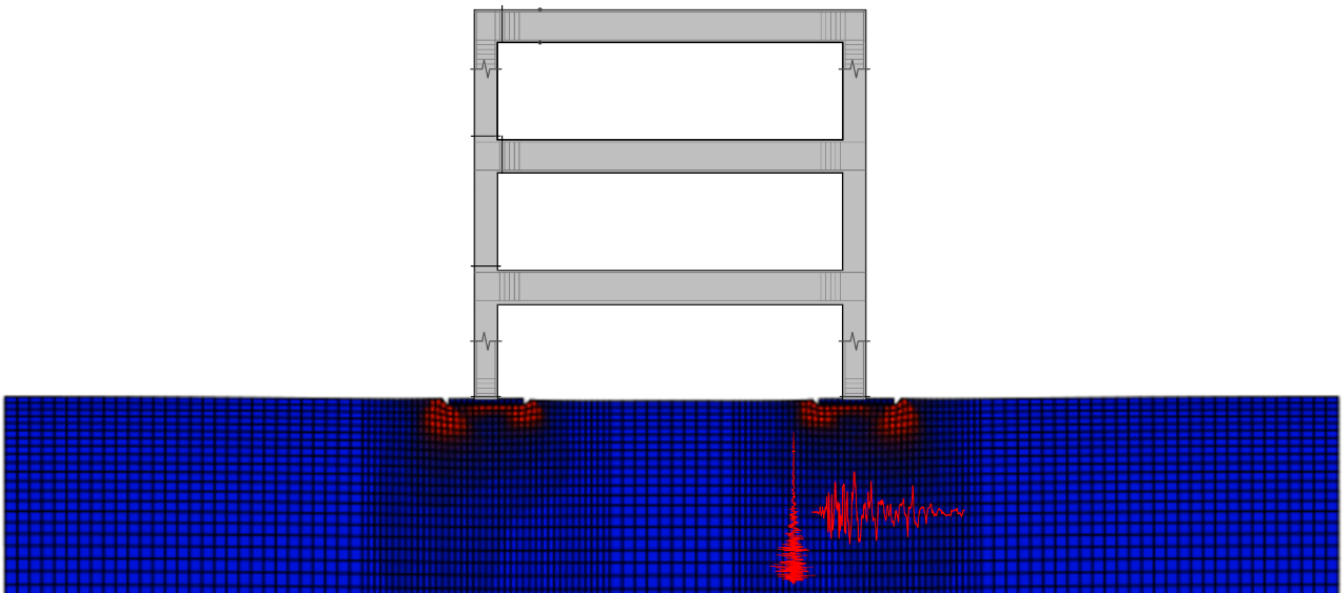


Διπλωματική Εργασία του:
Αντώνιου Ευάγγελου Αλβέρτου

Επιβλέπων:
Καθηγητής Γ. Γκαζέτας

**Η Κατακόρυφη Σεισμική Συνιστώσα σε Πλαισιωτές
Κατασκευές από Ω.Σ.:
Συμβατικός Σχεδιασμός και Μόνωση μέσω Λικνισμού**



**On the Role of Vertical Ground Excitation on RC Frames:
Conventional Design and Rocking Isolation**

Diploma Thesis by:
Antonios Evangelos Alvertos

Supervised by:
Professor G. Gazetas

Αφιέρωση

Στους γονείς μου,
Πέτρο και Σμαράγδα

που με πλήρωσαν με μίαν αέναη λαχτάρα να αναζητώ την αλήθεια.

It is better to light one candle than to curse the darkness

..Κινέζικο Γνωμικό..

Περίληψη

Σκοπός της παρούσας διπλωματικής εργασίας είναι να διερευνήσει τον ρόλο της κατακόρυφης σεισμικής συνιστώσας σε πλαισιωτές κατασκευές από Ω.Σ., που έχουν σχεδιασθεί τόσο στη βάση του ισχύοντος κανονιστικού πλαισίου (*EC2, EC7, EC8*), όσο και ακολουθώντας τη φιλοσοφία του νέου αντισεισμικού προτύπου (*Gazetas et al.*) περί μόνωσης της ανωδομής μέσω λικνισμού της θεμελίωσης.

Κατόπιν μιας βιβλιογραφικής ανασκόπησης σε παλαιότερες πειραματικές και αριθμητικές προσεγγίσεις του ζητήματος, συμπεραίνουμε ότι δύο οικογένειες δομικών βλαβών, συγκεκριμένα η αστοχία από άμεσο εφελκυσμό ή προέχουσα θλίψη (ή έμμεσα προβλήματα λόγω αυτών, όπως η πτώση της διαθέσιμης πλαστιμότητας κρίσιμων μελών) και η αστοχία λόγω μείωσης της διατμητικής αντοχής, αμφότερα λόγω της έντονης αυξομείωσης του (κατακόρυφου) αξονικού φορτίου σε υποστυλώματα, αποδίδονται αποκλειστικώς ή σε μεγάλο βαθμό στην παρουσία της κατακόρυφης σεισμικής συνιστώσας. Επίσης, διαπιστώνεται ότι η ιδιοπερίοδος τυπικών πλαισίων από Ω.Σ. σε κατακόρυφη ταλάντωση είναι ανεξάρτητη από το πλήθος των ορόφων τους, και πολύ συχνά συμπίπτει με τη δεσπόζουσα περίοδο του εδαφικού κραδασμού στην κατακόρυφη διεύθυνση (**0.05 – 0.15 sec**), οδηγώντας τον φορέα σε όχι μόνον ελαστική, αλλά και σε φάση απόκριση στη διεύθυνση αυτή. Συνεπώς, ο προκύπτων συντονισμός καθιστά την κατακόρυφη συνιστώσα επικίνδυνη, σε αντίθεση με τη μέχρι τώρα λογική που την θεωρεί ανάξια μελέτης, στη βάση του υψίσυχνου συχνοτικού, και χαμηλού ενεργειακού της περιεχομένου.

Για την επαλήθευση των παραπάνω, και την αξιολόγηση του ισχύοντος κανονισμού (*EC8*) σε σχέση με την κατακόρυφη συνιστώσα, καταστρώνονται δύο 2D αριθμητικά προσομοιώματα ενός τυπικού φανώματος οικοδομικού πλαισίου (κάτοψης **6.00 x 6.00**), και ενός φανώματος ειδικού έργου με ανάγκη για μεγαλύτερα ανοίγματα (κάτοψης **12.00 x 12.00**). Τα προσομοιώματα εδράζονται επί σκληρής αργίλου με επιφανειακά πέδιλα, τόσο συμβατικώς σχεδιασμένα, όσο και ακολουθώντας την φιλοσοφία του νέου προτύπου (υποδιαστασιολογημένα πάνω από **50%**), και αφού βαθμονομούνται καταλλήλως με οριζόντια δοκιμή pushover και ελαστική ιδιομορφική ανάλυση, υποβάλλονται σε ένα

σύνολο επτά (7) πραγματικών σεισμικών καταγραφών, ποικίλων συχνοτικών χαρακτηριστικών και κορυφαίων επιταχύνσεων, με μη γραμμική δυναμική ανάλυση.

Καταρχάς, γίνεται μια σύγκριση ανάμεσα στο συμβατικώς και μη-συμβατικώς σχεδιασμένο πλαίσιο (αυτό γίνεται και για τα δύο πλαίσια στο Κεφάλαιο 4), σε όρους πλαστικοποίησης του υποστυλώματος ισογείου, μεταβιβαζόμενων επιταχύνσεων στην ανωδομή, drifts, καθιζήσεων κλπ. και γίνεται πρόδηλο ότι το μη-συμβατικώς σχεδιασμένο πλαίσιο είναι προτιμητέο. Μάλιστα, στο μεγάλο πλαίσιο (το οποίο λόγω γεωμετρίας είναι «χθαμαλό»), η μη-συμβατική θεμελίωση εξασφάλισε την αποφυγή κατάρρευσης σε δύο ισχυρούς κραδασμούς, στους οποίους το συμβατικό πλαίσιο αστόχησε πλήρως. Τα μόνα προβλήματα που φάνηκε να εμφανίζει το μη-συμβατικό πλαίσιο είναι οι πιο μεγάλες καθιζήσεις, οι οποίες στο χθαμαλό πλαίσιο ήταν ακόμη εντονότερες, και ο μελετητής καλείται να τις προσέχει ιδιαιτέρως, και οι κινηματικής φύσεως καταπονήσεις, κυρίως στην κορυφή του υποστυλώματος ισογείου.

Σε επόμενη φάση (Κεφάλαιο 5) εισάγεται η κατακόρυφη συνιστώσα στις δυναμικές αναλύσεις, και για τα δύο πλαίσια, αλλά και για τους δύο τύπους θεμελίωσης. Τα κύρια συμπεράσματα σχετικά με τα συμβατικώς σχεδιασμένα πλαίσια είναι ότι η παρουσία της κατακόρυφης σεισμικής συνιστώσας προκαλεί την κατάρρευση του ανοίγματος της άνω δοκού του χθαμαλού πλαισίου συστηματικά, σε αντιδιαστολή με την οδηγία του *EC8* που προβλέπει τη θεώρηση της κατακόρυφης συνιστώσας για ανοίγματα άνω των **20.00m**, την έντονη αυξομείωση του αξονικού φορτίου των υποστυλωμάτων (μέχρι και **270%** μεγαλύτερη διακύμανση από το συμβατικό πλαίσιο) και τέλος, δύναται να αλλάξει τον μηχανισμό αστοχίας ολόκληρου του πλαισίου, οδηγώντας την από τη βάση των υποστυλωμάτων ισογείου σε μια ενδιάμεση στάθμη (βλ. περίπτωση καταγραφής Takatori_000 για το μικρό πλαίσιο). Από την άλλη, τα μη-συμβατικά πλαίσια είχαν και σε αυτό τον κύκλο αναλύσεων παρουσία της κατακόρυφης συνιστώσας καλύτερη συμπεριφορά, αν και η κατακόρυφη συνιστώσα τους ενέτεινε τα κινηματικής φύσεως προβλήματα -όπου αυτά υπήρχαν- κατά τρόπο συστηματικό. Ιδιαίτερη αναφορά κάνουμε στο χθαμαλό πλαίσιο, στο οποίο η άνω δοκός «γλίτωσε» την κατάρρευση σε τρεις μετρίας έντασης καταγραφές. Αποδεικνύεται ότι η μόνωση μέσω λικνισμού μειώνει και τις μεταβιβαζόμενες κατακόρυφες επιταχύνσεις, πέραν των οριζόντιων, και έτσι εξασφαλίζει και μιας μορφής μόνωσης έναντι της κατακόρυφης σεισμικής διέγερσης.

Ευχαριστίες

Η ευτυχία και η επιτυχία στη ζωή ενός ανθρώπου συναρτώνται άμεσα με την επιθυμία του να τα πραγματοποιήσει αμφότερα. Ωστόσο, δίχως τον παράγοντα τύχη, το εξαιρετικά πολύπλοκο ταξίδι της ζωής γίνεται μια διαδικασία κοπιώδης και συχνά ο άνθρωπος-ταξιδιώτης αδυνατεί να ευτυχήσει, παρά την προσπάθεια που καταβάλλει.

Στο προσωπικό μου ταξίδι στάθηκα τυχερός, καθώς είχα την τιμή να γνωρίσω τον **Καθηγητή Γιώργο Γκαζέτα**, έναν άνθρωπο φωτισμένο και χαρισματικό, που αναμφίβολα δε χρειάζεται συστάσεις. Ποτέ μου δεν θα ξεχάσω πώς η μοναδική διδασκαλία του με ενθουσίασε στο πρώτο μάθημα της «Εδαφομηχανικής II», και μου εμφύσησε άπαξ δια παντός το μικρόβιο της αναζήτησης του «γιατί». Ο Δάσκαλος, όπως μου αρέσει να τον αποκαλώ, δέχτηκε να μοιραστεί μαζί μου τις ακαδημαϊκές του γνώσεις, να αναζητήσει πλάι μου λύσεις για τα προβλήματα που συχνά παρουσίαζε η διπλωματική, αλλά να μου μεταλαμπαδεύσει με τρόπο φυσικό, οριακά ανεπαίσθητο, και άκρως απολαυστικό, τις ιδέες του για τη ζωή. Για αυτά, και πολλά ακόμη, τον ευχαριστώ από την καρδιά μου.

Προφανώς, η ενδελέχεια και πληρότητα της παρούσας διπλωματικής δεν θα είχαν επιτευχθεί, χωρίς την καθοριστική συμβολή της **Μεταδιδακτορικής Ερευνήτριας Φανής Γελαγώτη**. Ο χρόνος που συστηματικά αφιέρωνε σε εβδομαδιαία βάση για την επίλυση των αποριών και τεχνικών προβλημάτων που ανέκυπταν και οι στοχευμένες της συμβουλές έδρασαν ως καταλύτες στην επιτυχή ολοκλήρωση της παρούσας διπλωματικής, και μάλιστα της προσέδωσαν έναν χαρακτήρα εντόνως ερευνητικό και πρωτότυπο.

Θερμές ευχές οφείλω επίσης στα μέλη του Εργαστηρίου Εδαφοδυναμικής ΕΜΠ, και πιο συγκεκριμένα στον **Μεταδιδακτορικό Ερευνητή και Τεχνικό Διευθυντή του Εργαστηρίου, Ράλλη Κουρκουλή**, στη **Μεταδιδακτορική Ερευνήτρια Ευαγγελία Γαρίνη**, και στην **Υποψήφια Διδάκτορα Ειρήνη Γεωργίου** για τις καίριες παρεμβάσεις τους και τη συνεισφορά τους σε ποικίλα στάδια της διπλωματικής εργασίας. Φυσικά, δεν θα μπορούσα να παραλείψω και τη σπουδαία στήριξη που έλαβα από τα υπόλοιπα μέλη του εργαστηρίου, ενώ ιδιαίτερη αναφορά θα ήθελα να κάνω στην **Μαρία Καμένου** και την **Μαριιάτζελα Τακιάδη** για τις πολύωρες και δημιουργικές συζητήσεις μας. Ωσαύτως, ιδιαίτερη μνεία κάνω στον φίλο μου, και συνάδελφο, **Γιώργο Λαουλάκο** για την ουσιώδη του βοήθεια στο δομοστατικό κομμάτι της διπλωματικής, καθώς και στον έτερο φίλο **Χρήστο Κασσιμίδη**, φοιτητή αρχιτεκτονικής, για την επιμέλεια του εξωφύλλου και πολλών σχημάτων.

Τέλευταίο αλλά εξίσου σημαντικό το ευχαριστώ που θα ήθελα να μεταφέρω στην οικογένεια μου και τους φίλους μου. Αν αυτοί οι άνθρωποι δεν ήταν εκεί να με πιστεύουν και να με στηρίζουν, το προσωπικό μου ταξίδι δεν θα είχε πάρει μια τόσο ευτυχή και ελπιδοφόρα ρότα.

Πίνακας Περιεχομένων

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1: ΕΙΣΑΓΩΓΗ ΚΑΙ ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΚΗ ΑΝΑΣΚΟΠΗΣΗ	11
1.1: ΓΙΑΤΙ ΝΑ ΜΕΛΕΤΗΘΕΙ Η ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΗ ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΣΥΝΙΣΤΩΣΑ;.....	11
1.2: ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΗ ΓΝΩΣΗ.....	13
1.3: ΤΙ ΠΡΟΒΛΕΠΟΥΝ ΟΙ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΙ;.....	28
1.4: ΝΕΑ ΦΙΛΟΣΟΦΙΑ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ: ΜΟΝΩΣΗ ΜΕΣΩ ΛΙΚΝΙΣΜΟΥ	31
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2: ΟΡΙΣΜΟΣ ΤΟΥ ΠΡΟΒΛΗΜΑΤΟΣ ΚΑΙ ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΗ ΤΟΥ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ	37
2.1: ΟΡΙΣΜΟΣ ΤΟΥ ΠΡΟΒΛΗΜΑΤΟΣ	37
2.1.1: Επιλογή συστήματος Εδάφους–Θεμελίωσης–Ανωδομής.....	37
2.1.2: Διαστασιολόγηση Ανωδομής Πλαισίου 6 x 6.....	41
2.1.3: Διαστασιολόγηση Ανωδομής Πλαισίου 12 x 12.....	47
2.1.4: Διαστασιολόγηση Συμβατικής (βάσει Κανονισμών) και Μη-Συμβατικής (Μόνωση μέσω Λικνισμού) Θεμελίωσης Πλαισίου 6 x 6	48
2.1.5: Διαστασιολόγηση Συμβατικής (βάσει Κανονισμών) και Μη-Συμβατικής (Μόνωση μέσω Λικνισμού) Θεμελίωσης Πλαισίου 12 x 12	51
2.2: ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΗ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΤΟΥ ΠΡΟΒΛΗΜΑΤΟΣ.....	52
2.2.1: Προσομοίωση Ανωδομής, Θεμελίωσης και Εδάφους Πλαισίου 6 x 6.....	52
2.2.2: Προσομοίωση Ανωδομής, Θεμελίωσης και Εδάφους Πλαισίου 12 x 12	55
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3: ΑΝΤΟΧΗ, ΔΥΣΚΑΜΨΙΑ ΚΑΙ ΔΥΝΑΜΙΚΑ ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΤΟΥ ΣΥΣΤΗΜΑΤΟΣ ΕΔΑΦΟΥΣ – ΜΕΜΟΝΩΜΕΝΩΝ ΠΕΔΙΩΝ - ΠΛΑΙΣΙΟΥ	57
3.1: ΠΛΑΙΣΙΟ 12 x 12.....	57
3.1.1: Στατική Μονοτονική Επιβολή Οριζόντιας Μετακίνησης (Pushover) στο Πλαίσιο	57
3.1.2: Δυναμικά Χαρακτηριστικά του Πλαισίου (η σημασία της αλληλεπίδρασης εδάφους-κατασκευής στην έντονη μεταβολή των ελαστικών τιμών τους)	60
3.1.3: Δυναμικά Χαρακτηριστικά του Εδάφους (ελαστικές τιμές)	62
3.2: ΠΛΑΙΣΙΟ 6 x 6.....	64
3.2.1: Συγκεντρωτική Παρουσίαση των Χαρακτηριστικών του Μικρού Πλαισίου.....	64
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4: ΜΗ ΓΡΑΜΜΙΚΗ ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ: ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΣΥΜΒΑΤΙΚΗΣ ΚΑΙ ΜΗ-ΣΥΜΒΑΤΙΚΗΣ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ ΓΙΑ ΤΑ ΔΥΟ ΠΛΑΙΣΙΑ	65
4.1: ΠΛΑΙΣΙΟ 6 x 6.....	65
4.1.1: Επτά (7) Πραγματικές Σεισμικές Καταγραφές και Επιλεκτικός Σχολιασμός τους	65
4.2: ΠΛΑΙΣΙΟ 12 x 12.....	68
4.2.1: Επτά (7) Πραγματικές Σεισμικές Καταγραφές και Επιλεκτικός Σχολιασμός τους	68
4.3: ΣΧΗΜΑΤΑ 4 ^{ΟΥ} ΚΕΦΑΛΑΙΟΥ	71
4.3.1: Πλαίσιο 6 x 6	71
4.3.2: Πλαίσιο 12 x 12.....	100

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5: ΜΗ ΓΡΑΜΜΙΚΗ ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ: ΕΠΙΔΡΑΣΗ ΤΗΣ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΗΣ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΣΥΝΙΣΤΩΣΑΣ ΣΤΗΝ ΑΠΟΚΡΙΣΗ ΤΩΝ ΠΛΑΙΣΙΩΝ	129
5.1: ΠΛΑΙΣΙΟ 6x6	129
5.1.1: <i>Επτά (7) Πραγματικές Σεισμικές Καταγραφές και Επιλεκτικός Σχολιασμός της Απόκρισης του Συμβατικού Και Μη Πλαισίου.....</i>	<i>129</i>
5.2: ΠΛΑΙΣΙΟ 12x12	131
5.2.1: <i>Επτά (7) Πραγματικές Σεισμικές Καταγραφές και Επιλεκτικός Σχολιασμός της Απόκρισης του Συμβατικού και Μη Πλαισίου</i>	<i>131</i>
5.3: ΣΧΗΜΑΤΑ 5 ^ο ΚΕΦΑΛΑΙΟΥ	134
5.3.1: <i>Πλαίσιο 6 x 6</i>	<i>134</i>
5.3.2: <i>Πλαίσιο 12 x 12.....</i>	<i>163</i>
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6: ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ.....	193
ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΚΕΣ ΠΑΡΑΠΟΜΠΕΣ:.....	194
ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Α: ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΦΟΡΤΙΩΝ	196
A.1: ΠΛΑΙΣΙΟ 6 x 6	196
A.2: ΠΛΑΙΣΙΟ 12 x 12	201
ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β: ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΣΥΜΒΑΤΙΚΗΣ ΚΑΙ ΜΗ ΘΕΜΕΛΙΩΣΕΩΣ ΠΛΑΙΣΙΩΝ	206
B.1: ΠΛΑΙΣΙΟ 6 x 6	206
B.2: ΠΛΑΙΣΙΟ 12 x 12	212

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1: Εισαγωγή και Βιβλιογραφική Ανασκόπηση

1.1: Γιατί να μελετηθεί η Κατακόρυφη Σεισμική Συνιστώσα;

Σπουδαία αφορμή για την εκπόνηση της παρούσας διπλωματικής στάθηκε το άρθρο των A.J. Parazoglou and A.S. Elnashai (1996) με τίτλο “*Analytical and Field Evidence of the Damaging Effect of Vertical Earthquake Ground Motion*”. Σε αυτό σημειώνονται, στη βάση αναλυτικών και πειραματικών αποτελεσμάτων, πιθανές δομικές αστοχίες κτιρίων και βαθρών γεφυρών που αποδίδονται στην κατακόρυφη σεισμική συνιστώσα, όπως αυτές αποτυπώθηκαν από τους παραπάνω ερευνητές σε επιτόπου αναγνωρίσεις πεδίου (προσπάθεια ελληνικής απόδοσης του αγγ. όρου: *in situ reconnaissance*) στους **σεισμούς της Καλαμάτας** (13 Σεπτεμβρίου 1986, $M_s = 5.7$), του **Northridge της Καλιφόρνιας** (17 Ιανουαρίου 1994, $M_s = 6.7$), καθώς και του σεισμού-σημείου καμπής της σύγχρονης αντισεισμικής μηχανικής- **Hyogo Ken Nanbu, στην Ιαπωνία** (17 Ιανουαρίου 1995, $M_s = 7.3$). Να σημειωθεί ότι οι σεισμοί αυτοί είχαν, για πρώτη φορά, μεγάλες καταγραφές κατακόρυφης συνιστώσας, και κυρίως **μεγάλους λόγους** κατακόρυφης προς οριζόντιας συνιστώσας a_h/a_v ανά περιοχές, γι’ αυτό και προσέλκυσαν το ενδιαφέρον των μηχανικών.

Σύμφωνα με το άρθρο, ένα ευρύ φάσμα δομικών βλαβών και μηχανισμών αστοχίας μπορεί να αποδοθεί στην αρνητική επίδραση της κατακόρυφης σεισμικής συνιστώσας, ωστόσο δεν μπορούμε, ακόμη και σήμερα, να αποφανθούμε μετά βεβαιότητας ποιοι μηχανισμοί οφείλονται κατ’ αποκλειστικότητα στην απόκριση των κατασκευών λόγω της κατακόρυφης συνιστώσας. Επιπροσθέτως, **ο υψίσυχνος χαρακτήρας της κατακόρυφης συνιστώσας**, που συνεπάγεται αυτομάτως χαμηλότερο ενεργειακό περιεχόμενο από την αντίστοιχη οριζόντια, στην οποία οι μεγάλες δεσπόζουσες περίοδοι δεν είναι πράγμα ασυνήθιστο, καθώς και **ο εγγενής χαρακτήρας κάθε φύσεως κατασκευής να παραλαμβάνει τα κατακόρυφα βαρυτικά φορτία**, έχουν διαμορφώσει μια γενικευμένη (σύμφωνα με την άποψη του γράφοντος) τάση απόρριψης της κατακόρυφης σεισμικής επιτάχυνσης, ως ανάξιας μελέτης, στην κοινότητα των μηχανικών.

Σε συνέχεια του παραπάνω άρθρου, το οποίο υπήρξε μια πρώτη συστηματική δουλειά καταγραφής και αξιολόγησης του βαθμού, στον οποίο η κατακόρυφη σεισμική συνιστώσα μπορεί να βλάψει τις κατασκευές, αρκετή έρευνα διενεργήθηκε, με σκοπό να αναλύσει περαιτέρω τόσο τον δυναμικό χαρακτήρα της, όσο και το είδος των αστοχιών που δύναται

να προκαλέσει, προικοδοτώντας την γεωτεχνική σεισμική κοινότητα με έναν πλούτο σεισμικών καταγραφών, πειραματικών αναλύσεων και αριθμητικών προσομοιώσεων. Σε αυτό το σημείο, όμως, οφείλουμε να υπογραμμίσουμε ότι το ζήτημα δεν έχει «κορεστεί» σε καμία περίπτωση και πολλά ερωτήματα μένουν ακόμη αναπάντητα, μεταξύ των οποίων η επίδραση της κατακόρυφης συνιστώσας σε οριζόντια δομικά στοιχεία μεγάλου μήκους (προσεγγιστικά πάνω από 9.00m άνοιγμα), στην κινηματική καταπόνηση ενός φορέα (π.χ. λόγω του ανασηκώματος ενός επιφανειακού πεδίου θεμελιώσεως) ή στα παραμένοντα παραμορφωσιακά μεγέθη (καθιζήσεις, διαφορικές καθιζήσεις, παραμένουσες καμπυλότητες κρίσιμων διατομών, drifts ορόφων), τα οποία ενδεχομένως δεν καθορίζουν την αντοχή του φορέα, αλλά μπορεί να λαμβάνουν απαγορευτικές τιμές για την επανάχρησή του μετά από κάποιο σεισμικό επεισόδιο.

Μέχρι σήμερα, η ως άνω αναφερθείσα, και μη επιστημονική γνώση, όπως αποτυπώνεται κατά τρόπο κανονιστικό μέσα από τον Ευρωκώδικα 8 (Αντισεισμικός Σχεδιασμός Κτιρίων) και τους υπόλοιπους κώδικες ανά τον κόσμο, προβλέπει μια ορισμένη μεθοδολογία για την αντιμετώπιση της κατακόρυφης σεισμικής συνιστώσας, η οποία και αναλύεται στο Κεφάλαιο 1.3. Ένας πρώτος στόχος της παρούσας διπλωματικής εργασίας είναι να αξιολογήσει τη μεθοδολογία αυτή, να εντοπίσει ενδεχομένως κάποια κενά, και να την επεκτείνει, εστιάζοντας σε μηχανισμούς αστοχίας που συστηματικά οφείλονται στην κατακόρυφη συνιστώσα και δεν έχουν ακόμη λάβει τη δέουσα προσοχή.

Ο επόμενος της στόχος έρχεται να εναρμονιστεί με ένα νέο πρότυπο αντισεισμικού σχεδιασμού, προϊόν της ερευνητικής δουλειάς του Καθηγητή Γ. Γκαζέτα και των συνεργατών του, που έχει ήδη αναδυθεί στο Performance-based Design και στην Αλληλεπίδραση Εδάφους-Θεμελίωσης-Κατασκευής. Πιο συγκεκριμένα, οι σύγχρονοι κανονισμοί, όντας κατά περίπτωση συντηρητικοί (αρκεί κανείς να εντρυφήσει στον τρόπο όπλισης τοιχωμάτων κατά τον Ευρωκώδικα 8 για να διαπιστώσει πώς ένα στοιχείο με σχετικώς υψηλή αβεβαιότητα προσομοίωσης [μιας και τα τοιχία είναι επιφανειακοί, και όχι γραμμικοί φορείς] έχει επιβάλει τόσους πολλούς συντελεστές ασφαλείας στη διαστασιολόγησή του), και -όσον αφορά στον αντισεισμικό σχεδιασμό- αγνοώντας θεμελιώδη χαρακτηριστικά της δυναμικής φύσης της σεισμικής διέγερσης (επιβαλλόμενη δυναμική μετακίνηση στη βάση και όχι επιβαλλόμενη ψευδοστατική φόρτιση στην κορυφή του δομικού συστήματος), έδωσαν χώρο για αυτή τη νέα φιλοσοφία σχεδιασμού, η οποία

βασίζεται στη σεισμική μόνωση της ανωδομής μέσω λικνισμού της θεμελιώσεως. Η ανάλυση της φιλοσοφίας αυτής γίνεται στο Κεφάλαιο 1.4 , ενώ εκτενέστερα μελετάται σε όλο το Κεφάλαιο 4. Καταρχάς, η παρούσα διπλωματική αποφασίζεται να εξετάσει για πρώτη φορά την αποδοτικότητα αυτής της φιλοσοφίας σε ένα χθαμαλό κτίριο (λόγος πλάτους προς ύψος = 1.00). Εν συνεχεία, εξετάζει την επίδραση της κατακόρυφης σεισμικής συνιστώσας σε κτίρια σχεδιασμένα βάσει αυτού του προτύπου, δηλαδή σεισμικώς μονωμένα μέσω λικνισμού (όχι μόνον χθαμαλά, αλλά και υψίκορμα). Ουσιαστικώς, ο δεύτερος στόχος της διπλωματικής, ο οποίος και ήταν η συστηματική μελέτη της κατακόρυφης συνιστώσας σε κτίρια μονωμένα μέσω λικνισμού, απετέλεσε αφορμή ώστε να αναλυθεί ένα κτίριο με μεγάλα ανοίγματα (του οποίου το μικρό ύψος το καθιστά αυτομάτως χθαμαλό, δηλαδή «κοντόκορμο») και να συναχθούν συμπεράσματα σχετικά με την αποτελεσματικότητα της μόνωσης μέσω λικνισμού σε τέτοιου είδους κτίρια.

1.2: Υφιστάμενη Γνώση

Κρίνεται σκόπιμη η αναλυτική αποτύπωση της υφιστάμενης γνώσης, τόσο γιατί είναι σημαντικό να γνωρίζουμε τι έχει ήδη μελετηθεί και σε ποιον βαθμό, όσο και για να εντοπίσουμε με ακρίβεια τα ερευνητικά κενά, τα οποία καλείται να καλύψει η παρούσα διπλωματική. Κάτι τέτοιο θα μας βοηθήσει να δημιουργήσουμε το κατάλληλο αριθμητικό προσομοίωμα και να επικεντρώσουμε την προσοχή μας στα φυσικά μεγέθη , των οποίων τη συμπεριφορά καλούμαστε να συσχετίσουμε με την επίδραση της κατακόρυφης συνιστώσας.

Η αποτύπωση αυτή ξεκινάει με το προαναφερθέν άρθρο των A.J. Papazoglou and A.S. Elnashai (1996). **Γίνεται προσπάθεια, η καταγραφή των δομικών βλαβών να είναι όσο το δυνατόν πιο ξεκάθαρη και ευσύνοπτη, χωρίς να εμπεριστατώνεται εκάστη βλάβη με το σύνολο του θεωρητικού υποβάθρου που την διέπει**, αλλά και χωρίς να παραλείπονται οι θεμελιώδεις μηχανισμοί που την προκαλούν, ή εικάζεται ότι την προκαλούν.

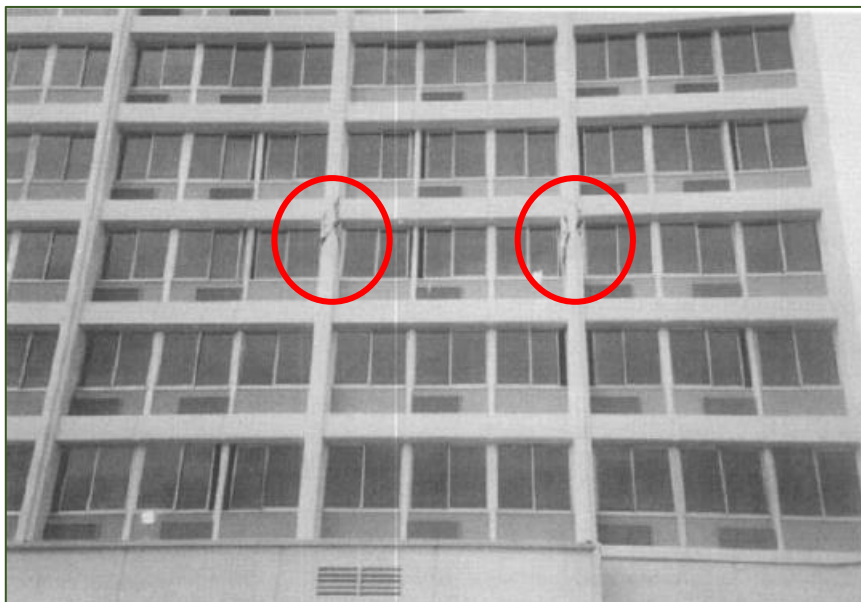
Η κατακόρυφη ταλάντωση των κτιρίων, που στην ολότητά τους θεωρούνται πλασιωτοί τριδιάστατοι φορείς από Ωπλισμένο Σκυρόδεμα (Ω.Σ.), για τις ανάγκες της παρούσας διπλωματικής (άλλωστε τα μεταλλικά κτίρια είναι εν γένει λιγότερο ευπαθή στην καταπόνηση λόγω σεισμού, συνεπώς η ανάλυση της επίδρασης της κατακόρυφης συνιστώσας σε αυτά κρίνεται μη σκόπιμη), **προκαλεί έντονη αυξομείωση των αξονικών**

φορτίων των υποστυλωμάτων. Αυτή με τη σειρά της προκαλεί δύο οικογένειες αστοχιών, μία άμεση και μία έμμεση. Όσον αφορά στην άμεση, πρόκειται για **αστοχία σε προέχοντα εφελκυσμό** (ο χαρακτηρισμός «προέχων» επιλέγεται για να περιγράψει την εγγενή τριαξονική καταπόνηση των υποστυλωμάτων από Ω.Σ., τα οποία σχεδόν ποτέ δεν υποβάλλονται σε μονοαξονική φόρτιση) ή **θλίψη**. Το άρθρο, από το σύνολο των καταγραφών που παραθέτει, δεν εντοπίζει κάποια ξεκάθαρη περίπτωση τέτοιας άμεσης εφελκυστικής ή θλιπτικής αστοχίας. Άλλωστε **η αυξομείωση του αξονικού φορτίου πρέπει να είναι θηριώδης για να ξεπεραστεί η μονοαξονική αντοχή του υποστυλώματος** (με έναν πρόχειρο υπολογισμό μπορούμε να σκεφτούμε ότι το μέγιστο ανηγμένο φορτίο που επιτρέπει ο *Ευρωκώδικας 8* για Κτίρια Υψηλής Πλαστιμότητας [DCH] είναι $v_u = 0.55$ άρα για να επέλθει θλιπτική αστοχία της διατομής, έστω με μηδενική ροπή M , πρέπει το v να λάβει τιμή κοντά στο **2**, δηλ. να αυξηθεί το αξονικό φορτίο κατά **250%**!). Από την άλλη, αυτή η άμεση οικογένεια αστοχιών, προκαλεί **έντονη διακύμανση της πλαστιμότητας των κρίσιμων διατομών των υποστυλωμάτων**, η οποία με τη σειρά της παίζει καθοριστικό ρόλο στη μετελαστική απόκριση του κτιρίου (αποδεικνύεται ότι η θεώρηση της κατακόρυφης συνιστώσας **μειώνει τον συντελεστή συμπεριφοράς q του Ικανοτικού Σχεδιασμού ως και 30%**). Ενδεικτικώς αναφέρεται ότι αν ένα υποστυλώμα φτάσει να καταπονηθεί σε αξονικό φορτίο, είτε εφελκυστικό, είτε θλιπτικό που ξεπερνάει κατά πολύ την αξονική δύναμη σχεδιασμού, βάσει της οποίας υπολογίζεται η πλαστιμότητά του, **μπορεί να αλλοιωθεί ο Ικανοτικός Σχεδιασμός Κόμβου (Σχέση 1)** λόγω μείωσης της ροπής αντοχής ($M_{Rd,c}$) των υποστυλωμάτων και να οδηγηθεί η αστοχία στο υποστυλώμα παρά στη δοκό, σχηματίζοντας μηχανισμό μαλακού ορόφου (με $M_{Rd,b}$ συμβολίζεται η συνολική αντοχή των δοκών που συντρέχουν στον κόμβο για δεδομένη φορά της σεισμικής δύναμης, με την οποία φορτίζεται το στατικό προσομοίωμα).

$$\sum MR_{d,c} \geq 1.30 * \sum MR_{d,b} \quad (1)$$

Όσον αφορά στην έμμεση οικογένεια αστοχιών, πρόκειται για **μείωση της διατμητικής αντοχής ως αποτέλεσμα της αυξομείωσης της αξονικής δύναμης**, καθώς τα δύο μεγέθη είναι συζευγμένα (ένα μοντέλο που έχει αναπτυχθεί για την αναπαραγωγή αυτής της συζευγμένης σχέσης είναι αυτό των Priestley et al. [1993]). Στο **Σχήμα 1** εικονίζεται περίπτωση διατμητικής αστοχίας ενδιάμεσου ορόφου, για την περίπτωση του κτιρίου

Holiday Inn Hotel in Van Nuys στον σεισμό του **Northridge** της **Καλιφόρνιας** (1994). Οφείλουμε να παρατηρήσουμε ότι αυτός ο μηχανισμός αστοχίας δεν είναι αποκλειστικώς αποδιδόμενος στη διατμητική αστοχία που προκλήθηκε λόγω της έντονης διακύμανσης της αξονικής δύναμης των υποστυλωμάτων (η κατακόρυφη σεισμική συνιστώσα που καταγράφηκε στη βάση του ήταν **0.30g**), καθώς άλλοι μηχανισμοί, όπως απόκριση υψηλότερων ιδιομορφών ή απότομες αλλαγές δυσκαμψίας και αντοχής καθ' ύψος του κτιρίου μπορεί να διετέλεσαν κάποιον ρόλο. Από την άλλη, (1) το γεγονός ότι δεν παρατηρήθηκε μηχανισμός μαλακού ορόφου στο ισόγειο, (2) η καταγεγραμμένη απόκριση του κτιρίου, σε όρους επιταχύνσεων ανά όροφο, που επιβεβαιώνει ότι το τελευταίο ταλαντώθηκε σχεδόν αποκλειστικά με την πρώτη του ιδιομορφή (δηλαδή σαν καμπτικός πρόβολος), και (3) η «κανονική» του όψη, σε όρους ομοιόμορφης κατανομής δυσκαμψίας και αντοχής καθ' ύψος, κάνει σχεδόν βέβαιο τον ισχυρισμό ότι η κατακόρυφη σεισμική συνιστώσα έπαιξε τον σπουδαιότερο, αν όχι τον μοναδικό ρόλο στην αστοχία.



Σχήμα 1. 1 Ενδιάμεσος μηχανισμός μαλακού ορόφου του **Holiday Inn Hotel in Van Nuys** στον σεισμό του **Northridge, CA (1994)**.

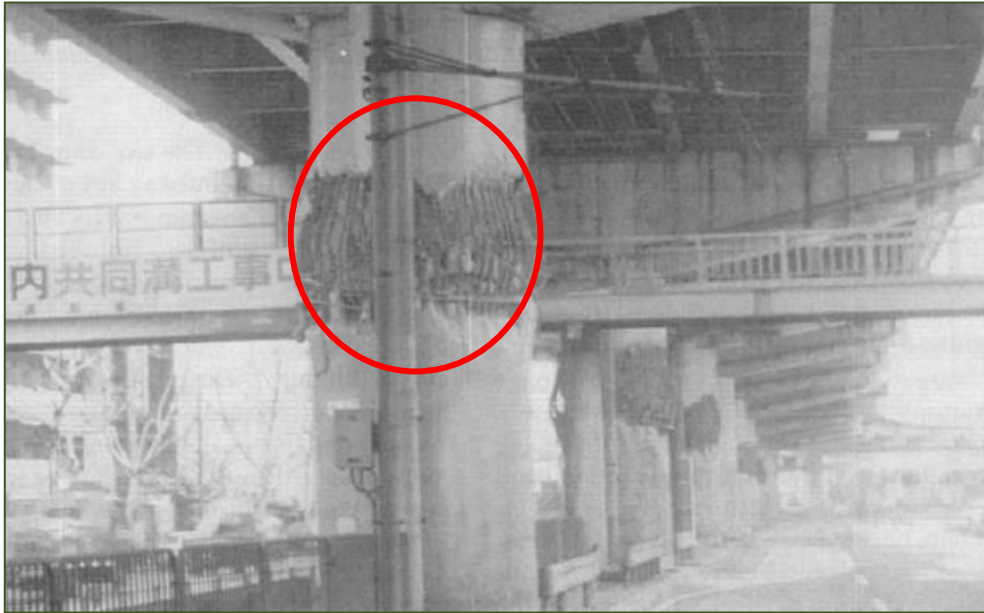
Πρωτού προχωρήσουμε στην επόμενη δομική βλάβη, σημειώνουμε ότι **τα υποστυλώματα των πάνω ορόφων είναι πιο τρωτά σε αυτού του είδους τη διατμητική αστοχία ως αποτέλεσμα της αυξομείωσης της αξονικής δύναμης**, τόσο γιατί έχουν εξαρχής (από τη στατική τους φόρτιση) μικρότερη αξονική δύναμη και συνεπώς είναι πιο εύκολο για δεδομένη αυξομείωση του αξονικού φορτίου να καταπονηθούν σε εφελκυσμό, όσο και

γιατί η απαίτησή τους σε διατμητική αντοχή είναι μικρότερη, εν συγκρίσει με τα υποστυλώματα χαμηλότερων ορόφων.

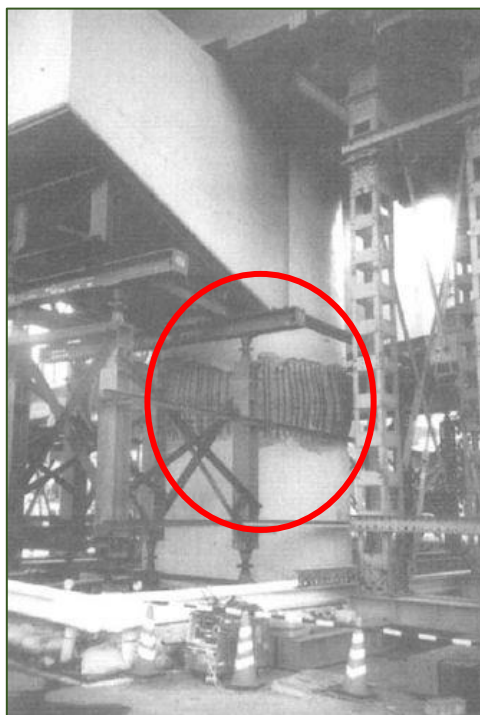
Επόμενη δομική βλάβη, βάσει του ίδιου άρθρου, είναι η **αστοχία διαδοκιδωτής πλάκας σε διάτρηση**. Γι' αυτή την αστοχία, που σχετίζεται με τη διατμητική αντοχή επιφανειακού φορέα που καταπονείται από συγκεντρωμένο φορτίο, είναι σχεδόν διαισθητικώς αντιληπτό ότι η δράση της κατακόρυφης συνιστώσας μόνον αρνητικά αποτελέσματα μπορεί να προκαλέσει. Σημειώνεται εδώ, ότι οι λεγόμενος μυκητοειδείς πλάκες, που υποφέρουν από διάτρηση και τα κιονόκρανά τους διαστασιολογούνται έναντι αυτής, δεν επιτρέπονται σε αντισεισμικές κατασκευές, συνεπώς δε γίνεται περαιτέρω ανάλυση γι' αυτές.

Τρίτη δομική βλάβη που οφείλεται στην κατακόρυφη σεισμική συνιστώσα, και μοιάζει πολύ με την πρώτη, είναι η **θλιπτικής μορφής αστοχία στο μέσον βάρου γέφυρας** αυτή τη φορά, που **συνοδεύεται από προς τα έξω λυγισμό των διαμήκων οπλισμών** (αγγ. buckling of the longitudinal reinforcement outwards) και **θραύση του περιβάλλοντος σκυροδέματος** (αγγ. concrete spalling). Τέτοιας μορφής αστοχία φαίνεται στο **Σχήμα 1.2** και στο **Σχήμα 1.3**, όπου εικονίζει μια συστάδα βάρων της Hanshin Expressway (**Σχήμα 1.2**), καθώς και ένα βάρου του Port Island Crossing (**Σχήμα 1.3**) στο Kobe της Ιαπωνίας, μετά τον σεισμό **Hyogo Ken Nanbu** (1994). (1) Η τοποθεσία της αστοχίας στο μέσον του βάρου, και όχι στις ακραίες κρίσιμες διατομές του, (2) η θλιπτική της μορφή (έναντι της καμπτικής ή διατμητικής, που χαρακτηρίζεται από μεγάλη καμπυλότητα της διατομής ή διαγώνιες καμπτοδιατμητικές ρωγμές με κλίση περί τις 45° ως προς την οριζοντία), και (3) η ύπαρξη μεγαλύτερων καταγεγραμμένων κατακόρυφων επιταχύνσεων εκεί από άλλες περιοχές στις οποίες σημειώθηκε καμπτική αστοχία στη βάση των βάρων (**Σχήμα 4**) τονίζουν για ακόμη μια φορά τον σπουδαίο, αν όχι μοναδικό ρόλο που είχε η κατακόρυφη συνιστώσα στην εκδήλωση αυτού του τύπου αστοχίας. Ένας αντίλογος, τον οποίο σαφώς και παραθέτουμε για την όσο το δυνατόν πληρέστερη αποτίμηση της συνεισφοράς της κατακόρυφης συνιστώσας σε τέτοιας μορφής αστοχίες, είναι ότι η αστοχία σημειώθηκε εκεί που τερματίζεται η μια -εκ των τριών- στρώση διαμήκους οπλισμού, συνεπώς η αστοχία «επέλεξε» να εκδηλωθεί σε σημείο συγκέντρωσης τάσεων, όπως είναι ένα σημείο απότομης μεταβολής της αντοχής κατά μήκος ενός γραμμικού φορέα. Ωστόσο, πρώτον κάτι τέτοιο δεν ακυρώνει τη μορφή της αστοχίας (θλιπτική και όχι καμπτοδιατμητική), και

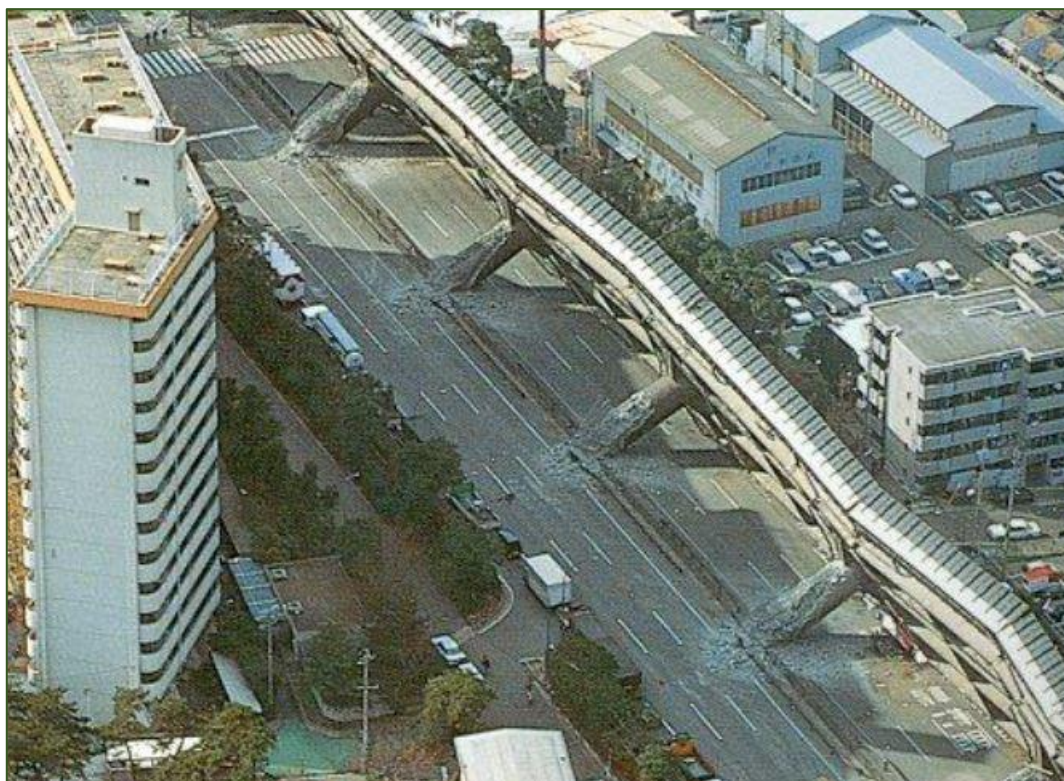
δεύτερον η ευρύτερη φιλοσοφία του παρόντος κεφαλαίου είναι να εντοπίσει μηχανισμούς που δεν μπορούν να εξηγηθούν π λ ή ρ ω ς με θεώρηση καμπτικών και διατμητικών αντοχών και υπερβάσεών τους, προς επίρρωση του ισχυρισμού ότι η κατακόρυφη συνιστώσα είναι σπουδαία σε κάποιες συγκεκριμένες περιπτώσεις.



Σχήμα 1. 2 Θλιπτική αστοχία βάθρου της Hanshin Expressway στον σεισμό του Hyogo Ken Nanbu στο Kobe της Ιαπωνίας (1995).



Σχήμα 1. 3 Θλιπτική αστοχία βάθρου του Port Island Crossing στον σεισμό του Hyogo Ken Nanbu στο Kobe της Ιαπωνίας (1995).



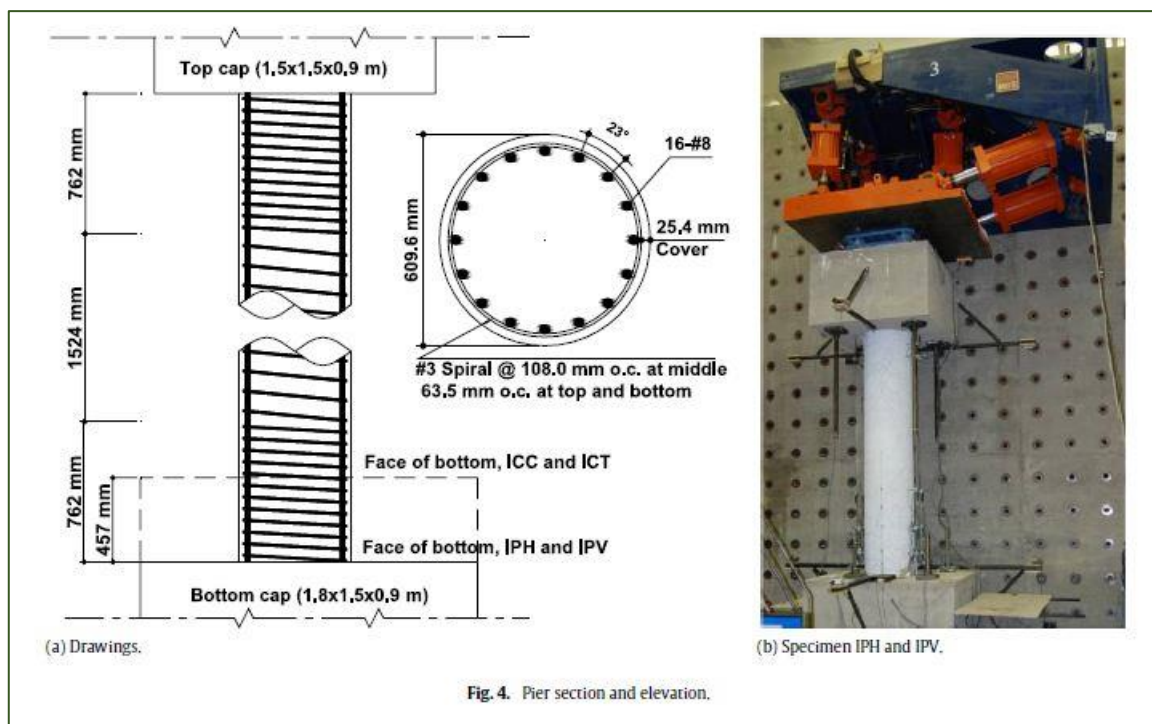
Σχήμα 1. 4 Κατάρρευση λόγω καμπτικής αστοχίας 18 βάρθρων (συνολικό μήκος αστοχίας 630m) της Γέφυρας Fukae στον σεισμό του Hyogo Ken Nanbu στο Kobe της Ιαπωνίας (1995).

Συνεχίζοντας με την καταγραφή δομικών βλαβών, οι S.J. Kim, C. J. Holub και A. Elnashai (2011) σε πειραματική τους μελέτη επέβαλαν ένα δοκίμο (το στατικό του προσομοίωμα είναι αμφίπακτος γραμμικός φορέας) από Ω.Σ. σε ανακυκλιζόμενη οριζόντια και κατακόρυφη φόρτιση (το πειραματικό δοκίμιο διαστάσεων $l = 3.00m$, $D = 0.60m$ καθώς και η πειραματική διάταξη εικονίζονται στο [Σχήμα 1.5](#)). Τα βασικά συμπεράσματα της έρευνάς τους συνοψίζονται στα εξής:

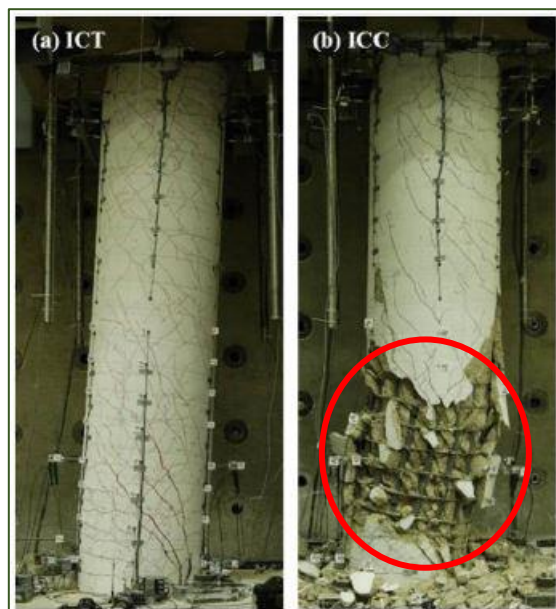
- Η προσομοίωση της απόκρισης δοκίμιου από Ω.Σ. σε ανακυκλιζόμενη φόρτιση παρουσία μεταβλητού αξονικού φορτίου δεν μπορεί να περιγραφεί από απλά αναλυτικά προσομοιώματα, γιατί η μεταβολή του αξονικού φορτίου οδηγεί σε μεταβολή της ισορροπίας μεταξύ απαίτησης και αντοχής για τα εντατικά μεγέθη M, Q, N . Προφανώς το πρόβλημα γίνεται ακόμη εντονότερο σε δυναμική φόρτιση, και η αριθμητική προσομοίωσή του είναι πρακτικώς μονόδρομος.
- Η καταπόνηση του δοκίμιου σε αυξομειούμενο θλιπτικό φορτίο μεταβάλλει τη δυστημψία του (ή σε όρους μητρικής στατικής, τον δείκτη δυσκαμψίας του σε

τέμνουσα), προκαλεί πιο έντονη ρηγμάτωση, και σε περίπτωση πολύ υψηλού θλιπτικού φορτίου αλλάζει τον μηχανισμό αστοχίας από καμπτοδιατμητικό (αστοχία ακραίας διατομής αμφίπακτου στοιχείου σε επιβαλλόμενη εγκάρσια μετακίνηση των άκρων του) σε μικτό [καμπτοδιατμητικό και θλιπτικό μαζί] (αστοχία ακραίας διατομής με παράλληλο λυγισμό των διαμήκων δοκών σε μια λιγότερο ακραία διατομή και αποφλοιώση του σκυροδέματος). Αξίζει να τονιστεί στο σημείο τούτο ότι αυτή ακριβώς η αστοχία εικονίζεται στα **Σχήματα 1.2 και 1.3**, με ελαφρώς μικρότερη συμμετοχή του καμπτικού κομματιού της. Στο **Σχήμα 1.6** παρουσιάζεται αριστερά το δοκίμιο άνευ του υψηλού κατακόρυφου φορτίου, και δεξιά το δοκίμιο με το φορτίο αυτό. Είναι εμφανής ο διαφορετικός μηχανισμός αστοχίας.

- **Η καταπόνηση του δοκιμίου σε υψηλή θλιπτική δύναμη οδηγεί σε ψαθυρής μορφής διατμητική αστοχία** (ουσιαστικώς η αστοχία είναι σε μονοαξονική θλίψη, αλλά ο τρόπος που αυτή εκδηλώνεται είναι άνοιγμα διαγώνιων ρωγμών κλίσης 45° ως προς της οριζοντία, κατά τα γνωστά). **Αντιθέτως σε καταπόνησή του σε μετρίας έντασης εφελκυσμό** (προφανώς οι χαρακτηρισμοί «υψηλή» θλιπτική δύναμη και «μετρίας» έντασης μόνον ποιοτικώς μπορούν να αποδώσουν την εντατική κατάσταση του δοκιμίου, αλλά στην παρούσα φάση κάτι τέτοιο είναι αρκετό) **παρουσιάζει πλάστιμη συμπεριφορά**. Παράλληλα, στην πρώτη του οριζόντια ανακύκλιση υπό την υψηλή θλιπτική δύναμη η αντοχή του μειώθηκε, ενώ υπό μέτριο εφελκυστικό φορτίο αυξήθηκε. Γίνεται αντιληπτό, λοιπόν, από τα παραπάνω ότι η αξονική δύναμη μπορεί να υπαγορεύσει τον μηχανισμό αστοχίας και συνεπώς **η μη θεώρηση της κατακόρυφης συνιστώσας ενδέχεται να οδηγήσει σε λαθεμένη εκτίμηση μηχανισμού αστοχίας και σε υποεκτίμηση των βλαβών** (π.χ. να μην προβλέψει θέσεις μικτής καμπτοδιατμητικής και θλιπτικής αστοχίας, η οποία μάλιστα είναι εντόνως ψαθυρή άρα άκρως απευκταία στον αντισεισμικό σχεδιασμό).



Σχήμα 1. 5 Πειραματική διάταξη του ερευνητικού προγράμματος των S.J. Kim, C. J. Holub και A. Elnashai για τον ρόλο της κατακόρυφης σεισμικής συνιστώσας σε βάθρα από Ω.Σ.

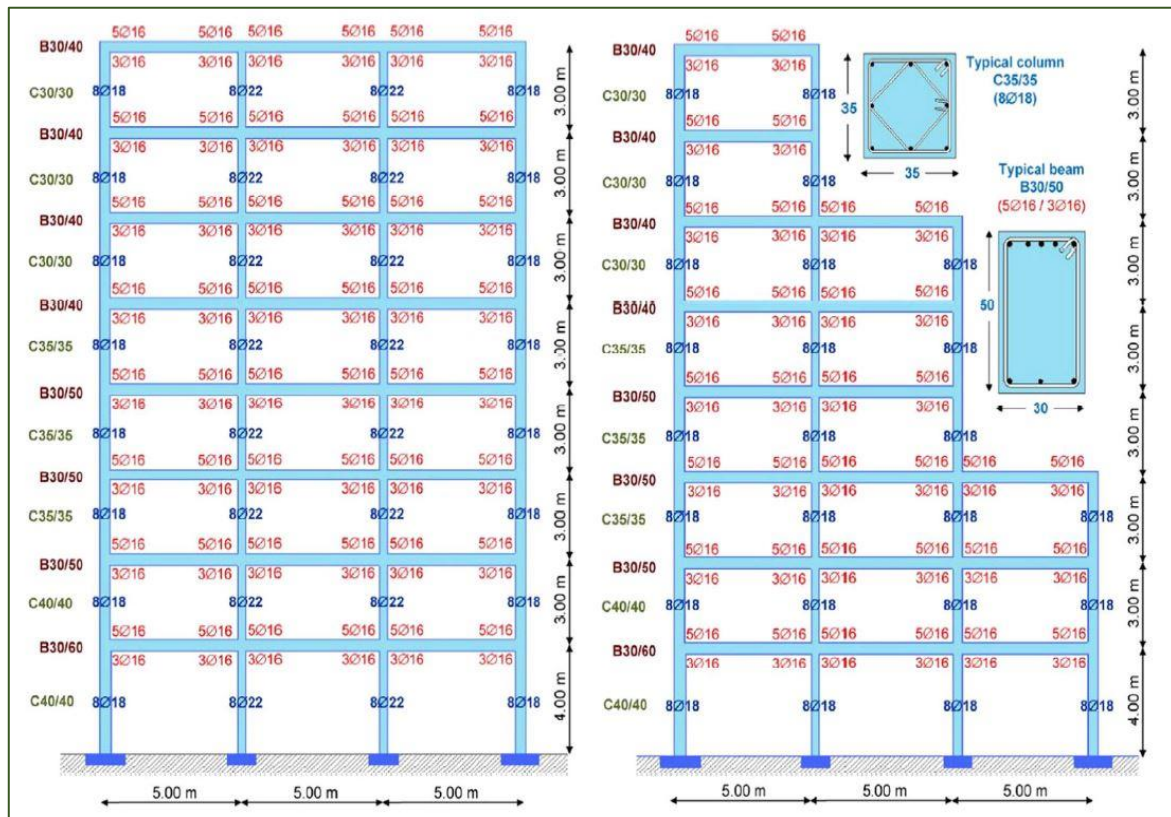


Σχήμα 1. 6 Πειραματική επαλήθευση του μικτού μηχανισμού καμπτοδιατμητικής και θλιπτικής αστοχίας παρουσία σημαντικού θλιπτικού φορτίου (δεξιά εικόνα).

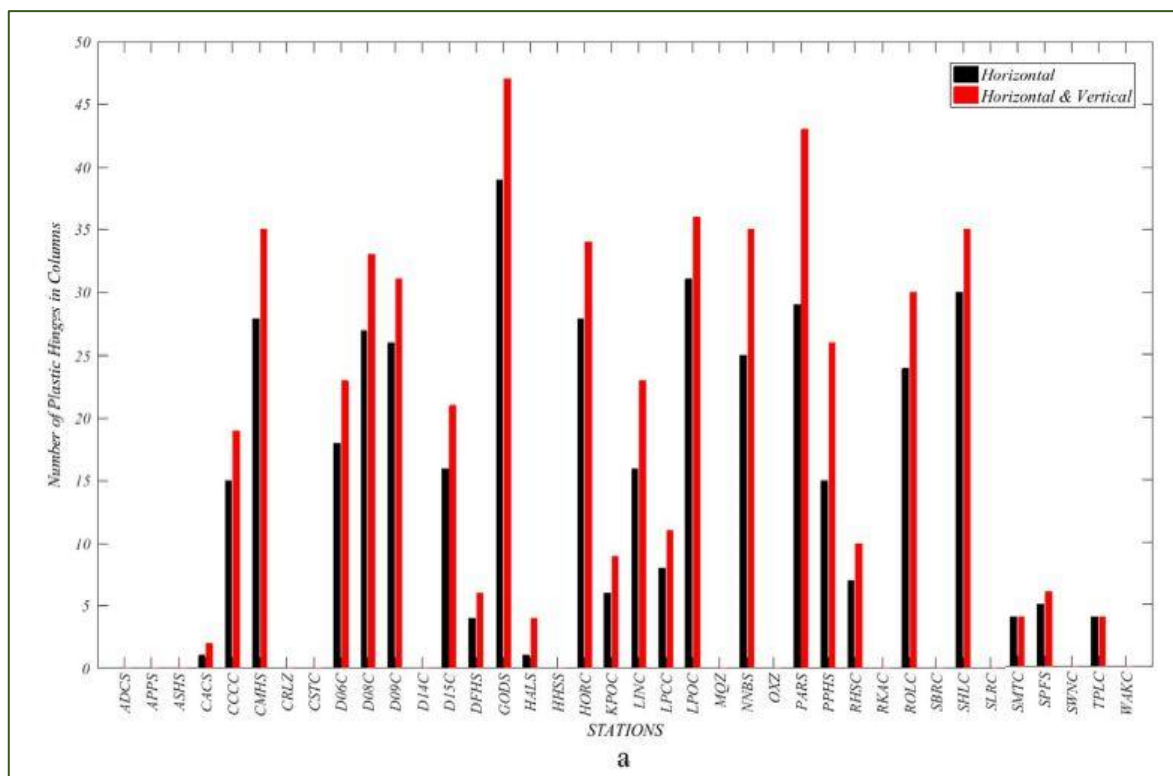
Οι F. Hosseiniour και A.E. Abdelnaby (2017) σε αριθμητική προσομοίωση δύο υψηλών κτιρίων με κανονική και μη-κανονική όψη σε αλληλουχία σεισμικών διεγέρσεων μελέτησαν ενδελεχώς την επίδραση της κατακόρυφης συνιστώσας, υποβάλλοντας τα μοντέλα σε

σύνολο 40 καταγραφών από τις σεισμικές ακολουθίες που έλαβαν χώρα στο Christchurch της Νέας Ζηλανδίας το 2010-2011. Πολλές από τις διεγέρσεις αυτές είχαν σπουδαία κατακόρυφη συνιστώσα, γι' αυτό και αποφασίστηκε να ενσωματωθούν στην παρούσα διπλωματική (βλ. Κεφάλαιο 5). Στο **Σχήμα 1.7** φαίνονται τα μοντέλα των Hosseinpour και Abdelnaby με τις γεωμετρίες τους και την όπλισή τους. Τα βασικά συμπεράσματα της έρευνάς τους συνοψίζονται στα εξής:

- Η θεώρηση της κατακόρυφης συνιστώσας δεν επηρεάζει σημαντικά το drift των ορόφων (σχετική μετακίνηση των οριζόντιων διαφραγμάτων, τα οποία προσομοιώνουν τις πλάκες ενός κτιρίου [άκαμπτα στοιχεία] ως προς τη μετακίνηση της θεμελίωσης)
- Αντιθέτως, η θεώρηση της κατακόρυφης συνιστώσας προκαλεί αύξηση του αριθμού πλαστικών αρθρώσεων στο σύνολο του κτιρίου, κάτι που φαίνεται ξεκάθαρα στο **Σχήμα 1.8** (ενδεικτικώς για το κανονικό κτίριο, δηλαδή το αριστερά του **Σχήματος 1.7**)



Σχήμα 1.7 Τα στατικά μοντέλα των F. Hosseinpour και A.E. Abdelnaby στις αριθμητικές τους προσομοιώσεις. Διεγείρονται τόσο με την οριζόντια, όσο και με αμφότερες τις σεισμικές συνιστώσες.



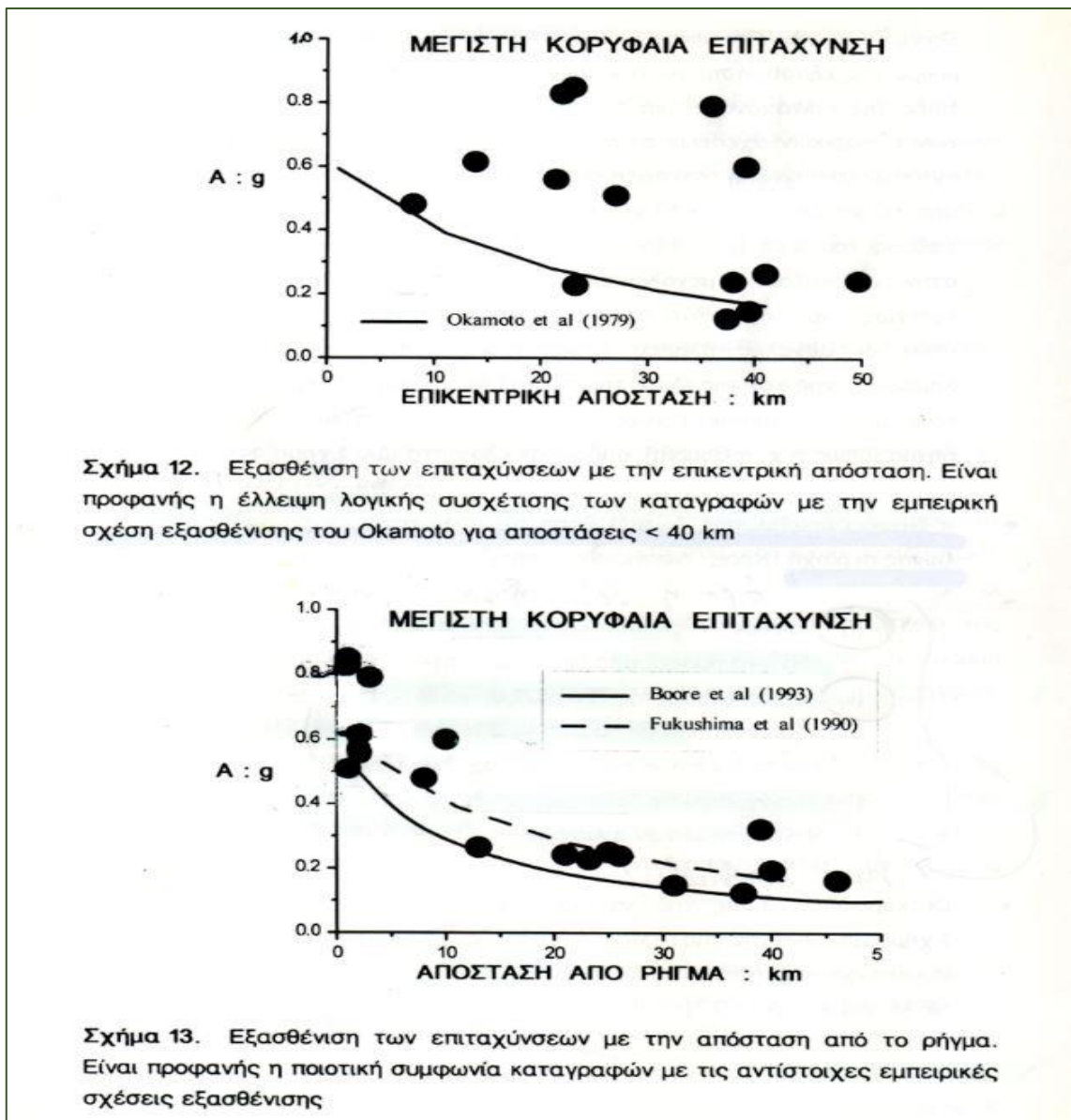
Σχήμα 1. 8 Αύξηση του συνολικού αριθμού πλαστικών αρθρώσεων στα προσομοιώματα των F. Hosseinpour και A.E. Abdelnaby με θεώρηση της κατακόρυφης σεισμικής συνιστώσας (κόκκινο χρώμα).

Εξίσου σημαίνουσα διαδικασία με την καταγραφή των δομητικών βλαβών που απορρέουν από την κατακόρυφη συνιστώσα είναι η μελέτη των χαρακτηριστικών της. Από το πλάτος της (A_v) και το συχνοτικό περιεχόμενο της διεγείρουσας επιτάχυνσης, και τα κύματα που την προκαλούν, ως τα δυναμικά χαρακτηριστικά των κατασκευών που συσχετίζονται με την απόκρισή τους, όταν υποβάλλονται σε κατακόρυφη ταλάντωση, τα χαρακτηριστικά της κατακόρυφης συνιστώσας δεν θα μπορούσαν να απουσιάζουν από μια ολοκληρωμένη ερευνητική εργασία που αποσκοπεί στο να συνάγει ειδικά συμπεράσματα σχετικά με τον ρόλο της πρώτης σε πλαισιωτές κατασκευές από Ω.Σ.

Ακολουθώντας την ίδια λογική με παραπάνω, σημειώνουμε επιγραμματικά τα κυριότερα στοιχεία της μέχρι σήμερα έρευνας στο πεδίο της κατακόρυφης σεισμικής επιτάχυνσης.

- Υπάρχει εύρος στοιχείων που αποδεικνύει ότι ο λόγος της μέγιστης κατακόρυφης προς τη μέγιστη οριζόντια επιτάχυνση a_v/a_h ξεπερνάει συχνά την εμπειρική τιμή $2/3$, που χρησιμοποιείται ευρύτατα στην κοινότητα των μηχανικών. Πιο συγκεκριμένα, οι A.J. Parazoglou and A.S. Elnashai (1996) έδειξαν ότι η εν λόγω τιμή δύναται να ξεπεράσει

τη μονάδα για καταγραφές εγγύς του ρήγματος (δηλαδή η μέγιστη κατακόρυφη συνιστώσα να προκύψει μεγαλύτερη από την αντίστοιχη οριζόντια), ενώ σε μικρές αποστάσεις από το επίκεντρο ρήγμα συχνά ξεπερνά τον εμπειρικό λόγο 2/3 (η συσχέτιση της εξασθένησης της μέγιστης τιμής της επιτάχυνσης, είτε a_v , είτε a_h , με την επικεντρική απόσταση δεν παρουσιάζει κάποια συστηματικότητα, ενώ στον αντίποδα η ίδια εξασθένηση έχει εκθετικώς μειούμενο χαρακτήρα όταν σχετίζεται με την απόσταση από το ρήγμα, βλ. Σχήμα 1.9 παρακάτω για τον σεισμό Hyogo Ken Nanbu, στην Ιαπωνία (1994) [από το βιβλίο «ΕδαφοΔυναμική και Σεισμική Μηχανική του Γ.Γκαζέτα»]).



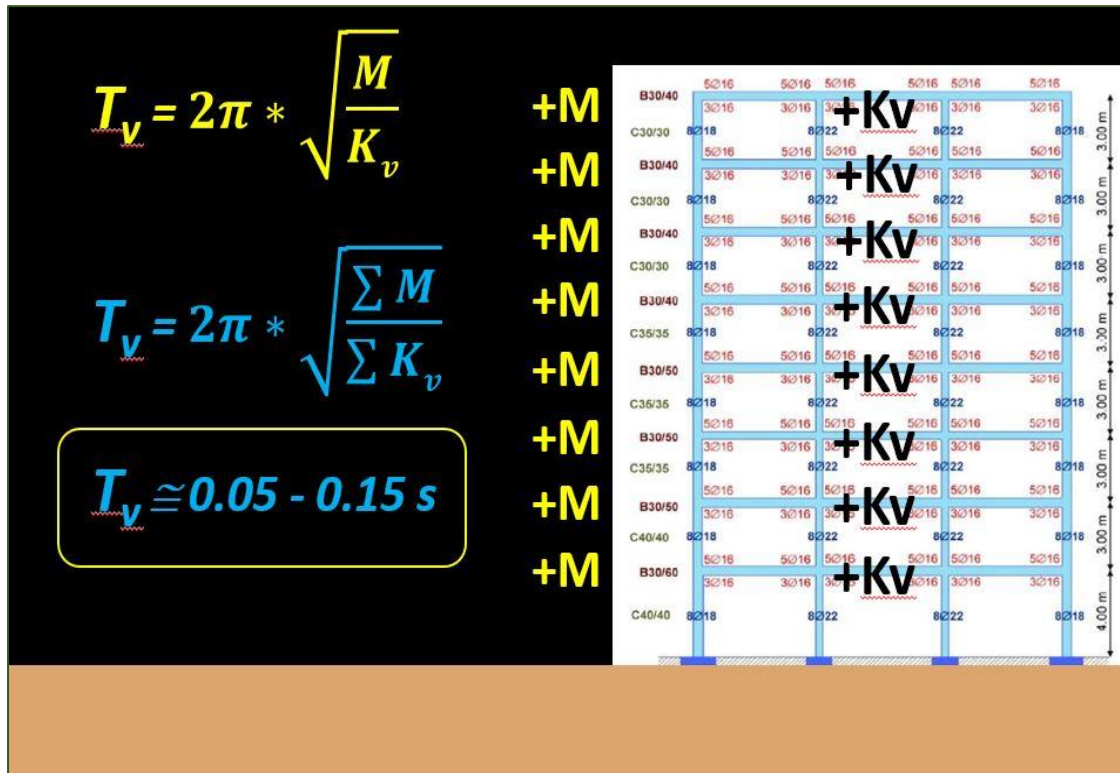
Σχήμα 1. 9 Συσχέτιση της εξασθένησης της μέγιστης επιτάχυνσης a_h με την επικεντρική απόσταση και την απόσταση από το ρήγμα. Είναι πρόδηλο ότι η τελευταία παρουσιάζει συστηματικότητα, ενώ η πρώτη όχι.

- Έχει παρατηρηθεί ότι για ένα μεγάλο εύρος κτιρίων από Ω.Σ. η **ενίσχυση του σεισμικού κραδασμού στην κατακόρυφη διεύθυνση ξεπερνά την αντίστοιχη στην οριζόντια**, και επίσης -ίσως αυτό είναι το σπουδαιότερο πόρισμα τούτου του Κεφαλαίου- **δεν επηρεάζεται σημαντικά από το ύψος του κτιρίου**. Αυτό οφείλεται πρώτον στην **απόσβεση στην κατακόρυφη διεύθυνση, που είναι τάξη μεγέθους μικρότερη από την αντίστοιχη απόσβεση στην οριζόντια διεύθυνση** (αναφερόμαστε φυσικά στην υστερητική απόσβεση του σκυροδέματος, η οποία και είναι ανάλογη των έντονων πλαστικοποιήσεων της ανωδομής υπό μέτριας έως υψηλής ισχύος διεγέρσεις), και δεύτερον στην απόκριση της ανωδομής στην κατακόρυφη διεύθυνση. Πιο συγκεκριμένα, **η απόκριση αυτή όχι μόνον είναι ελαστική, αλλά πολύ συχνά ο φορέας συντονίζεται** λόγω της σύμπτωσης της υψίσυχνης φύσης της κατακόρυφης διεγέρσεως με την μικρή περίοδο του πρώτου στην κατακόρυφη διεύθυνση, στην οποία η δυσκαμψία είναι πολύ μεγάλη. Καθώς, μάλιστα, ο συντελεστής ασφαλείας έναντι βαρυτικών (κατακόρυφων) φορτίων είναι περίπου ο ίδιος καθ' ύψος του κτιρίου, και επίσης η σχέση μεταξύ αντοχής και δυσκαμψίας είναι γραμμική (ελαστική συμπεριφορά στην κατακόρυφη διεύθυνση), προκύπτει εύκολα ότι **η περίοδος στην κατακόρυφη διεύθυνση είναι περίπου σταθερή καθ' ύψος του κτιρίου**. Εποπτική και σύντομη απόδειξη του παραπάνω δίνεται στο **Σχήμα 1.10**. Ανά όροφο προστίθεται μάζα **M** και κατακόρυφη δυσκαμψία **K_v**, ο λόγος των αθροισμάτων των οποίων διατηρείται σταθερός, αφού η μάζα που προστίθεται σε κάθε όροφο είναι σταθερή, ενώ και η κατακόρυφη δυσκαμψία (σε αντίθεση με την οριζόντια που εξαρτάται από το ύψος) είναι η ίδια ανά όροφο για δεδομένο κάναβο πανομοιότυπων υποστυλωμάτων. Συνεπώς και η ιδιοπερίοδος στην κατακόρυφη διεύθυνση, που είναι ανάλογη της ρίζας του παραπάνω λόγου, διατηρείται σταθερή.
- **Η δεσπόζουσα περίοδος μιας τυχούσας καταγραφής της κατακόρυφης επιτάχυνσης κυμαίνεται από 0.05 – 0.15 sec.** Αυτό το εύρος αποτελεί το αποτέλεσμα της συλλογής και στατιστικής επεξεργασίας, από τους Y. Yang και C.M.Lee (2004), 156 σεισμικών καταγραφών ελευθέρου πεδίου από τον σεισμό Niigata-ken Chuetsu (23 Οκτωβρίου 2004, Mw = 5.7). Ο μηχανισμός διάρρηξης του κύριου σεισμού ήταν ένα ανάστροφο ρήγμα, και το υπόκεντρο εντοπίστηκε σε βάθος 13km, ενώ αναφέρεται χαρακτηριστικά ότι ο σεισμός ήταν τόσο επιφανειακός και ισχυρός, που προκάλεσε για πρώτη φορά στα

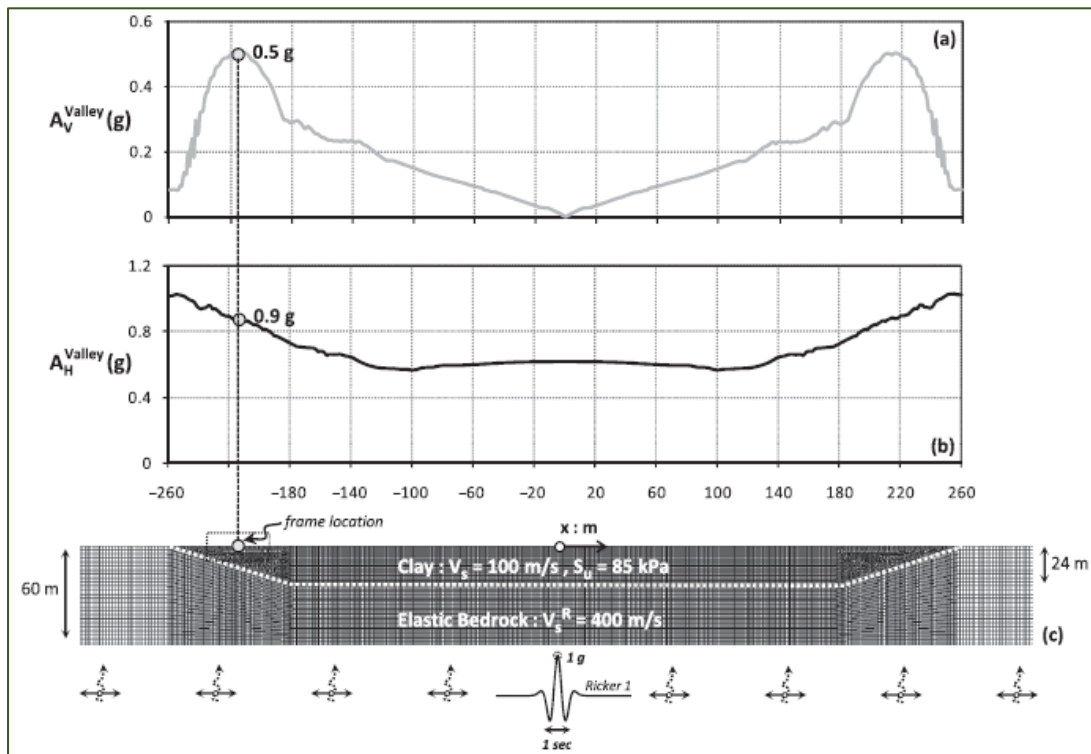
ιαπωνικά δεδομένα τον εκτροχιασμό του Shinkansen (bullet train). Ένα ακόμη σπουδαίο πόρισμα αυτής της έρευνας είναι η συσχέτιση του λόγου μέγιστων επιταχύνσεων a_v/a_h με τη δεσπόζουσα περίοδο. Αντίθετα με τη διαίσθησή μας, ο λόγος δεν απομειώνεται με τη δεσπόζουσα περίοδο, δηλαδή δεν έχει σταθερά φθίνουσα συμπεριφορά, αλλά για περιόδους μεγαλύτερες του ενός sec αυξάνει, ενώ για περιόδους άνω των 5 sec ξεπερνάει την εμπειρική τιμή 2/3. Αυτή η συμπεριφορά αποτυπώνεται στο [Σχήμα 1.12](#). Πάντως η γενίκευση αυτών των αποτελεσμάτων και για τους άλλους δύο μηχανισμούς διάρρηξης (κανονικό ρήγμα [*normal fault*] και ρήγμα οριζόντιας ολισθήσεως [*strike-slip fault*]) δεν είναι προφανής. Οι N.N. Abraseys και J. Douglas (2003), σε αντίστοιχη ερευνητική τους δουλειά μελέτησαν 186 σεισμικές καταγραφές ανά τον κόσμο, μεγέθους $M_s = 5.8$ έως 7.8, κυρίως ανάστροφων ρηγμάτων [*thrust fault*], και τα αποτελέσματά τους ποιοτικώς είναι πολύ κοντά σε αυτά των Y. Yang και C.M.Lee. Τα νέα πορίσματα αυτής της έρευνας είναι ότι η μέγιστη κατακόρυφη επιτάχυνση παρατηρείται εν γένει σε ανεξάρτητη χρονική στιγμή από την αντίστοιχη οριζόντια (πράγμα διαισθητικώς αποδεκτό, αφού η οριζόντια επιτάχυνση οφείλεται κυρίως σε σεισμικά κύματα S, ενώ η κατακόρυφη σε κύματα P), και ότι η ως άνω αναφερθείσα απομείωση του λόγου a_v/a_h με τη δεσπόζουσα περίοδο έχει γνησίως φθίνουσα συμπεριφορά για κανονικά ρήγματα και ρήγματα οριζόντιας ολισθήσεως. Όπως και να είναι, το πόρισμα αυτό δεν μπορεί να γενικευτεί, λόγω της έλλειψης ικανοποιητικού δείγματος αυτών των ειδών ρηγμάτων στην ερευνητική δουλειά των N.N. Abraseys και J. Douglas. Ένα ασφαλές, και χρήσιμο για τις ανάγκες της παρούσας διπλωματικής, πόρισμα, ωστόσο, είναι η **ευαισθησία της καταγραφής της κατακόρυφης επιτάχυνσης στο είδος της διάρρηξης, πέρα από την απόσταση από το ρήγμα.**

- **Για μεγάλης ισχύος σεισμούς, η αποσύζευξη της οριζόντιας από την κατακόρυφη συνιστώσα είναι μια παραδοχή μη ρεαλιστική.** Οι G. Mylonakis και G.Gazetas (2002) σε άρθρο τους σχετικά με την κινηματική απόκριση πασσάλων σε διέγερση προκαλούμενη από κύματα P τονίζουν ότι χρησιμοποιούν αποσυζευγμένες συνιστώσες της οριζόντιας και της κατακόρυφης επιτάχυνσης για διεγέρσεις με μέγιστη επιτάχυνση έως και 0.50g. **Συνεπώς, η αριθμητική προσομοίωση με σύζευξη των ελαστικών σεισμικών κυμάτων αποτελεί μονόδρομο εφόσον επιθυμούμε την όσο το δυνατόν πιο ρεαλιστική προσομοίωση ισχυρών δεισμικών κραδασμών.** Επίσης, όσον αφορά

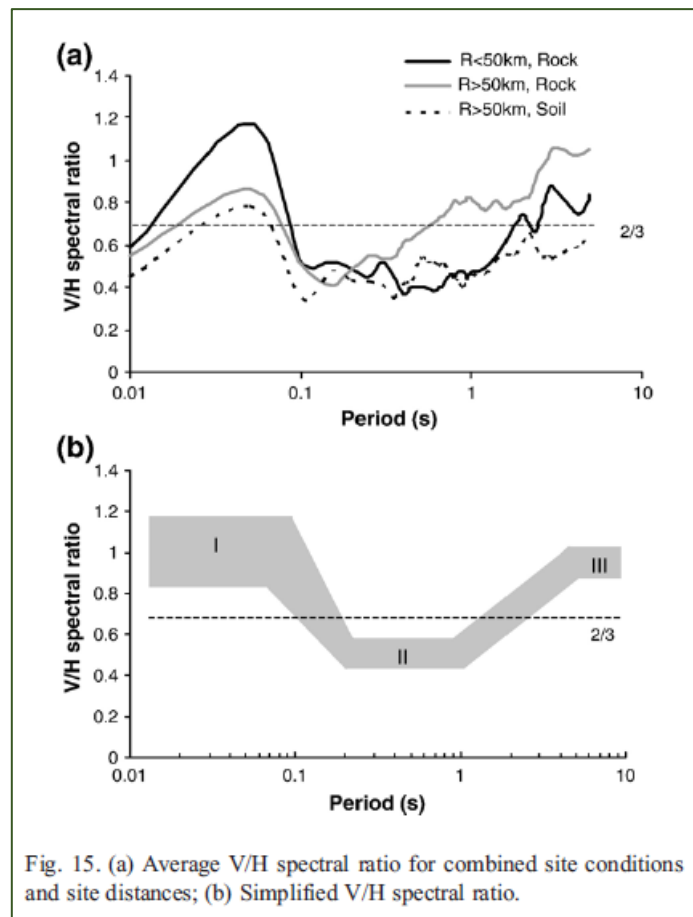
στην πηγή των κυμάτων αυτών, πάλι στο άρθρο των G. Mylonakis και G. Gazetas σημειώνεται ότι ούτε η οριζόντια συνιστώσα προέρχεται αποκλειστικώς από κύματα S, ούτε η κατακόρυφη από κύματα P. Μάλιστα, όσο πιο κοντά στην επιφάνεια φθάνουν τα σεισμικά κύματα P και S, είναι γνωστό ότι υπεισέρχεται στο πρόβλημα και η επίδραση των κυμάτων Rayleigh και Love. Ωστόσο, **για μη ισχυρές διεγέρσεις, η παραδοχή ότι τα κύματα S ευθύνονται αποκλειστικώς για την οριζόντια επιτάχυνση, και τα P για την κατακόρυφη, είναι μια πολύ καλή προσέγγιση της πραγματικότητας,** μιας και τα επιφανειακά κύματα και η σύζευξη των διαστολικών και διατμητικών κυμάτων (δηλαδή των κυμάτων P και S) διαδραματίζουν δευτερεύοντα ρόλο. Τέλος, σημειώνεται ότι **πλην των κυμάτων P που ευθύνονται (αποκλειστικώς ή μη) για την κατακόρυφη σεισμική συνιστώσα, και το λεγόμενο «φαινόμενο κοιλάδας» αποτελεί αιτία παραγωγής κατακόρυφων κυμάτων,** τα οποία όμως έχουν μία σπουδαία διαφορά από τα κύματα P. Επειδή προέρχονται από ανακλάσεις των κυμάτων S στα πλευρικά όρια της κοιλάδας, έχουν χαμηλότερο συχνотικό περιεχόμενο, εφάμιλλο με αυτό των κυμάτων S που τα προκάλεσαν. Το φαινόμενο αυτό έχει μελετηθεί διεξοδικώς στο παρελθόν από τους R. Kourkoulis, F. Gelagoti και I. Anastasopoulos (βλ. [Σχήμα 1.11](#) για το αριθμητικό προσομοίωμα του ακριβούς προβλήματος που μελετήθηκε) και το βασικό συμπέρασμα που προέκυψε είναι ότι τα «παρασιτικά» αυτά κύματα, όπως καλούνται στη βάση του μηχανισμού που τα προκαλεί (αντανάκλαση κυμάτων S), μπορεί να αποδειχθούν ιδιαιτέρως καταστροφικά, υποβάλλοντας την κατασκευή σε έντονη κινηματική καταπόνηση. Η παρούσα διπλωματική δεν θα εστιάσει σε αυτή την όψη της κατακόρυφης συνιστώσας, επιζητώντας αστοχίες που προέρχονται αποκλειστικώς από την υψίσυχη κατακόρυφη καταγραφή που οφείλεται (αποκλειστικώς ή μη, όπως ξανααναφέρθηκε) στα κύματα P.



- Σχήμα 1. 10 Εποπτική απόδειξη μέσω σκαριφήματος της οριζόντιας ανεξαρτησίας της κατακόρυφης ιδιοπεριόδου του φορέα από τον αριθμό των ορόφων του.



- Σχήμα 1. 11 Κατασκευή υποβαλλόμενη σε κατακόρυφη σεισμική διέγερση λόγω φαινομένου κοιλάδας, και όχι λόγω P-κυμάτων (R. Kourkoulis, F.Gelagoti και I. Anastasopoulos [2012]).



- Σχήμα 1. 12 Συσχέτιση του λόγου των μεγίστων εδαφικών επιταχύνσεων a_v/a_h με τη δεσπόζουσα περίοδο του σεισμικού κραδασμού.

1.3: Τι προβλέπουν οι Κανονισμοί;

Βάσει του Ευρωκώδικα 8: Αντισεισμικός Σχεδιασμός Κατασκευών (EC8), τα ακόλουθα προβλέπονται, όσον αφορά στη θεώρηση της κατακόρυφης σεισμικής συνιστώσας για την επίλυση και διαστασιολόγηση κτιρίων από Ω.Σ.:

- Το φάσμα κατακόρυφης ελαστικής απόκρισης είναι αυτό που εικονίζεται στο Σχήμα 1.11, από τον EC8. Σημειώνουμε ότι οι χαρακτηριστικές περιόδους του φάσματος T_B , T_C , T_D είναι μικρότερες από τις αντίστοιχες του φάσματος οριζόντιας ελαστικής απόκρισης (π.χ. η T_B του κατακόρυφου είναι **0.05 sec**, όταν η αντίστοιχη του οριζόντιου κυμαίνεται, ανάλογα με την κατηγορία του εδάφους, από **0.15 – 0.20 sec**), ότι δεν υπάρχει διαφοροποίηση των περιόδων αυτών ανάλογα με την κατηγορία εδάφους, όπως φυσικά συμβαίνει στο φάσμα οριζόντιας απόκρισης, και ότι δεν συμμετέχει στις εξισώσεις του Σχήματος 1.11 ο όρος $2.25 * S$ της εδαφικής ενίσχυσης, παρά λαμβάνεται ενιαίος προσαυξητικός συντελεστής **3.00**. Επίσης, άξιος αναφοράς είναι ο λόγος της

μέγιστης κατακόρυφης προς τη μέγιστη οριζόντια επιτάχυνση a_v/a_h ο οποίος λαμβάνει την τιμή **0.90** για ισχυρούς σεισμικούς κραδασμούς, και την τιμή **0.45** για μέτριας έντασης κραδασμούς.

Σχολιασμός: Βάσει των ερευνητικών πορισμάτων του Κεφαλαίου 1.2, τόσο η μη εξάρτηση του φάσματος από τις επιτόπου εδαφικές συνθήκες, όσο και η συνεχής μείωση της κατακόρυφης φασματικής απόκρισης με την περίοδο, μετά το πλατό του φάσματος (από T_B έως T_C) δεν αποδίδουν με ακρίβεια τον πραγματικό χαρακτήρα της κατακόρυφης σεισμικής συνιστώσας, και κυρίως, **δεν είναι κατ' ανάγκη παραδοχές συντηρητικές**. Κατά την άποψη του γράφοντος, ο συντελεστής ενίσχυσης **3.00** είναι συντηρητικός, μιας και από τις αναλύσεις της παρούσας διπλωματικής, με ισχυρές σεισμικές διεγέρσεις που περιείχαν καταγραφές κατακόρυφης συνιστώσας μέχρι και **0.85g**, δεν προέκυψε πουθενά μεγαλύτερη κατακόρυφη φασματική ενίσχυση από **2.00 (200%)**. Επίσης, η χρήση του αυτού συντελεστή η , που εκφράζει τη μείωση της φασματικής απόκρισης λόγω απόσβεσης, τόσο στην οριζόντια όσο και στην κατακόρυφη απόκριση είναι καταχρηστική και εν πολλοίς λαθεμένη, καθώς είδαμε ότι ουδεμία σχέση έχει η απόσβεση στην οριζόντια διεύθυνση με αυτή στην κατακόρυφη (πολύ μικρότερη). Τέλος, ο λόγος a_v/a_h πρακτικώς λαμβάνει δύο τιμές εκατέρωθεν της εμπειρικής τιμής $2/3 = 0.67$, ανάλογα με την ένταση του σεισμού, ξανά αγνοώντας μια σπουδαία παράμετρο, αυτήν της απόστασης από το ρήγμα, ενώ οι τιμές της δεσπόζουσας περιόδου (από T_B έως T_C , πλατό στο φάσμα) συμπίπτουν απόλυτα με τα ερευνητικά αποτελέσματα, που την εκτιμούν από **0.05 – 0.15 sec**.

- Οι περιπτώσεις που λαμβάνεται υπόψη η κατακόρυφη συνιστώσα είναι αυτές που εικονίζονται στο **Σχήμα 1.12**, από τον EC8. Οι περιπτώσεις αυτές απετέλεσαν κομβικό σημείο της παρούσας διπλωματικής, η οποία υπενθυμίζεται ότι έχει, μεταξύ των κυρίων στόχων της, **να αξιολογήσει τη μεθοδολογία του EC8, να εντοπίσει ενδεχομένως κάποια κενά, και να την επεκτείνει**. Συγκεκριμένα, το κρίσιμο μήκος αμφιέριστης δοκού, για το οποίο τα αποτελέσματα της κατακόρυφης συνιστώσας πρέπει να λαμβάνονται υπόψη στο σχεδιασμό έδωσε την έμπνευση ώστε να μελετηθούν πιθανές δομικές βλάβες σε δοκούς μεγάλου μήκους, αλλά όχι τόσο μεγάλου όσο το κρίσιμο μήκος βάσει EC8 (**20.00m**).

3.2.2.3 Φάσμα κατακόρυφης ελαστικής απόκρισης

(1)P Η κατακόρυφη συνιστώσα της σεισμικής δράσης θα προσομοιώνεται από ένα φάσμα ελαστικής απόκρισης $S_{ve}(T)$, που ορίζεται από τις (3.8)-(3.11).

$$0 \leq T \leq T_B : S_{ve}(T) = a_{vg} \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 3,0 - 1) \right] \tag{3.8}$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_{ve}(T) = a_{vg} \cdot \eta \cdot 3,0 \tag{3.9}$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_{ve}(T) = a_{vg} \cdot \eta \cdot 3,0 \left[\frac{T_C}{T} \right] \tag{3.10}$$

$$T_D \leq T \leq 4s : S_{ve}(T) = a_{vg} \cdot \eta \cdot 3,0 \left[\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right] \tag{3.11}$$

ΣΗΜΕΙΩΣΗ Οι τιμές που αποδίδονται στις T_B , T_C , T_D και a_{vg} για κάθε τύπο κατακόρυφου φάσματος για χρήση σε μια χώρα μπορούν να βρεθούν στο Εθνικό Πρόσάρτημα. Η συνιστώμενη επιλογή είναι η χρήση δύο τύπων κατακόρυφων φασμάτων: Τύπου 1 και Τύπου 2.

Όπως και για τα φάσματα που καθορίζουν τις οριζόντιες συνιστώσες της σεισμικής δράσης, εάν οι σεισμοί που συμβάλλουν περισσότερο στην σεισμική επικινδυνότητα που καθορίζεται για την περιοχή με σκοπό την πιθανολογική αξιολόγηση της διακινδύνευσης έχουν μέγεθος κύματος επιφανείας, M_s , όχι μεγαλύτερο από 5.5, συνιστάται η υιοθέτηση φάσματος Τύπου 2. Για τις πέντε κατηγορίες εδάφους A, B, C, D και E, οι συνιστώμενες τιμές των παραμέτρων που περιγράφουν τα κατακόρυφα φάσματα δίνονται στον Πίνακα 3.4. Αυτές οι συνιστώμενες τιμές δεν ισχύουν για τις ειδικές κατηγορίες εδάφους S_1 και S_2 .

Πίνακας 3.4: Συνιστώμενες τιμές παραμέτρων που περιγράφουν τα φάσματα κατακόρυφης ελαστικής απόκρισης

Φάσμα	a_{vg}/a_g	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
Τύπου 1	0,90	0,05	0,15	1,0
Τύπου 2	0,45	0,05	0,15	1,0

Σχήμα 1. 11 Φάσμα κατακόρυφης ελαστικής απόκρισης από τον Ευρωκώδικα 8.

4.3.3.5.2 Κατακόρυφη συνιστώσα της σεισμικής δράσης

(1) Εάν η επιτάχυνση a_{vg} είναι μεγαλύτερη από 0,25g (2,5 m/s²) η κατακόρυφη συνιστώσα της σεισμικής δράσης, όπως ορίζεται στην 3.2.2.3, πρέπει να λαμβάνεται υπόψη στις ακόλουθες περιπτώσεις:

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

Σχήμα 1. 12 Περιπτώσεις κτιρίων Ω.Σ. για τις οποίες πρέπει να λαμβάνεται υπόψη η κατακόρυφη επιτάχυνση, από τον Ευρωκώδικα 8.

1.4: Νέα Φιλοσοφία Σχεδιασμού: Μόνωση μέσω Λικνισμού

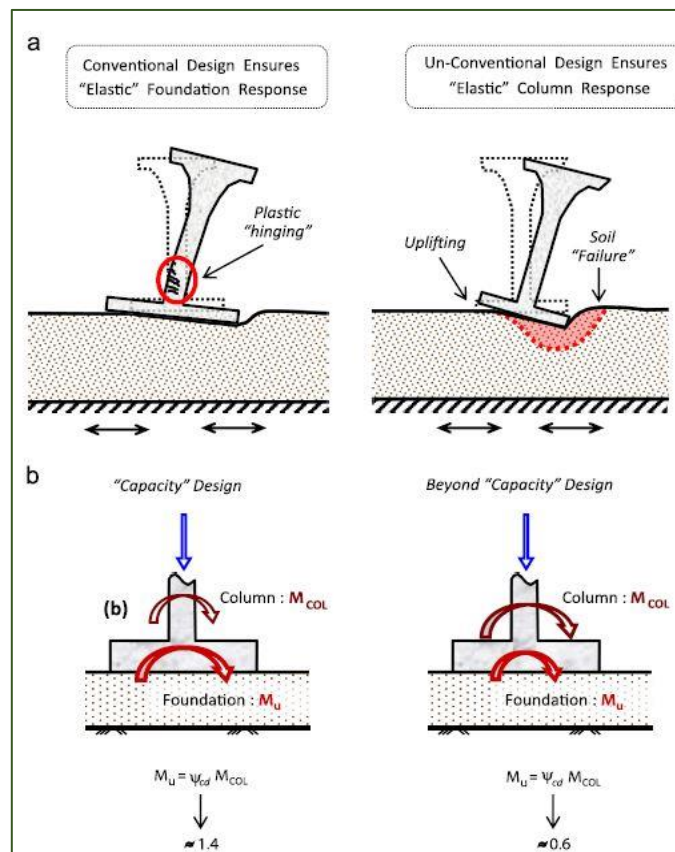
Όπως τονίστηκε στο Κεφάλαιο 1.1, η παρούσα διπλωματική είναι εντόνως προσανατολισμένη και προς το νέο πρότυπο αντισεισμικού σχεδιασμού (Gazetas et al.), που βασίζεται στην ιδέα της σεισμικής μόνωσης της ανωδομής μέσω λικνισμού της θεμελιώσεως. Στο παρόν υποκεφάλαιο γίνεται προσπάθεια να αναλυθούν τα απαραίτητα για τον αναγνώστη σημεία του προτύπου αυτού, σε όρους σχεδιασμού, ορίων εφαρμογής, ευεργετικών αποτελεσμάτων, αλλά και μειονεκτημάτων έναντι του συμβατικού σχεδιασμού, χωρίς πάλι να γίνεται εκτεταμένη αναφορά σε καθένα από αυτά, με κριτήριο την παραγωγή μιας ευσύνοπτης εισαγωγής στο ειδικό πρόβλημα, που απετέλεσε αντικείμενο μελέτης τούτης της διπλωματικής.

Η ιδέα βασίζεται στην ακόλουθη συλλογιστική πορεία: αντί να επιβάλλουμε αυστηρούς συντελεστές ασφαλείας στις δυνάμεις και τις ροπές που μεταφέρονται από τη θεμελίωση στο έδαφος (με σκοπό την αποφυγή ψευδοστατικής αστοχίας), και σε απόλυτη αρμονία με τη δυναμική φύση της σεισμικής φόρτισης [ανακυκλιζόμενες παραμορφώσεις, ελαστικά κύματα κλπ.] επιτρέπουμε τη δημιουργία δύο μηχανισμών αστοχίας ταυτοχρόνως. Αυτό το κατορθώνουμε υποδιαστασιολογώντας σκοπίμως τα επιφανειακά θεμέλια, και ούτως επιτρέπουμε (1) το σημαντικό ανασήκωμά τους, και (2) την ολίσθησή τους, εφόσον διασφαλίζουμε ότι οι μέγιστες και παραμένουσες παραμορφώσεις είναι ανεκτές. Αυτής της μορφής η «υπερβολική» και εν πολλοίς «κόντρα στη συμβατική λογική του μηχανικού» απόκριση της θεμελίωσης έχει αποδειχθεί ότι όχι μόνον δεν οδηγεί την ανωδομή στην αστοχία, αλλά την αποτρέπει, και μάλιστα για σεισμικές διεγέρσεις πολύ πάνω από το φάσμα σχεδιασμού, όπως επίσης μειώνει τις δομικές βλάβες σε αυτή αυτή (Meek [1975], Pecker [1998] , Paolucci [1997], Martin and Lam [2000], Kutter et al.[2003], Apostolou et al.[2007], Anastasopoulos et al. [2009], Gelagoti et al. [Gazetas et al.[2012], Kourkoulis et. al [2012], Gazetas [2014]). Ένα πιθανό τίμημα που πληρώνουμε είναι η παραμένουσα καθίζηση και στροφή, που μπορεί ωστόσο είτε να γίνει αποδεκτή, ανάλογα με τα επίπεδα επιτελεστικότητας τα οποία επιθυμεί ο μελετητής του έργου να επιτύχει (performance based design) ή να αντιμετωπιστεί επιτυχώς με μια σειρά βελτιώσεων του εδάφους θεμελίωσης, που απαιτείται μέχρι ένα μικρό μάλιστα βάθος, καθώς ο λικνισμός είναι «μυωπικός» ως προς αυτό, δηλαδή δεν έχει μεγάλη ακτίνα επιρροής (είναι σαν την

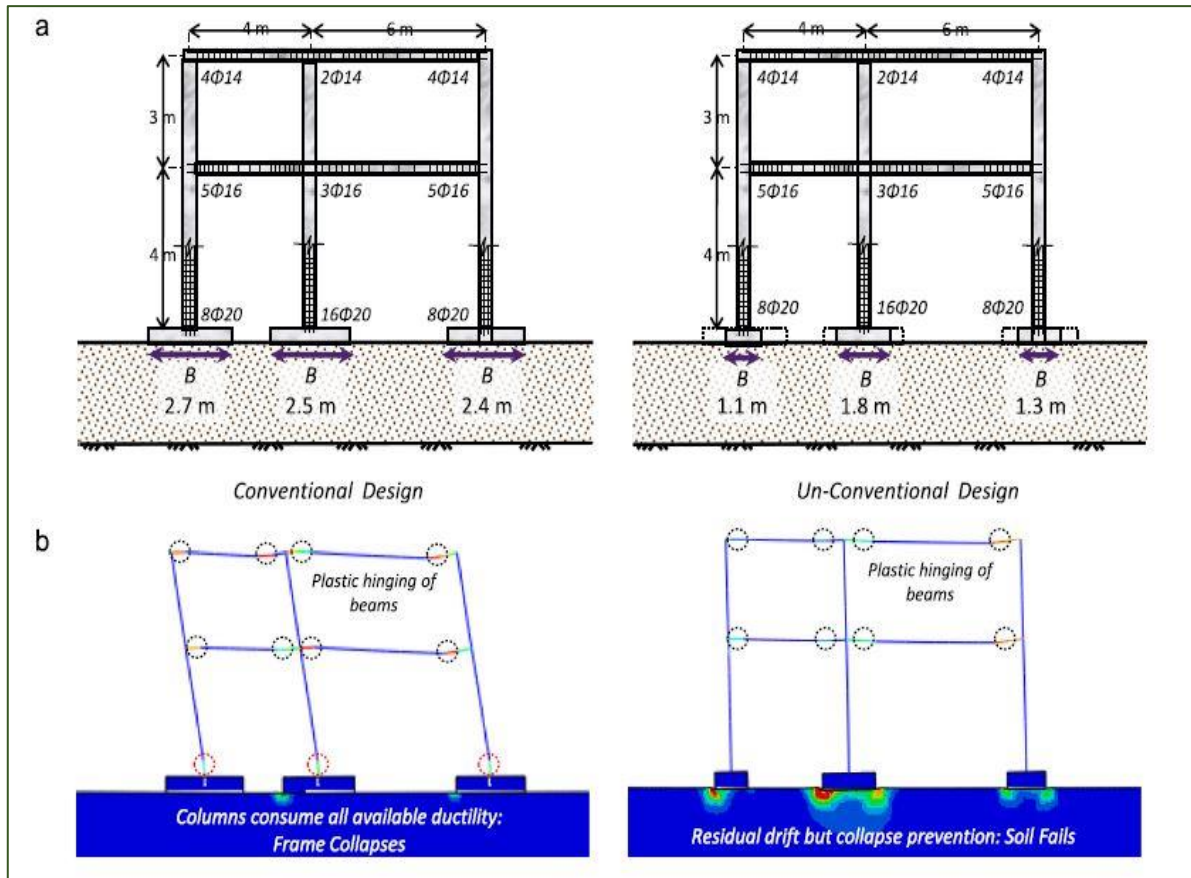
περιστροφική φόρτιση επιφανειακού θεμελίου, αλλά όχι σαν την κατακόρυφη φόρτιση θεμελίου, η οποία έχει ακτίνα επιρροής σχεδόν δύο πλάτη επιφανειακού θεμελίου).

Η αποδοτικότητα τέτοιων θεμελιώσεων, οι λεπτομέρειες της οποίας εξετάζονται στην αμέσως επόμενη παράγραφο, έχει ήδη αποδειχθεί αναλυτικά, αλλά και πειραματικά, για:

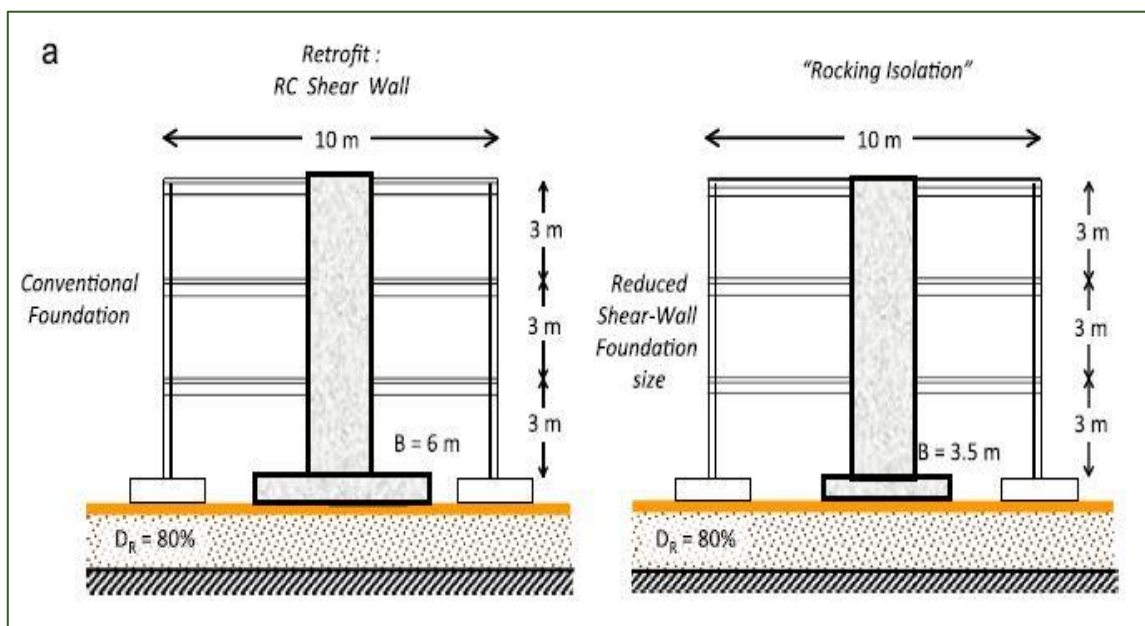
1. Βάθρο γέφυρας (Σχήμα 1.16)
2. Πλαισιωτό σύστημα από Ω.Σ. (έχουν μελετηθεί από την ερευνητική ομάδα του καθηγητή Γ.Γκαζέτα, στα πλαίσια του προγράμματος D.A.R.E. μέχρι σήμερα: α. επίπεδο συμμετρικό πλαίσιο δύο ανοιγμάτων και δύο ορόφων (F. Gelagoti), β. επίπεδο ασύμμετρο πλαίσιο δύο ανοιγμάτων και δύο ορόφων (Ε.Σιδέρη και Α. Σπυριδάκη), γ. τριδιάστατο πλαίσιο δύο και τριών ανοιγμάτων ανά διεύθυνση και τεσσάρων ορόφων (Δ. Δαής)} (Σχήμα 1.17)
3. Διπλό σύστημα από Ω.Σ. (δηλαδή πλαισιωτό σύστημα με διατμητικό τοίχιο, το οποίο και αναλαμβάνει άνω του 50% της σεισμικής δύναμης) (Σχήμα 1.18)



Σχήμα 1. 13 Σχηματική απόδοση της θεμελιώδους ιδέας της μόνωσης μέσω λικνισμού, μέσω ενός βάθρου γέφυρας. Στα αριστερά εικονίζεται ένα συμβατικώς σχεδιασμένο βάθρο, το οποίο έχει διαστασιολογηθεί ώστε να αστοχεί στη βάση του. Στα δεξιά εικονίζεται ένα μονωμένο, μέσω λικνισμού, βάθρο στο οποίο η πλαστική άρθρωση οδηγείται στο σύστημα της θεμελίωσης.



Σχήμα 1. 14 Πλαισιωτό σύστημα δύο ανοιγμάτων και δύο ορόφων θεμελιωμένο δεξιά επί συμβατικώς σχεδιασμένων πεδίων, και αριστερά επί υποδιαστασιολογημένων πεδίων στη λογική της μόνωσης μέσω λικνισμού. Στην κάτω εικόνα φαίνεται η τελική παραμορφωμένη κατάσταση των δύο πλαισίων έπειτα από ισχυρή σεισμική διέγερση.



Σχήμα 1. 15 Σεισμική αναβάθμιση παλαιού πλαισιωτού συστήματος με διατημητικό τοίχιο και δύο λύσεις θεμελίωσης: συμβατική (αριστερά) και μη-συμβατική με μόνωση μέσω λικνισμού (δεξιά).

Οι βασικοί παράγοντες επιτυχίας της μόνωσης μέσω λικνισμού μπορούν να συνοψιστούν στα κάτωθι:

1. **Μείωση της μεταβιβαζόμενης επιτάχυνσης στην ανωδομή**, λόγω της λειτουργίας της μειωμένης ροπής-αντοχής της θεμελίωσης ($M_{ult,F}$) ως μίας «βαλβίδας» ασφαλείας, που λειτουργεί με εντελώς αντίστοιχο τρόπο όπως η σεισμική μόνωση (στην οποία άπαξ και η ανωδομή ολισθήσει, οι μεταβιβαζόμενες επιταχύνσεις σε αυτή δεν μπορούν να ξεπεράσουν ένα άνω όριο, αυτό της επιτάχυνσης διαρροής που προκαλεί την ολίσθηση). Μάλιστα, στην περίπτωση βάρου γέφυρας, το οποίο και προσομοιώνεται ως μονοβάθμιος ταλαντωτής, η μεταβιβαζόμενη επιτάχυνση δύναται να μειωθεί μέχρι και **στο μισό**, εν συγκρίσει με την αντίστοιχη του συμβατικού σχεδιασμού.
2. **Τάση του συστήματος να επανέρχεται στη θέση ισορροπίας του από το ίδιο βάρος του (αγγ. *self-centering capacity*)**, όντας στην παραμορφωμένη του θέση λόγω ανασηκώματος του πεδίου και πλαστικοποίησης του εδάφους θεμελιώσεως. Εν αντιθέσει, το ίδιο βάρος στις συμβατικές κατασκευές δυσχεραίνει την απόκριση γιατί επιβάλλει πρόσθετες παραμορφώσεις δευτέρας τάξεως (P-δ effects). Σε αυτό το σπουδαίο πλεονέκτημα έρχεται να προστεθεί και η υψηλή απόδοση ενέργειας στην ίδια τη θεμελίωση (η οποία απαγορεύεται κατηγορηματικά από τον *Ευρωκώδικα 8*, που προβλέπει την ελαστική απόκρισή της) λόγω της απόσβεσης που προέρχεται από την πλαστικοποίηση του εδάφους (υστερητική απόσβεση σε μεγάλο μάλιστα όγκο, τον εδαφικό, αντί για τον μικρό όγκο της κρίσιμης διατομής ενός δομικού στοιχείου) και τον λικνιστικό μηχανισμό αποκόλλησης του πεδίου από το έδαφος και του ανασηκώματός του.
3. **Ευεργετική αύξηση της ιδιοπεριόδου του συστήματος εδάφους-θεμελιώσεως-ανωδομής, που έχει ως αποτέλεσμα τη μεταφορά του εκτός του πλατό του φάσματος αποκρίσεως και άρα τη μείωση των φασματικών επιταχύνσεων**. Αυτή η αύξηση, ωστόσο, αποδεικνύεται ότι δεν είναι πάντοτε ευεργετική, διότι υπάρχουν και πραγματικά φάσματα (ο όρος «πραγματικά» αναφέρεται σε πραγματικές σεισμικές καταγραφές και αντιδιαστέλλεται με το τεχνητό φάσμα σχεδιασμού) των οποίων η δεσπόζουσα περίοδος είναι πιο κοντά στην περίοδο του μονωμένου, παρά του συμβατικού συστήματος (μακροπερίοδοι παλμοί).

Η επιτακτική ανάγκη να συμπεριληφθεί λεπτομερώς η πιθανότητα «αστοχίας» της επιφανειακής θεμελίωσης, σε όρους ανασηκώματος ή/ και ολίσθησής της, ή ανάπτυξης μηχανισμού φέρουσας ικανότητας ή/ και παθητικής αστοχίας, προήλθε από σύγχρονες σεισμικές καταγραφές μεγάλης εντάσεως, όπως οι σεισμοί που αναφέρονται στην αρχή του Κεφαλαίου 1.1 με εδαφικές επιταχύνσεις που -όχι σπάνια- ξεπερνούν τα **0.80g**, με φασματικές επιταχύνσεις που ξεπερνούν το **1.00g** και με μέγιστες εδαφικές ταχύτητες που αγγίζουν τα **120cm/s**, και στις οποίες η απαίτηση για ελαστική απόκριση της θεμελίωσης είναι σχεδόν ακατόρθωτη. Δεδομένης μάλιστα της επιβίωσης ορισμένων κατασκευών σε αυτούς τους σεισμούς χάρη στην ακούσια πλαστικοποίηση τους συστήματος της θεμελίωσης, όπως παρατηρήθηκε εκ των υστέρων, προέκυψε η ιδέα όχι μόνον να συμπεριλαμβάνουμε την πιθανότητα πλαστικοποίησης της θεμελίωσης στο σχεδιασμό, αλλά και να την **ε π ι δ ι ώ κ ο υ μ ε**. Άλλωστε, και η αρχαία σοφία, όπως αποτυπώνεται κατά τρόπο εντυπωσιακό σε αρχαία μνημεία τα οποία αναμφίβολα εντός της μακρόβιας ιστορίας τους καταπονθήθηκαν από έναν, ίσως και παραπάνω ισχυρούς σεισμούς και επιβίωσαν, μας επιβεβαιώνει ότι το να επιτρέπουμε μια κάποια ολίσθηση και ανασήκωμα (π.χ. μεταξύ των κιόνων σε έναν τυπικό αρχαιοελληνικό ναό) στην κατασκευή, όχι απλώς δεν οδηγεί στην (ψευδοστατική) αστοχία, αλλά εξασφαλίζει τη μη-κατάρρευση!

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2: Ορισμός του Προβλήματος και Αριθμητική του Προσομοίωση

2.1: Ορισμός του Προβλήματος

2.1.1: Επιλογή συστήματος Εδάφους–Θεμελίωσης–Ανωδομής

Υπενθυμίζεται από το Κεφάλαιο 1.1, ότι το πρόβλημα που θα καταστρώσουμε έχει ως κεντρικό άξονα την εύρεση απαντήσεων στα ακόλουθα δύο ερωτήματα:

- 1. Πώς η μεθοδολογία του Ευρωκώδικα 8, σχετικά με τον υπολογισμό της κατακόρυφης σεισμικής συνιστώσας με βάση τα εδαφικά χαρακτηριστικά, τα σεισμολογικά δεδομένα και την μικροτεκτονική της υπό μελέτη περιοχής, καθώς και τις απαιτήσεις του εξεταζόμενου έργου, σε όρους κατηγορίας σπουδαιότητας (ικανοτικός σχεδιασμός) ή επιδιωκόμενων σταθμών επιτελεστικότητας (αν ο σχεδιασμός γίνεται βάσει performanced based design) προσεγγίζει την πραγματική δυναμική καταπόνηση λόγω της κατακόρυφης συνιστώσας, και επίσης πόσο υπέρ της ασφάλειας είναι. Ποιες δομικές βλάβες εμφανίζονται συστηματικά λόγω της κατακόρυφης σεισμικής συνιστώσας, και πώς αλλάζει η απόκριση της κατασκευής παρουσία της;**
- 2. Ποια είναι η επίδραση της συνιστώσας αυτής όχι μόνον σε συμβατικώς σχεδιασμένες κατασκευές, αλλά και σε κατασκευές που έχουν διαστασιολογηθεί βάσει του νέου αντισεισμικού προτύπου με μόνωση της θεμελίωσης μέσω λικνισμού; Μήπως η επίδραση είναι μεγαλύτερη σε αυτή την περίπτωση; Ή μήπως η μόνωση μέσω λικνισμού παρέχει και μόνωση έναντι της κατακόρυφης συνιστώσας μέσω κάποιου – άγνωστου μέχρι σήμερα- μηχανισμού;**

Μάλιστα, στην πορεία που θα ακολουθήσουμε κρίναμε σκόπιμο να αφιερωθεί ένα ολόκληρο κεφάλαιο (το Κεφάλαιο 4) στην αξιολόγηση της μόνωσης μέσω λικνισμού σε «χθαμαλό» κτίριο, δηλαδή κοντόκορμο, του οποίου η γεωμετρία προέκυψε τέτοια από την έμπνευσή μας να μελετηθεί ο ρόλος της κατακόρυφης σεισμικής συνιστώσας σε μεγάλα ανοίγματα (αμφιέριστες δοκούς), τα οποία ωστόσο δεν ξεπερνούν το κρίσιμο άνοιγμα των **20.00m** (Ευρωκώδικας 8).

