



ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ
ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ
ΤΟΜΕΙΣ ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΗΣ ΚΑΙ ΔΟΜΟΣΤΑΤΙΚΗΣ

NATIONAL TECHNICAL UNIVERSITY OF ATHENS
SCHOOL OF CIVIL ENGINEERING
GEOTECHNICAL AND STRUCTURAL DIVISIONS

Διπλωματική Εργασία

ΑΝΔΡΕΑ Α. ΚΟΥΤΡΑ

**ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΑΠΟΚΡΙΣΗ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ Ω.Σ. ΜΕ ΠΥΡΗΝΑ
ΛΑΜΒΑΝΟΝΤΑΣ ΥΠΟΨΗ ΤΗΝ ΑΛΛΗΛΕΠΙΔΡΑΣΗ
ΕΔΑΦΟΥΣ-ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ**

Επιβλέποντες καθηγητές:

Γ. Γκαζέτας

Χ. Ζέρης

Diploma Thesis by

ANDREAS A. KOUTRAS

**SEISMIC RESPONSE OF AN EXISTING RC BUILDING WITH CORE WALL
CONSIDERING SOIL-STRUCTURE INTERACTION**

Supervised by professors:

G. Gazetas

C. Zeris

NOEMBΡΙΟΣ 2011

Θα ήθελα να εκφράσω τις θερμές μου ευχαριστίες στους επιβλέποντες καθηγητές κ. Χ. Ζέρη και κ. Γ. Γκαζέτα για την επιστημονική καθοδήγηση, την υποστήριξη και τη συνεχή βοήθεια που μου προσέφεραν κατά την εκπόνηση της εργασίας αυτής.

Επίσης οφείλω να ευχαριστήσω όλα τα μέλη του Εργαστηρίου Εδαφομηχανικής που ήταν πάντα πρόθυμα να λύσουν κάθε απορία.

ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

ΑΝΤΙΚΕΙΜΕΝΟ ΤΗΣ ΕΡΓΑΣΙΑΣ	9
---------------------------------------	---

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1

ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΤΟΥ ΦΟΡΕΑ

1.1 ΓΕΩΜΕΤΡΙΑ ΤΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ.....	11
1.2 ΠΑΡΑΔΟΧΕΣ ΜΕΛΕΤΗΣ.....	14
1.3 ΔΙΑΤΟΜΕΣ ΜΕΛΩΝ ΚΑΙ ΞΥΛΟΤΥΠΟΙ.....	15

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2

ΣΤΑΤΙΚΕΣ ΕΛΑΣΤΙΚΕΣ ΑΝΑΛΥΣΕΙΣ

2.1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ.....	25
2.2 ΜΟΡΦΩΣΗ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑΤΟΣ.....	25
2.3 ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΤΗΣ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ ΤΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ.....	27
2.4 ΕΛΑΣΤΙΚΕΣ ΑΝΑΛΥΣΕΙΣ ΚΑΤΑ ΕΑΚ.....	39
2.4.1 Εισαγωγή.....	39
2.4.2 Προσομοίωση πεδύλων.....	40
2.4.3 Παραδοχές ελαστικής ανάλυσης.....	43
2.4.4 Έλεγχος επάρκειας πυρήνα και υποστυλωμάτων.....	47
2.5 ΣΥΝΕΠΕΙΕΣ ΤΗΣ ΑΛΛΗΛΕΠΙΔΡΑΣΗΣ ΕΔΑΦΟΥΣ-ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ.....	55

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3

ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΤΟΥ ΦΟΡΕΑ ΓΙΑ ΤΙΣ ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΕΣ ΑΝΑΛΥΣΕΙΣ

3.1 ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΤΗΣ ΑΝΩΔΟΜΗΣ.....	61
3.1.1 Γεωμετρία	61

3.1.2 Τύπος πεπερασμένων στοιχείων.....	62
3.1.3 Καταστατικοί νόμοι υλικών.....	64
3.1.4 Προσομοίωση των δοκών και των υποστυλωμάτων.....	67
3.1.5 Προσομοίωση διαφραγματικής λειτουργίας.....	69
3.1.6 Πρόβλημα στην προσομοίωση των δοκών.....	70
3.2 ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΤΗΣ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ.....	73
3.2.1 Προσομοίωση των πεδίων των υποστυλωμάτων.....	73
3.2.2 Προσομοίωση των πεδίων του πυρήνα.....	73
3.3 ΔΕΙΚΤΕΣ ΕΠΙΠΕΔΟΥ ΒΛΑΒΩΝ.....	84
3.3.1 Γενικά.....	84
3.3.2 Βλάβες λόγω κάμψης.....	84
α) Υπολογισμός σταθμών επιτελεστικότητας των διατομών κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ.....	84
β) Υπολογισμός σταθμών επιτελεστικότητας των διατομών κατά ΑΤΚ-40.....	87
γ) Τρόπος παρουσίαση των αποτελεσμάτων.....	96

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4

ΣΤΑΤΙΚΕΣ ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΕΣ ΑΝΑΛΥΣΕΙΣ

4.1 ΓΕΝΙΚΑ.....	97
4.2 ΕΛΕΓΧΟΣ ΕΠΑΡΚΕΙΑΣ ΤΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ.....	99
4.3 ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΤΗΣ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ ΤΩΝ ΤΕΣΣΑΡΩΝ ΦΟΡΕΩΝ.....	107
4.4 ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΜΕ ΤΗΝ ΤΕΜΝΟΥΣΑ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΤΟΥ ΕΑΚ ΓΙΑ ΤΟΝ ΠΥΡΗΝΑ.....	122

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5

ΔΥΝΑΜΙΚΕΣ ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΕΣ ΑΝΑΛΥΣΕΙΣ

5.1 ΓΕΝΙΚΑ.....	127
5.2 ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΔΥΝΑΜΙΚΩΝ ΑΝΑΛΥΣΕΩΝ.....	133
5.2.1 Λευκάδα 2003.....	133
5.2.2 Η διέγερση της Λευκάδας 2003 (x1.5).....	159
5.2.3 Διέγερση Καλαμάτα 1986, Νομαρχία.....	175
5.2.4 Διέγερση Duzce	181
5.2.5 Διέγερση Imperial Valley, IVNo4-230 (x0.70).....	189
5.2.6 Διέγερση Chi-Chi, TCU-102 (x0.60).....	195
5.3 ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΠΡΟΣΑΥΞΗΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ.....	202
5.4 ΣΥΝΟΨΗ ΤΩΝ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ - ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ	204

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6

ΣΥΝΟΨΗ – ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ.....	211
-----------------------------------	------------

ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ.....	215
--------------------------	------------

ΑΝΤΙΚΕΙΜΕΝΟ ΤΗΣ ΕΡΓΑΣΙΑΣ

Σκοπός της εργασίας αυτής είναι η αποτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς υφισταμένου κτιρίου, από οπλισμένο σκυρόδεμα με πυρήνα, λαμβάνοντας υπόψη την Αλληλεπίδραση Εδάφους-Κατασκευής (αΕΚ).

Εξετάστηκε ένα επτάώροφο κτίριο αντιπροσωπευτικό των πολυκατοικιών της δεκαετίας του 1970. Το φρεάτιο του ανελκυστήρα είναι το μοναδικό τοίχωμα που διαθέτει το κτίριο. Ως επακόλουθο αυτού, η σεισμική αντίσταση δεν είναι κατανομημένη σε ολόκληρη την κάτοψη, αλλά είναι συγκεντρωμένη στη θέση του πυρήνα. Επομένως η ανάληψη των σεισμικών δυνάμεων από τον πυρήνα αυξάνει τις απαιτήσεις στη θεμελίωσή του. Για το λόγο αυτό η αλληλεπίδραση του εδάφους με τον πυρήνα και του πυρήνα με τα πλαίσια κρίνει τελικά την απόκριση του φορέα κατά το σεισμικό κραδασμό.

Εξετάστηκαν τέσσερις περιπτώσεις έδρασης: ο πακτωμένος φορέας, ο Φορέας Α που έχει τα συμβατικά πέδιλα μελέτης, οι Φορείς Β και Γ με υποδιαστασιοποιημένα πέδιλα. Οι Φορείς Β και Γ έχουν το ίδιο πέδιλο στον πυρήνα όμως ο Φορέας Γ έχει μικρότερα πέδιλα στα υποστυλώματα.

Έμφαση δόθηκε στη διερεύνηση της επιρροής του ενδεχόμενου λικνισμού του πεδύλου του πυρήνα στη σεισμική απόκριση του κτιρίου.

Οι συμπεριφορά των τεσσάρων φορέων εξετάστηκε με ελαστικές στατικές αναλύσεις, με ανελαστικές στατικές αναλύσεις (*Pushover*) και κυρίως με ανελαστικές δυναμικές αναλύσεις.

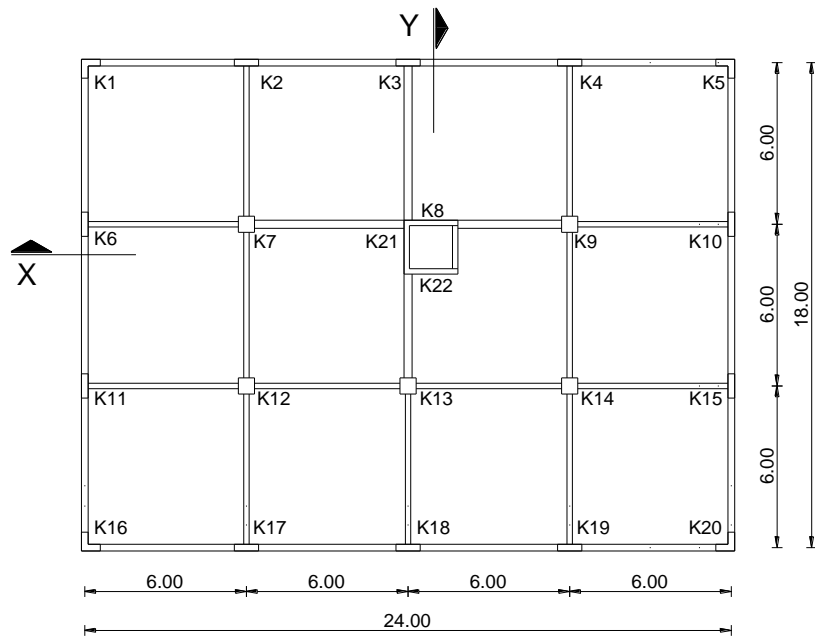
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1

ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΤΟΥ ΦΟΡΕΑ

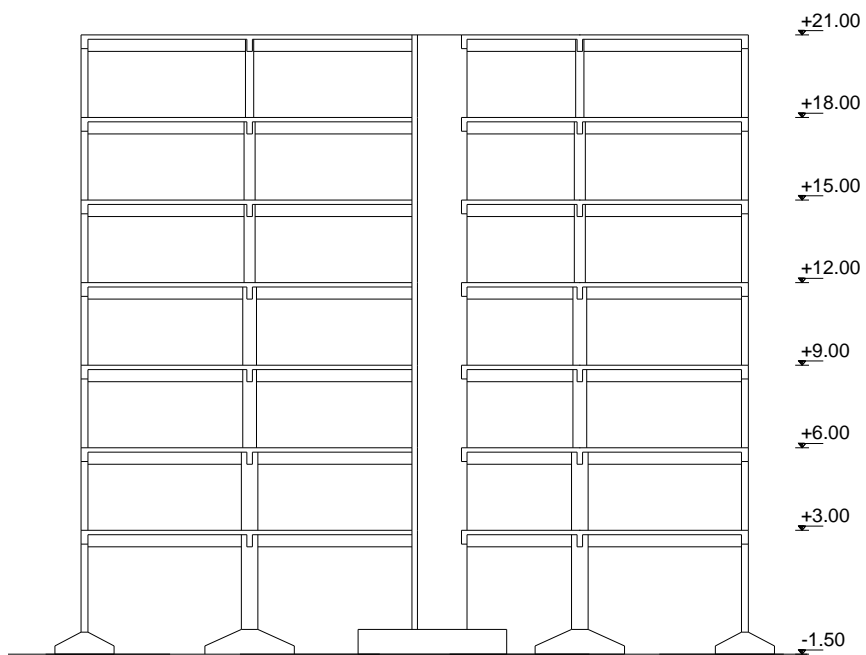
1.1 ΓΕΩΜΕΤΡΙΑ ΤΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ

Το υφιστάμενο κτίριο που επιλέχτηκε για τη μελέτη, είναι αντιπροσωπευτικό των πολυκατοικιών της δεκαετίας του 1970. Το κτίριο έχει επτά ορόφους ύψους 3 μέτρων. Η κάτοψη του κτιρίου είναι ορθογωνική, διαστάσεων 24,00 x 18,00μ. Τα υποστυλώματα είναι τοποθετημένα σε κάρναβο διαστάσεων 6,00 x 6,00 μέτρων. Το κτίριο έχει 4 ανοίγματα στη μεγάλη διάσταση της κάτοψης και 3 ανοίγματα στη μικρή. Το υφιστάμενο ως τυπικό κτίριο της δεκαετίας του 70' διαθέτει, στο κέντρο περίπου της κάτοψης, ανελκυστήρα, το φρεάτιο του οποίου έχει διαστάσεις 2,00 x 2,00 μέτρων. Το κτίριο δεν είναι υπάρχον, υιοθετήθηκε μόνο για το σκοπό της εργασίας. Η στατική μελέτη του κτιρίου έγινε σύμφωνα με τον ισχύοντα κανονισμό σπλισμένου σκυροδέματος του 1959. Το κτίριο θεωρήθηκε ότι ανήκει στη Ζώνη II σεισμικής επικινδυνότητας. Για τη μελέτη χρησιμοποιήθηκε το λογισμικό FESPA. Ακόμα θεωρήθηκε ότι το κτίριο είναι θεμελιωμένο με επιφανειακά μεμονωμένα πέδιλα χωρίς συνδετήριες δοκούς. Η στατική μελέτη του κτιρίου εκπονήθηκε από τον Κ. Ρεπαπή στα πλαίσια της διδακτορικής του διατριβής.

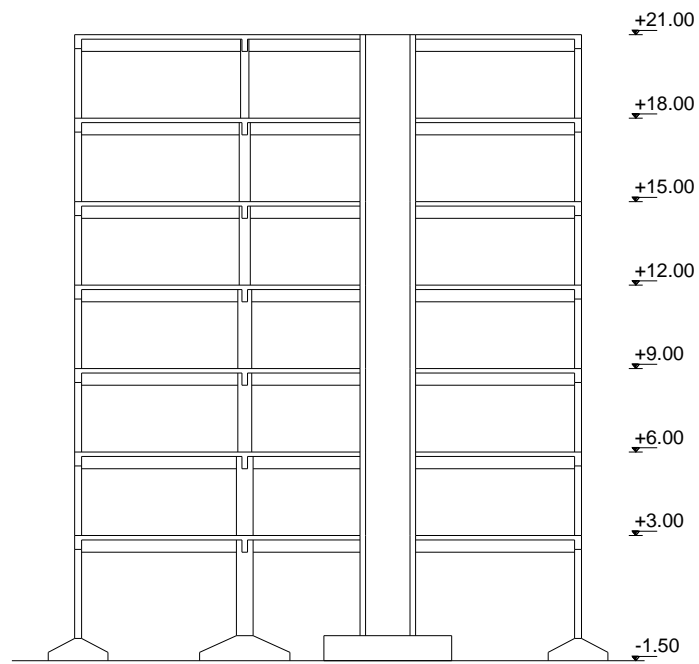
Το φρέαρ του ανελκυστήρα είναι το μοναδικό τοίχωμα που διαθέτει το κτίριο. Ως επακόλουθο αυτού η σεισμική αντίσταση δεν είναι κατανομημένη σε ολόκληρη την κάτοψη, αλλά είναι συγκεντρωμένη στη θέση του πυρήνα. Επομένως η ανάληψη των σεισμικών δυνάμεων από τον πυρήνα αυξάνει τις απαιτήσεις στη θεμελίωσή του. Για το λόγο αυτό η αλληλεπίδραση του εδάφους με τον πυρήνα και του πυρήνα με τα πλαίσια κρίνει τελικά την απόκριση του φορέα κατά τη σεισμική διέγερση.



Σχήμα 1.1 Κάτοψη τυπικού ορόφου.



Σχήμα 1.2 Τομή Χ



Σχήμα 1.3 Τομή Υ

1.2 ΠΑΡΑΔΟΧΕΣ ΜΕΛΕΤΗΣ

Κανονισμοί μελέτης

Η στατική μελέτη του κτιρίου έγινε σύμφωνα με :

- τον «Κανονισμό διά την Μελέτη και Εκτέλεση Οικοδομικών Έργων εξ Ωπλισμένου Σκυροδέματος» του 1959.
- τον «Αντισεισμικό Κανονισμό Οικοδομικών Έργων» του 1959.

Υλικά

- Σκυρόδεμα
Ποιότητα σκυροδέματος: *B225*, αντίστοιχο του σημερινού *C16*.
Μέτρο ελαστικότητας σκυροδέματος: $E_{cm} = 21 \text{ GPa}$.
- Δομικός Χάλυβας
Ποιότητα χάλυβα: Νευροχάλυβας *StIII*, μέσης τάσης διαρροής 400 MPa.
Μέτρο ελαστικότητας χάλυβα: $E_s = 200 \text{ GPa}$.

Κατακόρυφα φορτία

- Μόνιμα
Ίδιο βάρος σκυροδέματος: $25.0 \text{ kN} / \text{m}^3$
Επικαλύψεις: $1.5 \text{ kN} / \text{m}^2$
Εξωτερική τοιχοποιία: $3.6 \text{ kN} / \text{m}^2$ όψεως (μπατική)
Εσωτερική τοιχοποιία: $1.0 \text{ kN} / \text{m}^2$ κατόψεως
- Κινητά
Κινητό φορτίου ορόφου: $2.0 \text{ kN} / \text{m}^2$

Σεισμικά φορτία

- Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας: II
- Συντελεστής σεισμικής επιβάρυνσης: $\varepsilon = 0,06$

1.3 ΔΙΑΤΟΜΕΣ ΜΕΛΩΝ ΚΑΙ ΞΥΛΟΤΥΠΟΙ

α) Διατομές υποστυλωμάτων

Πίνακας 1.1 Διατομές υποστυλωμάτων (cm)

Όροφος	Διατομή υποστυλωμάτων (cm)		
	Εσωτερικά	Περιμετρικά	Γωνιακά
1ος	60/60	90/25	25/70/25/70
2ος	60/60	90/25	25/70/25/70
3ος	50/50	70/25	25/70/25/70
4ος	50/50	70/25	25/70/25/70
5ος	40/40	50/25	25/60/25/60
6ος	40/40	50/25	25/60/25/60
7ος	30/30	35/25	25/55/25/55

β) Διατομές δοκών

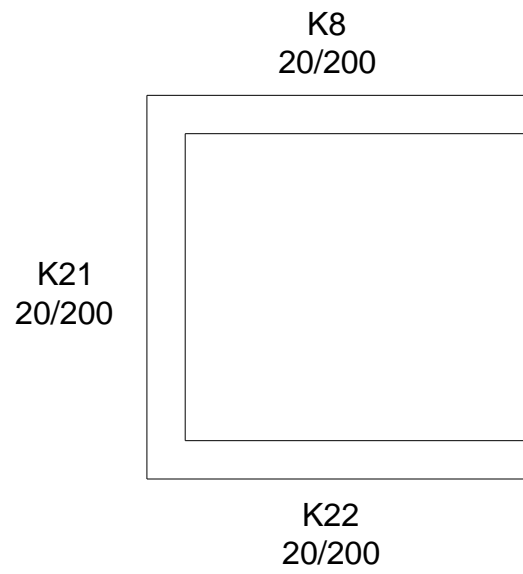
Πίνακας 1.2 Διατομές δοκών (cm)

Δοκοί	Διατομή (cm)
Εσωτερικοί	25/50
Πυρήνα	20/60
Περιμετρικοί	30/60

γ) Πλάκες

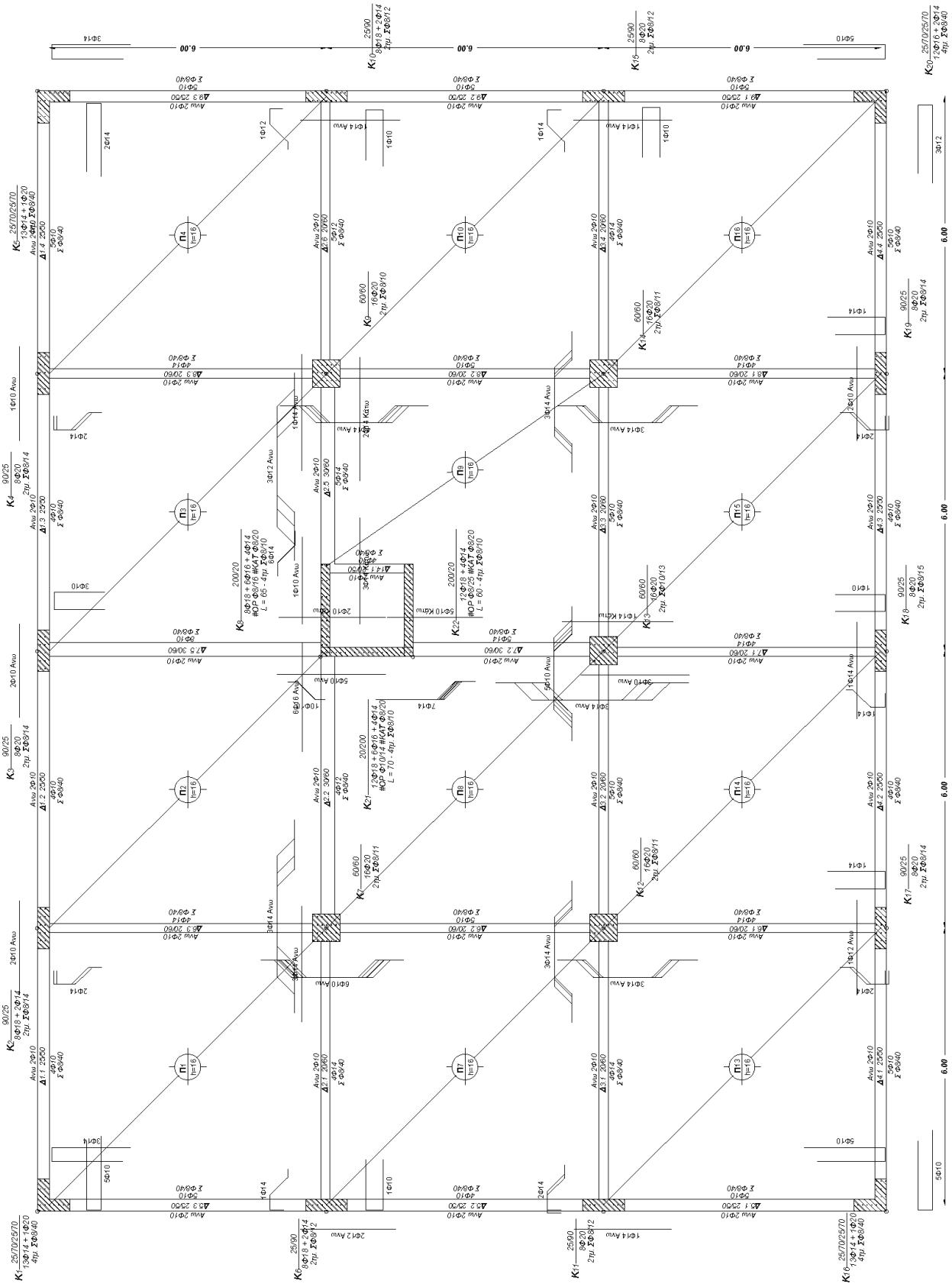
Όλες οι πλάκες του κτιρίου έχουν πάχος 16 εκατοστά.

δ) Διατομή πυρήνα



Σχήμα 1.4 Διαστάσεις διατομής πυρήνα

Ακολουθούν οι ξυλότυποι του κτιρίου

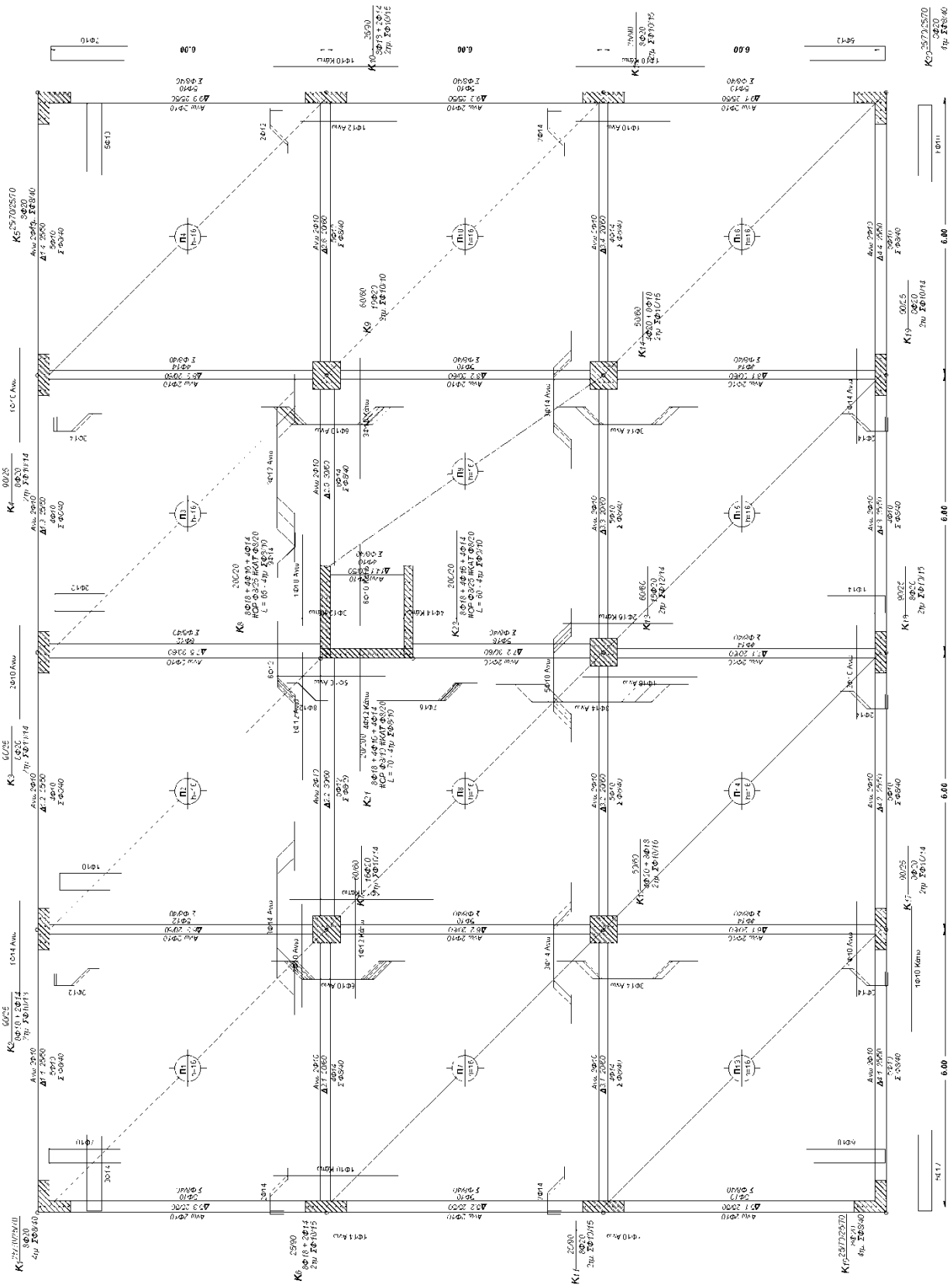


1ος ΟΡΟΣ

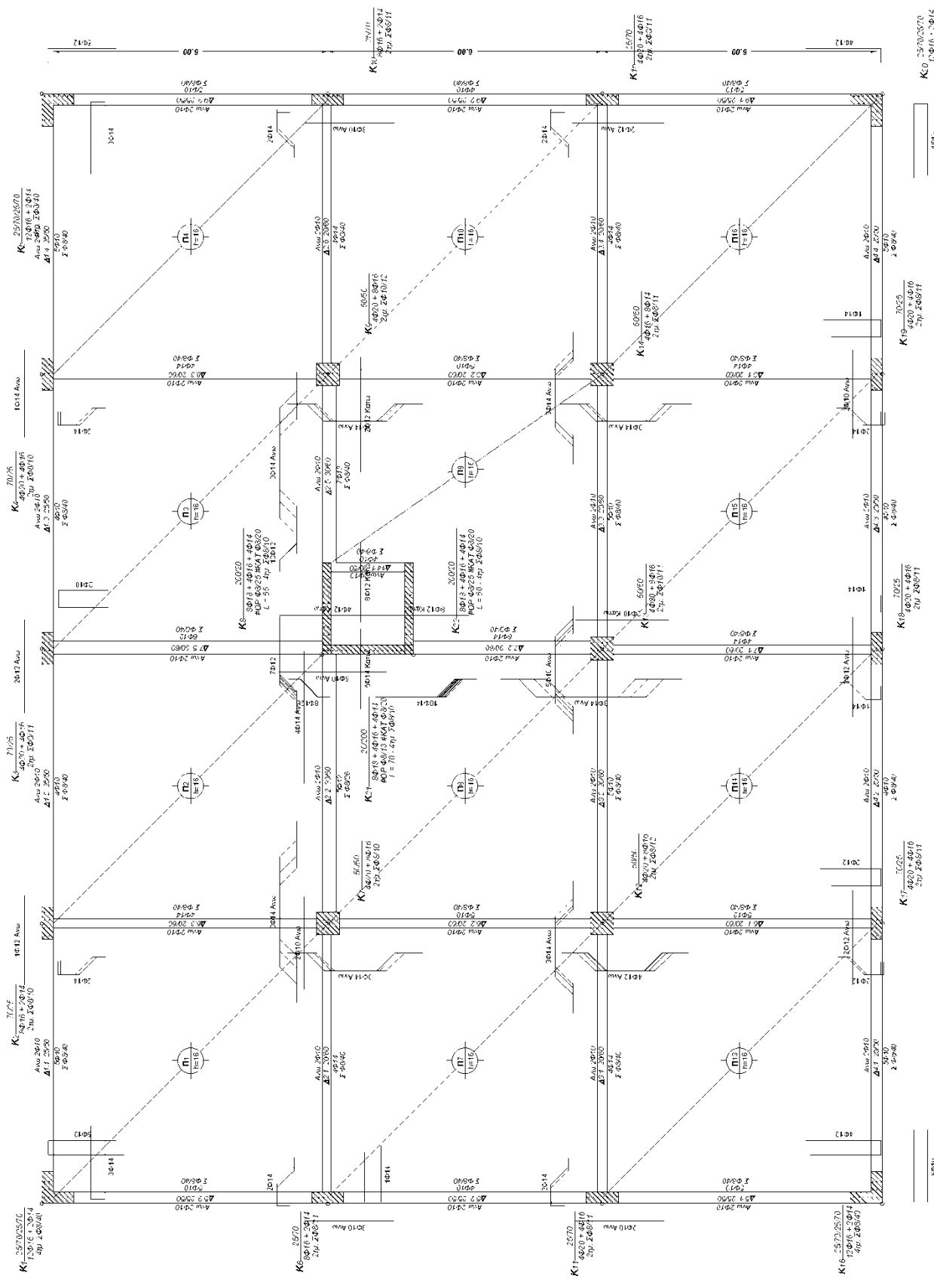
ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΣ '59

ΚΤΙΡΙΟ Α ΤΟΥ 70

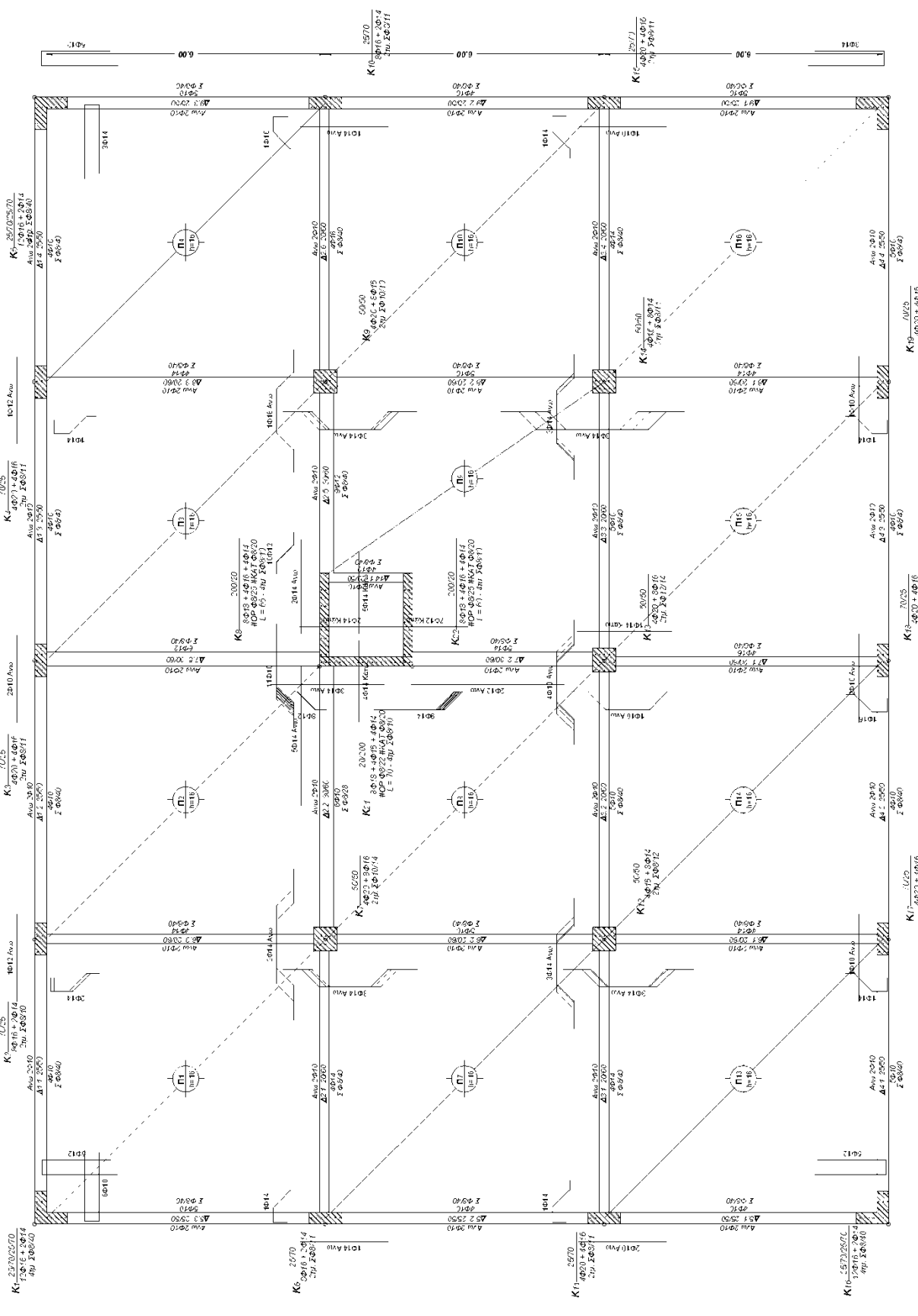
Κ70Α59



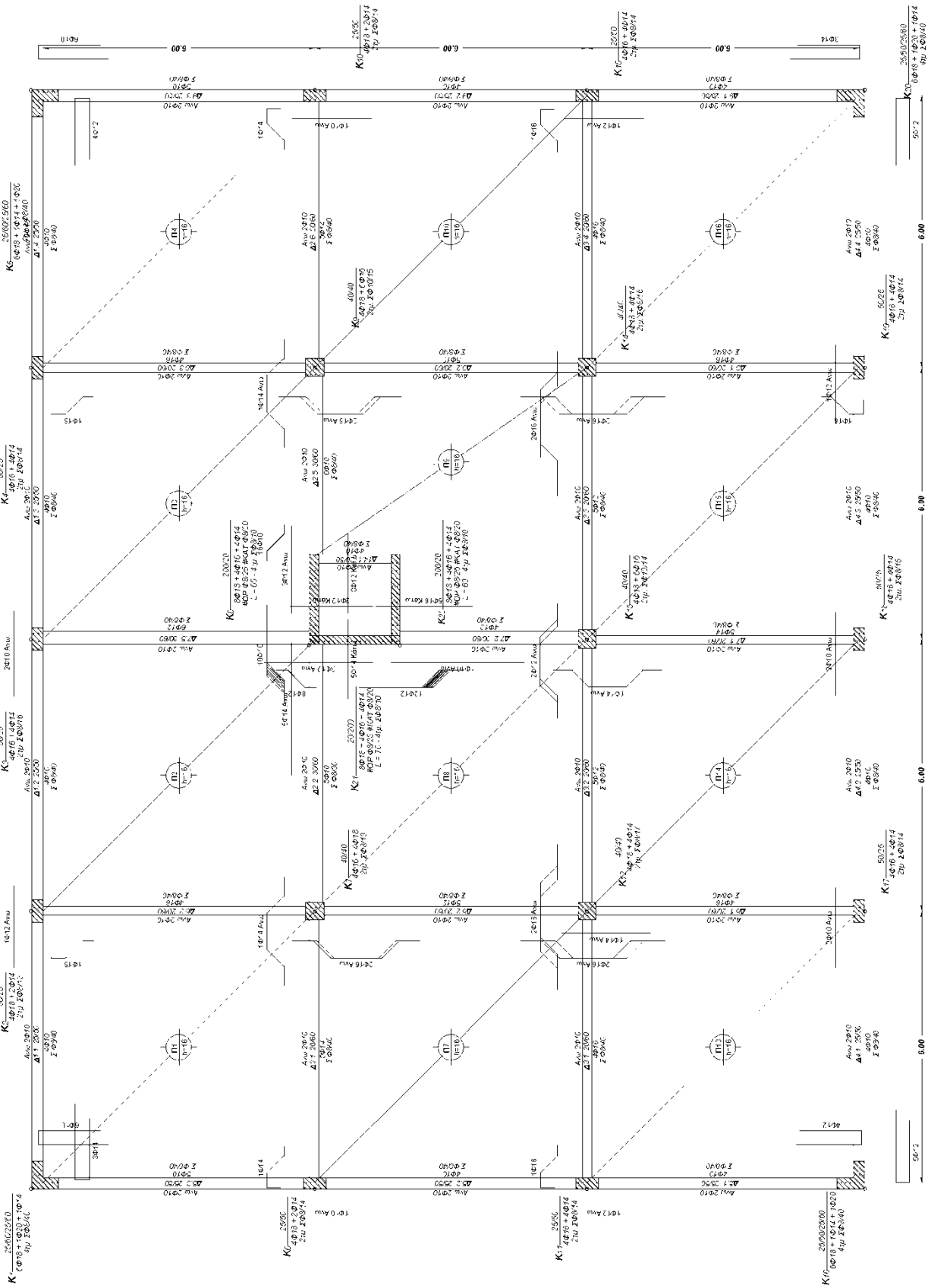
Κ70Α59 ΚΤΙΡΙΟ Α ΤΟΥ 70 ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΣ '59 2ος ΟΡΟΦΟΣ



ΚΤΙΠΙΟ Α ΤΟΥ 70 **ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΣ '59** **3ος ΟΡΟΦΟΣ**
Κ70Α59



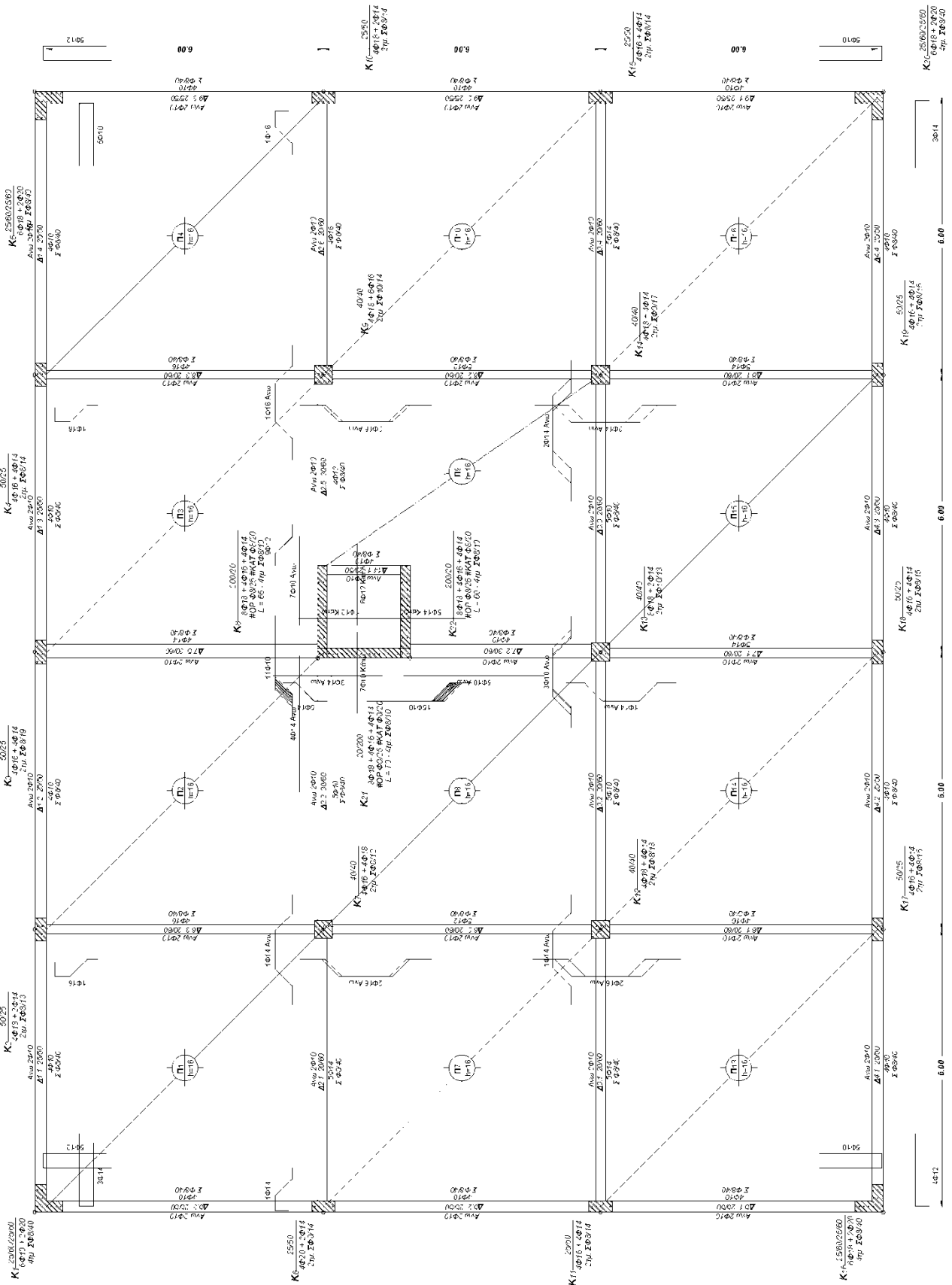
K70A59 **ΚΤΙΠΙΟ Α ΤΟΥ 70** **ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΣ '59** **4ος ΟΡΟΦΟΣ**



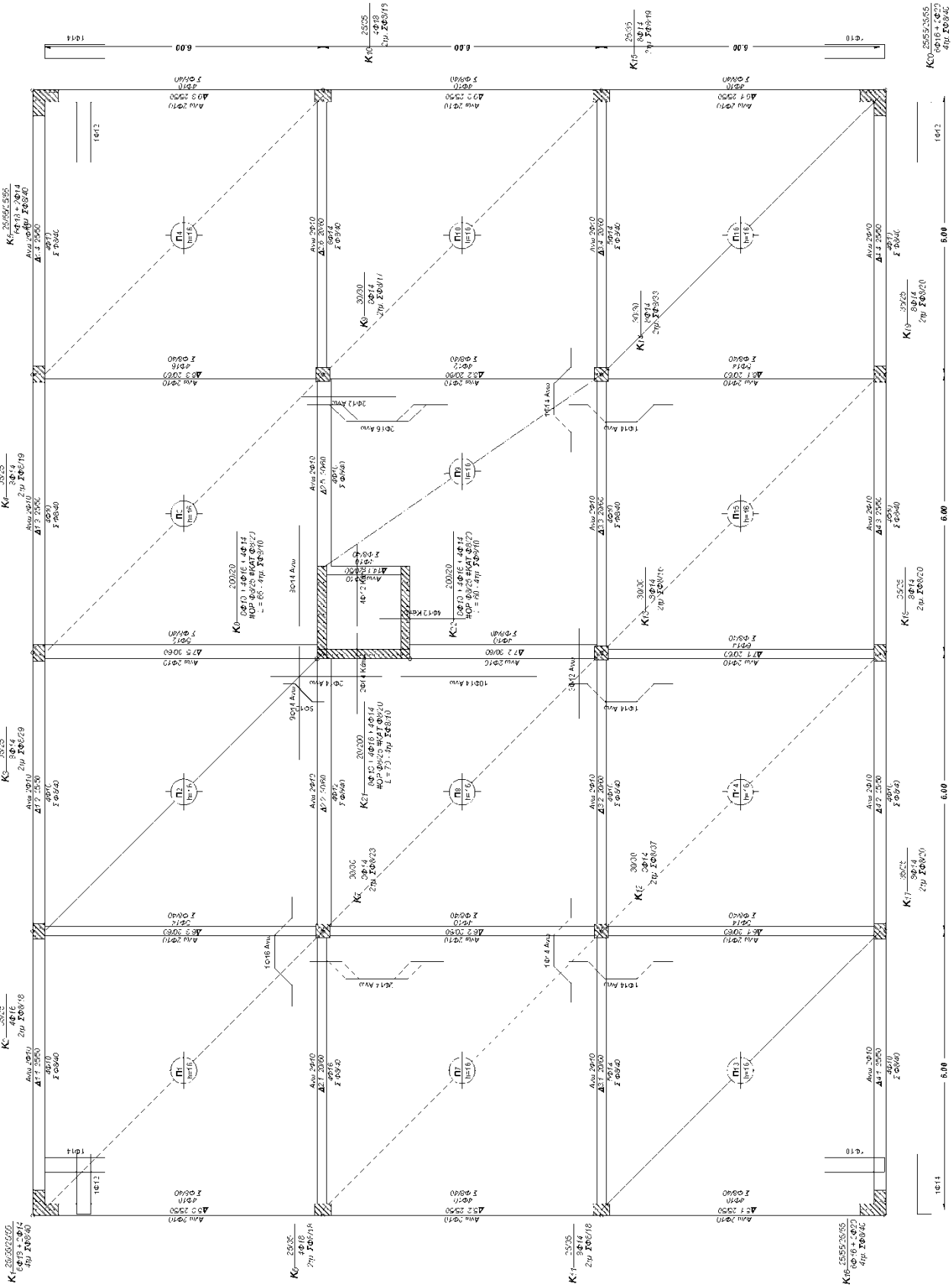
Κ70A59
ΚΤΙΡΙΟ Α ΤΟΥ 70
ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΣ '59

Κ70A59
ΚΤΙΡΙΟ Α ΤΟΥ 70
ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΣ '59

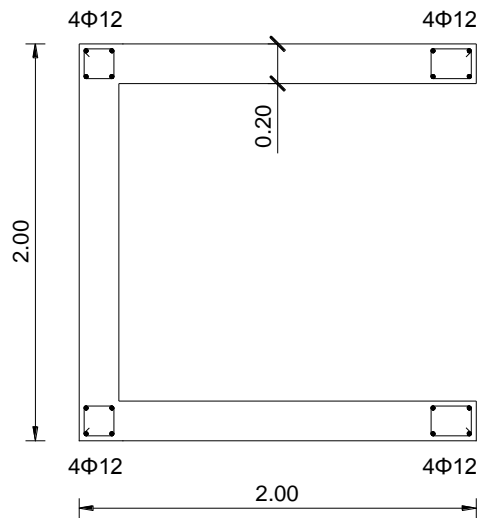
Κ70A59
ΚΤΙΡΙΟ Α ΤΟΥ 70
ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΣ '59



Κ70Α59 ΚΤΙΡΙΟ Α ΤΟΥ 70 ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΣ '59 6ος ΟΡΟΦΟΣ



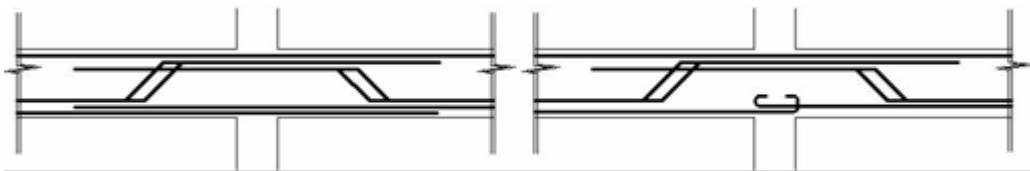
Στον πυρήνα δεν τοποθετήθηκε ο διαμήκης οπλισμός που αναγράφεται στα σχέδια καθώς κρίθηκε ότι είναι υπερβολικός. Ο πυρήνας οπλίστηκε όπως φαίνεται στο **Σχήμα 1.4** σε όλο το ύψος του.



Σχήμα 1.4 Διαμήκεις οπλισμοί πυρήνα.

Οι εγκάρσιοι οπλισμοί όλων των υποστυλωμάτων θεωρήθηκε ότι είναι δίτητοι συνδετήρες Φ8/30, ενώ στον κορμό των σκελών του πυρήνα Φ8/25 όπως αναγράφεται και στα σχέδια.

Ο τρόπος όπλισης εκείνης της περιόδου λαμβάνεται υπόψη. Θεωρήθηκε ότι ο κάτω οπλισμός των δοκών αγκυρώνεται μέσα στον κόμβο για τις δοκούς των εσωτερικών πλαισίων, όπως συνηθιζόταν εκείνη την εποχή. Αντίθετα, στα περιμετρικά πλαίσια στα οποία γινόταν ο έλεγχος περιμετρικών δοκών και τα οποία οπλιζόνταν για πλαισιακή λειτουργία, ο κάτω οπλισμός θεωρείται ότι επεκτείνεται στο διπλανό άνοιγμα διπλασιάζοντας έτσι τον κάτω οπλισμό δοκού στις κρίσιμες ζώνες εκατέρωθεν του κόμβου, όπως φαίνεται στο **Σχήμα 1.5**. Όσον αφορά τις κεκαμμένες ράβδους, αυτές επεκτείνονται πάντα στο διπλανό άνοιγμα σε μήκος που είναι επαρκές για να θεωρηθεί ότι συμμετέχουν στην ανάληψη ροπής και στο διπλανό άνοιγμα.



Σχήμα 1.5 Λεπτομέρειες όπλισης δοκών σε περιμετρικά (αριστερά) και εσωτερικά πλαίσια (δεξιά).

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2

ΣΤΑΤΙΚΕΣ ΕΛΑΣΤΙΚΕΣ ΑΝΑΛΥΣΕΙΣ

2.1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Πριν από τις μη γραμμικές στατικές και δυναμικές αναλύσεις πραγματοποιήθηκαν ελαστικές αναλύσεις για τους εξής λόγους :

α) Για τον υπολογισμό της θεμελίωσης του υφισταμένου κτιρίου.

β) Για την εκτίμηση της συμπεριφοράς του κτιρίου υπό τα οριζόντια σεισμικά φορτία του σύγχρονου αντισεισμικού κανονισμού.

2.2 ΜΟΡΦΩΣΗ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑΤΟΣ

Για τις ελαστικές αναλύσεις του κτιρίου χρησιμοποιήθηκε το πρόγραμμα SAP2000. Το κτίριο προσομοιώθηκε ως ένα χωρικό πλαίσιο με αποκλειστική χρήση στοιχείων δοκού. Για την προσομοίωση του φορέα έγιναν οι εξής παραδοχές:

- Θεωρήθηκε σταθερό συνεργαζόμενο πλάτος δοκών σε όλο το μήκος τους, υπολογίστηκε δε προσεγγιστικά κατά ΕΚΩΣ από τη σχέση :

$$b_{eff} = b_w + 2 \frac{al}{10} , \text{ όπου } a = 0.70 \text{ και } l = 6.00m, \text{ στις περιμετρικές δοκούς ο συντελεστής } 2$$

αντικαθίσταται με τη μονάδα.

Έτσι προέκυψαν τα εξής συνεργαζόμενα πλάτη :

Για τις δοκούς διατομής 20/60 : $b_{eff} = 1.05m$.

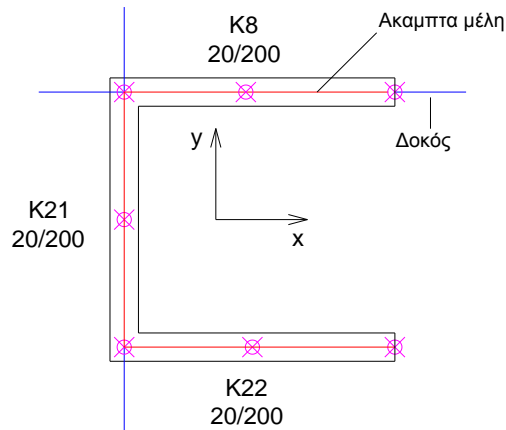
Για τις δοκούς διατομής 30/60 : $b_{eff} = 1.15m$.

Για τις δοκούς διατομής 25/50 : $b_{eff} = 0.67m$ (περιμετρικές)

- Τα ραβδόμορφα στοιχεία στις δοκούς διέρχονται από τον άξονα στο μέσον του πλάτους του κορμού και στο μέσον του συνολικού ύψους της διατομής. Στα ορθογωνικά υποστυλώματα τα στοιχεία διέρχονται από το κέντρο της διατομής, ενώ στα γωνιακά υποστυλώματα από το σημείο τομής των κάθετων ευθειών που διέρχονται από το μέσον του πάχους της

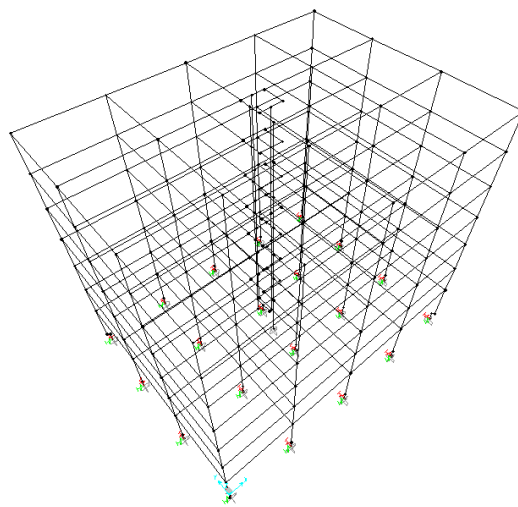
διατομής κατά x και y . Λόγω της εκκεντρότητας που προκύπτει από τον κεντροβαρικό άξονα η ροπή αδράνειας της διατομής μεταφέρθηκε στον άξονα του μέλους.

- Η διατομή του πυρήνα έχει σχήμα U και αποτελείται από τα 2 παράλληλα σκέλη κατά τη διεύθυνση x και ένα κάθετο κατά τη διεύθυνση y . Το κάθε σκέλος προσομοιώθηκε ως ένα υποστυλωμα ορθογωνικής διατομής διαστάσεων $0.20\text{m} \times 2.00\text{m}$. Στη στάθμη κάθε ορόφου τα τρία σκέλη συνδέονται μεταξύ τους με άκαμπτα μέλη όπως φαίνεται στο σχήμα :



Σχήμα 2.1

- Οι κόμβοι δοκών – υποστυλωμάτων προσομοιώθηκαν με χρήση άκαμπτων στοιχείων δοκού στα άκρα των δοκών και των υποστυλωμάτων.
- Οι πλάκες προσομοιώθηκαν ως άκαμπτα διαφράγματα.
- Τα μόνιμα και τα κινητά φορτία της κάτοψης μεταφέρθηκαν στις δοκούς σύμφωνα με τις επιφάνειες επιρροής που ορίζονται στον ΕΚΩΣ.
- Το οριζόντιο σεισμικό φορτίο κάθε στάθμης εφαρμόστηκε σαν συγκεντρωμένη δύναμη στο κέντρο της κάτοψης κάθε στάθμης.



Σχήμα 2.2 Προσομοίωμα του χωρικού πλαισίου στο SAP2000

2.3 ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΤΗΣ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ ΤΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ

Ο φορέας αναλύθηκε κατά τις διατάξεις του Αντισεισμικού Κανονισμού του 1959 και τις συνήθεις παραδοχές της εποχής που πραγματοποιήθηκε η μελέτη :

- Ο φορέας θεωρήθηκε ότι είναι πακτωμένος στη βάση.
- Οι ροπές αδρανείας των διατομών δεν απομειώθηκαν από την πιθανή ρηγμάτωση
- Σε κάθε συνδυασμό φόρτισης (στατικό και σεισμικό) τα κατακόρυφα φορτία είναι το σύνολο των μονίμων (**G**) και των κινητών (**Q**), δηλαδή "**G + Q**". Από τον τέταρτο όροφο και άνω η τιμή των κινητών φορτίων κάθε στάθμης απομειώθηκε πολλαπλασιαζόμενη με τους μειωτικούς συντελεστές του παρακάτω πίνακα :

Όροφος	Συντελεστής κινητών φορτίων
1ος	1.00
2ος	1.00
3ος	1.00
4ος	0.95
5ος	0.88
6ος	0.80
7ος	0.74

- Το οριζόντιο σεισμικό φορτίο F_i κάθε στάθμης i είναι ίσο με : $F_i = \varepsilon \cdot W_i$, όπου ε ο συντελεστής σεισμικής επιβάρυνσης και W_i το συνολικό βάρος στη στάθμη i λόγω των κατακόρυφων φορτίων "**G + Q**" των υπερκείμενων ορόφων.
Η τιμή του συντελεστή σεισμικής επιβάρυνσης ε είναι συνάρτηση της "σεισμικότητας" της περιοχής της κατασκευής και της "σεισμικής επικινδυνότητας" του εδάφους θεμελίωσης. Οι περιοχές της χώρας κατατάσσονταν σε τρεις κατηγορίες ως προς τη σεισμικότητά τους :
 - I. Ασθενώς σεισμόπληκτες περιοχές
 - II. Μετρίως σεισμόπληκτες περιοχές
 - III. Ισχυρώς σεισμόπληκτες περιοχές

Ενώ τα εδάφη κατατάσσονταν σε τέσσερις κατηγορίες :

(α) Εδάφη μικρής σεισμικής επικινδυνότητας

(β) Εδάφη μέτριας σεισμικής επικινδυνότητας

(γ) Εδάφη μεγάλης σεισμικής επικινδυνότητας

(δ) Εδάφη εξαιρετικής σεισμικής επικινδυνότητας

Η ποιοτική περιγραφή των κατηγοριών εδάφους άφηνε περιθώρια αυθαίρετης επιλογής ανά μείζονα γεωγραφική περιοχή.

Οι τιμές του συντελεστή ε δίδονται με τον ακόλουθο πίνακα :

Σεισμικότητα περιοχής	Επικινδυνότητα εδάφους		
	(α)	(β)	(γ)
I	0.04	0.06	0.08
II	0.06	0.08	0.12
III	0.08	0.12	0.16

Το παρόν κτίριο έχει μελετηθεί με συντελεστή σεισμικής επικινδυνότητας 0.06 καθώς έχει θεωρηθεί ότι βρίσκεται σε περιοχή σεισμικότητας II και ότι εδράζεται σε σκληρή άργιλο.

Τελικώς τα σεισμικά φορτία που προκύπτουν κατά τον κανονισμό του 1959 είναι :

Όροφος	F_i (kN)
1ος	283.0
2ος	280.6
3ος	278.2
4ος	275.2
5ος	272.2
6ος	270.3
7ος	263.6

Η συνολική τέμνουσα στη βάση του κτιρίου είναι : $V_{base} = 1920 \text{ kN}$

Τα σεισμικά φορτία (E) έχουν την ίδια τιμή και για τις δύο διευθύνσεις του κτιρίου.

Για τον υπολογισμό της θεμελίωσης του δομήματος εξετάστηκαν οι ακόλουθοι συνδυασμοί φορτίσεων :

1) $G + Q$

2) $G + Q + E_x$

3) $G + Q - E_x$

4) $G + Q + E_y$

5) $G + Q - E_y$

Όπως αναφέραμε και στο προηγούμενο κεφάλαιο θεωρήσαμε ότι το κτίριο εδράζεται σε κεντρικά μεμονωμένα πέδιλα χωρίς συνδετήριες δοκούς. Το έδαφος θεμελίωσης είναι σκληρή άργιλος με αστράγγιστη διατμητική αντοχή $S_u = 150 \text{ kPa}$.

Η φέρουσα ικανότητα τετραγωνικού πεδύλου υπό κεντρική φόρτιση υπολογίζεται από τη σχέση :

$$p_u \approx (\pi + 3)S_u$$

Επομένως εάν χρησιμοποιήσουμε συντελεστή ασφαλείας (FS) έναντι αστοχίας του εδάφους ίσον με 3, η μέση επιτρεπόμενη τάση προκύπτει ότι είναι περίπου 300 kPa. Αρα το έδαφος την εποχή της μελέτης θα κατατασσόταν στην κατηγορία εδαφών με επιτρεπόμενη τάση $\sigma_{\varepsilon\pi} = 3 \text{ kg/cm}^2$. Ο τότε κανονισμός επέτρεπε κατά το σεισμικό έλεγχο την προσαύξηση της επιτρεπόμενης τάσης κατά 50%, δηλαδή στη συγκεκριμένη περίπτωση $\sigma_{\varepsilon\pi} = 450 \text{ kPa}$. Η προσαύξηση αυτή ισοδυναμεί με τη μείωση του απαιτούμενου συντελεστή ασφαλείας από 3 σε 2.

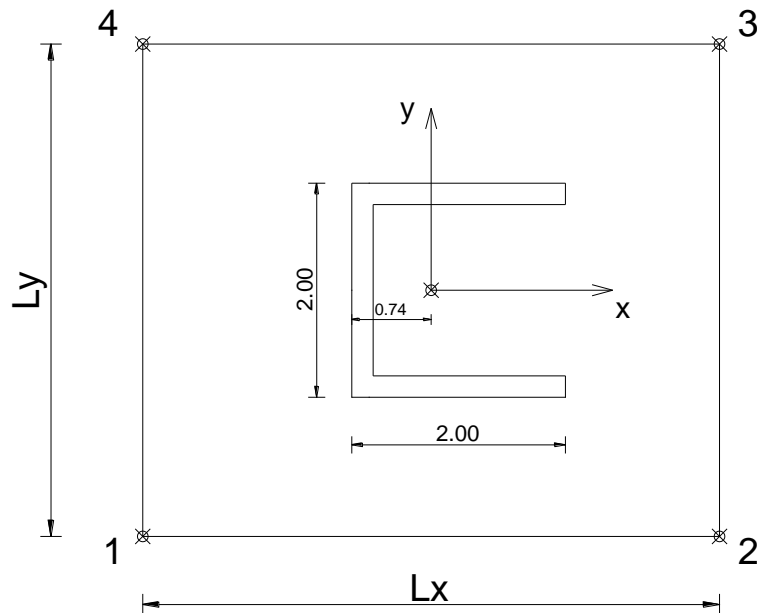
Οι διαστάσεις της επιφάνειας έδρασης των πεδύλων υπολογίστηκαν θεωρώντας γραμμική κατανομή των εδαφικών πιέσεων επαφής, επιλέχτηκαν δε με τα εξής κριτήρια :

- η μέγιστη αναπτυσσόμενη τάση στο στερεό των τάσεων να είναι μικρότερη από την επιτρεπόμενη εδαφική τάση.
- η εκκεντρότητα του κατακόρυφου φορτίου να μην υπερβαίνει το 1/3 της αντίστοιχης διάστασης της κάτοψης

Η διαδικασία υπολογισμού απαιτούσε δοκιμές για διάφορες τιμές των διαστάσεων κάτοψης των πεδύλων έως να ικανοποιείται ο περιορισμός της επιτρεπόμενης τάσης στις γωνίες των πεδύλων για κάθε συνδυασμό φόρτισης.

Παρατίθεται τώρα ο πίνακας υπολογισμού του πεδύλου του πυρήνα (**Πίνακας 2.1**). Τα πέδιλα των υποστυλωμάτων υπολογίστηκαν με τον ίδιο ακριβώς τρόπο.

Στην αριστερή στήλη φαίνονται τα φορτία που ασκούνται στο κέντρο βάρους της διατομής του πυρήνα στη στάθμη θεμελιώσεως και πρέπει να μεταφέρονται στο έδαφος ικανοποιώντας τα δύο ανωτέρω κριτήρια για κάθε συνδυασμό φόρτισης. Στη δεξιά στήλη φαίνονται οι αναπτυσσόμενες εδαφικές κατακόρυφες τάσεις κάτω από τις τέσσερις γωνίες του πεδίου (1, 2, 3, 4), όπως και η μέγιστη επιτρεπόμενη τιμή.



$$\sigma_1 = \frac{F_z}{A} - \frac{M_{xx}}{I_{xx}} \cdot \frac{L_x}{2} + \frac{M_{yy}}{I_{yy}} \cdot \frac{L_y}{2} - \gamma_\mu D$$

$$\sigma_2 = \frac{F_z}{A} - \frac{M_{xx}}{I_{xx}} \cdot \frac{L_x}{2} - \frac{M_{yy}}{I_{yy}} \cdot \frac{L_y}{2} - \gamma_\mu D$$

$$\sigma_3 = \frac{F_z}{A} + \frac{M_{xx}}{I_{xx}} \cdot \frac{L_x}{2} - \frac{M_{yy}}{I_{yy}} \cdot \frac{L_y}{2} - \gamma_\mu D$$

$$\sigma_4 = \frac{F_z}{A} + \frac{M_{xx}}{I_{xx}} \cdot \frac{L_x}{2} + \frac{M_{yy}}{I_{yy}} \cdot \frac{L_y}{2} - \gamma_\mu D$$

Όπου $A = L_x \cdot L_y$ το εμβαδόν της επιφάνειας έδρασης

$$I_{xx} = \frac{L_x \cdot L_y^3}{12}, I_{yy} = \frac{L_y \cdot L_x^3}{12} \text{ οι ροπές αδράνειας της κάτοψης}$$

$\gamma_\mu = 20 \text{ kN} / \text{m}^3$ μέσο ειδικό βάρος για το σκυρόδεμα του πεδίου και του υπερκειμένου εδάφους

$D = 1.50 \text{ m}$ το βάθος της στάθμης έδρασης.

Πίνακας 2.1 Διαδικασία υπολογισμού του πεδίου του πυρήνα.

**Φορτία στη βάση
του πεδίου του πυρήνα**

Επιφάνεια έδρασης πεδίου πυρήνα (Lx x Ly)

Lx (m) = 5.40 Ly (m) = 4.60 A (m²) = 24.84

1) G+Q	
F _x (kN) =	10.6
F _y (kN) =	-24.9
F _z (kN) =	-4091.2
M _{xx} (kNm) =	-154.4
M _{yy} (kNm) =	-133.6

→

σ ₁ (kPa)	σ ₂ (kPa)	σ ₃ (kPa)	σ ₄ (kPa)	σ _{επ} (kPa)
-192.6	-180.6	-196.8	-208.8	300

2) G+Q+Ex	
F _x (kN) =	783.8
F _y (kN) =	-28.3
F _z (kN) =	-3904.7
M _{xx} (kNm) =	25.1
M _{yy} (kNm) =	4198.5

→

σ ₁ (kPa)	σ ₂ (kPa)	σ ₃ (kPa)	σ ₄ (kPa)	σ _{επ} (kPa)
-0.7	-376.3	-373.7	1.9	450

3) G+Q-Ex	
F _x (kN) =	-762.6
F _y (kN) =	-21.5
F _z (kN) =	-4277.7
M _{xx} (kNm) =	-333.8
M _{yy} (kNm) =	-4465.6

→

σ ₁ (kPa)	σ ₂ (kPa)	σ ₃ (kPa)	σ ₄ (kPa)	σ _{επ} (kPa)
-384.4	15.1	-20.0	-419.5	450

4) G+Q+Ey	
F _x (kN) =	11.6
F _y (kN) =	618.6
F _z (kN) =	-4283.3
M _{xx} (kNm) =	-4610.1
M _{yy} (kNm) =	-158.1

→

σ ₁ (kPa)	σ ₂ (kPa)	σ ₃ (kPa)	σ ₄ (kPa)	σ _{επ} (kPa)
32.6	46.7	-437.4	-451.6	450

5) G+Q-Ey	
F _x (kN) =	9.5
F _y (kN) =	-668.4
F _z (kN) =	-3899.1
M _{xx} (kNm) =	4301.3
M _{yy} (kNm) =	-109.0

→

σ ₁ (kPa)	σ ₂ (kPa)	σ ₃ (kPa)	σ ₄ (kPa)	σ _{επ} (kPa)
-417.7	-408.0	43.8	34.0	450

Οι θετικές φορές των δυνάμεων και των ροπών ακολουθούν τις θετικές φορές των αξόνων του σχήματος. Οι θλιπτικές τάσεις είναι αρνητικές.

Το απαιτούμενο ύψος (h) του πεδίου υπολογίστηκε ίσο με 0,90 m. - καθορίστηκε από τον έλεγχο σε διάτρηση έτσι ώστε να μην απαιτείται οπλισμός διάτρησης.

Οι διαστάσεις των πεδίων των υποστυλωμάτων επιλέχτηκαν έτσι ώστε να συμβαδίζουν με τις απαιτήσεις των εξής απλών, πρακτικών κριτηρίων :

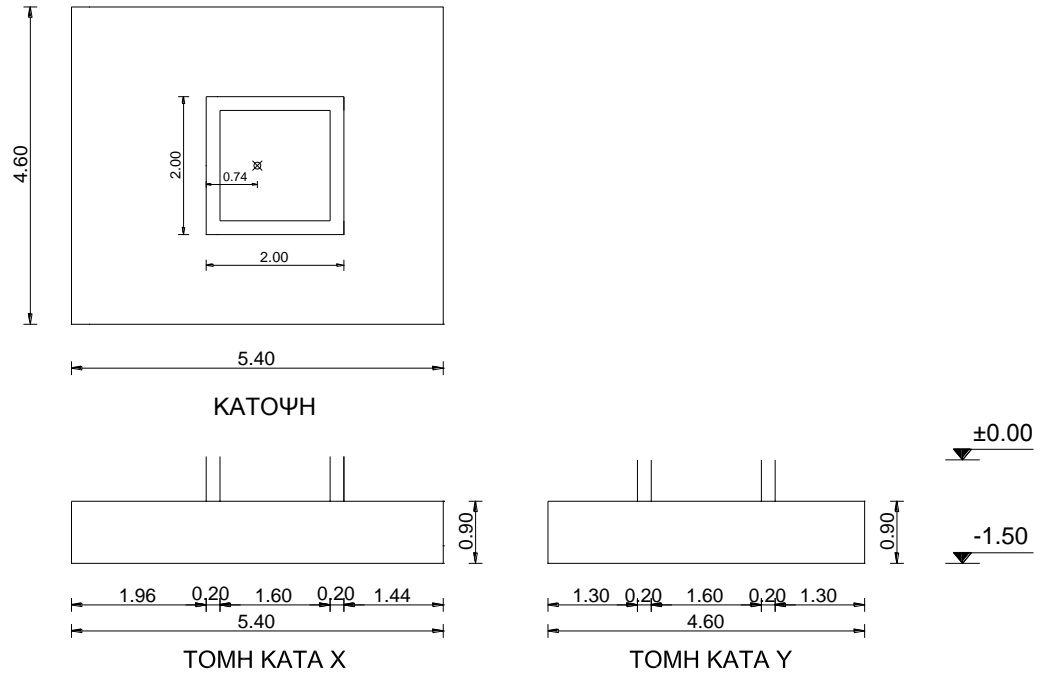
$$\frac{L_x - b_x}{2} = \frac{L_y - b_y}{2} \text{ όπου } b_x, b_y \text{ είναι οι διαστάσεις της διατομής του σύλου}$$

$$h > \frac{L_x - b_x}{4} \text{ (εκλογή συνολικού ύψους πεδίου)}$$

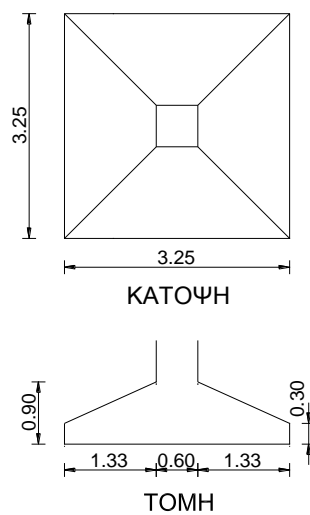
$$a \approx \frac{h}{3} \text{ το κατακόρυφο τμήμα του συνολικού ύψους του πεδίου κοντά στη βάση}$$

Σύμφωνα με την ανωτέρω διαδικασία καταλήξαμε στα ακόλουθα πέδιλα :

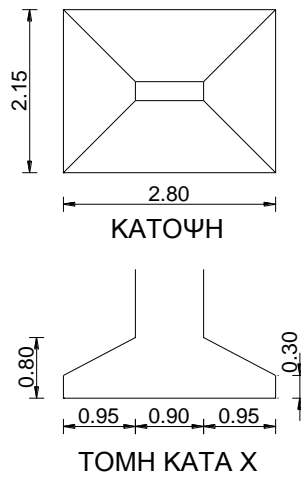
- Το πέδιλο του πυρήνα .



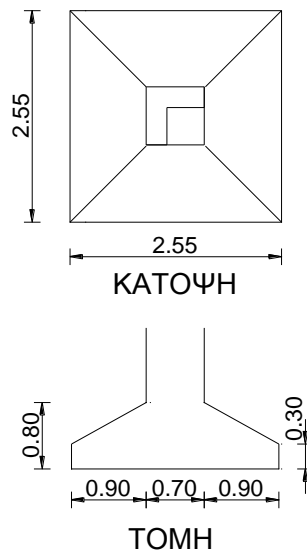
- Τα πέδιλα των εσωτερικών υποστυλωμάτων διατομής 0,60 x 0,60.



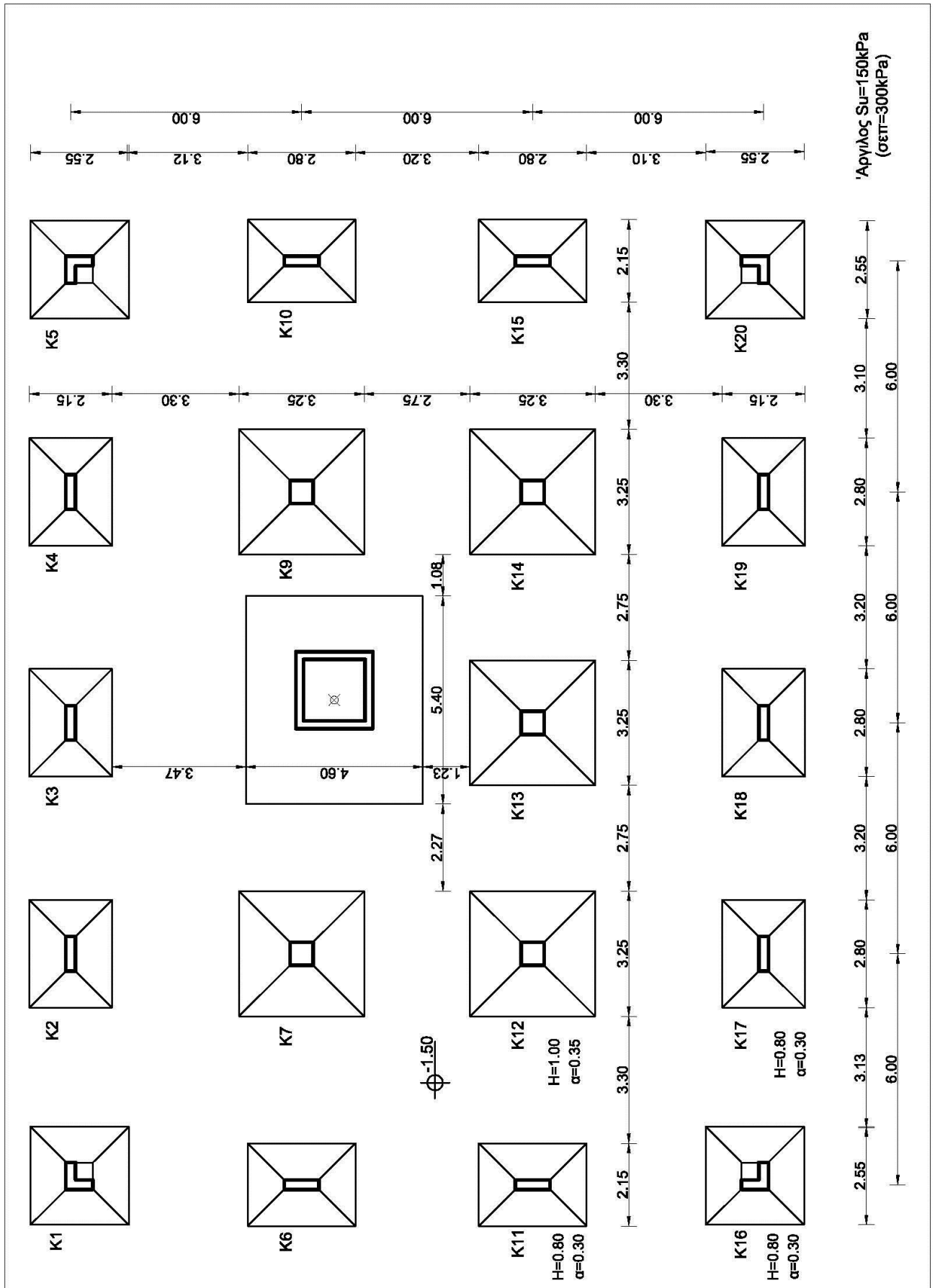
- Τα πέδιλα των περιμετρικών υποστυλωμάτων διατομής 0,25 x 0,90.



- Τα πέδιλα των γωνιακών υποστυλωμάτων.



Σημειώνεται ότι οι διαστάσεις της επιφάνειας έδρασης των πεδίων προσδιορίστηκαν έτσι ώστε οριακά στον κρίσιμο συνδυασμό φόρτισης η μέγιστη τάση επαφής να μην υπερβαίνει την $\sigma_{\epsilon\pi}$. Προέκυψε έτσι η ακόλουθη κάτοψη της θεμελίωσης.



Υπολογισμός στατικών και δυναμικών συντελεστών ασφαλείας των πεδίων

Για να διαπιστώσουμε το επίπεδο ασφαλείας των πεδίων για τους ανωτέρω συνδυασμούς φορτίσεων υπολογίσαμε τους αντίστοιχους συντελεστές ασφαλείας έναντι φέρουσας ικανότητας.

Η φέρουσα ικανότητα (N_u) επιφανειακού πεδίου διαστάσεων $B \times L$ με $B \leq L$ επί κορεσμένης αργίλου υπολογίζεται από τη σχέση :

$$\frac{N_u}{A'} = (\pi + 2)S_u \cdot s_c \cdot i_c + \gamma D$$

όπου :

$B' = B - 2 \cdot e_B$ το ενεργό πλάτος του πεδίου, όπου e_B η εκκεντρότητα στη διεύθυνση του πλάτους B

$L' = L - 2 \cdot e_L$ το ενεργό πλάτος του πεδίου, όπου e_L η εκκεντρότητα στη διεύθυνση του πλάτους L

$A' = B' \cdot L'$ η ενεργός επιφάνεια του πεδίου ($B' \leq L'$)

$s_c = 1 + 0.2 \frac{B'}{L'}$ ο συντελεστής σχήματος του πεδίου

$i_c = i_B \left(1 - \frac{\theta}{90}\right) + i_L \left(\frac{\theta}{90}\right)$ ο συντελεστής απόκλισης του φορτίου από την κατακόρυφο

$$\tan \theta = \frac{V_B}{V_L}$$

$i_{B,L} = 0.5 \cdot \left(1 + \sqrt{1 - \frac{V_{B,L}}{A' \cdot S_u}}\right)$ για σύγχρονη δράση τεμνουσών V_L παράλληλα προς L και V_B

παράλληλα προς B

γD η ολική πίεση της εδαφικής επιφόρτισης στη στάθμη της βάσης του πεδίου.

Ο συντελεστής ασφαλείας έναντι υπέρβασης της φέρουσας ικανότητας του συστήματος πεδίου – εδάφους είναι ο λόγος $FS = N_u / N$ όπου N η αξονική δύναμη που δρα κάθετα στην επιφάνεια του θεμελίου.

Στους Πίνακες 2.2 και 2.3, δίδονται οι συντελεστές ασφαλείας των πεδίων για τους πέντε συνδυασμούς φορτίσεων. Θεωρήθηκε ότι για το συγκεκριμένο συμβατικό κτίριο που εδράζεται σε σκληρή άργιλο ο απαιτούμενος συντελεστής ασφαλείας είναι $FS^{stat} = 3$ για τα στατικά φορτία ($G+Q$) και $FS^{eq} = 2$ για τους σεισμικούς συνδυασμούς φόρτισης.

Για να συγκρίνουμε τις τιμές των στατικών και δυναμικών συντελεστών υπολογίσαμε τον λόγο FS_i / FS , όπου FS_i ο συντελεστής ασφαλείας του πεδίου i , για κάθε συνδυασμό φόρτισης (δηλαδή $FS/3$ για τον στατικό συνδυασμό και $FS/2$ για τους τέσσερις σεισμικούς). Προκύπτει έτσι για κάθε περίπτωση το επιπλέον περιθώριο ασφαλείας από το ελάχιστο απαιτούμενο.

