



ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ  
ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ  
ΤΟΜΕΑΣ ΔΟΜΟΣΤΑΤΙΚΗΣ  
ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΩΠΛΙΣΜΕΝΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ

ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

**ΑΝΑΛΥΤΙΚΗ ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΤΗΣ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ  
ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΟΥ ΠΛΑΙΣΙΟΥ Ω/Σ ΜΕ  
ΕΜΦΑΤΝΟΥΜΕΝΑ ΤΟΙΧΩΜΑΤΑ**

**ΛΙΤΣΟΣ ΘΕΟΔΩΡΟΣ**



**ΕΠΙΒΛΕΠΩΝ ΚΑΘΗΓΗΤΗΣ**

**ΖΕΡΗΣ ΧΡΗΣΤΟΣ**

ΑΘΗΝΑ, 2012





ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ

ΤΟΜΕΑΣ ΔΟΜΟΣΤΑΤΙΚΗΣ

ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΩΠΛΙΣΜΕΝΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ

ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

**ΑΝΑΛΥΤΙΚΗ ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΤΗΣ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ  
ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΟΥ ΠΛΑΣΙΟΥ Ω/Σ ΜΕ  
ΕΜΦΑΤΝΟΥΜΕΝΑ ΤΟΙΧΩΜΑΤΑ**

**ΛΙΤΣΟΣ ΘΕΟΔΩΡΟΣ**

**ΕΠΙΒΛΕΠΩΝ ΚΑΘΗΓΗΤΗΣ**

**ΖΕΡΗΣ ΧΡΗΣΤΟΣ**

ΑΘΗΝΑ, Οκτώβριος 2012

Η έγκριση της διπλωματικής αυτής εργασίας από την Ανώτατη Σχολή Πολιτικών Μηχανικών του Εθνικού Μετσόβιου Πολυτεχνείου δεν υποδηλώνει απαραίτητα και αποδοχή των απόψεων του συγγραφέα.

Σε περίπτωση που θέλετε να επικοινωνήσετε με τον συγγραφέα, για θέματα σχετικά με την εργασία, μπορείτε να απευθυνθείτε στη διεύθυνση ηλεκτρονικού ταχυδρομείου [theolits@hotmail.com](mailto:theolits@hotmail.com).

*...κι αν νικηθήκαμε δεν ήταν αίσ' την τύχη ή τις αντιξοότητες, αλλά*

*αίσ' αυτό το πάθος για κάτι πιο μακρινό.*

*Τάσος Λειβαδίτης*



## *Ευχαριστίες...*

Θα ήθελα κατ' αρχάς να ευχαριστήσω τον επιβλέποντα καθηγητή μου κ. Χ. Ζέρη. Η επιστημονική του καθοδήγηση σε συνδυασμό με τις ενδιαφέρουσες και εποικοδομητικές συζητήσεις που είχαμε ήταν καθοριστικοί παράγοντες για την ολοκλήρωση της παρούσας διπλωματικής εργασίας.

Με την εργασία αυτή ολοκληρώνεται η πενταετής μου φοίτηση στο Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο. Η περίοδος αυτή ήταν ένα πολύ όμορφο και συναρπαστικό ταξίδι προς τη γνώση. Χαίρομαι ιδιαίτερα για τους φίλους που απέκτησα στα χρόνια αυτά και αισθάνομαι ευγνώμων που ζήσαμε μαζί τόσες όμορφες στιγμές .

Τέλος , το μεγαλύτερο ευχαριστώ θα ήθελα να το πω στην οικογένειά μου, που βρίσκεται πάντα δίπλα μου και με στηρίζει σε κάθε μου βήμα.





## Περίληψη

Στην παρούσα διπλωματική εργασία διερευνάται η ενίσχυση ενός τυπικού υφιστάμενου πλαισίου από ωπλισμένο σκυρόδεμα με τη χρήση εμφαντούμενων τοιχωμάτων από ωπλισμένο σκυρόδεμα. Το υφιστάμενο πλαίσιο αποτελεί μέρος ενός τυπικού κτιρίου της δεκαετίας του '60, δομημένο με τα υλικά και τους κανονισμούς της εποχής εκείνης . Για την αναλυτική αυτή διερεύνηση γίνονται στατικές μη γραμμικές αναλύσεις με το πρόγραμμα πεπερασμένων στοιχείων OpenSees. Αφού αρχικά έγινε η αποτίμηση του υφιστάμενου πλαισίου και κρίθηκε αναγκαία η ενίσχυσή του, στη συνέχεια αυτό ενισχύεται με την προσθήκη εμφαντούμενων τοιχωμάτων. Παρουσιάζονται τα αποτελέσματα της ενίσχυσης και συγκρίνεται η συμπεριφορά των δύο φορέων. Ποσοτικοποιούνται η αύξηση της αντοχής και της δυσκαμψίας του ενισχυμένου φορέα, η μείωση της καμπτικής καταπόνησης του πλαισίου (σε όρους πλαστικών στροφών) και οι εντάσεις των τοιχωμάτων. Δίνεται επίσης έμφαση στην αύξηση της αξονικής καταπόνησης των υποστυλώματων και των δοκών του υφιστάμενου πλαισίου που έρχονται σε επαφή με τα τοιχώματα. Σημαντικό μέρος της εργασίας αυτής αποτελεί η διερεύνηση της δυνατότητας προσομοίωσης των εμφαντούμενων τοιχωμάτων με το λογισμικό OpenSees. Η αξιολόγηση των δυνατοτήτων του προγράμματος και των μεθόδων προσομοίωσης που προτείνονται στην εργασία αυτή γίνεται με τη βοήθεια τριών πειραμάτων , μιας αμφιέριστης δοκού των Scordelis και Bresler και δύο τοιχωμάτων των Λέφα,Κωτσοβού και Αμβράζη.

λέξεις κλειδιά : εμφαντούμενα τοιχώματα, υφιστάμενο πλαίσιο, ενίσχυση, ωπλισμένο σκυρόδεμα, μη-γραμμική ανάλυση, OpenSees, Drucker Prager, brick elements,pushover



## ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

<b>ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ</b> .....	7
<b>ΠΕΡΙΛΗΨΗ</b> .....	9
<b>1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ</b>	
1.1 Γενικά .....	13
1.2 Στόχοι της εργασίας .....	14
<b>2. ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΚΗ ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ</b>	
2.1 ΠΑΘΟΛΟΓΙΑ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ.....	15
2.1.1 Ατέλειες στη μόνρφωση του φορέα.....	15
2.1.2 Απουσία ικανοτικού σχεδιασμού.....	17
2.1.3 Προβλήματα δομικών μελών.....	18
2.2 ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ.....	19
2.2.1 Συλλογή δεδομένων.....	19
2.2.2 Καμπύλη Ικανότητας .....	19
2.2.3 Στάθμες επιτελεστικότητας .....	20
2.2.4 Έλεγχος στοχευόμενης ικανότητας.....	23
2.3 ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ ΩΣ ΣΥΝΟΛΟΥ .....	24
2.3.1 Στρατηγικές ενίσχυσης .....	24
2.3.2 Μέθοδοι ενίσχυσης .....	25
2.4 ΕΜΦΑΤΝΟΥΜΕΝΑ ΤΟΙΧΩΜΑΤΑ ΑΠΟ Ω/Σ.....	27
2.4.1 Πλεονεκτήματα-Εφαρμογές.....	27
2.4.2 Κατασκευή Τοιχωμάτων.....	28
2.4.3 Θεμελίωση Τοιχωμάτων.....	30
2.4.4 Εμφάτνωση Πλαισίων κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ.....	31
2.4.4.1 Εμφατνώσεις με πάχος μικρότερο ή ίσο με το πλάτος της δοκού .....	31
2.4.4.2 Εμφατνώσεις με πάχος μεγαλύτερο από το πλάτος της δοκού.....	33
2.5 ΠΕΙΡΑΜΑΤΑ ΑΠΟ ΤΗ ΔΙΕΘΝΗ ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ.....	33
2.5.1 Kahn et al (1979).....	34
2.5.2 Altin S. et al (1992).....	36
2.5.3 Anil O. et al (2007).....	38
2.5.4 Altin S. et al. (2008).....	39
<b>3. ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΜΕ ΤΟ ΛΟΓΙΣΜΙΚΟ OPENSEES</b>	
3.1 ΕΣΑΓΩΓΗ .....	45
3.2 ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΠΛΑΙΣΙΩΝ ΑΠΟ Ω/Σ .....	46
3.2.1 Υλικά .....	46
3.2.1.1 Σκυρόδεμα .....	46
3.2.1.2 Χάλυβας .....	47

3.2.2 Διατομές .....	49
3.2.3 Στοιχεία Δοκού-Υποστυλώματος .....	50
3.3 ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΕΜΦΑΤΝΟΥΜΕΝΩΝ ΤΟΙΧΩΜΑΤΩΝ .....	51
3.3.1 Προσομοίωση σκυροδέματος εμφατούμενου τοιχώματος.....	52
3.3.1.1 Χρήση χωρικών πεπερασμένων στοιχείων .....	52
3.3.1.2 Χρήση στοιχείων δικτυώματος .....	56
3.3.2 Προσομοίωση οπλισμού εμφατούμενου τοιχώματος .....	58
3.4 ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΣΤΑΤΙΚΩΝ ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΩΝ ΑΝΑΛΥΣΕΩΝ .....	59

#### **4. ΕΠΑΛΗΘΕΥΣΗ ΠΕΙΡΑΜΑΤΩΝ ΣΤΟ OPENSEES**

4.1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ.....	63
4.2 ΠΕΙΡΑΜΑ ΑΜΦΙΕΡΕΙΣΤΗΣ ΔΟΚΟΥ.....	64
4.2.1 Περιγραφή πειράματος.....	64
4.2.2 Προσομοίωση και αποτελέσματα ανάλυσης.....	65
4.3 ΠΕΙΡΑΜΑ SW11.....	67
4.3.1 Περιγραφή πειράματος.....	67
4.3.2 Ανάλυση με τη μέθοδο M1.....	68
4.3.3 Ανάλυση με τη μέθοδο M2.....	71
4.4 ΠΕΙΡΑΜΑ SW21.....	72
4.4.1 Περιγραφή πειράματος.....	72
4.4.2 Ανάλυση με τη μέθοδο M1.....	73
4.4.3 Ανάλυση με τη μέθοδο M2.....	75
4.5 ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ.....	76

#### **5. ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΤΗΣ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΟΥ ΠΛΑΙΣΙΟΥ ΜΕ ΕΜΦΑΤΝΟΥΜΕΝΑ ΤΟΙΧΩΜΑΤΑ**

5.1 Εισαγωγή.....	77
5.2 Περιγραφή φορέα-παραδοχές μελέτης.....	77
5.3 Προσομοίωμα φορέα στο opensees.....	85
5.4 Ανάλυση υφιστάμενου πλαισίου.....	87
5.5 Εμφάνιση υφιστάμενου πλαισίου.....	92
5.5.2 Καμπύλη αντίστασης ενισχυμένου φορέα.....	92
5.5.3 Εξέλιξη και σύγκριση πλαστικών αρθρώσεων πριν και μετά την ενίσχυση.....	96
5.5.4 Αξονικά φορτία υποστυλωμάτων .....	108
5.5.5 Αξονικά φορτία των δοκών .....	114
5.5.6 Διάτμηση καθ' ύψος των υποστυλωμάτων.....	116
5.5.7 Τάσεις τοιχωμάτων.....	121

#### **6. ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ ΚΑΙ ΣΥΣΤΑΣΕΙΣ ΓΙΑ ΠΕΡΑΙΤΕΡΩ ΜΕΛΕΤΗ.....**

#### **ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ .....**

#### **ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ.....**

# 1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ

## 1.1 Γενικά

Σε χώρες με έντονη σεισμική δραστηριότητα, όπως η Ελλάδα, κύριο μέλημα του σχεδιασμού των κατασκευών είναι η όσο το δυνατόν καλύτερη αντισεισμική τους συμπεριφορά. Η παρατήρηση των βλαβών και των αστοχιών μετά από μεγάλους σεισμούς σε συνδυασμό με την ανάπτυξη της αντισεισμικής μηχανικής είχε ως αποτέλεσμα τη δημιουργία αυστηρότερων αντισεισμικών κανονισμών. Η εφαρμογή των κανονισμών αυτών οδηγεί σε ασφαλέστερες κατασκευές και ταυτόχρονα καθιστά ανεπαρκές και επισφαλές το μεγαλύτερο μέρος των υφιστάμενων κατασκευών. Στη χώρα μας, η πλειονότητα των κτηρίων από οπλισμένο σκυρόδεμα έχει κατασκευαστεί πριν το '85, με κανονισμούς που δε συνάδουν με τις σύγχρονες προδιαγραφές αντισεισμικότητας που ορίζουν σήμερα οι Ευρωκώδικες. Συγκεκριμένα το 28% των κτηρίων έχουν κατασκευαστεί πριν τον πρώτο Κανονισμό Ω/Σ του '54 (που βασίζονταν στις επιτρεπόμενες τάσεις) και τον Αντισεισμικό Σχεδιασμό του '59. Με τους κανονισμούς αυτούς και μέχρι την ενσωμάτωση των πρόσθετων άρθρων του '85, έχει κατασκευαστεί περίπου ένα ποσοστό της τάξεως του 45%. Στις αρχές της δεκαετίας του '90 αρχίζουν πλέον να εφαρμόζονται ο ΝΕΚΩΣ και ο ΝΕΑΚ, οι οποίοι είναι πιο κοντά στη σύγχρονη φιλοσοφία των κανονισμών, μέχρι που το 2000 τίθενται σε εφαρμογή και η σαφώς πιο βελτιωμένη τους έκδοση, ο ΕΚΩΣ και ο ΕΑΚ. Είναι ξεκάθαρη λοιπόν και επιτακτική η ανάγκη για άμεση ενίσχυση των υφιστάμενων κατασκευών, πριν μας υπενθυμίσει ξανά την ανάγκη αυτή κάποιος μεγάλος μελλοντικός σεισμός.

Για την αποτίμηση της συμπεριφοράς των υφιστάμενων κτηρίων αρχικά συλλέγονται τα δεδομένα της κατασκευής (γεωμετρία, υλικά, αντοχές, κ.α.) τα οποία στη συνέχεια εισάγονται σε κατάλληλα λογισμικά ανελαστικών ελέγχων με σκοπό την εκτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς του συνολικού φορέα και των επί μέρους στοιχείων. Στη συνέχεια λαμβάνεται απόφαση για την ενίσχυση ή μη του φορέα με βάση την επιθυμητή συμπεριφορά της κατασκευής για το σεισμό σχεδιασμού, μέσω των σταθμών επιτελεστικότητας. Σε περίπτωση που κριθεί ότι ο φορέας χρειάζεται να ενισχυθεί μελετάται ο βέλτιστος τρόπος που θα επιτευχθεί αυτό με βάση τεχνικοοικονομικά κριτήρια. Η ενίσχυση μπορεί να περιλαμβάνει επεμβάσεις σε μεμονωμένα στοιχεία (π.χ. μανδύες) ή μια επέμβαση μεγαλύτερης κλίμακας (π.χ. προσθήκη νέων τοιχωμάτων, μεταλλικών δικτυωμάτων, σεισμική μόνωση). Στην παρούσα διπλωματική εργασία εξετάζεται η περίπτωση των εμφαντούμενων τοιχωμάτων.

Στον ελλαδικό χώρο για την αποτίμηση και τον ανασχεδιασμό των υφιστάμενων κατασκευών συντάχθηκε προσφάτως ο Κανονισμός Επεμβάσεων (ΚΑΝΕΠΕ) ο οποίος αποτελεί το εθνικό προσάρτημα στο οποίο παραπέμπει ο Ευρωκώδικας 8 μέρος 3.

## 1.2 Στόχοι εργασίας

Σκοπός της παρούσας διπλωματικής εργασίας είναι η διερεύνηση της ενίσχυσης ενός υφιστάμενου πλαισίου ωπλισμένου σκυροδέματος με τη χρήση εμφαντούμενων τοιχωμάτων από ωπλισμένο σκυρόδεμα. Το πλαίσιο αποτελεί μέρος ενός τυπικού κτηρίου της δεκαετίας του '60, δομημένο με τα υλικά και τους κανονισμούς της εποχής εκείνης. Επιδιώκεται αρχικά η ανάλυση της σεισμικής συμπεριφοράς του υφιστάμενου πλαισίου και στη συνέχεια γίνεται σύγκριση του με τον ενισχυμένο φορέα ( μετά την τοποθέτηση εμφαντούμενων τοιχωμάτων σε επιλεγμένες θέσεις). Για την αναλυτική αυτή διερεύνηση γίνονται στατικές μη γραμμικές αναλύσεις με το πρόγραμμα πεπερασμένων στοιχείων OpenSees. Ιδιαίτερη έμφαση δίνεται στην καταπόνηση του πλαισίου που περιβάλλει τα εμφαντούμενα τοιχώματα.

Επίσης, ένας βασικός στόχος της εργασίας αυτής είναι η εύρεση κατάλληλου τρόπου προσομοίωσης των εμφαντούμενων τοιχωμάτων από ωπλισμένο σκυρόδεμα με τη χρήση του λογισμικού OpenSees. Αρχικά εξετάζεται η προσομοίωση μιας αμφιέριστης δοκού των Scordelis και Bresler με χωρικά στοιχεία συνεχούς μέσου ,με σκοπό την αξιολόγηση και τη βαθμονόμηση του νόμου του υλικού που χρησιμοποιείται για την προσομοίωση του σκυροδέματος με τα στοιχεία αυτά (κριτήριο αστοχίας τύπου Drucker Prager). Στη συνέχεια προσομοιώνονται δύο τοιχώματα , μέρος μιας πειραματικής εργασίας των Λέφα, Κωτσοβού και Αμβράζη . Εξετάζονται δύο τρόποι προσομοίωσης των τοιχωμάτων αυτών. Στην πρώτη μέθοδο χρησιμοποιούνται στοιχεία συνεχούς μέσου ενώ στη δεύτερη στοιχεία δικτυώματος. Μέσω της σύγκρισης των αναλυτικών και των πειραματικών αποτελεσμάτων αξιολογούνται οι δύο μέθοδοι και προτείνεται τελικά τρόπος προσομοίωσης των εμφαντούμενων τοιχωμάτων αξιοποιώντας με τον βέλτιστο τρόπο τις ικανότητες του λογισμικού.

Τέλος, η βιβλιογραφική διερεύνηση του 2ου κεφαλαίου έχει ως στόχο την παρουσίαση της μεθόδου ενίσχυσης των κατασκευών με τη χρήση των εμφαντούμενων τοιχωμάτων. Στο σημείο αυτό τονίζεται ότι τα πειράματα της διεθνούς βιβλιογραφίας και ο σχολιασμός των διατάξεων του ΚΑΝ.ΕΠΕ παρατίθενται αυτούσια από την προπτυχιακή διπλωματική εργασία του Σωτηριάδη Δημήτριου (Σωτηριάδης 2011) με τίτλο "ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑ ΠΛΑΙΣΙΩΝ Ο/Σ ΕΝΙΣΧΥΜΕΝΑ ΜΕ ΕΜΦΑΤΝΟΥΜΕΝΑ ΤΟΙΧΩΜΑΤΑ ΑΠΟ Ο/Σ" .

## 2.ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΚΗ ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ

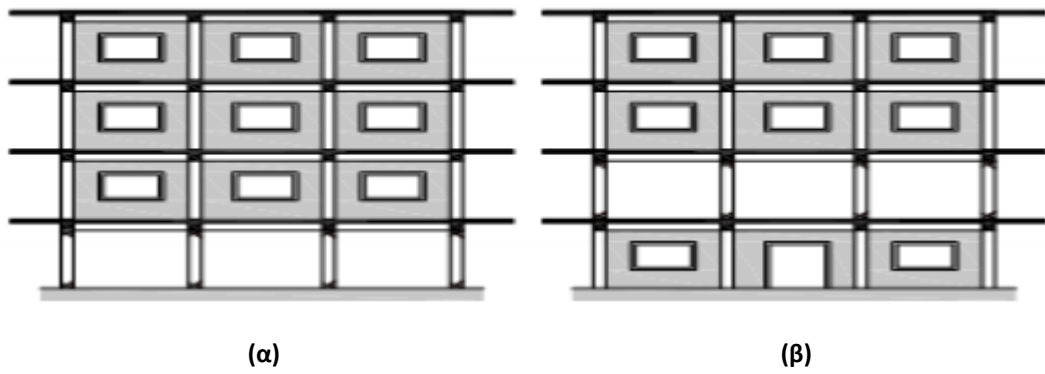
### 2.1 ΠΑΘΟΛΟΓΙΑ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ

Στην ενότητα αυτή γίνεται μια σύντομη περιγραφή της παθολογίας των υφιστάμενων κατασκευών και θίγονται κάποιες βασικές αδυναμίες τους έτσι ώστε να γίνει καλύτερα αντιληπτή η αναγκαιότητα για ενίσχυσή τους.

#### 2.1.1 Ατέλειες στη μόνωση του φορέα

Το μεγαλύτερο μέρος των κατασκευών από ωπλισμένο σκυρόδεμα στη χώρα μας (άνω του 70%) έχει διαστασιολογηθεί και κατασκευαστεί με παλαιούς κανονισμούς, η φιλοσοφία των οποίων και το επίπεδο ασφάλειας που παρέχουν απέχει πολύ από εκείνο των σύγχρονων κανονισμών. Ιδιαίτερα τα πολυώροφα κτήρια που κατασκευάστηκαν πριν το 1985 εμφανίζουν σοβαρές αδυναμίες στην ανάληψη των σεισμικών δράσεων. Τα κτήρια αυτά έχουν μελετηθεί με τη λογική των επιτρεπόμενων τάσεων και η διαστασιολόγησή τους έχει κυρίως προκύψει από τα κατακόρυφα φορτία βαρύτητας καθώς οι σεισμικοί συντελεστές που λαμβάνονταν ήταν ιδιαίτερα χαμηλοί. Η ανάλυση υπό τα σεισμικά φορτία βασιζόταν σε απλοποιητικά μοντέλα (όπως η μέθοδος του μονώροφου) και ο προσδιορισμός των εντατικών μεγεθών στα μέλη γινόταν με απλοποιητικές παραδοχές, χωρίς να υπάρχει η δυνατότητα χωρικής ανάλυσης. Έτσι τα κτήρια αυτά έχουν σχεδιαστεί για σεισμικές δράσεις που ανταποκρίνονται περίπου στο 50%-60% των αντίστοιχων δράσεων των νέων κτηρίων.

Η μόνωση λοιπόν του φέροντος οργανισμού δε γινόταν με κύριο γνώμονα τη δημιουργία ενός δομικού συστήματος που θα αναλάμβανε τις οριζόντιες δράσεις. Συχνά μάλιστα στα κτήρια αυτά συναντάμε αρχιτεκτονικές υπερβολές που οδήγησαν στην απουσία κανονικότητας τόσο σε κάτοψη όσο και καθ' ύψος του κτηρίου. Η έλλειψη κανονικότητας στον όροφο απομακρύνει το κέντρο μάζας από το κέντρο στροφής και η στρέψη που δημιουργείται από τα σεισμικά φορτία εισάγει πρόσθετη ένταση στα υποστυλώματα. Επίσης, η ανομοιόμορφη μεταβολή της δυσκαμψίας καθ' ύψος του φορέα μπορεί να μειώσει τη σεισμική αντίσταση του φορέα. Χαρακτηριστικό παράδειγμα είναι τα κτήρια όπου οι τοιχοπληρώσεις διακόπτονται στο ισόγειο (Σχήμα 2.1.α) και έτσι έχουμε τη δημιουργία «μαλακού» ορόφου όπου οι ανελαστικές παραμορφώσεις συγκεντρώνονται στο ισόγειο ενώ ο υπόλοιπος φορέας λειτουργεί σαν στερεό σώμα (Εικόνα 2.1). Επιπλέον η παρουσία φυτευτών υποστυλωμάτων, η στήριξη δοκού επί κυρίας δοκού και η ύπαρξη κοντών υποστυλωμάτων συχνά αποτελούν ευάλωτα σημεία των κατασκευών αυτών.



Σχήμα 2.1 Ανομοιόμορφη μεταβολή της δυσκαμψίας καθ' ύψος



Εικόνα 2.1 Κατάρρευση «μαλακού» ισογείου



### 2.1.2 Απουσία Ικανοτικού Σχεδιασμού

Ένα από τα σημαντικότερα προβλήματα των υφιστάμενων κατασκευών είναι η απουσία της λογικής του ικανοτικού σχεδιασμού. Έτσι συχνά παρατηρείται το φαινόμενο ισχυρής δοκού-ασθενούς υποστυλώματος με το οποίο οι βλάβες συγκεντρώνονται στην κορυφή και τον πόδα των υποστυλωμάτων και όχι στα άκρα των δοκών. Με τον τρόπο αυτό δεν γίνεται η βέλτιστη απορρόφηση της σεισμικής ενέργειας καθώς οι πλαστικές αρθρώσεις δημιουργούνται από νωρίς στα υποστυλώματα και όχι στις δοκούς, μειώνοντας έτσι τη συνολική πλαστιμότητα της κατασκευής. Η μειωμένη πλαστιμότητα του φορέα δεν οφείλεται μόνο στην υπέρβαση του ικανοτικού ελέγχου στους κόμβους δοκών-υποστυλωμάτων αλλά και στα μέλη ξεχωριστά. Είναι χαρακτηριστικό το φαινόμενο της ελλιπούς εγκάρσιας όπλισης των δοκών και των υποστυλωμάτων στις περιοχές όπου τείνουν να δημιουργηθούν πλαστικές αρθρώσεις. Η έλλειψη συνδετήρων οδηγεί σε ψαθυρή αστοχία τα μέλη, λόγω υπέρβασης των διατμητικών τους αντοχών, πριν αυτά προλάβουν να αναπτύξουν τις επιθυμητές καμπτικές παραμορφώσεις. Η ανεπάρκεια αυτή οδηγεί σε μείωση της πλαστιμότητας σε τοπικό επίπεδο και προφανώς επηρεάζει αρνητικά και τη συνολική πλαστιμότητα του φορέα.



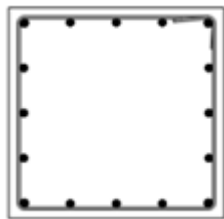
**Εικόνα 2.2** Απουσία Ικανοτικού Σχεδιασμού

### 2.1.3 Προβλήματα δομικών μελών

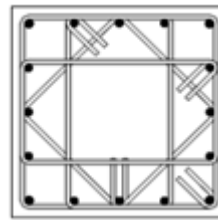
Η συνολική συμπεριφορά μιας υφιστάμενης κατασκευής επηρεάζεται από τις ατέλειες και ελλείψεις των δομικών της στοιχείων. Οι ατέλειες αυτές συνήθως αφορούν τη διαμήκη και εγκάρσια όπλιση καθώς και την κακή σκυροδέτηση των στοιχείων.

Στα υφιστάμενα κτήρια λοιπόν παρατηρούνται χαμηλά ποσοστά διαμήκους οπλισμού, κυρίως στα υποστυλώματα, εξαιτίας των απλοποιητικών μεθόδων ανάλυσης, των χαμηλών σεισμικών δράσεων σχεδιασμού και της απουσίας ελάχιστων κανονιστικών απαιτήσεων. Συχνά οι διαμήκεις οπλισμοί δεν είναι καλά αγκυρωμένοι και αποτελούνται από λείες ράβδους χαμηλής αντοχής. Επίσης τα μήκη αλληλεπικάλυψης είναι μικρά και πολλές φορές τα ματίσματα των οπλισμών γίνονται εντός κρίσιμων περιοχών. Αυτά έχουν σαν αποτέλεσμα την ολίσθηση των οπλισμών και τη μείωση της καμπτικής αντοχής των διατομών. Στο σημείο αυτό θα πρέπει να τονίσουμε και τα μικρά πάχη επικάλυψης που υπάρχουν συνήθως στις παλιές κατασκευές και οδηγούν στη διάβρωση των οπλισμών.

Επίσης ένα από τα σημαντικότερα προβλήματα που αφορούν την όπλιση των δοκών και των υποστυλωμάτων των υφιστάμενων κτιρίων είναι η ανεπάρκεια των εγκάρσιων οπλισμών. Οι συνδετήρες που συναντάμε σε τέτοιες κατασκευές είναι σε αραιές αποστάσεις, έχουν ανεπαρκή αγκύρωση και συχνά είναι ανοιχτοί σχηματίζοντας γωνία  $90^\circ$  προσφέροντας ουσιαστικά χαμηλή διατμητική αντοχή, δεν αποτρέπουν το λυγισμό των διαμήκων ράβδων και φυσικά δεν είναι ικανοί να δημιουργήσουν περίσφιγξη στο σκυρόδεμα που περιβάλλουν. Έτσι η απουσία ουσιαστικής περίσφιγξης μειώνει δραματικά τις πραγματικές αντοχές του σκυροδέματος υπό ανακυκλιζόμενη φόρτιση (σεισμός), μειώνει τη πλαστιμότητα και τη παραμορφωσιμότητα των μελών και οδηγεί την κατασκευή σε ψαθυρές μορφές αστοχίας.



Σχήμα 2.2: Ανεπαρκής διάταξη συνδετήρων



Σχήμα 2.3: Σωστή διάταξη συνδετήρων



Εικόνα 2.3: Βλάβη λόγω ανεπάρκειας συνδετήρων

## 2.2 ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ

Το πρώτο βήμα που πρέπει να γίνει για το σωστό ανασχεδιασμό ενός υφιστάμενου κτηρίου , με στόχο την αντισεισμική του ενίσχυση, είναι η αποτίμηση της υπάρχουσας κατάστασής του. Μέσω της διαδικασίας αυτής προσπαθούμε να εκτιμήσουμε τη σεισμική ικανότητα της κατασκευής ώστε στη συνέχεια να επιλέξουμε την κατάλληλη μέθοδο ενίσχυσής της ή ακόμα και την κατεδάφισή της, αν κρίνουμε ότι οι διατιθέμενες λύσεις είναι αντιοικονομικές. Γίνεται λοιπόν εύκολα κατανοητή η σπουδαιότητα του πρώτου αυτού σταδίου, καθώς μια εσφαλμένη εικόνα για την πραγματική κατάσταση του κτηρίου οδηγεί το μηχανικό σε λανθασμένα συμπεράσματα και άστοχες δράσεις .

### 2.2.1 Συλλογή δεδομένων

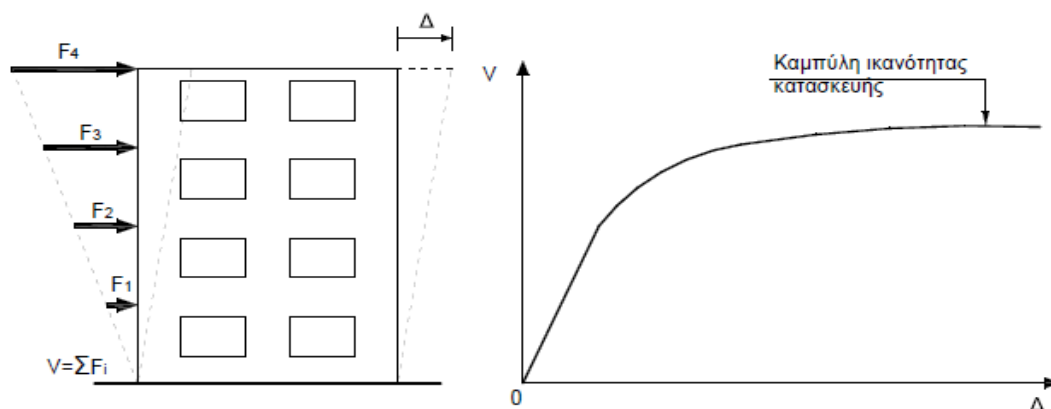
Για να εξετάσουμε τη συμπεριφορά μιας υφιστάμενης κατασκευής πρέπει πρώτα να συλλέξουμε δεδομένα που αφορούν το φέροντα οργανισμό, τα μηχανικά χαρακτηριστικά των υλικών δόμησης ,τη δυσκαμψία και την πλαστιμότητα των στοιχείων, τις συντοιακές συνθήκες , τις δράσεις ανασχεδιασμού και τις πιθανές βλάβες. Συχνά τα σχέδια μελέτης ενός παλαιού κτηρίου (όταν υπάρχουν!) μπορεί να απέχουν αρκετά από την πραγματική κατασκευή και έτσι πρέπει να γίνει μια πλήρης αποτύπωση του φέροντος οργανισμού ,με τη χρήση καταστροφικών ή μη μεθόδων, που περιλαμβάνει τόσο τη γεωμετρία του φορέα όσο και τη διάταξη και το είδος των οπλισμών εντός των δοκών και των υποστυλωμάτων. Οι επιτόπου διερευνήσεις αλλά και οι εργαστηριακές μετρήσεις για τον υπολογισμό των μηχανικών χαρακτηριστικών των υλικών επηρεάζονται από τον τρόπο συλλογής τους, κάτι το οποίο λαμβάνεται υπόψη στην αποτίμηση μέσω συντελεστών ασφαλείας που εξαρτώνται από την αξιοπιστία των δεδομένων.

### 2.2.2 Καμπύλη Ικανότητας

Αν η συλλογή των παραπάνω στοιχείων χρησιμοποιηθεί για την αξιολόγηση μεμονωμένων στοιχείων, που εμφανίζουν βλάβες ή ατέλειες , δεν θα ωφελήσει , καθώς πρέπει να εξετάσουμε τον φορέα στο σύνολό του, ώστε να έχουμε μια ολοκληρωμένη εικόνα για την σεισμική του συμπεριφορά. Έτσι θα πρέπει να εισαγάγουμε τα δεδομένα που συλλέξαμε σε ένα κατάλληλο λογισμικό με το οποίο θα εξετάσουμε τη φέρουσα ικανότητα της κατασκευής, μέσω των αναλύσεων που θα επιλέξουμε να κάνουμε. Γενικά σε διεθνείς και ελληνικούς κανονισμούς αποτίμησης (FEMA 356, Ευρωκώδικας 8-Μέρος 3, ΚΑΝ.ΕΠΕ.) προτείνονται στατικές και δυναμικές ανελαστικές αναλύσεις για την αποτίμηση μιας κατασκευής. Στα πλαίσια αυτής της διπλωματικής (στο κεφάλαιο 5) χρησιμοποιήθηκε η **Στατική Ανελαστική Ανάλυση Εξώθησης (Pushover Analysis)** για τη μελέτη υφιστάμενων πλαίσιακών φορέων ενισχυμένων με εμφανιζόμενα τοιχώματα και γι' αυτό παρακάτω γίνεται αναφορά μόνο στη μέθοδο αυτή.

Η κατασκευή της καμπύλης ικανότητας μέσω της Στατικής Ανελαστικής Ανάλυσης Εξώθησης γίνεται με υπολογισμό της ανελαστικής μετακίνησης της κορυφής για διάφορες τιμές του οριζόντιου φορτίου, με δεδομένη κατανομή φορτίων στους ορόφους. Ως κατανομή των φορτίων καθ' ύψος μπορεί να χρησιμοποιηθεί η τριγωνική κατανομή, η

πρώτη ιδιομορφή ή ακόμη και περισσότερο πολύπλοκοι συνδυασμοί με συμμετοχή ανώτερων ιδιομορφών. Για την κατασκευή αυτής της καμπύλης γίνονται πολλές στατικές επιλύσεις, με σταδιακή αύξηση της τέμνουσας βάσης και υπολογισμό της μετακίνησης της κορυφής σε κάθε βήμα λαμβάνοντας υπόψη τη μειωμένη δυσκαμψία των στοιχείων που έχουν διαρρεύσει.



Σχήμα 2.4: Καμπύλη ικανότητας μιας κατασκευής

### 2.2.3 Στάθμες επιτελεσματικότητας

Η μεθοδολογία των στάθμων επιτελεσματικότητας εφαρμόζεται κυρίως για τον έλεγχο και την ενίσχυση υφιστάμενων κατασκευών και αποτελεί τον βασικό κορμό των διεθνών κανονισμών επεμβάσεων (π.χ. Ευρωκώδικας 8 – Μέρος 3, ΚΑΝ.ΕΠΕ., FEMA 356). Βασίζεται στην αρχή του καθορισμού αποδεκτού επιπέδου ζημιών (στάθμης επιτελεσματικότητας) ανάλογα με την πιθανότητα εμφάνισης της σεισμικής δόνησης σχεδιασμού, δηλαδή στον καθορισμό του επιδιωκόμενου στόχου σεισμικής ικανότητας. Έτσι η μέθοδος εξετάζει τον πραγματικό τρόπο που θα συμπεριφερθεί η κατασκευή σε διάφορα επίπεδα ισχύος της σεισμικής δόνησης σχεδιασμού και το αντίστοιχο αναμενόμενο επίπεδο βλαβών.

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

Πίνακας 2.1: Στάθμες επιτελεσματικότητας

Όλοι οι κανονισμοί ορίζουν, με μικροδιαφορές, τρεις βασικές στάθμες επιτελεστικότητας για το φέροντα οργανισμό και τα μη-φέροντα στοιχεία, ανάλογα με το επίπεδο βλαβών.

#### A) Άμεση χρήση μετά το σεισμό (Immediate occupancy)

Όσον αφορά το φέροντα οργανισμό, το επίπεδο βλαβών είναι τέτοιο ώστε καμία λειτουργία να μη διακόπτεται κατά τη διάρκεια του σεισμού ή μετά από αυτόν, εκτός ενδεχομένως από δευτερεύουσας σημασίας λειτουργίες. Όσον αφορά στα μη-φέροντα στοιχεία επιτρέπονται μικρές μόνο βλάβες, οι οποίες δεν επηρεάζουν τις βασικές λειτουργίες

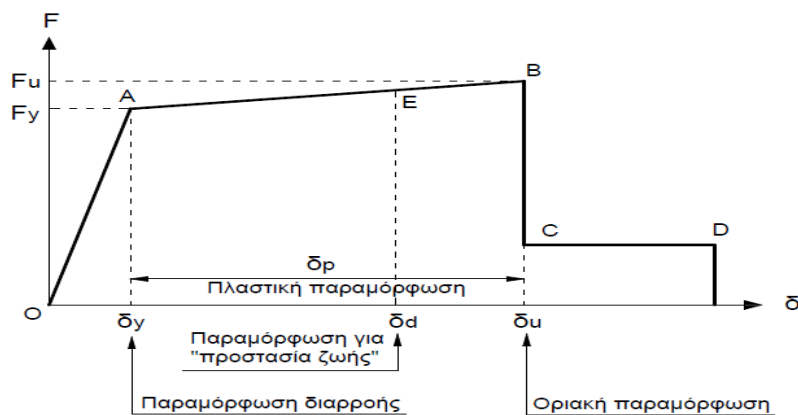
#### B) Προστασία ζωής (Life safety)

Όσον αφορά το φέροντα οργανισμό, αναμένεται να εμφανιστούν βλάβες, οι οποίες είναι επισκευάσιμες και δεν αποτελούν αιτία απώλειας της στατικής ευστάθειας της κατασκευής ή σοβαρού τραυματισμού ατόμων. Για την επανάχρηση της κατασκευής μετά το σεισμό απαιτείται να επισκευαστούν οι βλάβες. Όσον αφορά στα μη-φέροντα στοιχεία, αναμένονται βλάβες, οι οποίες όμως δεν αποτελούν κίνδυνο για άτομα εντός ή εκτός της κατασκευής.

#### Γ) Οιονεί κατάρρευση (Structural stability)

Όσον αφορά το φέροντα οργανισμό, αναμένεται να εμφανιστούν εκτεταμένες, μη-επισκευάσιμες κατά πλειονότητα βλάβες. Ο φέρων οργανισμός έχει ακόμη την ικανότητα να φέρει τα κατακόρυφα φορτία, αλλά η οριζόντια δυσκαμψία και η ικανότητα αντίστασης σε οριζόντια φορτία έχουν μειωθεί σημαντικά, με αποτέλεσμα η κατασκευή να μη διαθέτει άλλα περιθώρια ασφάλειας έναντι ολικής ή μερικής κατάρρευσης. Όσον αφορά στα μη-φέροντα στοιχεία, αναμένονται πολύ σημαντικές βλάβες.

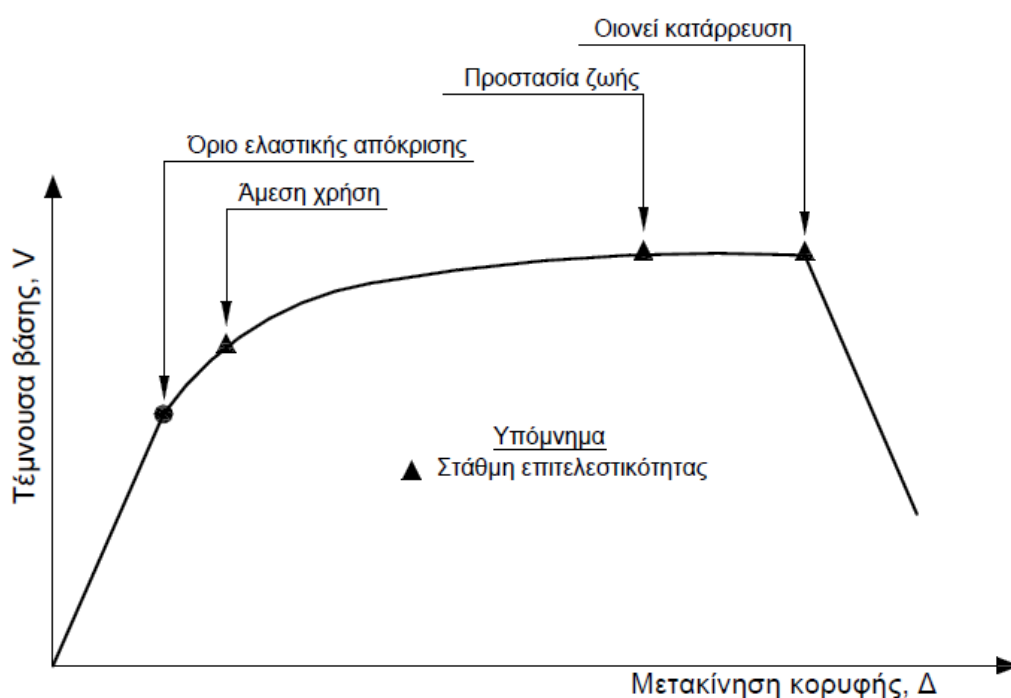
Για να κατανοήσουμε τη συμπεριφορά του φορέα, στα διάφορα επίπεδα της σεισμικής φόρτισης, θα πρέπει να ορίσουμε τις παραπάνω στάθμες επιτελεστικότητας πάνω στην καμπύλη αντίστασης του φορέα. Για να γίνει αυτό όμως πρέπει πρώτα να εξετάσουμε τη στάθμη βλάβης των επιμέρους στοιχείων (δοκών, υποστυλωμάτων, κ.α).



**Σχήμα 2.5:** Καμπύλη F-d δομικού στοιχείου

Σε κάθε στοιχείο αντιστοιχεί μια καμπύλη  $F-d$  όπου ιδεατά μπορεί να έχει τη μορφή του σχήματος 2.5. Ανάλογα με το αν είναι κρίσιμη η κάμψη ή η διάτμηση η καμπύλη περιγράφει τη σχέση ροπής-στροφής χορδής ή δύναμης –παραμόρφωσης. Στην καμπύλη  $F-d$  του δομικού στοιχείου ορίζονται οι στάθμες επιτελεστικότητας με βάση τις αντίστοιχες παραμορφώσεις,  $\delta_d$ . Στο σχήμα 2.5, το σημείο E αντιστοιχεί στη στάθμη επιτελεστικότητας προστασία ζωής. Ο ορισμός των σημείων επιτελεστικότητας, E, δίνεται στους διάφορους κανονισμούς ανάλογα με το είδος του στοιχείου (υποστυλώματα, δοκοί, κλπ), τον τρόπο αστοχίας (δηλαδή εάν η συμπεριφορά είναι πλάστιμη ή ψαθυρή) και την κατηγοριοποίηση του στοιχείου σε πρωτεύον ή δευτερεύον.

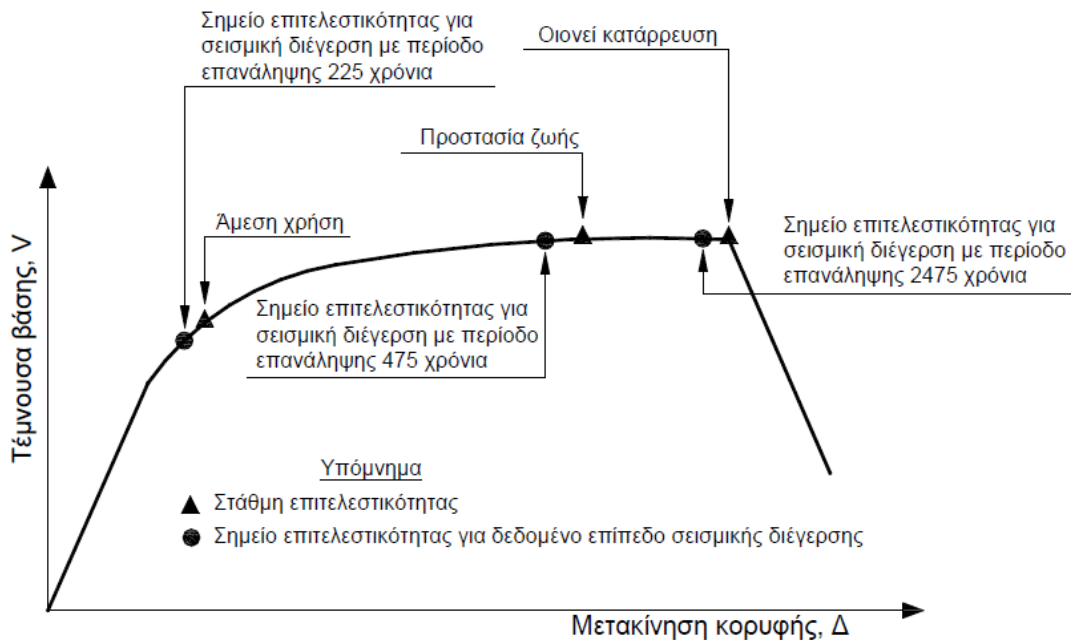
Αφού καθοριστούν οι στάθμες των βλαβών πάνω στις καμπύλες  $F-d$  που περιγράφουν τη συμπεριφορά των στοιχείων της κατασκευής, μπορεί να κατασκευαστεί η καμπύλη ικανότητας όλης της κατασκευής και να τοποθετηθούν πάνω σε αυτή τα σημεία που αντιστοιχούν στις διάφορες στάθμες επιτελεστικότητας συνολικά για όλη την κατασκευή. Επειδή η κατασκευή αποτελείται από πολλά στοιχεία, είναι πιθανόν ένα μικρό ποσοστό των στοιχείων να έχει περάσει κάποια στάθμη επιτελεστικότητας, αλλά η κατασκευή ως σύνολο να βρίσκεται ακόμη κάτω από αυτή τη στάθμη. Επομένως, ο μηχανικός θα πρέπει να αξιολογήσει τη σημασία που έχει η εμφάνιση βλαβών σε κάποιο στοιχείο στη συνολική συμπεριφορά της κατασκευής.



**Σχήμα 2.6:** Στάθμες επιτελεστικότητας στην καμπύλη Ικανότητας της Κατασκευής

### 2.2.4 Έλεγχος στοχευόμενης ικανότητας

Για δεδομένη περίοδο επανάληψης του σεισμού σχεδιασμού, υπολογίζεται κατ' αρχήν η αναμενόμενη μετακίνηση της κατασκευής (στοχευόμενη μετακίνηση) που ορίζει το σημείο επιτελεστικότητας (performance point) της κατασκευής γι' αυτό το σεισμό. Στη βιβλιογραφία υπάρχουν διάφορες μέθοδοι υπολογισμού της στοχευόμενης μετακίνησης πάνω στην καμπύλη pushover οι οποίες βασίζονται κυρίως στη μέθοδο του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος (μέθοδος ATC-40, μέθοδος N2, μέθοδος συντελεστών). Αφού υπολογιστεί η αναμενόμενη μετακίνηση της κατασκευής (μετακίνηση κορυφής) σημειώνεται στην καμπύλη ικανότητας το αντίστοιχο σημείο επιτελεστικότητας, το οποίο συγκρίνεται με την επιθυμητή στάθμη επιτελεστικότητας για τη συγκεκριμένη σεισμική διέγερση. Η διαδικασία αυτή επαναλαμβάνεται για όλες τις στάθμες επιτελεστικότητας για τις οποίες γίνεται έλεγχος. Διαπιστώνεται έτσι εάν έχει υπερβληθεί ή όχι κάποιος στόχος σεισμικής ικανότητας.



**Σχήμα 2.7:** Σύγκριση στοχευόμενης μετακίνησης και αντίστοιχης στάθμης επιτελεστικότητας

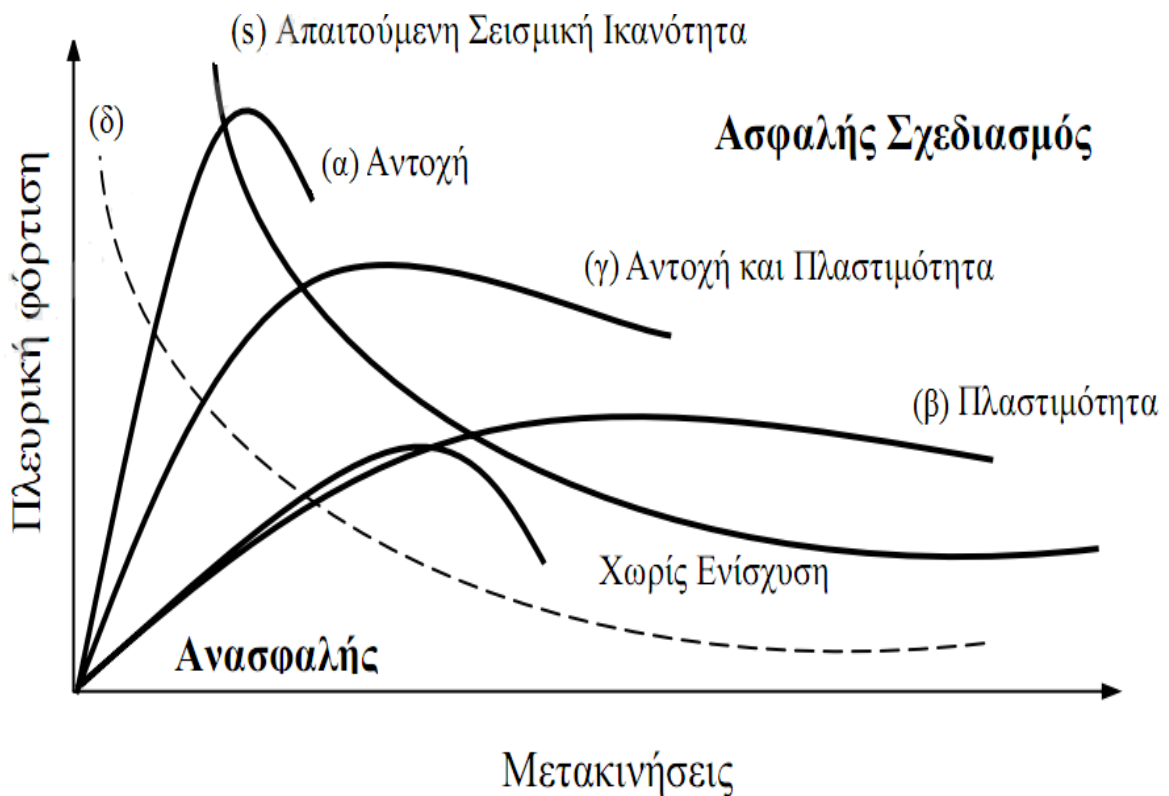
Για τη στοχευόμενη μετακίνηση που αντιστοιχεί σε κάποια στάθμη σεισμικής δόνησης, μπορεί να ελεγχθεί σε ποιο σημείο της δικής του καμπύλης  $F-\delta$  βρίσκεται κάθε στοιχείο. Στο σημείο αυτό εξετάζεται η συνολική εικόνα των στοιχείων της κατασκευής και λαμβάνεται η απόφαση της ενίσχυσης ή μη του φορέα. Στις περιπτώσεις όπου χρειάζεται καθολική ενίσχυση της κατασκευής ο ανασχεδιασμός του φορέα είναι μια πολύπλοκη διαδικασία οι στρατηγικές της οποίας περιγράφονται στη συνέχεια.

## 2.3 ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ ΩΣ ΣΥΝΟΛΟΥ

### 2.3.1 Στρατηγικές ενίσχυσης

Μετά το στάδιο της αποτίμησης λοιπόν εξετάζουμε αν ο φορέας μας χρειάζεται ενίσχυση. Σε γενικές γραμμές αν θεωρήσουμε ότι η μέγιστη ενέργεια παραμόρφωσης που μπορεί να αναπτυχθεί σε μια κατασκευή αποτελεί μέτρο της σεισμικής της αντίστασης (Δρίτσος, 1995) τότε μπορούμε να αναπαραστήσουμε με μια καμπύλη, υπερβολικής μορφής, την απαιτούμενη σεισμική ικανότητα της. Η περιοχή λοιπόν πάνω από την καμπύλη  $s$  (σχήμα 2.8) αναπαριστά τον ασφαλή σχεδιασμό και η περιοχή κάτω από την καμπύλη απεικονίζει τον ανασφαλή σχεδιασμό. Άρα όταν προσπαθούμε να ενισχύσουμε μια κατασκευή μπορούμε να ακολουθήσουμε τις παρακάτω στρατηγικές :

- α) Αύξηση της αντοχής και της δυσκαμψίας του φορέα
- β) Αναίρεση πρώιμων ψαθυρών τρόπων αστοχίας και αύξηση της πλαστιμότητας του φορέα
- γ) Αύξηση αντοχής, δυσκαμψίας και πλαστιμότητας
- δ) Μείωση εισαγόμενης σεισμικής δράσης στην κατασκευή (π.χ μέσω σεισμικής μόνωσης)



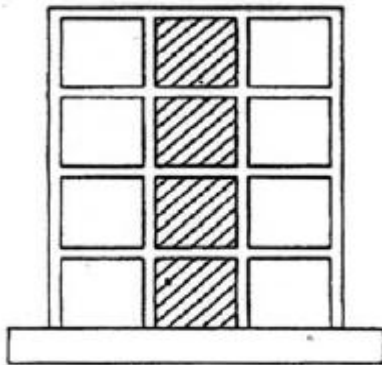
Σχήμα 2.8: Στρατηγικές ενίσχυσης



### 2.3.2 Μέθοδοι ενίσχυσης

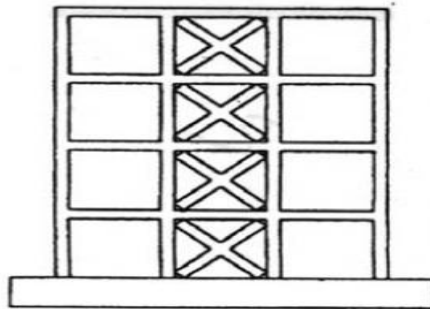
Για να ενισχύσουμε λοιπόν μια υφιστάμενη κατασκευή, ακολουθώντας μια από τις παραπάνω στρατηγικές, υπάρχουν διάφορες μέθοδοι και τεχνικές οι οποίες βασίζονται κυρίως στην προσθήκη νέων στοιχείων που θα βελτιώσουν τη συνολική συμπεριφορά της κατασκευής και όχι μόνο τη συμπεριφορά κάποιων μελών της. Αξίζει να σημειωθεί ότι για τη βέλτιστη τεχνοοικονομική λύση πολλές φορές μπορεί να χρειαστεί συνδυασμός των μεθόδων και των τεχνικών αυτών. Οι κυριότερες και πιο διαδεδομένες τεχνικές παρουσιάζονται παρακάτω.

**α) Κατασκευή τοιχωμάτων εντός πλαισίων:** Με την προσθήκη νέων τοιχωμάτων εντός υφιστάμενων πλαισίων αυξάνεται η αντοχή και η δυσκαμψία της κατασκευής. Η μέθοδος αυτή θα αναλυθεί εκτενώς σε επόμενη ενότητα καθώς η παρούσα διπλωματική ασχολείται με τη σεισμική συμπεριφορά των εμφαντούμενων τοιχωμάτων.



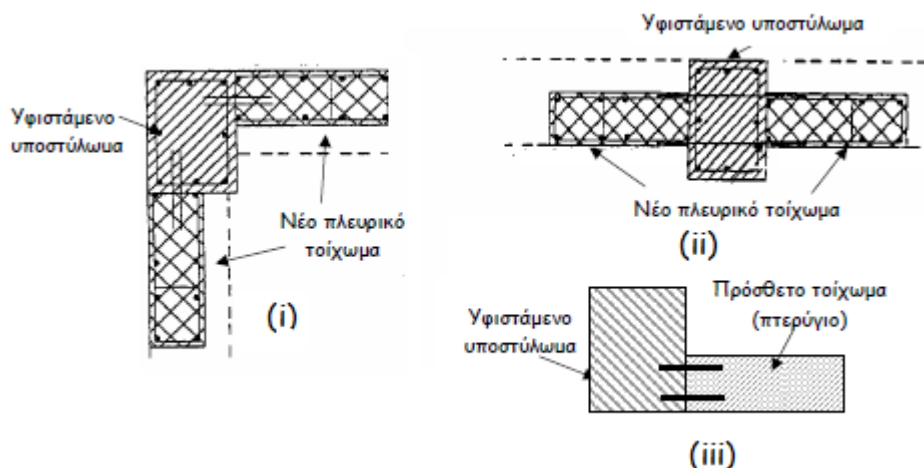
Σχήμα 2.9: Κατασκευή τοιχωμάτων εντός πλαισίων

**β) Κατασκευή δικτυωτών συστημάτων εντός πλαισίων:** Στη μέθοδο αυτή κατασκευάζονται χιαστί διαγώνιοι σύνδεσμοι εντός του πλαισίου με αποτέλεσμα την ικανοποιητική αύξηση της αντοχής, της δυσκαμψίας και τη σημαντική αύξηση της πλαστιμότητας της κατασκευής. Οι σύνδεσμοι μπορούν να έχουν και μορφές τύπου Λ V και Y ενώ μπορούν να τοποθετηθούν και εξωτερικά του πλαισίου για λόγους κατασκευαστικής διευκόλυνσης, ιδιαίτερα σε περίπτωση που τα πλαίσια είναι τοιχοπληρωμένα. Σημαντικά πλεονεκτήματα της μεθόδου είναι το μικρό ίδιο βάρος των πρόσθετων μελών και η ταχύτητα στη φάση κατασκευής.



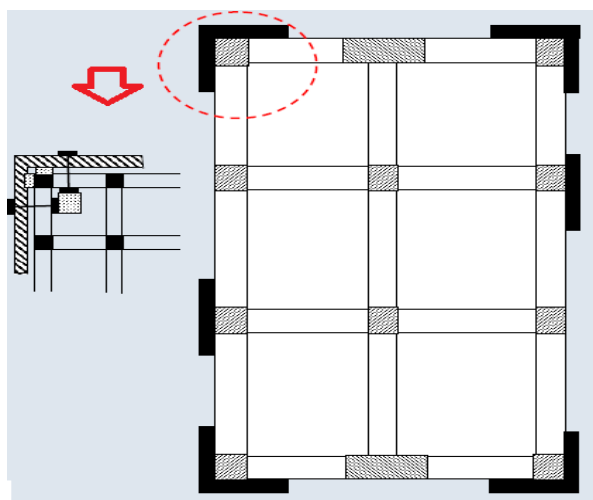
Σχήμα 2.10 Κατασκευή δικτυωτών συστημάτων εντός πλαισίων

**γ) Κατασκευή τοιχωμάτων-πτερυγίων από σπλισμένο σκυρόδεμα :** Με τη μέθοδο αυτή επιτυγχάνεται μέτρια αύξηση της αντοχής και της δυσκαμψίας της κατασκευής και αυξάνεται η πλαστιμότητά της. Τα νέα τοιχώματα αποτελούν συνέχεια των υφιστάμενων υποστυλωμάτων και συνδέονται με αυτά.



**Σχήμα 2.11** Κατασκευή τοιχωμάτων-πτερυγίων

**δ) Προσθήκη νέων κατακόρυφων στοιχείων :** Η μέθοδος αυτή περιλαμβάνει τη δημιουργία νέων τοιχωμάτων που συνδέονται εξωτερικά με το φέροντα οργανισμό και αυξάνουν θεαματικά την αντοχή και τη δυσκαμψία του φορέα. Η θεμελίωση των νέων τοιχωμάτων πρέπει να συνδέεται με τη θεμελίωση της υφιστάμενης κατασκευής.



**Σχήμα 2.12** Προσθήκη νέων κατακόρυφων στοιχείων

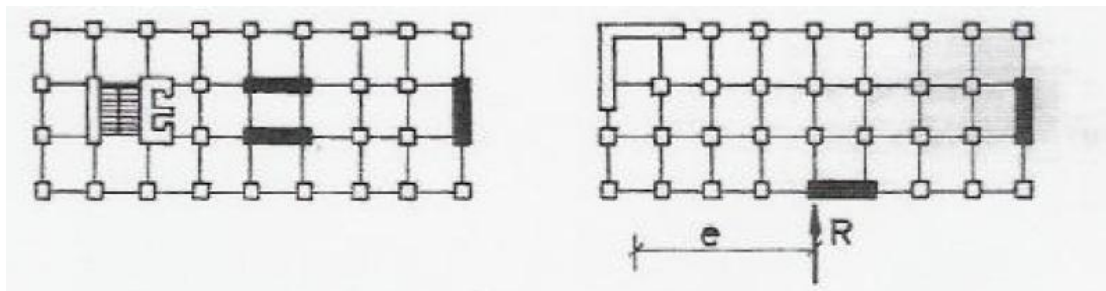
**ε) Επιλεκτική ενίσχυση αδύναμων στοιχείων :** Η μέθοδος αυτή αποσκοπεί στην αποφυγή πρόωρων αστοχιών και στην αύξηση της πλαστιμότητας του φορέα. Συνήθως χρειάζεται να ενισχύσουμε τα υποστυλώματα των υφιστάμενων κατασκευών, τα οποία δε διαθέτουν αρκετή πλαστιμότητα και ικανοποιητική αντοχή σε διάτμηση. Για το σκοπό αυτό κατασκευάζονται μανδύες από σπλισμένο σκυρόδεμα ή από νέα σύνθετα υλικά όπως τα πολυμερή, ενώ μπορούν να χρησιμοποιηθούν ακόμα και μεταλλικοί κλωβοί.

## 2.4 ΕΜΦΑΤΝΟΥΜΕΝΑ ΤΟΙΧΩΜΑΤΑ ΑΠΟ Ω/Σ

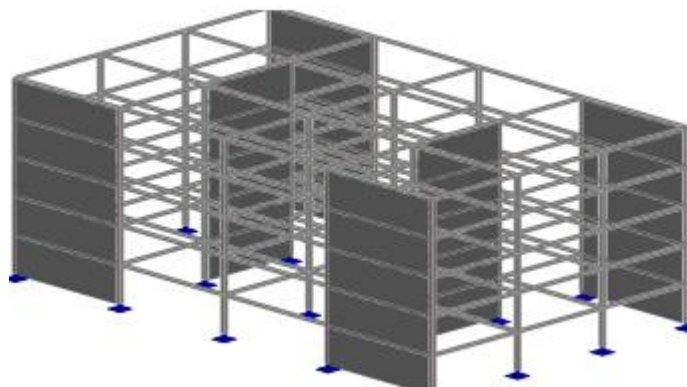
### 2.4.1 Πλεονεκτήματα-Εφαρμογές

Μια από τις πιο αποτελεσματικές μεθόδους καθολικής ενίσχυσης υφιστάμενων κτηρίων, που δεν έχουν επαρκή αντοχή και δυσκαμψία, είναι η προσθήκη νέων τοιχωμάτων από ωπλισμένο σκυρόδεμα εντός επιλεγμένων πλαισίων. Η μέθοδος αυτή αλλάζει ριζικά τη συμπεριφορά του φορέα αυξάνοντας την αντοχή και τη δυσκαμψία του και μειώνοντας την ιδιοπερίοδο της κατασκευής έχοντας ως κύριο στόχο τη μείωση των μετακινήσεων κατά τη σεισμική διέγερση σε επίπεδα ανεκτά για την παραμορφωσιακή ικανότητα των αδύναμων μελών της κατασκευής. Επίσης η παρουσία των τοιχωμάτων αλλάζει τον τρόπο μεταφοράς του φορτίου εντός της κατασκευής, οδηγώντας τη σεισμική δύναμη σε αυτά και ανακουφίζοντας τα αδύναμα στοιχεία. Επιπλέον, μειώνονται οι βλάβες σε δευτερεύοντα στοιχεία, όπως τοιχοπληρώσεις και υαλοστάσια, η καταστροφή των οποίων κατά τη διάρκεια ενός σεισμού δημιουργεί τεράστια οικονομική επιβάρυνση στους ενοίκους.

Η προσθήκη νέων τοιχωμάτων μπορεί να βελτιώσει επίσης την κατανομή των δυσκαμψιών τόσο καθ' ύψος όσο και σε κάτοψη σε περιπτώσεις όπου υπάρχει σφάλμα κατά το σχεδιασμό. Για παράδειγμα η εμφάνιση πλαισίων σε κτήρια με ανοιχτό ισόγειο (pilotis) μπορεί να αποτρέψει τη δημιουργία «μαλακού» ορόφου στο ισόγειο, ενώ η σωστή διάταξη των νέων τοιχωμάτων στην ασύμμετρη κάτοψη μιας υφιστάμενης κατασκευής μπορεί να μειώσει την απόσταση του κέντρου στροφής από το κέντρο μάζας της κατασκευής με αποτέλεσμα να μειωθούν οι εντάσεις που δημιουργούσε η ευστρεψία του κτηρίου (σχήμα 2.13).



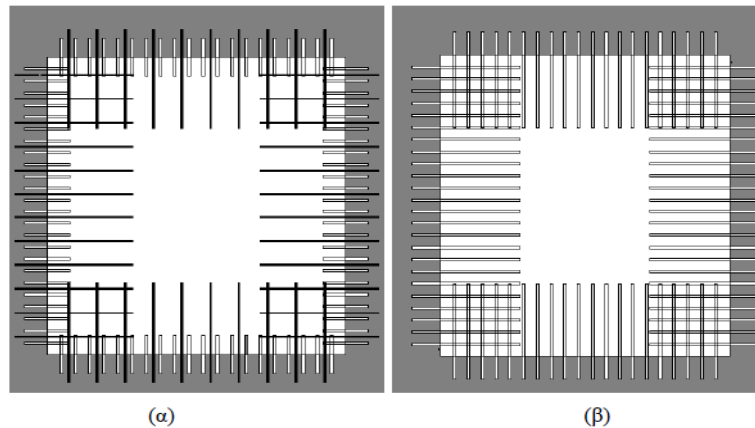
Σχήμα 2.13 Προσθήκη τοιχείων για βελτίωση της κανονικότητας σε κάτοψη



Σχήμα 2.14 Βέλτιστη διάταξη εμφατούμενων τοιχωμάτων

### 2.4.2 Κατασκευή Τοιχωμάτων

Τα εμφανιζόμενα τοιχώματα μπορεί να κατασκευαστούν επί τόπου από έγχυτο , εκτοξευόμενο ή αυτοσυμπυκνούμενο σκυρόδεμα . Μείζονος σημασίας είναι η σύνδεσή τους με το περιβάλλον πλαίσιο η οποία γίνεται μέσω κατάλληλα διατεταγμένων βλήτρων με τη βοήθεια των οποίων εξασφαλίζεται η μεταφορά του φορτίου από το πλαίσιο στο τοίχωμα. Οι οπλισμοί του πλαισίου μπορούν να αγκυρώνονται και αυτοί εντός του πλαισίου , να ματίζονται με ράβδους πακτωμένες στο περιβάλλον πλαίσιο (σχήμα 2.15.α), ή να συνδέονται με χρήση των βλήτρων ως αγκύρια (σχήμα 2.15.β).



**Σχήμα 2.15:** (α) άμεση σύνδεση ράβδων κορμού με περιβάλλον πλαίσιο με μάτιση με ράβδους πακτωμένες στο περιβάλλον πλαίσιο (β) έμμεση σύνδεση ράβδων κορμού με περιβάλλον πλαίσιο με χρήση των βλήτρων ως αγκύριων.

Πρέπει επίσης να δίνεται ιδιαίτερη προσοχή στην αντιμετώπιση της συστολής ξήρανσης του νέου σκυροδέματος στην διεπιφάνεια παλαιού-νέου στοιχείου. Εμφανίζεται κυρίως κατά μήκος της επαφής του υψηλότερου τμήματος του τοιχώματος με το κάτω άκρο της δοκού του πλαισίου. Μπορεί να αντιμετωπιστεί με τη χρήση σκυροδέματος ειδικής σύνθεσης, με ειδικά πρόσμικτα που περιορίζουν την συστολή ξήρανσης, ή με τη σκυροδέτηση του τοιχώματος μέχρι ύψος 20cm περίπου χαμηλότερα από τον πυθμένα της δοκού, και μετά την πάροδο ικανού χρόνου από την ημέρα σκυροδέτησης με συμπλήρωση του υπολοίπου (δηλαδή του τμήματος του τοιχώματος κοντά στον πυθμένα της δοκού) με εποξειδικό ή πολυεστερικό κονίαμα. Θα μπορούσε ακόμα το τοίχωμα να σκυροδετηθεί μέχρι ύψος 5-7 mm χαμηλότερα από τον πυθμένα της δοκού, οπότε πλέον το κενό συμπληρωθεί με ρητινοειδή κόλλα χρησιμοποιώντας την τεχνική των ρητινενέσεις.

Εκτός από τα τοιχώματα που κατασκευάζονται επί τόπου μπορούν να χρησιμοποιηθούν και προκατασκευασμένα τοιχώματα. 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 από κάποιο υλικό με μονωτικές ιδιότητες. Η τεχνική της προσθήκης προκατασκευασμένων τοιχωμάτων (panels) εντός πλαισίων της κατασκευής 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 όπως προκύπτει και από πειράματα που παρουσιάζονται σε επόμενες ενότητες.

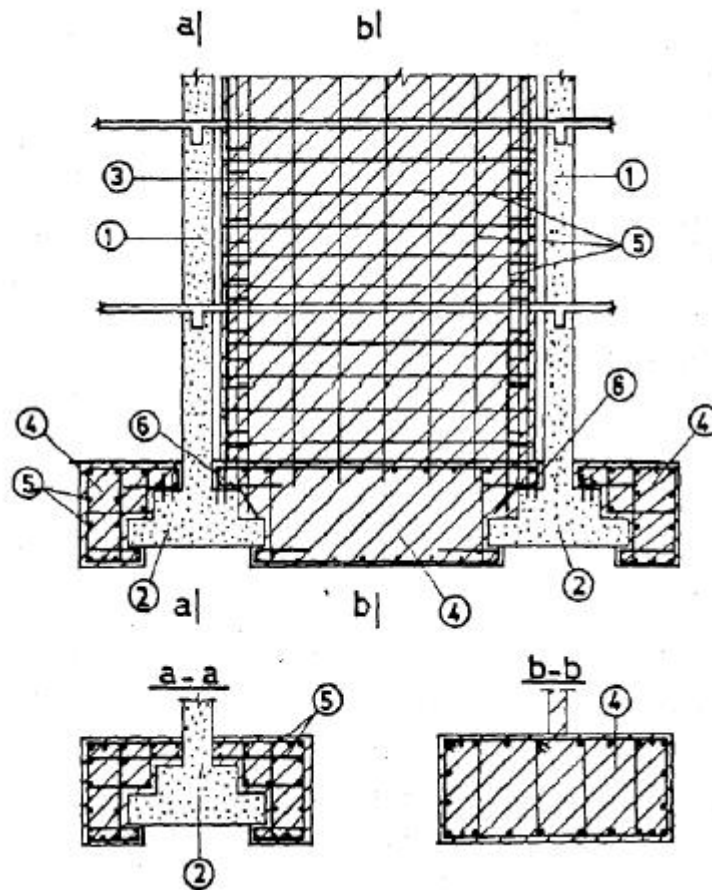
Στις περιπτώσεις που επιδιώκεται μία περισσότερο πλαστική συμπεριφορά της κατασκευής, η σύνδεση γίνεται μόνο στις δοκούς, δηλαδή στο πάνω και κάτω μέρος του τοιχώματος, ενώ μεταξύ του τοιχώματος και των υποστυλωμάτων δεν γίνεται σύνδεση και αφήνεται ένα μικρό κενό. Στην συνήθη περίπτωση σύνδεσης των νέων τοιχωμάτων με τα υποστυλώματα, τα τελευταία αποτελούν πλέον τα άκρα ενός νέου τοιχώματος όπου αναμένεται ιδιαίτερα αυξημένη ένταση. Ως εκ τούτου τις περισσότερες φορές ενισχύονται τα γειτονικά υποστυλώματα με μανδύα, ώστε να ενσωματωθούν στα άκρα του νέου τοιχώματος (Εικόνα 2.4)



**Εικόνα2.4** Προσθήκη Τοιχώματος και ενίσχυση υποστυλώματος (Αίγιο,1995)

### 2.4.3 Θεμελίωση Τοιχωμάτων

Ένα από τα θέματα που πρέπει να μελετηθούν με προσοχή κατά το σχεδιασμό της ενίσχυσης μέσω εμφανιζόμενων τοιχωμάτων είναι η σύνδεση τους με την υπάρχουσα θεμελίωση και η πιθανή ενίσχυση της. Τα νέα τοιχώματα μεταφέρουν μεγάλες δυνάμεις και ροπές στη θεμελίωση, ιδιαίτερα όταν πρόκειται για εμφαντώσεις πολυώροφων πλαισίων. Οι αξονικές δυνάμεις των νέων τοιχωμάτων είναι μικρές καθώς ασκούνται σε αυτά μόνο τα ίδια βάρη και ένα μέρος των κινητών φορτίων, έτσι οι μεγάλες ροπές τείνουν να ανασηκώσουν το τοίχωμα, κάτι που θα μειώσει την αποτελεσματικότητα της ενίσχυσης. Η ενίσχυση λοιπόν της θεμελίωσης είναι απαραίτητη και πολλές φορές εκτεταμένη, κάτι βέβαια αυξάνει το κόστος της επέμβασης και αποτελεί μειονέκτημα της εν λόγω μεθόδου.



1. Υφιστάμενα υποστυλώματα, 2. Υφιστάμενα θεμέλια, 3. Νέο τοίχωμα, 4. Νέο οπλισμένο σκυρόδεμα, 5. Πρόσθετοι οπλισμοί, 6. Πρόσθετα στοιχεία για την αγκύρωση των νέων οπλισμών.

**Σχήμα 2.16:** Θεμελίωση νέου τοιχώματος εντός υφισταμένου πλαισίου.  
(Σωτηριάδης 2011)

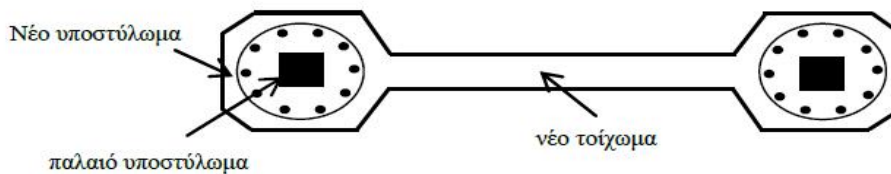
### 2.4.4 Εμφάντωση Πλαισίων κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ.

Όπως παρουσιάζεται στη διπλωματική εργασία του Σωτηριάδη Δημήτρη (Σωτηριάδης 2011) και παρατίθεται αυτούσια εδώ : "Βάσει του ΚΑΝ.ΕΠΕ., η τοιχωματοποίηση φατνωμάτων πλαισίων (με σπλισμένο σκυρόδεμα) απαιτεί εξασφάλιση της σύνδεσης του εμφαντούμενου τοιχώματος με το περιβάλλον πλαίσιο, ώστε να διασφαλίζεται και η καθ' ύψος καμπτική συνέχεια του δημιουργούμενου νέου πολυωρόφου τοιχώματος. Για το λόγο αυτό, προτείνεται η οριζόντια επιμήκυνση του φατνώματος έτσι ώστε να περιβάλλει τα υφιστάμενα υποστυλώματα με τη μορφή μανδυών. Ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. διακρίνει δύο περιπτώσεις εμφαντώσεων:

- Εμφαντώσεις με πάχος μικρότερο ή ίσο με το πλάτος της δοκού
- Εμφαντώσεις με πάχος μεγαλύτερο από το πλάτος της δοκού

#### 2.4.4.1 Εμφαντώσεις με πάχος μικρότερο ή ίσο με το πλάτος της δοκού

Ενδεικτική εμφάντωση αυτού του τύπου δίνεται στο Σχήμα 2.17 όπου παρατηρείται η κατασκευή μανδυών γύρω από τα υφιστάμενα υποστυλώματα.



