



ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ

ΔΠΜΣ «ΔΟΜΟΣΤΑΤΙΚΟΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ & ΑΝΑΛΥΣΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ»

Αναλυτική προσομοίωση και σύγκριση πειραματικών δοκιμών

ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

ΚΩΝΣΤΑΝΤΙΝΑ ΖΑΦ. ΓΚΙΒΙΣΗ

ΕΠΙΒΛΕΠΩΝ ΚΑΘΗΓΗΤΗΣ

ΣΠΥΡΑΚΟΣ ΚΩΝΣΤΑΝΤΙΝΟΣ

Αθήνα, 2012

Θα ήθελα να ευχαριστήσω θερμά τον κύριο Σπυράκο Κωνσταντίνο για τη συνεργασία και την καθοδήγησή του, καθώς και τον Μανιατάκη Χ. και τον Κοκκινάκο Δ. για την συνεισφορά τους στην περαίωση αυτής της μεταπτυχιακής εργασίας.

Γκιβίση Κωνσταντίνα

Περιεχόμενα

ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ	3
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1: ΕΙΣΑΓΩΓΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ	7
1.1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ.....	7
1.2 ΟΡΓΑΝΩΣΗ ΕΡΓΑΣΙΑΣ	9
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2: ΠΕΙΡΑΜΑΤΙΚΗ ΔΙΑΤΑΞΗ	13
2.1 ΓΕΝΙΚΗ ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΠΕΙΡΑΜΑΤΟΣ.....	13
2.2 ΓΕΩΜΕΤΡΙΑ ΦΟΡΕΩΝ	14
2.3 ΦΟΡΤΙΣΗ ΠΛΑΙΣΙΩΝ	15
2.4 ΌΠΛΙΣΗ ΦΟΡΕΑ	16
2.4 ΕΠΕΜΒΑΣΕΙΣ – ΕΝΙΣΧΥΣΕΙΣ	18
2.4.1 ΕΝΙΣΧΥΣΕΙΣ ΠΟΥ ΕΦΑΡΜΟΣΤΗΚΑΝ ΣΤΑ ΠΕΙΡΑΜΑΤΙΚΑ ΔΟΚΙΜΙΑ.....	19
2.4.2 ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΕΝΙΣΧΥΣΕΩΝ	23
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3: ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΤΟΙΧΟΠΟΙΑΣ.....	25
3.1 ΕΙΣΑΓΩΓΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ.....	25
3.2 Ο ΡΟΛΟΣ ΤΗΣ ΤΟΙΧΟΠΟΙΑΣ ΠΛΗΡΩΣΗΣ ΣΤΗΝ ΑΝΤΟΧΗ ΕΝΟΣ ΠΛΑΙΣΙΟΥ ΚΑΙ Η ΛΟΓΙΚΗ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗΣ ΤΗΣ	28
3.3 ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΕΙΣ ΤΟΙΧΟΠΟΙΑΣ ΜΕ ΔΙΑΓΩΝΙΟ ΘΛΙΠΤΗΡΑ – ΜΟΝΤΕΛΟ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗΣ CRISAFULLI	29
3.4 ΣΥΣΤΑΣΕΙΣ ΤΟΥ Ε.Α.Κ. ΓΙΑ ΚΤΙΡΙΑ ΜΕ ΠΛΗΡΩΣΗ ΑΠΟ ΤΟΙΧΟΠΟΙΑ	32
3.4 ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΣ ΕΠΕΜΒΑΣΕΩΝ (ΚΑΝ.ΕΠΕ.).....	33
3.5 ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑΣ 8 (EC 8)	40

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4: ΜΟΝΤΕΛΟΠΟΙΗΣΗ ΦΟΡΕΑ	43
4.1 ΕΙΣΑΓΩΓΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑΤΩΝ	43
4.2 ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΤΩΝ ΠΛΑΙΣΙΩΝ ΜΕ ΤΟ SAP ΚΑΙ ΤΟ SEISMOSTUCT	45
4.2.1 ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΥΛΙΚΩΝ ΦΟΡΕΩΝ	45
4.2.2 ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΓΕΩΜΕΤΡΙΑΣ ΦΟΡΕΩΝ	57
4.2.3 ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΔΙΑΤΟΜΩΝ ΚΑΙ ΟΠΛΙΣΗΣ.....	58
4.2.4 ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΦΟΡΤΙΣΗΣ	60
4.3 ΔΥΝΑΤΟΤΗΤΕΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ ΣΕ SAP ΚΑΙ SEISMOSTUCT.....	61
 ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5: ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΑΝΑΛΥΣΕΩΝ.....	 65
5.1 ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΠΕΙΡΑΜΑΤΙΚΗΣ ΔΙΑΔΙΚΑΣΙΑΣ	65
5.1.1 ΔΥΝΑΜΙΚΑ ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ	65
5.1.2 ΔΙΑΓΡΑΜΜΑΤΑ ΤΕΜΝΟΥΣΑΣ – ΜΕΤΑΤΟΠΙΣΗΣ.....	66
5.1.3 ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ	68
5.2 ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΑΝΑΛΥΤΙΚΗΣ ΔΙΑΔΙΚΑΣΙΑΣ	70
5.2.1 ΙΔΙΟΠΕΡΙΟΔΟΙ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ	70
5.2.2 ΠΟΣΟΣΤΑ ΙΔΙΟΜΟΡΦΙΚΩΝ ΜΑΖΩΝ	76
5.2.3 ΔΙΑΓΡΑΜΜΑΤΑ ΕΝΤΑΤΙΚΩΝ ΜΕΓΕΘΩΝ	76
5.2.4 ΜΕΓΙΣΤΗ ΤΕΜΝΟΥΣΑ ΒΑΣΗΣ ΚΑΙ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΙΣ	84
5.2.4 ΦΑΣΜΑΤΑ ΑΠΟΚΡΙΣΗΣ.....	92
5.3 ΣΤΑΤΙΚΗ, ΜΗ ΓΡΑΜΜΙΚΗ ΥΠΕΡΩΘΗΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ (PUSHOVER)	101
5.3.1 ΕΙΣΑΓΩΓΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ	101
5.3.2 ΑΝΑΛΥΣΗ PUSHOVER ΣΥΜΦΩΝΑ ΜΕ ΤΟΝ ΚΑΝ.ΕΠΕ.	102
5.3.2 ΔΕΔΟΜΕΝΑ PUSHOVER ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΣΤΟ ΛΟΓΙΣΜΙΚΟ SAP.....	107
5.4 ΠΑΡΑΤΗΡΗΣΕΙΣ - ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ.....	113
 ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6: ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΜΕ ΧΡΗΣΗ ΣΥΝΘΕΤΩΝ ΥΛΙΚΩΝ.....	 117
6.1 ΧΡΗΣΗ ΣΥΝΘΕΤΩΝ ΥΛΙΚΩΝ ΓΙΑ ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ.....	117

6.2 ΜΟΝΤΕΛΟΠΟΙΗΣΗ ΣΤΟ SEISMOSTRUCT ΣΥΝΘΕΤΟΥ ΥΛΙΚΟΥ CFRP	119
ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ ΕΙΚΟΝΩΝ	121
ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ ΠΙΝΑΚΩΝ	125
ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ	127

Κεφάλαιο 1: Εισαγωγικά στοιχεία

ΓΕΝΙΚΗ ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ

1.1 Εισαγωγή

Ένας σημαντικός αριθμός υφιστάμενων κτιρίων σε σεισμογενείς χώρες, όπως η Ελλάδα, έχει κατασκευαστεί είτε σύμφωνα με προηγούμενες αντιλήψεις για τον αντισεισμικό σχεδιασμό ή χωρίς την εφαρμογή αντισεισμικών κανονισμών. Πάνω από το 50% των κτιρίων που βρίσκονται σήμερα σε λειτουργία έχουν κατασκευαστεί πριν από το 1985, χωρίς την εφαρμογή των σύγχρονων κανονισμών για τον αντισεισμικό σχεδιασμό. Συνήθη προβλήματα και αδυναμίες που παρουσιάζουν τα κτίρια αυτά είναι η ύπαρξη μαλακών ορόφων (τόσο στο ισόγειο όσο και σε άλλους ορόφους), ο συνδυασμός ισχυρών δοκών και συγκριτικά πιο αδύναμων υποστυλωμάτων (έλλειψη ικανοτικού σχεδιασμού), η χρήση χαμηλής ποιότητας σκυροδέματος και χάλυβα καθώς και η έλλειψη επαρκούς οπλισμού (συνδετήρες, διαμήκης κύριος και δευτερέων οπλισμός, οπλισμός αγκύρωσης). Πρόσφατοι σεισμοί στην Ελλάδα και την Τουρκία ήρθαν να επιβεβαιώσουν ότι πολλές κατασκευές σε σεισμικά ενεργές περιοχές δεν έχουν επαρκή αντοχή, ακαμψία ή και πλαστιμότητα για να αντέξουν ακόμα και μέτριας έντασης σεισμικά φορτία. Αυτές οι αδυναμίες έγιναν εμφανείς ιδιαίτερα μετά τους πρόσφατους μεγάλους σεισμούς της Αθήνας (1999), του Kocaeli (1999) και της Μπινγκόλ (2003). Κατά συνέπεια, η σεισμική αναβάθμιση όλων αυτών των κατασκευών είναι ένα θέμα πρωταρχικής σημασίας.

Στο αστικό περιβάλλον που ζούμε, οι κατασκευές μας αποτελούνται συνήθως από πλαίσια οπλισμένου σκυροδέματος με τοίχους πλήρωσης από οπτοπλινθοδομή. Στη χώρα μας η διαμόρφωση του ισόγειου τέτοιων πολώροφων κτιρίων σε ελεύθερο χώρο πυλωτής είναι πολύ διαδεδομένη εδώ και πολλά χρόνια (Εικόνα 1). Ο Γενικός Οικοδομικός Κανονισμός (Γ.Ο.Κ.) που εφαρμοζόταν στην Ελλάδα παρείχε δυνατότητες και διευκολύνσεις για την εφαρμογή τέτοιων λύσεων εδώ και πολλές δεκαετίες. Σύμφωνα με τον Γ.Ο.Κ., πυλωτή είναι ο ελεύθερος ημιυπαίθριος χώρος που δημιουργείται όταν το κτίριο κατασκευάζεται σε υποστυλώματα και συνήθως δεν προσμετράται στο συντελεστή δόμησης.

Παρότι όμως αυτού του είδους οι κατασκευές αποτελούν μια καλή αρχιτεκτονική λύση, η συμπεριφορά τους κατά τους σεισμούς είναι γενικώς προβληματική. Συνήθεις είναι οι βλάβες

που εμφανίζονται σε τέτοια κτίρια εξαιτίας των μεγάλων, συχνά ανελαστικών, οριζόντιων μετακινήσεων. Η ύπαρξη της τοιχοπλήρωσης στον πρώτο όροφο έχει ως συνέπεια την αδυναμία δημιουργίας των πλαστικών αρθρώσεων στα δοκάρια και τη μη επιθυμητή εμφάνισή τους στα υποστυλώματα. Η αστοχία αυτής της μορφής συνοδεύεται από λυγισμό των οπλισμών των υποστυλωμάτων. Η παρουσία ισχυρών δοκών στην οροφή του ισόγειου προκαλεί βαρύτατες ζημιές στην πυλωτή. Ενώ, με ασθενέστερες δοκούς οροφής ισόγειου οι ζημιές επεκτείνονται και στους άνω ορόφους.



Εικόνα 1 Κτίριο με πυλωτή το ισόγειο

Οι παλαιότεροι κανονισμοί δε λάμβαναν υπόψη τη δυσμενή αυτή επιρροή της πυλωτής. Έτσι, μπορούμε να καταλάβουμε την έκταση του προβλήματος στις κατασκευές που υπάρχουν σήμερα στην Ελλάδα. Στις περιπτώσεις των κτιρίων με πυλωτή μπορούν να καταταγούν και άλλα κτίρια τα οποία δεν έχουν ελεύθερο ισόγειο, έχουν όμως πολύ μειωμένες τοιχοπληρώσεις στο ισόγειο σε σχέση με τους ορόφους και έτσι διαμορφώνεται ένας εύκαμπτος (μαλακός) όροφος, όπως παραδείγματος χάρις σε κτίρια με κατάστημα το ισόγειο.

Συνοψίζοντας, τα κτίρια με πυλωτή που έχουν μελετηθεί με τον Αντισεισμικό Κανονισμό του 1959 και παλαιούς κανονισμούς σκυροδέματος είναι ιδιαίτερα ευάλωτα σε σεισμικές καταπονήσεις (Εικόνα 2). Την εποχή εκείνη τα κτίρια με πυλωτή και καταστήματα στο

ισόγειο ήταν συνήθη, ενώ οι επιπτώσεις του σεισμού σε αυτά άγνωστες. Για το λόγο αυτό κρίνεται αναγκαία η επέμβαση για τη βελτίωση της συμπεριφοράς τους και τη μείωση των βλαβών που παρουσιάζονται σε αυτά ύστερα από ισχυρούς σεισμούς.

Μια πειραματική έρευνα που στόχευε στην ανάλυση του τρόπου συμπεριφοράς των κτιρίων με πυλωτή το ισόγειο πραγματοποιήθηκε στο Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο (Ε.Μ.Π.). Σκοπός της συγκεκριμένης έρευνας ήταν η διερεύνηση των επεμβάσεων για την αντιμετώπιση του προβλήματος των κτιρίων με πυλωτή τα οποία κατασκευάστηκαν σύμφωνα με τον Ελληνικό Αντισεισμικό Κανονισμό του '59. Η έρευνα πραγματοποιήθηκε στο Εργαστήριο Αντισεισμικής Τεχνολογίας της Σχολής Πολιτικών Μηχανικών του Ε.Μ.Π. με τη χρήση του σεισμικού προσομοιωτήρα. Το ερευνητικό έργο χρηματοδοτήθηκε από τον Οργανισμό Αντισεισμικού Σχεδιασμού και Προστασίας (ΟΑΣΠ).



Εικόνα 2 Επιπτώσεις σεισμού σε κτίρια με πυλωτή

1.2 Οργάνωση εργασίας

Σκοπός της παρούσας εργασίας είναι η σύγκριση των αποτελεσμάτων που προέκυψαν από την πειραματική δοκιμή που πραγματοποιήθηκε στο Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο (Ε.Μ.Π.) με τα αποτελέσματα αριθμητικής προσομοίωσης των φορέων αυτών. Τα προγράμματα πεπερασμένων στοιχείων που θα χρησιμοποιηθούν για την αριθμητική επαλήθευση είναι το Sap 2000 και το SeismoStruct.

Στην παρούσα εργασία, αρχικά, θα γίνει μια αναφορά στην πειραματική διαδικασία, θα αναφερθούν ο τρόπος κατασκευής των δοκιμών, τα υλικά και οι διατομές που επιλέχθηκαν

καθώς και ο τρόπος με τον οποίο φορτίστηκαν τα δοκίμια. Στη συνέχεια, αφού γίνει μια αναφορά στη δυσκολία προσομοίωσης της τοιχοποιίας και στην πληθώρα το τρόπων προσομοίωσής της, θα γίνει μια πλήρης περιγραφή του τρόπου με τον οποίο μοντελοποιήθηκαν οι φορείς του πειράματος στα λογισμικά Sap2000 και SeismoStruct.

Στη συγκεκριμένα εργασία θα ασχοληθούμε με την προσομοίωση των τριών πρώτων δοκιμών, δηλαδή του γυμνού πλαισίου, του πλήρως τοιχοπληρωμένου και στους δύο ορόφους καθώς και του δοκιμίου με τοιχοποιία μόνο στον Α΄ όροφο, δοκίμιο τύπου πυλωτής. Θα γίνει αναφορά στον τρόπο που προσομοιώθηκαν τα υλικά, οι διατομές, η όπλιση των μελών οπλισμένου σκυροδέματος και η φόρτιση. Στα δύο προγράμματα που θα χρησιμοποιηθούν στην παρούσα μεταπτυχιακή εργασία θα ακολουθηθεί διαφορετική πορεία όσον αφορά την προσομοίωση της τοιχοποιίας. Στο λογισμικό Sap 2000 η πλήρωση θα μοντελοποιηθεί σύμφωνα με όσα ορίζονται στον ΚΑΝ.ΕΠΕ., ενώ στο SeismoStruct θα προσομοιωθεί χρησιμοποιώντας το μοντέλο του Crisafully.

Σε επόμενο βήμα θα παρουσιαστούν αποτελέσματα από τις αναλύσεις που πραγματοποιήθηκαν και στα δύο προγράμματα τόσο από την ιδιομορφική ανάλυση όσο και από ανάλυση χρονοϊστορίας αλλά και από την υπερωθητική ανάλυση (μέθοδος pushover). Ενώ ολοκληρώνοντας θα πραγματοποιηθεί μια σύγκριση τόσο ανάμεσα στα δύο αναλυτικά μοντέλα όσο και σε σχέση με το πειραματικό.

Τέλος, θα γίνει μια αναφορά στα σύνθετα υλικά, στον τρόπο που βοηθούν για την καλύτερη ανάληψη των εντατικών μεγεθών ενώ θα δοκιμάσουμε να προσομοιώσουμε έναν τέτοιο φορέα στο λογισμικό Seismostruct.

Κεφάλαιο 2: Πειραματική Διάταξη

ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ - ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΠΕΙΡΑΜΑΤΟΣ

2.1 Γενική περιγραφή πειράματος

Στο Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο πραγματοποιήθηκε έρευνα με πειραματική διάταξη με σκοπό τη διερεύνηση των επεμβάσεων για την αντιμετώπιση του προβλήματος των κτιρίων με πυλωτή τα οποία κατασκευάστηκαν σύμφωνα με τον Ελληνικό Αντισεισμικό Κανονισμό του '59. Κατά το συγκεκριμένο πείραμα κατασκευάστηκαν οκτώ διώροφα επίπεδα πλαίσια σε φυσική κλίμακα. Συγκεκριμένα, κατασκευάστηκαν ένα γυμνό πλαίσιο, ένα πλαίσιο με τοιχοπληρώσεις από οπτοπλινθοδομή και ένα πλαίσιο πυλωτής. Στα υπόλοιπα πέντε δοκίμια εφαρμόστηκαν στο ισόγειο επεμβάσεις για την αντιμετώπιση του προβλήματος της πυλωτής (Εικόνα 3 και Εικόνα 4). Επισημαίνεται ότι σκοπός της συγκεκριμένης έρευνας ήταν η διερεύνηση των επεμβάσεων για την αντιμετώπιση του προβλήματος των κτιρίων με πυλωτή τα οποία κατασκευάστηκαν με τον Αντισεισμικό Κανονισμό του '59 και όχι η συνολική ενίσχυση των κτιρίων της εποχής εκείνης (με ή χωρίς πυλωτή) για την αντιμετώπιση σεισμικών δράσεων όπως αυτές ορίζονται από τους σύγχρονους κανονισμούς.



Εικόνα 3 Πειραματικά δοκίμια

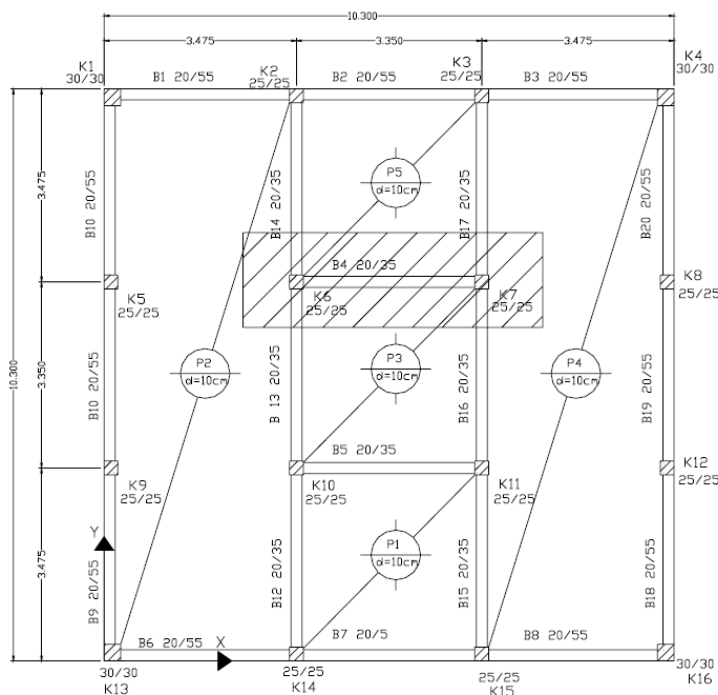


Εικόνα 4 Τα διώροφα πλαίσια του πειράματος κατά τη φάση κατασκευής τους

2.2 Γεωμετρία φορέων

Κατά την επίλυση, τα δοκίμια διαστασιολογήθηκαν με σκυρόδεμα B160 και χάλυβα St I, ενώ η σκυροδέτησή τους έγινε με σκυρόδεμα ποιότητας C16/20 ώστε να ληφθεί υπόψη η αύξηση της αντοχής του σκυροδέματος με την πάροδο του χρόνου. Κατά την όπλιση των δοκιμών χρησιμοποιήθηκε λείος χάλυβας ποιότητας S220 και εφαρμόστηκαν όλες οι κατασκευαστικές λεπτομέρειες της εποχής του Αντισεισμικού Κανονισμού του 59'. Τα πλαίσια των δοκιμών αποτελούνται από υποστυλώματα τετραγωνικής διατομής διαστάσεων $25 \times 25 \text{ cm}^2$ και από πλακοδοκούς με πάχος κορμού $b_w = 20 \text{ cm}$, ύψος $d = 35 \text{ cm}$ και συνεργαζόμενο πλάτος $b_{\text{eff}} = 140 \text{ cm}$. Το πάχος της πλάκας επιλέγεται να είναι $d = 10 \text{ cm}$. Το μικτό ύψος ισόγειου και α' ορόφου του πλαισίου είναι $3,00 \text{ m}$ και το καθαρό $2,65 \text{ m}$, ενώ το εξωτερικό άνοιγμα του πλαισίου είναι $3,30 \text{ m}$ (με καθαρό άνοιγμα $2,80 \text{ m}$). Τέλος, σε όλα τα δοκίμια πλην του γυμνού πλαισίου, στον όροφο κατασκευάστηκε τοιχοποιία πλάτους μισής πλίνθου (δρομική) η οποία βρισκόταν σε πλήρη επαφή με τα υποστυλώματα. Καθ' ύψος της εν λόγω οπτοπλινθοδομής κατασκευάστηκαν δύο δοκοί ενίσχυσης από οπλισμένο σκυρόδεμα ύψους 10 cm .

Ας αναφέρουμε ότι η επιλογή των διαστάσεων της κατασκευής έχει γίνει έτσι ώστε να υπάρχει μια όσο το δυνατόν πιο πλήρης αντιστοιχία του πειραματικού δοκιμίου με μια πραγματοποιήσιμη κατασκευή της τότε εποχής. Με αυτό τον τρόπο θα μπορούν να αξιοποιηθούν σωστά τα αποτελέσματα του συγκεκριμένου πειράματος. Στο σχήμα που ακολουθεί παρουσιάζεται ένα πρότυπο κτίριο κατασκευασμένο με παλαιότερους κανονισμούς. Το προς έλεγχο δοκίμιο θεωρούμε ότι είναι ένα εσωτερικό πλαίσιο του εν λόγω πρότυπου κτιρίου (Εικόνα 5).

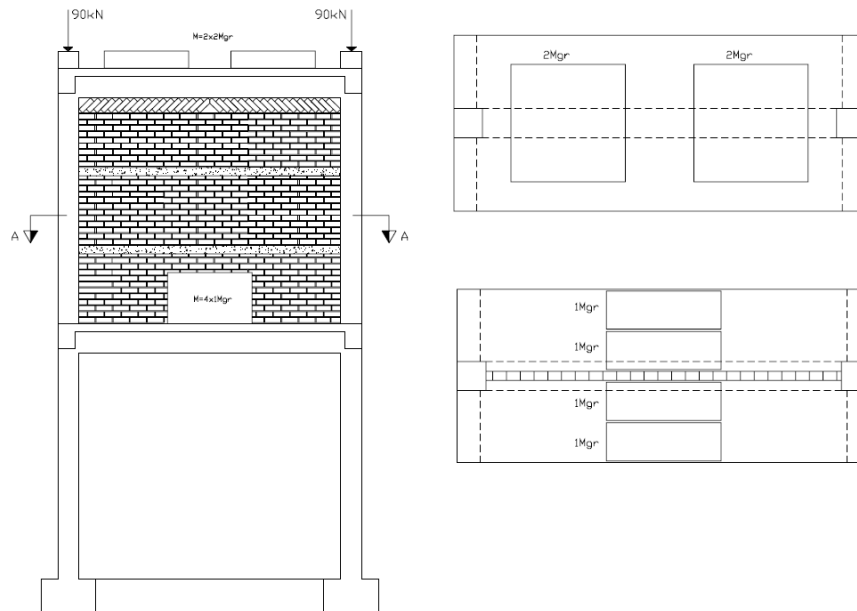


Εικόνα 5 Κάτοψη πρότυπου κτιρίου

2.3 Φόρτιση πλαισίων

Για να υπάρχει αντιστοιχία του εξεταζόμενου δοκιμίου με μια πρότυπη κατασκευή της τότε εποχής, τόσο όσον αφορά το συνολικό αξονικό φορτίο των υποστυλωμάτων, όσο και την ιδιοπερίοδο της κατασκευής, τα δοκίμια φορτίστηκαν με πρόσθετες μάζες 4Mgr ανά όροφο και με πρόσθετο αξονικό θλιπτικό φορτίο 90kN σε κάθε υποστύλωμα (Εικόνα 6). Το αξονικό φορτίο επιβλήθηκε μέσω προέντασης και δρούσε καθ' όλη τη διάρκεια των δοκιμών. Κατά τις σεισμικές δοκιμές που πραγματοποιήθηκαν, κάθε δοκίμιο διεγέρθηκε από μονοαξονική

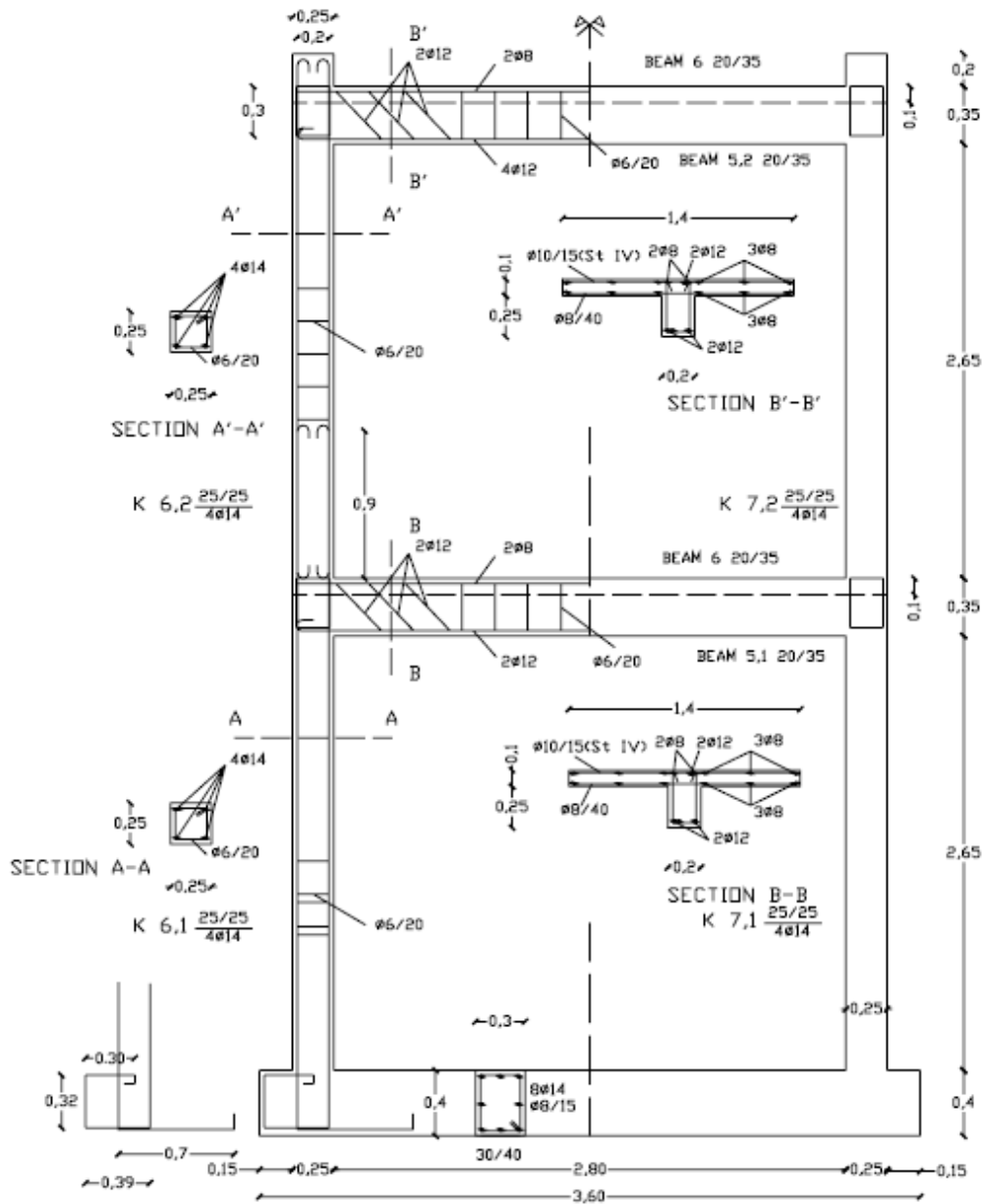
χρονοϊστορία επιτάχυνσης εντός του επιπέδου του. Η χρονοϊστορία αυτή αποτελεί την E-W συνιστώσα του Σεισμού Γρίβα (21/12/1990, $M=5.9$) ο οποίος καταγράφηκε στην Έδεσσα σε απόσταση 31km από το επίκεντρο.



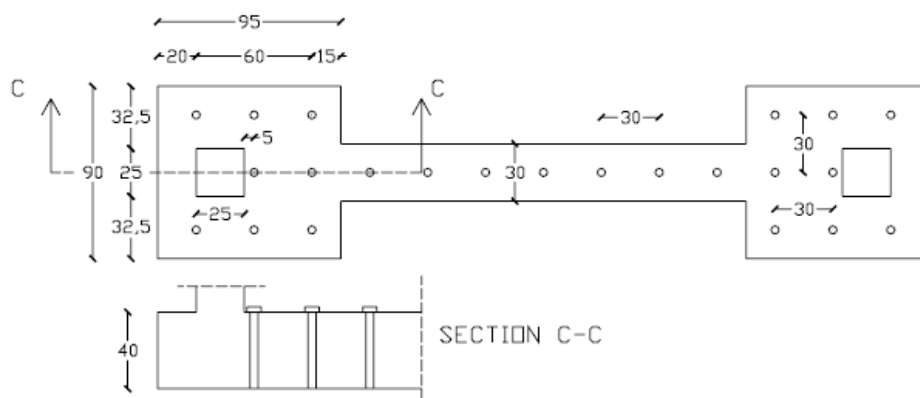
Εικόνα 6 Διάταξη πρόσθετων μαζών στα δοκίμια

2.4 Όπλιση φορέα

Όσον αφορά τον οπλισμό του πλαισίου, για τα υποστυλώματα υπολογίστηκε και τοποθετήθηκε διαμήκης οπλισμός κάμψης 4Φ14 σε όλο το ύψος τους και για τα δοκάρια του ισόγειου και του ορόφου οπλισμός κάμψης 4Φ12, εκ των οποίων τα 2Φ12 τόσο στο ισόγειο όσο και στον όροφο, κάμπτονται διαδοχικά προς τα πάνω δίπλα στις στηρίξεις, ώστε να παραλάβουν τις αρνητικές ροπές και τέμνουσες στις περιοχές αυτές. Οι συνδετήρες τόσο στα υποστυλώματα όσο και στα δοκάρια είναι δίμητοι Φ6/20. Στα δοκάρια οι συνδετήρες τοποθετούνται ανοικτοί, ενώ στα υποστυλώματα είναι κλειστοί με ένα διπλό άγκιστρο στο ένα άκρο προς τον πυρήνα της διατομής. Επιλέγεται επικάλυψη των οπλισμών ίση με 1,5 cm. Στα σχήματα που ακολουθούν παρουσιάζονται οι λεπτομέρειες όπλισης του πλαισίου των δοκιμών (Εικόνα 7) και της συνδετήριας δοκού (Εικόνα 8).



Εικόνα 7 Καθ' ύψος τομή πλαισίου με λεπτομέρειες όπλισης



Εικόνα 8 Λεπτομέρειες όπλισης συνδετήριας δοκού

2.4 Επεμβάσεις – Ενισχύσεις

Για να επέμβουμε, να ενισχύσουμε και να μειώσουμε τις βλάβες ύστερα από έναν ισχυρό σεισμό σε κτίρια που λόγω της ύπαρξης μαλακού ορόφου γίνονται ευάλωτα σε σεισμικές καταπονήσεις, υπάρχουν τεχνικές που αποσκοπούν με διαφορετικό τρόπο στην ενίσχυση του φορέα. Κατηγοριοποιώντας τις τεχνικές αυτές θα μπορούσαμε αρχικά να αναφερθούμε σε λύσεις που σκοπό έχουν να διαφοροποιηθεί η συμπεριφορά των κτιρίων με πυλωτή, μέσω της κατασκευής περιορισμένης έκτασης πρόσθετων τοιχοπληρώσεων διατμητικής συμπεριφοράς στο ισόγειο. (Εικόνα 9).



Εικόνα 9 Προσθήκη περιορισμένης έκτασης τοιχοπληρώσεων στην πυλωτή

Εναλλακτικά, υπάρχουν λύσεις που στοχεύουν στην αύξηση της αντοχής έναντι κάμψης και διάτμησης των από οπλισμένο σκυρόδεμα μελών του ισογείου και του πρώτου ορόφου, στα οποία εμφανίζονται και οι περισσότερες βλάβες. Αυτό συνήθως επιτυγχάνεται με συμβατικές μεθόδους, όπως παραδείγματος χάρη με κατασκευή μανδυών οπλισμένου σκυροδέματος, ή τα τελευταία χρόνια με την τοποθέτηση σύνθετων υλικών.

Άλλες τεχνικές αποσκοπούν στην αύξηση της ακαμψίας του ισογείου. Αυτό επιτυγχάνεται με την προσθήκη νέων στοιχείων από οπλισμένο σκυρόδεμα (κυρίως τοιχωμάτων) (Εικόνα 10) ή μέσω της προσθήκης πλαισίων από χάλυβα. Τα τοιχώματα αυτά μπορεί να είναι συνδεδεμένα με βλήτρα με τον φέροντα οργανισμό του κτιρίου. Τα τοιχώματα αυτά λειτουργούν στην ουσία ως αμφίπακτα υποστύλωματα με αποτέλεσμα τη μηδενική στροφή στην κεφαλή και τον πόδα τους. Με τον τρόπο αυτό εξασφαλίζεται η καλύτερη δυνατή

συνεργασία μεταξύ του προστιθέμενου τοιχώματος και του υπάρχοντος φέροντα οργανισμού του κτιρίου.

Τέλος, οι λύσεις που μπορούν να επιλεγούν για να βελτιωθεί η συμπεριφορά των κτιρίων με πυλωτή συχνά αποσκοπούν στην αύξηση της απόσβεσης του κτιρίου. Με αυτόν τον τρόπο μειώνεται η απόκριση της κατασκευής και ως αποτέλεσμα οι αναπτυσσόμενες εντάσεις να μπορούν να παραληφθούν με ασφάλεια από τα υπάρχοντα στοιχεία. Υπάρχουν μάλιστα και τεχνικές που στόχο έχουν την ταυτόχρονη αύξηση της δυσκαμψίας και την αύξηση της απόσβεσης.



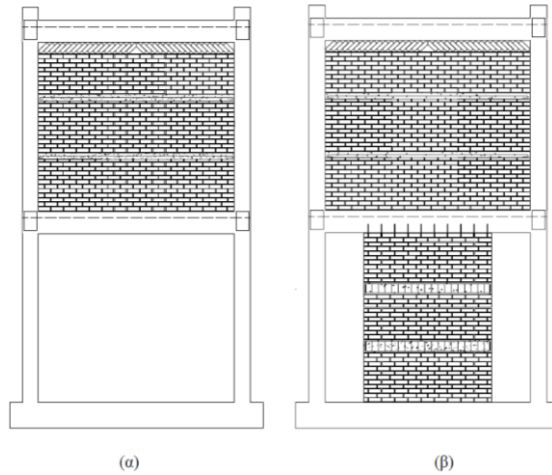
Εικόνα 10 Προσθήκη πολυμελών τοιχωμάτων

2.4.1 Ενισχύσεις που εφαρμόστηκαν στα πειραματικά δοκίμια

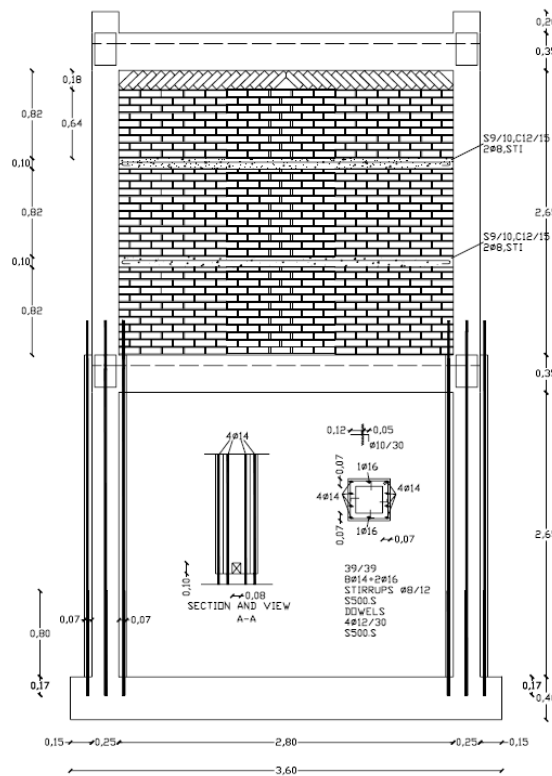
Σύμφωνα λοιπόν με όσα αναφέρθηκαν στο πείραμα που πραγματοποιήθηκε στο ΕΜΠ εκτός από τα δοκίμια αναφοράς (γυμνό πλαίσιο, πλαίσιο πυλωτής και πλαίσιο με τοιχοπληρώσεις), στα υπόλοιπα πέντε δοκίμια εφαρμόστηκαν στο ισόγειο επεμβάσεις για την αντιμετώπιση του προβλήματος της πυλωτής. Στα επόμενα σχήματα παρουσιάζονται όλες οι προτεινόμενες λύσεις.

Ο πρώτος τύπος επέμβασης που επέλεξαν ήταν η κατασκευή τοιχοποιίας με περιορισμένο μήκος στη στάθμη του ισόγειου (Εικόνα 11). Η οπτοπλινθοδομή η οποία κατασκευάστηκε στο ισόγειο ήταν από συμπαγή τούβλα πλάτους μισής πλίνθου (περίπου 9,00 cm) και μήκους 1,80m. Καθ' ύψος κατασκευάστηκαν δύο δοκοί ενίσχυσης από οπλισμένο σκυρόδεμα. Σκοπός αυτής της ενίσχυσης ήταν να διερευνηθεί ο βαθμός επιρροής μιας ισχυρής

οποπλινθοδομής στο ισόγειο, έστω και περιορισμένου μήκους, στη μείωση του προβλήματος της πυλωτής. Επίσης, τα αποτελέσματα της δοκιμής χρησιμοποιήθηκαν για σύγκριση της συμπεριφοράς του δοκιμίου αυτού με τη συμπεριφορά των άλλων δοκιμών.



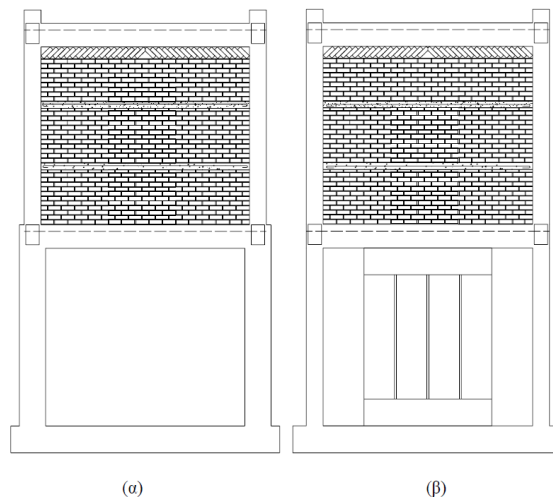
Εικόνα 11 (α) Δοκίμιο με πυλωτή,
(β) Τοιχοποιία από συμπαγή τούβλα περιορισμένου μήκους στο ισόγειο



Εικόνα 12 Κατασκευή μανδύων στα υποστυλώματα του ισογείου της κατασκευής

Στο δεύτερο δοκίμιο επιλέγεται να κατασκευαστούν μανδύες από οπλισμένο σκυρόδεμα (Εικόνα 12), που όπως αναφέραμε στοχεύουν κυρίως στην αύξηση της αντοχής έναντι κάμψης και διάτμησης των από οπλισμένο σκυρόδεμα μελών του ισόγειου. Στο δοκίμιο αυτό, μανδύες κατασκευάστηκαν στα δύο υποστυλώματα του ισόγειου και χρησιμοποιήθηκε εκτοξευόμενο σκυρόδεμα ποιότητας C20/25. Σκοπός του δοκιμίου ήταν να διερευνηθεί η επιρροή της κατασκευής των μανδυνών στη μείωση του προβλήματος της πυλωτής.

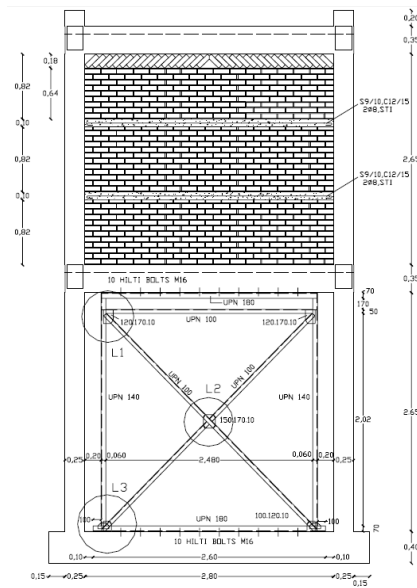
Μια άλλη επέμβαση που επιλέγεται είναι η κατασκευή πολυμελών τοιχωμάτων στο ισόγειο (Εικόνα 13). Το πολυμελές τοίχωμα από οπλισμένο σκυρόδεμα το οποίο κατασκευάστηκε στο ισόγειο διέθετε μεταξύ των μελών του ειδικό ελαστομερές υλικό απορρόφησης ενέργειας. Και σε αυτή την περίπτωση, ο σκοπός ήταν να παρουσιαστεί η αποτελεσματικότητα της μεθόδου για τη μείωση του προβλήματος της πυλωτής, να μελετηθεί η συμπεριφορά του πολυμελούς τοιχώματος (καμπτική ή διατμητική) καθώς επίσης και να ερευνηθεί η δυνατότητα ανάπτυξης στροφής στην κορυφή του τοιχώματος.



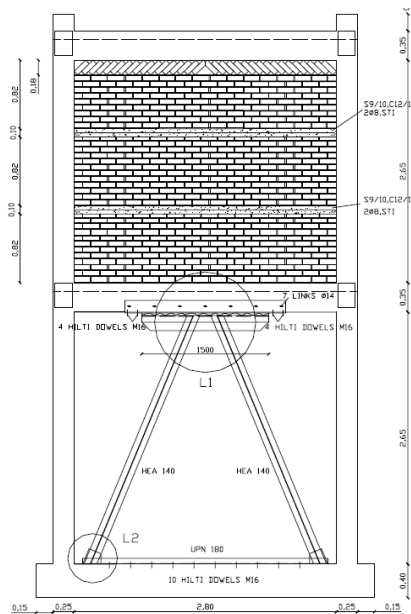
Εικόνα 13 (α) Κατασκευή μανδυνών στο ισόγειο της κατασκευής,
(β) Πολυμελές τοίχωμα στο ισόγειο

Τέλος, κατασκευάστηκαν δύο επιπλέον δοκίμια. Στο πρώτο δοκίμιο τοποθετήθηκε ένα μεταλλικό πλαίσιο στο ισόγειο, το οποίο κατασκευάστηκε όπως ακριβώς παρουσιάζεται στο ακόλουθο σχήμα (Εικόνα 14). Αυτή η μέθοδος ενίσχυσης αποσκοπεί στην ανάπτυξη μηχανισμού απόσβεσης και στην αύξηση της δυσκαμψίας. Στο τελευταίο δοκίμιο κατασκευάστηκε μεταλλικό πλαίσιο μορφής Λ στο ισόγειο στο οποίο είχε τοποθετηθεί επιπρόσθετα και ελαστομερές εφέδρανο. Μέσω του εφεδράνου επιτυγχάνεται απορρόφηση

της ενέργειας καθώς επίσης η τεχνική αυτή αυξάνει και τη δυσκαμψία της κατασκευής (Εικόνα 15).