Πίνακες 2.2 και 2.3

Συντελεστές ασφαλείας πεδίων (FS_i) υπό τα φορτία του 59'

Πέδιλα	G+Q	G+Q+Ex	G+Q-Ex	G+Q+Ey	G+Q-Ey
K1	3.99	4.67	3.09	2.96	4.40
K4	3.25	2.88	2.94	2.87	3.54
K7	3.36	3.26	3.07	3.02	3.14
K9	3.70	3.12	3.85	3.31	3.49
K10	3.18	2.84	3.39	2.74	2.73
K12	3.28	3.13	3.18	3.08	3.01
K13	3.93	3.73	3.62	3.98	3.30
K20	4.05	3.14	4.41	4.39	2.99
Πυρήνας	4.60	3.23	2.95	2.57	2.77

$$FS_i / FS_{\text{απαιτούμενο}}$$

Πέδιλα	G+Q	G+Q+Ex	G+Q-Ex	G+Q+Ey	G+Q-Ey
K1	1.33	2.34	1.55	1.48	2.20
K4	1.08	1.44	1.47	1.44	1.77
K7	1.12	1.63	1.54	1.51	1.57
K9	1.23	1.56	1.93	1.66	1.75
K10	1.06	1.42	1.70	1.37	1.37
K12	1.09	1.57	1.59	1.54	1.51
K13	1.31	1.87	1.81	1.99	1.65
K20	1.35	1.57	2.21	2.20	1.50
Πυρήνας	1.53	1.62	1.48	1.29	1.39

Με κίτρινο χρώμα έχουν σημειωθεί ο κρισιμότερος συνδυασμός φόρτισης και το κρισιμότερο υποστύλωμα βάσει των οποίων υπολογίστηκε ο καθένας από τους τέσσερις τύπους πεδίων που χρησιμοποιήθηκαν. Παρατηρούμε ότι κρισιμότερος για τα πέδιλα των υποστυλωμάτων ήταν ο

στατικός συνδυασμός “ $G+Q$ ”, ενώ για το πέδιλο του πυρήνα ο σεισμικός συνδυασμός “ $G+Q+E_y$ ”. Επομένως τα πέδιλα των γωνιακών υποστυλωμάτων υπολογίστηκαν από τα φορτία του υποστυλώματος K1, τα περιμετρικά πέδιλα υπολογίστηκαν από τα φορτία του K10 και τα πέδιλα των εσωτερικών υποστυλωμάτων από τα φορτία του K12. Υπενθυμίζουμε ότι οι διαστάσεις των πεδίων υπολογίστηκαν έτσι ώστε οριακά να ικανοποιείται ο περιορισμός της επιτρεπόμενης εδαφικής τάσης. Όπως φαίνεται στους **Πίνακες 2.2 και 2.3** η μέθοδος των επιτρεπομένων τάσεων και η παραδοχή της γραμμικής κατανομής των πιέσεων επαφής δεν δίνει πολύ διαφορετικά αποτελέσματα από τη μέθοδο της φέρουσας ικανότητας. Για τα πέδιλα των υποστυλωμάτων K10 και K12 που φορτίζονται κεντρικά υπό τα στατικά φορτία θα καταλήγαμε στις ίδιες διαστάσεις και με τις δύο μεθόδους. Όμως όσο αυξάνεται η εκκεντρότητα του κατακόρυφου φορτίου τόσο πιο πολύ το αποτέλεσμα της μεθόδου των επιτρεπομένων τάσεων εξαρτάται από την μέγιστη εδαφική τάση σε μία γωνία της επιφάνειας του πεδίου αγνοώντας την ανακατανομή. Για τον λόγο αυτό υπερδιαστασιολογείται το πέδιλο όπως έγινε με το πέδιλο του πυρήνα και των γωνιακών υποστυλωμάτων. Αντιθέτως με τη μέθοδο της φέρουσας ικανότητας προσδιορίζεται το οριακό φορτίο για την ενεργοποίηση του μηχανισμού αστοχίας του εδάφους θεμελίωσης, που προϋποθέτει την πλήρη πλαστικοποίηση του εδάφους κατά μήκος της επιφάνειας ολίσθησης. Η μέθοδος των επιτρεπομένων τάσεων είναι σίγουρα υπέρ της ασφαλείας καθώς υπερδιαστασιολογεί ελαφρώς τα πέδιλα – το πρόβλημα όμως της εποχής ήταν ότι ο μελετητής δεν μπορούσε να προσδιορίσει με ακρίβεια την τιμή της επιτρεπόμενης τάσης εδάφους και αρκετές φορές εκτιμούσε ότι το έδαφος ήταν καλύτερο με αποτέλεσμα να υποδιαστασιολογεί τη θεμελίωση.

2.4 ΕΛΑΣΤΙΚΕΣ ΑΝΑΛΥΣΕΙΣ ΚΑΤΑ ΕΑΚ

2.4.1 Εισαγωγή

Για εκτιμήσουμε προκαταρκτικά τη συμπεριφορά του κτιρίου και για να ελέγξουμε την επάρκεια των μελών του πραγματοποιήσαμε ελαστικές αναλύσεις κατά ΕΑΚ2000. Η στατική ελαστική ανάλυση ή αλλιώς ισοδύναμη στατική ανάλυση μπορεί να εφαρμοστεί υπό προϋποθέσεις σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. Για τη στάθμη επιτελεστικότητας Α (*“Άμεση Χρήση”*) η ελαστική στατική ανάλυση μπορεί να εφαρμόζεται άνευ όρων. Όμως για τις στάθμες επιτελεστικότητας Β (*“Προστασία Ζωής”*) και Γ (*“Οιονεί Κατάρρευση”*) η εφαρμογή της ελαστικής στατικής ανάλυσης επιτρέπεται όταν ικανοποιούνται οι συνθήκες της παραγράφου 5.5.2 του ΚΑΝ.ΕΠΕ. Οι συνθήκες αυτές αφορούν :

- την κανονικότητα του κτιρίου σε κάτοψη και όψη.
- την ομοιόμορφη καταπόνηση του κτιρίου υπό τα σεισμικά φορτία, δηλαδή την ομοιόμορφη κατανομή των βλαβών σε όλους τους ορόφους και την αποφυγή αστοχίας με μηχανισμό πλαστικού ορόφου.
- την ύπαρξη συστήματος ανάληψης σεισμικών δράσεων σε δύο περίπου κάθετες μεταξύ τους διευθύνσεις .

Το παρόν εμπίπτει στις ανωτέρω συνθήκες του ΚΑΝ.ΕΠΕ. Επιπλέον όπως θα φανεί και από τις ανελαστικές αναλύσεις που ακολουθούν το κτίριο δεν αστοχεί με μηχανισμό ορόφου.

Παρόλα αυτά ανεξαρτήτως της ισχύος των παραπάνω συνθηκών ο ΚΑΝ.ΕΠΕ επιτρέπει την εφαρμογή της ελαστικής στατικής ανάλυσης για την αποτίμηση της συμπεριφοράς του δομήματος (όχι για την ενίσχυση).

Καθώς σκοπός της εργασίας αυτής είναι η διερεύνηση της επιρροής της Αλληλεπίδρασης Εδάφους-Κατασκευής (αΕΚ) στη σεισμική συμπεριφορά του κτιρίου αναλύθηκε ο φορέας και για μικρότερα μεγέθη πεδίων ώστε να γίνει πιο εμφανής ο ρόλος της αΕΚ.

2.4.2 Προσομοίωση πεδίων

Εξετάστηκαν οι εξής τύποι φορέων όσον αφορά τις συνθήκες έδρασης :

1. Φορέας πακτωμένος στη βάση, δηλαδή αγνοείται η Αλληλεπίδραση Εδάφους-Κατασκευής.
2. Φορέας με τα πέδιλα μελέτης για το έδαφος με $S_{v} = 150 \text{ kPa}$. Ο φορέας αυτός καλείται φορέας Τύπου Α.
3. Φορέας εδραζόμενος σε μικρότερα πέδιλα. Ο συντελεστή ασφαλείας έναντι φέρουσας αστοχίας είναι περίπου 2.5 για τα κατακόρυφα φορτία του συνδυασμού “**G+0.3Q**”. Ο φορέας αυτός καλείται Τύπου Β.
4. Φορέας εδραζόμενος σε εξόχως υποδιαστασιολογημένα πέδιλα. Τα πέδιλα των μεν υποστυλωμάτων έχουν συντελεστή ασφαλείας περίπου 1.5, του δε πυρήνα 2.5 . Ο φορέας αυτός καλείται Τύπου Γ.

Οι τρεις τύποι θεμελίωσης παρουσιάζονται συνοπτικά στον **Πίνακα 2.4**.

Πίνακας 2.4

Τύπος Α

Πέδιλο	Διαστάσεις	FS_v για "G+0.3Q"
Πυρήνα	5.40 x 4.60	6
Εσωτερικών υποστυλωμάτων	3.25 x 3.25	3.9
Περιμετρικών υποστυλωμάτων	2.80 x 2.15	3.3
Γωνιακών υποστυλωμάτων	2.55 x 2.55	5.6

Τύπος Β

Πέδιλο	Διαστάσεις	FS_v για "G+Q"
Πυρήνα	3.00 x 3.00	2.5
Εσωτερικών υποστυλωμάτων	2.55 x 2.55	2.5
Περιμετρικών υποστυλωμάτων	2.35 x 1.85	2.4
Γωνιακών υποστυλωμάτων	1.65 x 1.65	2.5

Τύπος Γ

Πέδιλο	Διαστάσεις	FS_v για "G+Q"
Πυρήνα	3.00 x 3.00	2.5
Εσωτερικών υποστυλωμάτων	2.00 x 2.00	1.5
Περιμετρικών υποστυλωμάτων	1.85x 1.40	1.5
Γωνιακών υποστυλωμάτων	1.30 x 1.30	1.6

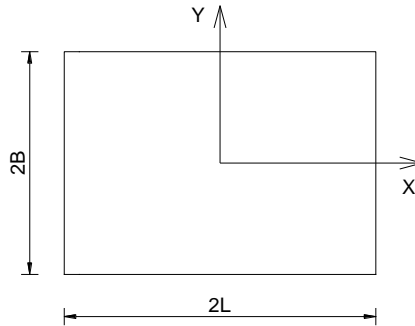
Τα πέδιλα Τύπου Β και ιδίως τα Τύπου Γ έχουν πολύ μικρές διαστάσεις και μικρό συντελεστή ασφαλείας. Ενδέχεται λοιπόν να οδηγούν σε σημαντικές διαφορικές καθιζήσεις ιδίως κατά τον σεισμικό κραδασμό. Όπως θα εξηγηθεί και σε επόμενα κεφάλαια η προσομοίωση της θεμελίωσης που έχει γίνει δεν επιτρέπει να ληφθούν υπόψη οι πλαστικές καθιζήσεις και κυρίως η σύζευξη μεταξύ της στροφής και της βύθισης των πεδίων. Οποιαδήποτε θεώρηση της κατακόρυφης μετατόπισης μέσω κατακόρυφων ελατηρίων σίγουρα υποεκτιμάει την τελική τιμή της βύθισης. Επομένως στην παρούσα εργασία εξετάζεται μόνον η στροφή των πεδίων και όχι η αναπόφευκτη βύθιση.

Ακόμα η θεμελίωση του πυρήνα στους φορείς Τύπου Β και Γ είναι προφανώς ανεπαρκής για να παραλάβει ελαστικά τα σεισμικά φορτία. Είναι σχεδόν σίγουρο ότι θα ανασηκωθεί, παρόλα αυτά στα πλαίσια της ελαστικής, γραμμικής ανάλυσης δε λάβαμε υπόψη τη μη γραμμική συμπεριφορά του πεδίου του τοιχίου.

Σε όλες τις περιπτώσεις ο φορέας αναλύθηκε για σεισμικά φορτία με φορά μόνο κατά τα θετικά του άξονα Χ.

Στα πλαίσια των ελαστικών αναλύσεων η προσομοίωση των στηρίξεων έγινε με συγκεντρωμένα ελαστικά γραμμικά ελατήρια. Για κάθε στήριξη τοποθετήθηκαν δύο ελατήρια : ένα μετατοπισιακό ελατήριο κατά τον άξονα Χ και ένα στροφικό για στρόφη γύρω από τον άξονα Χ.

Οι δυσκαμψίες των ελατηρίων υπολογίστηκαν από τις σχέσεις των στατικών δυσκαμψιών συστήματος επιφανειακού θεμελίου-εδάφους (Γ. Γκαζέτας). Συγκεκριμένα για ένα πέδιλο με ορθογώνια κάτοψη διαστάσεων $2B \times 2L$ που εδράζεται στην επιφάνεια ομοιογενούς ημιχώρου :



Σχέσεις 2.1

- Οριζόντια δυσκαμψία κατά Y : $K_y = \frac{2GL}{2-\nu} (2 + 2.5\chi^{0.85})$, $\chi = \frac{A_b}{4L^2}$
- Οριζόντια δυσκαμψία κατά X : $K_x = K_y - \frac{0.2}{0.75-\nu} GL \left(1 - \frac{B}{L}\right)$
- Περιστροφική δυσκαμψία περί τον X : $K_{\theta,rx} = \frac{G}{1-\nu} I_{xx}^{0.75} \left(\frac{L}{B}\right)^{0.25} \left(2.4 + 0.5\frac{B}{L}\right)$
- Περιστροφική δυσκαμψία περί τον Y : $K_{\theta,ry} = \frac{G}{1-\nu} I_{yy}^{0.75} \left[3\left(\frac{L}{B}\right)^{0.15}\right]$

Για τη σκληρή άργιλο με $S_u = 150$ kPa το μέτρο διάτμησης ελήφθη ίσο με 60 MPa. Για τα ελατήρια των πεδίων Τύπου Α και Τύπου Β χρησιμοποιήθηκε αυτό το μέτρο διάτμησης ενώ για τα ελατήρια των πεδίων Τύπου Γ των υποστυλωμάτων χρησιμοποιήθηκε ένα μικρότερο τέμνον μέτρο

διάτμησης ίσο με το ένα τρίτο του ανωτέρω (20 MPa). Σημασία έχουν οι τιμές των δυσκαμψιών που προκύπτουν συναρτήσει των επιλεγμένων διαστάσεων των πεδίων και του μέτρου διατμήσεως. Σε όλες τις περιπτώσεις ο λόγος Poisson λήφθηκε ίσος με 0.30. Στη συνέχεια φαίνονται οι τιμές των δυσκαμψιών που υπολογίστηκαν.

Πίνακας 2.5

Περιστροφική δυσκαμψία πεδίων γύρω από τον άξονα Y (MNm/rad)

Πέδilo	Τύπου Α	Τύπου Β	Τύπου Γ
Πυρήνα	5484	982	982
Εσωτερικών υποστυλωμάτων	1375	635	106
Περιμετρικών υποστυλωμάτων στη διεύθυνση Χ	750	431	71
Περιμετρικών υποστυλωμάτων στη διεύθυνση Υ	466	280	43
Γωνιακών υποστυλωμάτων	664	172	29

Οριζόντια δυσκαμψία πεδίων κατά Χ (MN/m)

Πέδilo	Τύπου Α	Τύπου Β	Τύπου Γ
Πυρήνα	756	458	458
Εσωτερικών υποστυλωμάτων	505	389	305
Περιμετρικών υποστυλωμάτων στη διεύθυνση Χ	377	315	243
Περιμετρικών υποστυλωμάτων στη διεύθυνση Υ	389	324	251
Γωνιακών υποστυλωμάτων	396	251	198

2.4.3 Παραδοχές ελαστικής ανάλυσης

Σύμφωνα με τον ΕΑΚ και τον ΚΑΝ.ΕΠΕ έγιναν οι εξής παραδοχές για τις δυσκαμψίες των μελών του φορέα και την κατανομή των οριζοντίων φορτίων :

Προσομοίωση δυσκαμψιών φερόντων στοιχείων

Στην ανάλυση προσομοιώνεται η δυσκαμψία μόνον των φερόντων στοιχείων. Οι τοιχοπληρώσεις αγνοούνται λόγω της μεγάλης διασποράς και αναξιοπιστίας της μηχανικής τους συμπεριφοράς. Για λόγους απλοποίησης αγνοήθηκαν και οι κλίμακες. Στα φέροντα στοιχεία υιοθετήθηκαν οι

συνιστώμενες μέσες δυσκαμψίες του ΕΑΚ που αντιστοιχούν στις ρηγματωμένες διατομές. Σύμφωνα με αυτές :

Φέροντα στοιχεία	Δυσκαμψία
Δοκοί	0.40E _{Ig}
Περιμετρικά υποστυλώματα	0.60E _{Ig}
Εσωτερικά υποστυλώματα	0.80E _{Ig}
Τοιχώματα	0.60E _{Ig}

Οπού I_g η ροπή αδράνειας της γεωμετρικής διατομής.

Ενιαίος συντελεστής συμπεριφοράς q

Ο συντελεστής συμπεριφοράς εισάγει τη μείωση των σεισμικών επιταχύνσεων της πραγματικής κατασκευής λόγω μετελαστικής απόκρισης, σε σχέση με τις επιταχύνσεις που προκύπτουν υπολογιστικά σε απεριόριστα ελαστικό σύστημα.

Ο ΚΑΝ.ΕΠΕ προτείνει τιμές του συντελεστή συμπεριφοράς που χρησιμοποιούνται στις ελαστικές αναλύσεις για την αποτίμηση της συμπεριφοράς υφιστάμενου δομήματος. Η προτεινόμενη τιμή είναι συνάρτηση της χρονολογίας της μελέτης, του επιπέδων των βλαβών που υπάρχουν στο κτίριο και της ευμενούς ή δυσμενούς επιρροής της τοιχοπληρώσεως. Στο συγκεκριμένο κτίριο αγνοούμε την επιρροή των τοιχοπληρώσεων, ενώ θεωρούμε ότι το κτίριο δεν έχει υποστεί ουσιώδεις βλάβες στα πρωτεύοντα στοιχεία παραλαβής των σεισμικών δράσεων. Επομένως σύμφωνα με τον παρακάτω πίνακα η προτινόμενη τιμή του ΚΑΝΕΠΕ για το παρόν κτίριο είναι $q = 1.7$.

**Προτεινόμενος συντελεστής συμπεριφοράς q
για υφιστάμενα κατά ΚΑΝΕΠΕ**

Εφαρμοσθέντες Κανονισμοί μελέτης (και κατασκευής)	Ευμενής παρουσία ή απουσία τοιχοπληρώσεων		Δυσμενής παρουσία τοιχοπληρώσεων	
	Ουσιώδεις βλάβες σε πρωτεύοντα στοιχεία		Ουσιώδεις βλάβες σε πρωτεύοντα στοιχεία	
	Όχι	Ναι	Όχι	Ναι
1995<...	3.0	2.3	2.3	1.7
1985<...<1995	2.3	1.7	1.7	1.3
...<1985	1.7	1.3	1.3	1.1

Υπολογισμός οριζοντίων φορτίων κατά ΕΑΚ

Τα σεισμικά φορτία υπολογίστηκαν και κατανεμήθηκαν καθ' ύψος του κτιρίου σύμφωνα με την απλοποιημένη φασματική μέθοδο (ή ισοδύναμη στατική) που περιγράφεται στον ΕΑΚ.

Η μέθοδος εφαρμόστηκε ακολουθώντας τα εξής βήματα :

1. Υπολογισμός της θεμελιώδους ιδιοπεριόδου T και της θεμελιώδους ιδιομορφής κατά τη διεύθυνση X λαμβάνοντας υπόψη την μάζα από τα φορτία **"G+0.3Q"**.
2. Υπολογισμός της φασματικής επιτάχυνσης σχεδιασμού Φ_d . Για Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας II προβλέπεται σεισμική εδαφική επιτάχυνση 0.24g. Το έδαφος θεμελίωσης ανήκει στην κατηγορία B για την οποία η χαρακτηριστική περίοδος T_2 του φάσματος έχει τιμή 0,60 sec. Η φασματική επιτάχυνση υπολογίστηκε τελικά από τη σχέση :

$$\Phi_d = 0.24g \cdot \frac{2.5}{1.7} \cdot \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3}, \text{ για } T > T_2$$

3. Υπολογισμός της τέμνουσας βάσης : $V_b = m \cdot \Phi_d$ όπου m η συνολική μάζα του φορέα για τα φορτία **"G+0.3Q"**. Η συνολική μάζα του κτιρίου υπολογίστηκε ίση με $m = 3267 \text{ kNms}^{-2}$
4. Κατανομή της συνολικής τέμνουσας βάσης κάθε ορόφου. Η καθ' ύψος κατανομή των σεισμικών φορτίων δίδεται από την σχέση :

$$F_i = (V_b - V_H) \cdot \frac{m_i \cdot \varphi_i}{\sum_j m_j \cdot \varphi_j}, \quad i, j = 1, 2, \dots, N$$

Όπου :

m_i η μάζα της στάθμης i ,

φ_i η συνιστώσα στη στάθμη i της θεμελιώδους ιδιομορφής,

$V_H = 0.07 \cdot T \cdot V_b$ πρόσθετη οριζόντια δύναμη που εφαρμόζεται στην κορυφή του κτιρίου επειδή $T > 1.0 \text{ sec}$.

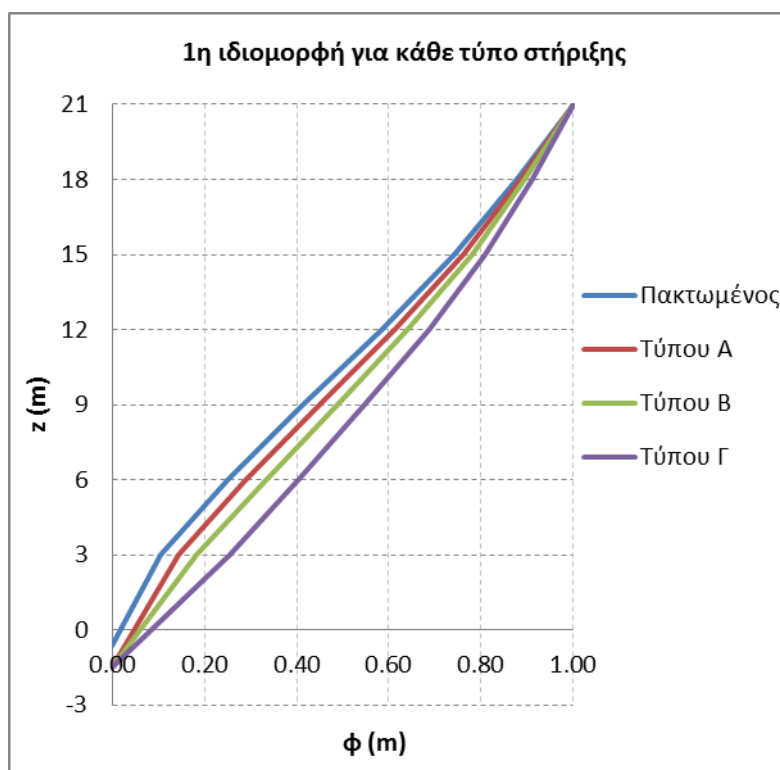
Τα οριζόντια φορτία κάθε διαφράγματος ασκούνται στο κέντρο βάρους του που βρίσκεται περίπου στο κέντρο της κάτοψης.

Υπολογισμός οριζοντίων φορτίων

Στον ακόλουθο πίνακα δίδονται για καθένα από τους τέσσερις φορείς : η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος, η ελαστική φασματική επιτάχυνση, η φασματική επιτάχυνση μετά τη διαίρεσή της με τον συντελεστή συμπεριφοράς και η προκύπτουσα τέμνουσα βάσης.

Φορέας	T ₁ (sec)	Φ _e (m/s ²)	Φ _d = Φ _e /q	V _b (kN)
Πακτωμένος	1.26	3.59	2.11	6891
Τύπος Α	1.35	3.43	2.02	6598
Τύπος Β	1.41	3.33	1.96	6391
Τύπος Γ	1.53	3.15	1.85	6050

Η τέμνουσα βάσης για την οποία μελετήθηκε το κτίριο με τον Κανονισμό του 1959 ήταν 1920 kN. Παρατηρούμε τώρα ότι σύμφωνα με τον ΕΑΚ το κτίριο καλείται να παραλάβει υπερτριπλάσια τέμνουσα βάσης. Παρατηρούμε ακόμα ότι η μείωση της τέμνουσας βάσης καθώς αυξάνεται η ιδιοπερίοδος δεν είναι σημαντική. Για αύξηση της ιδιοπεριόδου κατά 21% μεταξύ του πακτωμένου και του φορέα Τύπου Α η τέμνουσα βάσης μειώνεται κατά 12%.



Σχήμα 2.1 Σχήμα 1^{ης} ιδιομορφής κάθε φορέα

Από το σχήμα το ιδιομορφών (**Σχήμα 2.1**) παρατηρούμε ότι καθώς αυξάνεται η ενδοσιμότητα του εδάφους η επιρροή της παραμόρφωσης του πυρήνα στο προφίλ της ιδιομορφής μειώνεται, δηλαδή η ιδιομορφή παύει να έχει σχήμα καμπτικού προβόλου στους κατώτερους ορόφους. Αντιθέτως όπως θα δούμε και παρακάτω το σχήμα της ιδιομορφής καθορίζεται σε μεγαλύτερο από τη μετατόπιση στερεού σώματος λόγω της στροφής των πεδίων,

2.4.4 Έλεγχος επάρκειας πυρήνα και υποστυλωμάτων

Παραδοχές

Ο έλεγχος μίας υφιστάμενης κατασκευής περιλαμβάνει την φάση της αποτίμησης και κατά την φάση του ανασχεδιασμού. Τελικώς, ο έλεγχος συνοψίζεται στην ικανοποίηση της βασικής ανισότητας ελέγχου:

$$S_d < R_d$$

όπου S_d : οι τιμές σχεδιασμού των δράσεων

R_d : οι τιμές σχεδιασμού των αντιστάσεων

Η εφαρμογή της ανίσωσης ελέγχου γίνεται σε όρους εντατικών μεγεθών στην περίπτωση ελαστικής ανάλυσης και σε όρους παραμορφωσιακών μεγεθών στην περίπτωση ανελαστικής ανάλυσης. Εξαιρέση: οι ψαθυρές μορφές αστοχίας οι οποίες ούτως ή άλλως ελέγχονται σε όρους εντατικών μεγεθών.

Βασική παράμετρος στον προσδιορισμό των δράσεων και αντιστάσεων για την αποτίμηση και τον ανασχεδιασμό υφιστάμενης κατασκευής είναι η στάθμη αξιοπιστίας των δεδομένων του κτιρίου, όπως για παράδειγμα των γεωμετρικών διαστάσεων των στοιχείων, των ιδιοτήτων των υλικών, της ποσότητας οπλισμών, των λεπτομέρειων όπλισης, αγκυρώσεων, αναμονών κλπ. Η αξιοπιστία των δεδομένων εξαρτάται από πλήθος δεδομένων, όπως η διαθεσιμότητα εγκεκριμένης και εφαρμοσμένης μελέτης, η χρονική περίοδος κατασκευής, η επάρκεια διερεύνησης ποιότητας υλικών και τρόπου δόμησης, οι δυσκολίες στην εκτίμηση των επιτόπου ιδιοτήτων των υλικών, κλπ.

Διακρίνονται τέσσερις στάθμες αξιοπιστίας «Υψηλή», «Ικανοποιητική», «Ανεκτή» και «Ανεπαρκής». Η αξιοπιστία των δεδομένων καθορίζει τις τιμές των επιμέρους συντελεστών ασφαλείας. Το συγκεκριμένο κτίριο έγινε η παραδοχή ότι χαρακτηρίζεται από «Υψηλή» στάθμη αξιοπιστίας.

Οι δράσεις προσδιορίζονται ως $S_d = \gamma_{sd} S(S_k, \gamma_f)$

όπου S_k οι αντιπροσωπευτικές τιμές των δράσεων

γ_f οι επιμέρους συντελεστές ασφαλείας των δράσεων και

γ_{sd} επιμέρους συντελεστές ασφαλείας με τους οποίους λαμβάνονται υπόψη οι αυξημένες αβεβαιότητες των προσομοιωμάτων για την ανάλυση και ανασχεδιασμό υφισταμένων κτιρίων σε σχέση με τον σχεδιασμό νέων κτιρίων.

Οι επιμέρους συντελεστές ασφαλείας γ_f ($\gamma_g, \gamma_q, \dots$) λαμβάνουν τιμές που εν γένει δεν μεταβάλλονται από τις γνωστές των λοιπών αντισεισμικών κανονισμών.

Η τιμή του συντελεστή γ_{sd} εξαρτάται από την παρουσία και έκταση βλαβών ή/και προτέρων επεμβάσεων. Στην περίπτωση που το υφιστάμενο δόμημα δεν έχει βλάβες ούτε προηγούμενες επεμβάσεις ο συντελεστής γ_{sd} λαμβάνεται ίσος με 1.0.

Οι αντιστάσεις προσδιορίζονται ως $R_d = \frac{1}{\gamma_{Rd}} R \left(\frac{R_k}{\gamma_m} \right)$

όπου R_k οι αντιπροσωπευτικές τιμές των αντιστάσεων

γ_m οι επιμέρους συντελεστές ασφαλείας των αντιστάσεων των υλικών και

γ_{Rd} οι επιμέρους συντελεστές ασφαλείας με τους οποίους λαμβάνονται υπόψη οι αυξημένες αβεβαιότητες των προσομοιωμάτων στην αποτίμηση υφισταμένων κτιρίων σε σχέση με τον σχεδιασμό νέων κτιρίων.

Οι αντιπροσωπευτικές τιμές των αντιστάσεων υφισταμένων υλικών προσδιορίστηκαν από τη μέση τιμή των αντοχών των υλικών όπως επιτρέπει ο ΚΑΝ.ΕΠΕ για υψηλή στάθμη αξιοπιστίας . (Γενικά οι αντιπροσωπευτικές τιμές υπολογίζονται από τη μέση τιμή μείον μία τυπική απόκλιση).

Επομένως στους υπολογισμούς η θλιπτική αντοχή του σκυροδέματος κατηγορίας B225 (ή C16) πάρθηκε ίση με :

$$f_{cm} = f_{ck} + 8 \text{ (MPa)} \rightarrow f_{cm} = 24 \text{ MPa}$$

Για τον χάλυβα κατηγορίας StIII θεωρήθηκε μέση τιμή διαρροής 400 MPa.

Οι επιμέρους συντελεστές ασφαλείας των υλικών γ_m (γ_c και γ_s) εξαρτώνται από τη μέθοδο ελέγχου (σε όρους δυνάμεων ή παραμορφώσεων) και επιπλέον από τη στάθμη αξιοπιστίας των δεδομένων.

Για ελέγχους σε όρους δυνάμεων και ανάλογα με τη στάθμη αξιοπιστίας οι συντελεστές ασφαλείας μπορούν να πάρουν τις εξής τιμές :

$$\gamma_c = 1.50 \pm 0.15$$

$$\gamma_s = 1.15 \pm 0.10$$

Εμείς χρησιμοποιήσαμε τις τιμές που προβλέπει και ο ΕΚΩΣ, δηλαδή $\gamma_c = 1.50$ για το σκυρόδεμα και $\gamma_s = 1.15$ για τον χάλυβα. Για τους ελέγχους σε όρους παραμορφώσεων που ακολουθούν στα επόμενα κεφάλαια οι συντελεστές ασφαλείας των υλικών λήφθησαν ίσοι με την μονάδα όπως επιτρέπει ο ΚΑΝ.ΕΠΕ.

Ο συντελεστής γ_{Rd} λαμβάνει τιμές $1.0 \div 2.5$ ανάλογα με το είδος της αντίστασης που επιχειρείται να προσομοιωθεί. Εδώ θεωρήθηκε απλοποιητικά ίσος με την μονάδα.

α) Έλεγχος επάρκειας του πυρήνα

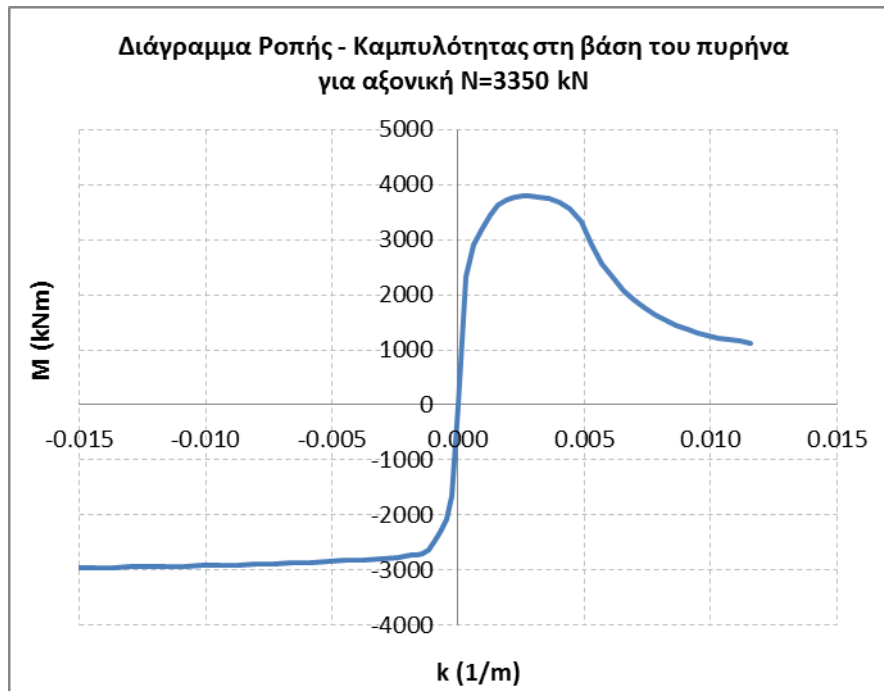
Στα πλαίσια του ελέγχου επάρκειας υπολογίστηκαν τα εντατικά μεγέθη και οι αντοχές του πυρήνα για τις εξής περιπτώσεις :

- για τον φορέα και τα φορτία του Κανονισμού του 1959 (" $G + Q \pm E_x$ ")
- για τον πακτωμένο φορέα και τα αντίστοιχα φορτία του ΕΑΚ (" $G + 0.3Q \pm E_x$ ")
- για τον φορέα Τύπου Α και τα αντίστοιχα φορτία του ΕΑΚ (" $G + 0.3Q \pm E_x$ ")

Σε όλες τις περιπτώσεις εξετάστηκε ο πυρήνας υπό τα σεισμικά φορτία μόνον κατά τη διεύθυνση X με αρνητική και θετική φορά.

Πραγματοποιήθηκε έλεγχος σε κάμψη και τέμνουσα στη βάση του πυρήνα.

Η ροπή αντοχής M_{rd} της διατομής του πυρήνα στη βάση υπολογίστηκε λαμβάνοντας υπόψη την αντίστοιχη δρώσα αξονική από κάθε συνδυασμό φόρτισης. Τονίζουμε ότι η διατομή του πυρήνα δεν είναι συμμετρική επομένως η ροπή αντοχής με φορά στα θετικά του άξονα X και η ροπή αντοχής με φορά στα αρνητικά του άξονα X είναι διαφορετικές. Ενδεικτικά παραθέτουμε το σχετικό διάγραμμα ροπής-καμπυλότητας.



Το παραπάνω διάγραμμα ροπής καμπυλότητας έχει υπολογιστεί για την αξονική δύναμη λόγω των κατακόρυφων φορτίων του συνδυασμού $G+0.3Q$. Οι θετικές ροπές εφελκύουν το σκέλος K21 του πυρήνα (αντιστοιχούν σε καταπόνηση από τα οριζόντια φορτία $+E_x$), ενώ οι αρνητικές το θλίβουν. Στον υπολογισμό του διαγράμματος λήφθησαν υπόψη οι συντελεστές ασφαλείας των υλικών. Παρατηρούμε ότι ο πυρήνας διαθέτει μεγαλύτερη ροπή αντοχής κατά την θετική έννοια όμως παρουσιάζει μεγαλύτερη πλαστιμότητα για καταπόνηση κατά την αρνητική ροπή.

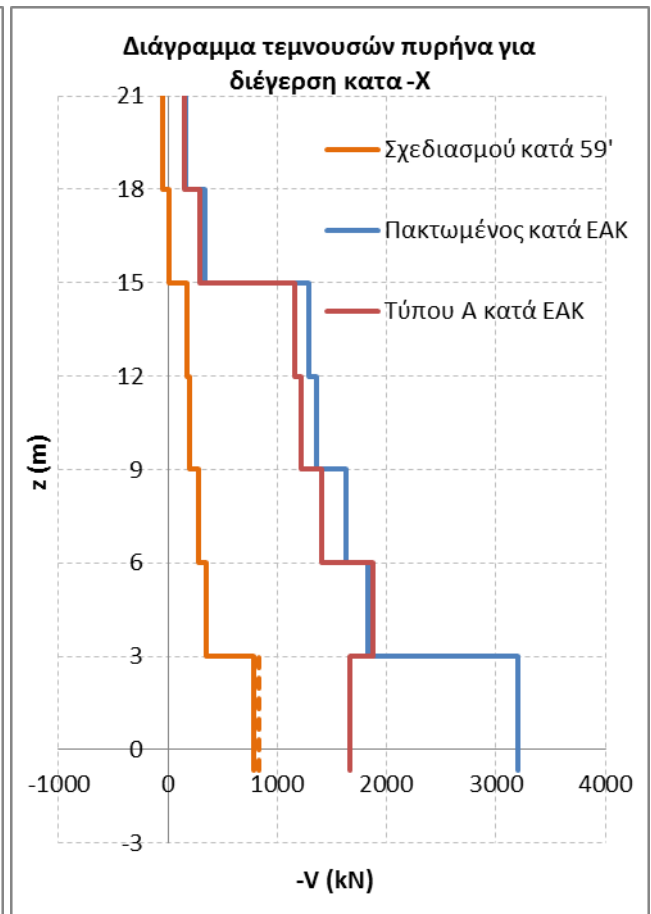
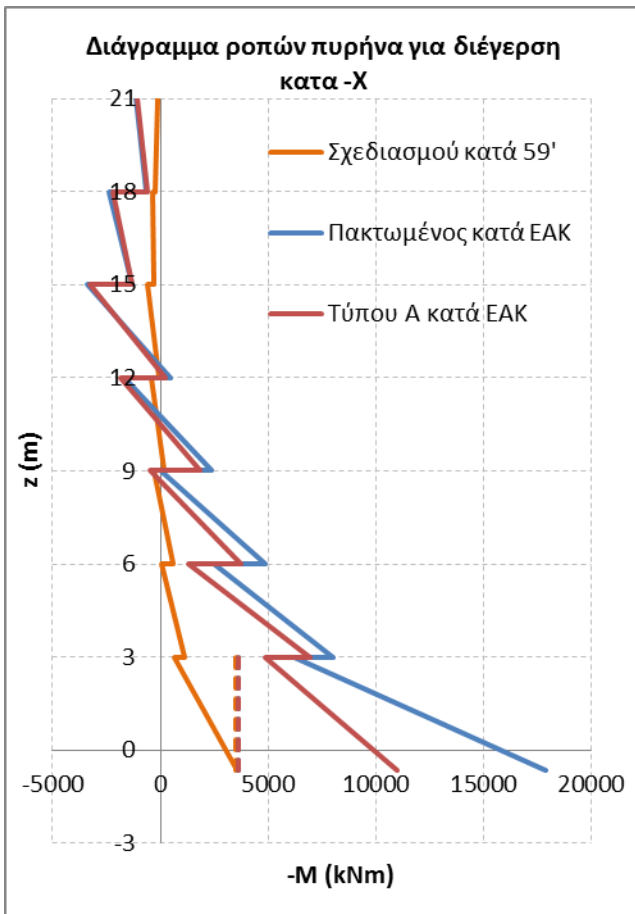
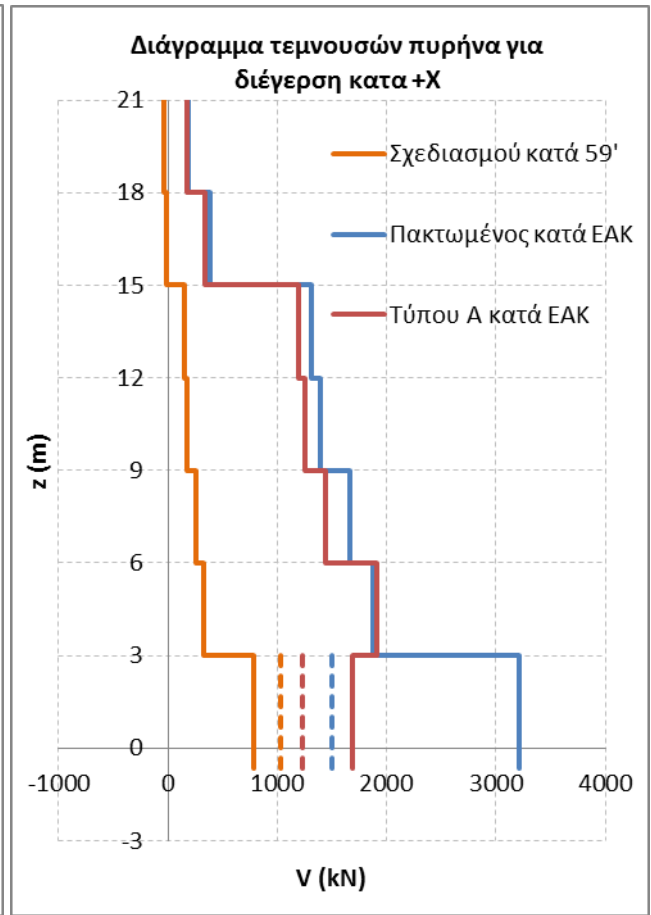
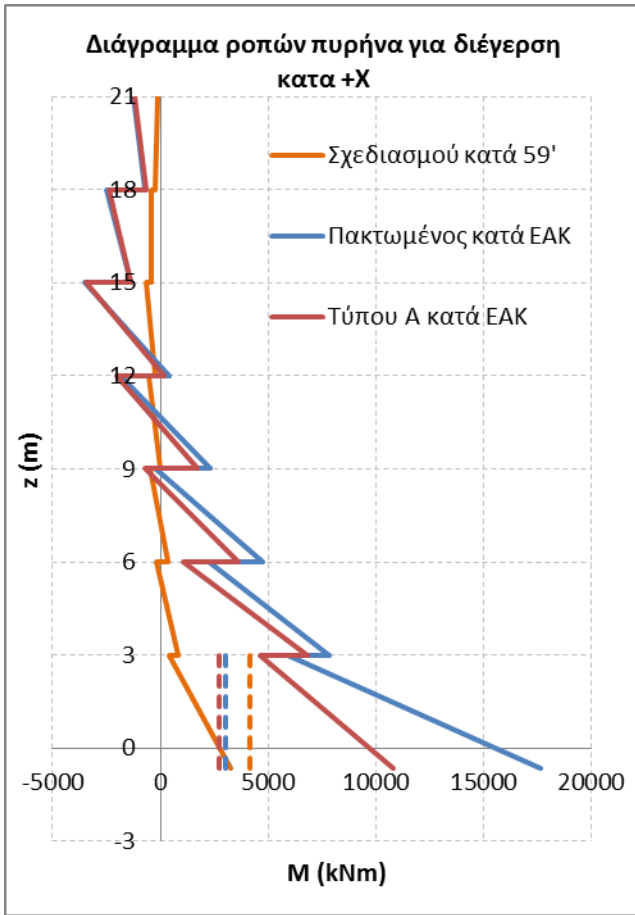
Τα αποτελέσματα του ελέγχου σε κάμψη παρουσιάζονται συνοπτικά στον ακόλουθο πίνακα :

	Συνδυασμοί φορτίσεων	Δρώσα αξονική στη βάση N_{sd} (kN)	Ροπή αντοχής M_{rd} (kNm)	Δρώσα ροπή M_{sd} (kNm)	Πόρισμα επάρκειας
Φορέας μελέτης 59'	G+Q+Ex	3900	4140	3270	Επάρκεια
	G+Q-Ex	4300	3500	3550	Οριακή ανεπάρκεια
Πακτωμένος φορέας κατά ΕΑΚ	G+0.3Q+Ex	2200	2900	17660	Ανεπάρκεια
	G+0.3Q-Ex	4500	3600	17900	Ανεπάρκεια
Φορέας Τύπου Α κατά ΕΑΚ	G+0.3Q+Ex	2200	2900	10780	Ανεπάρκεια
	G+0.3Q-Ex	4500	3600	10970	Ανεπάρκεια

Η αντοχή σε τέμνουσα υπολογίστηκε σύμφωνα με τις σχέσεις του ΕΚΩΣ για την οριακή κατάσταση αστοχίας από τέμνουσα. Η αντοχή σε τέμνουσα του πυρήνα υπολογίστηκε λαμβάνοντας υπόψη το συνολικό αξονικό φορτίο που δρα στη διατομή του. Όταν όμως υπό θετικές ροπές σημαντικού μεγέθους τα δύο οριζόντια σκέλη αναπτύσσουν σημαντικό θλιπτικό φορτίο ενώ το κάθετο σκέλος Κ21 τίθεται σε εφελκυσμό έγινε η παραδοχή ότι αντοχή σε τέμνουσα οφείλεται μόνο στα δύο οριζόντια σκέλη θεωρώντας το αντίστοιχο αυξημένο αξονικό τους φορτίο. Έτσι για παράδειγμα στα φορτία του συνδυασμού $G + 0.3Q + E_x$ προκύπτει μεγαλύτερη αντοχή σε τέμνουσα από ότι με τα φορτία $G + 0.3Q - E_x$. Επομένως δυσμενέστερος συνδυασμός για την αντοχή σε τέμνουσα του πυρήνα κατά τη διεύθυνση Χ είναι ο συνδυασμός $G + 0.3Q - E_x$. Τα αποτελέσματα του ελέγχου σε τέμνουσα συνοψίζονται στον ακόλουθο πίνακα :

	Συνδυασμοί φορτίσεων	Αντοχή σε τέμνουσα V_{rd} (kN)	Δρώσα τέμνουσα V_{sd} (kN)	Πόρισμα
Φορέας μελέτης 59'	G+Q+-Ex	950	785	Επάρκεια
Πακτωμένος φορέας κατά ΕΑΚ	G+0.3Q+Ex	1500	3215	Ανεπάρκεια
	G+0.3Q-Ex	950	3200	Ανεπάρκεια
Φορέας Τύπου Α κατά ΕΑΚ	G+0.3Q+Ex	1230	1690	Ανεπάρκεια
	G+0.3Q-Ex	950	1670	Ανεπάρκεια

Ακολουθούν τα διαγράμματα εντατικών μεγεθών του πυρήνα για τις τρεις περιπτώσεις φορέων. Με διακεκομμένη γραμμή δείχνεται η τιμή της αντοχής του πυρήνα στη βάση.



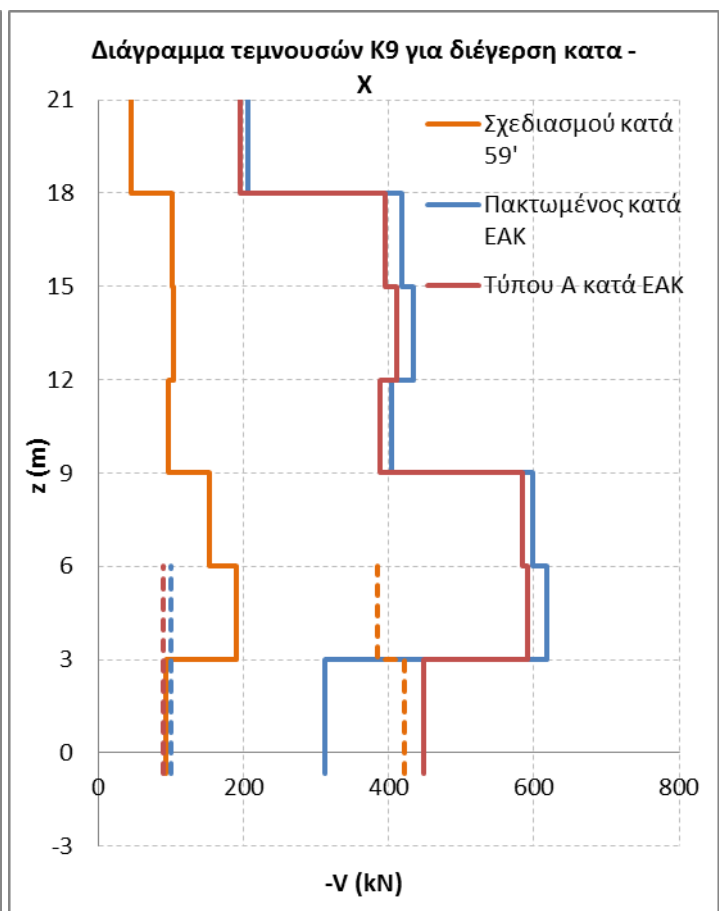
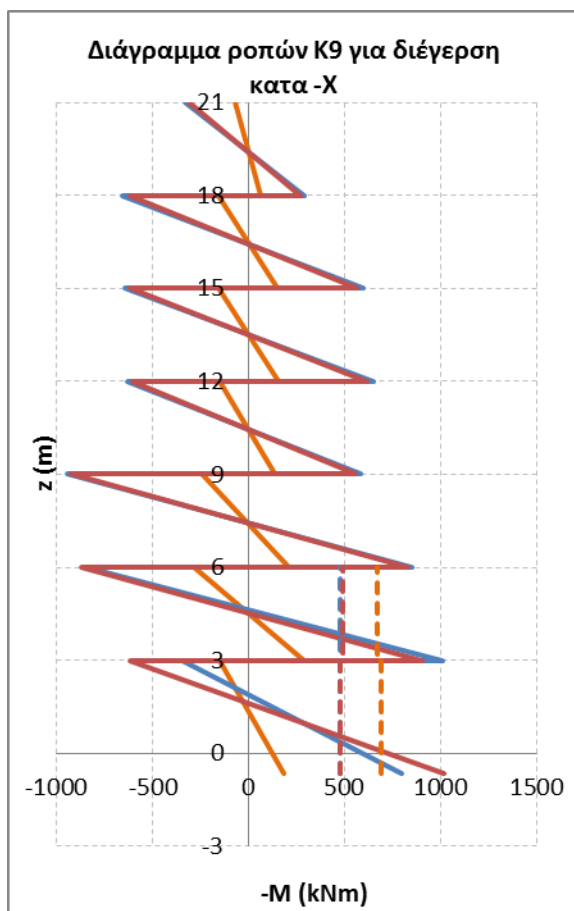
β) Έλεγχος επάρκειας εσωτερικού υποστυλώματος

Επιλέχθηκε να ελεγχθεί η επάρκεια του υποστυλώματος K9 υπό τα σεισμικά με αρνητική φορά ($-E_x$). Στην περίπτωση αυτή μειώνεται σημαντικά τα αξονικό φορτίο του υποστυλώματος υποβαθμίζοντας την καμπτική και διατμητική αντοχή του.

Με τη διαδικασία που περιγράφηκε παραπάνω υπολογίστηκε η καμπτική και διατμητική αντοχή του υποστυλώματος στους δύο πρώτους ορόφους.

Διακύμανση αξονικής N (kN) στη βάση του K9

	Συνδυασμός κατακόρυφων	Σεισμικός συνδυασμός $-E_x$
Φορέας μελέτης 59'	2330	1960
Πακτωμένος φορέας κατά ΕΑΚ	2135	45
Φορέας Τύπου Α κατά ΕΑΚ	2135	80



2.5 ΣΥΝΕΠΕΙΕΣ ΤΗΣ ΑΛΛΗΛΕΠΙΔΡΑΣΗΣ ΕΔΑΦΟΥΣ-ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

1. Αύξηση της ιδιοπεριόδου της κατασκευής.

Όπως ήδη διαπιστώσαμε η αλληλεπίδραση εδάφους–κατασκευής αυξάνει την ιδιοπερίοδο του συστήματος. Το γεγονός αυτό οδηγεί σε μείωση των κανονιστικών φασματικών επιταχύνσεων σχεδιασμού. Παρόλα αυτά για ιδιοπεριόδους μεγαλύτερες του 1 δευτερολέπτου το φάσμα σχεδιασμού φθίνει με ήπια κλίση με αποτέλεσμα η αύξηση της ιδιοπεριόδου στο συγκεκριμένο εύκαμπτο κτίριο να μην οδηγεί σε ιδιαίτερη μείωση των σεισμικών φορτίων. Συγκεκριμένα:

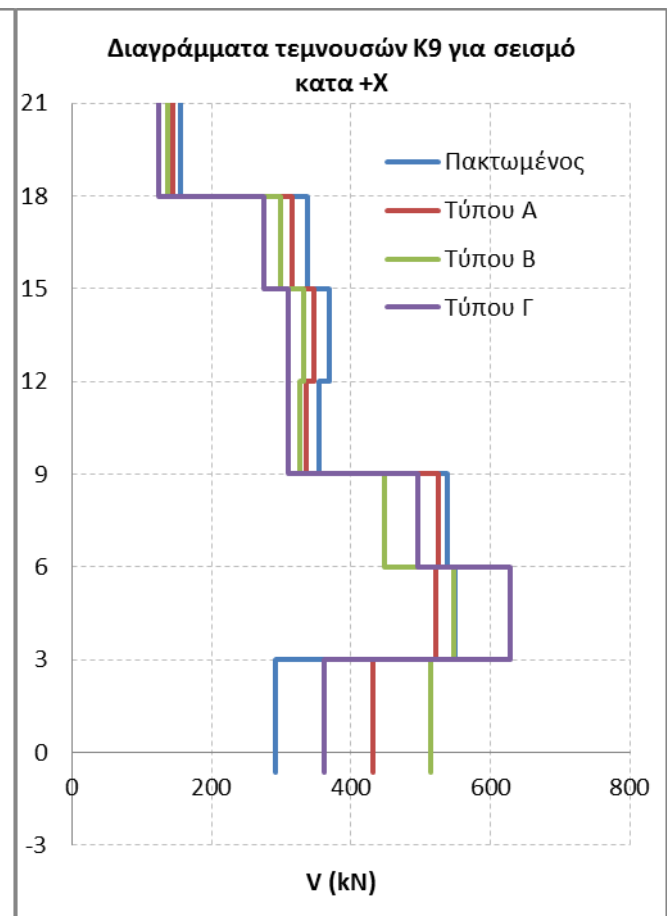
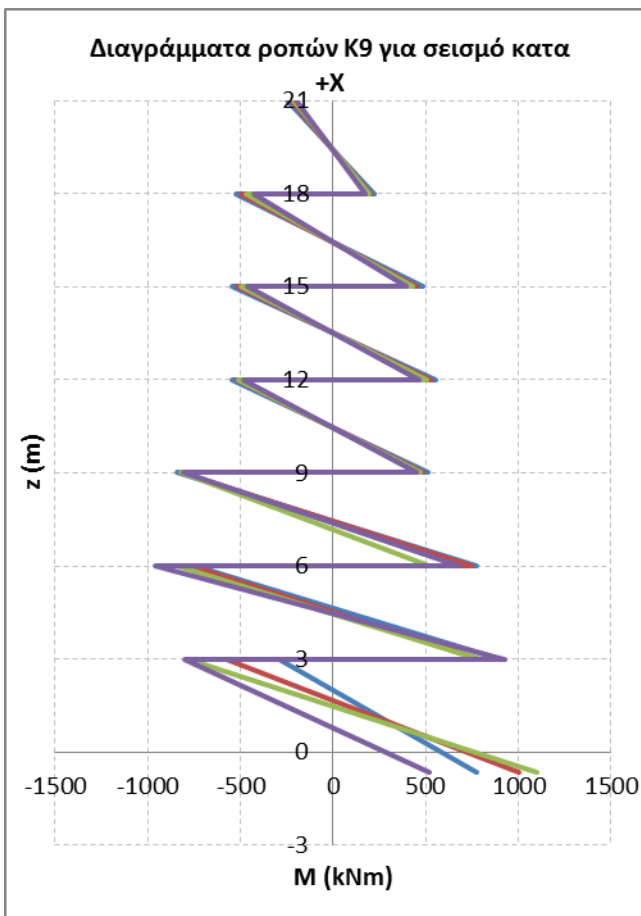
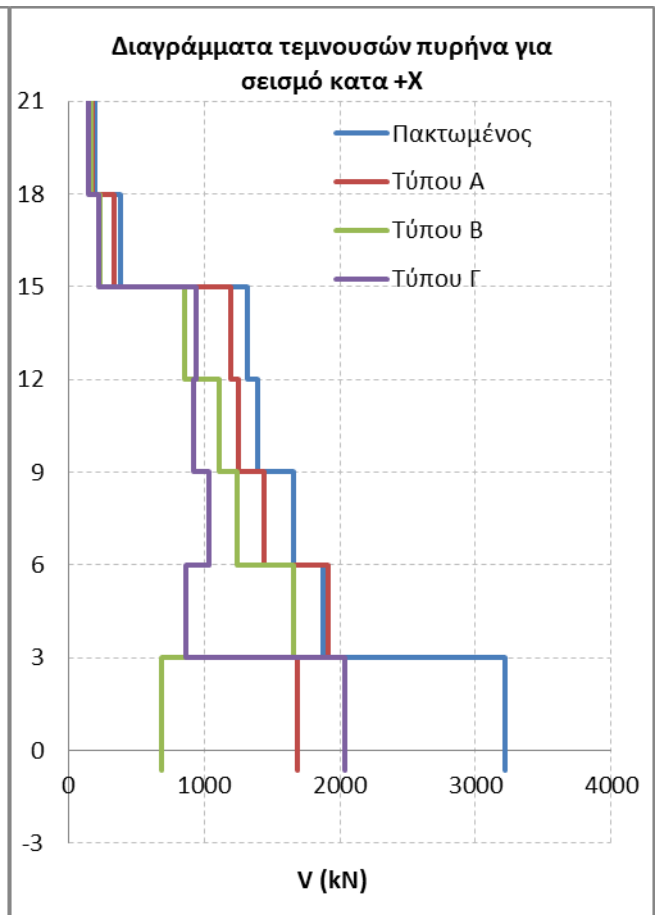
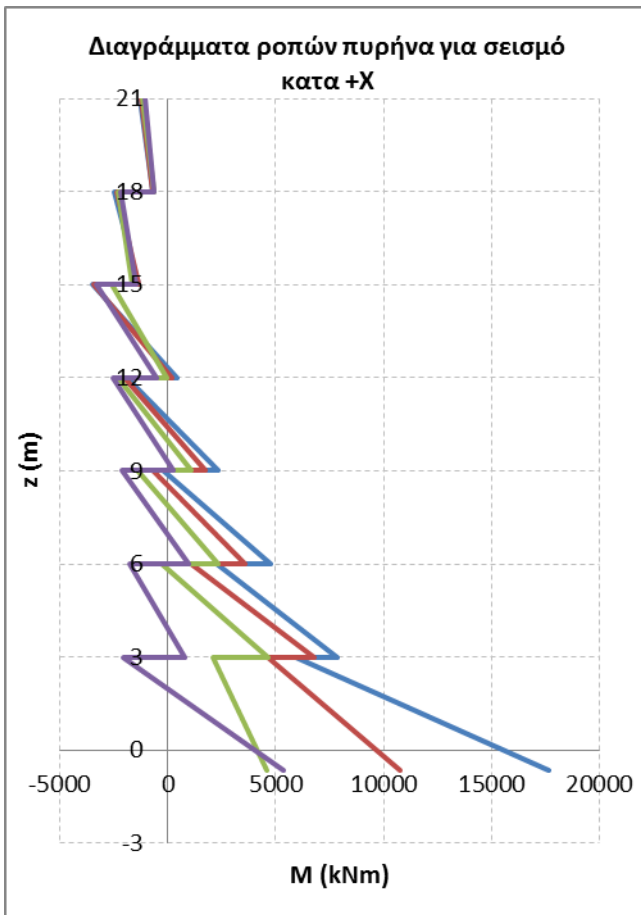
Φορέας	T ₁ (sec)	Φ _e (m/s ²)
Πακτωμένος	1,26	3,59
Τύπος Α	1,35	3,43
Τύπος Β	1,41	3,33
Τύπος Γ	1,53	3,15

2. Κατανομή της τέμνουσας βάσης και της ροπής ανατροπής στην κάτοψη

Εξετάζουμε σε κάθε φορέα το λόγο της τέμνουσας που ασκείται στη βάση του πυρήνα προς τη συνολική τέμνουσα βάσης του κτιρίου ($\eta = V_{wall} / V_{base}$).

Φορέας	η
Πακτωμένος	0,47
Τύπου Α	0,26
Τύπου Β	0,11
Τύπου Γ	0,34

Ακολουθούν και τα διαγράμματα ροπών και τεμνουσών του πυρήνα και του υποστυλώματος Κ9 όπως προκύπτουν από το συνδυασμό δράσεων $G + 0.3Q + E_x$.



Συμπεραίνουμε τα εξής :

- Η μείωση της δυσκαμψίας του συστήματος θεμελίων–εδάφους οδηγεί σε μείωση των ροπών και των τεμνουσών που αναπτύσσονται στον πυρήνα. Ο ρόλος του πυρήνα στην παραλαβή της τέμνουσας βάσης και της ροπής ανατροπής υποβαθμίζεται, τα δε πλαίσια αναλαμβάνουν μεγαλύτερο ποσοστό του σεισμικού φορτίο με αύξηση των τεμνουσών των υποστυλωμάτων. Ενώ η αντίστοιχη ροπή ανατροπής παραλαμβάνεται τόσο με αύξηση των καμπτικών ροπών των υποστυλωμάτων όσο και της ροπής από το ζεύγος των αξονικών δυνάμεων των υποστυλωμάτων. Παρατηρούμε ότι στον πυρήνα του φορέα Τύπου Β η τέμνουσα στη βάση μειώνεται δραματικά. Στην ακραία περίπτωση του αρθρωτού πυρήνα στη βάση η τέμνουσα του πυρήνα στον πρώτο όροφο θα ήταν αντίθετης φοράς.
- Η αλληλεπίδραση εδάφους–κατασκευής επηρεάζει την ένταση των κατώτερων ορόφων. Από τον τέταρτο όροφο και άνω η παρουσία της αΕΚ δε γίνεται αισθητή στην ένταση των κατακόρυφων μελών.
- Καθώς αυξάνεται η αλληλεπίδραση εδάφους–κατασκευής το σημείο μηδενισμού των ροπών του πυρήνα κατεβαίνει σε μικρότερο ύψος.
- Στον φορέα Τύπου Γ ο οποίος έχει τα μικρότερα πέλδια η ροπή και η τέμνουσα στη βάση του πυρήνα παίρνουν μεγαλύτερες τιμές από τις αντίστοιχες του φορέα Τύπου Β οποίος έχει μεγαλύτερα πέλδια. Θυμίζουμε όμως ότι και στους δύο φορείς το πέλδιλο του πυρήνα έχει τις ίδιες διαστάσεις ενώ μόνο τα πέλδια των υποστυλωμάτων είναι μικρότερα στο φορέα Τύπου Γ. Επομένως το πέλδιλο του πυρήνα στο φορέα Τύπου Γ έχει μεγαλύτερη δυσκαμψία σε σχέση με τα πέλδια των υποστυλωμάτων από ότι στον φορέα Τύπου Β. Για αυτόν το λόγο ο πυρήνας στο φορέα Γ δέχεται μεγαλύτερα φορτία στη βάση από ότι στον φορέα Β. Καταλαβαίνουμε λοιπόν πόσο ευαίσθητοι είναι οι κατώτεροι όροφοι του φορέα στην μεταβολή της ενδοσιμότητας των στηρίξεων.
- Σύμφωνα με τα αποτελέσματα των ελαστικών αναλύσεων η Αλληλεπίδραση Εδάφους–Κατασκευής αυξάνει την καταπόνηση των υποστυλωμάτων. Αν τα υποστυλώματα μελετηθούν αγνοώντας την αΕΚ υπάρχει ο κίνδυνος να μη διαθέτουν ικανοποιητική αντοχή για να ανταποκριθούν στις αυξημένες απαιτήσεις που εισάγονται από την αΕΚ.

- Όπως θα δούμε στα επόμενα κεφάλαια ανάλογη είναι και η συμπεριφορά του πακτωμένου φορέα όταν πλαστικοποιείται στην βάση του. Ο δύσκαμπτος πυρήνας συγκεντρώνει αρχικά τα σεισμικά φορτία, και λόγω της έντονης καμπτικής του καταπόνησης πλαστικοποιείται στη βάση νωρίτερα από τα υποστυλώματα. Οι πλαστικές στροφές που προκαλούνται στη βάση του πυρήνα είναι ποιοτικά ανάλογες των στροφών λόγω της ενδοσιμότητας του εδάφους. Έτσι λόγω της σταδιακής πλαστικοποίησης του πυρήνα αυξάνεται το ποσοστό του σεισμικού φορτίου που παραλαμβάνεται από τα πλαίσια.

3. Επίδραση στις οριζόντιες μετατοπίσεις

Οι οριζόντιες μετατοπίσεις υπολογίζονται για συντελεστή συμπεριφοράς $q = 1.0$, σύμφωνα με την “αρχή” της ίσης μετατόπισης.

Στον πίνακα δίδεται η οριζόντια μετατόπιση που υπολογίστηκε για την κορυφή του πυρήνα.

Φορέας	Οριζόντια μετατόπιση κορυφής, δ_{roof} (m)
Πακτωμένος φορτία '59	0,027
Πακτωμένος φορτία ΕΑΚ	0,270
Τύπου Α φορτία ΕΑΚ	0,274
Τύπου Β φορτία ΕΑΚ	0,284
Τύπου Γ φορτία ΕΑΚ	0,299

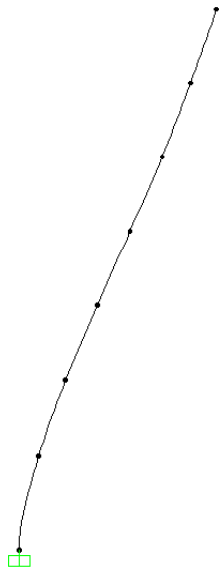
Οι μετατοπίσεις στον πακτωμένο φορέα οφείλονται αποκλειστικά στις παραμορφώσεις των μελών. Για τους φορείς που εδράζονται σε ενδόσιμο έδαφος ένα ποσοστό των μετατοπίσεων οφείλεται και σε μετατοπίσεις στερεού σώματος λόγω της στροφής των πεδίων. Συγκεκριμένα:

Φορέας	Συνολική δροοφ (m)	Στροφή πεδίου πυρήνα (rad)	δrigid (m) λόγω της στροφής στερεού σώματος	δrigid/δροοφ (%)
Πακτωμένος	0,270	0	0	-
Τύπου Α	0,274	0,0040	0,088	32
Τύπου Β	0,284	0,0091	0,198	70
Τύπου Γ	0,299	0,0125	0,271	91

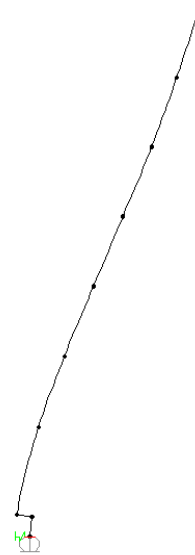
Παρατηρούμε ότι καθώς μειώνονται οι διαστάσεις των πεδίων η καθ' ύψος κατανομή των οριζοντίων μετατοπίσεων διαμορφώνεται κυρίως από την στροφή των πεδίων.

Οι αυξημένες μετατοπίσεις των ελαστικώς εδραζομένων φορέων αυξάνουν τα εντατικά μεγέθη των δοκών.

Ακολουθούν τα προφίλ τα οριζόντιων μετατοπίσεων για κάθε τύπο φορέα:



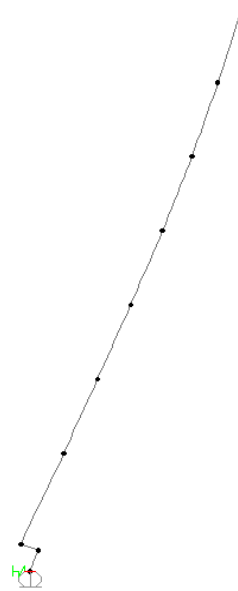
Πακτωμένος φορέας



Φορέας Α



Φορέας Β



Φορέας Γ

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3

ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΤΟΥ ΦΟΡΕΑ ΓΙΑ ΤΙΣ ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΕΣ ΑΝΑΛΥΣΕΙΣ

Γενικά

Οι ανελαστικές αναλύσεις του υφισταμένου κτιρίου πραγματοποιήθηκαν στο λογισμικό *OpenSees*. Ακόμα χρησιμοποιήθηκε βοηθητικά και το λογισμικό *ABAQUS* για την προσομοίωση της συμπεριφοράς του πεδίου του πυρήνα. Το κτίριο προσομοιώθηκε ως χωρικό πλαίσιο, παρόλα αυτά όλες οι αναλύσεις διενεργήθηκαν μόνον κατά τη διεύθυνση Χ.

3.1 ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΤΗΣ ΑΝΩΔΟΜΗΣ

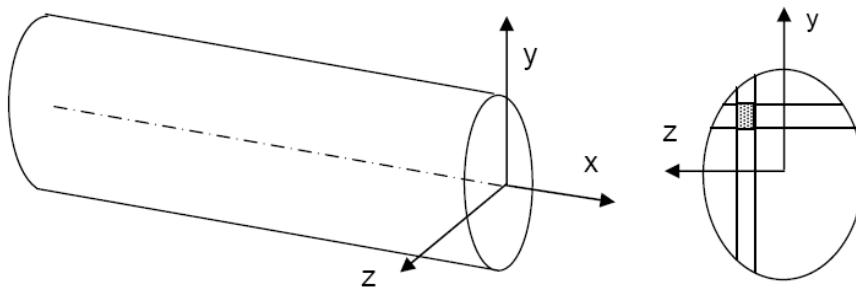
3.1.1 Γεωμετρία

Στον κώδικα πεπερασμένων στοιχείων *OpenSees* αναπτύχθηκε χωρικό προσομοίωμα του υφισταμένου κτιρίου. Στο προσομοίωμα έγινε χρήση μόνον στοιχείων δοκού. Οι διαστάσεις του προσομοιώματος, οι διατομές των μελών και οι θέσεις των ραβδωτών στοιχείων παραμένουν όμοια με του ελαστικού προσομοιώματος που αναπτύχθηκε στο λογισμικό *SAP2000*. Ο πυρήνας αποτελείται από τρία κατακόρυφα στοιχεία ορθογωνικής διατομής που συνδέονται με οριζόντια άκαμπτα μέλη έτσι ώστε να σχηματιστεί μια σύνθετη διατομή μορφής U (**Σχήμα 2.1**). Οι κόμβοι δοκού-υποστυλώματος προσομοιώθηκαν με άκαμπτα στοιχεία δοκού.

3.1.2 Τύπος πεπερασμένων στοιχείων

Για την προσομοίωση των μελών του φορέα χρησιμοποιήθηκαν στοιχεία δοκού κατανεμημένης βλάβης. Σε κάθε στοιχείο ορίζεται μία διατομή η οποία διακριτοποιείται σε κάρναβο ινών. Σε κάθε ίνα ορίζεται ένας καταστατικός νόμος τάσεων-παραμορφώσεων του υλικού. Η προσομοίωση των διατομών με ίνες βασίζεται στην υπόθεση ότι ισχύουν οι παραδοχές της κλασικής θεωρίας κάμψης δοκών (θεωρία Bernoulli) στην ανελαστική συμπεριφορά του στοιχείου. Αναλυτικότερα :

- Τηρείται η αρχή της επιτεδότητας της διατομής πριν και μετά την κάμψη, άρα οι παραμορφώσεις είναι γραμμικά κατανεμημένες στο επίπεδο της διατομής (η τέμνουσα αγνοείται).
- Μια διατομή κάθετη στον άξονα πριν την κάμψη παραμένει κάθετη μετά την κάμψη.
- Υπάρχει πλήρης συνάφεια υλικών, σκυροδέματος και χάλυβα οπλισμού.
- Θεωρείται ομοιόμορφη κατανομή των εγκάρσιων παραμορφώσεων.
- Οι καταστατικοί νόμοι των υλικών παραμένουν ανεξάρτητοι μεταξύ τους και είναι εκφράσεις ανεμπόδιστης μονοαξονικής θλίψης – εφελκυσμού.



Η συμπεριφορά της διατομής καθορίζεται από την αξονική παραμόρφωση ε_o στο γεωμετρικό κέντρο της διατομής ($y = 0, z = 0$) και από τις καμπυλότητες φ_y και φ_z γύρω από τους άξονες y και z αντίστοιχα. Επομένως η αξονική παραμόρφωση στο κέντρο τυχαίας ίνας στη θέση (y, z) προκύπτει από τη σχέση :

$$\varepsilon(y, z) = \varepsilon_o(x) - y \cdot \varphi_z + z \cdot \varphi_y$$

Μέσω του καταστατικού νόμου του υλικού που αντιστοιχεί σε κάθε ίνα υπολογίζονται οι τάσεις και με ολοκλήρωση των τάσεων στη διατομή προκύπτουν οι δυνάμεις, η αξονική N_x και οι ροπές M_y και M_z .

Τα πεπερασμένα στοιχεία δοκού που χρησιμοποιήθηκαν βασίζονται στη Μέθοδο των Δυνάμεων (*Force Based Beam-Column Elements*). Η κλασική θεωρία των πεπερασμένων βασίζεται στη Μέθοδο των Μετατοπίσεων (*Displacement Based Beam-Column Elements*).

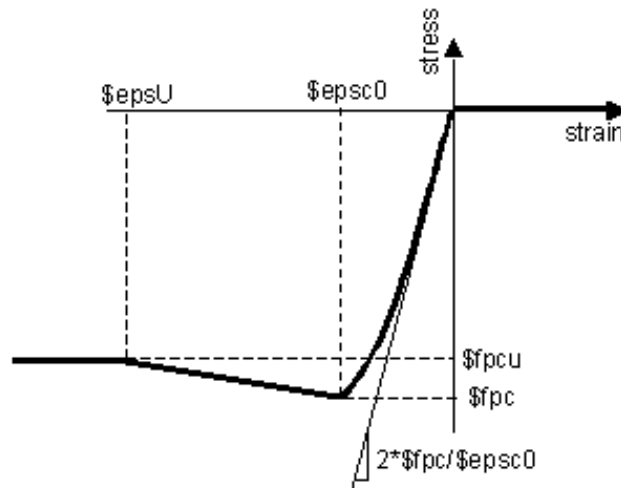
Σύμφωνα με τη Μέθοδο των Μετατοπίσεων γίνεται προσέγγιση του παραμορφωμένου σχήματος του στοιχείου συναρτήσεως των ακραίων βαθμών ελευθερίας του στοιχείου. Στη Μέθοδο των Δυνάμεων εφαρμόζονται συναρτήσεις συναρμογής των εσωτερικών δυνάμεων αντί των εσωτερικών παραμορφώσεων. Εκφράζονται δηλαδή οι δυνάμεις σε κάθε θέση κατά μήκος του στοιχείου συναρτήσεως των δυνάμεων στα άκρα του στοιχείου. Το πλεονέκτημα της Μεθόδου των Δυνάμεων έναντι της κλασικής μεθόδου είναι η απόλυτη ακρίβεια στην τήρηση της ισορροπίας μεταξύ των εσωτερικών εντατικών μεγεθών και των εξωτερικών δράσεων του πεπερασμένου στοιχείου. Η ισορροπία είναι εξ' αρχής δεδομένη λόγω της υπόθεσης της ακριβούς κατανομής των εντατικών μεγεθών. Το γεγονός αυτό μειώνει τον υπολογιστικό χρόνο και τα υπολογιστικά σφάλματα, τα τελευταία δε οφείλονται μόνο στην αριθμητική ολοκλήρωση. Επομένως μία δοκός μπορεί να προσομοιωθεί με ακρίβεια μέσω ενός και μοναδικού στοιχείου δοκού της Μεθόδου των Δυνάμεων έχοντας παράλληλα τον απαραίτητο αριθμό σημείων ολοκλήρωσης (σημεία Gauss). Αντιθέτως στη Μέθοδο των Μετατοπίσεων η ισορροπία δεν είναι δεδομένη σε κάθε θέση του στοιχείου γεγονός που επιβάλλει τη χρήση μεγαλύτερου αριθμού πεπερασμένων στοιχείων. Ακόμα η Μέθοδος των Δυνάμεων ενδείκνυται στην περίπτωση φθίνουσας απόκρισης του πεπερασμένου στοιχείου λόγω φθίνουσας απόκρισης μιας ακραίας διατομή του, εξαιτίας της τήρησης της εσωτερικής ισορροπίας όταν απομειώνονται τα εξωτερικά φορτία. Στη βιβλιογραφία υπάρχουν αρκετές μελέτες για τη σύγκριση των δύο τύπων στοιχείων και την ανάλυση της συμπεριφοράς τους, χαρακτηριστικά αναφέρουμε τις εργασίες των *Zeris et al 1988* και *Neunhofer et al 1997*.

Όπως ήδη αναφέραμε τα πεπερασμένα στοιχεία ινών δε λαμβάνουν υπόψη την επιρροή της τέμνουσας. Οι βλάβες προκαλούνται αποκλειστικά μόνον από τις ορθές τάσεις σύμφωνα με τους εισαγόμενους καταστατικούς νόμους των υλικών. Η αντοχή σε τέμνουσα ελέγχεται εκ των υστέρων βάσει των σχέσεων που παρέχει ο ΕΚΩΣ και προσδιορίζεται σε ποιο βήμα της ανάλυσης η δρώσα τέμνουσα του μέλους υπερβαίνει τη διατμητική του αντοχή.

3.1.3 Καταστατικοί νόμοι υλικών

α) Σκυρόδεμα

Το σκυρόδεμα προσομοιώθηκε με χρήση του καταστατικού νόμου μονοαξονικής καταπόνησης που προτάθηκε από τους Kent-Scott-Park. Όπως φαίνεται και στο **Σχήμα 3.1** το μοντέλο του υλικού διαθέτει μηδενική εφελκυστική αντοχή. Η θλιπτική τάση αυξάνεται παραβολικά μέχρι να λάβει την τιμή της μέγιστης αντοχής σε θλίψη f_{pc} αξονική παραμόρφωση e_{ps0} καθώς αυξάνεται η θλιπτική παραμόρφωση και μέχρι να λάβει την τιμή e_{psU} η τάση μειώνεται γραμμικά. Για μεγαλύτερες παραμορφώσεις η θλιπτική τάση ισούται με την απομένουσα αντοχή του υλικού f_{pcU} .



Σχήμα 3.1 Καταστατικός νόμος υλικού σκυροδέματος.

Σύμφωνα με τους ισχύοντες κανονισμούς θεωρήσαμε τις εξής τιμές των παραμέτρων που περιγράφουν τον καταστατικό νόμο του σκυροδέματος :

$f_{pc} = 25 \text{ MPa}$, ίση με τη μέση τιμή της αντοχής σε θλίψη του σκυροδέματος.

$f_{pcU} = 5 \text{ MPa}$, ίση με το 20% της ανωτέρω θλιπτικής αντοχής.

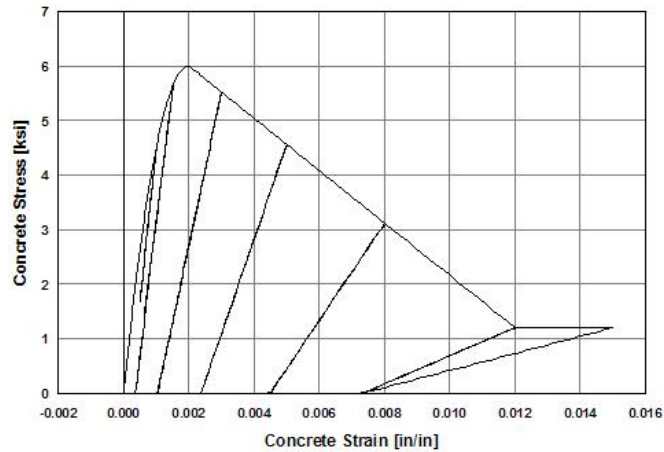
$e_{ps0} = 0.002$, ίση με τη μέγιστη δυνατή παραμόρφωση σε ανεμπόδιστη μονοαξονική θλίψη

κατά τον ΕΚΩΣ.

$e_{psU} = 0.004$, ευρέως χρησιμοποιούμενη τιμή για τη μέγιστη θλιπτική παραμόρφωση του

σκυροδέματος.

Αναφέρουμε ακόμα ότι το συγκεκριμένο μοντέλο του υλικού διαθέτει γραμμικό κλάδο αποφόρτισης-επαναφόρτισης του οποίου η δυσκαμψία μειώνεται όσο αυξάνεται η θλιπτική παραμόρφωση όπως φαίνεται στο **Σχήμα 3.2**.

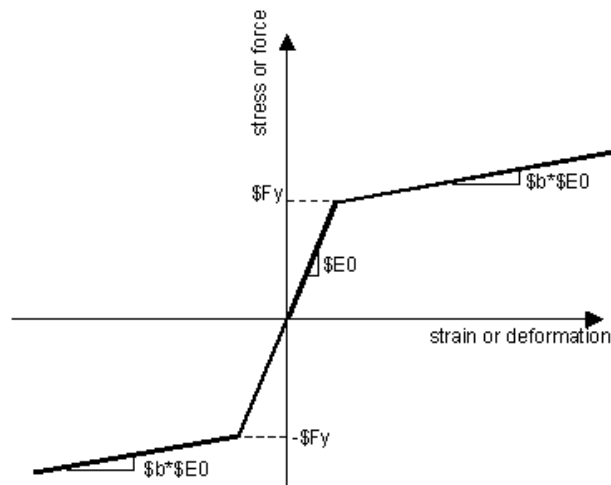


Σχήμα 3.2 Συμπεριφορά μοντέλου σκυροδέματος σε ανακυκλική φόρτιση.

Πιθανή περίσφιγξη του σκυροδέματος στα υποστυλώματα και στον πυρήνα αγνοήθηκε λόγω των αυξημένων αποστάσεων των εγκάρσιων οπλισμών και των φτωχών λεπτομερειών όπλισης.

α) Χάλυβας

Για την προσομοίωση του δομικού χάλυβα χρησιμοποιήθηκε ένας διγραμμικός καταστατικός νόμος με κράτυνση στο μετελαστικό κλάδο όπως φαίνεται στο **Σχήμα 3.3**



Σχήμα 3.3 Καταστατικός νόμος υλικού χάλυβα.

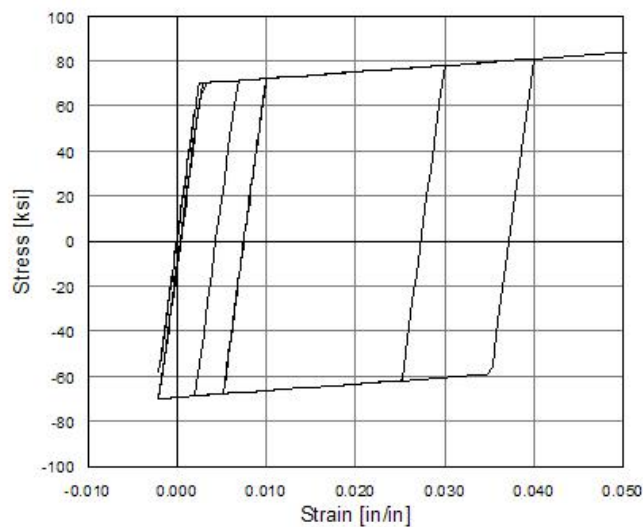
Θεωρήθηκε :

Τάση διαρροής του χάλυβα ίση με : $f_y = 400 \text{ MPa}$.

Μέτρο ελαστικότητας του χάλυβα : $E_0 = 200 \text{ GPa}$.

Κράτυνση : $b = 1,0 \%$.

Η συμπεριφορά του υλικού σε ανακυκλική φόρτιση φαίνεται στο **Σχήμα 3.4**.



Σχήμα 3.4 Συμπεριφορά μοντέλου χάλυβα σε ανακυκλική φόρτιση.

Όπως επιτρέπει ο ΚΑΝ.ΕΠΕ στις ανελαστικές αναλύσεις δε λήφθηκαν υπόψη οι συντελεστές ασφαλείας των υλικών καθώς οι έλεγχοι επάρκειας των μελών όσον αφορά τις πλαστικές μορφές αστοχίας γίνονται σε όρους παραμορφώσεων. Στον υπολογισμό της αντοχής σε τέμνουσας των μελών χρησιμοποιήθηκαν οι συντελεστές ασφαλείας που διατυπώθηκαν και στην παράγραφο 2.4.4, δηλαδή για το σκυρόδεμα $\gamma_c = 1,50$ και για τον χάλυβα $\gamma_s = 1,15$.