Σχήμα 2.17 Εμφάντωση με πάχος μικρότερο από της δοκού

Σε περίπτωση που δεν γίνεται λεπτομερής ανάλυση, η ασκούμενη στο φάτνωμα τέμνουσα επιτρέπεται να υπολογίζεται ως :

$$F_s = V_s - \frac{2V_{Rc}}{\gamma_{sd}} \quad (2.1)$$

όπου,

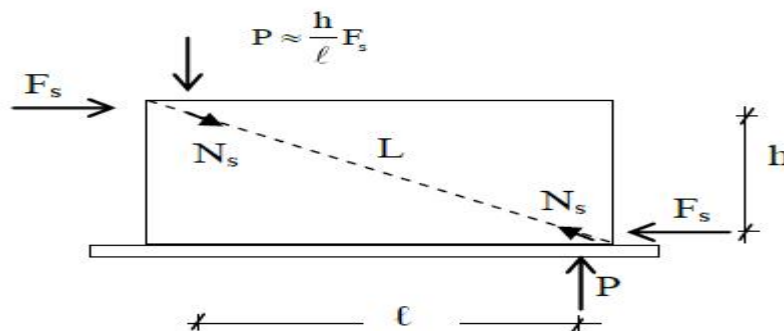
$V_s$  είναι η συνολική τέμνουσα δύναμη του εμφαντούμενου πλαισίου ,

$V_{Rc}$  είναι η αντοχή σε τέμνουσα του κάθε υποστυλώματος που διαμορφώνεται στα

άκρα του τοιχώματος και

$\gamma_{sd} = 1.3$  είναι συντελεστής αβεβαιότητας του προσομοιώματος

Εξαιτίας της παραμόρφωσης του πλαισίου λόγω σεισμού, στα άκρα του τοιχώματος ασκούνται κατακόρυφες δυνάμεις  $P$  που μαζί με τις τέμνουσες  $F_s$  προκαλούν θλίψη του διαγώνιου θλιπτήρα.



Σχήμα 2.18 Δυνάμεις φατνώματος

Η αντίσταση του φατνώματος πρέπει να ελέγχεται αρχικά σε θλίψη του διαγώνιου θλιπτήρα σκυροδέματος και στη συνέχεια σε διάτμηση κατά μήκος των διεπιφανειών του φατνώματος με τα υποστυλώματα και τη δοκό.

Όσον αφορά το διαγώνιο θλιπτήρα σκυροδέματος, όπως φαίνεται και στο σχήμα 2.18, θεωρείται πως ένα μέρος της τέμνουσας φατνώματος  $F_S$  και των κατακόρυφων δυνάμεων  $P$ ,

ίσο με  $N_S = F_S$  (2.2) αναλαμβάνεται από αυτόν. Η δύναμη αυτή  $N_S$  δεν πρέπει να είναι

μεγαλύτερη από την αντοχή του διαγώνιου θλιπτήρα που υπολογίζεται σύμφωνα με τη σχέση  $N_R = \lambda f_C t_W b_W$  (2.3)

όπου:

$N_R$ = η απομένουσα αντίσταση του διαγώνιου θλιπτήρα, μετά την κρίσιμη παραμόρφωσή του  $\epsilon_{CO}=2 \times 10^{-3}$

$L, l$ = το μήκος της διαγώνιου και το οριζόντιο μήκος του φατνώματος, αντίστοιχα,

$f_C' = 0.6 f_C$ , η θλιπτική αντοχή του σκυροδέματος υπό εγκάρσιο εφελκυσμό,

$t_W$ = το πάχος του φατνώματος,

$b_W$ = ενεργό πλάτος του διαγώνιου θλιπτήρα που λαμβάνεται είτε 0.2L για στάθμη επιτελεστικότητας A είτε 0.1L για στάθμη επιτελεστικότητας B ή Γ,

$\lambda$ = συντελεστής απομένουσας απόκρισης του διαγώνιου θλιπτήρα μετά την υπέρβαση της κρίσιμης παραμόρφωσής του. Μπορεί να λαμβάνεται  $\lambda = 0,4$

Το υπόλοιπο της διατμητικής έντασης αναλαμβάνεται από βλήτρα διατασσόμενα κατά την περίμετρο του φατνώματος.

Η δύναμη που αναλαμβάνουν τα βλήτρα διατασσόμενα στη δοκό είναι

$$F_{\beta\lambda, \text{οριζ.}} = F_S - \frac{l}{L} N_R \quad (2.4.α)$$

ενώ η δύναμη που αναλαμβάνουν τα βλήτρα διατασσόμενα στα υποστυλώματα είναι

$$F_{\beta\lambda, \text{κατ.}} = \frac{h}{l} F_{\beta\lambda, \text{οριζ.}} \quad (2.4.β)$$

Ο έλεγχος που πρέπει να γίνεται για τις δυνάμεις αυτές είναι:

$$F_{\beta\lambda, \text{οριζ.}} \neq \frac{1}{2} n_\delta F_{ud} \quad (2.5.α)$$

$$F_{\beta\lambda, \text{κατ.}} \neq \frac{1}{2} n_\nu F_{ud} \quad (2.5.β)$$

$n_\delta, n_\nu$ = ο αριθμός των βλήτρων κατά μήκος της δοκού και κατά μήκος κάθε υποστυλώματος, αντίστοιχα.

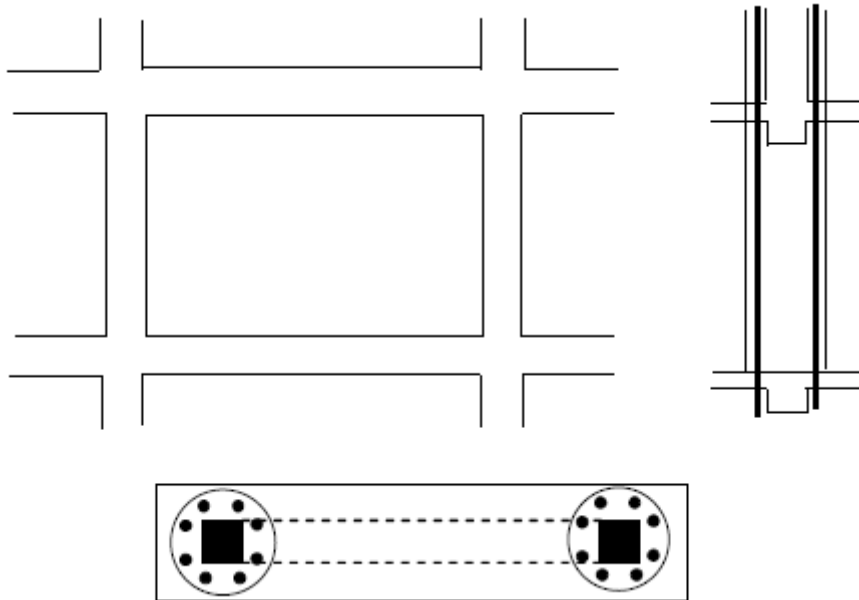
$F_{ud}$ =η αντοχή βλήτρου, συνεκτιμώντας την επιρροή της ανακύκλωσης της φόρτισης, υπολογιζόμενη με την αντοχή του ασθενέστερου απ' τα σκυροδέματα πλαισίου και φατνώματος (§ 6.1.2.2 του ΚΑΝ.ΕΠΕ.)

Σε κάθε περίπτωση πρέπει πάντα να διατάσσεται μια ελάχιστη ποσότητα βλήτρων κατά μήκος της περιμέτρου, όχι λιγότερο από 3Φ16 ανά μέτρο της περιμέτρου. Η όπλιση του κορμού και των ακραίων περιοχών του τοιχώματος γίνεται βάσει του αντίστοιχου κανονισμού κατασκευών από οπλισμένο σκυρόδεμα ( Ευρωκώδικας 2)".



#### 2.4.4.2 Εμφατνώσεις με πάχος μεγαλύτερο από το πλάτος της δοκού

Στην περίπτωση αυτή επιλέγεται πάχος τοιχώματος μεγαλύτερο του πλάτους της δοκού του εμφατνούμενου πλαισίου, έτσι ώστε να είναι δυνατή και η διαμέσου των πλαισίων δίοδος των κατακόρυφων σπλισμών του κορμού του τοιχώματος και να είναι δυνατή η διάταξη των βλήτρων σύνδεσης κατά την οριζόντια διεύθυνση, κάθετα προς τις κατακόρυφες παρειές των δοκών.



**Σχήμα 2.19** Εμφάτνωση με πάχος μεγαλύτερο αυτό της δοκού

Η κατακόρυφη διατμητική δύναμη στη διεπιφάνεια υποστυλώματος και μανδύα, μπορεί να λαμβάνεται κατά προσέγγιση υπόψη ως εξής:

$$F_{\text{διεπ.}} \cong \frac{A_{c,\text{υπ.}} f_{c,\text{υπ.}}}{A_{c\chi} f_{c,\text{μανδ.}}} \left( \frac{M'}{z} + \frac{N'}{2} \right) \quad (2.6)$$

Όπου,

$A_{c,\text{υπ.}}$ ,  $f_{c,\text{υπ.}}$  είναι η διατομή και θλιπτική αντοχή σκυροδέματος του (αρχικού) υποστυλώματος

$A_{c\chi}$ ,  $f_{c,\text{μανδ.}}$  είναι η θλιβόμενη διατομή και αντοχή σκυροδέματος του μανδύα

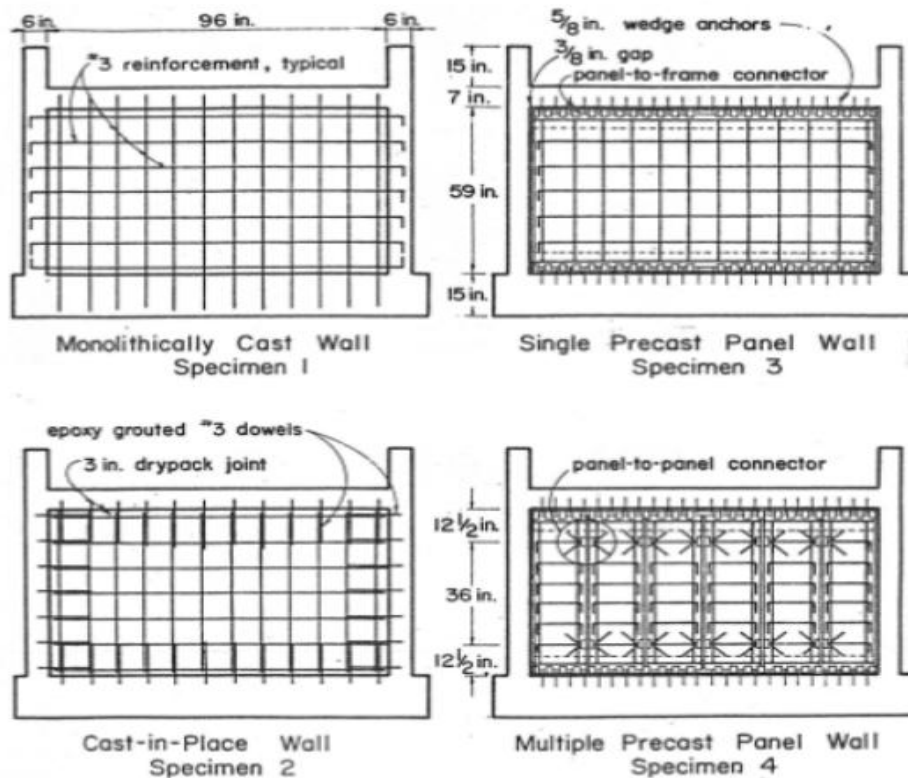
$M'$ ,  $N'$  είναι η ροπή και αξονική δύναμη που ασκούνται στο τοίχωμα μετά την επέμβαση και  $z$  είναι ο καμπτικός μοχλοβραχίονας της διατομής του τοιχώματος κατά την έννοια του μήκους του.

## 2.5 ΠΕΙΡΑΜΑΤΑ ΑΠΟ ΤΗ ΔΙΕΘΝΗ ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

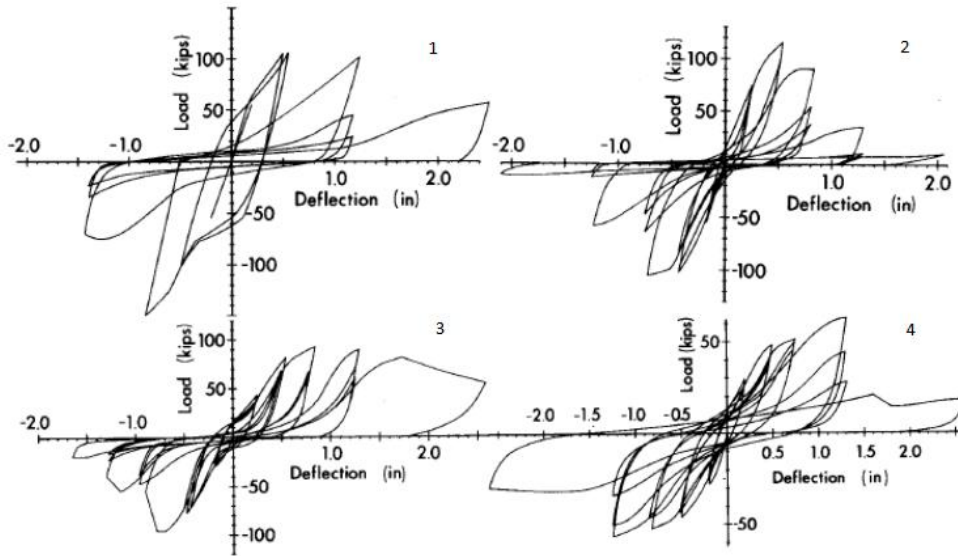
Στην ενότητα αυτή παρουσιάζονται κάποια πειράματα από τη διεθνή βιβλιογραφία που αφορούν πλαίσια ενισχυμένα με εμφατνούμενα τοιχώματα. Σκοπός της παρουσίασής τους στην διπλωματική αυτή είναι η κατανόηση της συμπεριφοράς των εμφατνούμενων πλαισίων με τοιχώματα από ωπλισμένο σκυρόδεμα.

### 2.5.1 Kahn et al (1979)

Μια από τις πρώτες πειραματικές μελέτες που διερευνά την ενίσχυση πλαισίων με εμφανιζόμενα τοιχώματα έγινε στο πανεπιστήμιο του Michigan το 1979. Στη μελέτη αυτή υποβλήθηκαν σε στατική ανακυκλιζόμενη φόρτιση τέσσερα μονώροφα πλαίσια ενός ανοίγματος, το άνοιγμα των οποίων είχε εμφανισθεί με διαφορετικούς τρόπους. Στο πρώτο δοκίμιο το τοίχωμα είχε σκυροδετηθεί ταυτόχρονα με το πλαίσιο που το περιβάλλει. Στο δεύτερο δοκίμιο αρχικά κατασκευάστηκε και σκυροδετήθηκε το πλαίσιο και σε επόμενη φάση σκυροδετήθηκε το τοίχωμα με έγχυτο σκυρόδεμα. Η σύνδεση του τοιχώματος με το πλαίσιο έγινε με τη χρήση βλήτρων σε όλη την έκταση της διεπιφάνειας πλαισίου-τοιχώματος, στην οποία μάλιστα είχε τοποθετηθεί και ένεμα υψηλής αντοχής (47MPa). Στο τρίτο δοκίμιο το φάτνωμα αποτελούταν από ένα προκατασκευασμένο τοίχωμα το οποίο συνδέθηκε με το πλαίσιο μέσω ειδικών πλακών οι οποίες είχαν συνδεθεί μόνο στην βάση και τη κορυφή του τοιχώματος. Οι πλάκες αυτές συγκολλήθηκαν με έναν ειδικό σύνδεσμο ο οποίος είχε τοποθετηθεί μόνο στις δοκούς, με τη χρήση σφηνοειδών αγκυρίων. Μεταξύ του πάνελ και των υποστυλωμάτων του πλαισίου υπήρχε ένα κενό (1cm) ώστε να αποφευχθεί η διατμητική αστοχία των υποστυλωμάτων. Το τέταρτο δοκίμιο αποτελούνταν από έξι προκατασκευασμένα πάνελα τα οποία συνδέθηκαν μόνο με τις δοκούς, με τρόπο όμοιο με εκείνο του τρίτου δοκιμίου, και απείχαν μεταξύ τους 0,6 cm, ενώ τα ακραία πάνελα απείχαν από τα υποστυλώματα 1cm. Στα παρακάτω σχήματα φαίνεται η γεωμετρία και η όπλιση των δοκιμίων καθώς και η απόκριση τους σε ανακυκλιζόμενη φόρτιση σε όρους φορτίου -μετατόπισης.



Σχήμα 2.20 Γεωμετρία και όπλιση δοκιμίων των Kahn et al



**Σχήμα 2.21** Αποτελέσματα ανακυκλιζόμενης φόρτισης

Το πρώτο δοκίμιο, που είχε κατασκευαστεί μονολιθικά, συμπεριφέρθηκε ως διατμητικό τοίχωμα. Αρχικά ρηγματώθηκε στην ένωση του τοιχώματος με τη δοκό θεμελίωσης, διέρρευσαν οι σπλισμοί στη βάση και στη συνέχεια αστόχησε διατμητικά το θλιβόμενο υποστυλώμα, κάτι που είχε σαν αποτέλεσμα την απομείωση του μέγιστου φορτίου στους επόμενους κύκλους φόρτισης.

Στο δεύτερο δοκίμιο παρατηρήθηκε ψαθυρή αστοχία του ενέματος που είχε τοποθετηθεί κάτω από τη δοκό και έτσι εξαιτίας αυτής της αστοχίας στη διεπιφάνεια δοκού-τοιχώματος τα υποστυλώματα παρέλαβαν το μεγαλύτερο μέρος της τέμνουσας με αποτέλεσμα τη διατμητική τους αστοχία. Έτσι το δοκίμιο αυτό, αν και είχε σχεδόν την ίδια αντοχή με το πρώτο δοκίμιο, απορρόφησε λιγότερη ενέργεια (κατά περίπου 50%).

Στο τρίτο δοκίμιο (προκατασκευασμένο πάνελ) παρατηρήθηκε μια ασυμμετρία στην απόκριση κατά τις δύο διευθύνσεις φόρτισης (θετική-αρνητική). Αυτό συνέβη διότι αστόχησαν κάποια από τα σφηνωμένα αγκύρια στη σύνδεση της βάσης με αποτέλεσμα να αστοχήσει διατμητικά η άνω δοκός του πλαισίου κατά την αρνητική φόρτιση. Στη θετική φόρτιση η αστοχία αυτή δεν επηρέασε σημαντικά την αντοχή του δοκιμίου καθώς η εξόλευση των αγκυρίων ήταν μικρή και έτσι κατά τη φορά αυτή το δοκίμιο επέδειξε σημαντική πλαστιμότητα η οποία μάλιστα οφείλεται και στο κενό μεταξύ τοιχώματος και υποστυλώματος το οποίο απέτρεψε τη διατμητική αστοχία του υποστυλώματος.

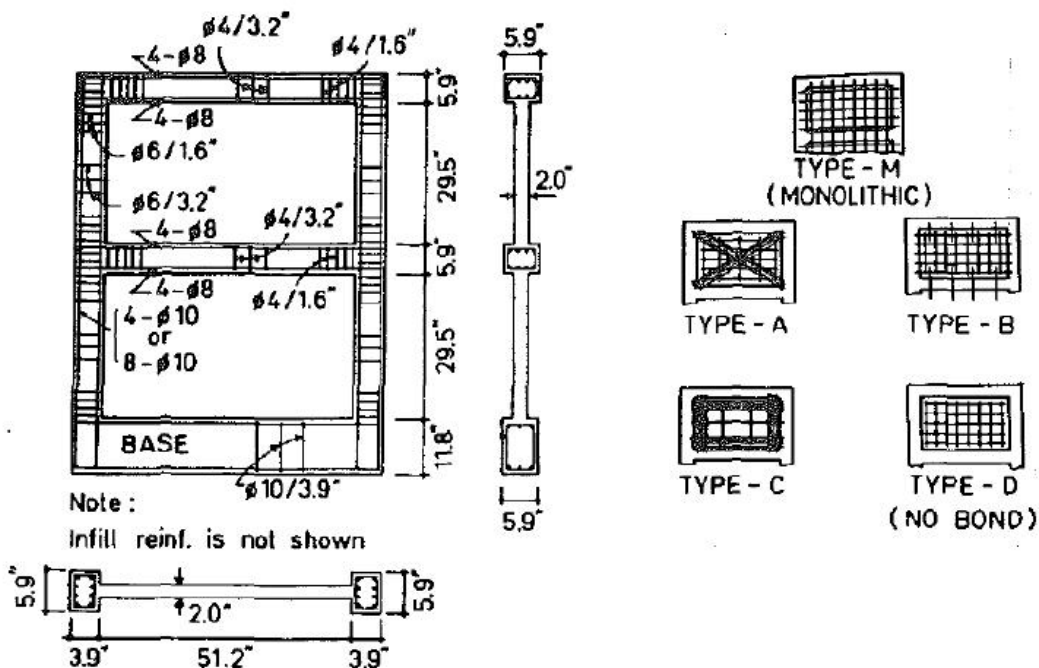
Τέλος το τέταρτο δοκίμιο (σειρά προκατασκευασμένων πανέλων) συμπεριφέρθηκε ως μια σειρά υψίκορμων δοκών με πακτωμένα άκρα. Οι κατακόρυφοι σπλισμοί διέρευσαν και όταν η μετακίνηση έγινε διπλάσια της μετακίνησης διαρροής ήρθαν σε επαφή με αποτέλεσμα να προκληθεί θλιπτική αστοχία στα σημεία επαφής. Τέλος σε μεγάλες μετατοπίσεις τα πενέλα ήρθαν σε επαφή με τα υποστυλώματα με αποτέλεσμα την διατμητική αστοχία των υποστυλωμάτων. Το δοκίμιο αυτό αν και είχε τις μικρότερες αντοχές σε σχέση με τα προηγούμενα ανέπτυξε ικανοποιητική πλαστιμότητα.

Συμπερασματικά λοιπόν παρατηρήθηκε πως η διατμητική αστοχία των υποστυλωμάτων απομείωσε γρήγορα τις αντοχές των δοκιμών. Θα πρέπει λοιπόν να ενισχυθούν τα υποστυλώματα (π.χ. με τη χρήση μανδύων από Ω/Σ ή FRP) ώστε να αυξηθεί η περίσφυξη του πυρήνα του υποστυλώματος και να αυξηθεί η διατμητική του αντοχή.

### 2.5.2 Altin S. et al (1992)

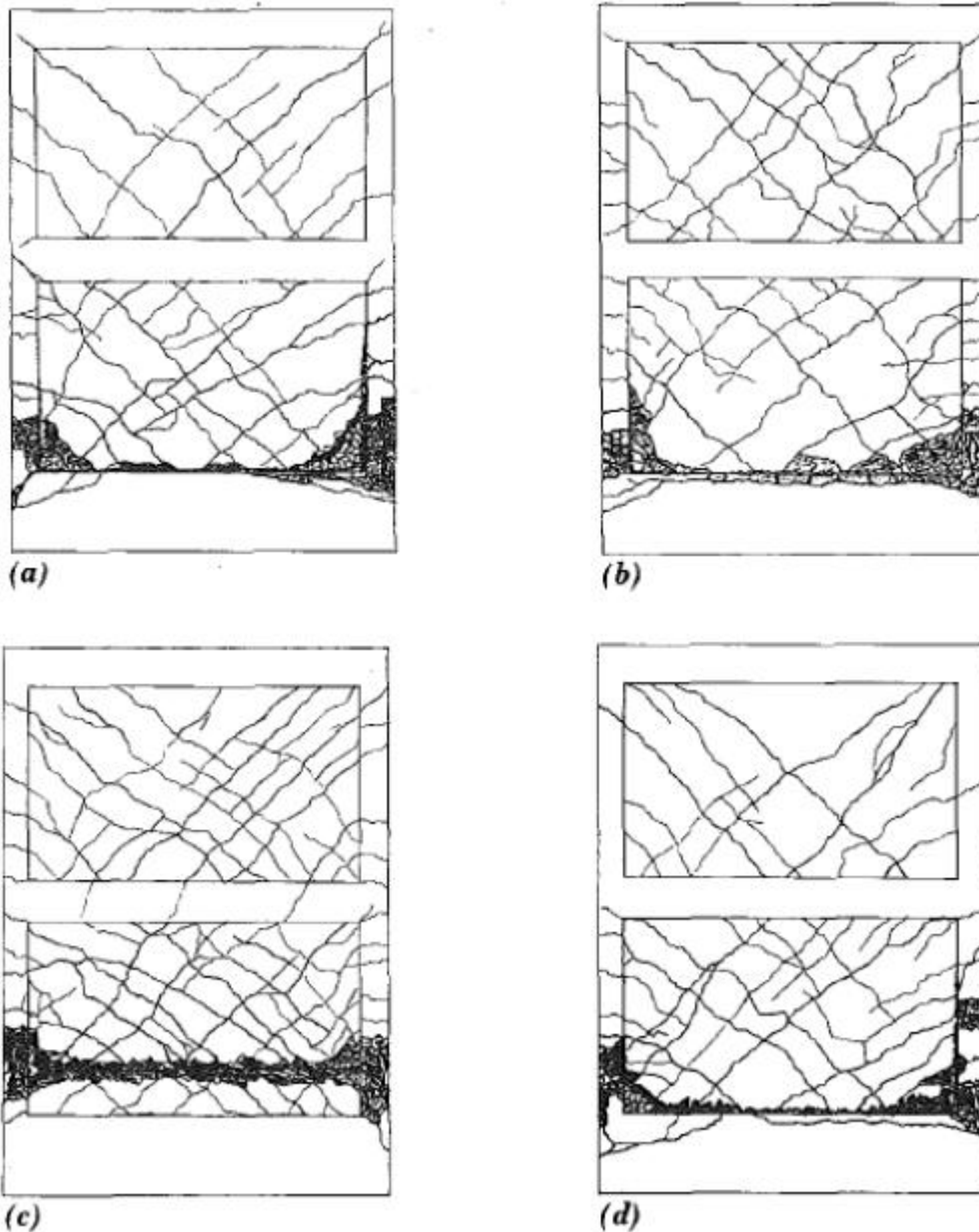
Όπως παρουσιάζεται στη διπλωματική εργασία του Σωτηριάδη Δημήτρη (Σωτηριάδης 2011) και παρατίθεται αυτούσια εδώ: "Ο κύριος στόχος αυτής της πειραματικής έρευνας ήταν η διερεύνηση της συμπεριφοράς και της φέρουσας ικανότητας πλαισίων από οπλισμένο σκυρόδεμα στα οποία εμφανίζονται τοιχώματα από οπλισμένο σκυρόδεμα. Συγκεκριμένα, διερευνήθηκαν η αντοχή, η δυσκαμψία, η απορρόφηση ενέργειας, η παραμόρφωση και ο μηχανισμός αστοχίας πλαισίων με τέσσερις διαφορετικούς τύπους τοιχωμάτων. Ακόμη, διερευνήθηκε η επίδραση του αξονικού φορτίου και το ποσοστό διαμήκους οπλισμού στα υποστυλώματα.

Για τη διεξαγωγή των πειραμάτων επιλέχθηκε ένα διώροφο πλαίσιο ενός φανώματος το οποίο διέθετε ισχυρές δοκούς και ασθενή υποστυλώματα. Για τα τοιχώματα επιλέχθηκαν τέσσερις διαφορετικές διατάξεις οπλισμού και σύνδεσής τους με το περιβάλλον πλαίσιο (Σχ 2.22). Στη διάταξη Α διαγώνιες ράβδοι συγκολλήθηκαν στον οπλισμό του πλαισίου. Στη διάταξη Β, οι κατακόρυφες ράβδοι οπλισμού του τοιχώματος ματίστηκαν σε βλήτρα που τοποθετήθηκαν στις δοκούς ενώ οι οριζόντιες ράβδοι συγκολλήθηκαν στον οπλισμό του πλαισίου. Στη διάταξη C οι ράβδοι που συγκεντρώνονταν στα σύνορα του τοιχώματος συγκολλήθηκαν στον οπλισμό του πλαισίου ενώ στη διάταξη D δεν υπήρχε καμία σύνδεση μεταξύ τοιχώματος και πλαισίου. Στη διάταξη M ο οπλισμός του τοιχώματος αγκυρώθηκε επαρκώς στα στοιχεία του πλαισίου και το τοίχωμα σκυροδετήθηκε ταυτόχρονα με το πλαίσιο, δημιουργώντας μονολιθικά δοκίμια. Μεταξύ των δοκιμών υπήρχε και ένα γυμνό πλαίσιο.



Σχήμα 2.22 Γεωμετρία και όπλιση δοκιμών

Σε όλα τα εμφανιζόμενα δοκίμια, οι πρώτες ρωγμές εμφανίστηκαν στα υποστυλώματα του 1ου ορόφου. Καθώς αυξάνονταν οι κύκλοι φόρτισης, εμφανίστηκαν διαγώνιες ρωγμές στο τοίχωμα του 1ου ορόφου αρχικά και στη συνέχεια στο τοίχωμα του 2ου ορόφου. Σε φορτίο που πλησίαζε το μέγιστο, παρατηρήθηκε διαχωρισμός του τοιχώματος και του πλαισίου εκτός από τα μονολιθικά δοκίμια. Χαρακτηριστικός ήταν ο σχηματισμός μιας οριζόντιας ρωγμής κατά μήκος της δοκού θεμελίωσης που συνέπεσε με τη διαρροή των υποστυλωμάτων. Σε μεγαλύτερο φορτίο, το τοίχωμα ολίσθησε κατά μήκος αυτής της ρωγμής.

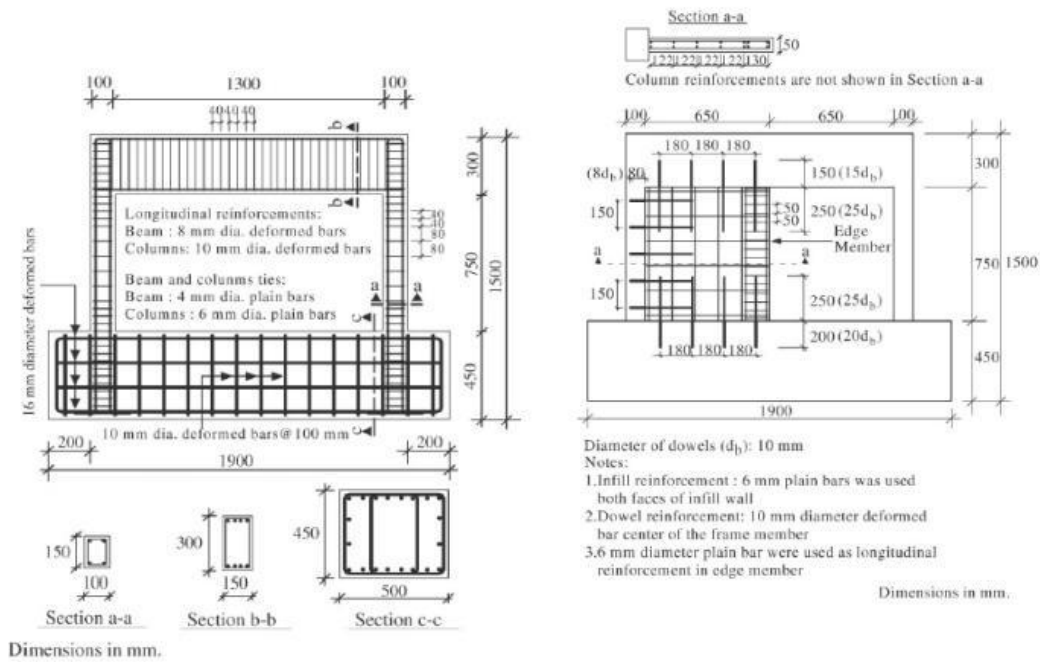


**Σχήμα 2.23** Εικόνα αστοχίας για α) δοκίμιο τύπου Α, b) δοκίμιο τύπου Β, c) μονολιθικό δοκίμιο, d) δοκίμιο τύπου C.

Γενικά, όλα τα εμφανιζόμενα δοκίμια συμπεριφέρθηκαν σχεδόν ελαστικά μέχρι το μέγιστο φορτίο ενώ αργότερα παρατηρήθηκε κάποια πλαστιμότητα με μειωμένο φορτίο. Η αντοχή και η αρχική δυσκαμψία όλων των εμφανιζόμενων δοκιμών ήταν σημαντικά μεγαλύτερη από αυτή του γυμνού πλαισίου ακόμη και αυτού στο οποίο το τοίχωμα δεν συνδέθηκε με το πλαίσιο. Επίσης, παρατηρήθηκε πως αύξηση του διαμήκους σπλισμού των υποστυλωμάτων ή η παρουσία αξονικού θλιπτικού φορτίου σε αυτά, αυξάνει την αντοχή των πλαισίων και την αρχική τους δυσκαμψία. Σε σχέση με τα μονολιθικά δοκίμια, τα πλαίσια με εμφανιζόμενα τοιχώματα επέδειξαν ελαφρώς μικρότερη αντοχή και αρχική δυσκαμψία".

### 2.5.3 Anil O. et al (2007)

Στην παρούσα έρευνα έγιναν συνολικά εννέα πειράματα στα οποία εμφανιώθηκαν ,πλήρως ή μερικώς, μονώροφα πλαίσια σπλισμένου σκυροδέματος ενός ανοίγματος και υποβλήθηκαν σε οριζόντια ανακυκλιζόμενη φόρτιση. Το πρώτο δοκίμιο ήταν ένα γυμνό πλαίσιο ενώ το δεύτερο ήταν ένα μονολιθικό δοκίμιο όπου το πλαίσιο και το φάτνωμα είχαν σκυροδετηθεί ταυτόχρονα. Τα υπόλοιπα δοκίμια (3 έως 9) αποτελούσαν από εμφανιζόμενα τοιχώματα με διαφορετικό λόγο μήκους προς ύψος, τα οποία συνδέονταν με τη βοήθεια βλήτρων με το πλαίσιο. Επειδή η παρούσα διπλωματική ασχολείται με πλήρως εμφανιζόμενα τοιχώματα παρακάτω παρουσιάζονται μόνο τα τρία πρώτα δοκίμια.



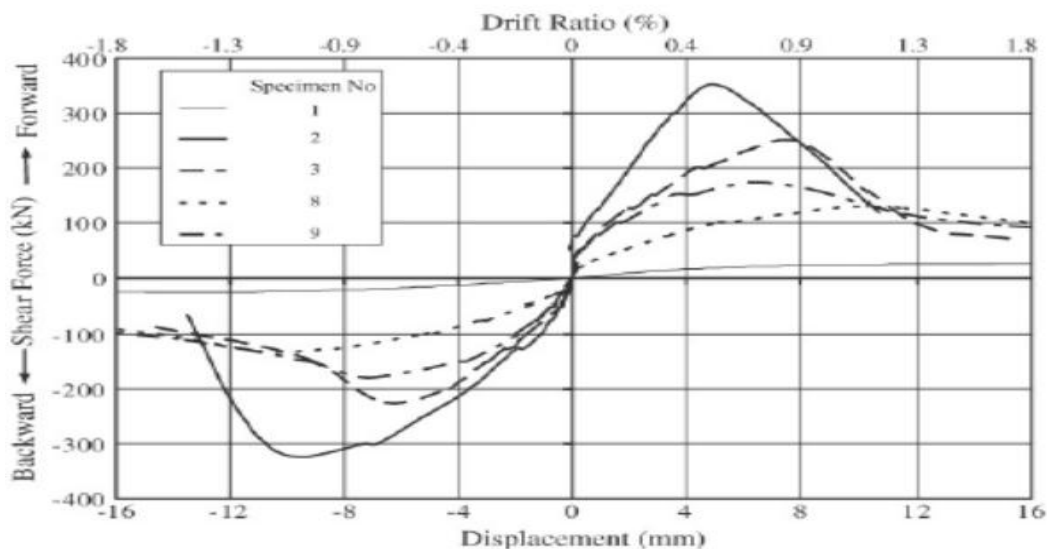
Σχήμα 2.24 Γεωμετρία και όπλιση δοκιμών των Anil et al



Εικόνα 2.5 Εικόνα δοκιμών των Anil et al στην αστοχία

Παρατηρήθηκε λοιπόν ότι στο πρώτο δοκίμιο το πλαίσιο αστόχησε καμπτικά εξαιτίας της δημιουργίας πλάγιου μηχανισμού. Το μονολιθικό δοκίμιο αστόχησε ολισθαίνοντας πάνω σε ρωγή που δημιουργήθηκε στην ένωση του τοιχώματος με τη δοκό θεμελίωσης και για το λόγο αυτό δεν πρόλαβε να ενεργοποιηθεί ικανοποιητικά ο διαγώνιος θλιπτήρας του φατώματος. Αντίθετα, το τρίτο δοκίμιο αστόχησε όταν ο διαγώνιος θλιπτήρας ξεπέρασε τη θλιπτική του αντοχή. Εδώ η παρουσία αρκετών βλήτρων στη διεπιφάνεια τοιχώματος-δοκού θεμελίωσης, με επαρκές μήκος αγκύρωσης, απέτρεψαν την ολίσθηση και έτσι αναπτύχθηκε πλήρως ο διαγώνιος θλιπτήρας.

Παρακάτω φαίνεται ένα συγκριτικό διάγραμμα φορτίου μετακίνησης στο οποίο περιλαμβάνονται και τα δοκίμια 1,2 και 3 που αναλύσαμε προηγουμένως. Οι καμπύλες αντιστοιχούν στην περιβάλλουσα των βρόχων που δημιούργησε η ανακυκλιζόμενη φόρτιση.



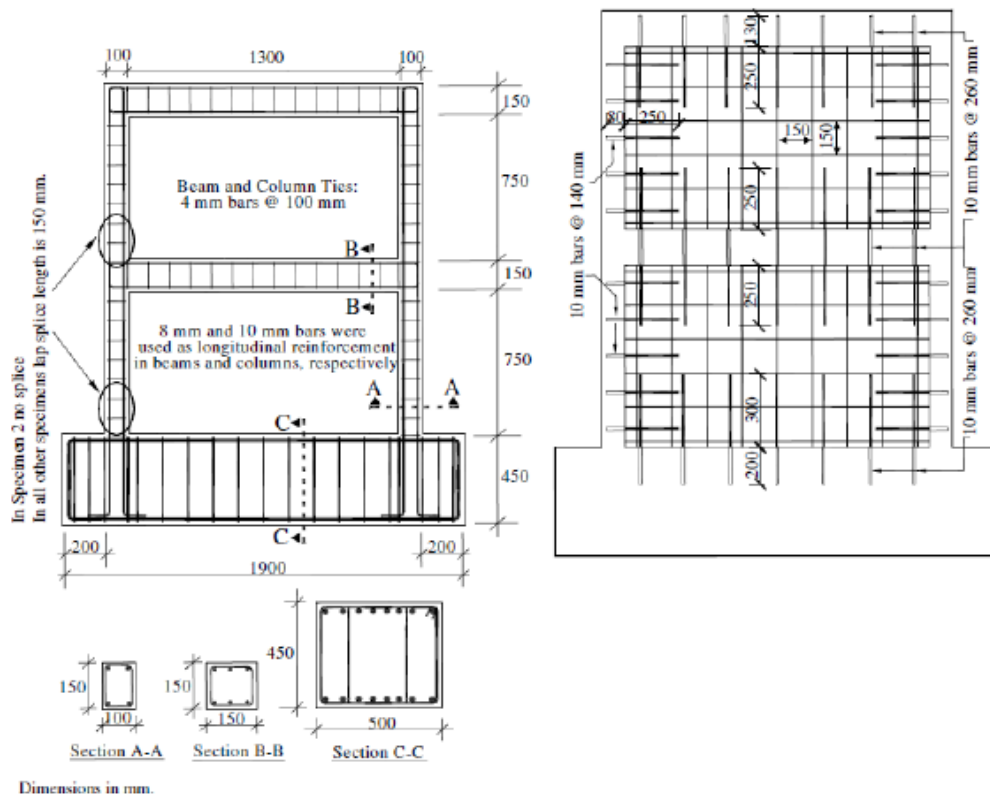
Σχήμα 2.25 Περιβάλλουσες καμπύλες φορτίου μετατόπισης

#### 2.5.4 Altin S. et al. (2008)

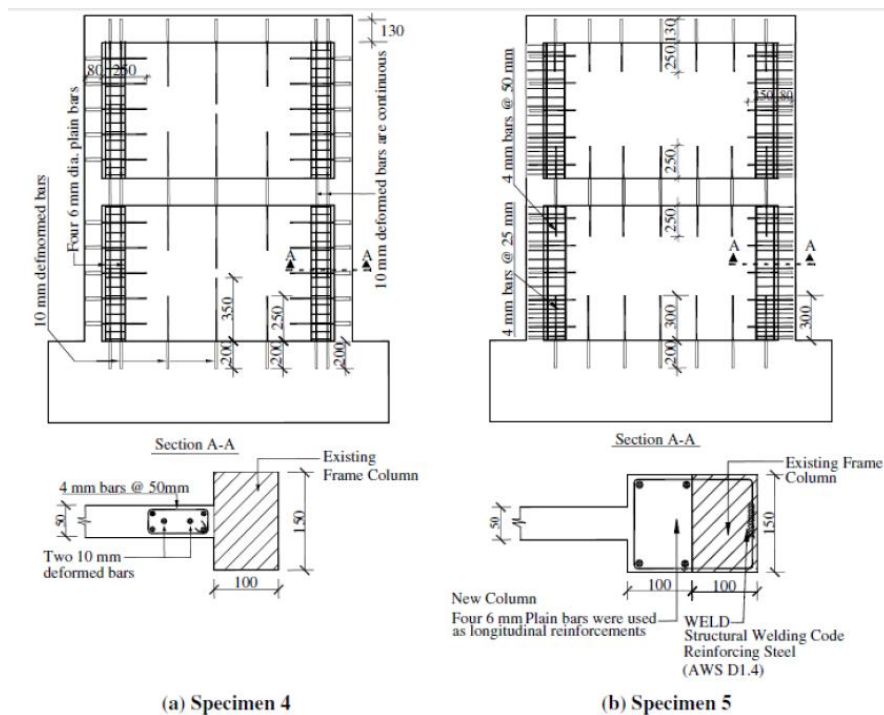
Όπως παρουσιάζεται στη διπλωματική εργασία του Σωτηριάδη Δημήτρη (Σωτηριάδης 2011) και παρατίθεται αυτούσια εδώ: "Ο στόχος της έρευνας, που παρουσιάζεται στη συγκεκριμένη δημοσίευση είναι η ανάπτυξη μιας τεχνικής ενίσχυσης υποστυλωμάτων με ανεπαρκή μήκη αναμονών, ενώ παράλληλα γίνεται εμφάνιση τοιχώματος από Ο/Σ. Οι τεχνικές που αναπτύχθηκαν είναι: (α) προσθήκη συνεχών διαμήκων οπλισμών καθ' ύψος των δυο ορόφων του πλαισίου σε συνοριακά στοιχεία του τοιχώματος, (β) κατασκευή νέων υποστυλωμάτων και στις 2 δυο πλευρές των τοιχωμάτων, (c) συγκόλληση αναμονών υποστυλωμάτων.

Διεξήχθησαν δοκιμές κλίμακας (1/3) όπου τα πλαίσια υποβλήθηκαν σε ανακυκλιζόμενη πλευρική φόρτιση. Στα σχήματα 2.26-2.28 παρουσιάζονται τα δοκίμια με τις λεπτομέρειες όπλισης και τις διάφορες τεχνικές ενίσχυσης. Σε κάθε στάδιο φόρτισης το 1/3 της

τέμνουσας βάσης ασκούταν στον 1ο όροφο και τα 2/3 αυτής στο 2ο όροφο. Δεν ασκήθηκε αξονικό φορτίο στα δοκίμια.

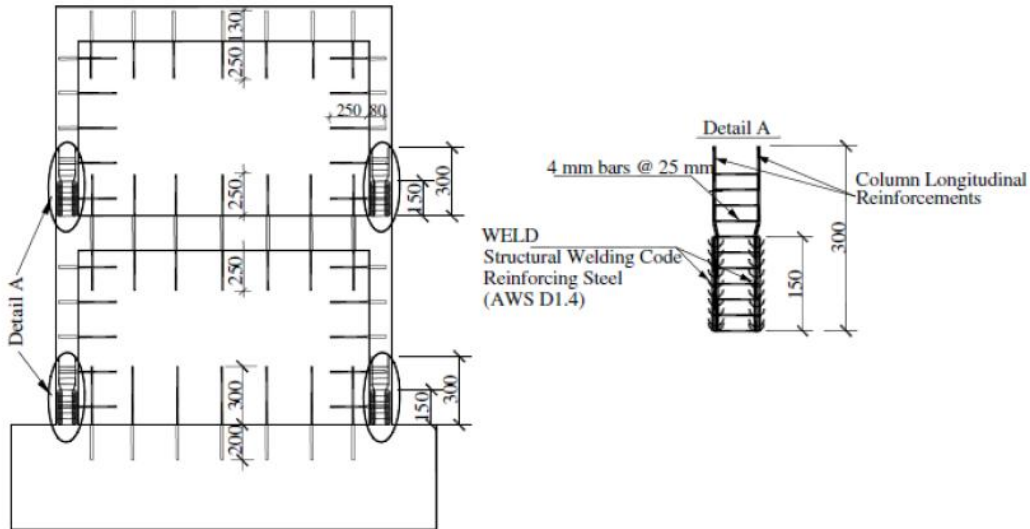


Σχήμα 2.26 Γεωμετρία και όπλιση πλαισίων των Altin et al



Σχήμα 2.27: Περιγραφή ενίσχυσης δοκίμων 4 και 5



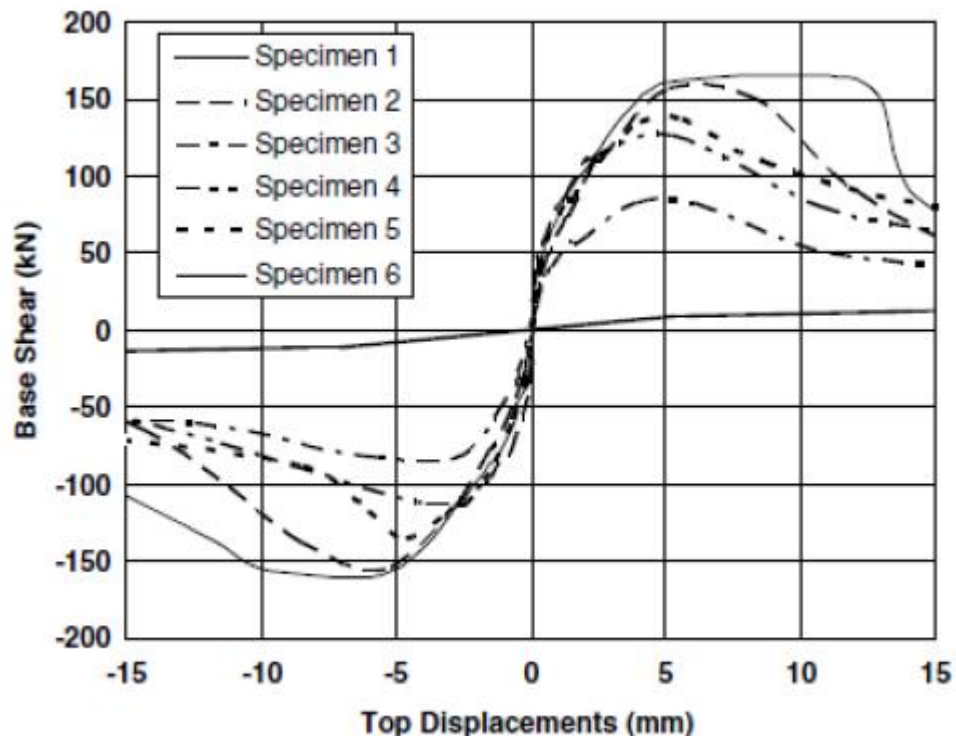


Σχήμα 2.28: Περιγραφή ενίσχυσης δοκιμών 6

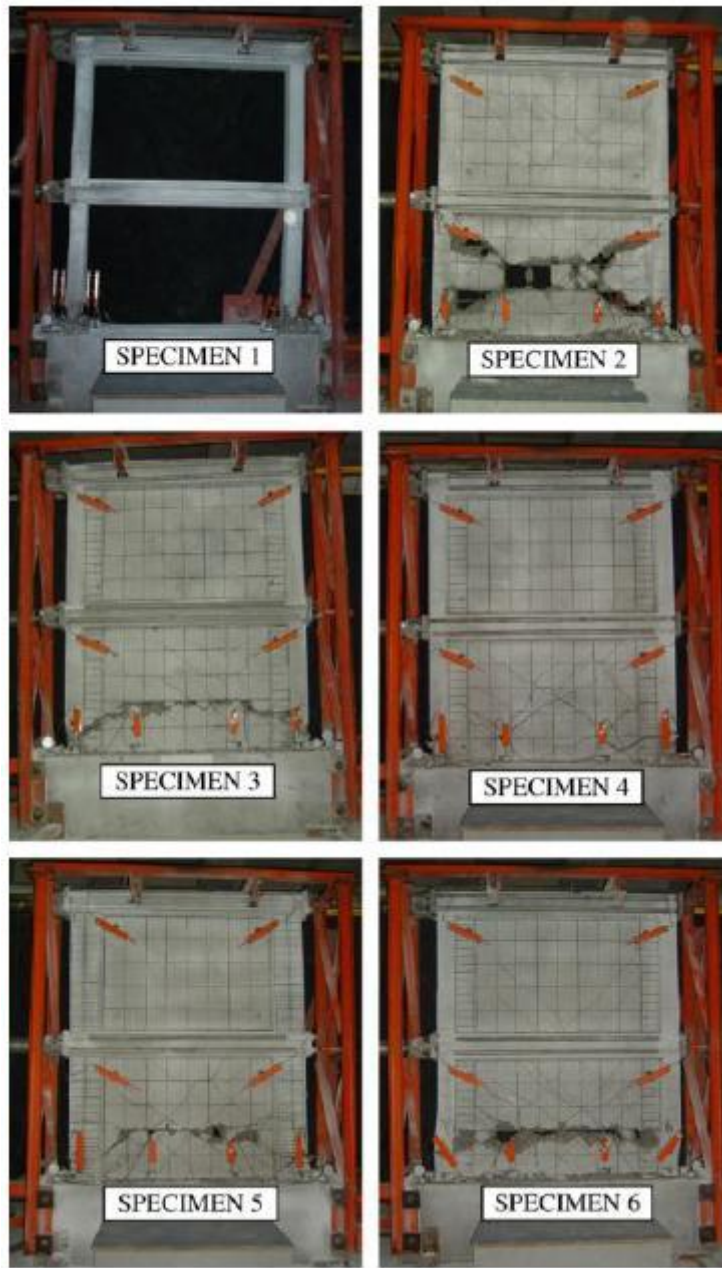
### Συμπεράσματα της έρευνας

- Η τοπική ενίσχυση των περιοχών των αναμονών των υποστυλωμάτων βελτίωσε σημαντικά την αντοχή και τη δυσκαμψία σε σύγκριση με το δοκίμιο 3 το οποίο δεν ενισχύθηκε.
- Η μεγαλύτερη βελτίωση παρατηρήθηκε στο δοκίμιο 6
- Όλα τα πλαίσια με εμφανιζόμενα τοιχώματα έφτασαν το μέγιστο πλευρικό φορτίο σε ποσοστό μετακίνησης του 1ου ορόφου 0.3%.
- Δεν παρατηρήθηκε ολίσθηση ή απομάκρυνση των διατμητικών συνδέσμων σε κανένα δοκίμιο.
- Καμπτικές ρωγμές ξεκίνησαν και συγκεντρώθηκαν στις περιοχές των αναμονών των υποστυλωμάτων.
- Το γυμνό πλαίσιο ( δοκίμιο 1) παρουσίασε καμπτικό μηχανισμό υποστυλωμάτων και αστόχησε λόγω εξόλκευσης του διαμήκους οπλισμού στο επίπεδο της δοκού θεμελίωσης.
- Το δοκίμιο 2 με συνεχή διαμήκη οπλισμό αστόχησε επειδή εμφανίστηκε μεγάλος αριθμός διατμητικών ρωγμών στο τοίχωμα του 1ου ορόφου και το σκυρόδεμα στην περιοχή εκείνη αποδιοργανώθηκε. Από την εικόνα της αστοχίας φαίνεται πως ο διαγώνιος θλιπτήρας του τοιχώματος δεν ενεργοποιήθηκε κατά τη γωνία της διαγωνίου του τοιχώματος αλλά σε μεγαλύτερη ( ως προς την οριζόντια). Στην απόληξη των βλήτρων της θεμελίωσης μέσα στο τοίχωμα εμφανίστηκε οριζόντια ρωγμή.
- Το δοκίμιο 3 , που δεν ενισχύθηκε στην περιοχή των αναμονών, αστόχησε λόγω ολίσθησης του διαμήκους οπλισμού των υποστυλωμάτων του πλαισίου. Το τοίχωμα ολίσθησε κατά μήκος μιας μεγάλης οριζόντιας ρωγμής που σχηματίστηκε στην άκρη των βλήτρων αγκύρωσης στη δοκό θεμελίωσης.
- Το δοκίμιο 4 παρουσίασε ολίσθηση του διαμήκους οπλισμού των υποστυλωμάτων και τελικά αστόχησε ολισθαίνοντας κατά μήκος των διατμητικών κλειδών ( shear keys) που σχηματίστηκαν στον 1ο όροφο.

- Τα δοκίμια 5 και 6 αστόχησαν λόγω ολίσθησης κατά μήκος οριζόντιας ρωγμής που σχηματίστηκε στην άκρη των βλήτρων της δοκού θεμελίωσης. Αυτό αποδόθηκε στο « σήκωμα» της κρίσιμης διατομής στη θέση που καταλήγουν τα βλήτρα αυτά.
- Το δοκίμιο 5 επέδειξε τη μεγαλύτερη δυσκαμψία από όλα τα δοκίμια με εμφάνιση.
- Η μικρότερη ενέργεια απορροφήθηκε από το δοκίμιο 3 ενώ το δοκίμιο 6 απορρόφησε την περισσότερη.
- Στο σχηματισμό της μεγάλης οριζόντιας ρωγμής στην απόληξη των βλήτρων της θεμελίωσης μέσα στο τοίχωμα , ίσως συνέβαλε το μεγάλο μήκος έμπηξης αυτών στο τοίχωμα (περίπου το μισό από το συνολικό ύψος του τοιχώματος).
- Η πλήρης ενεργοποίηση του διαγώνιου θλιπτήρα του τοιχώματος φαίνεται να συνέβη μόνο στο δοκίμιο 4 το οποίο ενισχύθηκε με συντορικά στοιχεία στα άκρα του τοιχώματος. Σε αυτό ίσως συνέβαλε η ύπαρξη των στοιχείων αυτών τα οποία μπορεί να προσφέρουν κάποια περίσφιξη σε εκείνη την περιοχή.
- Η κατασκευή νέων υποστυλωμάτων και η ενίσχυση της περίσφιξης σε αρκετό βαθμό (δοκίμιο 5), δεν προσφέρει ανάλογη αύξηση της φέρουσας ικανότητας του πλαισίου σε σχέση με την ενίσχυση των άκρων του τοιχώματος (δοκίμιο 4) παρά το γεγονός ότι στη δεύτερη περίπτωση τα κατακόρυφα βλήτρα είναι λιγότερα και δεν υπάρχουν καθόλου οριζόντια βλήτρα που να συνδέουν το τοίχωμα με τα υποστυλώματα του πλαισίου.
- Σε αρκετές περιπτώσεις δοκιμών , οι ανεπαρκείς αναμονές των υποστυλωμάτων δεν επέτρεψαν την πλήρη ανάπτυξη της τους αντοχής σε τέμνουσα ".



Σχήμα 2.29: Περιβάλλουσες καμπύλες φορτίου μετατόπισης



Εικόνα 2.30 Αστοχία δοκιμών των Altin et al



## 3. ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΜΕ ΤΟ ΛΟΓΙΣΜΙΚΟ OPENSEES

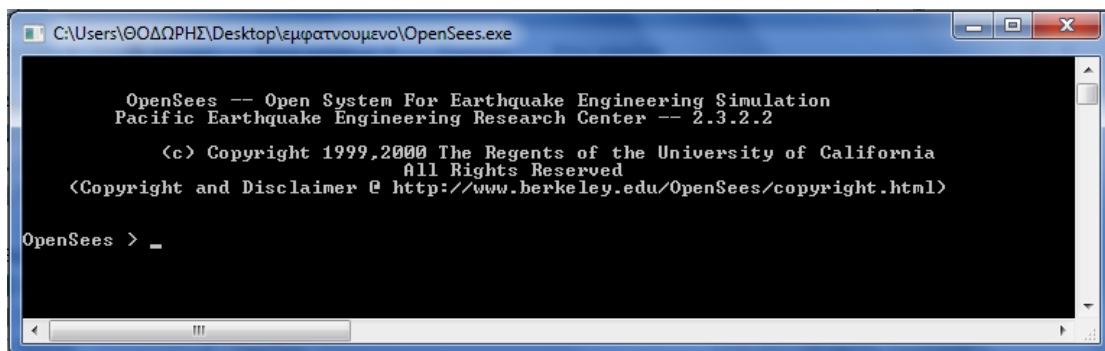
### 3.1 ΕΣΑΓΩΓΗ

Το OpenSees (Open System for Earthquake Engineering Simulation) είναι ένα εξειδικευμένο λογισμικό πεπερασμένων στοιχείων που αναπτύχθηκε στη δυτική ακτή των Η.Π.Α, από το Pacific Earthquake Engineering Research Center, με κύριο σκοπό την ανάλυση της σεισμικής συμπεριφοράς των κατασκευών. Παρέχει στους χρήστες πληθώρα επιλογών καθώς διαθέτει μεγάλο εύρος στοιχείων (γραμμικά, επιφανειακά, χωρικά) που μπορούν να συνδυαστούν με σύνθετους νόμους υλικών, ώστε να μπορέσουν να προσεγγίσουν, όσο το δυνατόν καλύτερα, την πραγματική συμπεριφορά των εκάστοτε κατασκευών μέσω μη γραμμικών αναλύσεων στατικών και δυναμικών αναλύσεων.

Αξίζει να σημειωθεί ότι το λογισμικό αυτό είναι ανοιχτού κώδικα, ενθαρρύνοντας έτσι το χρήστη όχι μόνο να μελετήσει τον κώδικα αλλά και να επέμβει σε αυτόν, εξελίσsonτάς τον. Στα θετικά του προγράμματος προσμετράται και η λειτουργία μιας διαδικτυακής πλατφόρμας (message board) στην οποία οι χρήστες ανταλλάσσουν πληροφορίες και ενημερώνονται για διάφορα επιστημονικά θέματα που αφορούν το λογισμικό και τη χρήση του. Η συμμετοχή μου σε τέτοιες συζητήσεις ήταν ιδιαίτερα ενδιαφέρουσα και επικοινωνιακή.

Στο OpenSees η εισαγωγή του προσομοιώματος και των παραμέτρων της ανάλυσης γίνεται μέσω εντολών οι οποίες εκτελούνται με τη βοήθεια ενός διερμηνέα που είναι προγραμματισμένος σε γλώσσα Tcl. Ένα από τα λίγα μειονεκτήματα του προγράμματος είναι η απουσία γραφικών η οποία δυσκολεύει το χρήστη καθώς δεν υπάρχει εύκολη εποπτεία του προσομοιώματος. Ωστόσο η χρήση εντολών της Tcl κατά τη μόρφωση του φορέα και την εκτέλεση των αναλύσεων μπορεί να βοηθήσει τόσο στην αποφυγή σφαλμάτων όσο και στην ευκολότερη χρήση του λογισμικού.

Στα πλαίσια αυτής της διπλωματικής το OpenSees χρησιμοποιήθηκε για την εκτέλεση στατικών μονοτονικών αναλύσεων σε φορείς από οπλισμένο σκυρόδεμα. Συγκεκριμένα, προσομοιώθηκαν πλαισιωτοί φορείς από ωπλισμένο σκυρόδεμα ενισχυμένοι με εμφαντούμενα τοιχώματα. Στο κεφάλαιο αυτό γίνεται μια περιγραφή της προσομοίωσης των φορέων αυτών στο OpenSees και αναλύονται λεπτομερώς τα είδη των πεπερασμένων στοιχείων, οι νόμοι των υλικών και οι παράμετροι της ανάλυσης που χρησιμοποιήθηκαν.



Εικόνα 3.1 : Παράθυρο εισαγωγής εντολών

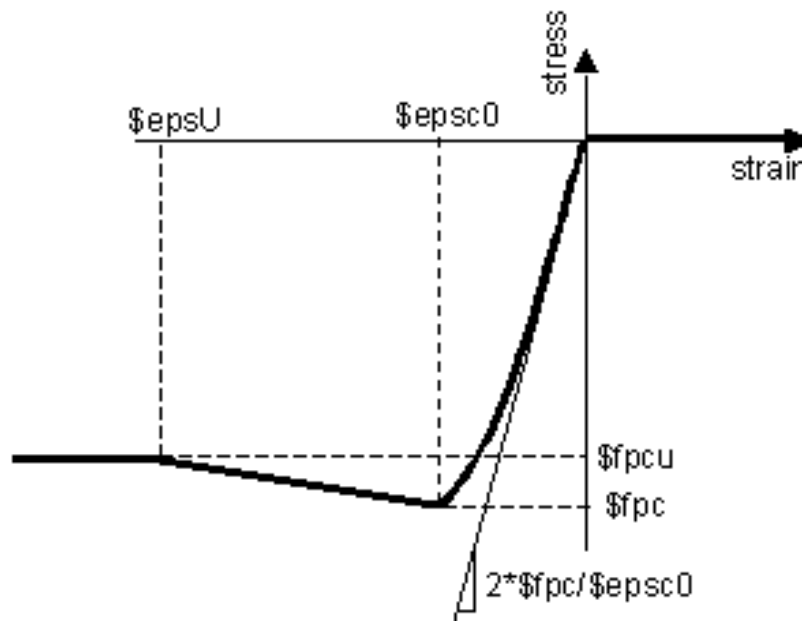
## 3.2 ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΠΛΑΙΣΙΩΝ ΑΠΟ Ω/Σ

Για την προσομοίωση τόσο των γυμνών όσο και των εμφανιζόμενων πλαισίων χρησιμοποιήθηκαν μη γραμμικά ραβδόμορφα πεπερασμένα στοιχεία. Τα στοιχεία αυτά είναι κατανεμημένης πλαστικότητας και η διατομή τους διακριτοποιείται σε ίνες (*fibers*). Κάθε ομάδα ινών μπορεί να έχει το δικό της νόμο τάσεων παραμορφώσεων, ανάλογα με το υλικό που αντιπροσωπεύει. Αρχικά λοιπόν ορίζονται τα υλικά και η διατομή ενός φορέα και στη συνέχεια τα δομικά του στοιχεία.

### 3.2.1 Υλικά

#### 3.2.1.1 Σκυρόδεμα

Το OpenSees διαθέτει αρκετούς νόμους τάσεων-παραμορφώσεων για το σκυρόδεμα. Στη διπλωματική αυτή χρησιμοποιήθηκε το **Concrete01 Material - Zero Tensile Strength** στο οποίο είναι ενσωματωμένος ο νόμος των **Kent-Scott-Park** (σχήμα 3.1). Το υλικό αυτό θεωρεί μηδενικές τις εφελκυστικές αντοχές του σκυροδέματος ακόμα και πριν τη ρηγμάτωσή του.



Σχήμα 3.1 : Καταστατικός νόμος σκυροδέματος Concrete01

Το υλικό ενεργοποιείται με την εντολή :

```
uniaxialMaterial Concrete01 $matTag $fpc $\epsilon_{psc0} $fpcu $\epsilon_{psU}
```

Οι παράμετροι οι οποίες πρέπει να εισαχθούν αναλύονται παρακάτω :

**\$matTag** : αριθμός-ταυτότητα με τον οποίο αποθηκεύεται το υλικό

**\$fpc** : η θλιπτική αντοχή του σκυροδέματος στις 28 ημέρες

**\$\epsilon\_{psc0}** : η θλιπτική παραμόρφωση για την μέγιστη αντοχή που ορίσαμε προηγουμένως

$f_{rcu}$  : η τάση θραύσης του σκυροδέματος

$\xi_{epsU}$  : η παραμόρφωση που αντιστοιχεί στη θραύση

Το υλικό αυτό διατηρεί την τελική αντοχή  $f_{rcu}$  ακόμα και μετά την οριακή παραμόρφωση θραύσης και γι' αυτό προτιμήθηκε να απομειωθεί η τελική αντοχή στο 20% της θλιπτικής αντοχής. Για το απερίσφιγτο σκυρόδεμα θεωρήθηκε  $f_{rcu}=0.20 \cdot f_{pc}$  ,  $\xi_{eps0}=0.002$  και  $\xi_{epsU}=0.004$ . Για παράδειγμα για ένα σκυρόδεμα C16, χαμηλής αντοχής, υιοθετήθηκε η τιμή  $f_{rcu}=3,2\text{MPa}$ .

Στην περίπτωση που θέλουμε να λάβουμε υπόψη μας την ευεργετική επίδραση της περισφιγξης , που προσφέρουν οι συνδετήρες, μπορούμε να τροποποιήσουμε το παραπάνω μοντέλο, εισάγοντας τα μηχανικά χαρακτηριστικά του περισφιγμένου σκυροδέματος μέσω των παρακάτω σχέσεων που ορίζονται στον ΚΑΝ.ΕΠΕ. Η περισφιγξη πάντως που προσφέρουν οι συνδετήρες σε μια παλιά κατασκευή είναι σχεδόν μηδενική, καθώς οι συνδετήρες έχουν αραιή διάταξη και δεν είναι καλά αγκυρωμένοι εντός του πυρήνα της διατομής.

$$f_{cd,c} = (1 + 2,5\alpha_{wd}) f_{cd} , \text{ για } \alpha_{wd} \leq 0,10 \quad (3.1.\alpha)$$

$$f_{cd,c} = (1,125 + 1,25\alpha_{wd}) f_{cd} , \text{ για } \alpha_{wd} \geq 0,10 \quad (3.1.\beta)$$

$$\epsilon_{c2,c} = 0,002 (f_{cd,c} / f_{cd})^2 \quad (3.2.\alpha)$$

$$\epsilon_{cu,c} = 0,0035 + 0,1\alpha_{wd} \quad (3.2.\beta)$$

όπου

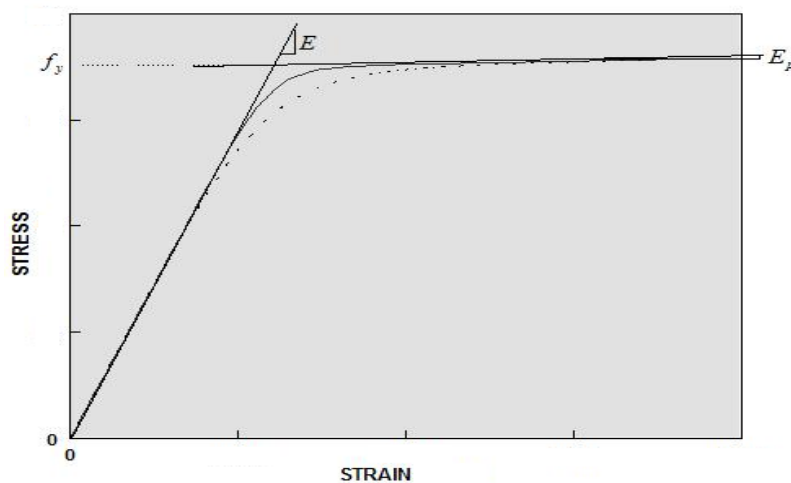
$\alpha_{wd}$  το ενεργό ποσοστό περισφιγξης

$\epsilon_{c2,c}$  η ανηγμένη παραμόρφωση που αντιστοιχεί στην  $f_{cd,c}$

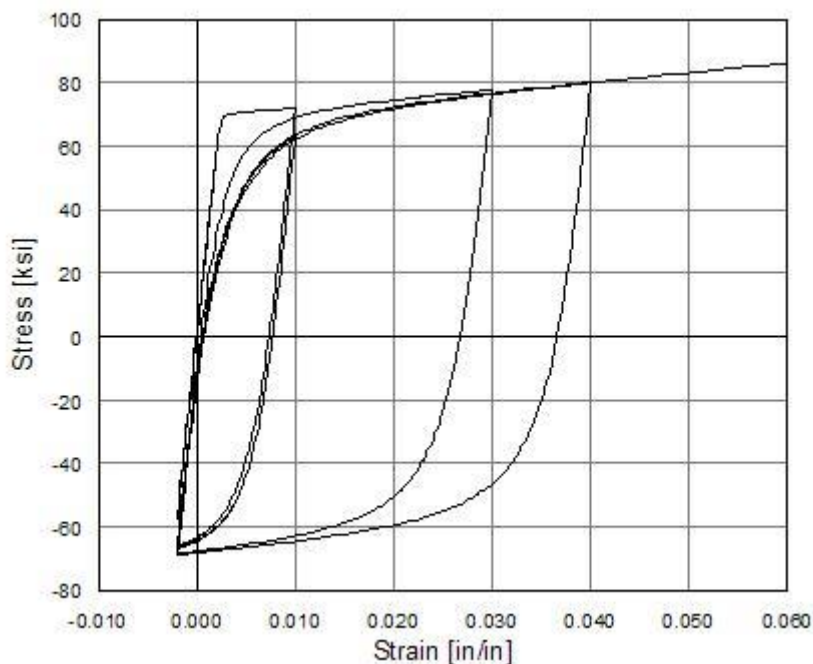
$\epsilon_{cu,c}$  η ανηγμένη παραμόρφωση που αντιστοιχεί στο  $0,85f_{cd}$  μετρούμενη στον φθιτό κλάδο του διαγράμματος  $\sigma$ - $\epsilon$  του περισφιγμένου σκυροδέματος.

### 3.2.1.2 Χάλυβας

Για την προσομοίωση του διαμήκους χάλυβα εντός της διατομής χρησιμοποιήθηκε το μοντέλο **Steel02 Material - Giuffré-Menegotto-Pinto** .



Σχήμα 3.2 : Διάγραμμα τάσεων παραμορφώσεων χάλυβα Steel02



**Σχήμα 3.3 :** Υστερτική συμπεριφορά Χάλυβα Steel02 υπό ανακύκλιση

Το υλικό ενεργοποιείται με την εντολή

**uniaxialMaterial Steel02 \$matTag \$Fy \$E \$b \$R0 \$cR1 \$cR2**

όπου οι παράμετροι που προσδιορίζουν τις ιδιότητες του υλικού είναι

**\$matTag** : ο αριθμός-ταυτότητα με τον οποίο αποθηκεύεται το υλικό

**\$Fy** : το όριο διαρροής του χάλυβα

**\$E** : η αρχική ελαστική δυσκαμψία

**\$b** : ο συντελεστής κράτυνσης ίσος με  $E_p/E$

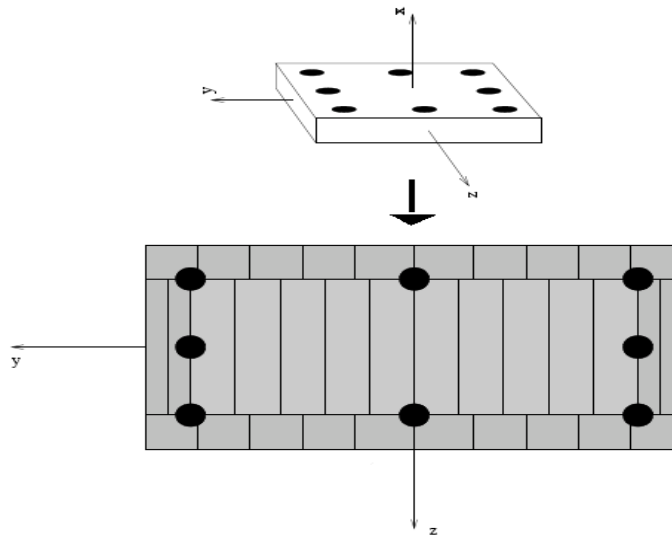
**\$R0 \$cR1 \$cR2** : οι παράμετροι που ελέγχουν τη μετάβαση από τον ελαστικό στον πλαστικό κλάδο (χρησιμοποιήθηκαν οι συνιστώμενες τιμές 15, 0.95 και 0.15 αντίστοιχα)

Αξίζει να σημειωθεί ότι η παρουσία ομαλού μεταβατικού κλάδου μεταξύ της ελαστικής και πλαστικής περιοχής βοηθάει στην αποφυγή προβλημάτων σύγκλισης κατά τη μετάβαση από τον έναν κλάδο στον άλλο. Αυτό άλλωστε είναι το συγκριτικό πλεονέκτημα αυτού του υλικού έναντι άλλων διγραμμικών ελαστοπλαστικών μοντέλων (π.χ. Steel01 Material). Ένα μειονέκτημα του υλικού αυτού είναι ότι δεν εμφανίζει αστοχία ακόμα και για πολύ μεγάλες παραμορφώσεις χάλυβα. Επειδή όμως η παρούσα εργασία ασχολείται με υφιστάμενα πλαίσια, τα οποία είναι σπλισμένα με όλκιμους χάλυβες (St I) χαμηλής αντοχής και μεγάλης παραμορφωσιμότητας, θεωρούμε ότι το υλικό είναι επαρκές.



### 3.2.2 Διατομές

Στο OpenSees οι διατομές Ω/Σ προσομοιώνονται αποτελεσματικά μέσω της διακριτοποίησής τους σε ίνες (σχήμα 3.4) . Έτσι με την πολυστρωματική θεώρηση λαμβάνεται υπόψη και η αλληλεπίδραση της ροπής κάμψης και της αξονικής δύναμης σε μια διατομή.



Σχήμα 3.4 : Διακριτοποίηση διατομής σε ίνες

Ο ορισμός μιας διατομής γίνεται μέσω της παρακάτω εντολής, όπου οι ίνες μπορούν να εισαχθούν με τρεις τρόπους.

```
section Fiber $secTag {
  fiber...
  patch...
  layer... ... }
```

α) Ως μεμονομένα στοιχεία με την εντολή

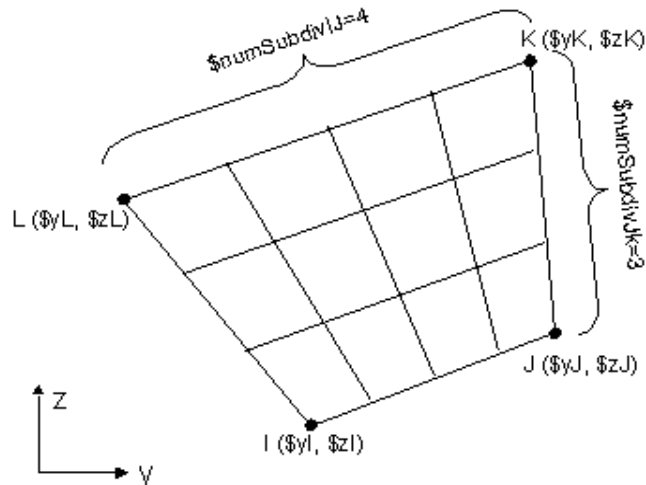
```
fiber $yLoc $zLoc $A $matTag
```

όπου προσδιορίζονται (κατά σειρά) : η θέση της ίνας στο τοπικό σύστημα της διατομής, το εμβαδόν της ίνας και το υλικό από το οποίο αποτελείται.

