασκευής και την ασφάλεια του φορέα. Οι συνδυασμοί σχεδιασμού που χρησιμοποιούνται είναι οι ακόλουθοι:

A. Συνδυασμός για καταστάσεις διάρκειας ή παροδικές:

$$\Sigma \gamma_{G,j} G_{k,j} "+" \gamma_P P "+" \gamma_{Q,1} Q_{k,1} "+" \Sigma \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

B. Συνδυασμός για τυχηματικές καταστάσεις σχεδιασμού:

$$\Sigma G_{k,j} "+" P "+" A_d "+" (\psi_{1,1} \acute{\eta} \psi_{2,1}) Q_{k,1} "+" \Sigma \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

Γ. Συνδυασμός για καταστάσεις σεισμικού σχεδιασμού:

$$\Sigma G_{k,j} "+" P "+" A_{ED} "+" \Sigma \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

Οι συνήθεις έλεγχοι γίνονται στους συνδυασμούς A και Γ αφού οι τυχηματικές δράσεις (πυρκαγιά, πρόσκρουση, έκρηξη κλπ) συνήθως αγνοούνται.

### Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας

Οι οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας εξασφαλίζουν τη λειτουργία ενός φορέα ή ενός δομικού μέλους υπό συνθήκες φυσιολογικής χρήσης, την άνεση των ανθρώπων και την εξωτερική εμφάνιση των κατασκευών. Οι συνδυασμοί σχεδιασμού που χρησιμοποιούνται είναι οι ακόλουθοι:

A. Χαρακτηριστικός συνδυασμός:

$$\Sigma G_{k,j} "+" P "+" Q_{k,1} "+" \Sigma \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

B. Συχνός συνδυασμός:

$$\Sigma G_{k,j} "+" P "+" \psi_{1,1} Q_{k,1} "+" \Sigma \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

Γ. Οιονεί – μόνιμος συνδυασμός:

$$\Sigma G_{k,j} "+" P "+" \Sigma \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

Ο συνήθης έλεγχος γίνεται με τον συνδυασμό A, ο οποίος είναι δυσμενέστερος από τους άλλους δυο και επιπλέον μπορεί να χρησιμοποιείται για μη-αναστρέψιμες οριακές καταστάσεις.

Δράσεις	$\Psi_0$	$\Psi_1$	$\Psi_2$
Επιβαλλόμενα φορτία σε κτήρια, κατηγορία (βλέπε EN 1991-1-1)			
Κατηγορία Α: κατοικίες, συνήθη κτήρια κατοικιών	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία Β: χώροι γραφείων			
Κατηγορία C: χώροι συνάθροισης	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία D: χώροι καταστημάτων	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία E: χώροι αποθήκευσης	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία F: χώροι κυκλοφορίας οχημάτων βάρος οχημάτων $\leq 30\text{kN}$	1,0	0,9	0,8
Κατηγορία G: χώροι κυκλοφορίας οχημάτων $30\text{kN} < \text{βάρος οχημάτων} \leq 160\text{kN}$	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία H: στέγες	0,7	0,5	0,3
	0	0	0
Φορτία χιονιού επάνω σε κτήρια (βλέπε EN 1991-1-3)* Φιλανδία, Ισλανδία, Νορβηγία, Σουηδία	0,70	0,50	0,20
Υπόλοιπα Κράτη Μέλη του CEN για τοποθεσίες που βρίσκονται σε υψόμετρο $H > 1000\text{ m}$	0,70	0,50	0,20
Υπόλοιπα Κράτη Μέλη του CEN για τοποθεσίες που βρίσκονται σε υψόμετρο $H \leq 1000\text{ m}$	0,50	0,20	0
Φορτία ανέμου σε κτήρια (βλέπε EN 1991-1-4)	0,6	0,2	0
Θερμοκρασία (μη-πυρκαγιάς) σε κτήρια (βλέπε EN 1991-1-5)	0,6	0,5	0

*Πίνακας 1.9 Προτεινόμενες τιμές των συντελεστών  $\psi$  για κτίρια*

	ΟΡΙΑΚΕΣ ΚΑΤΑΣΤΑΣΕΙΣ ΑΣΤΟΧΙΑΣ		ΟΡΙΑΚΕΣ ΚΑΤΑΣΤΑΣΕΙΣ ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΚΟΤΗΤΑΣ	
	Δυσμενείς	Ευνοϊκές	Δυσμενείς	Ευνοϊκές
$\gamma_G$	1.35	1.00	1.00	1.00
$\gamma_Q$	1.50	0.00	1.00	0.00
$\gamma_A$	1.00	0.00	-	-
$\gamma_E$	1.00	0.00	-	-

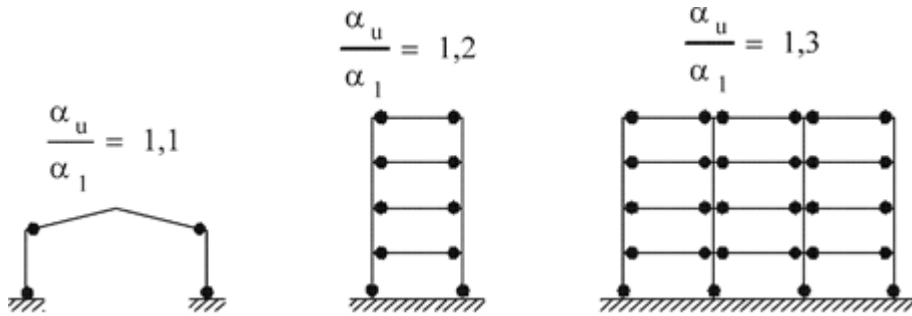
*Πίνακας 1.10 Τιμές συντελεστών ασφαλείας*



1.3 ΕΛΑΣΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΦΟΡΕΩΝ ΑΠΟ ΧΑΛΥΒΑ

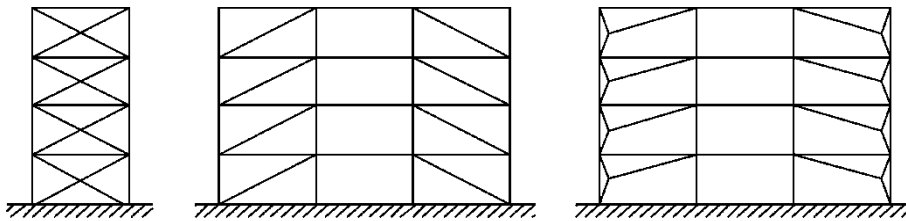
Τα κτίρια από χάλυβα κατατάσσονται σε έναν από τους ακόλουθους τύπους στατικών συστημάτων, ανάλογα με τη συμπεριφορά τους στην παραλαβή οριζόντιων φορτίων:

α) Τα **πλαίσια παραλαβής ροπών**, είναι εκείνα στα οποία οι οριζόντιες δυνάμεις παραλαμβάνονται κυρίως από μέλη τα οποία δρουν κατά καμπτικό κυρίως τρόπο. Οι ζώνες απόδοσης ενέργειας βρίσκονται στα άκρα των δοκών και στη βάση των υποστυλωμάτων.

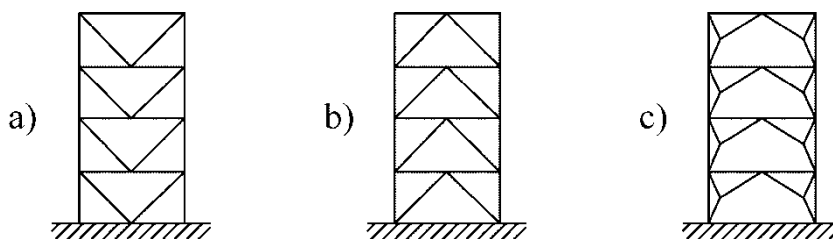


β) Τα **πλαίσια με συνδέσμους χωρίς εκκεντρότητα**, είναι εκείνα στα οποία οι οριζόντιες δυνάμεις παραλαμβάνονται κυρίως από μέλη τα οποία καταπονούνται από αξονικές δυνάμεις. Όσον αφορά τις ζώνες απόδοσης ενέργειας διακρίνονται δύο τύποι τέτοιων συνδέσμων:

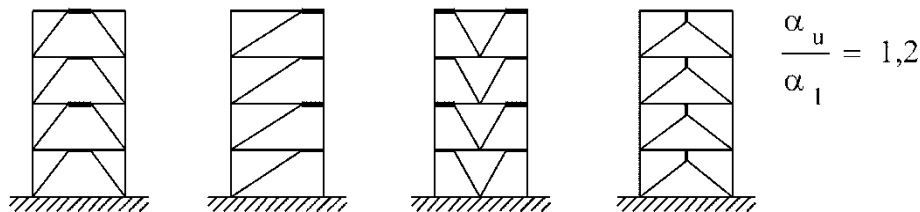
- με διαγώνιους συνδέσμους χωρίς εκκεντρότητα (ζώνες απόδοσης ενέργειας μόνο σε εφελκόμενες διαγώνιους)



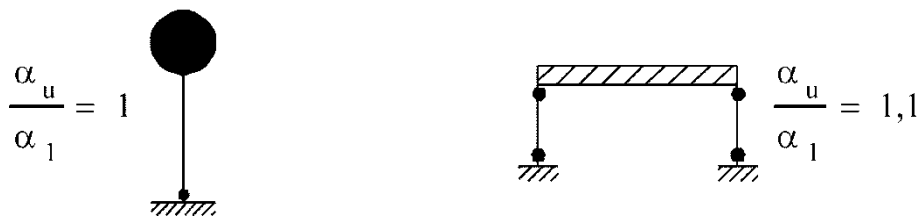
- με συνδέσμους μορφής V χωρίς εκκεντρότητα (ζώνες απόδοσης ενέργειας σε εφελκόμενες και θλιβόμενες διαγώνιους).



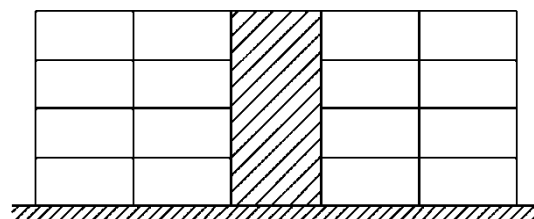
γ) Τα **πλαίσια με εκκεντρους συνδέσµους**, είναι εκείνα στα οποία οι οριζόντιες δυνάμεις παραλαµβάνονται κυρίως από αξονικά φορτιζόµενα µέλη, και στα οποία η εκκεντρότητα της διάταξης είναι τέτοια ώστε η ενέργεια να µπορεί να αποσβένεται σε σεισμικούς συνδέσµους είτε µέσω ανακυκλικής κάµψης είτε µέσω ανακυκλικής τέµνουσας. Οι ζώνες απόδοσης ενέργειας βρίσκονται τόσο σε εφελκυόµενες όσο και θλιβόµενες διαγώνιους.



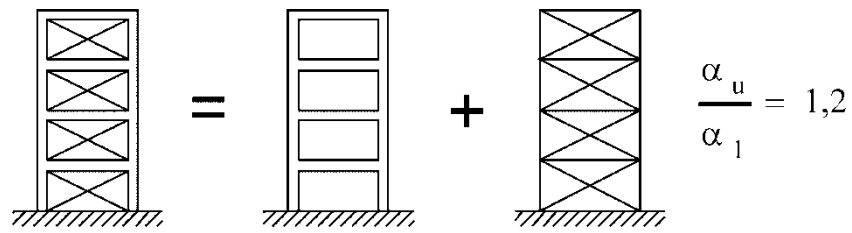
δ) Τα **συστήµατα ανεστραµµένου εκκρεµούς** στα οποία 50% ή περισσότερο της µάζας βρίσκεται στο ανώτερο 1/3 του ύψους του φορέα, ή στο οποίο η απόδοση ενέργειας λαµβάνει χώρα κυρίως στην βάση ενός µεμονωµένου κτιριακού στοιχείου. Σε αυτά οι ζώνες απόδοσης ενέργειας βρίσκονται στη βάση των υποστυλωµάτων.



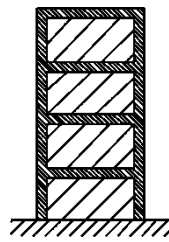
ε) Τα **συστήµατα µε πυρήνες από σκυρόδεµα ή τοιχώµατα από σκυρόδεµα**, είναι εκείνα στα οποία οι οριζόντιες δυνάμεις παραλαµβάνονται κυρίως από τους πυρήνες ή τα τοιχώµατα αυτά.



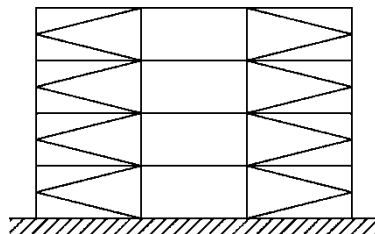
στ) Τα **µεικτά συστήµατα πλαισίων παραλαβής ροπών µε συνδέσµους µε ή χωρίς εκκεντρότητα**.



ζ) Τα μεικτά συστήματα πλαισίων παραλαβής ροπών σε συνδυασμό με τοιχοπληρώσεις.



Παρατήρηση: Σύνδεσμοι μορφής K, στους οποίους η τομή των διαγωνίων βρίσκεται σε ένα υποστύλωμα δεν επιτρέπεται να χρησιμοποιούνται.



Ο συντελεστής συμπεριφοράς  $q$  λαμβάνει υπόψη την ικανότητα απόδοσης ενέργειας του φορέα. Για κανονικά συστήματα φορέων σε όψη και κάτοψη, ο συντελεστής συμπεριφοράς  $q$  θα πρέπει να λαμβάνεται με βάση τις ανώτερες οριακές τιμές αναφοράς του παρακάτω πίνακα:

ΣΤΑΤΙΚΟΣ ΤΥΠΟΣ	Κατηγορία Πλαστιμότητας	
	ΚΙΠΜ	ΚΙΠΥ
α) Πλαίσια παραλαβής ροπών	4	$5\alpha_u/\alpha_1$
β) Πλαίσιο με συνδέσμους χωρίς εκκεντρότητα Διαγώνιοι σύνδεσμοι Σύνδεσμοι μορφής V	4 2	4 2,5
γ) Πλαίσια με έκκεντρους συνδέσμους	4	$5\alpha_u/\alpha_1$
δ) Αντεστραμμένο εκκρεμές	2	$2\alpha_u/\alpha_1$
ε) Συστήματα με πυρήνες από σκυρόδεμα ή τοιχώματα από σκυρόδεμα	Βλέπε Ευρωκώδικα 8-Μέρος 1 Κεφάλαιο 5	
στ) Πλαίσιο παραλαβής ροπών με συνδέσμους χωρίς εκκεντρότητα	4	$4\alpha_u/\alpha_1$
ζ) Πλαίσια παραλαβής ροπών με τοιχοπληρώσεις Ασύνδετες τοιχοπληρώσεις από σκυρόδεμα ή τοιχοποιία, σε επαφή με το πλαίσιο Συνδεδεμένες τοιχοπληρώσεις από οπλισμένο σκυρόδεμα Τοιχοπληρώσεις μονωμένες έναντι του πλαισίου (βλέπε πλαίσια ροπών)	2	2
	Βλέπε Ευρωκώδικα 8-Μέρος 1 Κεφάλαιο 7	
	4	$5\alpha_u/\alpha_1$

Εάν το κτίριο δεν είναι κανονικό σε όψη οι ανώτερες οριακές τιμές του  $q$ , οι οποίες παρατίθενται στον πίνακα θα πρέπει να μειώνονται κατά 20 %.

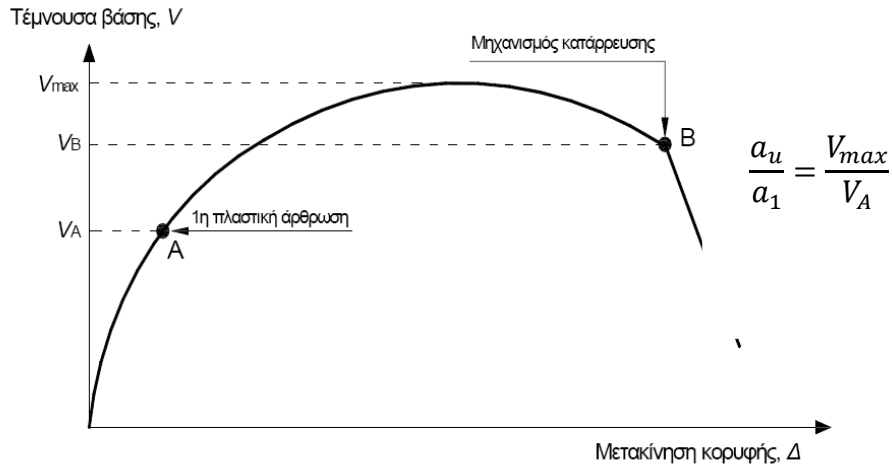
Εάν το κτίριο δεν είναι κανονικά σε κάτοψη, η κατά προσέγγιση τιμή του  $\alpha_u/\alpha_1$  η οποία μπορεί να χρησιμοποιηθεί όταν δεν πραγματοποιούνται υπολογισμοί για την αξιολόγησή τους, ισούται με τον μέσο όρο του (α) 1,0 και (β) της τιμής που δίδεται σχήματα.

Τιμές του  $\alpha_u/\alpha_1$  υψηλότερες από εκείνες που καθορίζονται στα όρια επιτρέπονται, υπό την προϋπόθεση ότι επιβεβαιώνονται μέσω του υπολογισμού του  $\alpha_u/\alpha_1$  με μη-γραμμική στατική (pushover) ανάλυση του συνόλου, αλλά δεν πρέπει να ξεπερνά την τιμή 1.6.

Οι παράμετροι  $\alpha_1$  και  $\alpha_u$  υπολογίζονται από μη-γραμμική στατική (pushover) ανάλυση του συνόλου. Ο λόγος  $\alpha_u/\alpha_1$  δηλώνει την αντοχή πέραν της 1ης διαρροής:

$\alpha_1$  = ο απαιτούμενος συντελεστής επαύξησης των σεισμικών φορτίων για τη δημιουργία της 1<sup>ης</sup> πλαστικής άρθρωσης οπουδήποτε στην κατασκευή.

$\alpha_u$  = ο απαιτούμενος συντελεστής επαύξησης των σεισμικών φορτίων για τη δημιουργία αρκετών πλαστικών αρθρώσεων ώστε να προκληθεί μηχανισμός κατάρρευσης.



Σχήμα 1.3 Υπολογισμός λόγου  $a_u/a_1$  με την μέθοδο Pushover

Τα αντισεισμικά κτίρια από χάλυβα θα σχεδιάζονται σύμφωνα με μία από τις ακόλουθες κατηγορίες πλαστιμότητας:

- α) Περιορισμένη πλάστιμη συμπεριφορά
- β) Πλάστιμη συμπεριφορά

Αρχή σχεδιασμού	Κατηγορία πλαστιμότητας	Φάσμα των τιμών αναφοράς του συντελεστή συμπεριφοράς $q$
Περιορισμένη πλάστιμη συμπεριφορά	ΚΠΧ (Χαμηλή)	$\leq 1,5$
Πλάστιμη συμπεριφορά	ΚΠΧ (Μέτρια)	$\leq 4$ επίσης περιορίζεται από τις τιμές του Πίνακα
	ΚΠΥ (Υψηλή)	περιορίζεται μόνο από τις τιμές του Πίνακα

Πίνακας 1.11 Αρχές σχεδιασμού, κατηγορίες πλαστιμότητας και ανώτερες τιμές αναφοράς των συντελεστών συμπεριφοράς

Για μεγαλύτερη κατηγορία πλαστιμότητας έχουμε μεγαλύτερο συντελεστή συμπεριφοράς, και επομένως μικρότερα σεισμικά φορτία. Η αυξημένη πλαστιμότητα που διαθέτουν τα κτίρια που σχεδιάζονται για μεγαλύτερη κατηγορία πλαστιμότητας, εξασφαλίζεται στον σεισμό από το γεγονός ότι, σε αυτή την περίπτωση, εφαρμόζονται περισσότεροι και αυστηρότεροι έλεγχοι και διατάξεις για την διαστασιολόγησή τους. Η κατηγορία πλαστιμότητας σε ένα κτίριο πρέπει να είναι ίδια και στις δυο διευθύνσεις. Ο συντελεστής συμπεριφοράς μπορεί να διαφέρει ανάλογα με τον τύπο στατικού συστήματος της κάθε διεύθυνσης.

Οι συντελεστές υλικού, που υιοθετούνται στους υπολογισμούς της ανάλυσης για δομικούς χάλυβες, πρέπει να λαμβάνονται ως εξής:

- μέτρο ελαστικότητας  $E = 210\,000\text{ N/mm}^2$
- μέτρο διάτμησης  $G = \frac{E}{2(1+\nu)} \approx 81\,000\text{ N/mm}^2$
- λόγος Poisson στην ελαστική περιοχή  $\nu = 0,3$
- συντελεστής γραμμικής θερμικής διαστολής  $\alpha = 12 \times 10^{-6}\text{ ανά}^\circ\text{C}$  (για  $T \leq 100^\circ\text{C}$ )

#### 1.4 ΕΙΔΙΚΑ ΘΕΜΑΤΑ ΕΛΑΣΤΙΚΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ ΣΕ ΠΛΑΙΣΙΑ ΜΕ ΔΙΑΓΩΝΙΟΥΣ ΣΥΝΔΕΣΜΟΥΣ ΧΩΡΙΣ ΕΚΚΕΝΤΡΟΤΗΤΑ

Η γραμμική ελαστική ανάλυση σε πλαίσια με διαγώνιους συνδέσμους  $X$  χωρίς εκκεντρότητα, θα λαμβάνει υπόψη μόνο τις εφελκόμενες διαγώνιους. Το να λαμβάνονται υπόψη στην ανάλυση οποιουδήποτε τύπου συνδέσμων χωρίς εκκεντρότητα τόσο οι εφελκόμενοι όσο και οι θλιβόμενοι διαγώνιοι επιτρέπεται υπό την προϋπόθεση ότι ικανοποιούνται οι ακόλουθες συνθήκες:

- α) χρησιμοποιείται μη-γραμμική στατική (pushover) ανάλυση του συνόλου ή μη γραμμική χρονοϊστορία,
- β) τόσο οι καταστάσεις πριν τον λυγισμό όσο και μετά τον λυγισμό λαμβάνονται υπόψη κατά την προσομοίωση της συμπεριφοράς των διαγωνίων και,
- γ) υπάρχουν κείμενα υποστήριξης που να αιτιολογούν το προσομοίωμα το οποίο χρησιμοποιείται για να αντιπροσωπεύσει την συμπεριφορά των διαγωνίων

Τα φορτία βαρύτητας θεωρούμε ότι παραλαμβάνονται μόνο από τις δοκούς και τα υποστυλώματα χωρίς να λαμβάνονται υπόψη τα μέλη των συνδέσμων.

1.5 ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΚΤΙΡΙΟΥ ΑΠΟ ΧΑΛΥΒΑ

1.5.1 Διαστασιολόγηση μελών του φορέα

Οι ονομαστικές αντοχές για κάθε ποιότητα δομικού χάλυβα, που επιτρέπεται να χρησιμοποιείται στην διαστασιολόγηση μελών σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα, δίνονται στους παρακάτω πίνακες:

Πρότυπο και ποιότητα χάλυβα	Ονομαστικό πάχος του στοιχείου t [mm]			
	t ≤ 40 mm		40 mm < t ≤ 80 mm	
	f <sub>y</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	f <sub>u</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	f <sub>y</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	f <sub>u</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]
<b>EN 10025-2</b>				
S 235	235	360	215	360
S 275	275	430	255	410
S 355	355	510	335	470
S 450	440	550	410	550
<b>EN 10025-3</b>				
S 275 N/NL	275	390	255	370
S 355 N/NL	355	490	335	470
S 420 N/NL	420	520	390	520
S 460 N/NL	460	540	430	540
<b>EN 10025-4</b>				
S 275 M/ML	275	370	255	360
S 355 M/ML	355	470	335	450
S 420 M/ML	420	520	390	500
S 460 M/ML	460	540	430	530
<b>EN 10025-5</b>				
S 235 W	235	360	215	340
S 355 W	355	510	335	490
<b>EN 10025-6</b>				
S 460 Q/QL/QL1	460	570	440	550

*Πίνακας 1.12 Ονομαστικές τιμές της αντοχής διαρροής f<sub>y</sub> και της οριακής εφελκυστικής αντοχής f<sub>u</sub> για εν θερμώ ελατούς χάλυβες*

Πρότυπο και ποιότητα χάλυβα	Ονομαστικό πάχος του στοιχείου t [mm]			
	t ≤ 40 mm		40 mm < t ≤ 65 mm	
	f <sub>y</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	f <sub>u</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	f <sub>y</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	f <sub>u</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]
<b>EN 10210-1</b>				
S 235 H	235	360	215	340
S 275 H	275	430	255	410
S 355 H	355	510	335	490
S 275 NH/NLH	275	390	255	370
S 355 NH/NLH	355	490	335	470
S 420 NH/NHL	420	540	390	520
S 460 NH/NLH	460	560	430	550
<b>EN 10219-1</b>				
S 235 H	235	360		
S 275 H	275	430		
S 355 H	355	510		
S 275 NH/NLH	275	370		
S 355 NH/NLH	355	470		
S 460 NH/NLH	460	550		
S 275 MH/MLH	275	360		
S 355 MH/MLH	355	470		
S 420 MH/MLH	420	500		
S 460 MH/MLH	460	530		

*Πίνακας.1.12 (συνέχεια): Ονομαστικές τιμές της αντοχής διαρροής f<sub>y</sub> και της οριακής εφελκυστικής αντοχής f<sub>u</sub> για κοιλοδοκούς*

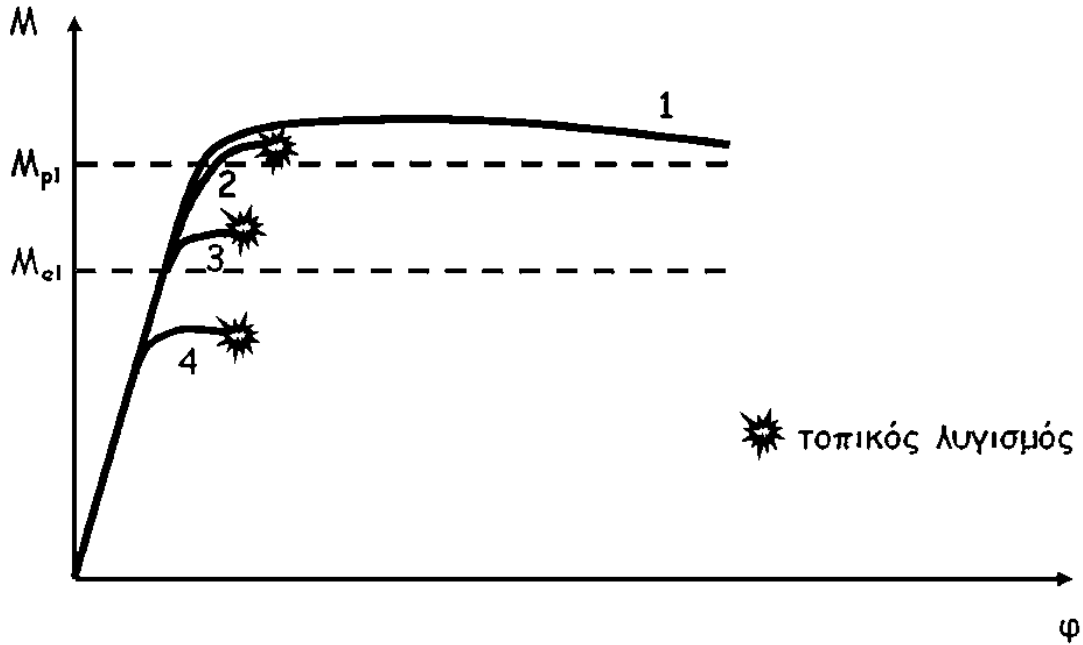
#### Κατάταξη των διατομών

Όλες οι χαλύβδινες διατομές που χρησιμοποιούνται στα δομικά έργα κατατάσσονται σε 4 κατηγορίες. Ο ρόλος της κατάταξης των διατομών είναι να αναγνωρίσει την έκταση στην οποία η αντοχή και η ικανότητα στροφής των διατομών περιορίζεται από την αντοχή τους σε τοπικό λυγισμό.

- Διατομές κατηγορίας 1 είναι εκείνες που μπορούν να σχηματίσουν πλαστική άρθρωση με την απαιτούμενη από την πλαστική ανάλυση δυνατότητα στροφής χωρίς μείωση της αντοχής τους. Επιτρέπεται πλαστική ανάλυση-πλαστική Διαστασιολόγηση.
- Διατομές κατηγορίας 2 είναι εκείνες που μπορούν να αναπτύξουν την πλαστική ροπή αντοχής τους, αλλά έχουν περιορισμένη δυνατότητα στροφής λόγω τοπικού λυγισμού. Επιτρέπεται ελαστική ανάλυση-πλαστική διαστασιολόγηση.



- Διατομές κατηγορίας 3 είναι εκείνες στις οποίες η τάση στην ακραία θλιβόμενη ίνα του χαλύβδινου μέλους, υποθέτοντας ελαστική κατανομή των τάσεων, μπορεί να φθάσει την αντοχή διαρροής, αλλά τοπικός λυγισμός είναι πιθανόν να εμποδίσει την ανάπτυξη της πλαστικής ροπής αντοχής. Επιτρέπεται ελαστική ανάλυση-ελαστική διαστασιολόγηση.
- Διατομές κατηγορίας 4 είναι εκείνες στις οποίες τοπικός λυγισμός θα συμβεί πριν την ανάπτυξη της τάσης διαρροής σε ένα ή περισσότερα μέρη της διατομής. Επιτρέπεται ελαστική ανάλυση-ελαστική διαστασιολόγηση με την ενεργό διατομή.



Σχήμα 1.3 Τοπικός λυγισμός για κάθε κατηγορία διατομής

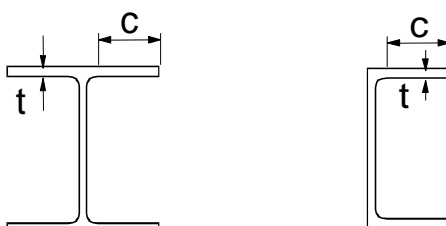
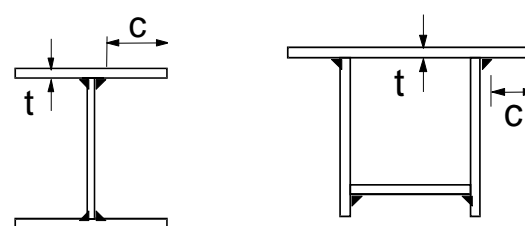
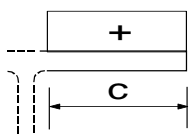
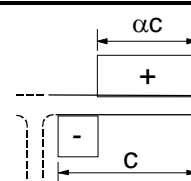
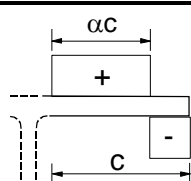
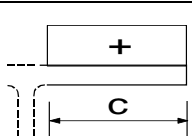
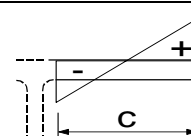
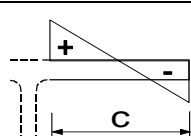
Ανάλογα με την κατηγορία πλαστιμότητας της κατασκευής, οι διατομές που θα χρησιμοποιηθούν πρέπει να είναι αντίστοιχης κατηγορίας:

Κατηγορία Πλαστιμότητας	Τιμή αναφοράς του συντελεστή συμπεριφοράς $q$	Απαιτούμενη κατηγορία διατομής
ΚΠΜ	$1,5 < q \leq 2$	κατηγορία 1, 2 ή 3
	$2 < q \leq 4$	κατηγορία 1 ή 2
ΚΠΥ	$q > 4$	κατηγορία 1

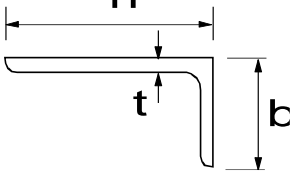
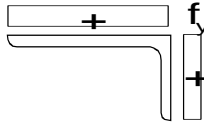
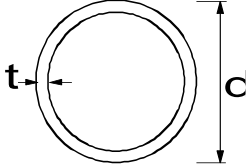
Η κατηγορία των διατομών βρίσκεται σε πίνακες όσον αφορά τις πρότυπες διατομές, και μπορεί να υπολογίζεται σύμφωνα με τα παρακάτω όσον αφορά τις συγκολλητές. Ο υπολογισμός γίνεται χωριστά για κάθε τμήμα της διατομής, η τελική κατηγορία όμως προκύπτει αυτή του δυσμενέστερου τμήματος.

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

Πίνακας 1.14 Υπολογισμού κατηγορίας διατομής

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

Πίνακας 1.15 Υπολογισμού κατηγορίας διατομής

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

Πίνακας 1.16 Υπολογισμού κατηγορίας διατομής

Αντοχή διατομής για κατηγορίες 1,2

Η αντοχή των διατομών για τις διάφορες εντατικές καταστάσεις υπολογίζονται σύμφωνα με τις παρακάτω σχέσεις.

**Εφελκυσμός**

Η πλαστική αντοχή σχεδιασμού της ολικής διατομής είναι:

$$N_{pl,Rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}}$$

Η οριακή αντοχή σχεδιασμού της καθαρής διατομής στις θέσεις με οπές κοχλιών για συνδέσεις διάτμησης A, B είναι:

$$N_{u,Rd} = \frac{0,9A_{net} f_u}{\gamma_{M2}}$$

Η οριακή αντοχή σχεδιασμού της καθαρής διατομής στις θέσεις με οπές κοχλιών για συνδέσεις διάτμησης C είναι :

$$N_{net,Rd} = \frac{A_{net} f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$\gamma_{M0} = 1,00 \quad \gamma_{M1} = 1,00 \quad \gamma_{M2} = 1,25$$

### Θλίψη

Η οριακή αντοχή σχεδιασμού για ομοιόμορφη θλίψη  $N_{c,Rd}$  με ή χωρίς κανονικές οπές είναι:

$$N_{c,Rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}}$$

### Κάμψη

Η αντοχή σχεδιασμού για κάμψη περί ένα κύριο άξονα είναι:

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} f_y}{\gamma_{M0}}$$

Οι οπές κοχλιών στο εφελκόμενο πέλμα και εφελκόμενο τμήμα του κορμού μπορούν να αγνοούνται υπό την προϋπόθεση ότι ισχύει:

$$\frac{A_{f,net} 0,9 f_u}{\gamma_{M2}} \geq \frac{A_f f_y}{\gamma_{M0}}$$

όπου  $A_f$  είναι η επιφάνεια του εφελκόμενου τμήματος.

Οι κανονικές οπές στα θλιβόμενα τμήματα αγνοούνται.

### Διάτμηση

Η πλαστική διατμητική αντοχή διατομής είναι:

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

όπου  $A_v$  είναι η επιφάνεια διάτμησης.

Οι οπές κοχλιών δεν χρειάζεται να λαμβάνονται υπόψη στην πλαστική διατμητική αντοχή.

**Κάμψη και διάτμηση**

Η καμπτική αντοχή με ταυτόχρονη διάτμηση διακρίνεται σε δυο περιπτώσεις και υπολογίζεται σύμφωνα με τα παρακάτω:

Όταν  $V_{pl} > 0.5V_{Ed}$  τότε  $M_{y,V,Rd} = M_{pl}$

Όταν  $V_{pl} < 0.5V_{Ed}$  τότε  $M_{y,V,Rd} = M_{pl} \cdot (1 - \rho) f_y$

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

**Κάμψη και αξονική δύναμη**

Η καμπτική αντοχή με ταυτόχρονη αξονική δύναμη υπολογίζεται διαφορετικά για κάθε τύπο διατομής σύμφωνα με τα παρακάτω:

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

$$M_{N,Rd} = M_{pl,Rd} \left[ 1 - \left( N_{Ed} / N_{pl,Rd} \right)^2 \right]$$

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

$$N_{Ed} \leq 0,25 N_{pl,Rd}$$

$$N_{Ed} \leq \frac{0,5 h_w t_w f_y}{\gamma_{M0}}$$

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

$$N_{Ed} \leq \frac{h_w t_w f_y}{\gamma_{M0}}$$

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

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

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

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

όπου:  $n = N_{Ed} / N_{pl,Rd}$

$$a = (A - 2bt_f) / A \quad \text{αλλά } a \leq 0,5$$

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

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

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

όπου

$$a_w = (A - 2bt) / A \quad \text{αλλά } a_w \leq 0,5 \quad \text{για κοίλες διατομές}$$

$$a_w = (A - 2bt_f) / A \quad \text{αλλά } a_w \leq 0,5 \quad \text{για συγκολλητές κιβωτιοειδείς διατομές}$$

$$a_f = (A - 2ht) / A \quad \text{αλλά } a_f \leq 0,5 \quad \text{για κοίλες διατομές}$$

$$a_f = (A - 2ht_w) / A \quad \text{αλλά } a_f \leq 0,5 \quad \text{για συγκολλητές κιβωτιοειδείς διατομές}$$

### Κάμψη, τέμνουσα και αξονική δύναμη

Όταν συνυπάρχουν και οι τρεις εντάσεις ταυτόχρονα, απαιτείται πρώτα απομείωση της πλαστικής ροπής αντοχής λόγω τέμνουσας και κατόπιν απομείωση της λόγω αξονικής δύναμης.

### Διαξονική κάμψη

Οι διατομές που υπόκεινται σε διαξονική κάμψη πρέπει να ικανοποιούν το παρακάτω κριτήριο:

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

στο οποίο  $\alpha$  και  $\beta$  είναι σταθερές, που συντηρητικά μπορούν να λαμβάνονται ως μονάδα, ή αλλιώς ως εξής:

- I και H διατομές:

$$\alpha = 2; \beta = 5n \quad \text{αλλά } \beta \geq 1$$

- Κοίλες κυκλικές διατομές:

$$\alpha = 2; \beta = 2$$

- Κοίλες ορθογωνικές διατομές:

$$\alpha = \beta = \frac{1,66}{1 - 1,13n^2} \quad \text{αλλά } \alpha = \beta \leq 6$$

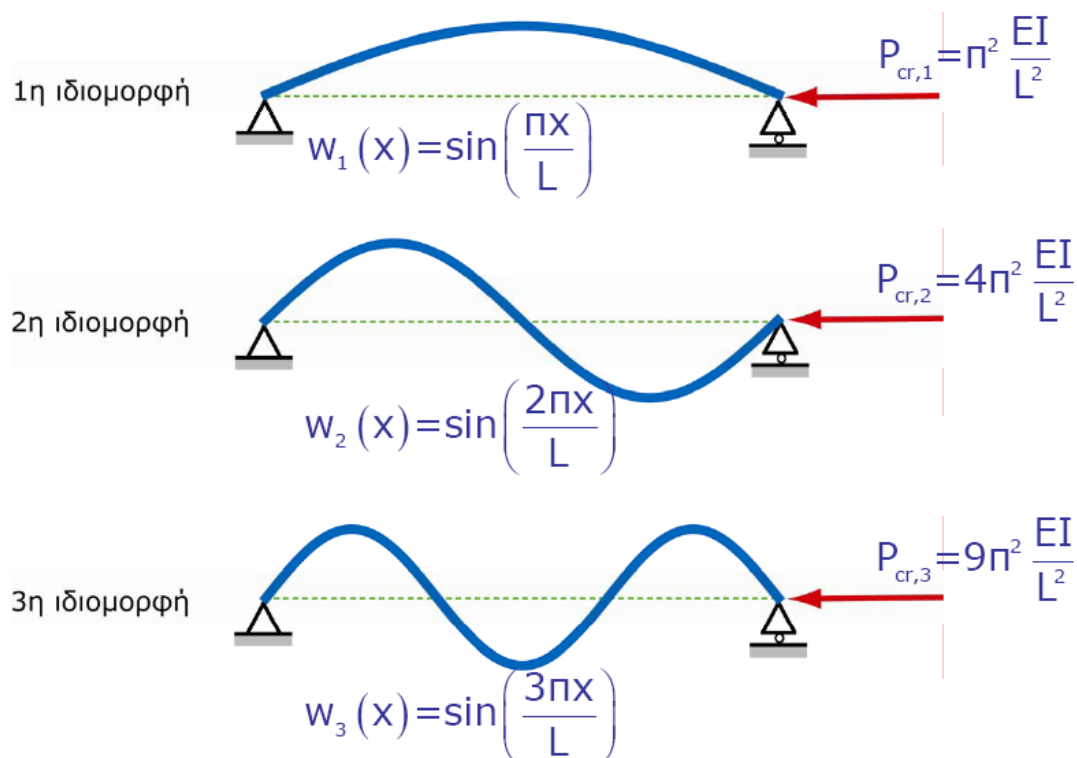
όπου  $n = N_{Ed} / N_{pl,Rd}$ .

## Αντοχή μελών

Η αντοχή των μελών τα οποία υπόκεινται σε θλιπτικές δυνάμεις ή καμπτικές ροπές περιορίζεται από την αντοχή τους σε λυγισμό. Για κάθε κατηγορία έντασης η αντοχή σε λυγισμό προσδιορίζεται σύμφωνα με τα παρακάτω.

### Μέλος υπό θλίψη

Τα μέλη τα οποία υπόκεινται σε θλιπτική δύναμη κινδυνεύουν από μια μορφή αστάθειας που είναι ο καμπτικός λυγισμός. Η απώλεια της ευστάθειας του αρχικώς ευθύγραμμου μέλους εκδηλώνεται με μετάπτωση σε μια καμπλωμένη μορφή με κάμψη περί τον ισχυρό ή τον ασθενή άξονα της διατομής, χωρίς ταυτόχρονη καμπυλότητα στις διατομές.



Σχήμα 1.4 Οι πρώτες τρεις ιδιομορφές λυγισμού για μέλος υπό θλίψη

Η αντοχή ενός θλιβόμενου μέλους σε καμπτικό λυγισμό είναι:

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi A f_y}{\gamma_{M1}} \quad \text{για διατομές κατηγορίας 1, 2 και 3}$$

όπου  $\chi$  είναι ο μειωτικός συντελεστής για την αντίστοιχη μορφή λυγισμού. Στον καθορισμό των  $A$  δεν χρειάζεται να λαμβάνονται υπόψη σπές για κοχλίες.



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

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \quad \text{αλλά } \chi \leq 1,0$$

Όπου:

$$\Phi = 0,5 \left[ 1 + \alpha (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2 \right]$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A f_y}{N_{cr}}} \quad \text{για διατομές κατηγορίας 1, 2 και 3}$$

$\alpha$  είναι ένας συντελεστής ατελειών

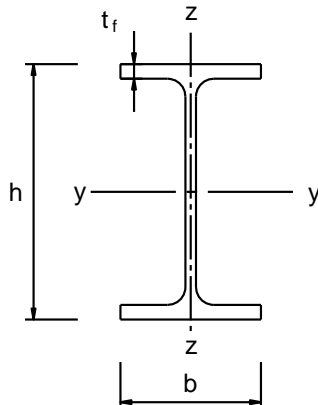
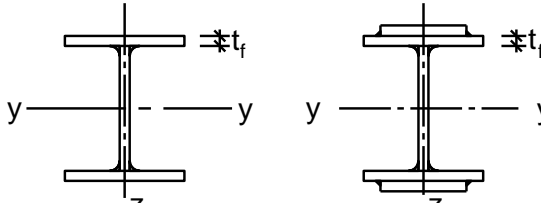
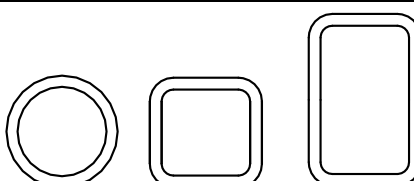
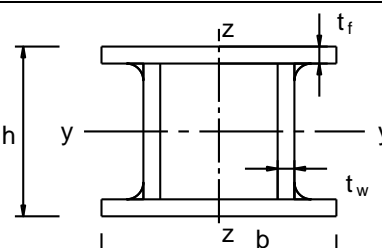
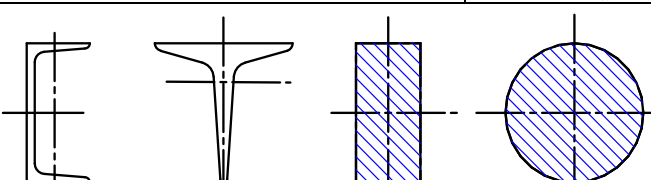
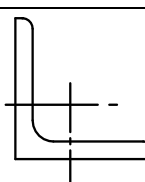
$N_{cr}$  είναι το ελαστικό κρίσιμο φορτίο για την αντίστοιχη μορφή λυγισμού βασισμένο στις ιδιότητες της πλήρους διατομής.

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

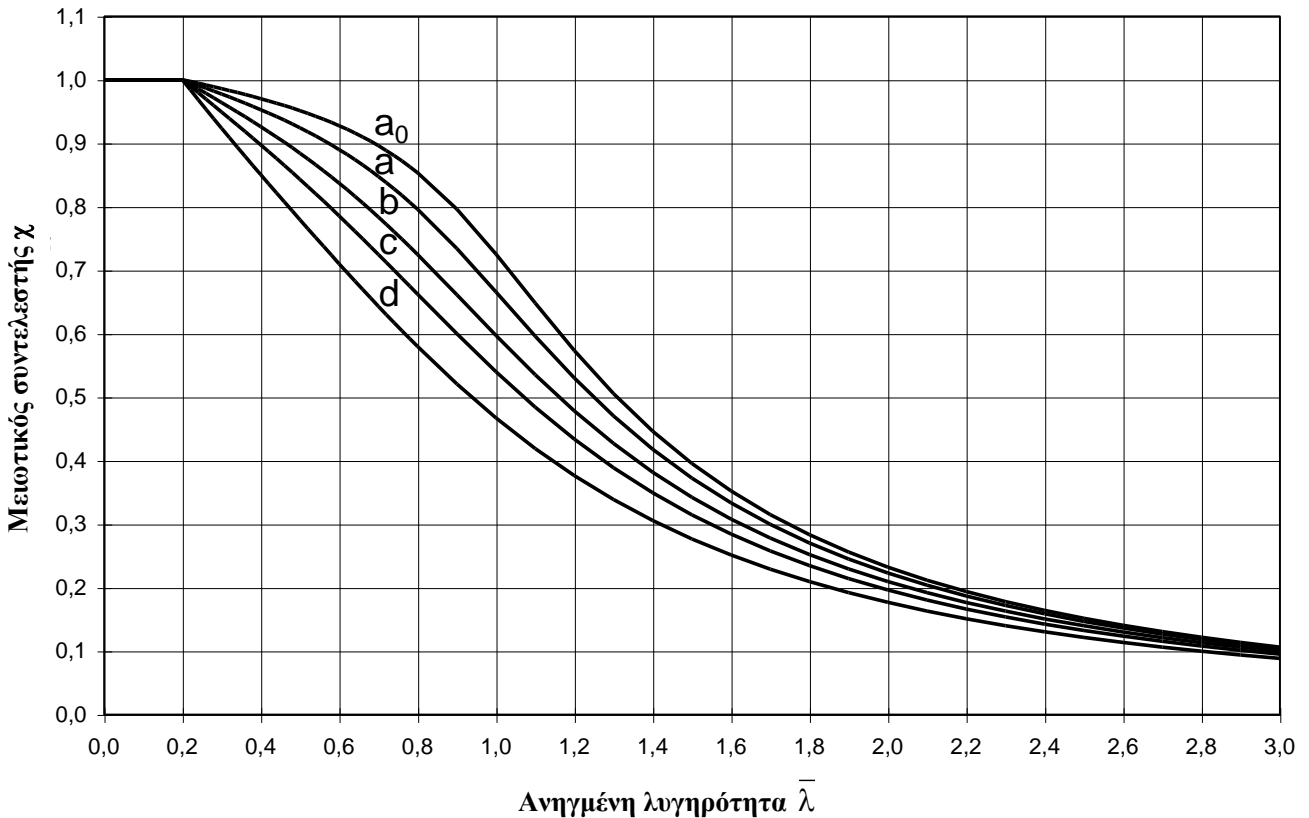
*Πίνακας 1.17 Συντελεστές ατελειών για καμπύλες λυγισμού*

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

Τιμές του μειωτικού συντελεστή  $\chi$  για την κατάλληλη ανηγμένη λυγηρότητα  $\bar{\lambda}$  μπορεί να λαμβάνονται από το σχήμα 1.5.

Διατομή	Όρια	Λυγισμός περί των άξονα	Καμπύλη λυγισμού		
			S 235 S 275 S 355 S 420	S 460	
 <p>Ελατές διατομές</p>	$h/b > 1,2$	$t_f \leq 40 \text{ mm}$  $40 \text{ mm} < t_f \leq 100$	y-y z-z	a a <sub>0</sub>	
			b c	a a	
	$h/b \leq 1,2$	$t_f \leq 100 \text{ mm}$	y-y z-z	b c	a a
		$t_f > 100 \text{ mm}$	y-y z-z	d d	c c
 <p>Συγκολλητές I-διατομές</p>	$t_f \leq 40 \text{ mm}$	y-y z-z	b c	b c	
	$t_f > 40 \text{ mm}$	y-y z-z	c d	c d	
 <p>Κοίλες Διατομές</p>	Εν θερμώ έλαση	Κάθε	a	a <sub>0</sub>	
	Ψυχρή έλαση	Κάθε	c	c	
 <p>Συγκολλητές κίβω- ποειδείς διατομές</p>	Γενικά (εκτός των κα- τωτέρω)	Κάθε	b	b	
	Μεγάλα πάχη ραφής: $\alpha > 0,5t_f$ $b/t_f < 30$ $h/t_w < 30$	Κάθε	c	c	
 <p>U-, I- και σπ- μπαγείς δια- τομές</p>		Κάθε	c	c	
 <p>L-διατομές</p>		Κάθε	b	b	

Πίνακας 1.18 Επιλογή καμπύλης λυγισμού για δεδομένη διατομή



Σχήμα 1.5 Καμπόλες λογισμού

Λυγηρότητα για καμπτικό λογισμό

Η ανηγμένη λυγηρότητα  $\bar{\lambda}$  δίνεται από τις σχέσεις:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{Af_y}{N_{cr}}} = \frac{L_{cr}}{i} \frac{1}{\lambda_1} \quad \text{για διατομές κατηγορίας 1, 2 και 3}$$

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

Όπου:

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

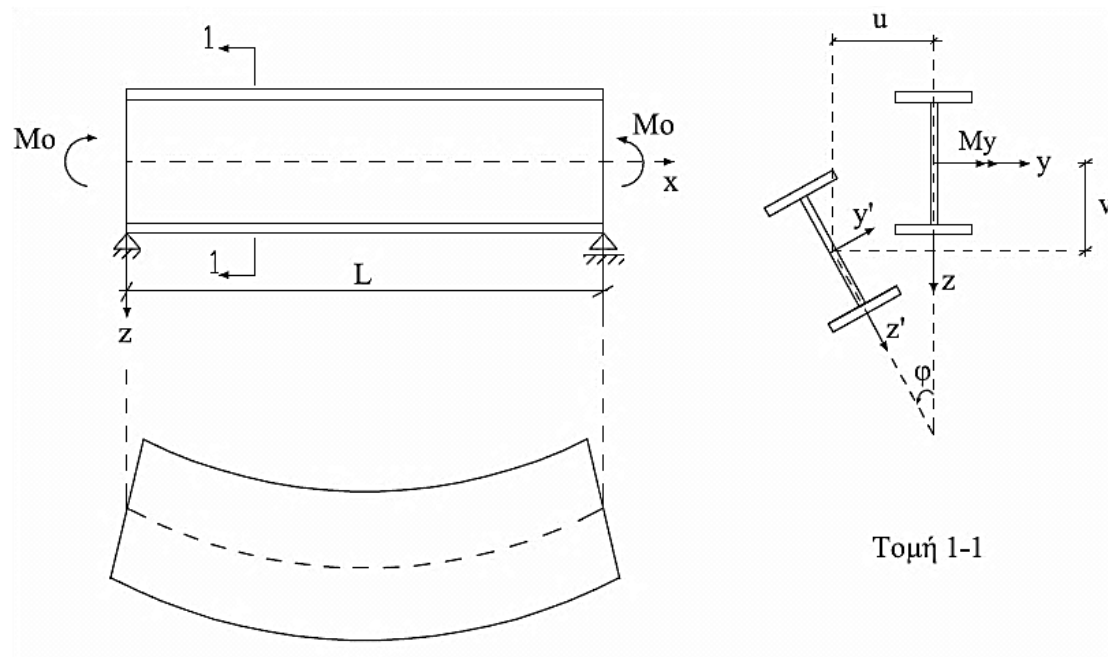
$i$  είναι η ακτίνα αδρανείας περί τον αντίστοιχο άξονα, υπολογιζόμενη χρησιμοποιώντας τις ιδιότητες της πλήρους διατομής

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93,9\varepsilon$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \quad (f_y \text{ σε } N/mm^2)$$

### Μέλος υπό κάμψη

Μέλη τα οποία υπόκεινται σε καμπτική ροπή κινδυνεύουν από μια μορφή αστάθειας που είναι ο στρεπτοκαμπτικός λυγισμός. Αυτή οφείλεται στον καμπτικό λυγισμό του θλιβόμενου πέλματος περί τον ισχυρό του άξονα, αφού περί τον ασθενή εξασφαλίζεται μέσω του κορμού ενώ το άλλο πέλμα είναι ευσταθές (εφελκόμενο), και ταυτόχρονα προκαλείται στρεπτική στροφή των κυρίων αξόνων της διατομής.



