ΕΛΛΗΝΙΚΟ ΑΝΟΙΚΤΟ ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ

ΣΧΟΛΗ ΘΕΤΙΚΩΝ ΕΠΙΣΤΗΜΩΝ & ΤΕΧΝΟΛΟΓΙΑΣ

ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΜΗΧΑΝΙΚΗ ΚΑΙ ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΕΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΕΣ

Μεταπτυχιακή Διπλωματική Εργασία

Μελέτη υβριδικών κατασκευών υπό συνθήκες διαδοχικής κατάρρευσης κατά την δράση πολλαπλών σεισμών

ΣΑΡΑΝΤΙΤΗΣ ΔΗΜΗΤΡΗΣ

ΔΙΠΛΩΜΑΤΟΥΧΟΣ ΠΟΛΙΤΙΚΟΣ ΜΗΧΑΝΙΚΟΣ ΠΑΝ. ΠΑΤΡΩΝ

Επιβλέπουσα καθηγήτρια: Δρ. Κατσιμπίνη Παναγιώτα

ΠΑΤΡΑ, ΙΟΥΝΙΟΣ 2026

Η παρούσα εργασία αποτελεί πνευματική ιδιοκτησία του/της φοιτητήφοιτήτριας («συγγραφέας/δημιουργός») που την εκπόνησε. Στο πλαίσιο της πολιτικής ανοικτής πρόσβασης ο συγγραφέας/δημιουργός εκχωρεί στο ΕΑΠ, μη αποκλειστική άδεια χρήσης του δικαιώματος αναπαραγωγής, προσαρμογής, δημόσιου δανεισμού, παρουσίασης στο κοινό και ψηφιακής διάχυσής τους διεθνώς, σε ηλεκτρονική μορφή και σε οποιοδήποτε μέσο, για διδακτικούς και ερευνητικούς σκοπούς, άνευ ανταλλάγματος και για όλο το χρόνο διάρκειας των δικαιωμάτων πνευματικής ιδιοκτησίας. Η ανοικτή πρόσβαση στο πλήρες κείμενο για μελέτη και ανάγνωση δεν σημαίνει καθ' οιονδήποτε τρόπο παραχώρηση δικαιωμάτων διανοητικής ιδιοκτησίας του συγγραφέα/δημιουργού ούτε επιτρέπει την αναπαραγωγή, αναδημοσίευση, αντιγραφή, αποθήκευση, πώληση, εμπορική χρήση, μετάδοση, διανομή, έκδοση, εκτέλεση, «μεταφόρτωση» (downloading), «ανάρτηση» (uploading), μετάφραση, τροποποίηση με οποιονδήποτε τρόπο, τμηματικά ή περιληπτικά της εργασίας, χωρίς τη ρητή προηγούμενη έγγραφη συναίνεση του συγγραφέα/δημιουργού. Ο συγγραφέας διατηρεί το σύνολο των ηθικών και περιουσιακών του δικαιωμάτων.

Μελέτη υβριδικών κατασκευών υπό συνθήκες διαδοχικής κατάρρευσης κατά την δράση πολλαπλών σεισμών

ΣΑΡΑΝΤΙΤΗΣ ΔΗΜΗΤΡΗΣ

ΔΙΠΛΩΜΑΤΟΥΧΟΣ ΠΟΛΙΤΙΚΟΣ ΜΗΧΑΝΙΚΟΣ ΠΑΝ. ΠΑΤΡΩΝ

Επιτροπή Επίβλεψης Μεταπτυχιακής Διπλωματικής Εργασίας

Επιβλέπουσα Καθηγήτρια:

Κατσιμπίνη Παναγιώτα

Μεταδιδάκτωρ Ερευνήτρια – Ελληνικό Ανοιχτό Πανεπιστήμιο

Συν-Επιβλέπων Καθηγητής:

Μπαλωμένος Γεώργιος

Αναπληρωτής Καθηγητής – Ελληνικό Ανοιχτό Πανεπιστήμιο

ΠΑΤΡΑ, ΙΟΥΝΙΟΣ 2026

Νιώθω την ανάγκη και την ηθική υποχρέωση να μνημονεύσω και να ευχαριστήσω την Επιβλέπουσα Καθηγήτριά μου Δρ. Παναγιώτα Κατσιμπίνη για την εξαιρετική συνεργασία της, την ευγένειά της, την συνέπεια στην επικοινωνία μας και τις αναλυτικές αλλά και σημαντικές συμβουλές της. Για την ορθή περαίωση της παρούσας εργασίας η συμβολή της υπήρξε καθοριστική.

Στην γυναίκα μου Σία

και στα παιδιά μου Ειρήνη και Γιώργο

Περίληψη

Η παρούσα μελέτη διερευνά τη σεισμική τρωτότητα και την πιθανή προοδευτική κατάρρευση υβριδικών κατασκευών που αποτελούνται από υφιστάμενα κτίρια οπλισμένου σκυροδέματος (Ο/Σ), στα οποία έχουν προστεθεί καθ' ύψος μεταλλικές κατεσκευές. Με τη χρήση του λογισμικού ανάλυσης κατασκευών SAP2000, αναπτύχθηκαν τέσσερα λεπτομερή τρισδιάστατα αριθμητικά προσομοιώματα, λαμβάνοντας υπόψη τις μη γραμμικότητες των υλικών καθώς και την διεπιφάνεια μεταξύ σκυροδέματος και χάλυβα.

Η έρευνα εφαρμόζει Μη Γραμμική Δυναμική Ανάλυση Χρονοϊστορίας (Nonlinear Time History Analysis - NLTHA) για την μελέτη και αξιολόγηση της απόκρισης τους υπό σεισμικές διεγέρσεις τύπου ακολουθίας (κύριος σεισμός – μετασεισμός). Ιδιαίτερη έμφαση δίνεται στην έναρξη της προοδευτικής κατάρρευσης που προκαλείται από την εφαρμογή της πλήρους σεισμικής ακολουθίας και σε ξεχωριστό βήμα της έρευνας, από την υποβάθμιση της διατμητικής αντοχής ενός κρίσιμου υποστυλώματος Ο/Σ στο ισόγειο.

Τα αποτελέσματα δείχνουν ότι οι σεισμικές ακολουθίες επιταχύνουν σημαντικά τη σωρευτική βλάβη, οδηγώντας σε πρόωρη διατμητική αστοχία ή και κατάρρευση, σε σύγκριση με μεμονωμένα σεισμικά γεγονότα. Τα ευρήματα αναδεικνύουν τον κρίσιμο ρόλο των παραμενουσών μετακινήσεων και της αλληλεπίδρασης μεταξύ των δύο δομικών συστημάτων.

Λέξεις – Κλειδιά

Υβριδικές κατασκευές, προοδευτική κατάρρευση, σεισμικές ακολουθίες, SAP2000, υποβάθμιση διατμητικής επάρκειας, μη γραμμική ανάλυση χρονοϊστορίας.

Study of Hybrid Structures under Progressive Collapse Conditions during Sequential Earthquakes

DIMITRIS SARANTITIS

CIVIL ENGINEER, UNIVERSITY OF PATRAS

Abstract

This study investigates the seismic vulnerability and progressive collapse potential of hybrid structures consisting of existing reinforced concrete (RC) buildings retrofitted with vertical steel additions. Using SAP2000, four detailed 3D numerical model was developed, accounting for material nonlinearities and the complex interface between concrete and steel. The research employs Nonlinear Time History Analysis (NLTHA) to evaluate the structural response under sequence-type seismic excitations (mainshock-aftershock). A key focus is placed on the initiation of progressive collapse triggered by the shear capacity degradation of a critical RC ground-floor column. Results demonstrate that seismic sequences significantly accelerate cumulative damage, leading to earlier shear failure compared to single events. The findings highlight the critical role of residual displacements and the interaction between the two structural systems, providing practical insights for the resilient design of hybrid vertical extensions.

Keywords

Hybrid structures, progressive collapse, seismic sequences, SAP2000, shear capacity degradation, nonlinear time history analysis.

Περιεχόμενα

Περίληψη....vi

Abstract....vii

Περιεχόμενα....viii
1. Εισαγωγή....1
1.1 Αντικείμενο & Σκοπός της Έρευνας....1
1.2 Το Πρόβλημα της Προοδευτικής Κατάρρευσης σε Υβριδικά Συστήματα....3
2. Βιβλιογραφική Ανασκόπηση....14
2.1 Σεισμική Συμπεριφορά Υβριδικών Κατασκευών (Ο/Σ και Χάλυβας)....14
2.2 Μηχανισμοί Προοδευτικής Κατάρρευσης σε Πολυώροφα Κτίρια....18
2.3 Συσσωρευτική Βλάβη από Διαδοχικούς Σεισμούς: Προηγούμενες Έρευνες....22
2.4 Κανονιστικό Πλαίσιο (Ευρωκώδικες 3 & 8, ΚΑΝ.ΕΠΕ.) και Περιορισμοί....25
Βιβλιογραφία....30
3. Περιγραφή και Προσομοίωση Κατασκευών....32
3.1 Περιγραφή Υφιστάμενου Κτιρίου Ο/Σ....32
3.2 Σχεδιασμός Μεταλλικών Προσθηκών κατά Ευρωκώδικα 3....41
3.3 Μοντελοποίηση στο Λογισμικό SAP2000....49
3.3.1. Γενική φιλοσοφία του τρισδιάστατου προσομοιώματος....50
3.3.2 Στοιχεία προσομοίωσης φορέα Ο/Σ....50
3.3.3 Στοιχεία προσομοίωσης μεταλλικών προσθηκών....50
3.3.4 Προσομοίωση πλακών και φορτίων μεταλλικής προσθήκης....51
3.3.5 Load Patterns και κατακόρυφα φορτία....51
3.3.6 Load Cases και τύποι αναλύσεων....52
3.3.7 Πηγή μάζας....54
3.3.8 Συνδυασμοί και συμβατότητα μονάδων....54
3.3.9 Σύγκριση τετραώροφου και πενταώροφου μοντέλου....55
3.3.10 Σύνοψη μοντελοποίησης....55
3.4 Προσομοίωση Μη Γραμμικής Συμπεριφοράς....56
3.4.1 Πλαστικές Αρθρώσεις....56
3.4.2 Ορισμός Pre-Seismic Load Case....56
3.4.3 Ορισμός Time History Load Case....57
3.4.4 Πρότυπο ASCE 41-17 και στάθμες επιτελεστικότητας....59
3.4.5 Πλαστικές αρθρώσεις υποστυλωμάτων οπλισμένου σκυροδέματος....60
3.4.6 Πλαστικές αρθρώσεις δοκών οπλισμένου σκυροδέματος....61
3.4.7 Πλαστικές αρθρώσεις δοκών χάλυβα....62
3.4.8 Πλαστικές αρθρώσεις υποστυλωμάτων χάλυβα....62
3.4.9 Ειδική προσομοίωση υποβαθμισμένου υποστυλώματος....63
3.4.10 Σύνδεση με κριτήρια αστοχίας....65
3.5 Παραδοχές Απόσβεσης και Μάζας....66
Βιβλιογραφία....69
4. Σεισμική Διέγερση και Μεθοδολογία Ανάλυσης....71
4.1 Επιλογή και Χαρακτηριστικά Σεισμικών Ακολουθιών....71
4.2 Διαδικασία Κλιμάκωσης (Scaling) Επιταχυνσιογραφημάτων....72
4.3 Ορισμός Δεικτών Τρωτότητας και Κριτηρίων Αστοχίας (IDR, RIDR)....76

Βιβλιογραφία....80
5. Παρουσίαση και Σχολιασμός Αποτελεσμάτων....81
5.1 Σύγκριση Απόκρισης: Μεμονωμένος Σεισμός vs. Σεισμική Ακολουθία....81
5.1.1 Φορέας 2όροφης Μεταλλικής Προσθήκης – Σύγκριση Μεμονωμένων Σεισμών και Συνολικών Σεισμικών Ακολουθιών....81
5.1.2 Φορέας 2όροφης Μεταλλικής Προσθήκης & Υποβαθμισμένου υποστυλώματος – Σύγκριση Μεμονωμένων Σεισμών και Συνολικών Σεισμικών Ακολουθιών....93
5.1.3 Φορέας 3όροφης Μεταλλικής Προσθήκης – Σύγκριση Μεμονωμένων Σεισμών....105
5.1.4 Φορέας 3όροφης Μεταλλικής Προσθήκης & Υποβαθμισμένου Υποστυλώματος – Σύγκριση Μεμονωμένων Σεισμών και Συνολικών Σεισμικών Ακολουθιών....117
5.2 Εξέλιξη Συσσωρευτικής Βλάβης και Πλαστικών Αρθρώσεων....129
5.3 Ανάλυση Παραμέτρων....133
5.3.1 Σχετική Μετακίνηση Ορόφων IDR και Παραμένουσα Παραμόρφωση RIDR....138
5.3.2 Μέγιστες Μετατοπίσεις Ακραίων Κόμβων και Επιρροή της Προσθήκης....144
6. Συμπεράσματα και Προτάσεις....151
6.1 Σύνοψη Ευρημάτων για την Υβριδική Κατασκευή....151
6.2 Επίδραση των Μετασεισμών στην Τρωτότητα του Συστήματος....153
6.3 Προτάσεις για Μελλοντική Έρευνα....155

Παράρτημα Α: Διαγράμματα IDR, RIDR και Μετακινήσεων Κόμβων Ελέγχου 192 και 528 για τις Αναλύσεις Χρονοϊστορίας....1588

Παράρτημα Β: Επεξήγηση Συμβόλων, Όρων και Μεγεθών των Μαθηματικών Σχέσεων....278

1. Εισαγωγή

1.1 Αντικείμενο & Σκοπός της Έρευνας

Η παρούσα μεταπτυχιακή εργασία εστιάζει στη σεισμική συμπεριφορά υβριδικών κατασκευών που αποτελούνται από υφιστάμενο κτίριο οπλισμένου σκυροδέματος και μεταλλική καθ' ύψος προσθήκη.

Η ανάγκη μελέτης τέτοιων υβριδικών φορέων προκύπτει από το γεγονός ότι τα δύο επιμέρους συστήματα, δηλαδή το υφιστάμενο τμήμα οπλισμένου σκυροδέματος και η νέα μεταλλική προσθήκη, εμφανίζουν διαφορετικές μηχανικές ιδιότητες και δυναμική συμπεριφορά. Το οπλισμένο σκυρόδεμα χαρακτηρίζεται από αυξημένη μάζα, ρηγματώσεις, απομείωση δυσκαμψίας και πιθανές ψαθυρές διατμητικές αστοχίες. Αντίθετα, ο χάλυβας χαρακτηρίζεται συνήθως από μικρότερο συνολικό ίδιο βάρος κατασκευής, αυξημένη πλαστιμότητα και διαφορετική υστερητική απόκριση. Η αλληλεπίδραση αυτών των δύο υλικών μεταβάλει τις ιδιοπεριόδους, την κατανομή των σεισμικών δυνάμεων, τις σχετικές μετακινήσεις των ορόφων και τη θέση εμφάνισης βλαβών. Αντίστοιχα ζητήματα έχουν αναδειχθεί και στη διεθνή βιβλιογραφία για σύμμικτους ή σύνθετους φορείς χάλυβα–σκυροδέματος, όπου η ταυτόχρονη αξιοποίηση της αντοχής του χάλυβα και της δυσκαμψίας του σκυροδέματος δημιουργεί φορείς με σύνθετη αλλά ιδιαίτερα ενδιαφέρουσα σεισμική συμπεριφορά (Chorafa et al., 2024).

Ιδιαίτερη σημασία στην παρούσα εργασία έχει η διερεύνηση της απόκρισης υπό διαδοχικές σεισμικές δράσεις (μετασεισμούς). Η επικρατούσα φιλισοφία του αντισεισμικού σχεδιασμού που ορίζεται από τους υφιστάμενους Κανονισμούς, βασίζεται στη θεώρηση και εφαρμογή ενός μεμονωμένου σεισμικού γεγονότος. Ωστόσο, στην πραγματικότητα, ένας ισχυρός κύριος σεισμός ακολουθείται συχνά από μετασεισμούς, οι οποίοι μπορεί να επιδράσουν δυσμενώς σε κατασκευές που έχουν ήδη υποστεί βλάβες. Η υπόθεση ότι η κατασκευή επανέρχεται πλήρως στην αρχική της κατάσταση πριν από κάθε νέο σεισμικό γεγονός προφανώς δεν είναι ρεαλιστική, ιδίως όταν έχουν αναπτυχθεί πλαστικές αρθρώσεις, παραμένουσες μετακινήσεις, κλπ. Οι Chorafa, Skrapalliou και Katsimpini (2024) επισημαίνουν ότι οι διαδοχικές εδαφικές κινήσεις μπορούν να αυξήσουν τις απαιτήσεις μετακίνησης και τις παραμένουσες παραμορφώσεις σε σχέση με μεμονωμένα

σεισμικά γεγονότα, υπογραμμίζοντας την ανάγκη ενσωμάτωσης πολλαπλών σεισμικών σεναρίων στην αποτίμηση σύνθετων φορέων.

Αντικείμενο της παρούσας έρευνας είναι, επομένως, η αριθμητική διερεύνηση της σεισμικής τρωτότητας υβριδικών κατασκευών οπλισμένου σκυροδέματος–χάλυβα υπό μεμονωμένα σεισμικά γεγονότα και συνολικές σεισμικές ακολουθίες.

Για την επίτευξη του παραπάνω στόχου αξιοποιείται το λογισμικό SAP2000, μέσω του οποίου αναπτύσσονται τρισδιάστατα αριθμητικά προσομοιώματα του υβριδικού φορέα. Στα προσομοιώματα λαμβάνονται υπόψη τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά, οι διατομές, τα υλικά, τα φορτία, η μάζα και οι μη γραμμικές ιδιότητες των μελών. Η μη γραμμική συμπεριφορά των δοκών και των υποστυλωμάτων προσομοιώνεται μέσω πλαστικών αρθρώσεων, με στόχο την παρακολούθηση της έναρξης, της εξέλιξης και της χωρικής κατανομής των βλαβών. Η χρήση μη γραμμικής δυναμικής ανάλυσης χρονοϊστορίας κρίνεται απαραίτητη, διότι επιτρέπει την καταγραφή της χρονικά εξαρτόμενης απόκρισης της κατασκευής, της ενεργοποίησης πλαστικών αρθρώσεων και της διατήρησης της βλάβης από το ένα σεισμικό γεγονός στο επόμενο.

Επιπλέον, η εργασία αποσκοπεί στη διερεύνηση της πιθανής προοδευτικής κατάρρευσης του υβριδικού φορέα. Η προοδευτική κατάρρευση συνδέεται με την αλυσιδωτή εξάπλωση τοπικών αστοχιών, οι οποίες μπορούν να οδηγήσουν σε δυσανάλογα εκτεταμένη βλάβη ή σε γενικευμένη απώλεια φέρουσας ικανότητας (κατάρρευση). Στην παρούσα μελέτη, το φαινόμενο αυτό εξετάζεται κυρίως μέσω της μελέτης και παρατήρησης των πλαστικών αρθρώσεων και της υπέρβασης κρίσιμων σταθμών επιτελεστικότητας. Η εμφάνιση πλαστικών αρθρώσεων σε επίπεδα που αντιστοιχούν σε οιονεί κατάρρευση αποτελεί βασική ένδειξη τοπικής αστοχίας, η οποία μπορεί να λειτουργήσει ως αφετηρία ευρύτερου μηχανισμού κατάρρευσης.

Η παρούσα εργασία επίσης καινοτομεί εφαρμόζοντας παράλληλα και την διαδικασία Κλιμακούμενης Δυναμικής Ανάλυσης (Incremental Dynamic Analysis – IDA), μέσω της οποίας τα επιλεγμένα επιταχυνσιογραφήματα εισάγονται στα αριθμητικά προσομοιώματα σε διαδοχικά αυξανόμενα επίπεδα επιταχύνσεων εδάφους (g). Η μέθοδος IDA, όπως διατυπώθηκε από τους Vamvatsikos και Cornell (2002), αποτελεί μία συστηματική διαδικασία αποτίμησης της σεισμικής συμπεριφοράς κατασκευών μέσω

επαναλαμβανόμενων μη γραμμικών δυναμικών αναλύσεων, στις οποίες η ίδια σεισμική καταγραφή κλιμακώνεται σταδιακά μέχρι την εμφάνιση κρίσιμων επιπέδων βλάβης ή κατάρρευσης. Στην παρούσα μελέτη, η κλιμάκωση εφαρμόζεται τόσο στα μεμονωμένα σεισμικά γεγονότα όσο και στις συνολικές σεισμικές ακολουθίες, με συντελεστές κλιμάκωσης της μορφής SF = g, 1,5g, 2g,…, μέχρι την εμφάνιση τις πρώτης ή των πρώτων κρίσιμων αστοχιών, οι οποίες αναγνωρίζονται μέσω υπέρβασης της στάθμης Collapse Prevention – CP στις πλαστικές αρθρώσεις. Με τον τρόπο αυτό, η IDA επιτρέπει τον προσδιορισμό της σεισμικής ικανότητας του υβριδικού φορέα, την αξιολόγηση της εξέλιξης της βλάβης υπό αυξανόμενη ένταση και τη σύγκριση της τρωτότητας μεταξύ μεμονωμένων σεισμών και πλήρων σεισμικών ακολουθιών.

Οι βασικοί δείκτες απόκρισης που αξιοποιούνται στην εργασία είναι ο λόγος σχετικής μετακίνησης ορόφων (Interstorey Drift Ratio – IDR), ο λόγος παραμένουσας σχετικής μετακίνησης ορόφων (Residual Interstorey Drift Ratio – RIDR), η καταγραφή των μετακινήσεων ακραίου κόμβου (m) και η παρατήρηση πλαστικών αρθρώσεων. Οι δείκτες IDR και RIDR είναι ιδιαίτερα σημαντικοί, διότι ο πρώτος αποτυπώνει τη μέγιστη παραμορφωσιακή απαίτηση κατά τη διάρκεια της σεισμικής διέγερσης, ενώ ο δεύτερος αποτυπώνει τη μόνιμη παραμόρφωση του φορέα μετά το πέρας της. Η διεθνής βιβλιογραφία αναγνωρίζει τη σημασία αυτών των δεικτών στη μελέτη πολλαπλών σεισμών και σύνθετων φορέων, καθώς συνδέονται άμεσα με τη βλάβη, τη μετασεισμική λειτουργικότητα και την ανάγκη επισκευής ή ενίσχυσης (Chorafa et al., 2024).

1.2 Το Πρόβλημα της Προοδευτικής Κατάρρευσης σε Υβριδικά Συστήματα

Η προοδευτική κατάρρευση αποτελεί ένα από τα πλέον κρίσιμα φαινόμενα στη σύγχρονη δομοστατική μηχανική, καθώς αφορά την εξάπλωση μιας αρχικής τοπικής αστοχίας σε ευρύτερο τμήμα του φέροντος οργανισμού, με αποτέλεσμα η τελική βλάβη να είναι δυσανάλογα μεγάλη σε σχέση με την αρχική αιτία που την προκάλεσε. Σύμφωνα με τη φιλοσοφία του ASCE 7, όπως αυτή αναφέρεται και σε κατευθυντήρια κείμενα του U.S. Department of Defense, η προοδευτική κατάρρευση σχετίζεται με τη διάδοση μιας αρχικής τοπικής αστοχίας από στοιχείο σε στοιχείο, η οποία μπορεί τελικά να οδηγήσει σε

κατάρρευση ολόκληρης της κατασκευής ή δυσανάλογα μεγάλου μέρους της (U.S. Department of Defense, 2024).

Στην κλασική θεώρηση, η προοδευτική κατάρρευση εξετάζεται συχνά μέσω σεναρίων αιφνίδιας απώλειας φέροντος στοιχείου, όπως η απομάκρυνση υποστυλώματος ή τοιχώματος. Η προσέγγιση αυτή είναι γνωστή ως μέθοδος εναλλακτικής διαδρομής φορτίου (Alternate Path Method) και χρησιμοποιείται σε διεθνείς οδηγίες, όπως οι οδηγίες της General Services Administration και οι διατάξεις UFC 4-023-03, με στόχο να αξιολογηθεί αν ο φορέας μπορεί να ανακατανείμει τα φορτία μετά από τοπική απώλεια στήριξης (General Services Administration, 2016; U.S. Department of Defense, 2024).

Η βασική απαίτηση έναντι προοδευτικής κατάρρευσης είναι η ύπαρξη επαρκούς ικανότητας της κατασκευής, πλεοναζόντων και εναλλακτικών διαδρομών μεταφοράς φορτίου. Μετά από μία τοπική αστοχία, τα φορτία που έφερε το μέλος που αστόχησε πρέπει να μεταφερθούν σε γειτονικά μέλη μέσω δοκών, πλακών, υποστυλωμάτων, τοιχωμάτων ή συνδέσεων. Σε γενική μορφή, η επάρκεια ενός τέτοιου μηχανισμού μπορεί να εκφραστεί ως:

$$E_d \leq R_d$$

όπου $\boldsymbol{E_d}$ είναι η απαίτηση που αναπτύσσεται μετά την τοπική βλάβη και $\boldsymbol{R_d}$ η διαθέσιμη αντίσταση του φορέα ή των επιμέρους μελών. Όταν η απαίτηση υπερβεί τη διαθέσιμη αντίσταση, η αρχική τοπική αστοχία μπορεί να επεκταθεί σε γειτονικά στοιχεία, ενεργοποιώντας αλυσιδωτό μηχανισμό κατάρρευσης.

Η διεθνής βιβλιογραφία έχει αναδείξει ότι η προοδευτική κατάρρευση δεν πρέπει να θεωρείται αποκλειστικά αποτέλεσμα έκρηξης, πρόσκρουσης ή άλλης τυχηματικής δράσης. Οι Adam, Parisi, Sagaseta και Lu (2018) επισημαίνουν ότι η ανθεκτικότητα και η προοδευτική κατάρρευση των κτιρίων αποτελούν πλέον ευρύτερο αντικείμενο έρευνας, το οποίο συνδέεται με τη δυνατότητα του φέροντος οργανισμού να περιορίζει την έκταση της βλάβης και να αποφεύγει δυσανάλογες συνέπειες μετά από τοπική απώλεια φέρουσας ικανότητας.

Στην περίπτωση σεισμικών δράσεων, το πρόβλημα γίνεται πιο σύνθετο. Ο σεισμός δεν προκαλεί απαραίτητα μία μοναδική, τοπική απώλεια στοιχείου, αλλά επιβάλλει δυναμική

ανακυκλιζόμενη φόρτιση σε ολόκληρη την κατασκευή. Η φόρτιση αυτή μπορεί να προκαλέσει ρηγμάτωση, διαρροή οπλισμού, πλαστικές αρθρώσεις, υποβάθμιση δυσκαμψίας, παραμένουσες μετακινήσεις και σε δυσμενείς περιπτώσεις, ψαθυρές αστοχίες. Επομένως, η προοδευτική κατάρρευση υπό σεισμική δράση μπορεί να προκύψει όχι μόνο από την αιφνίδια απώλεια ενός μέλους, αλλά και από τη σταδιακή συσσώρευση βλάβης σε κρίσιμα στοιχεία.

Το πρόβλημα αποκτά ιδιαίτερη σημασία στα υφιστάμενα κτίρια οπλισμένου σκυροδέματος. Παλαιότεροι φορείς Ο/Σ μπορεί να έχουν σχεδιαστεί με κανονισμούς που δεν περιλάμβαναν επαρκείς απαιτήσεις πλαστιμότητας, ικανοτικού σχεδιασμού, περίσφιγξης και αποφυγής ψαθυρών αστοχιών.

Σε θεωρητικό επίπεδο, η εξέλιξη μιας τοπικής βλάβης προς προοδευτική κατάρρευση μπορεί να συνδεθεί με την αδυναμία του φορέα να αναδιανέμει το φορτίο. Εάν ένα κρίσιμο υποστύλωμα ή μία κρίσιμη σύνδεση χάσει σημαντικό μέρος της φέρουσας ικανότητάς του, τα γειτονικά μέλη καλούνται να αναλάβουν πρόσθετες απαιτήσεις:

$$\Delta E_d = E_{d,\mu\varepsilon\tau\acute{\alpha}} - E_{d,\pi\rho\iota\nu}$$

Όταν η πρόσθετη απαίτηση $\boldsymbol{\Delta E_d}$ υπερβεί τη διαθέσιμη αντοχή των γειτονικών μελών, η βλάβη μπορεί να μεταδοθεί. Η διαδικασία αυτή έχει ιδιαίτερη σημασία σε φορείς με περιορισμένα πλεονάζουσα μέλη ή με κρίσιμες ζώνες ασυνέχειας δυσκαμψίας.

Η προοδευτική κατάρρευση συνδέεται επίσης με τα φαινόμενα δεύτερης τάξης. Όταν ο φορέας εμφανίζει μεγάλες πλευρικές ή παραμένουσες μετακινήσεις, τα κατακόρυφα φορτία δημιουργούν πρόσθετες ροπές:

$$M_{P-\Delta} = P\Delta$$

όπου $\boldsymbol{P}$ είναι το κατακόρυφο φορτίο και $\boldsymbol{\Delta}$ η πλευρική μετακίνηση. Σε υβριδικές καθ' ύψος προσθήκες, η αύξηση του συνολικού ύψους και των κατακόρυφων φορτίων μπορεί να

ενισχύσει τη σημασία αυτών των φαινομένων, ιδιαίτερα όταν ο υφιστάμενος φορέας έχει ήδη υποστεί σεισμική βλάβη.

Παρακολουθώντας το φαινόμενο της προοδευτικής κατάρρευσης, οι πλαστικές αρθρώσεις λειτουργούν ως τοπικοί δείκτες βλάβης των μελών. Η μετάβασή τους σε στάθμες όπως $\boldsymbol{IO}$, $\boldsymbol{LS}$ και $\boldsymbol{CP}$ επιτρέπει την αναγνώριση της εξέλιξης της βλάβης, ενώ η υπέρβαση του επιπέδου $\boldsymbol{CP}$ θεωρείται ένδειξη οριακής κατάστασης ή τοπικής αστοχίας. Με τον τρόπο αυτό, η πιθανή προοδευτική κατάρρευση δεν αντιμετωπίζεται ως αφηρημένο φαινόμενο, αλλά ως αποτέλεσμα συγκεκριμένων τοπικών υπερβάσεων και αλυσιδωτής υποβάθμισης της φέρουσας ικανότητας.

Ιδιαίτερα σημαντική είναι η διάκριση μεταξύ καμπτικών και διατμητικών μηχανισμών αστοχίας. Οι καμπτικοί μηχανισμοί, όταν συνοδεύονται από επαρκή πλαστιμότητα, μπορούν να επιτρέψουν ανακατανομή εντατικών μεγεθών και απορρόφηση ενέργειας. Αντίθετα, οι διατμητικές αστοχίες είναι συνήθως πιο ψαθυρές και μπορεί να οδηγήσουν σε απότομη απώλεια φέρουσας ικανότητας. Σε υφιστάμενα κτίρια Ο/Σ, η διατμητική αστοχία κρίσιμων υποστυλωμάτων χαμηλών ορόφων αποτελεί ιδιαίτερα δυσμενές σενάριο, διότι συνδέεται άμεσα με την απώλεια κατακόρυφης και πλευρικής στήριξης.

Συνεπώς, το πρόβλημα της προοδευτικής κατάρρευσης σε υβριδικά συστήματα Ο/Σ–χάλυβα δεν περιορίζεται στην αντοχή ενός μεμονωμένου μέλους. Αντίθετα, απαιτεί συνολική αξιολόγηση της δομικής ακεραιότητας, της ανακατανομής φορτίων, της συμπεριφοράς της διεπιφάνειας σύνδεσής τους και της συσσωρευτικής βλάβης υπό σεισμικές ακολουθίες. Η παρούσα εργασία εστιάζει ακριβώς σε αυτήν τη σύνθετη αλληλεπίδραση, επιχειρώντας να αξιολογήσει αν και πώς η μεταλλική καθ’ ύψος προσθήκη μπορεί να επηρεάσει την τρωτότητα του υφιστάμενου φορέα και την πιθανότητα ενεργοποίησης μηχανισμών προοδευτικής κατάρρευσης.

1.3 Φαινόμενο Διαδοχικών Σεισμικών Δράσεων (Mainshock-Aftershock)

Τα πραγματικά σεισμικά φαινόμενα δεν εκδηλώνονται πάντοτε ως μεμονωμένα και ανεξάρτητα γεγονότα. Αντίθετα, σε πολλές σεισμικά ενεργές περιοχές, ένας ισχυρός κύριος σεισμός ακολουθείται από έναν ή περισσότερους μετασεισμούς, οι οποίοι μπορούν να εμφανιστούν σε μικρό χρονικό διάστημα μετά το αρχικό γεγονός. Η αλληλουχία αυτή

περιγράφεται στη διεθνή βιβλιογραφία ως σεισμική ακολουθία κύριου σεισμού–μετασεισμού (mainshock–aftershock sequence) ή, γενικότερα, ως διαδοχική σεισμική δράση (sequential ground motion). Το φαινόμενο αποκτά ιδιαίτερη σημασία στην αντισεισμική μηχανική, διότι ο μετασεισμός δεν επιβάλλεται σε έναν άθικτο φορέα, αλλά σε κατασκευή που ενδέχεται να έχει ήδη εμφανίσει ρηγματώσεις, παραμένουσες μετακινήσεις, μείωση δυσκαμψίας, κλπ.

Η θεώρηση διαδοχικών σεισμικών γεγονότων διαφοροποιείται ουσιαστικά από τη συμβατική ανάλυση ενός μεμονωμένου σεισμού. Στην περίπτωση ενός μεμονωμένου γεγονότος, η κατασκευή θεωρείται ότι ξεκινά από την αρχική, αβλαβή κατάσταση. Αντίθετα, σε μία σεισμική ακολουθία, η μηχανική κατάσταση του φορέα μετά τον κύριο σεισμό αποτελεί την αρχική κατάσταση για τον μετασεισμό. Συνεπώς, η απόκριση του φορέα στον μετασεισμό επηρεάζεται από την πιθανή βλάβη που έχει ήδη συσσωρευθεί. Οι Hatzigeorgiou και Liolios (2010) ανέδειξαν, μέσω εκτεταμένης παραμετρικής μελέτης σε πλαίσια οπλισμένου σκυροδέματος, ότι οι επαναλαμβανόμενες ισχυρές εδαφικές κινήσεις μπορούν να οδηγήσουν σε σημαντική συσσώρευση βλάβης, καθιστώντας κρίσιμη τη θεώρηση πολλαπλών σεισμών στον σχεδιασμό και στην αποτίμηση κατασκευών.

Σε θεωρητικό επίπεδο, η απόκριση ενός φορέα υπό σεισμική διέγερση περιγράφεται από τη δυναμική εξίσωση ισορροπίας:

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{u}}(t) + \mathbf{C}\dot{\mathbf{u}}(t) + \mathbf{f}_s(\mathbf{u}, \dot{\mathbf{u}}, t) = -\mathbf{M}\mathbf{r}\ddot{u}_g(t)$$

όπου $\boldsymbol{M}$ είναι το μητρώο μάζας, $\boldsymbol{C}$ το μητρώο απόσβεσης, $\boldsymbol{f_s}$ το διάνυσμα των εσωτερικών δυνάμεων, $\boldsymbol{u(t)}$ το διάνυσμα μετακινήσεων, $\boldsymbol{r}$ το διάνυσμα επιρροής και $\boldsymbol{\ddot{u}_g(t)}$ η εδαφική επιτάχυνση. Στη μη γραμμική ανάλυση, το διάνυσμα $\boldsymbol{f_s}$ δεν είναι γραμμική συνάρτηση των μετακινήσεων, αλλά μεταβάλλεται ανάλογα με την ενεργοποίηση πλαστικών αρθρώσεων, τη μείωση δυσκαμψίας και την υποβάθμιση αντοχής. Αυτό σημαίνει ότι, μετά από έναν κύριο σεισμό, ο φορέας μπορεί να εισέλθει στον μετασεισμό με τροποποιημένες ιδιότητες.

Η σεισμική ακολουθία μπορεί να αποδοθεί ως μία συνεχής χρονοϊστορία:

$$a_{seq}(t) = [a_{MS}(t),\ a_{AS1}(t),\ a_{AS2}(t), \dots,\ a_{ASn}(t)]$$

όπου $\boldsymbol{a_{MS}(t)}$ είναι η επιτάχυνση του κύριου σεισμού και $\boldsymbol{a_{ASi}(t)}$ οι επιταχύνσεις των επιμέρους μετασεισμών. Η βασική ιδιαιτερότητα της ανάλυσης είναι ότι η βλάβη που αναπτύσσεται κατά το πρώτο τμήμα της χρονοϊστορίας δεν μηδενίζεται πριν από το επόμενο. Αν η πλαστική στροφή μιας άρθρωσης μετά τον κύριο σεισμό είναι $\boldsymbol{\theta_{p,MS}}$, τότε μετά τον μετασεισμό η συνολική πλαστική στροφή μπορεί να εκφραστεί ενδεικτικά ως:

$$\theta_{p,total} = \theta_{p,MS} + \theta_{p,AS}$$

Η σχέση αυτή δείχνει ότι η κρίσιμη παράμετρος δεν είναι μόνο η μέγιστη απόκριση ενός σεισμικού γεγονότος, αλλά και η σωρευτική κατανάλωση της διαθέσιμης πλαστιμότητας.