3.1.4 Προσομοίωση των δοκών και των υποστυλωμάτων

Για την προσομοίωση κάθε κατακόρυφου μέλους του κτιρίου (υποστυλώματα και μέλη του πυρήνα) χρησιμοποιήθηκε ένα στοιχείο δοκού-υποστυλώματος (*Force Based*) ανά όροφο στο οποίο ορίστηκαν πέντε σημεία αριθμητικής ολοκλήρωσης (*intergration points* κατά Gauss-Lobatto).

Για την προσομοίωση κάθε δοκού χρησιμοποιήθηκαν περισσότερα από ένα πεπερασμένα στοιχεία δοκού. Συγκεκριμένα για τις δοκούς μήκους 6 μέτρων χρησιμοποιήθηκαν 6 ισομήκη πεπερασμένα στοιχεία, ενώ για τις 2 δοκούς μικρότερου μήκους που καταλήγουν στον πυρήνα (ανά όροφο) χρησιμοποιήθηκαν 4 στοιχεία δοκού. Στο κάθε στοιχείο δοκού ορίστηκαν 3 σημεία ολοκλήρωσης. Η διαίρεση των δοκών σε περισσότερα πεπερασμένα στοιχεία δεν έγινε για την βελτίωση της ακρίβειας των αποτελεσμάτων καθώς όπως ήδη αναφέραμε η ικανοποίηση της ισορροπίας μεταξύ των εσωτερικών εντατικών μεγεθών και των εξωτερικών δυνάμεων εξασφαλίζεται με χρήση ενός στοιχείου (*Force Based*). Οι λόγοι που μας οδήγησαν στη χρήση περισσότερων του ενός πεπερασμένου στοιχείου για την προσομοίωση των δοκών του κτιρίου είναι οι ακόλουθοι :

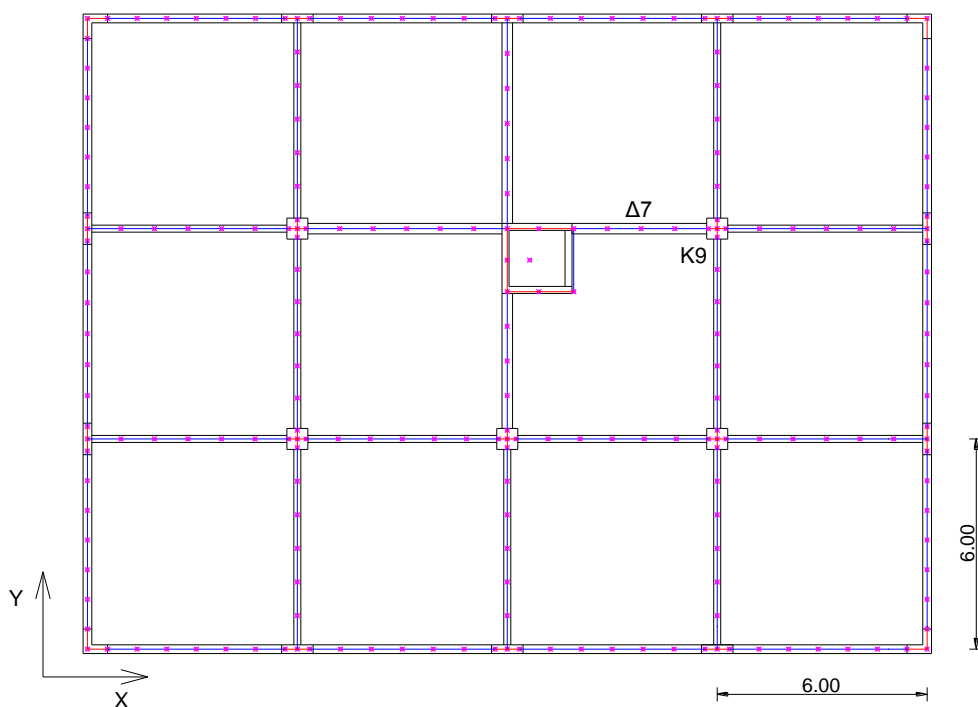
- Σε κάθε πεπερασμένο στοιχείο μπορεί να οριστεί μία μόνον διατομή. Για να ληφθούν υπόψη οι διαμήκεις σπλισμοί στα άκρα των δοκών ο οποίος είναι εν γένει διαφορετικοί από τους σπλισμούς του ανοίγματος απαιτείται χρήση τριών διαφορετικών διατομών για κάθε δοκό. Επομένως η κάθε δοκός πρέπει να διαιρεθεί σε τουλάχιστον τρία επιμέρους στοιχεία.
- Έχουν αναφερθεί προβλήματα με τα στοιχεία δοκού του OpenSees όταν καταπονούνται με κατανεμημένο στο μήκος τους φορτίο. Τα στοιχεία δεν προσεγγίζουν ικανοποιητικά τις βλάβες που υφίστανται εντός του μήκους τους. Για αυτόν το λόγο ορίστηκαν πέντε εσωτερικοί κόμβοι σε κάθε δοκό και 6 διαφορετικά στοιχεία κατά μήκος της κάθε δοκού (με εξαίρεση τις δύο μικρότερες δοκούς). Το κατανεμημένο φορτίο από τα μόνιμα και τα κινητά

ανάχθηκε σε ισοδύναμα συγκεντρωμένα φορτία σε κάθε έναν από τους συνολικά 7 κόμβους κάθε δοκού.

Στα 2 ακραία στοιχεία της αρχής και του πέρατος των δοκών ορίστηκε η διατομή του κάθε άκρου της δοκού ενώ στα δύο κεντρικά στοιχεία ορίστηκε η διατομή του μέσου του ανοίγματος της δοκού.

Στις διατομές των υποστυλωμάτων ορίστηκαν ίνες (*fibers*) ανά 1cm και κατά τις δύο διευθύνσεις. Στις δοκούς οι ίνες για κάμψη στο κατακόρυφα επίπεδο έχουν τοποθετηθεί ανά 1 cm ενώ είναι αραιότερες για κάμψη στην δευτερεύουσα διεύθυνση. Σε όλες τις διατομές οι ράβδοι των διαμήκων οπλισμών έχουν τοποθετηθεί στην κατάλληλη θέση εντός της διατομής και το κέντρο τους απέχει από την εξωτερική επιφάνεια της διατομής 3.5 cm.

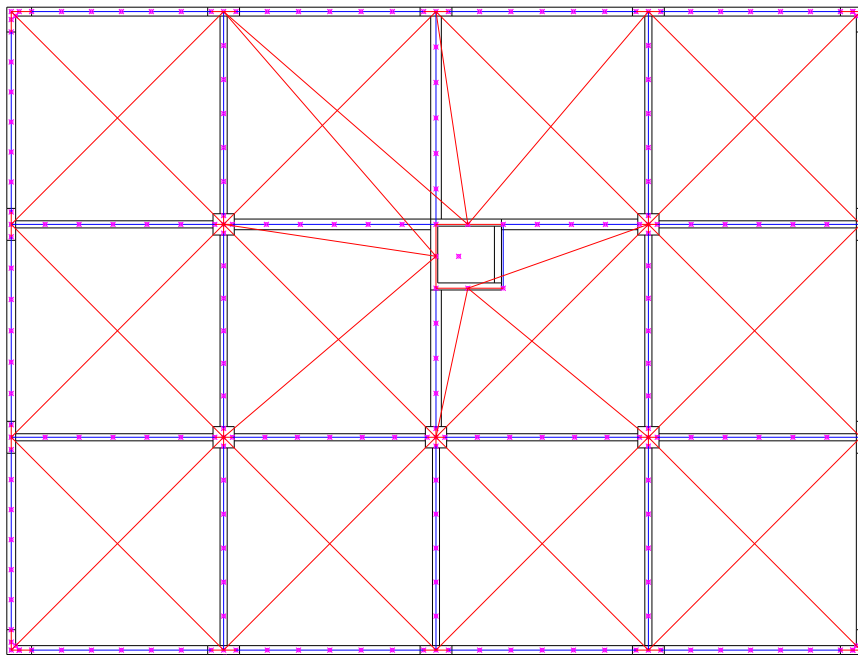
Τέλος στους εσωτερικούς κόμβους των δοκών και στους κεντρικούς κόμβους των υποστυλωμάτων τοποθετήθηκαν συγκεντρωμένες μάζες. Η τιμή τους προέκυψε από τα συγκεντρωμένα φορτία που δρουν στους κόμβους για το συνδυασμό φόρτισης $G + 0,3Q$.



Σχήμα 3.5 Κόμβοι και στοιχεία προσομοιώματος στο OpenSees.

3.1.5 Προσομοίωση διαφραγματικής λειτουργίας

Οι πλάκες κάθε ορόφου θεωρήθηκαν ότι αποτελούν άκαμπτο διάφραγμα λόγω του ικανοποιητικού πάχους που διαθέτουν (16 εκατοστά). Η διαφραγματική λειτουργία προσομοιώθηκε με χρήση άκαμπτων στοιχείων δικτυώματος που συνδέουν τις κεφαλές των υποστυλωμάτων και του πυρήνα σε κάθε στάθμη. Ύστερα από διερεύνηση της επιρροής της τιμής της δυσκαμψίας των χιαστί συνδέσμων στη συμπεριφορά του φορέα επιλέχτηκε ως μέτρο ελαστικότητας των συνδέσμων τα 200000 GPa, δηλαδή 1000 φορές το μέτρο ελαστικότητας του χάλυβα και ως διατομή το 1 τ.μ. Η διάταξη των συνδέσμων δυσκαμψίας στην κάτοψη φαίνεται στο **Σχήμα 3.6**.



Σχήμα 3.6 Χρήση άκαμπτων μελών δικτυώματος για την προσομοίωση της διαφραγματικής λειτουργίας.

Ο πυρήνας εξασφαλίστηκε με επιπλέον οριζοντίους συνδέσμους καθώς είναι το πιο δύσκαμπτο κατακόρυφο μέλος. Ακόμα στις ανελαστικές στατικές αναλύσεις το οριζόντιο φορτίο κάθε στάθμης ασκήθηκε συγκεντρωμένο στον πυρήνα. Για την “ομοιόμορφη” κατανομή της τέμνουσας σε όλα τα υποστυλώματα αποδείχτηκε αναγκαία η εξασφάλιση του πυρήνα από περισσότερα σημεία.

3.1.6 Πρόβλημα στην προσομοίωση των δοκών

Η διαφραγματική λειτουργία επιβάλλει στα στοιχεία των δοκών τη συνθήκη μηδενικής αξονικής παραμόρφωσης καθώς διατηρεί σταθερή την απόσταση μεταξύ των υποστυλωμάτων. Θεωρητικά αφού η αξονική παραμόρφωση των δοκών είναι μηδενική, το αξονικό τους φορτίο πρέπει να είναι μηδενικό. Παρόλα αυτά τα στοιχεία κατανεμημένης βλάβης του OpenSees συμπεριφέρονται διαφορετικά. Ο κώδικας πεπερασμένων στοιχείων του προγράμματος υπολογίζει την αξονική δύναμη που δρα σε μία διατομή βάσει της αξονικής παραμόρφωσης στο ύψος του κεντροβαρικού άξονα (άξονας αναφοράς) η θέση του οποίου ορίζεται αρχικά κατά τη μόρφωση της διατομής. Ακόμα και αν η θέση του πραγματικού κεντροβαρικού άξονα της διατομής μεταβληθεί, ο αλγόριθμος θα συνεχίσει να υπολογίζει την αξονική δύναμη με την αξονικής παραμόρφωσης στη θέση του αρχικού κεντροβαρικού άξονα. Γίνεται εύκολα κατανοητό ότι το γεγονός αυτό δεν επηρεάζει την αξονική ένταση δοκών με ελαστική διατομή ή με συμμετρική χαλύβδινη διατομή στις οποίες η θέση του κεντροβαρικού άξονα παραμένει αμετάβλητη και είναι ανεξάρτητη του μεγέθους των δρώντων καμπτικών ροπών. Όμως σε διατομές σκυροδέματος η θέση του κεντροβαρικού άξονα εξαρτάται από τη δρώσα ροπή. Επομένως ο αλγόριθμός του OpenSees υπολογίζει αξονική δύναμη ακόμα και σε μία διατομή οπλισμένου σκυροδέματος που καταπονείται μόνο από ροπή. Το πρόβλημα της αγνόησης της μεταβολής του κεντροβαρικού άξονα για τον υπολογισμό των αξονικών δυνάμεων επιδεινώνεται από την ύπαρξη διαφραγματικής λειτουργίας. Η επιβαλλόμενη συνθήκη μηδενικής αξονικής παραμόρφωσης συνεπάγεται ανάπτυξη σημαντικών αξονικών φορτίων τα οποία θεωρητικά δεν έπρεπε να υπάρχουν.

Το πρόβλημα αυτό αντιμετωπίστηκε έμμεσα. Για την εξασφάλιση μηδενικών αξονικών φορτίων ελευθερώσαμε τον αξονικό βαθμό ελευθερίας στο ένα άκρο κάθε δοκού. Επιβάλλαμε δηλαδή μηδενική αξονική δύναμη μέσω αλλαγής των συνοριακών συνθηκών των μελών.

Στάδια αναλύσεων

Οι ανελαστικές αναλύσεις πραγματοποιήθηκαν σε δύο στάδια. Στο πρώτο στάδιο ασκήθηκαν στο φορέα τα κατακόρυφα φορτία του συνδυασμού $G + 0,3Q$ και στο δεύτερο στάδιο επιβλήθηκαν είτε τα οριζόντια φορτία στην περίπτωση των ανελαστικών στατικών προσαυξητικών αναλύσεων είτε η σεισμική διέγερση στη βάση του κτιρίου υπό τη μορφή χρονοϊστορίας επιτάχυνσης.

3.2 ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΤΗΣ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ

3.2.1 Προσομοίωση των πεδίων των υποστυλωμάτων

Τα πέδιλα των υποστυλωμάτων προσομοιώθηκαν με συγκεντρωμένα ελαστικά ελατήρια. Καθώς όλες οι αναλύσεις διενεργήθηκαν κατά τη διεύθυνση Χ του κτιρίου, στη βάση των υποστυλωμάτων τοποθετήθηκε ένα στροφικό περί τον άξονα Υ και ένα μετατοπισιακό κατά τον άξονα Χ. Το κτίριο είναι περίπου συμμετρικό επομένως οι μετατοπίσεις και οι στροφές κατά την άλλη διεύθυνση θα ήταν ούτως ή άλλως περιορισμένες. Στα ελατήρια θεωρήθηκε τέμνον μέτρο διατμήσεως του εδάφους. Ο υπολογισμός των δυσκαμψιών περιγράφεται αναλυτικά στην παράγραφο 2.4.2. Τέλος σε όλα τα υποστυλώματα και στον πυρήνα έχουν τοποθετηθεί άκαμπτα κατακόρυφα μέλη (στερεοί κόμβοι) που συνδέουν τη στήριξη στη βάση του πεδίου με την κατώτατη διατομή του υποστυλώματος.

3.2.2 Προσομοίωση των πεδίων του πυρήνα

Όπως έχει ήδη αναφερθεί και στο Κεφάλαιο 2 για τον πυρήνα χρησιμοποιήθηκαν δύο εναλλακτικά μεγέθη πεδίων :

- 1) Το συμβατικό πέδιλο διαστάσεων κατόψεως 5,40 x 4,60 τ.μ. με συντελεστή ασφαλείας έναντι των κατακορύφων φορτίων του συνδυασμού $G+0,3Q$: $FS_V = 6$.
- 2) Το μικρότερο πέδιλο διαστάσεων κατόψεως 3,00 x 3,00 τ.μ. με τον αντίστοιχο συντελεστή ασφαλείας ίσο με : $FS_V = 2,5$.

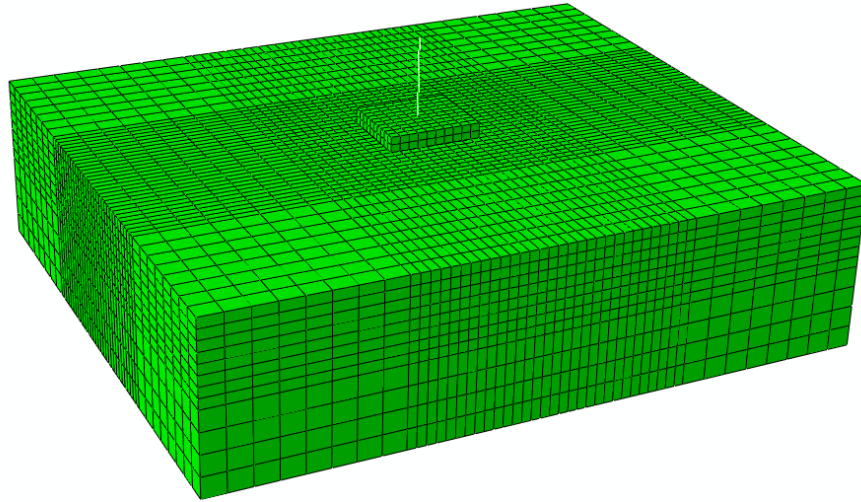
Για να εκτιμήσουμε τη συμπεριφορά των δύο πεδίων σε όρους ροπής-στροφής πραγματοποιήσαμε ανελαστικές στατικές αναλύσεις αυξανόμενης φόρτισης (αναλύσεις *Pushover*).

Οι αναλύσεις πραγματοποιήθηκαν στο πρόγραμμα πεπερασμένων στοιχείων Abaqus. Το προσομοίωμα που αναπτύχθηκε είναι τρισδιάστο. Ο εδαφικός ημίχωρος είναι ανελαστικός και έχει ικανοποιητικές διαστάσεις. Το πέδιλο θεωρήθηκε άκαμπτο και τοποθετήθηκε στο κέντρο της επιφάνειας του εδαφικού ημίχωρου. Τα όρια του ημίχωρου απέχουν από το πέδιλο πάνω από δύο

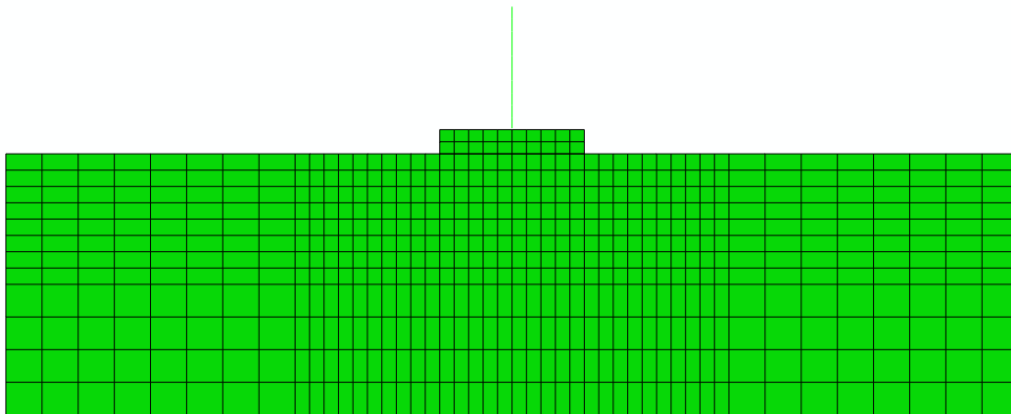
πλάτη, επομένως οι επιρροή τους στα αποτελέσματα είναι περιορισμένη. Στη ζώνη εντός ενός πλάτους γύρω από το πέδιλο ο κάρναβος των στοιχείων είναι πυκνότερος λόγω των αυξημένων τάσεων που αναπτύσσονται σε αυτή την περιοχή. Τα εδαφικά πεπερασμένα στοιχεία που χρησιμοποιήθηκαν είναι τρισδιάστατα και διαθέτουν καταστατικό νόμο που περιγράφει τη μη γραμμική συμπεριφορά του εδάφους. Το έδαφος είναι στιφρή άργιλος με αστράγγιστη διατμητική αντοχή $S_u = 150 \text{ kPa}$. Η κατανομή του S_u με το βάθος θεωρήθηκε ομοιόμορφη. Το αρχικό μέτρο ελαστικότητας του εδάφους (E_o) θεωρήθηκε ίσο με $1000 \cdot S_u$, δηλαδή 150 MPa . Το μέτρο διάτμησης του εδάφους υπολογίζεται για λόγο *Poisson* $\nu = 0,3$ και μειώνεται καθώς αυξάνονται οι διατμητικές παραμορφώσεις. Η διεπιφάνεια πεδίου-εδάφους έχει συντελεστή τριβής ίσο με $0,70$. Το έδαφος του προσομοιώματος δεν παραλαμβάνει εφελκυστικές τάσεις και το πέδιλο έχει τη δυνατότητα να αποκολληθεί από την επιφάνεια του εδάφους. Τέλος αναφέρουμε ότι στο προσομοίωμα αγνοήθηκε ο εγκιβωτισμός του πεδίου.

Η ανάλυση *Pushover* πραγματοποιήθηκε με την επιβολή οριζοντίου φορτίου (F) κατά τη διεύθυνση X σε ύψος (h) $5,5$ μέτρων από την επιφάνεια του εδάφους. Το ύψος επιβολής του οριζοντίου φορτίου λήφθηκε ίσο με το διατμητικό μήκος του πυρήνα, δηλαδή το λόγο της ροπής προς την τέμνουσα στη βάση του πυρήνα ($\alpha=M/V$) όπως προέκυψε από την ελαστική ανάλυση του πακτωμένου φορέα. Το φορτίο ασκείται στην κορυφή άκαμπτου στύλου ο οποίος καταλήγει στο κέντρο του πεδίου. Ακόμα στο κέντρο του πεδίου ασκείται το κατακόρυφο φορτίο της ανωδομής ίσο με 3200 kN αγνοώντας τα φαινόμενα 2ας τάξης.

Η γεωμετρία του προσομοιώματος των πεπερασμένων στοιχείων φαίνεται στις **Εικόνες 3.1** και **3.2**.



Εικόνα 3.1 Τρισδιάστατη άποψη του προσομοιώματος εδάφους-πεδύλου στο Abaqus.



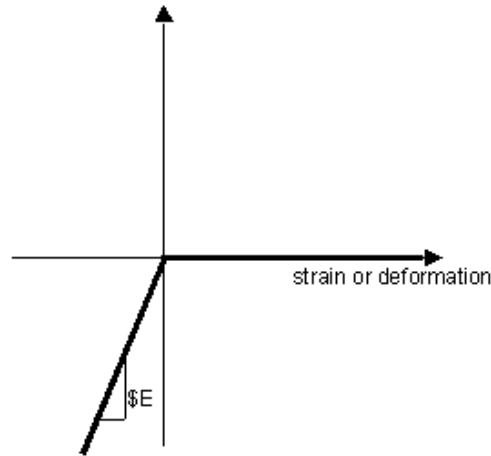
Εικόνα 3.2 Τομή εδάφους-πεδύλου κατά τη διεύθυνση επιβολής του οριζοντίου φορτίου.

Η ανάλυση αποτελείται από τρία στάδια. Στο πρώτο στάδιο επιβάλλονται στο έδαφος οι γεωστατικές τάσεις, στο δεύτερο στάδιο επιβάλλεται το κατακόρυφο φορτίο και στο τρίτο στάδιο επιβάλλεται το σταδιακώς αυξανόμενο οριζόντιο φορτίο.

Από τις ανελαστικές αναλύσεις εξάγουμε την καμπύλη ροπής-στροφής ($M-\theta$) στη βάση του πεδύλου. Η ροπή υπολογίζεται από τη σχέση :

$$M = F \cdot h \cdot \cos \theta$$

Εκτός από τις ανελαστικές αναλύσεις στο Abaqus πραγματοποιήθηκαν και αντίστοιχες αναλύσεις *Pushover* με τη θεώρηση ότι το κάθε πέδιλο εδράζεται στο ελατηριωτό προσομοίωμα *Winkler*. Τα ελατήρια του προσομοιώματος *Winkler* θεωρήθηκε ότι συμπεριφέρονται ελαστικά μόνο σε θλίψη. Η εφελκυστική τους αντοχή θεωρήθηκε μηδενική έτσι ώστε να επιτρέπουν την αποκόλληση του πεδίου.



Σχήμα 3.7 Καμπύλη δύναμης-μετατόπισης των ελατηρίων του προσομοιώματος *Winkler*.

Η δυσκαμψία του κάθε ελατηρίου (k) υπολογίστηκε από τη στρωτική δυσκαμψία του πεδίου σύμφωνα με τη σχέση :

$$k = \frac{K_{\theta,ry}}{I_{ry}} \cdot A_k$$

Οπού :

$K_{\theta,ry}$, η στρωτική δυσκαμψία του πεδίου περί τον άξονα Y όπως υπολογίστηκε από τις **Σχέσεις**

2.1 ,

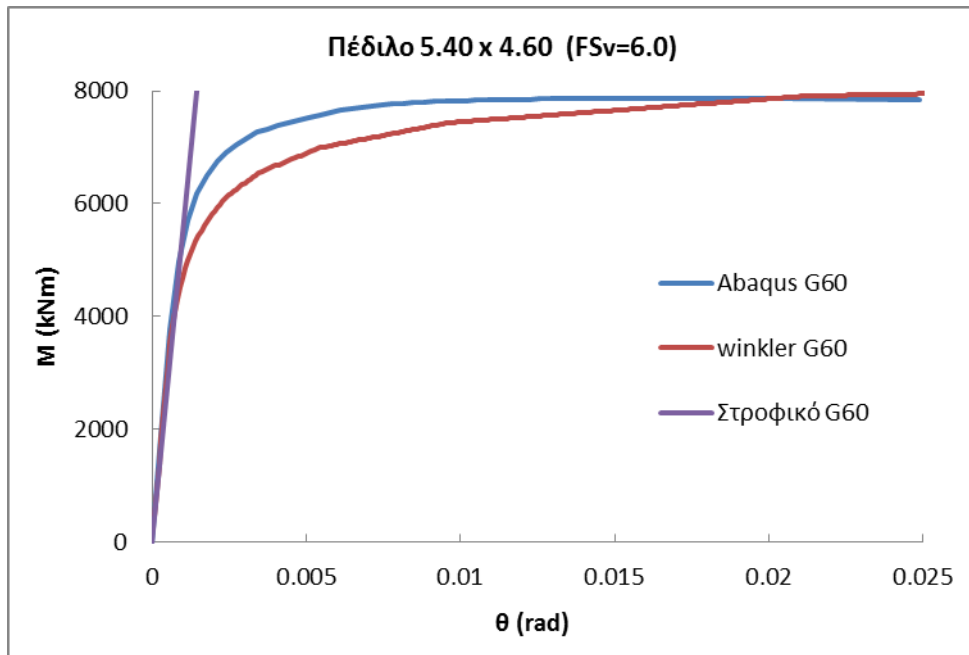
I_{ry} , η αντίστοιχη ροπή αδράνειας του πεδίου ίση με $(L_x \cdot L_y^3)/12$,

A_k , η επιφάνεια που αντιστοιχεί στο κάθε ελατήριο.

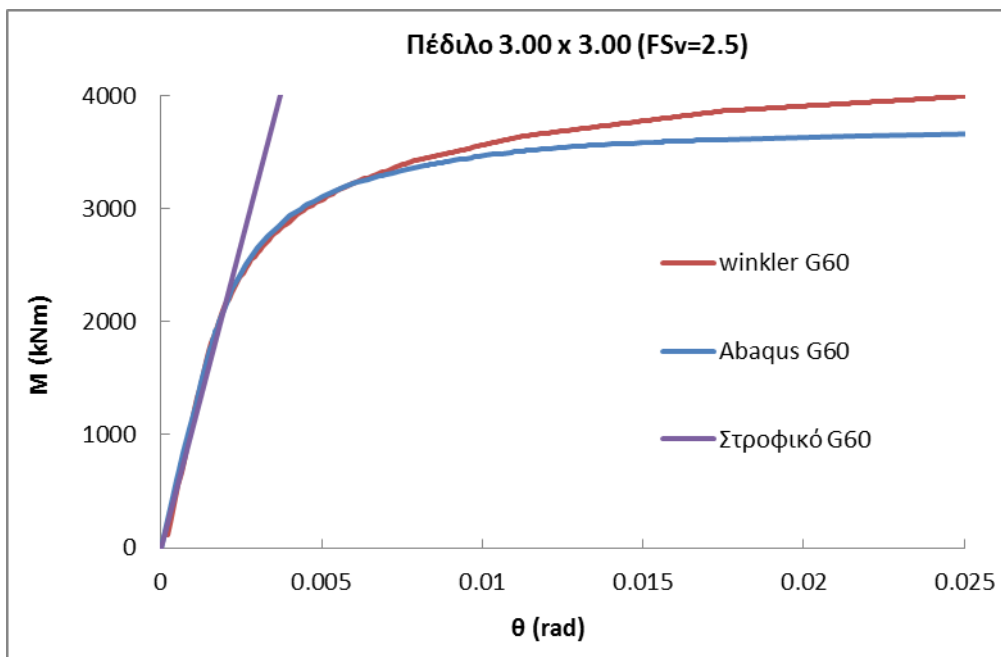
Στον υπολογισμό των δυσκαμψιών χρησιμοποιήθηκε το αρχικό μέτρο διάτμησης του εδάφους:

$$G_o = \frac{E_o}{2(\nu+1)} = 60 \text{ MPa}$$

Ακολουθούν οι καμπύλες ροπής-στροφής στη βάση του πεδίου που προέκυψαν από τις ανωτέρω αναλύσεις. Σημειώνεται ότι λόγω της συμμετρίας του προβλήματος οι καμπύλες είναι συμμετρικές ως προς την αρχή των αξόνων. Παρακάτω παρουσιάζονται μόνο για τις θετικές στροφές. Ακόμα σημειώνεται ότι στα διαγράμματα φαίνεται η τάξη μεγέθους των στροφών των πεδίων που θα μας απασχολήσει στη συνέχεια.



Σχήμα 3.7 Διάγραμμα ροπής-στροφής πεδίου 5,40 x 4,60.



Σχήμα 3.8 Διάγραμμα ροπής-στροφής πεδίου 3,00 x 3,00.

Στα διαγράμματα φαίνεται και η καμπύλη των ελαστικών στροφικών ελατηρίων που χρησιμοποιήθηκε στις ελαστικές αναλύσεις του Κεφαλαίου 2.

Η καμπύλη των πεπερασμένων στοιχείων του Abaqus, του προσομοιώματος Winkler και του στροφικού ελαστικού ελατηρίου συμπίπτουν για μικρές στροφές του πεδίου για όσο δηλαδή το σύστημα πεδίου- εδάφους συμπεριφέρεται ελαστικά.

Και στα δύο πέδιλα η καμπύλη του προσομοιώματος Winkler προσεγγίζει εξαιρετικά την καμπύλη των πεπερασμένων στοιχείων για τις στροφές που αναγράφονται στα διαγράμματα. Πρέπει να αναφέρουμε ότι η μέγιστη ροπή που μπορεί να παραλάβει το σύστημα του πεδίου με τα ελατήρια Winkler είναι εξαρχής γνωστή. Η τιμή της μέγιστης ροπής προκύπτει τη στιγμή που το πέδιλο έχει ανασηκωθεί πλήρως και στηρίζεται μόνο από τα ελατήρια της μίας του ακμής.

Θεωρώντας “μικρές” στροφές η μέγιστη ροπή υπολογίζεται από στατική ισορροπία και είναι ίση με :

$$M_u = P \cdot \frac{B}{2}$$

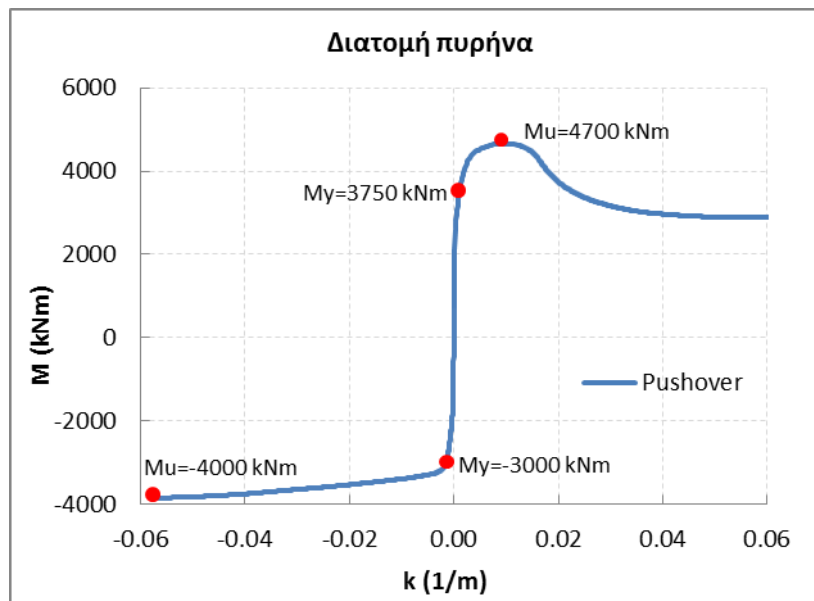
όπου P είναι το κατακόρυφο φορτίο και B η διάσταση του πεδίου κατά τη φορά φόρτισης. Επομένως για το συμβατικό πέδιλο τα ελατήρια Winkler δίνουν μέγιστη ροπή

$$M_u = 3200 \cdot \frac{5,40}{2} = 8640 \text{ kNm},$$

ενώ για το μικρότερο πέδιλο $M_u = 3200 \cdot \frac{3,00}{2} = 4800 \text{ kNm}.$

Ακόμα καθώς αγνοήθηκαν τα φαινόμενα δευτέρας τάξης και καθώς έχουμε θεωρήσει ότι τα ελατήρια Winkler είναι συνέχεια ελαστικά, η μέγιστη τιμή της στροφής παραμένει σταθερή. Αντιθέτως το διάγραμμα ροπής-στροφής που προέκυψε από την ανάλυση πεπερασμένων στοιχείων φθίνει για μεγαλύτερες στροφές.

Στη συνέχεια φαίνεται το διάγραμμα ροπής-καμπυλότητας της διατομής του πυρήνα στη βάση. Το διάγραμμα έχει προκύψει από την ανάλυση *Pushover* του πακτωμένου κτιρίου με χρήση των μέσων τιμών αντοχής των υλικών.



Σχήμα 3.9 Διάγραμμα ροπής-καμπυλότητας στη βάση του πυρήνα.

Παρατηρούμε ότι ο πυρήνας αναπτύσσει τη μέγιστη ροπή όταν εφελκύεται το κάθετο σκέλος του Κ8 (θετική ροπή) αλλά παρουσιάζει εξαιρετική πλαστιμότητα όταν κάμπτεται με την αντίθετη φορά. Αυτό οφείλεται στο γεγονός ότι όταν θλίβεται το σκέλος Κ8 ο πυρήνας συμπεριφέρεται σαν μία πλακοδόκος. Η κρίσιμότερη φορά κάμψης είναι η θετική λόγω της απότομης απώλειας της αντοχής.

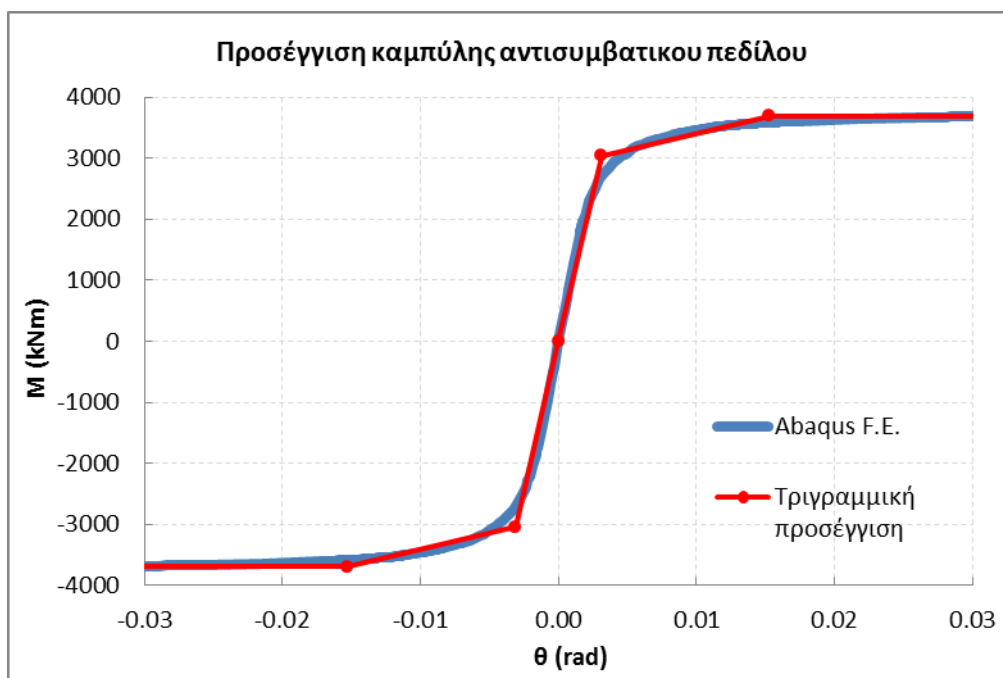
Πρέπει να αναφέρουμε ότι η τελική ροπή στη βάση του πεδύλου είναι λίγο μεγαλύτερη από τη ροπή της κατώτατης διατομής του πυρήνα λόγω και της συνεισφοράς της τέμνουσας. Για παράδειγμα τα 4700 kNm καταλήγουν στη βάση του πεδύλου ως 5000 kNm.

Παρατηρούμε ότι στην περίπτωση του συμβατικού πεδύλου (**Σχήμα 3.7**) όταν ο πυρήνας αστοχήσει λόγω κάμψης το σύστημα πεδύλου-εδάφους θα συμπεριφέρεται ακόμα ελαστικά. Αυτή είναι και η επικρατούσα φιλοσοφία σχεδιασμού. Το πέδιλο σχεδιάζεται ικανοτικά, δηλαδή για ροπή μεγαλύτερης της ροπής αντοχής του υποστυλώματος. Επομένως η προσομοίωση της συμπεριφοράς του συμβατικού πεδύλου σε στροφή έγινε με το απλό στροφικό ελαστικό ελατήριο και με χρήση της τιμής του αρχικού μέτρου διατμήσεως ($G_o = 60$ MPa).

Η φέρουσα ικανότητα σε ροπή του μικρότερου πεδύλου υπό τη σύγχρονη δράση του βάρους της ανωδομής είναι περίπου 3670 kNm. Από το **Σχήμα 3.8** παρατηρούμε ότι με αυτό το πέδιλο στον πυρήνα μπορεί να αναπτυχθεί περίπου η “θετική” ροπή διαρροής του. Όμως για κάμψη με

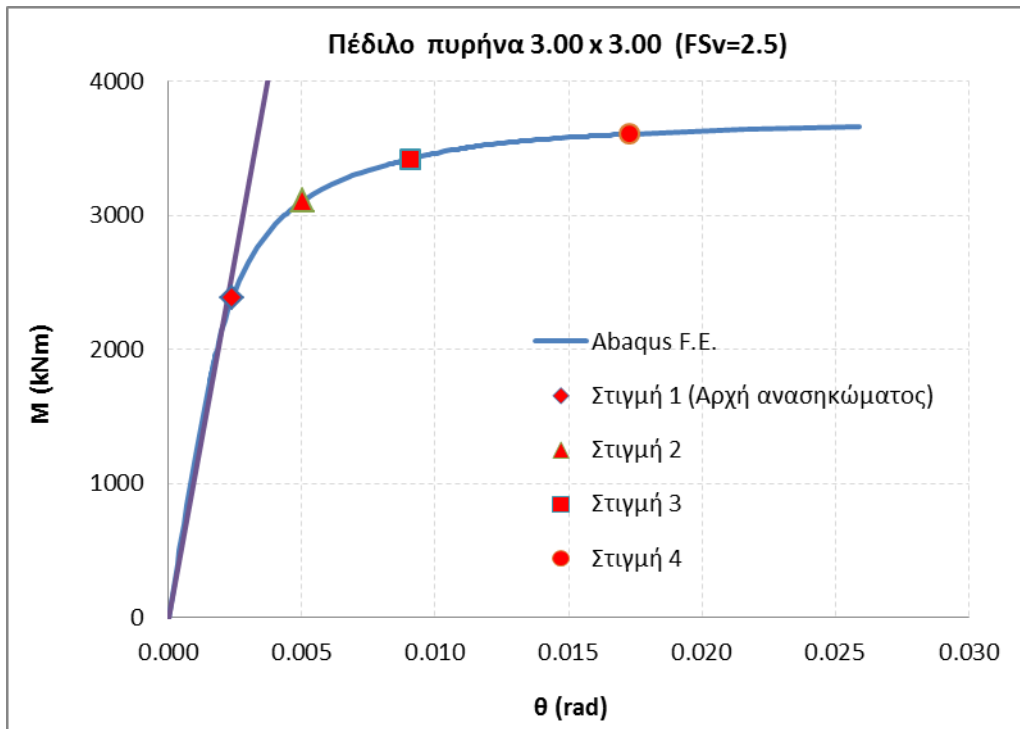
αρνητική φορά ο πυρήνας είναι σε θέση να διαρρεύσει χωρίς όμως να αναπτύξει τη μέγιστη “αρνητική” ροπή αντοχής του. Το γεγονός αυτό δεν είναι απολύτως αρνητικό καθώς ο πυρήνας μπορεί να καμφθεί υπό αρνητικές ροπές με μεγαλύτερη ασφάλεια και αξιοπιστία. Επομένως το αντισυμβατικό πέδιλο αναμένετε να μονώσει τον πυρήνα μέσω λικνισμού υπό τη δράση θετικών καμπτικών ροπών και παράλληλα να επιτρέψει μία ελεγχόμενη πλαστικοποίηση στη βάση του πυρήνα υπό τη δράση αρνητικών ροπών. Περαιτέρω μείωση των διαστάσεων του πεδίου πυρήνα δεν είναι δυνατή λόγω του ήδη εξαιρετικά μειωμένου συντελεστή ασφαλείας έναντι των κατακόρυφων και λόγω των διαστάσεων της διατομής του πυρήνα.

Το αντισυμβατικό πέδιλο λόγω της έντονης ανελαστικής συμπεριφοράς που αναμένετε να έχει δεν είναι σωστό να προσομοιωθεί σαν ελαστικό στροφικό ελατήριο. Για το λόγο αυτό χρησιμοποιήσαμε ένα ανελαστικό στροφικό ελατήριο με τριγωνικό νόμο ροπής-στροφής ώστε να προσεγγίσουμε την πραγματική καμπύλη.

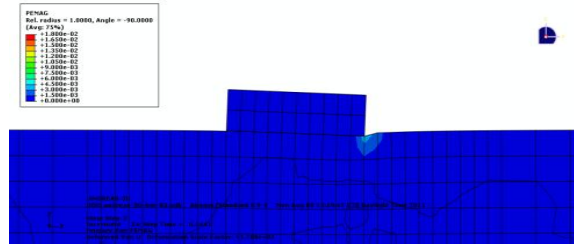


Σχήμα 3.10 Προσέγγιση της καμπύλης ροπής-στροφής του πεδίου με τριγωνική καμπύλη.

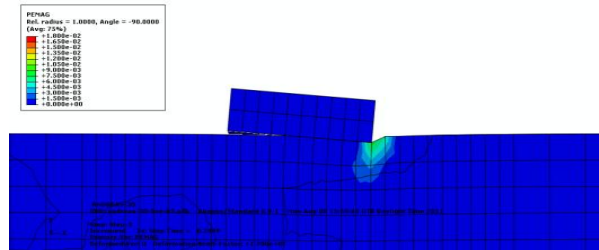
Για να γίνει καλύτερα αντιληπτή η συμπεριφορά του μικρότερου πεδίου κατά τη ανάλυση *Pushover* στο *Abaqus* παραθέτουμε κάποια στιγμιότυπα των πλαστικών παραμορφώσεων του εδάφους.



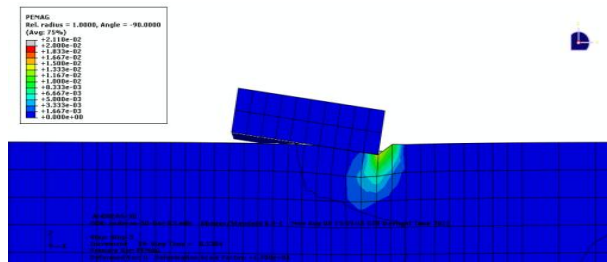
Σχήμα 3.11 Θέσεις στιγμιότυπων της ανάλυσης του πεδίου 3,00 x 3,00.



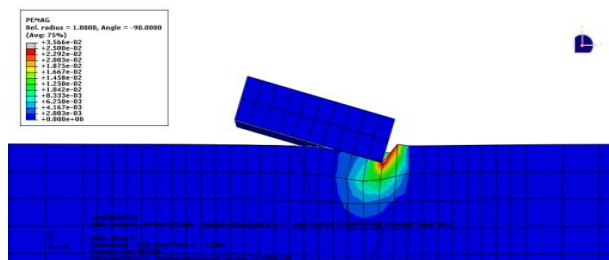
Στιγμή 1 – Αρχή ανασηκώματος



Στιγμή 2



Στιγμή 3



Στιγμή 4

3.3 ΔΕΙΚΤΕΣ ΕΠΙΠΕΔΟΥ ΒΛΑΒΩΝ

3.3.1 Γενικά

Κατά τις ανελαστικές αναλύσεις γίνεται αποτίμηση της καταπόνησης των μελών σε κάμψη και σε διάτμηση. Σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ οι πλαστικοί τρόποι αστοχίας ελέγχονται σε όρους παραμορφώσεων ενώ οι ψαθυροί τρόποι αστοχίας σε όρους δυνάμεων. Κατά τον ΚΑΝ.ΕΠΕ πλαστική θεωρείται η συμπεριφορά ενός στοιχείου όταν η πλαστιμότητα σε όρους καμπυλοτήτων είναι μεγαλύτερη ή ίση του 3. Στους ελέγχους των πλαστικών μορφών αστοχίας χρησιμοποιούνται οι μέσες τιμές των υλικών ενώ όταν η συμπεριφορά θεωρείται ψαθυρή χρησιμοποιούνται οι αντιπροσωπευτικές τιμές λαμβάνοντας υπόψη τους κατάλληλους συντελεστές ασφαλείας. Επομένως προσδιορίζουμε το επίπεδο των καμπτικών βλαβών βάσει ορίων που τίθενται στην καμπτική παραμόρφωση του μέλους. Οι έλεγχοι για τη διατμητική επάρκεια των μελών γίνονται με σύγκριση της δρώσας τέμνουσας με την αντοχή σε τέμνουσα του μέλους. Για τον υπολογισμό της αντοχής σε τέμνουσα λαμβάνεται υπόψη η μέση τιμή της αντοχής του σκυροδέματος και του χάλυβα η οποία διαιρείται με τους αντίστοιχους συντελεστές ασφαλείας, 1,5 για το σκυρόδεμα και 1,15 για τον χάλυβα.

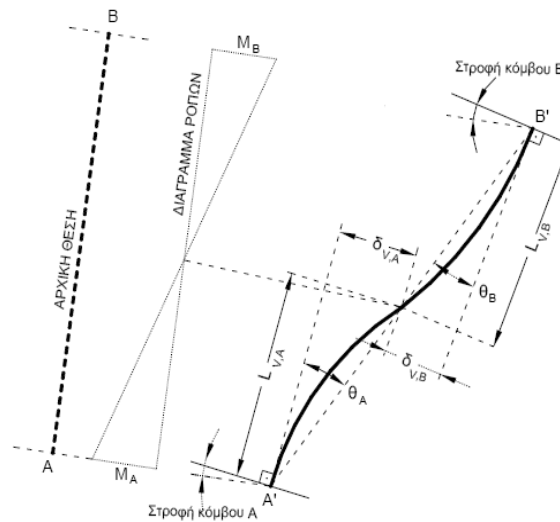
3.3.2 Βλάβες λόγω κάμψης

Το επίπεδο των βλαβών λόγω κάμψης προσδιορίζεται με τη σύγκριση του κατάλληλου παραμορφωσιακού μεγέθους του μέλους με τα αντίστοιχα όρια των στάθμεων επιτελεστικότητας.

α) Υπολογισμός των στάθμεων επιτελεστικότητας των διατομών κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ

Ο ΚΑΝ.ΕΠΕ επιλέγει σαν μέγεθος αποτίμησης της καμπτικής ανελαστικής συμπεριφοράς των μελών τη γωνία στροφής χορδής θ . Η γωνία στροφής χορδής ορίζεται ως η γωνία μεταξύ της εφαπτομένης στον άξονα του στοιχείου στο άκρο του και της χορδής που συνδέει το άκρο αυτό με το άκρο του μήκους διάτμησης, δηλαδή με το σημείο μηδενισμού των ροπών. Είναι δηλαδή η

γωνία στροφής της χορδής που ενώνει τη βάση με την κορυφή ενός θεωρητικού προβόλου μήκους ίσου με το μήκος διάτμησης L_v , δηλαδή $\theta = \frac{\delta_v}{L_v}$, όπου δ_v είναι η μετατόπιση στην κορυφή του θεωρητικού προβόλου. Η γωνία στροφής χορδής δεν εξαρτάται μόνο από τις καμπτικές παραμορφώσεις αλλά και από τις διατμητικές παραμορφώσεις και τις στροφές των ακραίων διατομών λόγω ολίσθησης της αγκύρωσης.



Σχήμα 3.11 Ορισμός της γωνίας στροφής χορδής.

Ο ΚΑΝ.ΕΠΕ ορίζει τις στάθμες επιτελεσματικότητας των πρωτευόντων μελών του φορέα ως εξής :

Πίνακας 3.1 Ορισμός στάθμεων επιτελεσματικότητας κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ.

Στάθμη επιτελεσματικότητας		
Άμεση Χρήση μετά τον σεισμό	Προστασία Ζωής	Αποφυγή Κατάρρευσης
$\frac{\delta_y}{\gamma_{Rd}}$	$0.5 \frac{\delta_y + \delta_u}{\gamma_{Rd}}$	$\frac{\delta_u}{\gamma_{Rd}}$

Στην περίπτωση των πλαστικών μορφών αστοχίας το παραμορφωσιακό μέγεθος δ αντιστοιχεί στη γωνία στροφής χορδής. Ο υπολογισμός των στάθμεων επιτελεσματικότητας γίνεται βάσει των θ_y και θ_u από τις σχέσεις που ακολουθούν.

Οι σχέσεις υπολογισμού της θ_y κατά τον ΚΑΝ.ΕΠΕ (§7.2.2) είναι οι εξής:

Για δοκούς και υποστυλώματα:

$$\theta_y = (1/r)_y \frac{L_s + a_v z}{3} + 0.00135 \left(1 + 1.5 \frac{h}{L_s} \right) + \frac{\varepsilon_y}{d - d_1} \frac{d_b f_y}{6\sqrt{f_c}}$$

Για τοιχώματα:

$$\theta_y = (1/r)_y \frac{L_s + a_v z}{3} + 0.002 \left(1 - 0.135 \frac{L_s}{h} \right) + \frac{\varepsilon_y}{d - d_1} \frac{d_b f_y}{6\sqrt{f_c}}$$

Ο πρώτος όρος της σχέσης εκφράζει τις καμπτικές παραμορφώσεις. Ο όρος $a_v z$ εκφράζει την επιρροή του μήκους μετάθεσης του διαγράμματος των ροπών κάμψης, όπου z ο μοχλοβραχίονας εσωτερικών δυνάμεων και a_v όρος που λαμβάνεται ίσος με 1 αν $V_{Rd1} < V_{Mu} = \frac{M_y}{L_s}$ και 0 στην αντίθετη περίπτωση (L_s είναι το μήκος διάτμησης). Ο δεύτερος όρος εκφράζει τις διατμητικές παραμορφώσεις και ο τρίτος όρος τη γωνία στροφής λόγω εξόλκευσης των ράβδων οπλισμού πέραν της διατομής στήριξης (f_y, f_c σε MPa). Η καμπυλότητα της διατομής ορίζεται ως κλίση του διαγράμματος ανηγμένων ορθών παραμορφώσεων καθ' ύψος της διατομής, δηλαδή $1/r = \frac{\varepsilon_{s1} - \varepsilon_{c2}}{d}$, όπου οι παραμορφώσεις ε τίθενται με το πρόσημό τους θεωρώντας τον εφελκυσμό θετικό. Θέτοντας $\varepsilon_{s1} = \varepsilon_y$ λαμβάνουμε την καμπυλότητα διαρροής.

Η μέση τιμή της γωνίας στροφής χορδής κατά την αστοχία δοκών ή υποστυλωμάτων σχεδιασμένων προ του 1985 μπορεί να εκτιμάται (ΚΑΝΕΠΕ §7.2.4) από τη σχέση:

$$\theta_{um} = \frac{0.016}{1.2} \cdot (0.3^v) \left[\frac{\max(0.01, \omega')}{\max(0.01, \omega)} f_c \right]^{0.225} (\alpha_s)^{0.35} 25 \left(\alpha \rho_s \frac{f_{yw}}{f_c} \right)_{(1.25^{100} \rho_d)}$$

όπου:

$\alpha_s = M/Vh$, ο λόγος διάτμησης.

ω, ω' : μηχανικό ποσοστό εφελκυσμένου και θλιβόμενου οπλισμού (ο ενδιάμεσος διαμήκης οπλισμός μεταξύ εφελκυσμένου και θλιβόμενου πέλματος θεωρείται ως εφελκυσμένος).

$v = N/bh f_c$: (b = πλάτος θλιβόμενης ζώνης).

$\rho_s = A_{sx}/b_w s_h$: γεωμετρικό ποσοστό εγκάρσιου οπλισμού παράλληλα στη διεύθυνση της φόρτισης.

ρ_d : γεωμετρικό ποσοστό τυχόν δισδιαγώνιου οπλισμού.

Όταν πρόκειται για τοίχωμα η θ_{um} πολλαπλασιάζεται με 0,58. Ακόμα για τις στάθμες επιτελεστικότητα «Προστασία Ζωής» και «Αποφυγή Κατάρρευσης» ο συντελεστής γ_{Rd} του **Πίνακας 3.1** λαμβάνεται ίσος με 1,5.

β) Υπολογισμός σταθμών επιτελεστικότητας των διατομών κατά ATC-40

Ο *ATC 40* (τεύχος “Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings”) ορίζει τις στάθμες επιτελεστικότητας ως απόλυτες τιμές πλαστικής γωνίας στροφής ανάλογα με το είδος του στοιχείου. Η πλαστική γωνία στροφής ορίζεται από τη σχέση :

$$\theta_{pl} = \left[(1/r)_u - (1/r)_y \right] l_{pl}$$

ως το γινόμενο της διαφορά της καμπυλότητας κατά την αστοχία της διατομής από την καμπυλότητα διαρροής, επί το μήκος της πλαστικής άρθρωσης στη κρίσιμη περιοχή.

Τα όρια που προτείνει ο *ATC 40* έχουν προσδιοριστεί πειραματικά και διατυπώνονται στους πίνακες που παρατίθενται στη συνέχεια (**Πίνακες 3.2, 3.3, 3.3α.**) Οι τιμές των πλαστικών γωνιών στροφής προκύπτουν συναρτήσει του ποσοστού οπλισμού της διατομής, του αξονικού φορτίου, του μεγέθους της τέμνουσας σχεδιασμού και της τήρησης διατάξεων τοποθέτησης εγκάρσιου οπλισμού.

Οι στάθμες επιτελεστικότητας «Άμεση Χρήση», «Προστασία Ζωής» και «Αποφυγή Κατάρρευσης», αναγράφονται εν συντομία ως *IO*, *LS* και *CP* αντίστοιχα.

Καθώς η διαδικασία που προτείνει ο *ATC 40* είναι απλούστερη από του ΚΑΝ.ΕΠΕ και επειδή το λογισμικό ανάλυσης, *OpenSees*, προσφέρει τη δυνατότητα άμεσου υπολογισμού της πλαστικής στροφής των διατομών επιλέξαμε να προσδιορίσουμε τις στάθμες επιτελεστικότητας από τους πίνακες του *ATC 40*.

Θεωρήθηκε ότι τα μέλη δεν είναι συμβατά (*Non-Conforming*) ως προς τις απαιτήσεις που θέτουν οι σύγχρονοι κανονισμοί για την τοποθέτηση των εγκάρσιων οπλισμών.

Πίνακας 3.2 Ορισμός στάθμεων επιτελεστικότητας σε δοκούς κατά ATC 40.

Chapter 6: Concrete

Table 6-7 Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Reinforced Concrete Beams

Conditions	Modeling Parameters ³					Acceptance Criteria ³					
	Plastic Rotation Angle, radians			Residual Strength Ratio		Plastic Rotation Angle, radians					
						Performance Level					
	a			b		c		Component Type			
								Primary		Secondary	
a			b		c		IO	LS	CP	LS	CP
i. Beams controlled by flexure¹											
$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$	Trans. Reinf. ²	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$									
≤ 0.0	C	≤ 3	0.025	0.05	0.2	0.010	0.02	0.025	0.02	0.05	
≤ 0.0	C	≥ 6	0.02	0.04	0.2	0.005	0.01	0.02	0.02	0.04	
≥ 0.5	C	≤ 3	0.02	0.03	0.2	0.005	0.01	0.02	0.02	0.03	
≥ 0.5	C	≥ 6	0.015	0.02	0.2	0.005	0.005	0.015	0.015	0.02	
≤ 0.0	NC	≤ 3	0.02	0.03	0.2	0.005	0.01	0.02	0.02	0.03	
≤ 0.0	NC	≥ 6	0.01	0.015	0.2	0.0015	0.005	0.01	0.01	0.015	
≥ 0.5	NC	≤ 3	0.01	0.015	0.2	0.005	0.01	0.01	0.01	0.015	
≥ 0.5	NC	≥ 6	0.005	0.01	0.2	0.0015	0.005	0.005	0.005	0.01	
ii. Beams controlled by shear¹											
Stirrup spacing ≤ d/2			0.0030	0.02	0.2	0.0015	0.0020	0.0030	0.01	0.02	
Stirrup spacing > d/2			0.0030	0.01	0.2	0.0015	0.0020	0.0030	0.005	0.01	
iii. Beams controlled by inadequate development or splicing along the span¹											
Stirrup spacing ≤ d/2			0.0030	0.02	0.0	0.0015	0.0020	0.0030	0.01	0.02	
Stirrup spacing > d/2			0.0030	0.01	0.0	0.0015	0.0020	0.0030	0.005	0.01	
iv. Beams controlled by inadequate embedment into beam-column joint¹											
			0.015	0.03	0.2	0.01	0.01	0.015	0.02	0.03	

1. When more than one of the conditions i, ii, iii, and iv occurs for a given component, use the minimum appropriate numerical value from the table.
2. "C" and "NC" are abbreviations for conforming and nonconforming transverse reinforcement. A component is conforming if, within the flexural plastic hinge region, hoops are spaced at ≤ d/3, and if, for components of moderate and high ductility demand, the strength provided by the hoops (V_s) is at least three-fourths of the design shear. Otherwise, the component is considered nonconforming.
3. Linear interpolation between values listed in the table shall be permitted.

Πίνακας 3.3 Ορισμός στάθμεων επιτελεστικότητας σε υποστυλώματα κατά ATC 40.

Chapter 6: Concrete

Table 6-8 Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Reinforced Concrete Columns

Conditions			Modeling Parameters ⁴			Acceptance Criteria ⁴				
			Plastic Rotation Angle, radians		Residual Strength Ratio	Plastic Rotation Angle, radians				
						Performance Level				
			a	b	c	IO	Component Type			
Primary		Secondary								
						LS	CP	LS	CP	
i. Columns controlled by flexure¹										
$\frac{P}{A_g f'_c}$	Trans. Reinf. ²	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$								
≤ 0.1	C	≤ 3	0.02	0.03	0.2	0.005	0.015	0.02	0.02	0.03
≤ 0.1	C	≥ 6	0.016	0.024	0.2	0.005	0.012	0.016	0.016	0.024
≥ 0.4	C	≤ 3	0.015	0.025	0.2	0.003	0.012	0.015	0.018	0.025
≥ 0.4	C	≥ 6	0.012	0.02	0.2	0.003	0.01	0.012	0.013	0.02
≤ 0.1	NC	≤ 3	0.006	0.015	0.2	0.005	0.005	0.006	0.01	0.015
≤ 0.1	NC	≥ 6	0.005	0.012	0.2	0.005	0.004	0.005	0.008	0.012
≥ 0.4	NC	≤ 3	0.003	0.01	0.2	0.002	0.002	0.003	0.006	0.01
≥ 0.4	NC	≥ 6	0.002	0.008	0.2	0.002	0.002	0.002	0.005	0.008
ii. Columns controlled by shear^{1,3}										
All cases ⁵			—	—	—	—	—	—	.0030	.0040
iii. Columns controlled by inadequate development or splicing along the clear height^{1,3}										
Hoop spacing ≤ d/2			0.01	0.02	0.4	0.005	0.005	0.01	0.01	0.02
Hoop spacing > d/2			0.0	0.01	0.2	0.0	0.0	0.0	0.005	0.01
iv. Columns with axial loads exceeding 0.70P_o^{1,3}										
Conforming hoops over the entire length			0.015	0.025	0.02	0.0	0.005	0.01	0.01	0.02
All other cases			0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

1. When more than one of the conditions i, ii, iii, and iv occurs for a given component, use the minimum appropriate numerical value from the table.
2. "C" and "NC" are abbreviations for conforming and nonconforming transverse reinforcement. A component is conforming if, within the flexural plastic hinge region, hoops are spaced at ≤ d/3, and if, for components of moderate and high ductility demand, the strength provided by the hoops (V_s) is at least three-fourths of the design shear. Otherwise, the component is considered nonconforming.
3. To qualify, columns must have transverse reinforcement consisting of hoops. Otherwise, actions shall be treated as force-controlled.
4. Linear interpolation between values listed in the table shall be permitted.
5. For columns controlled by shear, see Section 6.5.2.4.2 for acceptance criteria.

Πίνακας 3.3 α. Ορισμός στάθμεων επιτελεστικότητας σε τοιχώματα κατά ATC 40.

Table 11-7. Numerical Acceptance Criteria for Plastic Hinge Rotations in Reinforced Concrete Walls and Wall Segments Controlled by Flexure, in radians

Component Type			Performance Level ⁴				
			Primary			Secondary	
			IO	LS	SS	LS	SS
1. Walls and wall segments controlled by flexure							
$\frac{(A_s - A_s')f_y + P}{t_w l_w f_c}$ ¹	$\frac{V}{t_w l_w \sqrt{f_c}}$ ²	Boundary Element ³			↓		
≤ 0.1	≤ 3	C	0.005	0.010	0.015	0.015	0.020
≤ 0.1	≥ 6	C	0.004	0.008	0.010	0.010	0.015
≥ 0.25	≤ 3	C	0.003	0.006	0.009	0.009	0.012
≥ 0.25	≥ 6	C	0.001	0.003	0.005	0.005	0.010
≤ 0.1	≤ 3	NC	0.002	0.004	0.008	0.008	0.015
≤ 0.1	≥ 6	NC	0.002	0.004	0.006	0.006	0.010
≥ 0.25	≤ 3	NC	0.001	0.002	0.003	0.003	0.005
≥ 0.25	≥ 6	NC	0.001	0.001	0.002	0.002	0.004

- A_s = the cross-sectional area of longitudinal reinforcement in tension, A_s' = the cross-sectional area of longitudinal reinforcement in compression, f_y = yield stress of longitudinal reinforcement, P = axial force acting on the wall considering design load combinations, t_w = wall web thickness, l_w = wall length, and f_c = concrete compressive strength.
- V = the design shear force acting on the wall, and other variables are as defined above.
- The term "C" indicates the boundary reinforcement effectively satisfies requirements of ACI 318. The term "NC" indicates the boundary requirements do not satisfy requirements of ACI 318.
- Linear interpolation between values listed in the table is permitted.
IO = Immediate Occupancy
LS = Life Safety
SS = Structural Stability
- For lightweight concrete, use 75 percent of tabulated values (see Section 9.5.2.2).

Η καμπύλη ροπής- πλαστικής στροφής ($M - \theta_{pl}$) που προτείνει ο ATC 40 για την προσομοίωση των κρίσιμων διατομών των μελών με πλάσιμη καμπτική συμπεριφορά φαίνεται στο **Σχήμα 3.12**.

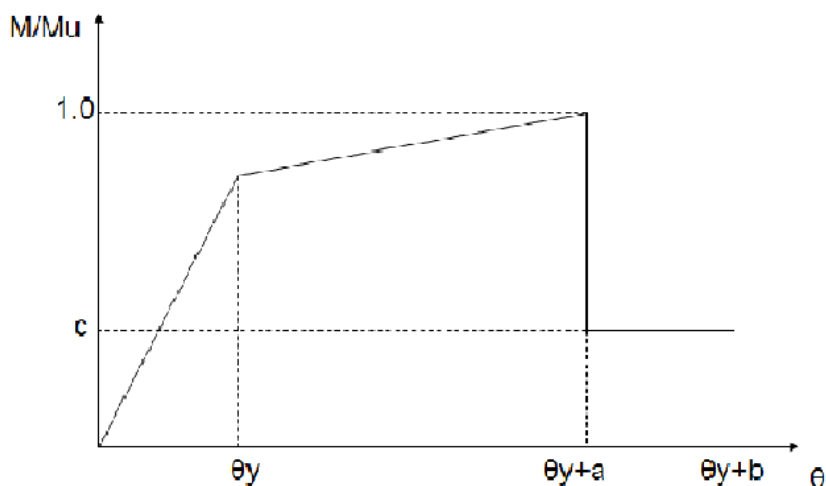
Οι τιμές των a , b αποτελούν πλαστικές στροφές και υπολογίζονται από τους **Πίνακες 3.2, 3.3**. Η τιμή c αντιστοιχεί στην απομένουσα αντοχή της διατομής και λαμβάνεται συνήθως ίση με 0,20. Η κράτυνση στον μετελαστικό κλάδο μπορεί να αγνοηθεί. Η γωνία διαρροής υπολογίζεται ως εξής :

$$\theta_y = \frac{M_y}{E_c I} \cdot l_p$$

Το l_p είναι το μήκος πλαστικής άρθρωσης της κρίσιμης περιοχής και λαμβάνεται συνήθως ίσο με το μισό ύψος της διατομής.

Αντίστοιχη είναι η καμπύλη που προτείνει ο ΚΑΝ.ΕΠΕ σε όρους γωνίας στροφής χορδής.

Αναφέρουμε ότι και οι δύο κανονισμοί επιτρέπουν την ανελαστική ανάλυση με χρήση στοιχείων δοκού συγκεντρωμένης πλαστιμότητας στις κρίσιμες περιοχές. Το προσομοίωμα που αναπτύξαμε είναι λεπτομερέστερο καθώς αποτελείται από στοιχεία κατανεμημένης πλαστιμότητας στα οποία εισάγουμε την ακριβή διατομή των μελών. Επομένως το λογισμικό προσδιορίζει μόνο του την καμπτική συμπεριφορά των διατομών.



Σχήμα 3.12 Καμπύλη ροπής-πλαστικής στροφής για την προσομοίωση των κρίσιμων διατομών στις ανελαστικές αναλύσεις κατά τον *ATC 40*.

Βάσει του **Πίνακα 3.2** υπολογίστηκαν οι στάθμες επιτελεστικότητας των δοκών.

Πίνακας 3.4 Όρια στάθμεων επιτελεστικότητας των δοκών κατά τον *ATC 40*.

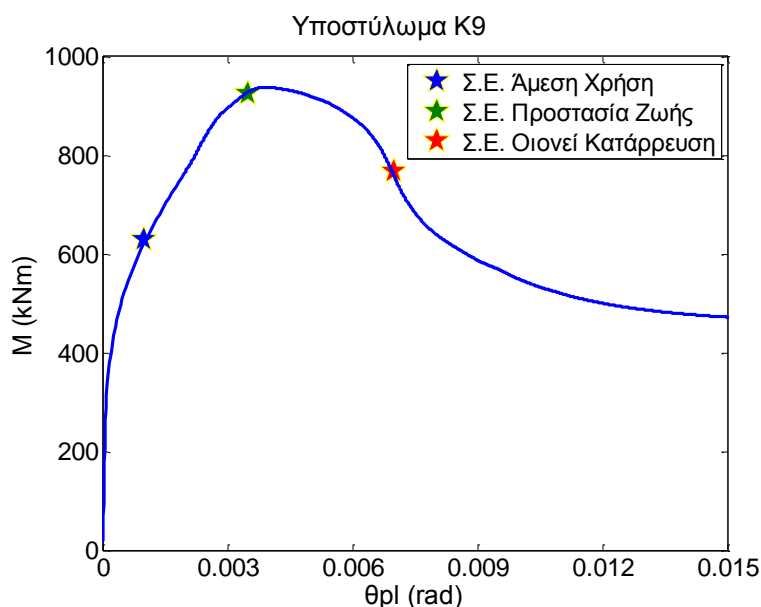
Δοκοί

	Άμεση Χρήση	Προστασία Ζωής	Οιονεί Κατάρρευση
θpl (rad)	0.005	0.010	0.015

Όσον αφορά τα υποστυλώματα και τον πυρήνα έγινε λεπτομερέστερος προσδιορισμός των ορίων των πλαστικών στροφών μέσω ανάλυσης των διατομών τους στο *OpenSees*. Το όρια που προτείνει ο ATC 40 και φαίνονται στον **Πίνακα 3.3** τροποποιήθηκαν έτσι ώστε να αντιστοιχούν στην πραγματική καμπύλη ροπής-πλαστικής στροφής των διατομών. Γενικά οι πλαστικές στροφές του *ATC 40* μειώθηκαν λίγο καθώς οι διατομές που εξετάζουμε είναι πακτωμένες και αγνοείται η επίδραση της τέμνουσας. Οι τιμές των πλαστικών στροφών του *ATC 40* προέκυψαν πειραματικά και εκτός από τη συνιστώσα στροφής λόγω κάμψης περιλαμβάνουν και τη διατμητική παραμόρφωση όπως και τη στροφή λόγω ολίσθησης της αγκύρωσης των οπλισμών (φαινόμενα *fixed end rotation*).

Για τα υποστυλώματα στις διατομές που τροποποιήθηκαν οι τιμές του *ATC 40* το όριο «Άμεση Χρήση» (Α.Χ.) λήφθηκε περίπου τη στιγμή της διαρροής της διατομής, το όριο «Προστασία Ζωής» (Π.Ζ.) θεωρήθηκε ίσο με τη πλαστική στροφή που αντιστοιχεί περίπου στη μέγιστη ροπή της διατομής ενώ το όριο της στάθμης «Οιονεί Κατάρρευση» θεωρήθηκε ίσο με την πλαστική στροφή κατά την οποία η διατομή χάνει το 20% της ροπής αντοχής της.

Ενδεικτικά παρουσιάζεται η καμπύλη ροπής-πλαστικής στροφής της διατομής βάσεως των εσωτερικών τετραγωνικών υποστυλωμάτων.



Σχήμα 3.13 Διάγραμμα ροπής-πλαστικής στροφής στη βάση του υποστυλώματος K9.

Πίνακας 3.5 Γωνίες πλαστικής στρόφης υποστυλωμάτων.

Εσωτερικά υποστυλώματα

	Άμεση Χρήση	Προστασία Ζωής	Οιονεί Κατάρρευση
θ_{pl} (rad)	0.0010	0.0035	0.0070

Περιμετρικά υποστυλώματα στη διεύθυνση X

	Άμεση Χρήση	Προστασία Ζωής	Οιονεί Κατάρρευση
θ_{pl} (rad)	0.0010	0.0025	0.0050

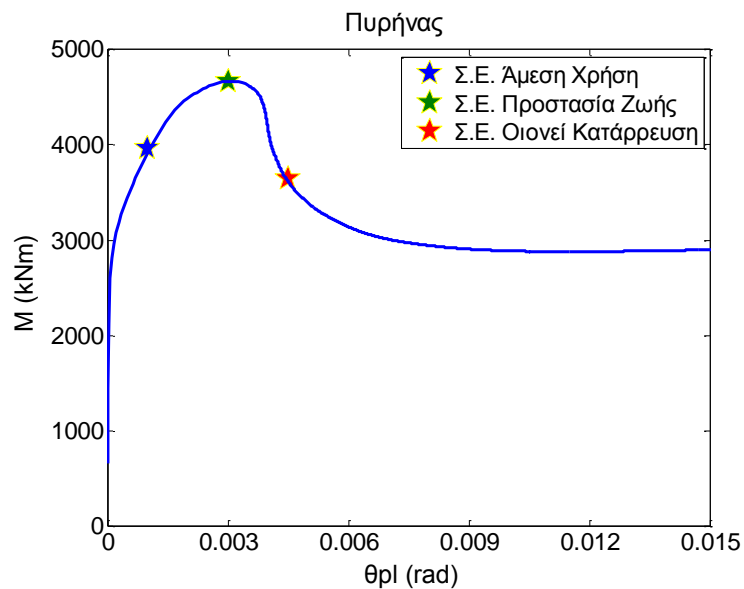
Περιμετρικά υποστυλώματα στη διεύθυνση Y (δευτερεύοντα για σεισμό κατά X)

	Άμεση Χρήση	Προστασία Ζωής	Οιονεί Κατάρρευση
θ_{pl} (rad)	0.005	0.010	0.015

Γωνιακά υποστυλώματα

	Άμεση Χρήση	Προστασία Ζωής	Οιονεί Κατάρρευση
θ_{pl} (rad)	0.002	0.007	0.012

Όσον αφορά τον πυρήνα οι στάθμες επιτελεστικότητας υπολογίστηκαν για τη δυσμενέστερη φορά κάμψης του κατά την οποία η διατομή του παρουσιάζει τη μικρότερη πλαστιμότητα.



Σχήμα 3.14 Διάγραμμα ροπής-πλαστικής στρόφης στη βάση του πυρήνα.

Πίνακας 3.6 Γωνίες πλαστικής στρόφης πυρήνα.

	Άμεση Χρήση	Προστασία Ζωής	Οιονεί Κατάρρευση
θpl (rad)	0.0010	0.0030	0.0045

Χαρακτηριστικά αναφέρουμε ότι οι αντίστοιχες τιμές των γωνιών πλαστικής στρόφης για τον πυρήνα που προκύπτουν από τον **Πίνακα 3.3 α.** είναι λίγο μεγαλύτερες :

	<i>IO</i>	<i>LS</i>	<i>SS</i>
θpl (rad)	0.0015	0.0030	0.0060

Ακόμα υπολογίσαμε για τον πυρήνα την τιμή της γωνίας στροφής χορδής που αντιστοιχεί στη στάθμη επιτελεστικότητας «Οιονεί Κατάρρευση».

Καθώς ο θλιβόμενος και ο εφελκυσμένος οπλισμός του πυρήνα είναι ίσοι και λόγω της απώλειας περίσφιγξης και δισδιαγώνιων οπλισμών καταλήγουμε στη σχέση :

$$\theta_{um} = 0.58 \cdot \frac{0.016}{1.2} \cdot 0.3^{\nu} \cdot f_c^{0.225} \cdot a_s^{0.35} / \gamma_{Rd}$$

Όπου $\nu = \frac{N}{A_c \cdot f_c} = 0.16$, $f_c = 25 \text{ MPa}$, $\alpha_s = \frac{M}{V \cdot h} = \frac{7}{2}$ (το διατμητικό μήκος είναι 7 μέτρα)

Προκύπτει $\theta_{um} = 0.0135 \text{ rad}$, η γωνία στροφής χορδής αντιστοιχεί σε οριζόντια μετατόπιση του πυρήνα στην κορυφή του διατμητικού του μήκους (δηλαδή σε ύψος 7 μέτρων) ίση με : $\delta = \theta_{um} \cdot L_s = 0.095 \text{ m}$. Από την ανελαστική στατική ανάλυση του κτιρίου που παρουσιάζεται στο επόμενο κεφάλαιο συμπεραίνουμε ότι η μετατόπιση των 0,095 μ. σε ύψος 7 μέτρων αντιστοιχεί περίπου σε οριζόντια μετατόπιση κορυφής ίση με 0,23 μέτρα στην οποία ο πυρήνας έχει αναπτύξει στη βάση του πλαστική στροφή (θ_{pl}) 0,012 rad και έχει εισέλθει στην περιοχή παραμένουσας αντοχής (**Σχήμα 3.14**). Αντιλαμβανόμαστε λοιπόν ότι στο συγκεκριμένο ανελαστικό προσομοίωμα που έχει αναπτυχθεί δε θα μπορούσαμε να εκτιμήσουμε τις καμπτικές βλάβες των μελών με χρήση των ορίων των γωνιών στροφών χορδής που προτείνει ο ΚΑΝ.ΕΠΕ.

γ) Τρόπος παρουσίασης των αποτελεσμάτων

Το επίπεδο των καμπτικών βλαβών σημειώνεται πάνω στις ακραίες διατομές κάθε μέλους. Χρησιμοποιείται ο εξής συμβολισμός:

Με μπλε χρώμα συμβολίζονται οι πλαστικές στροφές που βρίσκονται μεταξύ των σταθμών επιτελεστικότητας «Άμεση Χρήση» και «Προστασία Ζωής», με πράσινο χρώμα οι πλαστικές στροφές που βρίσκονται μεταξύ των σταθμών επιτελεστικότητας «Προστασία Ζωής» και «Οιονεί Κατάρρευση», ενώ με κόκκινο οι πλαστικές στροφές που υπερβαίνουν το όριο της στάθμης «Οιονεί Κατάρρευση». Αναγράφεται ακόμα το πόσο τοις εκατό της απόστασης μεταξύ των δύο σταθμών επιτελεστικότητας έχει διανύσει η πλαστική στροφή της διατομής. Για την κόκκινη περιοχή σημειώνεται πόσες φορές μεγαλύτερη είναι η πλαστική στροφή από την τιμή της στάθμης «Οιονεί Κατάρρευση».

- Από «Άμεση Χρήση» έως «Προστασία Ζωής»
- Από «Προστασία Ζωής» έως «Οιονεί Κατάρρευση»
- Άνω του ορίου «Οιονεί Κατάρρευση»

Για παράδειγμα :

20% ●: Η πλαστική στροφή της διατομής έχει διανύσει το 20% της απόσταση μεταξύ των Π.Ζ και Ο.Κ.

130 % ● : Η πλαστική στροφή της διατομής είναι 1,3 φορές μεγαλύτερη από την αντίστοιχη της στάθμης Ο.Κ.

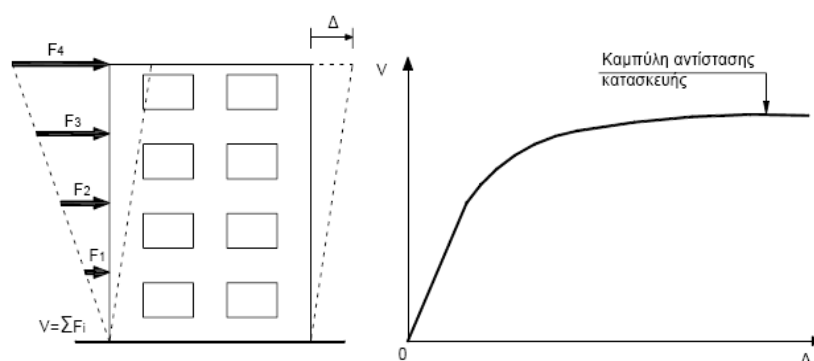
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4

ΣΤΑΤΙΚΕΣ ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΕΣ ΑΝΑΛΥΣΕΙΣ

4.1 ΓΕΝΙΚΑ

Κύριος στόχος της στατικής ανελαστικής ανάλυσης, ευρύτερα γνωστή ως «*Pushover Analysis*», είναι ο προσδιορισμός των ανελαστικών παραμορφώσεων που αναπτύσσονται στα δομικά στοιχεία κατά τη σεισμική φόρτιση. Τα φορτία που καταπονούν την κατασκευή επιβάλλονται ως στατικά φορτία βήμα προς βήμα μέχρι το πλήρες μέγεθός τους. Αποτέλεσμα της εφαρμογής της στατικής ανελαστικής ανάλυσης είναι η καμπύλη αντίστασης ή αλλιώς «καμπύλη Pushover», η οποία συσχετίζει την τέμνουσα βάση με τις μετατοπίσεις συγκεκριμένου κόμβου ελέγχου της κατασκευής, σχεδόν πάντα στην κορυφή της κατασκευής. Από την καμπύλη αντίστασης είναι εμφανής η ανελαστική σχέση δύναμης-μετακίνησης, καθώς οι σταδιακές πλαστικοποιήσεις κρίσιμων περιοχών του φορέα συνεπάγονται μείωση της δυσκαμψίας του .

Η στατική ανελαστική ανάλυση αποτελεί προσεγγιστική μέθοδο ανελαστικής ανάλυσης, καθώς δεν λαμβάνει υπόψη τον ανακυκλικό χαρακτήρα της σεισμικής φόρτισης, αλλά αντιθέτως επιβάλλει τα φορτία μονότονα.



Σχήμα 4.1 Καμπύλη αντίστασης κατασκευής

Η στατική ανελαστική ανάλυση για οριζόντια σεισμικά φορτία διακρίνεται ανάλογα με τον κατανομή των επιβαλλόμενων φορτίων. Σε κάθε περίπτωση τα φορτία επιβάλλονται στις στάθμες

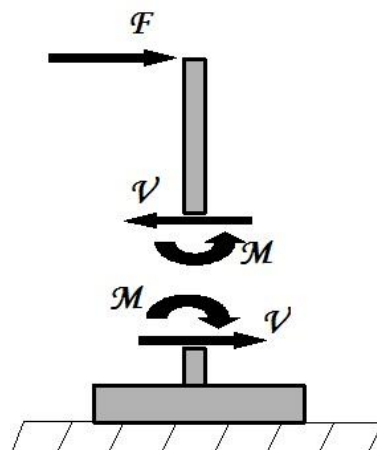
των διαφραγμάτων. Η κατανομή των δυνάμεων καθ' ύψος βασίζεται πολύ συχνά στην υπόθεση ότι η ταλάντωση του κτιρίου ακολουθεί το σχήμα της πρώτης ιδιομορφής, κάτι που είναι αρκετά ακριβές για κατασκευές ιδιοπεριόδου μέχρι 1 sec. Σε πιο εύκαμπτες κατασκευές ίσως θα πρέπει να εξετάζεται και η συμμετοχή ανώτερων ιδιομορφών.

Στη συγκεκριμένη περίπτωση τα οριζόντια φορτία ασκήθηκαν μόνο βάσει της 1^{ης} ιδιομορφής (κατά Χ) και με θετική φορά σύμφωνα με τη σχέση :

$$F_i = \frac{m_i \phi_i}{\sum (m_i \phi_i)} V$$

Η παρούσα εργασία αποτελεί συγκριτική μελέτη της συμπεριφοράς του κτιρίου με τους τέσσερις τύπους στηρίξεων. Η εφαρμογή επομένως των διατάξεων του ΚΑΝ.ΕΠΕ, όσον αφορά τις προϋποθέσεις εφαρμογής της ανελαστικής στατικής ανάλυσης, δε γίνεται με αυστηρότητα. Ούτως ή άλλως τα τελικά συμπεράσματα στηρίζονται και στις ανελαστικές δυναμικές αναλύσεις που έχουν πραγματοποιηθεί οι οποίες είναι και οι ακριβέστερες.