β) Ως ομάδες ιών μέσω της εντολής

```
patch quad $matTag $numSubdivIJ $numSubdivJK $yI $zI $yJ $zJ $yK $zK $yL $zL
```

όπου εισάγονται : το υλικό, ο αριθμός των ιών και τα όρια της ομάδας στο τοπικό σύστημα αξόνων , όπως φαίνεται και στο παρακάτω σχήμα. Η εντολή αυτή προτιμήθηκε για την προσομοίωση του σκυροδέματος. Να τονίσω ότι στη περίπτωση που υπάρχει περίσφιγξη της διατομής του πυρήνα μπορεί να χρησιμοποιηθεί διαφορετική ομάδα ιών για το σκυρόδεμα του πυρήνα, αποτελούμενη από υλικά με τις ιδιότητες του περισφιγμένου σκυροδέματος, σε αντίθεση με τις ομάδες ιών της απερίσφιγκτης επικάλυψης.



Σχήμα 3.5 : Ομάδα ινών

γ) Ως ισαπέχουσες ίνες μέσω της εντολής

**layer straight \$matTag \$numFiber \$areaFiber \$yStart \$zStart \$yEnd \$zEnd**

όπου προσδιορίζονται : το υλικό, ο αριθμός των ινών, το εμβαδόν , η αρχή και το πέρας της στρώσης. Η εντολή αυτή χρησιμοποιήθηκε για τη δημιουργία των σπλισμών.

### 3.2.3 Στοιχεία Δοκού-Υποστυλώματος

Για την προσομοίωση των δοκών και των υποστυλωμάτων χρησιμοποιήθηκαν στοιχεία δοκού-υποστυλώματος κατανεμημένης πλαστικότητας , τα οποία βασίζονται στη μέθοδο των δυνάμεων (Force Based Beam-Column Elements). Τα στοιχεία αυτά προτιμήθηκαν έναντι εκείνων που ακολουθούν τη μέθοδο των μετακινήσεων (Displacement Based) καθώς εξασφαλίζουν απόλυτη ισορροπία μεταξύ των εσωτερικών εντατικών μεγεθών και των εξωτερικών δράσεων, διότι στην περίπτωση τους οι συναρτήσεις συναρμογής που χρησιμοποιούνται βασίζονται στις εσωτερικές δυνάμεις και όχι στις εσωτερικές παραμορφώσεις. Επίσης με τη μέθοδο των δυνάμεων επιτυγχάνεται γρηγορότερη σύγκλιση.

Η εντολή που ενεργοποιεί τα στοιχεία αυτά είναι η ακόλουθη

**element nonlinearBeamColumn \$eleTag \$iNode \$jNode \$numIntgrPts \$secTag \$transfTag**

στην οποία πρέπει να προσδιοριστούν

**\$eleTag** : η αρίθμηση του στοιχείου

**\$iNode \$jNode** : οι κόμβοι αρχής και πέρατος

**\$numIntgrPts**: τα εσωτερικά σημεία ολοκλήρωσης (Gauss points)

**\$secTag** : αριθμός της διατομής

**\$transfTag** : ο μετασχηματισμός από το τοπικό στο καθολικό σύστημα συντεταγμένων

### 3.3 Προσομοίωση Εμφατνούμενων Τοιχωμάτων

Η εύρεση της κατάλληλης μεθόδου για την προσομοίωση των εμφατνούμενων τοιχωμάτων ήταν ένα δύσκολο πρόβλημα, το οποίο χρειάστηκε αρκετή διερεύνηση ώστε να προσεγγιστεί με τον καλύτερο δυνατό τρόπο στο Opensees.

Η φόρτιση ενός τοιχώματος, κατά την ισχυρή του διεύθυνση, είναι ένα πρόβλημα επίπεδης έντασης, επομένως θα μπορούσαμε να το αντιμετωπίσουμε ως ένα πρόβλημα δύο διαστάσεων, χρησιμοποιώντας τετρακομβικά επιφανειακά πεπερασμένα στοιχεία επίπεδης έντασης (Quad elements) . Τα στοιχεία αυτά πρέπει να συνδυαστούν με ένα κατάλληλο υλικό και αρχικά εξετάσθηκε η χρήση των **Plane Stress Concrete Materials**, στα οποία το σκυρόδεμα και ο χάλυβας εισάγονται με νόμους υλικών παρόμοιους με αυτούς που αναπτύχθηκαν στις ενότητες 3.2.1.1 και 3.2.1.2 . Δυστυχώς όμως προέκυψαν σοβαρά προβλήματα σύγκλισης κατά τις δοκιμές που έγιναν μέσω απλών παραδειγμάτων. Τα προβλήματα αυτά ήρθαν να επαληθεύσουν τις προειδοποιήσεις που υπάρχουν στην ιστοσελίδα του λογισμικού για αποφυγή της χρήσης του υλικού αυτού.

Έτσι πλέον αναζητήθηκε ένα υλικό το οποίο θα μπορούσε να προσεγγίσει τη συμπεριφορά του σκυροδέματος, κυρίως υπό διαξονική ένταση. Το μοναδικό υλικό που διαθέτει το Opensees με ασύμμετρη (σε θλίψη και εφελκυσμό) επιφάνεια αστοχίας είναι το **Drucker Prager**, το οποίο όμως μπορεί να συνδυαστεί με χωρικά πεπερασμένα στοιχεία (**Brick Elements**) ή τετρακομβικά επιφανειακά πεπερασμένα στοιχεία επίπεδης παραμόρφωσης, ενώ δεν είναι συμβατό με επιφανειακά στοιχεία επίπεδης έντασης! Για το λόγο αυτό επιλέχθηκε η χρήση των χωρικών πεπερασμένων στοιχείων. Η βαθμονόμηση του υλικού και η διερεύνηση της επιρροής της διακριτοποίησης έγινε μέσω μιας σειράς πειραμάτων που περιγράφονται στο 4ο κεφάλαιο . Περισσότερες λεπτομέρειες για τη χρήση τους δίνεται σε επόμενη ενότητα.

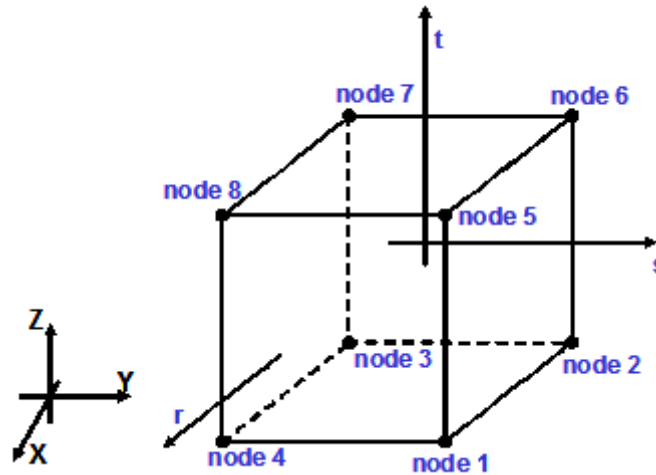
Επίσης έγινε και μια προσπάθεια να εφαρμοστεί μια εναλλακτική θεώρηση κατά την οποία το σκυρόδεμα του τοιχώματος προσομοιώθηκε με ένα πυκνό κানাβο στοιχείων δικτυώματος . Η μέθοδος αυτή αποτελεί μια απλοποιημένη παραλλαγή της μεθόδου που εφάρμοσαν οι José I. Restrepo et al σε πρόσφατη έρευνά τους.

Η προσομοίωση του οπλισμού του τοιχώματος και στις δύο περιπτώσεις έγινε με τη χρήση στοιχείων δικτυώματος τα οποία διέθεταν τον κατάλληλο μονοαξονικό νόμο υλικού.

### 3.3.1 Προσομοίωση Σκυροδέματος Εμφατνούμενου Τοιχώματος

#### 3.3.1.1 Χρήση χωρικών πεπερασμένων στοιχείων

Το OpenSees διαθέτει αρκετά χωρικά στοιχεία (brick elements) εκ των οποίων προτιμήθηκε η χρήση του **Standard Brick Element**. Πρόκειται για ένα οκτακομβικό εξαεδρικό στοιχείο το οποίο διαθέτει οκτώ εσωτερικά σημεία ολοκλήρωσης. Προτιμήθηκε η χρήση του έναντι άλλων καθώς είναι απλούστερο στην εισαγωγή του (απαιτούνται λιγότεροι κόμβοι για να οριστεί) και εμφανίζει λιγότερα προβλήματα σύγκλισης.



Σχήμα 3.6 : Standard Brick Element

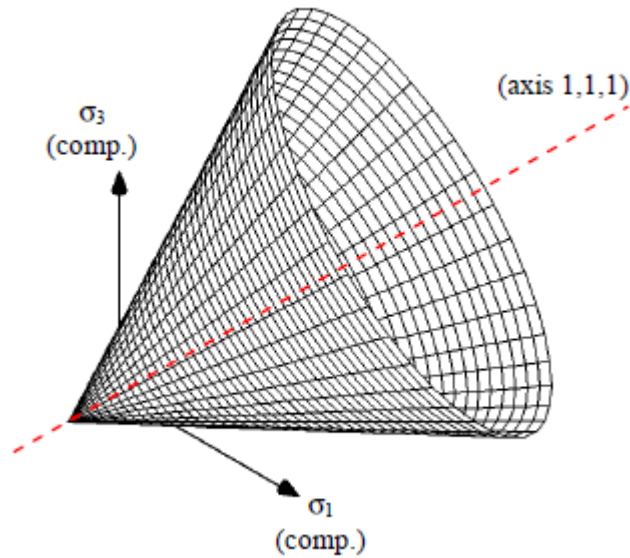
Η εντολή που το ενεργοποιεί είναι η

```
element stdBrick $eleTag $node1 $node2 $node3 $node4 $node5 $node6 $node7 $node8 $matTag
```

στην οποία πρέπει να οριστούν (κατά σειρά) ο αριθμός του στοιχείου, οι κόμβοι των κορυφών με τη σειρά που φαίνονται στο παραπάνω σχήμα και τέλος το υλικό από το οποίο αποτελείται.

Ένα από τα μειονεκτήματα του OpenSees, που συχνά αποθαρρύνει τη χρήση των στοιχείων αυτών, είναι η απουσία μιας εντολής που θα διαιρεί ένα υπάρχον στοιχείο brick σε προκαθορισμένο πλήθος στοιχείων μικρότερων διαστάσεων από το αρχικό. Για την αντιμετώπιση του προβλήματος αυτού, δημιουργήθηκε μια εφαρμογή σε γλώσσα Tcl η οποία αρχικά δημιουργεί τους απαραίτητους κόμβους που θα αποτελέσουν τις κορυφές των στοιχείων. Οι κόμβοι τοποθετούνται μέσω της εφαρμογής σε κατάλληλες θέσεις ώστε να δημιουργηθεί η επιθυμητή διακριτοποίηση του τοιχώματος. Στη συνέχεια μέσω κατάλληλου βρόγχου που ενσωματώθηκε στην εφαρμογή, δημιουργούνται τα στοιχεία brick. Με τον τρόπο αυτό αυτοματοποιήθηκε η διαδικασία και σε συνδυασμό με μια κωδικοποιημένη αρίθμηση των κόμβων και των στοιχείων αποκτήθηκε μια δυνατότητα εποπτείας ώστε να αποφευχθούν τυχόν σφάλματα.

Τα στοιχεία αυτά, για τους λόγους που εξηγήθηκαν προηγουμένως, συνδυάστηκαν με ένα υλικό που διαθέτει την τριαξονική επιφάνεια αστοχίας τύπου **Drucker Prager**.



**Σχήμα 3.7 :** Τριαξονική επιφάνεια αστοχίας τύπου Drucker Prager

Πρόκειται για μια κωνική επιφάνεια στο χώρο η οποία περιγράφεται στη διεθνή βιβλιογραφία μέσω της εξίσωσης :

$$\sqrt{J_2} = A + B I_1 \quad (3.3.a)$$

Όπου  $I_1$  και  $J_2$  είναι η πρώτη και η δεύτερη αναλλοίωτη των τάσεων και οι παράμετροι  $A, B$  διαφοροποιούνται ανάλογα με τα μηχανικά χαρακτηριστικά του σκυροδέματος. Αν αντικαταστήσουμε την πρώτη και δεύτερη αναλλοίωτη τότε προκύπτει η εξίσωση

$$\sqrt{\frac{1}{6}[(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2]} = A + B (\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3) \quad (3.3.b)$$

Σε περίπτωση μονοαξονικού εφελκυσμού και μονοαξονικής θλίψης προκύπτουν οι σχέσεις

$$\frac{1}{\sqrt{3}} \sigma_t = A + B \sigma_t \quad (3.4.a)$$

$$\frac{1}{\sqrt{3}} \sigma_c = A - B \sigma_c \quad (3.4.b)$$

Έτσι λύνοντας ως προς  $A$  και  $B$  έχουμε πλέον τις εκφράσεις

$$A = \frac{2}{\sqrt{3}} \left( \frac{\sigma_c \sigma_t}{\sigma_c + \sigma_t} \right) \quad (3.5.a)$$

$$B = \frac{1}{\sqrt{3}} \left( \frac{\sigma_t - \sigma_c}{\sigma_c + \sigma_t} \right) \quad (3.5.b)$$

Όμως στο OpenSees η γενική εξίσωση του κριτηρίου Drucker Prager είναι γραμμένη σε μια ελαφρώς τροποποιημένη μορφή:

$$f(\sigma, q^{iso}, \mathbf{q}^{kin}) = \|\mathbf{s} + \mathbf{q}^{kin}\| + \rho I_1 + \sqrt{\frac{2}{3}} q^{iso} - \sqrt{\frac{2}{3}} \sigma_Y \leq 0 \quad (3.6.a)$$

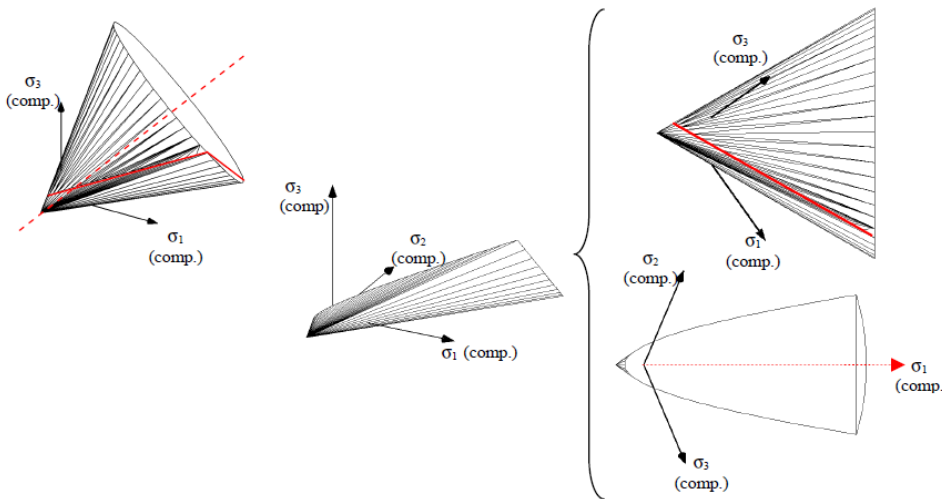
Αν θεωρήσουμε μηδενικές τις παραμέτρους κινηματικής ( $\mathbf{q}^{kin}$ ) και ισοτροπικής ( $q^{iso}$ ) κράτυνσης και αντικαταστήσουμε το  $\|\mathbf{s}\| = \sqrt{(s_{ij} \cdot s_{ij})} = \sqrt{2} J_2$  τότε η γενική εξίσωση μπορεί να πάρει τη μορφή :

$$\sqrt{2} \sqrt{J_2} + \rho I_1 - \sqrt{\frac{2}{3}} \sigma_Y \leq 0 \quad (3.6.b)$$

Εύκολα τώρα αν συγκρίνουμε τη σχέση αυτή με τη σχέση (3.3.a) και αντικαταστήσουμε με  $m$  το λόγο  $\sigma_c / \sigma_t$  προκύπτει

$$\rho = -\sqrt{2} B = \frac{\sqrt{2}}{\sqrt{3}} \left( \frac{m-1}{m+1} \right) \quad (3.7.a)$$

$$\sigma_Y = \sqrt{3} A = 2 \left( \frac{m}{m+1} \right) \sigma_t \quad (3.7.b)$$



**Σχήμα 3.7 :** Τριαξονική επιφάνεια αστοχίας τύπου Drucker Prager

Έχοντας πλέον καταφέρει να εκφράσουμε τις παραμέτρους  $\rho$  και  $\sigma_Y$  συναρτήσει της εφελκυστικής και θλιπτικής αντοχής του σκυροδέματος υπό ανεμπόδιση μονοαξονική ένταση μπορούμε πλέον να ορίσουμε το υλικό στο OpenSees.

Η εντολή που ενεργοποιεί το υλικό είναι η ακόλουθη

**nDmaterial DruckerPrager \$matTag \$k \$G \$sigmaY \$rho \$rhoBar \$Kinf \$Ko \$delta1 \$delta2 \$H \$theta \$density**

όπου

**\$matTag** ο αριθμός-ταυτότητα του υλικού

**\$k** είναι το μέτρο συμπίεστότητας ίσο με  $\frac{E}{3(1-2\nu)}$ . Όπου ο λόγος του Poisson για το σκυρόδεμα θεωρήθηκε  $\nu=0.2$  και το  $E = fc/0.002$

**\$G** το μέτρο διάτμησης το οποίο θεωρήθηκε ίσο με  $G = \frac{E}{2(1+\nu)}$

**\$sigmaY \$rho** είναι οι παράμετροι που υπολογίσαμε στις σχέσεις ( 3.7.α) και ( 3.7.β)

**\$Kinf \$Ko \$delta1 \$delta2 \$H \$theta** είναι παράμετροι που ελέγχουν την κράτυνση του υλικού και θεωρήθηκαν μηδενικές.

**\$density** η πυκνότητα του σκυροδέματος η οποία θεωρήθηκε μηδενική καθώς τα φορτία βαρύτητας ελήφθησαν συγκεντρωμένα σε επιλεγμένους κόμβους.

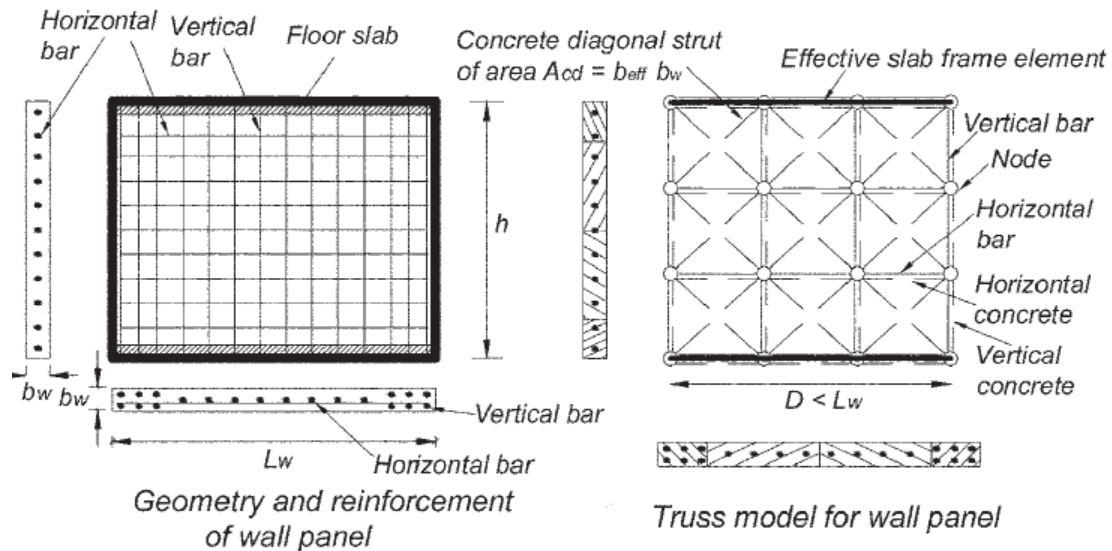
Στο σημείο αυτό θα πρέπει να τονίσω ότι ένα πεπερασμένο στοιχείο με το υλικό αυτό συμπεριφέρεται γραμμικώς ελαστικά μέχρι την τριαξονική εντατική κατάσταση που θα το οδηγήσει στην επιφάνεια αστοχίας. Όταν βρεθεί πάνω στην επιφάνεια αστοχίας συμπεριφέρεται απολύτως πλαστικά. Πρόκειται λοιπόν για ένα ελαστοπλαστικό υλικό το οποίο εμφανίζει κάποια σημαντικά μειωνέκτημα κατά την προσομοίωση του σκυροδέματος.

Το πρώτο είναι ότι δεν μπορεί να προσομοιώσει με ακρίβεια τον μη γραμμικό δρόμο ισορροπίας του υλικού μέχρι την επιφάνεια αστοχίας. Για τα λόγο αυτό έχει ληφθεί προσεγγιστικά ένα επιβατικό μέτρο ελαστικότητας ίσο με  $E = fc/0.002$ . Το μέτρο αυτό κρίθηκε κατάλληλο μέσω μιας σειράς πειραμάτων που παρουσιάζονται στο 4<sup>ο</sup> κεφάλαιο.

Ένα άλλο μειωνέκτημα είναι ότι δεν έχει ενσωματωθεί στο νόμο του υλικού αυτού κάποιο κριτήριο που να ελέγχει τις τάσεις όταν το στοιχείο φτάσει σε μεγάλες παραμορφώσεις ,κινούμενο πάνω στην επιφάνεια διαρροής. Χαρακτηριστικό παράδειγμα είναι η διατήρηση της εφελκυστικής αντοχής του σκυροδέματος ακόμα και για μεγάλες εφελκυστικές παραμορφώσεις.

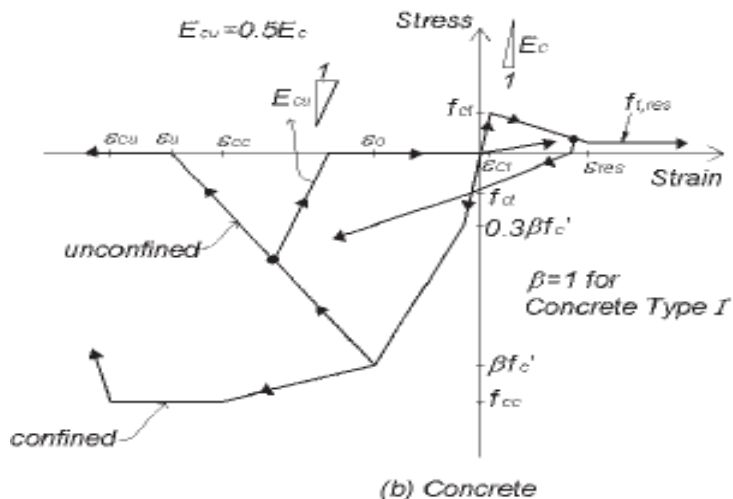
### 3.3.1.2 Χρήση στοιχείων δικτύωματος

Σε μια πρόσφατη δημοσίευσή (Μάιος 2012) οι José I. Restrepo et al. χρησιμοποίησαν μια εναλλακτική μέθοδο προσομοίωσης τοιχωμάτων μέσω στοιχείων δικτύωματος. Η μέθοδος βασίζεται στη θεωρία της δημιουργίας θλιπτήρων και ελκυστήρων εντός του τοιχώματος.



Σχήμα 3.8 Διακριτοποίηση τοιχίου με στοιχεία δικτύωματος

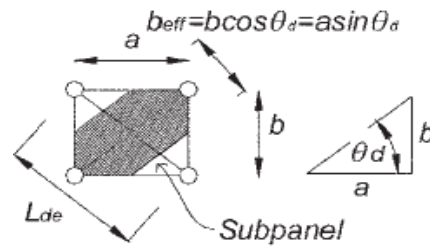
Στην έρευνα αυτή το σκυρόδεμα αντικαταστάθηκε από δυο ομάδες δικτυωμάτων. Η πρώτη ομάδα αποτελείται από οριζόντια και κατακόρυφα στοιχεία στα οποία έχει ενσωματωθεί κατάλληλος νόμος τάσεων παραμορφώσεων για το σκυρόδεμα που έχει την παρακάτω μορφή.



Σχήμα 3.9 Νόμος τάσεων παραμορφώσεων σκυροδέματος

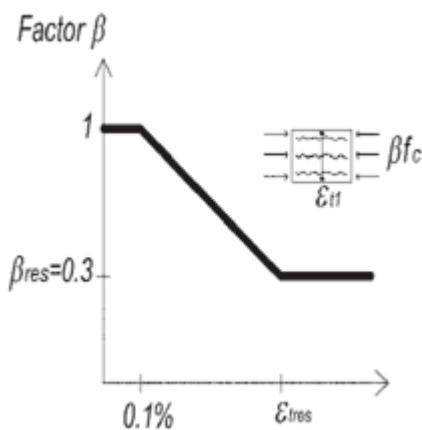
Η δεύτερη ομάδα αποτελείται από διαγώνια στοιχεία δικτύωματος, με ενεργό εμβαδόν που προσδιορίστηκε σύμφωνα με το σχήμα 3.9



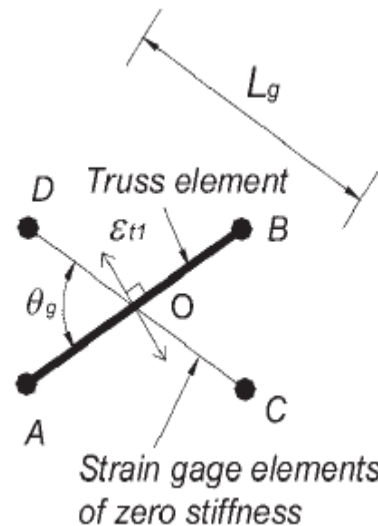


Σχήμα 3.10 Ενεργό εμβαδόν διαγώνιων θλιπτήρων

Στη δεύτερη ομάδα ο νόμος του σκυροδέματος τροποποιήθηκε με έναν μειωτικό συντελεστή  $\beta$  ώστε να ληφθεί υπόψη η μείωση της αντοχής του σκυροδέματος υπό ετερόσημη διαξονική ένταση. Για τον υπολογισμό του συντελεστή αυτού οι ερευνητές τοποθέτησαν κάποια ειδικά στοιχεία ,βάση της παραμόρφωσης των οποίων υπολόγιζαν τον μειωτικό συντελεστή  $\beta$ .



Σχήμα 3.11 Μειωτικός συντελεστής  $\beta$



Σχήμα 3.12 Strain gage elements

Στα πλαίσια αυτής της διπλωματικής εξετάστηκε η δυνατότητα προσομοίωσης τοιχίων με μια πιο απλή προσέγγιση της μεθόδου που εφάρμοσαν οι ερευνητές. Τα στοιχεία του σκυροδέματος της πρώτης ομάδας (οριζόντια και κατακόρυφα) προσομοιώθηκαν με τη χρήση ενός νόμου τάσεων παραμορφώσεων παρόμοιου με αυτόν που χρησιμοποίησαν και οι ερευνητές. Συγκεκριμένα χρησιμοποιήθηκε το **Concrete01 Material -- Zero Tensile Strength** , η θεωρία του οποίου έχει αναπτυχθεί σε προηγούμενες ενότητες. Για τη δεύτερη ομάδα στοιχείων χρησιμοποιήθηκε το ίδιο υλικό αλλά η απομείωση της αντοχής του σκυροδέματος έγινε με έναν ενιαίο συντελεστή  $\beta$  ο οποίος θεωρήθηκε προσεγγιστικά ίσος με  $\beta=0.60$ . Η τιμή αυτή προτείνεται στον EC2 για την απομείωση της αντοχής του σκυροδέματος υπό διαξονική ετερόσημη ένταση.

Τα στοιχεία δικτυώματος ενεργοποιούνται μέσω της εντολής

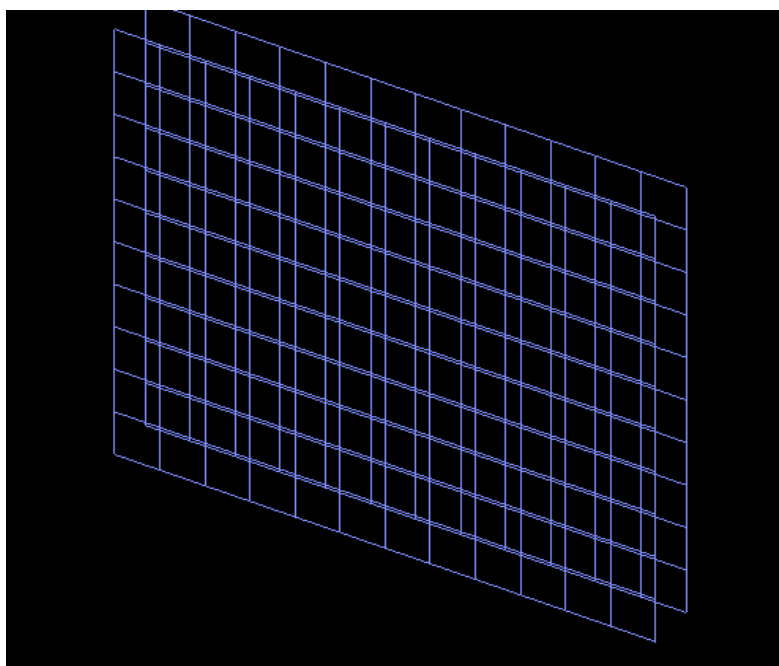
**element truss \$eleTag \$iNode \$jNode \$A \$matTag**

στην οποία εισάγονται ο αριθμός του στοιχείου, οι κόμβοι αρχής και πέρατος, το εμβαδόν της διατομή και το υλικό το οποίο την αποτελεί.

### 3.3.2 Προσομοίωση Οπλισμού Εμφατνούμενου Τοιχώματος

Ο οπλισμός του τοιχώματος και στις δύο προηγούμενες μεθόδους προσομοιώθηκε με τη χρήση στοιχείων δικτύματος (**truss elements**) στα οποία έχει ενσωματωθεί το υλικό **Steel02 Material -- Giuffré-Menegotto-Pinto Model with Isotropic Strain Hardening**, οι ιδιότητες του οποίου έχουν περιγραφεί εκτενώς σε προηγούμενη παράγραφο του κεφαλαίου αυτού.

Στη μέθοδο όπου το τοίχωμα προσομοιώθηκε με στοιχεία brick η εσχάρα των οπλισμών τοποθετήθηκε στις εξωτερικές παρειές του τοιχώματος, αγνοώντας με τον τρόπο αυτό την επικάλυψη των οπλισμών. Αυτό βέβαια δεν επηρεάζει την ορθότητα των αποτελεσμάτων καθώς στην παρούσα εργασία μας απασχολεί η φόρτιση εντός του επιπέδου του τοιχώματος.



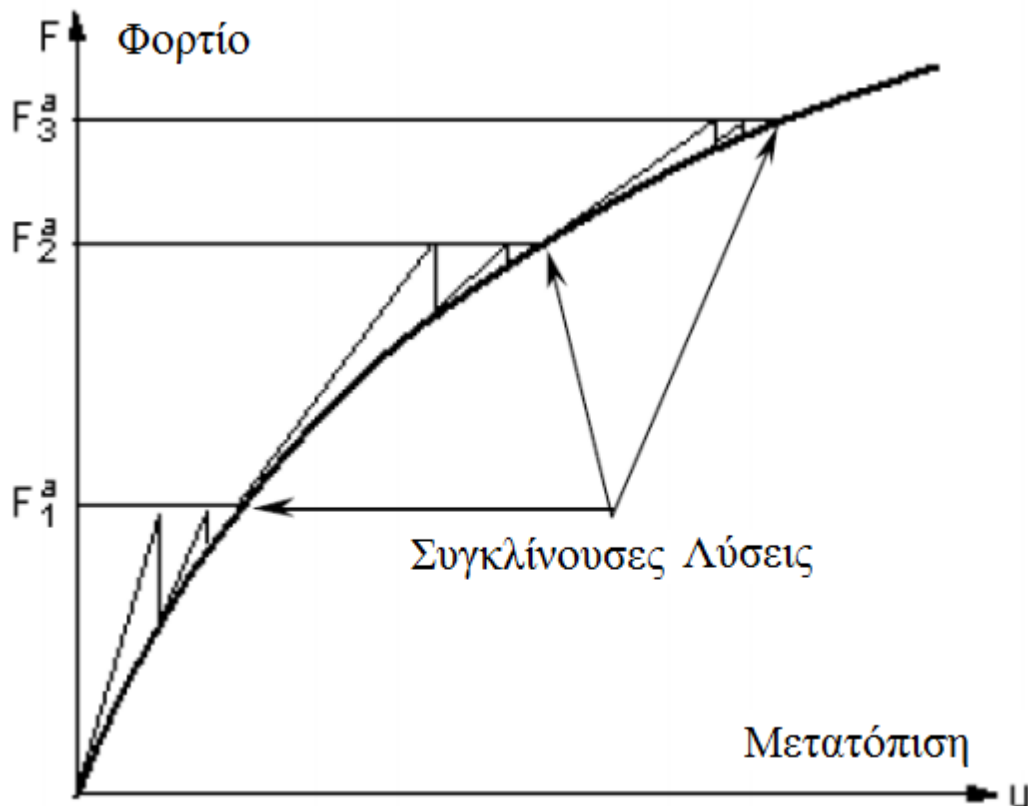
**Σχήμα 3.12** Εσχάρα οπλισμών με στοιχεία δικτύματος

Στη δεύτερη εναλλακτική θεώρηση ο οπλισμός των δύο παρειών τοποθετήθηκε συγκεντρωμένος στη μέση του τοιχώματος με διατομή διπλάσια εκείνης του οπλισμού της κάθε εσχάρας. Στην περίπτωση αυτή, όπως και στην προηγούμενη, δεν ελήφθησαν υπόψη φαινόμενα δευτέρας τάξεως. Τέλος, οι οπλισμοί θεωρείται ότι βρίσκονται σε πλήρη συνάφεια με το σκυρόδεμα καθώς τα δικτυώματα έχουν κοινούς κόμβους με τα στοιχεία σκυροδέματος.

### 3.4 Παράμετροι Στατικών Ανελαστικών Αναλύσεων

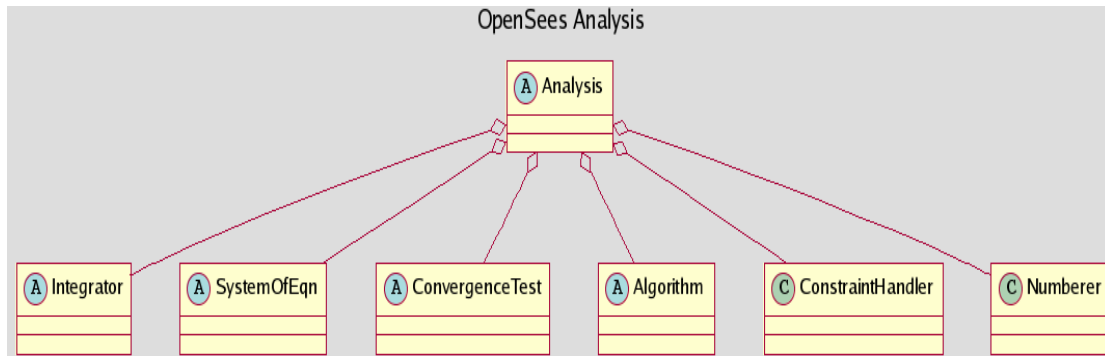
Στην εργασία αυτή έγιναν στατικές ανελαστικές αναλύσεις εξώθησης (Pushover Analysis) σε ένα πολυώροφο πλαίσιο, που περιγράφεται στο κεφάλαιο 5, πριν και μετά την ενίσχυση του με εμφανιζόμενα τοιχώματα. Κατά τις αναλύσεις αυτές αρχικά επιβάλλονται στο φορέα τα ίδια βάρη, με το σεισμικό συνδυασμό (G+0.30Q) και εκτελείται μια πρώτη στατική επίλυση με τα κατακόρυφα αυτά φορτία. Στη συνέχεια επιβάλλονται τα οριζόντια φορτία με τριγωνική κατανομή και εκτελείται σε προκαθορισμένα βήματα φόρτισης ή μετατόπισης μια στατική ανελαστική ανάλυση.

Σε ανελαστικά προβλήματα η σχέση  $[P]=[K]*[\Delta]$ , που συνδέει τις μετακινήσεις με τα φορτία είναι μη γραμμική καθώς η δυσκαμψία της κατασκευής μειώνεται με την αύξηση του φορτίου, μεταβάλλοντας έτσι και το μητρώο δυσκαμψίας  $[K]$ . Έτσι κατά τον υπολογισμό μιας στοιχειώδους μετακίνησης  $\Delta u$  που οφείλεται σε μια στοιχειώδη μεταβολή της δύναμης  $\Delta P$  εισέρχεται ένα σφάλμα σε κάθε διαδοχικό βήμα φόρτισης. Το σφάλμα αυτό μειώνεται μέσω διαδοχικών επαναλήψεων μέχρι να επιτευχθεί το απαιτούμενο κριτήριο σύγκλισης εντός του προκαθορισμένου μέγιστου αριθμού επαναλήψεων.



Σχήμα 3.13 Διαδικασία μη γραμμικής επίλυσης

Για να εκτελέσει το λογισμικό τις αναλύσεις αυτές πρέπει να προσδιοριστούν αρκετές παράμετροι, οι οποίες διαφέρουν σε κάθε περίπτωση ανάλογα με τη φύση του προβλήματος.



Σχήμα 3.14 Παράμετροι ανάλυσης

Οι παράμετροι αυτές είναι οι εξής :

**α) ConstraintHandler** : Καθορίζει τον τρόπο με τον οποίο οι συνοριακές συνθήκες εισέρχονται στην ανάλυση και το πώς αυτές επηρεάζουν τους βαθμούς ελευθερίας των κόμβων. Στα πλαίσια αυτής της διπλωματικής όλοι οι φορείς θεωρήθηκαν πακτωμένοι στο έδαφος και για το λόγο αυτό χρησιμοποιήθηκε η εντολή **constraints Plain**, η οποία εφαρμόζεται όταν οι δεσμέυσεις των κόμβων είναι ομογενείς (όπως στην περίπτωση της πλήρους πάκτωσης σε όλες τις στηρίξεις).

**β) DOF Numberer** : Καθορίζει τον τρόπο με τον οποίο αριθμούνται οι εξισώσεις και αντιστοιχίζονται με τους βαθμούς ελευθερίας. Επειδή η αρίθμηση των κόμβων που χρησιμοποιήθηκε στα περισσότερα προβλήματα δεν ήταν συνεχής έπρεπε να χρησιμοποιηθεί ένας καταμετρητής που να συμπυκνώνει την αρίθμηση, μειώνοντας έτσι τις διαστάσεις των μητρώων και αποφεύγοντας την εισαγωγή πρόσθετων μηδενικών όρων. Για το λόγο αυτό προτιμήθηκε ο καταμετρητής **Reverse Cuthill-McKee (RCM)**.

**γ) System Of Equation/Solver** : Ορίζει τον τρόπο με τον οποίο αποθηκεύονται και λύνονται οι μητρωικές εξισώσεις. Στην παρούσα διπλωματική χρησιμοποιήθηκε το σύστημα **UmfPack**, το οποίο προτείνεται για προσομοιώματα με μεγάλο αριθμό στοιχείων.

**δ) Integrator** : Η παράμετρος αυτή καθορίζει το στόχο του επόμενου βήματος. Υπάρχουν δύο δυνατές επιλογές ανάλογα με το αν ο στόχος προσδιορίζεται με την επιβολή πρόσθετης δύναμης (**LoadControl**) ή μετακίνησης (**DisplacementControl**) στο φορέα. Για την επιβολή των κατακόρυφων φορτίων χρησιμοποιήθηκε η ανάλυση με **LoadControl** ενώ για τη πλευρική εξώθηση χρησιμοποιήθηκε η **DisplacementControl** καθώς παρατηρήθηκε ευκολότερη σύγκλιση.

**ε) Algorithm** : Εδώ ορίζεται ο αλγόριθμος που χρησιμοποιείται για την εύρεση του επιθυμητού στόχου. Γενικά επιλέχθηκε ο αλγόριθμος **Newton-Raphson** που χρησιμοποιεί

ένα επικαιροποιημένο μητρώο δυσκαμψίας . Σε κάποιες περιπτώσεις που συναντήθηκαν προβλήματα σύγκλισης χρησιμοποιήθηκε ο modified- Newton-Raphson, ο οποίος χρησιμοποιεί το αρχικό μητρώο δυσκαμψίας σε κάθε βήμα.

**στ) Convergence Test :** Η παράμετρος αυτή εξετάζει αν έχει πραγματοποιηθεί σύγκλιση στο τέλος του βήματος φόρτισης μέσω ενός κριτηρίου σύγκλισης. Ανάλογα με τον integrator επιλέγεται το κριτήριο σύγκλισης να είναι το **Norm Unbalance** ή το **Norm Displacement Increment** . Αν οριστεί  $K \cdot \Delta U = R$  τότε το κριτήριο σύγκλισης για

- Norm Unbalance έχει τη μορφή  $\sqrt{R^T R} < tol$
- Norm Displacement έχει τη μορφή  $(\Delta U^T \Delta U)^{1/2} < tol$

Μετά από την επιλογή των προηγούμενων παραμέτρων ορίζεται η ανάλυση να είναι στατική μέσω της εντολής **analysis Static** καθώς δεν έγιναν δυναμικές αναλύσεις.



## 4. ΕΠΑΛΗΘΕΥΣΗ ΠΕΙΡΑΜΑΤΩΝ ΣΤΟ OPENSEES

### 4.1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Στο κεφάλαιο αυτό προσομοιώνονται κάποια πειράματα, με στόχο την αξιολόγηση των μεθόδων προσομοίωσης και των νόμων των υλικών που χρησιμοποιήθηκαν στην παρούσα διπλωματική εργασία. Στη βιβλιογραφία υπάρχουν σχετικά λίγα πειράματα πλαισίων ενισχυμένων με εμφανιζόμενα τοιχώματα και αυτά που έχουν γίνει αφορούν κυρίως μονώροφα και δώροφα πλαίσια τα οποία υποβάλλονται σε ανακυκλιζόμενες φορτίσεις. Προτιμήθηκε όμως η αξιολόγηση των μεθόδων και των υλικών που χρησιμοποιήθηκαν να γίνει μέσω πιο απλών πειραμάτων, όπου η φόρτιση θα ήταν μονοτονική, ώστε να εξαχθούν πιο ασφαλή συμπεράσματα. Επειδή στη βιβλιογραφία δε βρέθηκε κάποιο πείραμα με μονοτονική φόρτιση εμφανιζόμενου τοιχώματος, η αξιολόγηση έγινε έμμεσα με βάση τα παρακάτω πειράματα.

Αρχικά αναζητήθηκε ένα απλό πείραμα στο οποίο θα εξετάζονταν η δυνατότητα προσομοίωσης του σκυροδέματος με τη χρήση του υλικού Drucker Prager. Έτσι επιλέχθηκε ένα πείραμα των Scordelis και Bresler όπου μια αμφιέριστη δοκός υποβάλλεται σε μονοτονική φόρτιση στο μέσο του ανοίγματος.

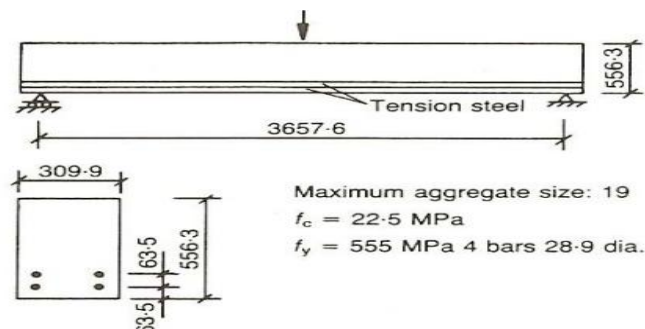
Στη συνέχεια προσομοιώθηκαν δύο πειράματα που αφορούσαν μονολιθικά τοιχώματα. Οι Λέφας, Κωτσοβός και Αμβράζης έκαναν κάποια πειράματα το 1990, στα οποία διερεύνησαν τη συμπεριφορά τοιχωμάτων υπό στατική μονοτονική φόρτιση μέχρι την αστοχία τους. Συνολικά έκαναν 13 πειράματα τα οποία χωρίζονται σε δύο ομάδες οι οποίες είχαν διαφορετικό λόγο ύψους/μήκους και ποσοστό οπλισμού. Επίσης όλα τα δοκίμια είχαν διαφορετικές ποιότητες σκυροδέματος και κάθε ομάδα εξετάστηκε για ανοιγμένο αξονικό φορτίο  $v = 0, 0, 0, 1, 0, 2$ . Στην παρούσα εργασία αποφασίστηκε να προσομοιωθεί ένα πείραμα από κάθε ομάδα και μάλιστα εκείνο με μηδενικό αξονικό φορτίο γι' αυτό επιλέχθηκαν από την έρευνα αυτή τα πειράματα SW11 και SW21. Η επιλογή του μηδενικού αξονικού φορτίου έγινε διότι σε επόμενα κεφάλαια θα εξεταστεί η συμπεριφορά εμφανιζόμενων τοιχωμάτων, τα οποία γενικά καταπονούνται από μικρά αξονικά φορτία, καθώς τοποθετούνται στην κατασκευή εκ των υστέρων, όταν δηλαδή έχει επιβληθεί στην κατασκευή το σύνολο των μόνιμων φορτίων και μεγάλο μέρος των κινητών.

Με βάση τα πειράματα των τοιχωμάτων εξετάστηκαν δύο μέθοδοι προσομοίωσης. Στη πρώτη μέθοδο (M1) τα τοιχώματα προσομοιώθηκαν με τη χρήση στοιχείων brick και διερευνήθηκε μεταξύ άλλων η επιρροή της διακριτοποίησης του πλάτους του τοιχώματος στα αποτελέσματα της ανάλυσης. Στη δεύτερη μέθοδο (M2) έγινε χρήση στοιχείων δικτυώματος, η οποία βασίστηκε σε αυτά που αναφέρθηκαν στην παράγραφο 3.3.1.2 και εξετάστηκε πως επηρεάζεται η ανάλυση από τα χαρακτηριστικά των διαγώνιων ράβδων σκυροδέματος.

## 4.2 ΠΕΙΡΑΜΑ ΑΜΦΙΕΡΕΙΣΤΗΣ ΔΟΚΟΥ

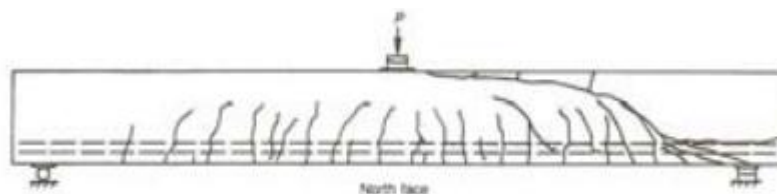
### 4.2.1 Περιγραφή πειράματος

Στο πείραμα αυτό των Scordelis και Bresler φορτίστηκε μια αμφιέρριστη δοκός με συγκεντρωμένο μονοτονικό φορτίο στο μέσον του ανοίγματος. Η δοκός είχε άνοιγμα 3660 mm και ορθγωνική διατομή διαστάσεων 310mm πλάτος και 556 mm ύψος. Επίσης ήταν οπλισμένη μόνο με διαμήκη οπλισμό κάμψεως καθώς δεν είχαν τοποθετηθεί συνδετήρες. Ο οπλισμός αποτελούνταν από τέσσερις ράβδους  $\Phi 29$ , διατεταγμένων όπως φαίνεται στο παρακάτω σχήμα. Οι χάλυβες είχαν μέτρο ελαστικότητας  $E_s = 200$  GPa, όριο διαρροής  $f_y = 555$  MPa και οριακή αντοχή  $f_u = 958$  MPa. Το σκυρόδεμα είχε αντοχή κυλίνδρου  $f_c = 22.5$  MPa.

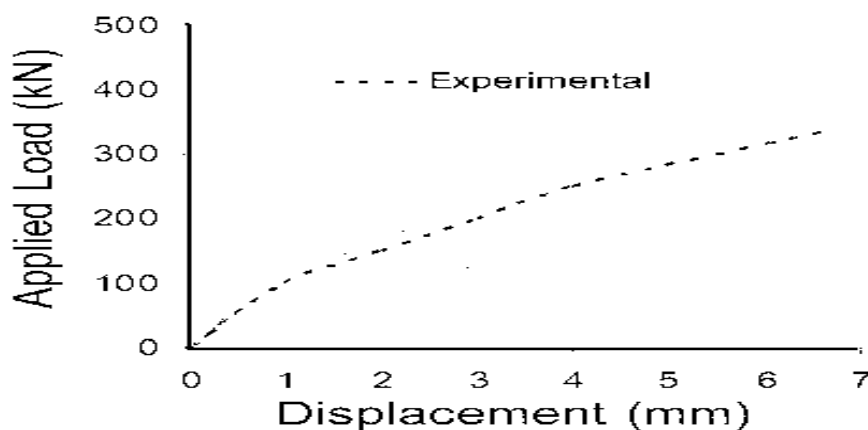


Σχήμα 4.1 Γεωμετρία και όπλιση δοκού

Η δοκός αστόχησε ψαθυρά όταν ξεπέρασε την αντοχή της σε διάτμηση, με μέγιστο φορτίο  $P_{max} = 334$  kN και κατακόρυφη βύθιση ανοίγματος  $\delta = 6.6$  mm. Η μορφή της αστοχίας και το διάγραμμα φορτίου βύθισης φαίνονται παρακάτω.



Σχήμα 4.2 Μορφή διατμητικής αστοχίας

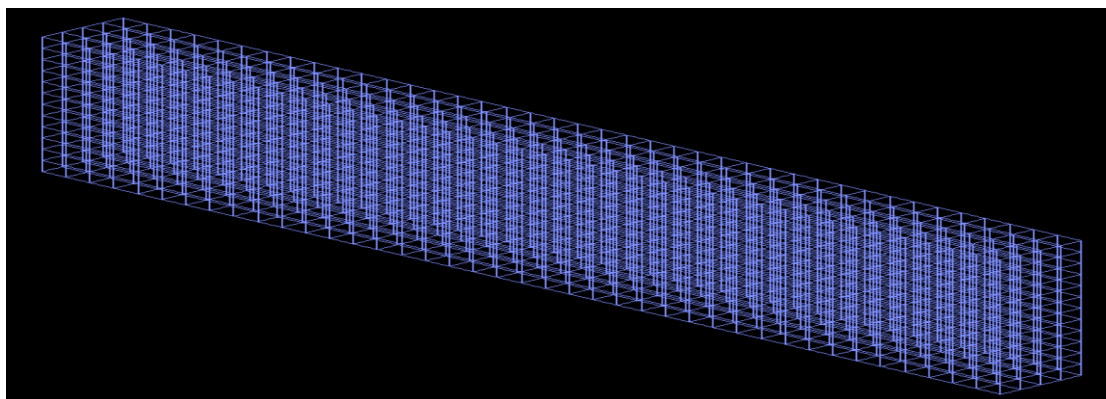


Σχήμα 4.3 Πειραματικά αποτελέσματα



### 4.2.2 Προσομοίωση και αποτελέσματα ανάλυσης

Η δοκός προσομοιώθηκε με στοιχεία brick στα οποία χρησιμοποιήθηκε το κριτήριο αστοχίας **Drucker Prager (DP)**. Εκμεταλλευτήκαμε τη συμμετρία του φορέα και επιλέξαμε να προσομοιώσουμε το  $\frac{1}{4}$  της δοκού, επιβάλλοντας κυλίσεις στο ένα άκρο και κυλιόμενες πακτώσεις στις δύο πλευρές της εικονικής τομής, επιτρέποντας έτσι την κατακόρυφη βύθιση των κόμβων.

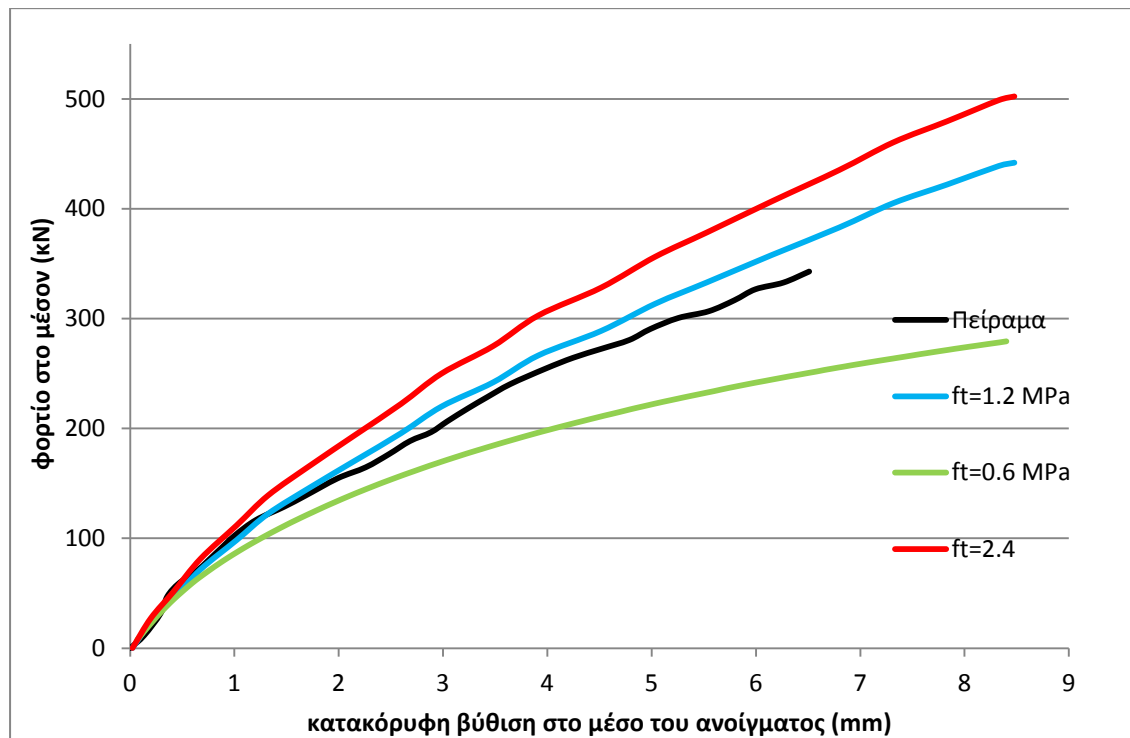


**Σχήμα 4.4** Διακριτοποίηση δοκού στο OpenSees

Ως μέτρο ελαστικότητας του σκυροδέματος χρησιμοποιήθηκε ένα τέμνον μέτρο  $f_c/0.002=11,225$  MPa και η εφελκυστική αντοχή εκτιμήθηκε ως  $f_t=0,30 \cdot (f_c)^{(2/3)} = 2,4$  MPa. Έγιναν αναλύσεις για  $f_t=0.6/1.2/2.4$  MPa για να εξετάσουμε την επιρροή της εφελκυστικής αντοχής του σκυροδέματος στα αποτελέσματα της ανάλυσης. Επιλέχθηκε να γίνει ανάλυση με Displacement Control για να αποφευχθούν κάποια προβλήματα σύγκλισης που προέκυπταν με την Load Control ανάλυση. Η τελική μετακίνηση σκοπίμως προσδιορίστηκε μεγαλύτερη των 6,6mm ώστε να εξετάσουμε αν το πρόγραμμα θα μπορούσε να προβλέψει την ψαθυρή αστοχία της δοκού.

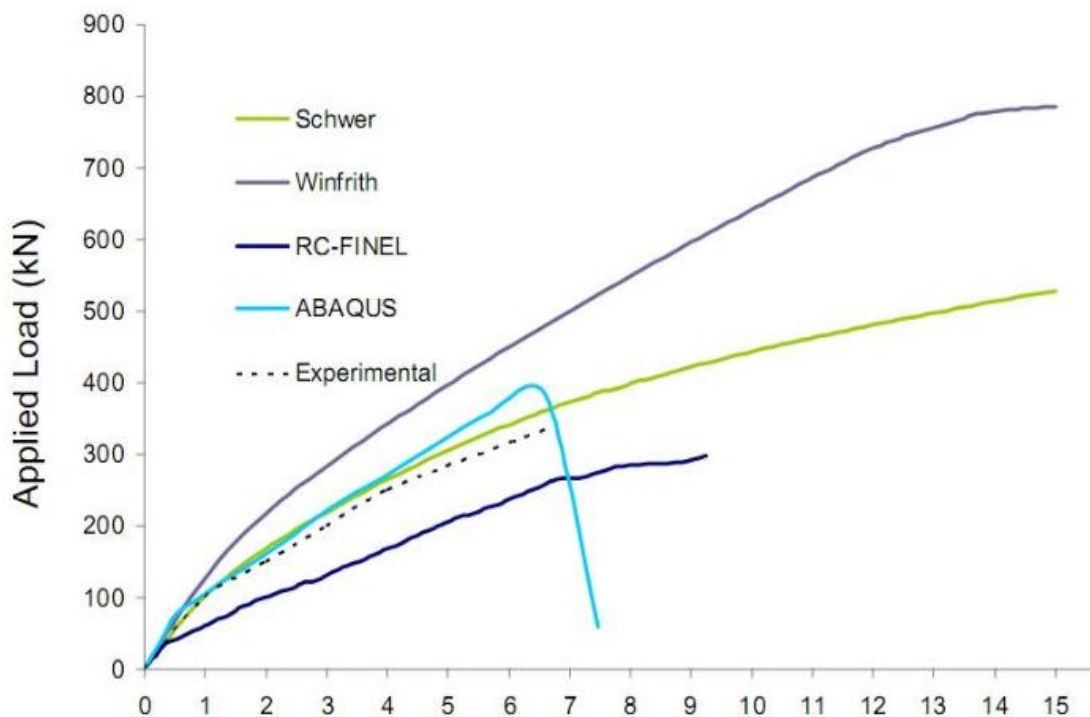
Από τα αποτελέσματα αυτής της ανάλυσης (σχήμα 4.5) αρχικά παρατηρούμε ότι και οι τρεις περιπτώσεις προσεγγίζουν την αρχική δυσκαμψία της δοκού. Στην περίπτωση όπου το  $f_t=2.4$  MPa το προσομοίωμα αρχίζει και υπερεκτιμάει τη δυσκαμψία του φορέα για βύθιση μεγαλύτερη του 1mm, ενώ τη στιγμή της αστοχία το φορτίο της δοκού είναι  $P_{ult}$  334,0 kN ενώ η ανάλυση δίνει  $P_{av} = 435.2$  kN (απόκλιση 23.2%). Αντίθετα στην περίπτωση όπου  $f_t=1.2$  MPa τα αποτελέσματα της ανάλυσης ήταν ενθαρρυντικά καθώς η πειραματική καμπύλη προσεγγίζεται ικανοποιητικά από την αναλυτική λύση. Ενδεικτικά όταν η βύθιση φτάσει τα 6.6mm και επέλθει διατμητική αστοχία για  $P_{ult}$  334,0 kN το φορτίο της ανάλυσης είναι 366.1 kN (απόκλιση 8.7 %). Στην τρίτη περίπτωση όπου  $f_t=0.6$  MPa η ανάλυση υποεκτιμάει αισθητά τη δυσκαμψία του φορέα και η απόκλιση φτάνει ακόμα και το 27.5%.

Θα πρέπει βέβαια να τονίσουμε την αδυναμία πρόβλεψης της διατμητικής αστοχίας, κάτι το οποίο αναμενόταν καθώς το υλικό DP είναι ελαστοπλαστικό. Ίσως θα είχε αξία και η προσομοίωση μιας πλάστιμης δοκού, αλλά επειδή κυρίως μας ενδιαφέρει η αξιολόγηση του υλικού για την προσομοίωση των τοιχωμάτων και όχι των δοκών-υποστυλωμάτων δε θέλαμε να επιμείνουμε στην ανάλυση αυτών των στοιχείων με το DP.



Σχήμα 4.5 Σύγκριση πειράματος και ανάλυσης

Η ίδια δοκός έχει προσομοιωθεί και από τους Cotsonos, Zeris και Abbas (2009) σε πρόσφατη δημοσίευσή τους. Τα αποτελέσματα της προσομοίωσης με διάφορα λογισμικά φαίνονται παρακάτω. Παρατηρούμε ότι μόνο το Abaqus κατάφερε να προβλέψει τη διατμητική αστοχία ενώ το Schwer προσέγγισε καλύτερα την καμπύλη του πειράματος μέχρι την αστοχία.

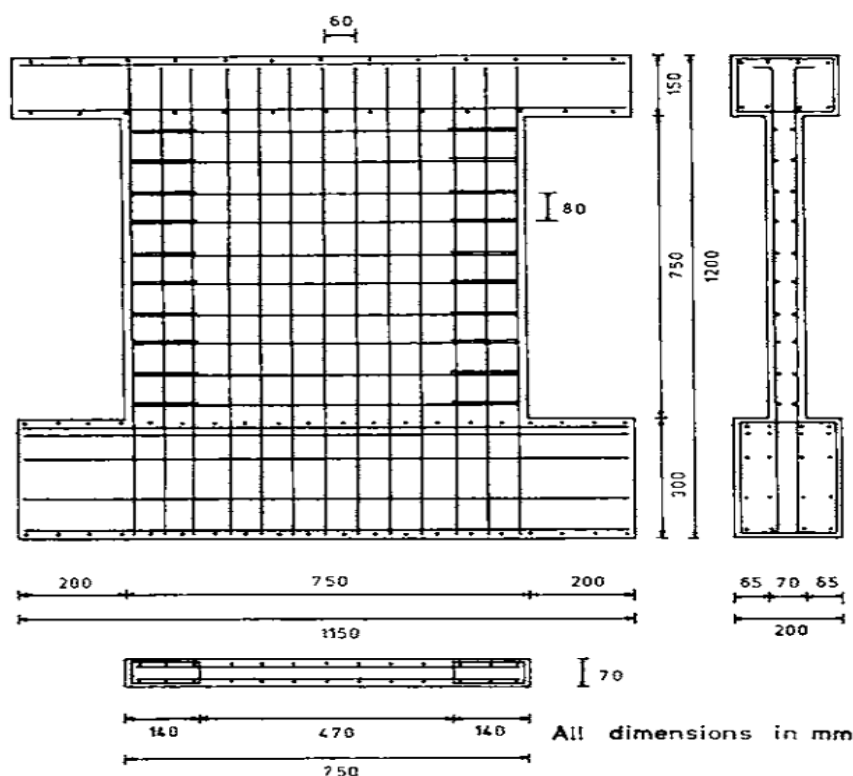


Σχήμα 4.6 Αποτελέσματα αναλύσεων άλλων λογισμικών

## 4.3 ΠΕΙΡΑΜΑ SW11

### 4.3.1 Περιγραφή πειράματος

Το πείραμα αυτό ανήκει στην πρώτη ομάδα των τοιχωμάτων που διερεύνησαν οι Λέφας, Κωτσοβός και Αμβράζης. Έχει ύψος 750mm, μήκος 750 mm ( $h/l=1$ ) και πάχος 70mm ενώ συνδέεται στην κορυφή με μια δοκό μήκους 1150 mm, ύψους 150mm και πλάτους 300mm στην οποία ασκούνταν το οριζόντιο φορτίο. Στο κάτω μέρος το τοίχωμα είχε συνδεθεί με μια δύσκαμπτη δοκό μήκους 1150mm ύψους 300mm και πάχους 200mm προσεγγίζοντας με αυτόν τον τρόπο ένα πακτωμένο θεμέλιο.



Σχήμα 4.7 Γεωμετρία και όπλιση SW11

Οι κατακόρυφοι οπλισμοί του τοιχώματος έχουν διάμετρο 8mm, οι διαμήκεις 6,25mm και οι συνδετήρες των ακραίων τμημάτων («κρυφοκολώνες») έχουν διάμετρο 4mm. Το σκυρόδεμα είχε αντοχή κύβου  $f_{c,cube} = 52,3$  MPa. Τα χαρακτηριστικά του σκυροδέματος και των οπλισμών φαίνονται στους παρακάτω πίνακες.

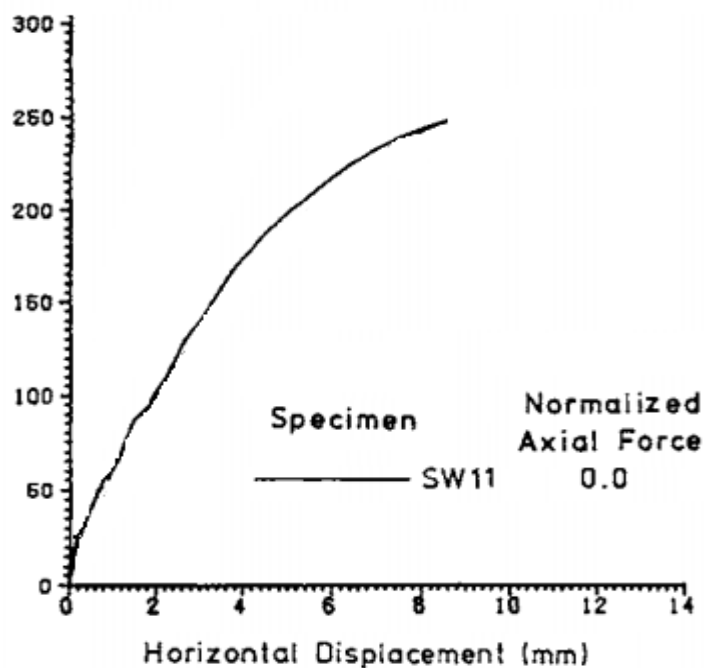
Type	Yield strength $f_{y1}$ , MPa	Ultimate strength $f_{u1}$ , MPa
8 mm high-tensile bar	470	565
6.25 mm high-tensile bar	520	610
4 mm mild-steel bar	420	490

Πίνακας 4.1 Στοιχεία οπλισμών

Specimen	Reinforcement percentage				Cube strength $f_{cu}$ , MPa	Axial load	
	$\rho_{hor}$ percent	$\rho_{ver}$ percent	$\rho_{flex}$ percent	$\rho_{st}$ percent		Actual $F_v$ , kN	Normalized $\nu = \frac{F_v}{bf_c'}$
SW11	1.10	2.40	3.10	1.20	52.3	0	0.0

Πίνακας 4.2 Ποσοστά οπλισμού

Το δοκίμιο αυτό αστόχησε ψαθυρά όταν η οριζόντια μετατόπιση της κορυφής έφτασε τα 8.3mm και το φορτίο υπερέβη την αντοχή σε τέμνουσα ( $P_{max}=250kN$ ). Στο δοκίμιο παρατηρήθηκαν εφελκυστικές ρωγμές κατά τη διαγώνιο με κλίση περίπου  $45^\circ$ .

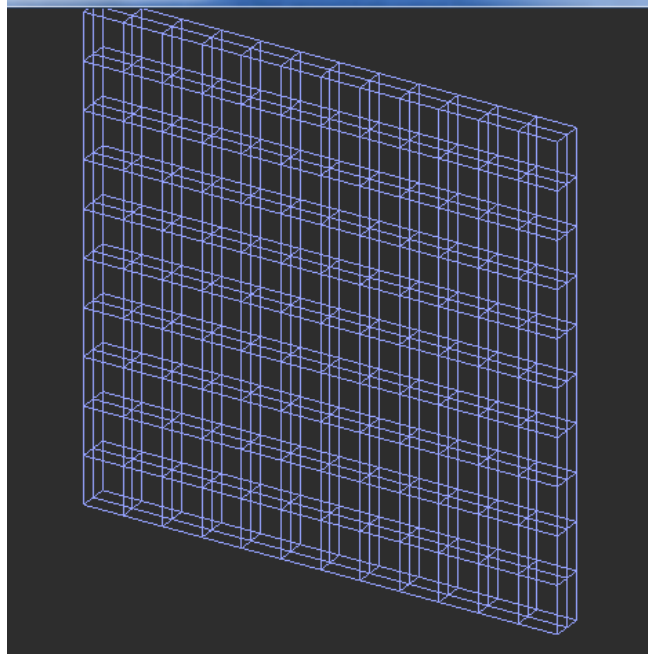


Σχήμα 4.8 Καμπύλη φορτίου-μετατόπισης πειράματος SW11

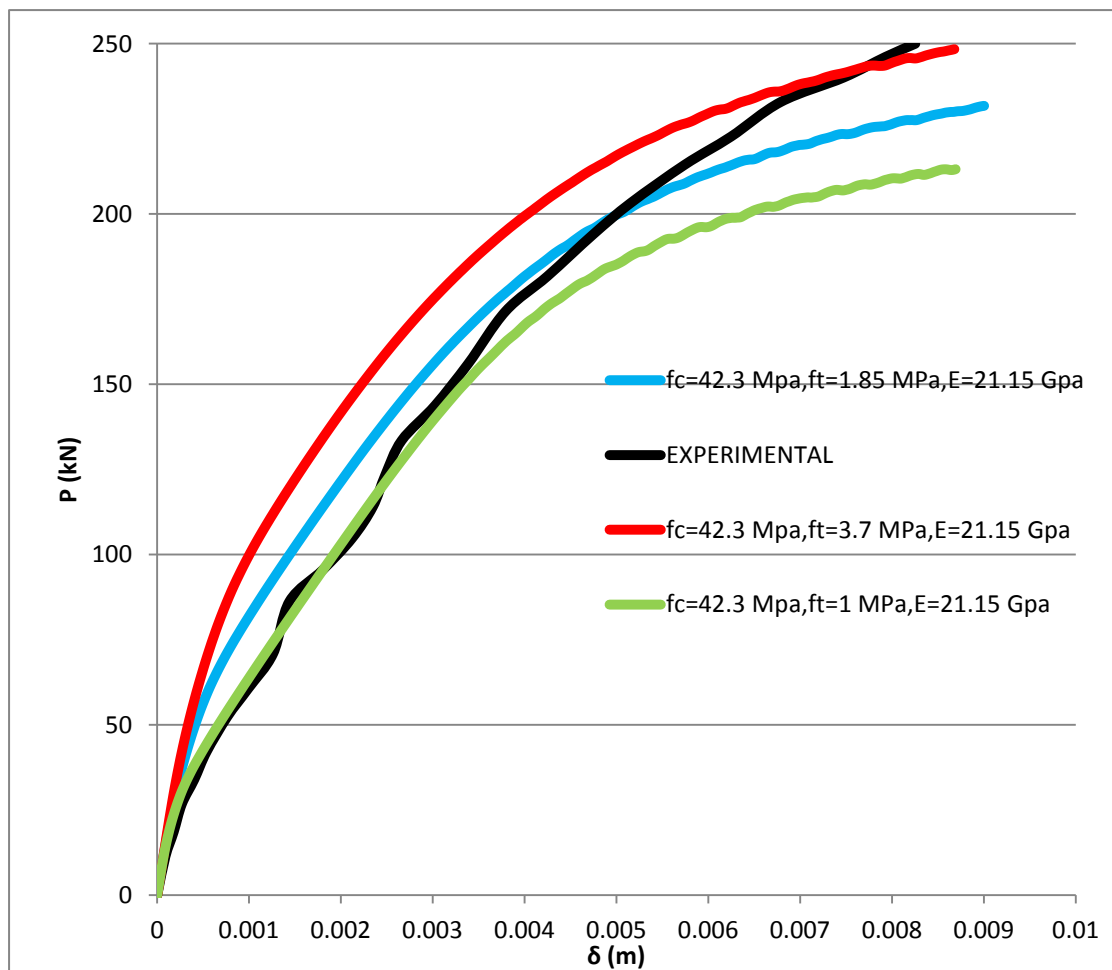
### 4.3.2 Ανάλυση με τη μέθοδο M1

Στη περίπτωση αυτή το τείχος προσομοιώθηκε με στοιχεία brick και με κνάβο που ακολουθούσε τις αποστάσεις του σπλισμού. Για τη διακριτοποίηση σε βάθος επιλέχθηκε τελικά να γίνει με δύο στοιχεία ύστερα από διερεύνηση που παρουσιάζεται στη συνέχεια. Για να αξιολογηθεί η επιρροή της εφελκυστικής αντοχής του σκυροδέματος έχουν γίνει τρεις αναλύσεις όπου η εφελκυστική αντοχή έχει θεωρηθεί στη πρώτη περίπτωση α)  $f_t=0,30 \cdot (f_c)^{(2/3)} = 3,70 \text{ MPa}$ , στη δεύτερη β)  $f_t=1,85 \text{ MPa}$  (ίση με τη μισή της προηγούμενης) και στην τρίτη γ)  $f_t=1 \text{ MPa}$ . Σε όλες τις περιπτώσεις θεωρήθηκε ένα τέμνον μέτρο ελαστικότητας ίσο με  $E=f_c/0.002 = 21,15 \text{ MPa}$ .

Παρακάτω φαίνεται μια εικόνα από τη διακριτοποίηση του φορέα και στη συνέχεια παρουσιάζονται τα αποτελέσματα των αναλύσεων.



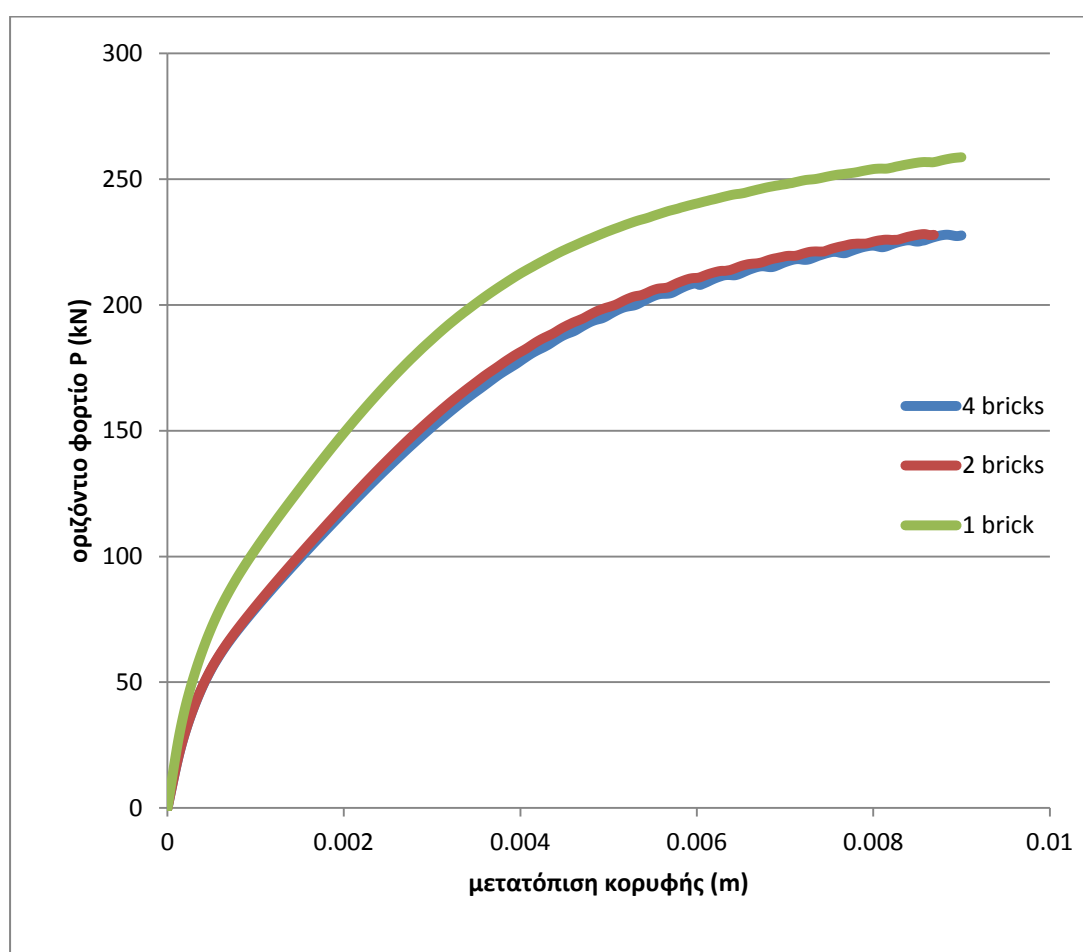
Σχήμα 4.9 Διακριτοποίηση πειράματος SW11



Σχήμα 4.10 Αποτελέσματα αναλύσεων πειράματος SW11 με brick

Παρατηρούμε ότι η ανάλυση (α) υπερεκτιμάει αρκετά τη δυσκαμψία του τοιχώματος ενώ η ανάλυση (β) βρίσκεται πιο κοντά στην πραγματική συμπεριφορά του φορέα μέχρι τα 200kN (drift=0.66%) και στη συνέχεια αρχίζει και υποεκτιμάει την πραγματική δυσκαμψία του τοιχώματος. Η περίπτωση (γ) δίνει πολύ καλή προσέγγιση της αρχικής δυσκαμψίας αλλά υστερεί σε επίπεδα αντοχών. Οι αναλύσεις, όπως περιμέναμε, δεν προβλέπουν τη διατμητική αστοχία του τοιχώματος καθώς τα στοιχεία με το υλικό Drucker Prager συμπεριφέρονται ελαστοπλαστικά.