Η διεθνής βιβλιογραφία έχει επισημάνει ότι οι σύγχρονοι κανονισμοί δεν λαμβάνουν πάντοτε επαρκώς υπόψη την επίδραση των πολλαπλών σεισμών. Οι Chorafa, Skrapalliou και Katsimpini (2024) αναφέρουν ότι ένα βασικό ζήτημα των σύγχρονων αντισεισμικών κανονισμών είναι η περιορισμένη ενσωμάτωση των επιδράσεων πολλαπλών σεισμικών γεγονότων, παρότι πολλές περιοχές παγκοσμίως εκτίθενται συχνά σε σεισμικές ακολουθίες. Οι ίδιοι συγγραφείς επισημαίνουν ότι το μικρό χρονικό διάστημα μεταξύ διαδοχικών γεγονότων συχνά δεν επιτρέπει επεμβάσεις επισκευής ή αποκατάστασης, με αποτέλεσμα η βλάβη να συσσωρεύεται στον φορέα.

Η συσσωρευτική βλάβη μπορεί να εκφραστεί τόσο σε όρους παραμορφώσεων όσο και σε όρους ενέργειας. Η υστερητική ενέργεια που απορροφάται από τις πλαστικές αρθρώσεις κατά τη διάρκεια μιας σεισμικής ακολουθίας μπορεί να γραφεί ως:

$$E_{h,total} = \sum_{i=1}^{n} \oint M_i \, d\theta_i$$

όπου $\boldsymbol{M_i}$ και $\boldsymbol{\theta_i}$ είναι η ροπή και η στροφή κατά το $\boldsymbol{i}$-οστό σεισμικό γεγονός. Η σχέση αυτή δείχνει ότι η βλάβη δεν εξαρτάται μόνο από τη μέγιστη τιμή της απόκρισης, αλλά και από το πλήθος των κύκλων φόρτισης, τη διάρκεια της διέγερσης και την επαναλαμβανόμενη ανελαστική συμπεριφορά. Στην πράξη, ένας μετασεισμός μικρότερης μέγιστης επιτάχυνσης

από τον κύριο σεισμό μπορεί να είναι ιδιαίτερα επιβαρυντικός αν επιβληθεί σε φορέα που έχει ήδη μειωμένη δυσκαμψία και διαθέσιμη πλαστιμότητα.

Ιδιαίτερη σημασία έχει η μεταβολή των δυναμικών χαρακτηριστικών της κατασκευής μετά τον κύριο σεισμό. Η εμφάνιση ρηγματώσεων και πλαστικών αρθρώσεων οδηγεί σε μείωση της πλευρικής δυσκαμψίας. Για ένα απλουστευμένο σύστημα ενός βαθμού ελευθερίας, η ιδιοπερίοδος δίνεται από τη σχέση:

$$T = 2\pi\sqrt{\frac{m}{k}}$$

όπου $\boldsymbol{m}$ είναι η μάζα και $\boldsymbol{k}$ η πλευρική δυσκαμψία. Εάν μετά τον κύριο σεισμό η δυσκαμψία μειωθεί, τότε η ιδιοπερίοδος αυξάνεται. Αυτό σημαίνει ότι ο φορέας μπορεί να αποκρίνεται στον μετασεισμό με διαφορετικά δυναμικά χαρακτηριστικά από εκείνα που είχε πριν από τον κύριο σεισμό. Παρατηρήσεις από πραγματικές κατασκευές, όπως η περίπτωση του κτιρίου Navelli μετά τον σεισμό της L'Aquila, δείχνουν ότι η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος μπορεί να μεταβάλλεται κατά τη διάρκεια των μετασεισμών, γεγονός που επιβεβαιώνει τη σημασία της χρονικά εξελισσόμενης δυναμικής κατάστασης του φορέα (Mucciarelli et al., 2011; Ditommaso et al., 2021, όπως αναφέρονται στους Chorafa et al., 2024).

Στο πλαίσιο της παρούσας εργασίας, το φαινόμενο των διαδοχικών σεισμικών δράσεων εξετάζεται μέσω πραγματικών σεισμικών ακολουθιών που έχουν αντληθεί από τη βάση PEER. Οι ακολουθίες περιλαμβάνουν τα γεγονότα Chalfant Valley, Coalinga, Imperial Valley, Mammoth Lakes και Whittier Narrows, ενώ χρησιμοποιούνται τόσο οι συνολικές ακολουθίες όσο και τα επιμέρους γεγονότα που τις συνθέτουν. Για κάθε ακολουθία λαμβάνονται υπόψη οι αντίστοιχες συνιστώσες $\boldsymbol{X}$, $\boldsymbol{Y}$ και $\boldsymbol{Z}$, ώστε να αποδοθεί πληρέστερα η χωρική σεισμική διέγερση του φορέα.

Η σύγκριση μεταξύ μεμονωμένων γεγονότων και πλήρων σεισμικών ακολουθιών αποτελεί βασικό στοιχείο της μεθοδολογίας. Τα μεμονωμένα γεγονότα επιτρέπουν την αποτίμηση της άμεσης επίδρασης κάθε σεισμού σε αρχικά αβλαβή φορέα. Αντίθετα, οι πλήρεις ακολουθίες επιτρέπουν την εκτίμηση της σωρευτικής βλάβης, καθώς ο φορέας διατηρεί τις ανελαστικές παραμορφώσεις και τις υπολειπόμενες μετακινήσεις από το ένα γεγονός στο επόμενο. Η διαφοροποίηση αυτή είναι κρίσιμη, διότι μία κατασκευή μπορεί να μην

εμφανίσει οριακή κατάσταση υπό ένα μεμονωμένο γεγονός, αλλά να φτάσει σε κρίσιμη βλάβη όταν το ίδιο ή μικρότερο γεγονός εφαρμοστεί μετά από προηγούμενη καταπόνηση.

Σε υβριδικά συστήματα Ο/Σ–χάλυβα, το φαινόμενο γίνεται ακόμη πιο σύνθετο. Το υφιστάμενο τμήμα οπλισμένου σκυροδέματος και η μεταλλική καθ' ύψος προσθήκη έχουν διαφορετικές μηχανικές ιδιότητες, διαφορετική υστερητική συμπεριφορά και διαφορετικό τρόπο απορρόφησης ενέργειας. Κατά τον κύριο σεισμό, ενδέχεται να εμφανιστεί ρηγμάτωση και μείωση δυσκαμψίας στο τμήμα Ο/Σ, ενώ η μεταλλική προσθήκη μπορεί να παραμείνει σε διαφορετικό επίπεδο βλάβης ή να αναπτύξει πλαστικές αρθρώσεις στα άκρα των μεταλλικών μελών. Κατά τον μετασεισμό, η κατανομή των σεισμικών απαιτήσεων μπορεί να μεταβληθεί λόγω της ήδη διαμορφωμένης βλάβης, με αποτέλεσμα να αυξηθούν οι απαιτήσεις στη διεπιφάνεια παλαιού και νέου φορέα.

Η βιβλιογραφία για σύνθετους φορείς χάλυβα–σκυροδέματος επιβεβαιώνει ότι η απόκριση υπό πολλαπλές σεισμικές διεγέρσεις μπορεί να διαφοροποιείται σημαντικά από την απόκριση υπό μεμονωμένο γεγονός. Οι Chorafa et al. (2024), εξετάζοντας σύμμικτα πλαίσια με υποστυλώματα CFT και μεταλλικές δοκούς υπό πέντε πραγματικές σεισμικές ακολουθίες, κατέληξαν ότι οι διαδοχικές εδαφικές κινήσεις γενικά αυξάνουν τις απαιτήσεις μετακίνησης και τις παραμένουσες παραμορφώσεις σε σχέση με τα μεμονωμένα σενάρια. Παράλληλα, ανέδειξαν ότι η απόκριση εξαρτάται από το ύψος του φορέα, τα δυναμικά χαρακτηριστικά και τις συνθήκες θεμελίωσης, γεγονός που υπογραμμίζει την ανάγκη ειδικής αξιολόγησης κάθε φορέα.

Στην παρούσα εργασία, η διερεύνηση των διαδοχικών σεισμικών δράσεων συνδέεται άμεσα με την πιθανότητα προοδευτικής κατάρρευσης. Εάν ο κύριος σεισμός προκαλέσει πλαστικές αρθρώσεις σε κρίσιμα στοιχεία ή σημαντικές παραμένουσες μετακινήσεις, τότε ο μετασεισμός μπορεί να επιταχύνει την εξέλιξη της βλάβης και να οδηγήσει σε υπέρβαση της στάθμης οιονεί κατάρρευσης. Η διαδικασία αυτή μπορεί να εκφραστεί μέσω της συνθήκης:

$$\theta_{p,total} \geq \theta_{p,CP}$$

όπου $\theta_{p,CP}$ είναι η πλαστική στροφή που αντιστοιχεί στη στάθμη Collapse Prevention. Όταν η συνολική πλαστική απαίτηση υπερβεί το όριο αυτό, το μέλος θεωρείται ότι έχει εισέλθει

σε κρίσιμη κατάσταση βλάβης. Η εμφάνιση τέτοιων τοπικών αστοχιών σε κρίσιμα στοιχεία μπορεί να αποτελέσει την αφετηρία ενός αλυσιδωτού μηχανισμού απώλειας φέρουσας ικανότητας.

Συνολικά, το φαινόμενο των διαδοχικών σεισμικών δράσεων αποτελεί κεντρικό στοιχείο της παρούσας έρευνας. Η εξέταση mainshock–aftershock ακολουθιών επιτρέπει την αξιολόγηση της μετασεισμικής ικανότητας του φορέα, της εξέλιξης των πλαστικών αρθρώσεων, της αύξησης των υπολειπόμενων μετακινήσεων και της πιθανής ενεργοποίησης μηχανισμών προοδευτικής κατάρρευσης. Η προσέγγιση αυτή είναι ιδιαίτερα σημαντική για υβριδικά συστήματα με καθ' ύψος μεταλλικές προσθήκες, όπου η αλληλεπίδραση υφιστάμενου Ο/Σ και νέου μεταλλικού φορέα μπορεί να οδηγήσει σε σύνθετες και μη προφανείς μορφές σεισμικής απόκρισης.

1.4 Δομή της Εργασίας

Η εργασία οργανώνεται σε διακριτά κεφάλαια, με στόχο τη σταδιακή παρουσίαση του θεωρητικού υποβάθρου, της μεθοδολογίας, της αριθμητικής προσομοίωσης και της αξιολόγησης των αποτελεσμάτων. Η διάρθρωση ακολουθεί τη λογική μιας ερευνητικής εργασίας που συνδυάζει βιβλιογραφική τεκμηρίωση, κανονιστικό πλαίσιο, μη γραμμική δυναμική ανάλυση και ερμηνεία της σεισμικής τρωτότητας υβριδικών κατασκευών. Ιδιαίτερη έμφαση δίνεται στη σύγκριση μεμονωμένων σεισμικών γεγονότων και συνολικών σεισμικών ακολουθιών.

Το πρώτο κεφάλαιο αποτελεί την εισαγωγή της εργασίας. Σε αυτό παρουσιάζεται το αντικείμενο και ο σκοπός της έρευνας, δηλαδή η διερεύνηση της σεισμικής συμπεριφοράς υβριδικών κατασκευών που αποτελούνται από υφιστάμενο φορέα οπλισμένου σκυροδέματος και καθ' ύψος μεταλλική προσθήκη. Παράλληλα, αναλύεται το πρόβλημα της προοδευτικής κατάρρευσης σε τέτοιου τύπου υβριδικά συστήματα και τεκμηριώνεται η σημασία των διαδοχικών σεισμικών δράσεων τύπου κύριου σεισμού–μετασεισμού. Το κεφάλαιο ολοκληρώνεται με την παρούσα ενότητα, στην οποία παρουσιάζεται συνοπτικά η δομή της εργασίας.

Το δεύτερο κεφάλαιο περιλαμβάνει τη βιβλιογραφική ανασκόπηση. Αρχικά εξετάζεται η σεισμική συμπεριφορά υβριδικών κατασκευών οπλισμένου σκυροδέματος και χάλυβα, με

έμφαση στην αλληλεπίδραση των δύο υλικών, στη μεταβολή της μάζας και της δυσκαμψίας και στη συμπεριφορά της διεπιφάνειας μεταξύ υφιστάμενου και νέου φορέα. Στη συνέχεια παρουσιάζονται οι μηχανισμοί προοδευτικής κατάρρευσης σε πολυώροφα κτίρια, καθώς και η επίδραση της συσσωρευτικής βλάβης από διαδοχικούς σεισμούς. Η βιβλιογραφική ανασκόπηση ολοκληρώνεται με την παρουσίαση του σχετικού κανονιστικού πλαισίου, κυρίως των Ευρωκωδίκων και του ΚΑΝ.ΕΠΕ., καθώς και των περιορισμών τους ως προς την άμεση αντιμετώπιση σεισμικών ακολουθιών και υβριδικών καθ' ύψος προσθηκών.

Το τρίτο κεφάλαιο αφορά την περιγραφή των κατασκευών και τη διαδικασία αριθμητικής προσομοίωσης τους. Παρουσιάζεται αρχικά το υφιστάμενο κτίριο οπλισμένου σκυροδέματος, ως προς τη γεωμετρία, τα υλικά, τις διατομές, τους οπλισμούς και τα φορτία. Στη συνέχεια περιγράφεται ο σχεδιασμός των μεταλλικών προσθηκών σύμφωνα με τη φιλοσοφία του Ευρωκώδικα 3, καθώς και η διαμόρφωση των τελικών υβριδικών φορέων. Ιδιαίτερη έμφαση δίνεται στη μοντελοποίηση στο SAP2000, στον ορισμό των πλαστικών αρθρώσεων σύμφωνα με το ASCE 41-17, στις παραδοχές μάζας και απόσβεσης, καθώς και στη μη γραμμική συμπεριφορά των επιμέρους δομικών στοιχείων.

Το τέταρτο κεφάλαιο παρουσιάζει τη μεθοδολογία των αναλύσεων. Σε αυτό περιγράφονται οι πραγματικές σεισμικές ακολουθίες που χρησιμοποιούνται, οι οποίες προέρχονται από τη βάση PEER, καθώς και τα επιμέρους σεισμικά γεγονότα που τις συνθέτουν. Αναλύεται η διαδικασία κλιμάκωσης των επιταχυνσιογραφημάτων, η οποία εφαρμόζεται τόσο σε μεμονωμένα γεγονότα όσο και σε συνολικές ακολουθίες, με λογική αυξητικής δυναμικής ανάλυσης (Incremental Dynamic Analysis – IDA) έως την εμφάνιση κρίσιμων αστοχιών.

Το πέμπτο κεφάλαιο περιλαμβάνει την παρουσίαση και τον σχολιασμό των αποτελεσμάτων. Αρχικά συγκρίνεται η απόκριση του φορέα υπό μεμονωμένα σεισμικά γεγονότα με την αντίστοιχη απόκριση υπό συνολικές σεισμικές ακολουθίες. Στη συνέχεια εξετάζεται η εξέλιξη των πλαστικών αρθρώσεων, οι μέγιστες και παραμένουσες σχετικές μετακινήσεις ορόφων και οι μετακινήσεις χαρακτηριστικών κόμβων.

Το έκτο κεφάλαιο περιλαμβάνει τα συμπεράσματα της εργασίας. Σε αυτό συνοψίζονται τα βασικά ευρήματα σχετικά με τη σεισμική συμπεριφορά των κατασκευών, την επίδραση των μεταλλικών προσθηκών, τη διαφοροποίηση μεταξύ μεμονωμένων σεισμών και σεισμικών ακολουθιών, καθώς και τη σημασία των δεικτών IDR, RIDR και των πλαστικών

αρθρώσεων για την αξιολόγηση της τρωτότητας. Επιπλέον, διατυπώνονται προτάσεις για μελλοντική έρευνα, όπως η διερεύνηση διαφορετικών γεωμετριών προσθήκης, εναλλακτικών τύπων συνδέσεων, διαφορετικών σεισμικών εντάσεων και πιθανής επιρροής της αλληλεπίδρασης εδάφους–κατασκευής.

Η εργασία ολοκληρώνεται με τη βιβλιογραφία και τα παραρτήματα. Στα παραρτήματα εντάσσονται πίνακες, γραφήμματα, εικόνες παραμορφώσεων, αποτελέσματα χρονοϊστοριών, διαγράμματα IDR και RIDR.

Βιβλιογραφία Κεφαλαίου 1

- Adam, J. M., Parisi, F., Sagaseta, J., & Lu, X. (2018). Research and practice on progressive collapse and robustness of building structures in the 21st century. *Engineering Structures, 173*, 122–149.
- Chorafa, E., Skrapalliou, E., & Katsimpini, P. (2024). On the nonlinear behavior of composite structures under multiple earthquakes considering soil–structure interaction. *CivilEng, 5*, 673–693. https://doi.org/10.3390/civileng5030036
- Ditommaso, R., Iacovino, C., Auletta, G., Parolai, S., & Ponzo, F. C. (2021). Damage detection and localization on real structures subjected to strong motion earthquakes using the curvature evolution method: The Navelli (Italy) case study. *Applied Sciences, 11*, 6496.
- Efraimiadou, S., Hatzigeorgiou, G. D., & Beskos, D. E. (2013). Structural pounding between adjacent buildings subjected to strong ground motions. Part II: The effect of multiple earthquakes. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 42*, 1529–1545.
- General Services Administration. (2016). *Alternate path analysis and design guidelines for progressive collapse resistance*. U.S. General Services Administration.
- Hatzigeorgiou, G. D., & Liolios, A. A. (2010). Nonlinear behaviour of RC frames under repeated strong ground motions. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 30*, 1010–1025.
- Hatzivassiliou, M., & Hatzigeorgiou, G. D. (2015). Seismic sequence effects on three-dimensional reinforced concrete buildings. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 72*, 77–88.
- Mucciarelli, M., Bianca, M., Ditommaso, R., Gallipoli, M. R., Masi, A., Milkereit, C., & Vona, M. (2011). Far field damage on RC buildings: The case study of Navelli during the L'Aquila (Italy) seismic sequence, 2009. *Bulletin of Earthquake Engineering, 9*, 263–283.
- U.S. Department of Defense. (2024). *UFC 4-023-03: Design of buildings to resist progressive collapse*. Unified Facilities Criteria.
- Vamvatsikos, D., & Cornell, C. A. (2002). Incremental dynamic analysis. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 31*(3), 491–514. https://doi.org/10.1002/eqe.141

2. Βιβλιογραφική Ανασκόπηση

2.1 Σεισμική Συμπεριφορά Υβριδικών Κατασκευών (Ο/Σ και Χάλυβας)

Οι υβριδικές κατασκευές που συνδυάζουν στοιχεία οπλισμένου σκυροδέματος και χάλυβα αποτελούν ιδιαίτερη κατηγορία φερόντων συστημάτων, καθώς η συνολική τους σεισμική συμπεριφορά προκύπτει από τη συνεργασία δύο υλικών με διαφορετικές μηχανικές ιδιότητες. Το οπλισμένο σκυρόδεμα χαρακτηρίζεται από υψηλή θλιπτική αντοχή, σημαντική αρχική δυσκαμψία και μεγάλη μάζα, ενώ ο χάλυβας χαρακτηρίζεται από υψηλή εφελκυστική αντοχή και αυξημένη πλαστιμότητα. Όπως επισημαίνουν οι Chorafa, Skrapalliou και Katsimpini (2024), η σύμμικτη ή σύνθετη λειτουργία χάλυβα–σκυροδέματος αξιοποιεί τα πλεονεκτήματα και των δύο υλικών, καθώς τα χαλύβδινα μέλη προσφέρουν αντοχή και πλαστιμότητα, ενώ τα στοιχεία σκυροδέματος προσφέρουν δυσκαμψία και θλιπτική ικανότητα.

Στην περίπτωση της παρούσας εργασίας, το υβριδικό σύστημα δεν αφορά έναν συμβατικό σύμμικτο φορέα που έχει σχεδιαστεί εξαρχής ως ενιαίο σύστημα, αλλά έναν υφιστάμενο φορέα οπλισμένου σκυροδέματος επί του οποίου προστίθεται καθ’ ύψος μεταλλική κατασκευή. Η διάκριση αυτή είναι σημαντική, διότι το υφιστάμενο τμήμα Ο/Σ έχει ήδη συγκεκριμένη γεωμετρία, δυσκαμψία, μάζα, διατομές και οπλισμούς, ενώ η μεταλλική προσθήκη εισάγει νέα δυναμικά χαρακτηριστικά και πρόσθετες απαιτήσεις στον αρχικό φορέα.

Η σεισμική συμπεριφορά ενός τέτοιου φορέα επηρεάζεται πρωτίστως από τη μεταβολή της μάζας και της δυσκαμψίας καθ’ ύψος. Η προσθήκη μεταλλικών ορόφων αυξάνει το συνολικό ύψος του κτιρίου και μεταβάλλει τις ιδιοπεριόδους και τις ιδιομορφές του συστήματος. Σε απλοποιημένη μορφή, η θεμελιώδης περίοδος ενός δυναμικού συστήματος μπορεί να εκφραστεί ως:

$$T = 2\pi\sqrt{\frac{m}{k}}$$

όπου m είναι η μάζα και k η πλευρική δυσκαμψία. Η σχέση αυτή δείχνει ότι οποιαδήποτε αλλαγή στη μάζα ή στη δυσκαμψία λόγω της μεταλλικής προσθήκης μπορεί να

τροποποιήσει τη δυναμική απόκριση του συνολικού φορέα. Επομένως, η μεταλλική προσθήκη δεν πρέπει να αντιμετωπίζεται μόνο ως πρόσθετο κατακόρυφο φορτίο, αλλά ως δυναμικά ενεργό τμήμα της κατασκευής.

Ένα βασικό πλεονέκτημα της μεταλλικής καθ' ύψος προσθήκης είναι το μικρότερο συνολικό ίδιο βάρος σε σχέση με μία αντίστοιχη προσθήκη από οπλισμένο σκυρόδεμα. Η μικρότερη πρόσθετη μάζα μπορεί να περιορίσει την αύξηση των σεισμικών αδρανειακών δυνάμεων, οι οποίες σε γενική μορφή δίνονται από τη σχέση:

$$F_I(t) = m \cdot a(t)$$

όπου $F_I(t)$ είναι η αδρανειακή δύναμη, m η σεισμική μάζα και $a(t)$ η επιτάχυνση. Ωστόσο, το μικρότερο βάρος δεν συνεπάγεται αυτομάτως ευνοϊκότερη σεισμική συμπεριφορά. Η εισαγωγή ενός νέου μεταλλικού συστήματος μπορεί να μεταβάλει την κατανομή των εντατικών μεγεθών, να προκαλέσει συγκεντρώσεις απαιτήσεων σε συγκεκριμένες στάθμες και να επηρεάσει τη συμπεριφορά του υφιστάμενου φορέα Ο/Σ.

Ιδιαίτερα κρίσιμη είναι η στάθμη διεπιφάνειας μεταξύ του υφιστάμενου φορέα και της μεταλλικής προσθήκης. Στη στάθμη αυτή μεταφέρονται τα κατακόρυφα φορτία των νέων ορόφων, οι οριζόντιες σεισμικές δυνάμεις και οι ροπές που αναπτύσσονται στο μεταλλικό τμήμα. Εάν η διεπιφάνεια δεν λειτουργεί επαρκώς ή αν τα υποκείμενα στοιχεία Ο/Σ εμφανίσουν περιορισμένη δυσκαμψία και αντοχή, τότε η περιοχή αυτή μπορεί να αποτελέσει ζώνη συγκέντρωσης βλάβης. Στην παρούσα μελέτη, οι θέσεις των μεταλλικών υποστυλωμάτων λαμβάνονται αντίστοιχες με τις θέσεις των υποστυλωμάτων Ο/Σ, ώστε να εξασφαλίζεται κατακόρυφη συνέχεια στη μεταφορά φορτίων.

Η συμπεριφορά των υβριδικών συστημάτων εξαρτάται επίσης από τον τρόπο με τον οποίο τα δύο επιμέρους υποσυστήματα εισέρχονται στη μη γραμμική περιοχή. Το υφιστάμενο τμήμα Ο/Σ μπορεί να εμφανίσει ρηγμάτωση, διαρροή οπλισμού, απομείωση δυσκαμψίας και πιθανή ψαθυρή διατμητική συμπεριφορά. Αντίθετα, η μεταλλική προσθήκη αναμένεται να εμφανίσει πλαστικοποιήσεις κυρίως στα άκρα των χαλύβδινων δοκών ή υποστυλωμάτων, με διαφορετική υστερητική συμπεριφορά. Στη βιβλιογραφία των σύνθετων φορέων χάλυβα–σκυροδέματος, οι Chorafa et al. (2024) αναφέρουν ότι η μη γραμμική συμπεριφορά τέτοιων συστημάτων πρέπει να αποτιμάται με κατάλληλα μοντέλα

που αποδίδουν την υστερητική συμπεριφορά και τη δυνατότητα απορρόφησης ενέργειας των επιμέρους μελών.

Σημαντική συμβολή στην κατανόηση της μη γραμμικής συμπεριφοράς φορέων έχουν οι μελέτες που αφορούν υποστυλώματα τύπου CFT (Concrete-Filled Steel Tube). Οι Skalomenos et al., όπως αναφέρονται από τους Chorafa et al. (2024), ανέπτυξαν λεπτομερή αριθμητικά μοντέλα για τη συμπεριφορά τετραγωνικών CFT υποστυλωμάτων υπό σταθερό αξονικό φορτίο και κυκλική καμπτική φόρτιση, λαμβάνοντας υπόψη φαινόμενα όπως ο τοπικός λυγισμός, η μη γραμμική συμπεριφορά του περισφιγμένου σκυροδέματος και η διεπιφάνεια χάλυβα–σκυροδέματος. Αν και ο φορέας της παρούσας εργασίας δεν αποτελείται από CFT υποστυλώματα, η σχετική βιβλιογραφία είναι χρήσιμη, διότι αναδεικνύει τη σημασία της σύνθετης δράσης, της διεπιφάνειας και της υστερητικής συμπεριφοράς σε συστήματα χάλυβα–σκυροδέματος.

Η σεισμική απόκριση υβριδικών ή σύμμικτων φορέων επηρεάζεται και από τον τρόπο σχεδιασμού τους. Οι Serras et al., όπως αναφέρονται από τους Chorafa et al. (2024), πρότειναν μεθοδολογία σχεδιασμού ελεγχόμενη από μετακινήσεις και βλάβες για σύμμικτους φορείς με κυκλικά CFT υποστυλώματα και σύμμικτες δοκούς, δίνοντας έμφαση στην πρόβλεψη του λόγου σχετικής μετακίνησης ορόφων και του δείκτη βλάβης σε διαφορετικά επίπεδα σεισμικής επιτελεστικότητας. Η προσέγγιση αυτή είναι σημαντική για την παρούσα εργασία, καθώς δείχνει ότι η αποτίμηση τέτοιων φορέων πρέπει να βασίζεται όχι μόνο σε εντατικά μεγέθη, αλλά και σε παραμορφωσιακούς δείκτες, όπως ο IDR.

Εδώ, βασικός δείκτης αξιολόγησης της σεισμικής συμπεριφοράς είναι ο λόγος σχετικής μετακίνησης ορόφων:

$$IDR_i(t) = \frac{u_i(t) - u_{i-1}(t)}{h_i}$$

όπου $u_i(t)$ και $u_{i-1}(t)$ είναι οι οριζόντιες μετακινήσεις δύο διαδοχικών σταθμών και h_i το ύψος του ορόφου. Η καταλληλότητα του δείκτη αυτού έγκειται στο ότι επιτρέπει τον εντοπισμό των στάθμεων όπου συγκεντρώνεται η παραμόρφωση. Σε φορείς με καθ’ ύψος μεταλλικές προσθήκες, η κατανομή του IDR μπορεί να δείξει αν η μέγιστη παραμόρφωση

εμφανίζεται στο υφιστάμενο τμήμα Ο/Σ, στη μεταλλική προσθήκη ή στη στάθμη διεπιφάνειας.

Εκτός από τη μέγιστη παραμόρφωση, ιδιαίτερη σημασία έχει και η παραμένουσα μετακίνηση μετά το πέρας της σεισμικής διέγερσης. Ο λόγος παραμένουσας σχετικής μετακίνησης ορόφων ορίζεται ως:

$$RIDR_i = \frac{u_{res,i} - u_{res,i-1}}{h_i}$$

Ο $RIDR$ είναι κρίσιμος δείκτης για την αξιολόγηση της μετασεισμικής κατάστασης του φορέα. Γενικά στις κατασκευές οι υψηλές παραμένουσες μετακινήσεις υποδηλώνουν μόνιμη παραμόρφωση τμήματός τους, πιθανή δυσλειτουργία τους ή ακόμα και απώλεια της ικανότητας του φορέα να παραλάβει επόμενη σεισμική δράση.

Η επίδραση των διαδοχικών σεισμών στη συμπεριφορά των κατασκευών γενικά και των υβριδικών εν προκειμένω, είναι ιδιαίτερα σημαντική. Ένας κύριος σεισμός μπορεί να προκαλέσει αρχική βλάβη στο τμήμα Ο/Σ ή στη μεταλλική προσθήκη, ενώ ένας μετασεισμός μπορεί να επιβληθεί σε ήδη υποβαθμισμένο φορέα.

Η μη γραμμική συμπεριφορά ενός υβριδικού φορέα μπορεί να αποδοθεί μέσω της εξέλιξης των πλαστικών αρθρώσεων. Για τις δοκούς και τα υποστυλώματα του υφιστάμενου φορέα Ο/Σ, οι πλαστικές αρθρώσεις συνδέονται με τη διαρροή του οπλισμού, τη ρηγμάτωση και την πιθανή υποβάθμιση αντοχής της διατομής. Για τα μεταλλικά μέλη, οι πλαστικές αρθρώσεις συνδέονται με τη διαρροή του χάλυβα και την ανάπτυξη πλαστικών στροφών. Η πλαστική στροφή μπορεί να εκφραστεί ως:

$$\theta_p = \theta - \theta_y$$

όπου θ είναι η συνολική στροφή και θ_y η στροφή διαρροής. Η αύξηση της θ_p κατά τη διάρκεια διαδοχικών σεισμικών γεγονότων αποτελεί ένδειξη συσσώρευσης βλάβης.

Σε επίπεδο σχεδιασμού, η συνύπαρξη Ο/Σ και χάλυβα απαιτεί ιδιαίτερη προσοχή στην ικανοτική συμπεριφορά του φορέα. Ιδανικά, η ανελαστική συμπεριφορά θα πρέπει να κατανέμεται σε πλάστιμα μέλη (δοκούς), αποφεύγοντας ψαθυρές αστοχίες σε κρίσιμα

υποστυλώματα ή στη διεπιφάνεια. Ωστόσο, σε υφιστάμενες κατασκευές, η διαθέσιμη πλαστιμότητα δεν είναι πάντοτε δεδομένη. Ελλιπείς λεπτομέρειες όπλισης, ανεπαρκής περίσφιγξη ή περιορισμένη διατμητική αντοχή μπορούν να οδηγήσουν σε ανεπιθύμητους μηχανισμούς βλάβης. Για τον λόγο αυτό, η αξιολόγηση υβριδικών κατασκευών πρέπει να περιλαμβάνει τόσο τη συμπεριφορά της μεταλλικής υπερκατασκευής όσο και την πραγματική ικανότητα του υφιστάμενου φορέα.

Η διεθνής βιβλιογραφία δείχνει επίσης ότι η απόκριση σύνθετων φορέων δεν είναι πάντοτε προφανής. Στη μελέτη των Chorafa et al. (2024), για παράδειγμα, παρατηρήθηκε ότι σε ορισμένες περιπτώσεις τα μεμονωμένα σεισμικά γεγονότα προκάλεσαν υψηλότερες τιμές *IDR* από τις πλήρεις ακολουθίες, γεγονός που οι συγγραφείς απέδωσαν σε παράγοντες όπως το συχνοτικό περιεχόμενο της καταγραφής, η πιθανή συντονιστική διέγερση και η απορρόφηση ενέργειας μέσω αρχικής μη γραμμικής συμπεριφοράς. Το εύρημα αυτό είναι σημαντικό, διότι υπογραμμίζει ότι η σύγκριση μεμονωμένων και διαδοχικών σεισμών πρέπει να γίνεται με αναλυτικό τρόπο και όχι με απλουστευμένες παραδοχές.

Συνολικά, η σεισμική συμπεριφορά υβριδικών κατασκευών Ο/Σ–χάλυβα εξαρτάται από τη συνδυασμένη επίδραση της μάζας, της δυσκαμψίας, της πλαστιμότητας, της διεπιφάνειας και της κατανομής της βλάβης καθ’ ύψος. Η μεταλλική καθ’ ύψος προσθήκη μπορεί να προσφέρει πλεονεκτήματα λόγω μικρότερου συνολικού βάρους και υψηλής πλαστιμότητας, αλλά μπορεί επίσης να μεταβάλει τη δυναμική ταυτότητα του υφιστάμενου κτιρίου και να αυξήσει τις απαιτήσεις σε συγκεκριμένες κρίσιμες στάθμες.

2.2 Μηχανισμοί Προοδευτικής Κατάρρευσης σε Πολυώροφα Κτίρια

Η προοδευτική κατάρρευση αποτελεί φαινόμενο κατά το οποίο μία αρχική τοπική βλάβη ή αστοχία σε περιορισμένο τμήμα του φέροντος οργανισμού επεκτείνεται σε γειτονικά στοιχεία, οδηγώντας τελικά σε μερική ή ολική κατάρρευση της κατασκευής. Η έννοια της «δυσαναλογίας» είναι κεντρική στον ορισμό του φαινομένου, καθώς η τελική έκταση της βλάβης είναι πολύ μεγαλύτερη από την αρχική αιτία που την προκάλεσε. Οι Adam, Parisi, Sagaseta και Lu (2018) περιγράφουν την προοδευτική κατάρρευση ως ένα από τα βασικά προβλήματα ανθεκτικότητας των σύγχρονων κτιριακών κατασκευών, συνδέοντάς την με την ικανότητα του φορέα να περιορίζει την εξάπλωση τοπικών αστοχιών και να διατηρεί την ικανότητα ανακατανομής των φορτίων.

Στη διεθνή πρακτική, η προοδευτική κατάρρευση εξετάζεται συχνά μέσω της μεθόδου της εναλλακτικής διαδρομής φορτίου (Alternate Path Method). Σύμφωνα με τη λογική αυτή, αφαιρείται υποθετικά ένα κρίσιμο φέρον στοιχείο και ελέγχεται αν το υπόλοιπο δομικό σύστημα μπορεί να αναπτύξει νέο μηχανισμό ισορροπίας χωρίς να καταρρεύσει δυσανάλογα. Οι οδηγίες της General Services Administration (GSA, 2016) και οι διατάξεις UFC 4-023-03 του U.S. Department of Defense χρησιμοποιούν αυτή τη φιλοσοφία για την αποτίμηση και τον σχεδιασμό κτιρίων έναντι προοδευτικής κατάρρευσης.

Η ανακατανομή φορτίου μπορεί να πραγματοποιηθεί μέσω διαφορετικών μηχανισμών. Αρχικά, μετά την απώλεια ενός υποστυλώματος, οι δοκοί που γεφυρώνουν το άνοιγμα λειτουργούν καμπτικά. Σε αυτό το στάδιο, η αντίσταση παρέχεται κυρίως μέσω της καμπτικής αντοχής των δοκών και των συνδέσεών τους. Εάν οι παραμορφώσεις αυξηθούν σημαντικά και εφόσον υπάρχει επαρκής συνέχεια και αγκύρωση, μπορεί να ενεργοποιηθεί μηχανισμός εφελκυστικής ή καλωδιακής δράσης (catenary action), όπου οι δοκοί μεταφέρουν φορτία κυρίως μέσω αξονικού εφελκυσμού. Ο μηχανισμός αυτός μπορεί να αυξήσει σημαντικά την ικανότητα του φορέα να αποφύγει κατάρρευση, προϋποθέτει όμως μεγάλη παραμορφωσιακή ικανότητα και επαρκείς συνδέσεις.