Στην παρουσίαση των αποτελεσμάτων θεωρηθήκαν οι εξής θετικές φορές για τις ροπές και τέμνουσες που καταπονούν τα κατακόρυφα μέλη και τα πέδιλα :



Σχήμα 4.2 Ορισμός θετικών φορών των εντατικών μεγεθών.

4.2 ΕΛΕΓΧΟΣ ΕΠΑΡΚΕΙΑΣ ΤΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ

Η διαδικασία ελέγχου της επάρκειας της κατασκευής συνοψίζεται στα ακόλουθα κύρια βήματα :

- Υπολογίζεται η καμπύλη αντίστασης του κτιρίου σε όρους τέμνουσας βάσης (V_{base}) – μετατόπισης κορυφής (δ_{roof}).
- Καθορίζεται ο επιδιωκόμενος στόχος σεισμικής ικανότητας ως η τιμή της στοχευόμενης μετατόπισης κορυφής.
- Το κτίριο επαρκεί εάν η μετατόπιση που καθορίζει το επιθυμητό επίπεδο βλαβών («Άμεση Χρήση», «Προστασία Ζωής» ή «Οιονεί Κατάρρευση») είναι μεγαλύτερη από τη στοχευόμενη μετατόπιση.

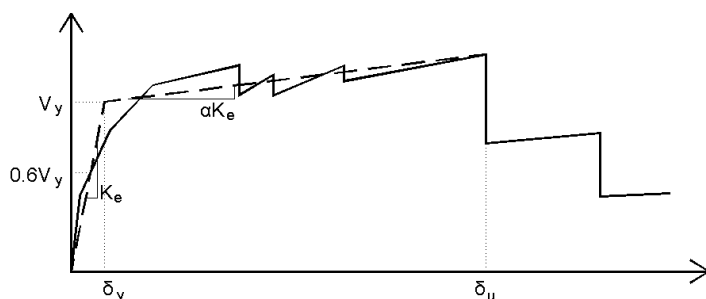
Η στοχευόμενη μετατόπιση δ_i καθορίστηκε σύμφωνα με τη μέθοδο των συντελεστών που προτείνεται από τον FEMA 365 και από τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. Για τον υπολογισμό της δ_i θεωρήθηκε επιθυμητό επίπεδο βλαβών η «Προστασία Ζωής».

Σύμφωνα με τη μέθοδο των συντελεστών ακολουθήσαμε τα εξής βήματα :

Βήμα 1: Κατασκευή ιδεατού διγραμμικού διαγράμματος για την καμπύλη ικανότητας

Η κατασκευή του ιδεατού διγραμμικού διαγράμματος γίνεται σύμφωνα με τα εξής κριτήρια :

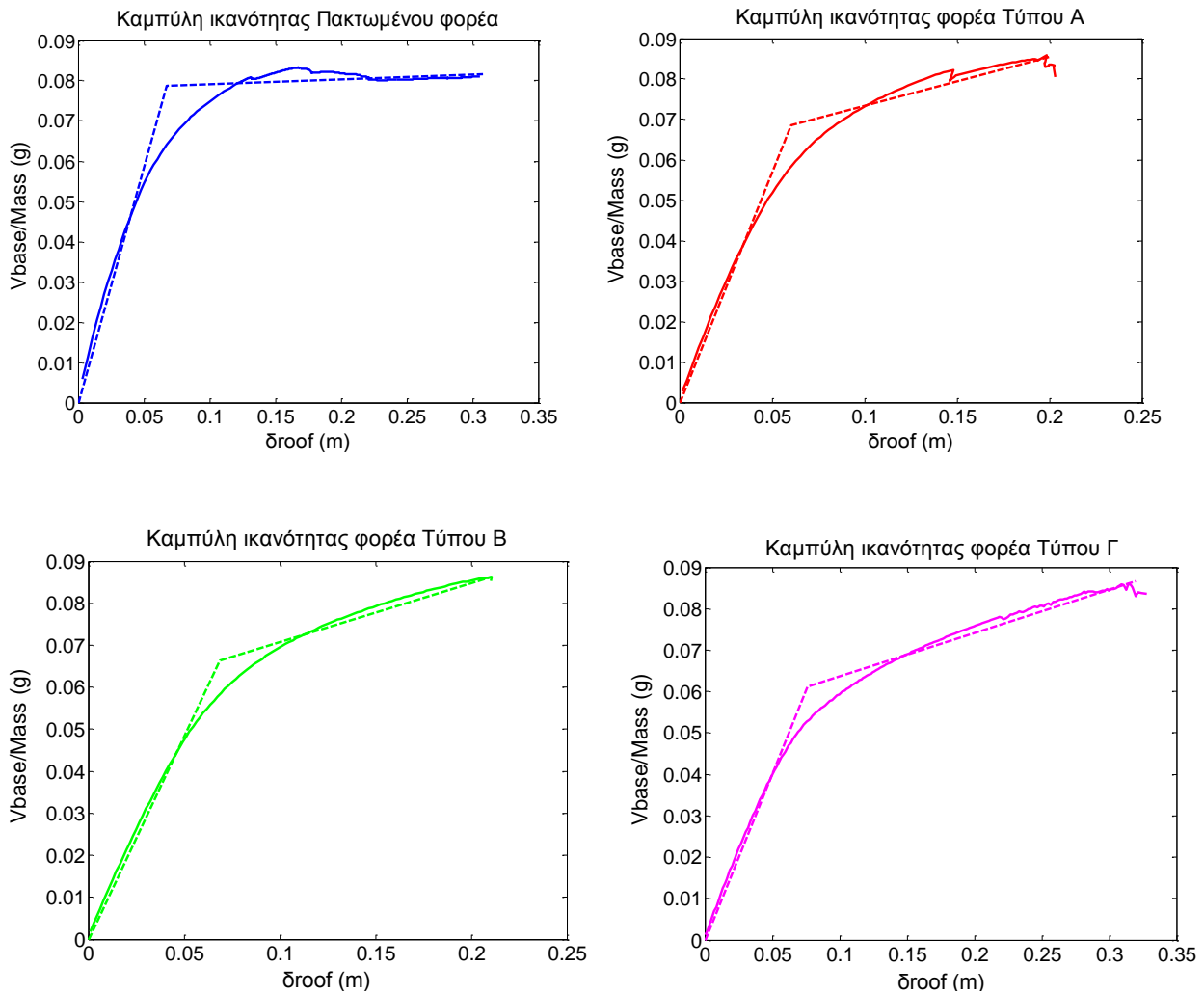
- Κατασκευή του μετελαστικού κλάδο με δυσκαμψία αK_e .
- Ο αρχικός κλάδος της διγραμμικής καμπύλης οφείλει να τέμνει την πραγματική καμπύλη σε τιμή τέμνουσας ίση με $0.6V_y$, όπου V_y η τέμνουσα διαρροής που αντιστοιχεί στην τομή των δύο κλάδων της διγραμμικής καμπύλης.
- Τα χωρία που σχηματίζονται από τις τομές της πραγματικής και της ιδεατής καμπύλης πρέπει να έχουν περίπου ίσο εμβαδόν άνω και κάτω της ιδεατής



Σχήμα 4.3 Διγραμμικοποίηση καμπύλης pushover κατά ΚΑΝΕΠΕ και FEMA.

Ακολουθούν οι πραγματικές και οι διγραμμικές καμπύλες ικανότητας που υπολογίστηκαν για κάθε τύπο φορέα.

Αναφέρουμε ότι ο κατακόρυφος άξονας της καμπύλης ικανότητας είναι εκφρασμένος σε μονάδες g ως ο λόγος της τέμνουσας βάσης προς τη συνολική μάζα του φορέα όπως προκύπτει από τα κατακόρυφα $G+0.3Q$, $Mass = 3267 \text{ kNm}^{-1}\text{s}^2$. Ο κατακόρυφος άξονας επομένως μας δείχνει τη φασματική επιτάχυνση της ψευδοστατικής ανάλυσης.



Σχήμα 4.3 Οι καμπύλες ικανότητας των φορέων και τα αντίστοιχα ισοδύναμα διγραμμικά διαγράμματα.

Βήμα 2: Υπολογισμός της ισοδύναμης θεμελιώδους ιδιοπεριόδου T_e .

$$T_e = T_i \sqrt{\frac{K_i}{K_e}}$$

Όπου K_i η ελαστική δυσκαμψία της κατασκευής (αρχική κλίση της καμπύλης ικανότητας),

K_e η δυσκαμψία του ελαστικού κλάδου του διγραμμικού διαγράμματος ,

T_i η ελαστική θεμελιώδης ιδιοπερίοδος της κατασκευής υπολογισμένη από την ελαστική δυναμική ανάλυση.

Βήμα 3: Υπολογισμός της στοχευόμενης μετακίνησης δ_i .

$$\delta_i = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2}$$

Ο όρος $S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2}$ εκφράζει τη φασματική μετακίνηση του μονοβάθμιου συστήματος με ιδιοπερίοδο

T_e η οποία τροποποιείται με τους ακόλουθους συντελεστές :

$C_0 = 1.44$, για επτάώροφο μη διατμητικό κτίριο.

$C_1 = 1.0$, για $T_e \geq T_2$ με $T_2 = 0.60s$ κατά ΕΑΚ για έδαφος Β.

$C_2 = 1.1$, για κτίρια στα οποία περισσότερο από το 30% της τέμνουσας κάθε ορόφου παραλαμβάνεται από πλαίσια ροπής και για στάθμη επιτελεστικότητας «Προστασία Ζωής».

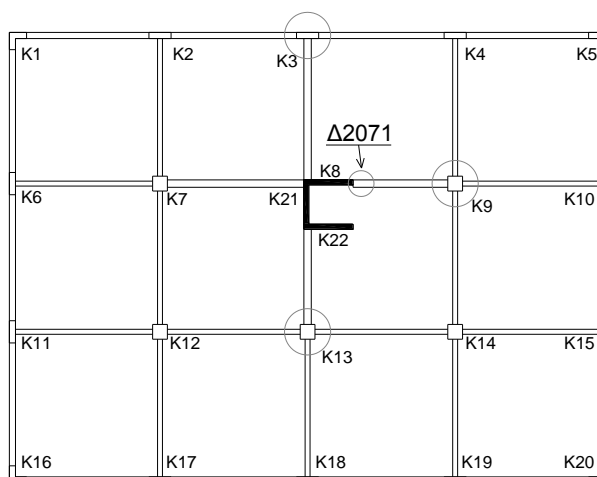
$C_3 = 1.0$, για θετική κλίση του μετελαστικού κλάδου.

Σύμφωνα με τα παραπάνω υπολογίστηκε το σημείο επιτελεστικότητας για κάθε έναν φορέα σε ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας II βάσει του φάσματος του ΕΑΚ.

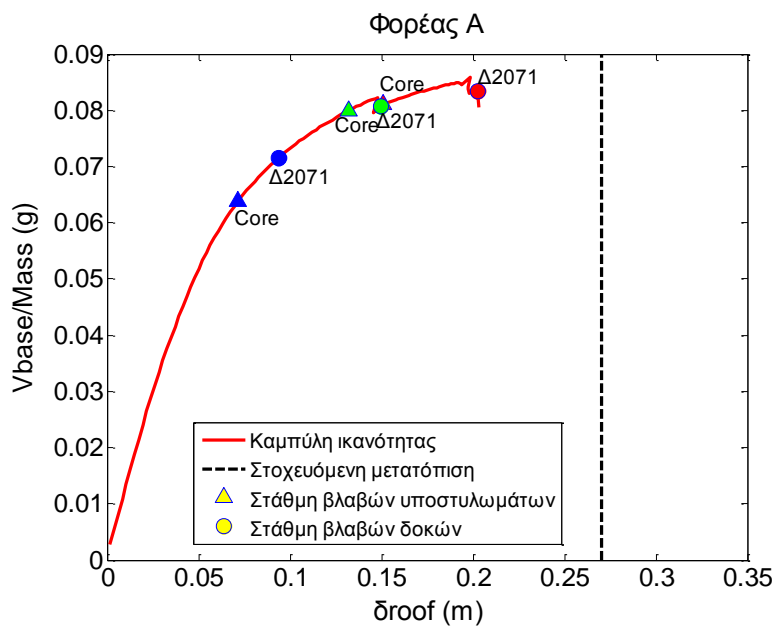
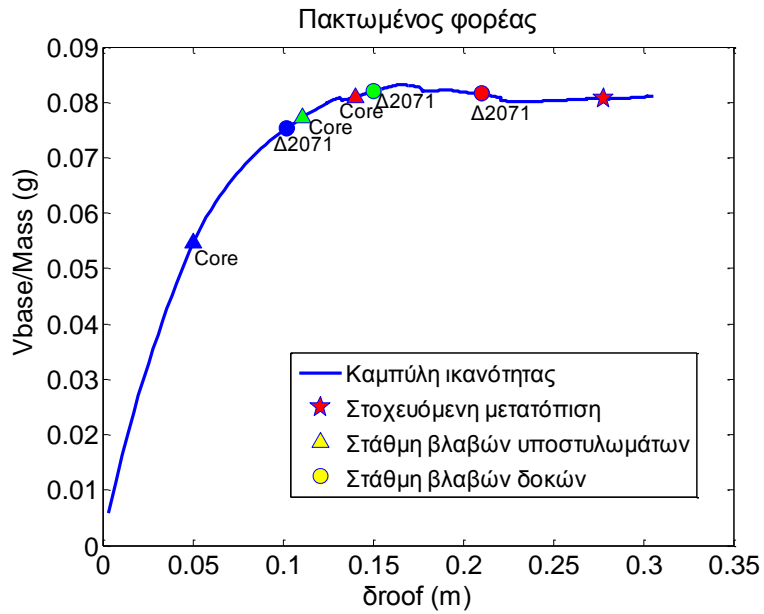
Πίνακας 4.1 Υπολογισμός της στοχευόμενης μετατόπισης κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ

Φορέας	T_i (s)	K_i (kN/m)	K_e (kN/m)	T_e (s)	δ_i (m)
Πακτωμένος	1,26	49966	37394	1,46	0,28
Τύπου Α	1,35	40643	36288	1,43	0,27
Τύπου Β	1,41	34728	31039	1,49	0,29
Τύπου Γ	1,53	28898	25657	1,63	0,32

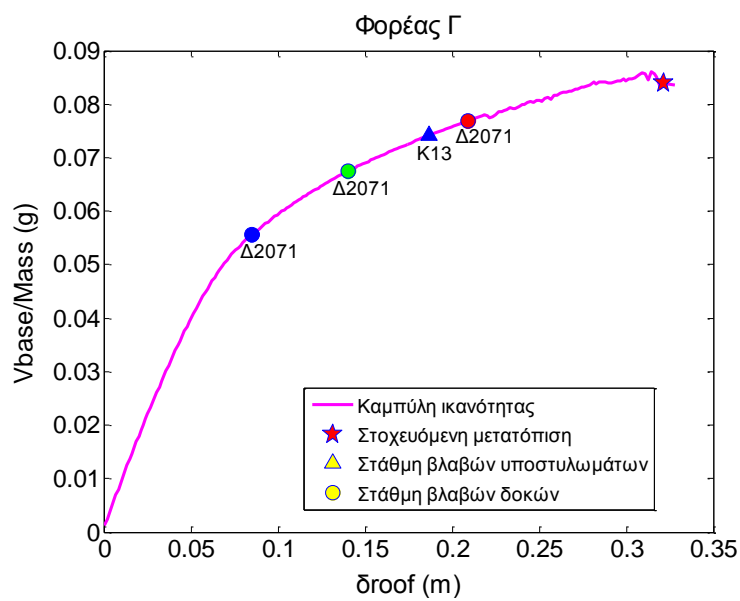
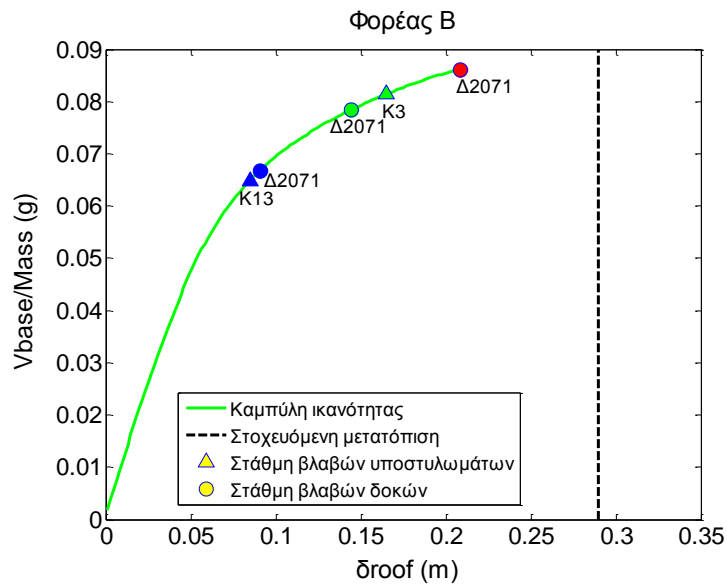
Στα σχήματα που ακολουθούν σημειώνεται πάνω στην καμπύλη ικανότητας κάθε φορέα η θέση όπου το πρώτο υποστυλωμα (ή ο πυρήνας) και η πρώτη δοκός πιάνει την καμπτική παραμόρφωση (σε όρους πλαστικής στροφής) της κάθε στάθμης επιτελεστικότητας. Με το τρίγωνο συμβολίζονται τα υποστυλώματα και ο πυρήνας ενώ με τον κύκλο οι δοκοί. Το μπλε χρώμα αντιστοιχεί στην παραμόρφωση της στάθμης επιτελεστικότητας «Άμεση Χρήση», το πράσινο χρώμα στην παραμόρφωση της στάθμης επιτελεστικότητας «Προστασία Ζωής» και το κόκκινο χρώμα στην παραμόρφωση της στάθμης επιτελεστικότητας «Οιονεί Κατάρρευση».



Σχήμα 4.4 Κάτοψη ορόφου. Η σημειωμένη διατομή Δ2071 βρίσκεται στη στάθμη του 2^{ου} ορόφου.



Σχήμα 4.5 Καμπύλη ικανότητας πακτωμένου φορέα και Φορέα A με την εξέλιξη των καμπτικών βλαβών στη βάση του πυρήνα και στη δυσμότερη διατομή δοκού Δ2071 του 2^{ου} ορόφου.



Σχήμα 4.6 Καμπύλη ικανότητας Φορέα Β και Φορέα Γ με την εξέλιξη των καμπτικών βλαβών στη βάση των δυσμενέστερων υποστυλωμάτων και στη δυσμενέστερη διατομή δοκού Δ2071 του 2^{ου} ορόφου.

Σύμφωνα με τον αντισεισμικό σχεδιασμό με βάσει τις στάθμες επιτελεστικότητας (Performance-Based Design) για να επαρκεί ο φορέας έχοντας βλάβες το πολύ έως τη στάθμη «Προστασία Ζωής» πρέπει κάθε μέλος του να μην παρουσιάζει βλάβες μεγαλύτερες της στάθμης «Προστασία Ζωής» μέχρι τη στοχευόμενη μετατόπιση της κατασκευής.

Από τα παραπάνω οδηγούμαστε στα εξής συμπεράσματα :

Και οι τέσσερις φορείς δεν είναι ικανοί να αντεπεξέλθουν στη στοχευόμενη μετατόπιση με το επιθυμητό επίπεδο βλαβών που αντιστοιχεί στη στάθμη επιτελεστικότητας «Προστασία Ζωής». Παρατηρούμε όμως ότι το κρίσιμο μέλος που ορίζει τη στάθμη βλαβών της κατασκευής είναι διαφορετικό σε κάθε φορέα. Στον πακτωμένο φορέα και στον φορέα Τύπου Α ο πυρήνας είναι το μέλος που καταπονείται εντονότερα καμπτικά και αστοχεί πρώτος πριν από τα υποστυλώματα και τις δοκούς. Αντιθέτως στο φορέα Τύπου Β και Τύπου Γ οι καμπτικές βλάβες συγκεντρώνονται στις δοκούς ενώ στα κατακόρυφα μέλη είναι περιορισμένες. Ακόμα στους δύο τελευταίους φορείς ο πυρήνας δεν καταπονείται καμπτικά. Αυτό είναι απολύτως λογικό καθώς η φέρουσα ικανότητα του πεδίλου είναι αρκετά μικρότερη από τη ροπή αντοχής του πυρήνα με αποτέλεσμα το πέδιλο να ανασηκώνεται πριν προλάβει ο πυρήνα να παραμορφωθεί καμπτικά.

Σε όλες τις περιπτώσεις η διατομή της δοκού που καταπονείται περισσότερο είναι η Δ2071 δηλαδή το αριστερό άκρο της δοκού 7 του 2^{ου} ορόφου. Παρατηρούμε ακόμα πως και στους τέσσερις φορείς η διατομή Δ2071 πιάνει τις στάθμες επιτελεστικότητας για την ίδια περίπου μετατόπιση κορυφής και προφανώς για μικρότερη τέμνουσα βάσης όσο μειώνεται η δυσκαμψία της θεμελίωσης.

Υπολογίστηκε ακόμα η διατμητική αντοχή των κατακόρυφων μελών στους τρεις πρώτους ορόφους σε κάθε βήμα φόρτισης βάσει της αντίστοιχης δρώσας αξονικής. Ο υπολογισμός έγινε σύμφωνα με τους τύπους του ΕΚΩΣ όπως χρησιμοποιήθηκαν και στις ελαστικές αναλύσεις. Προκύπτει ότι τα κατακόρυφα μέλη δεν αστοχούν σε τέμνουσα κατά τη διάρκεια των αναλύσεων. Τονίζεται ότι οι ανελαστικές στατικές αναλύσεις πραγματοποιήθηκαν μόνο υπό οριζόντια φορτία με φορά (+X). Υπό τη συγκεκριμένη φορά φόρτισης τα κατακόρυφα μέλη αναπτύσσουν επαρκή διατμητική αντοχή. Τα κατακόρυφα μέλη θα αστοχήσουν διατμητικά υπό σεισμικά φορτία αντίθετης φοράς (-X) όπως δείξαμε και στις ελαστικές αναλύσεις. Παρόλα αυτά λόγω της διατμητικής επάρκειας των υποστυλωμάτων και του πυρήνα η ανάλυση που πραγματοποιήθηκε αποκτά μεγαλύτερη ακρίβεια

καθώς έχει ληφθεί υπόψη μόνο η μη γραμμική συμπεριφορά του φορέα από τη δράση των ορθών τάσεων στις διατομές.

Στους ακόλουθους πίνακες φαίνεται η μέγιστη διατμητική καταπόνηση του πυρήνα και του δυσμενέστερου διατμητικά υποστυλώματος K13. Ως μέγιστη διατμητική καταπόνηση ορίζεται η μέγιστη τιμή του λόγου δρώσας τέμνουσας προς την αντίστοιχη αντοχή σε τέμνουσα (V_{sd}/V_{rd}).

Ο πυρήνας καταπονείται διατμητικά εντονότερα στο ύψος του 2^{ου} ορόφου ενώ τα υποστυλώματα στο ύψος του ισόγειου. Η μέγιστη διατμητική καταπόνηση προκύπτει περίπου στην τελική μετατόπιση του φορέα.

Πίνακας 4.2 Διατμητική καταπόνηση του πυρήνα στο ύψος του 2^{ου} ορόφου.

Μέγιστη διατμητική καταπόνηση πυρήνα

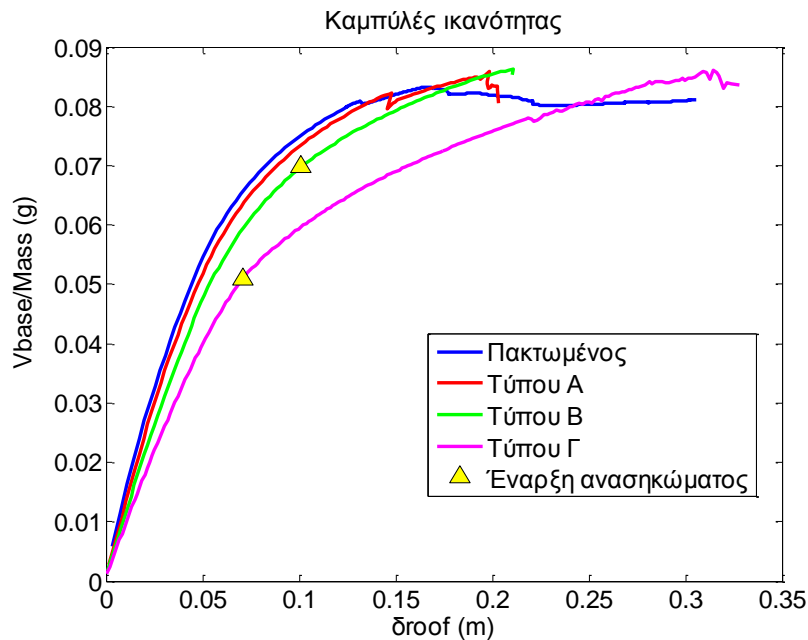
	Φορέας	Vrd (kN)	Vsd (kN)	Vsd/Vrd	Vbase/Mass (g)	δroof (m)
2ος Όροφος	Πακτωμένος	954	898	0,94	0,081	0,306
	Τύπου Α	1066	858	0,81	0,080	0,203
	Τύπου Β	1068	861	0,81	0,085	0,210
	Τύπου Γ	1021	996	0,98	0,085	0,313

Πίνακας 4.3 Διατμητική καταπόνηση του υποστυλώματος K13 στο ύψος του ισόγειου.

Μέγιστη διατμητική καταπόνηση υποστυλώματος K13

	Φορέας	Vrd (kN)	Vsd (kN)	Vsd/Vrd	Vbase/Mass (g)	δroof (m)
Ισόγειο	Πακτωμένος	416	353	0,85	0,087	0,187
	Τύπου Α	412	338	0,82	0,084	0,202
	Τύπου Β	412	344	0,83	0,085	0,210
	Τύπου Γ	401	328	0,82	0,083	0,328

4.3 ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΤΗΣ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ ΤΩΝ ΤΕΣΣΑΡΩΝ ΦΟΡΕΩΝ



Σχήμα 4.7 Καμπύλες ικανότητας των τεσσάρων φορέων. Σημειώνεται το σημείο έναρξης του ανασηκώματος του πεδίου του πυρήνα στους φορείς Β και Γ.

Παρατηρούμε ότι για κάθε τύπο έδρασης η μέγιστη αντίσταση που αναπτύσσει το κτίριο έναντι των οριζόντιων φορτίων είναι περίπου ίδια $0.8Mass - 0.85Mass$. Ακόμα είναι εμφανής η μείωση της αρχικής δυσκαμψίας της κατασκευής όσο μειώνεται η δυσκαμψία των θεμελίων.

Αξίζει να τονίσουμε ότι το κτίριο έχει μελετηθεί με συντελεστή σεισμικής επιβάρυνσης $\varepsilon = 0,06$ ο οποίος αντιστοιχεί σε “φασματική επιτάχυνση” $0,06g$. Η τέμνουσα βάσης σχεδιασμού (V_e) αντιστοιχεί σε τέμνουσα βάσης για τη στάθμη λειτουργικότητας του κτιρίου αφού για το σχεδιασμό του χρησιμοποιήθηκαν οι επιτρεπόμενες τάσεις των υλικών. Η τιμή της τέμνουσας βάσης που αντιστοιχεί στην οριακή κατάσταση αστοχίας του κτιρίου προκύπτει προσεγγιστικά από τη σχέση:

$$V_u = \beta \cdot V_e$$

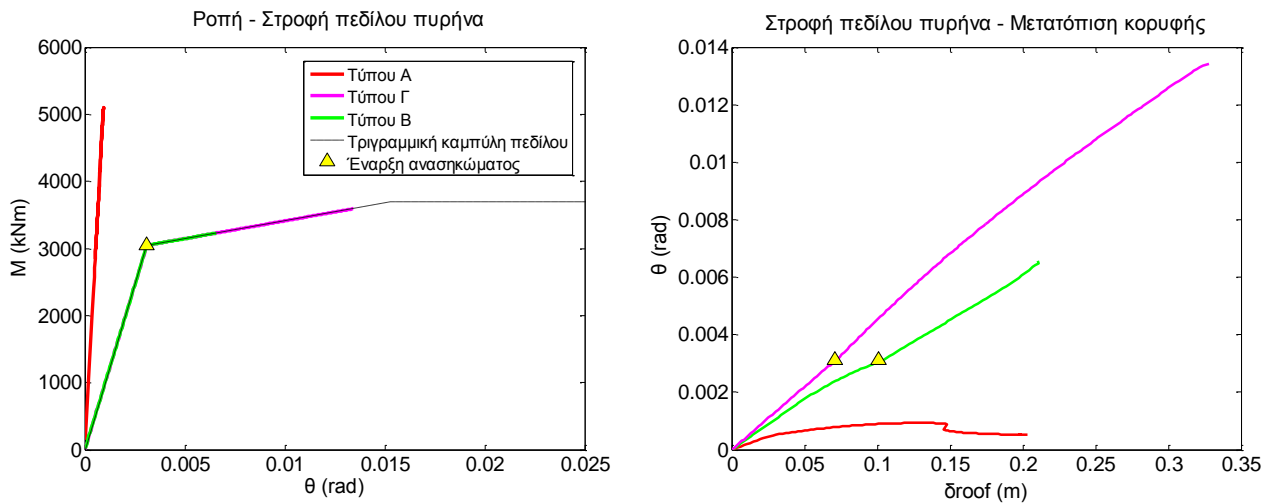
όπου $\beta = f_u / f_e$, ο λόγος της μέσης τιμής της τάσης διαρροής του χάλυβα S400 (StIII) ως προς την επιτρεπόμενη τάση. Στην ανάλυση θεωρήθηκε $f_u = 400 \text{ MPa}$, ενώ η επιτρεπόμενη τάση σχεδιασμού έχει ληφθεί ίση με $f_e = 230 \text{ MPa}$ (συμπεριλαμβανομένης προσαύξησης κατά 20%

στους σεισμικούς συνδυασμούς φόρτισης). Τελικά προκύπτει $\beta = 1.70$ και η τέμνουσα της οριακής κατάστασης αστοχίας $V_u \approx 0.10g \cdot Mass$. Συμπεραίνουμε λοιπόν ότι το κτίριο δεν παρουσιάζει καθόλου υπεραντοχή.

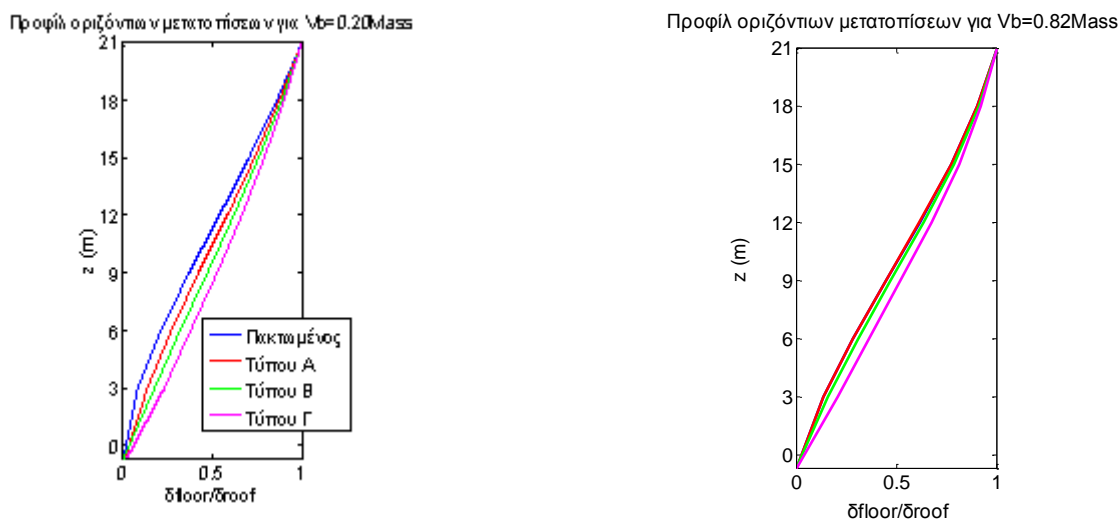
Επιβεβαιώνεται ότι το κτίριο δεν είναι σε θέση να παραλάβει τα σεισμικά φορτία σχεδιασμού του ΕΑΚ που αντιστοιχούν σε φασματική επιτάχυνση της τάξεως των 0,2g.

Το γεγονός ότι και οι τέσσερις φορείς είναι ικανοί να αναπτύξουν την ίδια περίπου τέμνουσα βάσης είναι λογικό. Δεν έχουμε λάβει υπόψη τη μη γραμμική συμπεριφορά των πεδίων των υποστυλωμάτων. Επομένως έχουμε κάνει την παραδοχή ότι στα πέδιλά των υποστυλωμάτων μπορεί να μεταφέρεται άνευ περιορισμού η ροπή αντοχής των υποστυλωμάτων. Η μόνη συνέπεια είναι ότι αυτή η ροπή παραλαμβάνεται από τη θεμελίωση μέσω μεγαλύτερης στροφής καθώς μειώνεται το μέγεθος των πεδίων. Στην πραγματικότητα εάν τα πέδιλα των υποστυλωμάτων έχουν μικρότερη φέρουσα ικανότητα σε ροπή από τη ροπή αντοχής των υποστυλωμάτων η θεμελίωση αναγκάζεται να συμπεριφερθεί μη γραμμικά πλαστικοποιώντας το υποκείμενο έδαφος. Στην περίπτωση αυτή η συμπεριφορά του φορέα θα διαμορφωνόταν από τη μη γραμμική απόκριση της θεμελίωσης και όχι των υποστυλωμάτων.

Υπολογίσαμε τη ροπή αντοχής των πεδίων των υποστυλωμάτων σύμφωνα με την περιβάλλουσα αστοχίας που προτείνεται από τον S. Gourvenec (2007) η οποία λαμβάνει υπόψη τη σύγχρονη δράση ροπής, κατακόρυφης δύναμης και οριζόντιας δύναμης. Καταλήξαμε ότι τα πέδιλα Τύπου Α και Β των υποστυλωμάτων διαθέτουν μεγαλύτερη ροπή αντοχής από την αντίστοιχη των υποστυλωμάτων ενώ τα πέδιλα Τύπου Γ διαθέτουν μικρότερη ροπή αντοχής από αυτή των υποστυλωμάτων. Συγκεκριμένα για το πέδιλο του υποστυλώματος Κ9 υπολογίστηκε ότι είναι ικανό να παραλάβει μέγιστη ροπή περίπου 700 kNm (και λίγο μεγαλύτερη καθώς αγνοήθηκε ο εγκιβωτισμός του πεδίου) ενώ η ροπή αντοχής του υποστυλώματος είναι 900 kNm. Επομένως στην πραγματικότητα ο φορέας Τύπου Γ μπορεί να παραλάβει μικρότερη τέμνουσα βάσης από αυτή που υπολογίστηκε με την παραδοχή των ελαστικών στα υποστυλώματα.

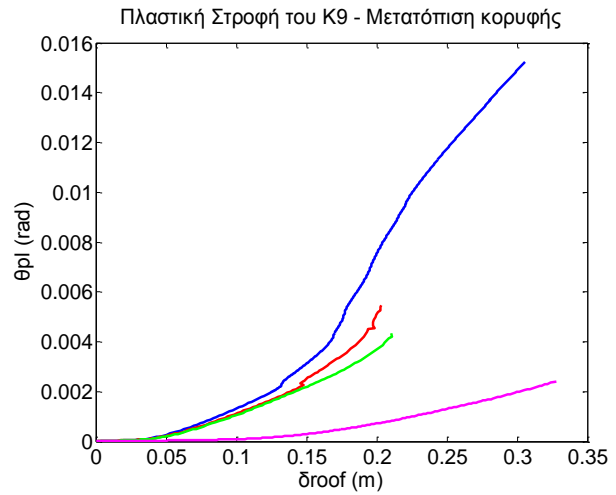
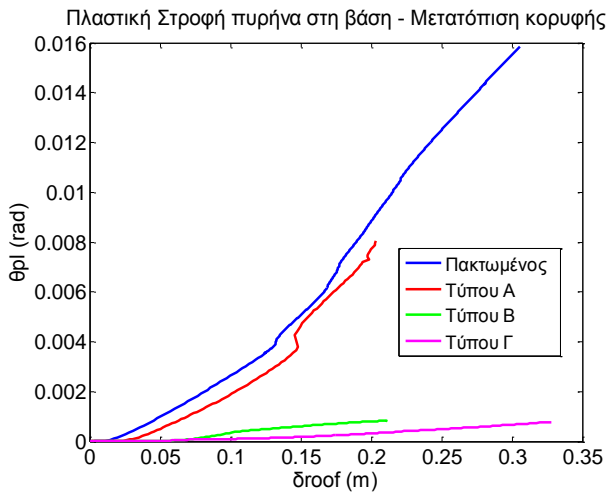


Σχήμα 4.8 Διαγράμματα ροπής - στροφής των πεδίων του πυρήνα και στροφής – μετατόπισης κορυφής



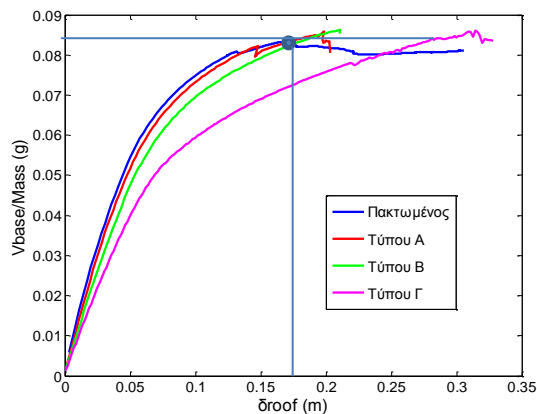
Σχήμα 4.9 Καθ' ύψος κατανομή των οριζοντίων μετατοπίσεων κανονικοποιημένων ως προς τη μετατόπιση κορυφής, α) για τέμνουσα βάση $0.2Mass$ και β) για τέμνουσα βάση $0.82Mass$.

Στο παραπάνω σχήμα φαίνεται το προφίλ των οριζοντίων μετατοπίσεων των ορόφων. Οι τιμές της μετατόπισης είναι κανονικοποιημένες ως προς τη μετατόπιση κορυφής. Παρατηρούμε ότι για μικρό φορτίο το προφίλ των μετατοπίσεων στον πακτωμένο φορέα καθορίζεται πλήρως από την αντίσταση του πυρήνα και έχει τη μορφή καμπτικού προβόλου στους κατώτερους ορόφους. Για τέμνουσα βάσης $0.82Mass$ παρατηρούμε ότι το προφίλ των μετατοπίσεων του πακτωμένου φορέα και του φορέα Τύπου Α πλησιάζει τη μορφή του αντίστοιχου του φορέα Τύπου Β και Γ.



Σχήμα 4.10 Εξέλιξη της πλαστικής στροφής στη βάση του πυρήνα και στη βάση του υποστυλώματος K9 συναρτήσει της μετατόπισης κορυφής του κτιρίου.

Ακολουθούν οι βλάβες λόγω κάμψης του πλαισίου στο οποίο ανήκει ο πυρήνας. Η καμπτική καταπόνηση κάθε διατομής καθορίζεται βάσει της τιμής της πλαστικής στροφής θ_{pl} όπως περιγράφηκε στο Κεφάλαιο 3.



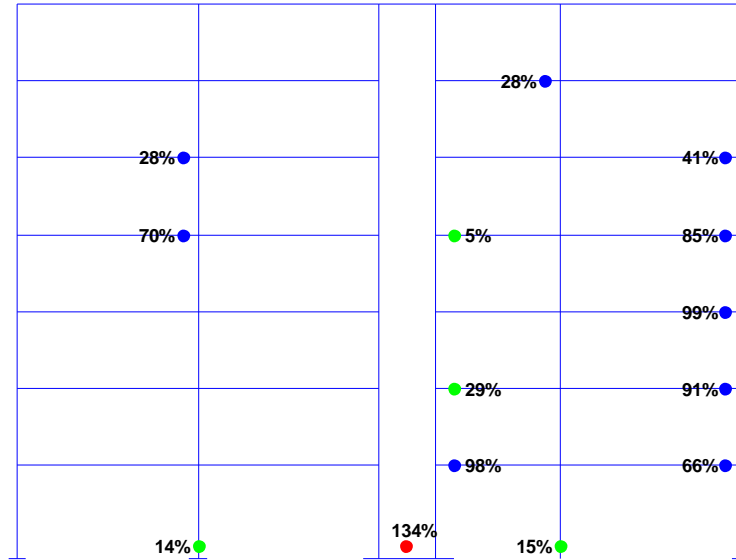
Για τον πακτωμένο φορέα, το φορέα Τύπου Α και το φορέα Τύπου Β οι βλάβες παρουσιάζονται για το σημείο τομής των αντίστοιχων καμπύλων ικανότητας (κουκίδα στο παραπάνω διάγραμμα) που αντιστοιχεί σε τέμνουσα βάσης $V_{base} / Mass = 0,083g$ και μετατόπιση κορυφής $\delta_{roof} = 0,167m$. Για τον φορέα Τύπου Γ οι βλάβες παρουσιάζονται ξεχωριστά για την παραπάνω τέμνουσα βάσης και τη μετατόπιση κορυφής.

- Για $V_{base} / Mass = 0,083g$ και $\delta_{roof} = 0,167m$.

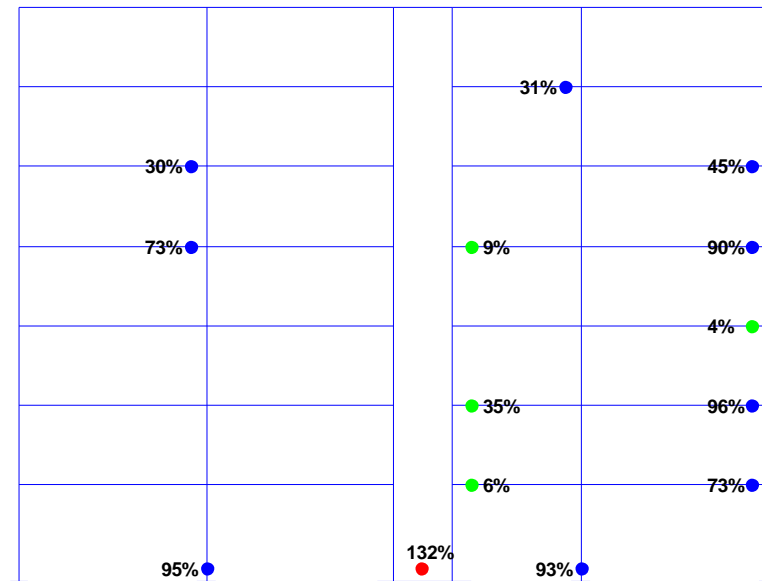
A.X. Π.Ζ. Ο.Κ.



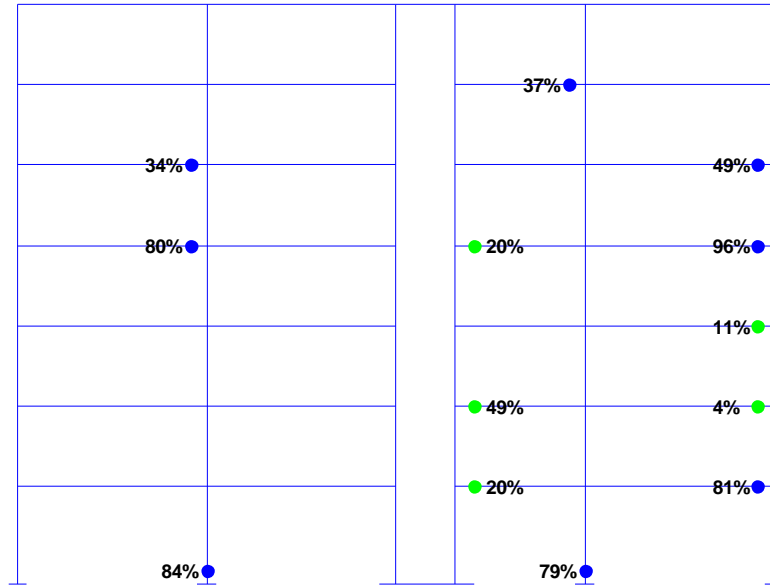
Πλαίσιο 2 - Πακτωμένος φορέας



Πλαίσιο 2 - Φορέας Τύπου Α

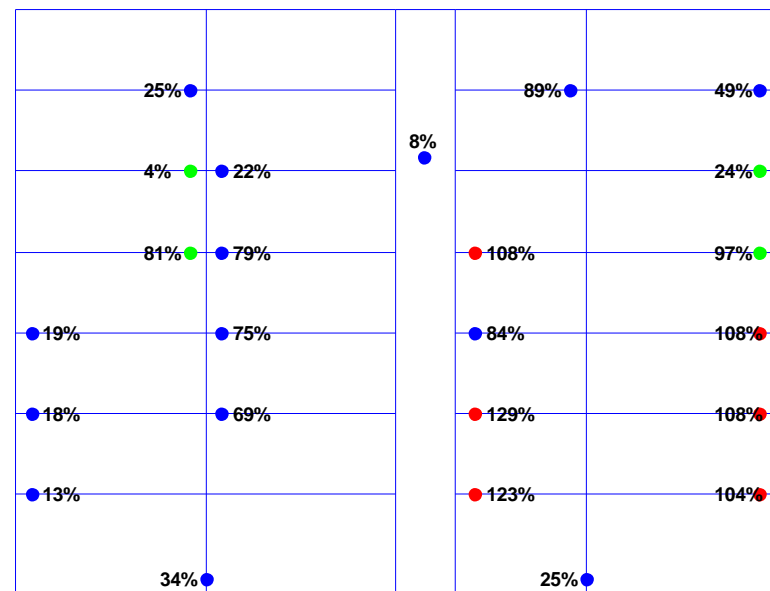


Πλαίσιο 2 - Φορέας Τύπου Β



- Για $V_{base} / Mass = 0,083g$ και $\delta_{roof} = 0,274m$ στον φορέα Τύπου Γ.

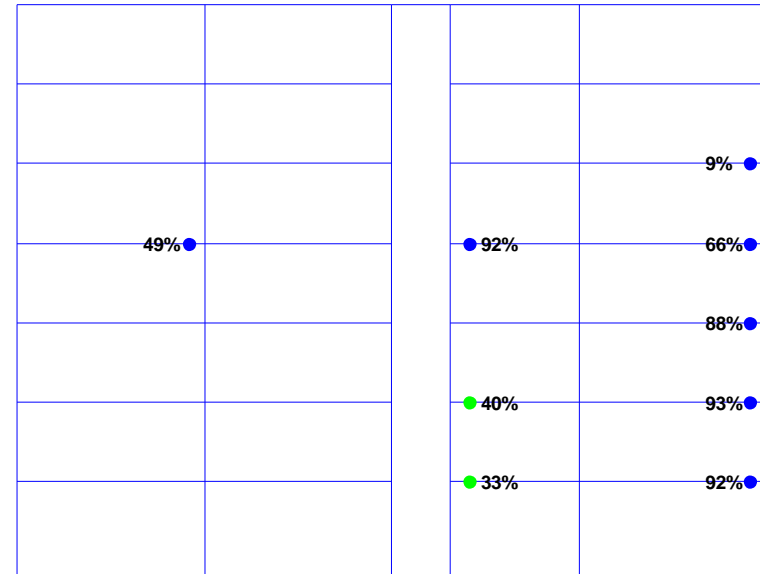
Πλαίσιο 2 - Φορέας Τύπου Γ



- Για $V_{base} / Mass = 0,071g$ και $\delta_{roof} = 0,167m$ στον φορέα Τύπου Γ.

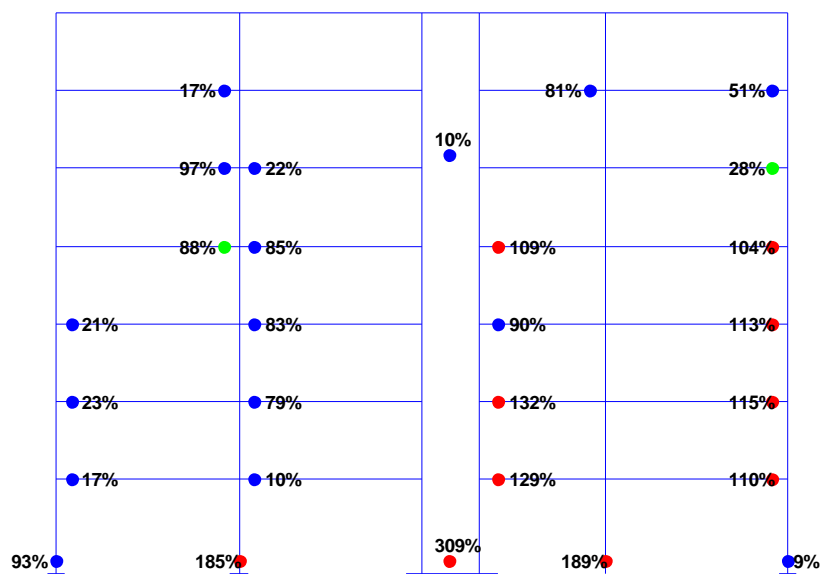


Πλαίσιο 2 - Φορέας Τύπου Γ



- Για $V_{base} / Mass = 0,071g$ και $\delta_{roof} = 0,247m$ στον Πακτωμένο φορέα.

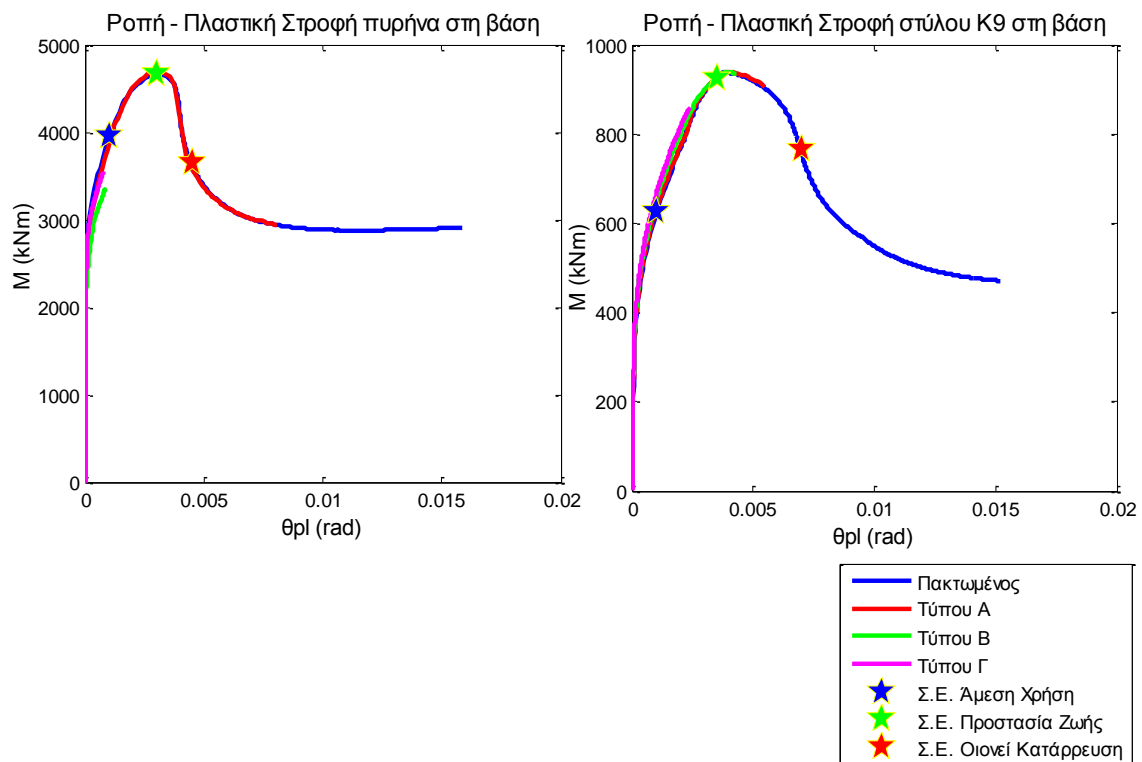
Πλαίσιο 2 - Πακτωμένος φορέας



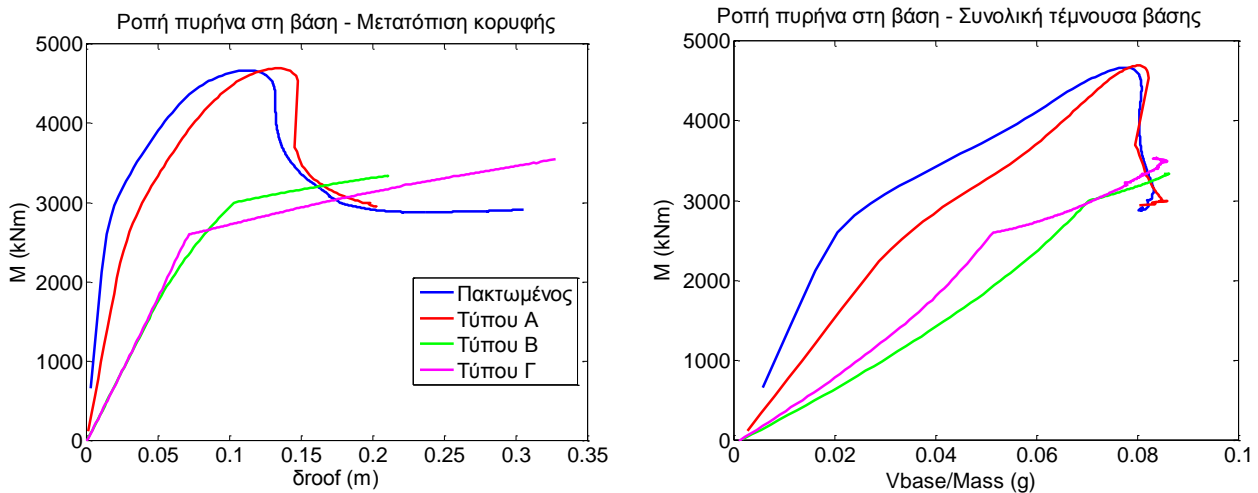
Παρατηρούμε ότι ο πακτωμένος φορέας και ο φορέας Τύπου Α παρουσιάζουν παραπλήσιες καμπτικές βλάβες. Η δυσκαμψία επομένως των πεδίων της αρχικής μελέτης του κτιρίου είναι μεγάλη και δεν επιτρέπει την έντονη αλληλεπίδραση εδάφους – κατασκευής. Χαρακτηριστικό της μορφής αστοχίας των δύο φορέων είναι η πλαστικοποίηση στη βάση του πυρήνα και των υποστυλωμάτων. Αντιθέτως στον φορέα Τύπου Β ο πυρήνας δεν αστοχεί στη βάση και επίσης οι βλάβες στα υποστυλώματα είναι μειωμένες. Όσον αφορά το φορέα Τύπου Γ ο πυρήνας δεν αστοχεί και τα υποστυλώματα στη βάση συμπεριφέρονται σχεδόν ελαστικά.

Σχετικά με τη συμπεριφορά των δοκών συμπεραίνουμε ότι εξαρτάται κυρίως από τη μετατόπιση του κτιρίου και όχι από το φορτίο. Οι βλάβες στις δοκούς είναι περίπου ίδιες και στους τέσσερις φορείς όταν εξετάζονται για την ίδια μετατόπιση κορυφής $\delta_{roof} = 0,167m$, όπως και μεταξύ του πακτωμένου φορέα και του φορέα Τύπου Γ για μετατόπιση $\delta_{roof} = 0,247m$.

Για ακόμα μια φορά παρατηρούμε ότι η αστοχία του Πακτωμένου φορέα και του φορέα Τύπου Β οφείλεται σε καμπτική αστοχία του πυρήνα και των υποστυλωμάτων στη βάση ενώ η φορείς Τύπου Β και Γ αστοχούν λόγω των μεγάλων παραμορφώσεων που συγκεντρώνονται στις δοκούς.

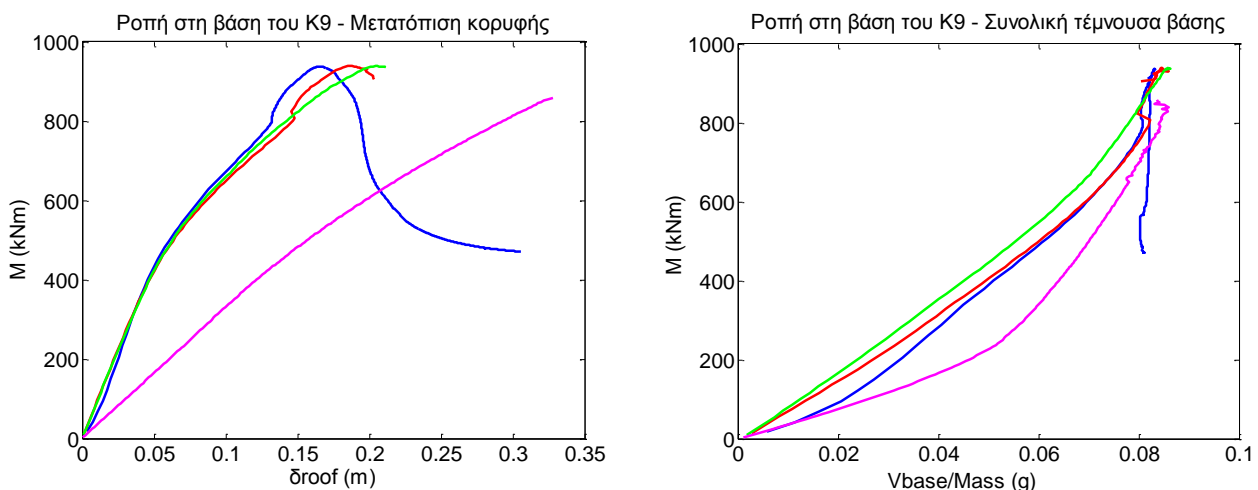


Σχήμα 4.11 Καμπτική καταπόνηση σε όρους πλαστικής στροφής του πυρήνα και του υποστυλώματος Κ9 στη βάση για κάθε φορέα σε σχέση με τις στάθμες επιτελεστικότητας (Σ.Ε.) των διατομών.



Σχήμα 4.12 Εξέλιξη της ροπής στη βάση του πυρήνα συναρτήσει της μετατόπισης κορυφής και της τέμνουσας βάσης.

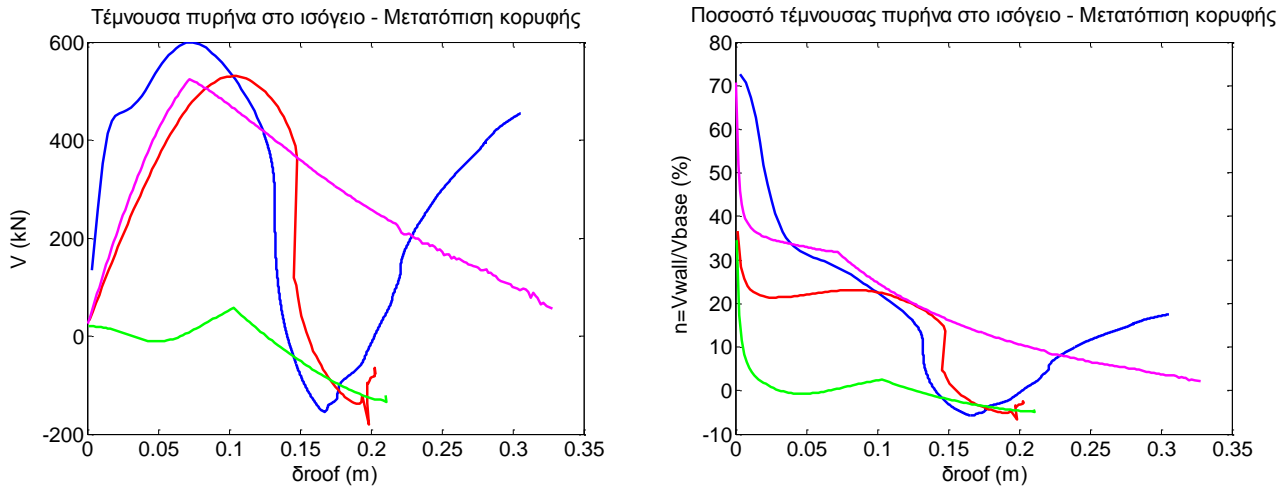
Η ροπή που αναπτύσσεται στη βάση του πυρήνα είναι σημαντικά μικρότερη στους φορείς Τύπου Β και Γ. Όπως είδαμε και προηγουμένως ο πυρήνας δε διαρρέει στη βάση του φορέα Τύπου Β και Γ, κυριαρχεί επομένως η μη – γραμμική συμπεριφορά του συστήματος εδάφους – πεδίου πυρήνα.



Σχήμα 4.13 Εξέλιξη της ροπής στη βάση του υποστυλώματος Κ9 συναρτήσει της μετατόπισης κορυφής και της τέμνουσας βάσης.

Στο **Σχήμα 4.13** παρατηρούμε ότι καθώς μειώνεται η δυσκαμψία της θεμελίωσης η ροπή στη βάση του υποστυλώματος αυξάνεται με εξαίρεση τον φορέα Τύπου Γ. Στον φορέα Τύπου Γ όπως

εξηγήσαμε και στο Κεφάλαιο 2 ο πυρήνας αναλαμβάνει περισσότερα φορτία ανακουφίζοντας τα υποστυλώματα καθώς το πέδιλο του στο φορέα Τύπου Γ έχει μεγαλύτερη δυσκαμψία σε σχέση με τα πέδιλα των υποστυλωμάτων από ότι στον φορέα Τύπου Α και Β.



Σχήμα 4.14 Εξέλιξη της τέμνουσας στη βάση του πυρήνα και το λόγο n (V_{wall}/V_{base}) συναρτήσει της μετατόπισης κορυφής.

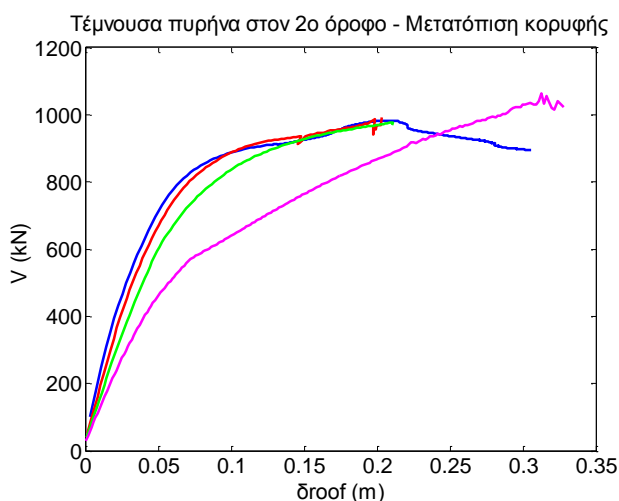
Και στους τέσσερις φορείς η τέμνουσα που παραλαμβάνει ο πυρήνας στο ύψος του ισογείου μειώνεται ραγδαία μετά από μετατόπιση κορυφής 0,07-0,10 m. Η τέμνουσα ενός ορόφου ισούται με την κλίση του διαγράμματος ροπών στο ύψος του ορόφου. Επομένως η τέμνουσα στο ισόγειο είναι ίση με :

$$V_{ισογ.} = \frac{M_{z=-0.65} - M_{z=3.00}}{h_{ισογ.}}$$

Στην περίπτωση του πακτωμένου φορέα και του φορέα Α η μείωση της τέμνουσας οφείλεται στη σταδιακή μείωση της διαφοράς των ροπών στη βάση και στην οροφή του ισογείου. Ο ρυθμός αύξησης της ροπής στην ήδη αρκετά πλαστικοποιημένη βάση του πυρήνα είναι μειωμένος, ενώ η ροπή στην ακόμα ελαστική διατομή οροφής του ισογείου συνεχίζει να αυξάνεται με μεγαλύτερο ρυθμό. Μάλιστα η τέμνουσα αλλάζει φορά όταν ο πυρήνας χάσει απότομα τη μέγιστη αντοχή του σε κάμψη και η ροπή του λάβει την παραμένουσα τιμή, όπως φαίνεται και **Σχήμα 4.11**. Στη συνέχεια βέβαια καθώς η μετατόπιση αυξάνεται λόγω της ανακατανομής η τέμνουσα γίνεται πάλι θετική ο πυρήνας όμως έχει πλέον αστοχήσει.

Όσον αφορά τους φορείς Β και Γ η τέμνουσα του πυρήνα στο ισόγειο αρχίζει να μειώνεται από τη στιγμή που το πέδιλο του πυρήνα αρχίσει να ανασηκώνεται.

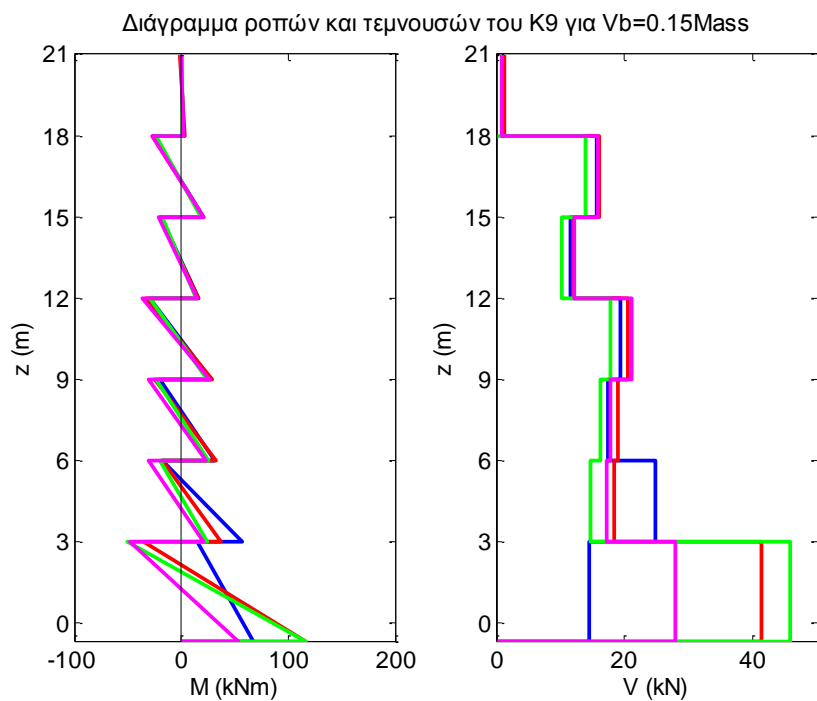
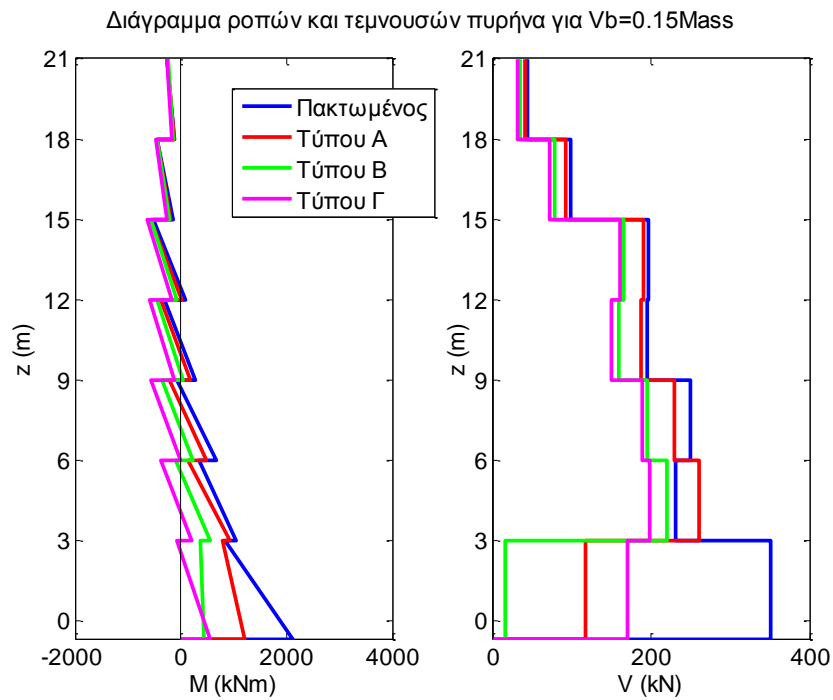
Στο **Σχήμα 4.14** παρουσιάζεται τη μεταβολή του λόγου της τέμνουσας, που παραλαμβάνει ο πυρήνας στη βάση, προς τη συνολική τέμνουσα βάσης ($n = V_{wall} / V_{base}$) συναρτήσει της μετατόπισης κορυφής. Παρατηρούμε ότι ο λόγος n του πακτωμένου φορέα φθίνει από την αρχή μέχρι να πάρει την ελάχιστη τιμή. Στους υπόλοιπους φορείς αρχίζει να μειώνεται μετά από κάποια μετατόπιση κορυφής. Η μείωση του λόγου n υποδεικνύει την αύξηση της διατμητικής καταπόνησης των υποστυλωμάτων. Υπό μία πιο ευρεία έννοια για μεγάλες μετατοπίσεις ο ρόλος του πυρήνα στην ανάληψη των σεισμικών δράσεων υποβαθμίζεται και τα σεισμικά φορτία μεταφέρονται σε μεγαλύτερο βαθμό στα πλαίσια.



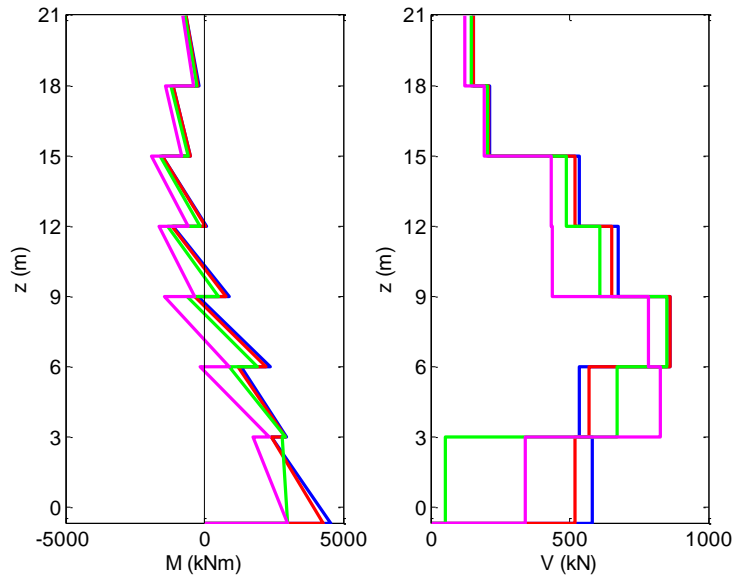
Σχήμα 4.15 Εξέλιξη της τέμνουσας του πυρήνα στο ύψος του 2^{ου} ορόφου συναρτήσει της μετατόπισης κορυφής.

Η τέμνουσα του πυρήνας στο ύψος του 2^ο ορόφου αυξάνεται συνεχώς και παίρνει μεγαλύτερες τιμές σε σχέση με τη τέμνουσα του ισογείου. Τελικώς και οι τέσσερις φορείς αναπτύσσουν την ίδια μέγιστη τέμνουσα στον 2^ο όροφο. Όπως δείξαμε και στον **Πίνακα 4.2** ο κρίσιμότερος όροφος έναντι διατμητικής αστοχίας είναι τελικά ο 2^{ος} και όχι το ισόγειο όπως θα περιμέναμε αρχικά. Η διατμητική καταπόνηση του πυρήνα στο ισόγειο εξασθενεί καθώς μειώνεται η δυσκαμψία του πυρήνα στη βάση είτε λόγω της πλαστικοποίησης της διατομής είτε λόγω της πλαστικοποίησης της του εδάφους θεμελίωσης.

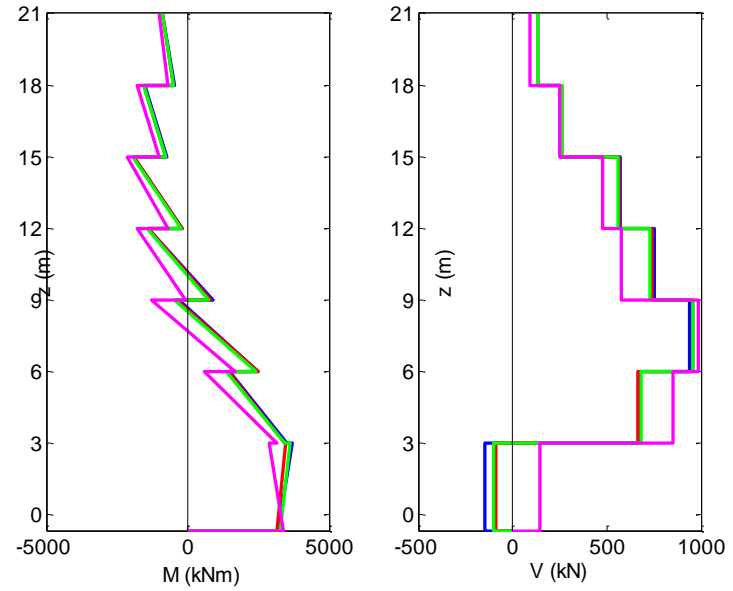
Ακολουθούν τα διαγράμματα ροπών και τεμνουσών του πυρήνα και του υποστυλώματος K9 για τρεις στάθμες φόρτισης : 1) $V_{base} = 0,15Mass$, 2) $V_{base} = 0,70Mass$ και $V_{base} = 0,82Mass$.



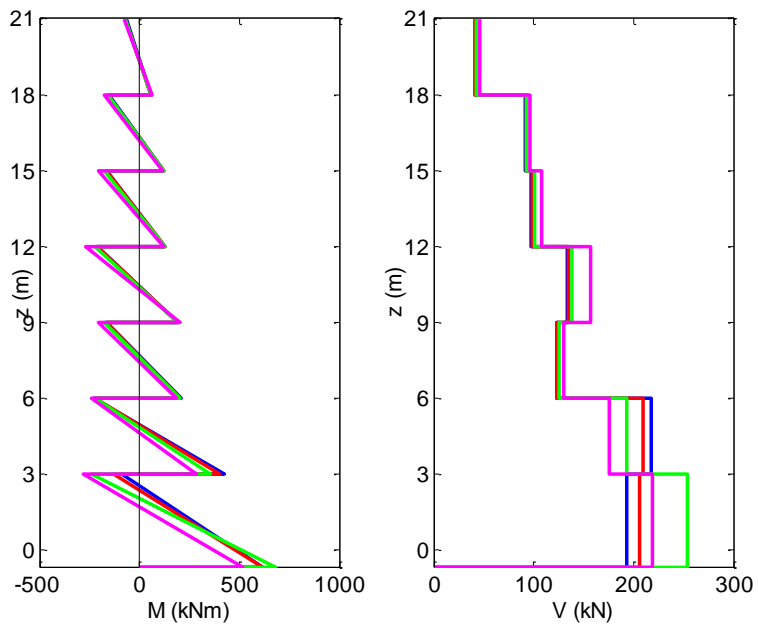
Διαγράμματα ροπών και τεμνουσών πυρήνα για $V_b=0.70\text{Mass}$



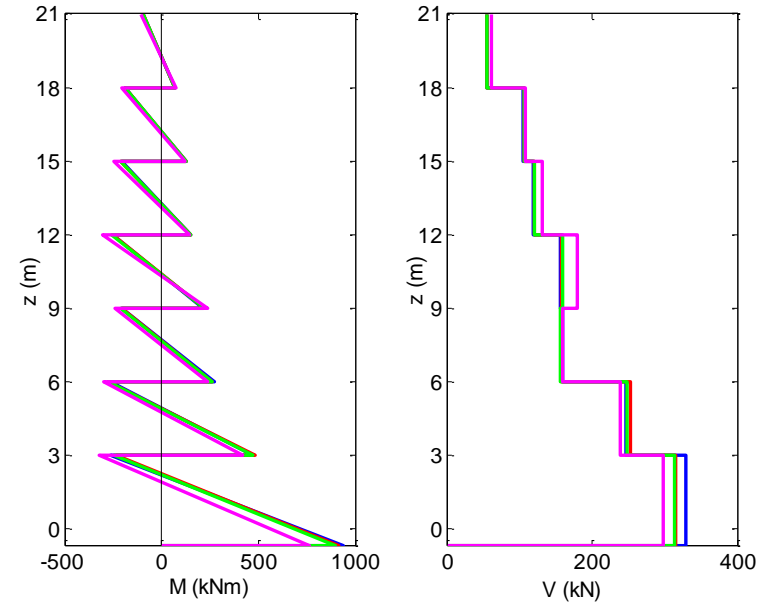
Διάγραμμα ροπών και τεμνουσών πυρήνα για $V_b=0.82\text{Mass}$



Διάγραμμα ροπών και τεμνουσών του K9 για $V_b=0.70\text{Mass}$

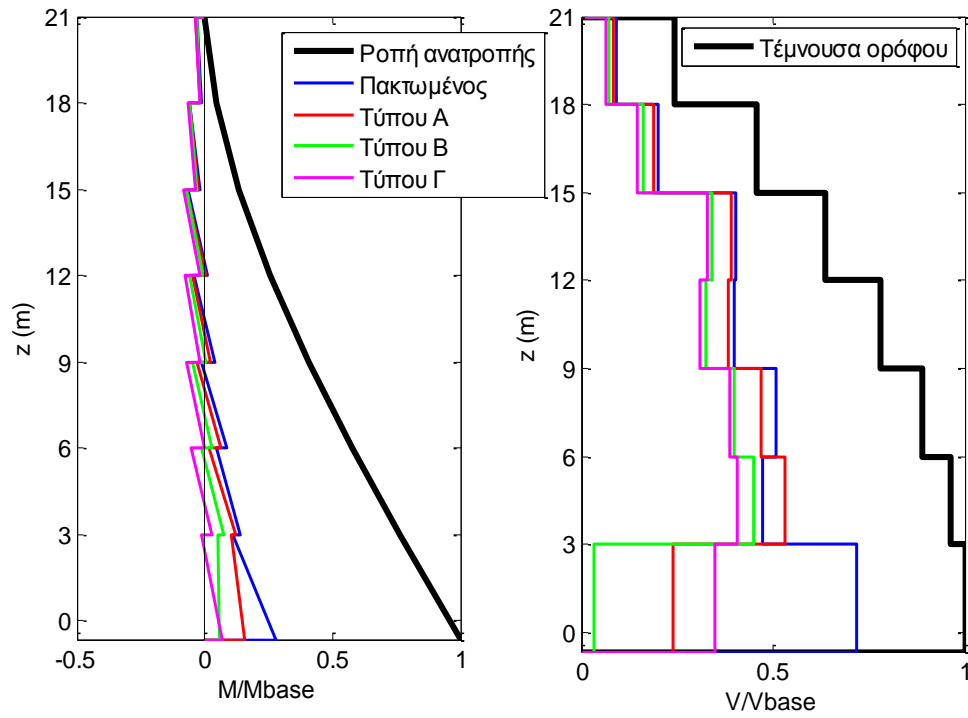


Διάγραμμα ροπών και τεμνουσών του K9 για $V_b=0.82\text{Mass}$

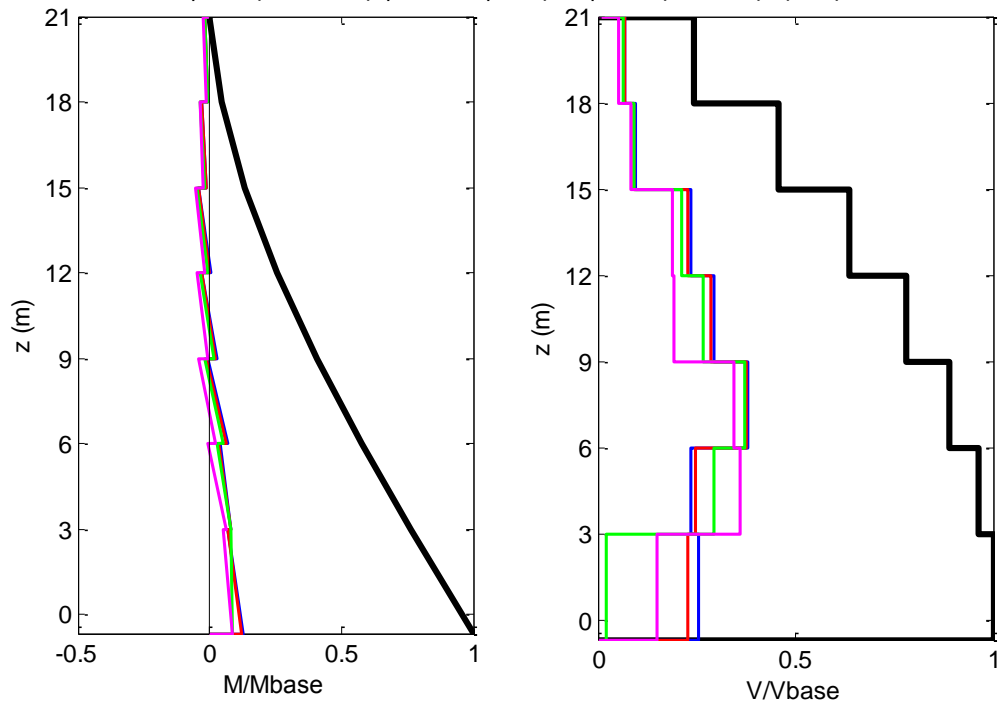


Αλληλεπίδραση Πυρήνα - Πλαισίων

Ροπή και τέμνουσα πυρήνα - Ροπή ανατροπής και Τέμνουσα ορόφων για $V_b=0.15\text{Mass}$



Ροπή και τέμνουσα πυρήνα - Ροπή ανατροπή και Τέμνουσα ορόφων για $V_b=0.7\text{Mass}$

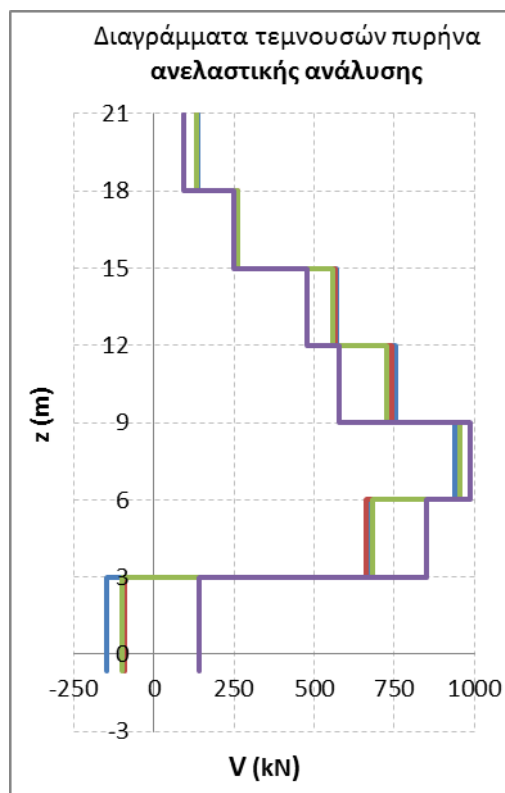
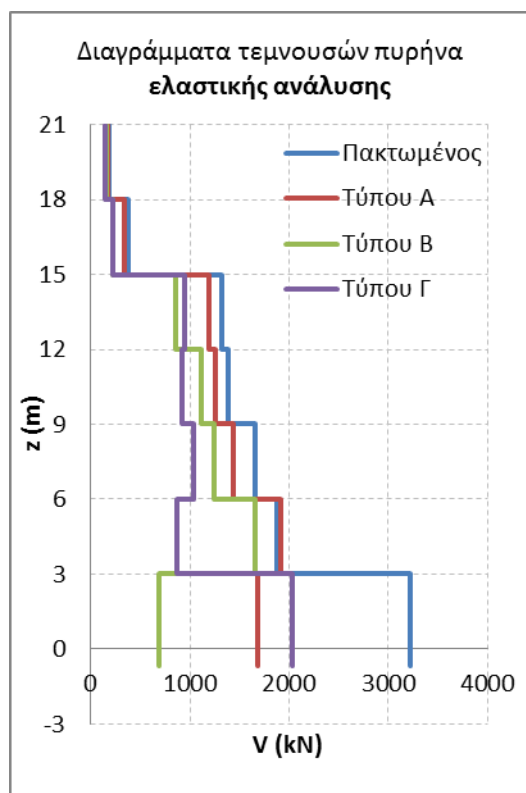


Στα παραπάνω σχήματα φαίνεται παραστατικά η συμμετοχή του πυρήνα για κάθε τύπο φορέα στην ανάληψη της ροπής ανατροπής του κτιρίου και της τέμνουσας των ορόφων. Παρουσιάζονται δύο στάθμες φόρτισης για $V_{base} = 0,15Mass$ και για $V_{base} = 0,70Mass$.