Εικόνα 14 Κατασκευή μεταλλικού πλαισίου στο ισόγειο



Εικόνα 15 Κατασκευή μεταλλικού πλαισίου μορφής Λ στο ισόγειο με ελαστομερές εφέδρανο

Συνοψίζοντας, όλες οι τεχνικές που εφαρμόστηκαν είχαν ως σκοπό να ελεγχθεί η αποτελεσματικότητα τους τόσο όσον αφορά τη μείωση του προβλήματος της πυλωτής όσο και για την εκτίμηση της προσφερόμενης απόσβεσης της σεισμικής ενέργειας και της αύξησης της δυσκαμψίας του ισογείου.

2.4.2 Αποτίμηση ενισχύσεων

Για την αποτίμηση της ενίσχυσης μιας κατασκευής τα δομικά στοιχεία διαχωρίζονται σε πλάστιμα και ψαθυρά. Στην περίπτωση πλάστιμων δομικών στοιχείων (υποστυλώματα και δοκοί σε κάμψη, τοιχώματα σε κάμψη ή διάτμηση σε κατασκευές οπλισμένου σκυροδέματος) ο έλεγχος γίνεται σε όρους παραμορφώσεων, ενώ στην περίπτωση των ψαθυρών δομικών στοιχείων (υποστυλώματα, δοκοί και κόμβοι σε διάτμηση σε κατασκευές οπλισμένου σκυροδέματος), ο έλεγχος γίνεται σε όρους δυνάμεων.

Όλες οι επεμβάσεις οι οποίες προτάθηκαν κρίθηκαν ικανοποιητικές, αφού επιτυγχάνεται η αύξηση της τέμνουσας βάσης την οποία μπορεί να παραλάβει το κάθε δοκίμιο και η μείωση της γωνίας στροφής χορδής των υποστυλωμάτων του ισογείου, συγκρινόμενα με την απόκριση του γυμνού δοκιμίου και του δοκιμίου με πυλωτή.

Κεφάλαιο 3: Προσομοίωση τοιχοποιίας

ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑ ΤΟΙΧΟΠΛΗΡΩΣΕΩΝ ΚΑΙ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΤΟΥΣ

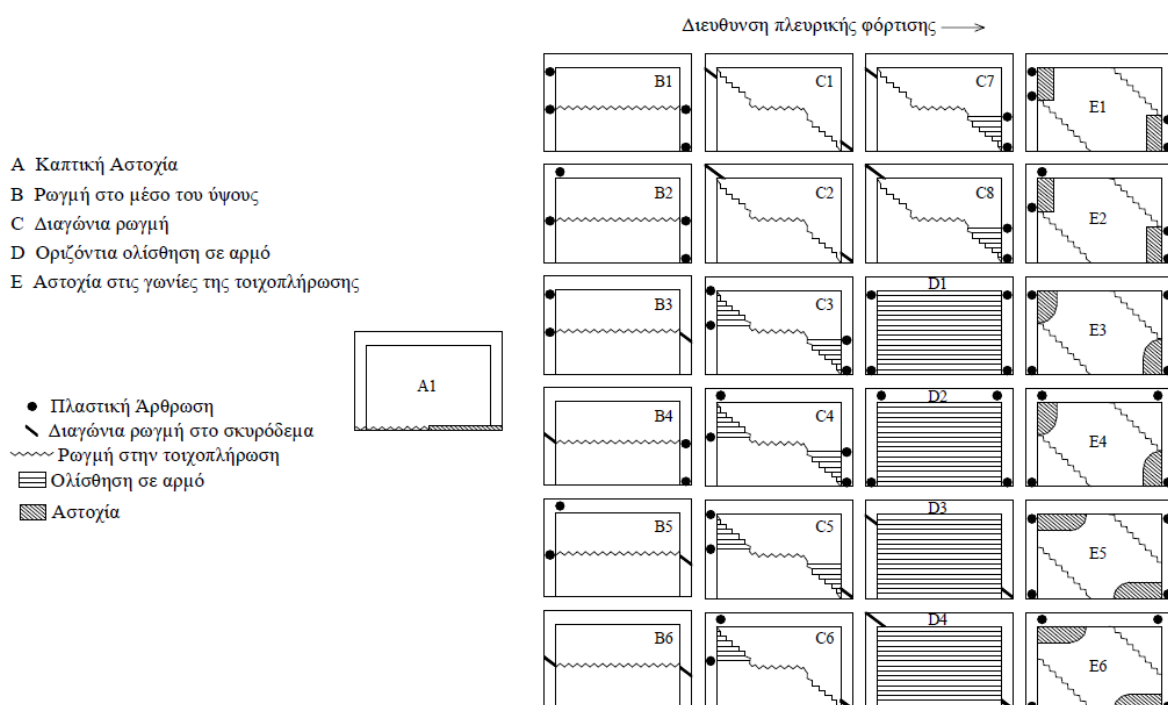
3.1 Εισαγωγικά στοιχεία

Κατασκευές από οπλισμένο σκυρόδεμα με τοιχοπληρώσεις από οπτοπλινθοδομή είναι κοινές σε αστικές περιοχές. Συνήθως, οι πληρώσεις θεωρούνται νεκρά φορτία για τη στατική μελέτη, παρά το γεγονός ότι επηρεάζουν σημαντικά τόσο την αντοχή όσο και τη δυσκαμψία των πλαισίων στα οποία είναι συνδεδεμένες. Το γεγονός αυτό εν μέρει οφείλεται στην έλλειψη πλάστιμης συμπεριφοράς της τοιχοποιίας, στην πολύπλοκη δυναμική συμπεριφορά της, στην έλλειψη επαρκών πειραματικών δεδομένων αλλά και στη δυσκολία μοντελοποίησης πολλών από τους τρόπους αστοχίας της λόγω της αλληλεπίδρασης της τοιχοποιίας με το πλαίσιο του σκελετού.

Συνήθεις τρόποι αστοχίας των τοίχων πλήρωσης εντός του επιπέδου τους είναι οι εξής:

- (α) αποσπώνται οι τοίχοι πλήρωσης από το περιβάλλον πλαίσιο και αστοχούν τα υποστυλώματα στη βάση τους,
- (β) πραγματοποιείται οριζόντια ρηγμάτωση της τοιχοποιίας, συνήθως στο μέσο του ύψους της, εφόσον υπάρχει υπέρβαση της διατμητικής αντοχής της και συγχρόνως αστοχούν τα υποστυλώματα στο ίδιο αυτό ύψος,
- (γ) πραγματοποιείται διαγώνια ρηγμάτωση της τοιχοποιίας, η οποία ακολουθείται από σχηματισμό πλαστικών αρθρώσεων στα άκρα των υποστυλωμάτων,
- (δ) εμφανίζεται θραύση, αστοχία της τοιχοποιίας στις γωνίες της που οφείλεται στην υπερβολική συμπίεση από το πλαίσιο οπλισμένου σκυροδέματος.
- (ε) πραγματοποιείται καμπτική αστοχία
- (στ) εμφανίζεται οριζόντια ολίσθηση στους αρμούς της τοιχοπλήρωσης

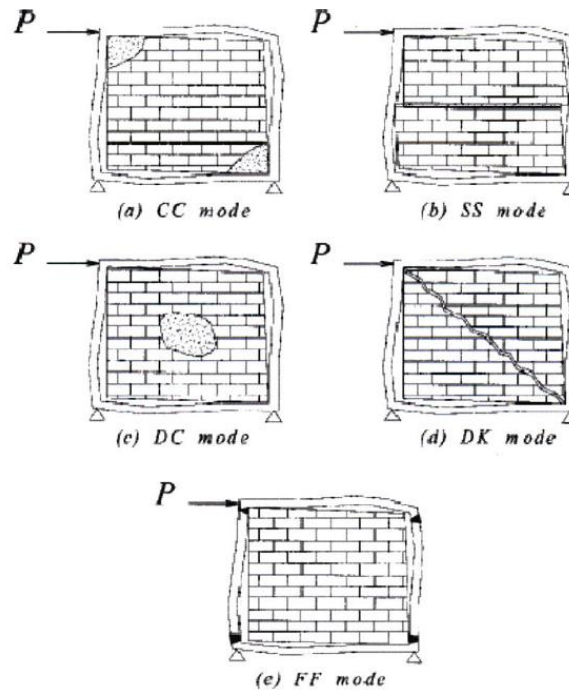
Υπό κυκλική φόρτιση, σε όλες τις γωνίες της τοιχοποιίας μπορεί να παρουσιαστεί θραύση και πλαστικές αρθρώσεις μπορεί να σχηματιστούν σε διάφορα σημεία των υποστρωμάτων και των δοκών του πλαισίου. Όταν η πλευρική φόρτιση είναι μικρή, το πλαίσιο και η τοιχοποιία πλήρωσης λειτουργούν ομοιόμορφα ως ένα ενιαίο σώμα. Καθώς τα πλευρικά φορτία αυξάνονται, παρατηρούνται διαφορές μεταξύ των παραμορφώσεων του πλαισίου και του τοιχώματος και η συμπεριφορά γίνεται έντονα μη γραμμική. Μια γραφική απεικόνιση των διαφόρων μορφών αστοχίας παρουσιάζεται στη συνέχεια (Εικόνα 16) και (Εικόνα 17).



Εικόνα 16 Μηχανισμοί αστοχίας τοιχοπληρωμένων πλαισίων

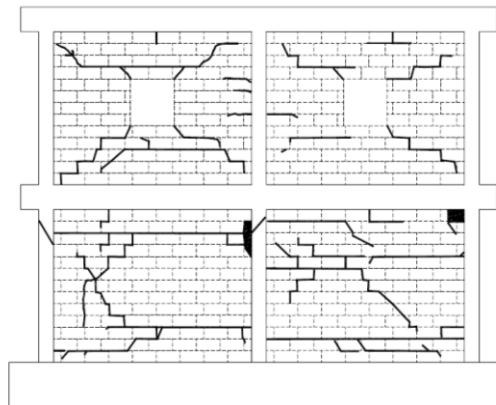
Μπορούμε να αντιληφθούμε την πληθώρα των τρόπων αστοχίας ενός τοιχοπληρωμένου πλαισίου. Παρ' όλα αυτά, ύστερα από έρευνα, έχει παρατηρηθεί ότι με την αύξηση των πλευρικών φορτίων σε ένα πλαίσιο με τοιχοπληρώσεις χωρίς ανοίγματα, οι τροχιές των θλιπτικών και εφελκυστικών τάσεων ακολουθούν τις δύο διαγώνιες τροχιές. Επομένως, το τοίχωμα συμπεριφέρεται σαν ένα διαγώνιο θλιπτήριο, ενώ η αποκόλληση από το περιβάλλον πλαίσιο παρατηρείται στην άλλη διαγώνιο. Για το λόγο αυτό, οι τοιχοπληρώσεις συνήθως μοντελοποιούνται ως ένας συνδυασμός διαγώνιων θλιπτήρων χωρίς σημαντική απώλεια της ακρίβειας. Και πιο πολύπλοκα μοντέλα, όπως τα μοντέλα πεπερασμένων στοιχείων μπορούν

να εφαρμοστούν για να ληφθεί υπόψη η μη-γραμμικότητα της απόκρισης των τοιχοπληρωμένων πλαισίων και για να μελετηθεί καλύτερα η πιθανή αστοχία τους.



Εικόνα 17 Μηχανισμοί αστοχίας υπό πλευρικό φορτίο

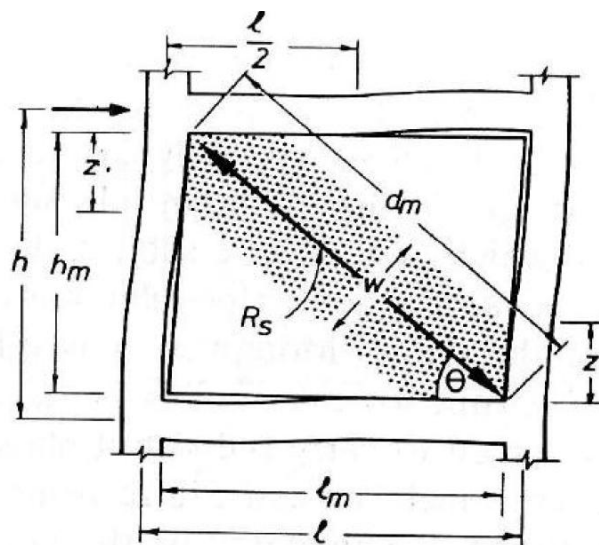
Στα διάφορα μοντέλα που έχουν προταθεί, μπορεί επίσης να ληφθούν υπόψη και τα ανοίγματα. Προσοχή όμως θα πρέπει να δοθεί σε αυτές τις περιπτώσεις μιας και η θέση και οι διαστάσεις των ανοιγμάτων μπορούν να επηρεάσουν σημαντικά την ακαμψία και την αντοχή των πληρώσεων (Εικόνα 18).



Εικόνα 18 Ρόλος των ανοιγμάτων στη μορφή αστοχίας της τοιχοποιίας

3.2 Ο ρόλος της τοιχοποιίας πλήρωσης στην αντοχή ενός πλαισίου και η λογική προσομοίωσης της

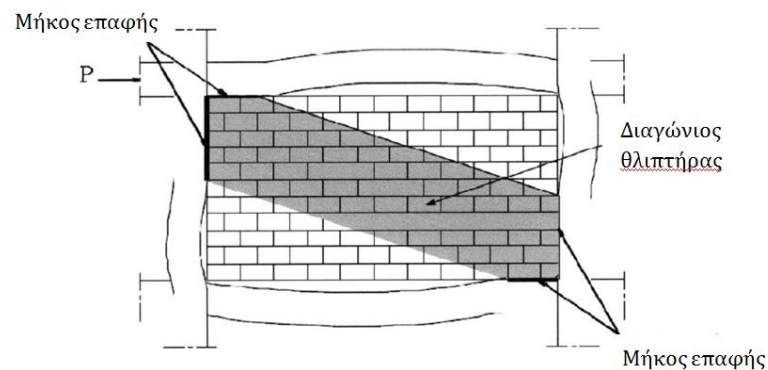
Σε πολλούς ίσως να γεννάται το ερώτημα, πως γίνεται τόσα κτίρια που έχουν κατασκευαστεί στον Ελλαδικό χώρο με παλαιότερους κανονισμούς να έχουν αντέξει μια σειρά ισχυρών σεισμών που έχουν συμβεί στη χώρα μας. Μια απάντηση στο ερώτημα αυτό μπορεί να αποτελεί η ύπαρξη τοίχων πλήρωσης. Παρότι, η αλληλεπίδραση μεταξύ του πλαισίου και της τοιχοποιίας αυξάνει σημαντικά την πλευρική ακαμψία του φορέα, τα κτίρια μελετώνται χωρίς να λαμβάνεται υπόψη η ευμενής αυτή επίδραση στη συμπεριφορά της κατασκευής. Όταν θέλουμε να μελετήσουμε έναν υφιστάμενο φορέα, η ευμενής επιρροή των τοίχων πλήρωσης είναι σημαντική και μπορεί να λαμβάνεται υπόψη όταν ο τοίχος περιβάλλεται τουλάχιστον από τις τρεις πλευρές του από στοιχεία οπλισμένου σκυροδέματος έτσι ώστε να είναι σφηνωμένος και συνδεδεμένος με τα στοιχεία του σκελετού. Επίσης, για να ληφθεί υπόψη θα πρέπει να μην υπάρχουν μεγάλα και πολλά ανοίγματα στην τοιχοπλήρωση και να μην αστοχεί πρόωρα εκτός του επιπέδου της. Σήμερα, αφ' ενός η ανάλυση της τοιχοποιίας επιτυγχάνεται με τη χρήση πεπερασμένων στοιχείων που έχει ως όφελος τη λεπτομερή μελέτη της συμπεριφοράς της τοιχοποιίας και όλων των πιθανών τρόπων αστοχίας της. Μειονέκτημα τους είναι η μεγάλη υπολογιστική προσπάθεια και ο χρόνος που απαιτείται στην ανάλυση και τη μοντελοποίηση του φορέα. Από την άλλη πλευρά, απλοποιώντας τη διαδικασία επιλέγεται η μοντελοποίηση της τοιχοποιίας με διαγώνιο θλιπτήρα (Εικόνα 19).



Εικόνα 19 Παραμόρφωση τοιχοπληρωμένου πλαισίου υπό διαμητικό φορτίο

3.3 Προσομοιώσεις τοιχοποιίας με διαγώνιο θλιπτήρα – Μοντέλο προσομοίωσης Crisafulli

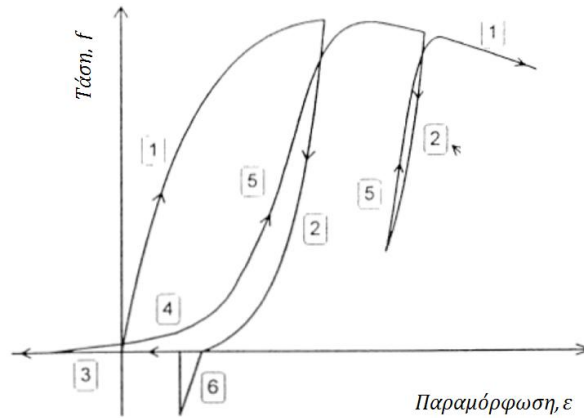
Αναλυτικές και πειραματικές δοκιμές έχουν δείξει ότι μια διαγώνια ράβδος με κατάλληλες μηχανικές ιδιότητες θα μπορούσε να παρέχει μια λύση στην προσομοίωση ενός πλαισίου με τοιχοπληρώσεις (Εικόνα 20). Διάφοροι ερευνητές προσπάθησαν να μελετήσουν τα χαρακτηριστικά του μοντέλου έτσι ώστε να προσομοιώνεται σωστά η πραγματική συμπεριφορά και η επίδραση της τοιχοπλήρωσης στο φορέα καθώς και η δημιουργία μικρορωγμών στις γωνίες του τοίχου πλήρωσης λόγω των εφελκυστικών τάσεων και της υψηλότερης διατμητικής αντοχής της τοιχοπλήρωσης συγκριτικά με το πλαίσιο. Στα διάφορα μοντέλα που έχουν προταθεί, η διαγώνια ράβδος αποτελείται συνήθως από το ίδιο υλικό και έχει το ίδιο πάχος με τον τοίχο πλήρωσης. Όμως, για το πλάτος της έχουν προταθεί διάφοροι τύποι από αναλυτές. Επίσης, κατά την προσομοίωση θα πρέπει να ληφθεί υπόψη το μήκος επαφής μεταξύ του τοιχώματος και του πλαισίου και να μελετηθεί ο τρόπος που αυτό θα μοντελοποιηθεί.



Εικόνα 20 Μοντέλο διαγώνιου θλιπτήρα

Ένα μοντέλο για τη συμπεριφορά της τοιχοποιίας που υποβάλλεται σε κυκλική φόρτιση είναι και αυτό που προτάθηκε από τον Crisafulli. Το μοντέλο είναι σε θέση να λαμβάνει υπόψη τη μη γραμμική απόκριση της τοιχοποιίας σε θλίψη και να εξετάζει την απώλεια της δυσκαμψίας λόγω της μείωση του μήκους επαφής μεταξύ του πλαισίου και της πλήρωσης

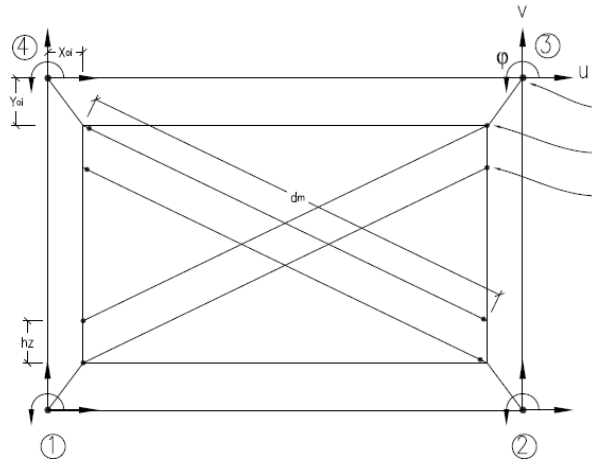
καθώς το πλευρικό φορτίο αυξάνεται. Στο συγκεκριμένο μοντέλο έχει υιοθετηθεί η προσέγγιση του διαγώνιου θλιπτήρα με την προσθήκη όμως και επιπλέον στοιχείων.



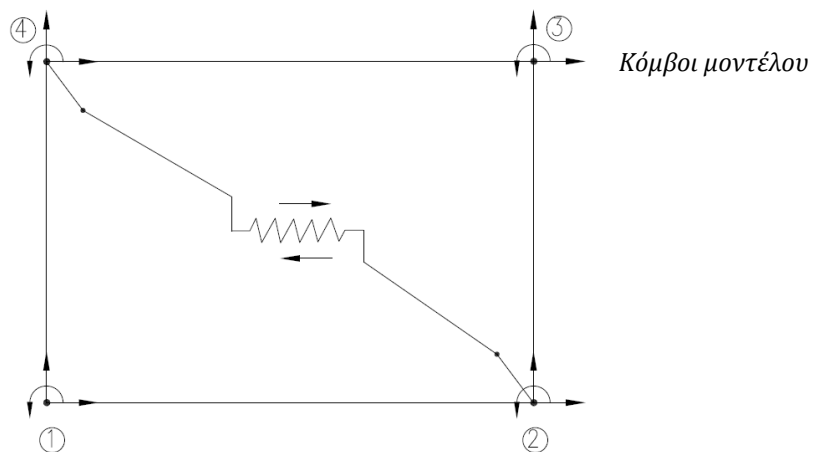
Εικόνα 21 Συμπεριφορά τοιχοποιίας υπό κυκλική φόρτιση

Σύμφωνα με έρευνες και ύστερα από σύγκριση διαφόρων μοντέλων προσομοίωσης με μοντέλα πεπερασμένων στοιχείων, διαπιστώθηκε ότι αν και το μοντέλο του απλού διαγώνιου θλιπτήρα αποτελεί μια καλή εκτίμηση για την ακαμψία του πλαισίου και για τον υπολογισμό των αξονικών δυνάμεων, δεν μπορεί να δώσει ρεαλιστικές τιμές για τη ροπή κάμψης και για τη διατμητική δύναμη του πλαισίου. Σε αντίθεση, το μοντέλο που ο Crisafulli πρότεινε έχει σκοπό να προσομοιώσει και τη διατμητική αστοχία της τοιχοποιίας. Το μοντέλο αυτό αποτελείται από μηχανισμούς που προσομοιώνουν τη θλιπτική και τη διατμητική συμπεριφορά της τοιχοποιίας μέσω ενός δικτύωματος και ενός ελατηρίου ανά κατεύθυνση.

Οι δύο διαγώνιες του δικτύωματος είναι παράλληλες και διαχωρίζονται από μια απόσταση ίση προς h_z (Εικόνα 22) και σκοπό έχουν τη μοντελοποίηση της θλιπτικής συμπεριφοράς του πλαισίου. Συγχρόνως, ένα στοιχείο ελατηρίου χρησιμοποιείται για να περιγράψει τη διατμητική συμπεριφορά του τοίχου πλήρωσης. Το ελατήριο συνδέεται με τους δύο διαγώνιους απέναντι εσωτερικούς κόμβους ανάλογα με την κατεύθυνση της διατμητικής δύναμης (Εικόνα 23).

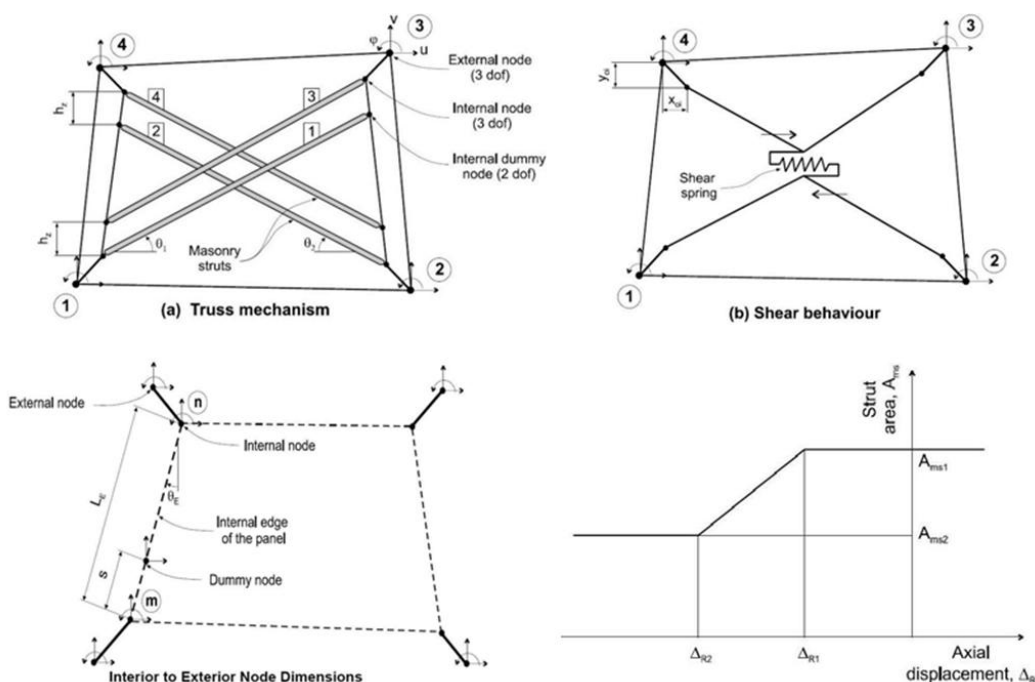


Εικόνα 22 Στοιχείο που προσομοιώνει τη θλιπτική συμπεριφορά του τοίχου πλήρωσης



Εικόνα 23 Διάταξη με την οποία προσομοιώνεται η διατμητική αντοχή του τοίχου πλήρωσης στη μια κατεύθυνση

Οι δυο αυτοί μηχανισμοί (διαγώνιοι και ελατήριο) δρουν παράλληλα κατά την οριζόντια μετακίνηση του πλαισίου (Εικόνα 24). Ενώ θα πρέπει να αναφέρουμε, επίσης, ότι οι δυο θλιβόμενες ράβδοι ανά φάτνωμα τοποθετούνται προκειμένου να λαμβάνονται υπόψη οι πρόσθετες δυνάμεις που ασκούνται από την τοιχοπλήρωση στα περιμετρικά στοιχεία οπλισμένου σκυροδέματος του πλαισίου. Συγχρόνως, με τη χρήση του μοντέλου αυτού λαμβάνεται υπόψη η μείωση του μήκους επαφής της τοιχοπλήρωσης με το περιμετρικό πλαίσιο κατά την αύξηση των οριζόντιων μετακινήσεων.



Εικόνα 24 Προσομοίωμα ανάλυσης τοιχοπληρώσεων

Το μοντέλο που περιγράψαμε παρουσιάζει ένα μειονέκτημα. Το μειονέκτημα αυτό εντοπίζεται στο γεγονός ότι οι πιθανές πλαστικές αρθρώσεις οι οποίες θα μπορούσαν να αναπτυχθούν κατά μήκος των υποστρωμάτων του πλαισίου, δεν μπορούν να μελετηθούν και να ληφθούν υπόψη από το μοντέλο.

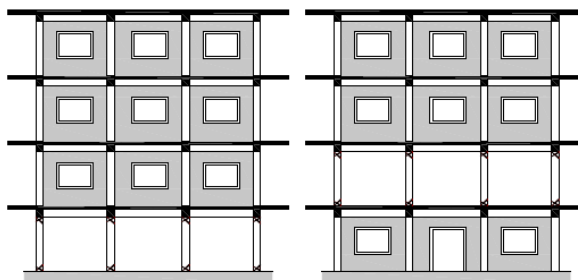
3.4 Συστάσεις του Ε.Α.Κ. για κτίρια με πλήρωση από τοιχοποιία

Για όσα κτίρια μελετήθηκαν σύμφωνα με τον ΕΑΚ (Ελληνικό Αντισεισμικό Κανονισμό) και τον ΕΚΩΣ (Ελληνικό Κανονισμό Ωπλισμένου Σκυροδέματος), οι τοιχοπληρώσεις αγνοούνται από το προσομοίωμα. Δεν λαμβάνονται υπόψη στην ανάληψη σεισμικών δράσεων, παρά μόνο ως κατακόρυφα φορτία και μάζες. Ωστόσο ο κανονισμός θέτει όρια στο μέγεθος των γωνιακών παραμορφώσεων ενός ορόφου προκειμένου να περιορίσει τις όποιες βλάβες θα αναπτυχθούν σε αυτά τα μη φέροντα στοιχεία. Πιο συγκεκριμένα, σε κτίρια

με οργανισμό πλήρωσης από τοιχοποιία πρέπει να ελέγχεται ότι η γωνιακή παραμόρφωση σε όλους τους περιμετρικούς τοίχους, λαμβανομένης υπόψη και της σχετικής στροφής των διαδοχικών πλακών περί τον κατακόρυφο άξονα του κτιρίου, δε θα υπερβαίνει την τιμή 0,005. Ο έλεγχος αυτός θα γίνεται με τιμές των μετακινήσεων που προκύπτουν από την ελαστική σεισμική ανάλυση του κτιρίου, πολλαπλασιασμένες με το λόγο $q/2,5 \geq 1,00$ (με q το συντελεστή συμπεριφοράς).

Αναφορικά με τις δυσμενείς περιπτώσεις αλληλεπίδρασης φέροντος οργανισμού και τοιχοπληρώσεων (Εικόνα 25), ο κανονισμός ενθαρρύνει τη χρήση μεικτού συστήματος πλαισίων τοιχωμάτων, μειώνοντας έτσι σημαντικά τις πιθανότητες εμφάνισης μαλακού ορόφου λόγω απουσίας τοιχοπληρώσεων ή αλλαγής του αρχιτεκτονικού σχεδίου.

Συγχρόνως, για στοιχεία που είναι σε επαφή με τοιχοπληρώσεις οι οποίες διακόπτονται καθ' ύψος, προτείνονται κατάλληλες κατασκευαστικές διατάξεις.



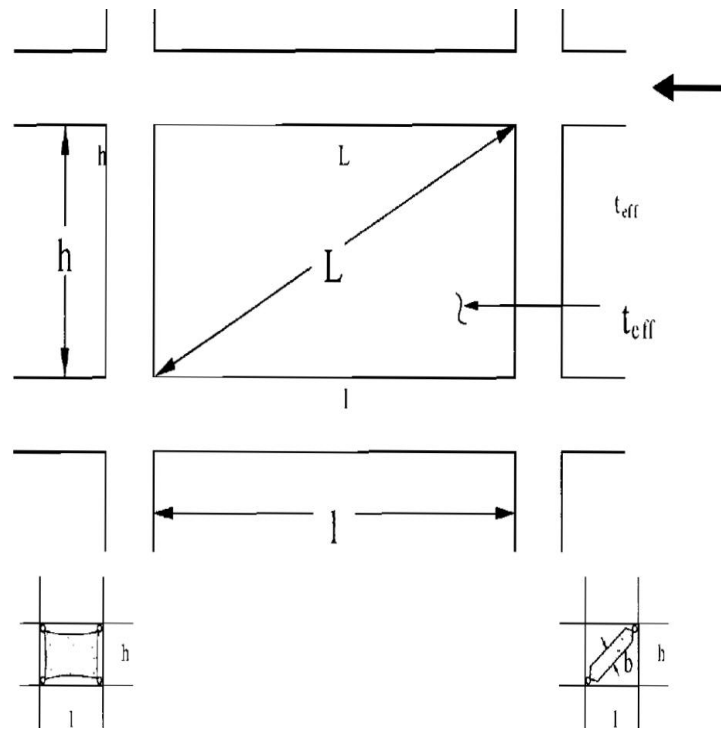
Εικόνα 25 Καθ' ύψος ανομοιομορφία των τοιχοπληρώσεων

3.4 Κανονισμός Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.)

Σύμφωνα με τον Κανονισμό Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.) ένας τοίχος πλήρωσης μπορεί να λαμβάνεται υπόψη στους υπολογισμούς μόνο όταν περιβάλλεται από στοιχεία οπλισμένου σκυροδέματος, δηλαδή όταν είναι σφηνωμένος ή συνδεδεμένος με τα στοιχεία του σκελετού, τουλάχιστον κατά τις τρεις πλευρές του, όταν δεν έχει μεγάλα ή και πολλά ανοίγματα και όταν δεν αστοχεί πρόωρα εκτός του επιπέδου του. Επίσης, οι συνήθεις άοπλες υφιστάμενες τοιχοπληρώσεις λαμβάνονται υπόψη μόνο στις στάθμες επιτελεστικότητας Α (άμεση χρήση μετά το σεισμό) ή Β (προστασία ζωής). Για τη στάθμη επιτελεστικότητας Γ (αποφυγή οιονεί κατάρρευσης), δεν συμπεριλαμβάνονται στο προσομοίωμα και δεν ελέγχονται. Βεβαίως η

ενδεχομένως δυσμενής επιρροή τους, τοπικώς ή γενικώς, οφείλει πάντοτε να ελέγχεται και να περιορίζεται, ενώ επισημαίνεται ότι απαγορεύεται γενικώς να λαμβάνονται υπόψη ή όχι οι τοιχοπληρώσεις, επιλεκτικώς, παραδείγματος χάρη από όροφο σε όροφο ή από θέση σε θέση του κτιρίου.

Οι τοιχοπληρώσεις δε συμμετέχουν στην ανάληψη κατακόρυφων φορτίων βαρύτητας, πλην του ιδίου βάρους τους, ενώ υπό σεισμό, μπορούν να ληφθούν υπόψη στο μοντέλο αφού προσομοιωθούν κατάλληλα. Ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. παρέχει δύο διαφορετικές δυνατότητες προσομοίωσης για τις τοιχοπληρώσεις (Εικόνα 26).



Εικόνα 26 Προσομοίωση τοιχοπληρώσεων

Συγκεκριμένα, οι τοιχοποιίες μπορούν να προσομοιωθούν:

- Είτε ως διατμητικό φάτνωμα/ πέτασμα, ορθοτροπικό, με τέσσερις "κόμβους"-αρθρώσεις προς τους αντίστοιχους κόμβους του τοιχοπληρωμένου πλαισίου,

- Είτε, απλούστερα, ως (απλή) ισοδύναμη αμφιαρθρωτή θλιβόμενη διαγώνια ράβδος κατά την εκάστοτε φορά του σεισμού εντός του πλαισίου, με συγκεκριμένο πλάτος b . Ας αναφέρουμε βέβαια ότι υπάρχει και η δυνατότητα, εφόσον η διαγώνια ράβδος αρχίζει και τελειώνει σε κόμβους του πλαισίου, της χρήσης προσομοιώματος θλιπτήρα- ελκυστήρα κατά τις δύο διαγώνιες. Σε αυτή την περίπτωση οι ράβδοι είναι μισής δυστένειας σε σχέση με αυτές του προσομοιώματος της απλής θλιβόμενης διαγωνίου. Η προσομοίωση με χρήση

θλιπτήρα – ελκυστήρα έχει πρακτικώς ως αποτέλεσμα ίση ένταση στον φορέα με εξαίρεση τις αξονικές δυνάμεις κάποιων στοιχείων. Οι διαφορές στις αξονικές δυνάμεις των εξωτερικών υποστυλωμάτων είναι μικρές σε σχέση με τις αξονικές δυνάμεις που προκύπτουν από τα κατακόρυφα φορτία και η διαφορά αυτή μπορεί να αμεληθεί. Επίσης, και στις δοκούς οι διαφορές των αξονικών δυνάμεων, που είναι ούτως ή άλλως μικρές, μπορούν να αμεληθούν. Όμως, οι διαφορές δεν μπορούν πάντα να αγνοηθούν όταν οι ελκυστήρες-θλιπτήρες καταλήγουν σε ενδιάμεση περιοχή δοκού (ή υποστυλώματος).

Κατά την προσομοίωση της τοιχοποιίας ιδιαίτερη προσοχή θα πρέπει να δίνεται και στην ύπαρξη ανοιγμάτων. Όταν εντός ενός φατνώματος η τοιχοπλήρωση έχει ανοίγματα, η προσομοίωσή της θα πρέπει να προσαρμόζεται καταλλήλως, ελέγχοντας κατά πόσο η διάταξη των ανοιγμάτων επιτρέπει τη λειτουργία διατμητικού φατνώματος ή τη διαμόρφωση λοξών θλιβόμενων ράβδων τοιχοποιίας, για τις οποίες να εξασφαλίζονται συνοριακές συνθήκες επιτρέπουσες τη συμμετοχή των θλιβόμενων ράβδων στο σχήμα αντίστασης του πλαισίου. Κατά τον έλεγχο αυτό, θα λαμβάνεται καταλλήλως υπόψη και το κατά πόσο τα κάθε είδους ανοίγματα περιβάλλονται από διαζώματα ή πλαίσια οριζόντια ή κατακόρυφα.

Όπως ήδη αναφέραμε, για να ληφθούν υπόψη στους υπολογισμούς μας οι άοπλες τοιχοπληρώσεις θα πρέπει να εξασφαλίζεται ότι δεν αστοχούν πρόωρα εκτός επιπέδου. Εάν δεν γίνεται ακριβέστερος υπολογισμός, μπορεί να μειώνεται καταλλήλως η διατμητική και η θλιπτική αντίσταση της τοιχοποιίας. Σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ., η μείωση των αντοχών μπορεί να γίνει με βάση την λυγηρότητα λ της τοιχοπλήρωσης, η οποία ορίζεται ως:

$$\lambda = \frac{L}{t} \quad \text{όπου} \quad L = \sqrt{l^2 + h^2}$$

όπου έχουμε ότι L το "καθαρό" μήκος της διαγωνίου του τοιχοφατνώματος, l και h το "καθαρό" μήκος και ύψος του τοιχοφατνώματος και t το "ισοδύναμο" πάχος της τοιχοποιίας. Ας αναφέρουμε εδώ ότι για ενιαίες κατά τη διατομή τοιχοπληρώσεις, ως "ισοδύναμο" πάχος λαμβάνεται το συνολικό τους πάχος. Ενώ στην περίπτωση δίστρωτων τοιχοπληρώσεων, αποτελούμενων από δύο ανεξάρτητους τοίχους με ενδιάμεσο κενό, ο υπολογισμός του ισοδύναμου πάχους θα λαμβάνει υπόψη την γεωμετρία της διατομής της τοιχοποιίας, την ενδεχόμενη ύπαρξη ή απουσία επαρκών εγκάρσιων συνδέσμων μεταξύ εσωτερικής και εξωτερικής παρειάς της τοιχοποιίας και τον κίνδυνο πρόωρης αστοχίας της πιο λυγηρής παρειάς.

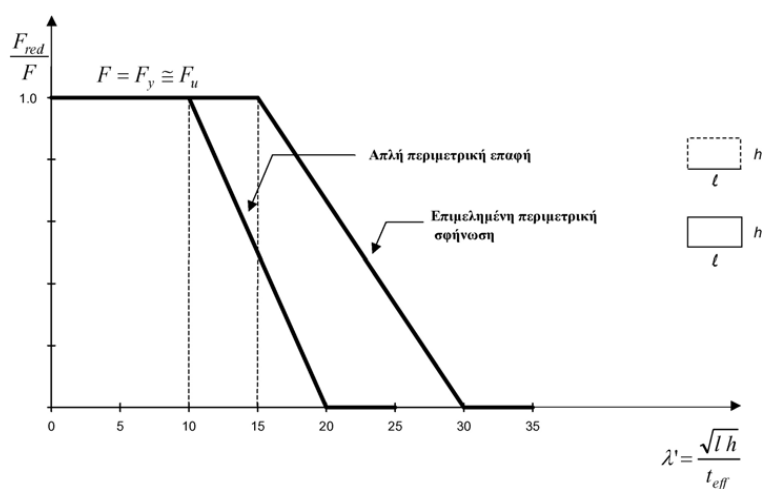
Έτσι, συναρτήσει της λυγηρότητας, και για περιπτώσεις απλής περιμετρικής επαφής με το περιβάλλον πλαίσιο, εκτιμάται η αντίστοιχη μείωση αντίστασης της τοιχοπλήρωσης, ως εξής:

- i. Όταν η λυγηρότητα λ δεν υπερβαίνει την τιμή 15, ή πρακτικώς όταν l/t ή h/t μικρότερο της τιμής 15 δεν απαιτείται μείωση της αντίστασης.
- ii. Όταν η λυγηρότητα της τοιχοπλήρωσης είναι μεγαλύτερη από 30, η τοιχοπλήρωση θα αμελείται, δηλαδή οι αντιστάσεις της εκτός επιπέδου θα λαμβάνονται πρακτικώς μηδενικές, πλην περιπτώσεων δυσμενούς επιρροής.
- iii. Σε ενδιάμεσες περιπτώσεις και τιμές λ , η θλιπτική (και, ισοδυνάμως, η διατμητική) αντοχή της τοιχοποιίας πολλαπλασιάζεται με τον μειωτικό συντελεστή φ , όπου:

$$\varphi = 0,9 \frac{1}{\frac{(0,0447\lambda - 0,063)^2}{0,9}} \text{ για } E_w \approx 500f_{wc} \quad \text{ή}$$

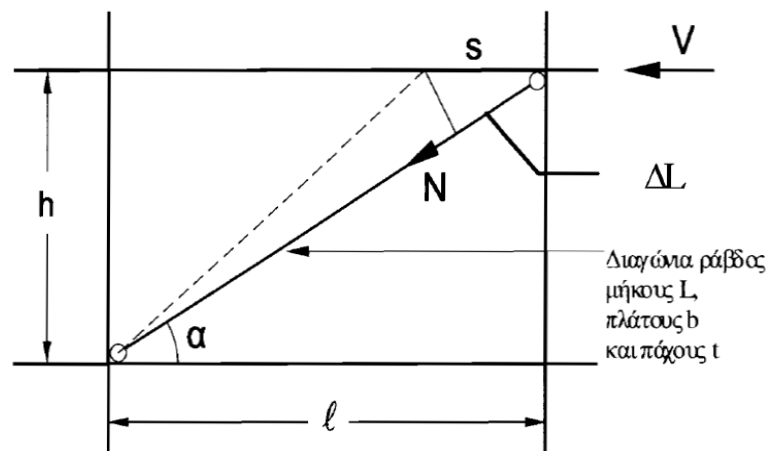
$$\varphi = 0,9 \frac{1}{\frac{(0,0316\lambda - 0,063)^2}{0,9}} \text{ για } E_w \approx 1000f_{wc}$$

Απλούστερα, και για τους σκοπούς του παρόντος Κανονισμού, οι απομειωμένες (F_{red}) αντοχές των άοπλων τοιχοπληρώσεων μπορούν να εκτιμηθούν με βάση το ακόλουθο διάγραμμα (Εικόνα 27), το οποίο ισχύει για απλή περιμετρική επαφή και για επιμελημένη περιμετρική σφήνωση προς το περιβάλλον πλαίσιο, εφόσον πρόκειται για συνηθισμένα φαντώματα τοιχοπληρώσεων με $\sqrt{lh} = \approx \frac{2}{3}L$.



Εικόνα 27 Διάγραμμα υπολογισμού απομειωμένων αντοχών τοιχοπληρώσεων

Τα μηχανικά χαρακτηριστικά της τοιχοποιίας πλήρωσης εκτιμώνται βάσει των μηχανικών χαρακτηριστικών των πλινθοσωμάτων και του κονιάματος λαμβάνοντας καταλλήλως υπόψη και τον τρόπο δόμησης της τοιχοποιίας. Βεβαίως, η αντίσταση της τοιχοπλήρωσης είναι συνάρτηση και του μήκους επαφής μεταξύ της τοιχοπλήρωσης και των στοιχείων του περιβάλλοντος πλαισίου. Αυτό το μήκος επαφής με τη σειρά του, εξαρτάται απ' το μέγεθος της οριζόντιας επιβαλλόμενης μετακίνησης και των βλαβών. Έτσι, τα γεωμετρικά μεγέθη που διαμορφώνουν τις αντιστάσεις, και, τελικώς οι αντιστάσεις καθ' εαυτές, εκτιμώνται και αναλόγως της σκοπούμενης στάθμης επιτελεστικότητας (A ή B), δηλαδή αναλόγως του ανεκτού βαθμού βλάβης της τοιχοπλήρωσης. Ελλείψει άλλων ακριβέστερων στοιχείων, θεωρείται πως όσα ακολουθούν ισχύουν για την στάθμη επιτελεστικότητας B, ενώ για τη στάθμη επιτελεστικότητας A, μπορούν να ληφθούν υπόψη αντιστάσεις (διατμητική ή θλιπτική), που διαμορφώνονται και από την γεωμετρία, κατά 50% μεγαλύτερες (δηλαδή $1,5 \cdot \bar{f}_{wv}$ και $1,5 \cdot \gamma_y$ ή $1,5 \cdot \bar{f}_{wc,s}$ και $1,5 \cdot \epsilon_y$ αντιστοίχως). Συγκεκριμένα, όταν η τοιχοπλήρωση προσομοιώνεται ως ισοδύναμη θλιβόμενη διαγώνια ράβδος (Εικόνα 28), τα μεγέθη που υπεισέρχονται στο σχεδιασμό και στους υπολογισμούς θα εκτιμώνται καταλλήλως, ως ακολούθως :



Εικόνα 28 Διαγώνιος θλιπτήρας

- Το πάχος t της θλιβομένης διαγωνίου είναι ίσο με το "ισοδύναμο" πάχος της τοιχοποιίας,
- Το πλάτος b της θλιβομένης διαγωνίου, θα εκτιμάται με βάση την ισοδυναμία και το συμβιβαστό παραμορφώσεων και δυνάμεων (τάσεων). Το πλάτος αυτό, ουσιαστικώς, εξαρτάται και από τον ανεκτό βαθμό βλάβης.