Σε πλάκες οπλισμένου σκυροδέματος, αντίστοιχα, μπορεί να αναπτυχθεί μεμβρανική δράση, κατά την οποία η πλάκα συμμετέχει στη μεταφορά των φορτίων μετά την τοπική απώλεια στήριξης. Η δράση αυτή εξαρτάται από τη συνέχεια των οπλισμών, την αγκύρωση, την περίσφιγξη των περιμετρικών στοιχείων και την ικανότητα των γειτονικών μελών να παραλάβουν τις πρόσθετες δυνάμεις. Σε μεταλλικούς φορείς, κρίσιμο ρόλο έχουν οι συνδέσεις δοκών–υποστυλωμάτων, καθώς αυτές πρέπει να διατηρήσουν επαρκή αντοχή και πλαστιμότητα σε μεγάλα επίπεδα στροφής.

Ο Starossek (2006, 2009) ταξινόμησε τους μηχανισμούς προοδευτικής κατάρρευσης σε διαφορετικούς τύπους, όπως κατάρρευση τύπου pancake, domino, zipper, αστάθειας και μεικτού τύπου. Η ταξινόμηση αυτή είναι χρήσιμη, διότι δείχνει ότι η προοδευτική κατάρρευση δεν εμφανίζεται με έναν μοναδικό μηχανισμό. Στα πολυώροφα κτίρια, ο κατακόρυφος μηχανισμός τύπου pancake συνδέεται με διαδοχική απώλεια ορόφων, ενώ οι μηχανισμοί τύπου zipper ή domino συνδέονται με οριζόντια ή διαδοχική εξάπλωση αστοχιών σε συνδέσεις, δοκούς ή κατακόρυφα στοιχεία.

Στα κτίρια οπλισμένου σκυροδέματος, η εξέλιξη της προοδευτικής κατάρρευσης εξαρτάται σε μεγάλο βαθμό από το είδος της τοπικής αστοχίας. Οι καμπτικές αστοχίες, όταν συνοδεύονται από επαρκή πλαστιμότητα, επιτρέπουν την απορρόφηση ενέργειας και την ανακατανομή των εντατικών μεγεθών. Αντίθετα, οι διατμητικές αστοχίες είναι συνήθως πιο ψαθυρές, εκδηλώνονται απότομα και συνοδεύονται από σημαντική απώλεια αντοχής και δυσκαμψίας. Για τον λόγο αυτό, η διατμητική αστοχία υποστυλωμάτων χαμηλών ορόφων αποτελεί ιδιαίτερα κρίσιμο σενάριο, επειδή μπορεί να οδηγήσει σε απώλεια τόσο της πλευρικής όσο και της κατακόρυφης φέρουσας ικανότητας.

Σε σεισμικά πληττόμενα πολυώροφα κτίρια, η προοδευτική κατάρρευση μπορεί να προκληθεί όχι μόνο από μία αιφνίδια απώλεια υποστυλώματος, αλλά και από τη σταδιακή συσσώρευση βλάβης. Ο σεισμός επιβάλλει ανακυκλιζόμενη δυναμική φόρτιση, η οποία μπορεί να οδηγήσει σε ρηγμάτωση, διαρροή οπλισμού, πλαστικές αρθρώσεις, μείωση δυσκαμψίας και παραμένουσες μετακινήσεις. Αν οι βλάβες αυτές συγκεντρωθούν σε κρίσιμη στάθμη, μπορεί να σχηματιστεί μηχανισμός ορόφου (storey mechanism), ο οποίος συχνά συνδέεται με αυξημένο κίνδυνο συνολικής αστάθειας.

Η δημιουργία μηχανισμού ορόφου μπορεί να ερμηνευθεί μέσω της συγκέντρωσης των σχετικών μετακινήσεων σε έναν όροφο ερμηνεύοντας τον λόγο σχετικής μετακίνησης (IDR), όπως αυτός έχει οριστεί ανωτέρω. Όταν ο IDR ενός ορόφου αυξηθεί δυσανάλογα σε σχέση με τους υπόλοιπους, αυτό μπορεί να αποτελεί ένδειξη συγκέντρωσης παραμόρφωσης και πιθανής δημιουργίας μαλακού ορόφου. Η κατάσταση αυτή είναι ιδιαίτερα δυσμενής σε υφιστάμενα κτίρια Ο/Σ, όπου οι λεπτομέρειες όπλισης ενδέχεται να μην εξασφαλίζουν επαρκή πλαστιμότητα.

Η προοδευτική κατάρρευση συνδέεται επίσης με τα φαινόμενα δεύτερης τάξης. Όταν ο φορέας εμφανίζει μεγάλες πλευρικές μετακινήσεις, τα κατακόρυφα φορτία δημιουργούν πρόσθετες ροπές:

$$M_{P-\Delta} = P\Delta$$

όπου P είναι το κατακόρυφο φορτίο και Δ η πλευρική μετακίνηση. Η αύξηση των ροπών αυτών μπορεί να επιταχύνει την απώλεια ευστάθειας, ιδίως όταν η κατασκευή έχει ήδη υποστεί βλάβη και η πλευρική της δυσκαμψία έχει μειωθεί. Σε σεισμικές ακολουθίες, οι

παραμένουσες μετακινήσεις μετά τον κύριο σεισμό μπορούν να αυξήσουν την ευαισθησία του φορέα σε φαινόμενα $P-\Delta$ κατά τον μετασεισμό.

Η εξέλιξη των πλαστικών αρθρώσεων αποτελεί βασικό εργαλείο για την αναγνώριση πιθανών μηχανισμών προοδευτικής κατάρρευσης. Σε ένα επιθυμητό σενάριο, οι πλαστικές αρθρώσεις κατανέμονται σε αρκετά μέλη, επιτρέποντας διασπορά της βλάβης και απορρόφηση ενέργειας. Αντίθετα, η συγκέντρωση πλαστικών αρθρώσεων σε λίγα κρίσιμα υποστυλώματα ή στη διεπιφάνεια Ο/Σ–χάλυβα αποτελεί ένδειξη αυξημένης τρωτότητας. Η υπέρβαση της στάθμης Collapse Prevention σε πλαστικές αρθρώσεις μπορεί να θεωρηθεί ένδειξη τοπικής οριακής βλάβης, η οποία ενδέχεται να λειτουργήσει ως αφετηρία αλυσιδωτής αστοχίας.

Η συσχέτιση μεταξύ τοπικής βλάβης και συνολικής κατάρρευσης μπορεί να αποδοθεί μέσω της πλαστικής στροφής:

$$\theta_p = \theta - \theta_y$$

όπου θείναι η συνολική στροφή και θ_y η στροφή διαρροής. Όταν η συνολική πλαστική απαίτηση υπερβεί την οριακή ικανότητα της άρθρωσης:

$$\theta_p \geq \theta_{p,lim}$$

τότε το αντίστοιχο μέλος θεωρείται ότι έχει εισέλθει σε κρίσιμη κατάσταση βλάβης. Σε σεισμικές ακολουθίες, η συνολική πλαστική απαίτηση μπορεί να αυξάνεται διαδοχικά από γεγονός σε γεγονός:

$$\theta_{p,total} = \sum_{j=1}^{n} \theta_{p,j}$$

όπου $\theta_{p,j}$ είναι η πλαστική στροφή που αναπτύσσεται κατά το j-οστό σεισμικό γεγονός. Η σχέση αυτή είναι ιδιαίτερα χρήσιμη για την ερμηνεία της συσσωρευτικής βλάβης.

Οι μηχανισμοί προοδευτικής κατάρρευσης σε πολυώροφα κτίρια μπορούν, επομένως, να συνοψιστούν σε τρεις βασικές κατηγορίες. Πρώτον, μηχανισμοί λόγω άμεσης απώλειας

κατακόρυφου στοιχείου, όπου η κατασκευή καλείται να αναδιανείμει το επιβαλλόμενο φορτίο. Δεύτερον, μηχανισμοί λόγω συγκέντρωσης ανελαστικών παραμορφώσεων, όπως ο σχηματισμός μαλακού ορόφου ή η διαδοχική ενεργοποίηση πλαστικών αρθρώσεων. Τρίτον, μηχανισμοί λόγω συσσωρευτικής σεισμικής βλάβης, όπου η κατασκευή εισέρχεται σε επόμενη διέγερση με ήδη μειωμένη δυσκαμψία, παραμένουσες μετακινήσεις και περιορισμένη διαθέσιμη πλαστιμότητα.

Για την παρούσα εργασία, η τελευταία κατηγορία είναι ιδιαίτερα σημαντική. Το υπό μελέτη υβριδικό σύστημα δεν εξετάζεται μόνο ως κατασκευή υπό μία μεμονωμένη σεισμική δράση, αλλά ως φορέας που υπόκειται σε διαδοχικά σεισμικά γεγονότα και αυξητικά κλιμακούμενες διεγέρσεις. Έτσι, η πιθανότητα προοδευτικής κατάρρευσης συνδέεται με τη σταδιακή εξέλιξη των πλαστικών αρθρώσεων, την αύξηση των δεικτών IDR και $RIDR$, τη συγκέντρωση βλάβης σε κρίσιμες στάθμες και την πιθανή υπέρβαση της στάθμης οιονεί κατάρρευσης.

Συνολικά, η προοδευτική κατάρρευση σε πολυώροφα και υβριδικά κτίρια αποτελεί φαινόμενο που εξαρτάται από τη συνδυασμένη δράση τοπικών αστοχιών, ανακατανομής φορτίων, πλεονασματικότητας, πλαστιμότητας, φαινομένων δεύτερης τάξης και συσσωρευτικής βλάβης. Η κατανόηση αυτών των μηχανισμών είναι απαραίτητη για την αποτίμηση της σεισμικής τρωτότητας του υπό μελέτη φορέα και για την ερμηνεία των αποτελεσμάτων των μη γραμμικών αναλύσεων χρονοϊστορίας.

2.3 Συσσωρευτική Βλάβη από Διαδοχικούς Σεισμούς: Προηγούμενες Έρευνες

Η συσσωρευτική βλάβη από διαδοχικούς σεισμούς αποτελεί ένα από τα σημαντικότερα ζητήματα στη σύγχρονη αντισεισμική αποτίμηση, καθώς η πραγματική σεισμική δράση σπάνια περιορίζεται σε ένα μοναδικό γεγονός.

Η βασική ιδιαιτερότητα των σεισμικών ακολουθιών είναι ότι η κατασκευή δεν επανέρχεται απαραίτητα στην αρχική, αβλαβή κατάσταση μετά τον κύριο σεισμό. Αντίθετα, η κατάσταση βλάβης που έχει ήδη διαμορφωθεί λειτουργεί ως αρχική κατάσταση για τον μετασεισμό. Όπως αναφέρθηκε και παραπάνω, η συσσωρευτική απαίτηση μπορεί να εκφραστεί ενδεικτικά ως:

$$\theta_{p,total} = \sum_{i=1}^{n} \theta_{p,i}$$

όπου $\theta_{p,i}$ είναι η πλαστική στροφή που αναπτύσσεται κατά το i-οστό σεισμικό γεγονός της ακολουθίας. Αντίστοιχα, σε ενεργειακούς όρους, η συνολική υστερητική ενέργεια που απορροφάται από τον φορέα μπορεί να εκφραστεί ως:

$$E_{h,total} = \sum_{i=1}^{n} \oint M_i \, d\theta_i$$

Η σχέση αυτή δείχνει ότι η βλάβη δεν εξαρτάται μόνο από τη μέγιστη τιμή της απόκρισης, αλλά και από το πλήθος των κύκλων φόρτισης, τη διάρκεια της διέγερσης και την επαναλαμβανόμενη ενεργοποίηση ανελαστικών μηχανισμών.

Μία από τις βασικές ερευνητικές εργασίες στο συγκεκριμένο πεδίο είναι η μελέτη των Hatzigeorgiou και Liolios (2010), οι οποίοι διερεύνησαν τη μη γραμμική συμπεριφορά πλαισίων οπλισμένου σκυροδέματος υπό επαναλαμβανόμενες ισχυρές εδαφικές κινήσεις. Οι συγγραφείς πραγματοποίησαν εκτεταμένη παραμετρική ανάλυση σε οκτώ επίπεδα πλαίσια Ο/Σ, τα οποία υποβλήθηκαν σε σαράντα πέντε διαδοχικές εδαφικές κινήσεις. Η μελέτη ανέδειξε ότι οι σεισμικές ακολουθίες επηρεάζουν σημαντικά τις απαιτήσεις πλαστιμότητας και τη συσσώρευση βλάβης, γεγονός που καθιστά ανεπαρκή την αποκλειστική θεώρηση ενός μεμονωμένου σεισμού για την αποτίμηση της πραγματικής σεισμικής τρωτότητας.

Ακολούθως, οι Hatzivassiliou και Hatzigeorgiou (2015) επέκτειναν τη μελέτη των σεισμικών ακολουθιών σε τρισδιάστατα κτίρια οπλισμένου σκυροδέματος. Η συμβολή της συγκεκριμένης εργασίας είναι σημαντική, διότι ανέδειξε ότι η χωρική συμπεριφορά του φορέα και η ταυτόχρονη δράση των συνιστωσών της σεισμικής διέγερσης μπορούν να επηρεάσουν σημαντικά την κατανομή της βλάβης. Η μελέτη τους έδειξε ότι η τρισδιάστατη προσομοίωση είναι απαραίτητη για την αξιόπιστη αποτίμηση της συμπεριφοράς κτιρίων υπό σεισμικές ακολουθίες, καθώς η βλάβη μπορεί να κατανεμηθεί διαφορετικά σε κάτοψη και καθ’ ύψος σε σχέση με απλούστερα επίπεδα προσομοιώματα.

Ιδιαίτερη σημασία για την παρούσα εργασία έχει και η έρευνα της Askouni (2023), η οποία εστίασε στη συμπεριφορά υβριδικών κτιρίων οπλισμένου σκυροδέματος–χάλυβα υπό διαδοχικές εδαφικές διεγέρσεις. Η μελέτη αυτή είναι άμεσα συναφής, καθώς εξετάζει τρισδιάστατα μοντέλα υβριδικών φορέων με κατώτερο τμήμα από οπλισμένο σκυρόδεμα και ανώτερο τμήμα από χάλυβα, λαμβάνοντας υπόψη την ελαστοπλαστική συμπεριφορά των δομικών στοιχείων στο πεδίο του χρόνου.

Οι Chorafa et al. (2024) εξέτασαν τη μη γραμμική συμπεριφορά σύμμικτων πλαισίων με υποστυλώματα CFT και μεταλλικές δοκούς υπό πολλαπλούς σεισμούς, λαμβάνοντας υπόψη και την αλληλεπίδραση εδάφους–κατασκευής. Οι αναλύσεις τους πραγματοποιήθηκαν σε φορείς 2, 4 και 6 ορόφων, υπό πέντε πραγματικές σεισμικές ακολουθίες, και οι βασικές παράμετροι απόκρισης ήταν οι λόγοι σχετικής μετακίνησης ορόφων, οι μετακινήσεις, οι επιταχύνσεις και οι υπολειπόμενες παραμορφώσεις. Τα αποτελέσματα έδειξαν ότι οι διαδοχικές σεισμικές κινήσεις επηρεάζουν ουσιαστικά τόσο τις μέγιστες όσο και τις παραμένουσες αποκρίσεις, ενώ η απόκριση διαφοροποιείται ανάλογα με το ύψος του φορέα και τις συνθήκες θεμελίωσης.

Η σημασία των παραμενουσών μετακινήσεων στην αποτίμηση της συμπεριφοράς μετά τον κύριο σεισμό έχει αναδειχθεί και σε προγενέστερες μελέτες. Οι Luco, Bazzurro και Cornell (2004) διερεύνησαν την παραμένουσα ικανότητα ενός κτιρίου που έχει ήδη υποστεί βλάβη από κύριο σεισμό να αντισταθεί σε έναν μετασεισμό. Η βασική ιδέα της εργασίας τους είναι ιδιαίτερα σημαντική: η αποτίμηση της ασφάλειας μετά τον κύριο σεισμό δεν πρέπει να βασίζεται στην αρχική ικανότητα του κτιρίου, αλλά στην υπολειπόμενη ικανότητά του μετά τη βλάβη. Η λογική αυτή βρίσκεται στον πυρήνα της παρούσας εργασίας, όπου ο μετασεισμός θεωρείται ότι δρα σε ήδη επιβαρυμένο φορέα.

Στην παρούσα εργασία, η συσσωρευτική βλάβη αποτιμάται μέσω της σύγκρισης αναλύσεων μεμονωμένων σεισμικών γεγονότων και συνολικών σεισμικών ακολουθιών. Τα επιταχυνσιογραφήματα εισάγονται σε διαφορετικά επίπεδα κλιμάκωσης, στο πλαίσιο διαδικασίας κλιμακούμενης δυναμικής ανάλυσης, μέχρι την εμφάνιση κρίσιμων βλαβών, οι οποίες αναγνωρίζονται μέσω υπέρβασης της στάθμης Collapse Prevention στις πλαστικές αρθρώσεις. Με τον τρόπο αυτό, η συσσωρευτική βλάβη δεν εξετάζεται μόνο μέσω δεικτών, όπως IDR και $RIDR$, αλλά και μέσω της τοπικής εξέλιξης των ανελαστικών μηχανισμών.

Συνοψίζοντας, οι προηγούμενες έρευνες καταδεικνύουν ότι οι διαδοχικοί σεισμοί μπορούν να επηρεάσουν σημαντικά τη σεισμική απόκριση των κατασκευών μέσω συσσώρευσης πλαστικών παραμορφώσεων, αύξησης υπολειπόμενων μετακινήσεων, μείωσης δυσκαμψίας και μεταβολής της διαθέσιμης ικανότητας του φορέα. Η παρούσα εργασία αξιοποιεί αυτά τα συμπεράσματα και τα εφαρμόζει στο ειδικό πρόβλημα των υβριδικών κατασκευών οπλισμένου σκυροδέματος–χάλυβα με καθ' ύψος μεταλλικές προσθήκες. Η σύγκριση μεμονωμένων σεισμών και πλήρων σεισμικών ακολουθιών, σε συνδυασμό με την αυξητική κλιμάκωση των καταγραφών και την παρακολούθηση των πλαστικών αρθρώσεων, επιτρέπει την αποτίμηση της πραγματικής σεισμικής τρωτότητας και της πιθανής προοδευτικής κατάρρευσης του φορέα.

2.4 Κανονιστικό Πλαίσιο (Ευρωκώδικες 3 & 8, ΚΑΝ.ΕΠΕ.) και Περιορισμοί

Η αποτίμηση και ο σχεδιασμός υβριδικών κατασκευών, στις οποίες συνυπάρχει υφιστάμενος φορέας οπλισμένου σκυροδέματος και νέα μεταλλική καθ' ύψος προσθήκη, απαιτεί συνδυαστική θεώρηση περισσότερων κανονιστικών πλαισίων. Στην παρούσα εργασία, το βασικό κανονιστικό υπόβαθρο συγκροτείται από τον Ευρωκώδικα 3, ο οποίος αφορά τον σχεδιασμό μεταλλικών κατασκευών, τον Ευρωκώδικα 8, ο οποίος αφορά τον αντισεισμικό σχεδιασμό, και τον ΚΑΝ.ΕΠΕ., ο οποίος αποτελεί το κύριο ελληνικό πλαίσιο αποτίμησης και ανασχεδιασμού υφιστάμενων κατασκευών από οπλισμένο σκυρόδεμα.

Ο Ευρωκώδικας 3 εφαρμόζεται στον σχεδιασμό κτιρίων και έργων πολιτικού μηχανικού από χάλυβα και περιλαμβάνει απαιτήσεις αντοχής, λειτουργικότητας, ανθεκτικότητας και πυρασφάλειας μεταλλικών κατασκευών (European Committee for Standardization [CEN], 2005). Σύμφωνα με την περιγραφή του Joint Research Centre της Ευρωπαϊκής Επιτροπής, ο EN 1993 αφορά τις απαιτήσεις αντίστασης, λειτουργικότητας, ανθεκτικότητας και πυρασφάλειας των μεταλλικών φορέων, σε συμφωνία με τις γενικές αρχές του EN 1990 (European Commission, n.d.-a)

Η γενική κανονιστική φιλοσοφία του Ευρωκώδικα 3 βασίζεται στον έλεγχο ότι η τιμή σχεδιασμού της δράσης δεν υπερβαίνει την αντίστοιχη τιμή σχεδιασμού της αντίστασης:

$$E_d \leq R_d$$

όπου E_d είναι το εντατικό μέγεθος σχεδιασμού και R_d η διαθέσιμη αντίσταση σχεδιασμού. Για ένα μεταλλικό μέλος υπό αξονική δύναμη, η πλαστική αντοχή της διατομής μπορεί να εκφραστεί ως:

$$N_{pl,Rd} = \frac{Af_y}{\gamma_{M0}}$$

ενώ η πλαστική ροπή αντοχής δίνεται από τη σχέση:

$$M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl}f_y}{\gamma_{M0}}$$

όπου A είναι το εμβαδόν της διατομής, W_{pl} η πλαστική ροπή αντίστασης, f_y το όριο διαρροής του χάλυβα και γ_{M0} ο συντελεστής ασφαλείας του υλικού. Οι σχέσεις αυτές εκφράζουν τη βασική αρχή ελέγχου των χαλύβδινων διατομών, όμως στην πράξη συμπληρώνονται από ελέγχους κατηγορίας διατομής, τοπικού λυγισμού, στρεπτοκαμπτικού λυγισμού, αλληλεπίδρασης αξονικής δύναμης–κάμψης και αντοχής συνδέσεων.

Για τα μεταλλικά υποστυλώματα, ιδιαίτερη σημασία έχει ο έλεγχος ευστάθειας λόγω αξονικής θλίψης και κάμψης. Η αντοχή ενός θλιβόμενου μέλους έναντι λυγισμού μπορεί να εκφραστεί ως:

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi Af_y}{\gamma_{M1}}$$

όπου χ είναι ο μειωτικός συντελεστής λυγισμού και γ_{M1} ο συντελεστής ασφαλείας για την αστάθεια μελών. Η παράμετρος αυτή είναι σημαντική, επειδή η μεταλλική προσθήκη αυξάνει το συνολικό ύψος του φορέα και εισάγει μεταλλικά υποστυλώματα που καταπονούνται ταυτόχρονα από κατακόρυφα φορτία και σεισμικές ροπές.

Ο Ευρωκώδικας 8 αποτελεί το βασικό ευρωπαϊκό πλαίσιο για τον αντισεισμικό σχεδιασμό κατασκευών. Ο ΕΝ 1998 εφαρμόζεται στον σχεδιασμό και την κατασκευή κτιρίων και

άλλων έργων πολιτικού μηχανικού σε σεισμικές περιοχές, με στόχο την προστασία της ανθρώπινης ζωής, τον περιορισμό των βλαβών και τη διατήρηση της λειτουργίας σημαντικών κατασκευών πολιτικής προστασίας (European Commission, n.d.-b).

Η σεισμική δράση στον Ευρωκώδικα 8 εκφράζεται συνήθως μέσω φάσματος σχεδιασμού. Σε απλοποιημένη μορφή, η τέμνουσα βάσης μπορεί να γραφεί ως:

$$F_b = S_d(T_1)m\lambda$$

όπου $S_d(T_1)$ είναι η φασματική επιτάχυνση σχεδιασμού για τη θεμελιώδη περίοδο T_1, m η σεισμική μάζα και λ διορθωτικός συντελεστής που σχετίζεται με τη συμμετοχή των ιδιομορφών. Η σχέση αυτή δείχνει ότι κάθε μεταβολή στη μάζα ή στη θεμελιώδη περίοδο του φορέα επηρεάζει άμεσα τη σεισμική απαίτηση. Επομένως, η προσθήκη μεταλλικών ορόφων σε υφιστάμενο φορέα Ο/Σ πρέπει να αξιολογείται ως μεταβολή της συνολικής δυναμικής ταυτότητας της κατασκευής και όχι απλώς ως πρόσθετο φορτίο.

Η μείωση της ελαστικής σεισμικής απαίτησης μέσω της ανελαστικής ικανότητας του φορέα εκφράζεται στον Ευρωκώδικα 8 μέσω του συντελεστή συμπεριφοράς q. Σε γενική μορφή:

$$S_d(T) = \frac{S_e(T)}{q}$$

όπου $S_e(T)$είναι το ελαστικό φάσμα και $S_d(T)$το φάσμα σχεδιασμού. Η χρήση του q προϋποθέτει ότι ο φορέας έχει επαρκή πλαστιμότητα και κατάλληλο μηχανισμό κατανάλωσης ενέργειας. Στην περίπτωση υβριδικών κατασκευών Ο/Σ–χάλυβα, η προϋπόθεση αυτή πρέπει να εξετάζεται με προσοχή, διότι η διαθέσιμη πλαστιμότητα δεν εξαρτάται μόνο από τη νέα μεταλλική προσθήκη, αλλά και από την πραγματική κατάσταση και λεπτομέρεια του υφιστάμενου φορέα Ο/Σ.

Ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. αποτελεί το ελληνικό κανονιστικό πλαίσιο για την αποτίμηση και τον ανασχεδιασμό υφιστάμενων κτιρίων από οπλισμένο σκυρόδεμα. Σύμφωνα με τον Ο.Α.Σ.Π., σκοπός του ΚΑΝ.ΕΠΕ. είναι η θεσμοθέτηση κριτηρίων για την αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας υφιστάμενων δομημάτων ή μελών τους, καθώς και για τον ανασχεδιασμό τους όπου απαιτείται (Οργανισμός Αντισεισμικού Σχεδιασμού και Προστασίας [Ο.Α.Σ.Π.],

n.d.). Η τρίτη αναθεώρηση του ΚΑΝ.ΕΠΕ. εγκρίθηκε με την Υ.Α. ΥΠ 449/2022 και δημοσιεύθηκε στο ΦΕΚ 3197/Β/22.06.2022 (Ο.Α.Σ.Π., 2022).

Ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. είναι ιδιαίτερα κρίσιμος για την παρούσα εργασία, καθώς το υποκείμενο κτίριο είναι υφιστάμενος φορέας οπλισμένου σκυροδέματος. Η αποτίμηση τέτοιων φορέων δεν μπορεί να βασίζεται αποκλειστικά σε ονομαστικές τιμές αντοχών ή σε παραδοχές νέας κατασκευής. Αντίθετα, πρέπει να λαμβάνονται υπόψη η πραγματική γεωμετρία, η ποιότητα των υλικών, οι λεπτομέρειες όπλισης, η στάθμη αξιοπιστίας των δεδομένων και οι πιθανές ανεπάρκειες πλαστιμότητας ή διάτμησης. Ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. εισάγει τη λογική των σταθμών επιτελεστικότητας, οι οποίοι συνδέουν τη σεισμική απαίτηση με το επιτρεπτό επίπεδο βλάβης.

Σε γενική μορφή, ο έλεγχος επιτελεστικότητας μπορεί να αποδοθεί ως:

$$D \leq C$$

όπου Dείναι η σεισμική απαίτηση και C η διαθέσιμη ικανότητα. Σε όρους παραμορφώσεων μελών, η σχέση μπορεί να γραφεί ως:

$$\theta_d \leq \theta_{Rd}$$

όπου θ_dείναι η απαιτούμενη στροφή και θ_{Rd} η διαθέσιμη στροφική ικανότητα του μέλους. Η προσέγγιση αυτή συνδέεται άμεσα με τη μη γραμμική προσομοίωση μέσω πλαστικών αρθρώσεων, όπου η εξέλιξη της βλάβης παρακολουθείται μέσω σταθμών όπως Immediate Occupancy (IO), Life Safety (LS) και Collapse Prevention (CP).

Παρά τη χρησιμότητα των παραπάνω κανονιστικών πλαισίων, η εφαρμογή τους στο αντικείμενο της παρούσας εργασίας παρουσιάζει σημαντικούς περιορισμούς. Ο πρώτος περιορισμός αφορά τη θεώρηση των σεισμικών δράσεων. Οι συνήθεις κανονιστικές διαδικασίες βασίζονται κυρίως σε έναν σεισμό σχεδιασμού ή σε επιλεγμένα επιταχυνσιογραφήματα που αντιμετωπίζονται ως ανεξάρτητα γεγονότα. Δεν ενσωματώνεται πλήρως η επίδραση σεισμικών ακολουθιών κύριου σεισμού–μετασεισμού, όπου η κατασκευή εισέρχεται στο επόμενο γεγονός με ήδη υπάρχουσα βλάβη. Οι Chorafa, Skrapalliou και Katsimpini (2024) επισημαίνουν ότι ένα από τα βασικά ζητήματα των

σύγχρονων σεισμικών κανονισμών είναι ότι δεν λαμβάνουν επαρκώς υπόψη τις επιδράσεις πολλαπλών σεισμικών γεγονότων, παρότι τέτοιες ακολουθίες εμφανίζονται συχνά σε σεισμικά ενεργές περιοχές.

Ο δεύτερος περιορισμός αφορά την ειδική περίπτωση των υβριδικών καθ' ύψος προσθηκών. Ο Ευρωκώδικας 3 παρέχει κανόνες για τον σχεδιασμό των μεταλλικών μελών, ο Ευρωκώδικας 8 καθορίζει τις γενικές αρχές αντισεισμικού σχεδιασμού και ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. καλύπτει την αποτίμηση υφιστάμενων φορέων Ο/Σ. Ωστόσο, η ειδική περίπτωση ενός υφιστάμενου κτιρίου Ο/Σ που επεκτείνεται καθ' ύψος με μεταλλικό φορέα δεν αντιμετωπίζεται ως ενιαίο, πλήρως εξειδικευμένο πρόβλημα. Η αλληλεπίδραση μεταξύ παλαιού και νέου φορέα, η συμπεριφορά της διεπιφάνειας, η πιθανή συγκέντρωση βλάβης σε συγκεκριμένες στάθμες και η επίδραση της μεταλλικής προσθήκης στη δυναμική ταυτότητα του συστήματος απαιτούν αναλυτική διερεύνηση.

Ο τρίτος περιορισμός αφορά την προοδευτική κατάρρευση. Αν και οι σύγχρονες κανονιστικές διατάξεις ενσωματώνουν έννοιες πλαστιμότητας, ικανοτικού σχεδιασμού, υπεραντοχής και αποφυγής ψαθυρών αστοχιών, η ρητή αξιολόγηση αλυσιδωτών μηχανισμών κατάρρευσης υπό σεισμικές ακολουθίες δεν αποτελεί τυπικό μέρος της συνήθους διαδικασίας σχεδιασμού. Η προοδευτική κατάρρευση απαιτεί μελέτη της δυνατότητας ανακατανομής φορτίων μετά από τοπική αστοχία, της ύπαρξης εναλλακτικών διαδρομών φορτίου και της διατήρησης της φέρουσας ικανότητας μετά από σημαντική βλάβη.

Ο τέταρτος περιορισμός αφορά τη διατήρηση της βλάβης μεταξύ διαδοχικών αναλύσεων. Σε πραγματικές σεισμικές ακολουθίες, ο φορέας δεν επανέρχεται στην αρχική του κατάσταση μετά τον κύριο σεισμό. Αντίθετα, η δυσκαμψία, η αντοχή και η παραμορφωσιακή ικανότητα μπορεί να έχουν μεταβληθεί. Η συμβατική κανονιστική ανάλυση δεν απαιτεί πάντοτε ρητή μεταφορά των πλαστικών παραμορφώσεων, των παραμενουσών μετακινήσεων και της υποβάθμισης δυσκαμψίας από το ένα σεισμικό γεγονός στο επόμενο. Για τον λόγο αυτό, η μη γραμμική δυναμική ανάλυση χρονοϊστορίας είναι καταλληλότερη για το αντικείμενο της παρούσας εργασίας.

Η μεθοδολογία της παρούσας εργασίας υπερβαίνει τους παραπάνω περιορισμούς μέσω της χρήσης τρισδιάστατων προσομοιωμάτων στο SAP2000, μη γραμμικών πλαστικών

αρθρώσεων, πραγματικών σεισμικών ακολουθιών και κλιμάκωσης των επιταχυνσιογραφημάτων. Η διαδικασία αυτή συνδέεται με τη λογική της αυξητικής δυναμικής ανάλυσης (Incremental Dynamic Analysis – IDA), όπως αναφέρθηκε στο Κεφ. 1 και διατυπώθηκε από τους Vamvatsikos και Cornell (2002), όπου ο φορέας υποβάλλεται σε επαναλαμβανόμενες μη γραμμικές δυναμικές αναλύσεις με αυξανόμενη ένταση σεισμικής διέγερσης έως την εμφάνιση κρίσιμων επιπέδων βλάβης ή κατάρρευσης.

Συνολικά, οι Ευρωκώδικες 3 και 8 και ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. παρέχουν το αναγκαίο κανονιστικό υπόβαθρο για τον σχεδιασμό της μεταλλικής προσθήκης, την αντισεισμική αποτίμηση και την αξιολόγηση του υφιστάμενου φορέα Ο/Σ. Ωστόσο, το ερευνητικό αντικείμενο της παρούσας εργασίας, δηλαδή η σεισμική τρωτότητα υβριδικών κατασκευών Ο/Σ–χάλυβα υπό διαδοχικούς και κλιμακούμενους σεισμούς, υπερβαίνει τα όρια της τυπικής κανονιστικής εφαρμογής. Για τον λόγο αυτό, το κανονιστικό πλαίσιο χρησιμοποιείται ως βάση αναφοράς, ενώ η ουσιαστική αποτίμηση πραγματοποιείται μέσω μη γραμμικών δυναμικών αναλύσεων, δεικτών IDRκαι $RIDR$, και παρακολούθησης της εξέλιξης των πλαστικών αρθρώσεων.

Βιβλιογραφία

- Adam, J. M., Parisi, F., Sagaseta, J., & Lu, X. (2018). Research and practice on progressive collapse and robustness of building structures in the 21st century. *Engineering Structures, 173*, 122–149. https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2018.06.082
- Askouni, P. K. (2023). The behavior of hybrid reinforced concrete-steel buildings under sequential ground excitations. *Computation, 11*(5), 102. https://doi.org/10.3390/computation11050102
- Chorafa, E., Skrapalliou, E., & Katsimpini, P. (2024). On the nonlinear behavior of composite structures under multiple earthquakes considering soil–structure interaction. *CivilEng, 5*, 673–693. https://doi.org/10.3390/civileng5030036
- European Commission. (n.d.-a). *Eurocode 3: Design of steel structures*. Joint Research Centre. https://eurocodes.jrc.ec.europa.eu/EN-Eurocodes/eurocode-3-design-steel-structures
- European Commission. (n.d.-b). *Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance*. Joint Research Centre. https://eurocodes.jrc.ec.europa.eu/EN-Eurocodes/eurocode-8-design-structures-earthquake-resistance
- European Committee for Standardization. (2004). *EN 1998-1: Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance—Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings*. CEN.
- European Committee for Standardization. (2005). *EN 1993-1-1: Eurocode 3: Design of steel structures—Part 1-1: General rules and rules for buildings*. CEN.