Συμπεραίνουμε ότι με την αύξηση της τέμνουσας βάσης :

- μειώνεται η συμμετοχή του πυρήνα στην ανάληψη της ροπής ανατροπής και της τέμνουσας ορόφου
- η απόκλιση στα εντατικά μεγέθη του πυρήνα μεταξύ των τεσσάρων φορέων μειώνεται.

4.4 ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΜΕ ΤΗΝ ΤΕΜΝΟΥΣΑ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΤΟΥ ΕΑΚ ΓΙΑ ΤΟΝ ΠΥΡΗΝΑ



Η ελαστική ανάλυση αδυνατεί να προβλέψει το μέγεθος της τέμνουσας του πυρήνα στο ύψος του 2^ο ορόφου. Η μείωση της τέμνουσας στο ισόγειο και η αύξηση της στον 1^ο και στον 2^ο όροφο οφείλεται στη μη γραμμική συμπεριφορά του φορέα. Το φαινόμενο αυτό είναι εντονότερο στο συγκεκριμένο κτίριο καθώς το σεισμικό φορτίο οδηγείται στον πυρήνα που είναι το πιο δύσκαμπτο μέλος. Εάν το κτίριο διέθετε μεγαλύτερη επιφάνεια τοιχωμάτων στην κάτοψη η μείωση της τέμνουσας στο ισόγειο δε θα ήταν τόσο έντονη.

Ο σύγχρονος αντισεισμικός κανονισμός υιοθετεί την ελαστική ανάλυση για τον υπολογισμό του φορέα. Η μη-γραμμική συμπεριφορά λαμβάνεται υπόψη εμμέσως με τη χρήση του συντελεστή συμπεριφοράς για τη μείωση των σεισμικών δράσεων. Επομένως η ανάπτυξη έντασης στα μέλη που δεν προβλέπεται από την ελαστική ανάλυση μπορεί να αποδειχτεί επικίνδυνη.

Ακόμα και αν τα μέλη του κτιρίου ήταν οπλισμένα κατά τους σύγχρονους κανονισμούς (ΕΚΩΣ και ΕΑΚ) διατηρώντας την κάτοψη ίδια, η μη γραμμική συμπεριφορά του

δομήματος θα ήταν ποιοτικά παραπλήσια. Υπενθυμίζουμε ότι στο κτίριο δεν αναπτύσσεται μηχανισμός μαλακού ορόφου και η καμπτική αστοχία του πυρήνα περιορίζεται μόνο στη βάση όπως επιδιώκεται και από τον ΕΑΚ. Ενδιαφέρον θα έχει λοιπόν να εξετάσουμε εάν ο πυρήνας οπλισμένος κατά ΕΑΚ θα μπορούσε να παραλάβει με ασφάλεια την κατανομή της τέμνουσας που προέκυψε από την ανελαστική ανάλυση.

Σύμφωνα με τον ικανοτικό σχεδιασμό η τέμνουσα σχεδιασμού της περιοχής της πλαστικής άρθρωσης που είναι πιθανό να δημιουργηθεί στη θέση της μέγιστης ροπής, δηλαδή εν γένει στη βάση του τοιχώματος υπολογίζεται από την καμπτική υπεραντοχή της πλαστικής άρθρωσης ως εξής :

$$V_{CD,w0} = a_{CD} \cdot V_{E,w0}$$

με

$$a_{CD} = \gamma_{Rd} \cdot \frac{M_{R,w0}}{M_{E,w0}}$$

όπου :

γ_{Rd} είναι ο συντελεστής υπεραντοχής που λαμβάνεται ίσος με 1,30 για τους συνήθεις χάλυβες,

$M_{E,w0}$ και $V_{E,w0}$ είναι αντίστοιχα οι μέγιστη ροπή και τέμνουσα στο τοίχωμα που προκύπτουν από τη σεισμική δράση της ελαστικής ανάλυσης στη διατομή πλαστικής άρθρωσης,

$M_{R,w0}$ είναι η ροπή αντοχής της διατομής.

Στους υπόλοιπους ορόφους η τέμνουσα σχεδιασμού λαμβάνεται από τη μέγιστη τέμνουσα που προκύπτει από τη σεισμική ανάλυση πολλαπλασιασμένη επί τον συντελεστή a_{CD} αλλά όχι μικρότερη από το 1/3 της τέμνουσας σχεδιασμού της πλαστικής άρθρωσης, δηλαδή :

$$V_{CD,w} = a_{CD} \cdot V_{E,w} \geq \frac{V_{CD,w0}}{3}.$$

Στόχος μας είναι να συγκρίνουμε την περιβάλλουσα αντοχής σε τέμνουσα που προκύπτει από την όπλιση του πυρήνα βάσει της ικανοτικής τέμνουσας $V_{CD,w}$ με το διάγραμμα τέμνουσων τις ανελαστικής στατικής ανάλυσης. Καθώς όμως η ροπή αντοχής της διατομής του πυρήνα στη βάση θα ήταν διαφορετική εάν ο πυρήνας ήταν οπλισμένος κατά ΕΑΚ θα συγκρίνουμε τον διαθέσιμο λόγο $\frac{V_{CD,w}}{M_{R,w0}}$ με τον αντίστοιχο

απαιτούμενο $\frac{V_{demand}}{M_{R,available}}$ όπου :

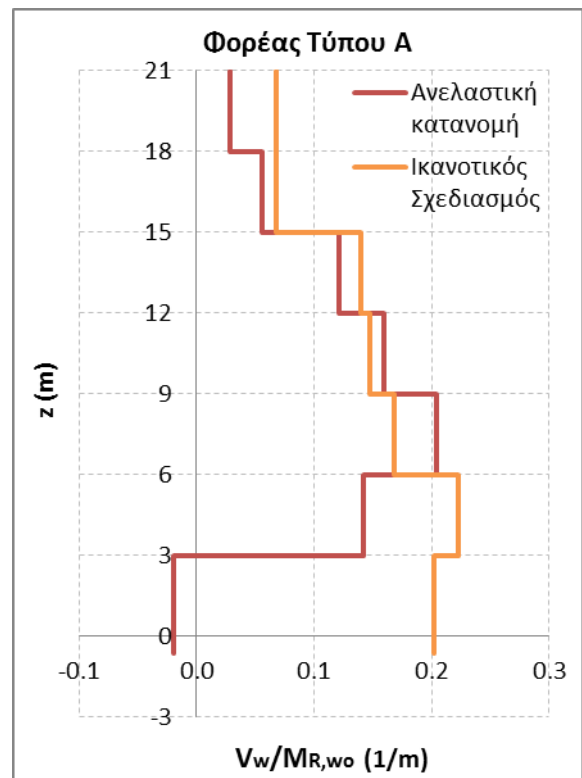
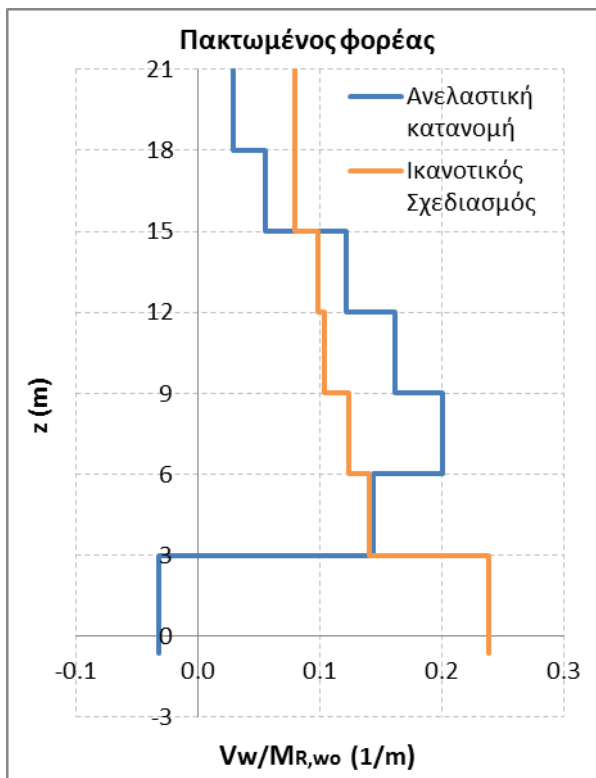
V_{demand} η τέμνουσες που προκύπτουν από την ανελαστική ανάλυση (σχήμα)

$M_{R,available} = 4670 \text{ kNm}$ η ροπή αντοχής του πυρήνα στη βάση υπολογισμένη για τον υφιστάμενο οπλισμό, όπως φαίνεται και στο σχήμα () και

$$\frac{V_{CD,w}}{M_{R,w0}} = \gamma_{Rd} \cdot \frac{V_{E,w}}{M_{E,w0}} \geq 1/3 \frac{V_{CD,w}}{M_{R,w0}} \text{ όπως προκύπτει από τις παραπάνω σχέσεις.}$$

Από την τελευταία σχέση φαίνεται ότι ο λόγος $\frac{V_{CD,w}}{M_{R,w0}}$ είναι ανεξάρτητος από τον συντελεστή συμπεριφοράς. Οι δρώσα τέμνουσα $V_{E,w}$ αντιστοιχεί στην ελαστική κατανομή του σχήματος ... για οριζόντια φορτία από το συνδυασμό $G + 0.3Q + E_x$.

Τα αποτελέσματα παρουσιάζονται στα σχήματα που ακολουθούν για τον πακτωμένο φορέα και για τον Τύπου Α ο οποίος διαθέτει τη συμβατική θεμελίωση.



Συμπεραίνουμε πως ο ικανοτικός σχεδιασμός όπως προβλέπεται από τον ΕΑΚ είναι ανεπαρκής και για τον πακτωμένο φορέα και για τον φορέα με τα συμβατικά πέδιλα. Η υπέρβαση όμως της αντοχής στον φορέα τύπου Α είναι σαφώς μικρότερη από ότι στον πακτωμένο φορέα. Αυτό οφείλεται στο γεγονός ότι στην περίπτωση του φορέα Α η τέμνουσα του πυρήνα στο ισόγειο είναι ήδη μειωμένη από την ελαστική ανάλυση προσεγγίζοντας καλύτερα το διάγραμμα τεμνουσών της ανελαστικής ανάλυσης.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5

ΔΥΝΑΜΙΚΕΣ ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΕΣ ΑΝΑΛΥΣΕΙΣ

5.1 ΓΕΝΙΚΑ

Η επιρροή των διαφορετικών συστημάτων έδρασης στη συμπεριφορά της ανωδομής εξετάστηκε μέσω ανελαστικών δυναμικών αναλύσεων χρονοϊστορίας. Οι μη-γραμμικές δυναμικές αναλύσεις είναι ο ακριβέστερος τρόπος για την αποτίμηση της σεισμικής απόκρισης του φορέα.

Πραγματοποιήθηκε υπολογισμός της 1^{ης} ιδιοπεριόδου κάθε φορέα και με το λογισμικό OpenSees. Η ιδιοπερίοδος υπολογίστηκε μετά από τις καμπτικές βλάβες που υπέστη ο φορέας από τα κατακόρυφα φορτία, δηλαδή με τις ρηγματωμένες διατομές των μελών. Αναφέρεται ότι η 1^η ιδιομορφή του κτιρίου που υπολογίστηκε βάσει του OpenSees έχει την ίδια μορφή με αυτήν που υπολογίστηκε από το SAP2000 και παρουσιάστηκε στο Κεφάλαιο 2.

Πίνακας 5.1 Τιμή της 1^{ης} ιδιομορφής κάθε φορέα υπολογισμένη από το SAP2000 και το OpenSees.

Φορέας	1η Ιδιοπερίοδος (sec)	
	SAP2000	OpenSees
Πακτωμένος	1.26	1.28
Φορέας Α	1.35	1.41
Φορέας Β	1.41	1.48
Φορέας Γ	1.53	1.70

Εξετάστηκε η απόκριση του φορέα στις εξής σεισμικές διεγέρσεις:

α) Λευκάδα 2003

β) Λευκάδα 2003 με επιταχύνσεις αυξημένες κατά 50% (Λευκάδα 2003 x1.5)

γ) Καλαμάτα, Νομαρχία με επιταχύνσεις αυξημένες κατά 60% (Καλαμάτα x1.6)

δ) Duzce, Duzce

ε) Imperial Valley, IVNo4 με επιταχύνσεις μειωμένες κατά 30% (IVNo4 x0.70)

στ) Chi-Chi, TCU102 με επιταχύνσεις μειωμένες κατά 40% (TCU102 x0.60)

Η επιλογή των διεγέρσεων έγινε με τέτοιο τρόπο ώστε να έχουν φάσμα επιτάχυνσης κοντά στο φάσμα σχεδιασμού του ΕΑΚ2000 για τη Ζώνη II και να μην υπερβαίνουν κατά πολύ την ικανότητα του κτιρίου. Σύμφωνα με τα αποτελέσματα των ανελαστικών στατικών αναλύσεων το κτίριο αναμένεται να αντέχει φασματικές επιταχύνσεις της τάξεως των $0,10 g$. Δεν εξετάστηκαν επομένως ισχυρότερες σεισμικές διεγέρσεις με πλούσιο φασματικό περιεχόμενο σε περιόδους των 1,5 δευτερολέπτων (π.χ. Takatori, Fukiaia) καθώς θα δυσχέραιναν τη σύγκριση των τεσσάρων τύπων έδρασης.

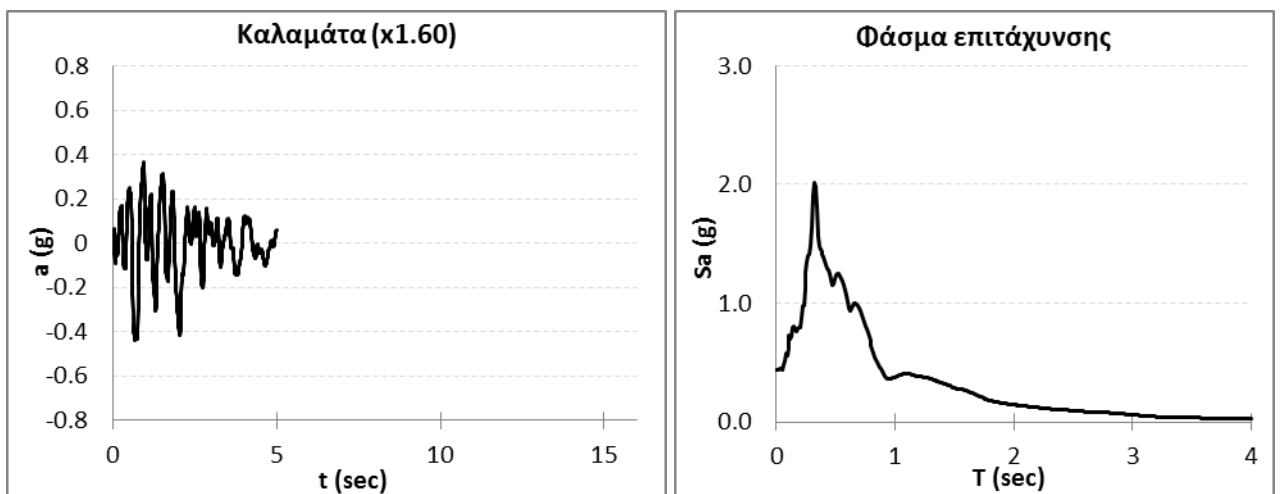
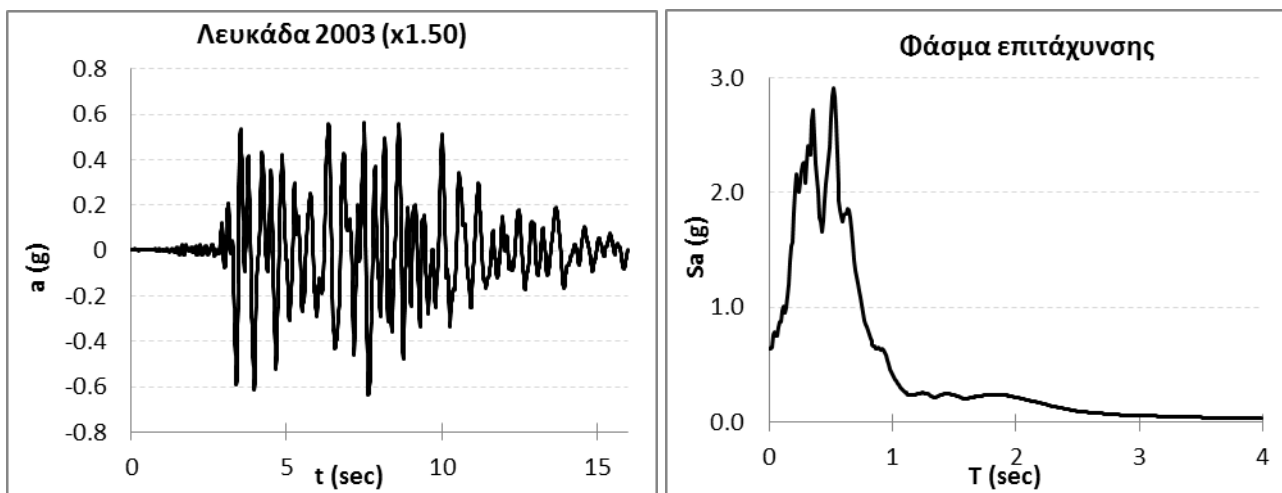
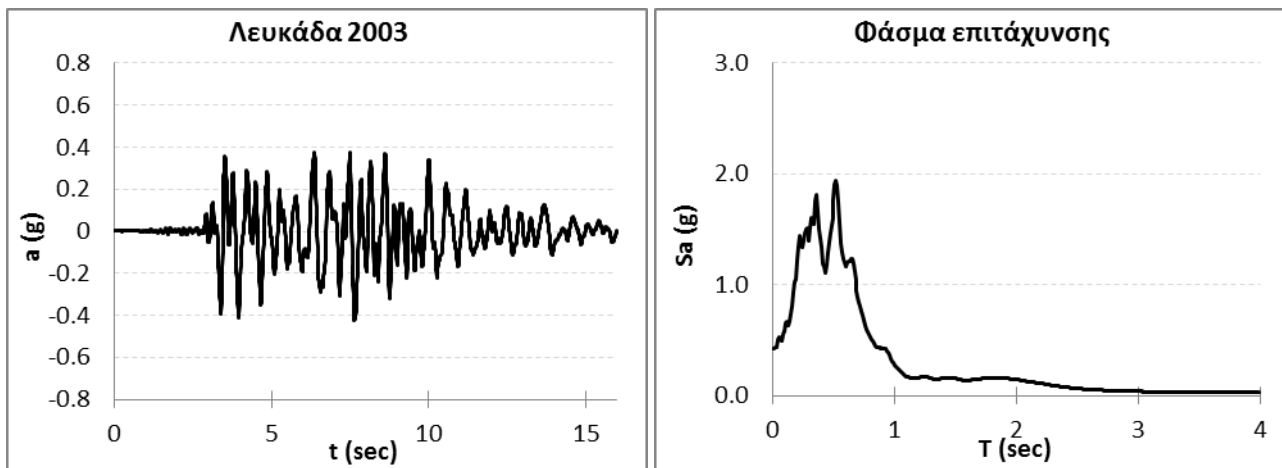
Οι διεγέρσεις που παρουσιάζονται διακρίνονται σε δύο κατηγορίες :

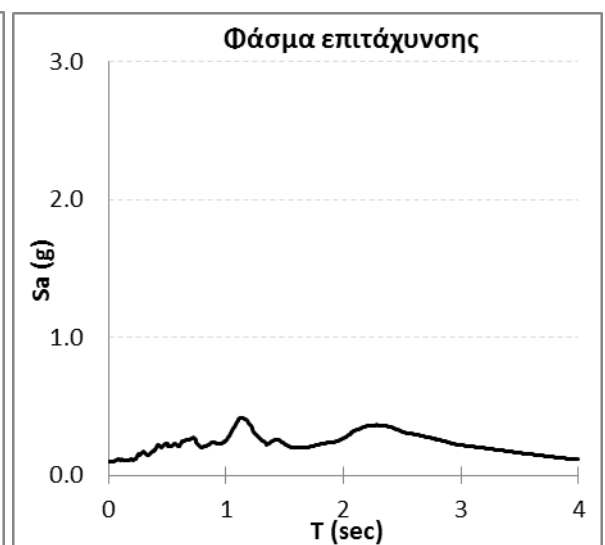
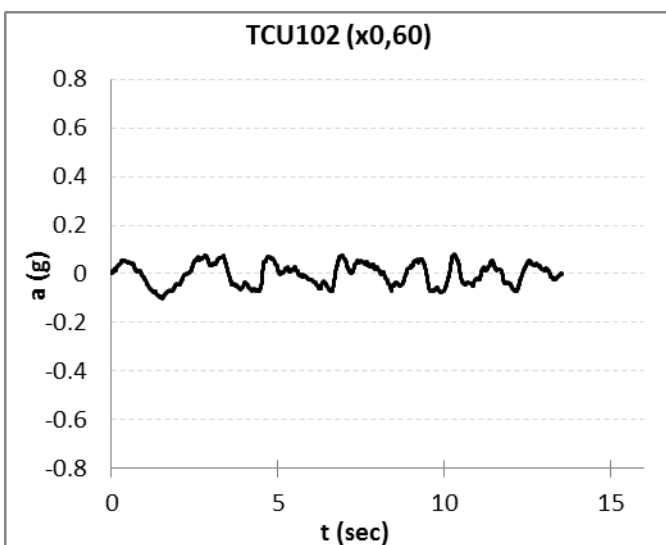
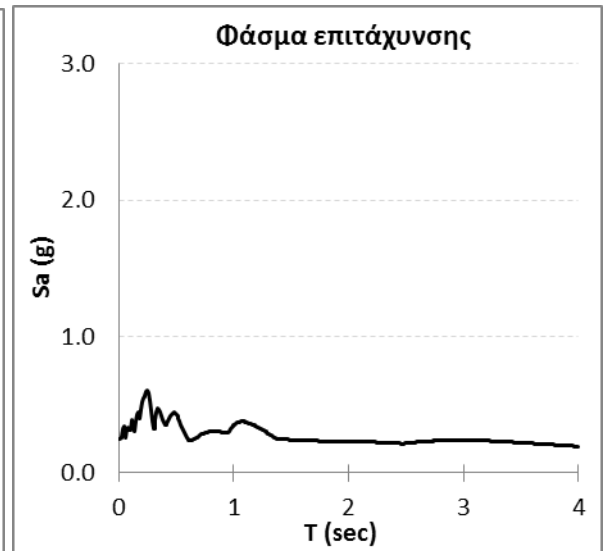
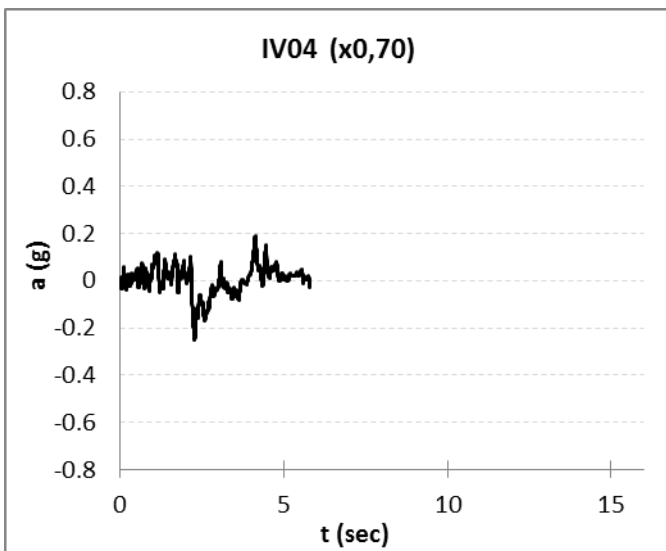
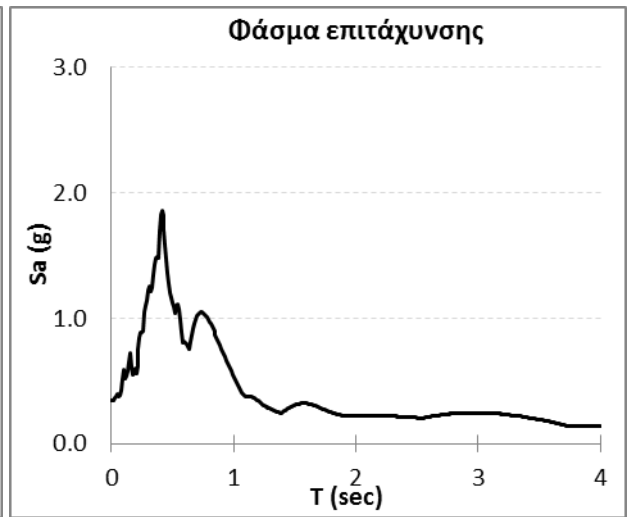
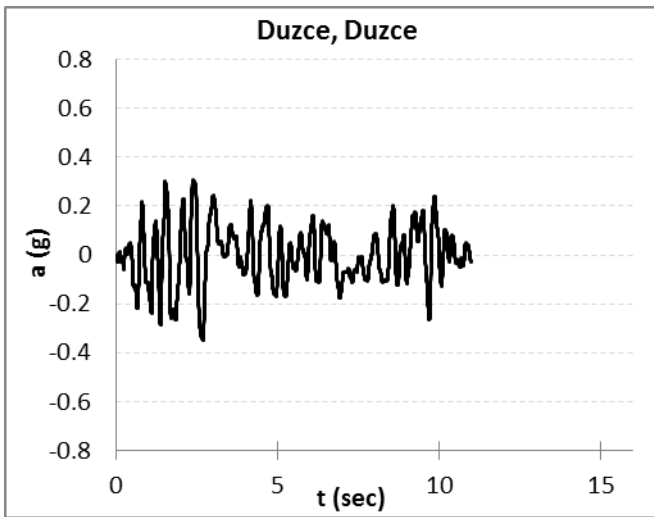
α) Σεισμικές διεγέρσεις με φθίνουσες φασματικές επιταχύνσεις σε περιόδους άνω του 1sec (Λευκάδα 2003, Καλαμάτα).

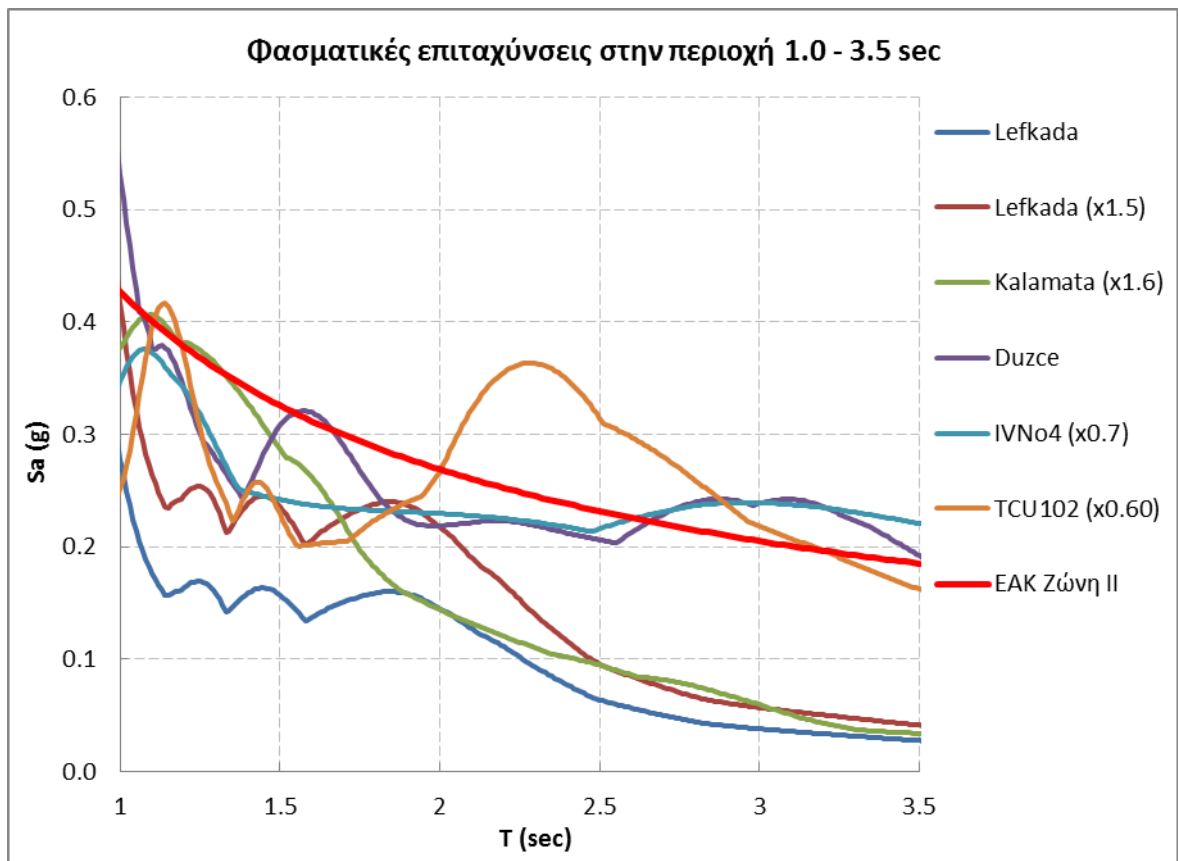
β) Σεισμικές διεγέρσεις με περίπου σταθερές ή αυξανόμενες φασματικές επιταχύνσεις σε περιόδους άνω του 1sec (Duzce, IVNo4, TCU102).

Όλες οι διεγέρσεις επιβλήθηκαν μόνο κατά τη διεύθυνση X, η οποία εξετάζεται στην παρούσα εργασία.

Σχήμα 5.1 Επιβαλλόμενες διεγέρσεις, εδαφικές επιταχύνσεις και φάσματα επιτάχυνσης





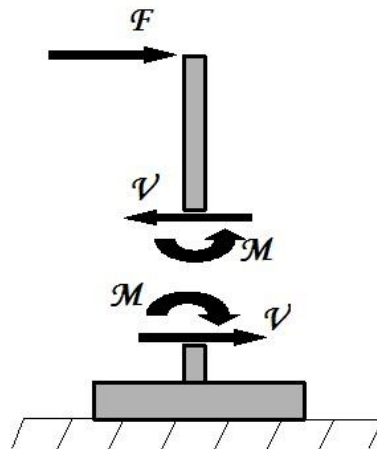


Σχήμα 5.2 Σύγκριση των φασμάτων επιτάχυνσης στην περιοχή ιδιοπεριόδων 1.0 έως 3.5 sec.

Εξετάζονται τα εξής μεγέθη για τους τέσσερις φορείς :

- Οι καμπτικές βλάβες
- Η χρονοϊστορία της συνολικής τέμνουσας βάσης
- Η χρονοϊστορία της μετατόπισης κορυφής
- Η καμπύλη ροπής – στροφής του πεδίου του πυρήνα η χρονοϊστορία της στροφής
- Η καμπύλη ροπής – πλαστικής στροφής στη βάση του πυρήνα και του υποστυλώματος Κ9
- Η χρονοϊστορία της μετατόπισης του 1^{ου} ορόφου και οι συνιστώσες της
- Η χρονοϊστορίες των εντατικών μεγεθών του πυρήνα και του υποστυλώματος Κ9
- Προφίλ οριζόντιων μετατοπίσεων σε χαρακτηριστικές χρονικές στιγμές

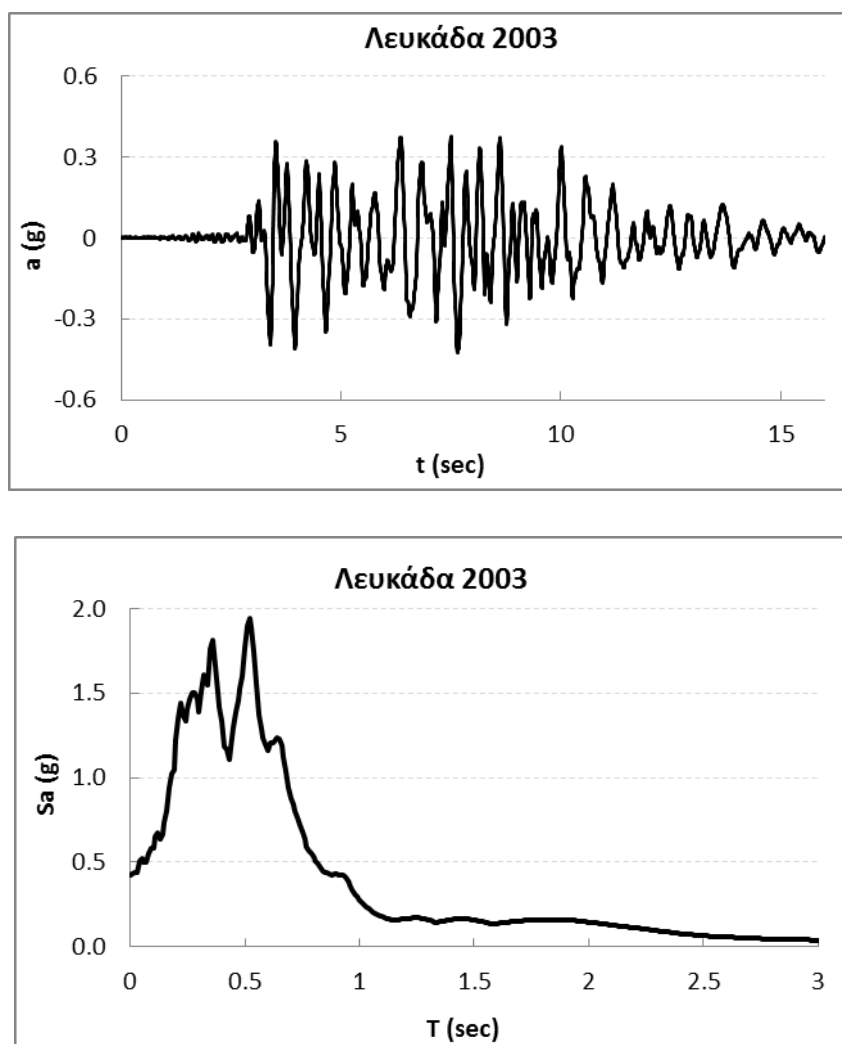
Στην παρουσίαση των αποτελεσμάτων θεωρηθήκαν οι εξής θετικές φορές για τις ροπές και τέμνουσες που καταπονούν τα κατακόρυφα μέλη και τα πέδιλα :



5.2 ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΔΥΝΑΜΙΚΩΝ ΑΝΑΛΥΣΕΩΝ

5.2.1 Λευκάδα 2003

Η διέγερση της Λευκάδας 2003 έχει μέγιστη επιτάχυνση εδάφους (PGA) 0,43 g και μέγιστη ταχύτητα (PGV) 36 cm/sec. Χαρακτηριστικό της διέγερσης είναι οι πολλοί σημαντικοί κύκλοι που διαθέτει. Επιβάλλαμε τη διέγερση με την αντίθετη φορά. Από το φάσμα επιταχύνσεων (**Σχήμα 5.3**) παρατηρούμε ότι στην περιοχή της 1^{ης} ιδιοπεριόδου του κτιρίου οι φασματικές επιταχύνσεις έχουν περίπου σταθερή τιμή. Συγκεκριμένα στην περιοχή ιδιοπεριόδων από 1,0 έως 2,0 δευτερολέπτων η φασματική επιτάχυνση είναι περίπου 0,17g



Σχήμα 5.3 Διέγερση Λευκάδα 2003

Καμπτικές βλάβες

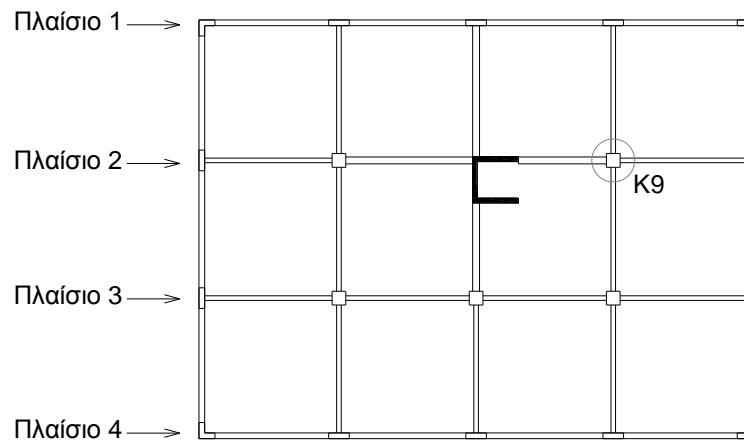
Στα σχήματα που ακολουθούν παρουσιάζονται οι βλάβες λόγω κάμψης που συμβαίνουν στο κτίριο κατά τη διάρκεια του σεισμού σε καθένα από τους τέσσερις τύπους έδρασης. Το επίπεδο βλάβης εκτιμάται από τη μέγιστη πλαστική στρόφη που σημειώνεται σε κάθε διατομή κατά τη διάρκεια της σεισμικής διέγερσης. Η πραγματοποιηθείσα πλαστική στρόφη συγκρίνεται με την τιμή της πλαστικής στρόφης που αντιστοιχεί στη στάθμη επιτελεστικότητας. Υπενθυμίζουμε τον τρόπο συμβολισμού που χρησιμοποιήθηκε ο οποίος περιγράφεται αναλυτικότερα στο Κεφάλαιο 3. Με μπλε χρώμα συμβολίζονται οι πλαστικές στρόφες που βρίσκονται μεταξύ των στάθμεων επιτελεστικότητας «Άμεση Χρήση» και «Προστασία Ζωής», με πράσινο χρώμα οι πλαστικές στρόφες που βρίσκονται μεταξύ των στάθμεων επιτελεστικότητας «Προστασία Ζωής» και «Οιονεί Κατάρρευση», ενώ με κόκκινο οι πλαστικές στρόφες που υπερβαίνουν το όριο της στάθμης «Οιονεί Κατάρρευση». Αναγράφεται ακόμα το ποσοστό της απόστασης μεταξύ των δύο στάθμεων επιτελεστικότητας που έχει διανύσει η πλαστική στρόφη της διατομής. Για την κόκκινη περιοχή σημειώνεται πόσες φορές μεγαλύτερη είναι η πλαστική στρόφη από την τιμή της στάθμης «Οιονεί Κατάρρευση».

- Από «Άμεση Χρήση» έως «Προστασία Ζωής»
- Από «Προστασία Ζωής» έως «Οιονεί Κατάρρευση»
- Άνω του ορίου «Οιονεί Κατάρρευση»

Οι βλάβες καταγράφονται για τα πλαίσια της διεύθυνσης X :

- i) για το περιμετρικό πλαίσιο – Πλαίσιο 1
- ii) για το πλαίσιο του πυρήνα – Πλαίσιο 2
- iii) για το εσωτερικό πλαίσιο – Πλαίσιο 3

και παρουσιάζονται στα **Σχήματα 5.5, 5.6 και 5.7**



Σχήμα 5.4 Πλαίσια κατά τη διεύθυνση Χ

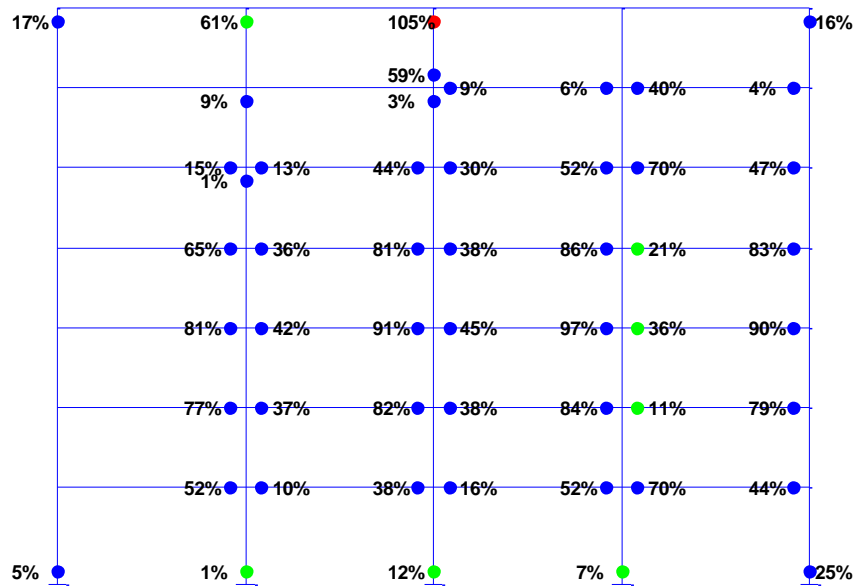
Συγκρίνοντας τις βλάβες που σημειώθηκαν στους τέσσερις φορείς συμπεραίνουμε τα εξής :

- Το κτίριο γενικά δεν έχει καταπονηθεί ιδιαίτερα από τη διέγερση, αυτό οφείλεται στη σχετικά μεγάλη ιδιοπερίοδό του. Το κτίριο αποκρίνεται στη σεισμική διέγερση με τη δημιουργία πλαστικών αρθρώσεων στα άκρα των δοκών και στη βάση των υποστυλωμάτων. Δεν υπάρχει καμία υπόνοια για την ανάπτυξη μηχανισμού πλαστικού ορόφου που ούτως ή άλλως εμποδίζεται από την ύπαρξη του πυρήνα. Σε όλους τους φορείς η στάθμη «Προστασία Ζωής» έχει υπερβληθεί, το κτίριο όμως δεν καταρρέει.
- Στον πακτωμένο φορέα και στον φορέα με τα συμβατικά πέδιλα παρατηρούνται παραπλήσιες βλάβες. Και στους δύο φορείς η πλαστική στροφή στη βάση του πυρήνα υπερβαίνει τη στάθμη επιτελεστικότητας «Προστασία Ζωής»
- Στους Φορείς Β και Γ οι βλάβες στη βάση των υποστυλωμάτων είναι μειωμένες σε σύγκριση με τους πρώτους δύο φορείς έως και ανύπαρκτες. Ο πυρήνας παραμένει ελαστικός. Παρόλα αυτά οι δοκοί καταπονούνται γενικά περισσότερο χωρίς όμως να υπερβαίνουν τη στάθμη «Οιονεί Κατάρρευση».
- Όσο μειώνεται το μέγεθος των πεδίων περιορίζονται οι βλάβες στα υποστυλώματα ενώ επιδεινώνονται στις δοκούς.
- Στη συγκεκριμένη σεισμική διέγερση ο Φορέας Γ συμπεριφέρεται καλύτερα, καθώς είναι θετικότερο να καταπονούνται λίγο περισσότερο οι δοκοί, οι οποίες είναι τα μέλη που προορίζονται για την πλαστικοποίηση κατά τη διάρκεια του σεισμικού κραδασμού, και λιγότερο τα υποστυλώματα στη βάση. Τα υποστυλώματα είναι τα πρωτεύοντα μέλη για τη στατική ευστάθεια του φορέα υπό τα κατακόρυφα φορτία μετά το πέρας του σεισμού.

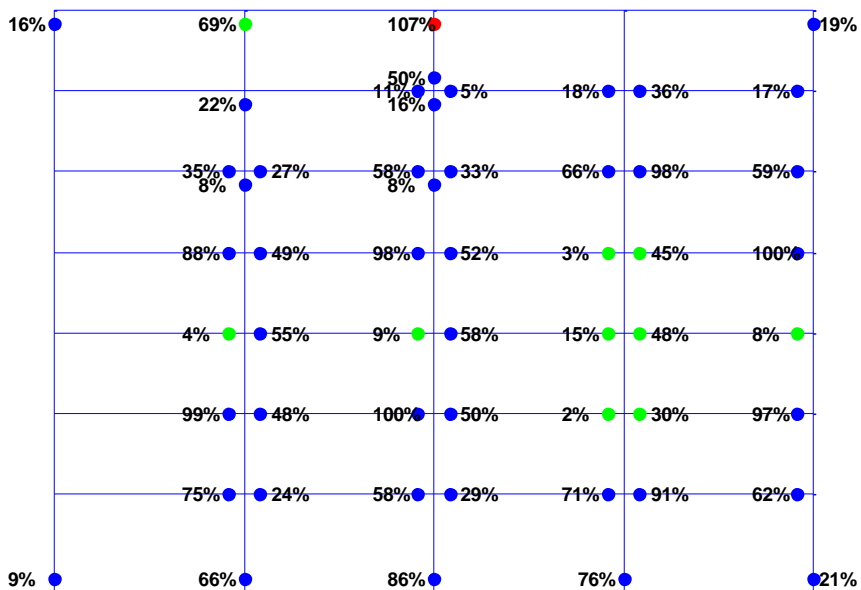
Πλαίσιο 1 (Σχήμα 5.5)

A.X. Π.Ζ. Ο.Κ.

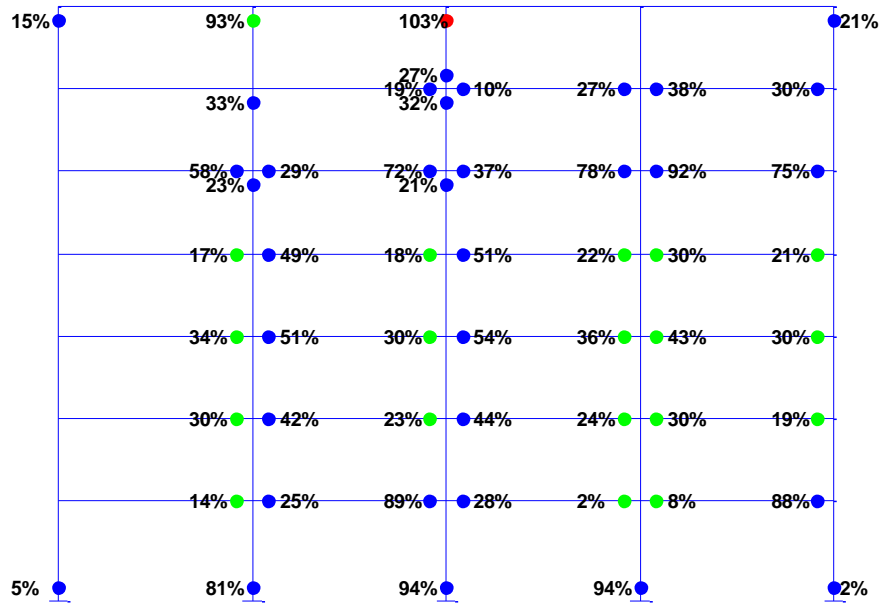
Πλαίσιο 1 - Πακτωμένος φορέας



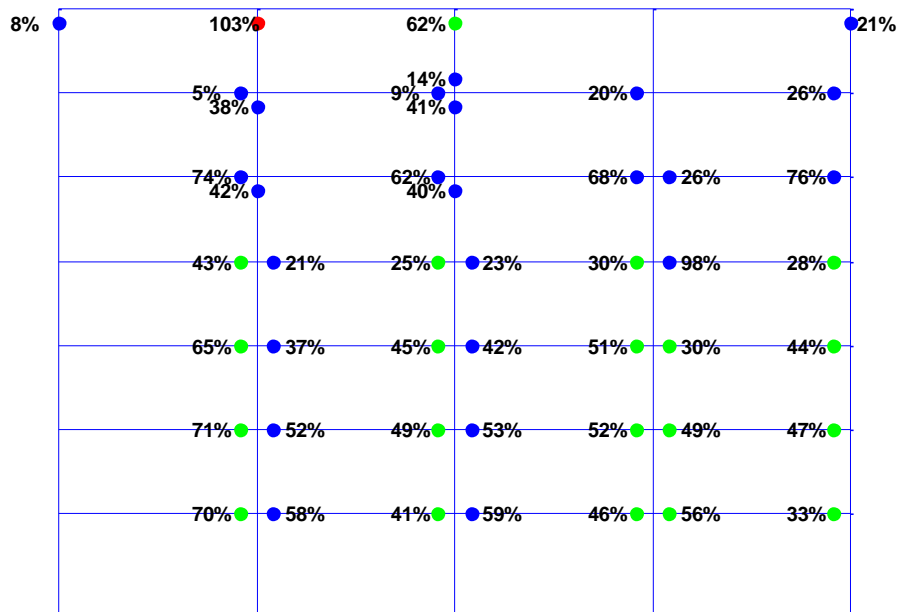
Πλαίσιο 1 - Φορέας Α



Πλαίσιο 1 - Φορέας Β



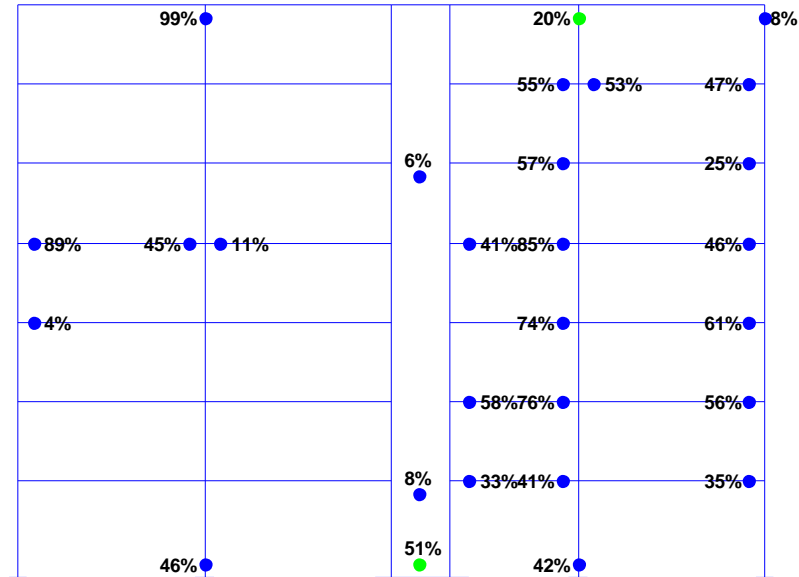
Πλαίσιο 1 - Φορέας Γ



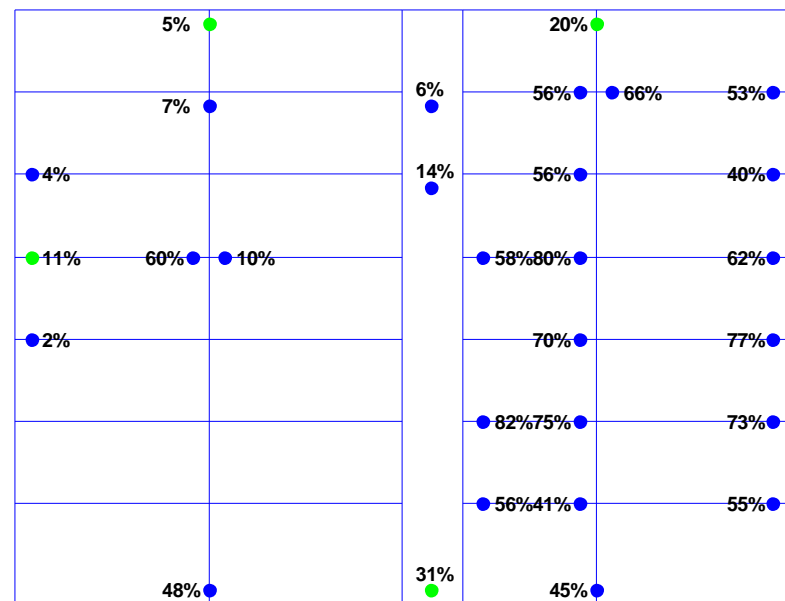
Πλαίσιο 2 (Σχήμα 5.6)

A.X. Π.Ζ. Ο.Κ.

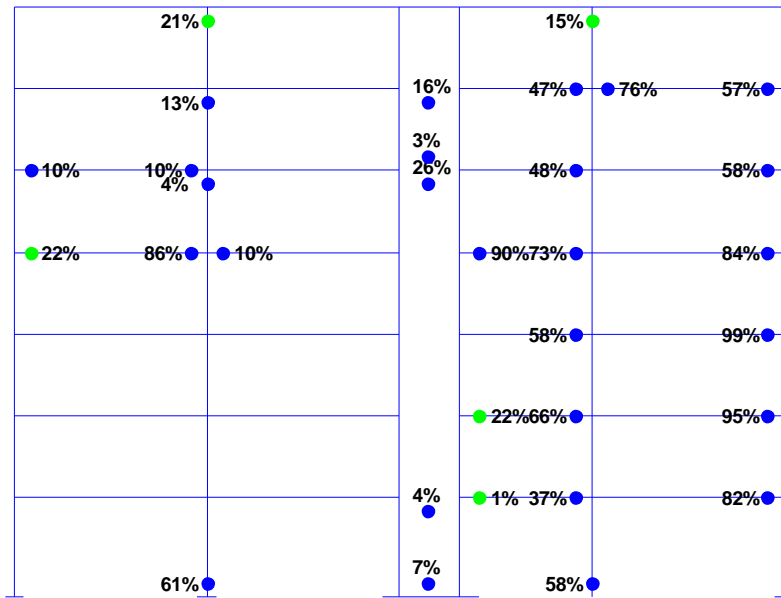
Πλαίσιο 2 - Πακτωμένος φορέας



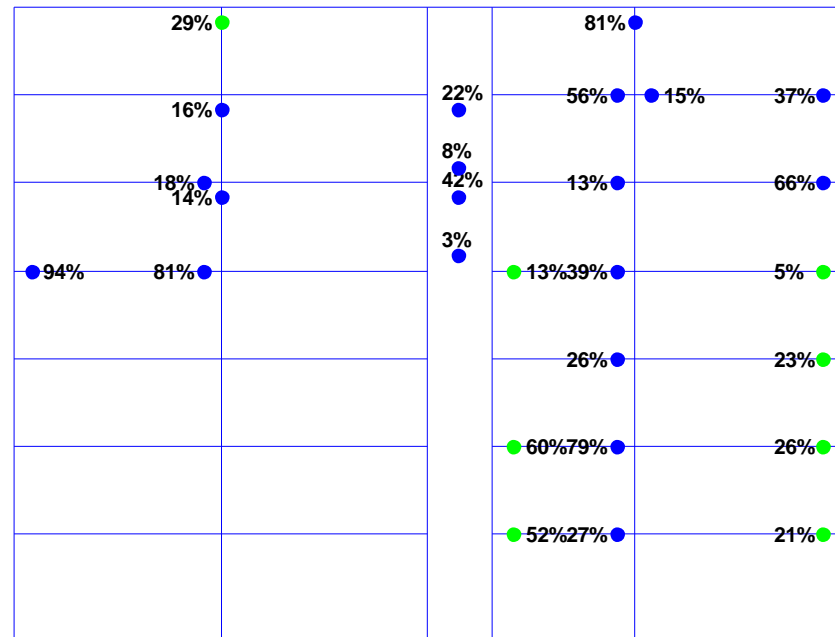
Πλαίσιο 2 - Φορέας Α



Πλαίσιο 2 - Φορέας Β



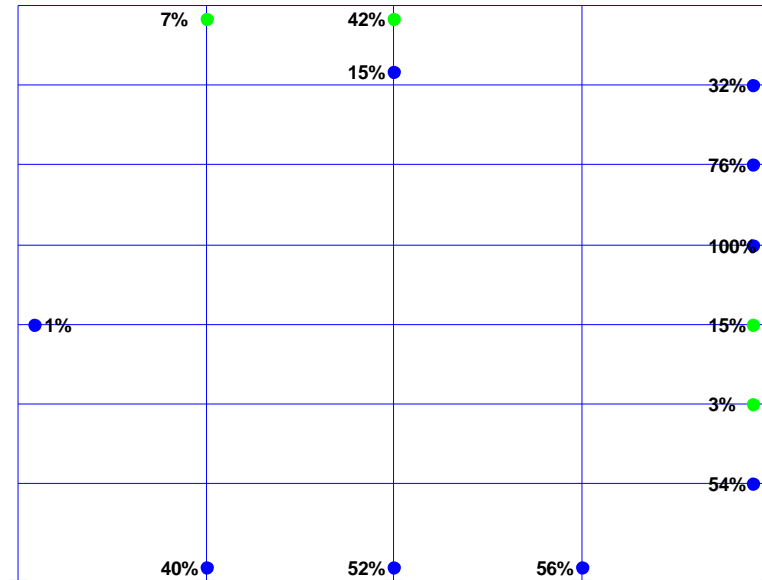
Πλαίσιο 2 - Φορέας Γ



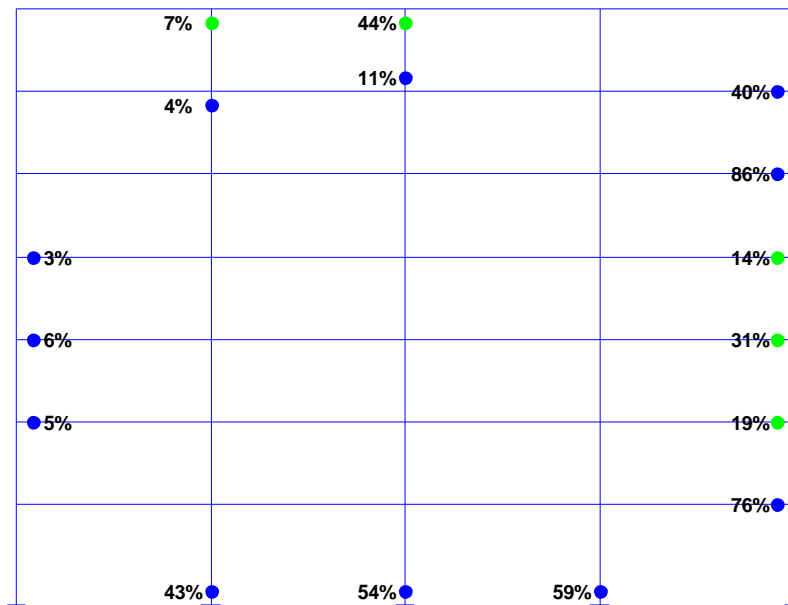
Πλαίσιο 3 (Σχήμα 5.7)

A.X. Π.Ζ. Ο.Κ.

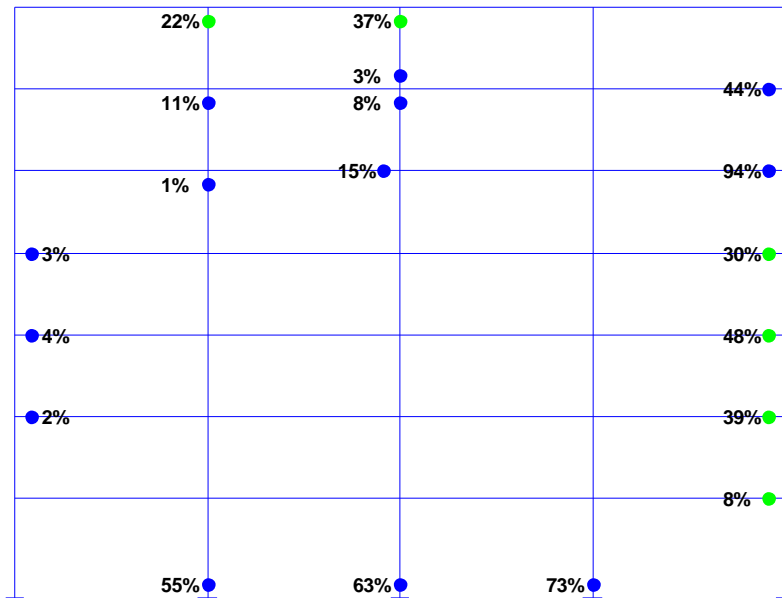
Πλαίσιο 3 - Πακτωμένος φορέας



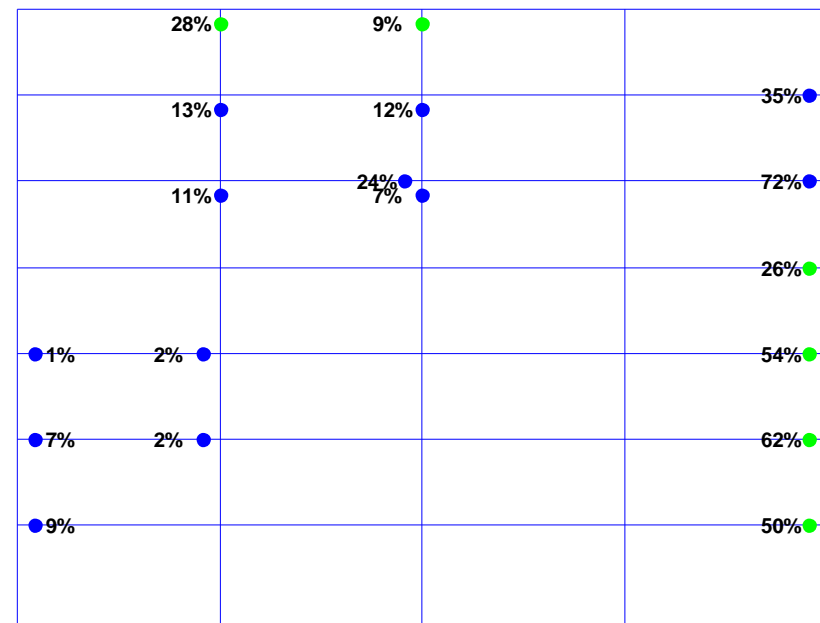
Πλαίσιο 3 - Φορέας Α



Πλαίσιο 3 - Φορέας Β

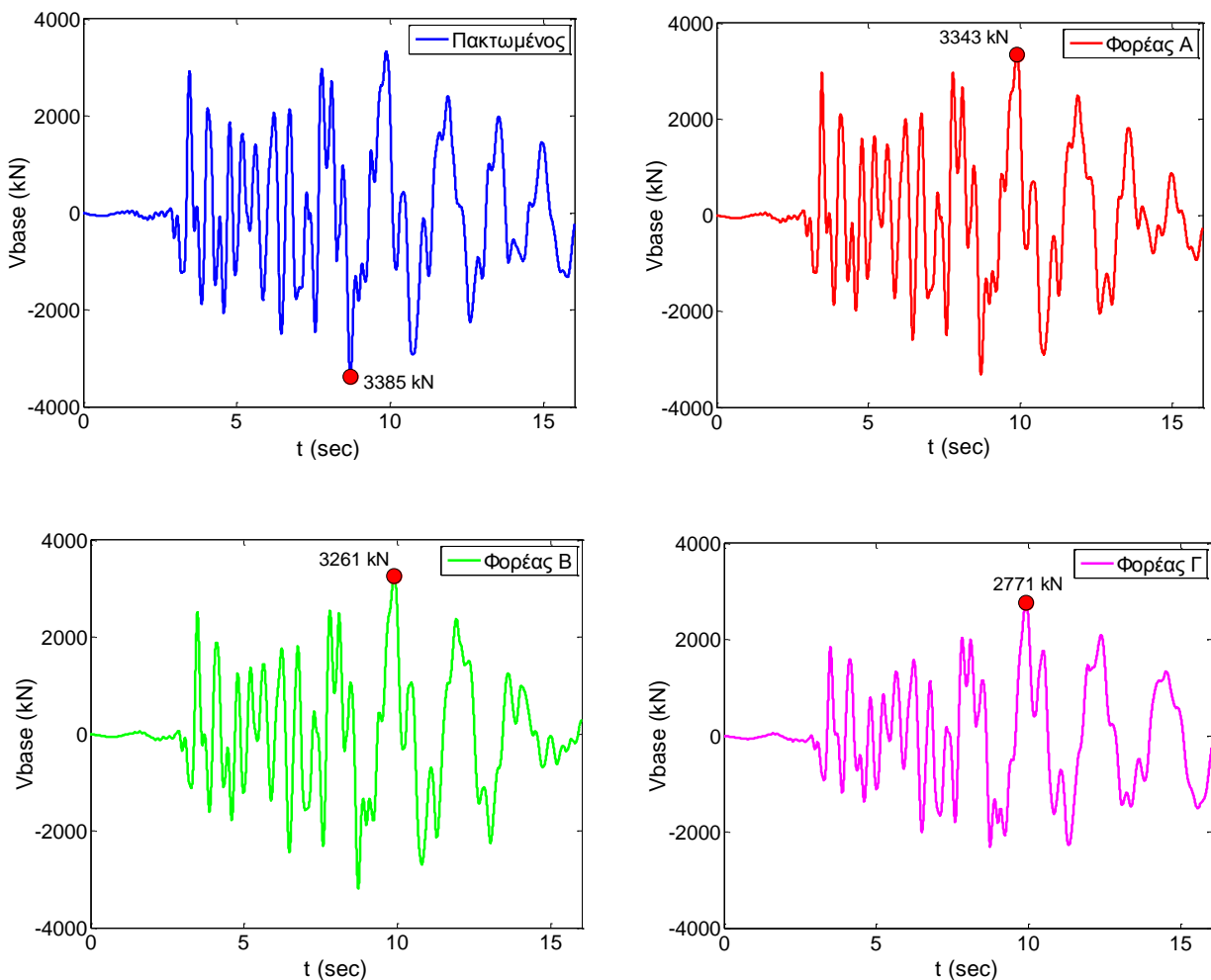


Πλαίσιο 3 - Φορέας Γ



Χρονοϊστορία τέμνουσας βάσης του κτιρίου

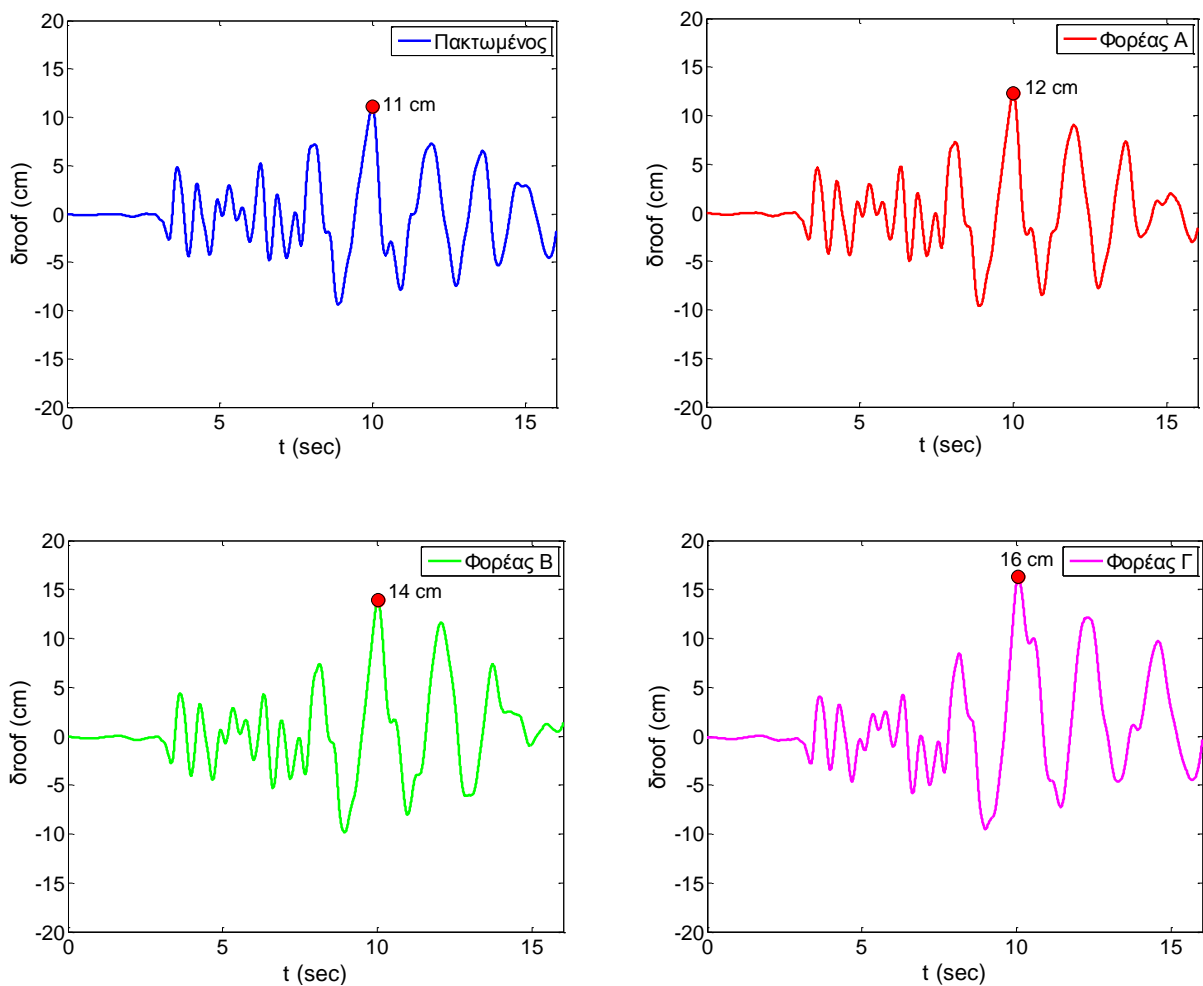
Παρατηρούμε ότι η τέμνουσα βάσης που ασκείται στο κτίριο μειώνεται ελαφρώς καθώς γίνεται πιο εύκαμπτη η θεμελίωση παρόλο που η φασματική επιτάχυνση είναι περίπου ίδια για την 1^η ιδιοπερίοδο των τεσσάρων φορέων. Το γεγονός αυτό οφείλεται ίσως στη συμμετοχή των ανώτερων ιδιομορφών οι οποίες έχουν μικρότερες ιδιοπεριόδους στην περιοχή όπου οι φασματικές επιταχύνσεις μειώνονται με μεγαλύτερο ρυθμό. Ο Φορέας Γ δέχεται τη μικρότερη τέμνουσα βάσης. Η διέγερση παρουσιάζει τη μέγιστη εδαφική επιτάχυνση και ταχύτητα περίπου τη χρονική στιγμή 7,6 sec. Από εκείνη τη στιγμή και πέρα είναι εμφανής η αύξηση της περιόδου στη χρονοϊστορία της τέμνουσας βάσης. Η συμπεριφορά αυτή υποδηλώνει την αύξηση της ιδιοπεριόδου του κτιρίου λόγω των βλαβών.



Σχήμα 5.8 Χρονοϊστορία τέμνουσας βάσης του κτιρίου για κάθε τύπο έδρασης.

Οριζόντια μετατόπιση κορυφής

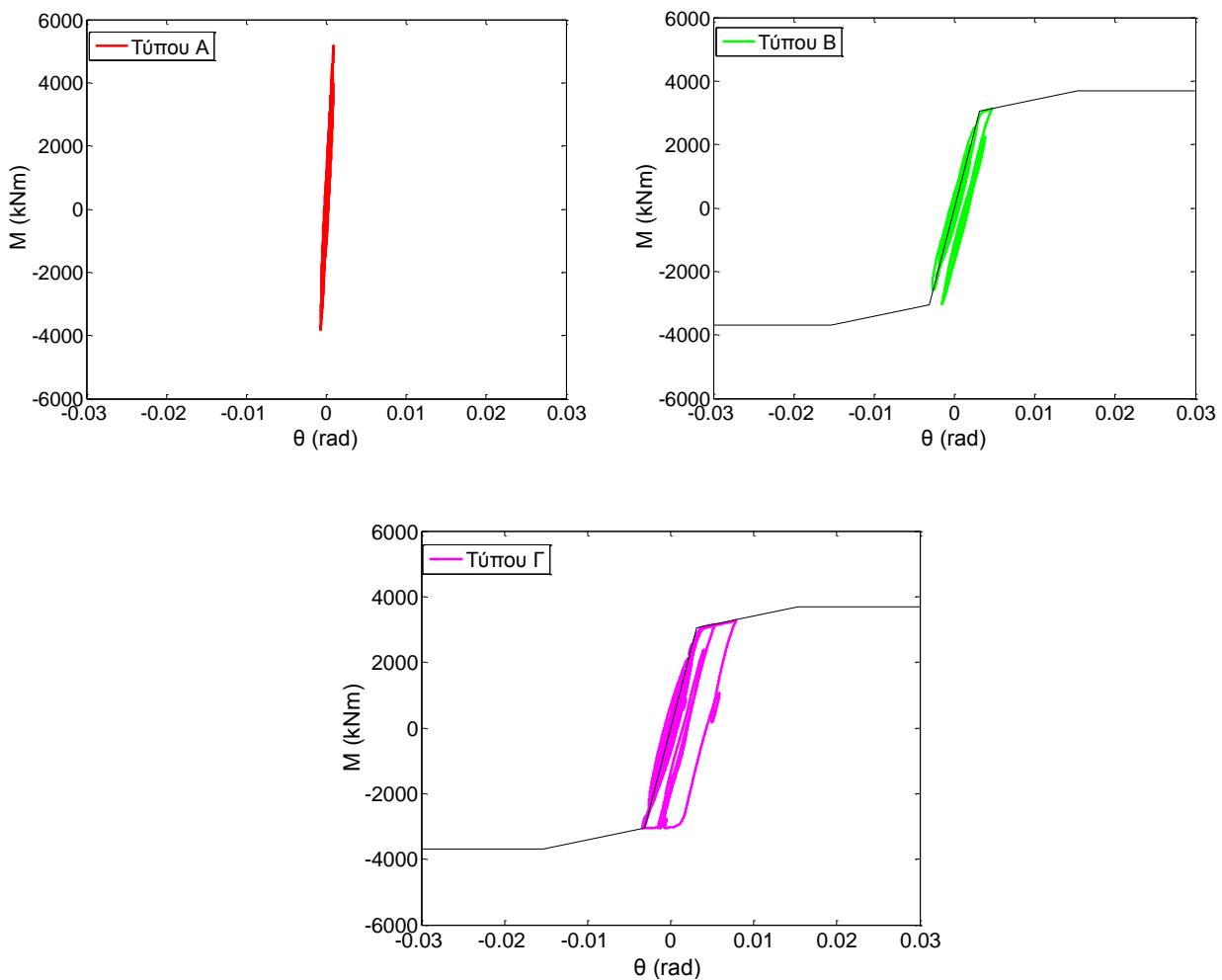
Η μετατόπιση κορυφής αυξάνεται με τη μείωση των διαστάσεων των πεδίων. Η μέγιστη μετατόπιση που καταγράφηκε είναι μικρή αν σκεφτούμε το ύψος του κτιρίου (ίσο με 21,65 μ.) και δικαιολογεί τις μειωμένες βλάβες. Βλέπουμε ακόμα ότι η μέγιστη μετατόπιση παρατηρήθηκε τη χρονική στιγμή που αναπτύχθηκε και η μέγιστη τέμνουσα βάσης.



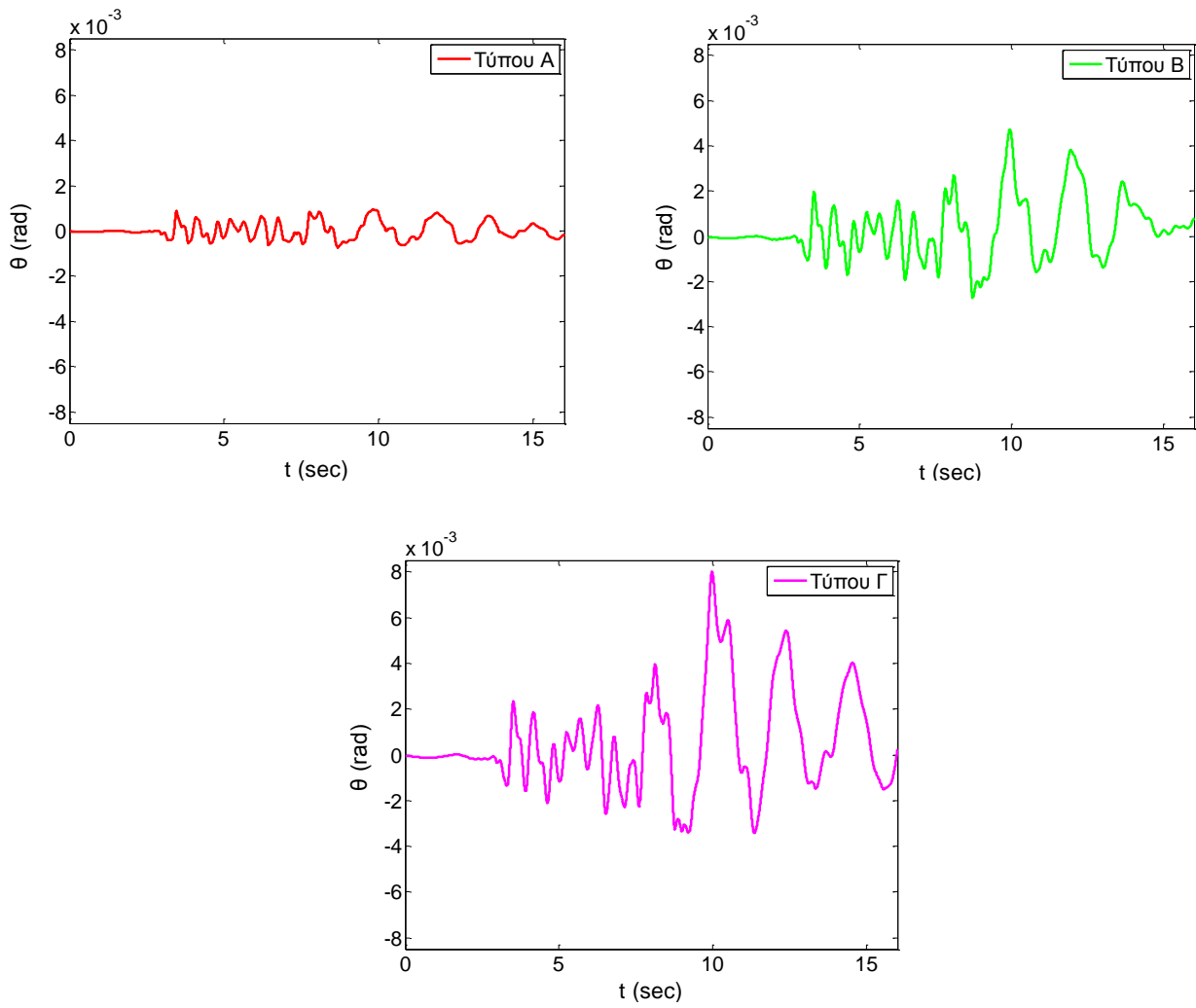
Σχήμα 5.9 Χρονοϊστορία οριζόντιας μετατόπισης στην κορυφή του κτιρίου για κάθε τύπο έδρασης.

Συμπεριφορά του πεδίου του πυρήνα

Στο **Σχήμα 5.10** βλέπουμε τα διαγράμματα ροπής – στροφής των διαφόρων πεδίων του πυρήνα. Υπενθυμίζουμε ότι το πέδιλο του πυρήνα έχει τις ίδιες διαστάσεις στη θεμελίωση Τύπου Β και Γ. Στις περιπτώσεις Β και Γ το πέδιλο του πυρήνα ανασηκώνεται καθώς εισέρχεται στο δεύτερο κλάδο του τριγωνικού διαγράμματος. Όπως φαίνεται και στις χρονοιστορίες της στροφής του πεδίου (**Σχήμα 5.11**) στην περίπτωση Γ παρατηρούνται οι μεγαλύτερες στροφές. Στον Φορέα Γ ο λόγος της δυσκαμψίας του πεδίου του πυρήνα προς τη δυσκαμψία των πεδίων των υποστυλωμάτων είναι μεγαλύτερος από ότι στον Φορέα Β. Για τον λόγο αυτό στον Φορέα Γ ο πυρήνας καλείται να παραλάβει μεγαλύτερα φορτία (ροπές και τέμνουσες) τα οποία οδηγούν σε μεγαλύτερη στροφή στο πέδιλο. Σημειώνουμε ακόμα ότι ο Φορέας Γ δέχεται το λιγότερο σεισμικό φορτίο.



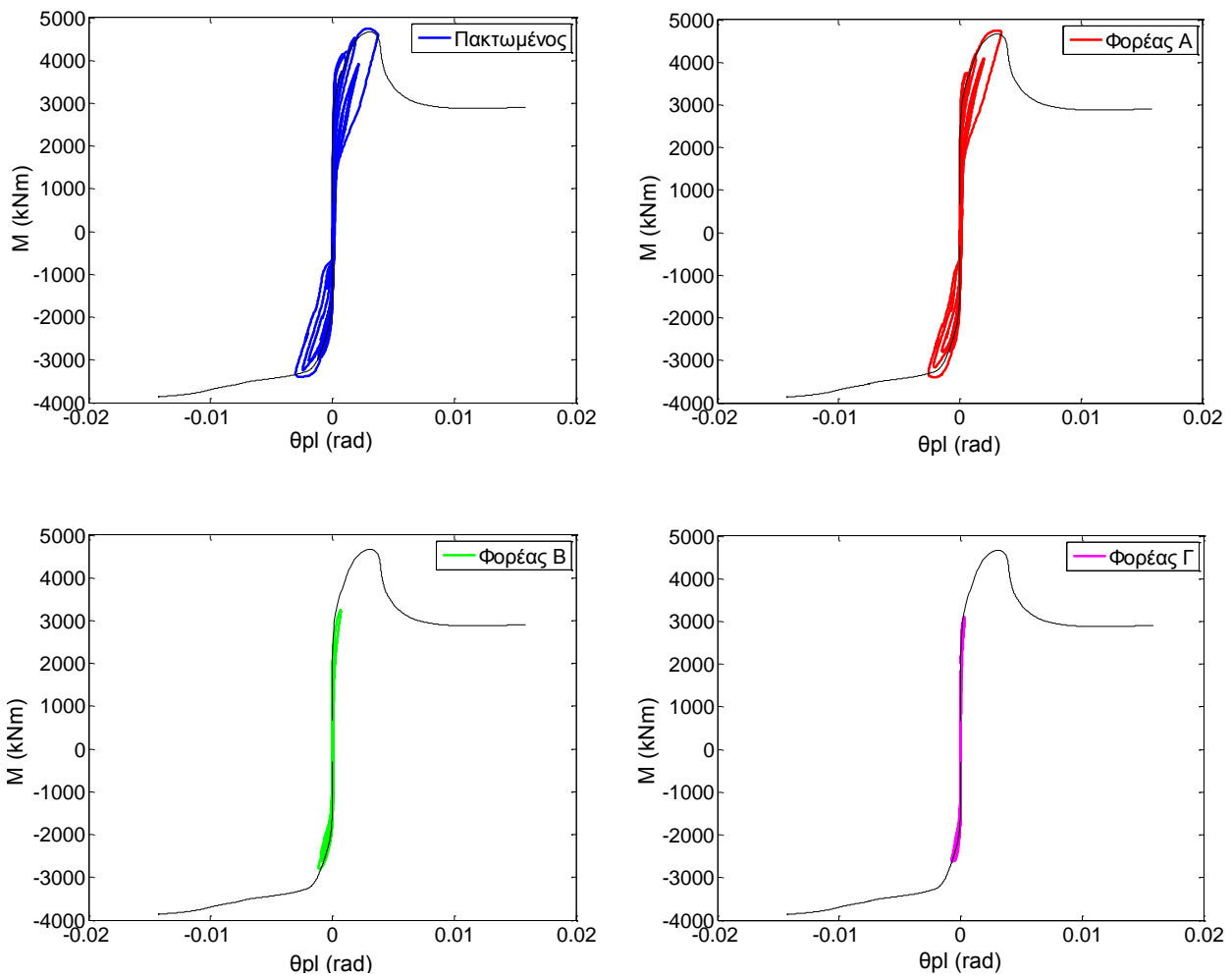
Σχήμα 5.10 Διάγραμμα ροπής – στροφής πεδίου πυρήνα για τους φορείς Α, Β και Γ.