Συνοψίζοντας όλα τα παραπάνω, και αναγνωρίζοντας ότι τα ερωτήματα που οφείλουμε να διερευνήσουμε είναι πολλά, καταγράφουμε τα χαρακτηριστικά που ζητάμε από το

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2 Ορισμός του Προβλήματος και Αριθμητική του Προσομοίωση

προσομοίωμά μας να έχει, ώστε να αποτυπώνει -τα βέλτιστα- τις επιδιωκόμενες συμπεριφορές:

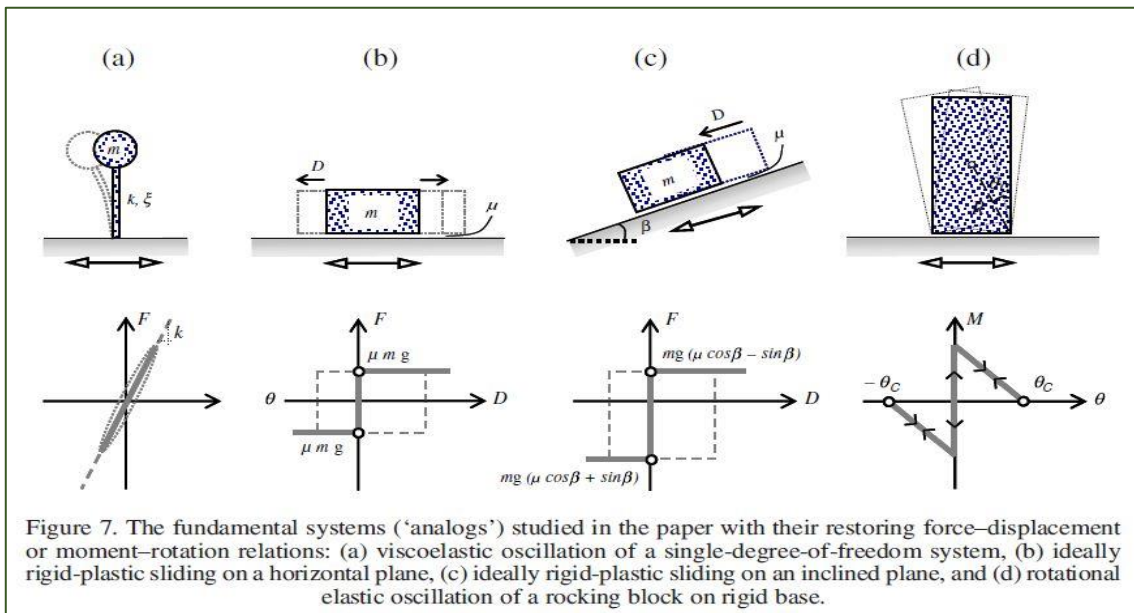
1. Καταρχάς **αποφασίζεται να ασχοληθούμε μόνον με πλαισιωτές κατασκευές από Ω.Σ.**, αποκλείοντας κατασκευές από χάλυβα (λιγότερο ευάλωτες στον σεισμό, σε μία χονδοειδή, αλλά αρκετά κοντά στην πραγματικότητα, τις περισσότερες φορές, διατύπωση), αποκλείοντας διπλά συστήματα, δηλαδή πλαισιωτά συστήματα με διατμητικά τοιχία, και τέλος αποκλείοντας κάθε άλλου είδους κατασκευή (μη κτιριακή), η οποία απαιτεί ειδική μελέτη.

Παρατήρηση: Σε αυτό το σημείο αξίζει να σημειώσουμε ότι τα ιδεωδώς ελαστοπλαστικά συστήματα (βλ. **Σχήμα 2.1**, από το άρθρο των G,Gazetas, E. Garini, J.B. Berill και M. Arostolou (2012) με τίτλο “Sliding and Overturning Potential of Christchurch 2011 Earthquake Records”, όπως ένα σεισμικώς μονωμένο κτίριο επί εφεδράνων ή ένα εδαφικό πρανές υπό σεισμική διέγερση, του οποίου η ολίσθηση ορίζει ένα άνω όριο μεταβιβαζόμενων επιταχύνσεων και συνεπώς η προσομοίωσή του ως στερεού κιβωτίου επί κεκλιμένης βάσης με τριβή (μοντέλο Newmark [1965]) είναι μια εξαιρετική απλοποιητική προσέγγιση, δεν είναι ευαίσθητα σε υψίσυχη δεισμική διέγερση. Ο λόγος είναι απλός. Η συμπεριφορά αυτών των συστημάτων βασίζεται στην οριακή τους τριβή (ή γενικότερα στην οριακή δύναμη, πέραν της οποίας διαρρέουν και παύουν να παραλαμβάνουν μεγαλύτερα εντατικά μεγέθη), η οποία σαφώς και εξαρτάται από το κατακόρυφο φορτίο τους (θυμόμαστε ότι η οριακή τριβή είναι το γινόμενο της κατακόρυφης δύναμης επί τον στατικό συντελεστή τριβής). Ωστόσο, έχει αποδειχθεί ότι βασίζεται και στα χαρακτηριστικά της σεισμικής διέγερσης που τα καταπονεί. Συνεπώς, για την υψίσυχη σεισμική συνιστώσα, η αυξομείωση του κατακόρυφου φορτίου είναι εξίσου υψίσυχη και η επακόλουθη απώλεια επαφής είναι τόσο στιγμιαία, που η ολική συμπεριφορά του συστήματος επηρεάζεται ελάχιστα. Βάσει του ίδιου άρθρου, και για την περίπτωση κιβωτίου επί κεκλιμένης βάσης, η επίδραση της κατακόρυφης σεισμικής συνιστώσας υπήρξε τόσο μικρή (**Σχήμα 2.2** για το προσομοίωμα και ένα ενδεικτικό ζεύγος οριζόντιας και κατακόρυφης καταγραφής από την ακολουθία σεισμών στο Christchurch της Νέας Ζηλανδίας, το 2011), που η παράλειψή της σε τέτοια συστήματα κρίνεται εύλογη.

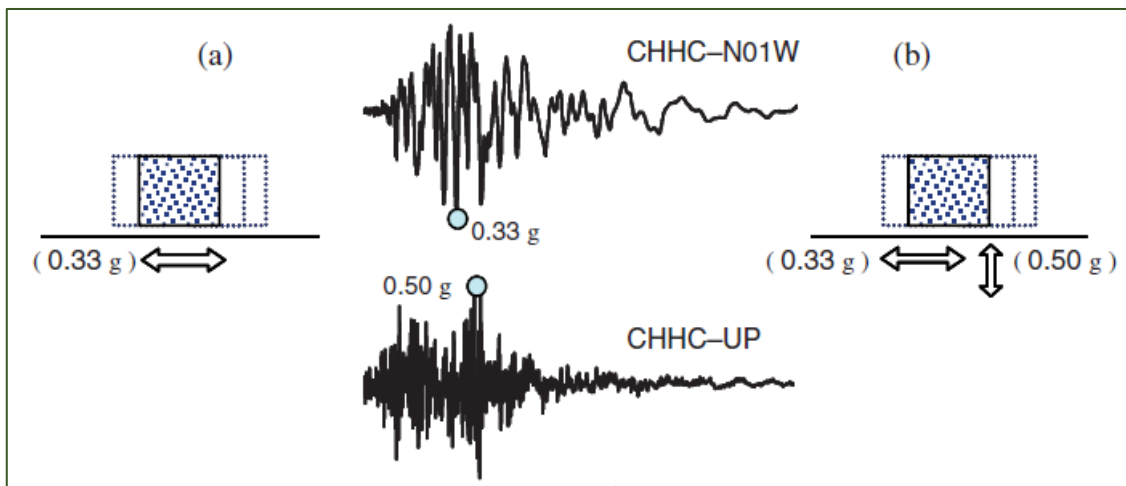
2. **Χρειαζόμαστε δύο κτιριακά προσομοιώματα**, ένα με τυπικά φατνώματα, που ο κοινός τους θα ανέμενε σε ένα οικοδομικό έργο (π.χ. της τάξης των **5.00-7.00m**), και ένα με

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2 Ορισμός του Προβλήματος και Αριθμητική του Προσομοίωση

μεγαλύτερα φαινόμενα, για τους λόγους που αναφέρθηκαν παραπάνω. Μάλιστα, για κτίρια τριών ορόφων (αυθαίρετη επιλογή), σκεφτόμαστε ότι με τυπικό μικτό ύψος ορόφου στα **3.00m** για οικοδομικό έργο ή στα **4.00m** για έργο ειδικής λειτουργίας, μπορούμε να καθορίσουμε και την επιθυμητή αναλογία πλάτους προς ύψος κτιρίου, ώστε να εισάγουμε στο πρόβλημα ακόμη μία παράμετρο, αυτή του «υψίκορμου» και «χθαμαλού» κτιρίου. Η μη κανονικότητα της κάτοψης και της όψης δεν εξετάζονται.



Σχήμα 2. 1 Τέσσερα (4) απλοποιητικά συστήματα για την προσομοίωση (α) ελαστικού μονοβάθμιου ταλαντωτή, στερεού σώματος επί (α) οριζοντίου, και (γ) κεκλιμένου επιπέδου, και (δ) περιστροφικής ταλάντωσης υψίκορμου στερεού σώματος επί άκαμπτου επιπέδου. Τα (β) και (γ) ακολουθούν ιδεωδώς ελαστοπλαστική σχέση δύναμης–μετατόπισης (G, Gazetas, E. Garini, J.B. Berill και M. Arastolou [2012]).



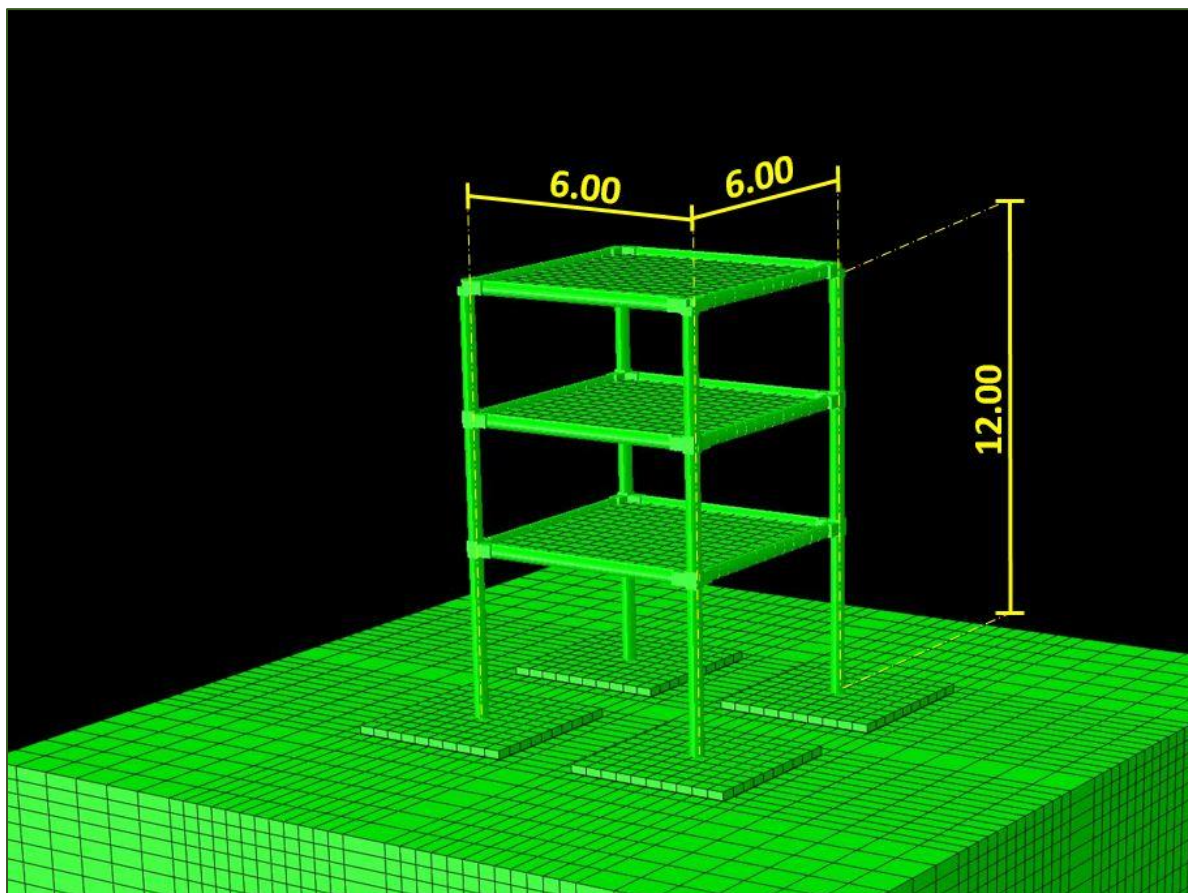
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2 Ορισμός του Προβλήματος και Αριθμητική του Προσομοίωση

Σημειώνουμε ότι θα είχε πολύ νόημα να μελετήσουμε και πολύ ψηλά κτίρια (λχ. 25+ ορόφων), μιας και στο Κεφάλαιο 1 σημειώσαμε ότι μία από τις ενδεχόμενες δομικές βλάβες της κατακόρυφης σεισμικής συνιστώσας είναι η δημιουργία ενδιάμεσου μηχανισμού μαλακού ορόφου (βλ. [Σχήμα 1.1](#) από το Κεφάλαιο 1), ωστόσο τέτοια βλάβη παρατηρήσαμε και στις τριώροφες κατασκευές, στις οποίες εντέλει καταλήξαμε, και συνεπώς δεν επεκτείναμε περαιτέρω την παρούσα διπλωματική σε πολύ ψηλά κτίρια.

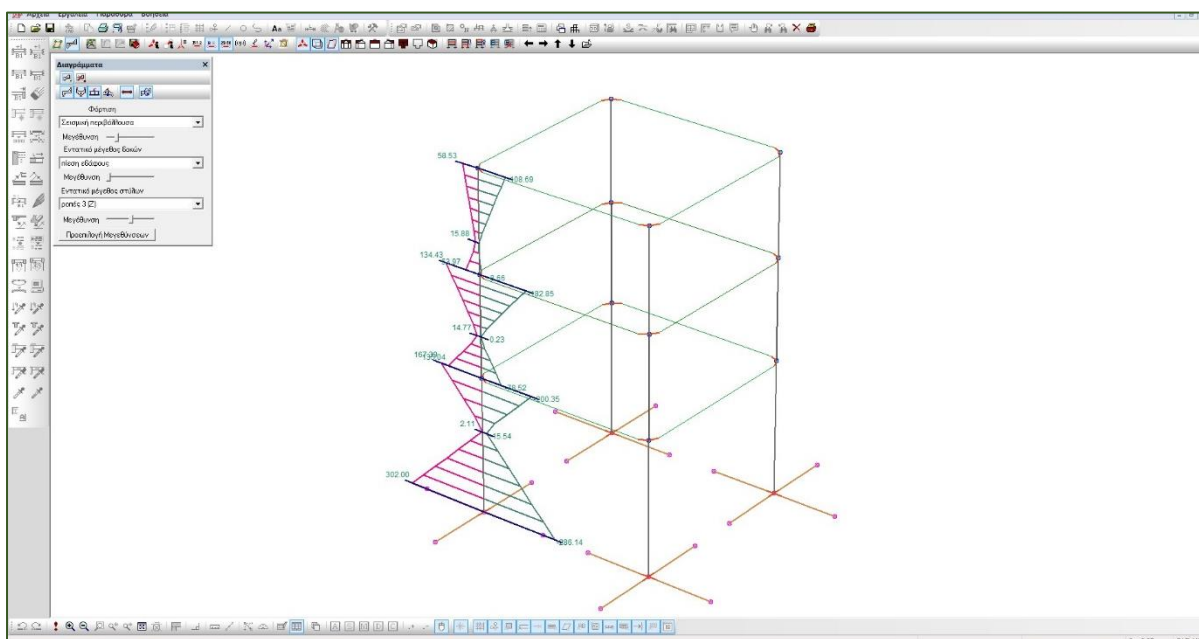
3. **Κάθε κτίριο θα έχει τόσο συμβατική θεμελίωση, όσο και καταλλήλως υποδιαστασιολογημένη θεμελίωση**, βάσει του προτύπου της μόνωσης μέσω λικνισμού. Ούτως θα πετύχουμε και τους δύο στόχους μας: την αξιολόγηση της μόνωσης αυτής στο χθαμαλό κτίριο, και την γενικότερη επίδραση της κατακόρυφης σεισμικής συνιστώσας σε κτίρια μονωμένα μέσω λικνισμού.
4. Το εδαφικό προφίλ και οι επιβαλλόμενες σεισμικές διεγέρσεις θα είναι τέτοιες ώστε τα συμπεράσματα που θα συνάγουμε να έχουν όσο το δυνατόν μεγαλύτερη δυνατότητα γενίκευσης. Επειδή το πρόβλημα προβλέπεται ιδιαίτερος σύνθετο, **επιλέγουμε να χρησιμοποιήσουμε μόνον ένα εδαφικό προφίλ, για το οποίο η πλαστική και ελαστικά-δυναμική συμπεριφορά έχουν βαθμονομηθεί μέσω κατάλληλου καταστατικού προσομοιώματος**. Ωστόσο, **αποφασίζεται να υποβάλλουμε τα κτιριακά προσομοιώματα σε ένα σύνολο επτά (7) πραγματικών καταγραφών από παγκόσμιες βάσεις δεδομένων** (με κυριότερη την *CESMD: Center for Engineering Strong Motion Data*), που αντιστοιχούν σε σεισμούς μετρίας έως πολύ υψηλής έντασης, με φαινόμενα κατευθυντικότητας, εγγύτητας στο ρήγμα, αλλά και ρευστοποίησης. Πλην τούτων των χαρακτηριστικών, **οι επιλεγείσες καταγραφές έχουν ένα μεγάλο εύρος κορυφαίας οριζόντιας εδαφικής επιτάχυνσης (0.35g – 0.83g), κορυφαίας κατακόρυφης εδαφικής επιτάχυνσης (0.20g – 0.85g), συχνοτικού περιεχομένου, αλλά και συνολικής χρονικής διάρκειας** (π.χ. η καταγραφή *El_Centro_180* (1940) από τον ομώνυμο σεισμό στο Imperial Valley της Καλιφόρνιας έχει διάρκεια περί τα **30 sec** και είναι αρκετά υψίσυχη, ενώ, στον αντίποδα, η καταγραφή *Rinaldi* από τον σεισμό στο Northridge, πάλι της Καλιφόρνιας (1994), έχει διάρκεια μόλις **15 sec** και από πλευράς συχνοτικού περιεχομένου, έχει έναν «φαρμακερό» μεγαλοπερίοδο παλμό, οπότε η δεσπόζουσα περίοδος της είναι **0.70 sec**).

2.1.2: Διαστασιολόγηση Ανωδομής Πλαισίου 6 x 6

Έχουμε συλλάβει επιτυχώς τα κτιριακά μας προσομοιώματα και ξεκινούμε την πορεία από τη στατική επίλυση και διαστασιολόγηση προς την αριθμητική προσομοίωση. Να σημειωθεί ότι τα κτίρια θα μπορούσαν να είχαν προσομοιωθεί και εν είδει 3D πλαισιωτών φορέων, και όχι 2D, όπως τελικά συνέβη. Ωστόσο, κατά την άποψη του γράφοντος, το υπολογιστικό κόστος που οφείλαμε να πληρώσουμε για να τρέξουμε τις ίδιες ακριβώς αναλύσεις ήταν ασύγκριτα μεγαλύτερο από το αντίστοιχο για τους πολύ πιο «ελαφριούς» 2D φορείς (τάξη μεγέθους αυτής της διαφοράς είναι **30h** έναντι **2h**), που ελάχιστα υπολείπονται σε πληροφορία, καθώς το εξεταζόμενο πρόβλημα είναι συμμετρικό ([Σχήμα 2.3](#)). Καταρχάς, το πλαίσιο 6 x 6, το οποίο εφεξής θα αποκαλείται «μικρό» -ενώ το έτερο πλαίσιο κάτοψης 12 x 12 θα το καλούμε «μεγάλο» ή «χθαμαλό»- λύνεται με λογισμικό της αγοράς (*FESPA, LH Λογισμική*). Κάποιες από τις σχεδιαστικές παραδοχές που επιλέγουμε είναι: κατηγορία φορτίων A (από τον *Ευρωκώδικα 1*), δηλαδή ίδια βάρη πλακών, δοκών και υποστυλωμάτων, επικαλύψεις δαπέδων **1.50kN/m²** (πρόσθετα μόνιμα φορτία), περιμετρική τοιχοποιία περιμετρικά επί των δοκών **10.00kN/m** (πρόσθετα μόνιμα φορτία), κινητό φορτίο δαπέδων **2.00kN/m²** (κινητά φορτία), κινητό φορτίο στέγης **0.50kN/m²** (κινητά φορτία), στηθαίο περιμετρικά της στέγης επί των δοκών αυτής **2.00kN/m** (πρόσθετα μόνιμα φορτία), ποιότητα σκυροδέματος **C20/25**, ποιότητα χάλυβα **B500C** χωρίς κλάδο κράτυνσης, μέση κατηγορία πλαστιμότητας (DCM) (συντελεστής συμπεριφοράς **q = 3.00**), ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας III (**a_{gr} = 0.36g**), συντελεστής σπουδαιότητα **γ_I = 1.00**, απόσβεση **ξ = 5.00%**, **κατηγορία εδάφους C** (μιας και η μέτρια προς σκληρή άργιλος που επιλέγουμε με **S_u = 150kPa** εμπίπτει σε αυτή την εδαφική ενότητα). Ο αναγνώστης παραπέμπεται στο Παράρτημα A για τον ακριβή υπολογισμό των φορτίων σχεδιασμού και την κατανομή τους στο 2D πλαίσιο. Επίσης, επιλέγουμε στο λογισμικό να λυθούν οι δοκοί θεωρώντας διατομή πλακοδοκού και δυνατότητα ανακατανομής ροπών (στοιχείο που όπως παρατηρούμε μειώνει αισθητά τις ροπές σχεδιασμού, αλλά έχουμε την αυτοπεποίθηση να το διαλέγουμε καθώς γνωρίζουμε ότι οι φορείς θα προσομοιωθούν στο ABAQUS θεωρώντας την πλαστική τους συμπεριφορά, και συνεπώς θα έχουν και ίδιοι τη δυνατότητα να αναδιανεύουν εσωτερικά την έντασή που αναπτύσσουν από τα εξωτερικώς επιβαλλόμενα φορτία). Προφανώς το λογισμικό αναλαμβάνει να εκτελέσει το σύνολο των ικανοτικών ελέγχων στους κόμβους του πλαισίου, ώστε να ικανοποιείται η Σχέση 1.



Σχήμα 2. 3 3D Σύλληψη του υπό μελέτη φορέα σε περιβάλλον ABAQUS.



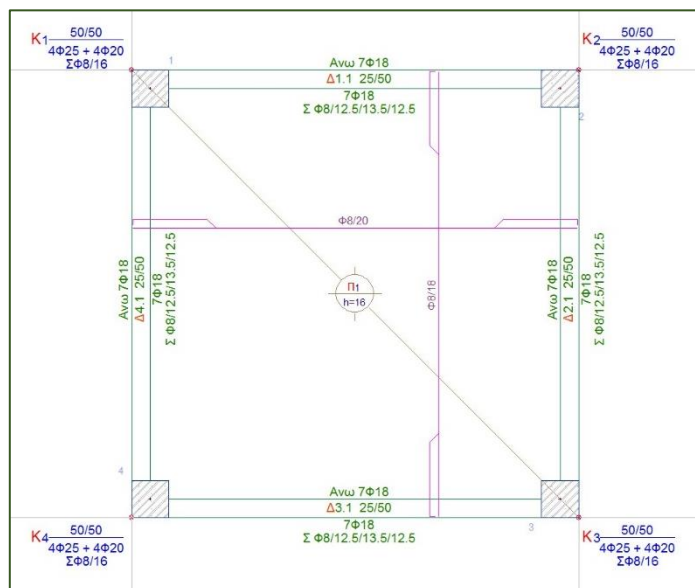
Σχήμα 2. 4 Στατική επίλυση του πλαισίου 6 x 6 σε περιβάλλον FESPA.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2 Ορισμός του Προβλήματος και Αριθμητική του Προσομοίωση

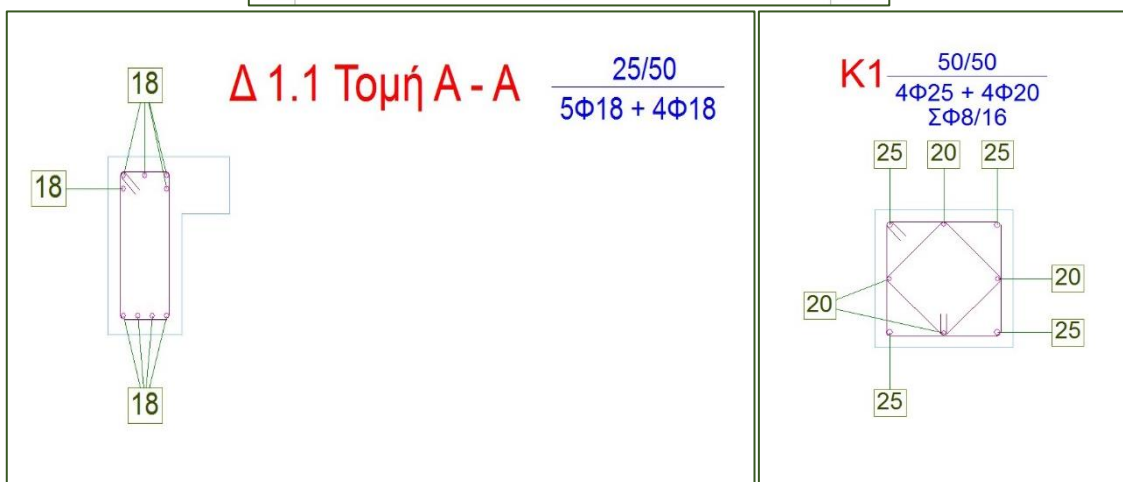
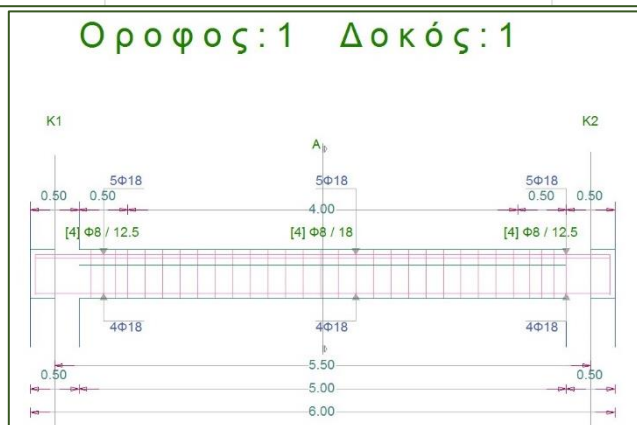
Ο αναγνώστης μπορεί να λάβει μια εικόνα από το περιβάλλον στατικής επίλυσης του FESPA στο [Σχήμα 2.4](#). Επίσης στο [Σχήμα 2.5](#) φαίνονται ενδεικτικώς τα σχέδια της στατικής επίλυσης, όπως ένα ξυλότυπος τυπικής στάθμης (το πλαίσιο έχει συνολικά τρεις (3) πλάκες-στάθμες, σε ύψη ως προς το διαμορφωμένο έδαφος **+4.00m**, **+7.00m**, **+10.00m**), ένα ανάπτυγμα οπλισμού δοκού, και διατομές δοκού και υποστυλώματος.

Σε επόμενη φάση, οι διατομές των γραμμικών φορέων εισάγονται σε λογισμικό ανάλυσης διατομής. Για την παρούσα ανάλυση επιλέχθηκε το KSU_RC (*Moment Curvature, Force Deflection and Interaction Analysis of RC Members*). Για κάθε μέλος (υποστύλωμα, δοκό) επιλέχθηκε μία διατομή. Αυτό είναι προφανές για το υποστύλωμα, όχι όμως για τις δοκούς, στην οποία κατά κανόνα οι διατομές είναι πιο «βαριά» οπλισμένες, σε σύγκριση με το άνοιγμα. Ωστόσο, για λόγους που σχετίζονται με την ενδεχόμενη τρωτότητα οριζόντιου μέλους στο μέσον του από την παρουσία της κατακόρυφης σεισμικής συνιστώσας, που προκαλεί την κατακόρυφη ταλάντωση του πρώτου, αποφασίσαμε να οπλίσουμε τις δοκούς επί του δυσμενέστερου (δυσμενέστατου...). Έχουμε επιλέξει διατομή υποστυλώματος 50/50 και διατομή δοκού 25/50. Από το λογισμικό, προκύπτουν τα διαγράμματα ροπής-καμπυλότητας για κάθε διατομή (άρα για κάθε μέλος), τα οποία και στο επόμενο στάδιο αριθμητικής προσομοίωσης θα περιγράψουν την πλαστική συμπεριφορά του φορέα. Για τα υποστυλώματα ισογείου, η παραπάνω διαδικασία απεικονίζεται στο διάγραμμα του [Σχήματος 2.6](#), ενώ στο [Σχήμα 2.7](#) φαίνεται το περιβάλλον του λογισμικού KSU_RC, στη φάση εισαγωγής της γεωμετρίας της διατομής και των ιδιοτήτων του σκυροδέματος και του χάλυβα.

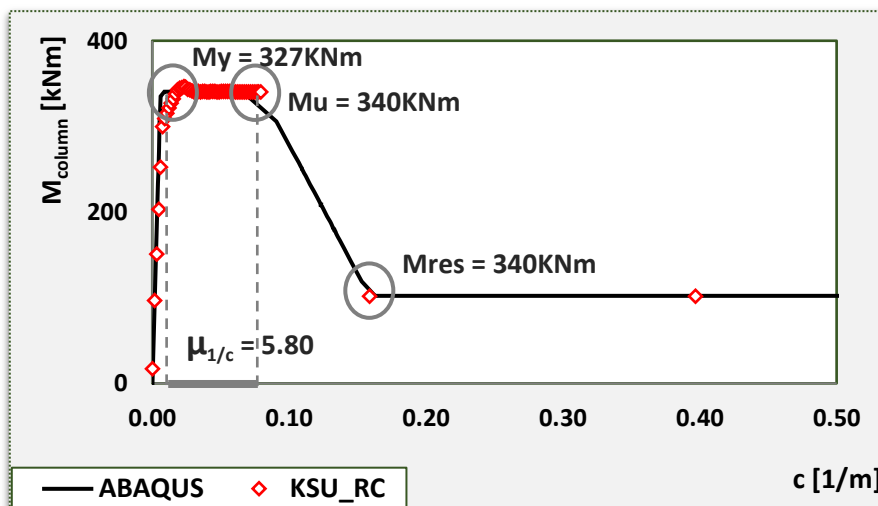
Είναι άξιο αναφοράς πως θεωρούμε ότι η παραμένουσα ροπή αντοχής (M_{res}), εφόσον η διατομή έχει εξαντλήσει τη διαθέσιμη πλαστιμότητά της σε όρους καμπυλότητας ($\mu_{1/c}$) λαβαίνεται ίση με το **30% της ροπής αντοχής στο πέρας του πλαστικού κλάδου (M_u)**, και ότι η μέση τιμή των απαιτούμενων πλαστιμοτήτων για να πετύχουμε τον συντελεστή συμπεριφοράς-στόχο κυμάνθηκε εντός του εύρους: $\mu_{1/c} = 4-6$. Τέλος, οι διατομές του πλαισίου, με τις ροπές αντοχής τους, εντός παρενθέσεως (συναρτήσεως του αξονικού φορτίου για τα υποστυλώματα), έχουν σημειωθεί στο σκαρίφημα του [Σχήματος 2.8](#).



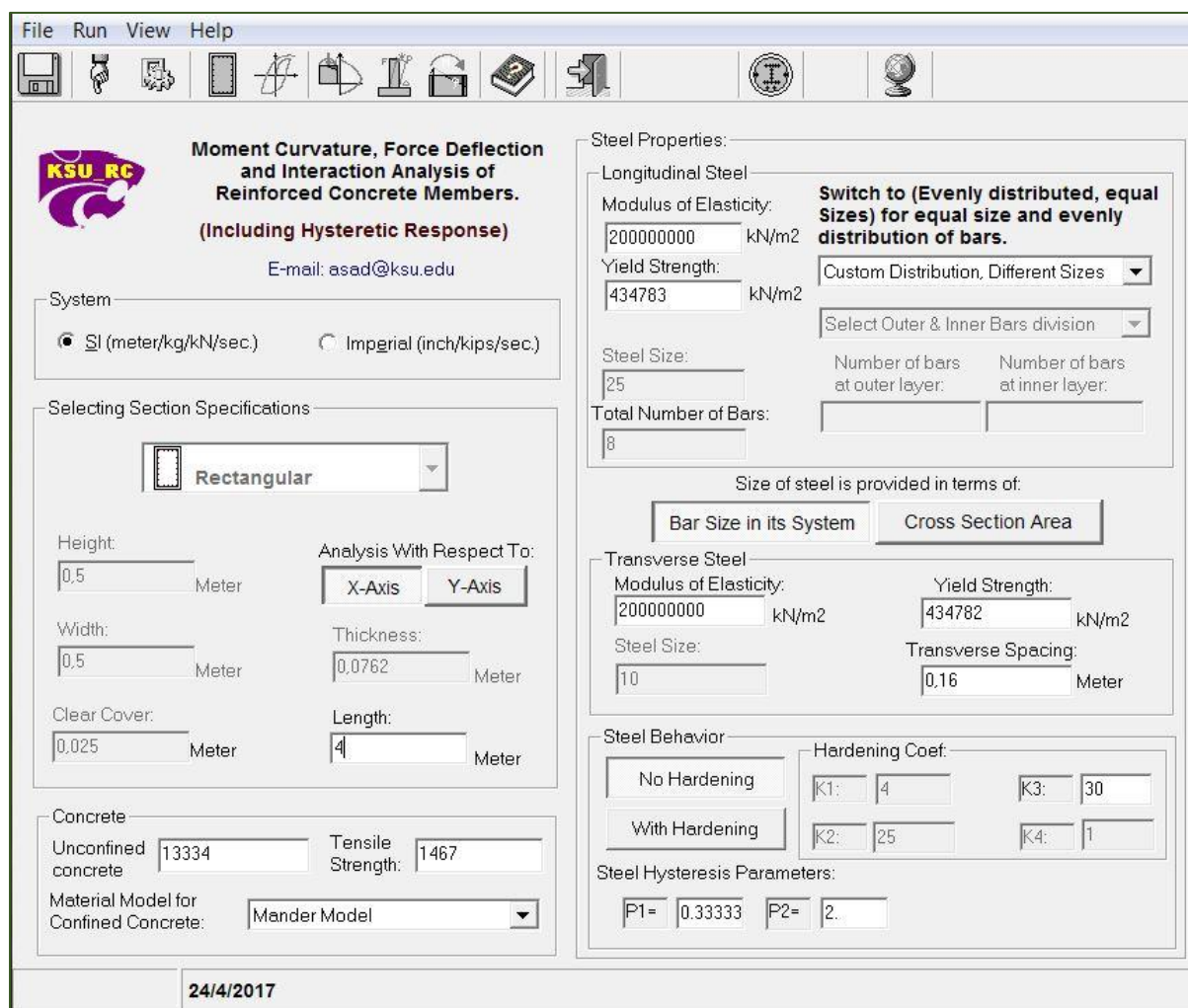
Οροφος:1 Δοκός:1



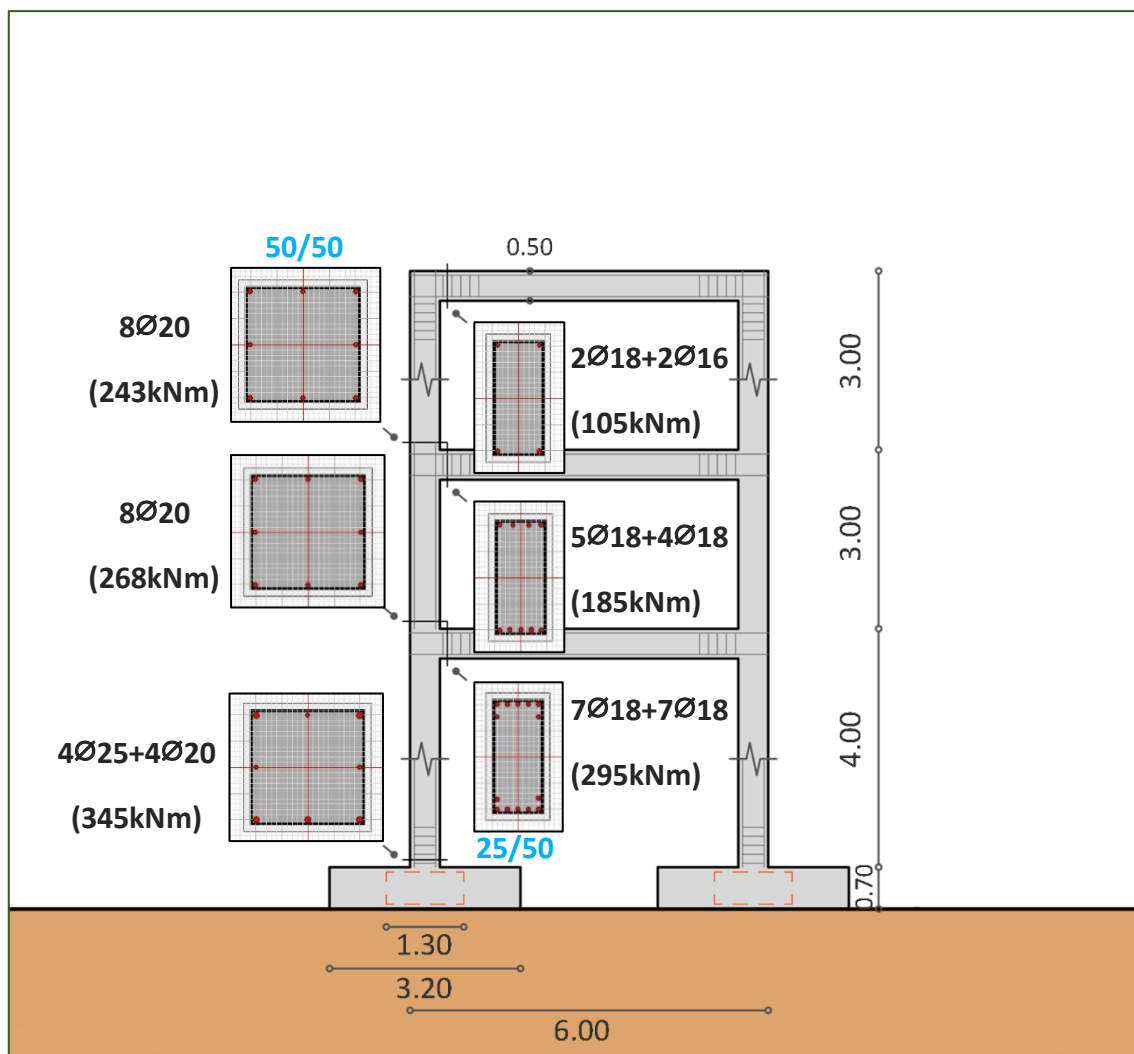
Σχήμα 2. 5 Ενδεικτικές οπλίσεις πλάκας, δοκού και υποστυλώματος, από τη στατική επίλυση του FESPA.



Σχήμα 2. 6 Παραγωγή διαγράμματος ροπής-καμπυλότητας για τη διατομή των υποστυλωμάτων ισογείου στο λογισμικό ανάλυσης διατομής. Εισαγωγή του στον κώδικα ABAQUS, και ταύτιση των δύο διαγραμμάτων (λογισμικού και κώδικα). Ο κώδικας είναι αξιόπιστος.



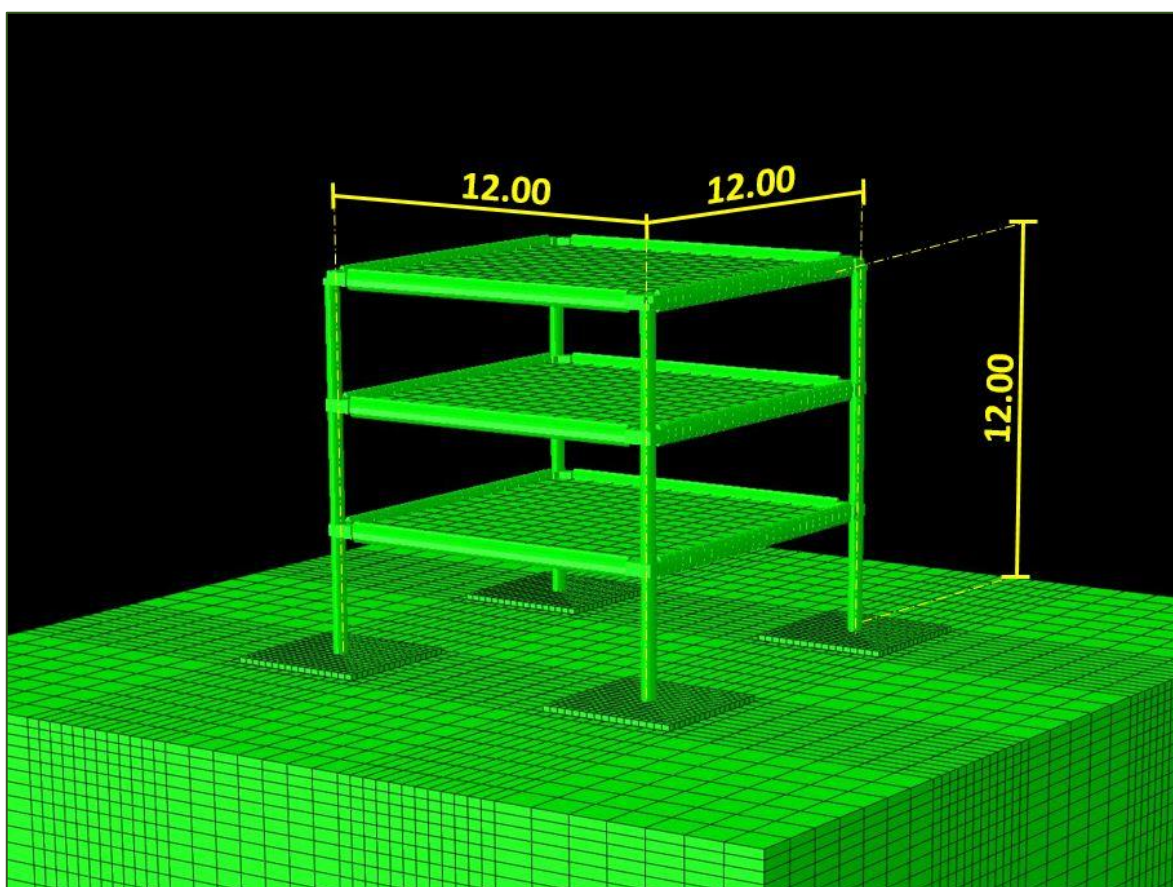
Σχήμα 2. 7 Παραγωγή διαγράμματος ροπής-καμπυλότητας σε περιβάλλον KSU_RC για τυχούσα διατομή του πλαισίου.



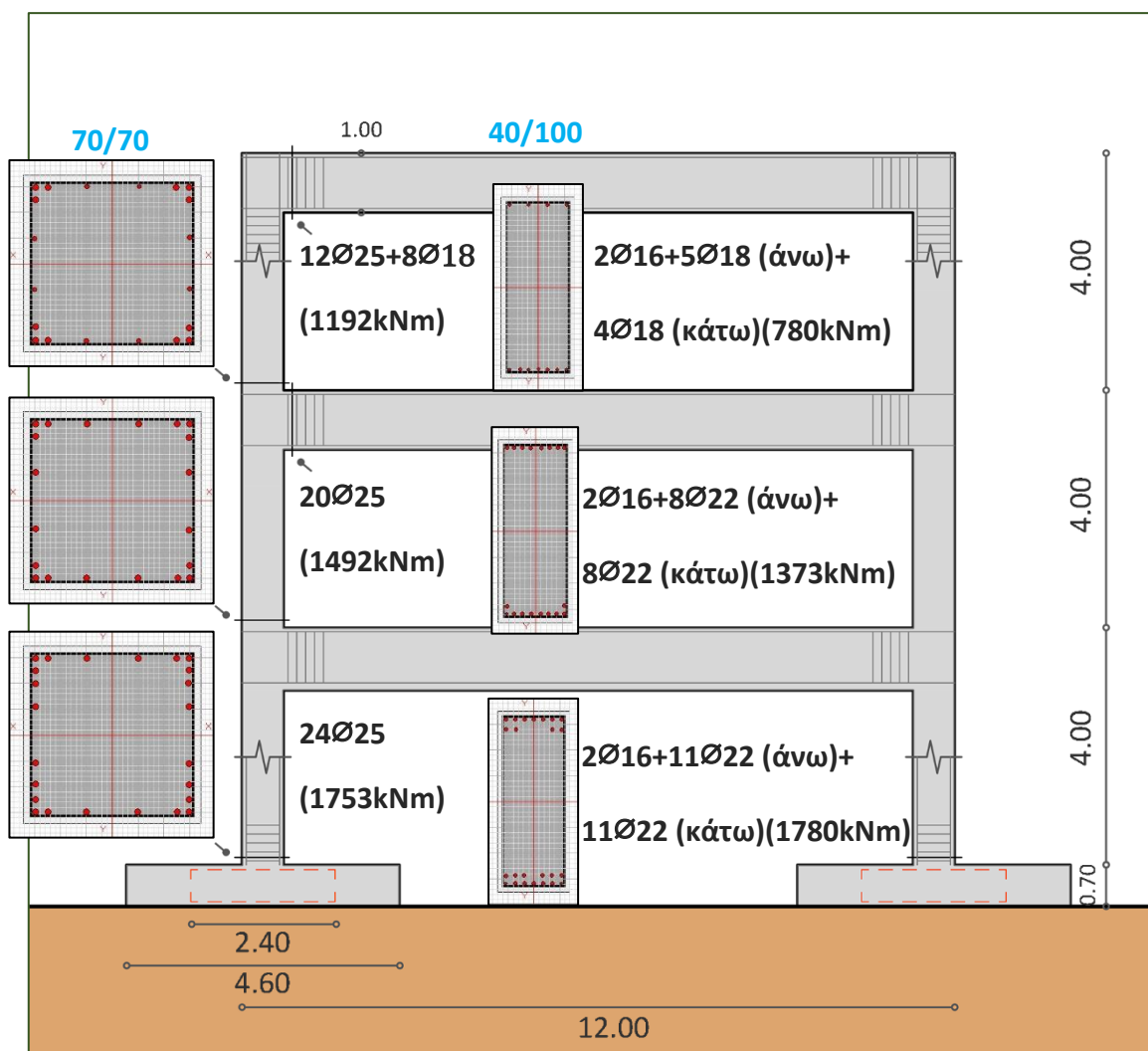
Σχήμα 2. 8 Το πλαίσιο 6 x 6 με τη γεωμετρία του και την όπλιση των μελών του.

2.1.3: Διαστασιολόγηση Ανωδομής Πλαισίου 12 x 12

Η διαδικασία για το μεγάλο πλαίσιο είναι εντελώς αντίστοιχη. Οι μόνες διαφορές είναι ότι το εν λόγω πλαίσιο σχεδιάζεται για κατηγορία φόρτισης C3 (Ευρωκώδικας 1), άρα πρόκειται περί μεγαλύτερης σπουδαιότητας έργου με μεγαλύτερα κανονιστικά φορτία (Παράρτημα Α) (θα μπορούσαμε να φανταστούμε ότι προσομοιώνει έναν εκθεσιακό ή μουσειακό χώρο με υψηλές απαιτήσεις λόγω συνάθροισης μεγάλου πλήθους επισκεπτών, αλλά και απαιτητική μορφή, ώστε να πρέπει ο πολιτικός μηχανικός να δεχτεί **ανοίγματα ίσα με 12.00m, χωρίς τη χρήση προεντάσεως όμως**). Για λόγους πληρότητας δίνονται στο [Σχήμα 2.9](#) η 3D του σύλληψη-γεωμετρία στο ABAQUS, και στο [Σχήμα 2.10](#) οι διατομές του με τις ροπές αντοχής τους, εντός παρενθέσεως.



Σχήμα 2. 9 3D Σύλληψη του πλαισίου 12 x 12 σε περιβάλλον ABAQUS.



Σχήμα 2. 10 Το πλαίσιο 12 x 12 με τη γεωμετρία του και την όπλιση των μελών του.

2.1.4: Διαστασιολόγηση Συμβατικής (βάσει Κανονισμών) και Μη-Συμβατικής (Μόνωση μέσω Λικνισμού) Θεμελιώσεως Πλαισίου 6 x 6

Οι οριακές καταστάσεις, έναντι των οποίων πρέπει να εξετάζονται οι επιφανειακές θεμελιώσεις (μεμονωμένα πέδιλα, πεδילוδοκοί και κοιτοστρώσεις), είναι οι ακόλουθες (EN1997-1, Κεφ. 6):

- Απώλεια Ολικής Ευστάθειας (ελέγχεται σε ορισμένες καταστάσεις, όπως όταν η κατασκευή βρίσκεται κοντά ή πάνω σε κεκλιμένο έδαφος, φυσικό πραινές ή επίχωμα, κοντά σε υπόγειες κατασκευές κλπ.)
- Αστοχία λόγω υπέρβασης της φέρουσας ικανότητας (bearing resistance failure), διάτρησης (punching failure), σύνθλιψης (squeezing)

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2 Ορισμός του Προβλήματος και Αριθμητική του Προσομοίωση

- Αστοχία σε ολίσθηση
- Συνδυασμένη αστοχία εδάφους και δομικού έργου
- Δομική αστοχία λόγω μετακίνησης του θεμελίου
- Υπερβολικές υποχωρήσεις
- Υπερβολική ανύψωση λόγω υδραυλικής κλίσης (αγγ. *heave*)
- Μη αποδεκτές δονήσεις

Για τον σχεδιασμό των συμβατικών μεμονωμένων πεδίων (απλοποιητικώς δεν θεωρούμε συνδετήριες δοκούς μεταξύ τους), βάσει των παραπάνω, πρέπει να ικανοποιούνται τα ακόλουθα πέντε (5) κριτήρια:

1. Αστοχία λόγω υπέρβασης της φέρουσας ικανότητας, υπό τα στατικά φορτία (EN1997-1)

$$Vd \leq RVd$$

$$FS, s := \frac{pu * B^2}{Vd} \geq 3$$

$$pu = (\pi + 2) * Su * bc * sc * ic$$

$$Vd(1.35 * G + 1.50 * Q)$$

2. Αστοχία λόγω υπέρβασης της φέρουσας ικανότητας, υπό τα σεισμικά φορτία (EN1998-1, Κεφ. 4.4.2.6)

Τα σεισμικά εντατικά μεγέθη για τα στοιχεία της θεμελίωσης θα υπολογίζονται βάσει αποτιμήσεων ικανοτικού σχεδιασμού που λαμβάνουν υπόψη την ανάπτυξη πιθανής υπεραντοχής, αλλά δεν χρειάζεται να υπερβαίνουν τα εντατικά μεγέθη και τις μετακινήσεις που αντιστοιχούν στην απόκριση του φορέα υπό την σεισμική καταπόνηση με υπόθεση ελαστικής συμπεριφοράς ($q=1.00$).

Για θεμελιώσεις μεμονωμένων κατακόρυφων στοιχείων (τοιχωμάτων ή υποστυλωμάτων), η παραπάνω παράγραφος θεωρείται ότι ικανοποιείται εάν οι τιμές σχεδιασμού των εντατικών μεγεθών E_{Fd} στη θεμελίωση υπολογίζονται ως ακολούθως:

$$MFd = MF, G + \gamma Rd * \Omega * MF, E$$

$$EFd = MFd(moment), HFd(shear aka horiz. force), VFd(normal aka vert. force)$$

$$EF, G (G + 0.30 * Q)$$

$$\gamma R_d = 1.00 \quad (q = 3.00)$$

$$\Omega = \min\left(\frac{MR_d}{MF, E}\right)$$

$$EF, E (0 * G + 0 * Q \pm E)$$

$$ic (Meyerhof) = \left(1 - \frac{\theta^\circ}{90^\circ}\right)^2$$

$$ic(EC7) = \frac{1}{2} * \left(1 + \sqrt{1 - \frac{VFd * \tan(\theta)}{B'^2 * Su}}\right)$$

$$\theta = \tan^{-1} \frac{HFd}{VFd}$$

$$B' = (B - 2 * eB) = (L - 2 * eL)$$

$$e = \frac{MFd}{VFd}$$

$$FS, e := \frac{\rho u * B'^2}{VFd} \geq 1$$

3. Αντίσταση σε ολίσθηση (EN1998-1, Κεφ. 4.4.2.6)

$$Hd \leq RHd$$

$$FS, e := \frac{Hu}{HFd} \geq 1.50$$

$$Hu = Su * B'^2$$

4. Φορτία με μεγάλη εκκεντρότητα

$$e_{max} = \frac{B}{3}$$

5. Επαλήθευση με διαγράμματα αλληλεπίδρασης κατά Gourvenec [2007] & με κώδικα πεπερασμένων στοιχείων ABAQUS. Συγκεκριμένα, υπολογισμός της ροπής αντοχής του εδάφους και εκτίμηση του συντελεστή υπεραντοχής $\gamma_{Rd} * \Omega$, για να διαπιστωθεί αν ικανοποιείται η απαίτηση του Ικανοτικού Σχεδιασμού περί ελαστικής απόκρισης της θεμελίωσης, και ως εκ τούτου, της μη απόδοσης ενέργειας από αυτή.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2 Ορισμός του Προβλήματος και Αριθμητική του Προσομοίωση

Ο αναγνώστης παραπέμπεται στο Παράρτημα Β.1 για την αναλυτική αριθμητική εφαρμογή των παραπάνω τύπων στο μικρό πλαίσιο.

Όσον αφορά στον σχεδιασμό της μη συμβατικής θεμελίωσης, και με βάσει τα θεωρητικά στοιχεία του Υποκεφαλαίου 1.4, ο μελετητής καλείται να ικανοποιήσει τα ακόλουθα δύο (2) εμπειρικά κριτήρια, που έχουν προκύψει από αριθμητικές προσομοιώσεις και πειράματα (Gazetas et al., Gelagoti et al., Kourkoulis et al., Kutter et al.):

1. Ο συντελεστής υποδιαστασιολόγησης $1/\gamma$ (ο λόγος της ροπής αντοχής της βάσης του υποστυλώματος ισογείου προς τη ροπή αντίστασης του συστήματος έδαφος-θεμελίωση) να είναι μεγαλύτερος της μονάδας (όσο πιο μεγάλος είναι, τόσο πιο έντονη είναι η λικνιστική απόκριση του πεδίου)
2. Ο συντελεστής φέρουσας ικανότητας έναντι οριζοντίων μόνιμων φορτίων $FS_{G+\psi 2\alpha}$ να κυμαίνεται στο εύρος **3.00-5.00**. Αυτό πρέπει να συμβαίνει λόγω των αβεβαιοτήτων στον προσδιορισμό των εδαφικών ιδιοτήτων. Αν ο συντελεστής είναι πολύ μικρός, η απόκριση εκφυλίζεται από λικνιστική σε βαθμιαία βύθιση του πεδίου στην ανακυκλική του κίνηση. Από την άλλη, αν ξεπεράσει την τιμή 5.00, υπάρχει έντονη ανύψωση του πεδίου στη λικνιστική του απόκριση (σαν να έχουμε ένα πέδιλο επί άκαμπτης βάσης), και ούτε αυτή η συμπεριφορά αποδεικνύεται ότι είναι θεμιτή.

Κατ' αντιστοιχία με τη συμβατική θεμελίωση, ο αναγνώστης παραπέμπεται στο Παράρτημα Β.1 για την αναλυτική αριθμητική εφαρμογή των παραπάνω δύο τύπων στο μικρό πλαίσιο.

2.1.5: Διαστασιολόγηση Συμβατικής (βάσει Κανονισμών) και Μη-Συμβατικής (Μόνωση μέσω Λικνισμού) Θεμελιώσεως Πλαισίου 12 x 12

Ο αναγνώστης παραπέμπεται στο Παράρτημα Β.2 για την αναλυτική αριθμητική εφαρμογή των παραπάνω τύπων στο μικρό πλαίσιο. Η διαδικασία διαστασιολόγησης είναι καθολική (η ίδια και για τα δύο πλαίσια, και δεν υπάρχει καμία διαφορά, όπως π.χ. υπήρχε όσον αφορά στην ανωδομή τους).

2.2: Αριθμητική Προσομοίωση του Προβλήματος

2.2.1: Προσομοίωση Ανωδομής, Θεμελιώσεως και Εδάφους Πλαισίου 6 x 6

Συνεχίζοντας στη λογική κατά την οποία η αναλυτική πληροφορία δίνεται στον αναγνώστη μέσω το μικρού πλαισίου, ενώ για το μεγάλο πλαίσιο αναφέρονται μόνον ενδεχόμενες διαφορές και, κατά τ' άλλα, μια συνοπτική εικόνα της διαστασιολόγησής του, του σχεδιασμού της θεμελιώσεώς του κλπ., η αριθμητική προσομοίωση του μικρού πλαισίου, που φαίνεται συνολικά στο [Σχήμα 2.11](#), έχει ως εξής:

- Ανωδομή: βάσει των προηγούμενων, η ανωδομή εισάγεται με τη μορφή γραμμικών φορέων (1. Στο [Σχήμα 2.11](#)), καθένας εκ των οποίων έχει το δικό του διάγραμμα ροπής–καμπυλότητας, ενώ η αξονική και διατμητική συμπεριφορά είναι ελαστικές. Πιο συγκεκριμένα, γίνεται χρήση του **Nonlinear General Beam Section (NBGS)** του ABAQUS, κατά το οποίο εισάγονονται υπό την μορφή πίνακα, οι τιμές ροπής–καμπυλότητας για κάθε διατομή του φορέα, καθώς και τα υπόλοιπα χαρακτηριστικά της διατομής (εμβαδόν, ροπές αδρανείας I_1 και I_2 , σταθερά στρέψης J), και του μέλους (δείκτης δυστένειας, δείκτης δυστρεψίας). Πέραν αυτής της οδού, έχουμε και την εναλλακτική να χρησιμοποιήσουμε μια καταλλήλως βαθμονομημένη παραλλαγή του καταστατικού προσομοιώματος που χρησιμοποιούμε για το έδαφος, το **Combined Hardening Model**, από τους Gerolymos et al. [2004], όπως θα δούμε αμέσως παρακάτω. Ωστόσο, το λεγόμενο “damage pattern” αυτού του προσομοιώματος είναι διαφορετικό από το αντίστοιχο του **Combined Hardening Model**, και αυτός είναι ο βασικός λόγος για τον οποίο η μετελαστική συμπεριφορά των γραμμικών φορέων των πλαισίων, με αυτό το προσομοίωμα απέχει πολύ από το έτερο προσομοίωμα (πριν καταλήξουμε σε καταστατικό προσομοίωμα για την ανωδομή, τρέξαμε αναλύσεις και με τα δύο, για να διαπιστώσουμε εντέλει ότι το **NBGS** έχει πλήρες damage pattern και συνεπώς το σκυρόδεμα στην ανακυκλική του συμπεριφορά χάνει τη διαθέσιμη πλαστιμότητά του σε κάθε κύκλο [σαν να δημιουργούνται οικογένειες διαγώνιων καμπτοδιατμητικών ρωγμών που μειώνουν τη δυσκαμψία του και του αφαιρούν διαθέσιμη πλαστιμότητα μόλις εισάγεται στον πλαστικό κύκλο], ενώ το **Combined Hardening Model** έχει μηδενικό damage pattern, δεν χάνει πλαστιμότητα στις ανακυκλίσεις, και ο μόνος τρόπος να οδηγηθεί η διατομή σε αστοχία είναι «μία και έξω», δηλαδή σε έναν μεγαλοπερίοδο κύκλο να φτάσει η καμπυλότητα την τιμή αστοχίας. Μια εικόνα αυτής

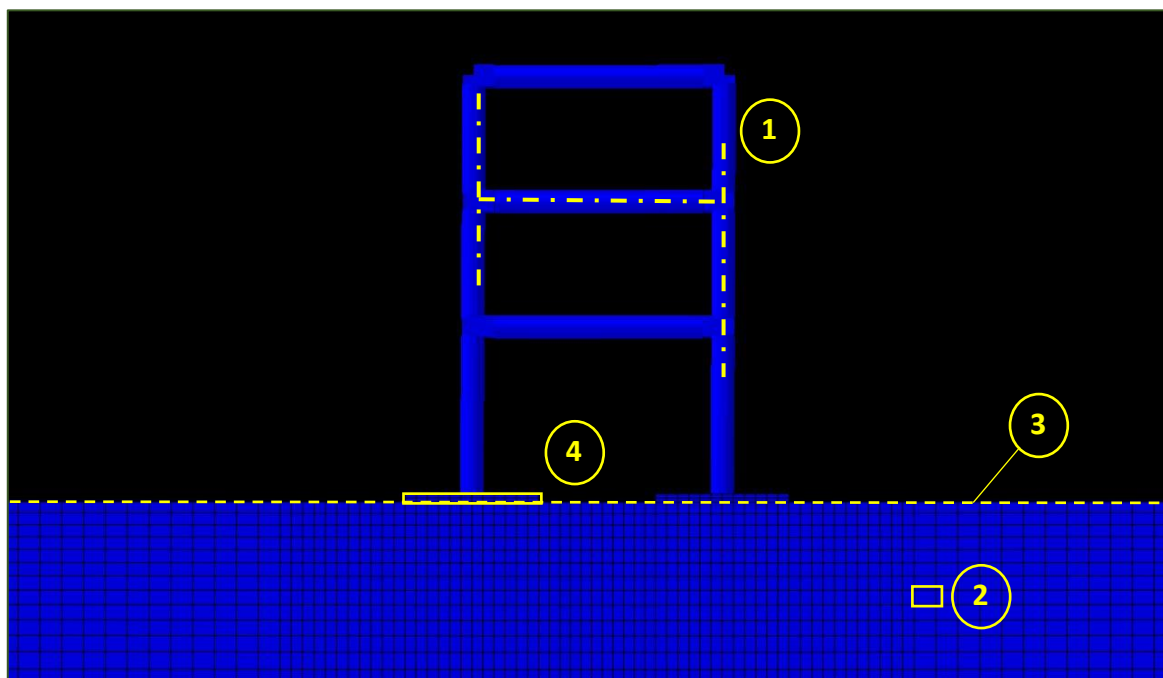
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2 Ορισμός του Προβλήματος και Αριθμητική του Προσομοίωση

της συμπεριφοράς με τα δύο καταστατικά προσομοιώματα μπορεί να πάρει ο αναγνώστης στο [Σχήμα 2.12](#), από την επιβολή διέγερσης μέτριας έντασης αλλά πολλών κύκλων (σαν τη διέγερση EI_Centro από τον σεισμό στο Imperial Valley, 1940). Με το **NBGS** η διατομή εισάγεται στον φθίνοντα κλάδο (άρα εξαντλεί πλήρως τη διαθέσιμη πλαστιμότητά της), ενώ με το Combined Hardening Model οριακά εισάγεται στον πλαστικό κλάδο!

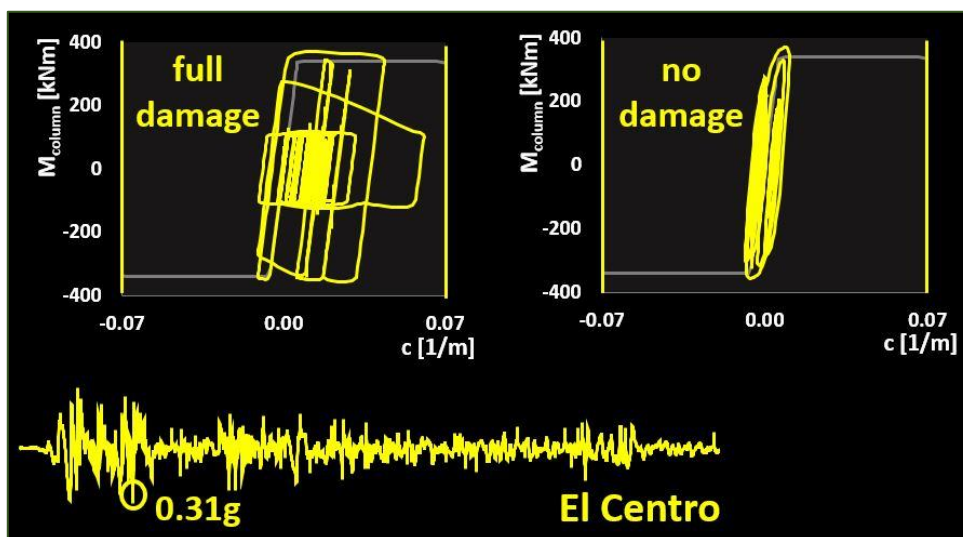
- Πέραν των φορτίων, εισάγουμε και απόσβεση Rayleigh $\xi = 5\%$ σε όλους τους γραμμικούς φορείς για να αποφύγουμε αφύσικα μεγάλες επιταχύνσεις στην ελαστική περιοχή.
- Έδαφος: προσομοιώνει ομογενή άργιλο με **Su = 150kPa**, **Go = 90Mpa** και **$\rho = 1.8\text{tn/m}^3$** . (αστράγγιστρες συνθήκες). Χρησιμοποιούνται στοιχεία επίπεδης παραμόρφωσης (CPE4) ([2.](#) στο [Σχήμα 2.11](#)). Η πλαστικότητα εισάγεται με μη γραμμικό καταστατικό νόμο με κριτήριο αστοχίας Von Mises, μη γραμμική κράτυνση και νόμο πλαστικής ροής. Λόγω αργίλου, η διατμητική αντοχή είναι ανεξάρτητη της μέσης ενεργής τάσης, ενώ η κράτυνση έχει δύο συνιστώσες, μια κινηματική (που περιγράφει τη μετακίνηση της επιφάνειας αστοχίας στον χώρο των τάσεων), και μια ιστροπική (που ορίζει πρακτικώς το μέγεθος της επιφάνειας αστοχίας). Ο λόγος που επιλέγουμε το συγκεκριμένο εδαφικό προφίλ, όπως αναφέρθηκε και προηγουμένως, είναι γιατί εμπιστευόμαστε τις παραμέτρους του, που έχουν βαθμονομηθεί με πειράματα (καμπύλες G-γ). Το καταστατικό προσομοίωμα φαίνεται στο [Σχήμα 2.13](#).
- Τα όρια του εδάφους επιλέγονται να τοποθετούνται τουλάχιστον **12 πλάτη θεμελίου (B)** (συμβατικού και μη, κατά περίπτωση, δηλαδή κάθε προσομοίωμα ανάλογα με τη θεμελίωση έχει και διαφορετικό συνολικό μήκος) μακριά από την κατασκευή και εκατέρωθεν αυτής, για αποφυγή κυματικών ανακλάσεων στις δυναμικές αναλύσεις. Το ύψος της εδαφικής στρώσης προτείνεται στα **20.00m**.
- Στη διεπιφάνεια εδάφους-θεμελίωσης ([3.](#) στο [Σχήμα 2.11](#)) χρησιμοποιείται κατάλληλη εντολή αλληλεπίδρασης, που επιτρέπει την ολίσθηση και το ανασήκωμα του πεδίου ως προς το έδαφος. Η διεπιφάνεια έχει συντελεστή τριβής Coulomb 0.7 (εφαπτομενική διεύθυνση) και εκθετική σχέση στην ορθή διεύθυνση.
- Πέδιλα: προσομοιώνονται δύο μεμονωμένα πέδιλα ως στοιχεία επίπεδης παραμόρφωσης ([4.](#) στο [Σχήμα 2.11](#)). Αξίζει να αναφερθεί ότι το πάχος τους λαβαίνεται

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2 Ορισμός του Προβλήματος και Αριθμητική του Προσομοίωση

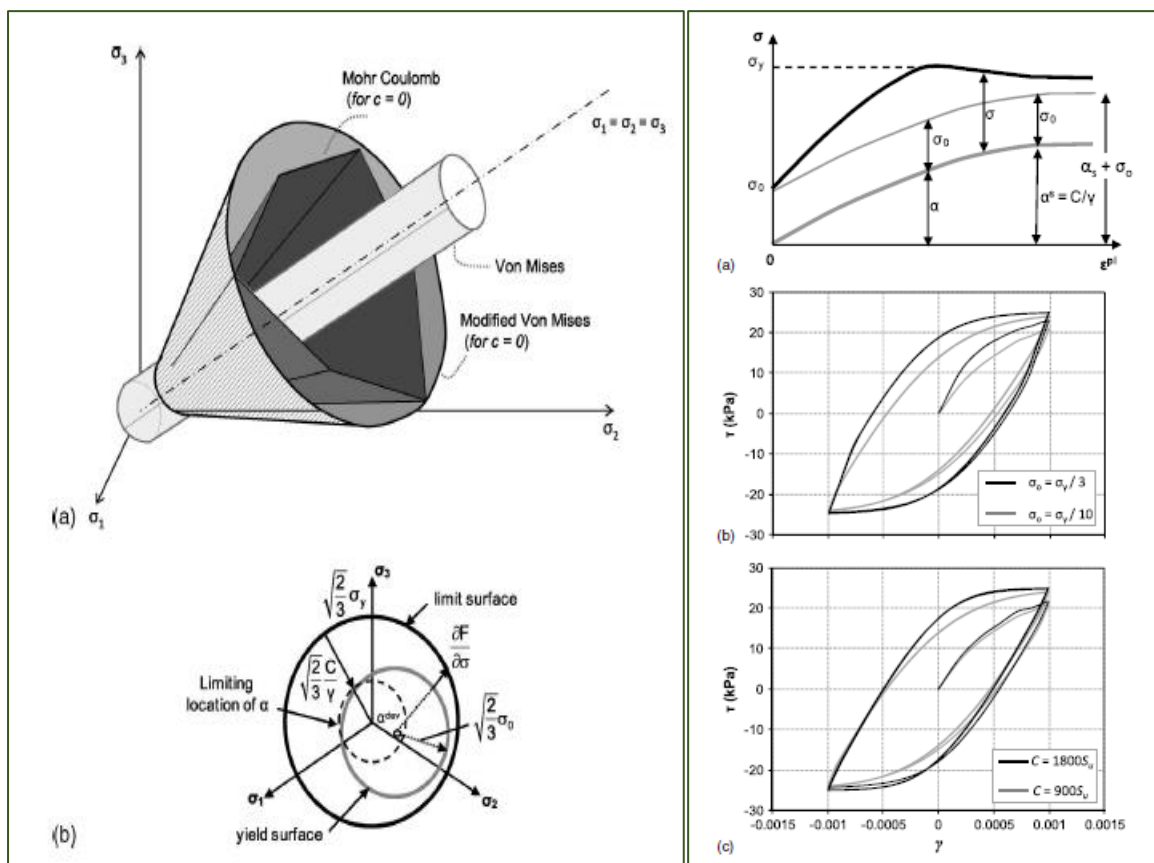
υπερβολικά μικρό (συγκεκριμένα **20cm**), αλλά το μέτρο ελαστικότητας του σκυροδέματος λαβαίνεται προσαυξημένο κατά 2 τάξεις μεγέθους (δηλαδή **100 * 30GPa**), ώστε να αποδοθεί η κατάλληλη δυσκαμψία σε αυτά και να μπορούν να θεωρηθούν άκαμπτα. Ο λόγος που το πάχος των πεδίων είναι τόσο μικρό σχετίζεται με τον τρόπο που καταγράφουμε τις ροπές στο ABAQUS, εφόσον στη βάση του υποστυλώματος ισογείου μεταφέρεται μια τέμνουσα δύναμη, η οποία αυξάνει τη ροπή στη βάση του πεδίου τόσο περισσότερο, όσο πιο πολύ αυξάνει το πάχος του.



- Σχήμα 2. 11 Βασικά σημεία στην αριθμητική προσομοίωση του πλαισίου 6 x 6.



- Σχήμα 2. 12 Διαφορά των δύο καταστατικών προσομοιωμάτων για το Ω.Σ. (Nonlinear General Beam Section, Combined Hardening Model).



- Σχήμα 2. 13 Καταστατικό προσομοίωμα Combined Hardening με κινηματική και ιστροπική συνιστώσα κράτνσης.

2.2.2: Προσομοίωση Ανωδομής, Θεμελιώσεως και Εδάφους Πλαισίου 12 x 12

Η διαδικασία που ακολουθείται είναι εντελώς αντίστοιχη και ο αναγνώστης παραπέμπεται στο Υποκεφάλαιο 2.2.1 για την αναλυτική μεθοδολογία της αριθμητικής προσομοίωσης.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3: Αντοχή, Δυσκαμψία και Δυναμικά Χαρακτηριστικά του Συστήματος Εδάφους – Μεμονωμένων Πεδίων - Πλαισίου

3.1: Πλαίσιο 12 x 12

3.1.1: Στατική Μονοτονική Επιβολή Οριζόντιας Μετακίνησης (Pushover) στο Πλαίσιο

Προτού προβούμε στη μη γραμμική-δυναμική ανάλυση, κρίνεται σκόπιμο να καταγράψουμε εν συντομία τη συμπεριφορά των πλαισίων σε όρους:

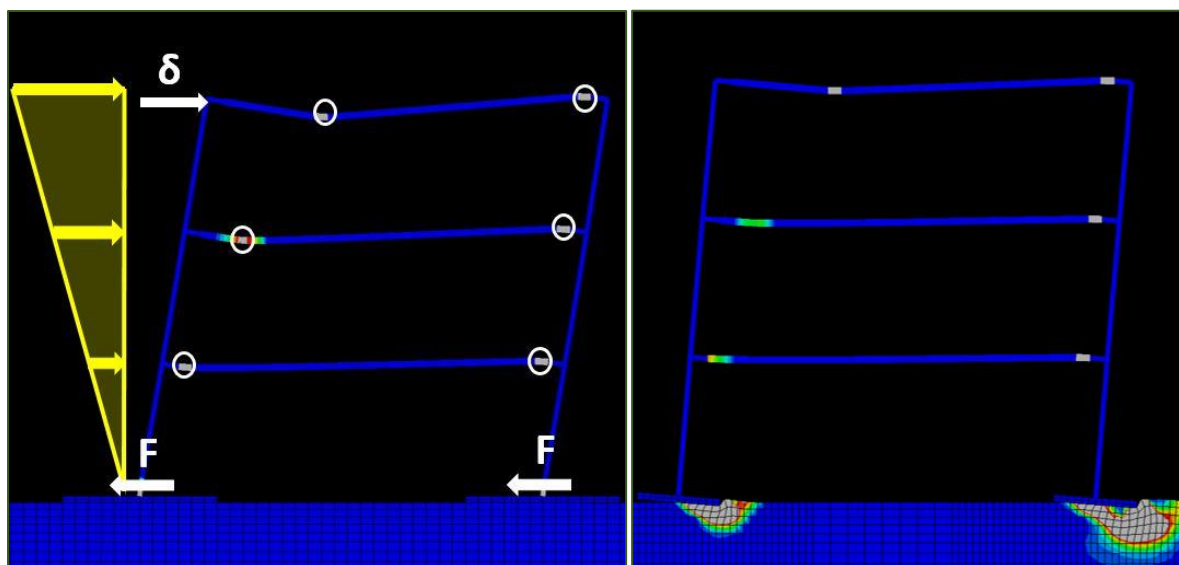
- Αντοχής (η δοκιμή μονοτονικής επιβολής οριζόντιας μετακίνησης ή *pushover* είναι μια πολύ αξιόπιστη μέθοδος για να παίρνουμε ουσιώδη και συνδυαστική πληροφορία για την αντοχή ενός πλαισιωτού συστήματος. Συνηθέστατα οι δοκιμές γίνονται για τις πραγματικές τιμές των υλικών [σκυροδέματος, χάλυβα], ιδιαίτερα σε πειραματικό επίπεδο (που είναι σαφώς υψηλότερες από τις τιμές σχεδιασμού), ωστόσο, υπέρ της συντήρησης, στην παρούσα διπλωματική οι δοκιμές *pushover* αφορούν μεγέθη σχεδιασμού (με τους αντίστοιχους μειωτικούς συντελεστές συνεπώς).
- Ελαστικών Δυναμικών Χαρακτηριστικών (ιδιοπερίοδοι κατασκευής, ιδιοπερίοδοι λαβαίνοντας υπόψη την αλληλεπίδραση εδάφους-κατασκευής, ιδιοπερίοδοι του εδαφικού σχηματισμού).

Ξεκινώντας με τη δοκιμή *pushover*, και για χάρη ποικιλίας, εξετάζοντας το μεγάλο πλαίσιο αυτή τη φορά ενδελεχώς, από στο [Σχήμα 3.1](#), έχουμε:

- Επιβολή τριγωνικής φόρτισης καθ' ύψος του πλαισίου, και καταγραφή (1) μετακίνησης στον άνω όροφο (κεφαλή) και (2) τέμνουσας δύναμης στη βάση του υποστυλώματος ισογείου (βάση)
- Κατασκευή του διαγράμματος *pushover* ([Σχήμα 3.2, πάνω](#)), στο οποίο εντοπίζονται για το μεν συμβατικό πλαίσιο τρεις (3) περιοχές (1. Μεγιστοποίηση αντοχής σε όρους τέμνουσας βάσης τη στιγμή που όλες οι δοκοί διαρρέουν, βάσει Ικανοτικού Σχεδιασμού, 2. Εξάντληση της διαθέσιμης πλαστιμότητας των υποστυλωμάτων ισογείου, 3. Πορεία προς την κατάρρευση, λόγω φαινομένων β' τάξης [P-δ]), και για το

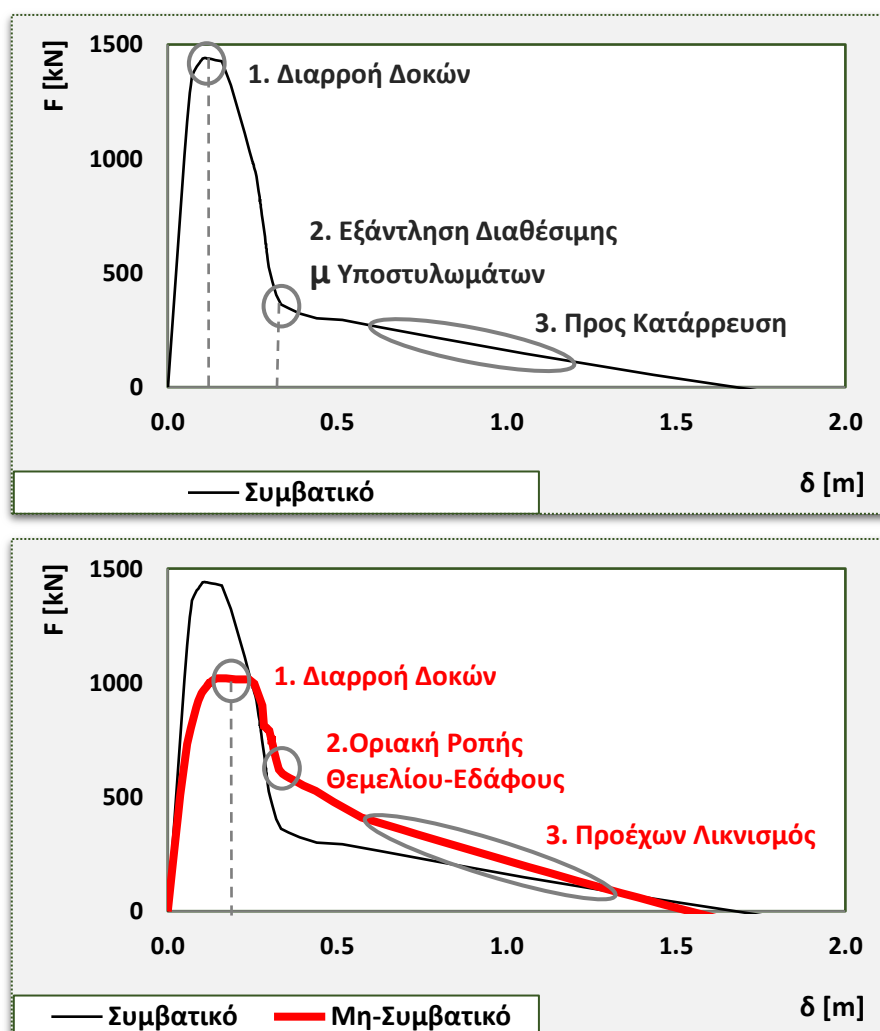
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3 Αντοχή, Δυσκαμψία και Δυναμικά Χαρακτηριστικά του Συστήματος Εδάφους - Μεμονωμένων Πεδίλων - Πλαισίου

δε rocking πλαίσιο (από την αγγλική απόδοση “rocking isolation”, μόνωση μέσω λικνισμού) πρακτικώς δύο περιοχές (1. Μεγιστοποίηση αντοχής τη στιγμή διαρροής των δοκών, μικρότερης από το συμβατικό λόγω υποδιαστασιοποιημένης θεμελίωσης και άρα λειτουργίας της μέγιστης ροπής αντίστασης της θεμελίωσης ως ενός ορίου μεταβιβασμού ροπών [και τεμνουσών] σε αυτή, 2. Σταδιακή πλαστικοποίηση του εδάφους θεμελίωσης και επακόλουθη μετακίνηση της κεφαλής του πλαισίου, το οποίο από μια τιμή της μετακίνησης αυτής και μετά παύει να αποκρίνεται καμπτικά, και αποκρίνεται κατ’ εξοχήν λικνιστικά [δηλαδή τα πέδιλα έχουν αποκολληθεί από το έδαφος, και ανασηκωθεί, και το πλαίσιο έχει μετατραπεί σε σύστημα δύο κατακόρυφων προβόλων συνδεδεμένων με αμφιαρθρωτές δοκούς]). Αξίζει να αναφέρουμε, στο σημείο αυτό, ότι στη βιβλιογραφία, η κατάρρευση ενός πλαισιωτού φορέα ορίζεται ως **Drift 3%** ή διατμητική αστοχία της βάσης του υποστυλώματος ισογείου (έπειτα από την καμπτική).



Σχήμα 3. 1 Δοκιμή pushover για το συμβατικό (αριστερά), και μη-συμβατικό (δεξιά) πλαίσιο.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3 Αντοχή, Δυσκαμψία και Δυναμικά Χαρακτηριστικά του Συστήματος Εδάφους - Μεμονωμένων Πεδίων - Πλαισίου



Σχήμα 3. 2 Διάγραμμα pushover συμβατικού (πάνω) και μη (κάτω) φορέα (πλαίσιο 12 x 12)

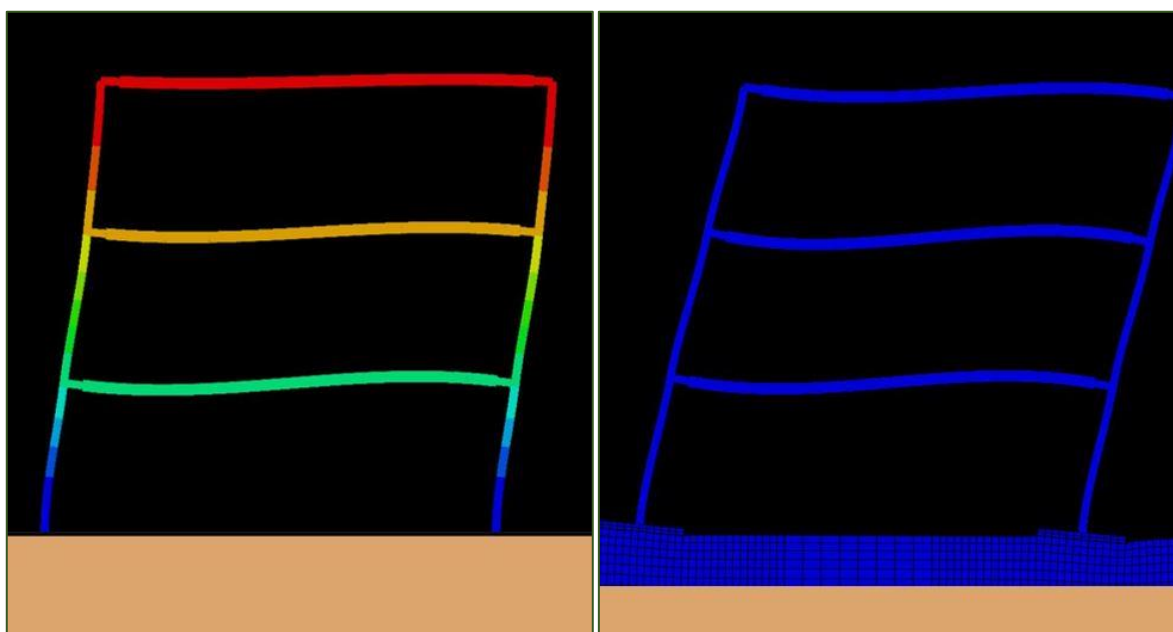
Η ιδιαιτερότητα στη συμπεριφορά του μεγάλου πλαισίου, εν συγκρίσει με το μικρό (το οποίο όντας υψίκορμο, έχει μελετηθεί συστηματικά στο παρελθόν και η συμπεριφορά του σε δοκιμή pushover είναι γνωστή), είναι ότι οι πλαστικές αρθρώσεις στις δοκούς σχηματίζονται ολόενα και προς το μέσον της δοκού όσο αυξάνει το ύψος (Σχήμα 3.1, οι πλαστικές αρθρώσεις έχουν κυκλωθεί), στοιχείο ενδεικτικό της «ευπάθειας» ενός τέτοιου συστήματος στο μέσον (πέρα από τις άκρες) των δοκών του, και μάλιστα των δοκών των υψηλότερων ορόφων. Αυτό καθίσταται ιδιαίτερος ανησυχητικός στον Ικανοτικό Σχεδιασμό, ο οποίος «απαιτεί» από τον μελετητή να γνωρίζει με ακρίβεια τις θέσεις των πλαστικών αρθρώσεων (όπου γίνονται οι ικανοτικοί έλεγχοι και η απόδοση ενέργειας του φορέα) και των $\epsilon \nu \delta \epsilon \chi \acute{o} \mu \epsilon \nu \omega \nu$ πλαστικών αρθρώσεων (που η δημιουργία τους κρίνεται ανεπιθύμητη). Είναι προφανές ότι σε ένα τέτοιο σύστημα, το μέσον της δοκού, που είναι

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3 Αντοχή, Δυσκαμψία και Δυναμικά Χαρακτηριστικά του Συστήματος Εδάφους - Μεμονωμένων Πεδίων - Πλαισίου

μια ενδεχόμενη πλαστική άρθρωση, μπορεί να εκφυλιστεί σε άρθρωση και να καταστρέψει την ικανοτική σχεδίαση της δοκού ή με τη δημιουργία της να προκαλέσει κινηματική καταπόνηση στον φορέα που δεν έχει ληφθεί υπόψη στον αντισεισμικό σχεδιασμό.

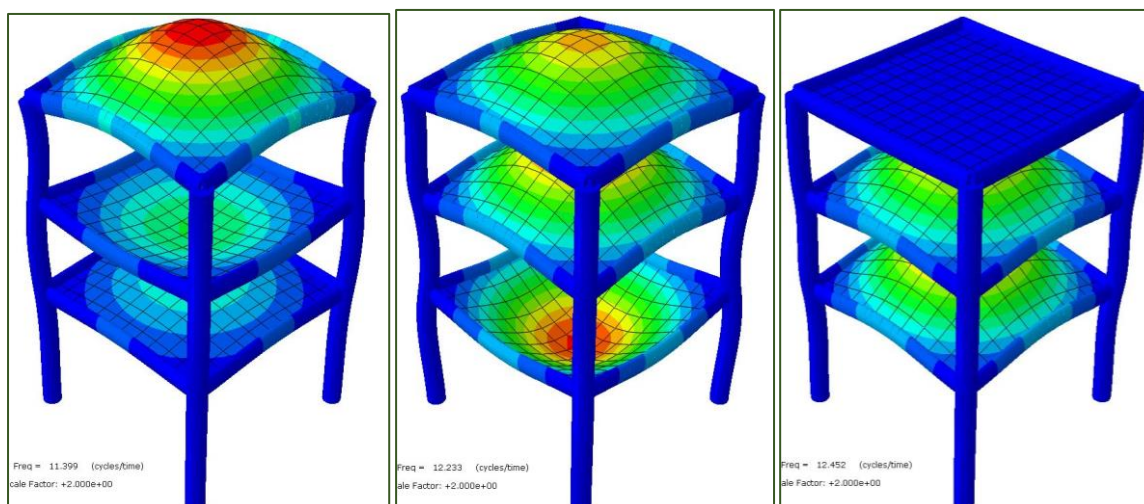
3.1.2: Δυναμικά Χαρακτηριστικά του Πλαισίου (η σημασία της αλληλεπίδρασης εδάφους-κατασκευής στην έντονη μεταβολή των ελαστικών τιμών τους)

Η δοκιμή pushover δεν είναι μόνον ενδεικτική της αντοχής του συστήματος. Για πολύ μικρές τιμές της μετακίνησης κεφαλής (δ , βάσει των παραπάνω διαγραμμάτων), παίρνουμε πληροφορία για την ελαστική ή αρηγμάτωση δυσκαμψία του συστήματος, και με γνωστή την κατανομή της μάζας σε αυτό, μπορούμε να υπολογίσουμε την ελαστική ιδιοπερίοδο του. Αυτό, σε συνδυασμό με την ελαστική ιδιομορφική ανάλυση που μας δίνει τις ελαστικές ιδιοπεριόδους πλαισίου πακτωμένου στη βάση του, μας οδηγεί στην πλήρη γνώση των δυναμικών χαρακτηριστικών των δύο πλαισιωτών μας συστημάτων. Συγκεκριμένα, στα [Σχήματα 3.3-3.5](#) βλέπουμε χαρακτηριστικές ιδιομορφές του πλαισίου (η πρώτη ιδιομορφή αντιστοιχεί πάντα σε οριζόντια απόκριση τύπου πακτωμένου προβόλου, ενώ οι ανώτερες ιδιομορφές μπορεί να αναφέρονται είτε σε καθαρή κατακόρυφη ταλάντωση, είτε σε συνδυασμένη κίνηση [π.χ. στρεπτική, αν αναφερόμαστε σε 3D φορέα]).

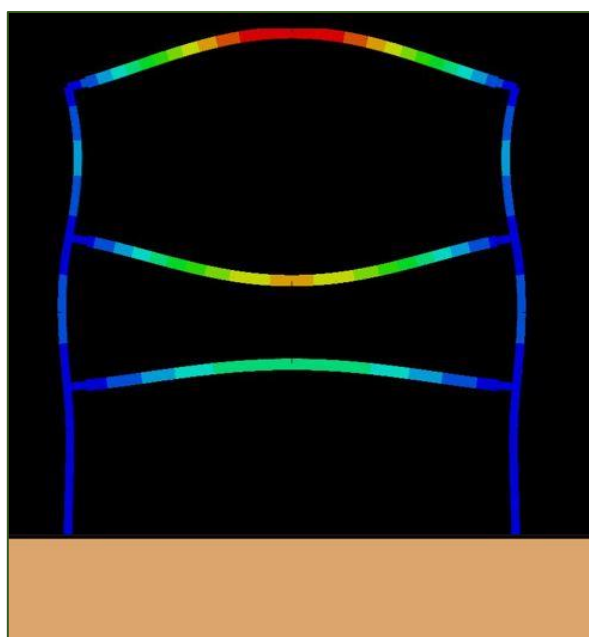


Σχήμα 3. 3 Πρώτη ιδιομορφή (μέγιστη ιδιοπερίοδος) πλαισίου 12 x 12, συμβατικού (αριστερά), και μη (δεξιά)

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3 Αντοχή, Δυσκαμψία και Δυναμικά Χαρακτηριστικά του Συστήματος Εδάφους - Μειονωμένων Πεδίων - Πλαισίου



Σχήμα 3. 4 Ανώτερες ιδιομορφές (αφορούν σε κατακόρυφη ταλάντωση) 3D πλαισίου 12 x 12, συμβατικού



Σχήμα 3. 5 Ανώτερη Ιδιομορφή (υψίσυχη) πλαισίου 12 x 12, συμβατικού

Οι ιδιοπερίοδοι, συνεπώς, του μεγάλου πλαισίου είναι:

- Συμβατική Θεμελίωση: $T_{h1} = 0.48\text{sec}$ (ενν. οριζόντια απόκριση), $T_{v1} = 0.13\text{sec}$ (ενν. κατακόρυφη απόκριση)
- Μη-συμβατική Θεμελίωση \rightarrow Αλληλεπίδραση εδάφους-κατασκευής (μείωση της οριζόντιας δυσκαμψίας του συστήματος): $T_{h1,rock} = 0.66\text{sec}$

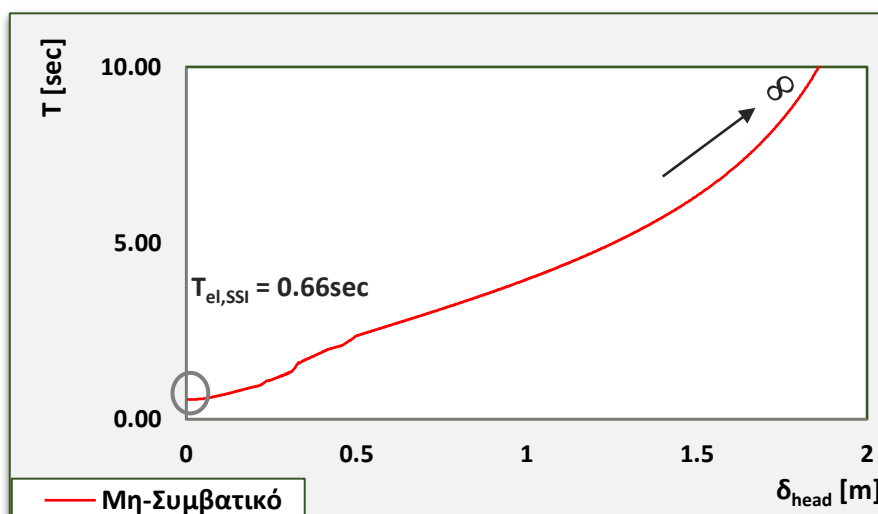
Σχολιασμός: Στο **Σχήμα 3.6** φαίνεται η γνώστη μας σχέση από την Αλληλεπίδραση Εδάφους-Κατασκευής που δίνει την ιδιοπερίοδο μονοβάθμιου ταλαντωτή, του οποίου η

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3 Αντοχή, Δυσκαμψία και Δυναμικά Χαρακτηριστικά του Συστήματος Εδάφους - Μειονωμένων Πεδίων - Πλαισίου

Θεμελίωση προσομοιώνεται με μετακινησιακά και στροφικά ελατήρια δυσκαμψίας K_{θ} και K_H αντιστοίχως. Με κατάλληλο αλγεβρικό μετασχηματισμό προκύπτει η αντίστοιχη έκφραση για πολυβάθμιο σύστημα (πλαισιωτός φορέας), και γίνεται πρόδηλος ο ρόλος της μόνωσης μέσω λικνισμού στη μετατόπιση του συστήματος δεξιότερα στο φάσμα αποκρίσεως, και συνεπώς στη μείωση (όχι πάντα, αλλά είναι ο κανονας) των μεταβιβαζόμενων φασματικών επιταχύνσεων στην ανωδομή. Στο **Σχήμα 3.7** δίνεται η σχέση της μεταβολής της ιδιοπεριόδου του μη-συμβατικού μεγάλου πλαισίου για σταδιακή αύξηση της μετακίνησης της κεφαλής του. Η ιδιοπερίοδος αυξάνει, και μάλιστα τη στιγμή της οριακής ευστάθειας του πλαισίου, απειρίζεται.

$$T_{AEK} = T_{h1} \sqrt{1 + \frac{K}{K_H} + \frac{K}{K_{\theta}} H^2}$$

Σχήμα 3. 6 Αύξηση της ιδιοπεριόδου μονοβάθμιου ταλαντωτή για την περίπτωση αλληλεπίδρασης εδάφους-κατασκευής



Σχήμα 3. 7 Αύξηση της ιδιοπεριόδου του μη-συμβατικού πλαισίου 12 x 12 για αύξηση της μετακίνησης κεφαλής. Απειρισμός τη στιγμή της οριακής ευστάθειας.

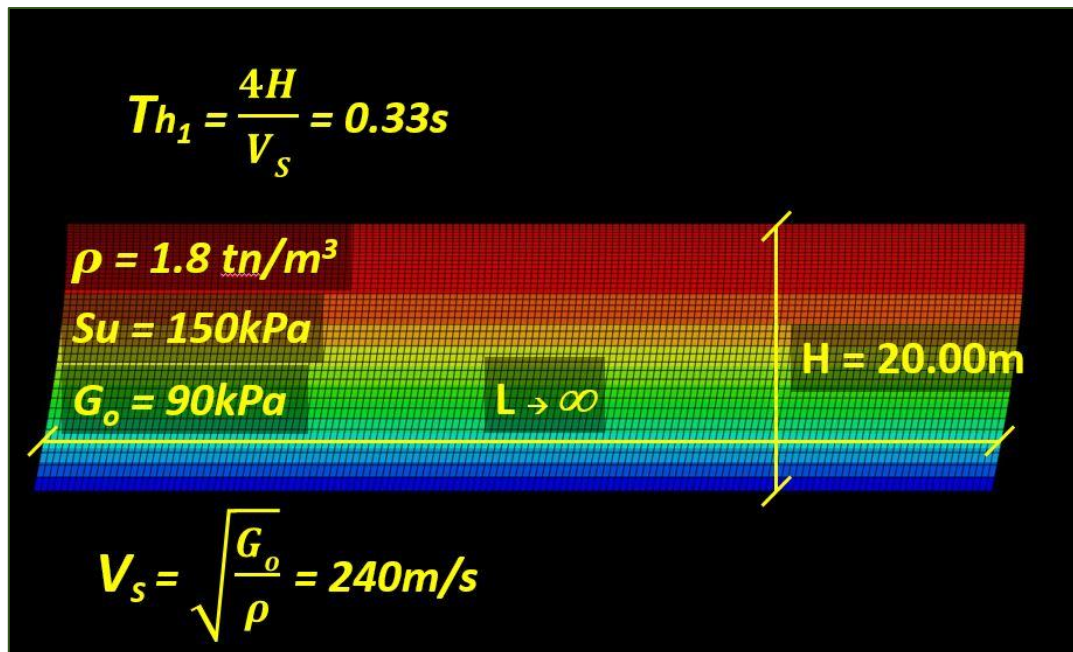
3.1.3: Δυναμικά Χαρακτηριστικά του Εδάφους (ελαστικές τιμές)

Αντίστοιχα προς την ιδιομορφική ανάλυση του μεγάλου πλαισίου, για μια «απειρομήκη» (επιλέγουμε, όπως είπαμε, τα όρια να είναι μακριά από τις κατασκευές για να μην

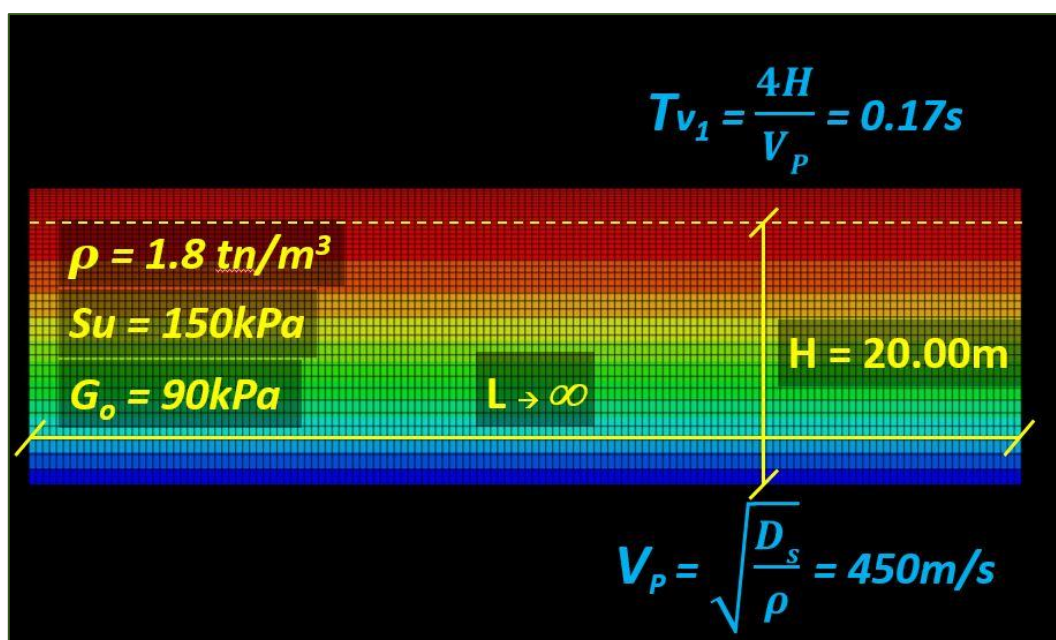
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3 Αντοχή, Δυσκαμψία και Δυναμικά Χαρακτηριστικά του Συστήματος Εδάφους - Μεμονωμένων Πεδίων - Πλαισίου

επηρεάζουν οι κυματικές ανακλάσεις την απόκριση, είτε αυτές γίνονται στα θεμέλια του κτιρίου, είτε στα όρια του εδαφικού προσομοιώματος, το οποίο απουσία αποσβεστήρων αντανακλά πλήρως τα προσπίπτοντα κύματα) εδαφική τομή (Σχήμα 3.8), έχουμε:

- $T_{h1,s} = 0.33\text{sec}$ (ενν. οριζόντια απόκριση), $T_{v1,s} = 0.17\text{sec}$ (ενν. κατακόρυφη απόκριση)



Σχήμα 3. 8 Πρώτη ιδιομορφή εδαφικού σχηματισμού (μέτριας προς σκληρής αργίλου), ύψους 20.00m



Σχήμα 3. 9 Ανώτερη ιδιομορφή εδαφικού σχηματισμού, που αντιστοιχεί στη μεγαλύτερη ιδιοπερίοδο για καθαρή κατακόρυφη ταλάντωση.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3 Αντοχή, Δυσκαμψία και Δυναμικά Χαρακτηριστικά του Συστήματος Εδάφους - Μεμονωμένων Πεδίων - Πλαισίου

3.2: Πλαίσιο 6 x 6

3.2.1: Συγκεντρωτική Παρουσίαση των Χαρακτηριστικών του Μικρού Πλαισίου

Οι ιδιοπερίοδοι του μικρού πλαισίου, βάσει των προηγούμενων, είναι:

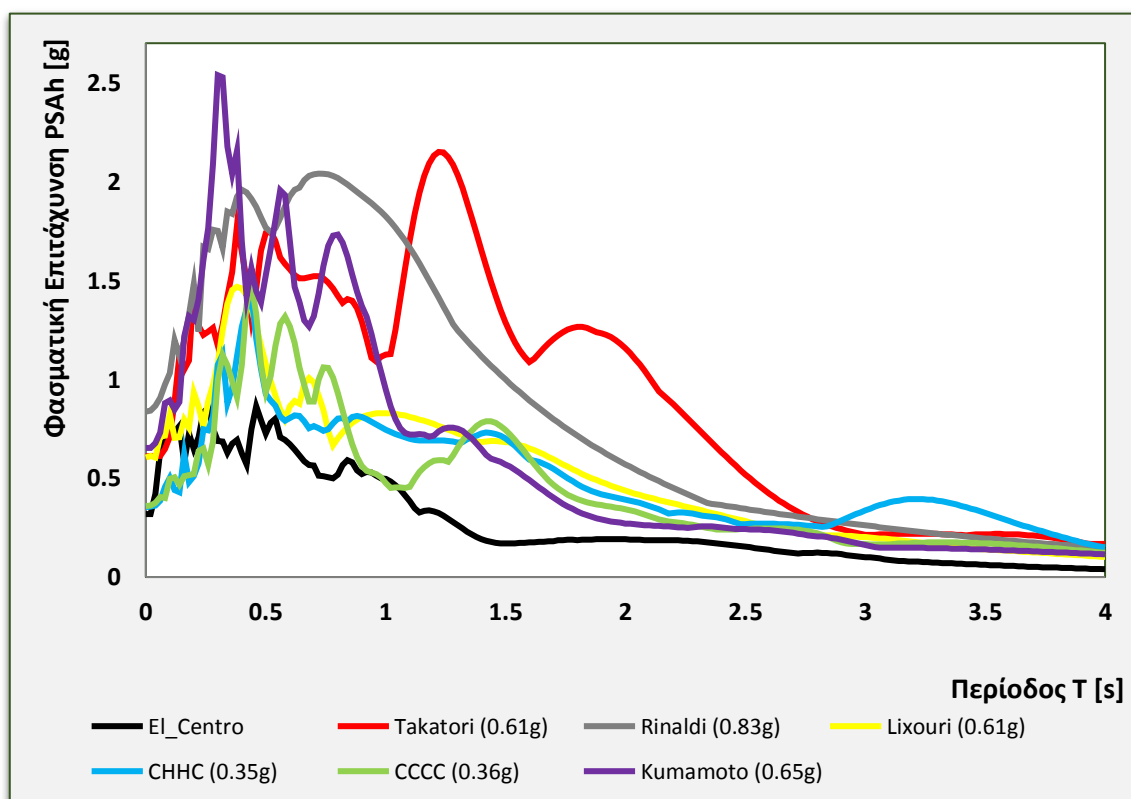
- Συμβατική Θεμελίωση: $T_{h1} = 0.35\text{sec}$ (ενν. οριζόντια απόκριση), $T_{v1} = 0.057\text{sec}$ (ενν. κατακόρυφη απόκριση)
- Μη-συμβατική Θεμελίωση → Αλληλεπίδραση εδάφους-κατασκευής (μείωση της οριζόντιας δυσκαμψίας του συστήματος): $T_{h1,rock} = 0.56\text{sec}$

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4: Μη Γραμμική Δυναμική Ανάλυση: Σύγκριση Συμβατικής και Μη-Συμβατικής Θεμελίωσης για τα δύο Πλαίσια

4.1: Πλαίσιο 6 x 6

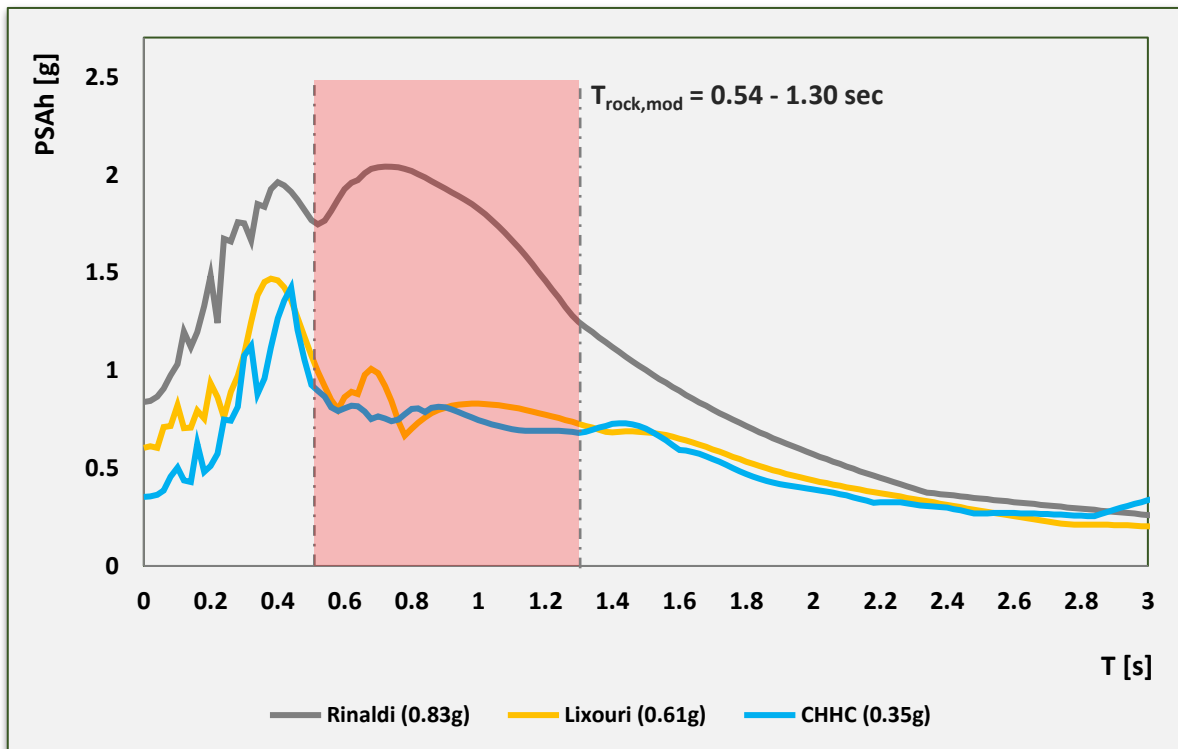
4.1.1: Επτά (7) Πραγματικές Σεισμικές Καταγραφές και Επιλεκτικός Σχολιασμός τους

Σε αυτό το κεφάλαιο γίνεται χρήση εποπτικών μεθόδων (σχήματα με σύντομη περιγραφή) για να συμπεράνει ο αναγνώστης τα κυριότερα σημεία των μη γραμμικών δυναμικών αναλύσεων. Για μια αναλυτικότερη εικόνα (που είναι ενδεικτικά της συμπεριφοράς των πλαισίων σε κάθε σεισμικό επεισόδιο) παραπέμπεται στα διαγράμματα του παρόντος κεφαλαίου, αλλά και στα σχήματα του Κεφαλαίου 5, όπου μπορεί να βρει και την ιδιαίτερως χρήσιμη παραμορφωμένη κατάσταση του φορέα στο τέλος κάθε διέγερσης. Ακριβώς ίδια λογική ακολουθείται και στο Κεφάλαιο 5.

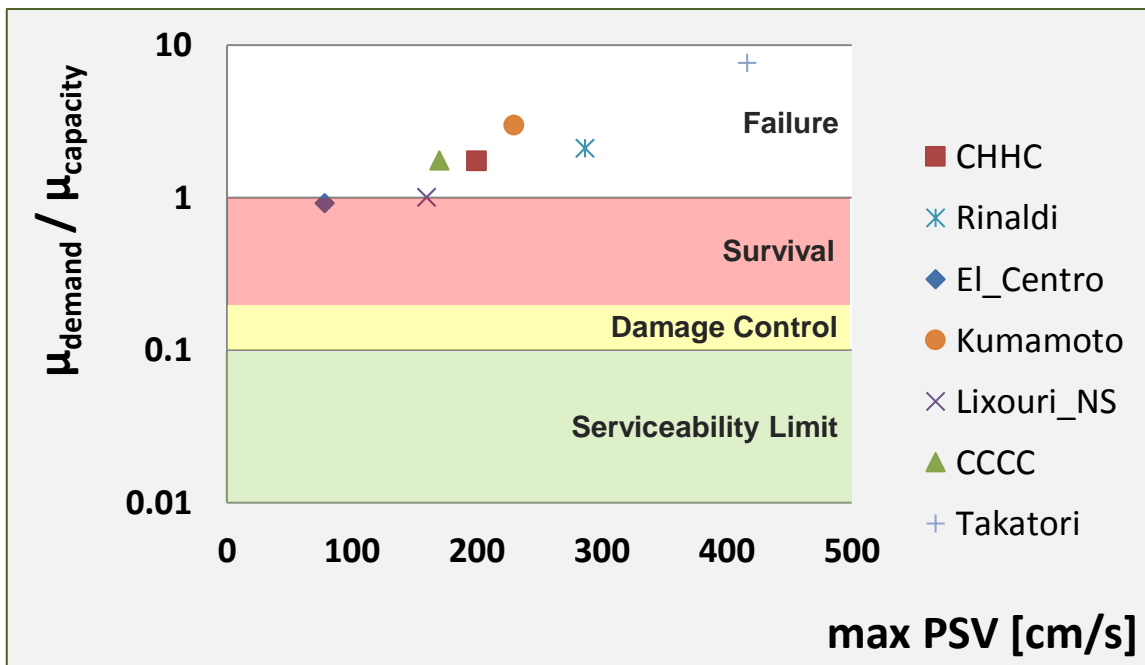


Σχήμα 4. 1 Φάσματα απόκρισης των καταγραφών.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4 Δυναμική Ανάλυση: Σύγκριση Συμβατικής και Μη-Συμβατικής Θεμελίωσης για τα δύο Πλαίσια

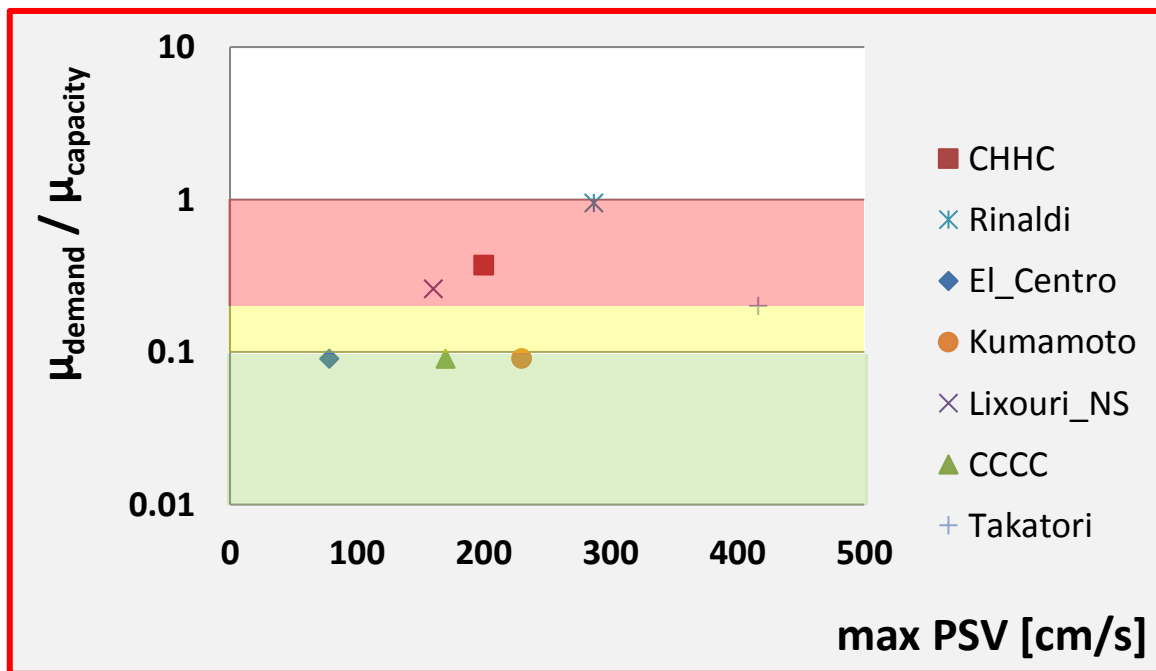


Σχήμα 4. 2 Η μη ευεργετική συνεισφορά της αλληλεπίδρασης εδάφους-κατασκευής για την καταγραφή Rinaldi και το μη-συμβατικό πλαίσιο.

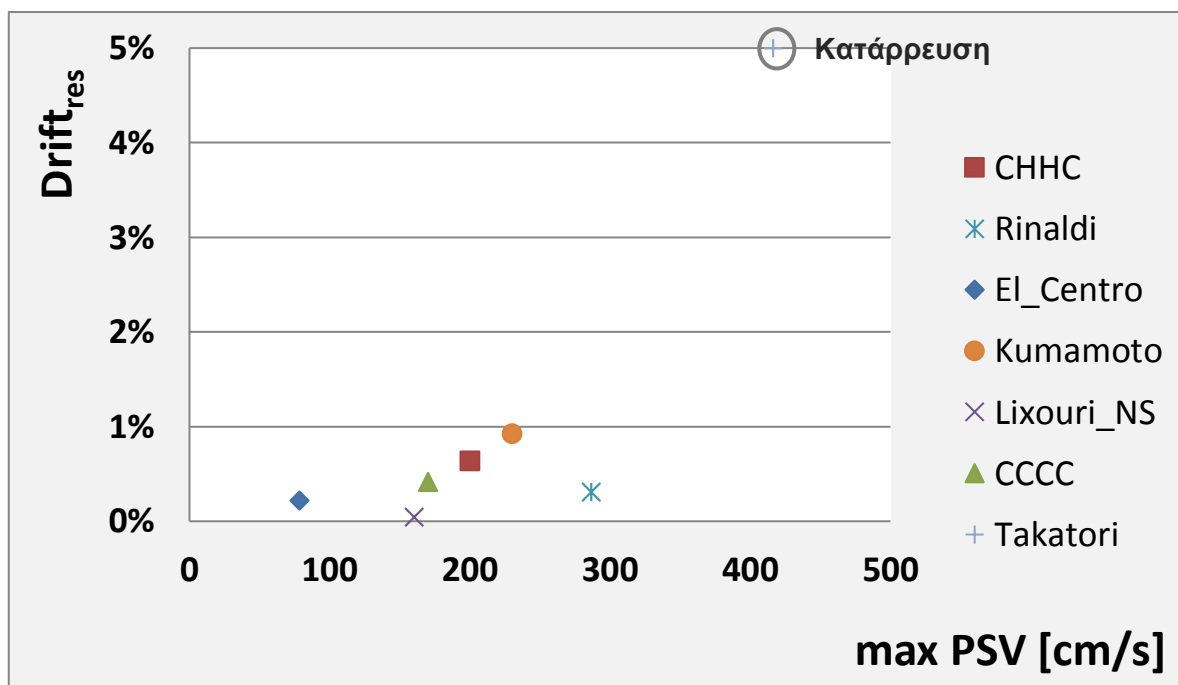


Σχήμα 4. 3 Απαιτούμενη προς διαθέσιμη πλαστιμότητα της βάσης του υποστρώματος ισογείου, για το συμβατικό πλαίσιο. Για όλες τις καταγραφές, πέρασε τη στάθμη ελέγχου βλαβών (damage control).