- General Services Administration. (2016). *Alternate path analysis and design guidelines for progressive collapse resistance*. U.S. General Services Administration.
- Hatzigeorgiou, G. D., & Liolios, A. A. (2010). Nonlinear behaviour of RC frames under repeated strong ground motions. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 30*(10), 1010–1025. https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2010.04.013
- Hatzivassiliou, M., & Hatzigeorgiou, G. D. (2015). Seismic sequence effects on three-dimensional reinforced concrete buildings. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 72*, 77–88. https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2015.02.005
- Luco, N., Bazzurro, P., & Cornell, C. A. (2004). Dynamic versus static computation of the residual capacity of a mainshock-damaged building to withstand an aftershock. *Proceedings of the 13th World Conference on Earthquake Engineering*.
- Οργανισμός Αντισεισμικού Σχεδιασμού και Προστασίας. (2022). *Κανονισμός Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.), 3η αναθεώρηση* (ΦΕΚ 3197/Β/22.06.2022). https://oasp.gr
- Qu, J., Zhang, Y., & Liu, J. (2022). Incremental dynamic analysis considering main aftershock of structures based on the correlation of maximum and residual inter-story drift ratios. *Applied Sciences, 12*(4), 2042. https://doi.org/10.3390/app12042042
- Serras, D. N., Skalomenos, K. A., & Hatzigeorgiou, G. D. (όπως αναφέρεται σε Chorafa et al., 2024). Displacement/damage controlled seismic design of composite structures with CFT columns and composite beams.
- Skalomenos, K. A., Hatzigeorgiou, G. D., & Beskos, D. E. (όπως αναφέρεται σε Chorafa et al., 2024). Nonlinear hysteretic modeling of concrete-filled steel tube columns under cyclic loading.
- Starossek, U. (2006). Progressive collapse of structures: Nomenclature and procedures. *Structural Engineering International, 16*(2), 113–117. https://doi.org/10.2749/101686606777962477
- Starossek, U. (2009). *Progressive collapse of structures*. Thomas Telford.
- U.S. Department of Defense. (2024). *UFC 4-023-03: Design of buildings to resist progressive collapse*. Unified Facilities Criteria.
- Vamvatsikos, D., & Cornell, C. A. (2002). Incremental dynamic analysis. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 31*(3), 491–514. https://doi.org/10.1002/eqe.141

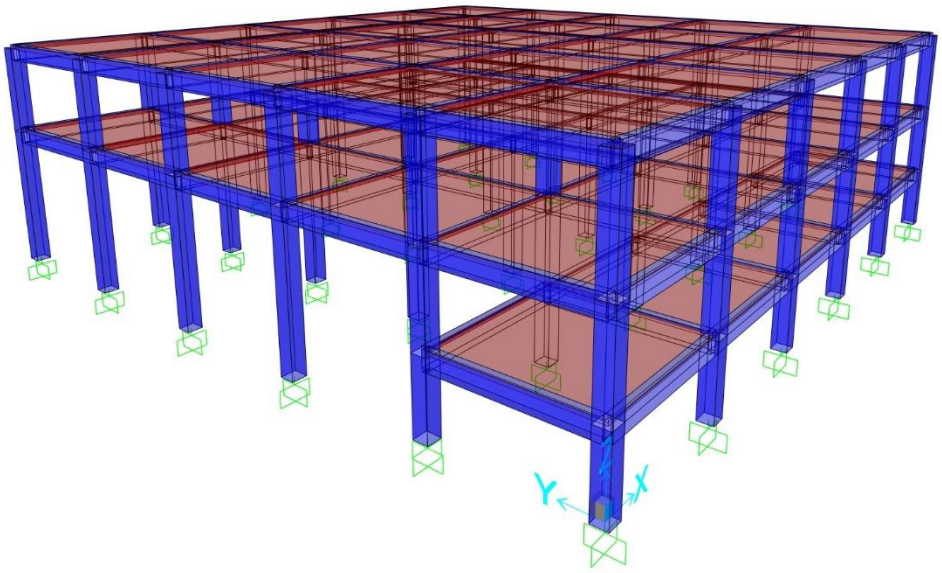
3. Περιγραφή και Προσομοίωση Κατασκευών

3.1 Περιγραφή Υφιστάμενου Κτιρίου Ο/Σ

Το υφιστάμενο τμήμα της κατασκευής αφορά διώροφο πλαισιακό φορέα οπλισμένου σκυροδέματος, το οποίο λειτουργεί ως ο βασικός φέρων οργανισμός επί του οποίου προβλέπεται η καθ' ύψος μεταλλική προσθήκη. Πρόκειται για παλαιά βιοτεχνία υποδημάτων στον Εύοσμο Θεσσαλονίκης. Αναπτύσσεται καθ' ύψος σε τρεις χαρακτηριστικές στάθμες. Συγκεκριμένα, περιλαμβάνει στάθμη παταριού στο $+2{,}80\,m$, άνω στάθμη ισογείου στο $+6{,}10\,m$ και άνω στάθμη ορόφου στο $+9{,}85\,m$. Τα ανοίγματα κατά τις δύο κύριες οριζόντιες διευθύνσεις είναι ίσα, με $L_x = L_y = 6{,}15\,m$. ενώ η κάτοψη αποτελείται από έξι πλαίσια ανά διεύθυνση. Συνεπώς, οι συνολικές διαστάσεις της κάτοψης είναι περίπου $30{,}75\,m \times 30{,}75\,m$. σ



Εικόνα 3.1 – Πρόσοψη Κτιρίου Ο/Σ



Εικόνα 3.2 – Προσομοίωμα Υφιστάμενου Κτιρίου Ο/Σ

Επομένως η επιφάνεια πλήρους στάθμης είναι:

$$A_{floor} = 30{,}75 \times 30{,}75 = 945{,}56\, m^2$$

Η κανονικότητα της κάτοψης αποτελεί ευνοϊκό στοιχείο ως προς την συμμετρία του φορέα. Ωστόσο, η ύπαρξη παταριού διαφοροποιεί την κατανομή μάζας και δυσκαμψίας, επηρεάζει τη δυναμική συμπεριφορά της συνολικής κατασκευής.

Οι δοκοί έχουν ορθογωνική διατομή:

$$b_b \times h_b = 0{,}30\, m \times 0{,}70\, m$$

Η ροπή αδράνειας της ορθογωνικής διατομής ως προς τον ισχυρό άξονα δίνεται από τη σχέση:

$$I_b = \frac{b_b h_b^3}{12}$$

και επομένως:

$$I_b = \frac{0{,}30 \times 0{,}70^3}{12} = 0{,}00858\, m^4$$

Τα υποστυλώματα έχουν τετραγωνική διατομή:

$$b_c \times h_c = 0{,}60\, m \times 0{,}60\, m$$

οπότε :

$$I_c = \frac{0{,}60 \times 0{,}60^3}{12} = 0{,}0108\, m^4$$

Οι παραπάνω τιμές αφορούν τις αρηγμάτωτες γεωμετρικές ιδιότητες των διατομών. Στην πραγματική σεισμική απόκριση, η δυσκαμψία των στοιχείων οπλισμένου σκυροδέματος μειώνεται λόγω ρηγμάτωσης και ανελαστικής συμπεριφοράς.

Για την αριθμητική προσομοίωση του υφιστάμενου φορέα οπλισμένου σκυροδέματος ελήφθησαν υπόψη τα διαθέσιμα στοιχεία της αρχικής μελέτης, καθώς και οι αντιπροσωπευτικές τιμές μηχανικών χαρακτηριστικών που χρησιμοποιούνται κατά την αποτίμηση υφιστάμενων κατασκευών. Το σκυρόδεμα του φορέα ορίζεται κατηγορίας C12/15, οι διαμήκεις οπλισμοί από χάλυβα StIII, ενώ οι συνδετήρες, δοκών και υποστυλωμάτων, διαμέτρου Φ8 ανά 150 mm και από χάλυβα StI.

Για το σκυρόδεμα C12/15, υιοθετήθηκαν οι ακόλουθες τιμές (Ερήμην Τιμές Αντοχής Υλικού – Παράρτημα 3.1 ΚΑΝΕΠΕ – Μελέτη προ του ’85) :

$$f_{cm} = 13\, MPa$$
$$f_{ck} = 9\, MPa$$
$$\gamma_c = 25\, kN/m^3$$

όπου f_{cm} είναι η μέση θλιπτική αντοχή του σκυροδέματος, f_{ck} η χαρακτηριστική θλιπτική αντοχή και γ_c το ειδικό βάρος του σκυροδέματος.

Το μέτρο ελαστικότητας του σκυροδέματος υπολογίζεται από τη σχέση:

$$E_{cm} = 22\left(\frac{f_{cm}}{10}\right)^{0,30}$$

Για $f_{cm} = 13\ MPa$, προκύπτει:

$$E_{cm} = 23,80\ GPa$$

Η μέση εφελκυστική αντοχή του σκυροδέματος εκτιμάται από τη σχέση:

$$f_{ctm} = 0,30\ f_{ck}^{2/3}$$

Για $f_{ck} = 9\ MPa$, προκύπτει:

$$f_{ctm} = 1,30\ MPa$$

Για τον λόγο Poisson του σκυροδέματος λαμβάνεται:

$$\nu = 0,20$$

Το μέτρο διάτμησης του σκυροδέματος υπολογίζεται από τη σχέση:

$$G_{cm} = \frac{E_{cm}}{2(1+\nu)}$$

και προκύπτει:

$$G_{cm} = 9,92\ GPa$$

Για τους διαμήκεις οπλισμούς θεωρήθηκε χάλυβας κατηγορίας StIII, με μηχανικά χαρακτηριστικά (Κ.Τ.Χ. πίνακας Π7.2 και Φ.Ε.Κ. 160Α/1954) :

$$f_y = 400\ MPa$$
$$f_t = 500\ MPa$$

όπου f_y είναι το όριο διαρροής και f_t η εφελκυστική αντοχή του χάλυβα. Για τους συνδετήρες θεωρήθηκε χάλυβας κατηγορίας StI, με μηχανικά χαρακτηριστικά (Κ.Τ.Χ. πίνακας Π7.2 και Φ.Ε.Κ. 160Α/1954) :

$$f_y = 220\,MPa$$
$$f_t = 340\,MPa$$

Η διαφοροποίηση μεταξύ του χάλυβα των διαμήκων οπλισμών και του χάλυβα των συνδετήρων είναι σημαντική για την αποτίμηση της συμπεριφοράς του φορέα. Ο διαμήκης οπλισμός επηρεάζει κυρίως την καμπτική ικανότητα των δοκών και των υποστυλωμάτων, ενώ οι συνδετήρες επηρεάζουν τη διατμητική αντοχή, την περίσφιγξη και τη διαθέσιμη πλαστιμότητα των μελών.

Οι δοκοί του υφιστάμενου φορέα ορίζονται διατομής 70 × 30 cm, δηλαδή με πλάτος κορμού 30 cm και ύψος 70 cm.

Η διατομή ράβδου Φ8 υπολογίζεται από τη σχέση:

$$A_{\Phi 8} = \frac{\pi \Phi^2}{4}$$

και για διάμετρο 8 mm, προκύπτει:

$$A_{\Phi 8} = 50{,}3\,mm^2$$

Για δίτμητο συνδετήρα, η συνολική διατομή εγκάρσιου οπλισμού ανά διεύθυνση κάμψης είναι:

$$A_{sw} = 2A_{\Phi 8}$$

οπότε:

$$A_{sw} = 100{,}6\,mm^2$$

Το ποσοστό εγκάρσιου οπλισμού των δοκών υπολογίζεται από τη σχέση:

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{b_w\, s}$$

όπου b_wείναι το πλάτος του κορμού της δοκού και sη απόσταση των συνδετήρων.

Για δοκούς διατομής 70 × 30 cm, με $b_w = 300\,mm$και $s = 150\,mm$, προκύπτει:

$$\rho_w = 0{,}00223$$

ή:

$$\rho_w = 0{,}223\%$$

Η τιμή αυτή αντιστοιχεί σε παλαιότερη κατασκευαστική πρακτική και δεν ταυτίζεται με τις σύγχρονες απαιτήσεις αντισεισμικής περίσφιγξης και πλαστιμότητας. Για τον λόγο αυτό, κατά την προσομοίωση της μη γραμμικής συμπεριφοράς, τα στοιχεία οπλισμένου σκυροδέματος θεωρήθηκαν ως υφιστάμενα μέλη με περιορισμένη διαθέσιμη πλαστιμότητα.

Στους υπολογισμούς της δυσκαμψίας των στοιχείων οπλισμένου σκυροδέματος ελήφθη υπόψη η ρηγμάτωση των διατομών. Ελλείψει αναλυτικότερου υπολογισμού της ενεργού δυσκαμψίας κάθε μέλους, η ενεργός καμπτική δυσκαμψία θεωρήθηκε ίση με το 50% της αντίστοιχης αρηγμάτωτης δυσκαμψίας:

$$(EI)_{eff} = 0{,}50\, E_{cm} I_g$$

Η ροπή αδρανείας της αρηγμάτωτης ορθογωνικής διατομής υπολογίζεται από τη σχέση:

$$I_g = \frac{b\, h^3}{12}$$

Για τις διατομές του φορέα, δηλαδή δοκούς 70 × 30 cm και υποστυλώματα 60 × 60 cm, τα αντίστοιχα μεγέθη συνοψίζονται στον ακόλουθο πίνακα.

Πίνακας 3.1 – Γεωμετρικά χαρακτηριστικά και ενεργές δυσκαμψίες ρηγματωμένων διατομών

Στοιχείο	Διατομή	Ροπή αδρανείας αρηγμάτωτης διατομής (m^4)	Ενεργός ροπή αδρανείας (m^4)	Ενεργός καμπτική δυσκαμψία ($kN \cdot m^2$)
Δοκός	70 × 30 cm	0,00858	0,00429	102 043
Υποστύλωμα	60 × 60 cm	0,01080	0,00540	128 520

Η θεώρηση ρηγματωμένων διατομών είναι απαραίτητη για τη ρεαλιστικότερη αποτύπωση της δυναμικής συμπεριφοράς του υφιστάμενου φορέα, καθώς τα στοιχεία οπλισμένου σκυροδέματος δεν αναμένεται να παραμείνουν αρηγμάτωτα με την πάροδο των ετών χρήσης και ζωής του κτιρίου.

Οι πλάκες δαπέδων του υφιστάμενου φορέα έχουν διαφορετικό πάχος ανά στάθμη. Οι πλάκες ισογείου και παταριού έχουν πάχος $0{,}20\ m$, ενώ η πλάκα του ορόφου έχει πάχος $0{,}18\ m$. Το ίδιο βάρος της πλάκας μπορεί να υπολογιστεί από τη σχέση:

$$g_{slab} = \gamma_c t$$

με:

$$\gamma_c \approx 25\ kN/m^3$$

Για πλάκα πάχους $0{,}20\ m$:

$$g_{slab,0.20} = 25 \times 0{,}20 = 5{,}00\ kN/m^2$$

ενώ για πλάκα πάχους $0{,}18\ m$:

$$g_{slab,0.18} = 25 \times 0{,}18 = 4{,}50\ kN/m^2$$

Στα παραπάνω προστίθεται φορτίο επικάλυψης:

$$g_{overlay} = 1{,}20\ kN/m^2$$

Άρα το συνολικό μόνιμο επιφανειακό φορτίο λόγω πλάκας και επικάλυψης είναι:

$$g_{tot,0.20} = 5{,}00 + 1{,}20 = 6{,}20\ kN/m^2$$

και:

$$g_{tot,0.18} = 4{,}50 + 1{,}20 = 5{,}70\ kN/m^2$$

Το κτίριο θεωρείται κατηγορίας χρήσης Β, δηλαδή κτίριο γραφείων ή χώρων εργασίας, και λαμβάνεται κινητό φορτίο:

$$Q = 2{,}00\ kN/m^2$$

Τα φορτία πλακών εφαρμόζονται ως επιφανειακά φορτία με διανομή δύο διευθύνσεων προς τις δοκούς, δηλαδή μέσω της επιλογήςκατά την μοντελοποίηση *Uniform to Frame – Load Distribution – Two Ways*.

Στο προσομοίωμα λαμβάνονται επίσης υπόψη τα φορτία τοιχοποιίας πλήρωσης. Η τοιχοποιία θεωρείται ότι αποτελείται από πλήρεις οπτόπλινθους με ειδικό βάρος $1800\ kg/m^3$. Για τους περιμετρικούς τοίχους του παταριού, πάχους $0{,}20\ m$, καθαρού μήκους $5{,}55\ m$και ύψους $2{,}80\ m$, ο όγκος ανά φάτνωμα είναι:

$$V_w = 5{,}55 \times 2{,}80 \times 0{,}20 = 3{,}11\ m^3$$

Η μάζα προκύπτει:

$$m_w = 3{,}11 \times 1800 = 5598\ kg$$

οπότε το γραμμικό φορτίο είναι περίπου:

$$g_w = \frac{55{,}98\ kN}{5{,}55} = 10{,}08\ kN/m$$

Λόγω εκτεταμένων ανοιγμάτων θεωρείται ότι η τοιχοποιία καλύπτει το μισό φάτνωμα, οπότε:

$$g_{w,pat} = \frac{10{,}08}{2} = 5{,}04\ kN/m$$

Αντίστοιχα, για την περιμετρική τοιχοποιία ισογείου, με ύψος $3{,}23\ m$:

$$V_w = 5{,}55 \times 3{,}23 \times 0{,}20 = 3{,}59\ m^3$$

και:

$$g_w = 11{,}64\ kN/m$$

Με τη μείωση λόγω ανοιγμάτων:

$$g_{w,is} = \frac{11{,}64}{2} = 5{,}82\ kN/m$$

Τα φορτία τοιχοποιίας εισάγονται στο προσομοίωμα ως φορτία WALLS και συνεισφέρουν τόσο στα κατακόρυφα φορτία όσο και στη σεισμική μάζα του φορέα

Οι πλάκες του υφιστάμενου κτιρίου προσομοιώνονται ως επιφανειακά στοιχεία τύπου Shell Elements και ειδικότερα ως Shell-Thin. Επειδή οι πλάκες εισάγονται στο αριθμητικό μοντέλο, δεν ορίζονται άκαμπτα διαφράγματα και οι δοκοί δεν προσομοιώνονται ως πλακοδοκοί. Η επιλογή αυτή επιτρέπει την πιο αναλυτική απόδοση της χωρικής λειτουργίας των πλακών και της μεταφοράς φορτίων προς το σύστημα δοκών–υποστυλωμάτων.

Η δυσκαμψία μιας πλάκας ανά μονάδα πλάτους μπορεί να εκφραστεί ως:

$$D = \frac{Et^3}{12(1-\nu^2)}$$

όπου E είναι το μέτρο ελαστικότητας, t το πάχος της πλάκας και ν ο λόγος Poisson. Από τη σχέση αυτή προκύπτει ότι η δυσκαμψία επηρεάζεται έντονα από το πάχος, καθώς είναι ανάλογη του t^3. Συνεπώς, η διαφοροποίηση πάχους μεταξύ των πλακών των επιμέρους στάθμεων έχει σημασία για την κατανομή της δυσκαμψίας του φορέα.

Η σεισμική μάζα του υφιστάμενου φορέα διαμορφώνεται από τα ίδια βάρη, τις επικαλύψεις, τις τοιχοποιίες και μέρος του κινητού φορτίου. Η γενική σχέση μετατροπής βάρους σε μάζα είναι:

$$m = \frac{W}{g}$$

Συνεπώς, για τη μάζα που συμμετέχει στη σεισμική απόκριση ισούται με :

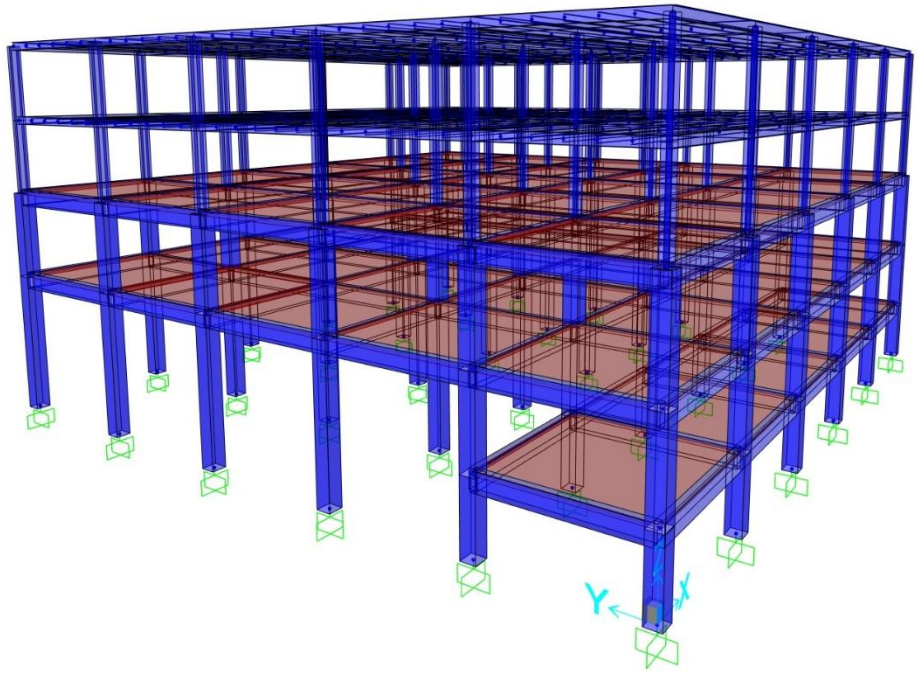
$$M_{seis} = \frac{G + O + W + 0{,}30Q}{g}$$

όπου G είναι τα μόνιμα φορτία, O τα φορτία επικάλυψης, Wτα φορτία τοιχοποιίας και Q το κινητό φορτίο.

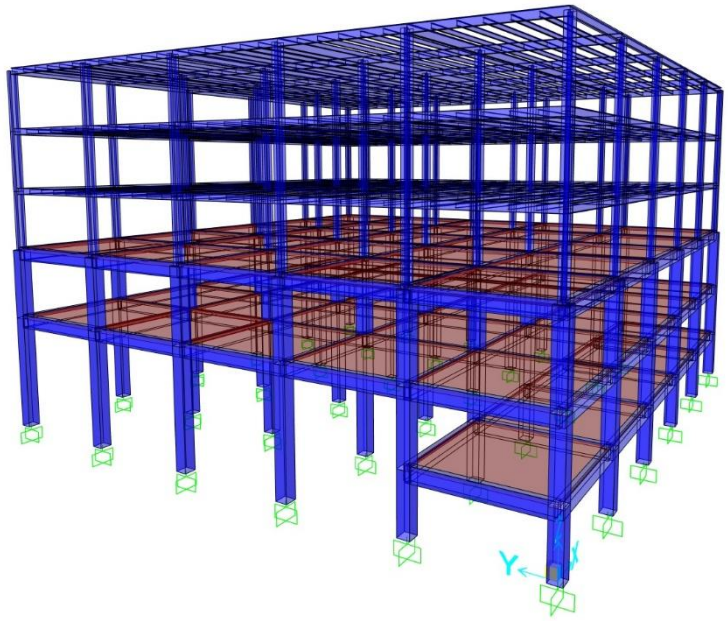
Συνοψίζοντας, το υφιστάμενο κτίριο Ο/Σ χαρακτηρίζεται από κανονική κάτοψη, κάνναβο $6{,}15\,m$, συνολικές διαστάσεις $30{,}75\,m \times 30{,}75\,m$, σκυρόδεμα C25/30, δοκούς $30 \times 70\,cm$, υποστυλώματα $60 \times 60\,cm$, πλάκες πάχους $18 - 20\,cm$, διαμήκη οπλισμό $6\Phi18$ στις δοκούς και $16\Phi20$ στα υποστυλώματα.

3.2 Σχεδιασμός Μεταλλικών Προσθηκών κατά Ευρωκώδικα 3

Οι μεταλλικές προσθήκες αποτελούν τα καθ' ύψος πρόσθετα τμήματα επί του υφιστάμενου κτιρίου οπλισμένου σκυροδέματος.



Εικόνα 3.3 – Προσθήκη 2όροφου Μεταλλικού επί 2όροφου Σκυροδέματος



Εικόνα 3.4 – Προσθήκη 3όροφου Μεταλλικού 2όροφου σκυροδέματος

Η γεωμετρία των μεταλλικών προσθήκών ακολουθεί την κάτοψη του υφιστάμενου φορέα Ο/Σ. Συγκεκριμένα, το μήκος και το πλάτος τους λαμβάνονται ίσα με τις διαστάσεις του υφιστάμενου κτιρίου, δηλαδή $30{,}75\,m \times 30{,}75\,m$, ενώ οι θέσεις των μεταλλικών υποστυλωμάτων τοποθετούνται χωρικά αντίστοιχα με τις θέσεις των υποστυλωμάτων σκυροδέματος. Η επιλογή αυτή εξασφαλίζει κατακόρυφη συνέχεια στη μεταφορά των φορτίων και αποφεύγει την ανάγκη εισαγωγής σύνθετων δοκών μεταφοράς στη στάθμη σύνδεσης. Η προσθήκες αποτελούνται αντίστοιχα από δύο και τρεις μεταλλικούς ορόφους, με ύψος ορόφου $H_{op} = 3{,}20\,m$, οπότε το συνολικό ύψος της μεταλλικής επέκτασης είναι αντίστοιχα $6{,}40\,m$ και 9,60 m.

Η αύξηση του συνολικού ύψους επηρεάζει τη δυναμική συμπεριφορά του συστήματος. Σε απλοποιημένη μορφή, η θεμελιώδης περίοδος μπορεί να εκφραστεί ως:

$$T = 2\pi\sqrt{\frac{m}{k}}$$

όπου m είναι η μάζα και k η πλευρική δυσκαμψία. Συνεπώς, η προσθήκη μεταλλικών ορόφων επηρεάζει το σύστημα όχι μόνο μέσω της αύξησης των κατακόρυφων φορτίων, αλλά και μέσω της μεταβολής της μάζας και της δυσκαμψίας καθ’ ύψος.

Ο σχεδιασμός των μεταλλικών μελών πραγματοποιείται με βάση τον Ευρωκώδικα 3, ο οποίος καθορίζει τους κανόνες σχεδιασμού χαλύβδινων κατασκευών έναντι αντοχής, λειτουργικότητας και ευστάθειας (European Committee for Standardization [CEN], 2005).

Ως υλικό των μεταλλικών μελών λαμβάνεται χάλυβας ποιότητας S275. Για την 2όροφη προσθήκη οι τελικές προκύπτουσες, εκ του σχεδιασμού, διατομές είναι HEM340 για τα υποστυλώματα, IPE330 για τις κύριες δοκούς και IPE180 για τις δευτερεύουσες δοκούς (διαδοκίδες). Για την 3όροφη προσθήκη οι τελικές προκύπτουσες διατομές είναι HEM340 για τα υποστυλώματα, IPE330 και IP3360 για τις κύριες δοκούς και IPE180 για τις δευτερεύουσες δοκούς (διαδοκίδες). Η χαρακτηριστική τιμή του ορίου διαρροής του χάλυβα είναι:

$$f_y = 275\,MPa$$

Η τιμή σχεδιασμού της αντοχής διαρροής ορίζεται ως:

$$f_{yd} = \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$$

και, εφόσον για τις βασικές διατομές λαμβάνεται συνήθως $\gamma_{M0} = 1{,}00$, προκύπτει:

$$f_{yd} = 275\,MPa$$

Για ένα χαλύβδινο μέλος υπό αξονική δύναμη, η πλαστική αντοχή διατομής δίνεται από τη σχέση:

$$N_{pl,Rd} = \frac{Af_y}{\gamma_{M0}}$$

ενώ η πλαστική ροπή αντοχής είναι:

$$M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl}f_y}{\gamma_{M0}}$$

όπου A είναι το εμβαδόν της διατομής και W_{pl} η πλαστική ροπή αντίστασης. Οι σχέσεις αυτές αποτελούν τη βάση για τον έλεγχο των χαλύβδινων διατομών, ενώ οι τελικοί έλεγχοι εξαρτώνται από την κατηγορία της διατομής και από το είδος της καταπόνησης.

Για τα μεταλλικά υποστυλώματα HEM340, σημαντικός είναι ο έλεγχος έναντι λυγισμού, καθώς τα μέλη αυτά καταπονούνται από αξονικές θλιπτικές δυνάμεις και καμπτικές ροπές λόγω της σεισμικής απόκρισης. Η αντοχή έναντι λυγισμού ορίζεται ως:

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi A f_y}{\gamma_{M1}}$$

όπου χ είναι ο μειωτικός συντελεστής λυγισμού και γ_{M1} ο μερικός συντελεστής ασφαλείας για την αστάθεια μελών. Ο μειωτικός συντελεστής λυγισμού εξαρτάται από την ανηγμένη λυγηρότητα:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A f_y}{N_{cr}}}$$

όπου το κρίσιμο φορτίο Euler δίνεται από:

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 E I}{L_{cr}^2}$$

Συνεπώς, η ευστάθεια των μεταλλικών υποστυλωμάτων επηρεάζεται από το μήκος λυγισμού, τις συνθήκες στήριξης, τον προσανατολισμό της διατομής και την πλευρική δυσκαμψία του συνολικού συστήματος.

Στις μεταλλικές προσθήκες δεν ορίζονται πλάκες ή άκαμπτα διαφράγματα. Αντί αυτών, ορίζονται διαδοκίδες, στις οποίες εφαρμόζονται τα ισοδύναμα γραμμικά φορτία της θεωρούμενης σύμμικτης πλάκας. Η παραδοχή αυτή σημαίνει ότι η σύμμικτη πλάκα λαμβάνεται υπόψη κυρίως ως κατακόρυφο φορτίο και όχι ως επιφανειακό στοιχείο με εντός επιπέδου δυσκαμψία.

Επομένως για τον υπολογισμό των φορτίων θεωρείται σύμμικτη πλάκα πάχους:

$$t = 0{,}15\ m$$

με ειδικό βάρος σκυροδέματος:

$$\gamma_c = 25\ kN/m^3$$

Το ίδιο βάρος της πλάκας είναι:

$$g_{slab} = 25 \times 0{,}15 = 3{,}75\ kN/m^2$$

Λαμβάνοντας επιπλέον φορτίο επικάλυψης:

$$g_{overlay} = 1{,}20\ kN/m^2$$

το συνολικό μόνιμο επιφανειακό φορτίο προκύπτει:

$$g = 3{,}75 + 1{,}20 = 4{,}95\ kN/m^2$$

Η απόσταση μεταξύ των διαδοκίδων είναι:

$$s = 1{,}025\ m$$

Άρα το γραμμικό μόνιμο φορτίο που αναλογεί σε κάθε εσωτερική διαδοκίδα είναι:

$$g_l = g \cdot s = 4{,}95 \times 1{,}025 = 5{,}07\ kN/m$$

Συνεπώς, για τις διαδοκίδες λαμβάνεται:

$$g_{sec} = 5{,}07\ kN/m$$

Για τις περιμετρικές κύριες δοκούς που είναι παράλληλες προς τις διαδοκίδες λαμβάνεται το ήμισυ του παραπάνω φορτίου:

$$g_{main,per} = \frac{5{,}07}{2} = 2{,}54\ kN/m$$

ενώ για τις εσωτερικές κύριες δοκούς:

$$g_{main,int} = 5{,}07\ kN/m$$

Αντίστοιχα, για το κινητό φορτίο λαμβάνεται:

$$q = 2{,}00\ kN/m^2$$

και επομένως το γραμμικό φορτίο ανά διαδοκίδα είναι:

$$q_l = 2{,}00 \times 1{,}025 = 2{,}05\ kN/m$$

Άρα:

$$q_{sec} = 2{,}05\ kN/m$$

Για τις περιμετρικές κύριες δοκούς:

$$q_{main,per} = \frac{2{,}05}{2} = 1{,}025\ kN/m$$

ενώ για τις εσωτερικές κύριες δοκούς:

$$q_{main,int} = 2{,}05\ kN/m$$

Για έλεγχο δοκών και διαδοκίδων υπό ομοιόμορφο φορτίο, μπορούν να χρησιμοποιηθούν οι γνωστές σχέσεις απλής δοκού:

$$M_{Ed} = \frac{w_d L^2}{8}$$

$$V_{Ed} = \frac{w_d L}{2}$$

όπου w_d είναι το φορτίο σχεδιασμού και L το άνοιγμα. Το φορτίο σχεδιασμού μπορεί να εκφραστεί, σύμφωνα με τη συνήθη φιλοσοφία οριακών καταστάσεων, ως:

$$w_d = \gamma_G g + \gamma_Q q$$

όπου γ_G και γ_Q είναι οι συντελεστές για μόνιμες και μεταβλητές δράσεις. Για τις διατομές των δοκών, οι βασικοί έλεγχοι είναι:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1{,}0$$

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1{,}0$$

Για διατομές κατηγορίας 1 ή 2, η καμπτική αντοχή μπορεί να ληφθεί ίση με την πλαστική ροπή αντοχής:

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} f_y}{\gamma_{M0}}$$

ενώ η πλαστική αντοχή σε τέμνουσα μπορεί να εκφραστεί ως:

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v f_y}{\sqrt{3}\gamma_{M0}}$$

όπου A_v είναι η ενεργός επιφάνεια διάτμησης.

Για τις διαδοκίδες πρέπει να λαμβάνεται υπόψη η πιθανότητα πλευρικού στρεπτοκαμπτικού λυγισμού, ιδίως όταν η θλιβόμενη πέλμα δεν είναι πλήρως πλευρικά εξασφαλισμένη. Η αντίστοιχη αντοχή μπορεί να εκφραστεί ως:

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \frac{W_y f_y}{\gamma_{M1}}$$

όπου χ_{LT} είναι ο μειωτικός συντελεστής στρεπτοκαμπτικού λυγισμού. Στην πράξη, η ύπαρξη διαδοκίδων και η σύνδεση με τη σύμμικτη πλάκα μπορούν να συμβάλουν στην πλευρική εξασφάλιση των κύριων δοκών κι επομένως δεν ελέγχοναι έναντι πλευρικού λυγισμού.

Για την προσθήκη λαμβάνεται συντελεστής συμπεριφοράς:

$$q = 4$$

σεισμική ζώνη I με:

$$a = 0{,}16$$

κατηγορία εδάφους B, τυχηματική εκκεντρότητα 0,05, συντελεστής απόσβεσης $\xi = 0{,}05$, μέση κατηγορία πλαστιμότητας, capacity ratio ίσο με 1 και συντελεστής υπεραντοχής:

$$\Omega = 1{,}41$$

όπως προκύπτει από τον ικανοτικό σχεδιασμό. Η χρήση του συντελεστή συμπεριφοράς q σημαίνει ότι η ελαστική σεισμική απαίτηση μειώνεται ώστε να ληφθεί υπόψη η διαθέσιμη πλαστιμότητα και η ικανότητα απορρόφησης ενέργειας του φορέα:

$$S_d(T) = \frac{S_e(T)}{q}$$

όπου $S_e(T)$ είναι η ελαστική φασματική επιτάχυνση και $S_d(T)$ η φασματική επιτάχυνση σχεδιασμού.

Ο συντελεστής υπεραντοχής Ω χρησιμοποιείται στη λογική του ικανοτικού σχεδιασμού, ώστε τα στοιχεία ή οι συνδέσεις που δεν πρέπει να αστοχήσουν ψαθυρά (υποστυλώματα) να ελέγχονται για αυξημένες δράσεις. Η απαίτηση ικανοτικού σχεδιασμού μπορεί να εκφραστεί ως:

$$E_{d,cap} = \Omega E_d$$

και, για $\Omega = 1{,}41$:

$$E_{d,cap} = 1{,}41 E_d$$

Συνοψίζοντας, οι μεταλλικές προσθήκες σχεδιάζονται με χάλυβα S275, υποστυλώματα HEM340, κύριες δοκούς IPE330 και IPE360 και διαδοκίδες IPE180. Η κάτοψη και οι θέσεις των υποστυλωμάτων ακολουθούν τη γεωμετρία του υφιστάμενου κτιρίου Ο/Σ. Τα φορτία της θεωρούμενης σύμμικτης πλάκας μετατρέπονται σε γραμμικά φορτία στις διαδοκίδες και στις κύριες δοκούς, με βασικές τιμές $g = 5{,}07\ kN/m$ και $q = 2{,}05\ kN/m$ για τις

εσωτερικές διαδοκίδες. Ο σχεδιασμός βασίζεται στα οριζόμενα του Ευρωκώδικα 3, ενώ η σεισμική θεώρηση συνδέεται με τον Ευρωκώδικα 8, μέσω συντελεστή συμπεριφοράς $q = 4$, μέσης κατηγορίας πλαστιμότητας και συντελεστή υπεραντοχής $\Omega = 1{,}41$. Με τον τρόπο αυτό, η μεταλλική προσθήκη εντάσσεται στο συνολικό υβριδικό σύστημα και αποτελεί καθοριστικό παράγοντα για τη μετέπειτα αποτίμηση της σεισμικής τρωτότητας.

3.3 Μοντελοποίηση στο Λογισμικό SAP2000

Η αριθμητική προσομοίωση των υπό μελέτη φορέων πραγματοποιήθηκε στο λογισμικό SAP2000, με στόχο την τρισδιάστατη αναπαράσταση της γεωμετρίας, των υλικών, των φορτίων, της μάζας και των δυναμικών χαρακτηριστικών των υβριδικών κατασκευών. Η μοντελοποίηση ακολουθεί κοινή φιλοσοφία τόσο για τον φορέα με διώροφη μεταλλική προσθήκη, δηλαδή τον τετραώροφο υβριδικό φορέα, όσο και για τον φορέα με τριώροφη μεταλλική προσθήκη, δηλαδή τον πενταώροφο υβριδικό φορέα. Η γεωμετρική αυτή διαφοροποίηση μεταξύ των προσομοιωμάτων αφορά κυρίως τον αριθμό των μεταλλικών σταθμών, το συνολικό ύψος, τη συνολική μάζα και τα προκύπτοντα δυναμικά χαρακτηριστικά, ενώ ο τρόπος ορισμού των στοιχείων, των φορτίων και των αναλύσεων παραμένει κοινός.

Στην συνέχεια τα δύο αυτά κτίρια (4όροφο και 5όροφο) υφίστανται τοπικά σε ένα ακραίο υποστύλωμα “υποβάθμιση” αντοχής μέσω τροποποποίησης ιδιοτήτων πλαστικής άρθρωσης. Γίνεται εκτενέστερη περιγραφή σε επόμενες ενότητες.

