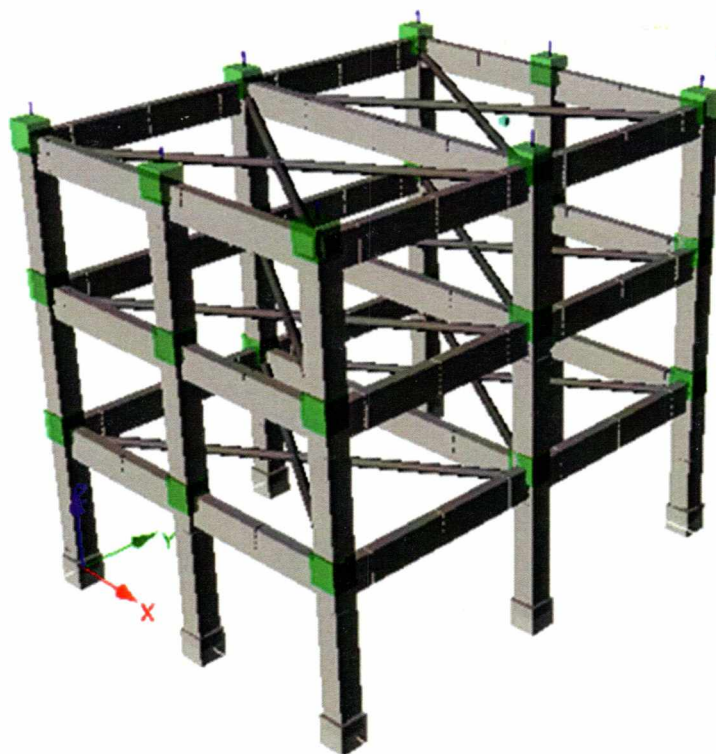




ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ ΘΕΣΣΑΛΙΑΣ  
ΤΜΗΜΑ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ

**ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟΥ  
ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ ΜΕ ΒΑΣΗ ΤΟΝ ΚΑΝΕΠΕ**

ΠΤΥΧΙΑΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ της  
ΜΠΟΛΤΣΗ ΑΡΙΑΔΝΗΣ



ΕΠΙΒΛΕΠΩΝ:  
Δρ. ΦΡΑΓΚΙΑΔΑΚΗΣ ΜΙΧΑΛΗΣ

ΑΚΑΔΗΜΑΪΚΟ ΕΤΟΣ: 2010-2011



**ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ ΘΕΣΣΑΛΙΑΣ  
ΒΙΒΛΙΟΘΗΚΗ & ΚΕΝΤΡΟ ΠΛΗΡΟΦΟΡΗΣΗΣ  
ΕΙΔΙΚΗ ΣΥΛΛΟΓΗ «ΓΚΡΙΖΑ ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ»**

Αριθ. Εισ.: 9977/1  
Ημερ. Εισ.: 25-10-2011  
Δωρεά: Συγγραφέας  
Ταξιθετικός Κωδικός: ΠΤ - ΠΜ  
2011  
ΜΠΟ

## ΠΕΡΙΛΗΨΗ

Σε μια ιδιαίτερα σεισμογενή περιοχή, όπως είναι η Ελλάδα και η ευρύτερη περιοχή της ΝΑ Ευρώπης, κύριο μέλημα του μελετητή μηχανικού είναι η θωράκιση των κατασκευών έναντι σεισμικών δράσεων. Παρ' όλο που οι σύγχρονοι αντισεισμικοί κανονισμοί έχουν φτάσει σε ένα πολύ καλό επίπεδο, το οποίο αποδεικνύεται και στην πράξη ύστερα από τους πρόσφατους σεισμούς, τα παλαιότερα κτίρια, τα οποία αποτελούν και την πλειοψηφία επί του συνόλου των υφιστάμενων κατασκευών, δεν έχουν σχεδιαστεί να παραλαμβάνουν σεισμικές δράσεις ή έχουν σχεδιαστεί να παραλαμβάνουν πολύ μικρότερου μεγέθους δράσεις από αυτές που θα κληθούν να αναλάβουν. Πολλές φορές το δομικό τους σύστημα είναι τέτοιο που καθιστά την σεισμική τους συμπεριφορά ακόμα πιο δυσμενή.

Η ωριμότητα της επιστημονικής γνώσης και το πολύπλοκο των θεμάτων που σχετίζονται με τις επεμβάσεις σε υφιστάμενες κατασκευές, καθιστούν ιδιαίτερα δυσχερή την ανάπτυξη ενός κανονιστικού πλαισίου. Αυτή η επιτακτική ανάγκη σε μια χώρα με έντονη σεισμική δραστηριότητα, όπως η Ελλάδα, επιχειρείται με την ανάπτυξη του ΚΑΝΕΠΕ , η θεσμοθέτηση του οποίου εξασφαλίζει μια αρτιότερη αντιμετώπιση του προβλήματος.

Αντικείμενο της παρούσης πτυχιακής εργασίας είναι η χρησιμοποίηση μη-γραμμικών διαδικασιών ανάλυσης για την αποτίμηση της ικανότητας υφιστάμενων κατασκευών οπλισμένου σκυροδέματος έναντι σεισμικών φορτίων.

Με τον όρο αποτίμηση ικανότητας ορίζουμε την ποσοτική εκτίμηση και τον έλεγχο της επάρκειας μιας συγκεκριμένης κατασκευής έναντι μιας συγκεκριμένης στάθμης σεισμικής δράσης. Μια λεπτομερής αποτίμηση αντοχής ενός κτιρίου αποτελεί απαραίτητο πρώτο στάδιο μιας καλής μελέτης της ενίσχυσης, γιατί μέσω αυτής εντοπίζονται τα τρωτά σημεία της κατασκευής και επιλέγεται το κατάλληλο είδος και η έκταση της ενίσχυσης.

Συντόμως η ροή της εργασίας έχει ως ακολούθως:

Στο πρώτο κεφάλαιο αναλύονται οι έννοιες του σχεδιασμού με βάση την επιτελεστικότητα, της σεισμικής επικινδυνότητας και της αποτίμησης της σεισμικής βλάβης.

Στο δεύτερο και στο τρίτο κεφάλαιο περιγράφονται τα υπολογιστικά εργαλεία που χρησιμοποιήθηκαν για την προσομοίωση του κτιρίου και τη δημιουργία του μαθηματικού μοντέλου, προκειμένου να εφαρμοστούν οι μέθοδοι αποτίμησης της απόκρισης σε σεισμικές δράσεις. Αυτές περιλαμβάνουν την διερεύνηση των ιδιομορφικών χαρακτηριστικών του (ιδιοπεριόδων και ιδιομορφών), τη διεξαγωγή μη-γραμμικών στατικών αναλύσεων (*pushover*) σε δύο διευθύνσεις για μια πρώτη εκτίμηση της συμπεριφοράς της κατασκευής και τη διεξαγωγή δεσμών μη-γραμμικών αναλύσεων χρονιοιστορίας (*time-history*) για την ακριβή κατανόηση της σεισμικής

απόκρισης και τον εντοπισμό των αδύνατων σημείων της, δηλαδή των θέσεων που πιθανότατα θα παρατηρηθούν βλάβες σε κάποιο μελλοντικό σεισμό.

Στο τέταρτο κεφάλαιο περιγράφεται ο έλεγχος ασφαλείας των κατασκευών.

Στο πέμπτο κεφάλαιο περιγράφεται αναλυτικά η γεωμετρία του φορέα, οι διατομές των μελών, καθώς και οι οπλισμοί τους. Επίσης, δίνονται στοιχεία για τις χαρακτηριστικές τιμές των υλικών της κατασκευής, αλλά και για τα φορτία που χρησιμοποιήθηκαν για τον σχεδιασμό.

Στο έκτο κεφάλαιο συγκεντρώνονται τα αποτελέσματα των αναλύσεων, τα οποία και σχολιάζονται ανάλογα με το είδος της ανάλυσης και συγκρίνονται μεταξύ τους.

Στο έβδομο κεφάλαιο περιγράφονται οι κατάλληλες στρατηγικές και τα συστήματα επεμβάσεων με σκοπό την ενίσχυση και τη μείωση της σεισμικής διακινδύνευσης των υφιστάμενων κατασκευών οπλισμένου σκυροδέματος. Συγκεκριμένα εξετάζεται η μέθοδος ενίσχυσης υποστυλωμάτων με μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος. Σχολιάζονται τα αποτελέσματά της και συγκρίνονται με τον αρχικό φορέα.

Στο όγδοο κεφάλαιο παρουσιάζεται η μέθοδος ενίσχυσης με προσθήκη εμφατούμενων τοιχωμάτων. Σχολιάζονται τα αποτελέσματά της και συγκρίνονται με τον ενισχυμένο φορέα με μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος και με τον αρχικό φορέα.

Τέλος στο ένατο κεφάλαιο παρουσιάζονται τα συμπεράσματα της εργασίας.

## ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ

Θα ήθελα μέσα από αυτές τις γραμμές να εκφράσω τις ευχαριστίες μου προς τον επιβλέποντα της παρούσας πτυχιακής εργασίας Διδάκτορα Μιχάλη Φραγκιαδάκη. Τον ευχαριστώ για την επιστημονική και για την ηθική υποστήριξη που μου παρείχε κατά τη διάρκεια εκπόνησης της εργασίας, καθώς επίσης και για την πολύτιμη καθοδήγηση και πίστη στις δυνατότητες μου.

Τέλος, θα ήθελα να ευχαριστήσω την οικογένεια μου για την συνεχή ηθική και υλική υποστήριξη που μου παρείχε σε όλη τη διάρκεια των σπουδών μου.

*Αριάδνη Μπολτσή*

*Βόλος, Οκτώβριος 2011*

**ΠΙΝΑΚΑΣ ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΩΝ**

<b>ΠΕΡΙΛΗΨΗ</b> .....	i
<b>ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ</b> .....	iii
<b>ΠΙΝΑΚΑΣ ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΩΝ</b> .....	iv
<b>ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1: ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΜΕ ΒΑΣΗ ΤΗΝ ΕΠΙΤΕΛΕΣΤΙΚΟΤΗΤΑ</b>	
1.1 Εισαγωγή.....	1
1.2 Μη-γραμμικές μέθοδοι ανάλυσης.....	1
1.3 Η έννοια της επιτελεστικότητας.....	2
1.4 Σεισμική επικινδυνότητα.....	4
1.5 Αποτίμηση σεισμικής βλάβης.....	6
<b>ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2: ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΚΑΙ ΑΝΑΛΥΣΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ ΥΠΟ ΣΕΙΣΜΙΚΕΣ ΔΡΑΣΕΙΣ ΜΕ ΤΗ ΜΕΘΟΔΟ ΤΗΣ ΣΤΑΤΙΚΗΣ ΜΗ-ΓΡΑΜΜΙΚΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ</b>	
2.1 Στατική Μη-Γραμμική (υπερωθητική) ανάλυση.....	7
2.2 Βασικές παραδοχές της μεθόδου.....	8
2.3 Προϋποθέσεις εφαρμογής.....	9
2.4 Περιγραφή της μεθόδου.....	10
2.5 Στοχευόμενη μετακίνηση.....	11
2.6 Εξιδανικευμένη καμπύλη δύναμης-μετακίνησης.....	14
2.7 Προσδιορισμός ιδιοπεριόδου.....	16
<b>ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3: ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΚΑΙ ΑΝΑΛΥΣΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ ΥΠΟ ΣΕΙΣΜΙΚΕΣ ΔΡΑΣΕΙΣ ΜΕ ΤΗ ΜΕΘΟΔΟ ΤΗΣ ΔΥΝΑΜΙΚΗΣ ΜΗ-ΓΡΑΜΜΙΚΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ</b>	
3.1 Δυναμική Μη-Γραμμική ανάλυση.....	17
3.2 Χρησιμοποίηση σεισμικών καταγραφών.....	18
3.3 Κλιμάκωση σεισμικών καταγραφών.....	19
<b>ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4 : ΕΛΕΓΧΟΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ</b>	
4.1 Η λογική του ελέγχου ασφαλείας.....	21

4.2 Η ανίσωση ασφαλείας.....	21
<b>ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5 : Η ΚΑΤΑΣΚΕΥΗ ΑΝΑΦΟΡΑΣ</b>	
5.1 Γεωμετρικά χαρακτηριστικά της κατασκευής.....	26
5.2 Υλικά κατασκευής.....	26
5.3 Ιδιότητες υλικών κατασκευής.....	27
5.4 Διατομές κατασκευής.....	28
5.5 Μόνιμα φορτία και μάζα κατασκευής.....	30
5.6 Συνοριακές συνθήκες.....	30
5.7 Ιδιομορφική ανάλυση.....	30
5.8 Στατική Μη-Γραμμική ανάλυση.....	31
5.8.1 Φορτία Στατικής Μη-Γραμμικής ανάλυσης.....	31
5.8.2 Στοχευόμενη μετακίνηση.....	32
5.9 Δυναμική Μη-Γραμμική ανάλυση.....	33
5.9.1 Εισαγωγή σεισμικών καταγραφών.....	33
5.9.2 Φορτία Δυναμικής Μη-Γραμμικής ανάλυσης.....	34
5.9.3 Μητρώο Απόσβεσης.....	34
<b>ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6 : ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΑΝΑΛΥΣΕΩΝ</b>	
6.1 Στατική Μη-Γραμμική ανάλυση.....	35
6.2 Δυναμική Μη-Γραμμική ανάλυση.....	37
6.3 Σύγκριση αποτελεσμάτων Στατικής Μη-Γραμμικής ανάλυσης-Δυναμικής Μη- Γραμμικής ανάλυσης.....	38
6.4 Έλεγχος της ανίσωσης ασφαλείας για τη Στατική Μη-Γραμμική ανάλυση.....	39
6.5 Έλεγχος της ανίσωσης ασφαλείας για τη Δυναμική Μη-Γραμμική ανάλυση.....	43
6.6 Σύγκριση αποτελεσμάτων ελέγχου της ανίσωσης ασφαλείας μεταξύ Στατικής Μη-Γραμμικής ανάλυσης και Δυναμικής Μη-Γραμμικής ανάλυσης...	46

**ΚΕΦΑΛΑΙΟ 7 : ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ ΜΕ ΜΑΝΔΥΕΣ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ**

7.1 Εισαγωγή.....	48
7.2 Στρατηγικές επεμβάσεων.....	48
7.3 Συστήματα επεμβάσεων.....	49
7.4 Ενίσχυση υποστυλωμάτων.....	50
7.5 Ενίσχυση υποστυλωμάτων με αύξηση της διατομής με κατασκευή μανδύα οπλισμένου σκυροδέματος.....	51
7.5.1 Είδη μανδυών.....	52
7.5.2 Διαδικασία κατασκευής μανδυών.....	55
7.5.3 Αποτελέσματα Ιδιομορφικής ανάλυσης ενισχυμένου φορέα με μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος.....	57
7.5.4 Αποτελέσματα Στατικής Μη-Γραμμικής ανάλυσης ενισχυμένου φορέα με μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος.....	59
7.5.5 Αποτελέσματα Δυναμικής Μη-Γραμμικής ανάλυσης ενισχυμένου φορέα με μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος.....	63
7.5.6 Σύγκριση αποτελεσμάτων Στατικής Μη-Γραμμικής ανάλυσης-Δυναμικής Μη-Γραμμικής ανάλυσης ενισχυμένου φορέα με μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος.....	64
7.5.7 Έλεγχος της ανίσωσης ασφαλείας του ενισχυμένου φορέα με μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος για τη Στατική Μη-Γραμμική ανάλυση.....	64
7.5.8 Έλεγχος της ανίσωσης ασφαλείας του ενισχυμένου φορέα με μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος για τη Δυναμική Μη-Γραμμική ανάλυση.....	68
7.5.9 Σύγκριση αποτελεσμάτων ελέγχου ανίσωσης ασφαλείας μεταξύ ενισχυμένου φορέα με μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος και αρχικού φορέα για Στατική Μη-Γραμμική και Δυναμική Μη-Γραμμική ανάλυση...	72



**ΚΕΦΑΛΑΙΟ 8 : ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ ΜΕ ΕΜΦΑΤΝΟΥΜΕΝΑ ΤΟΙΧΩΜΑΤΑ**

8.1 Ενίσχυση κατασκευής με τη μέθοδο των εμφατούμενων τοιχωμάτων.....	74
8.2 Διάταξη εμφατούμενων τοιχωμάτων.....	75
8.3 Τρόποι κατασκευής.....	75
8.4 Εφαρμογή της μεθόδου ενίσχυσης με εμφατούμενα τοιχώματα στην κατασκευή μας.....	78
8.5 Αποτελέσματα Ιδιομορφικής ανάλυσης ενισχυμένου φορέα με εμφατούμενα τοιχώματα.....	80
8.6 Αποτελέσματα Στατικής Μη-Γραμμικής ανάλυσης ενισχυμένου φορέα με εμφατούμενα τοιχώματα.....	81
8.7 Αποτελέσματα Δυναμικής Μη-Γραμμικής ανάλυσης ενισχυμένου φορέα με εμφατούμενα τοιχώματα.....	86
8.8 Σύγκριση αποτελεσμάτων Στατικής Μη-Γραμμικής ανάλυσης-Δυναμικής Μη- Γραμμικής ανάλυσης ενισχυμένου φορέα με εμφατούμενα τοιχώματα- ενισχυμένου φορέα με μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος-αρχικού φορέα.....	88
8.9 Έλεγχος της ανίσωσης ασφαλείας του ενισχυμένου φορέα με εμφατούμενα τοιχώματα για τη Στατική Μη-Γραμμική ανάλυση.....	88
8.10 Έλεγχος της ανίσωσης ασφαλείας του ενισχυμένου φορέα με εμφατούμενα τοιχώματα για τη Δυναμική Μη-Γραμμική ανάλυση.....	92
8.11 Σύγκριση αποτελεσμάτων ελέγχου ανίσωσης ασφαλείας μεταξύ ενισχυμένου φορέα με εμφατούμενα τοιχώματα-ενισχυμένου φορέα με μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος και αρχικού φορέα για Στατική Μη- Γραμμική και Δυναμική Μη- Γραμμική ανάλυση.....	96

**ΚΕΦΑΛΑΙΟ 9 : ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ**

9.1 Συμπεράσματα.....	98
<b>ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ.....</b>	<b>100</b>
<b>ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ.....</b>	<b>102</b>

---

## **ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1**

### **ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΜΕ ΒΑΣΗ ΤΗΝ ΕΠΙΤΕΛΕΣΤΙΚΟΤΗΤΑ**

---

#### **1.1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ**

Η μελέτη της ευπάθειας των κατασκευών αποτελεί μεγάλη τεχνική πρόκληση. Τα τελευταία χρόνια δίνεται έμφαση στις μη-γραμμικές διαδικασίες ανάλυσης οι οποίες επιτρέπουν τον άμεσο προσδιορισμό της απόκρισης χωρίς τη μεσολάβηση απλοποιητικών παραδοχών που συχνά οδηγούν σε συντηρητικές λύσεις. Οι διαδικασίες αυτές χρησιμοποιούνται όλο και περισσότερο για την αποτίμηση της ικανότητας υφισταμένων κτιρίων καθότι μπορούν να προσομοιώσουν με υψηλότερη ακρίβεια την απόκριση ενός φορέα που υποβάλλεται σε σεισμικές δράσεις. Όμως για τον σχεδιασμό νέων κατασκευών η εφαρμογή τους είναι περιορισμένη και συνήθως βασίζεται στη μέθοδο της δοκιμής και διόρθωσης.

Οι σύγχρονες αυτές μέθοδοι ανάλυσης έχουν ως στόχο τον σχεδιασμό με βάση την επιτελεστικότητα (*performance-based design*). Η απόκριση του φορέα ελέγχεται για διάφορα επίπεδα επιτελεστικότητας με τη χρησιμοποίηση στατικών ή δυναμικών μεθόδων ανάλυσης. Οι έλεγχοι βάσει των οποίων μπορεί ο μηχανικός να αποφανθεί εάν για κάποιο επίπεδο επιτελεστικότητας η απόκριση της κατασκευής είναι ικανοποιητική διαφέρουν ανάλογα με τη μέθοδο ανάλυσης που επιλέγεται. Έτσι, οι έλεγχοι που βασίζονται σε γραμμικές αναλύσεις εξετάζουν τις επιτρεπόμενες αντοχές, ενώ οι μη-γραμμικές μέθοδοι ανάλυσης χρησιμοποιούν ελέγχους που βασίζονται στις ανελαστικές μετατοπίσεις. Στην παρούσα εργασία, παρουσιάζεται η μη-γραμμική στατική μέθοδος, η οποία είναι επίσης γνωστή και ως υπερωθητική (*Pushover Analysis*) και η δυναμική μη-γραμμική μέθοδος (*Dynamic Time-History Analysis*).

#### **1.2 ΜΗ-ΓΡΑΜΜΙΚΕΣ ΜΕΘΟΔΟΙ ΑΝΑΛΥΣΗΣ**

Οι μη-γραμμικές μέθοδοι ανάλυσης επιτρέπουν την χρησιμοποίηση ελέγχων ανώτερου επιπέδου οι οποίοι βασίζονται στην καλύτερη γνώση της συμπεριφοράς της κατασκευής και μπορούν να οδηγήσουν σε σημαντική μείωση του συνολικού κόστους της κατασκευής. Οι έλεγχοι αυτοί αναφέρονται συνήθως σε σχετικές μετακινήσεις. Η σχετική μετακίνηση ορίζεται ως η διαφορά της οριζόντιας μετατόπισης κάθε ορόφου προς την υψομετρική διαφορά τους. Όσον αφορά στην ευστάθεια του φορέα, εφόσον η μη-γραμμική ανάλυση λαμβάνει υπόψη την παραμορφωμένη γεωμετρία, οι επιπλέον μετατοπίσεις λόγω φαινομένων δευτέρας τάξεως λαμβάνονται υπόψη άμεσα. Οι σύγχρονες αυτές μη-γραμμικές μέθοδοι ανάλυσης έχουν ως στόχο τον σχεδιασμό με βάση την επιτελεστικότητα.

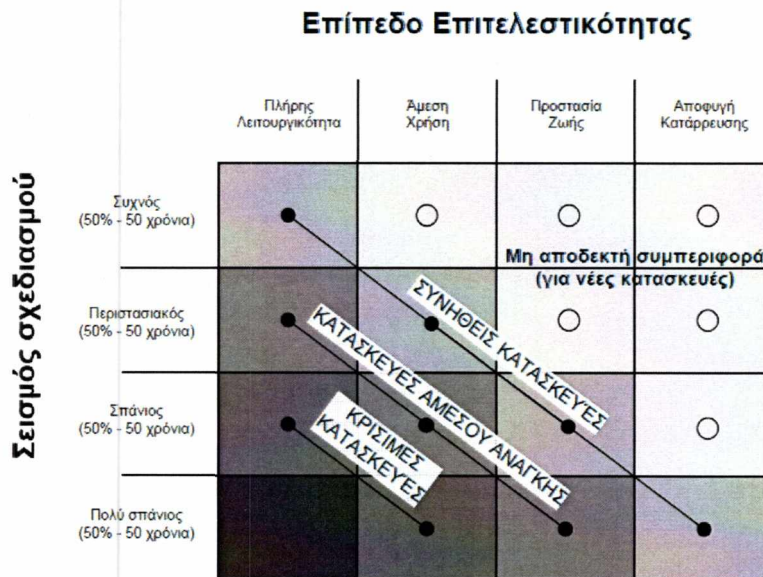
### 1.3 Η ΕΝΝΟΙΑ ΤΗΣ ΕΠΙΤΕΛΕΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ

Η έννοια του σχεδιασμού με βάση την επιτελεστικότητα έχει εισαχθεί τα τελευταία χρόνια στην φιλοσοφία των αντισεισμικών κανονισμών και παρουσιάζεται σε διάφορες οδηγίες που έχουν εκδοθεί κυρίως στις ΗΠΑ (π.χ. FEMA-356 (2000), ATC-40 (1996)), ενώ την Ελλάδα παίρνει μορφή μέσω του νέου Κανονισμού Επεμβάσεων και Ενισχύσεων (ΚΑΝΕΠΕ 2011). Οι οδηγίες αυτές παρουσιάζουν διαφορές όσον αφορά στις λεπτομέρειές τους αλλά στην ουσία εισάγουν τις ίδιες έννοιες (Krawinkler (1999)). Ο σκοπός των οδηγιών είναι να διαμορφώσουν το πλαίσιο ώστε να είναι εφικτή η αποτίμηση της ικανότητας νέων κτιρίων, ή κτιρίων που έχουν ήδη κατασκευαστεί, για κάθε επίπεδο σεισμικής φόρτισης. Ο σχεδιασμός με βάση την επιτελεστικότητα επιτρέπει οι κατασκευές να σχεδιάζονται ώστε να έχουν αξιόπιστη και ποσοτικοποιήσιμη συμπεριφορά σε διάφορα επίπεδα σεισμικής έντασης. Έτσι, ορίζονται διάφορα επίπεδα επιτελεστικότητας σε αντιστοιχία με τον ορισμό των οριακών καταστάσεων του Ευρωκώδικα 8 (ΕΚ8) (1992), όπου για κάθε οριακή κατάσταση ορίζεται ο μέγιστος βαθμός επιτρεπόμενων βλαβών. Βασική απαίτηση είναι να δίνεται η δυνατότητα στον μηχανικό, ή στον ιδιοκτήτη του έργου, να επιλέξει την επιθυμητή συμπεριφορά του κτιρίου για κάθε επίπεδο επιτελεστικότητας. Με αυτό τον τρόπο καθίσταται εφικτή η επιλογή μιας λύσης κατά την οποία λαμβάνονται υπόψη τόσο το αρχικό κόστος κατασκευής όσο και το συνολικό κόστος κατά τον κύκλο ζωής του έργου.

Ο Ευρωκώδικας 8 (1992) καθώς και άλλοι σύγχρονοι αντισεισμικοί κανονισμοί (π.χ. IBC (2000)) λαμβάνουν υπόψη δύο επίπεδα επιτελεστικότητας: την οριακή κατάσταση αστοχίας και την οριακή κατάσταση λειτουργικότητας. Γενικά, ο σχεδιασμός με βάση την επιτελεστικότητα αφορά στον έλεγχο του πλήρους φάσματος της απόκρισης, δηλαδή για κάθε επίπεδο σεισμικής έντασης. Δεδομένου ότι κάτι τέτοιο στην πράξη δεν είναι εφικτό να πραγματοποιηθεί, η συνήθης πρακτική είναι η επιλογή κάποιων διακριτών επιπέδων επιτελεστικότητας. Για παράδειγμα η FEMA-356 (2000) προτείνει τέσσερα επίπεδα επιτελεστικότητας: το επίπεδο λειτουργικότητας, το επίπεδο άμεσης χρήσης, το επίπεδο προστασία ζωής και το επίπεδο αποφυγής κατάρρευσης. Όπως φαίνεται στο Σχήμα 1.1 για συνήθεις κατασκευές το επίπεδο προστασίας ζωής αντιστοιχεί στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας, δηλαδή υπάρχει αντιστοιχία ανάμεσα σε κάποια από τα επίπεδα επιτελεστικότητας της FEMA-356 και στις οριακές καταστάσεις του Ευρωκώδικα 8. Στο Σχήμα 1.1 φαίνεται επίσης ότι ένα επίπεδο επιτελεστικότητας μπορεί να αντιστοιχεί σε διαφορετικά επίπεδα σεισμικής έντασης ανάλογα με τη σημαντικότητα της κατασκευής. Σημειώνεται ότι η σεισμική ένταση ορίζεται ως συνάρτηση της πιθανότητας υπέρβασης του σεισμού σχεδιασμού κατά τη διάρκεια του χρόνου ζωής της κατασκευής ο οποίος συνήθως λαμβάνεται ίσος με 50 χρόνια.

Στο πλαίσιο του αντισεισμικού σχεδιασμού με βάση την επιτελεστικότητα (FEMA-356 (2000)) γίνεται ο διαχωρισμός μεταξύ ικανότητας (*capacity*) και απαίτησης (*demand*). Με τον όρο απαίτηση εννοούνται οι επιβαλλόμενες μετατοπίσεις (ή εναλλακτικά, παραμορφώσεις, καμπυλότητες, στροφές και σχετικές μετακινήσεις)

λόγω της σεισμικής φόρτισης, ενώ με τον όρο ικανότητα εννοείται η μέγιστη μετατόπιση (ή εναλλακτικά, παραμόρφωση, καμπυλότητα, στροφή και σχετική μετακίνηση) που μπορεί να αναπτύξει μία κατασκευή, ένα μέλος της, ή μία διατομή της.



Σχήμα 1.1 Επίπεδα επιτελεστικότητας για διαφορετικά επίπεδα έντασης

(ο: μη-αποδεκτή συμπεριφορά, ● αποδεκτή συμπεριφορά)

Οι στάθμες επιτελεστικότητας του φέροντος οργανισμού σύμφωνα με τον ΚΑΝΕΠΕ ορίζονται ως εξής:

**α. «Άμεση χρήση μετά τον σεισμό» (Α)** είναι μια κατάσταση κατά την οποία αναμένεται ότι καμιά λειτουργία του κτιρίου δεν διακόπτεται κατά τη διάρκεια και μετά τον σεισμό σχεδιασμού, εκτός ενδεχομένως από δευτερεύουσας σημασίας λειτουργίες. Είναι ενδεχόμενο να παρουσιασθούν μερικές τριχοειδείς ρωγμές στον φέροντα οργανισμό.

**β. «Προστασία ζωής» (Β)** είναι μια κατάσταση κατά την οποία κατά τον σεισμό σχεδιασμού αναμένεται να παρουσιασθούν επισκευάσιμες βλάβες στον φέροντα οργανισμό του κτιρίου, χωρίς όμως να συμβεί θάνατος ή σοβαρός τραυματισμός ατόμων εξαιτίας των βλαβών αυτών, και χωρίς να συμβούν ουσιώδεις βλάβες στην οικοσκευή ή τα αποθηκευόμενα στο κτίριο υλικά.

**γ. «Οιονεί κατάρρευση» (Γ)** είναι μια κατάσταση κατά την οποία κατά τον σεισμό σχεδιασμού αναμένεται να παρουσιασθούν εκτεταμένες και σοβαρές ή βαριές (μη-επισκευάσιμες κατά πλειονότητα) βλάβες στον φέροντα οργανισμό, ο οποίος όμως έχει ακόμη την ικανότητα να φέρει τα προβλεπόμενα κατακόρυφα φορτία (κατά, και

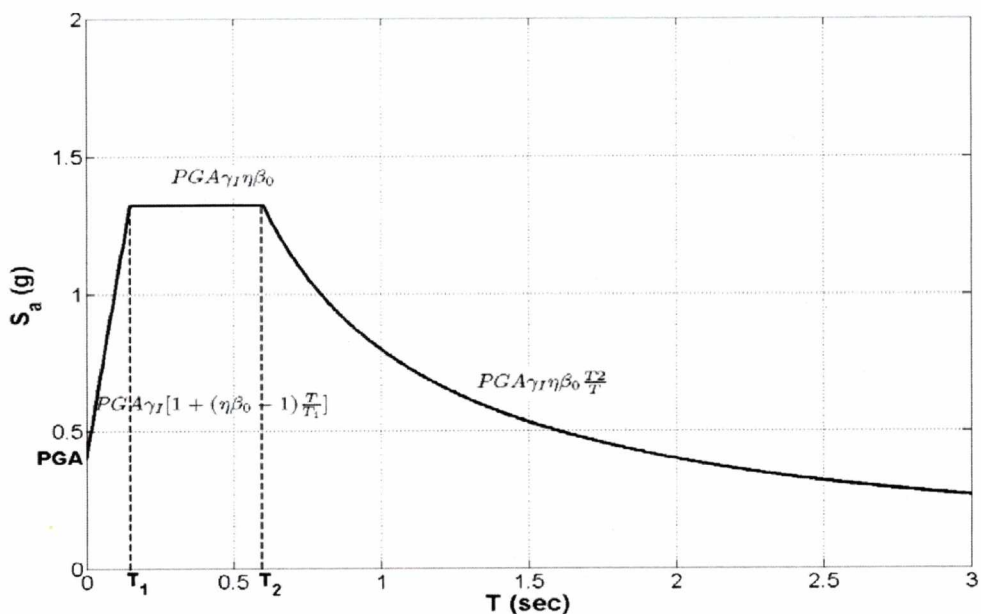
για ένα διάστημα μετά, τον σεισμό), χωρίς πάντως να διαθέτει άλλο ουσιαστικό περιθώριο ασφαλείας έναντι ολικής ή μερικής κατάρρευσης.

Πίνακας 1.1 Στόχοι αποτίμησης ή ανασχεδιασμού φέροντος οργανισμού σύμφωνα με τον ΚΑΝΕΠΕ

Πιθανότητα υπέρβασης σεισμικής δράσης εντός του συμβατικού χρόνου ζωής των 50 ετών	Στάθμη επιτελεστικότητας φέροντος οργανισμού		
	Άμεση χρήση μετά το σεισμό	Προστασία ζωής	Αποφυγή οιονεί κατάρρευσης
10%	A1	B1	Γ1
50%	A2	B2	Γ2

### 1.4 ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΕΠΙΚΙΝΔΥΝΟΤΗΤΑ

Σημαντικό στοιχείο του σχεδιασμού με βάση την επιτελεστικότητα είναι ότι η απόκριση ελέγχεται άμεσα σε κάθε επίπεδο επιτελεστικότητας. Αυτό απαιτεί τον προσδιορισμό της σεισμικής φόρτισης για κάθε επίπεδο επιτελεστικότητας. Όπως φαίνεται και από το Σχήμα 1.1 κάθε επίπεδο επιτελεστικότητας αντιστοιχεί σε ένα σεισμό με δεδομένη πιθανότητα υπέρβασης ή περίοδο επαναφοράς. Έτσι, είναι απαραίτητο να καθοριστεί η σεισμική ένταση για κάθε περίοδο επαναφοράς. Στον ΕΚ8 και στον Ελληνικό Αντισεισμικό Κανονισμό (ΕΑΚ) (2000) η σεισμική ένταση ορίζεται μέσω του φάσματος σχεδιασμού (Σχήμα 1.2). Πρόκειται για ένα φάσμα τύπου Newmark-Hall (1973), όπου το επίπεδο της σεισμικής φόρτισης εξαρτάται από την μέγιστη εδαφική επιτάχυνση (*peak ground acceleration, PGA*).



Σχήμα 1.2 Το ελαστικό φάσμα σχεδιασμού του ΕΑΚ 2000

Για τον προσδιορισμό των φασμάτων απόκρισης για κάθε περίοδο επαναφοράς, χρησιμοποιούνται σχέσεις που μετά από στατιστική επεξεργασία σεισμολογικών δεδομένων συσχετίζουν την περίοδο επαναφοράς  $T_m$  με τη μέγιστη εδαφική επιτάχυνση  $PGA$ . Οι σχέσεις αυτές είναι γνωστές ως καμπύλες σεισμικής επικινδυνότητας. Η καμπύλες επικινδυνότητας στις οποίες βασίζεται ο ΕΑΚ προέρχονται από τη εργασία των Parazachos *et al.* (1993). Έτσι, η Ελλάδα χωρίζεται σε τέσσερις ζώνες σεισμικής επικινδυνότητας όπου η μέγιστη εδαφική επιτάχυνση δίνεται:

$$\text{Ζώνη I : } PGA = e^{3.28+0.61\log T_m}$$

$$\text{Ζώνη II : } PGA = e^{3.64+0.64\log T_m} \quad (\Sigma 1.1)$$

$$\text{Ζώνη III : } PGA = e^{4.01+0.61\log T_m}$$

$$\text{Ζώνη IV : } PGA = e^{4.64+0.55\log T_m}$$

Υπενθυμίζεται ότι η σχέση μεταξύ της περιόδου επαναφοράς  $T_m$  και της πιθανότητας υπέρβασης  $p$  σε  $t$  χρόνια, δίνεται από τη σχέση Poisson:

$$T_m = -\frac{t}{\ln(1-p)} \quad (\Sigma 1.2)$$

Η εφαρμογή των σχέσεων (1.1) έρχεται σε αντίθεση με τη σημερινή πρακτική του ΕΑΚ, όπου η οριακή κατάσταση αστοχίας αντιστοιχεί στον σεισμό με περίοδο επαναφοράς  $T_m = 457$  χρόνια (δηλαδή 10% πιθανότητα υπέρβασης στα 50 χρόνια), ενώ η οριακή κατάσταση λειτουργικότητας ορίζεται από τον λόγο:

$$\frac{\text{ορ.κατ.αστοχίας}}{\text{ορ.κατ.λειτουργικότητας}} = 2.0\text{ ή }2.5 \quad (\Sigma 1.3)$$

Οι όροι του παραπάνω κλάσματος αναφέρονται στις ποσότητες, όπως για παράδειγμα μετατοπίσεις ή δράσεις, που αντιστοιχούν σε κάθε οριακή κατάσταση. Η αντίθεση έγκειται στο ότι η λειτουργικότητα ορίζεται έμμεσα μέσω ενός σταθερού λόγου και όχι από την περίοδο επαναφοράς του σεισμού λειτουργικότητας. Ανάλογη αναντιστοιχία παρατηρείται και όσον αφορά στον βαθμό σπουδαιότητας. Στον ΕΑΚ και στον ΕΚ8 η σπουδαιότητα λαμβάνεται υπόψη πολλαπλασιάζοντας τις σχέσεις (1.1) με το συντελεστή σπουδαιότητας που παίρνει τιμές από 0.85 έως 1.35, ενώ για συνήθεις κατασκευές είναι ίσος με τη μονάδα. Από το Σχήμα 1.1 προκύπτει ότι η σπουδαιότητα μιας κατασκευής μπορεί να ληφθεί άμεσα υπόψη χρησιμοποιώντας για κάθε επίπεδο επιτελεστικότητας σεισμό με κατάλληλη περίοδο επαναφοράς.

### 1.5 ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΒΛΑΒΗΣ

Ο αντισεισμικός σχεδιασμός ιστορικά αναπτύχθηκε ως ένα στοιχείο που προστέθηκε στον σχεδιασμό με τις μέγιστες επιτρεπόμενες δράσεις και κατά συνέπεια βασίζεται σε μία αντίστοιχη λογική, όπου στην κατασκευή επιβάλλονται οι αδρανειακές δυνάμεις λόγω της σεισμικής φόρτισης. Στη φύση όμως ο σεισμός επιβάλλει στην κατασκευή μετατοπίσεις και κατά συνέπεια οι βλάβες σε μία κατασκευή (ή ένα μέλος της) σχετίζονται άμεσα με την απαίτηση σε μετατοπίσεις (παραμορφώσεις, καμπυλότητες, στροφές και σχετικές μετατοπίσεις).

Η βασική διαφορά μεταξύ της γραμμικής στατικής διαδικασίας της FEMA-356 και της διαδικασίας του ΕΚ8 είναι ότι η διαδικασία της FEMA-356 βασίζεται στις μετατοπίσεις. Αυτό οφείλεται στο ότι όταν ο φορέας συμπεριφέρεται μη-γραμμικά οι μετατοπίσεις είναι καλύτερος δείκτης της απόκρισης από τις δυνάμεις, αφού μία μικρή επαύξηση στις δυνάμεις μπορεί να αντιστοιχεί σε σημαντική επαύξηση των μετατοπίσεων (για ένα σύστημα που αποκρίνεται ελαστοπλαστικά). Έτσι, εάν μία κατασκευή (ή κάποιο μέλος της), λόγω μικρής έντασης της φόρτισης, αποκρίνεται σχεδόν ελαστικά, τότε η απόκλιση μεταξύ δυνάμεων και μετατοπίσεων θα είναι μικρή. Αντίστοιχη θα είναι η συμπεριφορά και στην περίπτωση που η κατασκευή δεν έχει τη δυνατότητα να αποκριθεί πλαστικά. Στην αντίθετη περίπτωση όμως είναι προτιμότερο τα κριτήρια του σχεδιασμού να βασίζονται στις απαιτούμενες μετατοπίσεις (FEMA-356).

Εφόσον τα κριτήρια του σχεδιασμού βασίζονται στις απαιτούμενες μετατοπίσεις, συχνά η σεισμική απαίτηση και η ικανότητα ενός φορέα εκφράζονται ως προς τις γωνίες σχετικής μετακίνησης ή τις πλαστικές στροφές. Γενικά η διαφορά μεταξύ απαιτούμενων πλαστικών στροφών και απαιτούμενων γωνιών σχετικής μετακίνησης μεταξύ δύο ορόφων είναι μικρή. Οι πλαστικές στροφές περιγράφουν καλύτερα την απαίτηση σε πλαστική στροφή στις ακραίες διατομές του μέλους, αλλά γενικά είναι σχετικά δύσκολο να καθοριστεί αυτή η απαίτηση διότι σημαντικό ποσοστό της διαρροής λαμβάνει χώρα στο εσωτερικό του κόμβου. Παράλληλα, η συνολική ευστάθεια μιας κατασκευής μπορεί να σχετιστεί καλύτερα με την απαίτηση σε γωνία σχετικής μετακίνησης.

Στο πλαίσιο της παρούσας εργασίας ως μέτρο της σεισμικής βλάβης επελέγη η μέγιστη σχετική μετακίνηση. Η σχετική μετακίνηση δύο ορόφων ορίζεται ως η διαφορά της οριζόντιας μετατόπισης κάθε ορόφου προς την υψομετρική διαφορά τους. Για κάθε όροφο υπολογίζεται η τιμή του λόγου και η μέγιστη τιμή αποτελεί την μέγιστη σχετική μετακίνηση. Στην περίπτωση χρονικής ολοκλήρωσης με πλήθος σεισμικών καταγραφών υπολογίζεται η μέγιστη σχετική μετακίνηση για κάθε καταγραφή και στη συνέχεια λαμβάνεται ως σεισμική απαίτηση ο στατιστικός μέσος των μέγιστων σχετικών μετακινήσεων από όλες τις καταγραφές.



---

## **ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2**

### **ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΚΑΙ ΑΝΑΛΥΣΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ ΥΠΟ ΣΕΙΣΜΙΚΕΣ ΔΡΑΣΕΙΣ ΜΕ ΤΗ ΜΕΘΟΔΟ ΤΗΣ ΣΤΑΤΙΚΗΣ ΜΗ-ΓΡΑΜΜΙΚΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ**

---

#### **2.1 ΣΤΑΤΙΚΗ ΜΗ-ΓΡΑΜΜΙΚΗ (ΥΠΕΡΩΘΗΤΙΚΗ) ΑΝΑΛΥΣΗ**

Η Στατική Προσαυξητική μέθοδος Ανάλυσης (ΣΠΑ) γνωστή και ως υπερωθητική μέθοδος ανάλυσης (*pushover analysis*) είναι η πιο ευρέως χρησιμοποιούμενη μη-γραμμική μέθοδος υπολογισμού της σεισμικής απαίτησης. Η μέθοδος είναι προσεγγιστική, αφού ο σεισμός είναι ένα δυναμικό φαινόμενο, αλλά δεδομένου ότι είναι μη-γραμμική μέθοδος η ανάλυση λαμβάνει υπόψη άμεσα την μη-γραμμικότητα του υλικού και της γεωμετρίας.

Σύμφωνα με τον κανονισμό επεμβάσεων (ΚΑΝΕΠΕ) κύριος στόχος της ανελαστικής στατικής ανάλυσης είναι η εκτίμηση του μεγέθους των ανελαστικών παραμορφώσεων που θα αναπτυχθούν στα δομικά στοιχεία όταν το κτίριο υπόκειται στη σεισμική δράση για την οποία γίνεται η αποτίμηση ή ο ανασχεδιασμός.

Η μέθοδος αναφέρεται ενίοτε και ως μέθοδος ελέγχου των μετακινήσεων.

Εκτός από τις τιμές των ανελαστικών παραμορφώσεων, η μέθοδος δίνει και τιμές των δυνάμεων (εντατικών μεγεθών) στα δομικά στοιχεία που έχουν εισέλθει στην μετελαστική περιοχή της απόκρισής τους. Οι τιμές αυτές είναι ενγένει πιο αξιόπιστες από εκείνες που υπολογίζονται με βάση τις ελαστικές μεθόδους (και τυχόν ικανοτικούς ελέγχους).

Σε αντίθεση με τις διαδικασίες που προτείνονται στους σύγχρονους αντισεισμικούς κανονισμούς, η ΣΠΑ λαμβάνει υπόψη άμεσα τον μη-γραμμικό χαρακτήρα της απόκρισης. Παρακάτω συνοψίζονται τα πλεονεκτήματα της μεθόδου (Krawinkler and Seneviratna (1998)):

- Ρεαλιστικός υπολογισμός της απαίτησης σε εν δυνάμει ψαθυρά μέλη, όπως η αξονική απαίτηση σε κολώνες, η απαίτηση ροπής σε συνδέσεις δοκού-στύλου ή οι διατμητικές δυνάμεις σε τοιχία και σε κοντά υποστυλώματα.
- Εκτίμηση της απαίτησης σε μετακίνηση στοιχείων που παραμορφώνονται ανελαστικά προκειμένου να απορροφήσουν τη σεισμική ενέργεια και άμεσος υπολογισμός των σχετικών μετατοπίσεων, επιτρέποντας τον έλεγχο και τον περιορισμό των βλαβών στα μη φέροντα στοιχεία. Επίσης δίνεται η δυνατότητα να λαμβάνεται υπόψη η συνεισφορά και των μη-φερόντων στοιχείων στην ικανότητα.
- Εκτίμηση των συνεπειών της μείωσης της αντοχής κάποιων μελών στη συνολική φέρουσα ικανότητα του φορέα.

- Αναγνώριση των κρίσιμων περιοχών, όπου οι ανελαστικές παραμορφώσεις αναμένονται να είναι υψηλές. Κατά τον υπολογισμό της καμπύλης ικανότητας προσδιορίζεται η σειρά σχηματισμού των πλαστικών αρθρώσεων μέχρι τη δημιουργία κάποιου μηχανισμού κατάρρευσης.

Πέρα από τα παραπάνω πλεονεκτήματα η υπερωθητική ανάλυση έχει και μία σειρά από μειονεκτήματα τα οποία σε πολλές περιπτώσεις απαιτούν προσοχή προκειμένου να αποφευχθεί η χρήση της μεθόδου σε περιπτώσεις που δεν ενδείκνυται. Τα μειονεκτήματά της μεθόδου μπορούν να συνοψιστούν ως εξής:

- Το θεωρητικό υπόβαθρο της μεθόδου είναι ελλιπές και σε πολλές περιπτώσεις είναι δύσκολο να υποστηριχθεί. Η κύρια υπόθεση ότι η απόκριση ενός συστήματος πολλών βαθμών ελευθερίας μπορεί να συσχετιστεί με την απόκριση ενός μονοβάθμιου συστήματος που αποκρίνεται με βάση την πρώτη ιδιομορφή σε πολλές περιπτώσεις δεν είναι εφαρμόσιμη. Επίσης, η θεμελιώδης ιδιομορφή δεν είναι σταθερή και αλλάζει ανάλογα με της ανελαστικές παραμορφώσεις. Έτσι, σε περιπτώσεις που η συμμετοχή των ανώτερων ιδιομορφών είναι σημαντική η μέθοδος μπορεί να δώσει παραπλανητικά αποτελέσματα.

- Υπάρχει δυσκολία στην εφαρμογή της μεθόδου σε χωρικούς φορείς και ιδιαίτερα σε φορείς με μη-κανονική κάτοψη. Γενικά δεν υπάρχει συμφωνία στην ερευνητική κοινότητα για τον τρόπο εφαρμογής των οριζόντιων πλευρικών φορτίων σε χωρικά πλαίσια.

- Η κατανομή των οριζόντιων πλευρικών φορτίων δε λαμβάνει υπόψη τη μείωση της στιβαρότητας και κατά συνέπεια την τροποποίηση της θεμελιώδους ιδιομορφής καθώς αυξάνεται η ένταση της φόρτισης.

- Κατά την ΣΠΑ θεωρείται ότι η ενέργεια που απορροφάται μόνο μέσω των ανελαστικών παραμορφώσεων και η αγνοείται η απορρόφηση ενέργειας λόγω υστερητικής συμπεριφοράς. Επίσης, αγνοείται η επιρροή της διάρκειας του σεισμού και του πλήθους των κύκλων φόρτισης.

- Η ικανότητα της κατασκευής και η σεισμική απαίτηση λαμβάνονται χωριστά υπόψη κατά την υπερωθητική ανάλυση, ενώ είναι γνωστό ότι η απαίτηση εξαρτάται πάντα από τα δυναμικά χαρακτηριστικά της κατασκευής.

## **2.2 ΒΑΣΙΚΕΣ ΠΑΡΑΔΟΧΕΣ ΤΗΣ ΜΕΘΟΔΟΥ**

Σύμφωνα με τον κανονισμό επεμβάσεων (ΚΑΝΕΠΕ) οι βασικές παραδοχές της στατικής μη-γραμμικής ανάλυσης είναι οι εξής:

**α.** Στη στατική ανελαστική ανάλυση το προσομοίωμα του κτιρίου θα συνεκτιμά με άμεσο τρόπο τα μη-γραμμικά χαρακτηριστικά του νόμου δύναμης-παραμόρφωσης των δομικών στοιχείων.

**β.** Το προσομοίωμα αυτό θα υποβάλλεται σε οριζόντια φορτία κατανεμημένα κατά τρόπο ανάλογο προς τις αδρανειακές δυνάμεις του σεισμού, τα οποία θα αυξάνονται μονότονα, ενγένει μέχρις ότου κάποιο δομικό στοιχείο δεν είναι πλέον σε θέση να φέρει τα κατακόρυφα φορτία του. Από την ανάλυση αυτή προκύπτει η *καμπύλη αντίστασης* του κτιρίου, η οποία ενγένει χαράσσεται σε όρους τέμνουσας βάσης – μετακίνησης χαρακτηριστικού σημείου του κτιρίου (κόμβος ελέγχου), το οποίο ενγένει λαμβάνεται στην κορυφή του. Η καμπύλη αυτή αποτελεί τη βάση για όλους τους απαιτούμενους ελέγχους ικανοποίησης των κριτηρίων επιτελεστικότητας.

**γ.** Αφού επιλεγεί η σεισμική δράση (αποτίμησης ή ανασχεδιασμού), ο έλεγχος ικανοποίησης των κριτηρίων επιτελεστικότητας γίνεται για τη μετακίνηση του κόμβου ελέγχου που αντιστοιχεί στη σεισμική αυτή δράση. Ελέγχεται ότι για τη μετακίνηση αυτή η παραμόρφωση (γωνία στροφής κατά ή μετά τη διαρροή) των πλαστικών δομικών στοιχείων δεν συνεπάγεται βαθμό βλάβης μεγαλύτερο από εκείνο που γίνεται ανεκτός για τη σκοπούμενη στάθμη επιτελεστικότητας του κτιρίου.

**δ.** Όταν δε γίνεται ακριβέστερος υπολογισμός, η μετακίνηση του κόμβου ελέγχου (στοχευόμενη μετακίνηση  $\delta_t$ ) που προκαλείται από τη σεισμική δράση (αποτίμησης ή ανασχεδιασμού) μπορεί να εκτιμηθεί με βάση το φάσμα μετακινήσεων που αντιστοιχεί σε πλαστιμότητα συμβατή με τη μετακίνηση του κτιρίου.

**ε.** Για τον προσδιορισμό της στοχευόμενης μετακίνησης επιτρέπεται η χρήση ευρέως αποδεκτών απλοποιητικών μεθόδων.

**στ.** Τα εντατικά μεγέθη και οι παραμορφώσεις που υπολογίζονται από την ανάλυση κατά τη στιγμή που η μετακίνηση του κόμβου ελέγχου ισούται με  $\delta_t$ , θα ελέγχονται με την ανίσωση ασφαλείας  $S_d \leq R_d$ .

### 2.3 ΠΡΟΥΠΟΘΕΣΕΙΣ ΕΦΑΡΜΟΓΗΣ

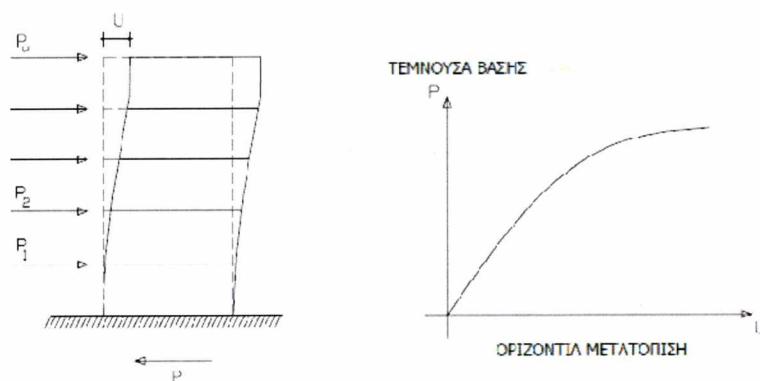
Σύμφωνα με τον κανονισμό επεμβάσεων (ΚΑΝΕΠΕ) συνίσταται όταν εφαρμόζεται η ανελαστική στατική μέθοδος, να διασφαλίζεται τουλάχιστον «Ικανοποιητική» στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων (ΣΑΔ).

**α.** Η στατική ανελαστική μέθοδος εφαρμόζεται σε κτίρια στα οποία η επιρροή των ανώτερων ιδιομορφών δεν είναι σημαντική.

**β.** Όταν η επιρροή των ανώτερων ιδιομορφών είναι σημαντική, επιτρέπεται να εφαρμόζεται η στατική ανελαστική ανάλυση, υπό τον όρο ότι θα εφαρμόζεται σε συνδυασμό με μια συμπληρωματική δυναμική ελαστική ανάλυση. Στην περίπτωση αυτή, διεξάγονται όλοι οι έλεγχοι και με τις δύο μεθόδους, ενώ επιτρέπεται μια αύξηση κατά 25 % των τιμών των παραμέτρων που υπεισέρχονται στα κριτήρια ελέγχου και των δύο μεθόδων.

## 2.4 ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΤΗΣ ΜΕΘΟΔΟΥ

Το μαθηματικό μοντέλο της κατασκευής «σπρώχνεται» (*pushed*) από μία κατανομή οριζόντιων πλευρικών φορτίων (Σχήμα 2.1), τα οποία αναπαριστούν τις σεισμικές αδρανειακές δυνάμεις. Τα οριζόντια φορτία εφαρμόζονται ενώ η κατασκευή φορτίζεται και με τα κατακόρυφα φορτία βαρύτητας σύμφωνα με τον σεισμικό συνδυασμό φόρτισης που καθορίζει ο αντισεισμικός κανονισμός (ΕΚ8 (2003), IBC (2000)). Σύμφωνα με τον κανονισμό επεμβάσεων (ΚΑΝΕΠΕ) τα οριζόντια φορτία εφαρμόζονται στη στάθμη κάθε διαφράγματος (πλάκα ορόφου), σύμφωνα με την κατανομή των αδρανειακών φορτίων του σεισμού. Για όλες τις αναλύσεις απαιτείται η εφαρμογή δύο τουλάχιστον διαφορετικών καθ' ύψος κατανομών φορτίων, ώστε να λαμβάνεται (κατά το δυνατό) υπόψη η μεταβολή του τρόπου κατανομής των φορτίων λόγω μετελαστικής συμπεριφοράς ορισμένων περιοχών του φορέα, αλλά και λόγω της επιρροής των ανώτερων ιδιομορφών. Τα φορτία της κατανομής αυξάνονται ανάλογα μέχρι η μετατόπιση του χαρακτηριστικού κόμβου (κόμβος ελέγχου) να γίνει ίση με τη στοχευόμενη μετατόπιση. Ως κόμβος ελέγχου λαμβάνεται κάποιος κόμβος του φορέα που βρίσκεται στο κέντρο μάζας της οροφής του κτιρίου.