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4 Δυναμική Ανάλυση: Σύγκριση Συμβατικής και Μη-Συμβατικής Θεμελίωσης για τα δύο Πλαίσια

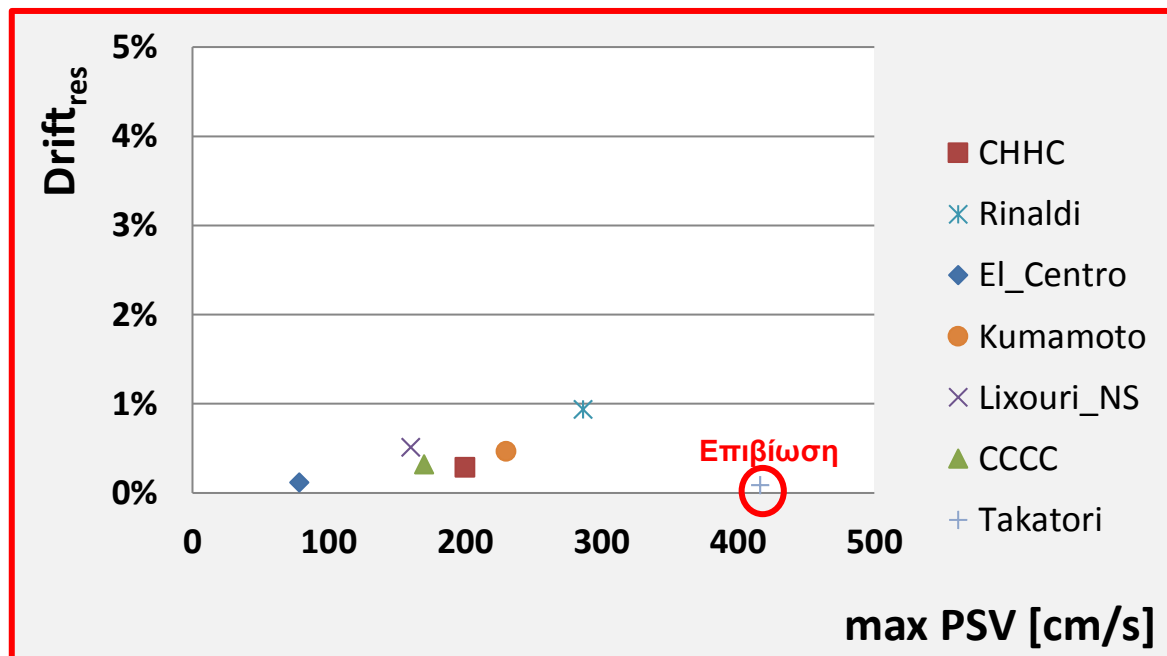


Σχήμα 4. 4 Απαιτούμενη προς διαθέσιμη πλαστιμότητα της βάσης του υποστρώματος ισογείου για το μη-συμβατικό πλαίσιο. Η συμπεριφορά του είναι εμφανώς καλύτερη.



Σχήμα 4. 5 Παραμένον Drift στη δοκό του 2^{ου} ορόφου (στέγης) για το συμβατικό πλαίσιο. Για την καταγραφή Takatori → κατάρρευση.

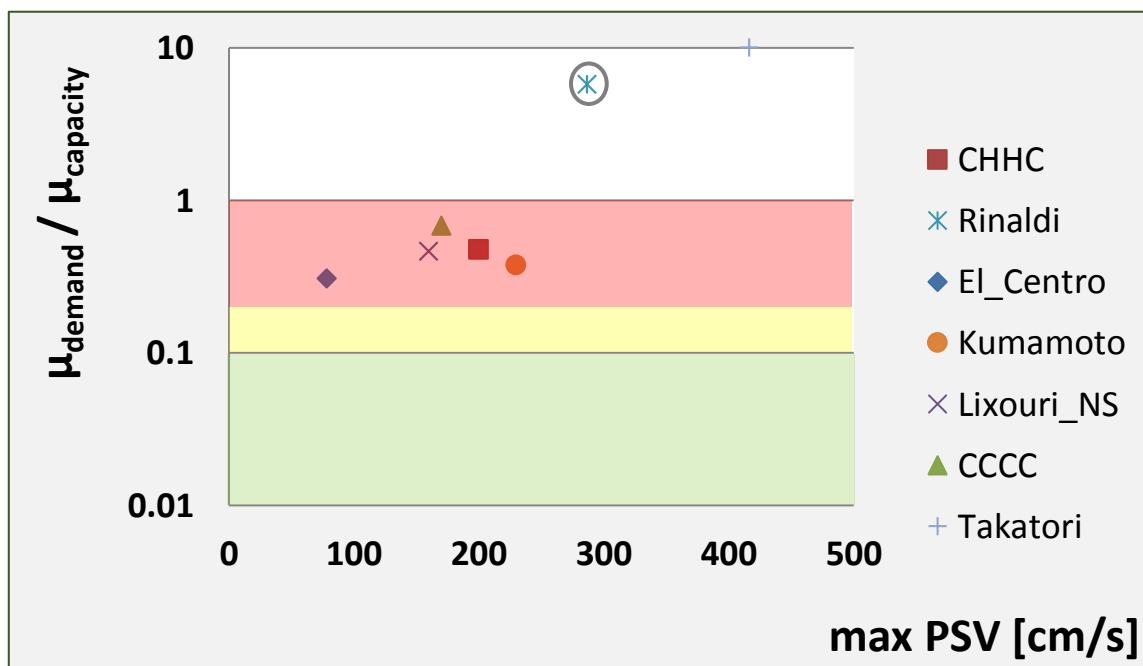
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4 Δυναμική Ανάλυση: Σύγκριση Συμβατικής και Μη-Συμβατικής Θεμελίωσης για τα δύο Πλαίσια



Σχήμα 4. 6 Παραμένον Drift στη δοκό του 2^{ου} ορόφου (στέγης) για το μη-συμβατικό πλαίσιο. Για την καταγραφή Takatori → επιβιώνει, και μάλιστα με μηδενικό παραμένον Drift.

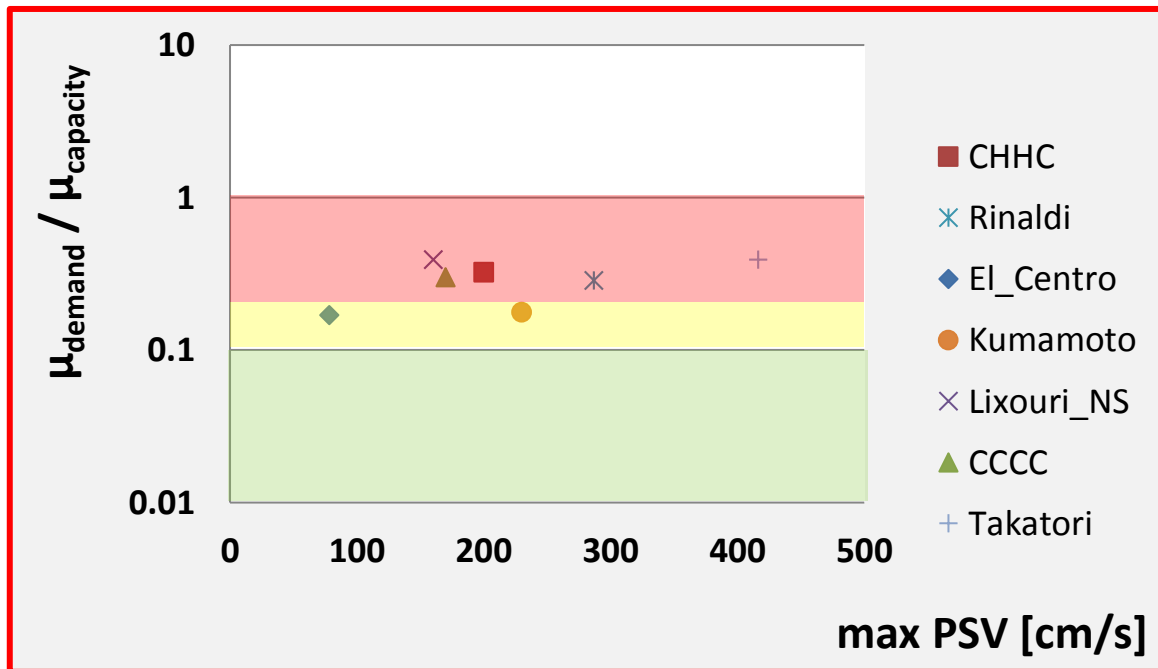
4.2: Πλαίσιο 12 x 12

4.2.1: Επτά (7) Πραγματικές Σεισμικές Καταγραφές και Επιλεκτικός Σχολιασμός τους

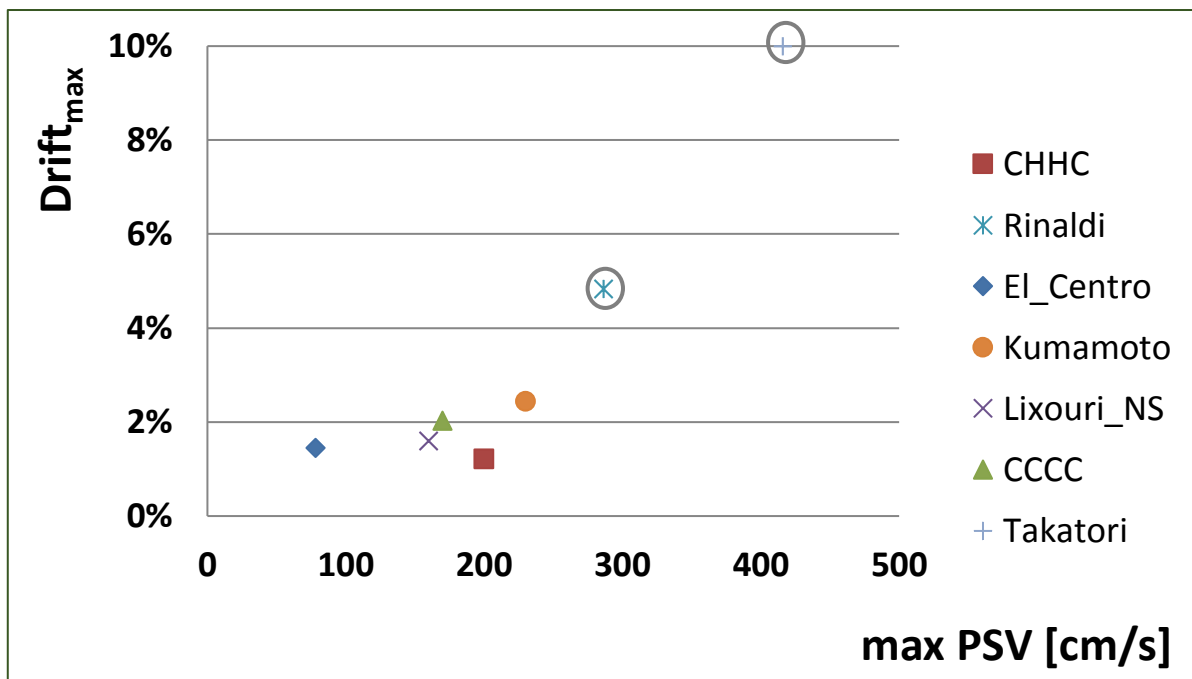


Σχήμα 4. 7 Απόκριση του συμβατικού πλαισίου συστηματικά πάνω από τη στάθμη ελέγχου βλαβών. Αστοχία για την καταγραφή Rinaldi.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4 Δυναμική Ανάλυση: Σύγκριση Συμβατικής και Μη-Συμβατικής Θεμελίωσης για τα δύο Πλαίσια

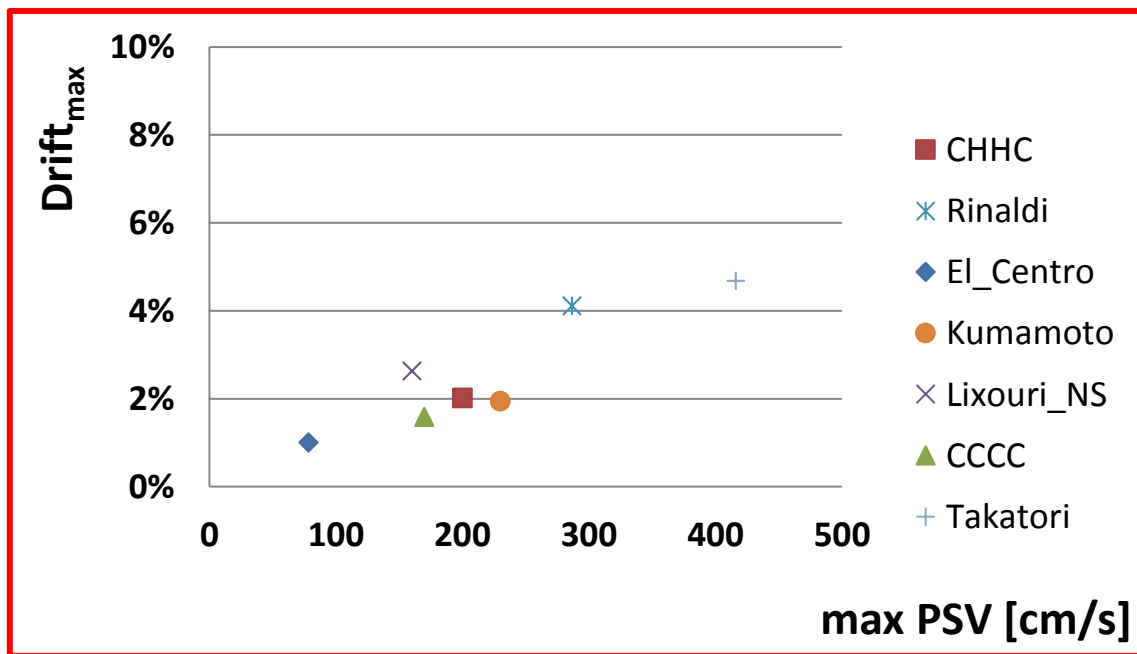


Σχήμα 4. 8 Καλύτερη η απόκριση του μη-συμβατικού πλαισίου σε όρους απαιτούμενης πλαστιμότητας υποστυλώματος ισογείου, παρά τον μη έντονα *rocking* χαρακτήρα του.



Σχήμα 4. 9 Μέγιστο Drift συμβατικού πλαισίου. Κατάρρευση σε δύο ισχυρές καταγραφές.

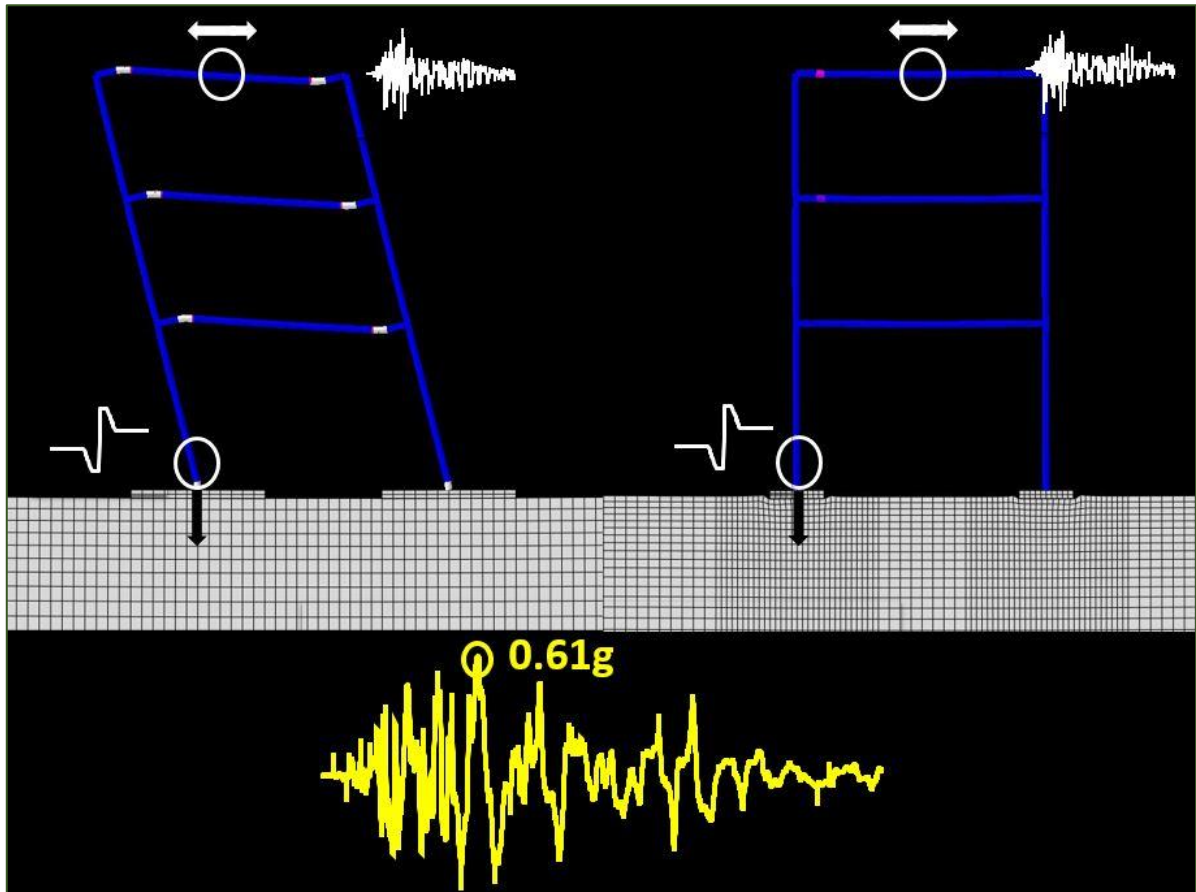
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4 Δυναμική Ανάλυση: Σύγκριση Συμβατικής και Μη-Συμβατικής Θεμελίωσης για τα δύο Πλαίσια



Σχήμα 4. 10 Μέγιστο Drift μη-συμβατικού πλαισίου. Σε όλες τις καταγραφές απέφυγε την κατάρρευση.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4 Δυναμική Ανάλυση: Σύγκριση Συμβατικής και Μη-Συμβατικής Θεμελίωσης για τα δύο Πλαίσια

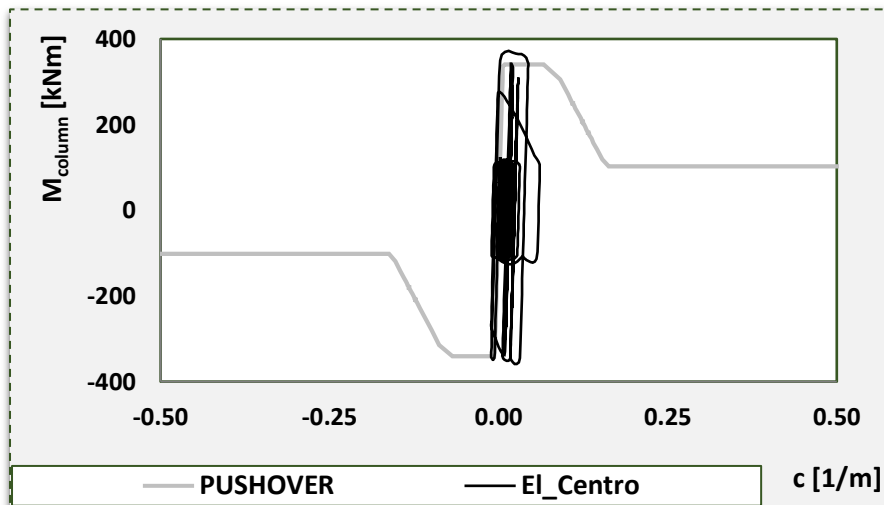
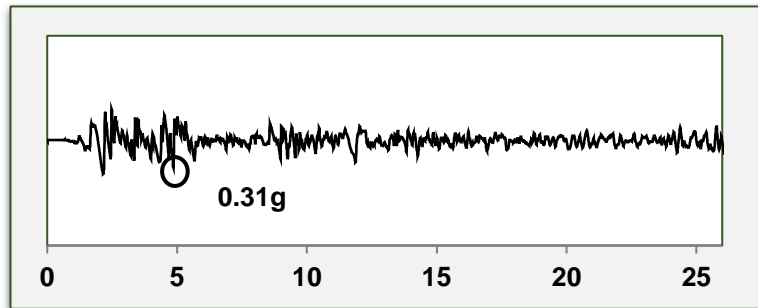
4.3: Σχήματα 4^{ου} Κεφαλαίου



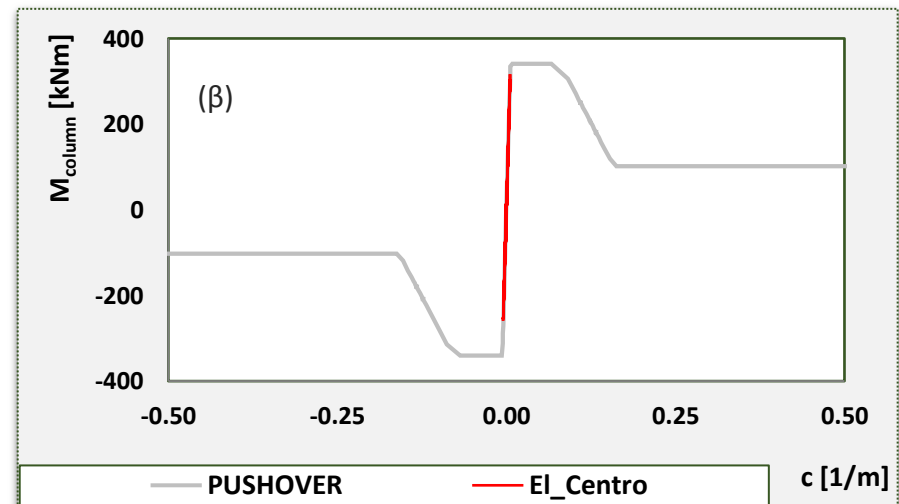
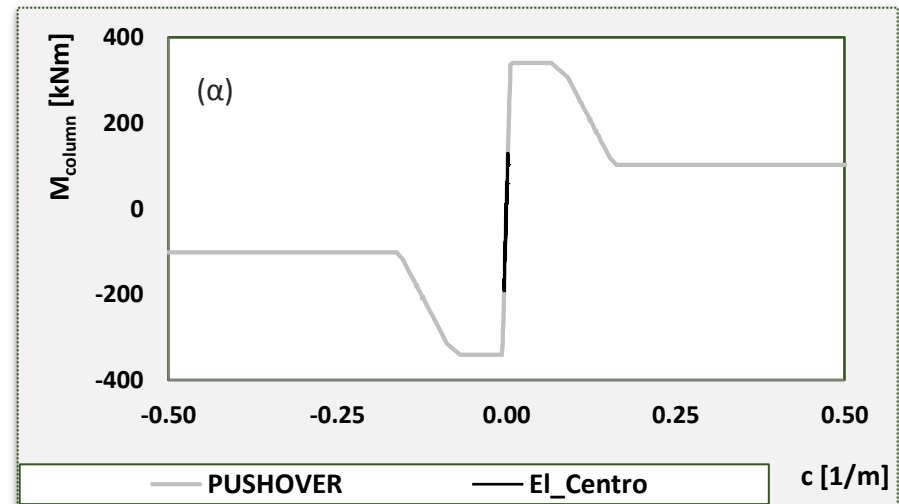
4.3.1: Πλαίσιο 6 x 6

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4 Δυναμική Ανάλυση: Σύγκριση Συμβατικής και Μη-Συμβατικής Θεμελίωσης για τα δύο Πλαίσια

1. Διέγερση El Centro (Imperial Valley), Καλλιφόρνια, ΗΠΑ, 1940, $M_s = 7.2$ Δ Επιταχυνσιογράφημα *Elcentro_180* (PGA = 0.31g)

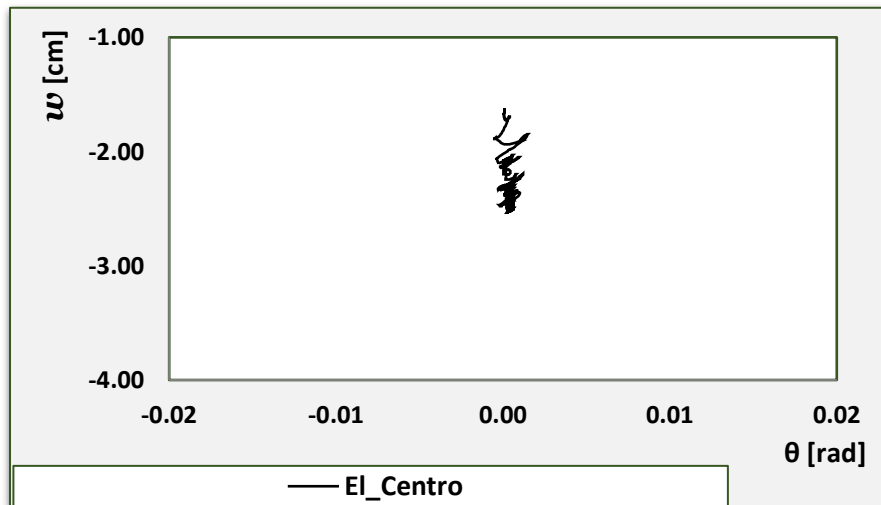


Σχήμα 4.1: Διάγραμμα ροπών-καμπυλοτήτων για το συμβατικό πλαίσιο στη βάση του αριστερά υποστύλωματος ισογείου.

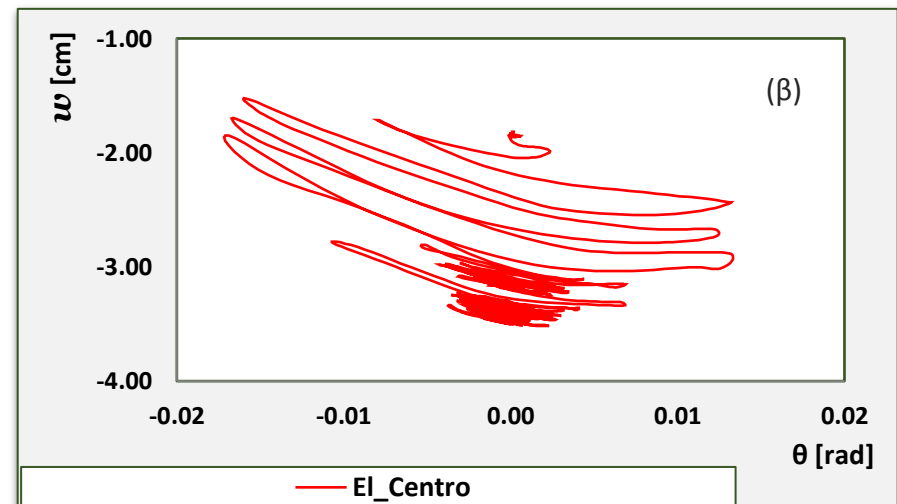
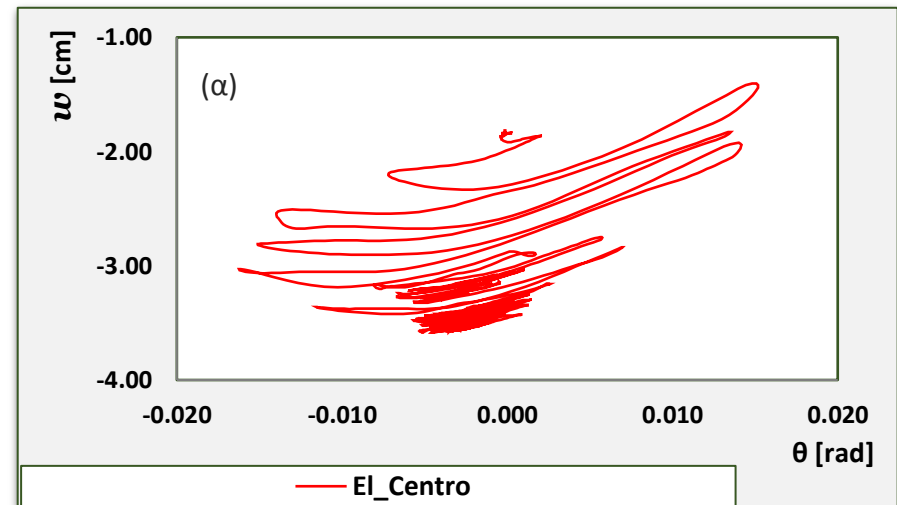


Σχήμα 4.2: Διάγραμμα ροπών-καμπυλοτήτων για το μη-συμβατικό πλαίσιο (α) στη βάση, και (β) στην κορυφή του αριστερά υποστύλωματος ισογείου.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4 Δυναμική Ανάλυση: Σύγκριση Συμβατικής και Μη-Συμβατικής Θεμελίωσης για τα δύο Πλαίσια

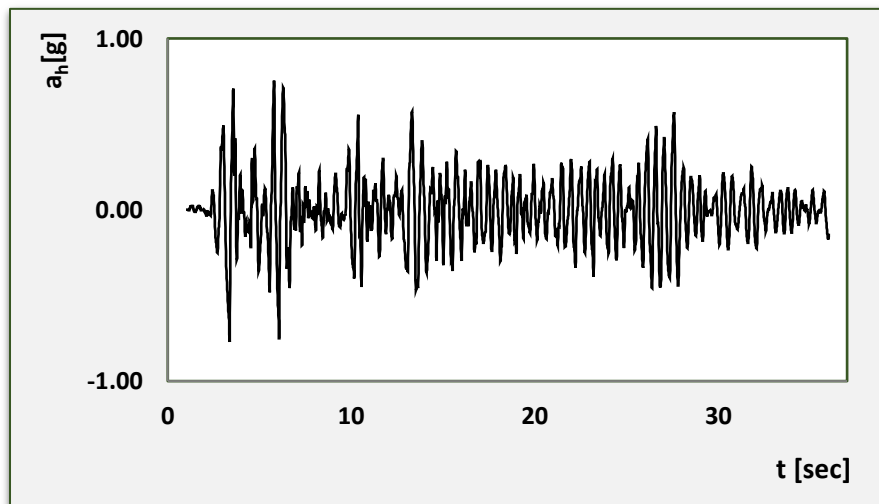
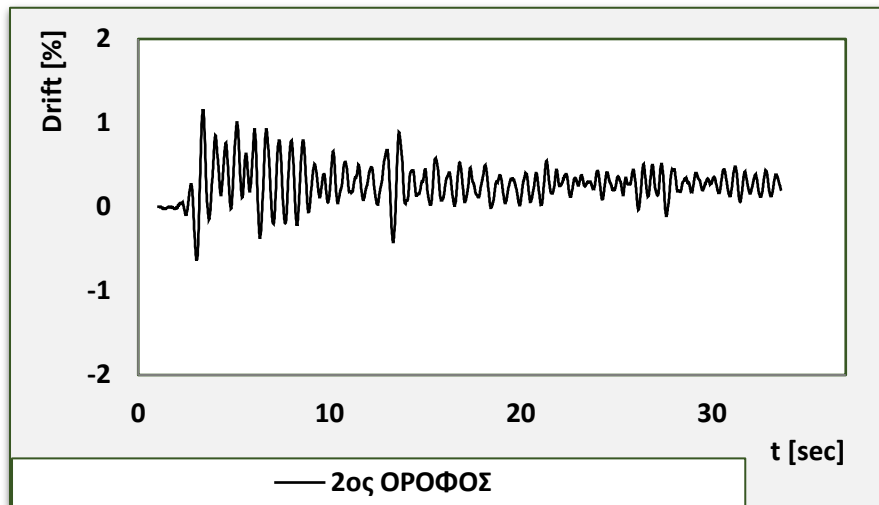


Σχήμα 4.3: Συμπεριφορά του θεμελίου του αριστερά υποστρώματος σε όρους καθίζησης-στροφής, για το συμβατικό πλαίσιο.

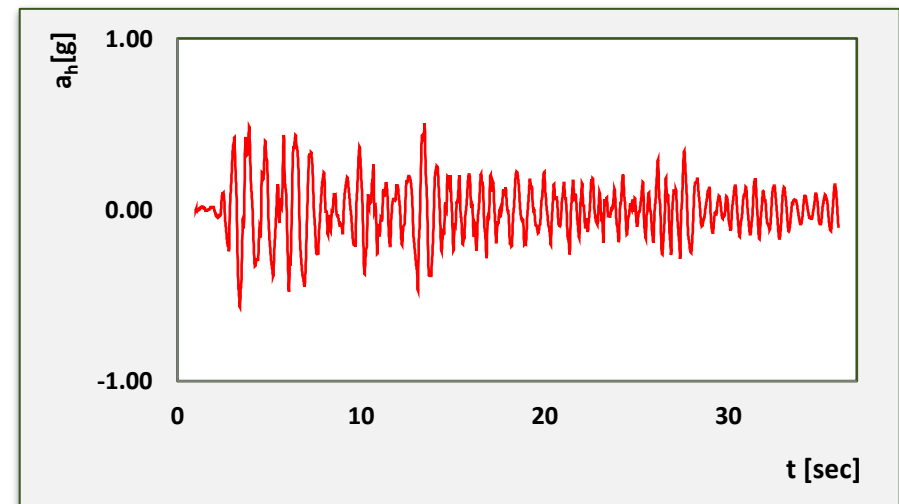
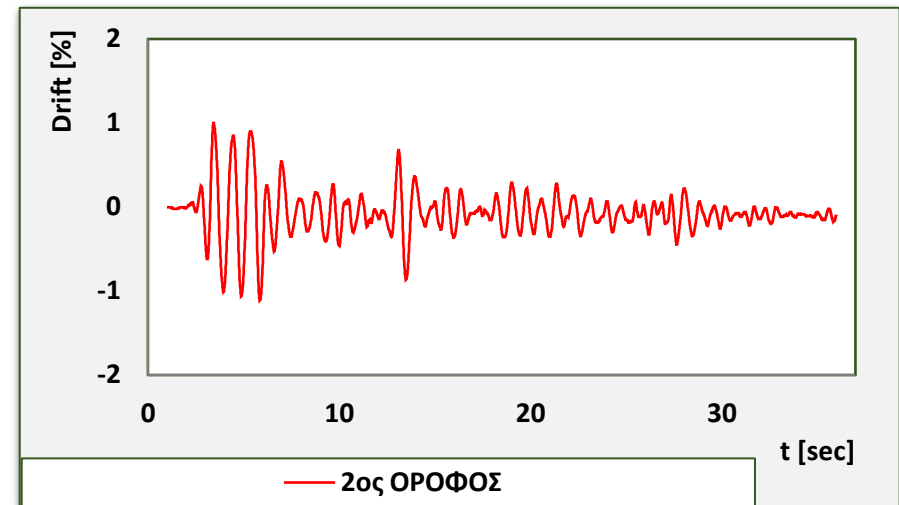


Σχήμα 4.4: Συμπεριφορά του θεμελίου (α) του αριστερά, και (β) του δεξιά υποστρώματος σε όρους καθίζησης-στροφής, για το **μη-συμβατικό πλαίσιο**.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4 Δυναμική Ανάλυση: Σύγκριση Συμβατικής και Μη-Συμβατικής Θεμελίωσης για τα δύο Πλαίσια

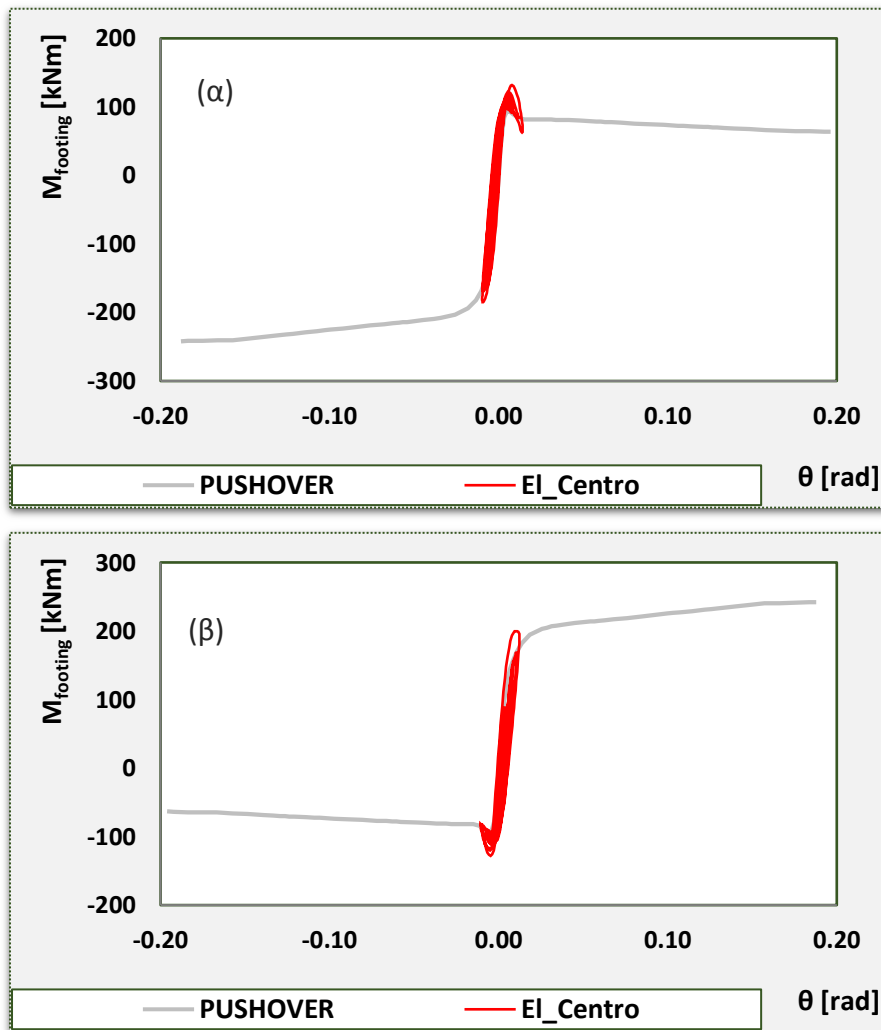


Σχήμα 4.5: Απόκριση του συμβατικού πλαισίου σε όρους drift (σχετικής οριζόντιας μετατόπισης ως προς την στάθμη θεμελίωσης) και αναπτυσσόμενης οριζόντιας επιτάχυνσης του τελευταίου ορόφου.



Σχήμα 4.6: Απόκριση του μη-συμβατικού πλαισίου σε όρους drift και αναπτυσσόμενης οριζόντιας επιτάχυνσης του τελευταίου ορόφου.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4 Δυναμική Ανάλυση: Σύγκριση Συμβατικής και Μη-Συμβατικής Θεμελίωσης για τα δύο Πλαίσια



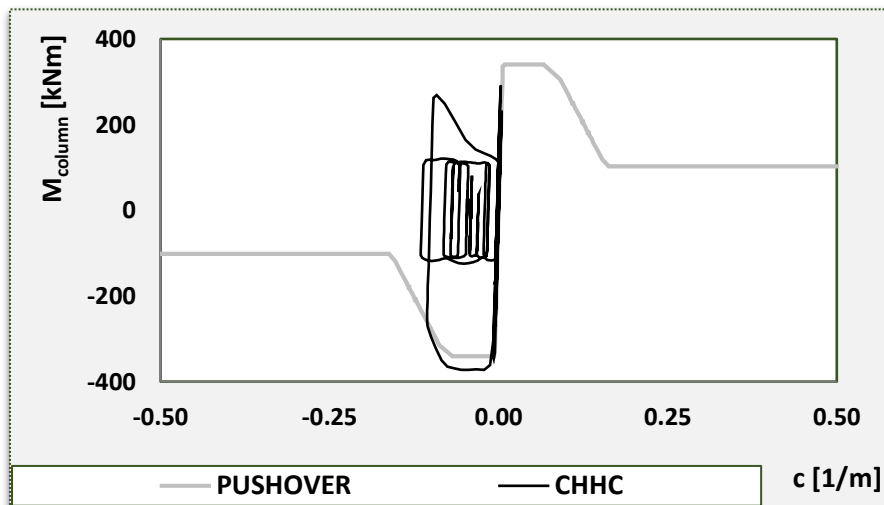
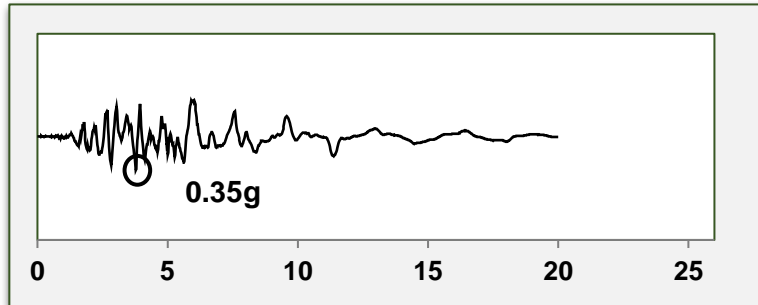
Σχήμα 4.7: Συμπεριφορά του θεμελίου (α) του αριστερά, και (β) του δεξιά (κάτω) υποστυλώματος σε όρους ροπής-στροφής, για το μη-συμβατικό πλαίσιο.

Πίνακας 4.1: Συγκεντρωτικά Αποτελέσματα της απόκρισης του συμβατικού, και μη, πλαισίου σε όρους βλάβης των υποστυλωμάτων ισογείου (μέγιστη και παραμένουσα καμπυλότητα), μόνιμης παραμόρφωσης της θεμελίωσης (καθίζηση και στροφή), και παραμόρφωσης του τελευταίου ορόφου (μέγιστο και παραμένον drift).

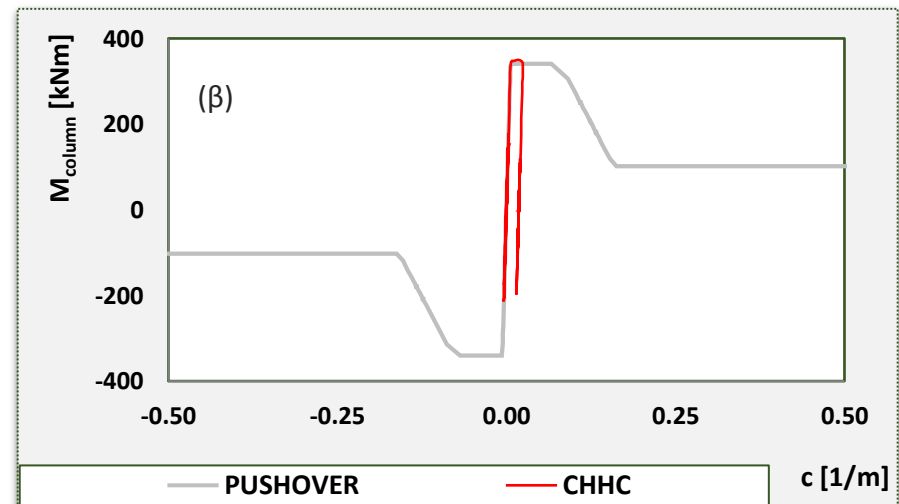
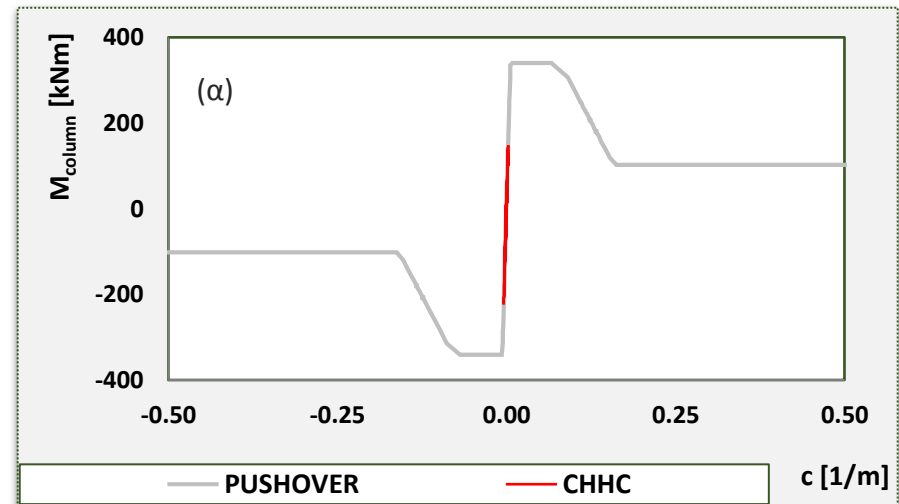
PSV	Συμβατικός Σχεδιασμός	Μη-Συμβατικός Σχεδιασμός (Μόνωση Μέσω Λικνισμού)	
	Βάση Αριστερού Υποστυλώματος Ισογείου	Βάση Αριστερού Υποστυλώματος Ισογείου	Κορυφή Αριστερού Υποστυλώματος Ισογείου
$\mu_{\text{demand}}/\mu_{\text{capacity}}$ [%]	92	5	9
c_{res} [rad]	0.0102	0.0004	0.0001
	Αριστερό Πέδιλο	Αριστερό Πέδιλο	Δεξί Πέδιλο
w_{res} [cm]	-2.52	-3.55	-3.48
w_{dif} [cm]		0.07	
θ_{res} [rad]	0.000	-0.002	-0.001
	Σχετική Μετακίνηση Δοκού Στέγης ως προς την Στάθμη Θεμελίωσης	Σχετική Μετακίνηση Δοκού Στέγης ως προς την Στάθμη Θεμελίωσης	
$\text{Drift}_{\text{max}}$ [%]	1.16	1.11	
$\text{Drift}_{\text{res}}$ [%]	0.22	-0.12	

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4 Δυναμική Ανάλυση: Σύγκριση Συμβατικής και Μη-Συμβατικής Θεμελίωσης για τα δύο Πλαίσια

2. Διέγερση Christchurch, Περιοχή του Canterbury, Νέα Ζηλανδία, 2011, $M_s = 6.3$ Δ Επιταχυνσιογράφημα CHHC (PGA = 0.35g)

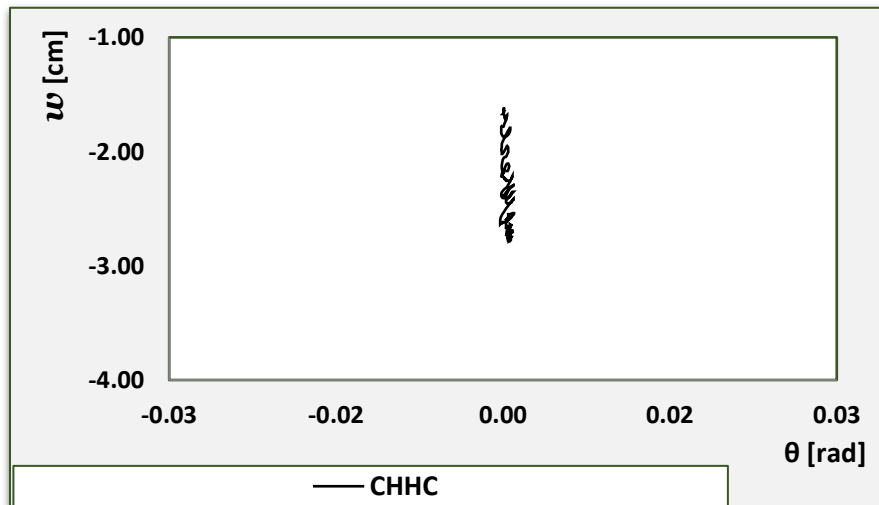


Σχήμα 4.8: Διάγραμμα ροπών-καμπυλοτήτων για το συμβατικό πλαίσιο στη βάση του αριστερά υποστυλώματος ισογείου.

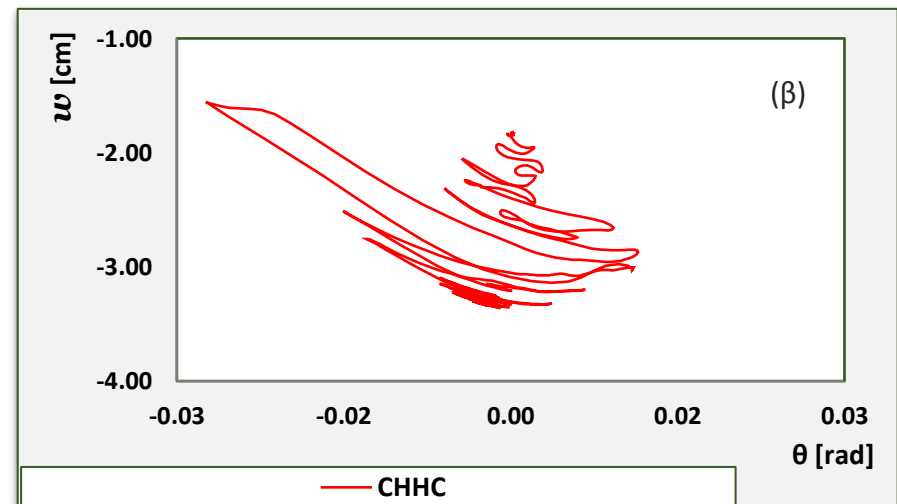
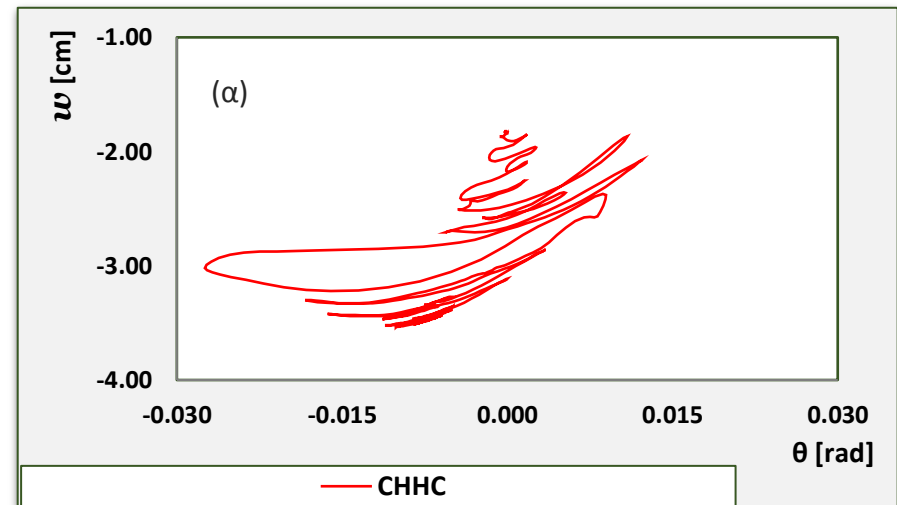


Σχήμα 4.9: Διάγραμμα ροπών-καμπυλοτήτων για το μη-συμβατικό πλαίσιο (α) στη βάση, και (β) στην κορυφή του αριστερά υποστυλώματος ισογείου.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4 Δυναμική Ανάλυση: Σύγκριση Συμβατικής και Μη-Συμβατικής Θεμελίωσης για τα δύο Πλαίσια

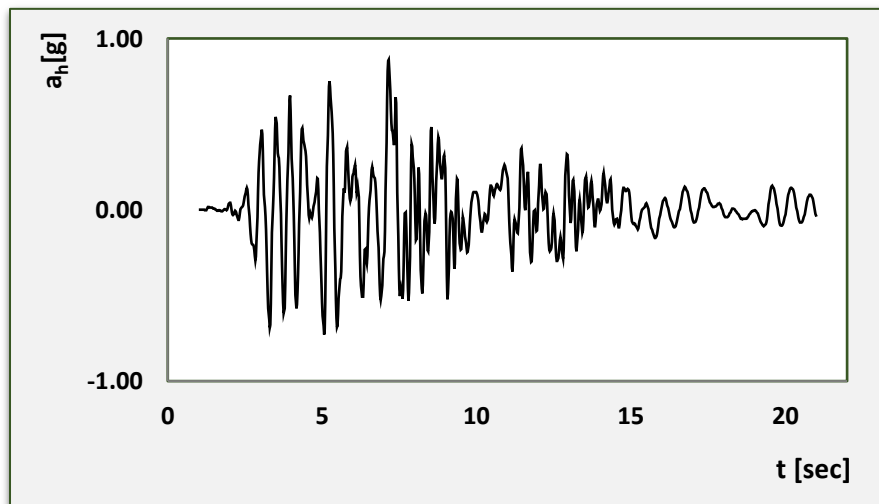
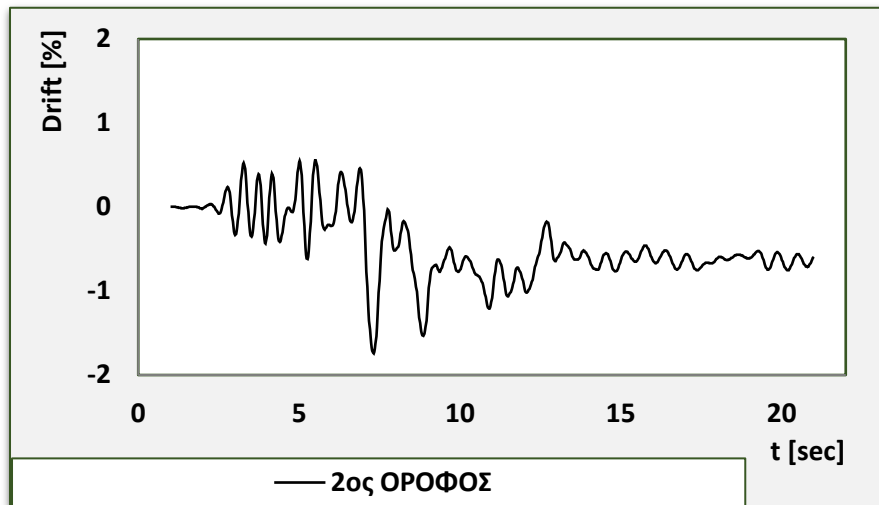


Σχήμα 4.10: Συμπεριφορά του θεμελίου του αριστερά υποστύλωματος σε όρους καθίζησης-στροφής, για το συμβατικό πλαίσιο.

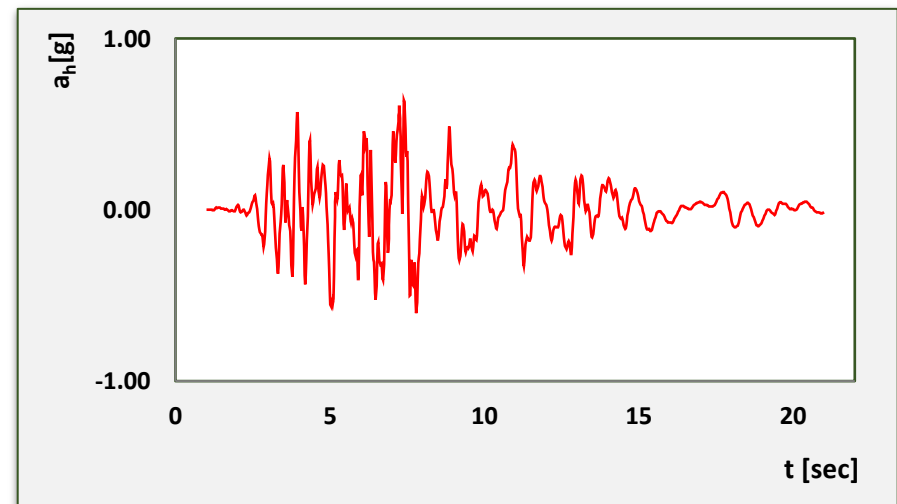
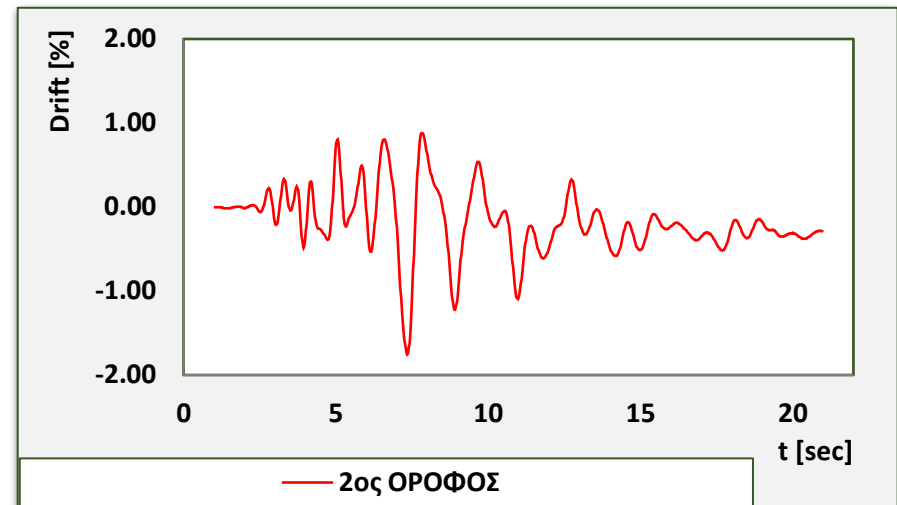


Σχήμα 4.11: Συμπεριφορά του θεμελίου (α) του αριστερά, και (β) του δεξιά υποστύλωματος σε όρους καθίζησης-στροφής, για το **μη-συμβατικό πλαίσιο**.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4 Δυναμική Ανάλυση: Σύγκριση Συμβατικής και Μη-Συμβατικής Θεμελίωσης για τα δύο Πλαίσια

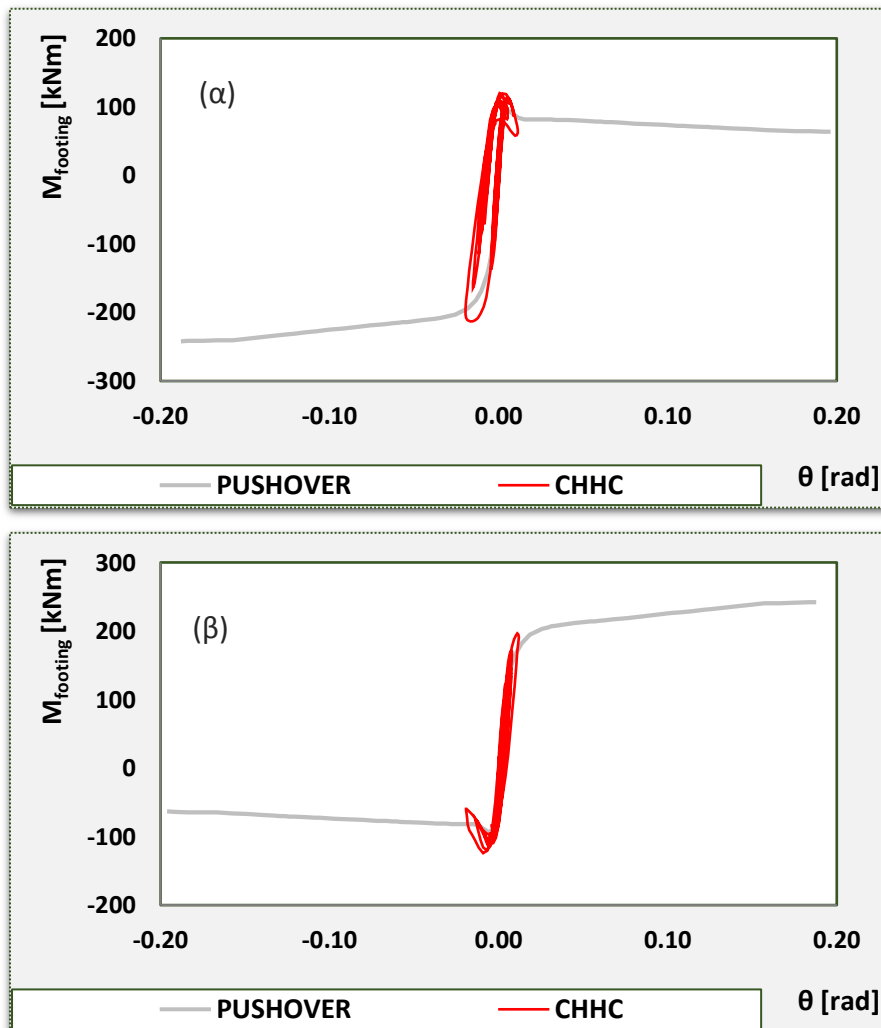


Σχήμα 4.12: Απόκριση του συμβατικού πλαισίου σε όρους drift (σχετικής οριζόντιας μετατόπισης ως προς την στάθμη θεμελίωσης) και αναπτυσσόμενης οριζόντιας επιτάχυνσης του τελευταίου ορόφου.



Σχήμα 4.13: Απόκριση του μη-συμβατικού πλαισίου σε όρους drift και αναπτυσσόμενης οριζόντιας επιτάχυνσης του τελευταίου ορόφου.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4 Δυναμική Ανάλυση: Σύγκριση Συμβατικής και Μη-Συμβατικής Θεμελίωσης για τα δύο Πλαίσια



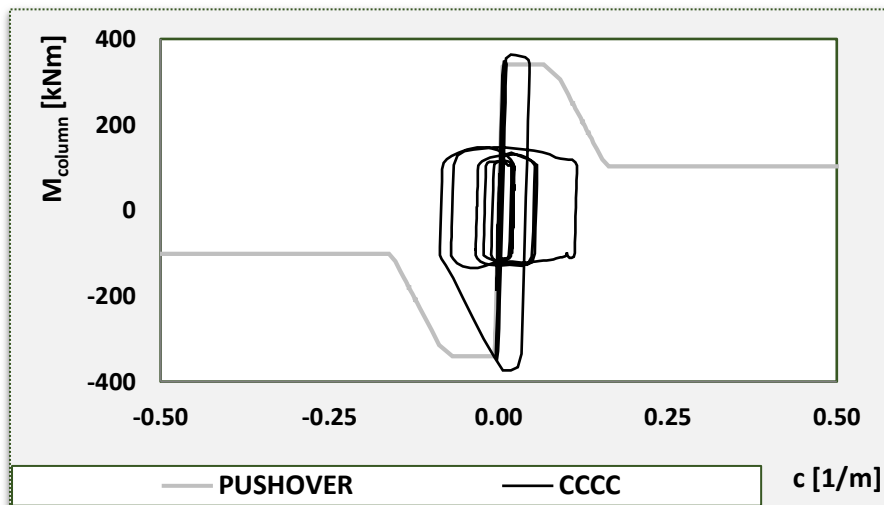
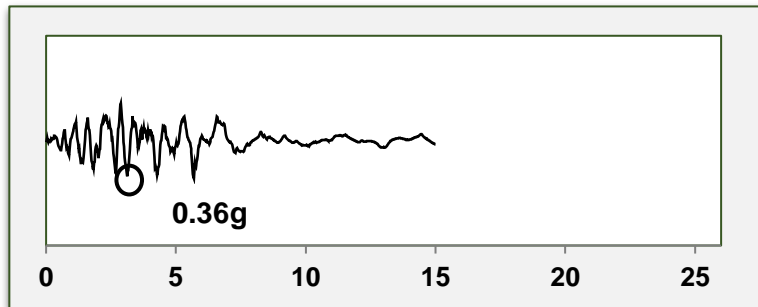
Σχήμα 4.14: Συμπεριφορά του θεμελίου (α) του αριστερά, και (β) του δεξιά υποστυλώματος σε όρους ροπής-στροφής, για το μη-συμβατικό πλαίσιο.

Πίνακας 4.2: Συγκεντρωτικά Αποτελέσματα της απόκρισης του συμβατικού, και μη, πλαισίου σε όρους βλάβης των υποστυλωμάτων ισογείου (μέγιστη και παραμένουσα καμπυλότητα), μόνιμης παραμόρφωσης της θεμελίωσης (καθίζηση και στροφή), και παραμόρφωσης του τελευταίου ορόφου (μέγιστο και παραμένον drift).

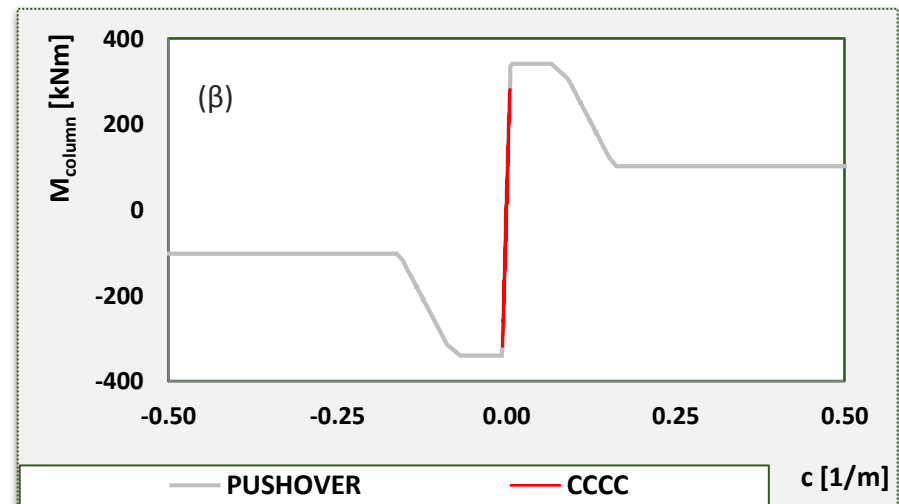
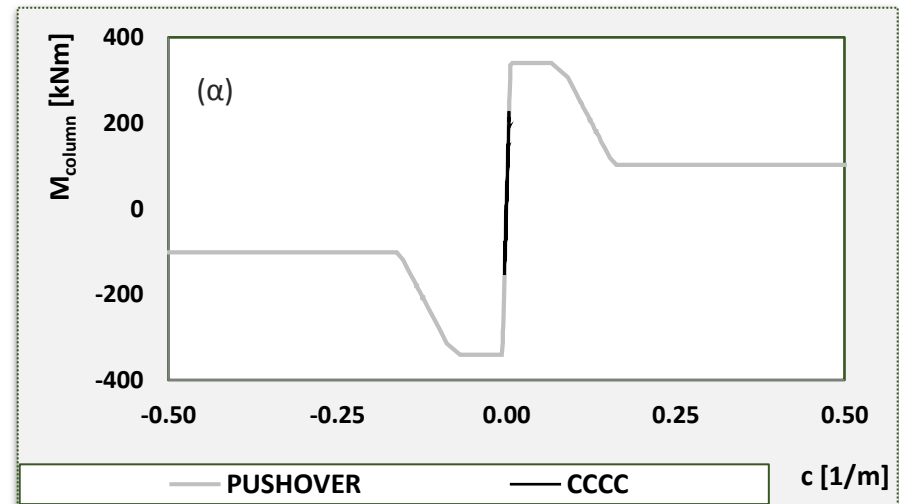
PSV	Συμβατικός Σχεδιασμός	Μη-Συμβατικός Σχεδιασμός (Μόνωση Μέσω Λικνισμού)	
	Βάση Αριστερού Υποστυλώματος Ισογείου	Βάση Αριστερού Υποστυλώματος Ισογείου	Κορυφή Αριστερού Υποστυλώματος Ισογείου
$\mu_{demand}/\mu_{capacity}$ [%]	174	6	6
c_{res} [rad]	-0.0414	0.0008	0.0008
	Αριστερό Πέδιλο	Αριστερό Πέδιλο	Δεξί Πέδιλο
w_{res} [cm]	-2.77	-3.49	-3.33
w_{dif} [cm]		0.16	
θ_{res} [rad]	0.001	-0.008	-0.002
	Σχετική Μετακίνηση Δοκού Στέγης ως προς την Στάθμη Θεμελίωσης	Σχετική Μετακίνηση Δοκού Στέγης ως προς την Στάθμη Θεμελίωσης	
$Drift_{max}$ [%]	1.74	1.75	
$Drift_{res}$ [%]	-0.64	-0.28	

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4 Δυναμική Ανάλυση: Σύγκριση Συμβατικής και Μη-Συμβατικής Θεμελίωσης για τα δύο Πλαίσια

3. Διέγερση Christchurch, Περιοχή του Canterbury, Νέα Ζηλανδία, 2011, $M_s = 6.3$ Δ Επιταχυνσιογράφημα CCCC (PGA = 0.36g)

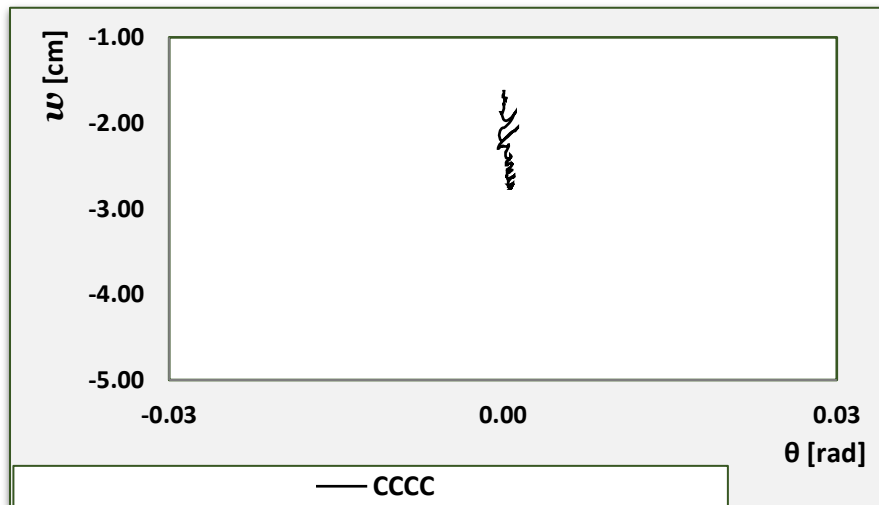


Σχήμα 4.15: Διάγραμμα ροπών-καμπυλοτήτων για το συμβατικό πλαίσιο στη βάση του δεξιά υποστυλώματος ισογείου.

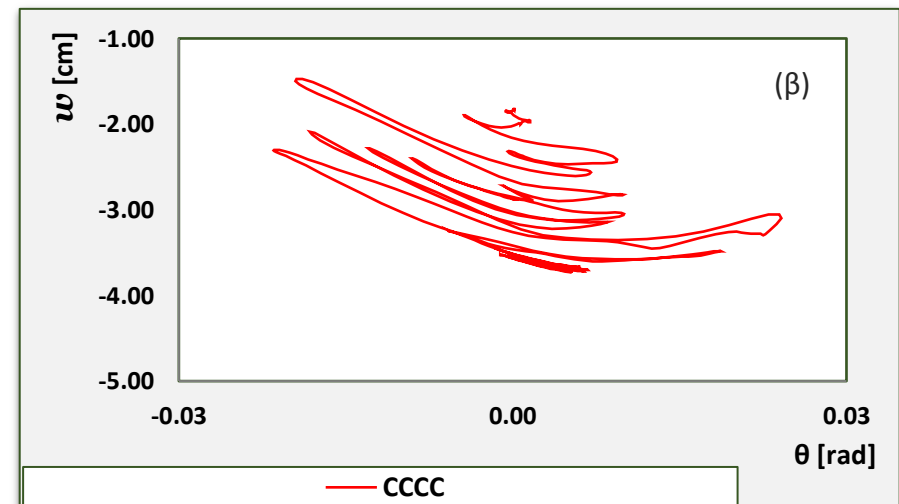
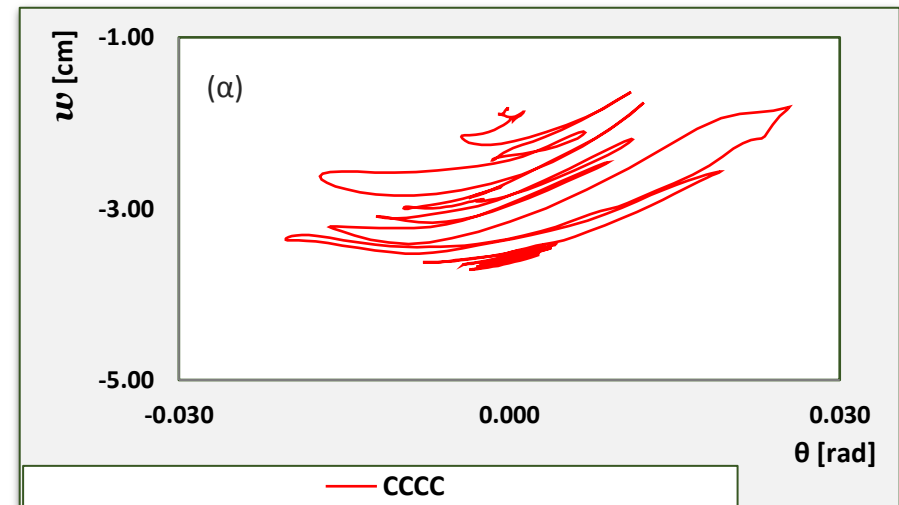


Σχήμα 4.16: Διάγραμμα ροπών-καμπυλοτήτων για το μη-συμβατικό πλαίσιο (α) στη βάση, και (β) στην κορυφή του αριστερά υποστυλώματος ισογείου.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4 Δυναμική Ανάλυση: Σύγκριση Συμβατικής και Μη-Συμβατικής Θεμελίωσης για τα δύο Πλαίσια

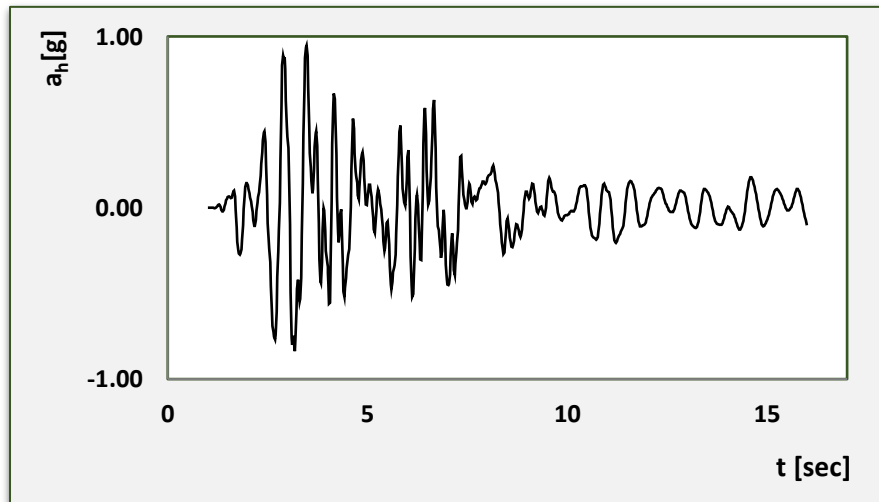
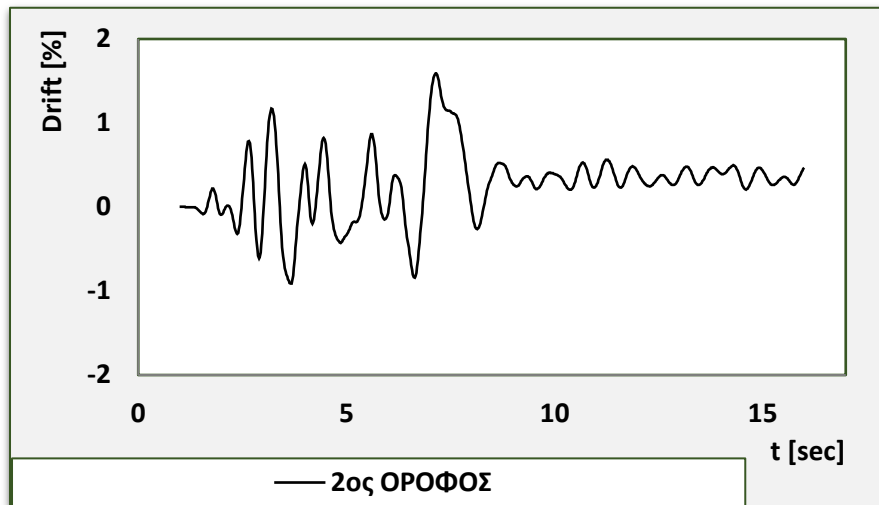


Σχήμα 4.17: Συμπεριφορά του θεμελίου του αριστερά υποστυλώματος σε όρους καθίζησης-στροφής, για το συμβατικό πλαίσιο.

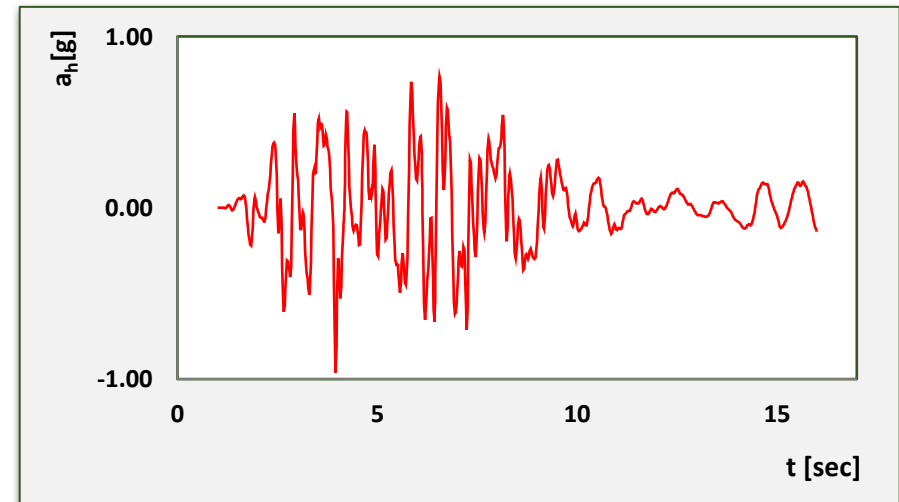
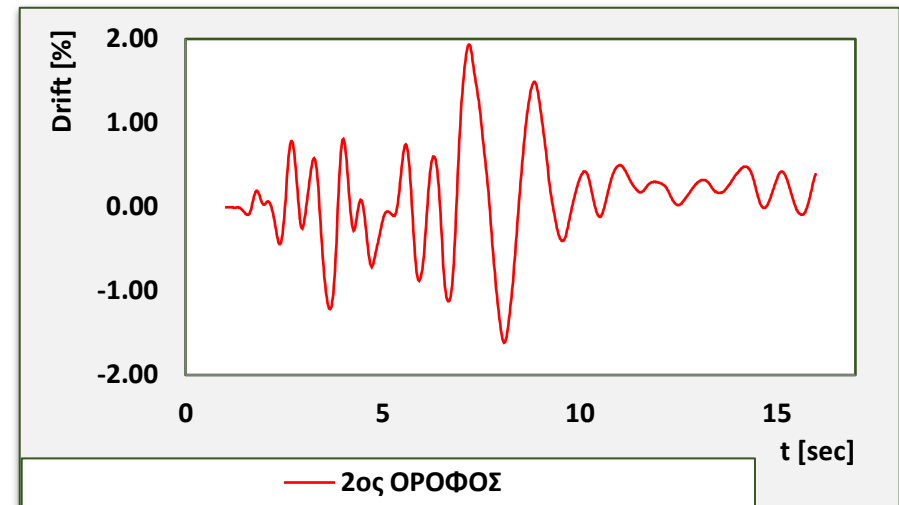


Σχήμα 4.18: Συμπεριφορά του θεμελίου (α) του αριστερά, και (β) του δεξιά υποστυλώματος σε όρους καθίζησης-στροφής, για το **μη-συμβατικό πλαίσιο**.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4 Δυναμική Ανάλυση: Σύγκριση Συμβατικής και Μη-Συμβατικής Θεμελίωσης για τα δύο Πλαίσια

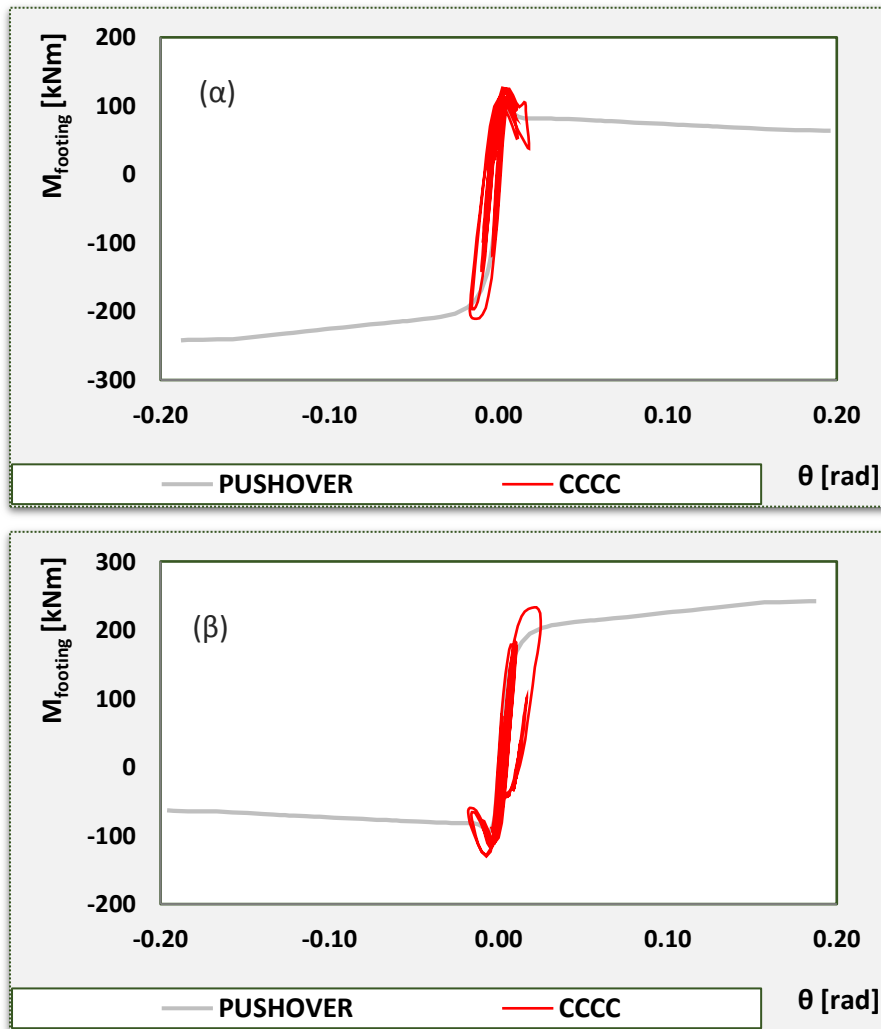


Σχήμα 4.19: Απόκριση του συμβατικού πλαισίου σε όρους drift (σχετικής οριζόντιας μετατόπισης ως προς την στάθμη θεμελίωσης) και αναπτυσσόμενης οριζόντιας επιτάχυνσης του τελευταίου ορόφου.



Σχήμα 4.20: Απόκριση του μη-συμβατικού πλαισίου σε όρους drift και αναπτυσσόμενης οριζόντιας επιτάχυνσης του τελευταίου ορόφου.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4 Δυναμική Ανάλυση: Σύγκριση Συμβατικής και Μη-Συμβατικής Θεμελίωσης για τα δύο Πλαίσια



Σχήμα 4.21: Συμπεριφορά του θεμελίου (α) του αριστερά, και (β) του δεξιά υποστυλώματος σε όρους ροπής-στροφής, για το **μη-συμβατικό πλαίσιο**.

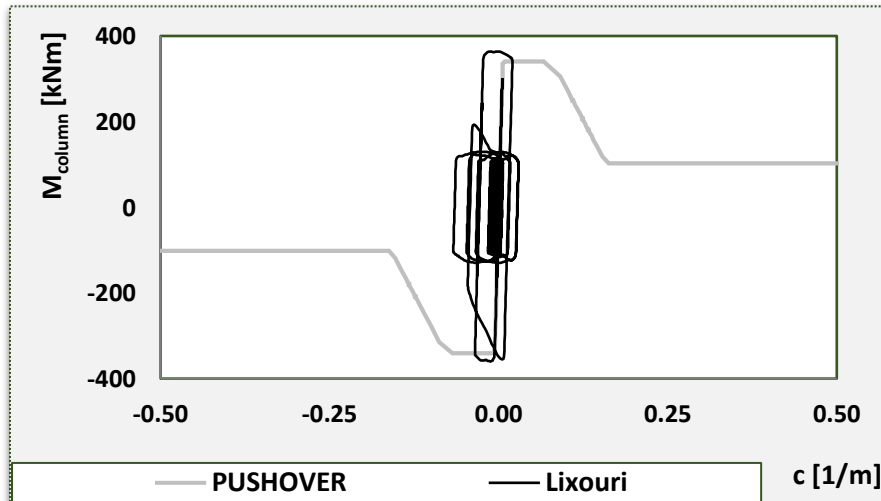
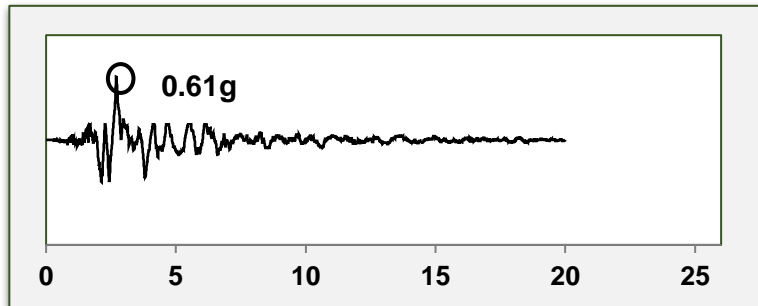
Πίνακας 4.3: Συγκεντρωτικά Αποτελέσματα της απόκρισης του συμβατικού, και μη, πλαισίου σε όρους βλάβης των υποστυλωμάτων ισογείου (μέγιστη και παραμένουσα καμπυλότητα), μόνιμης παραμόρφωσης της θεμελίωσης (καθίζηση και στροφή), και παραμόρφωσης του τελευταίου ορόφου (μέγιστο και παραμένον drift).

PSV	Συμβατικός Σχεδιασμός	Μη-Συμβατικός Σχεδιασμός (Μόνωση Μέσω Λικνισμού)	
	<i>Βάση Αριστερού Υποστυλώματος Ισογείου</i>	<i>Βάση Αριστερού Υποστυλώματος Ισογείου</i>	<i>Κορυφή Αριστερού Υποστυλώματος Ισογείου</i>
$\mu_{demand}/\mu_{capacity}$ [%]	175	6	9
c_{res} [rad]	0.0221	-0.0001	-0.0011
	<i>Αριστερό Πέδιλο</i>	<i>Αριστερό Πέδιλο</i>	<i>Δεξί Πέδιλο</i>
w_{res} [cm]	-2.75	-3.55	-3.73
w_{dif} [cm]		-0.18	
θ_{res} [rad]	0.001	0.002	0.005
	<i>Σχετική Μετακίνηση Δοκού Στέγης ως προς την Στάθμη Θεμελίωσης</i>	<i>Σχετική Μετακίνηση Δοκού Στέγης ως προς την Στάθμη Θεμελίωσης</i>	
$Drift_{max}$ [%]	1.59	1.93	
$Drift_{res}$ [%]	0.41	0.32	

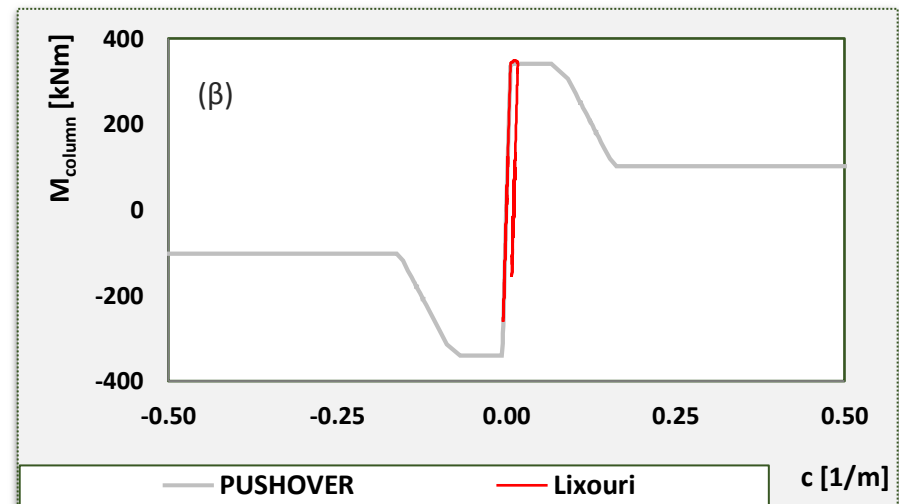
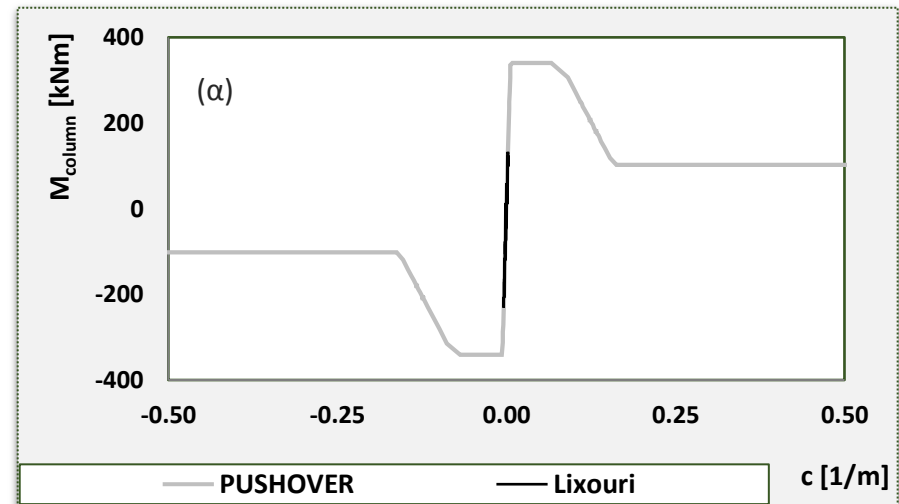
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4 Δυναμική Ανάλυση: Σύγκριση Συμβατικής και Μη-Συμβατικής Θεμελίωσης για τα δύο Πλαίσια

4. Διέγερση Κεφαλληνίας, Ελλάς, 2014, $M_w = 6.1 \Delta$

Επιταχυνσιογράφημα *Lixouri_N* (PGA = 0.61g)

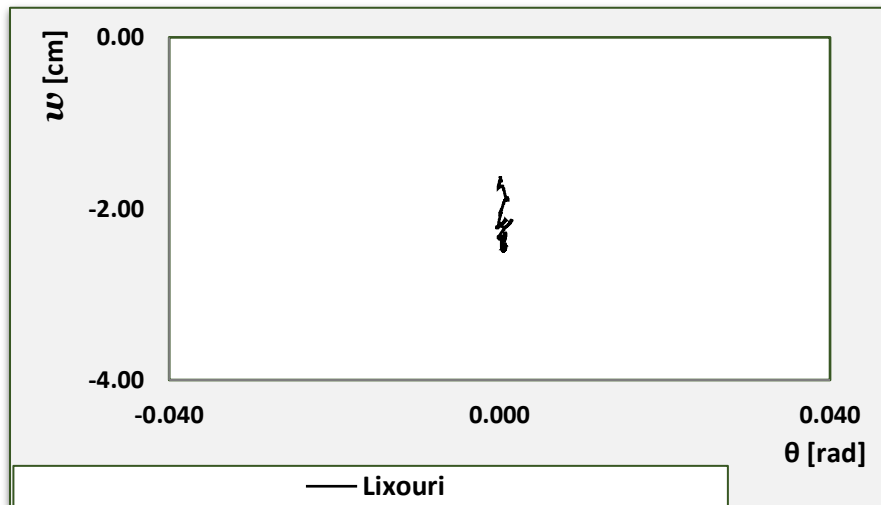


Σχήμα 4.22: Διάγραμμα ροπών-καμπυλοτήτων για το συμβατικό πλαίσιο στη βάση του αριστερά υποστύλωματος ισογείου.

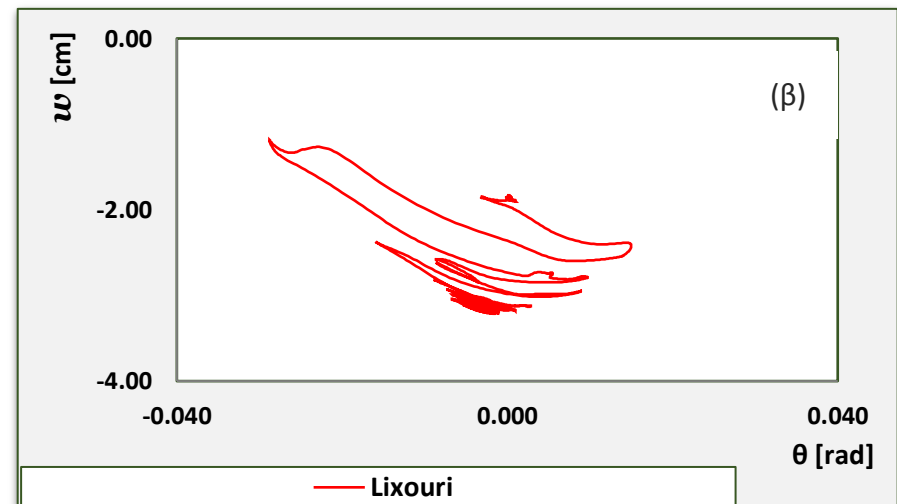
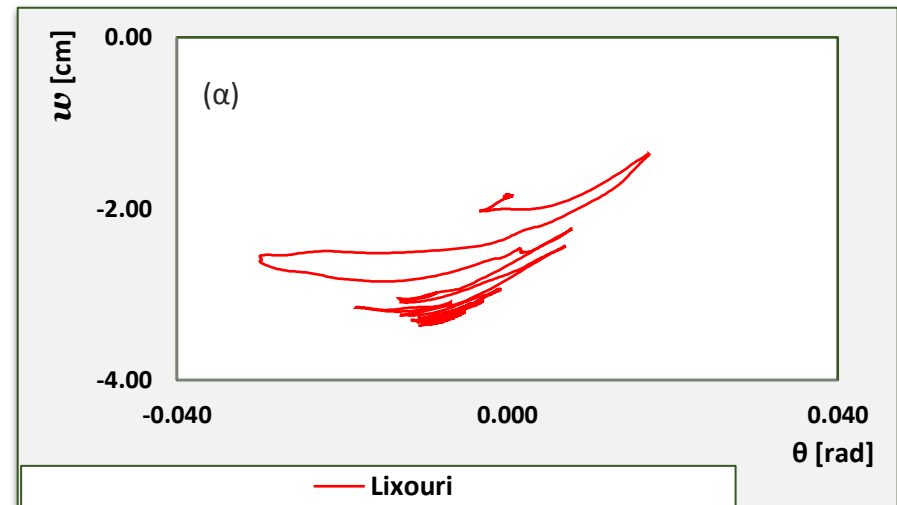


Σχήμα 4.23: Διάγραμμα ροπών-καμπυλοτήτων για το μη-συμβατικό πλαίσιο (α) στη βάση, και (β) στην κορυφή του αριστερά υποστύλωματος ισογείου.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4 Δυναμική Ανάλυση: Σύγκριση Συμβατικής και Μη-Συμβατικής Θεμελίωσης για τα δύο Πλαίσια

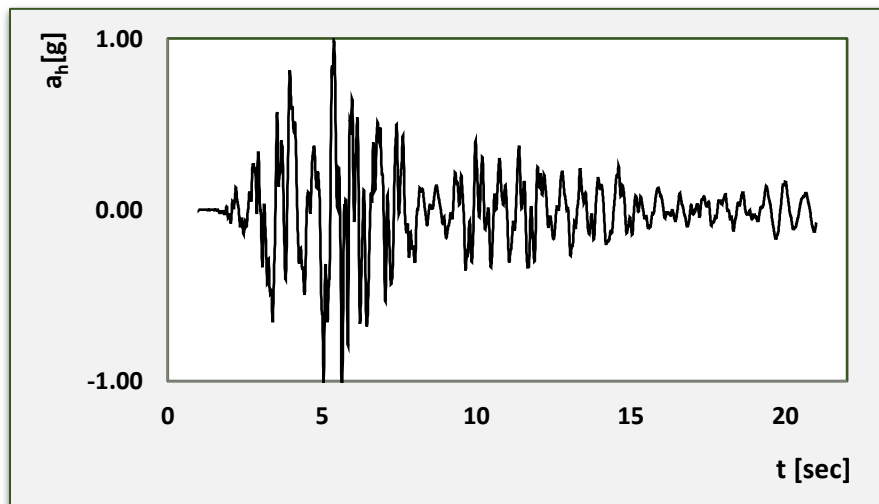
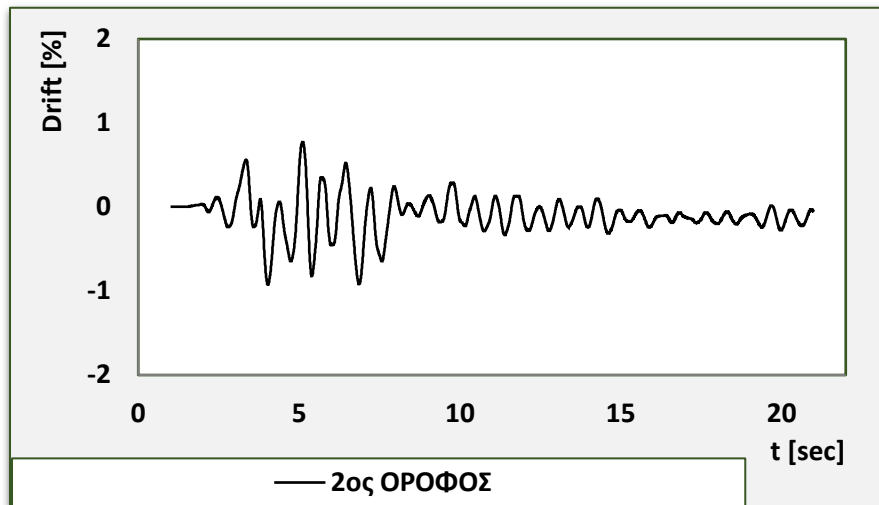


Σχήμα 4.24: Συμπεριφορά του θεμελίου του αριστερά υποστυλώματος σε όρους καθίζησης-στροφής, για το συμβατικό πλαίσιο.

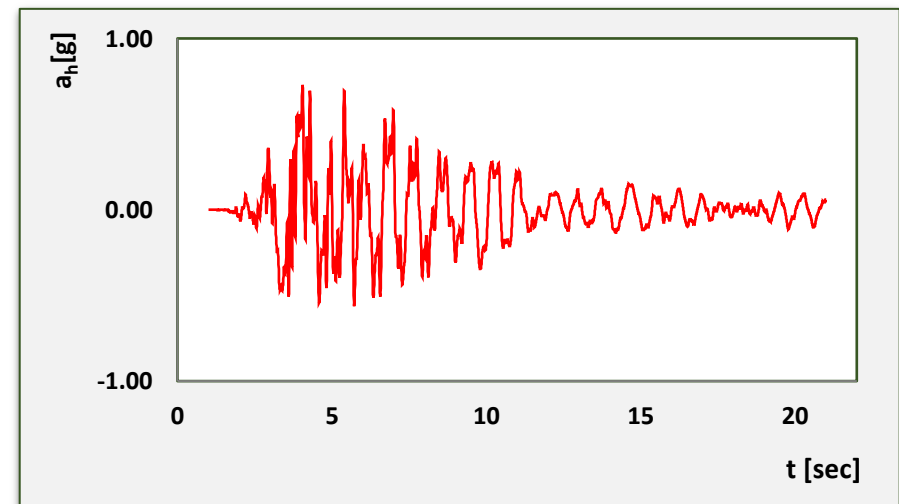
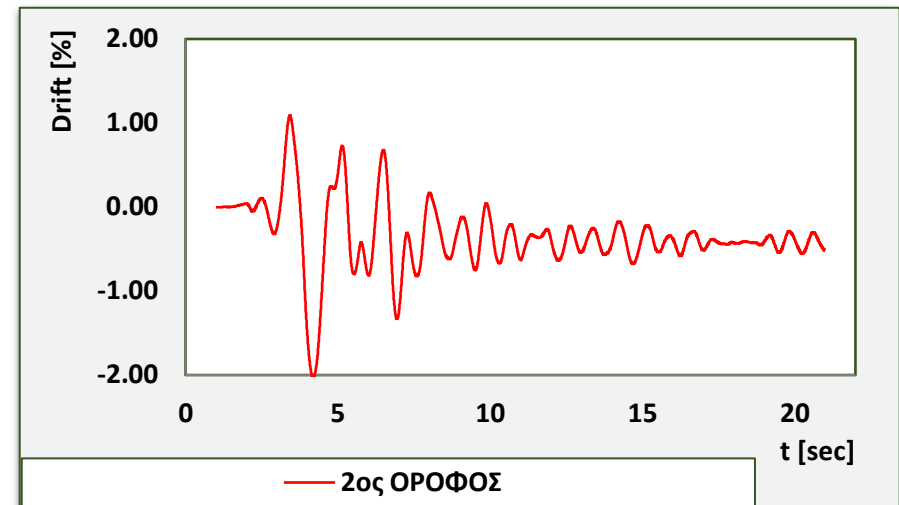


Σχήμα 4.25: Συμπεριφορά του θεμελίου (α) του αριστερά, και (β) του δεξιά υποστυλώματος σε όρους καθίζησης-στροφής, για το **μη-συμβατικό πλαίσιο**.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4 Δυναμική Ανάλυση: Σύγκριση Συμβατικής και Μη-Συμβατικής Θεμελίωσης για τα δύο Πλαίσια

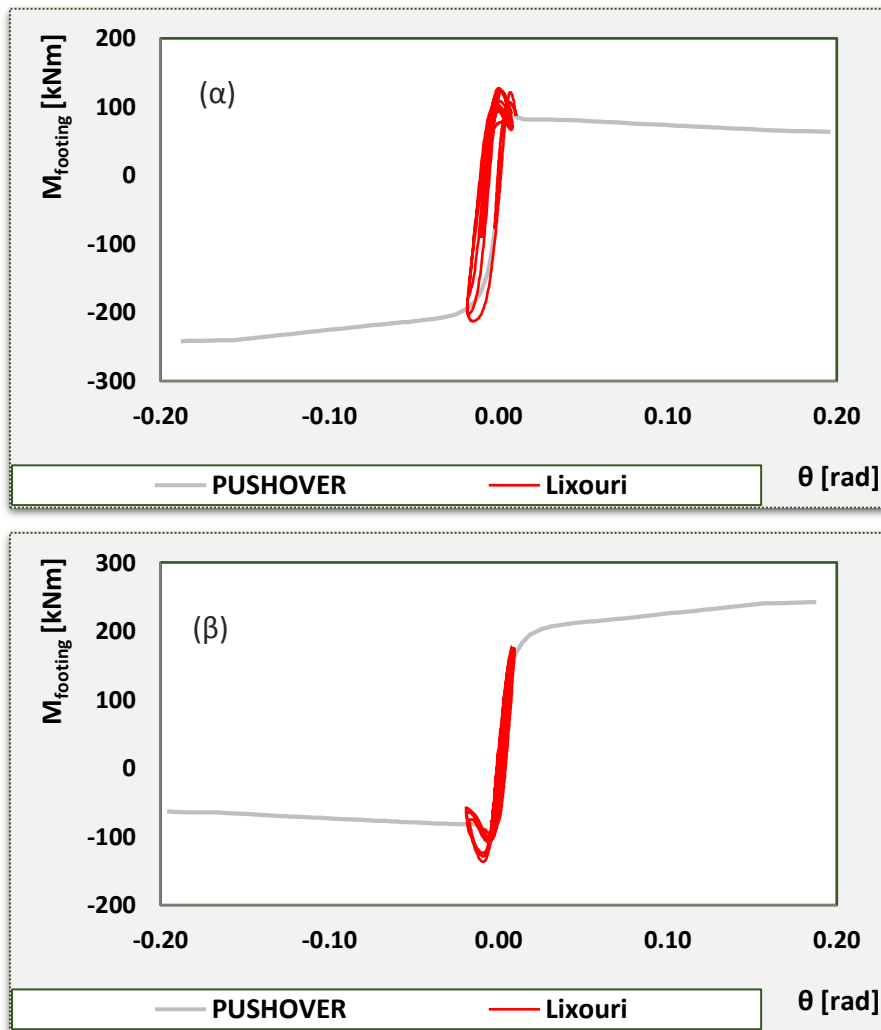


Σχήμα 4.26: Απόκριση του συμβατικού πλαισίου σε όρους drift (σχετικής οριζόντιας μετατόπισης ως προς την στάθμη θεμελίωσης) και αναπτυσσόμενης οριζόντιας επιτάχυνσης του τελευταίου ορόφου.



Σχήμα 4.27: Απόκριση του μη-συμβατικού πλαισίου σε όρους drift και αναπτυσσόμενης οριζόντιας επιτάχυνσης του τελευταίου ορόφου.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4 Δυναμική Ανάλυση: Σύγκριση Συμβατικής και Μη-Συμβατικής Θεμελίωσης για τα δύο Πλαίσια



Σχήμα 4.28: Συμπεριφορά του θεμελίου (α) του αριστερά, και (β) του δεξιά υποστυλώματος σε όρους ροπής-στροφής, για το **μη-συμβατικό πλαίσιο**.

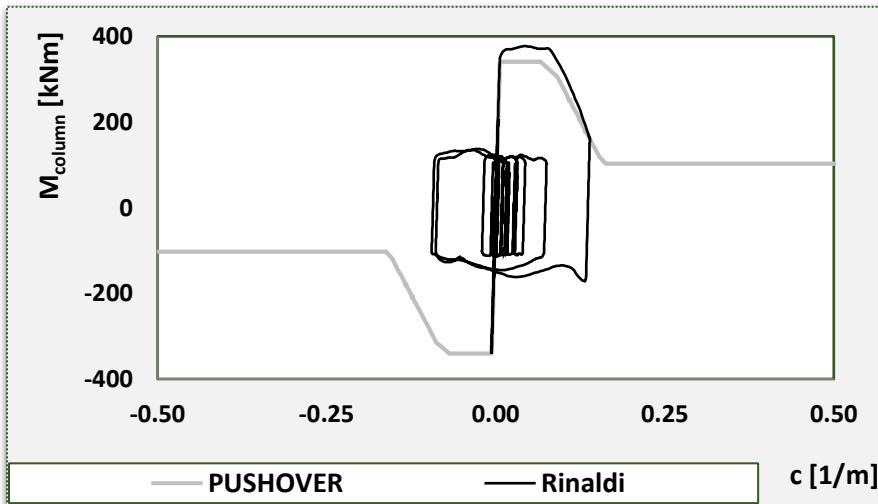
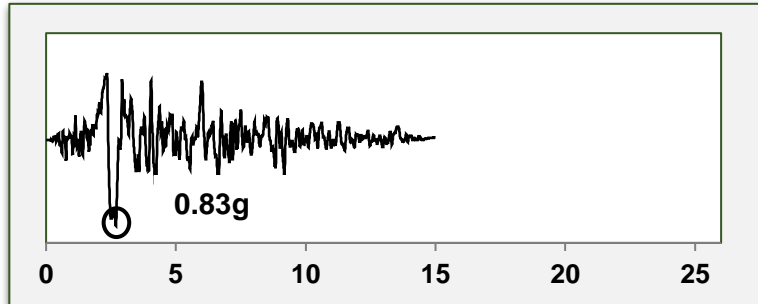
Πίνακας 4.4: Συγκεντρωτικά Αποτελέσματα της απόκρισης του συμβατικού, και μη, πλαισίου σε όρους βλάβης των υποστυλωμάτων ισογείου (μέγιστη και παραμένουσα καμπυλότητα), μόνιμης παραμόρφωσης της θεμελίωσης (καθίζηση και στροφή), και παραμόρφωσης του τελευταίου ορόφου (μέγιστο και παραμένον drift).

PSV	Συμβατικός Σχεδιασμός	Μη-Συμβατικός Σχεδιασμός (Μόνωση Μέσω Λικνισμού)	
	Βάση Αριστερού Υποστυλώματος Ισογείου	Βάση Αριστερού Υποστυλώματος Ισογείου	Κορυφή Αριστερού Υποστυλώματος Ισογείου
$\mu_{\text{demand}}/\mu_{\text{capacity}}$ [%]	101	6	26
c_{res} [rad]	-0.0123	0.0001	0.0114
	Αριστερό Πέδιλο	Αριστερό Πέδιλο	Δεξί Πέδιλο
w_{res} [cm]	-2.49	-3.32	-3.17
w_{dif} [cm]		0.15	
θ_{res} [rad]	0.000	-0.008	-0.004
	Σχετική Μετακίνηση Δοκού Στέγης ως προς την Στάθμη Θεμελίωσης	Σχετική Μετακίνηση Δοκού Στέγης ως προς την Στάθμη Θεμελίωσης	
$\text{Drift}_{\text{max}}$ [%]	0.92	2.02	
$\text{Drift}_{\text{res}}$ [%]	-0.05	-0.51	

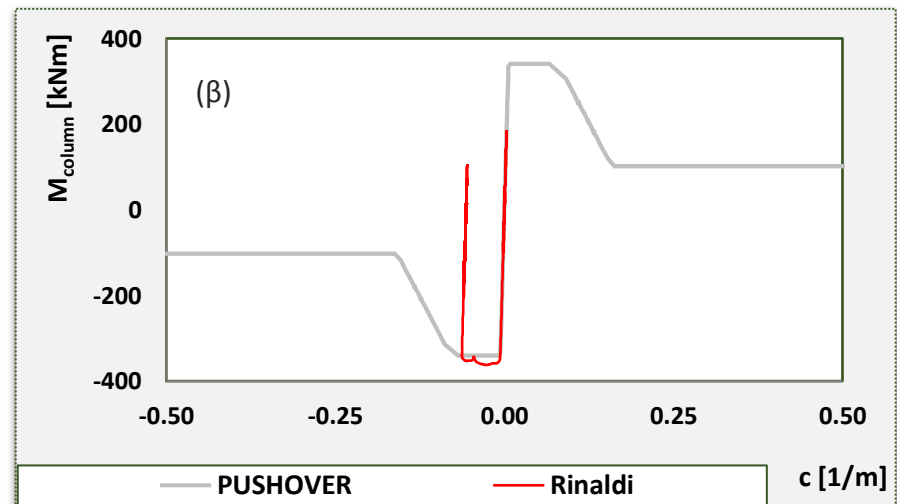
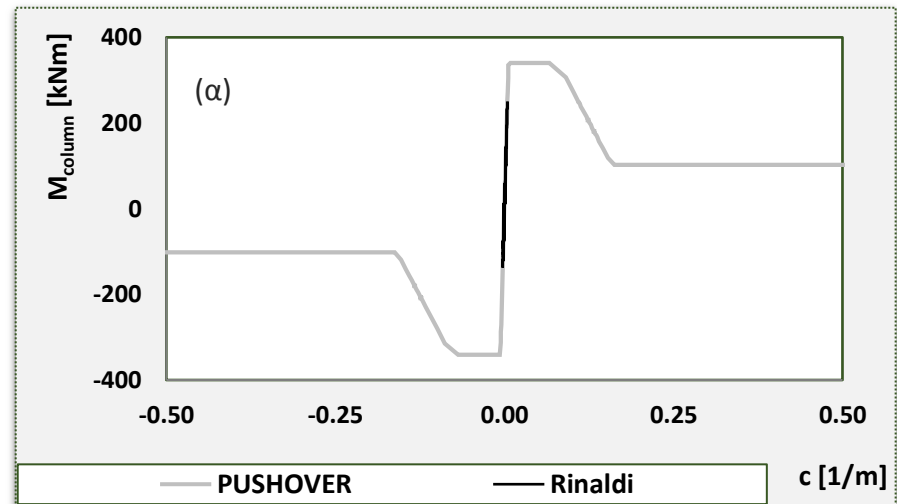
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4 Δυναμική Ανάλυση: Σύγκριση Συμβατικής και Μη-Συμβατικής Θεμελίωσης για τα δύο Πλαίσια

5. Διέγερση Northridge, Καλλιφόρνια, ΗΠΑ, 1994, $M_s = 6.7 \Delta$

Επιταχυνσιογράφημα *Rinaldi_228* (PGA = 0.83g)

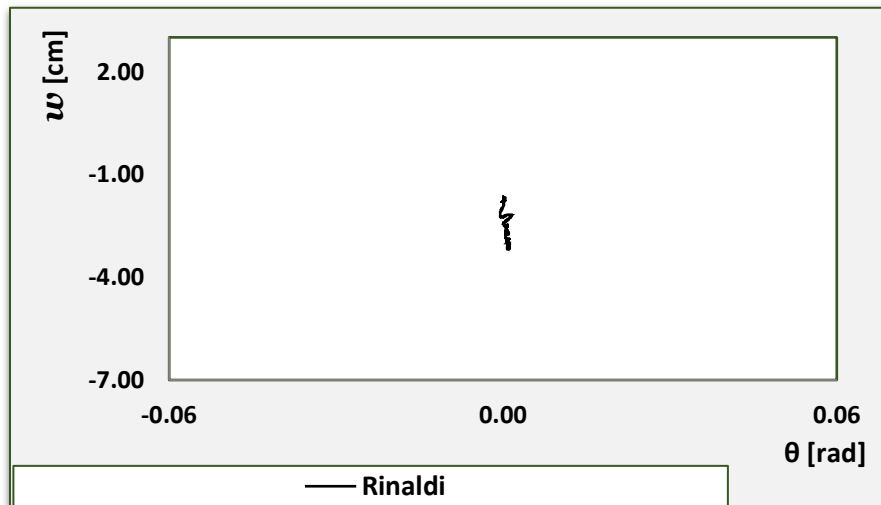


Σχήμα 4.29: Διάγραμμα ροπών-καμπυλοτήτων για το συμβατικό πλαίσιο στη βάση του αριστερά υποστυλώματος ισογείου.

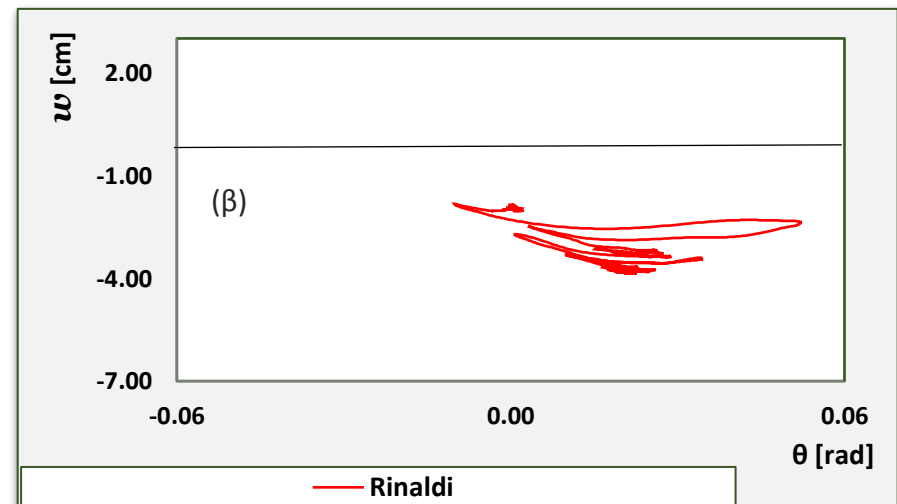
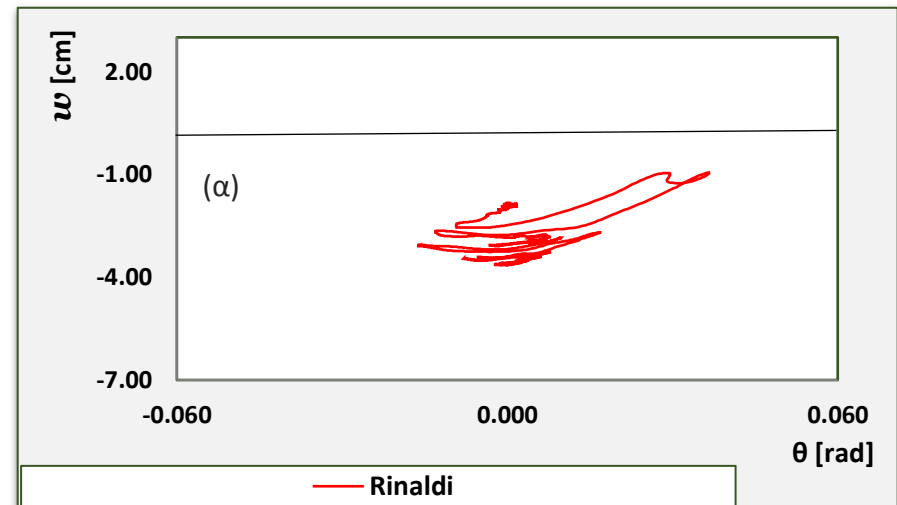


Σχήμα 4.30: Διάγραμμα ροπών-καμπυλοτήτων για το μη-συμβατικό πλαίσιο (α) στη βάση, και (β) στην κορυφή του αριστερά υποστυλώματος ισογείου.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4 Δυναμική Ανάλυση: Σύγκριση Συμβατικής και Μη-Συμβατικής Θεμελίωσης για τα δύο Πλαίσια

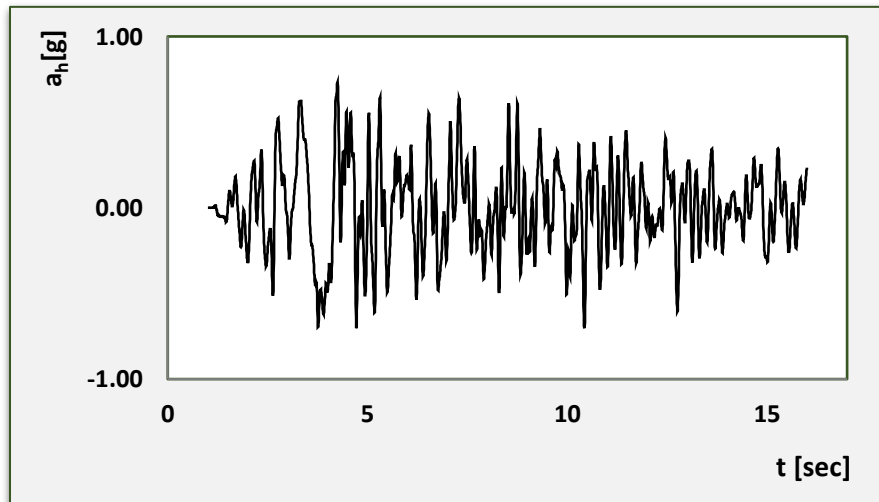
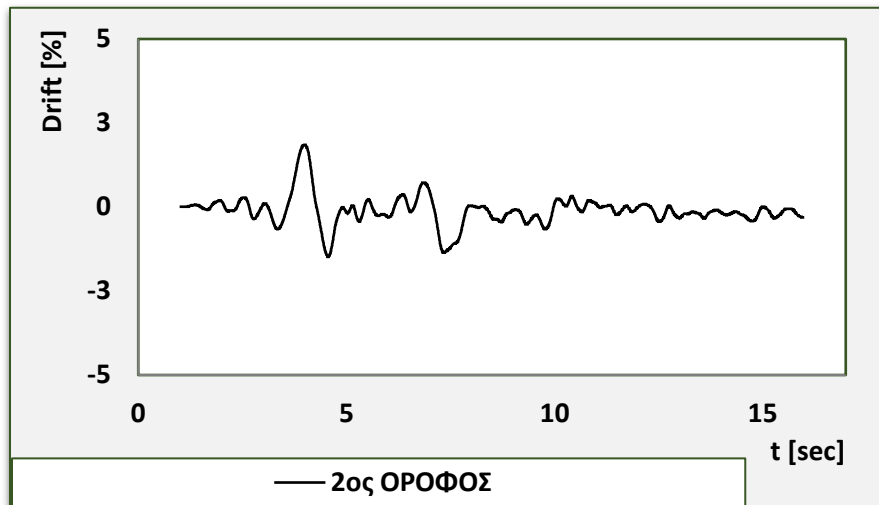


Σχήμα 4.31: Συμπεριφορά του θεμελίου του αριστερά υποστυλώματος σε όρους καθίζησης-στροφής, για το συμβατικό πλαίσιο.