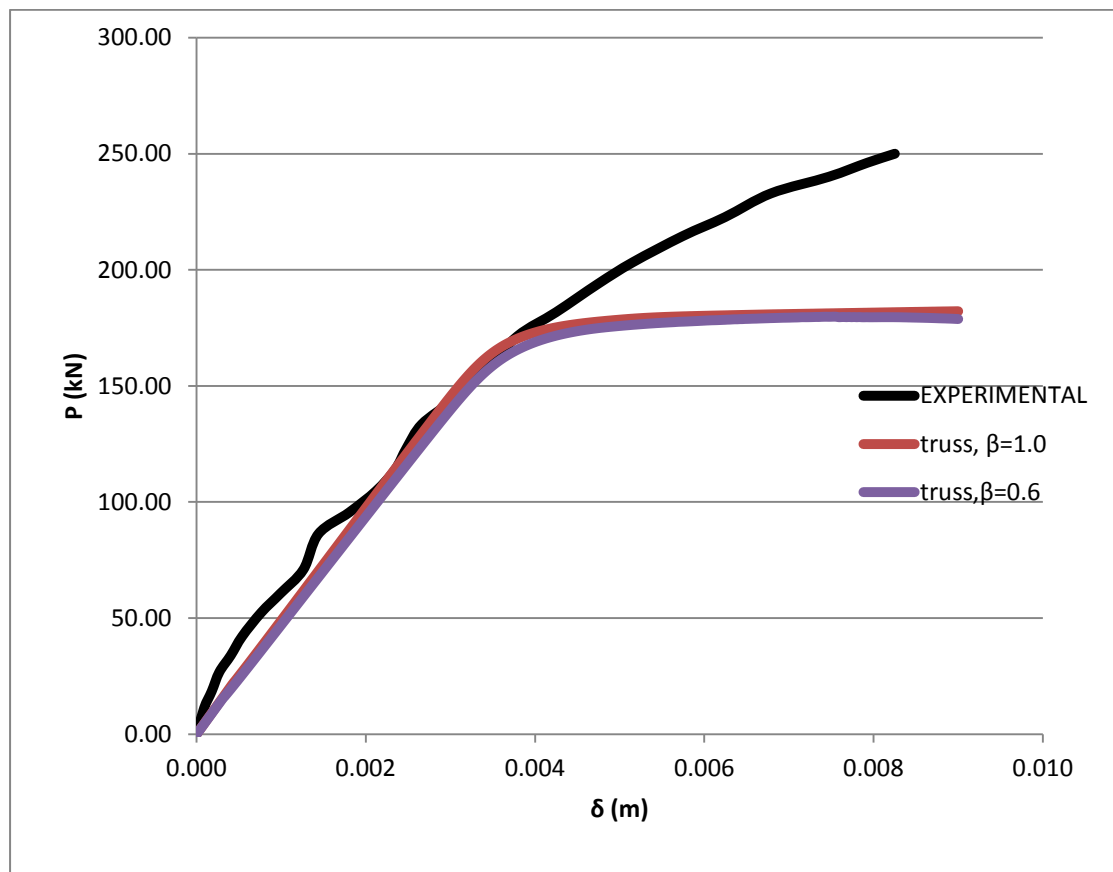
Στις παραπάνω αναλύσεις επιλέχθηκε να διακριτοποιηθεί το πάχος του τοιχώματος με δύο στοιχεία. Αυτό προέκυψε ύστερα από αναλύσεις που έγιναν, στις οποίες ο ίδιος φορέας διακριτοποιήθηκε σε βάθος με ένα, δύο και τέσσερα bricks. Παρατηρούμε ότι οι αναλύσεις με 2 και 4 στοιχεία σε βάθος δεν έχουν κάποια ουσιαστική διαφορά. Αντίθετα η λύση με ένα στοιχείο δίνει μια πιο δύσκαμπτη καμπύλη. Παρόλο λοιπόν που η φόρτιση του τοιχώματος εντός του επιπέδου του είναι ένα πρόβλημα επίπεδης έντασης, τα αποτελέσματα των αναλύσεων επηρεάζονται και από την εκτός επιπέδου διακριτοποίηση του τοιχώματος. Υπάρχει όμως ένα όριο πέρα από το οποίο η διακριτοποίηση αυτή δεν επηρεάζει την ανάλυση.



Σχήμα 4.11 Επιρροή της διακριτοποίησης του πάχους

### 4.3.3 Ανάλυση με τη μέθοδο M2

Με τη μέθοδο αυτή το τοίχωμα προσομοιώθηκε με χρήση στοιχείων δικτυώματος, σύμφωνα με μια απλοποιημένη θεώρηση της μεθόδου που παρουσιάστηκε στην ενότητα 3.3.1.2. Έγιναν δύο αναλύσεις με διαφορετικό συντελεστή απομείωσης της αντοχής του σκυροδέματος εξαιτίας ετερόσημης διαξονικής έντασης (συντελεστής  $\beta$ ). Για τα οριζόντια και κατακόρυφα στοιχεία σκυροδέματος η θλιπτική αντοχή θεωρήθηκε ίση με  $f_c=42,3$  MPa και για τα διαγώνια στοιχεία ο συντελεστής  $\beta$  πήρε τις τιμές 1 και 0,6 για να εξεταστεί η επιρροή του.



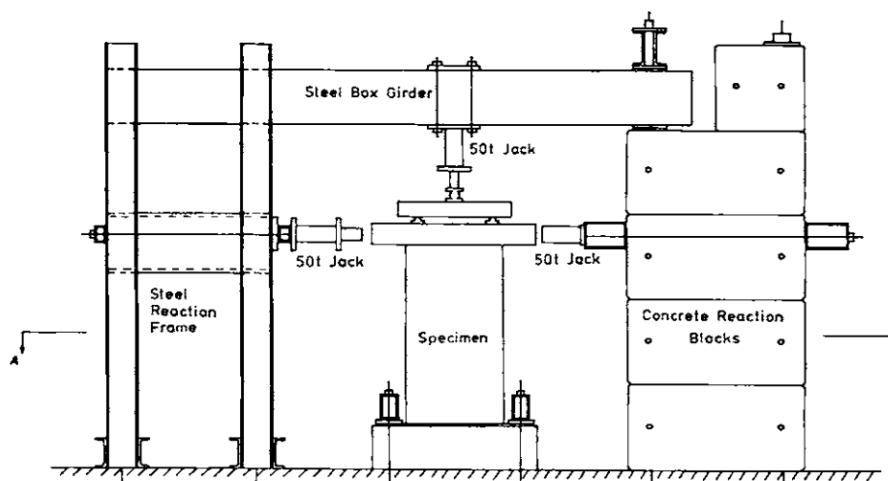
Σχήμα 4.12 Αποτελέσματα απλοποιητικής μεθόδου δικτυωμάτων

Η μέθοδος αυτή δεν έδωσε ικανοποιητικά αποτελέσματα καθώς προσεγγίζει μεν τη δυσκαμψία του τοιχώματος μέχρι περίπου το φορτίο των 170 kN, αλλά στη συνέχεια αυτό χάνει απότομα τις αντοχές του. Ιδιαίτερη εντύπωση προκαλεί η μικρή διαφοροποίηση στη συμπεριφορά του προσομοιώματος, που προκάλεσε ο συντελεστής  $\beta$ . Θα περιμέναμε αισθητή απομείωση των αντοχών δεδομένου της απομείωσης της αντοχής του διαγώνιου θλιπτήρα, κάτι που δεν αποτυπώθηκε στις αναλύσεις αφού οι καμπύλες που αντιστοιχούν σε  $\beta=0,6$  και  $\beta=1$  σχεδόν ταυτίζονται. Με βάση τα παραπάνω αποτελέσματα, η απλοποιητική μέθοδος των δικτυωμάτων, όπως χρησιμοποιήθηκε στη παρούσα διπλωματική εργασία, κρίθηκε ακατάλληλη για την προσομοίωση της συμπεριφοράς των τοιχωμάτων και σαφώς χειρότερη από τη μέθοδο με τα στοιχεία συνεχούς μέσου που εφαρμόστηκε προηγουμένως.

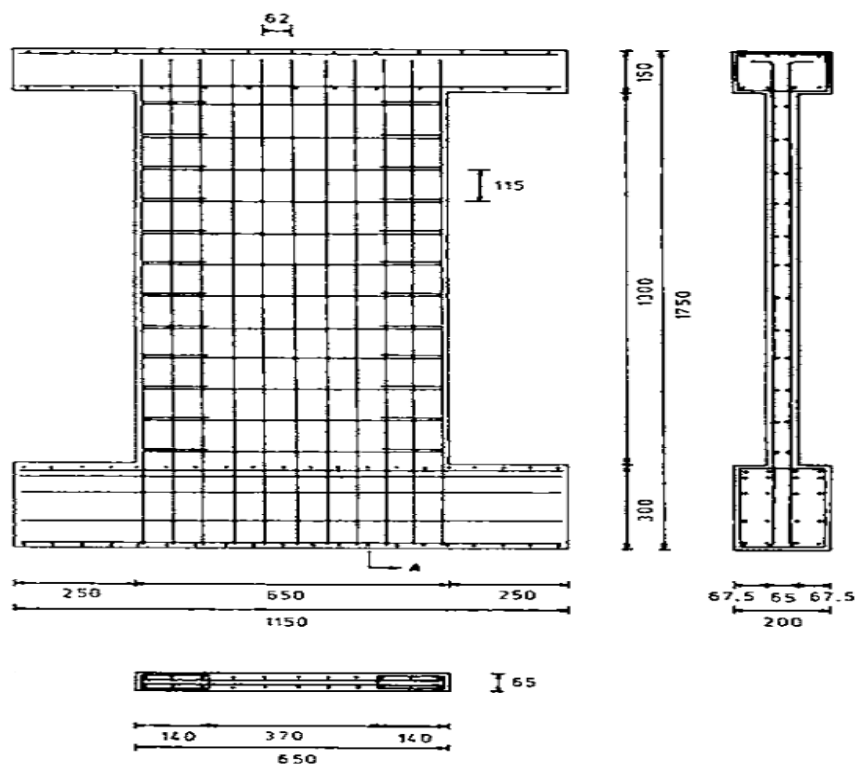
## 4.4 ΠΕΙΡΑΜΑ SW21

### 4.4.1 Περιγραφή πειράματος

Το πείραμα αυτό ανήκει στη δεύτερη κατηγορία δοκιμών που μελέτησαν οι Λέφας, Κωτσοβός και Αμβράζης. Έχει ύψος 1300mm, μήκος 650 mm ( $h/l=2$ ) και έχει πάχος 65mm ενώ συνδέεται στην κορυφή με μια δοκό μήκους 1150 mm, ύψους 150mm και πλάτους 300mm στην οποία ασκούνταν το οριζόντιο φορτίο όπως δείχνει και η πειραματική διάταξη του σχήματος 4.12. Στο κάτω μέρος είχε συνδεθεί πάλι με δοκό θεμελίωσης όμοια με εκείνη του πειράματος SW11.



Σχήμα 4.13 Διάταξη φόρτισης SW21



Σχήμα 4.14 Γεωμετρία και όπλιση δοκιμίου SW21

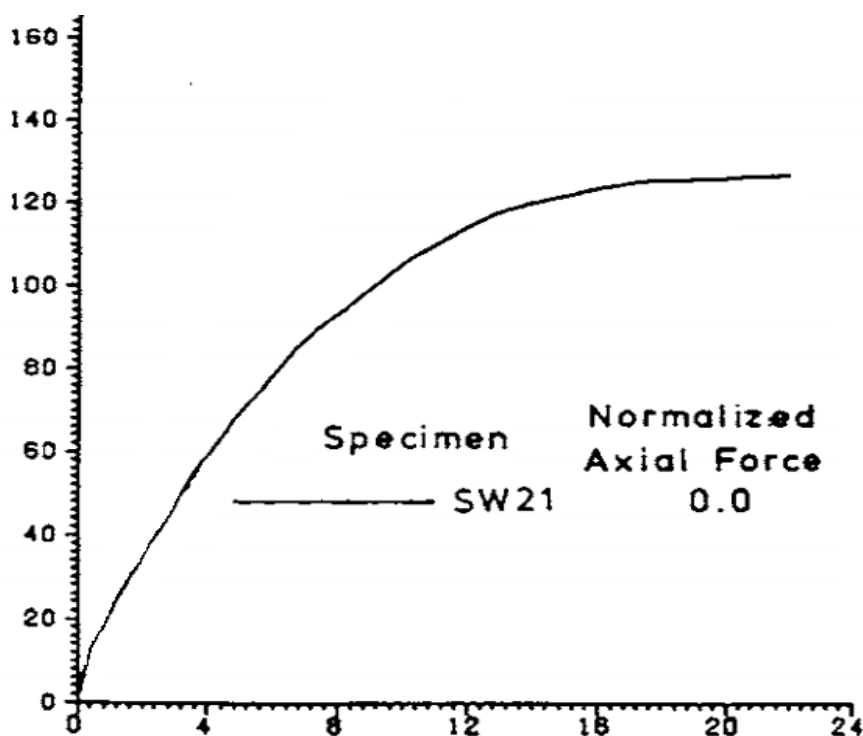


Οι οπλισμοί είχαν την ίδια διάμετρο και τα ίδια μηχανικά χαρακτηριστικά με το προηγούμενο πείραμα. Στον παρακάτω πίνακα φαίνονται τα ποσοστά οπλισμού στο δοκίμιο. Η αντοχή κύβου του σκυροδέματος ήταν  $f_{c,cube} = 42,8$  MPa.

Specimen	Reinforcement percentage				Cube strength $f_{cu}$ MPa	Axial load	
	$\rho_{hor}$ percent	$\rho_{ver}$ percent	$\rho_{flex}$ percent	$\rho_s$ percent		Actual	Normalized
						$F_v$ kN	$\nu = \frac{F_v}{bf_c'}$
SW21	0.80	2.50	3.30	0.90	42.8	0	0.0

Πίνακας 4.2 Ποσοστά οπλισμού

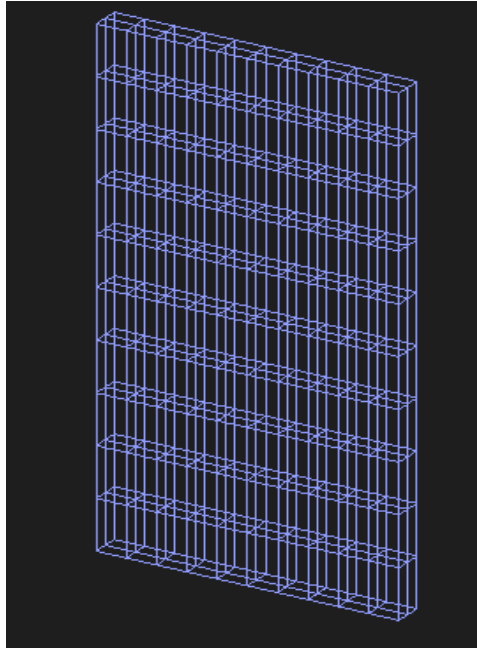
Το δοκίμιο αυτό παρουσίασε μια πιο πλάστιμη συμπεριφορά σε σχέση με το χθαμαλό τοίχωμα του προηγούμενου πειράματος. Αστόχησε όμως κι αυτό διατμητικά όταν το φορτίο έφτασε τα 127 kN και η μετατόπιση της κορυφής ήταν 20,6 mm.



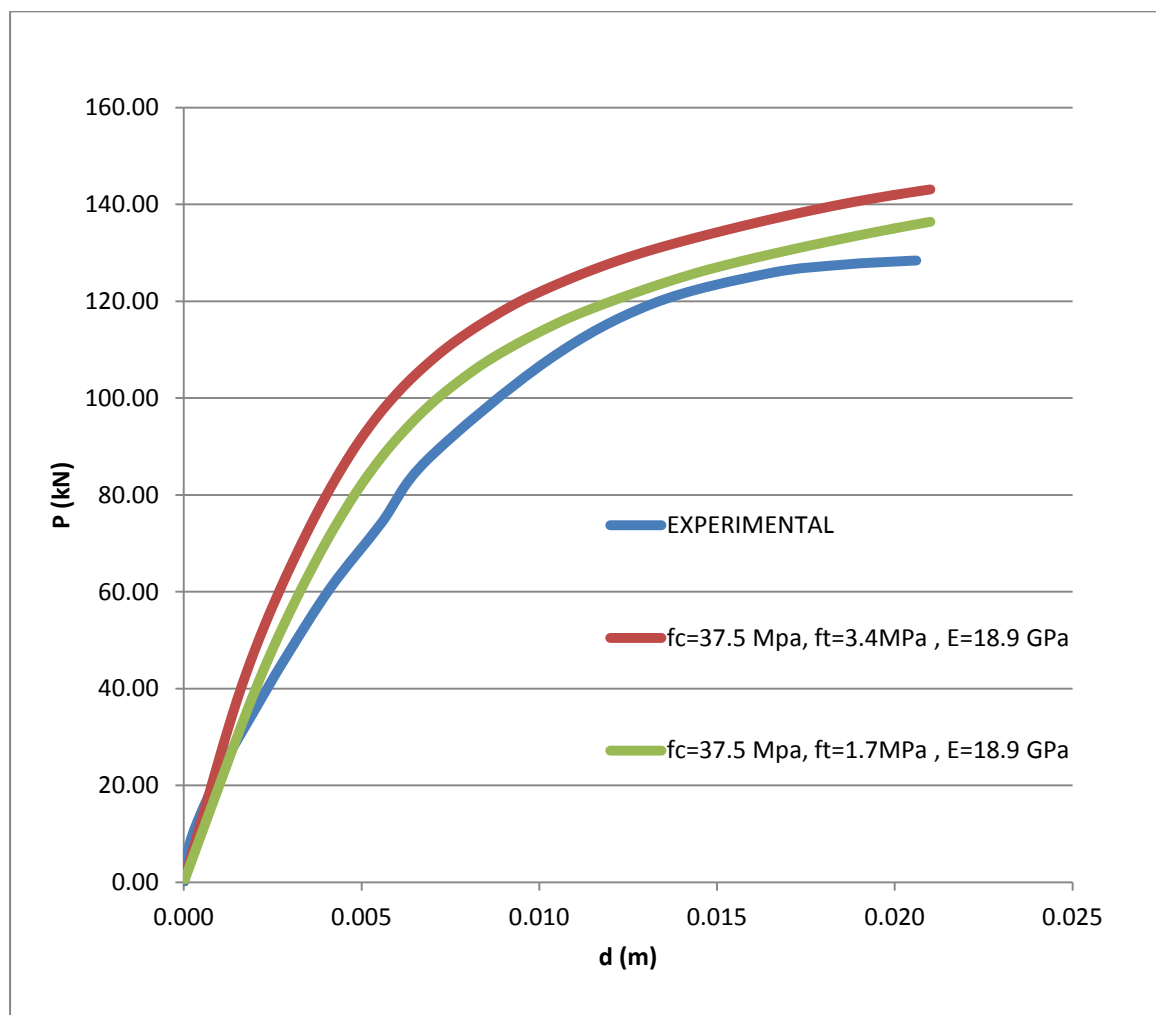
Σχήμα 4.15 Καμπύλη φορτίου-μετατόπισης πειράματος SW21

#### 4.4. 2 Ανάλυση με τη μέθοδο M1

Στην περίπτωση αυτή το τοίχωμα προσομοιώθηκε με στοιχεία brick ο κánaβος των οποίων ακολουθούσε τη διάταξη του οπλισμού του πλέγματος, ενώ το πάχος διακριτοποιήθηκε με δύο στοιχεία. Έγιναν δύο επιλύσεις με διαφορετική θεώρηση της εφελκυστικής αντοχής του σκυροδέματος. Παρακάτω φαίνεται η διακριτοποίηση του φορέα και τα αποτελέσματα της ανάλυσης.



Σχήμα 4.16 Διακριτοποίηση πειράματος SW21



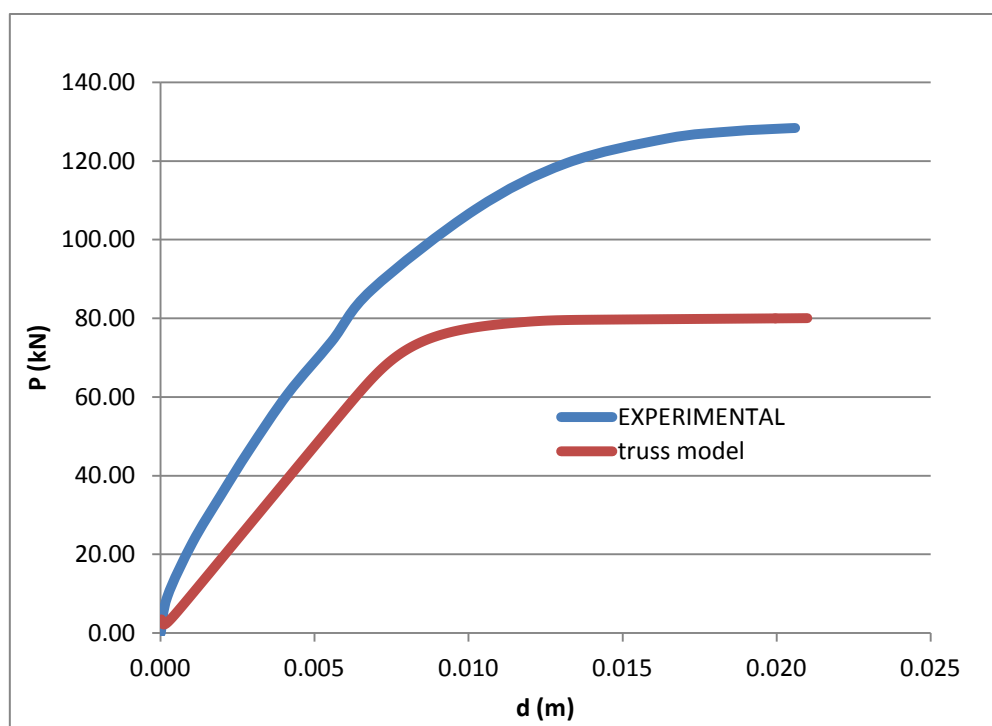
Σχήμα 4.16 Καμπύλη φορτίου-μετατόπισης πειράματος SW21

Παρατηρούμε ότι στην περίπτωση όπου η εφελκυστική αντοχή θεωρήθηκε ίση με  $f_t=1.7$  MPa η προσομοίωση έδωσε καλύτερα αποτελέσματα σε σχέση με εκείνη όπου θεωρήθηκε  $f_t=3.4$  MPa .

Να σχολιάσουμε επίσης ότι στην περίπτωση του πειράματος SW21 είχαμε καλύτερη προσέγγιση των πειραματικών δεδομένων σε σχέση με το πείραμα SW11 . Αυτό συνέβη διότι το τοίχωμα SW21 είχε μια πιο πλαστική συμπεριφορά , η οποία μπορεί να προσεγγιστεί καλύτερα από την ελαστοπλαστική θεώρηση του Drucker Prager, με την κατάλληλη τροποποίηση της επιφάνειας αστοχίας .

#### 4.4. 3 Ανάλυση με τη μέθοδο M2

Με τη μέθοδο αυτή το τοίχωμα προσομοιώθηκε με χρήση στοιχείων δικτυώματος , σύμφωνα με μια απλοποιημένη θεώρηση της μεθόδου που παρουσιάστηκε στην ενότητα 3.3.1.2 . Για τα οριζόντια και κατακόρυφα στοιχεία σκυροδέματος η θλιπτική αντοχή θεωρήθηκε ίση με  $f_c=37,8$  MPa και για τα διαγώνια στοιχεία ο συντελεστής  $\beta$  πήρε την τιμή 1 . Τα αποτελέσματα , όπως και στην περίπτωση του SW11 , δεν ήταν ικανοποιητικά. Στο πείραμα αυτό μάλιστα υπήρχε μεγάλη απόκλιση τόσο στην αρχική δυσκαμψία όσο και σε επίπεδα αντοχών.



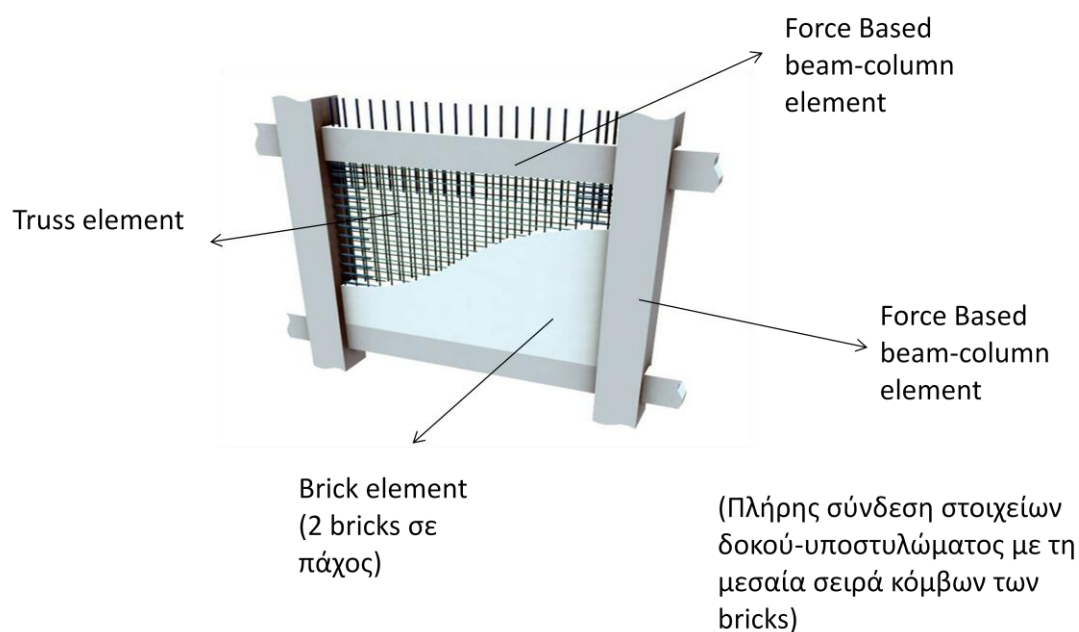
Σχήμα 4.17 Αποτελέσματα απλοποιητικής μεθόδου δικτυωμάτων

Η απλοποιητική αυτή μέθοδος , όπως τροποποιήθηκε στην παρούσα διπλωματική κρίθηκε αναξιόπιστη και δεν έγινε περαιτέρω διερεύνηση , δεδομένου ότι τα αποτελέσματα της μεθόδου M1 ήταν σαφώς πιο ικανοποιητικά .

## 4.5 ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Από τις αναλύσεις που έγιναν στο κεφάλαιο αυτό θεωρούμε ότι η προσομοίωση με στοιχεία brick, στα οποία έχει ενσωματωθεί το κριτήριο αστοχίας Drucker Prager, μπορεί να προσεγγίσει σε έναν ικανοποιητικό βαθμό την πραγματική συμπεριφορά τοιχωμάτων από οπλισμένο σκυρόδεμα. Καθοριστικός παράγοντας για την καλύτερη προσέγγιση της συμπεριφοράς αυτής είναι ο καθορισμός των κατάλληλων παραμέτρων που ορίζουν την επιφάνεια αστοχίας. Συγκεκριμένα η εφελκυστική αντοχή του σκυροδέματος είναι ο παράγοντας εκείνος που επηρεάζει σημαντικά τα αποτελέσματα των αναλύσεων καθώς μέσω αυτού προσδιορίζεται η κωνική καμπύλη αστοχίας στο χώρο. Η υιοθέτηση (απλοποιητικά) μιας απομειωμένης εφελκυστικής αντοχής, ίσης με τη μισή της πραγματικής, φαίνεται ότι δίνει επαρκή αποτελέσματα.

Σε καμία περίπτωση δεν μπορεί να προβλεφθεί η διατμητική αστοχία των τοιχωμάτων με τους συγκεκριμένους νόμους υλικών που χρησιμοποιήθηκαν. Για το λόγο αυτό θα πρέπει να εισάγονται κριτήρια, σε επίπεδο μέγιστης διάτμησης ή μέγιστης γωνιακής παραμόρφωσης (drift), ώστε να αποφεύγονται αστοχίες λόγω διάτμησης.

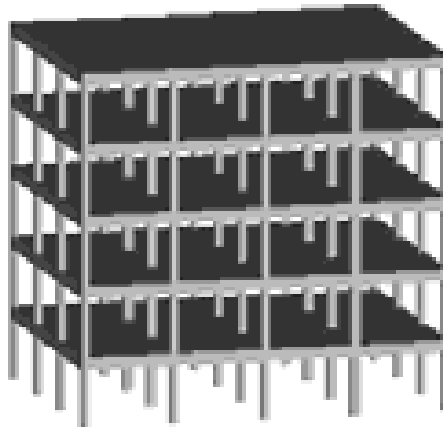


**Σχήμα 4.18** Προτεινόμενη μεθοδολογία προσομοίωσης εμφανιζόμενου τοιχώματος

## 5. ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΤΗΣ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΟΥ ΠΛΑΙΣΙΟΥ ΜΕ ΕΜΦΑΤΝΟΥΜΕΝΑ ΤΟΙΧΩΜΑΤΑ

### 5.1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Στο κεφάλαιο αυτό εξετάζεται η ενίσχυση ενός υφιστάμενου πλαισίου , μέρος ενός τυπικού κτηρίου της δεκαετίας του 1960, το οποίο είχε μελετηθεί με τον αντισεισμικό σχεδιασμό του 1959 και είναι κατασκευασμένο από ωπλισμένο σκυρόδεμα. Αρχικά, μέσω της στατικής ανελαστικής ανάλυσης ,αξιολογείται η σεισμική συμπεριφορά του «γυμνού» πλαισίου με τη βοήθεια των στάθμεων επιτελεστικότητας. Στη συνέχεια εξετάζεται η συμπεριφορά του φορέα όταν αυτός ενισχυθεί με την τοποθέτηση εμφατνούμενων τοιχωμάτων εντός επιλεγμένων ανοιγμάτων.



Εικόνα 5.1 Κτήριο K60A59

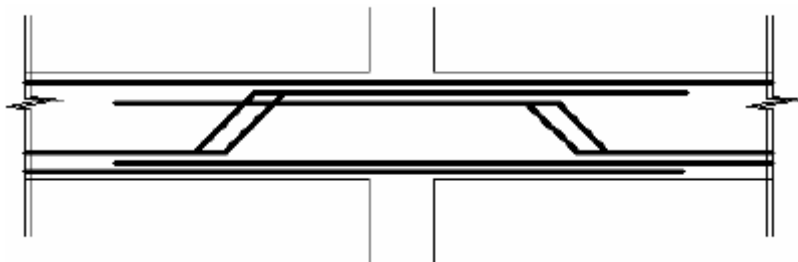
### 5.2 ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΦΟΡΕΑ-ΠΑΡΑΔΟΧΕΣ ΜΕΛΕΤΗΣ

Το πλαίσιο ,του οποίου η εμφάνιση διερευνήθηκε στην παρούσα διπλωματική εργασία, είναι μέρος του τυπικού κτηρίου K60A59, όπως αυτό αποτυπώθηκε στη διδακτορική διατριβή του Κ. Ρεπαπή . Πρόκειται για το εξωτερικό πλαίσιο K1-K2-K3-K4-K5 , οι σπλισμοί και οι διαστάσεις του οποίου φαίνονται στους ξυλοτύπους των σχημάτων 5.2-5.6 . Το πλαίσιο είναι πενταώροφο με ύψος ορόφων 3.0 m και με μήκος φατνωμάτων 3.5m. Οι διαστάσεις των υποστυλωμάτων δεν είναι ίδιες σε όλους τους ορόφους . Ενδεικτικά στον πρώτο όροφο έχουν διαστάσεις 35x35 [cm] , στον δεύτερο μειώνονται σε 30x30[cm] και στον πέμπτο όροφο τα εσωτερικά υποστυλώματα καταλήγουν σε διάσταση 25x25[cm] ενώ τα ακραία παραμένουν 30x30[cm]. Σε αντίθεση με τα υποστυλώματα οι δοκοί έχουν σταθερές διαστάσεις 20x50 [cm]. Όλες οι πλάκες έχουν πάχος 12cm.

Τα κατακόρυφα φορτία είναι ίσα με  $1.5 \text{ kN/m}^2$  η επικάλυψη και  $2.0 \text{ kN/m}^2$  το κινητό φορτίο. Τα υλικά που θεωρήθηκαν κατά τον σχεδιασμό ήταν B160 (μέση αντοχή κύβου 16.0

MPa) για το σκυρόδεμα και St I (μέση τιμή διαρροής 310 MPa, αστοχίας 420 MPa) για τον χάλυβα. Το κτήριο επίσης έχει σχεδιαστεί για ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας II σε σκληρό έδαφος κατηγορίας A.

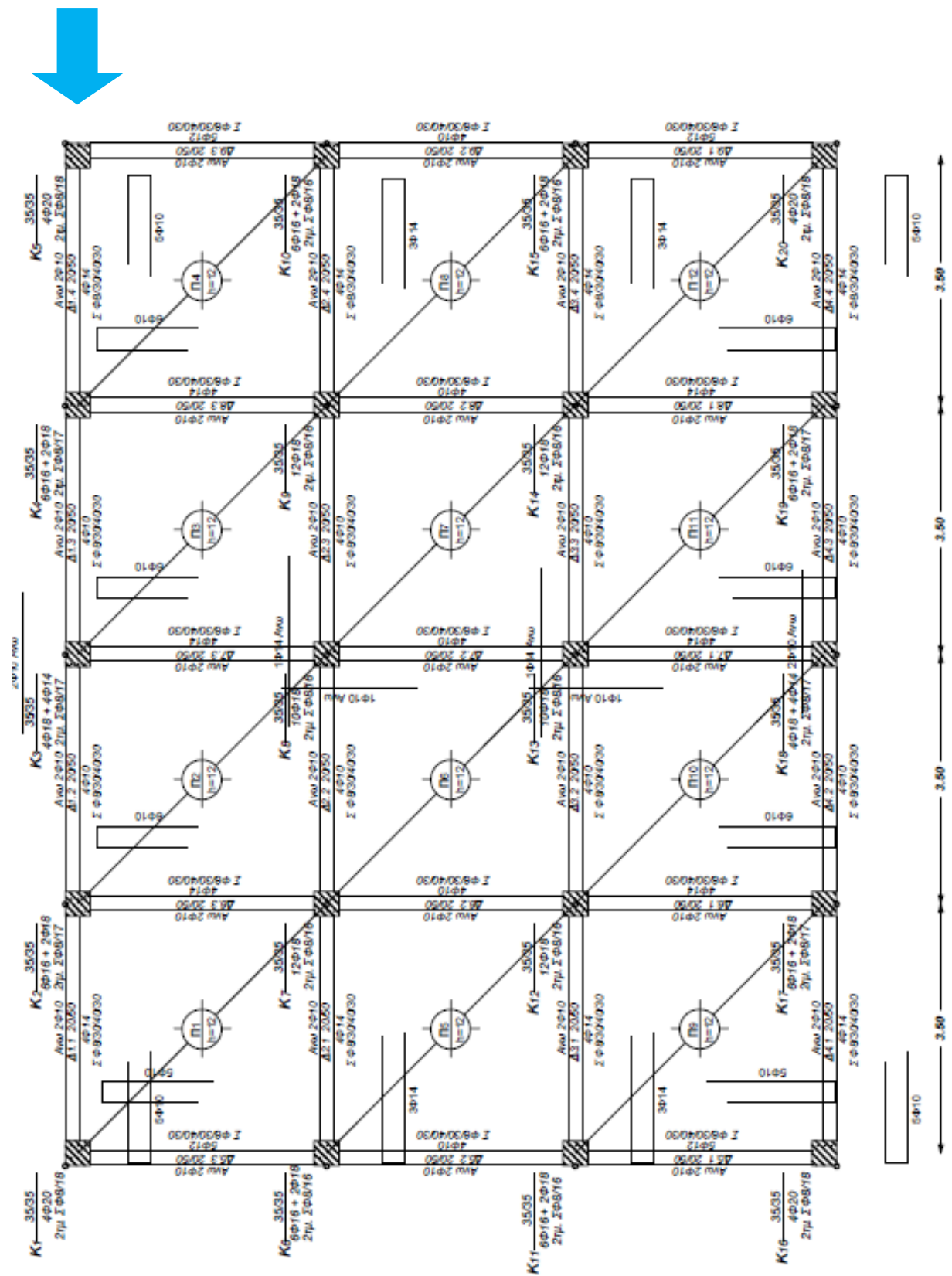
Ο τρόπος όπλισης εκείνης της περιόδου λαμβάνεται υπόψη στην ανάλυση καθώς στο περιμετρικό πλαίσιο που εξετάζεται ο κάτω οπλισμός θεωρείται ότι επεκτείνεται στο διπλανό άνοιγμα, διπλασιάζοντας έτσι τον κάτω οπλισμό της δοκού στις κρίσιμες ζώνες εκατέρωθεν του κόμβου, όπως φαίνεται στο σχήμα 5.1 . Όσον αφορά τις κεκαμμένες ράβδους, αυτές επεκτείνονται πάντα στο διπλανό άνοιγμα σε μήκος που είναι επαρκές για να θεωρηθεί ότι συμμετέχουν στην ανάληψη ροπής και στο διπλανό άνοιγμα. Οι περισσότερες δοκοί είναι οπλισμένες με 4Φ10 κάτω και 2Φ10 άνω, ενδεικτικό της χαμηλής όπλισης της περιόδου εκείνης.



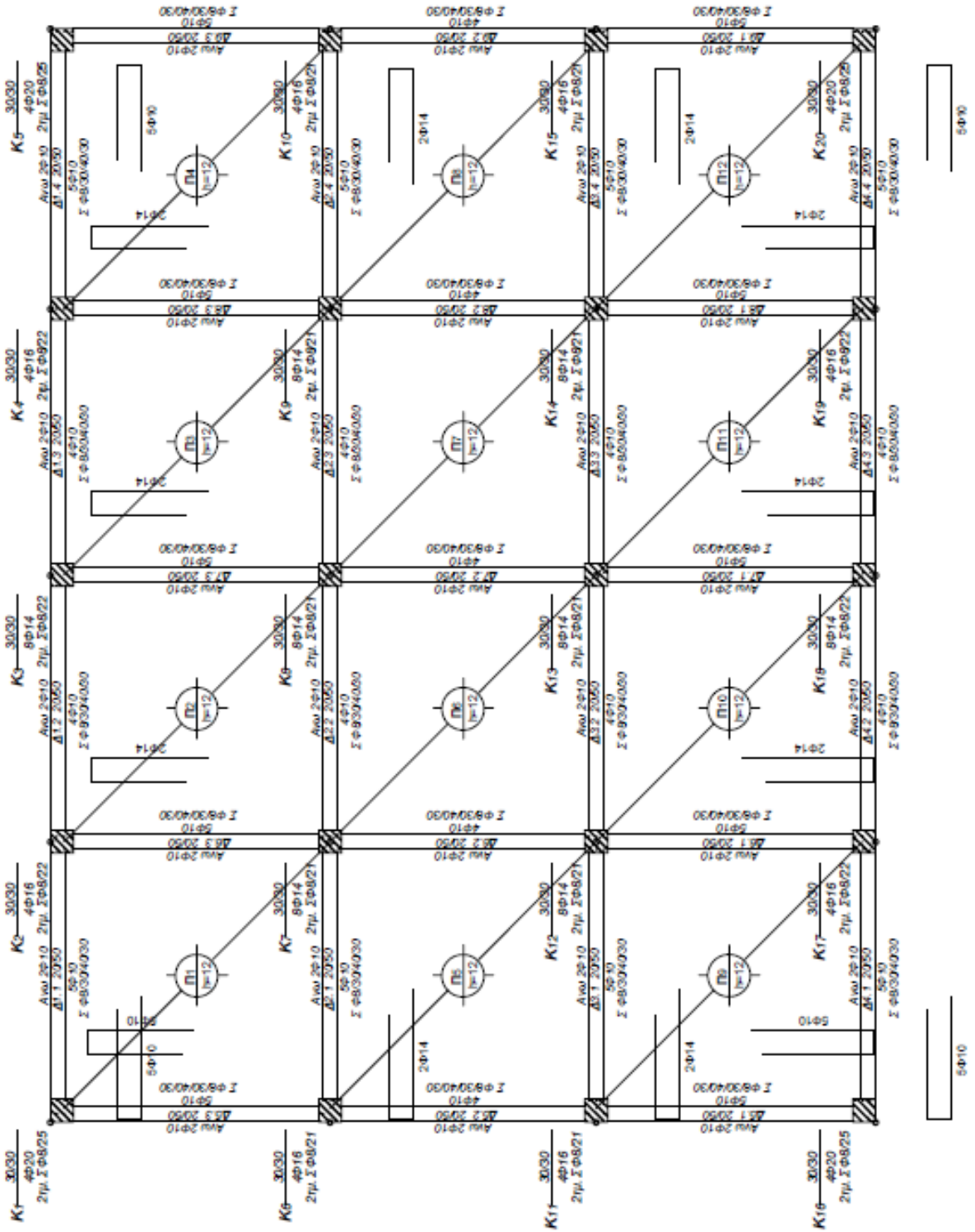
**Σχήμα 5.1** Λεπτομέρεια όπλισης περιμετρικών δοκών

Τα υποστυλώματα έχουν αραιούς συνδετήρες (π.χ. 2τμ Φ8/18 στο ισόγειο και 2τμ Φ8/30 στον πέμπτο όροφο ) και για το λόγο αυτό το σκυρόδεμα θεωρείται απερίσφιγκτο. Εξάλλου τις περισσότερες φορές οι συνδετήρες αυτοί είναι ανεπαρκώς αγκυρωμένοι και συχνά είναι ανοιχτοί με αποτέλεσμα να μην αναπτύσουν όλη την αντοχή τους και φυσικά δεν προσφέρουν εγκιβωτισμό στον πυρήνα της διατομής.

Στη συνέχεια παρουσιάζονται οι ξυλότυποι και οι οπλισμοί στις δοκούς και τα υποστυλώματα του κτηρίου. Το γαλάζιο βέλος υποδεικνύει το πλαίσιο K1-K2-K3-K4-K5 το οποίο αναλύθηκε στην παρούσα διπλωματική εργασία.

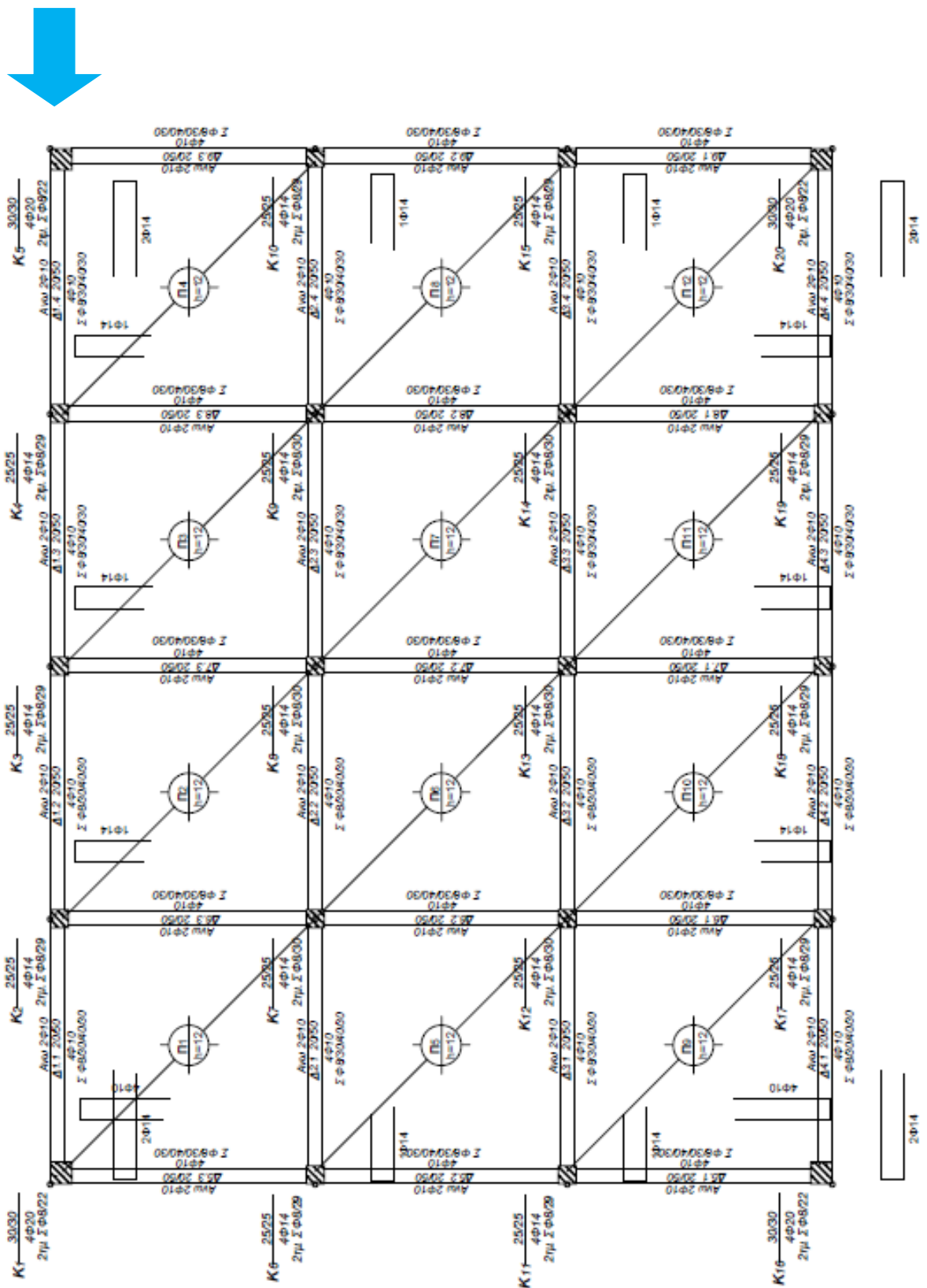


Σχήμα 5.2 Ξυλότυπος 1<sup>ου</sup> Ορόφου

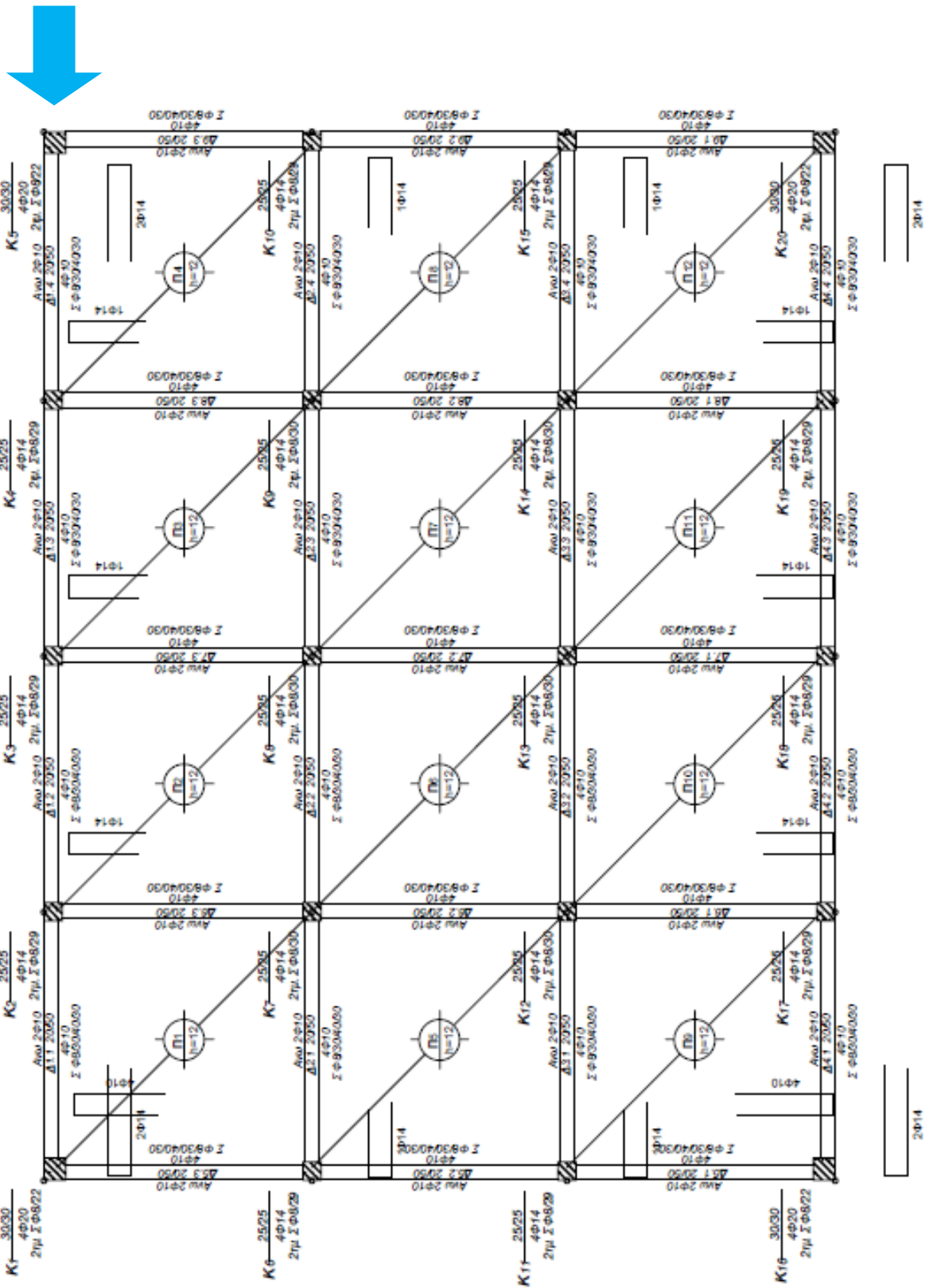


Σχήμα 5.3 Ευλότυπος 2<sup>ου</sup> Ορόφου

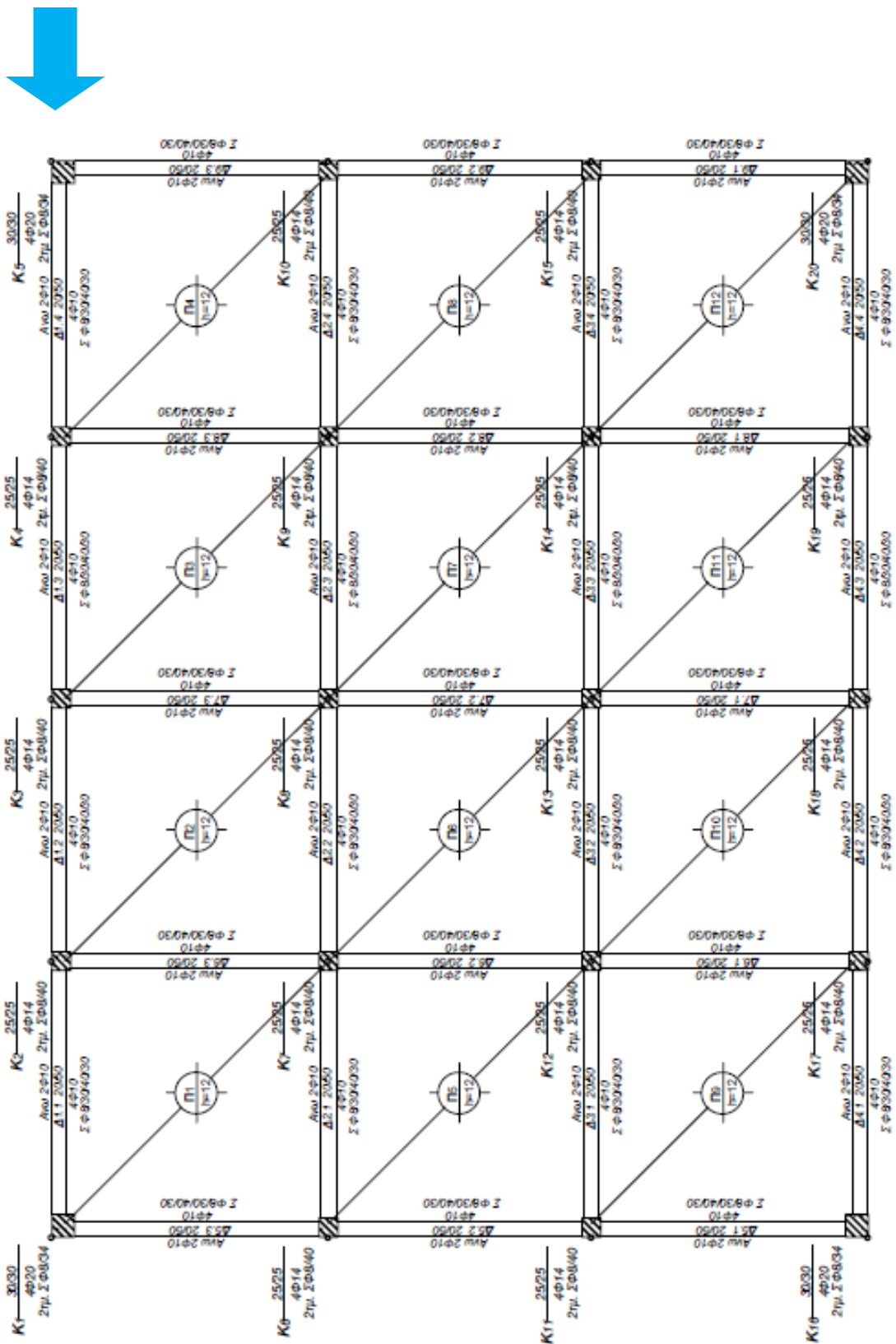




Σχήμα 5.4 Ευλότυπος 3<sup>ου</sup> Ορόφου

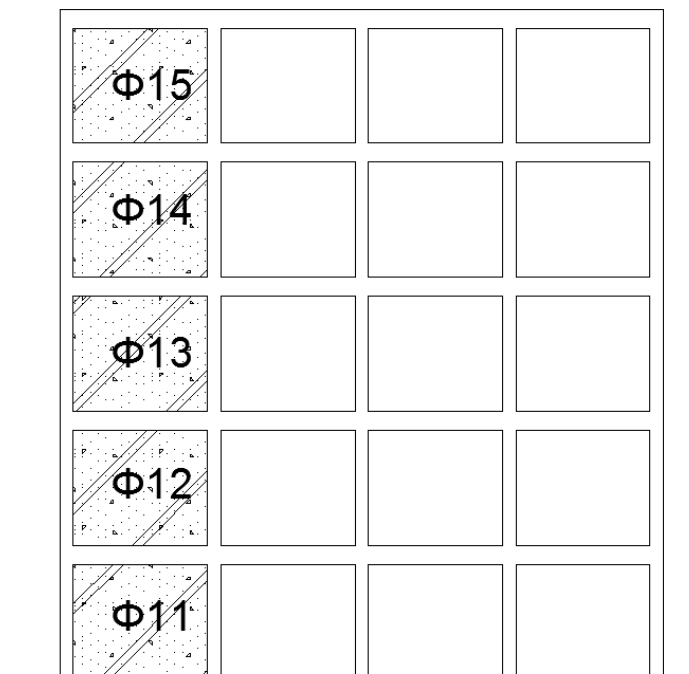
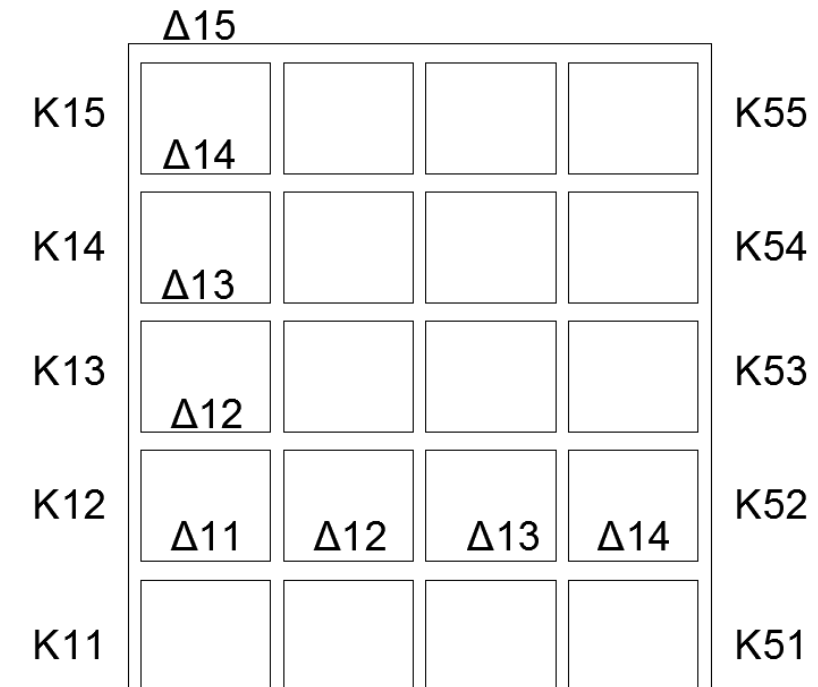


Σχήμα 5.5 Ευλότυπος 4<sup>ου</sup> Ορόφου



Σχήμα 5.6 Ξυλότυπος 5<sup>ου</sup> Ορόφου

Στη συνέχεια παρουσιάζεται η κωδικοποιημένη ονομασία των δοκών και των υποστυλωμάτων καθ' ύψος του πλαισίου. Το γράμμα «Κ» αντιστοιχεί στα υποστυλώματα, το «Δ» στις δοκούς και το «Φ» στο φάτνωμα. Ο πρώτος δείκτης αναφέρεται στο άνοιγμα και ο δεύτερος στον όροφο.

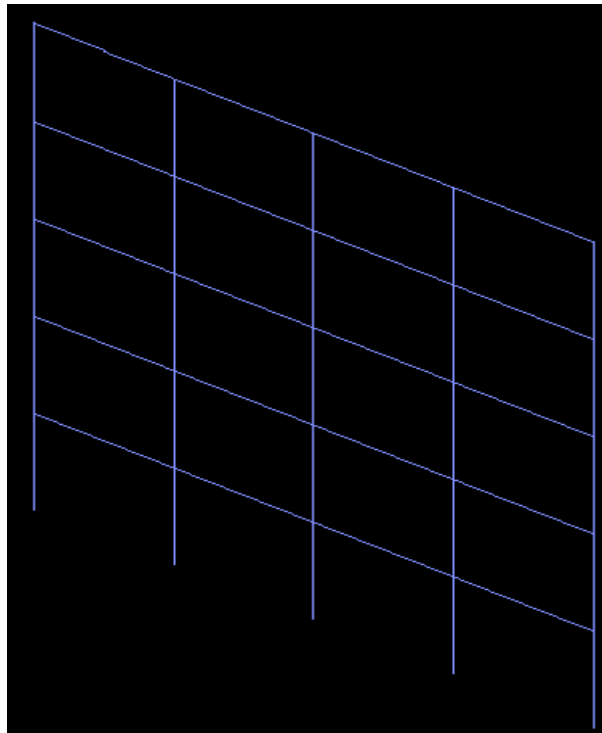


**Σχήμα 5.7** Αρίθμηση δοκών-υποστυλωμάτων-φατνωμάτων

### 5.3 ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑ ΦΟΡΕΑ ΣΤΟ OPENSEES

Για την προσομοίωση του υφιστάμενου πλαισίου καθώς και των εμφανιζόμενων τοιχωμάτων στο OpenSees χρησιμοποιήθηκαν τα πεπερασμένα στοιχεία και οι νόμοι των υλικών που αναπτύχθηκαν λεπτομερώς στο κεφάλαιο 3. Έτσι για την προσομοίωση των εμφανιζόμενων τοιχωμάτων χρησιμοποιήθηκαν στοιχεία brick με κάναβο 20/20/10cm (μήκος/ύψος/βάθος). Οι δοκοί και τα υποστυλώματα προσομοιώθηκαν με Force-Based Beam-Column elements μήκους 20cm. Η πυκνή αυτή διακριτοποίηση ίσως φαίνεται υπερβολική για την ακρίβεια που έχουν τα ραβδόμορφα αυτά μη-γραμμικά στοιχεία, αλλά χρησιμοποιήθηκε με σκοπό το πλαίσιο να έχει τον ίδιο κάναβο με τα τοιχώματα, ώστε να ταυτίζονται οι κόμβοι των δοκών-υποστυλωμάτων με τους κόμβους της εσωτερικής σειράς των στοιχείων brick του τοιχώματος. Στη συνέχεια με μονολιθική σύνδεση των κόμβων αυτών εξασφαλίζεται το συμβατό των παραμορφώσεων μεταξύ πλαισίου και τοιχώματος. Στην παρούσα διπλωματική δεν λήφθηκε υπόψη πιθανή ολίσθηση ή αποκόλληση μεταξύ τοιχώματος και πλαισίου μέσω κάποιων στοιχείων που θα προσομοίωναν τη διεπιφάνεια.

Στο σημείο αυτό αξίζει να αναφέρουμε τον τρόπο με τον οποίο δομήθηκε στο OpenSees η προσθήκη των τοιχωμάτων εντός των πλαισίων. Συνοπτικά λοιπόν αναφέρουμε ότι αρχικά κατασκευάστηκε σε ένα αρχείο το υφιστάμενο πλαίσιο.



Σχήμα 5.8 Προσομοίωση γυμνού πλαισίου

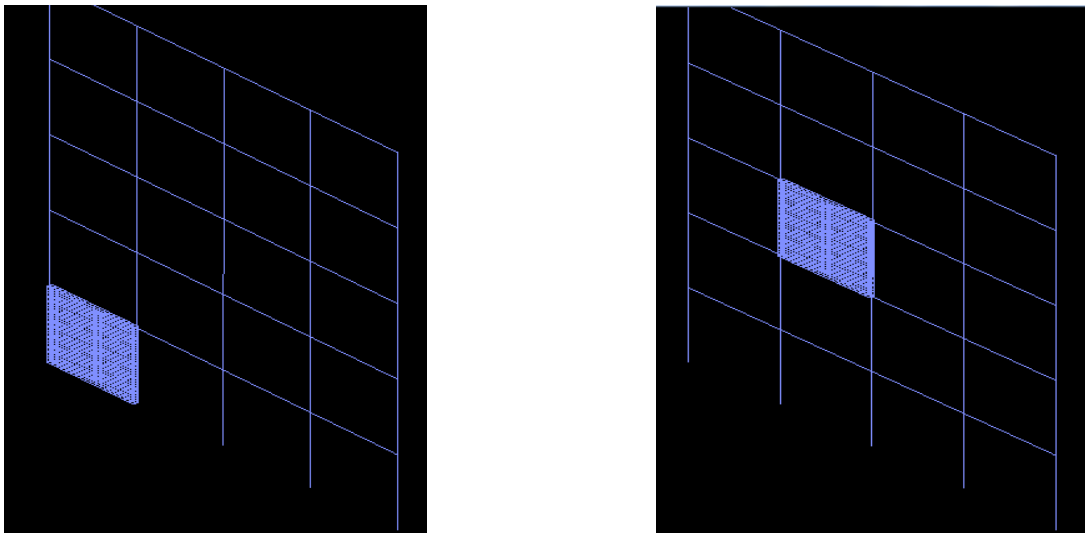
Σε ένα δεύτερο αρχείο (emf.txt) κατασκευάστηκε ένα εμφανιζόμενο τοίχωμα στο οποίο η αρίθμηση και η θέση των κόμβων, τα στοιχεία brick, οι κατακόρυφοι και οριζόντιοι σπλισμοί της εσχάρας ορίστηκαν παραμετρικά μέσω δύο μεταβλητών  $\alpha, b$  που εξαρτώνται από τη θέση του φαντώματος μέσα στο πλαίσιο. Η μεταβλητή  $\alpha$  ορίζει τη θέση στον

οριζόντιο άξονα και η μεταβλητή **b** τη θέση στον κατακόρυφο άξονα . Ως αρχή των αξόνων θεωρείται η βάση του υποστυλώματος K11 . Έτσι αν καλέσουμε μέσα από το πρώτο αρχείο με την εντολή «source» το αρχείο emf.txt , έχοντας προηγουμένως εισάγει τις μεταβλητές a,b που θέλουμε τότε αυτόματα δημιουργείται το τοίχωμα εντός του επιθυμητού ανοίγματος του πλαισίου. Για παράδειγμα αν θέσουμε

```
set a 0
set b 0
source emf.txt
```

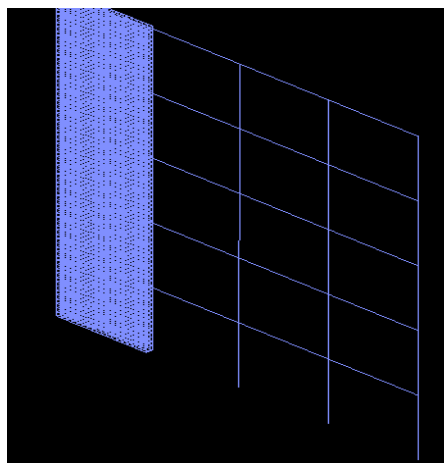
```
set a 1
set b 2
source emf.txt
```

τότε το φάτνωμα δημιουργείται αντίστοιχα στις παρακάτω θέσεις



**Σχήμα 5.9** Θέσεις τοιχωμάτων για διάφορες τιμές των παραμέτρων a,b

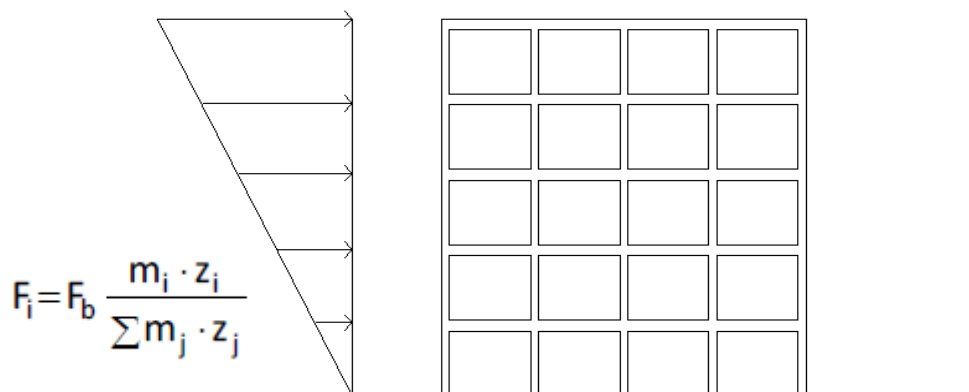
Στην παρούσα διπλωματική ωστόσο δεν εξαντλήθηκαν οι δυνατότητες του παραμετρικού αυτού μοντέλου καθώς εξετάστηκε η περίπτωση της εμφάνισης μόνο ενός ανοίγματος και σε όλο το ύψος του φορέα, όπως φαίνεται στο σχήμα 5.9.



**Σχήμα 5.10** Εμφάνιση ακραίου ανοίγματος

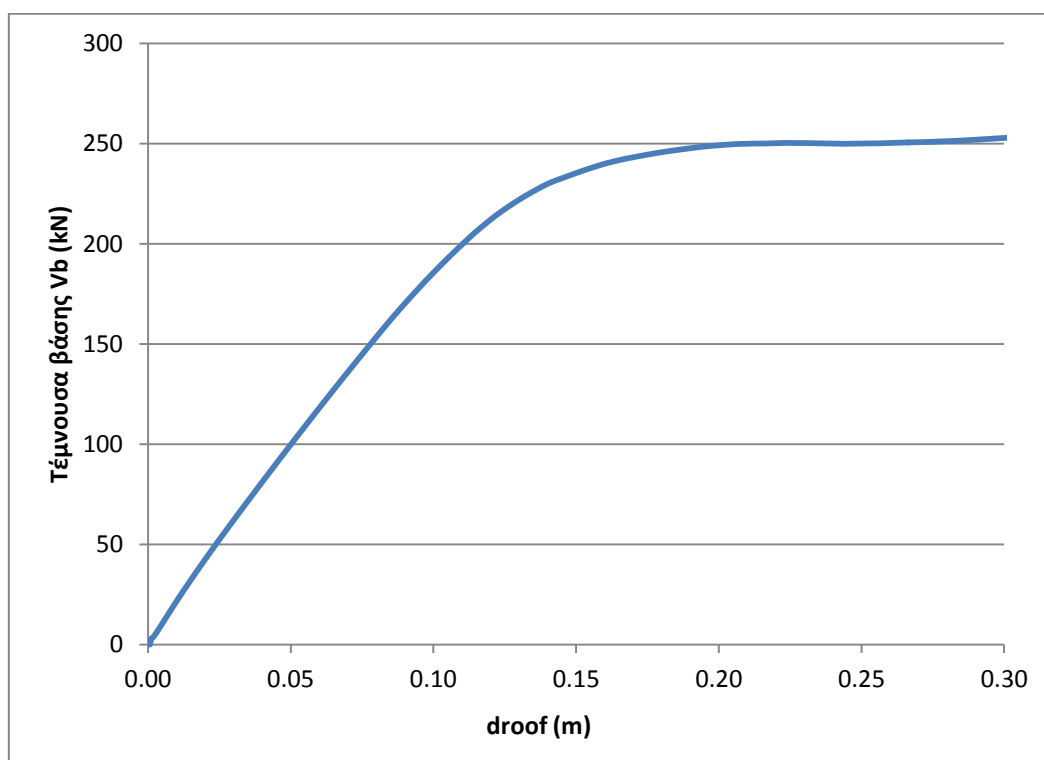
## 5.4 ΑΝΑΛΥΣΗ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΟΥ ΠΛΑΙΣΙΟΥ

Για την ανάλυση της σεισμικής συμπεριφοράς του υφιστάμενου πλαισίου έγινε στατική ανάλυση πλευρικής εξώθησης (pushover analysis). Ο σεισμός θεωρήθηκε ως μια οριζόντια δύναμη με τριγωνική κατανομή φορτίων.



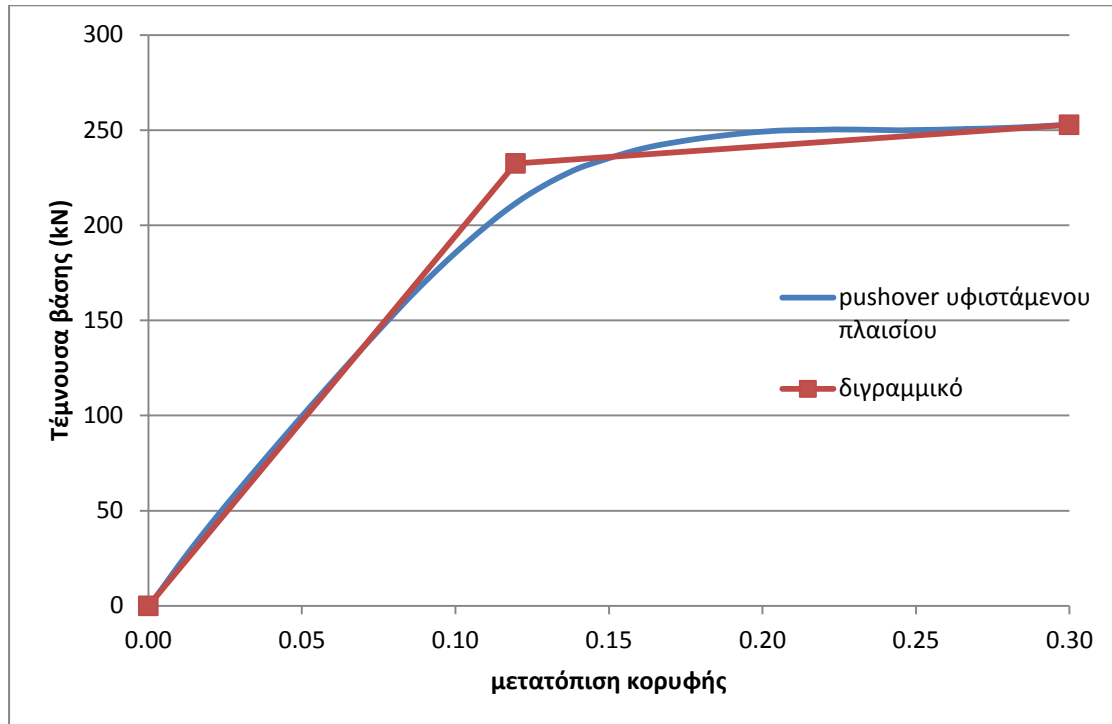
Σχήμα 5.11 Τριγωνική φόρτιση γυμνού πλαισίου

Παρακάτω φαίνονται τα αποτελέσματα της pushover ανάλυσης.



Σχήμα 5.12 Καμπύλη αντίστασης γυμνού πλαισίου

Η παραπάνω καμπύλη διγραμμοποιήθηκε ώστε ο αρχικός κλάδος να τέμνει την καμπύλη αντίστασης στο 60% της τέμνουσας διαρροής και ο μετελαστικός κλάδος να έχει μια ελαφρά κλίση ώστε να εξισωθούν τα εμβαδά της καμπύλης πάνω και κάτω από αυτόν.



Σχήμα 5.13 Διγραμμική καμπύλη αντίστασης γυμνού πλαισίου

Από τη διγραμμικοποίηση προέκυψε η τέμνουσα διαρροής  $V_y=232.5$  kN και η μετακίνηση διαρροής  $\delta_y=12,1$ cm. Η κλίση του μετελαστικού κλάδου προέκυψε ίση με το 5.8% του ελαστικού.

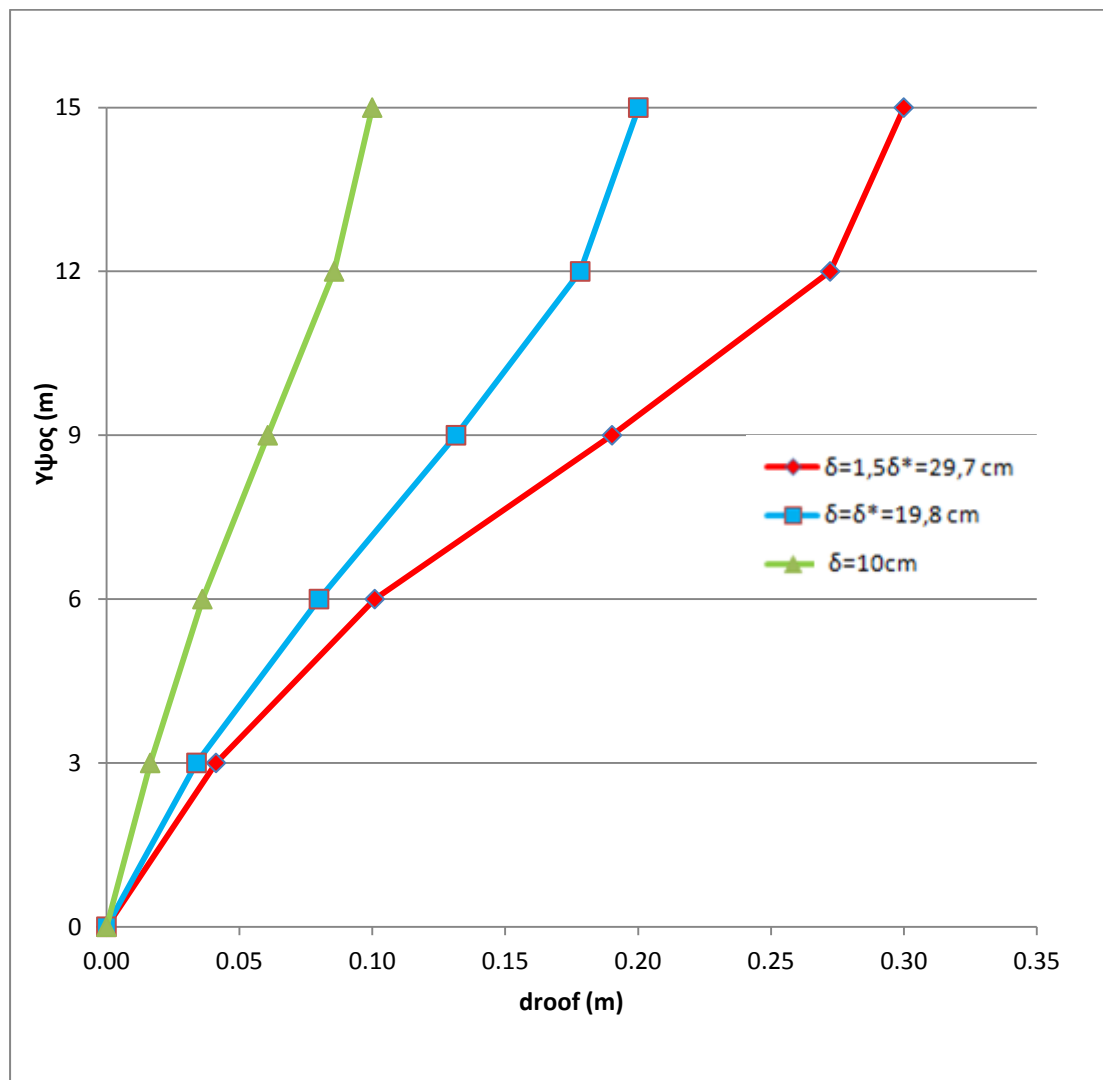
Με βάση τη μέθοδο των συντελεστών (παράρτημα Α) για σεισμό σχεδιασμού κατά EC8, εδαφική επιτάχυνση  $\alpha=0,24g$  (ζώνη II) και έδαφος κατηγορίας Α προέκυψε μια στοχευόμενη μετακίνηση  $\delta=\delta^*=19.8$ cm, ενώ η περίοδος του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος υπολογίστηκε ίση με  $T_e= 1,39$  sec. Παρατηρούμε δηλαδή ότι ο φορέας είναι εξαιρετικά εύκαμπτος.