Σχήμα 2.1 Σχηματική απεικόνιση της στατικής μη-γραμμικής ανάλυσης (*pushover*)

Στη συγκεκριμένη μέθοδο, η σεισμική δράση εφαρμόζεται με μια ισοδύναμη οριζόντια στατική δύναμη η οποία κατανέμεται καθ' ύψος του κτιρίου σύμφωνα με την ακόλουθη συλλογιστική:

Σε έναν μονοβάθμιο ταλαντωτή η μέγιστη δύναμη  $F_{max}$  αναπτύσσεται στην κατάσταση της μέγιστης σχετικής μετατόπισης  $x_{max}$ , και αντιστοιχεί στη μέγιστη καταπόνηση του φορέα. Από το υπολογιστικό φάσμα σχεδιασμού απόκρισης, μπορούμε να λάβουμε τη μέγιστη φασματική επιτάχυνση  $S_a$  και από αυτή, την μέγιστη μετατόπιση, για τη συχνότητα που είναι ίση με τη θεμελιώδη του έργου και η μέγιστη σχετική μετατόπιση είναι ανάλογη προς τη μέγιστη δύναμη ελατηρίου. Με βάσει τα ανωτέρω προκύπτει ότι η ισοδύναμη δύναμη πρέπει να κατανέμεται αναλογικά προς τη μέγιστη σχετική μετατόπιση και αντιστοιχεί στη θεμελιώδη μορφή ταλάντωσης εφόσον παραλείπονται οι υψηλότερες ιδιομορφές. Σε ένα δομικό έργο

πλήρως πακτωμένο στη βάση του, η μορφή των θεμελιωδών μεταφορικών ταλαντώσεων μπορεί να έχουν τις ακόλουθες μορφές:

α) Παραβολική στην περίπτωση που η κυρίαρχη παραμόρφωση είναι καμπτική (συστήματα φερόντων τοιχωμάτων) και υπάρχει πλήρης πάκτωση στη βάση του,

β) ευθύγραμμη (ή περίπου ευθύγραμμη) στην περίπτωση που η κυρίαρχη παραμόρφωση είναι διατμητική (συστήματα πλαισίων).

Στην περίπτωση της επικρατούσας καμπτικής παραμόρφωσης και ενδόσιμης πάκτωσης στη βάση του, βρίσκεται κάπου στο ενδιάμεσο.

Συνεπώς, η κατανομή της ισοδύναμης δύναμης θα πρέπει να είναι, ανάλογα με τις συνθήκες, παραβολική, η τριγωνική. Για πρακτικούς λόγους και για περίπου σταθερή καθ' ύψος διανομή των μαζών, λαμβάνεται τριγωνική κατανομή της δύναμης. Η κατανομή της δύναμης μπορεί μαθηματικά να εκφραστεί ως εξής:

$$P_i = \frac{m_i h_i}{\sum_{i=1}^n m_i h_i} \quad (\Sigma 2.1)$$

Όπου:

$P_i$  : ισοδύναμη δύναμη ορόφου

$m_i$  : μάζα ορόφου

$h_i$  : ύψος στάθμης ορόφου από την βάση του κτιρίου

## 2.5 ΣΤΟΧΕΥΟΜΕΝΗ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΗ

Προκειμένου να ελεγχθεί για κάθε επίπεδο επιτελεστικότητα εάν η απαίτηση είναι μεγαλύτερη ή μικρότερη από την ικανότητα, πρέπει να καθοριστεί η στοχευόμενη μετακίνηση (*target displacement*). Σύμφωνα με τον κανονισμό επεμβάσεων (ΚΑΝΕΠΕ) η στοχευόμενη μετακίνηση είναι η μετακίνηση του χαρακτηριστικού κόμβου (κόμβου ελέγχου) για τον σεισμό σχεδιασμού και υπολογίζεται συνεκτιμώντας κατάλληλα όλους του παράγοντες από τους οποίους επηρεάζεται η μετακίνηση ενός ανελαστικά αποκρινόμενου κτιρίου. Επιτρέπεται να γίνεται θεώρηση της μετακίνησης ενός ελαστικού μονοβάθμιου συστήματος με ιδιοπερίοδο ίση με τη θεμελιώδη ιδιοπερίοδο του κτιρίου το οποίο υπόκειται στη σεισμική δράση για την οποία γίνεται ο έλεγχος, με κατάλληλη διόρθωση ώστε να προκύπτει η αντίστοιχη μετακίνηση του ελαστοπλαστικά αποκρινόμενου κτιρίου.

Ο υπολογισμός της στοχευόμενης μετακίνησης μπορεί να γίνει προσεγγιστικά με μία από τις παρακάτω μεθόδους:

- Μέθοδος του φάσματος ικανότητας (*Capacity spectrum method*)
- Μέθοδος του συντελεστή μετακίνησης (*Displacement coefficient method*)
- Μέθοδος των ίσων μετακινήσεων (*Equal displacement method*)

Στην παρούσα εργασία παρουσιάζεται η μέθοδος του συντελεστή μετακίνησης την οποία προτείνει και ο κανονισμός επεμβάσεων (ΚΑΝΕΠΕ). Το θεωρητικό υπόβαθρο της μεθόδου βασίζεται στη στατιστική επεξεργασία αποτελεσμάτων από μονοβάθμια συστήματα με χρονοϊστορίες και αποτελεί μία άμεση διαδικασία υπολογισμού της απαίτησης σε μετακίνηση. Η στοχευόμενη μετακίνηση  $\delta t$  υπολογίζεται από τη σχέση:

$$\delta t = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a (T_e^2 / 4\pi^2) g \quad (\Sigma 2.2)$$

όπου  $S_a$  η ελαστική φασματική ψευδοεπιτάχυνση (από το φάσμα του Παρ.Α του ΕΑΚ) που αντιστοιχεί στην ισοδύναμη ιδιοπερίοδο της κατασκευής  $T_e$  και  $C_0, C_1, C_2$  και  $C_3$  διορθωτικοί συντελεστές που ορίζονται ως εξής:

$C_0$ : Συντελεστής που συσχετίζει τη φασματική μετακίνηση του ισοδύναμου ελαστικού φορέα με δυσκαμψία  $K_e$  ( $S_d = [T_e^2 / 4\pi^2] \cdot S_a$ ), με την πραγματική μετακίνηση  $\delta t$  της κορυφής του ελαστοπλαστικά αποκρινόμενου φορέα. Οι τιμές του μπορεί να λαμβάνονται ίσες προς 1.0, 1.2, 1.3, 1.4, 1.5, για αριθμό ορόφων 1, 2, 3, 5, και  $\geq 10$ , αντίστοιχα.

$C_1$ : συντελεστής που συσχετίζει τις αναμενόμενες μέγιστες ανελαστικές μετατοπίσεις με τις μετατοπίσεις που προέκυψαν από τη γραμμική ελαστική ανάλυση ( $C_1 = \delta_{inel} / \delta_{el}$ ), όπου:

$$C_1 = 1.0 \quad \text{για } T \geq T_c, \text{ και} \\ C_1 = [1.0 + (R-1)T_c / T] / R \quad \text{για } T < T_c, \quad (\Sigma 2.3)$$

όπου  $T_c$  η τιμή στην οποία αρχίζει ο κατιών κλάδος του φάσματος απόκρισης και  $R = V_{el} / V_y$  ο λόγος της ελαστικής απαίτησης προς την αντίσταση διαρροής του φορέα. Ο λόγος αυτός μπορεί να εκτιμηθεί από τη σχέση :

$$R = \frac{\Phi_e / g}{V_y / W} C_m \quad (\Sigma 2.4)$$

Όπου:

$V_y$  : η τέμνουσα βάσης για την οποία διαρρέει το κτίριο

$W$  : το συνολικό βάρος της κατασκευής

$C_m$  : συντελεστής ισοδύναμης μάζας που χρησιμοποιείται ώστε να ληφθεί υπόψη η επιρροή ανώτερων ιδιομορφών. Ο συντελεστής ανάλογα με το είδος της κατασκευής

παίρνει τιμές από 0.8 έως 1.0, ενώ για  $T$  μεγαλύτερο από 1 sec λαμβάνεται ίσος με τη μονάδα.

$C_2$ : Συντελεστής που λαμβάνει υπόψη την επιρροή του σχήματος του βρόχου υστερήσης στη μέγιστη μετακίνηση. Οι τιμές του μπορεί να λαμβάνονται από τον Πίνακα 2.1.

Πίνακας 2.1: Τιμές του συντελεστή  $C_2$

Στάθμη επιτελεστικότητας	$T=0.1\text{sec}$		$T \geq T_2$	
	Φορέας τύπου 1	Φορέας τύπου 2	Φορέας τύπου 1	Φορέας τύπου 2
Άμεση χρήση μετά το σεισμό	1.0	1.0	1.0	1.0
Προστασία ζωής	1.3	1.0	1.1	1.0
Αποφυγή οιοει κατάρρευσης	1.5	1.0	1.2	1.0

Ως φορείς τύπου 1 νοούνται οι φορείς χαμηλής πλαστιμότητας (π.χ. κτίρια πριν το 1985, ή κτίρια που η καμπύλη αντίστασής τους χαρακτηρίζεται από διαθέσιμη πλαστιμότητα μετακινήσεων μικρό-τερη του 2), που αναμένεται να έχουν φτωχότερη υστερητική συμπεριφορά από εκείνους με υψηλή πλαστιμότητα (φορείς τύπου 2, π.χ. κτίρια από το 1985 και έπειτα, ή κτίρια που η καμπύλη αντίστασής τους χαρακτηρίζεται από διαθέσιμη πλαστιμότητα μετακινήσεων μεγαλύτερη του 2). Δεδομένου ότι η επιρροή της υστερητικής συμπεριφοράς είναι μεγαλύτερη για υψηλότερα επίπεδα μετελαστικής συμπεριφοράς του φορέα, γίνεται στον Πίνακα 2.1 διαφοροποίηση του  $C_2$  με τη στάθμη επιτελεστικότητας.

$C_3$ : Συντελεστής που λαμβάνει υπόψη την αύξηση των μετακινήσεων λόγω φαινομένων 2ας τάξεως (P-Δ). Μπορεί να ληφθεί ίσος προς  $1+5(\theta-0.1)/T$ , όπου  $\theta$  ο δείκτης σχετικής μεταθετότητας (βλ. ΕΚ 8-1). Στη συνήθη (για κτίρια από ΟΣ και από τοιχοποιία) περίπτωση, όπου  $\theta < 0.1$ , λαμβάνεται  $C_3 = 1.0$ .

Στην πράξη «ωθήσαμε» την κατασκευή μας (βλέπε Κεφάλαιο 5) με μια κατανομή οριζόντιων πλευρικών φορτίων με δύο τρόπους : (α) «ώθηση» στη διεύθυνση  $x$ , (β) «ώθηση» στη διεύθυνση  $y$ . Τα φορτία της κατανομής αυξάνονται ανάλογα, μέχρις ότου η μετατόπιση του χαρακτηριστικού κόμβου-κόμβου ελέγχου, γίνει ίση με τη στοχευόμενη μετατόπιση (*target displacement*) ή έως την κατάρρευση του φορέα. Έτσι υπολογίσαμε τη στοχευόμενη μετακίνηση και για τις δύο διαφορετικές διευθύνσεις της φόρτισης.

- Φόρτιση στη διεύθυνση x

- $T_e=0.33\text{sec}$ , είναι η ιδιοπερίοδος της 2<sup>ης</sup> ιδιομορφής που αντιστοιχεί σε παραμόρφωση κατά τη διεύθυνση x (βλέπε ενότητα 5.7, Σχήμα 5.7(β))

- $S_a=1.326g$ , είναι η φασματική επιτάχυνση που προκύπτει από το ελαστικό φάσμα σχεδιασμού του Παρ.Α του ΕΑΚ(2000) (Σχήμα 1.2) για ιδιοπερίοδο  $T_e=0.33\text{sec}$

- $C_0=1,3$  για αριθμό ορόφων 3

- $C_1=1$

- $C_2=1$  σύμφωνα με τον Πίνακα 2.1

- $C_3=1$  για κτίρια από οπλισμένο σκυρόδεμα

Επομένως, με τη βοήθεια της σχέσης (Σ2.2) προκύπτει για φόρτιση στη διεύθυνση x στοχευόμενη μετακίνηση  $\delta t=0.0467\text{m}$ , η οποία αντιστοιχεί σε μετακίνηση 0.0495m του κόμβου ελέγχου n324 (βλέπε Σχήμα 5.9), δηλαδή αντιστοιχεί στο 12<sup>ο</sup> βήμα της ανάλυσης.

- Φόρτιση στη διεύθυνση y

- $T_e=0.39\text{sec}$ , είναι η ιδιοπερίοδος της 1<sup>ης</sup> ιδιομορφής που αντιστοιχεί σε παραμόρφωση κατά τη διεύθυνση y (βλέπε ενότητα 5.7, Σχήμα 5.7(α))

- $S_a=1.326g$ , είναι η φασματική επιτάχυνση που προκύπτει από το ελαστικό φάσμα σχεδιασμού του Παρ.Α του ΕΑΚ(2000) (Σχήμα 1.2) για ιδιοπερίοδο  $T_e=0.39\text{sec}$

- $C_0=1,3$  για αριθμό ορόφων 3

- $C_1=1$

- $C_2=1$  σύμφωνα με τον Πίνακα 2.1

- $C_3=1$  για κτίρια από οπλισμένο σκυρόδεμα

Επομένως, με τη βοήθεια της σχέσης (Σ2.2) προκύπτει για φόρτιση στη διεύθυνση y στοχευόμενη μετακίνηση  $\delta t=0.0652\text{m}$ , η οποία αντιστοιχεί σε μετακίνηση 0.0675m του κόμβου ελέγχου n234 (βλέπε Σχήμα 5.9), δηλαδή αντιστοιχεί στο 16<sup>ο</sup> βήμα της ανάλυσης.

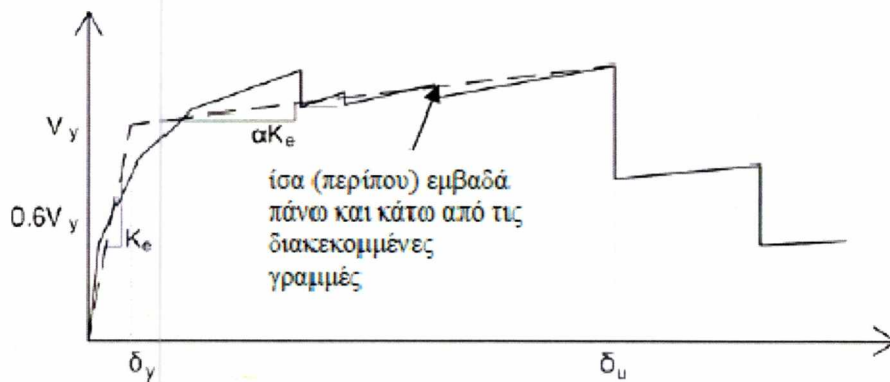
## **2.6 ΕΞΙΔΑΝΙΚΕΥΜΕΝΗ ΚΑΜΠΥΛΗ ΔΥΝΑΜΗΣ-ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΗΣ**

Σύμφωνα με τον κανονισμό επεμβάσεων (ΚΑΝΕΠΕ) η μη-γραμμική σχέση δύναμης-μετακίνησης που συνδέει την τέμνουσα βάσεως και τη μετακίνηση του κόμβου ελέγχου, θα αντικαθίσταται από μια εξιδανικευμένη καμπύλη για τον υπολογισμό της



ισοδύναμης πλευρικής δυσκαμψίας  $K_e$  και της αντίστοιχης δύναμης διαρροής  $V_y$  του κτιρίου.

Η εξιδανικευμένη καμπύλη αντίστασης (σχέση δύναμης-μετακίνησης) συνιστάται να είναι διγραμμική με κλίση του πρώτου κλάδου  $K_e$  και κλίση του δεύτερου κλάδου ίση με  $\alpha K_e$ . Οι δύο ευθείες που συνθέτουν τη διγραμμική καμπύλη μπορεί να προσδιορίζονται γραφικά, με κριτήριο την κατά προσέγγιση ισότητα των εμβαδών των χωρίων που προκύπτουν πάνω και κάτω από τις τομές της πραγματικής και της εξιδανικευμένης καμπύλης (Σχήμα 2.2).



Σχήμα 2.2 Εξιδανίκευση μιας (σχηματικής) καμπύλης αντίστασης της κατασκευής με διγραμμική καμπύλη

Η ισοδύναμη πλευρική δυσκαμψία  $K_e$  προκύπτει ως η επιβατική δυσκαμψία που αντιστοιχεί σε δύναμη ίση προς το 60% της δύναμης διαρροής  $V_y$  η οποία ορίζεται από την τομή των ευθειών που προαναφέρθηκαν. Η ανηγμένη κλίση ( $\alpha$ ) του δεύτερου κλάδου προσδιορίζεται από μια ευθεία που διέρχεται από το σημείο της (πραγματικής) μη-γραμμικής καμπύλης αντίστασης που αντιστοιχεί στη μετακίνηση αστοχίας ( $\delta_u$ ), πέραν της οποίας παρατηρείται σημαντική μείωση της αντοχής του φορέα (Σχήμα 2.2). Σε κάθε περίπτωση η προκύπτουσα τιμή της  $\alpha$  πρέπει να είναι θετική (ή μηδέν), αλλά να μην ξεπερνά το 0.10 (ώστε να είναι συμβατή και με τις λοιπές παραδοχές της μεθόδου εκτίμησης της  $\delta_i$ , όπως ο συντελεστής  $C_1$ ). Η συνιστώμενη τιμή του ποσοστού μείωσης της αντοχής είναι το 15%, εφόσον στη στάθμη αυτή δεν έχει επέλθει αστοχία κύριου κατακόρυφου στοιχείου (οπότε η διγραμμικοποίηση θα γίνεται στη μετακίνηση που αντιστοιχεί στην αστοχία αυτή). Απλοποιητικώς, και εφόσον δεν απαιτείται εκτίμηση της διαθέσιμης πλαστιμότητας του κτιρίου, η μεν κλίση  $K_e$  μπορεί να λαμβάνεται ως η επιβατική τιμή για στάθμη αντοχής ίση προς το 60% της μέγιστης αντίστασης ( $V_{max}$ ), η δε δύναμη διαρροής  $V_y$  για τον υπολογισμό του δείκτη  $R$  της σχέσης (Σ2.4), ως το 80% της  $V_{max}$ .

### 2.7 ΠΡΟΣΔΙΟΡΙΣΜΟΣ ΙΔΙΟΠΕΡΙΟΔΟΥ

Σύμφωνα με τον κανονισμό επεμβάσεων (ΚΑΝΕΠΕ) η ισοδύναμη κυριαρχούσα ιδιοπερίοδος στη θεωρούμενη διεύθυνση θα εκτιμάται με βάση την εξιδανικευμένη καμπύλη αντίστασης της ενότητας 2.6. Η τιμή  $T_e$  της ισοδύναμης κυριαρχούσας ιδιοπεριόδου υπολογίζεται από τη σχέση:

$$T_e = T \sqrt{\frac{K_o}{K_e}} \quad (\Sigma 2.5)$$

όπου  $T$  η ελαστική κυριαρχούσα ιδιοπερίοδος στη θεωρούμενη διεύθυνση που υπολογίζεται με βάση μια ελαστική δυναμική ανάλυση,  $K_o$  η αντίστοιχη ελαστική πλευρική δυσκαμψία, ενώ η ισοδύναμη πλευρική δυσκαμψία  $K_e$  υπολογίζεται σύμφωνα με την ενότητα 2.6.

---

## **ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3**

### **ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΚΑΙ ΑΝΑΛΥΣΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ ΥΠΟ ΣΕΙΣΜΙΚΕΣ ΔΡΑΣΕΙΣ ΜΕ ΤΗ ΜΕΘΟΔΟ ΤΗΣ ΔΥΝΑΜΙΚΗΣ ΜΗ-ΓΡΑΜΜΙΚΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ**

---

#### **3.1 ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΜΗ-ΓΡΑΜΜΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ**

Η ευστάθεια της κατασκευής με τη μέθοδο της μη-γραμμικής δυναμικής ανάλυσης (*Dynamic Time-history Analysis*) καθορίζεται μέσω της χρονικής ολοκλήρωσης της εξίσωσης κίνησης επιβάλλοντας στην κατασκευή σεισμικές καταγραφές. Η απόκριση της κατασκευής συχνά είναι πολύ ευαίσθητη στα χαρακτηριστικά της σεισμικής καταγραφής και αυτό απαιτεί πλήθος σεισμικών καταγραφών. Πρόκειται για την ακριβέστερη μέθοδο ανάλυσης που έχει όμως σημαντικό υπολογιστικό κόστος σε σχέση με τις προηγούμενες μεθόδους. Απαιτεί πολύ μεγάλο όγκο υπολογισμών, καθώς και κατάλληλα αριθμητικά μοντέλα για την περιγραφή της μη-γραμμικής συμπεριφοράς του υλικού υπό κυκλική καταπόνηση.

Για το μη-γραμμικό υπολογισμό με εν χρόνω ολοκλήρωση, σαν σεισμική δράση χρησιμοποιείται το τεχνητά παραγόμενο (συνθετικό) διάγραμμα της εδαφικής επιτάχυνσης συναρτήσει του χρόνου που είναι συμβατό προς το φάσμα σχεδιασμού. Σε σύγκριση με μια καταγεγραμμένη, κατά τη διάρκεια του σεισμού, χρονική εξέλιξη (χρονοϊστορία), η συμβατή προς το φάσμα τεχνητή χρονική εξέλιξη έχει το πλεονέκτημα ότι όλες οι συχνότητες του δομικού έργου διεγείρονται ακριβώς όπως και με το φάσμα σχεδιασμού.

Σύμφωνα με τον κανονισμό επεμβάσεων (ΚΑΝΕΠΕ) ως προϋπόθεση για την εφαρμογή της μεθόδου συνιστάται η επαρκής εμπειρία και εξειδίκευση του Πολιτικού Μηχανικού. Όταν εφαρμόζεται η ανελαστική δυναμική μέθοδος, συνιστάται να διασφαλίζεται «Ικανοποιητική» Στάθμη Αξιοπιστίας Δεδομένων, η οποία εκφράζει την επάρκεια των πληροφοριών περί του υφιστάμενου κτιρίου. Δημόσια Αρχή αποφασίζει σχετικά με τον τρόπο πιστοποίησης των προσόντων του Πολιτικού Μηχανικού, καθώς και για τους τυχόν πρόσθετους ελέγχους που απαιτούνται, στην περίπτωση εφαρμογής της μεθόδου αυτής.

Σύμφωνα με τον κανονισμό επεμβάσεων (ΚΑΝΕΠΕ) οι βασικές παραδοχές της δυναμικής μη-γραμμικής ανάλυσης είναι οι εξής :

**α.** Το προσομοίωμα θα συνεκτιμά με άμεσο τρόπο τα μη-γραμμικά χαρακτηριστικά της σχέσης έντασης-παραμόρφωσης των στοιχείων του κτιρίου, και θα υποβάλλεται σε σεισμική δράση υπό μορφή ιστορικού επιταχύνσεων βάσεως για να υπολογισθούν τόσο τα εντατικά μεγέθη όσο και οι μετακινήσεις.

β. Τα εντατικά μεγέθη και οι παραμορφώσεις που υπολογίζονται από τη μέθοδο θα ελέγχονται με την ανίσωση ασφαλείας  $S_d \leq R_d$ .

### 3.2 ΧΡΗΣΙΜΟΠΟΙΗΣΗ ΣΕΙΣΜΙΚΩΝ ΚΑΤΑΓΡΑΦΩΝ

Για την αποτίμηση της σεισμικής απαίτησης με δυναμική χρονική ολοκλήρωση είναι απαραίτητη η χρησιμοποίηση σεισμικών καταγραφών. Ο όρος σεισμικές καταγραφές περιλαμβάνει τα σειсмоγραφήματα και τα επιταχυνσιογραφήματα. Στην επιστήμη του Πολιτικού Μηχανικού κατά κύριο λόγο χρησιμοποιούνται επιταχυνσιογραφήματα. Τα επιταχυνσιογραφήματα, σε αντίθεση με τα σειсмоγραφήματα, μπορούν να καταγράψουν με ακρίβεια τις υψίσυχνες ισχυρές εδαφικές κινήσεις και διακρίνονται σε φυσικά και σε τεχνητά. Το πλεονέκτημα των φυσικών καταγραφών έναντι των τεχνητών είναι ότι αντιπροσωπεύουν πραγματικά σεισμικά γεγονότα. Τα σειсмоγραφήματα καταγράφονται με διαφορετικά όργανα, ενώ χρησιμοποιούνται κυρίως από σεισμολόγους.

Οι σύγχρονοι αντισεισμικοί κανονισμοί, όπως ο ΕΑΚ (2000), επιτρέπουν τη χρησιμοποίηση επιταχυνσιογραφημάτων εφόσον πληρούνται κάποιοι περιορισμοί. Οι περιορισμοί αφορούν στην συμβατότητα των καταγραφών με το φάσμα σχεδιασμού ώστε να εξασφαλίζεται κάποια συμβατότητα όσον αφορά στη σεισμική επικινδυνότητα. Βασική απαίτηση επίσης είναι το πλήθος των καταγραφών να είναι τουλάχιστον ίσο με πέντε και απαιτείται να επιλέγονται έτσι ώστε «να αντιπροσωπεύουν, κατά το δυνατόν, τις σεισμοτεκτονικές, γεωλογικές, εδαφοδυναμικές και εν γένει τις τοπικές συνθήκες της περιοχής του δομήματος» (ΕΑΚ (2000)).

Η FEMA-356, όπου η δυναμική ανάλυση προτείνεται ως μέθοδος ανάλυσης, δίνει πιο συγκριμένες οδηγίες για τη χρησιμοποίηση επιταχυνσιογραφημάτων. Έτσι, απαιτείται η χρησιμοποίηση τουλάχιστον τριών πραγματικών επιταχυνσιογραφημάτων τα οποία οφείλουν να προέρχονται από τουλάχιστον τρία διαφορετικά σεισμικά γεγονότα. Οι καταγραφές οφείλουν να αναφέρονται σε σεισμούς που έχουν αντίστοιχο μέγεθος, απόσταση και μηχανισμό διάδοσης με εκείνο που αντιστοιχεί στη θέση του δομήματος. Όταν ο αριθμός των σεισμικών καταγραφών είναι μικρότερος από επτά τότε η FEMA-356 προτείνει τη χρησιμοποίηση των μέγιστων τιμών που προέκυψαν από την ανάλυση με κάθε καταγραφή, ενώ όταν χρησιμοποιούνται περισσότερες από επτά καταγραφές προτείνεται η χρησιμοποίηση των μέσων τιμών. Οι τιμές αυτές αναφέρονται σε εντατικά μεγέθη ή μετατοπίσεις ή σε ποσότητες που παράγονται από αυτές και μπορούν να χρησιμοποιηθούν για τον καθορισμό της σεισμικής απαίτησης.

Έτσι, για τη δυναμική ανάλυση είναι απαραίτητο να καθοριστεί το βέλτιστο ή τουλάχιστον ένα ελάχιστο απαιτούμενο πλήθος σεισμικών καταγραφών και επίσης το πώς θα επιλεγούν αυτές οι καταγραφές. Όσον αφορά στο πλήθος των καταγραφών, είναι σχετικά εύκολο να δειχθεί ότι η χρησιμοποίηση τριών ή επτά καταγραφών

οδηγεί σε σημαντική διασπορά γύρω από την μέση τιμή των αποτελεσμάτων της ανάλυσης η οποία εξαρτάται από την τριάδα (ή από την επτάδα) που θα επιλεγεί (Goel and Chopra (2005)). Παράλληλα, όσο μεγαλύτερο είναι το πλήθος των καταγραφών τόσο μικρότερη θα είναι η διασπορά. Λαμβάνοντας υπόψη ότι το κόστος μίας δυναμικής ανάλυσης είναι σημαντικά μεγαλύτερο από το κόστος μίας γραμμικής ανάλυσης προκύπτει ότι με ένα πλήθος είκοσι ή τριάντα καταγραφών μπορεί συνήθως να επιτευχθεί ισορροπία μεταξύ κόστους και ακρίβειας.

Η επιλογή των καταγραφών είναι συνήθως ένα δύσκολο θέμα που απαιτεί κατάλληλες γνώσεις και εμπειρία. Γενικά κατά την επιλογή οφείλουν να λαμβάνονται υπόψη διάφορα χαρακτηριστικά της καταγραφής ώστε εκείνες που θα επιλεγούν να είναι κατάλληλες για μια συγκεκριμένη περιοχή ή κατασκευή. Παρά το ότι, τα τελευταία χρόνια, η λίστα των σεισμικών καταγραφών από όλο τον κόσμο μεγαλώνει ταχύτατα, συχνά είναι δύσκολο να βρεθούν κατάλληλες καταγραφές ιδιαίτερα όταν απαιτείται μεγάλος αριθμός. Έτσι, συνήθως η επιλογή τους βασίζεται κυρίως στο μέγεθος του σεισμού  $M$  και στην απόσταση από το ρήγμα  $d$ , ενώ παράμετροι που είναι επιθυμητό να λαμβάνονται υπόψη, είναι ο μηχανισμός διάρρηξης του ρήγματος και οι εδαφικές συνθήκες.

### 3.3 ΚΛΙΜΑΚΩΣΗ ΣΕΙΣΜΙΚΩΝ ΚΑΤΑΓΡΑΦΩΝ

Στην πράξη εισαγάγαμε στην κατασκευή μας (βλέπε ενότητα 5.1 ,Σχήμα 5.1 ) δέκα ζεύγη σεισμικών καταγραφών στη x και y διεύθυνση ταυτόχρονα με τη μορφή επιταχυνσιογραφημάτων, τα χαρακτηριστικά των οποίων παρουσιάζονται στην ενότητα 5.9.1, στον Πίνακα 5.2.

Έπειτα έγινε κλιμάκωση (*scaling*) των σεισμικών καταγραφών προκειμένου τα φάσματα των σεισμών που εισάγονται στην κατασκευή να είναι συμβατά με το ελαστικό φάσμα σχεδιασμού (Σχήμα 1.2) έτσι ώστε όλες οι συχνότητες του δομικού έργου να διεγείρονται ακριβώς όπως και το φάσμα σχεδιασμού. Για το λόγο αυτό υπολογίστηκαν για κάθε ζεύγος σεισμικών καταγραφών οι συντελεστές κλιμάκωσης (*scaling factors*) :

$$k = S_{aR} / S_a \quad (\Sigma 3.1)$$

όπου  $S_{aR}$ ,  $S_a$  επιταχύνσεις που προκύπτουν με την εφαρμογή της μεθόδου SRSS ως εξής :

$$S_a = \sqrt{S_a(T_1)^2 + S_a(T_2)^2} \quad (\Sigma 3.2)$$

$$S_{aR} = \sqrt{S_{aR}(T_1)^2 + S_{aR}(T_2)^2} \quad (\Sigma 3.3)$$

Όπου :

$S_a(T_1) = S_a(T_2) = 1.326g$  οι φασματικές επιταχύνσεις που προκύπτουν από το ελαστικό φάσμα σχεδιασμού (Σχήμα 1.2) για τις ιδιοπεριόδους της κατασκευής  $T_1$  και  $T_2$  (βλέπε ενότητα 5.7, Πίνακας 5.1) της κατασκευής

$S_{aR}(T_1)^2, S_{aR}(T_2)^2$  οι επιταχύνσεις που προκύπτουν για κάθε ζεύγος σεισμικών καταγραφών από τα φάσματα σειμών των σεισμικών καταγραφών που εισάγονται στην κατασκευή για τις ιδιοπεριόδους της κατασκευής  $T_1$  και  $T_2$ .

---

## **ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4**

### **ΕΛΕΓΧΟΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ**

---

#### **4.1 Η ΛΟΓΙΚΗ ΤΟΥ ΕΛΕΓΧΟΥ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ**

Σύμφωνα με τον ΚΑΝΕΠΕ ο έλεγχος ασφαλείας, εκτελούμενος σε κατάλληλο κατά περίπτωση μέλος ή τμήμα ή στο σύνολο του δομήματος, οφείλει να αποδείξει ότι το επιβαλλόμενο κρίσιμο μέγεθος (εντατικό ή και παραμορφωσιακό) είναι αξιόπιστα μικρότερο από την αντίστοιχη διαθέσιμη ικανότητα.

#### **4.2 Η ΑΝΙΣΩΣΗ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ**

Η ανίσωση ασφαλείας που προβλέπει ο ΚΑΝΕΠΕ για την αποτίμηση και τον ανασχεδιασμό υφιστάμενων δομημάτων, έχει την ίδια γενική μορφή που προβλέπεται στον (ΕΑΚ και) ΕΚΩΣ 2000 :

$$S_d < R_d \quad (\Sigma 4.1)$$

Όπου :

$S_d$  : οι τιμές σχεδιασμού (και επανελέγχου) των εντατικών ή παραμορφωσιακών μεγεθών που προκαλούνται από τις δράσεις

$R_d$  : οι τιμές σχεδιασμού (και επανελέγχου) των διαθέσιμων αντίστοιχων αντιστάσεων (εντατικών ή παραμορφωσιακών μεγεθών)

Για τις μη-γραμμικές αναλύσεις ο ΚΑΝΕΠΕ προβλέπει η ανίσωση ασφαλείας να ελέγχεται ως εξής :

- Για στάθμη επιτελεστικότητας «Άμεση χρήση μετά το σεισμό»

Ο έλεγχος μπορεί να γίνει σε όρους παραμορφωσιακών μεγεθών, με :

- $S_d$  : το παραμορφωσιακό μέγεθος από την ανελαστική ανάλυση

- $R_d$  : η τιμή του παραμορφωσιακού αυτού μεγέθους κατά τη διαρροή  $\delta_y$  (τιμή διαρροής της γωνίας στροφής χορδής  $\theta_y$ , της γωνιακής παραμόρφωσης φαντώματος τοιχοπλήρωσης  $\gamma_y$ , κ.λπ.)

- Για στάθμη επιτελεστικότητας «Προστασία ζωής» ή «Αποφυγή οιονεί-κατάρρευσης»

Στην στάθμη επιτελεστικότητας «Προστασία ζωής», όλα τα στοιχεία του φέροντος οργανισμού επιτρέπεται να αναπτύξουν σημαντικές ανελαστικές παραμορφώσεις,

αλλά τα πρωτεύοντα στοιχεία πρέπει να διαθέτουν σημαντικό περιθώριο ασφαλείας έναντι εξάντλησης της διαθέσιμης παραμόρφωσης αστοχίας τους.

Στην στάθμη επιτελεστικότητας «Αποφυγή οιονεί-κατάρρευσης», δεν επιτρέπεται να ξεπεραστεί η διαθέσιμη παραμόρφωση αστοχίας των πρωτευόντων και των ενδεχομένων κατακόρυφων δευτερευόντων στοιχείων του φέροντος οργανισμού, ενώ για τα οριζόντια δευτερεύοντα στοιχεία επιτρέπονται, γενικώς, υπερβάσεις.

Ο έλεγχος της ανίσωσης ασφαλείας στις μη-γραμμικές αναλύσεις γίνεται ως εξής :

**α)** για πλάστιμους τρόπους αστοχίας και συμπεριφοράς, και για τοιχοπληρώσεις, ο έλεγχος γίνεται σε όρους παραμορφωσιακών μεγεθών με :

$-S_d$  : παραμορφωσιακό μέγεθος  $\delta$  ( $\theta, \gamma$ )

$-R_d$  : τιμή σχεδιασμού της διαθέσιμης παραμόρφωσης, όχι μεγαλύτερη της αναμενόμενης οριακής παραμόρφωσης  $\delta_d$  (τιμή αστοχίας της γωνίας στροφής χορδής,  $\theta_d$ , της γωνιακής παραμόρφωσης φατνώματος τοιχοπλήρωσης  $\gamma_d$ , κ.λπ.)

Η  $R_d$  υπολογίζεται με βάση τις μέσες (συχνότερες) τιμές ιδιοτήτων των υλικών και με κατάλληλο συντελεστή  $\gamma_{Rd}$ , ως κατωτέρω.

**ι)** Στην στάθμη επιτελεστικότητας «Προστασία ζωής», ισχύουν τα εξής:

Σε πρωτεύοντα στοιχεία, η τιμή της  $R_d$  μπορεί να υπολογισθεί ως:

$$R_d = \delta_d = 0,5(\delta_y + \delta_u) / \gamma_{Rd} \quad (\Sigma 4.2)$$

Σε δευτερεύοντα στοιχεία, η τιμή της  $R_d$  μπορεί να ληφθεί ίση με την τιμή του  $\delta$  κατά την αστοχία,  $\delta_u$ , διαιρεμένη δια  $\gamma_{Rd}$ :

$$R_d = \delta_d = \delta_u / \gamma_{Rd} \quad (\Sigma 4.3)$$

Για τοιχοπληρώσεις οι οποίες λαμβάνονται υπόψη στο προσομοίωμα, η τιμή της  $R_d$  μπορεί να ληφθεί ίση με την τιμή του  $\delta$  κατά την αστοχία,  $\delta_u$ , διαιρεμένη δια  $\gamma_{Rd}$ :

$$R_d = \delta_d = \delta_u / \gamma_{Rd} \quad (\Sigma 4.4)$$

Η τιμή του  $\gamma_{Rd}$  στις σχέσεις (Σ4.2), (Σ4.3) και (Σ4.4) πρέπει να είναι τέτοια ώστε η τιμή της  $R_d$  να αντιστοιχεί σε μέση τιμή μείον μια τυπική απόκλιση. Αν ως  $\delta$  δομικών στοιχείων χρησιμοποιείται η γωνία στροφής χορδής  $\theta$  μπορεί να χρησιμοποιηθεί τιμή του  $\gamma_{Rd}$  ίση με  $\gamma_{Rd} = 1,5$ . Αν ως  $\delta$  δομικών στοιχείων χρησιμοποιείται η πλαστική γωνία στροφής μπορεί να ληφθεί  $\gamma_{Rd} = 1,8$ . Για τις τοιχοπληρώσεις, σε όρους  $\gamma_u$  ή  $\epsilon_u$ , συνιστάται  $\gamma_{Rd} = 1,3$  για άοπλες και  $\gamma_{Rd} = 1,2$  για οπλισμένες.



ii) Στη στάθμη επιτελεστικότητας «Αποφυγή οιονεί-κατάρρευσης» ισχύουν τα εξής :

Η τιμή της  $R_d$  λαμβάνεται ίση με :

$$R_d = \delta_d = \delta_u / \gamma_{Rd} \quad (\Sigma 4.5)$$

Όπου η παραμόρφωση  $\delta_u$  κατά την αστοχία υπολογίζεται με βάση μέσες τιμές ιδιοτήτων των υλικών.

Για τα πρωτεύοντα στοιχεία η τιμή του  $\gamma_{Rd}$  πρέπει να είναι τέτοια ώστε η τιμή της  $R_d$  να αντιστοιχεί σε μέση τιμή μείον μια τυπική απόκλιση. Η τιμή του  $\gamma_{Rd}$  για τα πρωτεύοντα στοιχεία μπορεί να είναι η ίδια με αυτήν που χρησιμοποιείται στη στάθμη επιτελεστικότητας «Προστασία ζωής». Για τα δευτερεύοντα στοιχεία, καθώς και για οιονεί-πλάστιμες τοιχοπληρώσεις, ο συντελεστής  $\gamma_{Rd}$  λαμβάνεται ίσος με  $\gamma_{Rd}=1$ .

**β)** για ψαθυρούς τρόπους αστοχίας και συμπεριφοράς, ο έλεγχος γίνεται σε όρους εντατικών μεγεθών με :

- $S_d$  : εντατικό μέγεθος από την ανελαστική ανάλυση

- $R_d$  : τιμή σχεδιασμού της αντοχής σε όρους δυνάμεων υπολογισμένη με τις αντιπροσωπευτικές τιμές ιδιοτήτων των υλικών

Στην παρούσα εργασία ο έλεγχος ασφαλείας έγινε για πλάστιμους τρόπους αστοχίας και συμπεριφοράς σε πρωτεύοντα στοιχεία για τη στάθμη επιτελεστικότητας «Προστασία ζωής». Έτσι έγινε ο έλεγχος της ανίσωσης ασφαλείας ( $\Sigma 4.1$ ) με :

- $S_d$  : παραμορφωσιακό μέγεθος τη μέγιστη γωνία σχετικής μετακίνησης

$$-R_d = 0,5 (\theta_y + \theta_u) / \gamma_{Rd} \quad (\Sigma 4.2)$$

Όπου :

$\theta_y$  : η γωνία στροφής χορδής κατά τη διαρροή του στοιχείου

$\theta_u$  : η γωνία στροφής χορδής κατά την αστοχία του στοιχείου

$$\gamma_{Rd} = 1,5$$

Σύμφωνα με τον ΚΑΝΕΠΕ οι γωνίες  $\theta_y$  και  $\theta_u$  για υποστυλώματα δίνονται από τους ακόλουθους τύπους:

$$\bullet \quad \theta_y = (1/r)_y \frac{L_s + a_v z}{3} + 0.0014 \left(1 + 1.5 \frac{h}{L_s}\right) + \frac{(1/r)_y d_b f_y}{8\sqrt{f_c}} \quad (\Sigma 4.6)$$

Όπου:

$$-(1/r)_y = \frac{\varepsilon_{sy} + \varepsilon_{cy}}{d} \quad (\Sigma 4.7)$$

η καμπυλότητα διαρροής όπου :

$\varepsilon_{sy}$  : η ανηγμένη παραμόρφωση διαρροής του χάλυβα

$\varepsilon_{cy}$  : η ανηγμένη παραμόρφωση διαρροής του σκυροδέματος

$d$  : το στατικό ύψος διατομής υποστυλώματος

Η τιμή της καμπυλότητας διαρροής εκφράζει τη συμβολή της κάμψης στην παραμόρφωση διαρροής. Η τιμή της καμπυλότητας διαρροής μπορεί να υπολογισθεί με βάση την υπόθεση επιπεδότητας διατομών και με γραμμικό νόμο  $\sigma$ - $\varepsilon$  του χάλυβα και του σκυροδέματος σε θλίψη, για μηδενική εφελκυστική αντοχή του σκυροδέματος.

$-L_s$  : η απόσταση της ακραίας διατομής από το σημείο μηδενισμού των ροπών

$-a_z$  : όρος που εκφράζει την επιρροή του «μήκους μετάθεσης» των ροπών κάμψης σε αυτές, όπου :

$z$  : ο μοχλοβραχίονας εσωτερικών δυνάμεων

$a_v$  : συντελεστής που ισούται με 1 εάν η τέμνουσα  $V_{Rd1}$ , που προκαλεί λοξή ρηγματώση του στοιχείου, υπολείπεται της τιμής της τέμνουσας κατά την καμπτική διαρροή  $V_{Mu} = M_y / L_s$ , και με 0 αν είναι μεγαλύτερη

$-h$  : το ύψος της διατομής του υποστυλώματος

$-d_b$  : η διάμετρος των ράβδων του διαμήκη οπλισμού

$-f_y$  : η χαρακτηριστική αντοχή χάλυβα σε (MPa)

$-f_c$  : η χαρακτηριστική θλιπτική αντοχή σκυροδέματος σε (MPa)

Ο  $1^{ος}$  όρος της εξίσωσης (Σ4.6) εκφράζει τη συμβολή των καμπτικών παραμορφώσεων, ο  $2^{ος}$  όρος εκφράζει τις μέσες διατμητικές παραμορφώσεις στο μήκος  $L_s$ , ενώ ο  $3^{ος}$  όρος εκφράζει την επιρροή της εξόλκευσης του τμήματος των ράβδων πέραν της ακραίας διατομής του στοιχείου.

$$\bullet \theta_u = 0.016 * (0.3^v) \left[ \frac{\max(0.01; \omega')}{\max(0.01; \omega)} f_c \right]^{0.225} (a_s)^{0.35} 25^{(a_s \frac{f_{yw}}{f_c})} (1.25^{100 \rho d}) \quad (\Sigma 4.8)$$

Όπου :

$-a_s$  : ο λόγος διάτμησης

$-\omega, \omega'$  : το μηχανικό ποσοστό εφελκυσμένου και θλιβόμενου οπλισμού

$$-v = N / bhf_c \quad (\Sigma 4.9)$$

η ανηγμένη αξονική όπου :

$b, h$  : οι διαστάσεις της διατομής του υποστυλώματος

$$-\rho_s = A_{sh} / b_w s_h \quad (\Sigma 4.10)$$

το γεωμετρικό ποσοστό εγκάρσιου οπλισμού παράλληλα στη διεύθυνση της φόρτισης

$-\rho_d$  : το γεωμετρικό ποσοστό τυχόν δισδιαγώνιου οπλισμού

$-f_{yw}$  : η χαρακτηριστική αντοχή χάλυβα σε (MPa)

$-f_c$  : η χαρακτηριστική θλιπτική αντοχή σκυροδέματος σε (MPa)

$$-\alpha = \left(1 - \frac{s_h}{2b_o}\right) \left(1 - \frac{s_h}{2h_o}\right) \left(1 - \frac{\sum b_i^2}{6b_o h_o}\right) \quad (\Sigma 4.11)$$

ο συντελεστής αποδοτικότητας περισφίξεως όπου :

$s_h$  : η καθαρή ελεύθερη απόσταση μεταξύ συνδετήρων

$b_o, h_o$  : οι διαστάσεις της διατομής του πυρήνα

$b_i$  : οι αποστάσεις μεταξύ διαμήκων ράβδων που συγκρατούνται από συνδετήρα ή άγκιστρο σιγμοειδούς εγκάρσιου συνδέσμου, κατά την περίμετρο της διατομής

---

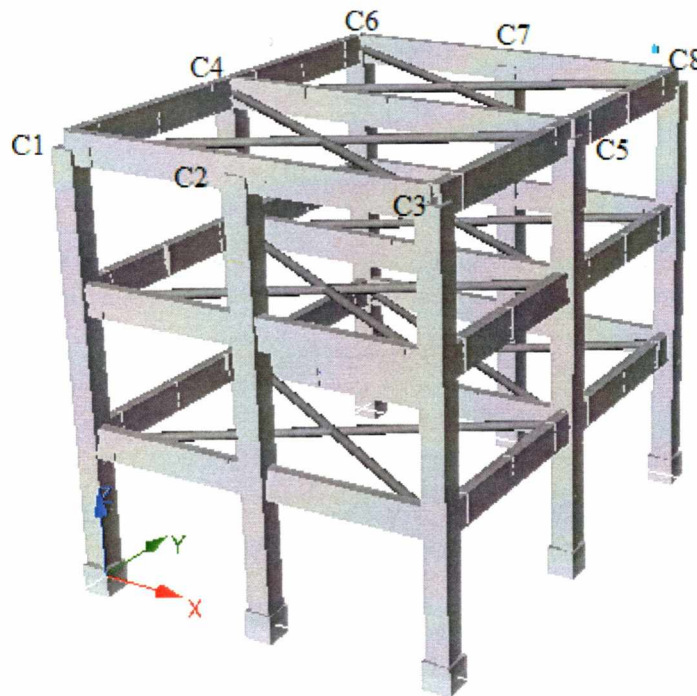
## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5

### Η ΚΑΤΑΣΚΕΥΗ ΑΝΑΦΟΡΑΣ

---

#### 5.1 ΓΕΩΜΕΤΡΙΚΑ ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΤΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

Ο φορέας που διαλέξαμε να μελετήσουμε είναι ένα τρισδιάστατο πλαίσιο από οπλισμένο σκυρόδεμα δύο ανοιγμάτων στις διευθύνσεις  $x$  και  $y$ , μήκους 4m και 5m στην  $x$  και  $y$  διεύθυνση αντίστοιχα. Αποτελείται από τρεις στάθμες με ύψος ορόφου 3m (Σχήμα 5.1).



Σχήμα 5.1 Τρισδιάστατο κτίριο δύο ανοιγμάτων μήκους 4m και 5m στην  $x$  και  $y$  διεύθυνση αντίστοιχα, με ύψος ορόφων 3m

#### 5.2 ΥΛΙΚΑ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

Τα υλικά που απαρτίζουν την κατασκευή είναι τέσσερα :

- 1) Ο χαλύβδινος οπλισμός των διατομών
- 2) Το σκυρόδεμα του πυρήνα των διατομών
- 3) Το σκυρόδεμα επικάλυψης των διατομών

4) Χάλυβας των διαγώνιων γραμμικών στοιχείων μεγάλης δυσκαμψίας

Τα διαγώνια γραμμικά στοιχεία τοποθετήθηκαν κατάλληλα σε κάθε όροφο προκειμένου να εξασφαλιστεί η διαφραγματική λειτουργία των πλακών.

### 5.3 ΙΔΙΟΤΗΤΕΣ ΥΛΙΚΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

Οι ιδιότητες κάθε ενός εκ των τεσσάρων υλικών παρουσιάζονται παρακάτω.

1) Χαλύβδινος οπλισμός :

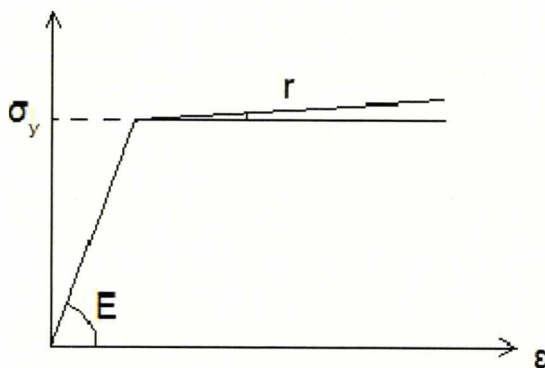
Μέτρο ελαστικότητας (*modulus of elasticity*) =  $2 \times 10^8$  KPa

Τάση διαρροής (*yield strength*) = 500.000 KPa

Κράτνση (*strain hardening parameter*) = 0.005

Ειδικό βάρος (*specific weight*) =  $78 \text{ KN/m}^3$

Το μέτρο ελαστικότητας  $E$ , είναι η κλίση του διαγράμματος τάσης-παραμόρφωσης. Τάση διαρροής είναι η τάση για την οποία έχουμε αλλαγή στη κλίση του διαγράμματος και κράτνση  $r$  είναι η κλίση του δεύτερου σκέλους του διαγράμματος ως προς την οριζόντιο (Σχήμα 5.2).



Σχήμα 5.2 Διάγραμμα τάσης-παραμόρφωσης ( $\sigma$ - $\epsilon$ ). Μέτρο ελαστικότητας  $E$ . Τάση διαρροής  $\sigma_y$ . Κράτνση  $r$ .

2) Σκυρόδεμα πυρήνα :

Θλιπτική αντοχή (*compressive strength*) = 30.000 KPa

Εφελκυστική αντοχή (*tensile strength*) = 0 KPa

Ανηγμένη παραμόρφωση μέγιστης τάσης (*strain at peak stress*) = 0.002m/m

Συντελεστής παθητικής περίσφιγξης (*confinement factor*) = 1.2

Ειδικό βάρος =  $24 \text{ KN/m}^3$

3) Σκυρόδεμα επικάλυψης :

Θλιπτική αντοχή (*compressive strength*) =  $30.000 \text{ KPa}$

Εφελκυστική αντοχή (*tensile strength*) =  $0 \text{ KPa}$

Ανηγμένη παραμόρφωση μέγιστης τάσης (*strain at peak stress*) =  $0.002 \text{ m/m}$

Συντελεστής παθητικής περίσφιγξης (*confinement factor*) =  $1.02$

Ειδικό βάρος =  $24 \text{ KN/m}^3$

4) Χάλυβας διαγώνιων γραμμικών στοιχείων :

Μέτρο ελαστικότητας (*modulus of elasticity*) =  $2 \times 10^{20} \text{ KPa}$

Τάση διαρροής (*yield strength*) =  $5 \times 10^{10} \text{ KPa}$

Κράτνση (*strain hardening parameter*) =  $0.005$

Ειδικό βάρος (*specific weight*) =  $78 \text{ KN/m}^3$

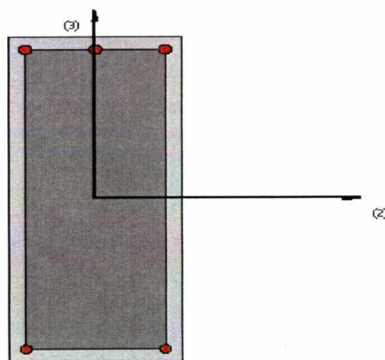
#### 5.4 ΔΙΑΤΟΜΕΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

Την κατασκευή απαρτίζουν τρεις διατομές, οι διατομές των δοκών, οι διατομές των υποστλωμάτων και οι διατομές των διαγώνιων γραμμικών στοιχείων.

Οι δοκοί έχουν ορθογωνική διατομή (Σχήμα 5.3):

- Ύψος διατομής :  $0.65 \text{ m}$

- Πλάτος διατομής :  $0.25 \text{ m}$



Σχήμα 5.3 Διατομή δοκών

Ο οπλισμός τους είναι :

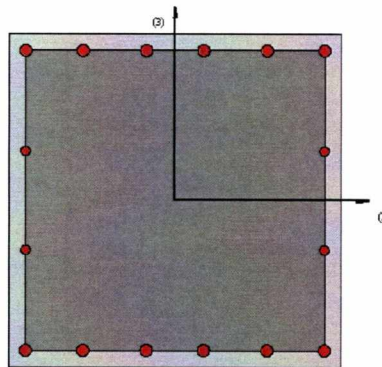
$$- A_s^{\text{εφελκ}} = 3\Phi 18 = 7,634\text{cm}^2 > A_s^{\text{min}} = (f_{ctm} * b * d) / 2 = 4.35\text{cm}^2$$

$$- A_s^{\text{θλιβ}} = 2\Phi 18 = 5,089\text{cm}^2$$

Τα υποστυλώματα έχουν τετραγωνική διατομή (Σχήμα 5.4):

- Ύψος διατομής : 0.50m

- Πλάτος διατομής : 0.50m

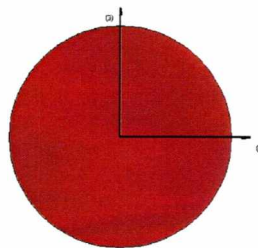


Σχήμα 5.4 Διατομή υποστυλωμάτων

Ο οπλισμός τους είναι :

$$- A_s^{\text{tot}} = 12\Phi 18 = 30.5364\text{cm}^2 > A_s^{\text{min}} = \rho^{\text{min}} * b * h = 25\text{cm}^2$$

Τα διαγώνια γραμμικά στοιχεία έχουν κυκλική συμπαγή διατομή με διάμετρο 0.20m (Σχήμα 5.5).