Επομένως τα προσομοιώματα που μελετώνται στην παρούσα εργασία είναι 4, ήτοι δύο 4όροφα και δύο 5όροφα υβριδικά κτίρια. Εφ’ εξής και όποτε συναντώνται οι όροι 2FS, 3FS, 2FSR και 3FSR αφορούν :

- 2FS : 2 Floor Steel (κατασκευή με 2όροφη μεταλλική προσθήκη)
- 3FS : 3 Floor Steel (κατασκευή με 3όροφη μεταλλική προσθήκη)
- 2FSR : 2 Floor Steel Reduced (κατασκευή με 2όροφη μεταλλική προσθήκη και υποβαθμισμένο υποστύλωμα)
- 3FSR : 3 Floor Steel Reduced (κατασκευή με 3όροφη μεταλλική προσθήκη και υποβαθμισμένο υποστύλωμα)

3.3.1. Γενική φιλοσοφία του τρισδιάστατου προσομοιώματος

Τα δύο αριθμητικά προσομοιώματα αναπτύχθηκαν ως πλήρεις τρισδιάστατοι φορείς, ώστε να λαμβάνεται υπόψη η χωρική αλληλεπίδραση των πλαισίων στις δύο κύριες διευθύνσεις. Η επιλογή τρισδιάστατης προσομοίωσης είναι κρίσιμη, διότι οι υβριδικοί φορείς Ο/Σ–χάλυβα μπορεί να εμφανίσουν σύζευξη μεταφορικής και στρεπτικής απόκρισης, ιδιαίτερα λόγω της διαφοροποίησης μάζας και δυσκαμψίας καθ' ύψος μετά την προσθήκη των μεταλλικών ορόφων.

3.3.2 Στοιχεία προσομοίωσης φορέα Ο/Σ

Οι δοκοί και τα υποστυλώματα του υφιστάμενου φορέα Ο/Σ προσομοιώθηκαν με γραμμικά στοιχεία τύπου frame elements. Τα στοιχεία αυτά διαθέτουν μεταφορικούς και στροφικούς βαθμούς ελευθερίας στους κόμβους τους και είναι κατάλληλα για την αναπαράσταση χωρικών πλαισιακών φορέων. Οι πλάκες του υφιστάμενου κτιρίου προσομοιώθηκαν ως επιφανειακά στοιχεία τύπου Shell-Thin, ώστε να λαμβάνεται υπόψη η συμμετοχή τους στη μεταφορά των κατακόρυφων φορτίων και στη χωρική δυσκαμψία του φορέα. Επειδή οι πλάκες εισάγονται ρητά ως επιφανειακά στοιχεία, δεν ορίζονται άκαμπτα διαφράγματα και οι δοκοί δεν προσομοιώνονται ως πλακοδοκοί.

Η επιλογή αυτή έχει ιδιαίτερη σημασία για το μοντέλο, διότι επιτρέπει πιο αναλυτική κατανομή των φορτίων από τις πλάκες προς τις δοκούς. Η καμπτική δυσκαμψία πλάκας ανά μονάδα πλάτους μπορεί να εκφραστεί ως:

$$D = \frac{Et^3}{12(1-\nu^2)}$$

όπου E είναι το μέτρο ελαστικότητας του σκυροδέματος, t το πάχος της πλάκας και νο λόγος Poisson. Από τη σχέση αυτή προκύπτει ότι η δυσκαμψία της πλάκας επηρεάζεται έντονα από το πάχος της. Συνεπώς, η διαφοροποίηση μεταξύ πλακών πάχους $0{,}20\ m$και $0{,}18\ m$αποτυπώνεται στο προσομοίωμα μέσω των επιφανειακών στοιχείων.

3.3.3 Στοιχεία προσομοίωσης μεταλλικών προσθηκών

Τα μεταλλικά μέλη των προσθηκών προσομοιώθηκαν επίσης ως γραμμικά στοιχεία τύπου frame elements. Για τη διώροφη προσθήκη χρησιμοποιούνται υποστυλώματα HEM340,

κύριες δοκοί IPE330 και διαδοκίδες IPE180 από χάλυβα S275. Η τριώροφη προσθήκη ακολουθεί την ίδια λογική μοντελοποίησης και επεκτείνει το μεταλλικό τμήμα κατά μία επιπλέον στάθμη. Οι μεταλλικές διατομές εισάγονται ως τυποποιημένες χαλύβδινες διατομές, με τις αντίστοιχες γεωμετρικές και μηχανικές ιδιότητες.

Ο προσανατολισμός των μεταλλικών μελών έχει οριστεί έτσι ώστε ο ισχυρός άξονας των μεταλλικών υποστυλωμάτων να είναι παράλληλος προς τον παγκόσμιο άξονα X. Οι διαδοκίδες τοποθετούνται επίσης παράλληλα προς τον παγκόσμιο άξονα X, με στόχο τον επιμερισμό της δυσκαμψίας των στοιχείων προς τη συγκεκριμένη διεύθυνση.

Η σημασία του προσανατολισμού προκύπτει από τη σχέση:

$$K_b \sim EI$$

όπου Eείναι το μέτρο ελαστικότητας του χάλυβα και Iη ροπή αδράνειας της διατομής ως προς τον εξεταζόμενο άξονα. Για την ίδια διατομή και το ίδιο υλικό, η πλευρική δυσκαμψία διαφοροποιείται ανάλογα με το αν ενεργοποιείται ο ισχυρός ή ο ασθενής άξονας κάμψης:

$$\frac{K_{strong}}{K_{weak}} = \frac{I_{strong}}{I_{weak}}$$

Επομένως, ο προσανατολισμός των διατομών δεν αποτελεί απλή γεωμετρική λεπτομέρεια, αλλά επηρεάζει άμεσα τη χωρική δυσκαμψία της μεταλλικής προσθήκης και, κατά συνέπεια, τη δυναμική συμπεριφορά του συνολικού υβριδικού φορέα.

3.3.4 Προσομοίωση πλακών και φορτίων μεταλλικής προσθήκης

Στο μεταλλικό τμήμα δεν ορίζονται ρητά πλάκες ή διαφράγματα. Αντί αυτών, εισάγονται διαδοκίδες και επιβάλλονται σε αυτές τα ισοδύναμα γραμμικά φορτία που αντιστοιχούν στη θεωρούμενη σύμμικτη πλάκα. Η παραδοχή αυτή εφαρμόζεται και στα δύο προσομοιώματα, δηλαδή τόσο στη διώροφη όσο και στην τριώροφη μεταλλική προσθήκη.

3.3.5 Load Patterns και κατακόρυφα φορτία

Στο προσομοίωμα ορίζονται διακριτά φορτιστικά σχήματα για τα μόνιμα, κινητά και πρόσθετα φορτία. Τα βασικά φορτιστικά σχήματα είναι:

$$DEAD,\ LIVE,\ OVERLAY,\ WALLS$$

Το φορτιστικό σχήμα DEAD περιλαμβάνει το ίδιο βάρος των φερόντων στοιχείων και των βασικών μόνιμων δράσεων. Το LIVE αντιστοιχεί στα κινητά φορτία χρήσης, τα οποία για το κτίριο λαμβάνονται σύμφωνα με κατηγορία Β, δηλαδή $Q = 2{,}00\ kN/m^2$. Το OVERLAY αντιστοιχεί στα πρόσθετα μόνιμα φορτία επικάλυψης, με τιμή $1{,}20\ kN/m^2$, ενώ το WALLS περιλαμβάνει τα φορτία τοιχοπληρώσεων.

Τα φορτία των πλακών του υφιστάμενου φορέα εφαρμόζονται ως επιφανειακά φορτία μέσω της επιλογής Area Loads → Uniform to Frame → Load Distribution → Two Ways, ώστε να διαμοιράζονται στις δοκούς και προς τις δύο κύριες διευθύνσεις. Η επιλογή κατανομής δύο διευθύνσεων είναι συμβατή με τη γεωμετρία των πλακών και την κανονική διάταξη της κάτοψης.

Τα φορτία τοιχοποιίας πλήρωσης εισάγονται ως γραμμικά φορτία στις δοκούς. Για την περιμετρική τοιχοποιία παταριού έχει υπολογιστεί γραμμικό φορτίο $5{,}04\ kN/m$, ενώ για την περιμετρική τοιχοποιία ισογείου έχει υπολογιστεί $5{,}82\ kN/m$, λαμβάνοντας υπόψη τη μείωση λόγω εκτεταμένων ανοιγμάτων. Τα φορτία αυτά εισάγονται στο φορτιστικό σχήμα WALLS και συμμετέχουν τόσο στη στατική επιβάρυνση όσο και στη σεισμική μάζα.

3.3.6 Load Cases και τύποι αναλύσεων

Στα δύο προσομοιώματα ορίζονται οι βασικές περιπτώσεις φόρτισης και ανάλυσης που απαιτούνται για τον έλεγχο της συμπεριφοράς του φορέα. Οι κατακόρυφες δράσεις περιλαμβάνουν τις περιπτώσεις που αντιστοιχούν στα φορτιστικά σχήματα DEAD, LIVE, OVERLAY και WALLS. Τα φορτία αυτά χρησιμοποιούνται τόσο για την αποτίμηση της κατακόρυφης φόρτισης όσο και για τον υπολογισμό της μάζας που συμμετέχει στις δυναμικές αναλύσεις.

Για τον προσδιορισμό των δυναμικών χαρακτηριστικών ορίζεται ιδιομορφική ανάλυση τύπου Eigen Modal Analysis. Η ιδιομορφική ανάλυση επιτρέπει τον υπολογισμό των ιδιοπεριόδων, των ιδιομορφών και της συμμετοχής μάζας ανά διεύθυνση. Η γενική εξίσωση ιδιομορφικής ανάλυσης είναι:

$$(\mathbf{K}-\omega^2\mathbf{M})\boldsymbol{\phi} = 0$$

όπου **K** είναι το μητρώο δυσκαμψίας, **M** το μητρώο μάζας, ω η κυκλική ιδιοσυχνότητα και $\boldsymbol{\phi}$ το ιδιοδιάνυσμα. Η αντίστοιχη ιδιοπερίοδος υπολογίζεται από τη σχέση:

$$T = \frac{2\pi}{\omega}$$

Η ιδιομορφική ανάλυση είναι απαραίτητη για τη σύγκριση των δύο υβριδικών φορέων, διότι η αύξηση από δύο σε τρεις μεταλλικούς ορόφους μεταβάλλει τόσο τη μάζα όσο και τη δυσκαμψία του συστήματος.

Για τη γραμμική σεισμική αξιολόγηση ορίζονται φασματικές αναλύσεις στις δύο κύριες οριζόντιες διευθύνσεις, συνήθως ως Ex και Ey, με βάση φάσμα τύπου Ευρωκώδικα 8. Στα δεδομένα σχεδιασμού της μεταλλικής προσθήκης έχουν ληφθεί $q = 4$, σεισμική ζώνη Θεσσαλονίκης με $\alpha = 0{,}16$, κατηγορία εδάφους Β, εκκεντρότητα $0{,}05$, συντελεστής απόσβεσης $0{,}05$, μέση κατηγορία πλαστιμότητας, capacity ratio ίσο με 1 και συντελεστής υπεραντοχής $\Omega = 1{,}41$.

Η χρήση φασματικών load cases επιτρέπει έναν πρώτο έλεγχο της δυναμικής απόκρισης του φορέα στις κύριες διευθύνσεις, καθώς και τη συσχέτιση των εντατικών μεγεθών με το φάσμα σχεδιασμού. Η

Για τις αναλύσεις χρονοϊστορίας ορίζονται ξεχωριστά load cases για τα επιμέρους σεισμικά γεγονότα και για τις συνολικές σεισμικές ακολουθίες. Στο τεύχος της εργασίας αναφέρεται ότι χρησιμοποιούνται τόσο οι πλήρεις σεισμικές ακολουθίες όσο και τα επιμέρους γεγονότα που τις συνθέτουν, όπως CH1–CH2, CO1–CO2, IM1–IM2, MA1–MA5 και WI1–WI2, με τις αντίστοιχες συνιστώσες X, Yκαι Z.

Η σεισμική φόρτιση, για την ανάλυση χρονοϊστορίας, εισάγεται μέσω των τριών μεταφορικών διευθύνσεων του μοντέλου, ώστε να μπορούν να εφαρμοστούν οι οριζόντιες και κατακόρυφες συνιστώσες της σεισμικής κίνησης. Η γενική μορφή της επιβαλλόμενης κίνησης σε κλιμακωμένη μορφή είναι:

$$a_s(t) = SF \cdot a_0(t)$$

όπου $a_0(t)$είναι η αρχική επιτάχυνση της καταγραφής και SF ο συντελεστής κλιμάκωσης. Η ίδια λογική εφαρμόζεται τόσο στα μεμονωμένα γεγονότα όσο και στις συνολικές ακολουθίες.

3.3.7 Πηγή μάζας

Η σεισμική μάζα του φορέα ορίζεται από τα φορτία που συμμετέχουν στη δυναμική απόκριση. Στην παρούσα εργασία, η σεισμική μάζα περιλαμβάνει το ίδιο βάρος και τα μόνιμα φορτία, τα φορτία επικάλυψης, τα φορτία τοιχοποιίας και ποσοστό 30% των κινητών φορτίων. Σε μαθηματική μορφή:

$$M_{seis} = \frac{G + O + W + 0{,}30Q}{g}$$

όπου G είναι τα μόνιμα φορτία, O τα φορτία επικάλυψης, W τα φορτία τοιχοποιίας, Q τα κινητά φορτία και g η επιτάχυνση της βαρύτητας.

Η επιλογή αυτή είναι ιδιαίτερα σημαντική για τη σύγκριση των δύο φορέων. Στον πενταώροφο φορέα, η τριώροφη μεταλλική προσθήκη εισάγει πρόσθετη μάζα σε σχέση με τη διώροφη προσθήκη. Συνεπώς, ακόμη και αν η φιλοσοφία μοντελοποίησης είναι ίδια, η δυναμική απόκριση μεταβάλλεται λόγω αλλαγής του μητρώου μάζας **M**, αλλά και λόγω μεταβολής του μητρώου δυσκαμψίας **K**.

3.3.8 Συνδυασμοί και συμβατότητα μονάδων

Η μοντελοποίηση πραγματοποιείται με συνεπή χρήση μονάδων, ώστε τα φορτία, οι μάζες και οι επιταχύνσεις να είναι συμβατά μεταξύ τους. Τα κατακόρυφα φορτία εισάγονται σε kN/m ή kN/m^2, οι διαστάσεις σε μέτρα και οι επιταχύνσεις των σεισμικών καταγραφών μετατρέπονται ανάλογα με τον συντελεστή κλίμακας. Η αρχική εφαρμογή σεισμικών καταγραφών σε μονάδες g αντιστοιχεί σε συντελεστή:

$$SF\ (Scale\ Factor) = 9{,}81$$

ενώ για κλιμακωμένες αναλύσεις χρησιμοποιούνται πολλαπλάσια της επιτάχυνσης της βαρύτητας, όπως $1{,}5g$, $2g$ κ.λπ. Η διαδικασία αυτή θα παρουσιαστεί αναλυτικά στο κεφάλαιο της σεισμικής διέγερσης και μεθοδολογίας ανάλυσης.

3.3.9 Σύγκριση τετραώροφου και πενταώροφου μοντέλου

Η κοινή μεθοδολογία μοντελοποίησης επιτρέπει την άμεση σύγκριση του τετραώροφου και του πενταώροφου υβριδικού φορέα. Η αύξηση του ύψους και της μάζας αναμένεται να επηρεάσει τις ιδιοπεριόδους, τις ιδιομορφές, τις μετακινήσεις, τις σχετικές μετακινήσεις ορόφων και τη γενικότερη κατανομή των σεισμικών απαιτήσεων.

Η κοινή λογική προσομοίωσης είναι ουσιώδης, διότι επιτρέπει να αποδοθούν οι διαφορές στα αποτελέσματα κυρίως στη διαφοροποίηση της καθ' ύψος προσθήκης και όχι σε διαφορετικές παραδοχές μοντελοποίησης. Με αυτόν τον τρόπο, η σύγκριση μεταξύ των δύο φορέων γίνεται πιο καθαρή και μπορεί να χρησιμοποιηθεί για την αξιολόγηση της επιρροής του αριθμού των μεταλλικών ορόφων στη σεισμική τρωτότητα.

3.3.10 Σύνοψη μοντελοποίησης

Συνολικά, τα δύο προσομοιώματα στο SAP2000 βασίζονται σε κοινή και συνεπή φιλοσοφία: ο υφιστάμενος φορέας Ο/Σ προσομοιώνεται με frame elements για δοκούς και υποστυλώματα και Shell-Thin στοιχεία για τις πλάκες, ενώ οι μεταλλικές προσθήκες προσομοιώνονται με frame elements για υποστυλώματα, κύριες δοκούς και διαδοκίδες. Τα φορτία του υφιστάμενου φορέα εφαρμόζονται ως επιφανειακά και γραμμικά φορτία ανάλογα με τη φύση τους, ενώ τα φορτία των μεταλλικών σταθμών εισάγονται ως ισοδύναμα γραμμικά φορτία στις διαδοκίδες και στις κύριες δοκούς. Ορίζονται διακριτά φορτιστικά σχήματα για μόνιμα, κινητά, επικαλύψεις και τοιχοποιίες, καθώς και κατάλληλες περιπτώσεις ιδιομορφικής, φασματικής και χρονοϊστορικής ανάλυσης.

Η ενότητα αυτή περιορίζεται στη γεωμετρική, φορτιστική και δυναμική οργάνωση των προσομοιωμάτων. Η προσομοίωση της μη γραμμικής συμπεριφοράς των μελών και των πλαστικών αρθρώσεων παρουσιάζεται στην επόμενη ενότητα, ώστε να διαχωρίζεται καθαρά η βασική κατασκευή του αριθμητικού μοντέλου από τις παραδοχές ανελαστικής απόκρισης.

3.4 Προσομοίωση Μη Γραμμικής Συμπεριφοράς

3.4.1 Πλαστικές Αρθρώσεις

Η μη γραμμική συμπεριφορά των υπό μελέτη υβριδικών φορέων προσομοιώθηκε στο SAP2000 μέσω της εισαγωγής πλαστικών αρθρώσεων σε όλα τα γραμμικά μέλη του φορέα, πλην των διαδοκίδων.

Η χρήση πλαστικών αρθρώσεων αντιστοιχεί στη μέθοδο της συγκεντρωμένης πλαστικότητας (lumped plasticity model). Σύμφωνα με τη θεώρηση αυτή, τα μέλη του φορέα θεωρούνται κατά βάση ελαστικά στο μεγαλύτερο μήκος τους, ενώ η ανελαστική παραμόρφωση συγκεντρώνεται σε προκαθορισμένες θέσεις, συνήθως κοντά στα άκρα δοκών και υποστυλωμάτων. Η επιλογή αυτή συνηθίζεται για πλαισιακούς φορείς, όπου οι μέγιστες καμπτικές απαιτήσεις αναπτύσσονται συνήθως στις περιοχές σύνδεσης δοκών–υποστυλωμάτων.

Η γενική καμπύλη συμπεριφοράς μιας πλαστικής άρθρωσης μπορεί να περιγραφεί μέσω των χαρακτηριστικών σημείων:

$$A - B - C - D - E$$

όπου το τμήμα $A - B$ αντιστοιχεί στην ελαστική συμπεριφορά, το σημείο B στην έναρξη διαρροής, το τμήμα $B - C$ στη μετελαστική συμπεριφορά, το τμήμα $C - D$ στην υποβάθμιση αντοχής και το σημείο E στην οριακή παραμόρφωση. Στο συγκεκριμένο προσομοίωμα έχει επιλεγεί η παραδοχή Drops Load After Point E, δηλαδή μετά την υπέρβαση του σημείου E η φέρουσα ικανότητα της αντίστοιχης άρθρωσης θεωρείται ότι μηδενίζεται. Η παραδοχή αυτή είναι συντηρητική και συμβατή με τη θεώρηση περιορισμένης διαθέσιμης πλαστιμότητας, ιδιαίτερα για υφιστάμενα μέλη Ο/Σ ή για μέλη στα οποία η μετασεισμική ικανότητα μετά από έντονη ανελαστική παραμόρφωση θεωρείται περιορισμένη.

3.4.2 Ορισμός Pre-Seismic Load Case

Πριν από την εφαρμογή της χρονοϊστορίας, είναι απαραίτητος ο ορισμός μίας αρχικής κατάστασης φόρτισης, η οποία αντιπροσωπεύει την κατακόρυφη φόρτιση του φορέα πριν από τη σεισμική διέγερση. Η φόρτιση αυτή λειτουργεί ως Pre-Seismic Load Case και

αποδίδει την κατάσταση ισορροπίας του φορέα υπό τα μόνιμα και τα συμμετέχοντα κινητά φορτία.

Στην παρούσα εργασία, η προσεισμική κατάσταση συνδέεται με τον συνδυασμό:

$$G + O + W + 0{,}30Q$$

όπου G είναι το ίδιο βάρος και τα μόνιμα φορτία, O τα φορτία επικάλυψης, W τα φορτία τοιχοποιίας και Q το κινητό φορτίο. Ο ίδιος συνδυασμός αναφέρεται στα δεδομένα των πλαστικών αρθρώσεων δοκών σκυροδέματος, όπου η τέμνουσα για τον ορισμό των παραμέτρων της άρθρωσης λαμβάνεται από το $(G + O + W) + 0{,}3Q$, δηλαδή από ίδιο βάρος, επικαλύψεις, περιμετρικούς τοίχους και 30% του ωφέλιμου φορτίου.

Ο συνδυασμός αυτός είναι κρίσιμος για δύο λόγους. Πρώτον, καθορίζει τα αξονικά φορτία και τις αρχικές εντατικές καταστάσεις των μελών πριν από τον σεισμό. Δεύτερον, επηρεάζει άμεσα τη συμπεριφορά των πλαστικών αρθρώσεων τύπου $P - M_2 - M_3$, καθώς η διαθέσιμη καμπτική ικανότητα των υποστυλωμάτων εξαρτάται από το επίπεδο της αξονικής δύναμης.

Η αρχική αυτή κατάσταση μπορεί να εκφραστεί συμβολικά ως:

$$\mathbf{K}\mathbf{u}_0 = \mathbf{P}_g$$

όπου $\mathbf{K}$ είναι το μητρώο δυσκαμψίας, $\mathbf{u}_0$ το διάνυσμα αρχικών μετακινήσεων λόγω κατακόρυφων φορτίων και $\mathbf{P}_g$ το διάνυσμα των προσεισμικών φορτίων βαρύτητας. Στη συνέχεια, η χρονοϊστορία εφαρμόζεται επί αυτής της ήδη φορτισμένης κατάστασης και όχι σε θεωρητικά αφόρτιστο φορέα.

3.4.3 Ορισμός Time History Load Case

Η μη γραμμική σεισμική απόκριση του φορέα υπολογίζεται μέσω Time History Load Cases, στα οποία εισάγονται οι επιταχυνσιογραφικές καταγραφές των μεμονωμένων σεισμικών γεγονότων και των συνολικών σεισμικών ακολουθιών. Η χρήση μη γραμμικής δυναμικής ανάλυσης χρονοϊστορίας είναι αναγκαία, διότι επιτρέπει την αποτύπωση της χρονικής

εξέλιξης της απόκρισης, της ανάπτυξης πλαστικών αρθρώσεων, των παραμενουσών μετακινήσεων και της πιθανής συσσώρευσης βλάβης.

Η γενική εξίσωση κίνησης του φορέα γράφεται ως:

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{u}}(t) + \mathbf{C}\dot{\mathbf{u}}(t) + \mathbf{f}_s(\mathbf{u}, \dot{\mathbf{u}}, t) = -\mathbf{M}\mathbf{r}\ddot{u}_g(t)$$

όπου $\mathbf{M}$ είναι το μητρώο μάζας, $\mathbf{C}$ το μητρώο απόσβεσης, $\mathbf{f}_s$ το διάνυσμα των εσωτερικών δυνάμεων, $\mathbf{u}(t)$ το διάνυσμα μετακινήσεων, $\dot{\mathbf{u}}(t)$ οι ταχύτητες, $\ddot{\mathbf{u}}(t)$οι επιταχύνσεις, $\mathbf{r}$ το διάνυσμα επιρροής και $\ddot{u}_g(t)$ η εδαφική επιτάχυνση.

Σε μη γραμμική ανάλυση, το διάνυσμα $\mathbf{f}_s$ δεν είναι απλώς ίσο με $\mathbf{Ku}$, αλλά εξαρτάται από την τρέχουσα κατάσταση του φορέα. Επομένως, καθώς ενεργοποιούνται πλαστικές αρθρώσεις και μεταβάλλεται η δυσκαμψία, το προσομοίωμα ενημερώνει την απόκριση σε κάθε χρονικό βήμα.

Στα ενδεικτικά αρχεία αναλύσεων που έχουν χρησιμοποιηθεί, οι χρονοϊστορίες εφαρμόζονται σε μεμονωμένα σεισμικά γεγονότα, όπως για παράδειγμα το $WI1$, αλλά και σε πλήρεις σεισμικές ακολουθίες, όπως η WIT. Οι αναλύσεις διαφοροποιούνται επίσης ως προς τον συντελεστή κλίμακας της σεισμικής διέγερσης. Έτσι προκύπτουν Load Cases της μορφής:

$$TimeHisory\_WI1\_g$$
$$TimeHistory\_WI1\_1.5g$$

για μεμονωμένο γεγονός, και:

$$TimeHistory\_WIT\_g$$
$$TimeHistory\_WIT\_1.5g$$

για πλήρη ακολουθία. Η κλιμάκωση εφαρμόζεται μέσω του συντελεστή επιτάχυνσης της καταγραφής, δηλαδή:

$$a_s(t) = SF \cdot a_0(t)$$

όπου $a_s(t)$ είναι η κλιμακωμένη επιτάχυνση, $a_0(t)$ η αρχική καταγραφή και SF ο συντελεστής κλιμάκωσης. Η διαδικασία αυτή συνδέεται με τη λογική της αυξητικής

δυναμικής ανάλυσης (Incremental Dynamic Analysis – IDA), στην οποία η ίδια χρονοϊστορία εφαρμόζεται σε διαδοχικά αυξανόμενα επίπεδα έντασης μέχρι την εμφάνιση κρίσιμης βλάβης ή κατάρρευσης.

Η διαδικασία σταματά όταν εμφανιστούν οι πρώτες κρίσιμες αστοχίες, δηλαδή όταν οι πλαστικές αρθρώσεις υπερβούν τη στάθμη Collapse Prevention – CP. Η προσέγγιση αυτή είναι συνεπής με τη λογική των IDA αλγορίθμων, όπου η ένταση αυξάνεται βηματικά μέχρι την εμφάνιση κατάρρευσης ή άλλης προκαθορισμένης οριακής κατάστασης (Vamvatsikos & Cornell, 2002).

3.4.4 Πρότυπο ASCE 41-17 και στάθμες επιτελεστικότητας

Οι πλαστικές αρθρώσεις των μελών ορίστηκαν σύμφωνα με το ASCE 41-17, το οποίο χρησιμοποιείται διεθνώς για τη σεισμική αξιολόγηση και αναβάθμιση υφιστάμενων κατασκευών. Το πρότυπο αυτό παρέχει παραμέτρους μη γραμμικής συμπεριφοράς, καμπύλες δύναμης–παραμόρφωσης ή ροπής–στροφής και στάθμες επιτελεστικότητας για διαφορετικούς τύπους δομικών στοιχείων.

Οι βασικές στάθμες επιτελεστικότητας που χρησιμοποιούνται στην παρούσα εργασία είναι:

$$IO,\ LS,\ CP$$

όπου:

$$IO = Immediate\ Occupancy$$
$$LS = Life\ Safey$$
$$CP = Collapse\ Prevention$$

Η στάθμη Immediate Occupancy αντιστοιχεί σε περιορισμένη βλάβη, όπου η κατασκευή διατηρεί σε μεγάλο βαθμό τη λειτουργικότητά της. Η στάθμη Life Safety αντιστοιχεί σε σημαντική βλάβη, χωρίς όμως αναμενόμενη απώλεια ευστάθειας. Η στάθμη Collapse Prevention αντιστοιχεί σε οριακή κατάσταση, όπου το μέλος έχει εξαντλήσει σημαντικό μέρος της διαθέσιμης παραμορφωσιακής του ικανότητας και βρίσκεται κοντά σε απώλεια φέρουσας ικανότητας.

Στο τεύχος αποτελεσμάτων της εργασίας αναφέρεται ότι οι εικόνες παραμόρφωσης αποτυπώνουν τις πλαστικές αρθρώσεις με τις υπερβάσεις των σταθμών Immediate

Occupancy, Life Safety και Collapse Prevention, ενώ σε ορισμένες περιπτώσεις το εύρος και το είδος των εμφανιζόμενων πλαστικών αρθρώσεων οδηγούν πρακτικά σε κατάρρευση ακόμη και από την επιβολή ενός μόνο σεισμικού γεγονότος.

Η συσχέτιση των πλαστικών αρθρώσεων με τις παραπάνω στάθμες είναι καθοριστική για την παρούσα εργασία. Δεν αξιολογείται μόνο η μέγιστη μετακίνηση ή ο μέγιστος λόγος σχετικής μετακίνησης ορόφου, αλλά και η τοπική κατάσταση των μελών. Έτσι, η υπέρβαση της στάθμης CPσε κρίσιμο υποστύλωμα ή δοκό μπορεί να θεωρηθεί ένδειξη τοπικής αστοχίας και πιθανή αφετηρία μηχανισμού προοδευτικής κατάρρευσης.

3.4.5 Πλαστικές αρθρώσεις υποστυλωμάτων οπλισμένου σκυροδέματος

Για τα υποστυλώματα οπλισμένου σκυροδέματος χρησιμοποιούνται πλαστικές αρθρώσεις σύμφωνα με το ASCE 41-17, με βαθμούς ελευθερίας τύπου:

$$P - M_2 - M_3$$

και ειδικότερα με επιλογή Parametric P-M2-M3. Η επιλογή παραμετρικής άρθρωσης αντί της προεπιλεγμένης καμπύλης $P - M_2 - M_3$ γίνεται επειδή στο μοντέλο έχουν οριστεί εξαρχής τα υλικά και η διάταξη των οπλισμών. Επομένως, η συμπεριφορά του υποστυλώματος μπορεί να συσχετιστεί άμεσα με τη διατομή, το σκυρόδεμα, τον διαμήκη οπλισμό και τη στάθμη αξονικής δύναμης.

Η χρήση πλαστικής άρθρωσης $P - M_2 - M_3$ είναι απαραίτητη για τα υποστυλώματα, διότι αυτά δεν καταπονούνται μόνο καμπτικά, αλλά υπόκεινται ταυτόχρονα σε αξονική δύναμη και διαξονική κάμψη. Η διαθέσιμη καμπτική ικανότητα ενός υποστυλώματος εξαρτάται από το επίπεδο της αξονικής δύναμης, γεγονός που μπορεί να αποδοθεί απλουστευμένα με μία επιφάνεια αλληλεπίδρασης:

$$F(P, M_2, M_3) = 1$$

ή, σε μορφή:

$$\frac{P}{P_R} + \frac{M_2}{M_{2,R}} + \frac{M_3}{M_{3,R}} \leq 1$$

όπου P είναι η αξονική δύναμη, M_2 και M_3 οι ροπές ως προς τους τοπικούς άξονες και P_R, $M_{2,R}$, $M_{3,R}$ οι αντίστοιχες αντοχές.

Στα δεδομένα της εργασίας έχει επιλεγεί επίσης ότι η συμπεριφορά των πλαστικών αρθρώσεων των υποστυλωμάτων Ο/Σ ελέγχεται από Inadequate Development of Splicing. Η επιλογή αυτή σημαίνει ότι λαμβάνεται υπόψη πιθανή ανεπάρκεια σε αγκυρώσεις και ματίσεις οπλισμών, λόγω έλλειψης πλήρων στοιχείων κατασκευαστικής διαμόρφωσης. Η παραδοχή αυτή είναι δυσμενέστερη αλλά ρεαλιστική για υφιστάμενο φορέα, όπου δεν είναι πάντοτε βέβαιο ότι τηρούνται όλες οι σύγχρονες αντισεισμικές λεπτομέρειες όπλισης.

3.4.6 Πλαστικές αρθρώσεις δοκών οπλισμένου σκυροδέματος

Για τις δοκούς οπλισμένου σκυροδέματος χρησιμοποιούνται επίσης πλαστικές αρθρώσεις σύμφωνα με το ASCE 41-17. Στα δεδομένα ορισμού τους, η τέμνουσα που χρησιμοποιείται για τον προσδιορισμό των παραμέτρων της άρθρωσης λαμβάνεται από τον συνδυασμό:

$$(G + O + W) + 0{,}3Q$$

δηλαδή:

$$\text{Ίδιο Βάρος} + \text{Επικαλύψεις} + \text{Περιμετρικοί Τοίχοι} + 0{,}30 \times \text{Ωφέλιμο Φορτίο}$$

Η επιλογή αυτή συνδέει τη μη γραμμική συμπεριφορά της δοκού με την πραγματική κατακόρυφη επιβάρυνση που φέρει πριν και κατά τη σεισμική διέγερση.

Για τις δοκούς Ο/Σ έχει επίσης οριστεί ότι ο εγκάρσιος οπλισμός είναι NOT Conforming, δηλαδή θεωρείται ότι δεν ικανοποιεί πλήρως τις σύγχρονες αντισεισμικές απαιτήσεις. Η παραδοχή αυτή είναι ιδιαίτερα σημαντική, διότι ο εγκάρσιος οπλισμός επηρεάζει τη διατμητική αντοχή, την περίσφιγξη και την πλαστιμότητα της δοκού. Η διατμητική συνεισφορά των συνδετήρων μπορεί, σε γενική μορφή, να εκφραστεί ως:

$$V_s = \frac{A_{sw}}{s} z f_{ywd} \cot\,\theta$$

όπου A_{sw} είναι το εμβαδόν των συνδετήρων, s η απόστασή τους, z ο μοχλοβραχίονας των εσωτερικών δυνάμεων, f_{ywd} η αντοχή σχεδιασμού του εγκάρσιου οπλισμού και θ η γωνία του διαγώνιου θλιπτήρα.

Στα δεδομένα έχει εισαχθεί επίσης Reinforcing Ratio → User Value → 0.6, καθώς τα υφιστάμενα σχέδια οπλισμών θεωρήθηκαν ελλιπή και οι δοκοί θεωρήθηκαν μη επαρκώς περισφιγμένες. Επιπλέον, για τις δοκούς Ο/Σ έχει επιλεγεί Drops Load After Point E, δηλαδή απώλεια φέρουσας ικανότητας μετά το τελικό σημείο της καμπύλης άρθρωσης.

Η παραδοχή αυτή συνδέεται με τη θεώρηση χαμηλής πλαστιμότητας. Σε επίπεδο ερμηνείας αποτελεσμάτων, όταν μία άρθρωση δοκού προσεγγίσει ή υπερβεί το σημείο E, το αντίστοιχο μέλος θεωρείται ότι δεν διαθέτει περαιτέρω ικανότητα παραμόρφωσης. Αυτό είναι ιδιαίτερα κρίσιμο σε σεισμικές ακολουθίες, όπου η βλάβη από το πρώτο γεγονός μεταφέρεται στα επόμενα.

3.4.7 Πλαστικές αρθρώσεις δοκών χάλυβα

Για τις μεταλλικές δοκούς της προσθήκης χρησιμοποιούνται πλαστικές αρθρώσεις σύμφωνα με το ASCE 41-17. Οι δοκοί χάλυβα αναμένεται να αναπτύξουν κυρίως καμπτικές πλαστικές αρθρώσεις στα άκρα τους, όπου οι σεισμικές ροπές είναι μεγαλύτερες. Στα δεδομένα της εργασίας έχει επιλεγεί και για τις δοκούς χάλυβα η παραδοχή:

Drops Load After Point E

δηλαδή απώλεια της φέρουσας ικανότητας μετά το τελικό σημείο της καμπύλης συμπεριφοράς.

3.4.8 Πλαστικές αρθρώσεις υποστυλωμάτων χάλυβα

Για τα μεταλλικά υποστυλώματα χρησιμοποιούνται πλαστικές αρθρώσεις σύμφωνα με το ASCE 41-17, με βαθμούς ελευθερίας:

$$P - M_2 - M_3$$

Η επιλογή αυτή γίνεται επειδή τα μεταλλικά υποστυλώματα καταπονούνται ταυτόχρονα από αξονική δύναμη και διαξονική κάμψη. Σε αντίθεση με τα υποστυλώματα Ο/Σ, για τα μεταλλικά υποστυλώματα χρησιμοποιείται η τυπική μορφή $P - M_2 - M_3$, καθώς οι

διατομές είναι τυποποιημένες χαλύβδινες διατομές από πίνακες, με γνωστά μηχανικά χαρακτηριστικά.

Και στα μεταλλικά υποστυλώματα έχει επιλεγεί η παραδοχή:

Drops Load After Point E

3.4.9 Ειδική προσομοίωση υποβαθμισμένου υποστυλώματος

Στο πλαίσιο της παρούσας εργασίας, πέρα από την τυπική προσομοίωση πλαστικών αρθρώσεων κατά ASCE 41-17, εξετάστηκε και ειδικό σενάριο τοπικής υποβάθμισης κρίσιμου υποστυλώματος. Για τον σκοπό αυτό, στο υποστύλωμα Frame 3 του υφιστάμενου φορέα Ο/Σ, διατομής $60 \times 60\ cm$, ορίστηκαν στα δύο άκρα ειδικές user-defined πλαστικές αρθρώσεις με την ονομασία Brittle. Οι αρθρώσεις αυτές τοποθετήθηκαν σε σχετικές αποστάσεις $0{,}05L$ και $0{,}95L$, δηλαδή κοντά στη βάση και στην κορυφή του υποστυλώματος, όπου αναμένονται οι μέγιστες εντατικές και παραμορφωσιακές απαιτήσεις.