• Η μέση θλιπτική αντοχή της τοιχοπλήρωσης κατά την διεύθυνση της διαγώνιας, $f_{wc,s}$, μπορεί να συνεκτιμάται με βάση τη μέση θλιπτική αντοχή κατά την κατακόρυφη διεύθυνση, λαμβάνοντας υπόψη και την εξαιτίας εγκάρσιων (οριζοντίων) εφελκυστικών τάσεων απομείωσή της.

Ελλείψει άλλων ακριβέστερων στοιχείων, μπορούν να χρησιμοποιούνται οι ακόλουθες προσεγγίσεις :

$$N = \frac{V}{\cos\alpha} \text{ και } L = \frac{l}{\cos\alpha} = \sqrt{l^2 + h^2} \text{ και}$$

$$N = (t \cdot b) \cdot f_{wc,s} \text{ και } V = (t \cdot l) \cdot f_{wv}$$

Άρα ισχύει ότι: $b \approx L \cdot \left(\frac{f_{wv}}{f_{wc,s}}\right)$ όπου για μέσες τιμές αντοχών κατά την ρηγμάτωση, προκύπτει ότι $b \approx 0,15 \cdot L$.

Ταυτοχρόνως, και πριν ή κατά την ρηγμάτωση, ισχύει :

$$\sigma = \varepsilon \cdot E \text{ και } \frac{N}{t \cdot b} = \frac{\Delta l}{l} E$$

$$\tau = \gamma \cdot G \text{ και } \frac{V}{t \cdot l} = \frac{s}{h} G$$

Και εφόσον $N = \frac{V}{\cos\alpha}$ και $\Delta L = \frac{s}{\cos\alpha}$ όπου α η γωνία κλίσεως (ως προς την οριζόντια) της ισοδύναμης θλιβόμενης διαγώνιας ράβδου έχουμε ότι:

$$G \cdot l \approx E \cdot b \cdot \sin\alpha \cdot \cos^2\alpha$$

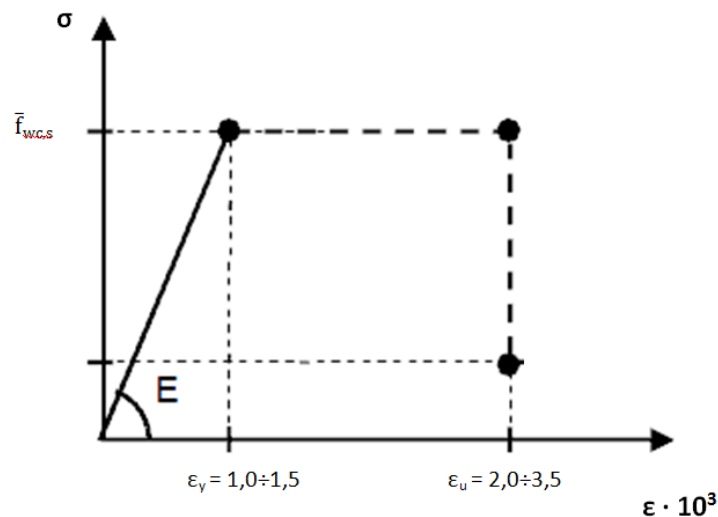
Η εφόσον θεωρούμε ότι το πλάτος της διαγώνιου $b \approx 0,15 \cdot L$ θα ισχύει ότι:

$$G \approx 0,15 \cdot E \cdot \sin\alpha \cdot \cos\alpha \approx 0,15 \cdot E \cdot \frac{h \cdot l}{L^2}$$

Αντιστοίχως, και όσον αφορά τη δυστένεια της ράβδου (με επιφάνεια $A_p = t \cdot b$) και τη δυστημσία του φατνώματος (με επιφάνεια $A_\varphi = t \cdot l$) ισχύει ότι:

$$G \cdot A_\varphi \approx E \cdot A_p \cdot \sin a \cdot \cos^2 a$$

Όσον αφορά το προσομοίωμα των σ - ε της θλιβόμενης διαγωνίου, και όταν δεν διατίθενται ακριβέστερα στοιχεία, μπορεί να χρησιμοποιείται το ακόλουθο διάγραμμα (Εικόνα 29), για στάθμη επιτελεστικότητας B.



Εικόνα 29 Διάγραμμα τάσεων – παραμορφώσεων ισοδύναμης θλιβόμενης διαγώνιας ράβδου

Με βάση το διάγραμμα, προκύπτει για το μέτρο ελαστικότητας ότι $E \approx (660 \div 1000) \cdot \bar{f}_{wc,s}$

Για την εκτίμηση της μέσης θλιπτικής αντοχής, $\bar{f}_{wc,s}$ της τοιχοποιίας κατά την διεύθυνση της διαγώνιας θα λαμβάνεται υπόψη η μέση θλιπτική αντοχή κατά την κατακόρυφη διεύθυνση και η μείωσή της λόγω των εγκάρσιων (οριζοντίων) εφελκυστικών τάσεων. Ελλείψει ακριβέστερων δεδομένων, η αντοχή αυτή επιτρέπεται να εκτιμάται μέσω της χαρακτηριστικής τιμής της θλιπτικής αντοχής της τοιχοποιίας κατά την κατακόρυφη διεύθυνση $f_{wc,k}$ κατά τον Ευρωκώδικα 6, ως εξής :

$$\bar{f}_{wc,s} = \lambda_m \cdot \lambda_s \cdot \lambda_c \cdot k \cdot f_{bc}^{0,7} \cdot f_{mc}^{0,3} \approx 1,25 \cdot k \cdot f_{bc}^{0,7} \cdot f_{mc}^{0,3}$$

όπου :

$\lambda_m = 1,5$ συντελεστής μετατροπής της χαρακτηριστικής αντοχής σε μέση,

$\lambda_s = 0,7$ μειωτικός συντελεστής για την δυσμενή υπό γωνία εφαρμογή του φορτίου,

$\lambda_c = 1,2$ αυξητικός συντελεστής για την ευμενή επιρροή της περίσφιγξης την οποία εξασφαλίζουν τα περιβάλλοντα την τοιχοπλήρωση δομικά στοιχεία οπλισμένου σκυροδέματος,

f_{bc} και f_{mc} η θλιπτική αντοχή τοιχοσώματος και κονιάματος αντιστοίχως και

k εμπειρικός συντελεστής, ο οποίος λαμβάνει υπόψη την ομάδα στην οποία κατατάσσονται τα τοιχοσώματα και το είδος του κονιάματος δομήσεως (Πίνακας 3.3 του Ευρωκώδικα 6). Για συνήθη κονιάματα, ο συντελεστής παίρνει τιμές από 0,35 έως 0,55.

Ας αναφερθεί επιπλέον ότι όταν οι κατακόρυφοι αρμοί της τοιχοποιίας δεν είναι γεμάτοι με κονίαμα, η τιμή της θλιπτικής αντοχής του λοξού θλιπτήρα πολλαπλασιάζεται με έναν πρόσθετο μειωτικό συντελεστή (πέραν του λ_s). Όταν δεν διατίθενται ακριβέστερα στοιχεία, ο μειωτικός συντελεστής εκτιμάται βάσει του ποσοστού πληρώσεως των κατακόρυφων αρμών και μπορεί να παίρνει τιμές από 0,60 έως 0,90. Όταν το πάχος των οριζόντιων αρμών της τοιχοποιίας είναι μεγαλύτερο από 15 mm, η τιμή της θλιπτικής αντοχής της τοιχοποιίας πολλαπλασιάζεται με έναν πρόσθετο μειωτικό συντελεστή ίσον με 0,85.

Στο κεφάλαιο που ακολουθεί θα παρουσιαστούν αναλυτικά οι υπολογισμοί για τα δεδομένα του πειράματος και της μοντελοποίησης που επιλέχθηκε να γίνει, σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ.

3.5 Ευρωκώδικας 8 (EC 8)

Ο Ευρωκώδικας 8 για το σχεδιασμό νέων κατασκευών οπλισμένου σκυροδέματος (EC8) περιλαμβάνει διατάξεις για τη συνεκτίμηση της αλληλεπίδρασης των τοιχοπληρώσεων με τους πλαισιακούς φορείς οπλισμένου σκυροδέματος.

Συγκεκριμένα αν σε κτίριο με πλαισιακό δομικό σύστημα οι τοιχοπληρώσεις προκαλούν έντονη εκκεντρότητα, ο κανονισμός απαιτεί εφόσον έχουμε Κατηγορία

Πλαστιμότητας Υψηλή (και συνιστά για Μέση ή Χαμηλή Κατηγορία) να συμπεριλαμβάνονται οι τοιχοπληρώσεις στο προσομοίωμα για την ανάλυση της κατασκευής στο χώρο. Στο προσομοίωμα αυτό οι τοιχοπληρώσεις μπορούν να περιληφθούν ως θλιβόμενες διαγώνιοι των οποίων οι διαστάσεις θα εκτιμώνται κατάλληλα. Επίσης, προτείνεται να γίνεται επιλεκτική αφαίρεση ενός ποσοστού των τοιχοπληρώσεων των τοιχοπληρωμένων φατνωμάτων, κυρίως από την πλευρά του κτιρίου με τις λιγότερες τοιχοπληρώσεις και να εξετάζονται τα αποτελέσματα των αναλύσεων αυτών. Αν η ανομοιομορφία της κατανομής των τοιχοπληρώσεων σε κάτοψη δεν είναι έντονη, ο κανονισμός δέχεται την υποκατάσταση της προσομοίωσης των τοιχοπληρώσεων στην ανάλυση του δομήματος στο χώρο με διπλασιασμό της τυχηματικής εκκεντρότητας.

Ενώ για τη δυσμενή επιρροή των τοιχοπληρώσεων λόγω ανομοιόμορφης κατανομής καθ' ύψος (δημιουργία μαλακού ορόφου) στον κανονισμό προτείνεται η αύξηση της σεισμικής έντασης σχεδιασμού των στοιχείων των μη τοιχοπληρωμένων ορόφων, ώστε να καλυφθεί το έλλειμμα στη συνολική αντοχή του ορόφου από την παρουσία περισσότερων τοιχοπληρώσεων στον αμέσως επόμενο όροφο. Ας αναφέρουμε όμως ότι οι διατάξεις αυτές για την προσαύξηση της σεισμικής έντασης δεν ισχύουν όταν το κτίριο διαθέτει τοιχώματα δυσκαμψίας που αναλαμβάνουν τουλάχιστον το 50% της σεισμικής τέμνουσας βάσης στην υπόψη οριζόντια διεύθυνση.

Για την εξαιρετικά δυσμενή περίπτωση της ύπαρξης κοντών υποστυλωμάτων, και ειδικά για τις περιπτώσεις όπου ο φορέας δεν διαθέτει τοιχώματα, ο κανονισμός επιβάλλει μια σειρά υπολογιστικών και κατασκευαστικών μέτρων για την αποφυγή της διατμητικής αστοχίας τους. Συγκεκριμένα απαιτεί μέτρα όπως υπολογισμό ικανοτικής τέμνουσας σχεδιασμού, ανάληψη της σεισμικής τέμνουσας με δισδιαγώνιο οπλισμό όταν το ύψος του κοντού υποστυλώματος είναι μικρότερο από $1,5 h_c$ (όπου h_c συμβολίζεται το πλάτος του υποστυλώματος στο επίπεδο του τοίχου), τοποθέτηση του οπλισμού κρίσιμων περιοχών σε όλο το ύψος του υποστυλώματος. Επιβάλλει επίσης για τα υποστυλώματα ισογείου τοιχοπληρωμένου πλαισίου να θεωρούνται κρίσιμα σε όλο τους το ύψος, ώστε να υπάρχει προστασία έναντι πρόωρης αστοχίας των τοιχοπληρώσεων και μετατροπής του ισογείου σε πυλωτή.

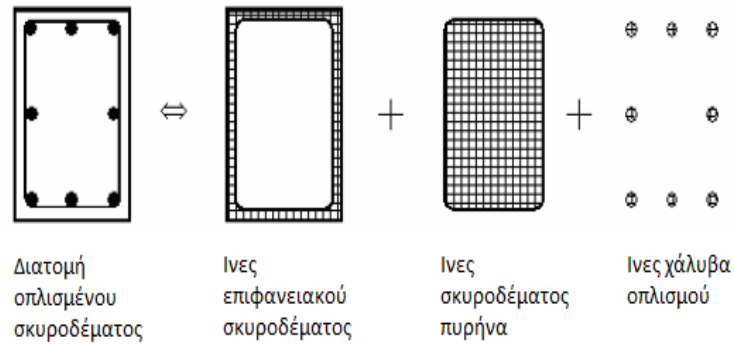
Κεφάλαιο 4: Μοντελοποίηση φορέα

ΑΝΑΛΥΤΙΚΟ ΜΟΝΤΕΛΟ ΣΤΟ SAP ΚΑΙ ΤΟ SEISMOSTRUCT

4.1 Εισαγωγικά στοιχεία προγραμμάτων

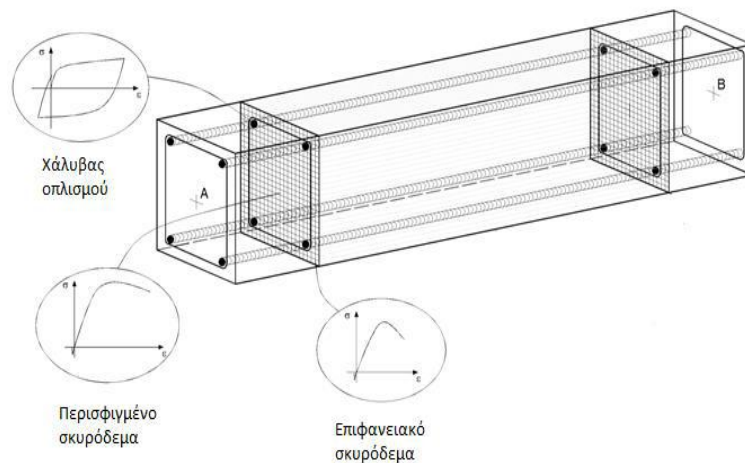
Σε αυτό το κεφάλαιο θα μελετήσουμε τα αναλυτικά μοντέλα των τριών πρώτων πλαισίων του πειράματος που πραγματοποιήθηκε στο Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο και το οποίο περιγράψαμε σε προηγούμενο κεφάλαιο. Δηλαδή θα προσομοιωθεί το γυμνό πλαίσιο, το πλαίσιο στο οποίο έχουν κατασκευαστεί τοίχοι πλήρωσης και στους δύο ορόφους καθώς και το πλαίσιο τύπου πυλωτής με τοιχοπλήρωση μόνο στον πρώτο όροφο. Τα προγράμματα πεπερασμένων στοιχείων που χρησιμοποιούνται για την τρέχουσα εργασία είναι το Sap 2000 v.15.1.0 και το SeismoStruct v.5.2.2 (SeismoSoft, 2010). Το Sap 2000 είναι ένα λογισμικό που θεωρεί ότι μπορεί να υπάρξει μόνο συγκεντρωμένη πλαστιμότητα με σχηματισμό αυτόματων πλαστικών αρθρώσεων σύμφωνα με τους πίνακες FEMA-356 (FEMA, 2000). Σε αντίθεση το SeismoStruct έχει τη δυνατότητα αναλύσεων με κατανεμημένη πλαστιμότητα. Συγκεκριμένα, στο πρόγραμμα αυτό χρησιμοποιούνται δύο ειδών στοιχεία, (α) τα forced based και (β) τα displacement based, τα οποία και θεωρούν κατανεμημένη πλαστιμότητα.

Όσον αφορά, το πρόγραμμα SeismoStruct θα πρέπει επίσης να αναφέρουμε ότι είναι ένα πρόγραμμα πεπερασμένων στοιχείων που έχει την ικανότητα να προβλέψει την απόκριση σε μεγάλες παραμορφώσεις πλαισιωτών κατασκευών υπό στατικά ή και δυναμικά φορτία, λαμβάνοντας υπόψη τις γεωμετρικές μη γραμμικότητες και την ανελαστικότητα των υλικών, ενώ παρέχει τη δυνατότητα μη γραμμικής ανάλυσης. Επίσης, κατά την ανάλυση του λογισμικού αυτού μια τυπική ορθογωνική διατομή οπλισμένου σκυροδέματος διακριτοποιείται σε ίνες (Εικόνα 30). Κατά αυτόν τον τρόπο, η σχέση τάσης – παραμόρφωσης σε επίπεδο διατομής για δοκούς και υποστρώματα εξάγεται από τη σύγκλιση της μη γραμμικής, μονοαξονικής απόκρισης των ανεξάρτητων ινών στις οποίες και χωρίζεται η κάθε διατομή.



Εικόνα 30 Διακριτοποίηση μιας ορθογωνικής διατομής οπλισμένου σκυροδέματος στο πρόγραμμα Seismostruct

Χρησιμοποιώντας επαρκή αριθμό ινών, η μη γραμμικότητα λόγω του υλικού μοντελοποιείται με ακρίβεια στην επιφάνεια της διατομής. Οι διαφορετικές σχέσεις τάσεων – παραμορφώσεων των υλικών μιας διατομής και ενός μέλους οπλισμένου σκυροδέματος παρουσιάζονται στο ακόλουθο σχήμα (Εικόνα 31).



Εικόνα 31 Απεικόνιση της διαφορετικής σχέσης τάσεων – παραμορφώσεων των υλικών σε μια διατομή

Τέλος, ας σημειωθεί ότι σε γενικές γραμμές, η θεώρηση κατανεμημένης πλαστιμότητας κατά μήκος του μέλους οδηγεί σε ηπιότερη μετάβαση από την ελαστική στην ανελαστική συμπεριφορά του στοιχείου. Αυτό έρχεται σε αντίθεση με τη θεώρηση συγκεντρωμένης

πλαστιμότητας στα άκρα του μέλους, υπό τη μορφή πλαστικών αρθρώσεων, στην οποία έχουμε απότομη μετάβαση από τη μια συμπεριφορά στην άλλη. Όπως αναφέρθηκε ήδη, η κατανεμημένη πλαστιμότητα στα μέλη ενός πλαισίου μπορεί να προσδιοριστεί με δύο διαφορετικούς τύπους πεπερασμένων στοιχείων: τα displacement - based και τα force – based. Στην πρώτη περίπτωση χρησιμοποιούνται συναρτήσεις σχήματος οι οποίες αντιστοιχούν στη μεταβολή της καμπυλότητας κατά μήκος του στοιχείου. Στη δεύτερη περίπτωση, υιοθετείται γραμμική κατανομή ροπών. Για ελαστική συμπεριφορά του υλικού και για επικόμβια φορτία μόνο, οι δύο προσεγγίσεις δίνουν τα ίδια αποτελέσματα. Στην περίπτωση όμως μη γραμμικότητας του υλικού, η προσέγγιση με στοιχεία displacement-based απαιτεί χωρισμό του μέλους σε επιμέρους τμήματα (συνήθως 4 έως 5 τμήματα) και εφαρμογή των συναρτήσεων σχήματος ξεχωριστά για το καθένα, γεγονός που οδηγεί σε αναλύσεις μεγάλης χρονικής διάρκειας σε αντίθεση με την περίπτωση χρήσης force – based στοιχείων.

4.2 Προσομοίωση των πλαισίων με το Sap και το Seismostuct

4.2.1 Προσομοίωση υλικών φορέων

- Γυμνό πλαίσιο:

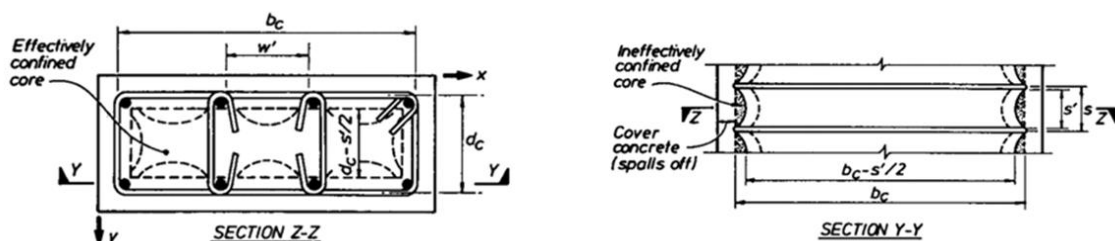
Σε πρώτη φάση καλούμαστε να ορίσουμε τα υλικά από τα οποία είναι κατασκευασμένοι οι φορείς που θα προσομοιωθούν. Κύρια υλικά για την κατασκευή είναι το σκυρόδεμα, ο χάλυβας οπλισμού και η τοιχοποιία, που αποτελεί και το δυσκολότερο κομμάτι στην προσομοίωση λόγω της έντονα μη γραμμικής φύσης της αλλά και λόγω των περιορισμένων δεδομένων που έχουμε για τα χαρακτηριστικά της από την τελική έκθεση του πειράματος.

Πριν ξεκινήσουμε την περιγραφή των υλικών που χρησιμοποιήθηκαν στο αναλυτικό μοντέλο (Sap, SeismoStruct) ας σημειώσουμε εδώ ότι σύμφωνα με τις λεπτομέρειες που έχουμε από την πειραματική διαδικασία, το σκυρόδεμα που χρησιμοποιήθηκε ήταν C16/20, ο χάλυβας ποιότητας S220 και οι διαχωριστικές οπτοπλινθοδομές (τοιχοπληρώσεις ορόφου) είχαν πάχος μισής πλίνθου (9,0 cm) και αποτελούνταν από εξάοπα τούβλα ακριβής διάστασης 6,0 x 9,0 x 19,0 cm³, καλής ποιότητας, τα οποία διατίθενται στο εμπόριο. Το κονίαμα που

χρησιμοποιήθηκε στις τοιχοπληρώσεις ήταν μέτριας ποιότητας με σύνθεση: 175 kg τσιμέντο, 200 kg ασβέστη και 1325 kg άμμο. Στα τρίτα του ύψους κάθε τοιχοπλήρωσης κατασκευάστηκε σενάζ διαστάσεων 9/10 cm με οπλισμό 2Φ8 ποιότητας St I, χωρίς συνδετήρες το οποίο δεν χαντρώθηκε στα υποστυλώματα. Για την κατασκευή του σενάζ χρησιμοποιήθηκε σκυρόδεμα ποιότητας C12/15.

Στο Sap για το σκυρόδεμα επιλέξαμε τα ακόλουθα χαρακτηριστικά: ειδικό βάρος σκυροδέματος, $\gamma = 25 \text{ KN/m}^3$ (παρότι το ειδικό βάρος του σκυροδέματος λαμβάνεται ίσο με 24 KN/m^3 εδώ επιλέξαμε την τιμή του ειδικού βάρους οπλισμένου σκυροδέματος για να λάβουμε υπόψη και την ύπαρξη των τενόντων προέντασης που είναι τοποθετημένοι εντός της διατομής του υποστυλώματος και είναι κατασκευασμένοι από χάλυβα), μέτρο ελαστικότητας $E = 27,5 \text{ GPa}$, λόγος του Poisson $\nu = 0,20$ και θλιπτική αντοχή σκυροδέματος $f_c = 16 \text{ MPa}$. Κατά ανάλογο τρόπο, για το χάλυβα επιλέξαμε κατά αντιστοιχία ειδικό βάρος, $\gamma = 78,5 \text{ KN/m}^3$, μέτρο ελαστικότητας $E = 200 \text{ GPa}$, όριο διαρροής του χάλυβα $F_y = 220 \text{ MPa}$ και εφελκυστική αντοχή χάλυβα $F_u = 340 \text{ MPa}$.

Με αντίστοιχο τρόπο στο SeismoStruct επιλέξαμε τα χαρακτηριστικά για τα υλικά που χρησιμοποιήσαμε. Για το σκυρόδεμα επιλέξαμε ειδικό βάρος, $\gamma = 25 \text{ KN/m}^3$, θλιπτική αντοχή $f_c = 16 \text{ MPa}$ και μηδενική εφελκυστική αντοχή. Επίσης, η παραμόρφωση του σκυροδέματος όταν φτάσει την αντοχή του (παραμόρφωση αστοχίας) είναι ίση με $\epsilon = 0,002$ (ή 0,2%). Κάτι το οποίο θα πρέπει να προσέξουμε και που διαφέρει στην προσομοίωση που ακολουθούμε στο λογισμικό αυτό είναι ότι για τον τύπο του υλικού που επιλέξαμε θα πρέπει να ορισθεί και ένας συντελεστής περισφιγξης. Ο συντελεστής αυτός αποτελεί το λόγο της θλιπτικής αντοχής του περισφιγμένου σκυροδέματος προς την αντίστοιχη τιμή του μη περισφιγμένου. Η παράμετρος αυτή είναι χαρακτηριστική της επίδρασης της πλευρικής πίεσης που ασκεί ο εγκάρσιος οπλισμός (Εικόνα 32).



Εικόνα 32 Επίδραση του εγκάρσιου οπλισμού σε μια διατομή σκυροδέματος

Για τον πυρήνα του υποστυλώματος υπολογίστηκε ο συντελεστής περίσφιγξης να ισούται με 1,011 ενώ για τον πυρήνα της δοκού θα ισούται με 1,0093. Στα σχήματα που ακολουθούν φαίνεται ο τρόπος για τον ακριβή υπολογισμό της παραμέτρου αυτής τόσο για τον πυρήνα του υποστυλώματος όσο και για της δοκού (Εικόνα 33).

The image displays two screenshots of the SeismoStruct software interface, showing the calculation of the confinement factor for a column core. Both screenshots use the same input parameters for longitudinal reinforcement, concrete strength, and cover thickness. The difference in the confinement factor results is due to the change in the transverse reinforcement section height (d).

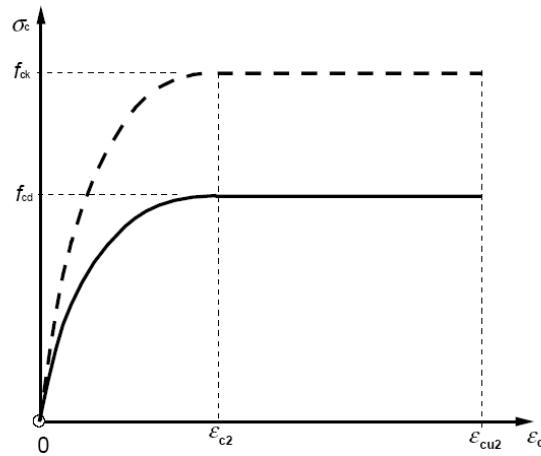
Parameter	Top Screenshot (d = 0.25 m)	Bottom Screenshot (d = 0.35 m)
Section Height d (m)	0.25	0.35
Section Width b (m)	0.25	0.2
No of bar spaces between long. reinforcement	4	4
Section Diameter (m)	0.4	0.4
Concrete Strength (kPa)	16000	16000
Unconfined Strength (kPa)	16000	16000
Area (m ²)	0.000615752	0.000615752
Strength (kPa)	220000	220000
Cover thickness (m)	0.03	0.03
Confinement Factor	1.0111	1.0093

Εικόνα 33 Υπολογισμός συντελεστή περίσφιγξης στο πρόγραμμα SeismoStruct

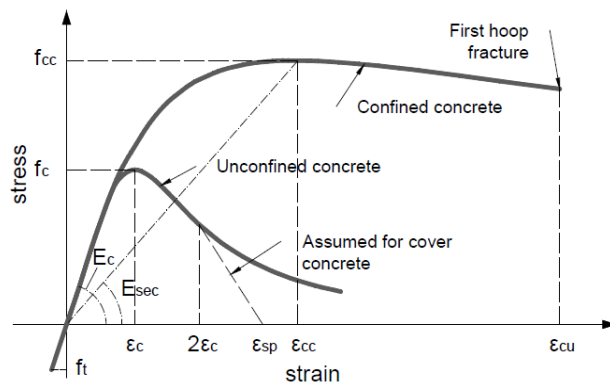
Επίσης, για το χάλυβα θα ισχύει στο λογισμικό SeismoStruct ότι το ειδικό βάρος του θα είναι ίσο με $\gamma = 78,5 \text{ KN/m}^3$, το μέτρο ελαστικότητας $E = 200 \text{ GPa}$, το όριο διαρροής χάλυβα $F_y = 220 \text{ MPa}$ και η παράμετρος σκλήρυνσης του χάλυβα ίση με 0,005, όπου ως παράμετρος σκλήρυνσης ορίζεται ο λόγος της μετελαστικής δυσκαμψίας προς το αρχικό μέτρο ελαστικότητας του χάλυβα.

Στα σχήματα που ακολουθούν (Εικόνα 34, 35, 36) βλέπουμε τις χαρακτηριστικές καμπύλες των υλικών που θα χρησιμοποιήσουμε (σκυρόδεμα και χάλυβα) για να

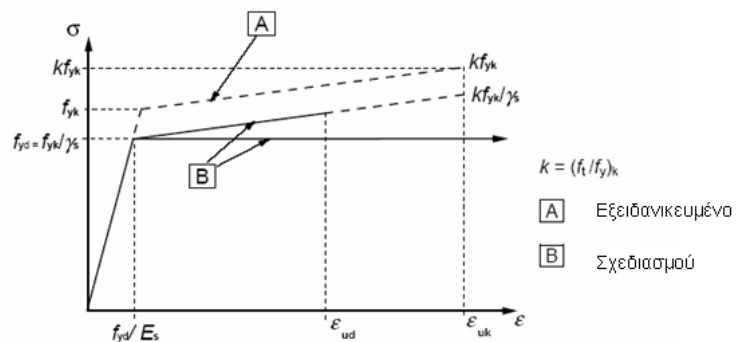
αντιληφθούμε καλύτερα τον τρόπο με τον οποίο συμπεριφέρονται στην κατασκευή και πως αστοχούν.



Εικόνα 34 Παραβολικό - ορθογωνικό διάγραμμα για σκυρόδεμα υπό θλίψη (χαρακτηριστικά και μεγέθη σχεδιασμού)



Εικόνα 35 Διάγραμμα σκυροδέματος για περισφιγμένο ή όχι σκυρόδεμα



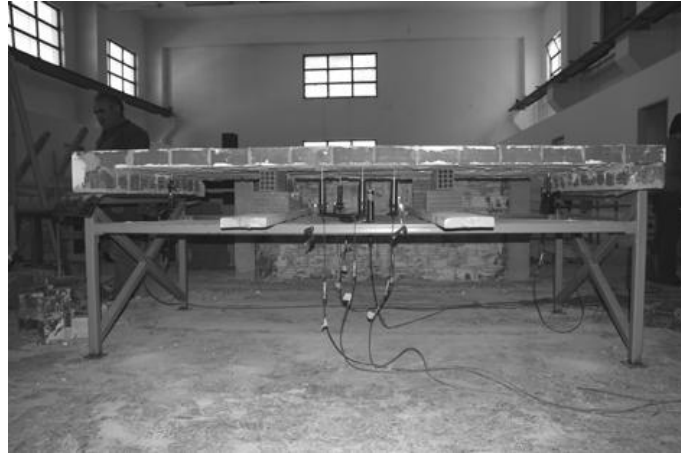
Εικόνα 36 Εξειδανικευμένο διάγραμμα τάσεων-παραμορφώσεων και διάγραμμα σχεδιασμού χάλυβα οπλισμού (για εφελκυσμό και θλίψη)

● Πλαίσια με τοιχοπληρώσεις:

Σε αυτή την περίπτωση καλούμαστε να προσομοιώσουμε την τοιχοποιία των πλαισίων. Σε αυτή τη φάση θα ακολουθήσουμε διαφορετική πορεία στα δύο προγράμματα. Στο Sap η τοιχοποιία θα προσομοιωθεί με την απλοποιητική μέθοδο που παρουσιάζεται στον ΚΑΝ.ΕΠΕ. ενώ στο SeismoStruct έχει επιλεγεί να γίνει μια προσομοίωση της τοιχοποιίας με το μοντέλο του Crisafulli, που είναι διαθέσιμο στο πρόγραμμα. Μια από τις πρώτες παρατηρήσεις που θα πρέπει να γίνει σε αυτό το σημείο είναι σχετικά με την ύπαρξη των σενάζ καθ' ύψος της τοιχοποιίας. Τα μοντέλα που έχουμε διαθέσιμα δε λαμβάνουν άμεσα υπόψη την ύπαρξη των σενάζ που έχουν κατασκευαστεί στα πειραματικά δοκίμια.

Συχνή είναι η κατασκευή ενδιάμεσου καθ' ύψος διαζώματος από οπλισμένο σκυρόδεμα (σενάζ) στις τοιχοποιίες. Ο ρόλος των διαζωμάτων είναι να προσφέρουν μια βελτίωση της συμπεριφοράς της τοιχοποιίας στην εκτός επιπέδου αστοχία της τοιχοπλήρωσης και να βοηθούν ώστε να πραγματοποιείται μια πιο ομοιόμορφη κατανομή των εντατικών μεγεθών. Όπως ήδη περιγράψαμε τέτοια σενάζ κατασκευάστηκαν και στα τρίτα του ύψους των πειραματικών μας δοκιμών.

Στο σημείο αυτό θα μας φανεί χρήσιμο ένα ερευνητικό πρόγραμμα που πραγματοποιήθηκε στο Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο στο οποία εξετάστηκε η εντός και εκτός επιπέδου συμπεριφορά των τοιχοπληρώσεων με διάζωμα οπλισμένου σκυροδέματος. Στο συγκεκριμένο πρόγραμμα, πραγματοποιήθηκαν δυο σειρές δοκιμών σε τοιχοποιίες από οπτοπλινθοδομή (άοπλες και οπλισμένες), υπό διαγώνια θλίψη και υπό εκτός επιπέδου κάμψη (Εικόνα 37). Τα συμπεράσματα στα οποία κατέληξαν ύστερα από τη διενέργεια των πειραματικών δοκιμών ήταν πολύ ενδιαφέροντα. Από απόψεως αντοχής έναντι διαγώνιας θλίψεως δεν παρατηρήθηκε αύξηση της αντοχής των τοιχοποιιών στις οποίες είχαν κατασκευαστεί σενάζ. Όμως, διαπιστώθηκε ότι η παρουσία του διαζώματος οπλισμένου σκυροδέματος μπορεί να οδηγήσει σε ψαθυρή αστοχία με την εμφάνιση ρωγμής ολισθήσεως κατά μήκος της διεπιφάνειας οπτοπλίνθου -σκυροδέματος. Επίσης, σε ό,τι αφορά την εκτός επιπέδου συμπεριφορά των τοίχων πληρώσεως, οι δοκιμές έδειξαν ότι η προσθήκη διαζώματος οπλισμένου σκυροδέματος ή περίπου ισοδύναμου οπλισμού οριζοντίων αρμών δεν συνεπάγεται αύξηση του μέγιστου φορτίου το οποίο μπορεί να αναλάβει ο τοίχος, όμως επιτρέπει την εκδήλωση πολύ μεγάλων εκτός επιπέδου βελών, χωρίς αποδιοργάνωση της τοιχοποιίας.



Εικόνα 37 Πειραματικό δοκίμιο εκτός επιπέδου κάμψεως στη θέση δοκιμής

Ξεκινώντας την προσομοίωση των τοιχοπληρώσεων το πρώτο πράγμα για το οποίο οφείλουμε να αναρωτηθούμε είναι αν οι τοιχοπληρώσεις θα πρέπει να ληφθούν υπόψη στους υπολογισμούς μας ή αν θα πρέπει να αγνοηθούν. Σύμφωνα με όσα είδαμε στον ΚΑΝ.ΕΠΕ., ένας τοίχος πλήρωσης λαμβάνεται υπόψη στους υπολογισμούς μόνο όταν περιβάλλεται από στοιχεία οπλισμένου σκυροδέματος, όταν δεν έχει μεγάλα ή και πολλά ανοίγματα και όταν δεν αστοχεί πρόωρα εκτός του επιπέδου του. Βεβαίως, ας μην αμελήσουμε να αναφέρουμε ότι λαμβάνεται πάντοτε υπόψη αν πρόκειται να έχει δυσμενή επίδραση στην κατασκευή, όπως παραδείγματος χάρη σε ένα φορέα πυλωτής όπως αυτόν που μελετάμε.

Αυτό που πρέπει να ελεγχθεί στην περίπτωση μας είναι η ενδεχόμενη εκτός επιπέδου αστοχία της τοιχοποιίας, μιας και όπως έχουμε ήδη αναφέρει η τοιχοποιία έχει πολύ καλή πλευρική αγκύρωση στα εκατέρωθεν υποστυλώματα του πλαισίου. Για τα δεδομένα του πειράματος μας ισχύει ότι η λυγηρότητα λ της τοιχοπλήρωσης ισούται με:

$$\lambda = \frac{3,855}{0,09} \approx 43 > 30 \text{ όπου } L = \sqrt{2,80^2 + 2,65^2} = 3,855 \text{ m}$$

Ο κανονισμός ορίζει ότι όταν η λυγηρότητα της τοιχοπλήρωσης είναι μεγαλύτερη από 30, η τοιχοπλήρωση θα αμελείται, δηλαδή οι αντιστάσεις της εκτός επιπέδου θα λαμβάνονται πρακτικώς μηδενικές, πλην περιπτώσεων δυσμενούς επιρροής (όπως παραδείγματος χάρη στην περίπτωση του δοκιμίου με πυλωτή το ισόγειο, Δ3).

Παρ' όλα αυτά, όπως αναφέραμε ήδη η ύπαρξη σενάζ οπλισμένου σκυροδέματος καθ' ύψος της τοιχοποιίας προσφέρει μια αντίσταση ως προς την εκτός επιπέδου αστοχία. Έτσι,

θεωρούμε ότι οι τοιχοποιίες του πειράματος μας δεν κινδύνεψαν να αστοχήσουν εκτός επιπέδου και για το λόγο αυτό δε θα απομειωθούν οι αντοχές τους και θα προσομοιωθούν στα αναλυτικά μοντέλα.

Όσον αφορά τις αντοχές της τοιχοποιίας θα ακολουθήσουμε τις σχέσεις που μας δίνονται στους κανονισμούς για να τις υπολογίσουμε. Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 6 (EC6), η σχέση για τη χαρακτηριστική θλιπτική αντοχή της τοιχοποιίας (f_k), στην περίπτωση που αυτή κατασκευάζεται με κονίαμα γενικής εφαρμογής μπορεί να λαμβάνεται από την ακόλουθη εξίσωση:

$$f_{wc,k} = K \cdot f_b^{0,7} \cdot f_{mc}^{0,3}$$

όπου

f_b η θλιπτική αντοχή των λιθοσωμάτων,

f_{mc} η θλιπτική αντοχή του κονιάματος και

K μια σταθερά που εξαρτάται από την ομάδα στην οποία κατατάσσονται τα λιθοσώματα, το είδος του κονιάματος και από τον τρόπο δόμησης της τοιχοποιίας. Για συνήθη κονιάματα ο συντελεστής αυτός παίρνει τιμές από 0,35 έως 0,55 (σύμφωνα με τον πίνακα 3.3 του Ευρωκώδικα). Για την περίπτωση μας θα θεωρηθεί ότι $K = 0,45$.

Σύμφωνα με πίνακες που διατίθενται, η θλιπτική αντοχή για ξηρά και χωρίς καπέλωμα εξάοπα τούβλα, όπως αυτά που χρησιμοποιήθηκαν στην πειραματική διαδικασία, θα θεωρήσουμε ότι ισούται με $f_b = 2,20$ MPa. Για το κονίαμα γνωρίζουμε μόνο ότι ήταν μέτριας ποιότητας και τη σύνθεσή του. Σύμφωνα με τον ακόλουθο πίνακα (Πίνακας 1) και αφού υπολογίσουμε ότι η σύνθεση του κονιάματος που χρησιμοποιήθηκε ήταν 1:1,14:7,57 θα θεωρήσουμε ότι η θλιπτική αντοχή του κονιάματος ισούται με $f_{mc} = 5,00$ MPa.

Συνεπώς, από τα στοιχεία που διαθέτουμε και ύστερα από τους απαιτούμενους υπολογισμούς καταλήγουμε ότι η θλιπτική αντοχή της τοιχοποιίας κατά την κατακόρυφη διεύθυνση θα ισούται με:

$$f_{wc,k} = 0,45 \cdot 2,20^{0,7} \cdot 5,00^{0,3} \cong 1,30 \text{ MPa}$$

Κατηγορία κονιάματος	Χαρακτηριστική θλιπτική αντοχή (MPa)	Αναλογίες αναμίξεως (σε μέρη κατ' όγκον)		
		Τσιμέντο	Ασβέστης	Άμμος
M2,5	2,5	1	3	9
M5	5,0	1	2	6
M10	10,0	1	0,5	5
M20	20,0	1	-	3

Πίνακας 1 Κατάταξη κονιαμάτων δόμησης τοιχοποιιών κατά τις Ευρωπαϊκές προδιαγραφές

Στο μοντέλο όμως ζητάμε την αντοχή κατά τη διαγώνια διεύθυνση η οποία και θα υπολογιστεί βάσει του τύπου που μας παρέχετε στον ΚΑΝ.ΕΠΕ. και που ήδη περιγράψαμε σε προηγούμενο κεφάλαιο. Για την εκτίμηση της μέσης θλιπτικής αντοχής, $\bar{f}_{wc,s}$ της τοιχοποιίας κατά τη διεύθυνση της διαγώνιας ράβδου λαμβάνεται υπόψη η μέση θλιπτική αντοχή κατά την κατακόρυφη διεύθυνση και η μείωση της λόγω των εγκάρσιων (οριζόντιων) εφελκυστικών τάσεων.

$$\bar{f}_{wc,s} = \lambda_m \cdot \lambda_s \cdot \lambda_c \cdot k \cdot f_{bc}^{0,7} \cdot f_{mc}^{0,3} \approx 1,25 \cdot k \cdot f_{bc}^{0,7} \cdot f_{mc}^{0,3} \approx 1,25 \cdot f_{wc} = 1,60 \text{ MPa}$$

όπου

$\lambda_m = 1,50$ συντελεστής μετατροπής της χαρακτηριστικής αντοχής σε μέση

$\lambda_s = 0,70$ μειωτικός συντελεστής για την υπό γωνία εφαρμογή του φορτίου

$\lambda_c = 1,20$ αυξητικός συντελεστής για την ευμενή επιρροή της περίσφιγξης στην τοιχοποιία που εξασφαλίζεται από τα περιμετρικά δομικά στοιχεία οπλισμένου σκυροδέματος

Ας αναφέρουμε, επίσης, ότι στον ΚΑΝ.ΕΠΕ. ισχύει ότι για μέσες τιμές αντοχών κατά τη ρηγμάτωση έχουμε ότι:

$$\left(\frac{f_{wv}}{f_{wc,s}}\right) \approx 0,15 \text{ όπου προκύπτει ότι } f_{wv} \approx 0,24 \text{ MPa.}$$

Επίσης, θα θεωρήσουμε ότι το μέτρο ελαστικότητας, όπως περιγράφεται στον Κανονισμό Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ), δίνεται από την ακόλουθη σχέση:

$$E \approx (660 \div 1000) \cdot \bar{f}_{wc,s} \approx 850 \cdot \bar{f}_{wc,s} = 1.360 \text{ MPa}$$

Στο λογισμικό Sap επιλέξαμε να προσομοιώσουμε την τοιχοποιία με την απλοποιητική μέθοδο του θλιπτήρα – ελκυστήρα με ράβδους μισής δυστένειας σε σχέση με αυτές του προσομοιώματος της απλής θλιβόμενης διαγωνίου. Συγκεκριμένα, η ράβδος θα έχει διαστάσεις b επί t , όπου $b \approx 0,15 \cdot 3,855 = 0,58 \text{ cm}$ και $t = 0,09 \text{ cm}$ και έτσι θα έχουμε ότι:

$$A = b \cdot t = 522 \text{ cm}^2 \text{ και}$$

$$G \approx 0,15 \cdot 1155 \cdot \frac{2,65 \cdot 2,80}{3,855^2} = 86,5 \text{ MPa}$$

Συνεπώς, η δυστένεια μιας ράβδου θλιπτήρα υπολογίζεται ότι είναι είναι ίση με:

$$K = \frac{E \cdot A}{L} = \frac{1.155.000 \cdot 0,0522}{1} \frac{\text{KN}}{\text{m}} \approx 70.000 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$$

Από την άλλη πλευρά, για την προσομοίωση της τοιχοποιίας στο SeismoStruct θα επιλεγεί όπως είπαμε το μοντέλο του Crisafulli. Πρόκειται για ένα επιφανειακό στοιχείο τεσσάρων κόμβων, το οποίο αρχικά επεξεργάστηκε ο Crisafulli και στη συνέχεια εισήγαγε στο πρόγραμμα SeismoStruct ο Blandon, με σκοπό την προσομοίωση της μη γραμμικής απόκρισης της τοιχοποιίας στις πλαισιωτές κατασκευές. Κάθε τέτοιο στοιχείο περιλαμβάνει έξι θλιπτήρες. Σε κάθε διαγώνια διεύθυνση υπάρχουν δύο παράλληλοι θλιπτήρες, οι οποίοι μεταβιβάζουν αξονικά φορτία ανάμεσα στους δύο διαγώνιους κόμβους και ένας τρίτος, ο οποίος μεταβιβάζει τα διατμητικά φορτία από την κορυφή στη βάση του τοίχου. Ο τελευταίος λειτουργεί μόνο εάν η διαγώνιος στην οποία ανήκει βρίσκεται υπό θλίψη και η ενεργοποίησή του εξαρτάται άμεσα από την παραμόρφωση της τοιχοποιίας.