Στη συνέχεια παρουσιάζονται οι μετακινήσεις του πλαισίου καθ' ύψος για μετακίνηση κορυφής ίση με  $\delta= 10$ cm,  $\delta=\delta^*= 19,8$  και  $\delta=1,5\delta^*=29,7$  cm. Η μετακίνηση  $\delta=\delta^*$  αντιστοιχεί όπως είπαμε στη στοχευόμενη μετακίνηση κορυφής για το σεισμό σχεδιασμού ενώ η μετατόπιση  $\delta=1,5\delta^*$  αντιστοιχεί σε έναν μεγαλύτερο σεισμό με μικρότερη πιθανότητα εμφάνισης.

Από το προφίλ των μετακινήσεων είναι φανερό η καμπτική συμπεριφορά του φορέα. Επίσης παρατηρούμε ότι η δυσκαμψία του 5<sup>ου</sup> ορόφου είναι σημαντικά μεγαλύτερη από εκείνη του 3<sup>ου</sup> και 4<sup>ου</sup> ορόφου. Αυτό πιθανόν να σημαίνει ότι οι όροφοι αυτοί καταπονούνται περισσότερο, συγκεντρώνοντας σε αυτούς τις πρώτες πλαστικές



αρθρώσεις . Το θέμα αυτό θα εξεταστεί στη συνέχεια μέσω της κατανομής των πλαστικών αρθρώσεων εντός του πλαισίου.






Σχήμα 5.14 Μετακινήσεις ορόφων

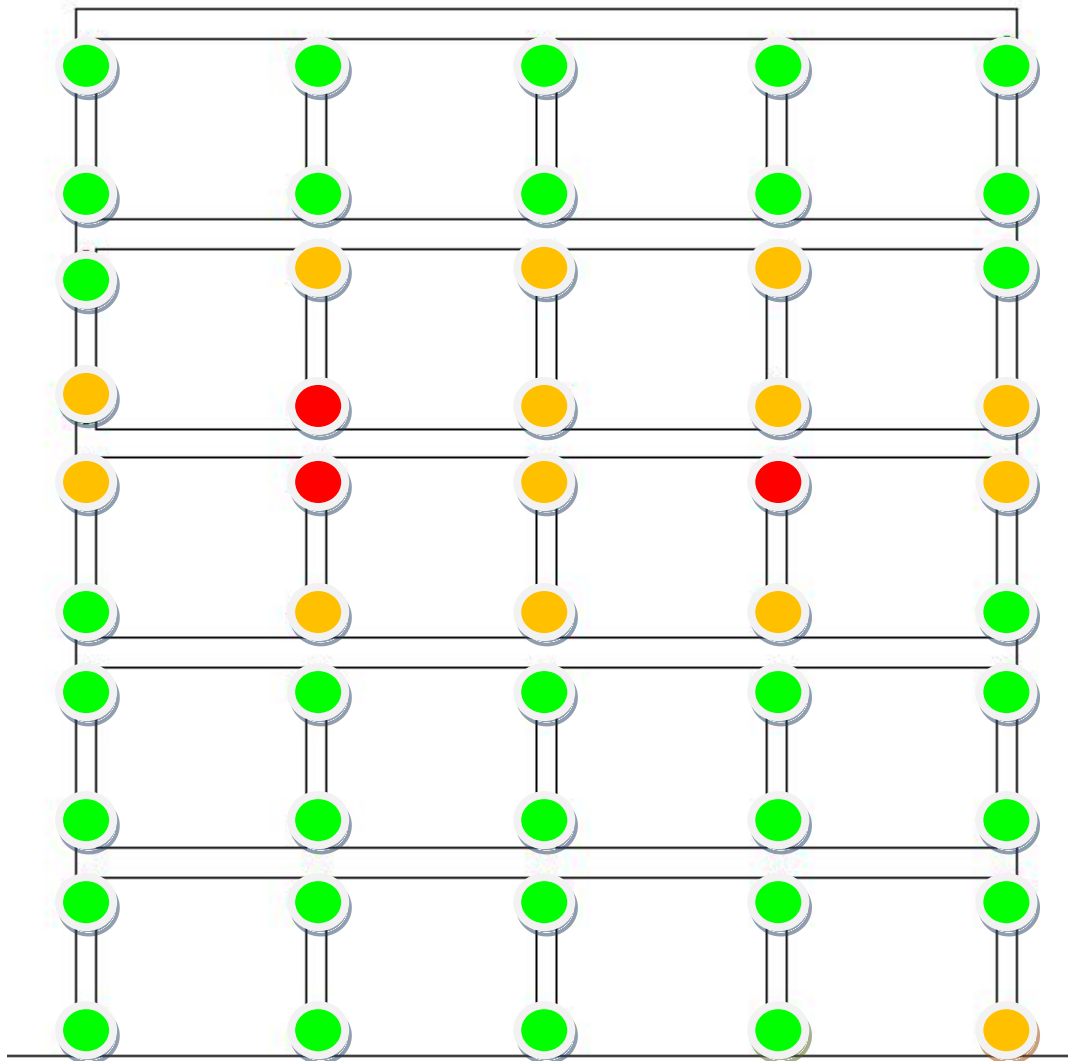
Για να έχουμε λοιπόν μια πιο ολοκληρωμένη εικόνα της συμπεριφοράς του πλαισίου θα εισάγουμε ορισμένες στάθμες επιτελεστικότητας ανάλογα με την πλαστική στρόφη των διατομών . Με βάση τη FEMA356 (παράρτημα Β) υιοθετήθηκαν τα παρακάτω επίπεδα βλάβης για υποστυλώματα χωρίς αυξημένες απαιτήσεις πλαστιμότητας .

«Προστασία Ζωής» :  $0.010 \text{ rad} > \theta_{pl} > 0.005 \text{ rad}$

«Οιονεί Κατάρρευση» :  $\theta_{pl} > 0.010 \text{ rad}$

Για τις δοκούς , στις οποίες κυριαρχεί η κάμψη , τα παραπάνω όρια είναι **0.010 rad** και **0.015 rad** αντίστοιχα.

-  : Από «Άμεση Χρήση» έως «Προστασία Ζωής» ( $\theta_{pl} < 0.005 \text{ rad}$ )
-  : Από «Προστασία Ζωής» έως «Οιονεί Κατάρρευση» ( $0.01 > \theta_{pl} > 0.005 \text{ rad}$ )
-  : Άνω του ορίου «Οιονεί Κατάρρευση» ( $\theta_{pl} > 0.01 \text{ rad}$ )

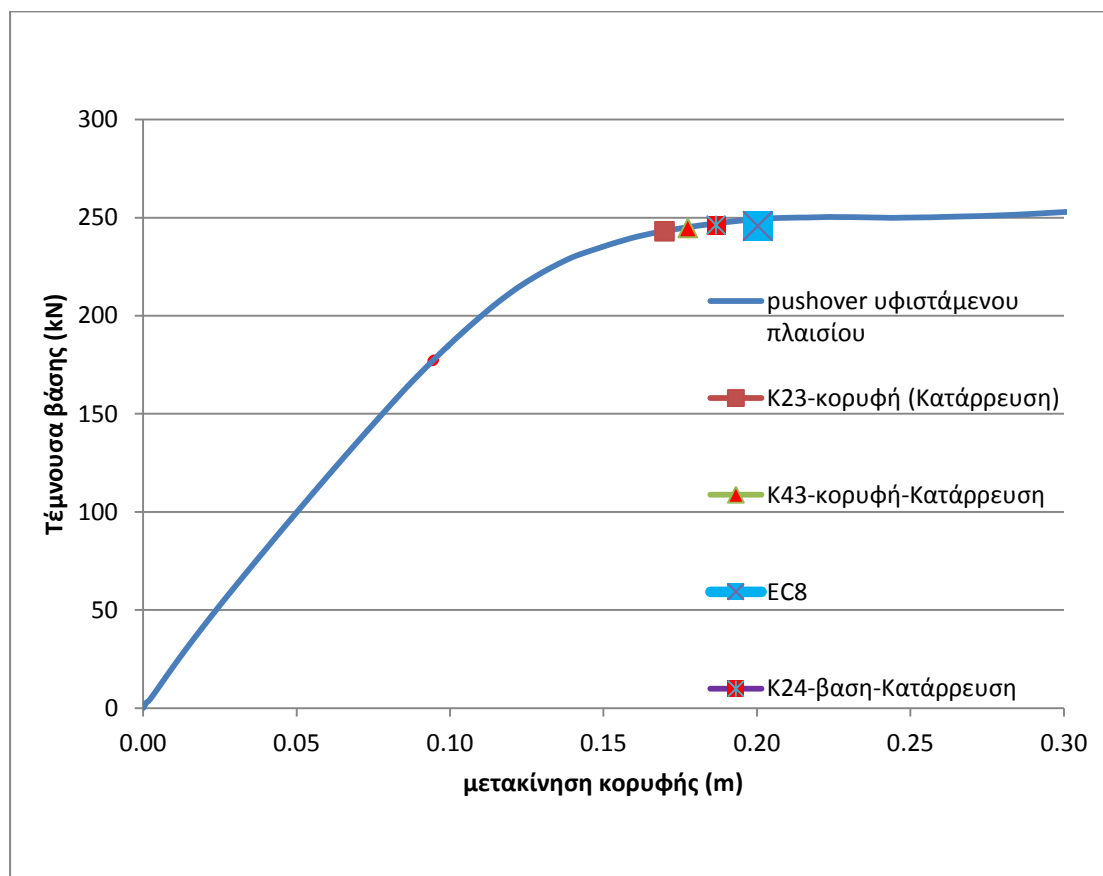


Σχήμα 5.15 Πλαστικές αρθρώσεις για  $\delta^*=19.8\text{cm}$

Παρατηρούμε λοιπόν ότι ο 3<sup>ος</sup> και 4<sup>ος</sup> όροφος καταπονούνται περισσότερο και μάλιστα οι πλαστικές στροφές στις περισσότερες ακραίες διατομές των υποστυλωμάτων αυτών έχουν ξεπεράσει τη στάθμη επιτελεστικότητας «Προστασία Ζωής». Φαίνεται ότι η μείωση της διάστασης των υποστυλωμάτων από 0.30X0.30 (m) στον 2<sup>ο</sup> όροφο σε 0.25X0.25 (m) στους ανώτερους ορόφους ήταν καθοριστική στο σχηματισμό των δύο αυτών «μαλακών ορόφων». Επίσης αξίζει να σημειώσουμε ότι οι πλαστικές αρθρώσεις συγκεντρώθηκαν στα υποστυλώματα και όχι στις δοκούς, εξαιτίας της απουσίας ικανοτικού σχεδιασμού (περίπτωση ισχυρής δοκού-ασθενούς υποστυλώματος). Η καταπόνηση των

δοκών ήταν κάτω από τα όρια της στάθμης επιτελεστικότητας που αντιστοιχεί στην «Άμεση χρήση». Επίσης να σημειώσουμε ότι παρά την αραιή τοποθέτηση συνδετήρων δεν παρατηρήθηκαν διατμητικές αστοχίες. Κρίσιμη λοιπόν για τη συμπεριφορά του συγκεκριμένου πλαισίου ήταν η καμπτική καταπόνηση.

Στο παρακάτω σχήμα φαίνονται οι μετακινήσεις της κορυφής που αντιστοιχούν στην υπέρβαση της στάθμης «Οιονεί Κατάρρευση» των κρίσιμων υποστυλωμάτων του τρίτου και τέταρτου ορόφου.



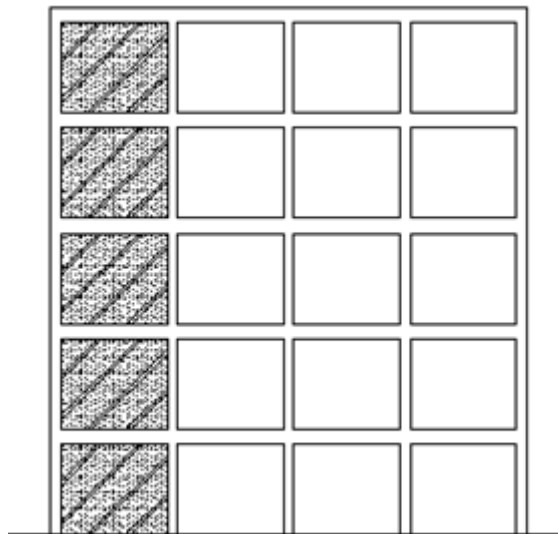
Σχήμα 5.16 Καμπύλη αντίστασης πλαισίου

Από τις παραπάνω αναλύσεις φαίνεται λοιπόν ότι το υφιστάμενο πλαίσιο, για το σεισμικό σχεδιασμό κατά EC8, έχει ξεπεράσει συνολικά ως φορέας τη στάθμη επιτελεστικότητας «Προστασία Ζωής» και τα υποστυλώματα που φαίνονται στο σχήμα 5.16 έχουν ξεπεράσει και το συμβατικό όριο πλαστικής στροφής που αντιστοιχεί στην αστοχία της διατομής («Οιονεί Κατάρρευση»).

Είναι φανερό ότι το υφιστάμενο πλαίσιο πρέπει να ενισχυθεί και για το λόγο αυτό εξετάζεται στις επόμενες ενότητες η συμπεριφορά του μετά την ενίσχυση με τη μέθοδο των εμφατνούμενων τοιχωμάτων.

## 5.5 ΕΜΦΑΤΝΩΣΗ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΟΥ ΠΛΑΙΣΙΟΥ

Για την ενίσχυση του υφιστάμενου πλαισίου, με τη χρήση εμφατούμενων τοιχωμάτων, επιλέχθηκε η τοποθέτηση τους μόνο σε ένα άνοιγμα και σε όλο το ύψος του φορέα. Αυτό έγινε κυρίως επειδή η εμφάνιση είναι μια επέμβαση που αλλάζει άρδην τη μορφή και τη χρήση του φορέα και συχνά λόγω αρχιτεκτονικών περιορισμών δεν είναι δυνατή η εμφάνιση διαδοχικών ανοιγμάτων. Έτσι παρουσιάζεται μια πιο ρεαλιστική εφαρμογή τους. Η προσθήκη σε όλο το ύψος επιλέχθηκε ώστε να μη έχουμε απότομη μεταβολή της δυσκαμψίας καθ' ύψος του φορέα, όπως ορίζει άλλωστε και ο EC8. Επίσης θυμίζουμε ότι μεγαλύτερη καμπτική καταπόνηση παρατηρήθηκε στον τρίτο και τέταρτο όροφο.



Σχήμα 5.17 Εμφάνιση ακραίου ανοίγματος Φ1

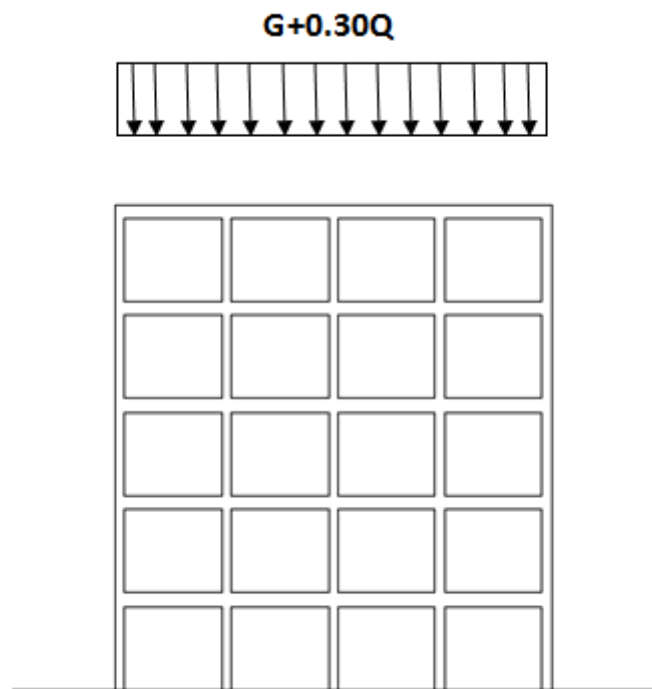
Τα τοιχώματα έχουν πάχος όσο το πάχος των δοκών (**20cm**) και έχουν οπλιστεί με έναν ελάχιστο (2.5%) οριζόντιο και κατακόρυφο οπλισμό που αντιστοιχεί σε εσχάρα οπλισμών **Φ10/20 σε κάθε παρειά**. Επίσης επιλέχθηκε σκυρόδεμα **C20**, χαμηλής σχετικά αντοχής, υψηλότερης όμως από εκείνης του υφιστάμενου πλαισίου, ενώ οι οπλισμοί ήταν ποιότητας B500C.

### 5.5.2 Καμπύλη αντίστασης ενισχυμένου φορέα

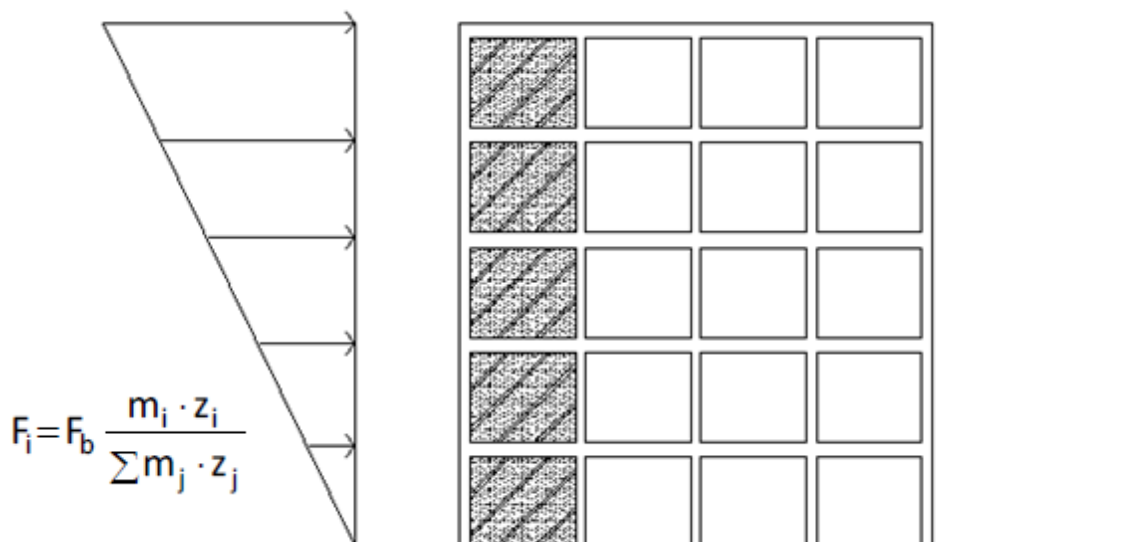
Για να αποτυπώσουμε όσο το δυνατόν πιο ρεαλιστικά την καμπύλη αντίστασης του ενισχυμένου φορέα έγινε χρήση της δυνατότητας που μας προσφέρει το OpenSees να εισαγάγουμε την κατασκευαστική ακολουθία μέσω βημάτων κατασκευής (construction stages). Συγκεκριμένα επειδή τα εμφατούμενα τοιχώματα τοποθετούνται εντός του υφιστάμενου πλαισίου μετά την επιβολή του μεγαλύτερου μέρους των μόνιμων και κινητών φορτίων ακολουθήθηκαν τα παρακάτω βήματα επίλυσης.

1. Επιβολή των φορτίων της κατασκευής στο γυμνό πλαίσιο με το σεισμικό συνδυασμό G+0.30Q. Στατική επίλυση για τα κατακόρυφα αυτά φορτία.

2. Προσθήκη τοιχωμάτων και επιβολή των οριζόντιων σεισμικών φορτίων στον ενισχυμένο φορέα.



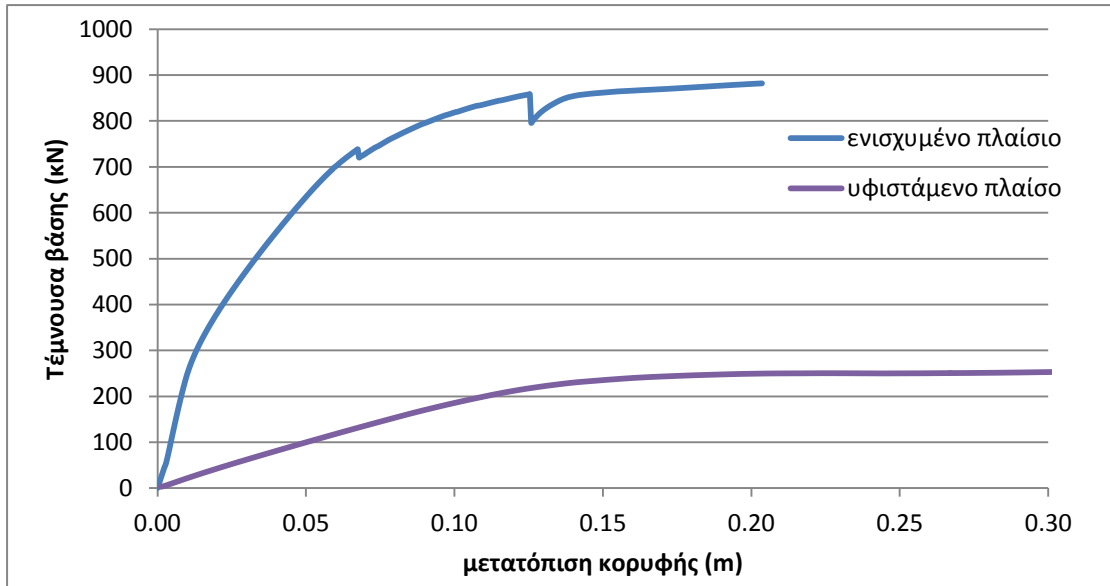
Σχήμα 5.18 Κατακόρυφα φορτία στο γυμνό πλαίσιο



Σχήμα 5.18 Οριζόντια φορτία στο ενισχυμένο πλαίσιο

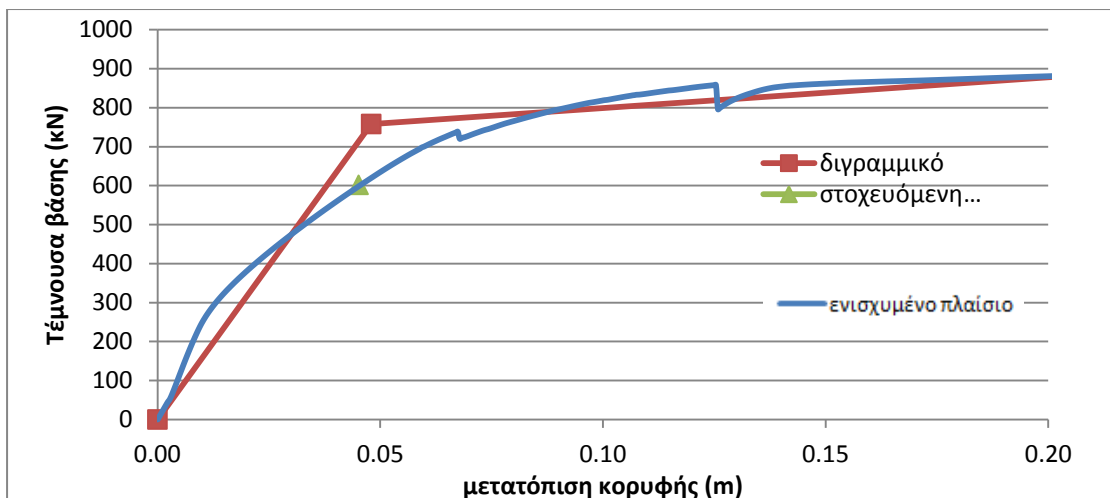
Λίγα εμπορικά λογισμικά πάντως δίνουν τη δυνατότητα στο χρήστη να αποτυπώσει την κατασκευαστική ακολουθία. Σε επόμενη ενότητα θα παρουσιαστεί η διαφορά στην καμπύλη αντίστασης μεταξύ της θεώρησης ή μη της κατασκευαστικής ακολουθίας.

Στη συνέχεια παρουσιάζεται η καμπύλη αντίστασης του ενισχυμένου φορέα σε σύγκριση με το γυμνό υφιστάμενο πλαίσιο. Είναι φανερή η θεαματική αύξηση της δυσκαμψίας και της αντοχής του ενισχυμένου φορέα. Η αρχική (ελαστική) δυσκαμψία του ενισχυμένου φορέα είναι περίπου 7,5 φορές μεγαλύτερη από την αντίστοιχη του γυμνού πλαισίου.



Σχήμα 5.19 Καμπύλες αντίστασης ενισχυμένου και αρχικού φορέα.

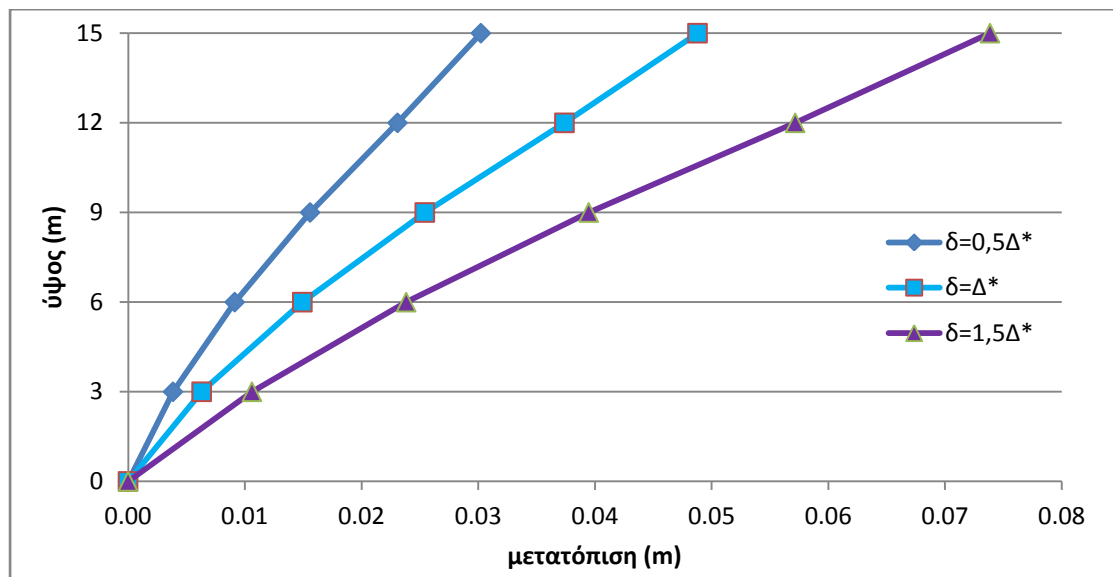
Μετά την ενίσχυση αλλάζουν τα αδρανειακά μεγέθη του φορέα καθώς αυξάνεται κατά πολύ η δυσκαμψία και λιγότερο η μάζα του πλαισίου. Παρακάτω φαίνεται η διγραμμικοποιημένη καμπύλη αντίστασης του φορέα.



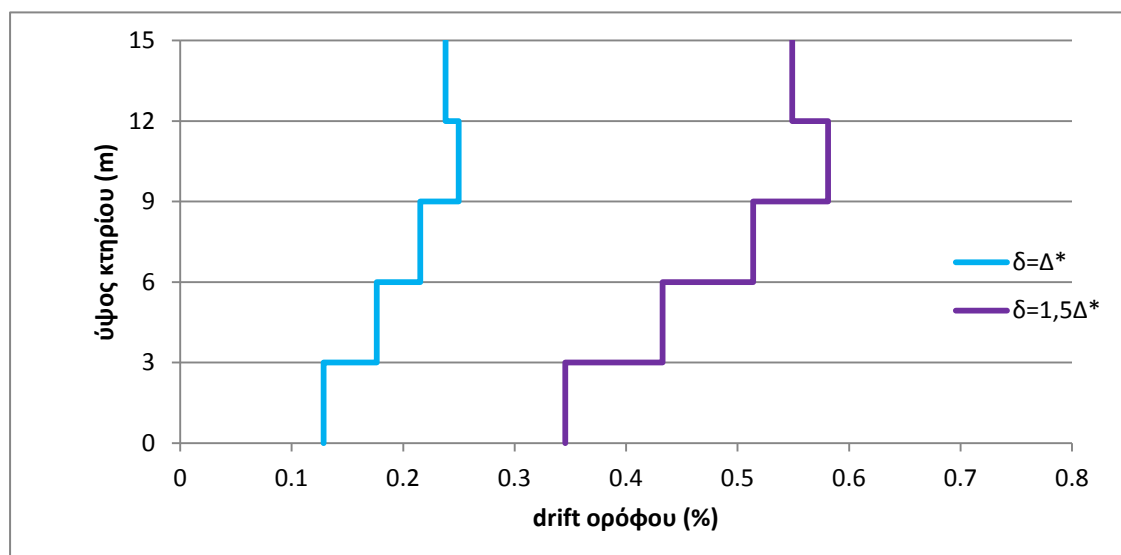
Σχήμα 5.20 Διγραμμικοποίηση καμπύλης αντίστασης υφιστάμενου πλαισίου

Με βάση τη μέθοδο των συντελεστών (παράρτημα Α) η τέμνουσα διαρροής προέκυψε  $V_y=761 \text{ kN}$  και η μετακίνηση διαρροής  $\delta_y =4.9\text{cm}$ . Η ιδιοπερίοδος του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος υπολογίστηκε ίση με  $T_e=0.47\text{sec}$  ( $\ll T_{αρχ} =1,39 \text{ sec}$ ). Η στοχευόμενη μετακίνηση για σεισμό σχεδιασμού κατά EC8 για σεισμική ζώνη II και κατηγορία εδάφους Α προέκυψε  $\delta=\Delta^*=4.8\text{cm}$ . Παρατηρούμε ότι ο σεισμός σχεδιασμού προκαλεί πολύ μικρότερη μετακίνηση στον ενισχυμένο φορέα σε σχέση με τον μη ενισχυμένο, ο οποίος για το σεισμό σχεδιασμού είχε μετατόπιση  $\delta^*=19,8\text{cm}$ . Έχουμε μια μείωση των μετακινήσεων της τάξεως του 76%.

Παρακάτω φαίνονται οι μετακινήσεις του φορέα καθ' ύψος, για διάφορες μετακινήσεις κορυφής. Παρατηρούμε ότι κυριαρχεί η διατμητική συμπεριφορά του τοιχώματος (συμπεριφορά δίσκου).

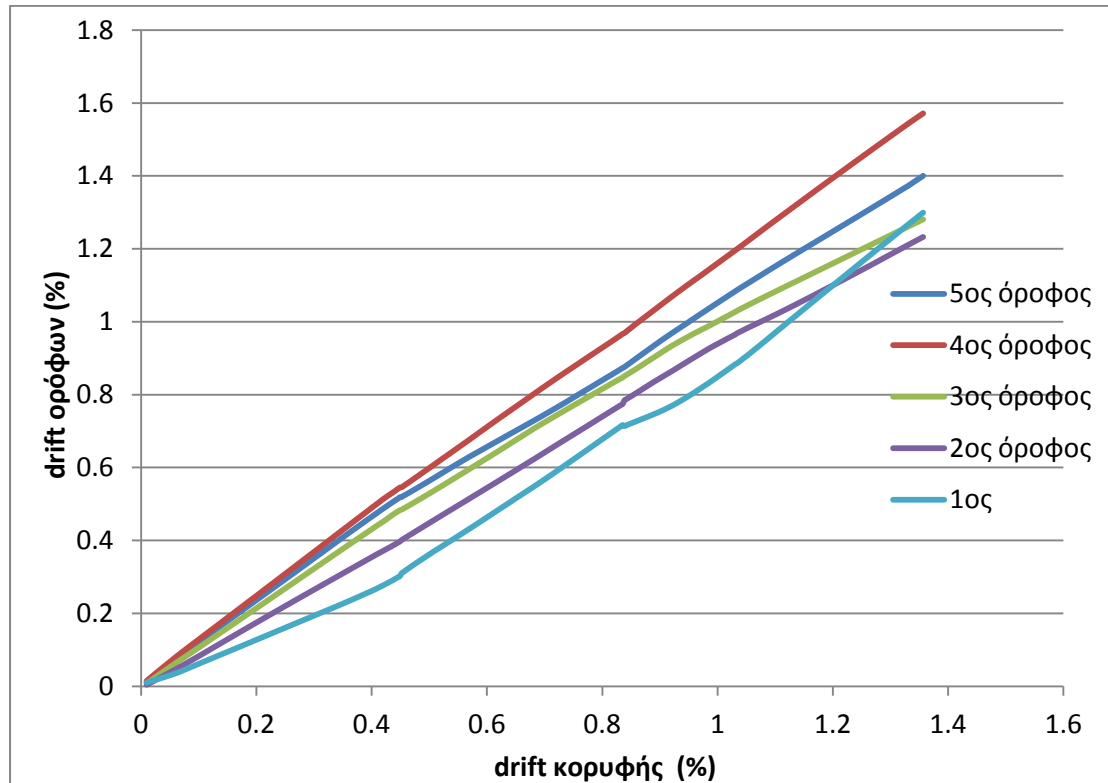


Σχήμα 5.21 Μετακινήσεις καθ' ύψος του ενισχυμένου φορέα



Σχήμα 5.22 drift ορόφων

Από το προφίλ των σχετικών μετακινήσεων των ορόφων για  $\delta=\Delta^*$  και  $\delta=1,5\Delta^*$  παρατηρούμε ότι ο 4<sup>ος</sup> όροφος παρουσιάζει τη μεγαλύτερη σχετική μετατόπιση σε σχέση με τους υπόλοιπους. Αυτό επιβεβαιώνεται και από την εξέλιξη των σχετικών μετακινήσεων του κάθε ορόφου σε σχέση με το ολικό drift του κτηρίου που παρουσιάζεται στο παρακάτω σχήμα.

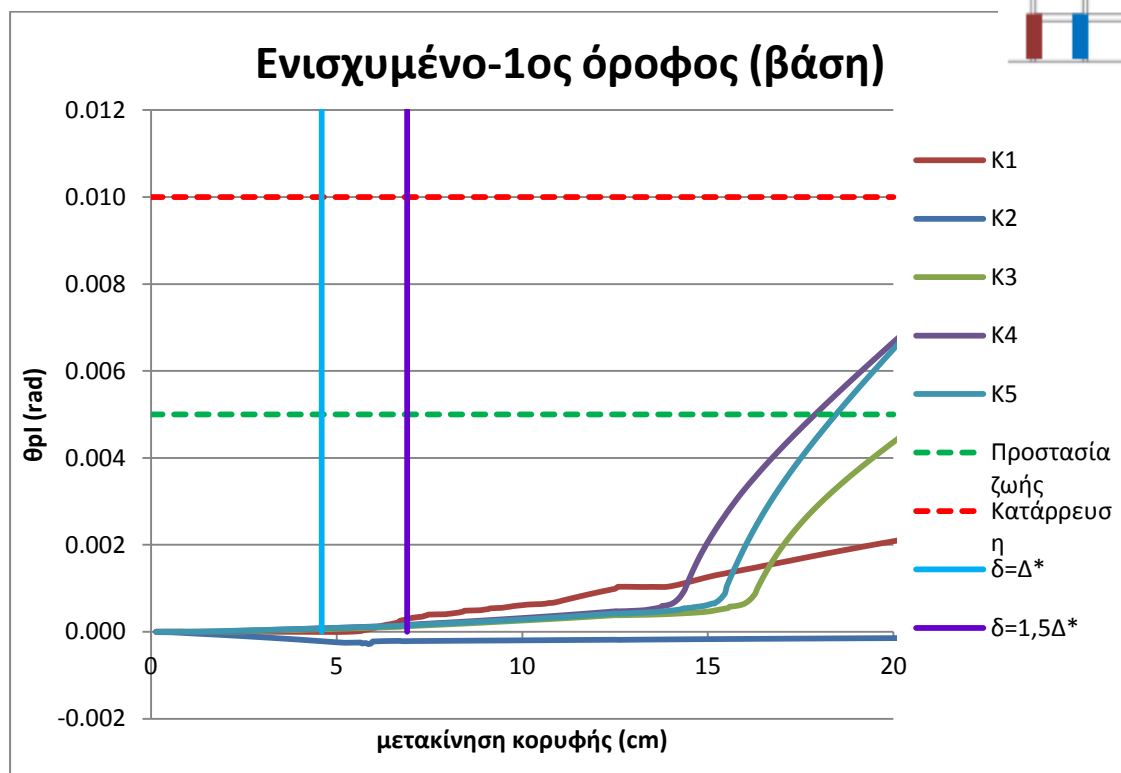
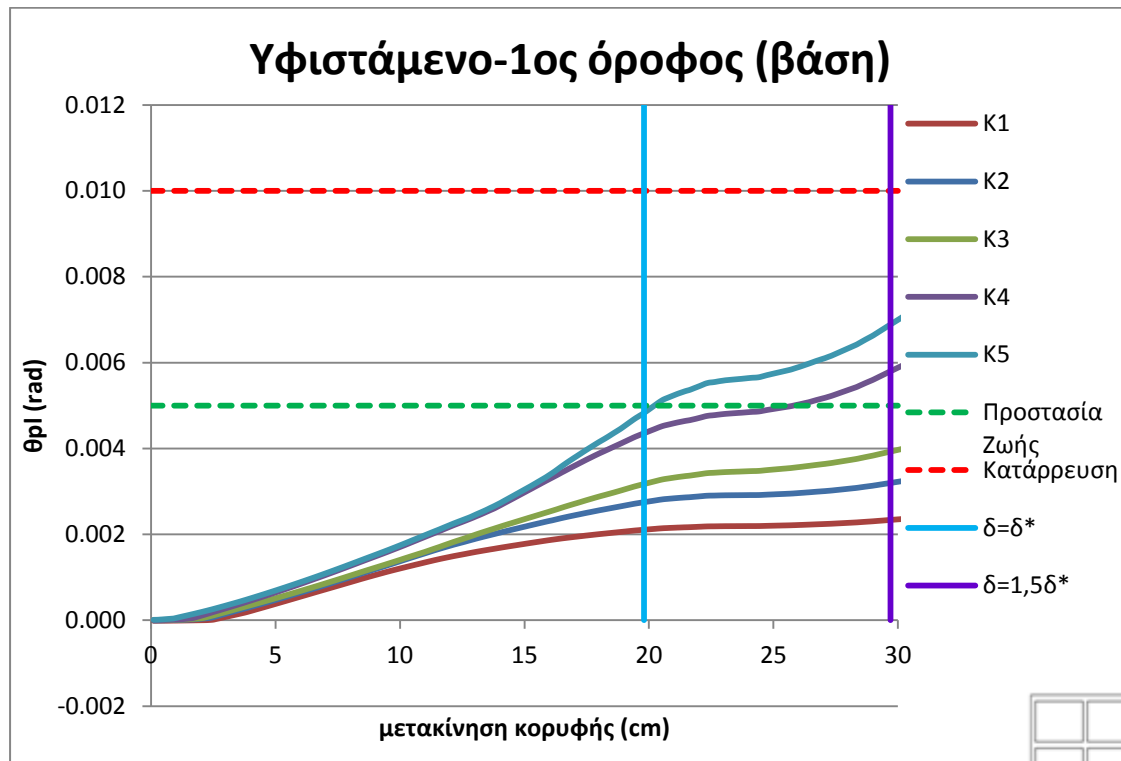


Σχήμα 5.23 εξέλιξη drift ορόφων

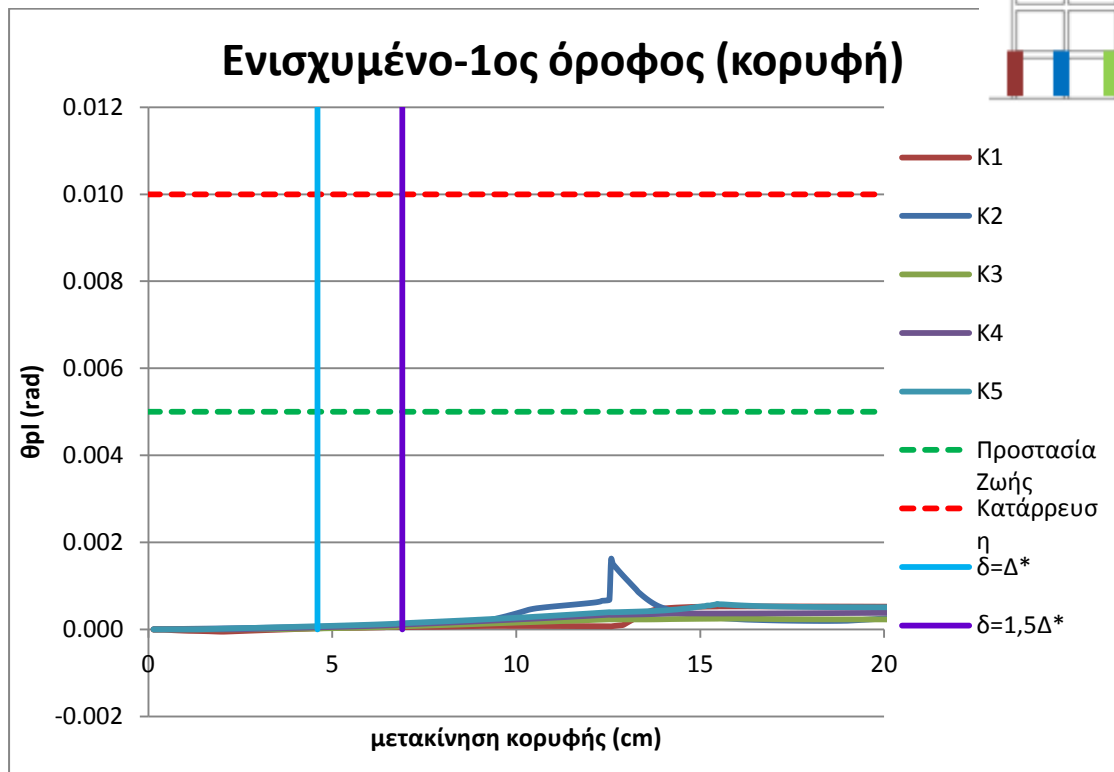
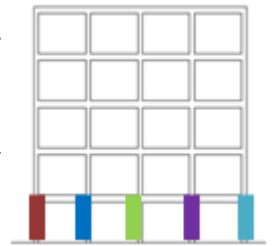
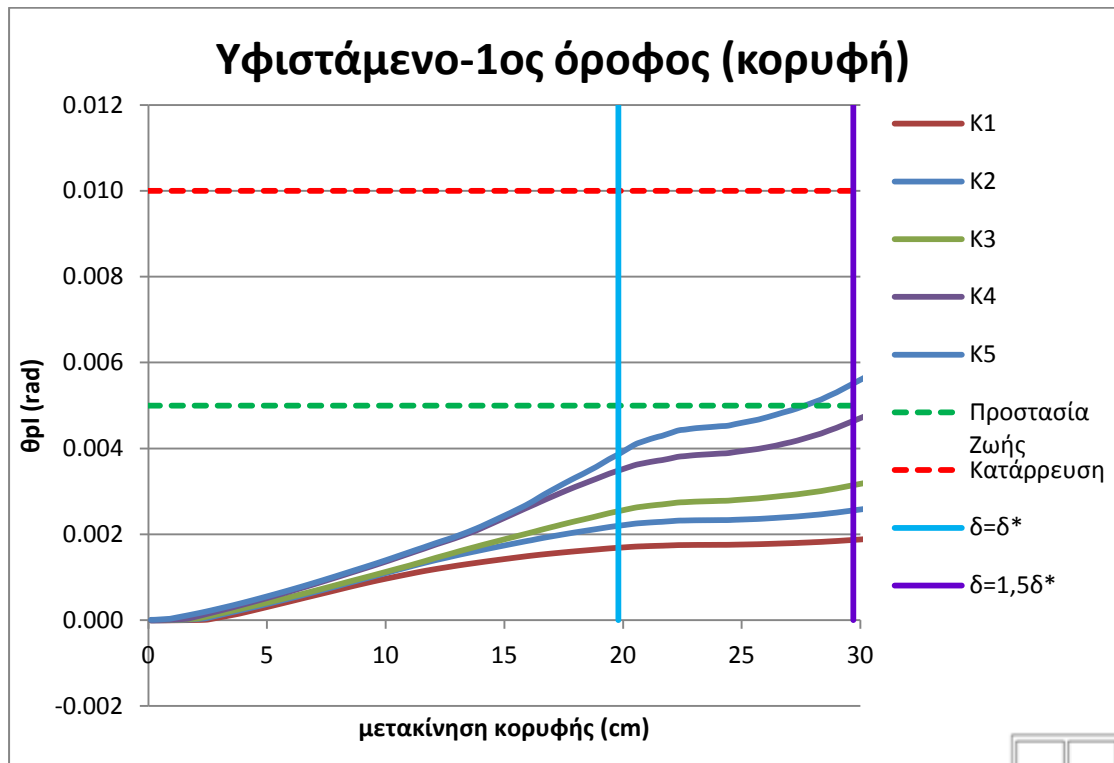
### 5.5.3 Εξέλιξη και σύγκριση πλαστικών αρθρώσεων πριν και μετά την ενίσχυση

Στη συνέχεια παρουσιάζεται η εξέλιξη των πλαστικών στροφών στη βάση και την κορυφή όλων των υποστυλωμάτων, του γυμνού και του ενισχυμένου πλαισίου, συναρτήσει της μετακίνησης της κορυφής. Στα διαγράμματα τα κατακόρυφα όρια (μπλε και μοβ γραμμές) υποδεικνύουν τη στοχευόμενη μετακίνηση κορυφής καθώς και μια μετακίνηση κορυφής 1,5 φορές μεγαλύτερη από αυτή, η οποία αντιστοιχεί σε σεισμό μεγαλύτερης έντασης. Επίσης με οριζόντια διακεκομμένη κόκκινη και πράσινη γραμμή συμβολίζονται οι στάθμες βλαβών «Προστασία Ζωής» και «Οιονεί κατάρρευση» σε όρους πλαστικής στροφής. Τα διαγράμματα παρουσιάζονται με τέτοιο τρόπο (ανά δύο) ώστε να είναι εύκολη η σύγκριση των πλαστικών στροφών των διατομών βάσης και κορυφής, κάθε υποστυλώματος, πριν και μετά την ενίσχυση. Η παράθεση αυτή επαναλαμβάνεται για τα υποστυλώματα όλων των ορόφων.

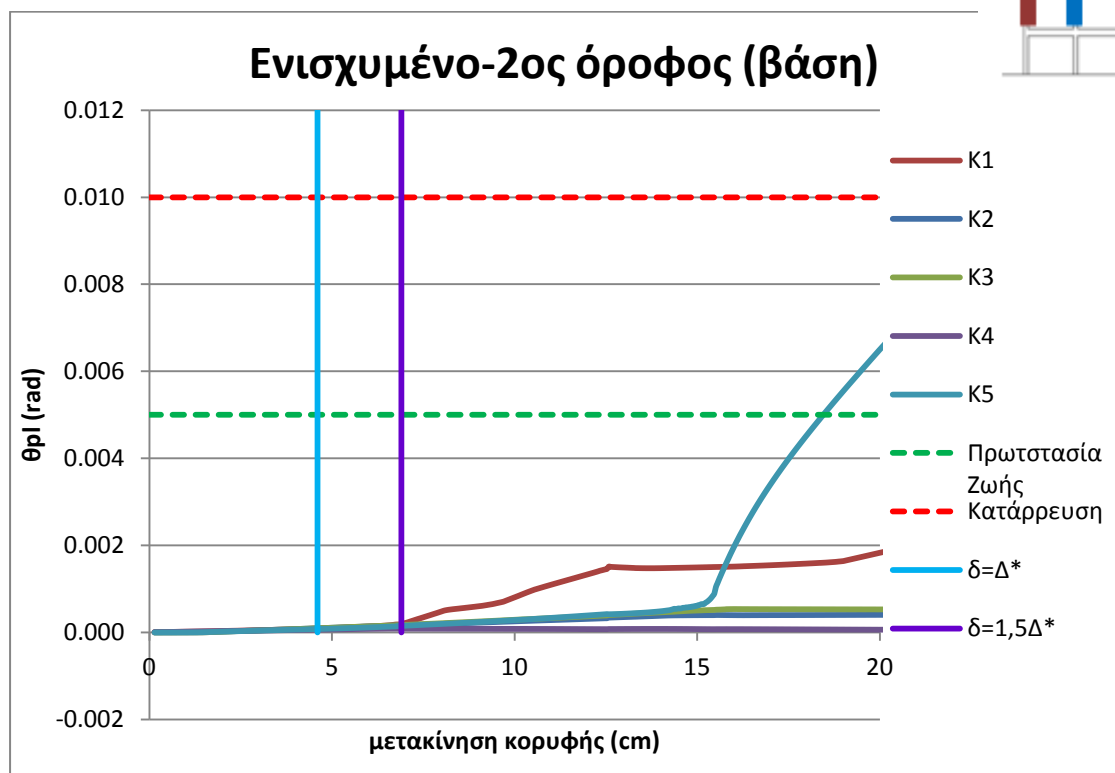
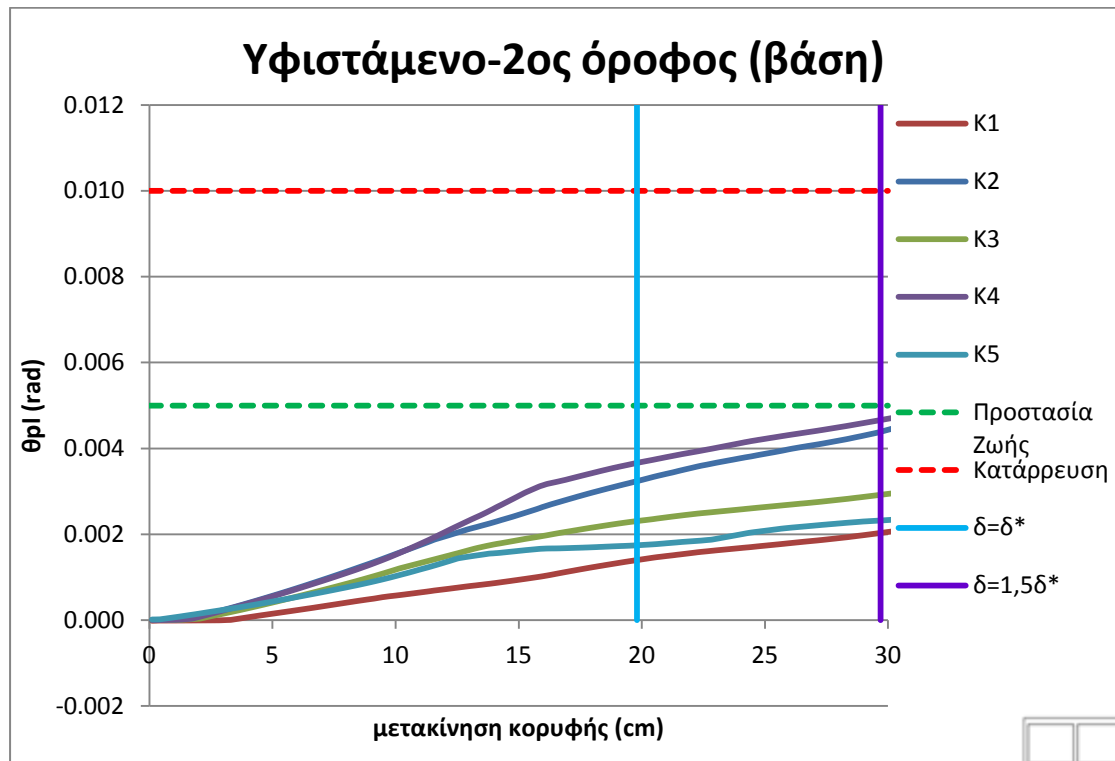




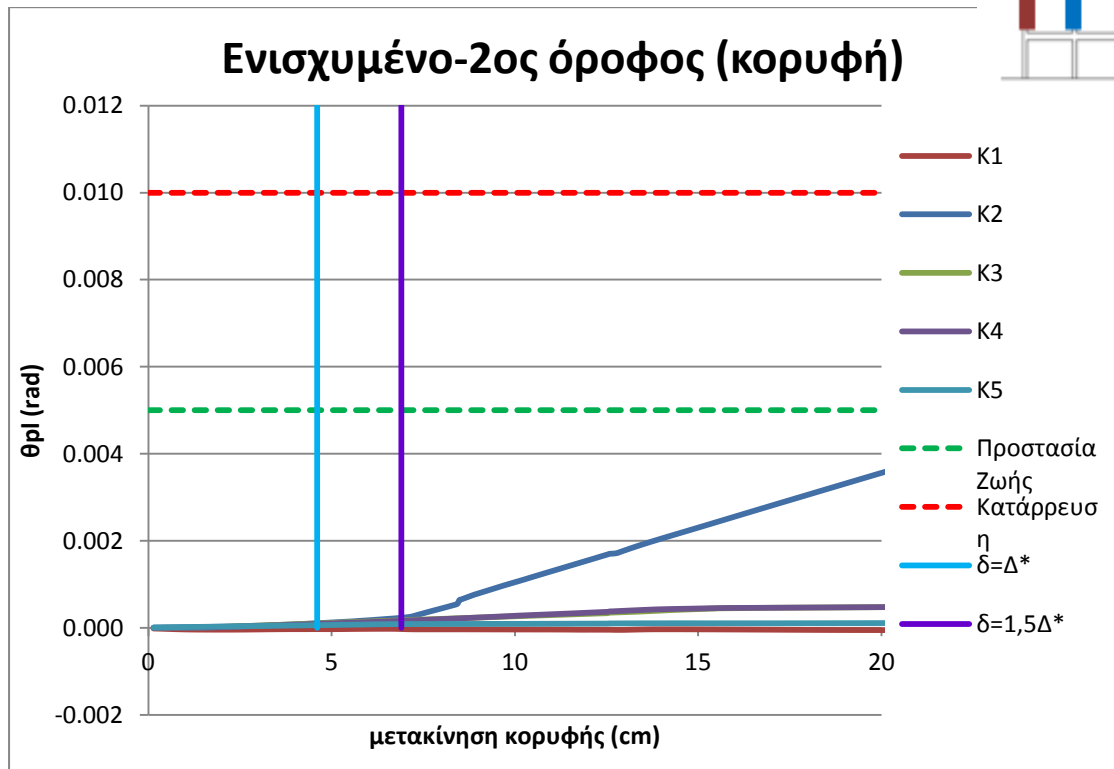
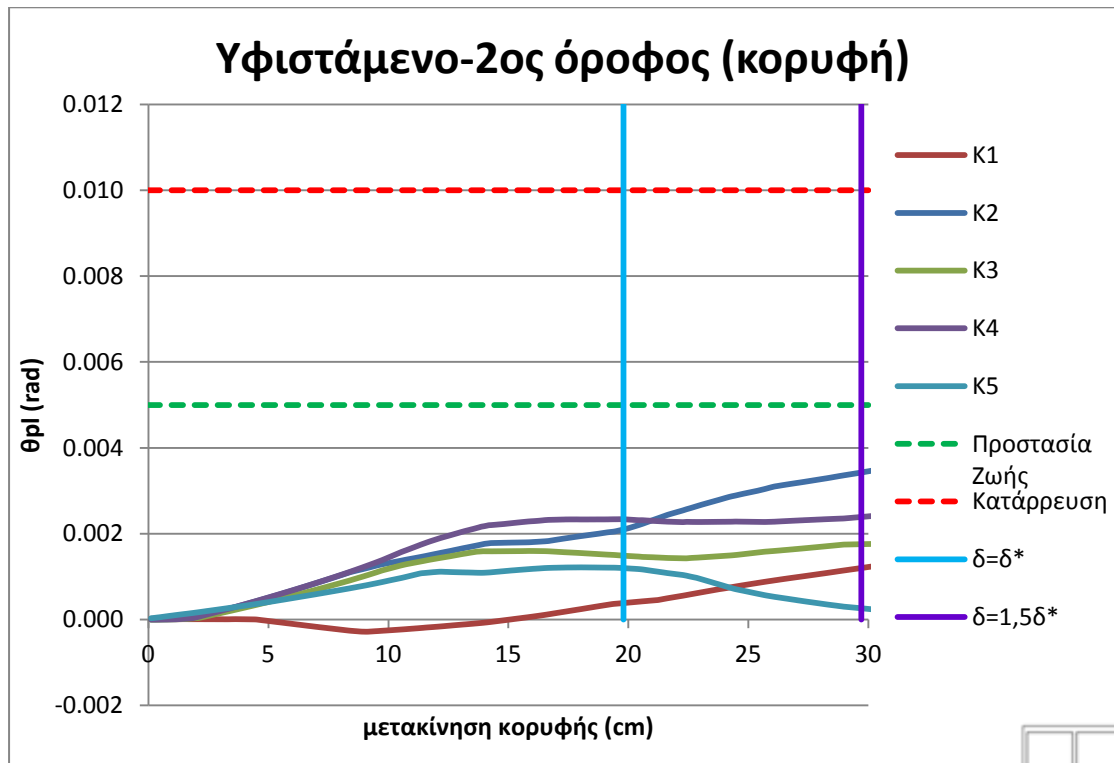
Σχήμα 5.24 Εξέλιξη πλαστικών αρθρώσεων στη βάση των υποστυλωμάτων του 1<sup>ου</sup> ορόφου



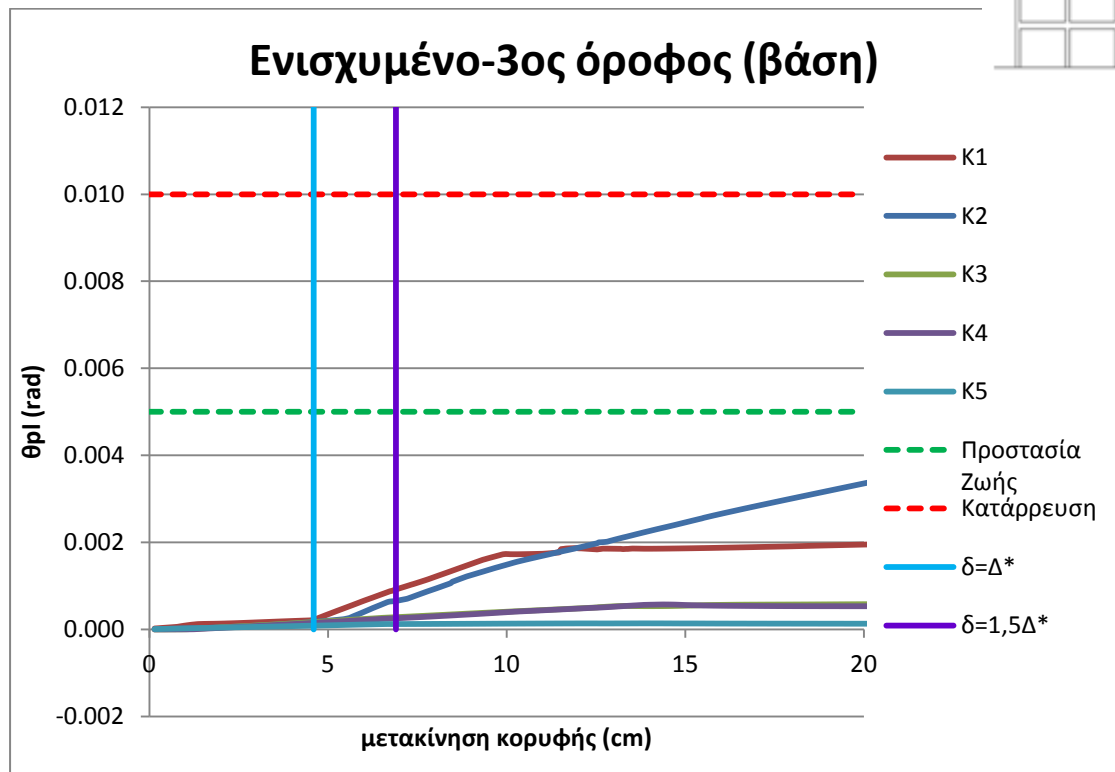
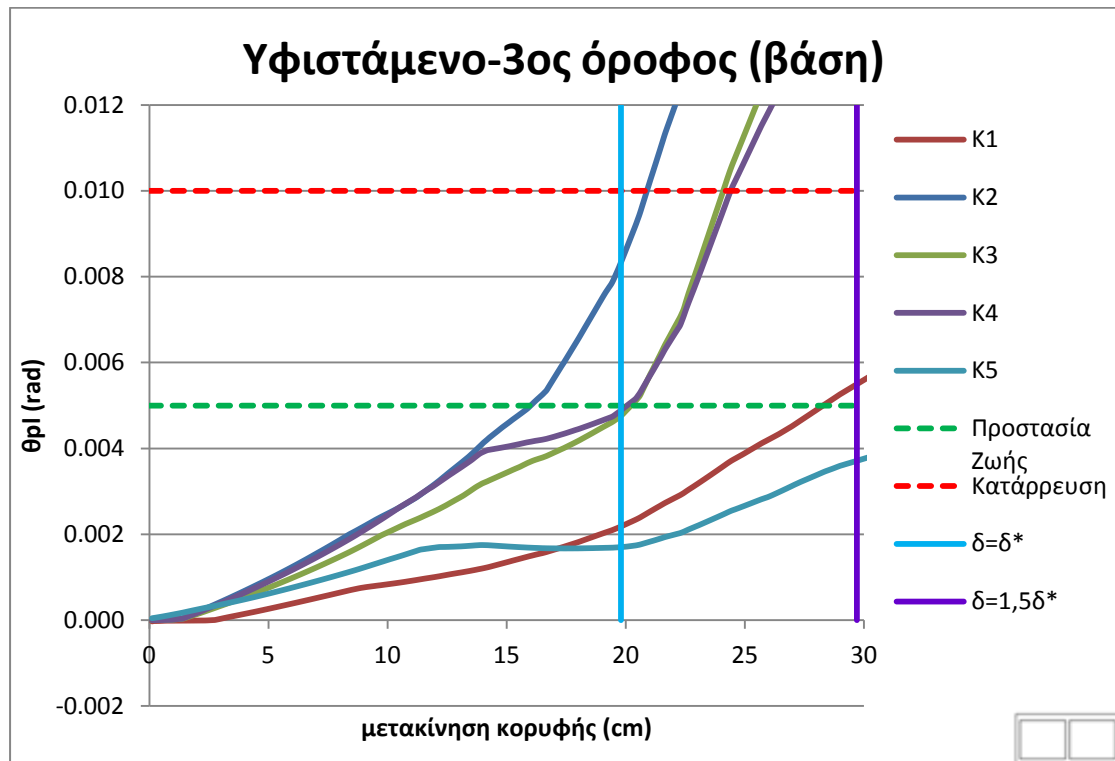
Σχήμα 5.24 Εξέλιξη πλαστικών αρθρώσεων στην κορυφή των υποστυλωμάτων του 1<sup>ου</sup> ορόφου



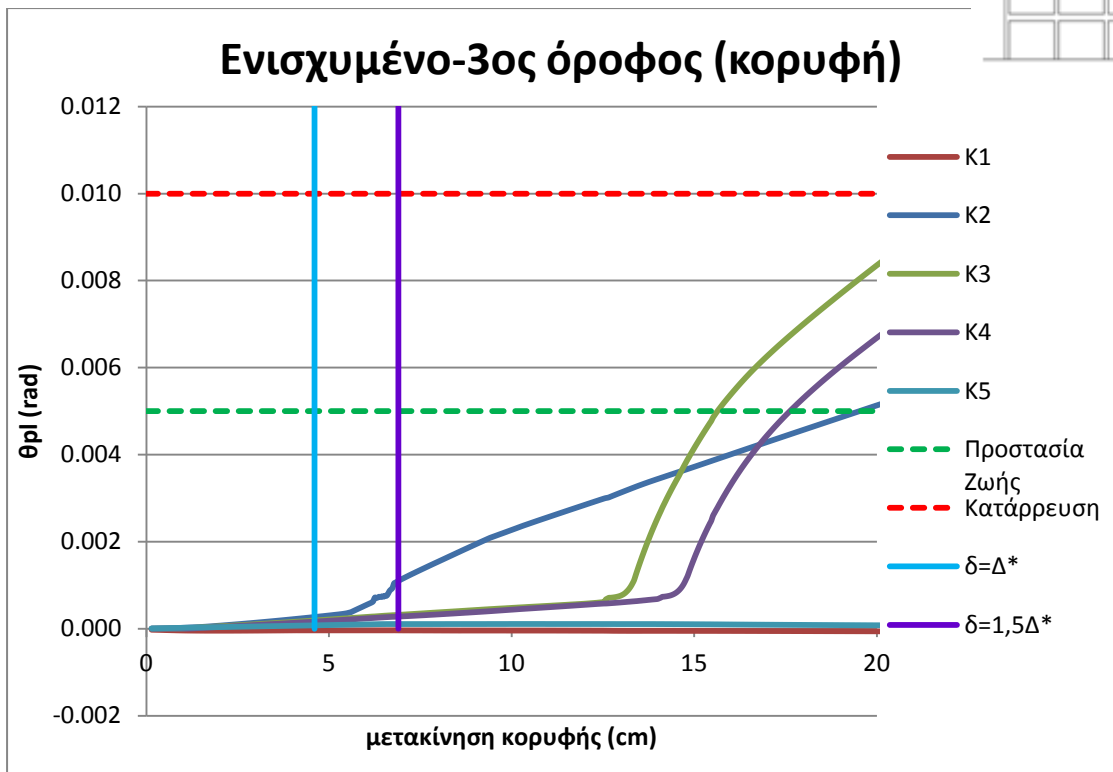
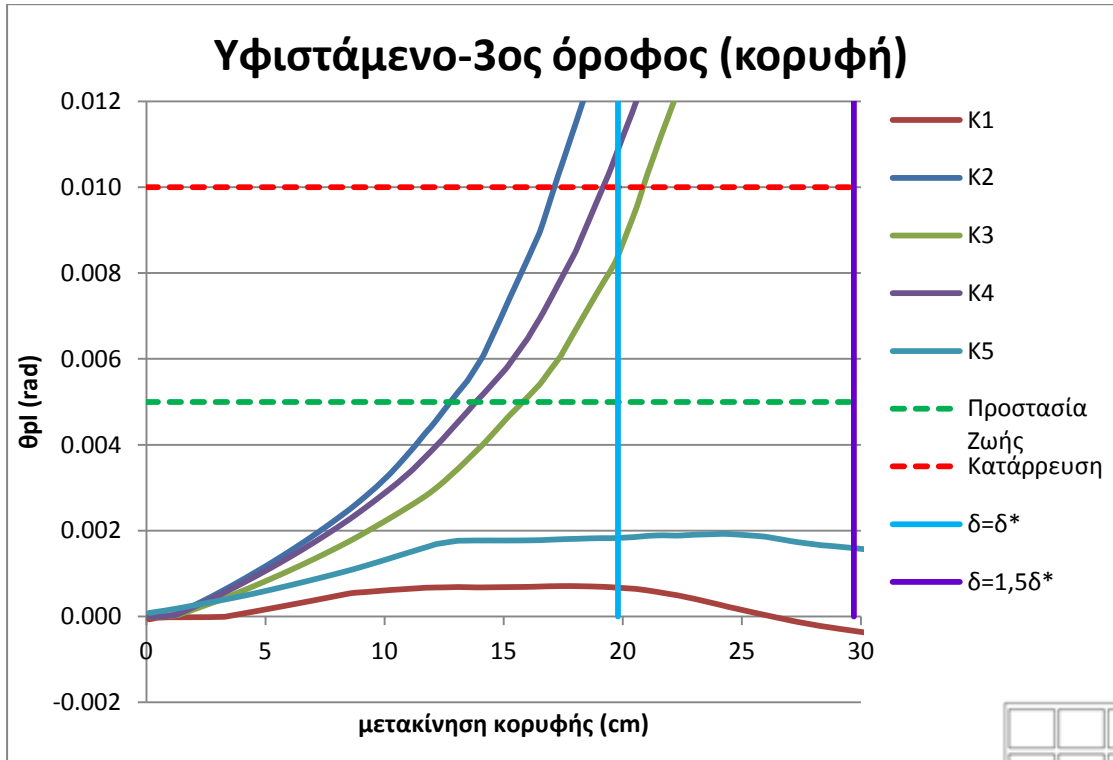
Σχήμα 5.25 Εξέλιξη πλαστικών αρθρώσεων στη βάση των υποστυλωμάτων του 2<sup>ου</sup> ορόφου



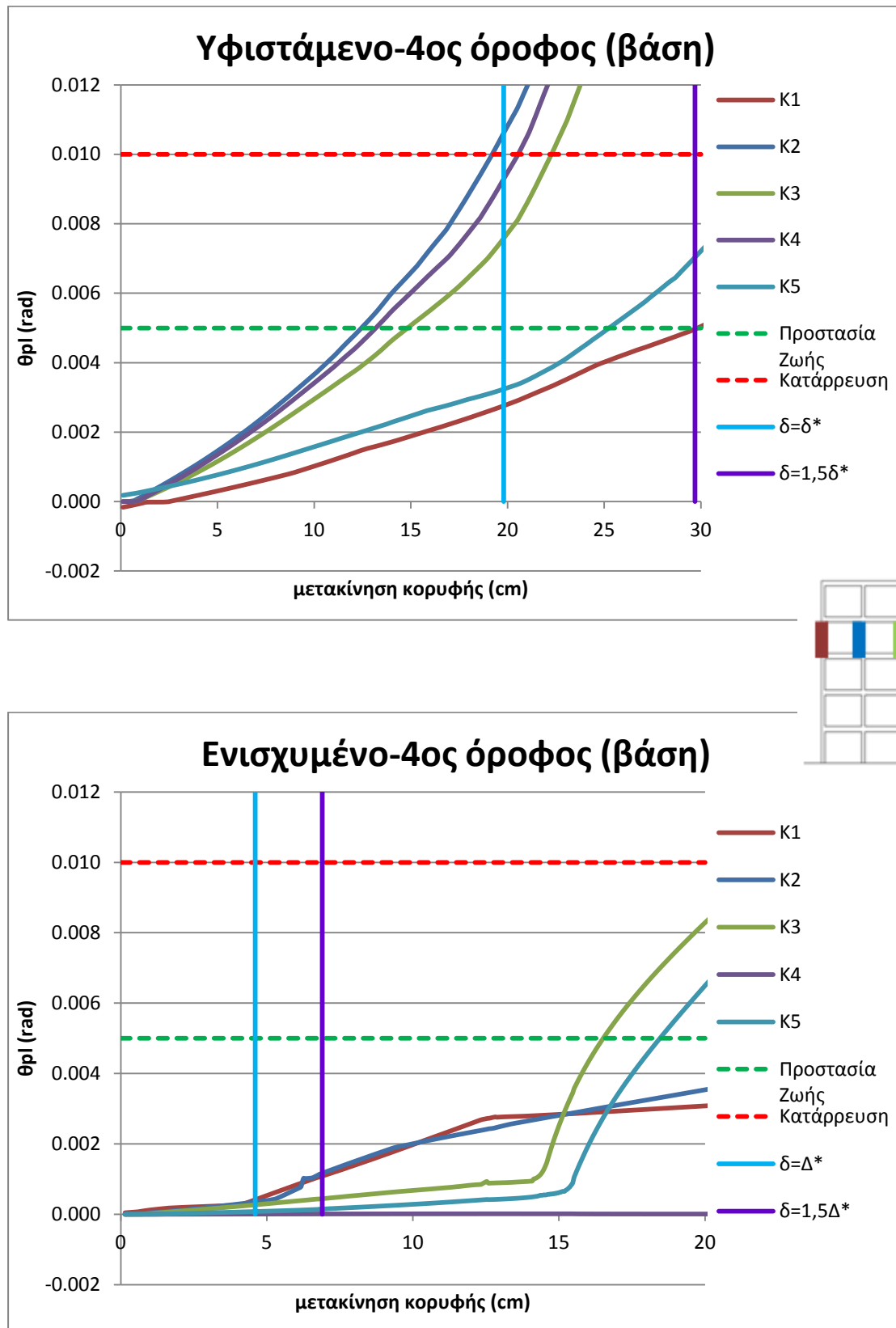
Σχήμα 5.26 Εξέλιξη πλαστικών αρθρώσεων στην κορυφή των υποστυλωμάτων του 2<sup>ου</sup> ορόφου