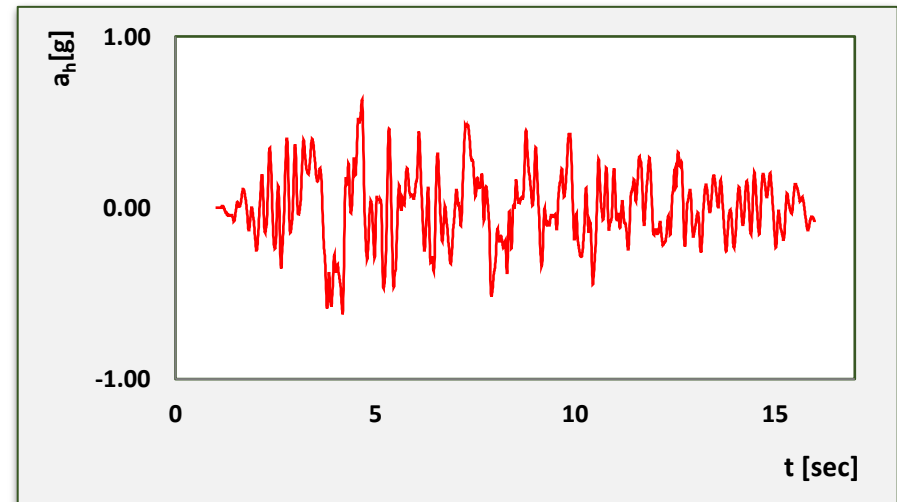
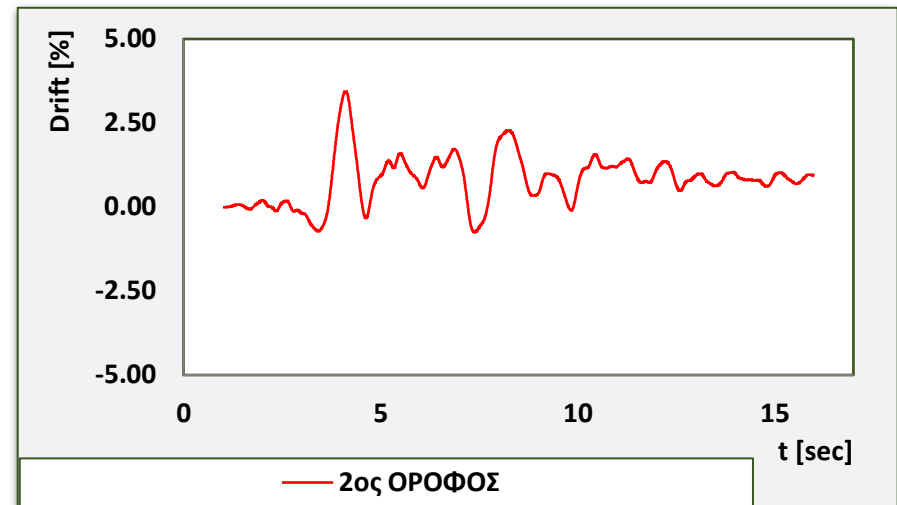


Σχήμα 4.32: Συμπεριφορά του θεμελίου (α) του αριστερά, και (β) του δεξιά υποστυλώματος σε όρους καθίζησης-στροφής, για το **μη-συμβατικό πλαίσιο**.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4 Δυναμική Ανάλυση: Σύγκριση Συμβατικής και Μη-Συμβατικής Θεμελίωσης για τα δύο Πλαίσια

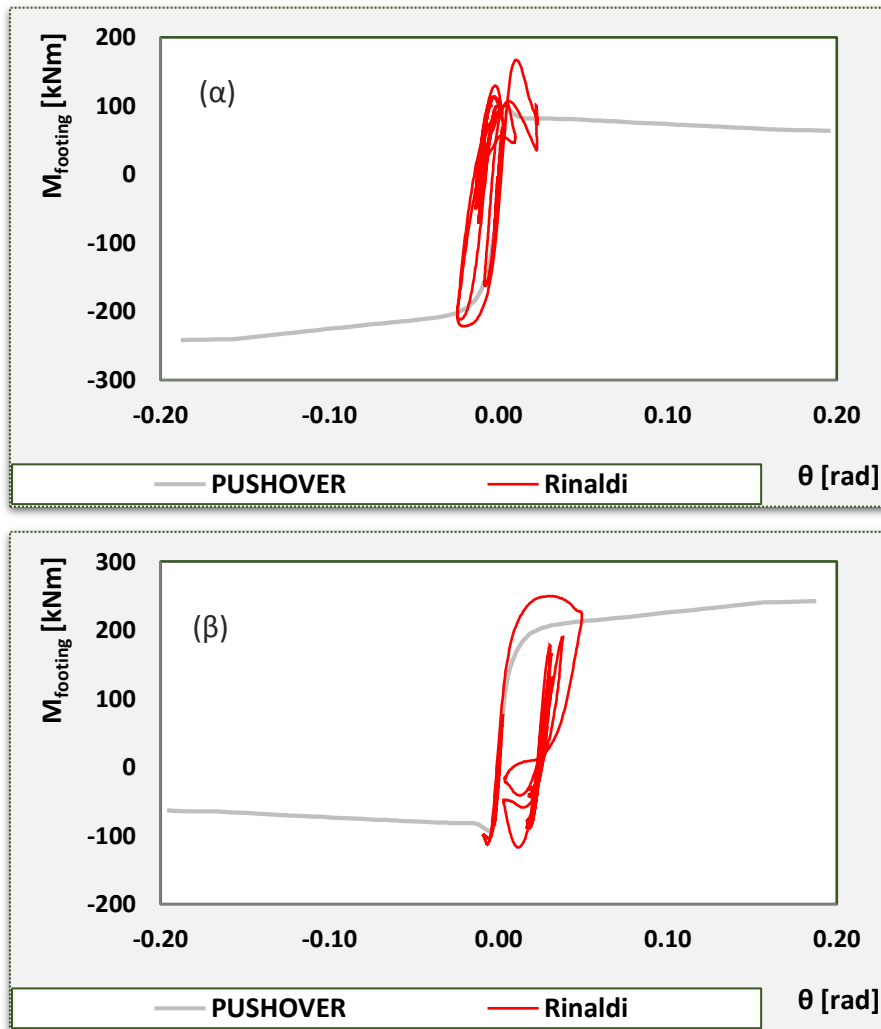


Σχήμα 4.33: Απόκριση του συμβατικού πλαισίου σε όρους drift (σχετικής οριζόντιας μετατόπισης ως προς την στάθμη θεμελίωσης) και αναπτυσσόμενης οριζόντιας επιτάχυνσης του τελευταίου ορόφου.



Σχήμα 4.34: Απόκριση του μη-συμβατικού πλαισίου σε όρους drift και αναπτυσσόμενης οριζόντιας επιτάχυνσης του τελευταίου ορόφου.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4 Δυναμική Ανάλυση: Σύγκριση Συμβατικής και Μη-Συμβατικής Θεμελίωσης για τα δύο Πλαίσια

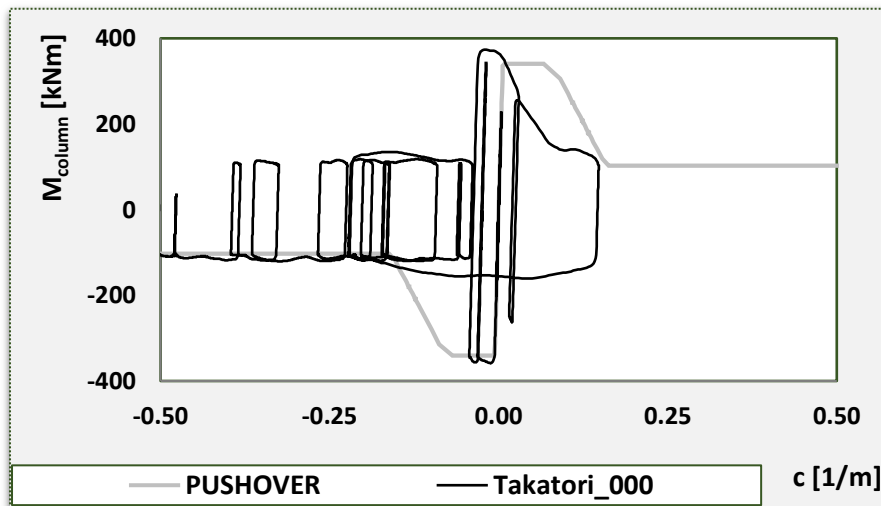
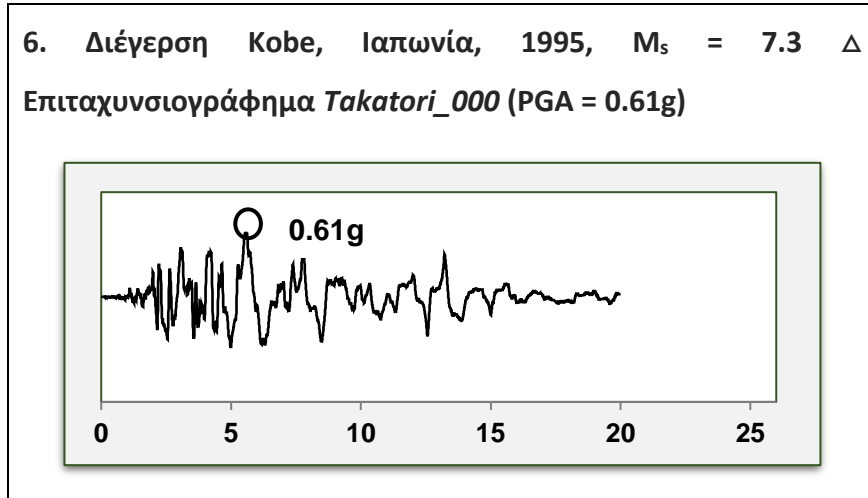


Σχήμα 4.35: Συμπεριφορά του θεμελίου (α) του αριστερά, και (β) του δεξιά υποστυλώματος σε όρους ροπής-στροφής, για το **μη-συμβατικό πλαίσιο**.

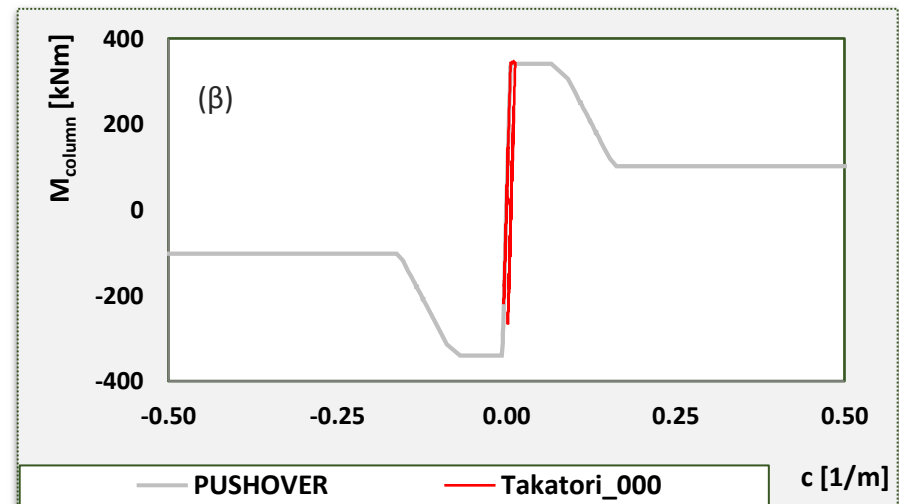
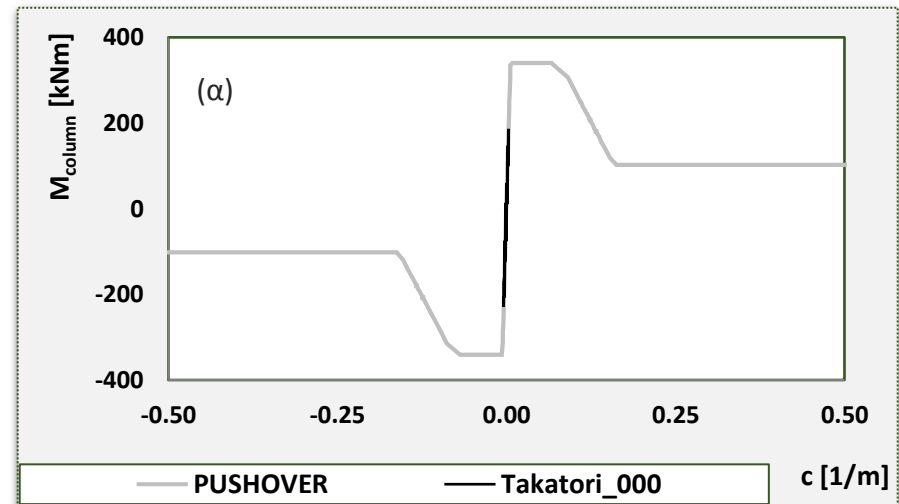
Πίνακας 4.5: Συγκεντρωτικά Αποτελέσματα της απόκρισης του συμβατικού, και μη, πλαισίου σε όρους βλάβης των υποστυλωμάτων ισογείου (μέγιστη και παραμένουσα καμπυλότητα), μόνιμης παραμόρφωσης της θεμελίωσης (καθίζηση και στροφή), και παραμόρφωσης του τελευταίου ορόφου (μέγιστο και παραμένον drift).

PSV	Συμβατικός Σχεδιασμός	Μη-Συμβατικός Σχεδιασμός (Μόνωση Μέσω Λικνισμού)	
	Βάση Αριστερού Υποστυλώματος Ισογείου	Βάση Αριστερού Υποστυλώματος Ισογείου	Κορυφή Αριστερού Υποστυλώματος Ισογείου
$\mu_{\text{demand}}/\mu_{\text{capacity}}$ [%]	211	7	95
c_{res} [rad]	0.0085	0.0001	-0.0585
	Αριστερό Πέδιλο	Αριστερό Πέδιλο	Δεξί Πέδιλο
w_{res} [cm]	-3.17	-3.58	-3.85
w_{dif} [cm]		-0.27	
θ_{res} [rad]	0.001	0.002	0.021
	Σχετική Μετακίνηση Δοκού Στέγης ως προς την Στάθμη Θεμελίωσης	Σχετική Μετακίνηση Δοκού Στέγης ως προς την Στάθμη Θεμελίωσης	
$\text{Drift}_{\text{max}}$ [%]	1.85	3.45	
$\text{Drift}_{\text{res}}$ [%]	-0.31	0.94	

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4 Δυναμική Ανάλυση: Σύγκριση Συμβατικής και Μη-Συμβατικής Θεμελίωσης για τα δύο Πλαίσια

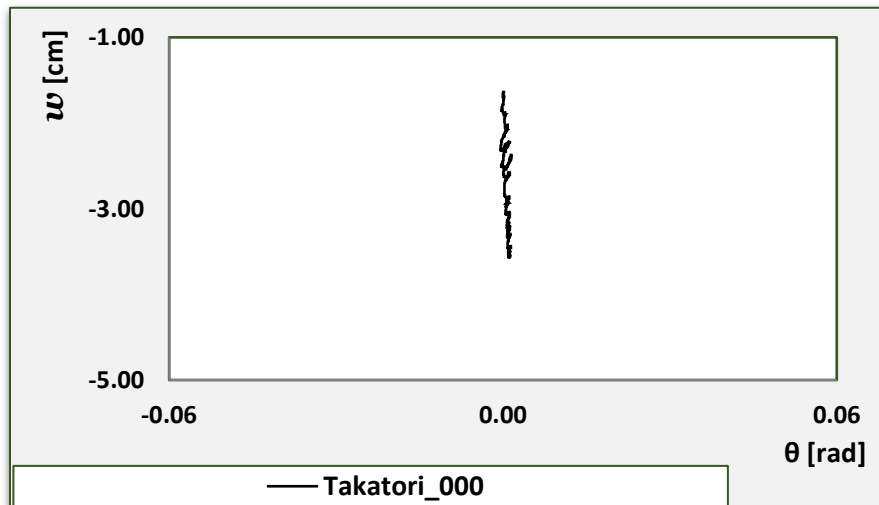


Σχήμα 4.36: Διάγραμμα ροπών-καμπυλοτήτων για το συμβατικό πλαίσιο στη βάση του αριστερά υποστυλώματος ισογείου.

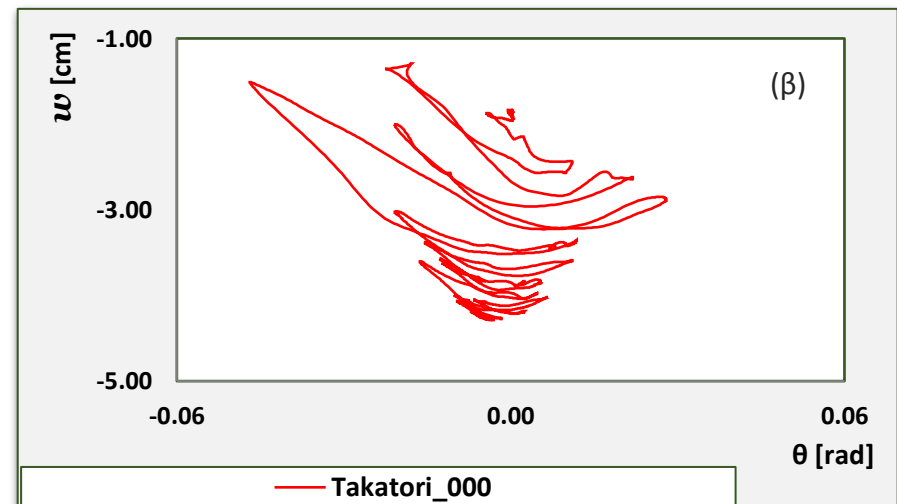
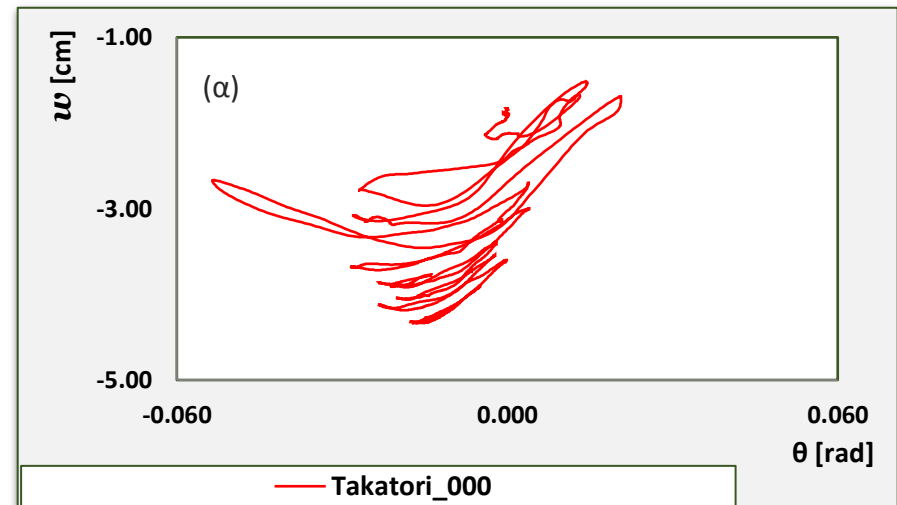


Σχήμα 4.37: Διάγραμμα ροπών-καμπυλοτήτων για το μη-συμβατικό πλαίσιο (α) στη βάση, και (β) στην κορυφή του αριστερά υποστυλώματος ισογείου.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4 Δυναμική Ανάλυση: Σύγκριση Συμβατικής και Μη-Συμβατικής Θεμελίωσης για τα δύο Πλαίσια

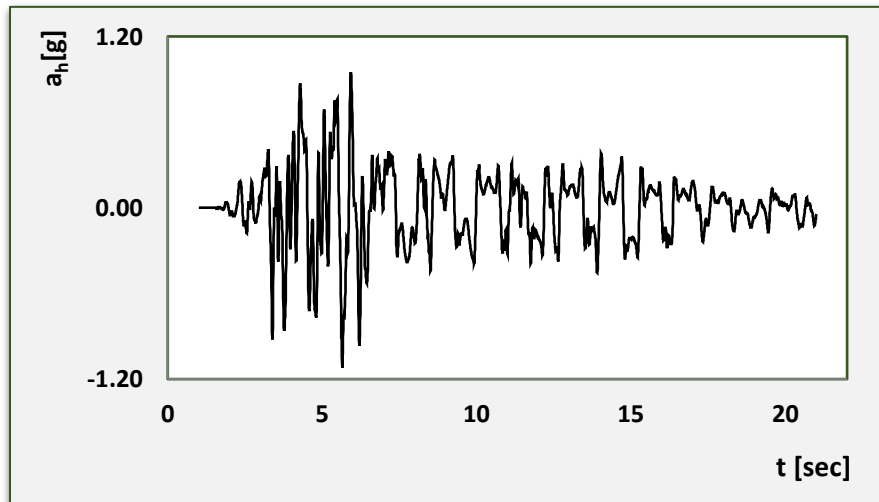
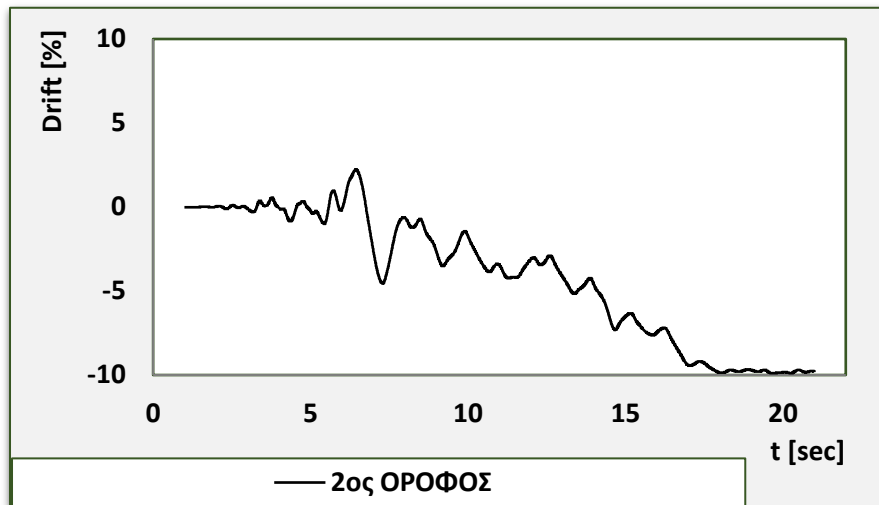


Σχήμα 4.38: Συμπεριφορά του θεμελίου του αριστερά υποστυλώματος σε όρους καθίζησης-στροφής, για το συμβατικό πλαίσιο.

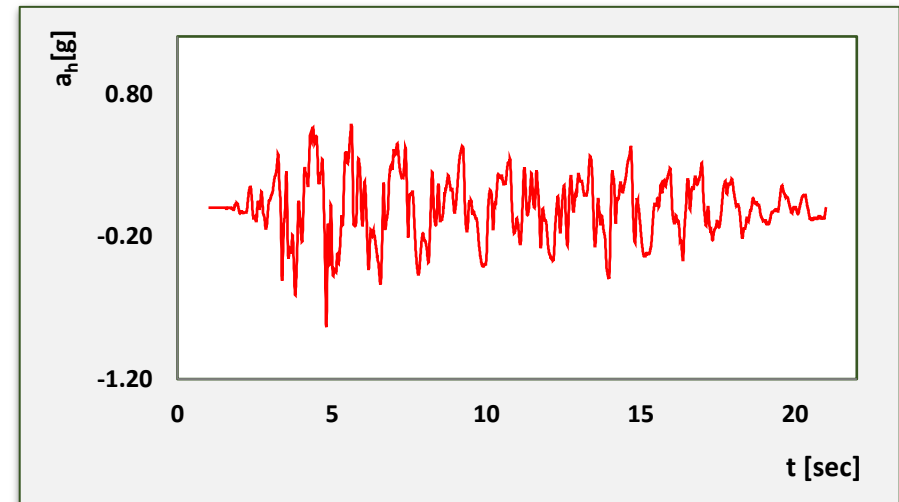
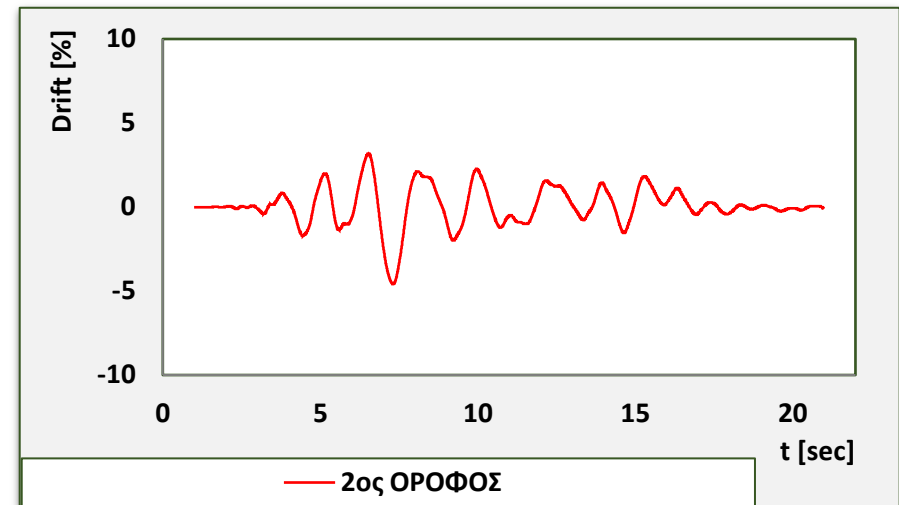


Σχήμα 4.39: Συμπεριφορά του θεμελίου (α) του αριστερά, και (β) του δεξιά υποστυλώματος σε όρους καθίζησης-στροφής, για το **μη-συμβατικό πλαίσιο**.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4 Δυναμική Ανάλυση: Σύγκριση Συμβατικής και Μη-Συμβατικής Θεμελίωσης για τα δύο Πλαίσια

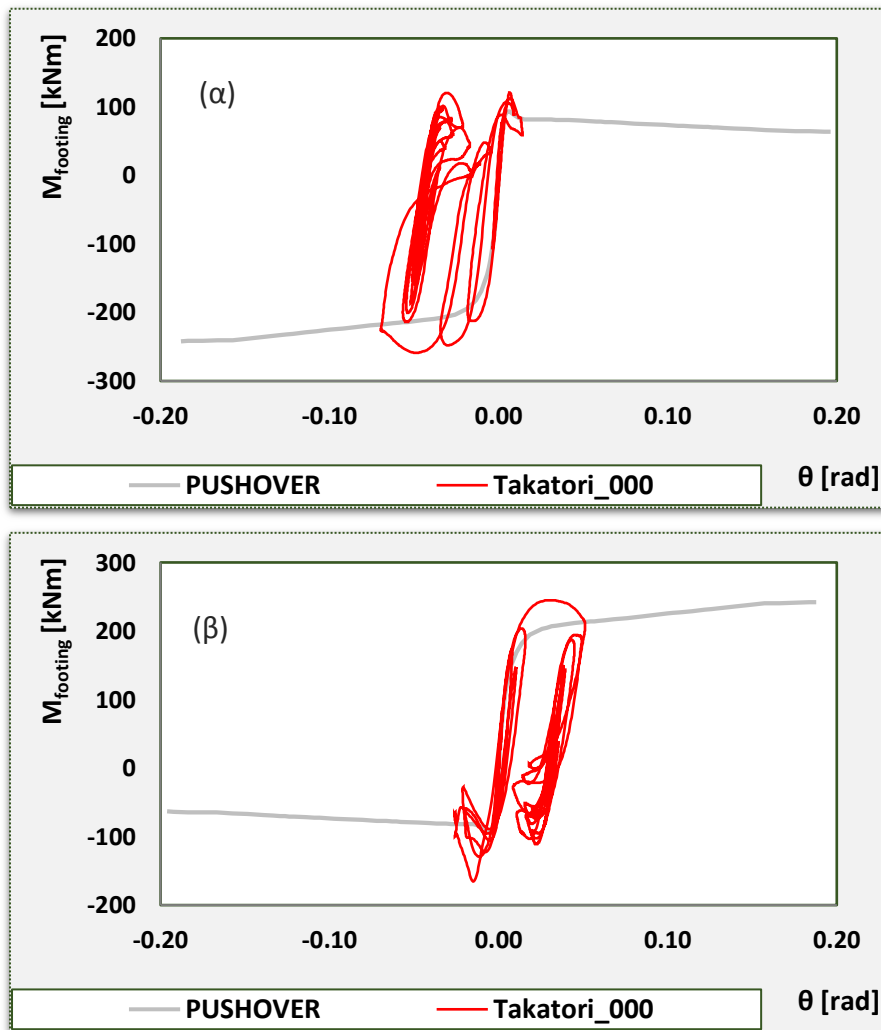


Σχήμα 4.40: Απόκριση του συμβατικού πλαισίου σε όρους drift (σχετικής οριζόντιας μετατόπισης ως προς την στάθμη θεμελίωσης) και αναπτυσσόμενης οριζόντιας επιτάχυνσης του τελευταίου ορόφου.



Σχήμα 4.41: Απόκριση του μη-συμβατικού πλαισίου σε όρους drift και αναπτυσσόμενης οριζόντιας επιτάχυνσης του τελευταίου ορόφου.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4 Δυναμική Ανάλυση: Σύγκριση Συμβατικής και Μη-Συμβατικής Θεμελίωσης για τα δύο Πλαίσια



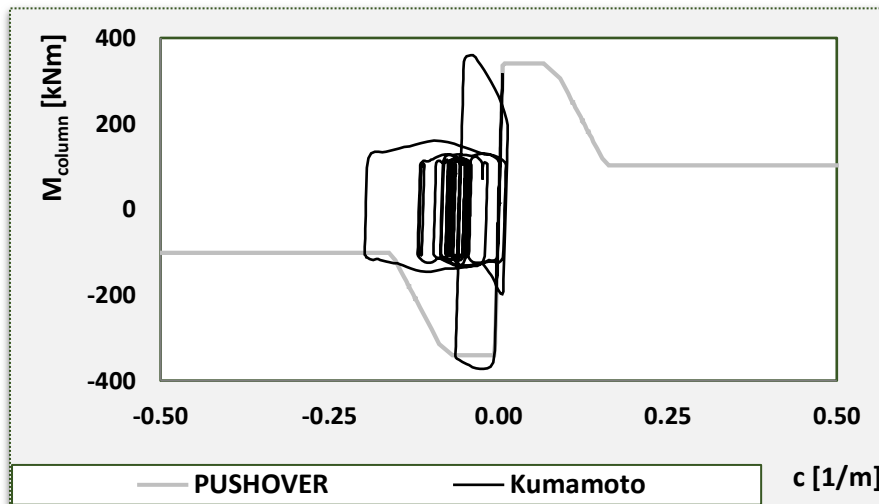
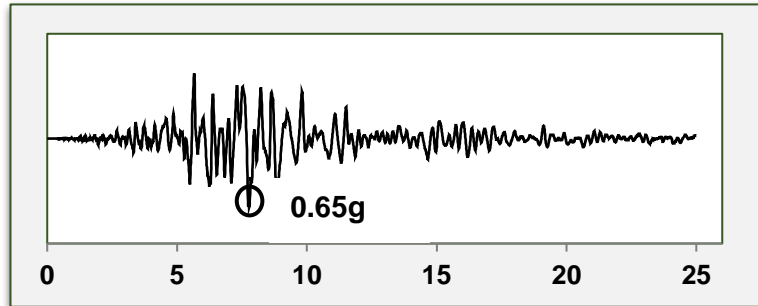
Σχήμα 4.42: Συμπεριφορά του θεμελίου (α) του αριστερά, και (β) του δεξιά υποστυλώματος σε όρους ροπής-στροφής, για το **μη-συμβατικό πλαίσιο**.

Πίνακας 4.6: Συγκεντρωτικά Αποτελέσματα της απόκρισης του συμβατικού, και μη, πλαισίου σε όρους βλάβης των υποστυλωμάτων ισογείου (μέγιστη και παραμένουσα καμπυλότητα), μόνιμης παραμόρφωσης της θεμελίωσης (καθίζηση και στροφή), και παραμόρφωσης του τελευταίου ορόφου (μέγιστο και παραμένον drift).

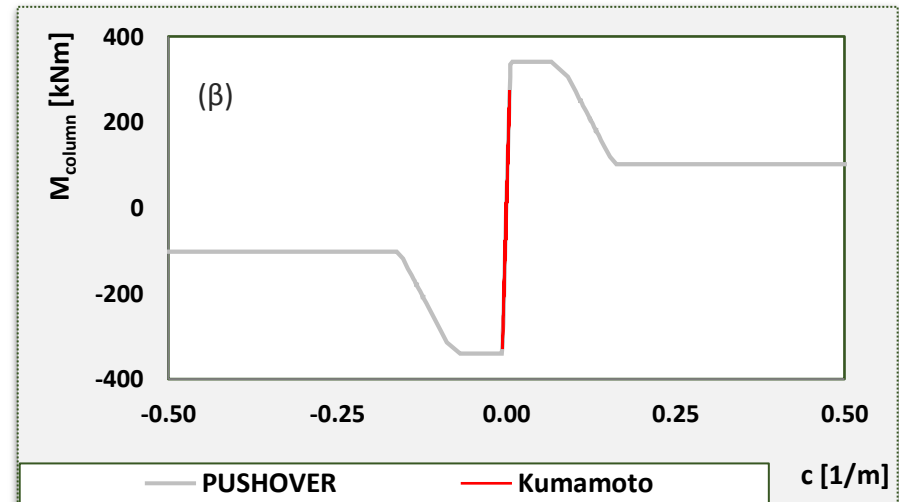
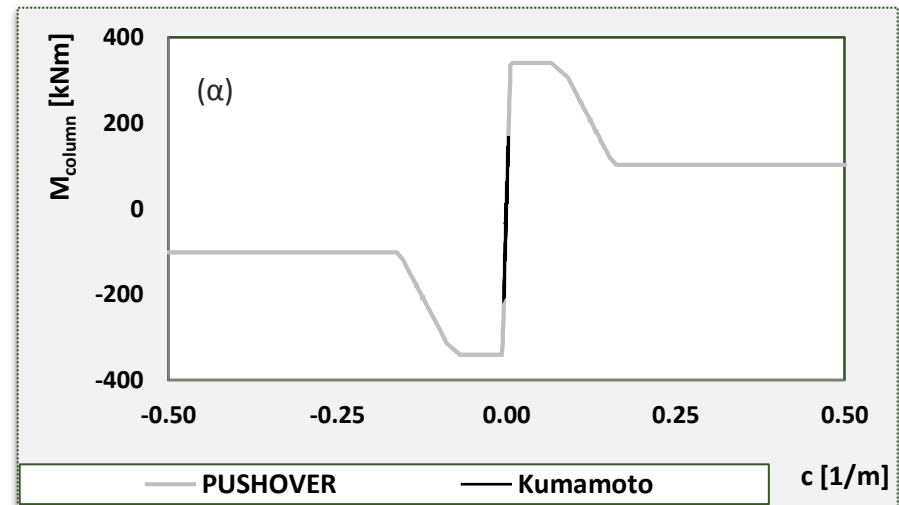
PSV	Συμβατικός Σχεδιασμός	Μη-Συμβατικός Σχεδιασμός (Μόνωση Μέσω Λικνισμού)	
	Βάση Αριστερού Υποστυλώματος Ισογείου	Βάση Αριστερού Υποστυλώματος Ισογείου	Κορυφή Αριστερού Υποστυλώματος Ισογείου
$\mu_{\text{demand}}/\mu_{\text{capacity}}$ [%]	768	6	20
c_{res} [rad]	-0.5070	0.0002	0.0068
	Αριστερό Πέδιλο	Αριστερό Πέδιλο	Δεξί Πέδιλο
w_{res} [cm]	-3.56	-4.31	-4.25
w_{dif} [cm]		0.06	
θ_{res} [rad]	0.001	-0.014	-0.006
	Σχετική Μετακίνηση Δοκού Στέγης ως προς την Στάθμη Θεμελίωσης	Σχετική Μετακίνηση Δοκού Στέγης ως προς την Στάθμη Θεμελίωσης	
$\text{Drift}_{\text{max}}$ [%]	9.90	4.59	
$\text{Drift}_{\text{res}}$ [%]	-9.90	-0.08	

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4 Δυναμική Ανάλυση: Σύγκριση Συμβατικής και Μη-Συμβατικής Θεμελίωσης για τα δύο Πλαίσια

7. Διέγερση Kumamoto, Kyushu, Ιαπωνία, 2016, $M_s = 7.0$
(κύριος σεισμός) Δ Επιταχυνσιογράφημα Kumamoto (PGA = 0.65g)

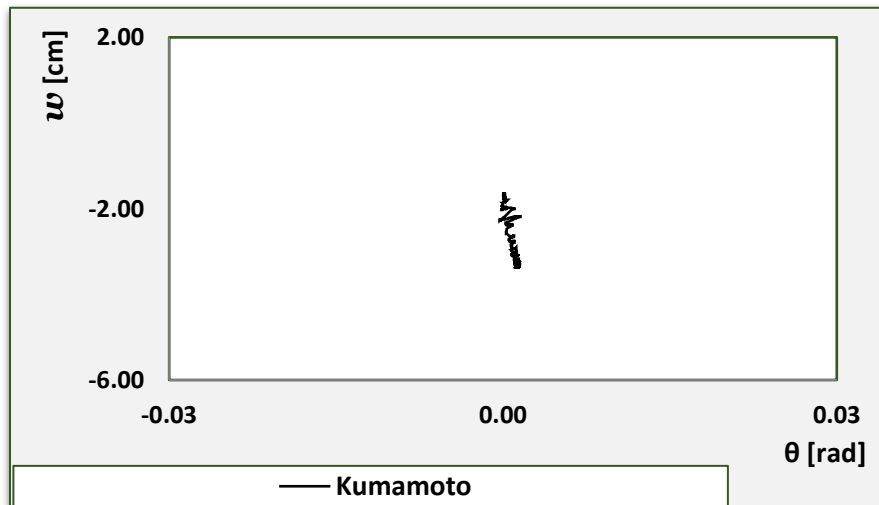


Σχήμα 4.43: Διάγραμμα ροπών-καμπυλοτήτων για το συμβατικό πλαίσιο στη βάση του αριστερά υποστυλώματος ισογείου.

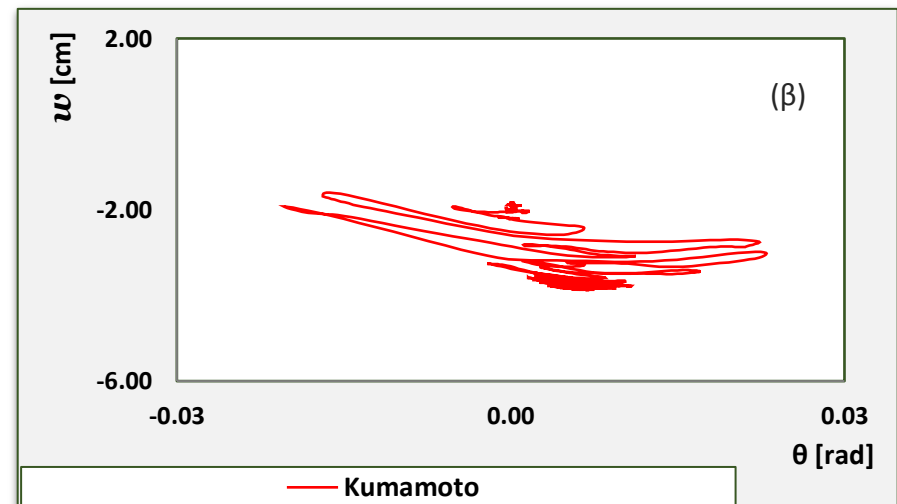
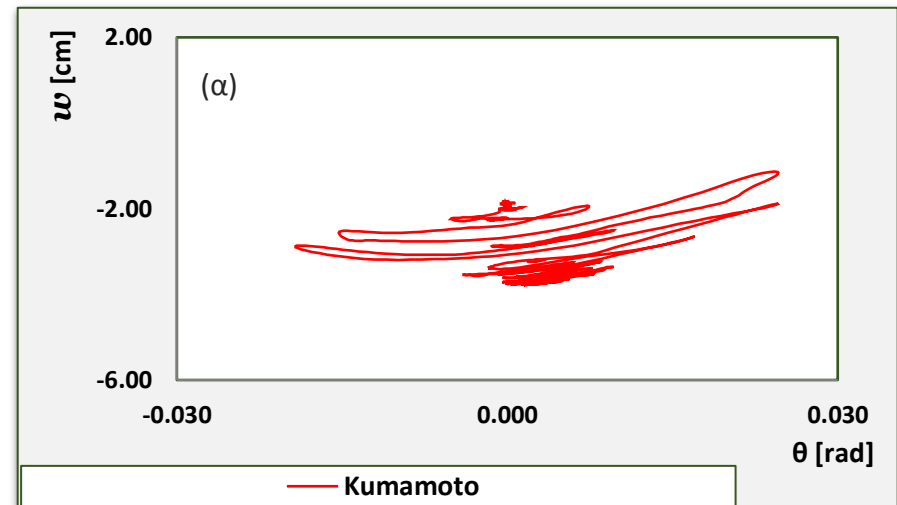


Σχήμα 4.44: Διάγραμμα ροπών-καμπυλοτήτων για το μη-συμβατικό πλαίσιο (α) στη βάση, και (β) στην κορυφή του αριστερά υποστυλώματος ισογείου.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4 Δυναμική Ανάλυση: Σύγκριση Συμβατικής και Μη-Συμβατικής Θεμελίωσης για τα δύο Πλαίσια

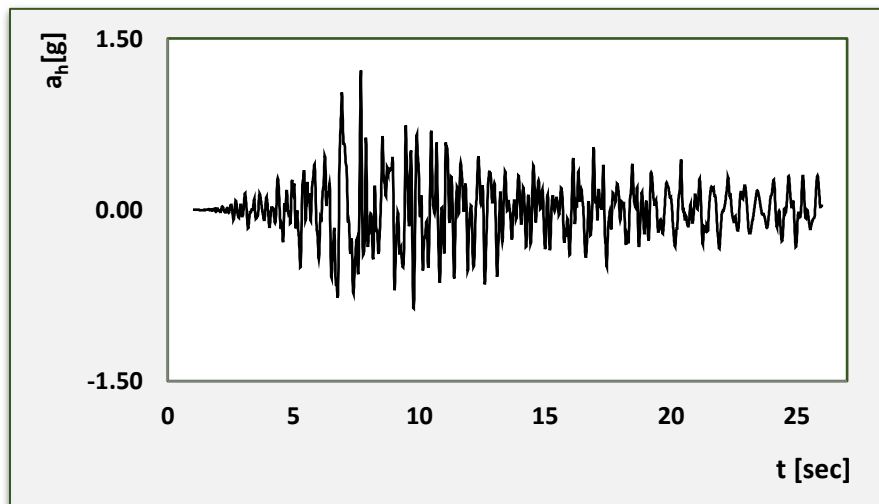
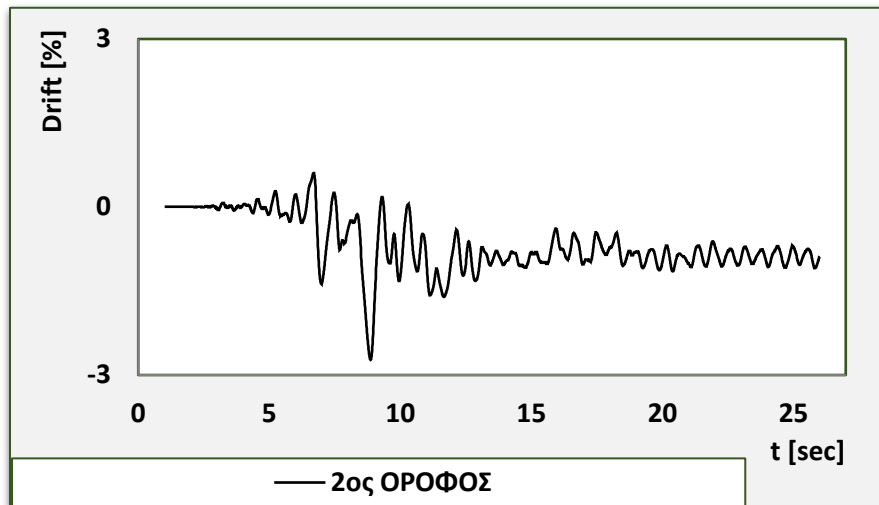


Σχήμα 4.45: Συμπεριφορά του θεμελίου του αριστερά υποστρώματος σε όρους καθίζησης-στροφής, για το συμβατικό πλαίσιο.

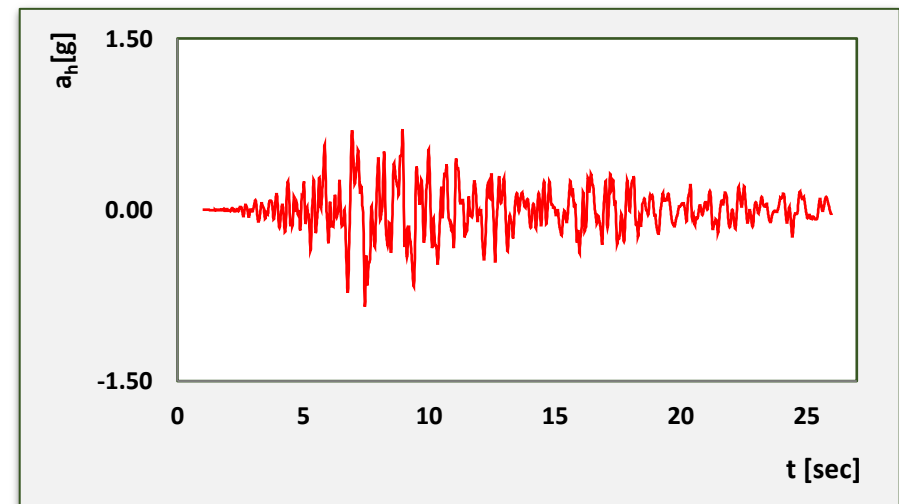
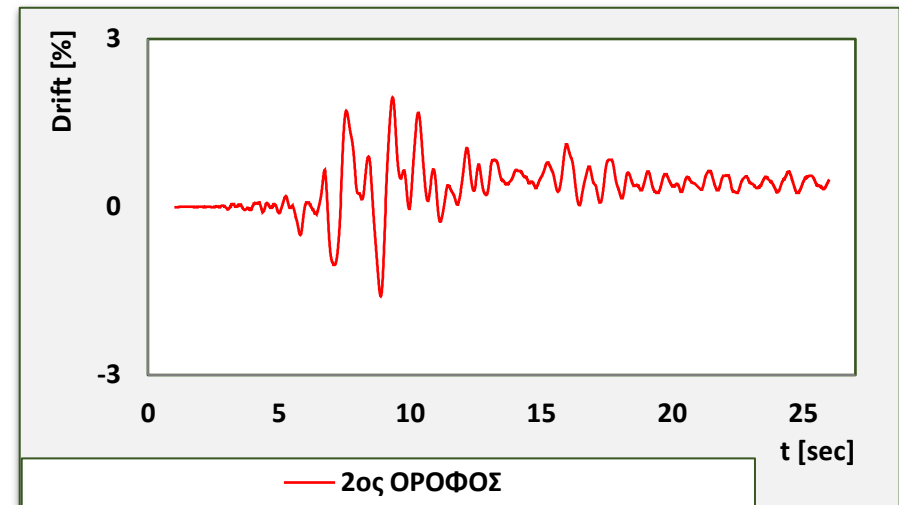


Σχήμα 4.46: Συμπεριφορά του θεμελίου (α) του αριστερά, και (β) του δεξιά υποστρώματος σε όρους καθίζησης-στροφής, για το **μη-συμβατικό πλαίσιο**.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4 Δυναμική Ανάλυση: Σύγκριση Συμβατικής και Μη-Συμβατικής Θεμελίωσης για τα δύο Πλαίσια

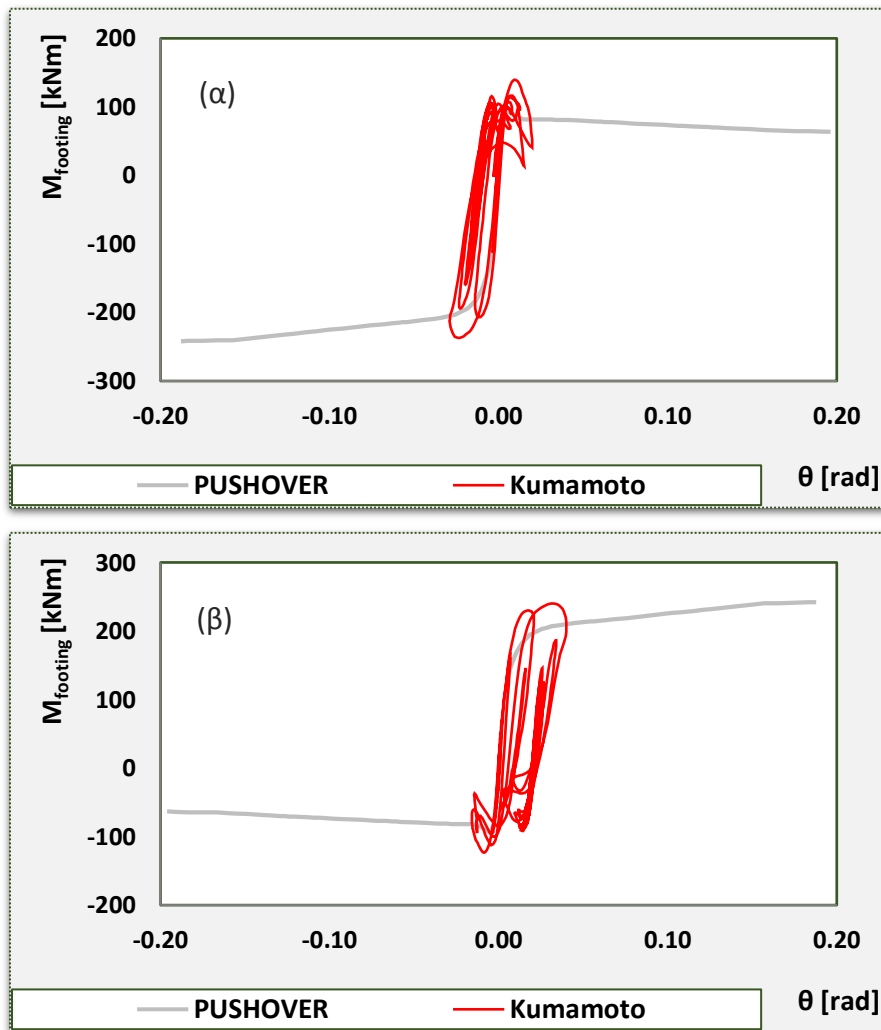


Σχήμα 4.47: Απόκριση του συμβατικού πλαισίου σε όρους drift (σχετικής οριζόντιας μετατόπισης ως προς την στάθμη θεμελίωσης) και αναπτυσσόμενης οριζόντιας επιτάχυνσης του τελευταίου ορόφου.



Σχήμα 4.48: Απόκριση του μη-συμβατικού πλαισίου σε όρους drift και αναπτυσσόμενης οριζόντιας επιτάχυνσης του τελευταίου ορόφου.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4 Δυναμική Ανάλυση: Σύγκριση Συμβατικής και Μη-Συμβατικής Θεμελίωσης για τα δύο Πλαίσια

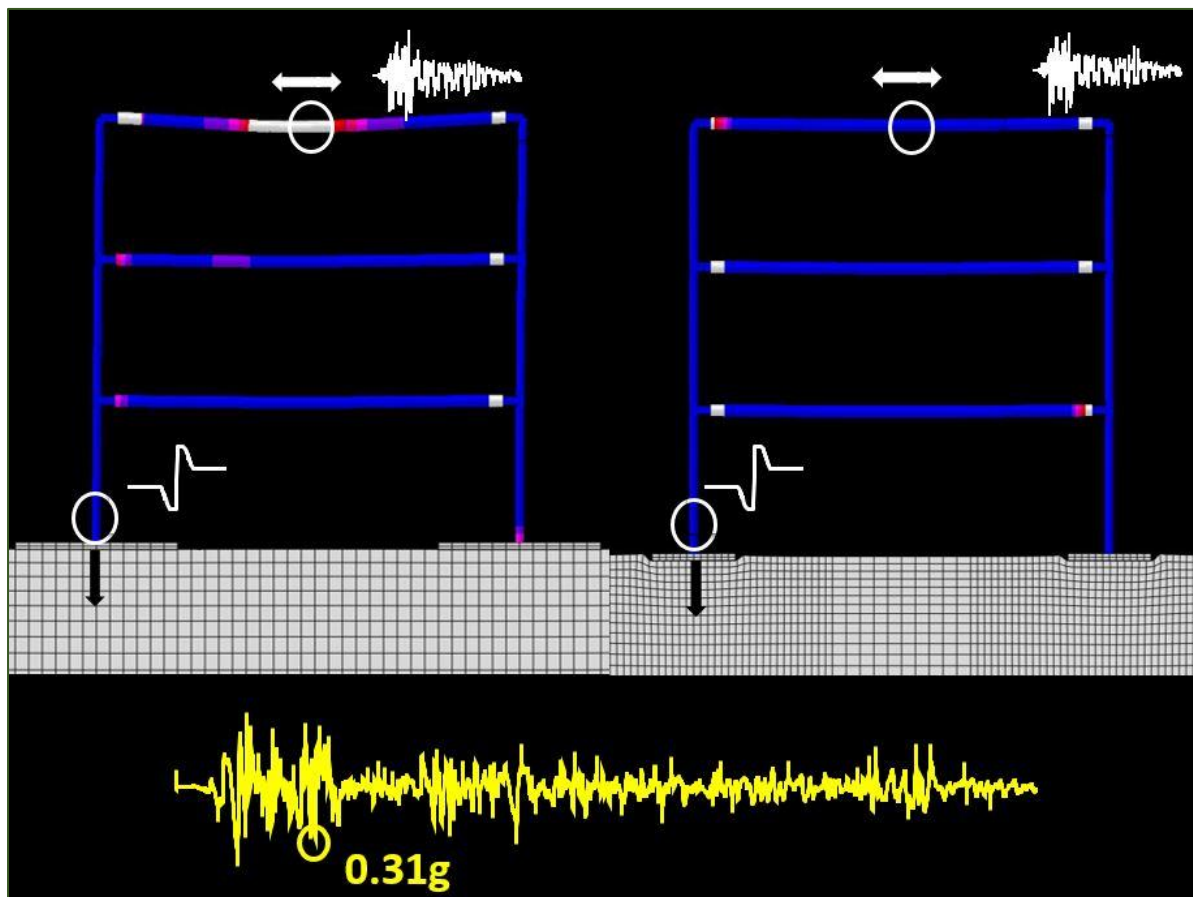


Σχήμα 4.49: Συμπεριφορά του θεμελίου (α) του αριστερά, και (β) του δεξιά υποστυλώματος σε όρους ροπής-στροφής, για το **μη-συμβατικό πλαίσιο**.

Πίνακας 4.7: Συγκεντρωτικά Αποτελέσματα της απόκρισης του συμβατικού, και μη, πλαισίου σε όρους βλάβης των υποστυλωμάτων ισογείου (μέγιστη και παραμένουσα καμπυλότητα), μόνιμης παραμόρφωσης της θεμελίωσης (καθίζηση και στροφή), και παραμόρφωσης του τελευταίου ορόφου (μέγιστο και παραμένον drift).

PSV	Συμβατικός Σχεδιασμός	Μη-Συμβατικός Σχεδιασμός (Μόνωση Μέσω Λικνισμού)	
	Βάση Αριστερού Υποστυλώματος Ισογείου	Βάση Αριστερού Υποστυλώματος Ισογείου	Κορυφή Αριστερού Υποστυλώματος Ισογείου
$\mu_{\text{demand}}/\mu_{\text{capacity}}$ [%]	300	6	9
c_{res} [rad]	-0.0714	0.0010	-0.0004
	Αριστερό Πέδιλο	Αριστερό Πέδιλο	Δεξί Πέδιλο
w_{res} [cm]	-3.37	-3.73	-3.85
w_{dif} [cm]		-0.12	
θ_{res} [rad]	0.001	0.004	0.006
	Σχετική Μετακίνηση Δοκού Στέγης ως προς την Στάθμη Θεμελίωσης	Σχετική Μετακίνηση Δοκού Στέγης ως προς την Στάθμη Θεμελίωσης	
$\text{Drift}_{\text{max}}$ [%]	2.72	1.96	
$\text{Drift}_{\text{res}}$ [%]	-0.93	0.47	

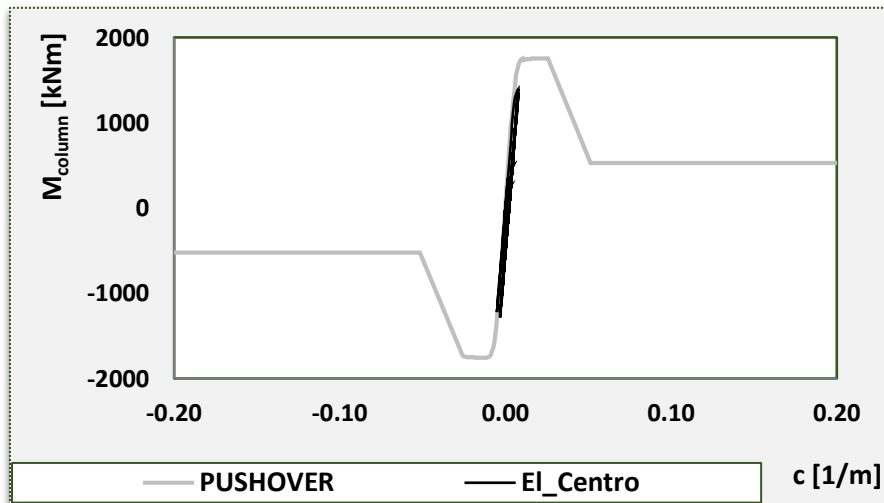
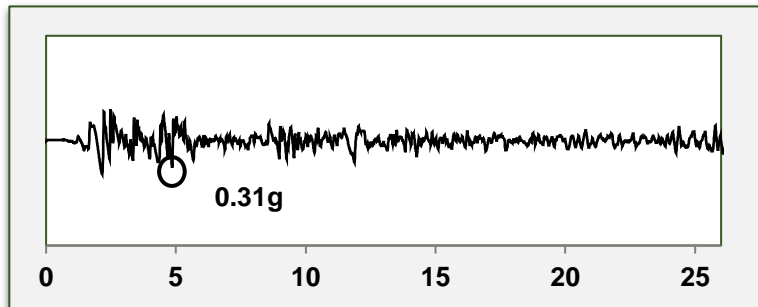
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4 Δυναμική Ανάλυση: Σύγκριση Συμβατικής και Μη-Συμβατικής Θεμελίωσης για τα δύο Πλαίσια



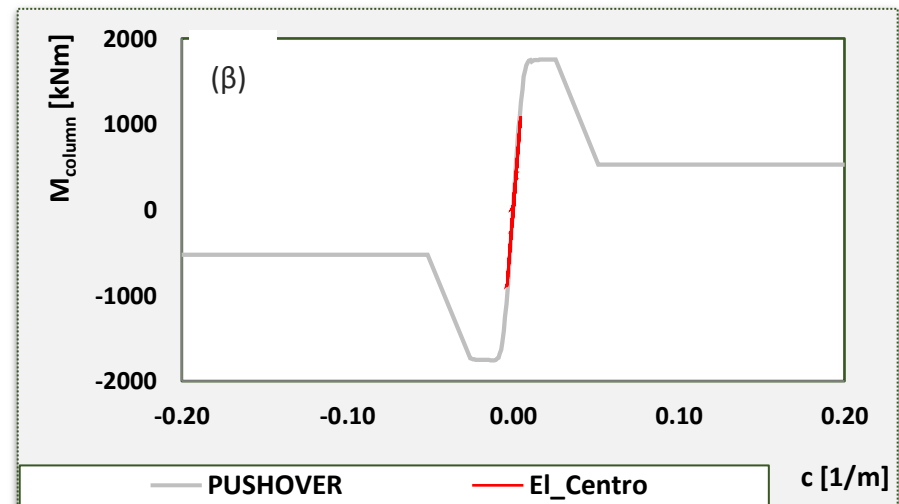
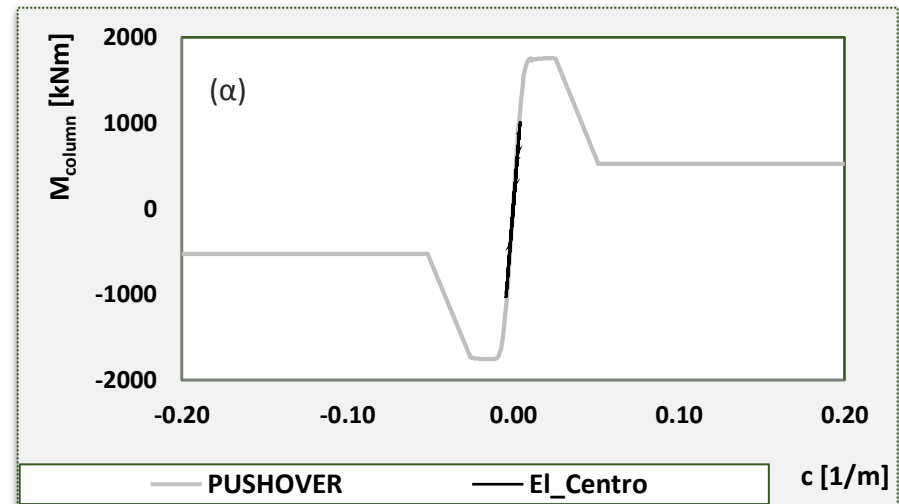
4.3.2: Πλαίσιο 12 x 12

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4 Δυναμική Ανάλυση: Σύγκριση Συμβατικής και Μη-Συμβατικής Θεμελίωσης για τα δύο Πλαίσια

1. Διέγερση El Centro (Imperial Valley), Καλλιφόρνια, ΗΠΑ, 1940, $M_s = 7.2$ Δ Επιταχυνσιογράφημα *Elcentro_180* (PGA = 0.31g)

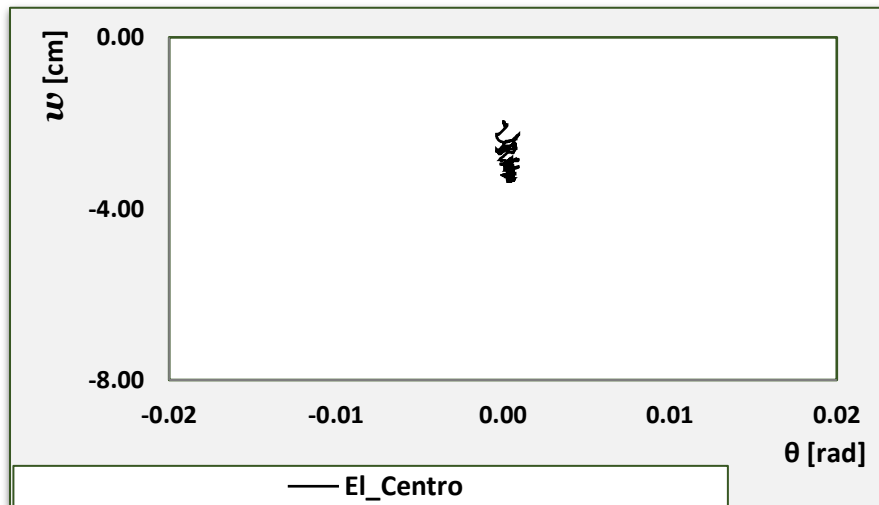


Σχήμα 4.50: Διάγραμμα ροπών-καμπυλοτήτων για το συμβατικό πλαίσιο στη βάση του αριστερά υποστυλώματος ισογείου.

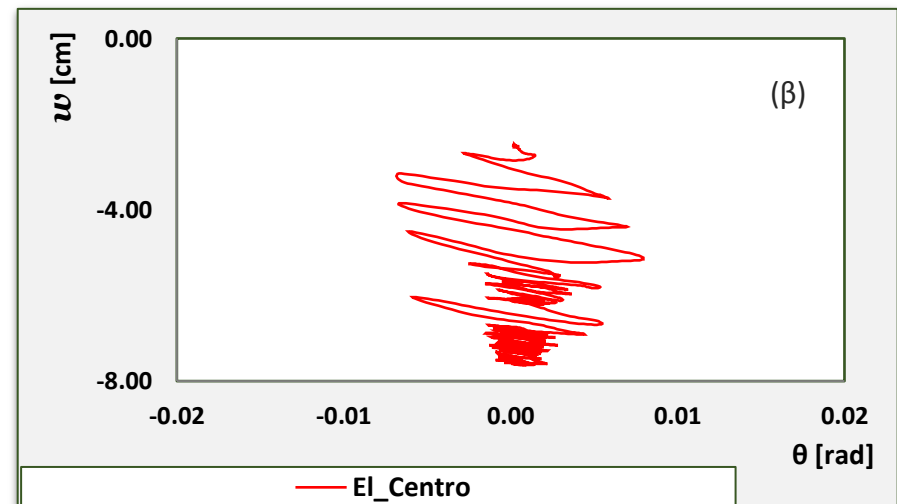
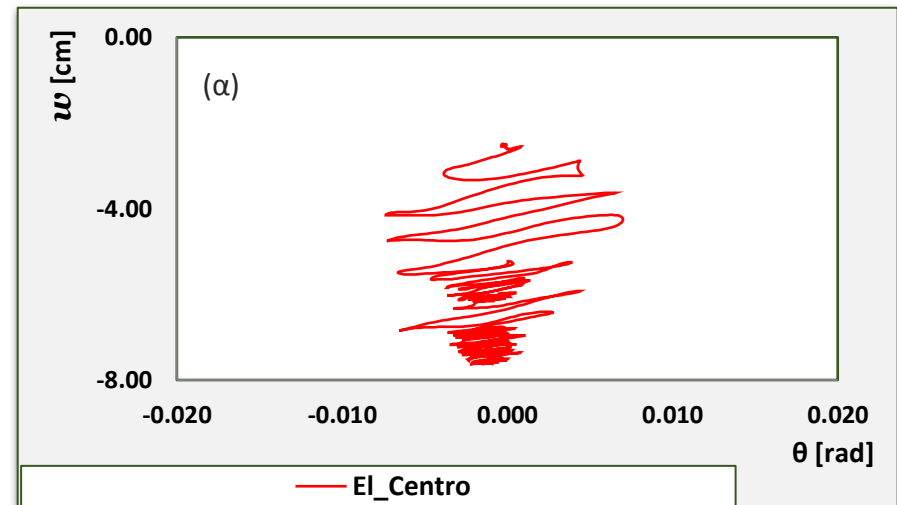


Σχήμα 4.51: Διάγραμμα ροπών-καμπυλοτήτων για το μη-συμβατικό πλαίσιο (α) στη βάση, και (β) στην κορυφή του αριστερά υποστυλώματος ισογείου.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4 Δυναμική Ανάλυση: Σύγκριση Συμβατικής και Μη-Συμβατικής Θεμελίωσης για τα δύο Πλαίσια

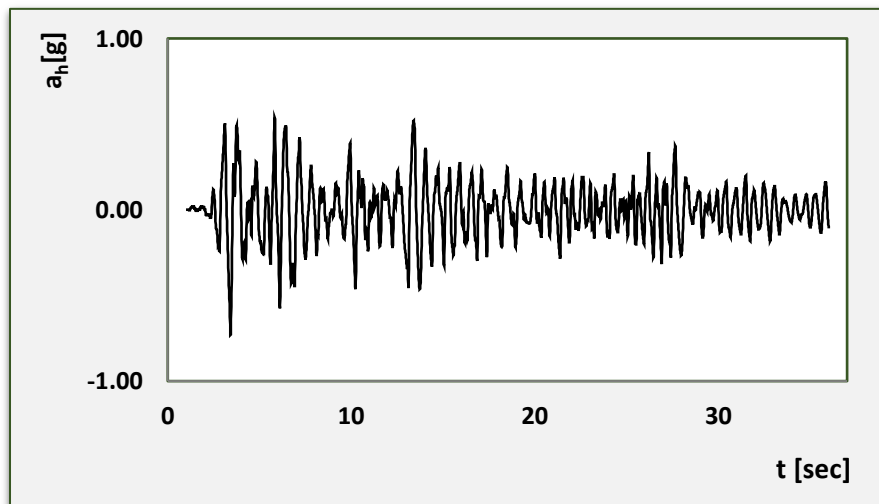
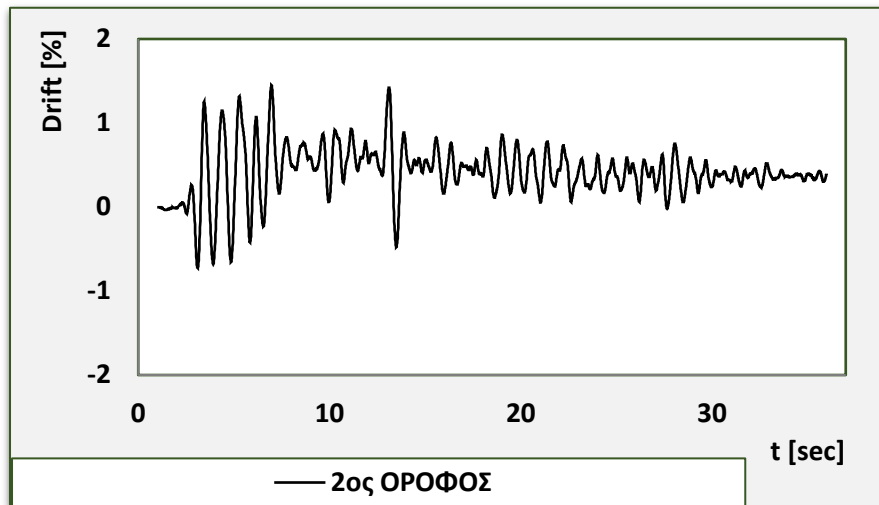


Σχήμα 4.52: Συμπεριφορά του θεμελίου του αριστερά υποστυλώματος σε όρους καθίζησης-στροφής, για το συμβατικό πλαίσιο.

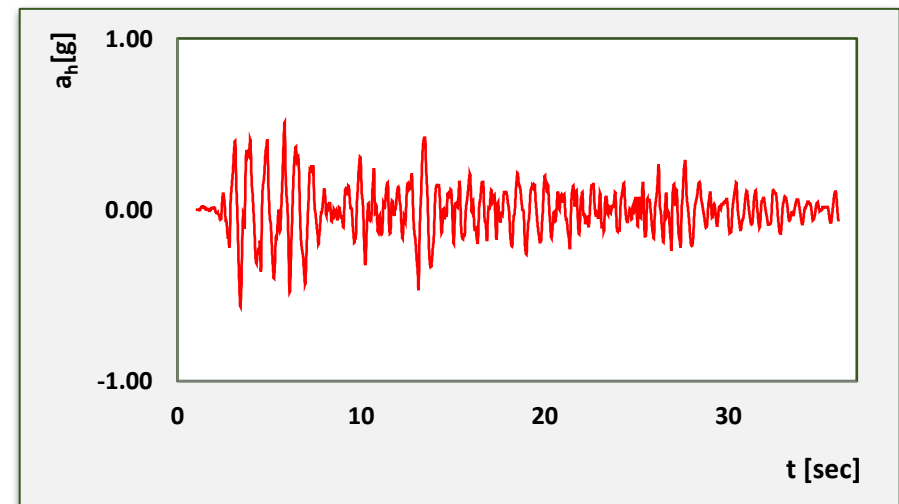
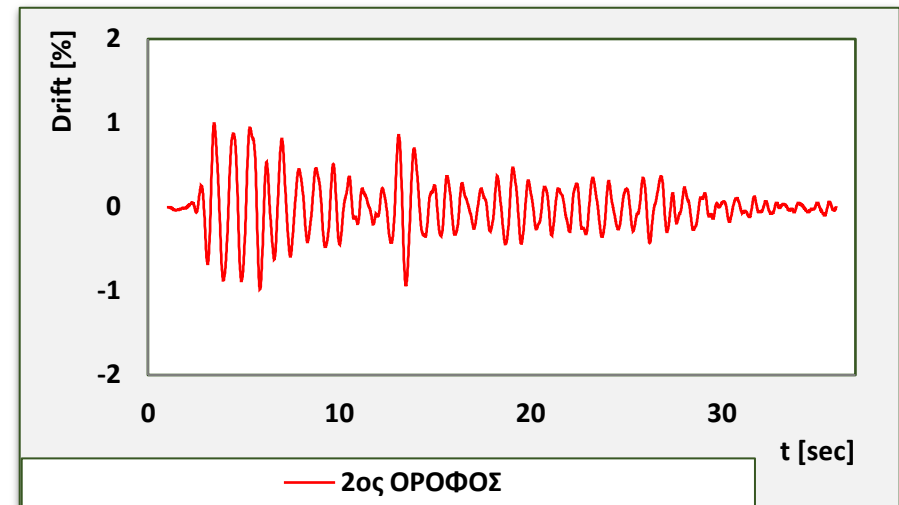


Σχήμα 4.53: Συμπεριφορά του θεμελίου (α) του αριστερά, και (β) του δεξιά υποστυλώματος σε όρους καθίζησης-στροφής, για το **μη-συμβατικό πλαίσιο**.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4 Δυναμική Ανάλυση: Σύγκριση Συμβατικής και Μη-Συμβατικής Θεμελίωσης για τα δύο Πλαίσια

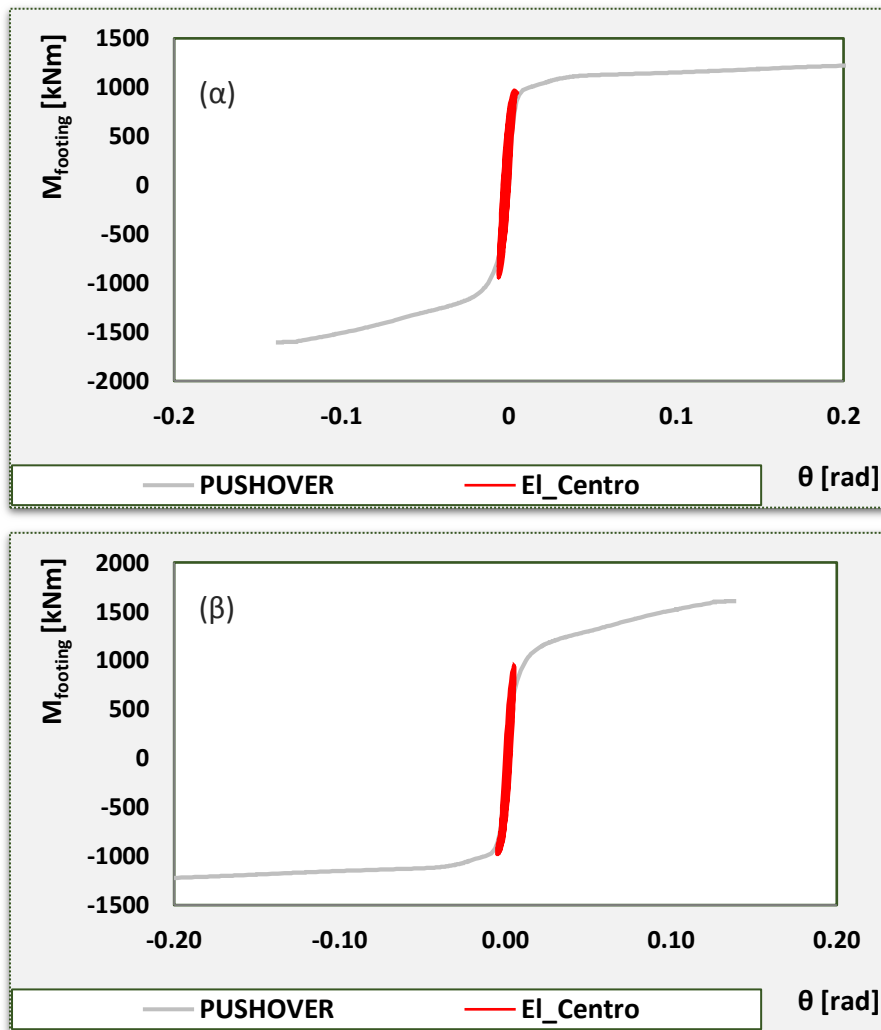


Σχήμα 4.54: Απόκριση του συμβατικού πλαισίου σε όρους drift (σχετικής οριζόντιας μετατόπισης ως προς την στάθμη θεμελίωσης) και αναπτυσσόμενης οριζόντιας επιτάχυνσης του τελευταίου ορόφου.



Σχήμα 4.55: Απόκριση του μη-συμβατικού πλαισίου σε όρους drift και αναπτυσσόμενης οριζόντιας επιτάχυνσης του τελευταίου ορόφου.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4 Δυναμική Ανάλυση: Σύγκριση Συμβατικής και Μη-Συμβατικής Θεμελίωσης για τα δύο Πλαίσια



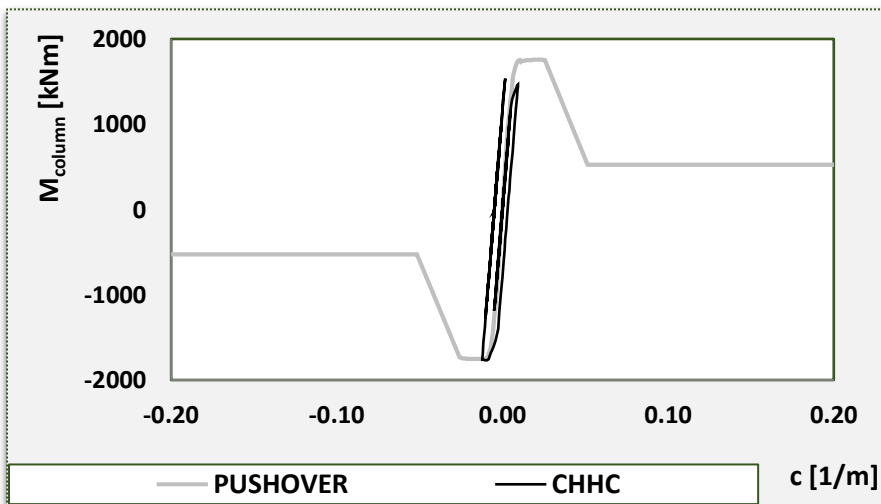
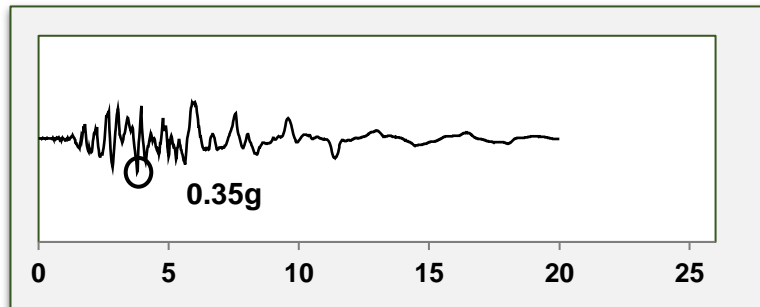
Σχήμα 4.56: Συμπεριφορά του θεμελίου (α) του αριστερά, και (β) του δεξιά υποστυλώματος σε όρους ροπής-στροφής, για το **μη-συμβατικό πλαίσιο**.

Πίνακας 4.8: Συγκεντρωτικά Αποτελέσματα της απόκρισης του συμβατικού, και μη, πλαισίου σε όρους βλάβης των υποστυλωμάτων ισογείου (μέγιστη και παραμένουσα καμπυλότητα), μόνιμης παραμόρφωσης της θεμελίωσης (καθίζηση και στροφή), και παραμόρφωσης του τελευταίου ορόφου (μέγιστο και παραμένον drift).

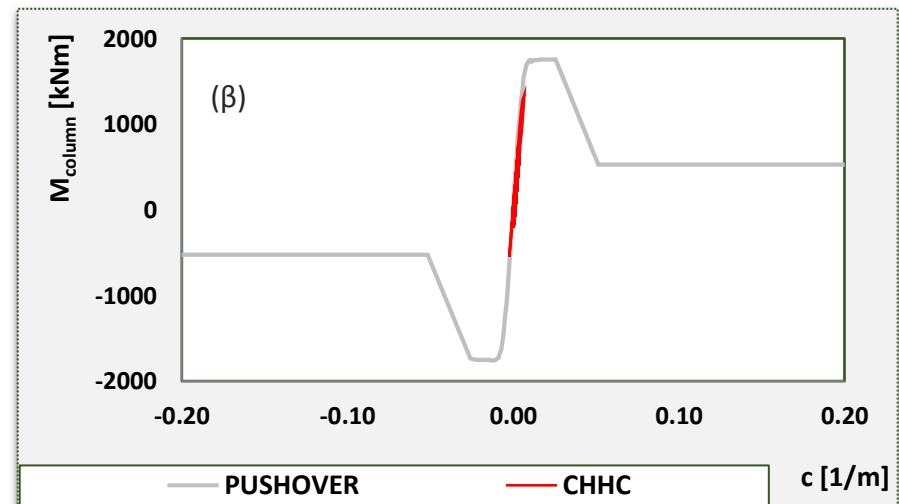
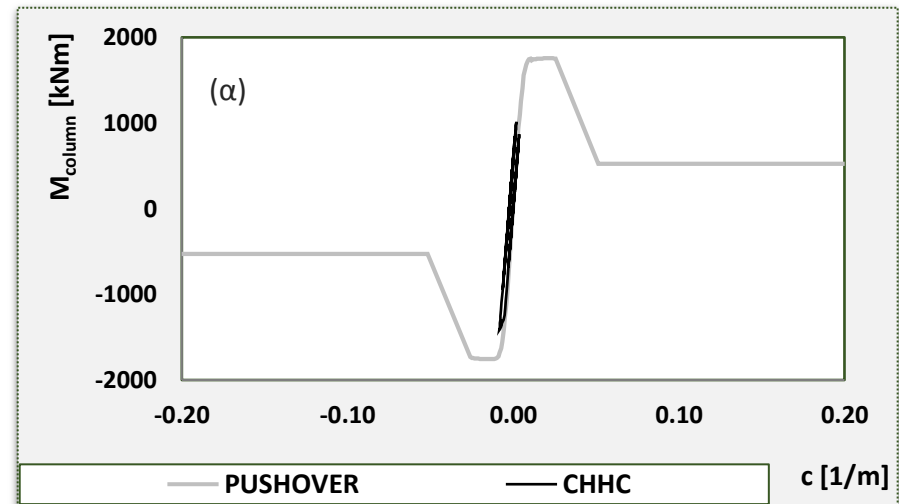
PSV	Συμβατικός Σχεδιασμός	Μη-Συμβατικός Σχεδιασμός (Μόνωση Μέσω Λικνισμού)	
	Βάση Αριστερού Υποστυλώματος Ισογείου	Βάση Αριστερού Υποστυλώματος Ισογείου	Κορυφή Αριστερού Υποστυλώματος Ισογείου
$\mu_{demand}/\mu_{capacity}$ [%]	31	17	18
c_{res} [rad]	0.0022	0.0006	0.0003
	Αριστερό Πέδιλο	Αριστερό Πέδιλο	Δεξί Πέδιλο
w_{res} [cm]	-3.34	-7.59	-7.60
w_{dif} [cm]		-0.01	
θ_{res} [rad]	0.001	-0.001	0.000
	Σχετική Μετακίνηση Δοκού Στέγης ως προς την Στάθμη Θεμελίωσης	Σχετική Μετακίνηση Δοκού Στέγης ως προς την Στάθμη Θεμελίωσης	
$Drift_{max}$ [%]	1.45	1.00	
$Drift_{res}$ [%]	0.37	-0.01	

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4 Δυναμική Ανάλυση: Σύγκριση Συμβατικής και Μη-Συμβατικής Θεμελίωσης για τα δύο Πλαίσια

2. Διέγερση Christchurch, Περιοχή του Canterbury, Νέα Ζηλανδία, 2011, $M_s = 6.3$ Δ Επιταχυνσιογράφημα CHHC (PGA = 0.35g)

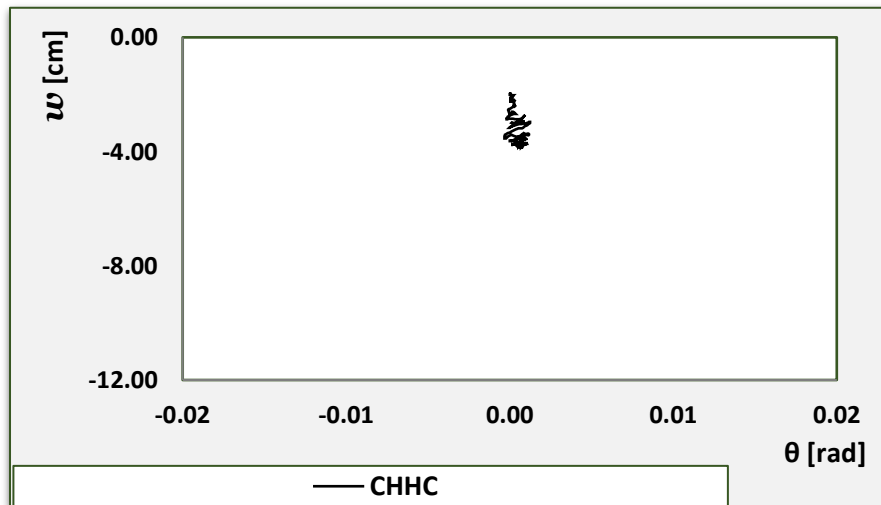


Σχήμα 4.57: Διάγραμμα ροπών-καμπυλοτήτων για το συμβατικό πλαίσιο στη βάση του αριστερά υποστρώματος ισογείου.

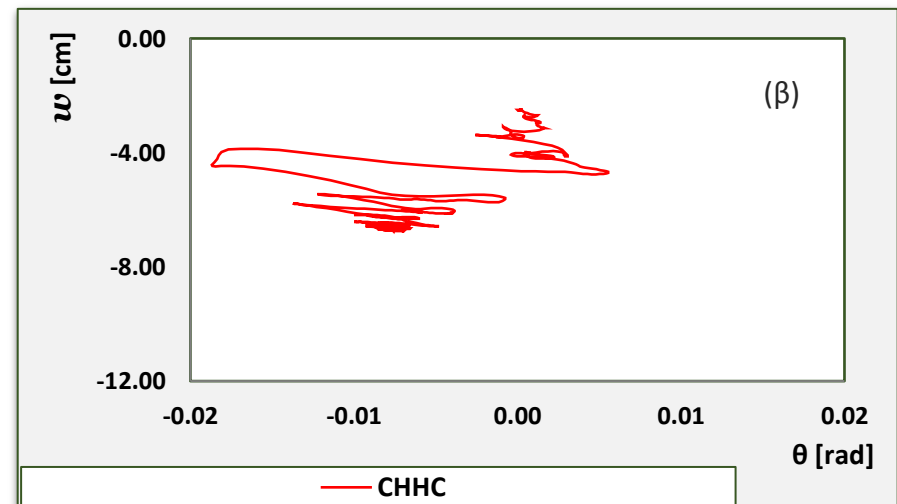
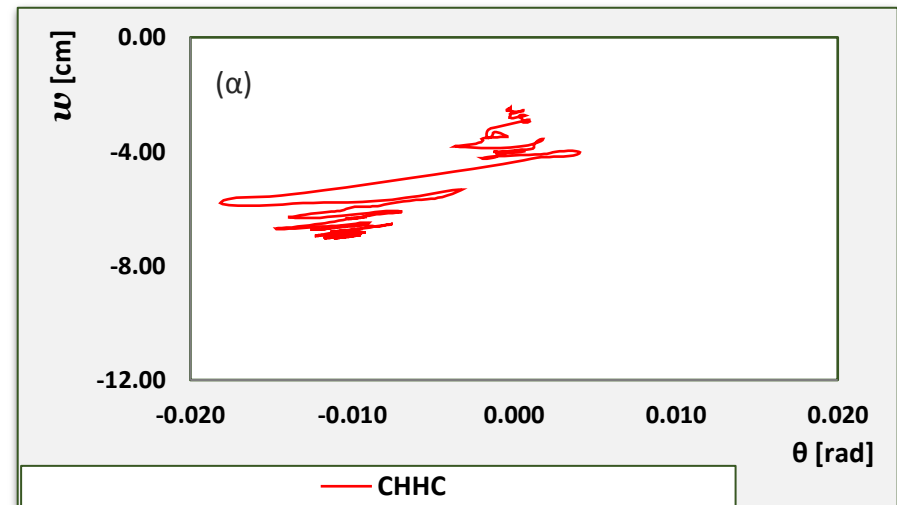


Σχήμα 4.58: Διάγραμμα ροπών-καμπυλοτήτων για το μη-συμβατικό πλαίσιο (α) στη βάση, και (β) στην κορυφή του αριστερά υποστρώματος ισογείου.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4 Δυναμική Ανάλυση: Σύγκριση Συμβατικής και Μη-Συμβατικής Θεμελίωσης για τα δύο Πλαίσια

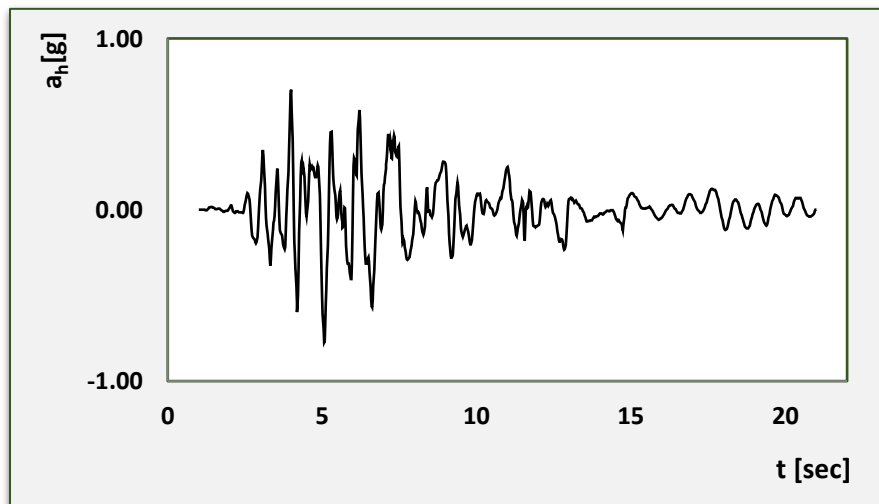
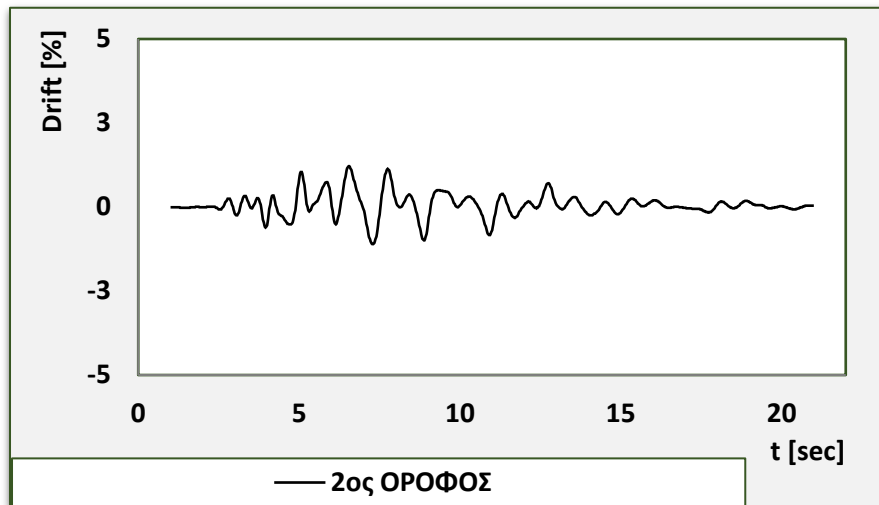


Σχήμα 4.59: Συμπεριφορά του θεμελίου του αριστερά υποστυλώματος σε όρους καθίζησης-στροφής, για το συμβατικό πλαίσιο.

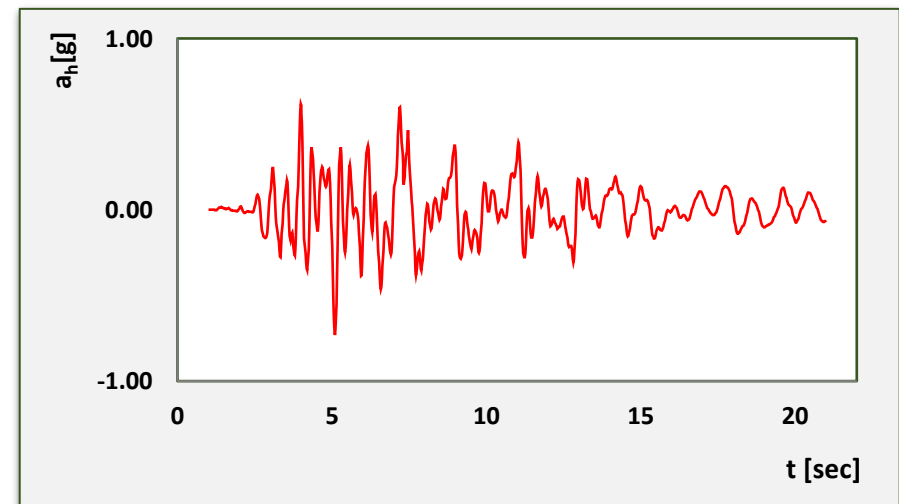
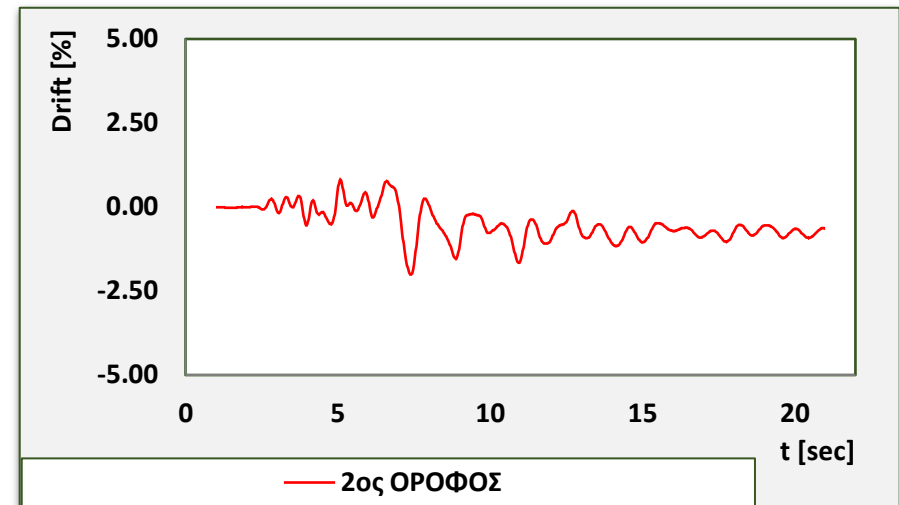


Σχήμα 4.60: Συμπεριφορά του θεμελίου (α) του αριστερά, και (β) του δεξιά υποστυλώματος σε όρους καθίζησης-στροφής, για το **μη-συμβατικό πλαίσιο**.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4 Δυναμική Ανάλυση: Σύγκριση Συμβατικής και Μη-Συμβατικής Θεμελίωσης για τα δύο Πλαίσια

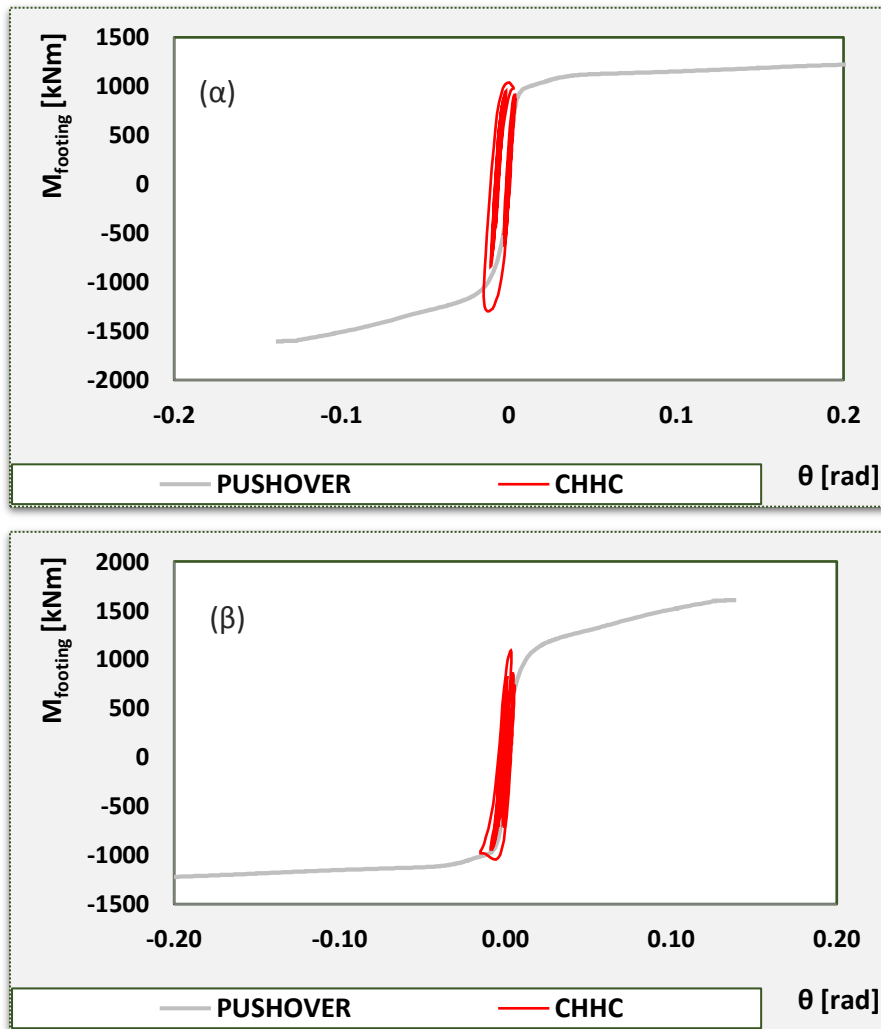


Σχήμα 4.61: Απόκριση του συμβατικού πλαισίου σε όρους drift (σχετικής οριζόντιας μετατόπισης ως προς την στάθμη θεμελίωσης) και αναπτυσσόμενης οριζόντιας επιτάχυνσης του τελευταίου ορόφου.



Σχήμα 4.62: Απόκριση του μη-συμβατικού πλαισίου σε όρους drift και αναπτυσσόμενης οριζόντιας επιτάχυνσης του τελευταίου ορόφου.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4 Δυναμική Ανάλυση: Σύγκριση Συμβατικής και Μη-Συμβατικής Θεμελίωσης για τα δύο Πλαίσια



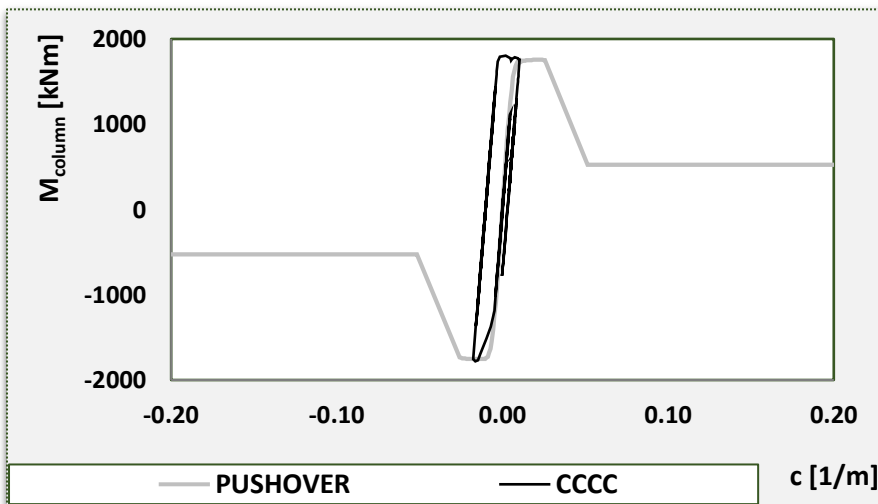
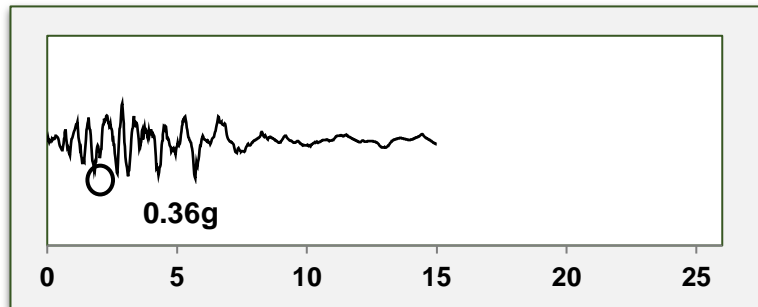
Σχήμα 4.63: Συμπεριφορά του θεμελίου (α) του αριστερά, και (β) του δεξιά υποστυλώματος σε όρους ροπής-στροφής, για το **μη-συμβατικό πλαίσιο**.

Πίνακας 4.9: Συγκεντρωτικά Αποτελέσματα της απόκρισης του συμβατικού, και μη, πλαισίου σε όρους βλάβης των υποστυλωμάτων ισογείου (μέγιστη και παραμένουσα καμπυλότητα), μόνιμης παραμόρφωσης της θεμελίωσης (καθίζηση και στροφή), και παραμόρφωσης του τελευταίου ορόφου (μέγιστο και παραμένον drift).

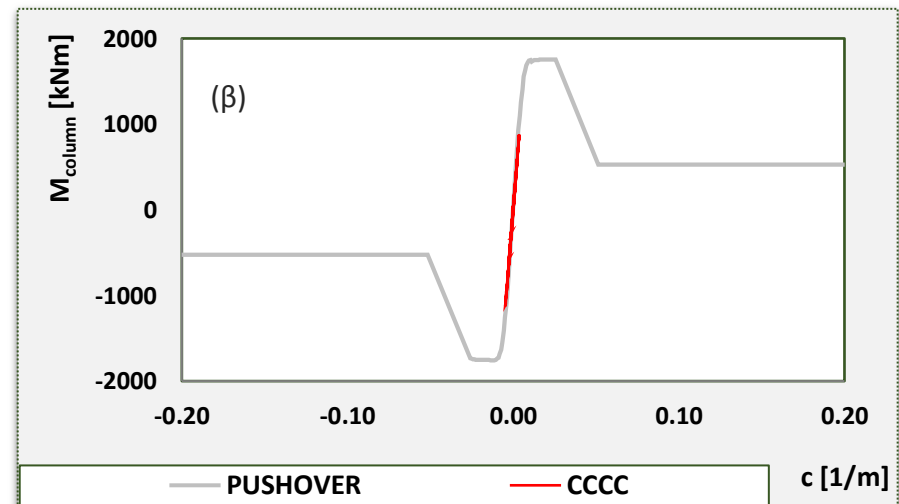
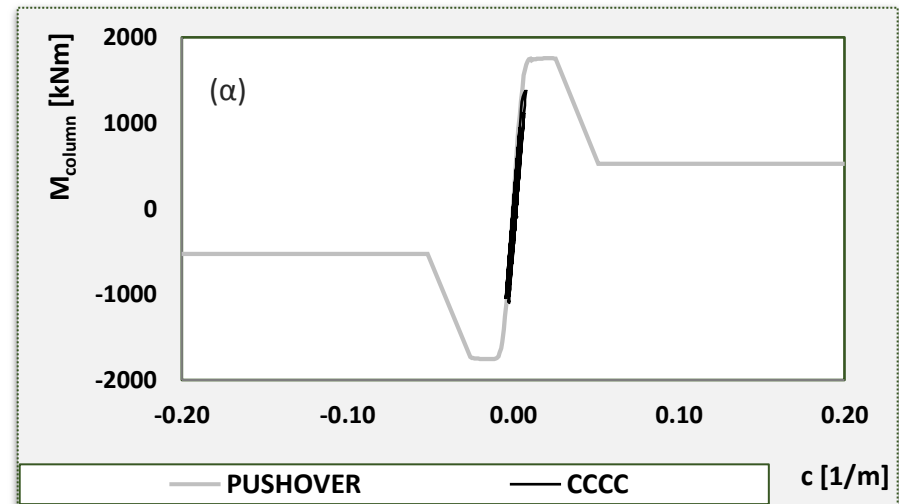
PSV	Συμβατικός Σχεδιασμός	Μη-Συμβατικός Σχεδιασμός (Μόνωση Μέσω Λικνισμού)	
	Βάση Αριστερού Υποστυλώματος Ισογείου	Βάση Αριστερού Υποστυλώματος Ισογείου	Κορυφή Αριστερού Υποστυλώματος Ισογείου
$\mu_{\text{demand}}/\mu_{\text{capacity}}$ [%]	48	32	26
c_{res} [rad]	-0.0046	-0.0011	0.0015
	Αριστερό Πέδιλο	Αριστερό Πέδιλο	Δεξί Πέδιλο
w_{res} [cm]	-3.86	-6.98	-6.74
w_{dif} [cm]		0.24	
θ_{res} [rad]	0.001	-0.010	-0.007
	Σχετική Μετακίνηση Δοκού Στέγης ως προς την Στάθμη Θεμελίωσης	Σχετική Μετακίνηση Δοκού Στέγης ως προς την Στάθμη Θεμελίωσης	
$\text{Drift}_{\text{max}}$ [%]	1.22	2.01	
$\text{Drift}_{\text{res}}$ [%]	0.04	-0.63	

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4 Δυναμική Ανάλυση: Σύγκριση Συμβατικής και Μη-Συμβατικής Θεμελίωσης για τα δύο Πλαίσια

3. Διέγερση Christchurch, Περιοχή του Canterbury, Νέα Ζηλανδία, 2011, $M_s = 6.3$ Δ Επιταχυνσιογράφημα CCCC (PGA = 0.36g)

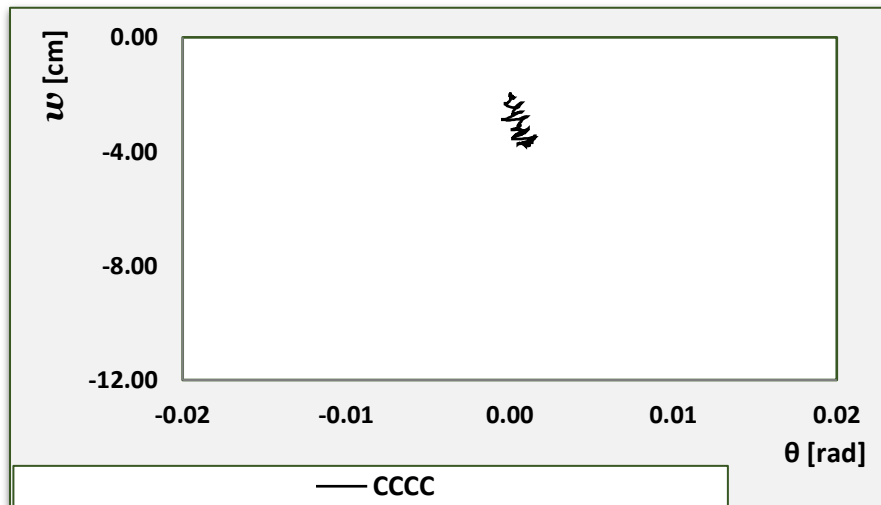


Σχήμα 4.64: Διάγραμμα ροπών-καμπυλοτήτων για το συμβατικό πλαίσιο στη βάση του αριστερά υποστυλώματος ισογείου.

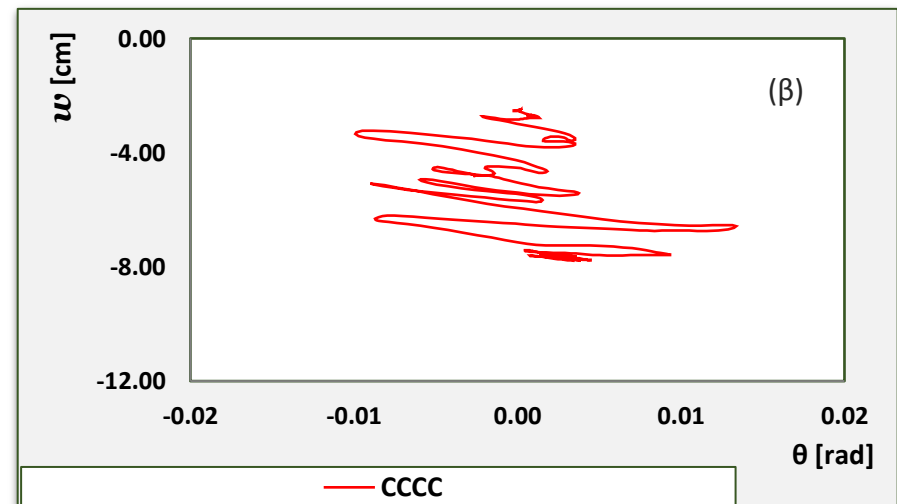
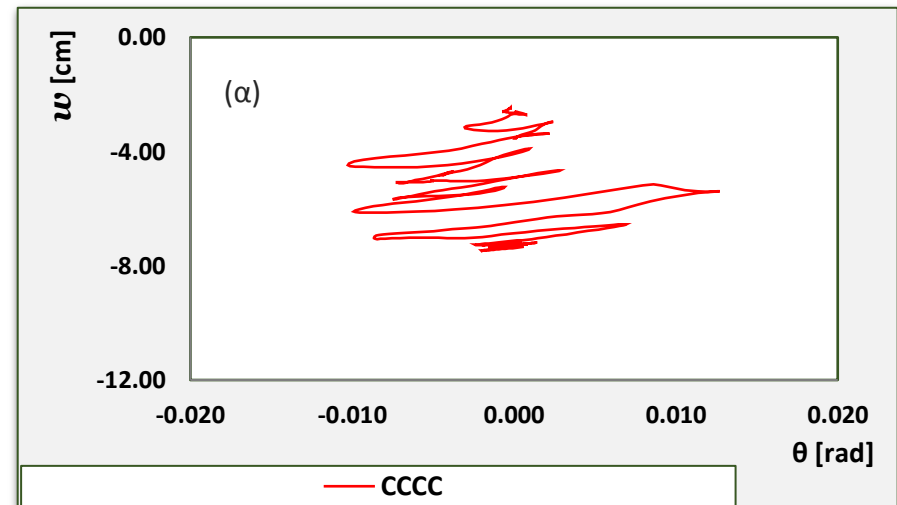


Σχήμα 4.65: Διάγραμμα ροπών-καμπυλοτήτων για το μη-συμβατικό πλαίσιο (α) στη βάση, και (β) στην κορυφή του αριστερά υποστυλώματος ισογείου.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4 Δυναμική Ανάλυση: Σύγκριση Συμβατικής και Μη-Συμβατικής Θεμελίωσης για τα δύο Πλαίσια

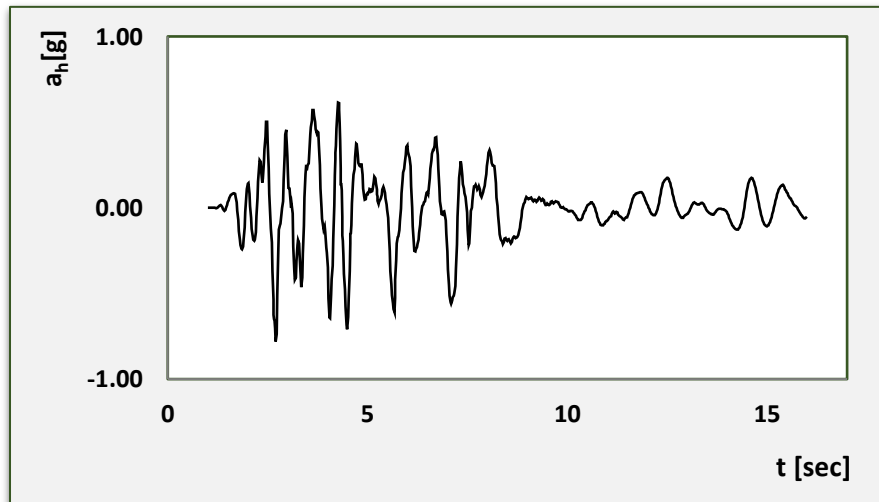
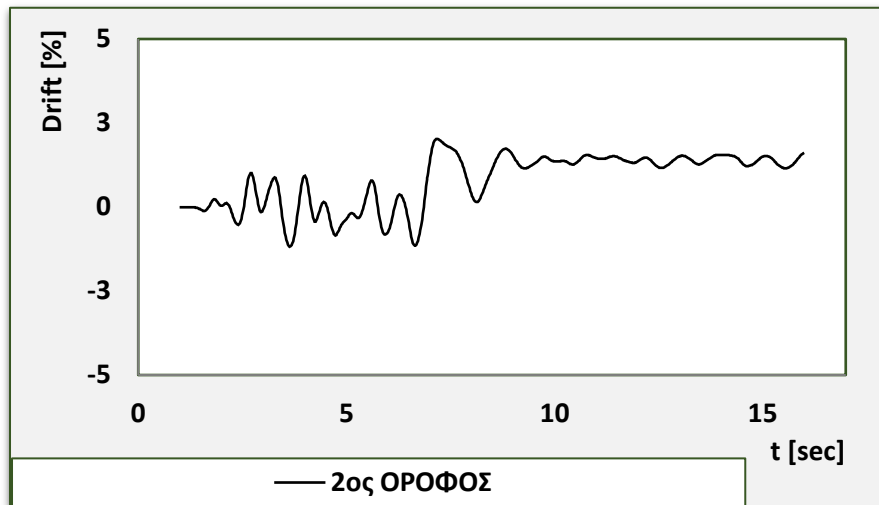


Σχήμα 4.66: Συμπεριφορά του θεμελίου του αριστερά υποστυλώματος σε όρους καθίζησης-στροφής, για το συμβατικό πλαίσιο.

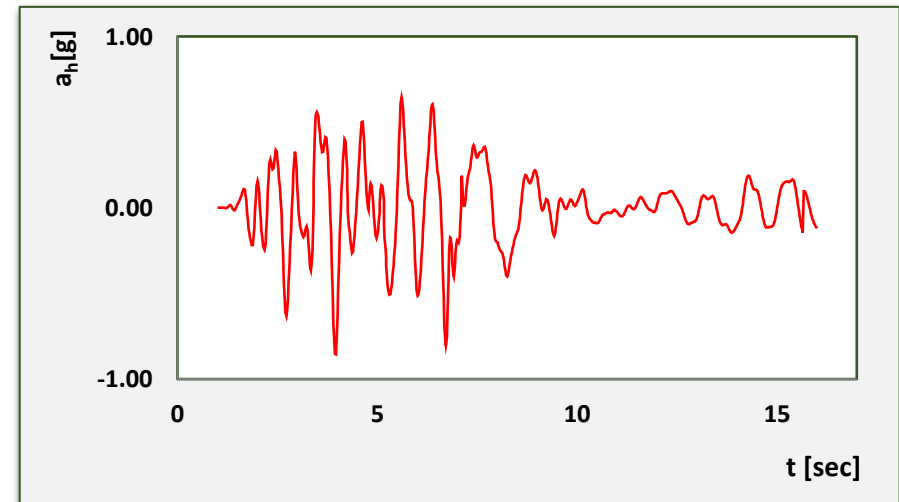
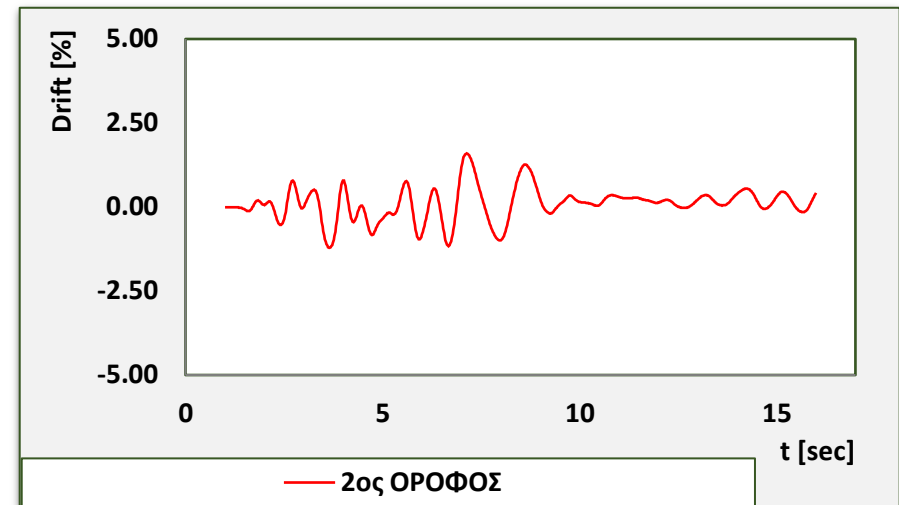


Σχήμα 4.67: Συμπεριφορά του θεμελίου (α) του αριστερά, και (β) του δεξιά υποστυλώματος σε όρους καθίζησης-στροφής, για το **μη-συμβατικό πλαίσιο**.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4 Δυναμική Ανάλυση: Σύγκριση Συμβατικής και Μη-Συμβατικής Θεμελίωσης για τα δύο Πλαίσια

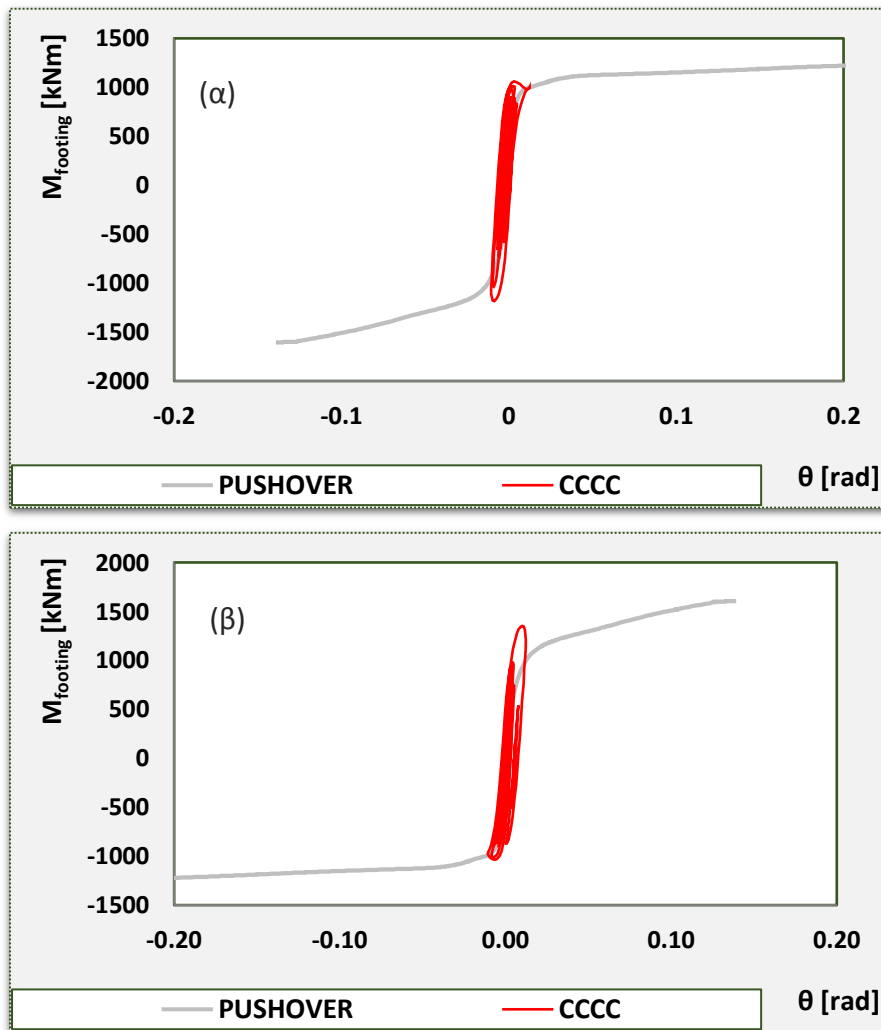


Σχήμα 4.68: Απόκριση του συμβατικού πλαισίου σε όρους drift (σχετικής οριζόντιας μετατόπισης ως προς την στάθμη θεμελίωσης) και αναπτυσσόμενης οριζόντιας επιτάχυνσης του τελευταίου ορόφου.



Σχήμα 4.69: Απόκριση του μη-συμβατικού πλαισίου σε όρους drift και αναπτυσσόμενης οριζόντιας επιτάχυνσης του τελευταίου ορόφου.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4 Δυναμική Ανάλυση: Σύγκριση Συμβατικής και Μη-Συμβατικής Θεμελίωσης για τα δύο Πλαίσια



Σχήμα 4.70: Συμπεριφορά του θεμελίου (α) του αριστερά, και (β) του δεξιά υποστυλώματος σε όρους ροπής-στροφής, για το **μη-συμβατικό πλαίσιο**.

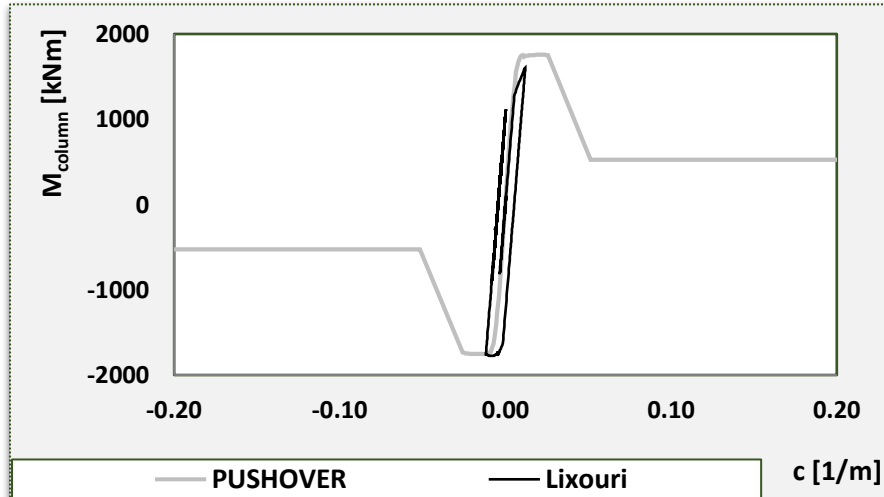
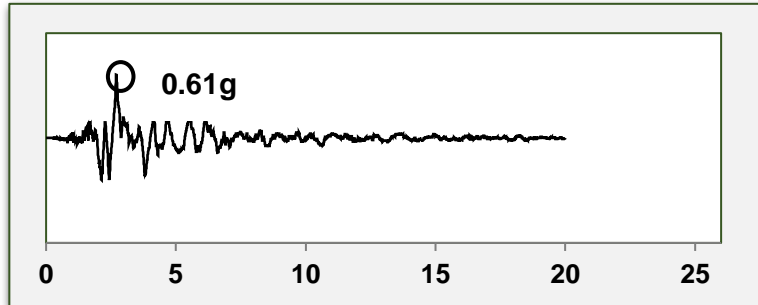
Πίνακας 4.10: Συγκεντρωτικά Αποτελέσματα της απόκρισης του συμβατικού, και μη, πλαισίου σε όρους βλάβης των υποστυλωμάτων ισογείου (μέγιστη και παραμένουσα καμπυλότητα), μόνιμης παραμόρφωσης της θεμελίωσης (καθίζηση και στροφή), και παραμόρφωσης του τελευταίου ορόφου (μέγιστο και παραμένον drift).