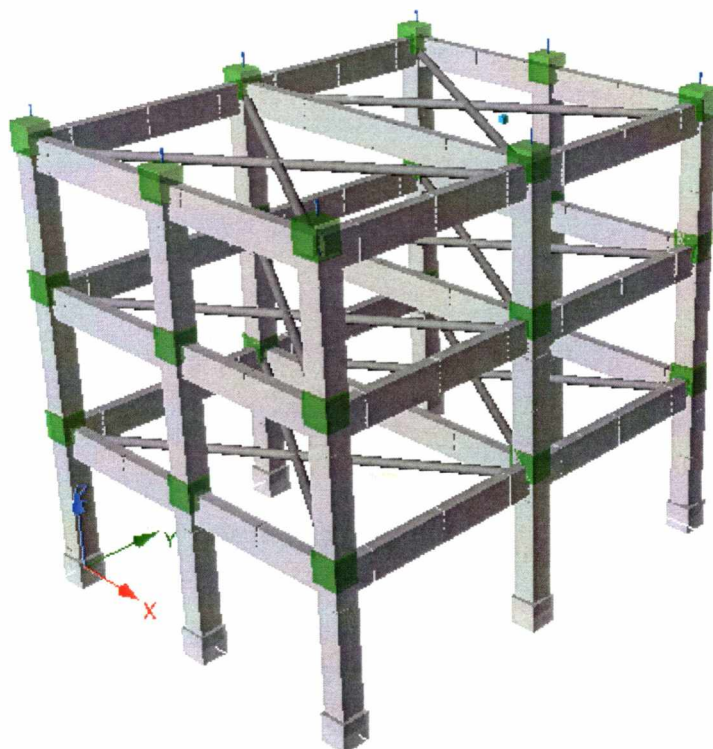


Σχήμα 5.5 Διατομή διαγώνιων γραμμικών στοιχείων

### 5.5 ΜΟΝΙΜΑ ΦΟΡΤΙΑ ΚΑΙ ΜΑΖΑ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

Τα μόνιμα φορτία της κατασκευής προκύπτουν από τη μετατροπή του κατανεμημένου φορτίου των δοκών  $q_{δοκ}=40\text{KN/m}$  σε συγκεντρωμένα φορτία ασκούμενα στους κόμβους κάθε ορόφου της κατασκευής.

Η μάζα της κατασκευής λήφθηκε υπόψη τοποθετώντας σημειακές μάζες στους κόμβους κάθε ορόφου.



Σχήμα 5.6 Μόνιμα φορτία και σημειακές μάζες στους κόμβους κάθε ορόφου της κατασκευής

### 5.6 ΣΥΝΟΡΙΑΚΕΣ ΣΥΝΘΗΚΕΣ

Οι συνοριακές συνθήκες στις βάσεις των υποστυλωμάτων του ισογείου θεωρήθηκαν ως πακτωμένες, αναπαριστώντας έτσι την ισχυρή θεμελίωση, προκειμένου να αποφευχθεί τυχόν ολίσθηση ή στροφή του κτιρίου, κατά την επιβολή της εδαφικής κίνησης.

### 5.7 ΙΔΙΟΜΟΡΦΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ

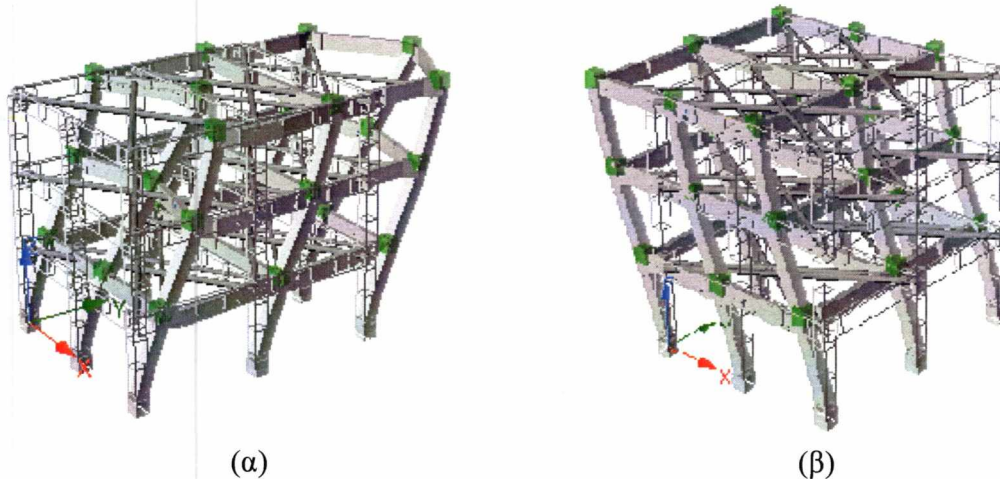
Η Ιδιομορφική ανάλυση (*Eigenvalue Analysis*) μας δίνει τις ιδιομορφές και τις ιδιοπερίόδους της κατασκευής. Στον παρακάτω πίνακα (Πίνακας 5.1) παρουσιάζονται οι 10 πρώτες ιδιοπερίοδοι της κατασκευής μας.



Πίνακας 5.1 Δέκα πρώτες Ιδιοπερίοδοι κατασκευής

ΙΔΙΟΜΟΡΦΕΣ	ΙΔΙΟΠΕΡΙΟΔΟΙ
1 <sup>η</sup> Ιδιομορφή	$T_1=0.39s$
2 <sup>η</sup> Ιδιομορφή	$T_2=0.33s$
3 <sup>η</sup> Ιδιομορφή	$T_3=0.30s$
4 <sup>η</sup> Ιδιομορφή	$T_4=0.23s$
5 <sup>η</sup> Ιδιομορφή	$T_5=0.25s$
6 <sup>η</sup> Ιδιομορφή	$T_6=0.12s$
7 <sup>η</sup> Ιδιομορφή	$T_7=0.116s$
8 <sup>η</sup> Ιδιομορφή	$T_8=0.104s$
9 <sup>η</sup> Ιδιομορφή	$T_9=0.102s$
10 <sup>η</sup> Ιδιομορφή	$T_{10}=0.08s$

Η πρώτη ιδιομορφή, με ιδιοπερίοδο  $T_1=0.39sec$ , αντιστοιχεί σε παραμόρφωση κατά τη διεύθυνση y (Σχήμα 5.7 (α)) ενώ η δεύτερη ιδιομορφή, με ιδιοπερίοδο  $T_2=0.33sec$ , αντιστοιχεί σε παραμόρφωση κατά τη διεύθυνση x (Σχήμα 5.7 (β)).



Σχήμα 5.7 Ιδιομορφές της κατασκευής (α) 1<sup>η</sup> ιδιομορφή, (β) 2<sup>η</sup> ιδιομορφή

## 5.8 ΣΤΑΤΙΚΗ ΜΗ-ΓΡΑΜΜΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ

### 5.8.1 ΦΟΡΤΙΑ ΣΤΑΤΙΚΗΣ ΜΗ-ΓΡΑΜΜΙΚΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ

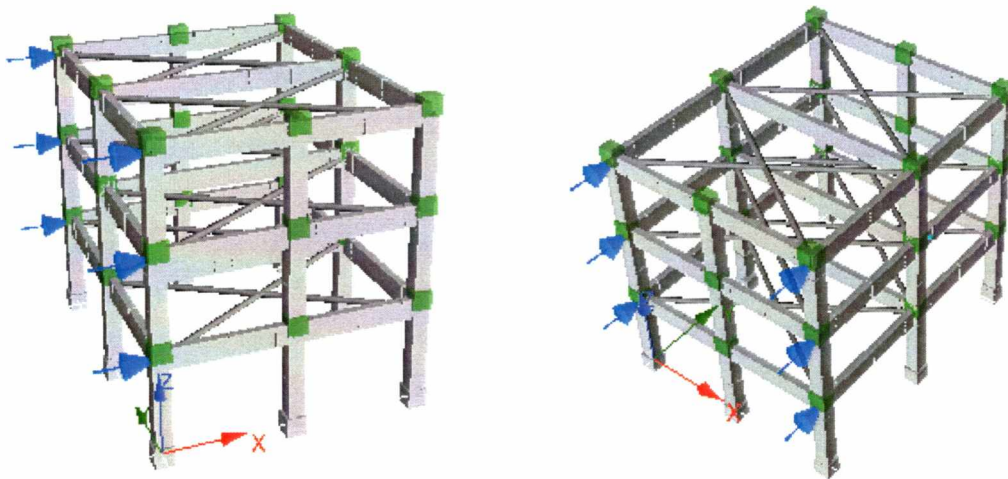
Σύμφωνα με την στατική μη-γραμμική μέθοδο (*Static Pushover Analysis*) το μαθηματικό μοντέλο της κατασκευής «ωθείται» από μία κατανομή οριζόντιων πλευρικών φορτίων. Τα φορτία της κατανομής αυξάνονται ανάλογα, μέχρις ότου η μετατόπιση του χαρακτηριστικού κόμβου-κόμβου ελέγχου, γίνει ίση με τη στοχευόμενη μετατόπιση (*target displacement*) ή έως την κατάρρευση του φορέα. Στην παρούσα εργασία « ωθήσαμε » την κατασκευή με δυο διαφορετικούς τρόπους, ασκώντας οριζόντια πλευρικά φορτία στη διεύθυνση x (Σχήμα 5.8 (α)) και έπειτα στη διεύθυνση y (Σχήμα 5.8 (β)). Η τιμή του φορτίου ανά όροφο, το οποίο ισομοιράζεται στους δύο ακραίους κόμβους, είναι :

1<sup>ος</sup> όροφος : 0.167 KN

2<sup>ος</sup> όροφος : 0.333 KN

3<sup>ος</sup> όροφος : 0.50 KN

Το άθροισμα των φορτίων είναι μονάδα, οπότε ο φορτικός συντελεστής ταυτίζεται με την τέμνουσα βάση.



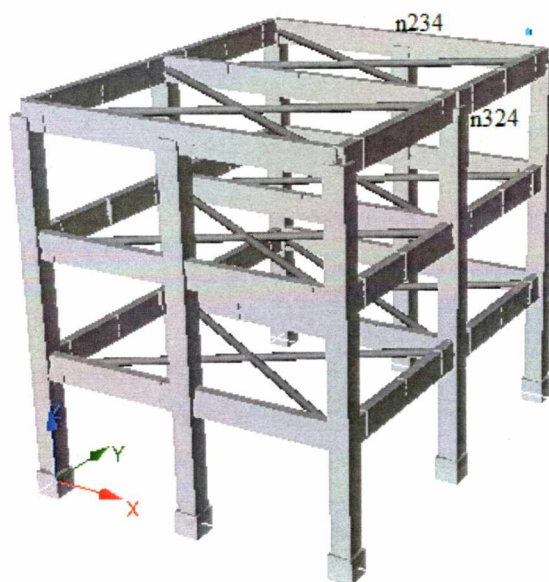
(α)

(β)

Σχήμα 5.8 Κατανομή φορτίων (α) στη διεύθυνση x, (β)στη διεύθυνση y

### 5.8.2 ΣΤΟΧΕΥΟΜΕΝΗ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΗ

Ως στοχευόμενη μετακίνηση στην κατασκευής μας ορίσαμε την τιμή 0.45m. Ο κόμβος ελέγχου για φόρτιση στη διεύθυνση x είναι ο κόμβος n324, ενώ ο κόμβος ελέγχου για φόρτιση στη διεύθυνση y είναι ο κόμβος n234. Οι κόμβοι ελέγχου φαίνονται στο ακόλουθο σχήμα (Σχήμα 5.9).



Σχήμα 5.9 Κόμβοι ελέγχου

## 5.9 ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΜΗ-ΓΡΑΜΜΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ

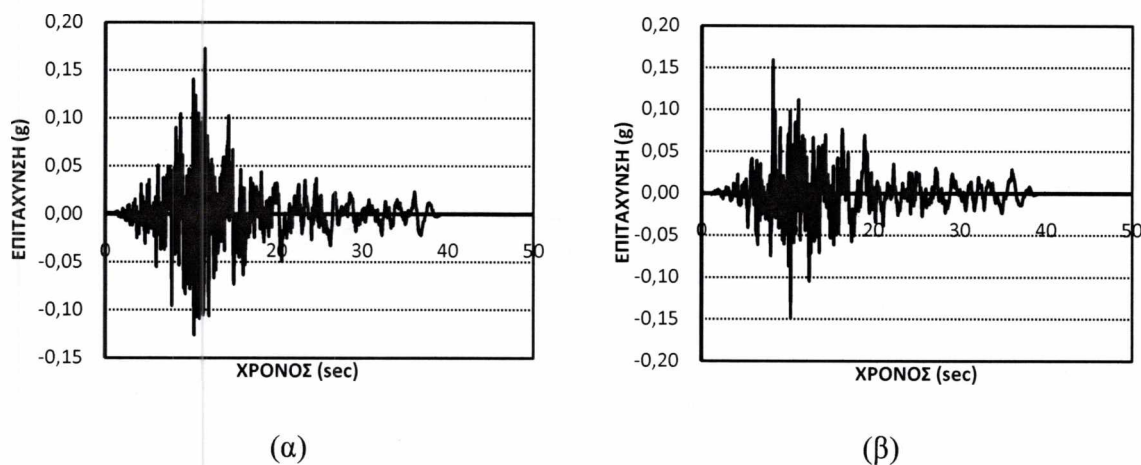
### 5.9.1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ ΣΕΙΣΜΙΚΩΝ ΚΑΤΑΓΡΑΦΩΝ

Η δυναμική μη-γραμμική ανάλυση (*Dynamic Time-history Analysis*) εφαρμόστηκε για 10 διαφορετικά ζεύγη σεισμικών καταγραφών. Τα χαρακτηριστικά τους παρουσιάζονται στον παρακάτω πίνακα (Πίνακας 5.2).

Πίνακας 5.2 Χαρακτηριστικά σεισμικών καταγραφών

<b>1ο ΖΕΥΓΟΣ</b> : LOMA PRIETA , AGNEWS STATE HOSPITAL 000 , 090 (AGW)
<b>2ο ΖΕΥΓΟΣ</b> : LOMA PRIETA , ANDERSON DAM DOWNSTREAM 270 , 360 (AND)
<b>3ο ΖΕΥΓΟΣ</b> : SUPERSTITION HILLS, EL CENTRO IMP CO CENTER 000, 090 (B-ICC)
<b>4ο ΖΕΥΓΟΣ</b> : SUPERSTITION HILLS, WILDLIFE LIQUEFACTION ARAY 090, 360 (B-IVW)
<b>5ο ΖΕΥΓΟΣ</b> : NORTHRIDGE, LA-BALDWIN HILLS 090, 360 (BLD)
<b>6ο ΖΕΥΓΟΣ</b> : NORTHRIDGE EQ, LA-CENTINELA 155 , 245 (CEN)
<b>7ο ΖΕΥΓΟΣ</b> : LOMA PRIETA, COYOTE LAKE DAM DOWNST 195 , 285 (CLD)
<b>8ο ΖΕΥΓΟΣ</b> : NORTHRIDGE EQ, CANOGA PARK-TOPAGNA CANYON 106 , 196 (CNP)
<b>9ο ΖΕΥΓΟΣ</b> : NORTHRIDGE EQ, LA-FARING RD 000 , 090 (FAR)
<b>10ο ΖΕΥΓΟΣ</b> : NORTHRIDGE EQ, LA-FLETCHER 144 , 234 (FLE)

Οι σεισμικές καταγραφές εισάγονται με τη μορφή επιταχυνσιογραφημάτων (acceleration (g) , time (sec)). Ακολουθεί ενδεικτικό σχήμα (Σχήμα 5.10) όπου φαίνονται τα επιταχυνσιογραφήματα του 1<sup>ης</sup> σεισμικής καταγραφής *LOMA PRIETA , AGNEWS STATE HOSPITAL*.



Σχήμα 5.10 Επιταχυνσιογραφήματα της 1<sup>ης</sup> σεισμικής καταγραφής *LOMA PRIETA , AGNEWS STATE HOSPITAL*. (α) καταγραφή στη διεύθυνση x. (β) καταγραφή στη διεύθυνση y.

### 5.9.2 ΦΟΡΤΙΑ ΔΥΝΑΜΙΚΗΣ ΜΗ-ΓΡΑΜΜΙΚΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ

Επιβάλλουμε στους κόμβους βάσης της κατασκευής ξεχωριστά τα 10 ζεύγη σεισμών κατά τη διεύθυνση x και y ταυτόχρονα. Οι τιμές των φορτίων προκύπτουν από τον πολλαπλασιασμό της επιτάχυνσης βαρύτητας  $g=9.81\text{m/sec}^2$  με τους συντελεστές κλιμάκωσης  $k=S_{aR}/S_a$ . Η διαδικασία υπολογισμού των συντελεστών κλιμάκωσης περιγράφηκε στην ενότητα 3.3.

### 5.9.3 ΜΗΤΡΩΟ ΑΠΟΣΒΕΣΗΣ

Σε όλες τις δυναμικές μη-γραμμικές αναλύσεις, η απόσβεση υπολογίστηκε κατά Rayleigh  $C = a_0M + a_1K$ , για ποσοστό απόσβεσης  $\zeta=5\%$ , με βάση τις δύο πρώτες ιδιοπεριόδους  $T_1$  και  $T_2$ .

Όπου :

$$\alpha_0 = \zeta (2 \omega_1 \omega_2) / (\omega_1 + \omega_2)$$

$$\alpha_1 = 2 \zeta / (\omega_1 + \omega_2) \quad (\Sigma 5.1)$$

όπου  $\omega_1$  και  $\omega_2$  οι δύο πρώτες ιδιοσυχνότητες

---

## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6

### ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΑΝΑΛΥΣΕΩΝ

---

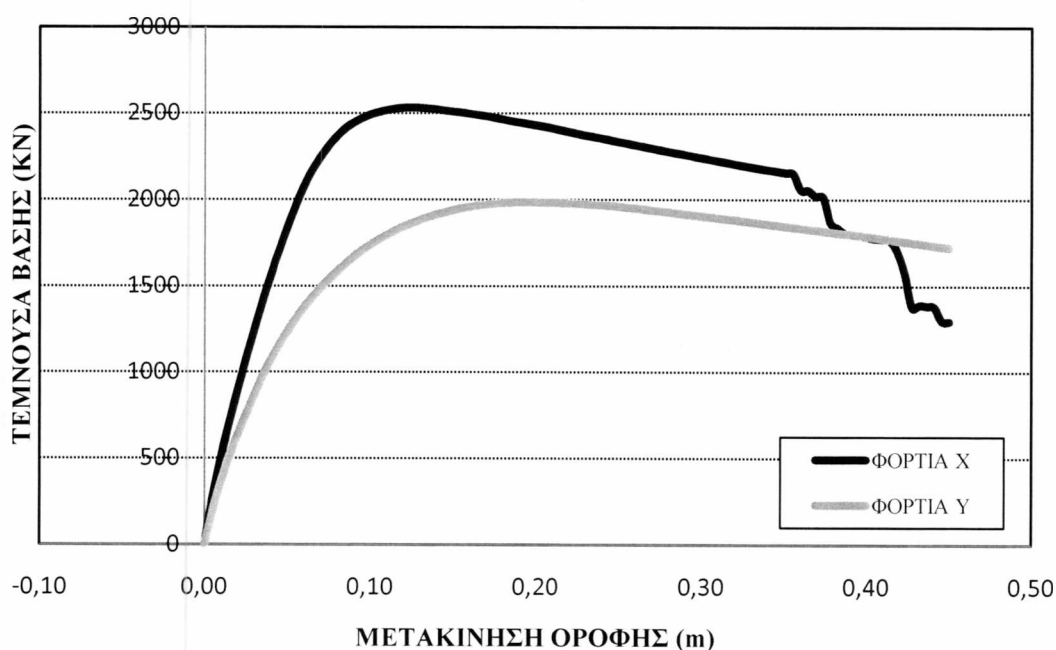
#### 6.1 ΣΤΑΤΙΚΗ ΜΗ-ΓΡΑΜΜΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ

Στη Στατική Μη-Γραμμική ανάλυση (*Pushover Analysis*) τρέξαμε δύο αναλύσεις :

α) ωθώντας την κατασκευή με οριζόντια πλευρικά φορτία στη διεύθυνση x

β) ωθώντας την κατασκευή με οριζόντια πλευρικά φορτία στη διεύθυνση y

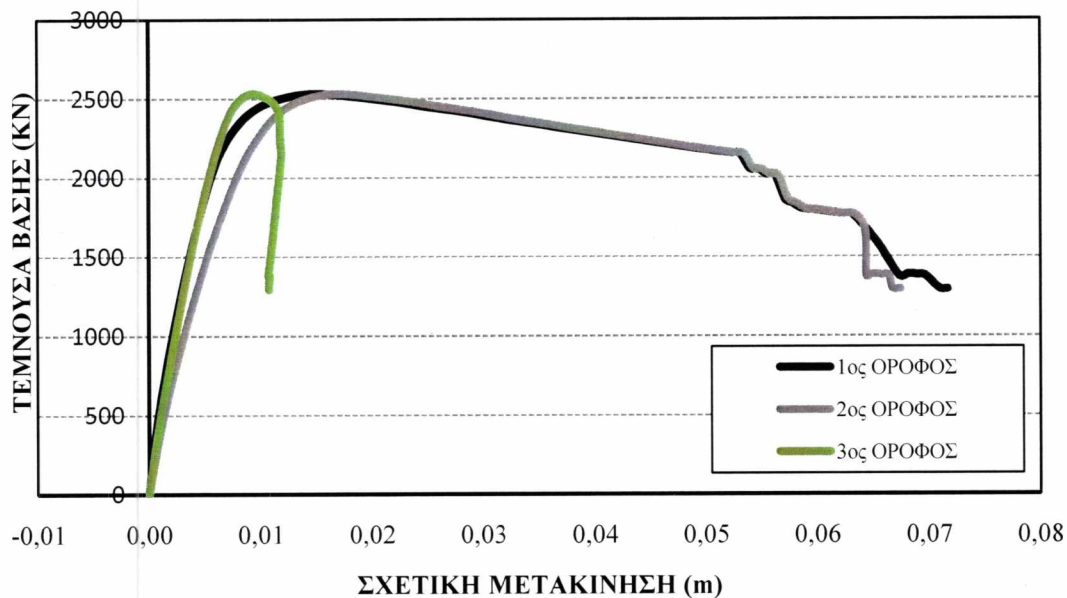
Στο διάγραμμα που ακολουθεί (Σχήμα 6.1) παρουσιάζονται οι καμπύλες αντίστασης στην x και στην y διεύθυνση, αντίστοιχα.



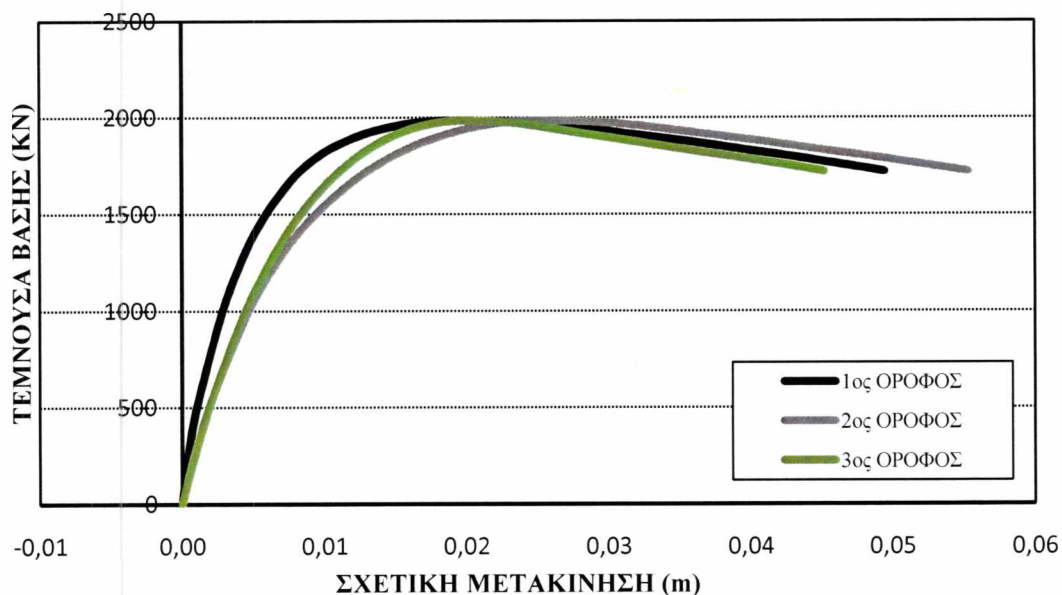
Σχήμα 6.1 Διάγραμμα Τέμνουσας βάσης-Μετακίνησης οροφής για φόρτιση στη διεύθυνση x και y

Παρατηρούμε ότι η δυσκαμψία και η αντοχή της κατασκευής στη διεύθυνση x είναι μεγαλύτερες από αυτές στη διεύθυνση y λόγω της παρουσίας της δοκού που συνδέει τα υποστυλώματα C4 και C5 (Σχήμα 5.1).

Έχοντας τρέξει τις δύο διαφορετικές στατικές μη-γραμμικές αναλύσεις προέκυψαν οι μετακινήσεις κάθε ορόφου. Έπειτα υπολογίστηκαν οι σχετικές μετακινήσεις κάθε ορόφου για φόρτιση στη διεύθυνση x και y, οι οποίες παρουσιάζονται στα σχήματα που ακολουθούν (Σχήμα 6.2, Σχήμα 6.3). Η σχετική μετακίνηση δύο ορόφων ορίζεται ως η διαφορά της οριζόντιας μετατόπισης κάθε ορόφου προς την υψομετρική διαφορά τους.



Σχήμα 6.2 Διάγραμμα Τέμνουσας βάσης-Σχετικής Μετακίνησης ορόφων για φόρτιση στη διεύθυνση x



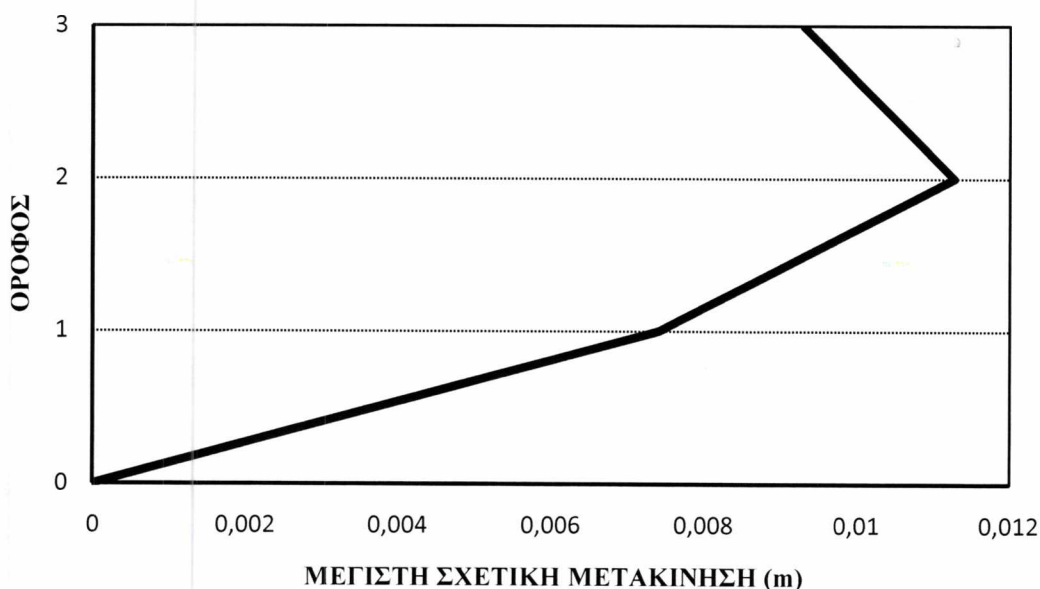
Σχήμα 6.3 Διάγραμμα Τέμνουσας βάσης-Σχετικής Μετακίνησης ορόφων για φόρτιση στη διεύθυνση y

Παρατηρώντας τα δύο παραπάνω διαγράμματα επισημαίνουμε ότι η δυσκαμψία και η αντοχή της κατασκευής στη διεύθυνση x είναι μεγαλύτερες από αυτές στη διεύθυνση y, γεγονός που επισημάνθηκε και στο Σχήμα 6.1, λόγω της παρουσίας της δοκού που συνδέει τα υποστυλώματα C4 και C5 (Σχήμα 5.1). Επίσης παρατηρούμε ότι οι σχετικές μετακινήσεις του 1<sup>ου</sup> και 2<sup>ου</sup> ορόφου στη διεύθυνση x είναι μεγαλύτερες από τις αντίστοιχες σχετικές μετακινήσεις στη διεύθυνση y . Όσον αφορά τις σχετικές μετακινήσεις του 3<sup>ου</sup> ορόφου, παρατηρούμε ότι στη διεύθυνση x για τέμνουσα βάσης περίπου 2500 KN και έπειτα, συγκλίνουν σε μια τιμή γιατί οι μετακινήσεις του 3<sup>ου</sup> και 2<sup>ου</sup> ορόφου είναι πολύ κοντινές. Το γεγονός αυτό οφείλεται στη μεγαλύτερη

δυσκαμψία που παρουσιάζει η κατασκευή στη διεύθυνση  $x$  σε σχέση με τη διεύθυνση  $y$ .

Στην παρούσα εργασία ως μέτρο σεισμικής βλάβης επιλέγει η μέγιστη σχετική μετακίνηση, όπως ορίζει ο ΚΑΝΕΠΕ.

Αρχικά έγινε ο υπολογισμός των στοχευόμενων μετακινήσεων για φόρτιση στη διεύθυνση  $x$  και  $y$  (βλέπε ενότητα 2.5). Έπειτα εφαρμόζοντας τη μέθοδο SRSS στις σχετικές μετακινήσεις κάθε ορόφου για το  $12^\circ$  και  $16^\circ$  βήμα των αναλύσεων για φόρτιση στη διεύθυνση  $x$  και  $y$  αντίστοιχα, προέκυψαν οι μέγιστες σχετικές μετακινήσεις των ορόφων της κατασκευής, οι οποίες απεικονίζονται γραφικά στο ακόλουθο σχήμα (Σχήμα 6.4).

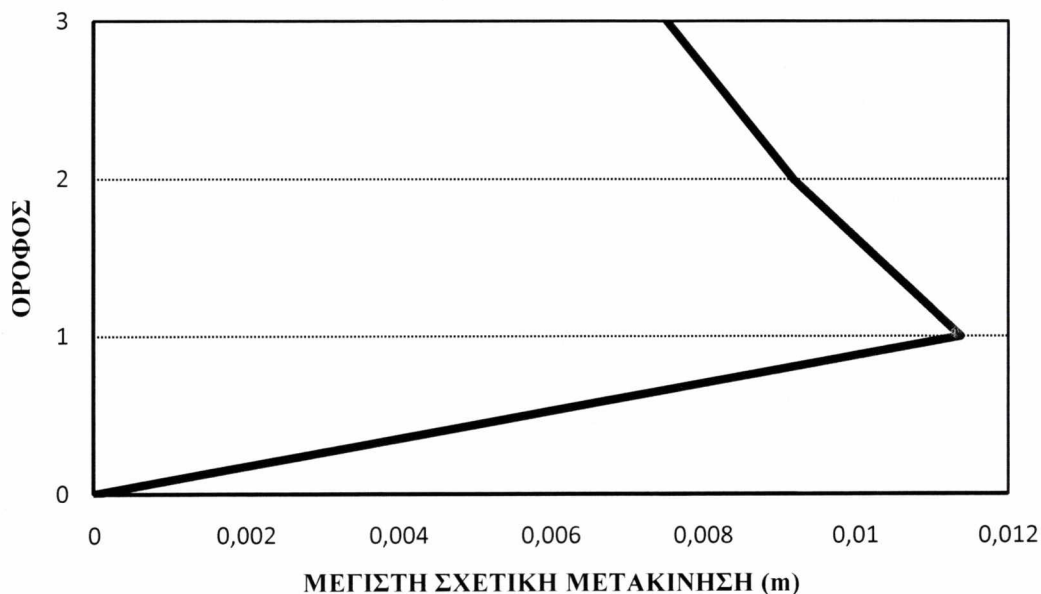


Σχήμα 6.4 Διάγραμμα Μέγιστης Σχετικής Μετακίνησης καθ' ύψος της κατασκευής για τη Στατική Μη-Γραμμική Ανάλυση

## 6.2 ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΜΗ-ΓΡΑΜΜΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ

Η Δυναμική Μη-Γραμμική ανάλυση (*Dynamic Time-history Analysis*) εφαρμόστηκε για δέκα διαφορετικά ζεύγη σεισμικών καταγραφών. Αφού τρέξαμε τις δέκα διαφορετικές αναλύσεις προέκυψαν οι μετακινήσεις κάθε ορόφου της κατασκευής. Έπειτα υπολογίστηκαν οι σχετικές μετακινήσεις κάθε ορόφου για φόρτιση στη διεύθυνση  $x$  και  $y$  και για τις δέκα αναλύσεις. Στη συνέχεια εφαρμόστηκε η μέθοδος SRSS στις σχετικές μετακινήσεις για φόρτιση  $x$  και  $y$  κάθε ορόφου και υπολογίστηκε η μέγιστη σχετική μετακίνηση για κάθε καταγραφή για κάθε όροφο. Έπειτα λήφθηκε ως σεισμική απαίτηση ο στατιστικός μέσος των μέγιστων σχετικών μετακινήσεων από όλες τις καταγραφές για κάθε όροφο. Η σεισμική απαίτηση της κατασκευής της

Δυναμικής Μη-Γραμμικής ανάλυσης σε όρους μεγίστων σχετικών μετακινήσεων φαίνεται στο ακόλουθο σχήμα (Σχήμα 6.5).

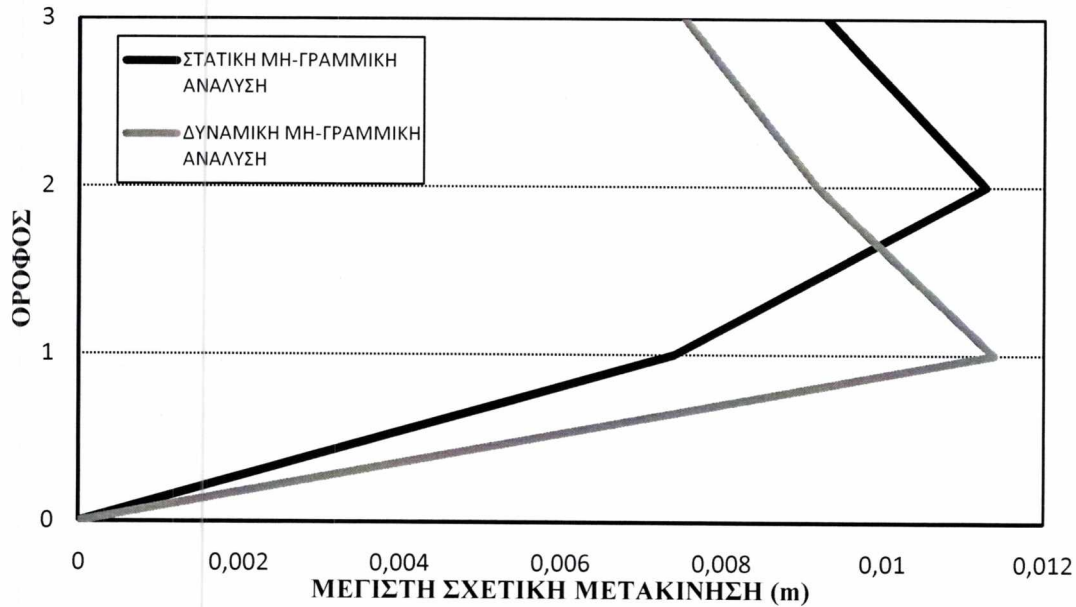


Σχήμα 6.5 Διάγραμμα Μέγιστης Σχετικής Μετακίνησης καθ' ύψος της κατασκευής για τη Δυναμική Μη-Γραμμική Ανάλυση

### 6.3 ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ ΣΤΑΤΙΚΗΣ ΜΗ-ΓΡΑΜΜΙΚΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ – ΔΥΝΑΜΙΚΗΣ ΜΗ-ΓΡΑΜΜΙΚΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ

Επειδή η βλάβη που υφίσταται ένα κτίριο σχετίζεται κυρίως με την παραμόρφωση παρά με τις δυνάμεις που αναπτύσσονται στα μέλη του, οι μέγιστες σχετικές μετακινήσεις αποτελούν την βασική παράμετρο σύγκρισης των διαφόρων αναλύσεων. Για μία στατική μέθοδο είναι σημαντικό να μπορεί να δώσει μέγιστες σχετικές μετακινήσεις όσο το δυνατόν πιο κοντά στις τιμές που προέκυψαν από την δυναμική ανάλυση. Στο επόμενο διάγραμμα (Σχήμα 6.6) συγκρίνονται τα αποτελέσματα που δίνει η Στατική Μη-Γραμμική Ανάλυση με τη Δυναμική Μη-Γραμμική Ανάλυση.





Σχήμα 6.6 Σύγκριση Στατικής Μη-Γραμμικής Ανάλυσης-Δυναμικής Μη-Γραμμικής Ανάλυσης

Παρατηρούμε ότι τα αποτελέσματα των δύο αναλύσεων είναι αρκετά κοντά στο 2<sup>ο</sup> και 3<sup>ο</sup> όροφο, και παρουσιάζουν μεγαλύτερη απόκλιση στον 1<sup>ο</sup> όροφο. Το διάγραμμα αυτό μας πληροφορεί για την κατανομή των βλαβών καθ' ύψος της κατασκευής σύμφωνα με τις δύο αυτές μη-γραμμικές αναλύσεις. Η Δυναμική Μη-Γραμμική ανάλυση είναι ακριβέστερη μέθοδος από τη Στατική Μη-Γραμμική ανάλυση για αυτό δεχόμαστε ως πιο ακριβή τα αποτελέσματα της πρώτης. Έτσι παρατηρούμε ότι οι μεγαλύτερες βλάβες αναμένεται να σημειωθούν στον πρώτο όροφο της κατασκευής. Για το λόγο αυτό καθώς και για λόγους οικονομίας θα προχωρήσουμε σε ενίσχυση του πρώτου ορόφου της κατασκευής ( βλέπε Κεφάλαια 7, 8).

#### 6.4 ΕΛΕΓΧΟΣ ΤΗΣ ΑΝΙΣΩΣΗΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ ΓΙΑ ΤΗ ΣΤΑΤΙΚΗ ΜΗ-ΓΡΑΜΜΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ

Ως δράση  $S_d$  επιλέγει η μέγιστη σχετική μετακίνηση, η οποία υπολογίστηκε σε κάθε όροφο της κατασκευής (βλέπε ενότητα 6.1) και φαίνεται γραφικά στο σχήμα 6.4.

$$S_{d \text{ 1ου ορόφου}}=0.0074 \text{ rad}$$

$$S_{d \text{ 2ου ορόφου}}=0.0113 \text{ rad}$$

$$S_{d \text{ 3ου ορόφου}}=0.0093 \text{ rad}$$

Η αντοχή  $R_d$  κάθε ορόφου προέκυψε με την εφαρμογή των σχέσεων (Σ4.2), (Σ4.6), (4.8). Έτσι αναλυτικά έχουμε :

Για τη σχέση (Σ4.6) :

-Η καμπυλότητα διαρροής (Σ4.7) υπολογίστηκε σε κάθε όροφο με :

$\epsilon_{sy}=2.17\text{‰}$  η ανηγμένη παραμόρφωση διαρροής του χάλυβα S500

$\epsilon_{cy}$  : η ανηγμένη θλιπτική παραμόρφωση σκυροδέματος υπολογίστηκε για κάθε όροφο με εξισώσεις ισορροπίας :

$$\epsilon_{cy \text{ 1ου ορόφου}}=2.33\text{‰}$$

$$\epsilon_{cy \text{ 2ου ορόφου}}=1.48\text{‰}$$

$$\epsilon_{cy \text{ 3ου ορόφου}}=0.8\text{‰}$$

$d=0.475\text{m}$  το στατικό ύψος της διατομής των υποστυλωμάτων σε κάθε όροφο

Άρα:  $(1/r)_{y1\text{ου ορόφου}}=0.00947$

$$(1/r)_{y2\text{ου ορόφου}}=0.00768$$

$$(1/r)_{y3\text{ου ορόφου}}=0.00625$$

- $L_s=1.5\text{m}$  η απόσταση της ακραίας διατομής από το σημείο μηδενισμού των ροπών

- $a_z=0$ , θεωρώντας το συντελεστή  $a_v=0$

- $h=0.50\text{m}$  το ύψος της διατομής των υποστυλωμάτων σε κάθε όροφο

- $d_b=0.018\text{m}$  η διάμετρος των ράβδων του διαμήκη οπλισμού

- $f_y=500\text{MPa}$  η χαρακτηριστική αντοχή του χάλυβα S500

- $f_c=30\text{MPa}$  η χαρακτηριστική θλιπτική αντοχή σκυροδέματος

Επομένως με την εφαρμογή της σχέσης (4.6) προκύπτει :

$$\theta_{y1\text{ου ορόφου}}=0.0088\text{ rad}$$

$$\theta_{y2\text{ου ορόφου}}=0.0075\text{ rad}$$

$$\theta_{y3\text{ου ορόφου}}=0.0065\text{ rad}$$

Για τη σχέση (Σ4.8) :

- $a_s=3$  ο λόγος διάτμησης

- $\omega=\omega'$  : το μηχανικό ποσοστό εφελκόμενου οπλισμού είναι ίσο με το ποσοστό θλιβόμενου οπλισμού καθώς ο συνολικός οπλισμός του υποστυλώματος  $A_s^{\text{tot}}=12\Phi 18$  ισομοιράζεται στο εφελκόμενο και θλιβόμενο πέγμα του υποστυλώματος

-  $\nu = N / bhf_c$  η ανηγμένη αξονική όπου :

$N$  : η αξονική δύναμη των υποστυλωμάτων κάθε ορόφου, η οποία προέκυψε με την εφαρμογή της μεθόδου SRSS σε κάθε όροφο για τις αξονικές δυνάμεις των βημάτων 12 και 16 για φόρτιση στην x και y διεύθυνση αντίστοιχα

$$N_{1ου\ ορόφου}=1589.77\text{ KN}$$

$$N_{2ου\ ορόφου}=1015.7582\text{ KN}$$

$$N_{3ου\ ορόφου}=479.5728\text{ KN}$$

$b=h=0.50\text{m}$  οι διαστάσεις των υποστυλωμάτων σε κάθε όροφο

$f_c=30\text{ kPa}$  η χαρακτηριστική θλιπτική αντοχή σκυροδέματος

$$\text{Άρα : } v_{1ου\ ορόφου}=0.21197$$

$$v_{2ου\ ορόφου}=0.1354$$

$$v_{3ου\ ορόφου}=0.06394$$

-  $\rho_s = A_{s_h}(\Phi 8/10) / b_w s_h = (0.5 * 10^{-4}) / (0.5 * 0.092) = 0.001087$  το γεωμετρικό ποσοστό εγκάρσιου οπλισμού παράλληλα στη διεύθυνση της φόρτισης

$$\text{όπου } s_h = s - 2\Phi_w / 2 = (10 - 0.8) * 10^{-2} = 0.092\text{m}$$

- $\rho_d=0$  γεωμετρικό ποσοστό τυχόν δισδιαγώνιου οπλισμού

- $f_{yw}=500\text{ MPa}$  χαρακτηριστική αντοχή χάλυβα S500

- $f_c= 30\text{MPa}$  χαρακτηριστική θλιπτική αντοχή σκυροδέματος

$$-\alpha = (1 - \frac{s_h}{2b_o})(1 - \frac{s_h}{2h_o})(1 - \frac{\sum b_i^2}{6b_o h_o}) = 0.5821$$

ο συντελεστής αποδοτικότητας περισφίξεως όπου :

$s_h = s - 2\Phi_w / 2 = (10 - 0.8) * 10^{-2} = 0.092\text{m}$  η καθαρή ελεύθερη απόσταση μεταξύ των συνδετήρων

$b_o = h_o = h - 2d_1 = 0.5 - (2 * 0.025) = 0.45\text{m}$  οι διαστάσεις της διατομής του πυρήνα

$$1 - (\frac{\sum b_i^2}{6b_o h_o}) = 1 - (\frac{4b_2^2 + 6b_1^2}{6b_o h_o}) = 0.7222 \text{ με :}$$

$$b_1 = b_o/3 = 0.15\text{m}$$

$$b_2 = b_o/2 = 0.225\text{m}$$

Επομένως με την εφαρμογή της σχέσης (Σ4.8) προκύπτει :

$$\theta_{u1ου\ ορόφου}=0.0405\text{ rad}$$

$$\theta_{u2ου\ ορόφου}=0.0444\text{ rad}$$

$$\theta_{u,3ου\ ορόφου}=0.0484\ rad$$

Συνεπώς με την εφαρμογή της σχέσης (Σ4.2) σε κάθε όροφο προκύπτουν οι εξής αντοχές:

$$R_{d\ 1ου\ ορόφου}=0.0164\ rad$$

$$R_{d\ 2ου\ ορόφου}=0.0173\ rad$$

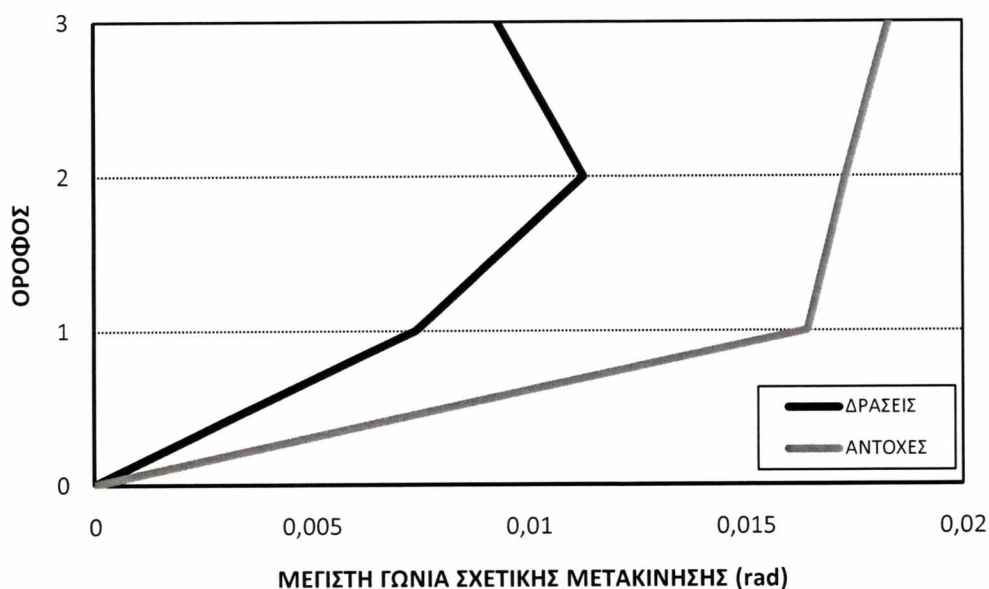
$$R_{d\ 3ου\ ορόφου}=0.0183\ rad$$

Επομένως ο έλεγχος της ανίσωσης ασφαλείας (Σ4.1) δίνει τα εξής αποτελέσματα :

Πίνακας 6.1 Αποτελέσματα ελέγχου ανίσωσης ασφαλείας στη Στατική Μη-Γραμμική ανάλυση

Όροφος	$\theta_y$	$\theta_u$	$R_d=0.5(\theta_y+\theta_u)/(\gamma_{Rd}=1.5)$		$S_d$
1ος	0.0088	0.0405	0.0164	>	0.0074
2ος	0.0075	0.0444	0.0173	>	0.0113
3ος	0.0065	0.0484	0.0183	>	0.0093

Παρατηρούμε ότι η ικανότητα (*capacity*) της κατασκευής είναι μεγαλύτερη από την απαίτηση (*demand*). Τα αποτελέσματα του ελέγχου της ανίσωσης ασφαλείας για τη Στατική Μη-Γραμμική ανάλυση παρουσιάζονται γραφικά στο ακόλουθο σχήμα (Σχήμα 6.7).



Σχήμα 6.7 Αποτελέσματα ελέγχου ανίσωσης ασφαλείας καθ' ύψος της κατασκευής για τη Στατική Μη-Γραμμική Ανάλυση

**6.5 ΕΛΕΓΧΟΣ ΤΗΣ ΑΝΙΣΩΣΗΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ ΓΙΑ ΤΗ ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΜΗ-ΓΡΑΜΜΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ**

Ως δράση  $S_d$  επιλέγει η μέγιστη σχετική μετακίνηση, η οποία υπολογίστηκε σε κάθε όροφο της κατασκευής (βλέπε ενότητα 6.2) και φαίνεται γραφικά στο σχήμα 6.5.

$$S_{d\ 1ου\ ορόφου}=0.0114\ rad$$

$$S_{d\ 2ου\ ορόφου}=0.0092\ rad$$

$$S_{d\ 3ου\ ορόφου}=0.0075\ rad$$

Η αντοχή  $R_d$  κάθε ορόφου προέκυψε με την εφαρμογή των σχέσεων (Σ4.2), (Σ4.6), (4.8). Έτσι αναλυτικά έχουμε :

Για τη σχέση (Σ4.6) :

-Η καμπυλότητα διαρροής (Σ4.7) υπολογίστηκε σε κάθε όροφο με :

$$\epsilon_{sy}=2.17\text{‰}$$

$\epsilon_{cy}$  : η ανηγμένη θλιπτική παραμόρφωση σκυροδέματος υπολογίστηκε για κάθε όροφο με εξισώσεις ισορροπίας :

$$\epsilon_{cy\ 1ου\ ορόφου}=2.13\text{‰}$$

$$\epsilon_{cy\ 2ου\ ορόφου}=1.45\text{‰}$$

$$\epsilon_{cy\ 3ου\ ορόφου}=0.84\text{‰}$$

$$d=0.475m$$

$$\text{Άρα: } (1/r)_{y1ου\ ορόφου}=0.0091$$

$$(1/r)_{y2ου\ ορόφου}=0.0076$$

$$(1/r)_{y3ου\ ορόφου}=0.0063$$

$$-L_s=1.5m$$

$$-a_v z=0, \text{ θεωρώντας το συντελεστή } a_v=0$$

$$-h=0.50m$$

$$-d_b=0.018m$$

$$-f_y=500\ MPa$$

$$-f_c=30\ MPa$$

Επομένως με την εφαρμογή της σχέσης (4.6) προκύπτει :

$$\theta_{y1ου\ ορόφου}=0.0085\ rad$$

$$\theta_{y2ου\ ορόφου}=0.0075\ rad$$

$$\theta_{y3ου\ ορόφου}=0.0066\ rad$$

Για τη σχέση (Σ4.8) :

$$-a_s=3$$

$$-\omega=\omega'$$

$-v = N / bhf_c$  η ανηγμένη αξονική όπου :

$N$  : η αξονική δύναμη των υποστλωμάτων κάθε ορόφου, η οποία προέκυψε υπολογίζοντας το μέσο όρο των μεγίστων αξονικών δυνάμεων από τις 10 σεισμικές καταγραφές. Οι μέγιστες αξονικές δυνάμεις προέκυψαν αφού πρώτα εφαρμόστηκε η μέθοδος SRSS στις αξονικές δυνάμεις για φόρτιση στην x και y διεύθυνση κάθε ορόφου για όλες τις σεισμικές καταγραφές.

$$N_{1ου\ ορόφου}= 1472.4794\ KN$$

$$N_{2ου\ ορόφου}= 988.5857\ KN$$

$$N_{3ου\ ορόφου}= 505.7935\ KN$$

$$b=h=0.50m$$

$$f_c=30\ kPa$$

$$\text{Άρα : } v_{1ου\ ορόφου}=0.1963$$

$$v_{2ου\ ορόφου}=0.1318$$

$$v_{3ου\ ορόφου}=0.0674$$

$$-\rho_s = A_{sh}(\Phi 8/10) / b_w s_h = (0.5 * 10^{-4}) / (0.5 * 0.092) = 0.001087$$

$$\text{όπου } s_h = s - 2\Phi_w / 2 = (10 - 0.8) * 10^{-2} = 0.092m$$

$$-\rho_d=0$$

$$-f_{yw}=500\ MPa$$

$$-f_c= 30MPa$$

$$-\alpha = (1 - \frac{s_h}{2b_o})(1 - \frac{s_h}{2h_o})(1 - \frac{\sum b_i^2}{6b_o h_o}) = 0.5821$$

ο συντελεστής αποδοτικότητας περισφίξεως όπου :

$$s_h = s - 2\Phi_w / 2 = (10 - 0.8) * 10^{-2} = 0.092m$$

$$b_o = h_o = h - 2d_1 = 0.5 - (2 * 0.025) = 0.45m$$

$$1 - \left( \frac{\sum b_i^2}{6b_o h_o} \right) = 1 - \left( \frac{4b_2^2 + 6b_1^2}{6b_o h_o} \right) = 0.7222 \text{ με :}$$

$$b_1 = b_o / 3 = 0.15m$$

$$b_2 = b_o / 2 = 0.225m$$

Επομένως με την εφαρμογή της σχέσης (Σ4.8) προκύπτει :

$$\theta_{u1\text{ου ορόφου}} = 0.0413 \text{ rad}$$

$$\theta_{u2\text{ου ορόφου}} = 0.0446 \text{ rad}$$

$$\theta_{u3\text{ου ορόφου}} = 0.0482 \text{ rad}$$

Επομένως με την εφαρμογή της σχέσης (Σ4.2) σε κάθε όροφο προκύπτουν οι εξής αντοχές:

$$R_{d1\text{ου ορόφου}} = 0.0166 \text{ rad}$$

$$R_{d2\text{ου ορόφου}} = 0.0174 \text{ rad}$$

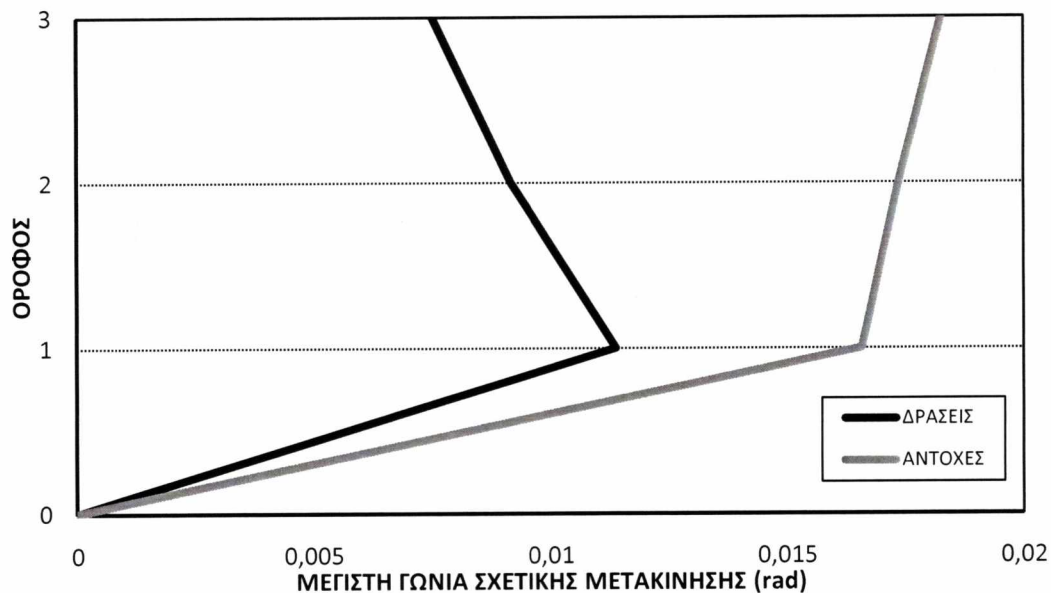
$$R_{d3\text{ου ορόφου}} = 0.0183 \text{ rad}$$

Συνεπώς ο έλεγχος της ανίσωσης ασφαλείας (Σ4.1) δίνει τα εξής αποτελέσματα :

Πίνακας 6.2 Αποτελέσματα ελέγχου ανίσωσης ασφαλείας στη Δυναμική Μη-Γραμμική ανάλυση

Όροφος	$\theta_y$	$\theta_u$	$R_d = 0.5(\theta_y + \theta_u) / (\gamma_{Rd} = 1.5)$		$S_d$
1ος	0.0085	0.0413	0.0166	>	0.0114
2ος	0.0075	0.0446	0.0174	>	0.0092
3ος	0.0066	0.0482	0.0183	>	0.0075

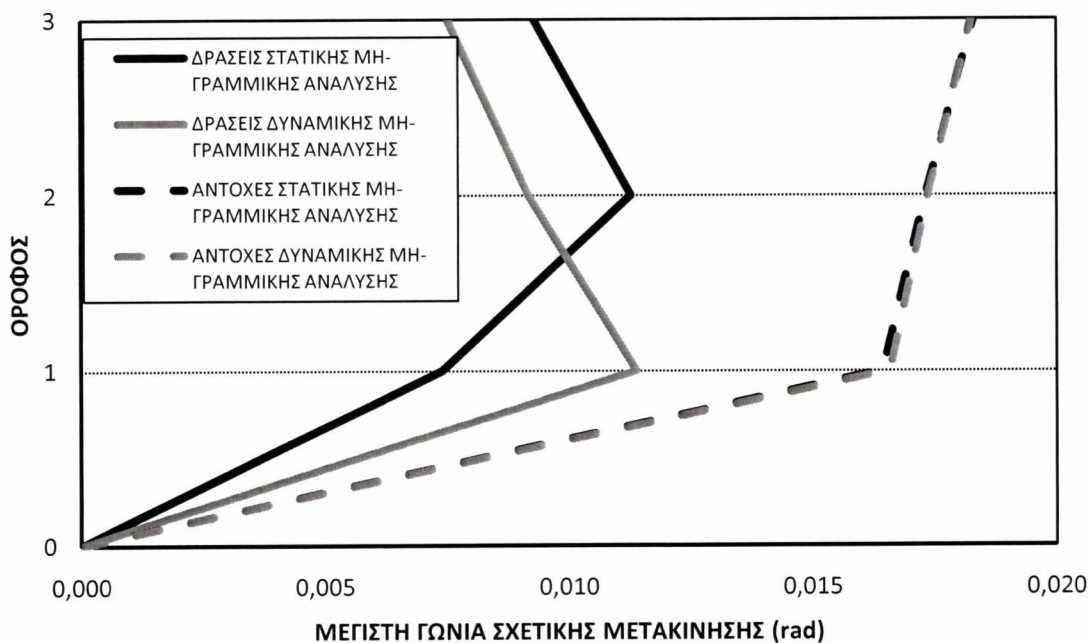
Παρατηρούμε ότι η ικανότητα (*capacity*) της κατασκευής είναι μεγαλύτερη από την απαίτηση (*demand*). Τα αποτελέσματα του ελέγχου της ανίσωσης ασφαλείας για τη Δυναμική Μη-Γραμμική ανάλυση παρουσιάζονται γραφικά στο ακόλουθο σχήμα (Σχήμα 6.8).