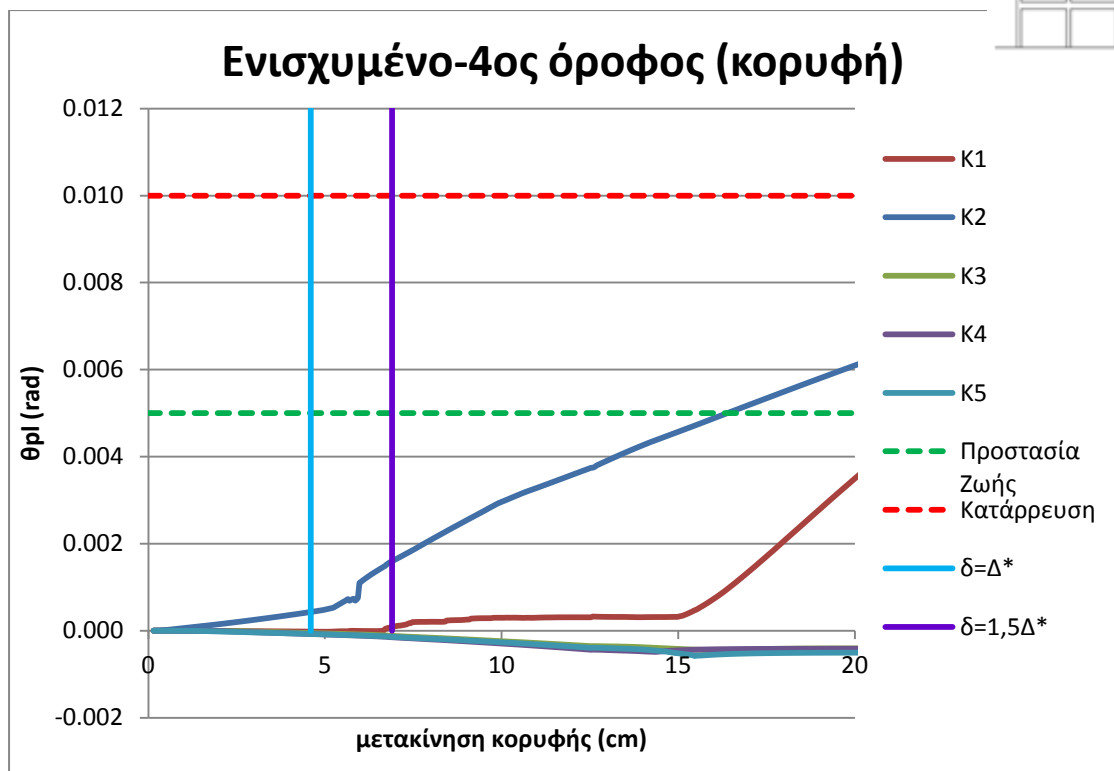
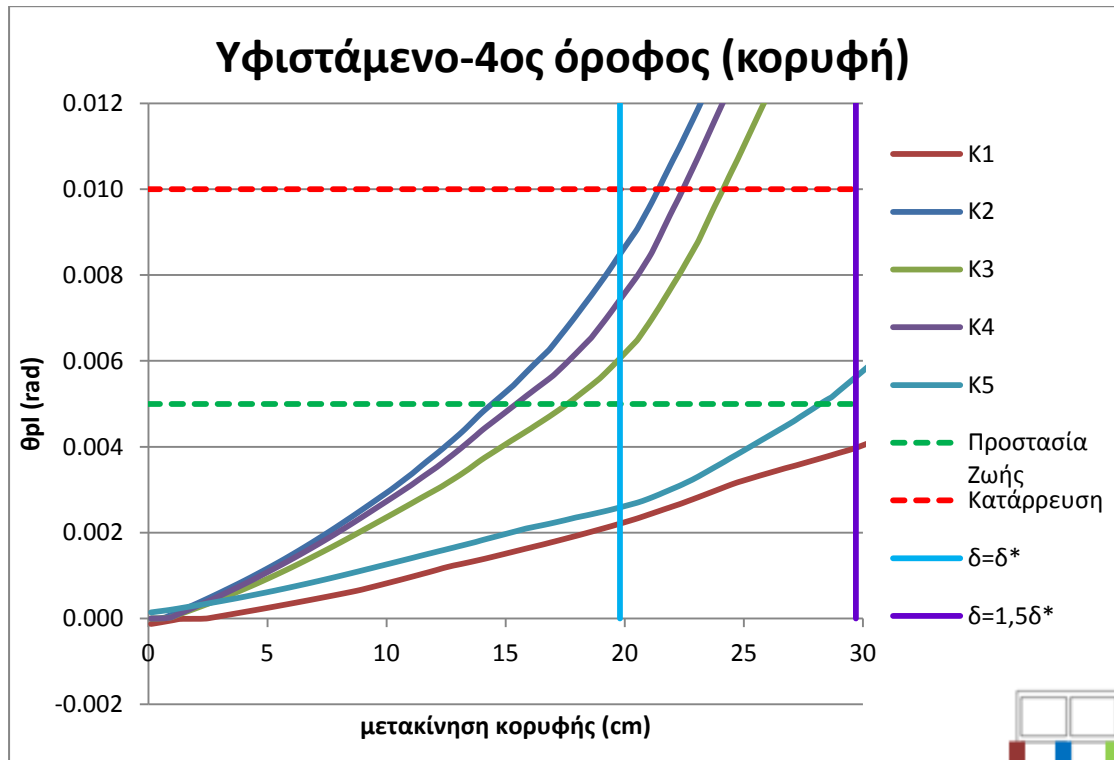
Σχήμα 5.27 Εξέλιξη πλαστικών αρθρώσεων στη βάση των υποστυλωμάτων του 3<sup>ου</sup> ορόφου



**Σχήμα 5.28** Εξέλιξη πλαστικών αρθρώσεων στην κορυφή των υποστυλωμάτων του 3<sup>ου</sup> ορόφου

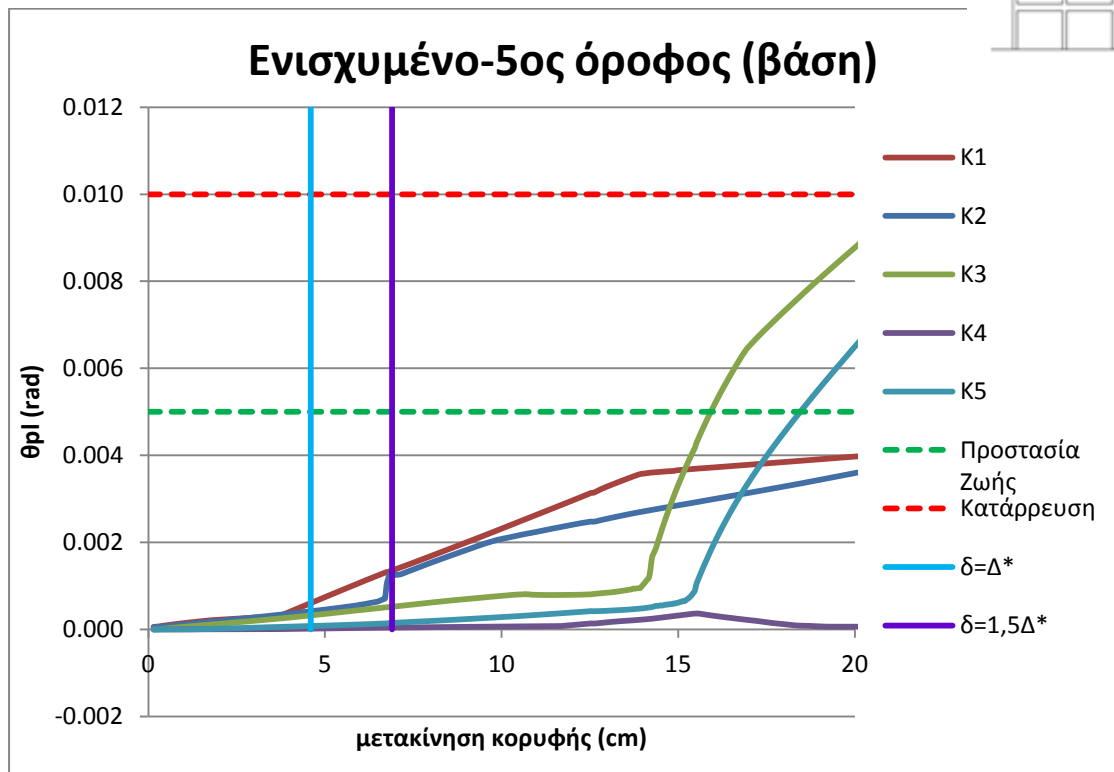
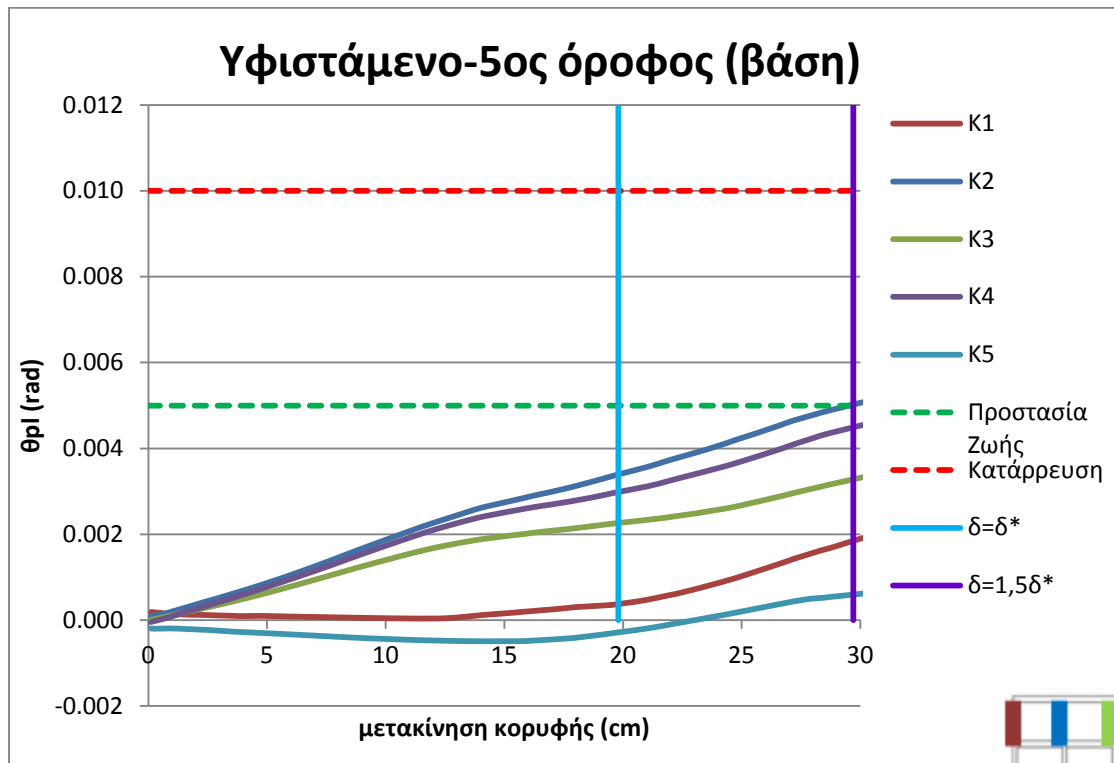


Σχήμα 5.29 Εξέλιξη πλαστικών αρθρώσεων στη βάση των υποστυλωμάτων του 4<sup>ου</sup> ορόφου

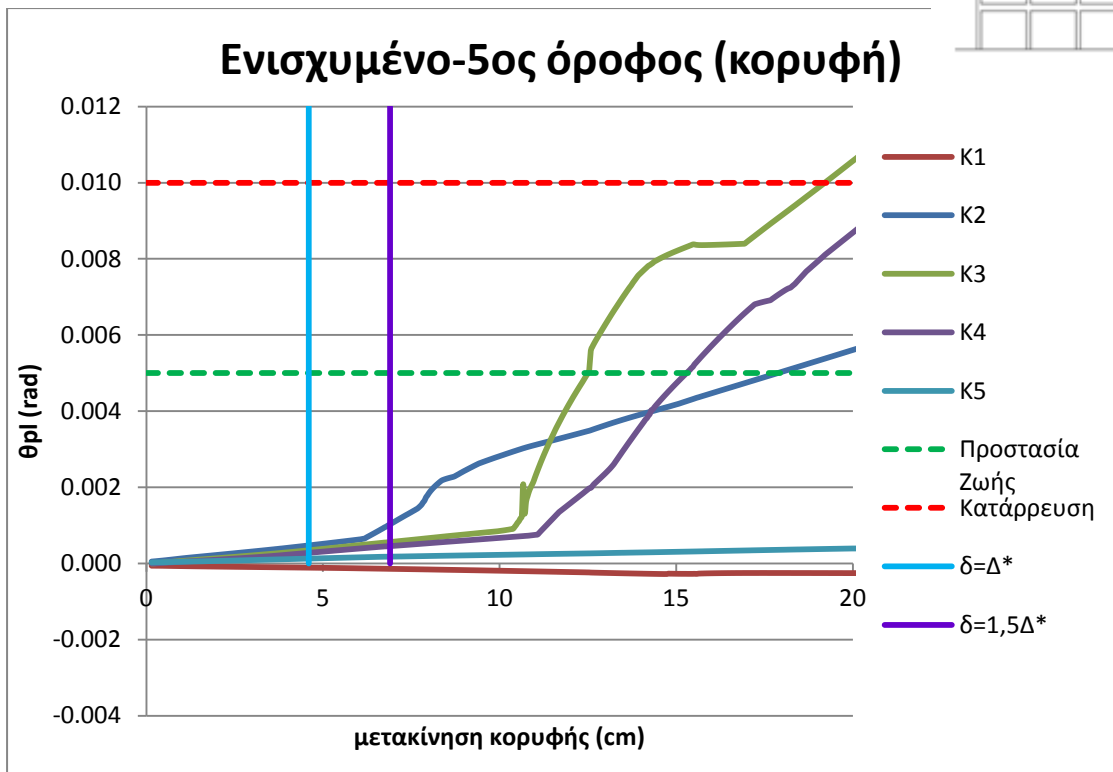
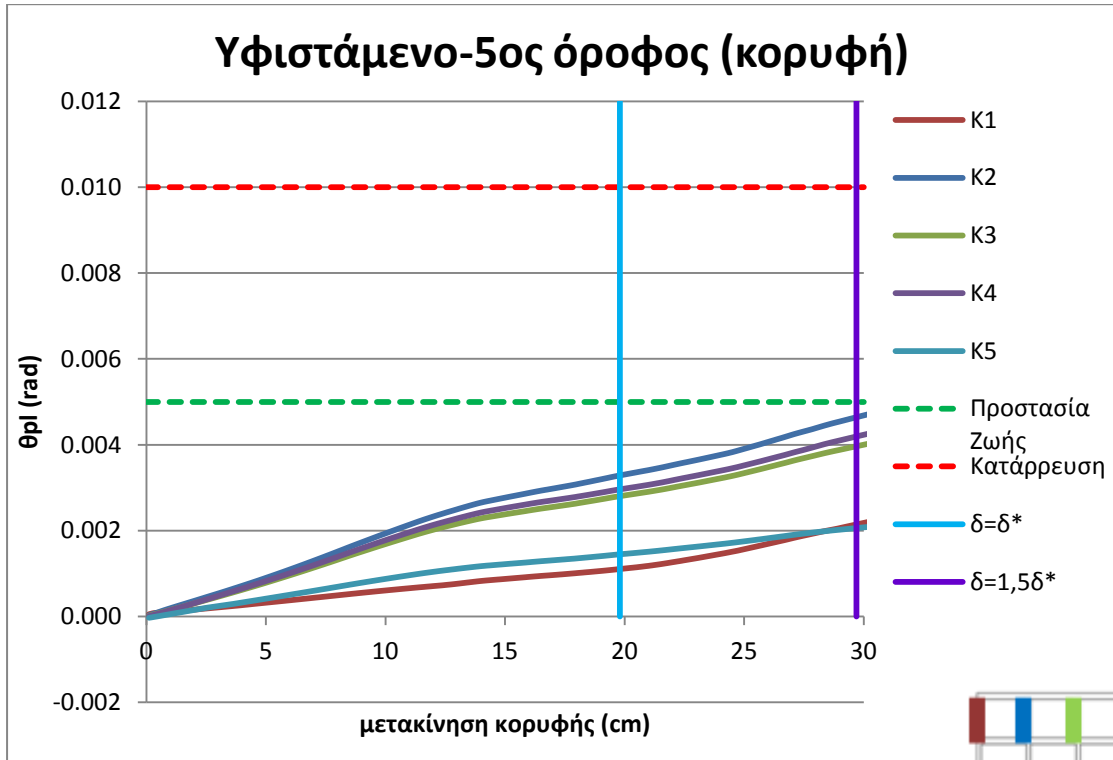


Σχήμα 5.30 Εξέλιξη πλαστικών αρθρώσεων στην κορυφή των υποστυλωμάτων του 4<sup>ου</sup> ορόφου





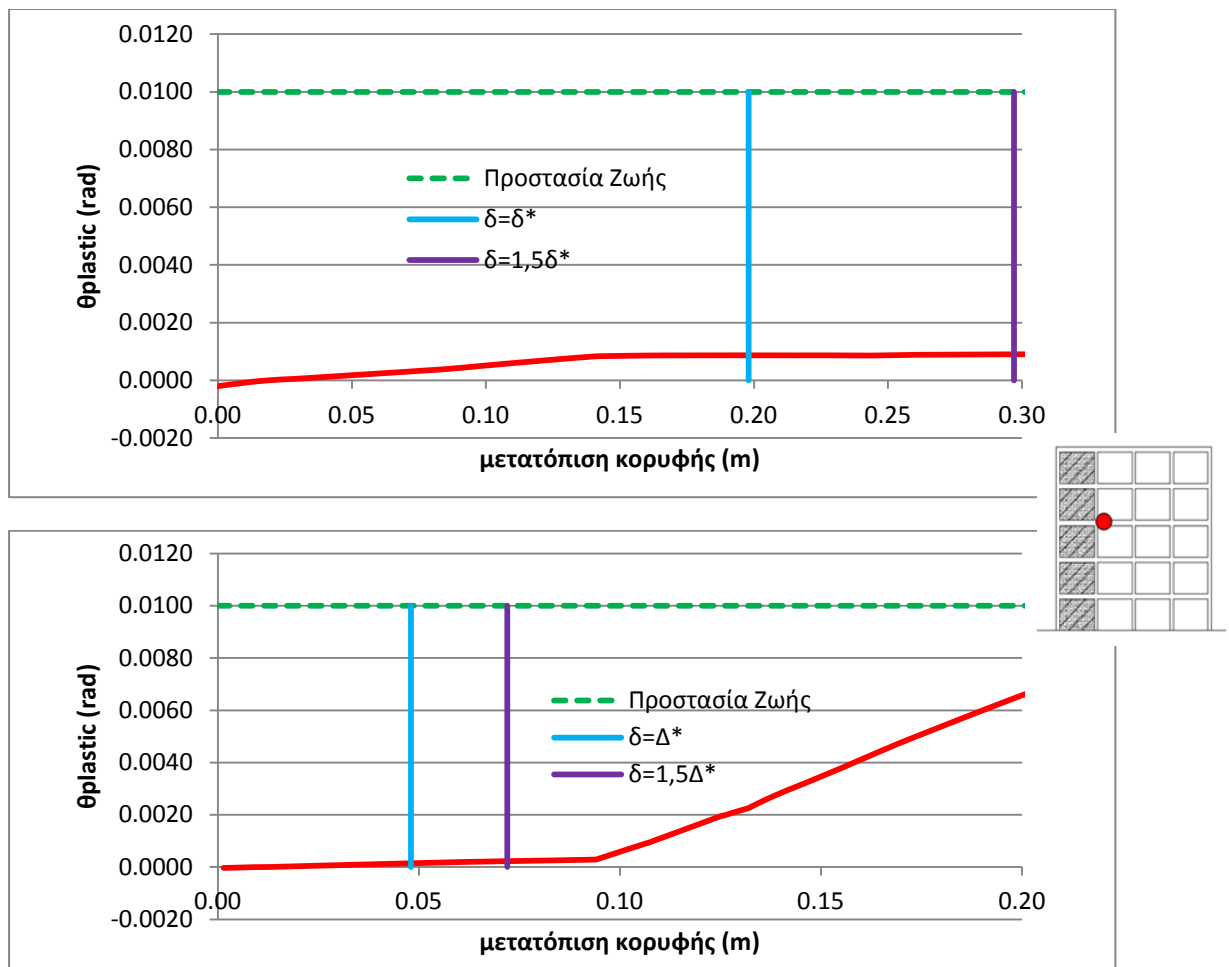
Σχήμα 5.31 Εξέλιξη πλαστικών αρθρώσεων στη βάση των υποστυλωμάτων του 5<sup>ου</sup> ορόφου



**Σχήμα 5.32** Εξέλιξη πλαστικών αρθρώσεων στην κορυφή των υποστυλωμάτων του 5<sup>ου</sup> ορόφου

Παρατηρούμε λοιπόν ότι οι πλαστικές στροφές των υποστυλωμάτων μετά την ενίσχυση έχουν μειωθεί θεαματικά. Συγκεκριμένα για μετακίνηση ίση με τη στοχευόμενη του σεισμού σχεδιασμού (γαλάζια γραμμή) οι πλαστικές στροφές σε όλα τα υποστυλώματα και σε όλους τους ορόφους δεν υπερβαίνουν το 0.1%, πλαστική στροφή που αντιστοιχεί στο 20% της πλαστικής στροφής της στάθμης «Προστασία Ζωής». Αυτό ήταν αναμενόμενο καθώς ο φορέας έγινε πιο δύσκαμπτος και οι μετακινήσεις των ορόφων, όπως είδαμε και παραπάνω, μειώθηκαν περίπου στο ¼.

Εξετάστηκε επίσης αν αυξάνεται η πλαστική στροφή των δοκών που βρίσκονται δίπλα στο τοίχωμα (Δ2.1, Δ2.2, Δ2.3, Δ2.4, Δ2.5). Θυμίζουμε ότι στις δοκούς του γυμνού πλαισίου δεν εμφανίστηκαν σημαντικές πλαστικές στροφές καθώς αυτές συγκεντρώθηκαν στα υποστυλώματα του πλαισίου. Στον ενισχυμένο φορέα παρατηρούμε ότι η παραμόρφωση του τοιχώματος αυξάνει την πλαστική στροφή στις ακραίες διατομές των δοκών που συνορεύουν με το τοίχωμα, για μεγάλες όμως μετατοπίσεις της κορυφής. Ενδεικτικά παρουσιάζεται η πλαστική στροφή στο άκρο της δοκού Δ2.3 που συνορεύει με το τοίχωμα. Η δοκός αυτή εμφάνισε τη μεγαλύτερη καταπόνηση σε σχέση με τις υπόλοιπες.



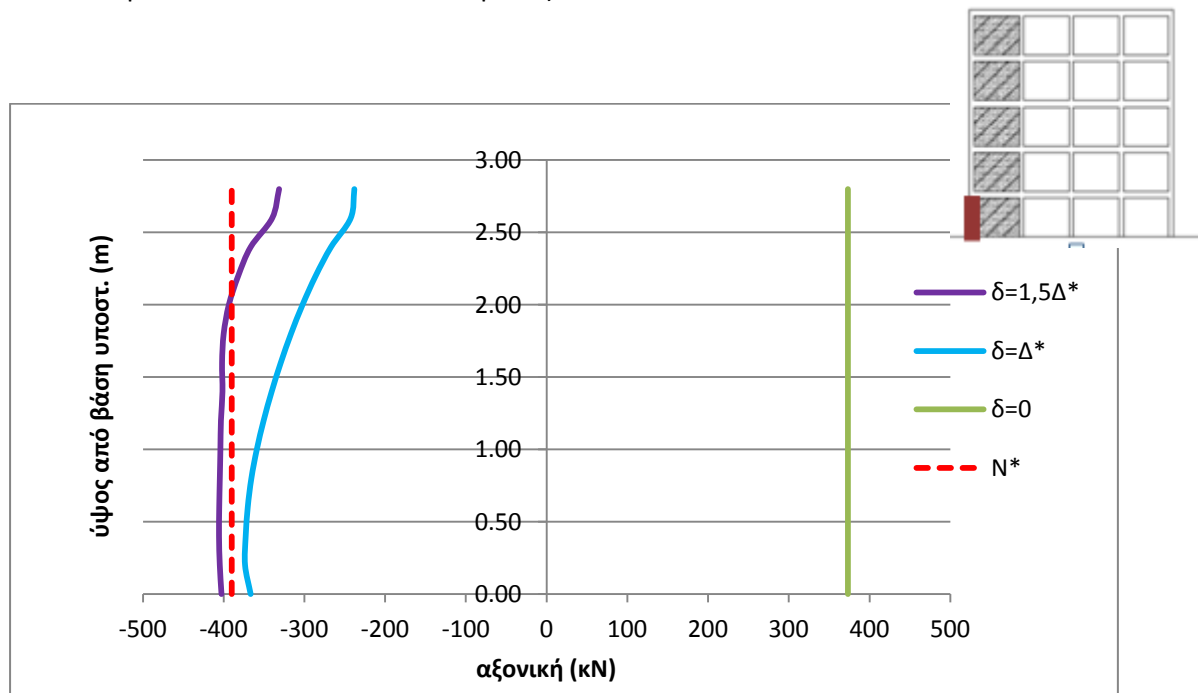
Σχήμα 5.33 Σύγκριση πλαστικών αρθρώσεων στο άκρο I της δοκού Δ2.3

### 5.5.4 Αξονικά φορτία υποστυλωμάτων

Όπως προέκυψε από τις παραπάνω αναλύσεις η καμπτική καταπόνηση των υποστυλωμάτων δεν είναι κρίσιμη για τη συμπεριφορά του ενισχυμένου φορέα καθώς η παρουσία των τοιχωμάτων μείωσε αρκετά τις μετατοπίσεις υπό τα οριζόντια φορτία. Αυτό όμως που μεταβλήθηκε ριζικά σε σχέση με τον αρχικό φορέα είναι η αξονική καταπόνηση των υποστυλωμάτων εκείνων που συνδέθηκαν με τα νέα τοιχώματα.

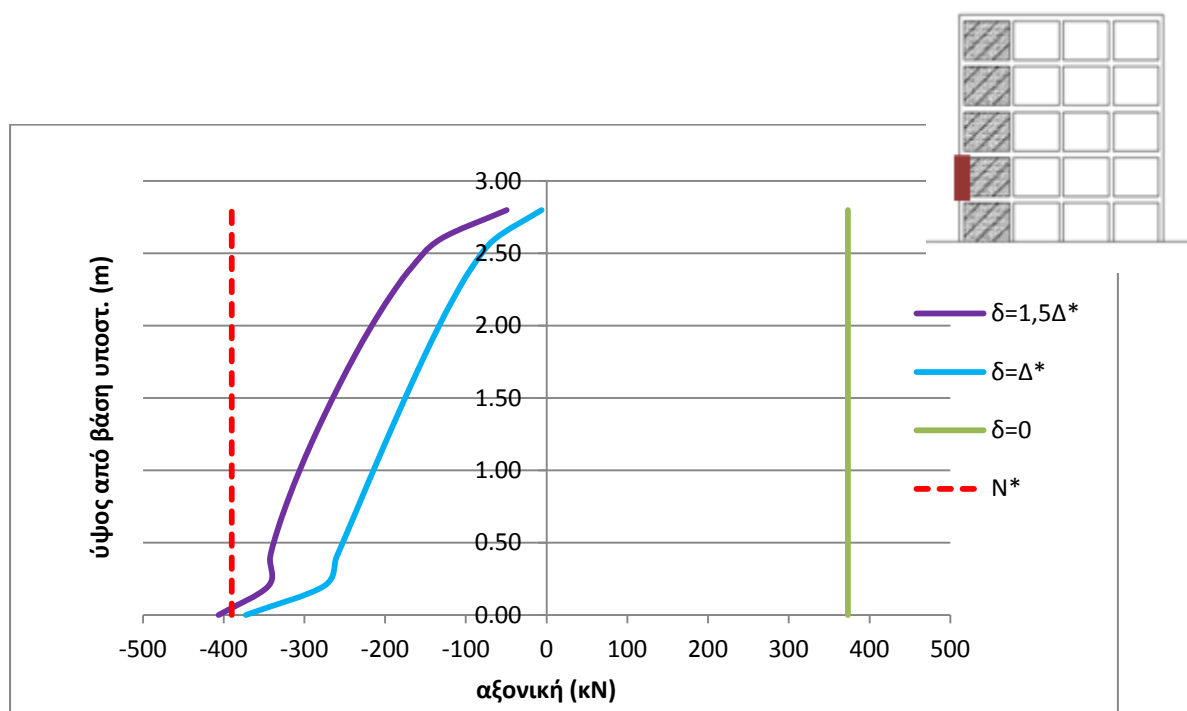
Στη συνέχεια παρουσιάζεται η αξονική δύναμη καθ' ύψος των υποστυλωμάτων τα οποία συνδέονται με τα τοιχώματα για μετακινήσεις κορυφής  $\delta=0$ ,  $\delta=\Delta^*$  και  $\delta=1,5\Delta^*$  (υπενθυμίζουμε ότι όπου  $\Delta^*$  είναι η στοχευόμενη μετακίνηση κορυφής για το σεισμό σχεδιασμού EC8).

Αρχικά παρουσιάζονται οι αξονικές καθ' ύψος των υποστυλωμάτων K11-K12-K13-K14-K15. Οι αρνητικές τιμές στα διαγράμματα αντιστοιχούν στον εφελκυσμό και οι θετικές στη θλίψη. Με  $N^*$  συμβολίζεται η αξονική δύναμη που αντιστοιχεί στη διαρροή υπό εφελκυσμό των οπλισμών του εκάστοτε υποστυλώματος.



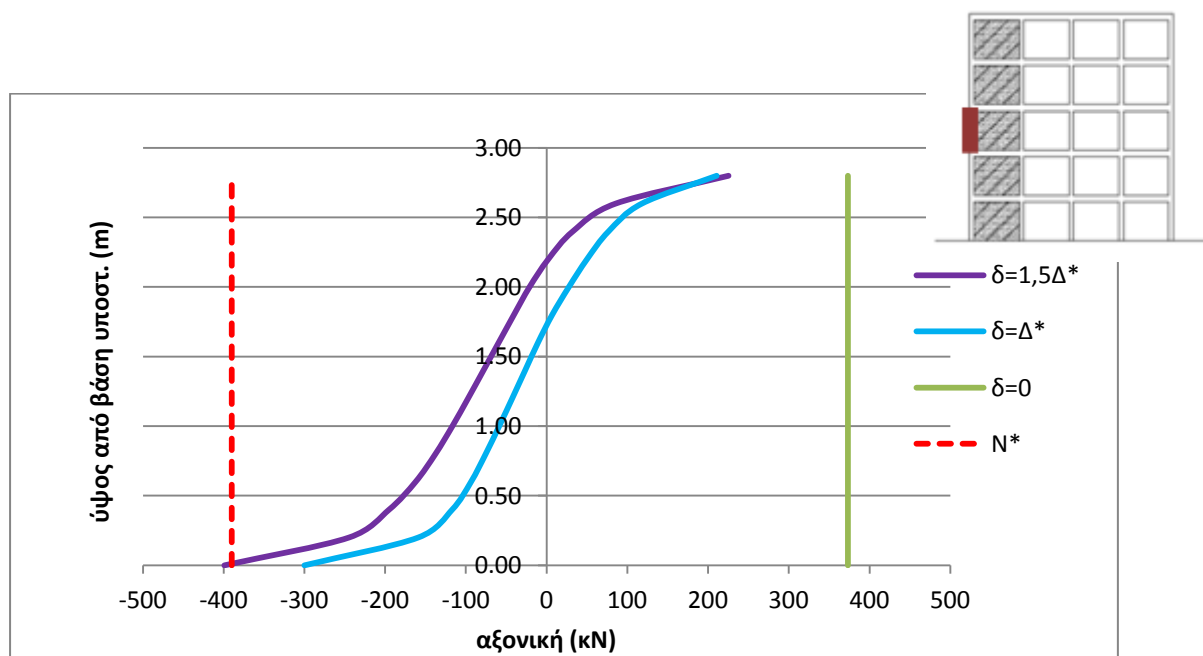
Σχήμα 5.34 Αξονική δύναμη καθ' ύψος του υποστυλώματος K11

Παρατηρούμε ότι το υποστύλωμα K11 για  $\delta=\Delta^*$  βρίσκεται ολόκληρο σε εφελκυσμό. Χαρακτηριστικό είναι το γεγονός ότι η αξονική δύναμη δε διατηρείται σταθερή καθ' ύψος του υποστυλώματος εξαιτίας της παραμόρφωσης του τοιχώματος που έχει θεωρηθεί ότι βρίσκεται σε πλήρη επαφή με το υποστύλωμα. Η κορυφή του υποστυλώματος έχει μικρότερο εφελκυστικό φορτίο σε σχέση με τη βάση καθώς οι διατμητικές τάσεις που δημιουργούνται κατά τη παραμόρφωση του τοιχώματος δημιουργούν θλίψη στην κορυφή και εφελκυσμό στη βάση των εξωτερικών υποστυλωμάτων, για τη δεδομένη φόρτιση του σεισμού. Η μέγιστη μεταβολή της αξονικής καθ' ύψος είναι ίση με  $\Delta N_{K11}=134$ κΝ. Για  $\delta=1,5\Delta^*$  παρατηρούμε ότι η αξονική υπερβαίνει την τιμή διαρροής ως τα 2/3 του ύψους.



Σχήμα 5.35 Αξονική δύναμη καθ' ύψος του υποστυλώματος K12

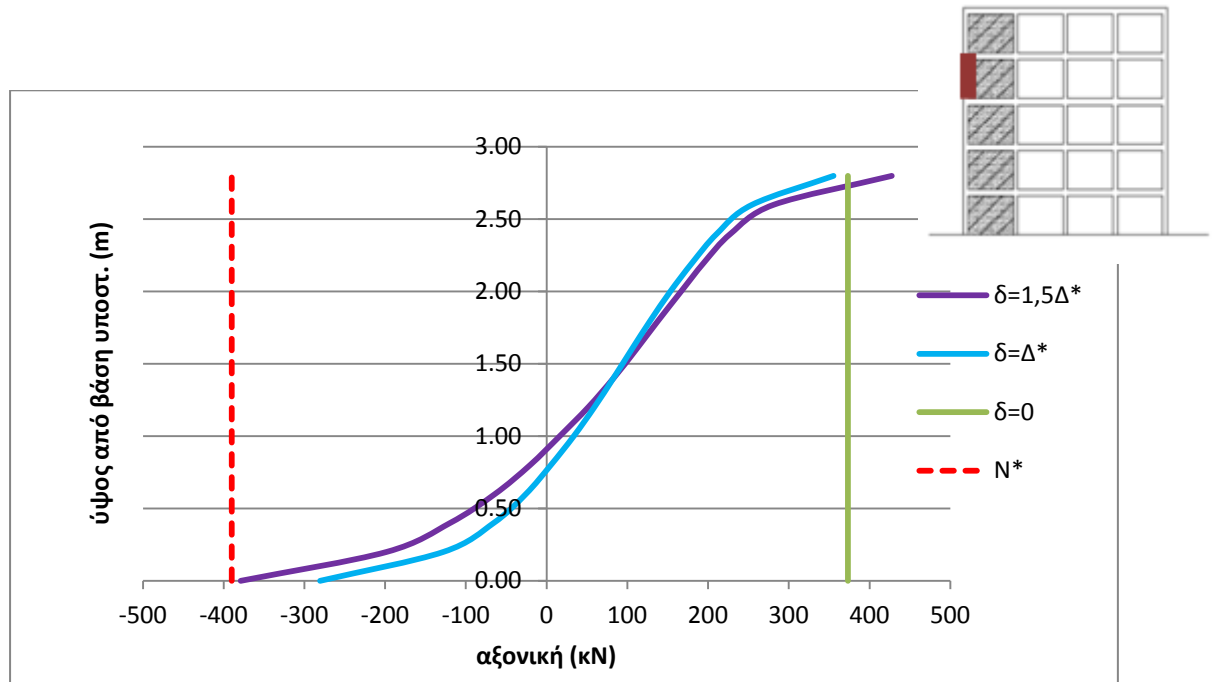
Στο υποστυλώμα K12 παρατηρείται μεγαλύτερη μεταβολή της αξονικής καθ' ύψος, ίση με  $\Delta N_{K12}=383\text{kN}$  για  $\delta=\Delta^*$ . Η μορφή του διαγράμματος των αξονικών φαίνεται να παρουσιάζει μια συμμετρία ως προς το μέσον του υποστυλώματος. Στο υποστυλώμα αυτό δεν παρατηρείται διαρροή των οπλισμών για  $\delta=1,5\Delta^*$ , σε αντίθεση με τον πρώτο όροφο.



Σχήμα 5.36 Αξονική δύναμη καθ' ύψος του υποστυλώματος K13

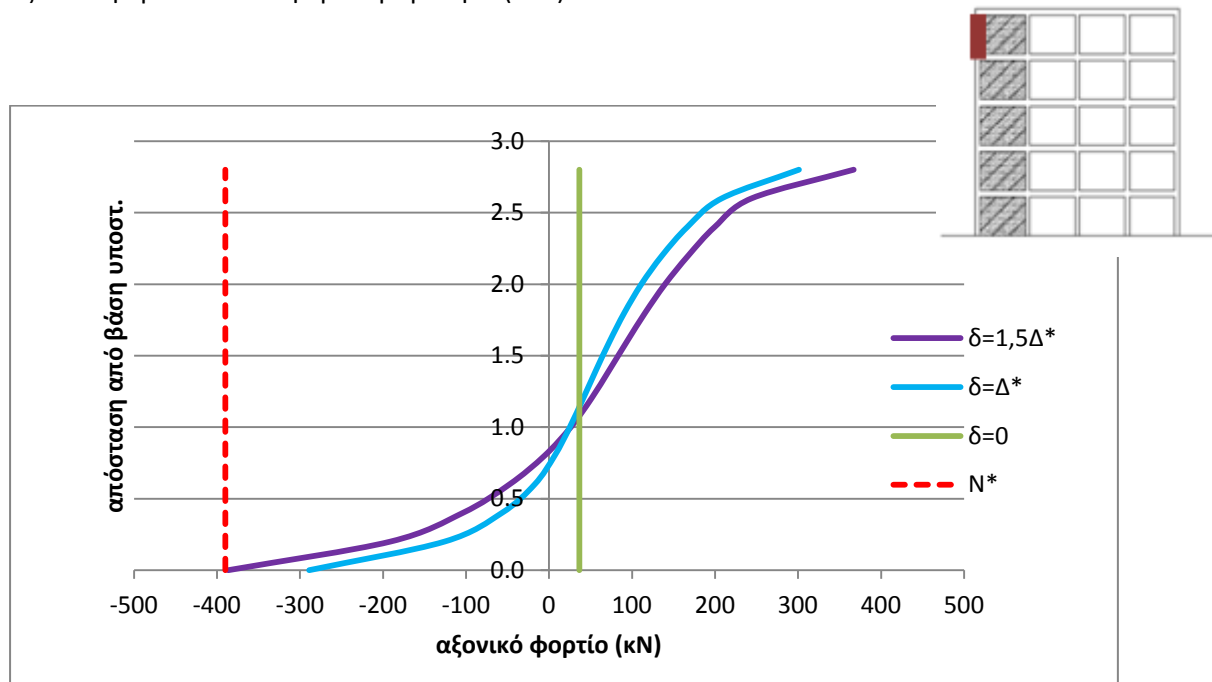
Στο υποστυλώμα K13 διατηρείται η σιγμοειδής μορφή των αξονικών φορτίων αλλά η μεταβολή τους αυξάνεται σε σχέση με τα προηγούμενα υποστυλώματα και για μετατόπιση

$\delta=\Delta^*$  είναι ίση με  $\Delta N_{K13}=599\text{kN}$ . Η αύξηση αυτή οφείλεται στο ότι ο τρίτος όροφος παρουσιάζει μεγαλύτερη σχετική μετακίνηση ορόφου από τον πρώτο και δεύτερο. Στην περίπτωση αυτή δεν παρατηρήθηκαν διαρροές στους οπλισμούς μέχρι  $\delta=1,5\Delta^*$ .



Σχήμα 5.37 Αξονική δύναμη καθ' ύψος του υποστυλώματος K14

Στο υποστύλωμα αυτό η μεταβολή της αξονικής για  $\delta=\Delta^*$  είναι  $\Delta N_{K14}=658\text{kN}$  και παρατηρούμε πλέον ότι το αξονικό φορτίο που προκαλεί ο σεισμός βρίσκεται πιο κοντά στο αξονικό φορτίο υπό τα φορτία βαρύτητα ( $\delta=0$ ).

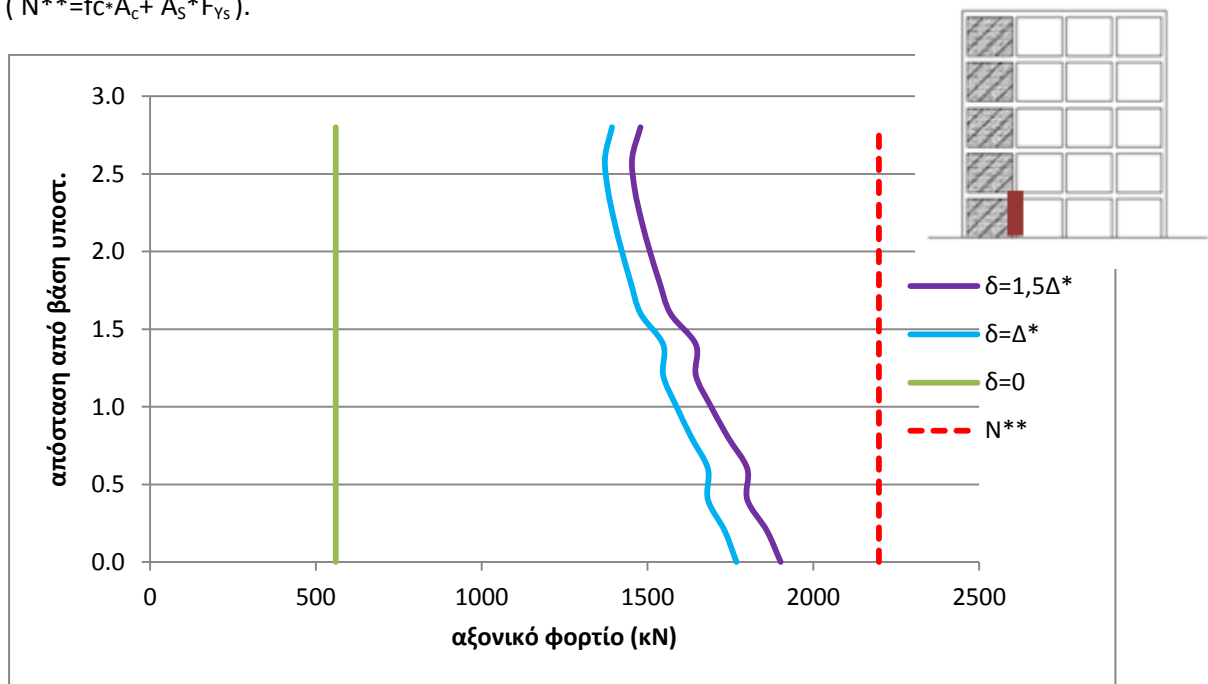


Σχήμα 5.38 Αξονική δύναμη καθ' ύψος του υποστυλώματος K15

Στο υποστυλώμα K15 η μεταβολή της αξονικής καθ' ύψος για  $\delta=\Delta^*$  είναι  $\Delta N_{K15}=589\text{kN}$ , μικρότερη σε σχέση με εκείνη του 4<sup>ου</sup> ορόφου, καθώς η σχετική μετακίνηση ορόφου είναι μικρότερη.

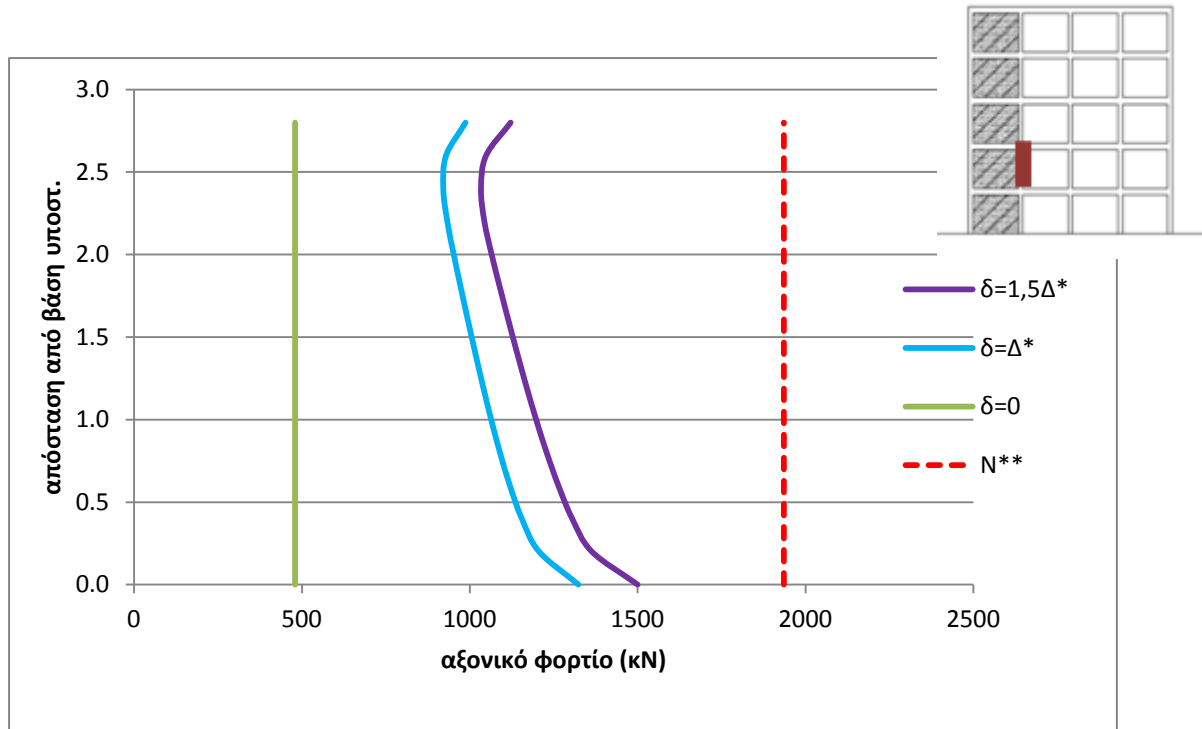
Γενικά για την κατακόρυφη αυτή σειρά των υποστυλωμάτων η αξονική δύναμη καθ' ύψος αυτών παρουσιάζει μια σιγμοειδή μορφή και μια συμμετρία ως προς το μέσο περίπου του υποστυλώματος. Αυτό οφείλεται στη θεώρηση πλήρους σύνδεσης μεταξύ τοιχώματος και υποστυλώματος. Στην πραγματικότητα η σύνδεση γίνεται μέσω βλήτρων. Ωστόσο η πιθανή αστοχία κάποιων εφελκόμενων βλήτρων μπορεί να δημιουργήσει αποκολλησεις με αποτέλεσμα τη συγκέντρωση των δυνάμεων στο λιγότερο εφελκόμενο τμήμα των εν λόγω υποστυλωμάτων, αλλοιώνοντας έτσι τη συμμετρία των παραπάνω διαγραμμάτων.

Στη συνέχεια παρουσιάζεται το αξονικό φορτίο καθ' ύψος των θλιβόμενων υποστυλωμάτων K21-K22-K23-K24-K25 που έρχονται σε επαφή με το τοίχωμα. Στα παρακάτω διαγράμματα οι συμβολισμοί είναι γενικά ίδιοι με τα προηγούμενα διαγράμματα εκτός από το  $N^{**}$  που συμβολίζει τη θλιπτική αντοχή του υποστυλώματος ( $N^{**}=f_c \cdot A_c + A_s \cdot F_{ys}$ ).

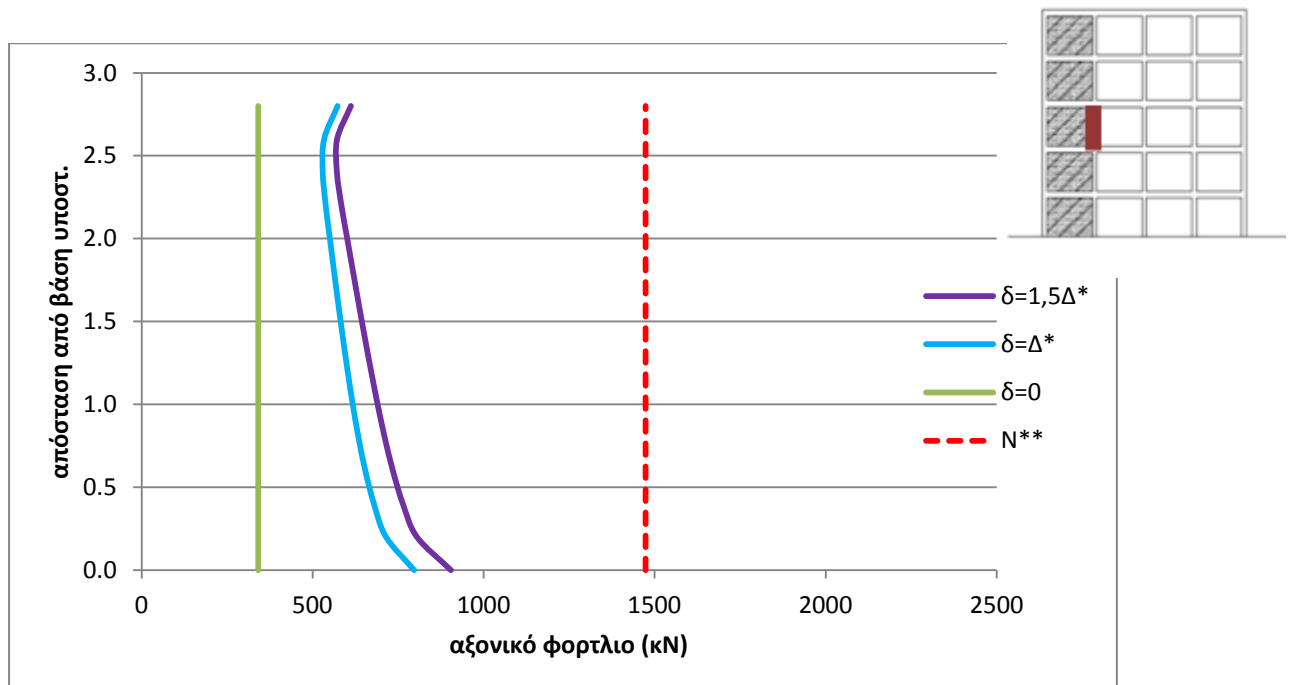


Σχήμα 5.39 Αξονική δύναμη καθ' ύψος του υποστυλώματος K21

Στο υποστυλώμα K21 η μεταβολή της αξονικής για  $\delta=\Delta^*$  είναι  $\Delta N_{K21} = 376\text{kN}$  και είναι μεγαλύτερη από την μεταβολή του K11. Το υποστυλώμα βρίσκεται εξ' ολοκλήρου σε θλίψη αλλά δεν υπερβαίνει τη θλιπτική αντοχή σε κεντρική θλίψη. Η μορφή της κατανομής είναι διαφορετική από τη μορφή του εφελκόμενου υποστυλώματος.

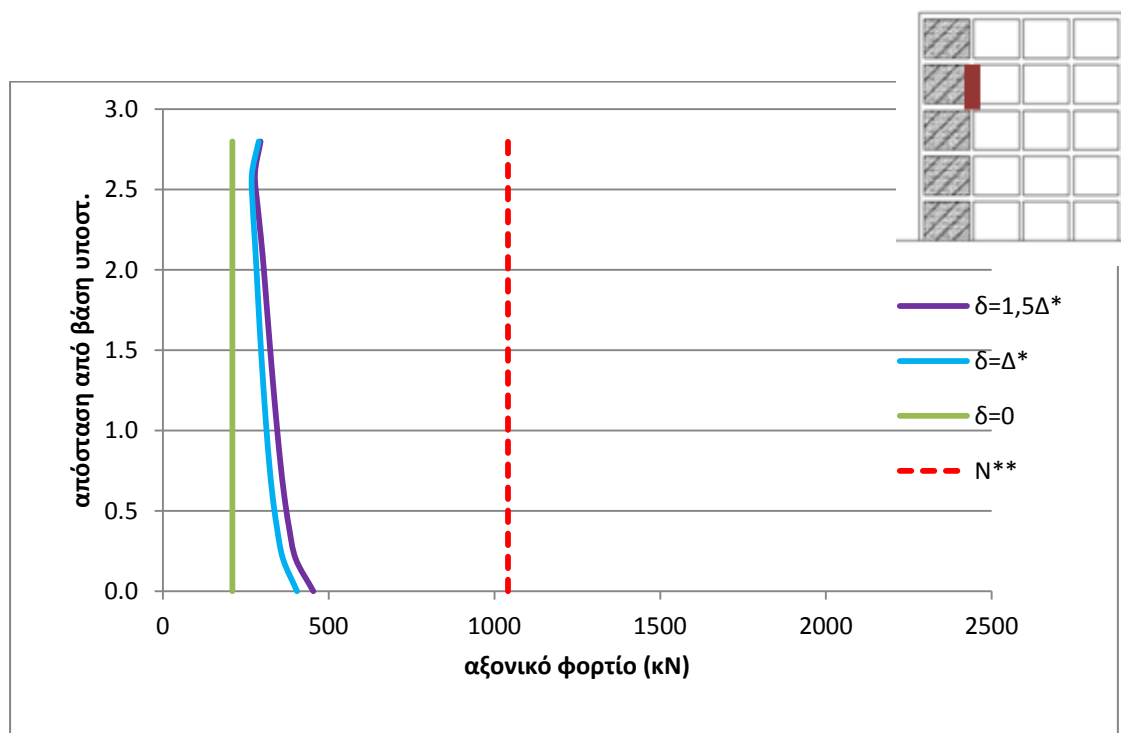


Σχήμα 5.40 Αξονική δύναμη καθ' ύψος του υποστυλώματος K22

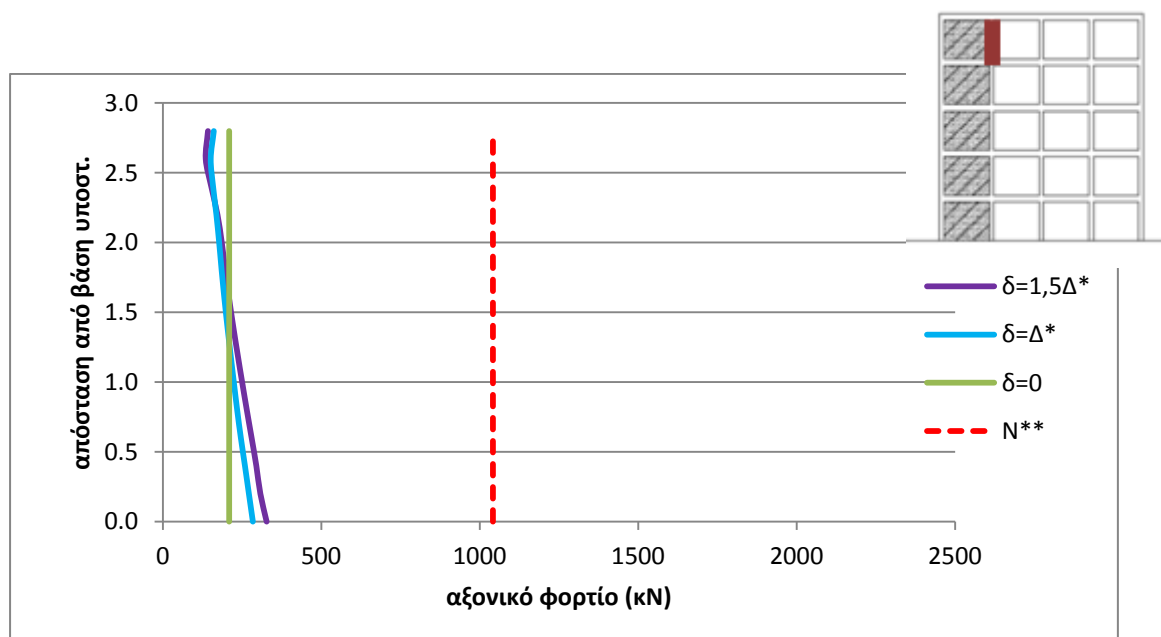


Σχήμα 5.41 Αξονική δύναμη καθ' ύψος του υποστυλώματος K23





Σχήμα 5.42 Αξονική δύναμη καθ' ύψος του υποστυλώματος K24

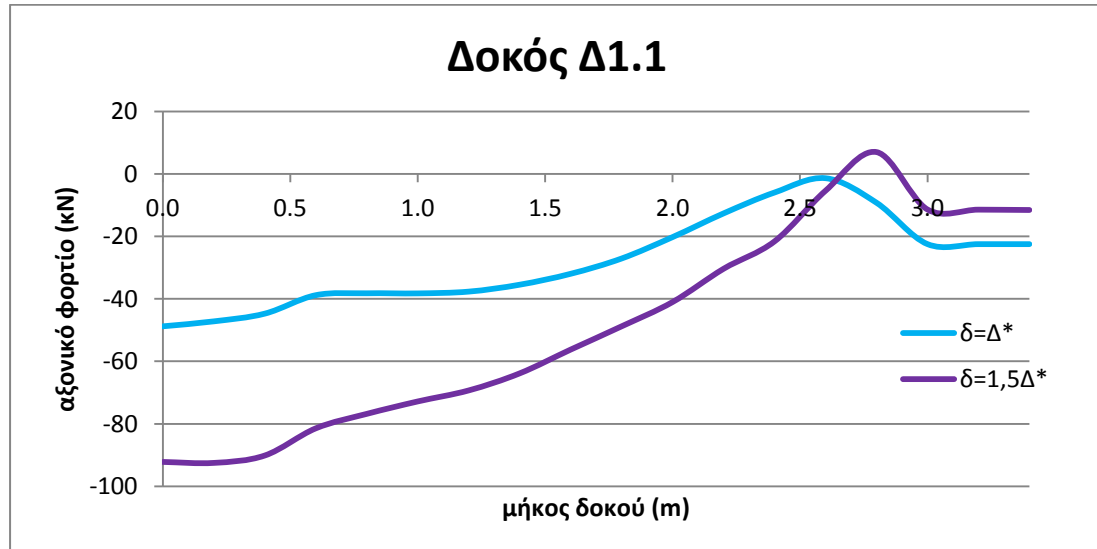


Σχήμα 5.43 Αξονική δύναμη καθ' ύψος του υποστυλώματος K25

Στην περίπτωση των θλιβόμενων υποστυλωμάτων οι μεταβολές των αξονικών που μετρήθηκαν για  $\delta=\Delta^*$  ήταν  $\Delta N_{K21} = 376\text{κΝ}$ ,  $\Delta N_{K22} = 336\text{κΝ}$ ,  $\Delta N_{K23} = 224\text{κΝ}$ ,  $\Delta N_{K24} = 116\text{κΝ}$ ,  $\Delta N_{K25} = 81\text{κΝ}$ . Γενικά ήταν μικρότερες από τις μεταβολές της εξωτερικής πλευράς των υποστυλωμάτων.

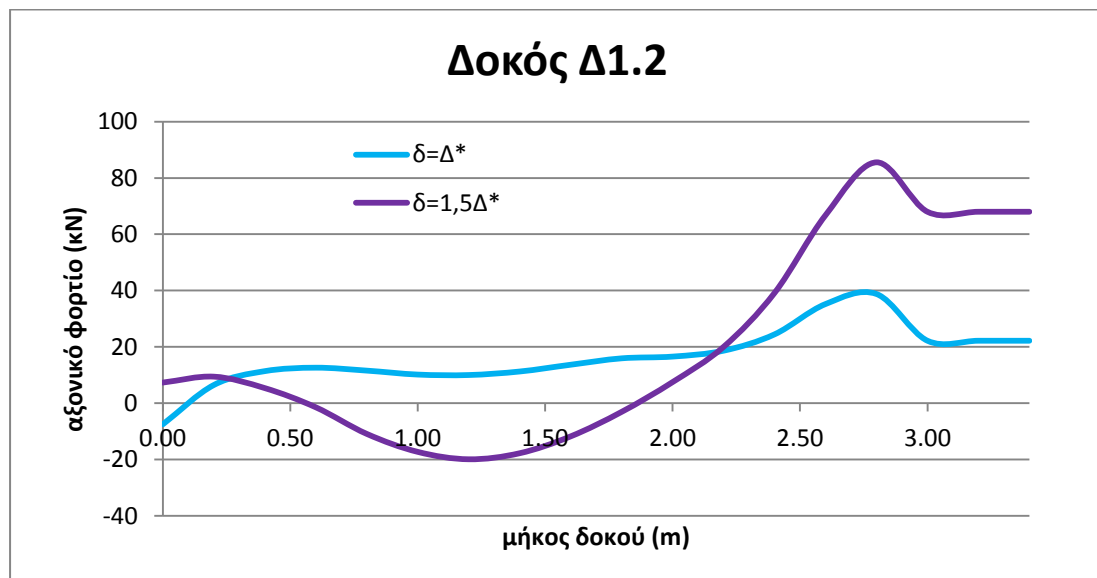
### 5.5.5 Αξονικά φορτία των δοκών

Η εμφάνιση επηρεάζει ριζικά την κατανομή των αξονικών δυνάμεων όχι μόνο στα υποστυλώματα αλλά και στις δοκούς του πλαισίου που συνδέονται με τα τοιχώματα. Παρακάτω παρουσιάζεται η αξονική δύναμη κατά μήκος των εν λόγω δοκών. Το αρνητικό πρόσημο αντιστοιχεί στον εφελκυσμό και το θετικό στη θλίψη.

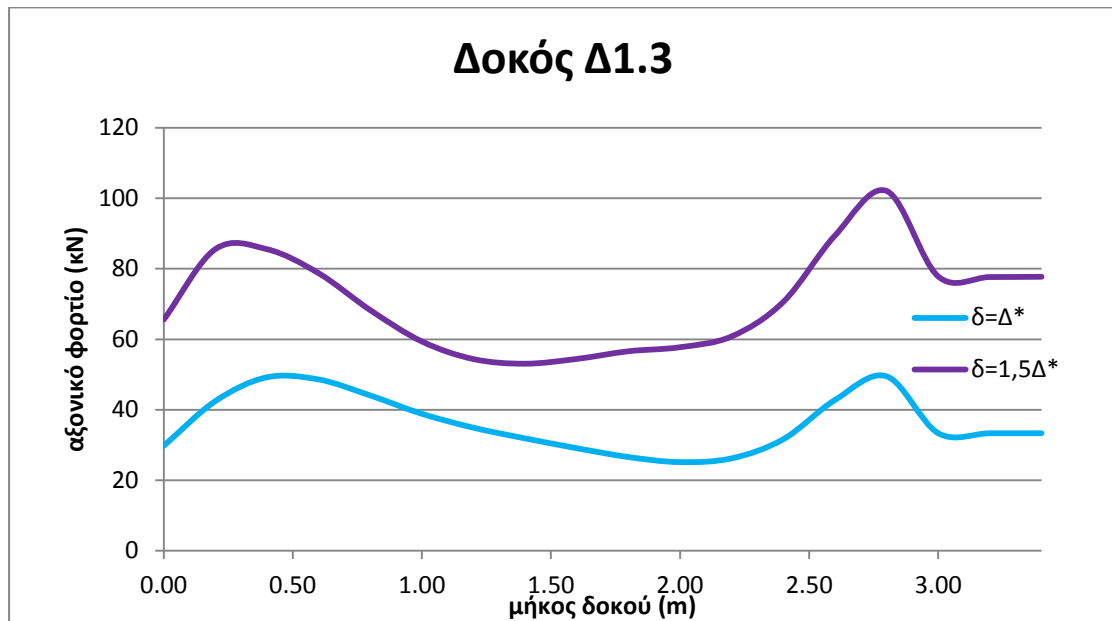


Σχήμα 5.44 Αξονική δύναμη κατά μήκος της δοκού Δ1.1

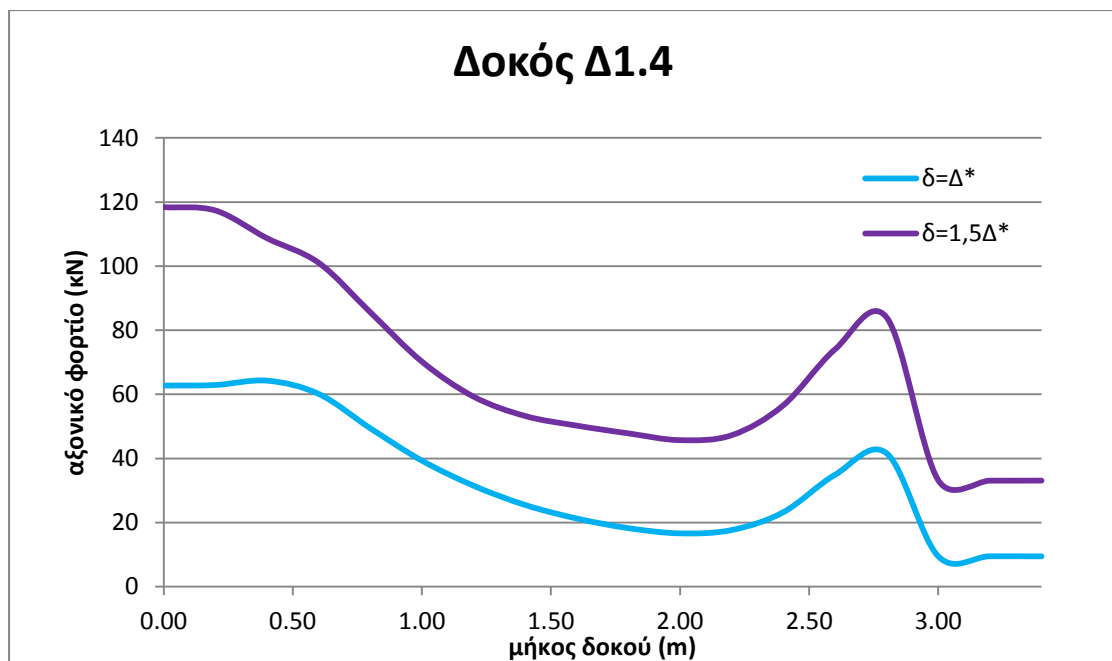
Η δοκός αυτή του πρώτου ορόφου βρίσκεται στο μεγαλύτερο μέρος της υπό εφελκυσμό. Περιμένουμε να εμφανιστούν κάποιες κατακόρυφες μικρές ρωγμές στο εφελκυσμένο άκρο της δοκού, ωστόσο η αξονική της καταπόνηση για  $\delta=\Delta^*$  είναι μικρή (-48kN) και δεν ξεπερνάει την εφελκυστική αντοχή των οπλισμών της δοκού, όπου στη συγκεκριμένη περίπτωση είναι  $N^*=145,8$  kN . Θυμίζουμε ότι ο οπλισμός της δοκού στη στήριξη απαρτίζεται από (4άνω+2κάτω)Φ10.



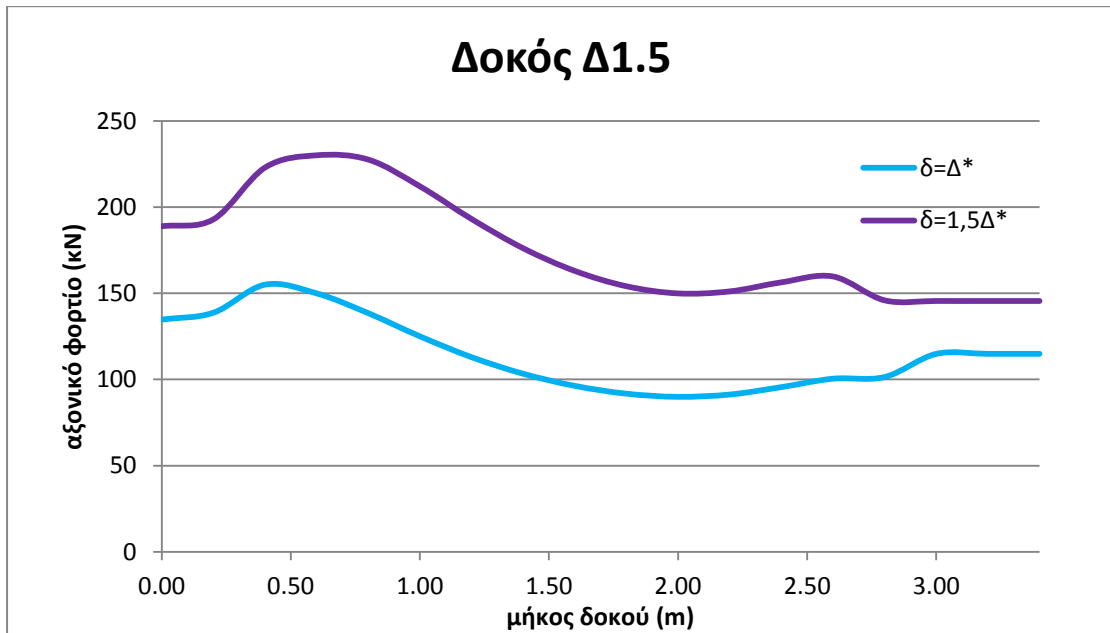
Σχήμα 5.45 Αξονική δύναμη κατά μήκος της δοκού Δ1.



Σχήμα 5.46 Αξονική δύναμη κατά μήκος της δοκού Δ1.3



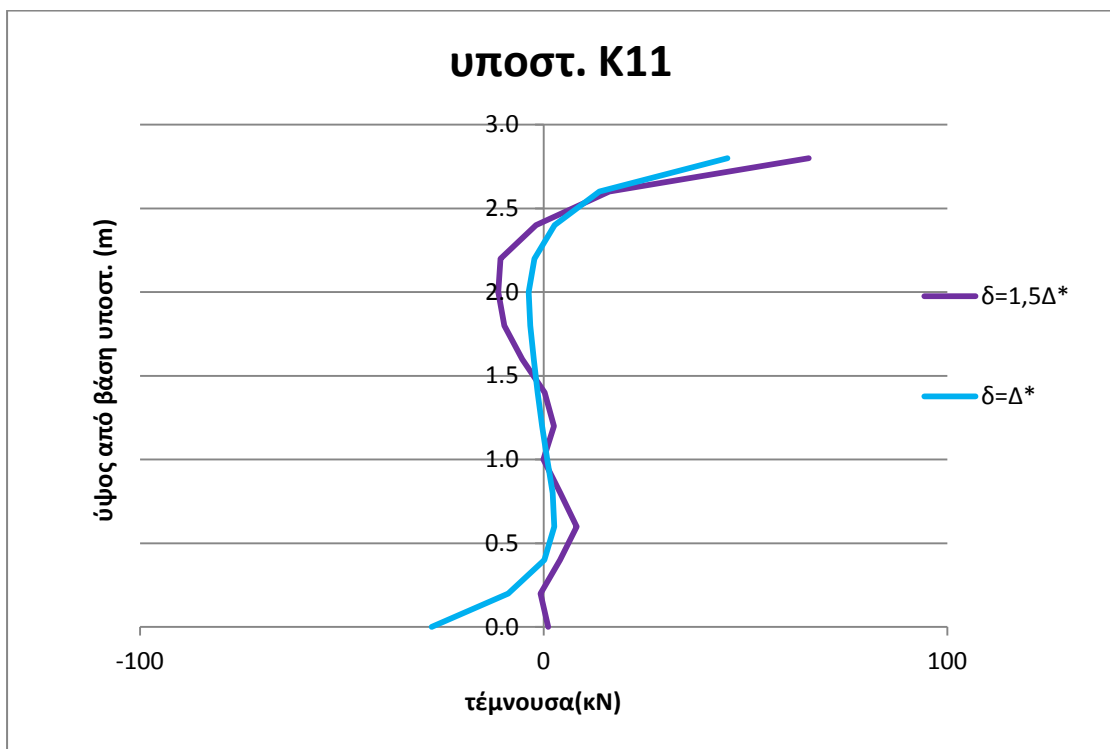
Σχήμα 5.47 Αξονική δύναμη κατά μήκος της δοκού Δ1.4

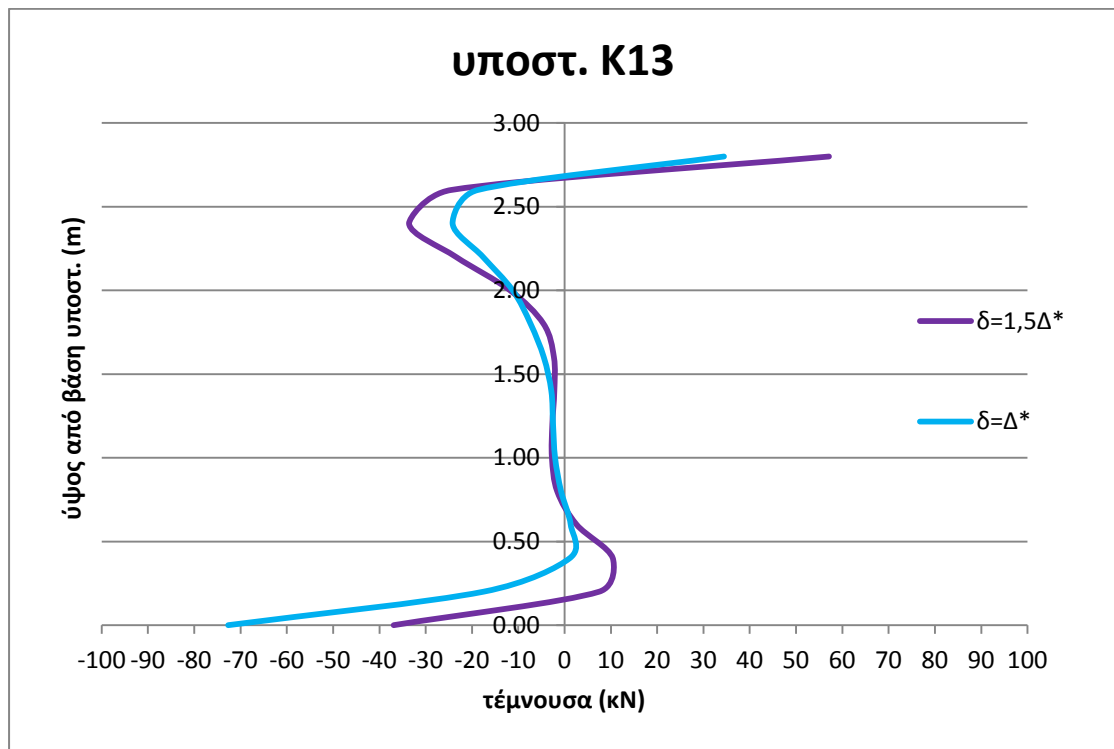
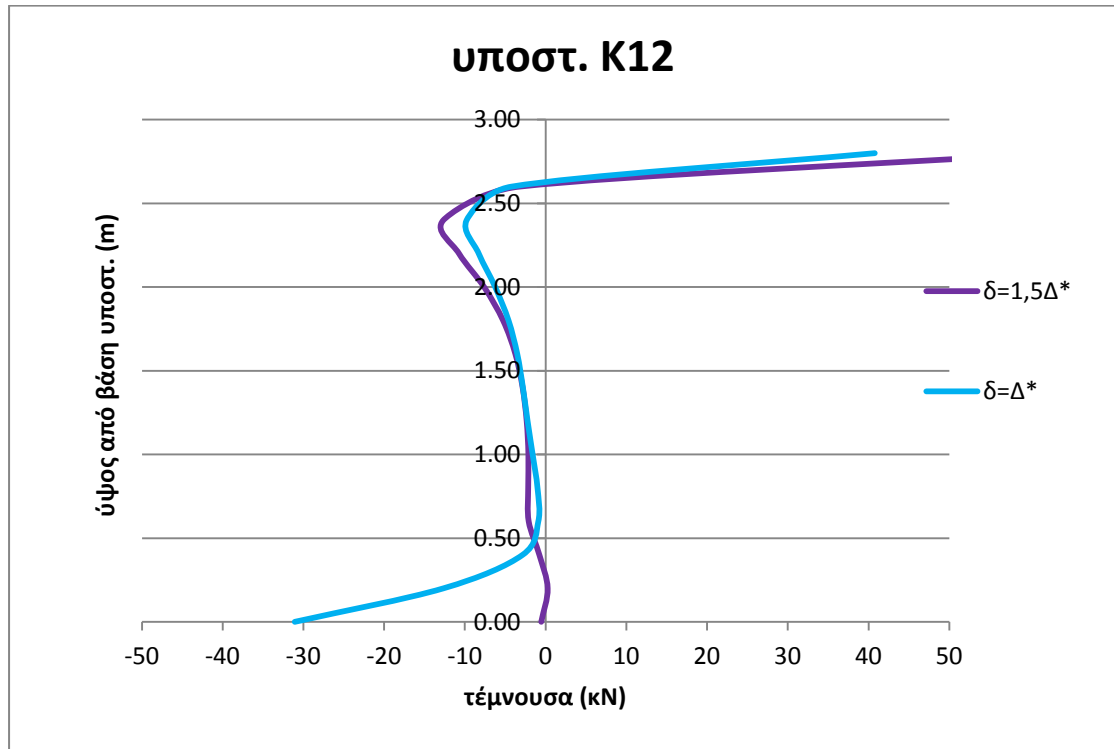


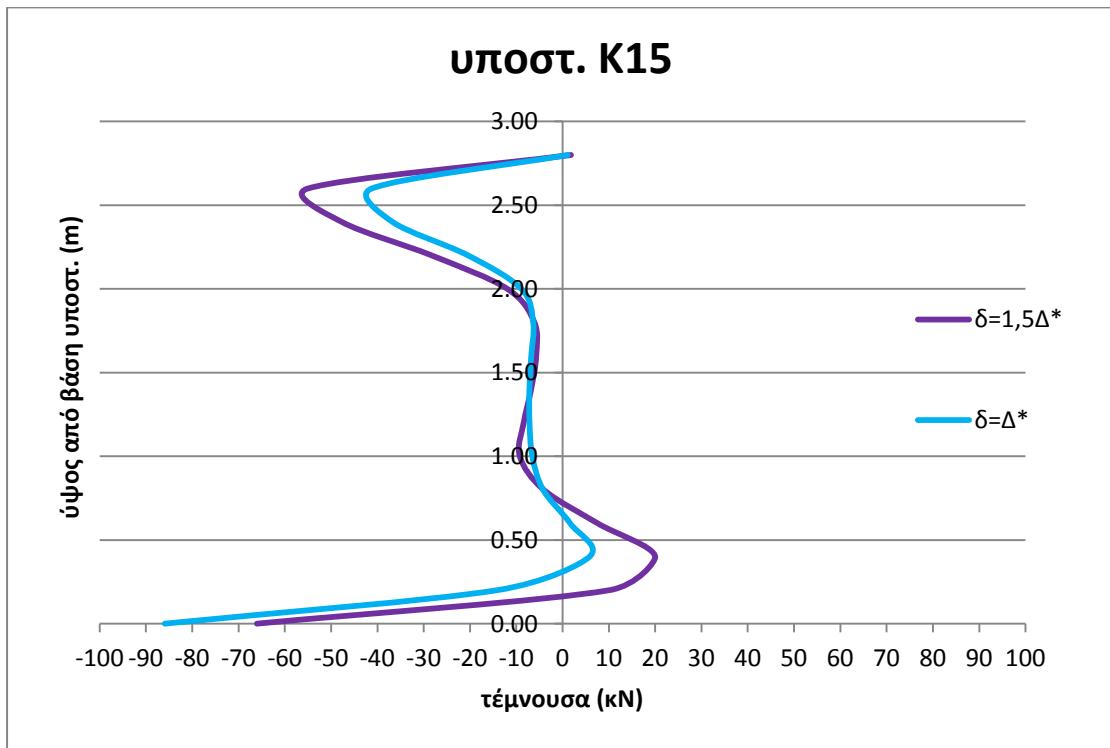
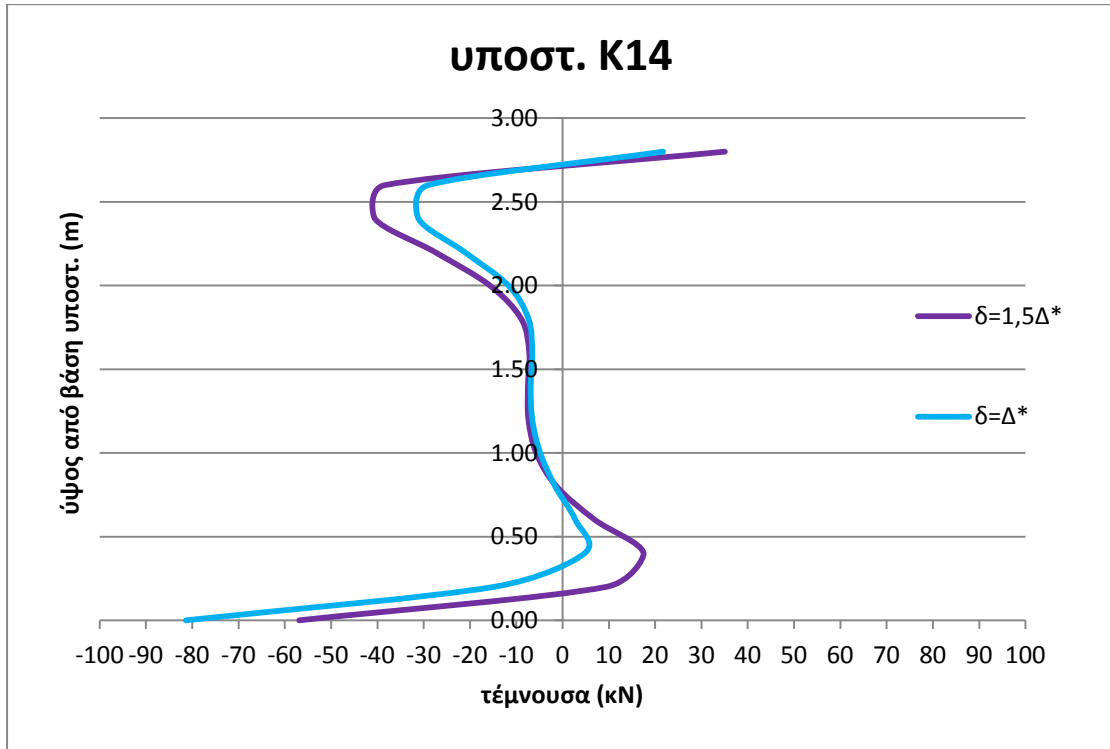
Σχήμα 5.48 Αξονική δύναμη κατά μήκος της δοκού Δ1.5

Σε αντίθεση με τη δοκό Δ1.1 οι υπόλοιπες δοκοί που συνδέονται με τα τοιχώματα βρίσκονται σε θλίψη. Η αξονική τους δύναμη είναι όμως σχετικά μικρή σε σχέση με την αξονική τους αντοχή, η οποία είναι της τάξεως των 1450 κΝ. Όσον αφορά τη μορφή της κατανομής των αξονικών κατά μήκος των δοκών παρατηρούμε ότι δεν ακολουθεί κάποια σταθερή μορφή σε όλες τις δοκούς.