Σχήμα 5.11 Χρονοϊστορία στροφής του πεδύλου του πυρήνα για τους φορείς Α, Β και Γ.

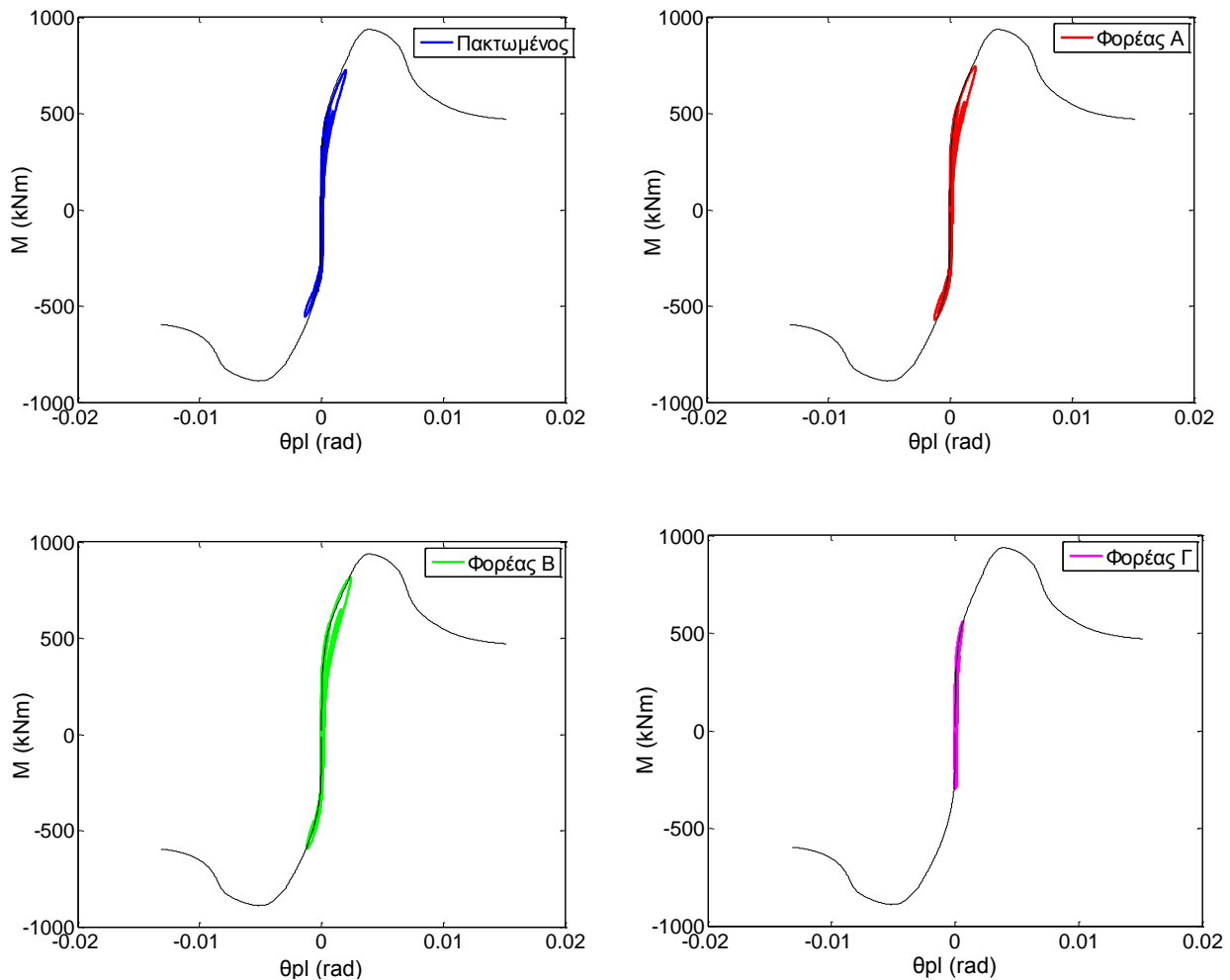
Καμπτική καταπόνηση της βάσης του πυρήνα και του υποστύλωματος Κ9

Στο **Σχήμα 5.12** παρατηρούμε ότι ο πυρήνας στον πακτωμένο και στο Φορέα Α πιάνει τη μέγιστη αντοχή του σε κάμψη αλλά δεν εισέρχεται στον φθίνοντα κλάδο. Στους Φορείς Β και Γ ο πυρήνας παρουσιάζει μειωμένες βλάβες.



Σχήμα 5.12 Διάγραμμα ροπής – πλαστικής στροφής στη βάση του πυρήνα για κάθε τύπο φορέα.

Η καμπτική καταπόνηση στη βάση του υποστυλώματος Κ9 είναι πρακτικά ίδια για τους τρεις πρώτους φορείς. Στον Φορέα Γ το υποσύλωμα καταπονείται λιγότερο και δεν υπερβαίνει τη στάθμη επιτελεστικότητας «Άμεση Χρήση».



Σχήμα 5.13 Διάγραμμα ροπής – πλαστικής στροφής στη βάση του υποστυλώματος Κ9 για κάθε τύπο φορέα.

Μετατόπιση οροφής ισογείου

Στα διαγράμματα του **Σχήματος 5.13** φαίνεται η σχετική μετατόπιση της οροφής του ισογείου ως προς το έδαφος (drift) υπολογισμένη για τον πυρήνα όπως προκύπτει από τη σχέση :

$$\delta = \delta_{z=+3.00} - \delta_{z=-0.65}$$

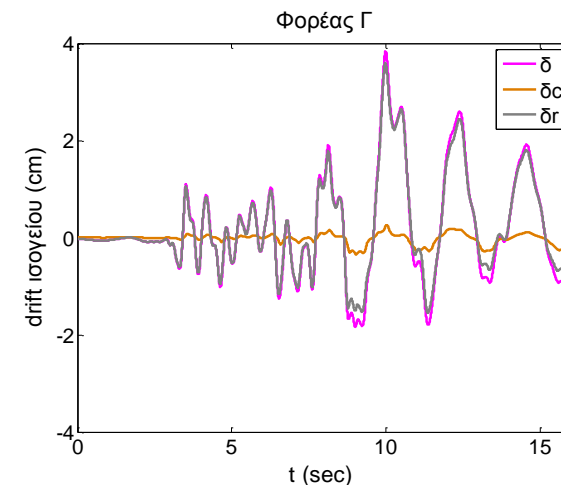
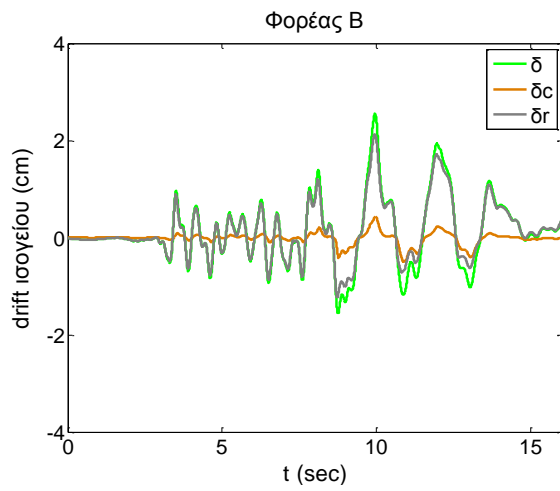
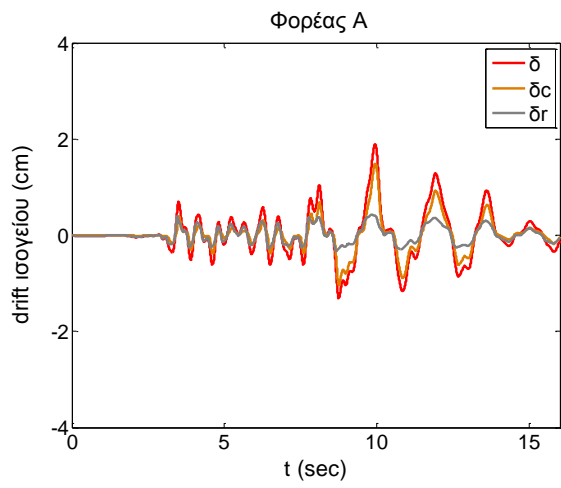
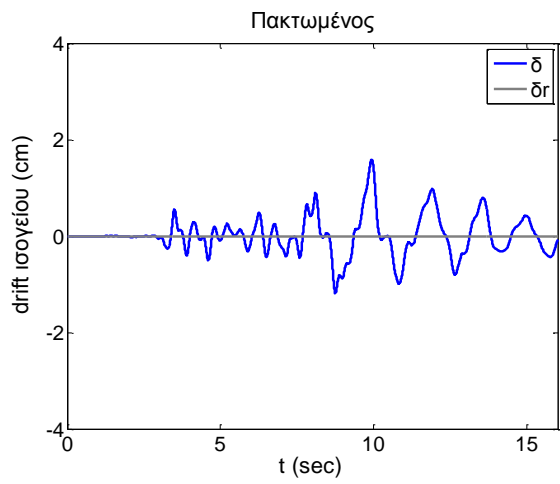
Η μετατόπιση της βάσης $\delta_{z=-0.65}$ αντιστοιχεί στην οριζόντια μετατόπιση του πεδίλου του πυρήνα.

Η σχετική μετατόπιση δ αποτελείται από δύο επιμέρους συνιστώσες. Η πρώτη συνιστώσα, δ_C , οφείλεται στη μετατόπιση λόγω κάμψης του πυρήνα και εκφράζει την καταπόνησή του. Η δεύτερη συνιστώσα, δ_R , είναι η μετατόπιση στερεού σώματος που οφείλεται στη στροφή της θεμελίωσης.

Σε ύψος 4,50 μέτρων από τη στάθμη θεμελίωσης η οριζόντια μετατόπιση λόγω στροφής θ είναι :

$$\delta_R = 4,50 \sin \theta$$

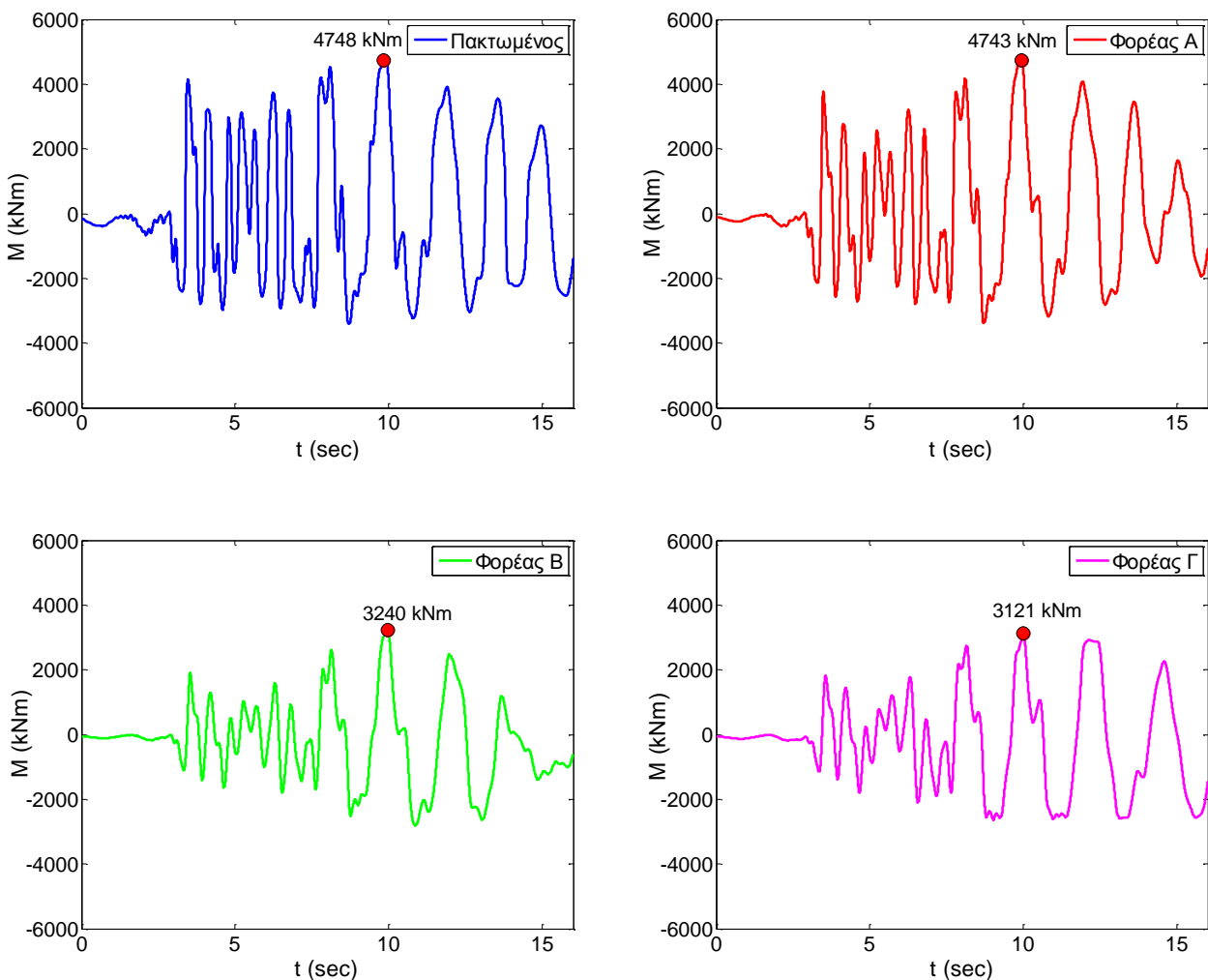
Όπως παρατηρούμε στο **Σχήμα 5.13** στην περίπτωση του συμβατικά θεμελιωμένου κτιρίου (Φορέας Α) η μετατόπιση λόγω στροφής του πεδίλου του πυρήνα είναι μικρό ποσοστό της συνολικής μετατόπισης. Στον Φορέα Α η μετατόπιση της οροφής του ισογείου οφείλεται κατά κύριο λόγο στην καμπτική παραμόρφωση των υποστυλωμάτων. Αντιθέτως, στους φορείς με τα μικρότερα πέλδια η μετατόπιση του ισογείου διαμορφώνεται από τη μετατόπιση λόγω στροφής των πεδίων. Το γεγονός αυτό δικαιολογεί τις μειωμένες βλάβες στον πυρήνα των φορέων Β και Γ παρόλο που έχουν μεγαλύτερη μετατόπιση κορυφής.



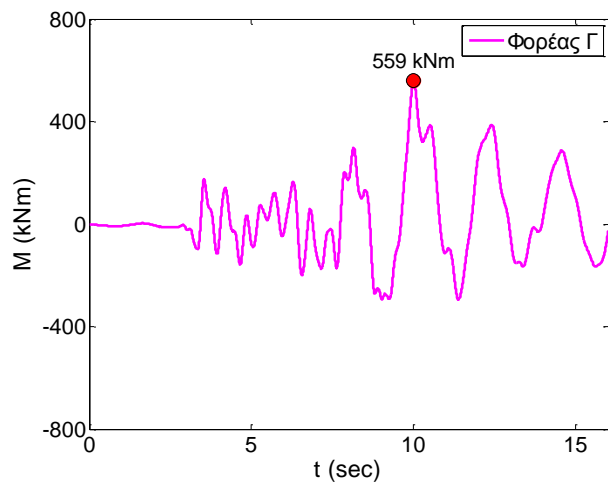
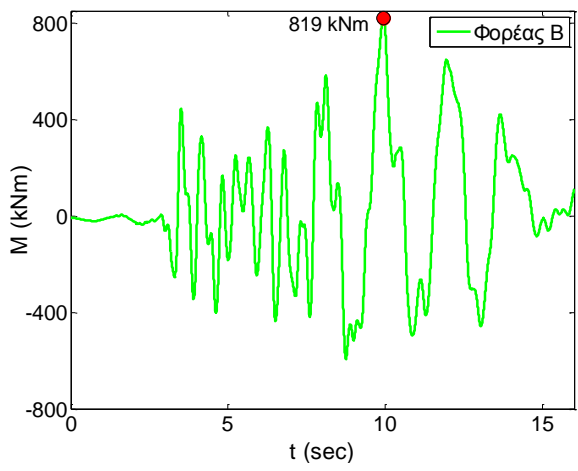
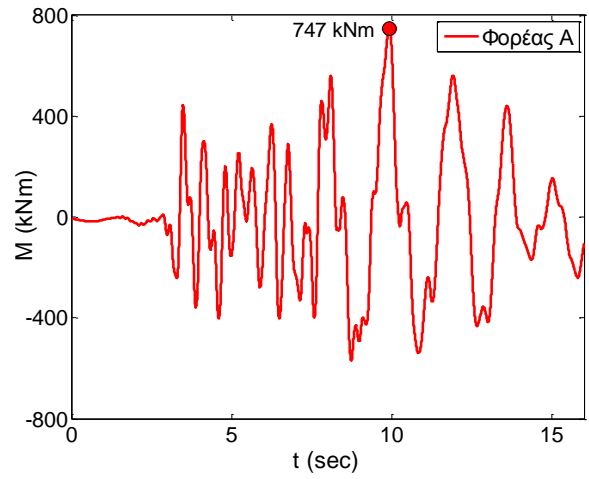
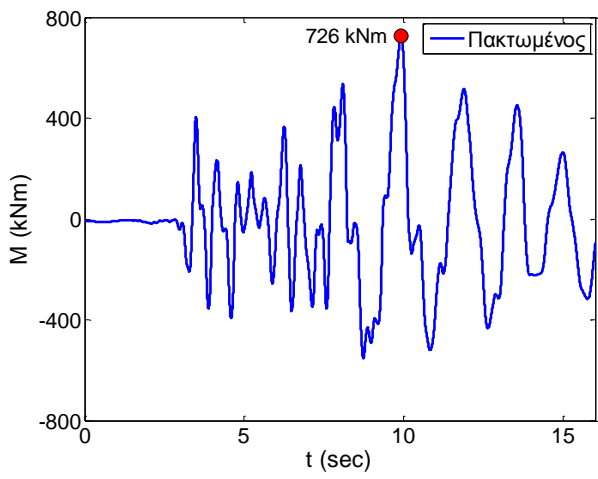
Σχήμα 5.13 Χρονοϊστορία σχετικής μετατόπισης οροφής ισογείου ως προς τη βάση για κάθε φορέα.

Εντατικά μεγέθη πυρήνα και υποστυλώματος K9

Στο **Σχήμα 5.14** παρατηρούμε τη χρονοϊστορία της ροπής στη βάση του πυρήνα. Στους δύο πρώτους φορείς ο πυρήνας αναπτύσσει στη βάση τη ροπή αντοχής του ενώ στους δύο τελευταίους φορείς η ροπή στη βάση του πυρήνα είναι αρκετά μικρότερη. Στη βάση των υποστυλωμάτων παρατηρείται η αντίστροφη συμπεριφορά. Στο **Σχήμα 5.15** παρουσιάζεται η χρονοϊστορία της ροπής στη βάση του υποστυλώματος K9. Όσον αφορά τους τρεις πρώτους φορείς (Πακτωμένος, Φορέας Α και Φορέας Β) η ροπή που εγκαταλείπει τον πυρήνα οδηγείται στα πλαίσια άρα και στη βάση των υποστυλωμάτων. Στον Φορέα Γ το υποστύλωμα K9 καταπονείται λιγότερο καθώς ο φορέας δέχεται μικρότερο σεισμικό φορτίο αλλά και επειδή η δυσκαμψία των πεδίων των υποστυλωμάτων είναι αρκετά μικρότερη από του πυρήνα.



Σχήμα 5.14 Χρονοϊστορία της ροπής στη βάση του πυρήνα για κάθε φορέα.



Σχήμα 5.15 Χρονοϊστορία της ροπής στη βάση του υποστυλώματος Κ9 για κάθε φορέα.

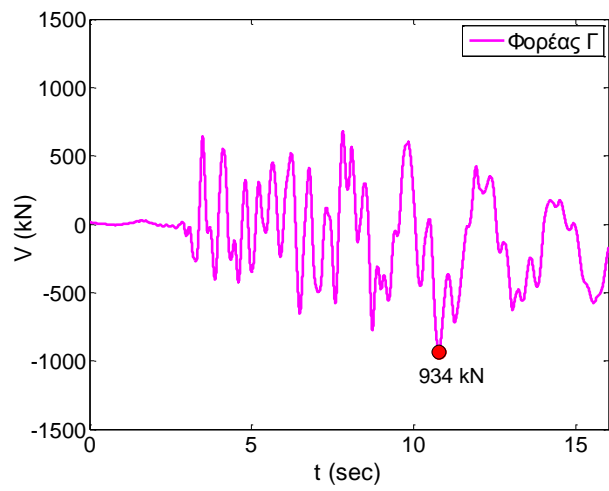
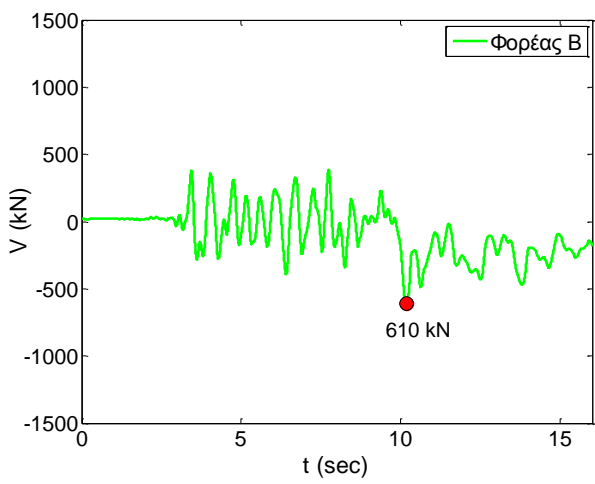
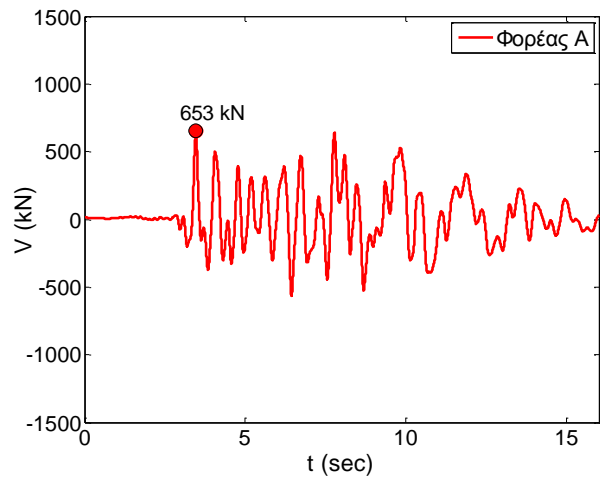
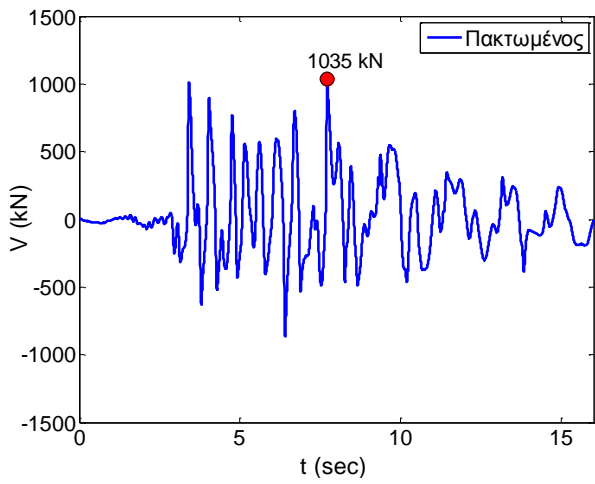
Στα σχήματα που ακολουθούν (**5.16, 5.17, 5.18**) παρουσιάζονται οι χρονοϊστορίες των τέμνουσών που αναπτύσσονται καθ' ύψος του πυρήνα και στη βάση του αντιπροσωπευτικού υποστυλώματος Κ9.

Στο **Σχήμα 5.16** φαίνεται η μείωση της τέμνουσας που οδηγείται στον πυρήνα καθώς μειώνεται το μέγεθος των θεμελίων. Η συμπεριφορά είναι ακριβώς αντίστοιχη με την περίπτωση της ροπής στη βάση του πυρήνα.

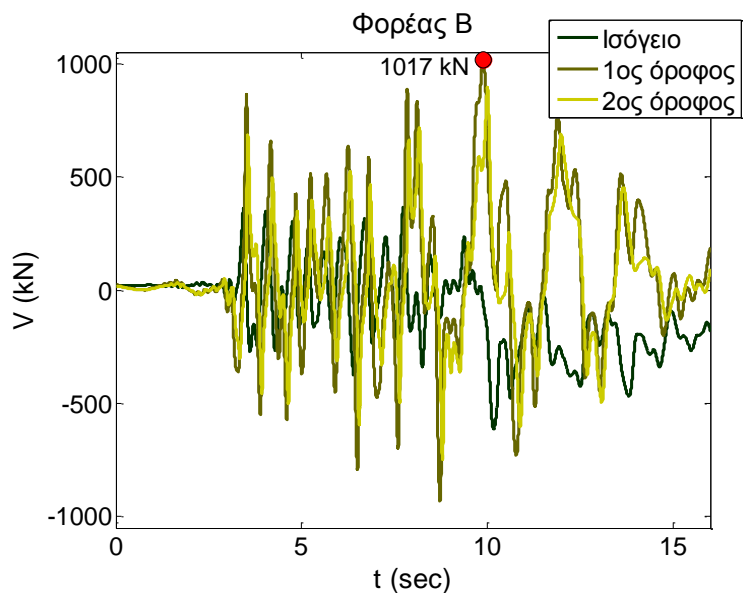
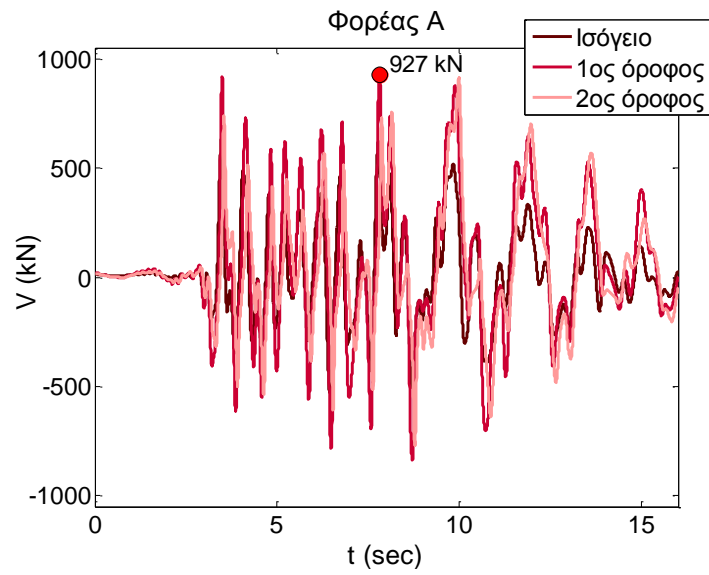
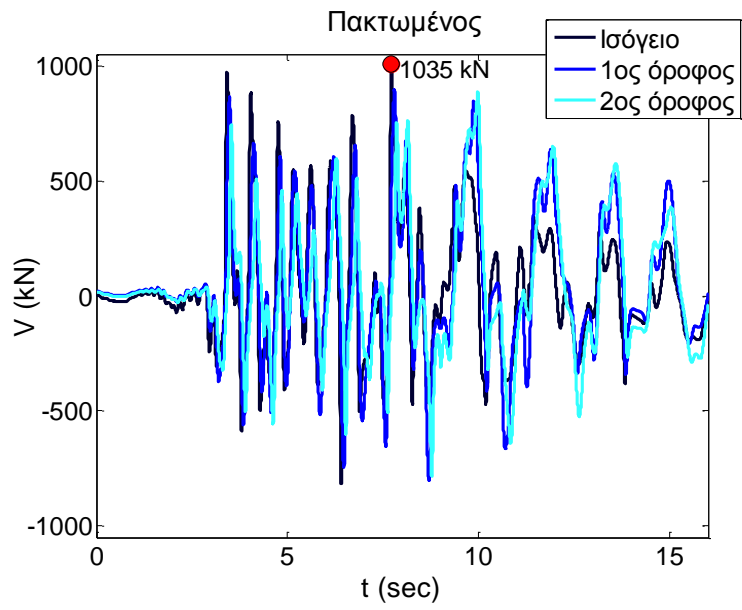
Ακόμα στο **Σχήμα 5.16** βλέπουμε ότι στην περίπτωση των φορέων Β και Γ ενισχύεται η τέμνουσα με αρνητική φορά μετά τη χρονική στιγμή των 10 δευτερολέπτων όταν το πέδιλο του πυρήνα αρχίζει να ανασηκώνεται και “εισέρχεται” στον 2^ο κλάδο της τριγραμμικής καμπύλης ροπής – στροφής ο οποίος έχει ηπιότερη κλίση. Το γεγονός της αναστροφής της φοράς της τέμνουσας στη βάση του πυρήνα περιγράφηκε και στο Κεφάλαιο 4 των ανελαστικών στατικών αναλύσεων.

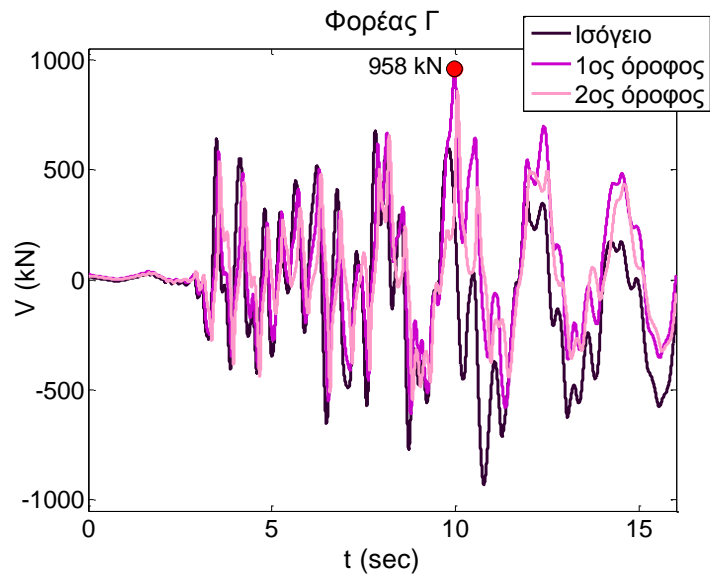
Η εξέλιξη της τέμνουσας καθ' ύψος του πυρήνα φαίνεται στο **Σχήμα 5.17**. Στην περίπτωση του πακτωμένου φορέα παρατηρούμε ότι η μέγιστη τέμνουσα αναπτύσσεται στο ισόγειο. Η τέμνουσα του ισογείου παραμένει μεγαλύτερη από την τέμνουσα των 2 ανώτερων ορόφων έως τη χρονική στιγμή των 8 δευτερολέπτων. Από εκεί και πέρα λόγω της πλαστικοποίησης στη βάση του πυρήνα η τέμνουσα του ισογείου μειώνεται και γίνεται μικρότερη από τη τέμνουσα του 1^{ου} και του 2^{ου} ορόφου. Παρόμοια είναι και η συμπεριφορά του Φορέα Α στον οποίο όμως εξ' αρχής η τέμνουσα του πυρήνα στον 1^ο όροφο είναι μεγαλύτερη από του ισογείου όπως είχε προκύψει και από τις ελαστικές και ανελαστικές στατικές αναλύσεις. Στον Φορέα Β ο ρόλος του πυρήνα στην ανάληψη της τέμνουσας βάσης είναι εξαρχής υποβιβασμένος. Αντιθέτως στον Φορέα Γ κατά τα πρώτα δευτερόλεπτα της διέγερσης η τέμνουσα του πυρήνα στο ισόγειο είναι μεγαλύτερη.

Ενδιαφέρον παρουσιάζει το γεγονός ότι η κατανομή της τέμνουσας καθ' ύψος του πυρήνα είχε προβλεφθεί με επιτυχία από την απλούστερη ανελαστική στατική ανάλυση (Pushover). Τόσο από τις δυναμικές ανελαστικές αναλύσεις όσο και από την ανάλυση Pushover φαίνεται η μείωση της τέμνουσας στη βάση του πυρήνα όταν αυτός ξεκινάει να πλαστικοποιείται ή να όταν αρχίζει το πέδιλό του να ανασηκώνεται. Και οι δύο τύποι αναλύσεων φανερώνουν τη σημασία της σχετικής στροφικής δυσκαμψίας της βάσης του πυρήνα ως προς την αντίστοιχη στη βάση των υποστυλωμάτων για την κατανομή του σεισμικού φορτίου στην κάτοψη του ισογείου.

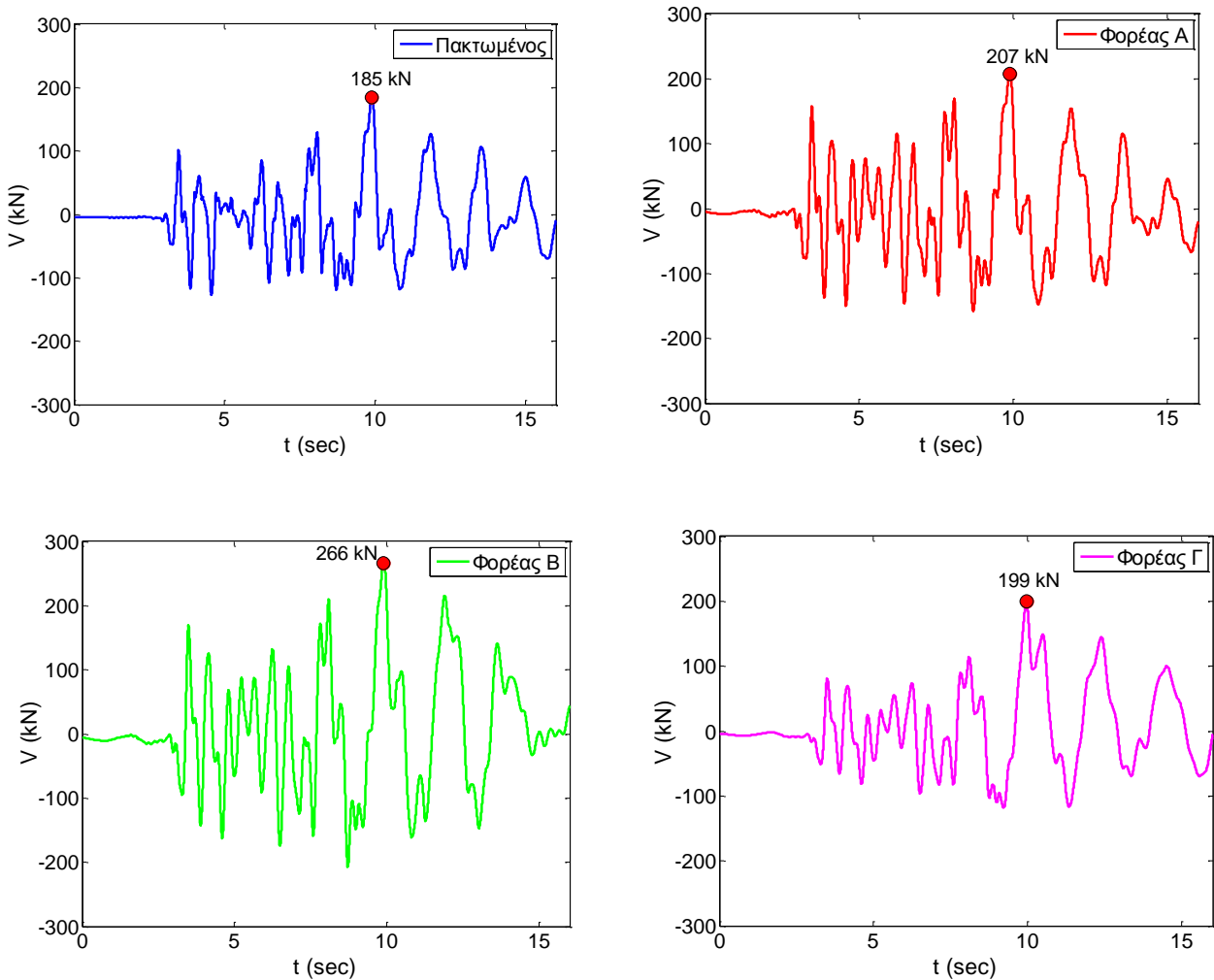


Σχήμα 5.16 Χρονοϊστορία της τέμνουσας του πυρήνα στο ισόγειο για κάθε φορέα.



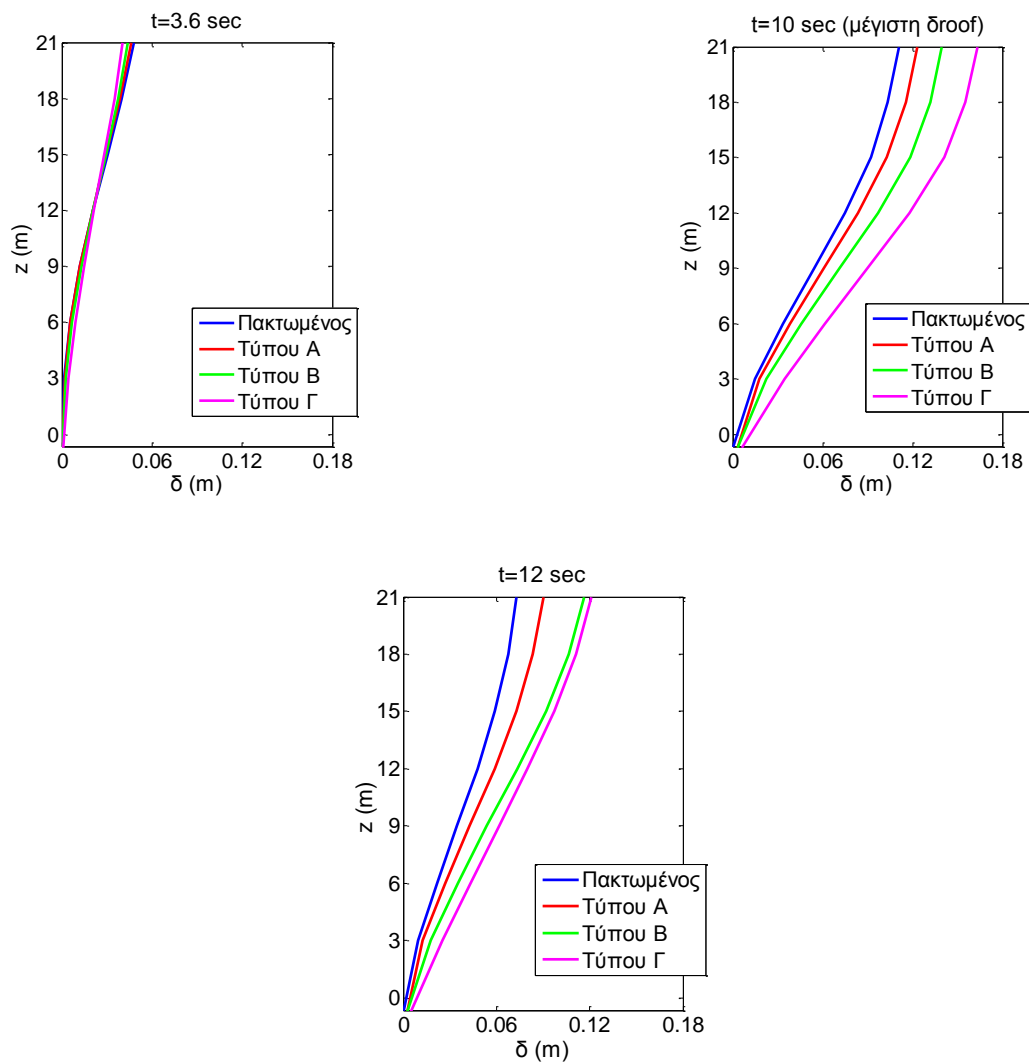


Σχήμα 5.17 Χρονοϊστορίες της τέμνουσας του πυρήνα στο ισόγειο, στον 1^ο και στον 2^ο όροφο για κάθε φορέα.



Σχήμα 5.18 Χρονοϊστορία της τέμνουσας του υποστυλώματος Κ9 στο ισόγειο για κάθε φορέα.

Κατανομή οριζοντίων μετατοπίσεων καθ' ύψος του κτιρίου



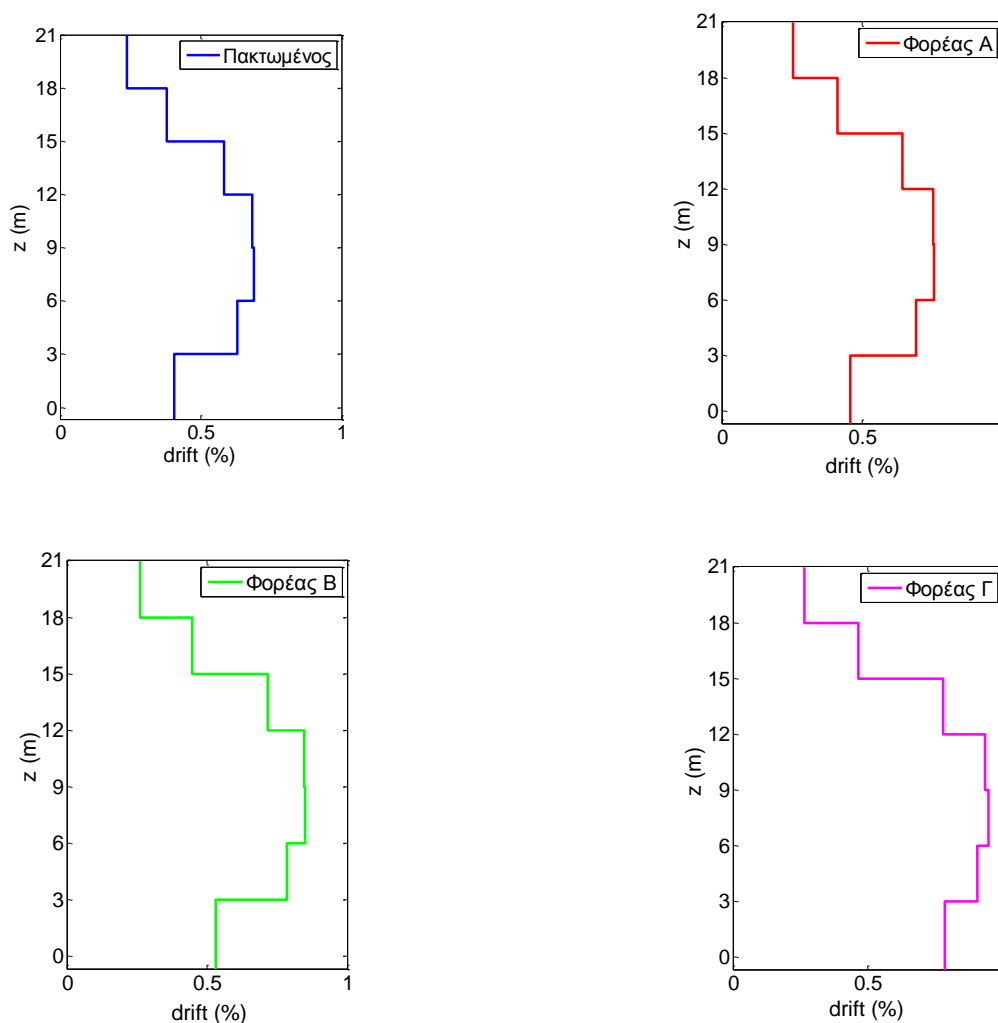
Σχήμα 5.19 Κατανομή των οριζοντίων μετατοπίσεων καθ' ύψος του κτιρίου για τρεις χρονικές στιγμές.

Στο **Σχήμα 5.19** παρουσιάζεται το προφίλ των οριζοντίων μετατοπίσεων για τρεις χρονικές στιγμές. Για τη χρονική στιγμή 3,6 sec που αντιστοιχεί στην 1^η σημαντική κορυφή στη χρονοιστορία μετατόπισης της κορυφής, για τη χρονική στιγμή 10 sec κατά την οποία καταγράφηκε η μέγιστη οριζόντια μετατόπιση στην κορυφή και για τη χρονική στιγμή 12 sec που αντιστοιχεί σε μία κορυφή μετά από τη μέγιστη μετατόπιση. Κατά τη χρονική στιγμή 3,6 sec παρατηρούμε ότι το προφίλ των μετατοπίσεων έχει τη μορφή καμπτικού προβόλου διαμορφώνεται δηλαδή από την καμπτική παραμόρφωση του πυρήνα. Στις επόμενες χρονικές στιγμές το προφίλ των μετατοπίσεων παίρνει τη μορφή διατμητικού προβόλου στους ανώτερους ορόφους πράγμα που υποδηλώνει τον αυξημένο ρόλο των πλαισίων στη παραλαβή των σεισμικών φορτίων.

Στο **Σχήμα 5.20** βλέπουμε την κατανομή των ποσοσטיαίων σχετικών μετατοπίσεων των ορόφων, drift (%) για τη χρονική στιγμή της μέγιστης μετατόπισης κορυφής. Το drift (%) κάθε ορόφου προκύπτει ως η διαφορά μεταξύ των μετατοπίσεων της στάθμης οροφής και της στάθμης βάσης του ορόφου διαιρεμένη με το ύψος του ορόφου :

$$drift = \frac{\delta_{TOP} - \delta_{BOT.}}{h_{FLOOR}} \cdot 100 (\%)$$

Θυμίζουμε ότι το ισόγειο έχει ύψος 3,65 μέτρα ενώ οι υπόλοιποι όροφοι 3,00 μέτρα.



Σχήμα 5.20 Κατανομή drift (%) καθ' ύψος του κτιρίου τη χρονική στιγμή της μέγιστης μετατόπισης κορυφής.

Οι σχετικές μετατοπίσεις των ορόφων είναι ένα μέγεθος από το οποίο μπορεί να εκτιμηθεί το επίπεδο βλαβών του κτιρίου.

Σύμφωνα με τον Priestley et al (2007) για :

- $drift(\%) < 1\%$, το κτίριο μπορεί να χρησιμοποιηθεί άμεσα,
- $1\% < drift(\%) < 2\%$, το κτίριο έχει υποστεί σημαντικές βλάβες οι οποίες όμως είναι επισκευάσιμες,
- $drift(\%) > 2\%$, το κτίριο αν δεν έχει καταρρεύσει έχει υποστεί σοβαρές βλάβες

Πάντως για υφιστάμενα κτίρια το όριο του επιτρεπόμενου *drift* τίθεται ίσο με 1,25%.

Στην περίπτωση της διέγερσης της Λευκάδας 2003 οι τιμές των *drift* υποδηλώνουν τις μειωμένες βλάβες στην ανωδομή. Παρόλα αυτά στον πακτωμένο φορέα και στον Φορέα Α ο πυρήνας και κάποιες δοκοί έχουν υπερβεί τη στάθμη επιτελεστικότητας «Προστασία Ζωής». Στους φορείς Β και Γ πυρήνας και τα υποστυλώματα δεν έχουν σημαντικές βλάβες όμως οι δοκοί έχουν καταπονηθεί περισσότερο. Συμπεραίνουμε επομένως ότι η εκτίμηση του επιπέδου βλαβών μέσω του *drift* είναι προσεγγιστική. Σύμφωνα με τον ΚΑΝΕΠΕ και οι τέσσερις φορείς πρέπει να ενισχυθούν ώστε όλα τα μέλη να ικανοποιούν τη στάθμη επιτελεστικότητας «Προστασία Ζωής».

5.2.2 Η διέγερση της Λευκάδας 2003 (x1.5)

Επιβάλλαμε τη διέγερση της Λευκάδας 2003 με τις επιταχύνσεις της καταγραφής πολλαπλασιασμένες επί 1,50. Υποβάλλουμε έτσι τους φορείς σε ισχυρότερη σεισμική καταπόνηση διατηρώντας όμως το συχνοτικό της περιεχόμενο σταθερό. Κατά τη διέγερση αναπτύσσεται μέγιστη εδαφική επιτάχυνση : $PGA = 0,64$ g και μέγιστη ταχύτητα $PGA = 54$ cm/sec. Η φασματική επιτάχυνση για ιδιοπερίοδους της τάξης των 1,50 δευτερολέπτων είναι περίπου 0,25 g.

Στο **Σχήμα 5.21** παρατηρούμε τις καμπτικές βλάβες στο πλαίσιο του πυρήνα. Στον πακτωμένο φορέα ο πυρήνας και τα δύο εσωτερικά υποστυλώματα αναπτύσσουν σοβαρές πλαστικές στροφές που υπερβαίνουν τη στάθμη επιτελεστικότητας «Οιονεί Κατάρρευση». Η καταπόνηση του πυρήνα είναι παρόμοια και στον Φορέα Α που θεμελιώνεται με τα συμβατικά πέδιλα.

Σχετικά με τη συμπεριφορά του Φορέα Β παρατηρούμε ότι στη βάση του πυρήνα σημειώνονται ελάχιστες βλάβες γεγονός που υποδηλώνει το λικνισμό του πεδίου του. Όμως ιδιαίτερα αυξημένες είναι οι βλάβες στη βάση των εσωτερικών υποστυλωμάτων. Το αποτέλεσμα αυτό είναι λογικό καθώς στον Φορέα Γ το ποσοστό της συνολικής τέμνουσας (λόγος η) που αναλαμβάνει ο πυρήνας είναι εξαιρετικά περιορισμένο προκαλώντας αυξημένη καταπόνηση στα υποστυλώματα. Αντίστοιχη συμπεριφορά παρουσίασε ο Φορέας Β και υπό τη διέγερση της Λευκάδας 2003 που εξετάσαμε προηγουμένως.

Τέλος, στο πλαίσιο του Φορέα Γ σημειώθηκαν μειωμένες βλάβες συγκριτικά με τους άλλους τρεις φορείς. Στη βάση του πυρήνα δεν αναπτύχθηκαν ιδιαίτερες πλαστικές στροφές γεγονός στο οποίο συνεισέφερε το ανασήκωμα του πεδίου του. Ακόμα τα εσωτερικά υποστυλώματα δεν υπέστησαν βλάβες στη βάση τους. Θυμίζουμε ότι ο Φορέας Γ διαθέτει τιμή του λόγου η αρκετά μεγαλύτερη της αντίστοιχης του Φορέα Β, επομένως τα υποστυλώματά του καταπονούνται λιγότερο σε σχέση με τα υποστυλώματα του Φορέα Β. Παρατηρούμε ακόμα πως οι βλάβες στα άκρα των δοκών του Φορέα Γ είναι μικρότερες από τις αντίστοιχες των δοκών των υπόλοιπων φορέων.

Στο **Σχήμα 5.22** βλέπουμε ότι ο Φορέας Γ δέχεται αρκετά μικρότερη τέμνουσα βάσης σε σύγκριση με τους υπόλοιπους φορείς όπως άλλωστε συνέβη και κατά τη διέγερση της Λευκάδας 2003 που εξετάσαμε προηγουμένως.

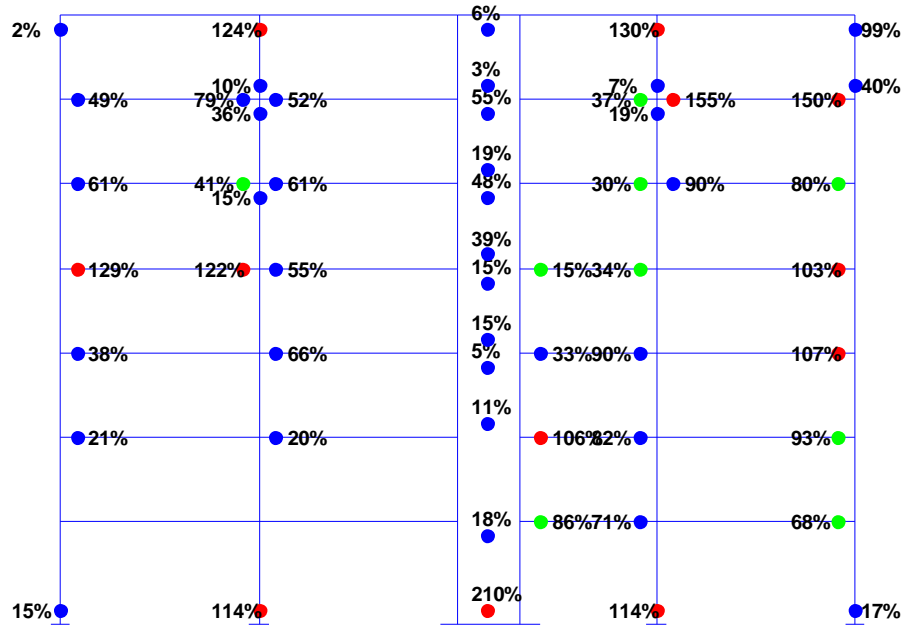
Στα **Σχήμα 5.24** φαίνεται η συμπεριφορά του πεδίου του πυρήνα στους Φορείς Α, Β και Γ. Παρόλο που ο πυρήνας στον πακτωμένο φορέα και στον Φορέα Α αστοχεί σε κάμψη, στο πέδιλο του πυρήνα στον Φορέα Β και Γ παρατηρούμε ότι δεν αναπτύσσεται η μέγιστη δυνατή ροπή. Αυτό οφείλεται στη μειωμένη δυσκαμψία της στήριξης του πυρήνα η οποία συμβάλει στη μείωση της ροπής που μεταφέρεται στη βάση του, όπως έχουμε συζητήσει και στα Κεφάλαια 2 και 4.

Τα **Σχήματα 5.27** έως **5.30** παρουσιάζουν τις ροπές και τέμνουσες που αναπτύσσονται στον πυρήνα και στη βάση του αντιπροσωπευτικού υποστυλώματος Κ9 και έχουν την ίδια εικόνα με τα αντίστοιχα που παρουσιάστηκαν για την προηγούμενη διέγερση.

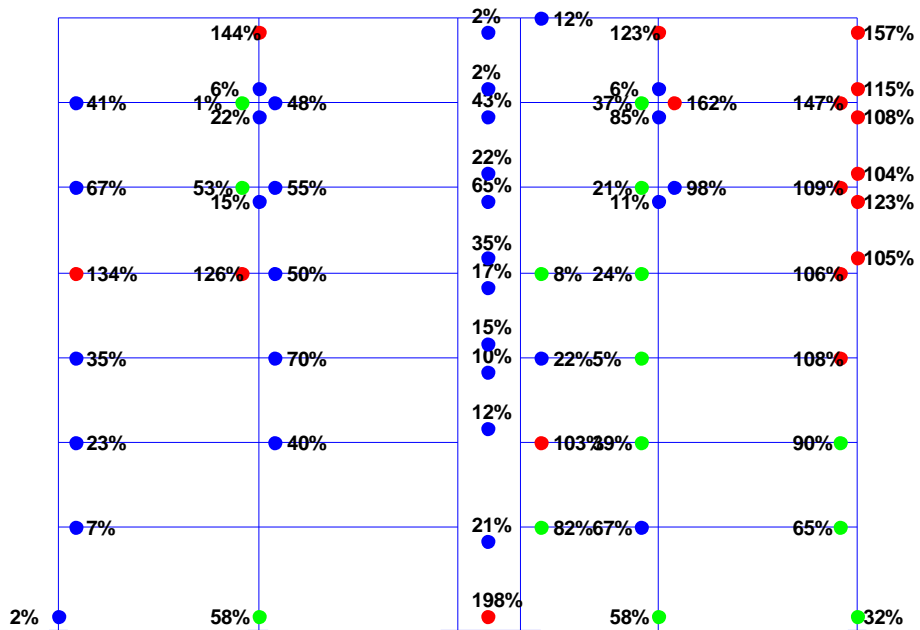
Συμπερασματικά καταλήγουμε ότι στην περίπτωση του Φορέα Β η μείωση των διαστάσεων των πεδίων απέτρεψε την καμπτική αστοχία στη βάση του πυρήνα αλλά αύξησε δραματικά την καταπόνηση των υποστυλωμάτων συντελώντας στην αστοχία του κτιρίου. Αντιθέτως στην περίπτωση του Φορέα Γ η μείωση των διαστάσεων των πεδίων αποδείχτηκε ευεργετική μειώνοντας το σύνολο των βλαβών στην ανωδομή. Το γεγονός αυτό οφείλεται αφενός στη μειωμένη δυσκαμψία του Φορέα Γ που οδηγεί σε ευμενέστερη περιοχή φασματικών επιταχύνσεων για τη συγκεκριμένη διέγερση και αφετέρου στη σχετική δυσκαμψία του πεδίου του πυρήνα ως προς των υποστυλωμάτων η οποία συμβάλει στη μείωση των ροπών που μεταφέρονται στα υποστυλώματα.

Σχήμα 5.21 Καμπτικές βλάβες στο πλαίσιο του πυρήνα υπό τη διέγερση Λευκάδα x1.5

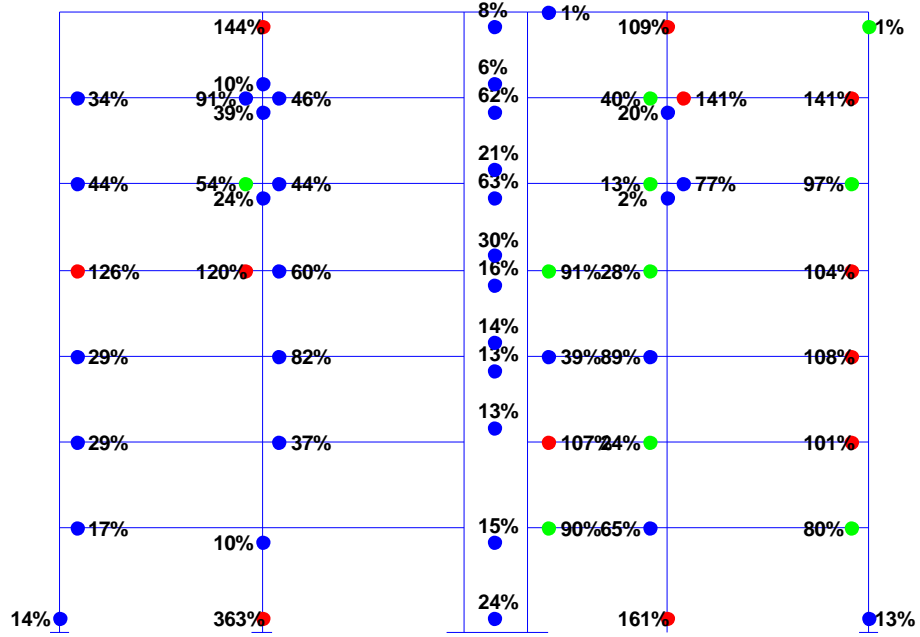
Πλαίσιο 2 - Πακτωμένος φορέας



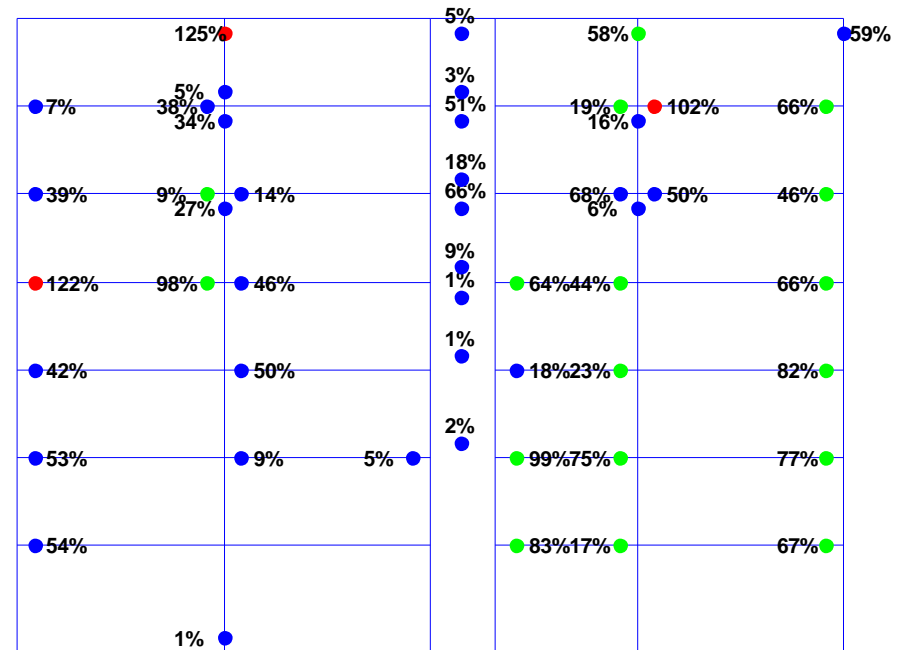
Πλαίσιο 2 - Φορέας Α

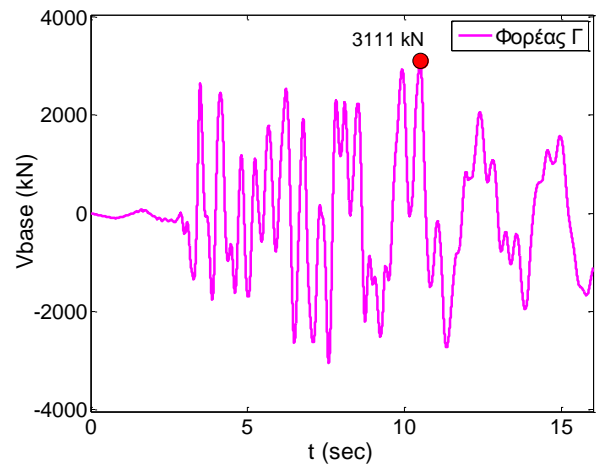
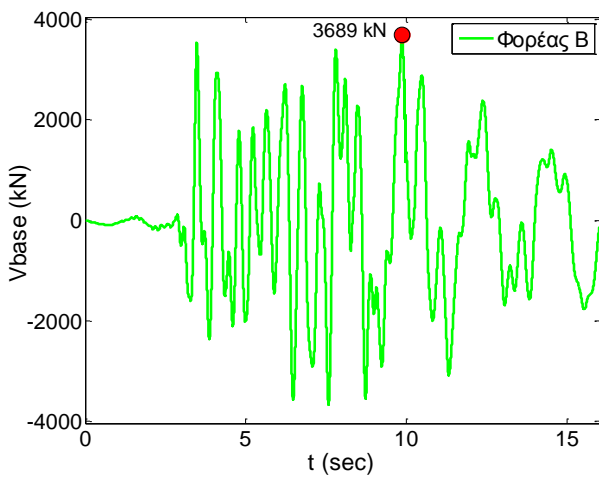
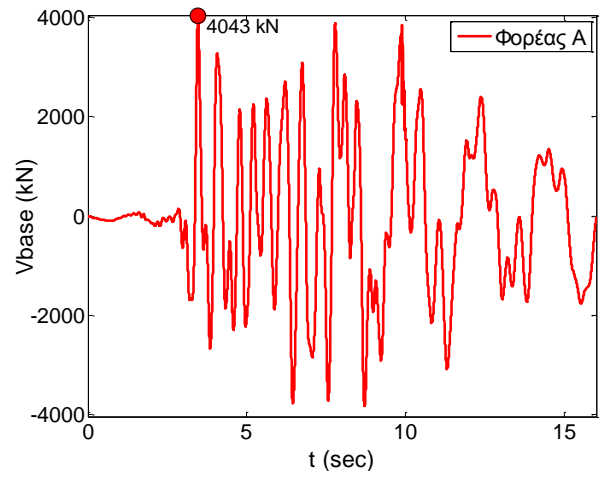
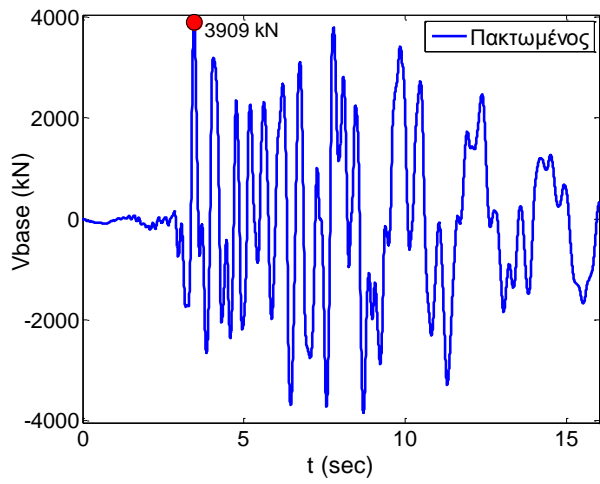


Πλαίσιο 2 - Φορέας Β

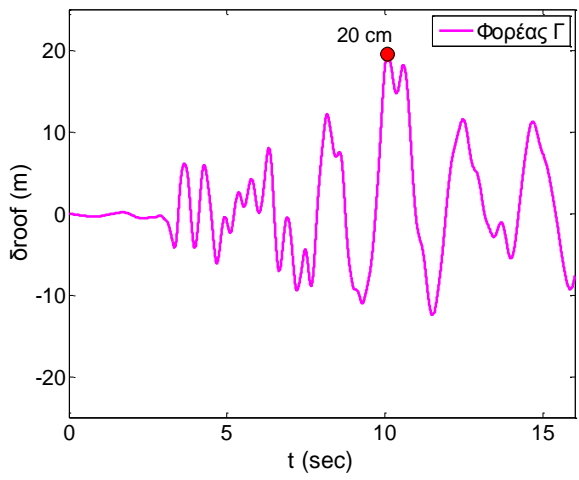
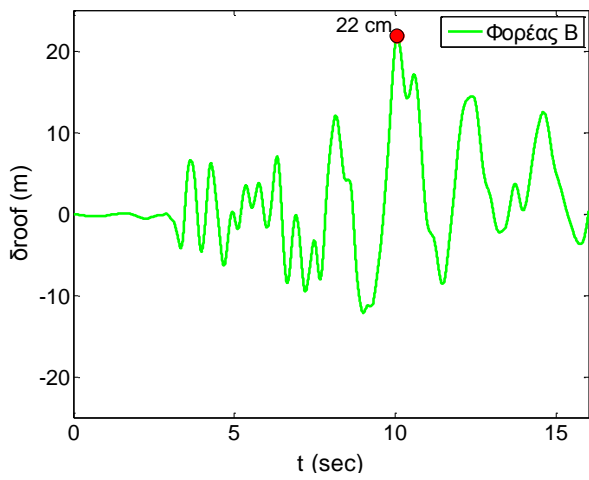
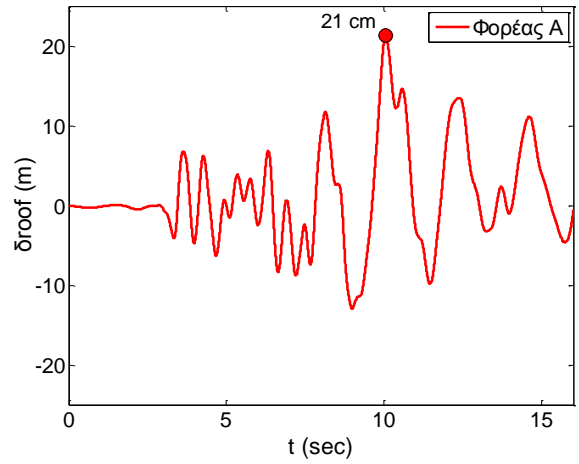
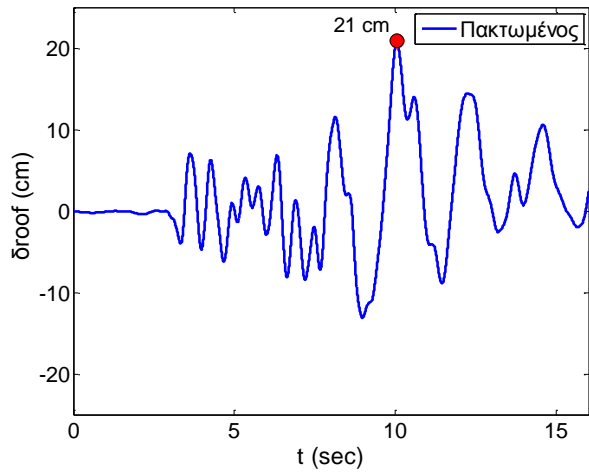


Πλαίσιο 2 - Φορέας Γ

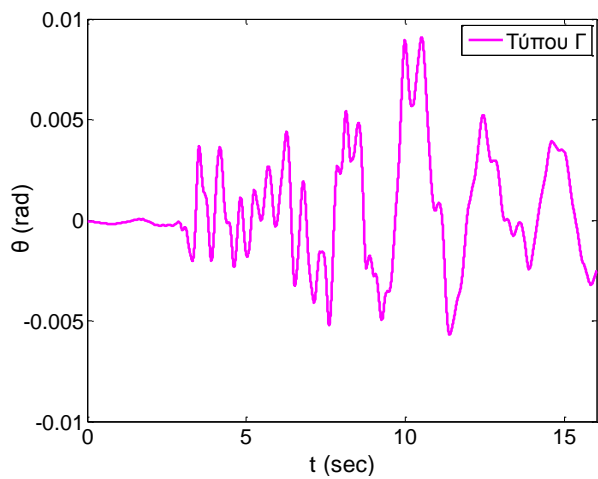
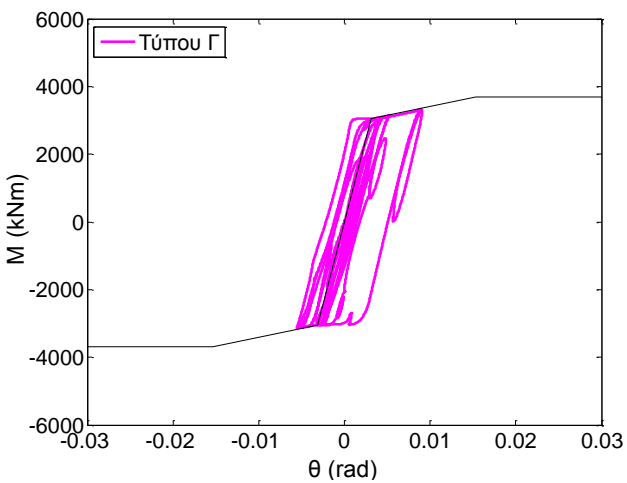
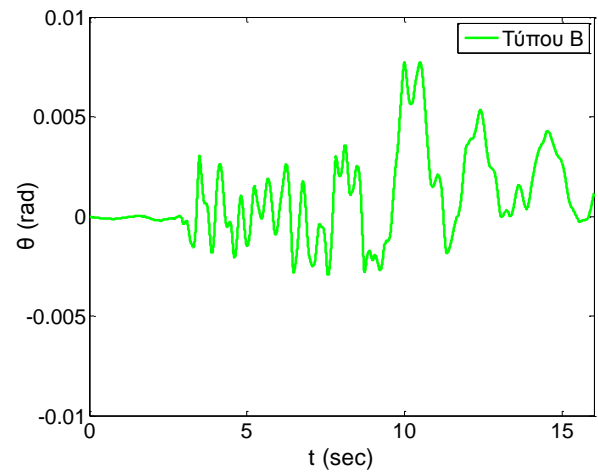
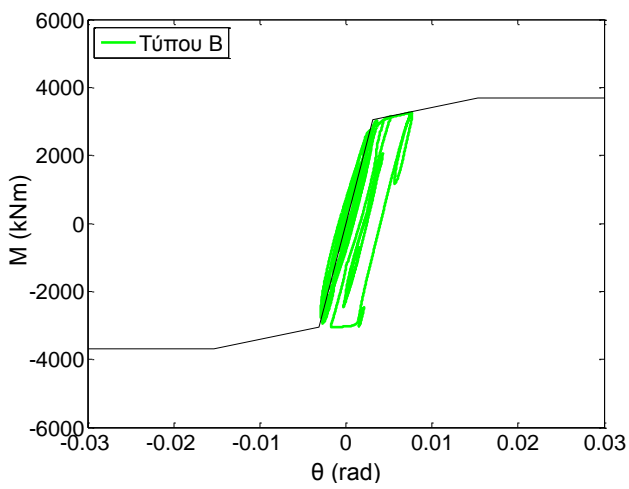
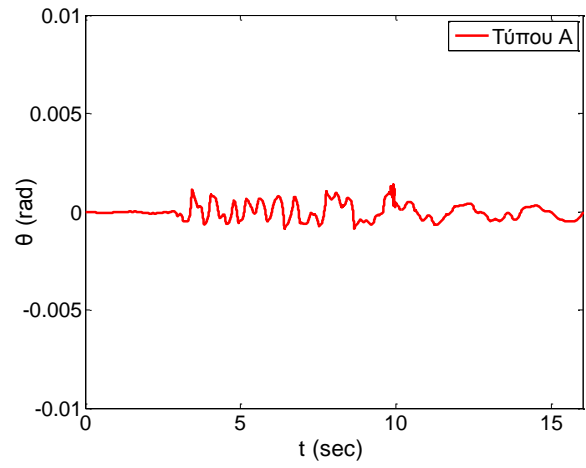
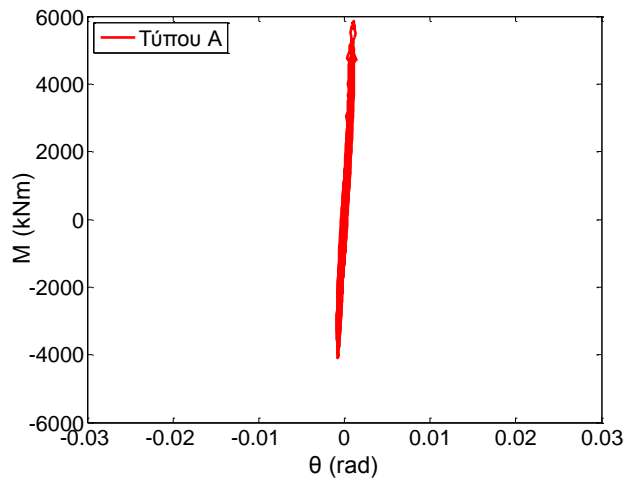




Σχήμα 5.22 Χρονοϊστορία τέμνουσας βάσης του κτιρίου για κάθε τύπο έδρασης υπό τη διέγερση Λευκάδα 2003 x1.5.



Σχήμα 5.23 Χρονοϊστορία μετατόπισης κορυφής του κτιρίου για κάθε τύπο έδρασης υπό τη διέγερση Λευκάδα 2003 x1.5.



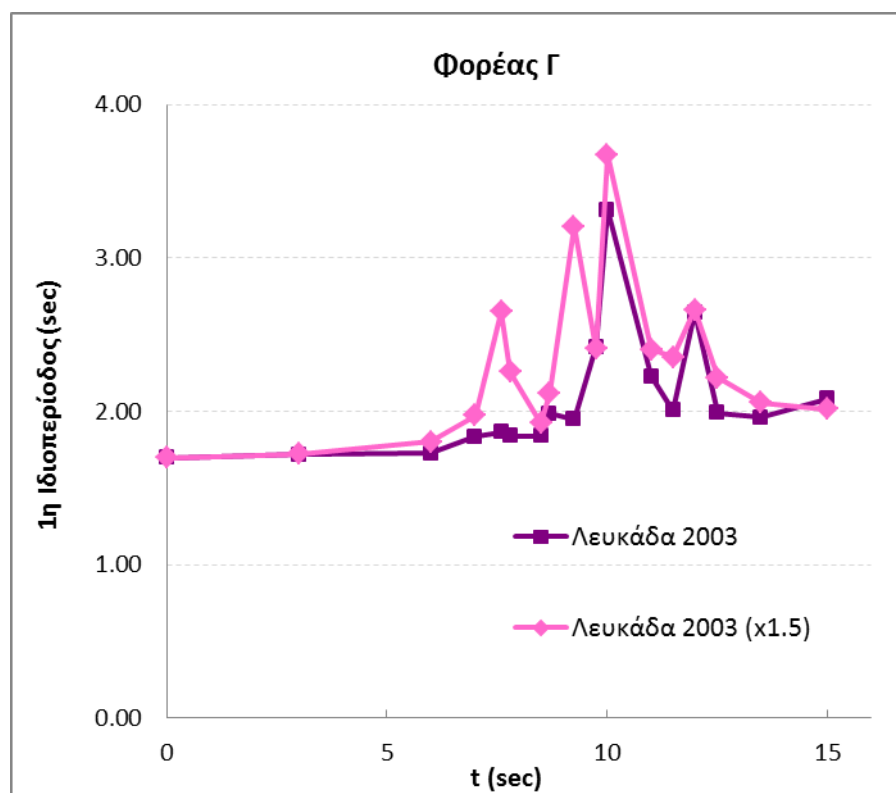
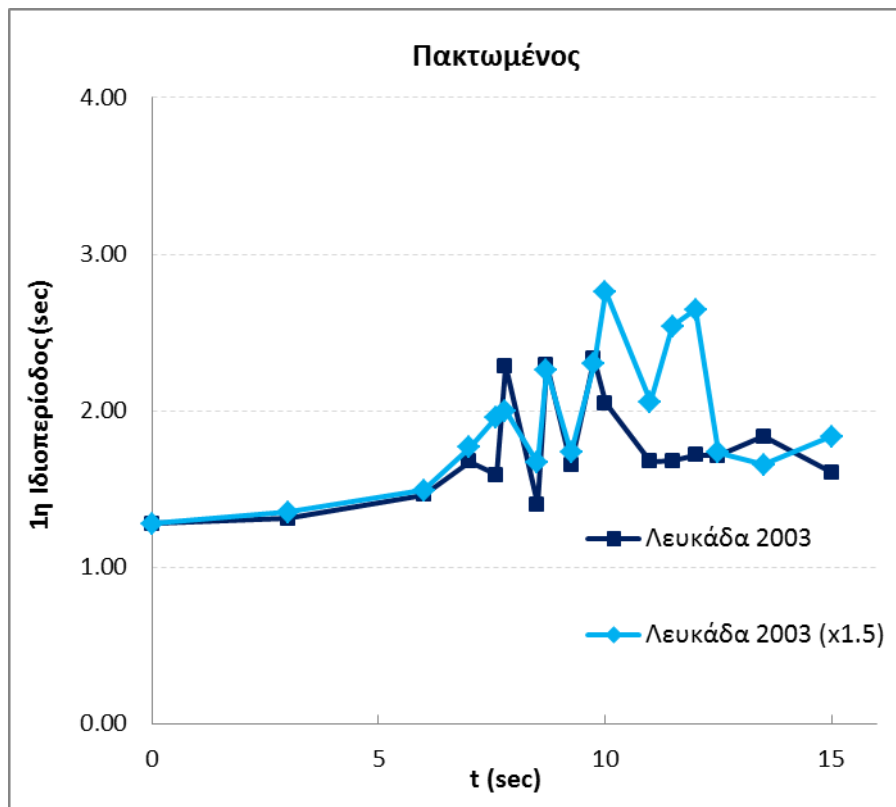
Σχήμα 5.24 Συμπεριφορά των διαφόρων πεδίων του πυρήνα υπό τη διέγερση

Λευκάδα 2003 x1.5.

Χρονική μεταβολή της 1ης ιδιοπεριόδου

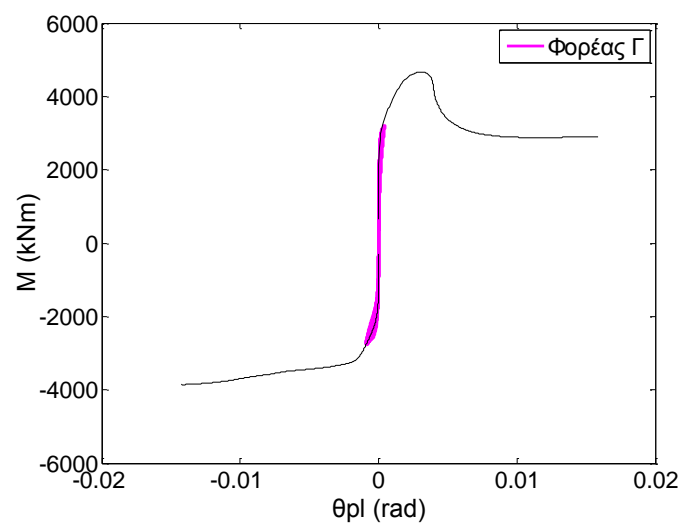
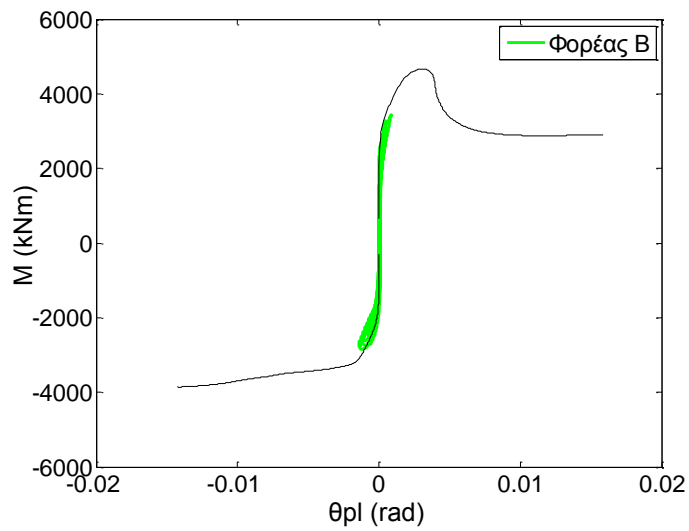
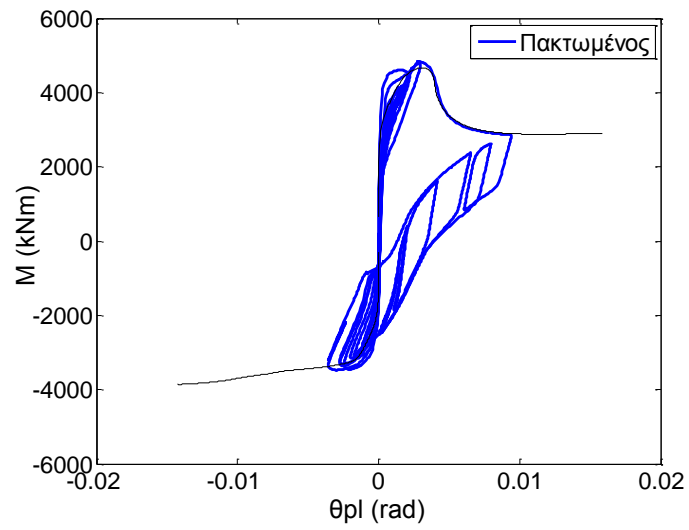
Κατά τη διάρκεια της δυναμικής ανάλυσης προσδιορίσαμε τη τιμή της 1^{ης} ιδιοπεριόδου του κτιρίου σε διάφορες χρονικές στιγμές. Με αυτό τον τρόπο προσπαθήσαμε να εκτιμήσουμε τη μεταβολή της 1^{ης} ιδιοπεριόδου της κατασκευής κατά τη διάρκεια της διέγερσης. Η διαδικασία αυτή πραγματοποιήθηκε για τον Πακτωμένο φορέα και τον Φορέα Γ για την αυτούσια διέγερση της Λευκάδας 2003 και την προσαυξημένη κατά 50%. Στο **Σχήμα 5.25α** παρατηρούμε ότι η ιδιοπερίοδος του πακτωμένου φορέα αυξάνεται κατά 80% κατά τη διάρκεια της διέγερσης Λευκάδα 2003 ενώ κατά 115% κατά την ενισχυμένη διέγερση Λευκάδα 2003 (x1.5). Από τη μεταβολή της ιδιοπεριόδου κατά τις διεγέρσεις είναι εμφανές το μέγεθος των βλαβών που συμβαίνουν στο κτίριο. Στο **Σχήμα 5.25β** παρατηρούμε ότι στην περίπτωση του Φορέα Γ δεν υπάρχει ουσιαστική διαφορά στη μέγιστη τιμή της 1^{ης} ιδιοπεριόδου του κτιρίου υπό τη διέγερση Λευκάδα 2003 και Λευκάδα 2003 (x 1.5). Και υπό τις δύο διεγέρσεις στο κτίριο σημειώνονται βλάβες στην ανωδομή του ιδίου επιπέδου και αφορούν αποκλειστικά τις δοκούς.