Η ροπή αντοχής σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό μιας δοκού πρέπει να λαμβάνεται ως:

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} W_y \frac{f_y}{\gamma_{M1}}$$

Όπου:

$W_y$  είναι η κατάλληλη ροπή αντίστασης της διατομής ως εξής:

- $W_y = W_{pl,y}$  για διατομές κατηγορίας 1 ή 2
- $W_y = W_{el,y}$  για διατομές κατηγορίας 3

$\chi_{LT}$  είναι ο μειωτικός συντελεστής για στρεπτοκαμπτικό λυγισμό.

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} \quad \text{αλλά } \chi_{LT} \leq 1,0$$

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

$\alpha_{LT}$  είναι συντελεστής ατελειών

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y f_y}{M_{cr}}}$$

$M_{cr}$  είναι η ελαστική κρίσιμη ροπή στρεπτοκαμπτικού λυγισμού.

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

Πίνακας 1.19 Συντελεστές ατελειών για καμπύλες στρεπτοκαμπτικού λυγισμού

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

Πίνακας 1.20 Καμπύλη στρεπτοκαμπτικού λυγισμού για διατομές χρησιμοποιώντας την εξίσωση

Τιμές του μειωτικού συντελεστή  $\chi_{LT}$  για την αντίστοιχη ανηγμένη λυγηρότητα  $\bar{\lambda}_{LT}$  μπορούν να λαμβάνονται από το σχήμα 1.5

Για λυγηρότητα  $\bar{\lambda}_{LT} \leq 0,2$  ή για  $\frac{M_{Ed}}{M_{cr}} \leq 0,04$  οι επιδράσεις στρεπτοκαμπτικού λυγισμού μπορούν να αγνοούνται και να γίνονται μόνο έλεγχοι διατομής.

Η κρίσιμη ροπή στρεπτοκαμπτικού λυγισμού δίνεται από τη σχέση:

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

Όπου:

- C1, C2, C3    συντελεστές εξαρτώμενοι από τις συνθήκες φόρτισης και στρεπτικής στήριξης
- $I_z$            η ροπή αδράνειας ως προς τον ασθενή άξονα
- $I_T$            η σταθερά στρέψης
- $I_w$            η σταθερά στρέβλωσης
- L              το μήκος της δοκού
- k και  $k_w$     συντελεστές εξαρτώμενοι από το είδος των στηρίξεων ως προς την ελευθερία στροφής και στρέβλωσης των άκρων του εξεταζόμενου πλευρικά μη προστατευόμενου τμήματος
- $Z_g = Z_a - Z_s$    η απόσταση του κέντρου διάτμησης από το σημείο εφαρμογής του φορτίου
- $Z_a$            η τεταγμένη του σημείου εφαρμογής του φορτίου ως προς τον κεντροβαρικό άξονα y-y
- $Z_s$            η τεταγμένη του κέντρου διάτμησης ως προς τον κεντροβαρικό άξονα y-y

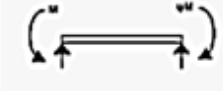









Για διατομές διπλής συμμετρίας  $z_j=0$

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



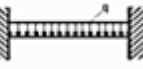

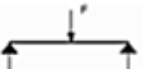

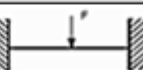

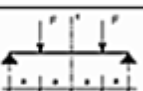

Οι συντελεστές  $k$  και  $k_w$  για πλήρη πάκτωση λαμβάνουν τιμή 0.5 για απλές στηρίξεις λαμβάνουν τιμή 1.0, για περιπτώσεις που έχουμε το ένα άκρο απλά στηριζόμενο και το άλλο πακτωμένο λαμβάνουν τιμή 0.7.

Ο συντελεστής  $k$  αφορά τη στροφή του άκρου στο εγκάρσιο προς τη φόρτιση επίπεδο και είναι ανάλογος του συντελεστή ισοδύναμου μήκους λυγισμού θλιβόμενου στοιχείου. Ο συντελεστής  $k_w$  αφορά τη στρέβλωση του άκρου, συνιστάται να λαμβάνεται ίσος προς 1.0 εκτός και εάν έχουμε λάβει ειδικά μέτρα πάκτωσης έναντι στρέβλωσης.

Για  $k_w=1$ :

Φόρτιση και συνθήκες στήριξης	Διάγραμμα καμπτικών ροπών	Τιμές του συντελεστή $k$	Συντελεστές		
			$C_1$	$C_2$	$C_3$
	 $\psi=1$	1.0	1.000	-	1.000
		0.7	1.000	-	1.113
		0.5	1.000	-	1.114
	 $\psi=3/4$	1.0	1.141	-	0.998
		0.7	1.270	-	1.565
		0.5	1.305	-	2.283
	 $\psi=1/2$	1.0	1.323	-	0.992
		0.7	1.473	-	1.556
		0.5	1.514	-	2.271
	 $\psi=1/4$	1.0	1.563	-	0.977
		0.7	1.739	-	1.531
		0.5	1.788	-	2.235
	 $\psi=0$	1.0	1.879	-	0.939
		0.7	2.092	-	1.473
		0.5	2.150	-	2.150
	 $\psi=-1/4$	1.0	2.281	-	0.855
		0.7	2.538	-	1.340
		0.5	2.609	-	1.975
	 $\psi=-1/2$	1.0	2.704	-	0.676
		0.7	3.009	-	1.059
		0.5	3.093	-	1.546
	 $\psi=-3/4$	1.0	2.927	-	0.366
		0.7	3.258	-	0.575
		0.5	3.348	-	0.837
 $\psi=-1.0$	1.0	2.752	-	0.000	
	0.7	3.063	-	0.000	
	0.5	3.149	-	0.000	

Πίνακας 1.21 Συντελεστές  $C_1, C_2, C_3$  ανάλογα με την φόρτιση

Φόρτιση και συνθήκες στήριξης	Διάγραμμα καμπτικών ροπών	Τιμές του συντελεστή k	Συντελεστές		
			C <sub>1</sub>	C <sub>2</sub>	C <sub>3</sub>
		1.0	1.132	0.459	0.525
		0.5	0.972	0.304	0.980
		1.0	1.285	1.562	0.753
		0.5	0.712	0.652	1.070
		1.0	1.365	0.553	1.730
		0.5	1.070	0.432	3.050
		1.0	1.565	1.267	2.640
		0.5	0.938	0.715	4.800
		1.0	1.046	0.430	1.120
		0.5	1.010	0.410	1.890

Πίνακας 1.22 Συντελεστές C<sub>1</sub>, C<sub>2</sub>, C<sub>3</sub> ανάλογα με την φόρτιση

### Μέλος υπό σύνθετη κάμψη και θλίψη

Για μέλη που υπόκεινται σε συνδυασμένη θλίψη και κάμψη ο στρεπτοκαμπτικός λυγισμός είναι ακόμα πιο κρίσιμος, αφού το θλιβόμενο πέλμα δέχεται θλιπτική δύναμη τόσο λόγω κάμψης αλλά και θλίψης.

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

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\gamma_{M1}} \leq 1$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\gamma_{M1}} \leq 1$$

Όπου:

$N_{Ed}$ ,  $M_{y,Ed}$  και  $M_{z,Ed}$

είναι οι τιμές σχεδιασμού της θλιπτικής δύναμης και των μεγίστων ροπών ως προς τους y-y και z-z άξονες κατά μήκος του μέλους, αντίστοιχα

$\Delta M_{y,Ed}$ ,  $\Delta M_{z,Ed}$

είναι οι ροπές λόγω της μετατόπισης του κεντροβαρικού άξονα



- $\chi_y, \chi_z$  είναι οι μειωτικοί συντελεστές λόγω καμπτικού λυγισμού
- $\chi_{LT}$  είναι ο μειωτικός συντελεστής λόγω στρεπτοκαμπτικού λυγισμού
- $k_{yy}, k_{yz}, k_{zy}, k_{zz}$  είναι οι συντελεστές αλληλεπίδρασης

Κατηγορία	1	2	3	4
$A_i$	A	A	A	$A_{eff}$
$W_y$	$W_{pl,y}$	$W_{pl,y}$	$W_{el,y}$	$W_{eff,y}$
$W_z$	$W_{pl,z}$	$W_{pl,z}$	$W_{el,z}$	$W_{eff,z}$
$\Delta M_{y,Ed}$	0	0	0	$e_{N,y} N_{Ed}$
$\Delta M_{z,Ed}$	0	0	0	$e_{N,z} N_{Ed}$

Πίνακας 1.23 Τιμές για  $N_{Rk} = f_y A_b$ ,  $M_{i,Rk} = f_y W_i$  και  $\Delta M_{i,Ed}$

Μέλη που δεν είναι ευαίσθητα σε στρεπτικές παραμορφώσεις όπως οι κλειστές διατομές, ή όταν το θλιβόμενο πέλμα εξασφαλίζεται μέσω της πλάκας σκυροδέματος, λαμβάνουμε  $\chi_{LT} = 1$

Οι συντελεστές αλληλεπίδρασης μπορούν να υπολογίζονται σύμφωνα με 2 μεθόδους του Ευρωκώδικα 3. Ενδεικτικά παρατίθεται παρακάτω η μία από τις δύο μεθόδους.

**Μέθοδος 2: Συντελεστές αλληλεπίδρασης  $k_{ij}$  για τη σγέση αλληλεπίδρασης**

*Πίνακας 1.23 Συντελεστές αλληλεπίδρασης  $k_{ij}$  για μέλη που δεν υπόκεινται σε στρεπτικές παραμορφώσεις*

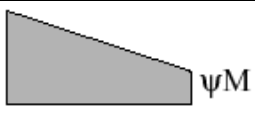
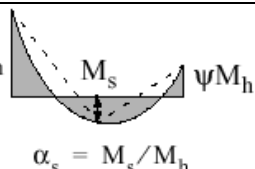
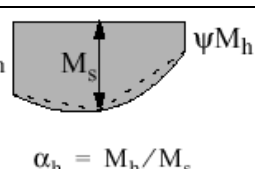
Συντελεστές αλληλεπίδρασης	Τύπος διατομών	Παραδοχή σχεδιασμού	
		ελαστικές ιδιότητες διατομών κατηγορία 3, κατηγορία 4	πλαστικές ιδιότητες διατομών κατηγορία 1, κατηγορία 2
$k_{yy}$	διατομές I διατομές RHS	$C_{my} \left( 1 + 0,6 \bar{\lambda}_y \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$ $\leq C_{my} \left( 1 + 0,6 \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$	$C_{my} \left( 1 + (\bar{\lambda}_y - 0,2) \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$ $\leq C_{my} \left( 1 + 0,8 \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$
$k_{yz}$	διατομές I διατομές RHS	$k_{zz}$	$0,6 k_{zz}$
$k_{zy}$	διατομές I διατομές RHS	$0,8 k_{yy}$	$0,6 k_{yy}$
$k_{zz}$	διατομές I	$C_{mz} \left( 1 + 0,6 \bar{\lambda}_z \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$ $\leq C_{mz} \left( 1 + 0,6 \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$	$C_{mz} \left( 1 + (2\bar{\lambda}_z - 0,6) \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$ $\leq C_{mz} \left( 1 + 1,4 \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$
	διατομές RHS		$C_{mz} \left( 1 + (\bar{\lambda}_z - 0,2) \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$ $\leq C_{mz} \left( 1 + 0,8 \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$

Για διατομές I και H και ορθογωνικές κοίλες διατομές με αξονική θλίψη και μονοαξονική κάμψη  $M_{y,Ed}$  ο συντελεστής  $k_{zy}$  μπορεί να είναι  $k_{zy} = 0$ .

Πίνακας 1.24 Συντελεστές αλληλεπίδρασης  $k_{ij}$  για μέλη που υπόκεινται σε στρεπτικές παραμορφώσεις

Συντελεστές αλληλεπίδρασης	Παραδοχές σχεδιασμού	
	ελαστικές ιδιότητες διατομών κατηγορία 3, κατηγορία 4	πλαστικές ιδιότητες διατομών κατηγορία 1, κατηγορία 2
$k_{yy}$	$k_{yy}$ από τον Πίνακα 1.23	$k_{yy}$ από τον Πίνακα 1.23
$k_{yz}$	$k_{yz}$ από τον Πίνακα 1.23	$k_{yz}$ από τον Πίνακα 1.23
$k_{zy}$	$\left[ 1 - \frac{0,05\bar{\lambda}_z}{(C_{mLT} - 0,25)} \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right]$ $\geq \left[ 1 - \frac{0,05}{(C_{mLT} - 0,25)} \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right]$	$\left[ 1 - \frac{0,1\bar{\lambda}_z}{(C_{mLT} - 0,25)} \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right]$ $\geq \left[ 1 - \frac{0,1}{(C_{mLT} - 0,25)} \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right]$ <p>για <math>\bar{\lambda}_z &lt; 0,4</math>:</p> $k_{zy} = 0,6 + \bar{\lambda}_z \leq 1 - \frac{0,1\bar{\lambda}_z}{(C_{mLT} - 0,25)} \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}}$
$k_{zz}$	$k_{zz}$ από τον Πίνακα 1.23	$k_{zz}$ από τον Πίνακα 1.23

Πίνακας 1.25 Συντελεστές  $C_m$  ισοδύναμης ομοιόμορφης ροπής στους Πίνακες 1.23 και 1.24

Διάγραμμα ροπής	Περιοχή		$C_{my}$ και $C_{mz}$ και $C_{mLT}$	
			Ομοιόμορφο φορτίο	Συγκεντρωμένο φορτίο
	$-1 \leq \psi \leq 1$		$0,6 + 0,4\psi \geq 0,4$	
	$0 \leq \alpha_s \leq 1$	$-1 \leq \psi \leq 1$	$0,2 + 0,8\alpha_s \geq 0,4$	$0,2 + 0,8\alpha_s \geq 0,4$
	$-1 \leq \alpha_s < 0$	$0 \leq \psi \leq 1$	$0,1 - 0,8\alpha_s \geq 0,4$	$-0,8\alpha_s \geq 0,4$
		$-1 \leq \psi < 0$	$0,1(1-\psi) - 0,8\alpha_s \geq 0,4$	$0,2(-\psi) - 0,8\alpha_s \geq 0,4$
	$0 \leq \alpha_h \leq 1$	$-1 \leq \psi \leq 1$	$0,95 + 0,05\alpha_h$	$0,90 + 0,10\alpha_h$
	$-1 \leq \alpha_h < 0$	$0 \leq \psi \leq 1$	$0,95 + 0,05\alpha_h$	$0,90 + 0,10\alpha_h$
		$-1 \leq \psi < 0$	$0,95 + 0,05\alpha_h(1+2\psi)$	$0,90 - 0,10\alpha_h(1+2\psi)$

Για μέλη με λυγισμό από μετάθεση ο συντελεστής ισοδύναμης ομοιόμορφης ροπής πρέπει να λαμβάνεται  $C_{my} = 0,9$  ή  $C_{mz} = 0,9$  αντίστοιχα.

Τα  $C_{my}$ ,  $C_{mz}$  και  $C_{mLT}$  πρέπει να λαμβάνονται σύμφωνα με το διάγραμμα ροπών μεταξύ των αντίστοιχων πλευρικά στηριζόμενων σημείων ως εξής:

συντελεστής ροπής	άξονας κάμψης	σημεία εξασφαλιζόμενα κατά τη διεύθυνση
$C_{my}$	y-y	z-z
$C_{mz}$	z-z	y-y
$C_{mLT}$	y-y	y-y

### 1.5.2 Έλεγχοι μελών του φορέα

- ΕΛΕΓΧΟΣ ΛΥΓΗΡΟΤΗΤΑΣ ΔΙΑΓΩΝΙΩΝ

Σε κτίρια άνω των δυο ορόφων, η αδιάστατη λυγηρότητα των διαγώνιων συνδέσμων πρέπει να περιορίζεται σε:  $1,3 < \bar{\lambda} \leq 2,0$ . Το όριο του 1,3 ορίζεται για να αποφεύγεται η προ του λυγισμού (όταν τόσο οι θλιβόμενοι όσο και οι εφελκόμενοι διαγώνιοι είναι ενεργές) υπερφόρτωση των υποστυλωμάτων πέρα από τα εντατικά μεγέθη που λαμβάνονται από μια ανάλυση στο οριακό στάδιο αστοχίας, όπου λαμβάνεται ως ενεργή μόνο η εφελκόμενη διαγώνιος.

Σε φορείς που διαθέτουν έως και δύο ορόφους, δεν εφαρμόζονται περιορισμοί στο  $\bar{\lambda}$

### Οριακή κατάσταση αστοχίας

- ΕΛΕΓΧΟΣ ΑΝΤΟΧΗΣ ΜΕΛΩΝ ΚΑΙ ΔΙΑΤΟΜΩΝ

Θα πρέπει να ελέγχεται ότι για όλα τα μέλη του φορέα στους συνδυασμούς ΟΚΑ ικανοποιούνται οι παρακάτω ανισότητες αντοχής:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} \leq 1,0, \frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1,0$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1,0, \frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1,0$$

Και

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\gamma_{M1} M_{z,Rk}} \leq 1$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\gamma_{M1} M_{z,Rk}} \leq 1$$

- ΙΚΑΝΟΤΙΚΟΣ ΕΛΕΓΧΟΣ ΔΟΚΟΥ ΚΑΙ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ

Οι δοκοί και τα υποστυλώματα με αξονικές δυνάμεις θα πρέπει να πληρούν την ακόλουθη απαίτηση ελάχιστης αντοχής:

$$N_{pl,Rd}(M_{Ed}) \geq N_{Ed,G} + 1,1\gamma_{ov} \Omega N_{Ed,E}$$

όπου

$N_{pl,Rd}(M_{Ed})$  είναι η αντοχή σχεδιασμού σε λυγισμό της δοκού ή του υποστυλώματος σύμφωνα με το EN 1993, η οποία λαμβάνει υπόψη την αλληλεπίδραση της αντοχής σε λυγισμό με την ροπή κάμψης  $M_{Ed}$ , τη ροπή σχεδιασμού στην σεισμική κατάσταση σχεδιασμού,

$N_{Ed,G}$  είναι η αξονική δύναμη στην δοκό ή το υποστυλώμα που οφείλεται σε μη-σεισμικές δράσεις οι οποίες συμπεριλαμβάνονται στον συνδυασμό των δράσεων για την σεισμική κατάσταση σχεδιασμού,

$N_{Ed,E}$  είναι η αξονική δύναμη στη δοκό ή το υποστυλώμα που οφείλεται στην σεισμική δράση σχεδιασμού,

$\gamma_{ov}$  είναι ο συντελεστής υπεραντοχής, =1.25

$\Omega$  είναι η ελάχιστη τιμή του  $\Omega_i = N_{pl,Rd,i}/N_{Ed,i}$  για όλες τις διαγώνιους του πλαισιακού συστήματος συνδέσμων

$N_{pl,Rd,i}$  είναι η αντοχή σχεδιασμού της διαγώνιου  $i$ ,

$N_{Ed,i}$  είναι η τιμή σχεδιασμού της αξονικής δύναμης στην ίδια διαγώνιο  $i$  στην σεισμική κατάσταση σχεδιασμού.

- ΕΛΕΓΧΟΣ ΟΜΟΓΕΝΟΥΣ ΠΛΑΣΤΙΜΗΣ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ

Προκειμένου να ικανοποιείται μια ομοιογενής πλάστιμη συμπεριφορά των διαγώνιων, πρέπει να ελέγχεται ότι η μέγιστη υπεραντοχή  $\Omega_i$  δεν διαφέρει από την ελάχιστη τιμή  $\Omega$  κατά περισσότερο από 25%.

$\Omega$  είναι η ελάχιστη τιμή του  $\Omega_i = N_{pl,Rd,i}/N_{Ed,i}$  για όλες τις διαγώνιους του πλαισιακού συστήματος συνδέσμων, όπου

$N_{pl,Rd,i}$  είναι η αντοχή σχεδιασμού της διαγώνιου  $i$ ,

$N_{Ed,i}$  είναι η τιμή σχεδιασμού της αξονικής δύναμης στην ίδια διαγώνιο  $i$  στην σεισμική κατάσταση σχεδιασμού.

- ΕΛΕΓΧΟΣ ΓΙΑ ΦΑΙΝΟΜΕΝΑ ΔΕΥΤΕΡΑΣ ΤΑΞΗΣ

Αποτελέσματα δευτέρας τάξεως (αποτελέσματα P-Δ) δεν χρειάζεται να λαμβάνονται υπόψη εάν η ακόλουθη συνθήκη ικανοποιείται σε όλους τους ορόφους για τον σεισμικό συνδυασμό της ΟΚΑ:

$$\theta = \frac{P_{\text{tot}} \cdot d_r}{V_{\text{tot}} \cdot h} \leq 0,10$$

Όπου:

- $\theta$  είναι ο συντελεστής ευαισθησίας σχετικής μετακίνησης του ορόφου
- $P_{\text{tot}}$  είναι το συνολικό φορτίο βαρύτητας στην σεισμική κατάσταση σχεδιασμού του ορόφου που εξετάζεται και των υπερκείμενων ορόφων
- $d_r$  είναι η τιμή σχεδιασμού της σχετικής μετακίνησης του ορόφου, που λαμβάνεται ως η διαφορά των μέσων οριζόντιων μετακινήσεων  $d_s$  των δαπέδων του υπό εξέταση ορόφου και υπολογίζεται σύμφωνα με τα παρακάτω
- $V_{\text{tot}}$  είναι η συνολική σεισμική τέμνουσα του ορόφου, και
- $h$  είναι το ύψος του ορόφου.

Εάν  $0,1 < \theta \leq 0,2$ , τα αποτελέσματα δευτέρας τάξεως μπορούν να ληφθούν υπόψη προσεγγιστικά πολλαπλασιάζοντας τα αντίστοιχα σεισμικά μεγέθη και μετακινήσεις με συντελεστή ίσο με  $1/(1 - \theta)$ .

Η τιμή του συντελεστή  $\theta$  δεν θα υπερβαίνει το 0,3.

Μετακινήσεις :

$$d_s = q_d d_e$$

όπου

$d_s$  είναι η μετακίνηση σημείου του στατικού συστήματος που προκαλείται από τη σεισμική δράση σχεδιασμού

$q_d$  είναι ο συντελεστής συμπεριφοράς μετακίνησης

$$q_d = \begin{cases} q & T_1 < T_c \\ 1 + (q - 1) \frac{T_c}{T_1} & T_1 > T_c \end{cases}$$

$d_e$  είναι η μετακίνηση του ίδιου σημείου του στατικού συστήματος, όπως προσδιορίζεται από την γραμμική ανάλυση βασισμένη στο φάσμα απόκρισης σχεδιασμού σύμφωνα

- ΕΛΕΓΧΟΣ ΠΕΡΙΟΡΙΣΜΟΥ ΣΧΕΤΙΚΗΣ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΗΣ ΟΡΟΦΟΥ

Οι μέγιστες σχετικές μετακινήσεις των ορόφων στον σεισμικό συνδυασμό της ΟΚΑ πρέπει να τηρούν τα ακόλουθα όρια:

α) για κτίρια με μη-φέροντα στοιχεία από ψαθυρό υλικό συνδεδεμένα με τον φορέα:

$$d_r \nu \leq 0,005 h;$$

β) για κτίρια με πλάστιμα μη-φέροντα στοιχεία:

$$d_r \nu \leq 0,0075 h;$$

γ) για κτίρια με μη-φέροντα στοιχεία αγκυρωμένα με τέτοιο τρόπο ώστε να μην επηρεάζονται από τις παραμορφώσεις του φορέα, ή για κτίρια που δεν έχουν μη-φέροντα στοιχεία:

$$d_r \nu \leq 0,010 h$$

Όπου:

$d_r$  είναι η τιμή σχεδιασμού της σχετικής παραμόρφωσης ορόφου

$h$  είναι το ύψος του ορόφου

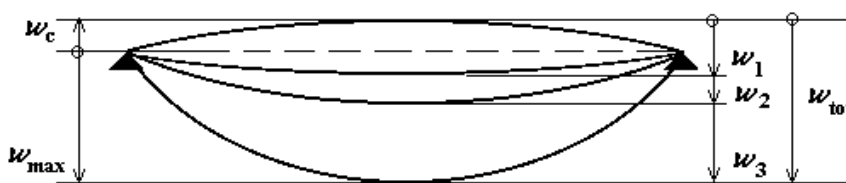
$\nu$  Οι συνιστώμενες τιμές του  $\nu$  είναι 0.4 για τις κατηγορίες σπουδαιότητας III και IV και  $\nu = 0.5$  για τις κατηγορίες σπουδαιότητας I και II.

### Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας

- ΕΛΕΓΧΟΣ ΒΕΛΩΝ ΚΑΜΨΗΣ ΓΙΑ ΤΙΣ ΔΟΚΟΥΣ

Τα μέγιστα κατακόρυφα βέλη των μελών για τον χαρακτηριστικό συνδυασμό της ΟΚΛ θα πρέπει να ικανοποιούν τα ακόλουθα όρια:

	$W_{max}$	$W_3$
Μη βατές στέγες	$L/200$	$L/250$
Πατώματα και βατές στέγες	$L/250$	$L/300$



Σχήμα 1.6 Ορισμοί των κατακόρυφων καμπτικών παραμορφώσεων

Όπου:

$w_c$  αρνητικό βέλος στο αφόρτιστο δομικό μέλος

$w_1$  Αρχικό σκέλος της καμπτικής παραμόρφωσης από μόνιμα φορτία του συναφούς συνδυασμού δράσεων, σύμφωνα με τις σχέσεις

$w_2$  Μακροπρόθεσμο σκέλος της καμπτικής παραμόρφωσης υπό μόνιμα φορτία

$w_3$  Επιπρόσθετο σκέλος της καμπτικής παραμόρφωσης λόγω των μεταβλητών δράσεων του συναφούς συνδυασμού δράσεων, σύμφωνα με τις σχέσεις

$w_{tot}$  Συνολική καμπτική παραμόρφωση ως άθροισμα των  $w_1, w_2, w_3$

$w_{max}$  Εναπομένουσα συνολική καμπτική παραμόρφωση λαμβάνοντας υπόψη το αρνητικό βέλος

### 1.5.3 Διαστασιολόγηση συνδέσεων

Κατηγορίες κοχλιωτών συνδέσεων

#### Συνδέσεις διάτμησης

Οι κοχλιωτές συνδέσεις που υπόκεινται σε διάτμηση πρέπει να σχεδιάζονται σύμφωνα με μία από τις ακόλουθες κατηγορίες:

##### α) Κατηγορία Α: Συνδέσεις άντυγας

Σε αυτή την κατηγορία μπορούν να χρησιμοποιηθούν κοχλίες κατηγορίας 4.6 μέχρι και 10.9. Δεν απαιτείται προένταση ούτε ειδική επεξεργασία των επιφανειών επαφής. Η μέγιστη διατμητική δύναμη σχεδιασμού δεν πρέπει να υπερβαίνει την αντοχή σχεδιασμού σε διάτμηση, ούτε την αντοχή σχεδιασμού σε σύνθλιψη άντυγας.

##### β) Κατηγορία Β: Συνδέσεις ανθεκτικές σε ολίσθηση στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας

Σε αυτήν την κατηγορία πρέπει να χρησιμοποιούνται προεντεταμένοι κοχλίες. Δεν επιτρέπεται η εμφάνιση ολίσθησης στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας. Η διατμητική δύναμη σχεδιασμού στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας δεν πρέπει να υπερβαίνει την αντοχή σε ολίσθηση. Η μέγιστη διατμητική δύναμη σχεδιασμού δεν πρέπει να υπερβαίνει την αντοχή σχεδιασμού σε διάτμηση, ούτε την αντοχή σχεδιασμού σε σύνθλιψη άντυγας.

##### γ) Κατηγορία C: Συνδέσεις ανθεκτικές σε ολίσθηση στην οριακή κατάσταση αστοχίας

Σε αυτήν την κατηγορία πρέπει να χρησιμοποιούνται προεντεταμένοι κοχλίες. Δεν επιτρέπεται η εμφάνιση ολίσθησης στην οριακή κατάσταση αστοχίας. Η μέγιστη διατμητική δύναμη σχεδιασμού δεν πρέπει να υπερβαίνει την αντοχή σε ολίσθηση, ούτε την αντοχή σχεδιασμού σε σύνθλιψη άντυγας. Επιπλέον, για συνδέσεις καταπονούμενες σε εφελκυσμό πρέπει να ελέγχεται η πλαστική αντοχή σχεδιασμού της καθαρής διατομής στην περιοχή των οπών κοχλιών  $N_{net,Rd}$  στην οριακή κατάσταση αστοχίας.

#### Συνδέσεις εφελκυσμού

Οι κοχλιωτές συνδέσεις που υπόκεινται σε εφελκυσμό πρέπει να σχεδιάζονται σύμφωνα με μία από τις ακόλουθες κατηγορίες:

##### α) Κατηγορία D: χωρίς προένταση

Σε αυτή την κατηγορία μπορούν να χρησιμοποιηθούν κοχλίες κατηγορίας 4.6 μέχρι και 10.9. Δεν απαιτείται προένταση. Αυτή η κατηγορία δεν πρέπει να χρησιμοποιείται σε συνδέσεις που υπόκεινται σε συχνές μεταβολές του εφελκυστικού φορτίου. Μπορεί όμως να χρησιμοποιηθεί σε συνδέσεις που σχεδιάζονται για συνήθη φορτία ανέμου.



*β) Κατηγορία E: με προένταση*

Σε αυτή την κατηγορία μπορούν να χρησιμοποιηθούν προεντεταμένοι κοχλίες κατηγορίας 8.8 και 10.9 με ελεγχόμενη σύσφιξη.

Κατηγορία	Κριτήρια	Παρατηρήσεις
<b>Συνδέσεις διάτμησης</b>		
A άντυγας	$F_{v,Ed} \leq F_{v,Rd}$ $F_{v,Ed} \leq F_{b,Rd}$	Δεν απαιτείται προένταση. Κατηγορίες κοχλιών από 4.6 μέχρι και 10.9.
B ανθεκτικές σε ολίσθηση στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας	$F_{v,Ed,ser} \leq F_{s,Rd,ser}$ $F_{v,Ed} \leq F_{v,Rd}$ $F_{v,Ed} \leq F_{b,Rd}$	Προεντεταμένοι κοχλίες κατηγορίας 8.8 ή 10.9. Για την αντοχή σε ολίσθηση στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας
C ανθεκτικές σε ολίσθηση στην οριακή κατάσταση αστοχίας	$F_{v,Ed} \leq F_{s,Rd}$ $F_{v,Ed} \leq F_{b,Rd}$ $F_{v,Ed} \leq N_{net,Rd}$	Προεντεταμένοι κοχλίες κατηγορίας 8.8 ή 10.9. Για την αντοχή σε ολίσθηση στην οριακή κατάσταση αστοχίας $N_{net,Rd}$ βλέπε EN 1993-1-1
<b>Συνδέσεις εφελκυσμού</b>		
D χωρίς προένταση	$F_{t,Ed} \leq F_{t,Rd}$ $F_{t,Ed} \leq B_{p,Rd}$	Δεν απαιτείται προένταση. Κατηγορίες κοχλιών από 4.6 μέχρι και 10.9. $B_{p,Rd}$
E με προένταση	$F_{t,Ed} \leq F_{t,Rd}$ $F_{t,Ed} \leq B_{p,Rd}$	Προεντεταμένοι κοχλίες κατηγορίας 8.8 ή 10.9. $B_{p,Rd}$

**Πίνακας 1.26 Κατηγορίες κοχλιωτών συνδέσεων**

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

α) την πλαστική αντοχή σχεδιασμού της ολικής διατομής

$$N_{pl,Rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}}$$

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

$$N_{u,Rd} = \frac{0,9A_{net} f_u}{\gamma_{M2}}$$

Σε συνδέσεις κατηγορίας C η αντοχή σχεδιασμού σε εφελκυσμό  $N_{t,Rd}$  στην της καθαρής διατομής στις θέσεις με οπές κοχλιών πρέπει να λαμβάνεται ως  $N_{net,Rd}$ , όπου:

$$N_{net,Rd} = \frac{A_{net} f_y}{\gamma_{M0}}$$

Μηχανισμός αστοχίας	Κοχλίες	Ήλοι
Αντοχή σε διάτμηση ανά επίπεδο διάτμησης	$F_{v,Rd} = \frac{\alpha_v f_{ub} A}{\gamma_{M2}}$ <p>- όταν το επίπεδο διάτμησης διέρχεται από το σπείρωμα του κοχλία (A είναι η επιφάνεια ενεργού διατομής του κοχλία, A<sub>s</sub>):</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- για κατηγορίες 4.6, 5.6 και 8.8: α<sub>v</sub> = 0,6</li> <li>- για κατηγορίες 4.8, 5.8, 6.8 και 10.9: α<sub>v</sub> = 0,5</li> </ul> <p>- όταν το επίπεδο διάτμησης διέρχεται από την πλήρη διατομή του κοχλία (A είναι η καθαρή επιφάνεια κοχλία): α<sub>v</sub> = 0,6</p>	$F_{v,Rd} = \frac{0,6 f_{ur} A_0}{\gamma_{M2}}$
Αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας <sup>1), 2), 3)</sup>	$F_{b,Rd} = \frac{k_1 a_b f_u d t}{\gamma_{M2}}, \quad \text{όπου } a_b \text{ το μικρότερο από } a_d \text{ ή } \frac{f_{ub}}{f_u} \text{ ή } 1,0$ <p>Κατά τη διεύθυνση μεταφοράς του φορτίου:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- για τελευταία σειρά κοχλιών: <math>a_d = \frac{e_1}{3d_0}</math>, για εσωτερικούς κοχλίες: <math>a_d = \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}</math></li> <li>- για πλευρικά ακραίους κοχλίες: <math>k_1</math> το μικρότερο από <math>2,8 \frac{e_2}{d_0} - 1,7</math> ή <math>2,5</math></li> <li>- για εσωτερικούς κοχλίες: <math>k_1</math> το μικρότερο από <math>1,4 \frac{p_2}{d_0} - 1,7</math> ή <math>2,5</math></li> </ul>	
Αντοχή σε εφελκυσμό <sup>2)</sup>	$F_{t,Rd} = \frac{k_2 f_{ub} A_s}{\gamma_{M2}}$ <p>όπου <math>k_2 = 0,63</math> για κοχλία βυθισμένης κεφαλής, αλλιώς <math>k_2 = 0,9</math>.</p>	$F_{t,Rd} = \frac{0,6 f_{ur} A_0}{\gamma_{M2}}$
Αντοχή σε διάτρηση	$B_{p,Rd} = 0,6 \pi d_m t_p f_u / \gamma_{M2}$	Δεν απαιτείται έλεγχος
Ταυτόχρονη διάτμηση και εφελκυσμός	$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1,4 F_{t,Rd}} \leq 1,0$	
<p>1) Η αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας F<sub>b,Rd</sub> κοχλιών</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- σε υπερμεγέθεις οπές είναι το 80% της αντοχής σε σύνθλιψη άντυγας κοχλιών σε κανονικές οπές.</li> <li>- σε επιμήκεις οπές, όπου ο διαμήκης άξονας της οπής είναι κάθετος στη διεύθυνση μεταφοράς του φορτίου, είναι το 60% της αντοχής σε σύνθλιψη άντυγας κοχλιών σε κανονικές οπές.</li> </ul> <p>2) Για κοχλίες βυθισμένης κεφαλής:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- η αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας F<sub>b,Rd</sub> πρέπει να υπολογίζεται με βάση πάχος ελάσματος t ίσο με το πλάτος του συνδεόμενου ελάσματος μείον το μισό της βύθισης .</li> </ul> <p>3) Όταν το φορτίο σε έναν κοχλία δεν είναι παράλληλο προς την ακμή του μέλους, η αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας μπορεί να ελέγχεται χωριστά για τις συνιστώσες του φορτίου που είναι παράλληλες και κάθετες προς την ακμή.</p>		

**Πίνακας 1.27 Αντοχή σχεδιασμού μεμονωμένων μέσων σύνδεσης που υπόκεινται σε διάτμηση και/ή εφελκυσμό**

Η αντοχή σχεδιασμού σε ολίσθηση ενός προεντεταμένου κοχλία κατηγορίας 8.8 ή 10.9 πρέπει να λαμβάνεται ίση με:

$$F_{s,Rd} = \frac{k_s n \mu}{\gamma_{M3}} F_{p,C}$$

Όπου:

$k_s$  δίνεται στον Πίνακα 1.30

$n$  είναι ο αριθμός των επιφανειών τριβής

$\mu$  είναι ο συντελεστής ολίσθησης, ο οποίος μπορεί να προσδιοριστεί είτε μέσω δοκιμών της επιφάνειας τριβής

$\gamma_{M3} = 1,25$

Για τις κατηγορίες κοχλίων 8.8 και 10.9 η δύναμη προέντασης  $F_p$ , πρέπει να λαμβάνεται ίση με:

$$F_{p,C} = 0,7 f_{ub} A_s$$

Κατηγορία επιφανειών τριβής	Συντελεστής ολίσθησης $\mu$
A	0,5
B	0,4
C	0,3
D	0,2

*Πίνακας Σφάλμα! Δεν υπάρχει κείμενο καθορισμένου στυλ στο έγγραφο.1.28 Συντελεστής ολίσθησης  $\mu$  για προεντεταμένους κοχλίες*

Κατηγορία επιφανειών τριβής

A :αμμοβολισμένες μεταλλικές επιφάνειες

B :γαλβανισμένες επιφάνειες σε πάχος 50-80mm

C :καθαρισμένες επιφάνειες με συρματοβουρτσα ή φλογοβολή

D :μη επεξεργασμένες επιφάνειες

Κατηγορία κοχλία	4.6	5.6	6.8	8.8	10.9
$f_{yb}$ (N/mm <sup>2</sup> )	240	300	480	640	900
$f_{ub}$ (N/mm <sup>2</sup> )	400	500	600	800	1000

*Πίνακας 1.29 Ονομαστικές τιμές του ορίου διαρροής  $f_{yb}$  και της εφελκυστικής αντοχής  $f_{ub}$  για κοχλίες*

Περιγραφή	$k_s$
Κοχλίες σε κανονικές οπές	1,0
Κοχλίες σε υπερμεγέθεις οπές ή σε βραχείες επιμήκεις οπές με το διαμήκη άξονα κάθετο στη διεύθυνση μεταφοράς του φορτίου	0,85
Κοχλίες σε μακρές επιμήκεις οπές με το διαμήκη άξονα κάθετο στη διεύθυνση μεταφοράς του φορτίου	0,7
Κοχλίες σε βραχείες επιμήκεις οπές με το διαμήκη άξονα παράλληλο στη διεύθυνση μεταφοράς του φορτίου	0,76
Κοχλίες σε μακρές επιμήκεις οπές με το διαμήκη άξονα παράλληλο στη διεύθυνση μεταφοράς του φορτίου	0,63

Πίνακας 1.30 Τιμές του  $k_s$ 

Συγκολλητές συνδέσεις

#### Απλοποιημένη μέθοδος υπολογισμού αντοχής σχεδιασμού εξωραφής

Η αντοχή σχεδιασμού σε εξωραφή μπορεί να θεωρηθεί επαρκής, αν σε κάθε σημείο κατά μήκος της, η συνισταμένη όλων των δυνάμεων που μεταφέρονται μέσω της συγκόλλησης στο μοναδιαίο μήκος ικανοποιεί το ακόλουθο κριτήριο:

$$F_{w,Ed} \leq F_{w,Rd}$$

Όπου:

$F_{w,Ed}$  είναι η δύναμη σχεδιασμού της συγκόλλησης στο μοναδιαίο μήκος

$F_{w,Rd}$  είναι η αντοχή σχεδιασμού της συγκόλλησης στο μοναδιαίο μήκος

Η αντοχή σχεδιασμού της συγκόλλησης στο μοναδιαίο μήκος μπορεί να υπολογίζεται από τη σχέση:

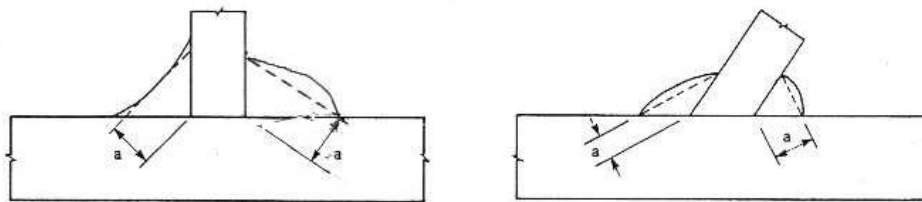
$$F_{w,Rd} = f_{vw,d} a$$

όπου:

$f_{vw,d}$  είναι η αντοχή σχεδιασμού σε διάτμηση της συγκόλλησης.

$$f_{vw,d} = \frac{f_u / \sqrt{3}}{\beta_w \gamma_{M2}}$$

$a$  πάχος εξωραφής



Σχήμα 1.6 Πάχος εξωραφής

Το ενεργό πάχος,  $a$ , εξωραφής πρέπει να λαμβάνεται ίσο με το ύψος του μεγαλύτερου τριγώνου (όχι απαραίτητα ισοσκελούς), εγγεγραμμένου στις επιφάνειες των ελασμάτων που τήκονται και την επιφάνεια της ραφής, μετρούμενο κάθετα στην εξωτερική πλευρά του, βλέπε Σχήμα 1.6.

Το ενεργό πάχος εξωραφής δεν πρέπει να είναι μικρότερο από 3 mm.

Δεν πρέπει να σχεδιάζονται για τη μεταφορά φορτίου εξωραφές, με ενεργό μήκος μικρότερο από 30 mm ή μικρότερο από 6 φορές το πάχος τους, το μεγαλύτερο από τα δύο.

Πρότυπο και ποιότητα χάλυβα			Συντελεστής συσχέτισης $\beta_w$
EN 10025	EN 10210	EN 10219	
S 235 S 235 W	S 235 H	S 235 H	0,8
S 275 S 275 N/NL S 275 M/ML	S 275 H S 275 NH/NLH	S 275 H S 275 NH/NLH S 275 MH/MLH	0,85
S 355 S 355 N/NL S 355 M/ML S 355 W	S 355 H S 355 NH/NLH	S 355 H S 355 NH/NLH S 355 MH/MLH	0,9
S 420 N/NL S 420 M/ML		S 420 MH/MLH	1,0
S 460 N/NL S 460 M/ML S 460 Q/QL/QL1	S 460 NH/NLH	S 460 NH/NLH S 460 MH/MLH	1,0

Πίνακας 1.31 Συντελεστής συσχέτισης  $\beta_w$  εξωραφών

#### 1.5.4 Έλεγχοι συνδέσεων

- ΕΛΕΓΧΟΣ ΑΝΙΣΟΤΗΤΩΝ ΑΝΤΟΧΗΣ ΟΛΩΝ ΤΩΝ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ ΣΥΝΔΕΣΗΣ ΣΤΗΝ ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΑΣΤΟΧΙΑΣ
- ΙΚΑΝΟΤΙΚΟΣ ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΥΝΔΕΣΕΩΝ ΜΕΛΩΝ ΣΕ ΖΩΝΕΣ ΑΠΟΔΟΣΗΣ ΕΝΕΡΓΕΙΑΣ

Σε ζώνες απόδοσης ενέργειας ως συνδέσεις διάτμησης θα πρέπει να χρησιμοποιούνται οι κατηγορίες *B* και *C* των κοχλιωτών συνδέσεων, ενώ σε εφελκυσμό η κατηγορία *E* των κοχλιωτών συνδέσεων. Οι επιφάνειες τριβής θα πρέπει να ανήκουν στην κατηγορία *A* ή *B*.

Για κοχλιωτές συνδέσεις τέμνουσας, η διατμητική αντοχή σχεδιασμού των κοχλιών θα πρέπει να είναι υψηλότερη από 1,2 φορές τη φέρουσα αντοχή σχεδιασμού

Για συγκόλληση με παράθεση ή κοχλιωτές μη πλάστιμες συνδέσεις, θα πρέπει να ικανοποιείται η ακόλουθη σχέση:

$$R_d \geq 1,1 \gamma_{ov} R_{fy}$$

Όπου:

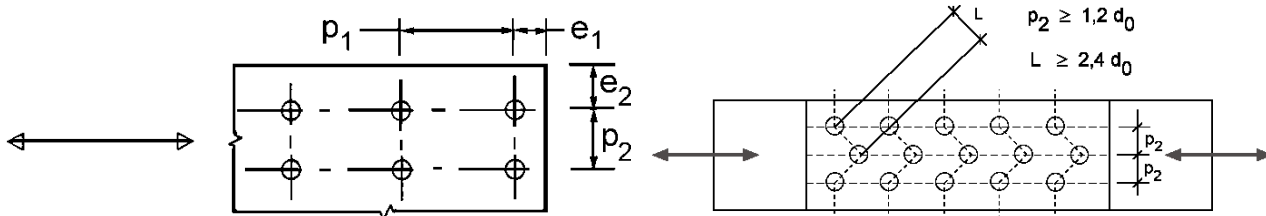
$R_d$  είναι η αντοχή της σύνδεσης

$R_{fy}$  είναι η πλαστική αντοχή του συνδεδεμένου πλάστιμου μέλους η οποία βασίζεται στην τάση διαρροής σχεδιασμού του υλικού όπως ορίζεται στο EN 1993.

$\gamma_{ov}$  είναι ο συντελεστής υπεραντοχής =1,25

• ΕΛΕΓΧΟΣ ΑΠΟΣΤΑΣΕΩΝ ΣΤΑ ΕΛΑΣΜΑΤΑ ΣΥΝΔΕΣΗΣ

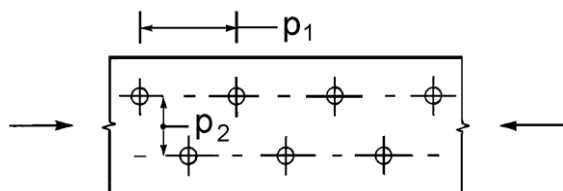
Θα πρέπει να ελέγχονται οι μέγιστες και οι ελάχιστες αποστάσεις στα ελάσματα σύνδεσης όπως φαίνεται στα παρακάτω σχήματα:



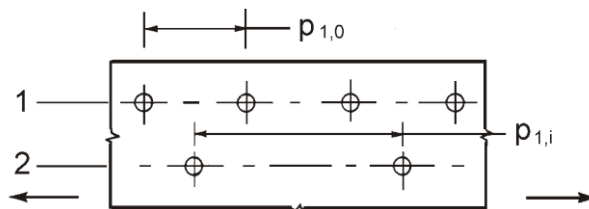
Μέσα σύνδεσης σε λοξή διάταξη

α) Σύμβολα για τις αποστάσεις των μέσων σύνδεσης

β) Σύμβολα για τις αποστάσεις σε λοξή διάταξη



$p_1 \leq 14 t$  και  $\leq 200 \text{ mm}$       $p_2 \leq 14 t$  και  $\leq 200 \text{ mm}$



$p_{1,0} \leq 14 t$  και  $\leq 200 \text{ mm}$       $p_{1,i} \leq 28 t$  και  $\leq 400 \text{ mm}$

1 εξωτερική γραμμή     2 εσωτερική γραμμή

γ) Αποστάσεις σε λοξή διάταξη – θλίψη

δ) Αποστάσεις σε εφελκυσμένα στοιχεία

Αποστάσεις	Ελάχιστη	Μέγιστη <sup>1) 2) 3)</sup>		
		Κατασκευές από χάλυβες που συμφωνούν με το EN 10025 εκτός εκείνων που συμφωνούν με το EN 10025-5		Κατασκευές από χάλυβες που συμφωνούν με το EN 10025-5
		Χάλυβας εκτεθειμένος σε καιρικές συνθήκες ή άλλα διαβρωτικά περιβάλλοντα	Χάλυβας μη εκτεθειμένος	Χάλυβας χωρίς προστασία
Απόσταση από άκρο $e_1$	$1,2d_0$	$4t + 40 \text{ mm}$		Η μεγαλύτερη από $8t$ ή $125 \text{ mm}$
Απόσταση από άκρο $e_2$	$1,2d_0$	$4t + 40 \text{ mm}$		Η μεγαλύτερη από $8t$ ή $125 \text{ mm}$
Απόσταση $e_3$ σε επιμήκειες οπές	$1,5d_0$ <sup>4)</sup>			
Απόσταση $e_4$ σε επιμήκειες οπές	$1,5d_0$ <sup>4)</sup>			
Βήμα $p_1$	$2,2d_0$	Η μικρότερη από $14t$ ή $200 \text{ mm}$	Η μικρότερη από $14t$ ή $200 \text{ mm}$	Η μικρότερη από $14t_{\min}$ ή $175 \text{ mm}$
Βήμα $p_{1,0}$		Η μικρότερη από $14t$ ή $200 \text{ mm}$		
Βήμα $p_{1,i}$		Η μικρότερη από $28t$ ή $400 \text{ mm}$		
Βήμα $p_2$ <sup>5)</sup>	$2,4d_0$	Η μικρότερη από $14t$ ή $200 \text{ mm}$	Η μικρότερη από $14t$ ή $200 \text{ mm}$	Η μικρότερη από $14t_{\min}$ ή $175 \text{ mm}$

<sup>1)</sup> Η μέγιστη τιμή για τις αποστάσεις μεταξύ κοχλιών και ήλων και τις αποστάσεις από τα άκρα δεν έχει περιορισμό, εκτός από τις ακόλουθες περιπτώσεις:

- σε θλιβόμενα μέλη προκειμένου να αποφευχθεί ο τοπικός λυγισμός και η διάβρωση των εκτεθειμένων μελών και
- σε εφελκύμενα εκτεθειμένα μέλη προκειμένου να αποφευχθεί η διάβρωση.