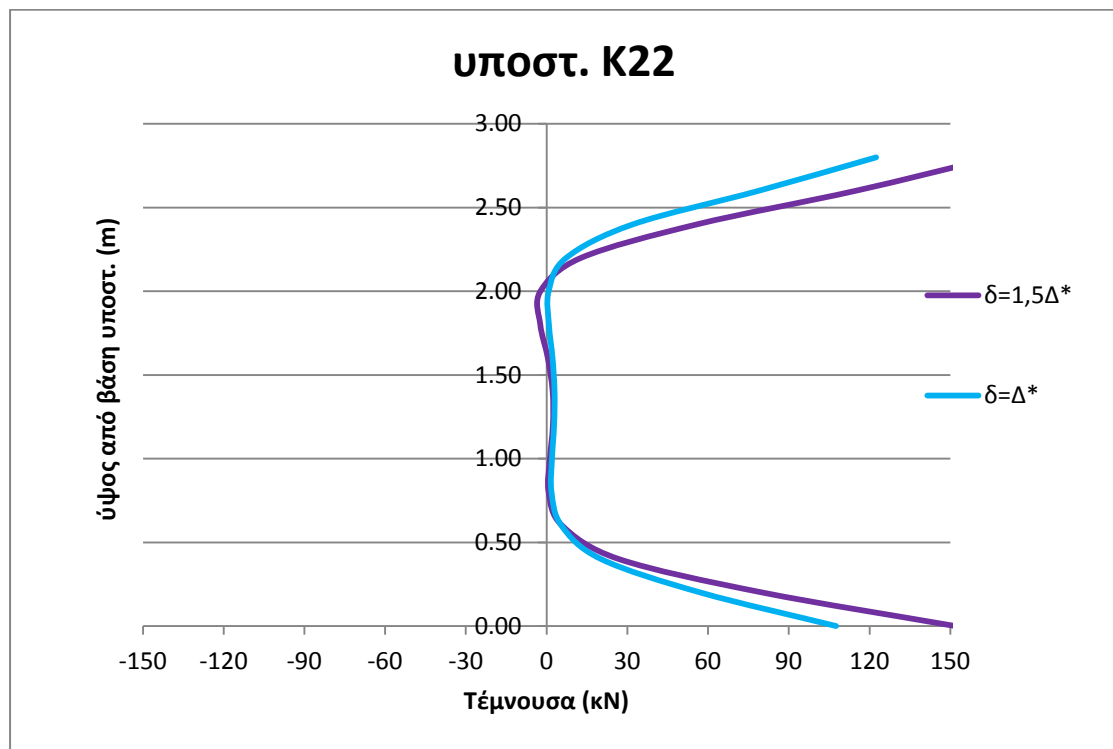
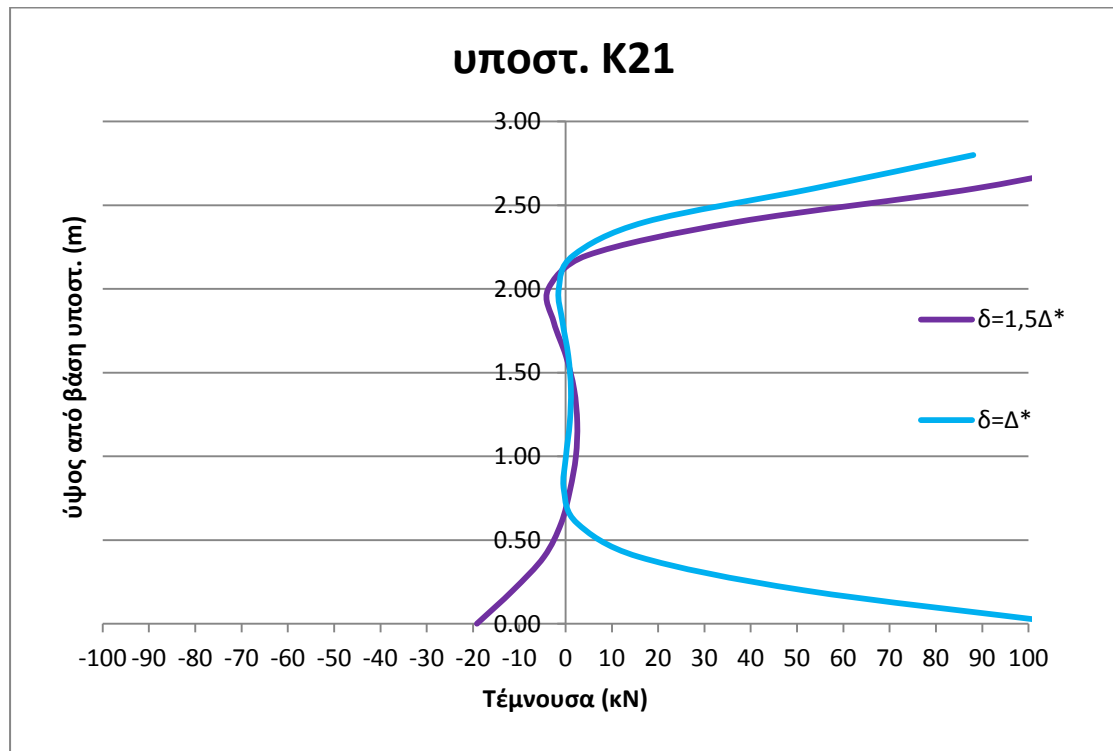
#### 5.5.6 Διάτμηση καθ' ύψος των υποστυλωμάτων.

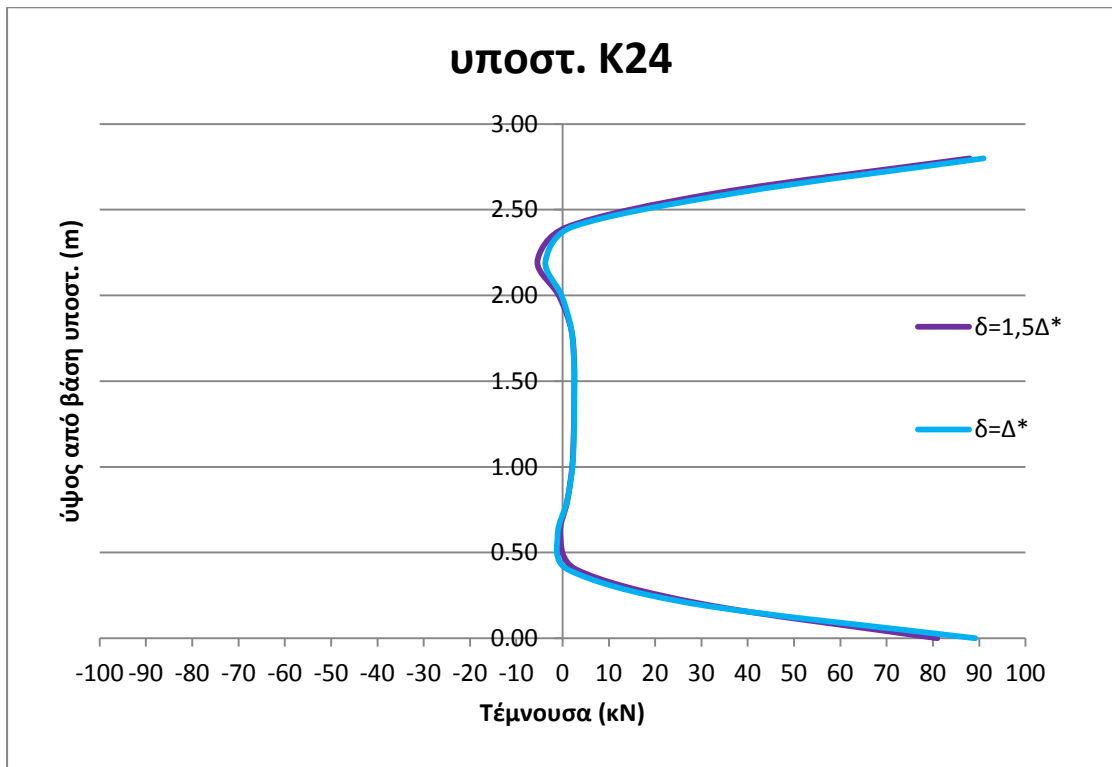
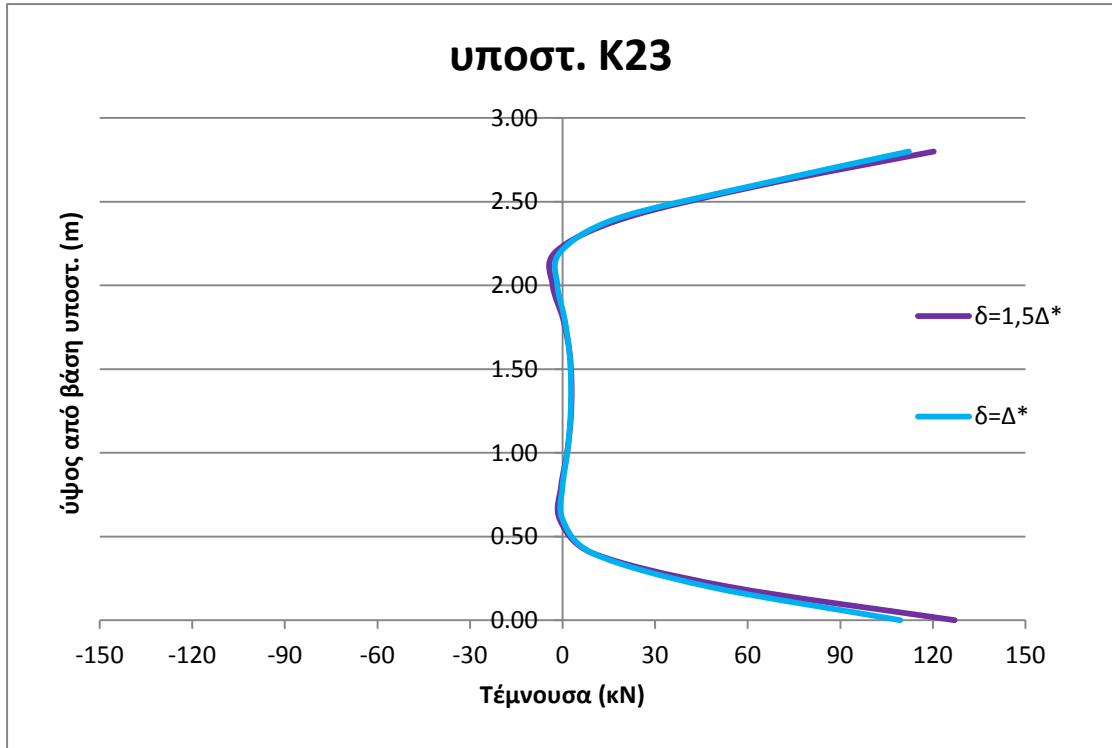




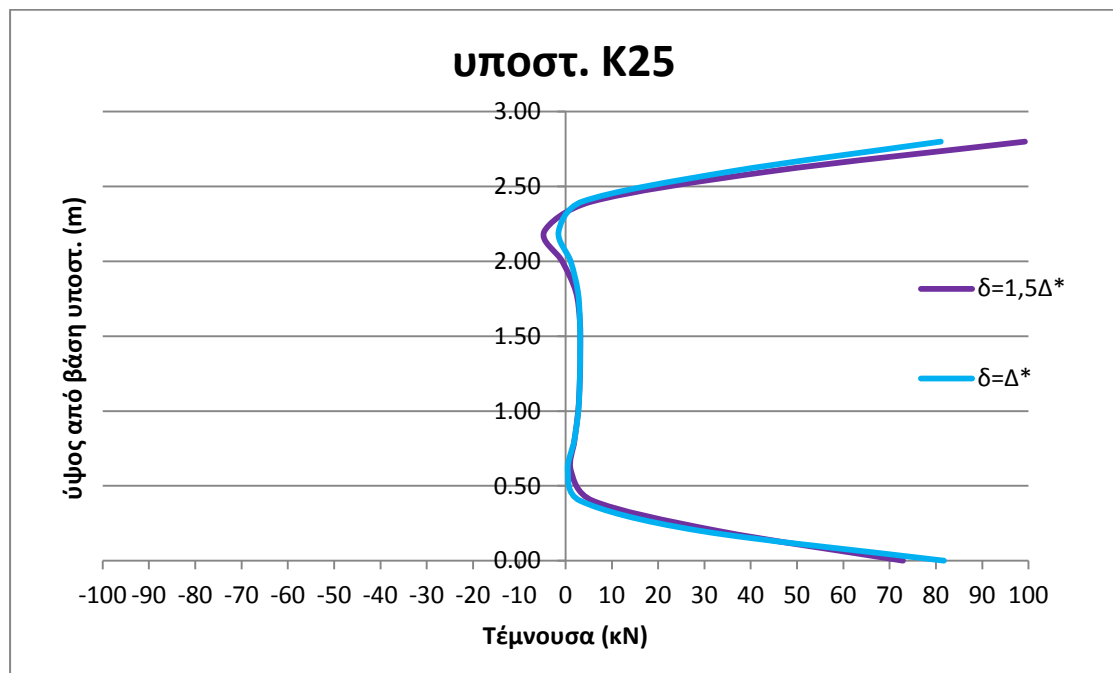


Σχήμα 5.49 Τεμνουσες καθ' ύψος των υποστυλωμάτων Κ11-Κ15







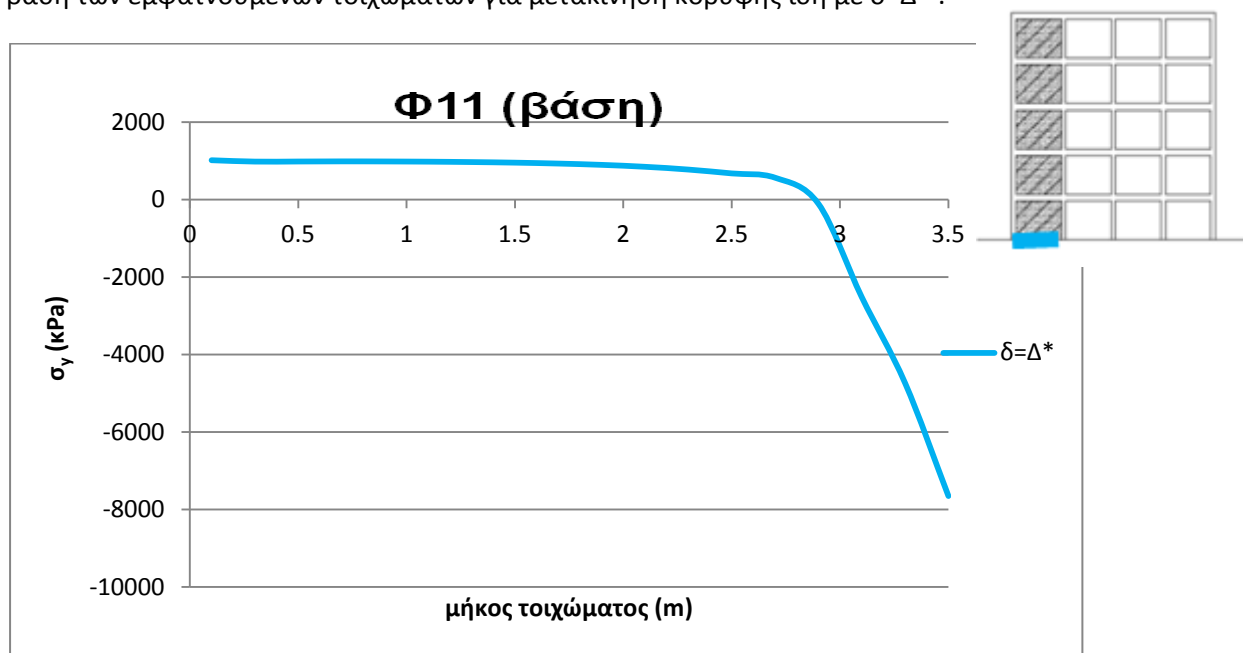


**Σχήμα 5.50** Τέμνουσες καθ' ύψος των υποστυλωμάτων K21-K25

Στα υποστυλώματα K11-K12-K13-K14-K15 η τέμνουσα έχει μια σιγμοειδή μορφή αλλά είναι γενικά σε χαμηλά επίπεδα. Τα θλιβόμενα υποστυλώματα K21-K22-K23-K24-K25 έχουν μια διαφορετική κατανομή και εμφανίζουν μέγιστες τιμές στα άκρα του, ενώ στο κεντρικό τμήμα είναι περίπου σταθερή και μάλιστα (μηδενική)

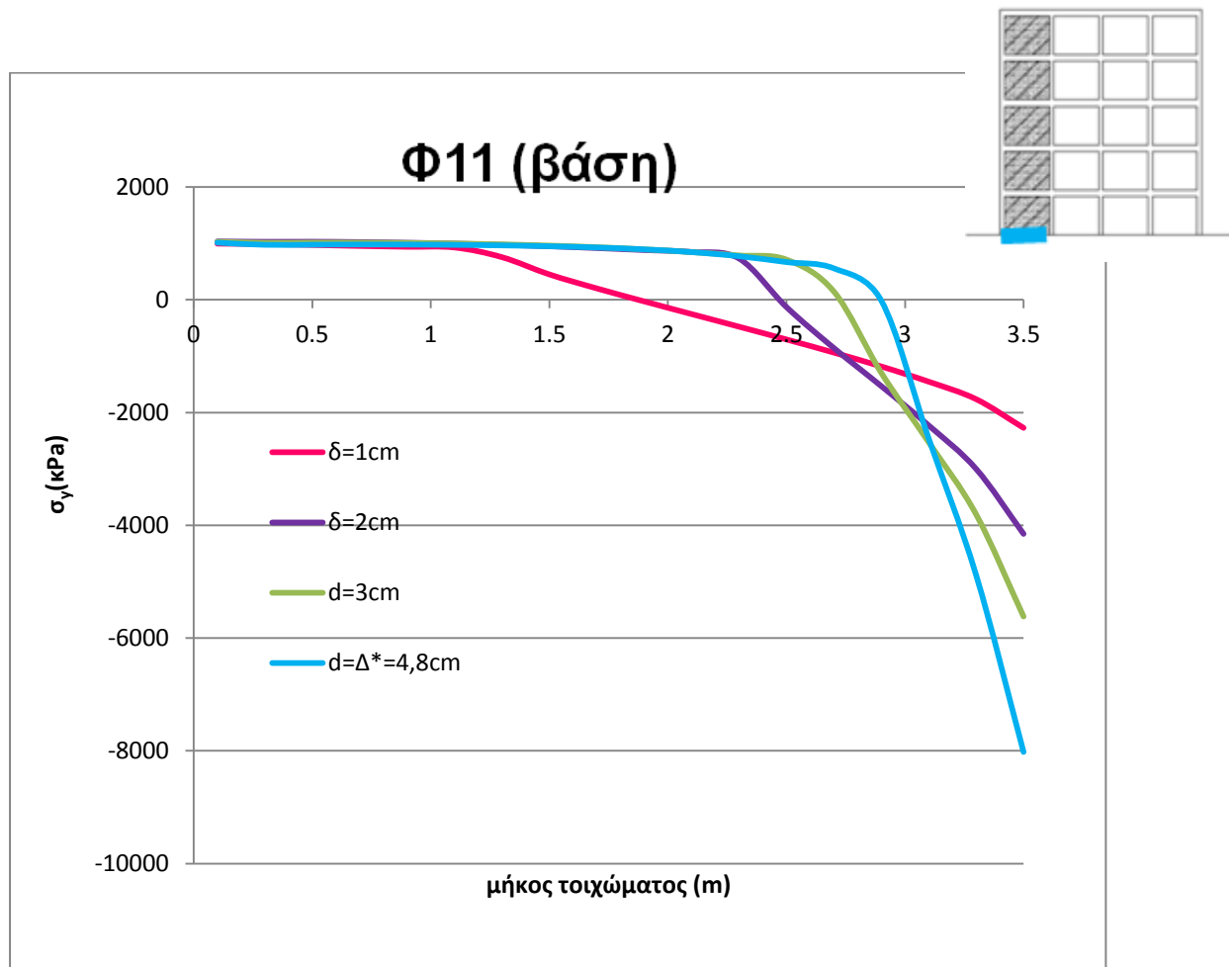
### 5.5.7 Τάσεις τοιχωμάτων

Στη συνέχεια παρουσιάζεται η κατανομή των ορθών τάσεων (κατακόρυφες  $\sigma_y$ ) στη βάση των εμφατούμενων τοιχωμάτων για μετακίνηση κορυφής ίση με  $\delta=\Delta^*$ .



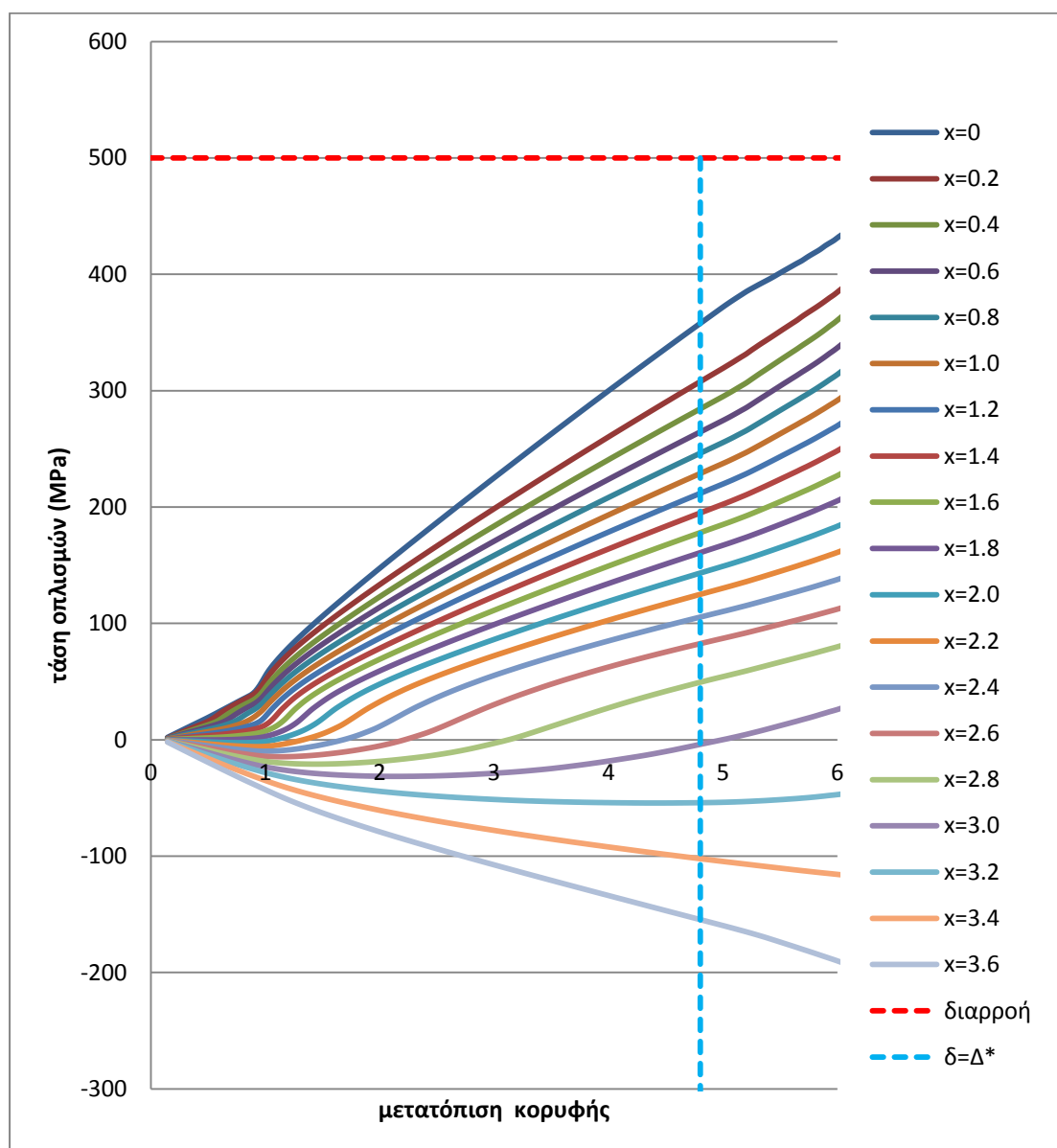
**Σχήμα 5.49** Ορθές τάσεις στη βάση του τοιχώματος του 1<sup>ου</sup> ορόφου.

Στο παραπάνω διάγραμμα οι θλιπτικές τάσεις έχουν αρνητικό πρόσημο και οι εφελκυστικές θετικό. Παρατηρούμε ότι για το σεισμό σχεδιασμού στη βάση του τοιχώματος του πρώτου ορόφου μεγάλο μέρος της διατομής (2.9m) έχει ρηγματωθεί (ποσοστό άνω του 80%). Παρακάτω φαίνεται η εξέλιξη του ουδέτερου άξονα στη βάση του τοιχώματος για σταδιακή αύξηση των μετακινήσεων από  $\delta=1\text{cm}$  έως τη στοχευόμενη μετακίνηση.

**Σχήμα 5.50** Εξέλιξη ουδέτερου άξονα

Παρατηρούμε ότι η απουσία κατακόρυφων αρχικών θλιπτικών τάσεων (θεώρηση σταδιακής δόμησης) έχει περιορίσει το θλιβόμενο μέρος της διατομής ακόμα και για μικρές μετακινήσεις. Αποτέλεσμα αυτού είναι η εμφανής μετατόπιση προς τα δεξιά του ουδέτερου άξονα καθώς η μετατόπιση της κορυφής αυξάνει. Με άλλα λόγια όλο και μεγαλύτερο τμήμα της βάσης του τοιχώματος εισέρχεται στην εφελκυστική περιοχή.

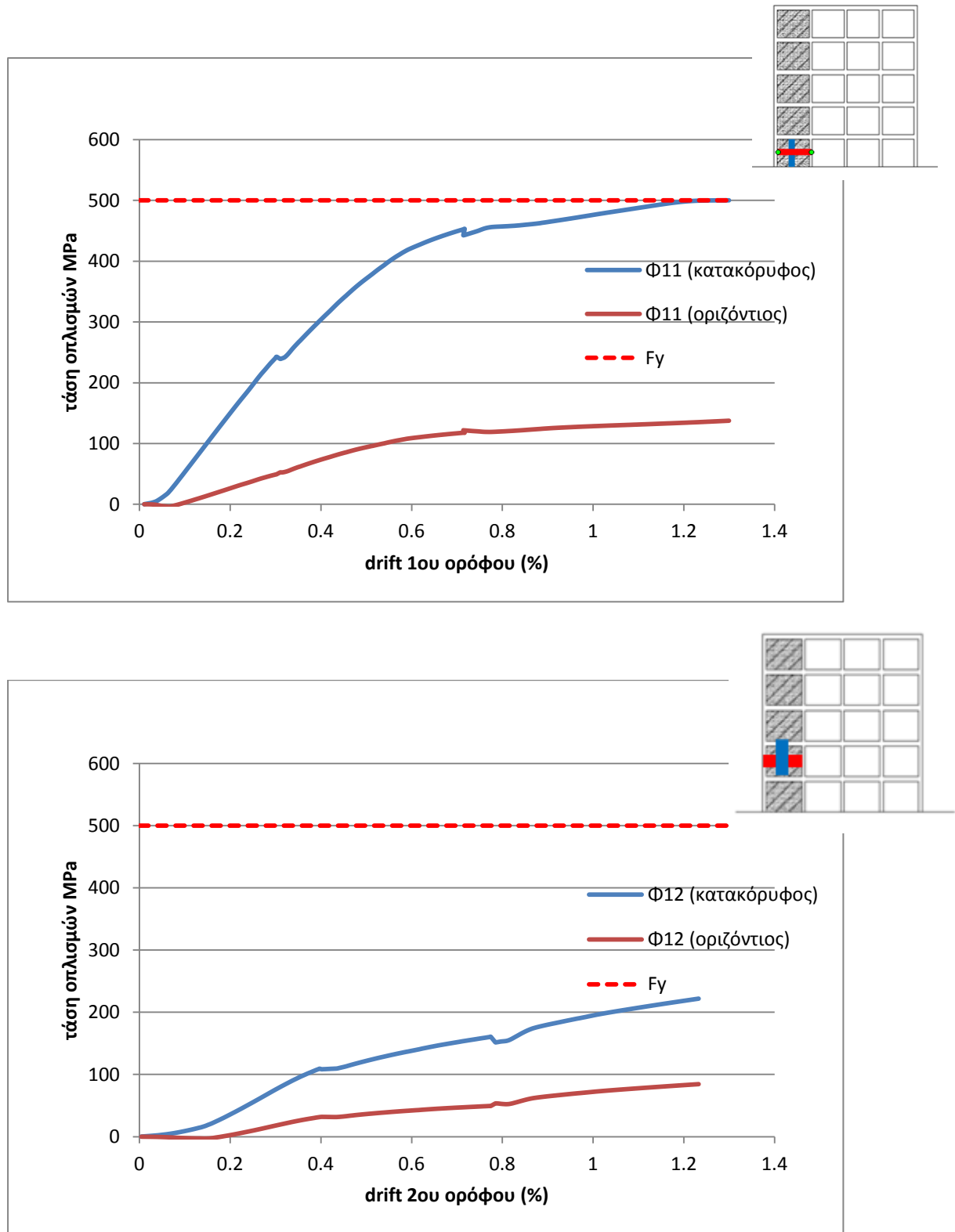
Παρακάτω φαίνεται η εξέλιξη των τάσεων των οπλισμών στη βάση του τοιχώματος. Η αρίθμηση της θέσης του οπλισμού ξεκινάει από το εφελκυστικό άκρο του τοιχώματος.



**Σχήμα 5.50** Τάσεις σπλισμών

Από το παραπάνω διάγραμμα δε φαίνεται να έχουν διαρρεύσει οι σπλισμοί για μετακίνηση κορυφής ίση με  $\delta=\Delta^*=4,8\text{cm}$ . Η εικόνα αυτή όμως διαφέρει από την πραγματική καθώς στο προσομοίωμά μας μέρος της εφελκυστικής έντασης έχει παραληφθεί από το σκυρόδεμα εξαιτίας της ελαστοπλαστικής συμπεριφοράς του υλικού Drucker Prager . Έτσι οι πραγματικές τάσεις που αναλαμβάνουν οι σπλισμοί είναι μεγαλύτερες.

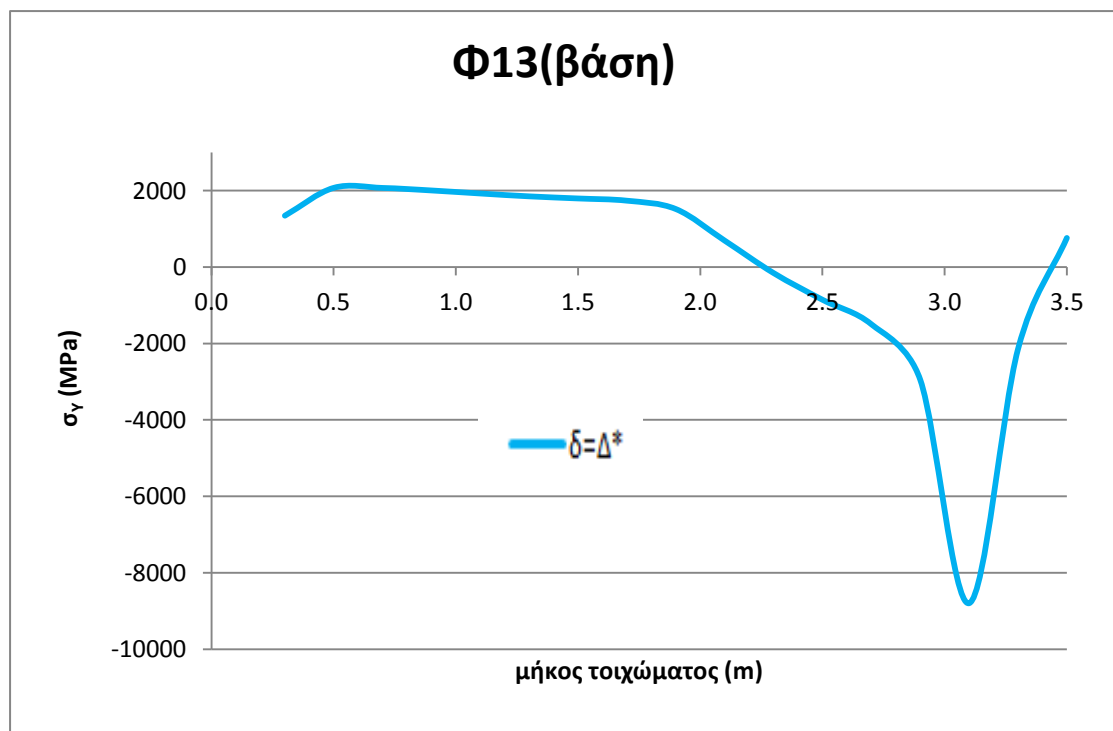
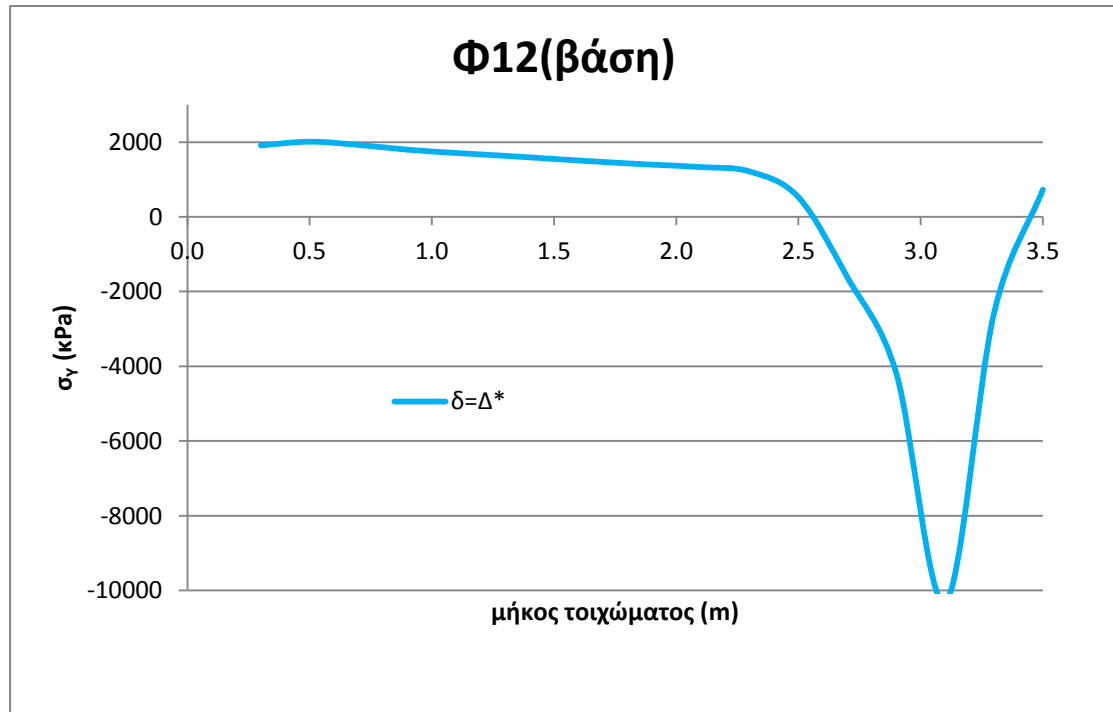
Στη συνέχεια παρουσιάζονται και οι τάσεις των οριζόντιων και κατακόρυφων σπλισμών στο μέσο των τοιχωμάτων Φ11 και Φ12 , συναρτήσει του drift του κάθε ορόφου.

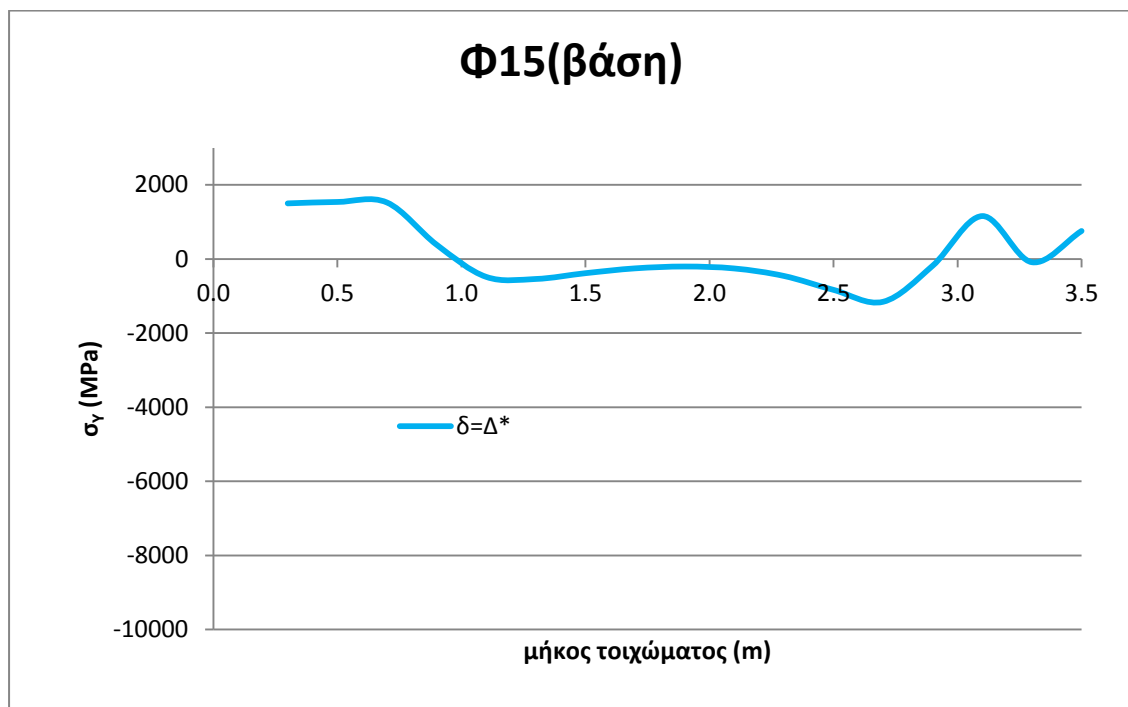
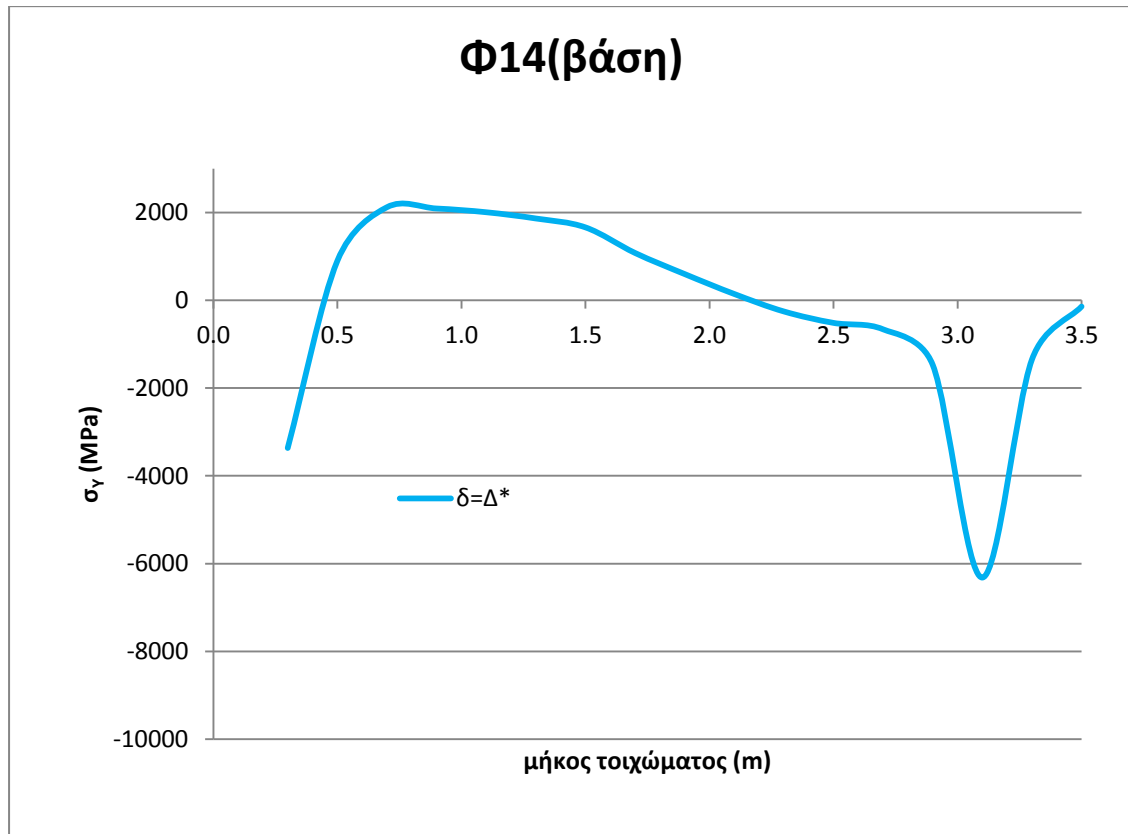


**Σχήμα 5.51** Τάσεις στη βάση των τοιχωμάτων Φ12-Φ15

Παρατηρούμε ότι ο κατακόρυφος σπλισμός ενεργοποιείται περισσότερο από τον οριζόντιο αλλά δεν διαρρέει.

Στα τοιχώματα των άλλων ορόφων παρατηρείται παρόμοια συμπεριφορά αλλά η ρηγματώση του τοιχώματος στη βάση είναι μικρότερη και οι τάσεις στη θλιβόμενη ζώνη είναι μειωμένες σε σχέση με τη βάση του τοιχώματος του πρώτου ορόφου.





**Σχήμα 5.51** Τάσεις στη βάση των τοιχωμάτων Φ12-Φ15

Στη βάση των τοιχωμάτων Φ11 έως Φ14 η κατανομή των ορθών τάσεων είναι παρόμοια. Αξίζει να παρατηρήσουμε ότι η μέγιστη θλιπτική τάση στα τοιχώματα αυτά βρίσκεται περίπου στη θέση  $X=3.0$  m, αλλά μειώνεται στους ανώτερους ορόφους.

## 6. ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ-ΣΥΣΤΑΣΕΙΣ ΓΙΑ ΠΕΡΑΙΤΕΡΩ ΜΕΛΕΤΗ

### 6.1 ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

- Η ενίσχυση του υφιστάμενου πλαισίου με εμφανιζόμενα τοιχώματα βελτίωσε σημαντικά την αντοχή και τη δυσκαμψία του αρχικού φορέα.
- Η ελαστική δυσκαμψία του ενισχυμένου πλαισίου αυξήθηκε περίπου 7,5 φορές σε σχέση με αυτή του αρχικού πλαισίου.
- Η προσθήκη τοιχωμάτων μείωσε την ιδιοπερίοδο της κατασκευής από  $T_{αρχ} = 1,39sec$  σε  $T_e = 0,47 sec$ , μια μείωση της τάξεως του 66,2%.
- Η προσθήκη των τοιχωμάτων μείωσε τη στοχευόμενη μετατόπιση κορυφής για σεισμό σχεδιασμού, από  $\delta = \delta^* = 19,8cm$  στα  $\delta = \Delta^* = 4,8 cm$ , μια μείωση της τάξεως του 75,6%. Η μείωση αυτή παρατηρήθηκε και στις μετακινήσεις των υπόλοιπων ορόφων.
- Με την προσθήκη τοιχωμάτων μειώθηκαν θεαματικά οι πλαστικές στροφές στη βάση και στην κορυφή όλων των υποστυλωμάτων. Συγκεκριμένα για το σεισμό σχεδιασμού οι πλαστικές στροφές ήταν κάτω από το όριο επιτελεστικότητας που αντιστοιχεί στην «Προστασία Ζωής».
- Η παρουσία των τοιχωμάτων αύξησε την αξονική καταπόνηση των υποστυλωμάτων που έρχονται σε επαφή με το τοίχωμα. Για τη δεδομένη φόρτιση και για  $\delta = \Delta^*$  το ακραίο υποστύλωμα του ισογείου πλησιάζει τη διαρροή σε εφελκυσμό, ενώ για  $\delta = 1,5\Delta^*$  το υποστύλωμα έχει διαρρεύσει. Στα υποστυλώματα των ανωτέρων ορόφων δεν παρατηρήθηκε διαρροή των οπλισμών ακόμα και για  $\delta = 1,5\Delta^*$ .
- Η αξονική καταπόνηση καθ' ύψος των υποστυλωμάτων που έρχονται σε επαφή με το τοίχωμα δεν είναι σταθερή εξαιτίας των διατμητικών τάσεων που μεταφέρονται από το τοίχωμα στα υποστυλώματα. Για τα εφελκυσόμενα υποστυλώματα παρατηρήθηκε μια σιγμοειδής κατανομή, σχεδόν συμμετρική ως προς το μέσον του υποστυλώματος. Η μεταβολή αυτή δεν είναι σταθερή σε όλους τους ορόφους και εξαρτάται από τη γωνιακή παραμόρφωση του κάθε ορόφου. Για παράδειγμα στον τέταρτο όροφο όπου είχαμε το μεγαλύτερο drift παρουσιάστηκε και η μεγαλύτερη μεταβολή της αξονικής.
- Επίσης αυξήθηκε η αξονική των δοκών που ήταν σε επαφή με τα τοιχώματα. Η κατανομή της δεν είναι σταθερή εντός των δοκών
- Η προσομοίωση των εμφανιζόμενων τοιχωμάτων στο OpenSees με τη χρήση χωρικών πεπερασμένων στοιχείων στα οποία ενσωματώνεται το κριτήριο αστοχίας Drucker Prager κρίνεται ικανοποιητική. Βασικό μειονέκτημα του κριτηρίου αυτού είναι η θεώρηση απολύτως πλαστικής συμπεριφοράς πάνω στην καμπύλη αστοχίας, ακόμα και όταν το σκυρόδεμα αστοχεί υπό εφελκυστική καταπόνηση. Αυτό δημιουργεί πρόσθετη εφελκυστική αντοχή στο σκυρόδεμα με αποτέλεσμα να υποεκτιμώνται οι τάσεις στους εφελκυσμένους οπλισμούς. Για το λόγο αυτό κρίνεται σκόπιμη η απομείωση της εφελκυστικής αντοχής του σκυροδέματος.

## 6.2 ΣΥΣΤΑΣΕΙΣ ΓΙΑ ΠΕΡΑΙΤΕΡΩ ΜΕΛΕΤΗ

- Προσομοίωση της διεπιφάνειας του τοιχώματος με το περιβάλλον πλαίσιο . Εισαγωγή κατάλληλου νόμου για τη συμπεριφορά των βλήτρων .
- Χρήση καλύτερου νόμου σκυροδέματος για το εμφανιζόμενο τοίχωμα.
- Διερεύνηση της ενίσχυσης για διαφορετικές διατάξεις των τοιχωμάτων εντός του πλαισίου.
- Διερεύνηση της αλληλεπίδρασης τοιχώματος-πλασίου για διαφορετικά πάχη και ποιότητες υλικών.
- Διεξαγωγή πειραμάτων σε πολυόροφα πλαίσια .
- Διερεύνηση της συμπεριφοράς σε ανακυκλιζόμενη φόρτιση.
- Εξέταση της ενίσχυσης ολόκληρου του κτηρίου K60A59 με τη χρήση εμφανιζόμενων τοιχωμάτων.
- Θεώρηση της αλληλεπίδρασης εδάφους τοιχώματος .



## ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

- Ελληνικός Κανονισμός Ωπλισμένου Σκυροδέματος, ΕΚΩΣ 2000
- Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός, ΕΑΚ 2000
- Κανονισμός Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ) , Φεβ. 2009
- ΟΑΣΠ,(2005)Συστάσεις για προσεισμικές και μετασεισμικές επεμβάσεις σε κτίρια.
- Δρίτσος Σ.(2002), Επισκευές και Ενισχύσεις Κατασκευών από Ωπλισμένο
- Σκυρόδεμα, Πανεπιστημιακές Εκδόσεις Πατρών .
- Ρεπαπής Κ. (2007), Διδακτορική Διατριβή: "Αποτίμηση της Σεισμικής Συμπεριφοράς Υφισταμένων Κτιρίων από Ωπλισμένο Σκυρόδεμα".
- Στρεπελιάς Η. (2012) , Διδακτορική διατριβή: "Ενίσχυση υφισταμένων πλαίσιακών κατασκευών με εμφάντωση από ω/σ – πειραματική και αναλυτική διερεύνηση".
- Σωτηριάδης Δημήτρης (2011): "Συμπεριφορά πλαισίων Ο/Σ ενισχυμένα με εμφαντούμενα τοιχώματα από Ο/Σ", Διπλωματική Εργασία, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών, Πολυτεχνική Σχολή, Πανεπιστήμιο Θεσσαλίας.
- Ψυχάρης Ιωάννης (2011), "Αντισεισμικός σχεδιασμός με στάθμες επιτελεστικότητας" Σημειώσεις για το μάθημα.
- Altin, S., Anil, O., & Kara, E. (2008). Strengthening of RC Nonductile Frames with RC Infills: An Experimental Study. *Cement & Concrete Composites* , 30, 612-621. Altin, S., Ersoy, U., & Tankut.
- Anil, O., & Altin, S. (2007). An Experimental Study on Reinforced Concrete Partially Infilled Frames. *Engineering Structures* , 29, 449-460.
- Altin, S., Ersoy, U., & Tankut, T. (1992). Hysteretic Response of Reinforced Concrete Infilled Frames. *Journal of Structural Engineering* , 118 (8), 2133-2150.
- B. Bresler and A.C. Scordelis, "Shear Strength of Reinforced Concrete Beams", *ACI Journal*, 60, 51-74, 1963.
- Chen H., «Plasticity in Reinforced Concrete», 2007
- Cotsovos, D M, Zeris, C A, Abbas, A A, Finite element modelling of structural concrete, *Computational Methods in Structural Dynamics COMPDYN 2009*, Rhodes, 22-24 June 2009.
- Kahn L. F., Hanson D. R., (1979),"Infilled walls for earthquake strengthening", *ASCE, Journal of The Structural Division*, pp 283 – 296

Lefas ID, Kotsovos MD, and Ambraseys NN (1990). "Behavior of Reinforced Concrete Structural Walls: Strength, Deformation Characteristics, and Failure Mechanism". ACI Structural Journal, V. 87, No. 1. pp. 23-31.

# ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ

## ΚΩΔΙΚΑΣ ΠΟΥ ΑΝΑΠΤΥΧΘΗΚΕ ΣΤΟ OPENSEES

### ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΟ ΠΛΑΙΣΙΟ

```
#-----  
# create the modelBuilder and build the model  
#-----  
wipe  
#dimiourgia kombwn exwterikou plaiiou  
set L 3.6;  
set H 3.0;  
set W 0.2;  
# number of elements on each axis  
set nx 18;  
set ny 15;  
set nz 2;  
# size of brick element  
set dx [expr $L/$nx]  
set dy [expr $H/$ny]  
set dz [expr $W/$nz]  
#set dx 0.1  
#set dy 0.1  
#set dz 0.025  
#generate the frame  
set maxIters 10  
set tol 0.0001  
model BasicBuilder -ndm 3 -ndf 6  
#-----  
# generate the nodes of the columns (K16-K20)  
for {set j 1} {$j <= [expr (5*$ny)+1]} {incr j 1} {
```

```

# generate nodes

node [expr 100*( $\$j-1$ )+10001] 0.0 [expr ( $\$j-1$ )* $\$dy$ ] 0.0 -iter  $\$maxlters$   $\$tol$ 
puts "node [expr 100*( $\$j-1$ )+10001] 0.0 [expr ( $\$j-1$ )* $\$dy$ ] 0.0"

node [expr 100*( $\$j-1$ )+10019]  $\$L$  [expr ( $\$j-1$ )* $\$dy$ ] 0.0 -iter  $\$maxlters$   $\$tol$ 
puts "node [expr 100*( $\$j-1$ )+10019]  $\$L$  [expr ( $\$j-1$ )* $\$dy$ ] 0.0"

node [expr 100*( $\$j-1$ )+10037] [expr 2* $\$L$ ] [expr ( $\$j-1$ )* $\$dy$ ] 0.0 -iter  $\$maxlters$   $\$tol$ 
puts "node [expr 100*( $\$j-1$ )+10037] [expr 2* $\$L$ ] [expr ( $\$j-1$ )* $\$dy$ ] 0.0"

node [expr 100*( $\$j-1$ )+10055] [expr 3* $\$L$ ] [expr ( $\$j-1$ )* $\$dy$ ] 0.0 -iter  $\$maxlters$   $\$tol$ 
puts "node [expr 100*( $\$j-1$ )+10055] [expr 3* $\$L$ ] [expr ( $\$j-1$ )* $\$dy$ ] 0.0"

node [expr 100*( $\$j-1$ )+10073] [expr 4* $\$L$ ] [expr ( $\$j-1$ )* $\$dy$ ] 0.0 -iter  $\$maxlters$   $\$tol$ 
puts "node [expr 100*( $\$j-1$ )+10073] [expr 4* $\$L$ ] [expr ( $\$j-1$ )* $\$dy$ ] 0.0"
}

```

```

#-----

```

```

# generate the nodes of the 1st bay`s beams

```

```

for {set i 1} { $\$i \leq$  [expr  $\$nx-1$ ]} {incr i 1} {

```

```

node [expr 11501+  $\$i$ ] [expr  $\$i*\$dx$ ]  $\$H$  0.0 -iter  $\$maxlters$   $\$tol$ 
puts "node [expr 11501+  $\$i$ ] [expr  $\$i*\$dx$ ]  $\$H$  0.0"

node [expr 13001+  $\$i$ ] [expr  $\$i*\$dx$ ] [expr 2* $\$H$ ] 0.0 -iter  $\$maxlters$   $\$tol$ 
puts "node [expr 13001+  $\$i$ ] [expr  $\$i*\$dx$ ] [expr 2* $\$H$ ] 0.0"

node [expr 14501+  $\$i$ ] [expr  $\$i*\$dx$ ] [expr 3* $\$H$ ] 0.0 -iter  $\$maxlters$   $\$tol$ 
puts "node [expr 14501+  $\$i$ ] [expr  $\$i*\$dx$ ] [expr 3* $\$H$ ] 0.0"

node [expr 16001+  $\$i$ ] [expr  $\$i*\$dx$ ] [expr 4* $\$H$ ] 0.0 -iter  $\$maxlters$   $\$tol$ 
puts "node [expr 16001+  $\$i$ ] [expr  $\$i*\$dx$ ] [expr 4* $\$H$ ] 0.0"

node [expr 17501+  $\$i$ ] [expr  $\$i*\$dx$ ] [expr 5* $\$H$ ] 0.0 -iter  $\$maxlters$   $\$tol$ 
puts "node [expr 17501+  $\$i$ ] [expr  $\$i*\$dx$ ] [expr 5* $\$H$ ] 0.0"
}

```

```

#-----

```

```

# generate the nodes of the 2nd bay`s beams

```

```

for {set i 1} { $\$i \leq$  [expr  $\$nx-1$ ]} {incr i 1} {

```

```

node [expr 11519+ $i] [expr $i*$dx+$L] $H 0.0 -iter $maxlters $tol
puts "node [expr 11519+ $i] [expr $i*$dx+$L] $H 0.0"

node [expr 13019+ $i] [expr $i*$dx+$L] [expr 2*$H] 0.0 -iter $maxlters $tol
puts "node [expr 13019+ $i] [expr $i*$dx+$L] [expr 2*$H] 0.0"

node [expr 14519+ $i] [expr $i*$dx+$L] [expr 3*$H] 0.0 -iter $maxlters $tol
puts "node [expr 14519+ $i] [expr $i*$dx+$L] [expr 3*$H] 0.0"

node [expr 16019+ $i] [expr $i*$dx+$L] [expr 4*$H] 0.0 -iter $maxlters $tol
puts "node [expr 16019+ $i] [expr $i*$dx+$L] [expr 4*$H] 0.0"

node [expr 17519+ $i] [expr $i*$dx+$L] [expr 5*$H] 0.0 -iter $maxlters $tol
puts "node [expr 17519+ $i] [expr $i*$dx+$L] [expr 5*$H] 0.0"
}

```

#-----

# generate the nodes of the 3rd bay`s beams

```
for {set i 1} {$i <= [expr $nx-1]} {incr i 1} {
```

```

node [expr 11537+ $i] [expr $i*$dx+2*$L] $H 0.0 -iter $maxlters $tol
puts "node [expr 11537+ $i] [expr $i*$dx+2*$L] $H 0.0"

node [expr 13037+ $i] [expr $i*$dx+2*$L] [expr 2*$H] 0.0 -iter $maxlters $tol
puts "node [expr 13037+ $i] [expr $i*$dx+2*$L] [expr 2*$H] 0.0"

node [expr 14537+ $i] [expr $i*$dx+2*$L] [expr 3*$H] 0.0 -iter $maxlters $tol
puts "node [expr 14537+ $i] [expr $i*$dx+2*$L] [expr 3*$H] 0.0"

node [expr 16037+ $i] [expr $i*$dx+2*$L] [expr 4*$H] 0.0 -iter $maxlters $tol
puts "node [expr 16037+ $i] [expr $i*$dx+2*$L] [expr 4*$H] 0.0"

node [expr 17537+ $i] [expr $i*$dx+2*$L] [expr 5*$H] 0.0 -iter $maxlters $tol
puts "node [expr 17537+ $i] [expr $i*$dx+2*$L] [expr 5*$H] 0.0"
}

```

#-----

# generate the nodes of the 4rth bay`s beams

```
for {set i 1} {$i <= [expr $nx-1]} {incr i 1} {
```

```

node [expr 11555+ $i] [expr $i*$dx+3*$L] $H 0.0 -iter $maxlters $tol

```

```

puts "node [expr 11555+ $i]      [expr $i*$dx+3*$L]      $H      0.0"
    node [expr 13055+ $i]      [expr $i*$dx+3*$L] [expr 2*$H]      0.0 -iter $maxlters $tol
puts "node [expr 13055+ $i]      [expr $i*$dx+3*$L] [expr 2*$H]      0.0"
    node [expr 14555+ $i]      [expr $i*$dx+3*$L] [expr 3*$H]      0.0 -iter $maxlters $tol
puts "node [expr 14555+ $i]      [expr $i*$dx+3*$L] [expr 3*$H]      0.0"
    node [expr 16055+ $i]      [expr $i*$dx+3*$L] [expr 4*$H]      0.0 -iter $maxlters $tol
puts "node [expr 16055+ $i]      [expr $i*$dx+3*$L] [expr 4*$H]      0.0"
    node [expr 17555+ $i]      [expr $i*$dx+3*$L] [expr 5*$H]      0.0 -iter $maxlters $tol
puts "node [expr 17555+ $i]      [expr $i*$dx+3*$L] [expr 5*$H]      0.0"
}

#-----
##
#
#YLIKA
#
uniaxialMaterial Concrete01 1 -16000. -0.002 -3200.0 -0.004
uniaxialMaterial Concrete01 2 -16574.69 -0.002146 -3314.94 -0.004937
uniaxialMaterial Concrete01 3 -16672.52 -0.002172 -3334.5 -0.005181
uniaxialMaterial Concrete01 4 -16637.82 -0.002163 -3327.56 -0.005095
uniaxialMaterial Concrete01 5 -16709.57 -0.002181 -3341.91 -0.005274
uniaxialMaterial Concrete01 6 -16709.57 -0.002181 -3341.91 -0.005274
uniaxialMaterial Concrete01 7 -16349.05 -0.002088 -3269.81 -0.004373
uniaxialMaterial Concrete01 8 -16518.83 -0.002132 -3303.77 -0.004797
uniaxialMaterial Concrete01 9 -16253.33 -0.002064 -3250.67 -0.004133
uniaxialMaterial Concrete01 10 -16382.83 -0.002097 -3276.57 -0.004457
uniaxialMaterial Concrete01 11 -16382.83 -0.002097 -3276.57 -0.004457
uniaxialMaterial Concrete01 12 -16154.1 -0.002039 -3230.82 -0.003885
uniaxialMaterial Concrete01 13 -16020.96 -0.002005 -3204.19 -0.003552
uniaxialMaterial Steel01 14 320000 200000000 0.005

```

```

uniaxialMaterial Elastic 15 16000000000

#-----

#COLUMNS OF EXTERIOR FRAME

#-----

#transformation for Columns

geomTransf Linear 1 0 0 1

#-----

#generate_columns_GROUND-1ST FLOOR

#

#-----

#fiber sections for columns

#

#omada k1

#

section Fiber 1 {

patch quad 2 40 1 0.145 -0.145 0.145 0.145 -0.145 0.145 -0.145 -0.145

patch quad 1 30 1 0.175 -0.175 0.175 -0.145 -0.175 -0.145 -0.175 -0.175

patch quad 1 30 1 0.175 0.145 0.175 0.175 -0.175 0.175 -0.175 0.145

patch quad 1 10 1 0.175 -0.145 0.175 0.145 0.145 0.145 0.145 -0.145

patch quad 1 10 1 -0.145 -0.145 -0.145 0.145 -0.175 0.145 -0.175 -0.145

layer straight 14 2 0.000314 0.145 -0.145 0.145 0.145

layer straight 14 2 0.000314 -0.145 -0.145 -0.145 0.145

}

#

#omada k2

#

section Fiber 2 {

patch quad 3 40 1 0.145 -0.145 0.145 0.145 -0.145 0.145 -0.145 -0.145

patch quad 1 30 1 0.175 -0.175 0.175 -0.145 -0.175 -0.145 -0.175 -0.175

```

```

patch quad 1 30 1 0.175 0.145 0.175 0.175 -0.175 0.175 -0.175 0.145
patch quad 1 10 1 0.175 -0.145 0.175 0.145 0.145 0.145 0.145 -0.145
patch quad 1 10 1 -0.145 -0.145 -0.145 0.145 -0.175 0.145 -0.175 -0.145
layer straight 14 3 0.000201 0.145 -0.145 0.145 0.145
layer straight 14 3 0.000201 -0.145 -0.145 -0.145 0.145
layer straight 14 2 0.000254 0 -0.145 0 0.145
}
#
#omada k3
#
section Fiber 3 {
patch quad 4 40 1 0.145 -0.145 0.145 0.145 -0.145 0.145 -0.145 -0.145
patch quad 1 30 1 0.175 -0.175 0.175 -0.145 -0.175 -0.145 -0.175 -0.175
patch quad 1 30 1 0.175 0.145 0.175 0.175 -0.175 0.175 -0.175 0.145
patch quad 1 10 1 0.175 -0.145 0.175 0.145 0.145 0.145 0.145 -0.145
patch quad 1 10 1 -0.145 -0.145 -0.145 0.145 -0.175 0.145 -0.175 -0.145
layer straight 14 2 0.000254 0.145 -0.145 0.145 0.145
layer straight 14 2 0.000254 -0.145 -0.145 -0.145 0.145
layer straight 14 2 0.000154 0.145 0 -0.145 0
layer straight 14 2 0.000154 0 -0.145 0 0.145
}
#
# Number of integration points along length of element
set np 3
set eletype nonlinearBeamColumn
#
# generate the columns
#
for {set k 1} {$k <= $ny} {incr k 1} {

```



```

#K16

set i1 [expr 100*($k-1)+10001]

set i2 [expr 100*($k)+10001]

#          tag      ndl      ndJ      nsecs      secID      transfTag
set el [expr $k+1100]

      element $eletype $el      $i1      $i2      $np      1      1      -iter $maxIters $tol
puts "element $eletype $el      $i1      $i2      $np      1      1"

```

```

#K17

set i1 [expr 100*($k-1)+10019]

set i2 [expr 100*($k)+10019]

#          tag      ndl      ndJ      nsecs      secID      transfTag
set el [expr $k+1200]

      element $eletype $el      $i1      $i2      $np      2      1      -iter $maxIters $tol
puts "element $eletype $el      $i1      $i2      $np      2      1"

```

```

#K18

set i1 [expr 100*($k-1)+10037]

set i2 [expr 100*($k)+10037]

#          tag      ndl      ndJ      nsecs      secID      transfTag
set el [expr $k+1300]

      element $eletype $el      $i1      $i2      $np      3      1      -iter $maxIters $tol
puts "element $eletype $el      $i1      $i2      $np      3      1"

```

```

#K19

set i1 [expr 100*($k-1)+10055]

set i2 [expr 100*($k)+10055]

#          tag      ndl      ndJ      nsecs      secID      transfTag
set el [expr $k+1400]

      element $eletype $el      $i1      $i2      $np      2      1      -iter $maxIters $tol
puts "element $eletype $el      $i1      $i2      $np      2      1"

```

```

#K20

```

```

set i1 [expr 100*($k-1)+10073]

set i2 [expr 100*($k)+10073]

#          tag      ndI      ndJ      nsecs  secID  transfTag
set el [expr $k+1500]

      element $eletype $el      $i1      $i2      $np      1      1      -iter $maxIters $tol
puts "element $eletype $el      $i1      $i2      $np      1      1"
}

#-----

#generate_columns_1st_FLOOR_2nd_FLOOR

#

#fiber sections for columns

#

#omada k6

#

section Fiber 6 {

patch quad 7 40 1 0.145 -0.145 0.145 0.145 -0.145 0.145 -0.145 -0.145
patch quad 1 30 1 0.175 -0.175 0.175 -0.145 -0.175 -0.145 -0.175 -0.175
patch quad 1 30 1 0.175 0.145 0.175 0.175 -0.175 0.175 -0.175 0.145
patch quad 1 10 1 0.175 -0.145 0.175 0.145 0.145 0.145 0.145 -0.145
patch quad 1 10 1 -0.145 -0.145 -0.145 0.145 -0.175 0.145 -0.175 -0.145

layer straight 14 2 0.000314 0.145 -0.145 0.145 0.145
layer straight 14 2 0.000314 -0.145 -0.145 -0.145 0.145

}

#

#omada k7

#

section Fiber 7 {

patch quad 8 40 1 0.145 -0.145 0.145 0.145 -0.145 0.145 -0.145 -0.145
patch quad 1 30 1 0.175 -0.175 0.175 -0.145 -0.175 -0.145 -0.175 -0.175

```

```

patch quad 1 30 1 0.175 0.145 0.175 0.175 -0.175 0.175 -0.175 0.145
patch quad 1 10 1 0.175 -0.145 0.175 0.145 0.145 0.145 0.145 -0.145
patch quad 1 10 1 -0.145 -0.145 -0.145 0.145 -0.175 0.145 -0.175 -0.145
layer straight 14 2 0.000201 0.145 -0.145 0.145 0.145
layer straight 14 2 0.000201 -0.145 -0.145 -0.145 0.145
layer straight 14 2 0.000154 0 -0.145 0 0.145
layer straight 14 2 0.000154 0.145 0 -0.145 0
}
#
# generate the columns
#
for {set k 1} {$k <= $ny} {incr k 1} {
#K16
set i1 [expr 100*($k-1)+11501]
set i2 [expr 100*($k)+11501]
#          tag      ndl      ndJ      nsecs      secID      transfTag
set el [expr $k+1115]
      element $etype $el      $i1      $i2      $np      6      1 -iter $maxIters $tol
puts "element $etype $el      $i1      $i2      $np      6      1"
#K17
set i1 [expr 100*($k-1)+11519]
set i2 [expr 100*($k)+11519]
#          tag      ndl      ndJ      nsecs      secID      transfTag
set el [expr $k+1215]
      element $etype $el      $i1      $i2      $np      7      1 -iter $maxIters $tol
puts "element $etype $el      $i1      $i2      $np      7      1"
#K18
set i1 [expr 100*($k-1)+11537]
set i2 [expr 100*($k)+11537]

```

```

#          tag      ndI      ndJ      nsecs      secID      transfTag
set el [expr $k+1315]

      element $etype $el      $i1      $i2      $np      7      1      -iter $maxItrs $tol
puts "element $etype $el      $i1      $i2      $np      7      1"

#K19
set i1 [expr 100*($k-1)+11555]
set i2 [expr 100*($k)+11555]
#          tag      ndI      ndJ      nsecs      secID      transfTag
set el [expr $k+1415]

      element $etype $el      $i1      $i2      $np      7      1      -iter $maxItrs $tol
puts "element $etype $el      $i1      $i2      $np      7      1"

#K20
set i1 [expr 100*($k-1)+11573]
set i2 [expr 100*($k)+11573]
#          tag      ndI      ndJ      nsecs      secID      transfTag
set el [expr $k+1515]

      element $etype $el      $i1      $i2      $np      6      1      -iter $maxItrs $tol
puts "element $etype $el      $i1      $i2      $np      6      1"
}
#-----

#generate_columns_2nd_FLOOR_3rd_FLOOR
#
#omada k8

```

```
#  
section Fiber 8 {  
patch quad 9 40 1 0.12 -0.12 0.12 0.12 -0.12 0.12 -0.12 -0.12  
patch quad 1 30 1 0.15 -0.15 0.15 -0.12 -0.15 -0.12 -0.15 -0.15  
patch quad 1 30 1 0.15 0.12 0.15 0.15 -0.15 0.15 -0.15 0.12  
patch quad 1 10 1 0.15 -0.12 0.15 0.12 0.12 0.12 0.12 -0.12  
patch quad 1 10 1 -0.12 -0.12 -0.12 0.12 -0.15 0.12 -0.15 -0.12  
layer straight 14 2 0.000314 0.12 -0.12 0.12 0.12  
layer straight 14 2 0.000314 -0.12 -0.12 -0.12 0.12  
}  
#
```

```
#  
#omada k9
```

```
#  
section Fiber 9 {  
patch quad 10 40 1 0.12 -0.12 0.12 0.12 -0.12 0.12 -0.12 -0.12  
patch quad 1 30 1 0.15 -0.15 0.15 -0.12 -0.15 -0.12 -0.15 -0.15  
patch quad 1 30 1 0.15 0.12 0.15 0.15 -0.15 0.15 -0.15 0.12  
patch quad 1 10 1 0.15 -0.12 0.15 0.12 0.12 0.12 0.12 -0.12  
patch quad 1 10 1 -0.12 -0.12 -0.12 0.12 -0.15 0.12 -0.15 -0.12  
layer straight 14 2 0.000201 0.12 -0.12 0.12 0.12  
layer straight 14 2 0.000201 -0.12 -0.12 -0.12 0.12  
}  
#
```

```
#  
#omada k10
```

```
#  
section Fiber 10 {  
patch quad 11 40 1 0.12 -0.12 0.12 0.12 -0.12 0.12 -0.12 -0.12  
patch quad 1 30 1 0.15 -0.15 0.15 -0.12 -0.15 -0.12 -0.15 -0.15  
patch quad 1 30 1 0.15 0.12 0.15 0.15 -0.15 0.15 -0.15 0.12
```

```

patch quad 1 10 1 0.15 -0.12 0.15 0.12 0.12 0.12 0.12 -0.12
patch quad 1 10 1 -0.12 -0.12 -0.12 0.12 -0.15 0.12 -0.15 -0.12
layer straight 14 3 0.000154 0.12 -0.12 0.12 0.12
layer straight 14 3 0.000154 -0.12 -0.12 -0.12 0.12
layer straight 14 2 0.000154 0 -0.12 0 0.12
}
#
# generate the columns
#
for {set k 1} {$k <= $ny} {incr k 1} {
#K16
set i1 [expr 100*($k-1)+13001]
set i2 [expr 100*($k)+13001]
#          tag      ndl      ndJ      nsecs      secID      transfTag
set el [expr $k+1130]
      element $etype $el      $i1      $i2      $np      8      1      -iter $maxIters $tol
puts "element $etype $el      $i1      $i2      $np      8      1"
#K17
set i1 [expr 100*($k-1)+13019]
set i2 [expr 100*($k)+13019]
#          tag      ndl      ndJ      nsecs      secID      transfTag
set el [expr $k+1230]
      element $etype $el      $i1      $i2      $np      9      1      -iter $maxIters $tol
puts "element $etype $el      $i1      $i2      $np      9      1"
#K18
set i1 [expr 100*($k-1)+13037]
set i2 [expr 100*($k)+13037]
#          tag      ndl      ndJ      nsecs      secID      transfTag
set el [expr $k+1330]