PSV	Συμβατικός Σχεδιασμός	Μη-Συμβατικός Σχεδιασμός (Μόνωση Μέσω Λικνισμού)	
	Βάση Αριστερού Υποστυλώματος Ισογείου	Βάση Αριστερού Υποστυλώματος Ισογείου	Κορυφή Αριστερού Υποστυλώματος Ισογείου
$\mu_{\text{demand}}/\mu_{\text{capacity}}$ [%]	68	30	18
c_{res} [rad]	0.0074	0.0022	-0.0012
	Αριστερό Πέδιλο	Αριστερό Πέδιλο	Δεξί Πέδιλο
w_{res} [cm]	-3.76	-7.35	-7.77
w_{dif} [cm]		-0.42	
θ_{res} [rad]	0.001	0.000	0.003
	Σχετική Μετακίνηση Δοκού Στέγης ως προς την Στάθμη Θεμελίωσης	Σχετική Μετακίνηση Δοκού Στέγης ως προς την Στάθμη Θεμελίωσης	
$\text{Drift}_{\text{max}}$ [%]	2.03	1.59	
$\text{Drift}_{\text{res}}$ [%]	1.57	0.29	

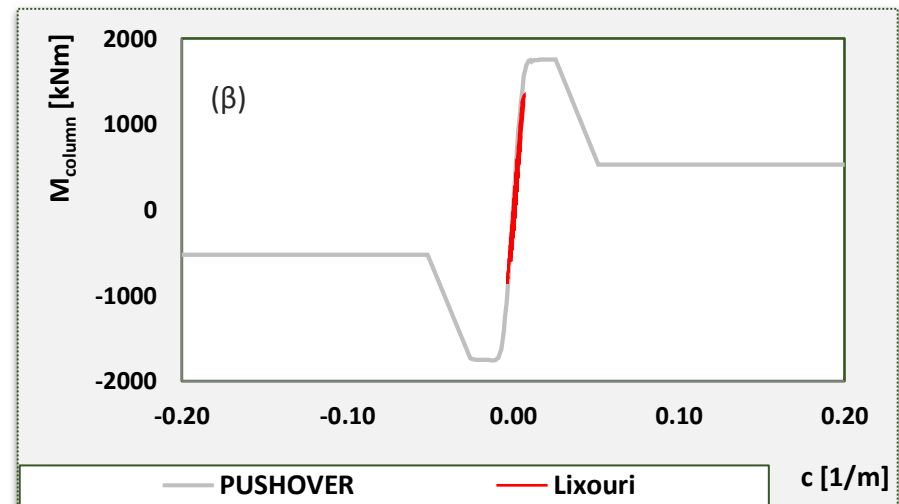
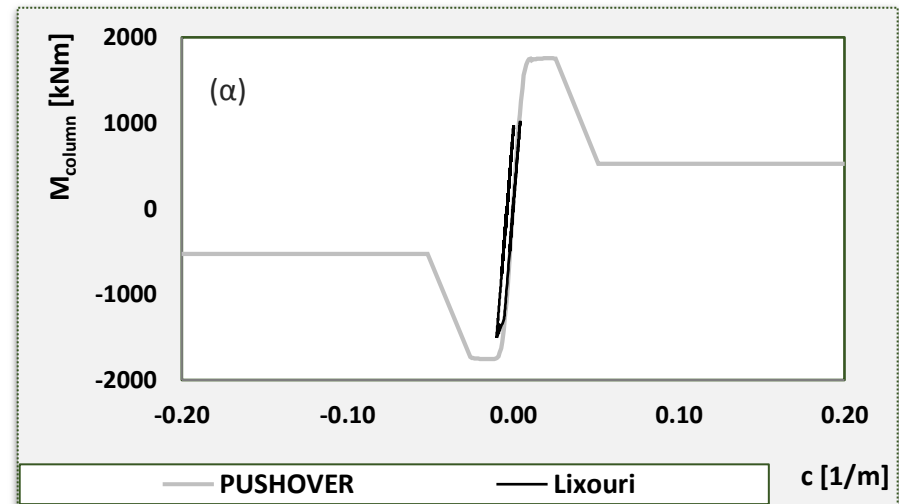
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4 Δυναμική Ανάλυση: Σύγκριση Συμβατικής και Μη-Συμβατικής Θεμελίωσης για τα δύο Πλαίσια

4. Διέγερση Κεφαλληνίας, Ελλάς, 2014, $M_w = 6.1$ Δ

Επιταχυνσιογράφημα *Lixouri_N* (PGA = 0.61g)

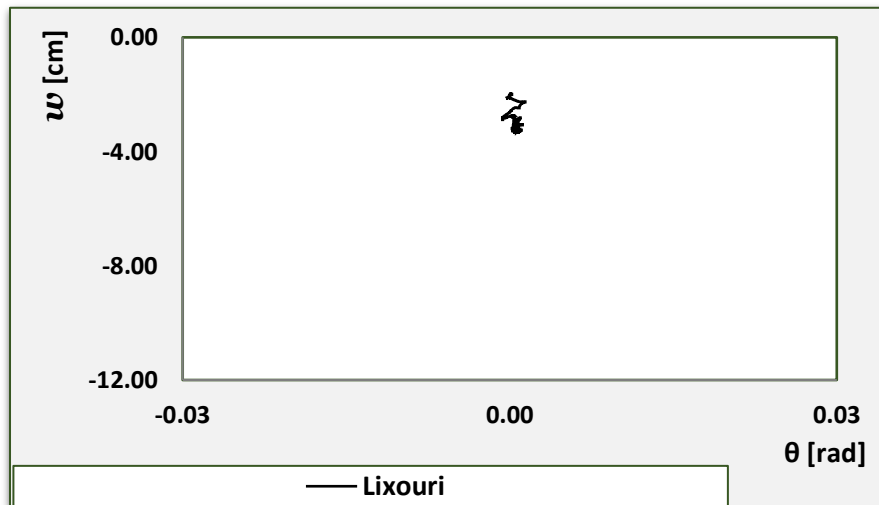


Σχήμα 4.71: Διάγραμμα ροπών-καμπυλοτήτων για το συμβατικό πλαίσιο στη βάση του αριστερά υποστυλώματος ισογείου.

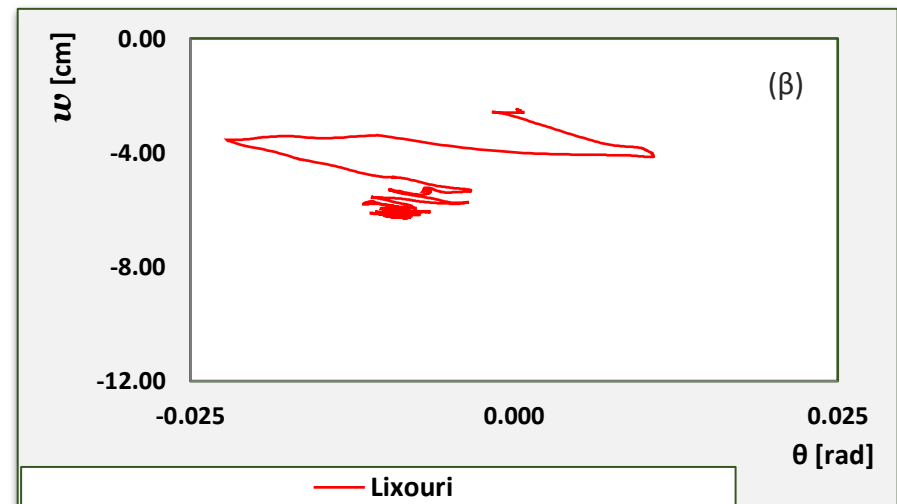
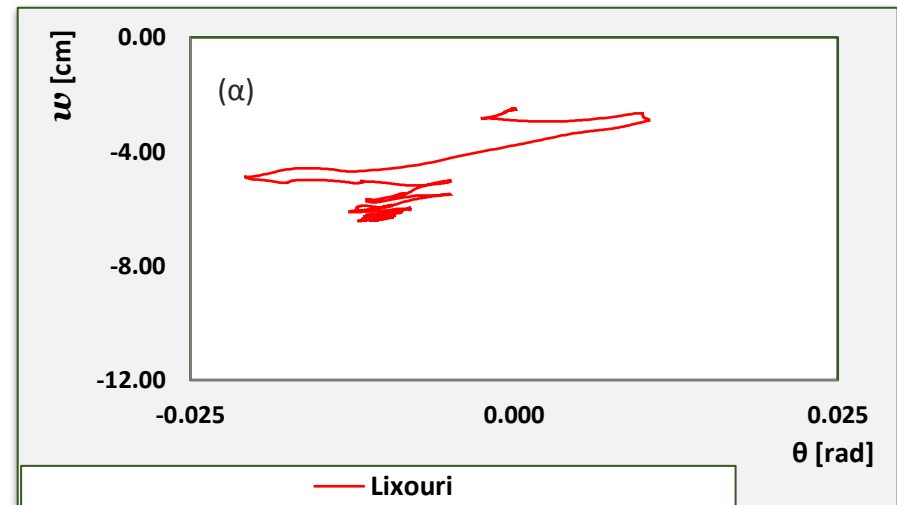


Σχήμα 4.72: Διάγραμμα ροπών-καμπυλοτήτων για το μη-συμβατικό πλαίσιο (α) στη βάση, και (β) στην κορυφή του αριστερά υποστυλώματος ισογείου.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4 Δυναμική Ανάλυση: Σύγκριση Συμβατικής και Μη-Συμβατικής Θεμελίωσης για τα δύο Πλαίσια

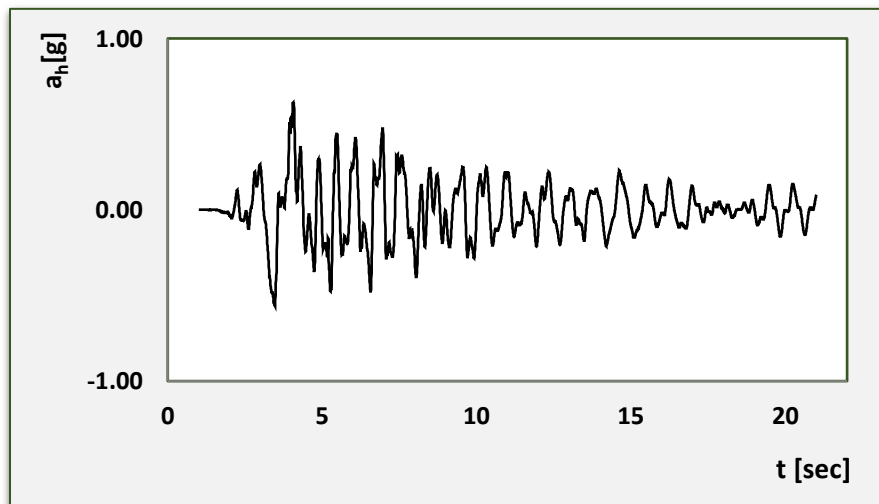
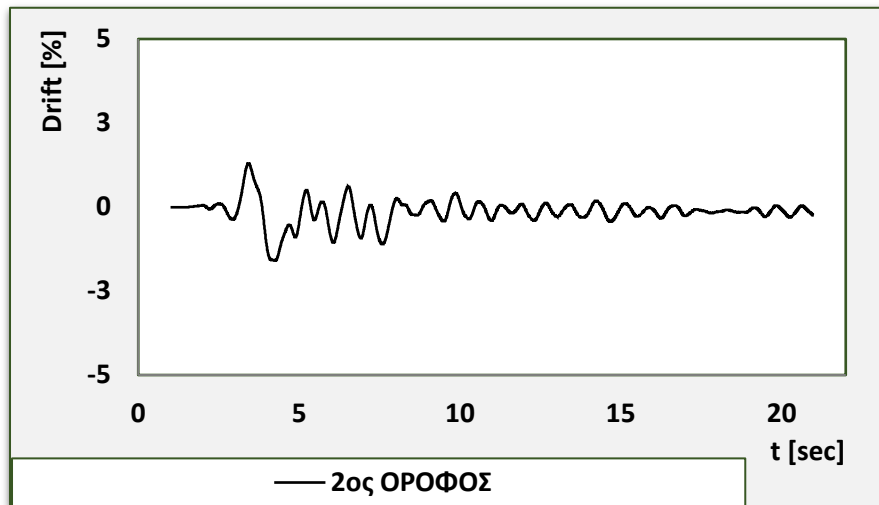


Σχήμα 4.73: Συμπεριφορά του θεμελίου του αριστερά υποστυλώματος σε όρους καθίζησης-στροφής, για το συμβατικό πλαίσιο.

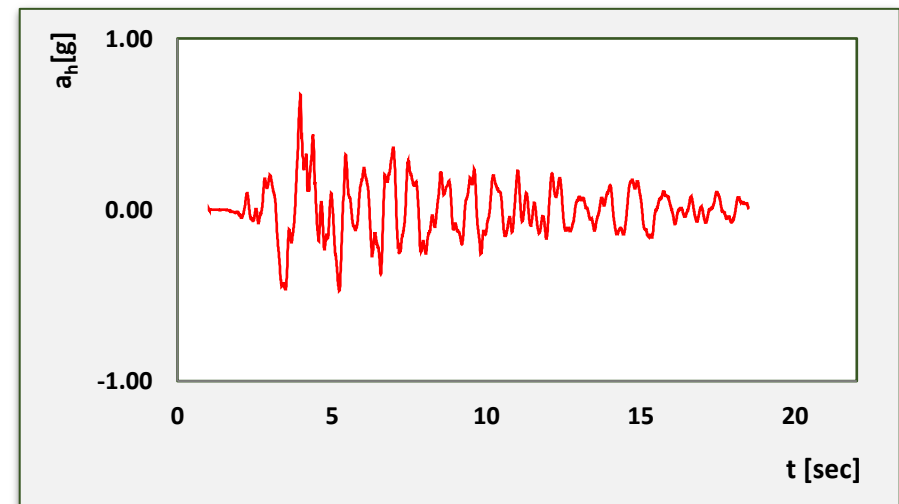
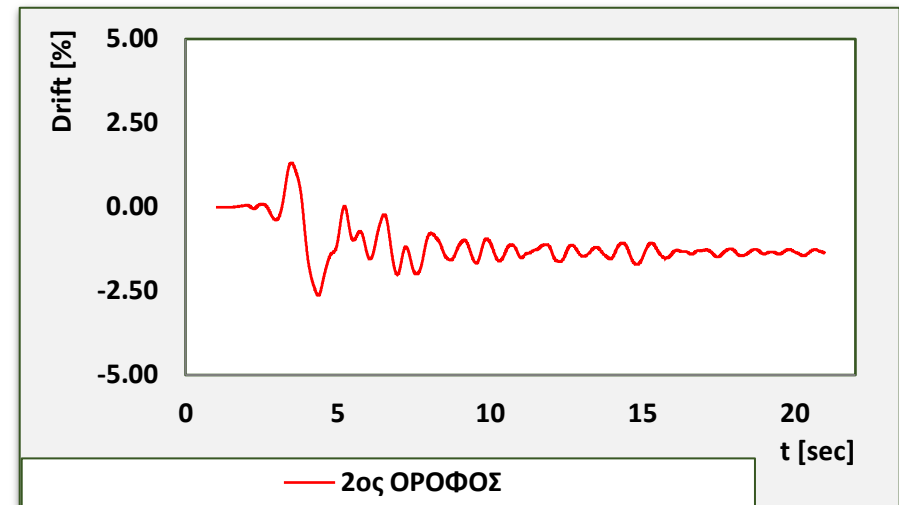


Σχήμα 4.74: Συμπεριφορά του θεμελίου (α) του αριστερά, και (β) του δεξιά υποστυλώματος σε όρους καθίζησης-στροφής, για το **μη-συμβατικό πλαίσιο**.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4 Δυναμική Ανάλυση: Σύγκριση Συμβατικής και Μη-Συμβατικής Θεμελίωσης για τα δύο Πλαίσια

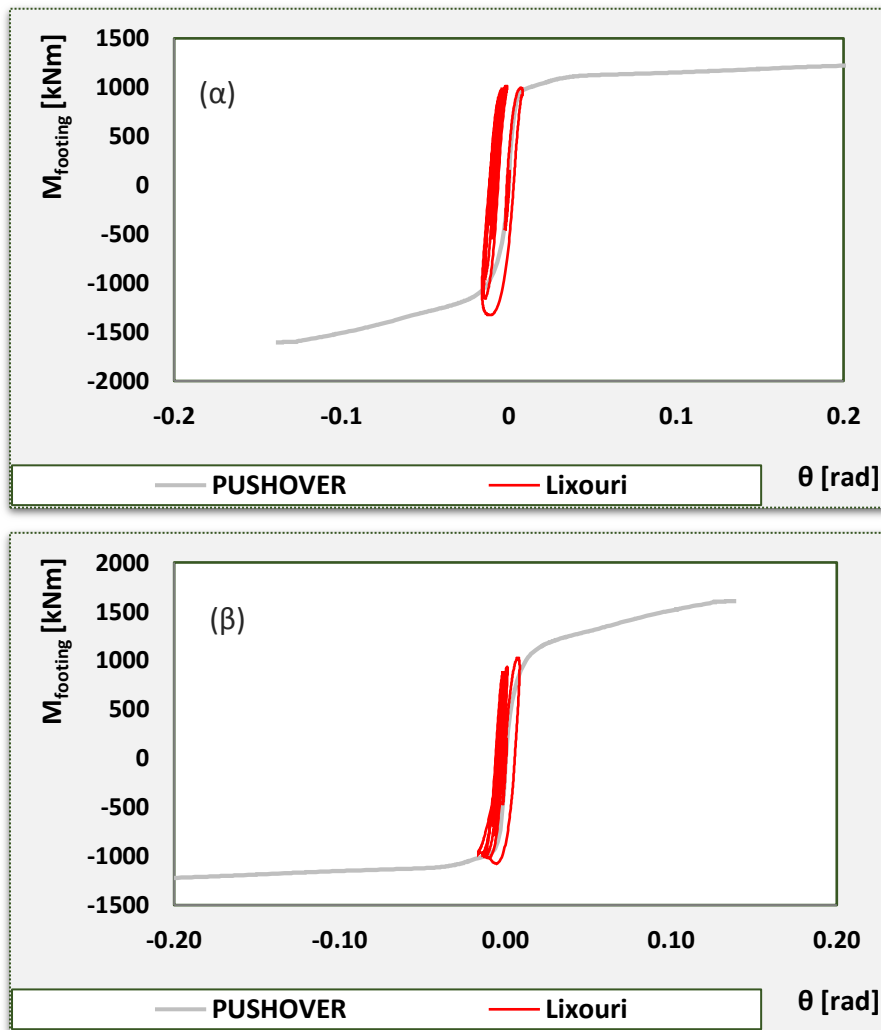


Σχήμα 4.75: Απόκριση του συμβατικού πλαισίου σε όρους drift (σχετικής οριζόντιας μετατόπισης ως προς την στάθμη θεμελίωσης) και αναπτυσσόμενης οριζόντιας επιτάχυνσης του τελευταίου ορόφου.



Σχήμα 4.76: Απόκριση του μη-συμβατικού πλαισίου σε όρους drift και αναπτυσσόμενης οριζόντιας επιτάχυνσης του τελευταίου ορόφου.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4 Δυναμική Ανάλυση: Σύγκριση Συμβατικής και Μη-Συμβατικής Θεμελίωσης για τα δύο Πλαίσια



Σχήμα 4.77: Συμπεριφορά του θεμελίου (α) του αριστερά, και (β) του δεξιά υποστυλώματος σε όρους ροπής-στροφής, για το μη-συμβατικό πλαίσιο.

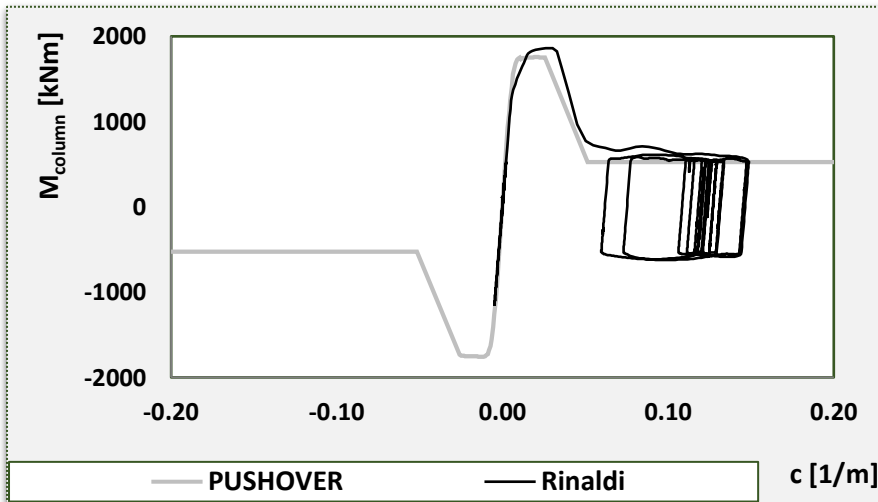
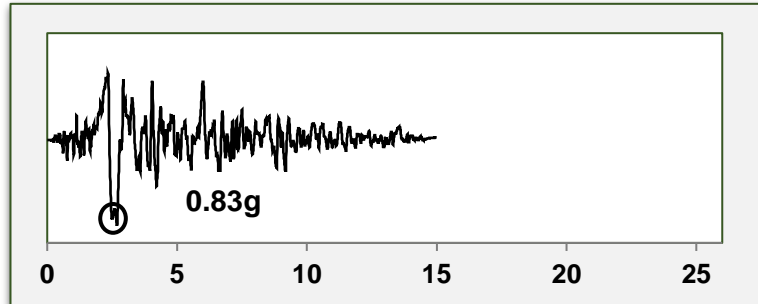
Πίνακας 4.11: Συγκεντρωτικά Αποτελέσματα της απόκρισης του συμβατικού, και μη, πλαισίου σε όρους βλάβης των υποστυλωμάτων ισογείου (μέγιστη και παραμένουσα καμπυλότητα), μόνιμης παραμόρφωσης της θεμελίωσης (καθίζηση και στροφή), και παραμόρφωσης του τελευταίου ορόφου (μέγιστο και παραμένον drift).

PSV	Συμβατικός Σχεδιασμός	Μη-Συμβατικός Σχεδιασμός (Μόνωση Μέσω Λικνισμού)	
	Βάση Αριστερού Υποστυλώματος Ισογείου	Βάση Αριστερού Υποστυλώματος Ισογείου	Κορυφή Αριστερού Υποστυλώματος Ισογείου
$\mu_{\text{demand}}/\mu_{\text{capacity}}$ [%]	46	39	26
c_{res} [rad]	-0.0052	-0.0039	0.0014
	Αριστερό Πέδιλο	Αριστερό Πέδιλο	Δεξί Πέδιλο
w_{res} [cm]	-3.33	-6.39	-6.25
w_{dif} [cm]		0.14	
θ_{res} [rad]	0.001	-0.011	-0.009
	Σχετική Μετακίνηση Δοκού Στέγης ως προς την Στάθμη Θεμελίωσης	Σχετική Μετακίνηση Δοκού Στέγης ως προς την Στάθμη Θεμελίωσης	
$\text{Drift}_{\text{max}}$ [%]	1.60	2.63	
$\text{Drift}_{\text{res}}$ [%]	-0.24	-1.37	

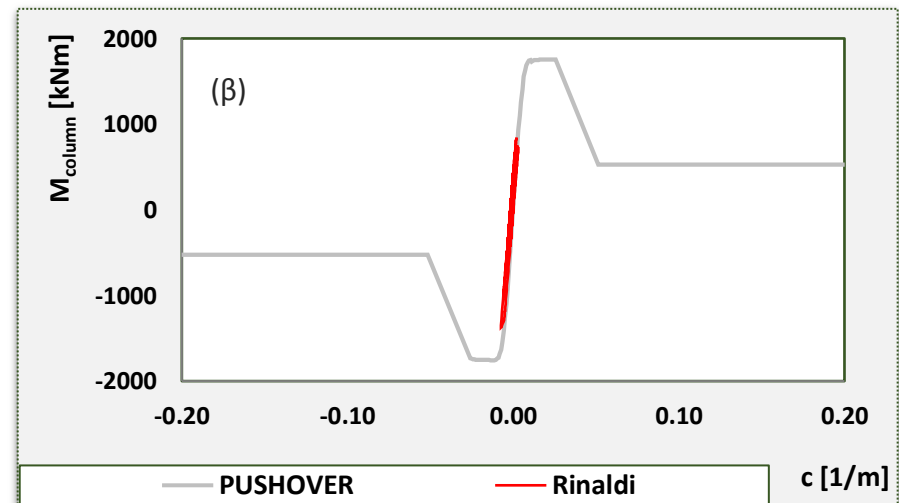
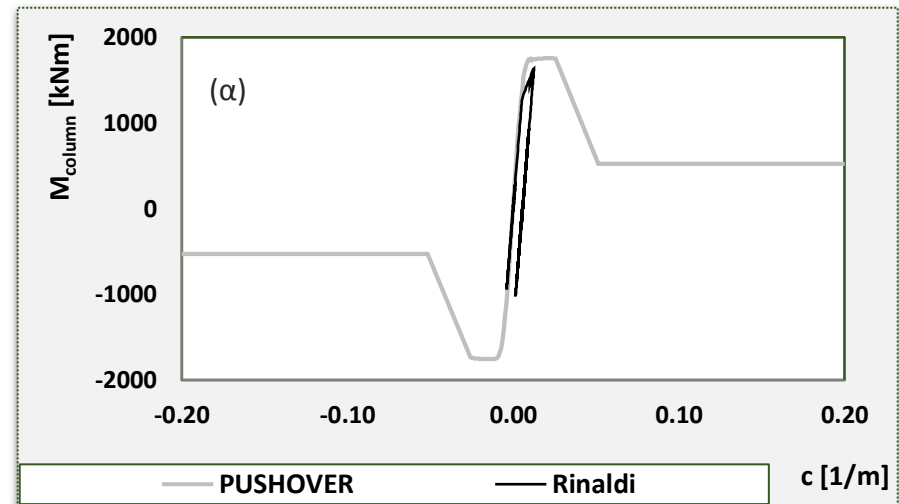
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4 Δυναμική Ανάλυση: Σύγκριση Συμβατικής και Μη-Συμβατικής Θεμελίωσης για τα δύο Πλαίσια

5. Διέγερση Northridge, Καλλιφόρνια, ΗΠΑ, 1994, $M_s = 6.7 \Delta$

Επιταχυνσιογράφημα *Rinaldi_228* (PGA = 0.83g)

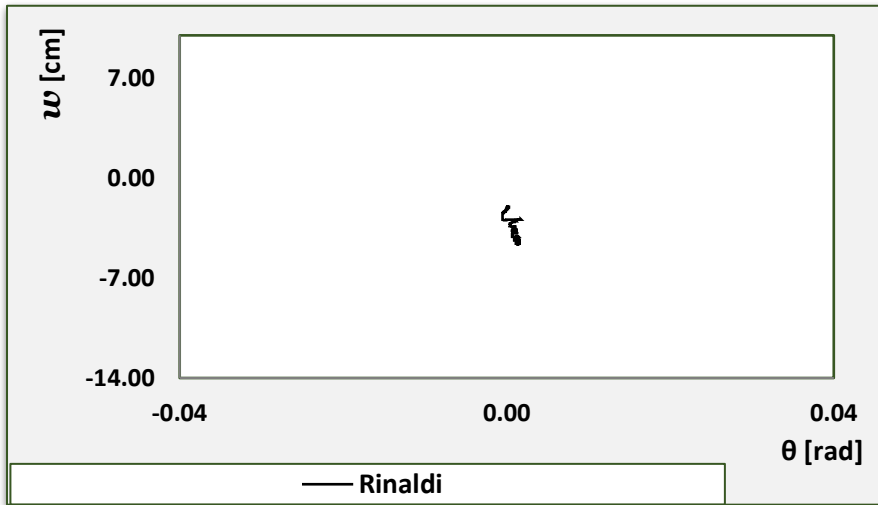


Σχήμα 4.78: Διάγραμμα ροπών-καμπυλοτήτων για το συμβατικό πλαίσιο στη βάση του αριστερά υποστυλώματος ισογείου.

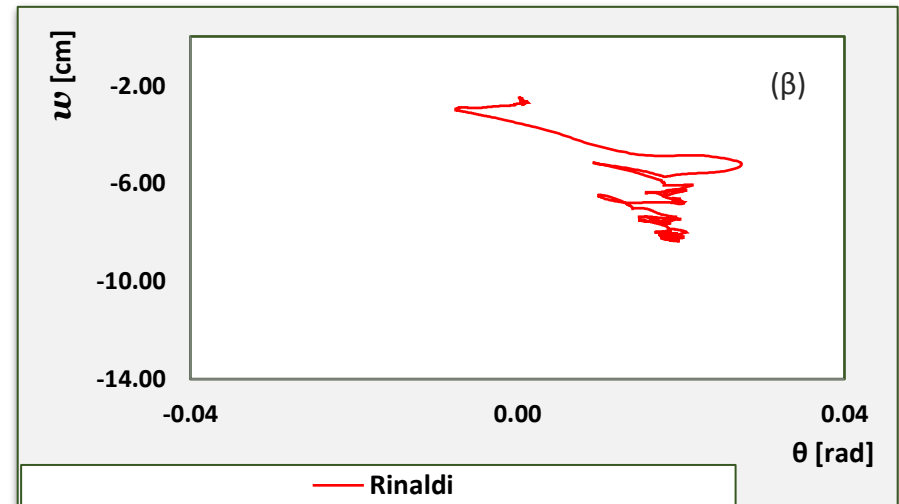
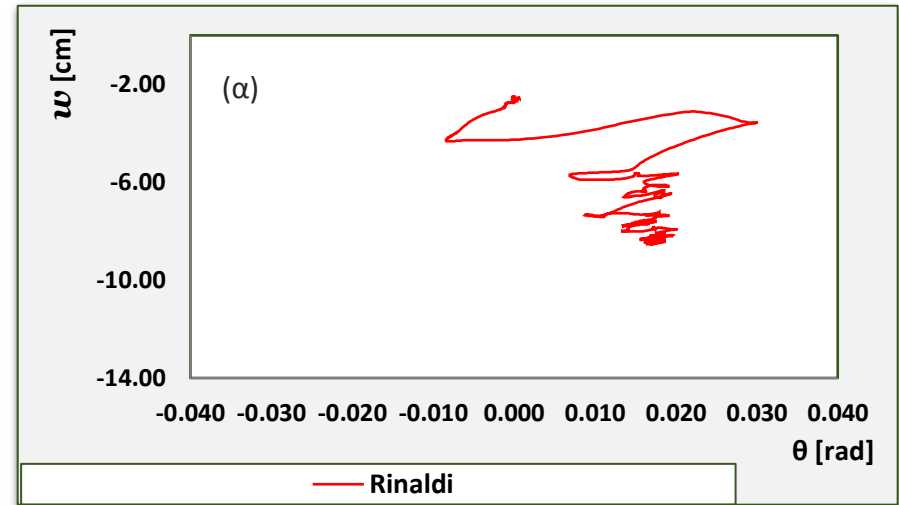


Σχήμα 4.79: Διάγραμμα ροπών-καμπυλοτήτων για το μη-συμβατικό πλαίσιο (α) στη βάση, και (β) στην κορυφή του αριστερά υποστυλώματος ισογείου.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4 Δυναμική Ανάλυση: Σύγκριση Συμβατικής και Μη-Συμβατικής Θεμελίωσης για τα δύο Πλαίσια

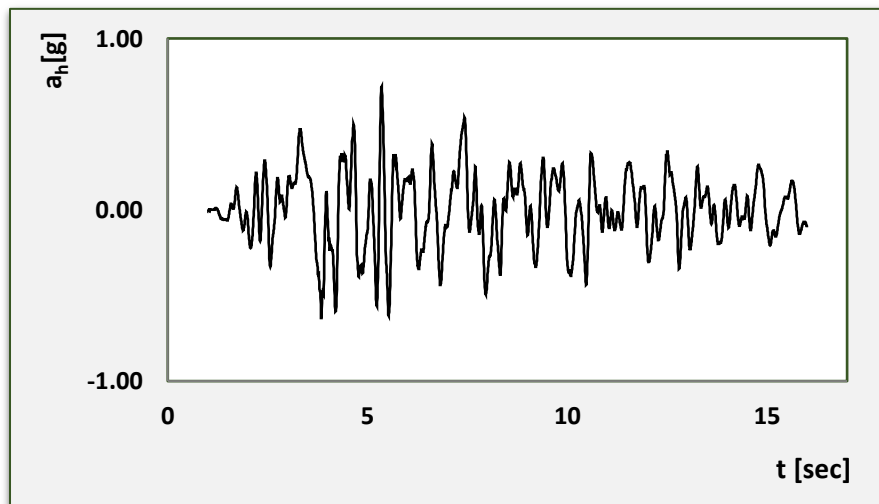
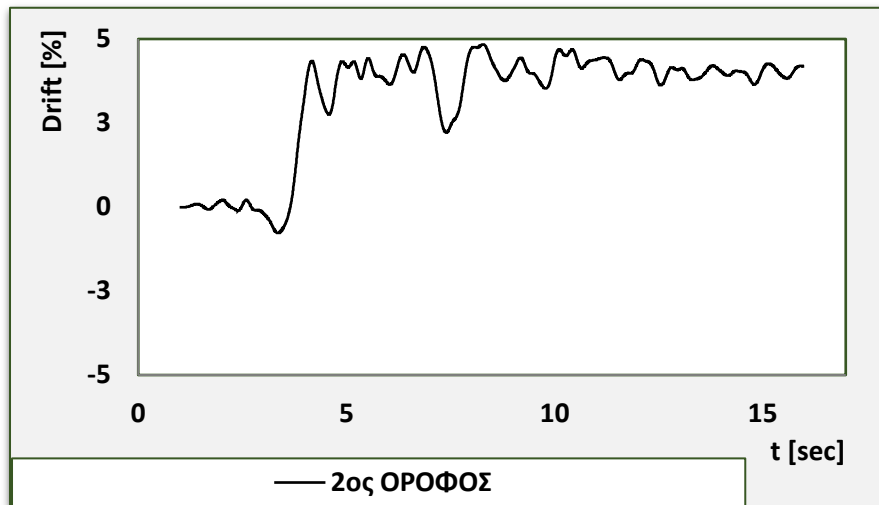


Σχήμα 4.80: Συμπεριφορά του θεμελίου του αριστερά υποστυλώματος σε όρους καθίζησης-στροφής, για το συμβατικό πλαίσιο.

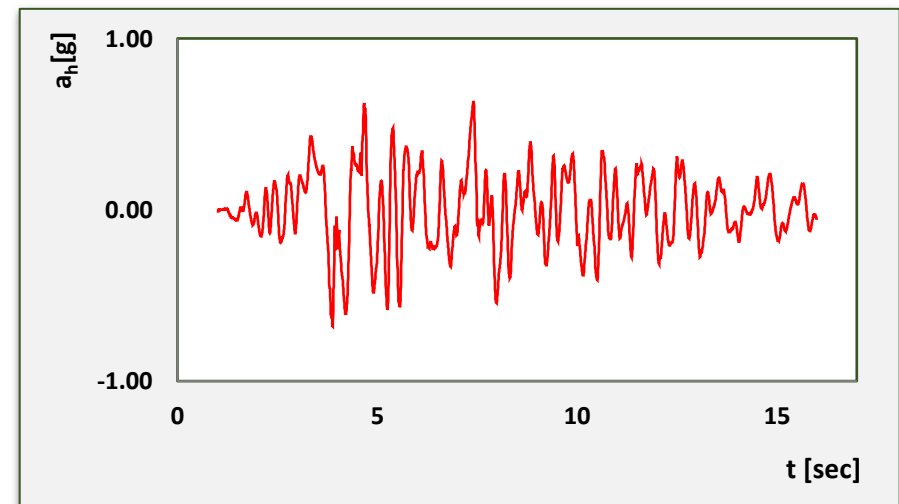
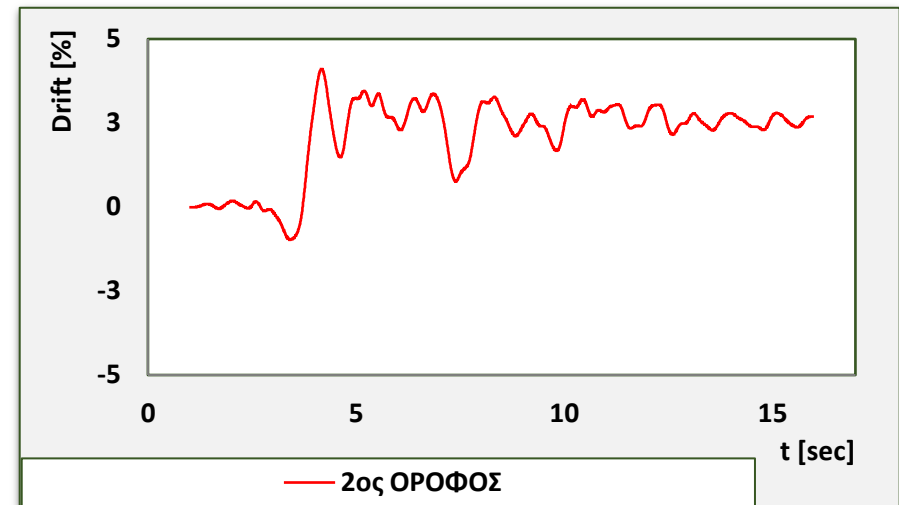


Σχήμα 4.81: Συμπεριφορά του θεμελίου (α) του αριστερά, και (β) του δεξιά υποστυλώματος σε όρους καθίζησης-στροφής, για το **μη-συμβατικό πλαίσιο**.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4 Δυναμική Ανάλυση: Σύγκριση Συμβατικής και Μη-Συμβατικής Θεμελίωσης για τα δύο Πλαίσια

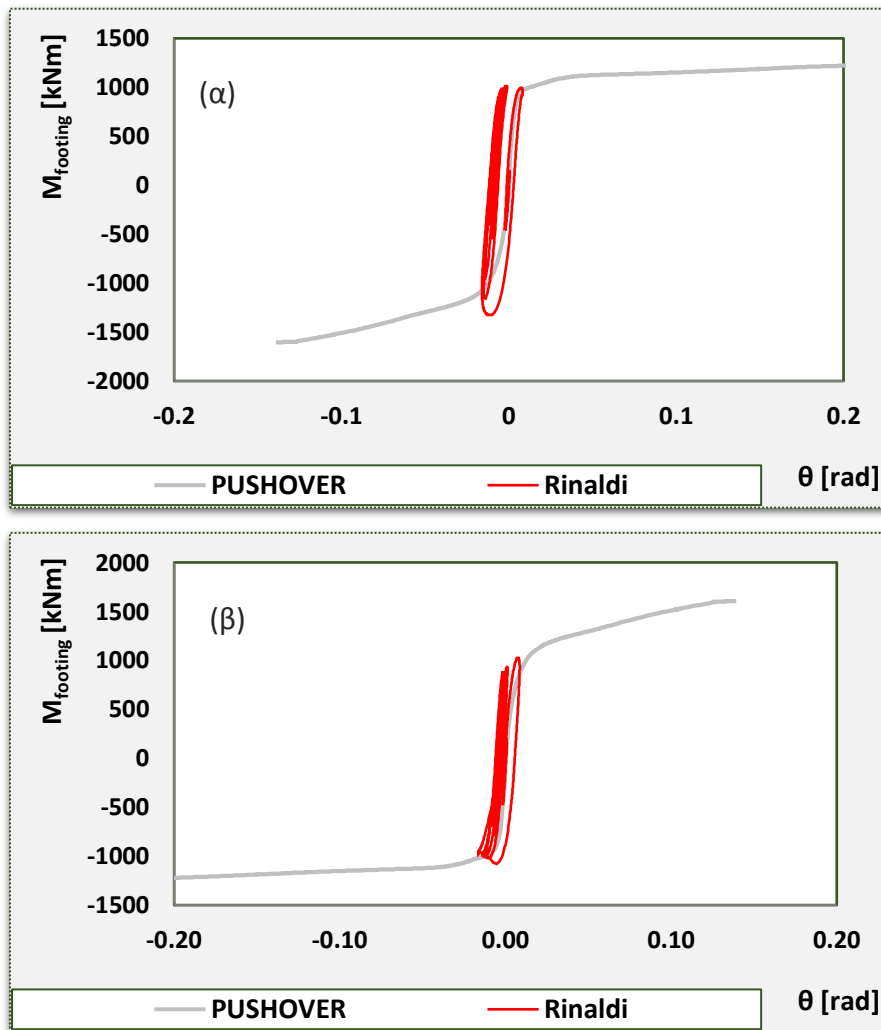


Σχήμα 4.82: Απόκριση του συμβατικού πλαισίου σε όρους drift (σχετικής οριζόντιας μετατόπισης ως προς την στάθμη θεμελίωσης) και αναπτυσσόμενης οριζόντιας επιτάχυνσης του τελευταίου ορόφου.



Σχήμα 4.83: Απόκριση του μη-συμβατικού πλαισίου σε όρους drift και αναπτυσσόμενης οριζόντιας επιτάχυνσης του τελευταίου ορόφου.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4 Δυναμική Ανάλυση: Σύγκριση Συμβατικής και Μη-Συμβατικής Θεμελίωσης για τα δύο Πλαίσια

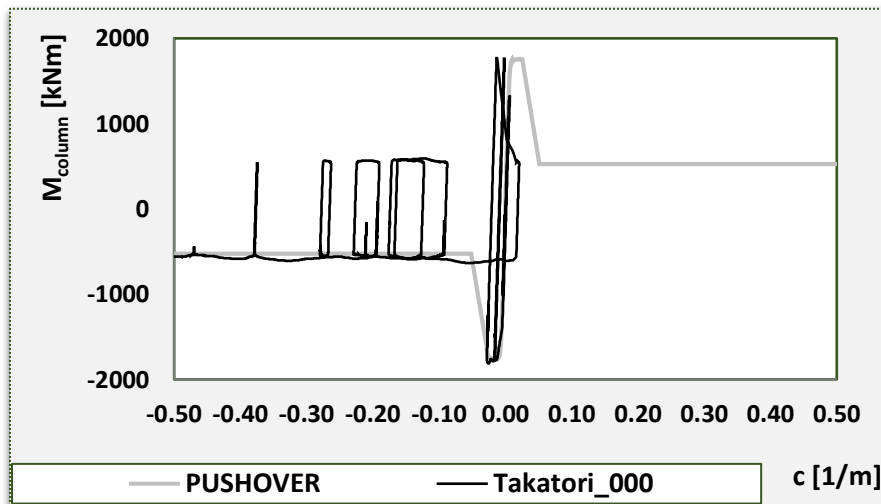
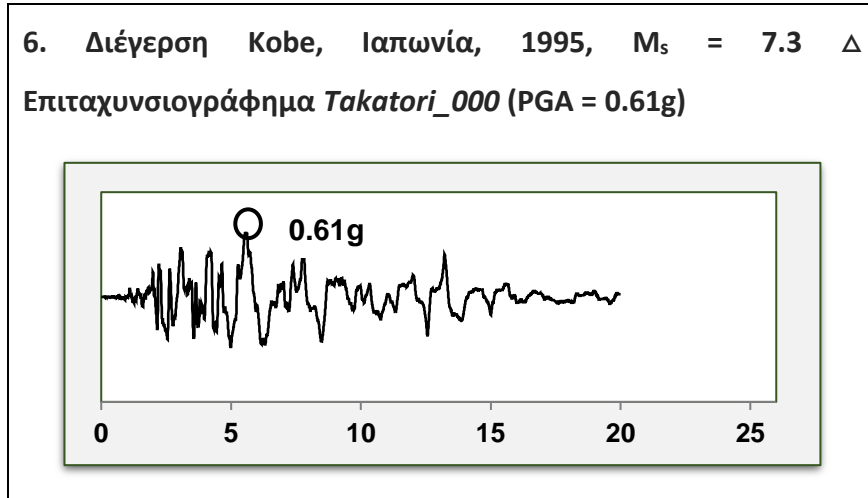


Σχήμα 4.84: Συμπεριφορά του θεμελίου (α) του αριστερά, και (β) του δεξιά υποστυλώματος σε όρους ροπής-στροφής, για το μη-συμβατικό πλαίσιο.

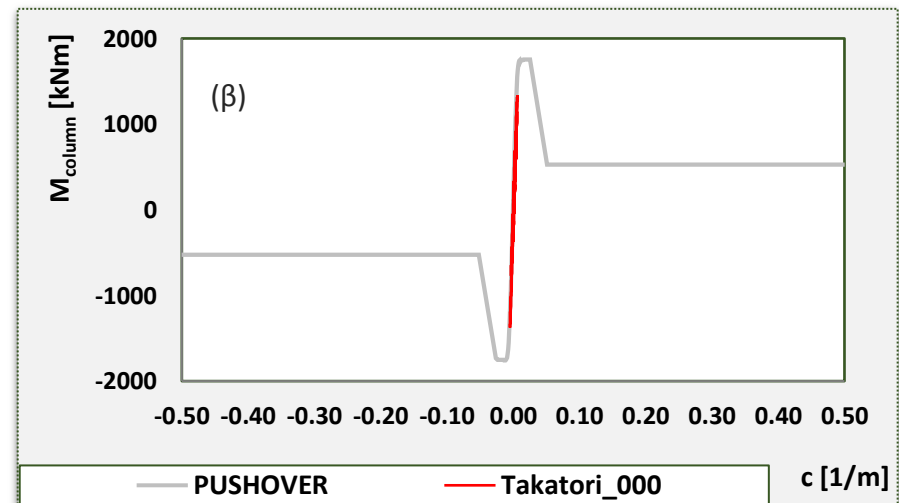
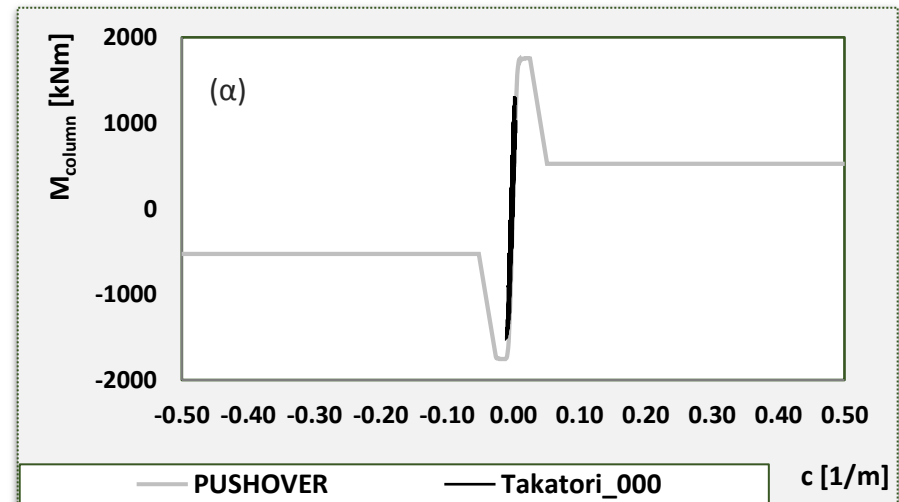
Πίνακας 4.12: Συγκεντρωτικά Αποτελέσματα της απόκρισης του συμβατικού, και μη, πλαισίου σε όρους βλάβης των υποστυλωμάτων ισογείου (μέγιστη και παραμένουσα καμπυλότητα), μόνιμης παραμόρφωσης της θεμελίωσης (καθίζηση και στροφή), και παραμόρφωσης του τελευταίου ορόφου (μέγιστο και παραμένον drift).

PSV	Συμβατικός Σχεδιασμός	Μη-Συμβατικός Σχεδιασμός (Μόνωση Μέσω Λικνισμού)	
	Βάση Αριστερού Υποστυλώματος Ισογείου	Βάση Αριστερού Υποστυλώματος Ισογείου	Κορυφή Αριστερού Υποστυλώματος Ισογείου
$\mu_{demand}/\mu_{capacity}$ [%]	577	49	29
c_{res} [rad]	0.1212	0.0071	-0.0024
	Αριστερό Πέδιλο	Αριστερό Πέδιλο	Δεξί Πέδιλο
w_{res} [cm]	-4.58	-8.46	-8.35
w_{dif} [cm]		0.11	
θ_{res} [rad]	0.001	0.018	0.019
	Σχετική Μετακίνηση Δοκού Στέγης ως προς την Στάθμη Θεμελίωσης	Σχετική Μετακίνηση Δοκού Στέγης ως προς την Στάθμη Θεμελίωσης	
$Drift_{max}$ [%]	4.83	4.10	
$Drift_{res}$ [%]	4.18	2.70	

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4 Δυναμική Ανάλυση: Σύγκριση Συμβατικής και Μη-Συμβατικής Θεμελίωσης για τα δύο Πλαίσια

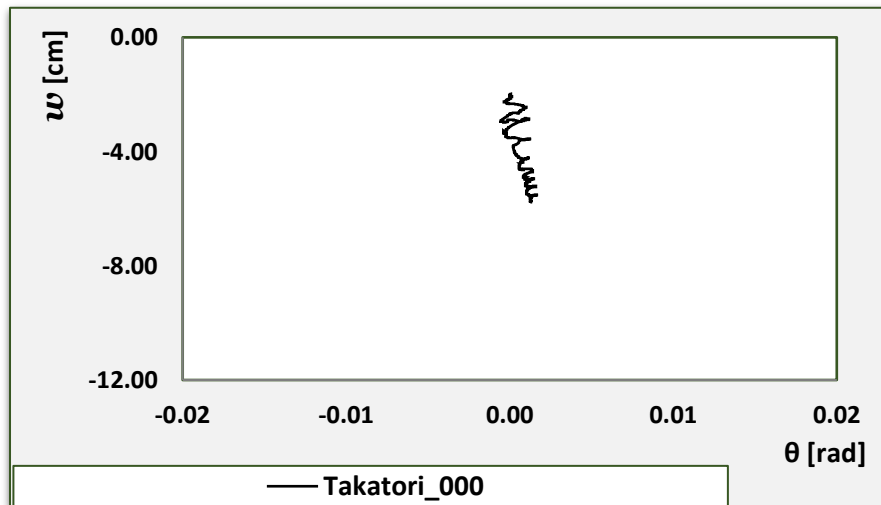


Σχήμα 4.85: Διάγραμμα ροπών-καμπυλοτήτων για το συμβατικό πλαίσιο στη βάση του αριστερά υποστυλώματος ισογείου.

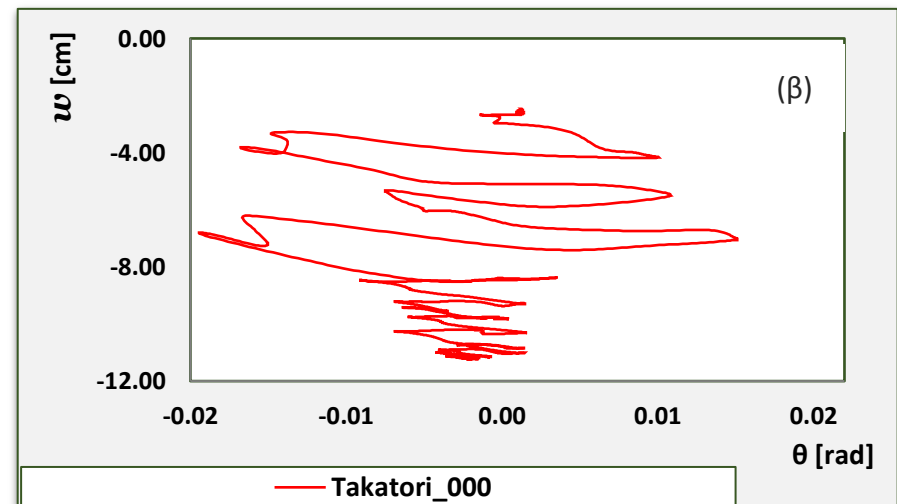
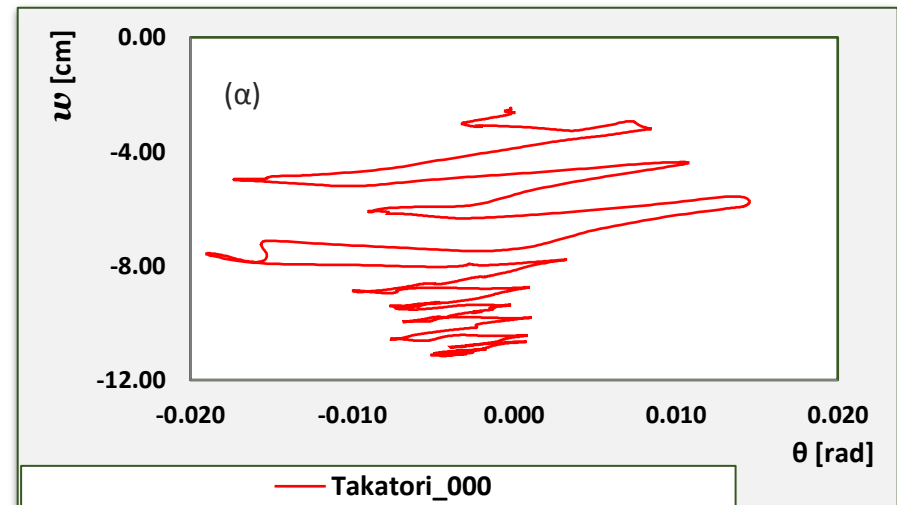


Σχήμα 4.86: Διάγραμμα ροπών-καμπυλοτήτων για το μη-συμβατικό πλαίσιο (α) στη βάση, και (β) στην κορυφή του αριστερά υποστυλώματος ισογείου.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4 Δυναμική Ανάλυση: Σύγκριση Συμβατικής και Μη-Συμβατικής Θεμελίωσης για τα δύο Πλαίσια

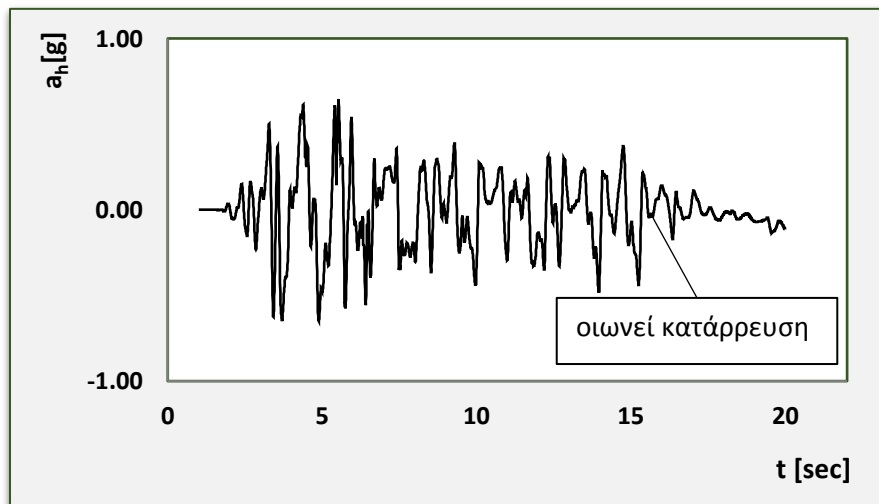
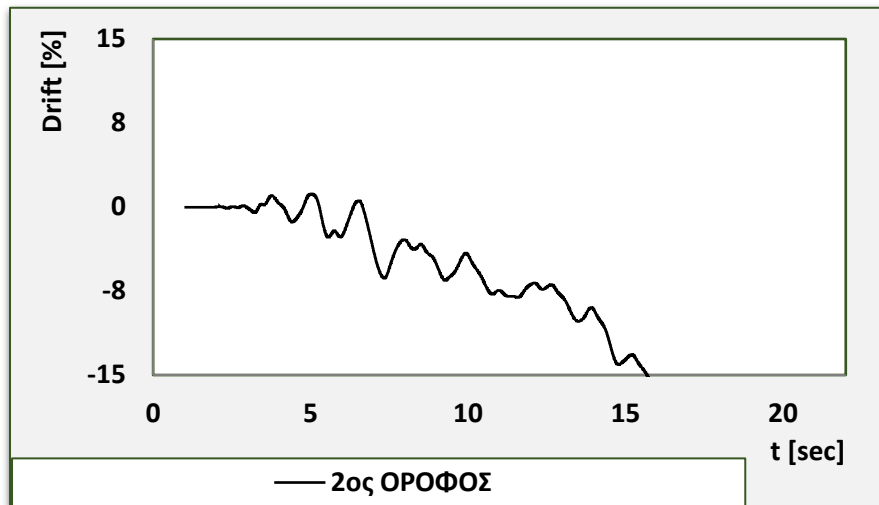


Σχήμα 4.87: Συμπεριφορά του θεμελίου του αριστερά υποστυλώματος σε όρους καθίζησης-στροφής, για το συμβατικό πλαίσιο.

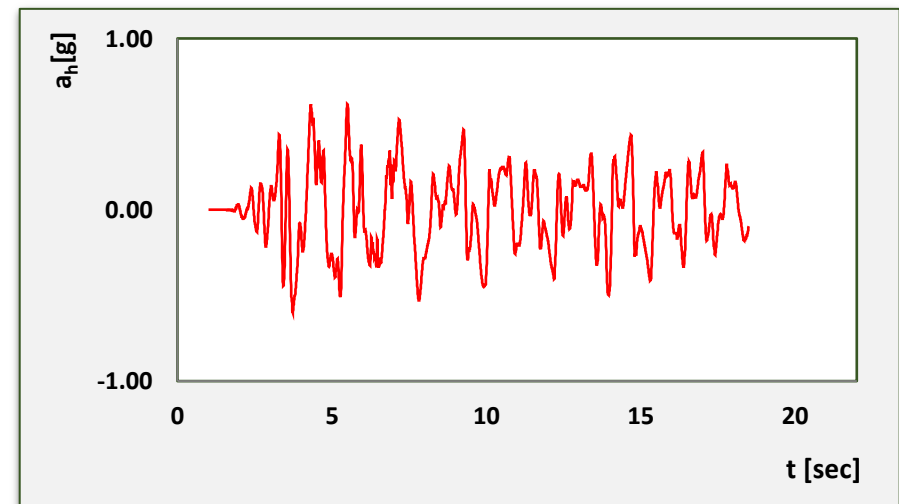
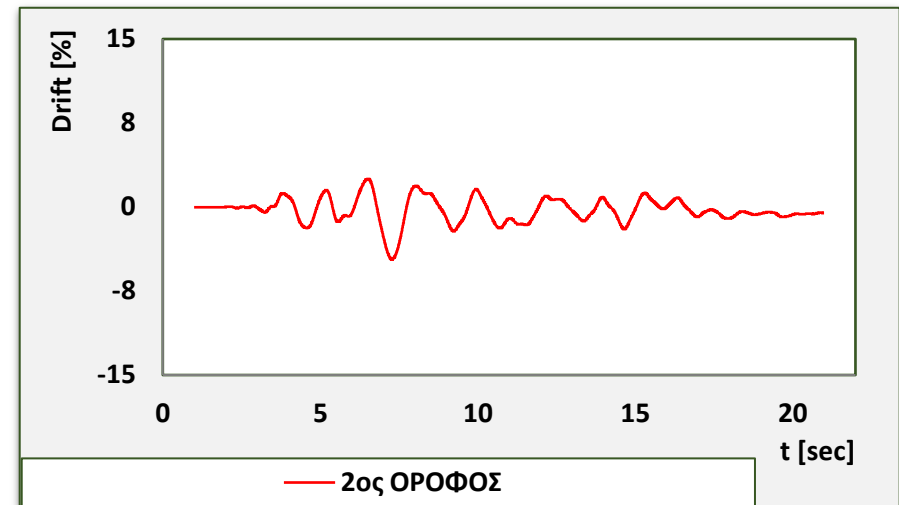


Σχήμα 4.88: Συμπεριφορά του θεμελίου (α) του αριστερά, και (β) του δεξιά υποστυλώματος σε όρους καθίζησης-στροφής, για το **μη-συμβατικό πλαίσιο**.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4 Δυναμική Ανάλυση: Σύγκριση Συμβατικής και Μη-Συμβατικής Θεμελίωσης για τα δύο Πλαίσια

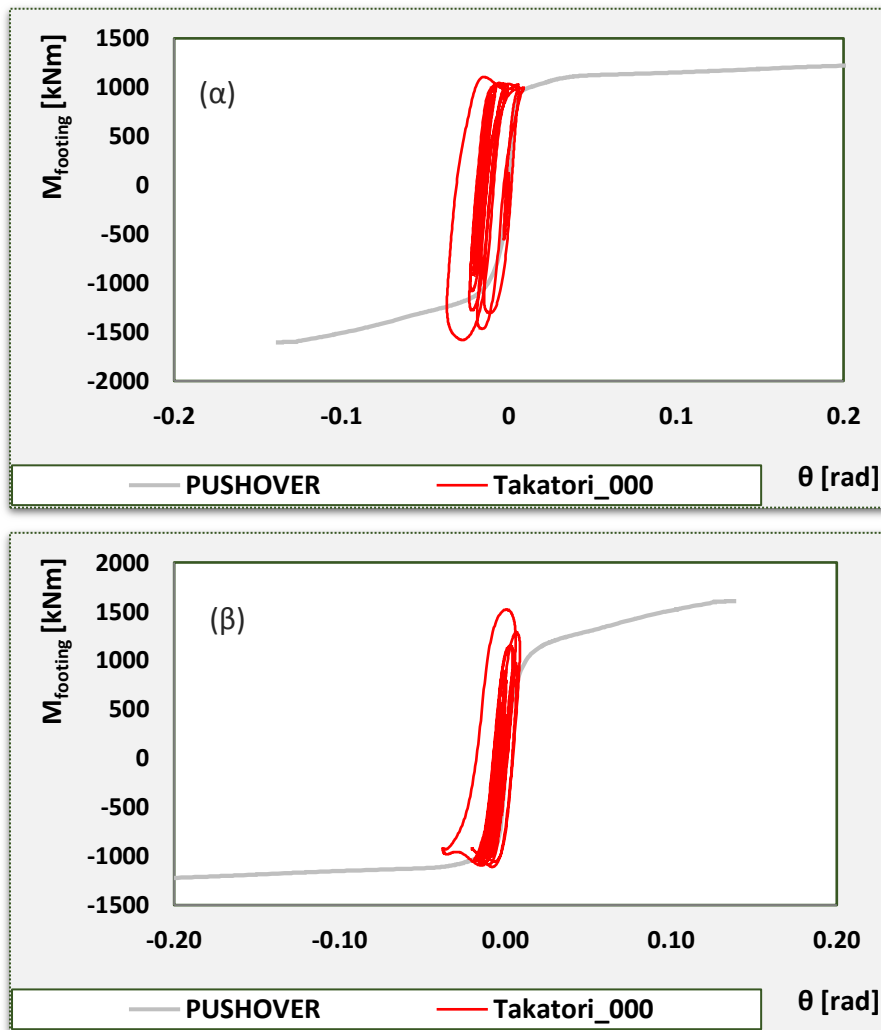


Σχήμα 4.89: Απόκριση του συμβατικού πλαισίου σε όρους drift (σχετικής οριζόντιας μετατόπισης ως προς την στάθμη θεμελίωσης) και αναπτυσσόμενης οριζόντιας επιτάχυνσης του τελευταίου ορόφου.



Σχήμα 4.90: Απόκριση του μη-συμβατικού πλαισίου σε όρους drift και αναπτυσσόμενης οριζόντιας επιτάχυνσης του τελευταίου ορόφου.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4 Δυναμική Ανάλυση: Σύγκριση Συμβατικής και Μη-Συμβατικής Θεμελίωσης για τα δύο Πλαίσια



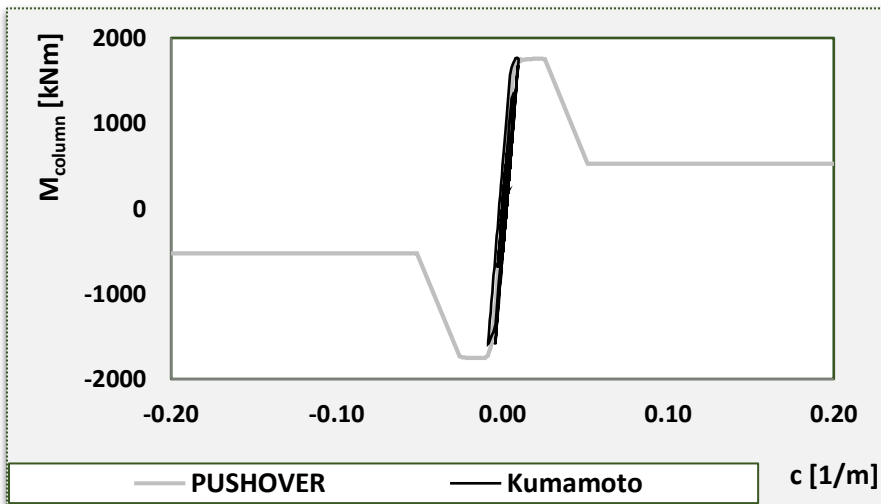
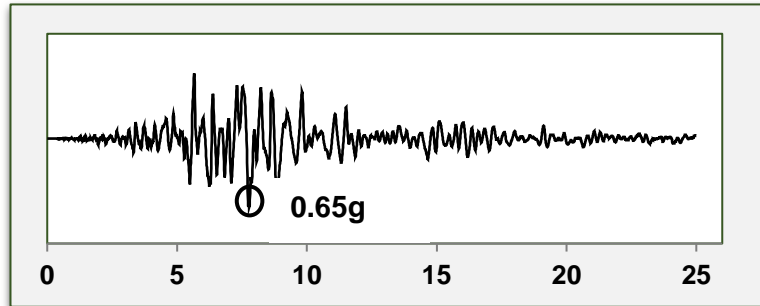
Σχήμα 4.91: Συμπεριφορά του θεμελίου (α) του αριστερά, και (β) του δεξιά υποστυλώματος σε όρους ροπής-στροφής, για το **μη-συμβατικό πλαίσιο**.

Πίνακας 4.13: Συγκεντρωτικά Αποτελέσματα της απόκρισης του συμβατικού, και μη, πλαισίου σε όρους βλάβης των υποστυλωμάτων ισογείου (μέγιστη και παραμένουσα καμπυλότητα), μόνιμης παραμόρφωσης της θεμελίωσης (καθίζηση και στροφή), και παραμόρφωσης του τελευταίου ορόφου (μέγιστο και παραμένον drift).

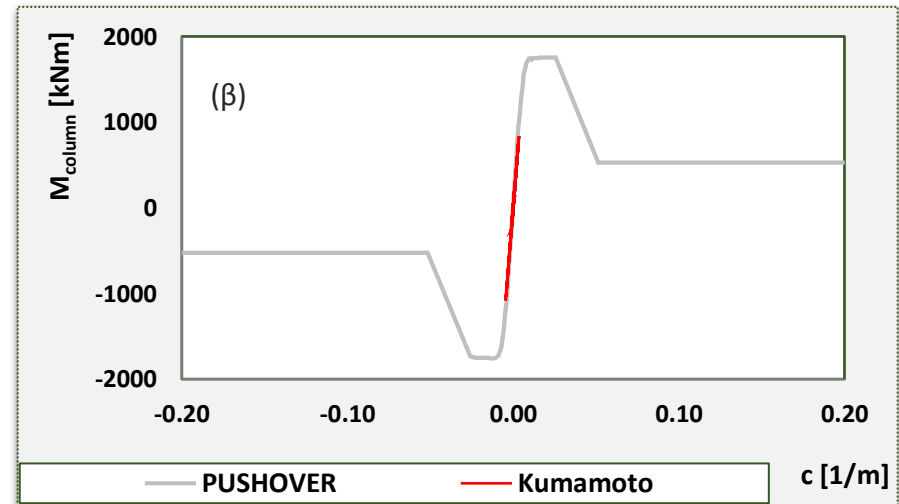
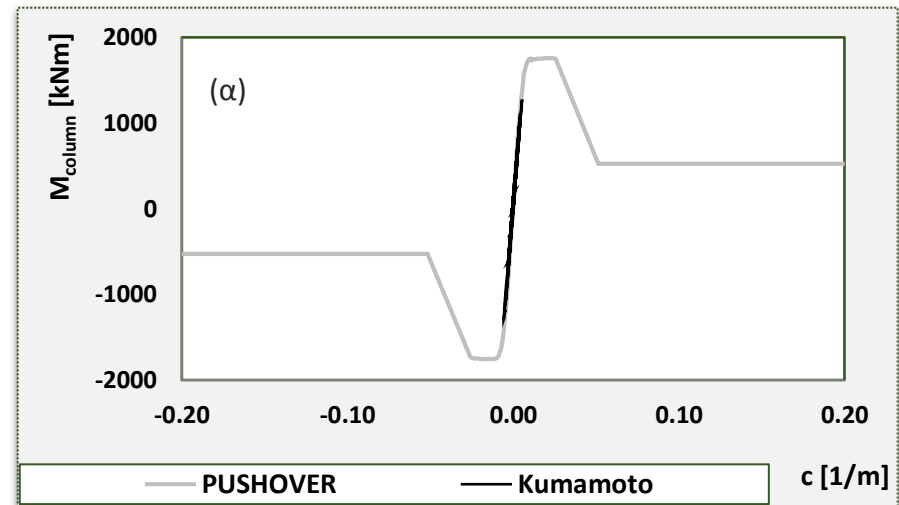
PSV	Συμβατικός Σχεδιασμός	Μη-Συμβατικός Σχεδιασμός (Μόνωση Μέσω Λικνισμού)	
	Βάση Αριστερού Υποστυλώματος Ισογείου	Βάση Αριστερού Υποστυλώματος Ισογείου	Κορυφή Αριστερού Υποστυλώματος Ισογείου
$\mu_{\text{demand}}/\mu_{\text{capacity}}$ [%]	7126	39	27
c_{res} [rad]	-1.8312	-0.0036	0.0003
	Αριστερό Πέδιλο	Αριστερό Πέδιλο	Δεξί Πέδιλο
w_{res} [cm]	-5.73	-11.10	-11.24
w_{dif} [cm]		-0.14	
θ_{res} [rad]	0.001	-0.003	-0.003
	Σχετική Μετακίνηση Δοκού Στέγης ως προς την Στάθμη Θεμελίωσης	Σχετική Μετακίνηση Δοκού Στέγης ως προς την Στάθμη Θεμελίωσης	
$\text{Drift}_{\text{max}}$ [%]	60.85	4.68	
$\text{Drift}_{\text{res}}$ [%]	-60.43	-0.55	

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4 Δυναμική Ανάλυση: Σύγκριση Συμβατικής και Μη-Συμβατικής Θεμελίωσης για τα δύο Πλαίσια

7. Διέγερση Kumamoto, Kyushu, Ιαπωνία, 2016, $M_s = 7.0$ (κύριος σεισμός) Δ Επιταχυνσιογράφημα Kumamoto (PGA = 0.65g)

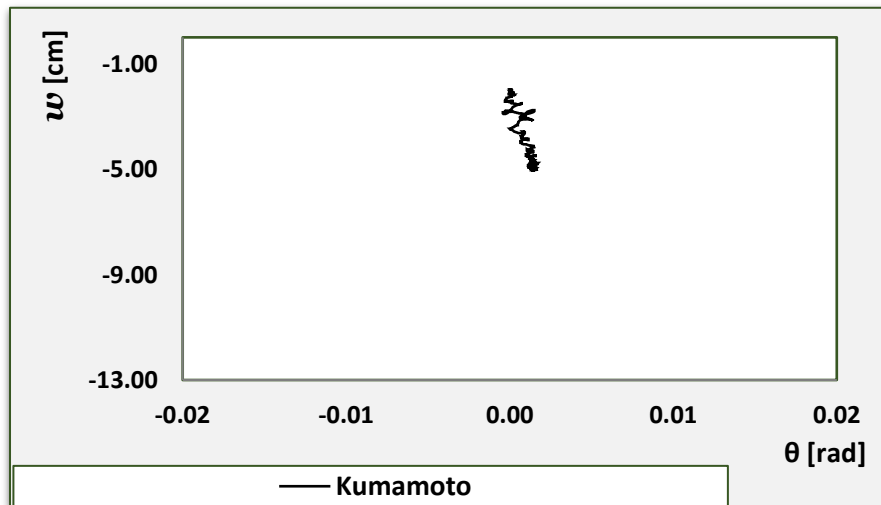


Σχήμα 4.92: Διάγραμμα ροπών-καμπυλοτήτων για το συμβατικό πλαίσιο στη βάση του αριστερά υποστυλώματος ισογείου.

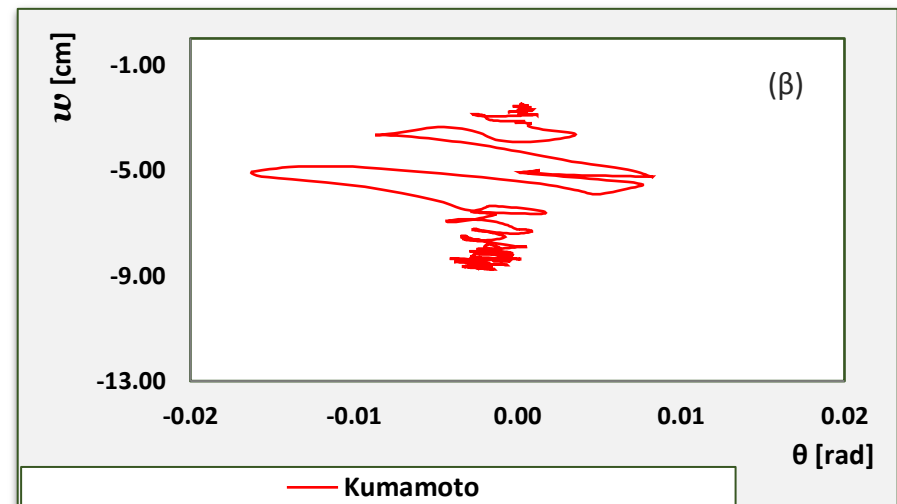
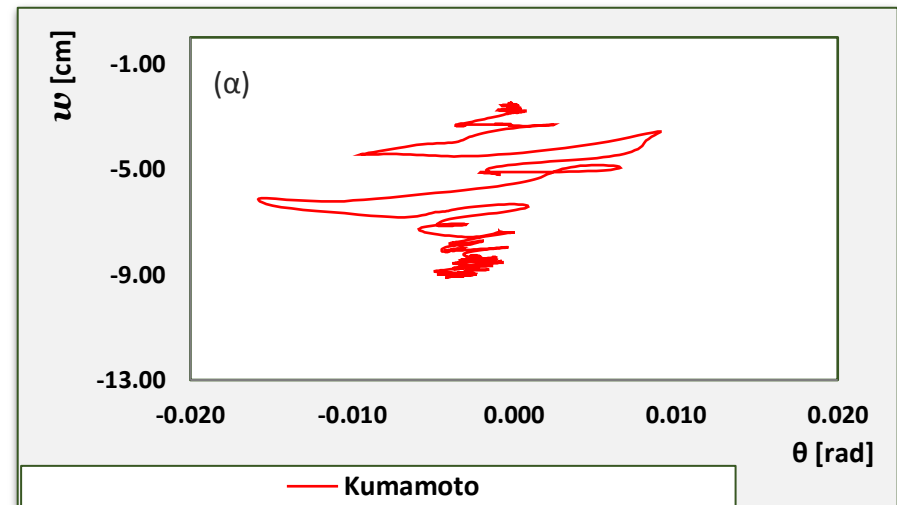


Σχήμα 4.93: Διάγραμμα ροπών-καμπυλοτήτων για το μη-συμβατικό πλαίσιο (α) στη βάση, και (β) στην κορυφή του αριστερά υποστυλώματος ισογείου.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4 Δυναμική Ανάλυση: Σύγκριση Συμβατικής και Μη-Συμβατικής Θεμελίωσης για τα δύο Πλαίσια

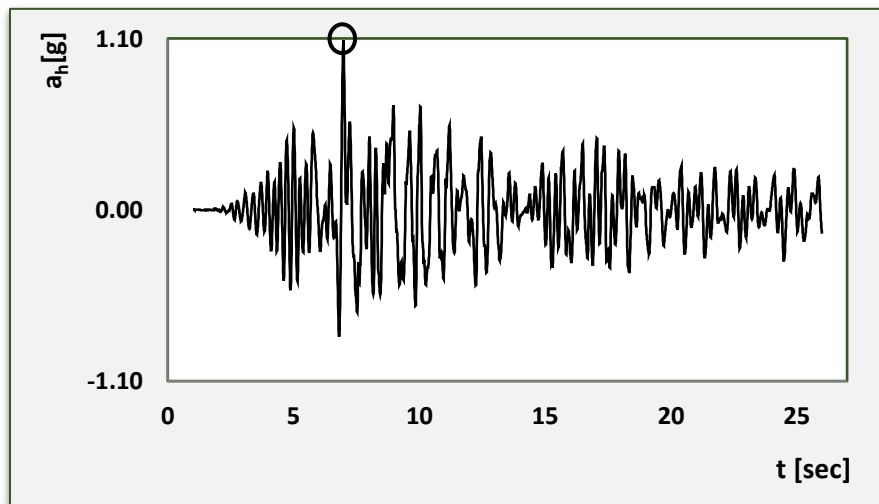
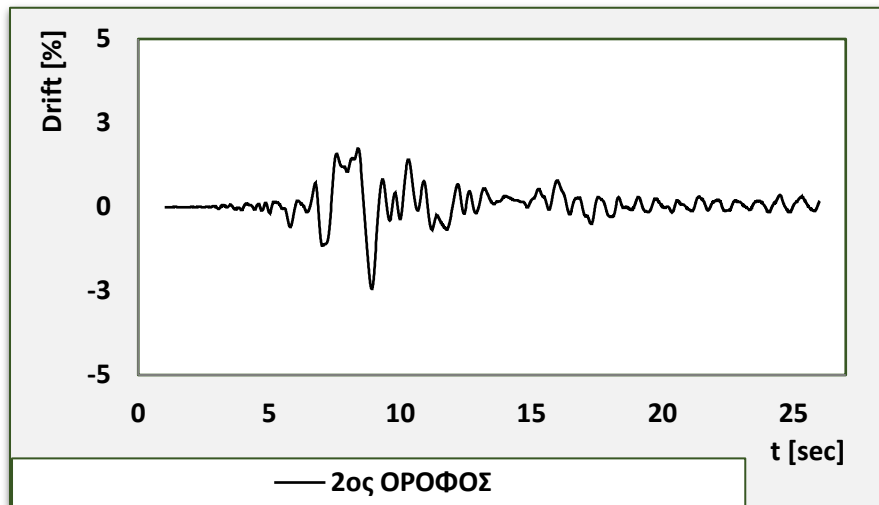


Σχήμα 4.94: Συμπεριφορά του θεμελίου του αριστερά υποστυλώματος σε όρους καθίζησης-στροφής, για το συμβατικό πλαίσιο.

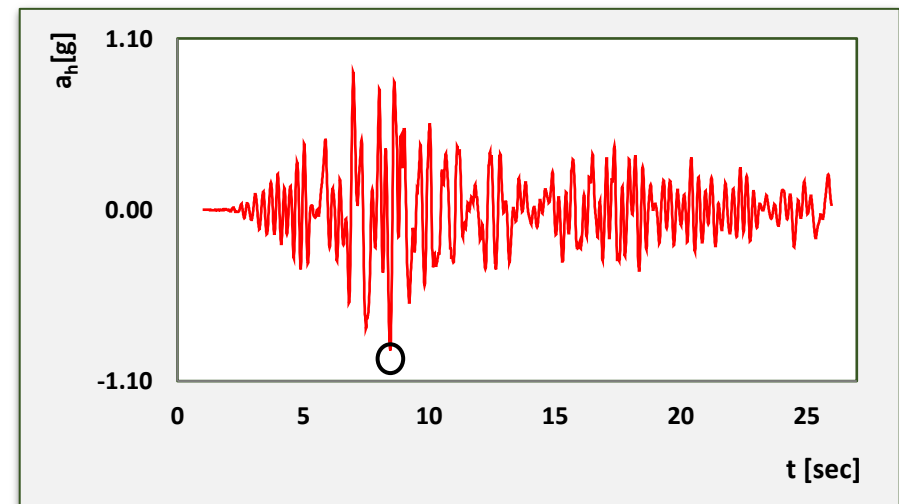
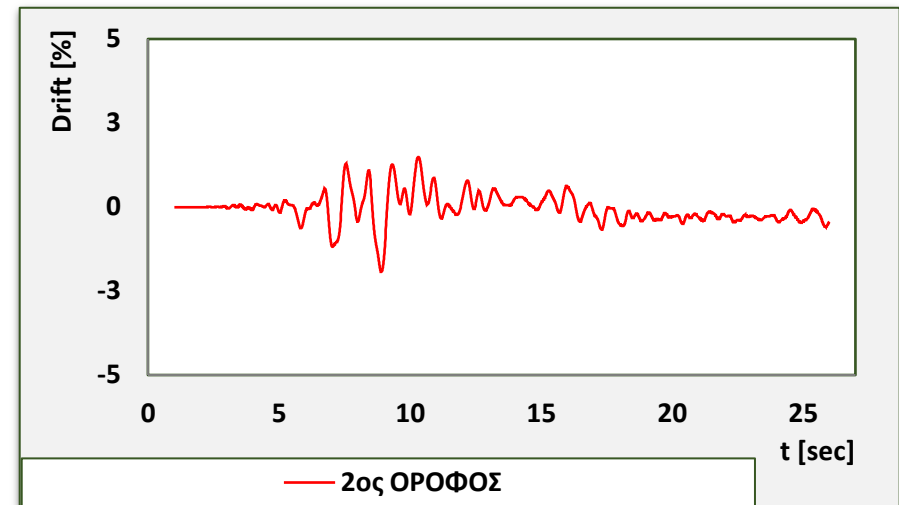


Σχήμα 4.95: Συμπεριφορά του θεμελίου (α) του αριστερά, και (β) του δεξιά υποστυλώματος σε όρους καθίζησης-στροφής, για το **μη-συμβατικό πλαίσιο**.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4 Δυναμική Ανάλυση: Σύγκριση Συμβατικής και Μη-Συμβατικής Θεμελίωσης για τα δύο Πλαίσια

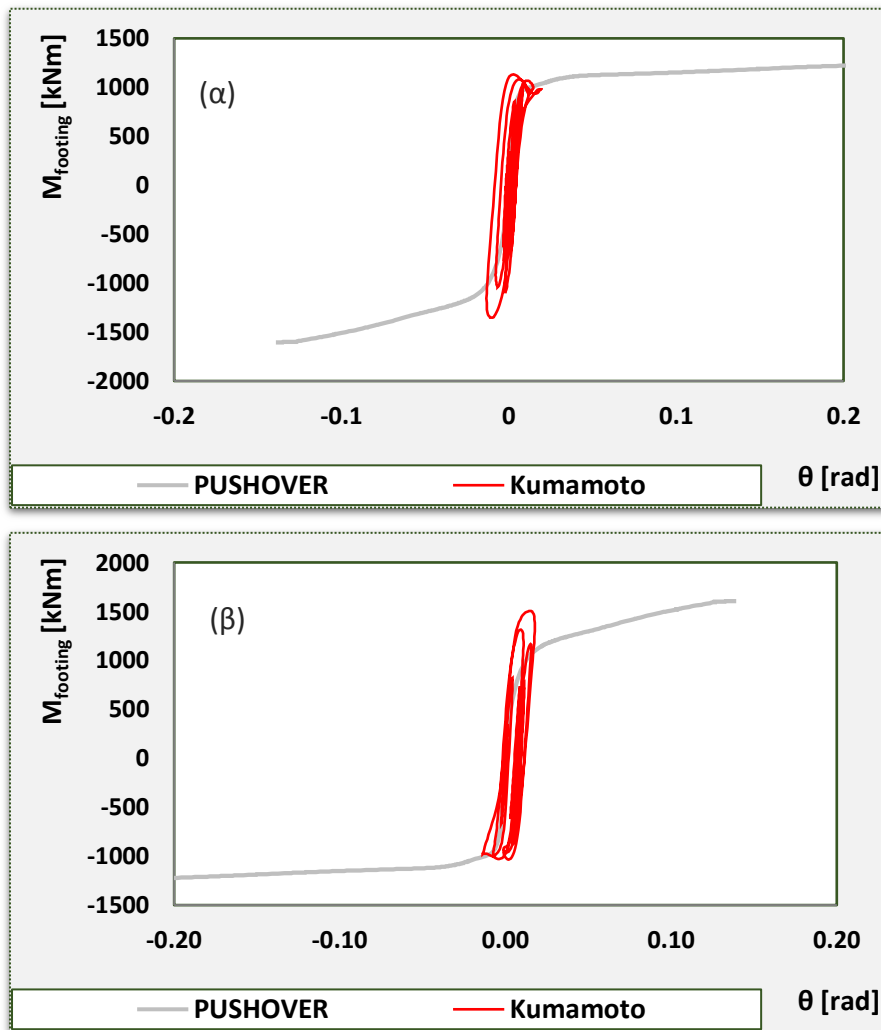


Σχήμα 4.96: Απόκριση του συμβατικού πλαισίου σε όρους drift (σχετικής οριζόντιας μετατόπισης ως προς την στάθμη θεμελίωσης) και αναπτυσσόμενης οριζόντιας επιτάχυνσης του τελευταίου ορόφου.



Σχήμα 4.97: Απόκριση του μη-συμβατικού πλαισίου σε όρους drift και αναπτυσσόμενης οριζόντιας επιτάχυνσης του τελευταίου ορόφου.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4 Δυναμική Ανάλυση: Σύγκριση Συμβατικής και Μη-Συμβατικής Θεμελίωσης για τα δύο Πλαίσια



Σχήμα 4.98: Συμπεριφορά του θεμελίου (α) του αριστερά, και (β) του δεξιά υποστυλώματος σε όρους ροπής-στροφής, για το **μη-συμβατικό** πλαίσιο.

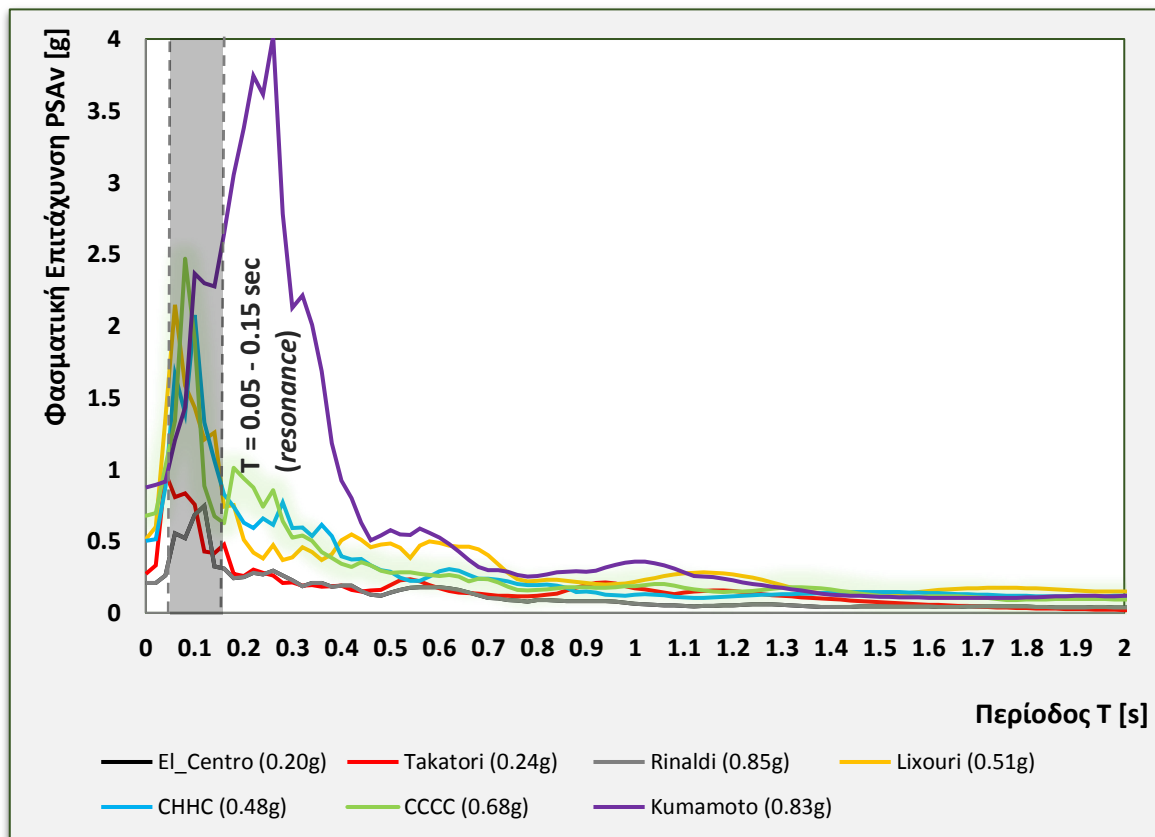
Πίνακας 4.14: Συγκεντρωτικά Αποτελέσματα της απόκρισης του συμβατικού, και μη, πλαισίου σε όρους βλάβης των υποστυλωμάτων ισογείου (μέγιστη και παραμένουσα καμπυλότητα), μόνιμης παραμόρφωσης της θεμελίωσης (καθίζηση και στροφή), και παραμόρφωσης του τελευταίου ορόφου (μέγιστο και παραμένον drift).

PSV	Συμβατικός Σχεδιασμός	Μη-Συμβατικός Σχεδιασμός (Μόνωση Μέσω Λικνισμού)	
	Βάση Αριστερού Υποστυλώματος Ισογείου	Βάση Αριστερού Υποστυλώματος Ισογείου	Κορυφή Αριστερού Υποστυλώματος Ισογείου
$\mu_{\text{demand}}/\mu_{\text{capacity}}$ [%]	38	23	18
c_{res} [rad]	0.0035	-0.0020	0.0002
	Αριστερό Πέδιλο	Αριστερό Πέδιλο	Δεξί Πέδιλο
w_{res} [cm]	-5.01	-9.09	-8.68
w_{dif} [cm]		0.42	
θ_{res} [rad]	0.001	-0.004	-0.003
	Σχετική Μετακίνηση Δοκού Στέγης ως προς την Στάθμη Θεμελίωσης	Σχετική Μετακίνηση Δοκού Στέγης ως προς την Στάθμη Θεμελίωσης	
$\text{Drift}_{\text{max}}$ [%]	2.44	1.93	
$\text{Drift}_{\text{res}}$ [%]	0.12	-0.49	

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5: Μη Γραμμική Δυναμική Ανάλυση: Επίδραση της Κατακόρυφης Σεισμικής Συνιστώσας στην Απόκριση των Πλαισίων

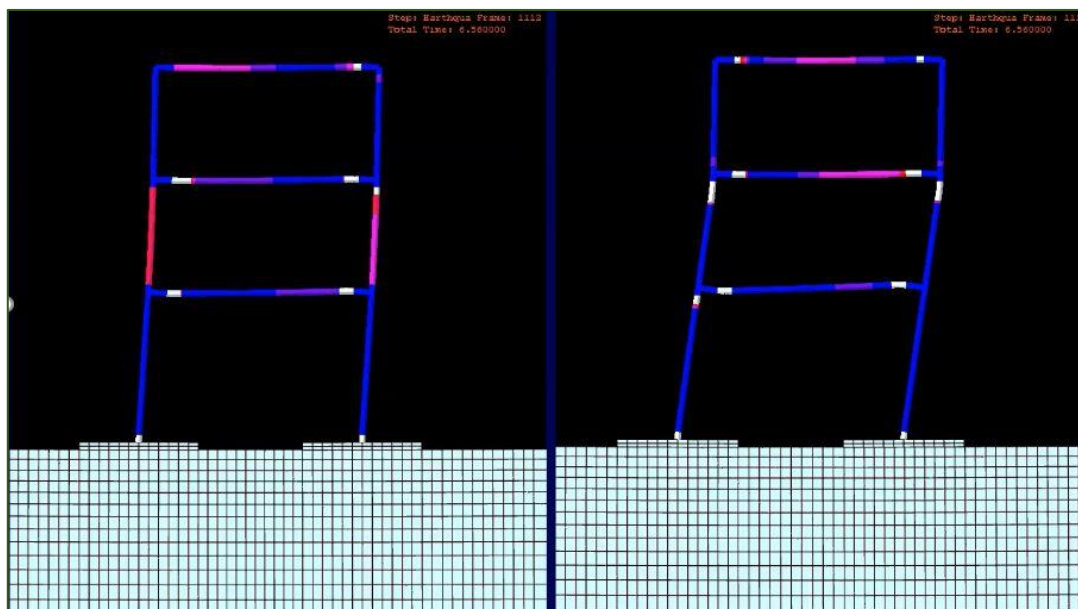
5.1: Πλαίσιο 6x6

5.1.1: Επτά (7) Πραγματικές Σεισμικές Καταγραφές και Επιλεκτικός Σχολιασμός της Απόκρισης του Συμβατικού Και Μη Πλαισίου

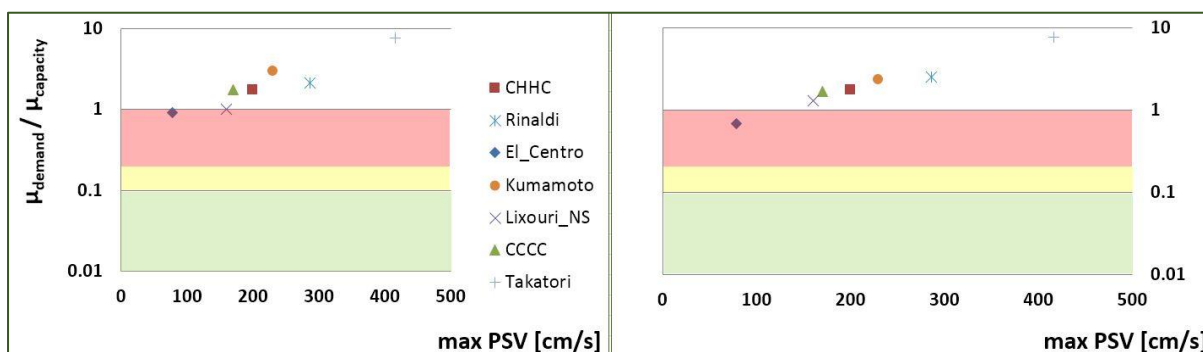


Σχήμα 5. 1Φάσματα κατακόρυφης απόκρισης των καταγραφών.

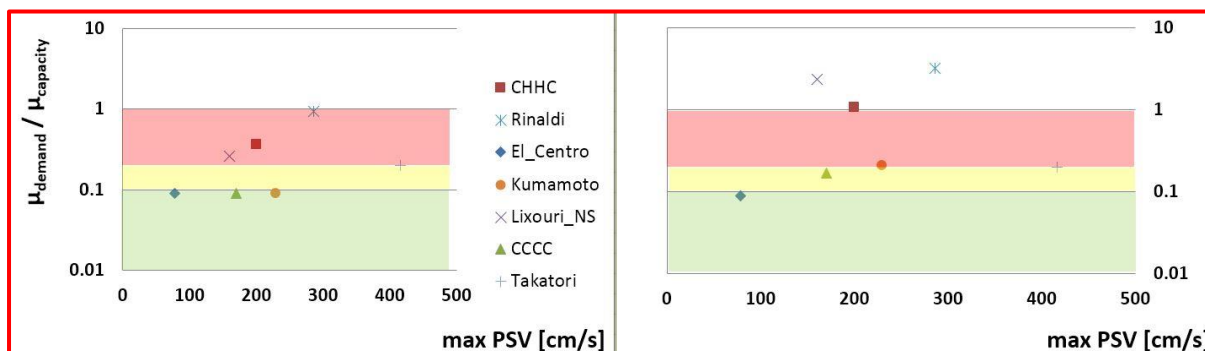
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5 Δυναμική Ανάλυση: Επίδραση Κατακόρυφης Σεισμικής Συνιστώσας στην Απόκριση των Πλαισίων



Σχήμα 5. 2 Στην καταγραφή Takatori (αριστερά βλέπουμε μόνον την οριζόντια συνιστώσα της, ενώ δεξιά αμφότερες τις συνιστώσες), η συμμετοχή της κατακόρυφης επιτάχυνσης αλλάζει τον μηχανισμό αστοχίας από μαλακό ισόγειο σε μαλακό ενδιάμεσο όροφο.



Σχήμα 5. 3 Σύγκριση απαιτούμενης πλαστιμότητας βάσης ισογείου του συμβατικού πλαισίου, με θεώρηση μόνον της οριζόντιας συνιστώσας (αριστερά), και αμφότερων των συνιστωσών (δεξιά). Δεν υπάρχει έντονη επίδραση της κατακόρυφης συνιστώσας.

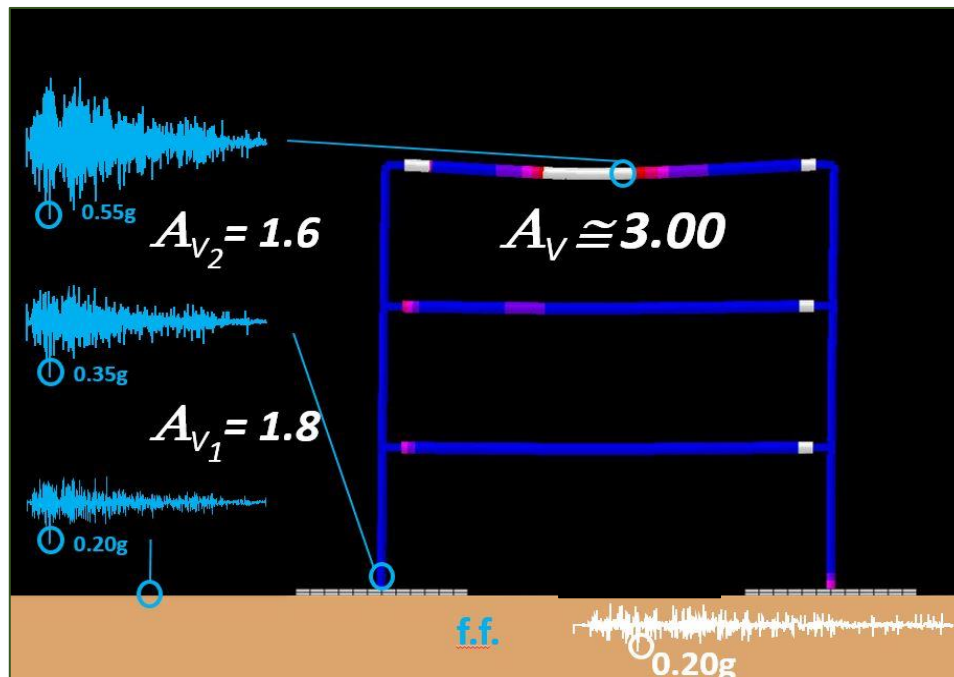


Σχήμα 5. 4 Σύγκριση απαιτούμενης πλαστιμότητας βάσης ισογείου του μη-συμβατικού πλαισίου, με θεώρηση μόνον της οριζόντιας συνιστώσας (αριστερά), και αμφότερων των συνιστωσών (δεξιά). Σχετικά έντονη επίδραση της κατακόρυφης συνιστώσας σε ισχυρές καταγραφές (αύξηση της κινηματικής καταπόνησης του rocking φορέα).

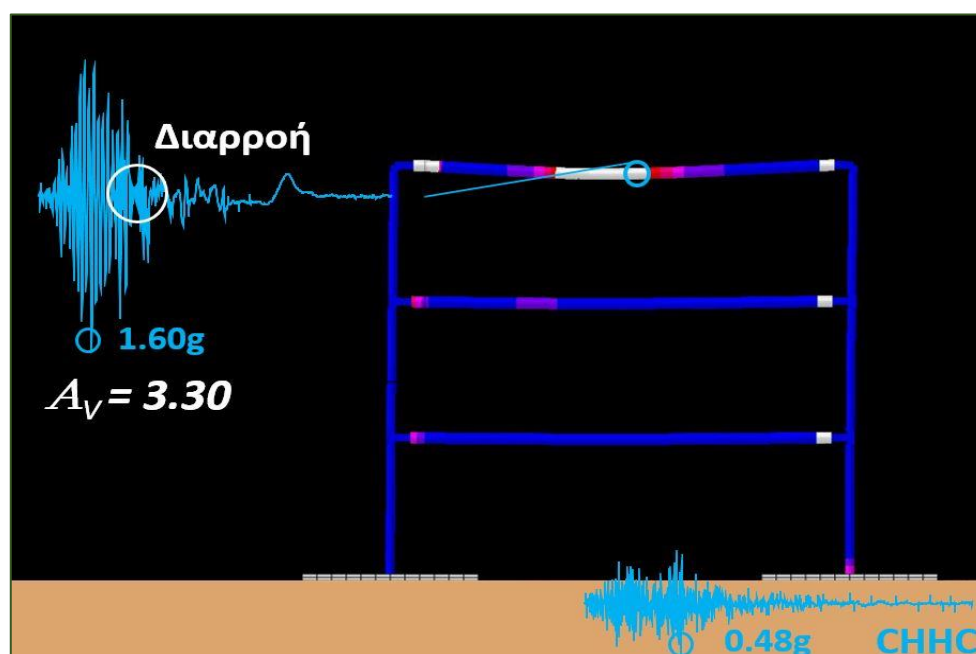
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5 Δυναμική Ανάλυση: Επίδραση Κατακόρυφης Σεισμικής Συνιστώσας στην Απόκριση των Πλαισίων

5.2: Πλαίσιο 12x12

5.2.1: Επτά (7) Πραγματικές Σεισμικές Καταγραφές και Επιλεκτικός Σχολιασμός της Απόκρισης του Συμβατικού και Μη Πλαισίου

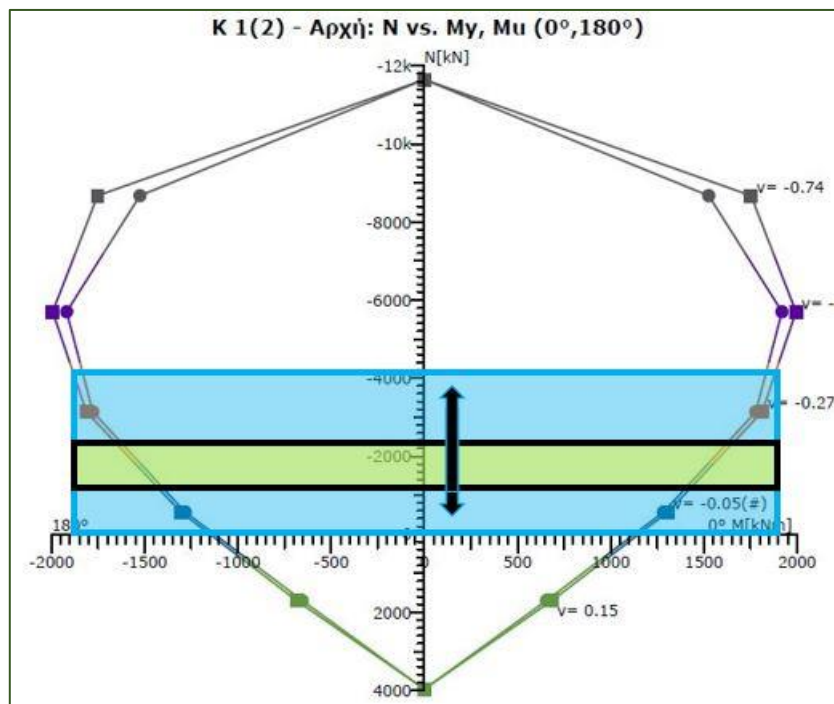


Σχήμα 5. 6 Το παράδοξο της καταγραφής El_Centro, στην οποία η άνω δοκός καταρρέει, παρότι η κατακόρυφη καταγραφή είναι πολύ μικρή. Η εξήγηση εντοπίζεται στη διπλή ενίσχυση της κατακόρυφης συνιστώσας (A_v), από το έδαφος στη θεμελίωση, και από εκεί στο μέσον της δοκού.

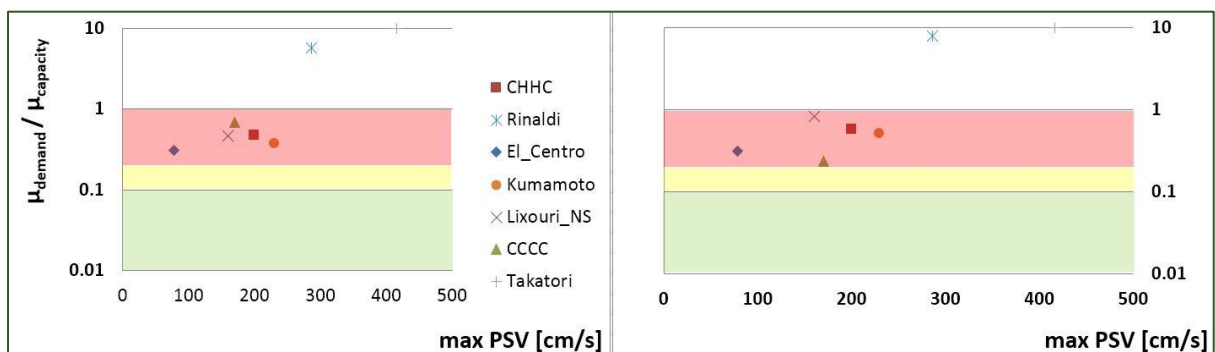


Σχήμα 5. 7 Κατάρρευση της δοκού του άνω ορόφου για την ιδιαίτερος ισχυρή καταγραφή CHHC (Christchurch, 2011). Η διαρροή της δοκού γίνεται ακαριαία.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5 Δυναμική Ανάλυση: Επίδραση Κατακόρυφης Σεισμικής Συνιστώσας στην Απόκριση των Πλαισίων

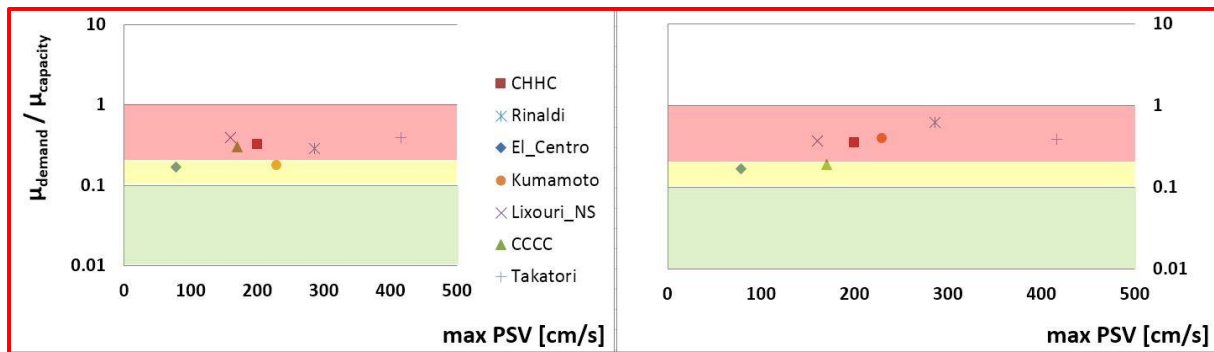


Σχήμα 5. 8 Διάγραμμα αλληλεπίδρασης M-N υποστύλωματος ισογείου. Για την καταγραφή Rinaldi διαπιστώνεται με το αριθμητικό μας προσομοίωμα ότι η διακύμανση της αξονικής δύναμης του υποστύλωματος αυτού λόγω της κατακόρυφης συνιστώσας είναι 270% μεγαλύτερη (γαλάζιο χρώμα έναντι κίτρινου-μόνον οριζόντια συνιστώσα). Υπό τέτοιες ακραία μεγάλες διακυμάνσεις, το υποστύλωμα μπορεί να αστοχήσει πιο εύκολα (μεγαλύτερη διακύμανση της καμπτικής του αντοχής), όσο και να αλλάξει μηχανισμό αστοχίας, οδηγούμενο σε έναν μικτό καμπτοδιατμητικό και θλιπτικό μηχανισμό αστοχίας (βλ. Κεφάλαιο 1.1)

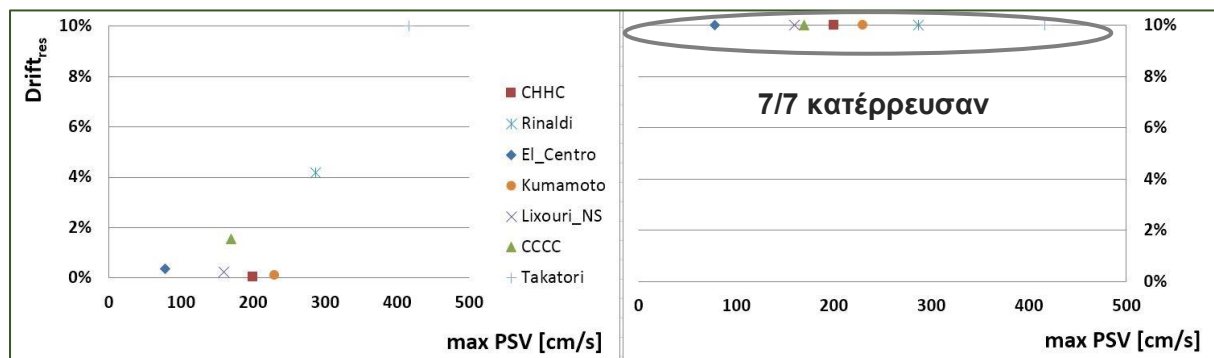


Σχήμα 5. 9 Σύγκριση απαιτούμενης πλαστιμότητας βάσης ισογείου του συμβατικού πλαισίου, με θεώρηση μόνον της οριζόντιας συνιστώσας (αριστερά), και αμφοτέρων των συνιστωσών (δεξιά). Δεν υπάρχει έντονη επίδραση της κατακόρυφης συνιστώσας, ενώ σε κάποιες περιπτώσεις η απαιτούμενη πλαστιμότητα μειώνεται.

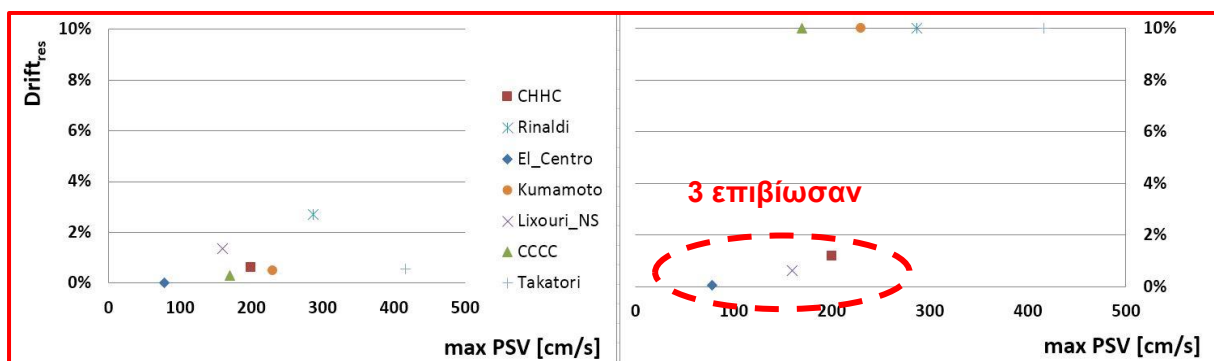
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5 Δυναμική Ανάλυση: Επίδραση Κατακόρυφης Σεισμικής Συνιστώσας στην Απόκριση των Πλαισίων



Σχήμα 5. 10 Σύγκριση απαιτούμενης πλαστιμότητας βάσης ισογείου του μη-συμβατικού πλαισίου, με θεώρηση μόνον της οριζόντιας συνιστώσας (αριστερά), και αμφοτέρων των συνιστωσών (δεξιά). Δεν υπάρχει κάποια συστηματική επίδραση της κατακόρυφης συνιστώσας.



Σχήμα 5. 11 Το δεύτερο πιο συναρπαστικό διάγραμμα του κεφαλαίου, και αυτό που επιβεβαιώνει το πρώτο συμπέρασμα (βλ. Κεφάλαιο 6). Παρότι το άνοιγμα της δοκού του άνω ορόφου είναι κάτω από 20.00m, και στις επτά (7) καταγραφές κατέρρευσαν, ακόμη και με την ελάχιστη κατακόρυφη συνιστώσα του El_Centro. Σε όρους παραμένουστος Drift.



Σχήμα 5. 12 Το πιο συναρπαστικό διάγραμμα του κεφαλαίου. Το rocking πλαίσιο σε τρεις (3) καταγραφές «έσωσε» τη δοκό του άνω ορόφου από την κατάρρευση. Ο μηχανισμός γι' αυτό ήταν η μείωση των μεταβιβαζόμενων κατακόρυφων επιταχύνσεων στην ανωδομή από την πλαστικοποίηση του εδάφους, και η αποφυγή του συντονισμού (προέχων στο συμβατικό πλαίσιο) λόγω αύξησης της ιδιοπεριόδου του συστήματος σε κατακόρυφη ταλάντωση.

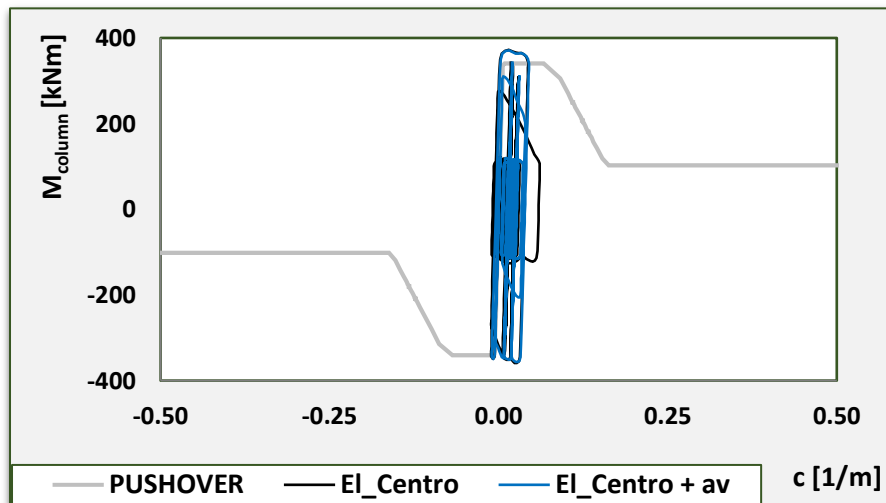
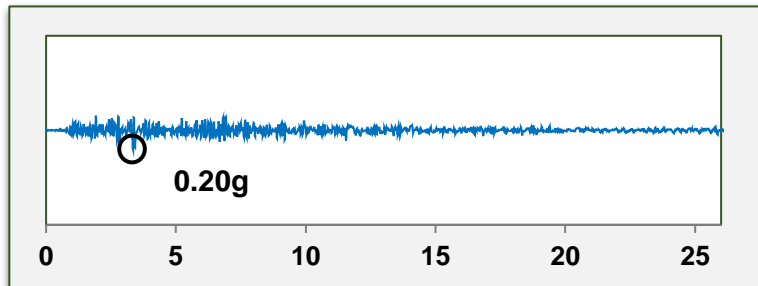
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5 Δυναμική Ανάλυση: Επίδραση Κατακόρυφης Σεισμικής Συνιστώσας στην Απόκριση των Πλαισίων

5.3: Σχήματα 5^{ου} Κεφαλαίου

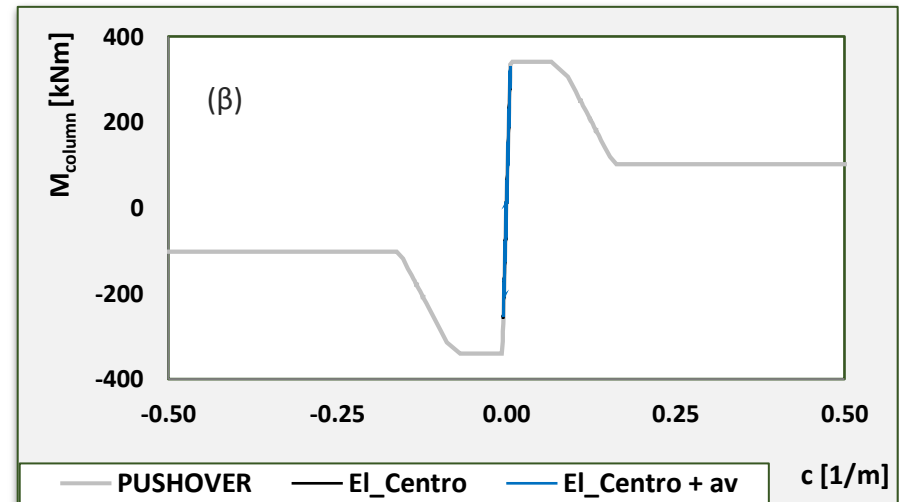
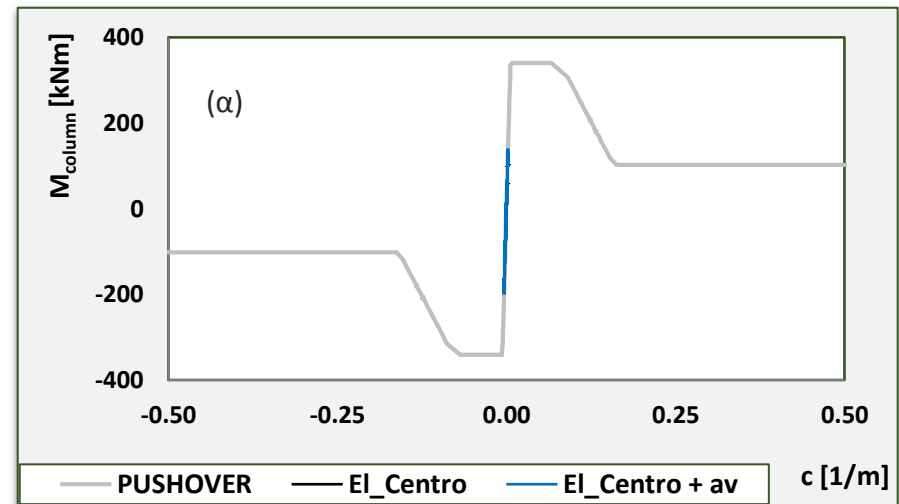
5.3.1: Πλαίσιο 6 x 6

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5 Δυναμική Ανάλυση: Επίδραση Κατακόρυφης Σεισμικής Συνιστώσας στην Απόκριση των Πλαισίων

1. Διέγερση El Centro (Imperial Valley), Καλλιφόρνια, ΗΠΑ, 1940, $M_s = 7.2$ Δ Επιταχυνσιογράφημα *Elcentro_180* (PGAν = 0.20g)

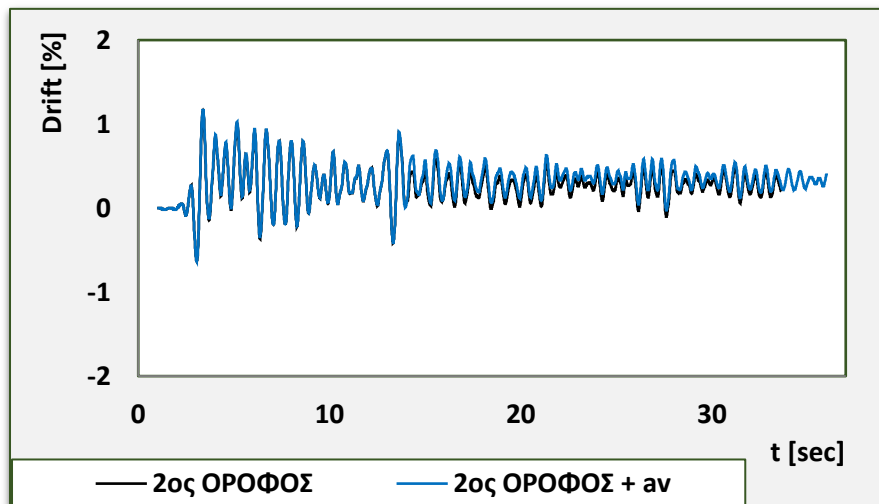
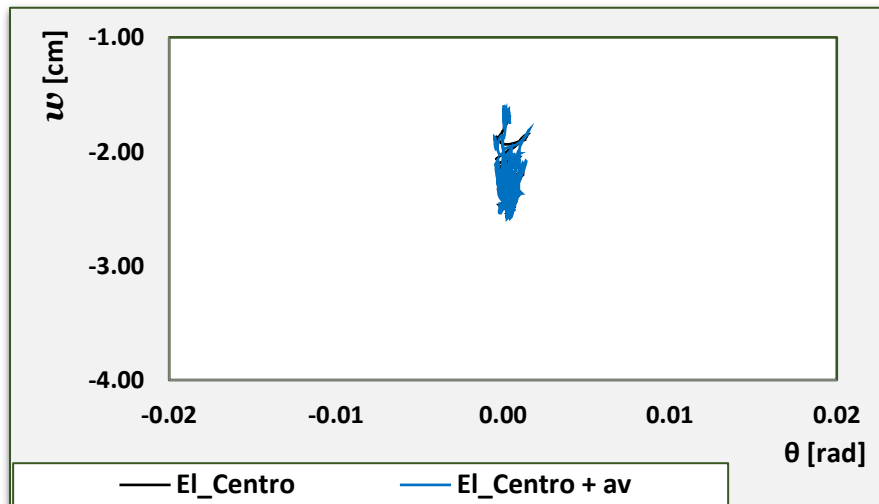


Σχήμα 5.1: Διάγραμμα ροπών-καμπυλοτήτων για το συμβατικό πλαίσιο στη βάση του αριστερά υποστυλώματος ισογείου, παρουσία και μη της κατακόρυφης σεισμικής συνιστώσας.