Οι συγκεκριμένες αρθρώσεις ορίστηκαν ως Force Controlled, με αλληλεπίδραση:

$$P - M_2 - M_3$$

Η επιλογή Force Controlled σημαίνει ότι η κρίσιμη συμπεριφορά του μέλους ελέγχεται κυρίως από την υπέρβαση της διαθέσιμης αντοχής του και όχι από την ανάπτυξη επιτρεπόμενης πλαστικής παραμόρφωσης. Με άλλα λόγια, το υποστύλωμα δεν αντιμετωπίζεται ως πλάστιμο μέλος που μπορεί να αναπτύξει σημαντικές πλαστικές στροφές μετά τη διαρροή, αλλά ως στοιχείο ψαθυρού ή περιορισμένης πλαστιμότητας χαρακτήρα. Επομένως, όταν ο συνδυασμός των εντατικών μεγεθών προσεγγίσει ή υπερβεί την αντοχή του, η κατάσταση θεωρείται κρίσιμη.

Η επιφάνεια αλληλεπίδρασης υπολογίστηκε με βάση το πρότυπο Concrete ACI 318-02, με συντελεστή:

$$\phi = 1{,}00$$

Η επιλογή $\phi = 1{,}00$ σημαίνει ότι δεν εφαρμόζεται μειωτικός συντελεστής αντοχής στην υπολογιζόμενη επιφάνεια αλληλεπίδρασης. Αυτό επιλέγεται επειδή στην παρούσα περίπτωση δεν επιδιώκεται κανονιστικός σχεδιασμός νέου στοιχείου με συντελεστές ασφαλείας, αλλά αριθμητική προσομοίωση της οριακής διαθέσιμης ικανότητας ενός συγκεκριμένου υφιστάμενου υποστυλώματος.

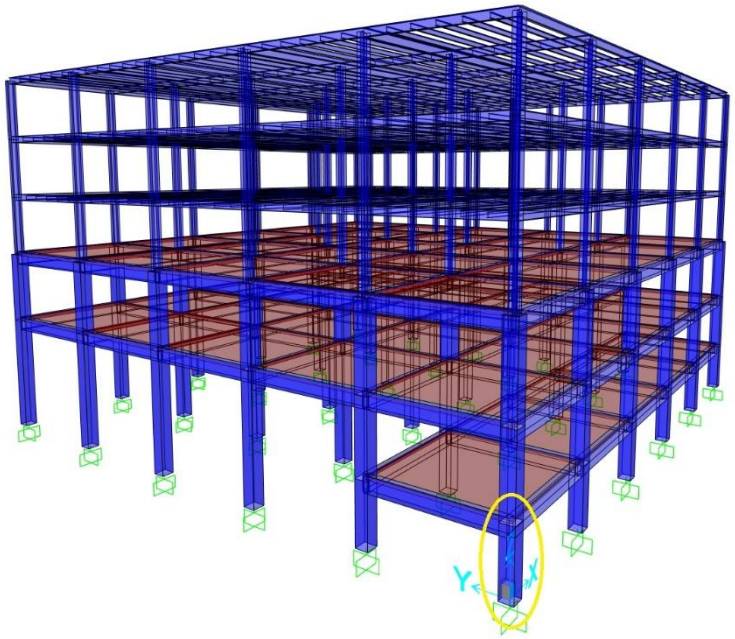
Παράλληλα, η αξονική σχέση δύναμης–μετακίνησης της άρθρωσης θεωρήθηκε Elastic Perfectly Plastic. Η παραδοχή αυτή σημαίνει ότι, κατά την αξονική διεύθυνση, η συμπεριφορά του στοιχείου είναι αρχικά ελαστική μέχρι την επίτευξη μιας οριακής δύναμης. Μετά την επίτευξη αυτής της δύναμης, η απόκριση θεωρείται πλαστική χωρίς πρόσθετη κράτυνση. Ιδεατά, η συμπεριφορά αυτή μπορεί να περιγραφεί ως:

$$P = K_u u, \mid P \mid < P_y$$

και μετά την επίτευξη της οριακής δύναμης:

$$P = P_y$$

όπου K_u είναι η αρχική αξονική δυσκαμψία, u η αξονική μετακίνηση και P_y η οριακή αξονική δύναμη. Με απλούστερη διατύπωση, το μέλος συμπεριφέρεται ελαστικά μέχρι να φτάσει το όριο αντοχής του και στη συνέχεια θεωρείται ότι μπορεί να αναπτύξει πλαστική αξονική παραμόρφωση χωρίς αύξηση της αντοχής του. Η παραδοχή αυτή δεν αποδίδει λεπτομερώς όλους τους μηχανισμούς πραγματικής υποβάθμισης, όπως σύνθλιψη σκυροδέματος, λυγισμό διαμήκων ράβδων ή απώλεια αγκύρωσης, αλλά αποτελεί πρακτικό τρόπο εισαγωγής ενός ορίου φέρουσας ικανότητας στο υποστύλωμα.



Εικόνα 3.5 – Υποβαθμισμένο Υποστύλωμα

3.4.10 Σύνδεση με κριτήρια αστοχίας

Το βασικό κριτήριο αστοχίας που χρησιμοποιείται στην παρούσα εργασία είναι η εμφάνιση πλαστικών αρθρώσεων με υπέρβαση της στάθμης Collapse Prevention – CP. Η επιλογή αυτή είναι συμβατή με τη λογική επιτελεστικής αποτίμησης του ASCE 41-17, σύμφωνα με την οποία οι στάθμες επιτελεστικότητας συνδέονται με επιτρεπτά επίπεδα βλάβης των μελών.

Στο πλαίσιο των αναλύσεων, οι κόκκινες πλαστικές αρθρώσεις που υπερβαίνουν το επίπεδο CP θεωρούνται ενδείξεις κρίσιμης τοπικής αστοχίας. Για τον λόγο αυτό, κατά τη διαδικασία αυξητικής κλιμάκωσης των σεισμικών καταγραφών, η ανάλυση σταματά στο πρώτο επίπεδο έντασης όπου εμφανίζονται οι πρώτες τέτοιες αστοχίες. Η λογική αυτή είναι συνεπής με τη φιλοσοφία της IDA, όπου η απόκριση παρακολουθείται μέχρι την εμφάνιση οριακής κατάστασης ή κατάρρευσης (Vamvatsikos & Cornell, 2002).

Συνεπώς, η μη γραμμική προσομοίωση των πλαστικών αρθρώσεων επιτρέπει τη σύνδεση μεταξύ τοπικής βλάβης και συνολικής σεισμικής τρωτότητας.

3.5 Παραδοχές Απόσβεσης και Μάζας

Η μάζα του φορέα δεν αποτελεί ανεξάρτητο μέγεθος, αλλά προκύπτει από τα κατακόρυφα φορτία που συμμετέχουν στη δυναμική απόκριση. Στο προσομοίωμα του SAP2000, η σεισμική μάζα ορίστηκε μέσω κατάλληλης πηγής μάζας (mass source), η οποία περιλαμβάνει τα μόνιμα φορτία, τα φορτία επικάλυψης, τα φορτία τοιχοποιίας και ποσοστό των κινητών φορτίων. Η μάζα που συμμετέχει στη σεισμική απόκριση περιγράφτηκε ανωτέρω ως:

$$M_{seis} = \frac{G + O + W + 0{,}30Q}{g}$$

όπου G είναι τα μόνιμα φορτία και το ίδιο βάρος, O τα φορτία επικάλυψης, W τα φορτία τοιχοποιίας, Q τα κινητά φορτία και g η επιτάχυνση της βαρύτητας.

Η διαφορά μεταξύ των δύο μοντέλων είναι ότι στον πενταώροφο υβριδικό φορέα εισάγεται μία επιπλέον μεταλλική στάθμη, με αποτέλεσμα την αύξηση της συνολικής σεισμικής μάζας και τη μεταβολή της κατανομής της καθ' ύψος. Η μεταβολή αυτή επηρεάζει τη δυναμική ταυτότητα του φορέα, καθώς η ιδιομορφική εξίσωση:

$$(\mathbf{K} - \omega^2 \mathbf{M})\boldsymbol{\phi} = 0$$

δείχνει ότι οι ιδιοσυχνότητες και οι ιδιομορφές εξαρτώνται άμεσα τόσο από το μητρώο δυσκαμψίας **K** όσο και από το μητρώο μάζας **M**.

Η απόσβεση εκφράζει την απώλεια ενέργειας κατά την ταλάντωση της κατασκευής. Στις πραγματικές κατασκευές, η απώλεια αυτή οφείλεται σε μηχανισμούς όπως η εσωτερική τριβή των υλικών, οι μικρορηγματώσεις, η τριβή στις συνδέσεις, η αλληλεπίδραση φερόντων και μη φερόντων στοιχείων και η ανελαστική υστερητική συμπεριφορά. Στο αριθμητικό προσομοίωμα, οι μηχανισμοί αυτοί δεν μπορούν να αποδοθούν πλήρως μεμονωμένα και για τον λόγο αυτό χρησιμοποιείται ισοδύναμη απόσβεση.

Στις φασματικές αναλύσεις του φορέα υιοθετείται συντελεστής απόσβεσης:

$$\xi = 5\%$$

Η τιμή αυτή είναι συμβατή με τη συνήθη πρακτική για κτιριακές κατασκευές από οπλισμένο σκυρόδεμα και χάλυβα υπό σεισμική διέγερση. Στα δεδομένα σχεδιασμού της μεταλλικής προσθήκης αναφέρεται συντελεστής απόσβεσης $0{,}05$, μαζί με τις υπόλοιπες παραμέτρους σεισμικού σχεδιασμού, όπως $q = 4$, σεισμική ζώνη με $\alpha = 0{,}16$, κατηγορία εδάφους Β, τυχηματική εκκεντρότητα $0{,}05$, μέση κατηγορία πλαστιμότητας και συντελεστής υπεραντοχής $\Omega = 1{,}41$.

Για τις μη γραμμικές δυναμικές αναλύσεις χρονοϊστορίας χρησιμοποιείται αναλογική απόσβεση τύπου Rayleigh, σύμφωνα με τη σχέση:

$$\mathbf{C} = a_0\mathbf{M} + a_1\mathbf{K}$$

όπου a_0 είναι ο συντελεστής μάζας και a_1 ο συντελεστής δυσκαμψίας. Η απόσβεση Rayleigh επιτρέπει τον ορισμό του μητρώου απόσβεσης ως γραμμικού συνδυασμού της μάζας και της δυσκαμψίας του φορέα. Ο λόγος απόσβεσης της i-οστής ιδιομορφής δίνεται από τη σχέση:

$$\xi_i = \frac{1}{2}\left(\frac{a_0}{\omega_i} + a_1\omega_i\right)$$

όπου:

$$\omega_i = \frac{2\pi}{T_i}$$

είναι η κυκλική ιδιοσυχνότητα της αντίστοιχης ιδιομορφής.

Οι συντελεστές a_0 και a_1 επιλέγονται έτσι ώστε να επιτυγχάνεται ο επιθυμητός λόγος απόσβεσης σε δύο χαρακτηριστικές ιδιοπεριόδους του φορέα. Για τον φορέα με διώροφη μεταλλική προσθήκη, στις χρονοϊστορικές αναλύσεις έχει ληφθεί λόγος απόσβεσης 4% στις περιόδους:

$$T_1 = 0{,}98517\ s$$

και:

$$T_2 = 0{,}91822\ s$$

με αντίστοιχους συντελεστές Rayleigh:

$$a_0 = 0{,}26408$$

και:

$$a_1 = 0{,}00605$$

Επομένως, για τον τετραώροφο υβριδικό φορέα το μητρώο απόσβεσης γράφεται:

$$\mathbf{C} = 0{,}26408\,\mathbf{M} + 0{,}00605\,\mathbf{K}$$

Για τον φορέα με τριώροφη μεταλλική προσθήκη, δηλαδή για τον πενταώροφο υβριδικό φορέα, η απόσβεση Rayleigh έχει οριστεί επίσης με στόχο λόγο απόσβεσης 4%, αλλά σε διαφορετικές χαρακτηριστικές περιόδους, λόγω της μεταβολής της μάζας και της δυσκαμψίας του φορέα. Συγκεκριμένα, χρησιμοποιούνται:

$$T_1 = 0{,}89503\ s$$

και:

$$T_2 = 0{,}79955\ s$$

με συντελεστές:

$$a_0 = 0{,}29662$$

και:

$$a_1 = 0{,}00537$$

Συνεπώς, για τον πενταώροφο υβριδικό φορέα:

$$\mathbf{C} = 0{,}29662\,\mathbf{M} + 0{,}00537\,\mathbf{K}$$

Η διαφοροποίηση των συντελεστών Rayleigh μεταξύ των δύο μοντέλων είναι αναμενόμενη, καθώς οι χαρακτηριστικές ιδιοπερίοδοι του φορέα μεταβάλλονται με την προσθήκη του τρίτου μεταλλικού ορόφου. Παρότι η φιλοσοφία ορισμού της απόσβεσης είναι κοινή, οι αριθμητικές τιμές των συντελεστών πρέπει να αντιστοιχούν στα δυναμικά χαρακτηριστικά κάθε φορέα.

Η χρήση απόσβεσης 4% στις μη γραμμικές αναλύσεις χρονοϊστορίας διαφοροποιείται από τη φασματική απόσβεση 5%. Η διαφοροποίηση αυτή είναι εύλογη, διότι στις μη γραμμικές αναλύσεις μέρος της απορρόφησης ενέργειας αποδίδεται ρητά μέσω της υστερητικής συμπεριφοράς των πλαστικών αρθρώσεων. Η υστερητική ενέργεια που απορροφάται σε μία πλαστική άρθρωση μπορεί να εκφραστεί ως:

$$E_h = \oint M \, d\theta$$

όπου M είναι η ροπή και θ η στροφή. Συνεπώς, η συνολική απώλεια ενέργειας στη μη γραμμική ανάλυση δεν προέρχεται μόνο από την ιξώδη απόσβεση Rayleigh, αλλά και από την ανελαστική υστερητική απόκριση των μελών.

Για τις αναλύσεις χρονοϊστορίας, τα επιταχυνσιογραφήματα έχουν χρονικό βήμα $0{,}005\,sec$, ενώ οι χρησιμοποιούμενες καταγραφές περιλαμβάνουν τόσο συνολικές σεισμικές ακολουθίες όσο και τα επιμέρους μεμονωμένα γεγονότα τους.

Βιβλιογραφία

- American Society of Civil Engineers. (2017). *ASCE/SEI 41-17: Seismic evaluation and retrofit of existing buildings*. American Society of Civil Engineers.
- Chopra, A. K. (2021). *Dynamics of structures: Theory and applications to earthquake engineering* (5th ed.). Pearson.
- Chorafa, E., Skrapalliou, E., & Katsimpini, P. (2024). On the nonlinear behavior of composite structures under multiple earthquakes considering soil–structure interaction. *CivilEng, 5*, 673–693. https://doi.org/10.3390/civileng5030036
- Computers and Structures, Inc. (χ.χ.). *SAP2000: Integrated software for structural analysis and design* [Computer software]. Computers and Structures, Inc.
- European Committee for Standardization. (2002). *EN 1991-1-1: Eurocode 1: Actions on structures—Part 1-1: General actions—Densities, self-weight, imposed loads for buildings*. CEN.
- European Committee for Standardization. (2004a). *EN 1992-1-1: Eurocode 2: Design of concrete structures—Part 1-1: General rules and rules for buildings*. CEN.

- European Committee for Standardization. (2004b). *EN 1998-1: Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance—Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings*. CEN.
- European Committee for Standardization. (2005). *EN 1993-1-1: Eurocode 3: Design of steel structures—Part 1-1: General rules and rules for buildings*. CEN.
- Vamvatsikos, D., & Cornell, C. A. (2002). Incremental dynamic analysis. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 31*(3), 491–514. https://doi.org/10.1002/eqe.141

4. Σεισμική Διέγερση και Μεθοδολογία Ανάλυσης

4.1 Επιλογή και Χαρακτηριστικά Σεισμικών Ακολουθιών

Τα σεισμικά γεγονότα που χρησιμοποιήθηκαν στην παρούσα εργασία αντλήθηκαν από τον Παγκόσμιο Κατάλογο Ισχυρών Κινήσεων του PEER – Pacific Earthquake Engineering Research Center. Η βάση δεδομένων PEER παρέχει εργαλεία αναζήτησης, επιλογής και λήψης ισχυρών εδαφικών κινήσεων και χρησιμοποιείται ευρέως σε αναλύσεις σεισμικής απόκρισης κατασκευών (Pacific Earthquake Engineering Research Center [PEER], n.d.). Στην παρούσα εργασία επιλέχθηκαν πέντε πραγματικές σεισμικές ακολουθίες: Chalfant Valley, Coalinga California, Imperial Valley, Mammoth Lakes California και Whittier Narrows California

Οι σεισμικές ακολουθίες που χρησιμοποιήθηκαν παρουσιάζονται συνοπτικά στον ακόλουθο πίνακα υπό τους κωδικούς των συνολικών σεισμικών ακολουθιών :

Πίνακας 4.1 – Τεχνική περιγραφή σεισμικών ακολουθιών

Κωδικός	Σεισμική ακολουθία	Ημερομηνία	Σταθμός καταγραφής	Χρονικό βήμα	Πλήθος καταγραφών
CHT	Chalfant Valley	20/07/1986	CDMG 54428	0,005 s	35.975
COT	Coalinga California	22/07/1983	CDMG 46T04	0,005 s	36.000
IMT	Imperial Valley	15/10/1979	USGS 5055	0,005 s	31.475
MAT	Mammoth Lakes California	25/05/1980	CDMG 54099	0,005 s	113.170
WIT	Whittier Narrows California	01/10/1987	CDMG 24401	0,005 s	32.400

Η επιλογή των παραπάνω καταγραφών είναι συμβατή με πρόσφατες ερευνητικές εργασίες που εξετάζουν την απόκριση σύνθετων ή σύμμικτων φορέων υπό πολλαπλά σεισμικά γεγονότα.

Η κάθε συνολική σεισμική ακολουθία αποτελείται από τα αντίστοιχα μεμονομένα γεγονότα η κάθε μία. Επομένως η CHT από τις CH1 και CH2, η COT από τα CO1 και CO2, η IMT από τα IM1 και IM2, η MAT από τα MA1 έως MA5, ενώ η WIT από τα WI1 και WI2. Για όλα τα παραπάνω χρησιμοποιούνται οι αντίστοιχες καταγραφές για κάθε συνιστώσα X, Yκαι Z.

4.2 Διαδικασία Κλιμάκωσης (Scaling) Επιταχυνσιογραφημάτων

Στην παρούσα μελέτη, η κλιμάκωση εφαρμόστηκε τόσο στα επιμέρους μεμονωμένα σεισμικά γεγονότα όσο και στις συνολικές σεισμικές ακολουθίες, με στόχο να αξιολογηθεί όχι μόνο η άμεση απόκριση του φορέα σε έναν σεισμό, αλλά και η συσσωρευτική βλάβη που προκαλείται από διαδοχικές διεγέρσεις.

Η μεθοδολογία αυτή συνδέεται με τη λογική της Κλιμακούμενης Δυναμικής Ανάλυσης (Incremental Dynamic Analysis – IDA). Σύμφωνα με τους Vamvatsikos και Cornell (2002), η IDA αποτελεί διαδικασία κατά την οποία ένα δομικό μοντέλο υποβάλλεται σε σειρά μη γραμμικών δυναμικών αναλύσεων, χρησιμοποιώντας κλιμακωμένες εκδοχές ενός επιταχυνσιογραφήματος, με σκοπό την παρακολούθηση της απόκρισης από την ελαστική περιοχή έως την έντονη ανελαστική συμπεριφορά και τελικά έως την κατάρρευση ή μία προκαθορισμένη οριακή κατάσταση. Στην ίδια εργασία, ο συντελεστής κλίμακας ορίζεται ως ο μη αρνητικός πολλαπλασιαστής που εφαρμόζεται στην αρχική χρονοϊστορία επιτάχυνσης, ενώ η κλιμάκωση διατηρεί τη χρονική μορφή και το φασματικό περιεχόμενο της καταγραφής, μεταβάλλοντας μόνο το πλάτος της επιτάχυνσης.

Σε γενική μορφή, η κλιμακωμένη επιτάχυνση γράφεται ως:

$$a_s(t) = SF \cdot a_0(t)$$

όπου $a_s(t)$είναι η κλιμακωμένη χρονοϊστορία επιτάχυνσης, $a_0(t)$η αρχική καταγραφή και SFο συντελεστής κλιμάκωσης. Στην παρούσα εργασία, οι αρχικές αναλύσεις πραγματοποιήθηκαν με:

$$SF = g = 9{,}81$$

ώστε οι καταγραφές, οι οποίες είναι εκφρασμένες σε μονάδες g, να μετατραπούν σε μονάδες m/s^2. Στο τεύχος της εργασίας αναφέρεται ότι οι αρχικοί σεισμοί εφαρμόστηκαν με scale factor $g = 9{,}81$, ενώ οι εικόνες παραμόρφωσης αποτυπώνουν τις πλαστικές αρθρώσεις και τις υπερβάσεις των σταθμών Immediate Occupancy (IO), Life Safety (LS) και Collapse Prevention (CP) μετά το πέρας των αναλύσεων χρονοϊστορίας.

Στη συνέχεια, η σεισμική ένταση αυξήθηκε βαθμιαία με πολλαπλάσια της επιτάχυνσης της βαρύτητας:

$$SF = g,\ 1{,}5g,\ 2g,\ 2{,}5g, \dots$$

Η ίδια λογική εφαρμόστηκε σε κάθε μεμονωμένο σεισμικό γεγονός και σε κάθε συνολική σεισμική ακολουθία. Δηλαδή, ένα μεμονωμένο γεγονός, όπως π.χ. το $IM1$ ή το $WI1$, αναλύθηκε αρχικά στο φυσικό επίπεδο έντασης g και στη συνέχεια σε αυξημένα επίπεδα, όπως $1{,}5g$, $2g$κ.λπ. Αντίστοιχα, μία πλήρης ακολουθία, όπως π.χ. η WIT, εφαρμόστηκε ως ενιαία χρονοϊστορία και κλιμακώθηκε συνολικά με τον ίδιο συντελεστή.

Για ένα μεμονωμένο γεγονός, η κλιμάκωση μπορεί να γραφεί ως:

$$a_{i,s}(t) = SF_j \cdot a_i(t)$$

όπου $a_i(t)$είναι το επιμέρους σεισμικό γεγονός και SF_j το j-οστό επίπεδο κλιμάκωσης. Για μία συνολική σεισμική ακολουθία, η αντίστοιχη σχέση είναι:

$$a_{seq,s}(t) = SF_j \cdot a_{seq}(t)$$

όπου:

$$a_{seq}(t) = [a_{MS}(t), a_{AS1}(t), a_{AS2}(t), \dots, a_{ASn}(t)]$$

Η εφαρμογή κοινού συντελεστή κλίμακας σε ολόκληρη την ακολουθία έχει ιδιαίτερη σημασία, διότι διατηρεί τη φυσική σχέση μεταξύ των επιμέρους γεγονότων. Με άλλα λόγια, δεν αλλοιώνεται η αναλογία έντασης μεταξύ κύριου σεισμού και μετασεισμού. Αν PGA_{MS} είναι η μέγιστη επιτάχυνση του κύριου σεισμού και PGA_{AS} η μέγιστη επιτάχυνση του μετασεισμού, τότε μετά την κλιμάκωση ισχύει:

$$\frac{PGA_{AS,s}}{PGA_{MS,s}} = \frac{SF \cdot PGA_{AS}}{SF \cdot PGA_{MS}} = \frac{PGA_{AS}}{PGA_{MS}}$$

Επομένως, η κλιμάκωση αυξάνει συνολικά την ένταση της ακολουθίας χωρίς να μεταβάλλει τη μεταξύ τους φυσική αναλογία.

Η βασική εξίσωση κίνησης του φορέα υπό κλιμακωμένη σεισμική διέγερση μπορεί να γραφεί ως:

$$\mathbf{M\ddot{u}}(t) + \mathbf{C\dot{u}}(t) + \mathbf{f}_s(\mathbf{u}, \dot{\mathbf{u}}, t) = -\mathbf{M r} a_s(t)$$

Αντικαθιστώντας τη σχέση της κλιμακωμένης επιτάχυνσης:

$$\mathbf{M\ddot{u}}(t) + \mathbf{C\dot{u}}(t) + \mathbf{f}_s(\mathbf{u}, \dot{\ }, t) = -\mathbf{M r} SF\ a_0(t)$$

Από τη σχέση αυτή γίνεται σαφές ότι η αύξηση του συντελεστή SF οδηγεί σε άμεση αύξηση των αδρανειακών δυνάμεων που αναπτύσσονται στον φορέα. Σε απλοποιημένη μορφή:

$$F_I(t) = m \cdot SF \cdot a_0(t)$$

όπου m είναι η μάζα του φορέα. Συνεπώς, η κλιμάκωση επηρεάζει άμεσα τις απαιτήσεις σε μετακινήσεις, σχετικές μετακινήσεις ορόφων, πλαστικές στροφές, κλπ.

Στην παρούσα εργασία, η κλιμάκωση δεν πραγματοποιήθηκε με στόχο τη φασματική προσαρμογή των καταγραφών σε ένα συγκεκριμένο φάσμα σχεδιασμού. Αντίθετα, εφαρμόστηκε ως γραμμική αύξηση της έντασης στο πεδίο του χρόνου, με στόχο τη διερεύνηση της πορείας βλάβης του φορέα. Η επιλογή αυτή είναι κατάλληλη για την παρούσα μελέτη, διότι ο βασικός στόχος δεν είναι η παραγωγή φασματικά συμβατών επιταχυνσιογραφημάτων, αλλά η αξιολόγηση της απόκρισης του φορέα καθώς αυξάνεται προοδευτικά η σεισμική απαίτηση.

Η διαδικασία που ακολουθήθηκε μπορεί να περιγραφεί ως εξής. Αρχικά εφαρμόστηκε κάθε επιταχυνσιογράφημα στο επίπεδο:

$$SF = g$$

Στη συνέχεια, το ίδιο επιταχυνσιογράφημα εφαρμόστηκε σε αυξημένα επίπεδα έντασης:

$$SF = 1{,}5g,\ 2g,\ 2{,}5g, \ldots$$

Για κάθε επίπεδο κλιμάκωσης εκτελέστηκε μη γραμμική δυναμική ανάλυση χρονοϊστορίας και καταγράφηκαν οι βασικοί δείκτες απόκρισης, όπως οι σχετικές μετακινήσεις ορόφων, οι παραμένουσες σχετικές μετακινήσεις και η εξέλιξη των πλαστικών αρθρώσεων. Η διαδικασία σταματούσε όταν εμφανιζόταν η πρώτη ή οι πρώτες κρίσιμες αστοχίες, δηλαδή όταν οι πλαστικές αρθρώσεις υπερέβαιναν τη στάθμη Collapse Prevention – CP.

Το κριτήριο τερματισμού της διαδικασίας μπορεί να γραφεί ως:

$$SF_{cr} = \min\left\{SF_j : \text{υπέρβαση στάθμης } CP\right\}$$

όπου SF_{cr} είναι ο κρίσιμος συντελεστής κλιμάκωσης για τη συγκεκριμένη καταγραφή ή ακολουθία. Όσο μικρότερη είναι η τιμή του SF_{cr}, τόσο μεγαλύτερη είναι η τρωτότητα του φορέα έναντι της συγκεκριμένης σεισμικής διέγερσης.

Η λογική αυτή είναι συμβατή με τη μεθοδολογία IDA, καθώς οι Vamvatsikos και Cornell (2002) περιγράφουν την IDA ως σειρά δυναμικών μη γραμμικών αναλύσεων με κλιμακωμένες εκδοχές ενός επιταχυνσιογραφήματος, όπου καταγράφονται μέτρα βλάβης ή απόκρισης σε κάθε επίπεδο έντασης. Στο πλαίσιο της IDA, τα αποτελέσματα μπορούν να παρουσιαστούν ως καμπύλες που συνδέουν ένα μέτρο έντασης (Intensity Measure – IM) με ένα μέτρο βλάβης ή απόκρισης (Damage Measure – DM).

Συνοπτικά, η διαδικασία κλιμάκωσης που ακολουθήθηκε περιλαμβάνει τα εξής βήματα:

1. Επιλογή πραγματικών σεισμικών ακολουθιών και των αντίστοιχων επιμέρους γεγονότων.
2. Εφαρμογή κάθε καταγραφής στο αρχικό επίπεδο έντασης $SF = g = 9{,}81$.
3. Διαδοχική αύξηση της έντασης σε επίπεδα $1{,}5g$, $2g$, $2{,}5g$κ.λπ.
4. Εφαρμογή της ίδιας διαδικασίας τόσο στα μεμονωμένα γεγονότα όσο και στις πλήρεις σεισμικές ακολουθίες.
5. Διατήρηση κοινής κλιμάκωσης σε όλα τα γεγονότα μιας ακολουθίας, ώστε να μην αλλοιώνεται η φυσική σχέση κύριου σεισμού–μετασεισμού.
6. Εκτέλεση μη γραμμικών δυναμικών αναλύσεων χρονοϊστορίας για κάθε επίπεδο έντασης.
7. Καταγραφή δεικτών IDR, $RIDR$, μετακινήσεων και πλαστικών αρθρώσεων.

8. Τερματισμός της διαδικασίας στο πρώτο επίπεδο έντασης όπου εμφανίζεται υπέρβαση της στάθμης CP.

Η παραπάνω διαδικασία επιτρέπει τη συστηματική αποτίμηση της σεισμικής ικανότητας του υβριδικού φορέα. Παράλληλα, παρέχει τη δυνατότητα σύγκρισης μεταξύ μεμονωμένων σεισμικών γεγονότων και συνολικών σεισμικών ακολουθιών. Με τον τρόπο αυτό, είναι δυνατόν να διερευνηθεί αν η πλήρης σεισμική ακολουθία οδηγεί σε κρίσιμη βλάβη σε χαμηλότερο επίπεδο έντασης σε σχέση με τα επιμέρους γεγονότα, γεγονός που θα αποτελούσε ένδειξη αυξημένης τρωτότητας λόγω συσσωρευτικής βλάβης.

4.3 Ορισμός Δεικτών Τρωτότητας και Κριτηρίων Αστοχίας (IDR, RIDR)

Η αξιολόγηση της σεισμικής τρωτότητας των υπό μελέτη υβριδικών φορέων βασίζεται σε δείκτες απόκρισης οι οποίοι μπορούν να αποτυπώσουν τόσο τη μέγιστη παραμορφωσιακή απαίτηση κατά τη διάρκεια της σεισμικής διέγερσης όσο και τη μετασεισμική κατάσταση της κατασκευής. Στην παρούσα εργασία, οι κύριοι δείκτες που χρησιμοποιούνται είναι ο λόγος σχετικής μετακίνησης ορόφων (Interstorey Drift Ratio – IDR) και ο υπολειπόμενος λόγος σχετικής μετακίνησης ορόφων (Residual Interstorey Drift Ratio – RIDR).

Ο δείκτης IDR εκφράζει τη σχετική οριζόντια μετακίνηση μεταξύ δύο διαδοχικών ορόφων ως προς το ύψος του αντίστοιχου ορόφου. Για τον i-οστό όροφο ορίζεται ως:

$$IDR_i(t) = \frac{u_i(t) - u_{i-1}(t)}{h_i}$$

όπου $u_i(t)$ και $u_{i-1}(t)$ είναι οι οριζόντιες μετακινήσεις δύο διαδοχικών στάθμεων στο χρονικό βήμα t και h_i είναι το ύψος του ορόφου. Η μέγιστη τιμή του δείκτη κατά τη διάρκεια της ανάλυσης χρονοϊστορίας είναι:

$$IDR_{i,max} = \max_t \left| \frac{u_i(t) - u_{i-1}(t)}{h_i} \right|$$

Ο δείκτης IDR ορίζεται αντίστοιχα ως ο λόγος της σχετικής οριζόντιας μετακίνησης δύο διαδοχικών ορόφων προς το ύψος του ορόφου, δηλαδή $IDR = \Delta u/h$.

Η σημασία του IDR έγκειται στο ότι εκφράζει άμεσα τη διατμητική παραμόρφωση ενός ορόφου. Υψηλές τιμές IDR υποδηλώνουν αυξημένη παραμορφωσιακή απαίτηση και πιθανή συγκέντρωση βλάβης σε συγκεκριμένη στάθμη. Σε πλαισιακά συστήματα, η αύξηση της σχετικής μετακίνησης ορόφου συνδέεται με αυξημένες απαιτήσεις στροφής σε δοκούς και υποστυλώματα, καθώς και με πιθανή ενεργοποίηση πλαστικών αρθρώσεων. Για τον λόγο αυτό, ο δείκτης IDR χρησιμοποιείται ευρέως ως βασικός δείκτης σεισμικής βλάβης σε μη γραμμικές δυναμικές αναλύσεις και σε επιτελεστικές μεθόδους αποτίμησης (Chopra, 2021; Vamvatsikos & Cornell, 2002).

Η σημασία του IDR αναγνωρίζεται και σε κανονιστικό επίπεδο. Ο Ευρωκώδικας 8 χρησιμοποιεί τη σχετική μετακίνηση ορόφου d_r για τον έλεγχο περιορισμού βλαβών. Οι αντίστοιχοι έλεγχοι διατυπώνονται σε μορφή:

$$d_r \nu \leq \alpha h$$

όπου d_r είναι η σχετική μετακίνηση ορόφου, ν είναι μειωτικός συντελεστής που σχετίζεται με τη σεισμική δράση περιορισμού βλαβών, h είναι το ύψος του ορόφου και α λαμβάνει τιμές ανάλογα με την ευαισθησία και τον τρόπο σύνδεσης των μη φερόντων στοιχείων. Ενδεικτικά, ο EC8 δίνει όρια της τάξης:

$$d_r \nu \leq 0{,}005 h$$
$$d_r \nu \leq 0{,}0075 h$$
$$d_r \nu \leq 0{,}010 h$$

ανάλογα με τον τύπο των μη φερόντων στοιχείων (CEN, 2004). Σε μορφή λόγου σχετικής μετακίνησης, τα παραπάνω αντιστοιχούν σε ενδεικτικά όρια $0{,}5\%$, $0{,}75\%$ και $1{,}0\%$. Τα όρια αυτά δεν αποτελούν όρια κατάρρευσης του φέροντος οργανισμού, αλλά όρια περιορισμού βλαβών. Ωστόσο, είναι χρήσιμα ως σημείο αναφοράς, καθώς δείχνουν ότι ακόμη και σχετικά μικρές σχετικές μετακινήσεις μπορούν να προκαλέσουν βλάβες σε τοιχοπληρώσεις, διαχωριστικά και λοιπά μη φέροντα στοιχεία.

Ο δείκτης RIDR εκφράζει τη μόνιμη σχετική μετακίνηση μεταξύ δύο διαδοχικών ορόφων μετά το πέρας της σεισμικής διέγερσης. Ορίζεται ως:

$$RIDR_i = \frac{u_{res,i} - u_{res,i-1}}{h_i}$$

ή ισοδύναμα:

$$RIDR_i = \frac{\Delta u_{res}}{h_i}$$

όπου $u_{res,i}$ και $u_{res,i-1}$ είναι οι παραμένουσες οριζόντιες μετακινήσεις δύο διαδοχικών στάθμεων μετά την ολοκλήρωση της ανάλυσης.

Η βασική διαφορά μεταξύ των δύο δεικτών είναι ότι ο IDR εκφράζει τη μέγιστη παροδική παραμόρφωση κατά τη διάρκεια της σεισμικής δράσης, ενώ ο $RIDR$ εκφράζει τη μόνιμη παραμόρφωση που παραμένει μετά το τέλος της διέγερσης. Ένας φορέας μπορεί να εμφανίσει υψηλή μέγιστη σχετική μετακίνηση κατά τη διάρκεια του σεισμού, αλλά μικρή παραμένουσα μετακίνηση μετά το πέρας του. Αντίθετα, ένας φορέας με μέτριο IDR αλλά υψηλό $RIDR$ μπορεί να έχει υποστεί σημαντική μη ανακτήσιμη βλάβη. Για τον λόγο αυτό, οι δύο δείκτες δεν πρέπει να ερμηνεύονται απομονωμένα, αλλά συνδυαστικά.