```

```
    element $etype $el $i1 $i2 $np 10 1 -iter $maxltns $tol
puts "element $etype $el $i1 $i2 $np 10 1"
```

```
#K19
```

```
set i1 [expr 100*($k-1)+13055]
```

```
set i2 [expr 100*($k)+13055]
```

```
#          tag      ndl      ndJ      nsecs      secID      transfTag
```

```
set el [expr $k+1430]
```

```
    element $etype $el $i1 $i2 $np 9 1 -iter $maxltns $tol
puts "element $etype $el $i1 $i2 $np 9 1"
```

```
#K20
```

```
set i1 [expr 100*($k-1)+13073]
```

```
set i2 [expr 100*($k)+13073]
```

```
#          tag      ndl      ndJ      nsecs      secID      transfTag
```

```
set el [expr $k+1530]
```

```
    element $etype $el $i1 $i2 $np 8 1 -iter $maxltns $tol
puts "element $etype $el $i1 $i2 $np 8 1"
```

```
}
```

```
#-----
```

```
#generate_columns_3rd_FLOOR_4rth_FLOOR
```

```
#
```

```
#
```

```
#omada k11
```

```
#
```

```
section Fiber 11 {
```

```
patch quad 12 40 1 0.095 -0.095 0.095 0.095 -0.095 0.095 -0.095 -0.095
```

```
patch quad 1 30 1 0.125 -0.125 0.125 -0.095 -0.125 -0.095 -0.125 -0.125
```

```
patch quad 1 30 1 0.125 0.095 0.125 0.125 -0.125 0.125 -0.125 0.095
```

```
patch quad 1 10 1 0.125 -0.095 0.125 0.095 0.095 0.095 0.095 -0.095
```

```

patch quad 1 10 1 -0.095 -0.095 -0.095 0.095 -0.125 0.095 -0.125 -0.095

layer straight 14 2 0.000154 0.095 -0.095 0.095 0.095

layer straight 14 2 0.000154 -0.095 -0.095 -0.095 0.095

}

#

# generate the columns

#

for {set k 1} {$k <= $ny} {incr k 1} {

#K16

set i1 [expr 100*($k-1)+14501]

set i2 [expr 100*($k)+14501]

#          tag      ndl      ndJ      nsecs      secID      transfTag

set el [expr $k+1145]

      element $eletype $el      $i1      $i2      $np      8      1      -iter $maxltns $tol

puts "element $eletype $el      $i1      $i2      $np      8      1"

#K17

set i1 [expr 100*($k-1)+14519]

set i2 [expr 100*($k)+14519]

#          tag      ndl      ndJ      nsecs      secID      transfTag

set el [expr $k+1245]

      element $eletype $el      $i1      $i2      $np      11      1      -iter $maxltns $tol

puts "element $eletype $el      $i1      $i2      $np      11      1"

#K18

set i1 [expr 100*($k-1)+14537]

set i2 [expr 100*($k)+14537]

#          tag      ndl      ndJ      nsecs      secID      transfTag

set el [expr $k+1345]

      element $eletype $el      $i1      $i2      $np      11      1      -iter $maxltns $tol

puts "element $eletype $el      $i1      $i2      $np      11      1"

```



```

#K19

set i1 [expr 100*($k-1)+14555]

set i2 [expr 100*($k)+14555]

#          tag      ndI      ndJ      nsecs      secID      transfTag

set el [expr $k+1445]

      element $eletype $el      $i1      $i2      $np      11      1      -iter $maxIters $tol

puts "element $eletype $el      $i1      $i2      $np      11      1"

#K20

set i1 [expr 100*($k-1)+14573]

set i2 [expr 100*($k)+14573]

#          tag      ndI      ndJ      nsecs      secID      transfTag

set el [expr $k+1545]

      element $eletype $el      $i1      $i2      $np      8      1      -iter $maxIters $tol

puts "element $eletype $el      $i1      $i2      $np      8      1"

}

#-----

#generate_columns_4rth_FLOOR_5rth_FLOOR

#

#omada k12

#

section Fiber 12 {

patch quad 13 40 1 0.12 -0.12 0.12 0.12 -0.12 0.12 -0.12 -0.12

patch quad 1 30 1 0.15 -0.15 0.15 -0.12 -0.15 -0.12 -0.15 -0.15

patch quad 1 30 1 0.15 0.12 0.15 0.15 -0.15 0.15 -0.15 0.12

patch quad 1 10 1 0.15 -0.12 0.15 0.12 0.12 0.12 0.12 -0.12

patch quad 1 10 1 -0.12 -0.12 -0.12 0.12 -0.15 0.12 -0.15 -0.12

layer straight 14 2 0.000314 0.12 -0.12 0.12 0.12

layer straight 14 2 0.000314 -0.12 -0.12 -0.12 0.12

```

```

}

#

#omada k13

#

section Fiber 13 {

patch quad 1 40 1 0.095 -0.095 0.095 0.095 -0.095 0.095 -0.095 -0.095

patch quad 1 30 1 0.125 -0.125 0.125 -0.095 -0.125 -0.095 -0.125 -0.125

patch quad 1 30 1 0.125 0.095 0.125 0.125 -0.125 0.125 -0.125 0.095

patch quad 1 10 1 0.125 -0.095 0.125 0.095 0.095 0.095 0.095 -0.095

patch quad 1 10 1 -0.095 -0.095 -0.095 0.095 -0.125 0.095 -0.125 -0.095

layer straight 14 2 0.000154 0.095 -0.095 0.095 0.095

layer straight 14 2 0.000154 -0.095 -0.095 -0.095 0.095

}

#

# generate the columns

#

for {set k 1} {$k <= $ny} {incr k 1} {

#K16

set i1 [expr 100*($k-1)+16001]

set i2 [expr 100*($k)+16001]

#          tag      ndl      ndJ      nsecs      secID      transfTag

set el [expr $k+1160]

      element $eletype $el      $i1      $i2      $np      12      1      -iter $maxIters $tol

puts "element $eletype $el      $i1      $i2      $np      12      1"

#K17

set i1 [expr 100*($k-1)+16019]

set i2 [expr 100*($k)+16019]

#          tag      ndl      ndJ      nsecs      secID      transfTag

set el [expr $k+1260]

```

```

        element $etype $el $i1 $i2 $np 13 1 -iter $maxlters $tol
puts "element $etype $el $i1 $i2 $np 13 1"

#K18
set i1 [expr 100*($k-1)+16037]
set i2 [expr 100*($k)+16037]
#          tag      ndl      ndJ      nsecs      secID      transfTag
set el [expr $k+1360]
        element $etype $el $i1 $i2 $np 13 1 -iter $maxlters $tol
puts "element $etype $el $i1 $i2 $np 13 1"

#K19
set i1 [expr 100*($k-1)+16055]
set i2 [expr 100*($k)+16055]
#          tag      ndl      ndJ      nsecs      secID      transfTag
set el [expr $k+1460]
        element $etype $el $i1 $i2 $np 13 1 -iter $maxlters $tol
puts "element $etype $el $i1 $i2 $np 13 1"

#K20
set i1 [expr 100*($k-1)+16073]
set i2 [expr 100*($k)+16073]
#          tag      ndl      ndJ      nsecs      secID      transfTag
set el [expr $k+1560]
        element $etype $el $i1 $i2 $np 12 1 -iter $maxlters $tol
puts "element $etype $el $i1 $i2 $np 12 1"
}

#-----
#BEAMS OF EXTERIOR FRAME
#-----

#transformation for Columns

```

geomTransf Linear 2 0 0 -1

#-----

# generate the beams OF 1ST FLOOR #fiber section for beams

#

#omada d1

#

section Fiber 101 {

patch quad 1 40 1 0.29 -0.2 0.29 -0.06 -0.15 -0.06 -0.15 -0.2

patch quad 1 30 1 0.32 -0.23 0.32 -0.2 -0.18 -0.2 -0.18 -0.23

patch quad 1 30 1 0.32 -0.06 0.32 -0.03 -0.18 -0.03 -0.18 -0.06

patch quad 1 10 1 0.32 -0.2 0.32 -0.06 0.29 -0.06 0.29 -0.2

patch quad 1 10 1 -0.15 -0.2 -0.15 -0.06 -0.18 -0.06 -0.18 -0.2

patch quad 1 15 1 -0.06 -0.03 -0.06 0.47 -0.18 0.47 -0.18 -0.03

layer straight 14 4 0.000201 -0.15 -0.2 -0.15 -0.06

layer straight 14 6 0.000113 0.29 -0.2 0.29 -0.06

}

#

#omada d2

#

section Fiber 102 {

patch quad 1 40 1 0.29 -0.2 0.29 -0.06 -0.15 -0.06 -0.15 -0.2

patch quad 1 30 1 0.32 -0.23 0.32 -0.2 -0.18 -0.2 -0.18 -0.23

patch quad 1 30 1 0.32 -0.06 0.32 -0.03 -0.18 -0.03 -0.18 -0.06

patch quad 1 10 1 0.32 -0.2 0.32 -0.06 0.29 -0.06 0.29 -0.2

patch quad 1 10 1 -0.15 -0.2 -0.15 -0.06 -0.18 -0.06 -0.18 -0.2

patch quad 1 15 1 -0.06 -0.03 -0.06 0.47 -0.18 0.47 -0.18 -0.03

layer straight 14 2 0.000079 -0.15 -0.2 -0.15 -0.06

layer straight 14 4 0.000154 0.29 -0.2 0.29 -0.06

}

```
#  
  
#omada d3  
  
#  
  
section Fiber 103 {  
  
patch quad 1 40 1 0.29 -0.2 0.29 -0.06 -0.15 -0.06 -0.15 -0.2  
  
patch quad 1 30 1 0.32 -0.23 0.32 -0.2 -0.18 -0.2 -0.18 -0.23  
  
patch quad 1 30 1 0.32 -0.06 0.32 -0.03 -0.18 -0.03 -0.18 -0.06  
  
patch quad 1 10 1 0.32 -0.2 0.32 -0.06 0.29 -0.06 0.29 -0.2  
  
patch quad 1 10 1 -0.15 -0.2 -0.15 -0.06 -0.18 -0.06 -0.18 -0.2  
  
patch quad 1 15 1 -0.06 -0.03 -0.06 0.47 -0.18 0.47 -0.18 -0.03  
  
layer straight 14 4 0.000201 -0.15 -0.2 -0.15 -0.06  
  
layer straight 14 6 0.000079 0.29 -0.2 0.29 -0.06  
  
}
```

```
#  
  
#omada d4  
  
#  
  
section Fiber 104 {  
  
patch quad 1 40 1 0.29 -0.2 0.29 -0.06 -0.15 -0.06 -0.15 -0.2  
  
patch quad 1 30 1 0.32 -0.23 0.32 -0.2 -0.18 -0.2 -0.18 -0.23  
  
patch quad 1 30 1 0.32 -0.06 0.32 -0.03 -0.18 -0.03 -0.18 -0.06  
  
patch quad 1 10 1 0.32 -0.2 0.32 -0.06 0.29 -0.06 0.29 -0.2  
  
patch quad 1 10 1 -0.15 -0.2 -0.15 -0.06 -0.18 -0.06 -0.18 -0.2  
  
patch quad 1 15 1 -0.06 -0.03 -0.06 0.47 -0.18 0.47 -0.18 -0.03  
  
layer straight 14 2 0.000079 -0.15 -0.2 -0.15 -0.06  
  
layer straight 14 4 0.000079 0.29 -0.2 0.29 -0.06  
  
}
```

```
#  
  
#omada d5  
  
#
```

```

section Fiber 105 {
  patch quad 1 40 1 0.29 -0.2 0.29 -0.06 -0.15 -0.06 -0.15 -0.2
  patch quad 1 30 1 0.32 -0.23 0.32 -0.2 -0.18 -0.2 -0.18 -0.23
  patch quad 1 30 1 0.32 -0.06 0.32 -0.03 -0.18 -0.03 -0.18 -0.06
  patch quad 1 10 1 0.32 -0.2 0.32 -0.06 0.29 -0.06 0.29 -0.2
  patch quad 1 10 1 -0.15 -0.2 -0.15 -0.06 -0.18 -0.06 -0.18 -0.2
  patch quad 1 15 1 -0.06 -0.03 -0.06 0.47 -0.18 0.47 -0.18 -0.03
  layer straight 14 5 0.000154 -0.15 -0.2 -0.15 -0.06
  layer straight 14 4 0.000079 0.29 -0.2 0.29 -0.06
}
#
#d4.1
for {set m 1} {$m <= 3} {incr m 1} {
  set i1 [expr 10000+100*$ny+$m]
  set i2 [expr 10000+100*$ny+$m+1]
  set el [expr 2100+$m]
  element $eletype $el $i1 $i2 $np 101 2 -iter $maxlters $tol
  puts "element $eletype $el $i1 $i2 $np 101 2"
}
for {set m 4} {$m <= 15} {incr m 1} {
  set i1 [expr 10000+100*$ny+$m]
  set i2 [expr 10000+100*$ny+$m+1]
  set el [expr 2100+$m]
  element $eletype $el $i1 $i2 $np 102 2 -iter $maxlters $tol
  puts "element $eletype $el $i1 $i2 $np 102 2"
}
for {set m 16} {$m <= 18} {incr m 1} {
  set i1 [expr 10000+100*$ny+$m]
  set i2 [expr 10000+100*$ny+$m+1]

```

```

set el [expr 2100+$m]
    element $eletype $el $i1 $i2 $np 103 2 -iter $maxlters $tol
puts "element $eletype $el $i1 $i2 $np 103 2"
}

```

#d4.2

```

for {set m 19} {$m <= 21} {incr m 1} {
set i1 [expr 10000+100*$ny+$m]
set i2 [expr 10000+100*$ny+$m+1]
set el [expr 2100+$m]
    element $eletype $el $i1 $i2 $np 103 2 -iter $maxlters $tol
puts "element $eletype $el $i1 $i2 $np 103 2"
}

```

```

for {set m 22} {$m <= 33} {incr m 1} {
set i1 [expr 10000+100*$ny+$m]
set i2 [expr 10000+100*$ny+$m+1]
set el [expr 2100+$m]
    element $eletype $el $i1 $i2 $np 104 2 -iter $maxlters $tol
puts "element $eletype $el $i1 $i2 $np 104 2"
}

```

```

for {set m 34} {$m <= 36} {incr m 1} {
set i1 [expr 10000+100*$ny+$m]
set i2 [expr 10000+100*$ny+$m+1]
set el [expr 2100+$m]
    element $eletype $el $i1 $i2 $np 105 2 -iter $maxlters $tol
puts "element $eletype $el $i1 $i2 $np 105 2"
}

```

#d4.3

```

for {set m 37} {$m <= 39} {incr m 1} {
set i1 [expr 10000+100*$ny+$m]

```

```

set i2 [expr 10000+100*$ny+$m+1]
set el [expr 2100+$m]
element $eletype $el $i1 $i2 $np 105 2 -iter $maxltern $tol
puts "element $eletype $el $i1 $i2 $np 105 2"
}
for {set m 40} {$m <= 51} {incr m 1} {
set i1 [expr 10000+100*$ny+$m]
set i2 [expr 10000+100*$ny+$m+1]
set el [expr 2100+$m]
    element $eletype $el $i1 $i2 $np 104 2 -iter $maxltern $tol
puts "element $eletype $el $i1 $i2 $np 104 2"
}
for {set m 52} {$m <= 54} {incr m 1} {
set i1 [expr 10000+100*$ny+$m]
set i2 [expr 10000+100*$ny+$m+1]
set el [expr 2100+$m]
    element $eletype $el $i1 $i2 $np 103 2 -iter $maxltern $tol
puts "element $eletype $el $i1 $i2 $np 103 2"
}
}
#d4.4
for {set m 55} {$m <= 57} {incr m 1} {
set i1 [expr 10000+100*$ny+$m]
set i2 [expr 10000+100*$ny+$m+1]
set el [expr 2100+$m]
element $eletype $el $i1 $i2 $np 103 2 -iter $maxltern $tol
puts "element $eletype $el $i1 $i2 $np 103 2"
}
for {set m 58} {$m <= 69} {incr m 1} {
set i1 [expr 10000+100*$ny+$m]

```



```

set i2 [expr 10000+100*$ny+$m+1]

set el [expr 2100+$m]

    element $etype $el $i1 $i2 $np 102 2 -iter $maxlters $tol

puts "element $etype $el $i1 $i2 $np 102 2"

}

for {set m 70} {$m <= 72} {incr m 1} {

set i1 [expr 10000+100*$ny+$m]

set i2 [expr 10000+100*$ny+$m+1]

set el [expr 2100+$m]

    element $etype $el $i1 $i2 $np 101 2 -iter $maxlters $tol

puts "element $etype $el $i1 $i2 $np 101 2"

}

#-----

#GENERATE THE BEAMS OF 2ND FLOOR

#omada d14

#

section Fiber 114 {

patch quad 1 40 1 0.29 -0.2 0.29 -0.06 -0.15 -0.06 -0.15 -0.2

patch quad 1 30 1 0.32 -0.23 0.32 -0.2 -0.18 -0.2 -0.18 -0.23

patch quad 1 30 1 0.32 -0.06 0.32 -0.03 -0.18 -0.03 -0.18 -0.06

patch quad 1 10 1 0.32 -0.2 0.32 -0.06 0.29 -0.06 0.29 -0.2

patch quad 1 10 1 -0.15 -0.2 -0.15 -0.06 -0.18 -0.06 -0.18 -0.2

patch quad 1 15 1 -0.06 -0.03 -0.06 0.47 -0.18 0.47 -0.18 -0.03

layer straight 14 4 0.000201 -0.15 -0.2 -0.15 -0.06

layer straight 14 5 0.000113 0.29 -0.2 0.29 -0.06

}

#

#omada d15

#

```

```
section Fiber 115 {  
  patch quad 1 40 1 0.29 -0.2 0.29 -0.06 -0.15 -0.06 -0.15 -0.2  
  patch quad 1 30 1 0.32 -0.23 0.32 -0.2 -0.18 -0.2 -0.18 -0.23  
  patch quad 1 30 1 0.32 -0.06 0.32 -0.03 -0.18 -0.03 -0.18 -0.06  
  patch quad 1 10 1 0.32 -0.2 0.32 -0.06 0.29 -0.06 0.29 -0.2  
  patch quad 1 10 1 -0.15 -0.2 -0.15 -0.06 -0.18 -0.06 -0.18 -0.2  
  patch quad 1 15 1 -0.06 -0.03 -0.06 0.47 -0.18 0.47 -0.18 -0.03  
  layer straight 14 2 0.000079 -0.15 -0.2 -0.15 -0.06  
  layer straight 14 5 0.000079 0.29 -0.2 0.29 -0.06  
}
```

```
#
```

```
#omada d16
```

```
#
```

```
section Fiber 116 {  
  patch quad 1 40 1 0.29 -0.2 0.29 -0.06 -0.15 -0.06 -0.15 -0.2  
  patch quad 1 30 1 0.32 -0.23 0.32 -0.2 -0.18 -0.2 -0.18 -0.23  
  patch quad 1 30 1 0.32 -0.06 0.32 -0.03 -0.18 -0.03 -0.18 -0.06  
  patch quad 1 10 1 0.32 -0.2 0.32 -0.06 0.29 -0.06 0.29 -0.2  
  patch quad 1 10 1 -0.15 -0.2 -0.15 -0.06 -0.18 -0.06 -0.18 -0.2  
  patch quad 1 15 1 -0.06 -0.03 -0.06 0.47 -0.18 0.47 -0.18 -0.03  
  layer straight 14 6 0.000113 -0.15 -0.2 -0.15 -0.06  
  layer straight 14 4 0.000079 0.29 -0.2 0.29 -0.06  
}
```

```
#
```

```
#omada d24
```

```
#
```

```
section Fiber 124 {  
  patch quad 1 40 1 0.29 -0.2 0.29 -0.06 -0.15 -0.06 -0.15 -0.2  
  patch quad 1 30 1 0.32 -0.23 0.32 -0.2 -0.18 -0.2 -0.18 -0.23
```

```

patch quad 1 30 1 0.32 -0.06 0.32 -0.03 -0.18 -0.03 -0.18 -0.06
patch quad 1 10 1 0.32 -0.2 0.32 -0.06 0.29 -0.06 0.29 -0.2
patch quad 1 10 1 -0.15 -0.2 -0.15 -0.06 -0.18 -0.06 -0.18 -0.2
patch quad 1 15 1 -0.06 -0.03 -0.06 0.47 -0.18 0.47 -0.18 -0.03
layer straight 14 2 0.000079 -0.15 -0.2 -0.15 -0.06
layer straight 14 4 0.000079 0.29 -0.2 0.29 -0.06
}
#
#omada d25
#
section Fiber 125 {
patch quad 1 40 1 0.29 -0.2 0.29 -0.06 -0.15 -0.06 -0.15 -0.2
patch quad 1 30 1 0.32 -0.23 0.32 -0.2 -0.18 -0.2 -0.18 -0.23
patch quad 1 30 1 0.32 -0.06 0.32 -0.03 -0.18 -0.03 -0.18 -0.06
patch quad 1 10 1 0.32 -0.2 0.32 -0.06 0.29 -0.06 0.29 -0.2
patch quad 1 10 1 -0.15 -0.2 -0.15 -0.06 -0.18 -0.06 -0.18 -0.2
patch quad 1 15 1 -0.06 -0.03 -0.06 0.47 -0.18 0.47 -0.18 -0.03
layer straight 14 4 0.000154 -0.15 -0.2 -0.15 -0.06
layer straight 14 4 0.000079 0.29 -0.2 0.29 -0.06
}
#d4.1
for {set m 1} {$m <= 3} {incr m 1} {
set i1 [expr 10000+2*100*$ny+$m]
set i2 [expr 10000+2*100*$ny+$m+1]
set el [expr 2200+$m]
element $etype $el $i1 $i2 $np 114 2 -iter $maxltns $tol
puts "element $etype $el $i1 $i2 $np 114 2"
}
for {set m 4} {$m <= 15} {incr m 1} {

```

```

set i1 [expr 10000+2*100*$ny+$m]
set i2 [expr 10000+2*100*$ny+$m+1]

set el [expr 2200+$m]
    element $eletype $el $i1 $i2 $np 115 2 -iter $maxlters $tol
puts "element $eletype $el $i1 $i2 $np 115 2"
}

for {set m 16} {$m <= 18} {incr m 1} {
set i1 [expr 10000+2*100*$ny+$m]
set i2 [expr 10000+2*100*$ny+$m+1]
set el [expr 2200+$m]
    element $eletype $el $i1 $i2 $np 116 2 -iter $maxlters $tol
puts "element $eletype $el $i1 $i2 $np 116 2"
}

#d4.2

for {set m 19} {$m <= 21} {incr m 1} {
set i1 [expr 10000+2*100*$ny+$m]
set i2 [expr 10000+2*100*$ny+$m+1]
set el [expr 2200+$m]
element $eletype $el $i1 $i2 $np 116 2 -iter $maxlters $tol
puts "element $eletype $el $i1 $i2 $np 116 2"
}

for {set m 22} {$m <= 33} {incr m 1} {
set i1 [expr 10000+2*100*$ny+$m]
set i2 [expr 10000+2*100*$ny+$m+1]
set el [expr 2200+$m]
    element $eletype $el $i1 $i2 $np 124 2 -iter $maxlters $tol
puts "element $eletype $el $i1 $i2 $np 124 2"
}

```

```

for {set m 34} {$m <= 36} {incr m 1} {
set i1 [expr 10000+2*100*$ny+$m]
set i2 [expr 10000+2*100*$ny+$m+1]
set el [expr 2200+$m]
    element $eletype $el $i1 $i2 $np 125 2 -iter $maxlters $tol
puts "element $eletype $el $i1 $i2 $np 125 2"
}

```

#d4.3

```

for {set m 37} {$m <= 39} {incr m 1} {
set i1 [expr 10000+2*100*$ny+$m]
set i2 [expr 10000+2*100*$ny+$m+1]
set el [expr 2200+$m]
element $eletype $el $i1 $i2 $np 125 2 -iter $maxlters $tol
puts "element $eletype $el $i1 $i2 $np 125 2"
}

```

```

for {set m 40} {$m <= 51} {incr m 1} {
set i1 [expr 10000+2*100*$ny+$m]
set i2 [expr 10000+2*100*$ny+$m+1]
set el [expr 2200+$m]
    element $eletype $el $i1 $i2 $np 124 2 -iter $maxlters $tol
puts "element $eletype $el $i1 $i2 $np 124 2"
}

```

```

for {set m 52} {$m <= 54} {incr m 1} {
set i1 [expr 10000+2*100*$ny+$m]
set i2 [expr 10000+2*100*$ny+$m+1]
set el [expr 2200+$m]
    element $eletype $el $i1 $i2 $np 116 2 -iter $maxlters $tol
puts "element $eletype $el $i1 $i2 $np 116 2"
}

```

```

#d4.4

for {set m 55} {$m <= 57} {incr m 1} {
  set i1 [expr 10000+2*100*$ny+$m]
  set i2 [expr 10000+2*100*$ny+$m+1]
  set el [expr 2200+$m]
  element $eletype $el $i1 $i2 $np 116 2 -iter $maxlters $tol
  puts "element $eletype $el $i1 $i2 $np 116 2"
}

for {set m 58} {$m <= 69} {incr m 1} {
  set i1 [expr 10000+2*100*$ny+$m]
  set i2 [expr 10000+2*100*$ny+$m+1]
  set el [expr 2200+$m]
  element $eletype $el $i1 $i2 $np 115 2 -iter $maxlters $tol
  puts "element $eletype $el $i1 $i2 $np 115 2"
}

for {set m 70} {$m <= 72} {incr m 1} {
  set i1 [expr 10000+2*100*$ny+$m]
  set i2 [expr 10000+2*100*$ny+$m+1]
  set el [expr 2200+$m]
  element $eletype $el $i1 $i2 $np 114 2 -iter $maxlters $tol
  puts "element $eletype $el $i1 $i2 $np 114 2"
}

#-----

#GENERATE THE BEAMS OF 3RD FLOOR

#d4.1

for {set m 1} {$m <= 3} {incr m 1} {
  set i1 [expr 10000+3*100*$ny+$m]
  set i2 [expr 10000+3*100*$ny+$m+1]
  set el [expr 2300+$m]

```

```

element $eletype $el $i1 $i2 $np 114 2 -iter $maxlters $tol
puts "element $eletype $el $i1 $i2 $np 114 2"
}

for {set m 4} {$m <= 15} {incr m 1} {
set i1 [expr 10000+3*100*$ny+$m]
set i2 [expr 10000+3*100*$ny+$m+1]
set el [expr 2300+$m]
    element $eletype $el $i1 $i2 $np 115 2 -iter $maxlters $tol
    puts "element $eletype $el $i1 $i2 $np 115 2"
}

for {set m 16} {$m <= 18} {incr m 1} {
set i1 [expr 10000+3*100*$ny+$m]
set i2 [expr 10000+3*100*$ny+$m+1]
set el [expr 2300+$m]
    element $eletype $el $i1 $i2 $np 116 2 -iter $maxlters $tol
    puts "element $eletype $el $i1 $i2 $np 116 2"
}

}

#d4.2

for {set m 19} {$m <= 21} {incr m 1} {
set i1 [expr 10000+3*100*$ny+$m]
set i2 [expr 10000+3*100*$ny+$m+1]
set el [expr 2300+$m]
element $eletype $el $i1 $i2 $np 116 2 -iter $maxlters $tol
puts "element $eletype $el $i1 $i2 $np 116 2"
}

}

for {set m 22} {$m <= 33} {incr m 1} {
set i1 [expr 10000+3*100*$ny+$m]
set i2 [expr 10000+3*100*$ny+$m+1]
set el [expr 2300+$m]

```

```

    element $eletype $el $i1 $i2 $np 124 2 -iter $maxlters $tol
puts "element $eletype $el $i1 $i2 $np 124 2"
}

```

```

for {set m 34} {$m <= 36} {incr m 1} {
set i1 [expr 10000+3*100*$ny+$m]
set i2 [expr 10000+3*100*$ny+$m+1]
set el [expr 2300+$m]

```

```

    element $eletype $el $i1 $i2 $np 125 2 -iter $maxlters $tol
puts "element $eletype $el $i1 $i2 $np 125 2"
}

```

#d4.3

```

for {set m 37} {$m <= 39} {incr m 1} {
set i1 [expr 10000+3*100*$ny+$m]
set i2 [expr 10000+3*100*$ny+$m+1]
set el [expr 2300+$m]

```

```

element $eletype $el $i1 $i2 $np 125 2 -iter $maxlters $tol
puts "element $eletype $el $i1 $i2 $np 125 2"
}

```

```

for {set m 40} {$m <= 51} {incr m 1} {
set i1 [expr 10000+3*100*$ny+$m]
set i2 [expr 10000+3*100*$ny+$m+1]
set el [expr 2300+$m]

```

```

    element $eletype $el $i1 $i2 $np 124 2 -iter $maxlters $tol
puts "element $eletype $el $i1 $i2 $np 124 2"
}

```

```

for {set m 52} {$m <= 54} {incr m 1} {
set i1 [expr 10000+3*100*$ny+$m]
set i2 [expr 10000+3*100*$ny+$m+1]
set el [expr 2300+$m]

```



```

        element $etype $el $i1 $i2 $np 116 2 -iter $maxlters $tol
puts "element $etype $el $i1 $i2 $np 116 2"
}

#d4.4

for {set m 55} {$m <= 57} {incr m 1} {
set i1 [expr 10000+3*100*$ny+$m]
set i2 [expr 10000+3*100*$ny+$m+1]
set el [expr 2300+$m]
        element $etype $el $i1 $i2 $np 116 2 -iter $maxlters $tol
puts "element $etype $el $i1 $i2 $np 116 2"
}

for {set m 58} {$m <= 69} {incr m 1} {
set i1 [expr 10000+3*100*$ny+$m]
set i2 [expr 10000+3*100*$ny+$m+1]
set el [expr 2300+$m]
        element $etype $el $i1 $i2 $np 115 2 -iter $maxlters $tol
puts "element $etype $el $i1 $i2 $np 115 2"
}

for {set m 70} {$m <= 72} {incr m 1} {
set i1 [expr 10000+3*100*$ny+$m]
set i2 [expr 10000+3*100*$ny+$m+1]
set el [expr 2300+$m]
        element $etype $el $i1 $i2 $np 114 2 -iter $maxlters $tol
puts "element $etype $el $i1 $i2 $np 114 2"
}

#-----

#GENERATE THE BEAMS OF 4RTH FLOOR

#omada d20

#

```

```

section Fiber 120 {
  patch quad 1 40 1 0.29 -0.2 0.29 -0.06 -0.15 -0.06 -0.15 -0.2
  patch quad 1 30 1 0.32 -0.23 0.32 -0.2 -0.18 -0.2 -0.18 -0.23
  patch quad 1 30 1 0.32 -0.06 0.32 -0.03 -0.18 -0.03 -0.18 -0.06
  patch quad 1 10 1 0.32 -0.2 0.32 -0.06 0.29 -0.06 0.29 -0.2
  patch quad 1 10 1 -0.15 -0.2 -0.15 -0.06 -0.18 -0.06 -0.18 -0.2
  patch quad 1 15 1 -0.06 -0.03 -0.06 0.47 -0.18 0.47 -0.18 -0.03
  layer straight 14 4 0.000154 -0.15 -0.2 -0.15 -0.06
  layer straight 14 3 0.000154 0.29 -0.2 0.29 -0.06
}

#d4.1

for {set m 1} {$m <= 3} {incr m 1} {
  set i1 [expr 10000+4*100*$ny+$m]
  set i2 [expr 10000+4*100*$ny+$m+1]
  set el [expr 2400+$m]
  element $eletype $el $i1 $i2 $np 120 2 -iter $maxlters $tol
  puts "element $eletype $el $i1 $i2 $np 120 2"
}

for {set m 4} {$m <= 15} {incr m 1} {
  set i1 [expr 10000+4*100*$ny+$m]
  set i2 [expr 10000+4*100*$ny+$m+1]
  set el [expr 2400+$m]
  element $eletype $el $i1 $i2 $np 124 2 -iter $maxlters $tol
  puts "element $eletype $el $i1 $i2 $np 124 2"
}

for {set m 16} {$m <= 18} {incr m 1} {
  set i1 [expr 10000+4*100*$ny+$m]
  set i2 [expr 10000+4*100*$ny+$m+1]
  set el [expr 2400+$m]

```

```

    element $eletype $el $i1 $i2 $np 125 2 -iter $maxltns $tol
puts "element $eletype $el $i1 $i2 $np 125 2"
}

#d4.2

for {set m 19} {$m <= 21} {incr m 1} {
set i1 [expr 10000+4*100*$ny+$m]
set i2 [expr 10000+4*100*$ny+$m+1]
set el [expr 2400+$m]
    element $eletype $el $i1 $i2 $np 125 2 -iter $maxltns $tol
puts "element $eletype $el $i1 $i2 $np 125 2"
}

for {set m 22} {$m <= 33} {incr m 1} {
set i1 [expr 10000+4*100*$ny+$m]
set i2 [expr 10000+4*100*$ny+$m+1]
set el [expr 2400+$m]
    element $eletype $el $i1 $i2 $np 124 2 -iter $maxltns $tol
puts "element $eletype $el $i1 $i2 $np 124 2"
}

for {set m 34} {$m <= 36} {incr m 1} {
set i1 [expr 10000+4*100*$ny+$m]
set i2 [expr 10000+4*100*$ny+$m+1]
set el [expr 2400+$m]
    element $eletype $el $i1 $i2 $np 125 2 -iter $maxltns $tol
puts "element $eletype $el $i1 $i2 $np 125 2"
}

#d4.3

for {set m 37} {$m <= 39} {incr m 1} {
set i1 [expr 10000+4*100*$ny+$m]
set i2 [expr 10000+4*100*$ny+$m+1]

```

```

set el [expr 2400+$m]

element $e$type    $el    $i1    $i2    $np    125    2    -iter $maxIters $tol
puts "element $e$type    $el    $i1    $i2    $np    125    2"
}

for {set m 40} {$m <= 51} {incr m 1} {
set i1 [expr 10000+4*100*$ny+$m]
set i2 [expr 10000+4*100*$ny+$m+1]
set el [expr 2400+$m]
    element $e$type    $el    $i1    $i2    $np    124    2    -iter $maxIters $tol
    puts "element $e$type    $el    $i1    $i2    $np    124    2"
}

for {set m 52} {$m <= 54} {incr m 1} {
set i1 [expr 10000+4*100*$ny+$m]
set i2 [expr 10000+4*100*$ny+$m+1]
set el [expr 2400+$m]
    element $e$type    $el    $i1    $i2    $np    125    2    -iter $maxIters $tol
    puts "element $e$type    $el    $i1    $i2    $np    125    2"
}

}

#d4.4

for {set m 55} {$m <= 57} {incr m 1} {
set i1 [expr 10000+4*100*$ny+$m]
set i2 [expr 10000+4*100*$ny+$m+1]
set el [expr 2400+$m]
element $e$type    $el    $i1    $i2    $np    125    2    -iter $maxIters $tol
puts "element $e$type    $el    $i1    $i2    $np    125    2"
}

}

for {set m 58} {$m <= 69} {incr m 1} {
set i1 [expr 10000+4*100*$ny+$m]
set i2 [expr 10000+4*100*$ny+$m+1]

```

```

set el [expr 2400+$m]
    element $etype $el $i1 $i2 $np 124 2 -iter $maxlters $tol
puts "element $etype $el $i1 $i2 $np 124 2"
}

for {set m 70} {$m <= 72} {incr m 1} {
set i1 [expr 10000+4*100*$ny+$m]
set i2 [expr 10000+4*100*$ny+$m+1]
set el [expr 2400+$m]
    element $etype $el $i1 $i2 $np 120 2 -iter $maxlters $tol
puts "element $etype $el $i1 $i2 $np 120 2"
}

#-----
#GENERATE THE BEAMS OF 4RTH FLOOR

#omada d23

#
section Fiber 123 {
patch quad 1 40 1 0.29 -0.2 0.29 -0.06 -0.15 -0.06 -0.15 -0.2
patch quad 1 30 1 0.32 -0.23 0.32 -0.2 -0.18 -0.2 -0.18 -0.23
patch quad 1 30 1 0.32 -0.06 0.32 -0.03 -0.18 -0.03 -0.18 -0.06
patch quad 1 10 1 0.32 -0.2 0.32 -0.06 0.29 -0.06 0.29 -0.2
patch quad 1 10 1 -0.15 -0.2 -0.15 -0.06 -0.18 -0.06 -0.18 -0.2
patch quad 1 15 1 -0.06 -0.03 -0.06 0.47 -0.18 0.47 -0.18 -0.03
layer straight 14 4 0.000079 -0.15 -0.2 -0.15 -0.06
layer straight 14 2 0.000079 0.29 -0.2 0.29 -0.06
}

#
#d4.1

for {set m 1} {$m <= 3} {incr m 1} {
set i1 [expr 10000+5*100*$ny+$m]

```

```

set i2 [expr 10000+5*100*$ny+$m+1]

set el [expr 2500+$m]

element $eletype    $el    $i1    $i2    $np    123    2    -iter $maxlters $tol
puts "element $eletype $el    $i1    $i2    $np    123    2"
}

for {set m 4} {$m <= 15} {incr m 1} {
set i1 [expr 10000+5*100*$ny+$m]
set i2 [expr 10000+5*100*$ny+$m+1]
set el [expr 2500+$m]
    element $eletype $el    $i1    $i2    $np    124    2    -iter $maxlters $tol
puts "element $eletype $el    $i1    $i2    $np    124    2"
}

for {set m 16} {$m <= 18} {incr m 1} {
set i1 [expr 10000+5*100*$ny+$m]
set i2 [expr 10000+5*100*$ny+$m+1]
set el [expr 2500+$m]
    element $eletype $el    $i1    $i2    $np    125    2    -iter $maxlters $tol
puts "element $eletype $el    $i1    $i2    $np    125    2"
}

}

#d4.2

for {set m 19} {$m <= 21} {incr m 1} {
set i1 [expr 10000+5*100*$ny+$m]
set i2 [expr 10000+5*100*$ny+$m+1]
set el [expr 2500+$m]
element $eletype    $el    $i1    $i2    $np    125    2    -iter $maxlters $tol
puts "element $eletype $el    $i1    $i2    $np    125    2"
}

}

for {set m 22} {$m <= 33} {incr m 1} {
set i1 [expr 10000+5*100*$ny+$m]

```

```

set i2 [expr 10000+5*100*$ny+$m+1]
set el [expr 2500+$m]
    element $eletype $el $i1 $i2 $np 124 2 -iter $maxlters $tol
puts "element $eletype $el $i1 $i2 $np 124 2"
}
for {set m 34} {$m <= 36} {incr m 1} {
set i1 [expr 10000+5*100*$ny+$m]
set i2 [expr 10000+5*100*$ny+$m+1]
set el [expr 2500+$m]
    element $eletype $el $i1 $i2 $np 125 2 -iter $maxlters $tol
puts "element $eletype $el $i1 $i2 $np 125 2"
}
#d4.3
for {set m 37} {$m <= 39} {incr m 1} {
set i1 [expr 10000+5*100*$ny+$m]
set i2 [expr 10000+5*100*$ny+$m+1]
set el [expr 2500+$m]
element $eletype $el $i1 $i2 $np 125 2 -iter $maxlters $tol
puts "element $eletype $el $i1 $i2 $np 125 2"
}
for {set m 40} {$m <= 51} {incr m 1} {
set i1 [expr 10000+5*100*$ny+$m]
set i2 [expr 10000+5*100*$ny+$m+1]
set el [expr 2500+$m]
    element $eletype $el $i1 $i2 $np 124 2 -iter $maxlters $tol
puts "element $eletype $el $i1 $i2 $np 124 2"
}
for {set m 52} {$m <= 54} {incr m 1} {
set i1 [expr 10000+5*100*$ny+$m]

```

```

set i2 [expr 10000+5*100*$ny+$m+1]
set el [expr 2500+$m]
    element $eletype $el $i1 $i2 $np 125 2 -iter $maxlters $tol
puts "element $eletype $el $i1 $i2 $np 125 2"
}

```

#d4.4

```

for {set m 55} {$m <= 57} {incr m 1} {
set i1 [expr 10000+5*100*$ny+$m]
set i2 [expr 10000+5*100*$ny+$m+1]
set el [expr 2500+$m]
element $eletype $el $i1 $i2 $np 125 2 -iter $maxlters $tol
puts "element $eletype $el $i1 $i2 $np 125 2"
}

```

```

for {set m 58} {$m <= 69} {incr m 1} {
set i1 [expr 10000+5*100*$ny+$m]
set i2 [expr 10000+5*100*$ny+$m+1]
set el [expr 2500+$m]
    element $eletype $el $i1 $i2 $np 124 2 -iter $maxlters $tol
puts "element $eletype $el $i1 $i2 $np 124 2"
}

```

```

for {set m 70} {$m <= 72} {incr m 1} {
set i1 [expr 10000+5*100*$ny+$m]
set i2 [expr 10000+5*100*$ny+$m+1]
set el [expr 2500+$m]
    element $eletype $el $i1 $i2 $np 123 2 -iter $maxlters $tol
puts "element $eletype $el $i1 $i2 $np 123 2"
}

```

```
fix 10001 1 1 1 1 1 1
```

```
fix 10019 1 1 1 1 1 1
```



fix 10037 1 1 1 1 1 1

fix 10055 1 1 1 1 1 1

fix 10073 1 1 1 1 1

#1os orofos

#

#

pattern Plain 101 Constant {

load 11501 0 -53.628 0 0 0 0

load 11504 0 -21.48 0 0 0 0

load 11508 0 -21.48 0 0 0 0

load 11512 0 -21.48 0 0 0 0

load 11516 0 -21.48 0 0 0 0

load 11519 0 -42.193 0 0 0 0

load 11522 0 -11.48 0 0 0 0

load 11526 0 -11.48 0 0 0 0

load 11530 0 -11.48 0 0 0 0

load 11534 0 -11.48 0 0 0 0

load 11537 0 -42.193 0 0 0 0

load 11540 0 -11.48 0 0 0 0

load 11544 0 -11.48 0 0 0 0

load 11548 0 -11.48 0 0 0 0

load 11552 0 -11.48 0 0 0 0

load 11555 0 -42.193 0 0 0 0

load 11558 0 -11.48 0 0 0 0

load 11562 0 -11.48 0 0 0 0

load 11566 0 -11.48 0 0 0 0

```
load 11570 0 -11.48 0 0 0 0
load 11573 0 -42.192 0 0 0 0
```

```
}
```

```
#
```

```
#2os orofos
```

```
#
```

```
pattern Plain 201 Constant {
```

```
load 13001 0 -52.379 0 0 0 0
load 13004 0 -21.48 0 0 0 0
load 13008 0 -21.48 0 0 0 0
load 13012 0 -21.48 0 0 0 0
load 13016 0 -21.48 0 0 0 0

load 13019 0 -50.974 0 0 0 0
load 13022 0 -11.48 0 0 0 0
load 13026 0 -11.48 0 0 0 0
load 13030 0 -11.48 0 0 0 0
load 13034 0 -11.48 0 0 0 0

load 13037 0 -40.974 0 0 0 0
load 13040 0 -11.48 0 0 0 0
load 13044 0 -11.48 0 0 0 0
load 13048 0 -11.48 0 0 0 0
load 13052 0 -11.48 0 0 0 0

load 13055 0 -40.974 0 0 0 0
load 13058 0 -11.48 0 0 0 0
load 13062 0 -11.48 0 0 0 0
load 13066 0 -11.48 0 0 0 0
```

```

load 13070 0 -11.48 0 0 0 0
load 13073 0 -42.379 0 0 0 0

}

#

#3os orofos

#

#komvoi 301 - 342

#

pattern Plain 301 Constant {

load 14501 0 -51.19 0 0 0 0
load 14504 0 -21.48 0 0 0 0
load 14508 0 -21.48 0 0 0 0
load 14512 0 -21.48 0 0 0 0
load 14516 0 -21.48 0 0 0 0

load 14519 0 -48.724 0 0 0 0
load 14522 0 -11.48 0 0 0 0
load 14526 0 -11.48 0 0 0 0
load 14530 0 -11.48 0 0 0 0
load 14534 0 -11.48 0 0 0 0

load 14537 0 -38.724 0 0 0 0
load 14540 0 -11.48 0 0 0 0
load 14544 0 -11.48 0 0 0 0
load 14548 0 -11.48 0 0 0 0
load 14552 0 -11.48 0 0 0 0

load 14555 0 -38.724 0 0 0 0
load 14558 0 -11.48 0 0 0 0

```

```

load 14562 0 -11.48 0 0 0 0
load 14566 0 -11.48 0 0 0 0
load 14570 0 -11.48 0 0 0 0
load 14573 0 -41.19 0 0 0 0
}
#
#4os orofos
#
#
pattern Plain 401 Constant {
load 16001 0 -51.19 0 0 0 0
load 16004 0 -21.48 0 0 0 0
load 16008 0 -21.48 0 0 0 0
load 16012 0 -21.48 0 0 0 0
load 16016 0 -21.48 0 0 0 0

load 16019 0 -47.693 0 0 0 0
load 16022 0 -11.48 0 0 0 0
load 16026 0 -11.48 0 0 0 0
load 16030 0 -11.48 0 0 0 0
load 16034 0 -11.48 0 0 0 0

load 16037 0 -37.693 0 0 0 0
load 16040 0 -11.48 0 0 0 0
load 16044 0 -11.48 0 0 0 0
load 16048 0 -11.48 0 0 0 0
load 16052 0 -11.48 0 0 0 0

load 16055 0 -37.693 0 0 0 0
load 16058 0 -11.48 0 0 0 0

```

load	16062	0	-11.48	0	0	0	0
load	16066	0	-11.48	0	0	0	0
load	16070	0	-11.48	0	0	0	0
load	16073	0	-41.19	0	0	0	0

#

#5os orofos

#

#

pattern Plain 501 Constant {

load	17501	0	-28.915	0	0	0	0
load	17504	0	-15.18	0	0	0	0
load	17508	0	-15.18	0	0	0	0
load	17512	0	-15.18	0	0	0	0
load	17516	0	-15.18	0	0	0	0
load	17519	0	-39.049	0	0	0	0
load	17522	0	-5.18	0	0	0	0
load	17526	0	-5.18	0	0	0	0
load	17530	0	-5.18	0	0	0	0
load	17534	0	-5.18	0	0	0	0
load	17537	0	-29.049	0	0	0	0
load	17540	0	-5.18	0	0	0	0
load	17544	0	-5.18	0	0	0	0
load	17548	0	-5.18	0	0	0	0
load	17552	0	-5.18	0	0	0	0
load	17555	0	-29.049	0	0	0	0
load	17558	0	-5.18	0	0	0	0

```
load 17562 0 -5.18 0 0 0 0
load 17566 0 -5.18 0 0 0 0
load 17570 0 -5.18 0 0 0 0
load 17573 0 -18.915 0 0 0 0
```

```
}
```

```
#-----
```

```
# create the analysis
```

```
#-----
```

```
integrator LoadControl 0.1
```

```
#integrator DisplacementControl 17501 1 0.0004
```

```
numberer RCM
```

```
system SparseGeneral
```

```
constraints Plain
```

```
#test NormDisplncr 0.001 1000 1
```

```
test NormUnbalance 2 1000 1
```

```
algorithm ModifiedNewton -initial
```

```
analysis Static
```

```
puts "starting analysis..."
```

```
set startT [clock seconds]
```

```
analyze 10
```

```
set endT [clock seconds]
```

```
puts "application finished..."
```

```
puts "loading analysis execution time: [expr $endT-$startT] seconds."
```

```
#-----
```

```
model BasicBuilder -ndm 3 -ndf 3
```

```
#-----
```

```
set L 3.6;
```

```
set H 3.0;
```

```
set W 0.2;
```

```

# number of elements on each axis

set nx 18;

set ny 15;

set nz 2;

# size of brick element

set dx [expr $L/$nx]

set dy [expr $H/$ny]

set dz [expr $W/$nz]

#set dx 0.1

#set dy 0.1

#set dz 0.025

#GENERATE THE PANELS

#material of panel

set Ec 10000000.

set niu 0.2

set fc 20000.

set ft 1000.

set m [expr $fc/$ft]

#--define material parameters for the model

#---bulk modulus

    set k    [expr $Ec/(3*(1-2*$niu))]

#---shear modulus

    set G    [expr $Ec/(2*(1+$niu))]

#---yield stress

    set sigY [expr 2.*$m*$ft/($m+1)]

#---failure surface and associativity

    set rho  [expr sqrt(2.)*($m-1)/(($m+1)*sqrt(3))]

    set rhoBar $rho

#---isotropic hardening

```

```

        set Kinf 0.0

        set Ko 0.0

        set delta1 0.0

#---kinematic hardening

        set Ht 0.0

        set theta 0.0

#---tension softening

        set delta2 0.0

#---mass density

        set mDen 0.01

#----atmPressure

set atmPressure 0.01

puts "finished materials"

#--material models

# type      tag k G sigY rho rhoBar Kinf Kdelta1 delta2 Ht theta density
nDMaterial DruckerPrager 20 $k $G $sigY $rho $rhoBar $Kinf $Ko $delta1 $delta2 $Ht $theta
$mDen $atmPressure

puts "finished DP"

#-----
#-----

# generate the truss elements (horizontal and vertical rebars) at the exterior face of the wall

#horizontal rebar

set matTag 18

set Fy 500000

set E 200000000

set bt 0.0045

set R0 20

set cR1 0.925

set cR2 0.15

```



```
uniaxialMaterial Steel02 $matTag $Fy $E $bt $RO $cR1 $cR2
```

```
#vertical rebar
```

```
set matTag 19
```

```
set Fy 500000
```

```
set E 200000000
```

```
set bt 0.0045
```

```
set RO 20
```

```
set cR1 0.925
```

```
set cR2 0.15
```

```
uniaxialMaterial Steel02 $matTag $Fy $E $bt $RO $cR1 $cR2
```

```
#Area of horizontal bar  $\Phi 10$ 
```

```
set hfi 0.01
```

```
set Ahor [expr 2*3.14159266*$hfi*$hfi/4]
```

```
#Area of vertical bar  $\Phi 10$ 
```

```
set vfi 0.01
```

```
set Aver [expr 2*3.14159266*$vfi*$vfi/4]
```

```
#-----  
-----
```

```
#-----  
-----
```

```
#PANEL a/b (a,b)
```

```
set a 0
```

```
set b 0
```

```
source emf_oplismos_ground.txt
```

```
set a 0
```

```
set b 1
```

```
source emf_oplismos.txt
```

```
set a 0
```

```
set b 2
```

```
source emf_oplismos.txt
```

```

set a 0

set b 3

source emf_oplismos.txt

set a 0

set b 4

source emf_oplismos.txt

#-----
-----

# create the display

recorder display toixio_Lefas 0 0 500 500

prp 120 120 120

vup 0 1 0

display 1 0 1

#-----
#-----

model BasicBuilder -ndm 3 -ndf 6

#-----

#LOADS AT THE NODES OF THE EXTERIOR FRAME ( G+0.30Q )

#-----

#plastikes strofes ypostylwmatwn

recorder Node -file node17573.out -time -node 17573 -dof 1 disp
recorder Node -file node16073.out -time -node 16073 -dof 1 disp
recorder Node -file node14573.out -time -node 14573 -dof 1 disp
recorder Node -file node13073.out -time -node 13073 -dof 1 disp
recorder Node -file node11573.out -time -node 11573 -dof 1 disp

recorder Element -file thpl1101.out -time -ele 1101 plasticRotation
recorder Element -file thpl1201.out -time -ele 1201 plasticRotation
recorder Element -file thpl1301.out -time -ele 1301 plasticRotation

```

recorder Element -file thpl1401.out -time -ele 1401 plasticRotation  
recorder Element -file thpl1501.out -time -ele 1501 plasticRotation  
recorder Element -file thpl1115.out -time -ele 1115 plasticRotation  
recorder Element -file thpl1215.out -time -ele 1215 plasticRotation  
recorder Element -file thpl1315.out -time -ele 1315 plasticRotation  
recorder Element -file thpl1415.out -time -ele 1415 plasticRotation  
recorder Element -file thpl1515.out -time -ele 1515 plasticRotation

#-----

recorder Element -file thpl1116.out -time -ele 1116 plasticRotation  
recorder Element -file thpl1216.out -time -ele 1216 plasticRotation  
recorder Element -file thpl1316.out -time -ele 1316 plasticRotation  
recorder Element -file thpl1416.out -time -ele 1416 plasticRotation  
recorder Element -file thpl1516.out -time -ele 1516 plasticRotation  
recorder Element -file thpl1130.out -time -ele 1130 plasticRotation  
recorder Element -file thpl1230.out -time -ele 1230 plasticRotation  
recorder Element -file thpl1330.out -time -ele 1330 plasticRotation  
recorder Element -file thpl1430.out -time -ele 1430 plasticRotation  
recorder Element -file thpl1530.out -time -ele 1530 plasticRotation

#-----

recorder Element -file thpl1131.out -time -ele 1131 plasticRotation  
recorder Element -file thpl1231.out -time -ele 1231 plasticRotation  
recorder Element -file thpl1331.out -time -ele 1331 plasticRotation  
recorder Element -file thpl1431.out -time -ele 1431 plasticRotation  
recorder Element -file thpl1531.out -time -ele 1531 plasticRotation  
recorder Element -file thpl1145.out -time -ele 1145 plasticRotation  
recorder Element -file thpl1245.out -time -ele 1245 plasticRotation  
recorder Element -file thpl1345.out -time -ele 1345 plasticRotation  
recorder Element -file thpl1445.out -time -ele 1445 plasticRotation  
recorder Element -file thpl1545.out -time -ele 1545 plasticRotation

#-----

recorder Element -file thpl1146.out -time -ele 1146 plasticRotation

recorder Element -file thpl1246.out -time -ele 1246 plasticRotation

recorder Element -file thpl1346.out -time -ele 1346 plasticRotation

recorder Element -file thpl1446.out -time -ele 1446 plasticRotation

recorder Element -file thpl1546.out -time -ele 1546 plasticRotation

recorder Element -file thpl1160.out -time -ele 1160 plasticRotation

recorder Element -file thpl1260.out -time -ele 1260 plasticRotation

recorder Element -file thpl1360.out -time -ele 1360 plasticRotation

recorder Element -file thpl1460.out -time -ele 1460 plasticRotation

recorder Element -file thpl1560.out -time -ele 1560 plasticRotation

#-----

recorder Element -file thpl1161.out -time -ele 1161 plasticRotation

recorder Element -file thpl1261.out -time -ele 1261 plasticRotation

recorder Element -file thpl1361.out -time -ele 1361 plasticRotation

recorder Element -file thpl1461.out -time -ele 1461 plasticRotation

recorder Element -file thpl1561.out -time -ele 1561 plasticRotation

recorder Element -file thpl1175.out -time -ele 1175 plasticRotation

recorder Element -file thpl1275.out -time -ele 1275 plasticRotation

recorder Element -file thpl1375.out -time -ele 1375 plasticRotation

recorder Element -file thpl1475.out -time -ele 1475 plasticRotation

recorder Element -file thpl1575.out -time -ele 1575 plasticRotation

#-----dokoi

recorder Element -file thpl2101.out -time -ele 2101 plasticRotation

recorder Element -file thpl2201.out -time -ele 2201 plasticRotation

recorder Element -file thpl2301.out -time -ele 2301 plasticRotation

recorder Element -file thpl2401.out -time -ele 2401 plasticRotation

recorder Element -file thpl2501.out -time -ele 2501 plasticRotation

#-----

recorder Element -file thpl2101.out -time -ele 2101 plasticRotation  
recorder Element -file thpl2201.out -time -ele 2201 plasticRotation  
recorder Element -file thpl2301.out -time -ele 2301 plasticRotation  
recorder Element -file thpl2401.out -time -ele 2401 plasticRotation  
recorder Element -file thpl2501.out -time -ele 2501 plasticRotation

#-----

recorder Element -file thpl2118.out -time -ele 2118 plasticRotation  
recorder Element -file thpl2218.out -time -ele 2218 plasticRotation  
recorder Element -file thpl2318.out -time -ele 2318 plasticRotation  
recorder Element -file thpl2418.out -time -ele 2418 plasticRotation  
recorder Element -file thpl2518.out -time -ele 2518 plasticRotation

#-----

recorder Element -file thpl2119.out -time -ele 2119 plasticRotation  
recorder Element -file thpl2219.out -time -ele 2219 plasticRotation  
recorder Element -file thpl2319.out -time -ele 2319 plasticRotation  
recorder Element -file thpl2419.out -time -ele 2419 plasticRotation  
recorder Element -file thpl2519.out -time -ele 2519 plasticRotation

#-----

recorder Element -file thpl2136.out -time -ele 2136 plasticRotation  
recorder Element -file thpl2236.out -time -ele 2236 plasticRotation  
recorder Element -file thpl2336.out -time -ele 2336 plasticRotation  
recorder Element -file thpl2436.out -time -ele 2436 plasticRotation  
recorder Element -file thpl2536.out -time -ele 2536 plasticRotation

#-----

recorder Element -file thpl2137.out -time -ele 2137 plasticRotation  
recorder Element -file thpl2237.out -time -ele 2237 plasticRotation  
recorder Element -file thpl2337.out -time -ele 2337 plasticRotation  
recorder Element -file thpl2437.out -time -ele 2437 plasticRotation

recorder Element -file thpl2537.out -time -ele 2537 plasticRotation

#-----

recorder Element -file thpl2154.out -time -ele 2154 plasticRotation

recorder Element -file thpl2254.out -time -ele 2254 plasticRotation

recorder Element -file thpl2354.out -time -ele 2354 plasticRotation

recorder Element -file thpl2454.out -time -ele 2454 plasticRotation

recorder Element -file thpl2554.out -time -ele 2554 plasticRotation

#-----

recorder Element -file thpl2155.out -time -ele 2155 plasticRotation

recorder Element -file thpl2255.out -time -ele 2255 plasticRotation

recorder Element -file thpl2355.out -time -ele 2355 plasticRotation

recorder Element -file thpl2455.out -time -ele 2455 plasticRotation

recorder Element -file thpl2555.out -time -ele 2555 plasticRotation

#-----

recorder Element -file thpl2172.out -time -ele 2172 plasticRotation

recorder Element -file thpl2272.out -time -ele 2272 plasticRotation

recorder Element -file thpl2372.out -time -ele 2372 plasticRotation

recorder Element -file thpl2472.out -time -ele 2472 plasticRotation

recorder Element -file thpl2572.out -time -ele 2572 plasticRotation

#-----

#dynameis ypostylwmatwn

recorder Element -xml Forcel1101.out -time -ele 1101 1102 1103 1104 1105 1106 1107 1108 1109  
1110 1111 1112 1113 1114 1115 localForce

recorder Element -xml Forcel1201.out -time -ele 1201 1202 1203 1204 1205 1206 1207 1208 1209  
1210 1211 1212 1213 1214 1215 localForce

recorder Element -xml Forcel1301.out -time -ele 1301 localForce

recorder Element -xml Forcel1401.out -time -ele 1401 localForce

recorder Element -xml Forcel1501.out -time -ele 1501 localForce

#-----

recorder Element -xml Forcel1116.out -time -ele 1116 1117 1118 1119 1120 1121 1122 1123 1124  
1125 1126 1127 1128 1129 1130 localForce

recorder Element -xml Forcel1216.out -time -ele 1216 1217 1218 1219 1220 1221 1222 1223 1224  
1225 1226 1227 1228 1229 1230 localForce

recorder Element -xml Forcel1316.out -time -ele 1316 localForce

recorder Element -xml Forcel1416.out -time -ele 1416 localForce

recorder Element -xml Forcel1516.out -time -ele 1516 localForce

recorder Element -xml Forcel1130.out -time -ele 1130 localForce

recorder Element -xml Forcel1230.out -time -ele 1230 localForce

recorder Element -xml Forcel1330.out -time -ele 1330 localForce

recorder Element -xml Forcel1430.out -time -ele 1430 localForce

recorder Element -xml Forcel1530.out -time -ele 1530 localForce

#-----

recorder Element -xml Forcel1131.out -time -ele 1131 1132 1133 1134 1135 1136 1137 1138 1139  
1140 1141 1142 1143 1144 1145 localForce

recorder Element -xml Forcel1231.out -time -ele 1231 1232 1233 1234 1235 1236 1237 1238 1239  
1240 1241 1242 1243 1244 1245 localForce

recorder Element -xml Forcel1331.out -time -ele 1331 localForce

recorder Element -xml Forcel1431.out -time -ele 1431 localForce

recorder Element -xml Forcel1531.out -time -ele 1531 localForce

recorder Element -xml Forcel1145.out -time -ele 1145 localForce

recorder Element -xml Forcel1245.out -time -ele 1245 localForce

recorder Element -xml Forcel1345.out -time -ele 1345 localForce

recorder Element -xml Forcel1445.out -time -ele 1445 localForce

recorder Element -xml Forcel1545.out -time -ele 1545 localForce

#-----

recorder Element -xml Forcel1146.out -time -ele 1146 1147 1148 1149 1150 1151 1152 1153 1154  
1155 1156 1157 1158 1159 1160 localForce

recorder Element -xml Forcel1246.out -time -ele 1246 1247 1248 1249 1250 1251 1252 1253 1254  
1255 1256 1257 1258 1259 1260 localForce

recorder Element -xml Forcel1346.out -time -ele 1346 localForce

recorder Element -xml Forcel1446.out -time -ele 1446 localForce

recorder Element -xml Forcel1546.out -time -ele 1546 localForce  
recorder Element -xml Forcel1160.out -time -ele 1160 localForce  
recorder Element -xml Forcel1260.out -time -ele 1260 localForce  
recorder Element -xml Forcel1360.out -time -ele 1360 localForce  
recorder Element -xml Forcel1460.out -time -ele 1460 localForce  
recorder Element -xml Forcel1560.out -time -ele 1560 localForce

#-----

recorder Element -xml Forcel1161.out -time -ele 1161 1162 1163 1164 1165 1166 1167 1168 1169  
1170 1171 1172 1173 1174 1175 localForce

recorder Element -xml Forcel1261.out -time -ele 1161 1162 1163 1164 1165 1166 1167 1168 1169  
1170 1171 1172 1173 1174 1175 localForce

recorder Element -xml Forcel1361.out -time -ele 1361 localForce

recorder Element -xml Forcel1461.out -time -ele 1461 localForce

recorder Element -xml Forcel1561.out -time -ele 1561 localForce

recorder Element -xml Forcel1175.out -time -ele 1175 localForce

recorder Element -xml Forcel1275.out -time -ele 1275 localForce

recorder Element -xml Forcel1375.out -time -ele 1375 localForce

recorder Element -xml Forcel1475.out -time -ele 1475 localForce

recorder Element -xml Forcel1575.out -time -ele 1575 localForce

#-----dokoi

recorder Element -xml Forcel2101.out -time -ele 2101 2102 2103 2104 2105 2106 2107 2108 2109  
2110 2111 2112 2113 2114 2115 2116 2117 2118 localForce

recorder Element -xml Forcel2201.out -time -ele 2201 2202 2203 2204 2205 2206 2207 2208 2209  
2210 2211 2212 2213 2214 2215 2216 2217 2218 localForce

recorder Element -xml Forcel2301.out -time -ele 2301 2302 2303 2304 2305 2306 2307 2308 2309  
2310 2311 2312 2313 2314 2315 2316 2317 2318 localForce

recorder Element -xml Forcel2401.out -time -ele 2401 2402 2403 2404 2405 2406 2407 2408 2409  
2410 2411 2412 2413 2414 2415 2416 2417 2418 localForce

recorder Element -xml Forcel2501.out -time -ele 2501 2502 2503 2504 2505 2506 2507 2508 2509  
2510 2511 2512 2513 2514 2515 2516 2517 2518 localForce

#-----



recorder Element -xml Forcel2218.out -time -ele 2218 localForce  
recorder Element -xml Forcel2318.out -time -ele 2318 localForce  
recorder Element -xml Forcel2418.out -time -ele 2418 localForce  
recorder Element -xml Forcel2518.out -time -ele 2518 localForce  
#-----  
recorder Element -xml Forcel2119.out -time -ele 2119 localForce  
recorder Element -xml Forcel2219.out -time -ele 2219 localForce  
recorder Element -xml Forcel2319.out -time -ele 2319 localForce  
recorder Element -xml Forcel2419.out -time -ele 2419 localForce  
recorder Element -xml Forcel2519.out -time -ele 2519 localForce  
#-----  
recorder Element -xml Forcel2136.out -time -ele 2136 localForce  
recorder Element -xml Forcel2236.out -time -ele 2236 localForce  
recorder Element -xml Forcel2336.out -time -ele 2336 localForce  
recorder Element -xml Forcel2436.out -time -ele 2436 localForce  
recorder Element -xml Forcel2536.out -time -ele 2536 localForce  
#-----  
recorder Element -xml Forcel2137.out -time -ele 2137 localForce  
recorder Element -xml Forcel2237.out -time -ele 2237 localForce  
recorder Element -xml Forcel2337.out -time -ele 2337 localForce  
recorder Element -xml Forcel2437.out -time -ele 2437 localForce  
recorder Element -xml Forcel2537.out -time -ele 2537 localForce  
#-----  
recorder Element -xml Forcel2154.out -time -ele 2154 localForce  
recorder Element -xml Forcel2254.out -time -ele 2254 localForce  
recorder Element -xml Forcel2354.out -time -ele 2354 localForce  
recorder Element -xml Forcel2454.out -time -ele 2454 localForce  
recorder Element -xml Forcel2554.out -time -ele 2554 localForce

```
#-----  
recorder Element -xml Forcel2155.out -time -ele 2155 localForce  
recorder Element -xml Forcel2255.out -time -ele 2255 localForce  
recorder Element -xml Forcel2355.out -time -ele 2355 localForce  
recorder Element -xml Forcel2455.out -time -ele 2455 localForce  
recorder Element -xml Forcel2555.out -time -ele 2555 localForce  
#-----  
recorder Element -xml Forcel2172.out -time -ele 2172 localForce  
recorder Element -xml Forcel2272.out -time -ele 2272 localForce  
recorder Element -xml Forcel2372.out -time -ele 2372 localForce  
recorder Element -xml Forcel2472.out -time -ele 2472 localForce  
recorder Element -xml Forcel2572.out -time -ele 2572 localForce
```

```
pattern Plain 601 Linear {  
load 11501 6.6 0 0 0 0  
load 13001 13.3 0 0 0 0  
load 14501 20.0 0 0 0 0  
load 16001 26.6 0 0 0 0  
load 17501 33.5 0 0 0 0  
}
```

```
#-----  
# create the analysis  
#-----  
#integrator LoadControl 0.01  
integrator DisplacementControl 17501 1 0.0004  
numberer RCM
```

```

system SparseGeneral

constraints Plain

test NormDisplIncr 0.001 1000 1

#test NormUnbalance 0.0000001 100 1

algorithm ModifiedNewton -initial

analysis Static

puts "starting analysis..."

set startT [clock seconds]

analyze 500

set endT [clock seconds]

puts "application finished..."

puts "loading analysis execution time: [expr $endT-$startT] seconds."

```

## ΕΜΦΑΤΝΟΥΜΕΝΟ ΤΟΙΧΩΜΑ

```

#-----
#GENERATE THE PANEL
#-----

# generate the nodes of the bricks

for {set j 1} {$j <= [expr $ny+1]} {incr j 1} {

# generate base nodes

for {set i 1} {$i <= [expr $nx+1]} {incr i 1} {

    node [expr 110000+$a*100000+$b*10000+100*(($j-1)+ $i)]           [expr ($i-1)*$dx+$a*$L]
    [expr ($j-1)*$dy+$b*$H]      [expr -1*$dz]

    node [expr 110000+$a*100000+$b*10000+100*(($j-1)+($i+$nx+1))] [expr ($i-1)*$dx+$a*$L]
    [expr ($j-1)*$dy+$b*$H]      0.0

    node [expr 110000+$a*100000+$b*10000+100*(($j-1)+($i+$nz*( $nx+1)))] [expr ($i-1)*$dx+$a*$L]
    [expr ($j-1)*$dy+$b*$H]      [expr 1*$dz]

puts "node [expr 110000+$a*100000+$b*10000+100*(($j-1)+ $i)]           [expr ($i-1)*$dx+$a*$L]
[expr ($j-1)*$dy+$b*$H]      [expr -1*$dz] "

```

```

puts "node [expr 110000+$a*100000+$b*10000+100*( $\$j-1$ )+( $\$i+\$nx+1$ )]      [expr ( $\$i-1$ )* $\$dx+\$a*\$L$ ]
[expr ( $\$j-1$ )* $\$dy+\$b*\$H$ ]      0.0"

puts "node [expr 110000+$a*100000+$b*10000+100*( $\$j-1$ )+( $\$i+\$nz*(\$nx+1)$ ) [expr ( $\$i-1$ )* $\$dx+\$a*\$L$ ]
[expr ( $\$j-1$ )* $\$dy+\$b*\$H$ ]      [expr 1*$dz]"

} }

#

# generate the brick elements BE CAREFULL - global system X>, Y^, Z.

for {set k 1} {$k <= $ny} {incr k 1} {

for {set m 1} {$m <= $nx} {incr m 1} {

#

set i1 [expr 110000+$a*100000+$b*10000+100*( $\$k$ )+( $\$m-1$ )+2]

set i2 [expr 110000+$a*100000+$b*10000+100*( $\$k$ )+( $\$m-1$ )+1]

set i3 [expr 110000+$a*100000+$b*10000+100*( $\$k-1$ )+( $\$m-1$ )+1]

set i4 [expr 110000+$a*100000+$b*10000+100*( $\$k-1$ )+( $\$m-1$ )+2]

set i5 [expr 110000+$a*100000+$b*10000+100*( $\$k$ )+( $\$m-1$ )+ $\$nx+1+2$ ]

set i6 [expr 110000+$a*100000+$b*10000+100*( $\$k$ )+( $\$m-1$ )+ $\$nx+1+1$ ]

set i7 [expr 110000+$a*100000+$b*10000+100*( $\$k-1$ )+( $\$m-1$ )+ $\$nx+1+1$ ]

set i8 [expr 110000+$a*100000+$b*10000+100*( $\$k-1$ )+( $\$m-1$ )+ $\$nx+1+2$ ]

set el [expr 110000+$a*100000+$b*10000+100*( $\$k-1$ )+( $\$m-1$ )+1]

element stdBrick $el $i1 $i2 $i3 $i4 $i5 $i6 $i7 $i8 20 0.0 0.0 0.0

puts "element [expr 110000+$a*100000+$b*10000+100*( $\$k-1$ )+( $\$m-1$ )+1] $i1 $i2 $i3 $i4 $i5 $i6 $i7
$i8 20"

#

set i1 [expr 110000+$a*100000+$b*10000+100*( $\$k$ )+( $\$m-1$ )+ $\$nx+1+2$ ]

set i2 [expr 110000+$a*100000+$b*10000+100*( $\$k$ )+( $\$m-1$ )+ $\$nx+1+1$ ]

set i3 [expr 110000+$a*100000+$b*10000+100*( $\$k-1$ )+( $\$m-1$ )+ $\$nx+1+1$ ]

set i4 [expr 110000+$a*100000+$b*10000+100*( $\$k-1$ )+( $\$m-1$ )+ $\$nx+2+1$ ]

set i5 [expr 110000+$a*100000+$b*10000+100*( $\$k$ )+( $\$m-1$ )+ $\$nz*(\$nx+1)+2$ ]

set i6 [expr 110000+$a*100000+$b*10000+100*( $\$k$ )+( $\$m-1$ )+ $\$nz*(\$nx+1)+1$ ]

set i7 [expr 110000+$a*100000+$b*10000+100*( $\$k-1$ )+( $\$m-1$ )+ $\$nz*(\$nx+1)+1$ ]

```

```

set i8 [expr 110000+$a*100000+$b*10000+100*($k-1)+($m-1)+$nz*($nx+1)+2]

set el [expr 110000+$a*100000+$b*10000+100*($k-1)+($m-1)+$nx+1]

element stdBrick $el $i1 $i2 $i3 $i4 $i5 $i6 $i7 $i8 20 0.0 0.0 0.0

puts "element [expr 110000+$a*100000+$b*10000+100*($k-1)+($m-1)+$nx+1] $i1 $i2 $i3 $i4 $i5 $i6
$i7 $i8 20"

}

}

#-----

# horizontal truss

for {set k 1} {$k <= [expr $ny+1]} {incr k 1} {

for {set m 1} {$m <= $nx} {incr m 1} {

set i1 [expr 110000+$a*100000+$b*10000+ 100*($k-1)+($m-1)+($nx+1)+1]

set i2 [expr 110000+$a*100000+$b*10000+100*($k-1)+($m-1)+($nx+1)+2]

set el [expr 110000+$a*100000+$b*10000+100*($k-1)+($m-1)+3001]

element truss $el $i1 $i2 $Ahor 18

puts "element truss [expr 100*($k-1)+($m-1)+3001] $i1 $i2 $Ahor 18"

}

}

#-----

# vertical truss elements

for {set k 1} {$k <= $ny} {incr k 1} {

for {set m 1} {$m <= [expr $nx+1]} {incr m 1} {

set i1 [expr 110000+$a*100000+$b*10000+100*($k-1)+($m-1)+($nx+1)+1]

set i2 [expr 110000+$a*100000+$b*10000+100*($k)+($m-1)+($nx+1)+1]

set el [expr 110000+$a*100000+$b*10000+100*($k-1)+($m-1)+6001]

element truss $el $i1 $i2 $Ahor 19

puts "element truss [expr 110000+$a*100000+$b*10000+100*($k-1)+($m-1)+6001] $i1 $i2 $Aver
19"

}

}

```

```

#-----
#tie nodes of the panel with nodes of frame !
#-----
#tie the nodes of the column (left-right) ( MASTER NODES ARE THE NODES OF THE FRAME , BE
CAREFULL)
for {set i 2} {$i <= $ny} {incr i 1} {
#left column
equalDOF [expr 10001+$b*1500+$a*18+100*($i-1)] [expr
110000+$a*100000+$b*10000+100*($i-1)+($nx+1)+1] 1 2 3
puts "equalDOF [expr 10001+$b*1500+$a*18+100*($i-1)] [expr
110000+$a*100000+$b*10000+100*($i-1)+($nx+1)+1] 1 2 3"
#righth column
equalDOF [expr 10001+$b*1500+($a+1)*18+100*($i-1)] [expr
110000+$a*100000+$b*10000+100*($i-1)+2*($nx+1)] 1 2 3
puts "equalDOF [expr 10001+$b*1500+($a+1)*18+100*($i-1)] [expr
110000+$a*100000+$b*10000+100*($i-1)+2*($nx+1)] 1 2 3"
}
#tie the nodes of the beam (top-bottom) ( MASTER NODES ARE THE NODES OF THE FRAME , BE
CAREFULL)
for {set j 2} {$j <= [expr $nx-1]} {incr j 1} {
#top
equalDOF [expr 10000+($b+1)*1500+$a*($nx+1)+($j-1)] [expr
110000+$a*100000+$b*10000+1500+($nx+1)+$j] 1 2 3
puts "equalDOF [expr 10000+($b+1)*1500+$a*($nx+1)+($j-1)] [expr
110000+$a*100000+$b*10000+1500+($nx+1)+$j] 1 2 3"
#bottom
equalDOF [expr 10000+$b*1500+$a*($nx+1)+($j-1)] [expr
110000+$a*100000+$b*10000+($nx+1)+$j] 1 2 3
puts "equalDOF [expr 10000+$b*1500+$a*($nx+1)+($j-1)] [expr
110000+$a*100000+$b*10000+($nx+1)+$j] 1 2 3"
}

```