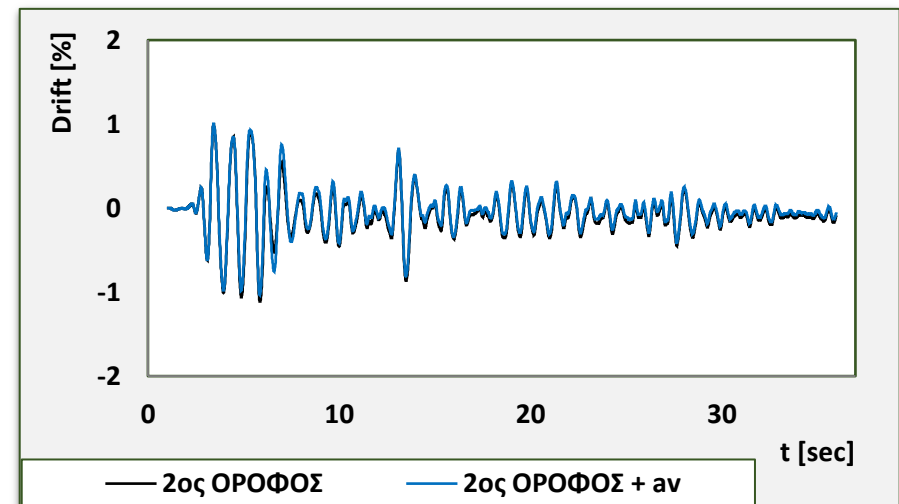
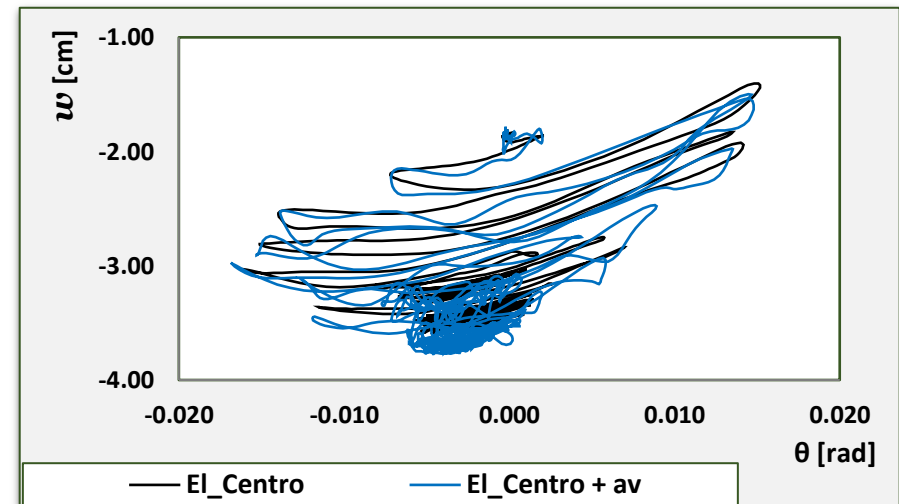


Σχήμα 5.2: Διάγραμμα ροπών-καμπυλοτήτων για το μη-συμβατικό πλαίσιο (α) στη βάση, και (β) στην κορυφή του αριστερά υποστυλώματος ισογείου, παρουσία και μη της κατακόρυφης σεισμικής συνιστώσας.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5 Δυναμική Ανάλυση: Επίδραση Κατακόρυφης Σεισμικής Συνιστώσας στην Απόκριση των Πλαισίων

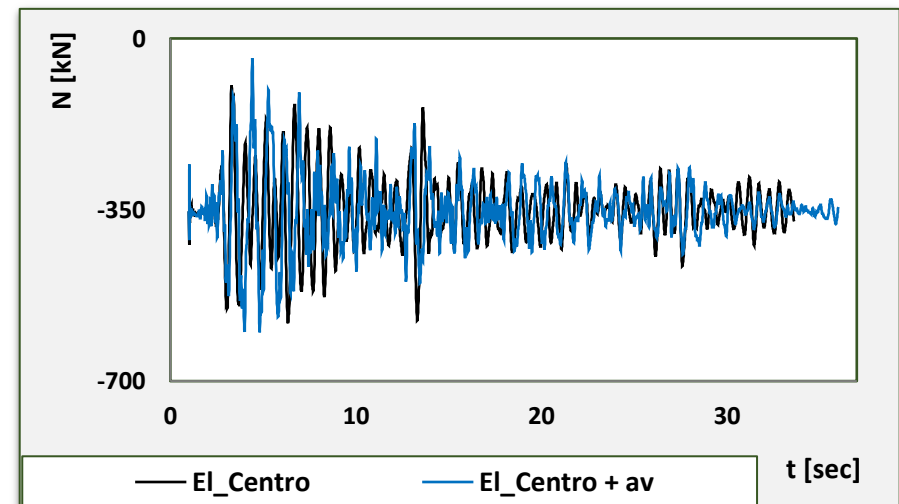
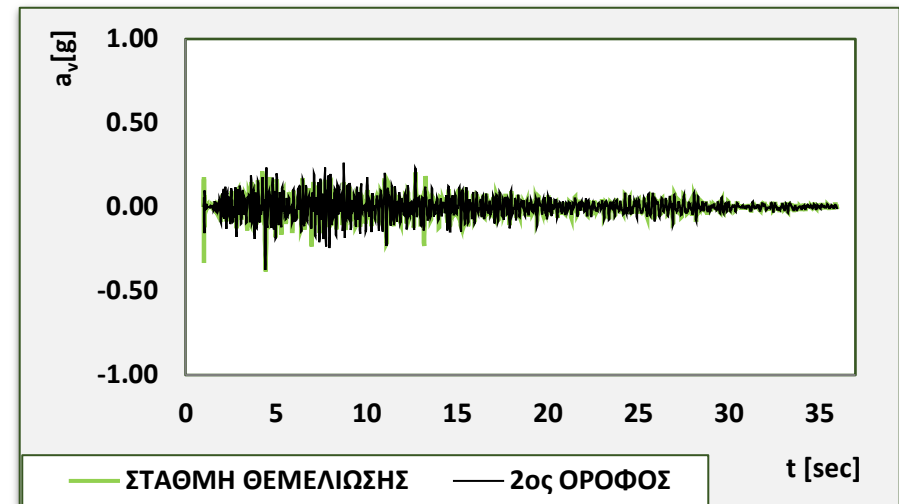
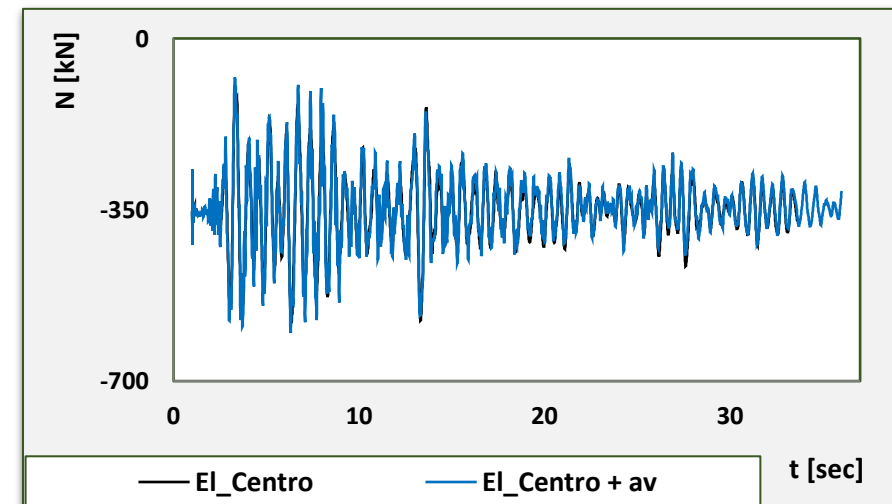
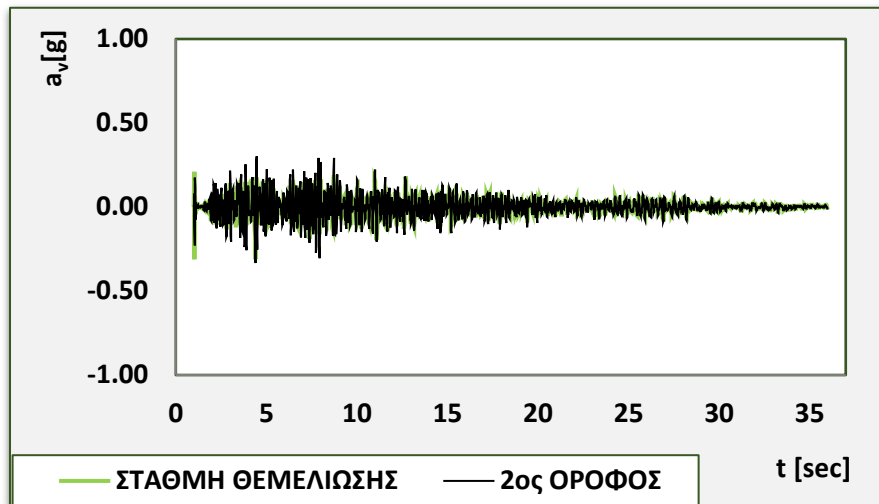


Σχήμα 5.3: Απόκριση της θεμελίωσης σε όρους καθίζησης-στροφής του αριστερού πεδύλου, και της ανωδομής σε όρους drift του τελευταίου ορόφου, για το συμβατικό πλαίσιο, παρουσία και μη της κατακόρυφης σεισμικής συνιστώσας.



Σχήμα 5.4: Απόκριση της θεμελίωσης σε όρους καθίζησης-στροφής του αριστερού πεδύλου, και της ανωδομής σε όρους drift του τελευταίου ορόφου, για το μη-συμβατικό πλαίσιο, παρουσία και μη της κατακόρυφης σεισμικής συνιστώσας.

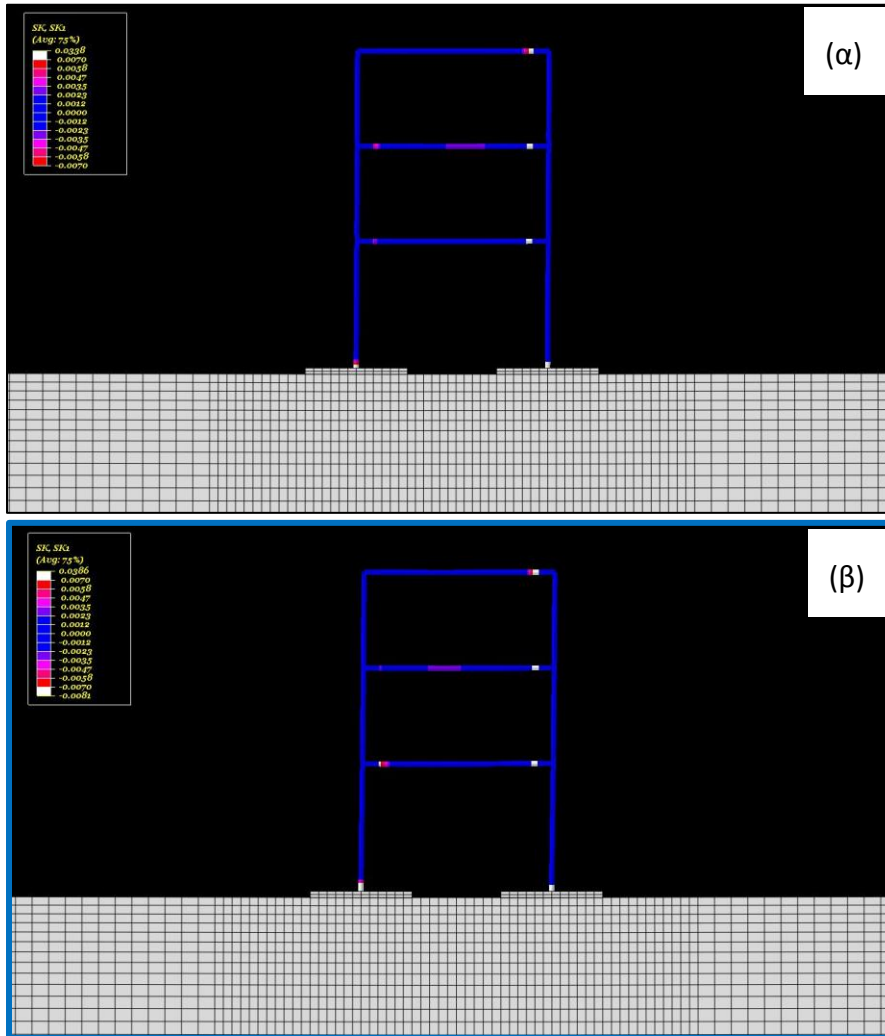
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5 Δυναμική Ανάλυση: Επίδραση Κατακόρυφης Σεισμικής Συνιστώσας στην Απόκριση των Πλαισίων



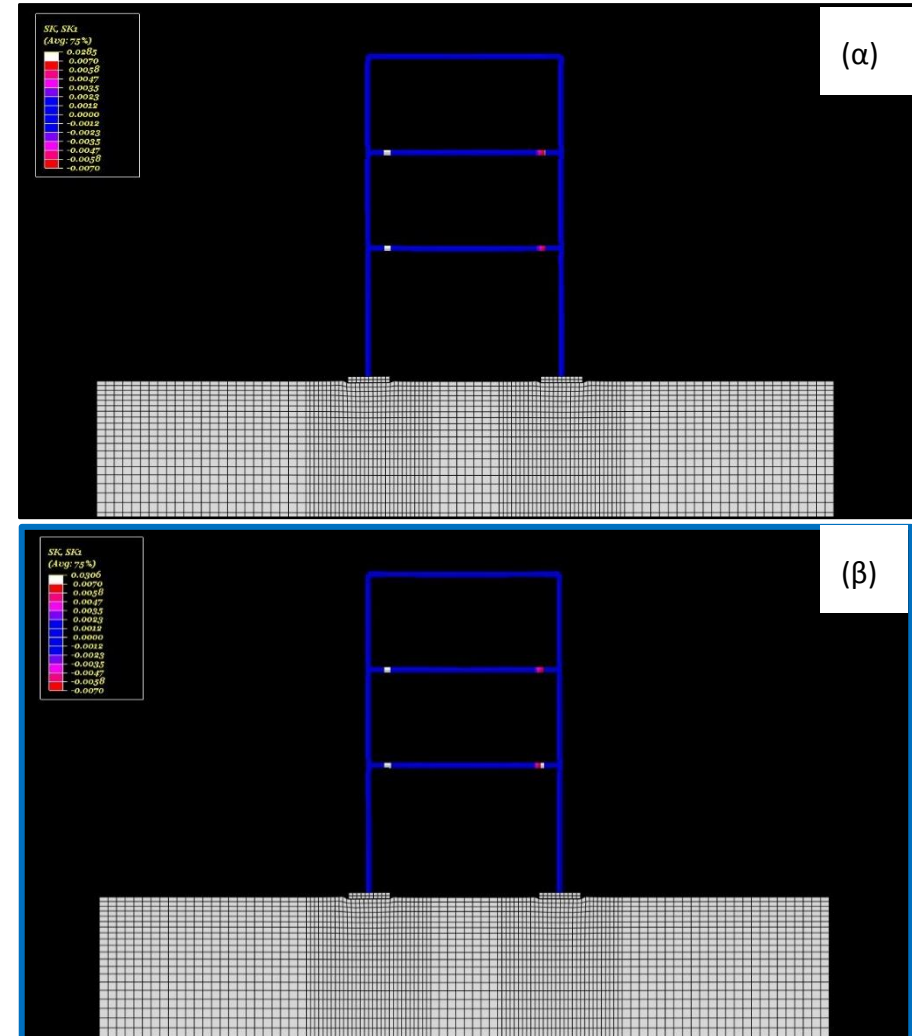
Σχήμα 5.5 : Αναπτυσσόμενη κατακόρυφη επιτάχυνση στο μέσον της δοκού του τελευταίου ορόφου, και Διακύμανση της αξονικής δύναμης του υποστυλώματος παρουσία και μη της κατακόρυφης σεισμικής συνιστώσας, αμφότερα για το συμβατικό πλαίσιο.

Σχήμα 5.6 : Αναπτυσσόμενη κατακόρυφη επιτάχυνση στο μέσον της δοκού του τελευταίου ορόφου, και Διακύμανση της αξονικής δύναμης του υποστυλώματος παρουσία και μη της κατακόρυφης σεισμικής συνιστώσας, αμφότερα για το μη-συμβατικό πλαίσιο.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5 Δυναμική Ανάλυση: Επίδραση Κατακόρυφης Σεισμικής Συνιστώσας στην Απόκριση των Πλαισίων



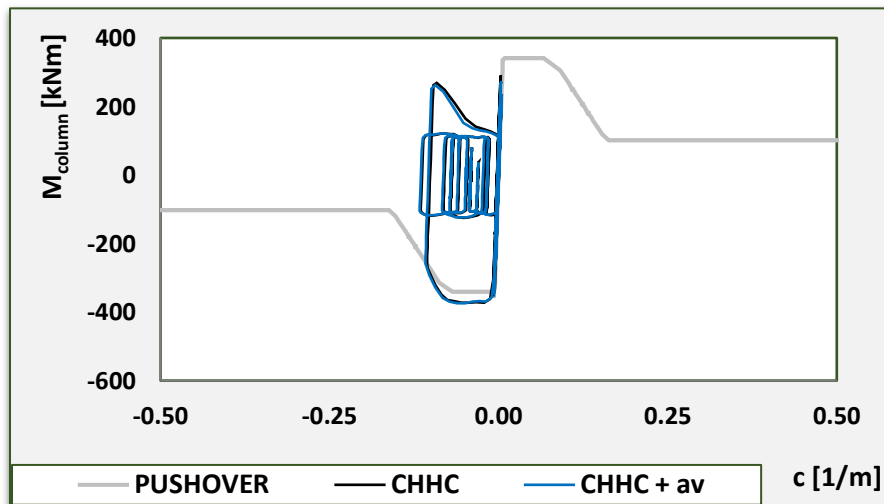
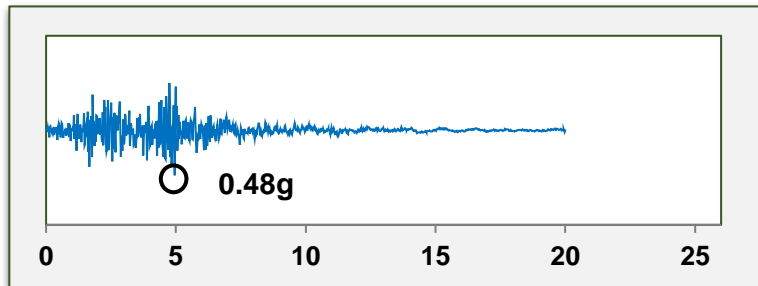
Σχήμα 5.7: Τελική παραμορφωσιακή κατάσταση του συμβατικού πλαισίου, παρουσία (β) και μη (α) της κατακόρυφης σεισμικής συνιστώσας.



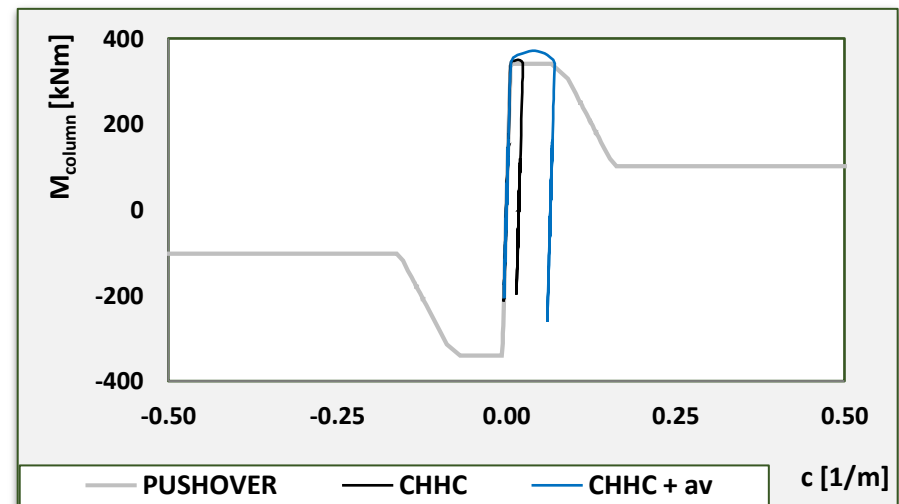
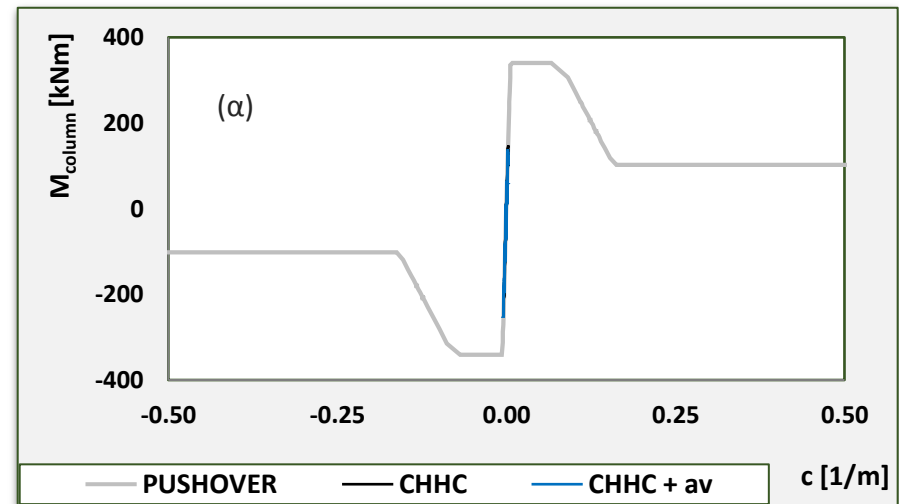
Σχήμα 5.8: Τελική παραμορφωσιακή κατάσταση του μη-συμβατικού πλαισίου, παρουσία (β) και μη (α) της κατακόρυφης σεισμικής συνιστώσας.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5 Δυναμική Ανάλυση: Επίδραση Κατακόρυφης Σεισμικής Συνιστώσας στην Απόκριση των Πλαισίων

2. Διέγερση Christchurch, Περιοχή του Canterbury, Νέα Ζηλανδία, 2011, $M_s = 6.3$ Δ Επιταχυνσιογράφημα CHHC (PGAv = 0.48g)

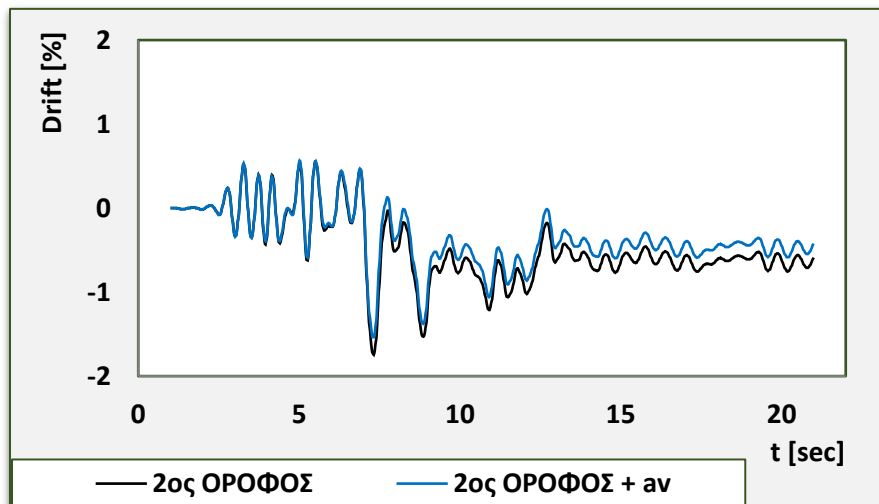
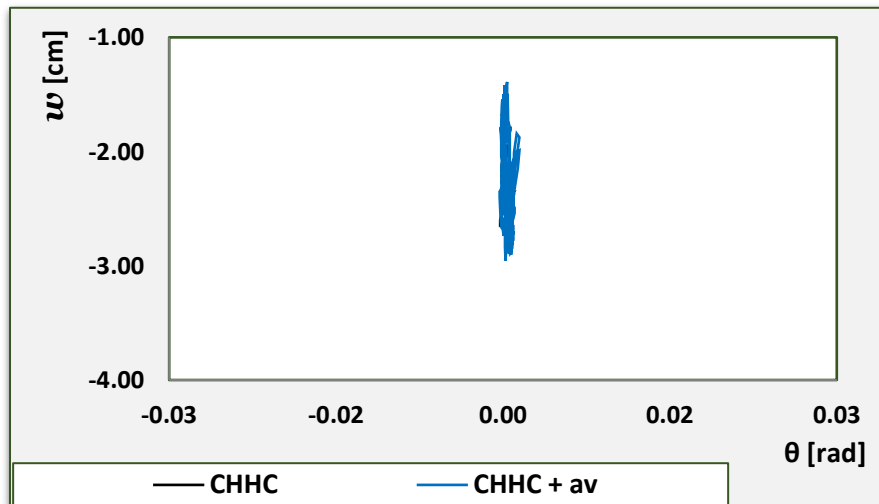


Σχήμα 5.9: Διάγραμμα ροπών-καμπυλοτήτων για το συμβατικό πλαίσιο στη βάση του αριστερά υποστυλώματος ισογείου, παρουσία και μη της κατακόρυφης σεισμικής συνιστώσας.

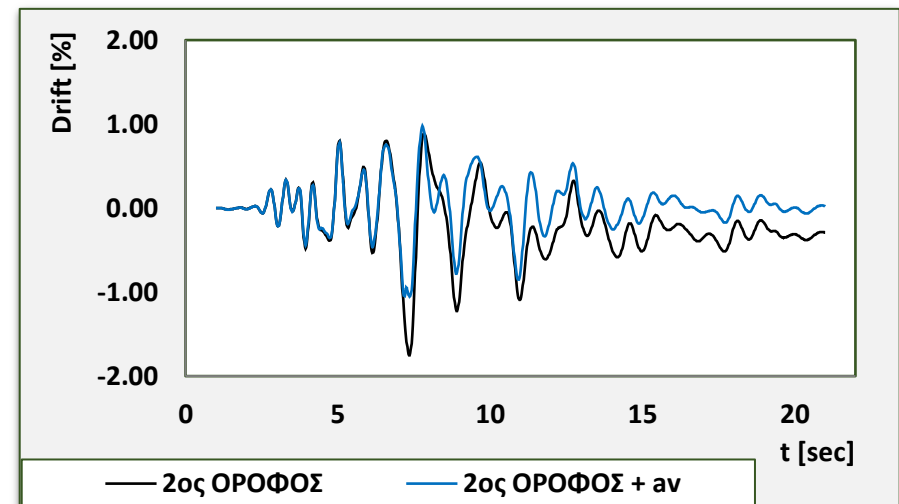
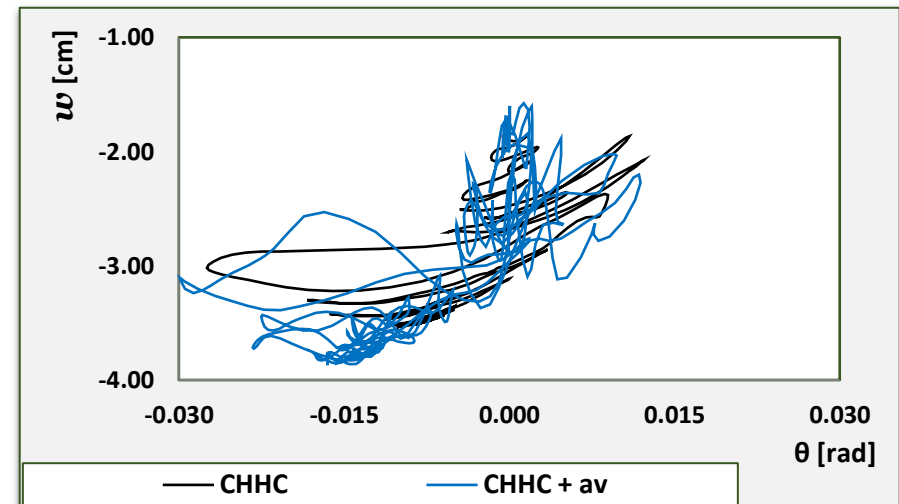


Σχήμα 5.10: Διάγραμμα ροπών-καμπυλοτήτων για το μη-συμβατικό πλαίσιο (α) στη βάση, και (β) στην κορυφή του αριστερά υποστυλώματος ισογείου, παρουσία και μη της κατακόρυφης σεισμικής συνιστώσας.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5 Δυναμική Ανάλυση: Επίδραση Κατακόρυφης Σεισμικής Συνιστώσας στην Απόκριση των Πλαισίων

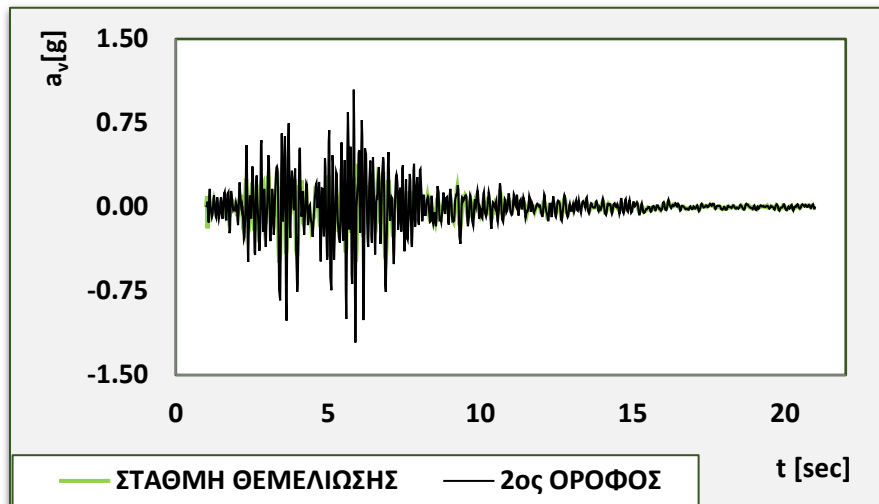


Σχήμα 5.11: Απόκριση της θεμελίωσης σε όρους καθίζησης-στροφής του αριστερού πεδύλου, και της ανωδομής σε όρους drift του τελευταίου ορόφου, για το συμβατικό πλαίσιο, παρουσία και μη της κατακόρυφης σεισμικής συνιστώσας.

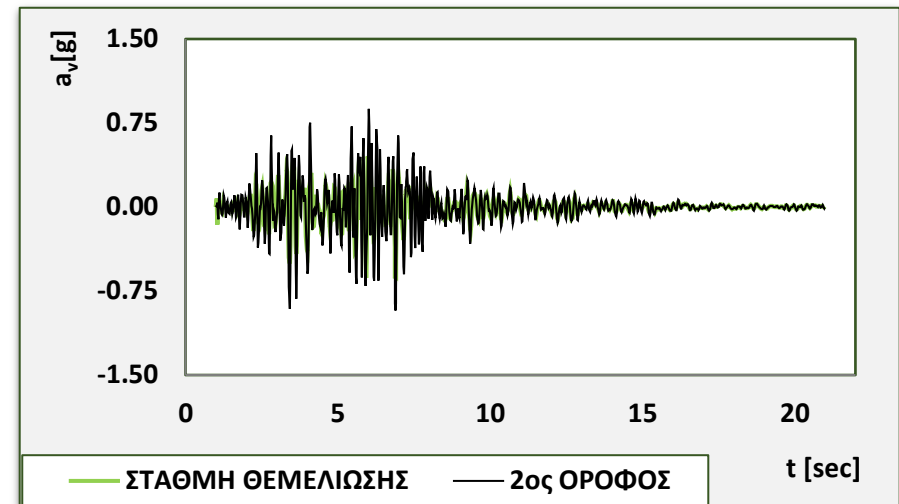


Σχήμα 5.12: Απόκριση της θεμελίωσης σε όρους καθίζησης-στροφής του αριστερού πεδύλου, και της ανωδομής σε όρους drift του τελευταίου ορόφου, για το μη-συμβατικό πλαίσιο, παρουσία και μη της κατακόρυφης σεισμικής συνιστώσας.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5 Δυναμική Ανάλυση: Επίδραση Κατακόρυφης Σεισμικής Συνιστώσας στην Απόκριση των Πλαισίων

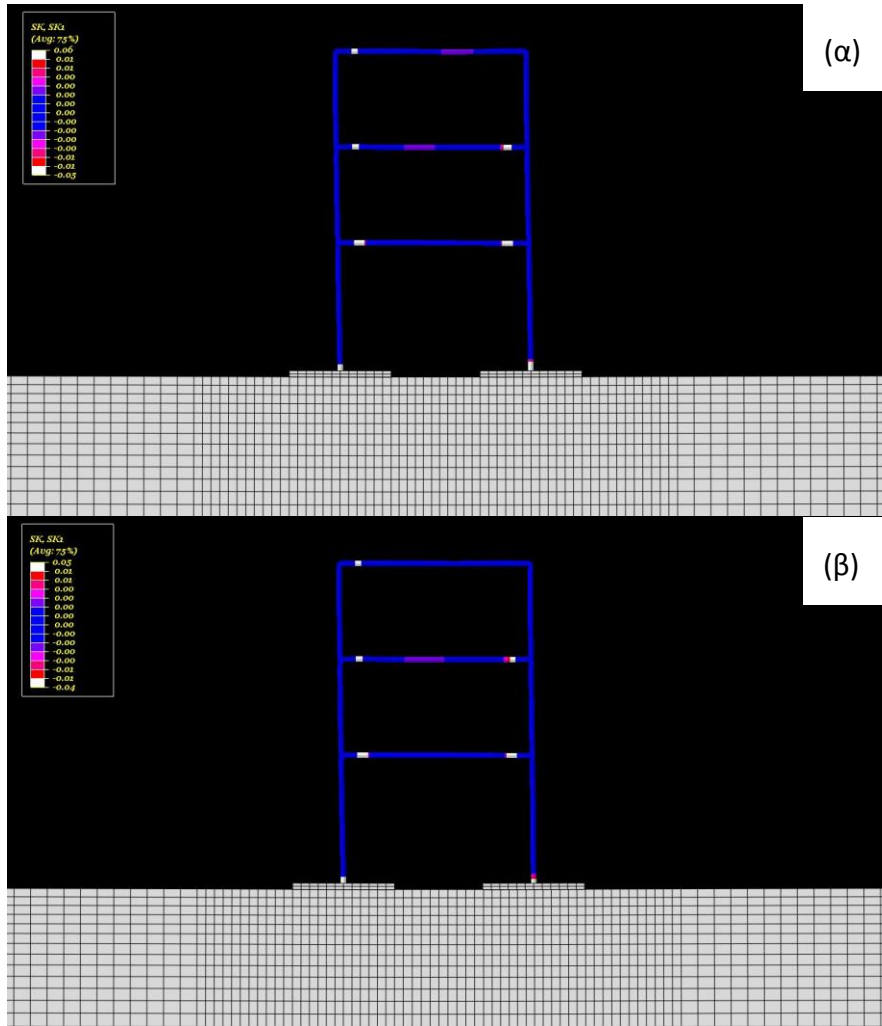


Σχήμα 5.13 : Αναπτυσσόμενη κατακόρυφη επιτάχυνση στο μέσον της δοκού του τελευταίου ορόφου, και Διακύμανση της αξονικής δύναμης του υποστυλώματος παρουσία και μη της κατακόρυφης σεισμικής συνιστώσας, αμφότερα για το συμβατικό πλαίσιο.

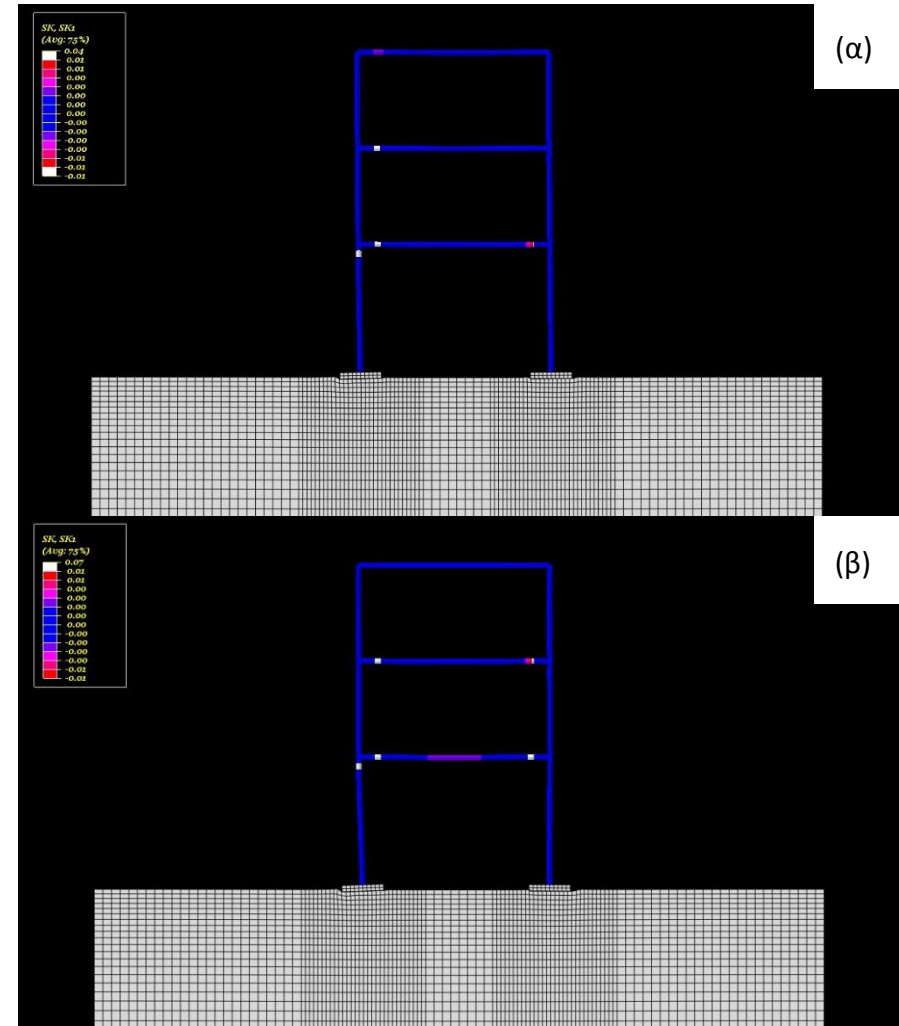


Σχήμα 5.14 : Αναπτυσσόμενη κατακόρυφη επιτάχυνση στο μέσον της δοκού του τελευταίου ορόφου, και Διακύμανση της αξονικής δύναμης του υποστυλώματος παρουσία και μη της κατακόρυφης σεισμικής συνιστώσας, αμφότερα για το μη-συμβατικό πλαίσιο.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5 Δυναμική Ανάλυση: Επίδραση Κατακόρυφης Σεισμικής Συνιστώσας στην Απόκριση των Πλαισίων



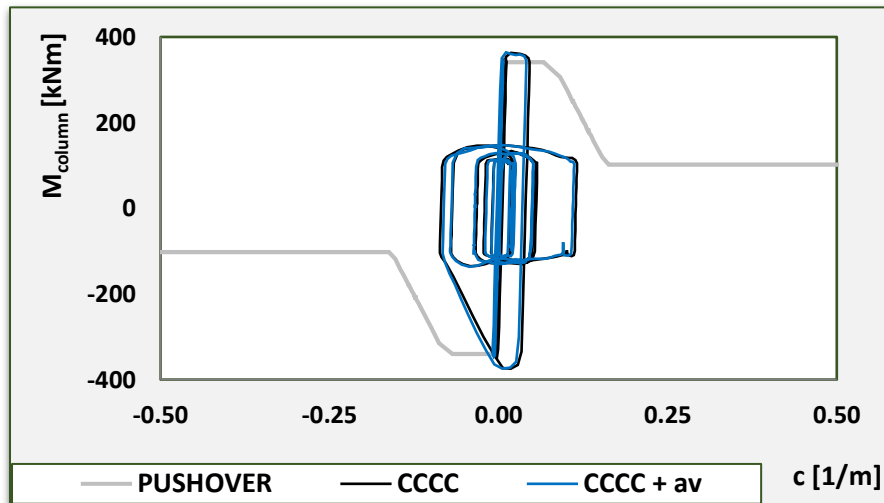
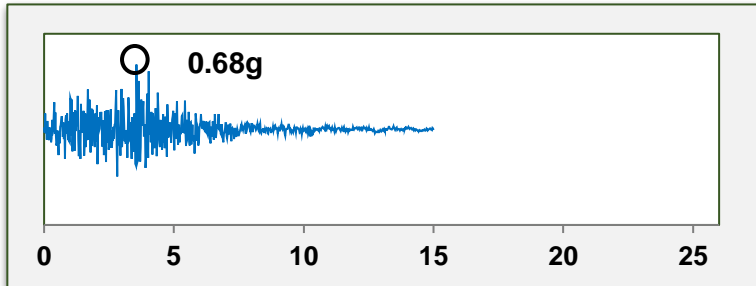
Σχήμα 5.15: Τελική παραμορφωσιακή κατάσταση του συμβατικού πλαισίου, παρουσία (β) και μη (α) της κατακόρυφης σεισμικής συνιστώσας.



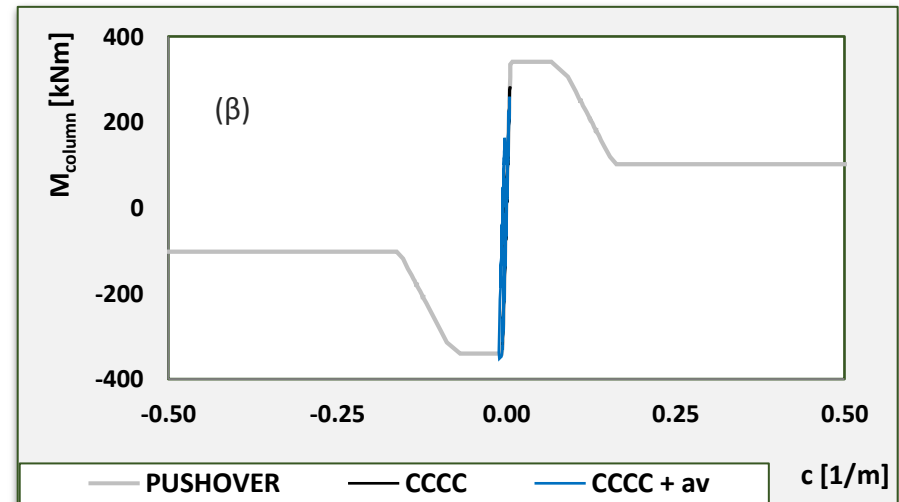
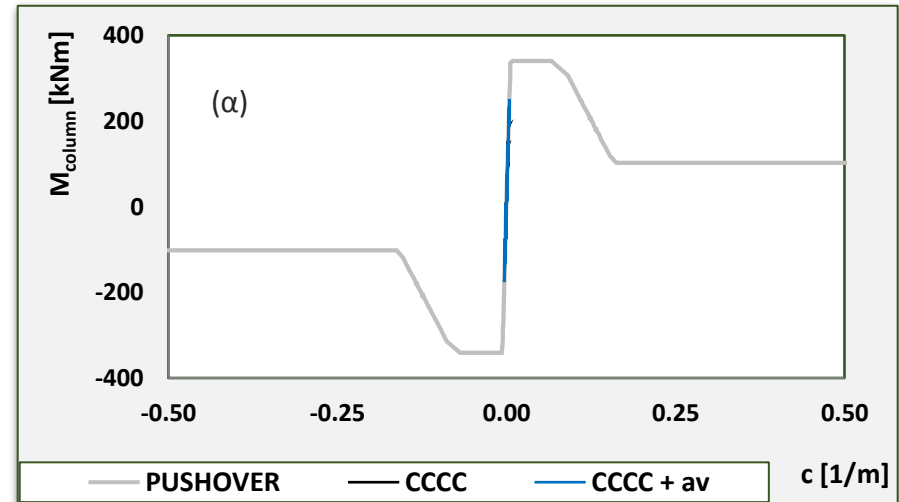
Σχήμα 5.16: Τελική παραμορφωσιακή κατάσταση του μη-συμβατικού πλαισίου, παρουσία (β) και μη (α) της κατακόρυφης σεισμικής συνιστώσας.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5 Δυναμική Ανάλυση: Επίδραση Κατακόρυφης Σεισμικής Συνιστώσας στην Απόκριση των Πλαισίων

3. Διέγερση Christchurch, Περιοχή του Canterbury, Νέα Ζηλανδία, 2011, $M_s = 6.3$ Δ Επιταχυνσιογράφημα CCCC (PGAv = 0.68g)

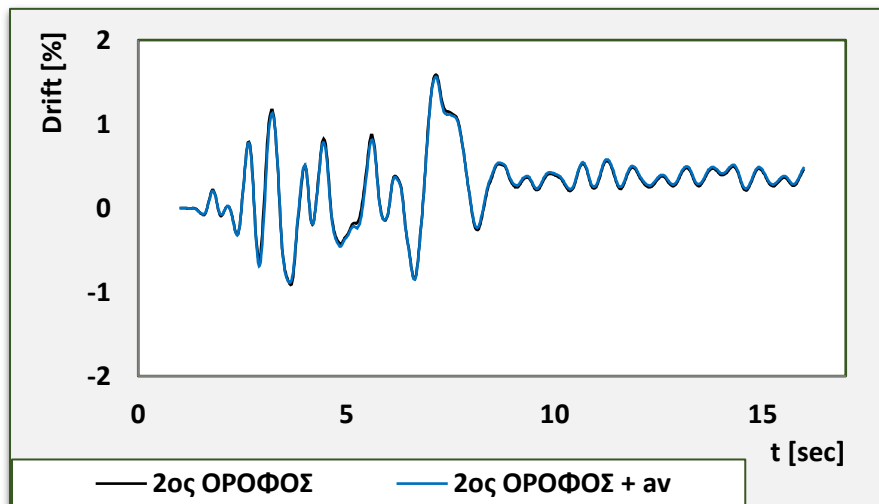
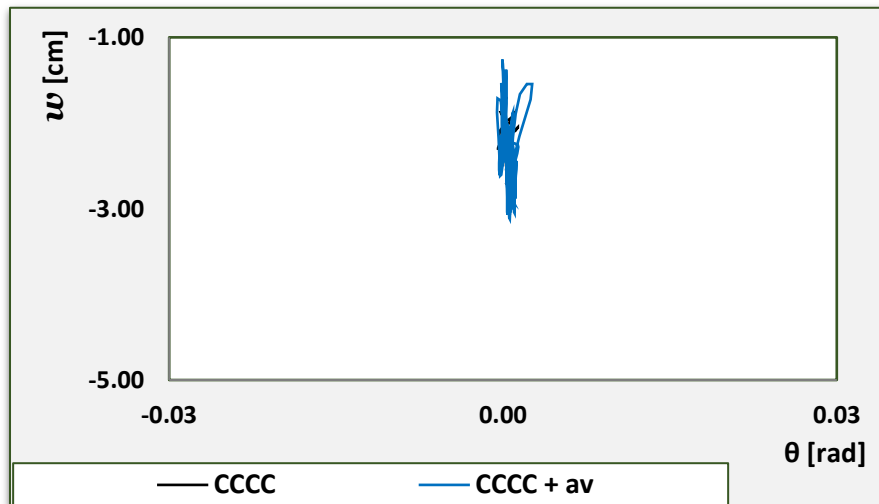


Σχήμα 5.17: Διάγραμμα ροπών-καμπυλοτήτων για το συμβατικό πλαίσιο στη βάση του αριστερά υποστυλώματος ισογείου, παρουσία και μη της κατακόρυφης σεισμικής συνιστώσας.

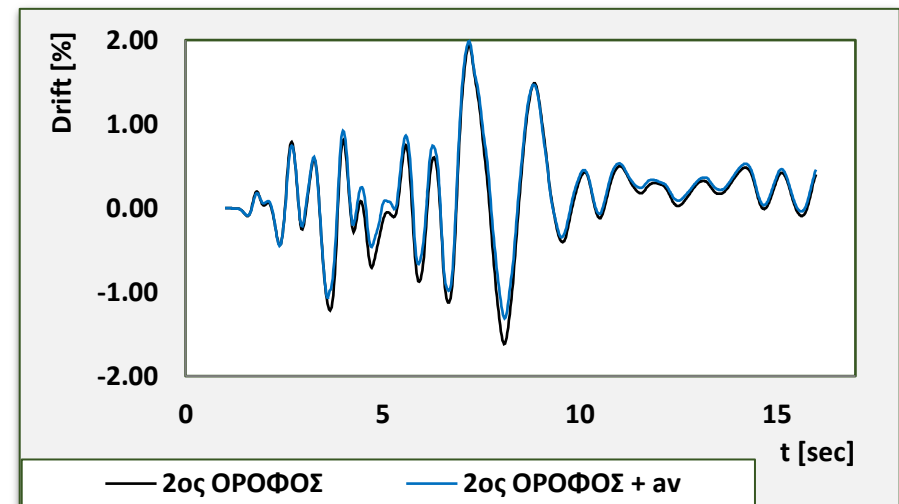
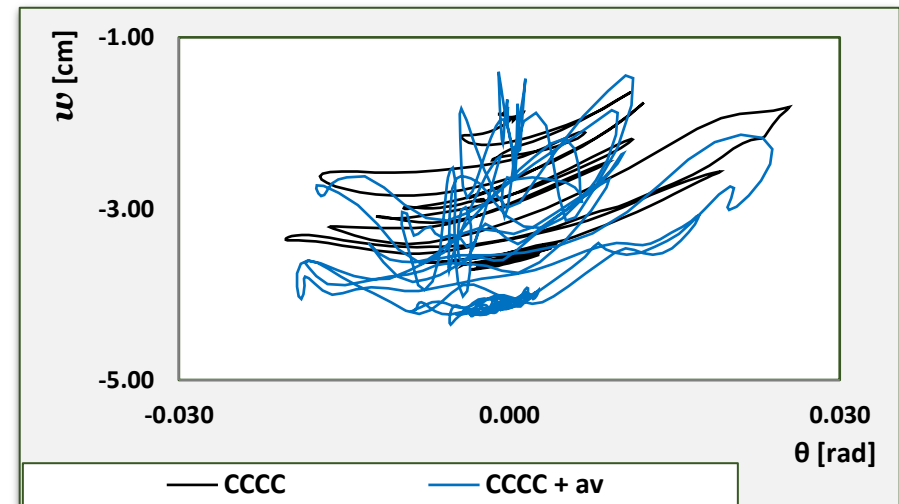


Σχήμα 5.18: Διάγραμμα ροπών-καμπυλοτήτων για το μη-συμβατικό πλαίσιο (α) στη βάση, και (β) στην κορυφή του αριστερά υποστυλώματος ισογείου, παρουσία και μη της κατακόρυφης σεισμικής συνιστώσας.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5 Δυναμική Ανάλυση: Επίδραση Κατακόρυφης Σεισμικής Συνιστώσας στην Απόκριση των Πλαισίων

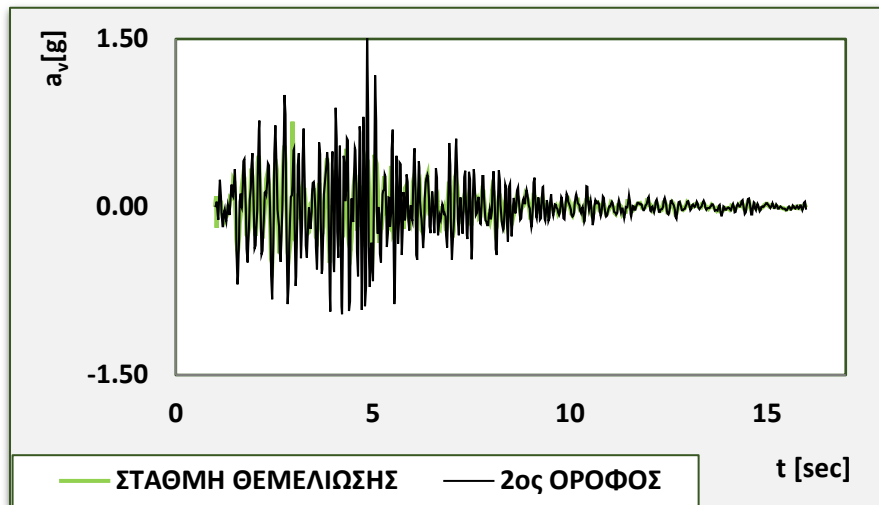


Σχήμα 5.19: Απόκριση της θεμελίωσης σε όρους καθίζησης-στροφής του αριστερού πεδύλου, και της ανωδομής σε όρους drift του τελευταίου ορόφου, για το συμβατικό πλαίσιο, παρουσία και μη της κατακόρυφης σεισμικής συνιστώσας.

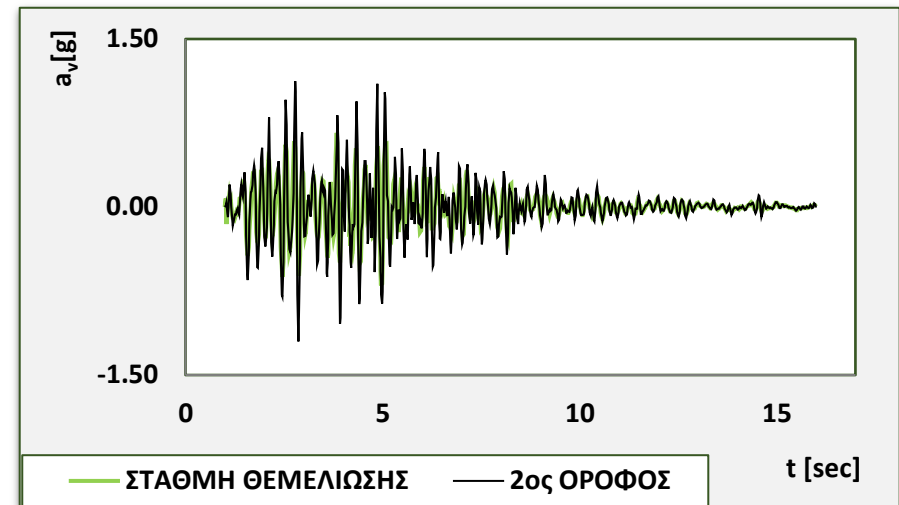


Σχήμα 5.20: Απόκριση της θεμελίωσης σε όρους καθίζησης-στροφής του αριστερού πεδύλου, και της ανωδομής σε όρους drift του τελευταίου ορόφου, για το μη-συμβατικό πλαίσιο, παρουσία και μη της κατακόρυφης σεισμικής συνιστώσας.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5 Δυναμική Ανάλυση: Επίδραση Κατακόρυφης Σεισμικής Συνιστώσας στην Απόκριση των Πλαισίων

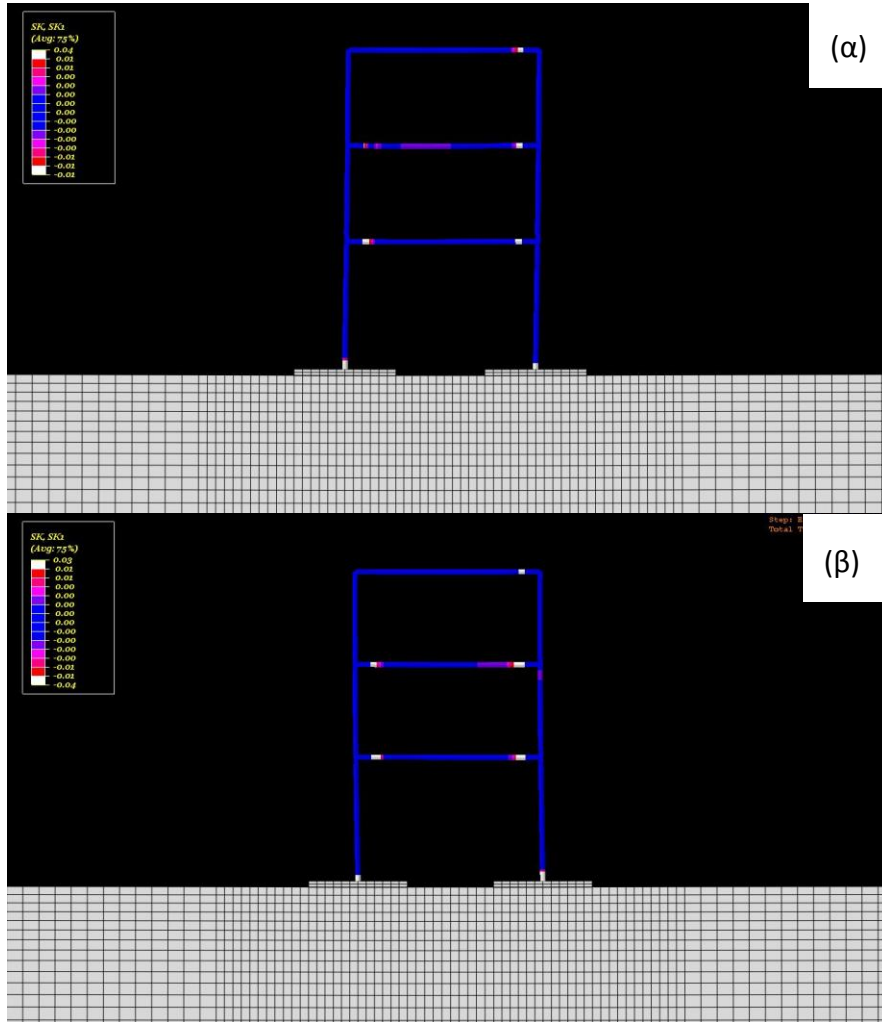


Σχήμα 5.21 : Αναπτυσσόμενη κατακόρυφη επιτάχυνση στο μέσον της δοκού του τελευταίου ορόφου, και Διακύμανση της αξονικής δύναμης του υποστυλώματος παρουσία και μη της κατακόρυφης σεισμικής συνιστώσας, αμφότερα για το συμβατικό πλαίσιο.

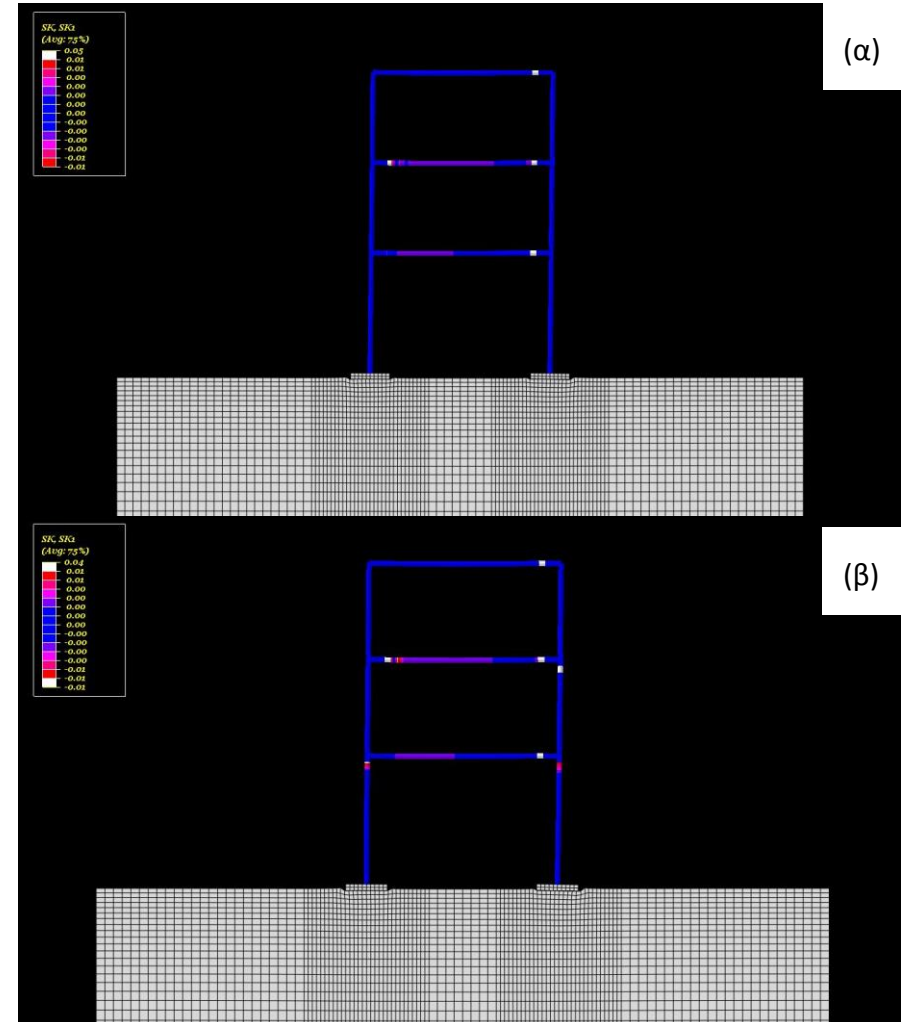


Σχήμα 5.22 : Αναπτυσσόμενη κατακόρυφη επιτάχυνση στο μέσον της δοκού του τελευταίου ορόφου, και Διακύμανση της αξονικής δύναμης του υποστυλώματος παρουσία και μη της κατακόρυφης σεισμικής συνιστώσας, αμφότερα για το μη-συμβατικό πλαίσιο.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5 Δυναμική Ανάλυση: Επίδραση Κατακόρυφης Σεισμικής Συνιστώσας στην Απόκριση των Πλαισίων



Σχήμα 5.23: Τελική παραμορφωσιακή κατάσταση του συμβατικού πλαισίου, παρουσία (β) και μη (α) της κατακόρυφης σεισμικής συνιστώσας.

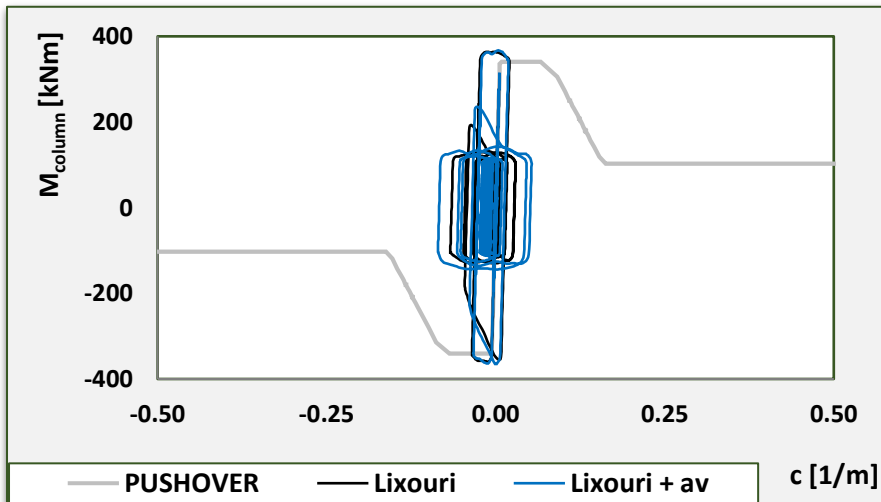
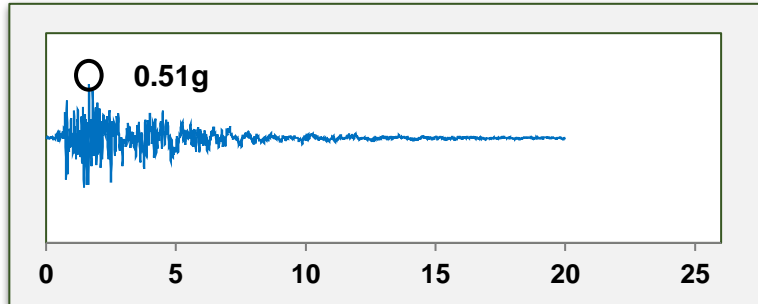


Σχήμα 5.24: Τελική παραμορφωσιακή κατάσταση του μη-συμβατικού πλαισίου, παρουσία (β) και μη (α) της κατακόρυφης σεισμικής συνιστώσας.

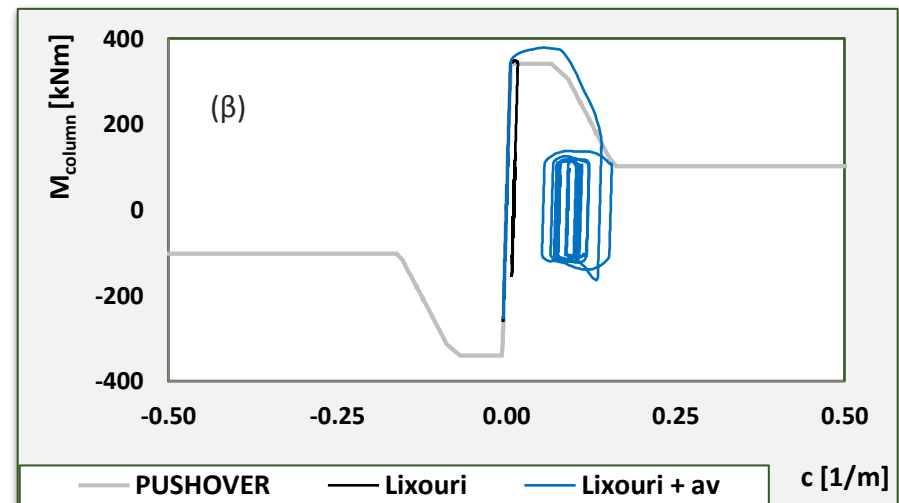
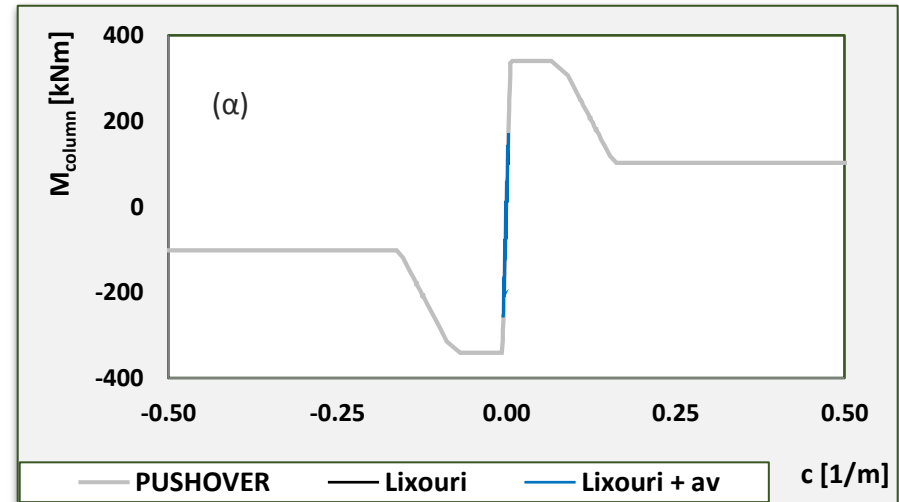
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5 Δυναμική Ανάλυση: Επίδραση Κατακόρυφης Σεισμικής Συνιστώσας στην Απόκριση των Πλαισίων

4. Διέγερση Κεφαλληνίας, Ελλάς, 2014, $M_w = 6.1$ Δ

Επιταχυνσιογράφημα *Lixouri_N* (PGAv = 0.51g)

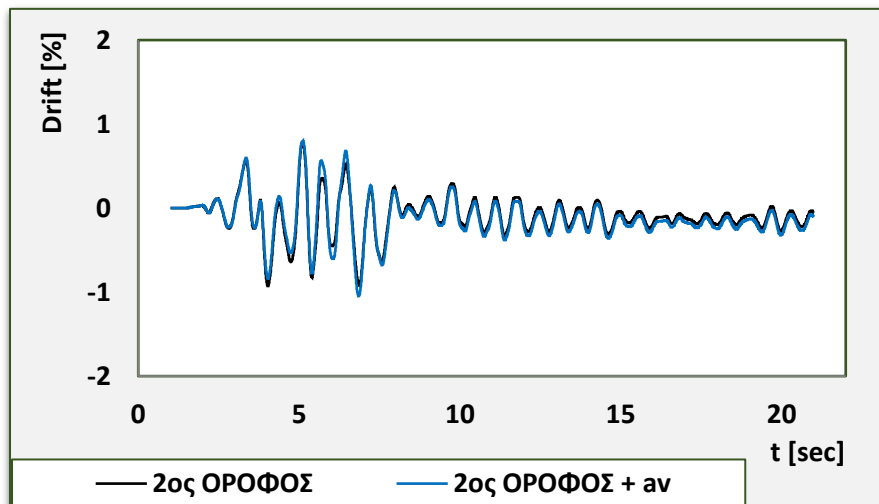
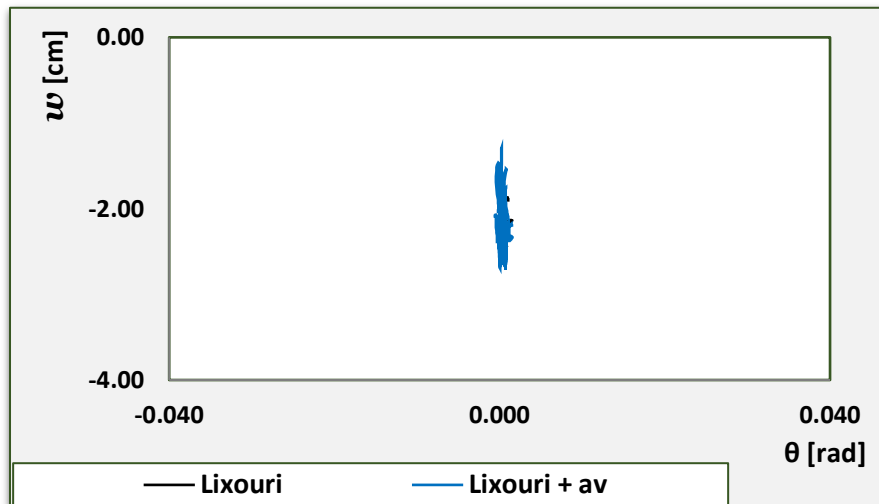


Σχήμα 5.25: Διάγραμμα ροπών-καμπυλοτήτων για το συμβατικό πλαίσιο στη βάση του αριστερά υποστυλώματος ισογείου, παρουσία και μη της κατακόρυφης σεισμικής συνιστώσας.

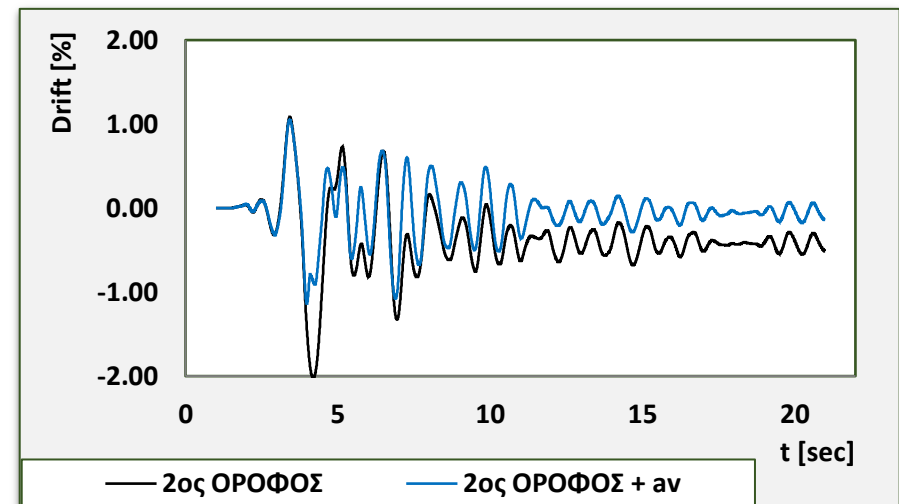
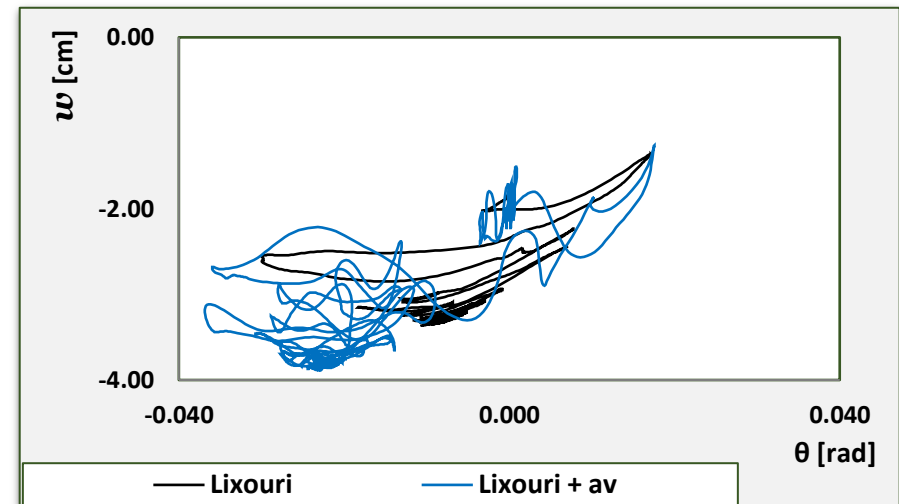


Σχήμα 5.26: Διάγραμμα ροπών-καμπυλοτήτων για το μη-συμβατικό πλαίσιο (α) στη βάση, και (β) στην κορυφή του αριστερά υποστυλώματος ισογείου, παρουσία και μη της κατακόρυφης σεισμικής συνιστώσας.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5 Δυναμική Ανάλυση: Επίδραση Κατακόρυφης Σεισμικής Συνιστώσας στην Απόκριση των Πλαισίων

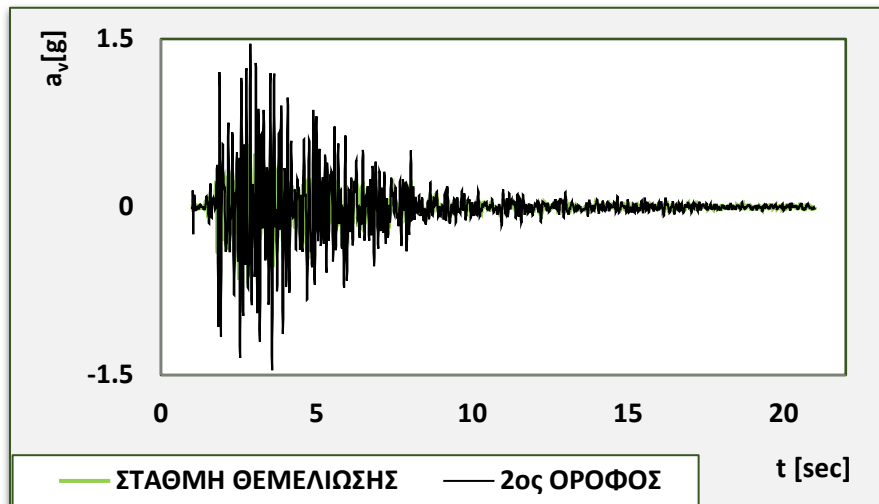


Σχήμα 5.27: Απόκριση της θεμελίωσης σε όρους καθίζησης-στροφής του αριστερού πεδύλου, και της ανωδομής σε όρους drift του τελευταίου ορόφου, για το συμβατικό πλαίσιο, παρουσία και μη της κατακόρυφης σεισμικής συνιστώσας.

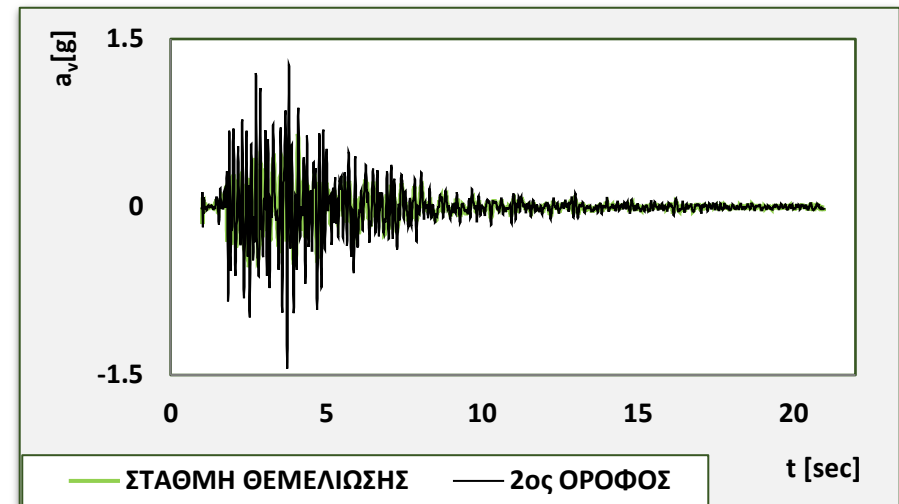


Σχήμα 5.28: Απόκριση της θεμελίωσης σε όρους καθίζησης-στροφής του αριστερού πεδύλου, και της ανωδομής σε όρους drift του τελευταίου ορόφου, για το μη-συμβατικό πλαίσιο, παρουσία και μη της κατακόρυφης σεισμικής συνιστώσας.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5 Δυναμική Ανάλυση: Επίδραση Κατακόρυφης Σεισμικής Συνιστώσας στην Απόκριση των Πλαισίων

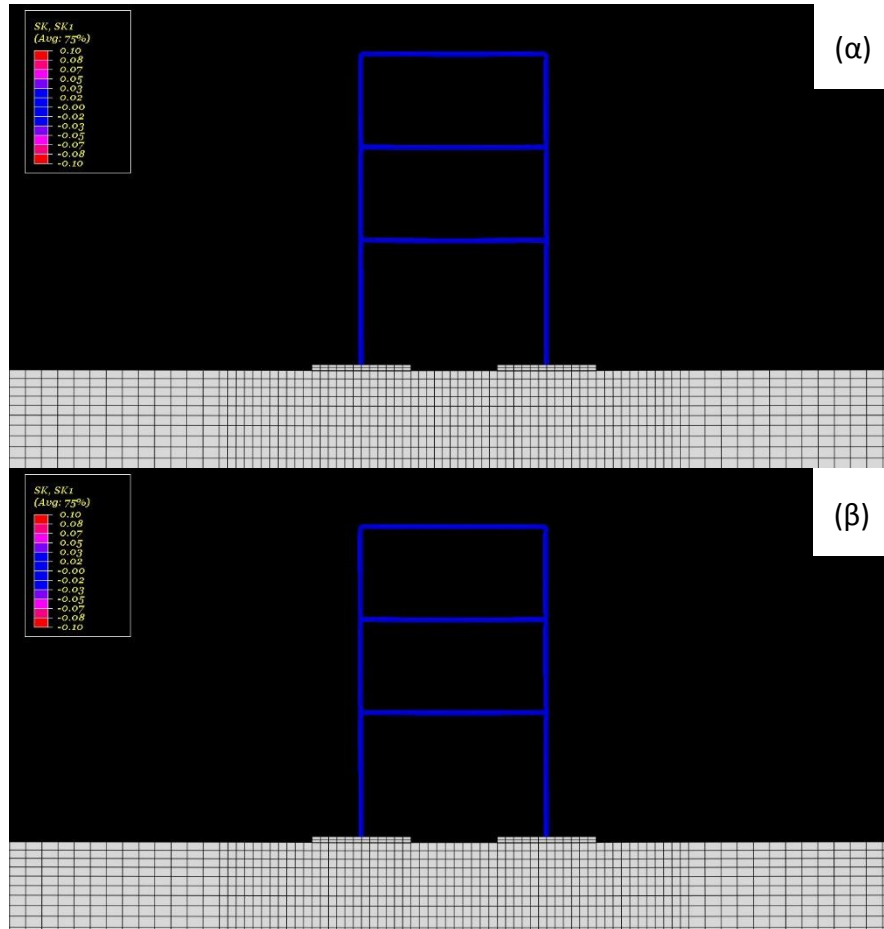


Σχήμα 5.29 : Αναπτυσσόμενη κατακόρυφη επιτάχυνση στο μέσον της δοκού του τελευταίου ορόφου, και Διακόμανση της αξονικής δύναμης του υποστρώματος παρουσία και μη της κατακόρυφης σεισμικής συνιστώσας, αμφότερα για το συμβατικό πλαίσιο.

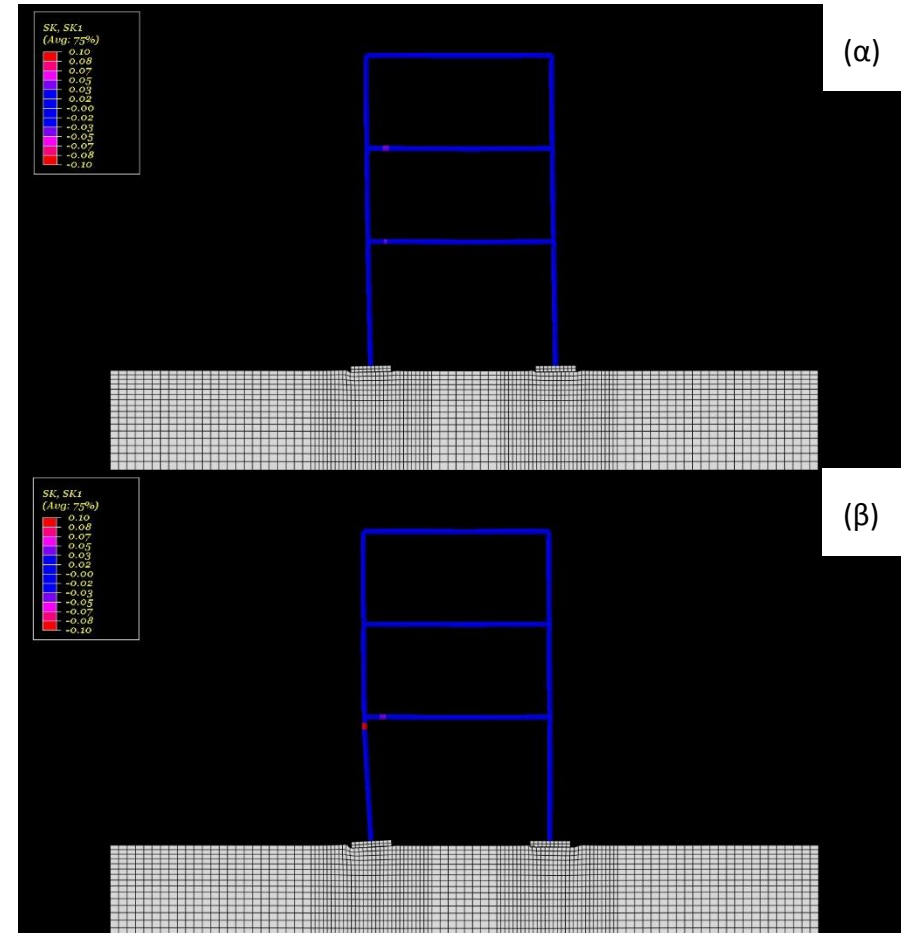


Σχήμα 5.30 : Αναπτυσσόμενη κατακόρυφη επιτάχυνση στο μέσον της δοκού του τελευταίου ορόφου, και Διακόμανση της αξονικής δύναμης του υποστρώματος παρουσία και μη της κατακόρυφης σεισμικής συνιστώσας, αμφότερα για το μη-συμβατικό πλαίσιο.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5 Δυναμική Ανάλυση: Επίδραση Κατακόρυφης Σεισμικής Συνιστώσας στην Απόκριση των Πλαισίων



Σχήμα 5.31: Τελική παραμορφωσιακή κατάσταση του συμβατικού πλαισίου, παρουσία (β) και μη (α) της κατακόρυφης σεισμικής συνιστώσας.

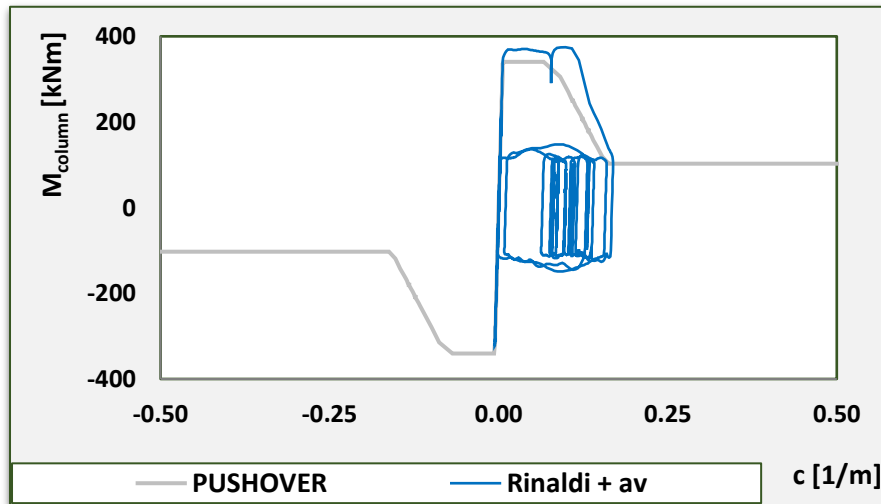
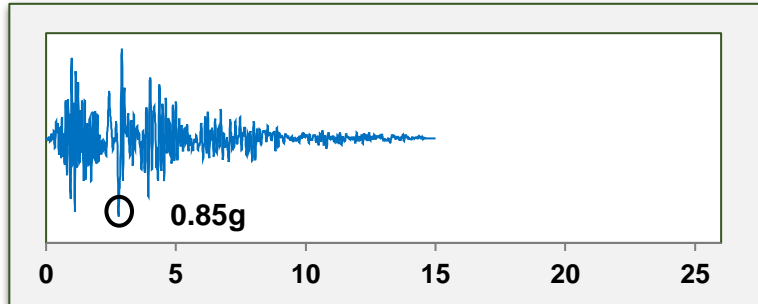


Σχήμα 5.32: Τελική παραμορφωσιακή κατάσταση του μη-συμβατικού πλαισίου, παρουσία (β) και μη (α) της κατακόρυφης σεισμικής συνιστώσας.

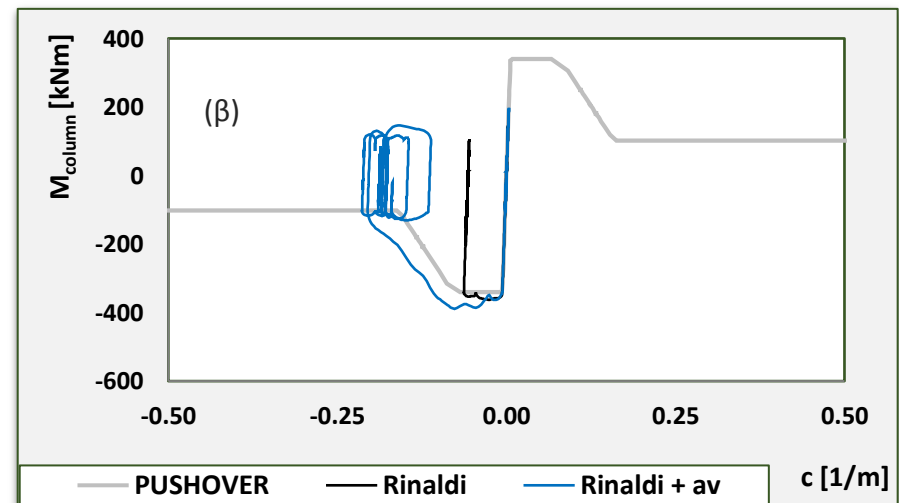
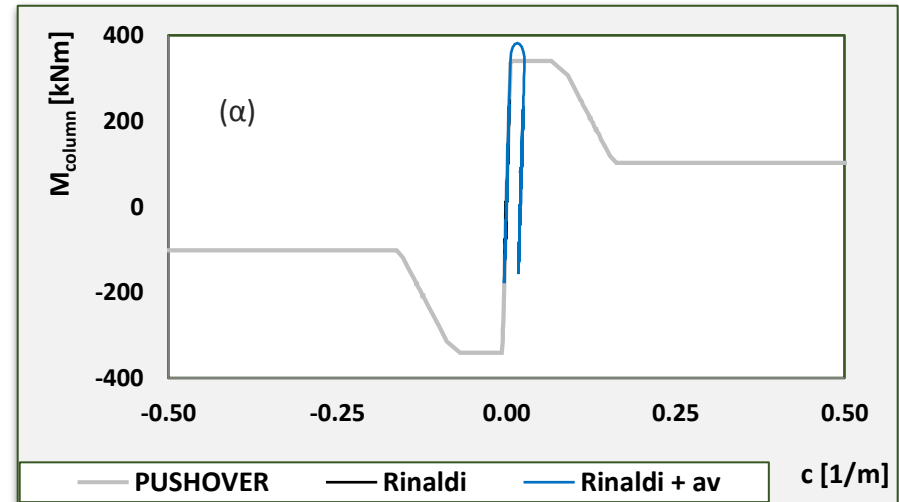
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5 Δυναμική Ανάλυση: Επίδραση Κατακόρυφης Σεισμικής Συνιστώσας στην Απόκριση των Πλαισίων

5. Διέγερση Northridge, Καλλιφόρνια, ΗΠΑ, 1994, $M_s = 6.7 \Delta$

Επιταχυνσιογράφημα *Rinaldi_228* ($PGA_v = 0.85g$)

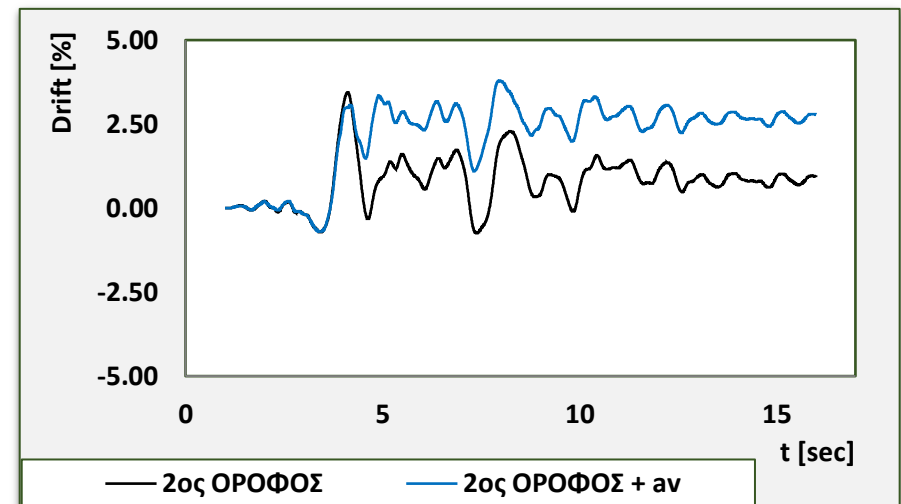
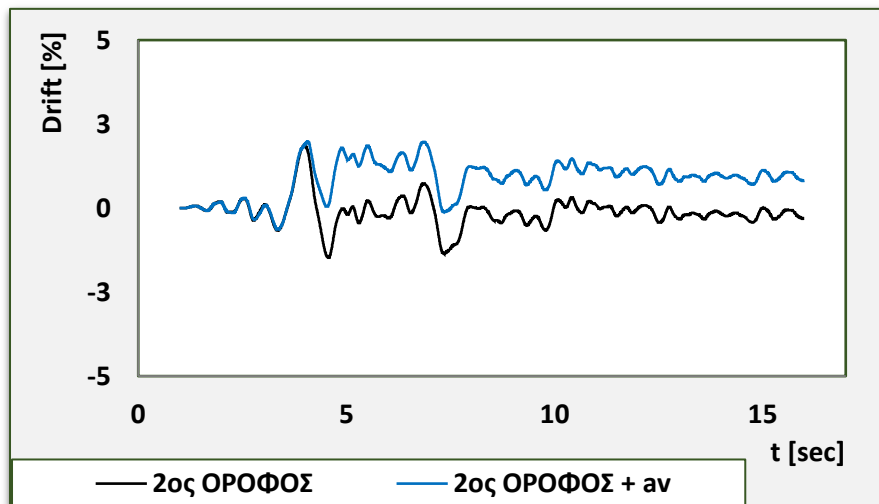
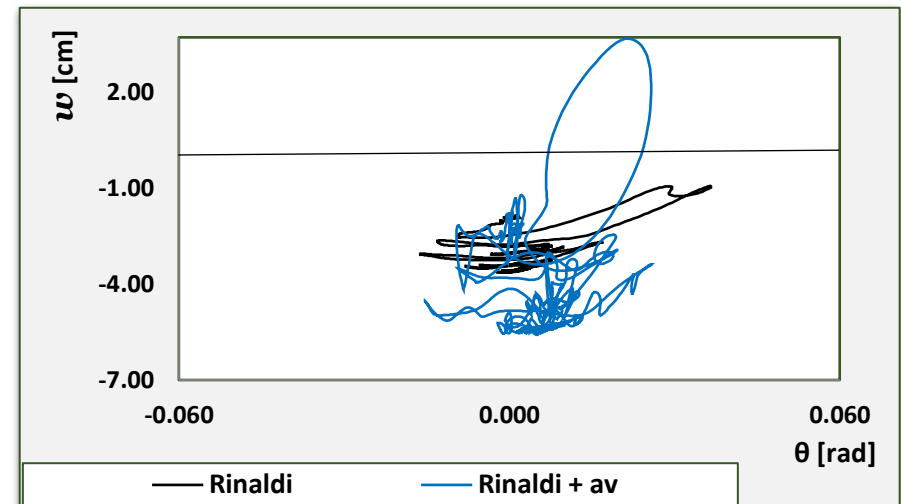
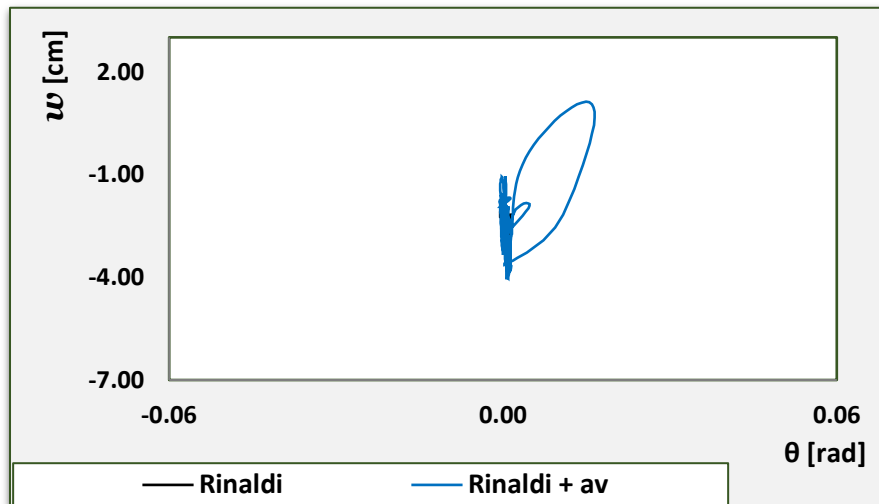


Σχήμα 5.33: Διάγραμμα ροπών-καμπυλοτήτων για το συμβατικό πλαίσιο στη βάση του αριστερά υποστυλώματος ισογείου, παρουσία και μη της κατακόρυφης σεισμικής συνιστώσας.



Σχήμα 5.34: Διάγραμμα ροπών-καμπυλοτήτων για το μη-συμβατικό πλαίσιο (α) στη βάση, και (β) στην κορυφή του αριστερά υποστυλώματος ισογείου, παρουσία και μη της κατακόρυφης σεισμικής συνιστώσας.

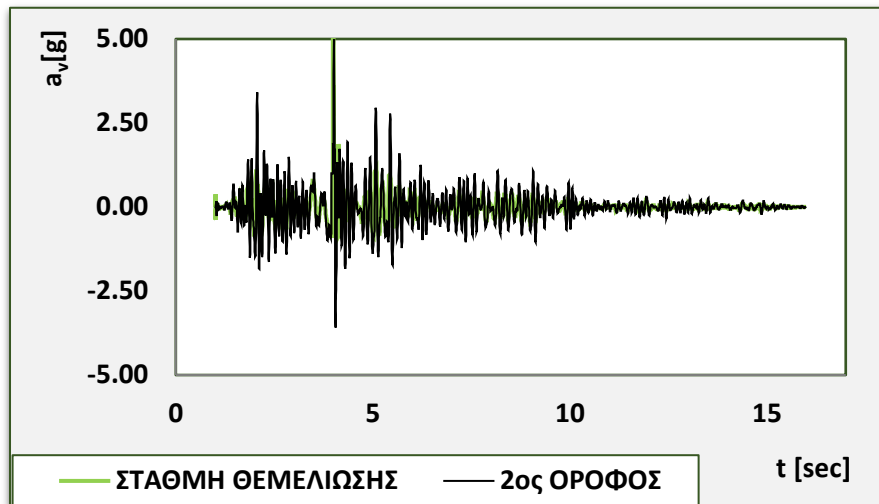
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5 Δυναμική Ανάλυση: Επίδραση Κατακόρυφης Σεισμικής Συνιστώσας στην Απόκριση των Πλαισίων



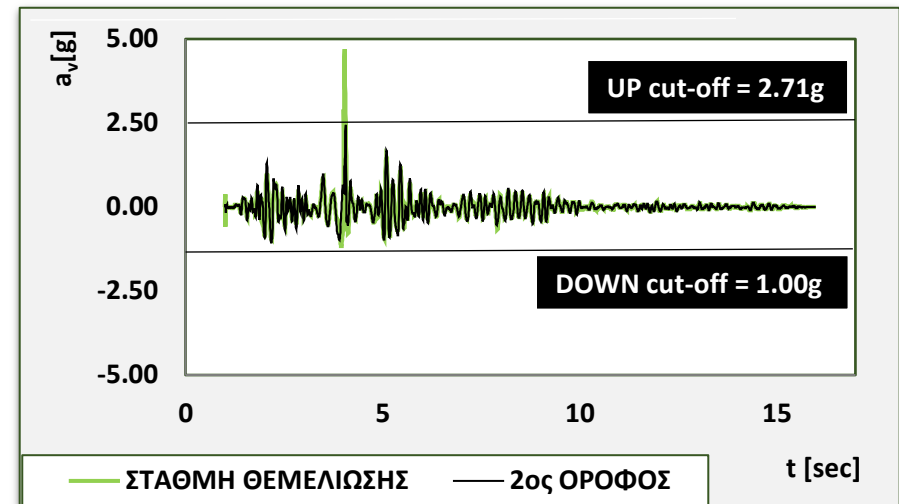
Σχήμα 5.35: Απόκριση της θεμελίωσης σε όρους καθίζησης-στροφής του αριστερού πεδύλου, και της ανωδομής σε όρους drift του τελευταίου ορόφου, για το συμβατικό πλαίσιο, παρουσία και μη της κατακόρυφης σεισμικής συνιστώσας.

Σχήμα 5.36: Απόκριση της θεμελίωσης σε όρους καθίζησης-στροφής του αριστερού πεδύλου, και της ανωδομής σε όρους drift του τελευταίου ορόφου, για το μη-συμβατικό πλαίσιο, παρουσία και μη της κατακόρυφης σεισμικής συνιστώσας.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5 Δυναμική Ανάλυση: Επίδραση Κατακόρυφης Σεισμικής Συνιστώσας στην Απόκριση των Πλαισίων

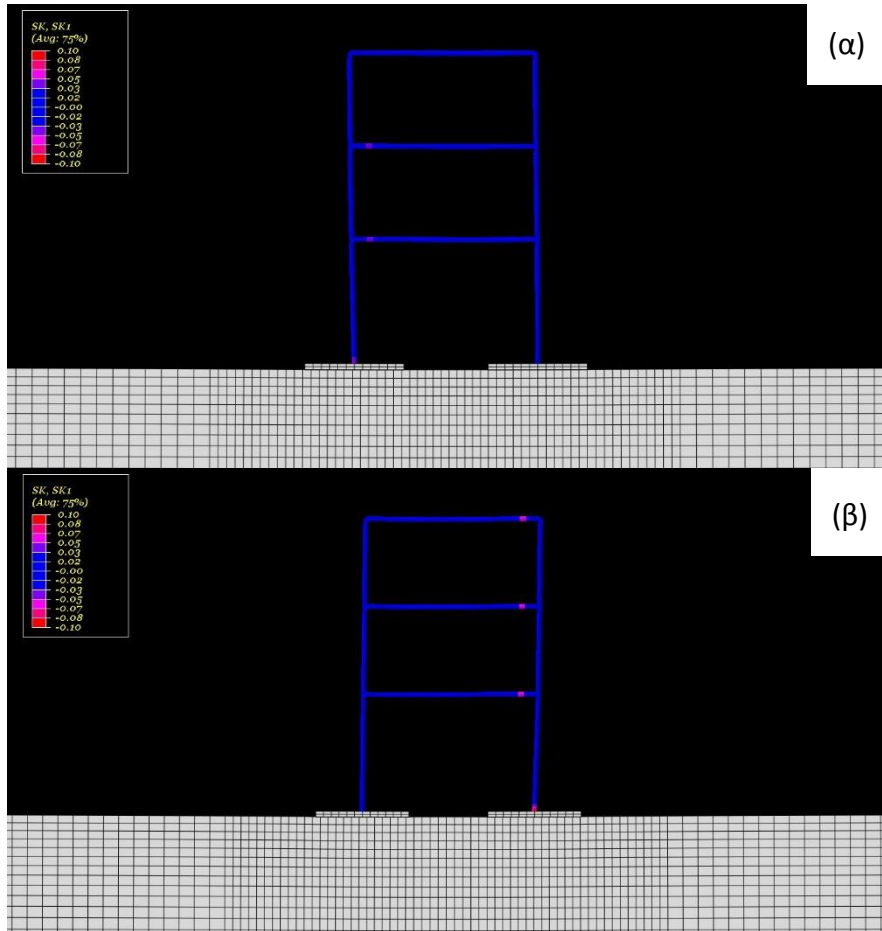


Σχήμα 5.37 : Αναπτυσσόμενη κατακόρυφη επιτάχυνση στο μέσον της δοκού του τελευταίου ορόφου, και Διακύμανση της αξονικής δύναμης του υποστυλώματος παρουσία και μη της κατακόρυφης σεισμικής συνιστώσας, αμφότερα για το συμβατικό πλαίσιο.

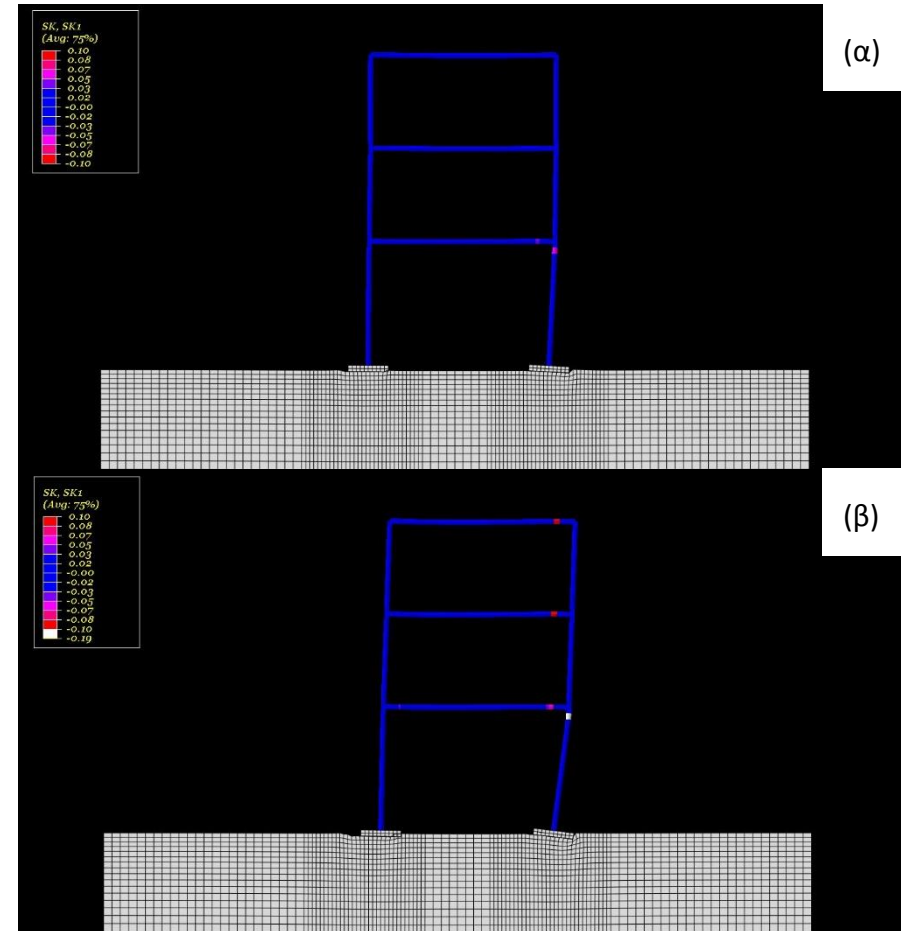


Σχήμα 5.38 : Αναπτυσσόμενη κατακόρυφη επιτάχυνση στο μέσον της δοκού του τελευταίου ορόφου, και Διακύμανση της αξονικής δύναμης του υποστυλώματος παρουσία και μη της κατακόρυφης σεισμικής συνιστώσας, αμφότερα για το μη-συμβατικό πλαίσιο.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5 Δυναμική Ανάλυση: Επίδραση Κατακόρυφης Σεισμικής Συνιστώσας στην Απόκριση των Πλαισίων



Σχήμα 5.39: Τελική παραμορφωσιακή κατάσταση του συμβατικού πλαισίου, παρουσία (β) και μη (α) της κατακόρυφης σεισμικής συνιστώσας.

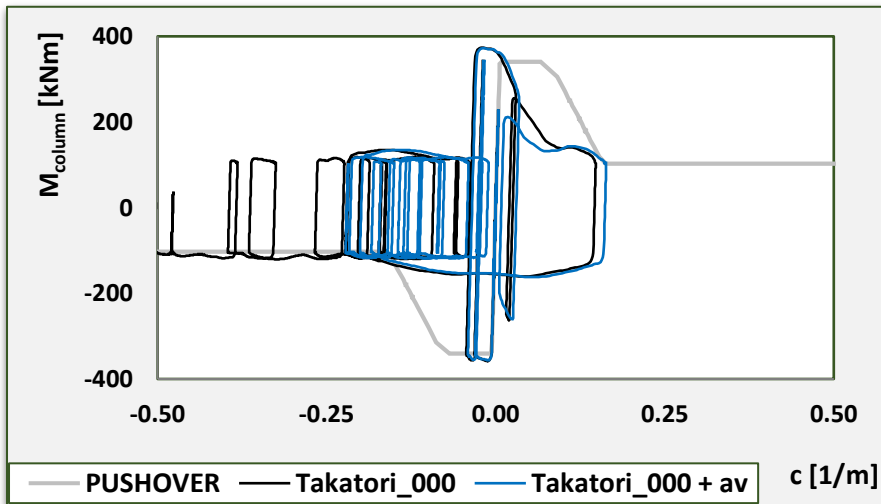
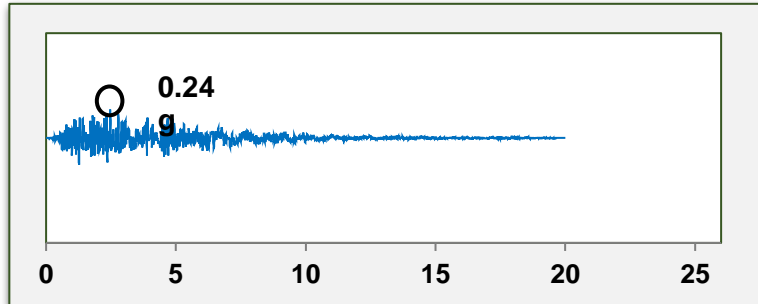


Σχήμα 5.40: Τελική παραμορφωσιακή κατάσταση του μη-συμβατικού πλαισίου, παρουσία (β) και μη (α) της κατακόρυφης σεισμικής συνιστώσας.

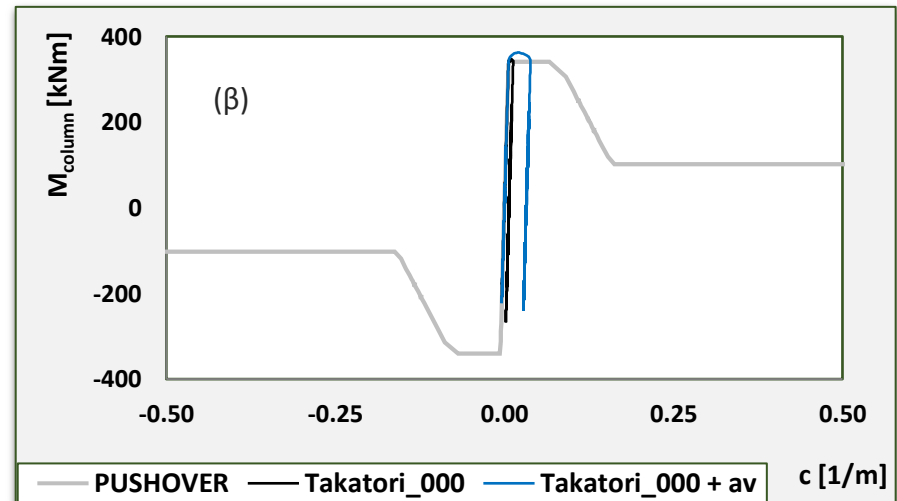
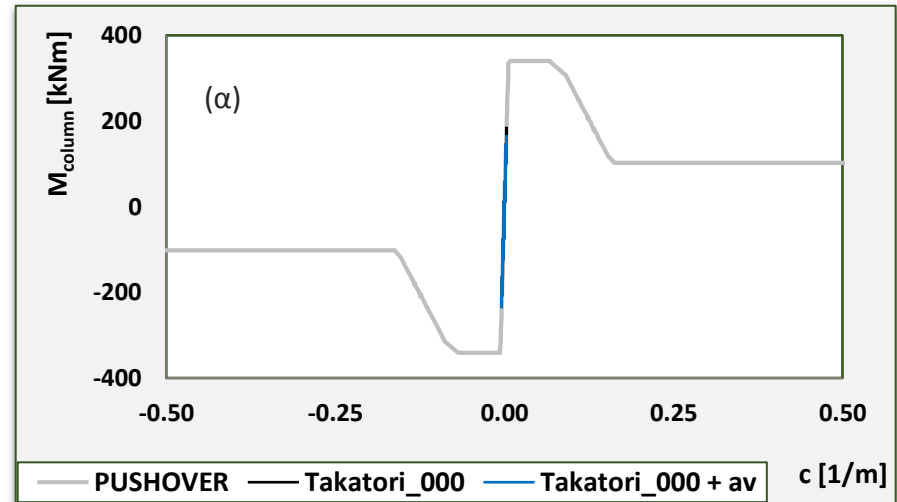
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5 Δυναμική Ανάλυση: Επίδραση Κατακόρυφης Σεισμικής Συνιστώσας στην Απόκριση των Πλαισίων

6. Διέγερση Kobe, Ιαπωνία, 1995, $M_s = 7.3$ Δ

Επιταχυνσιογράφημα *Takatori_000* (PGA = 0.24g)

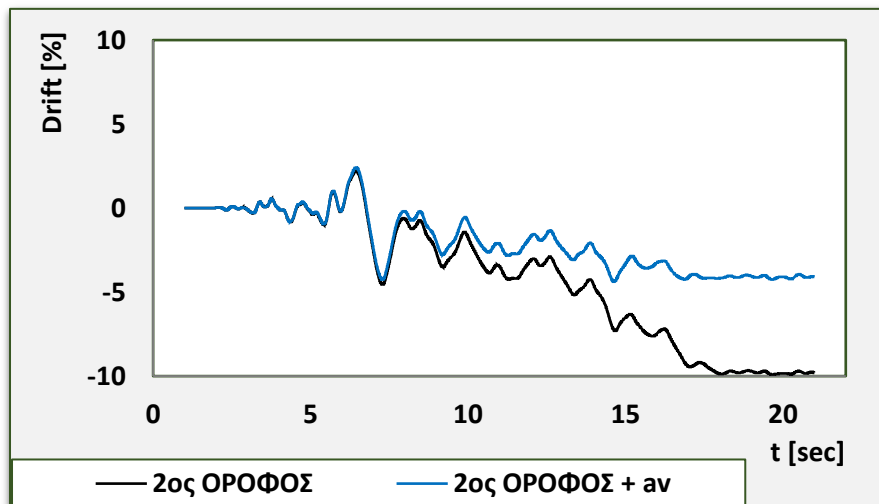
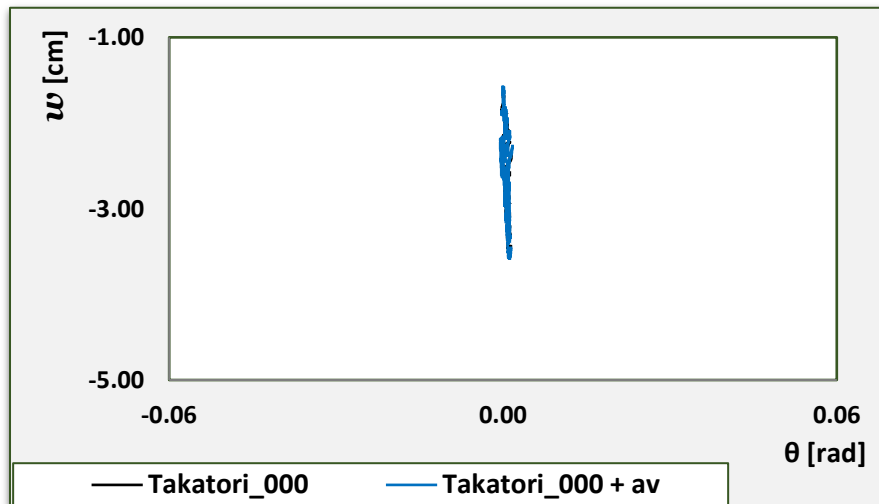


Σχήμα 5.41: Διάγραμμα ροπών-καμπυλοτήτων για το συμβατικό πλαίσιο στη βάση του αριστερά υποστυλώματος ισογείου, παρουσία και μη της κατακόρυφης σεισμικής συνιστώσας.

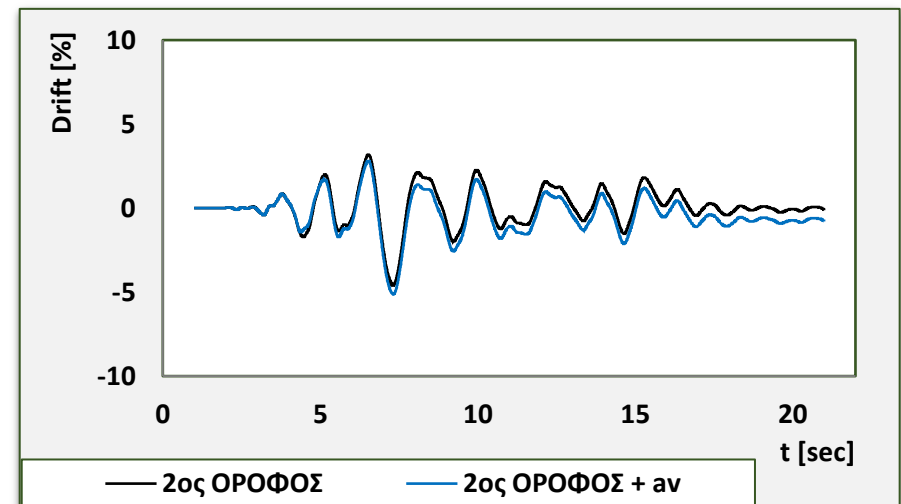
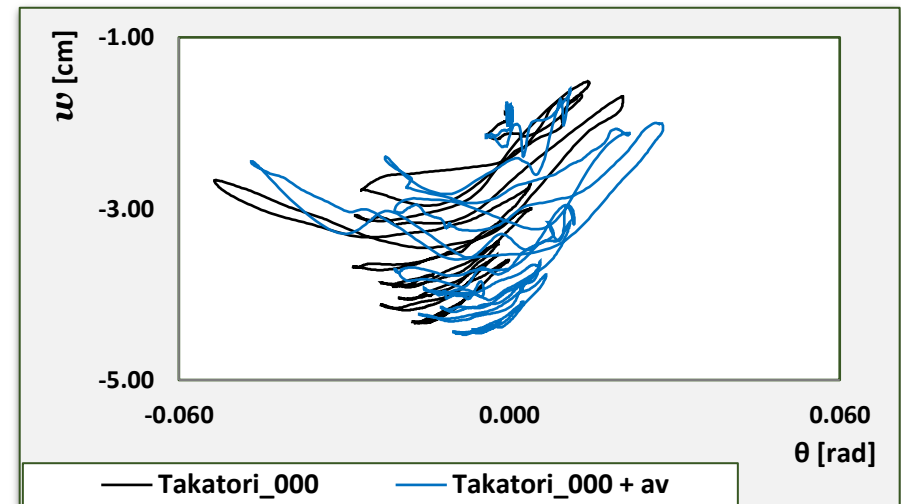


Σχήμα 5.42: Διάγραμμα ροπών-καμπυλοτήτων για το μη-συμβατικό πλαίσιο (α) στη βάση, και (β) στην κορυφή του αριστερά υποστυλώματος ισογείου, παρουσία και μη της κατακόρυφης σεισμικής συνιστώσας.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5 Δυναμική Ανάλυση: Επίδραση Κατακόρυφης Σεισμικής Συνιστώσας στην Απόκριση των Πλαισίων

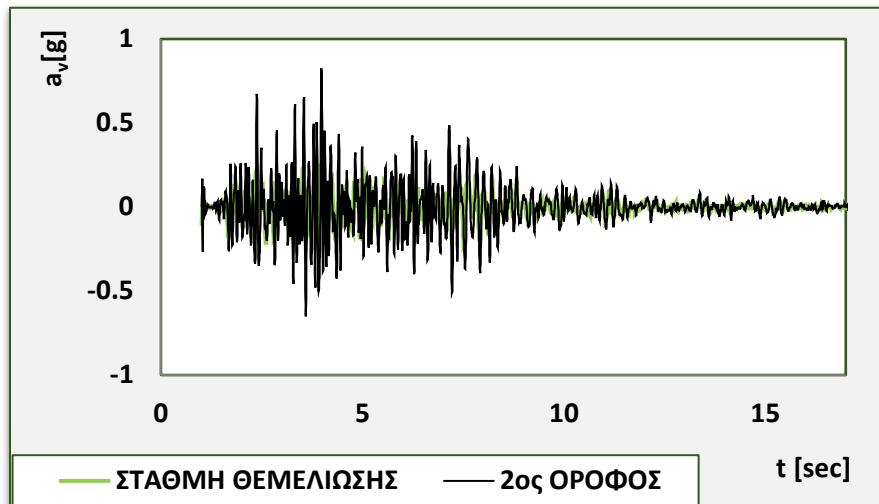


Σχήμα 5.43: Απόκριση της θεμελίωσης σε όρους καθίζησης-στροφής του αριστερού πεδύλου, και της ανωδομής σε όρους drift του τελευταίου ορόφου, για το συμβατικό πλαίσιο, παρουσία και μη της κατακόρυφης σεισμικής συνιστώσας.