Η ιδιοπερίοδος που υπολογίζεται με αυτόν τον τρόπο σχετίζεται με το στιγμιαίο εφαπτομενικό μέτρο δυσκαμψίας του κτιρίου. Κατά τη διάρκεια της ανακυκλιζόμενης φόρτισης η εφαπτομενική δυσκαμψία ενός μέλους αυξάνεται κατά τη διάρκεια της αποφόρτισης-επαναφόρτισης και γίνεται περίπου ίση (τάξη μεγέθους) με την αρχική ελαστική δυσκαμψία. Το φαινόμενο αυτό δεν εξαρτάται ουσιαστικά από τη μέγιστη παραμόρφωση του μέλους. Όπως χαρακτηριστικά βλέπουμε στο **Σχήμα 5.25β** η διαφορά στην τιμή τις στιγμιαίας ιδιοπεριόδου παρατηρείται μόνο στις κορυφές (*peaks*) του διαγράμματος. Η έντονη διακύμανση της τιμής της 1^{ης} ιδιοπεριόδου στην περίπτωση του Φορέα Γ κατά την ενισχυμένη διέγερση της Λευκάδας οφείλεται σε ένα βαθμό στο ανασήκωμα του πεδύλου του πυρήνα. Τη στιγμή που το πέδιλο ανασηκώνεται παρατηρείται μείωση της δυσκαμψίας του συστήματος εδάφους-πεδύλου και στιγμιαία αυξάνεται η ιδιοπερίοδος του φορέα. Αντίστοιχα όταν το πέδιλο επαναφέρεται η ιδιοπερίοδος του φορέα μειώνεται ξανά. Η στιγμιαία αύξηση της ιδιοπεριόδου ενεργεί ευεργετικά για το κτίριο όταν οι φασματικές επιταχύνσεις της επιβαλλόμενης διέγερσης φθίνουν με την αύξηση της ιδιοπεριόδου. Όπως φαίνεται και στο φάσμα επιτάχυνσης της διέγερσης (**Σχήμα 5.2**) για ιδιοπεριόδους άνω των 2 δευτερολέπτων οι φασματικές επιταχύνσεις ακολουθούν φθίνοντα κλάδο.

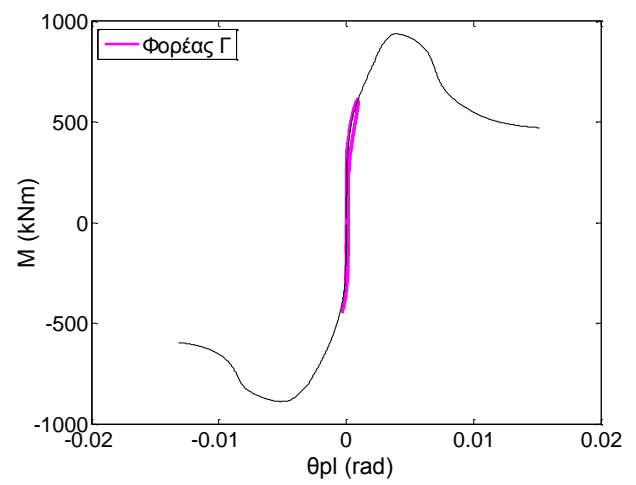
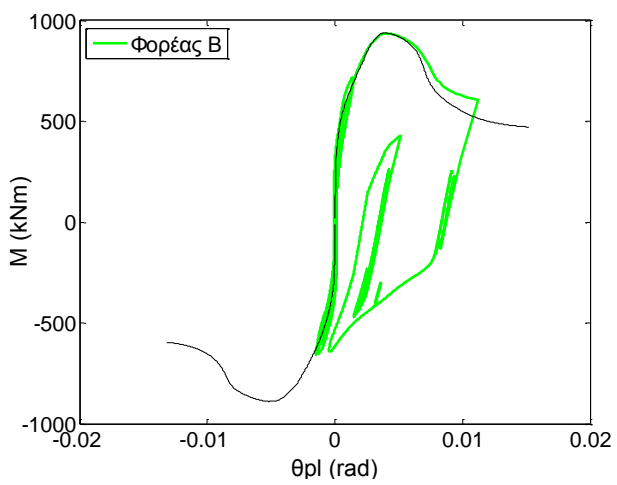
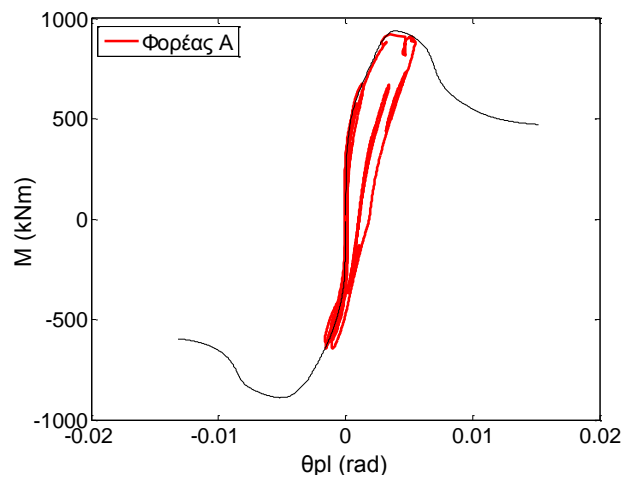
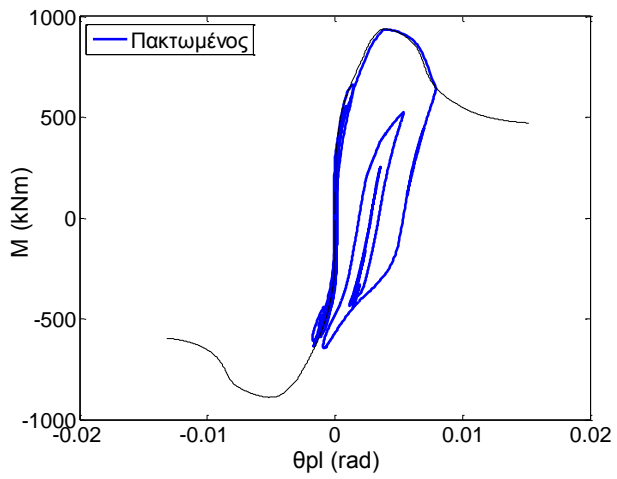


Σχήμα 5.25 Στιγμαίες τιμές της 1^{ης} ιδιοπεριόδου α) στον πακτωμένο φορέα και

β) στον Φορέα Γ.

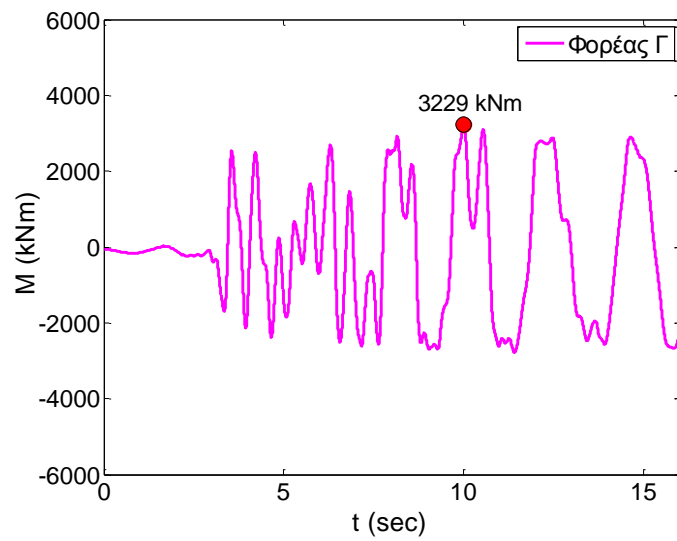
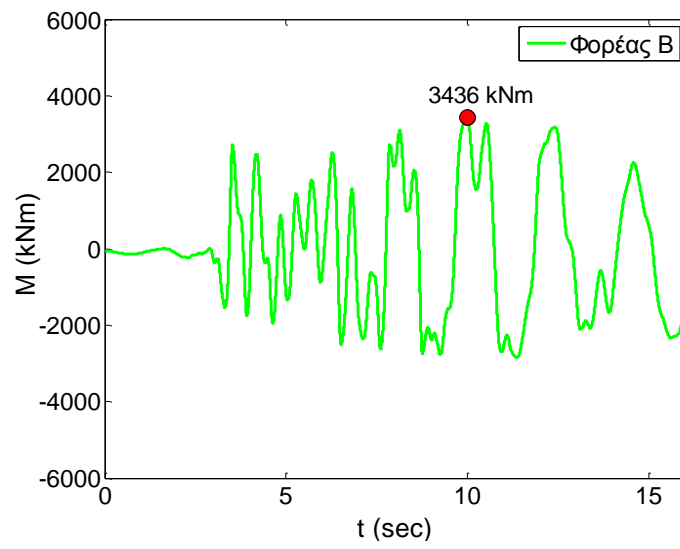
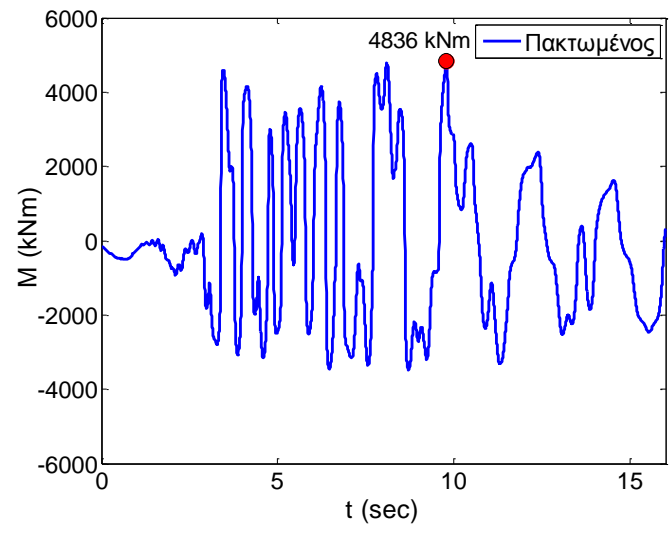


Σχήμα 5.26.α Διαγράμματα ροπής – πλαστικής στροφής στη βάση του πυρήνα υπό τη Λευκάδα x1.5.

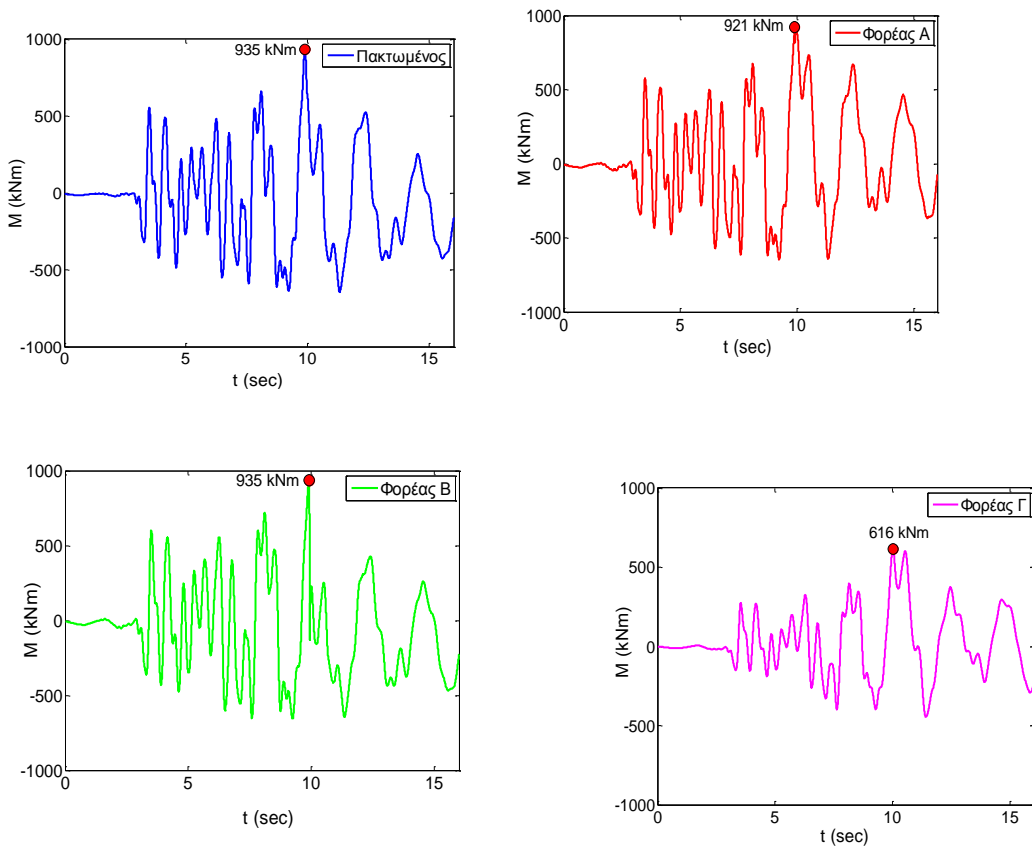


Σχήμα 5.26.β. Διαγράμματα ροπής – πλαστικής στροφής στη βάση του K9

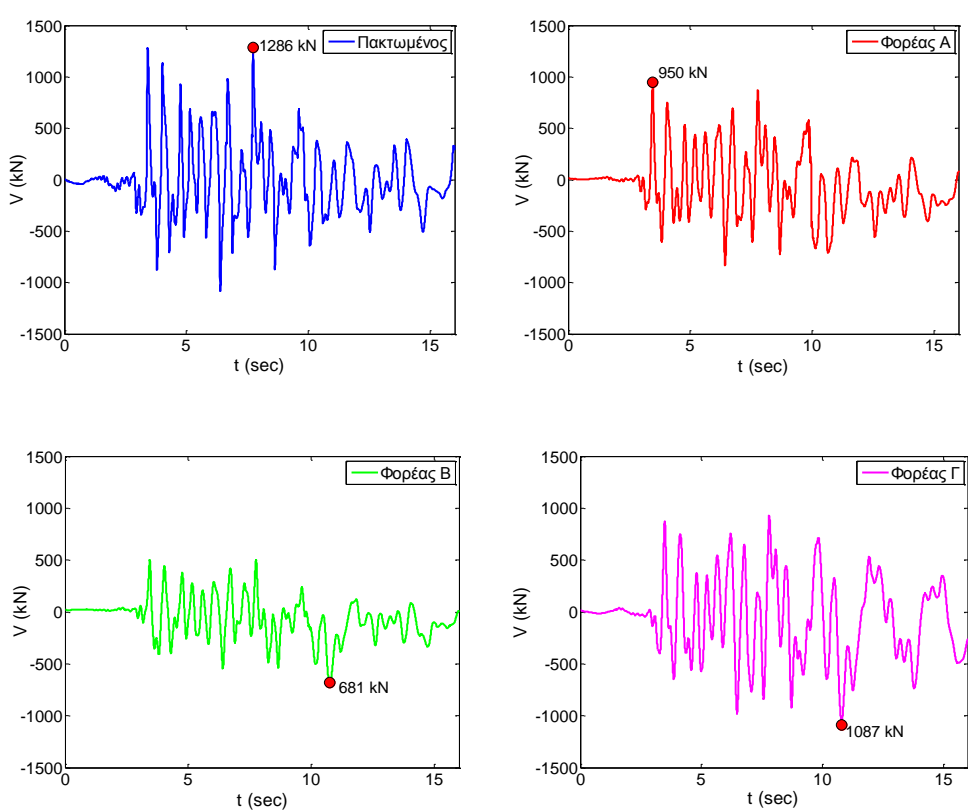
υπό τη διέγερση Λευκάδα x1.5.



Σχήμα 5.27 Χρονοϊστορία της ροπής στη βάση του πυρήνα υπό τη διέγερση Λευκάδα x1.5.

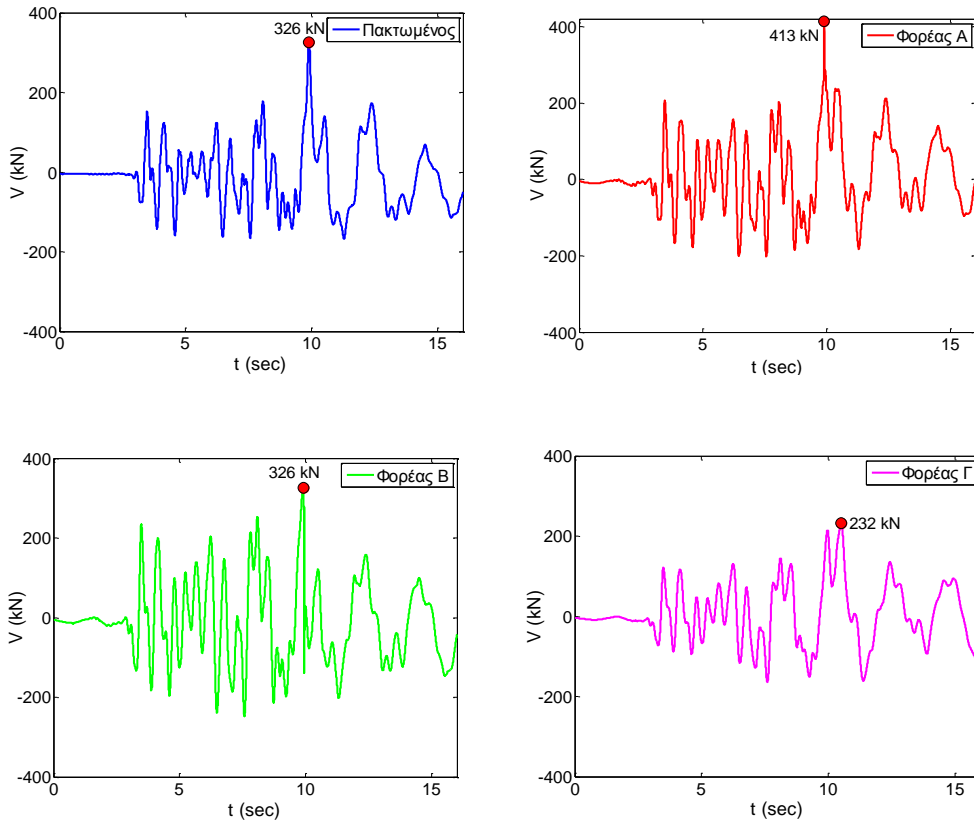


Σχήμα 5.28 Χρονοϊστορία της ροπής στη βάση του Κ9 υπό τη διέγερση Λευκάδα x1.5.

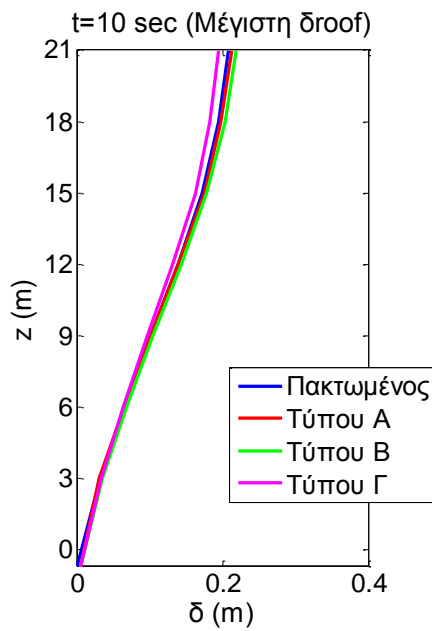


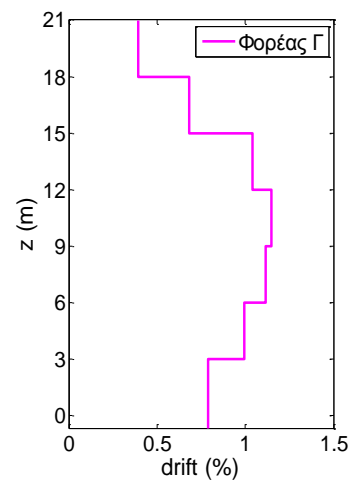
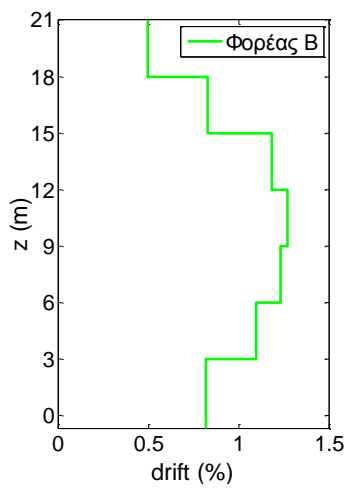
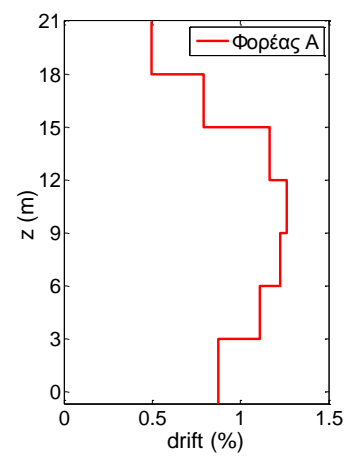
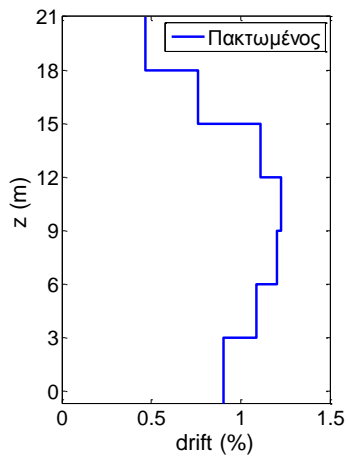
5.29 Χρονοϊστορία της τέμνουσας στη βάση του πυρήνα υπό τη διέγερση

Σχήμα
Λευκάδα x1.5.



Σχήμα 5.30 Χρονοϊστορία της τέμνουσας στη βάση του υποστυλώματος Κ9 υπό τη διέγερση Λευκάδα x1.5.



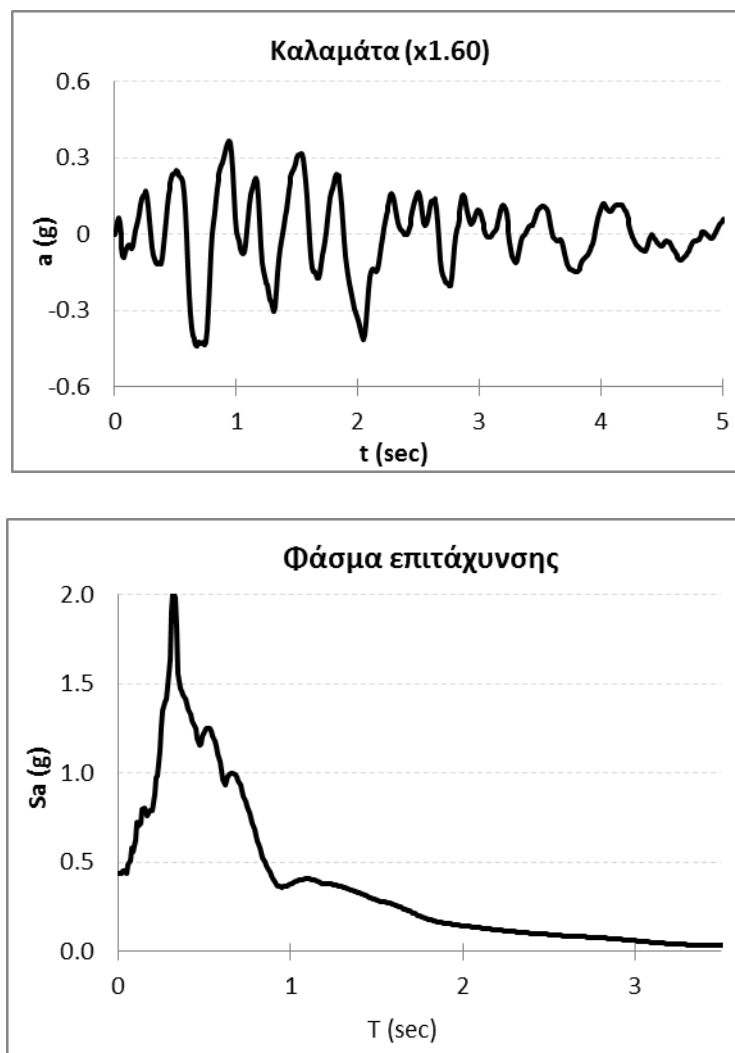


Σχήμα 5.31 Προφίλ οριζόντιας μετατόπισης και σχετικά drift ορόφων τη στιγμή της μέγιστης μετατόπισης κορυφής για κάθε φορέα.

5.2.3 Διέγερση Καλαμάτα 1986, Νομαρχία

Η διεγέρση αυτή είναι ηπιότερη από τη διεγέρση Λευκάδα 2003. Έχει λίγους σημαντικούς κύκλους (τρεις ή τέσσερις) και μέγιστη εδαφική επιτάχυνση $PGA = 0,27 \text{ g}$. Σημαντικό χαρακτηριστικό της διεγέρσης είναι ότι το φάσμα επιτάχυνσης ακολουθεί γνησίως φθίνοντα κλάδο στις ιδιοπεριόδους άνω του ενός δευτερολέπτου.

Η διεγέρση αυτή προκαλεί ελάχιστες βλάβες στο κτίριο αρκετά μικρότερες από τις αντίστοιχες που προκαλούνται από τη διεγέρση Λευκάδα 2003. Για το λόγο αυτό αυξήσαμε τις επιταχύνσεις της διεγέρσης κατά 60% και την επιβάλλαμε στη βάση του κτιρίου. Προκύπτει μέγιστη εδαφική επιτάχυνση $PGA = 0,43 \text{ g}$ δηλαδή όση σημειώθηκε και στην καταγραφή του σεισμού της Λευκάδας 2003. Η χρονοϊστορία της επιβαλλόμενης επιτάχυνσης στη βάση του κτιρίου φαίνεται στο Σχήμα () και το αντίστοιχο φάσμα επιταχύνσεων στο Σχήμα 5.32.

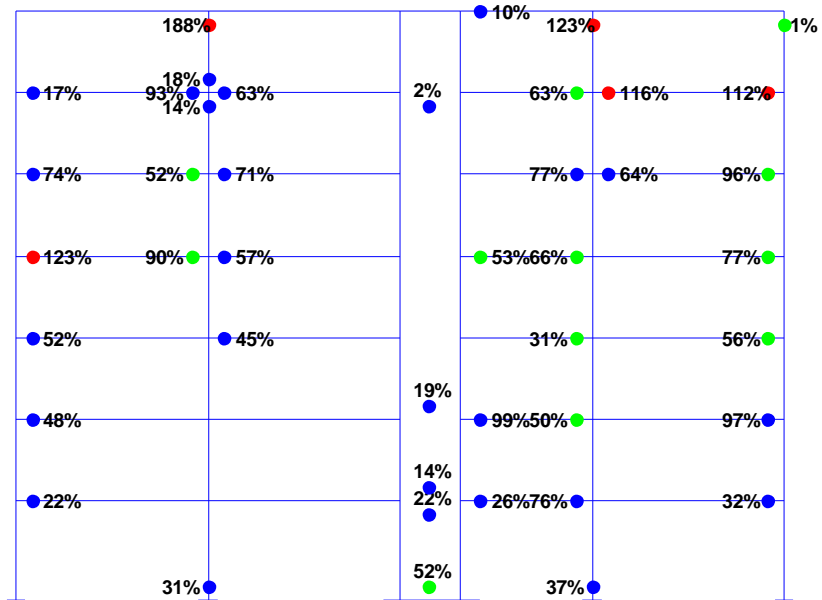


Σχήμα 5.32 Χρονοϊστορία και φάσμα επιτάχυνσης της διεγέρσης Καλαμάτα (x1.60).

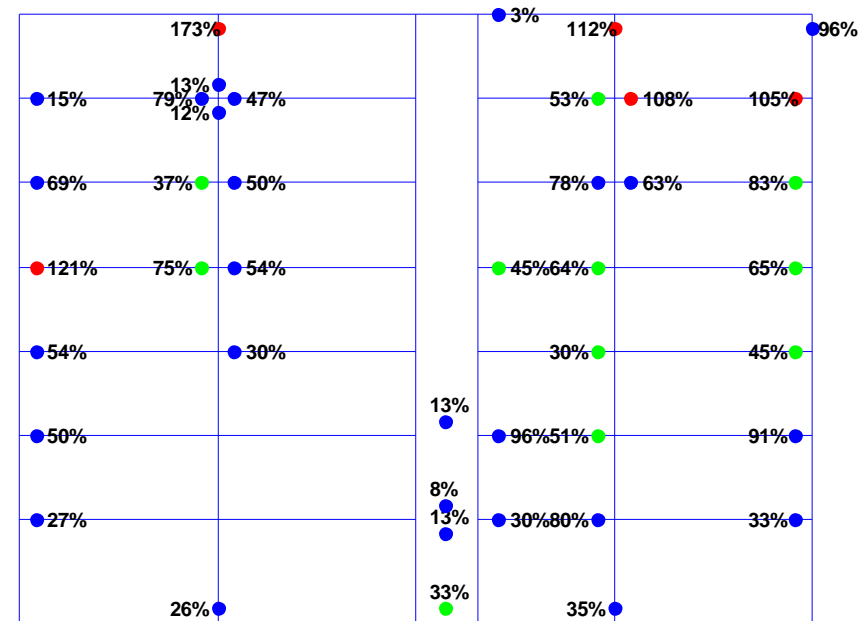
Στο **Σχήμα 5.33** παρατηρούμε ότι η διέγερση Καλαμάτα ($\times 1.6$) δεν προκαλεί εκτεταμένες βλάβες στο κτίριο. Πιο συγκεκριμένα στον πακτωμένο φορέα και στον Φορέα Α στη βάση του πυρήνα αναπτύσσονται πλαστικές στρόφες που υπερβαίνουν τη στάθμη επιτελεστικότητας «Προστασία Ζωής» παρόλα αυτά δεν επέρχεται καμπτική αστοχία. Η εικόνα στους δύο φορείς με τα μικρότερα πέδιλα είναι ακόμα καλύτερη οι οποίοι παρουσιάζουν μειωμένες βλάβες στο σύνολο των μελών τους. Στον πακτωμένο φορέα καταγράφεται η μεγαλύτερη μετατόπιση κορυφής ενώ στον Φορέα Γ η μικρότερη. Παρατηρούμε ότι στα εσωτερικά υποστυλώματα του Φορέα Β δεν αναπτύσσονται μεγαλύτερες πλαστικές παραμορφώσεις απ' ό,τι στον πακτωμένο φορέα και στον Φορέα Α. Σε αντίθεση με τη διέγερση Λευκάδα 2003 η επιρροή του λόγου n δεν γίνεται εμφάνης στη συγκεκριμένη διέγερση καθώς υπερτερεί η μείωση του σεισμικού φορτίου. Τέλος στο **Σχήμα 5.36** παρατηρούμε πως η θεμελίωση του πυρήνα των φορέων Β και Γ δεν καταπονήθηκε ιδιαίτερα. Στο Φορέα Γ το πέδιλο του πυρήνα μόλις που ανασηκώθηκε. Συμπεραίνουμε επομένως πως στην απόκριση του φορέα Β και Γ έπαιξε ρόλο μόνο η αρχική δυσκαμψία της θεμελίωσης του πυρήνα.

Σχήμα 5.33 Καμπτικές βλάβες στο πλαίσιο του πυρήνα υπό τη διέγερση Καλαμάτα (x1.6)

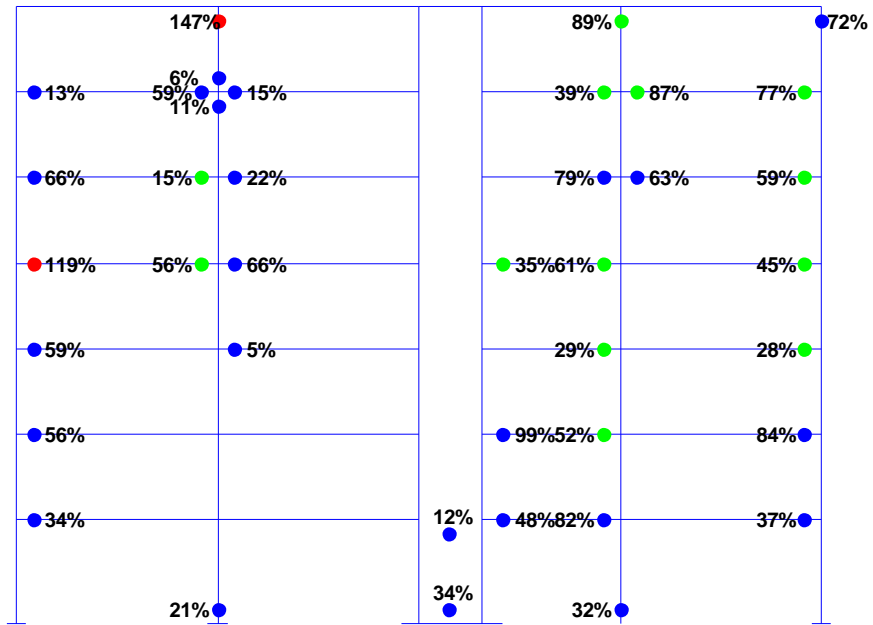
Πλαίσιο 2 - Πακτωμένος φορέας



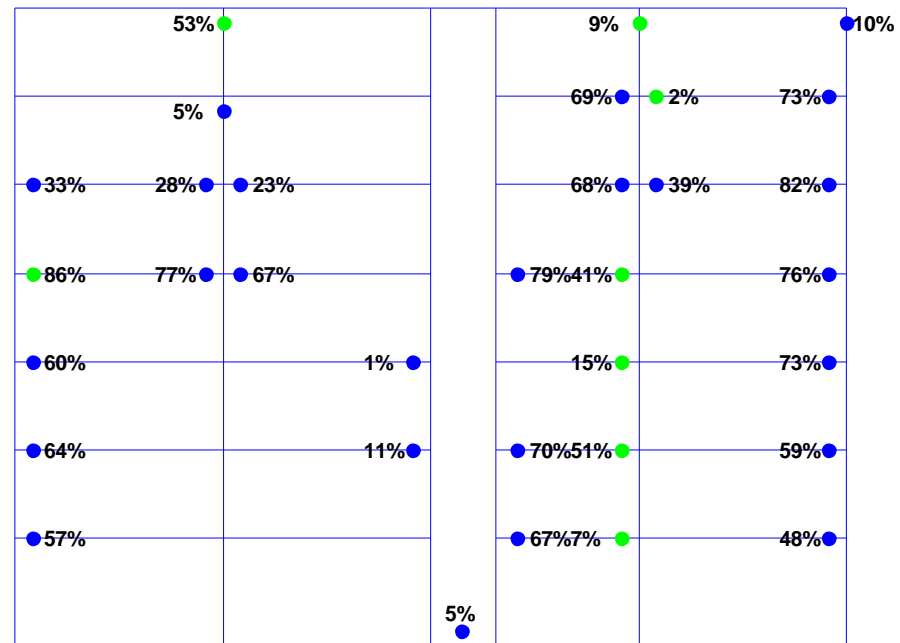
Πλαίσιο 2 - Φορέας Α

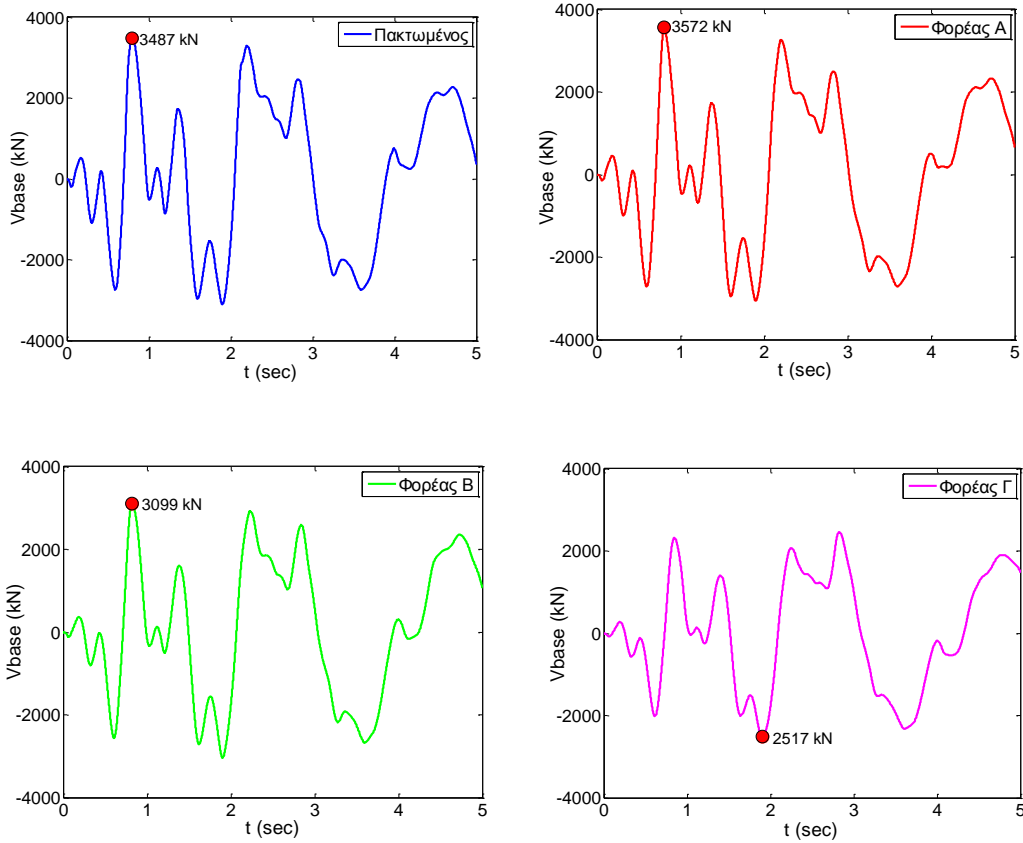


Πλαίσιο 2 - Φορέας Β

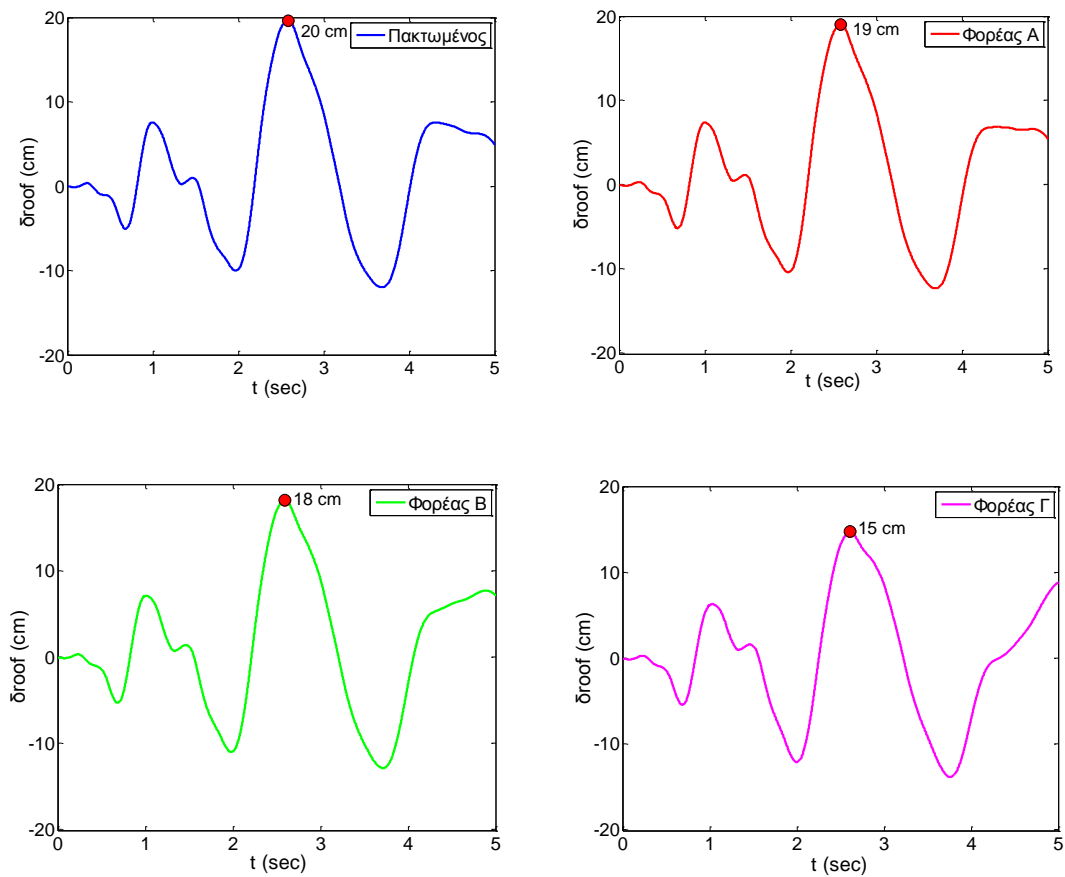


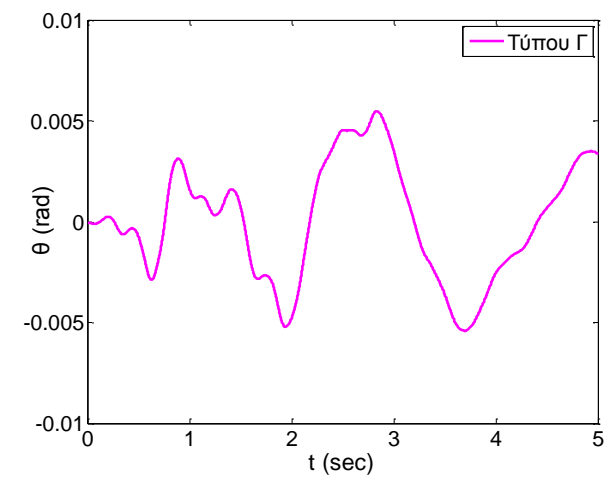
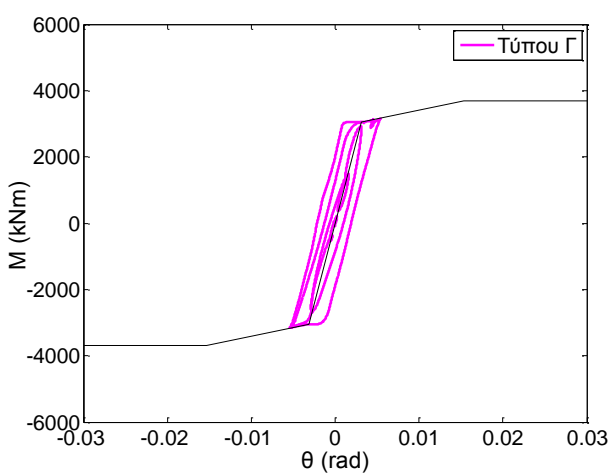
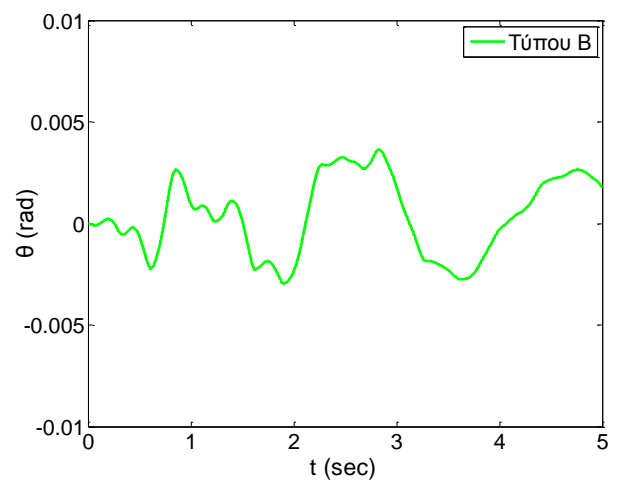
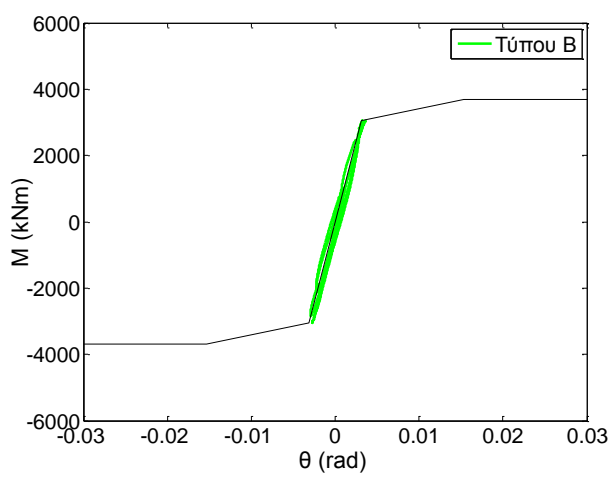
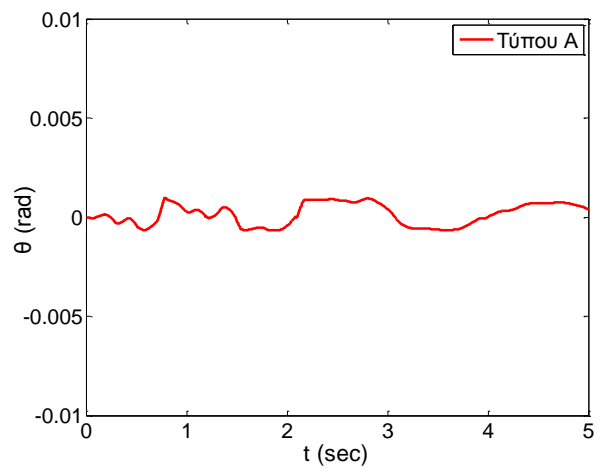
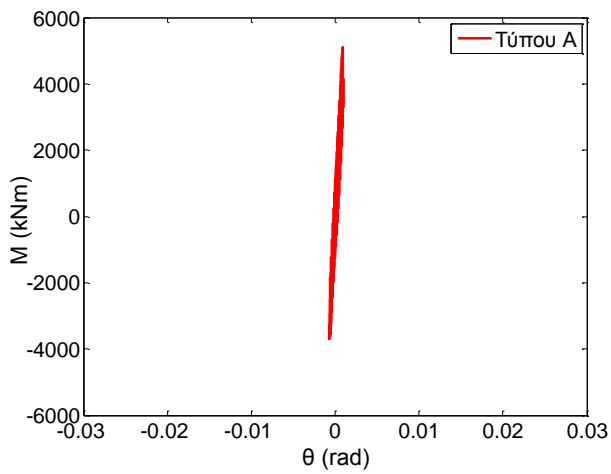
Πλαίσιο 2 - Φορέας Γ





Σχήμα 5.34 Χρονοϊστορία της τέμνουσας βάσης του κτιρίου για κάθε τύπο έδρασης.

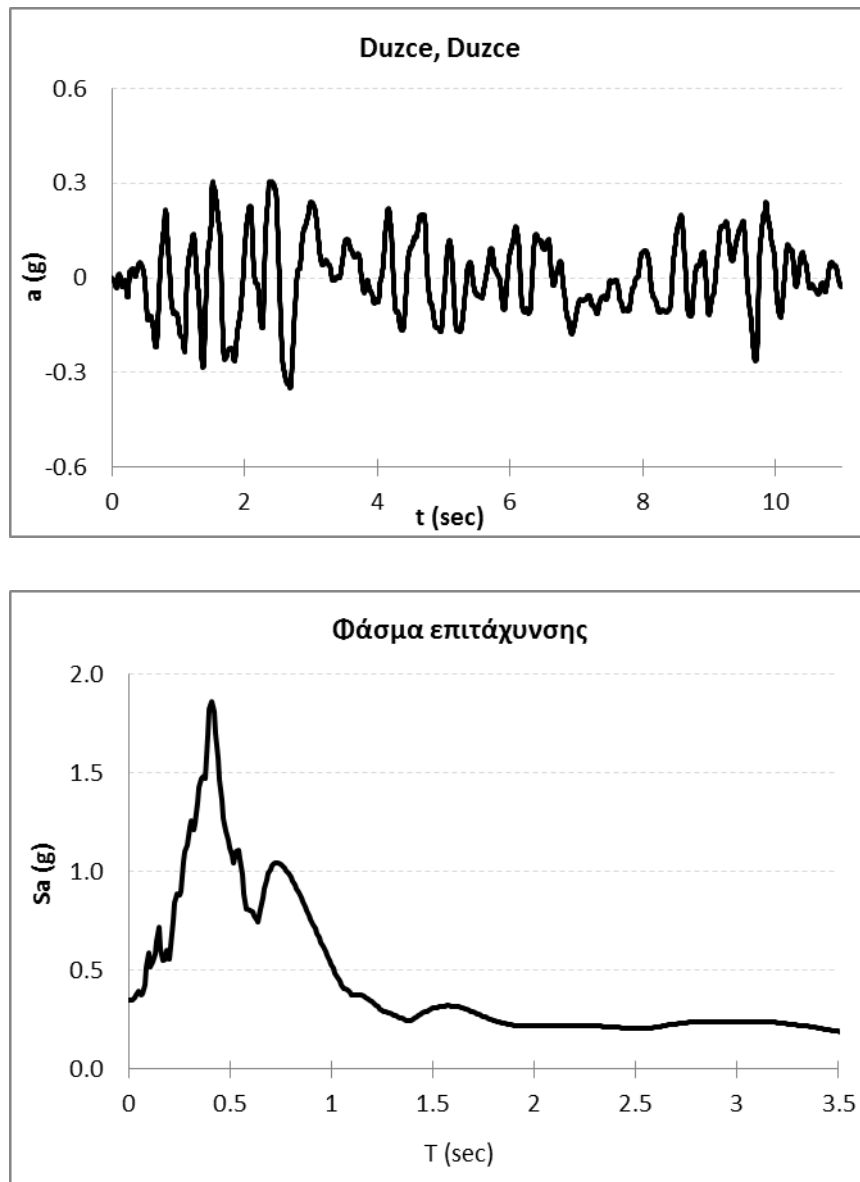




Σχήμα 5.35 Καμπύλες ροπής – στροφής και χρονοϊστορία στροφής των διαφόρων πεδίων του πυρήνα υπό τη διέγερση Καλαμάτα (x 1.6).

5.2.4 Διέγερση Duzce

Η συγκεκριμένη καταγραφή έχει μέγιστη εδαφική επιτάχυνση: $PGA=0,35\text{ g}$. Το φάσμα επιταχύνσεων της συγκεκριμένης διέγερσης έχει σταθερή τιμή περίπου ίση με $0,20\text{ g}$ για ιδιοπεριόδους άνω των $1,5$ δευτερολέπτων.



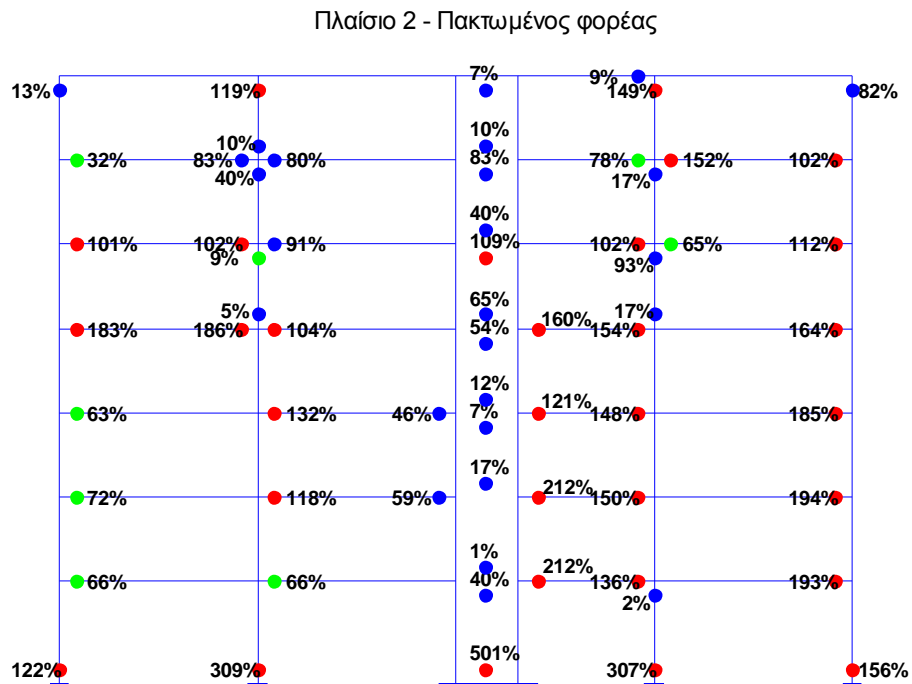
Σχήμα 5.36 Χρονοϊστορία και φάσμα επιτάχυνσης της διέγερσης Duzce.

Στο **Σχήμα 5.37** βλέπουμε τις βλάβες λόγω κάμψης που υπέστη το πλαίσιο του πυρήνα κατά τη σεισμική διέγερση. Στον πακτωμένο φορέα αναπτύσσονται μεγάλες πλαστικές στροφές στη βάση του πυρήνα και στη βάση των υποστυλωμάτων. Στον Φορέα Β οι βλάβες στη βάση του πυρήνα είναι περιορισμένες, τα υποστυλώματα όμως υφίστανται εντονότερες πλαστικές στροφές στη βάση τους σε σύγκριση με τα αντίστοιχα του πακτωμένου φορέα. Το ίδιο είχαμε παρατηρήσει και στις δύο πρώτες διεγέρσεις που εξετάσαμε (Λευκάδα 2003, Λευκάδα 2003 (x1.5)). Στον Φορέα Γ βλέπουμε πως οι πλαστικές στροφές στη βάση των υποστυλωμάτων είναι της ίδιας τάξης με του πακτωμένου φορέα. Ο πυρήνας του Φορέα Γ καταπονείται περισσότερο από του Φορέα Β παρόλα αυτά οι επιπλέον πλαστικές στροφές προκύπτουν από αρνητικές ροπές, δηλαδή για ροπές που θλίβουν το κάθετο σκέλος K21 της διατομής του πυρήνα. Ο πυρήνας διαθέτει μεγάλη πλαστιμότητα για κάμψη υπό αρνητικές ροπές επομένως υπάρχει περιθώριο για μεγαλύτερες πλαστικές στροφές με αρνητική φορά. Λόγω των πλαστικών στροφών που σημειώθηκαν στη βάση των υποστυλωμάτων του Φορέα Γ μπορούμε να πούμε ότι ο Φορέας Γ συμπεριφέρθηκε καλύτερα από τους άλλους δύο φορείς. Σίγουρα όμως οι Φορείς Β και Γ δε συμπεριφέρθηκαν χειρότερα από τον πακτωμένο φορέα.

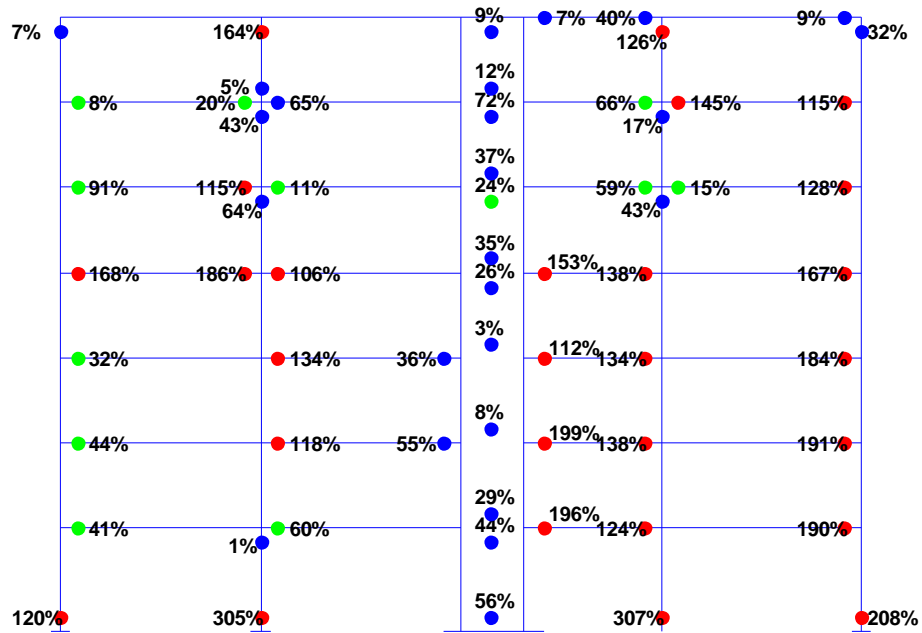
Η διέγερση του Duzce αποδεικνύεται ιδιαίτερα καταστρεπτική για το συγκεκριμένο κτίριο πολύ περισσότερο από τη διέγερση της Λευκάδας 2003 (x1,5). Ο Φορέας Γ συμπεριφέρθηκε πολύ καλά υπό την ενισχυμένη διέγερση της Λευκάδας η οποία είχε μέγιστη εδαφική επιτάχυνση 0,65 g. Η διέγερση όμως του Duzce με μέγιστη επιτάχυνση εδάφους 0,35 g προκάλεσε σοβαρότατες βλάβες στον Φορέα Γ που θα οδηγούσαν στην κατάρρευση του. Αποδεικνύεται έτσι ότι η τιμή της μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης δεν καθορίζει το επίπεδο βλαβών της κατασκευής. Το συχνοτικό περιεχόμενο της διέγερσης διαμορφώνει την απόκριση του φορέα.

Σχήμα 5.37 Καμπτικές βλάβες στο πλαίσιο του πυρήνα υπό τη διέγερση Duzce.

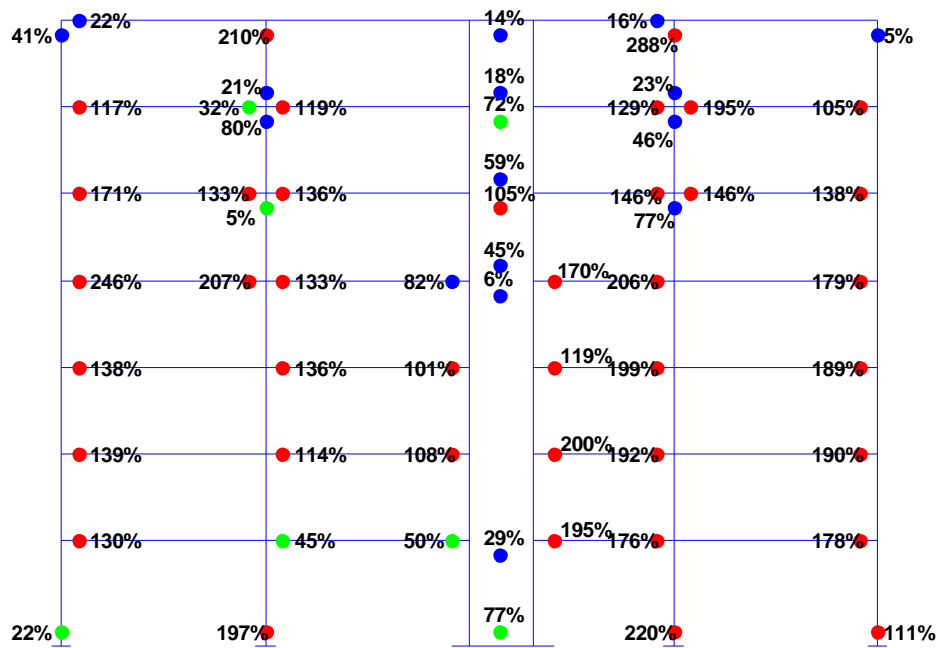
A.X. Π.Ζ. Ο.Κ.

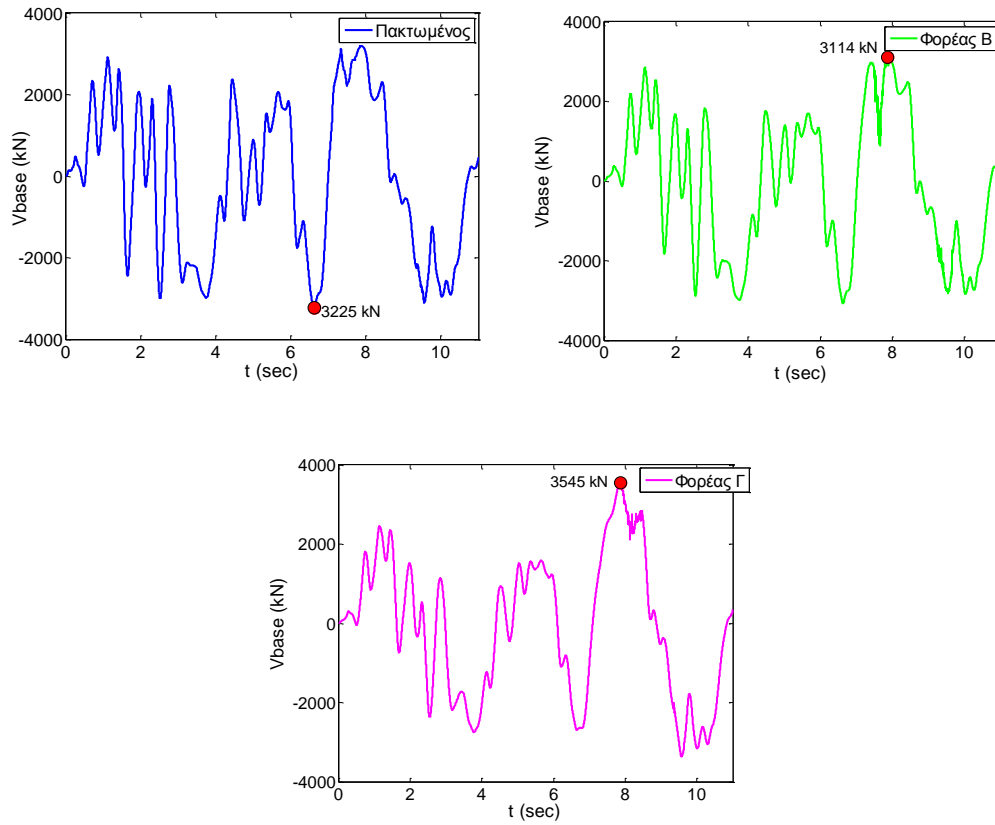


Πλαίσιο 2 - Φορέας Β

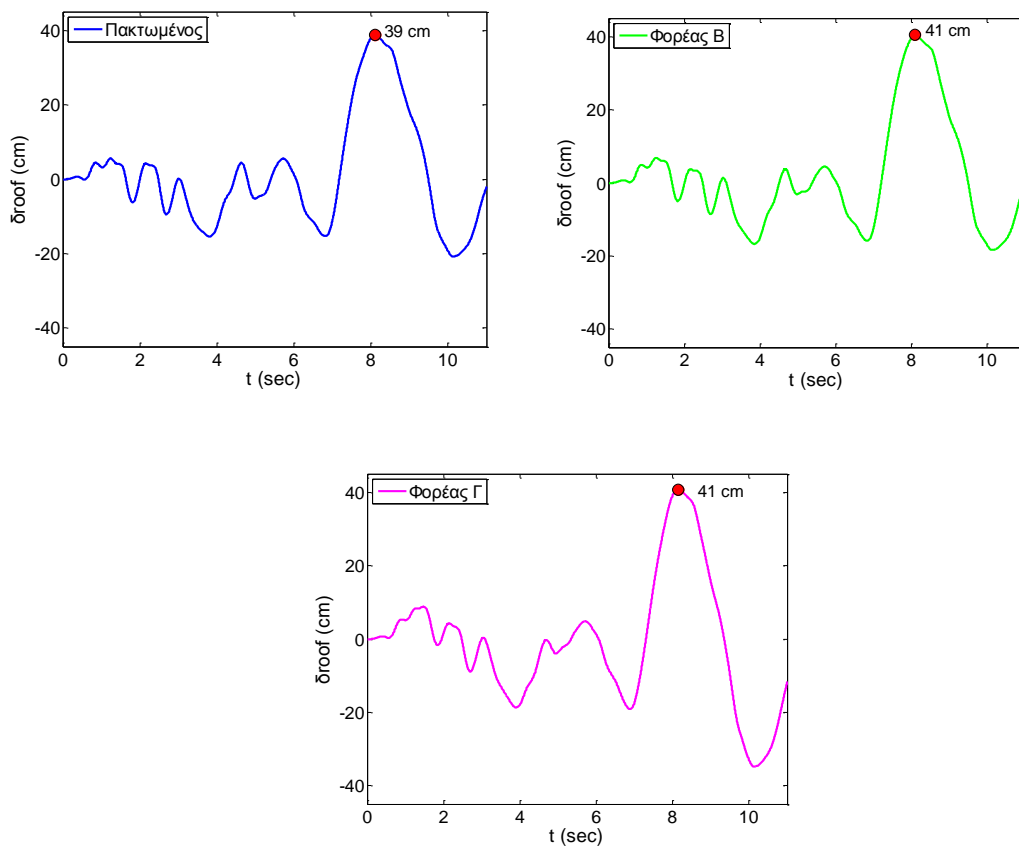


Πλαίσιο 2 - Φορέας Γ

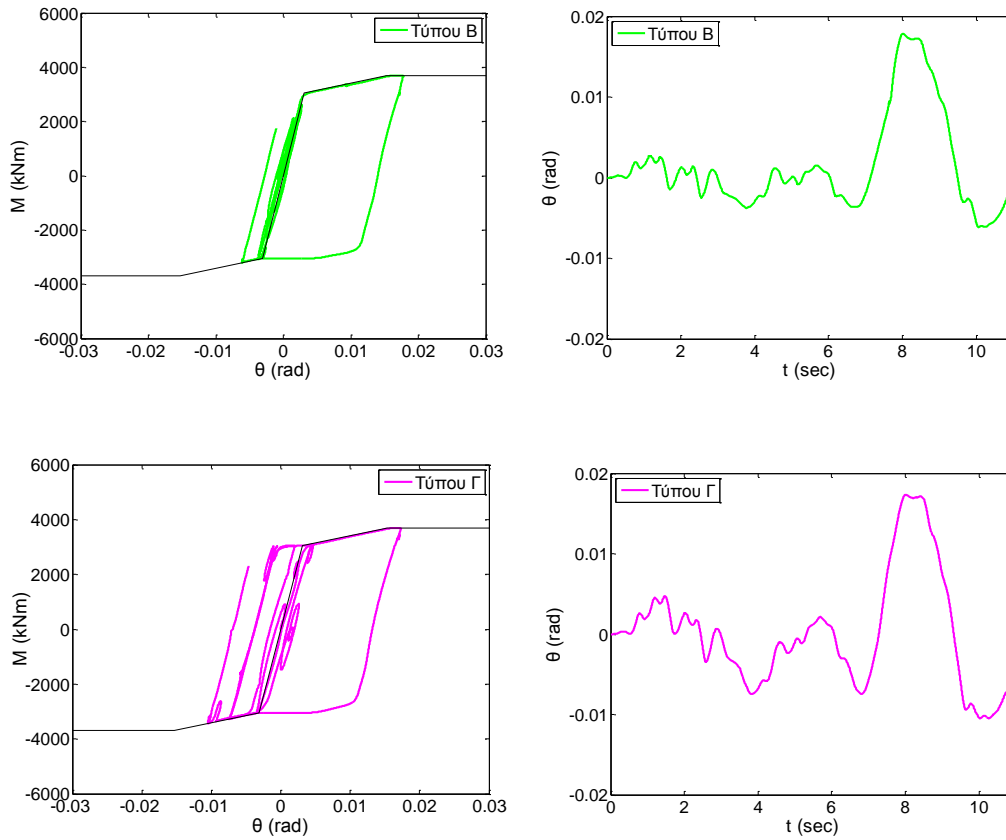




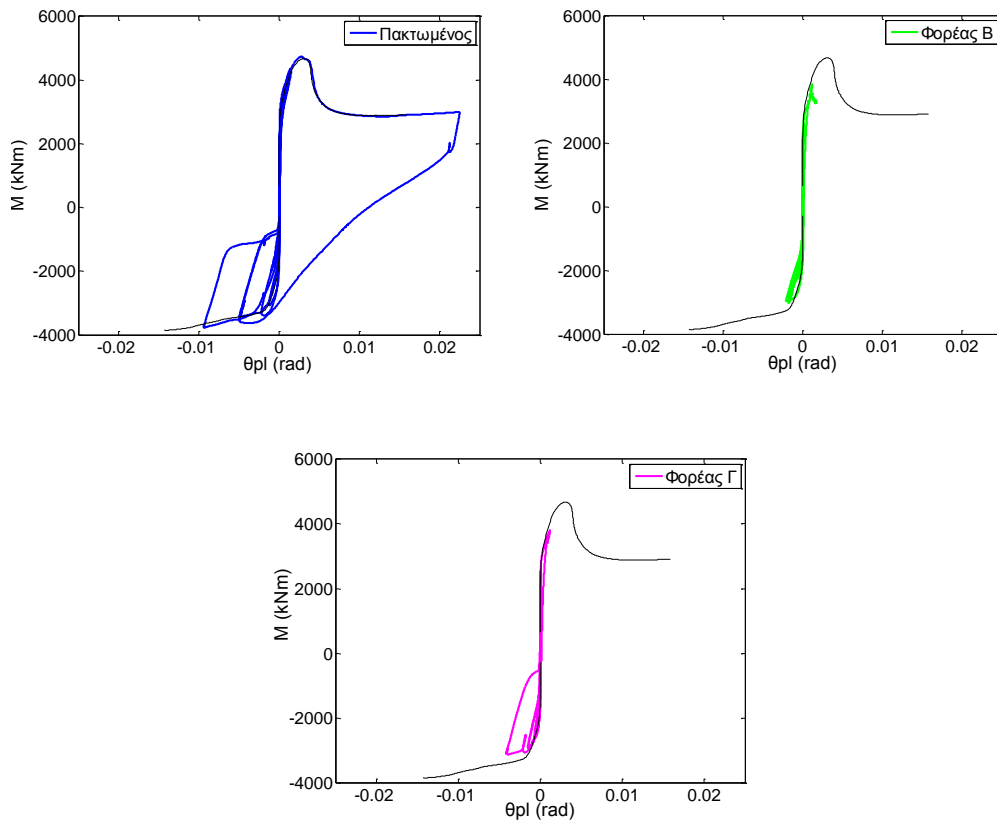
Σχήμα 5.38 Χρονοϊστορία της τέμνουσας βάσης του κτιρίου για κάθε τύπο έδρασης.



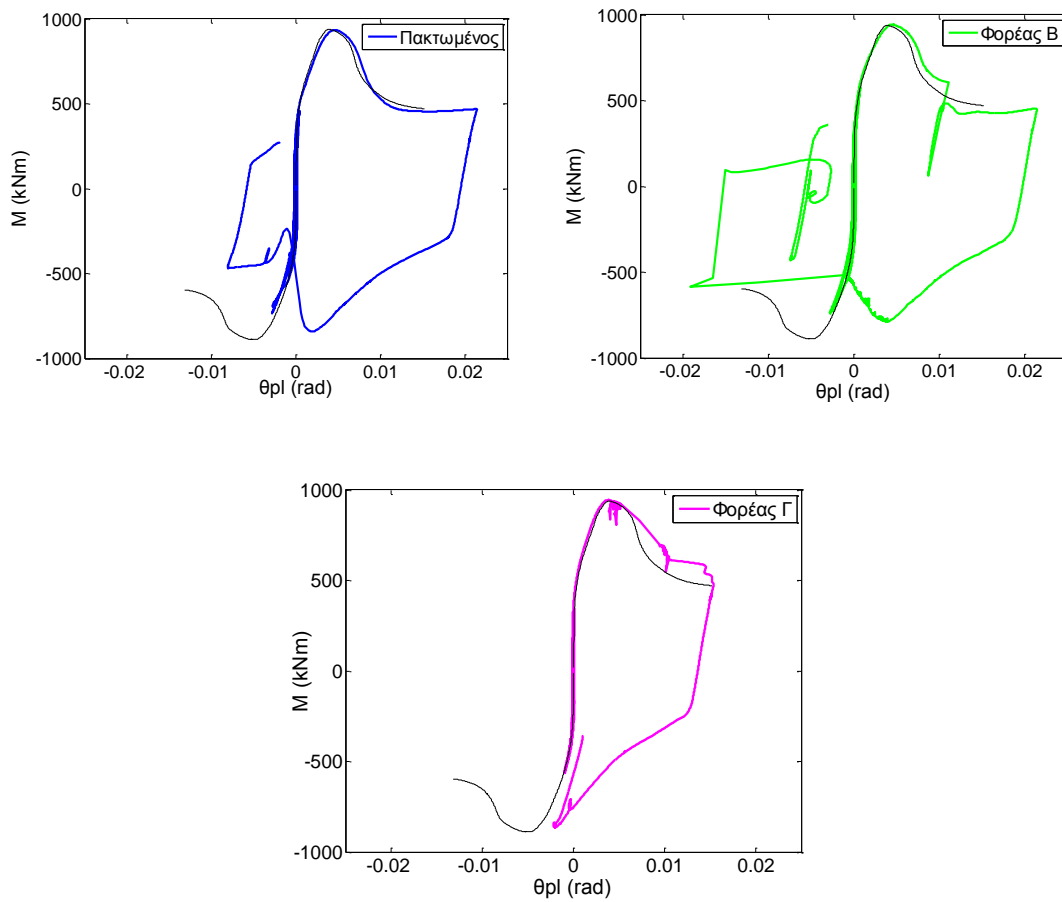
Σχήμα 5.39 Χρονοϊστορία της μετατόπισης κορυφής υπό τη διέγερση Duzce.



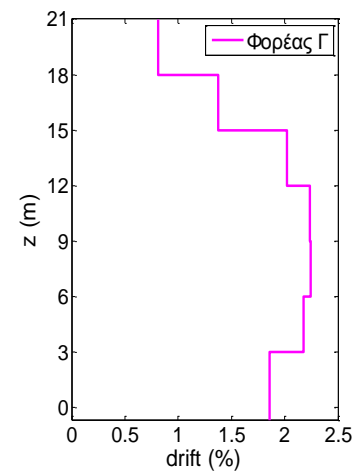
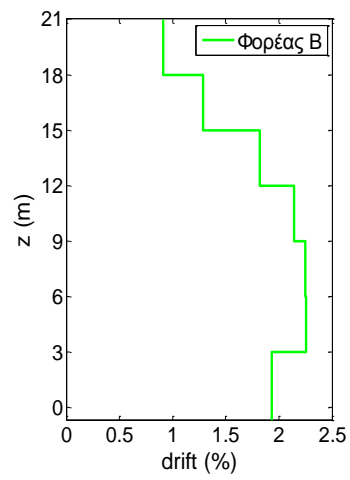
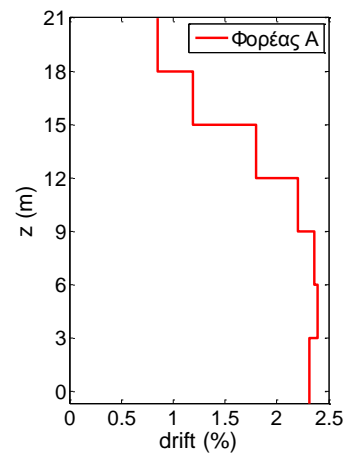
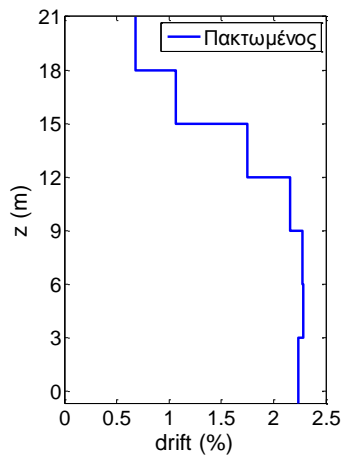
Σχήμα 5.40 Καμπύλες ροπής – στροφής και χρονοϊστορία στροφής πεδίων πυρήνα.



Σχήμα 5. 41 Διαγράμματα ροπής – πλαστικής στροφής στη βάση του πυρήνα υπό Duzce.



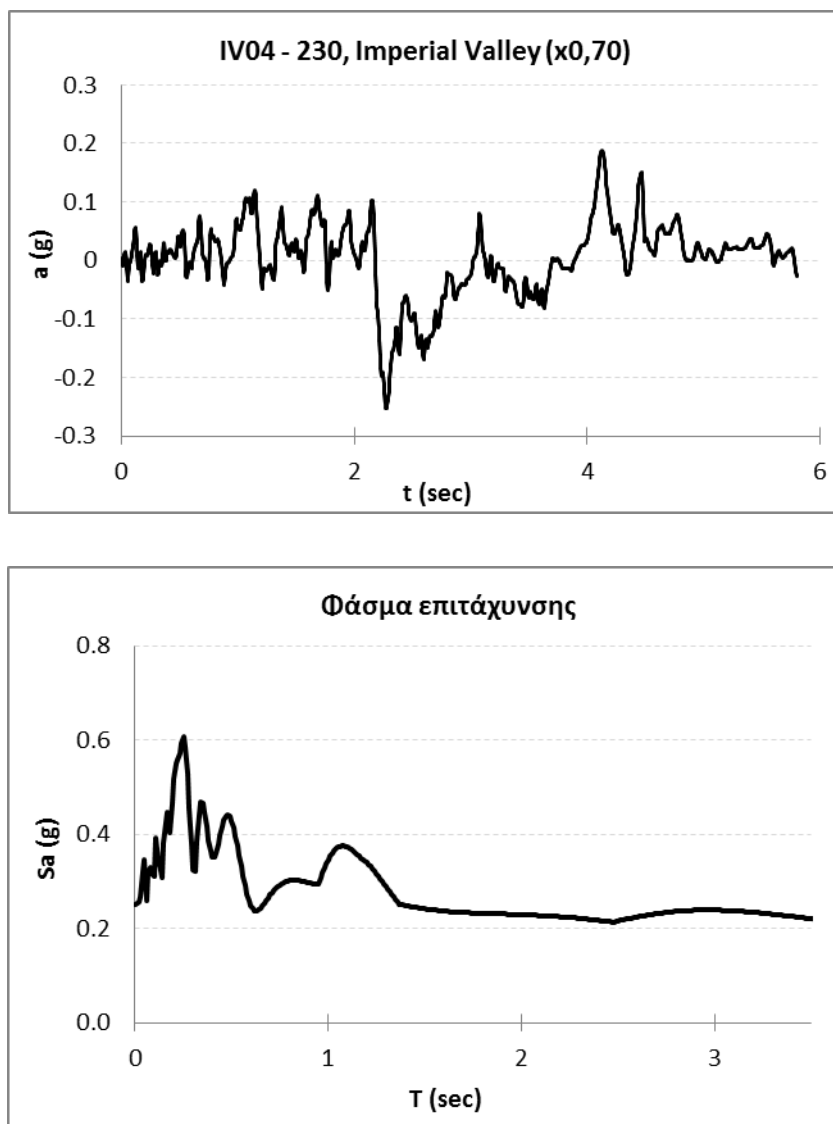
Σχήμα 5. 42 Διαγράμματα ροπής – πλαστικής στροφής στη βάση του Κ9 υπό Duzce.



Σχήμα 5. 43 Σχετικό drift ορόφων τη στιγμή της μέγιστης μετατόπισης κορυφής κατά τη διέγερση Duzce.

5.2.5 Διέγερση Imperial Valley, IVNo4-230 (x0.70)

Το ιδιαίτερο χαρακτηριστικό αυτής της διέγερσης είναι η έντονη κατευθυντικότητα που παρουσιάζει. Στο επιταχυνσιογράφημα **Σχήμα 5.44** παρατηρούμε ότι η εδαφική επιτάχυνση έχει το ίδιο πρόσημο από το 2^ο έως και το 4^ο δευτερόλεπτο. Επιβάλλαμε τη διέγερση με επιταχύνσεις μειωμένες κατά 30% έτσι ώστε οι φασματικές επιταχύνσεις να έχουν την ίδια τάξη μεγέθους με τις αντίστοιχες της ενισχυμένης κατά 50% Λευκάδας 2003 και του Duzce. Η μέγιστη εδαφική επιτάχυνση που αναπτύσσει η διέγερση είναι: $PGA = 0,25$ g αρκετά μικρότερη των 0,64 g της ενισχυμένης Λευκάδας 2003. Ακόμα το φάσμα επιτάχυνσης της διέγερσης διατηρεί περίπου σταθερή τιμή ίση με 0,20 g για ιδιοπεριόδους άνω των 1,2 δευτερολέπτων.



Σχήμα 5.44 Χρονοϊστορία και φάσμα επιτάχυνσης της διέγερσης IVNo4 (x0.70).