Για τη μοντελοποίησή της θα πρέπει να προσδιοριστούν ορισμένοι παράμετροι. Αρχικά, ως πάχος τοιχοποιίας λαμβάνεται το πάχος των οπτόπλινθων από τα οποία είναι

κατασκευασμένη ή συμπεριλαμβάνεται επίσης και το πάχος των επιχρισμάτων, ανάλογα με την προσομοίωση που θέλουμε να ακολουθήσουμε. Στην περίπτωση μας το πάχος της τοιχοποιίας θα ισούται με $t = 0,09$ m. Επίσης, για το μοντέλο μας θα πρέπει να ορίσουμε την τιμή της αρχικής επιφάνειας του θλιπτήρα, A_1 όπου ισούται με:

$$A_1 = t \cdot b_w = \frac{1}{4} \cdot d_w \cdot t = \frac{1}{4} \cdot 3,855 \cdot 0,09 = 0,0867 \approx 0,09$$

Όσον αφορά τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά θα χρειαστούμε επίσης να λάβουμε υπόψη ότι η απομένουσα επιφάνεια του θλιπτήρα, A_2 ισούται με το 40% της αρχικής επιφάνειας του, δηλαδή $A_2 = 0,40 \cdot A_1$. Η απομείωση αυτή του θλιπτήρα οφείλεται στη μείωση του μήκους επαφής της τοιχοποιίας με το πλαίσιο του οπλισμένου σκυροδέματος λόγω της ρηγμάτωσης της που επηρεάζει την ισοδύναμη επιφάνεια του θλιπτήρα.

Τέλος, όσον αφορά το ισοδύναμο μήκος επαφής, h_z , το μήκος δηλαδή που η τοιχοποιία και το πλαίσιο βρίσκονται σε επαφή, ισχύει ότι εισάγεται ως ποσοστό της κατακόρυφης διάστασης του τοίχου και αντιπροσωπεύει την απόσταση μεταξύ των δύο άκρων των θλιπτήρων που ανήκουν στον ίδιο κόμβο, που όπως είπαμε είναι το μήκος για το οποίο το πλαίσιο και η τοιχοποιία, όπως έχει μοντελοποιηθεί, βρίσκονται σε επαφή. Παίρνει τιμές μεταξύ του 1/3 και του 1/2 του πραγματικό μήκους επαφής (z), όπως αυτό ορίζεται στο έργο των Stafford- Smith. Υπολογίζεται από τους ακόλουθους τύπους:

$$h_z = \left(\frac{1}{3} \div \frac{1}{2} \right) \cdot z, \quad \text{όπου } z = \frac{\pi}{2 \cdot \lambda}$$

Με λ μια αδιάστατη παράμετρος δυσκαμψίας που υπολογίζεται σύμφωνα με την ακόλουθη σχέση:

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{E_m \cdot t_w \cdot \sin^2(2\theta)}{4 \cdot E_c \cdot I_c \cdot h_w}}$$

Στην τελευταία εξίσωση, E_m είναι το μέτρο ελαστικότητας της τοιχοποιίας, θ γωνία που σχηματίζει η διαγώνιος ως προς την οριζόντια, $E_c I_c$ η καμπτική δυσκαμψία των υποστλωμάτων, t_w το πάχος της τοιχοποιίας και h_w το ύψος του τοίχου. Συνεπώς, έχουμε:

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{1360 \cdot 0,09 \cdot \sin(2 \cdot 43,4)}{4 \cdot 27500 \cdot \frac{1}{12} 0,25^4 \cdot 2,65}} = 1,065$$

$$z = \frac{\pi}{2 \cdot 1,065} = 1,475 \text{ m}$$

Έτσι μετά από τους υπολογισμούς έχουμε ότι το ισοδύναμο μήκος αντιπροσωπεύει το 25% της κατακόρυφης διάστασης του τοίχου, αφού $h_z = (0,50 \div 0,75)$.

Η αντοχή σε θλίψη κατά τη διαγώνιο έχει ήδη υπολογιστεί. Ενώ, όταν θέλουμε να υπολογιστεί η αντοχή σε διάτμηση της τοιχοποιίας θα πρέπει να συνυπολογιστούν δύο μηχανισμοί μιας και η αντοχή σε διάτμηση προσδιορίζεται προσεγγιστικά ως το άθροισμα της αντοχής του κονιάματος (διατμητική αντοχή αρμών, τ_o) αν σε αυτό προστεθεί το γινόμενο του ισοδύναμου συντελεστή τριβής (μ) επί την τάση που εφαρμόζεται κάθετα στις ρωγμές του κονιάματος. Συνήθως, για τον ακριβή προσδιορισμό της μέγιστης διατμητικής αντοχής (τ_{max}) θα πρέπει να διεξαχθούν πειραματικές φορτίσεις ή αν δεν υπάρχουν επαρκή στοιχεία για τον υπολογισμό της, μπορεί να υπολογιστεί προσεγγιστικά σύμφωνα με την ακόλουθη σχέση:

$$\tau_{max} = \tau_o + \mu \cdot f_1$$

Στην δική μας περίπτωση η διατμητική αντοχή της τοιχοποιίας (με κονίαμα γενικής εφαρμογής και πλήρως γεμισμένους αρμούς) θα υπολογιστεί σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 6 (EC6), όπου ισχύει ότι:

$$f_{vk} = \min [f_{vk0} + 0,40 \cdot \sigma_d; 0,065 \cdot f_b; f_{vlt}]$$

όπου

f_{vk0} είναι η διατμητική αντοχή μεταξύ λιθοσωμάτων και αρμών (συνοχή) και ισούται

0,20 MPa σύμφωνα με τον πίνακα 3.6 του Ευρωκώδικα 6

f_{vlt} αποτελεί ένα όριο τιμής της f_{vk} και ισούται με 1,50 MPa

σ_d είναι η τιμή σχεδιασμού της θλιπτικής τάσεως της κάθετης προς την τέμνουσα του στοιχείου στην θεωρούμενη στάθμη και η οποία έχει προκύψει με τη χρήση του κατάλληλου

συνδυασμού φορτίσεως, που βασίζεται στην μέση κατακόρυφη τάση του θλιβόμενου τμήματος του τοιχώματος που προσδίδει την αντοχή σε διαρροή

και

f_b είναι η ανηγμένη θλιπτική αντοχή του λιθοσώματος για διεύθυνση εφαρμογής του φορτίου στα δοκίμια κάθετη προς τους οριζόντιους αρμούς

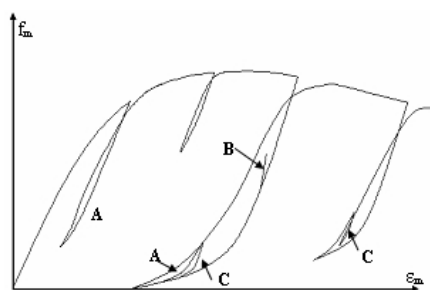
Συνεπώς, θα ισχύει ότι:

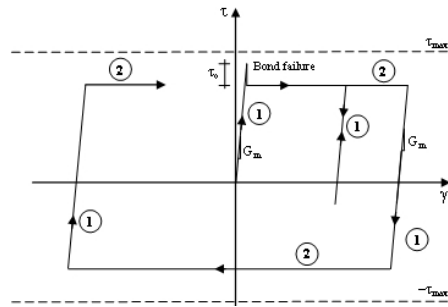
$$f_{vk} = \min[0,20 + 0,40 \cdot \sigma_d; 0,065 \cdot 2,20; 1,50] = 0,143 \text{ MPa}$$

Ενώ όπως είδαμε νωρίτερα, στον ΚΑΝ.ΕΠΕ. αναφέρεται ότι για μέσες τιμές αντοχών κατά τη ρηγματώση ισχύει ότι $\frac{f_{wv}}{f_{wc,s}} \approx 0,15$. Συνεπώς, εφόσον υπολογίσαμε τη μέση θλιπτική αντοχή της τοιχοποιίας κατά τη διεύθυνση της διαγώνιας ράβδου ίση με 1,60 MPa θα ισχύει ότι $f_{wv} \approx 0,24 \text{ MPa}$.

Ας αναφέρουμε επίσης, ότι σε αντίθεση με όσα είδαμε έως τώρα, στο εθνικό προσάρτημα του Ευρωκώδικα 6 δίδεται ότι το βραχυχρόνιο επιβατικό μέτρο ελαστικότητας, E , προς χρήση κατά την ανάλυση, μπορεί να ληφθεί ίσο με K_{efk} , με συνιστώμενη τιμή ίση με $K_E = 1000$.

Τέλος, όσον αφορά την εφελκυστική αντοχή της τοιχοποιίας, f_t , θα αγνοηθεί κατά τους υπολογισμούς θεωρώντας ότι λαμβάνει πολύ μικρές τιμές.





Εικόνα 38 Διαγράμματα τάσεων για την τοιχοποιία

Ολοκληρώνοντας ως αναφέρουμε ότι εκτός από τις μηχανικές ιδιότητες που χρειάζεται να καθορίσουμε για να περιγραφεί η λειτουργία της τοιχοποιίας στο μοντέλο του Crisafulli, υπάρχουν πολλές ακόμη εμπειρικές παράμετροι που καθορίζουν την υστερητική συμπεριφορά της. Παρ' όλα αυτά οι περισσότερες από αυτές δεν αποτελούν ένα σημαντικό αντίκτυπο στην απόκριση της κατασκευής και για αυτό το λόγο θα θεωρήσουμε ότι οι τιμές τους βρίσκονται εντός των αποδεκτών ορίων που δίδονται ανά περίπτωση. Στο προηγούμενο σχήμα παρουσιάζονται τα διαγράμματα των τάσεων για την τοιχοποιία, τόσο για την θλιπτική όσο και για τη διατμητική αντοχή (Εικόνα 38).

4.2.2 Προσομοίωση γεωμετρίας φορέων

Κατά την προσομοίωση του φορέα θεωρήθηκε ότι οι δοκοί και τα υποστυλώματα θα προσομοιωθούν ως γραμμικά μέλη ενώ η στήριξη που επιτεύχθηκε κατά την πειραματική διαδικασία θα θεωρηθεί αρχικά ότι ήταν πλήρης πάκτωση. Τα μέλη του φορέα θα διέρχονται από τον κεντροβαρικό άξονα των διατομών κατά τέτοιο τρόπο ώστε το άνοιγμα του πλαισίου μας να ισούται με 3,05 m σύμφωνα με τον ακόλουθο υπολογισμό:

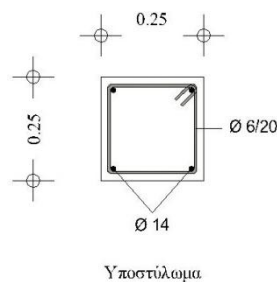
$$l_{\text{πλαίσιο}} = l_{\text{καθάρ.ό}} + 2 \cdot \frac{b_{\text{υποστυλ.ώματος}}}{2} = 2,80 + 0,25 = 3,05\text{m}$$

Κατά αντίστοιχο τρόπο το ύψος του ορόφου ισούται με 3,00 m, ενώ θεωρώντας ότι η πάκτωση λαμβάνει χώρα στο μέσο του ύψους της συνδετήριας δοκού, για το ύψος του ισογείου θα ισχύει ότι:

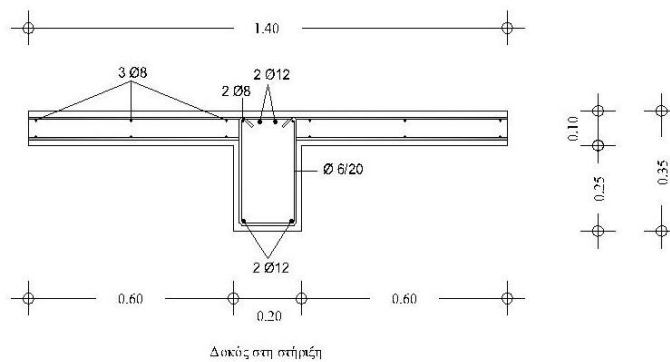
$$h_{\text{ισογείου}} = h_{\text{καθαρό}} + \gamma_{K.B.δοκού} + \frac{h_{\text{συνδ.δοκού}}}{2} = 3,10 \text{ m}$$

4.2.3 Προσομοίωση διατομών και όπλισης

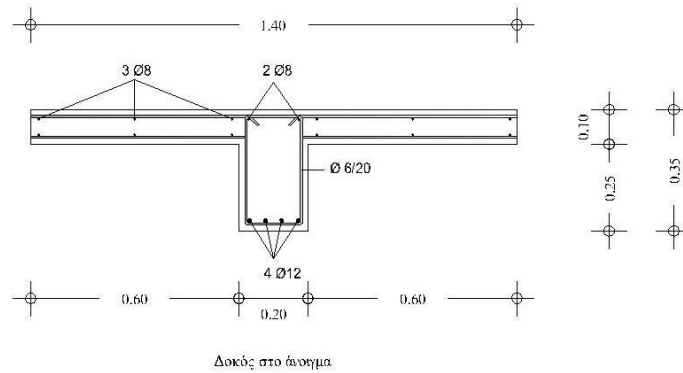
Οι διατομές των υποστυλωμάτων και των δοκών προσομοιώθηκαν με τέτοιο τρόπο ώστε να πληρούνται ακριβώς οι λεπτομέρειες που δίνονται στην περιγραφή της πειραματικής διαδικασίας. Στα σχήματα που ακολουθούν παρουσιάζονται οι διατομές που επιλέχθηκαν τόσο για τα υποστύλωματα όσο και για τις δοκούς (Εικόνα 39) με τις ακριβείς τους διαστάσεις, τον διαμήκη οπλισμό και τους συνδετήρες.



(α)



(β)

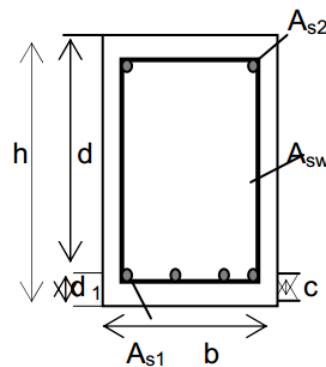


(γ)

Εικόνα 39 Γεωμετρικά χαρακτηριστικά διατομών και λεπτομέρειες όπλισης κατά την προσομοίωση (α) υποστυλώματος, (β) δοκού στη στήριξη και (γ) δοκού στο άνοιγμα του πλαισίου

Η επικάλυψη των οπλισμών που εφαρμόστηκε στο πείραμα κατά την κατασκευή των πλαισίων ήταν ίση με 1,5 cm. Συγκεκριμένα στην αναφορά του πειράματος μας δίνεται ότι h , το στατικό ύψος και d , το ολικό ύψος όπου $d=h + 3\text{cm}$ (Εικόνα 40). Συνεπώς, όταν το λογισμικό μας ζητάει την καθαρή επικάλυψη του οπλισμού διάτμησης επιλέγεται μια τιμή ίση με 1,5 cm, όπου προκύπτει από την ακόλουθη σχέση:

$$c = \text{καθάρη επικάλυψη} + \frac{\phi 14}{2} = 3,00 \text{ cm} \Rightarrow \text{Επικάλυψη} \approx 1,50 \text{ cm}$$

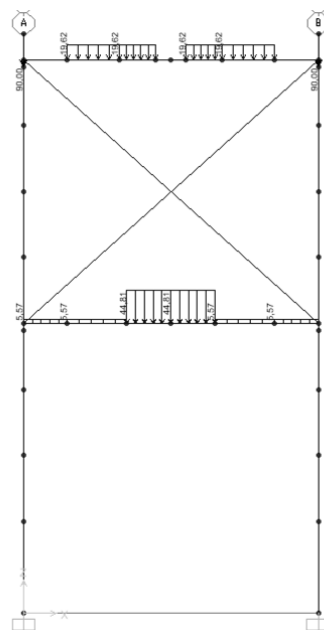


Εικόνα 40 Σχηματική τομή δοκού

Κατά την προσομοίωση δεν λάβαμε υπόψη ότι ενδεχομένως το μήκος αγκύρωσης του διαμήκους οπλισμού δεν ήταν επαρκές κατά την όπλιση. Το μήκος αυτό υπολογίστηκε σύμφωνα με τον Κανονισμό Σκυροδέματος του 1954 (ΦΕΚ 160 Α/26.07.1954) και θα θεωρηθεί ότι ήταν επαρκές για να αναπτυχθεί η αντοχή των οπλισμών.

4.2.4 Προσομοίωση φόρτισης

Τέλος, θα πρέπει να γίνει μια αναφορά και στον τρόπο που προσομοιώθηκε η φόρτιση στα μοντέλα μας. Όπως ήδη αναφέραμε σε προηγούμενο κεφάλαιο εκτός του ίδιου βάρους των μελών, εφαρμόστηκαν επίσης κατανεμημένα φορτία στις δοκούς και προένταση στα υποστυλώματα. Στο μοντέλο μας η προένταση λήφθηκε υπόψη ως συγκεντρωμένο θλιπτικό φορτίο που δεν έπαιξε ρόλο στον υπολογισμό της ιδιομορφικής μάζας. Κατά την προσομοίωση, πραγματοποιήθηκε και μια ανάλυση με ακριβή μοντελοποίηση και του τένοντα προέντασης αλλά παρατηρήθηκε ότι δεν επηρέαζε σημαντικά τα αποτελέσματα της ανάλυσης μας. Οι πρόσθετες μάζες εφαρμόστηκαν ως γραμμικά φορτία στις θέσεις που τοποθετήθηκαν και κατά την πειραματική διαδικασία (Εικόνα 41). Επίσης, στο φορέα επιβλήθηκε και κατανεμημένο φορτίο για να προσομοιωθεί η τοιχοποιία του Α' ορόφου.

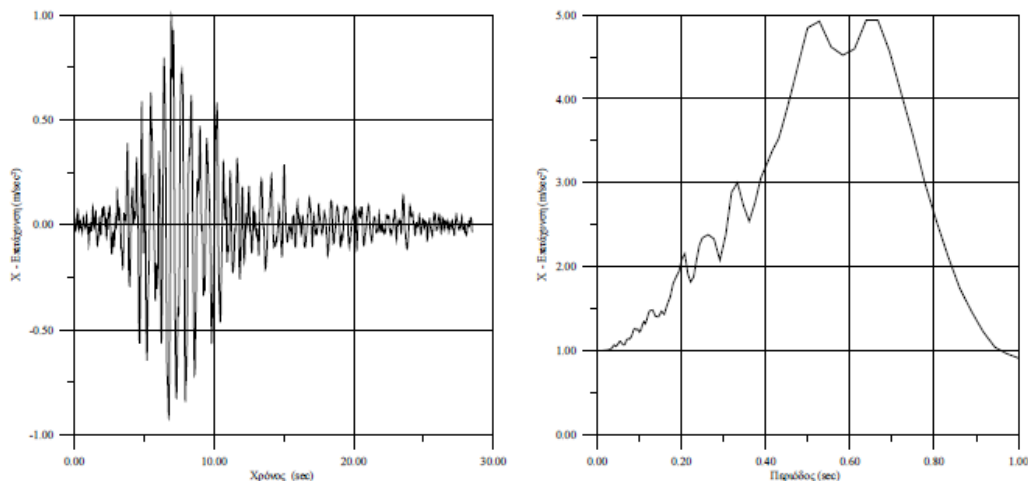


Εικόνα 41 Διάταξη πρόσθετων μαζών στο δοκίμιο Δ3

4.3 Δυνατότητες ανάλυσης σε Sap και Seismostuct

Στη συγκεκριμένη εργασία έγινε ιδιομορφική ανάλυση και με τη χρήση των δύο λογισμικών για να υπολογιστούν τόσο οι ιδιομορφές όσο και τα ιδιοσχήματα των φορέων. Στη συνέχεια έγινε ανάλυση χρονοϊστορίας και οι φορείς διεγέρθηκαν από μονοαξονική χρονοϊστορία επιτάχυνσης εντός του επιπέδου τους. Η χρονοϊστορία αυτή αποτελεί την E-W συνιστώσα του Σεισμού Γρίβα (21/12/1990, M=5.9) ο οποίος καταγράφηκε στην Έδεσσα σε απόσταση 31km από το επίκεντρο.

Τα υπολογιζόμενα εντατικά μεγέθη του φορέα αποτελούν ορθολογικές προσεγγίσεις των αναμενόμενων κατά τη διάρκεια ενός σεισμού, επειδή το μοντέλο προσομοίωσης και η μεθοδολογία προσεγγίζουν με μεγάλη αμεσότητα την απόκριση του φορέα κατά τη διάρκεια του σεισμικού φαινομένου. Η χρονοϊστορία μπορεί να εφαρμοστεί χωρίς περιορισμούς σε οποιονδήποτε φορέα ή έδαφος θεμελίωσης. Παρόλα αυτά, η απόκριση της κατασκευής μπορεί να είναι ιδιαίτερα ευαίσθητη στα χαρακτηριστικά των συγκεκριμένων επιταχυνσιογραφημάτων που χρησιμοποιούνται, συνεπώς, η ανάλυση χρονοϊστορίας πρέπει να επαναλαμβάνεται για περισσότερες από μία εδαφικές διεγέρσεις.



Εικόνα 42 (α) Χρονοϊστορία E-W συνιστώσας του Σεισμού Γρίβα (Έδεσσα), (β) Φάσμα επιταχύνσεων, απόσβεση 5%

Για τη διερεύνηση της επιρροής των τοίχων πλήρωσης στους φορείς οπλισμένου σκυροδέματος υπό την επίδραση σεισμικών φορτίσεων πραγματοποιούνται πέραν των δυναμικών αναλύσεων και αναλύσεις με τη μέθοδο Pushover. Οι αναλύσεις πραγματοποιούνται για τα μοντέλα που παρουσιάστηκαν θεωρώντας τοίχους πλήρωσης με προσομοίωση θλιβόμενης διαγωνίου. Παρότι το πρόγραμμα SAP έχει τη δυνατότητα να προσομοιώσει την τοιχοποιία και ως επιφανειακό πεπερασμένο στοιχείο, όταν γίνεται μια υπερωθητική ανάλυση στο φορέα προτιμάται η προσομοίωση της θλιβόμενης διαγωνίου.

Κεφάλαιο 5: Αποτελέσματα αναλύσεων

ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΚΑΙ ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΠΕΙΡΑΜΑΤΙΚΟΥ ΚΑΙ ΑΝΑΛΥΤΙΚΟΥ ΜΟΝΤΕΛΟΥ

5.1 Αποτελέσματα πειραματικής διαδικασίας

5.1.1 Δυναμικά χαρακτηριστικά

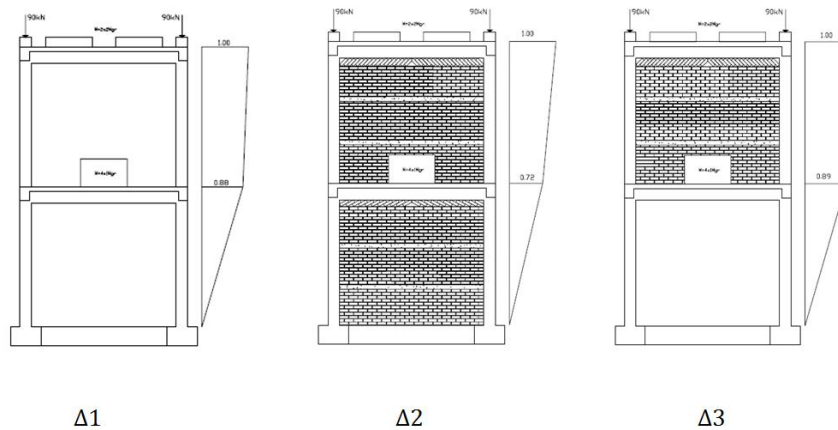
Κατά την πειραματική διαδικασία τα δυναμικά χαρακτηριστικά (ιδιοπερίοδος, ιδιοσυχνότητα, απόσβεση) των δοκιμών προσδιορίζονται από τις δοκιμές σταθερής επιτάχυνσης λογαριθμικής σάρωσης συχνοτήτων. Συγκεκριμένα, τα δοκίμια διεγέρθηκαν από μια χρονοϊστορία ημιτονικής μορφής σταθερής επιτάχυνσης 0,05g ή 0,10g με λογαριθμική σάρωση συχνοτήτων. Οι δοκιμές πραγματοποιήθηκαν στη διεύθυνση Y (εντός επιπέδου των πλαισίων). Η ιδιοσυχνότητα f για τη χρονοϊστορία με την οποία διεγέρθηκαν τα δοκίμια, υπολογίζεται στο πεδίο του χρόνου σύμφωνα με την ακόλουθη σχέση, όπου $time$ (sec) είναι η χρονική στιγμή της μέγιστης απόκρισης του δοκιμίου.

$$f = 2 \frac{time (sec)}{60}$$

Ενώ, ο λόγος απόσβεσης ζ προσδιορίστηκε με τη μέθοδο της μισής ισχύος πλάτους λωρίδας. Στον πίνακα που ακολουθεί παρουσιάζονται τα δυναμικά χαρακτηριστικά της δεσπόζουσας ιδιομορφής στη διεύθυνση Y των δοκιμών, τα οποία στη συνέχεια προσομοιώθηκαν αναλυτικά στο Sap και το SeismoStruct. Στον πίνακα που ακολουθεί παρουσιάζονται τα χαρακτηριστικά των τριών πρώτων πλαισίων του πειράματος (ιδιοσυχνότητα, ιδιοπερίοδος και απόσβεση). (Πίνακας 2)

Δοκίμιο	Ιδιοσυχνότητα (Hz)	Ιδιοπερίοδος (sec)	Απόσβεση (%)
Δ1 γυμνό πλαίσιο (χωρίς πληρώσεις)	1,82	0,549	4,10
Δ2 πλαίσιο με τοιχοπληρώσεις	5,65	0,177	4,90
Δ3 πλαίσιο πυλωτής	2,66	0,376	4,80

Πίνακας 2 Δυναμικά χαρακτηριστικά πειραματικής διαδικασίας

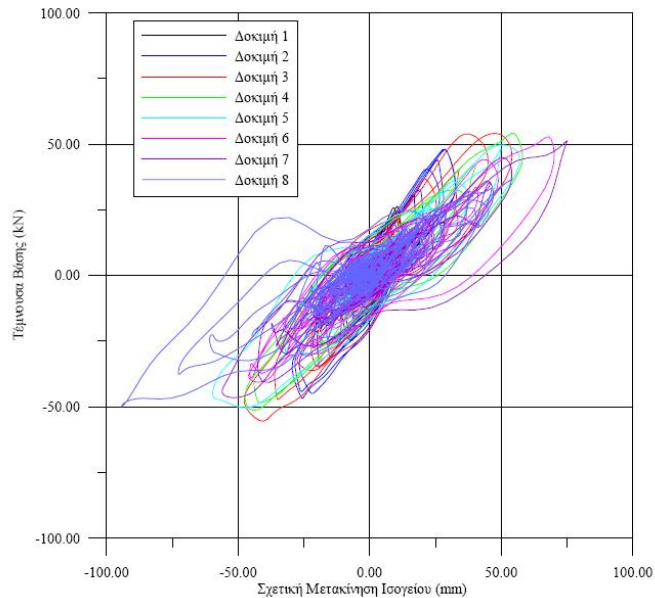


Εικόνα 43 Ιδιοσχήματα κανονικών μορφών

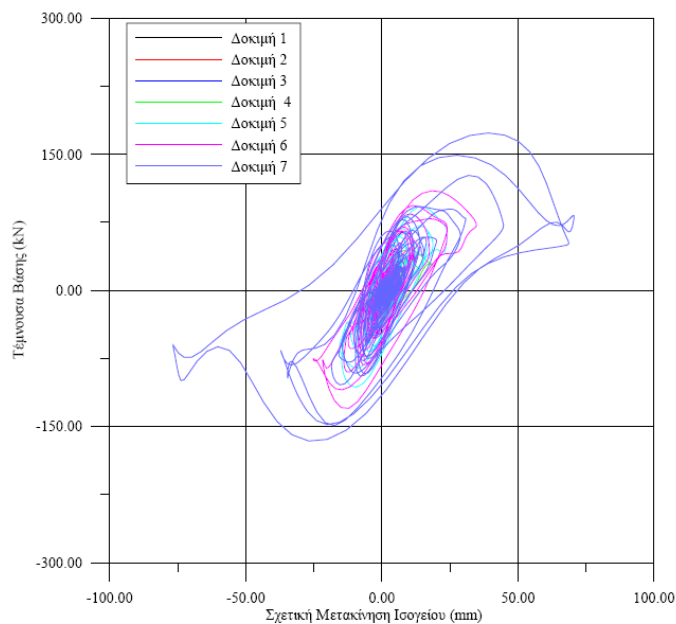
5.1.2 Διαγράμματα τέμνουσας – μετατόπισης

Όπως ήδη αναφέραμε τα δοκίμια διεγέρθηκαν με την E-W συνιστώσα του σεισμού της Έδεσσας με κλιμακωτά αυξανόμενη επιτάχυνση βάσης. Για το πρώτο δοκίμιο έγιναν οχτώ δοκιμές με τις ακόλουθες επιταχύνσεις ($0,52\text{m/sec}^2$, $0,99\text{m/sec}^2$, $1,58\text{m/sec}^2$, $2,04\text{m/sec}^2$,

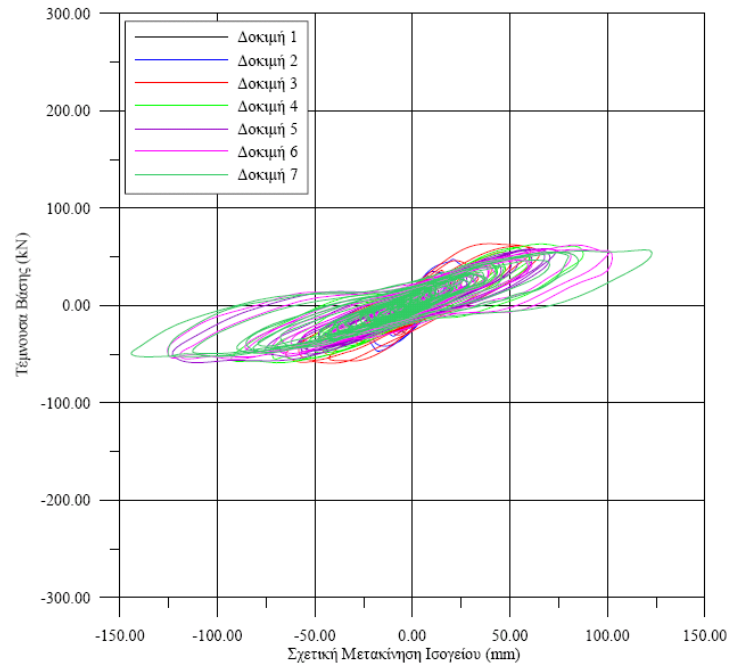
3,15m/sec², 4,33m/sec², 5,72m/sec² και 6,24m/sec²) και αντίστοιχα για τα δύο επόμενα δοκίμια έγιναν επτά δοκιμές με κλιμακωτά αυξανόμενη επιτάχυνση βάσης. Στα ακόλουθα σχήματα παρουσιάζεται η αναπτυσσόμενη μέγιστη τέμνουσα βάσης και η μέγιστη σχετική μετακίνηση ισογείου για κάθε δοκίμιο, σύμφωνα με τα αποτελέσματα του πειράματος.



Εικόνα 44 Διάγραμμα τέμνουσας βάσης – σχετικής μετακίνησης ισογείου για το δοκίμιο Δ1



Εικόνα 45 Διάγραμμα τέμνουσας βάσης – σχετικής μετακίνησης ισογείου για το δοκίμιο Δ2

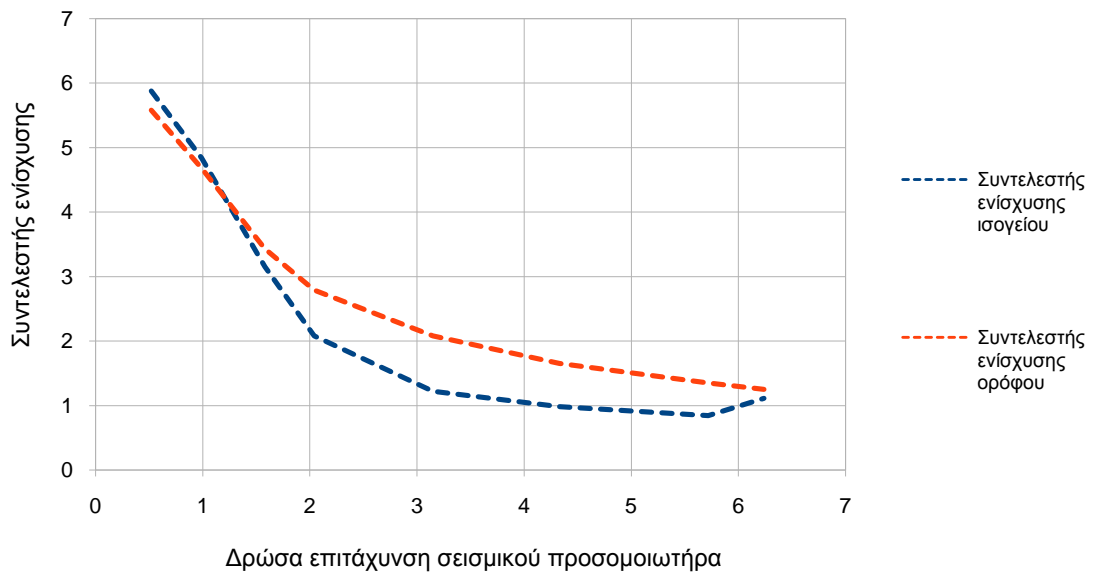


Εικόνα 46 Διάγραμμα τένουσας βάσης – σχετικής μετακίνησης ισογείου για το δοκίμιο Δ3

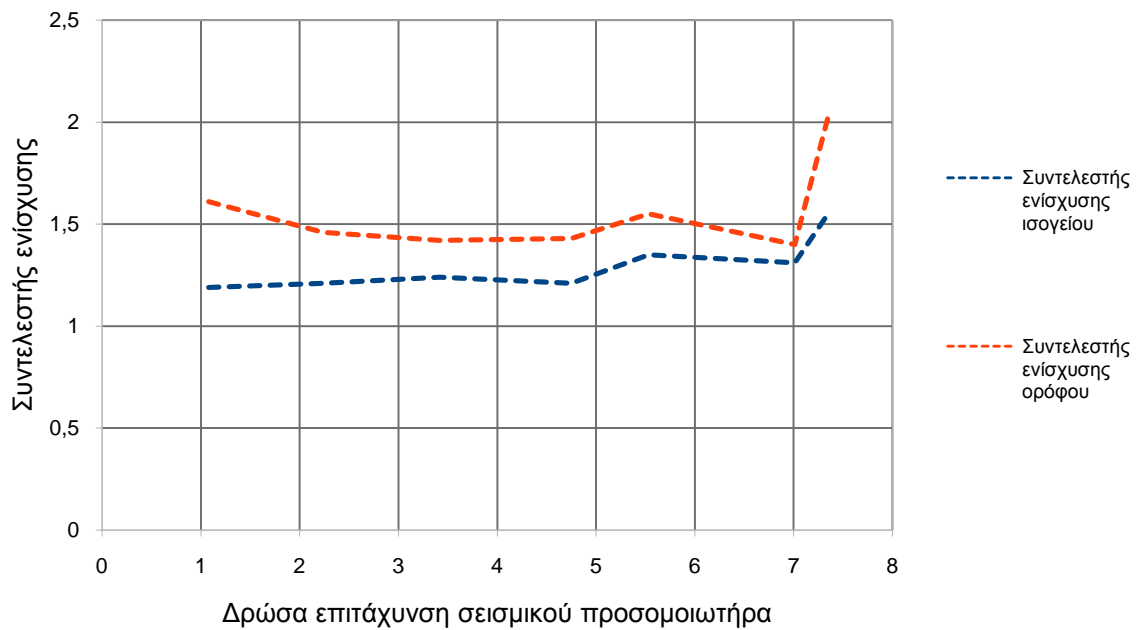
5.1.3 Συντελεστής ενίσχυσης

Ο συντελεστής ενίσχυσης επιτάχυνσης υπολογίζεται ως ο λόγος της μέγιστης επιτάχυνσης του ισογείου ή αντίστοιχα του ορόφου η οποία έχει αναπτυχθεί στο κάθε δοκίμιο προς τη μέγιστη επιτάχυνση στη βάση του δοκιμίου. Ως μέγιστη επιτάχυνση βάσης λήφθηκε η δρώσα επιτάχυνση της χρονοϊστορίας επιτάχυνσης βάσης.

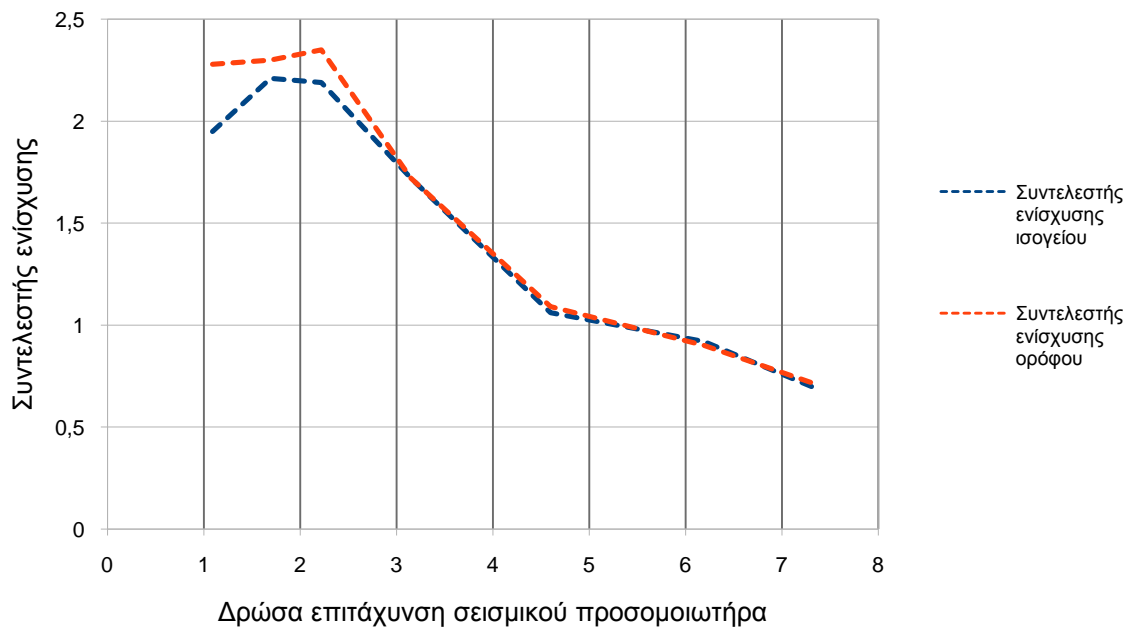
Θα παρουσιαστούν διαγράμματα, όπου θα παρουσιάζονται οι συντελεστές ενίσχυσης συναρτήσει της δρώσας επιτάχυνσης η οποία αναπτύχθηκε από το σεισμικό προσομοιωτήρα για κάθε δοκιμή. Στα διαγράμματα που παρατίθενται θα έχουμε τη δυνατότητα να συγκρίνουμε το μέγεθος της επιτάχυνσης που αναπτύχθηκε στα πειραματικά δοκίμια ως ποσοστό της δρώσας επιτάχυνσης στον όροφο και στο ισόγειο του δοκιμίου.



Εικόνα 47 Διάγραμμα συντελεστή ενίσχυσης για το δοκίμιο Δ1



Εικόνα 48 Διάγραμμα συντελεστή ενίσχυσης για το δοκίμιο Δ2



Εικόνα 49 Διάγραμμα συντελεστή ενίσχυσης για το δοκίμιο Δ3

5.2 Αποτελέσματα αναλυτικής διαδικασίας

5.2.1 Ιδιοπερίοδοι κατασκευών

- Γυμνό πλαίσιο:

Αρχικά, έγινε η προσομοίωση του γυμνού πλαισίου θεωρώντας γραμμικά μέλη τόσο για τις δοκούς όσο και για τα υποστυλώματα. Τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά των διατομών και του φορέα καθώς και οι ιδιότητες των υλικών έχουν ήδη περιγραφεί. Με την αρχική προσομοίωση του φορέα που πραγματοποιήθηκε στο πρόγραμμα Sap η πρώτη ιδιοπερίοδος T_1 ισούται με 0,349 sec. Ενώ στο SeismoStruct η ιδιοπερίοδος ήταν $T_1 = 0,367$ sec. Παρατηρούμε λοιπόν ότι παρότι τα δύο προγράμματα συγκλίνουν μεταξύ τους υπάρχει μια

μεγάλη διαφορά σε σχέση με τα αποτελέσματα του πειράματος, όπου έχει υπολογιστεί η δεσπόζουσα ιδιοπερίοδος να ισούται με $T_1 = 0,549 \text{ sec}$.

Στο σημείο αυτό θα προσπαθήσουμε με διάφορες τροποποιήσεις του αρχικού μας μοντέλου να δούμε αν μπορεί να υπάρξει σύγκλιση των αποτελεσμάτων. Οι παράμετροι αυτοί που θα μπορούσαν να επιφέρουν αλλαγές στο μοντέλο μας είναι αρχικά η ολική μάζα που λαμβάνεται υπόψη για τον υπολογισμό της ιδιοπεριόδου, το μέτρο ελαστικότητας των υλικών, η ροπή αδρανείας των διατομών, το ύψος της κατασκευής και τέλος ο τρόπος της στήριξης του φορέα, όπου ισχύει ότι:

$$T = 2\pi \cdot \sqrt{\frac{M_{ολ}}{K}}, \text{ όπου για αμφίπακτα υποστυλώματα } K = \frac{12EI}{h^3}$$

Σαν πρώτο βήμα προτού επιλέξουμε να διαφοροποιήσουμε με κάποιον από τους ανωτέρω τρόπους την ιδιοπερίοδο της κατασκευής, θα δοκιμάσουμε να προσομοιώσουμε και της εγκάρσιες δοκούς του πειράματος. Οι δοκοί αυτοί βοηθούν στην καλύτερη εν γένει συμπεριφορά του κόμβου λόγω της τριαξονικής έντασης που αναπτύσσεται μέσα σε αυτούς και αυξάνουν ελαφρώς τη μάζα του φορέα. Κατά την πειραματική διαδικασία έγινε η επιλογή της κατασκευής των δοκών αυτών έτσι ώστε να προσομοιωθεί ότι το πλαίσιο που μελετάμε αποτελεί ένα εσωτερικό πλαίσιο μιας υφιστάμενης πρότυπης κατασκευής. Ύστερα λοιπόν από την ιδιομορφική ανάλυση που πραγματοποιήθηκε η ιδιοπερίοδος δεν είχε μεγάλη διαφορά και υπήρξαν μικρές αλλαγές μετά το δεύτερο δεκαδικό ψηφίο της ιδιοπεριόδου.

Όσον αφορά τη μάζα του πλαισίου εφόσον το ειδικό βάρος των υλικών είναι δεδομένο και στο φορέα επιπροσθέτως επιβλήθηκαν συγκεκριμένα φορτία δεν μπορούμε να θεωρήσουμε κάποια αλλαγή, οπότε θα επικεντρωθούμε στην προσπάθεια μείωσης της δυσκαμψίας του φορέα.