Σχήμα 6.8 Αποτελέσματα ελέγχου ανίσωσης ασφαλείας καθ' ύψος της κατασκευής για τη Δυναμική Μη-Γραμμική Ανάλυση

**6.6 ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ ΕΛΕΓΧΟΥ ΤΗΣ ΑΝΙΣΩΣΗΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ ΜΕΤΑΞΥ ΣΤΑΤΙΚΗΣ ΜΗ-ΓΡΑΜΜΙΚΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ ΚΑΙ ΔΥΝΑΜΙΚΗΣ ΜΗ-ΓΡΑΜΜΙΚΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ**

Η σύγκριση των αποτελεσμάτων του ελέγχου της ανίσωσης ασφαλείας μεταξύ Στατικής Μη-Γραμμικής και Δυναμικής Μη-Γραμμικής ανάλυσης παρουσιάζεται στο ακόλουθο γράφημα (Σχήμα 6.9).



Σχήμα 6.9 Σύγκριση αποτελεσμάτων ελέγχου ανίσωσης ασφαλείας μεταξύ Στατικής Μη-Γραμμικής Ανάλυσης και Δυναμικής Μη-Γραμμικής Ανάλυσης



Παρατηρούμε ότι η ικανότητα της κατασκευής είναι μεγαλύτερη της απαίτησής της και για τις δύο μη-γραμμικές αναλύσεις. Επίσης παρατηρούμε ότι η ικανότητα της κατασκευής προκύπτει ακριβώς η ίδια και για τις δύο αναλύσεις. Όσον αφορά τα αποτελέσματα των δύο αναλύσεων για την απαίτηση της κατασκευής, είναι αρκετά κοντά στο 2<sup>ο</sup> και 3<sup>ο</sup> όροφο και παρουσιάζουν μεγαλύτερη απόκλιση στον 1<sup>ο</sup> όροφο. Ωστόσο η Δυναμική Μη-Γραμμική ανάλυση είναι πιο ακριβής μέθοδος σε σχέση με τη Στατική Μη-Γραμμική ανάλυση για αυτό δεχόμαστε ως πιο ακριβή τα αποτελέσματα της πρώτης. Έτσι παρατηρούμε ότι οι μεγαλύτερες βλάβες αναμένεται να σημειωθούν στον πρώτο όροφο της κατασκευής.

---

## **ΚΕΦΑΛΑΙΟ 7**

### **ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ ΜΕ ΜΑΝΔΥΕΣ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ**

---

#### **7.1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ**

Η πλειονότητα των κτιρίων στην Ελλάδα είναι κατασκευές οπλισμένου σκυροδέματος που κατασκευάστηκαν αρκετά πριν τη θέσπιση των σύγχρονων αντισεισμικών κανονισμών. Οι κατασκευές είναι φυσικό να ακολουθούν τις γνώσεις αντισεισμικού σχεδιασμού της εποχής που σχεδιάστηκαν και ακόμη μερικές έχουν κατασκευαστεί εμπειρικά, χωρίς στατικούς υπολογισμούς. Η φυσική φθορά που υφίσταται μία κατασκευή με το χρόνο, εφόσον δεν υπάρχει πρόνοια για κατάλληλη συντήρηση και ενδεχομένως ενίσχυσή της, μειώνει την αντοχή της κατασκευής για την ανάληψη σεισμικών φορτίων. Κατά συνέπεια, ένας προοδευτικά αυξανόμενος αριθμός υφιστάμενων κατασκευών, διαπιστώνεται ότι χρήζουν επεμβάσεων για την ανάληψη σεισμικών φορτίων.

#### **7.2 ΣΤΡΑΤΗΓΙΚΕΣ ΕΠΕΜΒΑΣΕΩΝ**

Η στρατηγική των επεμβάσεων είναι η βασική προσέγγιση που υιοθετείται για τη βελτίωση της σεισμικής συμπεριφοράς μίας κατασκευής ή διαφορετικά για τη μείωση της διακινδύνευσης σε αποδεκτά όρια. Για τη μείωση της σεισμικής διακινδύνευσης, μπορούν να εφαρμοστούν στρατηγικές είτε καθαρά τεχνικής είτε διαχειριστικής φύσης. Στην πρώτη κατηγορία περιλαμβάνονται επιλογές, όπως η αύξηση της αντοχής και της δυσκαμψίας του κτιρίου, η αύξηση της ικανότητας παραμόρφωσης και η μείωση της σεισμικής απαίτησης. Αντίστοιχα, στη δεύτερη κατηγορία ανήκει μεταξύ άλλων η πιθανή αλλαγή χρήσης, η προοδευτική εφαρμογή των επεμβάσεων και η λήψη προσωρινών μέτρων ενίσχυσης.

Το εύρος των τεχνικών και των διαχειριστικών στρατηγικών που μπορούν να εφαρμοστούν για τη μείωση της σεισμικής διακινδύνευσης μίας υφιστάμενης κατασκευής είναι εξαιρετικά μεγάλο. Οι τεχνικές στρατηγικές αποτελούν προσεγγίσεις που στοχεύουν στη μεταβολή των βασικών παραμέτρων τόσο της σεισμικής απαίτησης όσο και της συμπεριφοράς του κτιρίου για το σεισμό σχεδιασμού. Περιλαμβάνουν επεμβάσεις στο φέροντα οργανισμό για τη διόρθωση ενδεχόμενων ατελειών, στην αύξηση της αντοχής και της δυσκαμψίας της κατασκευής, στην αύξηση της ικανότητας ανάληψης παραμορφώσεων, στην αύξηση της ικανότητας απορρόφησης ενέργειας και στη μείωση της σεισμικής απαίτησης.

Το βασικό κριτήριο επιλογής των επεμβάσεων είναι ο περιορισμός των βλαβών που υφίστανται τα πρωτεύοντα καθώς και τα δευτερεύοντα στοιχεία της κατασκευής σε

ανεκτά επίπεδα για τη δεδομένη στάθμη επιτελεστικότητας. Πρωτεύοντα είναι τα στοιχεία και οι φορείς που συμβάλλουν ουσιαστικά στην αντοχή του κτιρίου έναντι κατάρρευσης υπό σεισμική δράση, λόγω κίνησης του εδάφους σε οποιαδήποτε διεύθυνση (π.χ. υποστυλώματα, τοιχώματα, κτλ).

Πέρα από τις τεχνικές στρατηγικές, υπάρχει και ένας μεγάλος αριθμός εναλλακτικών διαχειριστικών στρατηγικών που πρέπει επίσης να ληφθούν υπόψη κατά το σχεδιασμό των επεμβάσεων. Οι διαχειριστικές στρατηγικές περιλαμβάνουν θέματα όπως: (α) την απόφαση να υλοποιηθούν οι επεμβάσεις ενώ το κτίριο παραμένει σε χρήση ή να εκκενωθεί το κτίριο έως ότου πραγματοποιηθούν οι εργασίες ενίσχυσης, (β) να θεωρηθεί αποδεκτή η υπάρχουσα σεισμική διακινδύνευση της κατασκευής και να μη γίνουν επεμβάσεις ή να αλλαχτεί η χρήση της κατασκευής, έτσι ώστε να είναι αποδεκτή η διακινδύνευση, (γ) να κατεδαφιστεί το υπάρχον κτίριο και να αντικατασταθεί με άλλο, (δ) να υλοποιηθούν οι προτεινόμενες επεμβάσεις προοδευτικά μέσα σε μεγάλης διάρκειας χρονικό περιθώριο ή να ληφθούν προσωρινά μέτρα ενίσχυσης έως ότου αντικατασταθεί η κατασκευή, (ε) εάν οι επεμβάσεις θα γίνουν στο εξωτερικό του κτιρίου, έτσι ώστε να μειωθούν οι αρνητικές επιπτώσεις στους ενοίκους, ή αντίθετα αν οι εργασίες θα γίνουν στο εσωτερικό του κτιρίου προκειμένου να μην αλλοιωθούν τα χαρακτηριστικά της εξωτερικής του όψης.

Αν και πολλοί μηχανικοί θεωρούν ότι οι διαχειριστικές στρατηγικές δεν αποτελούν αντικείμενο της άμεσης αρμοδιότητάς τους, πρέπει να γίνει κατανοητό ότι αυτές ενδέχεται να έχουν πολύ σημαντική επίδραση τόσο στην εφαρμοσιμότητα όσο και στο κόστος της προτεινόμενης τεχνικής στρατηγικής των επεμβάσεων. Είναι γεγονός ότι, κατά κανόνα, η βέλτιστη λύση για ένα κτίριο σχετίζεται με τη λήψη αποφάσεων διαχειριστικής και τεχνικής φύσης. Για τους λόγους αυτούς οι διαχειριστικές στρατηγικές πρέπει να συνεκτιμώνται από το Μηχανικό και να επισημαίνονται στον Κύριο του Έργου προκειμένου να επιλεγεί η κατάλληλη στρατηγική επεμβάσεων.

### **7.3 ΣΥΣΤΗΜΑΤΑ ΕΠΕΜΒΑΣΕΩΝ**

Το σύστημα των επεμβάσεων είναι η συγκεκριμένη μέθοδος επεμβάσεων που χρησιμοποιείται για την επίτευξη της στρατηγικής που έχει επιλεγεί. Προκειμένου μία κατασκευή να επιδείξει αξιόπιστη σεισμική συμπεριφορά πρέπει να διαθέτει ένα πλήρες σύστημα ανάληψης των σεισμικών φορτίων, το οποίο να είναι ικανό να περιορίζει τις μετακινήσεις σε μεγέθη που αντιστοιχούν σε αποδεκτά επίπεδα βλαβών για την επιδιωκόμενη στάθμη επιτελεστικότητας της κατασκευής. Οι κύριοι παράγοντες που καθορίζουν την αποδοτικότητα του συστήματος ανάληψης σεισμικών φορτίων είναι: (α) η μάζα, η δυσκαμψία, η απόσβεση και η διαμόρφωση του φέροντος και του μη φέροντος οργανισμού, (β) η ικανότητα παραμόρφωσης των στοιχείων του φέροντος και του μη φέροντος οργανισμού και (γ) η ενέργεια και ο χαρακτήρας της σεισμικής διέγερσης στην οποία υποβάλλεται η κατασκευή. Τα συστήματα επεμβάσεων εξασφαλίζουν επαρκή σεισμική συμπεριφορά επηρεάζοντας

άμεσα τους παραπάνω παράγοντες και εφαρμόζονται είτε μεμονωμένα είτε σε συνδυασμό.

Στην παρούσα εργασία εφαρμόστηκαν μεμονωμένα δύο μέθοδοι επεμβάσεων για την ενίσχυση της κατασκευής :

α) ενίσχυση των υποστυλωμάτων του πρώτου ορόφου με μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος

β) ενίσχυση πρώτου ορόφου κατασκευής με εμφανιζόμενα τοιχώματα

Επιλέγει να ενισχυθεί ο πρώτος όροφος της κατασκευής για τους εξής λόγους :

1. Οι μεγαλύτερες βλάβες αναμένεται να σημειωθούν στον πρώτο όροφο της κατασκευής καθώς σύμφωνα με την πιο ακριβή μέθοδο ανάλυσης, δηλαδή τη Δυναμική Μη-Γραμμική ανάλυση, η μεγαλύτερη μέγιστη σχετική μετακίνηση της κατασκευής παρουσιάζεται στον πρώτο όροφο (βλέπε Σχήμα 6.5).
2. Οικονομία.

#### **7.4 ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ**

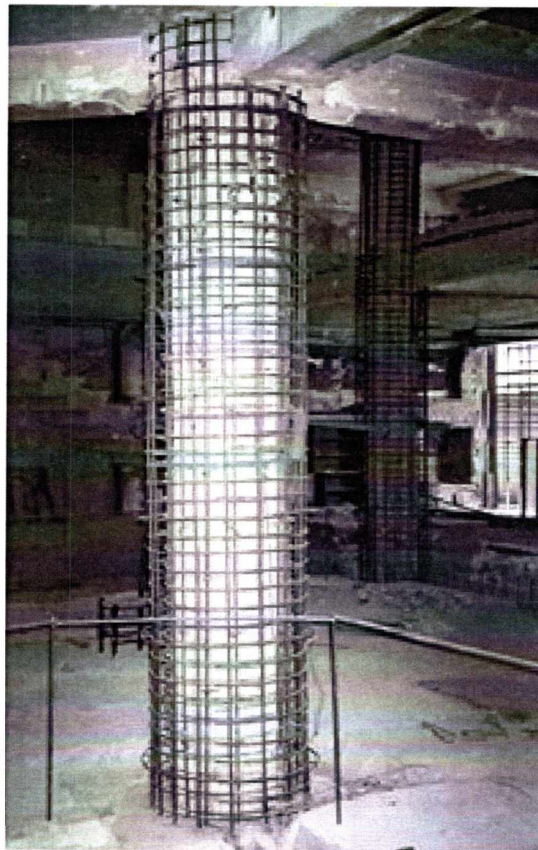
Τα υποστυλώματα, λόγω της ιδιαίτερης σημασίας που έχουν για τον αντισεισμικό σχεδιασμό μίας υφιστάμενης κατασκευής, αποτελούν τα στοιχεία στα οποία κατά κανόνα επικεντρώνονται οι επεμβάσεις σε μία μελέτη αποτίμησης και ανασχεδιασμού. Επίσης τα υποστυλώματα, αλλά και τα κατακόρυφα στοιχεία γενικότερα, είναι τα μέλη που συγκεντρώνουν το μεγαλύτερο ποσοστό βλαβών λόγω σεισμού, εξαιτίας κυρίως των μεγάλων επιβαλλόμενων παραμορφώσεων και των αυξημένων απαιτήσεων πλαστιμότητας. Ένα υποστύλωμα μπορεί είτε μόνο να επισκευαστεί σε περίπτωση που έχει υποστεί βλάβες, είτε επιπλέον να ενισχυθεί, έτσι ώστε να αυξηθεί η φέρουσα ικανότητά του και γενικότερα να βελτιωθεί η συμπεριφορά του.

Οι μέθοδοι ενίσχυσης υποστυλωμάτων διακρίνονται σε δύο βασικές κατηγορίες. Κριτήριο της διάκρισης αποτελεί το αν η ενίσχυση επιτυγχάνεται με ή χωρίς αύξηση της διατομής του στοιχείου. Οι τεχνικές ενίσχυσης που ανήκουν στην πρώτη κατηγορία υλοποιούνται κυρίως με την κατασκευή μανδύα γύρω από το αρχικό στοιχείο με προσθήκη νέων στρώσεων σκυροδέματος και πρόσθετου οπλισμού. Αντίθετα με τις μεθόδους ενίσχυσης της δεύτερης κατηγορίας οι διαστάσεις της διατομής παραμένουν ουσιαστικά αμετάβλητες και η ενίσχυση επιτυγχάνεται με την ενεργό περίσφιγξη του στοιχείου. Στην παρούσα εργασία εφαρμόστηκε μέθοδος ενίσχυσης της πρώτης κατηγορίας, δηλαδή με αύξηση της διατομής.

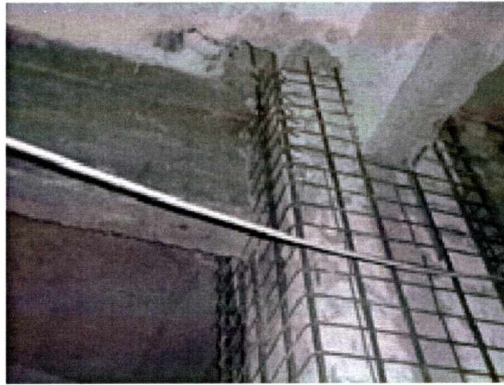
### 7.5 ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ ΜΕ ΑΥΞΗΣΗ ΤΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΜΕ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗ ΜΑΝΔΥΑ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ

Η τεχνική της αύξησης των διαστάσεων της διατομής με κατασκευή μανδύα από οπλισμένο σκυρόδεμα αποτελεί τη συνηθέστερη μέθοδο ενίσχυσης υφιστάμενων υποστυλωμάτων που εμφανίζουν ανεπάρκεια όσον αφορά στην αντοχή, τη δυσκαμψία και την πλαστιμότητά τους.

Τα κυριότερα πλεονεκτήματα της συγκεκριμένης μεθόδου είναι ότι αφενός δεν μεταβάλλεται η αρχιτεκτονική όψη της ενισχυμένης κατασκευής με την προσθήκη νέων υλικών και αφετέρου αυξάνεται ο βαθμός πυροπροστασίας. Επιπλέον, η κατασκευή μανδύα που περικλείει το υφιστάμενο στοιχείο έχει ως αποτέλεσμα τη μείωση της λυγηρότητας καθώς και την αύξηση της δυσκαμψίας της διατομής. Δεδομένου ότι η ενισχυμένη διατομή είναι σε θέση να παραλάβει μόνο τα πρόσθετα φορτία που θα ασκηθούν σε αυτή, η τεχνική της αύξησης της διατομής δεν αποτελεί λύση για την περίπτωση που το υποστυλώμα έχει ήδη υπερβεί τη φέρουσα ικανότητά του λόγω των υφιστάμενων φορτίων, εκτός αν της κατασκευής του μανδύα προηγηθεί αποφόρτιση του στοιχείου που πρόκειται να ενισχυθεί.



Εικόνα 7.1 Ενίσχυση υποστυλώματος με μανδύα οπλισμένου σκυροδέματος



*Εικόνα 7.2 Όπλιση μανδύα στην περιοχή του κόμβου δοκού-υποστυλώματος*

Στα μειονεκτήματα της τεχνικής αυτής μπορούν να αναφερθούν τα πολλά εργατικά χέρια που είναι απαραίτητα καθώς και η μεγάλη χρονική διάρκεια των εργασιών σε σύγκριση για παράδειγμα με τις μεθόδους ενίσχυσης με σύνθετα υλικά όπου ο χρόνος εργασίας αλλά και τα απαιτούμενα εργατικά χέρια είναι πολύ λιγότερα. Ακόμη ένα βασικό μειονέκτημα είναι η όχληση που προκαλείται στους ενοίκους λόγω σκόνης και θορύβου (συνήθως στην περίπτωση εκτοξευόμενου σκυροδέματος), με αποτέλεσμα συχνά να απαιτείται η απομάκρυνσή τους κατά τη διάρκεια των εργασιών.

### **7.5.1 ΕΙΔΗ ΜΑΝΔΥΩΝ**

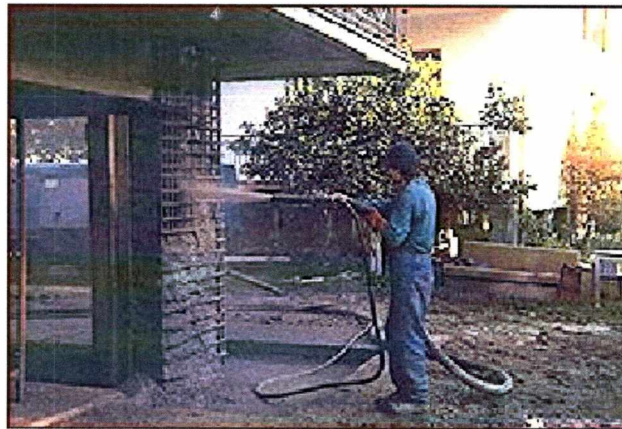
Ανάλογα με το είδος του σκυροδέματος που χρησιμοποιείται για την κατασκευή του μανδύα, τα πλέον διαδεδομένα είδη μανδύων οπλισμένου σκυροδέματος που κατασκευάζονται στην πράξη είναι τα ακόλουθα:

- 1. Μανδύες από έγχυτο σκυρόδεμα.** Έγχυτο σκυρόδεμα χρησιμοποιείται όταν ο μανδύας που πρόκειται να κατασκευαστεί έχει πάχος μεγαλύτερο από 8 cm. Για τη σκυροδέτηση του μανδύα απαιτείται η χρήση ξυλοτύπου.



*Εικόνα 7.3 Τοποθέτηση καλουπιών*

2. **Μανδύες από εκτοξευόμενο σκυρόδεμα.** Η κατασκευή μανδύα από εκτοξευόμενο σκυρόδεμα αποτελεί τη συνηθέστερη πρακτική για την περίπτωση που το συνολικό πάχος του μανδύα δεν υπερβαίνει τα 10 cm. Αν και δεν απαιτείται ξυλότυπος, ιδιαίτερη προσοχή πρέπει να δίνεται στην εξασφάλιση της κατακόρυφης επιφάνειας του μανδύα. Για το σκοπό αυτό γίνεται συνήθως χρήση οδηγών. Πρέπει επίσης να τονιστεί, ότι η συστολή ξηράνσεως είναι μεγαλύτερη στη συγκεκριμένη κατηγορία μανδύων, οπότε έχει μεγάλη σημασία η σωστή συντήρησή τους με εφαρμογή όλων των σχετικών διατάξεων του Κανονισμού Τεχνολογίας Σκυροδέματος.



Εικόνα 7.4 Χρήση εκτοξευόμενου σκυροδέματος

3. **Μανδύες από σκυροτσιμεντόπηγμα.** Το κυριότερο πλεονέκτημα αυτού του είδους των μανδύων είναι η εύκολη σκυροδέτηση ακόμα και παρουσία πυκνού διαμήκους και εγκάρσιου οπλισμού. Η διαδικασία εφαρμογής του σκυροτσιμεντοπήγματος περιλαμβάνει την τοποθέτηση αδρανών σε καλούπια και στη συνέχεια την πλήρωση των μεταξύ τους κενών με υγροποιημένο τσιμέντο υπό πίεση. Τα αδρανή έχουν ελάχιστο μέγεθος κόκκων 10-15 mm. Με τη χρήση σκυροτσιμεντοπήγματος μειώνεται σημαντικά το πρόβλημα της συστολής ξηράνσεως, καθώς τα αδρανή, που βρίσκονται ήδη σε επαφή μεταξύ τους, περιορίζουν τη συστολή ξηράνσεως στο ελάχιστο. Η χρήση της συγκεκριμένης τεχνικής δεν είναι διαδεδομένη λόγω έλλειψης εμπειρίας εκ μέρους των τεχνικών και υψηλού σχετικά κόστους.
4. **Μανδύες από ειδικά σκυροδέματα ή τσιμεντοκονιάματα.** Με τη χρησιμοποίηση ειδικών σκυροδεμάτων ή τσιμεντοκονιαμάτων είναι δυνατόν να υλοποιηθούν μανδύες εξαιρετικά μικρού πάχους. Το βασικό μειονέκτημα που αποτελεί τροχοπέδη για τη διάδοση της είναι το αυξημένο κόστος κατασκευής τους.

Επίσης οι μανδύες μπορούν να κατηγοριοποιηθούν και ανάλογα με :

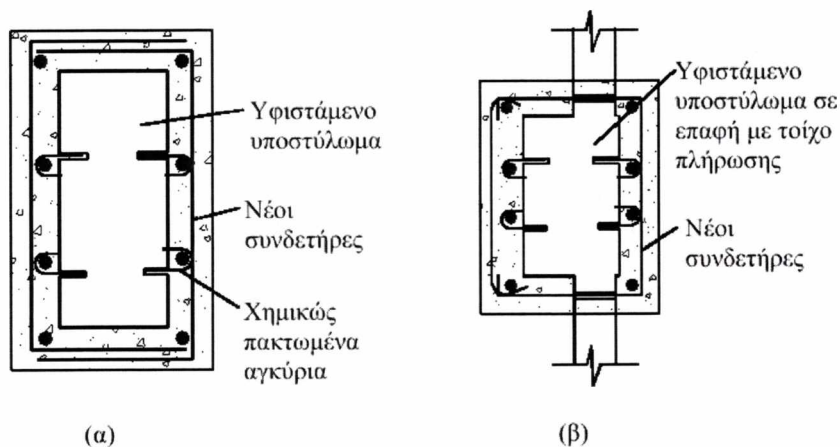
1. **Το μήκος τους.** Δηλαδή αν ο μανδύας εκτείνεται σε όλο το μήκος του υποστρώματος ονομάζεται **ολικός μανδύας**, ενώ αν η έκτασή του είναι ένα μέρος του υποστρώματος ονομάζεται **τοπικός μανδύας**.

2. Το αν περιβάλλουν ολόκληρη την περίμετρο του υποστύλωματος. Δηλαδή αν ο μανδύας καλύπτει και τις τέσσερις πλευρές της περιμέτρου τότε ονομάζεται **κλειστός**, ενώ αν δεν τις καλύπτει λόγω παραδείγματος χάριν μεσοτοιχίας ή αρμού, ονομάζεται **ανοιχτός μανδύας** (Σχήμα 7.1).



Σχήμα 7.1 Ενίσχυση υποστύλωματος με μανδύα οπλισμένου σκυροδέματος ανοικτού τύπου. (α) Αγκύρωση συνδετήρων με διαμπερή σπή και συγκόλληση. (β) Αγκύρωση συνδετήρων με συγκόλληση σε γωνιακά βλητρομένα στο υπάρχον στοιχείο.

Στο Σχήμα 7.2(α) φαίνεται μια τεχνική κατασκευής μανδύα κλειστού τύπου γύρω από μεμονωμένο εσωτερικό υποστύλωμα, ενώ στο Σχήμα 7.2(β) δίνεται η αντίστοιχη λεπτομέρεια για περιμετρικό υποστύλωμα που βρίσκεται σε επαφή με τοίχο πλήρωσης. Και στις δύο περιπτώσεις το συμβιβαστό των παραμορφώσεων μεταξύ παλαιού και νέου στοιχείου εξασφαλίζεται με συνδυασμό ηλεκτροσυγκολλήσεων του νέου οπλισμού στον παλιό ή/και χημικός πακτωμένων αγκυρίων (μηχανισμός δράσης βλήτρου).



Σχήμα 7.2 Ενίσχυση υποστυλωμάτων με μανδύα οπλισμένου σκυροδέματος κλειστού τύπου. (α) Εσωτερικό μεμονωμένο υποστύλωμα. (β) Περιμετρικό υποστύλωμα σε επαφή με τοίχωμα.



### 7.5.2 ΔΙΑΔΙΚΑΣΙΑ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ ΜΑΝΔΥΩΝ

Για να γίνει η κατασκευή του μανδύα ακολουθούνται τα παρακάτω βήματα :

- Πρώτα από όλα αποφορτίζουμε τις δοκούς και τις πλάκες που στηρίζονται στο υποστύλωμα.
- Ύστερα απομακρύνουμε το αποδιοργανωμένο σκυρόδεμα.
- Καθαρίζουμε την περιοχή έτσι ώστε να αποκαλυφθούν οι οπλισμοί στους οποίους έχουμε επιλέξει να συγκολλήσουμε τους καινούριους.
- Προετοιμάζουμε τις κατάλληλες οπές όπου θα αγκυρωθούν οι νέες ράβδοι και τις θέσεις όπου θα μπουν τα βλήτρα.
- Εκτραχύνουμε την επιφάνεια του σκυροδέματος σε βάθος 6mm έτσι ώστε να αποκαλυφθούν τα αδρανή.
- Καθαρίζεται επιμελώς η επιφάνεια του υποστύλωματος χρησιμοποιώντας αέρα υπό πίεση.
- Αγκυρώνουμε στα άκρα τους διαμήκεις οπλισμούς στις οπές που έχουν ανοιχτεί με τη χρήση εποξειδικής ρητίνης. Η αγκύρωση αυτή μπορεί να γίνει με δύο ακόμα τρόπους.

Μπορούμε να αγκυρώσουμε μικρότερες ράβδους στις οπές και στη συνέχεια ο διαμήκης οπλισμός μπορεί να ματιστεί πάνω στις ράβδους αυτές.

Αν το υποστύλωμα είναι στον κατώτερο όροφο μπορούμε ακόμα να κάνουμε την αγκύρωση πάνω στα πέδιλα. Αυτό γίνεται συνεχίζοντας τον μανδύα γύρω από τον κώνο του πέδिलου σε μήκος τουλάχιστον ίσο με το ύψος του πέδिलου, χρησιμοποιώντας πυκνούς κλειστούς συνδετήρες πάνω στο πέδιλο και απόληξη του μανδύα σε μια περιμετρική φωλιά που έχει δημιουργηθεί στο πέδιλο.

Βέβαια αν είναι αναγκαίο να ενισχυθεί και το θεμέλιο προσαρμόζουμε την τεχνική ώστε να αντιμετωπιστεί συνολικά το πρόβλημα.



Εικόνα 7.5 Παράδειγμα αγκύρωσης οπλισμού υποστύλωματος πάνω σε πέδιλο

- Αγκυρώνουμε τα βλήτρα
- Τοποθετούμε και συγκολλούμε τα παρεμβλήματα σύνδεσης του παλαιού με το νέο οπλισμό.

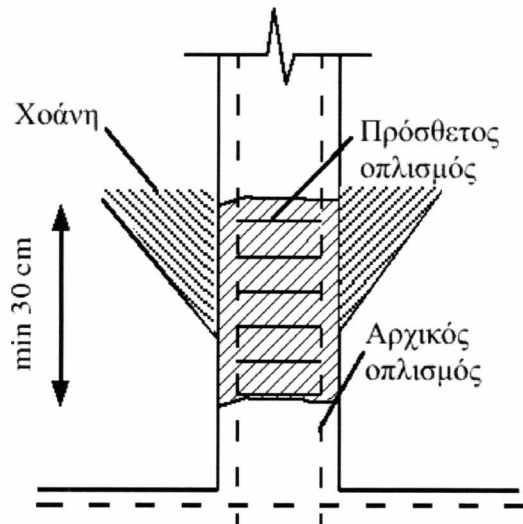


*Εικόνα 7.6 Παρεμβλήματα σύνδεσης (πάπιες)*

- Βάζουμε τους νέους συνδετήρες.
- Καθαρίζουμε για άλλη μια φορά τις επιφάνειες.
- Διαβρέχουμε την επιφάνεια του παλαιού σκυροδέματος πριν γίνει η σκυροδέτηση καθώς και τα καλούπια και τα αδρανή.
- Τέλος γίνεται η σκυροδέτηση.

Όσον αφορά στο ελάχιστο πάχος του μανδύα, πρέπει να είναι τουλάχιστον 5cm για μανδύες εκτοξευόμενου σκυροδέματος, 8-12cm για μανδύες από έγχυτο σκυρόδεμα με μια σειρά οπλισμών και 12cm για μανδύες από έγχυτο σκυρόδεμα με δύο σειρές οπλισμών.

Ιδιαίτερη προσοχή πρέπει να δίνεται στη συστολή ξηράνσεως του νέου σκυροδέματος. Όταν ένας μανδύας από σκυρόδεμα τοποθετείται γύρω από ένα υφιστάμενο υποστύλωμα, η συστολή ξηράνσεως του νέου σκυροδέματος περιορίζεται από το υπάρχον σκυρόδεμα, με αποτέλεσμα να αναπτύσσονται εφελκυστικές τάσεις, οι οποίες ενδέχεται να οδηγήσουν σε ρηγμάτωση του μανδύα κάθετα στον άξονα του στοιχείου. Το πρόβλημα αντιμετωπίζεται με χρήση σκυροδέματος με κατάλληλα χημικά πρόσθετα ή αντικατάσταση του τσιμέντου από μη συρρικνούμενη κονία. Επιπλέον απαιτείται η πλήρης αποφόρτιση της περιοχής των υπερκείμενων ορόφων που φορτίζουν το υπόψη υποστύλωμα, έτσι ώστε, όταν το επισκευασμένο στοιχείο κληθεί να παραλάβει φορτία, να αναιρεθούν τυχόν παραμορφώσεις λόγω συστολής ξηράνσεως. Επίσης για τη διευκόλυνση της σκυροδέτησης και την καλύτερη συμπύκνωση του νέου σκυροδέματος, συνιστάται η απόληξη του ξυλοτύπου προς τα επάνω να έχει τη μορφή χοάνης, όπως φαίνεται στο Σχήμα 7.3. Το επιπλέον πρισματικό τμήμα σκυροδέματος που προκύπτει με τον τρόπο αυτό αφαιρείται την επόμενη μέρα της σκυροδέτησης.



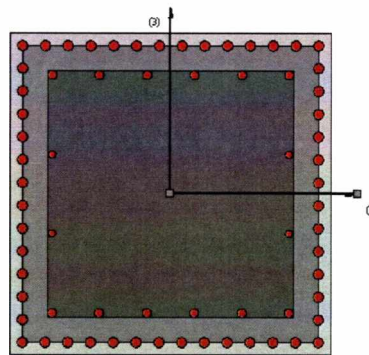
Σχήμα 7.3 Απόληξη ξυλοτύπου με μορφή χοάνης

### 7.5.3 ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΙΔΙΟΜΟΡΦΙΚΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ ΕΝΙΣΧΥΜΕΝΟΥ ΦΟΡΕΑ ΜΕ ΜΑΝΔΥΕΣ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ

Ενισχύσαμε τα υποστυλώματα του πρώτου ορόφου βάζοντας μανδύα οπλισμένου σκυροδέματος πάχους 15cm και συνολικού οπλισμού  $As^{tot}=28\Phi 20=87.9648cm^2$ .

$$As^{min}=\rho^{min}*b*h=42.25cm^2 < As^{tot}=28\Phi 20=87.9648cm^2 < As^{max}=\rho^{max}*b*h=169cm^2$$

Η διατομή των ενισχυμένων υποστυλωμάτων φαίνεται στο παρακάτω σχήμα.



Σχήμα 7.4 Διατομή υποστυλωμάτων ενισχυμένων με μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος

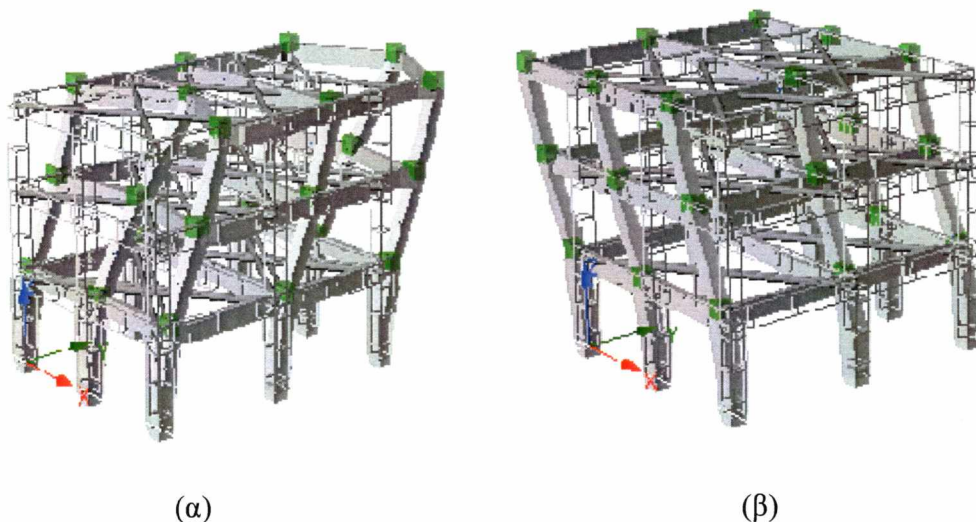
Οι ιδιοπερίοδοι των δέκα πρώτων ιδιομορφών του ενισχυμένου φορέα παρουσιάζονται στον ακόλουθο πίνακα (Πίνακας 7.1).

*Πίνακας 7.1 Δέκα πρώτες Ιδιοπερίοδοι ενισχυμένου φορέα με μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος*

<b>ΙΔΙΟΜΟΡΦΕΣ</b>	<b>ΙΔΙΟΠΕΡΙΟΔΟΙ</b>
1 <sup>η</sup> Ιδιομορφή	$T_1=0.33s$
2 <sup>η</sup> Ιδιομορφή	$T_2=0.28s$
3 <sup>η</sup> Ιδιομορφή	$T_3=0.26s$
4 <sup>η</sup> Ιδιομορφή	$T_4=0.21s$
5 <sup>η</sup> Ιδιομορφή	$T_5=0.23s$
6 <sup>η</sup> Ιδιομορφή	$T_6=0.10s$
7 <sup>η</sup> Ιδιομορφή	$T_7=0.098s$
8 <sup>η</sup> Ιδιομορφή	$T_8=0.087s$
9 <sup>η</sup> Ιδιομορφή	$T_9=0.092s$
10 <sup>η</sup> Ιδιομορφή	$T_{10}=0.091s$

Παρατηρούμε ότι ο ενισχυμένος φορέας με μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος παρουσιάζει μικρότερες ιδιοπεριόδους σε σχέση με τον αρχικό φορέα (βλέπε Πίνακα 5.1).

Η πρώτη ιδιομορφή, με ιδιοπερίοδο  $T_1=0.33sec$ , αντιστοιχεί σε παραμόρφωση κατά τη διεύθυνση y (Σχήμα 7.5 (α)) ενώ η δεύτερη ιδιομορφή, με ιδιοπερίοδο  $T_2=0.28sec$ , αντιστοιχεί σε παραμόρφωση κατά τη διεύθυνση x (Σχήμα 7.5 (β)), όπως συμβαίνει και στον αρχικό φορέα.



*Σχήμα 7.5 Ιδιομορφές της ενισχυμένης κατασκευής με μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος  
(α) 1<sup>η</sup> ιδιομορφή, (β) 2<sup>η</sup> ιδιομορφή*

Παρατηρούμε ότι οι μετακινήσεις του πρώτου ορόφου είναι μικρότερες σε σχέση με αυτές του αρχικού φορέα (βλέπε Σχήμα 5.6) και ο φορέας είναι περισσότερο δύσκαμπτος.

#### 7.5.4 ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΣΤΑΤΙΚΗΣ ΜΗ-ΓΡΑΜΜΙΚΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ ΕΝΙΣΧΥΜΕΝΟΥ ΦΟΡΕΑ ΜΕ ΜΑΝΔΥΕΣ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ

Αρχικά πραγματοποιήθηκε ξανά ο υπολογισμός των στοχευόμενων μετακινήσεων στις διευθύνσεις x και y καθώς ο ενισχυμένος φορέας έχει νέες μικρότερες ιδιοπεριόδους.

- Φόρτιση στη διεύθυνση x

- $T_e=0.28\text{sec}$ , είναι η ιδιοπερίοδος της 2<sup>ης</sup> ιδιομορφής που αντιστοιχεί σε παραμόρφωση κατά τη διεύθυνση x

- $S_a=1.326g$ , είναι η φασματική επιτάχυνση που προκύπτει από το ελαστικό φάσμα σχεδιασμού του Παρ.Α του ΕΑΚ(2000) (Σχήμα 1.2) για ιδιοπερίοδο  $T_e=0.28\text{sec}$

- $C_o=1,3$  για αριθμό ορόφων 3

- $C_1=1$

- $C_2=1$  σύμφωνα με τον Πίνακα 2.1

- $C_3=1$  για κτίρια από οπλισμένο σκυρόδεμα

Επομένως, με τη βοήθεια της σχέσης (Σ2.2) προκύπτει για φόρτιση στη διεύθυνση x στοχευόμενη μετακίνηση  $\delta_{\text{ενισχυμένου φορέα}}=0.0345\text{m} < \delta_{\text{αρχικού φορέα}}=0.0467\text{m}$ , η οποία αντιστοιχεί σε μετακίνηση 0.034875m του κόμβου ελέγχου n324.

- Φόρτιση στη διεύθυνση y

- $T_e=0.33\text{sec}$ , είναι η ιδιοπερίοδος της 1<sup>ης</sup> ιδιομορφής που αντιστοιχεί σε παραμόρφωση κατά τη διεύθυνση y

- $S_a=1.326g$ , είναι η φασματική επιτάχυνση που προκύπτει από το ελαστικό φάσμα σχεδιασμού του Παρ.Α του ΕΑΚ(2000) (Σχήμα 1.2) για ιδιοπερίοδο  $T_e=0.33\text{sec}$

- $C_o=1,3$  για αριθμό ορόφων 3

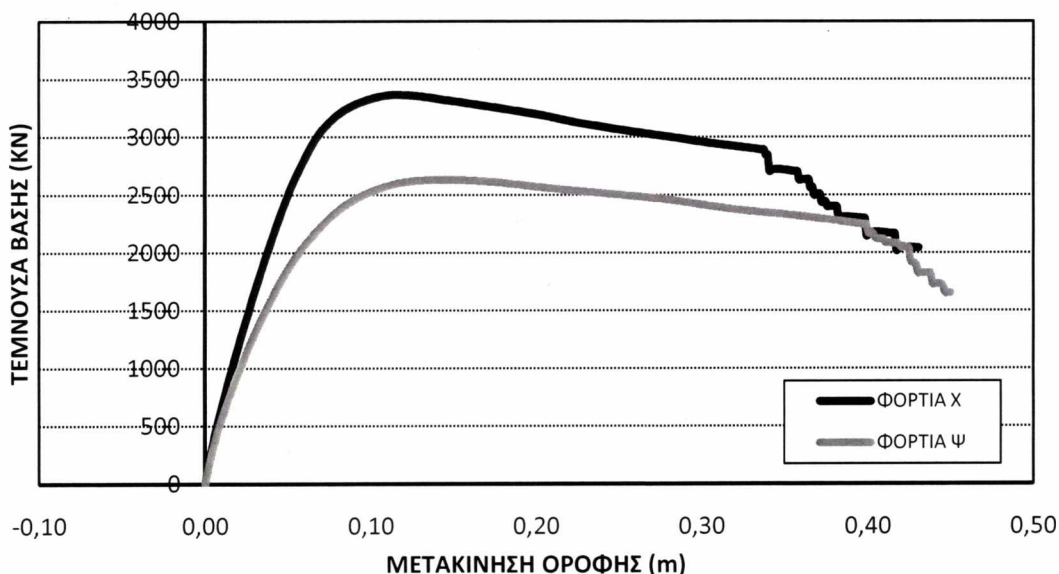
- $C_1=1$

- $C_2=1$  σύμφωνα με τον Πίνακα 2.1

- $C_3=1$  για κτίρια από οπλισμένο σκυρόδεμα

Επομένως, με τη βοήθεια της σχέσης (Σ2.2) προκύπτει για φόρτιση στη διεύθυνση y στοχευόμενη μετακίνηση  $\delta_{\text{ενισχυμένου φορέα}}=0.0474\text{m} < \delta_{\text{αρχικού φορέα}}=0.0652\text{m}$ , η οποία αντιστοιχεί σε μετακίνηση 0.048m του κόμβου ελέγχου n234.

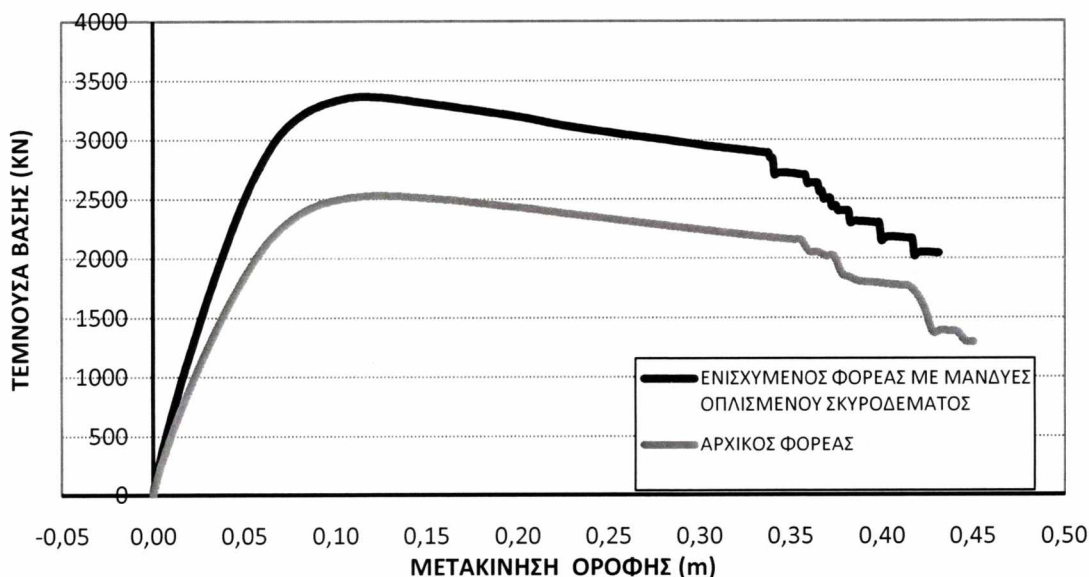
Στο διάγραμμα που ακολουθεί (Σχήμα 7.6) παρουσιάζονται οι καμπύλες αντίστασης στην x και στην y διεύθυνση, αντίστοιχα.



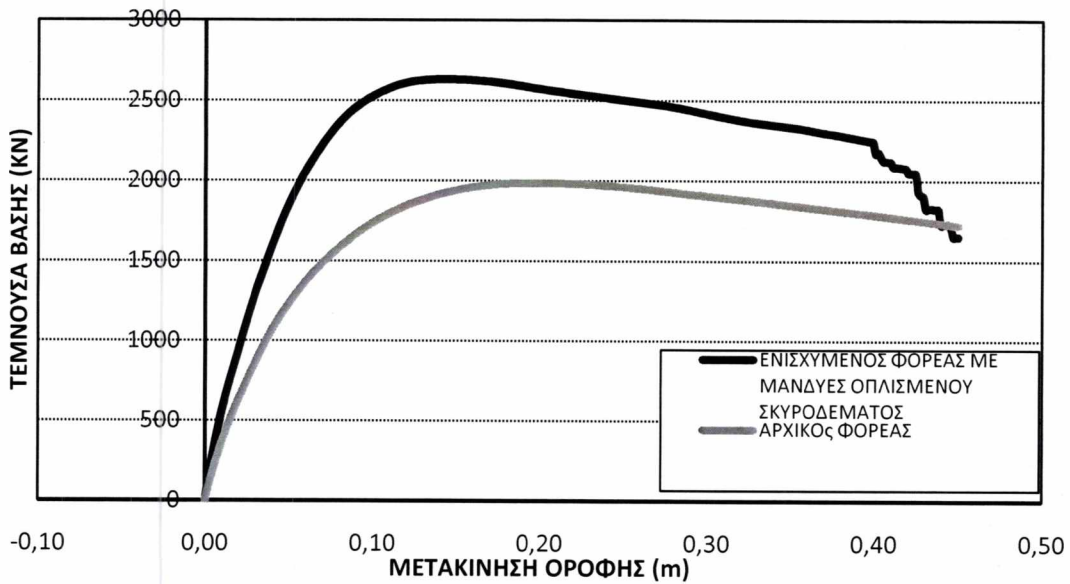
Σχήμα 7.6 Διάγραμμα Τέμνουσας βάσης-Μετακίνησης οροφής ενισχυμένου φορέα με μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος για φόρτιση στη διεύθυνση x και y

Παρατηρούμε ότι η δυσκαμψία και η αντοχή της κατασκευής στη διεύθυνση x είναι μεγαλύτερες από αυτές στη διεύθυνση y λόγω της παρουσίας της δοκού που συνδέει τα υποστυλώματα C4 και C5, όπως συμβαίνει και στον αρχικό φορέα.

Στη συνέχεια παρουσιάζονται οι καμπύλες αντίστασης στην x και y διεύθυνση αντίστοιχα, του ενισχυμένου φορέα με μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος συγκριτικά με τις καμπύλες αντίστασης του αρχικού φορέα.



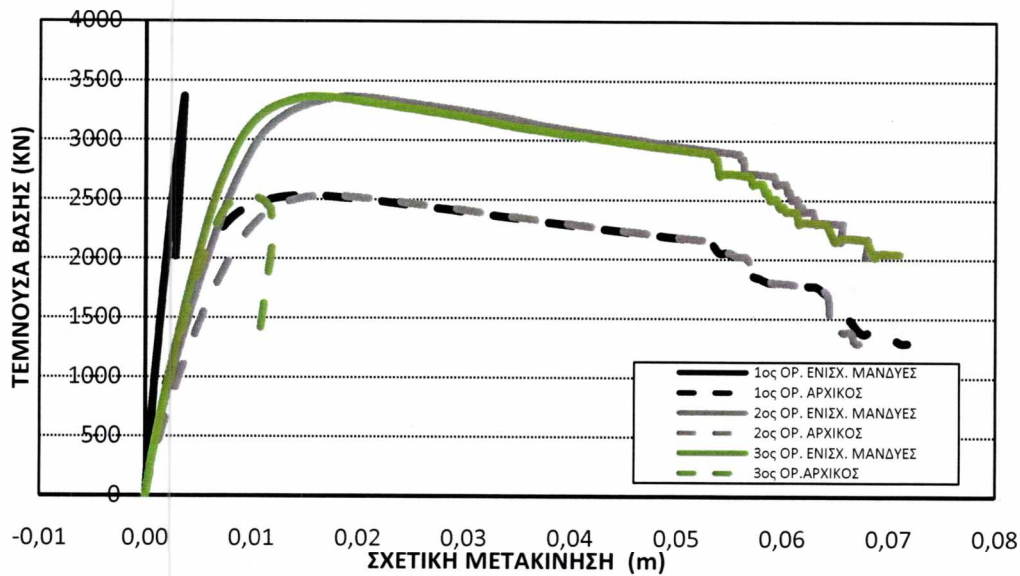
Σχήμα 7.7 Σύγκριση καμπύλης αντίστασης ενισχυμένου φορέα με μανδύες και αρχικού φορέα στην x διεύθυνση



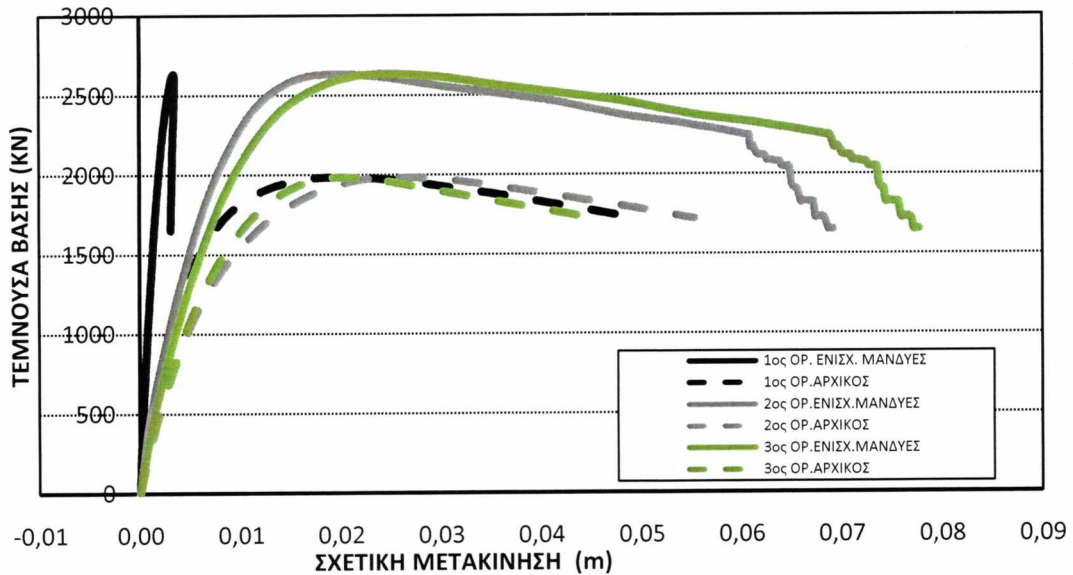
Σχήμα 7.8 Σύγκριση καμπύλης αντίστασης ενισχυμένου φορέα με μανδύες και αρχικού φορέα στην y διεύθυνση

Παρατηρώντας τα παραπάνω διαγράμματα (Σχήμα 7.7, Σχήμα 7.8) συμπεραίνουμε ότι ο ενισχυμένος φορέας με μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος παρουσιάζει μεγαλύτερη δυσκαμψία και αντοχή σε σχέση με τον αρχικό φορέα τόσο στην x όσο και στην y διεύθυνση.