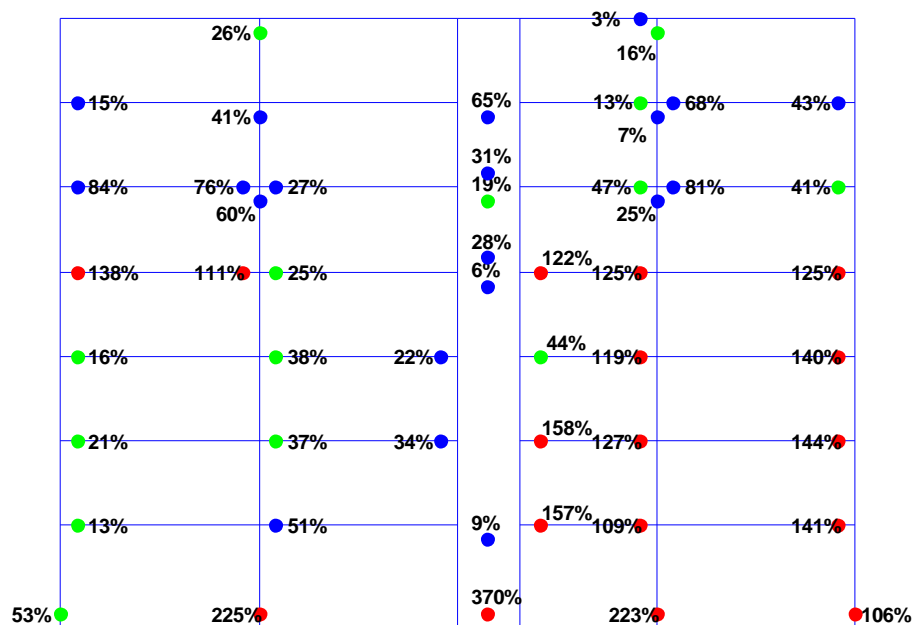
Η διέγερση είναι ιδιαίτερα καταστρεπτική για όλους τους φορείς. Στους φορείς Β και Γ ο πυρήνας δεν αστοχεί στη βάση. Τα υποστυλώματα παρουσιάζουν το ίδιο επίπεδο βλαβών και στους τρεις φορείς που φαίνονται στη συνέχεια. Στον Φορέα Γ οι δοκοί καταπονούνται περισσότερο λόγω της μεγαλύτερης οριζόντιας μετατόπισης που υφίσταται ο φορέας. Η δυνατότητα του πεδίου του πυρήνα να ανασηκωθεί για ακόμα μια φορά εξασφάλισε την ακεραιότητα του πυρήνα, παρόλα αυτά τα υποστυλώματα δε φαίνονται να επηρεάζονται ιδιαίτερα από τη μειωμένη δυσκαμψία της θεμελίωσης.

Σχήμα 5.45 Καμπτικές βλάβες στο πλαίσιο του πυρήνα υπό τη διέγερση IVNo4 (x0.70).

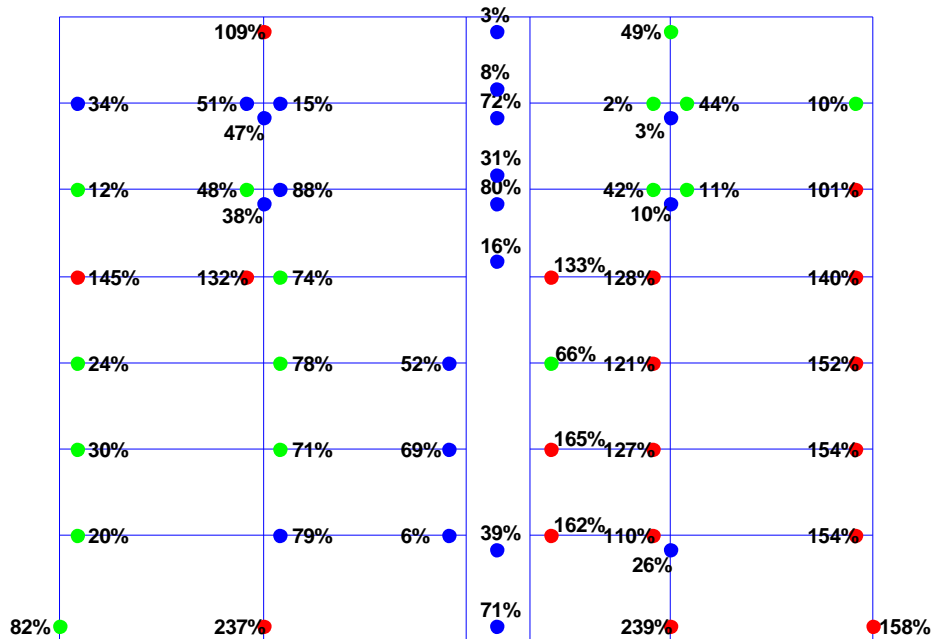
A.X. Π.Ζ. Ο.Κ.



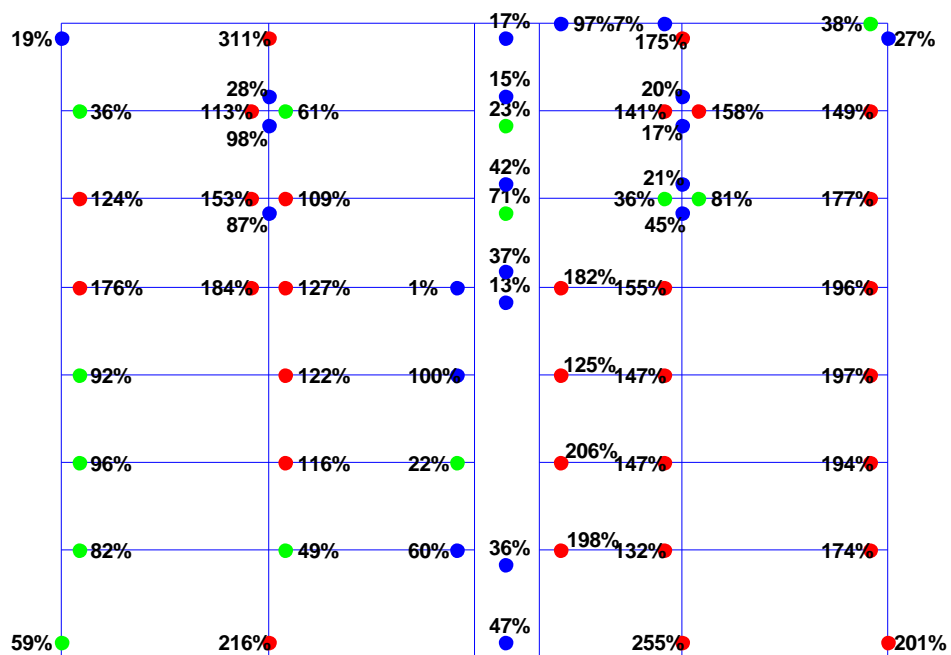
Πλαίσιο 2 - Πακτωμένος φορέας

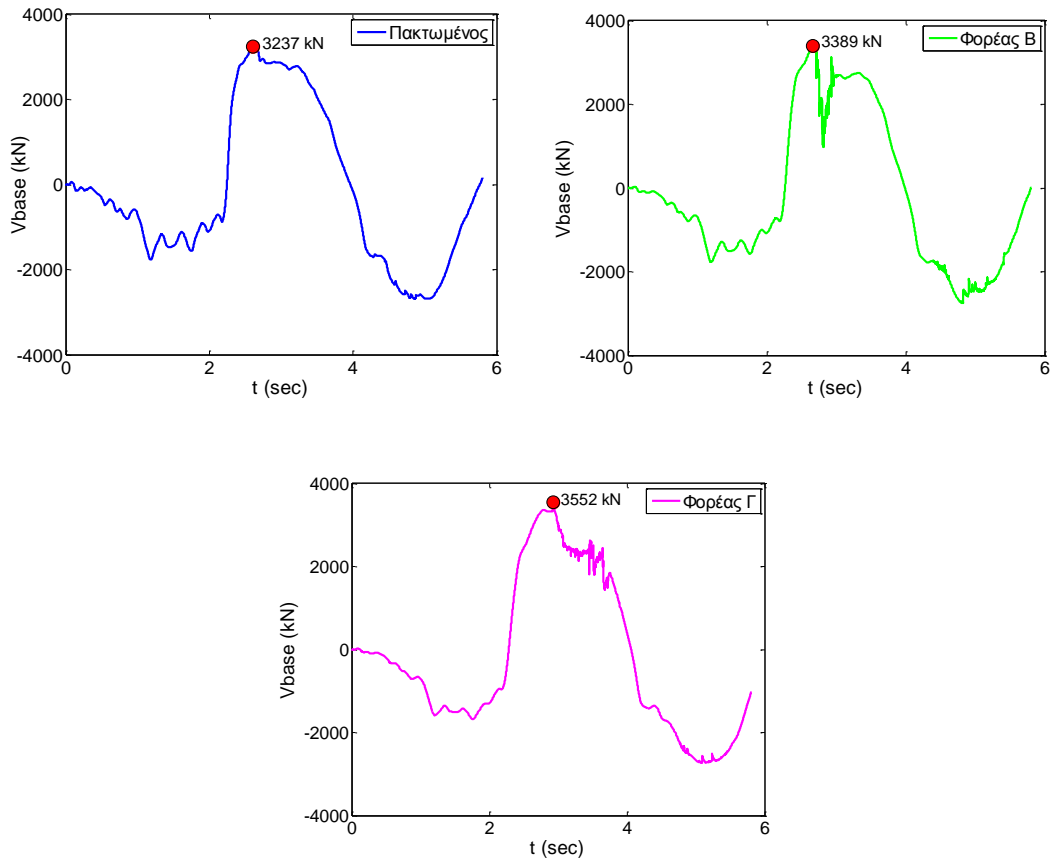


Πλαίσιο 2 - Φορέας Β

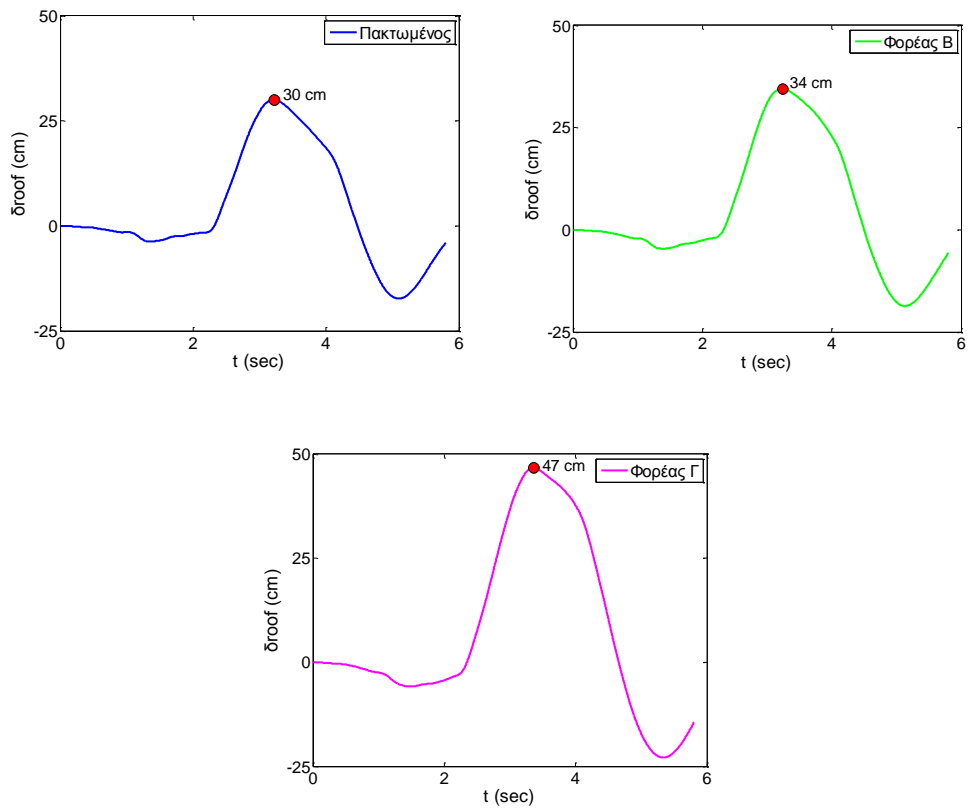


Πλαίσιο 2 - Φορέας Γ

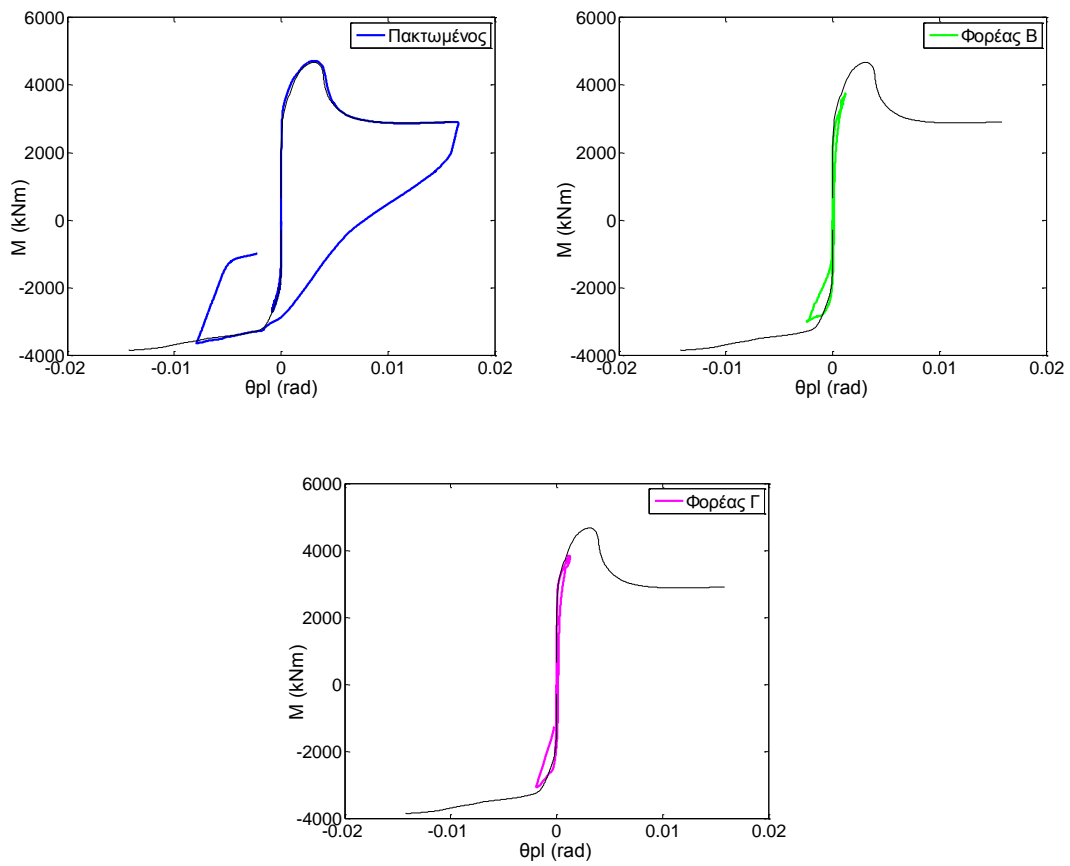




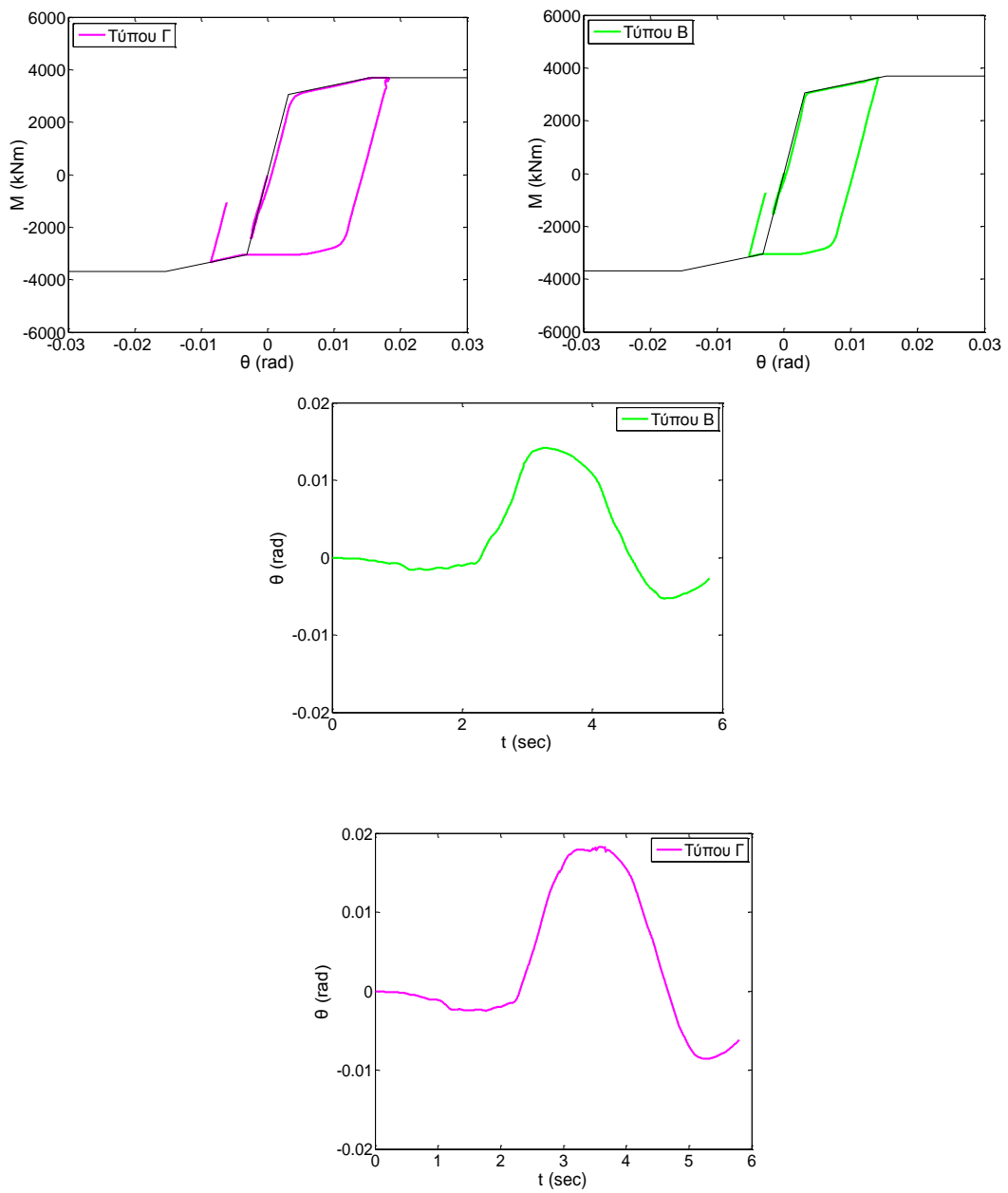
Σχήμα 5.46 Χρονοϊστορία της τέμνουσας βάσης του κτιρίου για κάθε τύπο έδρασης.



Σχήμα 5.47 Χρονοϊστορία της τέμνουσας βάσης του κτιρίου για κάθε τύπο έδρασης.



Σχήμα 5. 48 Διάγραμματα ροπής – πλαστικής στροφής στη βάση του πυρήνα υπό IVNo4 (x0.70).

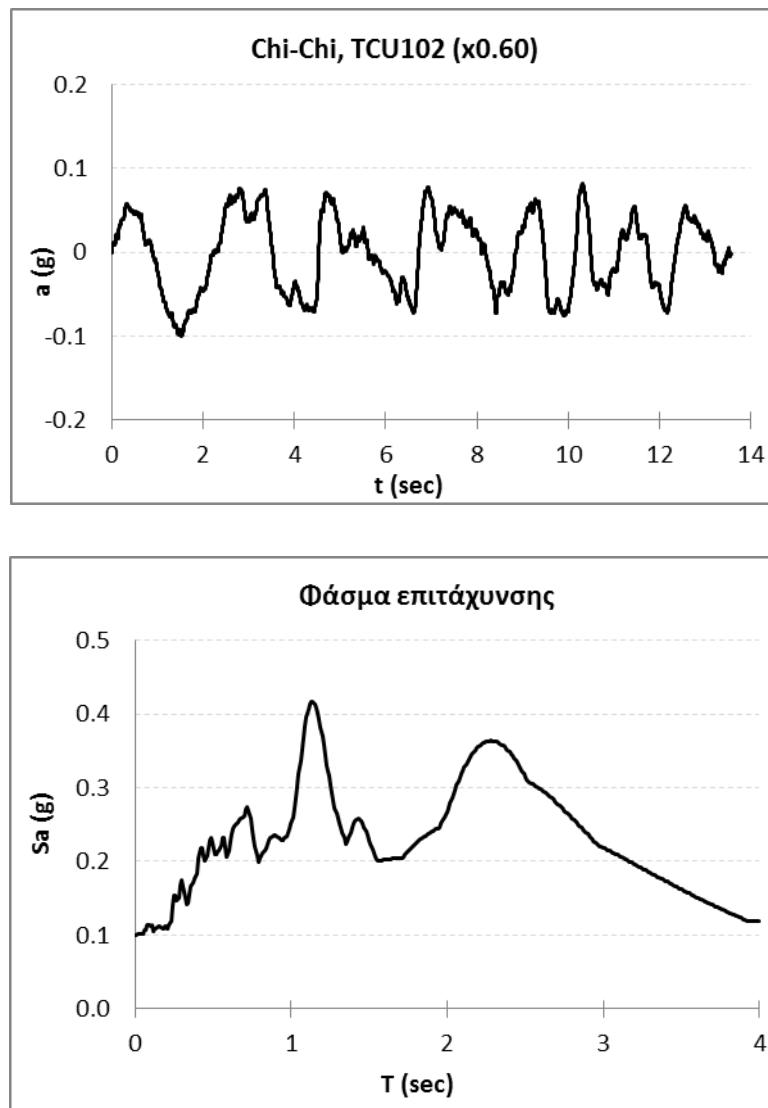


Σχήμα 5.49 Καμπύλες ροπής – στρώφης και χρονιςτορία στρώφης πεδίλων πυρήνα.

5.2.6 Διέγερση Chi-Chi, TCU-102 (x0.60)

Η διέγερση αυτή έχει ιδιαίτερα αυξημένη δεσπόζουσα ιδιοπερίοδο όπως φαίνεται κα στο **Σχήμα 5.50**. Η μέγιστη εδαφική επιτάχυνση της διέγερσης είναι μόλις 0.10 g, παρόλα αυτά αποδεικνύεται ιδιαίτερα καταστρεπτική για το συγκεκριμένο εύκαμπτο κτίριο.

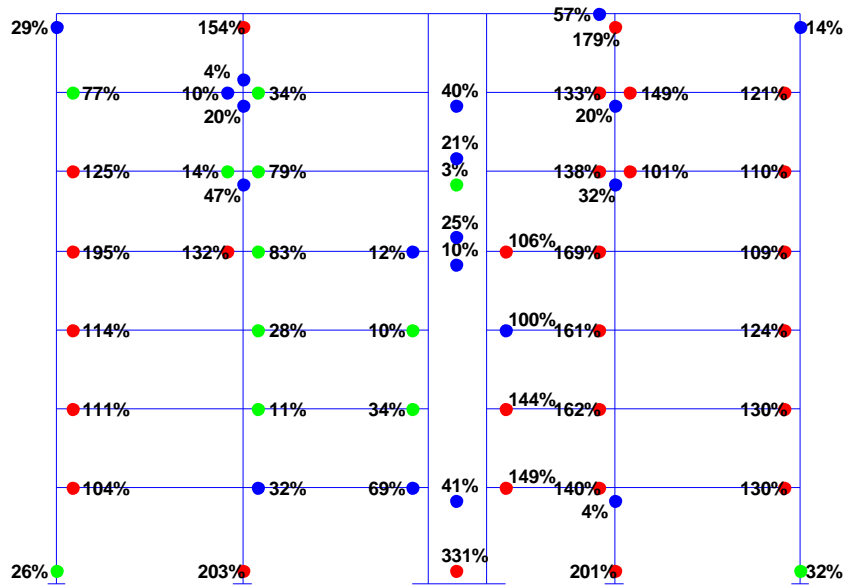
Ο Φορέας Γ συμπεριφέρεται σχετικά καλύτερα έχοντας μειωμένες βλάβες στη βάση των υποστρωμάτων. Το γεγονός αυτό οφείλεται στη μεγαλύτερη καμπτική καταπόνηση που υφίσταται ο πυρήνας. Στη βάση του αναπτύσσονται αυξημένες πλαστικές στροφές χωρίς να είναι όμως ιδιαίτερα ανησυχητικές καθώς πραγματοποιούνται στη πλευρά όπου η διατομή του πυρήνα διαθέτει μεγάλη πλαστιμότητα (θλίψη σκέλους K21 και λειτουργία πλακοδοκού).



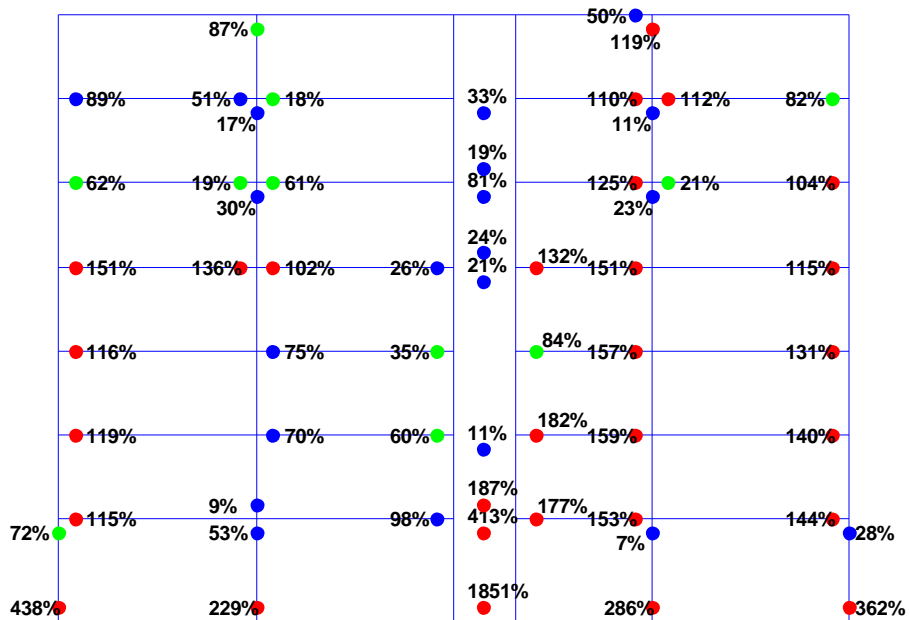
Σχήμα 5.50 Χρονοϊστορία και φάσμα επιτάχυνσης της διέγερσης TCU102 (x0.60).

Σχήμα 5.51 Καμπτικές βλάβες στο πλαίσιο του πυρήνα υπό τη διέγερση TCU102 (x0.60).

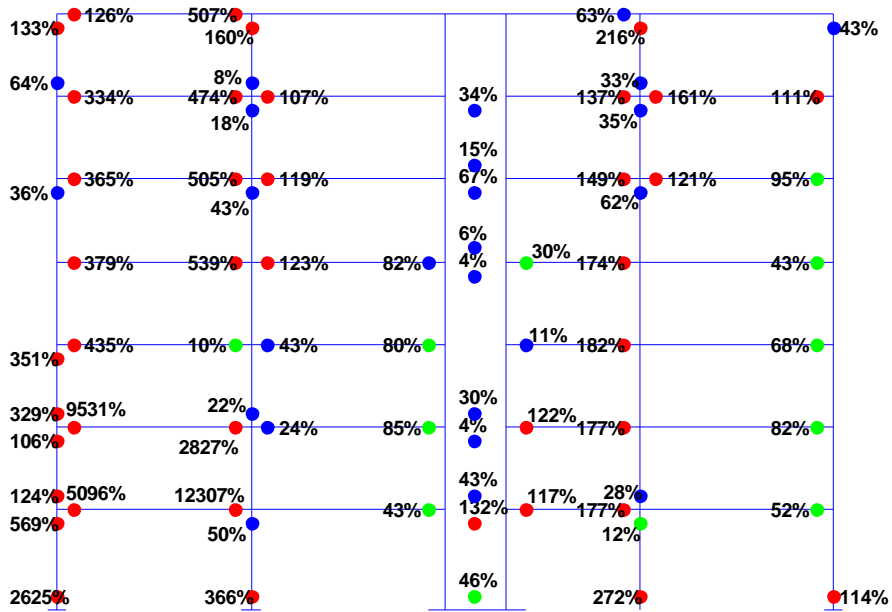
Πλαίσιο 2 - Πακτωμένος φορέας



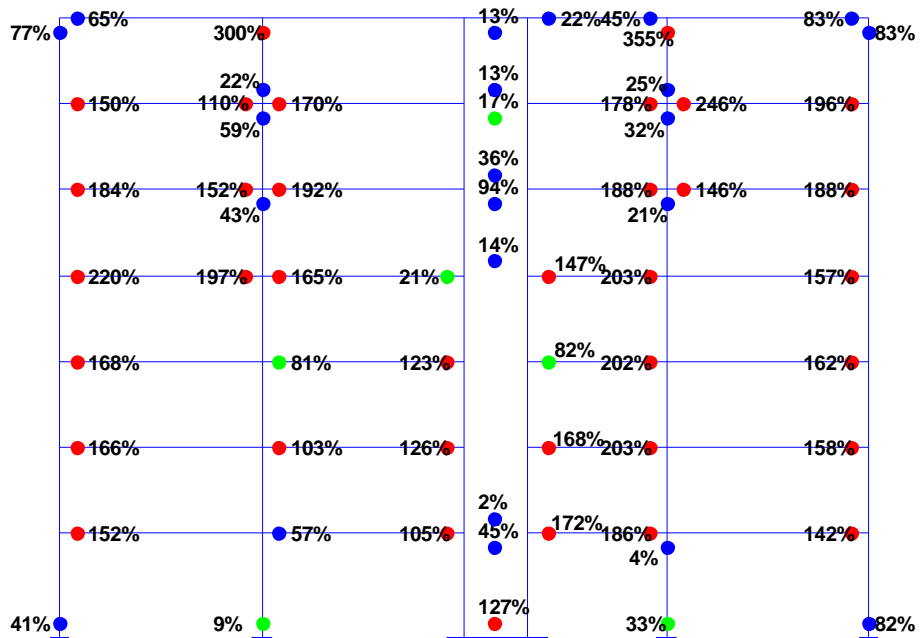
Πλαίσιο 2 - Φορέας Α

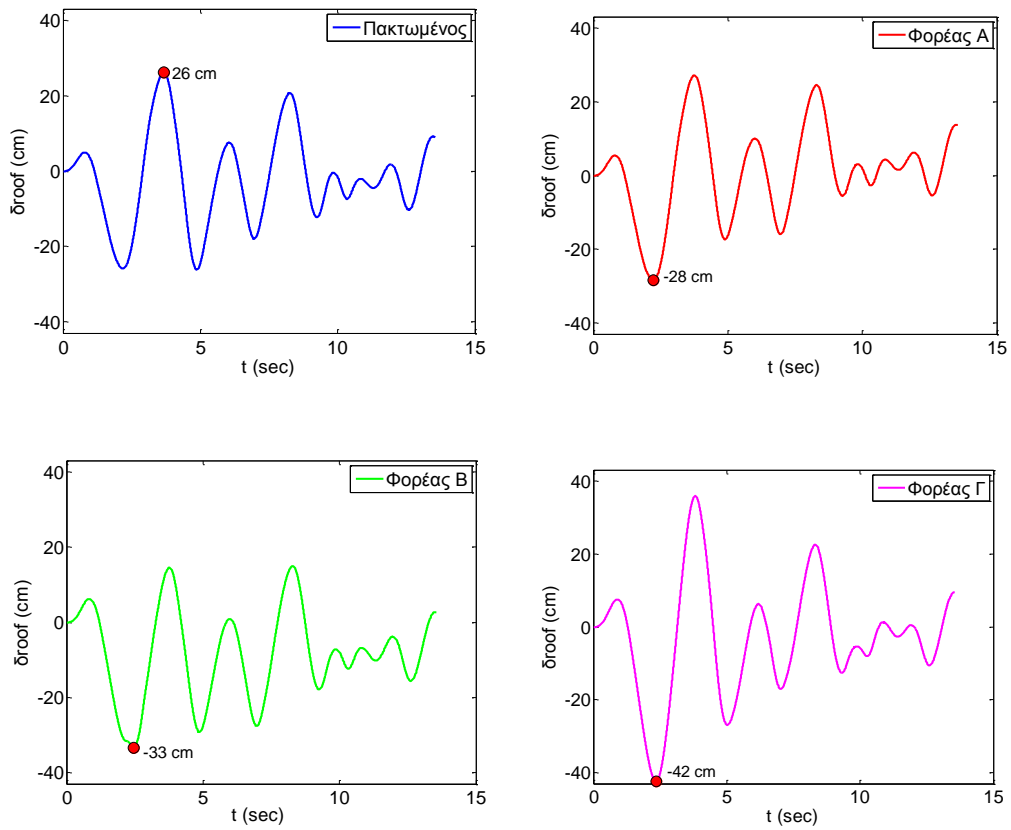


Πλαίσιο 2 - Φορέας Β

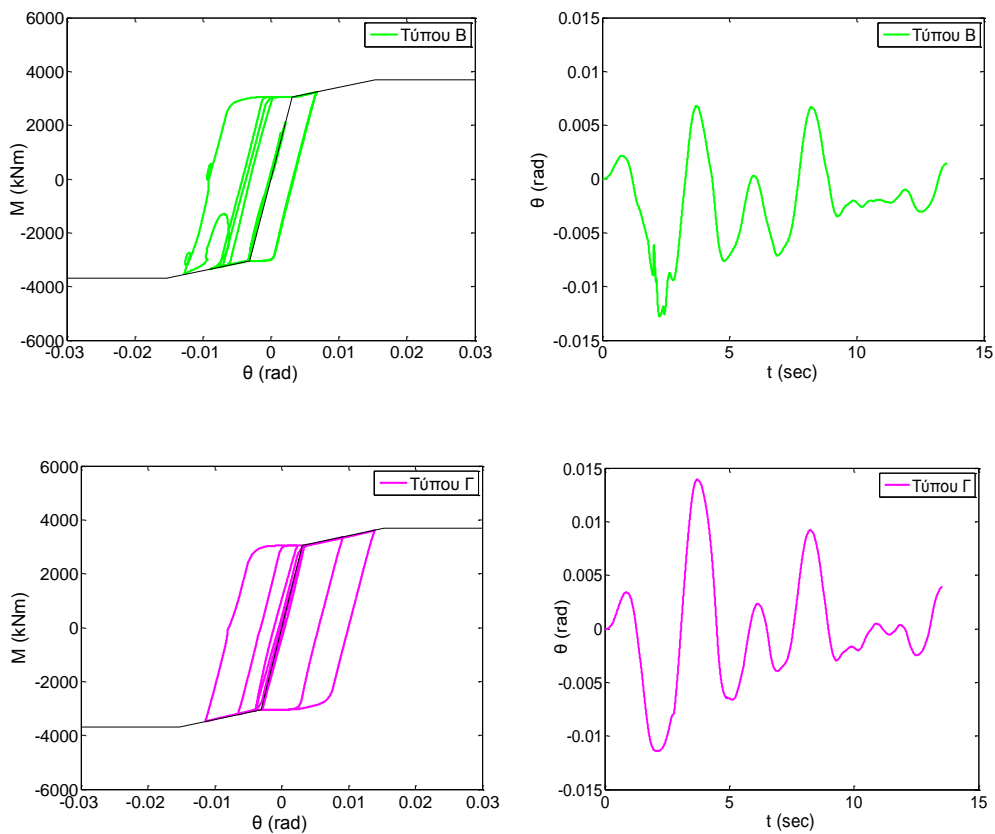


Πλαίσιο 2 - Φορέας Γ

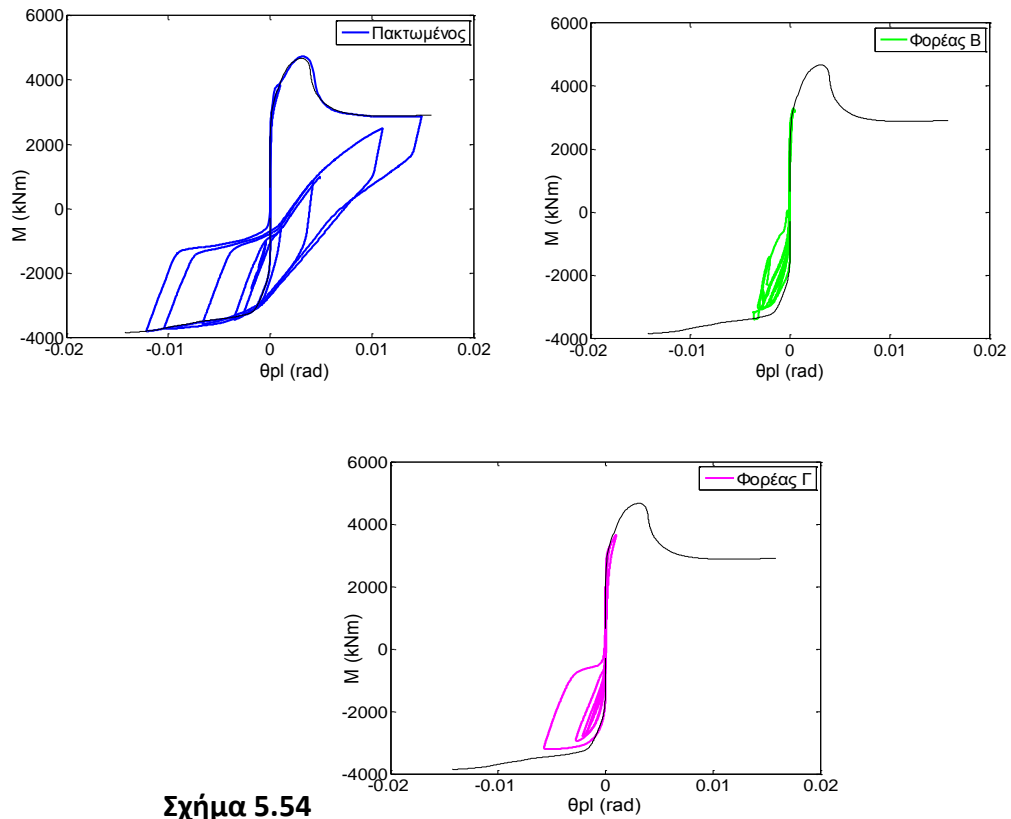




Σχήμα 5.52 Χρονοϊστορία της μετατόπισης κορυφής του κτιρίου για κάθε τύπο έδρασης.

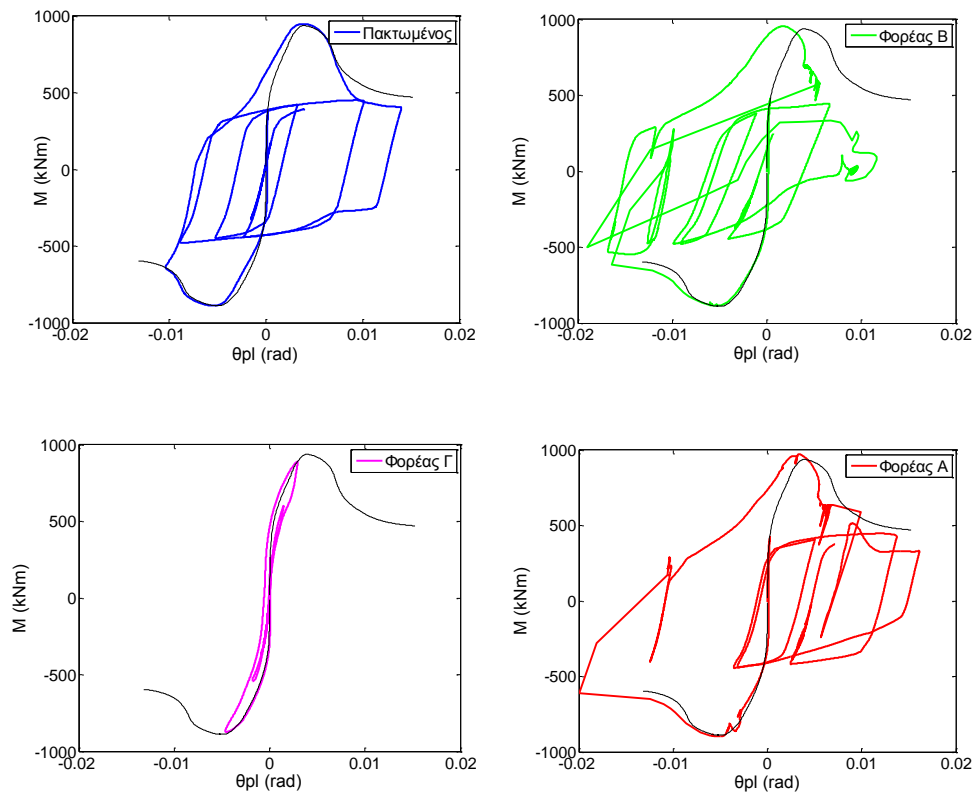


Σχήμα 5.53 Καμπύλες ροπής – στροφής και χρονοϊστορία στροφής πεδίων πυρήνα.



Σχήμα 5.54

Διαγράμματα ροπής – πλαστικής στροφής στη βάση του πυρήνα υπό TCU102 (x0.60).



Σχ.5.55 Διαγράμματα ροπής – πλαστικής στροφής στη βάση του Κ9 υπό TCU102 (x0.60).

5.3 ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΠΡΟΣΑΥΞΗΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ

Για να συγκρίνουμε τη δυναμική ανελαστική ανάλυση με την ανάλυση *Pushover* όσον αφορά τη συνολική συμπεριφορά του κτιρίου πραγματοποιήσαμε Δυναμική Προσαυξητική Ανάλυση (*Incremental Dynamic Analysis*) με χρήση της διέγερσης της Λευκάδας 2003.

Για το σκοπό αυτό πραγματοποιήθηκαν επάλληλες δυναμικές αναλύσεις επιβάλλοντας την καταγραφή της Λευκάδας 2003 με επιταχύνσεις πολλαπλασιασμένες με τους ακόλουθους συντελεστές :

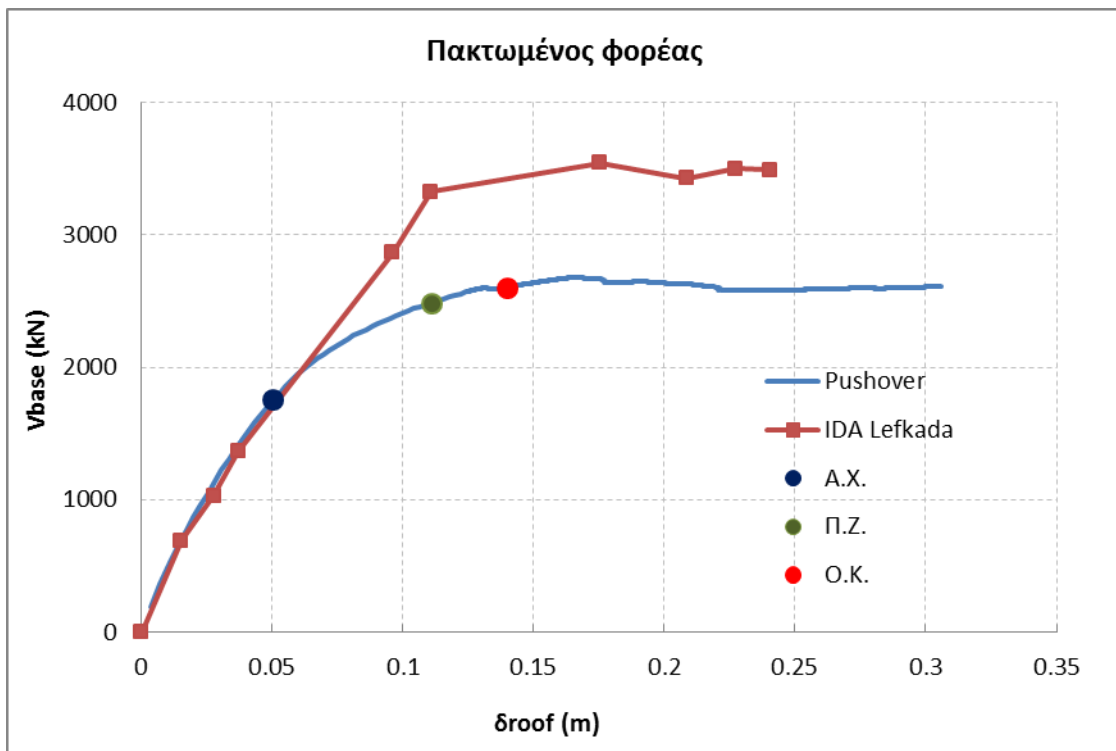
- ($\times 0.20$), ($\times 0.40$), ($\times 0.60$), ($\times 0.80$), ($\times 1.00$), ($\times 1.30$), ($\times 1.50$), ($\times 1.70$), ($\times 2.00$)

Η διαδικασία αυτή πραγματοποιήθηκε μόνο για τον πακτωμένο φορέα καθώς είναι εξαιρετικά χρονοβόρα. Από κάθε επιβαλλόμενη διέγερση προσδιορίστηκε η μέγιστη μετατόπιση κορυφής του κτιρίου (δ_{roof}) και η αντίστοιχη τέμνουσα βάσης του κτιρίου. Τα ζεύγη αυτών των τιμών εκτυπώθηκαν στο ίδιο διάγραμμα με την καμπύλη *Pushover* του κτιρίου.

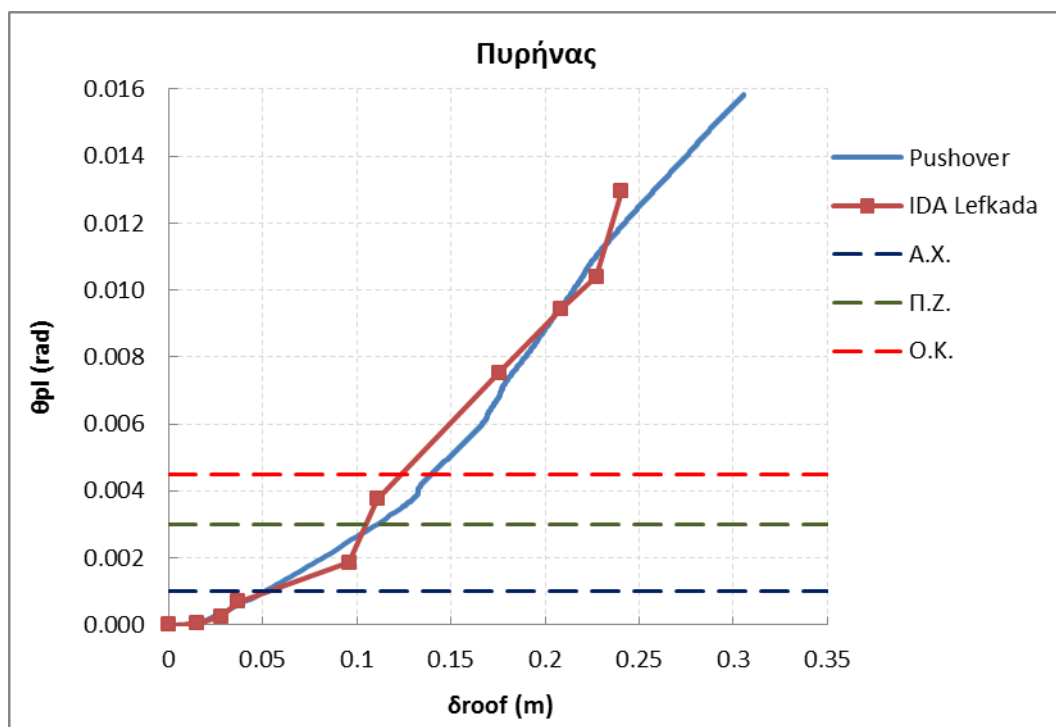
Για τις μέγιστες μετατοπίσεις κορυφής προσδιορίστηκαν και οι αντίστοιχες τιμές της πλαστικής στροφής στη βάση του πυρήνα, ο οποίος είναι το κρίσιμότερο μέλος από πλευράς καμπτικής καταπόνησης στον πακτωμένο φορέα. Τα ζεύγη τιμών πλαστικής στροφής – μετατόπισης κορυφής συγκρίνονται με την αντίστοιχη καμπύλη που προκύπτει από την ανάλυση *Pushover* στο **Σχήμα 5.57**. Υπενθυμίζουμε πως οι στάθμες επιτελεστικότητας στον πακτωμένο φορέα οφείλονται στην πλαστική στροφή του πυρήνα.

Παρατηρούμε ότι υπό τη συγκεκριμένη καταγραφή το κτίριο αναπτύσσει μεγαλύτερη τέμνουσα βάσης από ότι κατά τη στατική ανάλυση *Pushover*. Παρόλα αυτά βλέπουμε ότι η καμπτικές βλάβες στη βάση του πυρήνα πραγματοποιούνται για την ίδια περίπου μετατόπιση κορυφής.

Τέλος, για την εξαγωγή αποτελεσμάτων με χρήση δυναμικών αναλύσεων υπό αυξανόμενη ένταση, πρέπει να χρησιμοποιούνται αρκετές καταγραφές που να καλύπτουν ένα ευρύ φάσμα συχνοτήτων και παλμών καθώς η συμπεριφορά της κατασκευής εξαρτάται έντονα από το εκάστοτε επιταχυνσιογράφημα.



Σχήμα 5.56 Διάγραμμα τέμνουσας βάσης – μετατόπισης κορυφής από την ανάλυση Pushover και τη δυναμική ανάλυση αυξανόμενης έντασης.



Σχήμα 5.57 Διάγραμμα πλαστικής στροφής πυρήνα – μετατόπισης κορυφής από την ανάλυση Pushover και τη δυναμική ανάλυση αυξανόμενης έντασης.

5.4 ΣΥΝΟΨΗ ΤΩΝ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ - ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Το επίπεδο των βλαβών που σημειώθηκαν σε κάθε φορέα για τις σεισμικές διεγέρσεις που εξετάστηκαν συνοψίζεται στα **Σχήματα 5.58, 5.59 και 5.60** :

Από τις ανελαστικές δυναμικές αναλύσεις συμπεραίνουμε τα εξής :

1) Η απόκριση του φορέα εξαρτάται έντονα από το φασματικό περιεχόμενο της επιβαλλόμενης διέγερσης.

2) Η αλληλεπίδραση εδάφους-κατασκευής αυξάνει την αρχική ιδιοπερίοδο του φορέα. Ακόμα η ιδιοπερίοδος του φορέα υφίσταται αύξηση και κατά τη διάρκεια της σεισμικής καταπόνησης (εκτιμήσαμε και αύξηση της τάξεως του 100%). Όσο ισχυρότερη είναι η σεισμική διέγερση τόσο γρηγορότερα αυξάνεται η ιδιοπερίοδος του φορέα. Η αύξηση της ιδιοπερίοδου είτε με τον έναν είτε με τον άλλο τρόπο είναι ευνοϊκή όταν οι φασματικές επιταχύνσεις της επιβαλλόμενης διέγερσης ακολουθούν φθίνοντα κλάδο. Οι συντριπτική πλειοψηφία των καταγεγραμμένων σεισμών στην Ελλάδα έχουν φάσμα επιτάχυνσης που για μεγάλες ιδιοπερίόδους ακολουθεί φθίνουσα πορεία (π.χ. Λευκάδα 2003, Καλαμάτα). Το γεγονός αυτό αντικατοπτρίζεται και στο φάσμα σχεδιασμού του ΕΑΚ. Σε διεγέρσεις που έχουν σταθερές φασματικές επιταχύνσεις έως και μεγάλες τιμές της ιδιοπερίοδου (π.χ. Duzce, IVNo4) ή αυξανόμενες φασματικές επιταχύνσεις (πχ TCU102) η αύξηση της ιδιοπερίοδου δεν μειώνει ή και αυξάνει τα σεισμικά φορτία.

3) Στην περίπτωση των Φορέων Β και Γ το πέδιλο του πυρήνα έχει επιλεγεί έτσι ώστε να διαθέτει μικρότερη ροπή αντοχής από την αντίστοιχη της διατομής του πυρήνα. Εξαιτίας αυτού το πέδιλο αναγκάζεται να ανασηκωθεί και να λικνιστεί κατά τη διάρκεια μιας ισχυρής σεισμικής διέγερσης. Αυτή η ελευθερία του πεδίου περιόρισε σημαντικά τις βλάβες που σημειώθηκαν στη βάση του πυρήνα σε όλες τις επιβαλλόμενες διεγέρσεις που εξετάστηκαν σε σχέση με τις βλάβες του πυρήνα στον πακτωμένο φορέα και στον Φορέα Α.

4) Όσον αφορά τα υποστυλώματα, οι παράμετροι που καθορίζουν το βαθμό καταπόνησης τους σε καθένα από τους τέσσερις φορείς είναι δύο. Πρώτον, το συχνοτικό περιεχόμενο της διέγερσης και δεύτερον η δυσκαμψία των πεδίων τους σε σχέση με τη δυσκαμψία του πεδίου του πυρήνα. Στον πακτωμένο φορέα επιδρά μόνο η πρώτη παράμετρος.

Η σχετική αυτή δυσκαμψία μπορεί να περιγραφεί από τον λόγο k της στροφικής δυσκαμψίας του πεδίου του πυρήνα προς τη σχετική δυσκαμψία του πεδίου των υποστυλωμάτων (χρησιμοποιούμε τη δυσκαμψία του πεδίου του εσωτερικού υποστυλώματος K9).

$$k = \frac{K_{Core}}{K_{Col}}$$

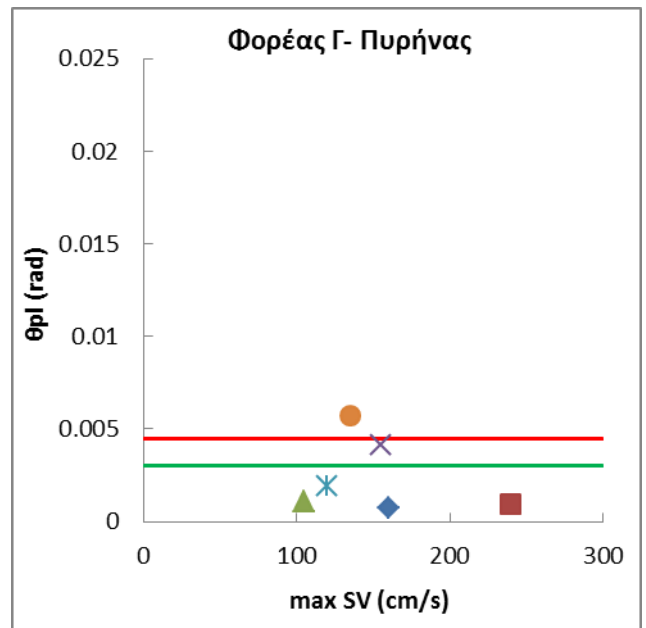
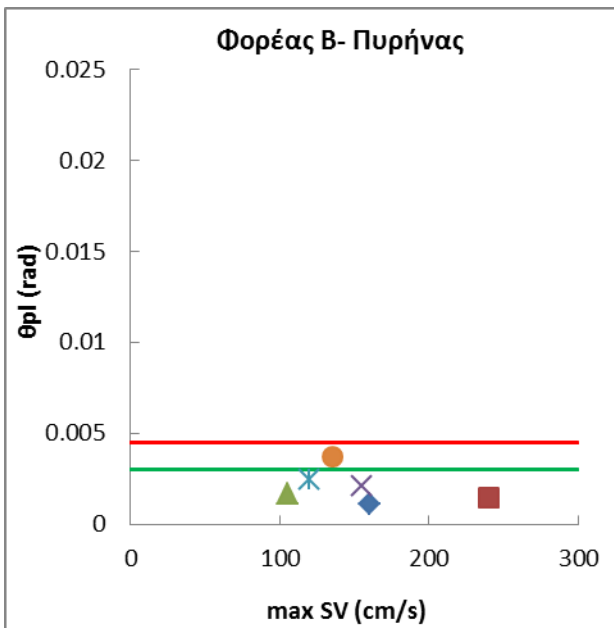
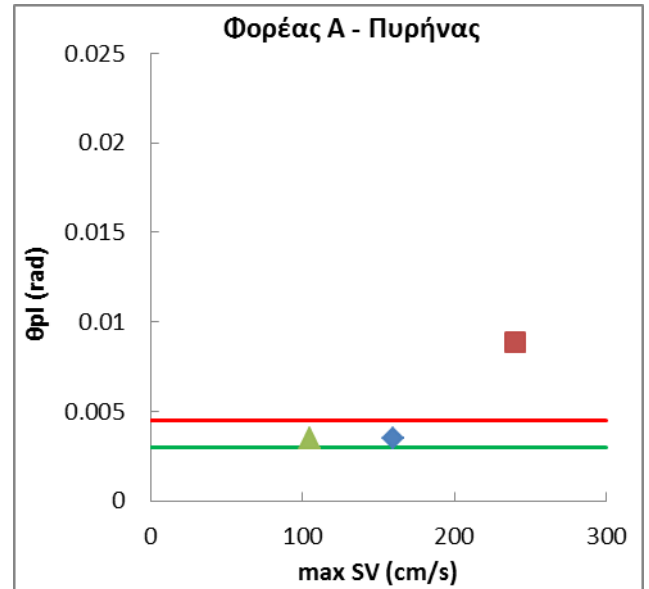
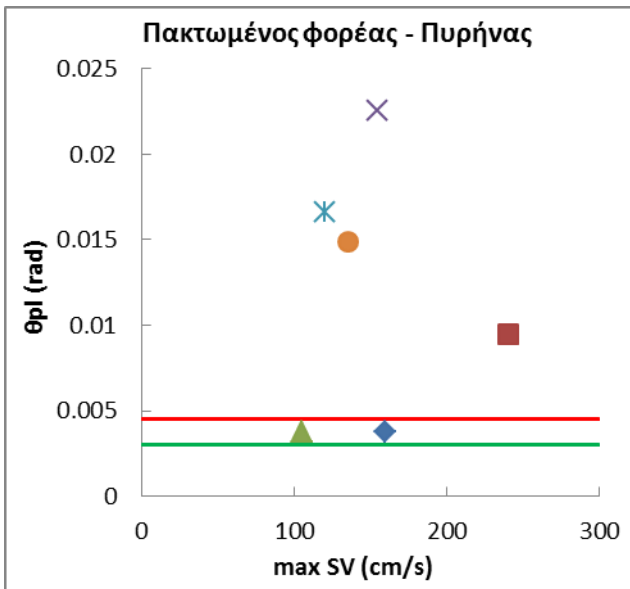
Φορέας	k
Φορέας Α	4.0
Φορέας Β	1.5
Φορέας Γ	9.2

Όσο μεγαλύτερος είναι ο λόγος k τόσο αυξάνονται τα σεισμικά φορτία (ροπές και τέμνουσες) που δρουν στη βάση του πυρήνα και συγχρόνως μειώνονται στη βάση των υποστυλωμάτων.

Παρατηρούμε για παράδειγμα ότι στη διέγερση της Λευκάδα 2003 επί 1.5, το υποστυλώμα K9 δέχεται τη μεγαλύτερη καταπόνηση στον Φορέα Β παρά το γεγονός ότι οι φασματικές επιταχύνσεις που δέχεται ο πακτωμένος φορέας και ο Φορέας Α είναι μεγαλύτερες. Αντίστοιχα καθώς στον Φορέα Γ ο λόγος k έχει τη μεγαλύτερη τιμή αναπτύσσονται γενικά στη βάση του πυρήνα μεγαλύτερες πλαστικές στροφές από ότι στον πυρήνα του Φορέα Β. Η λίγο αυξημένη καταπόνηση του πυρήνα στον Φορέα Γ οδηγεί σε μείωση της καταπόνησης των υποστυλωμάτων του.

5) Οι καμπτική καταπόνηση των δοκών εξαρτάται από το μέγεθος της οριζόντιας μετατόπισης του κτιρίου. Καθώς και στους τέσσερεις φορείς παρατηρήθηκαν παραπλήσιες μετατοπίσεις οι βλάβες που σημειώθηκαν στις δοκούς ήταν περίπου του ίδιου επίπεδου.

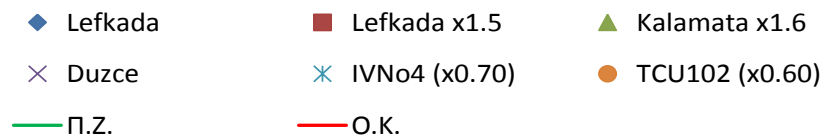
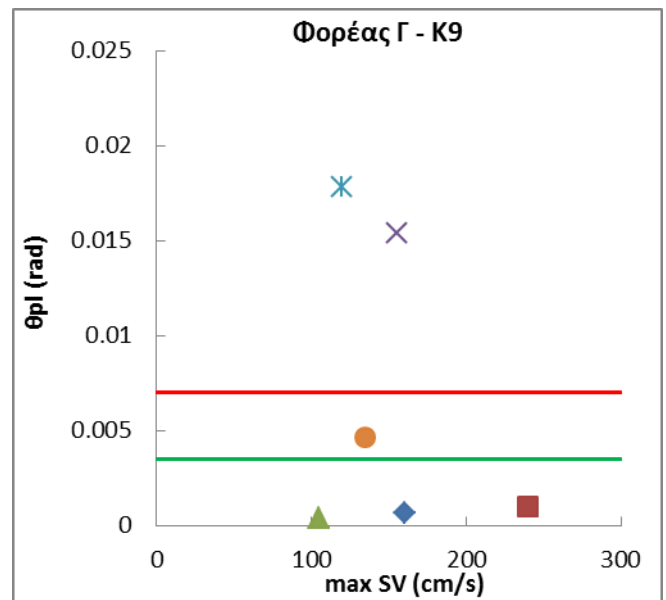
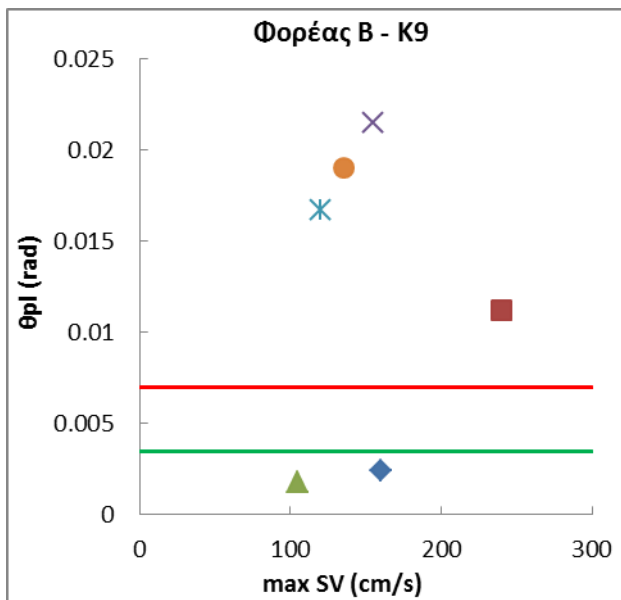
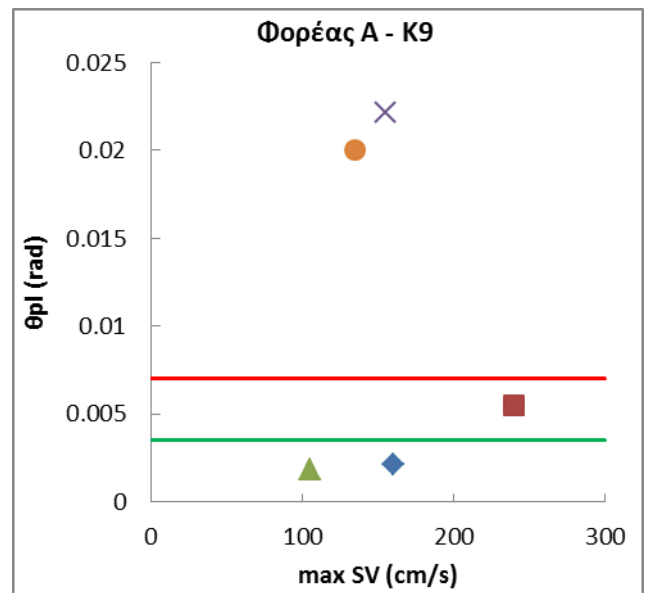
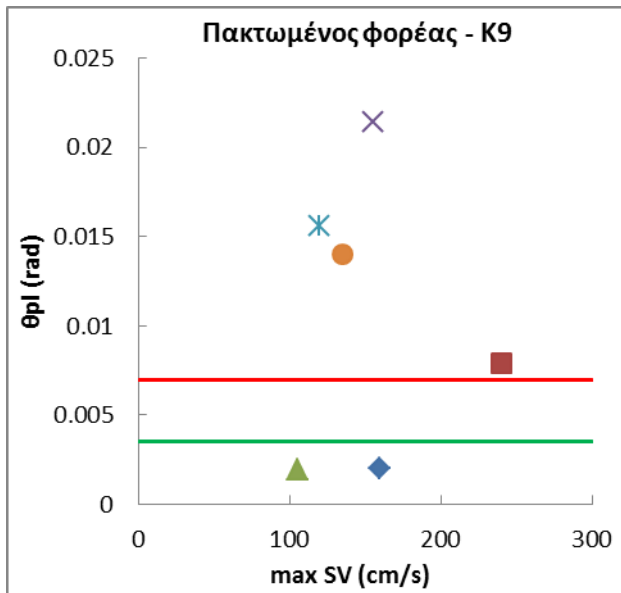
6) Και από τις δυναμικές αναλύσεις επαληθεύτηκε ο κίνδυνος αστοχίας του πυρήνα από τέμνουσα στον 1^ο ή στον 2^ο όροφο (και όχι στο ισόγειο) καθώς η δρώσα τέμνουσα αποκτά τη μέγιστή τιμή της σε αυτούς τους ορόφους.



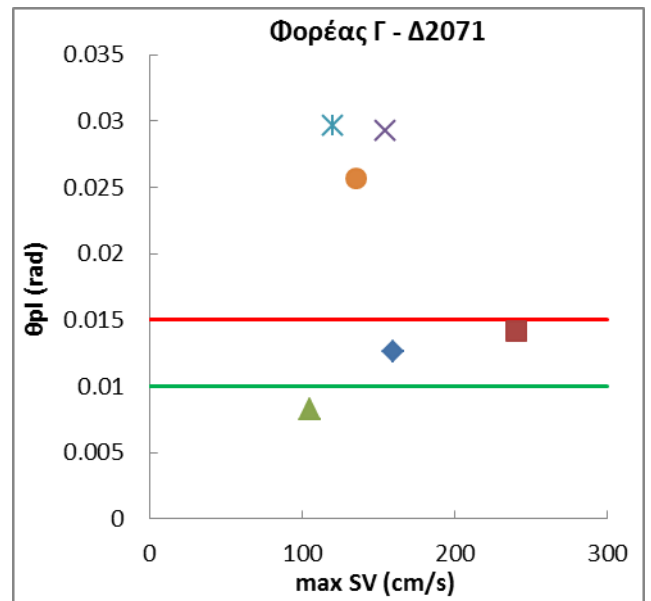
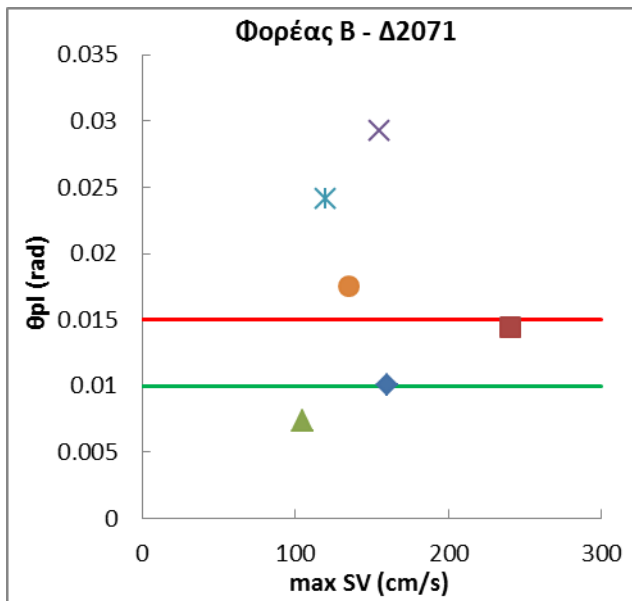
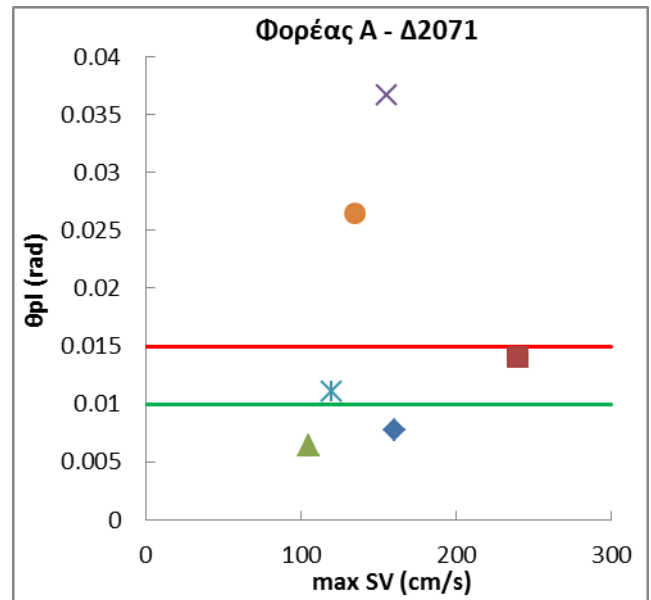
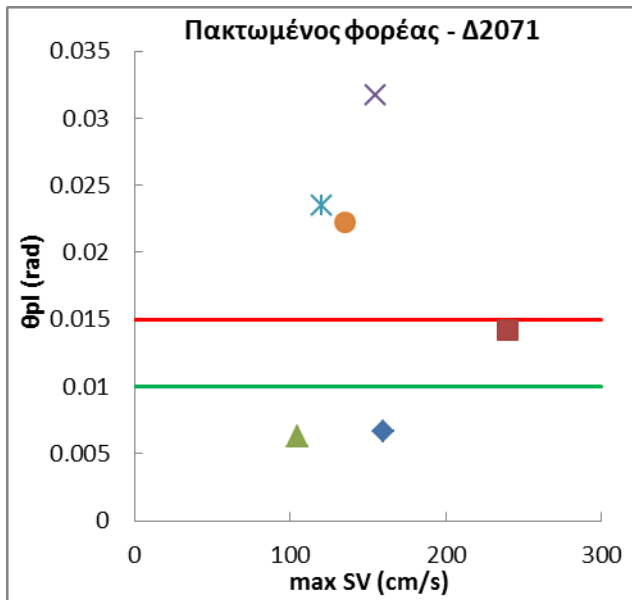
- ◆ Lefkada
- ◆ Duzce
- ◆ Π.Ζ.
- Lefkada x1.5
- ✕ IVNo4 (x0.70)
- O.K.
- ▲ Kalamata x1.6
- TCU102 (x0.60)

Σχήμα

5.58 Η μέγιστες καταγεγραμμένες πλαστικές στροφές στη βάση του πυρήνα των τεσσάρων φορέων για κάθε μία από τις 6 σεισμικές διεγέρσεις που εξετάστηκαν.

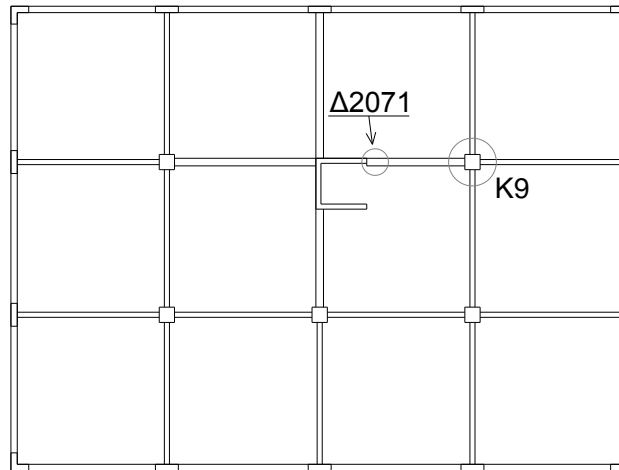


Σχήμα 5.59 Η μέγιστες καταγεγραμμένες πλαστικές στροφές στη βάση του υποστυλώματος K9 των τεσσάρων φορέων για κάθε μία από τις 6 σεισμικές διεγέρσεις που εξετάστηκαν.



- ◆ Lefkada
- ◆ Duzce
- ◆ Π.Ζ.
- Lefkada x1.5
- ✖ IVNo4 (x0.70)
- Ο.Κ.
- ▲ Kalamata x1.6
- TCU102 (x0.60)

Σχήμα 5.60 Η μέγιστες καταγεγραμμένες πλαστικές στροφές στη διατομή δοκού Δ2017 του 2^{ου} ορόφου των τεσσάρων φορέων για κάθε μία από τις 6 σεισμικές διεγέρσεις που εξετάστηκαν.



Σχήμα 5.61 Δ2071, η διατομή του αριστερού άκρου (1) της δοκού 7 του 2^{ου} ορόφου και το υποσύλωμα K9.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6

ΣΥΝΟΨΗ - ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Σκοπός της εργασίας αυτής ήταν η διερεύνηση της σεισμικής συμπεριφοράς υφισταμένου κτιρίου, από οπλισμένο σκυρόδεμα με πυρήνα, λαμβάνοντας υπόψη την Αλληλεπίδραση Εδάφους-Κατασκευής (ΑΕΚ).

Για το λόγο αυτό εξετάστηκε ένα επτάώροφο κτίριο αντιπροσωπευτικό των πολυκατοικιών της δεκαετίας του 1970. Το φρέαρ του ανελκυστήρα είναι το μοναδικό τοίχωμα που διαθέτει το κτίριο. Ως επακόλουθο αυτού, η σεισμική αντίσταση δεν είναι κατανομημένη σε ολόκληρη την κάτοψη, αλλά είναι συγκεντρωμένη στη θέση του πυρήνα. Επομένως η ανάληψη των σεισμικών δυνάμεων από τον πυρήνα αυξάνει τις απαιτήσεις στη θεμελίωσή του. Για το λόγο αυτό η αλληλεπίδραση του εδάφους με τον πυρήνα και του πυρήνα με τα πλαίσια κρίνει τελικά την απόκριση του φορέα κατά το σεισμικό κραδασμό.

Για τη διερεύνηση της επιρροής της Αλληλεπίδρασης Εδάφους-Κατασκευής στη σεισμική απόκριση του κτιρίου εξετάστηκαν τέσσερις περιπτώσεις έδρασης: ο πακτωμένος φορέας, ο Φορέας Α που έχει τα συμβατικά πέδιλα μελέτης, οι Φορείς Β και Γ με υποδιαστασιοποιημένα πέδιλα. Οι Φορείς Β και Γ έχουν το ίδιο πέδιλο στον πυρήνα όμως ο Φορέας Γ έχει μικρότερα πέδιλα στα υποστυλώματα. Έμφαση δόθηκε στην προσομοίωση του στροφικού βαθμού ελευθερίας των πεδίων. Ο κατακόρυφος βαθμός ελευθερίας των πεδίων αγνοήθηκε.

Οι συμπεριφορά των τεσσάρων φορέων εξετάστηκε με ελαστικές στατικές αναλύσεις, με ανελαστικές στατικές αναλύσεις (*Pushover*) και κυρίως με ανελαστικές δυναμικές αναλύσεις.

Τα αποτελέσματα της μελέτης, μας οδηγούν στα εξής συμπεράσματα:

- Η Αλληλεπίδραση Εδάφους-Κατασκευής μεταβάλλει τη συμμετοχή του πυρήνα στην ανάληψη των σεισμικών φορτίων. Γενικά ο ρόλος του πυρήνα υποβαθμίζεται αυξάνοντας τα φορτία που μεταφέρονται στα πλαίσια.
- Στον πακτωμένο φορέα και στον Φορέα Α ο πυρήνας είναι το μέλος που δέχεται την μεγαλύτερη καμπτική καταπόνηση. Το γεγονός αυτό οδηγεί στην έντονη πλαστικοποίηση

στη βάση του πυρήνα και τελικά στην καμπτική του αστοχία. Η προοδευτική μείωση της δυσκαμψίας του πυρήνα συμβάλλει στη μεταφορά μεγαλύτερου μέρους του σεισμικού φορτίου στα πλαίσια.

- Στους Φορείς Β και Γ το πέδιλο του πυρήνα ανασηκώνεται πριν προλάβει να αναπτύξει ο πυρήνας τη μέγιστη ροπή αντοχής του. Το πέδιλο λικνίζεται κατά τη διάρκεια του σεισμού εμποδίζοντας την εμφάνιση σημαντικών βλαβών στη βάση του πυρήνα. Η ανελαστική συμπεριφορά του πεδύλου δρα σαν σεισμική μόνωση για τον πυρήνα.
- Η καταπόνηση των υποστυλωμάτων εξαρτάται από τη δυσκαμψία των πεδύλων τους σε σχέση με τη δυσκαμψία του πεδύλου του πυρήνα. Ο Φορέας Γ φαίνεται να συμπεριφέρεται σχετικά καλύτερα από τους υπόλοιπους καθώς συνδυάζει τη λικνιστική απόκριση του πυρήνα με έναν αυξημένο λόγο της δυσκαμψίας του πεδύλου του πυρήνα προς τη δυσκαμψία του πεδύλου των υποστυλωμάτων.
- Η δυναμική απόκριση του φορέα εξαρτάται άμεσα από το συχνοτικό περιεχόμενο της σεισμικής διέγερσης και όχι ιδιαίτερα από τη μέγιστη εδαφική επιτάχυνση. Διεγέρσεις με φθίνουσες φασματικές επιταχύνσεις καθώς αυξάνεται η ιδιοπερίοδος, περιορίζουν τη σεισμική καταπόνηση του φορέα καθώς αυτός πλαστικοποιείται.
- Κατά τη διάρκεια ισχυρής σεισμικής διέγερσης στην οποία πλαστικοποιείται έντονα ο φορέας αυξάνεται θεαματικά η ιδιοπερίοδος του. Σε διέγερση που εξετάστηκε η 1^η ιδιοπερίοδος παρουσίασε αύξηση άνω του 100%.
- Η μείωση της δυσκαμψίας στη βάση του πυρήνα είτε λόγω της πλαστικοποίησης του είτε λόγω της Αλληλεπίδρασης Εδάφους-Κατασκευής οδηγεί στη μείωση του μεγέθους της τέμνουσας που μεταφέρεται στον πυρήνα στο ύψος του ισογείου. Η μέγιστη τέμνουσα αναπτύσσεται στον 1ο ή στον 2ο όροφο του πυρήνα. Το γεγονός αυτό διερευνήθηκε απλοποιητικά και φάνηκε ότι σε ένα σύγχρονο τοιχίο η όπλιση του έναντι τέμνουσας κατά τον ΕΑΚ βάσει της ελαστικής ανάλυσης ίσως δεν είναι επαρκής.

Θέματα που χρήζουν περαιτέρω διερεύνησης:

- Ανάλυση του ίδιου προβλήματος με ακριβέστερη προσομοίωση του εδάφους, για παράδειγμα με προσομοίωση του εδαφικού ημιχώρου.
- Μελέτη της επιρροής των πιθανών διαφορικών καθιζήσεων στην καταπόνηση του φορέα.
- Μελέτη της επιρροής του λόγου $n = V_{wall} / V_{base}$ σε σχέση με την Αλληλεπίδραση Εδάφους-Κατασκευής. Ενδεχομένως ανάλυση του ίδιου κτιρίου με πυρήνα μεγαλύτερου μεγέθους.
- Ακριβέστερη προσομοίωση της διατομής του πυρήνα με χρήση πεπερασμένων στοιχείων και μελέτη της συμπεριφοράς του σε σύνθετη καταπόνηση.

BIBΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

ATC-40 *“Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings”* Applied Technology Council, California Seismic Safety Commission, USA November 1996

FEMA 356 *“Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings”* Federal Emergency Management Agency, USA, November 2000

Comite Euro-International Du Beton *“RC frames under earthquake loading”*, Thomas Telford, 1994

Eurocode 8 : *Design of structures for earthquake resistance*

Pauley T., Priestley M.J.N *“Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings”* ,John Wiley & Sons, 1992

Repapis C., Vintzileou E., Zeris C. *“Evaluation of the seismic performance of existing RC buildings: I. Suggested methodology”*, Journal of Earthquake Engineering, October 2005

Repapis C., Vintzileou E., Zeris C. *“Evaluation of the seismic performance of existing RC buildings: II. A case study for regular and irregular buildings”*

Zeris C., Mahin S. *“Analysis of reinforced concrete beam-columns under uniaxial excitation”*, Journal of Structural Engineering, April 1988

Neunhofer A., Filippou F. *“Evaluation of nonlinear frame finite-elements models”*, Journal of Structural Engineering, July 1997

Anastasopoulos I., Gazetas G., Loli M., Apostolou M., Gerolymos N. *“Soil failure can be used for seismic protection of structures”*, Bull. Earthquake Eng., 2010

Gelagoti F., Kourkoulis R., Anastasopoulos I., Gazetas G. *“Rocking-isolated frame structures: Margins of safety against top;ing collapse and simplified design approach”*, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, August 2011

Gourvenec S., *“Shape effects on the capacity of rectangular footings under general loading”*, Geotechnique, 2007

Smyrou E., Priestley M.J.N, Carr A.J. *“Modelling of elastic damping in non-linear time-history analyses of cantilever RC walls”*, Bull Earthquake Eng, May 2011

Dutta C.S., Bhattacharya K., Roy R. *“Response of low-rise buildings under seismic ground excitation incorporating soil-structure interaction”*, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, July 2004

Shakib H., Fuladgar A. *“Dynamic soil-structure interaction effects on the seismic response of asymmetric buildings”*, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, January 2004

- Baffo D., Kawashima K. *“Seismic rocking isolation effect on superficial foundations of bridges”*, Dissertation, Rose School, May 2007
- Panagiotou M., Restrepo J., Conte J.P *“Shake-Table test of a full-scale 7-story building slice. Phase I: Rectangular wall”*, Journal of Structural Engineering, June 2011
- Mazzoni S., McKenna F., Scott M.H., Fenves G.L. *“OpenSees Command Language Manual”*, July 2007
- Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός ΕΑΚ 2000*
- Ελληνικός Κανονισμός Ωπλισμένου Σκυροδεματος ΕΚΩΣ 2000*
- ΟΑΣΠ *“Κανονισμός Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.)-Τελικό Εναρμονισμένο Κείμενο”*, Φεβρουάριος 2011
- “Κανονισμός οπλισμένου σκυροδέματος και στοιχεία τεχνικής νομοθεσίας”*, Α. Παπασωτηρίου, 1979
- Τάσιος Θ.Π. *“Μαθήματα Ωπλισμένου Σκυροδέματος”*, Οκτώβριος 1969
- Σπυράκος Κ. *“Ενίσχυση κατασκευών για σεισμικά φορτία”*, ΤΕΕ, 2004
- Ψυχάρης Ι. *“Αντισεισμικός Σχεδιασμός με Στάθμες Επιτελεστικότητας-Σημειώσεις για το μάθημα Αντισεισμική Τεχνολογία 2”* ΕΜΠ, Αθήνα 2007
- Ρεπαπής Κ., Βιντζηλαίου Ε., Ζέρης Χ. *“Εκτίμηση Συμπεριφοράς Υφισταμένων Κτιρίων από Ω.Σ. με Χρήση Δυναμικών Αναλύσεων Αυξανόμενης Έντασης”*, 15ο Συνέδριο Σκυροδέματος ΤΕΕ, ΕΤΕΚ, Αλεξανδρούπολη, Οκτώβριος 2006