<sup>2)</sup> Η αντοχή σε τοπικό λυγισμό του θλιβόμενου ελάσματος μεταξύ των μέσων σύνδεσης πρέπει να υπολογίζεται σύμφωνα με το EN 1993-1-1 χρησιμοποιώντας  $0,6 p_1$  ως μήκος λυγισμού. Ο τοπικός λυγισμός μεταξύ των μέσων σύνδεσης δεν χρειάζεται να ελεγχθεί αν ο λόγος  $p_1/t$  είναι μικρότερος από  $9 \varepsilon$ . Η απόσταση από τα πλευρικά άκρα δεν πρέπει να υπερβαίνει τα όρια που τίθενται από τις απαιτήσεις τοπικού λυγισμού σε ένα προεξέχον στοιχείο των θλιβόμενων μελών, βλέπε EN 1993-1-1. Η απόσταση από τα άλλα άκρα δεν περιορίζεται από την τελευταία απαίτηση.

<sup>3)</sup>  $t$  είναι το πάχος του λεπτότερου εξωτερικά συνδεόμενου μέρους.

<sup>4)</sup> Περιορισμοί στις διαστάσεις των επιμήκων οπών δίνονται στην 2.8 Πρότυπα Αναφοράς: Ομάδα 7.

<sup>5)</sup> Σε μέσα σύνδεσης τοποθετημένα σε λοξή διάταξη η ελάχιστη απόσταση μεταξύ των γραμμών κοχλίωσης που πρέπει να χρησιμοποιείται είναι  $p_2 = 1,2d_0$  με την προϋπόθεση ότι η απόσταση  $L$  μεταξύ δύο οποιωνδήποτε μέσων σύνδεσης είναι μεγαλύτερη από  $2,4d_0$

**Πίνακας 1.32 Μέγιστες και ελάχιστες αποστάσεις μεταξύ κοχλιών και ήλων και από τα άκρα**



## ΕΦΑΡΜΟΓΗ ΣΕ ΜΕΤΑΛΛΙΚΟ ΚΤΙΡΙΟ

Ο φορέας του υπό μελέτη κτιρίου είναι μεταλλικός με πλάκες από σκυρόδεμα. Το κτίριο αποτελείται από τρεις ορόφους με ύψος ορόφου 3 μετρά. Το εμβαδόν της κάτοψης είναι  $159.31 \text{ m}^2$  και το κτίριο δεν είναι απόλυτα συμμετρικό στις δυο διευθύνσεις. Τα σεισμικά φορτία αναλαμβάνονται πλήρως και στις δυο διευθύνσεις από διαγώνιους συνδέσμους δυσκαμψίας χωρίς εκκεντρότητα τύπου X.

Η προσομοίωση του φορέα καθώς και η ανάλυση του προσομοιώματος έγινε με χρήση λογισμικού πεπερασμένων στοιχείων. Συγκεκριμένα χρησιμοποιήθηκε το πρόγραμμα SAP2000 v14.2.4. Η προσομοίωση των δοκών, υποστυλωμάτων, και συνδέσμων δυσκαμψίας έγινε με χρήση γραμμικών πεπερασμένων στοιχείων. Η πλάκα σκυροδέματος δεν προσομοιάστηκε στον φορέα όμως θεωρήθηκε η διαφραγματική της λειτουργία στις στάθμες των οροφών.

Διάσταση πλάκας σκυροδέματος: 0.16 m

Χαλύβδινες πρότυπες διατομές δοκών: HEA 160, HEA 180, HEA 220,  
HEA 240, HEA 400

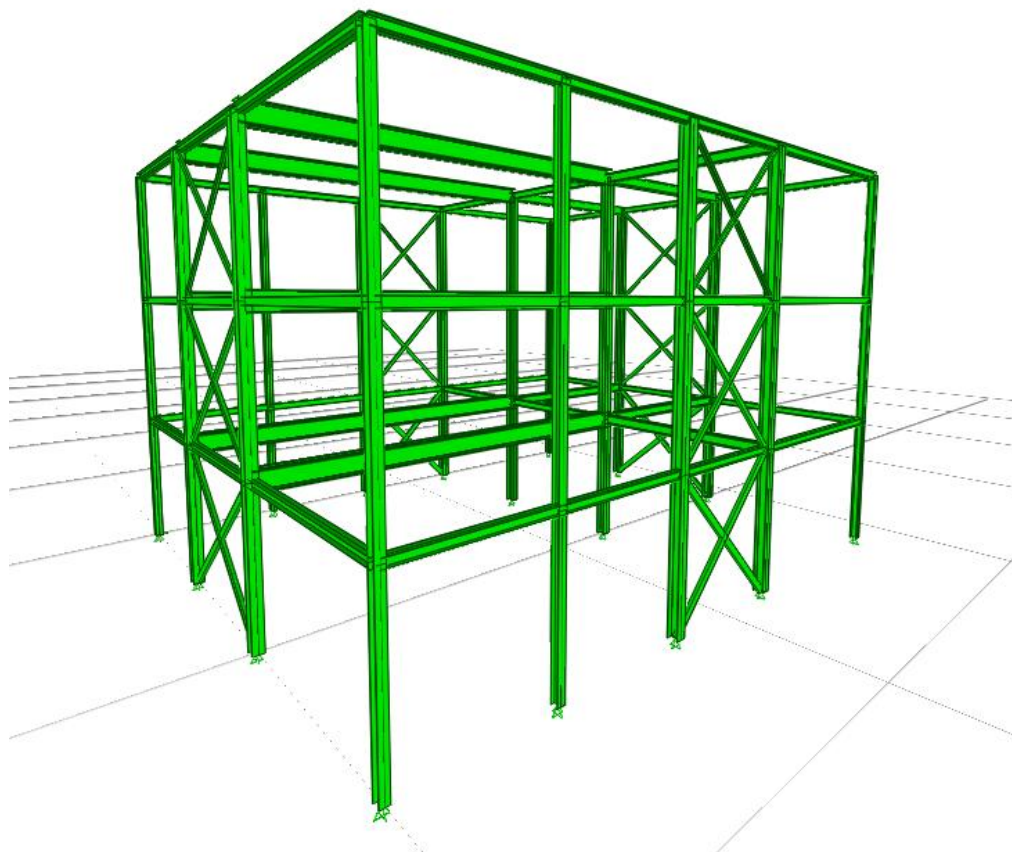
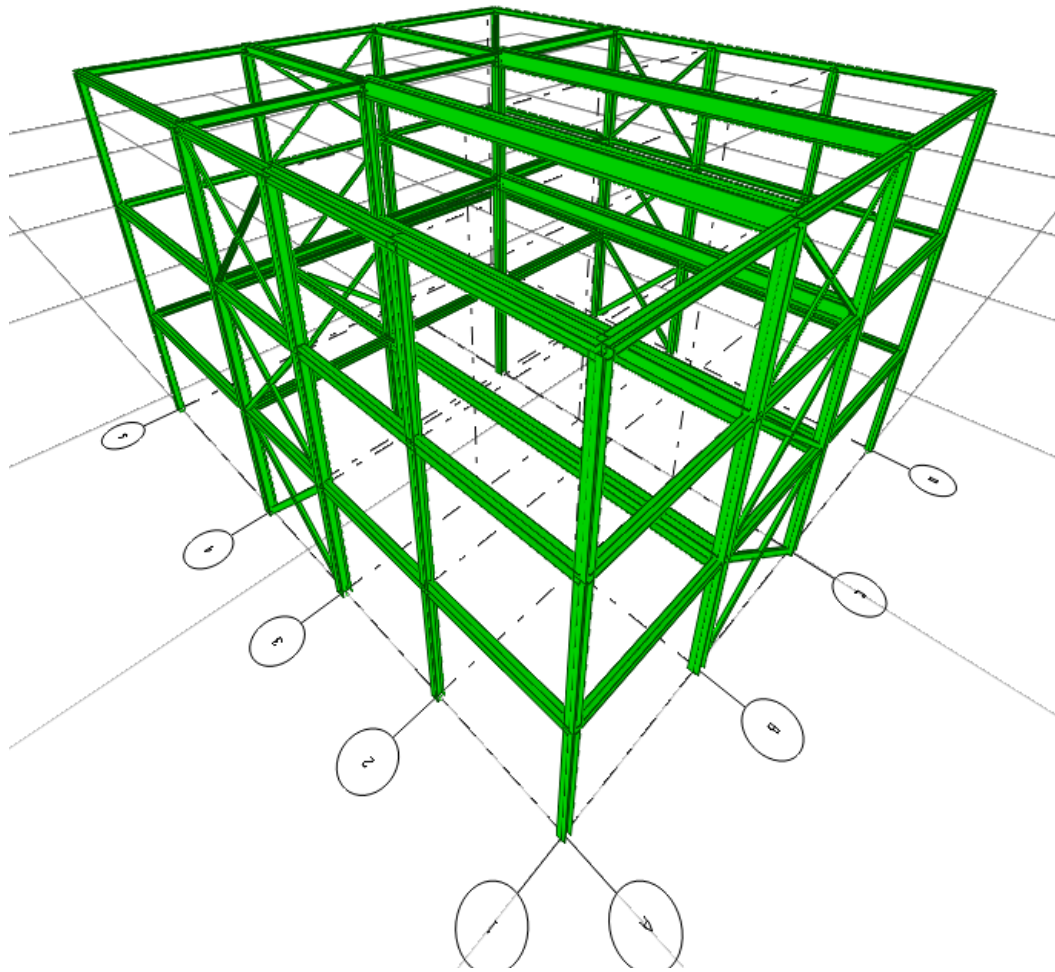
Χαλύβδινες πρότυπες διατομές υποστυλωμάτων: HEB 160, HEB 220

Χαλύβδινες διατομές διαγωνίων: TUBO140X70X5.9, TUBO100X70X5.9,  
UPN100

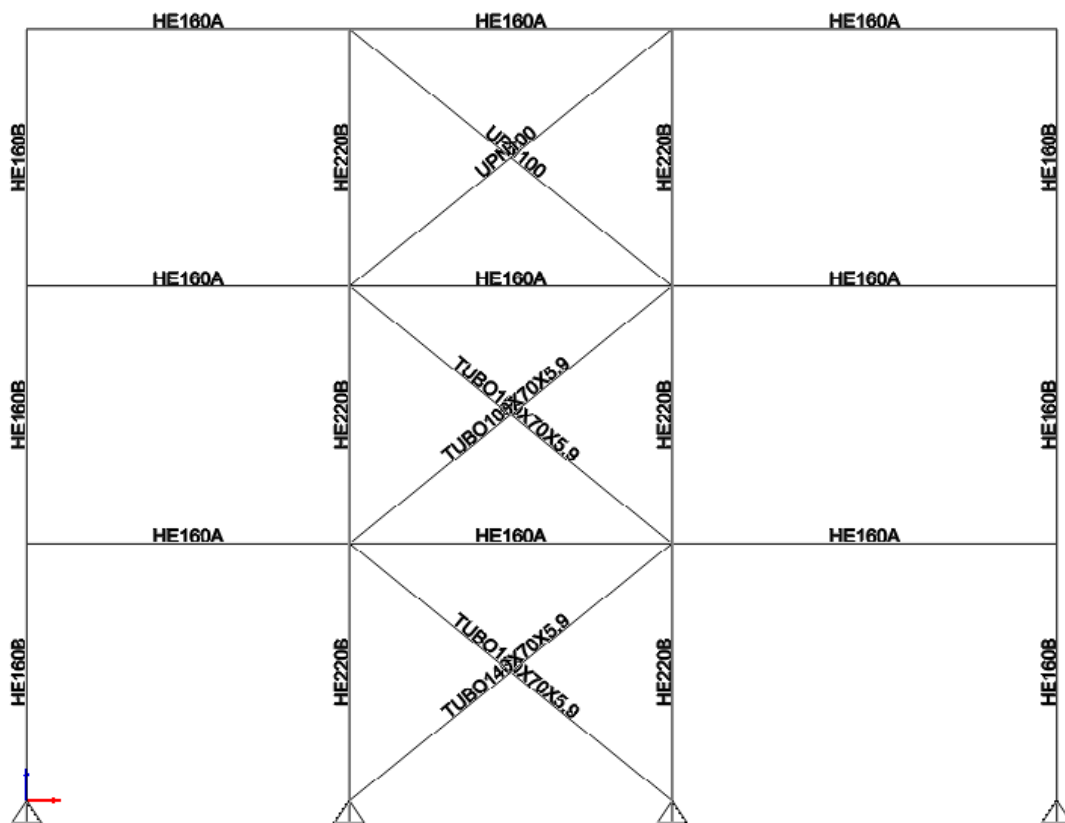
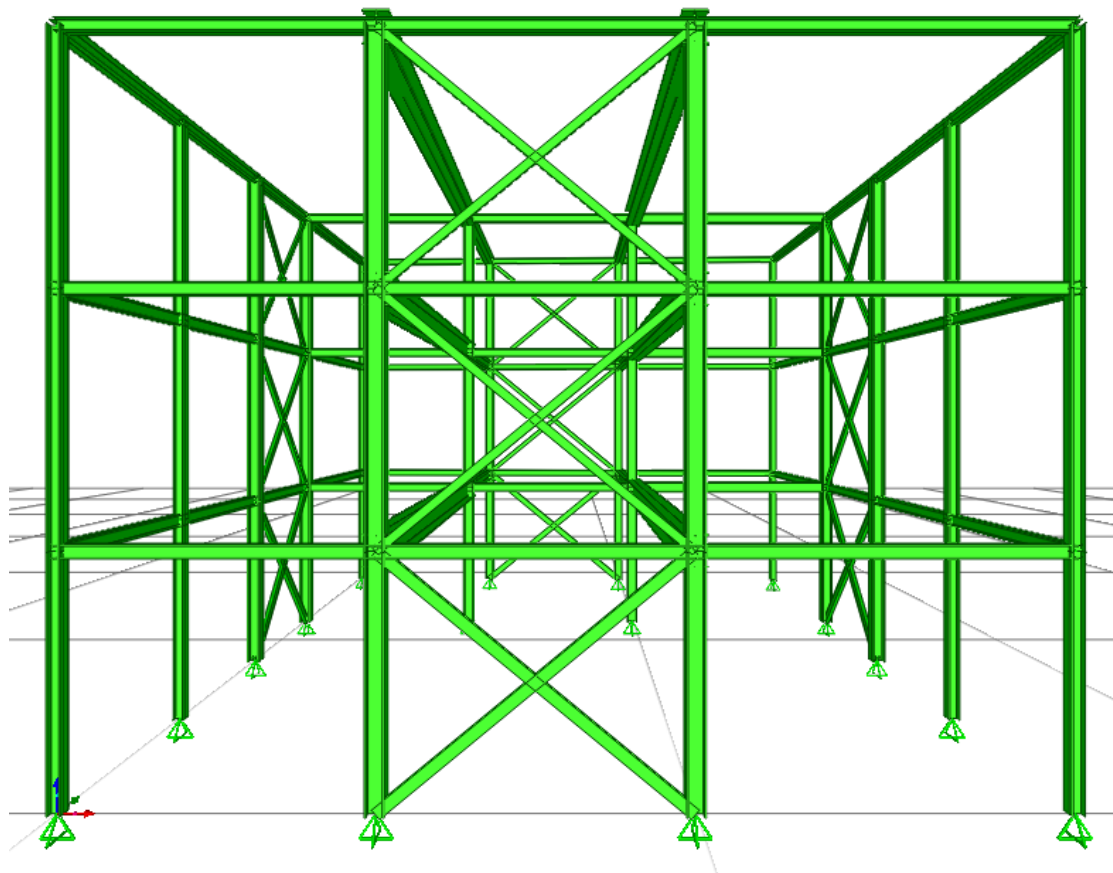
Ποιότητα του δομικού χάλυβα: S235

Ποιότητα σκυροδέματος: C20/25

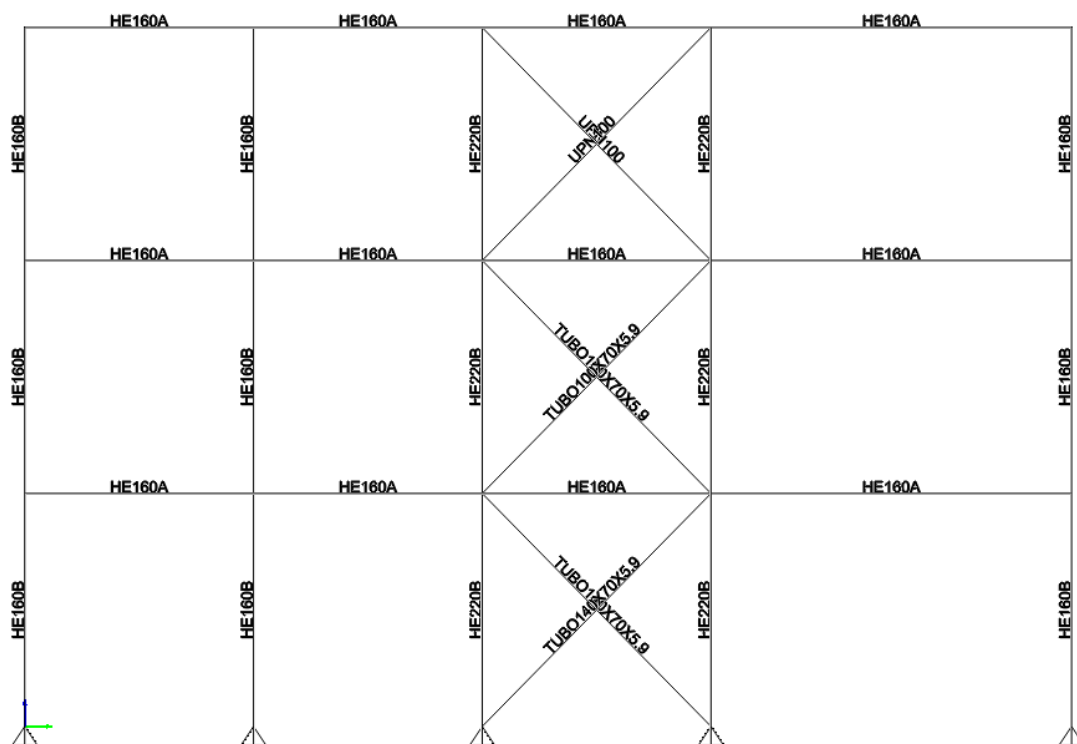
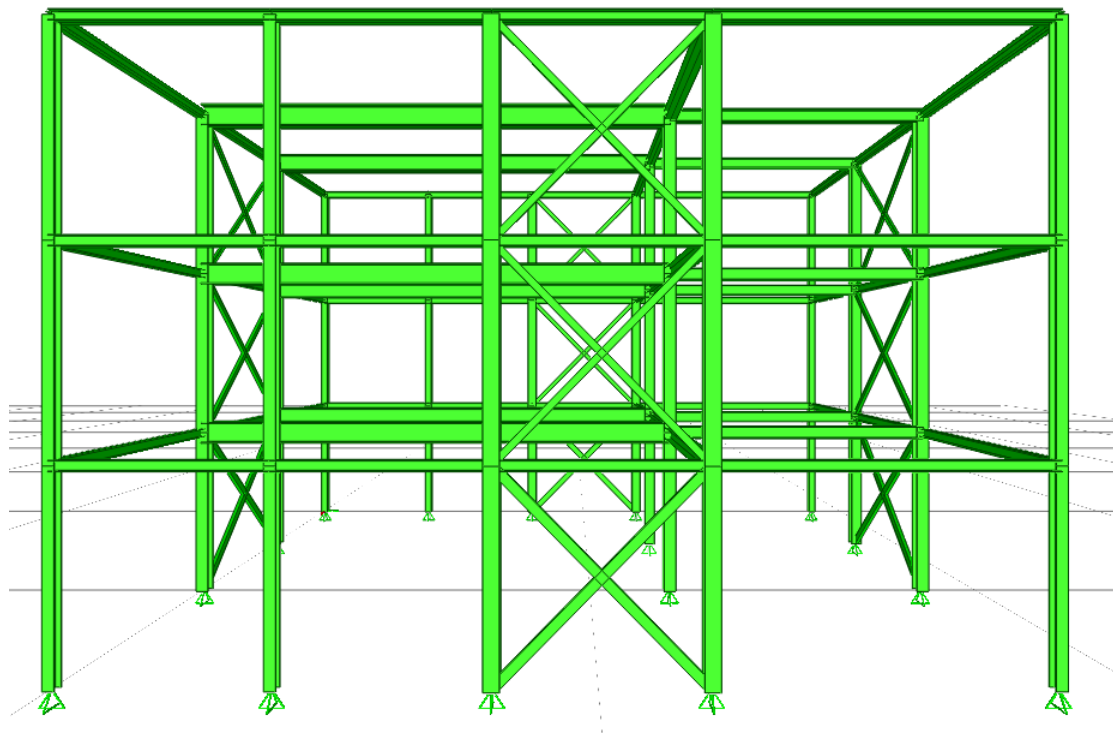
Ποιότητα χάλυβα σκυροδέματος: B500c



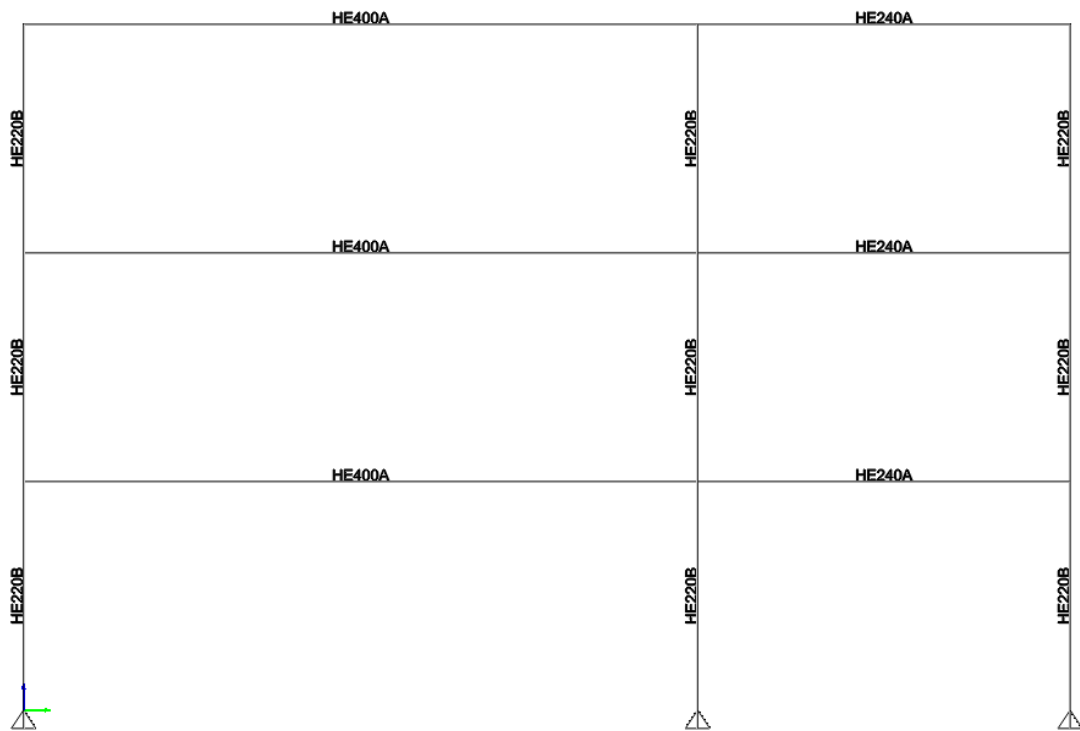
ΟΨΗ 1-1



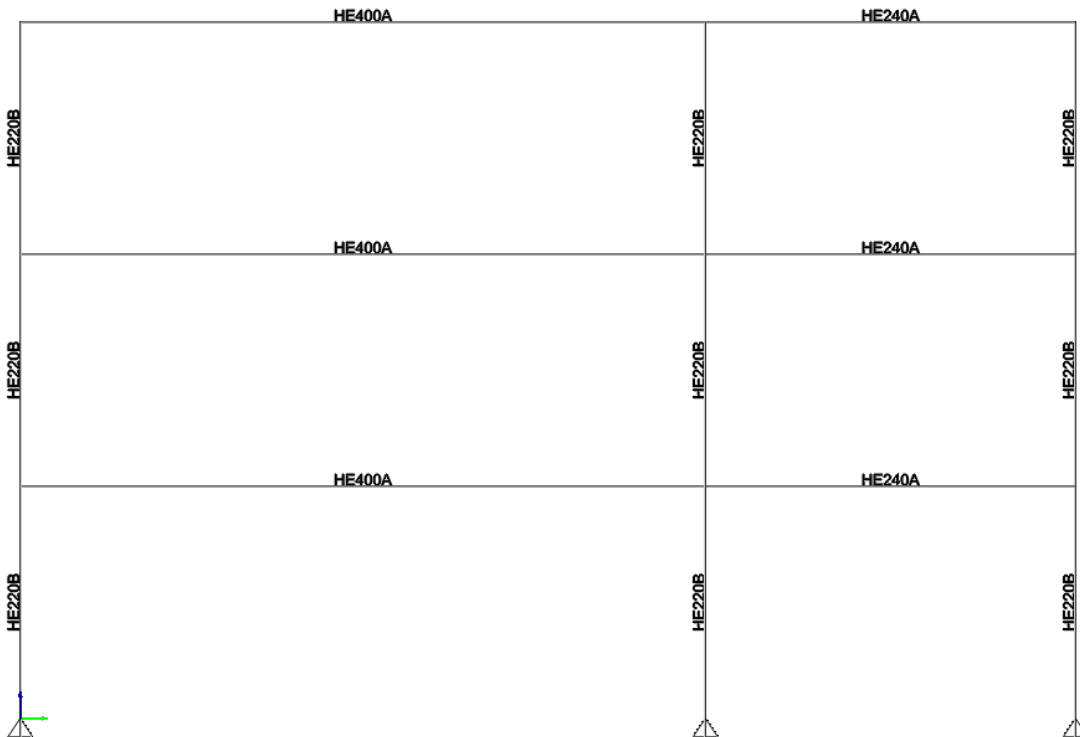
ΟΨΗ D-D



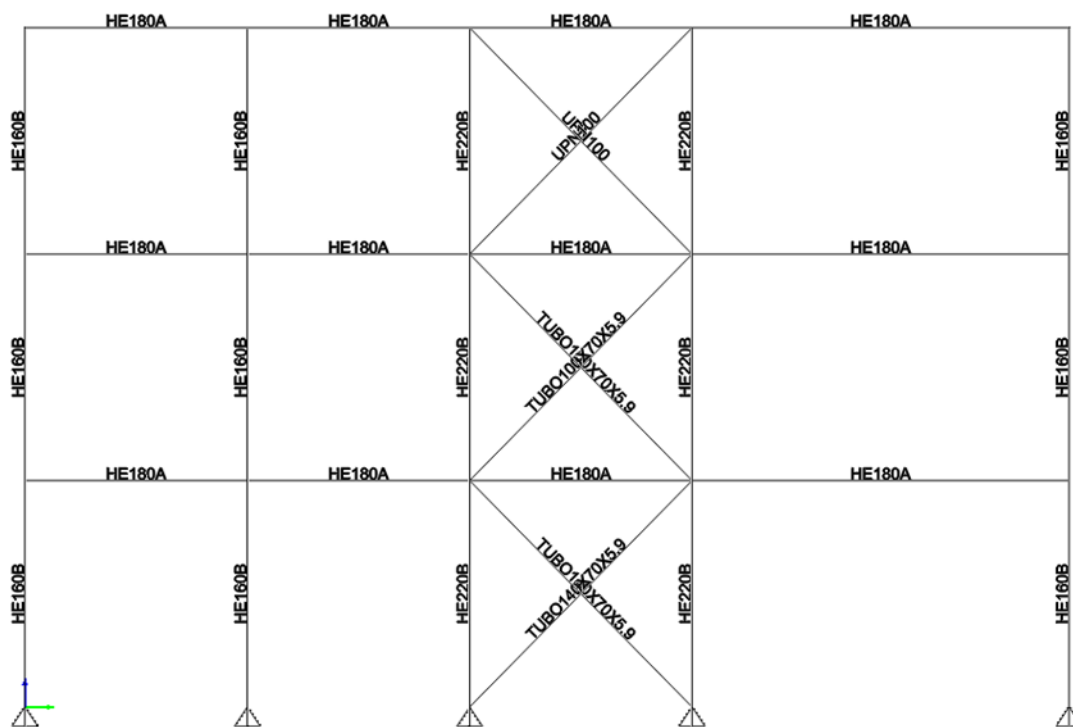
ΤΟΜΗ Β-Β



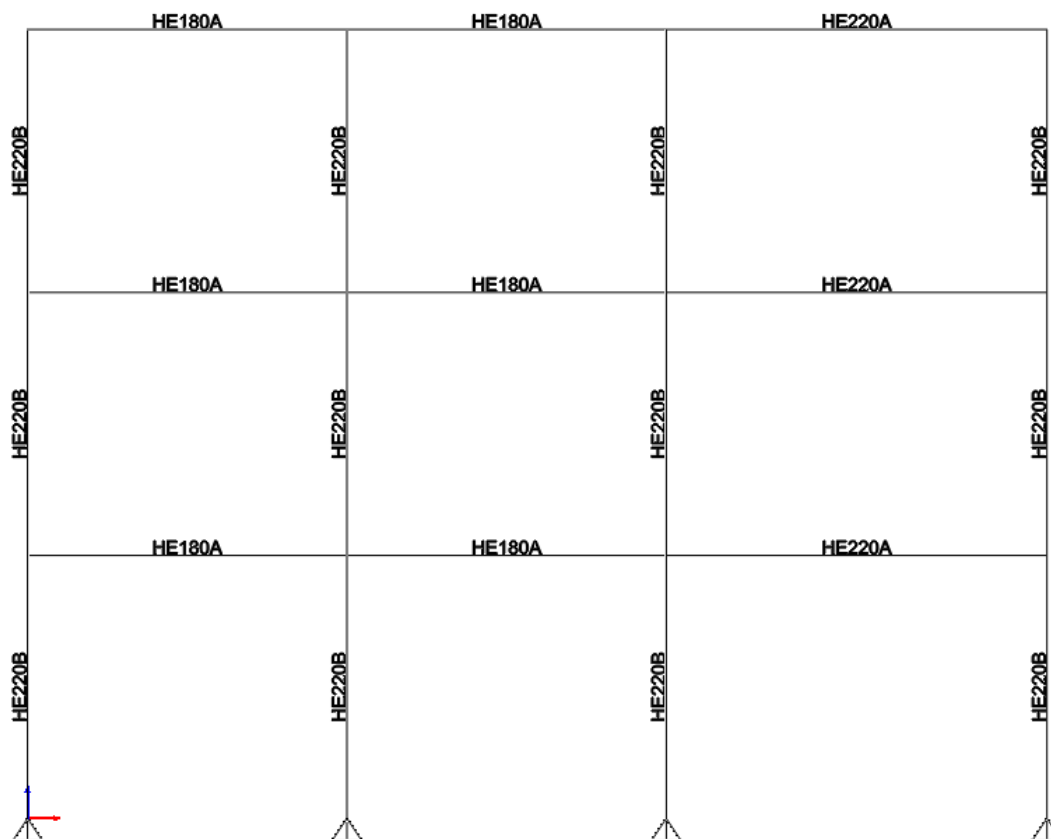
ΤΟΜΗ C-C



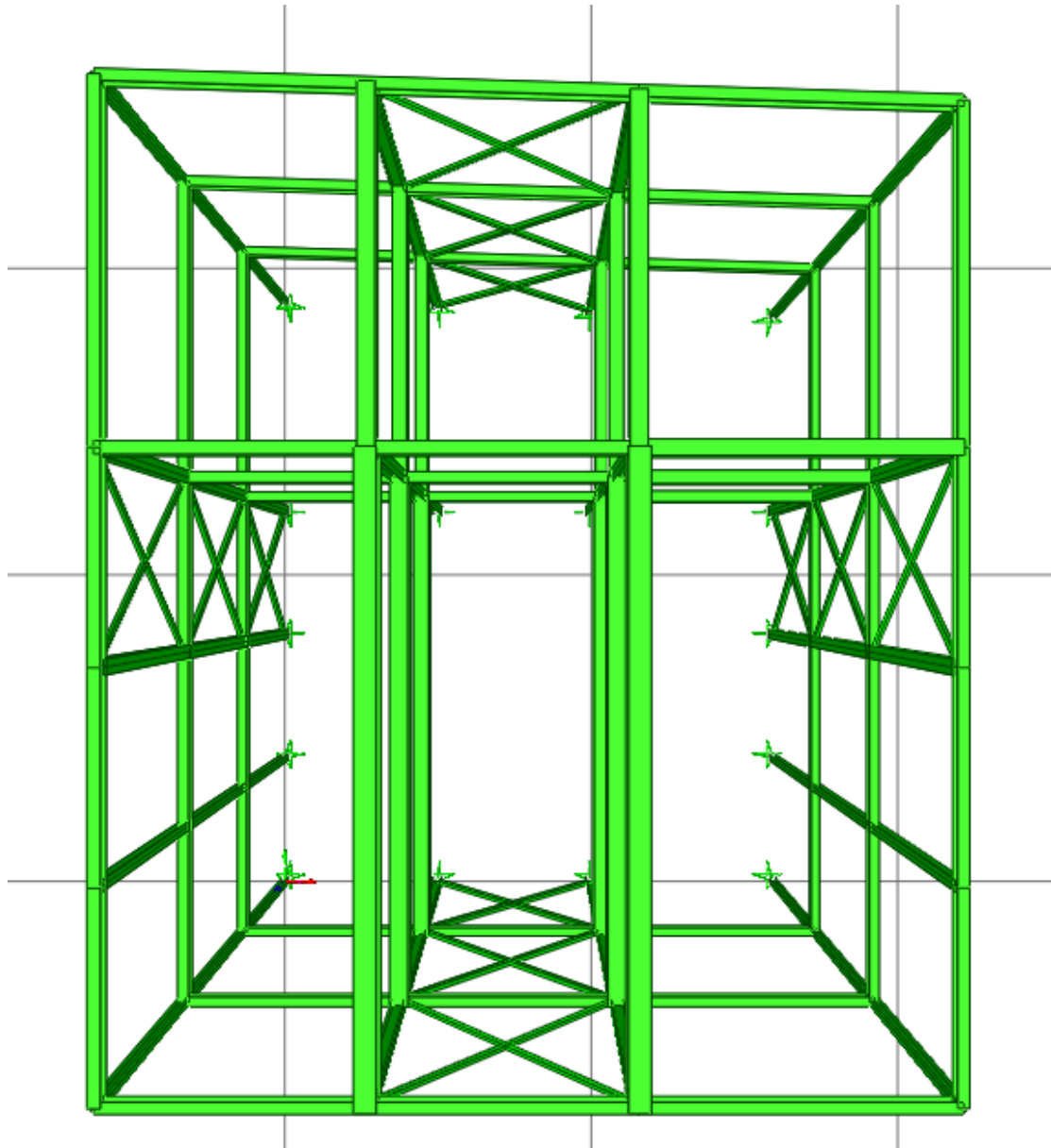
ΟΨΗ Α-Α

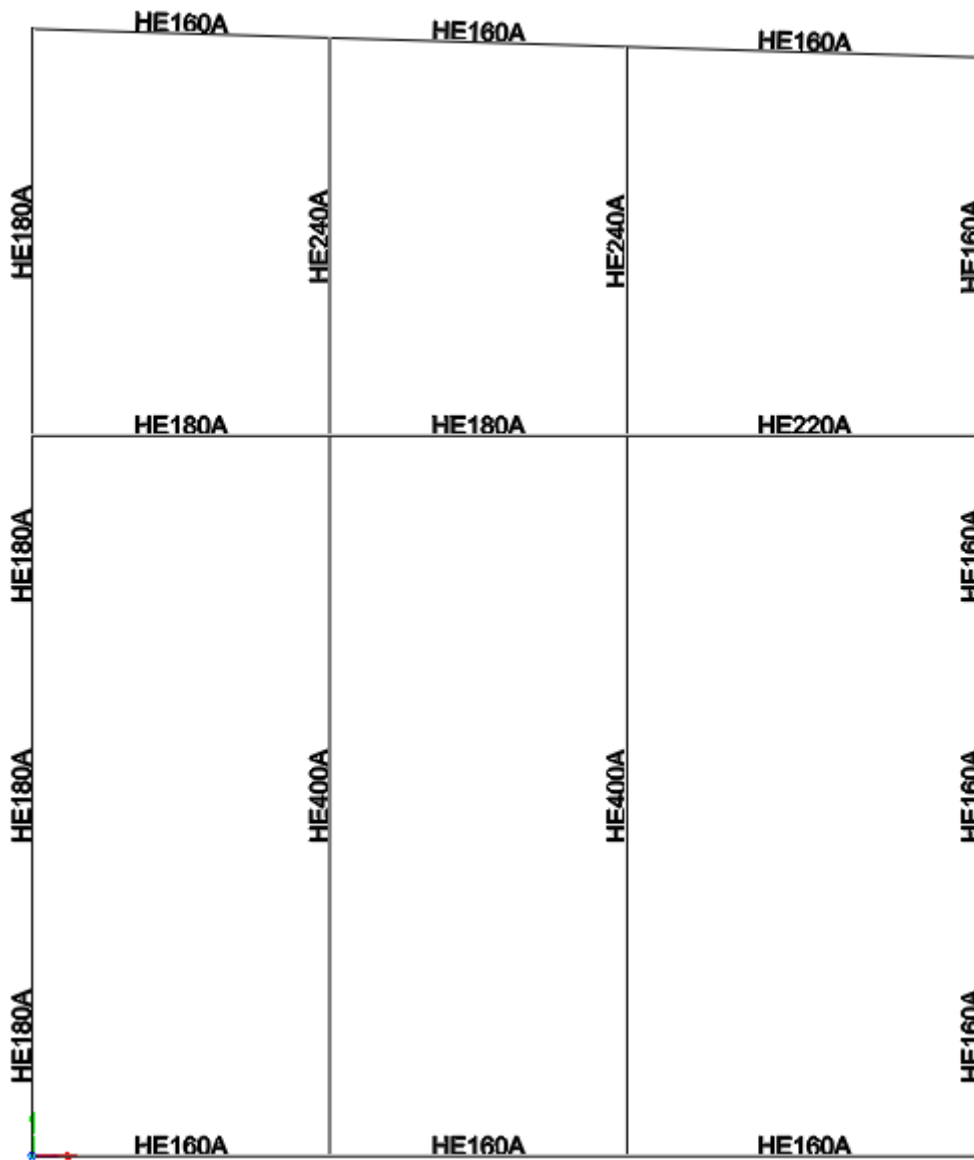


ΤΟΜΗ 4-4



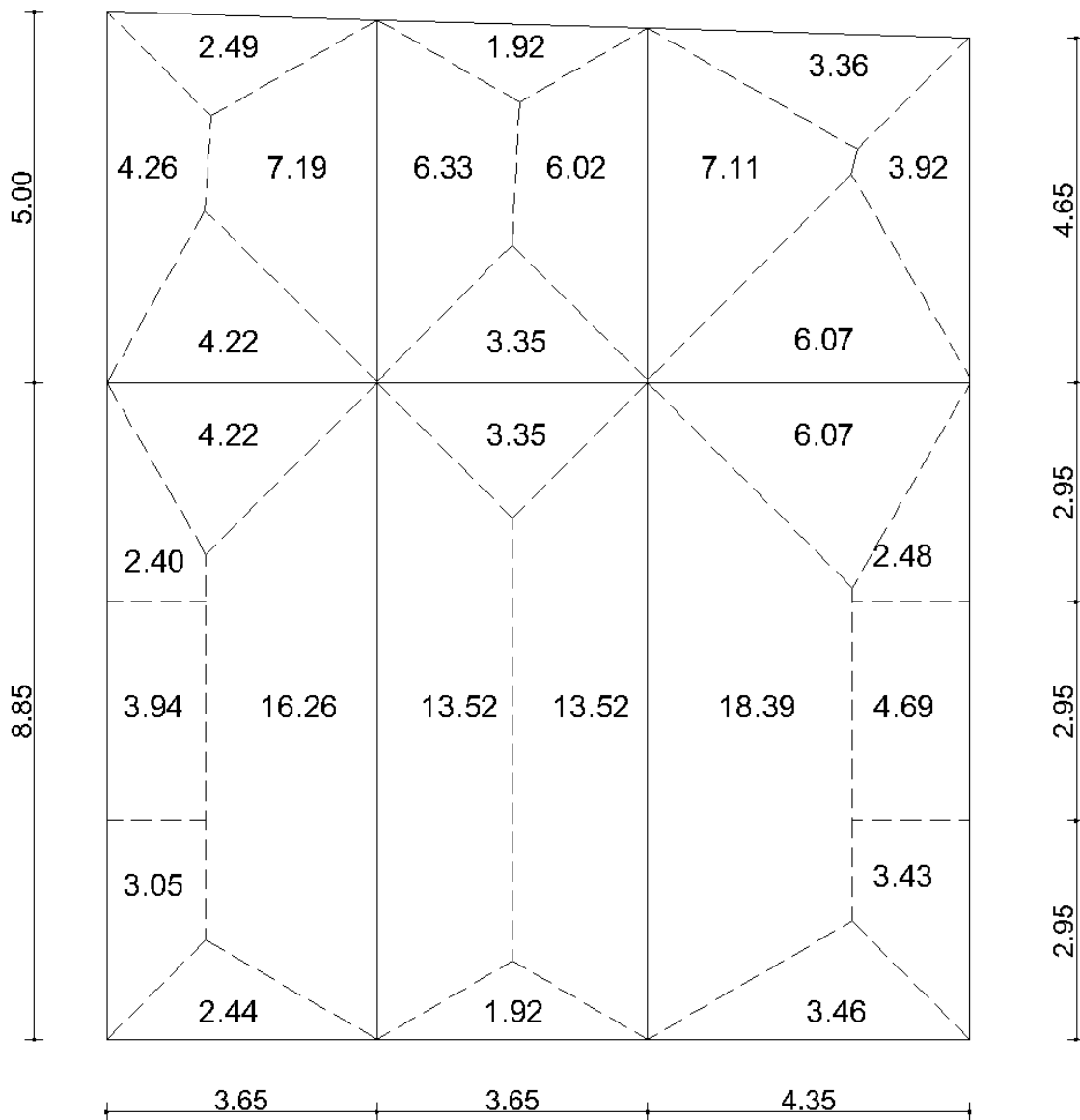
ΚΑΤΟΥΨΗ ΦΕΡΟΝΤΟΣ ΟΡΓΑΝΙΣΜΟΥ



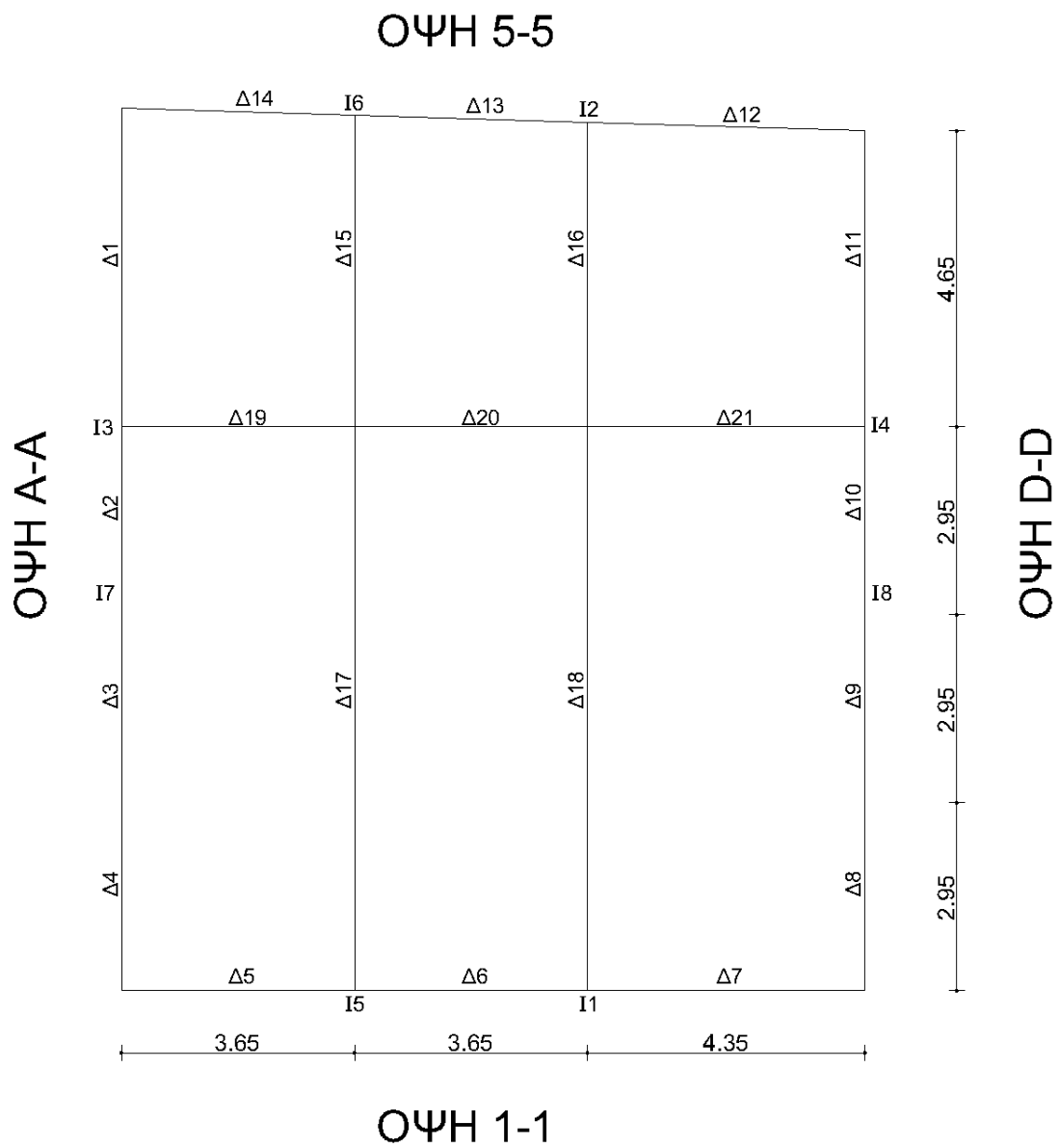




Η μέθοδος που εφαρμόστηκε για την κατανομή των φορτίων από τις πλάκες των ορόφων στις δοκούς είναι αυτή των εμβαδών επιρροής. Για συνέχεια της πλακάς σε κάποια διεύθυνση και ασυνέχεια στην άλλη λαμβάνεται γωνία για το αντίστοιχο εμβαδόν επιρροής  $60^\circ$  στην διεύθυνση της συνέχειας, ενώ λαμβάνεται γωνία  $45^\circ$  όταν υπάρχει ή δεν υπάρχει συνέχεια και στις δυο διευθύνσεις:



Στο παραπάνω σχήμα φαίνονται οι διαστάσεις της κάτοψης και τα εμβαδά επιρροής των δοκών



Στο παραπάνω σχήμα φαίνεται η αρίθμηση των δοκών και των υποστυλωμάτων

**ΦΟΡΤΙΑ**

## ΜΟΝΙΜΕΣ ΔΡΑΣΕΙΣ

Πάχος πλάκας σκυροδέματος: 0.16m

$$q = 0.16 \text{ m} \cdot 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 4 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Επιπλέον q για μόνιμες δράσεις επιλέγεται  $2 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

$$Q_G = 6 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

## ΜΕΤΑΒΛΗΤΕΣ ΔΡΑΣΕΙΣ

## ΕΠΙΒΑΛΛΟΜΕΝΑ ΦΟΡΤΙΑ

Το υπό μελέτη κτίριο θεωρείται ότι είναι κτίριο γραφείων. Βάσει του Ευρωκώδικα 1-

Μέρος 1 μπορεί να διαστασιολογηθεί για επιβαλλόμενο κινητό φορτίο  $q = 2 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$ ,

παρά ταύτα το κτίριο υπολογίζεται για μεγαλύτερο φορτίο της τάξης του  $q = 5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$ .

## ΦΟΡΤΙΑ ΑΝΕΜΟΥ-ΧΙΟΝΙΟΥ

Τα φορτία ανέμου παραλείπονται στους ελέγχους αφού τα σεισμικά για τα οποία θα διαστασιολογηθεί το κτίριο είναι πολύ μεγαλύτερα. Τα φορτία χιονιού υπολογίστηκαν για την συγκεκριμένη περιοχή του έργου και είναι  $0,4 \text{ kN/m}^2$ . Αυτή η τιμή έχει συμπεριληφθεί στο επιβαλλόμενο φορτίο

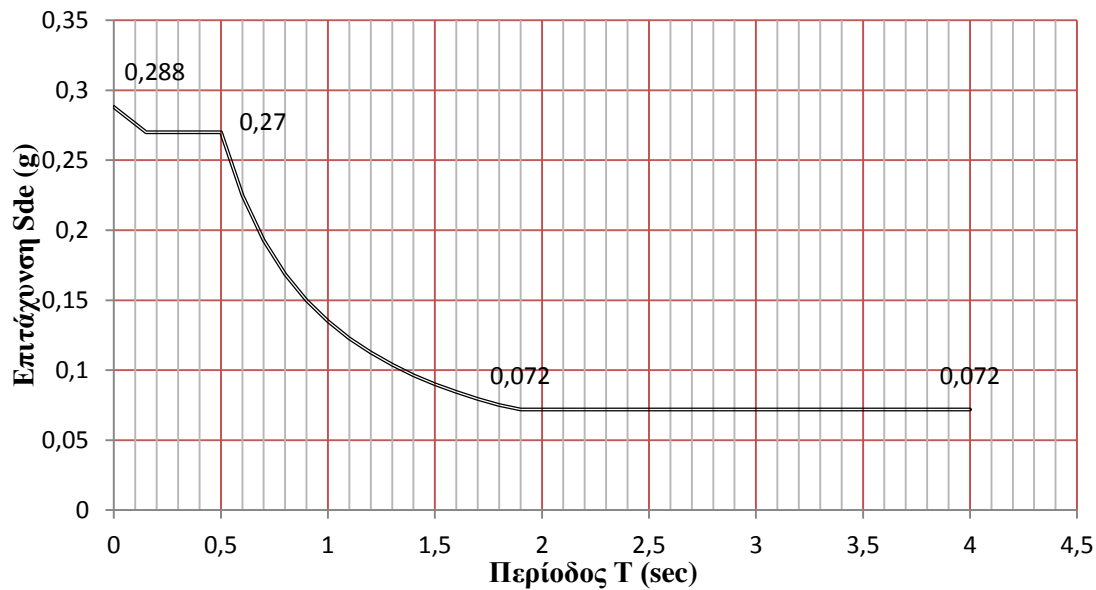
## ΣΕΙΣΜΙΚΑ ΦΟΡΤΙΑ

Το υπό μελέτη κτίριο βρίσκεται στην περιοχή του ιονίου πελάγους (ζώνη 3) και θεμελιώνεται σε έδαφος κατηγορίας Β. Πρόκειται για ένα κτίριο συνήθους σπουδαιότητας.

Το κτίριο είναι κανονικό σε όψη και κάτοψη. Τα οριζόντια φορτία και στις δυο διευθύνσεις αναλαμβάνονται από διαγώνιους χωρίς εκκεντρότητα και υπολογίζεται για κατηγορία πλαστιμότητας μεσαία. Η κατακόρυφη συνιστώσα της σεισμικής δράσης επιτρέπεται να αγνοηθεί.

- Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας III:  $A = 0.36g$
- Συντελεστής σπουδαιότητας:  $\gamma = 1.00$
- Συντελεστής συμπεριφοράς:  $q = 4$
- Συντελεστής εδάφους:  $S = 1.2$

Το φάσμα της επιτάχυνσης σχεδιασμού που χρησιμοποιείται:



Η δρώσα μάζα που θεωρούμε ότι ταλαντώνεται μαζί με την κατασκευή είναι:

$$\Sigma G_{k,j} + \Sigma \psi_{E,i} \cdot Q_{k,i} = \Sigma G_{k,j} + 0,3Q_{k,i}$$

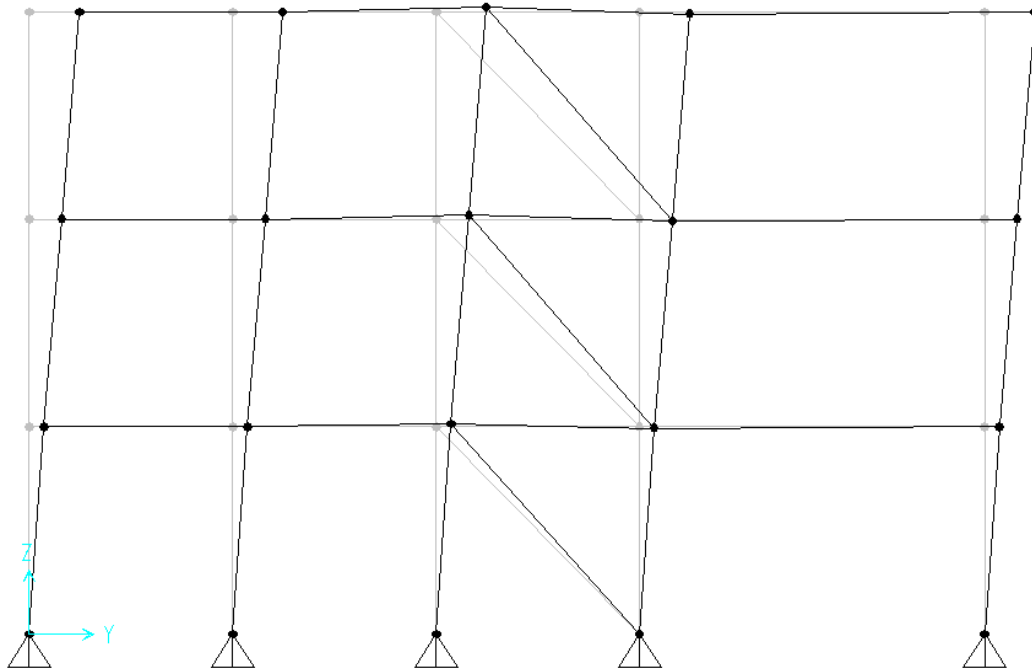
Η μέθοδος με την οποία επιλέχθηκε να υπολογιστούν οι σεισμικές δράσεις και μετακινήσεις είναι η "ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης". Η επιλογή έγινε λόγω της ακρίβειας που παρουσιάζει αυτή η μέθοδος σε σχέση με την "μέθοδο ανάλυσης οριζόντιας φόρτισης", η οποία στο συγκεκριμένο κτίριο επιτρέπεται να εφαρμοστεί.

## ΙΔΙΟΜΟΡΦΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΚΤΙΡΙΟΥ

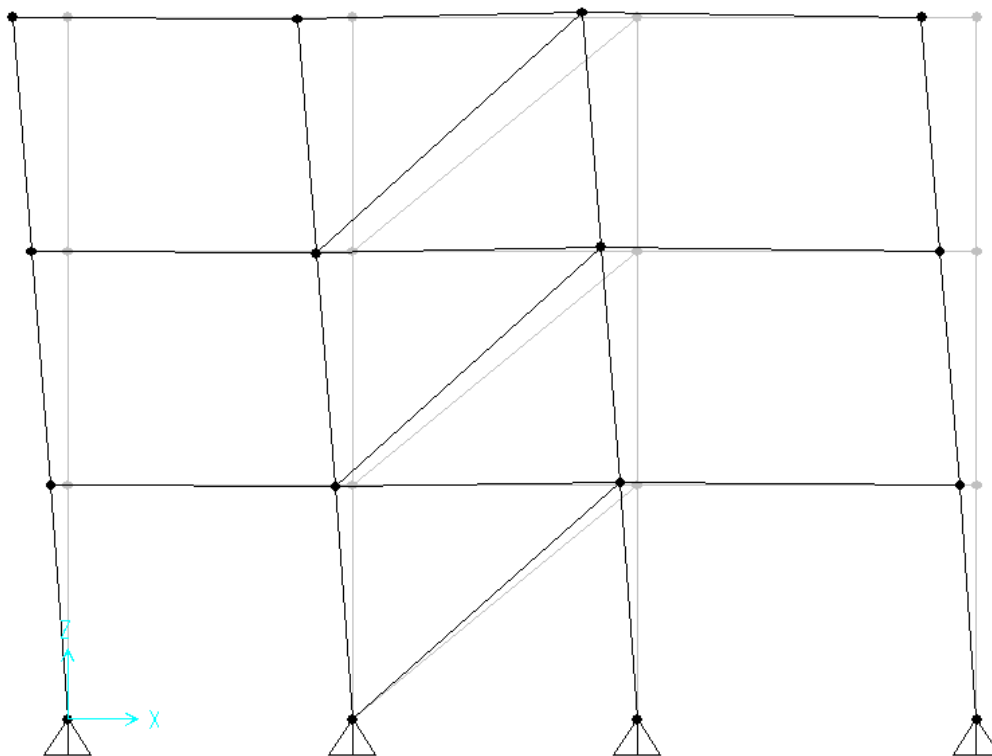
ΙΔΙΟΜΟΡΦΗ	ΙΔΙΟΠΕΡΙΟΔΟΣ	Ποσοστό δρώσας ιδιομορφικής μάζας		Άθροισμα δρώσας ιδιομορφικής μάζας %	
		U <sub>X</sub>	U <sub>Y</sub>	SumU <sub>X</sub>	SumU <sub>Y</sub>
1	0,6040	0,0082	0,8242	0,0082	0,8242
2	0,5558	0,8327	0,0081	0,8409	0,8323
3	0,3767	0,0000	0,0004	0,8409	0,8327
4	0,2103	0,0010	0,1379	0,8419	0,9706
5	0,1931	0,1326	0,0010	0,9745	0,9716
6	0,1338	0,0000	0,0000	0,9745	0,9716
7	0,1263	0,0000	0,0278	0,9745	0,9994
8	0,1091	0,0248	0,0000	0,9992	0,9995
9	0,0892	0,0000	0,0000	0,9992	0,9995
10	0,0855	0,0000	0,0000	0,9992	0,9995
11	0,0810	0,0000	0,0000	0,9993	0,9995
12	0,0665	0,0003	0,0000	0,9995	0,9995

Το συνολικό ποσοστό του αθροίσματος των ιδιομορφικών μαζών για τις δυο διευθύνσεις σεισμού στις 12 πρώτες ιδιομορφές είναι  $99.95\% > 90\%$  που απαιτείται.

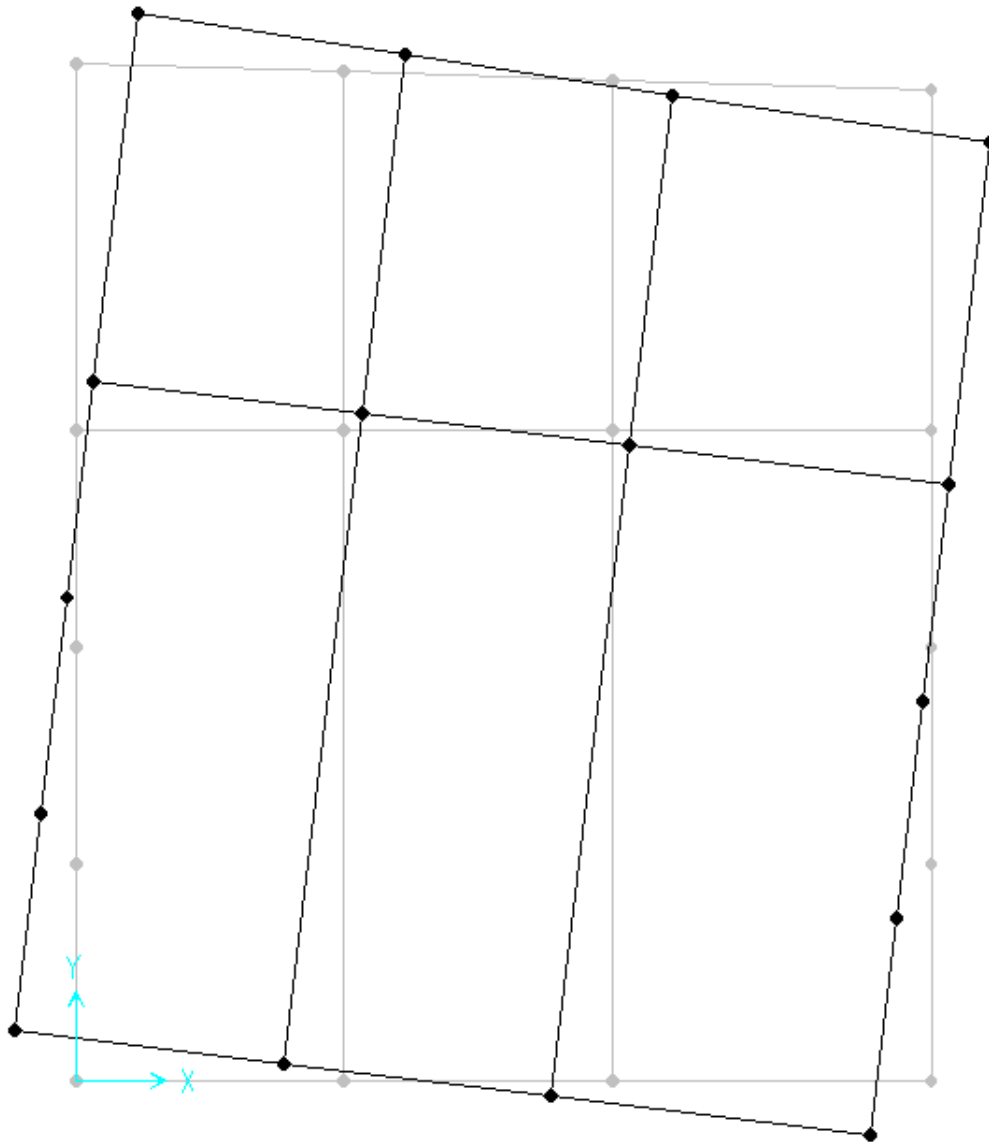
1<sup>η</sup> Ιδιομορφή ( $T_1=0,6040$  sec) κυρίως μεταφορική κατά y:



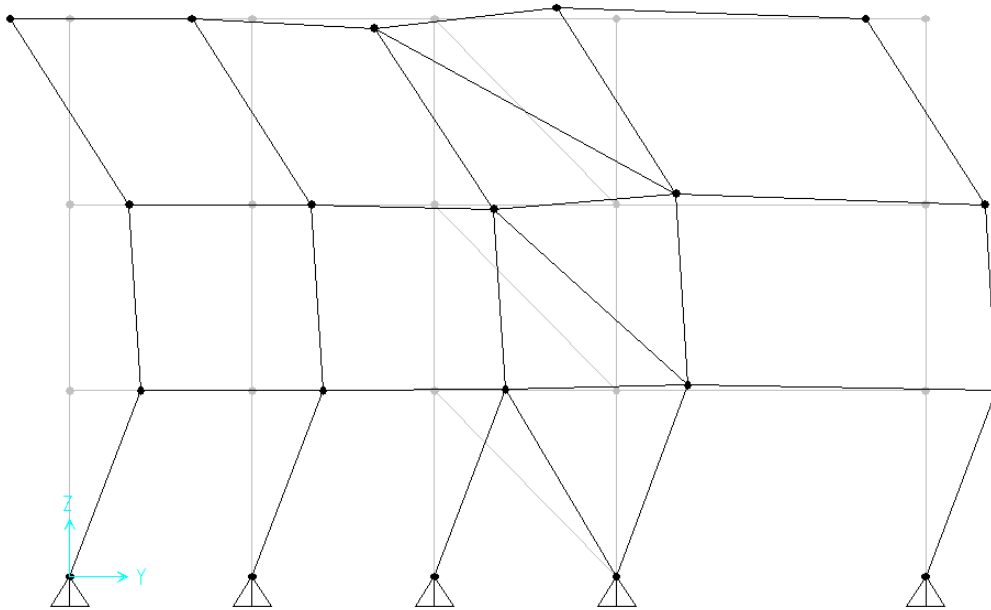
2<sup>η</sup> Ιδιομορφή ( $T_2=0,5558$  sec) κυρίως μεταφορική κατά x:



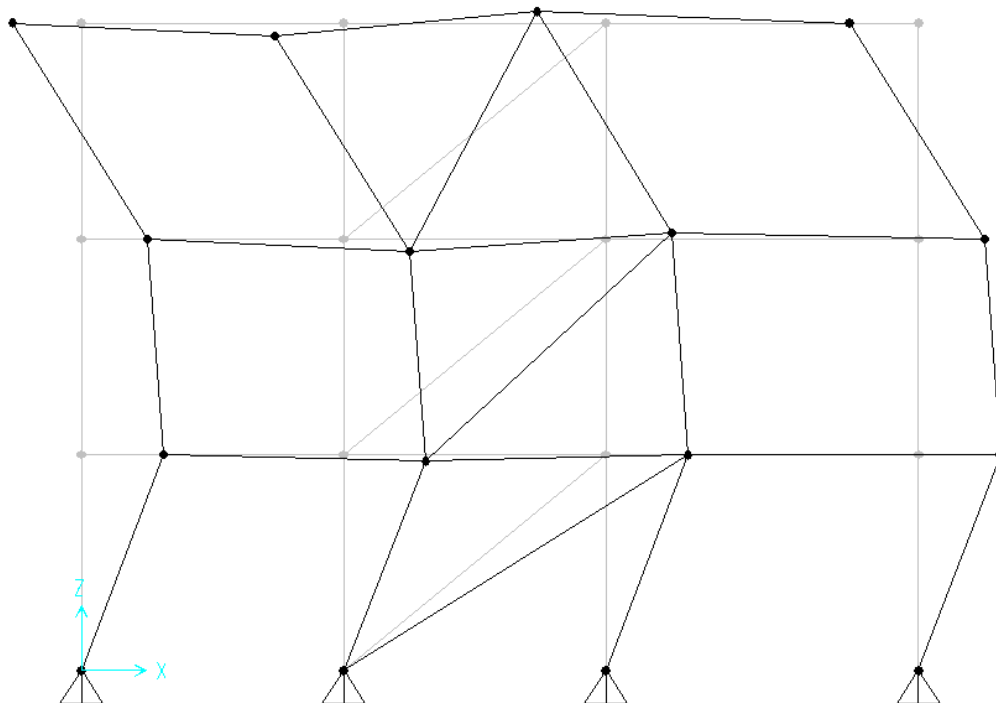
3<sup>η</sup> Ιδιομορφή ( $T_1=0,3767$  sec) κυρίως στρεπτική:



4<sup>η</sup> Ιδιομορφή ( $T_1=0,2103$  sec) κυρίως μεταφορική κατά y:



5<sup>η</sup> Ιδιομορφή ( $T_1=0,1931$  sec) κυρίως μεταφορική κατά x:



**ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ ΔΡΑΣΕΩΝ****ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΑΣΤΟΧΙΑΣ**

Συνδυασμός για καταστάσεις διαρκείας ή παροδικές:

$$1.35 \cdot G + 1.50 \cdot Q$$

Συνδυασμός για καταστάσεις σεισμικού σχεδιασμού:

$$1.00 \cdot G \pm E_x \pm 0.30 \cdot E_y + 0.30 \cdot Q$$

$$1.00 \cdot G \pm E_y \pm 0.30 \cdot E_x + 0.30 \cdot Q$$

**ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΚΟΤΗΤΑΣ**

Χαρακτηριστικός συνδυασμός:

$$1.00 \cdot G + 1.00 \cdot Q$$

**ΕΛΕΓΧΟΙ ΜΕΛΩΝ ΤΟΥ ΦΟΡΕΑ****ΕΛΕΓΧΟΣ ΛΥΓΗΡΟΤΗΤΑΣ ΔΙΑΓΩΝΙΩΝ**

$$1,3 < \bar{\lambda} \leq 2,0$$

Όροφος	Διατομές	Ακτίνα αδρανείας	Αδιάστατη λυγηρότητα $\bar{\lambda}$	
			Διευθ. x	Διευθ. y
Ισόγειο	TUBO140X70X5.9	iz=2.85 cm	1,76	1,6
1ος όροφος	TUBO100X70X5.10	iz=2.75 cm	1,83	1,63
2ος όροφος	UPN100	iz=1.47 cm	1,71	1,52

$$\bar{\lambda} = \frac{\ell}{\pi \cdot i} \cdot \sqrt{\frac{f_y}{E}}$$

Στο ισόγειο και 1<sup>ο</sup> όροφο οι δυο διαγώνιοι δεν συνδέονται στο μέσον και το μήκος λυγισμού θεωρείται ολόκληρο το μήκος της διαγώνιου.  $\ell_x = 4.72m$   $\ell_y = 4.20m$

Στον 2<sup>ο</sup> όροφο οι διαγώνιοι συνδέονται στο μέσον και θεωρείται το μισό μήκος της διαγώνιου.  $\ell_x = 2.36m$   $\ell_y = 2.10m$



**ΕΛΕΓΧΟΣ ΟΜΟΓΕΝΟΥΣ ΠΛΑΣΤΙΜΗΣ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ ΔΙΑΓΩΝΙΩΝ**

$$\underline{E_x+0.30E_y:}$$

Όψη 1-1

Ισόγειο:  $\Omega_1 = 1.13$

1<sup>ος</sup> Όροφος:  $\Omega_2 = 1.14$

2<sup>ος</sup> Όροφος:  $\Omega_3 = 1.27$

Όψη 5-5

Ισόγειο:  $\Omega_1 = 1.12$

1<sup>ος</sup> Όροφος:  $\Omega_2 = 1.13$

2<sup>ος</sup> Όροφος:  $\Omega_3 = 1.26$

$$\underline{E_y+0.30E_x:}$$

Όψη A-A

Ισόγειο :  $\Omega_1 = 1.08$

1<sup>ος</sup> Όροφος:  $\Omega_2 = 1.06$

2<sup>ος</sup> Όροφος:  $\Omega_3 = 1.20$

Όψη D-D

Ισόγειο:  $\Omega_1 = 1.12$

1<sup>ος</sup> Όροφος:  $\Omega_2 = 1.11$

2<sup>ος</sup> Όροφος:  $\Omega_3 = 1.25$

Σε όλα τα πλαισιακά συστήματα ικανοποιείται ο περιορισμός:

$$\frac{\Omega_{\max} - \Omega_{\min}}{\Omega_{\min}} \leq 0,25$$

**ΙΚΑΝΟΤΙΚΟΣ ΕΛΕΓΧΟΣ ΔΟΚΩΝ**

Ο έλεγχος πραγματοποιείται στις δοκούς του ισόγειου όπου η αξονική των διαγωνίων είναι δυσμενέστερη:

$$\underline{E_x+0.30E_y:}$$

Όψη 1-1

$$N_{pl,Rd}(M_{Ed}) \geq 1.1 \cdot 1.25 \cdot 1.13 \cdot 485.8 \cdot \cos 39.41 = 583.2kN$$

Όψη 5-5

$$N_{pl,Rd}(M_{Ed}) \geq 1.1 \cdot 1.25 \cdot 1.12 \cdot 491.4 \cdot \cos 39.41 = 584.7kN$$

$E_y+0.30E_z$ :

Όψη A-A

$$N_{pl,Rd}(M_{Ed}) \geq 1.1 \cdot 1.25 \cdot 1.06 \cdot 509.7 \cdot \cos 45.48 = 520.9 kN$$

Όψη D-D

$$N_{pl,Rd}(M_{Ed}) \geq 1.1 \cdot 1.25 \cdot 1.11 \cdot 489.1 \cdot \cos 45.48 = 523.4 kN$$

Αλληλεπίδραση αξονικής θλίψης με κάμψη:

Δοκός	$M_{sd}$ με $\alpha$	Διατομές	$M_{pl,Rd}$	$N_{pl,Rd}$	$N_{Ed}$	$M_{Ny,Rd}$	$M_{Ed}$
Όψη A-A	7,73	HEA 180	76,35	1069,25	520,9	44,35	6,64
Όψη 1-1	8,24	HEA 160	57,6	911,1	583,2	23,68	6,57
Όψη D-D	7,95	HEA 160	57,6	911,1	523,4	23,68	6,86
Όψη 5-5	8,24	HEA 160	57,6	911,1	584,7	23,68	6,57

Οι έλεγχοι για λυγισμό των δοκών παραλείπονται αφού θεωρούμε ότι εξασφαλίζονται μέσω της σύνδεσης τους με τις πλάκες με διατμητικούς ύλους.

## ΙΚΑΝΟΤΙΚΟΣ ΕΛΕΓΧΟΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ

Ο έλεγχος πραγματοποιείται στην βάση των υποστυλωμάτων:

Υποστύλωμα	$N_{Ed,G}$	$\Omega$	$N_{Ed,E}$	$N_{sd}$	Διατομές	$N_{pl,Rd}$	$N_{b,Rd}$
I1	445,6	1,13	711,56	1551,2	HEB 220	2139,4	1711,5
I2	221,3	1,12	714,7	1321,9	HEB 220	2139,4	1711,5
I3	182,2	1,06	836,7	1401,7	HEB 220	2139,4	1711,5
I4	221,5	1,11	804	1448,6	HEB 220	2139,4	1711,5
I5	409,9	1,13	711	1514,6	HEB 220	2139,4	1711,5
I6	216,3	1,12	714,6	1316,8	HEB 220	2139,4	1711,5
I7	80,7	1,06	835,3	1298,2	HEB 220	2139,4	1711,5
I8	89,6	1,11	801,9	1313,5	HEB 220	2139,4	1711,5

Το μήκος λογισμού των υποστυλωμάτων λαμβάνεται 3 m.

### ΕΛΕΓΧΟΣ ΓΙΑ ΦΑΙΝΟΜΕΝΑ ΔΕΥΤΕΡΑΣ ΤΑΞΗΣ

Αποτελέσματα δευτέρας τάξεως (αποτελέσματα P-Δ) δεν χρειάζεται να λαμβάνονται υπόψη εάν η ακόλουθη συνθήκη ικανοποιείται σε όλους τους ορόφους για τον σεισμικό συνδυασμό της ΟΚΑ:

$$\theta = \frac{P_{tot} \cdot d_r}{V_{tot} \cdot h} \leq 0,10$$

$$1.00 \cdot G \pm E_x \pm 0.30 \cdot E_y + 0.30 \cdot Q$$

Όροφος	P <sub>tot</sub>	d <sub>r</sub>	V <sub>tot</sub>	θ
Ισόγειο	3824	0,0284	755,0	0,048
1ος όροφος	2549	0,0320	566,6	0,048
2ος όροφος	1275	0,0308	387,5	0,034

T<sub>2</sub>=0,5558 > T<sub>c</sub>=0,50 άρα ισχύει η αρχή των ίσων μετακινήσεων: q<sub>d</sub>=4

$$1.00 \cdot G \pm E_y \pm 0.30 \cdot E_x + 0.30 \cdot Q$$

Όροφος	P <sub>tot</sub>	d <sub>r</sub>	V <sub>tot</sub>	θ
Ισόγειο	3824	0,0300	700,3	0,055
1ος όροφος	2549	0,0308	567,7	0,055
2ος όροφος	1275	0,0352	364,8	0,041

T<sub>1</sub>=0,6040 > T<sub>c</sub>=0,50 άρα ισχύει η αρχή των ίσων μετακινήσεων: q<sub>d</sub>=4

### ΕΛΕΓΧΟΣ ΠΕΡΙΟΡΙΣΜΟΥ ΣΧΕΤΙΚΗΣ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΗΣ ΟΡΟΦΟΥ

Για κτίρια με πλάστιμα μη-φέροντα στοιχεία πρέπει να ισχύει:

$$d_r \nu \leq 0,0075 h = 0,0225$$

ν = 0,5 για κατηγορία σπουδαιότητας II (συνήθης)

$$1.00 \cdot G \pm E_x \pm 0.30 \cdot E_y + 0.30 \cdot Q$$

$$1.00 \cdot G \pm E_y \pm 0.30 \cdot E_x + 0.30 \cdot Q$$

Όροφος	d <sub>r</sub>	d <sub>r</sub> · ν
Ισόγειο	0,0284	0,0142
1ος όροφος	0,0320	0,0160
2ος όροφος	0,0308	0,0154

Όροφος	d <sub>r</sub>	d <sub>r</sub> · ν
Ισόγειο	0,0300	0,0150
1ος όροφος	0,0308	0,0154
2ος όροφος	0,0352	0,0176

## ΕΛΕΓΧΟΣ ΑΝΤΟΧΗΣ ΔΟΚΩΝ ΣΤΗΝ ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΑΣΤΟΧΙΑΣ

$$1.35 \cdot G + 1.50 \cdot Q$$

A/A Δοκού	Εμβαδόν επιρροής	$M_{Ed}$ με ι.β.	Διατομές	$M_{pl,Rd}$
1	4,26	45,75	HEA 180	76,35
2	2,4	15,27	HEA 180	76,35
3	3,94	24,13	HEA 180	76,35
4	3,05	19,01	HEA 180	76,35
5	2,44	19,61	HEA 160	57,60
6	1,92	15,91	HEA 160	57,60
7	3,46	32,54	HEA 160	57,60
8	3,43	21,20	HEA 160	57,60
9	4,69	28,45	HEA 160	57,60
10	2,48	15,73	HEA 160	57,60
11	3,92	39,19	HEA 160	57,60
12	3,36	31,69	HEA 160	57,60
13	1,92	15,91	HEA 160	57,60
14	2,49	19,97	HEA 160	57,60
15	13,52	132,39	HEA 240	174,98
16	13,13	126,24	HEA 240	174,98
17	29,78	527,15	HEA 400	602,07
18	31,91	563,90	HEA 400	602,07
19	8,44	62,32	HEA 180	76,35
20	6,7	49,94	HEA 180	76,35
21	12,14	106,17	HEA 220	133,60

Σε καμία διατομή δεν υπάρχει υπέρβαση της  $M_{pl,Rd}$

Α/Α Δοκού	Εμβαδόν επιρροής	$V_{Ed}$ με ι.β.	Διατομές	$V_{pl,Rd}$
1	4,26	36,60	HEA 180	196,33
2	2,4	20,71	HEA 180	196,33
3	3,94	32,72	HEA 180	196,33
4	3,05	25,78	HEA 180	196,33
5	2,44	21,50	HEA 160	179,23
6	1,92	17,44	HEA 160	179,23
7	3,46	29,92	HEA 160	179,23
8	3,43	28,75	HEA 160	179,23
9	4,69	38,57	HEA 160	179,23
10	2,48	21,34	HEA 160	179,23
11	3,92	33,71	HEA 160	179,23
12	3,36	29,14	HEA 160	179,23
13	1,92	17,44	HEA 160	179,23
14	2,49	21,89	HEA 160	179,23
15	13,52	108,74	HEA 240	341,64
16	13,13	105,64	HEA 240	341,64
17	29,78	238,26	HEA 400	777,84
18	31,91	254,87	HEA 400	777,84
19	8,44	68,30	HEA 180	196,33
20	6,7	54,72	HEA 180	196,33
21	12,14	97,63	HEA 220	280,45

Σε όλες τις δοκούς ισχύει ότι  $V_{Ed} < 0,5 \cdot V_{pl,Rd}$ , οπότε δεν χρειάζεται απομείωση της καμπτικής αντοχής.

Οι δοκοί θεωρήθηκε ότι δεν κινδυνεύουν από στρεπτοκαμπτικό λυγισμό λόγω της σύνδεσης με την πλάκα σκυροδέματος.

## ΕΛΕΓΧΟΣ ΟΡΙΑΚΗΣ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗΣ ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΚΟΤΗΤΑΣ ΣΕ ΔΟΚΟΥΣ

$$1.00 \cdot G + 1.00 \cdot Q$$

A/A Δοκού	Βέλος κάμψης με ι.β. (cm)	Μέγιστο επιτρεπόμενο βέλος	Βέλος κάμψης λόγω κινητού φορτίου	Μέγιστο επιτρεπόμενο βέλος
1	1,60	2,00	0,66	1,67
2	0,19	1,18	0,08	0,98
3	0,29	1,18	0,12	0,98
4	0,23	1,18	0,10	0,98
5	0,55	1,46	0,22	1,22
6	0,45	1,46	0,17	1,22
7	1,29	1,74	0,53	1,45
8	0,39	1,18	0,16	0,98
9	0,52	1,18	0,22	0,98
10	0,29	1,18	0,12	0,98
11	1,78	1,86	0,73	1,55
12	1,26	1,74	0,51	1,45
13	0,45	1,46	0,17	1,22
14	0,56	1,46	0,22	1,22
15	1,42	1,95	0,62	1,62
16	1,30	1,91	0,57	1,59
17	3,21	3,54	1,42	2,95
18	3,43	3,54	1,52	2,95
19	1,16	1,46	0,51	1,22
20	0,93	1,46	0,40	1,22
21	1,30	1,74	0,57	1,45

Σε καμία διατομή δεν υπάρχει υπέρβαση των επιτρεπομένων βελών κάμψης

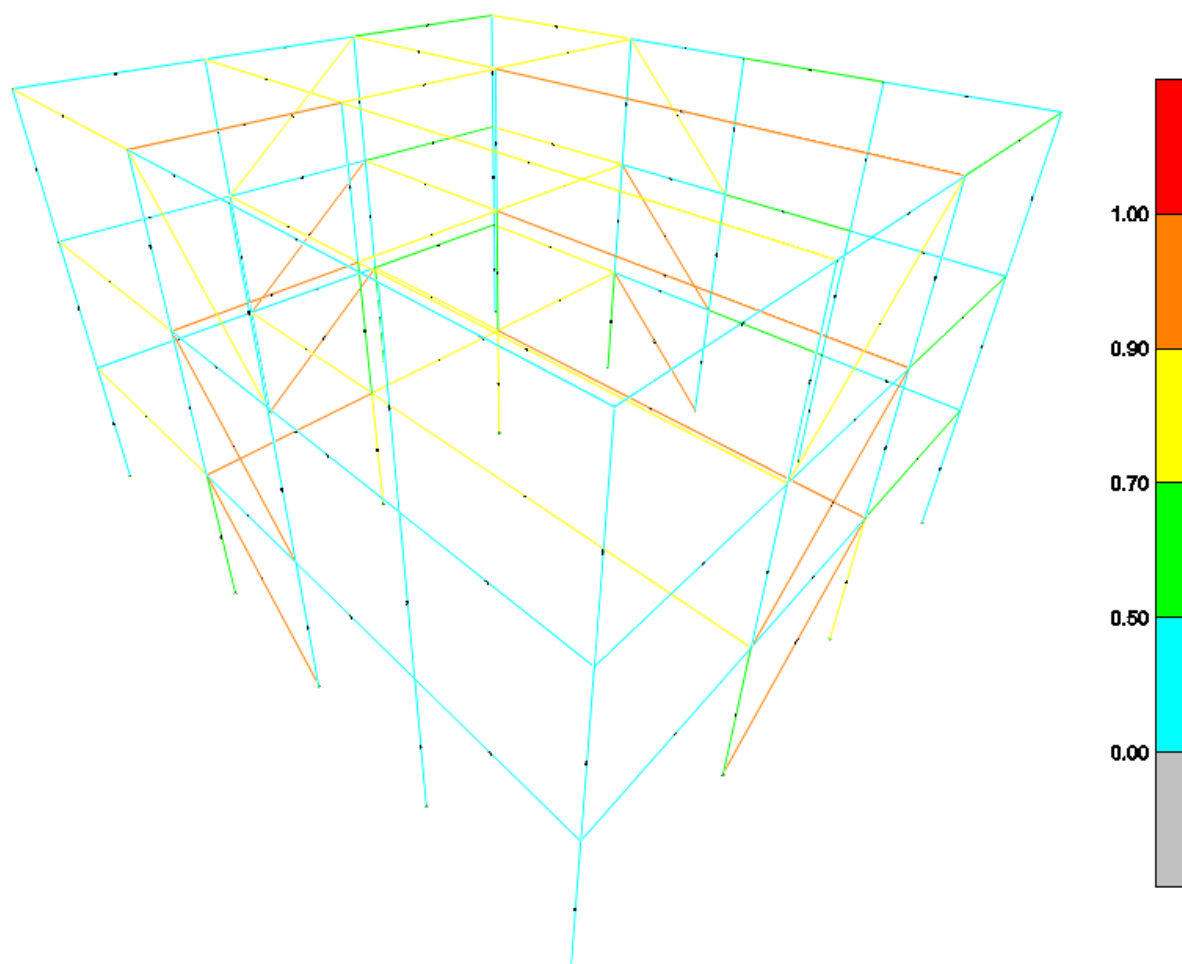
**ΕΛΕΓΧΟΣ ΑΝΤΟΧΗΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ ΣΤΗΝ ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΑΣΤΟΧΙΑΣ**

Όλα τα υποστυλώματα πλην όσων έγινε ικανοτική διαστασιολόγηση, διαστασιολογήθηκαν βάσει του δυσμενέστερου με  $N_{Ed}=433,8$  kN. Η διατομή τους είναι HEB 160 και το μήκος λυγισμού 3 m.

$$N_{pl,Rd}=1274,9 \text{ kN}$$

$$N_{b,Rd}=841,4 \text{ kN}$$

Τα αποτελέσματα των ελέγχων που έγιναν επιβεβαιώνονται και από τους αυτοματοποιημένους ελέγχους που μπορεί να εκτελέσει το SAP2000 και γίνονται βάσει των Ευρωκώδικα 3 και Ευρωκώδικα 8.



Στο παραπάνω σχήμα φαίνονται με χρωματιστή κλίμακα τα ποσοστά αξιοποίησης όλων των μελών του φορέα.

## ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΥΝΔΕΣΕΩΝ

Οι συνδέσεις των διαγωνίων με τις δοκούς και τα υποστυλώματα ανήκουν σε ζώνες απόδοσης ενέργειας και θα πρέπει να είναι πλάστιμες. Οι συνδέσεις θα πραγματοποιηθούν με δίμητους κοχλίες M20 ποιότητας 8.8, έλασμα σύνδεσης 250x16 mm και το έλασμα συγκολλάται στην διαγώνιο με συγκόλληση πάχους 4 mm.

Οι συνδέσεις αυτές είναι υποχρεωτικά κατηγορίας C με αντοχή σε ολίσθηση, και όλες οι επιφάνειες είναι αμμοβολισμένες (κατηγορία A).

Όροφος	Κοχλίες M20/8.8	$N_{sd}$ σύνδεσης (kN)	$F_{sd}$ κοχλίων ( $1.2 \cdot N_{sd}$ )	$F_{s,Rd}$ (kN)	$F_{v,Rd}$ (kN)	$F_{b,Rd}$ (kN)
1ος	6	755,8	906,96	814,6	1447,6	1382,4
2ος	6	603,2	723,84	814,6	1447,6	1382,4
3ος	4	436,3	523,56	543,2	965,2	921,6

Για το έλασμα σύνδεσης:

$A_{net}$ (cm <sup>2</sup> )	$N_{net,Rd}$ (kN)
32,96	774,56

Για την συγκόλληση:

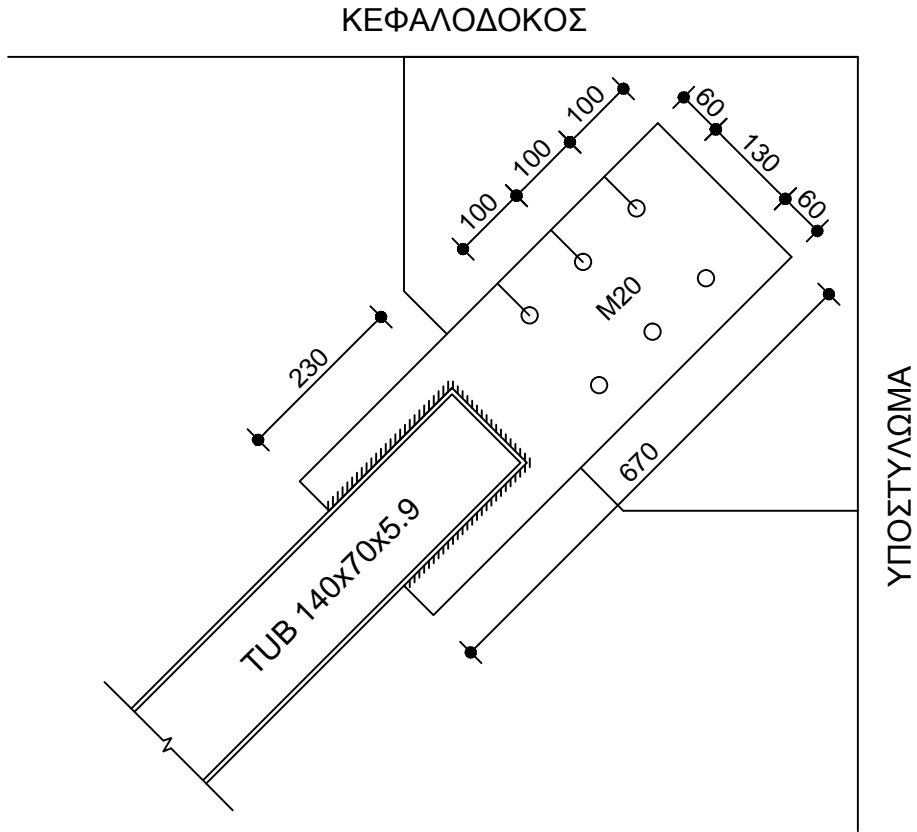
α πάχος συγκ. (mm)	Μήκος συγκ. (m)	$F_{Rd}$ (kN)
4	0,92	764,9

Οι αποστάσεις από τα άκρα ελέγχθηκαν και είναι όλες εντός των προβλεπόμενων ορίων.

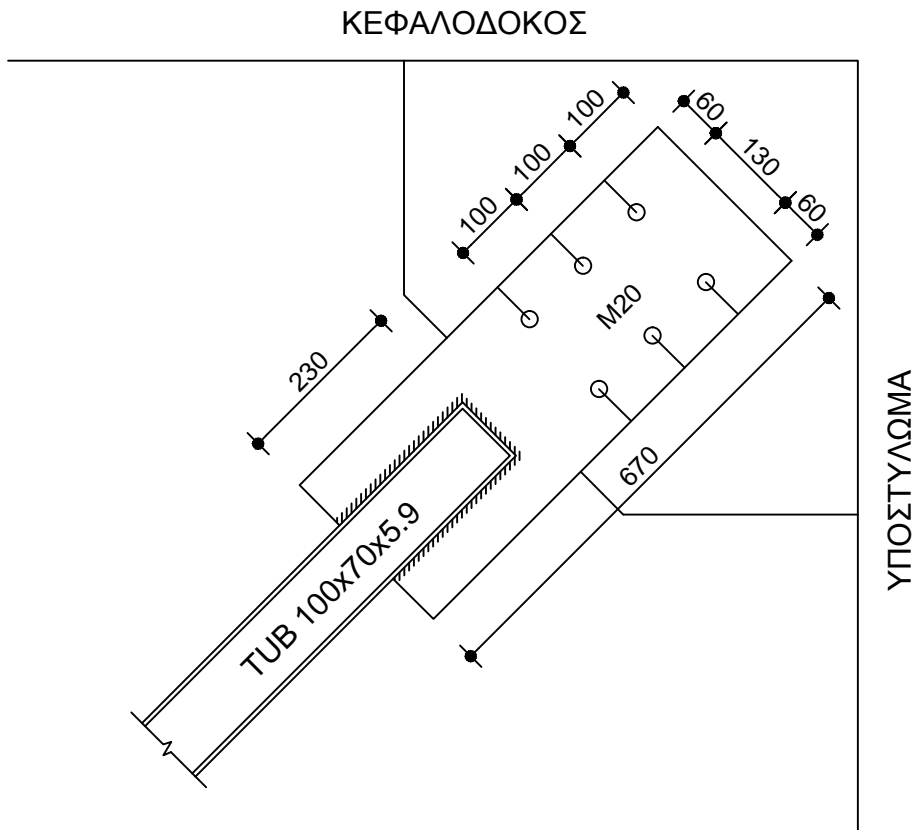
Ακολουθούν οι λεπτομέρειες των συνδέσεων.



**Συνδέσεις διαγωνίων Α ορόφου**  
**κλίμακα 1:10**



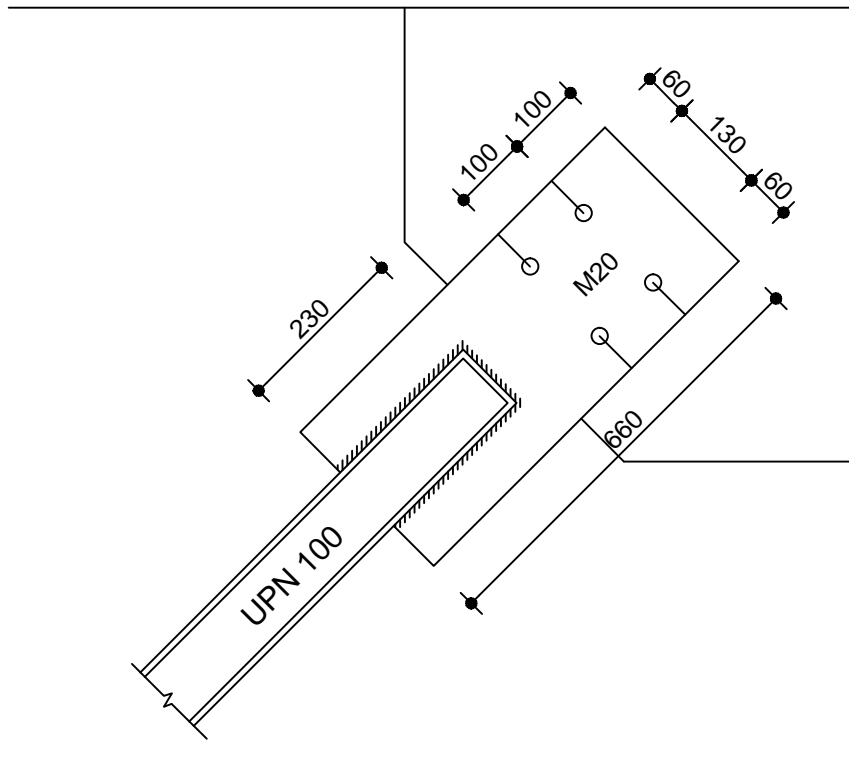
**Συνδέσεις διαγωνίων Β ορόφου**  
**κλίμακα 1:10**





**Συνδέσεις διαγωνίων Γ ορόφου**  
**κλίμακα 1:10**

ΚΕΦΑΛΟΔΟΚΟΣ



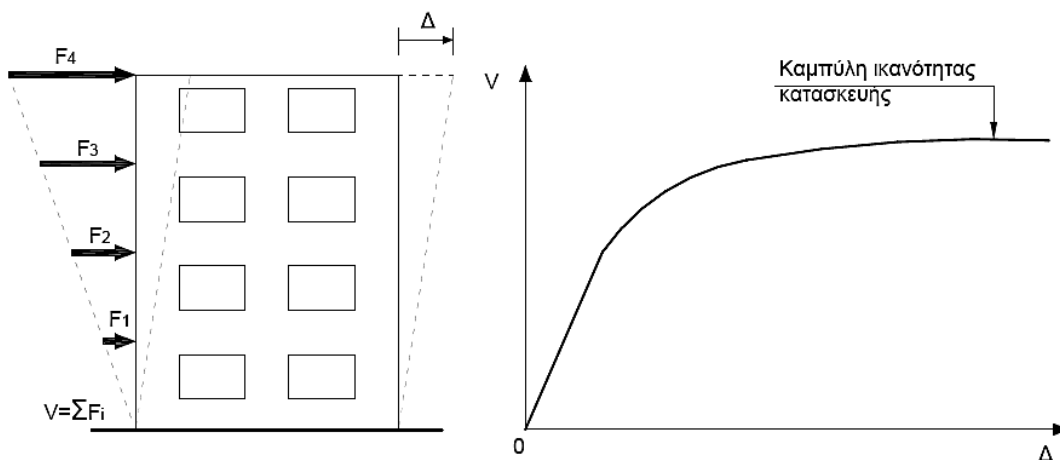


## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2: ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΜΕ ΜΗ ΓΡΑΜΜΙΚΗ ΣΤΑΤΙΚΗ ΠΡΟΣΑΥΞΗΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ (STATIC PUSHOVER ANALYSIS)

### 2.1 Η ΜΕΘΟΔΟΣ PUSHOVER

Ο αντισεισμικός σχεδιασμός με μη-γραμμική στατική προσαυξητική μέθοδο εκτελείται υπό την δράση σταθερών φορτίων βαρύτητας και μονοτονικά αυξανόμενων οριζόντιων φορτίων. Μπορεί να εφαρμοστεί σε νέα και υπάρχοντα κτίρια για τον έλεγχο ή την αναθεώρηση των τιμών του λόγου υπεραντοχής  $\alpha_u / \alpha_1$ , για την εκτίμηση των αναμενόμενων πλαστικών μηχανισμών και της κατανομής των βλαβών σε νέες κατασκευές και για την αποτίμηση της στατικής συμπεριφοράς υπαρχόντων ή ανασχεδιαζόμενων κτιρίων. Σύμφωνα με το Εθνικό προσάρτημα της χώρας μας δεν επιτρέπεται η διαστασιολόγηση μιας νέας κατασκευής μόνον με κάποια μη-γραμμική μέθοδο ανάλυσης αλλά επιτρέπεται μόνον σε συνδυασμό με την γραμμική μέθοδο φασματικής απόκρισης, με βάση το φάσμα σχεδιασμού, για διερεύνηση και εμβάθυνση στα αποτελέσματα της τελευταίας.

Τα οριζόντια φορτία θα πρέπει να εφαρμόζονται με τουλάχιστον δυο κατανομές καθ' ύψος. Αυτές είναι η "ομοιόμορφη" κατανομή, βασισμένη σε οριζόντια φορτία που είναι ανάλογα προς τη μάζα ανεξάρτητα από την στάθμη (ομοιόμορφη επιτάχυνση απόκρισης) και η "ιδιομορφική" κατανομή, ανάλογη προς οριζόντια φορτία συμβατά προς την κατανομή οριζόντιων φορτίων στην υπό εξέταση διεύθυνση όπως προκύπτει από ελαστική ανάλυση. Έτσι μέσω πολλών στατικών επιλύσεων, με σταδιακή αύξηση της τέμνουσας βάσης και υπολογισμό της μετακίνησης της κορυφής σε κάθε βήμα, κατασκευάζεται η καμπύλη ικανότητας της κατασκευής (*capacity curve*) λαμβάνοντας υπόψη τη μειωμένη δυσκαμψία των στοιχείων που έχουν διαρρεύσει. Με άλλα λόγια, η μέθοδος εξετάζει τον πραγματικό τρόπο που θα συμπεριφερθεί η κατασκευή σε διάφορα επίπεδα ισχύος της σεισμικής δόνησης σχεδιασμού και το αντίστοιχο αναμενόμενο επίπεδο ζημιών.



Σχήμα 2.1: Κατασκευή της καμπύλης ικανότητας της κατασκευής.

## 2.2 ΣΤΟΧΟΙ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑΣ

Οι στόχοι της σεισμικής ικανότητας μιας κατασκευής αποτελούν συνδυασμούς μιας στάθμης επιτελεστικότητας (δηλαδή του αποδεκτού επιπέδου βλαβών) και ενός επιπέδου της σεισμικής δράσης, που συνήθως καθορίζεται από την ανεκτή πιθανότητα υπέρβασης στη διάρκεια ζωής της κατασκευής ή την ισοδύναμη περίοδο επανάλληψης. Δηλαδή, κάθε στόχος σεισμικής ικανότητας καθορίζει μία ανεκτή οριακή κατάσταση βλαβών για συγκεκριμένη ισχύ της σεισμικής δόνησης. Αφού καθοριστεί ο επιθυμητός στόχος σεισμικής ικανότητας, μπορεί στη συνέχεια να γίνει η αποτίμηση μιας υφιστάμενης κατασκευής ή ο ανασχεδιασμός της (ενίσχυσή της) ή ο σχεδιασμός μιας νέας κατασκευής. Οι στόχοι σεισμικής ικανότητας αναφέρονται τόσο στο φέροντα οργανισμό, όσο και στο μη-φέροντα οργανισμό, δηλαδή στο σύστημα που δεν συμμετέχει στην ανάληψη των κατακόρυφων φορτίων. Ο συνολικός στόχος για όλη την κατασκευή προκύπτει από συνδυασμό των στόχων για το φέροντα και το μη-φέροντα οργανισμό.

Στον Πίνακα 2.1 φαίνονται οι στόχοι σχεδιασμού σύμφωνα με τις στάθμες επιτελεστικότητας και τις περιόδους επανάλληψης του Ευρωκώδικα 8 – Μέρος 3. Ενδεικτικά αναφέρεται ότι ο συνήθης σχεδιασμός με τους σύγχρονους αντισεισμικούς κανονισμούς για συνήθη κατηγορία σπουδαιότητας, αντιστοιχεί σε στόχο σχεδιασμού B2 ενώ ο στόχος A1 ικανοποιείται μέσω λοιπών κανονιστικών διατάξεων που περιλαμβάνονται.

		Στάθμη επιτελεστικότητας		
		Περιορισμός βλαβών	Σημαντικές βλάβες	Οιονεί κατάρρευση
Πιθανότητα υπέρβασης σεισμικής δράσης σε 50 χρόνια	20% (Περίοδος επανάλληψης 225 χρόνια)	A1	B1	Γ1
	10% (Περίοδος επανάλληψης 475 χρόνια)	A2	B2	Γ2
	2% (Περίοδος επανάλληψης 2475 χρόνια)	A3	B3	Γ3

**Πίνακας 2.1** Στόχοι σεισμικής ικανότητας κατά Ευρωκώδικα 8 – Μέρος 3.

Ο καθορισμός του στόχου για τον οποίο θα γίνει ο σχεδιασμός εξαρτάται από τον επιθυμητό συνδυασμό ασφάλειας και κόστους, λαμβάνοντας υπόψη και τη σπουδαιότητα της κατασκευής.

### 2.3. ΣΤΑΘΜΕΣ ΕΠΙΤΕΛΕΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ ΦΕΡΟΝΤΟΣ ΚΑΙ ΜΗ-ΦΕΡΟΝΤΟΣ ΟΡΓΑΝΙΣΜΟΥ

Όλοι οι κανονισμοί ορίζουν, με μικροδιαφορές, τρεις βασικές στάθμες επιτελεστικότητας για το φέροντα οργανισμό και τα μη-φέροντα στοιχεία, ανάλογα με το επίπεδο βλαβών. Σε ορισμένους κανονισμούς υπάρχουν και ενδιάμεσες στάθμες επιτελεστικότητας (π.χ. ATC-40). Οι στάθμες επιτελεστικότητας που ορίζονται από τον Ευρωκώδικα 8 - Μέρος 3 είναι οι εξής:

#### Ο.Κ. Περιορισμού Βλαβών (*Limit state of damage limitation, DL*)

Ο φορέας έχει υποστεί μόνο ελαφριές βλάβες, με τα δομικά στοιχεία να έχουν αποφύγει σημαντική διαρροή και να διατηρούν την αντοχή τους και τις ιδιότητες της δυσκαμψίας τους. Τα μη-φέροντα στοιχεία, όπως για παράδειγμα τα διαχωριστικά και οι τοιχοπληρώσεις, μπορεί να παρουσιάζουν κατανεμημένη ρηγμάτωση, όμως η βλάβη θα μπορούσε να επισκευαστεί με οικονομικό τρόπο. Οι μόνιμες σχετικές παραμορφώσεις ορόφων είναι αμελητέες. Ο φορέας δεν απαιτεί μέτρα επισκευής.