Έπειτα απεικονίζονται γραφικά οι σχετικές μετακινήσεις των ορόφων του ενισχυμένου φορέα με μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος συγκριτικά με τον αρχικό φορέα.



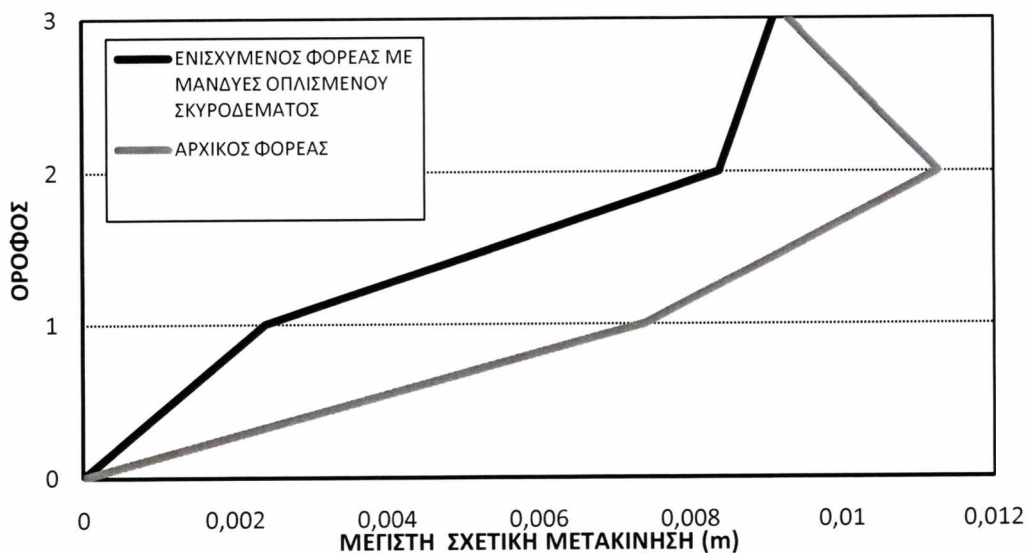
Σχήμα 7.9 Σύγκριση Σχετικής μετακίνησης καθ' ύψος της κατασκευής με μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος και χωρίς στη διεύθυνση x



Σχήμα 7.10 Σύγκριση Σχετικής μετακίνησης καθ' ύψος της κατασκευής με μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος και χωρίς στη διεύθυνση y

Παρατηρώντας τα διαγράμματα 7.9, 7.10 προκύπτει ότι ο 1<sup>ος</sup> όροφος με την ενίσχυση των μανδύων οπλισμένου σκυροδέματος γίνεται σημαντικά πιο δύσκαμπτος με σχεδόν μηδενική σχετική μετακίνηση τόσο στην x όσο και στην y διεύθυνση. Όσον αφορά το 2<sup>ο</sup> και 3<sup>ο</sup> όροφο παρατηρούμε ότι η ενίσχυση προσδίδει μικρή αύξηση της δυσκαμψίας και σημαντική αύξηση της αντοχής και στις δύο διευθύνσεις.

Ακολουθεί το διάγραμμα της μέγιστης σχετικής μετακίνησης καθ' ύψος της κατασκευής, της ενισχυμένης κατασκευής με μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος σε σύγκριση με την αρχική. Η διαδικασία υπολογισμού των μέγιστων σχετικών μετακινήσεων των ορόφων του ενισχυμένου φορέα είναι ανάλογη αυτής του αρχικού (βλέπε ενότητα 6.1).



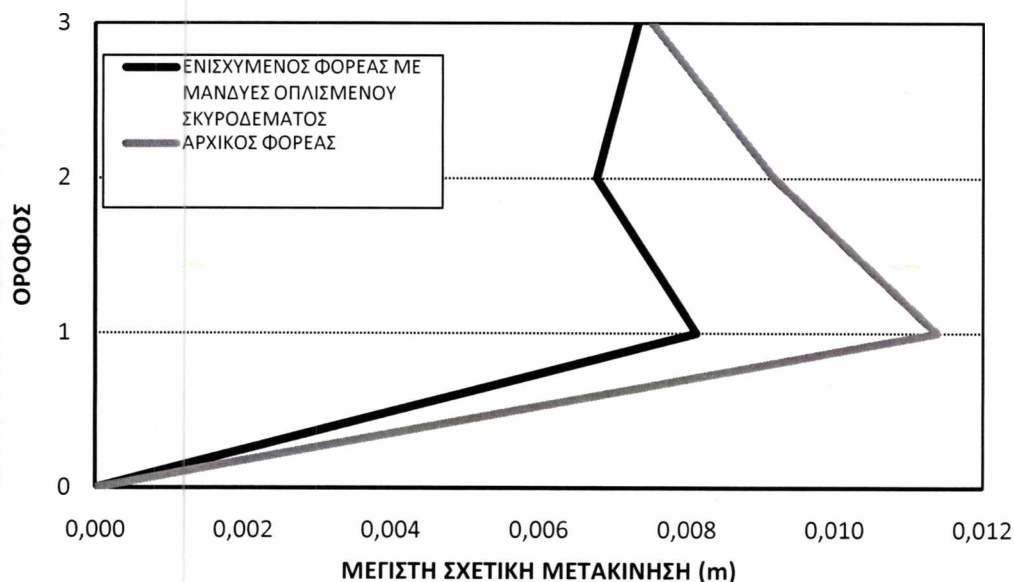
Σχήμα 7.11 Διάγραμμα Μέγιστης Σχετικής Μετακίνησης καθ' ύψος της κατασκευής με μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος και χωρίς για τη Στατική Μη-Γραμμική Ανάλυση



Παρατηρούμε ότι η ενίσχυση του πρώτου ορόφου με μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος έχει ως αποτέλεσμα τη σημαντική μείωση της μέγιστης σχετικής μετακίνησης του 1<sup>ου</sup> ορόφου και μικρότερη μείωση στο 2<sup>ο</sup> όροφο. Μικρή μείωση σημειώνεται στον 3<sup>ο</sup> όροφο.

### 7.5.5 ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΔΥΝΑΜΙΚΗΣ ΜΗ-ΓΡΑΜΜΙΚΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ ΕΝΙΣΧΥΜΕΝΟΥ ΦΟΡΕΑ ΜΕ ΜΑΝΔΥΕΣ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ

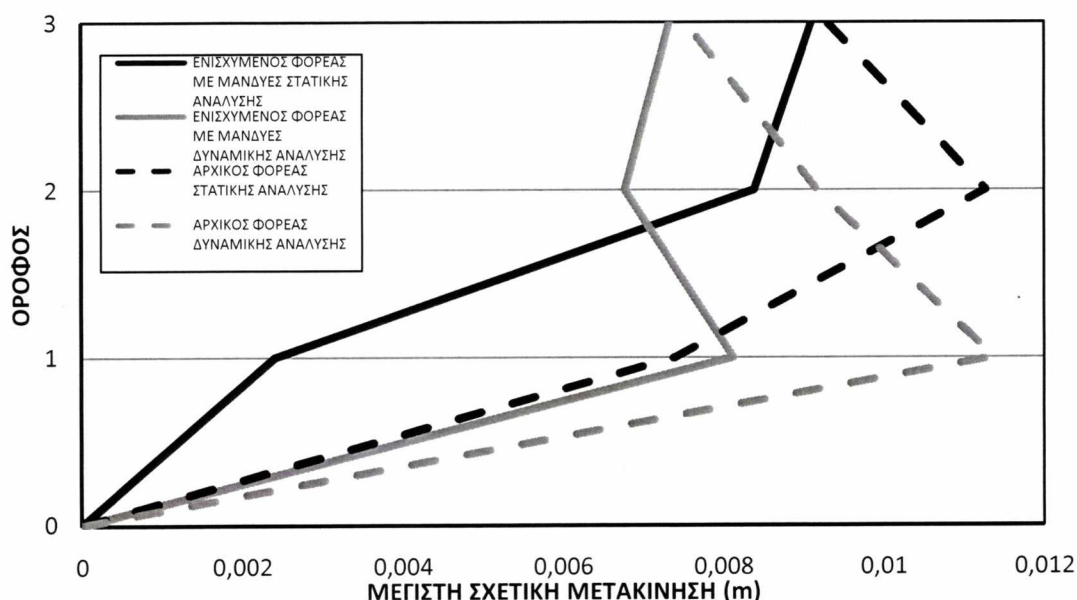
Η διαδικασία διεξαγωγής των αποτελεσμάτων της Δυναμικής Μη-Γραμμικής ανάλυσης του ενισχυμένου φορέα είναι η ίδια με αυτή του αρχικού (βλέπε ενότητα 6.2). Στο ακόλουθο σχήμα (Σχήμα 7.12) φαίνεται η μέγιστη σχετική μετακίνηση καθ' ύψος της κατασκευής.



Σχήμα 7.12 Διάγραμμα Μέγιστης Σχετικής Μετακίνησης καθ' ύψος της κατασκευής με μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος και χωρίς για τη Δυναμική Μη-Γραμμική Ανάλυση

Όπως και στο σχήμα 7.11, παρατηρούμε ότι η ενίσχυση με μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος επιφέρει σημαντική μείωση των μέγιστων σχετικών μετακινήσεων του 1<sup>ου</sup> και 2<sup>ου</sup> ορόφου, και μικρή μείωση της μέγιστης σχετικής μετακίνησης του 3<sup>ου</sup> ορόφου.

**7.5.6 ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ ΣΤΑΤΙΚΗΣ ΜΗ-ΓΡΑΜΜΙΚΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ – ΔΥΝΑΜΙΚΗΣ ΜΗ-ΓΡΑΜΜΙΚΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ ΕΝΙΣΧΥΜΕΝΟΥ ΦΟΡΕΑ ΜΕ ΜΑΝΔΥΕΣ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ-ΑΡΧΙΚΟΥ ΦΟΡΕΑ**



Σχήμα 7.13 Σύγκριση Στατικής -Δυναμικής Μη-Γραμμικής ανάλυσης ενισχυμένου με μανδύες - αρχικού φορέα

Όπως και στον αρχικό φορέα, παρατηρούμε ότι τα αποτελέσματα των δύο αναλύσεων για τον ενισχυμένο φορέα με μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος είναι αρκετά κοντά στο 2<sup>ο</sup> και 3<sup>ο</sup> όροφο, και παρουσιάζουν μεγαλύτερη απόκλιση στον 1<sup>ο</sup> όροφο. Η Δυναμική Μη-Γραμμική ανάλυση όμως είναι ακριβέστερη μέθοδος από τη Στατική Μη-Γραμμική ανάλυση για αυτό δεχόμαστε ως πιο ακριβή τα αποτελέσματα της πρώτης.

**7.5.7 ΕΛΕΓΧΟΣ ΤΗΣ ΑΝΙΣΩΣΗΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ ΤΟΥ ΕΝΙΣΧΥΜΕΝΟΥ ΦΟΡΕΑ ΜΕ ΜΑΝΔΥΕΣ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ ΓΙΑ ΤΗ ΣΤΑΤΙΚΗ ΜΗ-ΓΡΑΜΜΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ**

Ως δράση  $S_d$  επιλέγει η μέγιστη σχετική μετακίνηση, η οποία φαίνεται γραφικά στο σχήμα 7.11.

$$S_{d \text{ 1ου ορόφου}} = 0.0024 \text{ rad}$$

$$S_{d \text{ 2ου ορόφου}} = 0.0084 \text{ rad}$$

$$S_{d \text{ 3ου ορόφου}} = 0.0091 \text{ rad}$$

Η αντοχή  $R_d$  κάθε ορόφου προέκυψε με την εφαρμογή των σχέσεων (Σ4.2), (Σ4.6), (4.8). Έτσι αναλυτικά έχουμε :

Για τη σχέση (Σ4.6) :

-Η καμπυλότητα διαρροής (Σ4.7) υπολογίστηκε σε κάθε όροφο με :

$$\varepsilon_{sy}=2.17\text{‰}$$

$\varepsilon_{cy}$  : η ανηγμένη θλιπτική παραμόρφωση σκυροδέματος υπολογίστηκε για κάθε όροφο με εξισώσεις ισορροπίας :

$$\varepsilon_{cy \text{ 1ου ορόφου}}=1.19\text{‰}$$

$$\varepsilon_{cy \text{ 2ου ορόφου}}=1.49\text{‰}$$

$$\varepsilon_{cy \text{ 3ου ορόφου}}=0.804\text{‰}$$

$$d=0.475\text{m για το 2}^{\circ} \text{ και 3}^{\circ} \text{ όροφο}$$

$$d=0.625\text{m το για τον 1}^{\circ} \text{ όροφο}$$

$$\text{Άρα: } (1/r)_{y1\text{ου ορόφου}}=0.0054$$

$$(1/r)_{y2\text{ου ορόφου}}=0.0077$$

$$(1/r)_{y3\text{ου ορόφου}}=0.0063$$

$$-L_s=1.5\text{m}$$

$$-a_v z=0, \text{ θεωρώντας το συντελεστή } a_v=0$$

$$-h=0.50\text{m για το 2}^{\circ} \text{ και 3}^{\circ} \text{ όροφο}$$

$$h=0.65\text{m για τον 1}^{\circ} \text{ όροφο}$$

$$-d_b=0.018\text{m για το 2}^{\circ} \text{ και 3}^{\circ} \text{ όροφο}$$

$$d_b=0.020\text{m για τον 1}^{\circ} \text{ όροφο}$$

$$-f_y=500 \text{ MPa}$$

$$-f_c=30 \text{ MPa}$$

Επομένως με την εφαρμογή της σχέσης (4.6) προκύπτει :

$$\theta_{y1\text{ου ορόφου}}=0.0062 \text{ rad}$$

$$\theta_{y2\text{ου ορόφου}}=0.0075 \text{ rad}$$

$$\theta_{y3\text{ου ορόφου}}=0.0065 \text{ rad}$$

Για τη σχέση (Σ4.8) :

$$-a_s=3 \text{ ο λόγος διάτμησης του 2}^{\text{ου}} \text{ και 3}^{\text{ου}} \text{ ορόφου}$$

$$a_s=2.31 \text{ ο λόγος διάτμησης του 1}^{\text{ου}} \text{ ορόφου}$$

$-\omega=\omega'$  : το μηχανικό ποσοστό εφελκόμενου οπλισμού είναι ίσο με το ποσοστό θλιβόμενου οπλισμού καθώς ο συνολικός οπλισμός του υποστυλώματος ισομοιράζεται στο εφελκόμενο και θλιβόμενο πέλμα του υποστυλώματος

$-v = N / bhf_c$  η ανηγμένη αξονική όπου :

$N$  : η αξονική δύναμη των υποστυλωμάτων κάθε ορόφου, η οποία προέκυψε με την εφαρμογή της μεθόδου SRSS σε κάθε όροφο για τις αξονικές δυνάμεις για φόρτιση στην x και y διεύθυνση

$$N_{1ου\ ορόφου}=1552.8506\text{ KN}$$

$$N_{2ου\ ορόφου}=1016.4697\text{ KN}$$

$$N_{3ου\ ορόφου}=479.7334\text{ KN}$$

$$b=h=0.50\text{m για το } 2^ο \text{ και } 3^ο \text{ όροφο}$$

$$b=h=0.65\text{m για τον } 1^ο \text{ όροφο}$$

$$f_c=30\text{ kPa}$$

$$\text{Άρα : } v_{1ου\ ορόφου}=0.1225$$

$$v_{2ου\ ορόφου}=0.1355$$

$$v_{3ου\ ορόφου}=0.06396$$

$$-\rho_s = A_{sh}(\Phi 8/10) / b_w s_h = (0.5 * 10^{-4}) / (0.5 * 0.092) = 0.001087 \text{ για το } 2^ο \text{ και } 3^ο \text{ όροφο}$$

$$\rho_s = A_{sh}(\Phi 8/10) / b_w s_h = (0.5 * 10^{-4}) / (0.65 * 0.092) = 0.000836 \text{ για τον } 1^ο \text{ όροφο}$$

$$-\rho_d=0$$

$$-f_{yw}=500\text{ MPa}$$

$$-f_c= 30\text{MPa}$$

$$-\alpha = (1 - \frac{s_h}{2b_o})(1 - \frac{s_h}{2h_o})(1 - \frac{\sum b_i^2}{6b_o h_o}) = 0.5821 \text{ για το } 2^ο \text{ και } 3^ο \text{ όροφο}$$

$$\alpha= 0.5684 \text{ για τον } 1^ο \text{ όροφο}$$

ο συντελεστής αποδοτικότητας περισφίγξεως όπου :

$$s_h = s - 2\Phi_w / 2 = (10 - 0.8) * 10^{-2} = 0.092\text{m}$$

$$b_o = h_o = h - 2d_1 = 0.5 - (2 * 0.025) = 0.45\text{m για τον } 2^ο \text{ και } 3^ο \text{ όροφο}$$

$$b_o = h_o = h - 2d_1 = 0.65 - (2 * 0.025) = 0.60\text{m για τον } 1^ο \text{ όροφο}$$

$$1 - \left( \frac{\sum b_i^2}{6b_o h_o} \right) = 1 - \left( \frac{4b_2^2 + 6b_1^2}{6b_o h_o} \right) = 0.7222 \text{ με :}$$

$$b_1 = b_o/3 = 0.15\text{m}$$

$$b_2 = b_o/2 = 0.225\text{m για το 2}^{\circ} \text{ και 3}^{\circ} \text{ όροφο}$$

$$1 - \left( \frac{\sum b_i^2}{6b_o h_o} \right) = 1 - \left( \frac{4b_2^2 + 6b_1^2}{6b_o h_o} \right) = 0.667 \text{ με :}$$

$$b_1 = b_2 = b_o/2 = 0.30\text{m για τον 1}^{\circ} \text{ όροφο}$$

Επομένως με την εφαρμογή της σχέσης (Σ4.8) προκύπτει :

$$\theta_{u1\text{ου ορόφου}} = 0.0408 \text{ rad}$$

$$\theta_{u2\text{ου ορόφου}} = 0.0444 \text{ rad}$$

$$\theta_{u3\text{ου ορόφου}} = 0.0484 \text{ rad}$$

Συνεπώς με την εφαρμογή της σχέσης (Σ4.2) σε κάθε όροφο προκύπτουν οι εξής αντοχές:

$$R_{d1\text{ου ορόφου}} = 0.01567 \text{ rad}$$

$$R_{d2\text{ου ορόφου}} = 0.0173 \text{ rad}$$

$$R_{d3\text{ου ορόφου}} = 0.0183 \text{ rad}$$

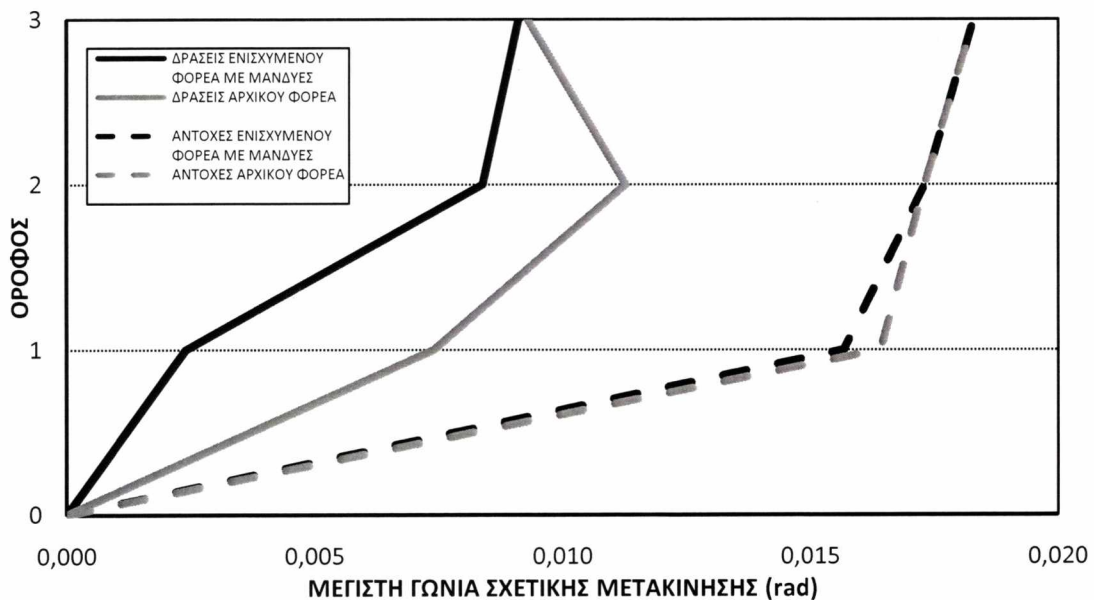
Επομένως ο έλεγχος της ανίσωσης ασφαλείας (Σ4.1) δίνει τα εξής αποτελέσματα :

*Πίνακας 7.2 Αποτελέσματα ελέγχου ανίσωσης ασφαλείας ενισχυμένου φορέα με μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος για τη Στατική Μη-Γραμμική ανάλυση*

Όροφος	$\theta_y$	$\theta_u$	$R_d = 0.5(\theta_y + \theta_u) / (\gamma_{Rd} = 1.5)$		$S_d$
1ος	0.0062	0.0408	0.01567	>	0.0024
2ος	0.0075	0.0444	0.0173	>	0.0084
3ος	0.0065	0.0484	0.0183	>	0.0091

Παρατηρούμε ότι η ικανότητα (*capacity*) της κατασκευής είναι μεγαλύτερη από την απαίτηση (*demand*). Τα αποτελέσματα του ελέγχου της ανίσωσης ασφαλείας του

ενισχυμένου φορέα με μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος για τη Στατική Μη-Γραμμική ανάλυση συγκριτικά με τα αποτελέσματα του αρχικού φορέα παρουσιάζονται γραφικά στο ακόλουθο σχήμα (Σχήμα 7.14).



Σχήμα 7.14 Αποτελέσματα ελέγχου ανίσωσης ασφαλείας ενισχυμένου φορέα με μανδύες συγκριτικά με αρχικό για τη Στατική Μη-Γραμμική ανάλυση

Παρατηρώντας το παραπάνω διάγραμμα συμπεραίνουμε ότι η ενίσχυση με μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος έχει ως αποτέλεσμα τη μείωση της σεισμικής απαίτησης της κατασκευής και τη διατήρηση σχεδόν της ικανότητας της, με μια πολύ μικρή μείωση στον 1<sup>ο</sup> όροφο.

### 7.5.8 ΕΛΕΓΧΟΣ ΤΗΣ ΑΝΙΣΩΣΗΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ ΤΟΥ ΕΝΙΣΧΥΜΕΝΟΥ ΦΟΡΕΑ ΜΕ ΜΑΝΔΥΕΣ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ ΓΙΑ ΤΗ ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΜΗ-ΓΡΑΜΜΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ

Ως δράση  $S_d$  επιλέγει η μέγιστη σχετική μετακίνηση, η οποία φαίνεται γραφικά στο σχήμα 7.12.

$$S_{d\ 1ου\ ορόφου} = 0.0081\ rad$$

$$S_{d\ 2ου\ ορόφου} = 0.0068\ rad$$

$$S_{d\ 3ου\ ορόφου} = 0.0073\ rad$$

Η αντοχή  $R_d$  κάθε ορόφου προέκυψε με την εφαρμογή των σχέσεων (Σ4.2), (Σ4.6), (4.8). Έτσι αναλυτικά έχουμε :

Για τη σχέση (Σ4.6) :

-Η καμπυλότητα διαρροής (Σ4.7) υπολογίστηκε σε κάθε όροφο με :

$$\varepsilon_{sy}=2.17^{\circ}/_{\infty}$$

$\varepsilon_{cy}$  : η ανηγμένη θλιπτική παραμόρφωση σκυροδέματος υπολογίστηκε για κάθε όροφο με εξισώσεις ισορροπίας :

$$\varepsilon_{cy \text{ 1ου ορόφου}}=1.054^{\circ}/_{\infty}$$

$$\varepsilon_{cy \text{ 2ου ορόφου}}=1.43^{\circ}/_{\infty}$$

$$\varepsilon_{cy \text{ 3ου ορόφου}}=0.944^{\circ}/_{\infty}$$

$$d=0.475\text{m για το 2}^{\circ} \text{ και 3}^{\circ} \text{ όροφο}$$

$$d=0.625\text{m το για τον 1}^{\circ} \text{ όροφο}$$

$$\text{Άρα: } (1/r)_{y1\text{ου ορόφου}}=0.0052$$

$$(1/r)_{y2\text{ου ορόφου}}=0.0076$$

$$(1/r)_{y3\text{ου ορόφου}}=0.0066$$

$$-L_s=1.5\text{m}$$

$$-a_v=0, \text{ θεωρώντας το συντελεστή } a_v=0$$

$$-h=0.50\text{m για το 2}^{\circ} \text{ και 3}^{\circ} \text{ όροφο}$$

$$h=0.65\text{m για τον 1}^{\circ} \text{ όροφο}$$

$$-d_b=0.018\text{m για το 2}^{\circ} \text{ και 3}^{\circ} \text{ όροφο}$$

$$d_b=0.020\text{m για τον 1}^{\circ} \text{ όροφο}$$

$$-f_y=500 \text{ MPa}$$

$$-f_c=30 \text{ MPa}$$

Επομένως με την εφαρμογή της σχέσης (4.6) προκύπτει :

$$\theta_{y1\text{ου ορόφου}}=0.0061\text{rad}$$

$$\theta_{y2\text{ου ορόφου}}=0.0074 \text{ rad}$$

$$\theta_{y3\text{ου ορόφου}}=0.0067 \text{ rad}$$

Για τη σχέση (Σ4.8) :

$$-a_s=3 \text{ ο λόγος διάτμησης του 2}^{\text{ου}} \text{ και 3}^{\text{ου}} \text{ ορόφου}$$

$$a_s=2.31 \text{ ο λόγος διάτμησης του 1}^{\text{ου}} \text{ ορόφου}$$

$$-\omega=\omega'$$

$-v = N / bhf_c$  η ανηγμένη αξονική όπου :

$N$  : η αξονική δύναμη των υποστυλωμάτων κάθε ορόφου, η οποία προέκυψε υπολογίζοντας το μέσο όρο των μεγίστων αξονικών δυνάμεων από τις 10 σεισμικές καταγραφές. Οι μέγιστες αξονικές δυνάμεις προέκυψαν αφού πρώτα εφαρμόστηκε η μέθοδος SRSS στις αξονικές δυνάμεις για φόρτιση στην x και y διεύθυνση κάθε ορόφου για όλες τις σεισμικές καταγραφές.

$$N_{1ου\ ορόφου} = 1367.3340\text{ KN}$$

$$N_{2ου\ ορόφου} = 973.3761\text{ KN}$$

$$N_{3ου\ ορόφου} = 586.4395\text{ KN}$$

$$b=h=0.50\text{m για το } 2^ο \text{ και } 3^ο \text{ όροφο}$$

$$b=h=0.65\text{m για τον } 1^ο \text{ όροφο}$$

$$f_c = 30\text{ kPa}$$

$$\text{Άρα : } v_{1ου\ ορόφου} = 0.1079$$

$$v_{2ου\ ορόφου} = 0.1298$$

$$v_{3ου\ ορόφου} = 0.0782$$

$$-\rho_s = A_{sh}(\Phi 8 / 10) / b_w s_h = (0.5 * 10^{-4}) / (0.5 * 0.092) = 0.001087 \text{ για το } 2^ο \text{ και } 3^ο \text{ όροφο}$$

$$\rho_s = A_{sh}(\Phi 8 / 10) / b_w s_h = (0.5 * 10^{-4}) / (0.65 * 0.092) = 0.000836 \text{ για τον } 1^ο \text{ όροφο}$$

$$-\rho_d = 0$$

$$-f_{yw} = 500\text{ MPa}$$

$$-f_c = 30\text{ MPa}$$

$$-\alpha = \left(1 - \frac{s_h}{2b_o}\right) \left(1 - \frac{s_h}{2h_o}\right) \left(1 - \frac{\sum b_i^2}{6b_o h_o}\right) = 0.5821 \text{ για το } 2^ο \text{ και } 3^ο \text{ όροφο}$$

$$\alpha = 0.5684 \text{ για τον } 1^ο \text{ όροφο}$$

ο συντελεστής αποδοτικότητας περισφίξεως όπου :

$$s_h = s - 2\Phi_w / 2 = (10 - 0.8) * 10^{-2} = 0.092\text{m}$$

$$b_o = h_o = h - 2d_1 = 0.5 - (2 * 0.025) = 0.45\text{m για τον } 2^ο \text{ και } 3^ο \text{ όροφο}$$

$$b_o = h_o = h - 2d_1 = 0.65 - (2 * 0.025) = 0.60\text{m για τον } 1^ο \text{ όροφο}$$



$$1 - \left( \frac{\sum b_i^2}{6b_o h_o} \right) = 1 - \left( \frac{4b_2^2 + 6b_1^2}{6b_o h_o} \right) = 0.7222 \text{ με :}$$

$$b_1 = b_o/3 = 0.15\text{m}$$

$$b_2 = b_o/2 = 0.225\text{m για το } 2^\circ \text{ και } 3^\circ \text{ όροφο}$$

$$1 - \left( \frac{\sum b_i^2}{6b_o h_o} \right) = 1 - \left( \frac{4b_2^2 + 6b_1^2}{6b_o h_o} \right) = 0.667 \text{ με :}$$

$$b_1 = b_2 = b_o/2 = 0.30\text{m για τον } 1^\circ \text{ όροφο}$$

Επομένως με την εφαρμογή της σχέσης (Σ4.8) προκύπτει :

$$\theta_{u1\text{ου ορόφου}} = 0.0415 \text{ rad}$$

$$\theta_{u2\text{ου ορόφου}} = 0.0447 \text{ rad}$$

$$\theta_{u3\text{ου ορόφου}} = 0.0476 \text{ rad}$$

Συνεπώς με την εφαρμογή της σχέσης (Σ4.2) σε κάθε όροφο προκύπτουν οι εξής αντοχές:

$$R_{d \text{ 1ου ορόφου}} = 0.01586 \text{ rad}$$

$$R_{d \text{ 2ου ορόφου}} = 0.0174 \text{ rad}$$

$$R_{d \text{ 3ου ορόφου}} = 0.0181 \text{ rad}$$

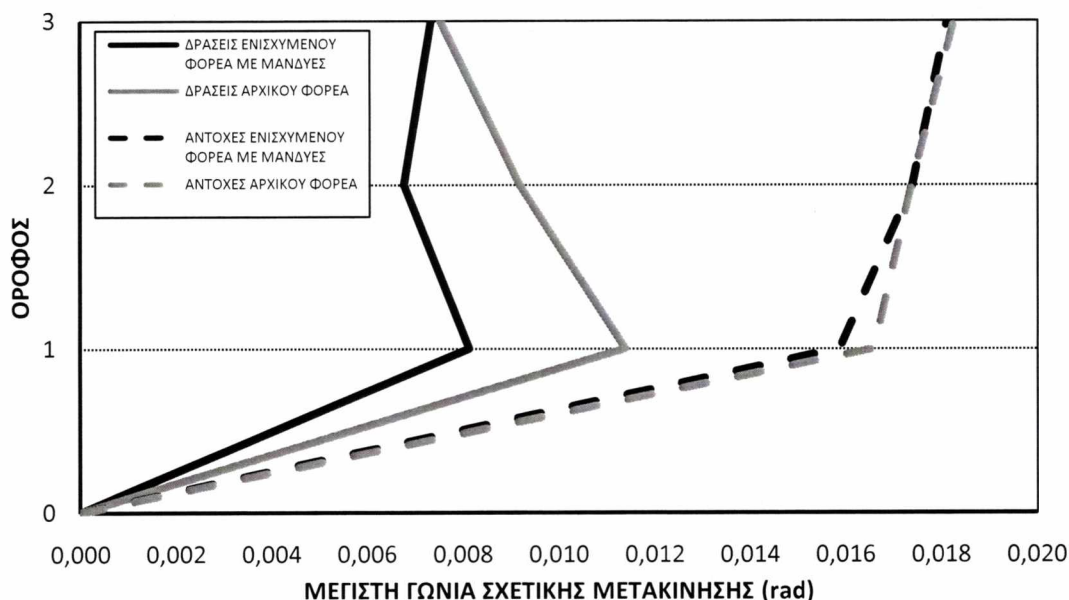
Επομένως ο έλεγχος της ανίσωσης ασφαλείας (Σ4.1) δίνει τα εξής αποτελέσματα :

*Πίνακας 7.3 Αποτελέσματα ελέγχου ανίσωσης ασφαλείας του ενισχυμένου φορέα με μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος για τη Δυναμική Μη-Γραμμική ανάλυση*

Όροφος	$\theta_y$	$\theta_u$	$R_d = 0.5(\theta_y + \theta_u) / (\gamma_{Rd} = 1.5)$		$S_d$
1ος	0.0061	0.0415	0.01586	>	0.0081
2ος	0.0074	0.0447	0.0174	>	0.0068
3ος	0.0067	0.0476	0.0181	>	0.0073

Παρατηρούμε ότι η ικανότητα (*capacity*) της κατασκευής είναι μεγαλύτερη από την απαίτηση (*demand*). Τα αποτελέσματα του ελέγχου της ανίσωσης ασφαλείας του

ενισχυμένου φορέα με μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος για τη Δυναμική Μη-Γραμμική ανάλυση συγκριτικά με τα αποτελέσματα του αρχικού φορέα παρουσιάζονται γραφικά στο ακόλουθο σχήμα (Σχήμα 7.15).

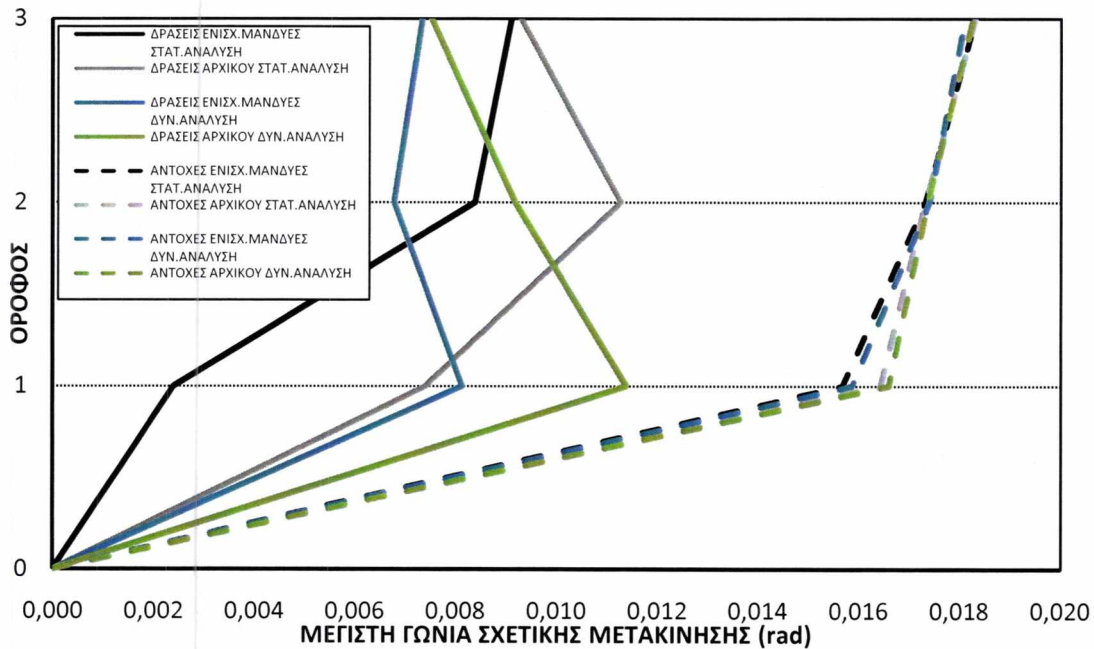


Σχήμα 7.15 Αποτελέσματα ελέγχου ανίσωσης ασφαλείας ενισχυμένου φορέα με μανδύες συγκριτικά με αρχικό για τη Δυναμική Μη-Γραμμική ανάλυση

Όπως και στη Στατική Μη-Γραμμική ανάλυση (βλέπε Σχήμα 7.14), παρατηρούμε ότι η ενίσχυση με μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος έχει ως αποτέλεσμα τη μείωση της σεισμικής απαίτησης της κατασκευής και τη διατήρηση σχεδόν της ικανότητας της, με μια πολύ μικρή μείωση στον 1<sup>ο</sup> όροφο.

#### 7.5.9 ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ ΕΛΕΓΧΟΥ ΑΝΙΣΩΣΗΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ ΜΕΤΑΞΥ ΕΝΙΣΧΥΜΕΝΟΥ ΦΟΡΕΑ ΜΕ ΜΑΝΔΥΕΣ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ ΚΑΙ ΑΡΧΙΚΟΥ ΦΟΡΕΑ ΓΙΑ ΣΤΑΤΙΚΗ ΜΗ-ΓΡΑΜΜΙΚΗ ΚΑΙ ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΜΗ-ΓΡΑΜΜΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ

Η σύγκριση των αποτελεσμάτων του ελέγχου της ανίσωσης ασφαλείας μεταξύ ενισχυμένου φορέα με μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος και αρχικού φορέα για τις δύο μη-γραμμικές αναλύσεις απεικονίζεται στο ακόλουθο γράφημα :



Σχήμα 7.16 Αποτελέσματα ελέγχου ανίσωσης ασφαλείας ενισχυμένου φορέα με μανδύες συγκριτικά με αρχικό φορέα και για τις δύο μη-γραμμικές αναλύσεις

Παρατηρούμε ότι ο έλεγχος της ανίσωσης ασφαλείας (Σ4.1) τηρείται και για τις δύο μη-γραμμικές αναλύσεις τόσο στον ενισχυμένο όσο και στον αρχικό φορέα. Η ενίσχυση του φορέα επιφέρει και για τις δύο αναλύσεις σημαντική μείωση της σεισμικής απαίτησης της κατασκευής στον 1<sup>ο</sup> και 2<sup>ο</sup> όροφο και αρκετά μικρή μείωση στον 3<sup>ο</sup> όροφο. Όσον αφορά τη σεισμική απαίτηση τα αποτελέσματα των δύο αναλύσεων είναι αρκετά κοντά στους δύο τελευταίους ορόφους και παρουσιάζουν μεγαλύτερη απόκλιση στον 1<sup>ο</sup> όροφο, τόσο στον αρχικό όσο και τον ενισχυμένο με μανδύες φορέα. Από την άλλη η ικανότητα της κατασκευής παραμένει σχεδόν ίδια μετά την ενίσχυση, με μια πολύ μικρή μείωση στον 1<sup>ο</sup> όροφο και για τις δύο αναλύσεις, και τα αποτελέσματα των δύο αναλύσεων είναι σχεδόν όμοια.

---

## **ΚΕΦΑΛΑΙΟ 8**

### **ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ ΜΕ ΕΜΦΑΤΝΟΥΜΕΝΑ ΤΟΙΧΩΜΑΤΑ**

---

#### **8.1 ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ ΜΕ ΤΗ ΜΕΘΟΔΟ ΤΩΝ ΕΜΦΑΤΝΟΥΜΕΝΩΝ ΤΟΙΧΩΜΑΤΩΝ**

Η προσθήκη νέων τοιχωμάτων εντός υφιστάμενων πλαισίων της κατασκευής θεωρείται η πλέον αποτελεσματική μέθοδος για την αύξηση της αντοχής και της δυσκαμψίας του φορέα. Η χρήση της μεθόδου μπορεί να αντιμετωπίσει μια συνολική αδυναμία της κατασκευής στην ανάληψη οριζόντιων φορτίων που αφορά την γενική στατική λειτουργία της. Συντελεί στην αποτελεσματική προστασία του υφιστάμενου φέροντος οργανισμού αφού με τα τοιχώματα αυτά παραλαμβάνεται μεγάλο ποσοστό των σεισμικών δράσεων με ταυτόχρονη μείωση των συνολικών μετατοπίσεων του χωρικού συστήματος κατά τη σεισμική κίνηση σε επίπεδα ανεκτά για την παραμορφωσιακή ικανότητα των υπαρχουσών μελών. Ταυτόχρονα η χρήση τοιχωμάτων αντιμετωπίζει και άλλες παραμέτρους σεισμικής τρωτότητας παραδείγματος χάριν, μαλακούς ορόφους, κοντά υποστυλώματα, αυξημένη μεταθετότητα και αυξημένη επικινδυνότητα εδάφους. Επίσης, μειώνει αρκετά την επιρροή φαινομένων δευτέρας τάξης, ενώ πιθανά προβλήματα σε δευτερεύουσα στοιχεία (τοιχοί πληρώσεως, υαλοστάσια κτλ) ή με τα γειτονικά κτίρια αποφεύγονται σε πιθανό μελλοντικό σεισμό. Επιπλέον, εάν η σύνδεση των ενφανατούμενων τοιχωμάτων γίνει μόνο πάνω και κάτω, δηλαδή συνδεθούν τα τοιχώματα μόνο με τα δοκάρια και όχι με τα υποστυλώματα τότε αυξάνεται και η πλαστιμότητα της υφιστάμενης κατασκευής. Με αυτόν τον τρόπο η κατασκευή έχει πλέον έναν αξιόπιστο ελαστοπλαστικό μηχανισμό σε περίπτωση σεισμού. Η απόσβεση της ενέργειας γίνεται μέσω ελεγχόμενων βλαβών χωρίς σημαντική μείωση των αρχικών χαρακτηριστικών αποκρίσεως και δυσκαμψίας του φορέα. Επιπλέον, τα τοιχώματα βοηθούν στην αντιμετώπιση προβλημάτων κατά την διάρκεια ενός σεισμού από την έκκεντρη τοποθέτηση των δύσκαμπτων στοιχείων στην κάτοψη. Τέλος, με την χρήση τοιχωμάτων για ενίσχυση υφιστάμενης κατασκευής έχουμε μείωση των εντατικών μεγεθών της τέμνουσας και της ροπής κάμψεως, που καταπονούν υφιστάμενα κατακόρυφα στοιχεία, κάτω από τα όρια της φέρουσας ικανότητάς τους. Με αυτόν τον τρόπο ταυτόχρονα μπορούμε να αντιμετωπίσουμε προβλήματα που έχουν να κάνουν με σφάλματα σχεδιασμού που σχετίζονται με τη μόρφωση του φορέα και ειδικότερα με ασυμμετρία κατανομής δυσκαμψίας καθ' ύψος ή εκκεντρότητες δυσκαμψίας σε κάτοψη.

Ωστόσο, η μέθοδος ενίσχυσης με εμαφανατούμενα τοιχώματα έχει και κάποια μειονεκτήματα. Με την χρήση των τοιχωμάτων για την ενίσχυση υφιστάμενων κατασκευών παρουσιάζονται συχνά κάποιες κατασκευαστικές δυσκολίες. Αυτές έχουν να κάνουν κυρίως με την δυσκολία κατασκευής θεμελιώσεων λόγω μεγάλου

κόστους και ειδικών υπολογισμών, ικανών να παραλάβουν τις μεγάλες ροπές βάσης των αντισεισμικών τοιχωμάτων και των αυξημένων κατακόρυφων δυνάμεων που προέρχονται από το πρόσθετο βάρος της κατασκευής λόγω των τοιχωμάτων. Ακόμα και στην περίπτωση που κατασκευαστεί μόνο ένα καινούργιο τοίχωμα με την πλήρωση ενός μόνο πλαισίου, επειδή το κατακόρυφο φορτίο είναι δυσανάλογα μικρό σε σύγκριση με την ροπή ανατροπής έχουμε σαν αποτέλεσμα το “σήκωμα” και την εμφάνιση μεγάλων στροφών στο στοιχείο της θεμελίωσης. Το γεγονός αυτό μειώνει την φέρουσα ικανότητα. Ταυτόχρονα θα υπάρξει και μετατόπιση του τοιχώματος στην βάση, η οποία θα αυξήσει τις μετατοπίσεις στα επίπεδα των ορόφων και θα μειώσει την αποτελεσματικότητα του νέου μέλους να προστατέψει τα υπάρχοντα στοιχεία από μεγάλες παραμορφώσεις. Επίσης, η ενίσχυση με τοιχώματα εντός των πλαισίων, χωρίς αυτά να είναι σε επαφή με τα υποστυλώματα, οδηγεί σε μείωση του μήκους των δοκών που συνδέονται με αυτά. Σαν αποτέλεσμα έχουμε ότι η ικανοτική τέμνουσα να αυξάνεται σημαντικά. Επομένως αυτοί οι δοκοί θα πρέπει να ενισχύονται για την παραλαβή της τέμνουσας. Τέλος, εκτός από τις τεχνικές δυσκολίες παρουσιάζονται συχνά στην πράξη δυσεπίλυτα αρχιτεκτονικά και λειτουργικά προβλήματα. Οι δυσκολίες αυτές οφείλονται συνήθως στις διαφορετικές χρήσεις και αρχιτεκτονικές διατάξεις στους διάφορους ορόφους. Για παράδειγμα μεγάλοι χώροι κατοικιών στους δύο τελευταίους ορόφους, μικρότεροι γραφειακοί χώροι στους μεσαίους ορόφους, ελεύθεροι χώροι καταστημάτων στο ισόγειο και χώροι στάθμευσης αυτοκινήτων στο υπόγειο.

## **8.2 ΔΙΑΤΑΞΗ ΕΜΦΑΤΝΟΥΜΕΝΩΝ ΤΟΙΧΩΜΑΤΩΝ**

Η επέμβαση σε μια υφιστάμενη κατασκευή με την προσθήκη τοιχωμάτων αλλοιώνει τα δυναμικά χαρακτηριστικά και τη δυσκαμψία της κατασκευής. Η θέση και η οργάνωση των τοιχωμάτων στο χώρο χρήζει ιδιαίτερης σημασίας. Τα τοιχώματα πρέπει να είναι όσο το δυνατόν ισοκατανεμημένα και συμμετρικά στις δύο διευθύνσεις, ενώ η διάταξή τους κοντά στην περίμετρο του κτιρίου βοηθά την στρεπτική αντίστασή του. Ασυμμετρία στη διάταξή του ίσως προκαλέσει την ανάπτυξη ανεπιθύμητων στροφών που οδηγούν σε ανελαστικές παραμορφώσεις στα περιμετρικά φέροντα στοιχεία της κάτοψης και κατ’ επέκταση σε φθορά αυτών. Με τη διάταξη δύο τουλάχιστον τοιχωμάτων στη μία τουλάχιστον οριζόντια διεύθυνση και κοντά στην περίμετρο της κάτοψης επιτυγχάνεται ο περιορισμός του μεγέθους αυτών των στροφών.

## **8.3 ΤΡΟΠΟΙ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ**

Οι τεχνικές προσθήκης τοιχωμάτων που χρησιμοποιούνται σήμερα στην πράξη μπορούν να διακριθούν σε τρεις κατηγορίες ανάλογα με τον τύπο του τοιχώματος που χρησιμοποιείται :

- Τοιχώματα από έγχυτο ή εκτοξευόμενο σκυρόδεμα κατασκευαζόμενα στον τόπο του έργου
- Προκατασκευασμένα τοιχώματα (panels)
- Τοιχώματα από οπλισμένη ή άοπλη τοιχοποιία
- **Τοιχώματα από έγχυτο ή εκτοξευόμενο σκυρόδεμα κατασκευαζόμενα στον τόπο του έργου**

Τοιχώματα από έγχυτο ή εκτοξευόμενο σκυρόδεμα κατασκευάζονται σε κατάλληλα επιλεγμένα πλαίσια του φέροντος οργανισμού της κατασκευής και συνδέονται κατά μήκος της περιμέτρου τους με τα υπάρχοντα υποστυλώματα και τις δοκούς. Στις περιπτώσεις που επιδιώκεται μια περισσότερο πλάστιμη συμπεριφορά της κατασκευής, η σύνδεση γίνεται μόνο στις δοκούς, δηλαδή στο πάνω και κάτω μέρος του τοιχώματος, ενώ στα πλάγια, μεταξύ του τοιχώματος και των υποστυλωμάτων δε γίνεται σύνδεση και αφήνεται ένα μικρό κενό. Η θεμελίωση των νέων τοιχωμάτων συνδέεται πάντοτε με την υπάρχουσα θεμελίωση, ακόμα και στην περίπτωση που τα τοιχώματα δε συνδέονται με τα υποστυλώματα του πλαισίου.

Είναι άξιο προσοχής ότι στη συνήθη περίπτωση σύνδεσης των νέων τοιχωμάτων με τα υποστυλώματα, τα τελευταία αποτελούν πλέον τα άκρα ενός νέου τοιχώματος όπου προφανώς αναμένεται ιδιαίτερα αυξημένη ένταση. Ως εκ τούτου τις περισσότερες φορές τα άκρα του νέου τοιχώματος επεκτείνονται σε ένα μανδύα γύρω από τα υποστυλώματα, ενισχύοντας έτσι και αυτήν την περιοχή.

Κρίσιμο σημείο εφαρμογής της μεθόδου είναι η εξασφάλιση της μεταφοράς των οριζοντίων δράσεων στα νέα τοιχώματα. Απαιτείται δηλαδή έλεγχος στις στάθμες των ορόφων ότι οι δοκοί που συντρέχουν στο τοίχωμα (με διεύθυνση στον ισχυρό άξονα του τοιχώματος) έχουν επαρκή διαμήκη οπλισμό για τη μεταφορά των οριζοντίων δράσεων του ορόφου. Αν ο οπλισμός αυτός είναι ανεπαρκής η ενίσχυση περιλαμβάνει και την προσθήκη νέων οριζοντίων στοιχείων σύνδεσης.

Ειδικά μέτρα λαμβάνονται πάντοτε για την εξασφάλιση της συνέχειας στις διεπιφάνειες παλαιού και νέου σκυροδέματος με κατάλληλους διατμητικούς συνδέσμους. Συνήθως χρησιμοποιούνται μηχανικά ή χημικά χαλύβδινα βλήτρα αφού προηγουμένως εκτραχυνθεί και καθαριστεί η επιφάνεια των παλαιών στοιχείων.

Επιπλέον, υπάρχουν δύο προβλήματα που αφορούν τη σύνδεση των τοιχωμάτων με τα περιβάλλοντα πλαίσια και απαιτούν ιδιαίτερη προσοχή. Το πρώτο πρόβλημα οφείλεται στα αποτελέσματα της συστολής ξήρανσης του νέου σκυροδέματος, και εκδηλώνεται με ρηγμάτωση της διεπιφάνειας, εκεί όπου το υψηλότερο τμήμα του τοιχώματος εφάπτεται στον πυθμένα της δοκού του πλαισίου. Εδώ η συστολή ξήρανσης αντιμετωπίζεται συνήθως με σκυρόδεμα ειδικής σύνθεσης, όπου έχουν χρησιμοποιηθεί ειδικά πρόσμικτα. Το δεύτερο πρόβλημα αφορά μόνο την περίπτωση των έγχυτων τοιχωμάτων και ειδικότερα τη δυσκολία σκυροδέτησης του υψηλότερου

τμήματος του τοιχώματος λόγω ανεπαρκούς πρόσβασης από την κορυφή. Γι' αυτό η χρήση του εκτοξευόμενου σκυροδέματος αποτελεί έναν πρόσθετο λόγο προτίμησης.

Πολλές φορές η ενίσχυση με πρόσθετα τοιχώματα μπορεί να γίνει εξωτερικά του φορέα. Συχνά αυτό οφείλεται σε λειτουργικούς λόγους, όπως π.χ. σε περιπτώσεις που στα επιλεγμένα πλαίσια του φορέα προϋπάρχουν τοιχοπληρώσεις των οποίων η διατήρηση κρίνεται απαραίτητη. Όμως σ' αυτήν την περίπτωση απαιτούνται πρόσθετα μέτρα εξασφάλισης της μεταφοράς δυνάμεων μεταξύ των νέων τοιχωμάτων και του υφιστάμενου φορέα. Η διατήρηση των τοιχοπληρώσεων η ενίσχυση μπορεί να γίνει με τη μορφή μονόπλευρων ή αμφίπλευρων μανδύων από εκτοξευόμενο σκυρόδεμα, αποφεύγοντας έτσι τη χρήση ξυλοτύπου.

- **Προκατασκευασμένα τοιχώματα (panels)**

Η τεχνική της προσθήκης προκατασκευασμένων τοιχωμάτων (panels) εντός πλαισίων της κατασκευής έχει αρκετά κατασκευαστικά πλεονεκτήματα και είναι οικονομικότερη λύση συγκρινόμενη με αυτήν της προσθήκης νέων τοιχωμάτων από έγχυτο ή εκτοξευόμενο σκυρόδεμα. Όμως η προσφορά τους στην συνολική δυσκαμψία και αντοχή του φορέα είναι μικρότερη.

Η τεχνική μπορεί να χρησιμοποιηθεί για να καλυφθεί το σύνολο του ανοίγματος του πλαισίου ή τμήμα του. Τα προκατασκευασμένα στοιχεία μπορεί να συνδέονται μεταξύ τους και με τα υποστυλώματα του πλαισίου ή όχι. Η σύνδεση με το περιβάλλον πλαίσιο γίνεται με ειδικές τεχνικές αγκύρωσης, που επιδρούν σημαντικά στην αποτελεσματικότητα της τεχνικής. Πολλές φορές πάντως, όταν επιδιώκεται μια περισσότερο πλάστιμη συμπεριφορά του φορέα, η σύνδεση γίνεται μόνο με τις δοκούς και δεν υπάρχει επαφή με τα υποστυλώματα.

Τα προκατασκευασμένα τοιχώματα μπορεί να είναι είτε συμπαγή από οπλισμένο σκυρόδεμα είτε τύπου "σάντουιτς" με εξωτερικούς φλοιούς από οπλισμένο σκυρόδεμα ή ενισχυμένα μεταλλικά φύλλα, και εσωτερικό γέμισμα είναι κάποιο υλικό με μονωτικές ιδιότητες. Στην περίπτωση που χρησιμοποιούνται εξωτερικά μεταλλικά φύλλα, απαιτείται ιδιαίτερη μέριμνα για προστασία από οξειδωση και φωτιά.

- **Τοιχώματα από οπλισμένη ή άοπλη τοιχοποιία**

Η χρησιμοποίηση οπλισμένης ή άοπλης τοιχοποιίας από συμπαγή τούβλα ή τσιμεντοπλίνθους επαρκούς αντοχής, είναι μία δημοφιλής πρακτική λιγότερο αποτελεσματική αλλά αρκετά οικονομική που συμβάλλει σημαντικά στην κατανάλωση της σεισμικής ενέργειας που εισάγεται στην κατασκευή. Στην περίπτωση της οπλισμένης τοιχοποιίας, οι οπλισμοί αγκυρώνονται στο περιμετρικό πλαίσιο με ειδικές κόλλες αγκύρωσης ή με ειδικά αγκύρια και ηλεκτροσυγκόλληση των οπλισμών.