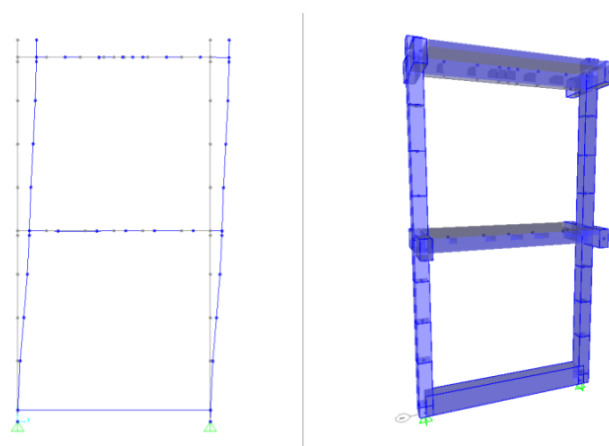
Αρχικά, θα δοκιμάσουμε να τροποποιήσουμε το ύψος του ισογείου. Στην πρώτη προσομοίωση θεωρήσαμε ότι το πλαίσιο είναι πακτωμένο και η πάκτωση θεωρήθηκε ότι λαμβάνει χώρα στο μέσο του ύψους της συνδετήριας δοκού, όπου:

$$h_{ισογειου} = h_{καθαρ\acute{o}} + \gamma_{K.B.δοκο\acute{u}} + \frac{h_{συνδ.δοκο\acute{u}}}{2} = 3,10 \text{ m}$$

Σε αυτή τη φάση θα θεωρήσουμε ότι η πάκτωση πραγματοποιείται στη βάση της συνδετήριας δοκού και συνεπώς το ύψος του ισογείου θα αυξηθεί σε $h = 3,30$ m. Σε αυτήν την περίπτωση η ιδιοπερίοδος αυξάνεται σε $T_1 = 0,372$ sec.

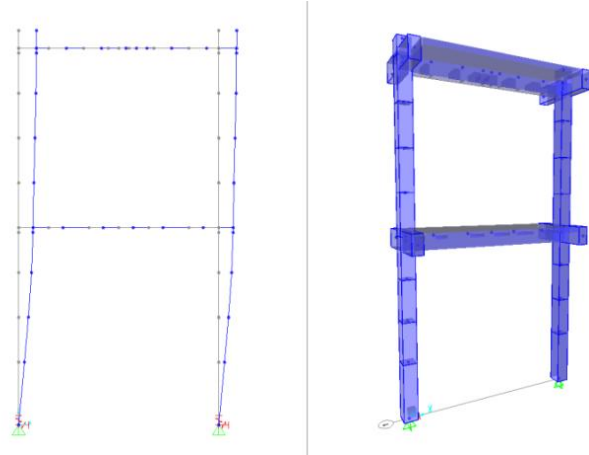
Επίσης, αν θεωρηθεί ότι λόγω της ύπαρξης των τενόντων στο εσωτερικό των υποστυλωμάτων η ροπή αδρανείας λόγω της ανομοιογένειας των υλικών μειώνεται κατά ένα μικρό ποσοστό της τάξης του 4%, προκύπτει μια μικρή αύξηση της ιδιοπεριόδου σε $T_1 = 0,378$ sec, χωρίς συνεπώς να επιφέρει ουσιαστική αλλαγή.

Μια επιπλέον προσομοίωση που εξετάστηκε είναι αυτή που παρουσιάζεται στο ακόλουθο σχήμα (Εικόνα 50). Συγκεκριμένα, επιλέξαμε να προσομοιώσουμε και τη συνδετήρια δοκό στο μοντέλο μας λαμβάνοντας υπόψη ότι τα άκρα της είναι αρθρωμένα. Αυτή η προσέγγιση μας έδωσε τα ίδια αποτελέσματα με τη θεώρηση της πάκτωσης.



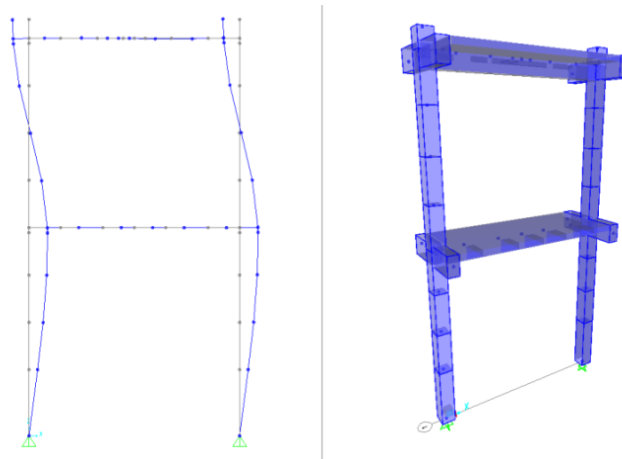
Εικόνα 50 Προσομοίωση συνδετήριας δοκού

Τέλος, ένας άλλος λόγος για τον οποίο θα μπορούσε να έχει προκύψει τόσο μεγάλη ιδιοπερίοδος θα ήταν να μην είχαμε πλήρη πάκτωση στη βάση του δοκιμίου αλλά μια στήριξη που θα επέτρεπε να πραγματοποιηθούν μικρές μετατοπίσεις ή και στροφές. Ενδεικτικά επιλέξαμε να επιλύσουμε την ακραία περίπτωση κατά την οποία και οι δύο στηρίξεις του μοντέλου είναι αρθρώσεις. Σε αυτή την περίπτωση η ιδιοπερίοδος του πλαισίου αυξάνεται σημαντικά και καταλήγει να ισούται με $T_1 = 0,674$ sec. Ενώ για ένα πλαίσιο όπως αυτό που φαίνεται στο ακόλουθο σχήμα (Εικόνα 51) στο οποίο έχουν τοποθετηθεί στροφικά ελατήρια στις στηρίξεις, η ιδιοπερίοδος φτάνει τη ζητούμενη και ισούται με $T_1 = 0,547$ sec, ενώ η ιδιοσυχνότητα είναι ίση με 1,83.



Εικόνα 51 Προσομοίωση στήριξης με άρθρωση και στροφικά ελατήρια στο γυμνό πλαίσιο

Ας αναφέρουμε επίσης ότι η δεύτερη ιδιοπερίοδος που υπολογίζεται σε αυτή την προσομοίωση (Εικόνα 52) προσεγγίζει αρκετά τα πειραματικά αποτελέσματα μιας και έχουμε ότι $T_2 = 0,136 \text{ sec}$ ($f = 7,33$) ενώ στα αποτελέσματα του πειράματος δίνεται $T_1 = 0,152 \text{ sec}$.



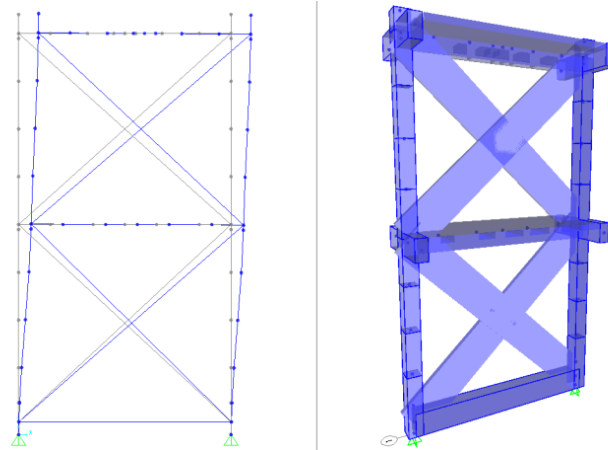
Εικόνα 52 Δεύτερη ιδιοπερίοδος γυμνού πλαισίου

Για όσα στοιχεία όμως αναφέραμε και για τις διάφορες παραδοχές που πραγματοποιήσαμε δεν υπάρχουν ακριβή πειραματικά στοιχεία στα οποία θα μπορούσαμε να στηριχθούμε. Για το λόγο αυτό οι προηγούμενες προσομοιώσεις θα πρέπει να ληφθούν υπόψη με προσοχή μιας και αποτελούν μόνο παρατηρήσεις χωρίς να βασίζονται σε πειραματικά αποτελέσματα και συμπεράσματα.

● Τοιχοπληρωμένο πλαίσιο:

Τα πειραματικά αποτελέσματα όπως είδαμε δίνουν την ιδιοπερίοδο του τοιχοπληρωμένου πλαισίου να ισούται με $T_1 = 0,177 \text{ sec}$. Κατά την αναλυτική διαδικασία και αφού η προσομοίωση του δοκιμίου έγινε όπως προαναφέραμε, η πρώτη ιδιοπερίοδος του φορέα που υπολογίστηκε στο λογισμικό Sap ισούται με $T_1 = 0,152 \text{ sec}$, ενώ στο SeismoStruct έχουμε ότι $T_1 = 0,151 \text{ sec}$.

Σε αυτό το σημείο θα δοκιμάσουμε να δούμε τι αλλαγές έχουμε στην ιδιοπερίοδο του τοιχοπληρωμένου πλαισίου αν εφαρμόσουμε τις αλλαγές που πραγματοποιήσαμε και στο γυμνό πλαίσιο. Αρχικά, έχουμε ότι αν θεωρήσουμε την προσομοίωση με τη συνδετήρια δοκό όπως φαίνεται στην ακόλουθη εικόνα (Εικόνα 53) η ιδιοπερίοδος παραμένει σχεδόν σταθερή.



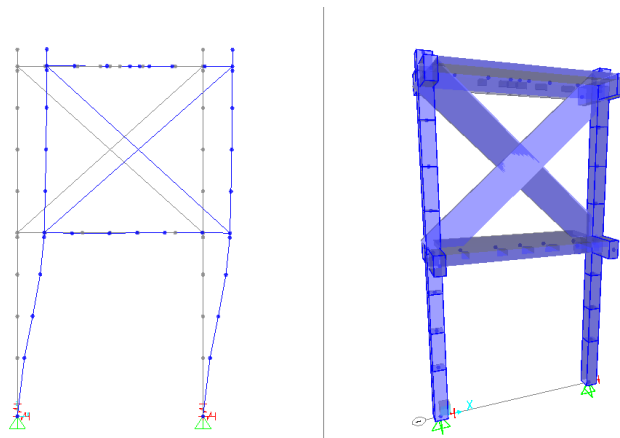
Εικόνα 53 Τοιχοπληρωμένο πλαίσιο με προσομοίωση της συνδετήριας δοκού

Αν δοκιμάσουμε να επιλύσουμε το φορέα ως αρθρωτό η ιδιοπερίοδος αυξάνεται ελαφρώς σε $T_1 = 0,180 \text{ sec}$. Ενώ ακολουθώντας τη λογική της σύνδεσης που δεν είναι πλήρης πάκτωση αλλά επιτρέπει μια περιορισμένη στροφή τότε η ιδιοπερίοδος φτάνει στη ζητούμενη τιμή και ισούται με $T_1 = 0,164 \text{ sec}$ και η ιδιοσυχνότητά της είναι ίση με 6,11. Παρατηρούμε, λοιπόν, ότι στους δύο πρώτους φορείς η λογική της στήριξης με ύπαρξη στροφικών ελατηρίων προσεγγίζει την πρώτη ιδιοπερίοδο που είχε υπολογιστεί και κατά την πειραματική διαδικασία.

● Πλαίσιο πυλωτής:

Σε αυτήν την περίπτωση τα πειραματικά αποτελέσματα δίνουν την ιδιοπερίοδο του πλαισίου να ισούται με $T_1 = 0,376 \text{ sec}$. Επίσης, αξ σημειωθεί εδώ ότι κατά την αρχική επίλυση που πραγματοποιήθηκε πριν την πειραματική διαδικασία στο πλαίσιο τύπου πυλωτής, η ιδιοπερίοδος του δοκιμίου (όταν φορτίζεται με το ίδιο βάρος του πλαισίου, τη δρομική τοιχοπλήρωση του πρώτου ορόφου και τις πρόσθετες μάζες 4Mg ανά όροφο) υπολογίστηκε κατά τη διεύθυνση X να ισούται με 0,30 sec.

Η αρχική προσομοίωση του φορέα μας έδωσε ιδιοπερίοδο ίση με $T_1 = 0,335 \text{ sec}$ στο λογισμικό Sap και $T_1 = 0,336 \text{ sec}$ στο SeismoStruct. Δοκιμάζοντας να κάνουμε τις ίδιες τροποποιήσεις στο μοντέλο μας όπως προηγουμένως αλλά θεωρώντας ότι η στήριξη παραμένει πάκτωση, η ιδιοπερίοδος αυξάνεται και ισούται με $T_1 = 0,349 \text{ sec}$. Αν σε αυτό το σημείο επιλέξουμε να τοποθετήσουμε στις στηρίξεις στροφικά ελατήρια με την ίδια δυσκαμψία όπως και πριν θα διαπιστώσουμε ότι η προσέγγιση που έχουμε δεν είναι ικανοποιητική. Για να διατηρήσουμε όμως μια αναλογία στα δοκίμια μας θα τοποθετήσουμε στροφικά ελατήρια με μεγαλύτερη ακαμψία (Εικόνα 54) έτσι ώστε να καταλήξουμε σε μια ιδιοπερίοδο ίση με τη ζητούμενη $T_1 = 0,377 \text{ sec}$ (περίπου ίση με τα πειραματικά αποτελέσματα) και με ιδιοσυχνότητα f ίση με 2,65.



Εικόνα 54 Προσομοίωση στήριξης με άρθρωση και στροφικά ελατήρια στο πλαίσιο με πυλωτή

5.2.2 Ποσοστά ιδιομορφικών μαζών

Σημαντικές ιδιομορφές θεωρούνται αυτές των οποίων το άθροισμα των δρωσών μαζών (συνολικό ποσοστό ταλαντούμενης μάζας που ενεργοποιείται από τις ιδιομορφές) ΣΜί φθάσει τουλάχιστον το 90% της συνολικά ταλαντούμενης μάζας M του συστήματος. Σύμφωνα με τις αναλύσεις που πραγματοποιήθηκαν το ποσοστό της μάζας που αντιστοιχεί στην πρώτη ιδιομορφή σε όλα τα δοκίμια είναι μεγαλύτερο του 90 %. Στον πίνακα που ακολουθεί παρουσιάζονται οι μάζες ανά ιδιομορφή και ανά δοκίμιο, συγκεκριμένα παρουσιάζονται οι δύο πρώτες ιδιομορφές (Πίνακας 3). Συνεπώς, η πρώτη ιδιομορφή είναι και η δεσπόζουσα, κάτι που θα μας φανεί χρήσιμο στις αναλύσεις που θα πραγματοποιήσουμε στη συνέχεια.

Ποσοστά ιδιομορφικών μαζών	Πρώτη ιδιομορφή	Δεύτερη ιδιομορφή
Δοκίμιο Δ1	97,81 %	99,13 %
Δοκίμιο Δ2	94,50 %	98,47 %
Δοκίμιο Δ2	98,46 %	98,75 %

Πίνακας 3 Ποσοστά μαζών που ενεργοποιούνται από τις ιδιομορφές

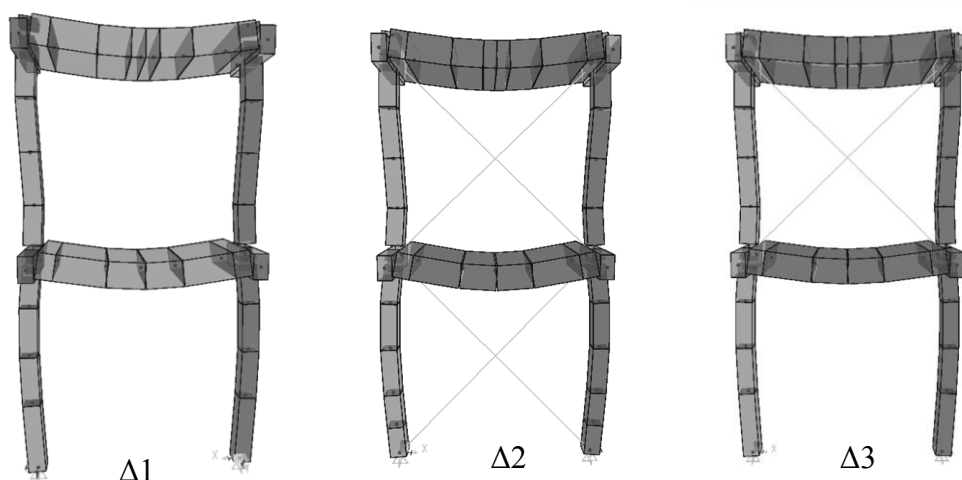
5.2.3 Διαγράμματα εντατικών μεγεθών

Στην παρούσα παράγραφο θα γίνει μια παρουσίαση των εντατικών μεγεθών των πλαισίων που προσομοιώθηκαν . Αρχικά, θα παρουσιαστούν τα εντατικά μεγέθη υπό στατικά φορτία, δηλαδή υπό τα ίδια βάρη, την προένταση και τα μόνιμα φορτία που επιβλήθηκαν, ενώ στη συνέχεια θα παρουσιάσουμε τα αποτελέσματα που έχουμε όταν στα δοκίμια επιβληθεί και η φόρτιση της ιστορίας. Θα παρουσιαστούν τα αποτελέσματα για την πρώτη δοκιμή έτσι ώστε να γίνει σαφές πως τροποποιούνται τα εντατικά μεγέθη με την επιβολή επιτάχυνσης ακόμη και με μικρή ένταση.

Μια αρχική παρατήρηση που θα πρέπει να κάνουμε σε αυτό το σημείο είναι ότι κατά την επίλυση που προηγήθηκε του πειράματος είχε υπολογιστεί ότι σε ένα πρότυπο κτίριο της εποχής (τύπου πυλωτής) το συνολικό κατακόρυφο φορτίο σε ένα κεντρικό υποστύλωμα (υποστύλωμα του προς έλεγχου δοκιμίου) του ισογείου από τη δράση των φορτίων είναι περίπου ίσο με 175,00 KN. Με αυτό το δεδομένο πραγματοποιήθηκε και η φόρτιση επί των δοκιμών με τις πρόσθετες μάζες και την προένταση. Ελέγχοντας αυτό το δεδομένο, παρατηρούμε ότι η αξονική δύναμη που υπολογίστηκε να ασκείται στα υποστυλώματα του δοκιμίου τύπου πυλωτής από τα φορτία που τους επιβλήθηκαν ισούται με 169,74 KN, παρατηρούμε λοιπόν ότι έχουμε μια μικρή διαφορά της τάξης 3% στα υπολογιζόμενα μεγέθη σε σύγκριση με την αρχική μελέτη.

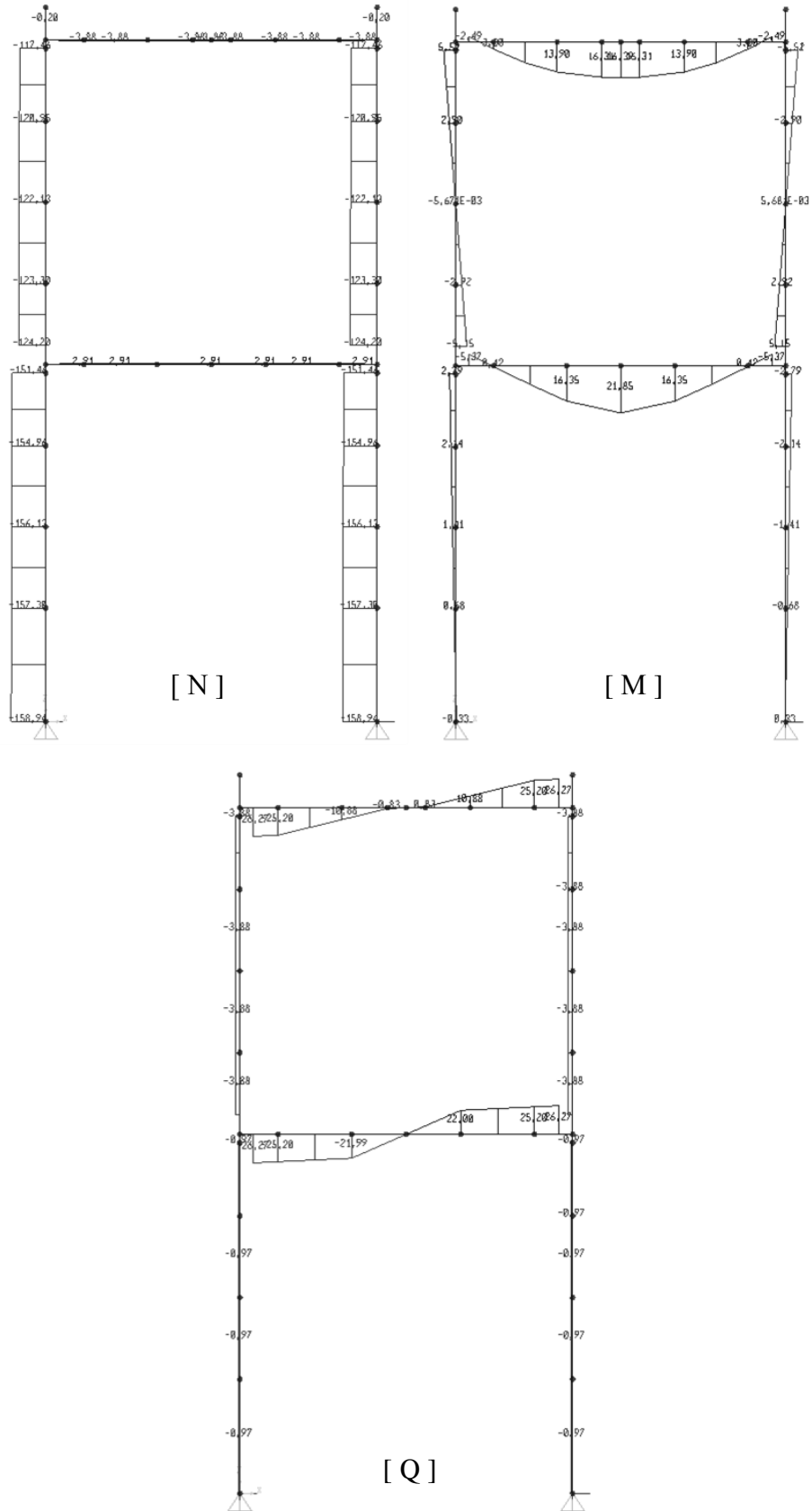
Όσον αφορά τα εντατικά μεγέθη υπό τα μόνιμα φορτία θα παρουσιαστούν αρχικά οι αξονικές δυνάμεις, οι τέμνουσες και οι ροπές για τα τρία δοκίμια που θα πραγματοποιηθούν οι αναλύσεις (γυμνό πλαίσιο (Δ1), πλαίσιο με τοιχοπληρώσεις και στους δύο ορόφους (Δ2) και πλαίσιο πυλωτής (Δ3)).

Τη στιγμή της έναρξης της σεισμικής διέγερσης, θεωρείται ότι υπάρχουν ήδη κάποιες παραμορφωσιακές συνθήκες στην κατασκευή από τις στατικές φορτίσεις της, όπως συμβαίνει στην πραγματικότητα (Εικόνα 55). Προκειμένου να υπάρχουν οι αρχικές αυτές συνθήκες θα οριστεί στο πρόγραμμα μία χρονοϊστορία για τις στατικές φορτίσεις της κατασκευής. Με αυτό τον τρόπο επιτυγχάνεται η εισαγωγή των στατικών φορτίσεων ως δυναμικές φορτίσεις στο πρόγραμμα, δημιουργώντας κάποιες αρχικές συνθήκες, ώστε να επακολουθήσει η σεισμική διέγερση των δοκιμών.



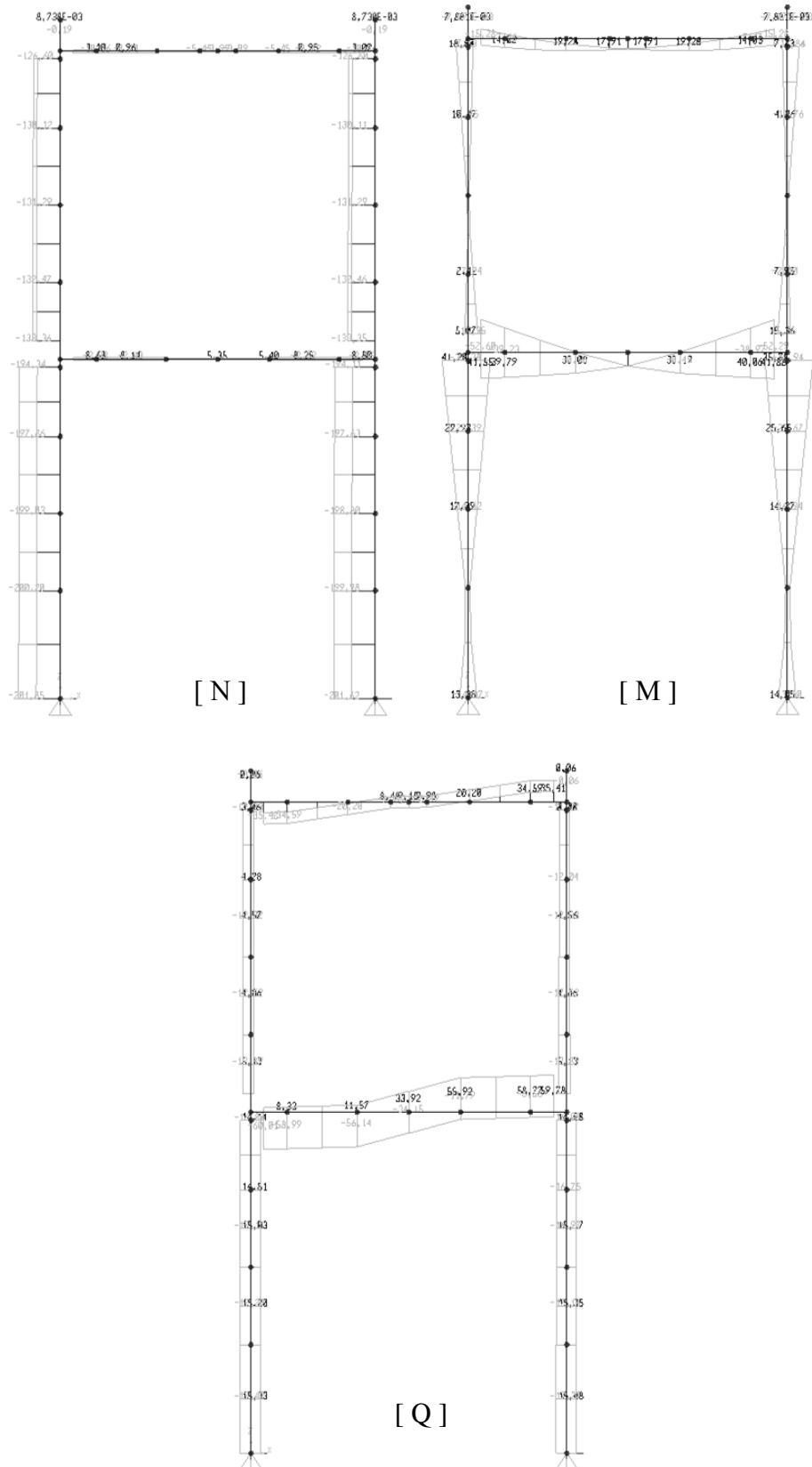
Εικόνα 55 Αρχικές παραμορφωσιακές συνθήκες υπό τα στατικά φορτία

Αναλυτική προσομοίωση και σύγκριση πειραματικών δοκιμών



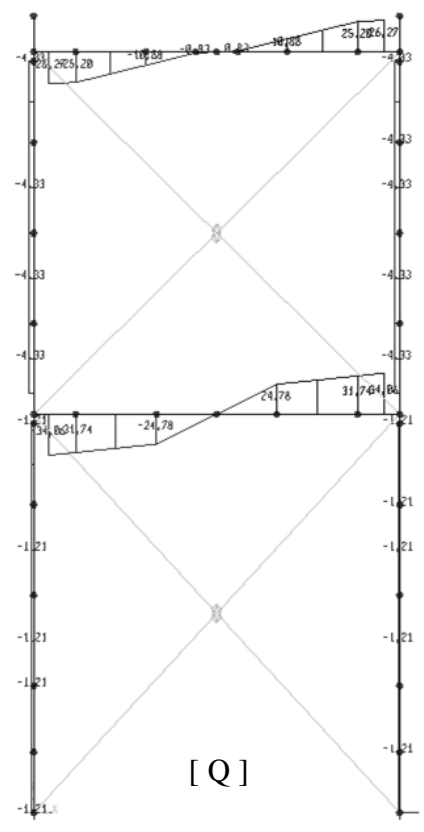
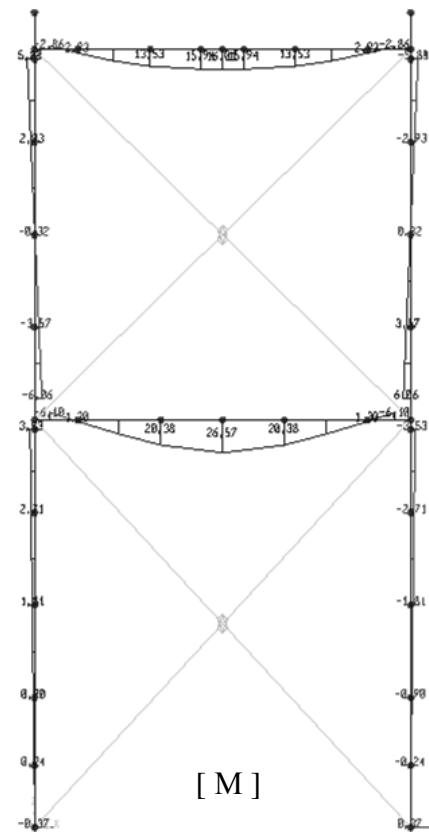
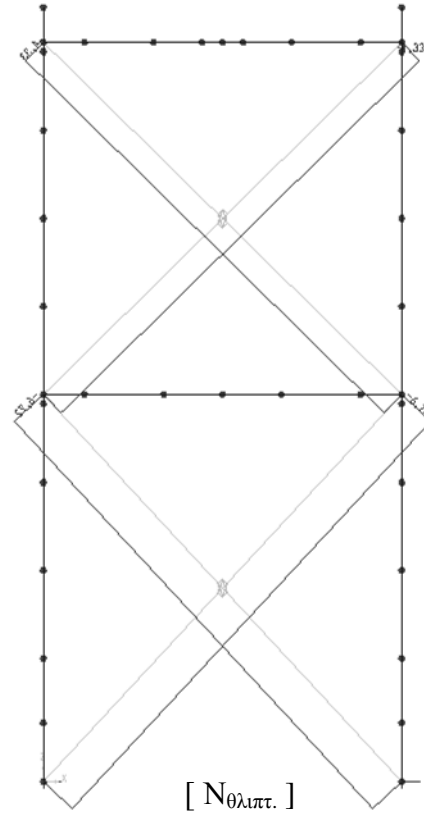
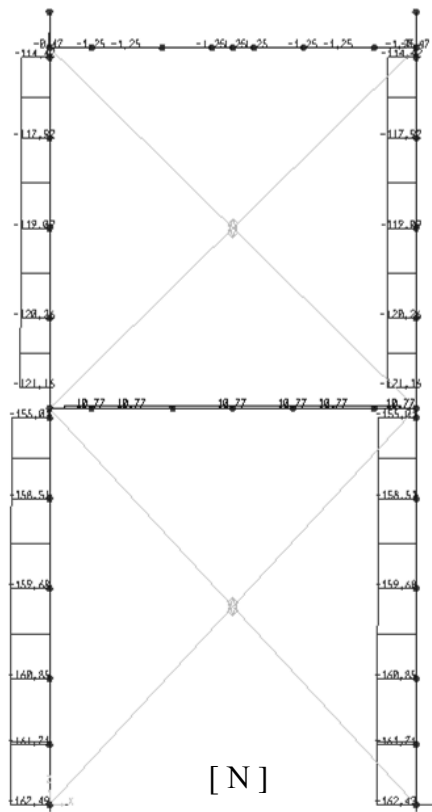
Εικόνα 56 Διαγράμματα εντατικών μεγεθών υπό στατικά φορτία στο δοκίμιο Δ1

Αναλυτική προσομοίωση και σύγκριση πειραματικών δοκιμών



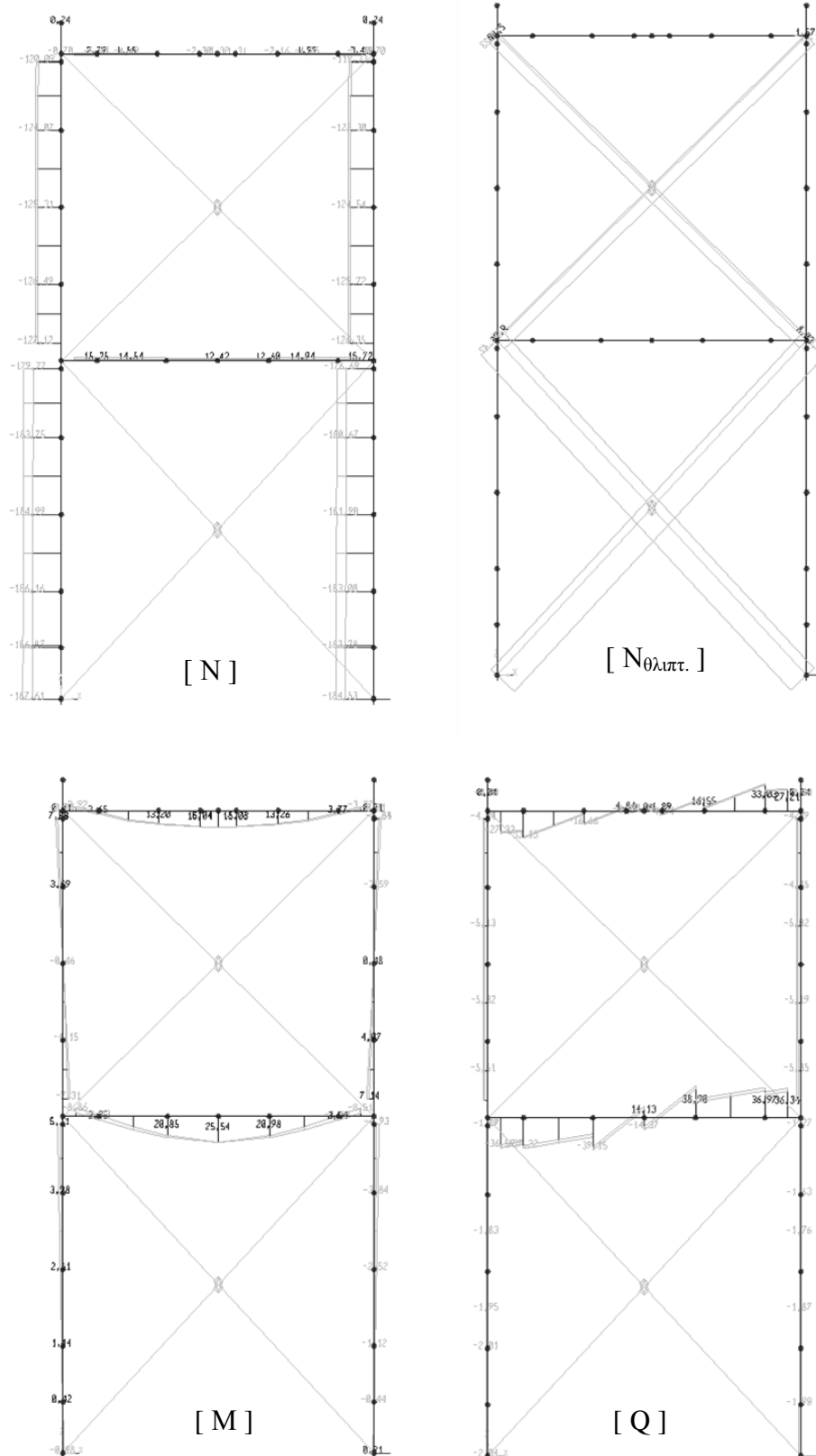
Εικόνα 57 Διαγράμματα εντατικών μεγεθών για την πρώτη δοκιμή χρονοϊστορίας στο Δ1

Αναλυτική προσομοίωση και σύγκριση πειραματικών δοκιμών



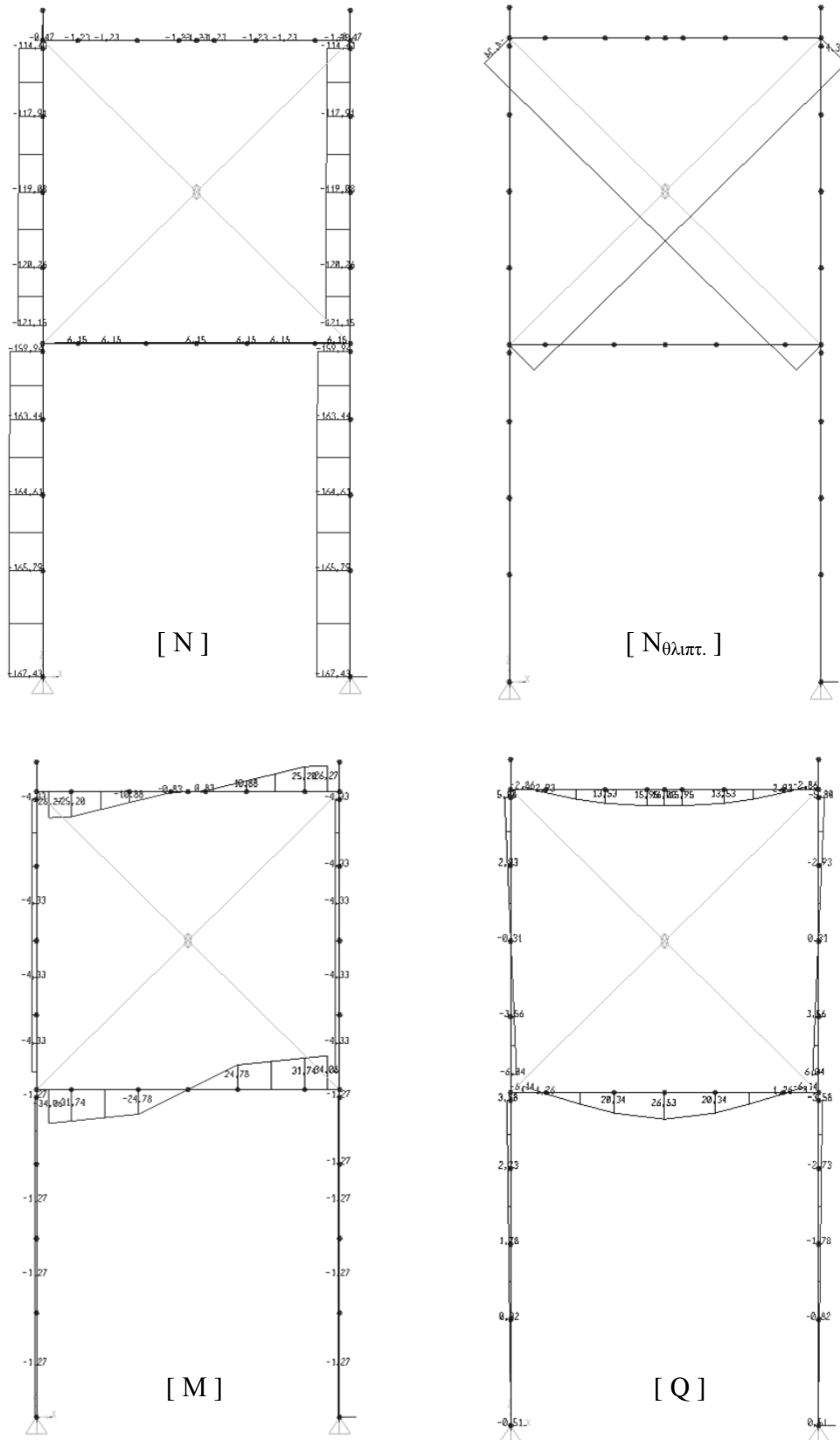
Εικόνα 58 Διαγράμματα εντατικών μεγεθών υπό στατικά φορτία στο δοκίμιο Δ2

Αναλυτική προσομοίωση και σύγκριση πειραματικών δοκιμών



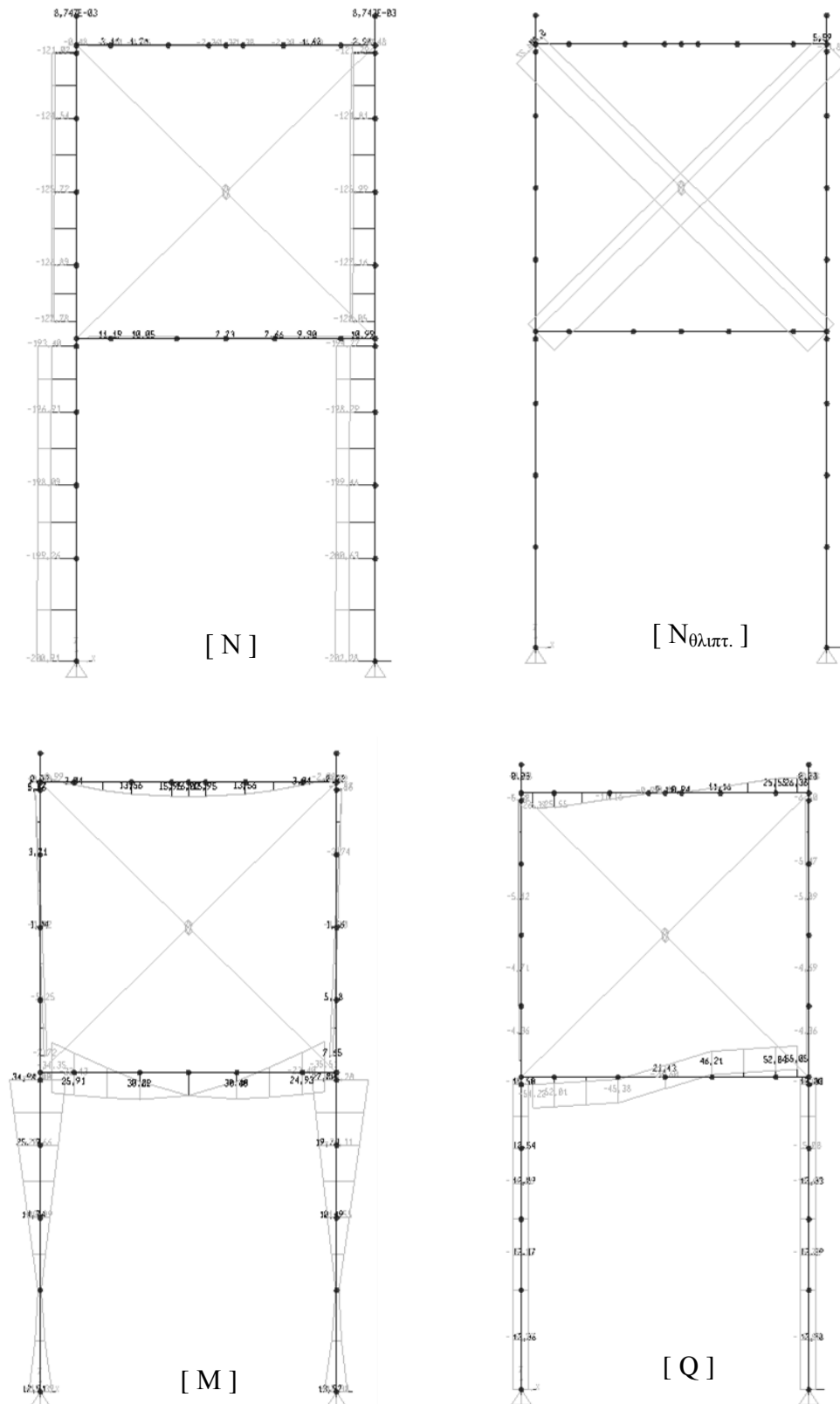
Εικόνα 59 Διαγράμματα εντατικών μεγεθών για την πρώτη δοκιμή χρονοϊστορίας στο Δ2

Αναλυτική προσομοίωση και σύγκριση πειραματικών δοκιμών



Εικόνα 60 Διαγράμματα εντατικών μεγεθών υπό στατικά φορτία στο δοκίμιο Δ3

Αναλυτική προσομοίωση και σύγκριση πειραματικών δοκιμών



Εικόνα 61 Διαγράμματα εντατικών μεγεθών για την πρώτη δοκιμή χρονοϊστορίας στο Δ3

5.2.4 Μέγιστη τέμνουσα βάσης και μετακινήσεις

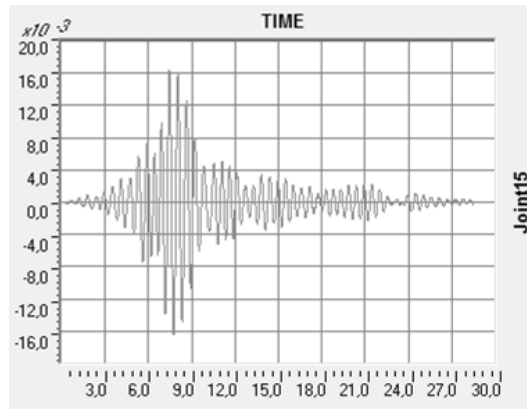
Σε αυτή την παράγραφο θα παρουσιαστούν οι τιμές που υπολογίστηκαν με το λογισμικό Sap για δοκιμές χρονοϊστορίας στους φορείς που προσομοιώσαμε, όταν ακόμη βρίσκονται στην ελαστική περιοχή και δεν έχουν εμφανιστεί βλάβες σε αυτά. Τα αποτελέσματα αυτά θα συγκριθούν με τα πειραματικά αποτελέσματα που μας είναι διαθέσιμα.