Η συσχέτιση των δεικτών IDR και $RIDR$ με τη βλάβη είναι άμεση. Ο IDR αποτυπώνει τη μέγιστη απαίτηση σε κάθε όροφο και μπορεί να υποδείξει τη στάθμη στην οποία συγκεντρώνεται η παραμόρφωση. Αν ένας όροφος εμφανίζει σημαντικά υψηλότερο IDR από τους υπόλοιπους, τότε μπορεί να υποδηλώνεται ανάπτυξη μηχανισμού μαλακού ορόφου. Αντίστοιχα, ο $RIDR$ δείχνει κατά πόσο η παραμόρφωση αυτή παραμένει μετά το τέλος του σεισμού. Υψηλές τιμές $RIDR$ συνδέονται με αυξημένη πιθανότητα μόνιμης κλίσης, δυσκολία επισκευής και μειωμένη ικανότητα του φορέα να ανταποκριθεί σε επόμενη σεισμική δράση.

Για την παρούσα μελέτη, οι δείκτες χρησιμοποιούνται σε τρία επίπεδα αξιολόγησης. Πρώτον, χρησιμοποιούνται για τη σύγκριση της απόκρισης μεμονωμένων σεισμικών γεγονότων και συνολικών σεισμικών ακολουθιών. Δεύτερον, χρησιμοποιούνται για την αξιολόγηση της επίδρασης της κλιμάκωσης των επιταχυνσιογραφημάτων, καθώς αυξανόμενη τιμή του συντελεστή κλιμάκωσης αναμένεται να οδηγεί σε αυξημένες τιμές IDR, $RIDR$ και ανελαστικών απαιτήσεων. Τρίτον, χρησιμοποιούνται για την αναγνώριση κρίσιμων στάθμεων του φορέα, στις οποίες η παραμόρφωση ή η παραμένουσα μετακίνηση εμφανίζει μέγιστες τιμές.

Η κλιμάκωση των σεισμικών διεγέρσεων επιτρέπει τον προσδιορισμό ενός κρίσιμου επιπέδου έντασης για κάθε καταγραφή ή ακολουθία. Εάν ο SF είναι ο συντελεστής κλιμάκωσης, τότε για κάθε επίπεδο έντασης μπορούν να υπολογιστούν:

$$IDR_{max}(SF)$$

και:

$$RIDR(SF)$$

Τα κριτήρια αστοχίας της παρούσας εργασίας δεν βασίζονται αποκλειστικά σε μία προκαθορισμένη οριακή τιμή IDR ή $RIDR$. Αντίθετα, η απόκριση αξιολογείται συνδυαστικά μέσω των δεικτών μετακίνησης και της εξέλιξης των πλαστικών αρθρώσεων. Οι βασικές στάθμες επιτελεστικότητας που παρακολουθούνται είναι:

$$IO, LS, CP$$

δηλαδή Immediate Occupancy, Life Safety και Collapse Prevention. Στο τεύχος της εργασίας αναφέρεται ότι οι εικόνες παραμόρφωσης αποτυπώνουν τις πλαστικές αρθρώσεις και τις υπερβάσεις των σταθμών IO, LS και CP μετά το πέρας των αναλύσεων χρονοϊστορίας, ενώ σε ορισμένες περιπτώσεις η έκταση των πλαστικών αρθρώσεων μπορεί να οδηγήσει πρακτικά σε κατάρρευση ακόμη και από ένα μεμονωμένο σεισμικό γεγονός.

Η συνδυαστική αξιολόγηση μπορεί να συνοψιστεί ως εξής:

IDR_{max} → μέγιστη παραμορφωσιακή απαίτηση ορόφου
$RIDR$ → μόνιμη μετασεισμική παραμόρφωση
$IO,\ LS,\ CP$ → στάθμες τοπικής βλάβης πλαστικών αρθρώσεων
CP exceedance → κρίσιμη τοπική αστοχία / οιονεί κατάρρευση

Επιπλέον, οι υπολειπόμενες μετακινήσεις επηρεάζουν τα φαινόμενα δεύτερης τάξης. Η πρόσθετη ροπή λόγω κατακόρυφου φορτίου και πλευρικής μετακίνησης ορίζεται ως:

$$M_{P-\Delta} = P\Delta$$

όπου P είναι το κατακόρυφο φορτίο και Δ η πλευρική μετακίνηση. Όταν μετά από έναν κύριο σεισμό υπάρχει σημαντική παραμένουσα μετακίνηση, ο φορέας εισέρχεται στον μετασεισμό με μη μηδενική Δ. Αυτό μπορεί να αυξήσει τις δευτερογενείς ροπές και να επιταχύνει την εξέλιξη της βλάβης.

Βιβλιογραφία

- American Society of Civil Engineers. (2017). *ASCE/SEI 41-17: Seismic evaluation and retrofit of existing buildings*. American Society of Civil Engineers.
- Chopra, A. K. (2021). *Dynamics of structures: Theory and applications to earthquake engineering* (5th ed.). Pearson.
- Chorafa, E., Skrapalliou, E., & Katsimpini, P. (2024). On the nonlinear behavior of composite structures under multiple earthquakes considering soil–structure interaction. *CivilEng, 5*, 673–693. https://doi.org/10.3390/civileng5030036
- European Committee for Standardization. (2004). *EN 1998-1: Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance—Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings*. CEN.
- Federal Emergency Management Agency. (2012). *FEMA P-58: Seismic performance assessment of buildings, volume 1—Methodology*. FEMA.
- Vamvatsikos, D., & Cornell, C. A. (2002). Incremental dynamic analysis. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 31*(3), 491–514. https://doi.org/10.1002/eqe.141

5. Παρουσίαση και Σχολιασμός Αποτελεσμάτων

5.1 Σύγκριση Απόκρισης: Μεμονωμένος Σεισμός vs. Σεισμική Ακολουθία

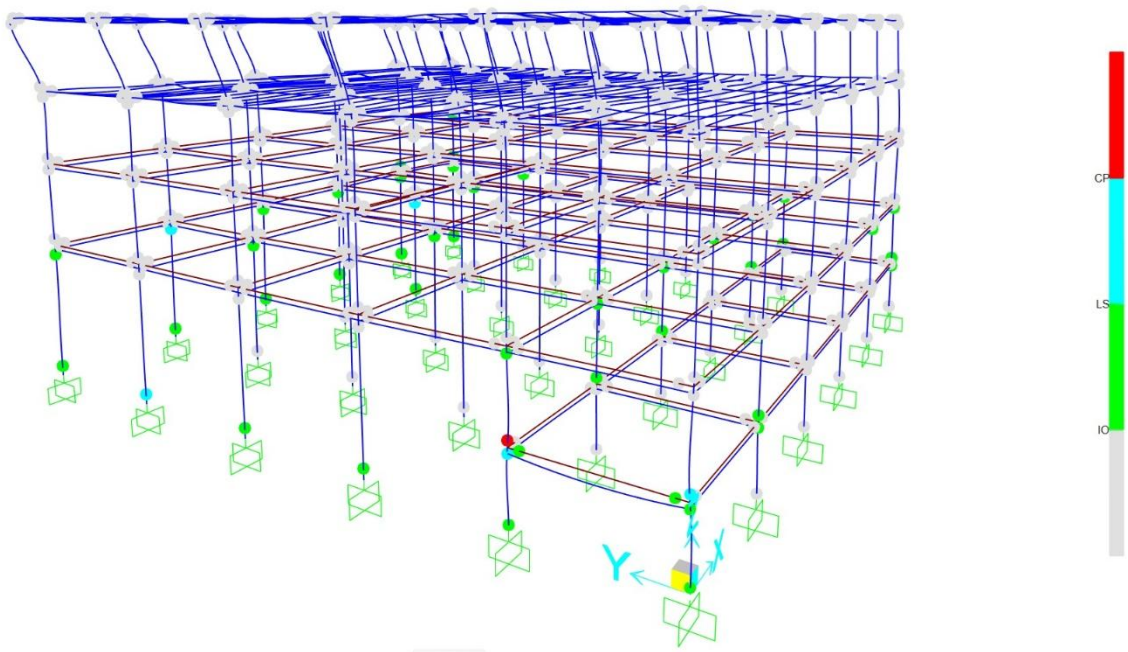
Στην παρούσα ενότητα εξετάζεται η απόκριση του φορέα **2FS**, δηλαδή του τετραώροφου υβριδικού φορέα με διώροφη μεταλλική προσθήκη, υπό μεμονωμένα σεισμικά γεγονότα και υπό τις αντίστοιχες συνολικές σεισμικές ακολουθίες. Η σύγκριση πραγματοποιείται στο αρχικό επίπεδο έντασης $SF = g$, με βάση τις μέγιστες τιμές IDR, τις μέγιστες τιμές $RIDR$, την κρίσιμη διεύθυνση και τον κρίσιμο όροφο. Οι τιμές που παρουσιάζονται αντιστοιχούν στη δυσμενέστερη τιμή μεταξύ των διαθέσιμων διευθύνσεων U_x, U_yκαι U_z, όπως προκύπτουν από τις αναλύσεις. Οι αριθμητικές τιμές των πινάκων συνοδεύονται με τα αντίστοιχα αποσπάσματα των παραμορφωμένων κατασκευών με τις διαμορφωμένες πλαστικές αρθρώσεις ανά επίπεδο επιτελεστικότητας. Οι εικόνες αυτές παρουσιάζουν την μορφή του φορέα κατόπιν εφαρμογής των περιβάλλουσων (μέγιστων) σχετικών μετατοπίσεων μετά το πέρας των αντίστοιχων αναλύσεων.

5.1.1 Φορέας 2όροφης Μεταλλικής Προσθήκης – Σύγκριση Μεμονωμένων Σεισμών και Συνολικών Σεισμικών Ακολουθιών.

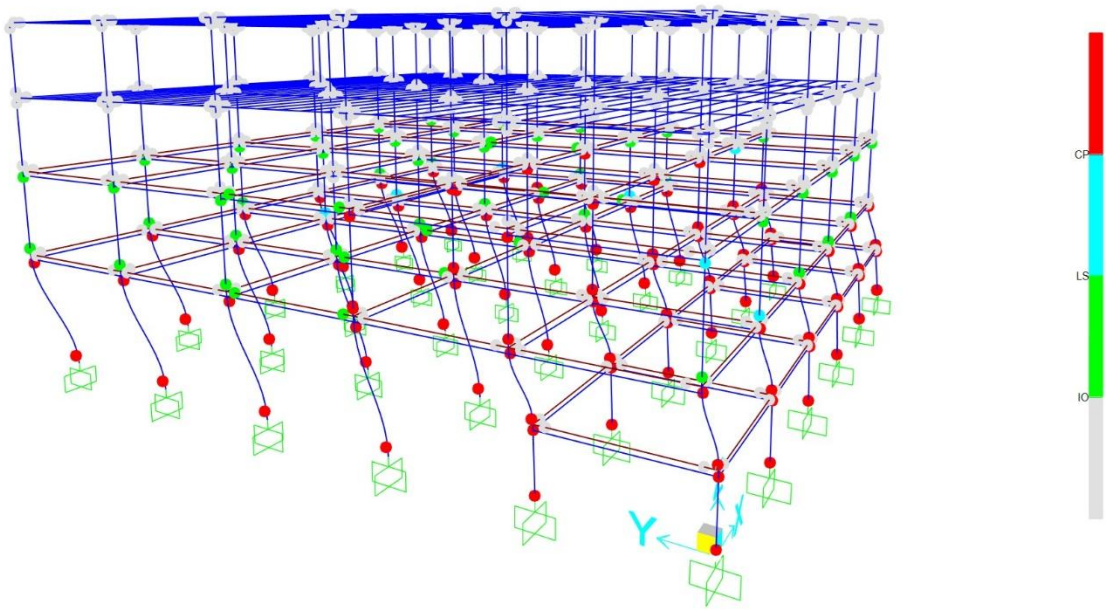
Πίνακας 5.1 - Ακολουθία CH

Διέγερση	Μέγιστο IDR	Διεύθυνση	Κρίσιμος όροφος	Μέγιστο $RIDR$	Διεύθυνση	Κρίσιμος όροφος	Παρατήρηση
CH1_g	0,863%	Y	4ος	0,138%	X	1ος	Ελεγχόμενη απόκριση
CH2_g	56,091%	X	1ος	56,091%	X	1ος	Ακραία μη ανακτήσιμη απόκριση - Κατάρρευση
CHT_g	3,948%	Y	1ος	3,748%	Y	1ος	Σημαντική παραμένουσα παραμόρφωση

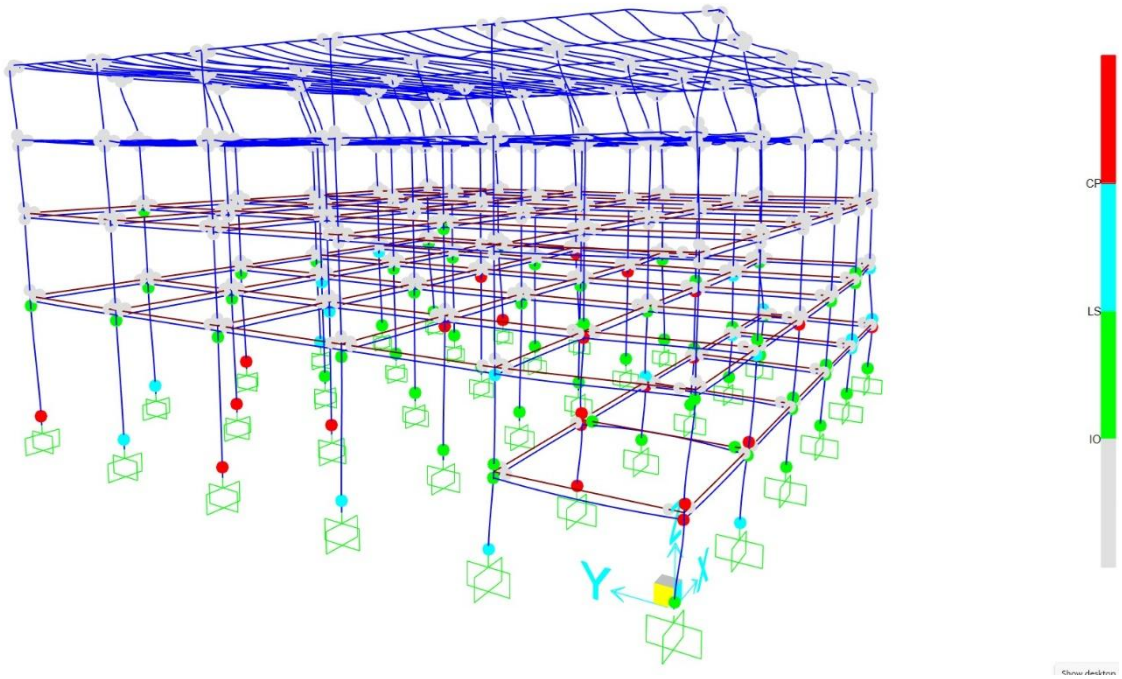
Το **CH2_g** αποτελεί το δυσμενέστερο μεμονωμένο γεγονός, με ακραίες τιμές IDR και $RIDR$ στον 1ο όροφο. Η συνολική ακολουθία **CHT_g** δεν υπερβαίνει την ακραία απόκριση του CH2_g, αλλά οδηγεί σε σημαντική παραμένουσα παραμόρφωση στον 1ο όροφο.



Εικόνα 5.1 – Παραμορφωσιακή κατάσταση φορέα κατά σεισμό CH1_g



Εικόνα 5.2 - Παραμορφωσιακή κατάσταση φορέα κατά σεισμό CH2_g

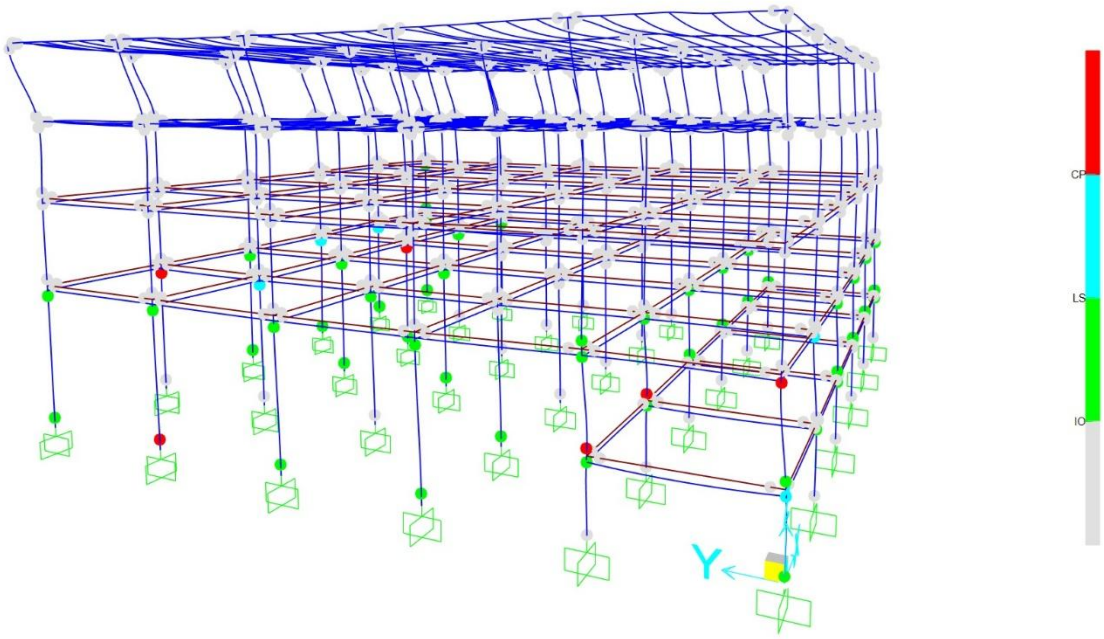


Εικόνα 5.3 - Παραμορφωσιακή κατάσταση φορέα κατά σεισμό CHT_g

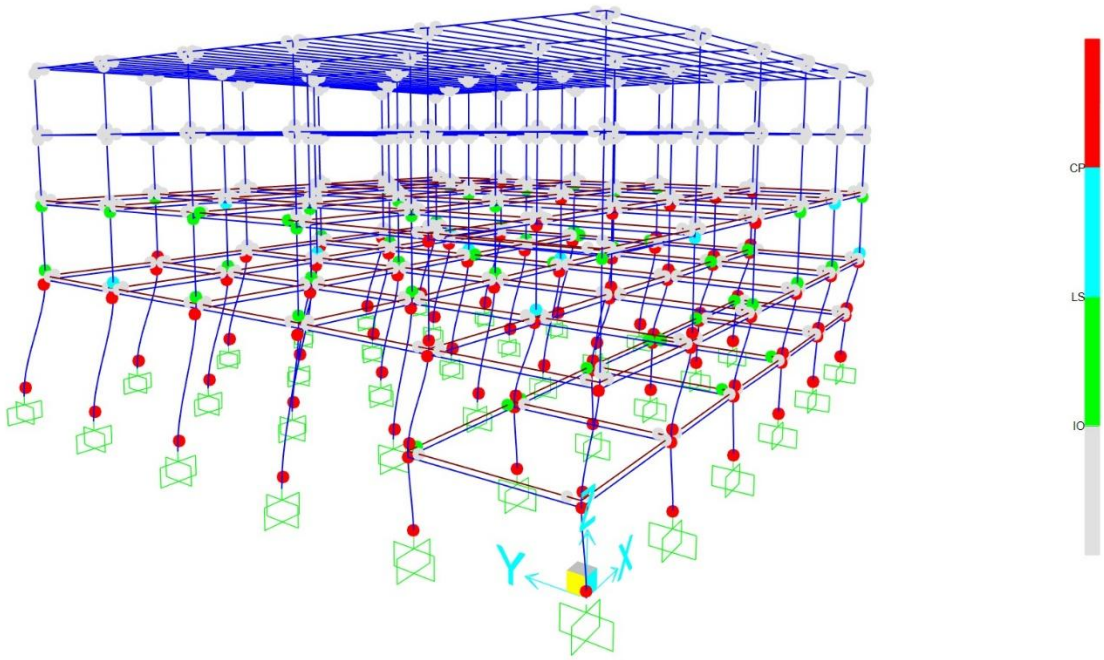
Πίνακας 5.2 - Ακολουθία CO

Διέγερση	Μέγιστο IDR	Διεύθυνση	Κρίσιμος όροφος	Μέγιστο $RIDR$	Διεύθυνση	Κρίσιμος όροφος	Παρατήρηση
CO1_g	0,867%	Y	4ος	0,304%	Y	1ος	Ελεγχόμενη απόκριση
CO2_g	47,037%	X	1ος	47,037%	X	1ος	Ακραία μη ανακτήσιμη απόκριση - Κατάρρευση
COT_g	1,068%	Y	4ος	0,610%	Y	1ος	Αυξημένη παραμένουσα παραμόρφωση

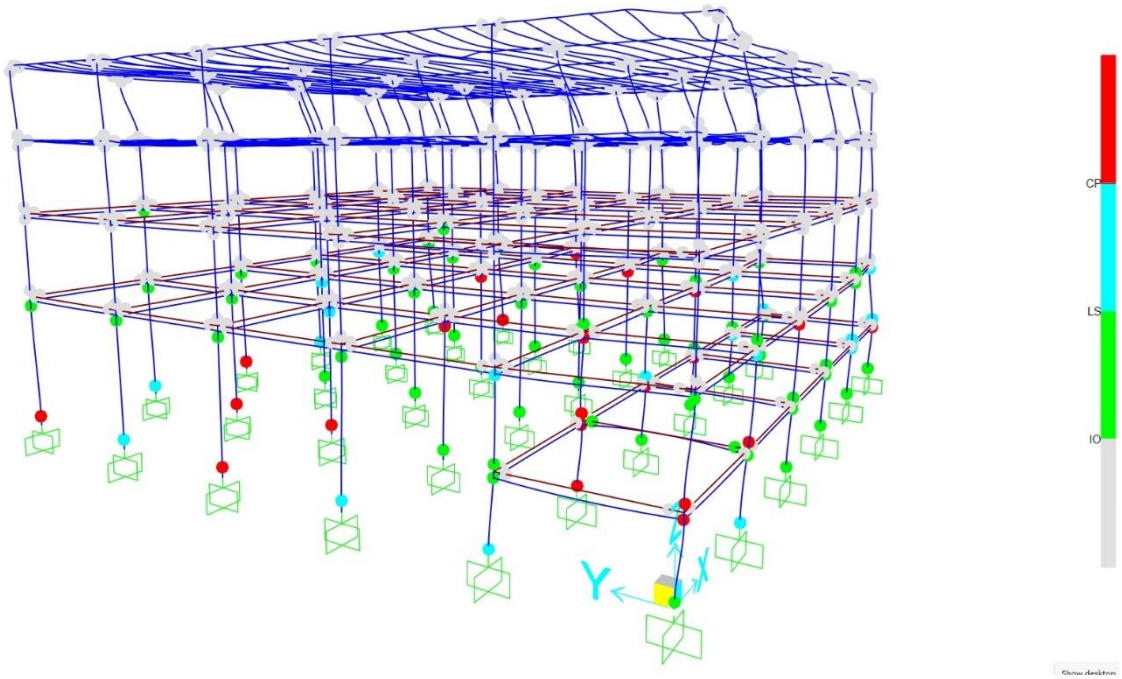
Στην ακολουθία **CO**, το **CO2_g** είναι το κυρίαρχο δυσμενές μεμονωμένο γεγονός. Η συνολική ακολουθία **COT_g** εμφανίζει σαφώς μικρότερη μέγιστη απαίτηση, αλλά αυξημένο $RIDR$ στον 1ο όροφο, γεγονός που δείχνει μόνιμη μετασεισμική επιβάρυνση.



Εικόνα 5.4 - Παραμορφωσιακή κατάσταση φορέα κατά σεισμό CO1_g



Εικόνα 5.5 - Παραμορφωσιακή κατάσταση φορέα κατά σεισμό CO2_g

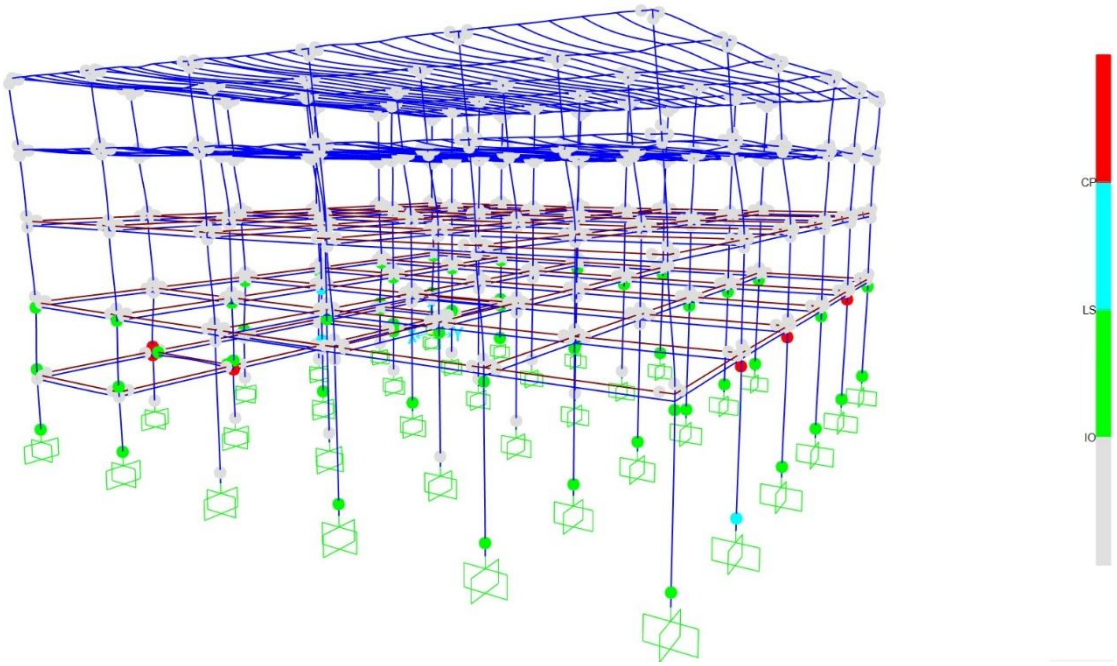


Εικόνα 5.6 - Παραμορφωσιακή κατάσταση φορέα κατά σεισμό COT_g

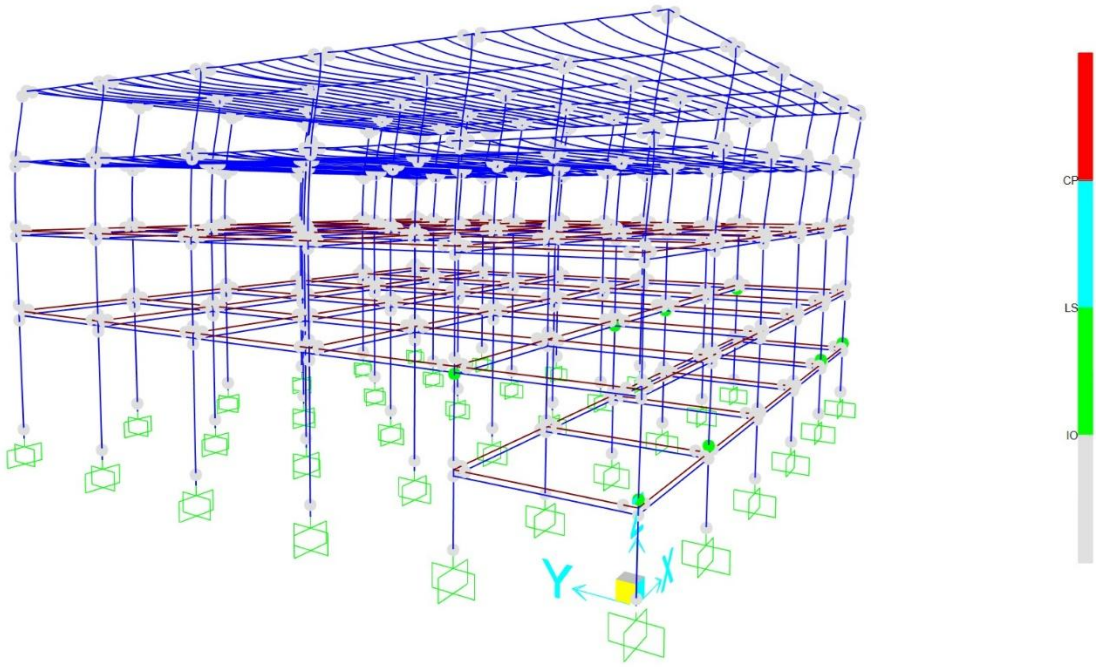
Πίνακας 5.3 - Ακολουθία IM

Διέγερση	**Μέγιστο** *IDR*	**Διεύθυνση**	**Κρίσιμος όροφος**	**Μέγιστο** *RIDR*	**Διεύθυνση**	**Κρίσιμος όροφος**	**Παρατήρηση**
IM1_g	0,708%	*X*	4ος	0,066%	*Y*	1ος	Περιορισμένη παραμένουσα παραμόρφωση
IM2_g	0,817%	*Y*	4ος	0,038%	*Y*	1ος	Ελεγχόμενη απόκριση
IMT_g	0,800%	*Y*	4ος	0,127%	*Y*	1ος	Ήπια αύξηση παραμένουσας παραμόρφωσης

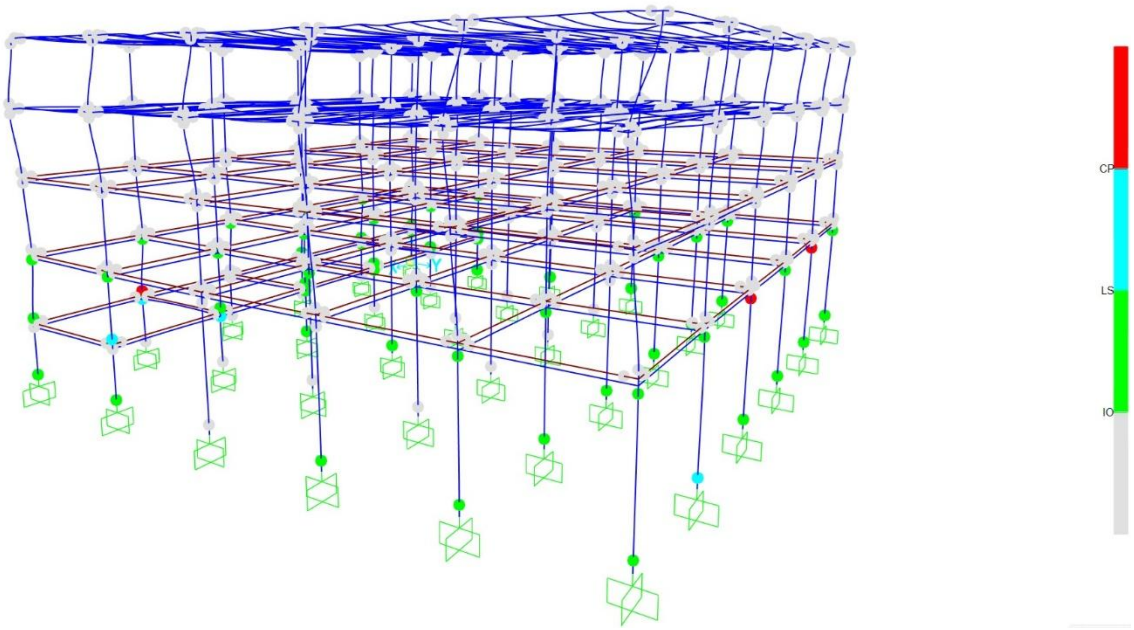
Για τη σεισμική ακολουθία **IM**, οι τιμές *IDR* παραμένουν σε παρόμοιο επίπεδο για τα μεμονωμένα γεγονότα και τη συνολική ακολουθία **IMT**. Η **IMT_g** εμφανίζει ελαφρώς μεγαλύτερη παραμένουσα παραμόρφωση, χωρίς όμως ένδειξη ακραίας αστάθειας.



Εικόνα 5.7 - Παραμορφωσιακή κατάσταση φορέα κατά σεισμό IM1_g



Εικόνα 5.8 - Παραμορφωσιακή κατάσταση φορέα κατά σεισμό IM2_g

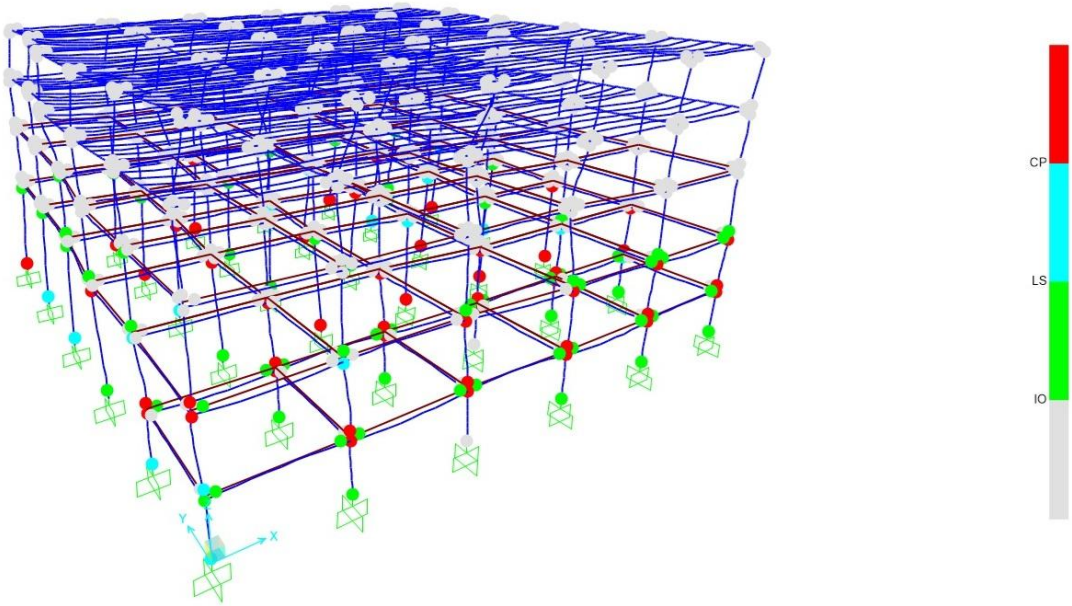


Εικόνα 5.9 - Παραμορφωσιακή κατάσταση φορέα κατά σεισμό IMT_g

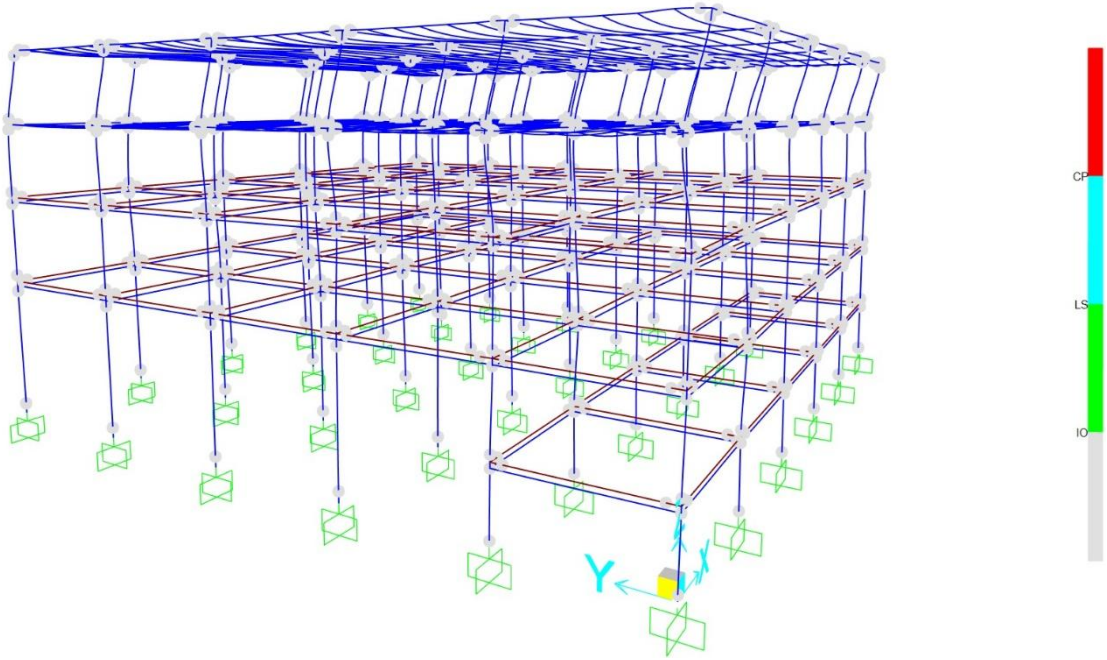
Πίνακας 5.4 - Ακολουθία MA

Διέγερση	Μέγιστο *IDR*	Διεύθυνση	Κρίσιμος όροφος	Μέγιστο *RIDR*	Διεύθυνση	Κρίσιμος όροφος	Παρατήρηση
MA1_g	1,298%	*Y*	4ος	0,621%	*X*	1ος	Αυξημένη παραμένουσα παραμόρφωση
MA2_g	0,743%	*Y*	4ος	0,004%	*Z*	1ος	Ελεγχόμενη απόκριση
MA3_g	0,789%	*Y*	4ος	0,040%	*Z*	1ος	Περιορισμένη παραμένουσα παραμόρφωση
MA4_g	0,772%	*Y*	4ος	0,068%	*X*	1ος	Ελεγχόμενη απόκριση
MA5_g	0,732%	*Y*	4ος	0,038%	*Y*	1ος	Ελεγχόμενη απόκριση
MAT_g	186,820%	*Z*	1ος	186,791%	*Z*	1ος	Πρακτική αστάθεια / κατάρρευση

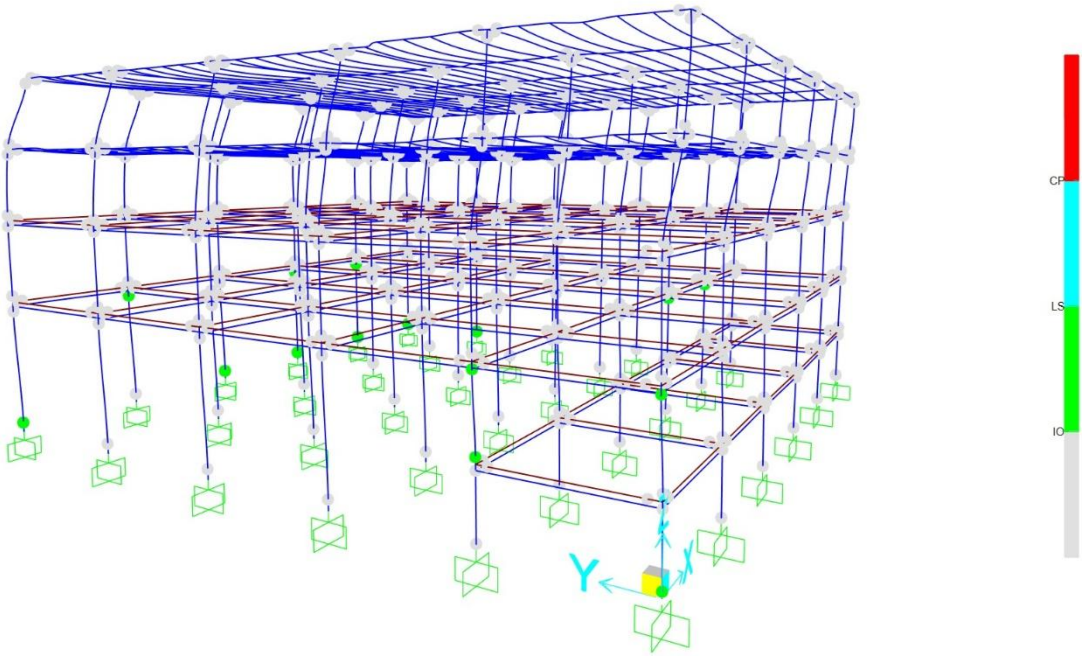
Στα επιμέρους γεγονότα της ακολουθίας **MA**, η μέγιστη απαίτηση εμφανίζεται κυρίως στον 4ο όροφο. Αντίθετα, η συνολική ακολουθία **MAT_g** οδηγεί σε ακραίες τιμές *IDR* και *RIDR* στον 1ο όροφο, γεγονός που υποδηλώνει πρακτική αστάθεια ή κατάρρευση του φορέα.