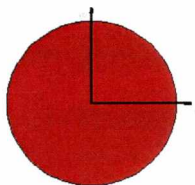
Βασικό μειονέκτημα της τεχνικής είναι ότι στην συνήθη αναλυτική εργασία ρουτίνας των μελετητών εφαρμογής, οι αβεβαιότητες των χαρακτηριστικών της

τοιχοπλήρωσης καθώς επίσης και των χαρακτηριστικών της σύνδεσης στις διεπιφάνειες τοιχοπλήρωσης-πλαisiού δεν επιτρέπουν μια αξιόπιστη πρόβλεψη της συμπεριφοράς του φορέα στον ίδιο βαθμό αξιοπιστίας που ισχύει για τα αποτελέσματα της ανάλυσης στον γυμνό φορέα οπλισμένου σκυροδέματος. Ως εκ τούτου η χρησιμοποίηση της τεχνικής γίνεται στην πράξη με εμπειρικό τρόπο για να εξισορροπηθούν υφιστάμενες έντονες ασυμμετρίες κατανομής των τοιχοπληρώσεων ή και άλλων δύσκαμπτων στοιχείων της κατασκευής όπως π.χ. κλιμακοστασίων, σε κάτοψη ή καθ' ύψος της κατασκευής.

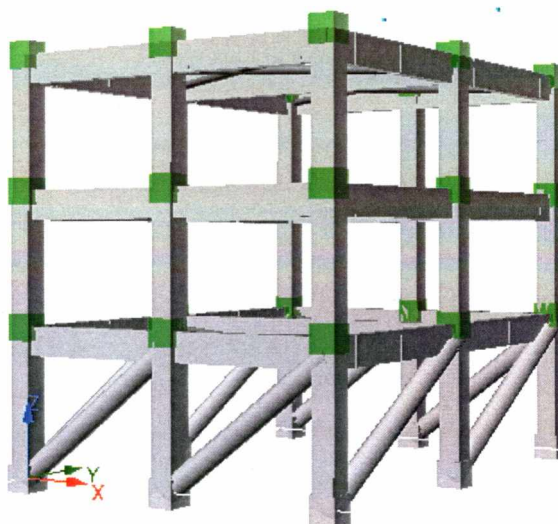
Τέλος αξίζει να σημειωθεί ότι είναι μειονέκτημα της τεχνικής το μεγάλο ίδιο βάρος της τοιχοποιίας, που όμως στις περιπτώσεις ισογείων μαλακών ορόφων, όπου η τεχνική χρησιμοποιείται συχνότερα, αντιμετωπίζεται χωρίς ιδιαίτερα προβλήματα.

#### **8.4 ΕΦΑΡΜΟΓΗ ΤΗΣ ΜΕΘΟΔΟΥ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ ΜΕ ΕΜΦΑΤΝΟΥΜΕΝΑ ΤΟΙΧΩΜΑΤΑ ΣΤΗΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗ ΜΑΣ**

Ενισχύσαμε τον πρώτο όροφο της κατασκευής μας τοποθετώντας τοιχώματα, τα οποία προσομοιάσαμε με διαγώνια γραμμικά στοιχεία ράβδων συμπαγούς κυκλικής διατομής, με διάμετρο 0.50m (Σχήμα 8.1).



Σχήμα 8.1 Διατομή διαγώνιων γραμμικών στοιχείων τοιχωμάτων



Σχήμα 8.2 Ενισχυμένη κατασκευή με εμφατνούμενα τοιχώματα στον πρώτο όροφο



Η δυσκαμψία των γραμμικών διαγώνιων ράβδων υπολογίστηκε στην x και y διεύθυνση σύμφωνα με τη σχέση :

$$a_{ei} = 2\left(\frac{F_2}{u_2}\right) \quad (\Sigma 8.1)$$

Όπου:

$$F_2 = 0.818 \frac{L_{net} t_w f_{tp}}{C_I} (1 + \sqrt{C_I^2 + 1}) \quad (\Sigma 8.2)$$

η μέγιστη αντοχή του τοιχώματος με :

$$C_I = 1.925 \frac{L_{net}}{H_{net}} \quad (\Sigma 8.3)$$

$L_{net}$ ,  $H_{net}$  : οι διαστάσεις του τοιχώματος

$L_{net}=4\text{m}$  το μήκος ανοίγματος στην x διεύθυνση

$L_{net}=5\text{m}$  το μήκος ανοίγματος στην y διεύθυνση

$H_{net}=3\text{m}$  το ύψος ορόφου

$t_w = 0.10\text{m}$  το πάχος του τοιχώματος

$f_{tp} = 3000\text{MPa}$  η αντοχή ρηγμάτωσης του τοιχώματος

$$u_2 = \frac{\varepsilon_m \sqrt{L_{net}^2 + H_{net}^2}}{\cos \theta} \quad (\Sigma 8.4)$$

η μετατόπιση για τη μέγιστη πλευρική δύναμη με :

$\varepsilon_m = 0.001$  η θλιπτική παραμόρφωση του τοιχώματος για τη μέγιστη θλιπτική τάση

$$\theta = \arctan \frac{H_{net}}{L_{net}} \quad (\Sigma 8.5)$$

Έτσι με τη βοήθεια της σχέσης (Σ8.1) προέκυψαν οι εξής δυσκαμψίες :

$a_{ei}^x = 459491872 \text{ KN/m}$  στη διεύθυνση x

$a_{ei}^y = 490488705.9 \text{ KN/m}$  στη διεύθυνση y

**8.5 ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΙΔΙΟΜΟΡΦΙΚΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ ΕΝΙΣΧΥΜΕΝΟΥ ΦΟΡΕΑ ΜΕ ΕΜΦΑΤΝΟΥΜΕΝΑ ΤΟΙΧΩΜΑΤΑ**

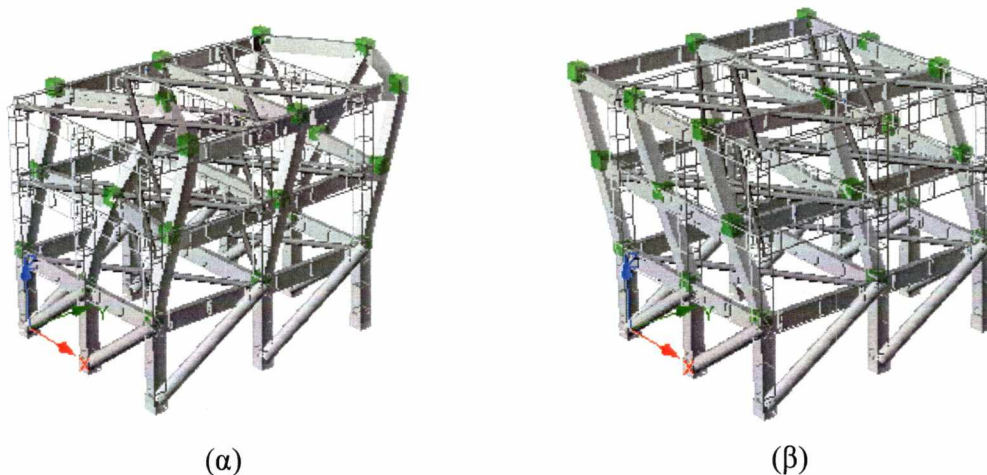
Οι ιδιοπερίοδοι των δέκα πρώτων ιδιομορφών του ενισχυμένου φορέα παρουσιάζονται στον ακόλουθο πίνακα (Πίνακας 8.1).

Πίνακας 8.1 Δέκα πρώτες Ιδιοπερίοδοι ενισχυμένου φορέα με εμφατούμενα τοιχώματα

ΙΔΙΟΜΟΡΦΕΣ	ΙΔΙΟΠΕΡΙΟΔΟΙ
1 <sup>η</sup> Ιδιομορφή	$T_1=0.27s$
2 <sup>η</sup> Ιδιομορφή	$T_2=0.23s$
3 <sup>η</sup> Ιδιομορφή	$T_3=0.22s$
4 <sup>η</sup> Ιδιομορφή	$T_4=0.20s$
5 <sup>η</sup> Ιδιομορφή	$T_5=0.19s$
6 <sup>η</sup> Ιδιομορφή	$T_6=0.09s$
7 <sup>η</sup> Ιδιομορφή	$T_7=0.08s$
8 <sup>η</sup> Ιδιομορφή	$T_8=0.076s$
9 <sup>η</sup> Ιδιομορφή	$T_9=0.071s$
10 <sup>η</sup> Ιδιομορφή	$T_{10}=0.068s$

Παρατηρούμε ότι ο ενισχυμένος φορέας με εμφατούμενα τοιχώματα παρουσιάζει τις μικρότερες ιδιοπερίόδους σε σχέση με τον αρχικό φορέα (βλέπε Πίνακα 5.1) και σε σχέση με τον ενισχυμένο φορέα με μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος (βλέπε Πίνακα 7.1).

Η πρώτη ιδιομορφή, με ιδιοπερίοδο  $T_1=0.27sec$ , αντιστοιχεί σε παραμόρφωση κατά τη διεύθυνση y (Σχήμα 8.3 (α)) ενώ η δεύτερη ιδιομορφή, με ιδιοπερίοδο  $T_2=0.23sec$ , αντιστοιχεί σε παραμόρφωση κατά τη διεύθυνση x (Σχήμα 8.3 (β)), όπως συμβαίνει και στον αρχικό φορέα και στον ενισχυμένο με μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος.



Σχήμα 8.3 Ιδιομορφές της ενισχυμένης κατασκευής με εμφατούμενα τοιχώματα  
(α) 1<sup>η</sup> ιδιομορφή, (β) 2<sup>η</sup> ιδιομορφή

Παρατηρούμε ότι οι μετακινήσεις του πρώτου ορόφου είναι μηδενικές και ο φορέας είναι πιο δύσκαμπτος σε σχέση με τον ενισχυμένο φορέα με μανδύες (βλέπε Σχήμα 7.5) και τον αρχικό φορέα (βλέπε Σχήμα 5.7).

### **8.6 ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΣΤΑΤΙΚΗΣ ΜΗ-ΓΡΑΜΜΙΚΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ ΕΝΙΣΧΥΜΕΝΟΥ ΦΟΡΕΑ ΜΕ ΕΜΦΑΤΝΟΥΜΕΝΑ ΤΟΙΧΩΜΑΤΑ**

Αρχικά πραγματοποιήθηκε ξανά ο υπολογισμός των στοχευόμενων μετακινήσεων στις διευθύνσεις x και y καθώς ο ενισχυμένος φορέας με εμφατνούμενα τοιχώματα έχει νέες μικρότερες ιδιοπεριόδους.

- Φόρτιση στη διεύθυνση x

- $T_e=0.23\text{sec}$ , είναι η ιδιοπερίοδος της 2<sup>ης</sup> ιδιομορφής που αντιστοιχεί σε παραμόρφωση κατά τη διεύθυνση x

- $S_a=1.326g$ , είναι η φασματική επιτάχυνση που προκύπτει από το ελαστικό φάσμα σχεδιασμού του Παρ.Α του ΕΑΚ(2000) (Σχήμα 1.2) για ιδιοπερίοδο  $T_e=0.23\text{sec}$

- $C_o=1,3$  για αριθμό ορόφων 3

- $C_1=1$

- $C_2=1$  σύμφωνα με τον Πίνακα 2.1

- $C_3=1$  για κτίρια από οπλισμένο σκυρόδεμα

Επομένως, με τη βοήθεια της σχέσης (Σ2.2) προκύπτει για φόρτιση στη διεύθυνση x στοχευόμενη μετακίνηση  $\delta t^{\text{ενισχυμένου φορέα με τοιχώματα}}=0.0219\text{m} < \delta t^{\text{ενισχυμένου φορέα με μανδύες}}=0.0345\text{m} < \delta t^{\text{αρχικού φορέα}}=0.0467\text{m}$ , η οποία αντιστοιχεί σε μετακίνηση 0.02194m του κόμβου ελέγχου n324.

- Φόρτιση στη διεύθυνση y

- $T_e=0.27\text{sec}$ , είναι η ιδιοπερίοδος της 1<sup>ης</sup> ιδιομορφής που αντιστοιχεί σε παραμόρφωση κατά τη διεύθυνση y

- $S_a=1.326g$ , είναι η φασματική επιτάχυνση που προκύπτει από το ελαστικό φάσμα σχεδιασμού του Παρ.Α του ΕΑΚ(2000) (Σχήμα 1.2) για ιδιοπερίοδο  $T_e=0.27\text{sec}$

- $C_o=1,3$  για αριθμό ορόφων 3

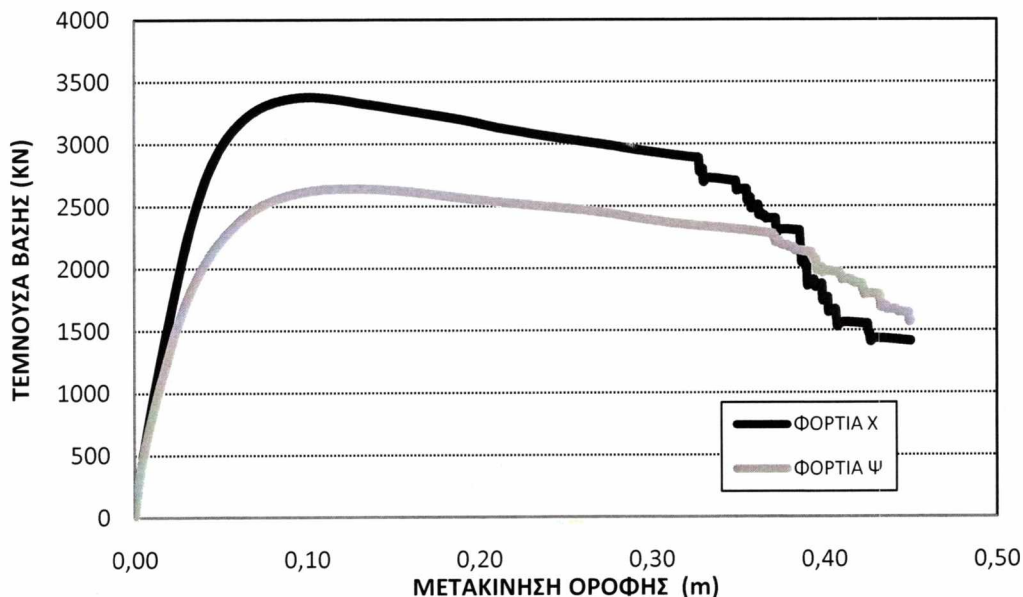
- $C_1=1$

- $C_2=1$  σύμφωνα με τον Πίνακα 2.1

- $C_3=1$  για κτίρια από οπλισμένο σκυρόδεμα

Επομένως, με τη βοήθεια της σχέσης (Σ2.2) προκύπτει για φόρτιση στη διεύθυνση y στοχευόμενη μετακίνηση  $\delta t_{\text{ενισχυμένου φορέα με τοιχώματα}}=0.0312\text{m} < \delta t_{\text{ενισχυμένου φορέα με μανδύες}}=0.0474\text{m} < \delta t_{\text{αρχικού φορέα}}=0.0652\text{m}$ , η οποία αντιστοιχεί σε μετακίνηση 0.0315m του κόμβου ελέγχου n234.

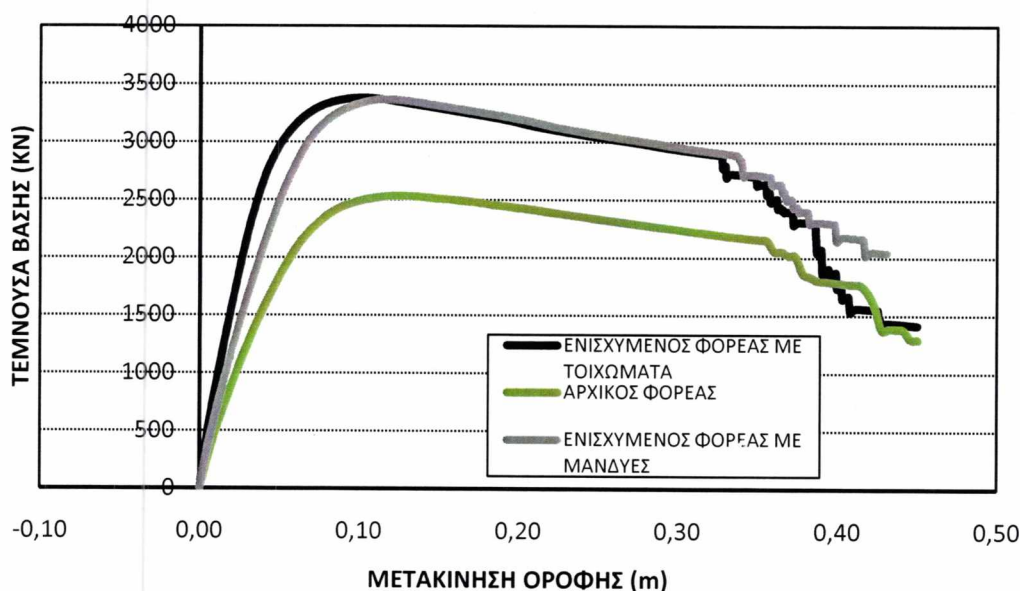
Στο διάγραμμα που ακολουθεί (Σχήμα 8.4) παρουσιάζονται οι καμπύλες αντίστασης στην x και στην y διεύθυνση, αντίστοιχα.



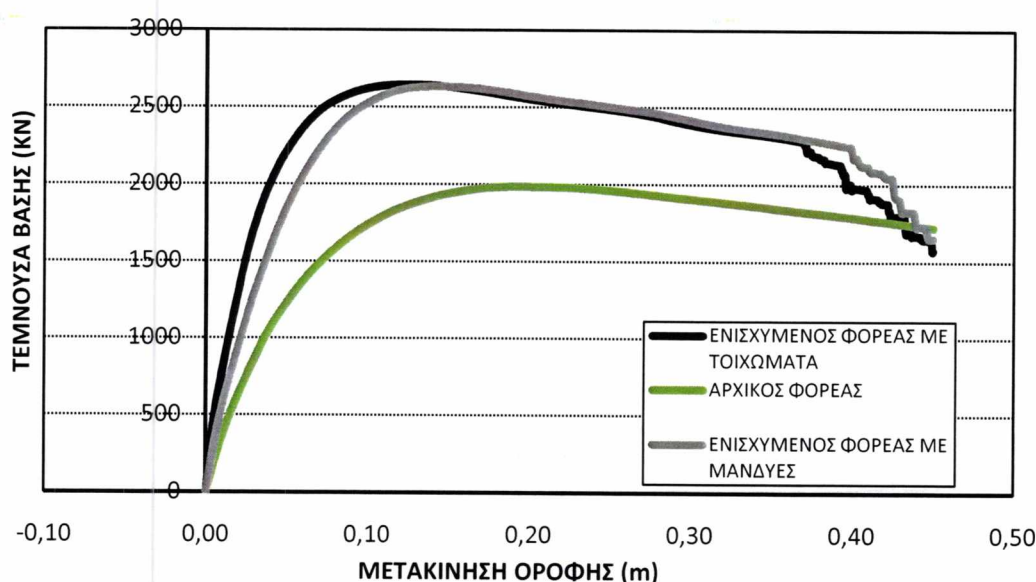
Σχήμα 8.4 Διάγραμμα Τέμνουσας βάσης-Μετακίνησης οροφής ενισχυμένου φορέα με εμφαντούμενα τοιχώματα για φόρτιση στη διεύθυνση x και y

Παρατηρούμε ότι η δυσκαμψία και η αντοχή της κατασκευής στη διεύθυνση x είναι μεγαλύτερες από αυτές στη διεύθυνση y λόγω της παρουσίας της δοκού που συνδέει τα υποστυλώματα C4 και C5, όπως συμβαίνει και στον αρχικό φορέα.

Στη συνέχεια παρουσιάζονται οι καμπύλες αντίστασης στην x και y διεύθυνση αντίστοιχα, του ενισχυμένου φορέα με εμφαντούμενα τοιχώματα συγκριτικά με τις καμπύλες αντίστασης του ενισχυμένου φορέα με μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος και του αρχικού φορέα.



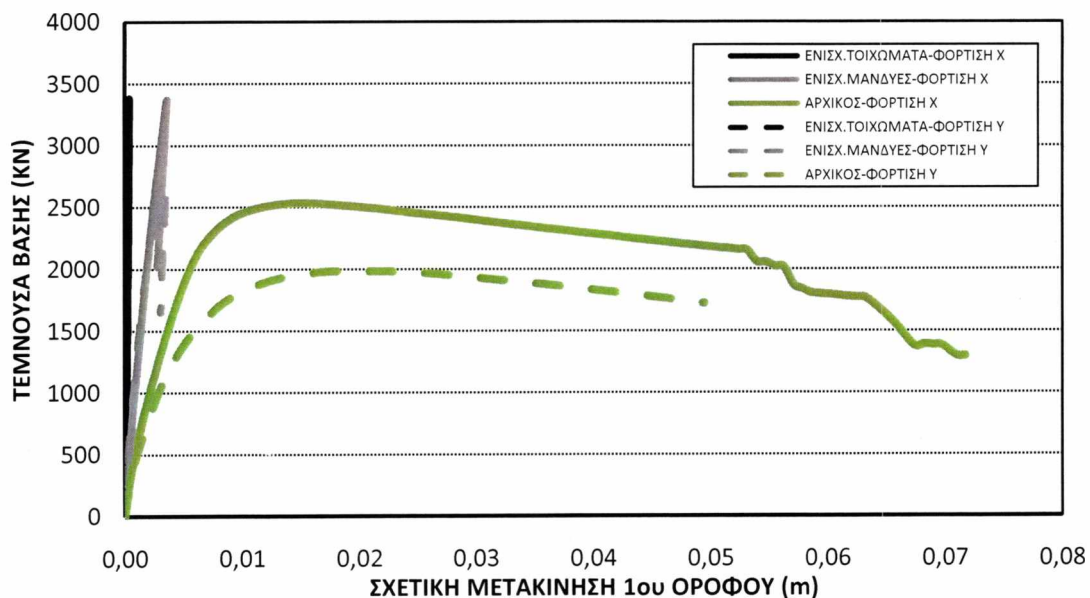
Σχήμα 8.5 Σύγκριση καμπύλης αντίστασης οροφής ενισχυμένου φορέα με τοιχώματα, ενισχυμένου φορέα με μανδύες και αρχικού φορέα στην x διεύθυνση



Σχήμα 8.6 Σύγκριση καμπύλης αντίστασης οροφής ενισχυμένου φορέα με τοιχώματα, ενισχυμένου φορέα με μανδύες και αρχικού φορέα στην y διεύθυνση

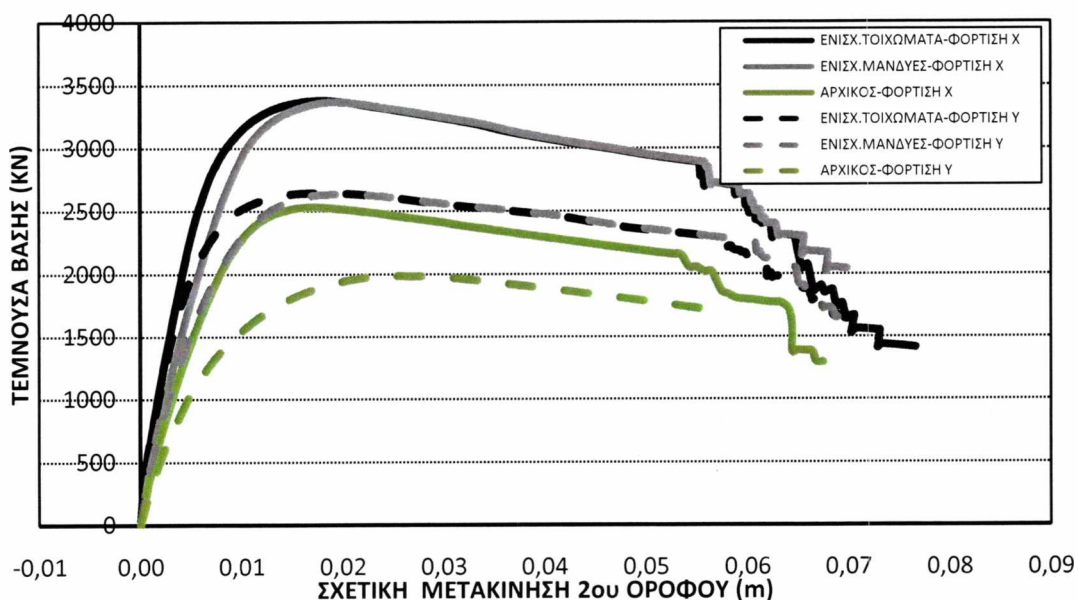
Παρατηρώντας τα παραπάνω διαγράμματα (Σχήμα 8.5, Σχήμα 8.6) συμπεραίνουμε ότι ο ενισχυμένος φορέας με εμφαντούμενα τοιχώματα παρουσιάζει τη μεγαλύτερη δυσκαμψία και αντοχή σε σχέση με τον αρχικό φορέα και με τον ενισχυμένο φορέα με μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος τόσο στην x όσο και στην y διεύθυνση.

Έπειτα απεικονίζονται γραφικά οι σχετικές μετακινήσεις των ορόφων του ενισχυμένου φορέα με εμφαντούμενα τοιχώματα συγκριτικά με τον αρχικό φορέα και τον ενισχυμένο φορέα με μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος.



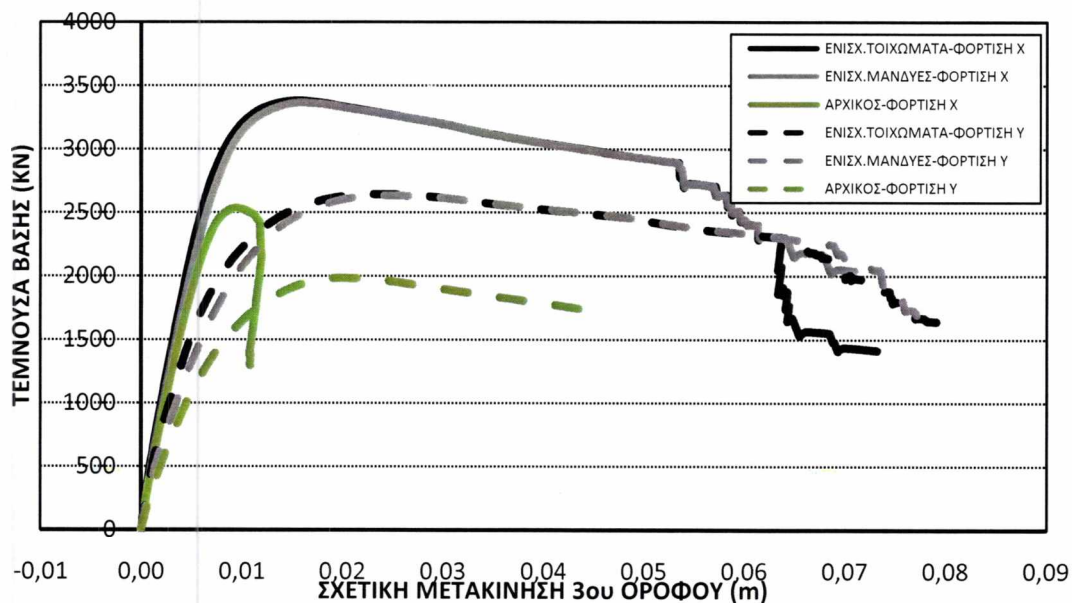
Σχήμα 8.7 Σύγκριση σχετικής μετακίνησης 1<sup>ου</sup> ορόφου ενισχυμένου φορέα με τοιχώματα, ενισχυμένου φορέα με μανδύες και αρχικού φορέα

Παρατηρούμε ότι ο 1<sup>ος</sup> όροφος του ενισχυμένου φορέα με εμφατούμενα τοιχώματα παρουσιάζει τη μεγαλύτερη δυσκαμψία και έχει μηδενικές σχετικές μετακινήσεις και στις δύο διευθύνσεις φόρτισης. Ο ενισχυμένος φορέας με μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος παρουσιάζει μικρότερη δυσκαμψία και σχεδόν μηδενικές σχετικές μετακινήσεις τόσο στη διεύθυνση x όσο και στη διεύθυνση y. Επιπλέον, παρατηρούμε ότι ο αρχικός φορέας παρουσιάζει τη μικρότερη δυσκαμψία και αντοχή και τις μεγαλύτερες σχετικές μετακινήσεις από τους ενισχυμένους φορείς.



Σχήμα 8.8 Σύγκριση σχετικής μετακίνησης 2<sup>ου</sup> ορόφου ενισχυμένου φορέα με τοιχώματα, ενισχυμένου φορέα με μανδύες και αρχικού φορέα

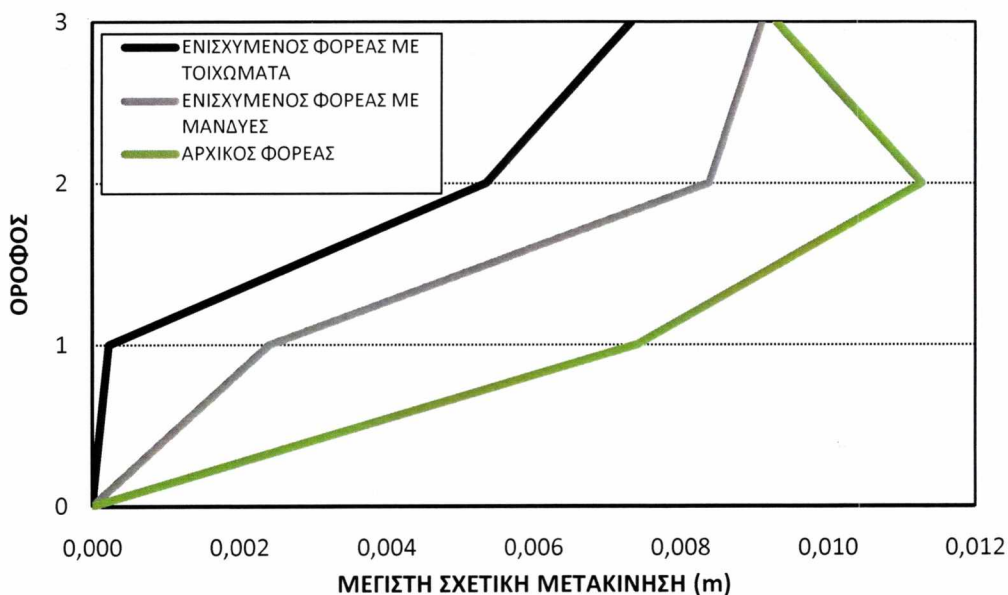
Παρατηρούμε ότι οι ενισχυμένοι φορείς παρουσιάζουν σχεδόν τα ίδια αποτελέσματα μεταξύ τους όσον αφορά τη δυσκαμψία, την αντοχή και την ικανότητα παραμόρφωσης του 2<sup>ου</sup> ορόφου τόσο στη διεύθυνση x όσο και στη διεύθυνση y, με ελαφρώς καλύτερα αποτελέσματα για τον ενισχυμένο φορέα με τοιχώματα. Επίσης, παρατηρούμε ότι ο 2<sup>ος</sup> όροφος των ενισχυμένων φορέων εμφανίζει μεγαλύτερη δυσκαμψία και σαφώς μεγαλύτερη αντοχή από τον αρχικό φορέα και στις δύο διευθύνσεις. Η δυσκαμψία και η αντοχή στη διεύθυνση x είναι μεγαλύτερες σε σχέση με τη διεύθυνση y.



Σχήμα 8.9 Σύγκριση σχετικής μετακίνησης 3<sup>ου</sup> ορόφου ενισχυμένου φορέα με τοιχώματα, ενισχυμένου φορέα με μανδύες και αρχικού φορέα

Παρατηρούμε ότι η ενίσχυση είτε με μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος είτε με εμφατούμενα τοιχώματα επιφέρει τα ίδια ακριβώς αποτελέσματα στη σχετική μετακίνηση του 3<sup>ου</sup> ορόφου. Η δυσκαμψία και η αντοχή στη διεύθυνση x είναι μεγαλύτερες σε σχέση με τη διεύθυνση y. Επίσης, παρατηρούμε ότι ο 3<sup>ος</sup> όροφος των ενισχυμένων φορέων παρουσιάζει αρκετά μεγαλύτερη αντοχή και ελαφρώς μεγαλύτερη δυσκαμψία σε σχέση με τον 3<sup>ο</sup> όροφο του αρχικού φορέα και στις δύο διευθύνσεις.

Ακολουθεί το διάγραμμα της μέγιστης σχετικής μετακίνησης καθ' ύψος της κατασκευής, της ενισχυμένης με εμφατούμενα τοιχώματα σε σύγκριση με την ενισχυμένη με μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος και την αρχική. Η διαδικασία υπολογισμού των μέγιστων σχετικών μετακινήσεων των ορόφων του ενισχυμένου φορέα είναι ανάλογη αυτής του αρχικού (βλέπε ενότητα 6.1).



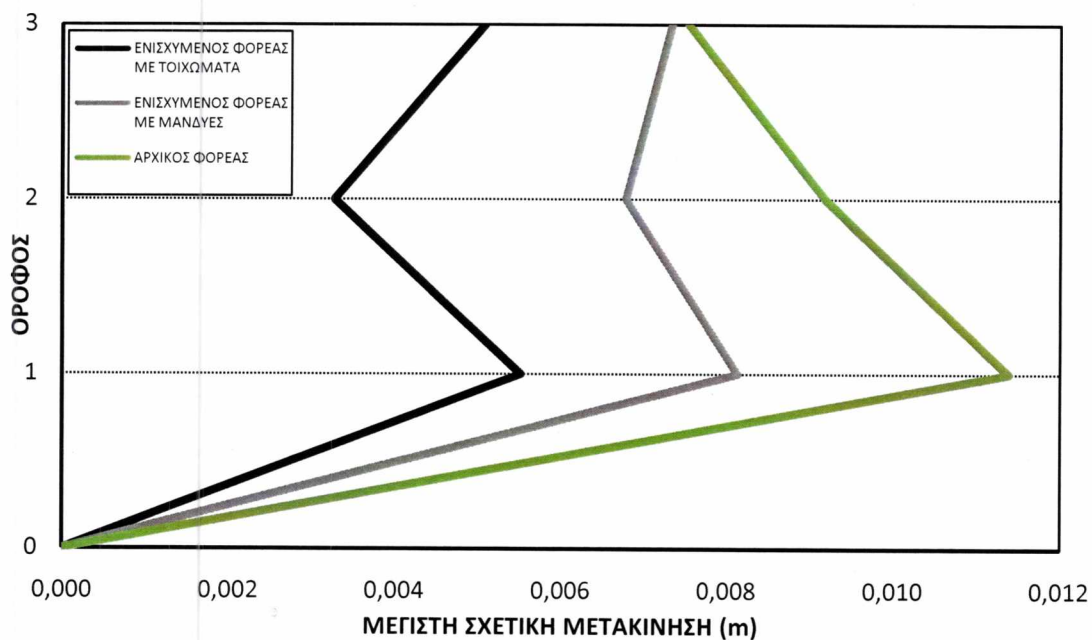
Σχήμα 8.10 Σύγκριση Μέγιστης Σχετικής Μετακίνησης καθ' ύψος της κατασκευής ενισχυμένης με τοιχώματα- με μανδύες-αρχικής για τη Στατική Μη-Γραμμική Ανάλυση

- Παρατηρούμε ότι η ενίσχυση του πρώτου ορόφου έχει ως αποτέλεσμα τη μείωση της σεισμικής απαίτησης της κατασκευής. Η ενίσχυση με μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος επιφέρει σημαντική μείωση της μέγιστης σχετικής μετακίνησης του 1<sup>ου</sup> και 2<sup>ου</sup> ορόφου και πολύ μικρή μείωση στον 3<sup>ο</sup> όροφο. Η ενίσχυση με εμφατούμενα τοιχώματα επιφέρει μεγαλύτερη μείωση της σεισμικής απαίτησης της κατασκευής από την ενίσχυση με μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος. Η μέγιστη σχετική μετακίνηση μειώνεται σημαντικά και στους τρεις ορόφους.

### 8.7 ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΔΥΝΑΜΙΚΗΣ ΜΗ-ΓΡΑΜΜΙΚΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ ΕΝΙΣΧΥΜΕΝΟΥ ΦΟΡΕΑ ΜΕ ΕΜΦΑΤΝΟΥΜΕΝΑ ΤΟΙΧΩΜΑΤΑ

Η διαδικασία διεξαγωγής των αποτελεσμάτων της Δυναμικής Μη-Γραμμικής ανάλυσης του ενισχυμένου φορέα είναι η ίδια με αυτή του αρχικού (βλέπε ενότητα 6.2). Στο ακόλουθο σχήμα (Σχήμα 8.11) παριστάνεται γραφικά η μέγιστη σχετική μετακίνηση καθ' ύψος της κατασκευής.

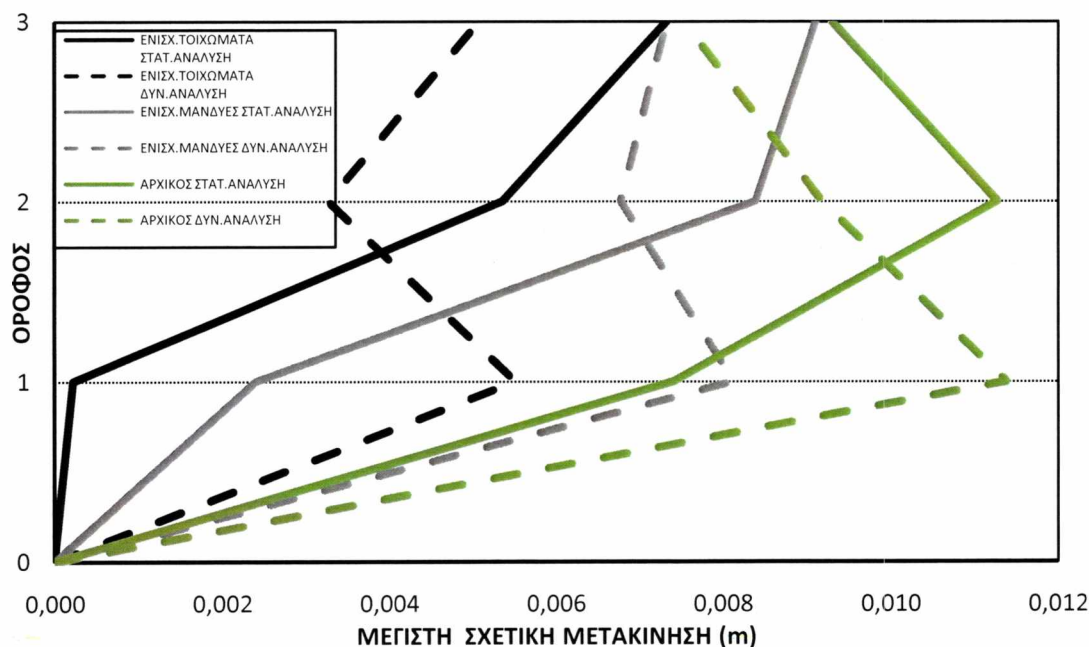




Σχήμα 8.11 Σύγκριση Μέγιστης Σχετικής Μετακίνησης καθ' ύψος της κατασκευής ενισχυμένης με τοιχώματα- με μανδύες-αρχικής για τη Δυναμική Μη-Γραμμική Ανάλυση

Παρατηρούμε ότι τα αποτελέσματα της Δυναμικής Μη-Γραμμικής ανάλυσης είναι όμοια με τα αποτελέσματα της Στατικής Μη-Γραμμικής ανάλυσης, τα οποία σχολιάστηκαν στην ενότητα 8.6.

**8.8 ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ ΣΤΑΤΙΚΗΣ ΜΗ-ΓΡΑΜΜΙΚΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ – ΔΥΝΑΜΙΚΗΣ ΜΗ-ΓΡΑΜΜΙΚΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ ΕΝΙΣΧΥΜΕΝΟΥ ΦΟΡΕΑ ΜΕ ΕΜΦΑΝΟΥΜΕΝΑ ΤΟΙΧΩΜΑΤΑ-ΕΝΙΣΧΥΜΕΝΟΥ ΦΟΡΕΑ ΜΕ ΜΑΝΔΥΕΣ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ-ΑΡΧΙΚΟΥ ΦΟΡΕΑ**



Σχήμα 8.12 Σύγκριση αποτελεσμάτων Στατικής-Δυναμικής Μη-Γραμμικής ανάλυσης ενισχυμένου με τοιχώματα-με μανδύες-αρχικού φορέα

Παρατηρώντας το σχήμα 8.12 συμπεραίνουμε ότι τα αποτελέσματα των δύο μη-γραμμικών αναλύσεων είναι αρκετά κοντά στο 2<sup>ο</sup> και 3<sup>ο</sup> όροφο και παρουσιάζουν μεγαλύτερη απόκλιση στον 1<sup>ο</sup> όροφο και στους δύο ενισχυμένους φορείς και στον αρχικό φορέα. Η Δυναμική Μη-Γραμμική ανάλυση όμως είναι ακριβέστερη μέθοδος από τη Στατική Μη-Γραμμική ανάλυση για αυτό δεχόμαστε ως πιο ακριβή τα αποτελέσματα της πρώτης.

**8.9 ΕΛΕΓΧΟΣ ΤΗΣ ΑΝΙΣΩΣΗΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ ΤΟΥ ΕΝΙΣΧΥΜΕΝΟΥ ΦΟΡΕΑ ΜΕ ΕΜΦΑΤΝΟΥΜΕΝΑ ΤΟΙΧΩΜΑΤΑ ΓΙΑ ΤΗ ΣΤΑΤΙΚΗ ΜΗ-ΓΡΑΜΜΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ**

Ως δράση  $S_d$  επιλέγει η μέγιστη σχετική μετακίνηση, η οποία φαίνεται γραφικά στο σχήμα 8.10.

$$S_{d \text{ 1ου ορόφου}} = 0.0002 \text{ rad}$$

$$S_{d \text{ 2ου ορόφου}} = 0.0054 \text{ rad}$$

$$S_{d \text{ 3ου ορόφου}} = 0.0073 \text{ rad}$$

Η αντοχή  $R_d$  κάθε ορόφου προέκυψε με την εφαρμογή των σχέσεων (Σ4.2), (Σ4.6), (4.8). Έτσι αναλυτικά έχουμε :

Για τη σχέση (Σ4.6) :

-Η καμπυλότητα διαρροής (Σ4.7) υπολογίστηκε σε κάθε όροφο με :

$$\varepsilon_{sy}=2.17\text{‰}$$

$\varepsilon_{cy}$  : η ανηγμένη θλιπτική παραμόρφωση σκυροδέματος υπολογίστηκε για κάθε όροφο με εξισώσεις ισοροπίας :

$$\varepsilon_{cy \text{ 1ου ορόφου}}=1.87\text{‰}$$

$$\varepsilon_{cy \text{ 2ου ορόφου}}=1.46\text{‰}$$

$$\varepsilon_{cy \text{ 3ου ορόφου}}=0.793\text{‰}$$

$$d=0.475\text{m}$$

$$\text{Άρα: } (1/r)_{y1\text{ου ορόφου}}=0.0085$$

$$(1/r)_{y2\text{ου ορόφου}}=0.0076$$

$$(1/r)_{y3\text{ου ορόφου}}=0.0062$$

$$-L_s=1.5\text{m}$$

$$-a_v z=0, \text{ θεωρώντας το συντελεστή } a_v=0$$

$$-h=0.50\text{m}$$

$$-d_b=0.018\text{m}$$

$$-f_y=500 \text{ MPa}$$

$$-f_c=30 \text{ MPa}$$

Επομένως με την εφαρμογή της σχέσης (4.6) προκύπτει :

$$\theta_{y1\text{ου ορόφου}}=0.0081 \text{ rad}$$

$$\theta_{y2\text{ου ορόφου}}=0.0075 \text{ rad}$$

$$\theta_{y3\text{ου ορόφου}}=0.0065 \text{ rad}$$

Για τη σχέση (Σ4.8) :

$$-a_s=3$$

$$-\omega=\omega'$$

$$-v = N / bh f_c \text{ η ανηγμένη αξονική όπου :}$$

$N$  : η αξονική δύναμη των υποστυλωμάτων κάθε ορόφου, η οποία προέκυψε με την εφαρμογή της μεθόδου SRSS σε κάθε όροφο για τις αξονικές δυνάμεις για φόρτιση στην  $x$  και  $y$  διεύθυνση

$$N_{1ου\ ορόφου} = 1301.3503\text{ KN}$$

$$N_{2ου\ ορόφου} = 993.9272\text{ KN}$$

$$N_{3ου\ ορόφου} = 471.2593\text{ KN}$$

$$b = h = 0.50\text{ m}$$

$$f_c = 30\text{ kPa}$$

$$\text{Άρα : } v_{1ου\ ορόφου} = 0.1735$$

$$v_{2ου\ ορόφου} = 0.1325$$

$$v_{3ου\ ορόφου} = 0.0628$$

$$-\rho_s = A_{sh}(\Phi 8 / 10) / b_w s_{sh} = (0.5 * 10^{-4}) / (0.5 * 0.092) = 0.001087$$

$$-\rho_d = 0$$

$$-f_{yw} = 500\text{ MPa}$$

$$-f_c = 30\text{ MPa}$$

$$-\alpha = \left(1 - \frac{s_h}{2b_o}\right) \left(1 - \frac{s_h}{2h_o}\right) \left(1 - \frac{\sum b_i^2}{6b_o h_o}\right) = 0.5821$$

ο συντελεστής αποδοτικότητας περισφίγξεως όπου :

$$s_h = s - 2\Phi_w / 2 = (10 - 0.8) * 10^{-2} = 0.092\text{ m}$$

$$b_o = h_o = h - 2d_1 = 0.5 - (2 * 0.025) = 0.45\text{ m}$$

$$1 - \left(\frac{\sum b_i^2}{6b_o h_o}\right) = 1 - \left(\frac{4b_2^2 + 6b_1^2}{6b_o h_o}\right) = 0.7222\text{ με :}$$

$$b_1 = b_o / 3 = 0.15\text{ m}$$

$$b_2 = b_o / 2 = 0.225\text{ m}$$

Επομένως με την εφαρμογή της σχέσης (Σ4.8) προκύπτει :

$$\theta_{u1ου\ ορόφου} = 0.0424\text{ rad}$$

$$\theta_{u2ου\ ορόφου} = 0.0446\text{ rad}$$

$$\theta_{u3ου\ ορόφου} = 0.0485\text{ rad}$$

Συνεπώς με την εφαρμογή της σχέσης (Σ4.2) σε κάθε όροφο προκύπτουν οι εξής αντοχές:

$$R_{d\ 1ου\ ορόφου}=0.01684\ rad$$

$$R_{d\ 2ου\ ορόφου}=0.0174rad$$

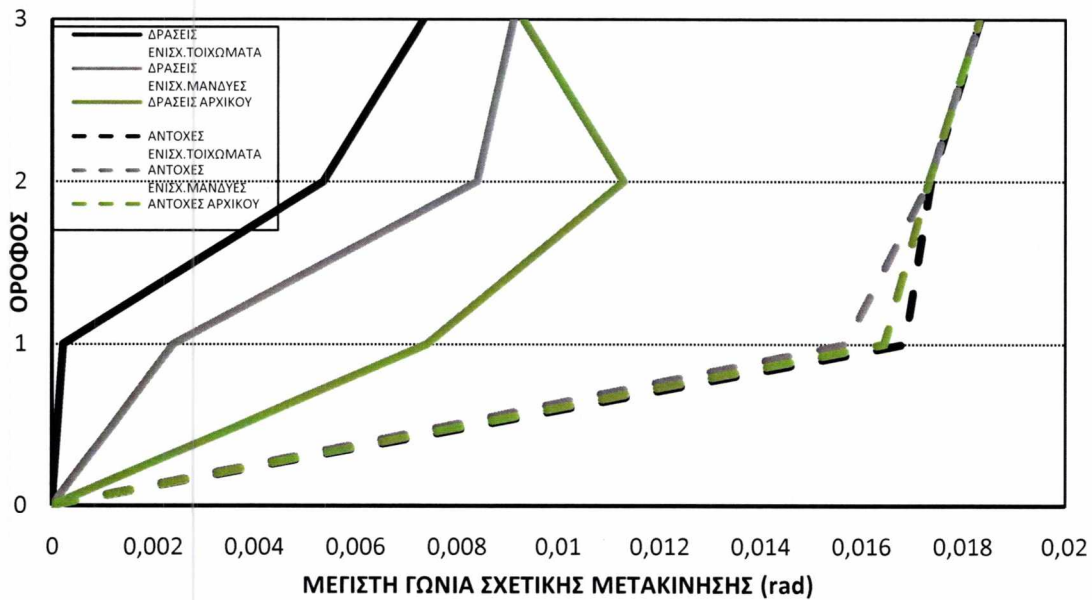
$$R_{d\ 3ου\ ορόφου}=0.0183\ rad$$

Επομένως ο έλεγχος της ανίσωσης ασφαλείας (Σ4.1) δίνει τα εξής αποτελέσματα :

Πίνακας 8.2 Αποτελέσματα ελέγχου ανίσωσης ασφαλείας ενισχυμένου φορέα με εμφατνούμενα τοιχώματα για τη Στατική Μη-Γραμμική ανάλυση

Όροφος	$\theta_y$	$\theta_u$	$R_d=0.5(\theta_y+\theta_u)/(\gamma_{Rd}=1.5)$		$S_d$
1ος	0.0081	0.0424	0.01684	>	0.0002
2ος	0.0075	0.0446	0.0174	>	0.0054
3ος	0.0065	0.0485	0.0183	>	0.0073

Παρατηρούμε ότι η ικανότητα (*capacity*) της κατασκευής είναι μεγαλύτερη από την απαίτηση (*demand*). Τα αποτελέσματα του ελέγχου της ανίσωσης ασφαλείας του ενισχυμένου φορέα με εμφατνούμενα τοιχώματα για τη Στατική Μη-Γραμμική ανάλυση σε σύγκριση με τα αποτελέσματα του ενισχυμένου φορέα με μανδύες και του αρχικού φορέα παρουσιάζονται γραφικά στο ακόλουθο σχήμα (Σχήμα 8.13).



Σχήμα 8.13 Αποτελέσματα ελέγχου ανίσωσης ασφαλείας ενισχυμένου φορέα με τοιχώματα-με μανδύες-αρχικού φορέα για τη Στατική Μη-Γραμμική ανάλυση

Παρατηρώντας το παραπάνω διάγραμμα συμπεραίνουμε ότι η ανίσωση ασφαλείας (Σ4.1) ισχύει και για τον αρχικό φορέα και για τους δύο ενισχυμένους για τη Στατική Μη-Γραμμική ανάλυση. Επισημαίνουμε ότι η ικανότητα της κατασκευής παραμένει σχεδόν η ίδια μετά την ενίσχυση, και σημειώνεται μια μικρή μείωση της ικανότητας του 1<sup>ου</sup> ορόφου για ενίσχυση με μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος και μικρή αύξηση για ενίσχυση με εμφατνούμενα τοιχώματα. Η απαίτηση της κατασκευής μειώνεται σημαντικά στον 1<sup>ο</sup> και 2<sup>ο</sup> όροφο και ελάχιστα στον 3<sup>ο</sup> όροφο ενισχύοντας με μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος, ενώ μειώνεται σημαντικά και στους τρεις ορόφους για ενίσχυση με εμφατνούμενα τοιχώματα.