- Γυμνό πλαίσιο:

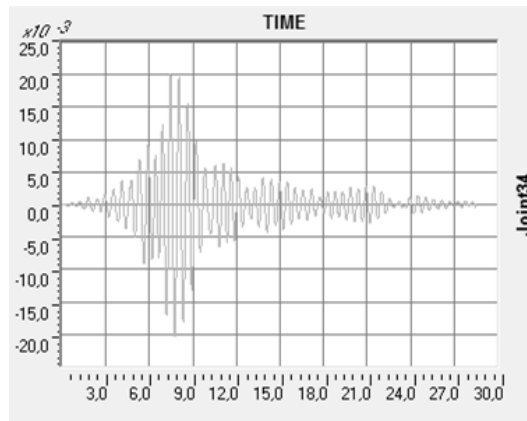
Αρχικά θα παρουσιάσουμε έναν πίνακα που φαίνονται οι μέγιστες και οι ελάχιστες σχετικές μετατοπίσεις του φορέα μας συγκρινόμενες με αυτές που έχουμε από την πειραματική διαδικασία (Πίνακας 4). Στη συνέχεια θα παρουσιαστούν τα διαγράμματα των μετατοπίσεων για το ισόγειο και για τον όροφο ανά δοκιμή. Σύμφωνα με τα αποτελέσματα της πειραματικής διαδικασίας οι πρώτες ρωγμές εμφανίστηκαν κατά τη διάρκεια της τέταρτης δοκιμής στους κόμβους δοκών - υποστυλωμάτων. Για το λόγο αυτό θα δοκιμάσουμε να συγκρίνουμε τα αποτελέσματα των τριών πρώτων δοκιμών χρονοϊστορίας για να ελέγξουμε το κατά πόσο τα αποτελέσματα μας συγκλίνουν με αυτά των πειραμάτων.

Σχετικές μετατοπίσεις δοκιμίου Δ1				
Δοκιμή		Μετατόπιση Ισογείου	Πειραματικές τιμές για το ισόγειο	Μετατόπιση Ορόφου
1	Max	16,31	14,097	20,05
	Min	-16,46	-10,698	-20,20
2	Max	31,17	32,736	38,31
	Min	-31,22	-29,497	-38,33
3	Max	49,89	54,132	61,32
	Min	-49,69	-47,714	-61,00

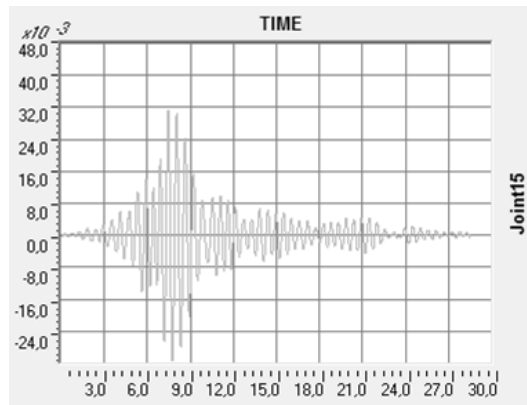
Πίνακας 4 Σχετικές μετατοπίσεις ορόφου και ισογείου για τις δοκιμές που πραγματοποιήθηκαν στο μοντέλο Δ1



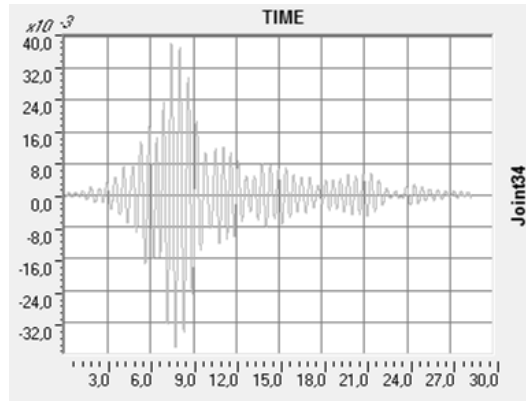
Σχετική μετακίνηση κόμβου ισογείου -16,46 mm και 16,31 mm (δοκιμή 1)
(α)



Σχετική μετακίνηση κόμβου ορόφου -20,20 mm και 20,05 mm (δοκιμή 1)
(β)

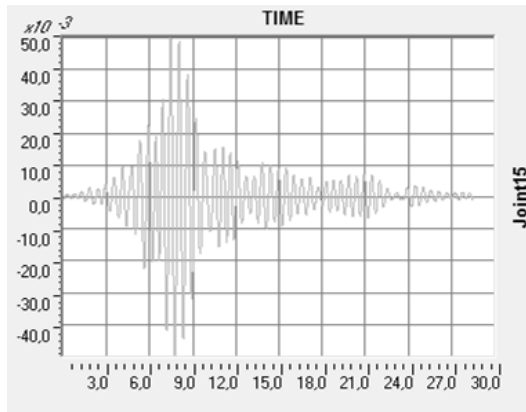


Σχετική μετακίνηση κόμβου ισογείου -31,22 mm και 31,17 mm (δοκιμή 2)
(γ)



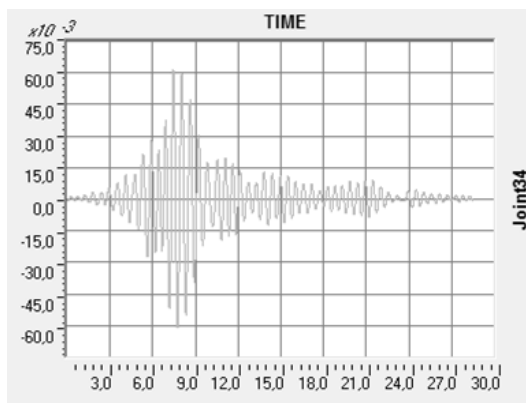
Σχετική μετακίνηση κόμβου ορόφου -38,33 mm και 38,31 mm (δοκιμή 2)

(δ)



Σχετική μετακίνηση κόμβου ισογείου -49,69 mm και 49,89 mm (δοκιμή 3)

(ε)



Σχετική μετακίνηση κόμβου ορόφου -61,00 mm και 61,32 mm (δοκιμή 3)

(στ)

Εικόνα 62 Διαγράμματα σχετικών μετατοπίσεων ισογείου και ορόφου για το δοκίμιο Δ1 (α-στ)

Στη συνέχεια θα παρουσιαστεί ένας πίνακας με την τέμνουσα βάσης ανά δοκιμή και με την ροπή που εμφανίστηκε στις στηρίξεις του φορέα κατά την αναλυτική διαδικασία που πραγματοποιήθηκε (Πίνακας 5).

Τέμνουσα βάση και ροπές δοκιμίου Δ1			
	Δοκιμή	Τέμνουσα βάση	Ροπή
1	Max	33,37	157,83
	Min	-33,01	-162,21
2	Max	63,31	301,95
	Min	-63,08	-307,43
3	Max	100,74	482,17
	Min	-100,97	-490,41

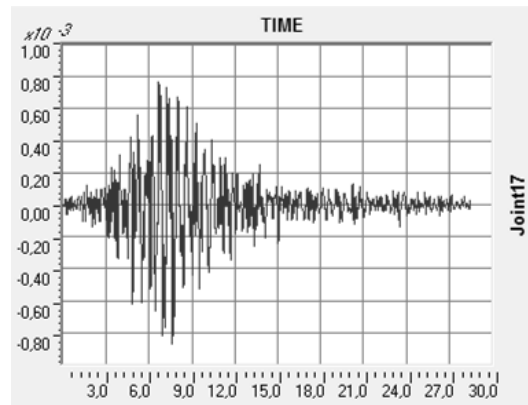
Πίνακας 5 Τέμνουσα βάση και ροπή για το δοκίμιο Δ1

- Τοιχοπληρωμένο πλαίσιο:

Σύμφωνα με τα αποτελέσματα της πειραματικής διαδικασίας οι πρώτες ρωγμές εμφανίστηκαν κατά τη διάρκεια της έκτης δοκιμής στην τοιχοπλήρωση του ισογείου.

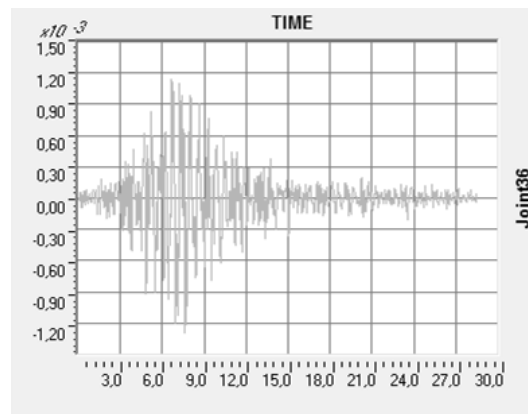
Σχετικές μετατοπίσεις δοκιμίου Δ2				
	Δοκιμή	Μετατόπιση Ισογείου	Πειραματικές τιμές για το ισόγειο	Μετατόπιση Ορόφου
1	Max	0,77	4,736	1,14
	Min	-0,87	-1,925	-1,29
2	Max	1,61	7,224	2,38
	Min	-1,79	-4,103	-2,65
3	Max	2,49	12,177	3,68
	Min	-2,70	-6,455	-4,01

Πίνακας 6 Σχετικές μετατοπίσεις ορόφου και ισογείου για τις δοκιμές που πραγματοποιήθηκαν στο μοντέλο Δ2



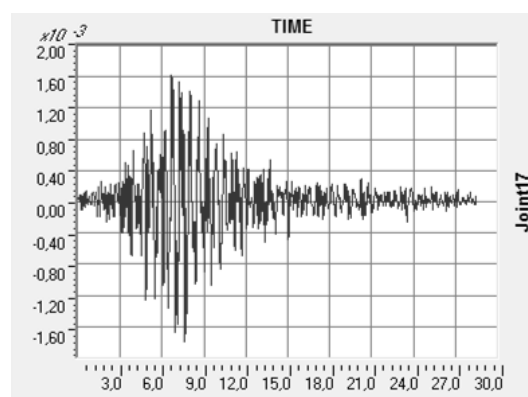
Σχετική μετακίνηση κόμβου ισογείου $-0,87$ mm και $0,77$ mm (δοκιμή 1)

(α)



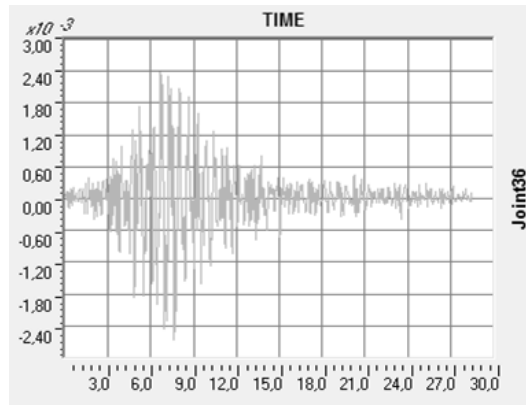
Σχετική μετακίνηση κόμβου ορόφου $-1,29$ mm και $1,14$ mm (δοκιμή 1)

(β)

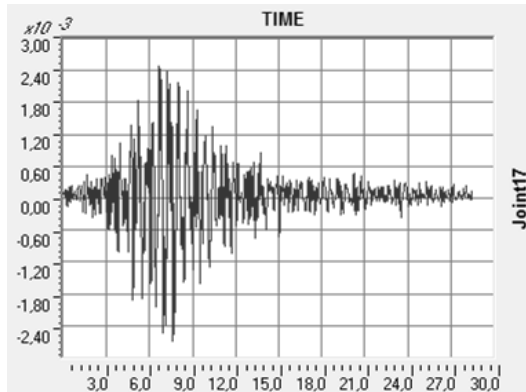


Σχετική μετακίνηση κόμβου ισογείου $-1,79$ mm και $1,61$ mm (δοκιμή 2)

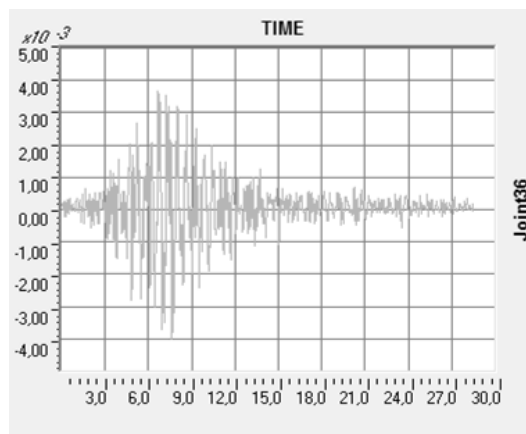
(γ)



Σχετική μετακίνηση κόμβου ορόφου $-2,65$ mm και $2,38$ mm (δοκιμή 2)
(δ)



Σχετική μετακίνηση κόμβου ισογείου $-2,70$ mm και $2,49$ mm (δοκιμή 3)
(ε)



Σχετική μετακίνηση κόμβου ορόφου $-4,01$ mm και $3,68$ mm (δοκιμή 3)
(στ)

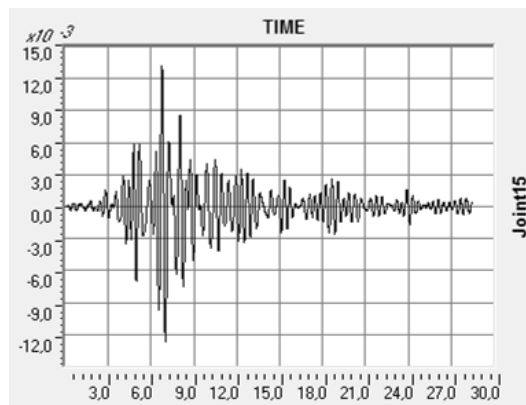
Εικόνα 63 Διαγράμματα σχετικών μετατοπίσεων ισογείου και ορόφου για το δοκίμιο Δ2 (α-στ)

● Πλαίσιο πυλωτής:

Σύμφωνα με τα αποτελέσματα της πειραματικής διαδικασίας κατά τη διάρκεια των δοκιμών 1 έως 2 δεν παρατηρήθηκαν ρωγμές στο δοκίμιο. Στην τρίτη δοκιμή εμφανίστηκαν οι πρώτες ρωγμές στους κόμβους του ισογείου.

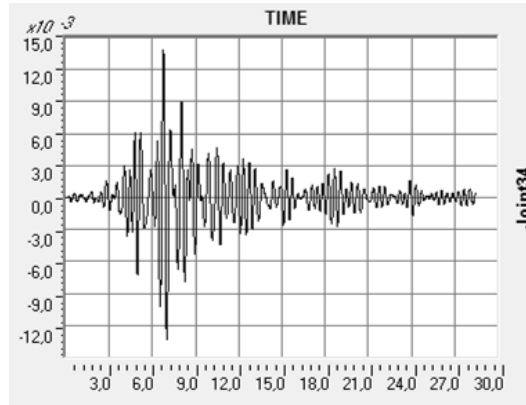
Σχετικές μετατοπίσεις δοκιμίου Δ3				
Δοκιμή		Μετατόπιση Ισογείου	Πειραματικές τιμές για το ισόγειο	Μετατόπιση Ορόφου
1	Max	13,20	13,212	13,81
	Min	-12,68	-9,370	-13,26
2	Max	20,61	27,447	21,55
	Min	-19,53	-22,492	-20,43

Πίνακας 7 Σχετικές μετατοπίσεις ορόφου και ισογείου για τις δοκιμές που πραγματοποιήθηκαν στο μοντέλο Δ3



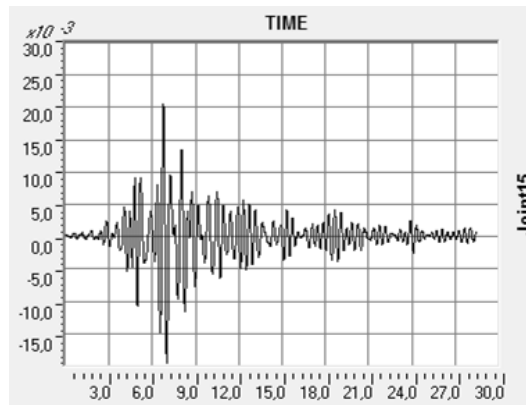
Σχετική μετακίνηση κόμβου ισογείου $-12,68$ mm και $13,20$ mm (δοκιμή 1)

(α)



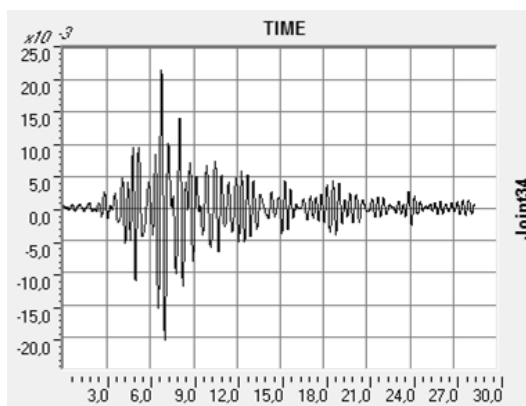
Σχετική μετακίνηση κόμβου ορόφου $-13,26$ mm και $13,81$ mm (δοκιμή 1)

(β)



Σχετική μετακίνηση κόμβου ισογείου $-19,53$ mm και $20,61$ mm (δοκιμή 2)

(γ)



Σχετική μετακίνηση κόμβου ορόφου $-20,43$ mm και $21,55$ mm (δοκιμή 2)

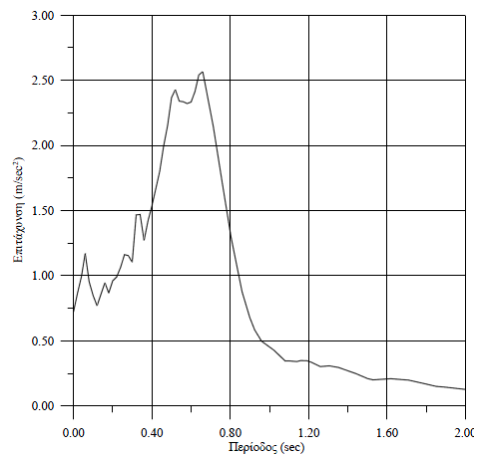
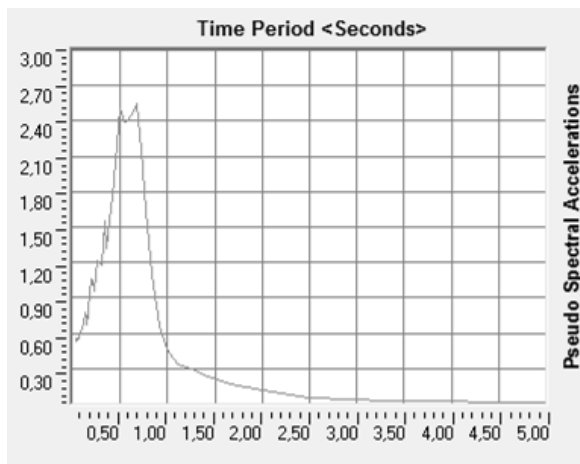
(δ)

Εικόνα 64 Διαγράμματα σχετικών μετατοπίσεων ισογείου και ορόφου για το δοκίμιο Δ3 (α-δ)

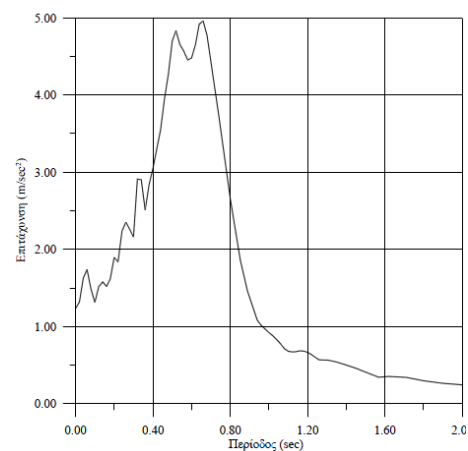
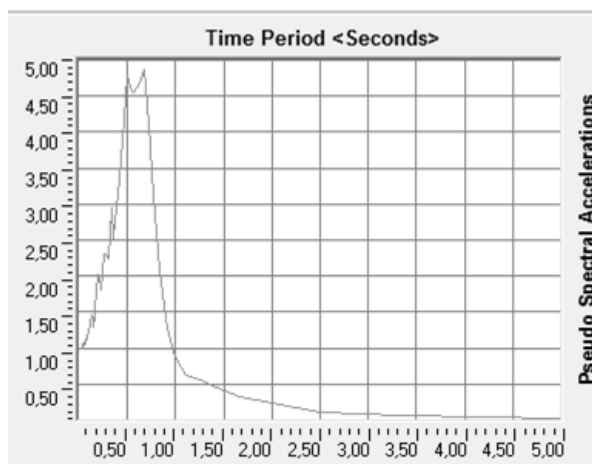
5.2.4 Φάσματα απόκρισης

● Γυμνό πλαίσιο:

Στα ακόλουθα σχήματα θα παρουσιαστούν τα φάσματα απόκρισης για το δοκίμιο του γυμνού πλαισίου ανά δοκιμή και για απόσβεση ίση με 5%. Γενικά, στα πρώτα σχήματα παρουσιάζονται τα φάσματα όπως έχουν προκύψει από το πρόγραμμα Sap και ακριβώς δίπλα συγκρίνονται με αυτά της πειραματικής διαδικασίας, όπως παρουσιάζονται στην τελική έκθεση του πειράματος. Η δρώσα επιτάχυνση του σεισμικού προσομοιωτήρα έπαιρνε τις ακόλουθες τιμές ανά δοκιμή 0,52 m/sec² (1^η δοκιμή) 0,99 m/sec², 1,58 m/sec², 2,04 m/sec², 3,15 m/sec², 4,33 m/sec², 5,72 m/sec² και 6,24 m/sec² (8^η δοκιμή).

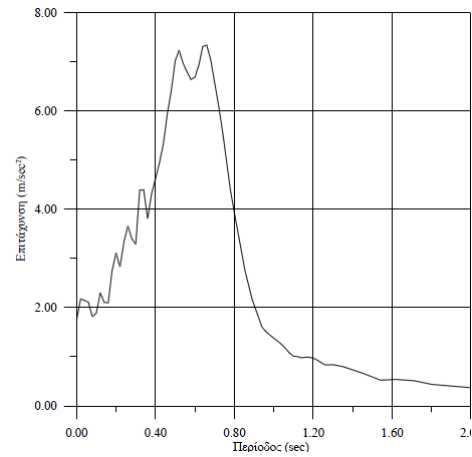
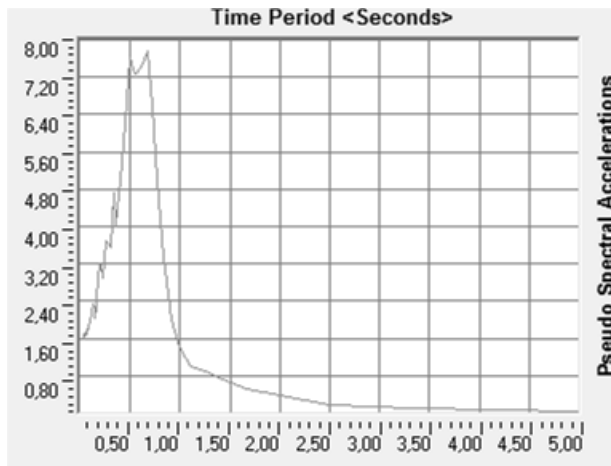


(α) Δοκιμή 1

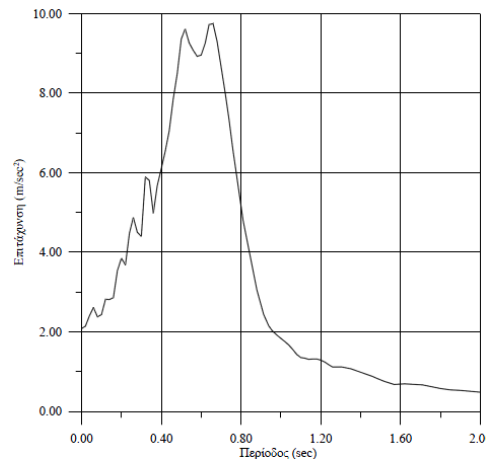
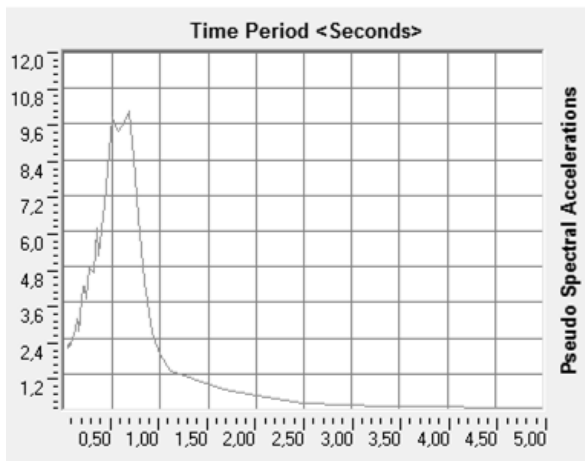


(β) Δοκιμή 2

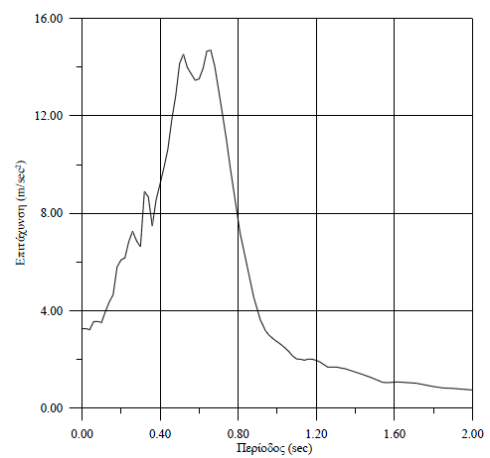
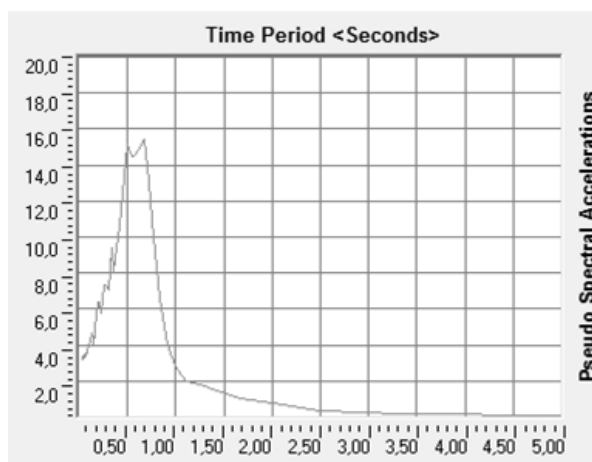
Αναλυτική προσομοίωση και σύγκριση πειραματικών δοκιμών



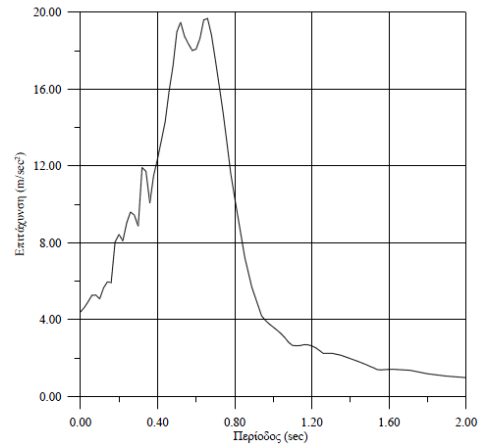
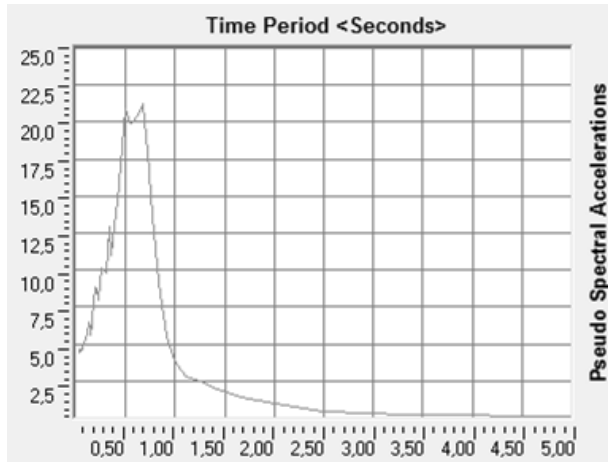
(γ) Δοκιμή 3



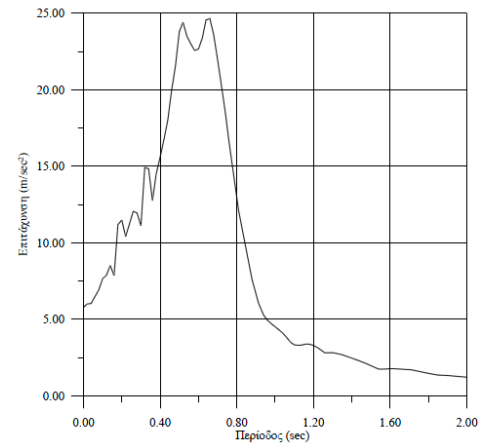
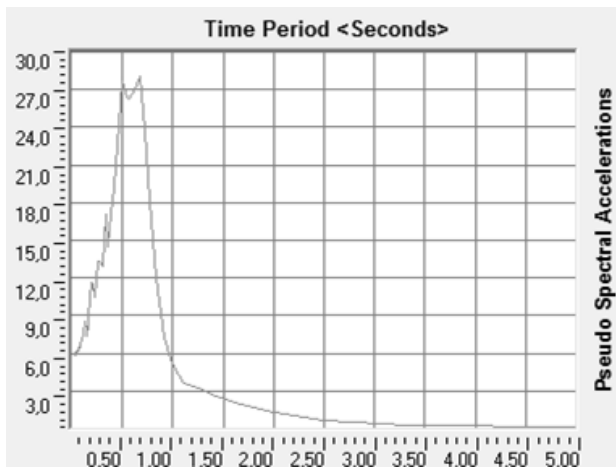
(δ) Δοκιμή 4



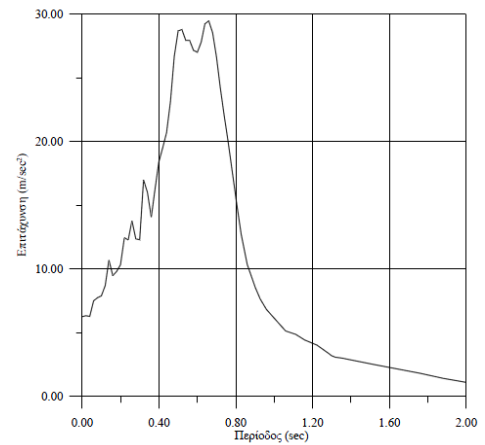
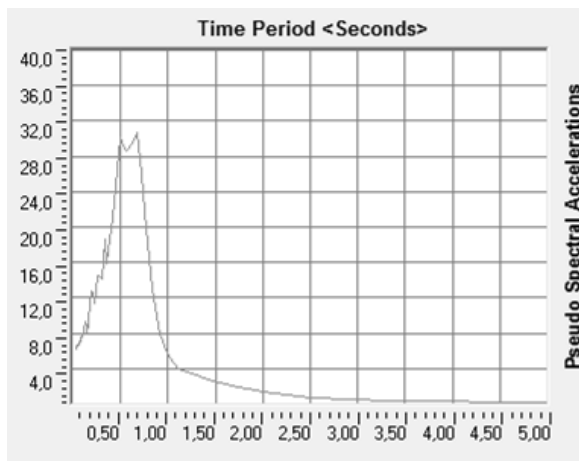
(ε) Δοκιμή 5



(στ) Δοκιμή 6



(ζ) Δοκιμή 7

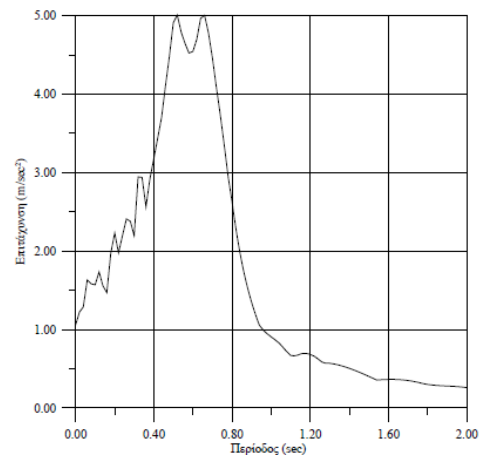
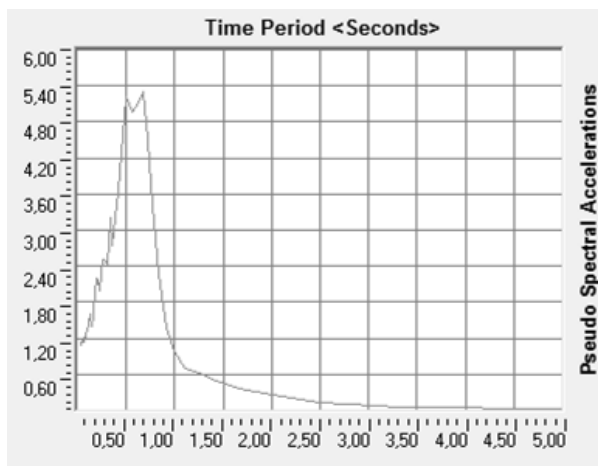


(η) Δοκιμή 8

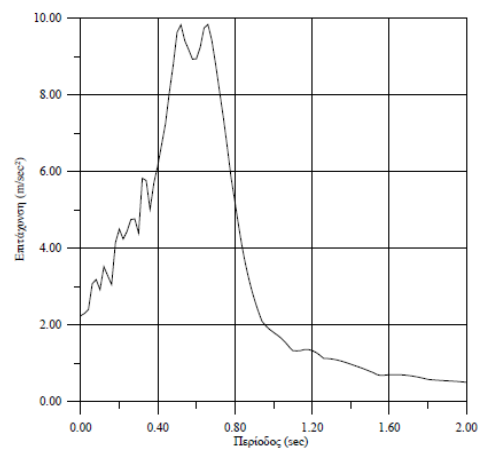
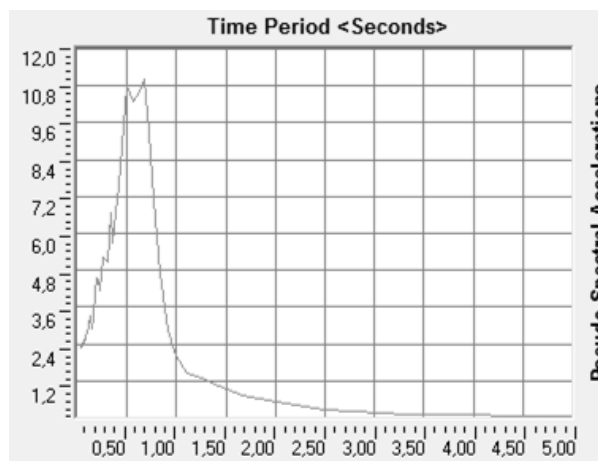
Εικόνα 65 Φάσματα απόκρισης για το δοκίμιο Δ1

- Πλαίσιο με τοιχοπληρώσεις και στους δύο ορόφους:

Αντίστοιχα θα παρουσιάσουμε και τα φάσματα απόκρισης για τις δοκιμές που πραγματοποιήθηκαν στο τοιχοπληρωμένο πλαίσιο. Η δρώσα επιτάχυνση του σεισμικού προσομοιωτήρα έπαιρνε τις ακόλουθες τιμές ανά δοκιμή $1,08 \text{ m/sec}^2$ (1^η δοκιμή), $2,24 \text{ m/sec}^2$, $3,42 \text{ m/sec}^2$, $4,75 \text{ m/sec}^2$, $5,53 \text{ m/sec}^2$, $7,01 \text{ m/sec}^2$ και $7,36 \text{ m/sec}^2$ (7^η δοκιμή). Στα σχήματα που ακολουθούν παρουσιάζονται τα φάσματα απόκρισης όπως εξάγονται από το λογισμικό Sap και ακριβώς δίπλα συγκρίνονται με τα αντίστοιχα διαγράμματα που προέρχονται από την περιγραφή της πειραματικής διαδικασίας.

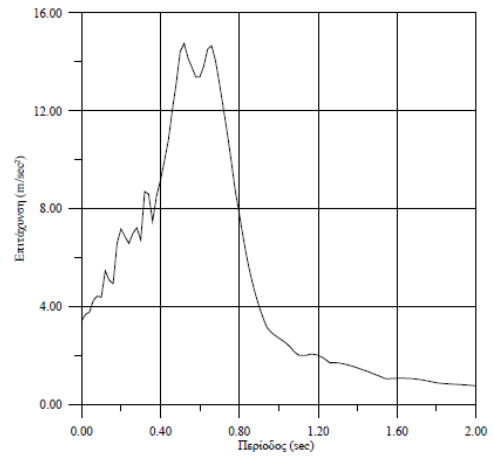
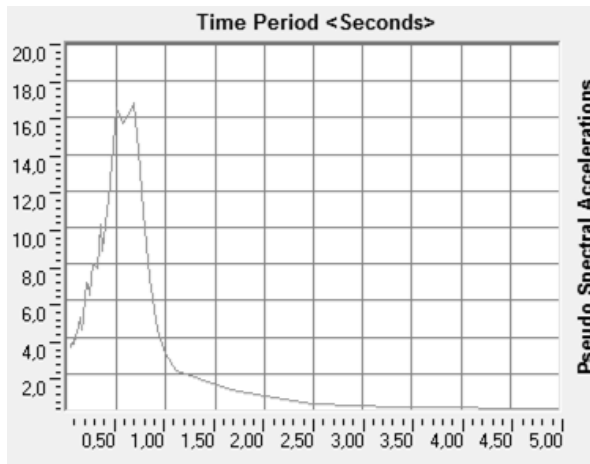


(α) Δοκιμή 1

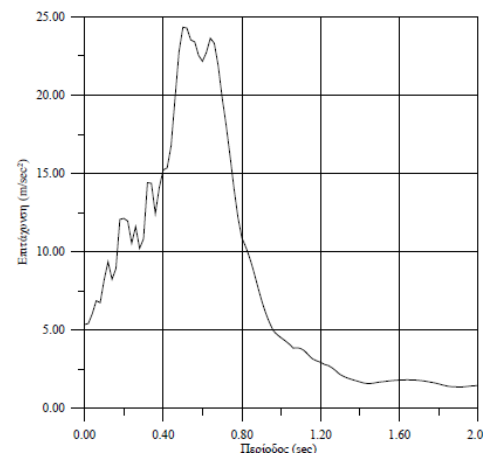
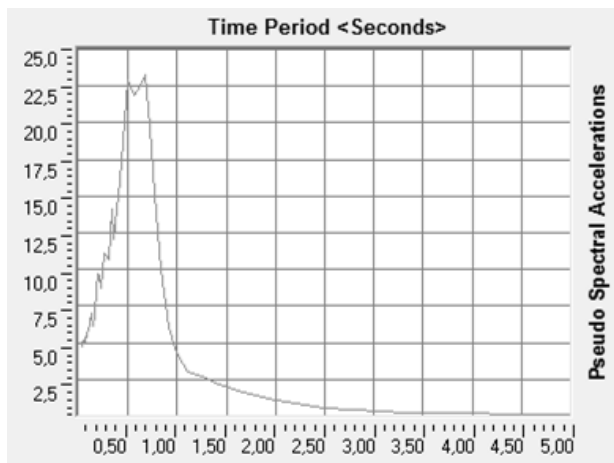


(β) Δοκιμή 2

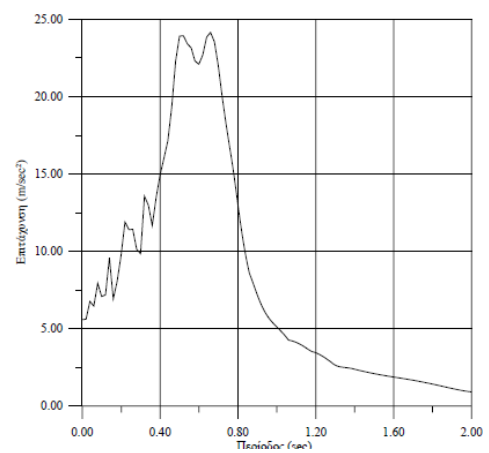
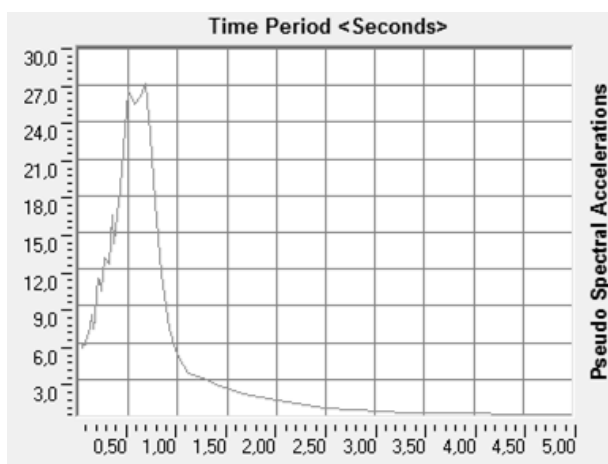
Αναλυτική προσομοίωση και σύγκριση πειραματικών δοκιμών



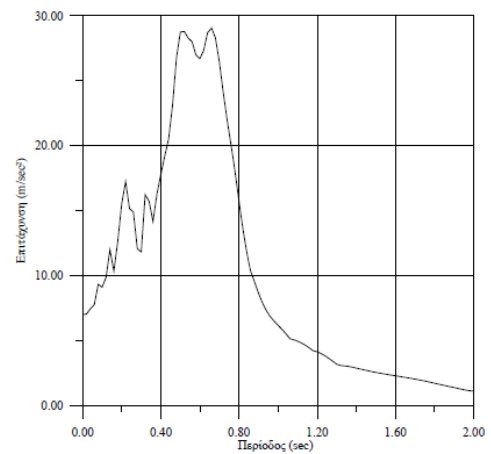
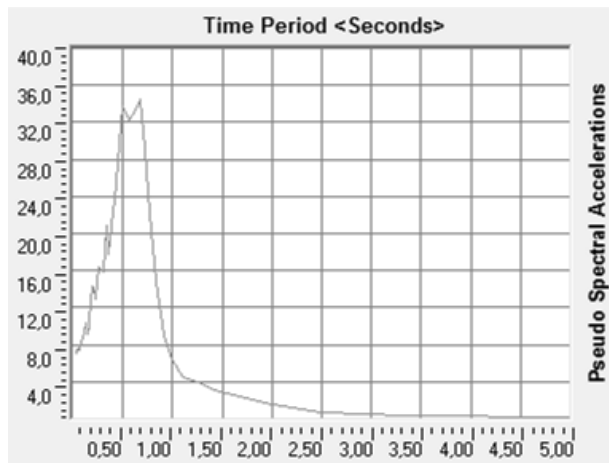
(γ) Δοκιμή 3



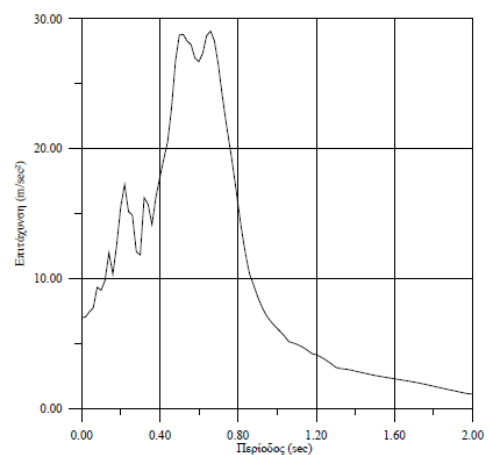
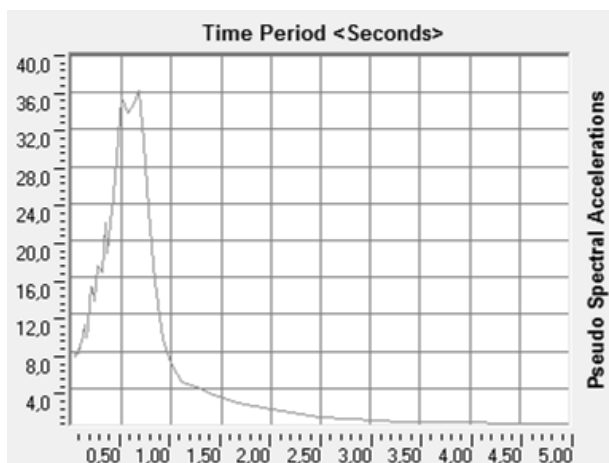
(δ) Δοκιμή 4



(ε) Δοκιμή 5



(στ) Δοκιμή 6

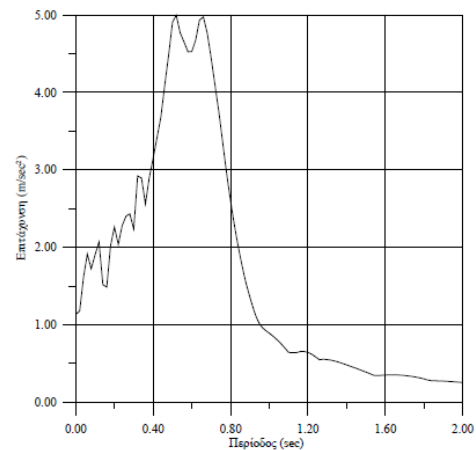
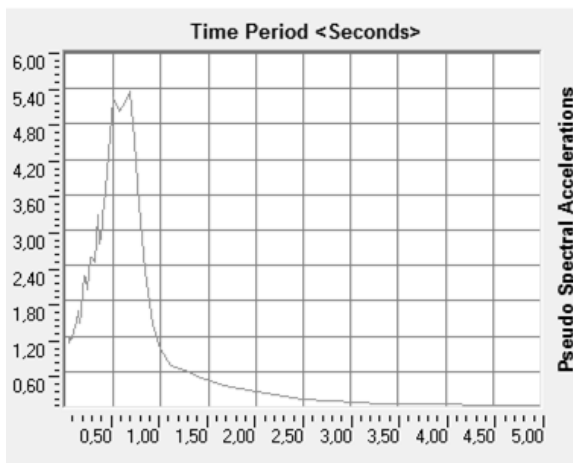


(ζ) Δοκιμή 7

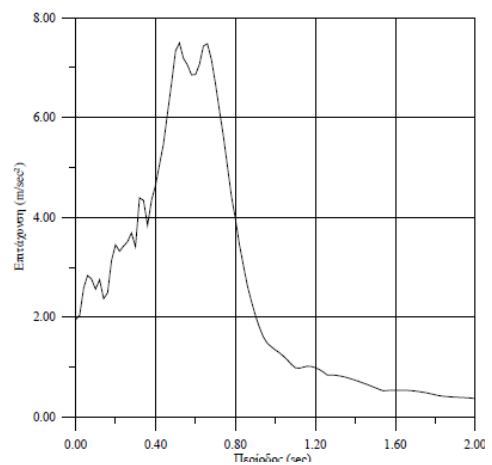
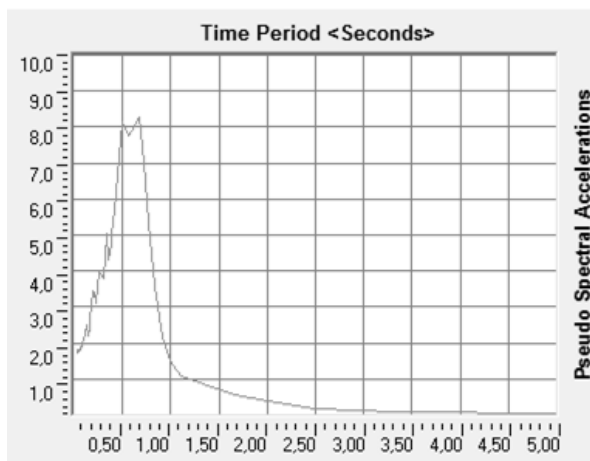
Εικόνα 66 Φάσματα απόκρισης για το δοκίμιο Δ2

● Πλαίσιο τύπου πυλωτής:

Τέλος, θα δούμε και τα φάσματα απόκρισης για τις δοκιμές του πλαισίου με πυλωτή το ισόγειο. Η δρώσα επιτάχυνση του σεισμικού προσομοιωτήρα έπαιρνε τις ακόλουθες τιμές ανά δοκιμή $1,09 \text{ m/sec}^2$ (1^η δοκιμή) $1,69 \text{ m/sec}^2$, $2,22 \text{ m/sec}^2$, $3,15 \text{ m/sec}^2$, $4,60 \text{ m/sec}^2$, $6,19 \text{ m/sec}^2$ και $7,35 \text{ m/sec}^2$ (7^η δοκιμή). Στα σχήματα που ακολουθούν παρουσιάζονται τα φάσματα απόκρισης όπως εξάγονται από το λογισμικό Sap και ακριβώς δίπλα συγκρίνονται με τα αντίστοιχα διαγράμματα που προέρχονται από την περιγραφή της πειραματικής διαδικασίας.