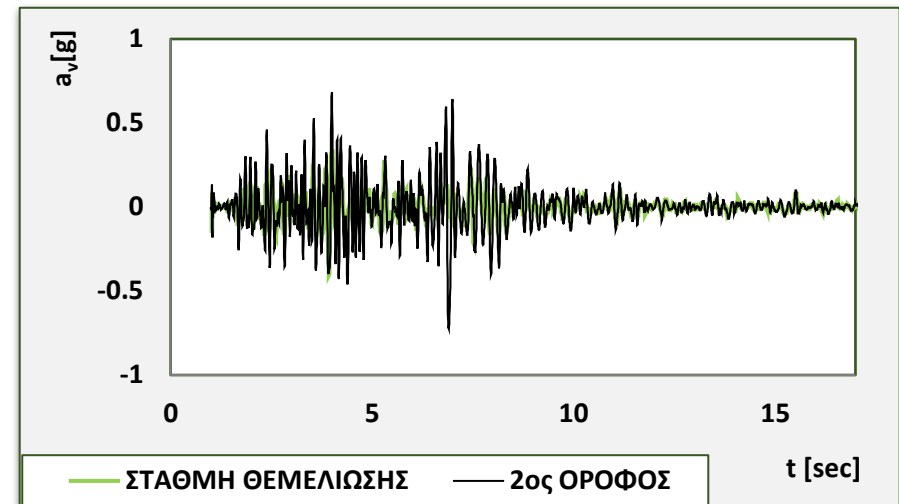


Σχήμα 5.44: Απόκριση της θεμελίωσης σε όρους καθίζησης-στροφής του αριστερού πεδύλου, και της ανωδομής σε όρους drift του τελευταίου ορόφου, για το μη-συμβατικό πλαίσιο, παρουσία και μη της κατακόρυφης σεισμικής συνιστώσας.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5 Δυναμική Ανάλυση: Επίδραση Κατακόρυφης Σεισμικής Συνιστώσας στην Απόκριση των Πλαισίων

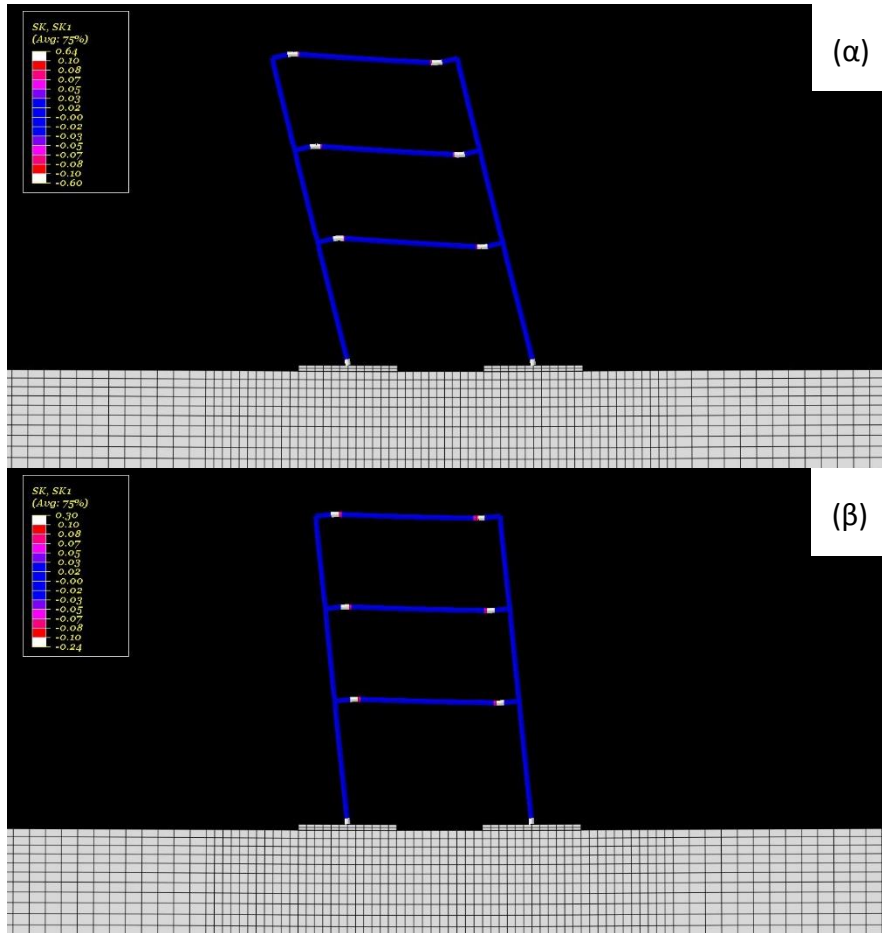


Σχήμα 5.45 : Αναπτυσσόμενη κατακόρυφη επιτάχυνση στο μέσον της δοκού του τελευταίου ορόφου, και Διακύμανση της αξονικής δύναμης του υποστυλώματος παρουσία και μη της κατακόρυφης σεισμικής συνιστώσας, αμφότερα για το συμβατικό πλαίσιο.

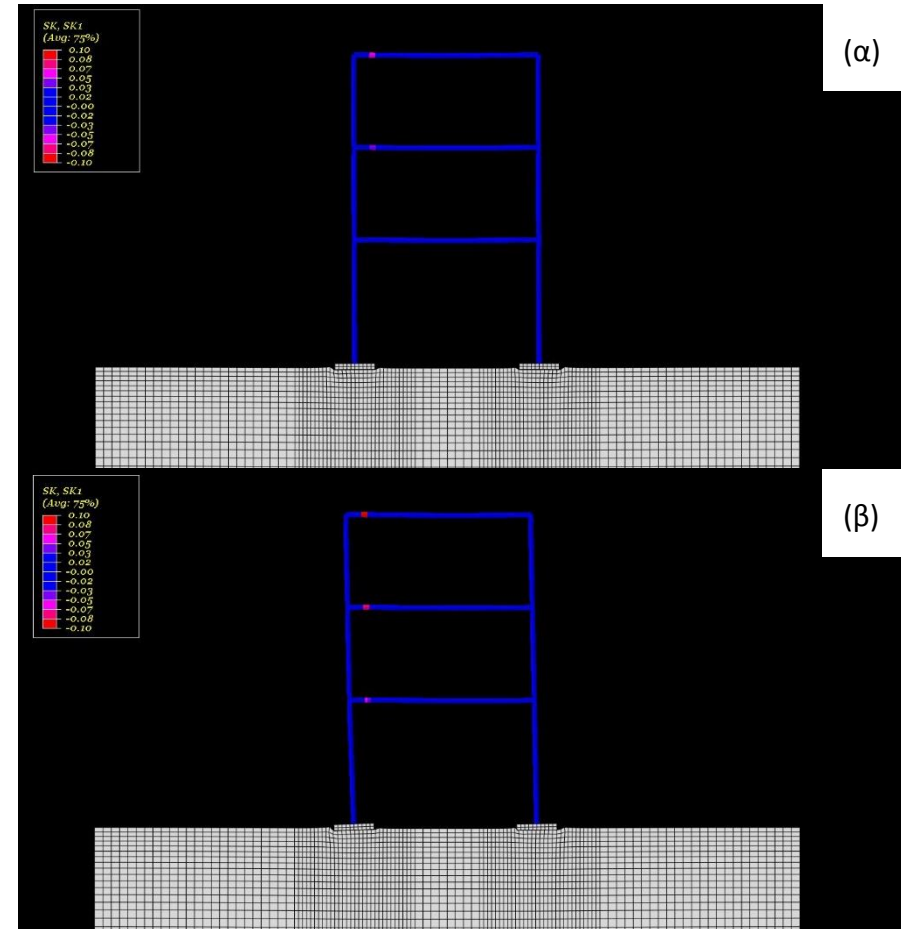


Σχήμα 5.46 : Αναπτυσσόμενη κατακόρυφη επιτάχυνση στο μέσον της δοκού του τελευταίου ορόφου, και Διακύμανση της αξονικής δύναμης του υποστυλώματος παρουσία και μη της κατακόρυφης σεισμικής συνιστώσας, αμφότερα για το μη-συμβατικό πλαίσιο.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5 Δυναμική Ανάλυση: Επίδραση Κατακόρυφης Σεισμικής Συνιστώσας στην Απόκριση των Πλαισίων



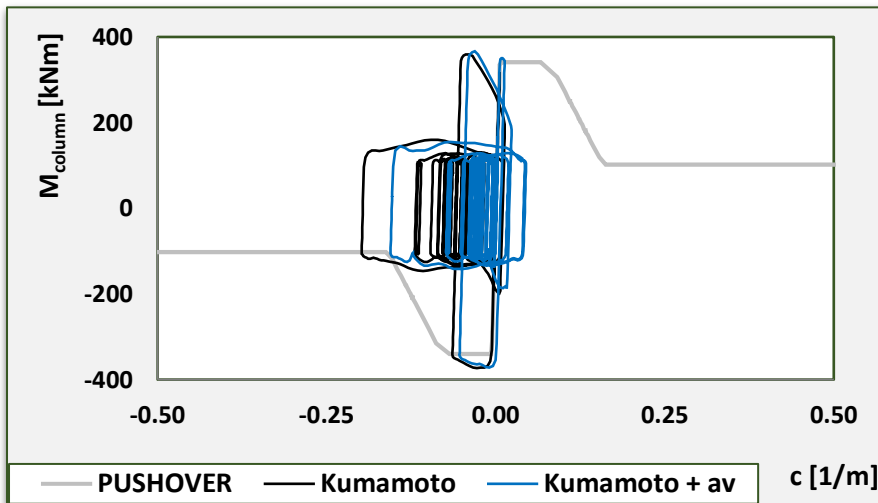
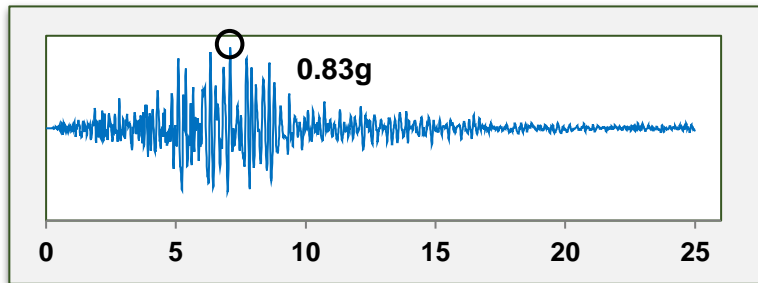
Σχήμα 5.47: Τελική παραμορφωσιακή κατάσταση του συμβατικού πλαισίου, παρουσία (β) και μη (α) της κατακόρυφης σεισμικής συνιστώσας.



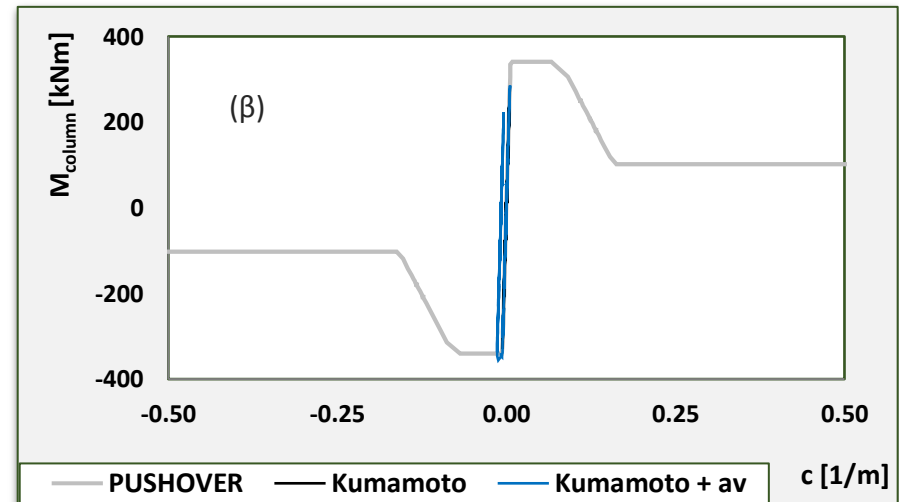
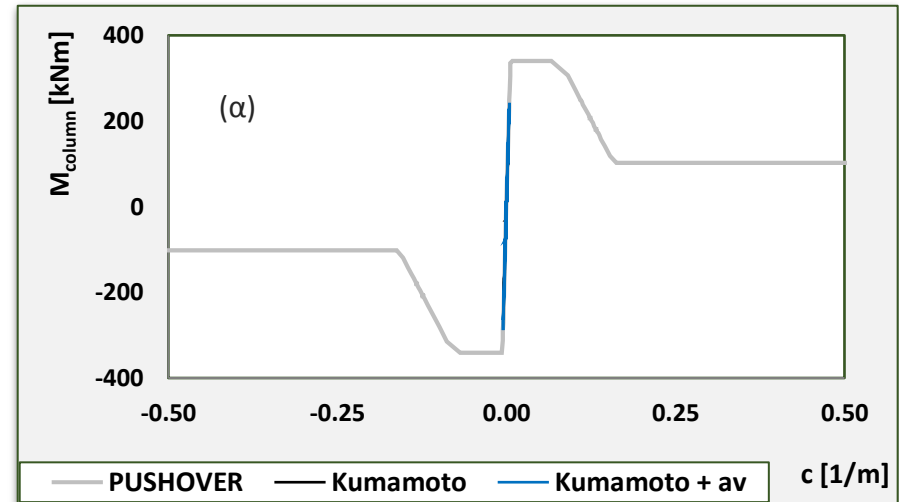
Σχήμα 5.48: Τελική παραμορφωσιακή κατάσταση του μη-συμβατικού πλαισίου, παρουσία (β) και μη (α) της κατακόρυφης σεισμικής συνιστώσας.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5 Δυναμική Ανάλυση: Επίδραση Κατακόρυφης Σεισμικής Συνιστώσας στην Απόκριση των Πλαισίων

7. Διέγερση Kumamoto, Kyushu, Ιαπωνία, 2016, $M_s = 7.0$ (κύριος σεισμός) Δ Επιταχυνσιογράφημα *Kumamoto* ($PGA_v = 0.83g$)

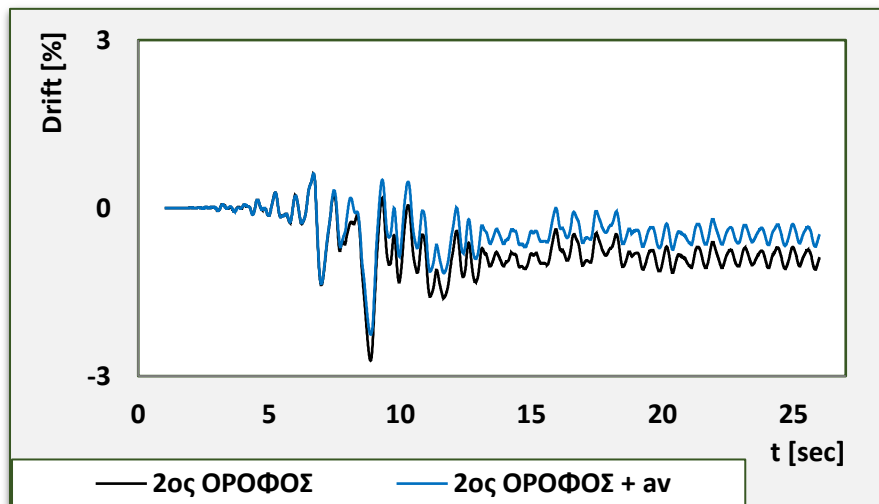
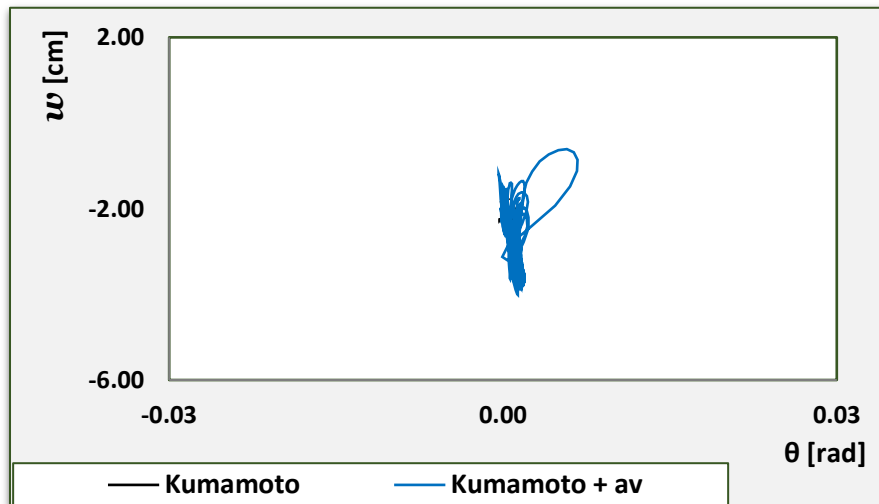


Σχήμα 5.49: Διάγραμμα ροπών-καμπυλοτήτων για το συμβατικό πλαίσιο στη βάση του αριστερά υποστυλώματος ισογείου, παρουσία και μη της κατακόρυφης σεισμικής συνιστώσας.

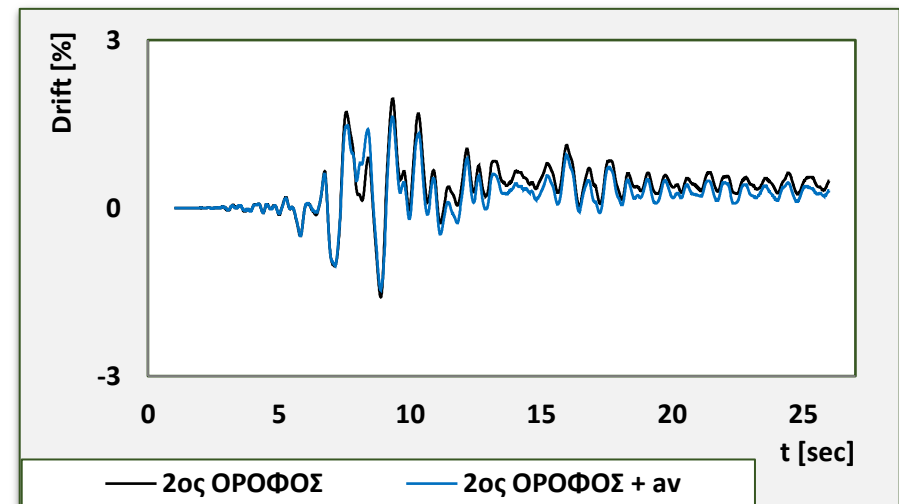
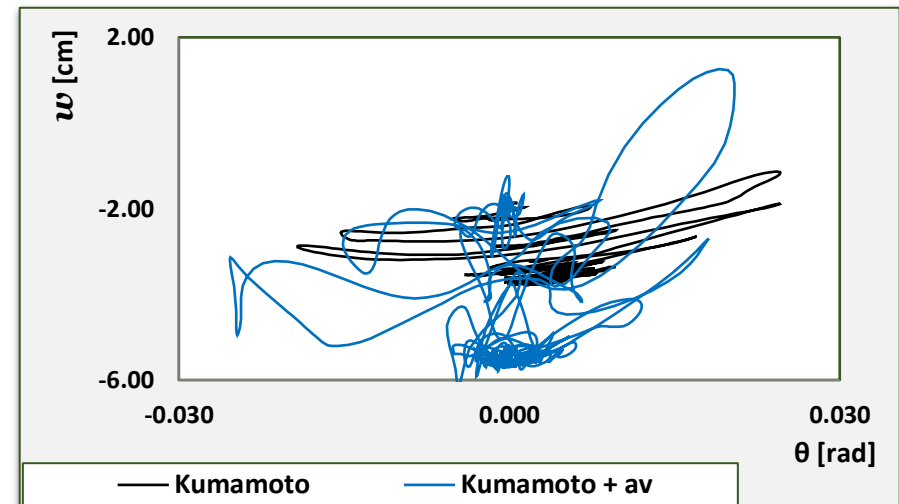


Σχήμα 5.50: Διάγραμμα ροπών-καμπυλοτήτων για το μη-συμβατικό πλαίσιο (α) στη βάση, και (β) στην κορυφή του αριστερά υποστυλώματος ισογείου, παρουσία και μη της κατακόρυφης σεισμικής συνιστώσας.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5 Δυναμική Ανάλυση: Επίδραση Κατακόρυφης Σεισμικής Συνιστώσας στην Απόκριση των Πλαισίων

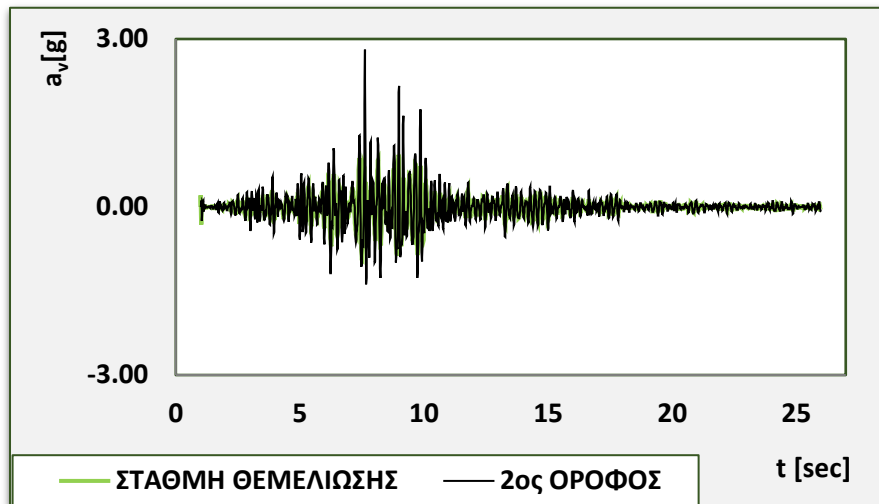


Σχήμα 5.51: Απόκριση της θεμελίωσης σε όρους καθίζησης-στροφής του αριστερού πεδύλου, και της ανωδομής σε όρους drift του τελευταίου ορόφου, για το συμβατικό πλαίσιο, παρουσία και μη της κατακόρυφης σεισμικής συνιστώσας.

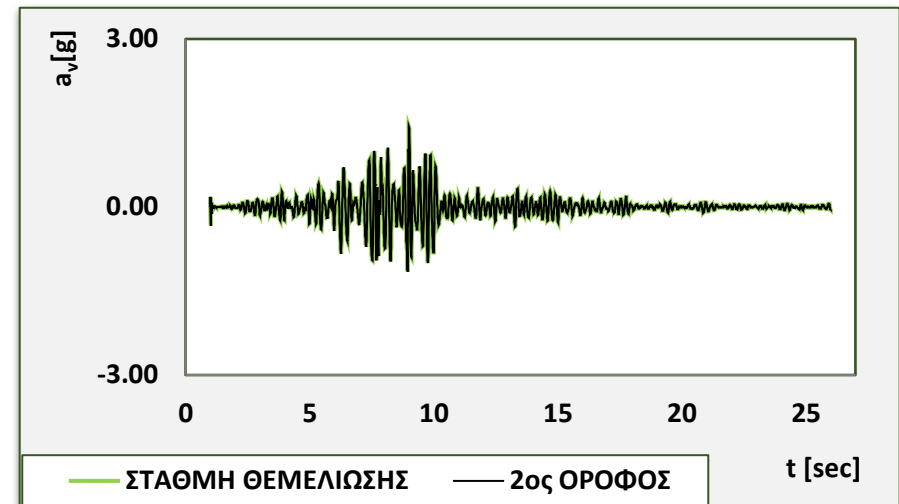


Σχήμα 5.52: Απόκριση της θεμελίωσης σε όρους καθίζησης-στροφής του αριστερού πεδύλου, και της ανωδομής σε όρους drift του τελευταίου ορόφου, για το μη-συμβατικό πλαίσιο, παρουσία και μη της κατακόρυφης σεισμικής συνιστώσας.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5 Δυναμική Ανάλυση: Επίδραση Κατακόρυφης Σεισμικής Συνιστώσας στην Απόκριση των Πλαισίων

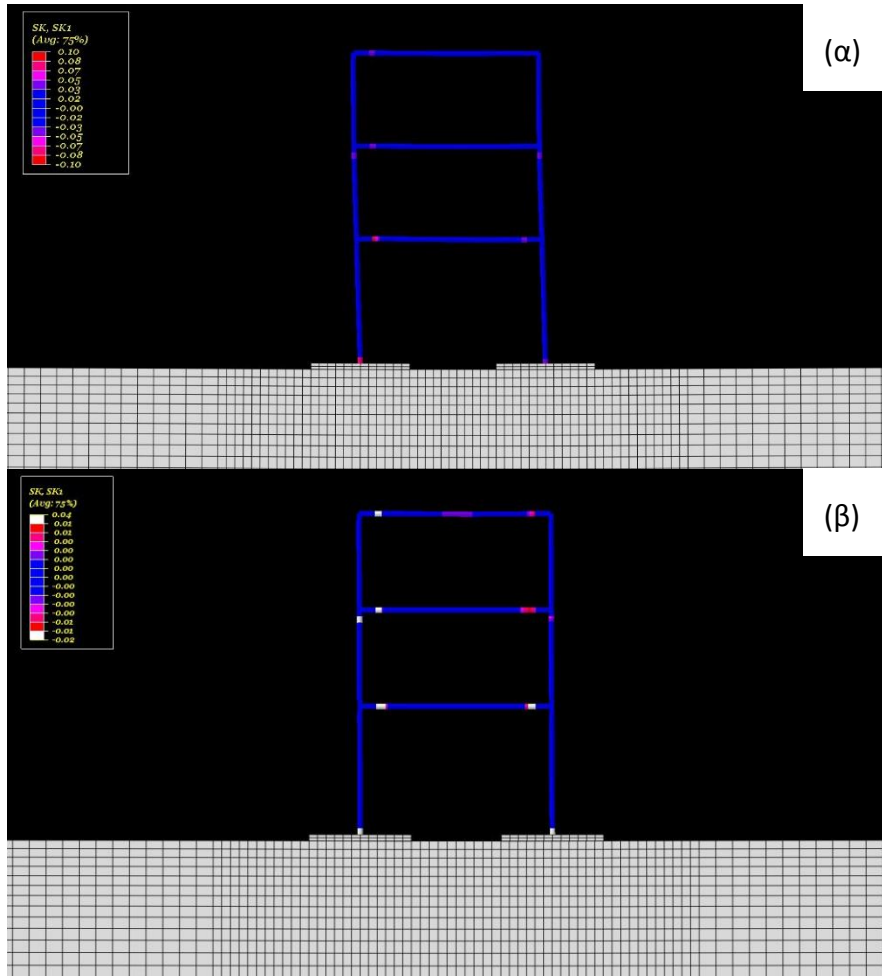


Σχήμα 5.53 : Αναπτυσσόμενη κατακόρυφη επιτάχυνση στο μέσον της δοκού του τελευταίου ορόφου, και Διακύμανση της αξονικής δύναμης του υποστυλώματος παρουσία και μη της κατακόρυφης σεισμικής συνιστώσας, αμφότερα για το συμβατικό πλαίσιο.

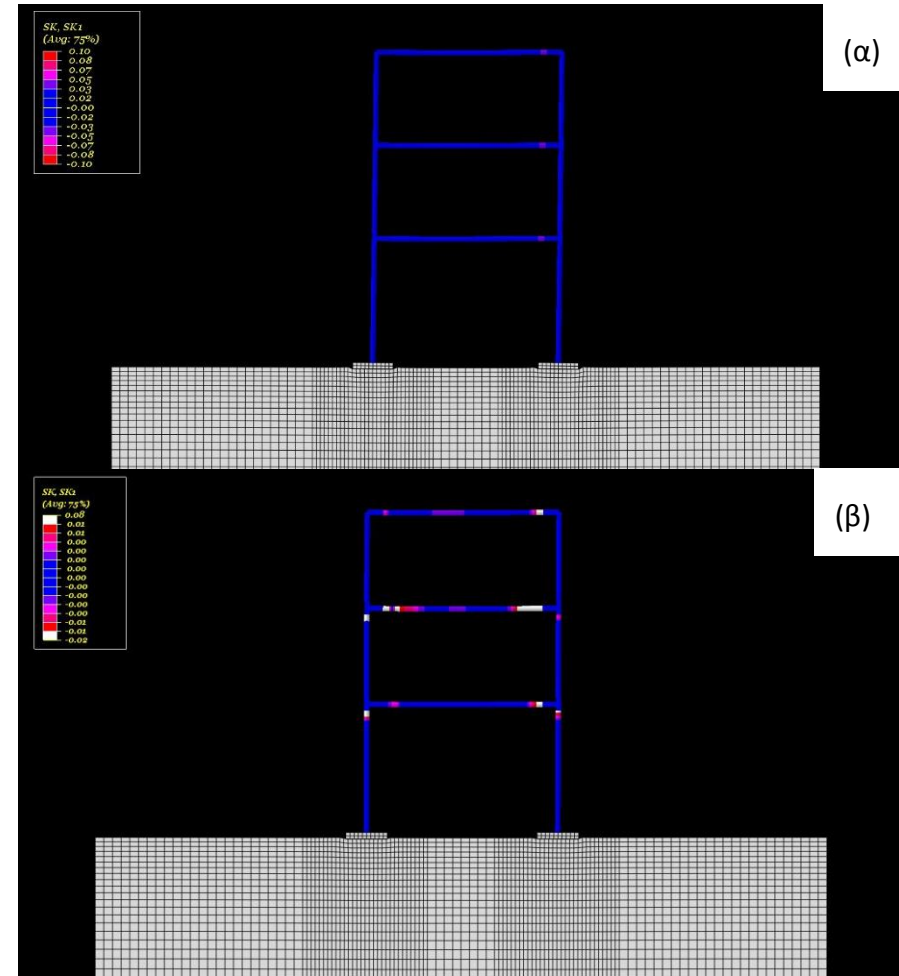


Σχήμα 5.54 : Αναπτυσσόμενη κατακόρυφη επιτάχυνση στο μέσον της δοκού του τελευταίου ορόφου, και Διακύμανση της αξονικής δύναμης του υποστυλώματος παρουσία και μη της κατακόρυφης σεισμικής συνιστώσας, αμφότερα για το μη-συμβατικό πλαίσιο.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5 Δυναμική Ανάλυση: Επίδραση Κατακόρυφης Σεισμικής Συνιστώσας στην Απόκριση των Πλαισίων



Σχήμα 5.55: Τελική παραμορφωσιακή κατάσταση του συμβατικού πλαισίου, παρουσία (β) και μη (α) της κατακόρυφης σεισμικής συνιστώσας.



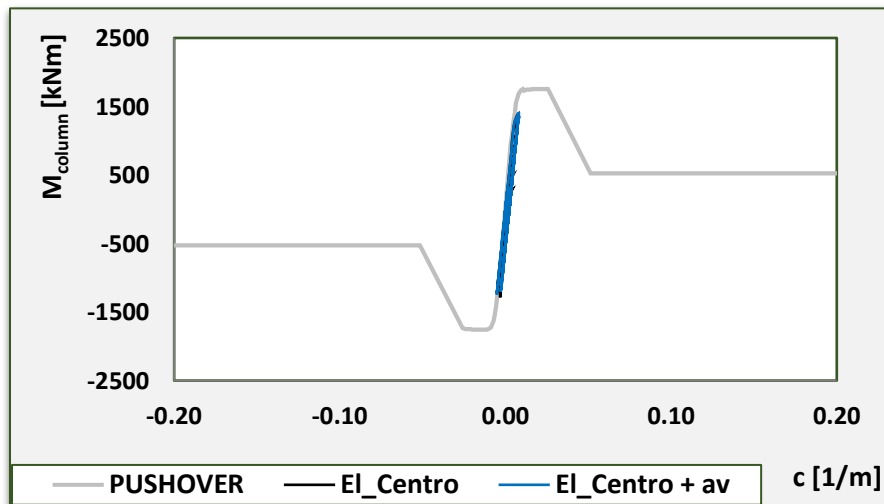
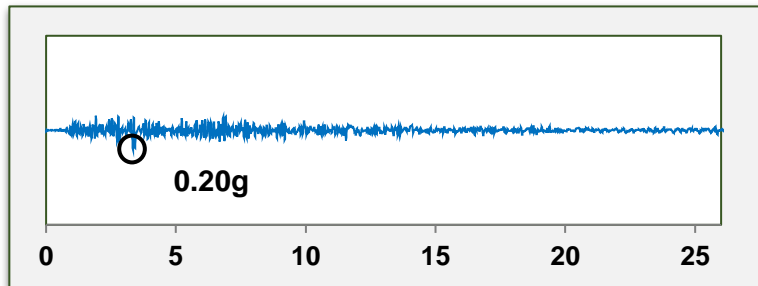
Σχήμα 5.56: Τελική παραμορφωσιακή κατάσταση του μη-συμβατικού πλαισίου, παρουσία (β) και μη (α) της κατακόρυφης σεισμικής συνιστώσας

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5 Δυναμική Ανάλυση: Επίδραση Κατακόρυφης Σεισμικής Συνιστώσας στην Απόκριση των Πλαισίων

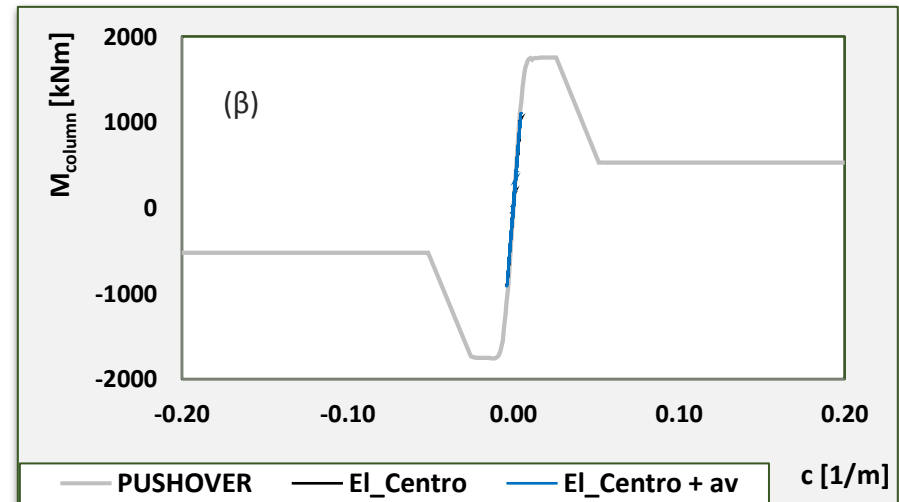
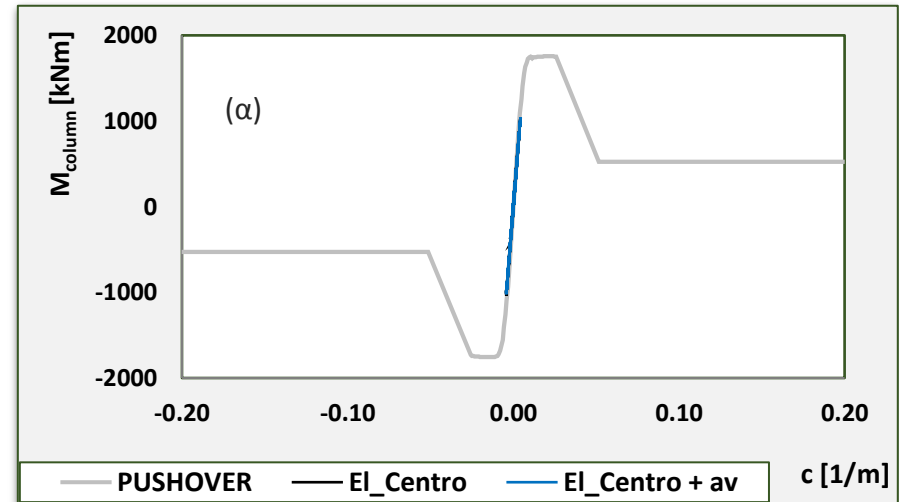
5.3.2: Πλαίσιο 12 x 12

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5 Δυναμική Ανάλυση: Επίδραση Κατακόρυφης Σεισμικής Συνιστώσας στην Απόκριση των Πλαισίων

1. Διέγερση El Centro (Imperial Valley), Καλλιφόρνια, ΗΠΑ, 1940, $M_s = 7.2$ Δ Επιταχυνσιογράφημα *Elcentro_180* (PGAν = 0.20g)

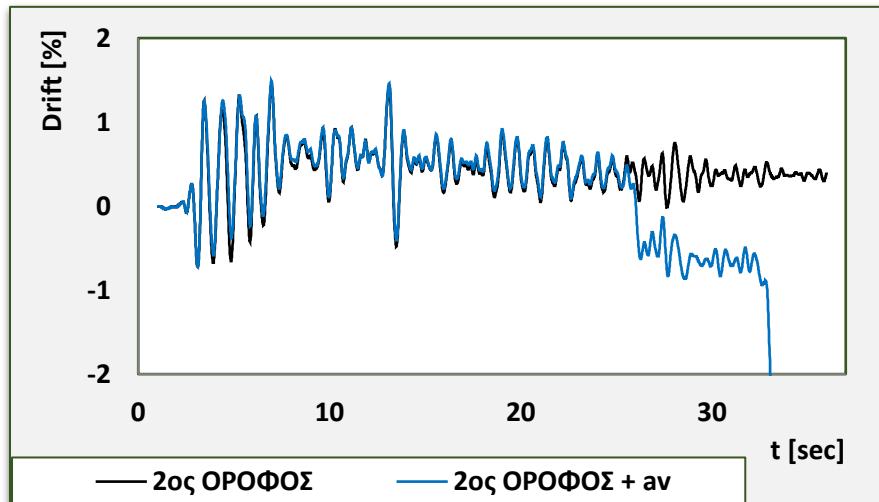
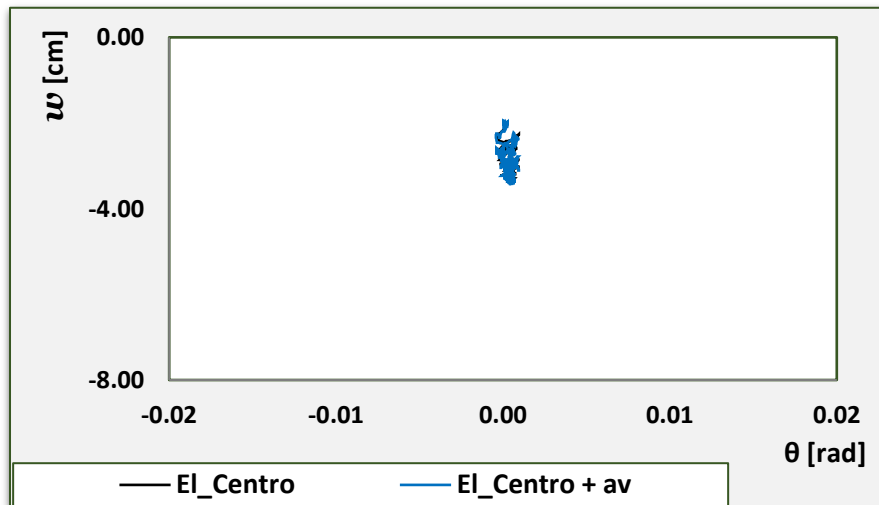


Σχήμα 5.57: Διάγραμμα ροπών-καμπυλοτήτων για το συμβατικό πλαίσιο στη βάση του αριστερά υποστυλώματος ισογείου, παρουσία και μη της κατακόρυφης σεισμικής συνιστώσας.

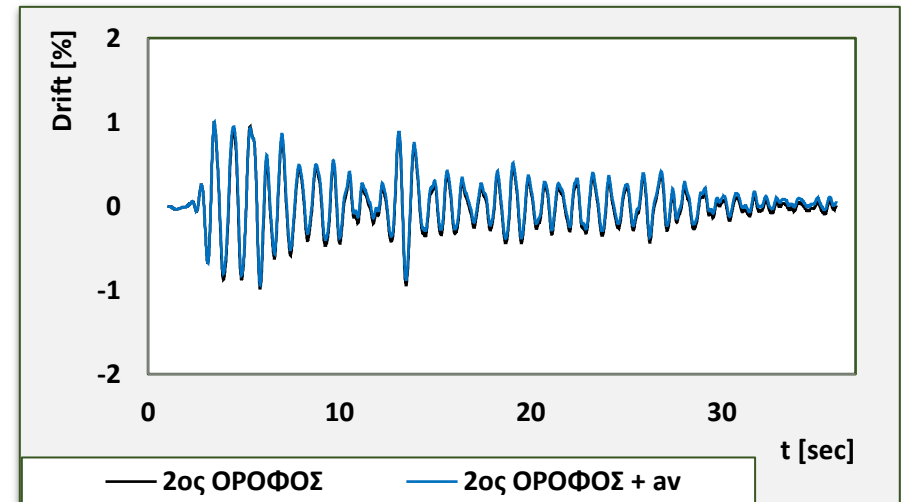
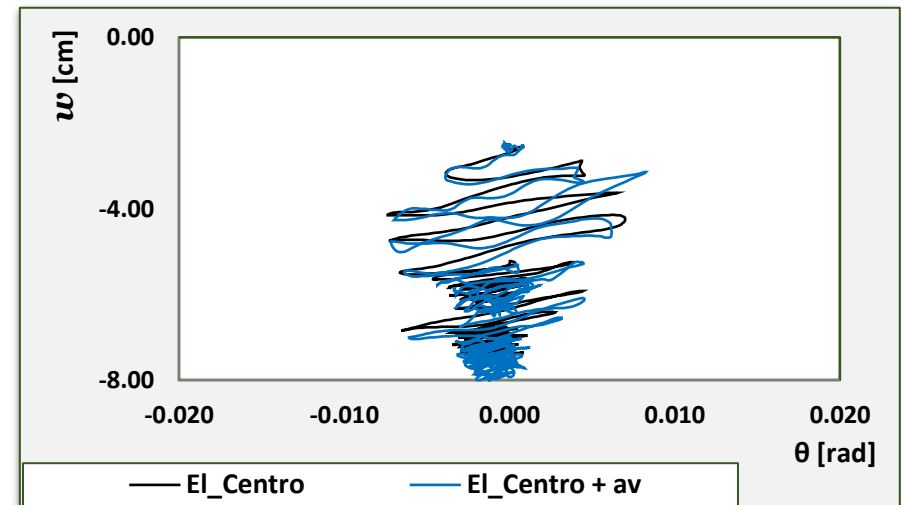


Σχήμα 5.58: Διάγραμμα ροπών-καμπυλοτήτων για το μη-συμβατικό πλαίσιο (α) στη βάση, και (β) στην κορυφή του αριστερά υποστυλώματος ισογείου, παρουσία και μη της κατακόρυφης σεισμικής συνιστώσας.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5 Δυναμική Ανάλυση: Επίδραση Κατακόρυφης Σεισμικής Συνιστώσας στην Απόκριση των Πλαισίων

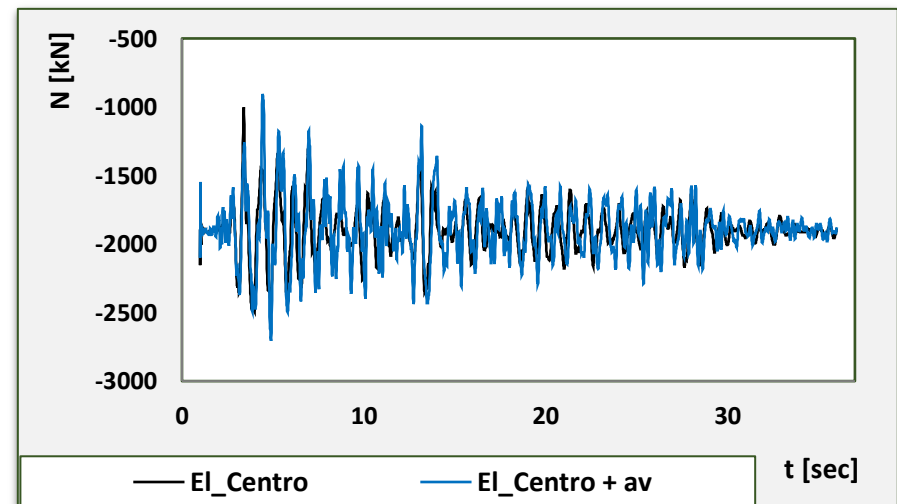
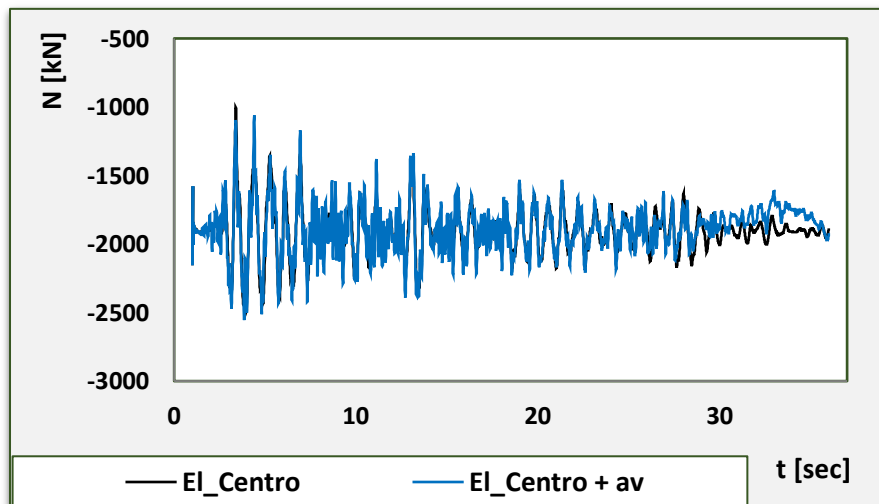
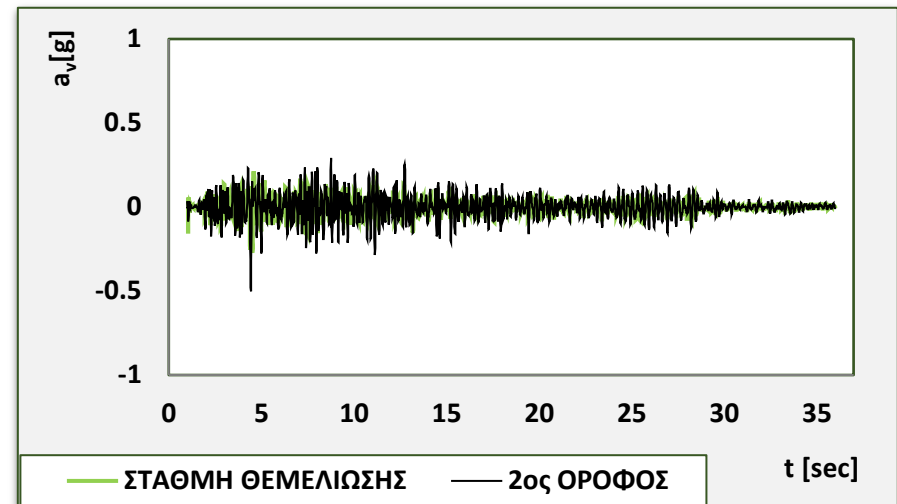
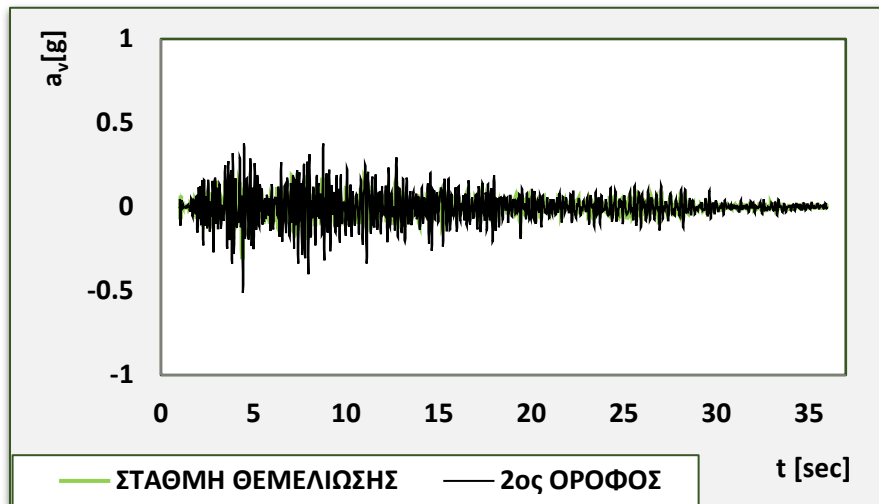


Σχήμα 5.59: Απόκριση της θεμελίωσης σε όρους καθίζησης-στροφής του αριστερού πεδύλου, και της ανωδομής σε όρους drift του τελευταίου ορόφου, για το συμβατικό πλαίσιο, παρουσία και μη της κατακόρυφης σεισμικής συνιστώσας.



Σχήμα 5.60: Απόκριση της θεμελίωσης σε όρους καθίζησης-στροφής του αριστερού πεδύλου, και της ανωδομής σε όρους drift του τελευταίου ορόφου, για το μη-συμβατικό πλαίσιο, παρουσία και μη της κατακόρυφης σεισμικής συνιστώσας.

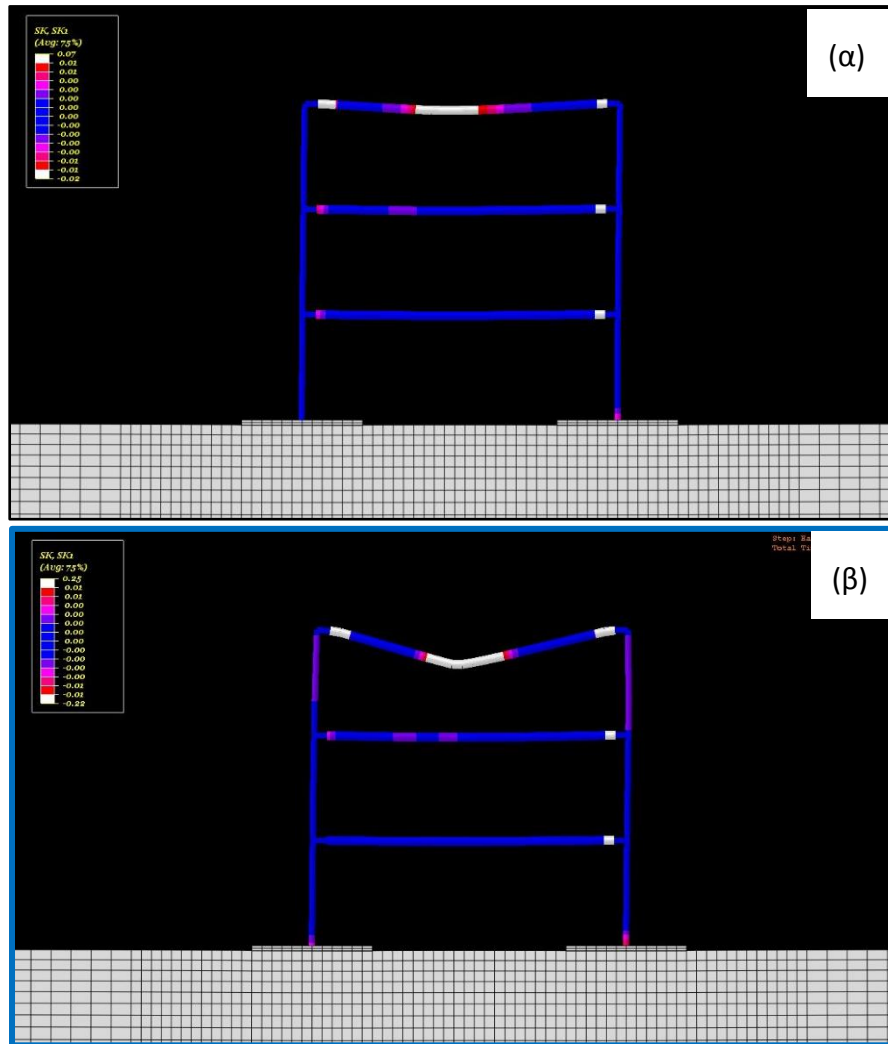
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5 Δυναμική Ανάλυση: Επίδραση Κατακόρυφης Σεισμικής Συνιστώσας στην Απόκριση των Πλαισίων



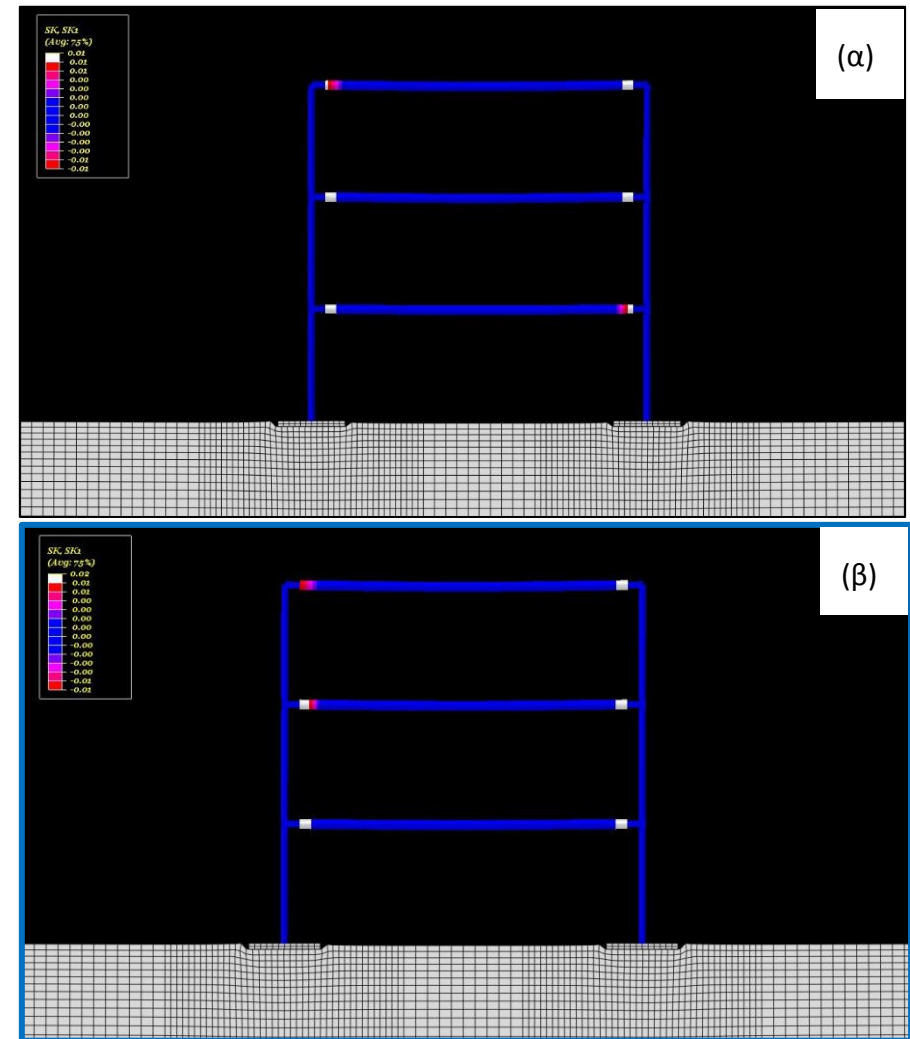
Σχήμα 5.61 : Αναπτυσσόμενη κατακόρυφη επιτάχυνση στο μέσον της δοκού του τελευταίου ορόφου, και Διακύμανση της αξονικής δύναμης του υποστυλώματος παρουσία και μη της κατακόρυφης σεισμικής συνιστώσας, αμφότερα για το συμβατικό πλαίσιο.

Σχήμα 5.62 : Αναπτυσσόμενη κατακόρυφη επιτάχυνση στο μέσον της δοκού του τελευταίου ορόφου, και Διακύμανση της αξονικής δύναμης του υποστυλώματος παρουσία και μη της κατακόρυφης σεισμικής συνιστώσας, αμφότερα για το μη-συμβατικό πλαίσιο.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5 Δυναμική Ανάλυση: Επίδραση Κατακόρυφης Σεισμικής Συνιστώσας στην Απόκριση των Πλαισίων



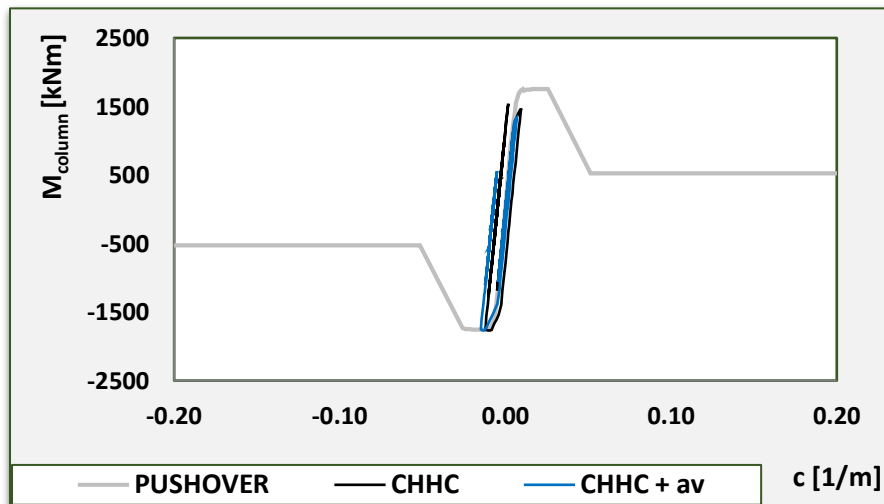
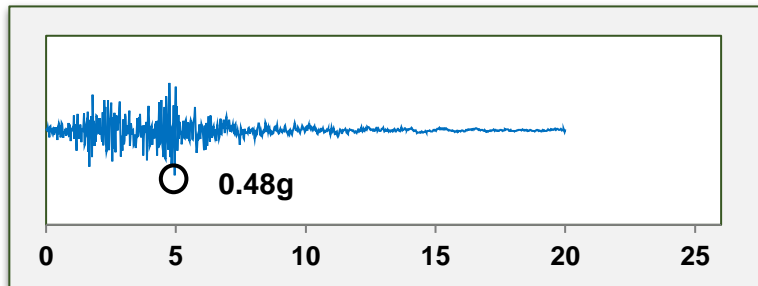
Σχήμα 5.63: Τελική παραμορφωσιακή κατάσταση του συμβατικού πλαισίου, παρουσία (β) και μη (α) της κατακόρυφης σεισμικής συνιστώσας.



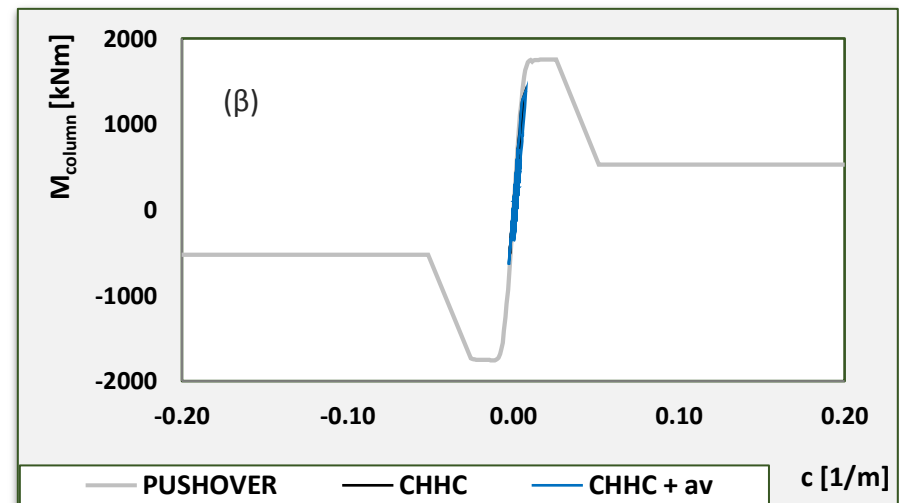
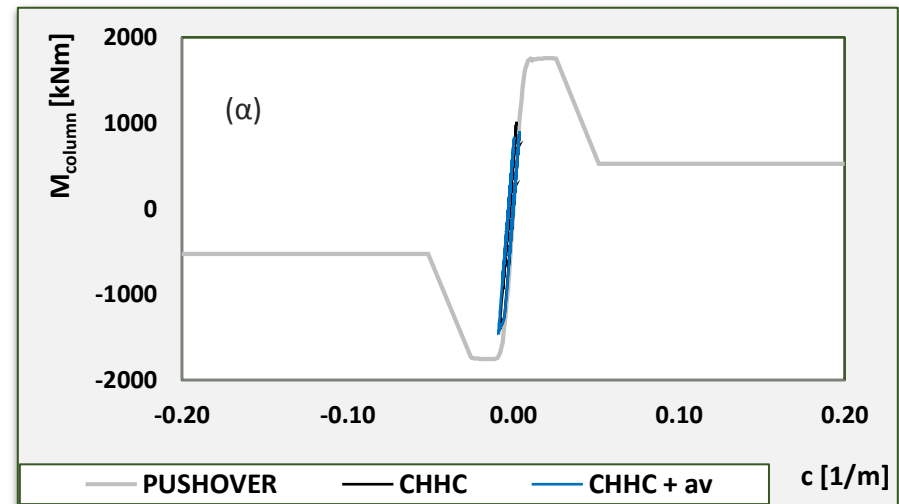
Σχήμα 5.64: Τελική παραμορφωσιακή κατάσταση του μη-συμβατικού πλαισίου, παρουσία (β) και μη (α) της κατακόρυφης σεισμικής συνιστώσας.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5 Δυναμική Ανάλυση: Επίδραση Κατακόρυφης Σεισμικής Συνιστώσας στην Απόκριση των Πλαισίων

2. Διέγερση Christchurch, Περιοχή του Canterbury, Νέα Ζηλανδία, 2011, $M_s = 6.3$ Δ Επιταχυνσιογράφημα CHHC (PGAv = 0.48g)

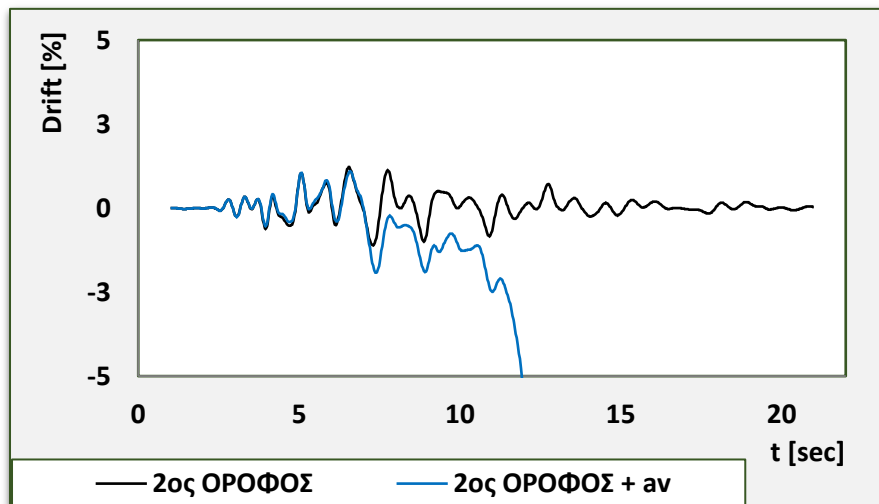
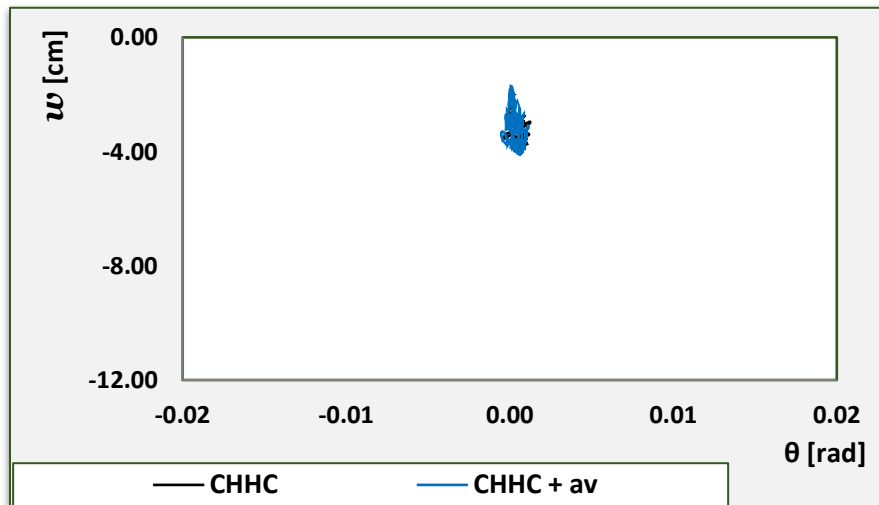


Σχήμα 5.65: Διάγραμμα ροπών-καμπυλοτήτων για το συμβατικό πλαίσιο στη βάση του αριστερά υποστυλώματος ισογείου, παρουσία και μη της κατακόρυφης σεισμικής συνιστώσας.

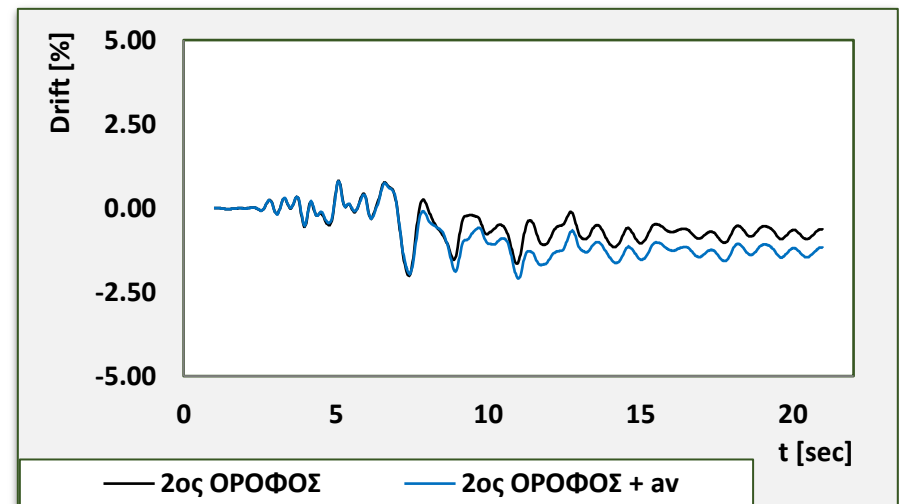
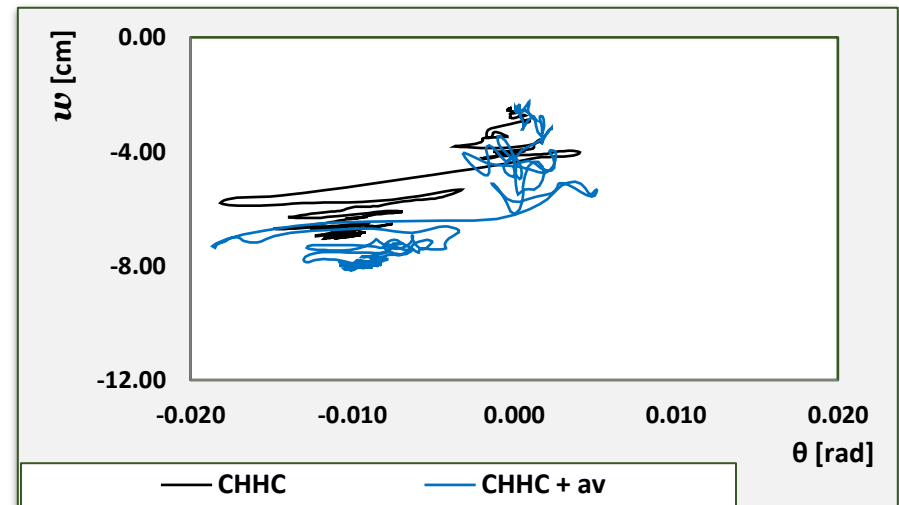


Σχήμα 5.66: Διάγραμμα ροπών-καμπυλοτήτων για το μη-συμβατικό πλαίσιο (α) στη βάση, και (β) στην κορυφή του αριστερά υποστυλώματος ισογείου, παρουσία και μη της κατακόρυφης σεισμικής συνιστώσας.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5 Δυναμική Ανάλυση: Επίδραση Κατακόρυφης Σεισμικής Συνιστώσας στην Απόκριση των Πλαισίων

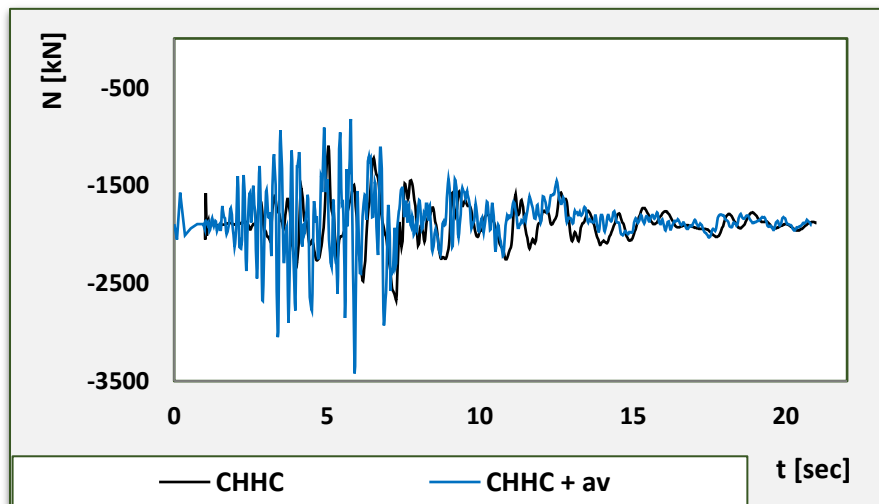
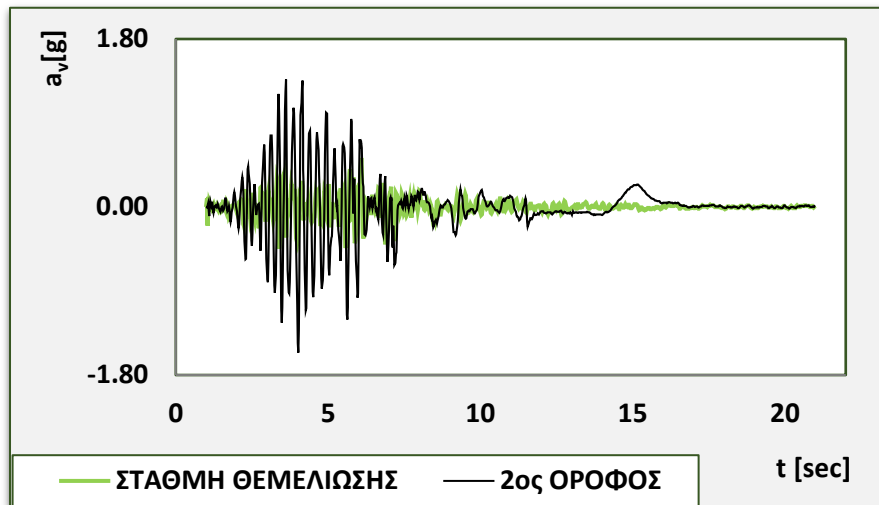


Σχήμα 5.67: Απόκριση της θεμελίωσης σε όρους καθίζησης-στροφής του αριστερού πεδύλου, και της ανωδομής σε όρους drift του τελευταίου ορόφου, για το συμβατικό πλαίσιο, παρουσία και μη της κατακόρυφης σεισμικής συνιστώσας.

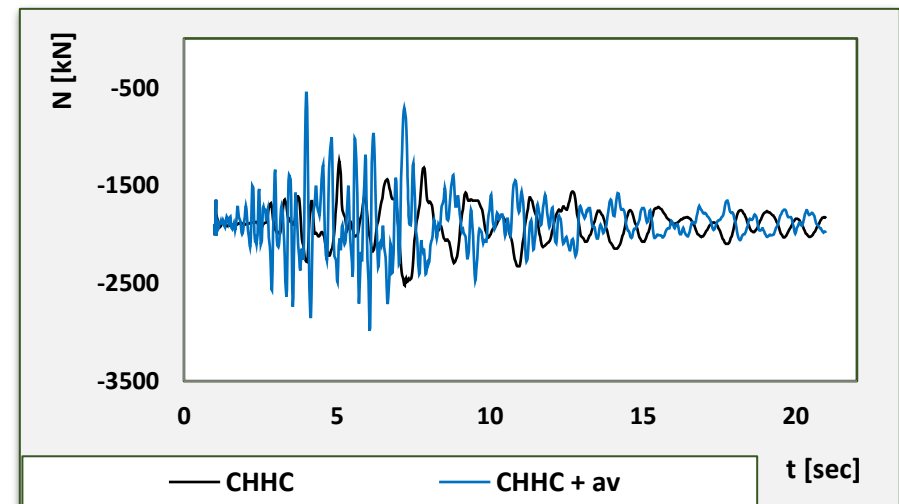
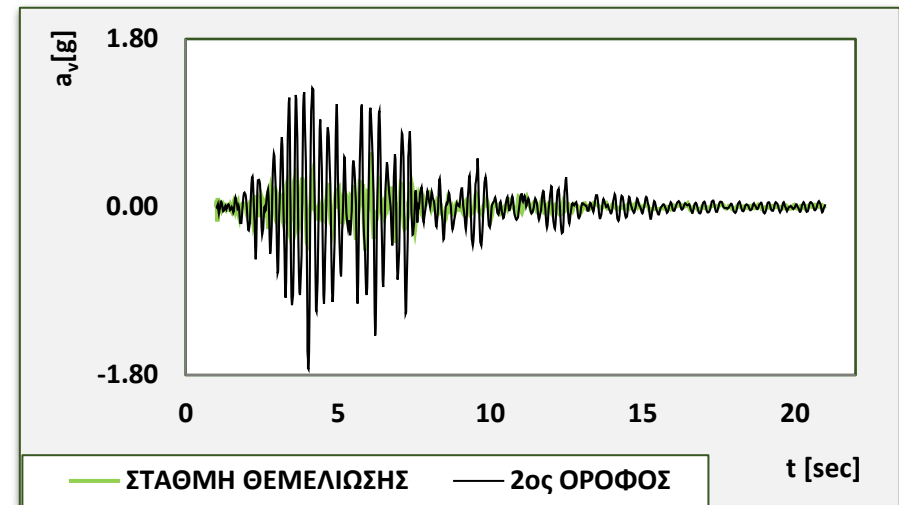


Σχήμα 5.68: Απόκριση της θεμελίωσης σε όρους καθίζησης-στροφής του αριστερού πεδύλου, και της ανωδομής σε όρους drift του τελευταίου ορόφου, για το μη-συμβατικό πλαίσιο, παρουσία και μη της κατακόρυφης σεισμικής συνιστώσας.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5 Δυναμική Ανάλυση: Επίδραση Κατακόρυφης Σεισμικής Συνιστώσας στην Απόκριση των Πλαισίων

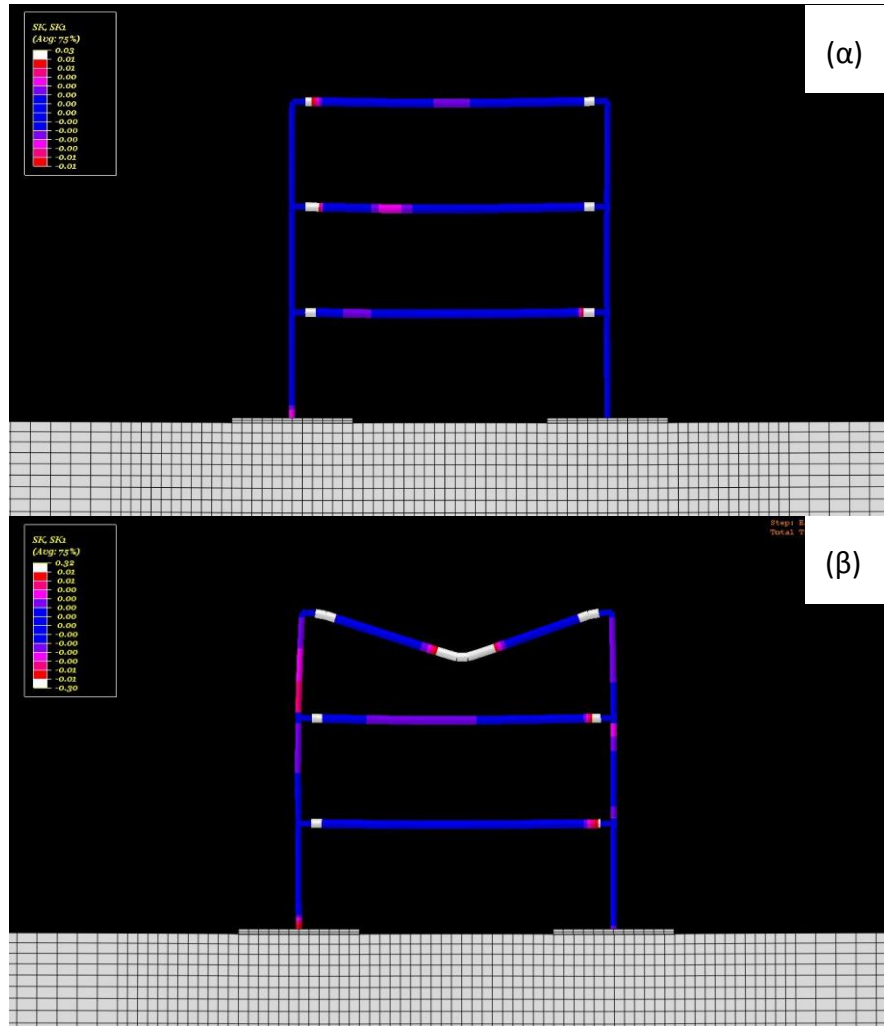


Σχήμα 5.69 : Αναπτυσσόμενη κατακόρυφη επιτάχυνση στο μέσον της δοκού του τελευταίου ορόφου, και Διακύμανση της αξονικής δύναμης του υποστυλώματος παρουσία και μη της κατακόρυφης σεισμικής συνιστώσας, αμφότερα για το συμβατικό πλαίσιο.

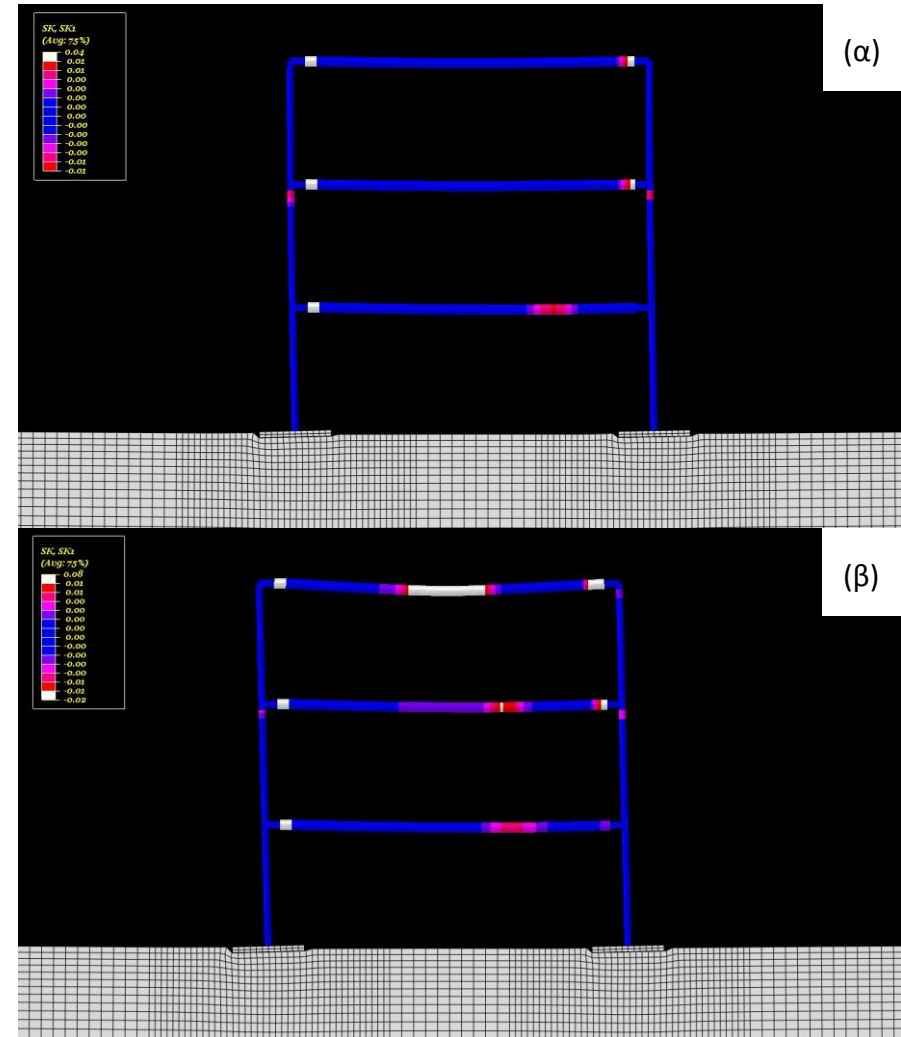


Σχήμα 5.70 : Αναπτυσσόμενη κατακόρυφη επιτάχυνση στο μέσον της δοκού του τελευταίου ορόφου, και Διακύμανση της αξονικής δύναμης του υποστυλώματος παρουσία και μη της κατακόρυφης σεισμικής συνιστώσας, αμφότερα για το μη-συμβατικό πλαίσιο.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5 Δυναμική Ανάλυση: Επίδραση Κατακόρυφης Σεισμικής Συνιστώσας στην Απόκριση των Πλαισίων



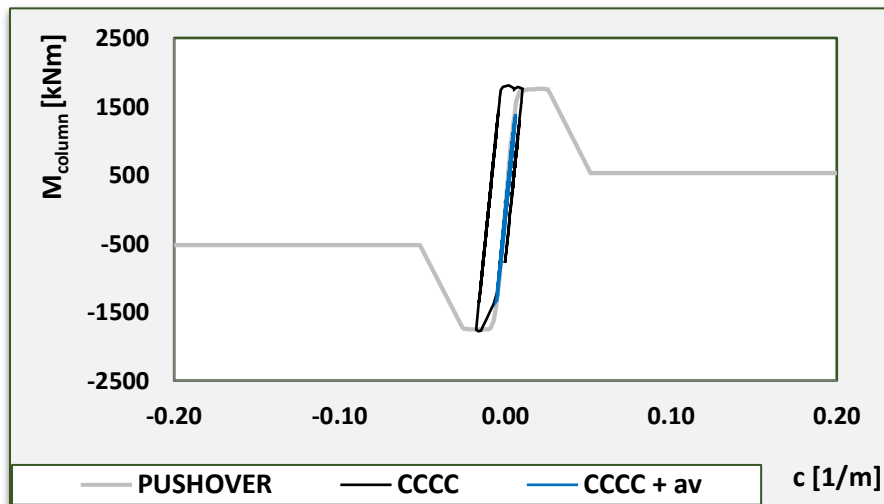
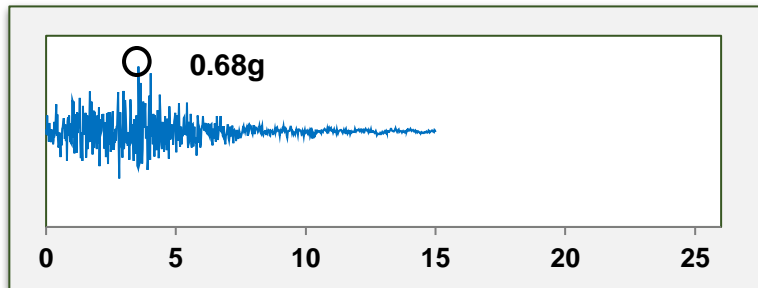
Σχήμα 5.71: Τελική παραμορφωσιακή κατάσταση του συμβατικού πλαισίου, παρουσία (β) και μη (α) της κατακόρυφης σεισμικής συνιστώσας.



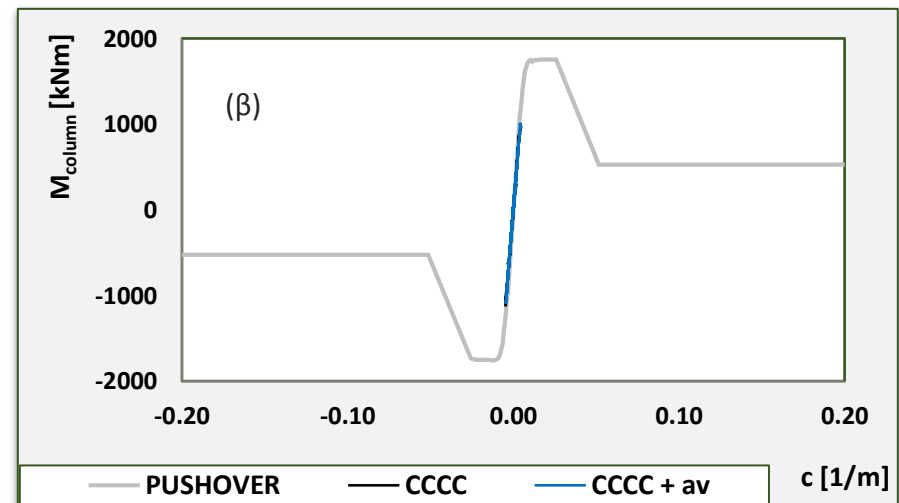
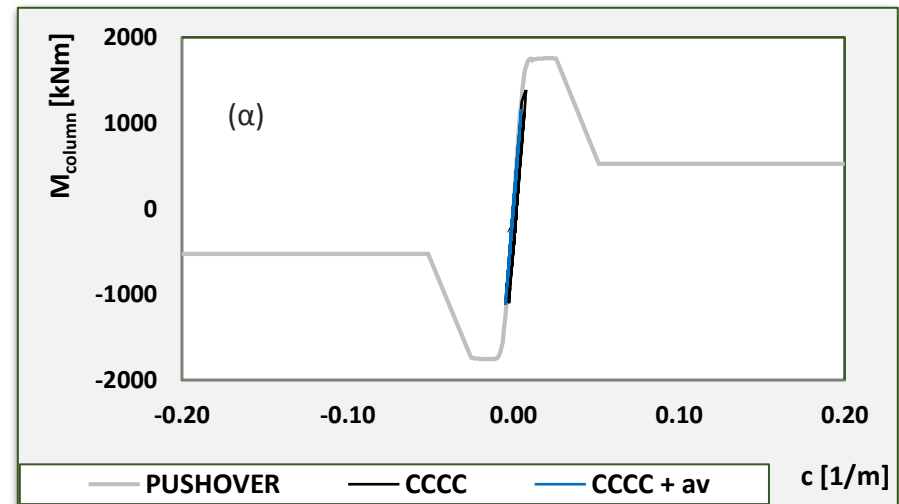
Σχήμα 5.72: Τελική παραμορφωσιακή κατάσταση του μη-συμβατικού πλαισίου, παρουσία (β) και μη (α) της κατακόρυφης σεισμικής συνιστώσας.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5 Δυναμική Ανάλυση: Επίδραση Κατακόρυφης Σεισμικής Συνιστώσας στην Απόκριση των Πλαισίων

3. Διέγερση Christchurch, Περιοχή του Canterbury, Νέα Ζηλανδία, 2011, $M_s = 6.3$ Δ Επιταχυνσιογράφημα CCCC (PGAv = 0.68g)

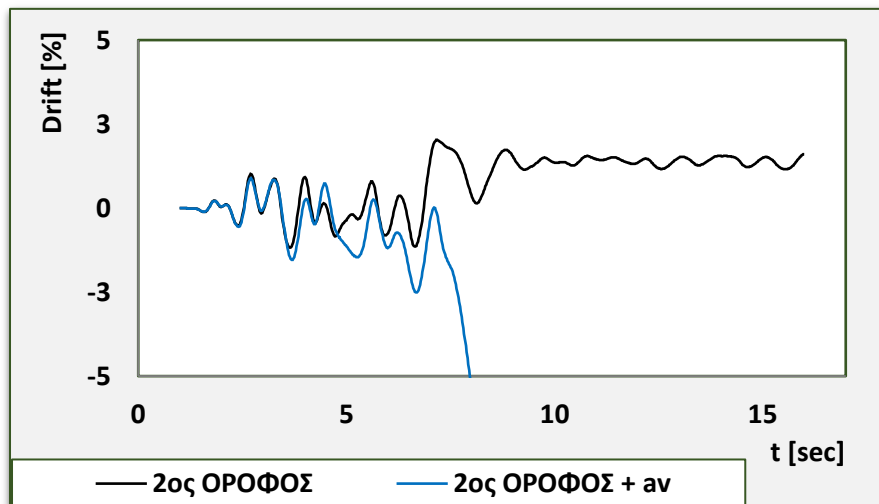
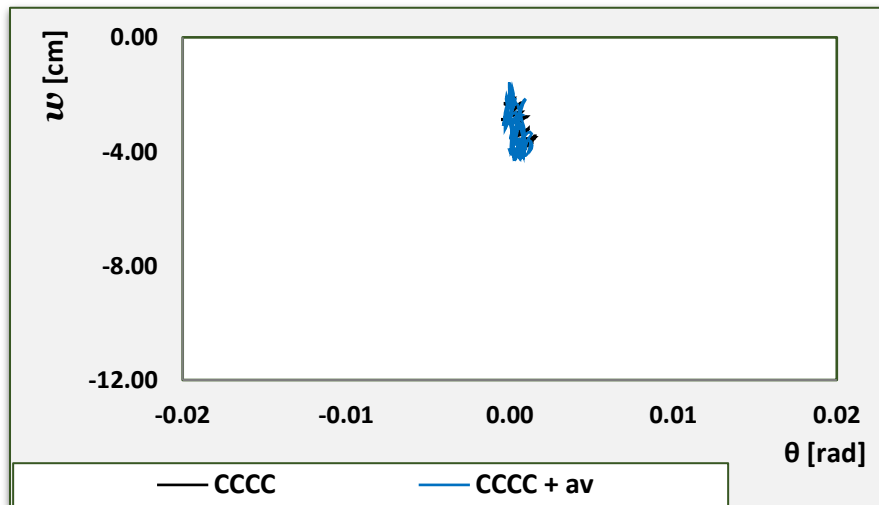


Σχήμα 5.73: Διάγραμμα ροπών-καμπυλοτήτων για το συμβατικό πλαίσιο στη βάση του αριστερά υποστλώματος ισογείου, παρουσία και μη της κατακόρυφης σεισμικής συνιστώσας.

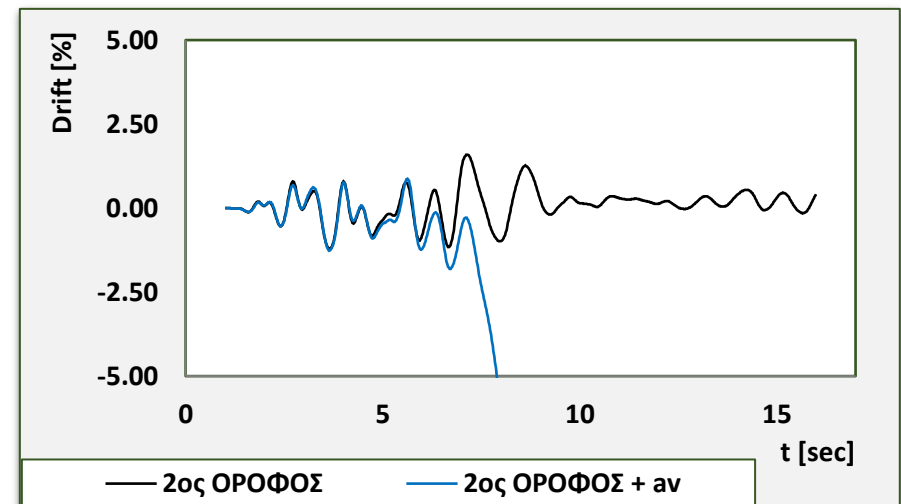
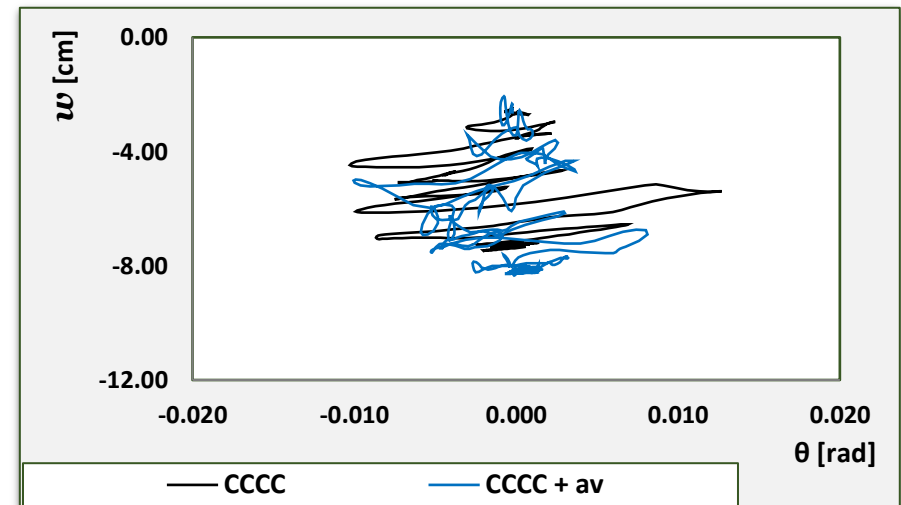


Σχήμα 5.74: Διάγραμμα ροπών-καμπυλοτήτων για το μη-συμβατικό πλαίσιο (α) στη βάση, και (β) στην κορυφή του αριστερά υποστλώματος ισογείου, παρουσία και μη της κατακόρυφης σεισμικής συνιστώσας.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5 Δυναμική Ανάλυση: Επίδραση Κατακόρυφης Σεισμικής Συνιστώσας στην Απόκριση των Πλαισίων

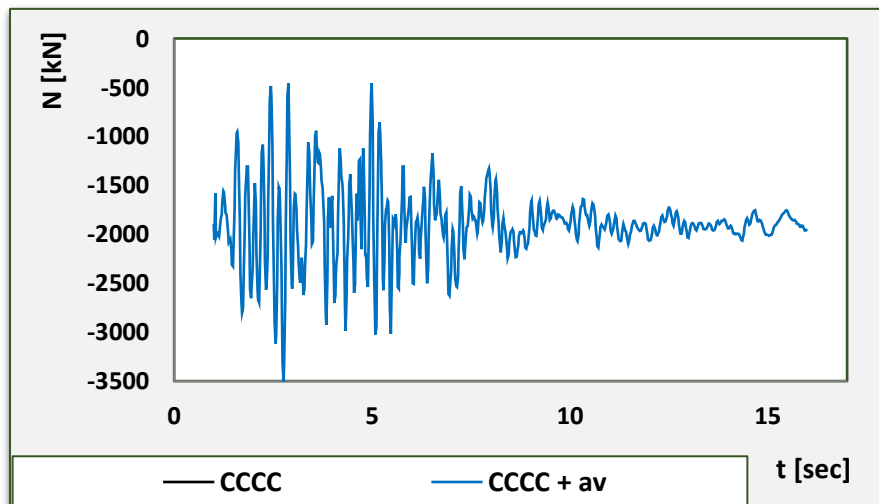
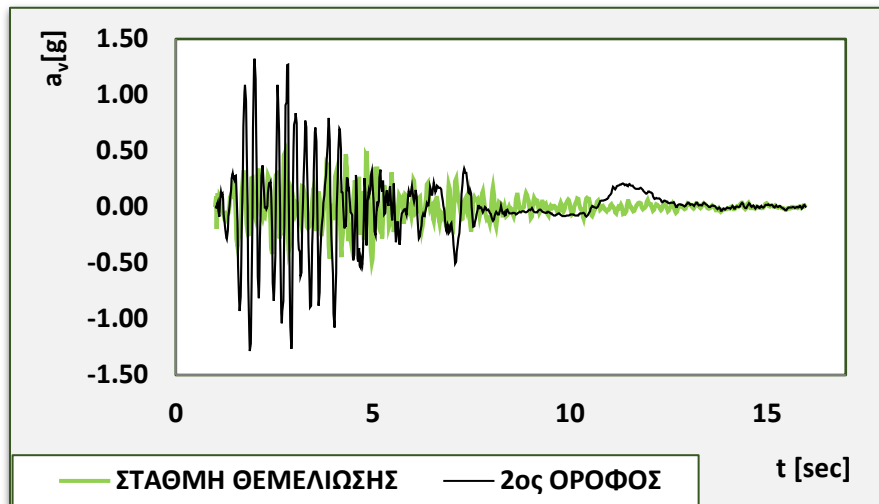


Σχήμα 5.75: Απόκριση της θεμελίωσης σε όρους καθίζησης-στροφής του αριστερού πεδύλου, και της ανωδομής σε όρους drift του τελευταίου ορόφου, για το συμβατικό πλαίσιο, παρουσία και μη της κατακόρυφης σεισμικής συνιστώσας.

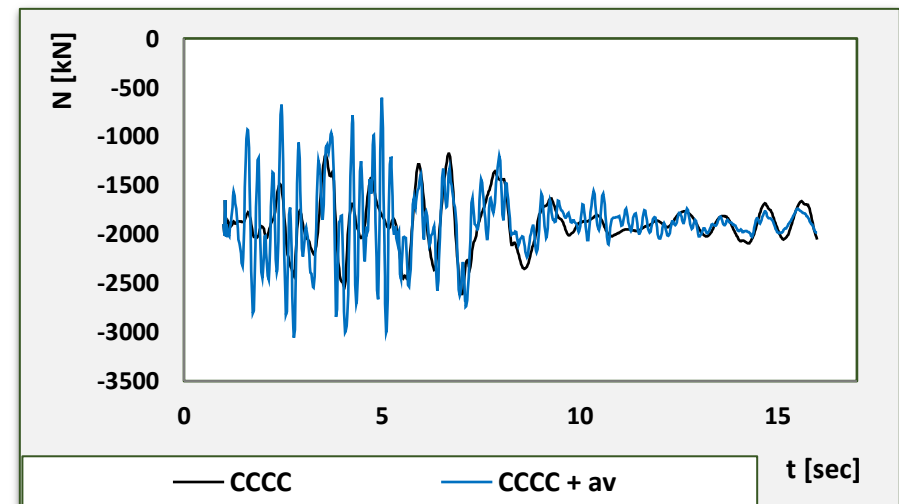
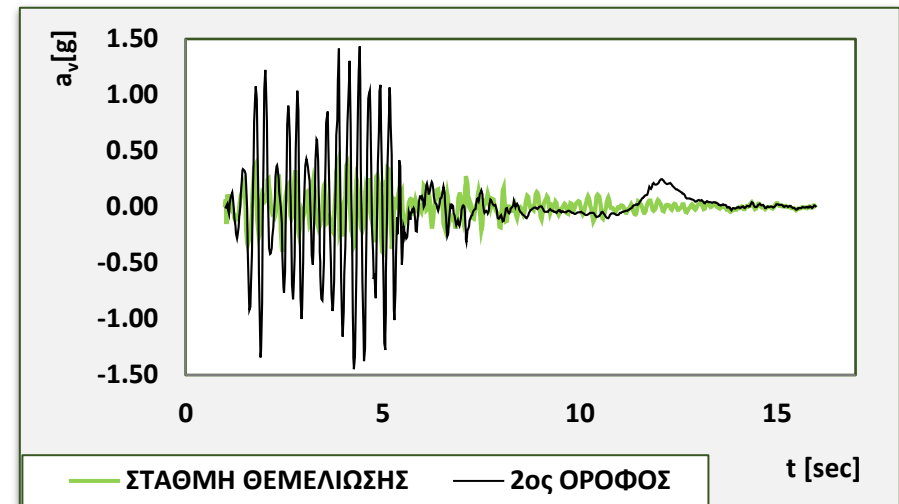


Σχήμα 5.76: Απόκριση της θεμελίωσης σε όρους καθίζησης-στροφής του αριστερού πεδύλου, και της ανωδομής σε όρους drift του τελευταίου ορόφου, για το μη-συμβατικό πλαίσιο, παρουσία και μη της κατακόρυφης σεισμικής συνιστώσας.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5 Δυναμική Ανάλυση: Επίδραση Κατακόρυφης Σεισμικής Συνιστώσας στην Απόκριση των Πλαισίων

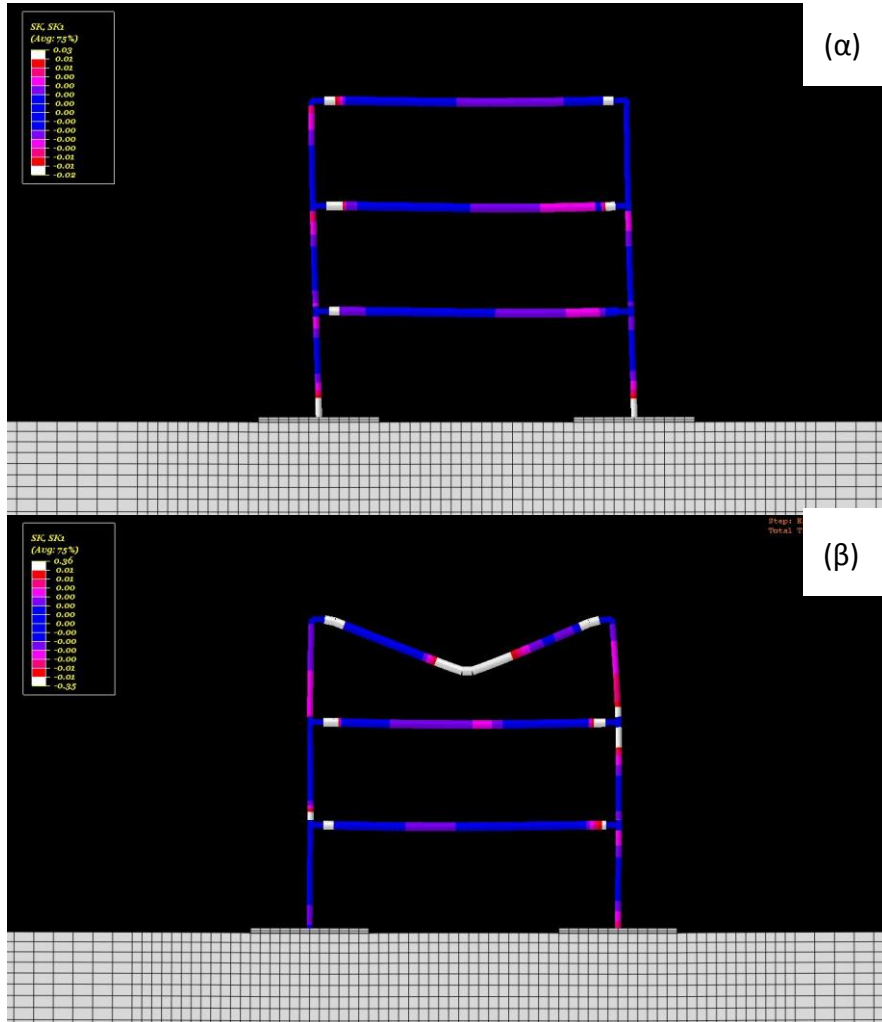


Σχήμα 5.77 : Αναπτυσσόμενη κατακόρυφη επιτάχυνση στο μέσον της δοκού του τελευταίου ορόφου, και Διακύμανση της αξονικής δύναμης του υποστυλώματος παρουσία και μη της κατακόρυφης σεισμικής συνιστώσας, αμφότερα για το συμβατικό πλαίσιο.

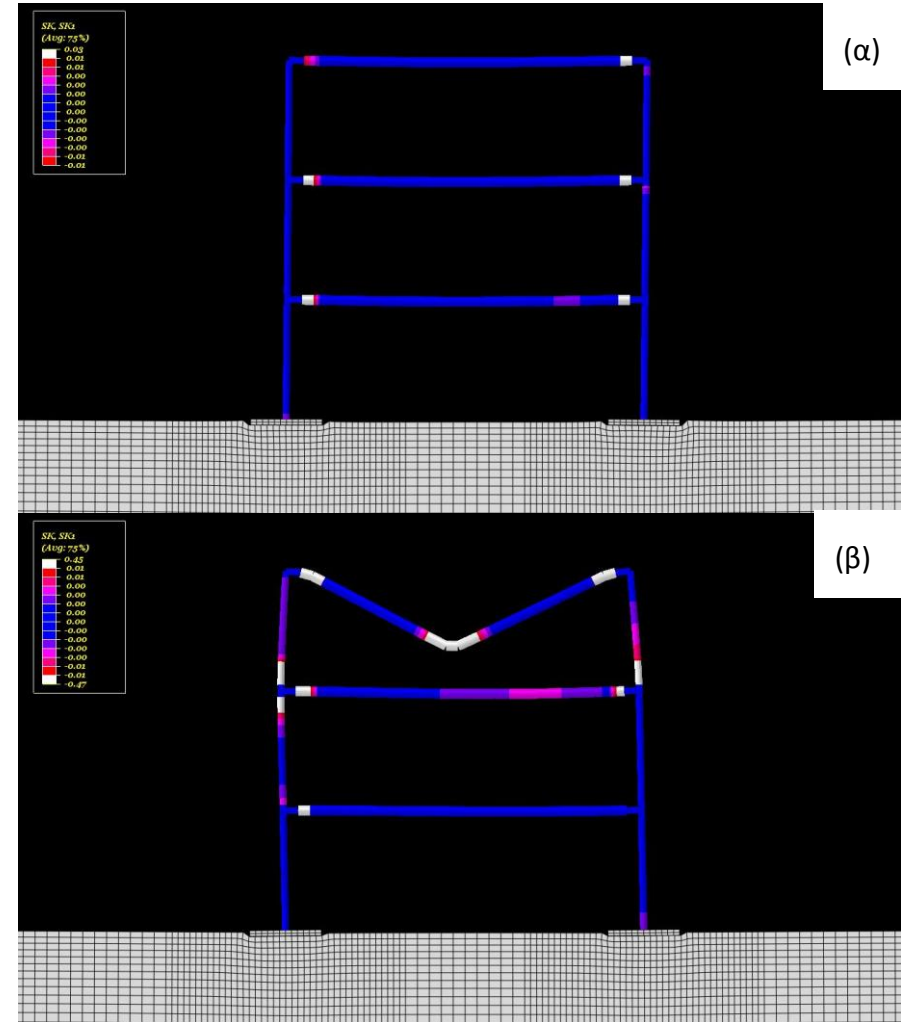


Σχήμα 5.78 : Αναπτυσσόμενη κατακόρυφη επιτάχυνση στο μέσον της δοκού του τελευταίου ορόφου, και Διακύμανση της αξονικής δύναμης του υποστυλώματος παρουσία και μη της κατακόρυφης σεισμικής συνιστώσας, αμφότερα για το μη-συμβατικό πλαίσιο.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5 Δυναμική Ανάλυση: Επίδραση Κατακόρυφης Σεισμικής Συνιστώσας στην Απόκριση των Πλαισίων



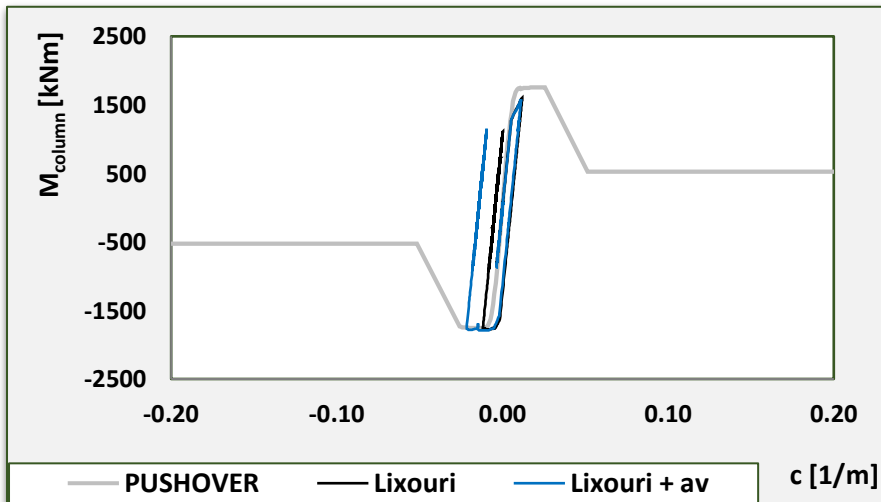
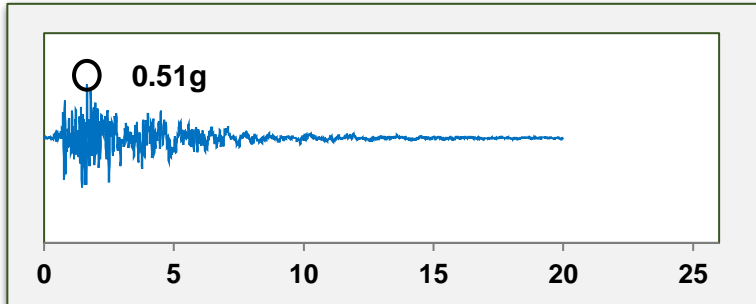
Σχήμα 5.79: Τελική παραμορφωσιακή κατάσταση του συμβατικού πλαισίου, παρουσία (β) και μη (α) της κατακόρυφης σεισμικής συνιστώσας.



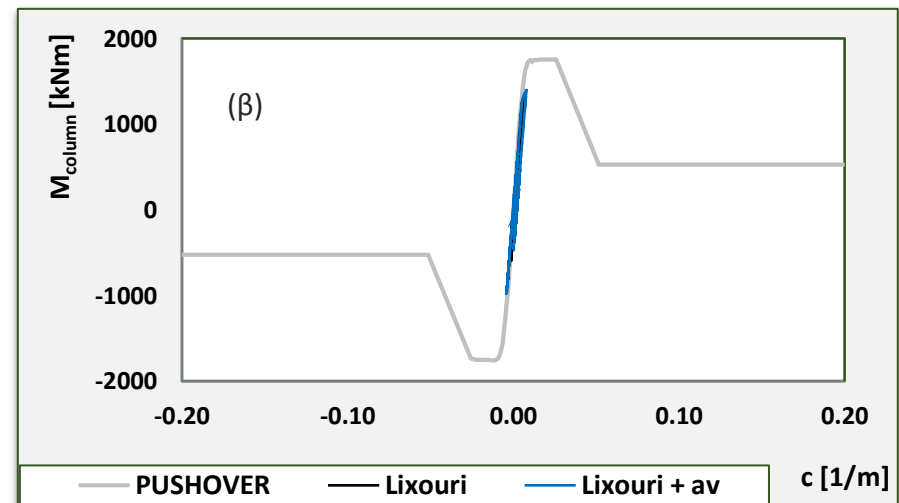
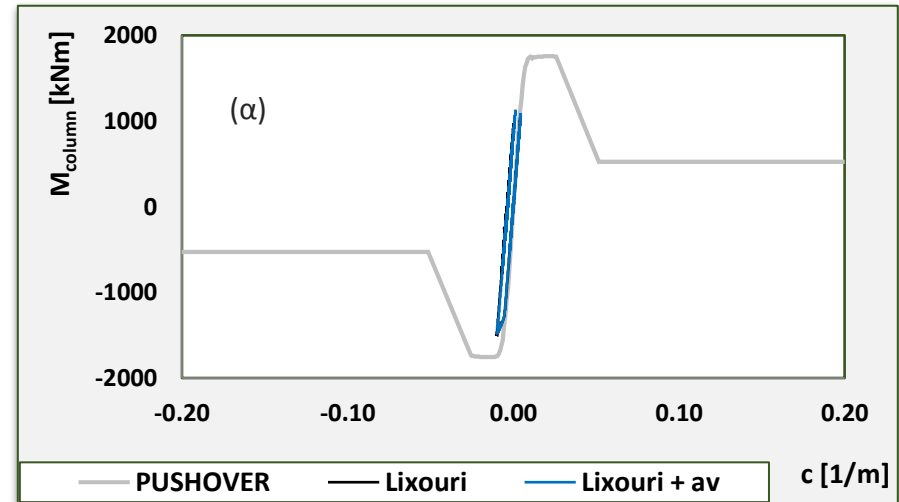
Σχήμα 5.80: Τελική παραμορφωσιακή κατάσταση του μη-συμβατικού πλαισίου, παρουσία (β) και μη (α) της κατακόρυφης σεισμικής συνιστώσας.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5 Δυναμική Ανάλυση: Επίδραση Κατακόρυφης Σεισμικής Συνιστώσας στην Απόκριση των Πλαισίων

4. Διέγερση Κεφαλληνίας, Ελλάς, 2014, $M_w = 6.1$ Δ
 Επιταχυνσιογράφημα *Lixouri_N* (PGAv = 0.51g)

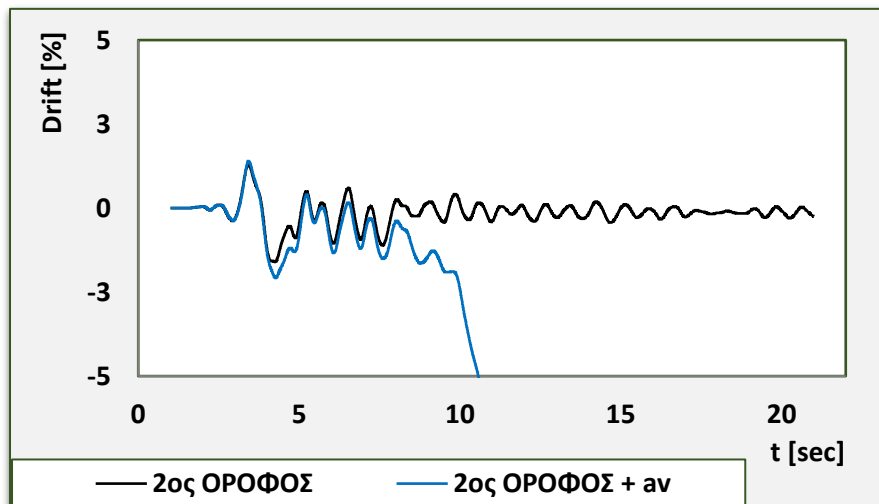
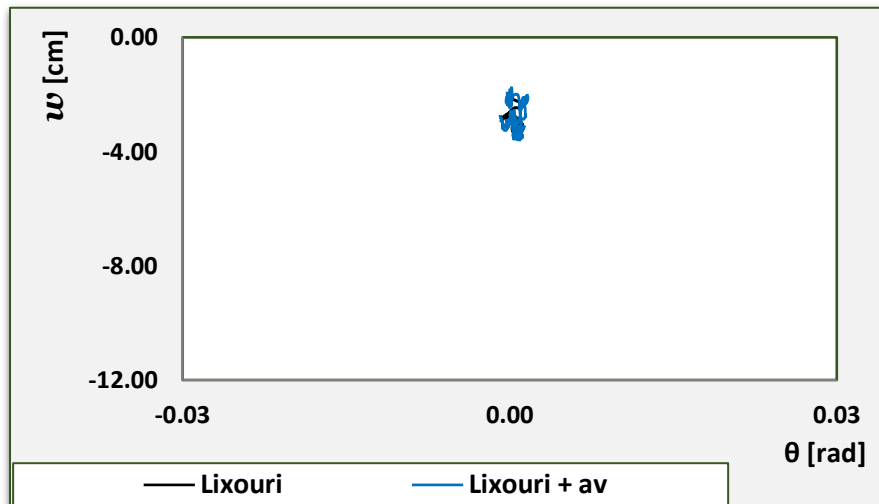


Σχήμα 5.81: Διάγραμμα ροπών-καμπυλοτήτων για το συμβατικό πλαίσιο στη βάση του αριστερά υποστυλώματος ισογείου, παρουσία και μη της κατακόρυφης σεισμικής συνιστώσας.

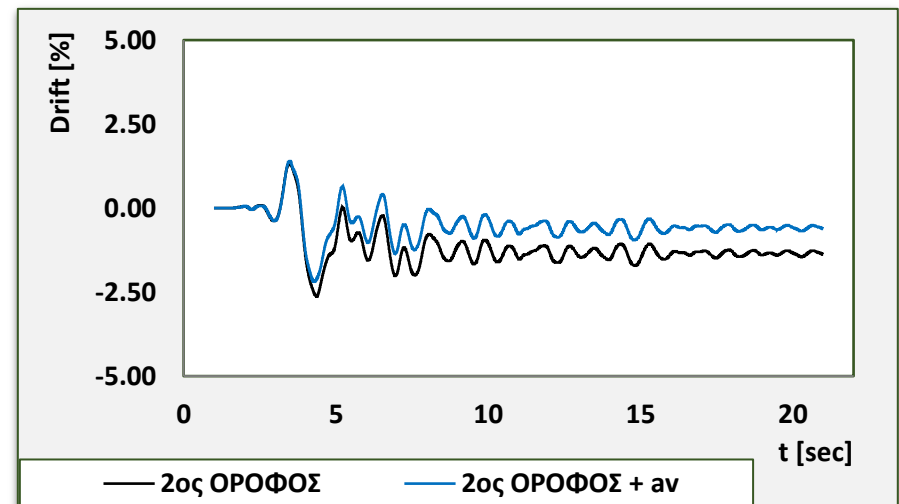
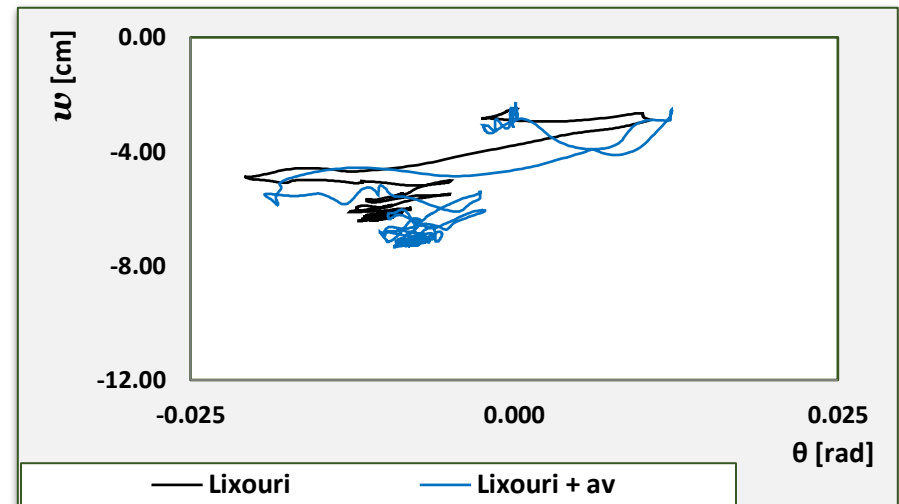


Σχήμα 5.82: Διάγραμμα ροπών-καμπυλοτήτων για το μη-συμβατικό πλαίσιο (α) στη βάση, και (β) στην κορυφή του αριστερά υποστυλώματος ισογείου, παρουσία και μη της κατακόρυφης σεισμικής συνιστώσας.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5 Δυναμική Ανάλυση: Επίδραση Κατακόρυφης Σεισμικής Συνιστώσας στην Απόκριση των Πλαισίων

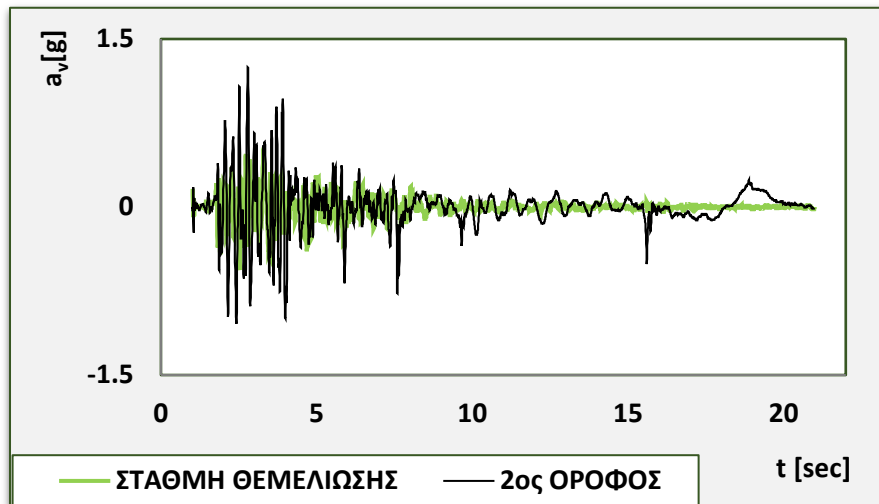


Σχήμα 5.83: Απόκριση της θεμελίωσης σε όρους καθίζησης-στροφής του αριστερού πεδύλου, και της ανωδομής σε όρους drift του τελευταίου ορόφου, για το συμβατικό πλαίσιο, παρουσία και μη της κατακόρυφης σεισμικής συνιστώσας.