### **8.10 ΕΛΕΓΧΟΣ ΤΗΣ ΑΝΙΣΩΣΗΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ ΤΟΥ ΕΝΙΣΧΥΜΕΝΟΥ ΦΟΡΕΑ ΜΕ ΕΜΦΑΤΝΟΥΜΕΝΑ ΤΟΙΧΩΜΑΤΑ ΓΙΑ ΤΗ ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΜΗ-ΓΡΑΜΜΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ**

Ως δράση  $S_d$  επιλέγει η μέγιστη σχετική μετακίνηση, η οποία φαίνεται γραφικά στο σχήμα 8.11.

$$S_{d \text{ 1ου ορόφου}}=0.0055 \text{ rad}$$

$$S_{d \text{ 2ου ορόφου}}=0.0033 \text{ rad}$$

$$S_{d \text{ 3ου ορόφου}}=0.0051 \text{ rad}$$

Η αντοχή  $R_d$  κάθε ορόφου προέκυψε με την εφαρμογή των σχέσεων (Σ4.2), (Σ4.6), (4.8). Έτσι αναλυτικά έχουμε :

Για τη σχέση (Σ4.6) :

-Η καμπυλότητα διαρροής (Σ4.7) υπολογίστηκε σε κάθε όροφο με :

$$\varepsilon_{sy}=2.17\text{‰}$$

$\varepsilon_{cy}$  : η ανηγμένη θλιπτική παραμόρφωση σκυροδέματος υπολογίστηκε για κάθε όροφο με εξισώσεις ισοροπίας :

$$\varepsilon_{cy \text{ 1ου ορόφου}}=1.505\text{‰}$$

$$\varepsilon_{cy \text{ 2ου ορόφου}}=1.42\text{‰}$$

$$\varepsilon_{cy \text{ 3ου ορόφου}}=0.814\text{‰}$$

$$d=0.475\text{m}$$

$$\text{Άρα: } (1/r)_{y \text{ 1ου ορόφου}}=0.0077$$

$$(1/r)_{y \text{ 2ου ορόφου}}=0.0076$$

$$(1/r)_{y \text{ 3ου ορόφου}}=0.0063$$

$$-L_s=1.5\text{m}$$

$$-a_v z=0, \text{ θεωρώντας το συντελεστή } a_v=0$$

$$-h=0.50\text{m}$$

$$-d_b=0.018\text{m}$$

$$-f_y=500 \text{ MPa}$$

$$-f_c=30 \text{ MPa}$$

Επομένως με την εφαρμογή της σχέσης (4.6) προκύπτει :

$$\theta_{y1\text{ου ορόφου}}=0.0076 \text{ rad}$$

$$\theta_{y2\text{ου ορόφου}}=0.0074 \text{ rad}$$

$$\theta_{y3\text{ου ορόφου}}=0.0065 \text{ rad}$$

Για τη σχέση (Σ4.8) :

$$-a_s=3$$

$$-\omega=\omega'$$

$$-v = N / bhf_c \text{ η ανηγμένη αξονική όπου :}$$

$N$  : η αξονική δύναμη των υποστυλωμάτων κάθε ορόφου, η οποία προέκυψε υπολογίζοντας το μέσο όρο των μεγίστων αξονικών δυνάμεων από τις 10 σεισμικές καταγραφές. Οι μέγιστες αξονικές δυνάμεις προέκυψαν αφού πρώτα εφαρμόστηκε η μέθοδος SRSS στις αξονικές δυνάμεις για φόρτιση στη x και y διεύθυνση κάθε ορόφου για όλες τις σεισμικές καταγραφές.

$$N_{1\text{ου ορόφου}}=1031.6899 \text{ KN}$$

$$N_{2\text{ου ορόφου}}=964.8654 \text{ KN}$$

$$N_{3\text{ου ορόφου}}=487.0157 \text{ KN}$$

$$b=h=0.50\text{m}$$

$$f_c=30 \text{ kPa}$$

$$\text{Άρα : } v_{1\text{ου ορόφου}}=0.1376$$

$$v_{2\text{ου ορόφου}}=0.1287$$

$$v_{3\text{ου ορόφου}}=0.0649$$

$$-\rho_s = A_{sh}(\Phi 8/10) / b_w s_h = (0.5 * 10^{-4}) / (0.5 * 0.092) = 0.001087$$

$$-\rho_d=0$$

$$-f_{yw}=500 \text{ MPa}$$

$$-f_c= 30\text{MPa}$$

$$-\alpha = \left(1 - \frac{s_h}{2b_o}\right)\left(1 - \frac{s_h}{2h_o}\right)\left(1 - \frac{\sum b_i^2}{6b_o h_o}\right) = 0.5821$$

ο συντελεστής αποδοτικότητας περισφίξεως όπου :

$$s_h = s - 2\Phi_w / 2 = (10 - 0.8) * 10^{-2} = 0.092m$$

$$b_o = h_o = h - 2d_1 = 0.5 - (2 * 0.025) = 0.45m$$

$$1 - \left(\frac{\sum b_i^2}{6b_o h_o}\right) = 1 - \left(\frac{4b_2^2 + 6b_1^2}{6b_o h_o}\right) = 0.7222 \text{ με :}$$

$$b_1 = b_o/3 = 0.15m$$

$$b_2 = b_o/2 = 0.225m$$

Επομένως με την εφαρμογή της σχέσης (Σ4.8) προκύπτει :

$$\theta_{u1\text{ου ορόφου}} = 0.0443 \text{ rad}$$

$$\theta_{u2\text{ου ορόφου}} = 0.0448 \text{ rad}$$

$$\theta_{u3\text{ου ορόφου}} = 0.0483 \text{ rad}$$

Συνεπώς με την εφαρμογή της σχέσης (Σ4.2) σε κάθε όροφο προκύπτουν οι εξής αντοχές:

$$R_{d1\text{ου ορόφου}} = 0.0173 \text{ rad}$$

$$R_{d2\text{ου ορόφου}} = 0.0174 \text{ rad}$$

$$R_{d3\text{ου ορόφου}} = 0.0183 \text{ rad}$$

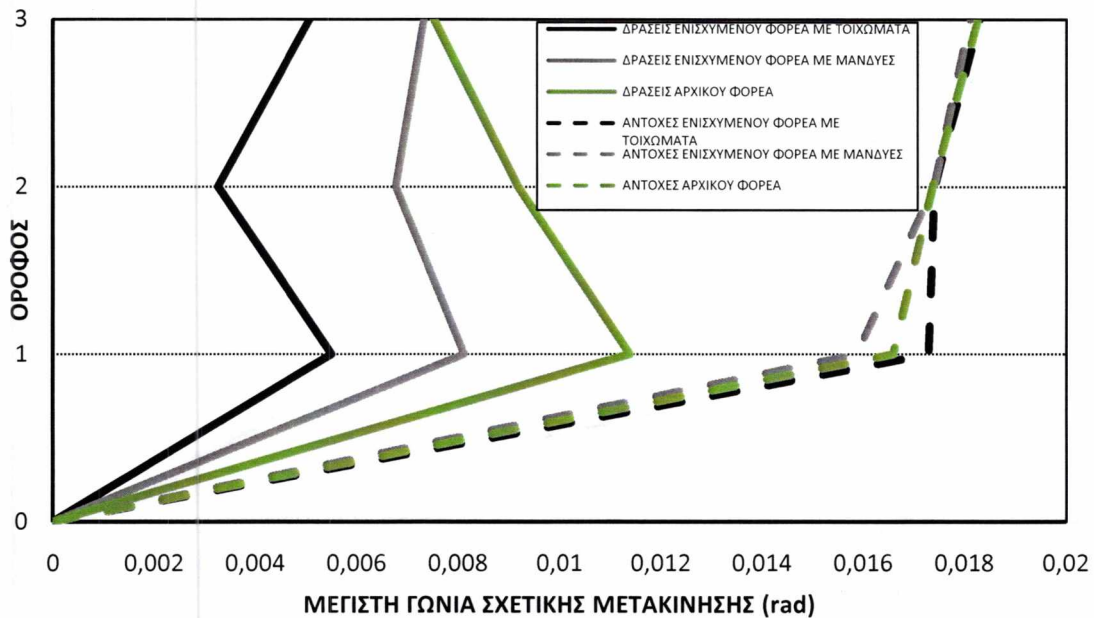


Επομένως ο έλεγχος της ανίσωσης ασφαλείας (Σ4.1) δίνει τα εξής αποτελέσματα :

Πίνακας 8.3 Αποτελέσματα ελέγχου ανίσωσης ασφαλείας ενισχυμένου φορέα με εμφατνούμενα τοιχώματα για τη Δυναμική Μη-Γραμμική ανάλυση

Όροφος	$\theta_y$	$\theta_u$	$R_d=0.5(\theta_y+\theta_u)/(\gamma_{Rd}=1.5)$		$S_d$
1ος	0.0076	0.0443	0.0173	>	0.0055
2ος	0.0074	0.0448	0.0174	>	0.0033
3ος	0.0065	0.0483	0.0183	>	0.0051

Παρατηρούμε ότι η ικανότητα (*capacity*) της κατασκευής είναι μεγαλύτερη από την απαίτηση (*demand*). Τα αποτελέσματα του ελέγχου της ανίσωσης ασφαλείας του ενισχυμένου φορέα με εμφατνούμενα τοιχώματα για τη Δυναμική Μη-Γραμμική ανάλυση σε σύγκριση με τα αποτελέσματα του ενισχυμένου φορέα με μανδύες και του αρχικού φορέα παρουσιάζονται γραφικά στο ακόλουθο σχήμα (Σχήμα 8.14).

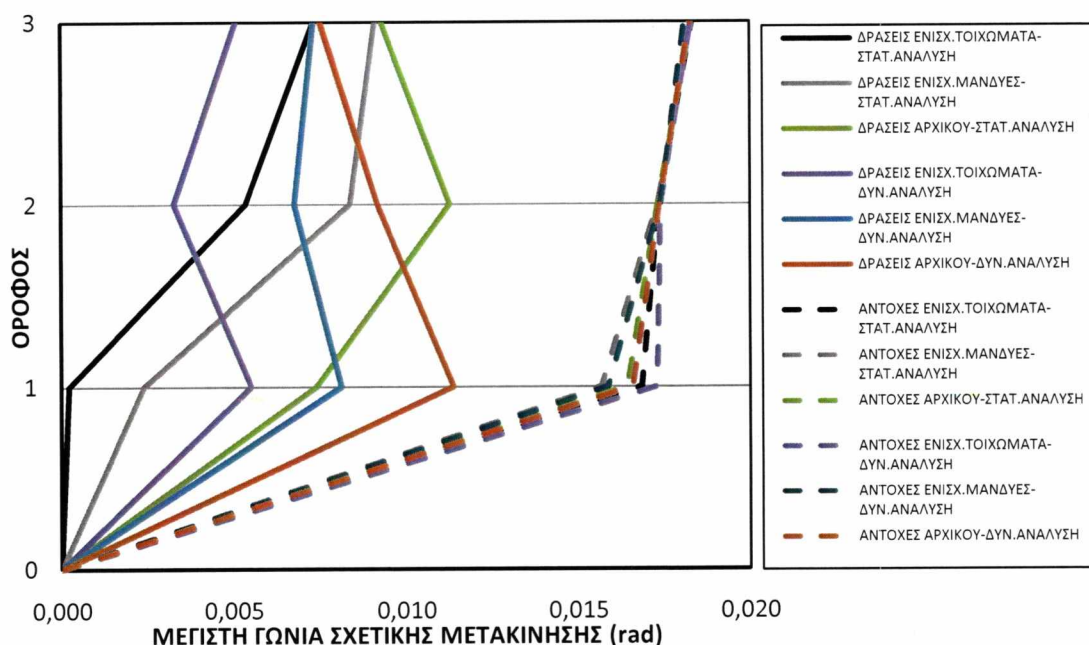


Σχήμα 8.14 Αποτελέσματα ελέγχου ανίσωσης ασφαλείας ενισχυμένου φορέα με τοιχώματα-με μανδύες-αρχικού φορέα για τη Δυναμική Μη-Γραμμική ανάλυση

Παρατηρούμε ότι τα αποτελέσματα του ελέγχου της ανίσωσης ασφαλείας του ενισχυμένου φορέα με εμφατνούμενα τοιχώματα για τη Δυναμική Μη-Γραμμική ανάλυση συγκριτικά με τα αποτελέσματα του ενισχυμένου φορέα με μανδύες και του αρχικού φορέα είναι όμοια με τα αποτελέσματα της Στατικής Μη-Γραμμικής ανάλυσης, τα οποία σχολιάστηκαν στην ενότητα 8.9.

**8.11 ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ ΕΛΕΓΧΟΥ ΑΝΙΣΩΣΗΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ ΜΕΤΑΞΥ ΕΝΙΣΧΥΜΕΝΟΥ ΦΟΡΕΑ ΜΕ ΕΜΦΑΤΝΟΥΜΕΝΑ ΤΟΙΧΩΜΑΤΑ-ΕΝΙΣΧΥΜΕΝΟΥ ΦΟΡΕΑ ΜΕ ΜΑΝΔΥΕΣ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ ΚΑΙ ΑΡΧΙΚΟΥ ΦΟΡΕΑ ΓΙΑ ΣΤΑΤΙΚΗ ΜΗ-ΓΡΑΜΜΙΚΗ ΚΑΙ ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΜΗ-ΓΡΑΜΜΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ**

Η σύγκριση των αποτελεσμάτων του ελέγχου της ανίσωσης ασφαλείας μεταξύ ενισχυμένου φορέα με εμφατνούμενα τοιχώματα, ενισχυμένου φορέα με μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος και αρχικού φορέα για τις δύο μη-γραμμικές αναλύσεις απεικονίζεται στο ακόλουθο γράφημα :



Σχήμα 8.15 Σύγκριση αποτελεσμάτων ελέγχου ανίσωσης ασφαλείας ενισχυμένου φορέα με τοιχώματα-με μανδύες-αρχικού φορέα και για τις δύο μη-γραμμικές αναλύσεις

Παρατηρούμε ότι ο έλεγχος της ανίσωσης ασφαλείας (Σ4.1) τηρείται και για τις δύο μη-γραμμικές αναλύσεις τόσο στους ενισχυμένους φορείς όσο και στον αρχικό φορέα. Η ενίσχυση του φορέα με μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος επιφέρει και για τις δύο αναλύσεις σημαντική μείωση της σεισμικής απαίτησης της κατασκευής στον 1<sup>ο</sup> και 2<sup>ο</sup> όροφο και αρκετά μικρή μείωση στον 3<sup>ο</sup> όροφο. Ενώ η ενίσχυση με εμφατνούμενα τοιχώματα επιφέρει σημαντική μείωση και στους τρεις ορόφους της κατασκευής και για τις δύο μη-γραμμικές αναλύσεις. Η ενίσχυση με εμφατνούμενα τοιχώματα παρατηρούμε ότι μειώνει περισσότερο τη σεισμική απαίτηση της κατασκευής σε σχέση με την ενίσχυση με μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος. Όσον αφορά τη σεισμική απαίτηση τα αποτελέσματα των δύο αναλύσεων είναι αρκετά κοντά στους δύο τελευταίους ορόφους και παρουσιάζουν μεγαλύτερη απόκλιση στον 1<sup>ο</sup> όροφο, τόσο στον αρχικό όσο και στους ενισχυμένους φορείς. Από την άλλη η ικανότητα της κατασκευής παραμένει σχεδόν ίδια μετά την ενίσχυση, με μια μικρή

μείωση στον 1<sup>ο</sup> όροφο για την ενίσχυση με μανδύες και μια μικρή αύξηση για την ενίσχυση με τοιχώματα. Τα αποτελέσματα της ικανότητας της κατασκευής μεταξύ των δύο αναλύσεων είναι σχεδόν ίδια για κάθε φορέα, με μια μικρή διαφορά στον 1<sup>ο</sup> όροφο του ενισχυμένου φορέα με τοιχώματα όπου η δυναμική ανάλυση δίνει ελαφρώς μεγαλύτερα αποτελέσματα από τη στατική ανάλυση.

---

## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 9

### ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

---

#### 9.1 ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Η παρούσα εργασία πραγματεύεται τη χρησιμοποίηση μη-γραμμικών διαδικασιών ανάλυσης για την αποτίμηση της ικανότητας υφιστάμενων κατασκευών οπλισμένου σκυροδέματος έναντι σεισμικών φορτίων. Εξετάσαμε λοιπόν ένα τρισδιάστατο τριώροφο πλαίσιο από οπλισμένο σκυροδέμα σε Στατική Μη-Γραμμική Ανάλυση (Pushover Analysis) και σε Δυναμική Μη-Γραμμική Ανάλυση (Dynamic Time-History Analysis). Παρατηρήσαμε την απόκριση της κατασκευής, εξετάζοντας τη μετακίνηση της οροφής, παρατηρήσαμε τις σχετικές μετακινήσεις και τη μέγιστη σχετική μετακίνηση καθ' ύψος της κατασκευής, και ελέγξαμε αν ισχύει ή όχι η ανίσωση ασφαλείας ( $S_d < R_d$ ) καθ' ύψος της κατασκευής. Διαπιστώσαμε ότι η Στατική Μη-Γραμμική Ανάλυση αν και απλή στην εφαρμογή της, με μικρό υπολογιστικό κόστος σε σχέση με την Δυναμική Μη-Γραμμική Ανάλυση, δίνει αποτελέσματα κοντά στην Δυναμική Μη-Γραμμική Ανάλυση. Συγκεκριμένα, τα αποτελέσματα των δύο αναλύσεων για την απαίτηση της κατασκευής ήταν αρκετά κοντά στο δεύτερο και τρίτο όροφο της κατασκευής, και παρουσίαζαν μεγαλύτερη απόκλιση στον πρώτο όροφο. Τα αποτελέσματα των δύο αναλύσεων για την ικανότητα της κατασκευής ήταν σχεδόν πανομοιότυπα σε όλο το ύψος της κατασκευής. Ως περισσότερο ακριβή θεωρήθηκαν τα αποτελέσματα της Δυναμικής Μη-Γραμμικής Ανάλυσης, καθώς αυτή είναι πιο ακριβής μέθοδος από τη Στατική Μη-Γραμμική Ανάλυση.

Ορίζοντας ως μέτρο της σεισμικής βλάβης την μέγιστη σχετική μετακίνηση, διαπιστώσαμε ότι ο πρώτος όροφος είναι αυτός που παρουσιάζει την μεγαλύτερη συγκέντρωση βλαβών. Έτσι, προχωρήσαμε σε ενίσχυση του πρώτου ορόφου της κατασκευής εφαρμόζοντας μεμονωμένα δύο μεθόδους ενίσχυσης: (α) ενίσχυση των υποστρωμάτων του πρώτου ορόφου με μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος, (β) ενίσχυση με τοποθέτηση εμφαντούμενων τοιχωμάτων στον πρώτο όροφο της κατασκευής. Και οι δύο μέθοδοι ενίσχυσης είχαν σαν αποτέλεσμα την αύξηση της δυσκαμψίας και της αντοχής της κατασκευής. Η ενίσχυση με μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος μείωσε σημαντικά τη σεισμική απαίτηση της κατασκευής στον πρώτο και δεύτερο όροφο και ελάχιστα στον τρίτο, ενώ η ενίσχυση με εμφαντούμενα τοιχώματα μείωσε σημαντικά τη σεισμική απαίτηση της κατασκευής και στους τρεις ορόφους της. Η μείωση της απαίτησης της κατασκευής λόγω της ενίσχυσης με εμφαντούμενα τοιχώματα ήταν μεγαλύτερη από τη μείωση λόγω της ενίσχυσης με μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος. Η ικανότητα της κατασκευής παρέμεινε σχεδόν η ίδια μετά την ενίσχυσή της, με μια μικρή μείωση στον πρώτο όροφο για την ενίσχυση με μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος και μια μικρή αύξηση στον πρώτο όροφο για την ενίσχυση με εμφαντούμενα τοιχώματα. Τέλος, η ικανότητα της κατασκευής ήταν πάντα μεγαλύτερη από την απαίτησή της, τόσο στον αρχικό φορέα

όσο και στον ενισχυμένο με μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος και εμφανιζόμενα τοιχώματα.

## **ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ**

- [1] Lagaros, N.D., Fragiadakis, M. (2011). "Evaluation of static pushover methods for performance based seismic design", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 31(1), pp. 77-90.
- [2] Fragiadakis, M., Lanese, I., Pavese, A., Papadrakakis, M. (2009), "Experimental And Numerical Investigation Of A Reinforced Concrete Building Designed For Gravity Loads Only", *2nd International Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering, COMPDYN-2009*, 22-24 June 2009, Island of Rhodes, Greece.
- [3] Φραγκιαδάκης, Μ. (2006). *Βέλτιστος αντισεισμικός σχεδιασμός κατασκευών με μη-γραμμικές μεθόδους ανάλυσης*, Διδακτορική διατριβή, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Σχολή Πολιτικών Μηχανικών, Τομέας Δομοστατικής, Εργαστήριο στατικής και αντισεισμικών ερευνών.
- [4] Οργανισμός Αντισεισμικού Σχεδιασμού και Προστασίας (ΟΑΣΠ) (2011). *Κανονισμός Επεμβάσεων και Ενισχύσεων (ΚΑΝΕΠΕ)*, Τελικό εναρμονισμένο κείμενο, Αθήνα.
- [5] Οργανισμός Αντισεισμικού Σχεδιασμού και Προστασίας (ΟΑΣΠ) (2000). *Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός (ΕΑΚ)*, Αθήνα.
- [6] Οργανισμός Αντισεισμικού Σχεδιασμού και Προστασίας (ΟΑΣΠ) (2000). *Ελληνικός Κανονισμός Οπλισμένου Σκυροδέματος (ΕΚΩΣ)*, Αθήνα.
- [7] Παπαγεωργοπούλου Αναστασία-Αθηνά, "Μελέτη της επιρροής των εδαφικών συνθηκών στην απόκριση κτιρίων υπό σεισμικές δράσεις". Μεταπτυχιακή εργασία, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Σχολή Πολιτικών Μηχανικών, "Δομοστατικός Σχεδιασμός και Ανάλυση των Κατασκευών", 2010.
- [8] Panagiotakos, T. B., and M. N. Fardis. 2001. A displacement-based seismic design procedure for RC buildings and comparison with EC8. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 30, (10): 1439-1462.
- [9] Panagiotakos, T. B., and M. N. Fardis. 2004. Seismic Performance of RC Frames Designed to Eurocode 8 or to the Greek Codes 2000. *Bulletin of Earthquake Engineering* 2: 221–259.
- [10] Σπυράκος Κ. Αναπληρωτής Καθηγητής Ε.Μ.Π. "Ενίσχυση Κατασκευών Για Σεισμικά Φορτία". Τεχνικό Επιμελητήριο Ελλάδας, Αθήνα, 2004.

- [11] Ο.ΑΣ.Π.-Υ.ΠΕ.ΧΩ.Δ.Ε. “Συστάσεις για Προσεισμικές και Μετασεισμικές Επεμβάσεις στα Κτίρια”. Αθήνα, 2001.
- [12] Παπαθεοδώρου Ν., Φιλίνης Χ. “Ενίσχυση Υποστυλωμάτων Με Μανδύες Οπλισμένου Σκυροδέματος”. “17<sup>ο</sup> Φοιτητικό Συνέδριο : Επισκευές Κατασκευών”. Πάτρα, Φεβρουάριος, 2011.
- [13] Καίρης Σ., Χατζηβασιλειάδης Α., “Ενίσχυση Υποστυλωμάτων Με Μανδύες Οπλισμένου Σκυροδέματος”. “14<sup>ο</sup> Φοιτητικό Συνέδριο : Επισκευές Κατασκευών”. Πάτρα, Φεβρουάριος, 2008.
- [14] Κόκκινος Ν., Τσιριγωτάκης Σ., “Ενίσχυση Υφιστάμενων Κατασκευών Με Τη Μέθοδο Των Εμφατνούμενων Τοιχωμάτων”. “17<sup>ο</sup> Φοιτητικό Συνέδριο : Επισκευές Κατασκευών”. Πάτρα, Φεβρουάριος, 2011.
- [15] Θανασούλιας Α., “Ο Ρόλος Των Εμφατνούμενων Τοιχωμάτων Στην Ενίσχυση Των Κατασκευών”. “14<sup>ο</sup> Φοιτητικό Συνέδριο : Επισκευές Κατασκευών”. Πάτρα, Φεβρουάριος, 2008.
- [16] Κούλης Π., “Ενίσχυση Κατασκευών Ο.Σ. Με Χρήση Τοιχωμάτων”. “14<sup>ο</sup> Φοιτητικό Συνέδριο : Επισκευές Κατασκευών”. Πάτρα, Φεβρουάριος, 2008.
- [17] Αργυρόπουλος Χ., “Ενίσχυση Πλαισίων Με Εμφατνούμενα Τοιχώματα Από Σκυρόδεμα”. “10<sup>ο</sup> Φοιτητικό Συνέδριο : Επισκευές Κατασκευών-04”. Μάρτιος, 2004.
- [18] Τσιτσίας Βασίλειος, “Ανελαστική Ανάλυση Μη-Γραμμικών Φορέων Οπλισμένου Σκυροδέματος”. Μεταπτυχιακή εργασία, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Σχολή Πολιτικών Μηχανικών, “Εφαρμοσμένη Μηχανική”, 2008.
- [19] Τόλης Αλέξανδρος, “Διερεύνηση Μεθόδων Προσομοίωσης Της Σεισμικής Απόκρισης Κατασκευών Από Οπλισμένο Σκυρόδεμα”. Πτυχιακή εργασία, Πανεπιστήμιο Θεσσαλίας, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών.
- [20] SeismoSoft [2006] “SeismoStruct – A Computer Program for Static and Dynamic Nonlinear Analysis of Framed Structures,”(online), available from URL: <http://www.seismosoft.com>.

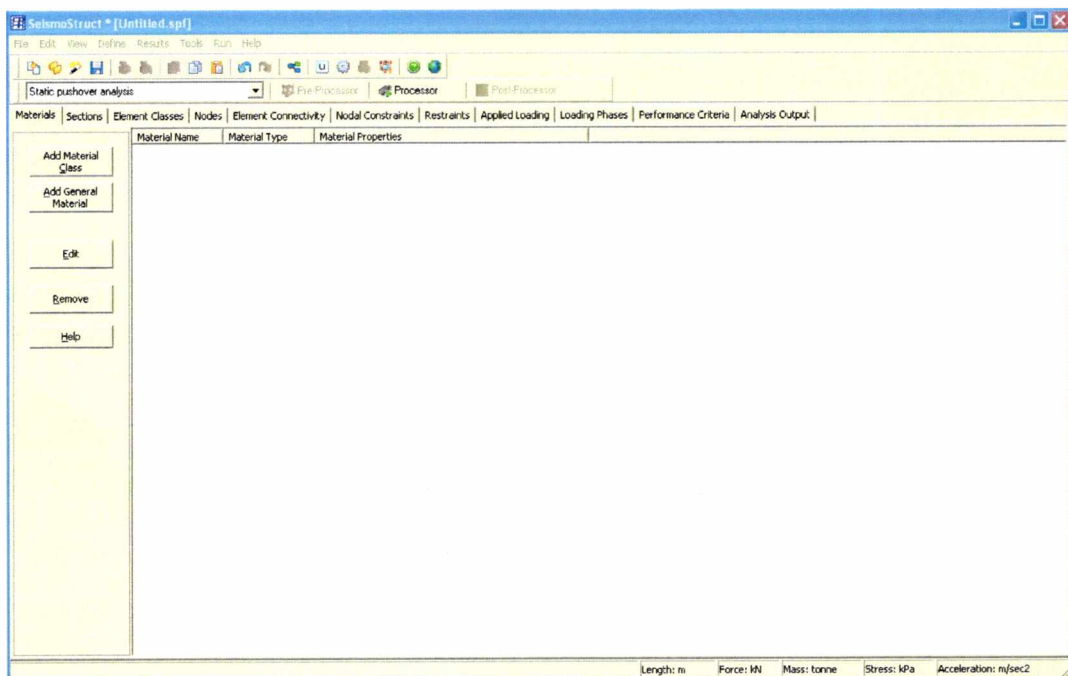
## ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ

### **ΧΡΗΣΗ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑΤΟΣ «SEISMOSTRUCT»**

Βασικό υπολογιστικό εργαλείο στην εργασία αυτή αποτέλεσε το πρόγραμμα «Seismostruct» καθώς έχει την δυνατότητα να εκτελεί μη-γραμμικές μεθόδους ανάλυσης και να παρέχει όλες τις πληροφορίες που χρειάζονται για την αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας και της απόκρισης πλαισιωτών κατασκευών υπό σεισμικές δράσεις. Οι μέθοδοι που χρησιμοποιήθηκαν ήταν η Στατική Μη-Γραμμική Ανάλυση (Static pushover analysis), η Δυναμική Μη-Γραμμική Ανάλυση (Dynamic time-history analysis) και η Ιδιομορφική Ανάλυση (Eigenvalue analysis).

#### **II-1.1 ΣΤΑΤΙΚΗ ΜΗ-ΓΡΑΜΜΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ**

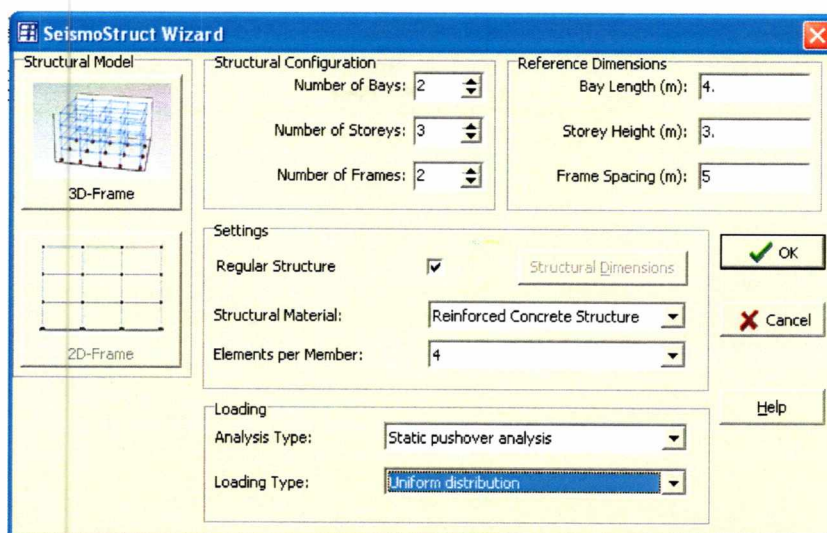
Η πρώτη γραμμή στο μενού του προγράμματος είναι κοινή σε όλες τις μεθόδους ανάλυσης και αποτελείται από τις επιλογές: File, Edit, View, Define, Results, Tools, Run, Help. Στην τρίτη γραμμή επιλέγεται η επιθυμητή μέθοδος ανάλυσης μέσα από μια λίστα μεθόδων, που το Seismostruct δύναται να εκτελέσει (Static analysis, Static adaptive pushover analysis, Static time-history analysis, Eigenvalue analysis, Static pushover analysis, Incremental dynamic analysis, Dynamic time-history analysis), ενώ στη συνέχεια της ίδιας γραμμής υπάρχουν οι επιλογές Pre-Processor, Processor και Post-Processor. Η τέταρτη γραμμή για Π.Σ.Α αποτελείται από τις ενότητες: Materials, Sections, Element Classes, Nodes, Element Connectivity, Nodal Constraints, Restraints, Applied Loading, Loading Phases, Performance Criteria, Analysis Output (Σχήμα II-1).



*Σχήμα II-1* Μενού προγράμματος ανάλυσης *Seismostruct* για τη Στατική Μη-Γραμμική ανάλυση

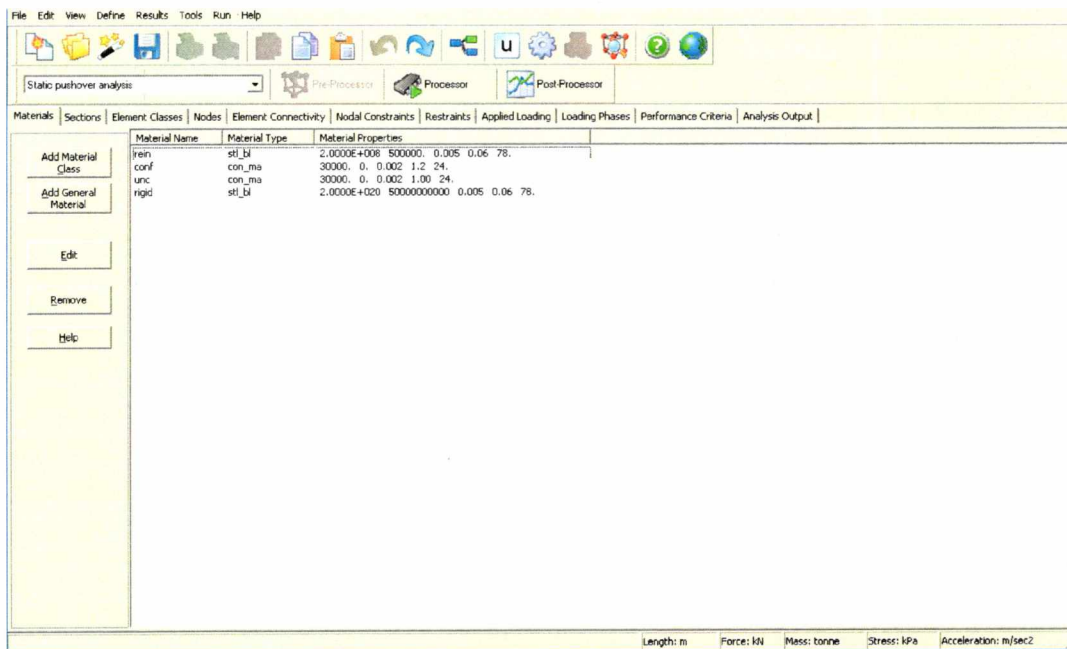


Το πρόγραμμα μέσω του File, Wizard δίνει την δυνατότητα να μορφωθεί ο φορέας που θέλουμε κάθε φορά, είτε πρόκειται για ένα απλό δισδιάστατο πλαίσιο (2d frame), ορίζοντας τον αριθμό και το μήκος των ανοιγμάτων (number of bays, bay length), τον αριθμό και το ύψος των ορόφων (number of storeys, storey height) είτε πρόκειται για ένα τρισδιάστατο πλαίσιο (3d frame), όπου στην περίπτωση αυτή πρέπει να δοθεί επιπλέον ο αριθμός των πλαισίων που υπάρχουν στην τρίτη διάσταση και η μεταξύ τους απόσταση (number of frames, frame spacing). Με αυτό τον τρόπο εισάγεται στο πρόγραμμα η γεωμετρία του φορέα. Στο ίδιο παράθυρο επιλέγεται αν το υλικό κατασκευής του φορέα (structural material) είναι από οπλισμένο σκυρόδεμα (reinforced concrete structure) ή χάλυβα (steel structure), από πόσα στοιχεία θα αποτελείται κάθε ένα μέλος (elements per member) και τέλος προσδιορίζεται το είδος της ανάλυσης (analysis type) και το είδος της φόρτισης (loading type) (Σχήμα Π-2).



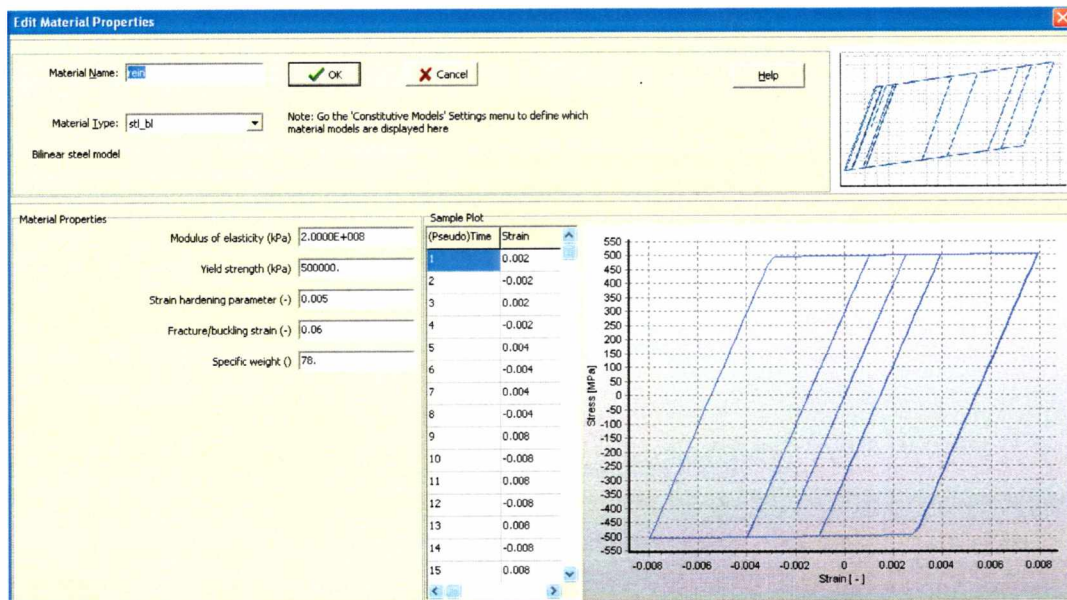
Σχήμα Π-2 Μόρφωση γεωμετρίας φορέα, προσδιορισμός υλικού κατασκευής και επιθυμητής ανάλυσης

Στην ενότητα «materials» (υλικά) παρουσιάζονται αρχικά τα προεπιλεγμένα υλικά της κατασκευής από το πρόγραμμα: (α) χαλύβδινος οπλισμός διατομών (rein), (β) σκυρόδεμα πυρήνα διατομών (conf), (γ) σκυρόδεμα επικάλυψης διατομών (unc). Για να εισάγουμε ένα νέο υλικό, πατώντας «add», εμφανίζεται ένα παράθυρο στο οποίο ζητείται το όνομα του υλικού (material name) και το είδος του (material type). Ανάλογα τον τύπο του υλικού δίνουμε στη συνέχεια τιμές στις ιδιότητες του υλικού αυτού (material properties). Για να μορφοποιήσουμε κάποιο υλικό αφού το επιλέξουμε, πατούμε «edit» και για να το διαγράψουμε πατούμε «remove». Εμείς στην κατασκευή μας προσθέσαμε ένα ακόμη υλικό, το χάλυβα των διαγώνιων γραμμικών στοιχείων μεγάλης δυσκαμψίας (rigid). Τα υλικά της κατασκευής μας φαίνονται στο ακόλουθο σχήμα (Σχήμα Π-3).

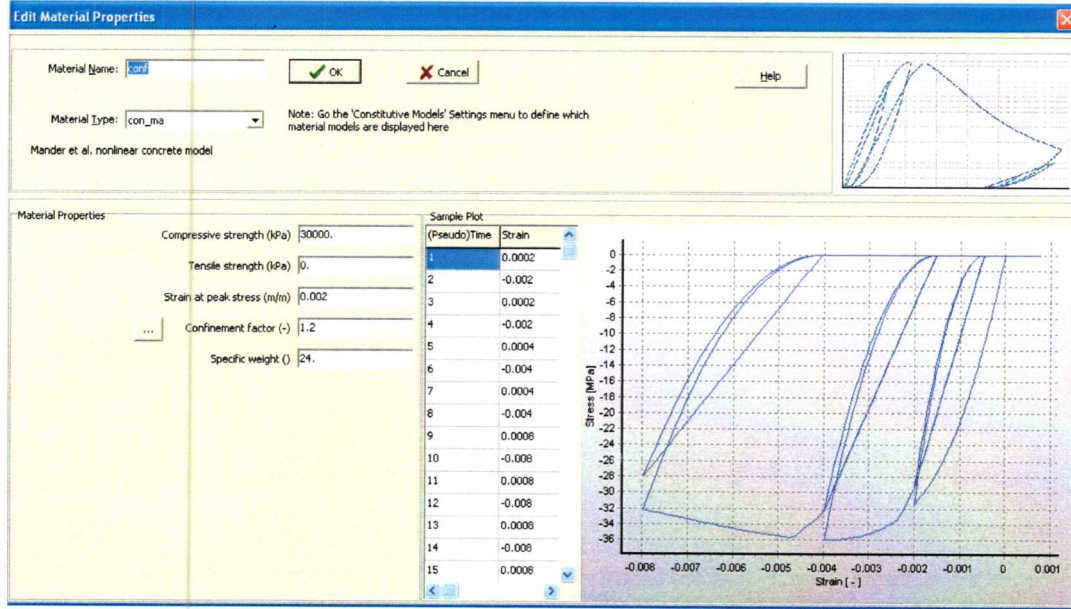


Σχήμα Π-3 Υλικά κατασκευής

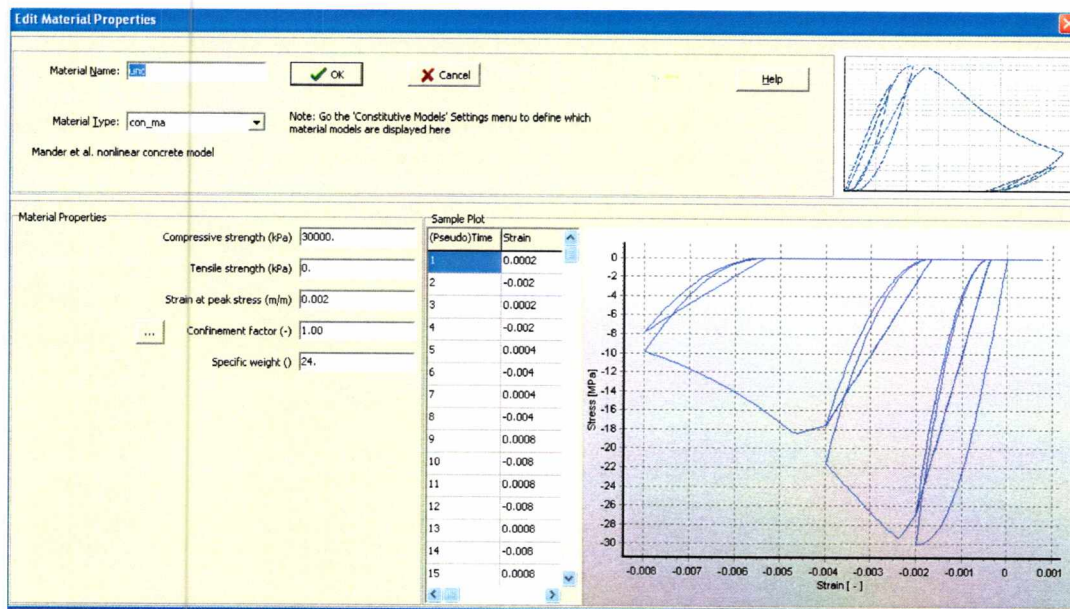
Οι ιδιότητες των υλικών της κατασκευής μας φαίνονται στα ακόλουθα σχήματα.



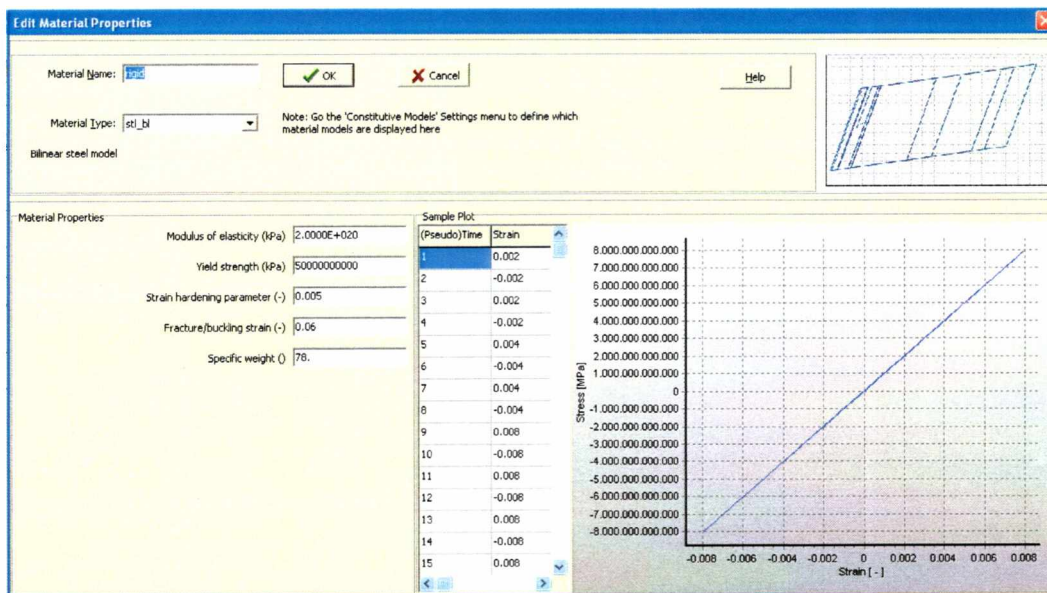
Σχήμα Π-4 Ιδιότητες χαλύβδινου οπλισμού



Σχήμα Π-5 Ιδιότητες σκυροδέματος πυρήνα



Σχήμα Π-6 Ιδιότητες σκυροδέματος επικάλυψης

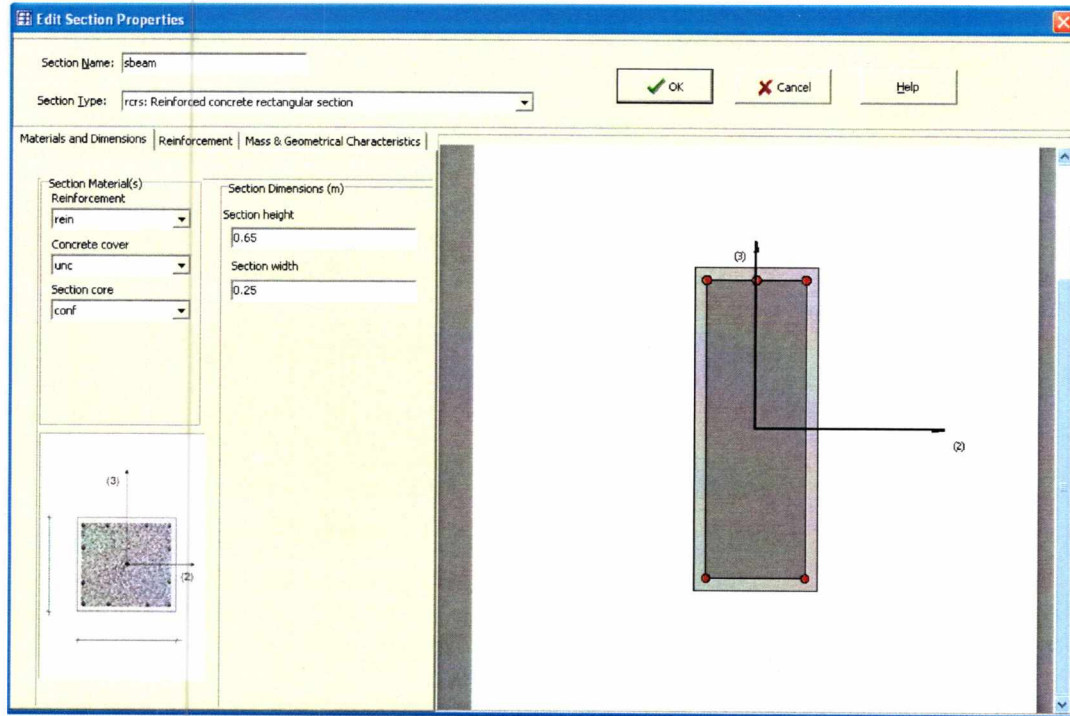


Σχήμα Π-7 Ιδιότητες χάλυβα διαγώνιων γραμμικών στοιχείων

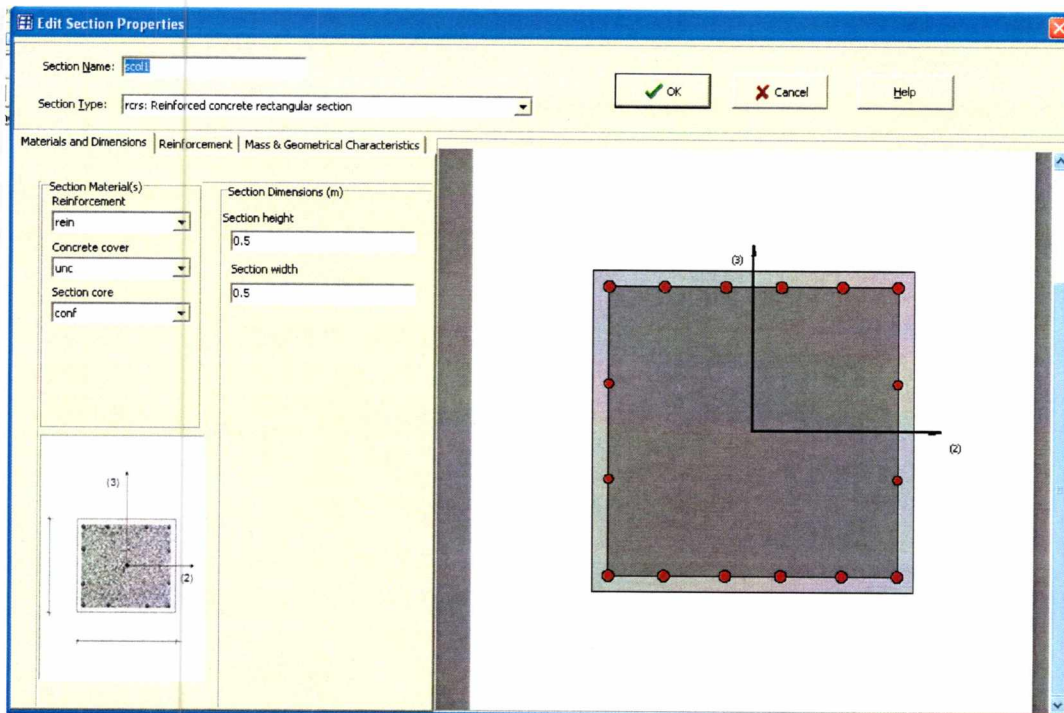
Στην ενότητα «sections» (διατομές) παρουσιάζονται αρχικά οι προεπιλεγμένες διατομές της κατασκευής, από το πρόγραμμα. Για να προσθέσουμε μια νέα διατομή, πατώντας «add», εμφανίζεται ένα παράθυρο στο οποίο ζητείται το όνομα της διατομής (section name) και το είδος της (section type). Ανάλογα το είδος της διατομής ζητούνται στη συνέχεια οι χαρακτηριστικές διαστάσεις της διατομής (section dimensions) ενώ παράλληλα προσδιορίζουμε το υλικό της (section material). Για να μορφοποιήσουμε κάποια διατομή αφού την επιλέξουμε, πατούμε «edit» και για να τη διαγράψουμε πατούμε «remove». Την κατασκευή μας απαρτίζουν τρεις διατομές (sections) (Σχήμα Π-8), οι διατομές των δοκών (Σχήμα Π-9), οι διατομές των υποστυλωμάτων (Σχήμα Π-10) και οι διατομές των διαγώνιων γραμμικών στοιχείων (Σχήμα Π-11).

Section Name	Section Type	Section Materials	Section Dimensions	Reinforcement Patterns	Additional Reinforce...	Additional Mass/Len...
sbeam	rs	rein unc conf	0.65 0.25	corners(0@14mm) top_bottom...	0.00025447 0.3 ...	0.
scol1	rs	rein unc conf	0.5 0.5		0.00025447 0.225...	0.
scol2	rs	rein unc conf	0.5 0.5		0.00025447 0.225...	0.
scol3	rs	rein unc conf	0.5 0.5		0.00025447 0.225...	0.
scol4	rs	rein unc conf	0.5 0.5		0.00025447 0.225...	0.
scol5	rs	rein unc conf	0.5 0.5		0.00025447 0.225...	0.
scol6	rs	rein unc conf	0.5 0.5		0.00025447 0.225...	0.
scol7	rs	rein unc conf	0.5 0.5		0.00025447 0.225...	0.
scol8	rs	rein unc conf	0.5 0.5		0.00025447 0.225...	0.
rig	css	rigid	0.2			0.

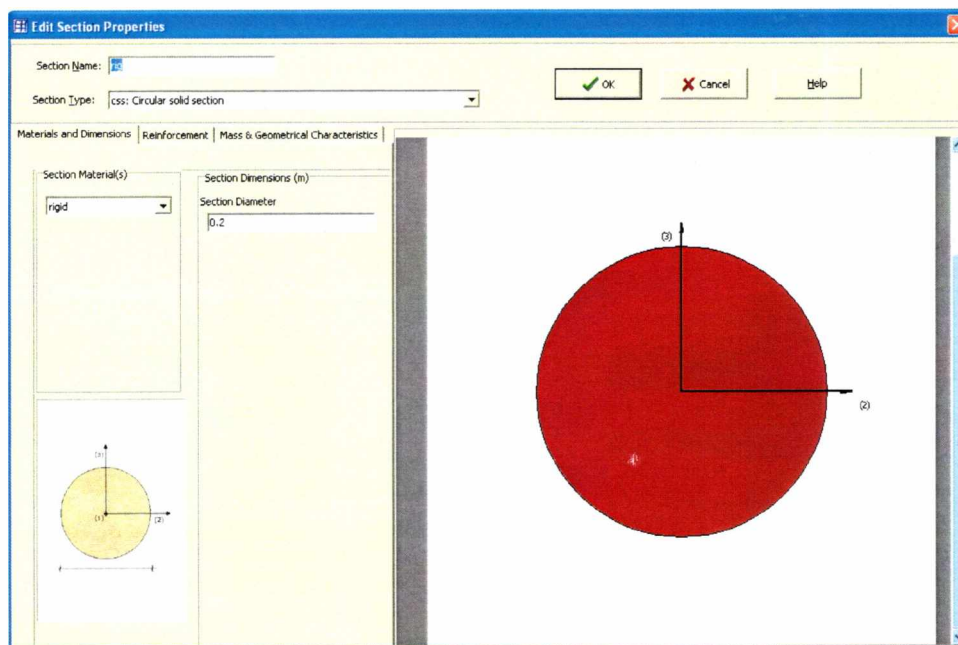
Σχήμα Π-8 Διατομές κατασκευής



Σχήμα Π-9 Διατομή δοκών

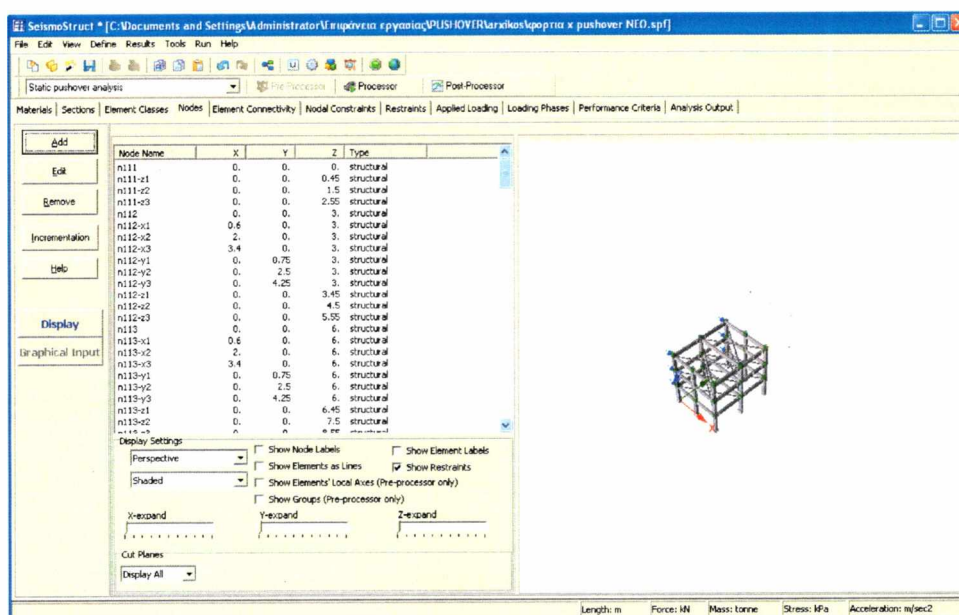


Σχήμα Π-10 Διατομή υποστλωμάτων

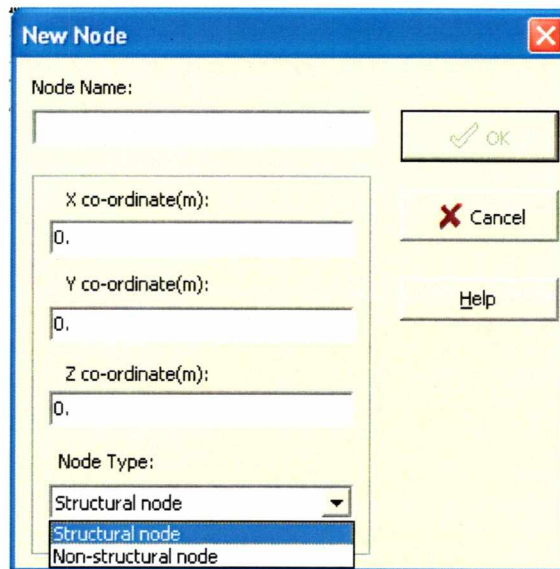


Σχήμα Π-11 Διατομή διαγώνιων γραμμικών στοιχείων

Στην ενότητα «nodes» (κόμβοι) παρατίθενται όλοι οι κόμβοι που απαρτίζουν τον φορέα (Σχήμα Π-12). Για κάθε ένα κόμβο προσδιορίζονται οι συντεταγμένες του στο καθολικό σύστημα συντεταγμένων και ο τύπος του κόμβου. Μέσω της επιλογής «add» δίνεται η δυνατότητα να προσθέσουμε επιπλέον κόμβους. Τα μόνα στοιχεία που ζητά το πρόγραμμα είναι το όνομα του πρόσθετου κόμβου (node name), οι συντεταγμένες του στο καθολικό σύστημα x-y-z (x co-ordinate, y co-ordinate, z co-ordinate) και ο τύπος του (node type), δηλαδή το αν θα είναι δομητικός κόμβος (structural node) ή όχι (non structural node), (Σχήμα Π-13). Για να μεταβάλλουμε έναν κόμβο, αφού τον επιλέξουμε, πατούμε «edit» και για να τον απαλείψουμε πατούμε «remove» .