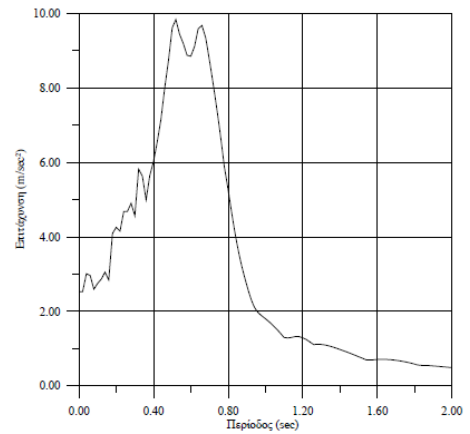
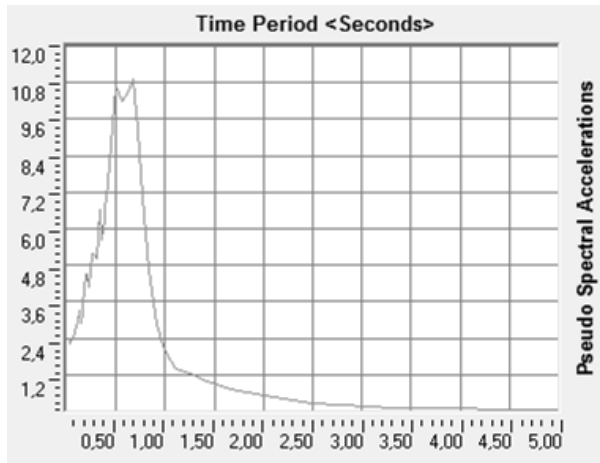


(α) Δοκιμή 1

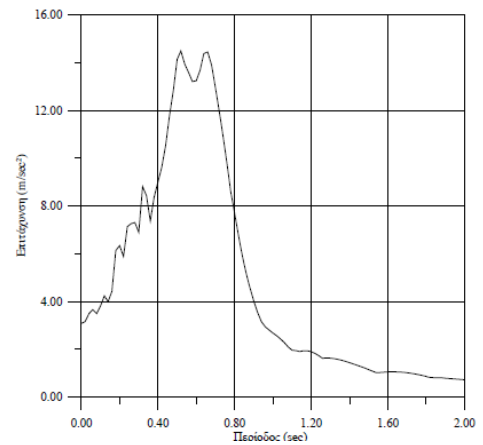
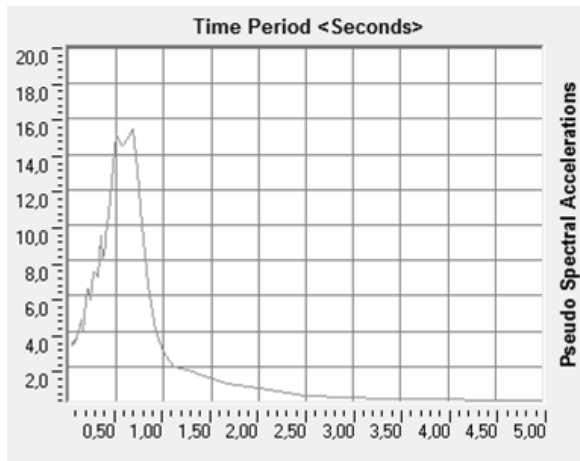


(β) Δοκιμή 2

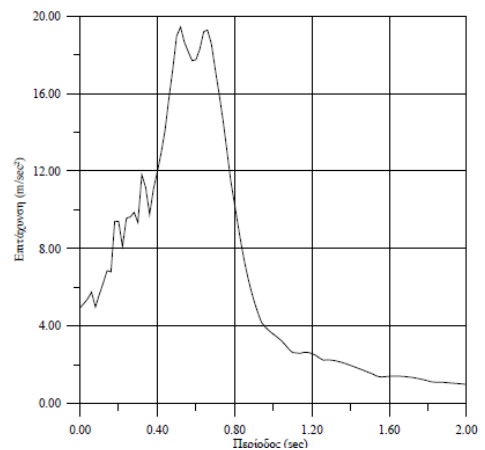
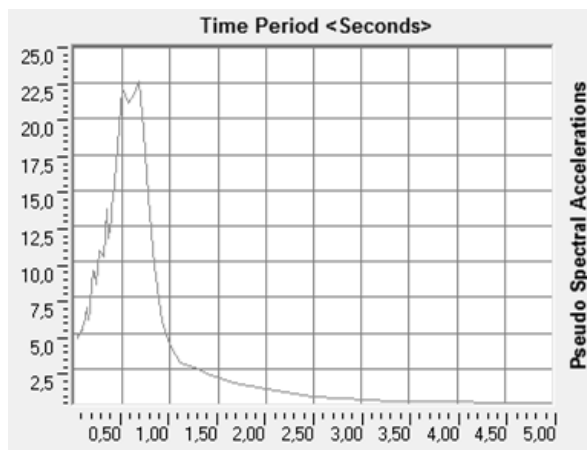
Αναλυτική προσομοίωση και σύγκριση πειραματικών δοκιμών



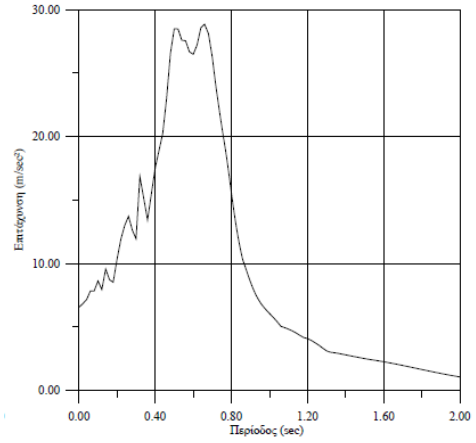
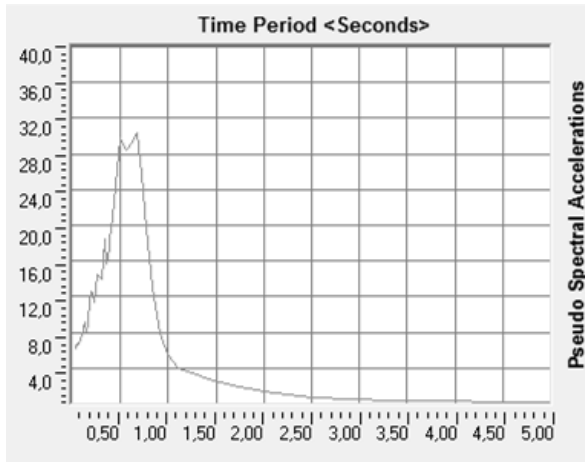
(γ) Δοκιμή 3



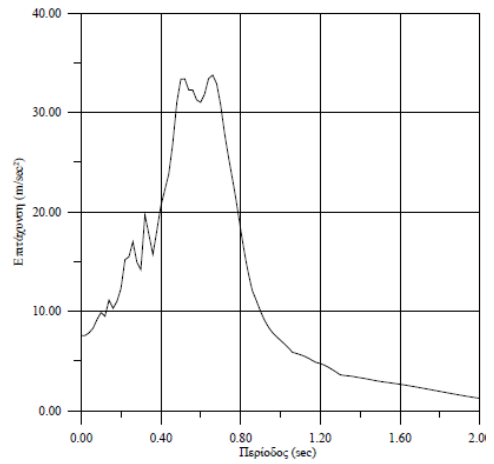
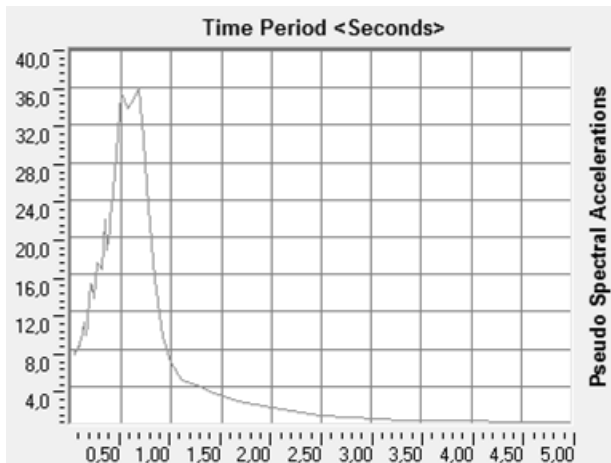
(δ) Δοκιμή 4



(ε) Δοκιμή 5



(στ) Δοκιμή 6



(ζ) Δοκιμή 7

Εικόνα 67 Φάσματα απόκρισης για το δοκίμιο Δ3

5.3 Στατική, μη γραμμική υπερωθητική ανάλυση (Pushover)

5.3.1 Εισαγωγικά στοιχεία

Η υπερωθητική ανάλυση αποτελεί ουσιαστικά μια βηματική μη γραμμική (πλαστική) ανάλυση όπου τα πλευρικά φορτία αυξάνονται σταδιακά, διατηρώντας σταθερό το μέγεθος των μεταξύ τους τιμών μέχρι το στοχευόμενο κριτήριο τερματισμού της ανάλυσης (μέγιστη δύναμη ή μέγιστη μετακίνηση), ενώ τα κατακόρυφα επιβαλλόμενα φορτία παραμένουν σταθερά. Μέσω της συγκεκριμένης ανάλυσης επιτυγχάνεται η πρόβλεψη του αναπτυσσόμενου μηχανισμού κατάρρευσης. Τα αποτελέσματα αυτής είναι άμεσα εξαρτημένα από την μορφή της επιβαλλόμενης πλευρικής φόρτισης και για αυτό το λόγο κατά την επιλογή της κατανομής του πλευρικού φορτίου που θα επιβάλλουμε για να πραγματοποιήσουμε την υπερωθητική ανάλυση θα πρέπει πρώτα να λάβουμε υπόψη τα δυναμικά χαρακτηριστικά της κατασκευής. Αυτό σημαίνει πως είναι πιθανό να χρειαστεί να επιβάλλουμε περισσότερες από μια κατανομές πλευρικού φορτίου με στόχο να συμπεριλάβουμε όλες τις πιθανές σημαντικές επιρροές μιας δυναμικής διέγερσης. Η πλευρική φόρτιση που επιβάλλεται συνήθως είναι τριγωνικής κατανομής προσομοιώνοντας έτσι τις αντιδράσεις των αναπτυσσόμενων αδρανειακών δυνάμεων κατά την απόκριση της κατασκευής στην πρώτη ιδιομορφή (μεταφορική) η οποία έχει συνήθως και την μεγαλύτερη συνεισφορά στην δυναμική απόκριση της. Κάτι το οποίο ισχύει και στη δική μας περίπτωση μιας και όπως ήδη παρουσιάσαμε το ποσοστό της ιδιομορφικής μάζας που αντιστοιχεί στην πρώτη ιδιομορφή σε όλα τα δοκίμια είναι μεγαλύτερο του ποσοστού 90 %.

Υπάρχουν δύο τύποι υπερωθητικής ανάλυσης και διακρίνονται ανάλογα με τον τρόπο με τον οποίο καθορίζουμε τον τερματισμό της ανάλυσης. Η πρώτη βασίζεται στην επιβαλλόμενη δύναμη και έχει σαν κριτήριο τερματισμού της, την πλευρική δύναμη που έχουμε προβλέψει πως η κατασκευή είναι σε θέση να φέρει μέχρι την κατάρρευσή της. Όμως μπορεί μια κατασκευή, σε περίπτωση που δεν γνωρίζουμε την μέγιστη αυτή δύναμη, να καταρρεύσει σε δύναμη μικρότερη από αυτή που προβλέψαμε με αποτέλεσμα να συνεχιστεί η εφαρμογή της δύναμης στην κατασκευή χωρίς τελικά να ικανοποιείται το κριτήριο τερματισμού της ανάλυσης. Ο δεύτερος τρόπος λύνει αυτό το πρόβλημα εφόσον το κριτήριο τερματισμού της ανάλυσης είναι πλέον βασισμένο στην μετακίνηση ελέγχου. Θέτουμε τη μέγιστη τιμή μετακίνησης που προβλέπουμε πως θα αναπτύξει η κατασκευή στο επίπεδο

επιτελεσματικότητας που περιγράφει την κατάρρευση και την ορίζουμε ως μετακίνηση ελέγχου (Control Displacement) για τον τερματισμό της ανάλυσης. Έπειτα, έχοντας την αρχική επιβαλλόμενη πλευρική φόρτιση, τριγωνικής κατανομής για την προσομοίωση των αδρανειακών δυνάμεων που αναπτύσσονται κατά την πρώτη ιδιομορφή, την πολλαπλασιάζουμε σταδιακά με ένα συντελεστή λ . Ο συντελεστής λ που οδηγεί στην πλευρική φόρτιση P_{max} είναι αυτός για τον οποίο η κατασκευή έχει φτάσει τη μετακίνηση ελέγχου U_{max} και λόγω αυτού η ανάλυση οδηγείται στον τερματισμό της.

5.3.2 Ανάλυση Pushover σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ.

Έχοντας λάβει υπόψη τα παραπάνω, για να προχωρήσουμε στην υπερωθητική ανάλυση, πρέπει να καθορίσουμε τα πιθανά σημεία του σχηματισμού πλαστικών αρθρώσεων. Ο ικανοτικός σχεδιασμός επιτρέπει το σχηματισμό των πλαστικών αρθρώσεων στα άκρα των δοκών αλλά και στη βάση των υποστυλωμάτων που καταλήγουν στη θεμελίωση. Όμως, για να πραγματοποιήσουμε την Pushover ανάλυση θα θεωρήσουμε ως πιθανά σημεία του σχηματισμού των πλαστικών αρθρώσεων και τα εξής:

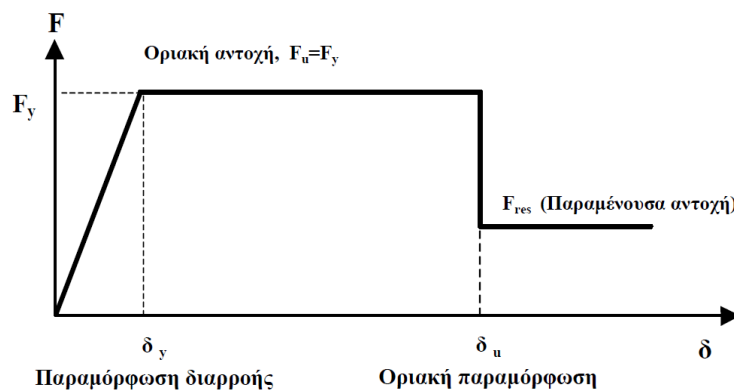
- Σημεία όπου οι ροπές είναι μέγιστες.
- Σημεία όπου εφαρμόζονται συγκεντρωμένα φορτία.
- Συνδέσεις.
- Σημεία μηδενισμού τεμνουσών σε δοκούς με διανεμημένο φορτίο.

Επομένως θα ορίσουμε ως πιθανές θέσεις σχηματισμού πλαστικών αρθρώσεων τα άκρα όλων των μελών του αναλυτικού μας μοντέλου.

Βασικό βήμα για την ανάλυση Pushover είναι ο καθορισμός της συμπεριφοράς της διατομής όπου αναμένεται να σχηματιστεί άρθρωση. Η μηχανική συμπεριφορά ενός δομικού στοιχείου, μιας κρίσιμης περιοχής δομικού στοιχείου, ή ενός κόμβου, περιγράφεται μέσω ενός διαγράμματος εντατικού μεγέθους "F" συναρτήσει της παραμόρφωσης ή της σχετικής μετακίνησης "δ". Το είδος και η διεύθυνση του μεγέθους F επιλέγονται έτσι ώστε να χαρακτηρίζουν το κύριο μέρος της έντασης την οποία προκαλεί η σεισμική δράση στο στοιχείο, στην κρίσιμη περιοχή ή στη σύνδεση. Η παραμόρφωση δ επιλέγεται έτσι ώστε, σε

συνδυασμό με το εντατικό μέγεθος F , να εκφράζει την ενέργεια παραμόρφωσης του στοιχείου, της κρίσιμης περιοχής ή της σύνδεσης. Όπου καθοριστική της ανελαστικής συμπεριφοράς είναι η κάμψη, κατάλληλα μεγέθη F και δ είναι η ροπή κάμψης M και η καμπυλότητα $1/r$. Αν καθοριστική της ανελαστικής συμπεριφοράς είναι η διάτμηση, κατάλληλα μεγέθη είναι η τέμνουσα δύναμη V και η γωνιακή (διατμητική) παραμόρφωση γ .

Η προσέγγιση της πραγματικής καμπύλης F - δ μέσω ενός πολυγραμμικού διαγράμματος είναι γενικώς επαρκής για τις ανάγκες του σχεδιασμού. Ο πρώτος ευθύγραμμος κλάδος εκτείνεται από την αρχή των αξόνων μέχρι τη συμβατική (ή ενεργό) "διαρροή" του στοιχείου, μετά την οποία η καμπύλη F - δ μπορεί να λαμβάνεται περίπου οριζόντια (Εικόνα 68). Μετά την παραμόρφωση αστοχίας, δ_u , μειώνεται σημαντικά η απόκριση του στοιχείου σε ένταση λόγω σεισμικής δράσης υπό αυξανόμενη παραμόρφωση δ , αλλά συνήθως δεν μηδενίζεται. Η απόκριση αυτή μπορεί να θεωρηθεί περίπου σταθερή μέχρι την παραμόρφωση που προκαλεί απώλεια της αντίστασης έναντι φορτίων βαρύτητας, ονομάζεται δε απομένουσα αντίσταση F_{res} . Μόνο για λόγους προσομοίωσης της απόκρισης του συνολικού δομήματος μετά την παραμόρφωση αστοχίας των επιμέρους στοιχείων, μπορεί να λαμβάνεται απομένουσα αντοχή ίση με το 25% της οριακής αντοχής των στοιχείων.



Εικόνα 68 Διάγραμμα εντατικού μεγέθους συναρτήσει της παραμόρφωσης

Για να γίνει η σωστή περιγραφή της πλαστικής άρθρωσης θα πρέπει να υπολογιστεί το αντίστοιχο διάγραμμα για όλες τις πιθανές θέσεις σχηματισμού τους. Κατά την αναλυτική διαδικασία που ακολουθούμε τα μεγέθη που θα επιλέξουμε για την περιγραφή των διατομών θα είναι η ροπή και η στροφή τους.

Συγκεκριμένα, όσον αφορά την αντίσταση διαρροής M_y μπορεί να λαμβάνεται ίση με την οριακή αντοχή (για το οπλισμένο σκυροδέμα όπως αυτή υπολογίζεται κατά τις διατάξεις του Ευρωκώδικα 2 και του ΕΚΩΣ), με χρήση όμως των μέσων τιμών της αντοχής των υλικών, αντί των τιμών σχεδιασμού. Παραδείγματος χάρη, στον ΕΚΩΣ ορίζεται ότι η μέση θλιπτική αντοχή του σκυροδέματος προκύπτει από τη χαρακτηριστική θλιπτική αντοχή μέσω της σχέσης:

$$f_{cm} = f_{ck} + 8 \text{ (MPa)}$$

Ένα κάτω όριο της M_y προκύπτει συνήθως από την τιμή της ροπής στη διαρροή του εφελκόμενου χάλυβα. Ενώ, αν πρόκειται περί πλακοδοκών, η ροπή αστοχίας (ή διαρροής) για εφελκυσμό στην πλάκα πρέπει να υπολογίζεται προσμετρώντας και τους παράλληλους στη δοκό οπλισμούς της πλάκας οι οποίοι βρίσκονται μέσα στο συνεργαζόμενο σε εφελκυσμό πλάτος της πλάκας, και είναι επαρκώς αγκυρωμένοι πέραν της διατομής στήριξης της δοκού. Στη δική μας περίπτωση, η πλαστική ροπή αντοχής των μελών οπλισμένου σκυροδέματος των δοκιμών υπολογίζεται με τους γνωστούς τύπους της Μηχανικής.

Στη συνέχεια, για να υπολογιστεί η γωνία στροφής χορδής θ_y στην καμπτική διαρροή στοιχείων για δοκούς ή υποστυλώματα αν δεν υπάρχουν ακριβέστερα στοιχεία, χρησιμοποιείται η ακόλουθη σχέση σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ.:

$$\theta_y = (1/r)_y \frac{L_s + a_v z}{3} + 0,0014 \left(1 + 1,5 \frac{h}{L_s} \right) + \frac{(1/r)_y d_b f_y}{8\sqrt{f_c}}$$

όπου έχουμε ότι:

$(1/r)_y = \frac{1,77f_y}{E_s \cdot h}$, η καμπυλότητα διαρροής διατομής οπλισμένου σκυροδέματος

$L_s = \frac{M}{V}$, η απόσταση της ακραίας διατομής από το σημείο μηδενισμού των ροπών

$a_v z$, όρος που εκφράζει την επιρροή του "μήκους μετάθεσης" των ροπών κάμψης με z το μοχλοβραχίονα των εσωτερικών δυνάμεων και a_v συντελεστή που λαμβάνει την τιμή 0 ή 1

f_y και f_c , οι τιμές των αντοχών των υλικών σε MPa

h , το ύψος της διατομής

d_b , η διάμετρος των εφελκόμενων διαμήκων ράβδων

Ας αναφέρουμε ότι, ο πρώτος όρος της εξίσωσης εκφράζει τη συμβολή των καμπτικών παραμορφώσεων, ο δεύτερος όρος εκφράζει τις μέσες διατμητικές παραμορφώσεις στο μήκος L_s , ενώ ο τρίτος όρος εκφράζει την επιρροή της εξόλκευσης του τμήματος των ράβδων πέραν της ακραίας διατομής του στοιχείου. Αν η τέμνουσα αντοχής του στοιχείου, V_R , υπολείπεται της τιμής της τέμνουσας κατά την καμπτική διαρροή, $V_{Mu} = M_y/L_s$, τότε καθοριστική της διαρροής είναι η διάτμηση, οπότε η παραμόρφωση διαρροής υπολογίζεται ως το γινόμενο της θ_y επί $V_R \cdot L_s / M_y$.

Τέλος, για τον υπολογισμό της μέσης τιμής της γωνίας στροφής χορδής κατά την αστοχία δοκών ή υποστυλωμάτων που έχουν διαστασιολογηθεί και κατασκευασθεί με τις μετά το 1985 διατάξεις για αντισεισμικότητα, ορίζεται η ακόλουθη σχέση:

$$\theta_{um} = 0,016 \cdot (0,3^v) \left[\frac{\max(0,01; \omega')}{\max(0,01; \omega)} f_c \right]^{0,225} (\alpha_s)^{0,35} 25^{\left(\alpha_{ps} \frac{f_{yw}}{f_c}\right)} (1,25^{100\rho_d})$$

όπου:

$\alpha_s = M / V \cdot h$, ο λόγος διάτμησης

ω και ω' , το μηχανικό ποσοστό εφελκόμενου και θλιβόμενου οπλισμού (ο ενδιάμεσος διαμήκης οπλισμός μεταξύ εφελκόμενου και θλιβόμενου πέλματος θεωρείται ως εφελκόμενος)

$v = N / b \cdot h \cdot f_c$, με b το πλάτος της θλιβόμενης ζώνης

$\rho_s = A_{sh} / b_w \cdot s_h$, το γεωμετρικό ποσοστό του εγκάρσιου οπλισμού παράλληλα στη διεύθυνση της φόρτισης με A_{sw} το εμβαδόν διατομής του συνδετήρα, b_w το πλάτος του στοιχείου και s_h η απόσταση των συνδετήρων

και ρ_d , το γεωμετρικό ποσοστό τυχόν δισδιαγώνιου οπλισμού

Σε στοιχεία που έχουν διαστασιολογηθεί και κατασκευασθεί με βάση τα ισχύοντα στην Ελλάδα προ του 1985, όπως ισχύει και με τα δοκίμια που μελετάμε, οι τιμές που υπολογίζονται με βάση τα ανωτέρω χρειάζεται να διαιρεθούν δια 1,2. Επίσης, αν οι διαμήκεις οπλισμοί του στοιχείου αποτελούνται από λείες ράβδους, η μέση τιμή της γωνίας στροφής χορδής στην αστοχία, θ_{um} , υπολογίζεται ως το 95% της τιμής που προκύπτει κατά τα

ανωτέρω. Συνεπώς, στην περίπτωση που μελετάμε υπάρχει συνολικά μια μείωση της τάξης του 20% στην αρχικά υπολογιζόμενη γωνία στροφής χορδής κατά την αστοχία.

Κατά αντίστοιχο τρόπο, η μέση τιμή του πλαστικού τμήματος της μέσης γωνίας στροφής χορδής κατά την αστοχία του στοιχείου ισούται με:

$$\theta_{um}^{pl} = \theta_u - \theta_y = 0,0145 \cdot (0,25^v) \left[\frac{\max(0,01; \omega')}{\max(0,01; \omega)} \right]^{0,3} (f_c)^{0,2} (\alpha_s)^{0,35} 25^{\left(\alpha_s \frac{f_{yw}}{f_c}\right)} (1,275^{100\rho_d})$$

Το λογισμικό Sap υπολογίζει βάσει των οπλισμών που έχουμε τοποθετήσει και των διαστάσεων των διατομών την πραγματοποιούμενη ροπή διαρροής των διατομών. Τα αποτελέσματα αυτά θα ελεγχθούν και θα συγκριθούν με όσα ορίζει ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. για τον τρόπο υπολογισμού της M_y . Συγκεκριμένα, με δεδομένη την καμπυλότητα στη διαρροή, η αντίστοιχη ροπή προκύπτει από την ακόλουθη σχέση:

$$\frac{M_y}{bd^3} = (1/r)_y \left\{ E_c \frac{\xi_y^2}{2} \left(0,5(1+\delta') - \frac{\xi_y}{3} \right) + \left[(1-\xi_y)\rho + (\xi_y - \delta')\rho' + \frac{\rho_v}{6}(1-\delta') \right] \cdot (1-\delta') \frac{E_s}{2} \right\}$$

Όπου

ρ , ρ' και ρ_v είναι τα ποσοστά του εφελκόμενου, του θλιβόμενου και του μεταξύ τους κατανεμημένου οπλισμού (ανηγμένα στο bd),

$\delta' = d'/d$, όπου d' η απόσταση από το κέντρο του θλιβόμενου οπλισμού μέχρι την ακραία θλιβόμενη ίνα σκυροδέματος,

ξ_y το ύψος της θλιβόμενης ζώνης στη διαρροή,

b το πλάτος της θλιβόμενης ζώνης και

N το αξονικό φορτίο (θετικό σε θλίψη).

Το ύψος της θλιβόμενης ζώνης στη διαρροή, ξ_y , ανηγμένο στο στατικό ύψος d , είναι ίσο με:

$$\xi_y = (\alpha^2 A^2 + 2\alpha B)^{1/2} - \alpha A$$

Με $\alpha = E_s / E_c$ και A, B υπολογίζονται από τις ακόλουθες σχέσεις αν η διαρροή ελέγχεται από τον εφελκόμενο οπλισμό:

$$A = \rho + \rho' + \rho_v + \frac{N}{bdf_y} \quad \text{και} \quad B = \rho + \rho' \delta' + 0,5\rho_v(1 + \delta') + \frac{N}{bdf_y}$$

Πριν ξεκινήσουμε τους υπολογισμούς μας για τον υπολογισμό της καμπύλης συμπεριφοράς κάθε μέλους του φορέα μας, θα πρέπει να αναφέρουμε ότι ο έλεγχος των διαθέσιμων γωνιών στροφής κάθε μέλους γίνεται με τιμές αξονικής δύναμης και λόγου διάτμησης οι οποίες παρουσιάζονται σταδιακά κατά τις φορτίσεις που λαμβάνονται υπόψη στη σύνταξη της καμπύλης αντίστασης της. Απλοποιητικώς, επιτρέπεται όσον αφορά την αξονική δύναμη, μόνον στην περίπτωση χθαμαλών κτιρίων, στα οποία η σεισμική δράση δεν συνεπάγεται συνήθως μεταβολή αξονικών δυνάμεων στα κατακόρυφα στοιχεία, να χρησιμοποιηθεί τιμή αξονικής δύναμης που οφείλεται μόνον στα κατακόρυφα φορτία .

Όσον αφορά το λόγο διάτμησης, μόνον σε κατακόρυφα στοιχεία μπορεί να χρησιμοποιείται σταθερή τιμή του λόγου διάτμησης καθ' όλη την διάρκεια της απόκρισης. Σε δοκούς, κρίσιμο έναντι της αστοχίας σε κάμψη είναι ένα άκρο όταν εφελκύεται το πάνω πέλμα. Τότε, το μήκος διάτμησης υπολογίζεται ως ο εκάστοτε λόγος M/V στη διατομή στήριξης. Μόνον όταν εφελκύεται το κάτω πέλμα, μπορεί να χρησιμοποιείται για τον υπολογισμό του λόγου διάτμησης σταθερή τιμή.

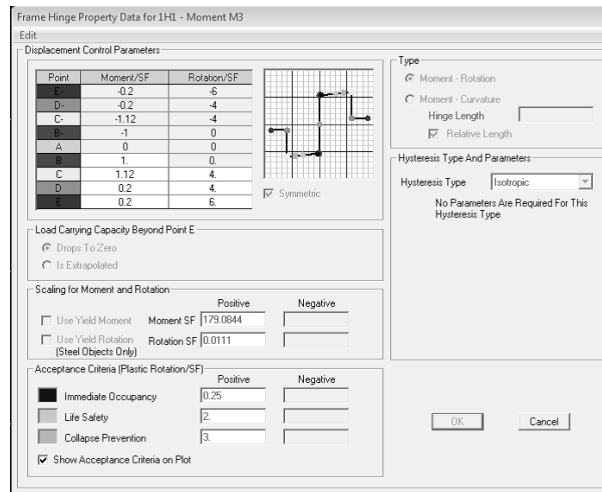
Κατά τους υπολογισμούς δεν θα πρέπει, επιπλέον, να αγνοηθεί ότι αν το στοιχείο αστοχεί από τέμνουσα προτού διαρρεύσει σε κάμψη, επιτρέπεται να λαμβάνεται πλαστική γωνία στροφής στο άκρο του μετά την εξάντληση της διατμητικής αντοχής ίση με το 40% της αντίστοιχης γωνίας στροφής χορδής στην καμπτική διαρροή.

5.3.2 Δεδομένα Pushover για τον υπολογισμό στο λογισμικό Sap

Σύμφωνα με όσα είδαμε, θα γίνει υπολογισμός της συμπεριφοράς τόσο των υποστυλωμάτων όσο και των δοκών των δοκιμών που μελετάμε. Αρχικό βήμα για την ανάλυση είναι να οριστούν όλες οι πιθανές θέσεις δημιουργίας πλαστικών αρθρώσεων τόσο στις δοκούς όσο και στα υποστυλώματα. Η συμπεριφορά κάθε πλαστικής άρθρωσης θα οριστεί από το χρήστη σύμφωνα με όσα είδαμε αναλυτικά στη προηγούμενη παράγραφο και όχι από τον κανονισμό Fema 356 (Federal Emergency Management Agency) που μας

παρέχεται αυτόματα από το πρόγραμμα Sap αν επιθυμούμε. Θα πρέπει, επίσης, να καθοριστεί το μήκος της ζώνης της πλαστικής άρθρωσης. Για το λόγο αυτό θα πραγματοποιηθεί διακριτοποίηση των γραμμικών μελών των φορέων σε μήκος 2% του συνολικού μήκους τους.

Για να οριστεί πλήρως η συμπεριφορά μιας πλαστικής άρθρωσης θα πρέπει να υπολογιστούν όλα τα σημεία του διαγράμματος ροπής – στροφής (Εικόνα 69).



Εικόνα 69 Πλαίσιο στο πρόγραμμα Sap για τον χαρακτηρισμό της συμπεριφοράς μιας πλαστικής άρθρωσης

Τα σημεία του διαγράμματος Ροπής – Στροφής που πρέπει να υπολογιστούν είναι τα ακόλουθα:

A: είναι πάντα η αρχή των αξόνων

B: είναι το σημείο διαρροής.

Ας σημειωθεί εδώ ότι δεν έχουμε μετακίνηση (στροφή) μέχρι το σημείο B εφόσον η πλαστική άρθρωση εμπεριέχει μόνο τις πλαστικές μετακινήσεις (στροφές) . Πρέπει, λοιπόν, να υπάρξει πλαστικοποίηση για να έχουμε μη μηδενική μετακίνηση (στροφή). Άρα και οι ελαστικές μετακινήσεις που αναπτύσσονται στο μέλος στο σημείο B δεν εμπεριέχονται στις μετακινήσεις (στροφές) των σημείων C, D, E.

C: είναι η μέγιστη αντοχή για την υπερωθητική ανάλυση

D: είναι η παραμένουσα αντοχή μετά την απομείωση

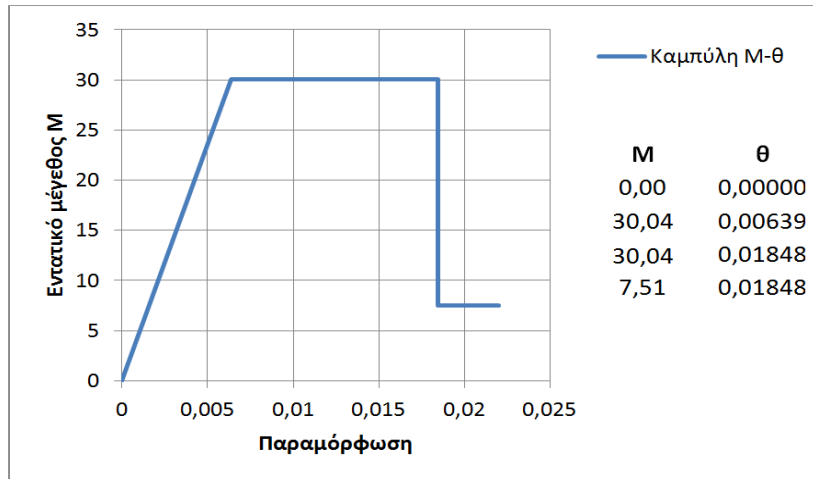
E: είναι το σημείο που συμβαίνει η πλήρης αστοχία.

Επίσης, είναι δυνατόν να προσδιοριστούν και τρεις άλλες τιμές στα σημεία άμεσης εκκένωσης, στην ασφάλεια της ανθρώπινης ζωής και στην παρεμπόδιση της κατάρρευσης αντίστοιχα, οι οποίες όμως δεν επηρεάζουν τη συμπεριφορά της κατασκευής. Οι πλαστικές αυτές ιδιότητες ορίζονται στα μέλη της κατασκευής που επιθυμεί ο χρήστης, για κάθε βαθμό ελευθερίας.

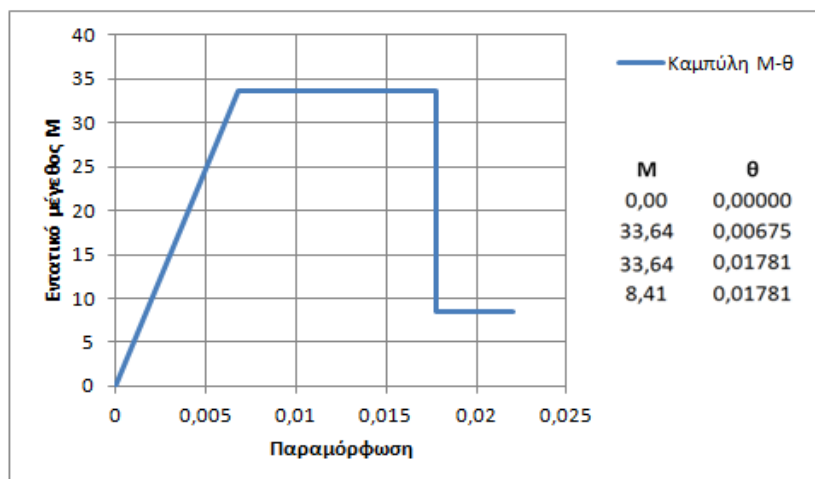
Πριν ξεκινήσουμε την ανάλυση Pushover θα πρέπει να ορίσουμε μια νέα φόρτιση, που θα έχει σαν αρχικές συνθήκες το κατακόρυφο μόνιμο φορτίο. Ενώ στη συνέχεια θα ασκηθεί το πλευρικό φορτίο τριγωνικής κατανομής που σκοπό έχει την προσομοίωση των αδρανειακών δυνάμεων που αναπτύσσονται στην κατασκευή στα επίπεδα των ορόφων κατά την πρώτη, θεμελιώδη ιδιομορφή. Το πλευρικό αυτό φορτίο ορίζει την τιμή για την οποία θα ξεκινήσει η Pushover ανάλυση, ενώ παράλληλα δίνει και την αναλογία μεταξύ των οριζόντιων φορτίων των ορόφων η οποία θα παραμείνει σταθερή κατά τη διάρκεια της αύξησης τους. Η κατανομή της εγκάρσιας φόρτισης που χρησιμοποιείται στην ανάλυση, όπως είναι προφανές, επηρεάζει την ακρίβεια των αποτελεσμάτων που προκύπτουν. Ιδεατά, η κατανομή αυτή πρέπει να αντιπροσωπεύει την εγκάρσια κατανομή της αδρανειακής δύναμης που προκαλεί τις κυριότερες αποκρίσεις στην κατασκευή και εξαρτάται κυρίως από τα δυναμικά χαρακτηριστικά της κατασκευής. Τέλος, ορίζεται ο κύριος κόμβος (master) και η μετατόπιση εκείνη για την οποία θα σταματήσει η εφαρμογή του πλευρικού φορτίου (μετακίνηση ελέγχου) και θα τελειώσει η Pushover ανάλυση. Το πρόγραμμα έχει σαν προεπιλογή για τη μετακίνηση ελέγχου της Pushover ανάλυσης το 0,04 του ύψους του υψηλότερου κόμβου. Στην ανάλυση που θα πραγματοποιήσουμε εμείς θα θεωρήσουμε μια τιμή για τη μετατόπιση αυτή περίπου ίση με τη μέγιστη μετατόπιση που υπολογίστηκε από τα πειραματικά αποτελέσματα ανά δοκίμιο.

Στη συνέχεια θα υπολογίσουμε τις ιδιότητες σε κάθε δοκίμιο ξεχωριστά γιατί παρότι τα γεωμετρικά μεγέθη των γραμμικών μελών παραμένουν σταθερά, η αξονική δύναμη που δέχονται είναι διαφορετική και αυτό επηρεάζει τον υπολογισμό της θ_u . Επίσης, θα υπολογίσουμε τις ιδιότητες των πλαστικών αρθρώσεων στο άνοιγμα της δοκού (εφελκυόμενο κάτω πέλμα), στις στηρίξεις των δοκών (εφελκυόμενο άνω πέλμα), στα υποστυλώματα του ισογείου και στα υποστυλώματα του ορόφου (διαφορετική αξονική και διαφορετικό θεωρούμενο ύψος ορόφου). Στα σχήματα που ακολουθούν θα παρουσιάσουμε ενδεικτικά τα διαγράμματα ροπών- στροφών για τις πλαστικές αρθρώσεις που θα χρησιμοποιηθούν στα αντίστοιχα μέλη του δοκιμίου Δ3 με πυλωτή το ισόγειο (Εικόνα 70, 71, 72, 73). Αντίστοιχα διαγράμματα έχουν υπολογιστεί και για τα υπόλοιπα δοκίμια. Ας σημειωθεί ότι στην

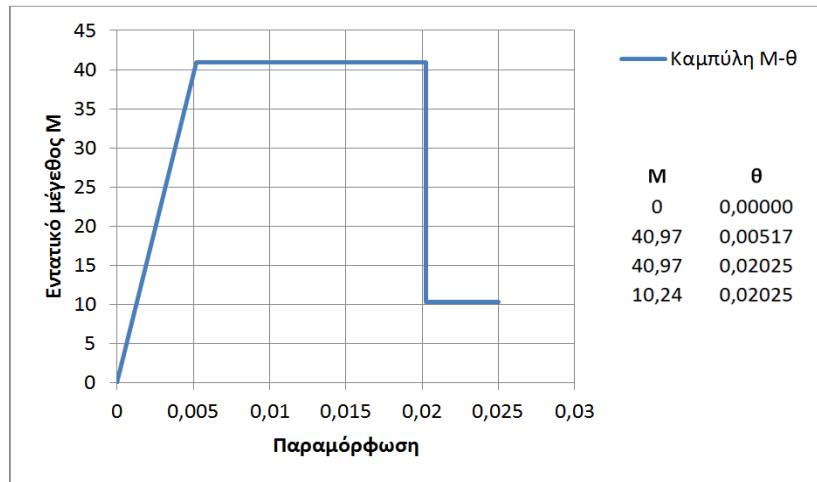
παρούσα εργασία για τις pushover αναλύσεις, ορίζονται πλαστικές ιδιότητες μόνο στα μέλη οπλισμένου σκυροδέματος των φορέων (υποστυλώματα και δοκούς) και όχι στους τοίχους πλήρωσης, καθώς αντικείμενο διερεύνησης αποτελεί η συμπεριφορά των φορέων στις σεισμικές διεγέρσεις υπό την επίδραση των τοίχων πλήρωσης και όχι η συμπεριφορά των τοίχων μεμονωμένα.