#### Ο.Κ. Σημαντικών Βλαβών (*Limit state of significant damage, SD*)

Ο φορέας έχει υποστεί σημαντικές βλάβες, διαθέτει ορισμένη εναπομένουσα πλευρική αντοχή και δυσκαμψία, και τα κατακόρυφα στοιχεία είναι σε θέση να αντέξουν τα κατακόρυφα φορτία. Τα μη-φέροντα στοιχεία έχουν υποστεί βλάβες, αν και τα διαχωριστικά και οι τοιχοπληρώσεις δεν παρουσιάζουν εκτός επιπέδου αστοχίες. Υπάρχουν μέτριες μόνιμες σχετικές παραμορφώσεις ορόφων. Ο φορέας μπορεί να αντέξει μετασεισμούς μέτριας έντασης. Η επισκευή του φορέα πιθανόν να είναι αντισυμβατική.

#### Ο.Κ. Οιονεί Κατάρρευσης (*Limit state of near collapse, NC*)

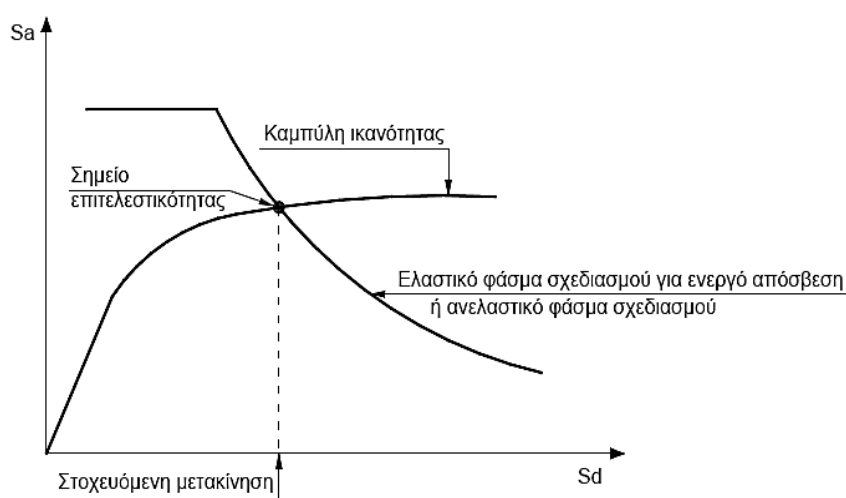
Ο φορέας έχει υποστεί σοβαρή ζημιά, με χαμηλή εναπομένουσα πλευρική αντοχή και δυσκαμψία, αν και τα κατακόρυφα στοιχεία είναι ακόμα σε θέση να αντέχουν κατακόρυφα φορτία. Τα περισσότερα μη-φέροντα στοιχεία έχουν καταρρεύσει. Υπάρχουν μεγάλες μόνιμες σχετικές παραμορφώσεις ορόφων. Ο φορέας λίγο απέχει από την κατάρρευση και πιθανόν δε θα επιβίωνε σε άλλον σεισμό, ακόμα και μέτριας έντασης.

Αφού καθοριστούν οι καμπύλες  $F-\delta$  που περιγράφουν τη συμπεριφορά των στοιχείων της κατασκευής και οι στάθμες επιτελεστικότητας κάθε στοιχείου πάνω στην αντίστοιχη καμπύλη, μπορεί να κατασκευαστεί η καμπύλη ικανότητας όλης της κατασκευής και να τοποθετηθούν πάνω σε αυτή τα σημεία που αντιστοιχούν στις διάφορες στάθμες επιτελεστικότητας συνολικά για όλη την κατασκευή. Θα πρέπει να σημειωθεί ότι ο καθορισμός των σημείων επιτελεστικότητας πάνω στην καμπύλη ικανότητας, δηλαδή των μετακινήσεων κορυφής που αντιστοιχούν στα αντίστοιχα επίπεδα βλαβών, δεν είναι προφανής και συνήθως απαιτεί καλή κρίση μηχανικού. Αυτό συμβαίνει γιατί μία στάθμη επιτελεστικότητας για την κατασκευή ως σύνολο δεν αντιστοιχεί πάντοτε στο σημείο που το πρώτο στοιχείο της κατασκευής φτάνει

σε αυτή τη στάθμη επιτελεστικότητας. Επειδή η κατασκευή αποτελείται από πολλά στοιχεία, είναι πιθανόν ένα μικρό ποσοστό των στοιχείων να έχει περάσει κάποια στάθμη επιτελεστικότητας, αλλά η κατασκευή ως σύνολο να βρίσκεται ακόμη κάτω από αυτή τη στάθμη. Επομένως, ο μηχανικός θα πρέπει να αξιολογήσει τη σημασία που έχει η εμφάνιση βλαβών σε κάποιο στοιχείο στη συνολική συμπεριφορά της κατασκευής.

Κατόπιν για δεδομένη περίοδο επανάληψης του σεισμού σχεδιασμού, υπολογίζεται η αναμενόμενη μετακίνηση της κατασκευής (στοχευόμενη μετακίνηση – *target displacement*) που ορίζει το σημείο επιτελεστικότητας (*performance point*) της κατασκευής γι' αυτό το σεισμό. Στη βιβλιογραφία έχουν προταθεί διάφορες μεθοδολογίες για τον προσδιορισμό της στοχευόμενης μετακίνησης με εφαρμογή της στατικής μη-γραμμικής ανάλυσης όπως η μέθοδος ATC-40, η μέθοδος N2, η ιδιομορφική στατική μη-γραμμική ανάλυση (*modal pushover*), η προσαρμοζόμενη στατική μη-γραμμική ανάλυση (*adaptive pushover*) κ.α.. Στο επόμενο κεφάλαιο περιγράφονται κάποιες από τις ευρέως χρησιμοποιούμενες μεθόδους υπολογισμού της στοχευόμενης μετακίνησης.

Αφού υπολογιστεί η αναμενόμενη μετακίνηση της κατασκευής (μετακίνηση κορυφής) σημειώνεται στην καμπύλη ικανότητας το αντίστοιχο σημείο επιτελεστικότητας, το οποίο συγκρίνεται με την επιθυμητή στάθμη επιτελεστικότητας για τη συγκεκριμένη σεισμική διέγερση. Η διαδικασία αυτή επαναλαμβάνεται για όλες τις στάθμες επιτελεστικότητας για τις οποίες γίνεται έλεγχος στοχευόμενης ικανότητας. Διαπιστώνεται έτσι εάν έχει υπερβληθεί ή όχι κάποιος στόχος σεισμικής ικανότητας. Για τη στοχευόμενη μετακίνηση που αντιστοιχεί σε κάποια στάθμη σεισμικής δόνησης, μπορεί να ελεγχθεί σε ποιο σημείο της δικής του καμπύλης  $F-d$  βρίσκεται κάθε στοιχείο. Στοιχεία στα οποία υπάρχει υπέρβαση της επιθυμητής στάθμης επιτελεστικότητας πρέπει να ενισχυθούν και η όλη διαδικασία να επαναληφθεί.



**Σχήμα 2.2:** Προσδιορισμός της στοχευόμενης μετακίνησης του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος



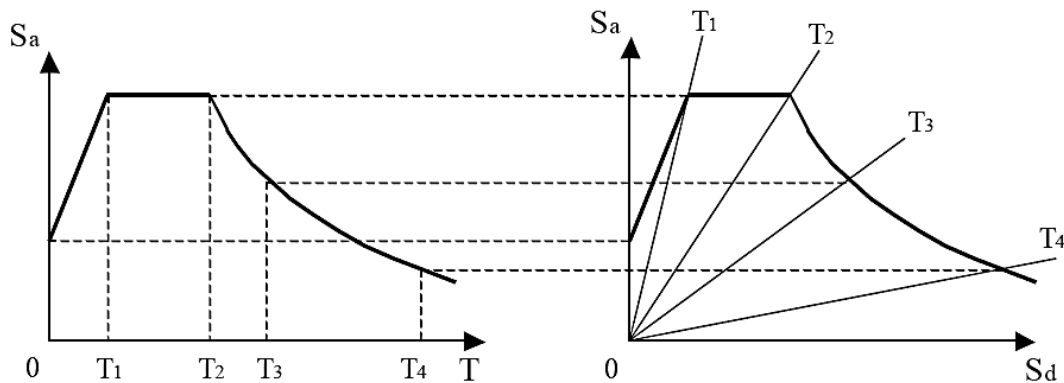
## 2.4 ΜΕΘΟΔΟΙ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΥ ΣΤΟΧΕΥΜΕΝΗΣ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΗΣ

Οι μέθοδοι υπολογισμού της στοχευμένης μετακίνησης βασίζονται στην απόκριση ενός ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος και ο υπολογισμός της απόκρισης της κατασκευής σε κάθε όροφο γίνεται με βάση την παραμόρφωσή της για συγκεκριμένη κατανομή φορτίων καθ' ύψος. Η φιλοσοφία καθορισμού του σημείου επιτελεστικότητας βασίζεται στον υπολογισμό του σημείου που αντιστοιχεί στην εξισορρόπηση της απαίτησης (*demand*), σύμφωνα με το επιθυμητό φάσμα σχεδιασμού, και της ικανότητας (*capacity*) της κατασκευής. Σε διάγραμμα ADRS (*Acceleration-Displacement Response Spectrum*), η εξισορρόπηση αυτή για το ισοδύναμο μονοβάθμιο σύστημα συμβαίνει στο σημείο τομής της καμπύλης ικανότητας και του ελαστικού φάσματος σχεδιασμού που αντιστοιχεί στην ενεργό απόσβεση για τη μέγιστη μετακίνηση (η ενεργός απόσβεση υπολογίζεται με βάση την πλαστιμότητα που αντιστοιχεί στη μέγιστη μετακίνηση) ή του αντίστοιχου ανελαστικού φάσματος. Εναλλακτικά, μπορούν να χρησιμοποιηθούν εμπειρικές σχέσεις που συνδέουν την ελαστική μετακίνηση με την ανελαστική.

Παρακάτω παρουσιάζεται ο τρόπος υπολογισμού του σημείου επιτελεστικότητας σύμφωνα με τη μεθοδολογία ATC-40 και τη μεθοδολογία του Ευρωκώδικα 8-Μέρος 3.

**Η μέθοδος του ATC-40**

Βήμα 1: Μεταφορά του ελαστικού φάσματος σχεδιασμού για  $\zeta=5\%$  στο πεδίο επιτάχυνση-μετακίνηση (μορφή ADRS).



Κλασική μορφή φάσματος

$$S_a = \frac{4\pi^2}{T^2} \cdot S_d$$

$$S_d = \frac{T^2}{4\pi^2} \cdot S_a$$

ADRS μορφή φάσματος

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{S_d}{S_a}}$$

Ακτινικές γραμμές από το (0,0) έχουν σταθερή περίοδο

**Σχήμα 2.3: Μετατροπή ελαστικού φάσματος σχεδιασμού σε ADRS μορφή.**

Βήμα 2: Μετατροπή της καμπύλης ικανότητας σε ισοδύναμο Σύστημα Μίας Ελευθερίας Κίνησης:

Η μάζα ισοδύναμου ΣΜΕΚ,  $m^*$  καθορίζεται ως εξής:

$$m^* = \sum m_i \Phi_i = \sum \bar{F}_i$$

και ο συντελεστής μετατροπής δίνεται από την σχέση:

$$\Gamma = \frac{m^*}{\sum m_i \Phi_i^2} = \frac{\sum \bar{F}_i}{\sum \left( \frac{\bar{F}_i^2}{m_i} \right)}$$

Η δύναμη  $F^*$  και η μετακίνηση  $S_d$  του ισοδύναμου ΣΜΕΚ υπολογίζονται ως εξής:

$$F^* = \frac{F_b}{\Gamma} \qquad S_a = \frac{F_b}{\Gamma \cdot m^*}$$

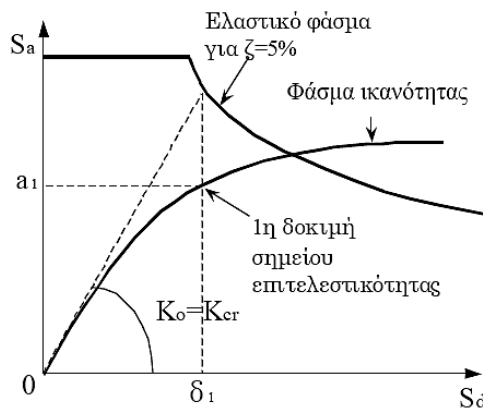
$$S_d = \frac{d_n}{\Gamma} \qquad \text{ή } S_d = \frac{d_n}{\Gamma \cdot \phi_n} \quad \text{εάν } \phi_n \neq 1$$

όπου  $F_b$  και  $d_n$  είναι, αντίστοιχα, η τέμνουσα δύναμη βάσης και η μετακίνηση του κόμβου ελέγχου του Συστήματος Πολλών Ελευθεριών Κινήσεως (ΣΠΕΚ).

**Βήμα 3:** Εύρεση 1<sup>ου</sup> σημείου δοκιμών (Σχ. 2.4).

Στην παρακάτω διαδικασία, για λόγους απλοποίησης, τα μεγέθη (μετακίνηση, επιτάχυνση) που αφορούν στο ισοδύναμο μονοβάθμιο σύστημα παρουσιάζονται χωρίς αστερίσκο.

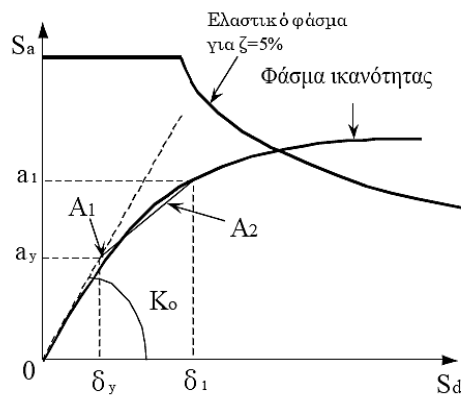
Από το ελαστικό φάσμα για απόσβεση  $\zeta=5\%$  υπολογίζεται η μετακίνηση  $\delta_1$  για τη δυσκαμψία που αντιστοιχεί σε ρηγματωμένες διατομές (τέμνουσα δυσκαμψία στο θεωρητικό σημείο διαρροής). Για τη μετακίνηση  $\delta_1$  υπολογίζεται η πρώτη εκτίμηση του σημείου επιτελεστικότητας πάνω στο φάσμα ικανότητας και η αντίστοιχη επιτάχυνση  $a_1$ . Η μετακίνηση  $\delta_1$  είναι η τιμή που θα προέκυπτε από τη θεώρηση ίσης μετακίνησης μεταξύ του ελαστικού και ανελαστικού συστήματος.



**Σχήμα 2.4:** Εύρεση πρώτου σημείου δοκιμών.

**Βήμα 4:** Κατασκευή διγραμμικού φάσματος ικανότητας (Σχ. 2.5).

Από το 1<sup>ο</sup> σημείο δοκιμής φέρνουμε ευθεία, έτσι ώστε τα εμβαδά  $A_1$  και  $A_2$  να είναι περίπου ίσα και ορίζουμε το σημείο τομής με την ευθεία που αντιστοιχεί στην αρχική δυσκαμψία. Το σημείο αυτό αντιστοιχεί στη διαρροή σύμφωνα με τη διγραμμική καμπύλη συμπεριφοράς και η προβολή του στους άξονες  $S_a$  και  $S_d$  ορίζει την επιτάχυνση διαρροής,  $a_y$  και τη μετακίνηση διαρροής,  $\delta_y$  αντίστοιχα.



**Σχήμα 2.5:** Κατασκευή διγραμμικού φάσματος ικανότητας.

**Βήμα 5:** Υπολογισμός ενεργούς απόσβεσης.

Η ενεργός απόσβεση μπορεί να γραφτεί ως:

$$\zeta_{eff} = \zeta_{ελ} + \zeta_{υστ}$$

όπου:  $\zeta_{ελ}$  = απόσβεση κατασκευής για ελαστική συμπεριφορά (= 0.05 για Ω.Σ.)

$\zeta_{υστ}$  = υστερητική απόσβεση λόγω ελαστοπλαστικής συμπεριφοράς.

Για τον υπολογισμό της υστερητικής απόσβεσης προτείνεται η σχέση:

$$\zeta_{eff} = 5 + \frac{63.7 \cdot \kappa \cdot (a_y \cdot \delta_1 - \delta_y \cdot a_1)}{a_1 \cdot \delta_1}$$

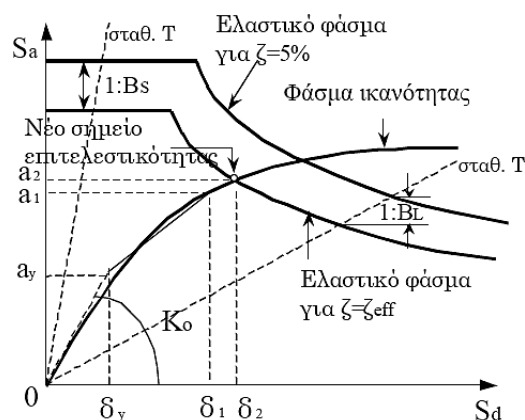
Στη συνέχεια υπολογίζεται το ελαστικό φάσμα σχεδιασμού που αντιστοιχεί σε απόσβεση  $\zeta = \zeta_{eff}$  με πολλαπλασιασμό των τιμών του φάσματος για  $\zeta = 5\%$  με τους συντελεστές  $SR_A$  και  $SR_V$  στα τμήματα που αντιστοιχούν σε σταθερή επιτάχυνση και σταθερή ταχύτητα, αντίστοιχα.

$$SR_A = \frac{3.21 - 0.68 \cdot \ln \zeta_{eff}}{2.12} \geq SR_{A,\min}$$

$$SR_V = \frac{2.31 - 0.41 \cdot \ln \zeta_{eff}}{1.65} \geq SR_{V,\min}$$

Οι ελάχιστες τιμές των συντελεστών δίνονται στον Πίνακα 2.4.

Το σημείο τομής μεταξύ του φάσματος σχεδιασμού για  $\zeta = \zeta_{eff}$  και του φάσματος ικανότητας ορίζει το νέο σημείο επιτελεσματικότητας. Η προβολή αυτού του σημείου στους άξονες  $S_a$  και  $S_d$  ορίζει την νέα επιτάχυνση,  $a_2$  και τη νέα μετακίνηση,  $\delta_2$  αντίστοιχα.



**Σχήμα 2.6:** Κατασκευή ελαστικού φάσματος απόκρισης για  $\zeta = \zeta_{eff}$  και εύρεση νέου σημείου επιτελεσματικότητας.

Διάρκεια σεισμού	Νέες, καλές αντισεισμικές κατασκευές	Μέτριες αντισεισμικά κατασκευές	Φτωχές αντισεισμικά κατασκευές
Μικρή (κοντά στο επίκεντρο)	A	B	C
Μεγάλη (μακριά από επίκεντρο, γενικώς για ζώνες III & IV)	B	C	C

**Πίνακας 2.2. Τύποι συμπεριφοράς κτηρίων.**

Τύπος συμπεριφοράς	$\zeta_{\text{στ}}$ (%)	$\kappa$
A	$\leq 16.25$	1.00
	$> 16.25$	$1.13 - \frac{0.51 \cdot (a_y \cdot \delta_u - \delta_y \cdot a_u)}{a_u \cdot \delta_u}$
B	$< 25$	0.67
	$> 25$	$0.845 - \frac{0.446 \cdot (a_y \cdot \delta_u - \delta_y \cdot a_u)}{a_u \cdot \delta_u}$
C	Όλες οι τιμές	0.33

**Πίνακας 2.3. Τιμές διορθωτικού συντελεστή  $\kappa$ .**

Τύπος συμπεριφοράς	$SR_{A,min}$	$SR_{V,min}$
A	0.33	0.50
B	0.44	0.56
C	0.56	0.67

**Πίνακας 2.4. Ελάχιστες τιμές μειωτικών συντελεστών απόσβεσης**

**Βήμα 6:** Έλεγχος σύγκλισης.

Η μέθοδος βασίζεται σε μία επαναληπτική διαδικασία μέχρι να επιτευχθεί σύγκλιση. Θεωρούμε ότι η σύγκλιση έχει επιτευχθεί εάν:

$$0.95 \cdot \delta_1 < \delta_2 < 1.05 \cdot \delta_1$$

Εάν το κριτήριο δεν ικανοποιείται, θέτουμε  $a_1=a_2$  και  $\delta_1=\delta_2$  και επαναλαμβάνουμε τη διαδικασία από το 5<sup>ο</sup> βήμα. Εάν το κριτήριο ικανοποιείται, η μετακίνηση  $\delta_2$  αντιστοιχεί στη μέγιστη αναμενόμενη μετακίνηση  $\delta^*$  του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος (στοχευόμενη μετακίνηση).

**Βήμα 7:** Στοχευόμενη μετακίνηση κατασκευής

Η μετακίνηση του κόμβου ελέγχου στο σύστημα πολλών β.ε υπολογίζεται από τη σχέση:  $\Delta = \Gamma \cdot \delta^* \cdot \phi_n$

## Η μέθοδος του Ευρωκώδικα 8

### Βήμα 1: Γενικά

Υποτίθεται η ακόλουθη σχέση μεταξύ των ανηγμένων οριζόντιων δυνάμεων  $\bar{F}_i$  και των ανηγμένων μετακινήσεων  $\Phi_i$ :

$$\bar{F}_i = m_i \Phi_i, \quad \text{όπου } m_i \text{ είναι η μάζα του ορόφου } i.$$

Οι μετακινήσεις είναι ανηγμένες με τέτοιο τρόπο ώστε  $\Phi_n = 1$ , όπου  $n$  είναι ο κόμβος ελέγχου (συνήθως το  $n$  αντιστοιχεί στον ανώτατο όροφο). Συνεπώς  $\bar{F}_n = m_n$ .

Βήμα 2: Μετατροπή σε ισοδύναμο Σύστημα Μίας Ελευθερίας Κίνησης (ΣΜΕΚ)  
Η μάζα ισοδύναμου ΣΜΕΚ,  $m^*$  καθορίζεται ως εξής:

$$m^* = \sum m_i \Phi_i = \sum \bar{F}_i$$

και ο συντελεστής μετατροπής δίνεται από την σχέση:

$$\Gamma = \frac{m^*}{\sum m_i \Phi_i^2} = \frac{\sum \bar{F}_i}{\sum \left( \frac{\bar{F}_i^2}{m_i} \right)}$$

Η δύναμη  $F^*$  και η μετακίνηση  $d^*$  του ισοδύναμου ΣΜΕΚ υπολογίζονται ως εξής:

$$F^* = \frac{F_b}{\Gamma}$$

$$d^* = \frac{d_n}{\Gamma}$$

όπου  $F_b$  και  $d_n$  είναι, αντίστοιχα, η τέμνουσα δύναμη βάσης και η μετακίνηση του κόμβου ελέγχου του Συστήματος Πολλών Ελευθεριών Κινήσεως (ΣΠΕΚ).

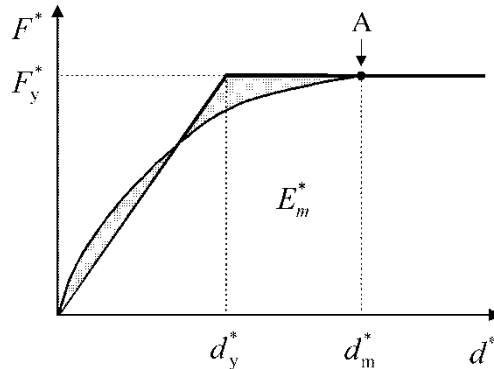
Βήμα 3: Προσδιορισμός ιδεατής πλήρως ελαστοπλαστικής σχέσης δύναμης-μετακίνησης

Η δύναμη διαρροής  $F_y^*$ , που εκφράζει επίσης την οριακή αντοχή του ιδεατού συστήματος, ισούται με την τέμνουσα δύναμη βάσεως στην δημιουργία του πλαστικού μηχανισμού. Η αρχική δυσκαμψία του ιδεατού συστήματος καθορίζεται με τέτοιο τρόπο ώστε οι επιφάνειες κάτω από την πραγματική και την ιδεατή καμπύλη δύναμης-μετακίνησης να είναι ίσες (βλέπε Σχήμα 2.7).

Με βάση αυτήν την υπόθεση, η μετακίνηση διαρροής  $d_y^*$  του ιδεατού συστήματος ΣΜΕΚ δίνεται από:

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

όπου  $E_m^*$  είναι η πραγματική ενέργεια παραμόρφωσης έως την δημιουργία του πλαστικού μηχανισμού.



Σχήμα 2.7 Προσδιορισμός ιδεατής πλήρως ελαστοπλαστικής σχέσης δύναμης-μετακίνησης.

**Βήμα 4:** Προσδιορισμός της περιόδου του ιδεατού ισοδύναμου συστήματος ΣΜΕΚ  
 Η περίοδος  $T^*$  του ιδεατού ισοδύναμου συστήματος ΣΜΕΚ προσδιορίζεται ως:

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

**Βήμα 5:** Προσδιορισμός μετακίνησης-στόχου για το ισοδύναμο σύστημα ΣΜΕΚ  
 Η μετακίνηση-στόχος φορέα με περίοδο  $T^*$  και απεριόριστα ελαστική συμπεριφορά δίνεται από την:

$$d_{et}^* = S_e(T^*) \left[ \frac{T^*}{2\pi} \right]^2$$

όπου  $S_e(T^*)$  είναι το φάσμα απόκρισης ελαστικής επιτάχυνσης στην περίοδο  $T^*$ .

Για τον καθορισμό της μετακίνησης-στόχου  $d_t^*$  σε φορείς στην περιοχή βραχέων περιόδων και σε φορείς στις περιοχές μεσαίων και μακρών περιόδων πρέπει να χρησιμοποιούνται διαφορετικές εκφράσεις όπως υποδεικνύεται παρακάτω. Η περίοδος διαχωρισμού μεταξύ της περιοχής βραχέων και μεσαίων περιόδων είναι η  $T_C$ .

I.  $T^* < T_C$  (περιοχή βραχέων περιόδων)

Εάν  $F_y^* / m^* \geq S_e(T^*)$ , η απόκριση είναι ελαστική και επομένως

$$d_t^* = d_{et}^*$$

Εάν  $F_y^* / m^* < S_e(T^*)$ , η απόκριση είναι μη-γραμμική και

$$d_t^* = \frac{d_{et}^*}{q_u} \left( 1 + (q_u - 1) \frac{T_C}{T^*} \right) \geq d_{et}^*$$

όπου  $q_u$  είναι ο λόγος της επιτάχυνσης φορέα με απεριόριστα ελαστική συμπεριφορά  $S_e(T^*)$  προς αυτήν ενός φορέα με περιορισμένη αντοχή  $F_y^* / m^*$ .

$$q_u = \frac{S_e(T^*)m^*}{F_y^*}$$

II.  $T^* \geq T_C$  (περιοχή μεσαίων και μακρών περιόδων)

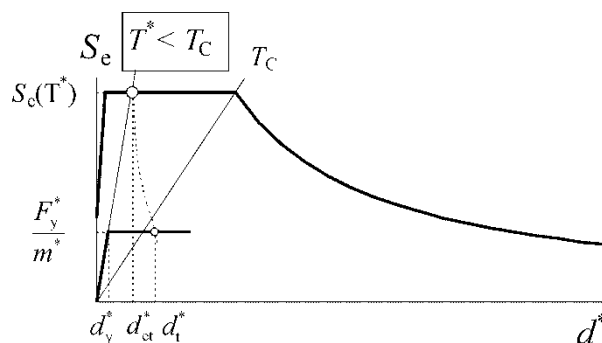
$$d_t^* = d_{et}^*$$

η  $d_t^*$  δεν χρειάζεται να υπερβαίνει το  $3 d_{et}^*$ .

Η σχέση μεταξύ των διαφόρων μεγεθών απεικονίζεται στα Σχήματα 2.8 (α) και (β). Τα σχήματα έχουν δειχθεί σε μορφή διαγραμμάτων επιτάχυνσης – μετακίνησης. Η περίοδος  $T^*$  αντιστοιχεί στην πολική ακτίνα από την αρχή του συστήματος συντεταγμένων έως το σημείο του ελαστικού φάσματος απόκρισης που καθορίζεται από συντεταγμένες  $d^* = S_e(T^*)(T^*/2\pi)^2$  and  $S_e(T^*)$ .

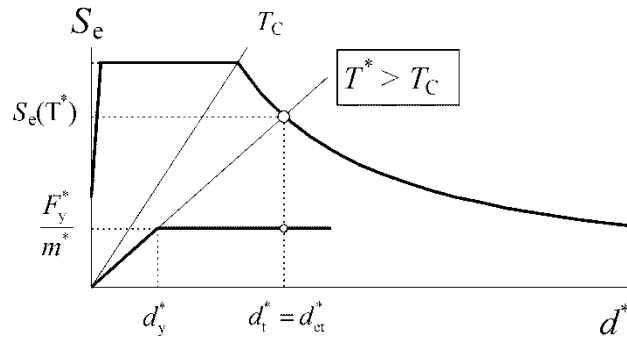
### Επαναληπτική διαδικασία (προαιρετική)

Εάν η μετακίνηση-στόχος  $d_t^*$  που καθορίζεται στο τέταρτο βήμα διαφέρει σημαντικά από την μετακίνηση  $d_m^*$  (Σχήμα 2.7) που χρησιμοποιείται για τον καθορισμό της ι-δεατής πλήρως ελαστοπλαστικής σχέσης δύναμης – μετακίνησης στο δεύτερο βήμα, μπορεί να εφαρμοστεί επαναληπτική διαδικασία, στην οποία τα βήματα 2 ως 4 επαναλαμβάνονται, χρησιμοποιώντας την  $d_t^*$  (και την αντίστοιχη  $F_y^*$ ) αντί της  $d_m^*$ .



Σχήμα 2.8α Περιοχή βραχέων περιόδων





Σχήμα 2.8β Περιοχή μεσαίων ή μακρών περιόδων

Σχήμα 2.8 Προσδιορισμός της μετακίνησης-στόχου για το ισοδύναμο σύστημα ΣΜΕΚ

Βήμα 6: Προσδιορισμός της μετακίνησης-στόχου για το σύστημα ΣΠΕΚ  
 Η μετακίνηση-στόχος για το σύστημα ΣΠΕΚ δίνεται από:

$$d_t = \Gamma d_t^*$$

Η μετακίνηση-στόχος αντιστοιχεί στον κόμβο ελέγχου.

## 2.5 ΕΙΔΙΚΑ ΘΕΜΑΤΑ ΜΗ-ΓΡΑΜΜΙΚΗΣ ΣΤΑΤΙΚΗΣ ΠΡΟΣΑΥΞΗΤΙΚΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ ΣΕ ΚΤΙΡΙΑ ΑΠΟ ΧΑΛΥΒΑ

Για την κατασκευή της καμπύλης ικανότητας της κατασκευής θα πρέπει να εφαρμόζονται τουλάχιστον δύο καθ' ύψος κατανομές των οριζόντιων φορτίων:

- "ομοιόμορφη" κατανομή, βασισμένη σε οριζόντια φορτία που είναι ανάλογα προς τη μάζα ανεξάρτητα από την στάθμη (ομοιόμορφη επιτάχυνση απόκρισης)
- "ιδιομορφική" κατανομή, ανάλογη προς οριζόντια φορτία συμβατά προς την κατανομή οριζόντιων φορτίων στην υπό εξέταση διεύθυνση όπως προκύπτει από ελαστική ανάλυση

Τα οριζόντια φορτία θα εφαρμόζονται στο προσομοίωμα στις θέσεις των μαζών. Η τυχηματική εκκεντρότητα θα πρέπει λαμβάνεται υπόψη.

Η μετακίνηση-ελέγχου στην καμπύλη ικανότητας θα παίρνει τιμές μεταξύ μηδέν και της τιμής που αντιστοιχεί στο 150% της μετακίνησης-στόχου, διότι επηρεάζει το διγραμμικό φάσμα ικανότητας του αντίστοιχου μονοβάθμιου και άρα και την μετακίνηση-στόχο.

Η μετακίνηση-στόχος της κατασκευής υπολογίζεται με μια από τις μεθόδους που περιγράφηκαν. Ως φάσμα σχεδιασμού χρησιμοποιείται το φάσμα ελαστικής ή ανελαστικής απόκρισης του Ευρωκώδικα 8, με τις ακόλουθες τιμές απόσβεσης:

Κτίριο από χάλυβα με:	Συντελεστής απόσβεσης ζ (%)
Κοχλιωτές συνδέσεις	2%
Συγκολλητές συνδέσεις	4%
Μικτό σύστημα	3%

Όταν χρησιμοποιείται μη-γραμμική στατική ανάλυση και χωρικό προσομοίωμα, πρέπει να εφαρμόζονται οι κανόνες συνδυασμού

$$E_{Edx} "+" 0,30E_{Edy}$$

$$0,30E_{Edx} "+" E_{Edy}$$

θεωρώντας τις δυνάμεις και παραμορφώσεις λόγω εφαρμογής της μετακίνησης-στόχου στην διεύθυνση  $x$  ως  $E_{Edx}$  και τις δυνάμεις και παραμορφώσεις λόγω εφαρμογής της μετακίνησης-στόχου στην διεύθυνση  $y$  ως  $E_{Edy}$ . Τα εντατικά μεγέθη που προκύπτουν ως αποτέλεσμα του συνδυασμού δεν πρέπει να υπερβαίνουν τις αντίστοιχες ικανότητες.

Στην ανάλυση κτιρίου με συνδέσμους χωρίς εκκεντρότητα επιτρέπεται να ληφθούν στον υπολογισμό τόσο οι εφελκόμενοι όσο και οι θλιβόμενοι υπό την προϋπόθεση ότι ικανοποιούνται οι ακόλουθες συνθήκες:

- A. Χρησιμοποιείται μη-γραμμική στατική (*pushover*) ανάλυση του συνόλου ή μη γραμμική χρονοϊστορία,
- B. Τόσο οι καταστάσεις πριν τον λυγισμό όσο και μετά τον λυγισμό λαμβάνονται υπόψη κατά την προσομοίωση της συμπεριφοράς των διαγωνίων

Για συνδέσμους υπό θλίψη η ικανότητα ανελαστικής παραμόρφωσης ως πολλαπλάσιο της αξονικής παραμόρφωσης του συνδέσμου υπό φορτίο λυγισμού,  $\Delta_c$ , στις τρεις οριακές καταστάσεις δίνονται στον παρακάτω πίνακα

Κατηγορία διατομής	Οριακή Κατάσταση		
	DL	SD	NC
1	0,25 $\Delta_c$	4,0 $\Delta_c$	6,0 $\Delta_c$
2	0,25 $\Delta_c$	1,0 $\Delta_c$	2,0 $\Delta_c$

**Πίνακας 2.5.** Ικανότητα αξονικής παραμόρφωσης θλιβόμενων συνδέσμων (εκτός από τους συνδέσμους πλαισίων με έκκεντρος συνδέσμους)

Για συνδέσμους σε εφελκυσμό η ανελαστική ικανότητα παραμόρφωσης, ως πολλαπλάσιο της αξονικής παραμόρφωσης του συνδέσμου στο εφελκυστικό όριο διαρροής  $\Delta_t$ , στις τρεις οριακές καταστάσεις δίνονται στον παρακάτω πίνακα

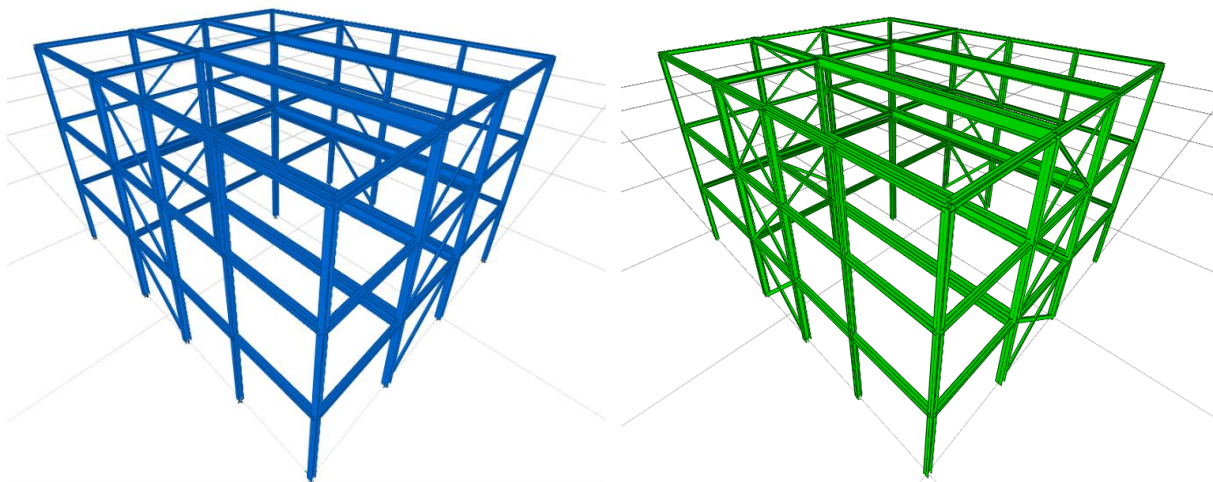
Οριακή κατάσταση		
DL	SD	NC
0,25 $\Delta_t$	7,0 $\Delta_t$	9,0 $\Delta_t$

**Πίνακας 2.6.** Ικανότητα αξονικής παραμόρφωσης συνδέσμων σε εφελκυσμό (εκτός από τους συνδέσμους πλαισίων με έκκεντρος συνδέσμους).

## ΕΦΑΡΜΟΓΗ ΣΕ ΜΕΤΑΛΛΙΚΟ ΚΤΙΡΙΟ

Για το κτίριο με διαγώνιους συνδέσμους δυσκαμψίας που διαστασιολογήθηκε στο προηγούμενο κεφάλαιο με βάσει τα κείμενα των Ευρωκωδίκων, ελέγχεται η σεισμική του ικανότητα και η μεταπλαστική του συμπεριφορά με τη μη-γραμμική στατική προσαυξητική μέθοδο. Οι αναλύσεις γίνονται στο πρόγραμμα πεπερασμένων στοιχείων SAP2000 v14.2.4. Εν συνεχεία ελέγχεται πως η αγνόηση της θλιβόμενης διαγωνίου που επιτρέπεται κανονιστικά, επιδρά στην υπολογιζόμενη μετακίνηση-στόχο.

Όλες οι αναλύσεις θα εκτελεστούν σε δυο φορείς. Στον μεν πρώτο αγνοούνται οι θλιβόμενες διαγώνιοι ενώ στον δεύτερο λαμβάνονται υπόψη μέχρι το σημείο λυγισμού τους. Σε πρώτο βήμα όλων των αναλύσεων φορτίζονται οι φορείς με τα φορτία βαρύτητας στον συνδυασμό “G+0,3Q” για να προσεγγίσει το προσομοίωμα καλύτερα τις συνθήκες που υπάρχουν στον σεισμό. Τέλος λαμβάνονται υπόψη η μη γραμμικότητα της γεωμετρίας σε όλες τις αναλύσεις.

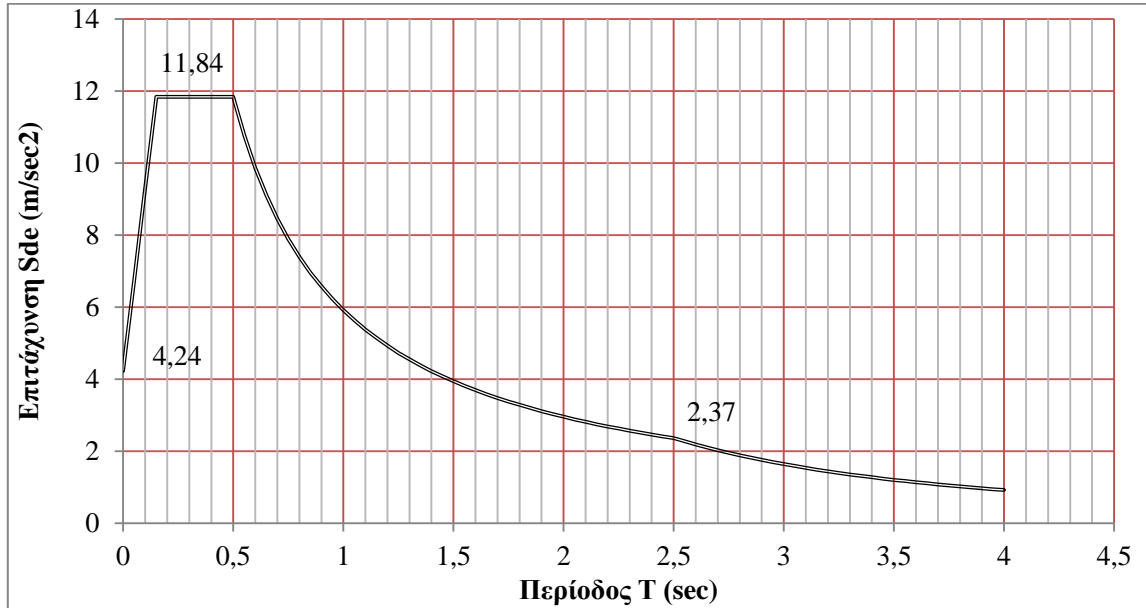


*Φορέας A: μόνο εφελκόμενες διαγώνιοι*

*Φορέας B: όλες οι διαγώνιοι*

Το φάσμα που χρησιμοποιείται σε όλες τις αναλύσεις για τον υπολογισμό της στοχευμένης μετακίνησης είναι το ελαστικό φάσμα του Ευρωκώδικα 8 για:

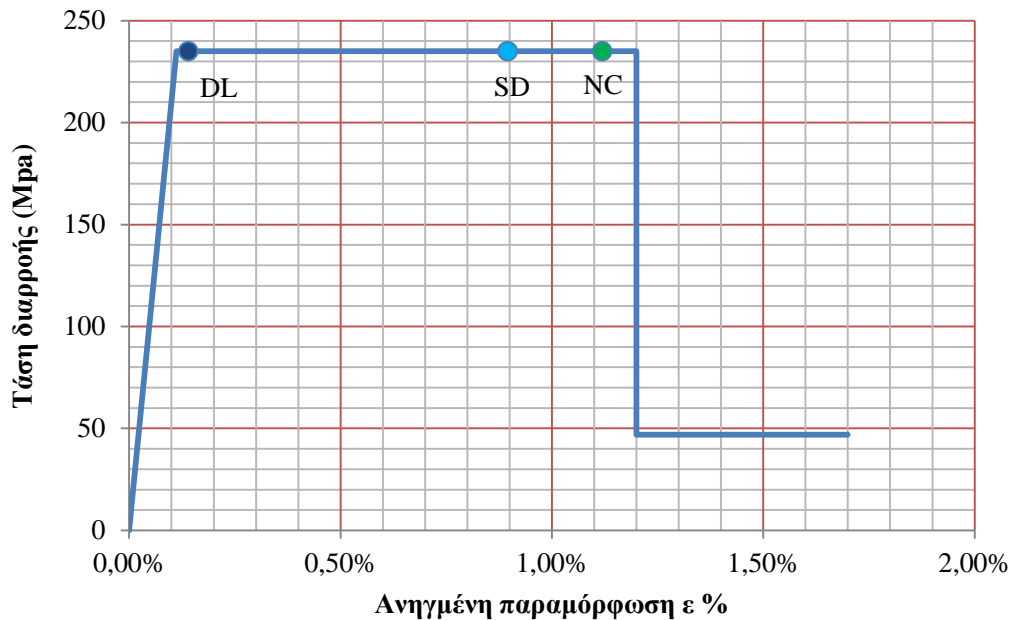
- Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας III:  $A = 0.36g$
- Συντελεστής σπουδαιότητας:  $\gamma = 1.00$
- Συντελεστής εδάφους:  $S = 1.2$
- Συντελεστής απόσβεσης:  $\zeta = 3\%$  (μικτό σύστημα)



Ελαστικό φάσμα απόκρισης Ευρωκώδικα 8 για υπολογισμό της στοχευμένης μετακίνησης

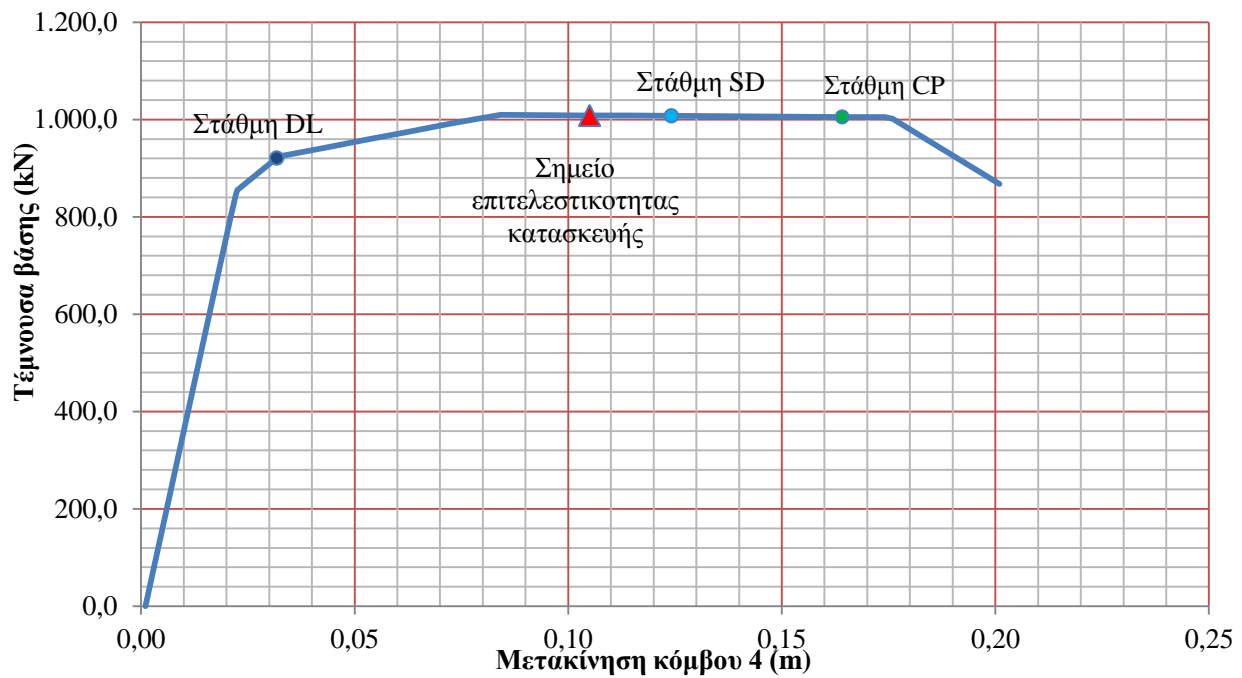
ΦΟΡΕΑΣ Α

Το μη-γραμμικό διάγραμμα  $\sigma$ - $\epsilon$  που λαμβάνεται υπόψη και προσομοιάζει την εφελκυστική συμπεριφορά των διαγωνίων υπό ανακυκλιζόμενη φόρτιση είναι:

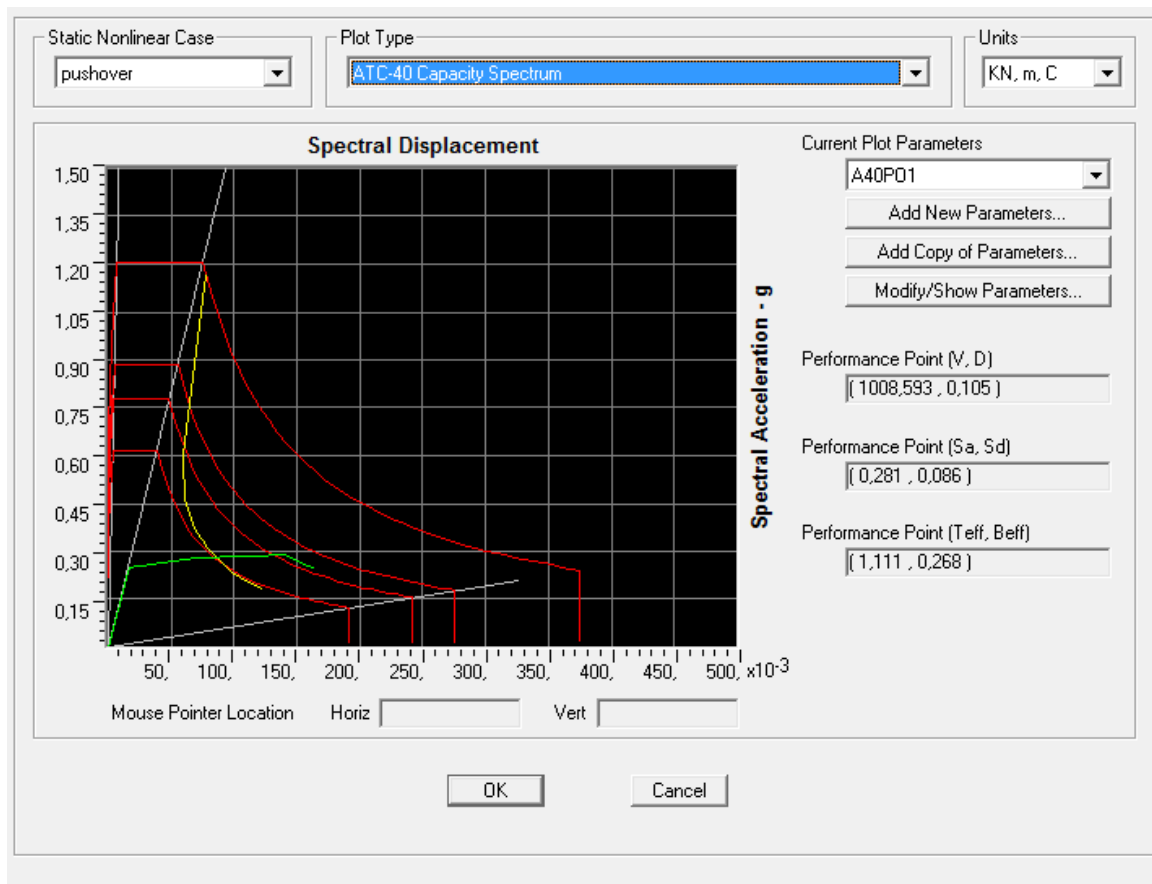


Διάγραμμα  $\sigma$ - $\epsilon$  διαγωνίων σε εφελκυσμό υπό ανακυκλιζόμενη φόρτιση

PUSHOVER ΣΤΗΝ ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ x ΜΕ ΟΜΟΙΟΜΟΡΦΗ ΚΑΤΑΝΟΜΗ ΦΟΡΤΙΩΝ