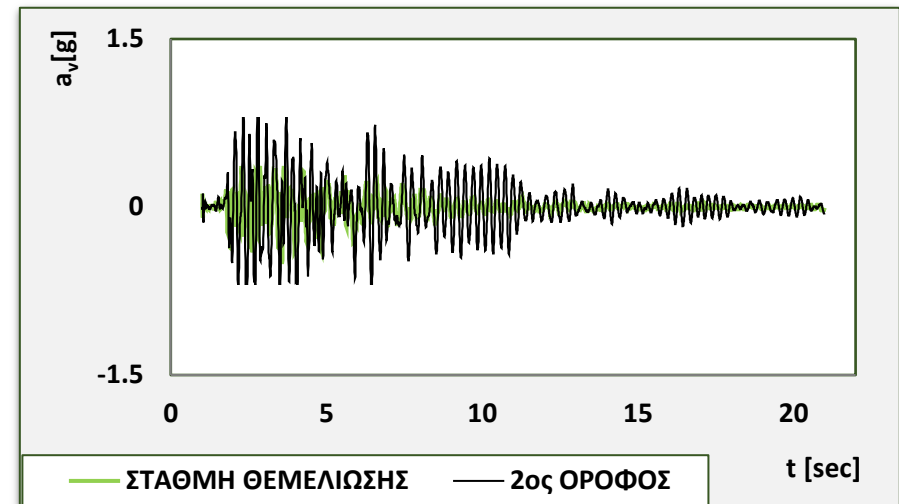


Σχήμα 5.84: Απόκριση της θεμελίωσης σε όρους καθίζησης-στροφής του αριστερού πεδύλου, και της ανωδομής σε όρους drift του τελευταίου ορόφου, για το μη-συμβατικό πλαίσιο, παρουσία και μη της κατακόρυφης σεισμικής συνιστώσας.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5 Δυναμική Ανάλυση: Επίδραση Κατακόρυφης Σεισμικής Συνιστώσας στην Απόκριση των Πλαισίων

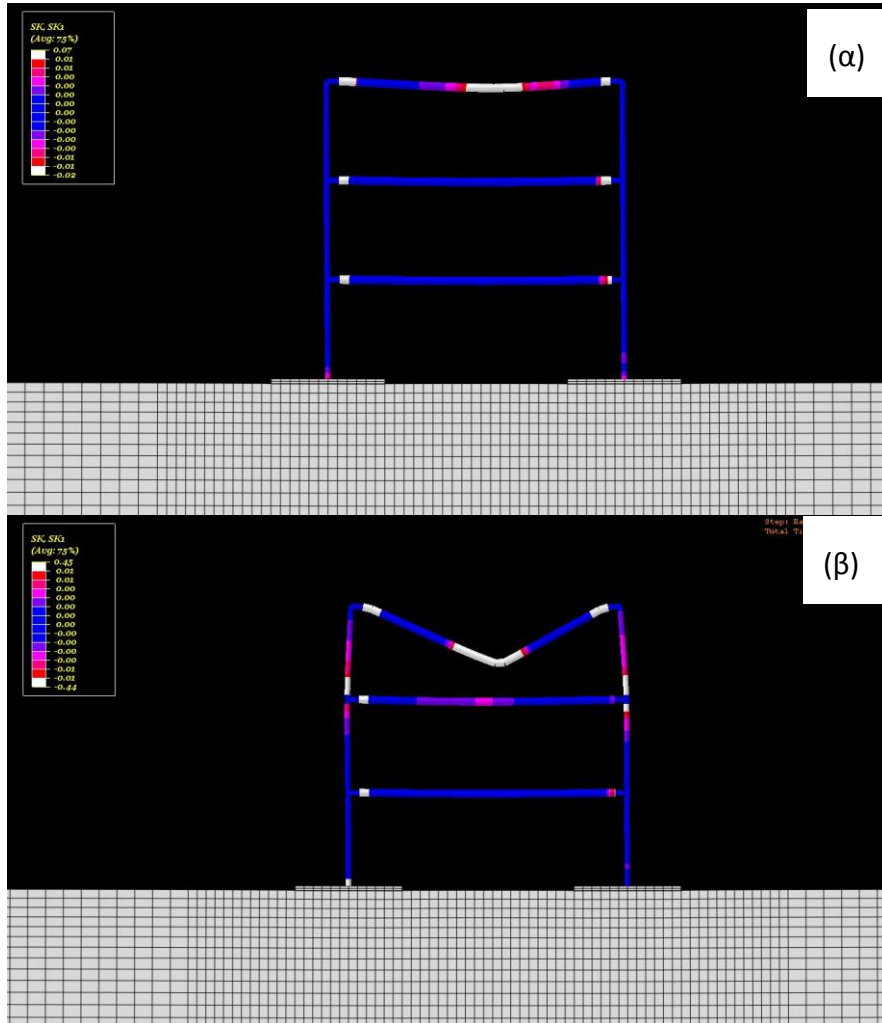


Σχήμα 5.85 : Αναπτυσσόμενη κατακόρυφη επιτάχυνση στο μέσον της δοκού του τελευταίου ορόφου, και Διακύμανση της αξονικής δύναμης του υποστυλώματος παρουσία και μη της κατακόρυφης σεισμικής συνιστώσας, αμφότερα για το συμβατικό πλαίσιο.

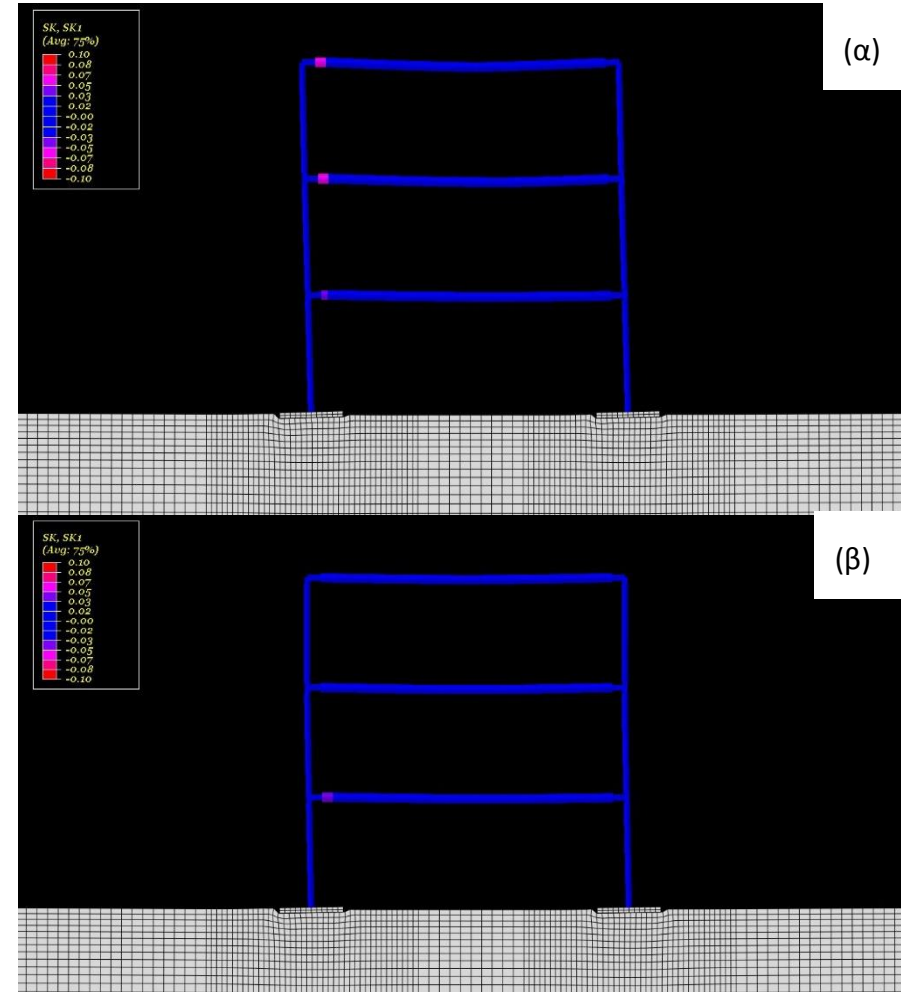


Σχήμα 5.86 : Αναπτυσσόμενη κατακόρυφη επιτάχυνση στο μέσον της δοκού του τελευταίου ορόφου, και Διακύμανση της αξονικής δύναμης του υποστυλώματος παρουσία και μη της κατακόρυφης σεισμικής συνιστώσας, αμφότερα για το μη-συμβατικό πλαίσιο.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5 Δυναμική Ανάλυση: Επίδραση Κατακόρυφης Σεισμικής Συνιστώσας στην Απόκριση των Πλαισίων



Σχήμα 5.87: Τελική παραμορφωσιακή κατάσταση του συμβατικού πλαισίου, παρουσία (β) και μη (α) της κατακόρυφης σεισμικής συνιστώσας.

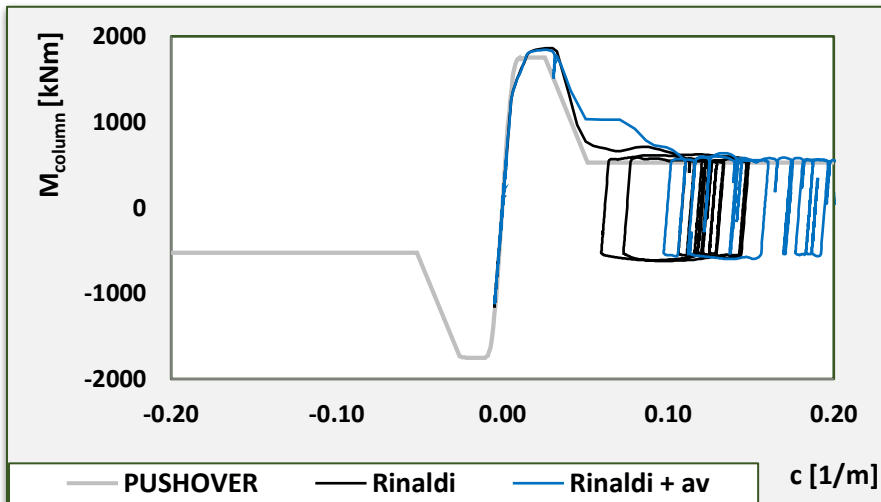
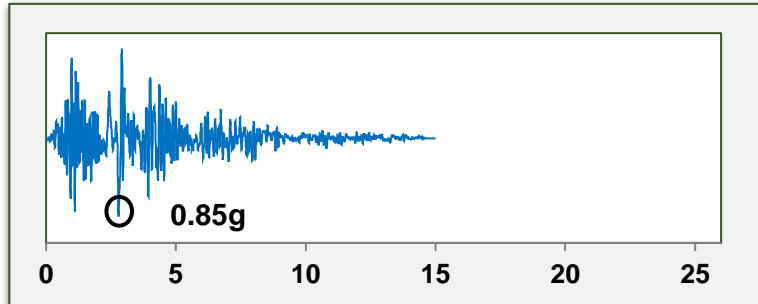


Σχήμα 5.88: Τελική παραμορφωσιακή κατάσταση του μη-συμβατικού πλαισίου, παρουσία (β) και μη (α) της κατακόρυφης σεισμικής συνιστώσας.

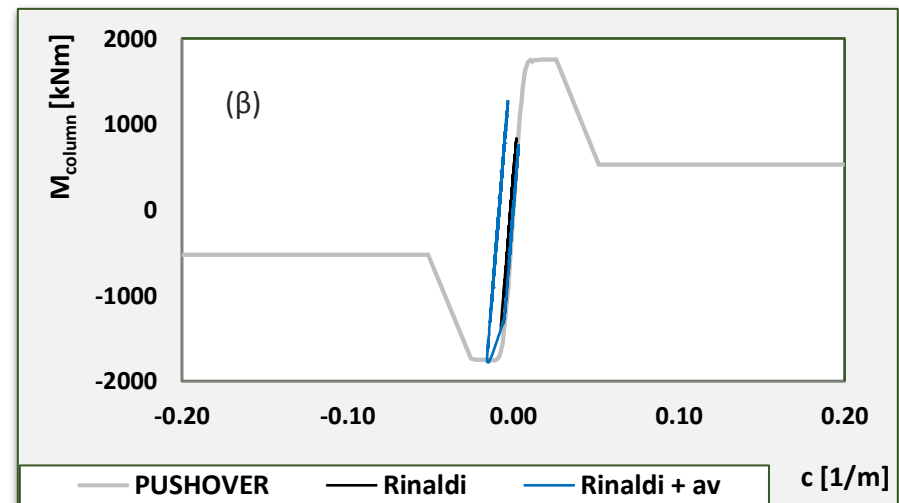
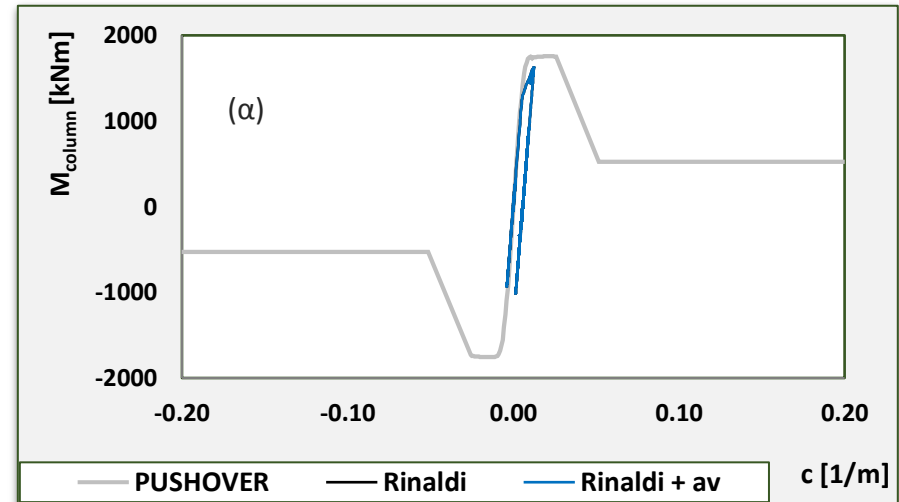
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5 Δυναμική Ανάλυση: Επίδραση Κατακόρυφης Σεισμικής Συνιστώσας στην Απόκριση των Πλαισίων

5. Διέγερση Northridge, Καλλιφόρνια, ΗΠΑ, 1994, $M_s = 6.7 \Delta$

Επιταχυνσιογράφημα *Rinaldi_228* ($PGA_v = 0.85g$)

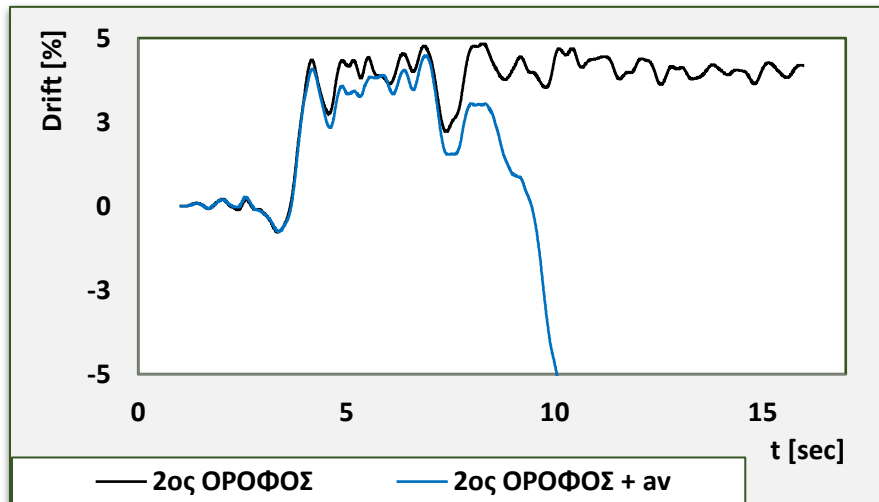
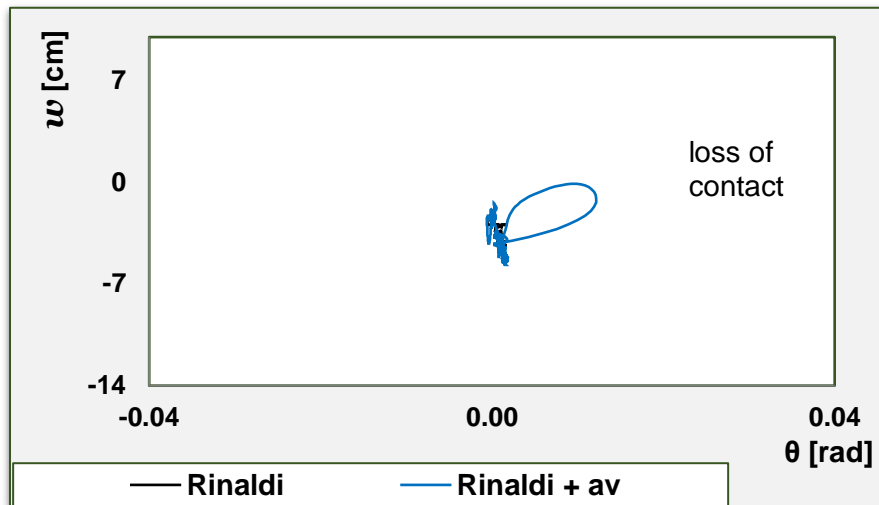


Σχήμα 5.89: Διάγραμμα ροπών-καμπυλοτήτων για το συμβατικό πλαίσιο στη βάση του αριστερά υποστυλώματος ισογείου, παρουσία και μη της κατακόρυφης σεισμικής συνιστώσας.

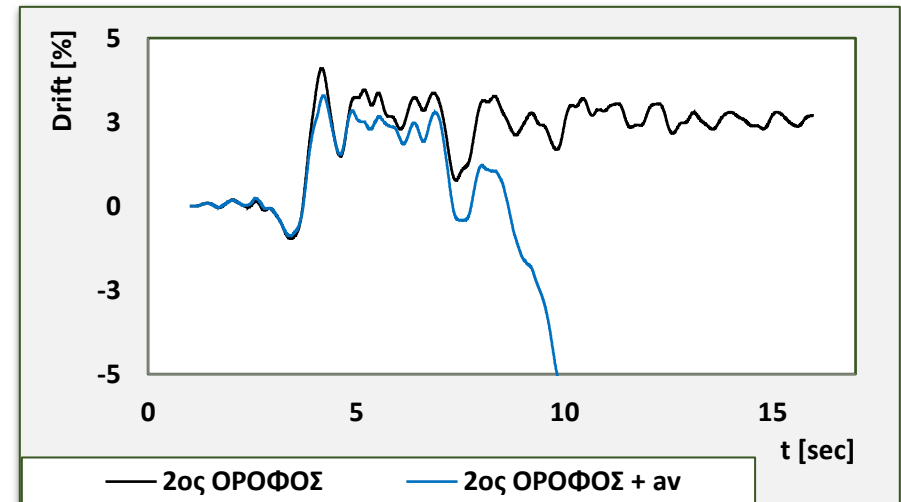
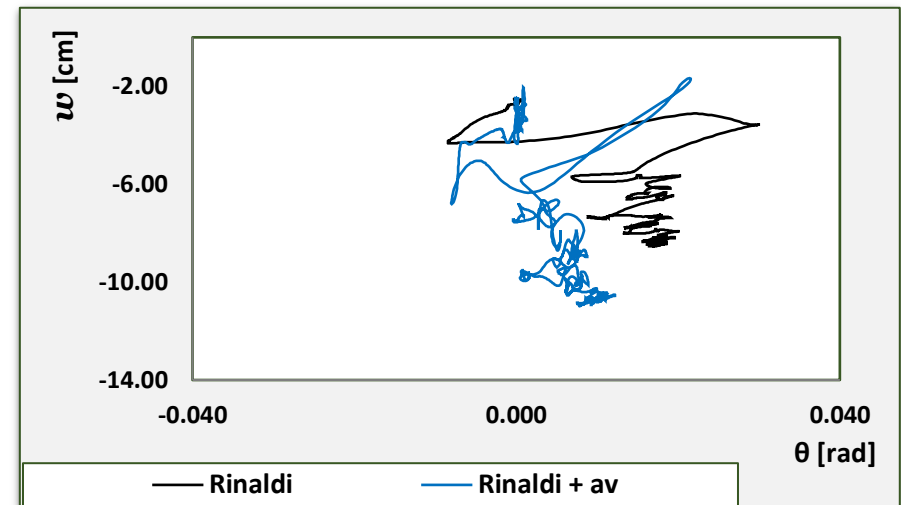


Σχήμα 5.90: Διάγραμμα ροπών-καμπυλοτήτων για το μη-συμβατικό πλαίσιο (α) στη βάση, και (β) στην κορυφή του αριστερά υποστυλώματος ισογείου, παρουσία και μη της κατακόρυφης σεισμικής συνιστώσας.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5 Δυναμική Ανάλυση: Επίδραση Κατακόρυφης Σεισμικής Συνιστώσας στην Απόκριση των Πλαισίων

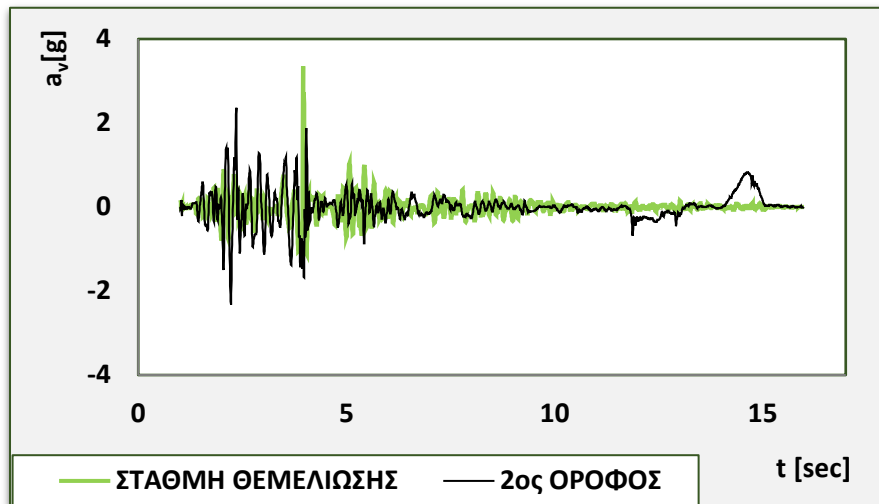


Σχήμα 5.91: Απόκριση της θεμελίωσης σε όρους καθίζησης-στροφής του αριστερού πεδύλου, και της ανωδομής σε όρους drift του τελευταίου ορόφου, για το συμβατικό πλαίσιο, παρουσία και μη της κατακόρυφης σεισμικής συνιστώσας.

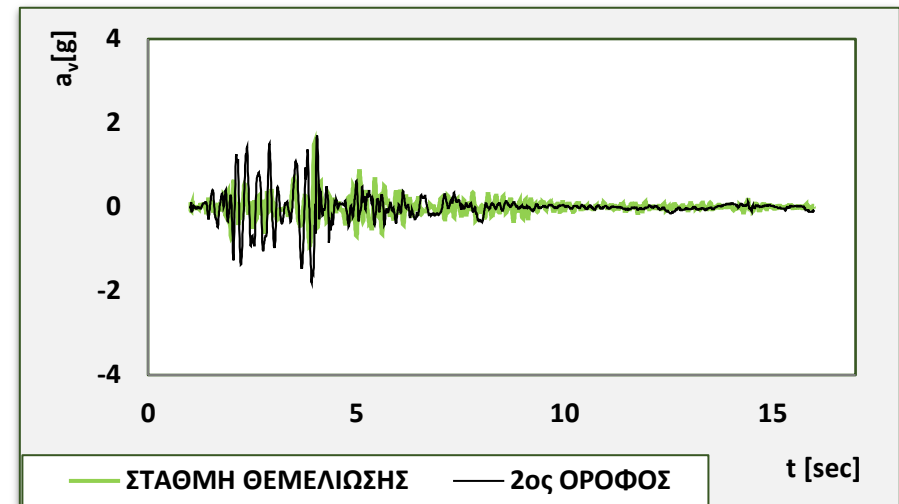


Σχήμα 5.92: Απόκριση της θεμελίωσης σε όρους καθίζησης-στροφής του αριστερού πεδύλου, και της ανωδομής σε όρους drift του τελευταίου ορόφου, για το μη-συμβατικό πλαίσιο, παρουσία και μη της κατακόρυφης σεισμικής συνιστώσας.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5 Δυναμική Ανάλυση: Επίδραση Κατακόρυφης Σεισμικής Συνιστώσας στην Απόκριση των Πλαισίων

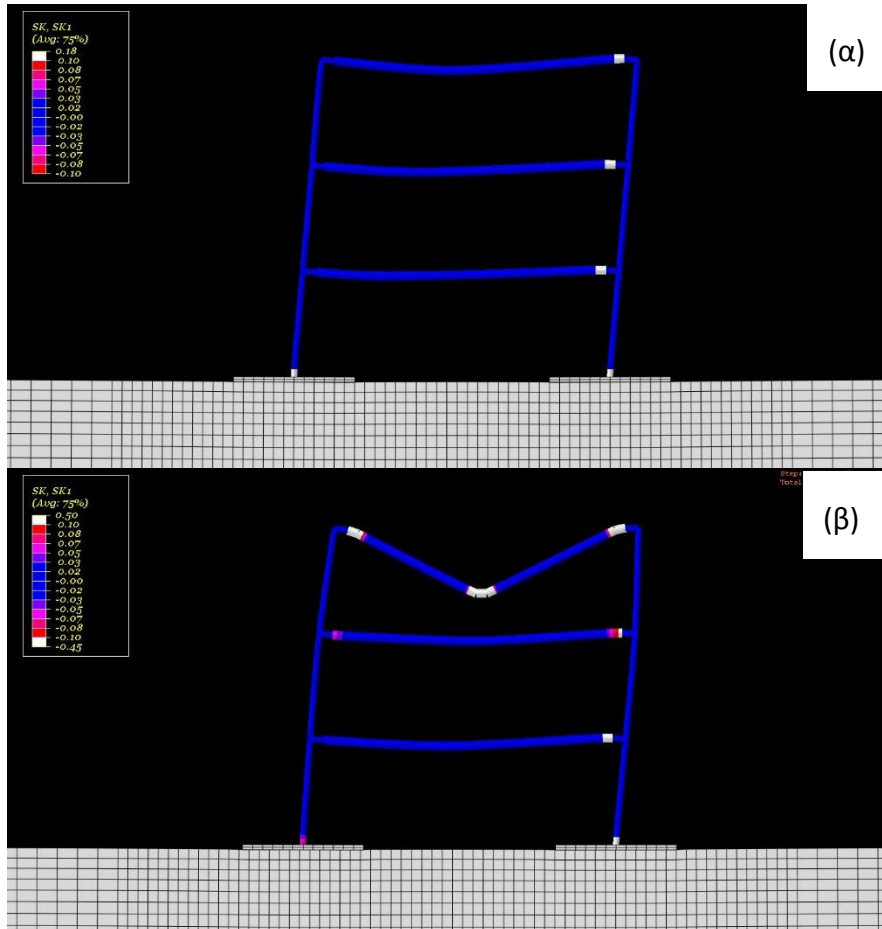


Σχήμα 5.93 : Αναπτυσσόμενη κατακόρυφη επιτάχυνση στο μέσον της δοκού του τελευταίου ορόφου, και Διακύμανση της αξονικής δύναμης του υποστυλώματος παρουσία και μη της κατακόρυφης σεισμικής συνιστώσας, αμφότερα για το συμβατικό πλαίσιο.

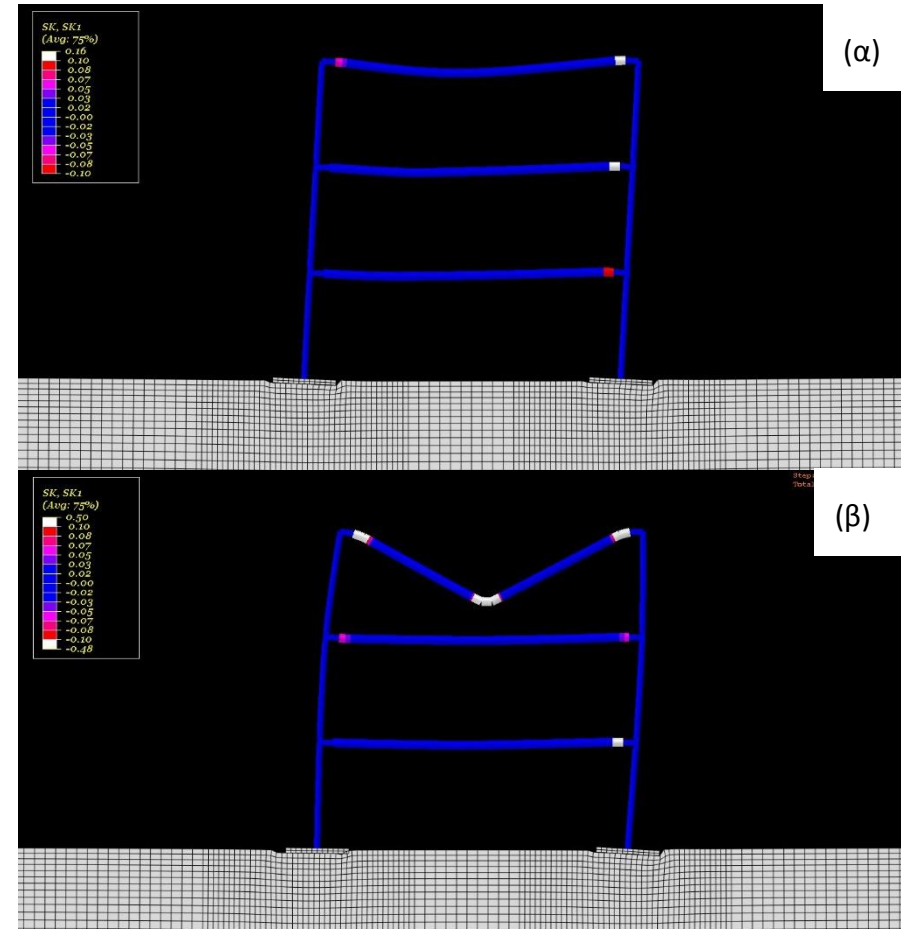


Σχήμα 5.94 : Αναπτυσσόμενη κατακόρυφη επιτάχυνση στο μέσον της δοκού του τελευταίου ορόφου, και Διακύμανση της αξονικής δύναμης του υποστυλώματος παρουσία και μη της κατακόρυφης σεισμικής συνιστώσας, αμφότερα για το μη-συμβατικό πλαίσιο.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5 Δυναμική Ανάλυση: Επίδραση Κατακόρυφης Σεισμικής Συνιστώσας στην Απόκριση των Πλαισίων



Σχήμα 5.95: Τελική παραμορφωσιακή κατάσταση του συμβατικού πλαισίου, παρουσία (β) και μη (α) της κατακόρυφης σεισμικής συνιστώσας.

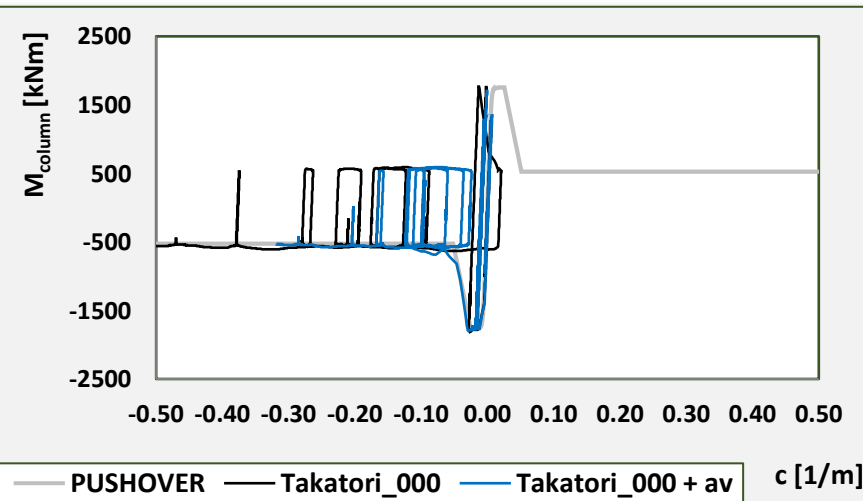
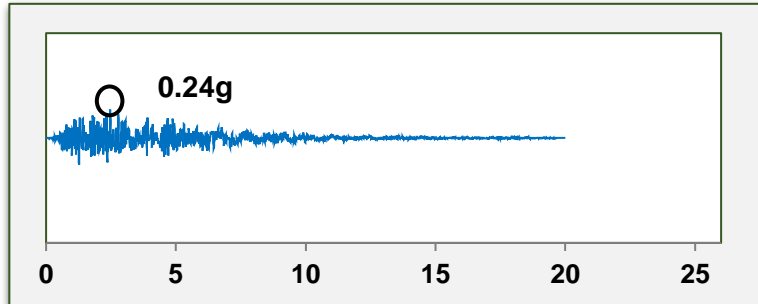


Σχήμα 5.96: Τελική παραμορφωσιακή κατάσταση του μη-συμβατικού πλαισίου, παρουσία (β) και μη (α) της κατακόρυφης σεισμικής συνιστώσας.

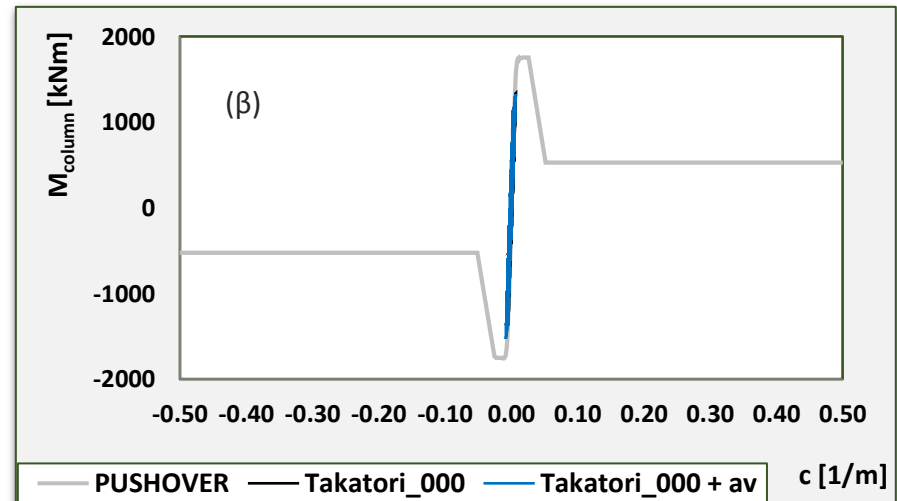
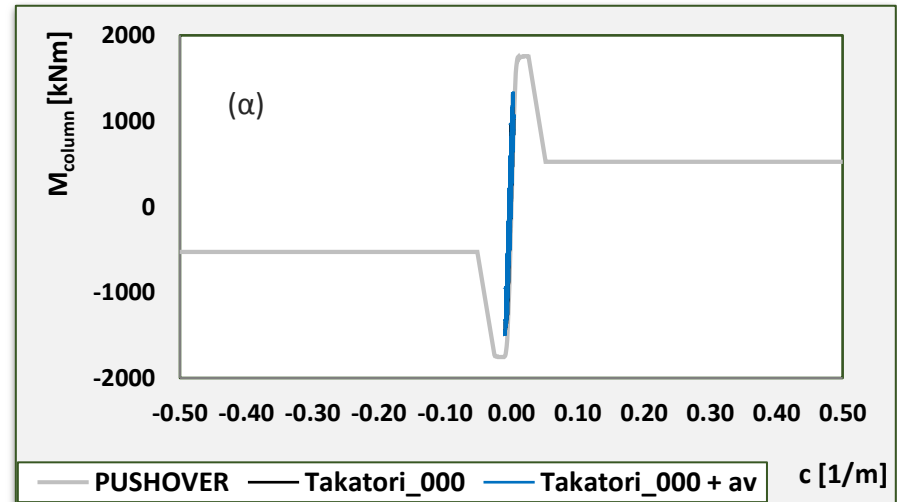
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5 Δυναμική Ανάλυση: Επίδραση Κατακόρυφης Σεισμικής Συνιστώσας στην Απόκριση των Πλαισίων

6. Διέγερση Kobe, Ιαπωνία, 1995, $M_s = 7.3$ Δ

Επιταχυνσιογράφημα *Takatori_000* (PGAv = 0.24g)

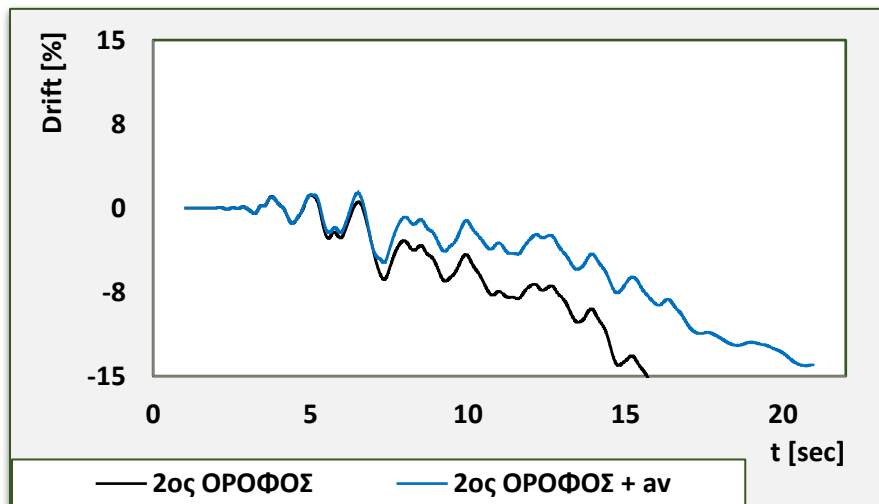
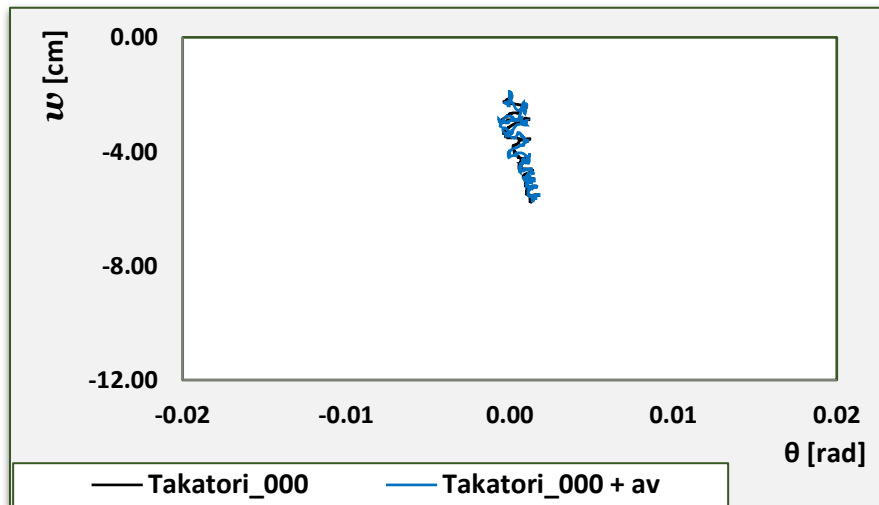


Σχήμα 5.97: Διάγραμμα ροπών-καμπυλοτήτων για το συμβατικό πλαίσιο στη βάση του αριστερά υποστυλώματος ισογείου, παρουσία και μη της κατακόρυφης σεισμικής συνιστώσας.

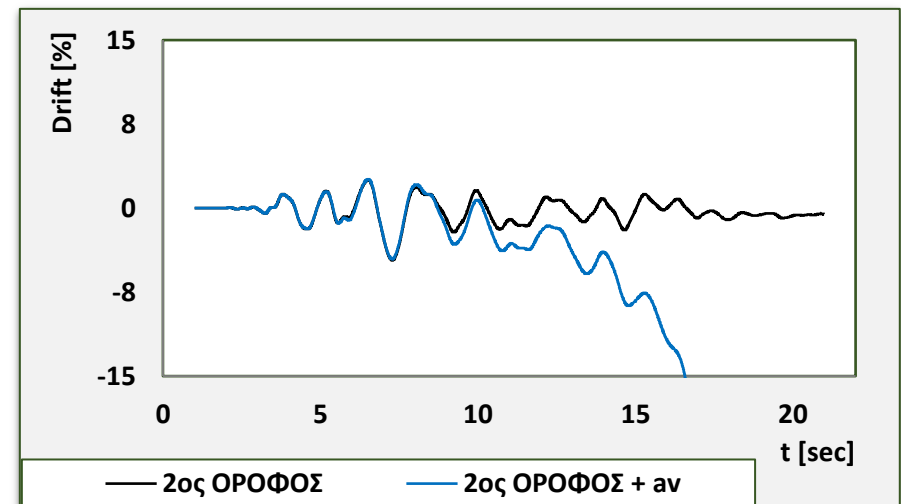
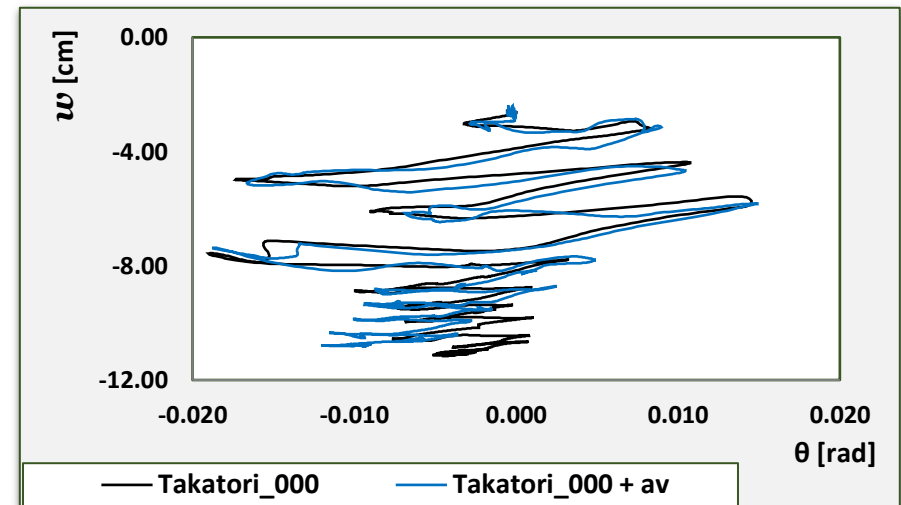


Σχήμα 5.98: Διάγραμμα ροπών-καμπυλοτήτων για το μη-συμβατικό πλαίσιο (α) στη βάση, και (β) στην κορυφή του αριστερά υποστυλώματος ισογείου, παρουσία και μη της κατακόρυφης σεισμικής συνιστώσας.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5 Δυναμική Ανάλυση: Επίδραση Κατακόρυφης Σεισμικής Συνιστώσας στην Απόκριση των Πλαισίων

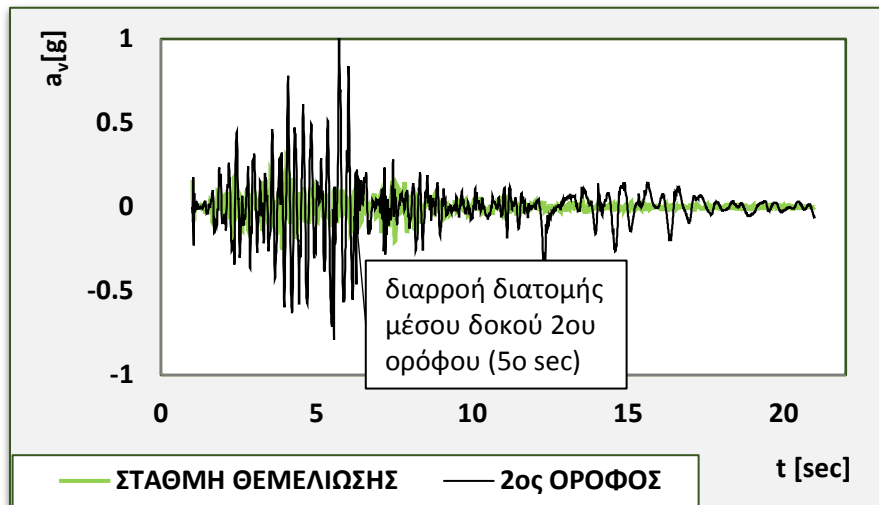


Σχήμα 5.99: Απόκριση της θεμελίωσης σε όρους καθίζησης-στροφής του αριστερού πεδύλου, και της ανωδομής σε όρους drift του τελευταίου ορόφου, για το συμβατικό πλαίσιο, παρουσία και μη της κατακόρυφης σεισμικής συνιστώσας.

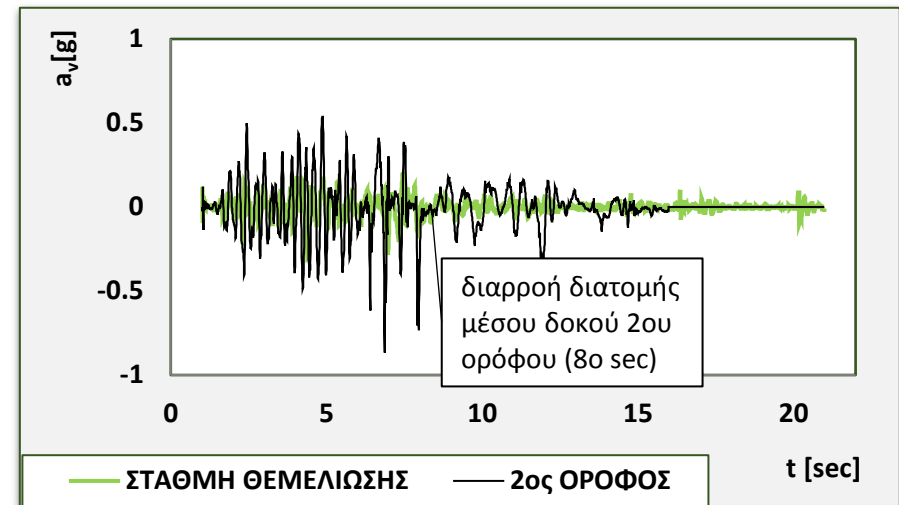


Σχήμα 5.100: Απόκριση της θεμελίωσης σε όρους καθίζησης-στροφής του αριστερού πεδύλου, και της ανωδομής σε όρους drift του τελευταίου ορόφου, για το μη-συμβατικό πλαίσιο, παρουσία και μη της κατακόρυφης σεισμικής συνιστώσας.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5 Δυναμική Ανάλυση: Επίδραση Κατακόρυφης Σεισμικής Συνιστώσας στην Απόκριση των Πλαισίων

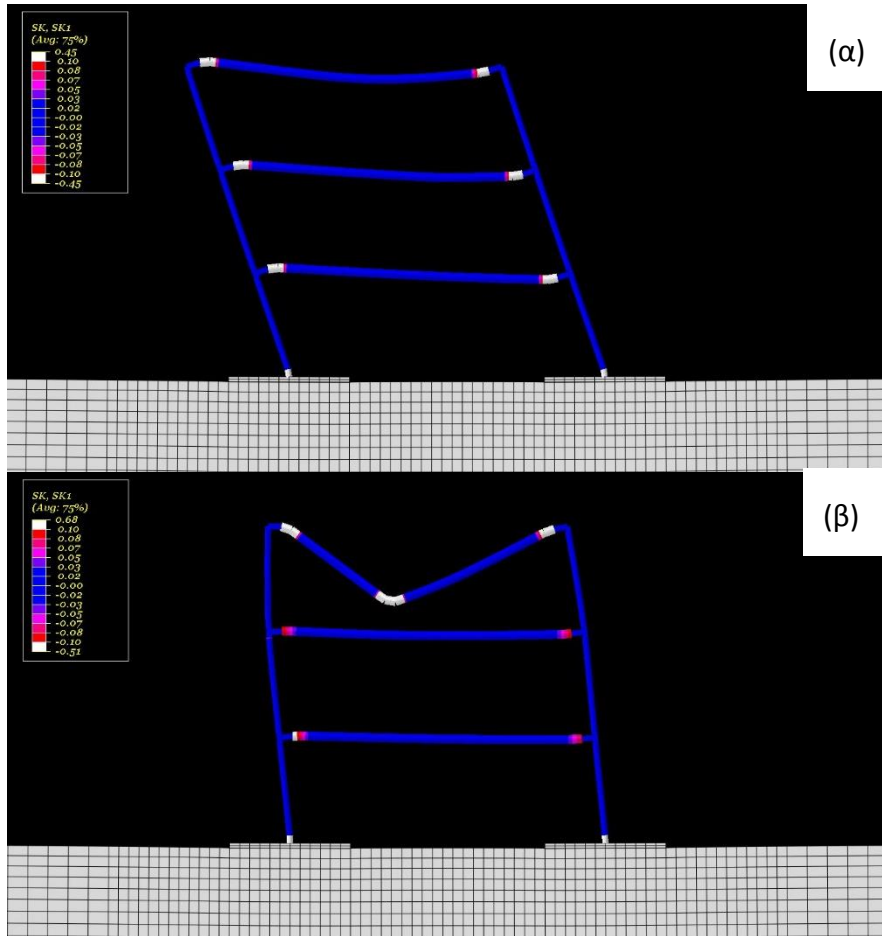


Σχήμα 5.101: Αναπτυσσόμενη κατακόρυφη επιτάχυνση στο μέσον της δοκού του τελευταίου ορόφου, και Διακόμανση της αξονικής δύναμης του υποστυλώματος παρουσία και μη της κατακόρυφης σεισμικής συνιστώσας, αμφότερα για το συμβατικό πλαίσιο.

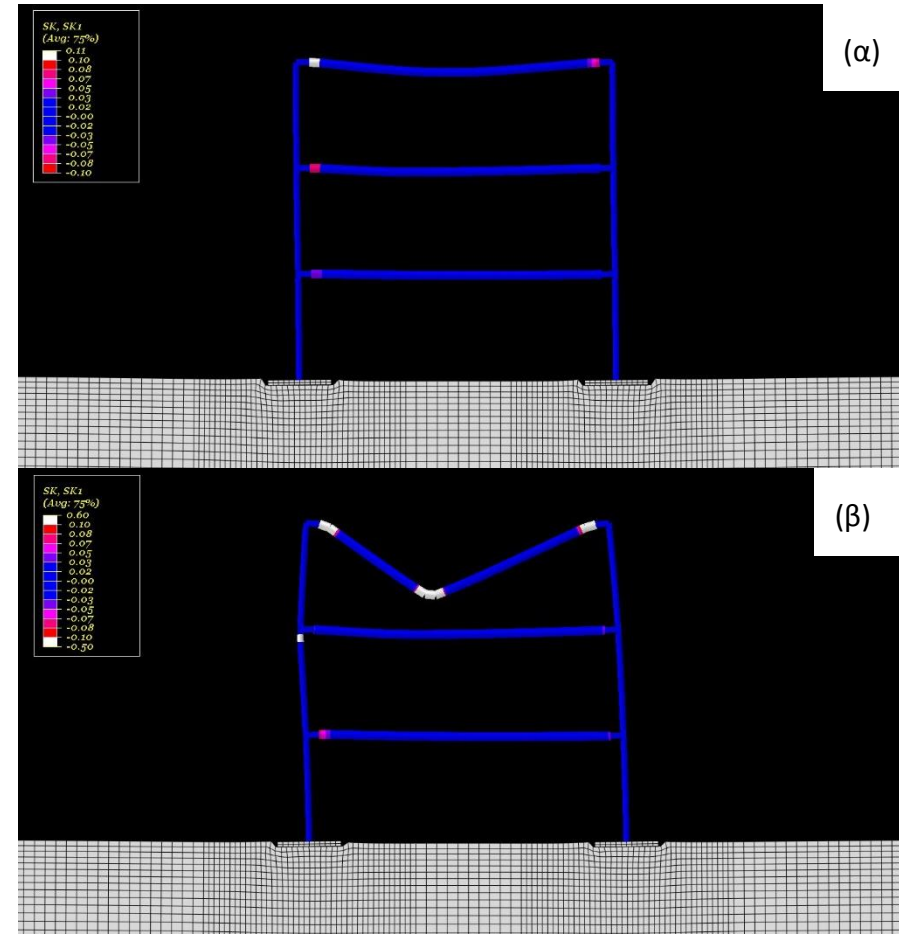


Σχήμα 5.102: Αναπτυσσόμενη κατακόρυφη επιτάχυνση στο μέσον της δοκού του τελευταίου ορόφου, και Διακόμανση της αξονικής δύναμης του υποστυλώματος παρουσία και μη της κατακόρυφης σεισμικής συνιστώσας, αμφότερα για το μη-συμβατικό πλαίσιο.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5 Δυναμική Ανάλυση: Επίδραση Κατακόρυφης Σεισμικής Συνιστώσας στην Απόκριση των Πλαισίων



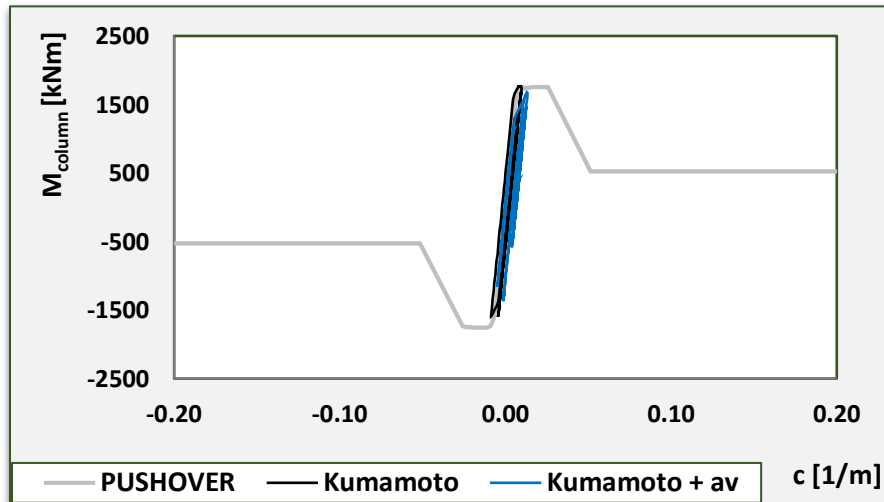
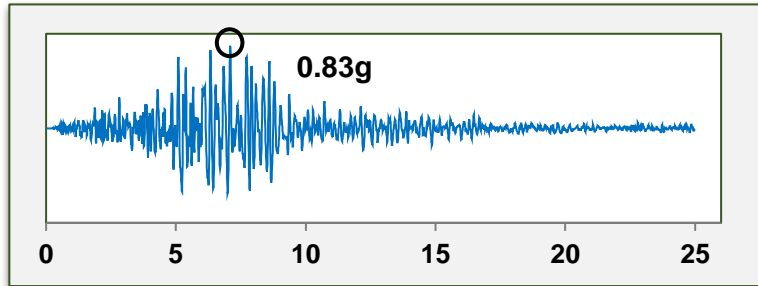
Σχήμα 5.103: Τελική παραμορφωσιακή κατάσταση του συμβατικού πλαισίου, παρουσία (β) και μη (α) της κατακόρυφης σεισμικής συνιστώσας.



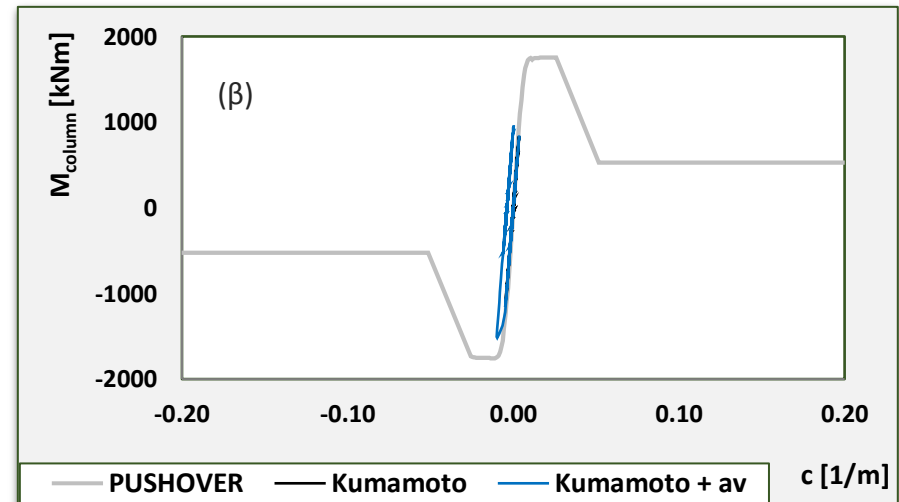
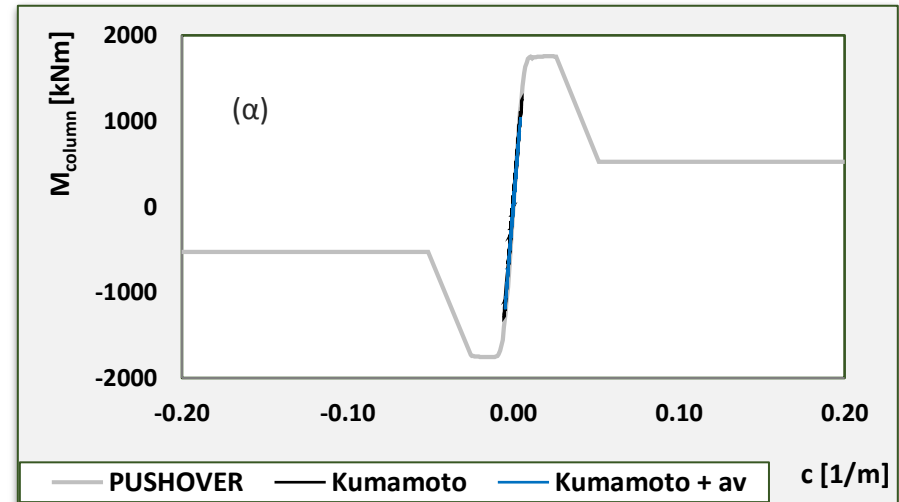
Σχήμα 5.104: Τελική παραμορφωσιακή κατάσταση του μη-συμβατικού πλαισίου, παρουσία (β) και μη (α) της κατακόρυφης σεισμικής συνιστώσας.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5 Δυναμική Ανάλυση: Επίδραση Κατακόρυφης Σεισμικής Συνιστώσας στην Απόκριση των Πλαισίων

7. Διέγερση Kumamoto, Kyushu, Ιαπωνία, 2016, $M_s = 7.0$ (κύριος σεισμός) Δ Επιταχυνσιογράφημα *Kumamoto* ($PGA_v = 0.83g$)

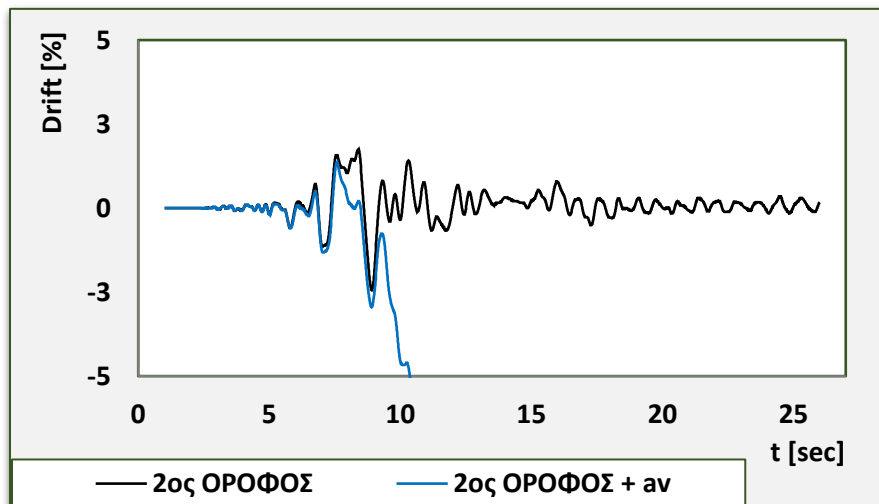
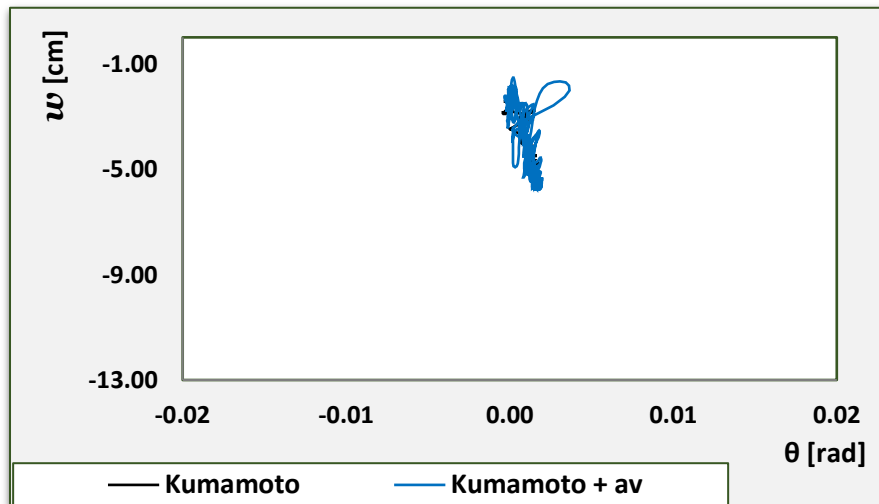


Σχήμα 5.105: Διάγραμμα ροπών-καμπυλοτήτων για το συμβατικό πλαίσιο στη βάση του αριστερά υποστυλώματος ισογείου, παρουσία και μη της κατακόρυφης σεισμικής συνιστώσας.

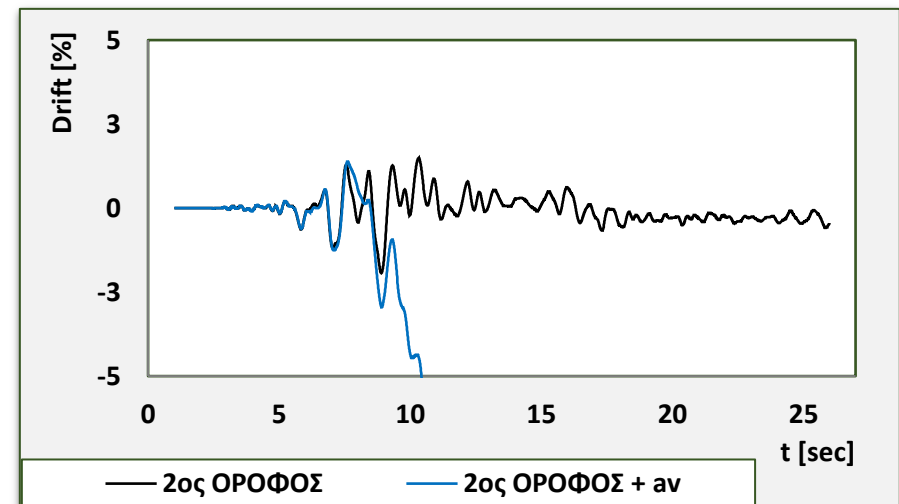
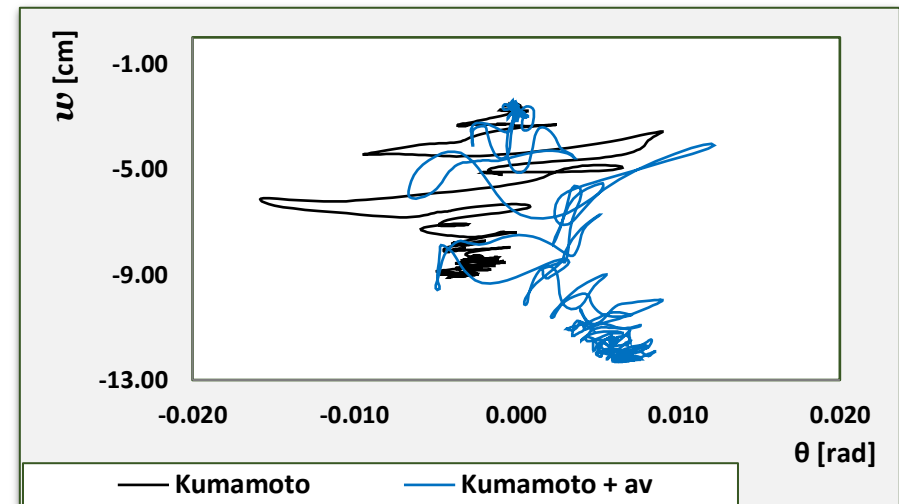


Σχήμα 5.106: Διάγραμμα ροπών-καμπυλοτήτων για το μη-συμβατικό πλαίσιο (α) στη βάση, και (β) στην κορυφή του αριστερά υποστυλώματος ισογείου, παρουσία και μη της κατακόρυφης σεισμικής συνιστώσας.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5 Δυναμική Ανάλυση: Επίδραση Κατακόρυφης Σεισμικής Συνιστώσας στην Απόκριση των Πλαισίων

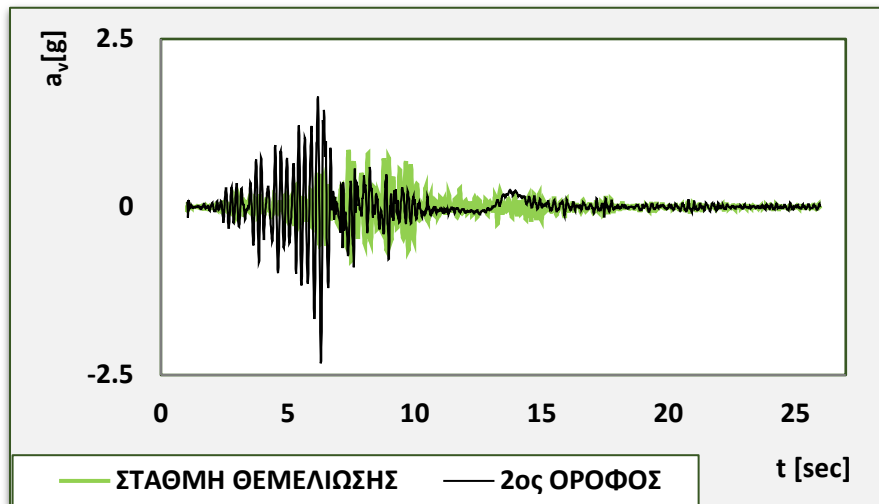


Σχήμα 5.107: Απόκριση της θεμελίωσης σε όρους καθίζησης-στροφής του αριστερού πεδύλου, και της ανωδομής σε όρους drift του τελευταίου ορόφου, για το συμβατικό πλαίσιο, παρουσία και μη της κατακόρυφης σεισμικής συνιστώσας.

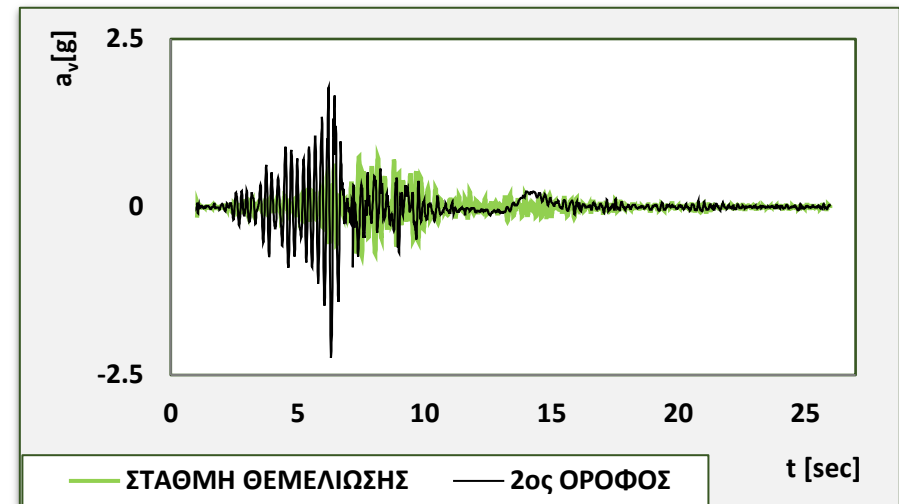


Σχήμα 5.108: Απόκριση της θεμελίωσης σε όρους καθίζησης-στροφής του αριστερού πεδύλου, και της ανωδομής σε όρους drift του τελευταίου ορόφου, για το μη-συμβατικό πλαίσιο, παρουσία και μη της κατακόρυφης σεισμικής συνιστώσας.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5 Δυναμική Ανάλυση: Επίδραση Κατακόρυφης Σεισμικής Συνιστώσας στην Απόκριση των Πλαισίων

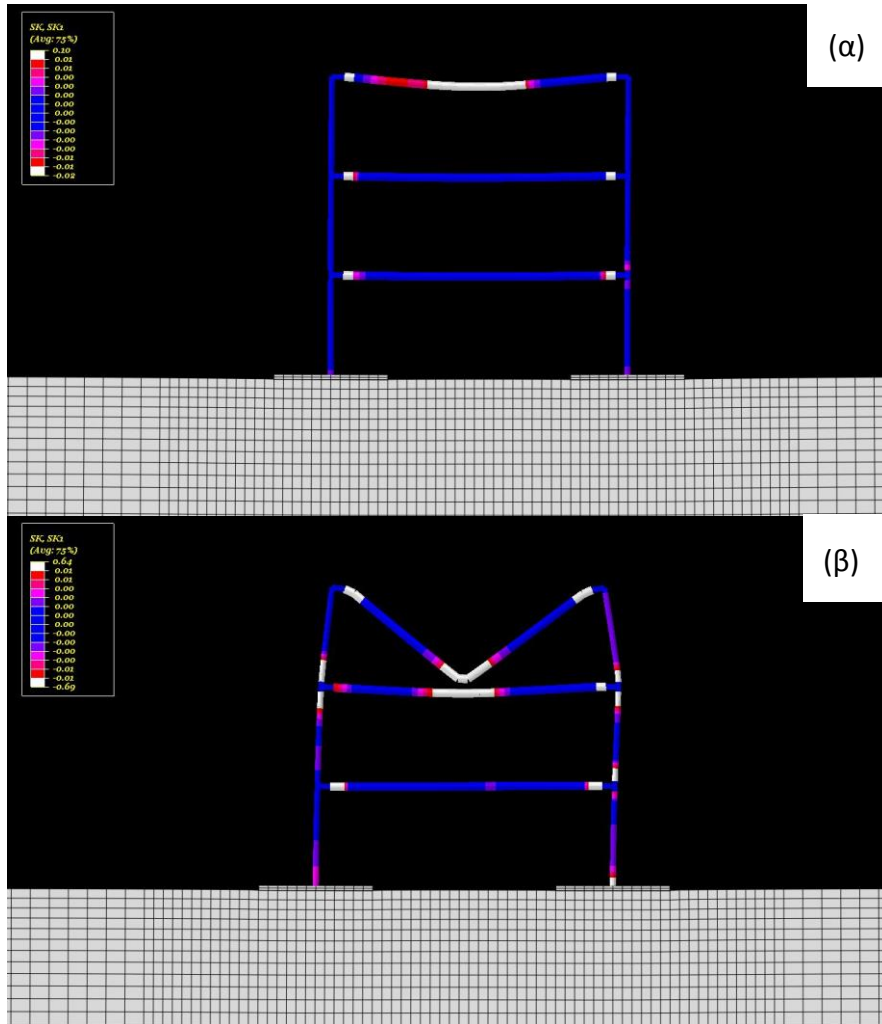


Σχήμα 5.109: Αναπτυσσόμενη κατακόρυφη επιτάχυνση στο μέσον της δοκού του τελευταίου ορόφου, και Διακύμανση της αξονικής δύναμης του υποστυλώματος παρουσία και μη της κατακόρυφης σεισμικής συνιστώσας, αμφότερα για το συμβατικό πλαίσιο.

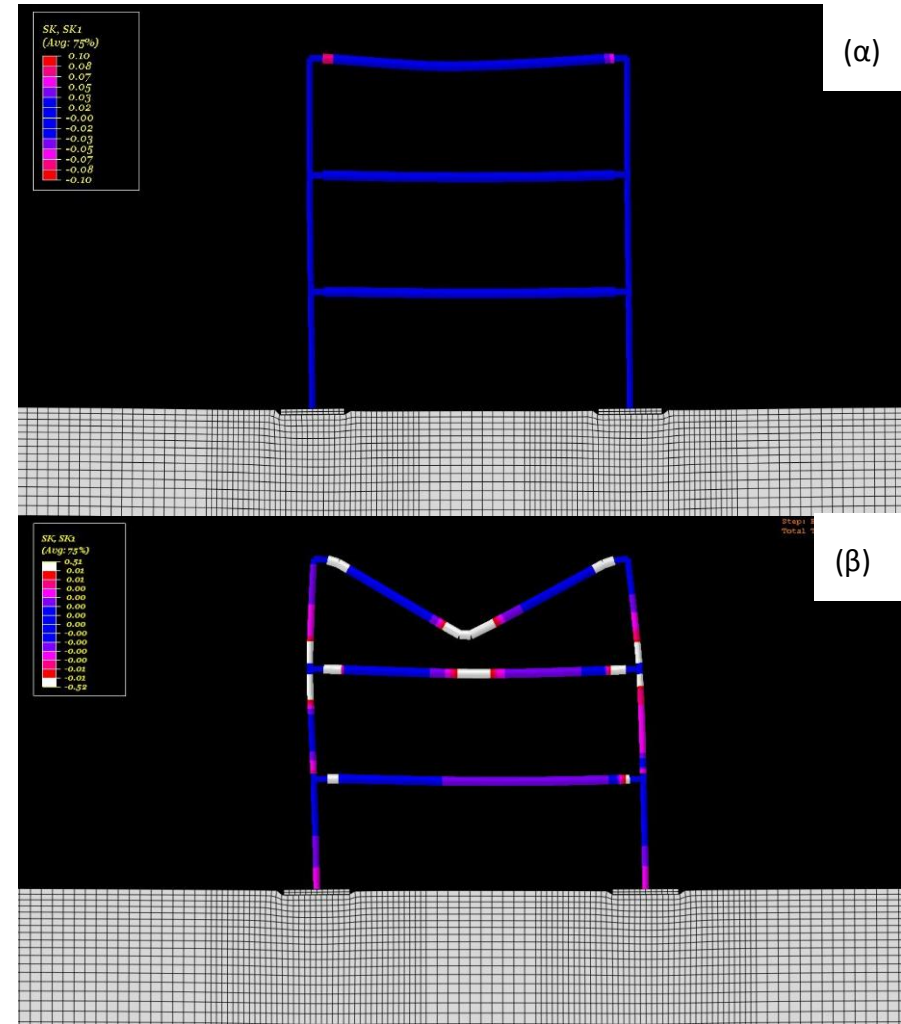


Σχήμα 5.110: Αναπτυσσόμενη κατακόρυφη επιτάχυνση στο μέσον της δοκού του τελευταίου ορόφου, και Διακύμανση της αξονικής δύναμης του υποστυλώματος παρουσία και μη της κατακόρυφης σεισμικής συνιστώσας, αμφότερα για το μη-συμβατικό πλαίσιο.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5 Δυναμική Ανάλυση: Επίδραση Κατακόρυφης Σεισμικής Συνιστώσας στην Απόκριση των Πλαισίων



Σχήμα 5.111: Τελική παραμορφωσιακή κατάσταση του συμβατικού πλαισίου, παρουσία (β) και μη (α) της κατακόρυφης σεισμικής συνιστώσας.



Σχήμα 5.112: Τελική παραμορφωσιακή κατάσταση του μη-συμβατικού πλαισίου, παρουσία (β) και μη (α) της κατακόρυφης σεισμικής συνιστώσας.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5 Δυναμική Ανάλυση: Επίδραση Κατακόρυφης Σεισμικής Συνιστώσας στην Απόκριση των Πλαισίων

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6: Συμπεράσματα

- ❖ **Ανάγκη για Επαναπροσδιορισμό του Ελάχιστου Ανοίγματος (20.00m) του EC8, παρουσία σημαντικής κατακόρυφης σεισμικής συνιστώσας (εγγύς του ρήγματος, συντονισμός).**

Επίσης η κατακόρυφη συνιστώσα δύναται να προκαλέσει, πέραν της κατάρρευσης δοκού μεγάλου μήκους στο μέσον της, και λόγω των έντονων διακυμάνσεων της αξονικής δύναμης στα κατακόρυφα στοιχεία, καμπτοδιατμητικές αστοχίες σε υποστυλώματα που απουσία της δεν θα συνέβαιναν (σε άλλη θέση, είτε μηχανισμό ενδιάμεσου ορόφου και όχι μαλακό ισόγειο).

- ❖ **Λιγότερο Ευαίσθητοι οι Φορείς με Μόνωση μέσω Λικνισμού στην κατακόρυφη σεισμική συνιστώσα.**

Δείχνει, πρακτικώς, η μόνωση μέσω λικνισμού να προσφέρει και μιας μορφής μόνωση έναντι κατακόρυφης ταλάντωσης του κτιρίου, περιορίζοντας τις μεταβιβαζόμενες επιταχύνσεις. Μάλιστα, σε τρεις (3) καταγραφές μέτριας προς ισχυρής έντασης (EI_Centro, CHHC, Licouri), το rocking πλαίσιο επιβίωσε, όταν στο συμβατικό κατέρρευσε η δοκός του άνω ορόφου. Προσοχή να δίνεται σε μεγαλοπερίόδους σεισμούς (\cong ψευδοστατική φόρτιση), που γνωρίζουμε ότι είναι «φαρμακεροί» για εντόνως ελαστοπλαστικά συστήματα, μαζί με μεγάλη κατακόρυφη συνιστώσα. Αυτός ο συνδυασμός οδηγεί σε έντονη κινηματική καταπόνηση του φορέα, και δύναται να αποβεί μοιραίος, μέχρι και για την ευστάθειά του.

- ❖ **Αποδοτική (και Προτιμητέα) η Μόνωση μέσω Λικνισμού σε Χθαμαλό Κτίριο (αρκεί να είναι ανεκτές οι μεγάλες καθιζήσεις).**

Το πλαίσιο απέφυγε την ολική κατάρρευση σε δύο (2) καταγραφές (Rinaldi, Takatori). Ωστόσο, συστηματικά οι καθιζήσεις ήταν περίπου 80% μεγαλύτερες, αλλά δεν υπήρξαν ανησυχητικές διαφορικές καθιζήσεις (max 0.50 cm).

ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΚΕΣ ΠΑΡΑΠΟΜΠΕΣ:

1. **ABAQUS FEA**, Dessault Systemes, *Πρόγραμμα Πεπερασμένων Στοιχείων*
2. N.N. **Ambraseys**, J. Douglas (2003), Near-field Horizontal and Vertical Earthquake Ground Motions, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*
3. I. **Anastasopoulos**, G. Gazetas, M. Loli, M. Apostolou and N. Gerolymos (2009), Soil Failure can be used for Seismic Protection of Structures, *Bulletin of Earthquake Engineering*
4. I. **Anastasopoulos**, F. Gelagoti, R. Kourkoulis and G. Gazetas (2011), Simplified Constitutive Model for Simulation of Cyclic Response of Shallow Foundations : Validation against Laboratory Tests, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*
5. Δ.Δαής, Σεισμική Αναβάθμιση Υφιστάμενης Κατασκευής με Διατμητικά Τοιχώματα: Συμβατικός Σχεδιασμός και Μόνωση μέσω Λικνισμού
6. **Eurocode 2**: Design of Concrete Structures (EN 1992-1-1: 2004)
7. **Eurocode 7**: Geotechnical Design (EN 1997-1: 2003)
8. **Eurocode 8**: Design of Structures for Earthquake Resistance (EN 1998-1: 2003)
9. **FESPA**, LH Λογισμική, *Στατικό Πρόγραμμα*
10. G. **Gazetas**, E. Garini, J. B. Berrill and M. Apostolou (2012), Sliding and Overturning Potential of Christchurch 2011 Earthquake Records, *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*.
11. G. **Gazetas** (2015), 4th Ishihara Lecture: Soil-foundation-structure systems beyond Conventional Seismic Failure Thresholds, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*
12. G. **Gazetas** (2015), Wellington Keynote Lecture, *12th Australia New Zealand Conference in Geomechanics*
13. Γ. Γκαζέτας (1996), ΕδαφοΔυναμική και Σεισμική Μηχανική, Ιστορικά Περιστατικά, *Εκδόσεις Συμewν*
14. Γ. **Γκαζέτας**, I. Αναστασόπουλος, Ε. Γαρίνη (2013), Αλληλεπίδραση Εδάφους-Κατασκευής, Σημειώσεις του Μαθήματος, *Σύγγραμμα ΕΜΠ*
15. Γ. **Γκαζέτας** (2007), Σημειώσεις Εδαφοδυναμικής, *Σύγγραμμα ΕΜΠ*

16. F. **Gelagoti**, R. Kourkoulis, I. Anastasopoulos and G. Gazetas (2011), Rocking-Isolated Frame Structures: Margins of Safety against Toppling Collapse and Simplified Design Approach, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*
17. F. **Gelagoti**, R. Kourkoulis, I. Anastasopoulos and G. Gazetas (2011), Rocking Isolation of Low-rise Frame Structures founded on isolated Footings
18. F. **Hosseinpour**, A.E. Abdelnaby (2017), Effect of Different Aspects of Multiple Earthquakes on the Nonlinear Behavior of RC Structures, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*
19. S. J. **Kim**, C. J. Holub, A. S. Elnashai (2011), Experimental Investigation of the Behavior of RC Bridge Piers subjected to Horizontal and Vertical Earthquake Motion, *Engineering Structures*
20. R. **Kourkoulis**, F. Gelagoti and I. Anastasopoulos (2012), Rocking Isolation of Frames on Isolated Footings: Design Insights and Limitations, *Journal of Earthquake Engineering*
21. KSU_RC, developed by Dr. Asad Esmaeily, Kansas State Univeristy, *Λογισμικό Ανάλυσης Διατομής*
22. G. **Mylonakis** and G. Gazetas (2002), Kinematic Pile Response to Vertical P-wave Seismic Excitation, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*
23. A. J. **Papazoglou** and A.S. Elnashai (1996), Analytical and Field Evidence of the Damaging Effecto of Vertical Earthquake Ground Motion, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*
24. A. **Ροντογιάννη** (2011), Σεισμική Αναβάθμιση Υφιστάμενου 3-όροφου κτιρίου: Συμβατικός Σχεδιασμός και Μόνωση μέσω Λικνισμού, *Διπλωματική Εργασία ΕΜΠ*
25. H. **Shakib**, A. Fuladgar (2003), Response of Pure-friction Sliding Structures to three Components of Earthquake Excitation , *Computers and Structures*
26. E. **Σιδέρη** και A. **Σπυριδάκη** (2011), Ανελαστικός Λικνισμός Ασύμμετρου Πλαισίου, *Διπλωματική Εργασία ΕΜΠ*
27. J. **Yang**, C.C. Lee (2007), Characteristics of Vertical and Horizontal Ground Motions recorded during the Niigata-ken Chuetsu, Japan Earthquake of 23 October 2004, *Engineering Geology*

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Α: Υπολογισμός Φορτίων

A.1: Πλαίσιο 6 x 6

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Α

A. Μόνιμα (G) και Πρόσθετα Μόνιμα Φορτία (G') (συντ. συνδυασμών = 1.00)

A1. Ίδιο Βάρος Δοκών και Υποστυλωμάτων

Δοκοί 25/50, $l_{δοκού}=5.50\text{m}$ (και στους 3 ορόφους)

h (m)	0.50
b (m)	0.25
$\gamma_{conc.}$ (kN/m ³)	25.00
w (kN/m)	3.13

Υποστυλώματα (τετραγωνικά) 50/50, $h_{υποστυλώματος}=4.00\text{m}$ (υποστυλώματα ισογείου)

b (m)	0.50
$\gamma_{conc.}$ (kN/m ³)	25.00
w (kN/m)	6.25

Υποστυλώματα (τετραγωνικά) 50/50, $h_{υποστυλώματος}=3.00\text{m}$ (υποστυλώματα 1ου και 2ου ορόφου)

b (m)	0.50
$\gamma_{conc.}$ (kN/m ³)	25.00
w (kN/m)	6.25

A2. Ίδιο Βάρος Πλακών/ πλάκα (και στους 3 ορόφους)

h (m)	0.16
l_x (m)	6.00
l_y (m)	6.00
$\gamma_{conc.}$ (kN/m ³)	25.00
w (kN)	144.00

Ίδιο Βάρος Πλακών/ δοκό (και στους 3 ορόφους)

w (kN/m)	6.55
-----------------	-------------

A3. Επικαλύψεις Δαπέδων/ πλάκα (πλάκες και των 3 ορόφων)

l_x (m)	6.00
l_y (m)	6.00
G (kN/m ²)	1.50
w (kN)	54.00

Επικαλύψεις Δαπέδων/ δοκό (και στους 3 ορόφους)

w (kN/m)	2.45
-----------------	-------------

A4. Μπατική Εξωτερική Τοιχοποιία/ δοκό (δοκοί 1ου και 2ου ορόφου)

w (kN/m)	10.00
-----------------	--------------

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Α

A5. Εξωτερικό Στηθαίο/ δοκό (δοκοί στέγης)

w (kN/m)	2.00
----------	------

B. Κινητά Φορτία Q (συντ. συνδυασμών = $\psi_2 = 0.25$)

B1. Κινητό Φορτίο Πλακών/ πλάκα (πλάκες 1ου και 2ου ορόφου)

lx (m)	6.00
ly (m)	6.00
$\psi_2 \cdot Q$ (kN/m ²)	0.50
w (kN)	18.00

B2. Κινητό Φορτίο Πλακών/ δοκό (πλάκες 1ου και 2ου ορόφου)

w (kN/m)	0.82
----------	------

B3. Κινητό Φορτίο Πλακών/ πλάκα (πλάκα στέγης)

lx (m)	6.00
ly (m)	6.00
$\psi_2 \cdot Q$ (kN/m ²)	0.13
w (kN)	4.50

B4. Κινητό Φορτίο Πλακών/ δοκό (πλάκα στέγης)

w (kN/m)	0.20
----------	------

Γ. ΣΥΝΟΛΙΚΑ ΦΟΡΤΙΑ ΔΟΚΩΝ (και υπολογισμός ίδων βαρών γ (tn/m³) των δοκών και των πλακών, για τη μοντελοποίηση στο ABAQUS)

Γ1. Δοκοί 1ου ορόφου ($l_{\text{δοκού}}=5.50\text{m}$)

w (kN/m)	22.94		
$\gamma_{\text{δοκού+πλάκας}}$ (tn/m ³)	18.71	(ABAQUS)	(δοκός μαζί με τα φορτία της πλάκας)
$\gamma_{\text{δοκού_μόνης}}$ (tn/m ³)	10.70	(ABAQUS)	(δοκός χωρίς τα φορτία της πλάκας)
$\gamma_{\text{πλάκας}}$ (tn/m ³)	3.82	(ABAQUS)	(πλάκα μόνη της)

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Α

Γ2. Δοκοί 2ου ορόφου ($l_{\text{δοκού}}=5.50\text{m}$)

w (kN/m)	22.94		
$\gamma_{\text{δοκού+πλάκας}}$ (tn/m ³)	18.71	(ABAQUS)	(δοκός μαζί με τα φορτία της πλάκας)
$\gamma_{\text{δοκού_μόνης}}$ (tn/m ³)	10.70	(ABAQUS)	(δοκός χωρίς τα φορτία της πλάκας)
$\gamma_{\text{πλάκας}}$ (tn/m ³)	3.82	(ABAQUS)	(πλάκα μόνη της)

Γ3. Δοκοί στέγης ($l_{\text{δοκού}}=5.50\text{m}$)

w (kN/m)	14.33		
$\gamma_{\text{δοκού+πλάκας}}$ (tn/m ³)	11.69	(ABAQUS)	(δοκός μαζί με τα φορτία της πλάκας)
$\gamma_{\text{δοκού_μόνης}}$ (tn/m ³)	4.18	(ABAQUS)	(δοκός χωρίς τα φορτία της πλάκας)
$\gamma_{\text{πλάκας}}$ (tn/m ³)	3.58	(ABAQUS)	(πλάκα μόνη της)

Δ. ΕΠΙΚΟΜΒΙΑ - ΑΞΟΝΙΚΑ ΦΟΡΤΙΑ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ (ως αποτέλεσμα των εκτός επιπέδου δοκών) (και υπολογισμός ιδίων βαρών γ (tn/m³) τους για τη μοντελοποίηση στο ABAQUS)

Δ1. Επικόμβια Κατακόρυφα (Αξονικά) Φορτία Υποστυλωμάτων Ισογείου

(αποτέλεσμα του ίδιου βάρους και των κατακόρυφων δράσεων της εκάστοτε δοκού που συντρέχει στον εξεταζόμενο κόμβο υποστυλώματος και βρίσκεται εκτός του εξεταζόμενου επιπέδου)

Συνολικό Φορτίο Δοκού 1ου ορόφου/ m δοκού

w (kN/m)	22.94
----------	-------

Συνολικό Φορτίο Δοκού 1ου ορόφου ($l_{\text{δοκού}} = 6.00\text{m}$)

w (kN)	126.19
--------	--------

Συνολικό Φορτίο Δοκού 1ου ορόφου επί του υποστυλώματος (το ήμισυ)

N (kN)	63.09	
$\gamma_{\text{υποστυλώματος}}$ (tn/m ³)	8.98	(ABAQUS)

Δ2. Επικόμβια Κατακόρυφα (Αξονικά) Φορτία Υποστυλωμάτων 1ου ορόφου

(αποτέλεσμα του ίδιου βάρους και των κατακόρυφων δράσεων της εκάστοτε δοκού που συντρέχει στον εξεταζόμενο κόμβο υποστυλώματος και βρίσκεται εκτός του εξεταζόμενου επιπέδου)

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Α

Συνολικό Φορτίο Δοκού 2ου ορόφου/ m δοκού

w (kN/m)	22.94
----------	-------

Συνολικό Φορτίο Δοκού 2ου ορόφου ($l_{\text{δοκού}} = 6.00\text{m}$)

w (kN)	126.19
--------	--------

Συνολικό Φορτίο Δοκού 2ου ορόφου επί του υποστυλώματος (το ήμισυ)

N (kN)	63.09	
Υποστυλώματος (tn/m ³)	11.12	(ABAQUS)

Δ3. Επικόμβια Κατακόρυφα (Αξονικά) Φορτία Υποστυλωμάτων 2ου ορόφου

(αποτέλεσμα του ιδίου βάρους και των κατακόρυφων δράσεων της εκάστοτε δοκού που συντρέχει στον εξεταζόμενο κόμβο υποστυλώματος και βρίσκεται εκτός του εξεταζόμενου επιπέδου)

Συνολικό Φορτίο Δοκού στέγης/ m δοκού

w (kN/m)	14.33
----------	-------

Συνολικό Φορτίο Δοκού στέγης ($l_{\text{δοκού}} = 6.00\text{m}$)

w (kN)	78.81
--------	-------

Συνολικό Φορτίο Δοκού στέγης επί του υποστυλώματος (το ήμισυ)

N (kN)	39.41	
Υποστυλώματος (tn/m ³)	7.90	(ABAQUS)

A.2: Πλαίσιο 12 x 12

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Α

A. Μόνιμα (G) και Πρόσθετα Μόνιμα Φορτία (G') (συντ. συνδυασμών = 1.00)

A1. Ίδιο Βάρος Δοκών και Υποστυλωμάτων

Δοκοί 40100, $l_{δοκού}=11.30\text{m}$ (και στους 3 ορόφους)

h (m)	1.00
b (m)	0.40
$\gamma_{conc.}$ (kN/m ³)	25.00
w (kN/m)	10.00

Υποστυλώματα (τετραγωνικά) 70/70, $h_{υποστυλώματος}=4.00\text{m}$ (υποστυλώματα ισογείου)

b (m)	0.70
$\gamma_{conc.}$ (kN/m ³)	25.00
w (kN/m)	12.25

Υποστυλώματα (τετραγωνικά) 50/50, $h_{υποστυλώματος}=4.00\text{m}$ (υποστυλώματα 1ου και 2ου ορόφου)

b (m)	0.70
$\gamma_{conc.}$ (kN/m ³)	25.00
w (kN/m)	12.25

A2. Ίδιο Βάρος Πλακών/ πλάκα (και στους 3 ορόφους)

h (m)	0.36
l_x (m)	12.00
l_y (m)	12.00
$\gamma_{conc.}$ (kN/m ³)	25.00
w (kN)	1299.60

Ίδιο Βάρος Πλακών/ δοκό (και στους 3 ορόφους)

w (kN/m)	28.75
-----------------	--------------

A3. Επικαλύψεις Δαπέδων/ πλάκα (πλάκες και των 3 ορόφων)

l_x (m)	12.00
l_y (m)	12.00
G (kN/m ²)	2.00
w (kN)	288.00

Επικαλύψεις Δαπέδων/ δοκό (και στους 3 ορόφους)

w (kN/m)	6.37
-----------------	-------------

A4. Μπατική Εξωτερική Τοιχοποιία/ δοκό (δοκοί 1ου και 2ου ορόφου)

w (kN/m)	10.00
-----------------	--------------

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Α

A5. Εξωτερικό Στηθαίο/ δοκό (δοκοί στέγης)

w (kN/m)	2.00
-----------------	-------------

B. Κινητά Φορτία Q (συντ. συνδυασμών = $\psi_2 = 0.25$)

B1. Κινητό Φορτίο Πλακών/ πλάκα (πλάκες 1ου και 2ου ορόφου)

lx (m)	12.00
ly (m)	12.00
$\psi_2 * Q$ (kN/m ²)	1.25
w (kN)	180.00

B2. Κινητό Φορτίο Πλακών/ δοκό (πλάκες 1ου και 2ου ορόφου)

w (kN/m)	3.98
-----------------	-------------

B3. Κινητό Φορτίο Πλακών/ πλάκα (πλάκα στέγης)

lx (m)	12.00
ly (m)	12.00
$\psi_2 * Q$ (kN/m ²)	0.13
w (kN)	18.00

B4. Κινητό Φορτίο Πλακών/ δοκό (πλάκα στέγης)

w (kN/m)	0.40
-----------------	-------------

Γ. ΣΥΝΟΛΙΚΑ ΦΟΡΤΙΑ ΔΟΚΩΝ (και υπολογισμός δίων βαρών γ (tn/m³) των δοκών και των πλακών, για τη μοντελοποίηση στο ABAQUS)

Γ1. Δοκοί 1ου ορόφου ($l_{\text{δοκού}}=11.30\text{m}$)

w (kN/m)	59.11		
$\gamma_{\text{δοκού+πλάκας}}$ (tn/m ³)	15.06	(ABAQUS)	(δοκός μαζί με τα φορτία της πλάκας)
$\gamma_{\text{δοκού_μόνης}}$ (tn/m ³)	5.10	(ABAQUS)	(δοκός χωρίς τα φορτία της πλάκας)
$\gamma_{\text{πλάκας}}$ (tn/m ³)	3.47	(ABAQUS)	(πλάκα μόνη της)

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Α

Γ2. Δοκοί 2ου ορόφου ($l_{\text{δοκού}}=11.30\text{m}$)

w (kN/m)	59.11		
$\gamma_{\text{δοκού+πλάκας}}$ (tn/m ³)	15.06	(ABAQUS)	(δοκός μαζί με τα φορτία της πλάκας)
$\gamma_{\text{δοκού_μόνης}}$ (tn/m ³)	5.10	(ABAQUS)	(δοκός χωρίς τα φορτία της πλάκας)
$\gamma_{\text{πλάκας}}$ (tn/m ³)	3.47	(ABAQUS)	(πλάκα μόνη της)

Γ3. Δοκοί στέγης ($l_{\text{δοκού}}=11.30\text{m}$)

w (kN/m)	47.52		
$\gamma_{\text{δοκού+πλάκας}}$ (tn/m ³)	12.11	(ABAQUS)	(δοκός μαζί με τα φορτία της πλάκας)
$\gamma_{\text{δοκού_μόνης}}$ (tn/m ³)	3.06	(ABAQUS)	(δοκός χωρίς τα φορτία της πλάκας)
$\gamma_{\text{πλάκας}}$ (tn/m ³)	3.15	(ABAQUS)	(πλάκα μόνη της)

Δ. ΕΠΙΚΟΜΒΙΑ - ΑΞΟΝΙΚΑ ΦΟΡΤΙΑ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ (ως αποτέλεσμα των εκτός επιπέδου δοκών) (και υπολογισμός ιδίων βαρών γ (tn/m³) τους για τη μοντελοποίηση στο ABAQUS)

Δ1. Επικόμβια Κατακόρυφα (Αξονικά) Φορτία Υποστυλωμάτων Ισογείου

(αποτέλεσμα του ίδιου βάρους και των κατακόρυφων δράσεων της εκάστοτε δοκού που συντρέχει στον εξεταζόμενο κόμβο υποστυλώματος και βρίσκεται εκτός του εξεταζόμενου επιπέδου)

Συνολικό Φορτίο Δοκού 1ου ορόφου/ m δοκού

w (kN/m)	59.11
----------	-------

Συνολικό Φορτίο Δοκού 1ου ορόφου ($l_{\text{δοκού}} = 6.00\text{m}$)

w (kN)	667.90
--------	--------

Συνολικό Φορτίο Δοκού 1ου ορόφου επί του υποστυλώματος (το ήμισυ)

N (kN)	333.95	
$\gamma_{\text{υποστυλώματος}}$ (tn/m ³)	19.92	(ABAQUS)

Δ2. Επικόμβια Κατακόρυφα (Αξονικά) Φορτία Υποστυλωμάτων 1ου ορόφου

(αποτέλεσμα του ίδιου βάρους και των κατακόρυφων δράσεων της εκάστοτε δοκού που συντρέχει στον εξεταζόμενο κόμβο υποστυλώματος και βρίσκεται εκτός του εξεταζόμενου επιπέδου)

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Α

Συνολικό Φορτίο Δοκού 2ου ορόφου/ m δοκού

w (kN/m)	59.11
----------	-------

Συνολικό Φορτίο Δοκού 2ου ορόφου ($l_{\text{δοκού}} = 6.00\text{m}$)

w (kN)	667.90
--------	--------

Συνολικό Φορτίο Δοκού 2ου ορόφου επί του υποστυλώματος (το ήμισυ)

N (kN)	333.95	
Υποστυλώματος (tn/m ³)	19.92	(ABAQUS)

Δ3. Επικόμβια Κατακόρυφα (Αξονικά) Φορτία Υποστυλωμάτων 2ου ορόφου

(αποτέλεσμα του ιδίου βάρους και των κατακόρυφων δράσεων της εκάστοτε δοκού που συντρέχει στον εξεταζόμενο κόμβο υποστυλώματος και βρίσκεται εκτός του εξεταζόμενου επιπέδου)

Συνολικό Φορτίο Δοκού στέγης/ m δοκού

w (kN/m)	47.52
----------	-------

Συνολικό Φορτίο Δοκού στέγης ($l_{\text{δοκού}} = 6.00\text{m}$)

w (kN)	537.00
--------	--------

Συνολικό Φορτίο Δοκού στέγης επί του υποστυλώματος (το ήμισυ)

N (kN)	268.50	
Υποστυλώματος (tn/m ³)	16.51	(ABAQUS)

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β: Υπολογισμός Συμβατικής και Μη Θεμελιώσεως Πλαισίων

B.1: Πλαίσιο 6 x 6

1. Αστοχία λόγω υπέρβασης της φέρουσας ικανότητας, υπό τα στατικά φορτία

INPUT

Su (kPa)	150	αστράγγιστη διατμητική αντοχή εδάφους
bc	1.00	συντελεστής λοξότητας βάσης του πεδίου
sc	1.20	συντελεστής σχήματος πεδίου
ic	1.00	συντελεστής απόκλισης της φόρτισης από την κατακόρυφο
Vd (kN)	517.64	αξονικό ή κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά πέδιλο, για τον συνδυασμό 1.35*G+1.50*Q

OUTPUT

pu (kPa) 925.49 φέρουσα ικανότητα για αστράγγιστη φόρτιση ($\phi = 0, c = Su$)

$$pu = (\pi + 2) * Su * bc * sc * ic$$

FS,s

3

συντελεστής ασφαλείας έναντι υπέρβασης της φέρουσας ικανότητας, υπό τα στατικά φορτία

$$FS, s := \frac{pu * B^2}{Vd} \geq 3$$

B_{min}(m)

1.30

2. Αστοχία λόγω υπέρβασης της φέρουσας ικανότητας, υπό τα σεισμικά φορτία

2.1 Υπολογισμός των δράσεων σχεδιασμού E_{Fd} στη βάση του πεδίου (EN1998-1, Κεφ. 4.4.2.6)

INPUT

M _{F,G} (kNm)	7.43	Ροπή πεδίου για τον συνδυασμό G+ψ*Q
H _{F,G} (kN)	5.94	Τέμνουσα ή οριζόντια δύναμη πεδίου για τον συνδυασμό G+ψ*Q
V _{F,G} (kN)	351.47	Αξονική ή κατακόρυφη δύναμη πεδίου για τον συνδυασμό G+ψ*Q

γ_{Rd}

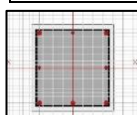
1.00

Συντελεστής υπεραντοχής. Λαμβάνεται = 1.00 για $q \leq 3.00$, ή = 1.20 σε κάθε άλλη περίπτωση

MRd = MRd,c

345

Ροπή σχεδιασμού υποστυλώματος στην κατώτατη διατομή του (θέση πλαστικής άρθρωσης). Δίνεται από τη διατομή του υποστυλώματος και το αξονικό του φορτίο V_{F,G}



ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β

M_{F,E} (kNm)	287.48	Ροπή πεδίου για τον συνδυασμό 0*G+0*Q"+E (σεισμική δράση σχεδιασμού)
H_{F,E} (kN)	126.17	Τέμνουσα ή οριζόντια δύναμη πεδίου για τον συνδυασμό 0*G+0*Q"+E (σεισμική δράση σχεδιασμού)
V_{F,E} (kN)	0.00	Αξονική ή κατακόρυφη δύναμη πεδίου για τον συνδυασμό 0*G+0*Q"+E (σεισμική δράση σχεδιασμού)

OUTPUT

Ω	1.20	Η ελάχιστη τιμή του λόγου M _{Rd} /M _{F,E} στις δύο κύριες ορθογωνικές διευθύνσεις στην κατώτατη διατομή του κατακόρυφου στοιχείου, στο οποίο μπορεί να δημιουργηθεί πλαστική άρθρωση από την σεισμική κατάσταση σχεδιασμού. Εν γένει, είναι η τιμή του λόγου της αντοχής σχεδιασμού της περιοχής απόδοσης ενέργειας, προς την τιμή σχεδιασμού του εντατικού μεγέθους στη σχετική περιοχή απόδοσης ενέργειας -για την σεισμική κατάσταση σχεδιασμού-. Είναι πάντοτε Ω ≤ α.
----------	------	---

$$\Omega = \min \left(\frac{MRd}{MF,E} \right)$$

M_{Fd} (kNm)	352.43	Ροπή σχεδιασμού πεδίου
H_{Fd} (kNm)	157.35	Τέμνουσα ή οριζόντια δύναμη σχεδιασμού πεδίου
V_{Fd} (kNm)	351.47	Αξονική ή κατακόρυφη δύναμη σχεδιασμού πεδίου

$$MFd = MF,G + \gamma Rd * \Omega * MF,E$$

(αντίστοιχοι τύποι ισχύουν και για τα άλλα δύο εντατικά μεγέθη στη βάση του πεδίου)

2.2 Λοξή φόρτιση πεδίου

OUTPUT

tanθ	0.45	Ο λόγος H _{Fd} /V _{Fd} ή η εφαπτομένη της γωνίας που σχηματίζει η συνισταμένη δύναμη σχεδιασμού με την κατακόρυφο
i_c Meyerhof	0.54	συντελεστής απόκλισης της φόρτισης από την κατακόρυφο (Τύπος Meyerhof [1963])

$$i_c (Meyerhof) = \left(1 - \frac{\theta^\circ}{90^\circ} \right)^2$$

e	1.00	Ο λόγος M _{Fd} /V _{Fd} ή εκκεντρότητα φόρτισης, δηλ. η -ανά ορθογωνική διεύθυνση- απόσταση του κ.β. της συνισταμένης δύναμης σχεδιασμού από το κ.β. του πεδίου. Λόγω τετράγωνης κάτοψης του πεδίου, οι δύο εκκεντρότητες e _B & e _L εκφυλίζονται στη μοναδική εκκεντρότητα e.
----------	------	--

ρ_υ (kPa)	495.92	Φέρουσα ικανότητα για αστράγγιστη φόρτιση (φ=0, c=Su)
----------------------------	--------	---

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β

$$p_u = (\pi + 2) * S_u * b_c * s_c * i_c$$

$FS_{,E}$	1	Συντελεστής ασφαλείας έναντι υπέρβασης της φέρουσας ικανότητας, υπό τα σεισμικά φορτία
-----------	---	--

$$FS_{,e} := \frac{p_u * B'^2}{VFd} \geq 1$$

Παρατήρηση: $B' = (B - 2 * e)$

$B_{min}(m)$	2.85
--------------	------

CHECK	NO	Έλεγχος ολίσθησης του πεδίου, υπό την H_{Fd} , με το παραπάνω B . Αν ο έλεγχος βγει αρνητικός ("NO"), η οριζόντια διάσταση του πεδίου αυξάνει μέχρι ο έλεγχος να επαληθεύεται οριακά.
-------	----	---

$B_{new}(m)$	3.04
--------------	------

2.3 Οριστικοποίηση του B με χρήση του i_c από τον EN1997-1

OUTPUT

i_{c_EC7}	0.57	Συντελεστής απόκλισης της φόρτισης από την κατακόρυφο (Τύπος EN1997-1)
--------------	------	--

$$i_c(EC7) = \frac{1}{2} * \left(1 + \sqrt{1 - \frac{VFd * \tan(\theta)}{B'^2 * S_u}} \right)$$

p_u (kPa)	526.94	φέρουσα ικανότητα για αστράγγιστη φόρτιση ($\phi=0$, $c=S_u$)
-------------	--------	--

$B_{final}(m)$	3.04
----------------	------

3. Αντίσταση σε ολίσθηση (+EN1998-1, Κεφ. 4.4.2.6)

INPUT

M_{Fd} (kNm)	352.43	Ροπή σχεδιασμού πεδίου (βλ. 2.1)
H_{Fd} (kNm)	157.35	Τέμνουσα ή οριζόντια δύναμη σχεδιασμού πεδίου (βλ. 2.1)
V_{Fd} (kNm)	351.47	Αξονική ή κατακόρυφη δύναμη σχεδιασμού πεδίου (βλ. 2.1)

e	1.00	εκκεντρότητα (βλ. 2.2)
-----	------	------------------------

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β

OUTPUT

FS_{yE}	1.2	συντελεστής ασφαλείας έναντι υπέρβασης της αντίστασης σε ολίσθηση, υπό τα σεισμικά φορτία
-----------	-----	---

$$FS, e := \frac{Hu}{HFd} \geq 1.50$$

Παρατήρηση: $Hu = B^{1.2} \cdot Su$

$B_{min}(m)$	3.14
--------------	------

4. Φορτία με μεγάλη εκκεντρότητα (+EN1998-1, Κεφ. 4.4.2.6)

INPUT

M_{Fd} (kNm)	352.43	Ροπή σχεδιασμού πεδίου (βλ. 2.1)
V_{Fd} (kNm)	351.47	Αξονική ή κατακόρυφη δύναμη σχεδιασμού πεδίου (βλ. 2.1)

e	1.00	εκκεντρότητα (βλ. 2.2)
-----	------	------------------------

OUTPUT

$$e_{max} = \frac{B}{3}$$

$B_{min}(m)$	3.01
--------------	------

5. ΣΥΝΟΨΗ και των τεσσάρων οριακών καταστάσεων (Ο.Κ.Α.)

$B_{ΣΥΝ}(m)$	3.14	Οριζόντια διάσταση πεδίου για το σύνολο των οριακών καταστάσεων της δεδομένης φόρτισης, όπως αυτή προέκυψε από τη στατική επίλυση και διαστασιολόγηση του πλαισιωτού φορέα
--------------	------	--

6. ΕΛΕΓΧΟΣ πεδίων σε ταυτόχρονη δράση ροπής & αξονικής δύναμης με τις αναλυτικές καμπύλες κατά Gourvenec [2007] + Μη συμβατική διαστασιολόγηση πεδίων

Check Gourvenec

Plus Βάρος πεδίου (kN)	411.87	Plus Βάρος πεδίου Rocking (kN)	67.97
------------------------	--------	--------------------------------	-------

Su (kPa)	150
B (m)	3.20
N _{G+0.3Q}	351.47
N _{new}	763.34

N _{uo} (kN)	9476.98
n _u	0.081
M_u (kPa)	1117.81

$\gamma = M_u / M_{Rd,c}$	3.24
---------------------------	------

Design Approach: Επειδή με αυτή τη διάσταση (**3.20m**), στην Ανάλυση Pushover τα δύο πέδιλα, των οποίων η αξ. δύναμη σταδιακά μειώνεται, ανασηκώνονται, θεωρούμε ότι η στάθμη θεμελίωσης είναι 2.30m (προκύπτει από δοκιμές) υπό την στάθμη του διαμορφωμένου εδάφους, και συνεπώς υπάρχει επιπρόσθετη κατακόρυφη γεωστατική τάση $\gamma_{\text{εδαφ.}} * z = 1.8tn/m^3 * g * 2.00m = 36kPa$. Επίσης θεωρούμε το ίδιο βάρος των θεμελίων ($\gamma_{\text{concrete}} = 2.5tn/m^3$) και με άθροιση της αξονικής δύναμης, όπως προκύπτει από την παραπάνω ανάλυση (N_{G+0.3Q}), της επιπρόσθετης γεωστατικής τάσης, και του ίδιου βάρους του θεμελίου προκύπτει η τελική αξονική δύναμη, στη σχέση της Gourvenec. (N_{new})

Rocking Design

N_{G+0.3Q}

Su (kPa)	150
B (m)	1.30
N _{G+0.3Q}	351.47
N _{new}	419.44

N _{uo} (kN)	1564.07
n _u	0.268
M_u (kPa)	198.61

CRF = M_{Rd,c}/M_u	1.74
---	-------------

FS_{G+0.3Q} **3.73**

N_{max}

Su (kPa)	150
B (m)	1.30
N _{max}	590.00
N _{new}	657.97

N _{uo} (kN)	1564.07
n _u	0.421
M_u (kPa)	246.63

CRF = M_{Rd,c}/M_u	1.40
---	-------------

(ABAQUS, pushover test)

FS_{G+0.3Q} **2.38**

Β.2: Πλαίσιο 12 x 12

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β

1. Αστοχία λόγω υπέρβασης της φέρουσας ικανότητας, υπό τα στατικά φορτία

INPUT

Su (kPa)	150	αστράγγιστη διατμητική αντοχή εδάφους
bc	1.00	συντελεστής λοξότητας βάσης του πεδίου
sc	1.20	συντελεστής σχήματος πεδίου
ic	1.00	συντελεστής απόκλισης της φόρτισης από την κατακόρυφο
Vd (kN)	3104.35	αξονικό ή κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά πέδιλο, για τον συνδυασμό 1.35*G + 1.50*Q

OUTPUT

pu (kPa) 925.49 φέρουσα ικανότητα για αστράγγιστη φόρτιση ($\phi=0, c=Su$)

$$pu = (\pi + 2) * Su * bc * sc * ic$$

FS,s

3

συντελεστής ασφαλείας έναντι υπέρβασης της φέρουσας ικανότητας, υπό τα στατικά φορτία

$$FS, s := \frac{pu * B^2}{Vd} \geq 3$$

B_{min}(m)

3.17

2. Αστοχία λόγω υπέρβασης της φέρουσας ικανότητας, υπό τα σεισμικά φορτία

2.1 Υπολογισμός των δράσεων σχεδιασμού E_{Fd} στη βάση του πεδίου (EN1998-1, Κεφ. 4.4.2.6)

INPUT

M _{F,G} (kNm)	87.48	Ροπή πεδίου για τον συνδυασμό G+ψ*Q
H _{F,G} (kN)	68.91	Τέμνουσα ή οριζόντια δύναμη πεδίου για τον συνδυασμό G+ψ*Q
V _{F,G} (kN)	1861.65	Αξονική ή κατακόρυφη δύναμη πεδίου για τον συνδυασμό G+ψ*Q

γRd

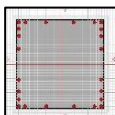
1.00

Συντελεστής υπεραντοχής. Λαμβάνεται = 1.00 για $q \leq 3.00$, ή = 1.20 σε κάθε άλλη περίπτωση

MRd = MRd,c

1755

Ροπή σχεδιασμού υποστυλώματος στην κατώτατη διατομή του (θέση πλαστικής άρθρωσης). Δίνεται από τη διατομή του υποστυλώματος και το αξονικό του φορτίο V_{F,G}



ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β

M_{F,E} (kNm)	1333.80	Ροπή πεδίου για τον συνδυασμό 0*G+0*Q"+E (σεισμική δράση σχεδιασμού)
H_{F,E} (kN)	596.49	Τέμνουσα ή οριζόντια δύναμη πεδίου για τον συνδυασμό 0*G+0*Q"+E (σεισμική δράση σχεδιασμού)
V_{F,E} (kN)	0.00	Αξονική ή κατακόρυφη δύναμη πεδίου για τον συνδυασμό 0*G+0*Q"+E (σεισμική δράση σχεδιασμού)

OUTPUT

Ω	1.32	Η ελάχιστη τιμή του λόγου M _{Rd} /M _{F,E} στις δύο κύριες ορθογωνικές διευθύνσεις στην κατώτατη διατομή του κατακόρυφου στοιχείου, στο οποίο μπορεί να δημιουργηθεί πλαστική άρθρωση από την σεισμική κατάσταση σχεδιασμού. Εν γένει, είναι η τιμή του λόγου της αντοχής σχεδιασμού της περιοχής απόδοσης ενέργειας, προς την τιμή σχεδιασμού του εντατικού μεγέθους στη σχετική περιοχή απόδοσης ενέργειας -για την σεισμική κατάσταση σχεδιασμού-. Είναι πάντοτε Ω ≤ q.
----------	------	---

$$\Omega = \min\left(\frac{MRd}{MF,E}\right)$$

M_{Fd} (kNm)	1842.48	Ροπή σχεδιασμού πεδίου
H_{Fd} (kNm)	853.77	Τέμνουσα ή οριζόντια δύναμη σχεδιασμού πεδίου
V_{Fd} (kNm)	1861.65	Αξονική ή κατακόρυφη δύναμη σχεδιασμού πεδίου

$$MFd = MF,G + \gamma Rd * \Omega * MF,E$$

(αντίστοιχοι τύποι ισχύουν και για τα άλλα δύο εντατικά μεγέθη στη βάση του πεδίου)

2.2 Λοξή φόρτιση πεδίου

OUTPUT

tanθ	0.46	ο λόγος H _{Fd} /V _{Fd} ή η εφαπτομένη της γωνίας που σχηματίζει η συνισταμένη δύναμη σχεδιασμού με την κατακόρυφο
i_c_Meyerhof	0.53	συντελεστής απόκλισης της φόρτισης από την κατακόρυφο (Τύπος Meyerhof [1963])

$$i_c (Meyerhof) = \left(1 - \frac{\theta^\circ}{90^\circ}\right)^2$$

e	0.99	Ο λόγος M _{Fd} /V _{Fd} ή εκκεντρότητα φόρτισης, δηλ. η -ανά ορθογωνική διεύθυνση- απόσταση του κ.β. της συνισταμένης δύναμης σχεδιασμού από το κ.β. του πεδίου. Λόγω τετράγωνης κάτοψης του πεδίου, οι δύο εκκεντρότητες e _b & e _l εκφυλίζονται στη μοναδική εκκεντρότητα e.
pu (kPa)	488.15	Φέρουσα ικανότητα για αστράγγιστη φόρτιση (φ=0, c=Su)

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β

$$p_u = (\pi + 2) * S_u * b_c * s_c * i_c$$

FS,E	1
------	---

συντελεστής ασφαλείας έναντι υπέρβασης της φέρουσας ικανότητας, υπό τα σεισμικά φορτία

$$FS, e := \frac{p_u * B'^2}{VFd} \geq 1$$

Παρατήρηση: $B' = (B - 2 * e)$

$B_{min}(m)$	3.93
--------------	------

CHECK	NO
-------	----

Έλεγχος ολίσθησης του πεδίου, υπό την H_{Fd} , με το παραπάνω B . Αν ο έλεγχος βγει αρνητικός ("NO"), η οριζόντια διαιάσταση του πεδίου αυξάνει μέχρι ο έλεγχος να επαληθεύεται οριακά.

$B_{new}(m)$	4.38
--------------	------

2.3 Οριστικοποίηση του B με χρήση του i_c από τον EN1997-1

OUTPUT

i_{c_EC7}	0.55
--------------	------

Συντελεστής απόκλισης της φόρτισης από την κατακόρυφο (Τύπος EN1997-1)

$$i_c(EC7) = \frac{1}{2} * \left(1 + \sqrt{1 - \frac{VFd * \tan(\theta)}{B'^2 * S_u}} \right)$$

p_u (kPa)	504.98
-------------	--------

φέρουσα ικανότητα για αστράγγιστη φόρτιση ($\phi=0$, $c=S_u$)

$B_{final}(m)$	4.38
----------------	------

3. Αντίσταση σε ολίσθηση (+EN1998-1, Κεφ. 4.4.2.6)

INPUT

M_{Fd} (kNm)	1842.48
H_{Fd} (kNm)	853.77
V_{Fd} (kNm)	1861.65

Ροπή σχεδιασμού πεδίου (βλ. 2.1)
Τέμνουσα ή οριζόντια δύναμη σχεδιασμού πεδίου (βλ. 2.1)
Αξονική ή κατακόρυφη δύναμη σχεδιασμού πεδίου (βλ. 2.1)

e	0.99
-----	------

εκκεντρότητα (βλ. 2.2)

OUTPUT

$FS_{,E}$	1.2
-----------	-----

συντελεστής ασφαλείας έναντι υπέρβασης της αντίστασης σε ολίσθηση, υπό τα σεισμικά φορτία

$$FS, e := \frac{Hu}{HFd} \geq 1.50$$

Παρατήρηση: $Hu = B^{12} \cdot Su$

$B_{min}(m)$	4.60
--------------	------

4. Φορτία με μεγάλη εκκεντρότητα (+EN1998-1, Κεφ. 4.4.2.6)

INPUT

M_{Fd} (kNm)	1842.48
V_{Fd} (kNm)	1861.65

Ροπή σχεδιασμού πεδίου (βλ. 2.1)
Αξονική ή κατακόρυφη δύναμη σχεδιασμού πεδίου (βλ. 2.1)

e	0.99
-----	------

εκκεντρότητα (βλ. 2.2)

OUTPUT

$$e_{max} = \frac{B}{3}$$

$B_{min}(m)$	2.97
--------------	------

5. ΣΥΝΟΨΗ και των τεσσάρων οριακών καταστάσεων (Ο.Κ.Α.)

$B_{ΣΥΝ}(m)$	4.60
--------------	------

Οριζόντια διάσταση πεδίου για το σύνολο των οριακών καταστάσεων της δεδομένης φόρτισης, όπως αυτή προέκυψε από τη στατική επίλυση και διαστασιολόγηση του πλαισιωτού φορέα

6. ΕΛΕΓΧΟΣ πεδίων σε ταυτόχρονη δράση ροπής & αξονικής δύναμης με τις αναλυτικές καμπύλες κατά Gouvenec [2007] + Μη συμβατική διαστασιολόγηση πεδίων

Check Gourvenec

Plus Βάρος πεδίου (kN)	851.08	Plus Βάρος πεδίου Rocking (kN)	231.68
------------------------	--------	--------------------------------	--------

Su (kPa)	150
B (m)	4.60
N _{G+0.3Q}	1861.65
N _{new}	2712.73

N _{uo} (kN)	19583.30
n _u	0.139
M_u (kPa)	5350.34

$\gamma = M_u / M_{Rd,c}$	3.05
---------------------------	------

Design Approach: Επειδή με αυτή τη διάσταση (**4.60m**), στην Ανάλυση Pushover τα δύο πέδιλα, των οποίων η αξονική δύναμη σταδιακά μειώνεται, ανασηκώνονται, θεωρούμε ότι η στάθμη θεμελίωσης είναι 2.30m (προκύπτει από δοκιμές) υπό την στάθμη του διαμορφωμένου εδάφους, και συνεπώς υπάρχει επιπρόσθετη κατακόρυφη γεωστατική τάση $\gamma_{\text{εδαφ.}} * z = 1.8 \text{tn/m}^3 * g * 2.00 \text{m} = 36 \text{kPa}$. Επίσης θεωρούμε το ίδιο βάρος των θεμελίων ($\gamma_{\text{concrete}} = 2.5 \text{tn/m}^3$) και με άθροιση της αξονικής δύναμης, όπως προκύπτει από την παραπάνω ανάλυση (N_{G+0.3Q}), της επιπρόσθετης γεωστατικής τάσης, και του ίδιου βάρους του θεμελίου προκύπτει η τελική αξονική δύναμη, στη σχέση της Gouvenec. (N_{new})

Rocking Design

N_{G+0.3Q}

Su (kPa)	150
B (m)	2.40
N _{G+0.3Q}	1861.65
N _{new}	2093.33

N _{uo} (kN)	5330.80
n _u	0.393
M_u (kPa)	1518.57

CRF = M_{Rd,c}/M_u	1.16
---	-------------

FS _{G+0.3Q}	2.55
----------------------	-------------

N_{max}

Su (kPa)	150
B (m)	2.40
N _{max}	2552.00
N _{new}	2783.68

N _{uo} (kN)	5330.80
n _u	0.522
M_u (kPa)	1588.77

CRF = M_{Rd,c}/M_u	1.10
---	-------------

(ABAQUS, Pushover test)

FS _{G+0.3}	1.92
---------------------	-------------