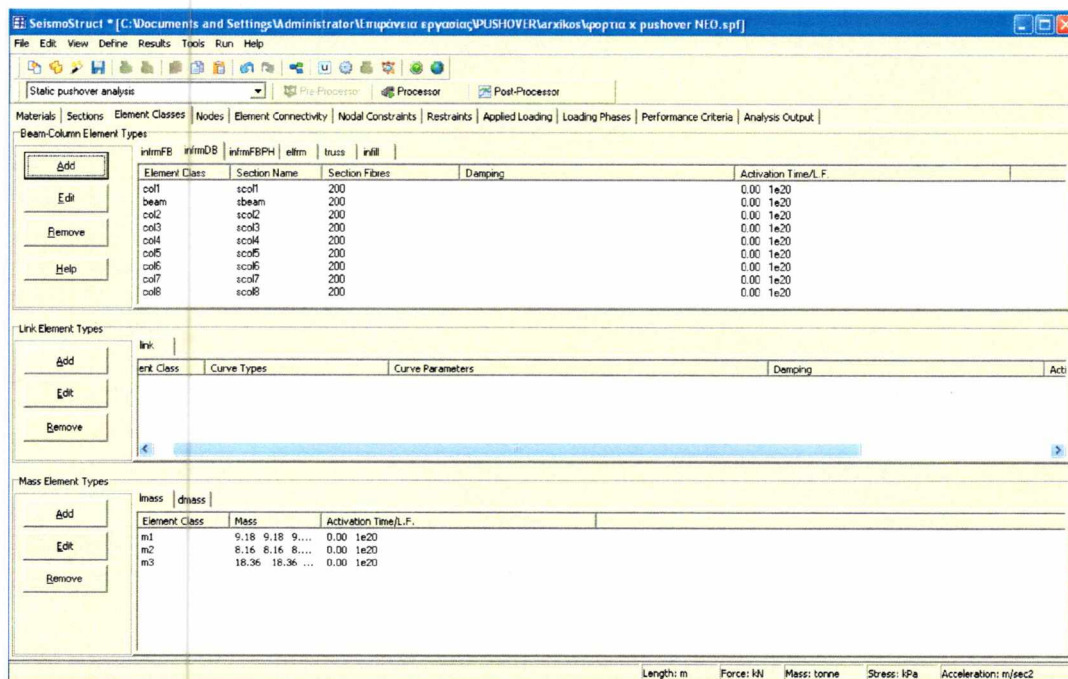


Σχήμα Π-12 Λίστα όλων των κόμβων που απαρτίζουν την κατασκευή

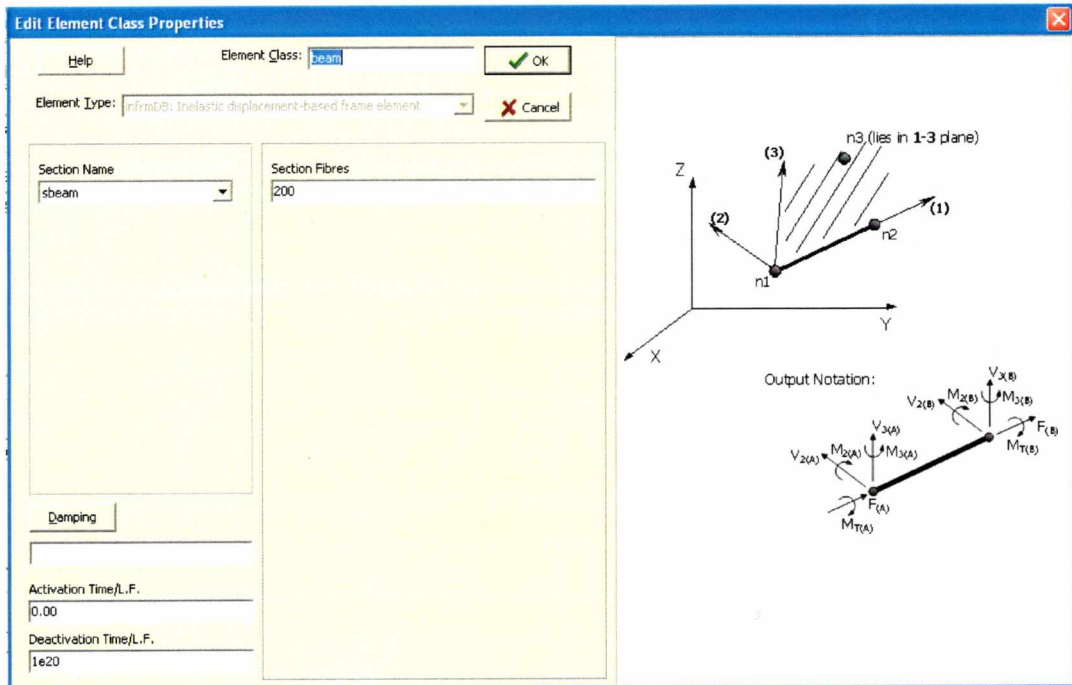


Σχήμα Π-13 Προσθήκη κόμβου και προσδιορισμός στοιχείων του

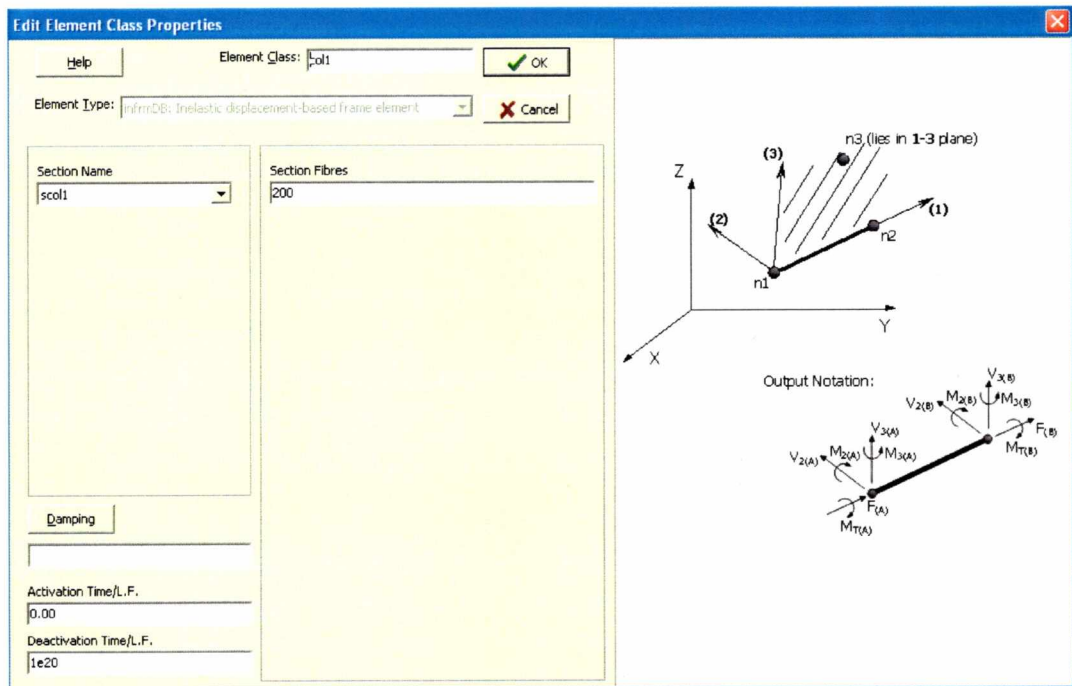
Στην ενότητα «element classes» προσδιορίζονται οι «κλάσεις» των στοιχείων της κατασκευής, δηλαδή των δοκών, των υποστυλωμάτων, των διαγώνιων στοιχείων και των μαζών (Σχήμα Π-14). Για να προσθέσουμε μια κλάση πατούμε «add», για να τροποποιήσουμε μια κλάση πατούμε «edit» και για να αφαιρέσουμε μια κλάση πατούμε «remove». Με την προσθήκη μιας νέας κλάσης, το πρόγραμμα ζητά να προσδιορίσουμε τον τύπο του στοιχείου και ορισμένες ιδιότητές του.



Σχήμα Π-14 Κλάσεις στοιχείων κατασκευής

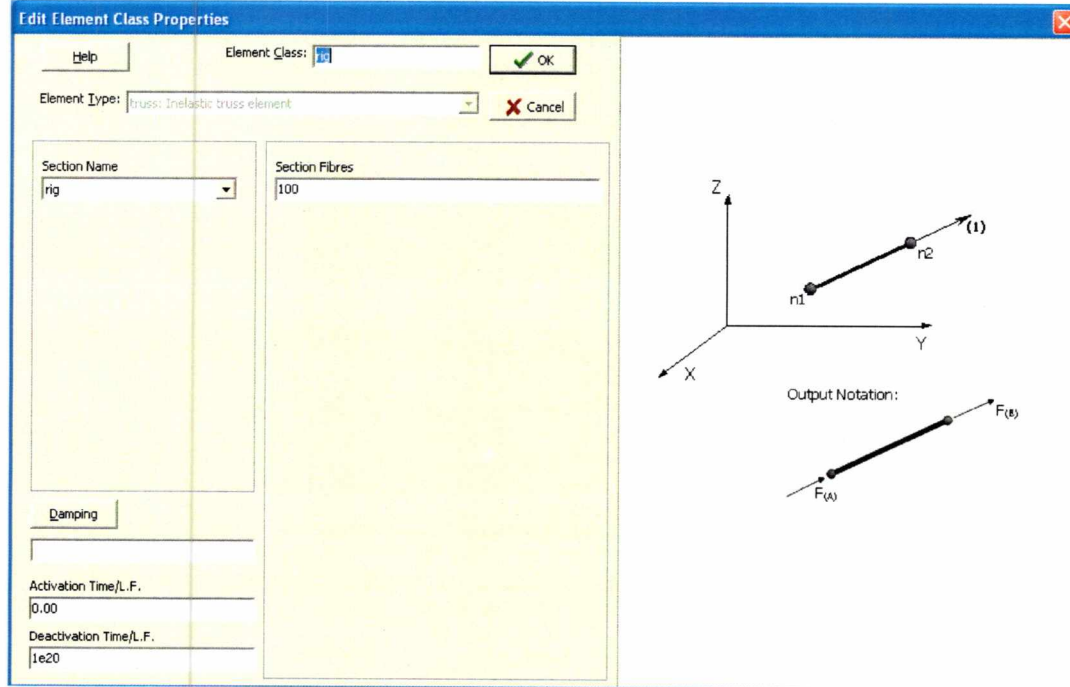


Σχήμα Π-15 Ιδιότητες κλάσης δοκών

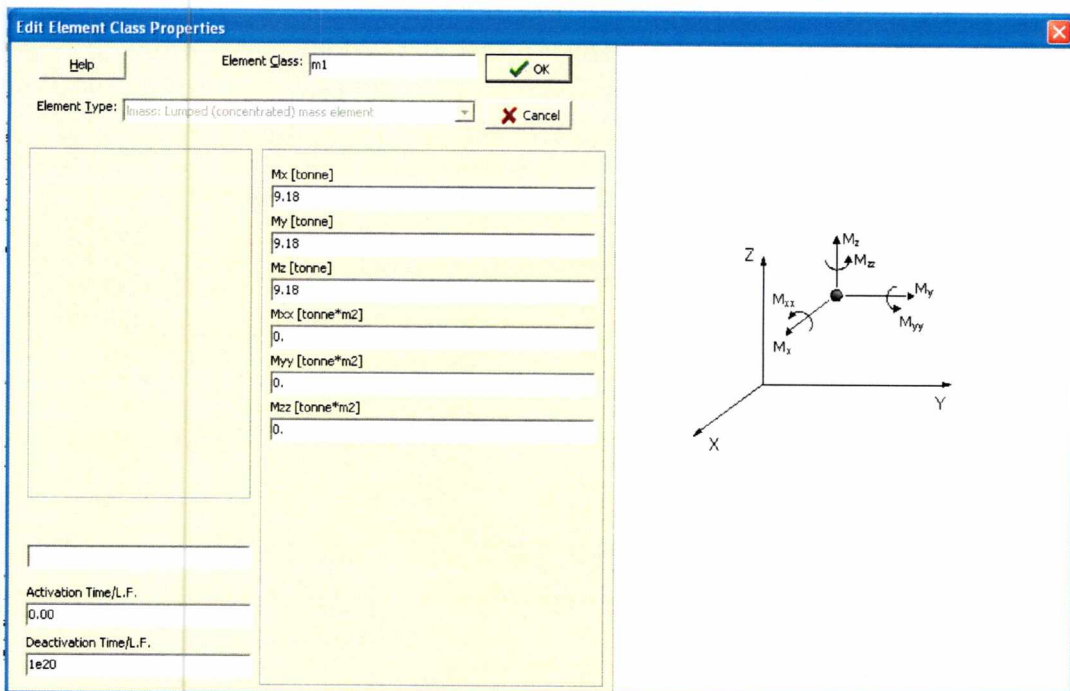


Σχήμα Π-16 Ιδιότητες κλάσης υποστρωμάτων





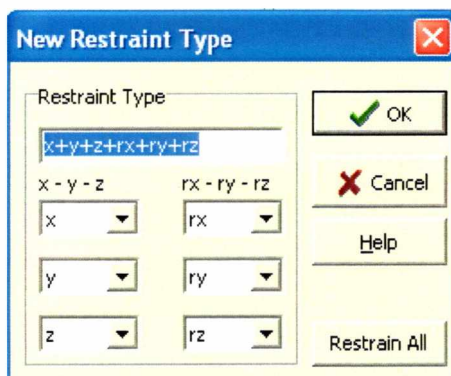
Σχήμα Π-17 Ιδιότητες κλάσης διαγώνιων στοιχείων



Σχήμα Π-18 Ιδιότητες κλάσης μαζών

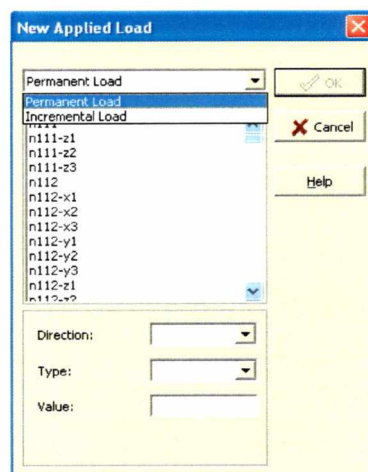
Στην ενότητα «restraints» αρχικά παρουσιάζονται οι προεπιλεγμένες συνοριακές συνθήκες και οι περιορισμοί μετακινήσεων-στροφών που επιβάλλει το πρόγραμμα σε κάθε ένα κόμβο του φορέα. Για να μεταβάλλουμε τις συνοριακές συνθήκες ενός κόμβου, αφού πρώτα τον επιλέξουμε, πατούμε «edit» και ευθύς αμέσως εμφανίζεται

ένα παράθυρο (Σχήμα Π-19) στο οποίο προσθέτουμε τους βαθμούς ελευθερίας τους οποίους επιθυμείται να απαγορέψουμε. Εμείς πακτώσαμε την κατασκευή μας στο έδαφος, δεσμεύοντας όλους τους βαθμούς ελευθερίας των κόμβων της βάσης.

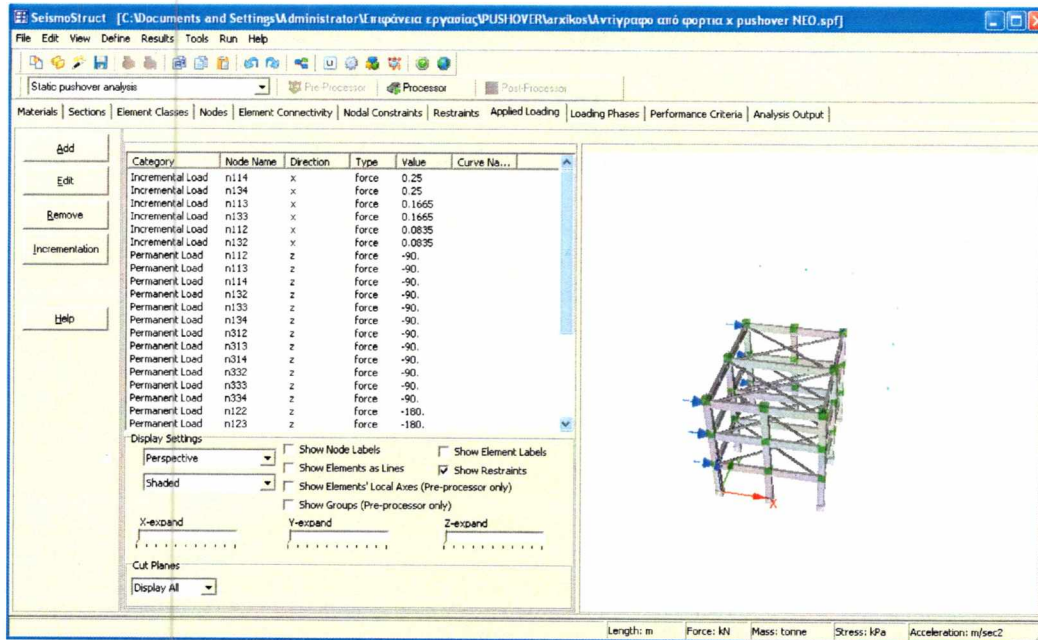


Σχήμα Π-19 Μόρφωση συνοριακών συνθηκών κόμβου

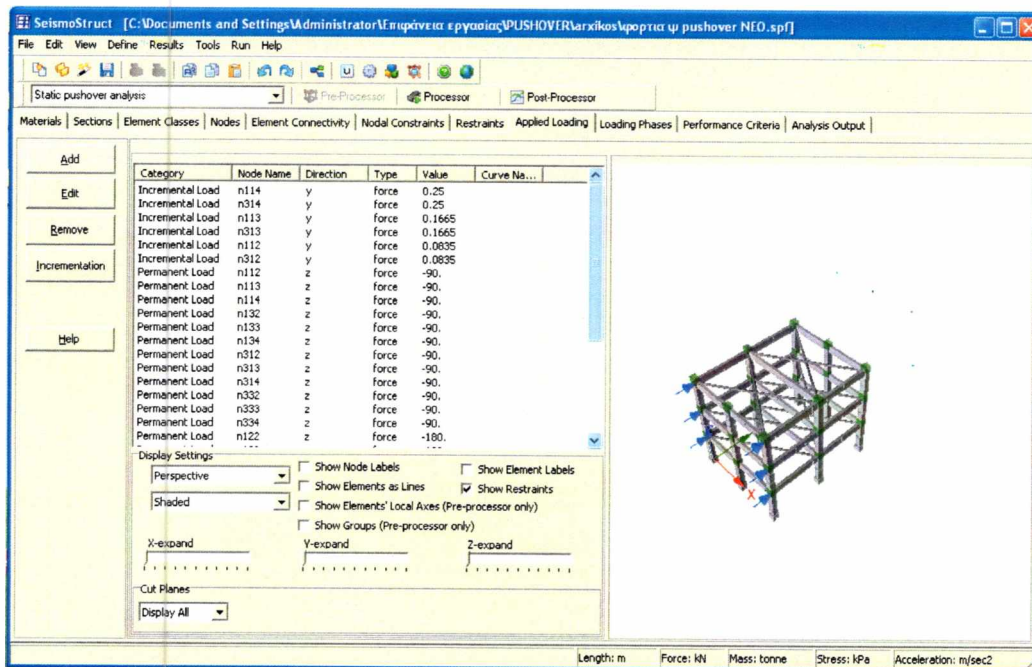
Στην ενότητα «applied loading» ορίζεται η φόρτιση του φορέα. Η φόρτιση ορίζεται πλήρως με τις εξής πληροφορίες: είδος φόρτισης (incremental load, permanent load), ασκούμενος κόμβος φόρτισης, επιλογή για τον αν θα επιβληθεί δύναμη ή μετακίνηση (type: force or displacement), η τιμή της δύναμης ή μετατόπισης (value) που θα επιβληθεί και η διεύθυνση επιβολής της (direction) (Σχήμα Π-20). Στην κατασκευή μας επιβλήθηκαν τα μόνιμα φορτία της κατασκευής και τα φορτία της Στατικής Μη-Γραμμικής ανάλυσης στην x και y διεύθυνση (Σχήμα Π-21, Σχήμα Π-22).



Σχήμα Π-20 Παράθυρο προσδιορισμού παραμέτρων φόρτισης



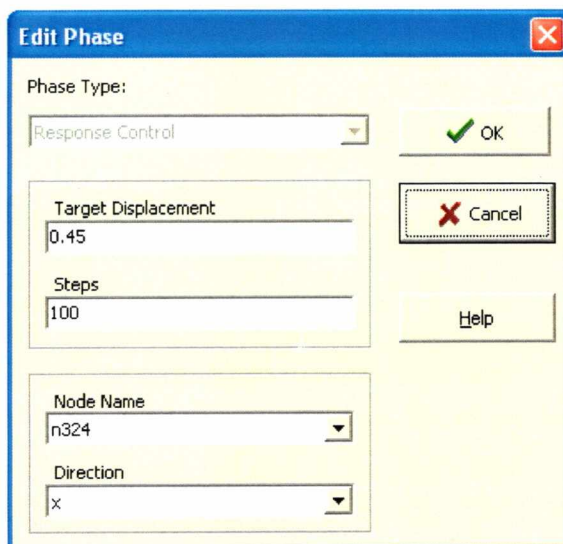
Σχήμα Π-21 Φόρτιση κατασκευής για τη Στατική Μη-Γραμμική ανάλυση στη διεύθυνση x



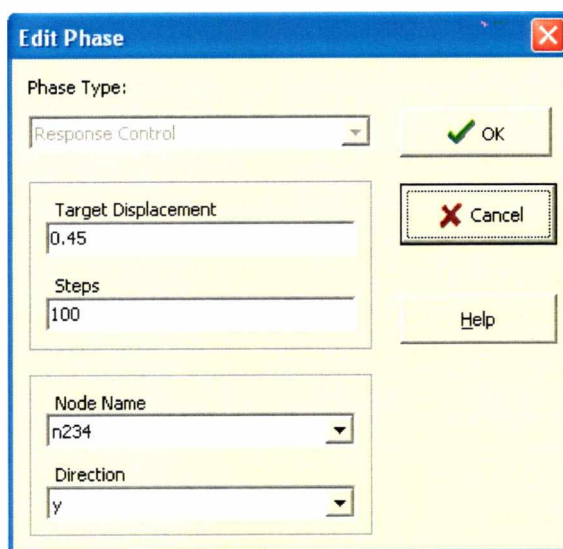
Σχήμα Π-22 Φόρτιση κατασκευής για τη Στατική Μη-Γραμμική ανάλυση στη διεύθυνση y

Στην ενότητα «loading phases», ανάλογα τον τρόπο ελέγχου (phase type: load control, response control, automatic response control) ορίζονται οι εξής παράμετροι: ο στοχευόμενος φορτικός συντελεστής (target load factor), τα βήματα της ανάλυσης (steps), ο κόμβος ελέγχου (node name), η στοχευόμενη μετακίνηση (target displacement) και η διεύθυνση της (direction). Στην κατασκευή μας ορίσαμε ως

τρόπο ελέγχου «response control» για κάθε διεύθυνση φόρτισης (Σχήμα Π-23, Σχήμα Π-24).



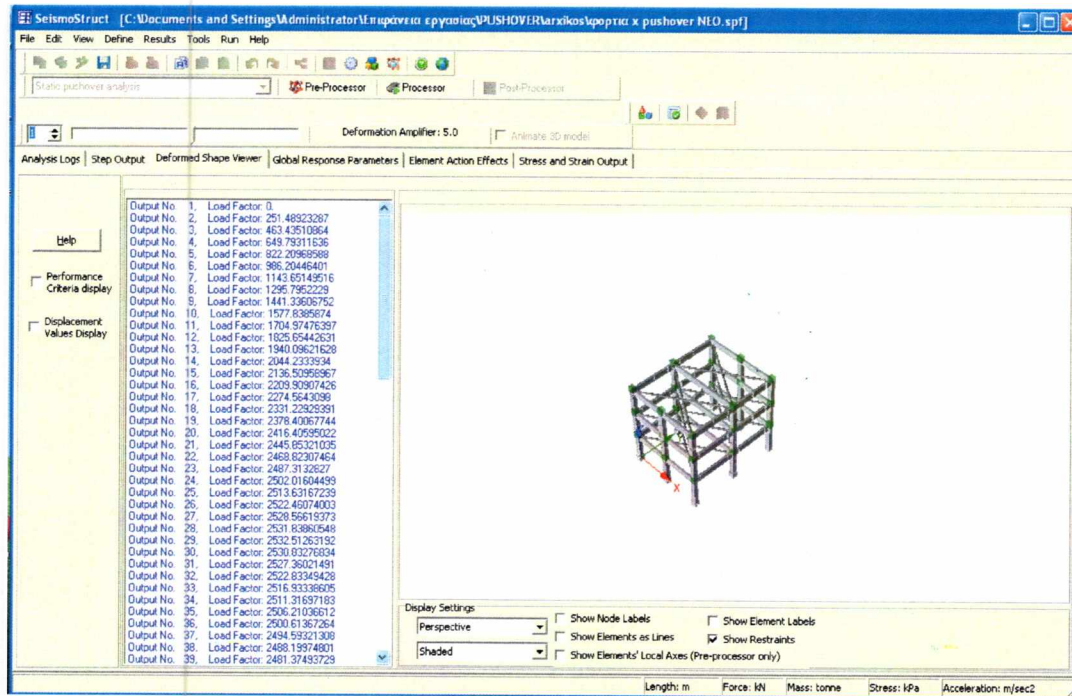
Σχήμα Π-23 Προσδιορισμός τρόπου ελέγχου για φόρτιση στη διεύθυνση x



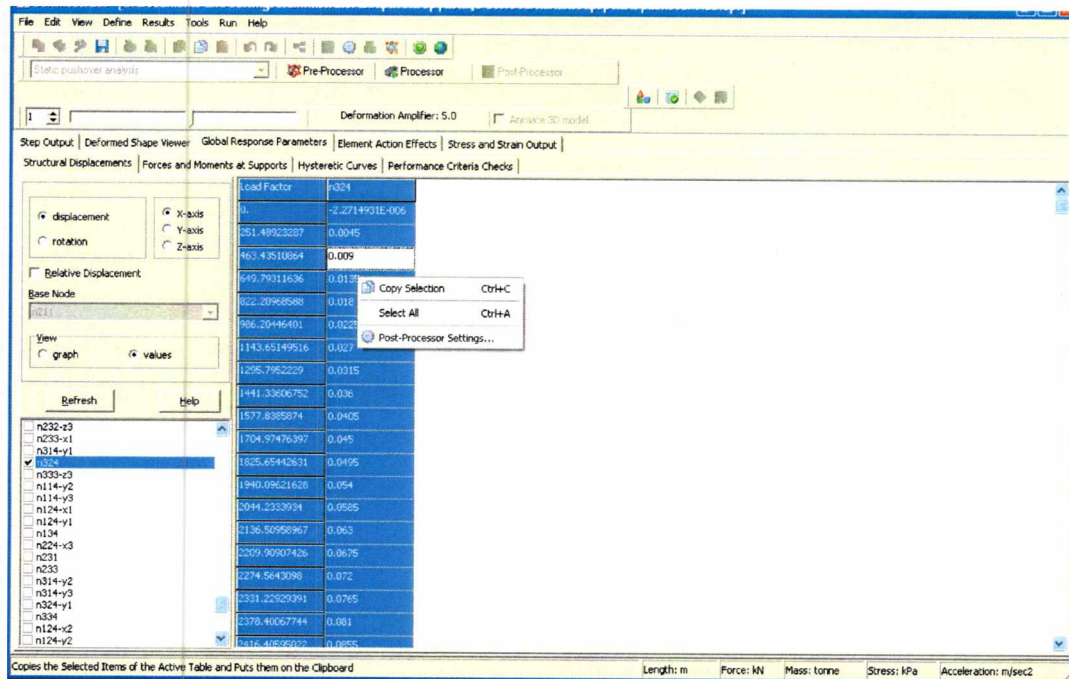
Σχήμα Π-24 Προσδιορισμός τρόπου ελέγχου για φόρτιση στη διεύθυνση y

Έχοντας ορίσει όλες τις παραμέτρους του προβλήματος, προχωρούμε στην ανάλυση μέσω του «processor», «run». Με την εντολή «Post-Processor» εμφανίζεται η λίστα όλων των φορτικών συντελεστών (LF) για κάθε ένα βήμα και μια γραμμή μενού με τις παρακάτω επιλογές: Analysis Logs, Step Output, Deformed Shape Viewer, Global Response Parameters, Element Action Effects, Stress and Strain Output (Σχήμα Π-25). Μέσω του «global response parameters», «structural displacements», μπορούμε να πάρουμε για κάθε έναν φορτικό συντελεστή την μετακίνηση του επιλεγμένου κόμβου της κατασκευής είτε πινακοποιημένα (values) είτε γραφικά (graph). Από την επιλογή «values» αν κάνουμε δεξί κλικ πάνω στον πίνακα και επιλέξουμε «select all» και

μετά «copy selection» μπορούμε να μεταφέρουμε τα αποτελέσματα σε ένα φύλλο excel και να προχωρήσουμε στη δημιουργία διαγραμμάτων «φορτικού συντελεστή-μετακίνησης», (Σχήμα Π-26). Στα δεδομένα του προβλήματος, είτε για να τα ελέγξω είτε για να τα μεταβάλλω, επιστρέφουμε με την επιλογή «Pre-Processor».



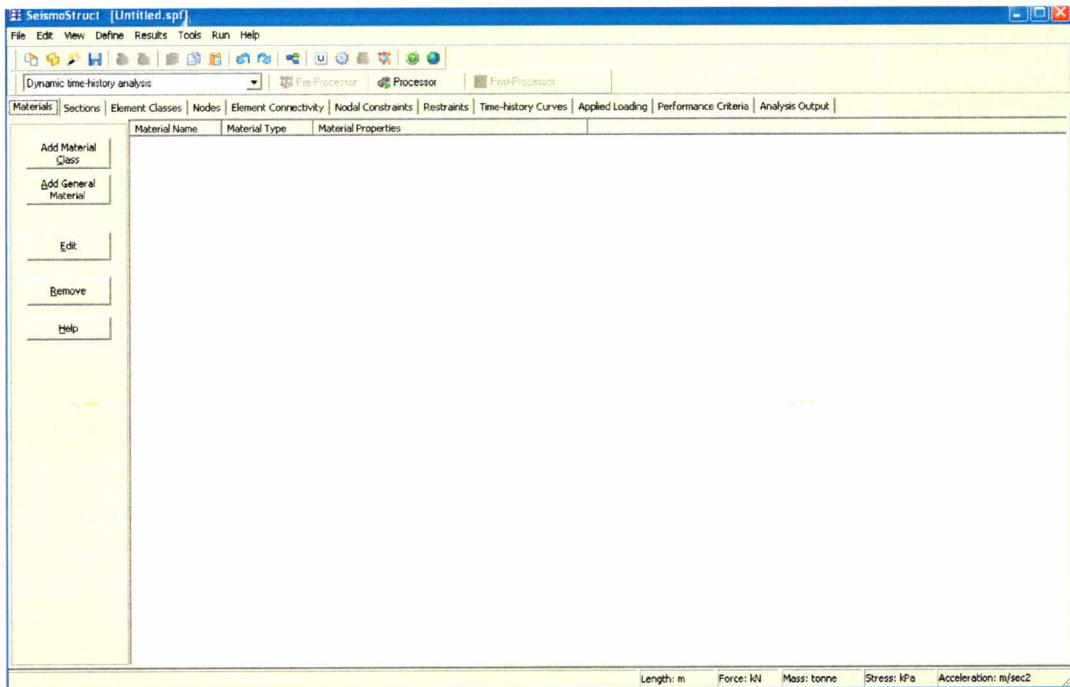
Σχήμα Π-25 Με την εντολή «Post-Processor» εμφανίζεται η λίστα όλων των φορτικών συντελεστών (LF) για κάθε ένα βήμα



Σχήμα Π-26 Διαδικασία μεταφοράς αποτελεσμάτων σε λογιστικό φύλλο excel

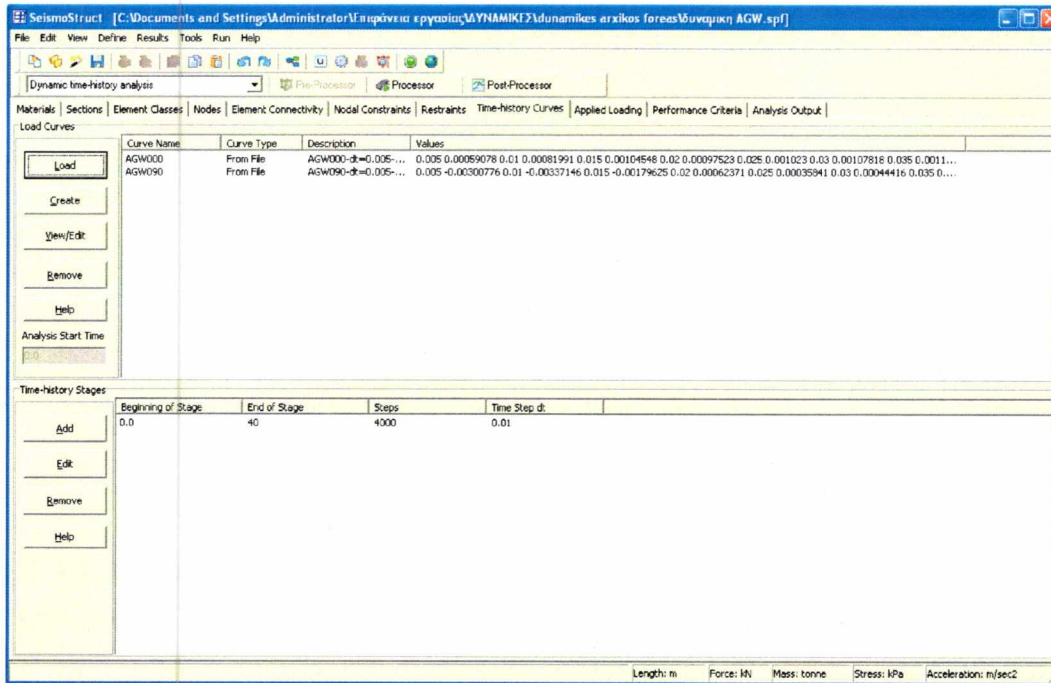
### ΠΙ-1.2 ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΜΗ-ΓΡΑΜΜΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ

Η πρώτη, η τρίτη και η κάθετη γραμμή στο μενού του Seismostruct είναι ίδια με της Στατικής Μη-Γραμμικής ανάλυσης. Η τέταρτη γραμμή για τη Δυναμική Μη-Γραμμική ανάλυση αποτελείται από τις ενότητες: Materials, Sections, Element Classes, Nodes, Element Connectivity, Nodal Constraints, Restraints, Time-history curves, Applied Loading, Performance Criteria, Analysis Output (Σχήμα ΠΙ-27). Οι ενότητες Materials, Sections, Element Classes, Nodes, Element Connectivity, Nodal Constraints, Restraints ορίζονται με τον ίδιο ακριβώς τρόπο που περιγράψαμε στη Στατική Μη-Γραμμική ανάλυση.

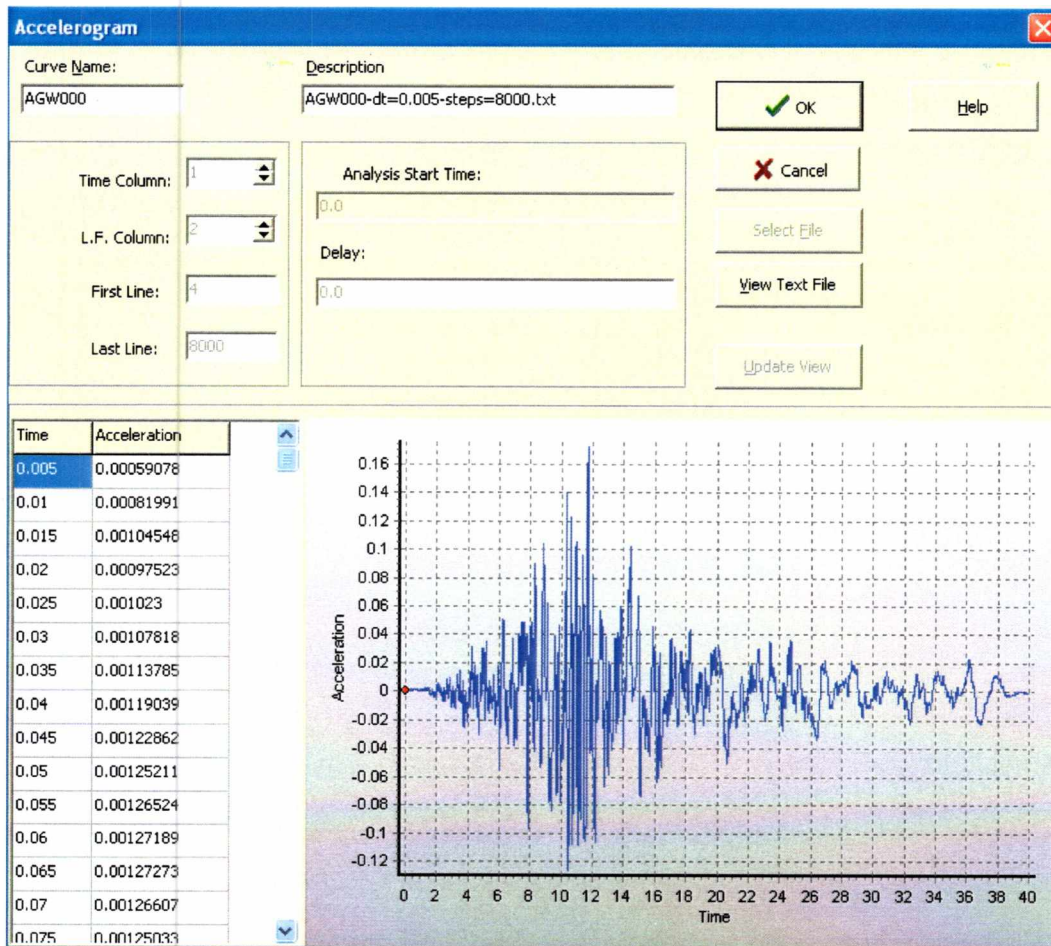


Σχήμα ΠΙ-27 Μενού προγράμματος ανάλυσης Seismostruct για τη Δυναμική Μη-Γραμμική ανάλυση

Στην ενότητα «time history curves», «load curves», εισάγεται η σεισμική καταγραφή-επιταχυνσιογράφημα που επιβάλλεται στην κατασκευή μέσω της εντολής «load». Στο αναδυόμενο παράθυρο ορίζουμε το όνομα της σεισμικής καταγραφής (curve name) και μεταφορτώνουμε από την βιβλιοθήκη του προγράμματος στα δεδομένα του προβλήματος το επιλεγμένο επιταχυνσιογράφημα μέσω της εντολής «select file».



Σχήμα Π-28 Ενότητα «time history curves»



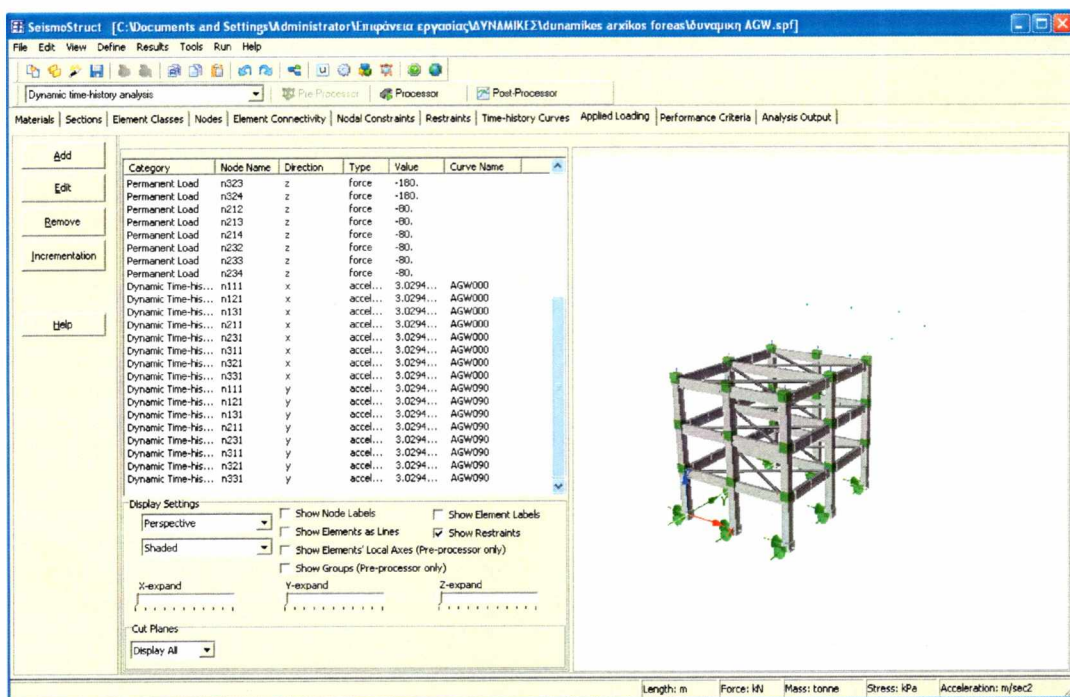
Σχήμα Π-29 Προσδιορισμός του ονόματος της σεισμικής καταγραφής (curve name) και μεταφόρτωση από την βιβλιοθήκη του προγράμματος στα δεδομένα του προβλήματος του επιλεγμένου επιταχυνσιογραφήματος μέσω της εντολής «select file»

Στην ενότητα «time history curves», «time history stages», ορίζεται ο χρόνος αρχής (beginning of stage), ο χρόνος τέλους (end of stage) της σεισμικής καταγραφής, ο αριθμός των βημάτων (steps) και το χρονικό βήμα (time step dt), ( Σχήμα Π-30).



Σχήμα Π-30 Προσδιορισμός χρόνου τέλους σεισμικής καταγραφής και αριθμού βημάτων

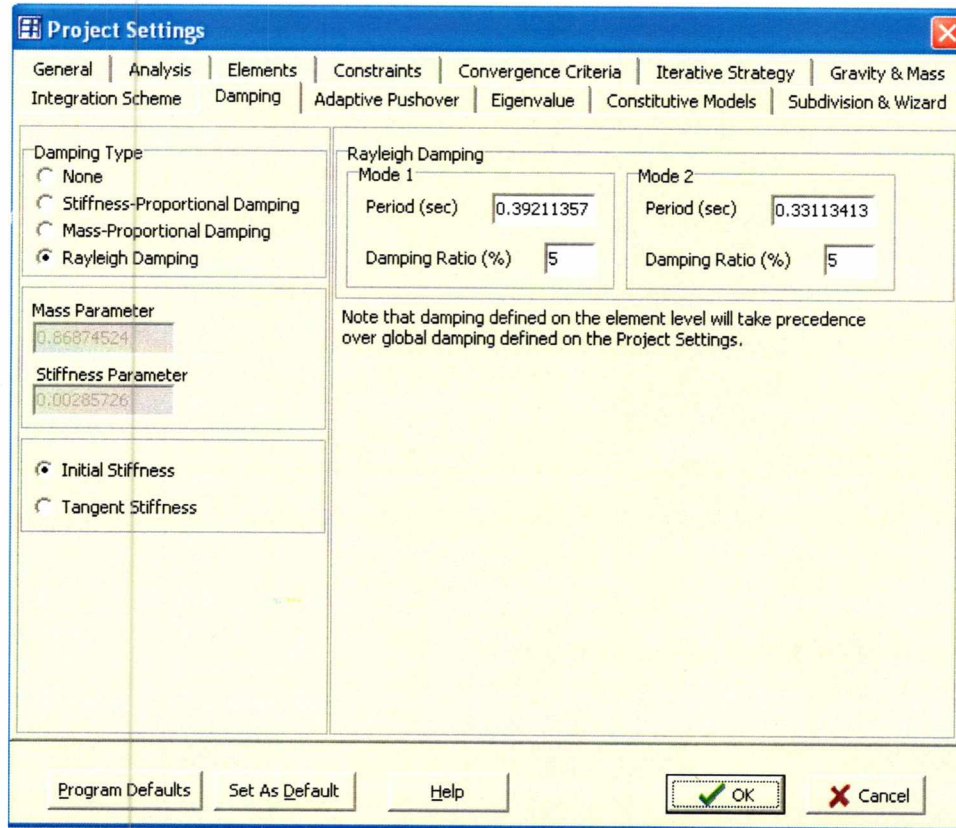
Στην ενότητα «applied loading», ορίζεται το είδος της φόρτισης (permanent load, dynamic time history load), οι επιβαλλόμενοι κόμβοι, ο τύπος φόρτισης (force or acceleration), η διεύθυνση της επιβολής (direction) και για την περίπτωση μόνιμου φορτίου (permanent load) προσδιορίζεται ακόμα η τιμή της φόρτισης ενώ για σεισμική φόρτιση δίνεται πρόσθετα το όνομα του σεισμού (curve name) και ο πολλαπλασιαστής (curve multiplier). Τα μόνιμα φορτία της κατασκευής είναι ακριβώς τα ίδια με της Στατικής Μη-Γραμμικής ανάλυσης. Προσθέσαμε επιπλέον, τα φορτία του ζεύγους των σεισμικών καταγραφών.



Σχήμα Π-31 Φόρτιση κατασκευής για τη Δυναμική Μη-Γραμμική ανάλυση

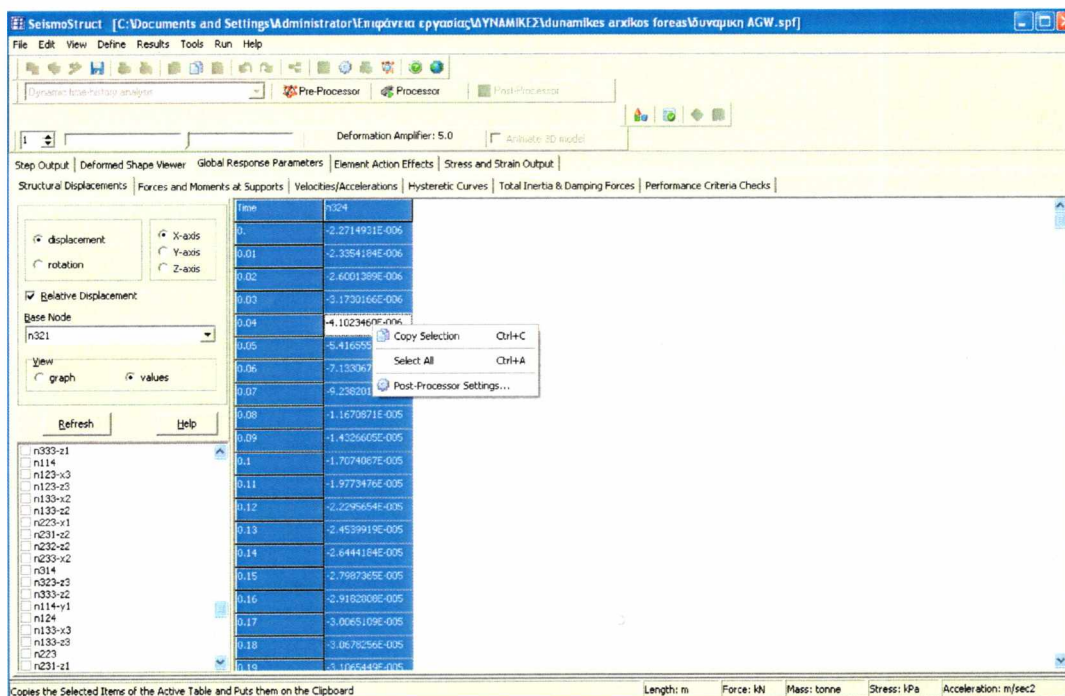


Στη Δυναμική Μη-Γραμμική ανάλυση ορίζουμε και την απόσβεση της ταλάντωσης της κατασκευής, μέσω της ενότητας «project settings», «damping» στη δεύτερη γραμμή εντολών του προγράμματος. Η απόσβεση υπολογίστηκε κατά Rayleigh  $C = a_0M + a_1K$ , για ποσοστό απόσβεσης  $\zeta=5\%$ , με βάση τις δύο πρώτες ιδιοπεριόδους  $T_1$  και  $T_2$  της κατασκευής (Σχήμα Π-32).



Σχήμα Π-32 Προσδιορισμός απόσβεσης κατασκευής

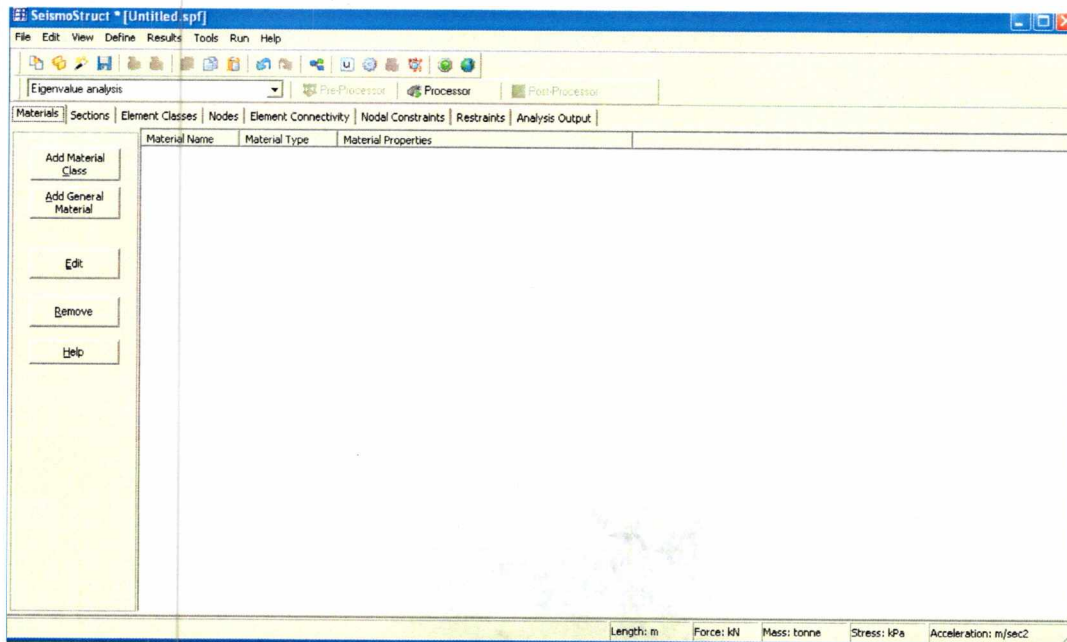
Έχοντας ορίσει όλες τις παραμέτρους του προβλήματος, προχωρούμε στην ανάλυση μέσω του «processor», «run». Με την εντολή «Post-Processor» εμφανίζεται μια γραμμή μενού με τις παρακάτω επιλογές: Analysis Logs, Step Output, Deformed Shape Viewer, Global Response Parameters, Element Action Effects, Stress and Strain Output. Μέσω του «global response parameters», «structural displacements», τσεκάροντας «displacement», μπορούμε να πάρουμε τις σχετικές μετακινήσεις (relative displacement) κάθε ενός κόμβου της κατασκευής, ως προς έναν άλλον κόμβο, συναρτήσει του χρόνου, είτε πινακοποιημένα (values) είτε γραφικά (graph). Από την επιλογή «values» αν κάνουμε δεξί κλικ πάνω στον πίνακα και επιλέξουμε «select all» και μετά «copy selection» μπορούμε να μεταφέρουμε τα αποτελέσματα σε ένα φύλλο excel (Σχήμα Π-33). Στα δεδομένα του προβλήματος, είτε για να τα ελέγξω είτε για να τα μεταβάλλω, επιστρέφουμε με την επιλογή «Pre-Processor».



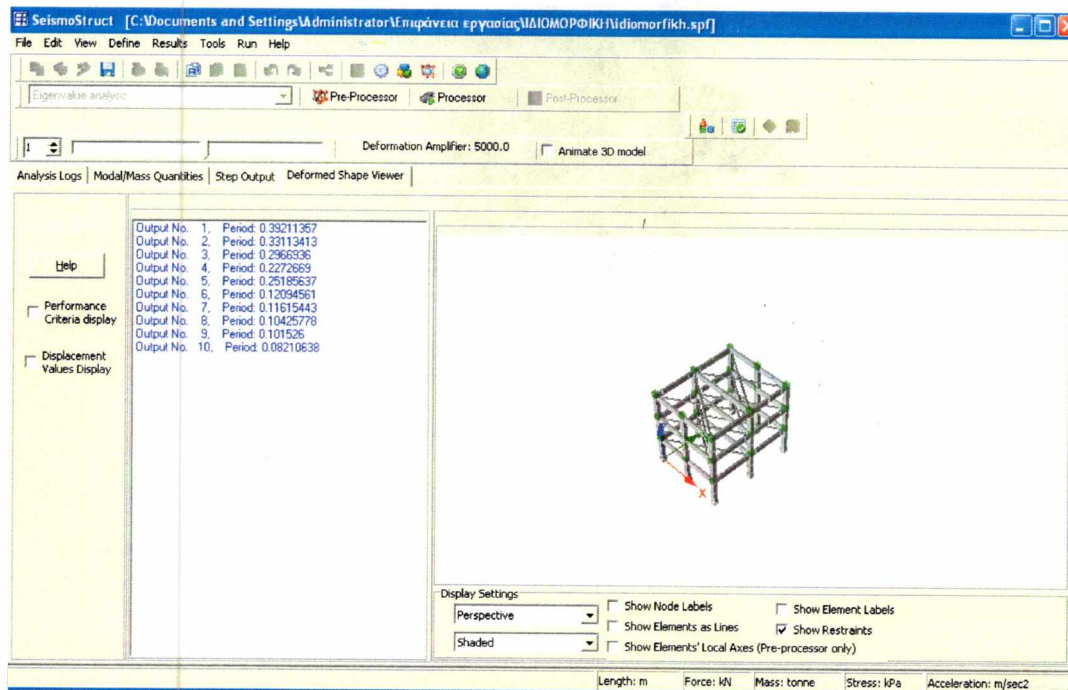
Σχήμα Π-33 Διαδικασία μεταφοράς αποτελεσμάτων σε λογιστικό φύλλο excel

### Π-1.3 ΙΔΙΟΜΟΡΦΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ

Η πρώτη και η τρίτη γραμμή στο μενού του προγράμματος στην ιδιομορφική ανάλυση είναι ακριβώς η ίδια με τις προηγούμενες μεθόδους ανάλυσης. Στην τέταρτη γραμμή για την ιδιομορφική ανάλυση υπάρχουν οι παρακάτω επιλογές: Materials, Sections, Element Classes, Nodes, Element Connectivity, Nodal Constraints, Restraints, Analysis Output (Σχήμα Π-34). Έχοντας ορίσει τις βασικές παραμέτρους του προβλήματος (υλικά, διατομές, κόμβοι, περιορισμοί μετακινήσεων), όπως περιγράψαμε στις προηγούμενες παραγράφους, προχωρούμε στην ανάλυση μέσω του «processor», «run». Με την εντολή «Post-Processor» εμφανίζεται μια γραμμή μενού με τις παρακάτω επιλογές: Analysis Logs, Modal, Quantities, Step Output, Deformed Shape Viewer και μια λίστα των ιδιοπεριόδων των πρώτων δέκα κανονικών μορφών (Σχήμα Π-35). Ενδιαφέρον παρουσιάζει πως μέσω του Deformed Shape Viewer, δύναται για κάθε ιδιοπερίοδο να φανεί σχηματικά η παραμορφωμένη κατάσταση. Στα δεδομένα του προβλήματος, είτε για να τα ελέγξω είτε για να τα μεταβάλλω, επιστρέφουμε με την επιλογή «Pre-Processor».



Σχήμα Π-34 Μενού προγράμματος ανάλυσης Seismostruct για την Ιδιομορφική ανάλυση



Σχήμα Π-35 Εμφάνιση των πρώτων δέκα κανονικών ιδιοπεριόδων της κατασκευής



ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ ΘΕΣΣΑΛΙΑΣ  
ΒΙΒΛΙΟΘΗΚΗ



004000108396