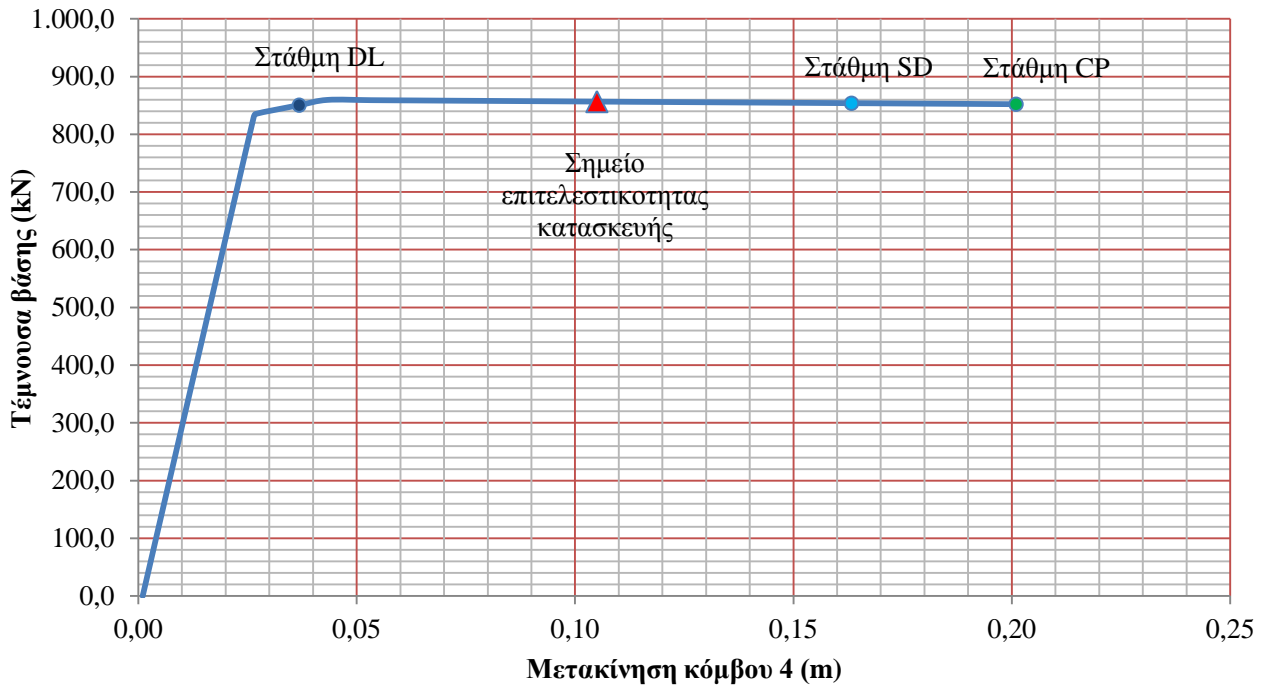


Καμπύλη ικανότητας της κατασκευής με τις στάθμες επιτελεστικότητας

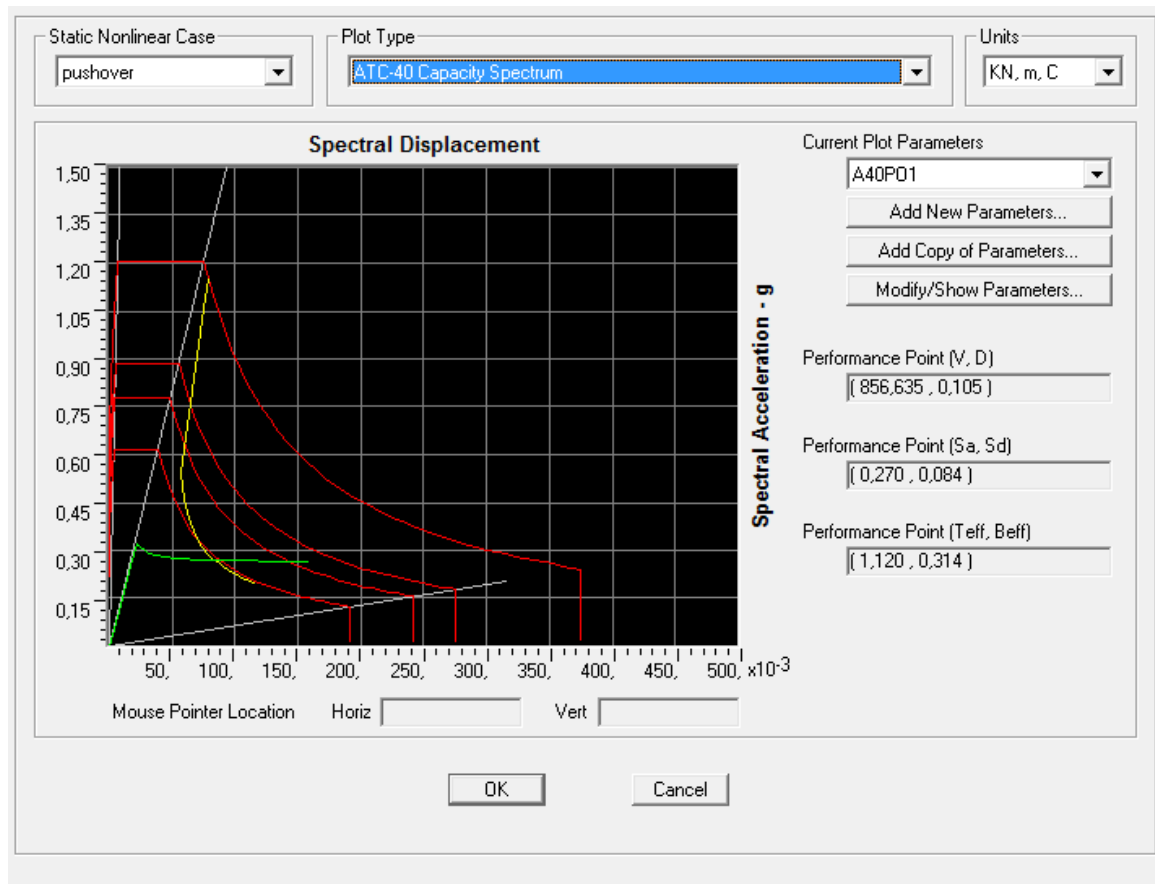


Εύρεση στοχευμένης μετακίνησης με την ATC-40

PUSHOVER ΣΤΗΝ ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ x ΜΕ ΚΑΤΑΝΟΜΗ ΦΟΡΤΙΩΝ 2<sup>ης</sup> ΙΔΙΟΜΟΡΦΗΣ

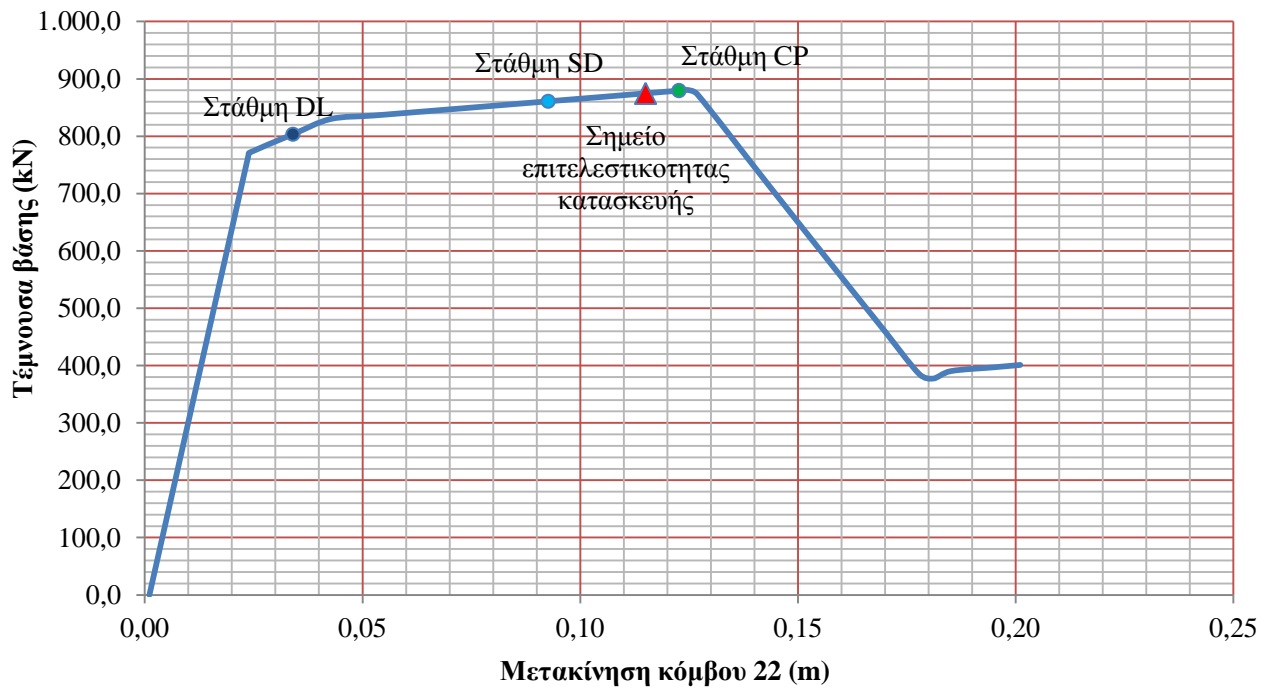


*Καμπύλη ικανότητας της κατασκευής με τις στάθμες επιτελεστικότητας*

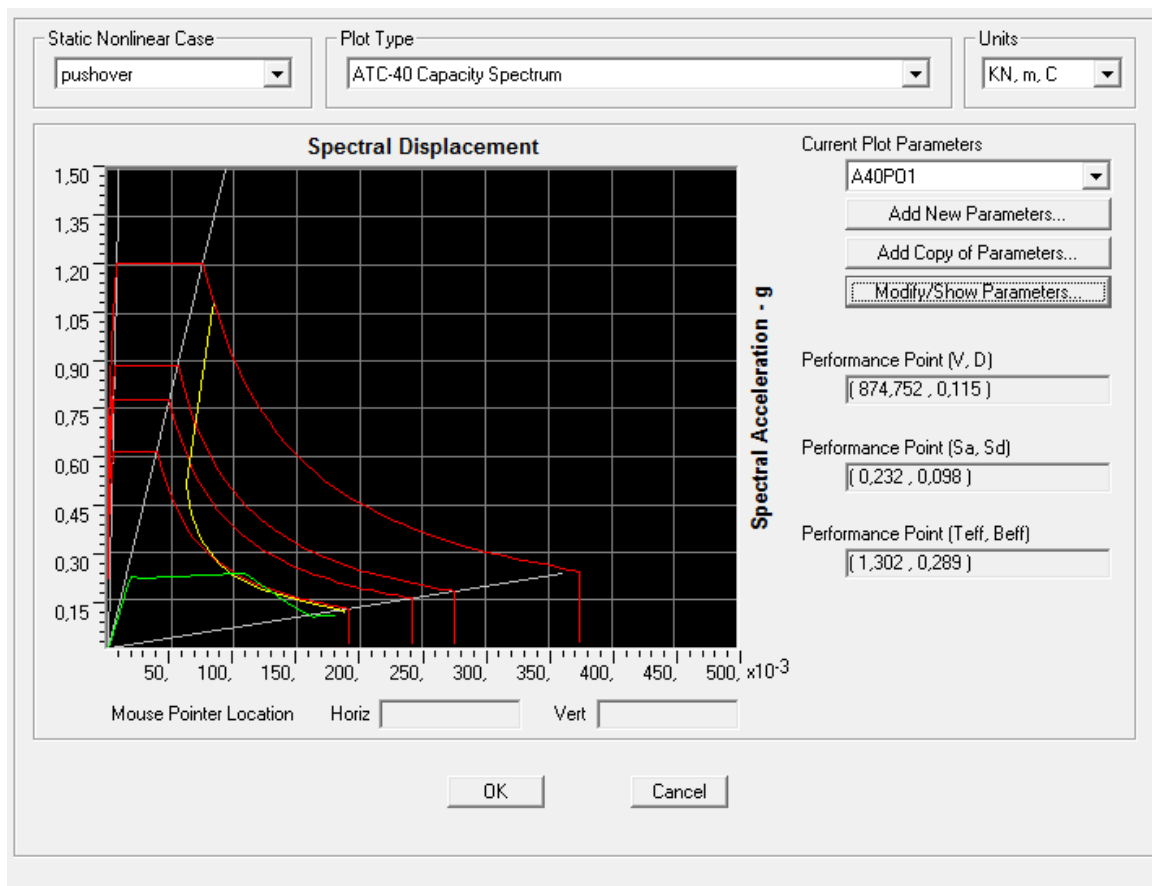


*Εύρεση στοχευμένης μετακίνησης με την ATC-40*

PUSHOVER ΣΤΗΝ ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ  $y$  ΜΕ ΟΜΟΙΟΜΟΡΦΗ ΚΑΤΑΝΟΜΗ ΦΟΡΤΙΩΝ



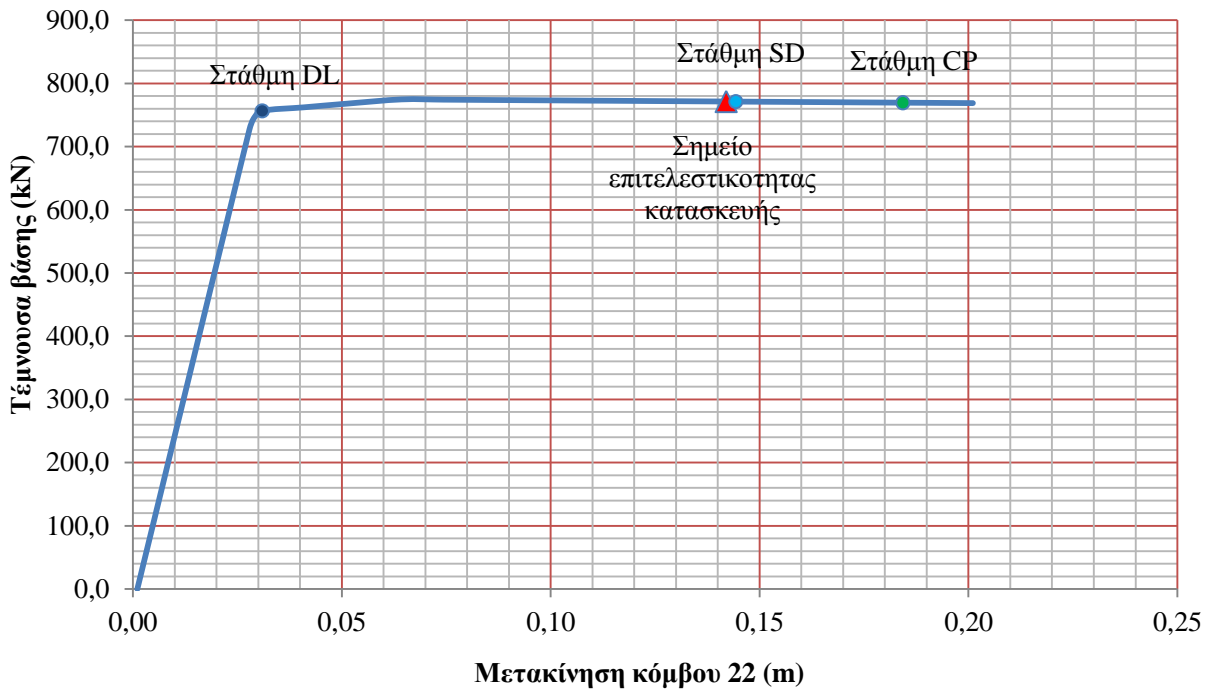
Καμπύλη ικανότητας της κατασκευής με τις στάθμες επιτελεστικότητας



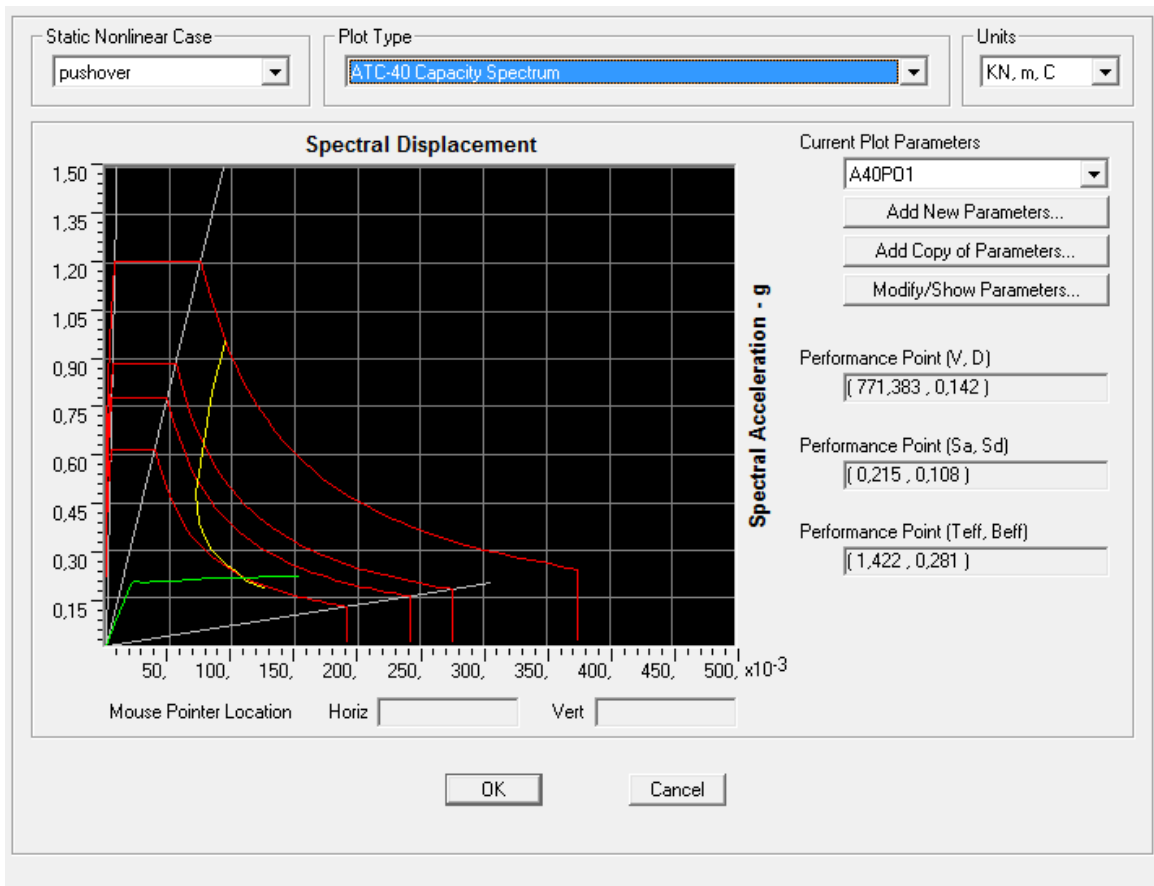
Εύρεση στοχευμένης μετακίνησης με την ATC-40



PUSHOVER ΣΤΗΝ ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ y ΜΕ ΚΑΤΑΝΟΜΗ ΦΟΡΤΙΩΝ 1<sup>ης</sup> ΙΔΙΟΜΟΡΦΗΣ



Καμπύλη ικανότητας της κατασκευής με τις στάθμες επιτελεστικότητας



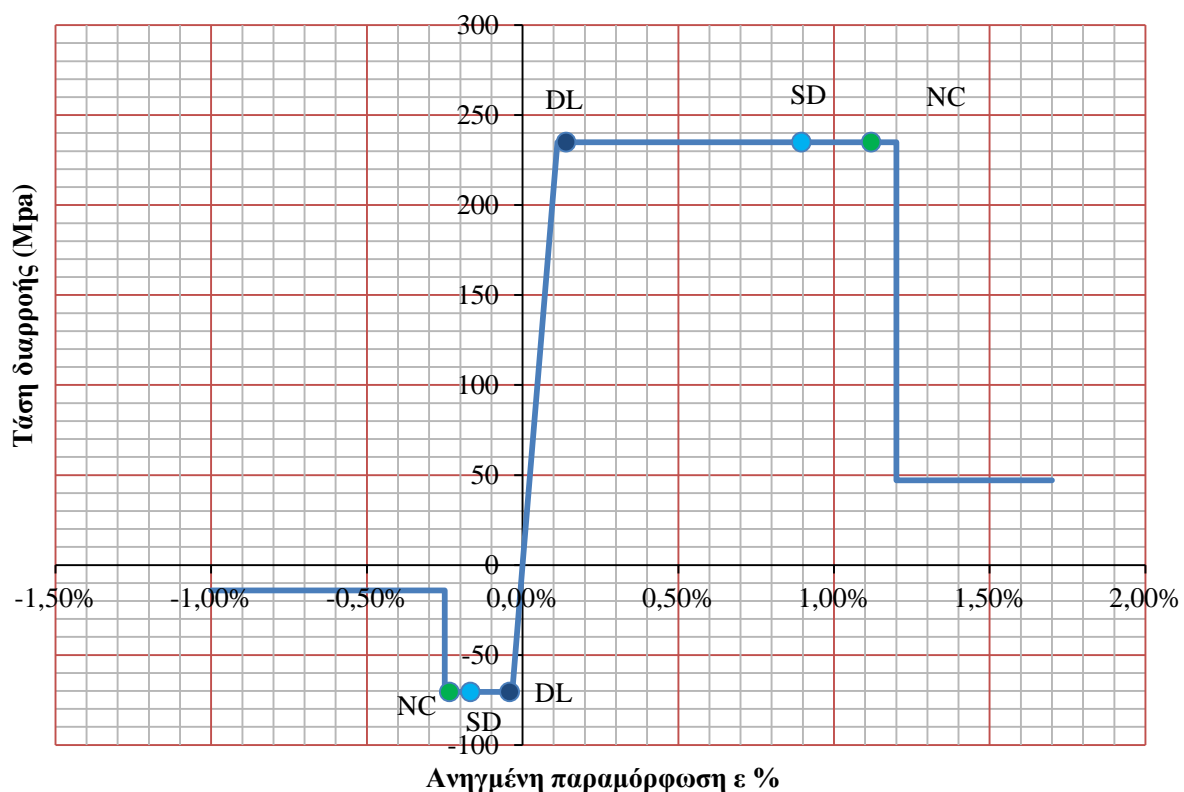
Εύρεση στοχευμένης μετακίνησης με την ATC-40

## ΦΟΡΕΑΣ Β:

Όλες οι διατομές των θλιβομένων συνδέσμων είναι κατηγορίας 1. Ο μειωτικός συντελεστής λυγισμού τους υπολογίστηκε και δίνεται στον παρακάτω πίνακα.

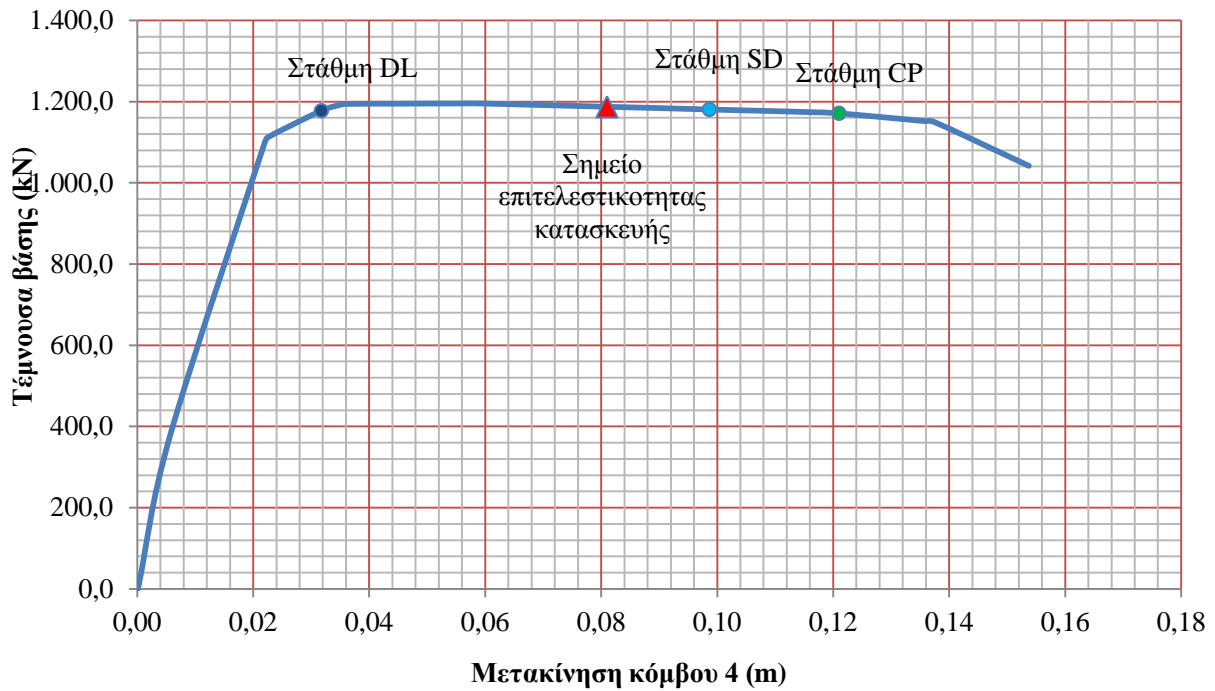
Διατομές διαγωνίων	Μήκος λυγισμού (m)		Μειωτικός συντελεστής $\chi_z$	
	x διευθ.	y διευθ.	x διευθ.	y διευθ.
TUB140x70x5.9	4,72	4.21	0.28	0.35
TUB100x70x5.9	4,72	4.21	0.26	0.32
UPN 100	2.36	2.10	0.25	0.30

Για λόγους απλοποίησης θεωρούμε ότι η αντοχή όλων των διαγωνίων σε λυγισμό είναι το 0.30 της αντοχής της διατομής τους. Το μη-γραμμικό διάγραμμα  $\sigma$ - $\epsilon$  που λαμβάνεται υπόψη και προσομοιάζει την συμπεριφορά των διαγωνίων υπό ανακυκλιζόμενη φόρτιση είναι:

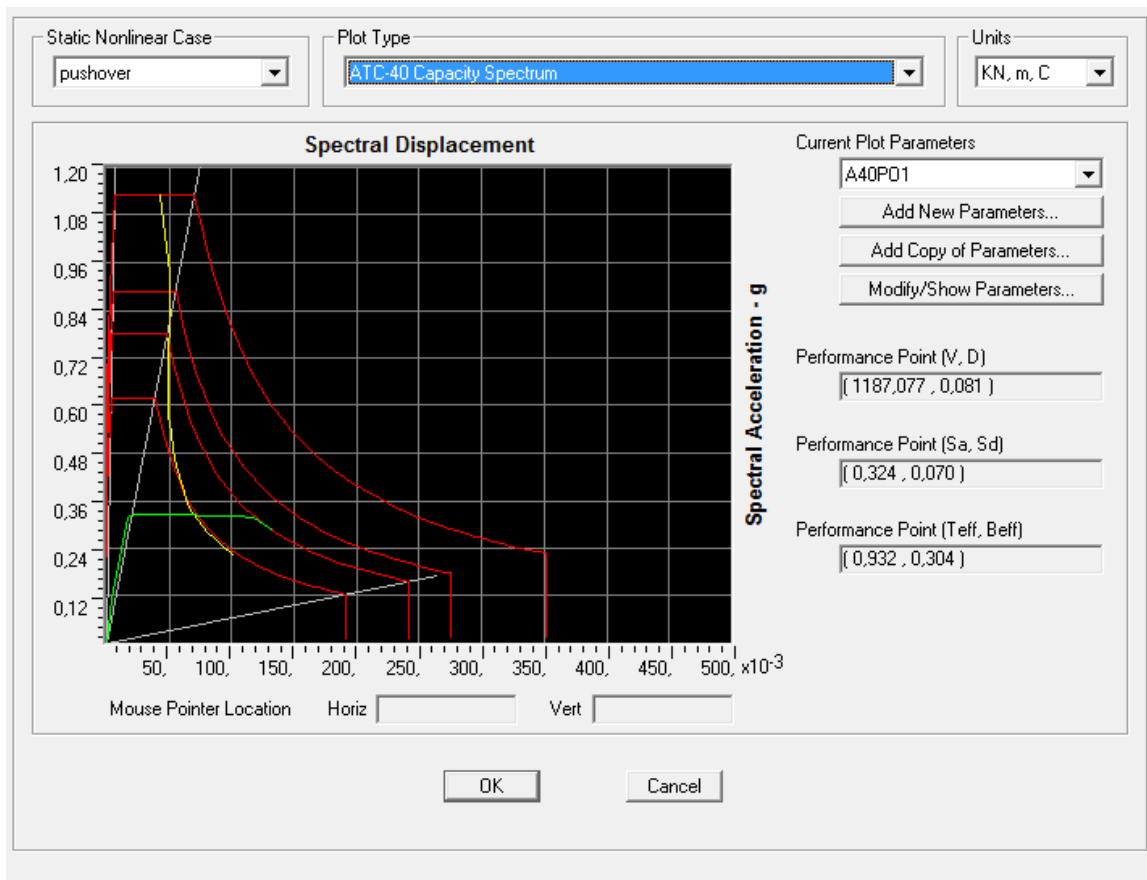


Διάγραμμα  $\sigma$ - $\epsilon$  διαγωνίων υπό ανακυκλιζόμενη φόρτιση

PUSHOVER ΣΤΗΝ ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ x ΜΕ ΟΜΟΙΟΜΟΡΦΗ ΚΑΤΑΝΟΜΗ ΦΟΡΤΙΩΝ

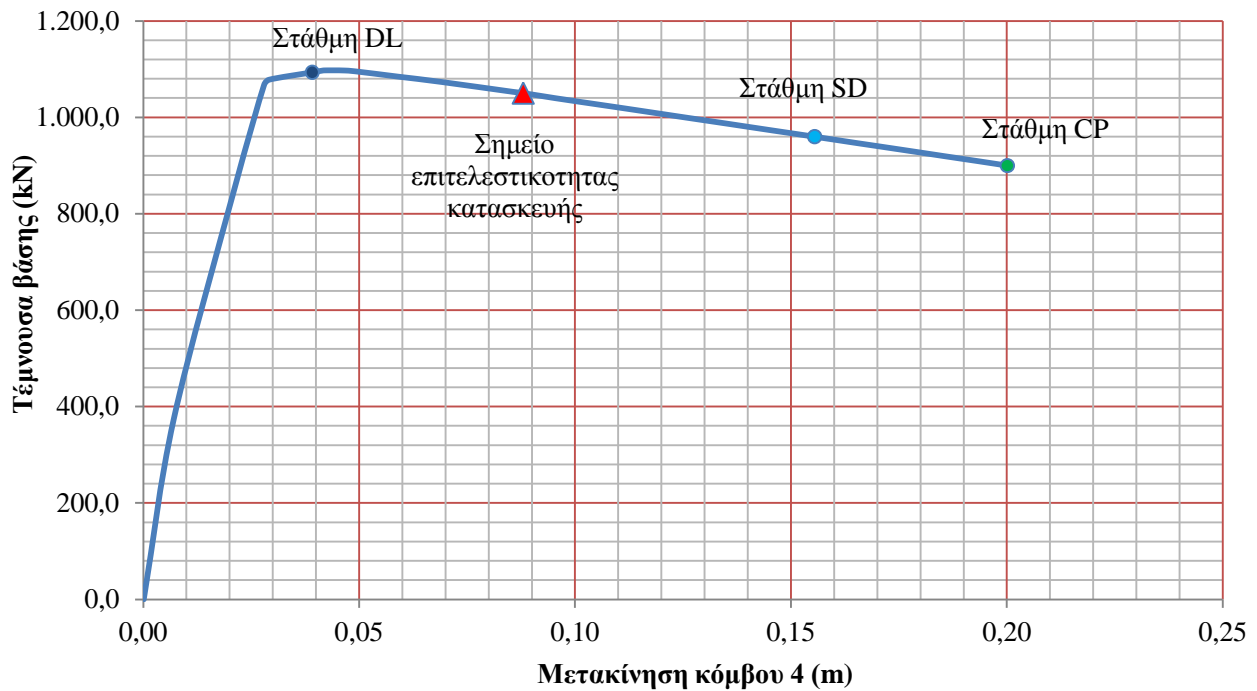


Καμπύλη ικανότητας της κατασκευής με τις στάθμες επιτελεστικότητας

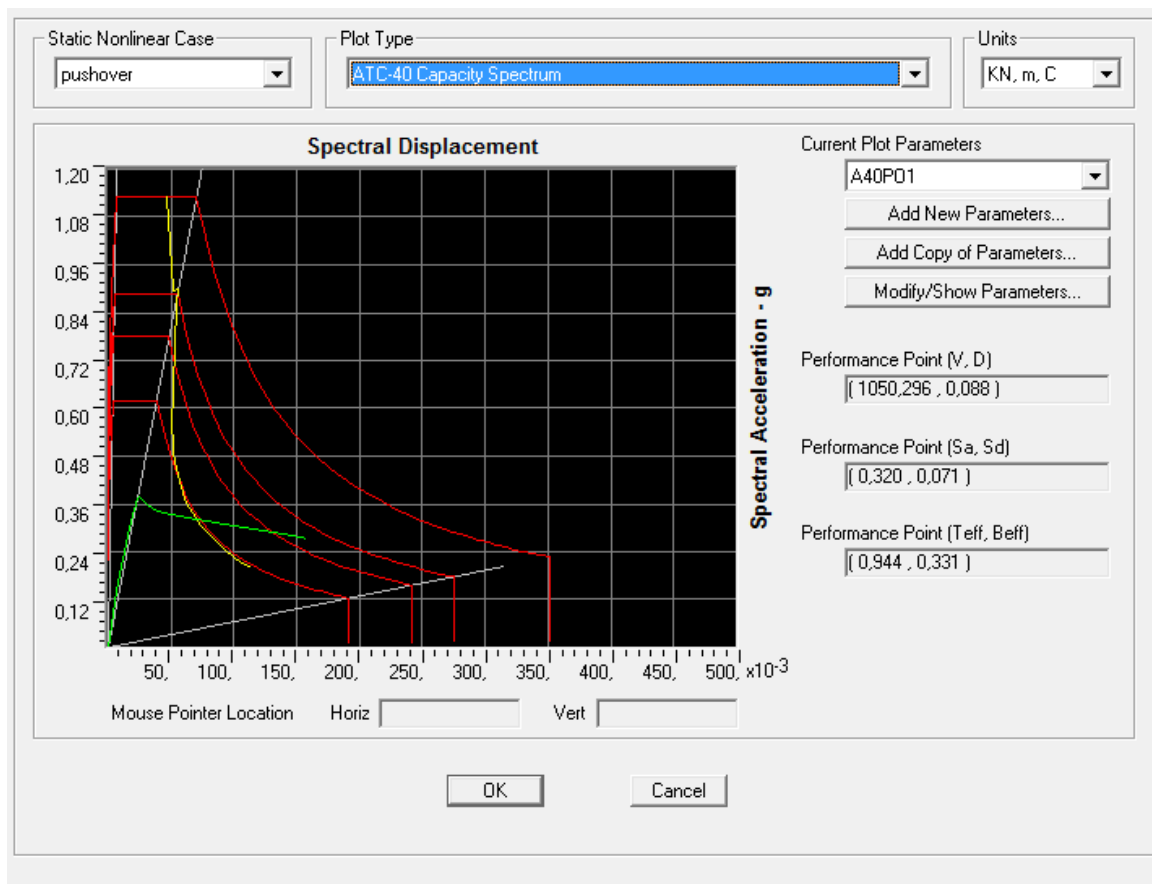


Εύρεση στοχευμένης μετακίνησης με την ATC-40

PUSHOVER ΣΤΗΝ ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ x ΜΕ ΚΑΤΑΝΟΜΗ ΦΟΡΤΙΩΝ 2<sup>ης</sup> ΙΔΙΟΜΟΡΦΗΣ

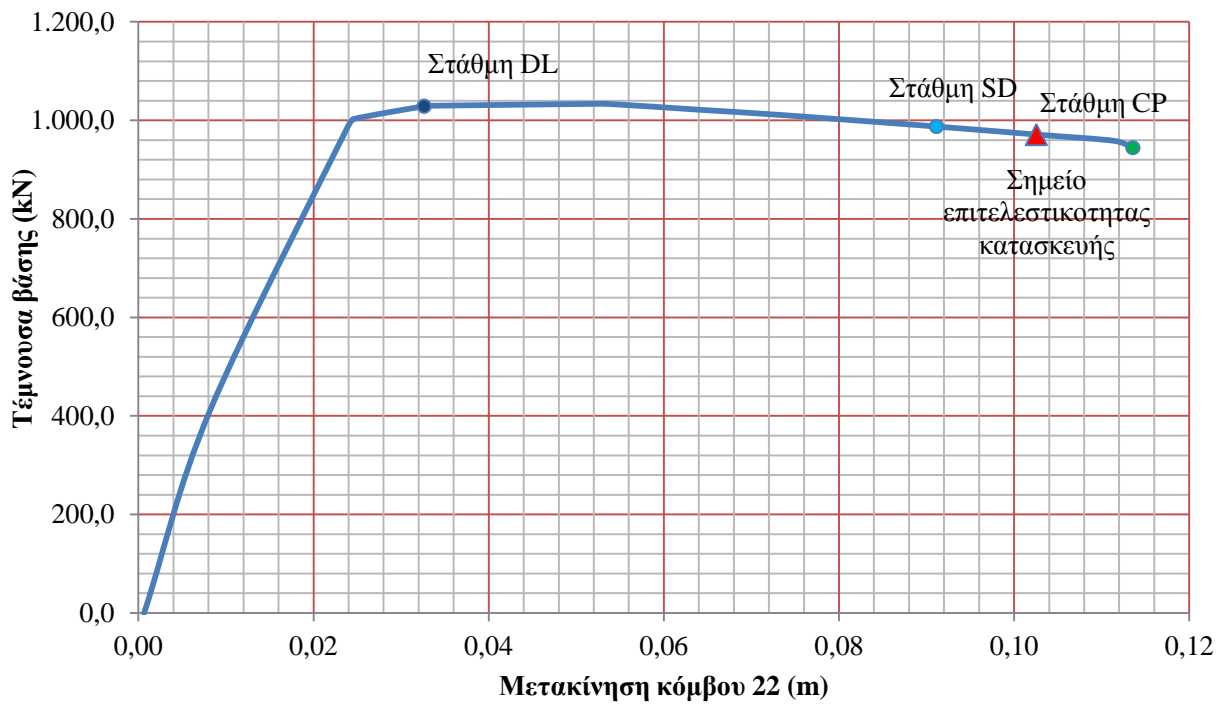


Καμπύλη ικανότητας της κατασκευής με τις στάθμες επιτελεστικότητας

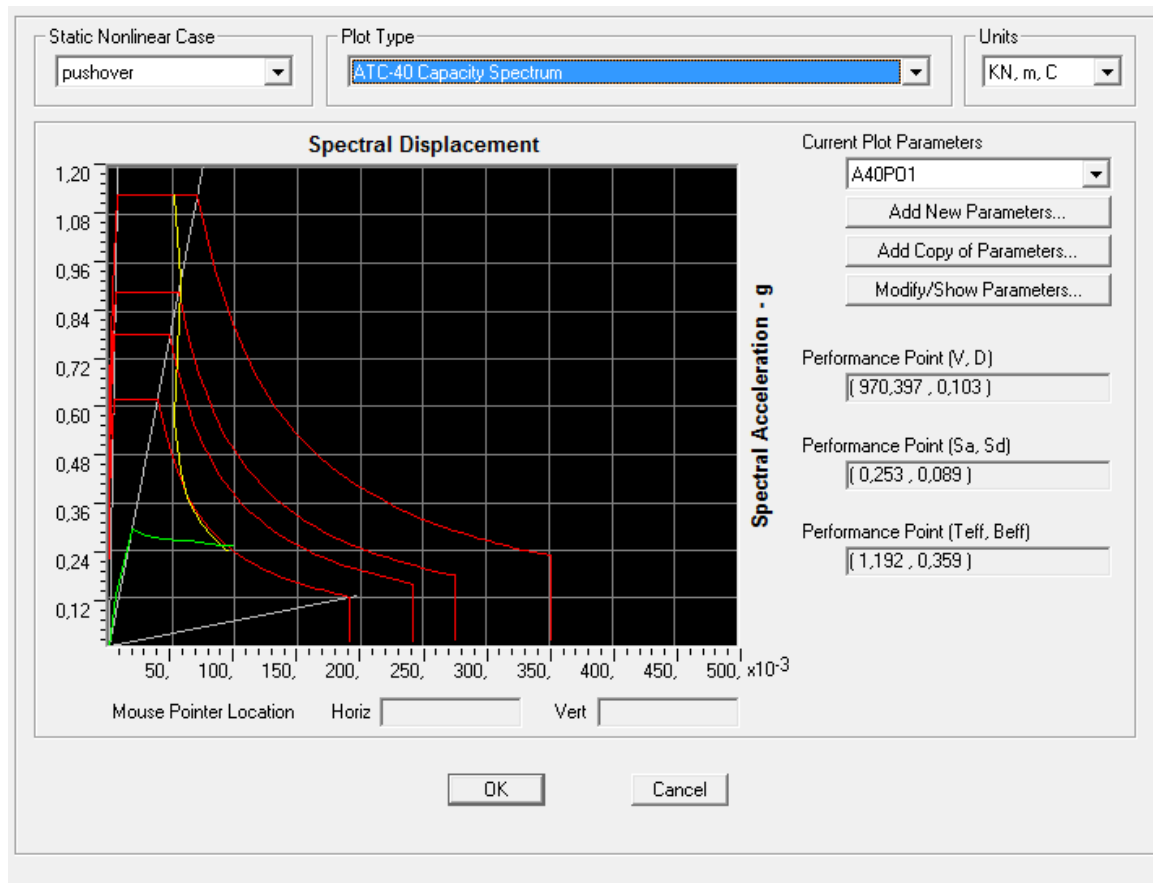


Εύρεση στοιχειωμένης μετακίνησης με την ATC-40

PUSHOVER ΣΤΗΝ ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ y ΜΕ ΟΜΟΙΟΜΟΡΦΗ ΚΑΤΑΝΟΜΗ ΦΟΡΤΙΩΝ

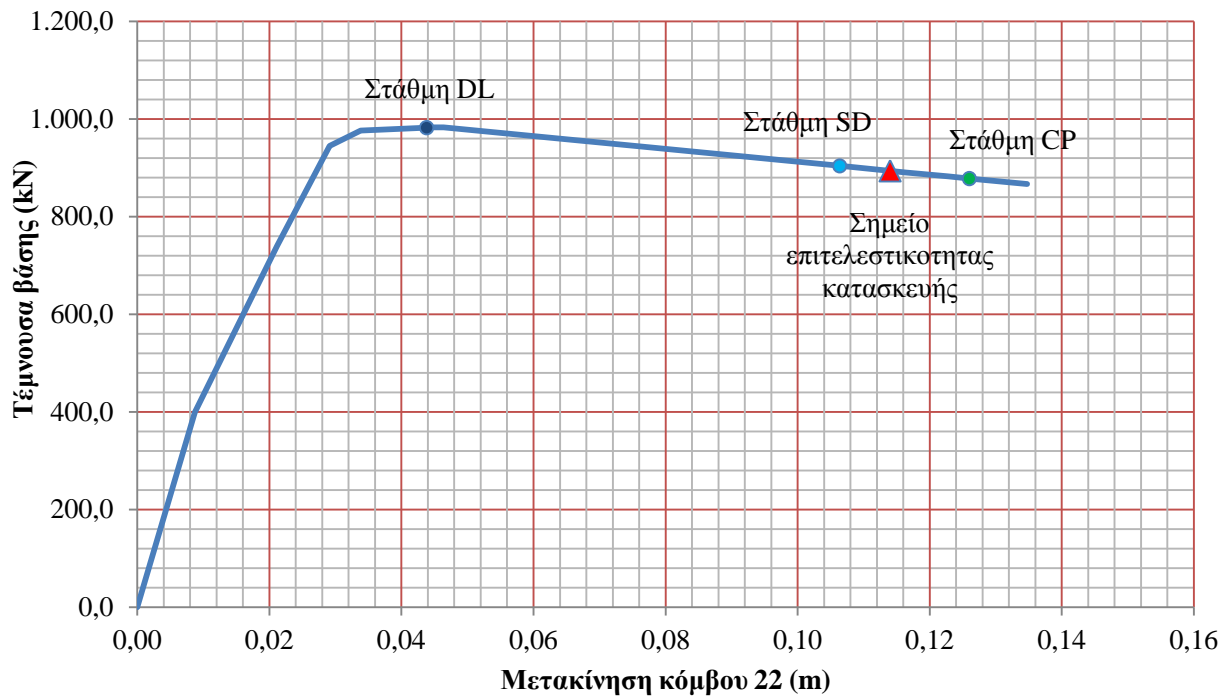


Καμπύλη ικανότητας της κατασκευής με τις στάθμες επιτελεστικότητας

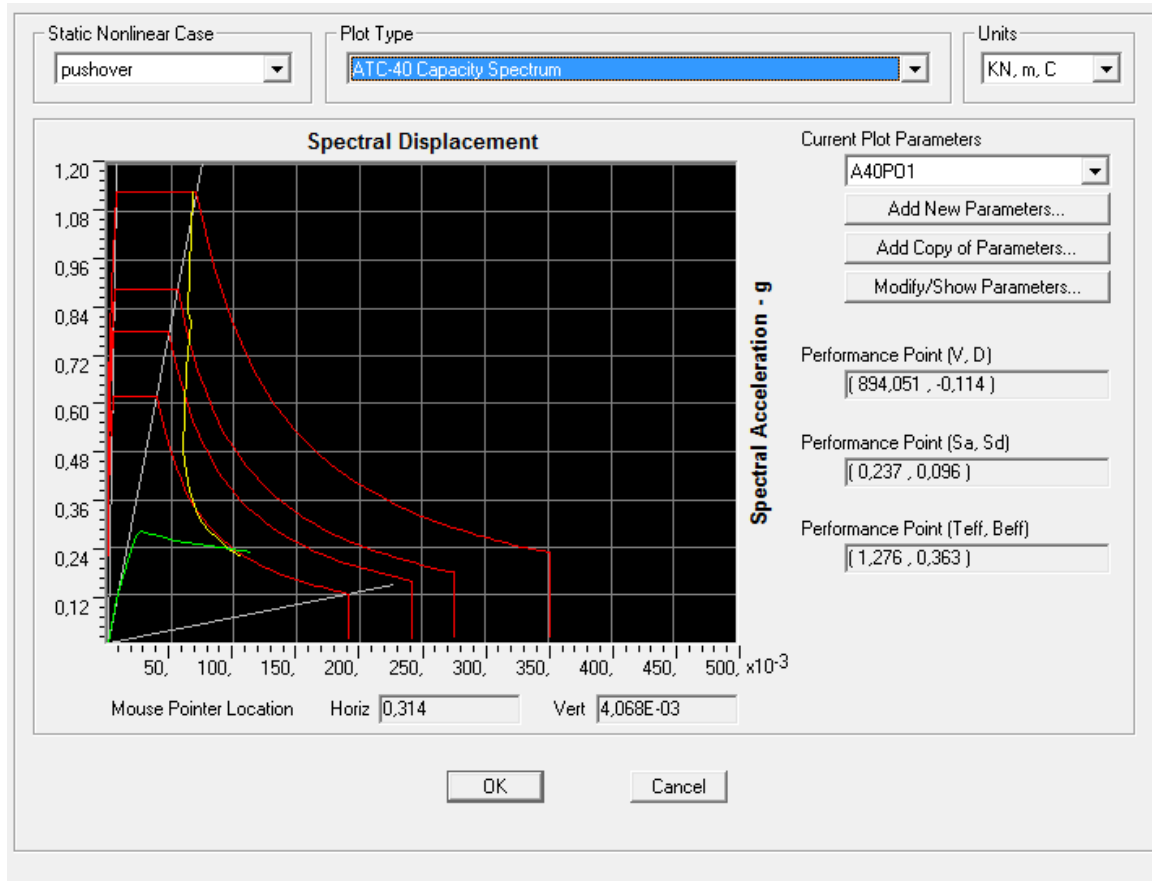


Εύρεση στοχευμένης μετακίνησης με την ATC-40

PUSHOVER ΣΤΗΝ ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ y ΜΕ ΚΑΤΑΝΟΜΗ ΦΟΡΤΙΩΝ 1<sup>ης</sup> ΙΔΙΟΜΟΡΦΗΣ



Καμπύλη ικανότητας της κατασκευής με τις στάθμες επιτελεστικότητας



Εύρεση στοχευμένης μετακίνησης με την ATC-40

Παρατηρήσεις:

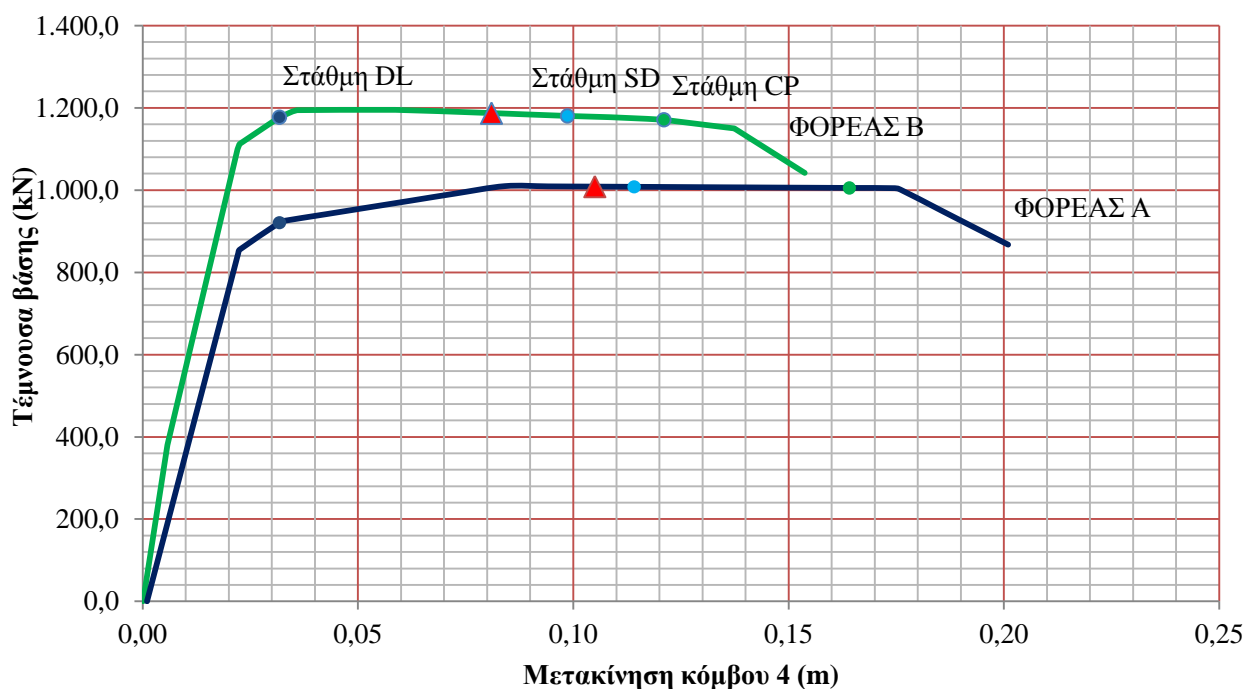
Όπως παρατηρούμε στις αναλύσεις που αφορούν την διεύθυνση y, η στάθμη επιτελεσματικότητας της κατασκευής ξεπερνά την οριακή κατάσταση σημαντικών βλαβών (στάθμη SD), και άρα η κατασκευή δεν πληρεί το στόχο σεισμικής ικανότητας για τον οποίο σχεδιάστηκε και άρα θα πρέπει να επανεξεταστούν οι διατομές. Στην διεύθυνση x, η στάθμη επιτελεσματικότητας είναι πάντοτε μικρότερη από την οριακή κατάσταση σημαντικών βλαβών, και άρα οι διατομές επαρκούν.