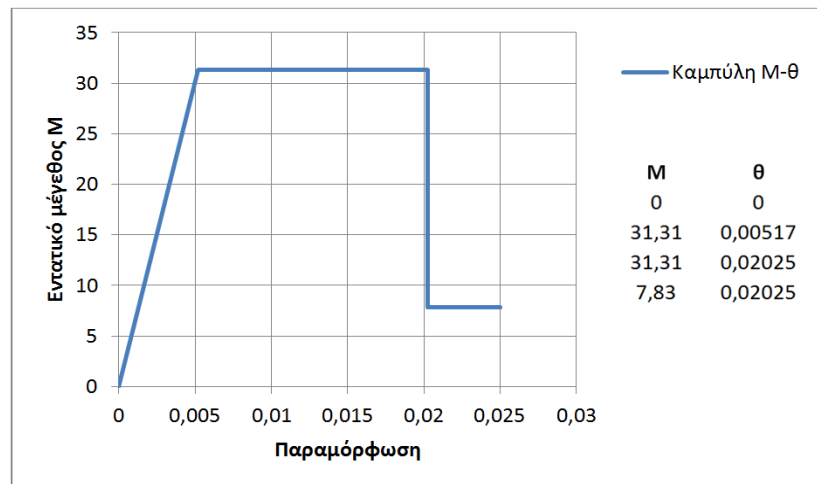
Εικόνα 70 Διάγραμμα ροπής στροφής για τα υποστυλώματα ορόφου του Δ3



Εικόνα 71 Διάγραμμα ροπής στροφής για τα υποστυλώματα ισόγειου του Δ3



Εικόνα 72 Διάγραμμα ροπής στροφής για τις δοκούς του Δ3 στο άνοιγμα

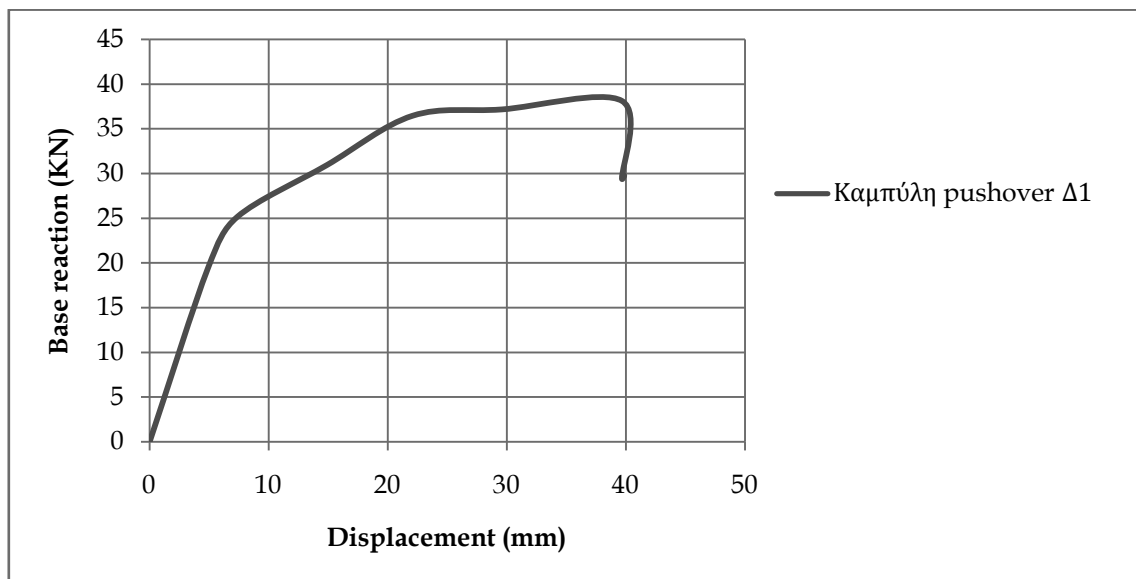


Εικόνα 73 Διάγραμμα ροπής στροφής για τις δοκούς του Δ3 στις στηρίξεις

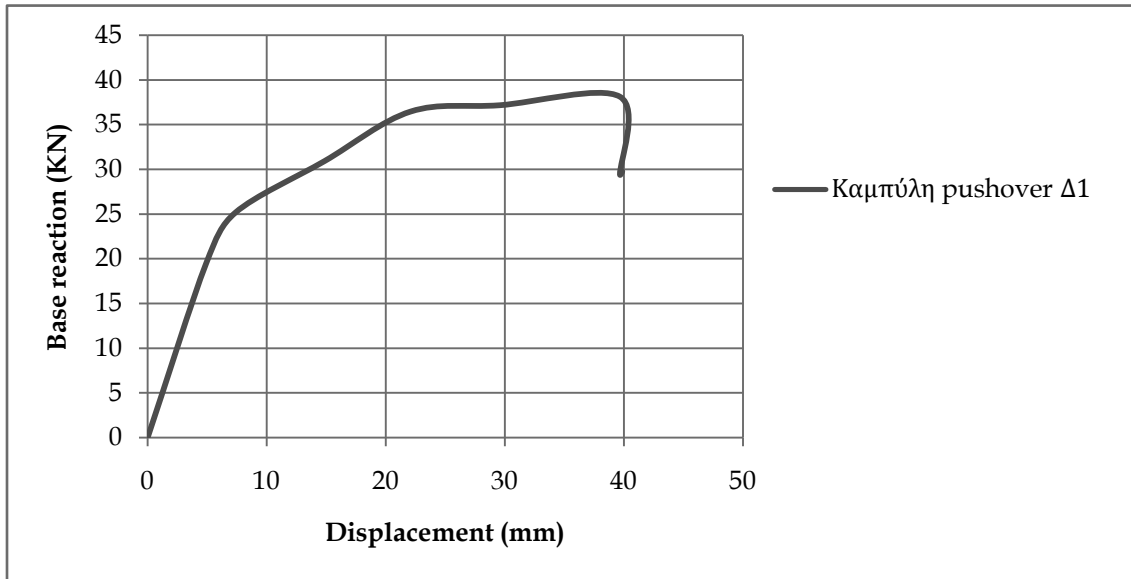
Από την Pushover ανάλυση, προκύπτει η καμπύλη της διάτμησης στη βάση της κατασκευής προς τη μετατόπιση της κορυφής, γνωστή και ως καμπύλη Pushover. Η καμπύλη αυτή, παρέχει σημαντικές πληροφορίες για τη συνολική κατάσταση της κατασκευής, όπως η αρχική ελαστική ακαμψία, η έναρξη της πρώτης διαρροής ή το στάδιο της απότομης επιδείνωσης της ακαμψίας της κατασκευής. Επιπρόσθετα, η ζημιά που έχει υποστεί η κατασκευή σε κάθε επίπεδο διαρροής είναι δυνατόν να ευρεθεί εξετάζοντας άλλους

παράγοντες όπως οι θέσεις των πλαστικών αρθρώσεων, ή η ολκιμότητα των μελών. Επίσης, μπορούν να εντοπιστούν προβληματικά δομικά μέλη και άλλα ανεπιθύμητα χαρακτηριστικά της κατασκευής όπως μαλακοί όροφοι.

Σε αυτό το σημείο θα παρουσιάσουμε τις καμπύλες συμπεριφοράς για τα τρία δοκίμια που προσομοιώθηκαν αναλυτικά. Αρχικά, για το γυμνό πλαίσιο (Εικόνα 74), στη συνέχεια για το πλήρως τοιχοπληρωμένο πλαίσιο (Εικόνα 75) και ολοκληρώνοντας για το δοκίμιο τύπου πυλωτής (Εικόνα 76).



Εικόνα 74 Καμπύλη Pushover για το φορέα Δ1



5.4 Παρατηρήσεις - Συμπεράσματα

Στην παρούσα μεταπτυχιακή εργασία πραγματοποιήθηκε μία αριθμητική διερεύνηση της επιρροής των τοιχοπληρώσεων σε πλαισιακούς φορείς οπλισμένου σκυροδέματος υπό σεισμικά φορτία με σύγχρονες υπολογιστικές μεθόδους. Έγινε χρήση επίπεδων πλαισιακών φορέων οπλισμένου σκυροδέματος και πραγματοποιήθηκαν δυναμικές αλλά και υπερωθητικές (pushover) αναλύσεις για διάφορες διατάξεις των τοίχων πλήρωσης. Πιο συγκεκριμένα, οι φορείς αναλύθηκαν χωρίς τοιχοπληρώσεις, με τοιχοπληρώσεις σε όλους τους ορόφους, καθώς και με τοιχοπληρώσεις σε όλους τους ορόφους πλην του πρώτου υπέργειου (πυλωτή), ενώ η προσομοίωση των τοιχοπληρώσεων έγινε με χρήση της απλοποιητική μέθοδο της διαγωνίου βάσει του KAN.ΕΠΕ.

Γενικότερα συμπεράσματα τα οποία εξάγονται από την έρευνα είναι ότι σε κτίρια με πυλωτή η ύπαρξη της τοιχοπλήρωσης στον α΄ όροφο έχει ως συνέπεια την αδυναμία δημιουργίας των πλαστικών αρθρώσεων στα δοκάρια και τη μη επιθυμητή εμφάνισή τους στα

υποστυλώματα. Η ύπαρξη τοιχοπληρώσεων σε όλους τους ορόφους ενός κτιρίου έχει σαν αποτέλεσμα την εμφάνιση ισχυρών υπεραντοχών. Λόγω της πρόσθετης ακαμψίας την οποία προσφέρουν οι τοιχοπληρώσεις μειώνονται οι σχετικές μετακινήσεις των ορόφων και κατά συνέπεια η γωνία στροφής των υποστυλωμάτων. Σε περίπτωση όμως κατά την οποία ξεπεραστεί η αντοχή των τοιχοπληρώσεων, τότε απότομα καλείται ο φέρων οργανισμός να παραλάβει τις αυξημένες δυνάμεις και μετακινήσεις, τις οποίες δεν μπορεί και η κατασκευή οδηγείται σε πολύ μεγάλες μετακινήσεις και ταχύτητες. Επίσης, θα πρέπει να αναφερθεί ότι η ύπαρξη εγκάρσιων δοκών στους κόμβους βοηθά στην καλύτερη συμπεριφορά του κόμβου λόγω της τριαξονικής έντασης που αναπτύσσεται μέσα σε αυτούς. Κατά τη μελέτη εφαρμογής επεμβάσεων σε ένα τέτοιο φορέα θα πρέπει να γίνεται λεπτομερής εκτίμηση της επίπτωσης των επεμβάσεων τόσο στην αντοχή όσο και στην πλαστιμότητα της νέας κατασκευής. Παραδείγματος χάρη στην περίπτωση εφαρμογής μανδύων, ο μελετητής μηχανικός πρέπει να ελέγχει αν η διατομή των δοκών μπορεί να ικανοποιήσει τη συμπεριφορά της νέας κατασκευής (αντοχή, πλαστιμότητα) εκ της αυξημένης δυσκαμψίας και αντοχής των υποστυλωμάτων.

Όπως φαίνεται από τα αποτελέσματα των δυναμικών αναλύσεων της παρούσας εργασίας, οι τοιχοπληρώσεις δεν έχουν αμελητέα δυσκαμψία και αντοχή, αλλά αντιθέτως η παρουσία τους μεταβάλλει ουσιαστικά τα δυναμικά χαρακτηριστικά της κατασκευής, καθώς και τη συνολική σεισμική συμπεριφορά της. Οι οριζόντιες μετακινήσεις, οι στροφές, αλλά και οι μέγιστες σχετικές μετακινήσεις των ορόφων του φορέα με τοιχοπληρώσεις εμφανίζονται αρκετά μικρότερες από τις αντίστοιχες του γυμνού πλαισίου, καθώς η ύπαρξη τοιχοπληρώσεων συνεισφέρει σημαντικά στη συνολική δυσκαμψία του, μειώνοντας τις μετακινήσεις κατά την επιβολή των σεισμικών διεγέρσεων.

Στους φορείς με πυλωτή εμφανίζεται σημαντική διαφοροποίηση στη μορφή της ταλάντωσης, καθώς φαίνεται ότι τα ανώτερα ζυγώματα του φορέα που έχουν τοιχοπληρώσεις μετακινούνται σαν ενιαίο στερεό σώμα μεταφέροντας την ένταση στα υποστυλώματα του κάτω ζυγώματος. Αυτό οφείλεται στο γεγονός ότι, η ύπαρξη τοιχοπληρώσεων εμποδίζει την ανάπτυξη ανελαστικών παραμορφώσεων στο πλαίσιο με αποτέλεσμα όλες οι παραμορφώσεις που αναπτύσσει η κατασκευή από τη σεισμική φόρτιση να συγκεντρώνονται στον μη τοιχοπληρωμένο όροφο. Αυτό το φαινόμενο οδηγεί στην ανάπτυξη μεγάλων παραμορφώσεων στα δομικά στοιχεία του

συγκεκριμένου ορόφου, οι οποίες σε ορισμένες περιπτώσεις ξεπερνούν τις αντίστοιχες του ελευθέρου από τοίχους πλήρωσης φορέα. Απόρροια της συγκέντρωσης των εντάσεων στα υποστυλώματα του μη τοιχοπληρωμένου ορόφου είναι η εμφάνιση του ανεπιθύμητου φαινομένου του μαλακού ορόφου. Οι φορείς με πυλωτή φθάνουν στη διαρροή για μετακινήσεις μικρότερες από τις αντίστοιχες των προηγούμενων φορέων, ενώ η μετάβαση των φορέων στη στάθμη της κατάρρευσης παρουσιάζεται πολύ πιο απότομη. Αντιθέτως, οι πλήρως τοιχοπληρωμένοι φορείς, διαρρέουν σε μεγαλύτερες μετατοπίσεις και για πολύ μεγαλύτερες τέμνουσες βάσης. συνεπώς η ύπαρξη τοιχοπληρώσεων συμβάλλει στην αύξηση της ελαστικότητας των κατασκευών.

Επίσης, το γεγονός ότι η ύπαρξη πυλωτής είναι ιδιαίτερα επιβαρυντική για τα υποστυλώματα του ισογείου, φαίνεται και στα βήματα των υπερωθητικών (pushover) αναλύσεων, καθώς στα συγκεκριμένα φέροντα στοιχεία δημιουργούνται πλαστικές αρθρώσεις από τα πρώτα κιάλας βήματα των υπερωθητικών αναλύσεων και σε αυτά δημιουργούνται μηχανισμοί οι οποίοι οδηγούν σε κατάρρευση τις κατασκευές.

Σαν γενικό συμπέρασμα της παρούσας εργασίας μπορεί να ειπωθεί ότι κρίνεται απαραίτητη η πλήρης προσομοίωση ενός κτιρίου οπλισμένου σκυροδέματος, συμπεριλαμβανομένων και των τοιχοποιιών πλήρωσης, για να είναι δυνατή μία όσο το δυνατόν ρεαλιστικότερη αποτίμηση της δυναμικής συμπεριφοράς του.

Κεφάλαιο 6: Ενίσχυση με χρήση σύνθετων υλικών

ΤΕΧΝΙΚΑ ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ - ΙΔΙΟΤΗΤΕΣ

6.1 Χρήση σύνθετων υλικών για ενίσχυση κατασκευών

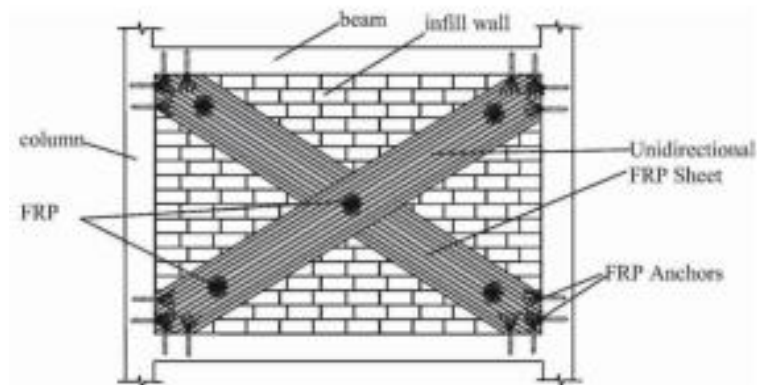
Η ενίσχυση κατασκευών με τις παραδοσιακές μεθόδους, όπως τους μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος και την κατασκευή διατμητικών τοιχίων, συχνά οδηγεί σε λειτουργικά προβλήματα και υψηλό κόστος. Μια εναλλακτική ενίσχυση των πλαισίων οπλισμένου σκυροδέματος με τοίχους πλήρωσης από τούβλα γίνεται με τη χρήση Σύνθετων Υλικών (FRP), ένα υλικό του οποίου η χρήση γίνεται ελκυστική λόγω του χαμηλού κόστους του και της ευκολίας εφαρμογής του.

Διάφορες μεθοδολογίες έχουν προταθεί για την ενίσχυση και τη σεισμική αναβάθμιση των υφιστάμενων κατασκευών, όπως κατασκευή νέων διατμητικών τοιχίων ή μανδύων από οπλισμένο σκυρόδεμα, τοποθέτηση προκατασκευασμένων στοιχείων ή διαγώνιες ράβδους από χάλυβα. Αυτές οι μέθοδοι, αν και ευρέως διαδεδομένες έχουν ευμενή αποτελέσματα σε πολλές περιπτώσεις, αν και οδηγούν σε σημαντική αύξηση της μάζας και της ακαμψίας και επομένως προκαλούν κρίσιμες αλλαγές στα σεισμικά φορτία. Επιπλέον, χρειάζονται εκτεταμένες παρεμβάσεις, αισθητικές τροποποιήσεις, σημαντικό κόστος ή ακόμα και διακοπή της λειτουργίας του κτιρίου για την ορθή εφαρμογή τους. Από την άλλη πλευρά, οι αναλύσεις δείχνουν ότι η τοποθέτηση σύνθετων υλικών μπορεί να οδηγήσει σε ενίσχυση του τοιχοπληρωμένου πλαισίου. Κατά τις τελευταίες δύο δεκαετίες, η χρήση των πολυμερών με ενίσχυση με ίνες άνθρακα υπήρξε μια αποτελεσματική εναλλακτική λύση για τη βελτίωση των υφιστάμενων κατασκευών. Τα ενισχυμένα με ίνες πολυμερή χαρακτηρίζονται από μικρό πάχος και βάρος, η σχετική ευκολία εφαρμογής, ενώ η ανθεκτικότητα στις περιβαλλοντικές συνθήκες και η υψηλή αντοχή τους σε σύγκριση με τα συμβατικά υλικά είναι μερικά ακόμη

από τα πλεονεκτήματά τους. Η εφαρμογή τους προσφέρει σημαντική αύξηση της αντοχής με πολύ μικρή τροποποίηση της μάζας και της ακαμψίας.

Αρκετές προσπάθειες έχουν γίνει πρόσφατα για να κατανοηθεί η συμπεριφορά ενός τοιχοπληρωμένου πλαισίου ενισχυμένου με σύνθετα υλικά. Ως αποτέλεσμα έγιναν κατανοητές οι δύο κύριες μορφές αστοχίας, (α) αστοχία αγκύρωσης και (β) αποκόλληση. Ο πρώτος τρόπος αστοχίας συμβαίνει σε σχετικά μικρά στελέχη, όταν χρησιμοποιούνται αγκυρώσεις μικρού μήκους και έχει ως αποτέλεσμα τη θραύση της τοιχοποιίας λόγω θλίψης στις γωνίες της διαγωνίου. Ο δεύτερος τρόπος αστοχίας συμβαίνει υπό μεγαλύτερα φορτία και ξεκινά με την αποκόλληση των φύλλων σύνθετου υλικού από την επιφάνεια της τοιχοποιίας. Τότε οριζόντιες ρωγμές αναπτύσσονται με αποτέλεσμα τη διατμητική αστοχία.

Όπως ήδη έχουμε αναφέρει έχει προκύψει ότι με την αύξηση των πλευρικών φορτίων σε ένα πλαίσιο με τοιχοπληρώσεις χωρίς ανοίγματα, οι τροχιές των θλιπτικών και εφελκυστικών τάσεων ακολουθούν τις δύο διαγώνιες τροχιές. Επομένως, το τοίχωμα συμπεριφέρεται σαν ένα διαγώνιο θλιπτήρα, ενώ η αποκόλληση από το περιβάλλον πλαίσιο παρατηρείται στην άλλη διαγώνιο. Η τοποθέτηση σύνθετου υλικού κατά μήκος των δύο κύριων διαγωνίων του τοιχώματος επιτρέπει στο τοίχωμα να αναλάβει τάσεις εφελκυσμού κατά μήκος της εφελκυστικής διαγωνίου, περιορίζοντας την παραμόρφωση του πλαισίου και αυξάνοντας την αντοχή της σε πλευρικά φορτία (Εικόνα 69).



Εικόνα 75 Εφαρμογή διαγωνίου συνδέσμου FRP για ενίσχυση τοιχοπληρωμένου πλαισίου από οπλισμένο σκυρόδεμα

6.2 Μοντελοποίηση στο Seismostruct σύνθετου υλικού CFRP

Το λογισμικό SeismoStruct μας παρέχει τη δυνατότητα να προσομοιώσουμε τα σύνθετα υλικά μέσω ενός απλοποιημένου, μονοαξονικού, τριγωνικού μοντέλου FRP που λειτουργεί αποκλειστικά σε εφελκυσμό. Οι κυριότερες παράμετροι που πρέπει να προσδιοριστούν για να γίνει χρήση του μοντέλου είναι οι ακόλουθοι:

α) Εφελκυστική αντοχή, f_t

Αποτελεί την οριακή τάση την οποία μπορεί να παραλάβει ο σύνδεσμος πριν την αστοχία του. Συνήθεις τιμές για ίνες άνθρακα είναι από 2.100 KPa έως 4.800 KPa και για ίνες γυαλιού από 1.900 KPa έως 4.800 KPa.

β) Αρχική δυσκαμψία, E_1

Είναι η κλίση του ελαστικού κλάδου με συνήθεις τιμές από 215 GPa έως 700 GPa για ίνες άνθρακα και από 70 GPa έως 90 GPa για ίνες γυαλιού.

γ) Μετελαστική δυσκαμψία, E_2

Είναι η κλίση του μετελαστικού κλάδου του μοντέλου, από την αστοχία του συνδέσμου έως το μηδενισμό της αντοχής του.

δ) Ειδικό βάρος, γ (KN/m³)

Το ειδικό βάρος των σύνθετων υλικών είναι πολύ μικρό και συνήθως αγνοείται γιατί δεν αναμένεται να επηρεάσει τη συμπεριφορά του φορέα.

Θα προσπαθήσουμε να τοποθετήσουμε στο μοντέλο Δ2 του πλαισίου με τοιχοπληρώσεις και στους δύο ορόφους, σύνθετα υλικά για να ελέγξουμε πως μεταβάλλεται αρχικά η συμπεριφορά του.

Στο σχήμα που ακολουθεί παρουσιάζεται το διάγραμμα τάσης – παραμόρφωσης του μοντέλου του συνδέσμου CFRP που επιλέχθηκε για να ενισχυθεί ο φορέας της πυλωτής και οι τιμές των παραμέτρων που επιλέχθηκαν.

Παράρτημα εικόνων

Εικόνα 1 Κτίριο με πυλωτή το ισόγειο.....	8
Εικόνα 2 Επιπτώσεις σεισμού σε κτίρια με πυλωτή	9
Εικόνα 3 Πειραματικά δοκίμια.....	13
Εικόνα 4 Τα δώροφα πλαίσια του πειράματος κατά τη φάση κατασκευής τους	14
Εικόνα 5 Κάτοψη προτύπου κτιρίου	15
Εικόνα 6 Διάταξη πρόσθετων μαζών στα δοκίμια	16
Εικόνα 7 Καθ' ύψος τομή πλαισίου με λεπτομέρειες όπλισης	17
Εικόνα 8 Λεπτομέρειες όπλισης συνδετήριας δοκού	17
Εικόνα 9 Προσθήκη περιορισμένης έκτασης τοιχοπληρώσεων στην πυλωτή.....	18
Εικόνα 10 Προσθήκη πολυμελών τοιχωμάτων	19
Εικόνα 11 (α) Δοκίμιο με πυλωτή,.....	20
Εικόνα 12 Κατασκευή μανδύων στα υποστυλώματα του ισογείου της κατασκευής.....	20
Εικόνα 13 (α) Κατασκευή μανδύων στο ισόγειο της κατασκευής,.....	21
Εικόνα 14 Κατασκευή μεταλλικού πλαισίου στο ισόγειο.....	22
Εικόνα 15 Κατασκευή μεταλλικού πλαισίου μορφής Λ στο ισόγειο με ελαστομερές εφέδρανο	22
Εικόνα 16 Μηχανισμοί αστοχίας τοιχοπληρωμένων πλαισίων.....	26
Εικόνα 17 Μηχανισμοί αστοχίας υπό πλευρικό φορτίο.....	27
Εικόνα 18 Ρόλος των ανοιγμάτων στη μορφή αστοχίας της τοιχοποιίας.....	27
Εικόνα 19 Παραμόρφωση τοιχοπληρωμένου πλαισίου υπό διατμητικό φορτίο.....	28
Εικόνα 20 Μοντέλο διαγώνιου θλιπτήρα	29
Εικόνα 21 Συμπεριφορά τοιχοποιίας υπό κυκλική φόρτιση	30
Εικόνα 22 Στοιχείο που προσομοιώνει τη θλιπτική συμπεριφορά του τοίχου πλήρωσης	31
Εικόνα 23 Διάταξη με την οποία προσομοιώνεται η διατμητική αντοχή του τοίχου πλήρωσης στη μια κατεύθυνση.....	31
Εικόνα 24 Προσομοίωμα ανάλυσης τοιχοπληρώσεων	32
Εικόνα 25 Καθ' ύψος ανομοιομορφία των τοιχοπληρώσεων	33
Εικόνα 26 Προσομοίωση τοιχοπληρώσεων	34
Εικόνα 27 Διάγραμμα υπολογισμού απομειωμένων αντοχών τοιχοπληρώσεων.....	36
Εικόνα 28 Διαγώνιος θλιπτήρας.....	37

Εικόνα 29 Διάγραμμα τάσεων – παραμορφώσεων ισοδύναμης θλιβόμενης διαγώνιας ράβδου.....	39
Εικόνα 30 Διακριτοποίηση μιας ορθογωνικής διατομής οπλισμένου σκυροδέματος στο πρόγραμμα Seismostruct.....	44
Εικόνα 31 Απεικόνιση της διαφορετικής σχέσης τάσεων – παραμορφώσεων των υλικών σε μια διατομή.....	44
Εικόνα 32 Επίδραση του εγκάρσιου οπλισμού σε μια διατομή σκυροδέματος.....	46
Εικόνα 33 Υπολογισμός συντελεστή περίσφιγξης στο πρόγραμμα SeismoStruct.....	47
Εικόνα 34 Παραβολικό - ορθογωνικό διάγραμμα για σκυρόδεμα υπό θλίψη (χαρακτηριστικά και μεγέθη σχεδιασμού).....	48
Εικόνα 35 Διάγραμμα σκυροδέματος για περισφιγμένο ή όχι σκυρόδεμα.....	48
Εικόνα 36 Εξιδανικευμένο διάγραμμα τάσεων-παραμορφώσεων και διάγραμμα σχεδιασμού χάλυβα οπλισμού (για εφελκυσμό και θλίψη).....	48
Εικόνα 37 Πειραματικό δοκίμιο εκτός επιπέδου κάμψεως στη θέση δοκιμής.....	50
Εικόνα 38 Διαγράμματα τάσεων για την τοιχοποιία.....	57
Εικόνα 39 Γεωμετρικά χαρακτηριστικά διατομών και λεπτομέρειες όπλισης κατά την προσομοίωση (α) υποστρώματος, (β) δοκού στη στήριξη και (γ) δοκού στο άνοιγμα του πλαισίου.....	59
Εικόνα 40 Σχηματική τομή δοκού.....	59
Εικόνα 41 Διάταξη πρόσθετων μαζών στο δοκίμιο Δ3.....	60
Εικόνα 42 (α) Χρονοϊστορία E-W συνιστώσας του Σεισμού Γρίβα (Εδεσσα), (β) Φάσμα επιταχύνσεων, απόσβεση 5%.....	61
Εικόνα 43 Ιδιοσχήματα κανονικών μορφών.....	66
Εικόνα 44 Διάγραμμα τέμνουσας βάσης – σχετικής μετακίνησης ισογείου για το δοκίμιο Δ1.....	67
Εικόνα 45 Διάγραμμα τέμνουσας βάσης – σχετικής μετακίνησης ισογείου για το δοκίμιο Δ2.....	67
Εικόνα 46 Διάγραμμα τέμνουσας βάσης – σχετικής μετακίνησης ισογείου για το δοκίμιο Δ3.....	68
Εικόνα 47 Διάγραμμα συντελεστή ενίσχυσης για το δοκίμιο Δ1.....	69
Εικόνα 48 Διάγραμμα συντελεστή ενίσχυσης για το δοκίμιο Δ2.....	69
Εικόνα 49 Διάγραμμα συντελεστή ενίσχυσης για το δοκίμιο Δ3.....	70
Εικόνα 50 Προσομοίωση συνδετήριας δοκού.....	72

Εικόνα 51	Προσομοίωση στήριξης με άρθρωση και στροφικά ελατήρια στο γυμνό πλαίσιο	73
Εικόνα 52	Δεύτερη ιδιοπερίοδος γυμνού πλαισίου.....	73
Εικόνα 53	Τοιχοπληρωμένο πλαίσιο με προσομοίωση της συνδετήριας δοκού.....	74
Εικόνα 54	Προσομοίωση στήριξης με άρθρωση και στροφικά ελατήρια στο πλαίσιο με πυλωτή.....	75
Εικόνα 55	Αρχικές παραμορφωσιακές συνθήκες υπό τα στατικά φορτία	77
Εικόνα 56	Διαγράμματα εντατικών μεγεθών υπό στατικά φορτία στο δοκίμιο Δ1	78
Εικόνα 57	Διαγράμματα εντατικών μεγεθών για την πρώτη δοκιμή χρονοϊστορίας στο Δ1..	79
Εικόνα 58	Διαγράμματα εντατικών μεγεθών υπό στατικά φορτία στο δοκίμιο Δ2.....	80
Εικόνα 59	Διαγράμματα εντατικών μεγεθών για την πρώτη δοκιμή χρονοϊστορίας στο Δ2..	81
Εικόνα 60	Διαγράμματα εντατικών μεγεθών υπό στατικά φορτία στο δοκίμιο Δ3.....	82
Εικόνα 61	Διαγράμματα εντατικών μεγεθών για την πρώτη δοκιμή χρονοϊστορίας στο Δ3..	83
Εικόνα 62	Διαγράμματα σχετικών μετατοπίσεων ισογείου και ορόφου για το δοκίμιο Δ1 (α-στ).....	86
Εικόνα 63	Διαγράμματα σχετικών μετατοπίσεων ισογείου και ορόφου για το δοκίμιο Δ2 (α-στ).....	89
Εικόνα 64	Διαγράμματα σχετικών μετατοπίσεων ισογείου και ορόφου για το δοκίμιο Δ3 (α-δ).....	91
Εικόνα 65	Φάσματα απόκρισης για το δοκίμιο Δ1	94
Εικόνα 66	Φάσματα απόκρισης για το δοκίμιο Δ2	97
Εικόνα 67	Φάσματα απόκρισης για το δοκίμιο Δ3	100
Εικόνα 68	Διάγραμμα εντατικού μεγέθους συναρτήσει της παραμόρφωσης	103
Εικόνα 69	Πλαίσιο στο πρόγραμμα Sap για τον χαρακτηρισμό της συμπεριφοράς μιας πλαστικής άρθρωσης.....	108
Εικόνα 70	Διάγραμμα ροπής στροφής για τα υποστυλώματα ορόφου του Δ3	110
Εικόνα 71	Διάγραμμα ροπής στροφής για τα υποστυλώματα ισογείου του Δ3.....	110
Εικόνα 72	Διάγραμμα ροπής στροφής για τις δοκούς του Δ3 στο άνοιγμα.....	111
Εικόνα 73	Διάγραμμα ροπής στροφής για τις δοκούς του Δ3 στις στηρίξεις.....	111
Εικόνα 74	Καμπύλη Pushover για το φορέα Δ1	112
Εικόνα 75	Εφαρμογή διαγώνιου συνδέσμου FRP για ενίσχυση τοιχοπληρωμένου πλαισίου από οπλισμένο σκυρόδεμα	118

Παράρτημα πινάκων

Πίνακας 1 Κατάταξη κονιαμάτων δόμησης τοιχοποιιών κατά τις Ευρωπαϊκές προδιαγραφές	52
Πίνακας 2 Δυναμικά χαρακτηριστικά πειραματικής διαδικασίας	66
Πίνακας 3 Ποσοστά μαζών που ενεργοποιούνται από τις ιδιομορφές	76
Πίνακας 4 Σχετικές μετατοπίσεις ορόφου και ισογείου για τις δοκιμές που πραγματοποιήθηκαν στο μοντέλο Δ1	84
Πίνακας 5 Τέμνουσα βάση και ροπή για το δοκίμιο Δ1	87
Πίνακας 6 Σχετικές μετατοπίσεις ορόφου και ισογείου για τις δοκιμές που πραγματοποιήθηκαν στο μοντέλο Δ2	87
Πίνακας 7 Σχετικές μετατοπίσεις ορόφου και ισογείου για τις δοκιμές που πραγματοποιήθηκαν στο μοντέλο Δ3	90

Βιβλιογραφία

- 1) Σπυράκος Κωνσταντίνος (2004), *Ενίσχυση κατασκευών για σεισμικά φορτία* (Τεχνικό Επιμελητήριο Ελλάδας), Αθήνα
- 2) Οργανισμός Αντισεισμικού Σχεδιασμού και Προστασίας (2002), *Κανονισμός Επεμβάσεων (ΚΑΝΕΠΕ)*, Αθήνα
- 3) Constantine C. Spyrakos, Charilaos A. Maniatakis, Eleni Smyrou, Ioannis N. Psycharis (2012), *FRP Strengthened Brick-Infilled RC Frames: An Approach for their Proper Consideration in Design*
- 4) Γκιβίση Κωνσταντίνα (2010), *Ενίσχυση υφιστάμενων κατασκευών βάσει του Ευρωκώδικα και του ΚΑΝ.ΕΠΕ.* (Διπλωματική εργασία, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο), Αθήνα
- 5) Hassan Ali (2009), *Half scale three-storey infilled RC building; A comparison of experimental and numerical models*
- 6) P.G Asteris, M.ASCE (2003), *Lateral Stiffness of brick masonry infilled plane frames*
- 7) Smyrou Eleni (2006), *Implementation and verification of a masonry panel model for nonlinear dynamic analysis of infilled frames*
- 8) Luis D. Decanini, Adriano De Sortis, Agostino Goretti, Laura Liberatore, Fabrizio Mollaioli and Paolo Bazzurro, M.EERI (2004), *Performance of Reinforced Concrete Buildings During the 2002 Molise, Italy, Earthquake*
- 9) Efe G. Kurt, Baris_ Binici, Ozgur Kurc, Erdem Canbay, Akpınar and Guney Ozcebe (2011), *Seismic Performance of a Deficient Reinforced Concrete Test Frame with Infill Walls*
- 10) S. Komaraneni, Durgesh C. Rai, M.EERI and Vaibhav Singhal (2011), *Seismic Behavior of Framed Masonry Panels with Prior Damage When Subjected to Out-of-Plane Loading*
- 11) Armin B. Mehrabi, P. Benson Shing, Michael P.Schuller and James L. Noland (1996), *Experimental evaluation of masonry-infilled RC frames*
- 12) Dr Frederick Ellul and Dr. Dina D' Ayala (2011), *Realistic FE Models to enable push-over non linear analysis of masonry infilled frames*

- 13) A.Madan, A.M. Reinhorn, J. B. Mander and R. E. Valles (1997), *Modeling of masonry infill panels for structural analysis*
- 14) Rebecca Buntrock (2007), *Structural performance of early 20th century masonry high rise buildings*
- 15) Καυκάς Αθανάσιος, Κλειδής Χαρίδημος (2010), *Αναλυτική προσομοίωση πειραματικών δεδομένων τοιχοπληρωμένου πλαισίου πριν και μετά την ενίσχυση*
- 16) Constantinos Reparis, Elisabeth Vitzileou and Chritos Zeris (2005), *Evaluation of the seismic performance of existing RC buildings: I. Suggested methodology*
- 17) Constantinos Reparis, Chritos Zeris and Elisabeth Vitzileou (2005), *Evaluation of the seismic performance of existing RC buildings: II. A case study for regular and irregular buildings*
- 18) I.N. Doudoumis (2006), *Finite element modelling and investigation of the behaviour of elastic infilled frames under monotonic loading*
- 19) D. J. Kakaletsis and C. G. Karayannis (2008), *Influence of Masonry Strength and Openings on Infilled R/C Frames Under Cycling Loading*
- 20) G.C. Manos, V.J. Soulis, J. Thauampteh (2011), *The behavior of masonry assemblages and masonry-infilled R/C frames subjected to combined vertical and cyclic horizontal seismic-type loading*
- 21) ΦΕΚ 36 Α/26.02.1959, *Περί αντισεισμικού κανονισμού οικοδομικών έργων*
- 22) ΦΕΚ 160 Α/26.07.1954, *Περί κανονισμών δια την μελέτην και εκτέλεσιν οικοδομικών έργων εξ ωπλισμένου σκυροδέματος*
- 23) Ευρωκώδικας 2 (EC 2),
- 24) Ευρωκώδικας 6 (EC 6), *Σχεδιασμός Κατασκευών από Τοιχοποιία*
- 25) Ευρωκώδικας 8 (EC 8),
- 26) Anil K. Chopra (2001), *Dynamics of Structures, Theory and application to Earthquake Engineering*, University of California at Berkeley
- 27) Οργανισμός Αντισεισμικού Σχεδιασμού και Προστασίας (2000), *Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός (ΕΑΚ)*, Αθήνα
- 28) Οργανισμός Αντισεισμικού Σχεδιασμού και Προστασίας (2000), *Ελληνικός Κανονισμός Ωπλισμένου Σκυροδέματος (ΕΚΩΣ)*, Αθήνα
- 29) Κυριάκος Κάρλος, *Ενίσχυση φέρουσας τοιχοποιίας για εντός επιπέδου φόρτιση με σύνθετα υλικά ανόργανης μήτρας και με ράβδους σύνθετων υλικών σε εγκοπές*

- 30) Γούσης Κωνσταντίνος, *Ενίσχυση υποστυλωμάτων με σύνθετα υλικά – Περίσφιγξη*
- 31) Καραντώνη Φυλλίτσα, εκδόσεις Παπασωτηρίου, *Κατασκευές από τοιχοποιία*
- 32) Baris Binici, Guney Özcebe, Ramazan Ozcelik (2006), *Analysis and design of FRP composites for seismic retrofit of infill walls in reinforced concrete frames*
- 33) Guney Özcebe, Sevket Özden, Faruk Karadogan, *Analysis of infilled reinforced concrete frames strengthened with FRPs*
- 34) Peter Fajfar (M.EERI) (2000), *A nonlinear analysis method for performance-based seismic design*, Earthquake Spectra
- 35) Γιάννης Ν. Ψυχάρης (2010), *Αντισεισμικός σχεδιασμός με στάθμες επιτελεστικότητας*, Αθήνα
- 36) Ρουσάκης Μάρκος (2007), *Έλεγχος επάρκειας υφιστάμενου κτιρίου και προσθήκη ορόφου* (Μεταπτυχιακή εργασία, Αριστοτέλειο Πανεπιστήμιο Θεσσαλονίκης), Θεσσαλονίκη
- 37) Ιωαννίδου Αικατερίνη (2011), *Μη γραμμική ανάλυση κατασκευών από οπλισμένου σκυρόδεμα με τρισδιάστατα πεπερασμένα στοιχεία* (Μεταπτυχιακή εργασία, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο), Αθήνα
- 38) Χ. Ιγνατάκης, Κ. Στυλιανίδης, *Κατασκευές από φέρουσα τοιχοποιία, κανονισμός, βλάβες, αποκατάσταση*, Τεχνικό Επιμελητήριο Ελλάδας, Τμήμα κεντρικής Μακεδονίας
- 39) Τσάμπρας Γεώργιος, Νικήτας Μπαζαΐος (2010), *Sap2000 Ανάλυση και σχεδιασμός κατασκευών με πεπερασμένα στοιχεία*
- 40) Κωνσταντίνος Γ. Τρέζος (2009), *Αποτίμηση των ιδιοτήτων των υλικών σε υφιστάμενες κατασκευές*, 16ο Συνέδριο Σκυροδέματος, Πάφος
- 41) Παναγιώτης Γ. Αστερής (2008), *Επιρροή των Τοιχοπληρώσεων στη Σεισμική Απόκριση Πλαισίων Ωπλισμένου Σκυροδέματος*, Πανελλήνιο Συνέδριο Αντισεισμικής Μηχανικής & Τεχνικής Σεισμολογίας
- 42) SeismoSoft, SeismoStruct v5.2.5 (2011), *A Computer Program for Static and Dynamic Nonlinear Analysis of Framed Structures*
- 43) E. Vintzileou and T.P. Tassios (1989), *Seismic Behaviour and Design of Infilled R.C. Frames*, International Journal of Earthquake Engineering and Engineering Seismology

- 44) ΕΠΑΝΤΥΚ (2005), *Εθνικό Πρόγραμμα Αντισεισμικής Ενίσχυσης Υφιστάμενων Κατασκευών*, Τεχνικό Επιμελητήριο Ελλάδας, Αθήνα
- 45) ΕΠΑΝΤΥΚ (2007), *Αντισεισμική Ενίσχυση Υφιστάμενων Κτιρίων*, Τεχνικό Επιμελητήριο Ελλάδας, Αθήνα
- 46) Γεωργία Ε. Θέρμου, Σταυρούλα Ι. Πανταζοπούλου (2010), *Σεισμική Αναβάθμιση Στοιχείων Ο.Σ. Παλαιού Τύπου με τη Χρήση Μανδύων από Μεταλλικά Υφάσματα*, Επιστ. Έκδ. ΤΕΕ
- 47) Ε. Ν. Βιντζηλαίου, Β. Α. Παλιεράκη (2006), *Συμπεριφορά τοίχων πληρώσεως με διάζωμα ωπλισμένου σκυροδέματος ή με οπλισμό οριζόντιων αρμών*, Αθήνα
- 48) Λιαράκος Β. Ευάγγελος (2008), *Αριθμητική διερεύνηση κριτηρίων αστοχίας και μεθόδων ενίσχυσης κατασκευών από τοιχοποιία*, Μεταπτυχιακή Διατριβή Πολυτεχνείο Κρήτης
- 49) Λάτσος Λεωνίδας, Τουσμάνης Αριστείδης (2012), *Συγκριτική μελέτη μεθόδων ενίσχυσης πλαισιακών φορέων με ή χωρίς μαλακό όροφο μέσω ανελαστικών στατικών αναλύσεων*, Πάτρα
- 50) Ε.Μ. Παγώνη, Α. Παπαρησιτίδης, Α. Μ. Παγώνη, (2006), *Υπολογισμός τιμής του συντελεστή συμπεριφοράς «q» για κατασκευές προ του 1985 στην Αθήνα*
- 51) Τσίκας Παναγιώτης, Δρίτσος Στέφανος, (2009), *Διερεύνηση του τρόπου προσομοίωσης τοιχοπληρωμένων πλαισίων με ανοίγματα, σε κατασκευές Ο.Σ., Κύπρος*
- 52) Λάμπρος Γ. Πασπάτης (2009), *Διερεύνηση της επιρροής των τοιχοπληρώσεων στη σεισμική απόκριση πλαισιακών κατασκευών οπλισμένου σκυροδέματος*, Χανιά