Στις αναλύσεις που έγιναν στον φορέα B, οι θλιβόμενες διαγώνιοι έφταναν στα όρια επιτελεσματικότητας πολύ γρήγορα. Έτσι, τα όρια που έχουν αναγραφεί για την κατασκευή αναφέρονται στις στάθμες των εφελκόμενων διαγωνίων.

Με την αγνόηση των θλιβομένων συνδέσμων στην κατασκευή, σε όλες τις αναλύσεις που πραγματοποιήθηκαν, η μετακίνηση στόχος προκύπτει μεγαλύτερη, επειδή ο φορέας είναι πιο εύκαμπτος και άρα αναμένουμε μεγαλύτερες μετακινήσεις. Επομένως αυτή η ανοχή του κανονισμού είναι υπέρ της ασφαλείας.

Τα υποστυλώματα ελέγχθηκαν όλα για διαρροή πριν από όλες τις στάθμες επιτελεσματικότητας των διαγωνίων, και αποδείχθηκε ότι όσα διαρρέουν είναι μετά την στάθμη CP και μόνο για την *pushover* κατά y με ομοιόμορφη κατανομή φορτίων, όπου λειτουργούν στον ασθενή άξονα.

Παρακάτω παρατίθεται ένα συγκριτικό διάγραμμα των καμπύλων ικανότητας για τους δυο φορείς για ομοιόμορφη φόρτιση κατά x ανάλογη των μαζών, που είναι παρόμοια μορφή φόρτισης στους δυο.



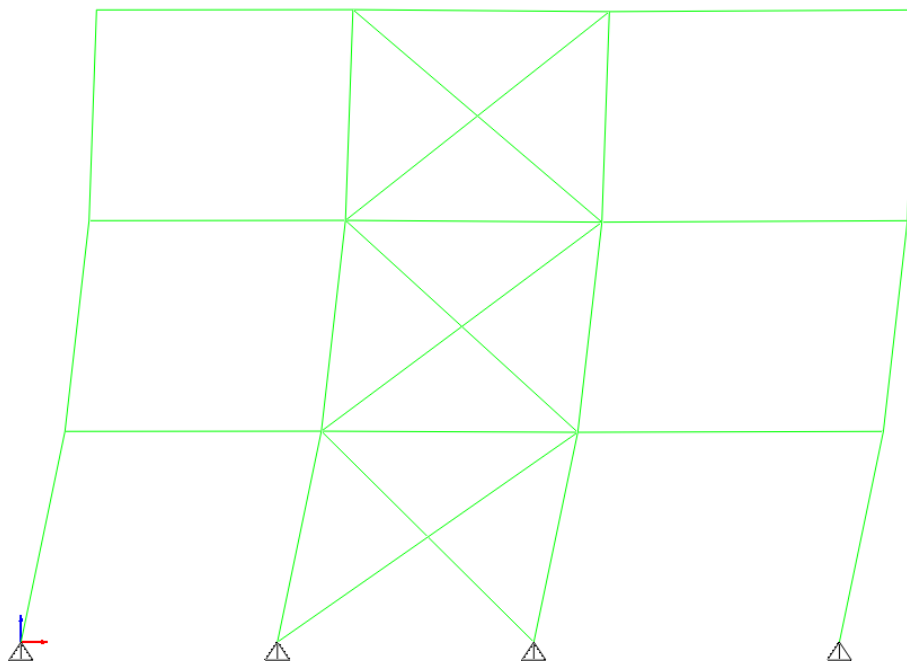
Καμπύλες ικανότητας για ομοιόμορφη φόρτιση των δύο φορέων κατά x

Η ομοιόμορφη φόρτιση είναι ίδια μορφή φόρτισης και στους δυο φορείς αφού οι δυνάμεις που ασκούνται στους ορόφους είναι ανάλογες των μαζών. Στη συγκεκριμένη περίπτωση οι δυνάμεις σε όλους τους ορόφους είναι ίσες αφού οι μάζες όλων των ορόφων λαμβάνονται ίδιες. Παρατηρούμε ότι ο φορέας B ξεκινά με μεγαλύτερη κλίση λόγω της μεγαλύτερης δυσκαμψίας του μέχρι το σημείο με μετακίνηση 0,006 m όπου λυγίζουν οι θλιβόμενοι σύνδεσμοι και μετά ανεβαίνει παράλληλα με τον A με κοινή δυσκαμψία. Η συνολική τέμνουσα του φορέα B ισούται με 1,3 φορές την τέμνουσα βάσης του A. Επίσης ο φορέας A έχει μεγαλύτερη πλαστιμότητα και πιο ομοιογενή συμπεριφορά, από τον B, διότι μετά το σημείο φόρτισης με μετακίνηση κορυφής 0,05 m, η αντοχή των θλιβόμενων αρχίζει διαδοχικά και πέφτει στο μηδέν, με αποτέλεσμα η συνολική αντίσταση του φορέα να μειώνεται και το ίδιο και η τέμνουσα βάσης.

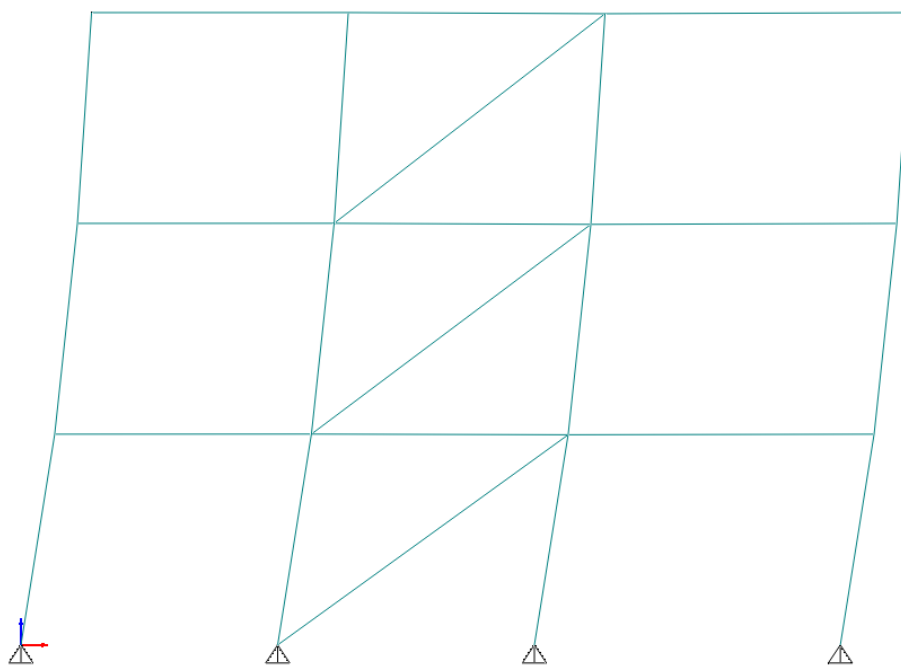
Η μειωμένη πλαστιμότητα που εμφανίζεται στον φορέα B εξηγείται από την ακόλουθη ανάλυση. Για τον φορέα A, στον πρώτο όροφο συμβαίνει πρώτα η πλαστικοποίηση και όσο αυξάνεται το φορτίο πλαστικοποιείται και ο δεύτερος όροφος και ύστερα ο τρίτος. Αυτή η σειρά εξαρτάται μόνο από τους λογούς υπεραντοχής όπου ισχύει  $\Omega_1 > \Omega_2 > \Omega_3$ . Μετά την πρώτη διαρροή, οι μετακινήσεις παύουν να είναι σχεδόν ευθύγραμμες (τριγωνικές), και οι υπόλοιποι όροφοι διαρρέουν λόγω της εναπομένουσας καμπτικής αντοχής των υποστυλωμάτων. Στον φορέα B, η διαρροή του πρώτου ορόφου συμβαίνει για τις ίδιες μετακινήσεις ορόφων με του A αφού μέχρι τότε συμπεριφέρονται ελαστικά. Στην συνέχεια όμως η πλαστική παραμόρφωση που αναπτύσσεται στον πρώτο όροφο μέχρι να διαρρεύσει ο δεύτερος είναι αρκετά μεγαλύτερη από ότι στον φορέα A, αφού η θλιβόμενη επηρεάζει την κάμψη του υποστυλώματος. Έτσι σαν αποτέλεσμα, όσο περισσότερο επιβάλλουμε μετακινήσεις, ο πρώτος όροφος καταπονείται από μεγάλη πλαστική παραμόρφωση, ο δεύτερος αρκετά μικρότερη και ο τρίτος μόλις που έχει διαρρεύσει. Γι αυτό οι στάθμες επιτελεστικότητας του φορέα B, οι οποίες αναφέρονται στην διαγώνιο πρώτου ορόφου, συμβαίνουν νωρίτερα από ότι στον φορέα A που υπάρχει πιο ομοιογενής κατανομή της πλαστικότητας στους ορόφους. Η αντίσταση της κατασκευής τελικά, μειώνεται νωρίτερα αφού η διαγώνιος του A ορόφου θα χάσει την αντοχή της για μικρότερη συνολική μετακίνηση κορυφής. Ως συμπέρασμα εξάγεται η σημαντικότητα της ομοιογενούς πλάστιμης συμπεριφοράς σε όλους τους ορόφους, για την καλή σεισμική συμπεριφορά των κατασκευών.

Όπως φαίνεται και στα παρακάτω σχήματα το υποστύλωμα στον δεύτερο και τρίτο όροφο είναι πιο κατακόρυφο στον φορέα B από ότι στον φορέα A, με αποτέλεσμα οι σχετικές μετακινήσεις να επιβαρύνουν κυρίως τον πρώτο όροφο. Η μορφή αυτής της παραμόρφωσης του B θα ήταν αντίστοιχη για φορέα A με πιο εύκαμπτα υποστυλώματα.

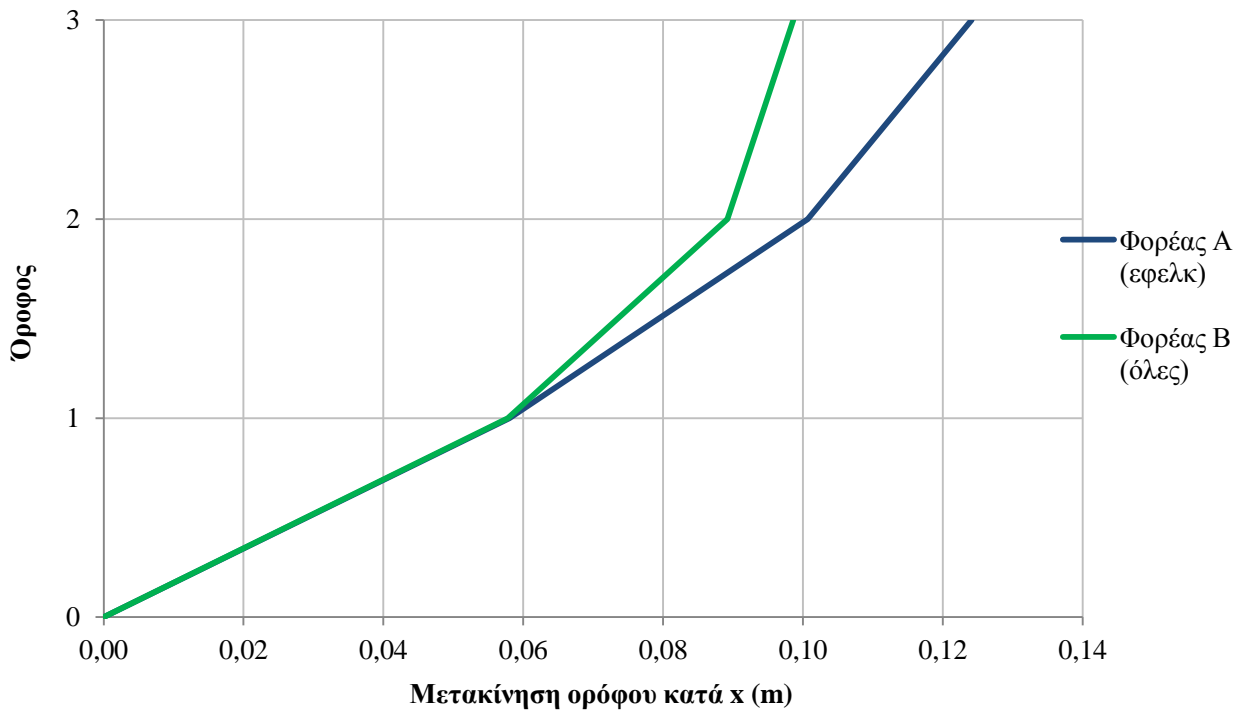




*Παραμόρφωση του φορέα B στην στάθμη SD*



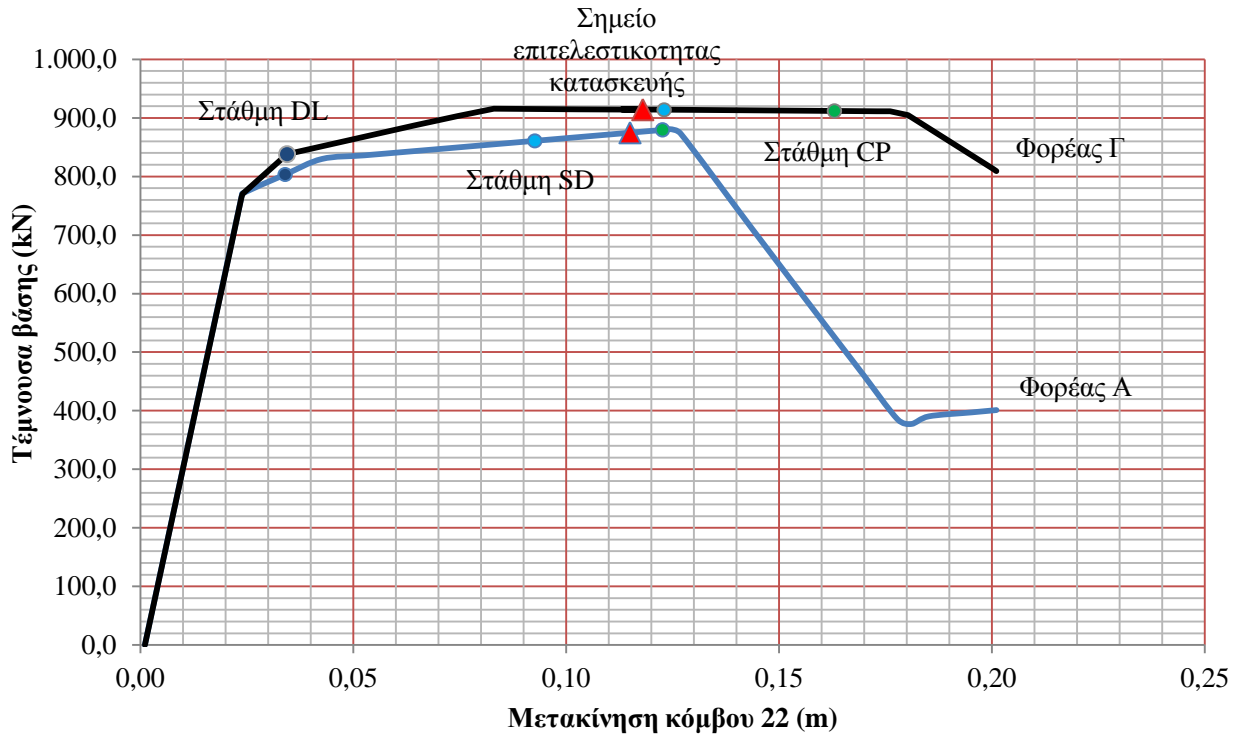
*Παραμόρφωση του φορέα A στην στάθμη SD*



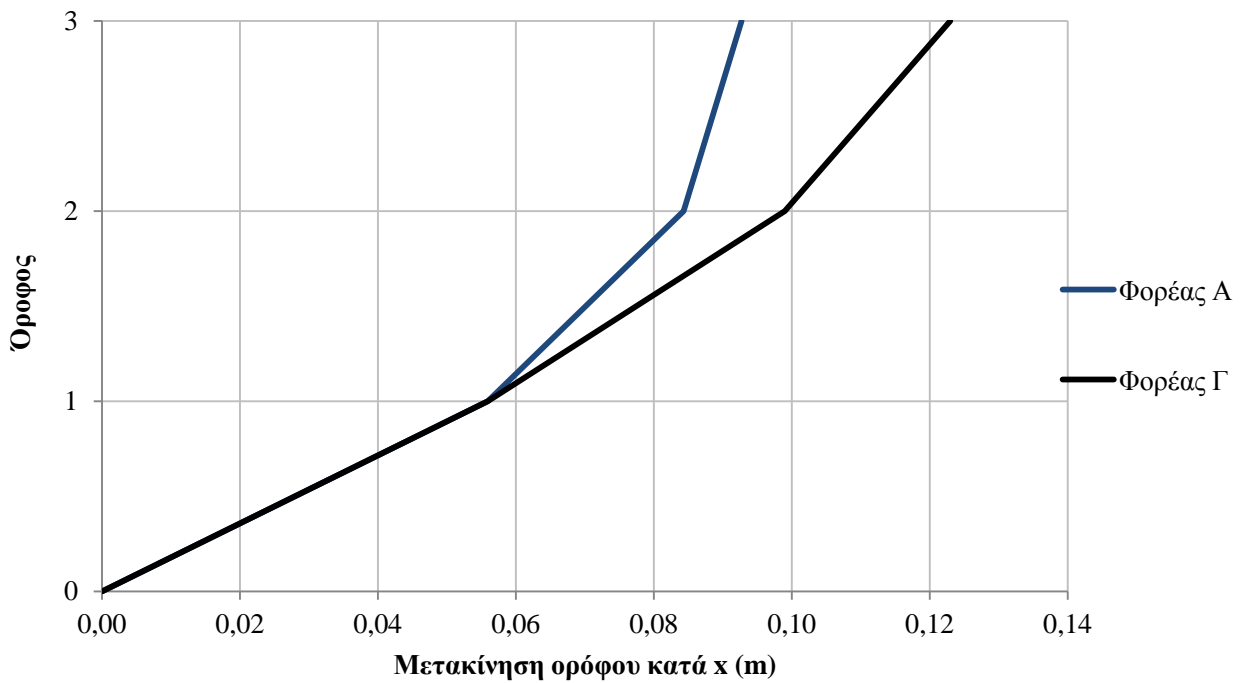
*Οι μετακινήσεις των ορόφων για τους δυο φορείς στην στάθμη σημαντικών βλαβών (SD)*

Παρόμοιες μορφές διαγραμμάτων ισχύουν για όλες τις στάθμες φορτίσεων.

Όσον αφορά τη συμπεριφορά του φορέα κατά την διεύθυνση  $y$ , η μη εκπλήρωση του στόχου σεισμικής ικανότητας δικαιολογείται με τον ίδιο τρόπο. Τα υποστυλώματα σε αυτή την διεύθυνση λειτουργούν στον ασθενή τους άξονα και άρα είναι πολύ εύκαμπτα. Έτσι μετά την πρώτη διαρροή του πρώτου ορόφου, οι συνολικές παραμορφώσεις καταλήγουν κυρίως στον πρώτο όροφο, με αποτέλεσμα να φτάσει στην οριακή αντοχή του χωρίς η κατασκευή να επιδείξει την απαραίτητη πλαστιμότητα. Για την επαλήθευση των παραπάνω πραγματοποιήθηκε ανάλυση pushover με ομοιόμορφη κατανομή φορτίων κατά τη διεύθυνση  $y$ , με περιστροφή των υποστυλωμάτων ώστε να λειτουργούν στον ισχυρό τους άξονα (φορέας Γ).



Καμπύλες ικανότητας για ομοιόμορφη φόρτιση των δύο φορέων κατά y



Οι μετακινήσεις των ορόφων για τους δυο φορείς στην στάθμη σημαντικών βλαβών (SD)

Παρατηρούμε πως στον φορέα Γ η στάθμη της οριακής κατάστασης σημαντικών βλαβών δεν ξεπερνιέται, και άρα ο φορέας ικανοποιεί τον στόχο σεισμικής ικανότητας για τον οποίο σχεδιάστηκε. Ως συμπέρασμα εξάγεται πόσο σημαντική είναι η ικανοποιητική δυσκαμψία των υποστυλωμάτων ώστε να μπορεί η κατασκευή να αναπτύξει την πλαστιμότητα που απαιτείται στον σεισμό. Μια καλή επιλογή διατομής για τα υποστυλώματα θα ήταν τετραγωνικές κοιλοδοκοί.

Τέλος, όσον αφορά τη σύγκριση των χαρακτηριστικών του φορέα στις δυο διευθύνσεις, κατά  $y$  είναι πιο εύκαμπτος από ότι κατά  $x$  λόγω της πιο μεγάλης κλίσης που έχουν τα χιαστί στην διεύθυνση  $y$ . Οπότε αναμενόμενα σε όλες τις αναλύσεις το σημείο επιτελεσματικότητας της κατασκευής προκύπτει μεγαλύτερο κατά  $y$  από ότι κατά  $x$ .



### ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3: ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΜΕ ΜΗ-ΓΡΑΜΜΙΚΗ ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΧΡΟΝΟΪΣΤΟΡΙΑΣ

#### 3.1 ΧΡΗΣΗ ΕΠΙΤΑΧΥΝΣΙΟΓΡΑΦΗΜΑΤΩΝ ΣΤΗΝ ΑΝΑΛΥΣΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ

Υπάρχουν περιπτώσεις για τις οποίες η ανάλυση των κατασκευών υπό σεισμικά φορτία με την μέθοδο του φάσματος απόκρισης δεν είναι επαρκής. Ο πιο ακριβής τρόπος υπολογισμού των εντατικών μεγεθών και των μετακινήσεων που αναπτύσσονται σε μια κατασκευή στο σεισμό είναι η χρήση καταγραφών ισχυρής εδαφικής κίνησης και η εν χρόνω αριθμητική ολοκλήρωση των διαφορικών εξισώσεων ισορροπίας. Αυτός είναι και ο πλέον αξιόπιστος έλεγχος της σεισμικής συμπεριφοράς και μπορεί να πραγματοποιηθεί με τον ακριβή υπολογισμό των μετελαστικών παραμορφώσεων και εντατικών μεγεθών για ένα σύνολο σεισμικών διεγέρσεων που είναι πιθανό να πλήξουν την κατασκευή. Για παράδειγμα δυο κλασσικές περιπτώσεις για τις οποίες επιβάλλεται η χρήση αριθμητικών μεθόδων ανάλυσης είναι :

- Η ανάλυση σημαντικών έργων (γέφυρες, φράγματα, μνημεία, κλπ.), για τα οποία η αυξημένη απαίτηση για ακρίβεια αποτελεσμάτων επιβάλλει την εκτέλεση μη-γραμμικών δυναμικών αναλύσεων.
- Η ανάλυση των κατασκευών που βρίσκονται κοντά σε ενεργά ρήγματα. Όταν συμβαίνει αυτό απαιτείται συνεργασία με τεχνικούς σεισμολόγους και γεωτεχνικούς για την επιλογή και χρήση των κατάλληλων επιταχυνσιογραφήματων, καθώς τα συνήθη φάσματα δεν είναι αντιπροσωπευτικά στην περίπτωση αυτή.

Ο Ευρωκώδικας 8-μέρος 1 θέτει ορισμένες απαιτήσεις ως προς την επιλογή των επιταχυνσιογραφήματων που μπορούν να χρησιμοποιηθούν για μη-γραμμικές αναλύσεις. Τα επιταχυνσιογραφήματα διαχωρίζονται σε καταγραφές σεισμικών γεγονότων και σε τεχνητά επιταχυνσιογραφήματα. Σε όποια από τις δυο περιπτώσεις επιλεγεί, ισχύουν οι κανόνες συνδυασμού της σεισμικής δράσης στις τρεις διευθύνσεις όπως ορίστηκαν στο κεφάλαιο 1, και άρα θα πρέπει να χρησιμοποιούνται τρία διαφορετικά επιταχυνσιογραφήματα που δρουν ταυτόχρονα στις τρεις διευθύνσεις.

Όσον αφορά τα τεχνητά επιταχυνσιογραφήματα, η διάρκεια τους πρέπει να είναι συμβατή με το μέγεθος και τα άλλα σχετικά χαρακτηριστικά των σεισμικών γεγονότων που συμβαίνουν σε κάθε περιοχή, ενώ εάν δεν υπάρχουν διαθέσιμα στοιχεία πρέπει να λαμβάνεται ως ελάχιστος χρόνος τα 10 sec. Επίσης θα πρέπει να γίνονται αναλύσεις με τουλάχιστον τρία διαφορετικά επιταχυνσιογραφήματα σε κάθε διεύθυνση για τα οποία η μέση τιμή της επιτάχυνσης φασματικής απόκρισης μηδενικής περιόδου (που υπολογίζεται από τις μεμονωμένες χρονοϊστορίες) δεν θα είναι μικρότερη από την τιμή  $a_g \cdot S$  για την θέση που εξετάζεται και επιπλέον στην περιοχή περιόδων μεταξύ  $0,2T_1$  και  $2T_1$ , όπου  $T_1$  είναι η θεμελιώδης περίοδος του φορέα στην διεύθυνση όπου θα εφαρμοστεί το επιταχυνσιογράφημα, καμία τιμή του μέσου ελαστικού φάσματος απόσβεσης 5%, που υπολογίζεται από όλες τις χρονοϊστορίες, δεν πρέπει να

είναι μικρότερη από το 90% της αντίστοιχης τιμής του ελαστικού φάσματος απόκρισης με απόσβεση 5%.

Όταν χρησιμοποιούνται χρονοϊστορίες από καταγραφές σεισμών, τα δείγματα που λαμβάνονται πρέπει να είναι κατάλληλα επιλεγμένα όσον αφορά τα σεισμογεννητικά χαρακτηριστικά των πηγών και τις εδαφικές συνθήκες της περιοχής του έργου και οι τιμές τους να έχουν υποστεί κλιμακώσεις για να ισχύουν οι προϋποθέσεις που αναφέρθηκαν παραπάνω.

Σύμφωνα με το εθνικό προσάρτημα της χώρας μας, για την διαστασιολόγηση νέων κτιρίων, η χρησιμοποίηση μη-γραμμικών μεθόδων σεισμικής ανάλυσης επιτρέπεται μόνον σε συνδυασμό με την γραμμική μέθοδο φασματικής απόκρισης με βάση το φάσμα σχεδιασμού, για διερεύνηση και εμβάθυνση στα αποτελέσματα της τελευταίας. Τα αποτελέσματα αυτά δεν επιτρέπεται όμως να μειωθούν με χρήση ευνοϊκότερων αποτελεσμάτων μη-γραμμικής μεθόδου σεισμικής ανάλυσης, με εξαίρεση τις περιπτώσεις κτιρίων με σεισμική μόνωση, ή για αποτίμηση της συμπεριφοράς υπαρχόντων ή ενισχυόμενων κτιρίων.

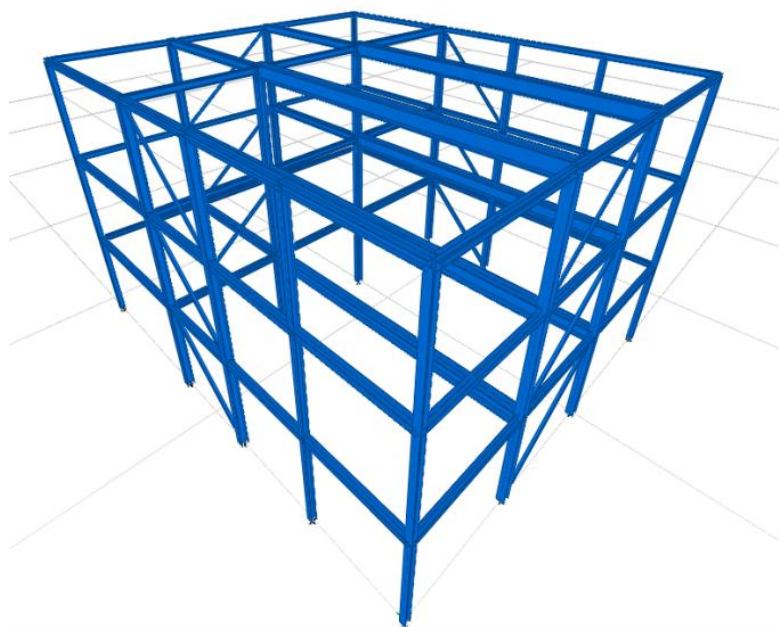
## ΕΦΑΡΜΟΓΗ ΣΕ ΜΕΤΑΛΛΙΚΟ ΚΤΙΡΙΟ

Το κτίριο από χάλυβα με διαγώνιους συνδέσμους δυσκαμψίας που επιλύθηκε στις προηγούμενες εφαρμογές, υποβάλλεται σε μια σειρά από σεισμικές διεγέρσεις, με σκοπό να αποτιμηθεί η πραγματική του συμπεριφορά και να υπολογιστούν οι ακριβείς μετακινήσεις υπό διάφορους σεισμούς. Για το σκοπό αυτό θα χρησιμοποιηθούν οι εξής χρονοϊστορίες από καταγραφές σεισμών:

- Σεισμός Αιγίου στην L συνιστώσα
- Σεισμός Αιγίου στην T συνιστώσα
- Σεισμός Kobe Ιαπωνίας

Για την επίλυση των διαφορικών εξισώσεων ισορροπίας με τη μέθοδο της άμεσης χρονικής ολοκλήρωσης λαμβάνεται απόσβεση 3% για όλες τις ιδιομορφές. Όλες οι αναλύσεις πραγματοποιούνται στον φορέα A στον οποίο δεν λαμβάνονται υπόψη οι θλιβόμενες διαγώνιοι

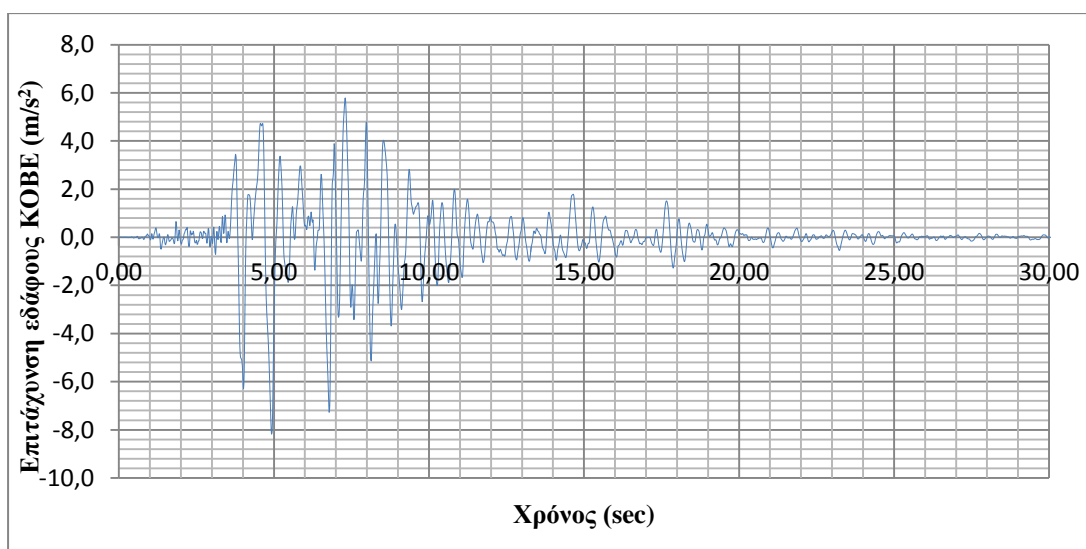
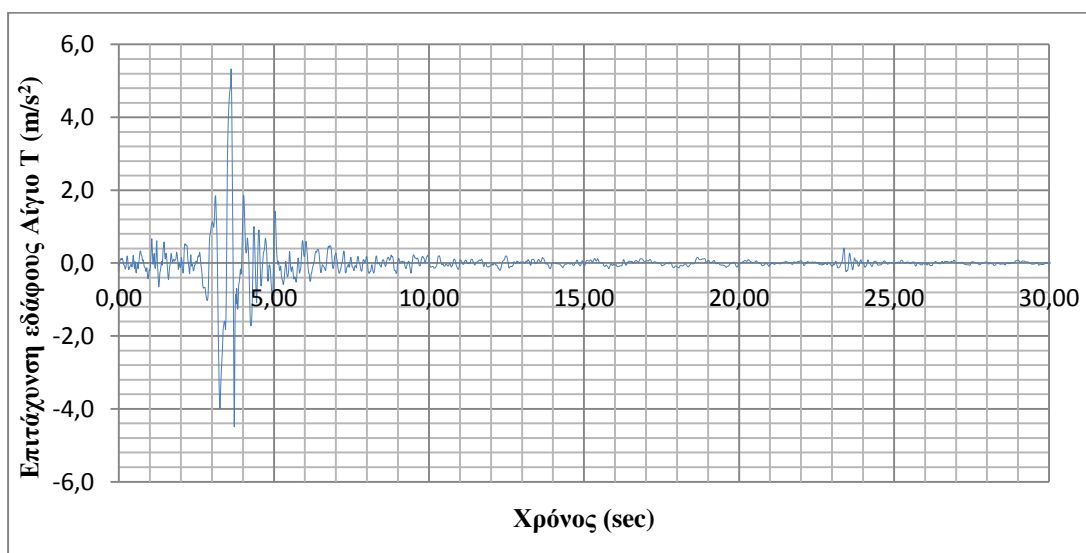
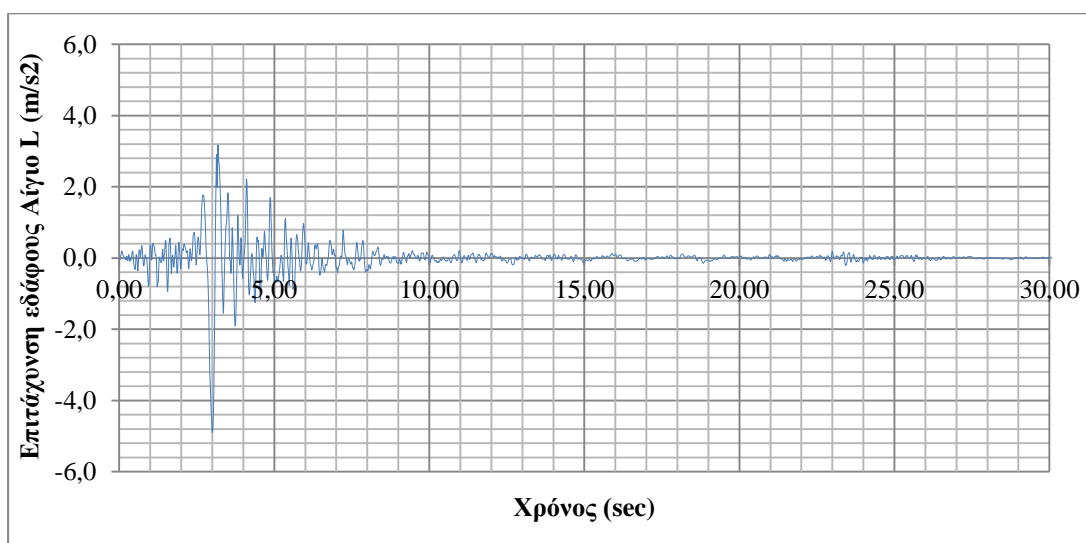
Κάθε μια από αυτές τις καταγραφές θα επιβληθεί και στις δυο διευθύνσεις κατά x και κατά y με ταυτόχρονη δράση φορτιών βαρύτητας, αυτά του σεισμικού συνδυασμού “G+0.3Q”. Όλες οι αναλύσεις πραγματοποιούνται με το λογισμικό πεπερασμένων στοιχείων SAP2000 v14.2.4.

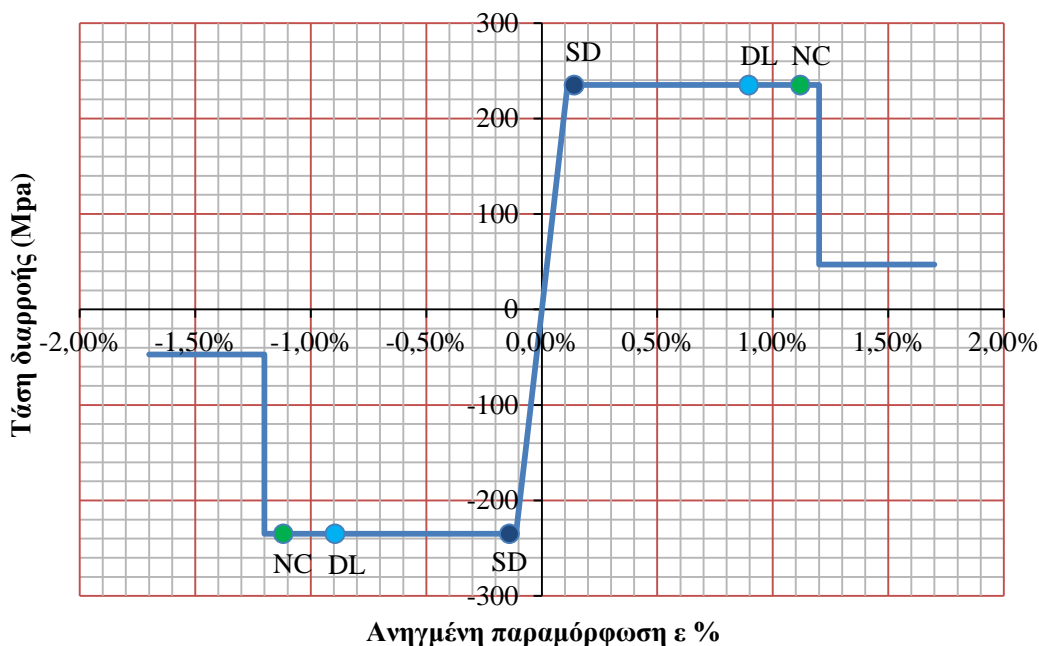


*Φορέας A: μόνο εφελκόμενες διαγώνιοι*



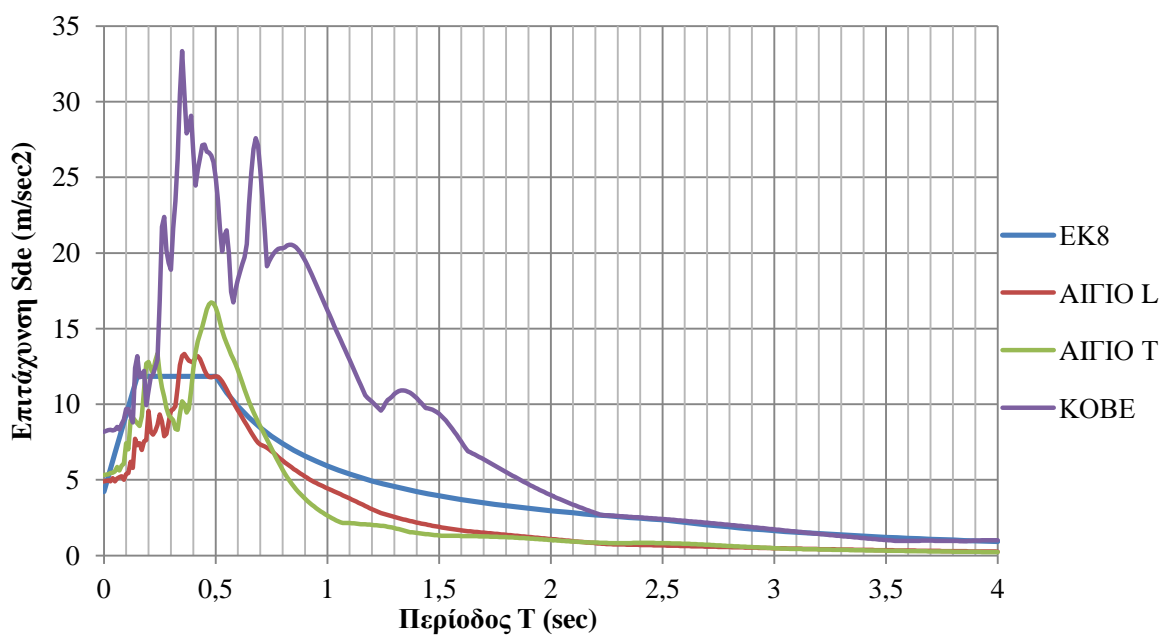
Χρονοϊστορίες σεισμικών διεγέρσεων:



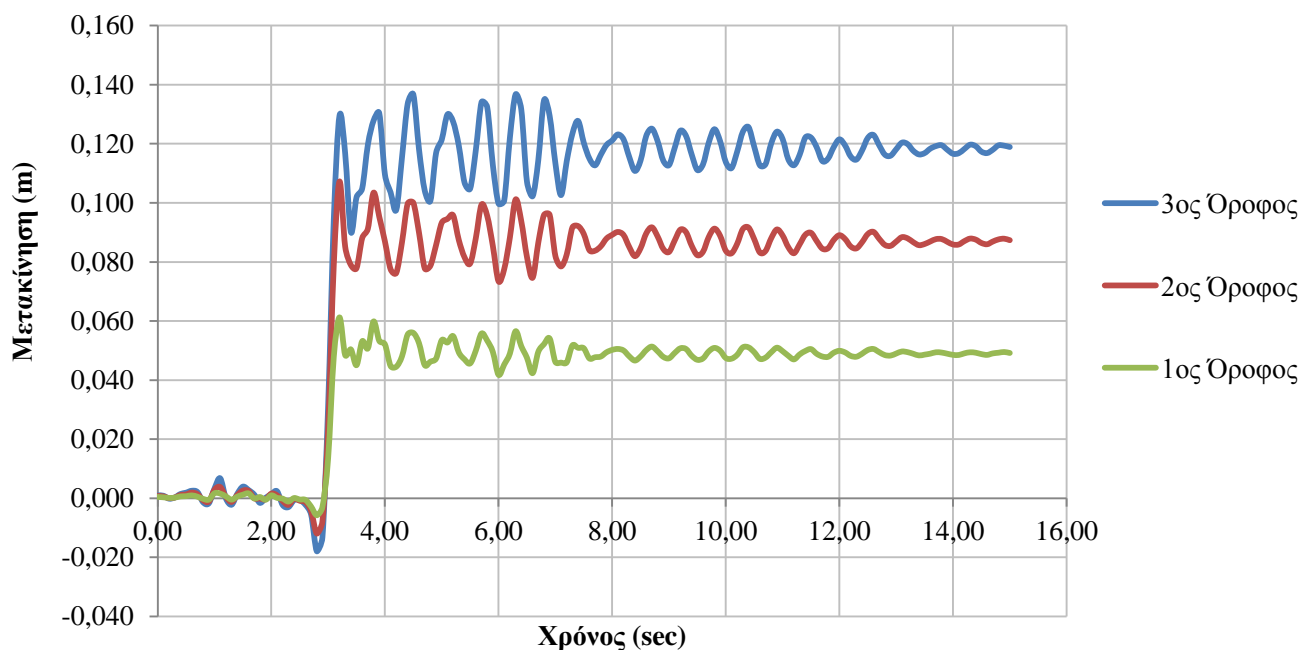


Διάγραμμα τάσεων παραμορφώσεων των συνδέσμων δυσκαμψίας

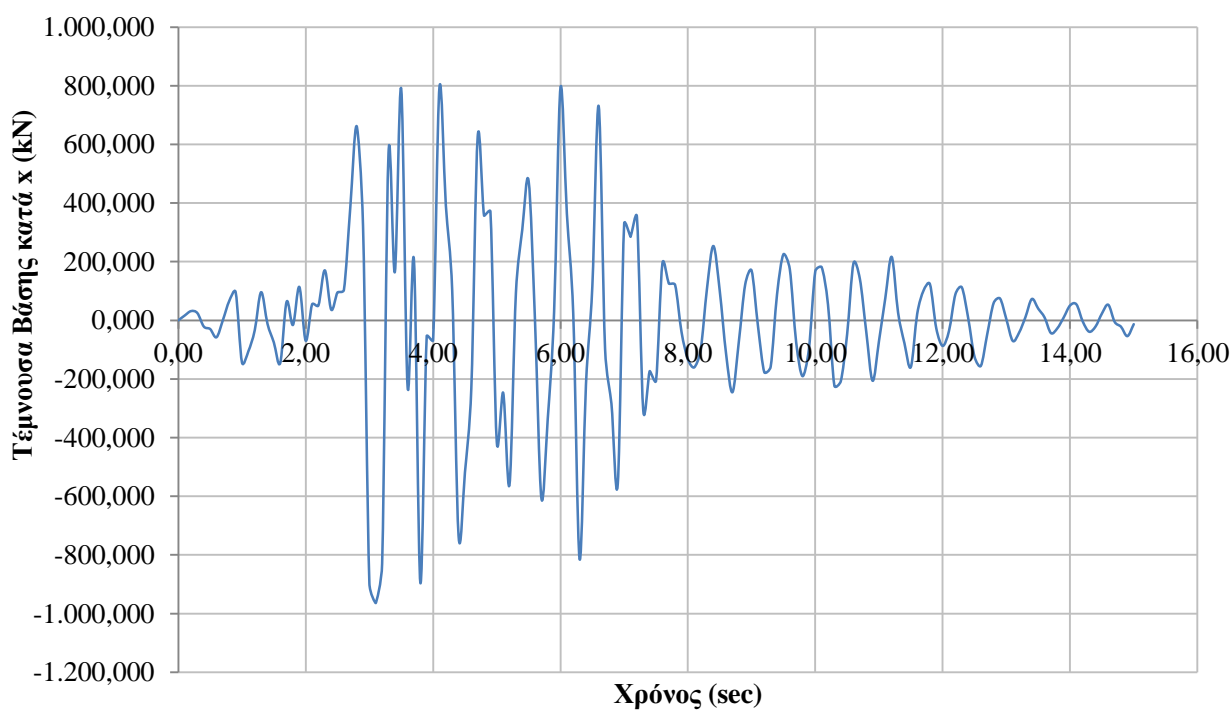
Παρακάτω συγκρίνονται τα ελαστικά φάσματα απόκρισης για απόσβεση 3% των σεισμικών διεγέρσεων που αναλύθηκαν με το ελαστικό φάσμα απόκρισης του Ευρωκώδικα 8. Η μετατροπή των χρονοιστοριών επιταχύνσεων σε ελαστικά φάσματα απόκρισης μονοβάθμιου ταλαντωτή έγινε με το λογισμικό *seismosignal* v4.3.0.



Σεισμός Αιγίου στην L συνιστώσα κατά την διεύθυνση x:



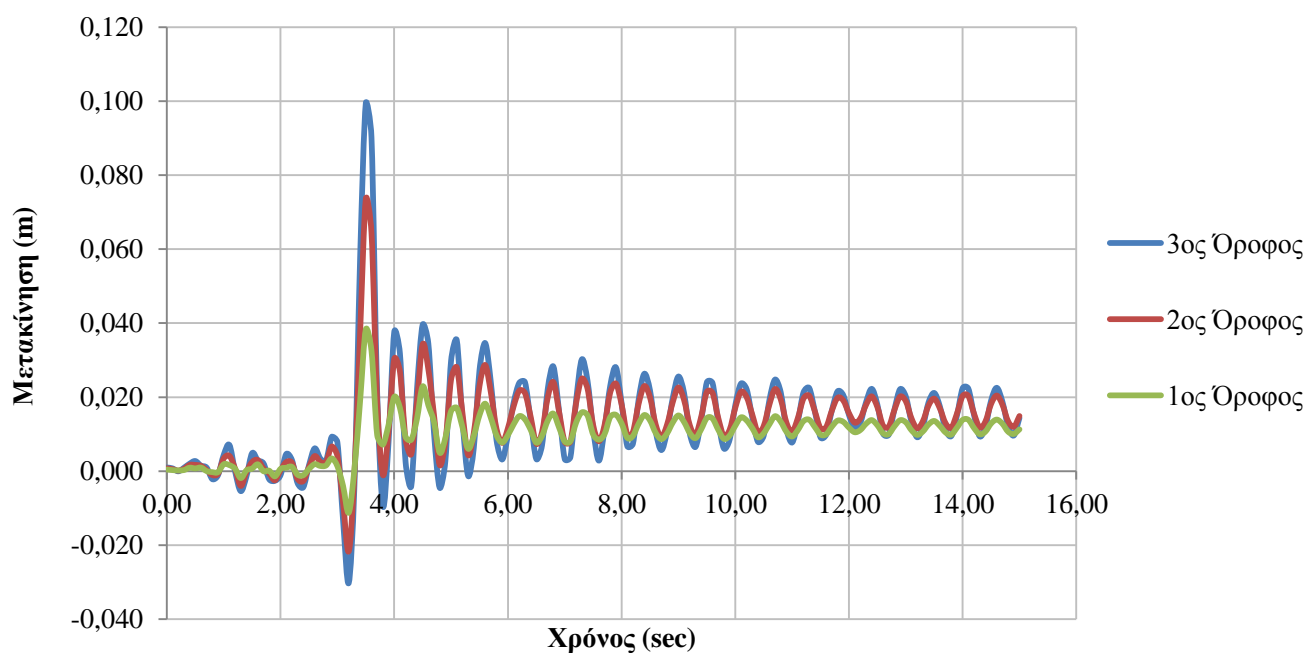
Διάγραμμα μετακίνησης κατά x των ορόφων



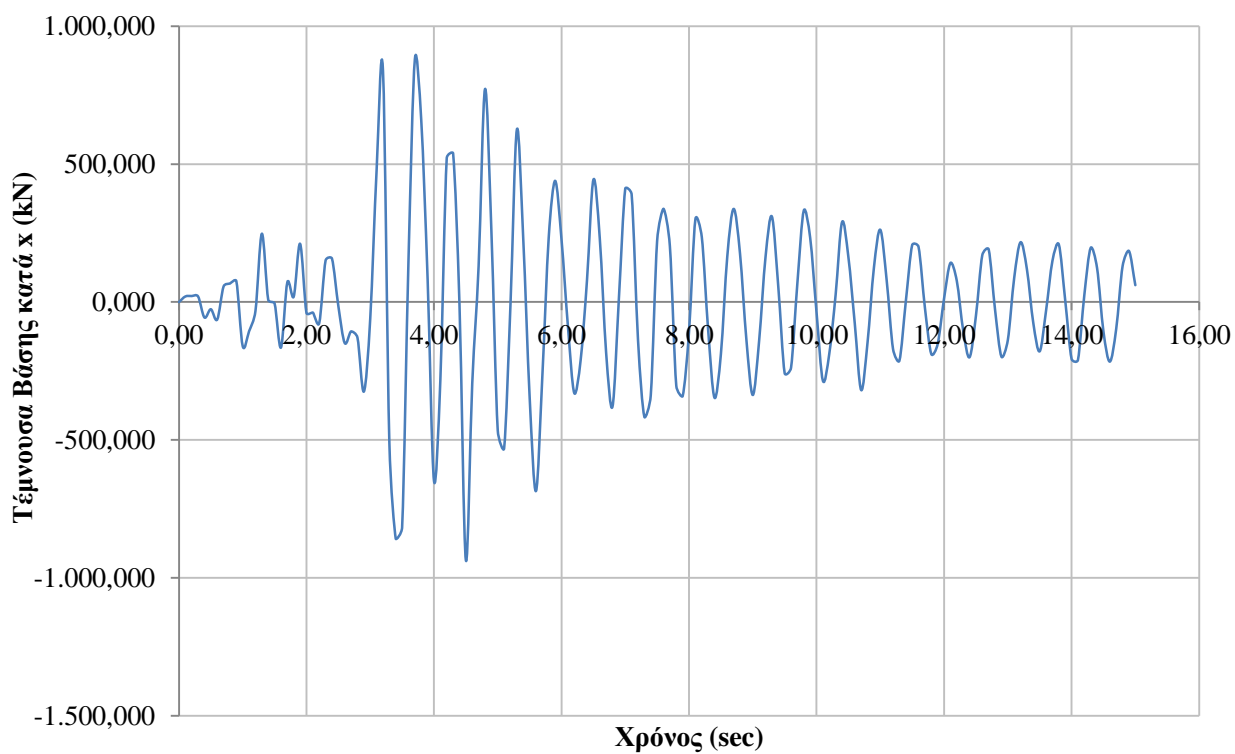
Διάγραμμα τέμνουσας βάσης κατά x

Δεν ξεπεράστηκε η στάθμη της οριακής κατάστασης Οιονεί Κατάρρευσης

Σεισμός Αιγίου στην Τ συνιστώσα κατά την διεύθυνση x:



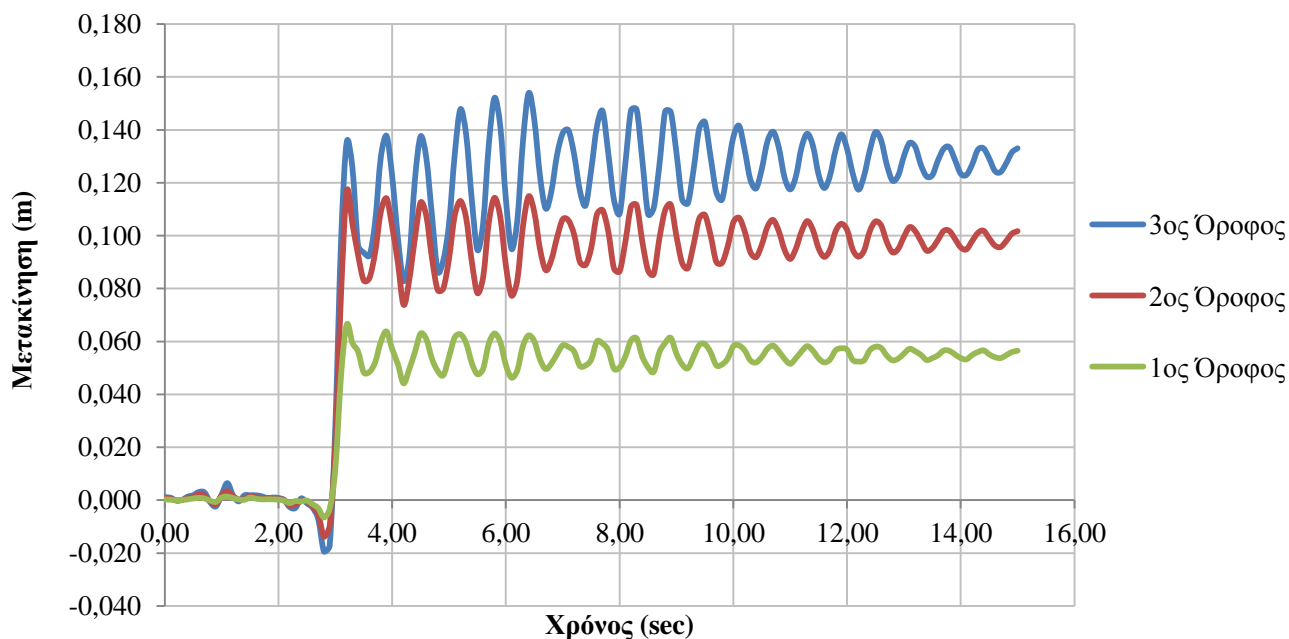
Διάγραμμα μετακίνησης κατά x των ορόφων



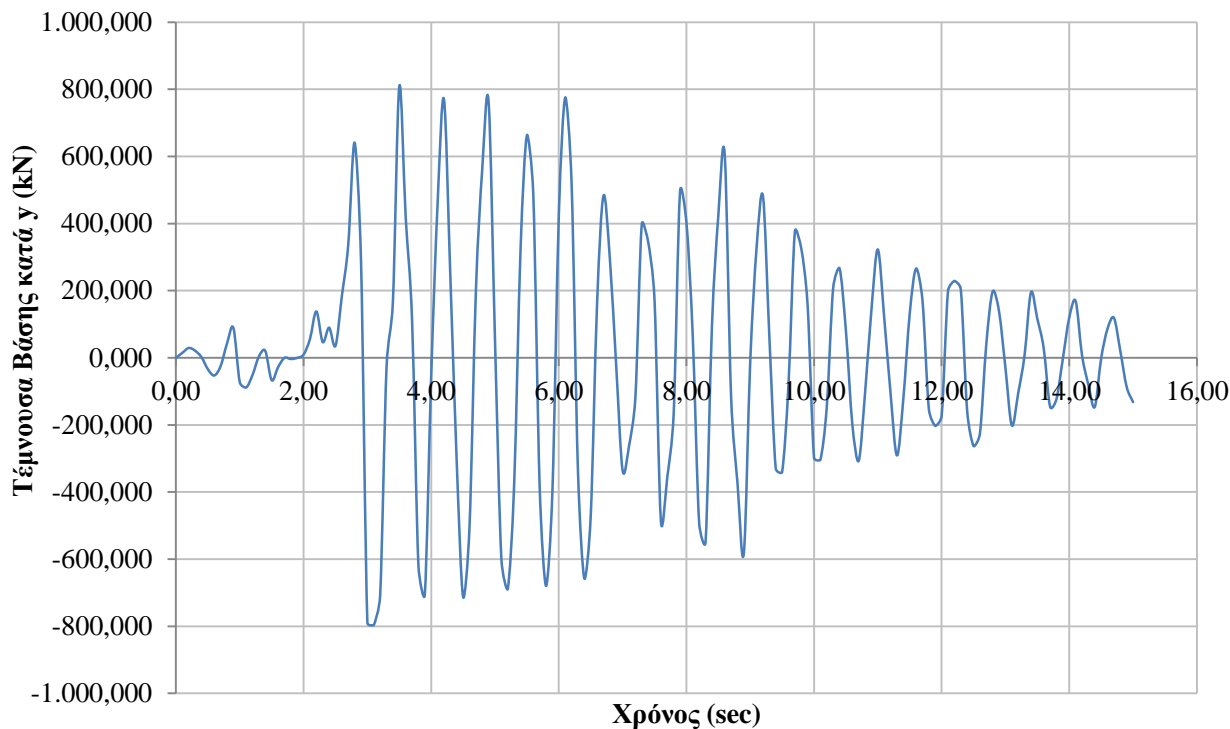
Διάγραμμα τέμνουσας βάσης κατά x

Δεν ξεπεράστηκε η στάθμη της οριακής κατάστασης Σημαντικών Βλαβών.

Σεισμός Αιγίου στην L συνιστώσα κατά την διεύθυνση y:



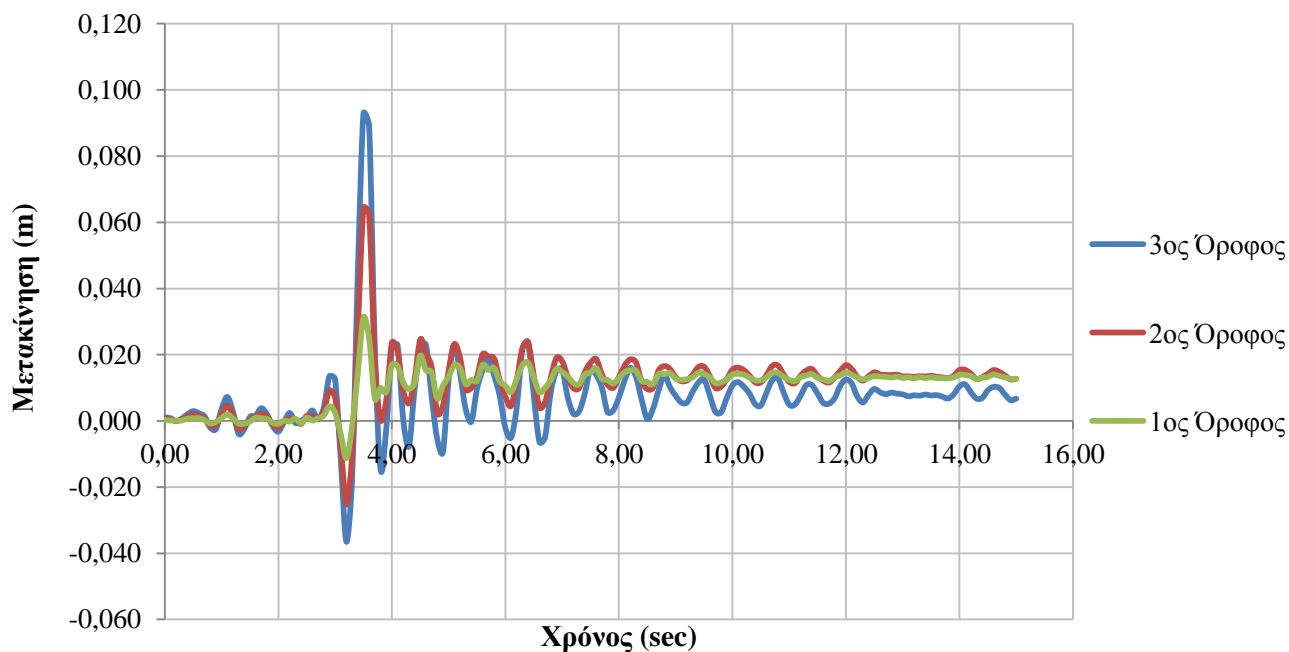
Διάγραμμα μετακίνησης κατά y των ορόφων



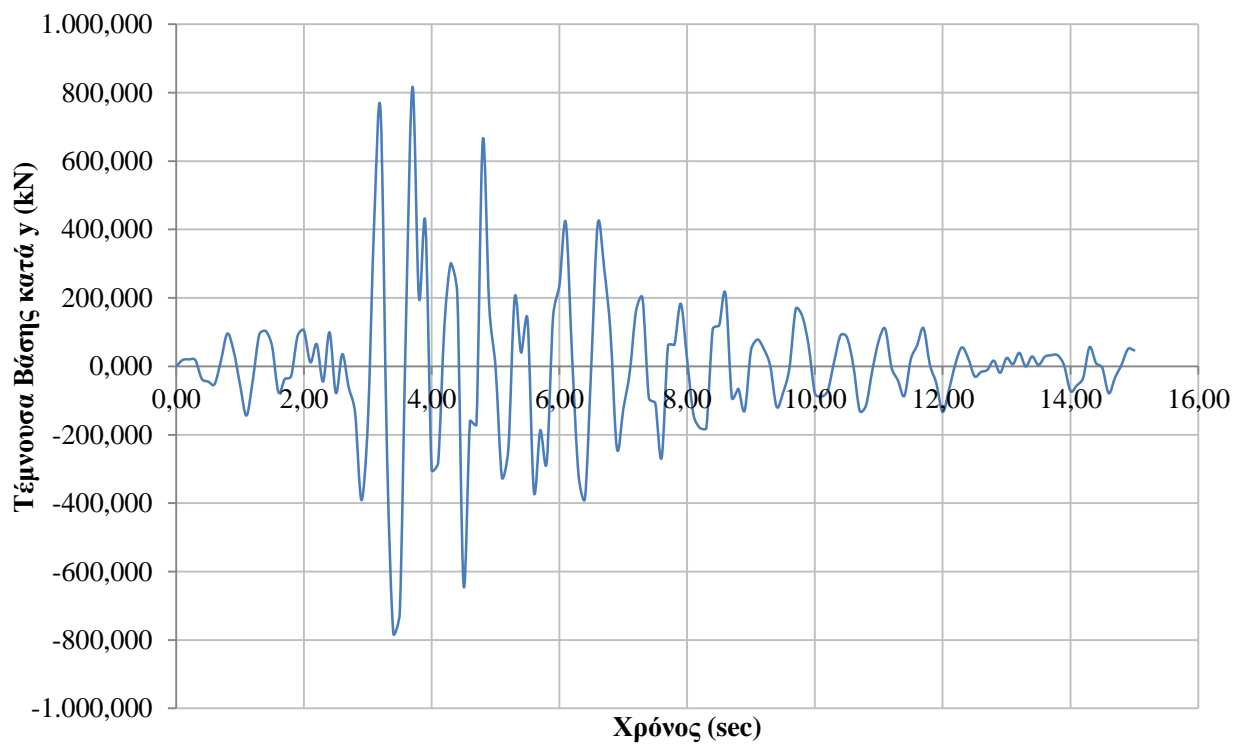
Διάγραμμα τέμνουσας βάσης κατά y

Δεν ξεπεράστηκε η στάθμη της οριακής κατάστασης Οιονεί Κατάρρευσης.

Σεισμός Αιγίου στην T συνιστώσα κατά την διεύθυνση y:



Διάγραμμα μετακίνησης κατά y των ορόφων

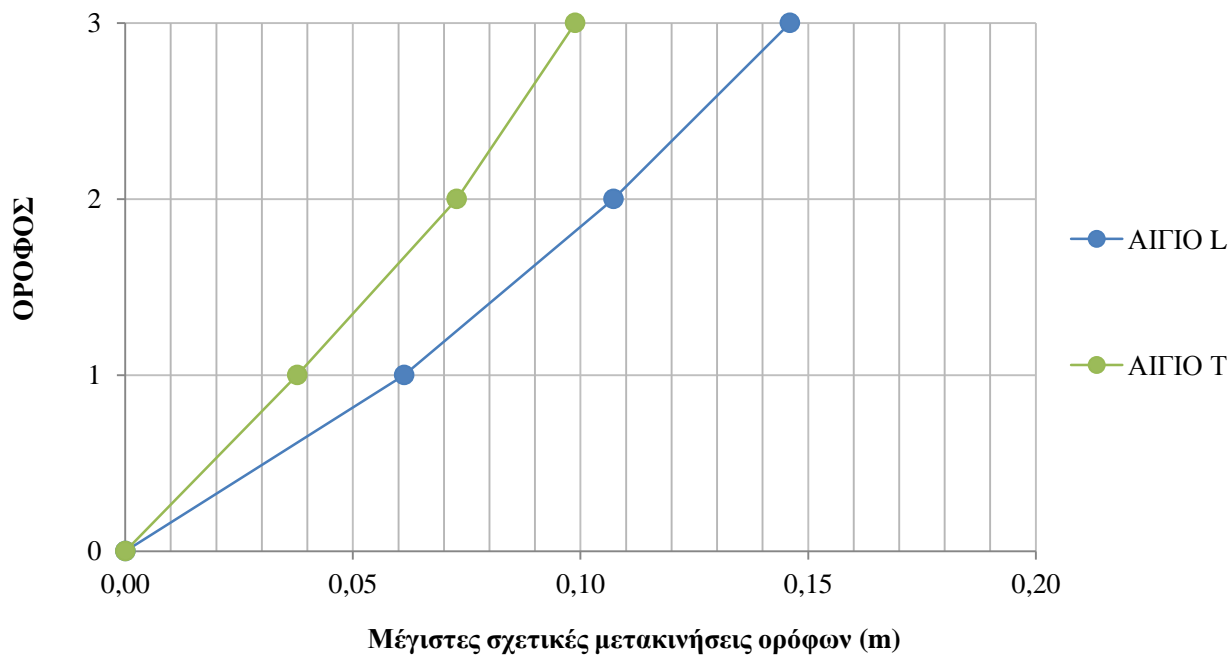


Διάγραμμα τέμνουσας βάσης κατά y

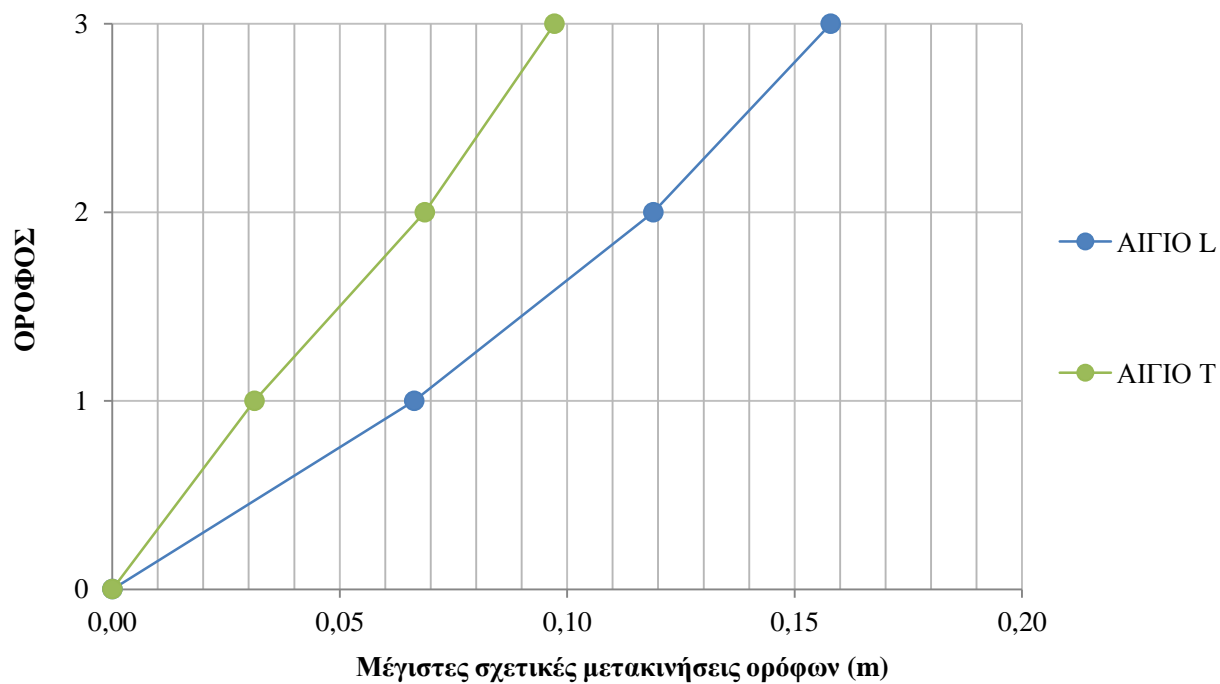
Δεν ξεπεράστηκε η στάθμη της οριακής κατάστασης Σημαντικών Βλαβών.

Οι μέγιστες σχετικές μετακινήσεις των ορόφων καθ' όλη την διάρκεια των σεισμικών γεγονότων είναι:

**Κατά x:**



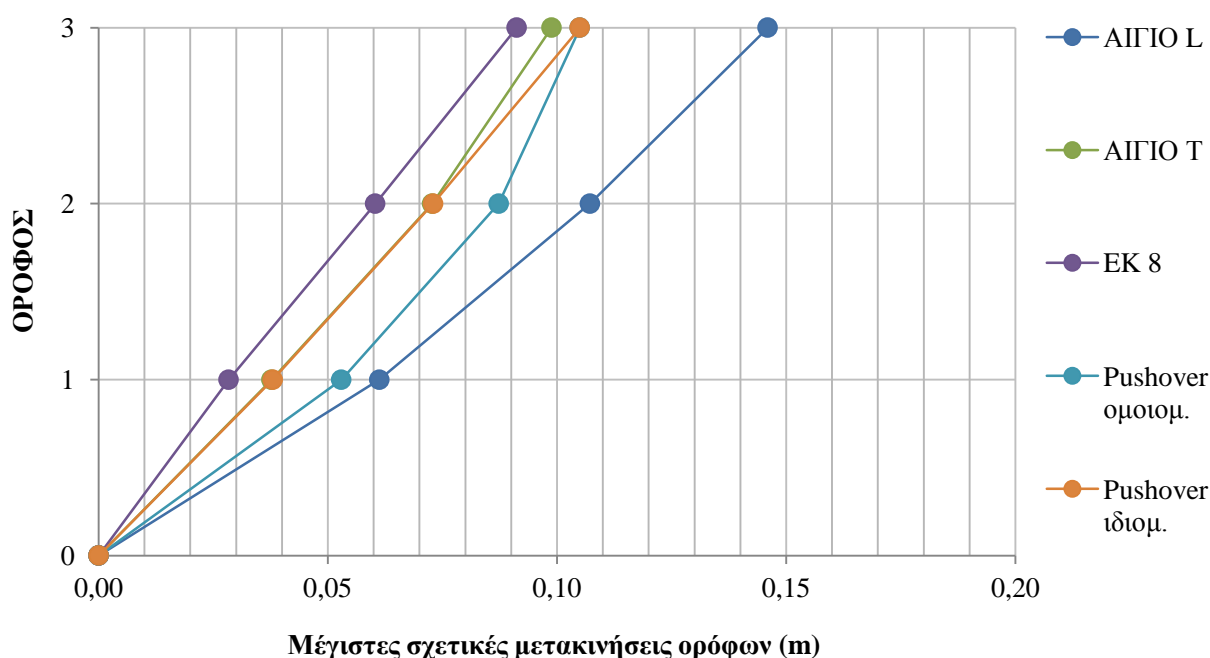
**Κατά y:**



### Συγκριτικά αποτελέσματα από όλες τις αναλύσεις που πραγματοποιήθηκαν

Κατά x:

	Τέμνουσα x (kN)	Μέγ. μετακ. Κορυφής (m)	Σχετική μετακίνηση ορόφου		
			d <sub>1</sub>	d <sub>2</sub> -d <sub>1</sub>	d <sub>3</sub> -d <sub>2</sub>
Ευρωκώδικας 8	743,36	0,091	0,028	0,032	0,031
Pushover ιδιομ	856,64	0,105	0,038	0,035	0,032
Pushover ομοιομ	1008,59	0,105	0,053	0,034	0,018
ΑΙΓΙΟ L	964,28	0,137	0,061	0,046	0,039
ΑΙΓΙΟ T	936,11	0,099	0,038	0,035	0,026



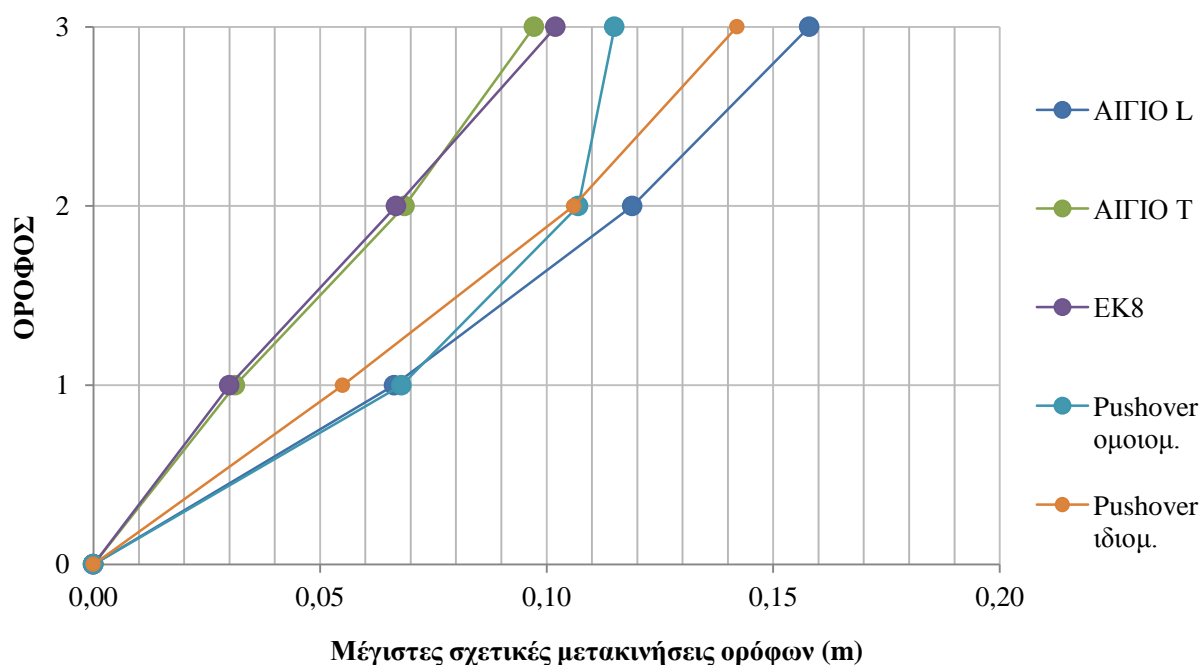
#### Σύγκριση των μεγίστων σχετικών μετακινήσεων κατά x από όλες τις αναλύσεις

Παρατηρούμε ότι στην διεύθυνση x η ιδιομορφική ανάλυση του φάσματος απόκρισης του Ευρωκώδικα 8 δίνει χαμηλότερες τιμές τόσο στις μέγιστες μετακινήσεις των ορόφων όσο και στην συνολική τέμνουσα βάσης, από όλες τις υπόλοιπες μη γραμμικές αναλύσεις που πραγματοποιήθηκαν. Οι μη γραμμικές αναλύσεις είναι αρκετά πιο ακριβείς γιατί λαμβάνουν άμεσα υπόψη την μη γραμμικότητα της γεωμετρίας και του υλικού, και όχι έμμεσα μέσω του συντελεστή συμπεριφοράς. Μόνο για τον σεισμό Αίγιο L υπήρξε υπέρβαση της στάθμης σημαντικών βλαβών και η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος του κτιρίου για σεισμό κατά x είναι η  $T_2=0,55$  sec



Κατά y:

	Τέμνουσα y (kN)	Μέγ. μετακ. Κορυφής (m)	Σχετική μετακίνηση ορόφου		
			d <sub>1</sub>	d <sub>2</sub> -d <sub>1</sub>	d <sub>3</sub> -d <sub>2</sub>
Ευρωκώδικας 8	694,74	0,102	0,030	0,037	0,035
Pushover ιδιομ	771,38	0,142	0,055	0,051	0,036
Pushover ομοιομ	874,75	0,115	0,068	0,039	0,008
ΑΙΓΙΟ L	809,05	0,154	0,066	0,053	0,039
ΑΙΓΙΟ T	817,02	0,093	0,031	0,037	0,029



*Σύγκριση των μεγίστων σχετικών μετακινήσεων κατά y από όλες τις αναλύσεις*

Παρατηρούμε ότι στην διεύθυνση y η ιδιομορφική ανάλυση του φάσματος απόκρισης του Ευρωκώδικα 8 δίνει χαμηλότερες τιμές τόσο στις μέγιστες μετακινήσεις των ορόφων όσο και στην συνολική τέμνουσα βάσης, από όλες τις υπόλοιπες μη γραμμικές αναλύσεις που πραγματοποιήθηκαν. Υπέρβαση της στάθμης σημαντικών βλαβών υπήρξε μόνο για τον σεισμό Αίγιο L, και για την Pushover με ομοιόμορφη κατανομή φορτίων η οποία εξηγήθηκε στο κεφάλαιο 2. Η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος του κτιρίου για σεισμό κατά y είναι η  $T_1=0,60$  sec.

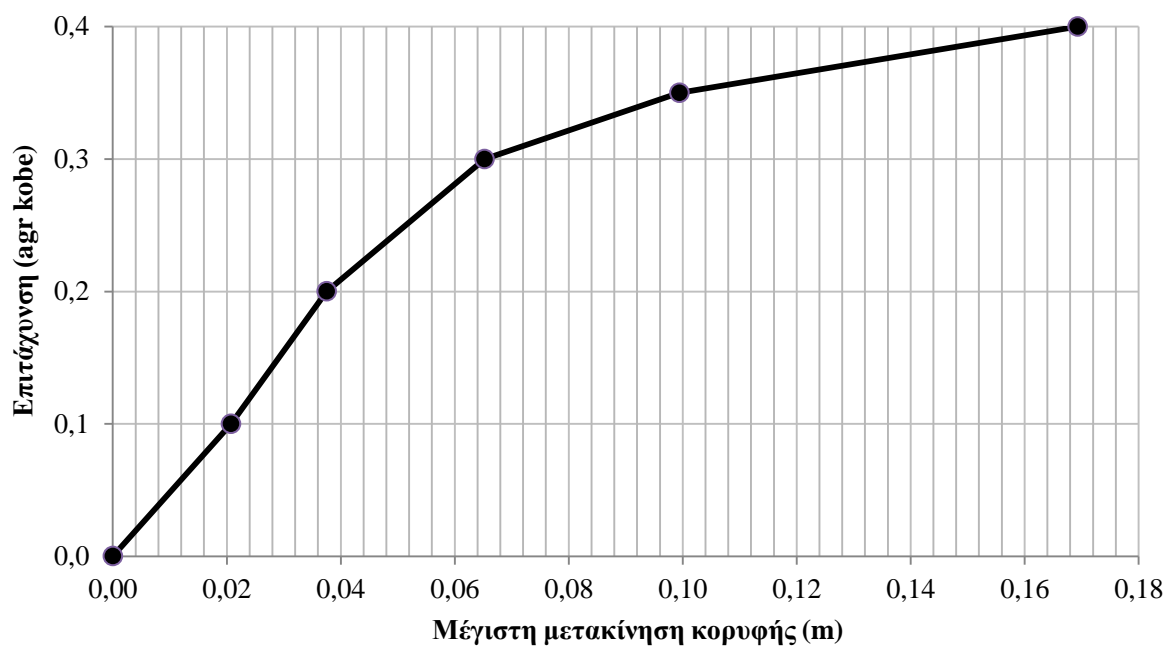
Οι καμπτικές ροπές που αναπτύσσονται στα υποστυλώματα υπό όλες τις σεισμικές δράσεις σε κάθε διεύθυνση ελέγχθηκαν και όλες ήταν μικρότερες από  $M_{Nz,Rd}$  και  $M_{Ny,Rd}$ . Επομένως σε κανένα υποστυλώμα δεν υπήρξε πλαστικοποίηση ώστε το κτίριο να καταρρεύσει από μηχανισμό ορόφου.

Υποστυλώμα	$N_{Ed,G}$	$\Omega$	$N_{Ed,E}$	$N_{sd}$	$N_{pl,Rd}$	$N_{b,Rd}$	$M_{pl,y}$	$M_{Ny,Rd}$	$M_{pl,z}$	$M_{Nz,Rd}$
I1	445,6	1,13	711,56	1551,2	2139,4	1711,5	194,35	60,28	92,6	54,16
I2	221,3	1,12	714,7	1321,9	2139,4	1711,5	194,35	83,77	92,6	68,92
I3	182,2	1,06	836,7	1401,7	2139,4	1711,5	194,35	75,60	92,6	64,19
I4	221,5	1,11	804,0	1448,6	2139,4	1711,5	194,35	70,79	92,6	61,20
I5	409,9	1,13	711,0	1514,6	2139,4	1711,5	194,35	64,03	92,6	56,75
I6	216,3	1,12	714,6	1316,8	2139,4	1711,5	194,35	84,30	92,6	69,21
I7	80,7	1,06	835,3	1298,2	2139,4	1711,5	194,35	86,20	92,6	70,24
I8	89,6	1,11	801,9	1313,5	2139,4	1711,5	194,35	84,63	92,6	69,40

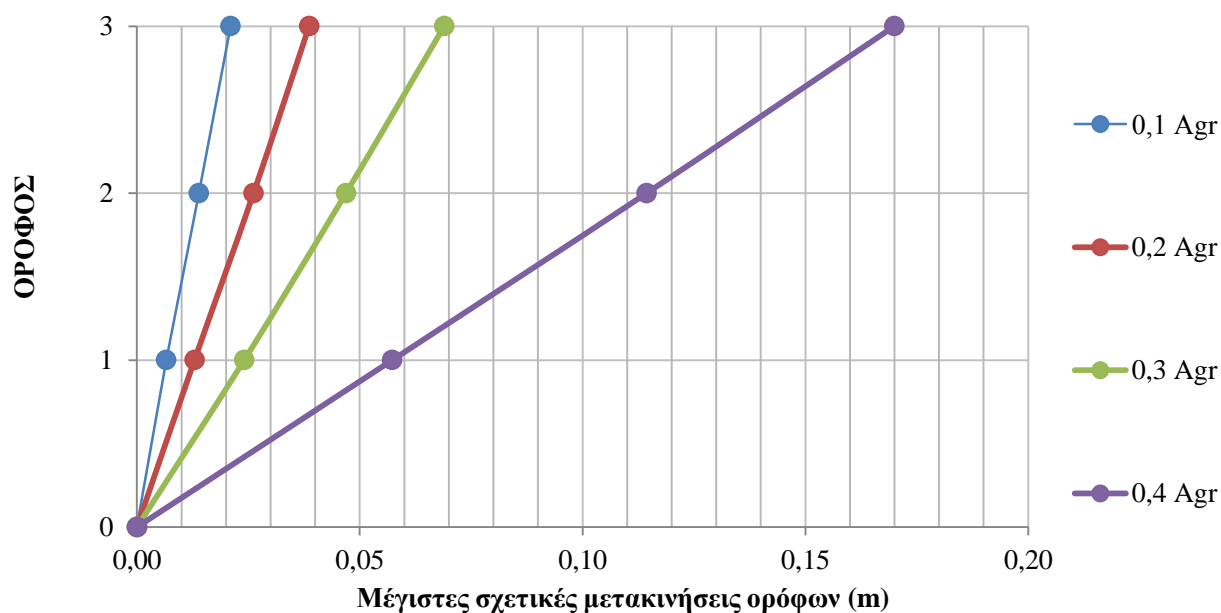
Για τον σεισμό του ΚΟΒΕ επιλέχθηκε να γίνει μη-γραμμική δυναμική προσανζητική ανάλυση (incremental dynamic analysis) στην οποία επιβάλλονται σεισμικές δράσεις η ένταση των οποίων αυξάνεται σταδιακά μέχρι την κατάρρευση. Για τον σκοπό αυτό, θα επιβληθούν στον φορέα και στις δυο διευθύνσεις, τα ακόλουθα πολλαπλάσια της χρονοϊστορίας επιτάχυνσης εδάφους του ΚΟΒΕ: 0,1, 0,2, 0,3, 0,35, 0,4. Η ανάλυση για πολλαπλασιαστή μεγαλύτερο του 0,4 δεν μπορούσε να ολοκληρωθεί γιατί οι διαγώνιοι έφταναν στο τέλος της αντοχής τους, δηλαδή ο φορέας κατέρρευε.

### Σεισμός ΚΟΒΕ κατά την διεύθυνση x:

agr	Πλαστικοποιήσεις ορόφων	Οριακή κατάσταση SD	Μέγ. Μετακίνηση κορυφής (m)
0,1	0	0	0,02074
0,2	1,2,3	0	0,0375
0,3	1,2,3	0	0,06524
0,35	1,2,3	0	0,09942
0,4	1,2,3	1,2	0,16931



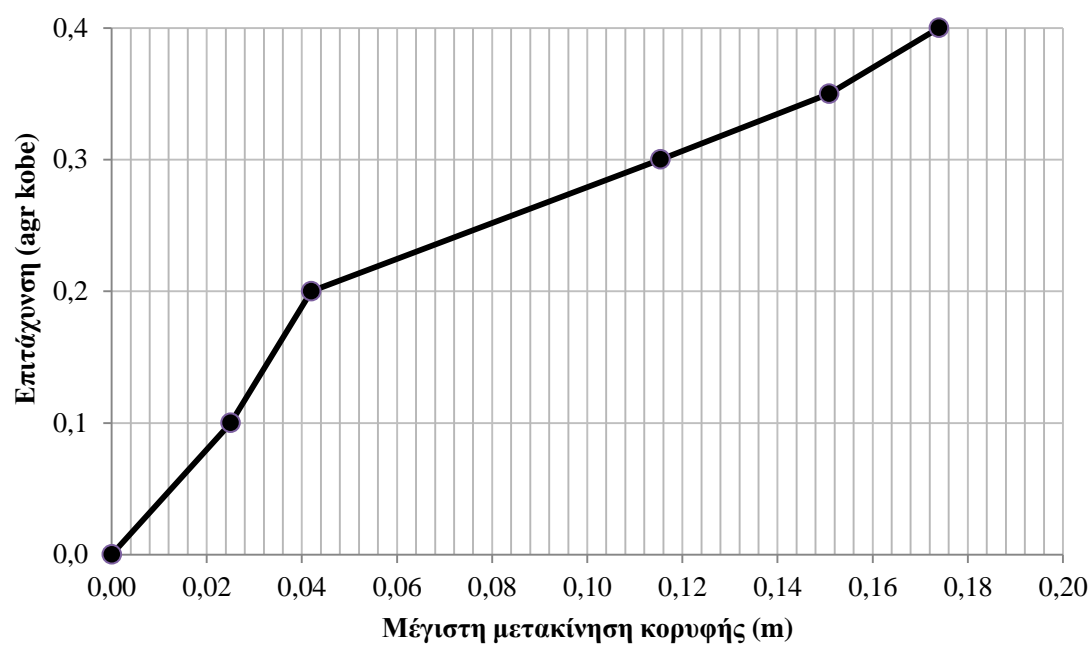
Διάγραμμα μέγιστης μετακίνησης κορυφής κατά  $x$  για αυξανόμενης έντασης επιταχύνσεις



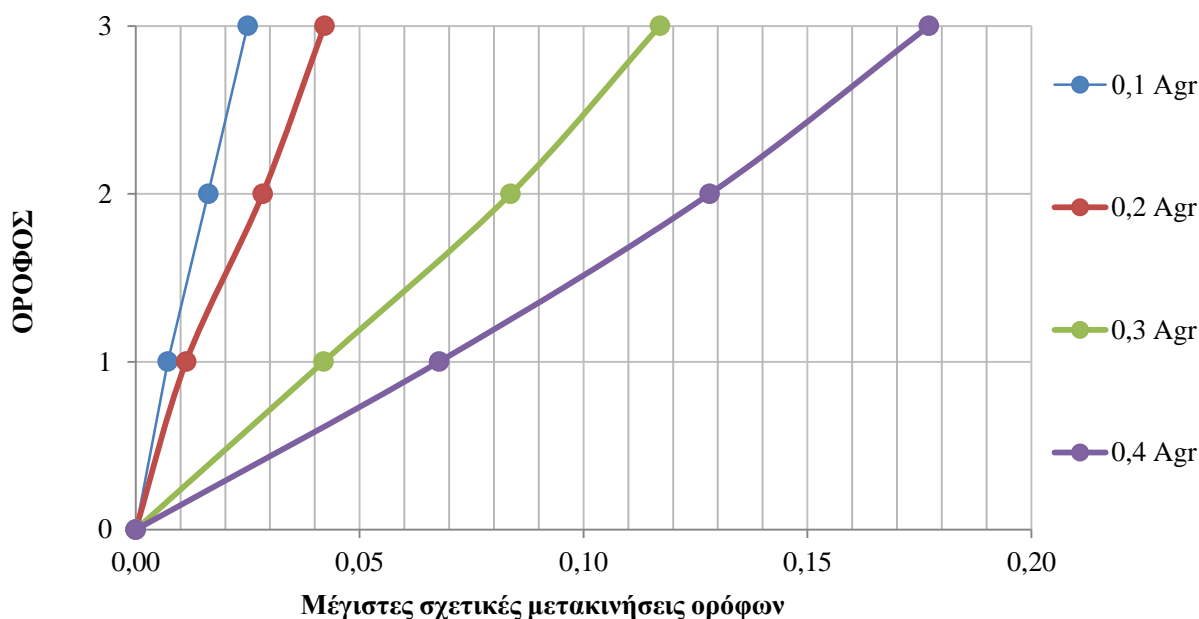
Διάγραμμα μέγιστων σχετικών μετακινήσεων κατά  $x$  των ορόφων για αυξανόμενης έντασης επιταχύνσεις

## Σεισμός ΚΟΒΕ κατά την διεύθυνση y:

agr	Πλαστικοποιήσεις ορόφων	Οριακή κατάσταση SD	Οριακή κατάσταση CP	Μέγ. Μετακίνηση κορυφής (m)
0,1	0	0	0	0,025
0,2	1,2,3	0	0	0,042
0,3	1,2,3	0	0	0,115
0,35	1,2,3	1	0	0,151
0,4	1,2,3	1,2	1	0,174



*Διάγραμμα μέγιστης μετακίνησης κορυφής κατά y για αυξανόμενης έντασης επιταχύνσεις*



*Διάγραμμα μέγιστων σχετικών μετακινήσεων κατά y των ορόφων για αυξανόμενης έντασης επιταχύνσεις εδάφους*

Συμπερασματικά αναφέρουμε ότι θα περιμέναμε μεγαλύτερες τιμές στις μετακινήσεις και την τέμνουσα βάσης για τον σεισμό του Αίγιου T σε σχέση με αυτά του Αίγιου L, διότι το ελαστικό φάσμα απόκρισης του Αίγιου T, που προέκυψε από τη χρονοϊστορία εδάφους του, έχει μεγαλύτερες τιμές από αυτό του Αίγιου L για τις θεμελιώδεις ιδιοπεριόδους του κτιρίου. Αυτό όμως δεν συμβαίνει στην συγκεκριμένη περίπτωση, ούτε και συμβαίνει κατ'ανάγκη, διότι η μέθοδος της ιδιομορφικής επαλληλίας λαμβάνει τις μέγιστες τιμές επιταχύνσεων των μονοβαθμίων συστημάτων, και της επαλληλίζει χάνοντας τα πρόσημα τους. Έτσι αυτό το αποτέλεσμα προκύπτει ως τετραγωνική ρίζα αθροίσματος απολύτων τιμών και μπορεί να είναι είτε δυσμενέστερο είτε όχι. Στην μη-γραμμική ανάλυση χρονοϊστορίας οι μετακινήσεις και τα πρόσημα για κάθε χρονική στιγμή υπολογίζονται, και αθροίζονται και έτσι το αποτέλεσμα που προκύπτει είναι το πραγματικό και ίσως είναι ευνοϊκότερο από την ιδιομορφική επαλληλία του φάσματος απόκρισης.

## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4: ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Προκειμένου να γίνει η αποτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς ενός κτιρίου που σχεδιάστηκε σύμφωνα με τον κανονισμό, απαιτούνται μη-γραμμικές μέθοδοι υπολογισμού των μετελαστικής του συμπεριφοράς. Από τις μεθόδους αυτές, η pushover analysis έχει το κυρίαρχο μειονέκτημα να μην λαμβάνει υπόψη την ταλαντευτική συμπεριφορά του φορέα αφού τα φορτία επιβάλλονται στατικά. Επιπλέον σε περιπτώσεις κτιρίων όπου η πρώτη ιδιομορφή ταλάντωσης είναι κυρίως στρεπτική (μη-κανονικό κτίριο), τα αποτελέσματα που παράγει μπορεί να είναι αρκετά ανακριβή σε σχέση με τα αποτελέσματα από οποιαδήποτε σεισμική διέγερση. Αντίθετα οι μέθοδοι δυναμικής ανάλυσης με βάσει χρονοϊστορίες σεισμών, είναι αρκετά ακριβείς στα αποτελέσματα που παράγουν για οποιοδήποτε τύπο κατασκευής και σε οποιοδήποτε σεισμό. Οι αναλύσεις αυτές εξακολουθούν και σήμερα να έχουν μεγάλες απαιτήσεις υπολογιστικής ισχύος και επιπρόσθετα προσκρούουν σε προβλήματα προσομοίωσης της μετελαστικής ανακυκλικής συμπεριφοράς των μελών της κατασκευής η οποία βρίσκεται στο στάδιο της διερεύνησης και της πειραματικής επαλήθευσης.

Τα μεγάλα πλεονεκτήματα που μπορούν να προσφέρουν όμως αυτές οι μέθοδοι μπορούν να οδηγήσουν σε βελτίωση της ασφάλειας των κατασκευών. Οι πληροφορίες που μας δίνουν αν αξιοποιηθούν σωστά μπορούν να οδηγήσουν σε:

- ❖ Μείωση των συνολικών παραμορφώσεων
- ❖ Μείωση των αδρανειακών δυνάμεων που αναπτύσσονται στην κατασκευή κατά τη δράση του σεισμού
- ❖ Αύξηση της ικανότητας απορρόφησης ενέργειας μέσω πλαστικής παραμόρφωσης

Αυτοί οι δείκτες σηματοδοτούν το πόσο ασφαλής είναι μια κατασκευή, και μπορούν να μετρηθούν μόνο με κάποια μη γραμμική μέθοδο ανάλυσης. Γι αυτό τον λόγο η μέθοδος pushover και η δυναμική ανάλυση χρονοϊστορίας αποτελούν πολύ χρήσιμα εργαλεία για τον μηχανικό.

Στις συνολικά 9 αναλύσεις pushover που πραγματοποιήσαμε σε κτίριο που διαστασιολογήθηκε πρώτα με τον Ευρωκώδικα, φάνηκε ότι στην μια διεύθυνση του κτιρίου δεν υπήρχε αρκετή ικανότητα απορρόφησης ενέργειας μέσω πλαστικής παραμόρφωσης, και οδηγηθήκαμε στο να επανεξετάσουμε τις διατομές των υποστυλωμάτων. Αυτή η ‘ατέλεια’ του κτιρίου δεν μπορούσε να γίνει αντιληπτή από τους συνήθεις ελέγχους που επιβάλλει ο κανονισμός, και το κτίριο στερούνταν την απαραίτητη πλαστιμότητα.

Επιπλέον από τις 14 μη γραμμικές αναλύσεις χρονοϊστορίας που πραγματοποιήθηκαν, μετρήσαμε ακριβώς τις μετακινήσεις που προκαλούνται στους ορόφους για κάθε έναν τύπο φόρτισης, οι οποίες συγκριθήκαν με τις προβλεπόμενες από την διαστασιολόγηση. Το συμπέρασμα ήταν ότι για τον σεισμό του Αιγίου στην L συνιστώ-

σα, η φόρτιση ξεπερνά το στόχο σεισμικής ικανότητας που θέσαμε κατά την διαστασιολόγηση, και επομένως θα πρέπει να επανεξεταστούν οι διατομές της κατασκευής εφόσον επιθυμούμε η κατασκευή να παραμένει ασφαλής σε αυτή τη διέγερση.

Τέλος διερευνήθηκε η επιρροή των θλιβομένων διαγωνίων στην μετελαστική συμπεριφορά του κτιρίου μέσω δοκιμών pushover, και το συμπέρασμα ήταν πως η αγνόηση τους είναι εν γένει υπέρ της ασφαλείας για όλες τις αναλύσεις, αφού με την επιπλέον δυσκαμψία που προσφέρουν εν τέλει θα υπάρξουν μικρότερες μετακινήσεις στους ορόφους.

Τελευταία έχουν προταθεί διάφορες εναλλακτικές μέθοδοι υπολογισμού των μετελαστικών χαρακτηριστικών των κατασκευών, όπως η modal pushover analysis, η οποία εφαρμόζει την μέθοδο pushover χωριστά για κάθε ιδιομορφή. Ακόμα όμως οι μη-γραμμικές μέθοδοι δεν μπορούν να αντικαταστήσουν πλήρως την ιδιομορφική ανάλυση με βάσει τα φάσματα απόκρισης, κυρίως λόγω της υπολογιστικής ευκολίας που προσφέρει η δεύτερη, και ως εκ τούτου θα πρέπει να χρησιμοποιούνται με την λογική των πρόσθετων ελέγχων της μετελαστικής συμπεριφοράς των κατασκευών.

Ο στόχος για επιπλέον διερεύνηση θα μπορούσε να επικεντρωθεί στον προσδιορισμό μέσω αναλύσεων pushover της βέλτιστης αναλογίας δυσκαμψιών μεταξύ των υποστυλωμάτων και των χιαστί συνδέσμων, ώστε η κατασκευή να επιδεικνύει την μέγιστη πλαστιμότητα σε όλους τους ορόφους. Επιπλέον θα μπορούσε να διερευνηθεί η μετελαστική συμπεριφορά διαφορετικών τύπων συστημάτων παραλαβής σεισμού, όπως με έκκεντρους συνδέσμους, τύπου V, πλαισιακών, ή κτιρίων μη-κανονικών, μέσω μη γραμμικών αναλύσεων.





## ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

1. Βάγιας Ι, Ερμόπουλος Ι, Ιωαννίδης Γ, Σχεδιασμός Δομικών Έργων από Χάλυβα, με βάση τα τελικά κείμενα των Ευρωκωδίκων. Εκδόσεις Κλειδάριθμος 2005
2. Βάγιας Ι, Σιδηρές Κατασκευές, Ανάλυση και Διαστασιολόγηση. Εκδόσεις Κλειδάριθμος 2005
3. Ιωάννης Χ. Ερμόπουλος, Ευρωκώδικας 1, Βασικές αρχές και δράσεις επί των κατασκευών . Εκδόσεις Κλειδάριθμος 2005
4. Βάγιας Ι, Σύμμικτες Κατασκευές από Χάλυβα και Οπλισμένο Σκυρόδεμα, 3<sup>η</sup> έκδοση. Εκδόσεις Κλειδάριθμος 2010
5. Ι.Θ. Κατσιαδέλης, Δυναμική των Κατασκευών Τόμος Ι. Εκδόσεις Συμμετρία 2002
6. Ι.Θ. Κατσιαδέλης, Δυναμική των Κατασκευών Τόμος ΙΙ. Εκδόσεις Συμμετρία 2002
7. Κολιόπουλος Π, Μανώλης Γ, Δυναμική των Κατασκευών με Εφαρμογές στην Αντισεισμική Μηχανική. Εκδόσεις Γκιούρδας 2010
8. Αναστασιάδης Κ, Αντισεισμικές Κατασκευές Ι. Εκδόσεις Ζήτη 2001
9. Παπαδρακάκης Μ, Πλαστική Ανάλυση Ραβδωτών Φορέων Σύγχρονες Μέθοδοι. Εκδόσεις Ε.Μ.Π. 1996
10. Παπαδρακάκης Μ, Σύγχρονες Μέθοδοι Αναλύσεως Φορέων. Εκδόσεις Ε.Μ.Π. 2008
11. EN 1991-1-1:2002, Ευρωκώδικας 1– Δράσεις – Μέρος 1-1: Γενικές δράσεις – Πυκνότητες, ίδιον βάρος, επιβαλλόμενα φορτία σε κτίρια. Απρίλιος 2002
12. EN 1993-1-1:2005, Ευρωκώδικας 3 : Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα. Μάιος 2005
13. EN 1998-1 : 2004, Ευρωκώδικας 8 : Αντισεισμικός Σχεδιασμός Μέρος 1: Γενικοί κανόνες, σεισμικές δράσεις και κανόνες για κτίρια. Δεκέμβριος 2004
14. EN 1998-3 : 2005, Ευρωκώδικας 8 : Αντισεισμικός Σχεδιασμός Μέρος 3: Αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας και ενισχύσεις κτιρίων. Ιούνιος 2005
15. Ψυχάρης Ι, Αντισεισμικός Σχεδιασμός με Στάθμες Επιτελεστικότητας, Σημειώσεις για το μάθημα 9<sup>ο</sup> εξαμήνου Αντισεισμική Τεχνολογία ΙΙ
16. Μεταπτυχιακή Εργασία Θεανώ Μ. Σταματάκη, Αποτίμηση Σεισμικής Ικανότητας Κτιρίου με τη Στατική Μη Γραμμική Ανάλυση. Ε.Μ.Π. 2010
17. Anil k. Chopra, Δυναμική των Κατασκευών Θεωρία και Εφαρμογές στη Σεισμική Μηχανική, Τρίτη Έκδοση. Εκδόσεις Γκιούρδας 2007
18. American Institute of Steel Construction, Steel Construction Manual. 13<sup>th</sup> Edition
19. Martha Schneider-Borger, STAHLBAU-PROFILE
20. American Technology Council (196), ATC-40: Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Building.