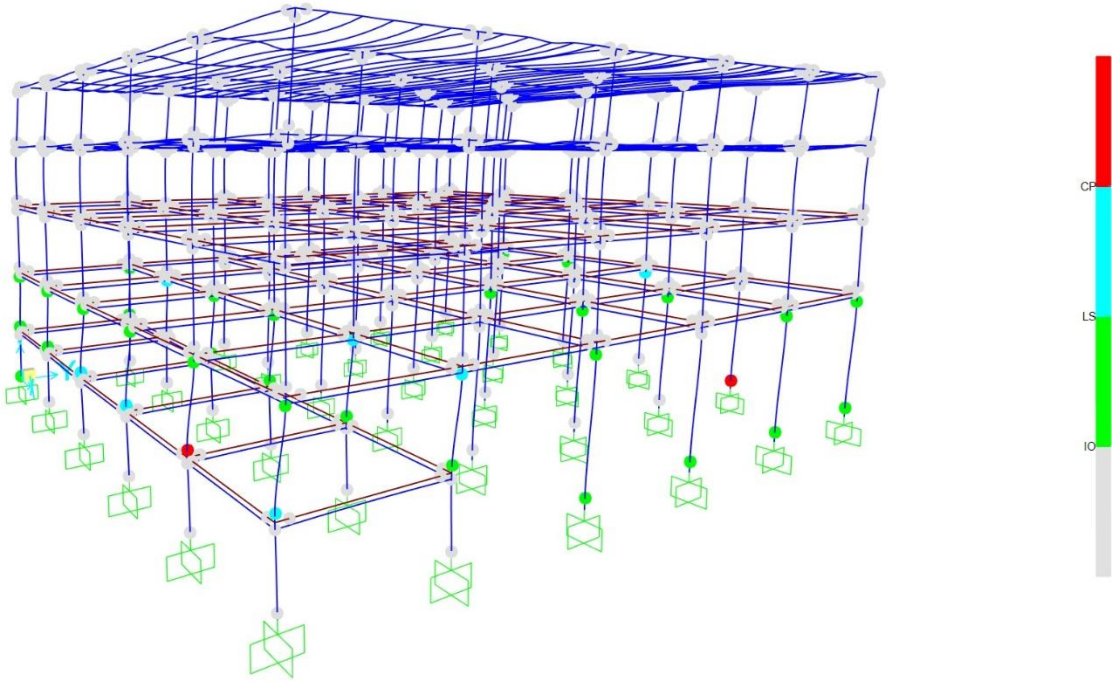
Εικόνα 5.10 - Παραμορφωσιακή κατάσταση φορέα κατά σεισμό MA1_g



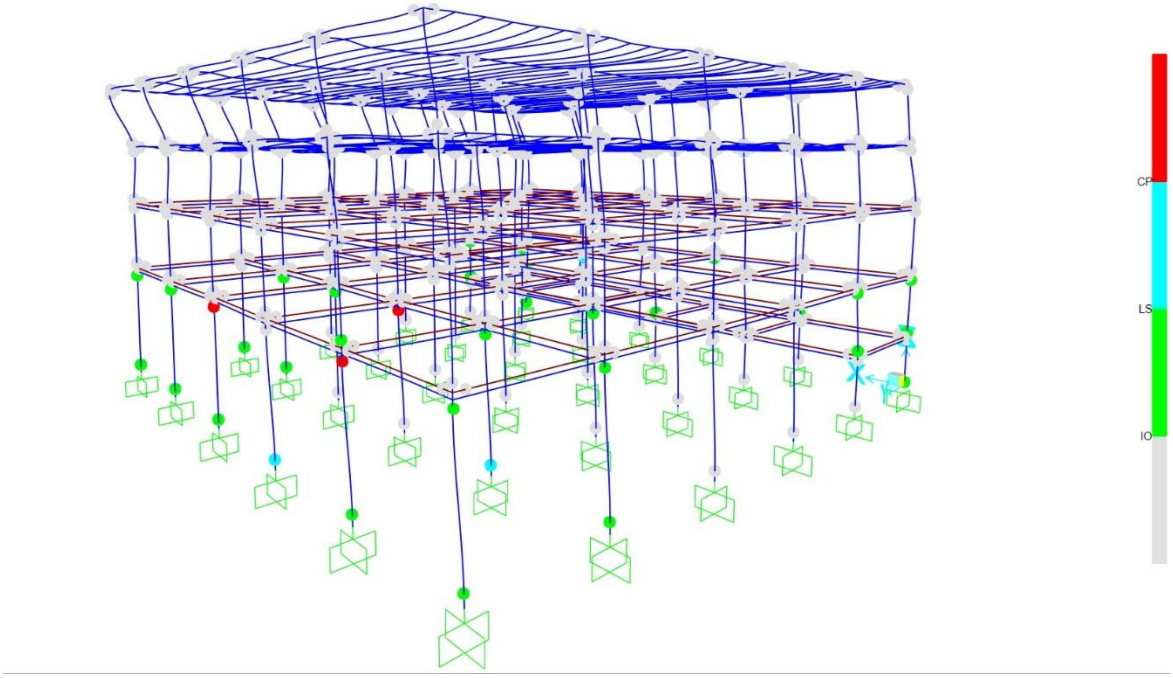
Εικόνα 5.11 - Παραμορφωσιακή κατάσταση φορέα κατά σεισμό MA2_g



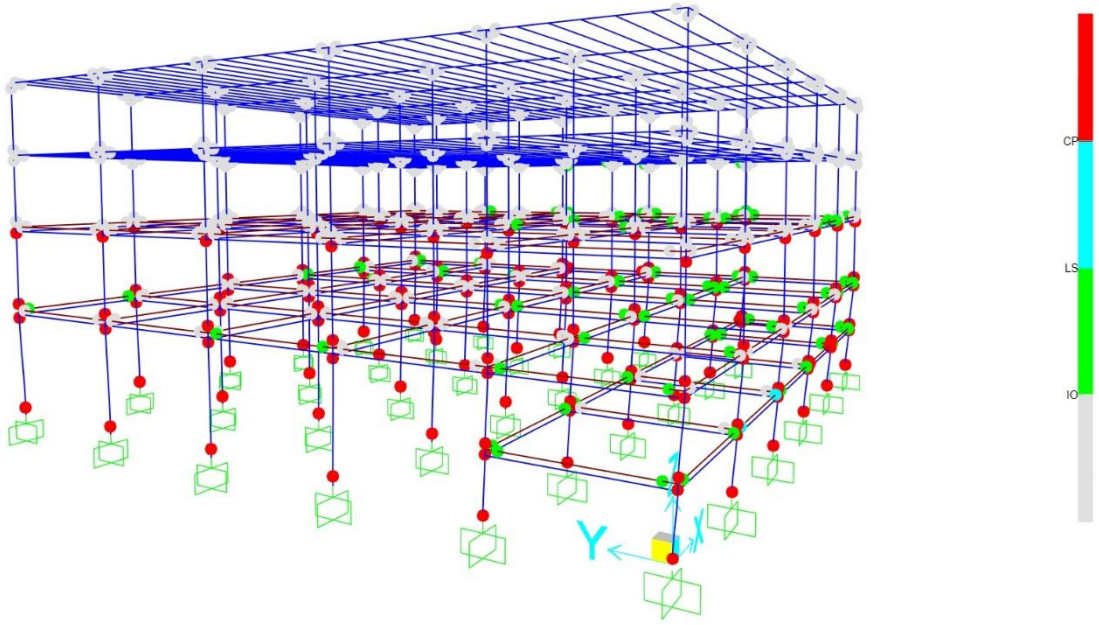
Εικόνα 5.12 - Παραμορφωσιακή κατάσταση φορέα κατά σεισμό MA3_g



Εικόνα 5.13 - Παραμορφωσιακή κατάσταση φορέα κατά σεισμό MA4_g



Εικόνα 5.14 - Παραμορφωσιακή κατάσταση φορέα κατά σεισμό MA5_g

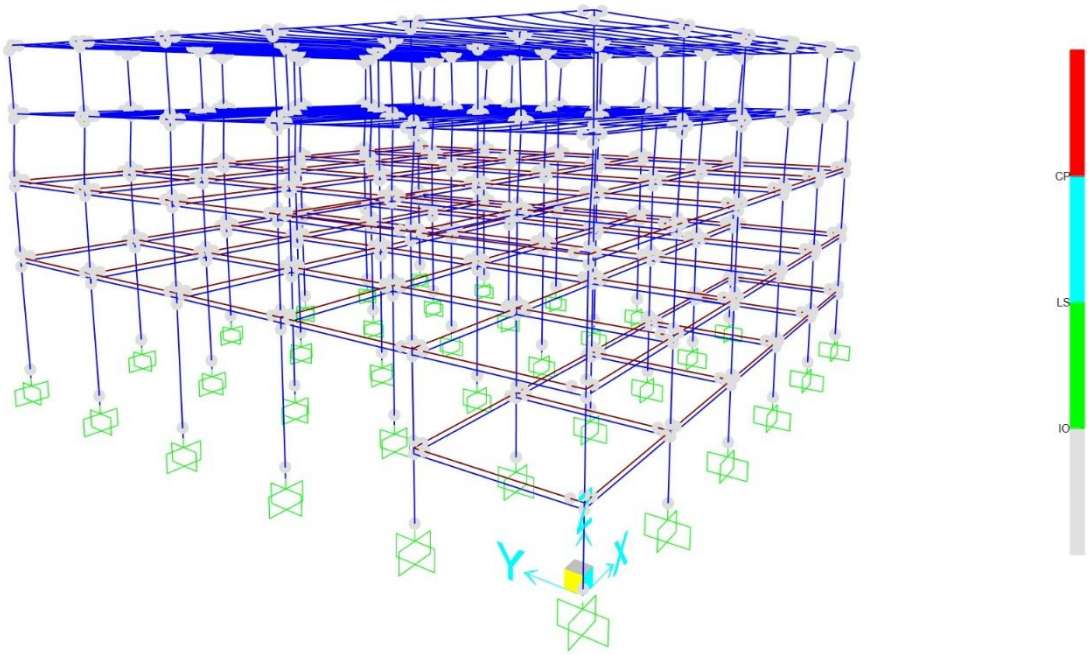


Εικόνα 5.15 - Παραμορφωσιακή κατάσταση φορέα κατά σεισμό MAT_g

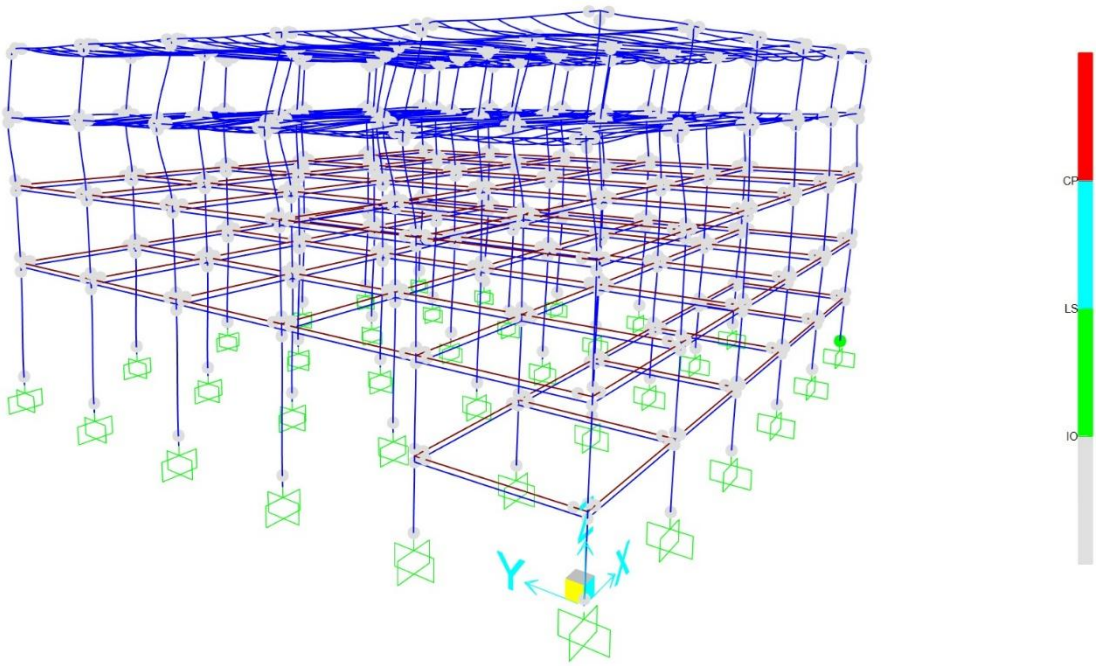
5.5 Ακολουθία WI

Διέγερση	**Μέγιστο** IDR	**Διεύθυνση**	**Κρίσιμος όροφος**	**Μέγιστο** $RIDR$	**Διεύθυνση**	**Κρίσιμος όροφος**	**Παρατήρηση**
WI1_g	0,403%	X	4ος	0,008%	Y	4ος	Ελεγχόμενη απόκριση
WI2_g	0,433%	X	4ος	0,012%	X	1ος	Ελεγχόμενη απόκριση
WIT_g	0,430%	X	4ος	0,015%	X	1ος	Πολύ μικρή παραμένουσα παραμόρφωση

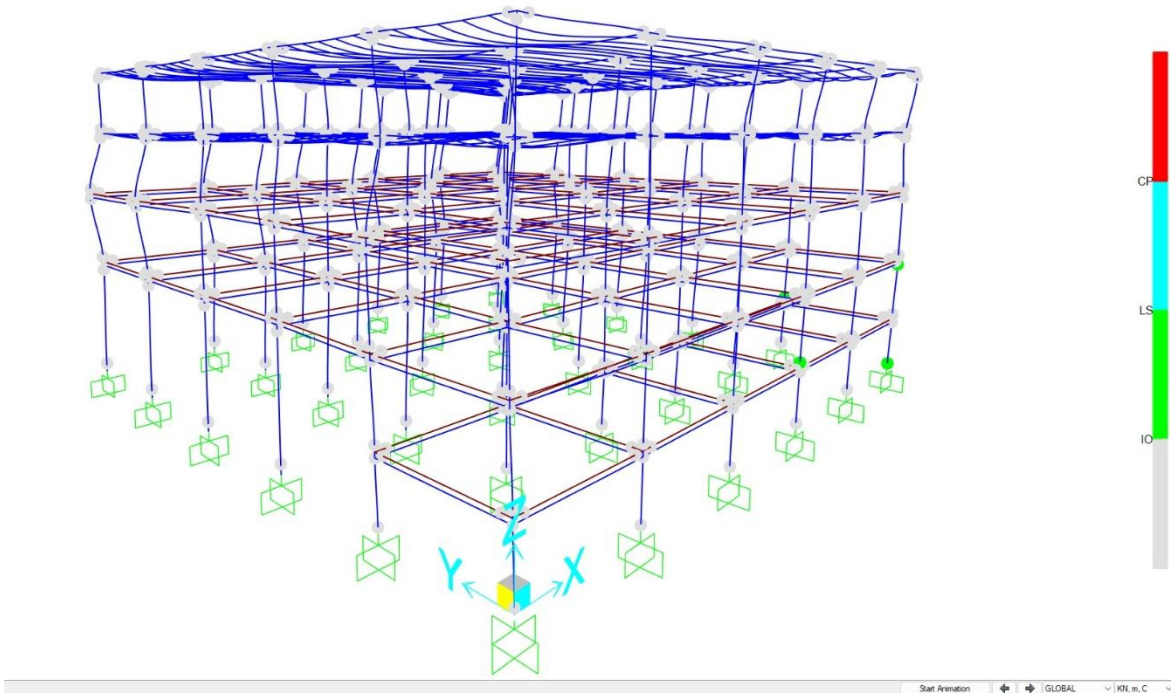
Η σεισμική οικογένεια **WI** εμφανίζει την πιο ελεγχόμενη εικόνα απόκρισης στο αρχικό επίπεδο έντασης. Οι μέγιστες τιμές IDR παραμένουν χαμηλές και συγκεντρώνονται στον 4ο όροφο, ενώ οι τιμές $RIDR$ είναι πρακτικά πολύ μικρές.



Εικόνα 5.16 - Παραμορφωσιακή κατάσταση φορέα κατά σεισμό WI1_g



Εικόνα 5.17 - Παραμορφωσιακή κατάσταση φορέα κατά σεισμό WI2_g



Εικόνα 5.18 - Παραμορφωσιακή κατάσταση φορέα κατά σεισμό WIT_g

Συνοπτική αξιολόγηση

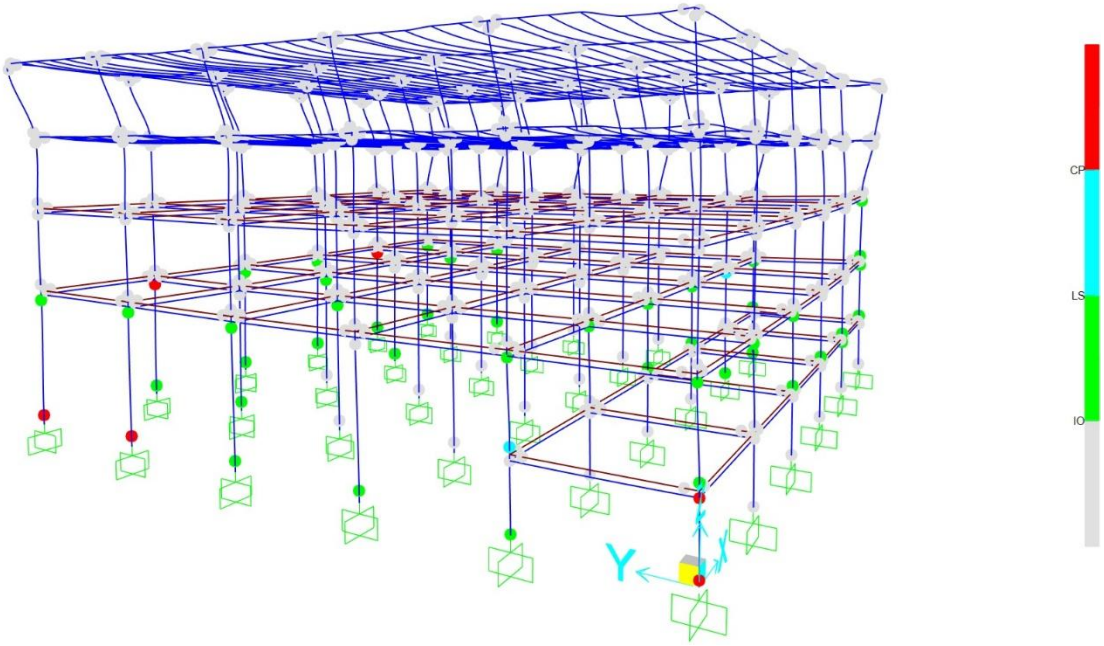
Τα μεμονωμένα γεγονότα CH2_g και CO2_g εμφανίζουν ακραία μη ανακτήσιμη απόκριση στον 1ο όροφο, ενώ η συνολική ακολουθία MAT_g αποτελεί την πλέον δυσμενή περίπτωση σε επίπεδο συνολικής ακολουθίας. Αντίθετα, οι ακολουθίες IM και WI παρουσιάζουν πιο ελεγχόμενη συμπεριφορά στο επίπεδο $SF = g$. Συνολικά, οι κρίσιμες περιπτώσεις συνδέονται κυρίως με εμφάνιση πολύ μεγάλης παραμένουσας παραμόρφωσης στον 1ο όροφο, δηλαδή στο υφιστάμενο τμήμα Ο/Σ.

5.1.2 Φορέας 2όροφης Μεταλλικής Προσθήκης & Υποβαθμισμένου υποστυλώματος – Σύγκριση Μεμονωμένων Σεισμών και Συνολικών Σεισμικών Ακολουθιών

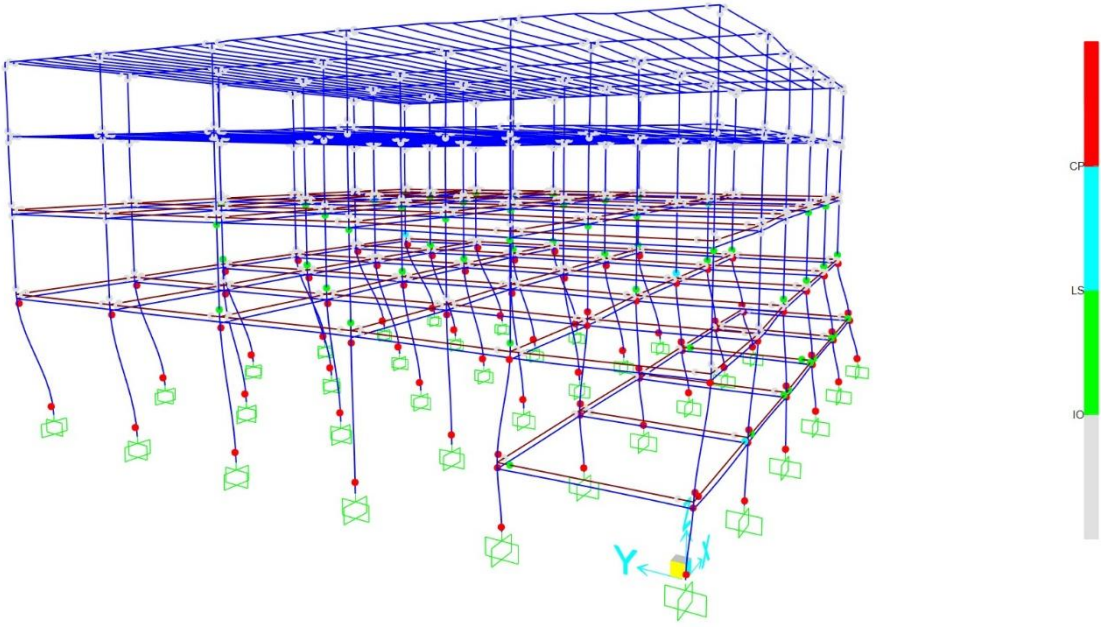
Στην παρούσα υποενότητα εξετάζεται η απόκριση του φορέα διώροφη μεταλλική προσθήκη και υποβαθμισμένο υποστύλωμα. Η σύγκριση πραγματοποιείται για τα μεμονωμένα σεισμικά γεγονότα και τις αντίστοιχες συνολικές σεισμικές ακολουθίες στο επίπεδο $SF = g$. Για κάθε περίπτωση παρουσιάζεται η δυσμενέστερη τιμή IDR και $RIDR$, η αντίστοιχη διεύθυνση και ο κρίσιμος όροφος.

Πίνακας 5.6 - Ακολουθία CH

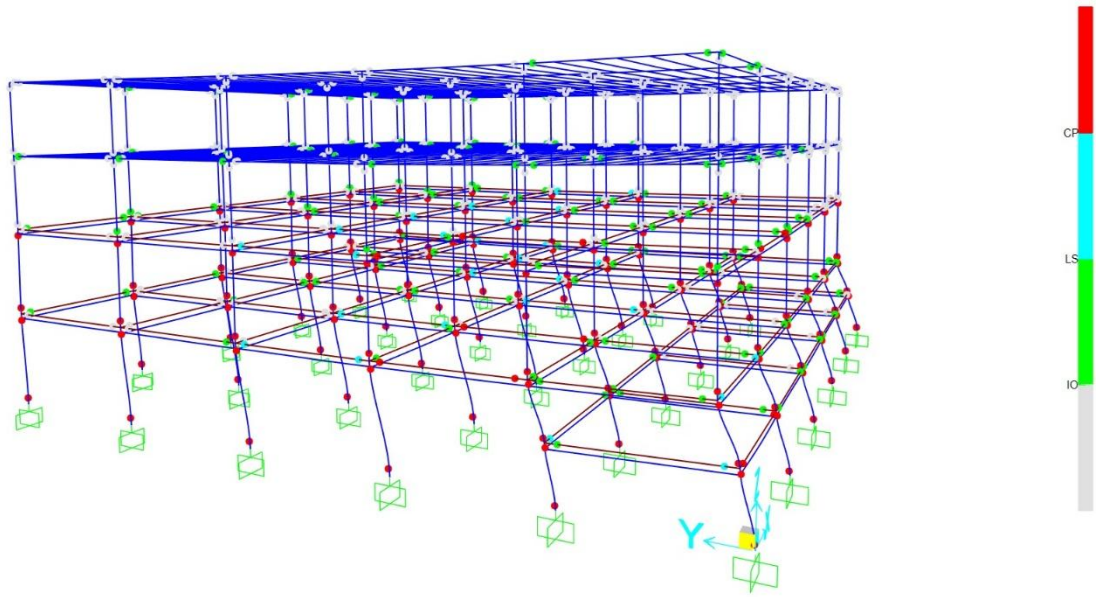
Διέγερση	Μέγιστο IDR	Διεύθυνση	Κρίσιμος όροφος	Μέγιστο $RIDR$	Διεύθυνση	Κρίσιμος όροφος	Παρατήρηση
CH1_g	0,849%	Y	4ος	0,190%	Y	1ος	Ελεγχόμενη απόκριση
CH2_g	14,514%	X	1ος	14,480%	X	1ος	Πολύ μεγάλη παραμένουσα παραμόρφωση
CHT_g	158,569%	Z	1ος	158,569%	Z	1ος	Κατάρρευση



Εικόνα 5.19 - Παραμορφωσιακή κατάσταση φορέα κατά σεισμό CH1_g (υποβαθμισμένο υποστύλωμα)



Εικόνα 5.20 - Παραμορφωσιακή κατάσταση φορέα κατά σεισμό CH2_g (υποβαθμισμένο υποστύλωμα)

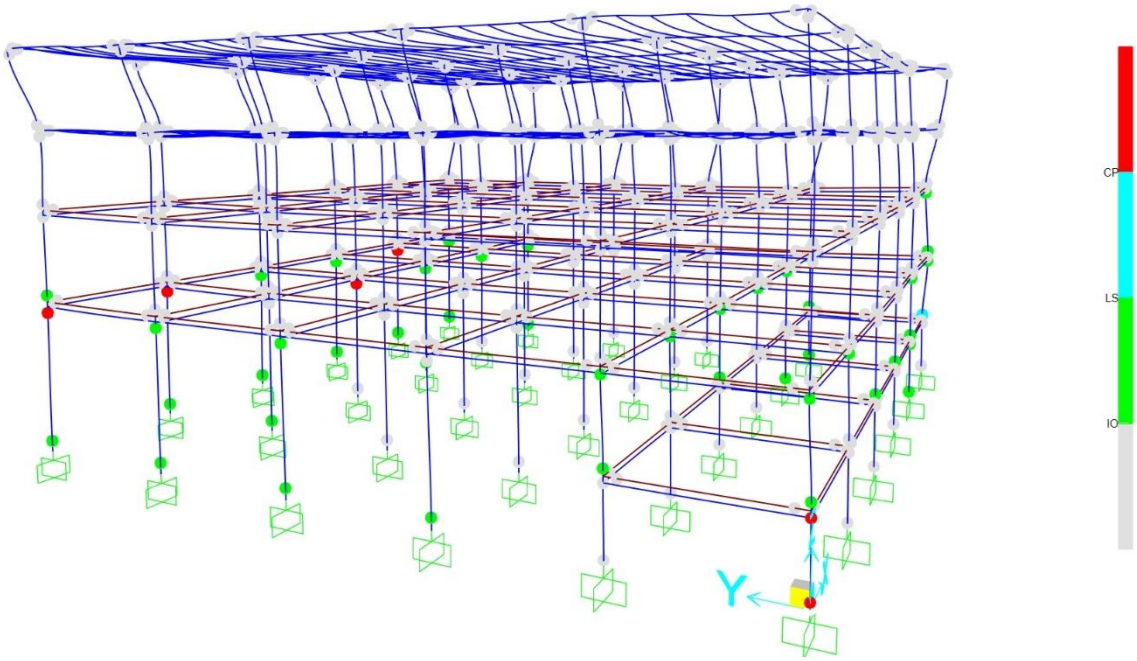


Εικόνα 5.20 - Παραμορφωσιακή κατάσταση φορέα κατά σεισμό CHT_g (υποβαθμισμένο υποστύλωμα)

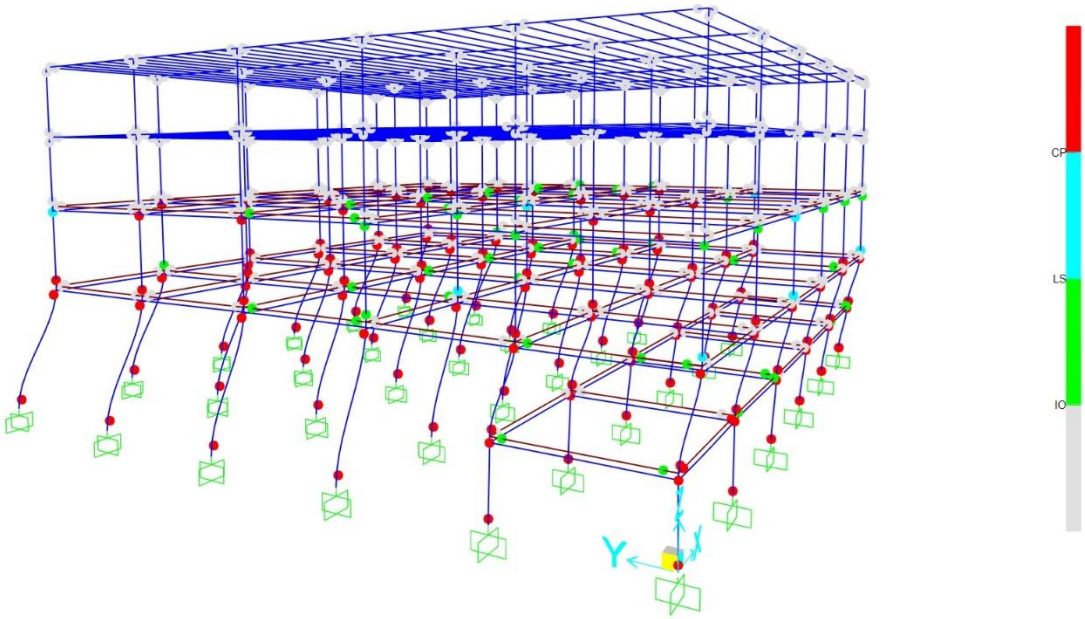
Η ακολουθία **CHT_g** είναι δυσμενέστερη από τα μεμονωμένα γεγονότα, με ακραίες τιμές IDR και RIDR στον 1ο όροφο. Η απόκριση υποδηλώνει κατάρρευση του φορέα.

Πίνακας 5.7 - Ακολουθία CO

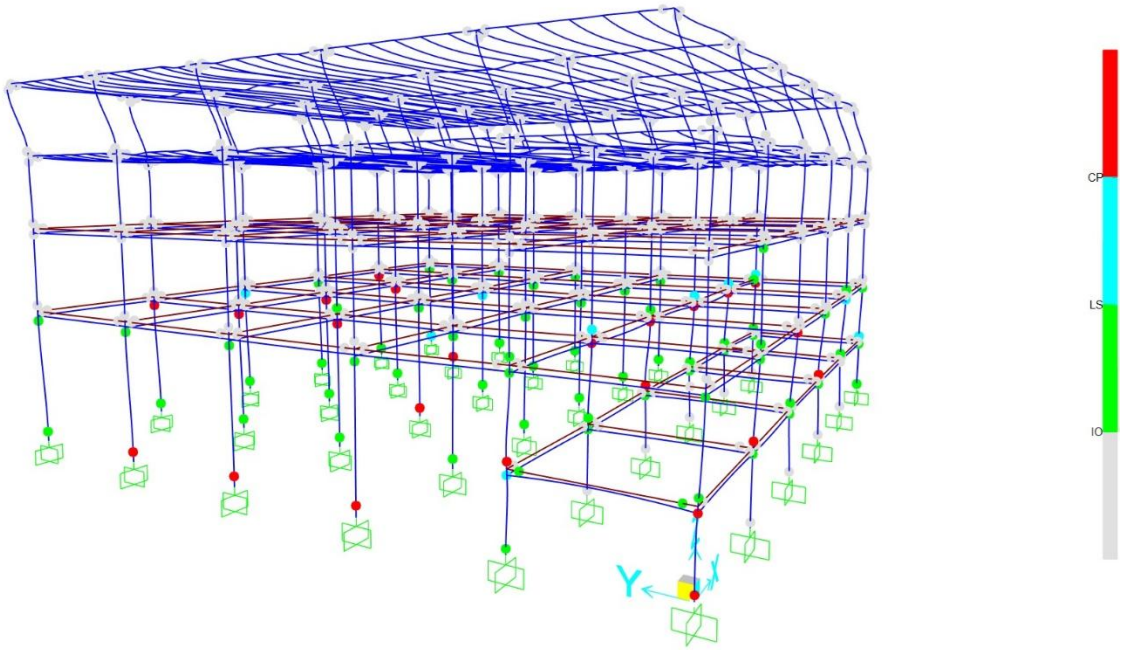
Διέγερση	Μέγιστο IDR	Διεύθυνση	Κρίσιμος όροφος	Μέγιστο $RIDR$	Διεύθυνση	Κρίσιμος όροφος	Παρατήρηση
CO1_g	0,849%	Y	4ος	0,177%	Y	1ος	Ελεγχόμενη απόκριση
CO2_g	64,680%	X	1ος	64,680%	X	1ος	Ακραία παραμόρφωση - Κατάρρευση
COT_g	1,053%	Y	4ος	0,431%	Y	1ος	Αυξημένη παραμένουσα παραμόρφωση



Εικόνα 5.21 - Παραμορφωσιακή κατάσταση φορέα κατά σεισμό CO1_g (υποβαθμισμένο υποστύλωμα)



Εικόνα 5.22 - Παραμορφωσιακή κατάσταση φορέα κατά σεισμό CO2_g (υποβαθμισμένο υποστύλωμα)

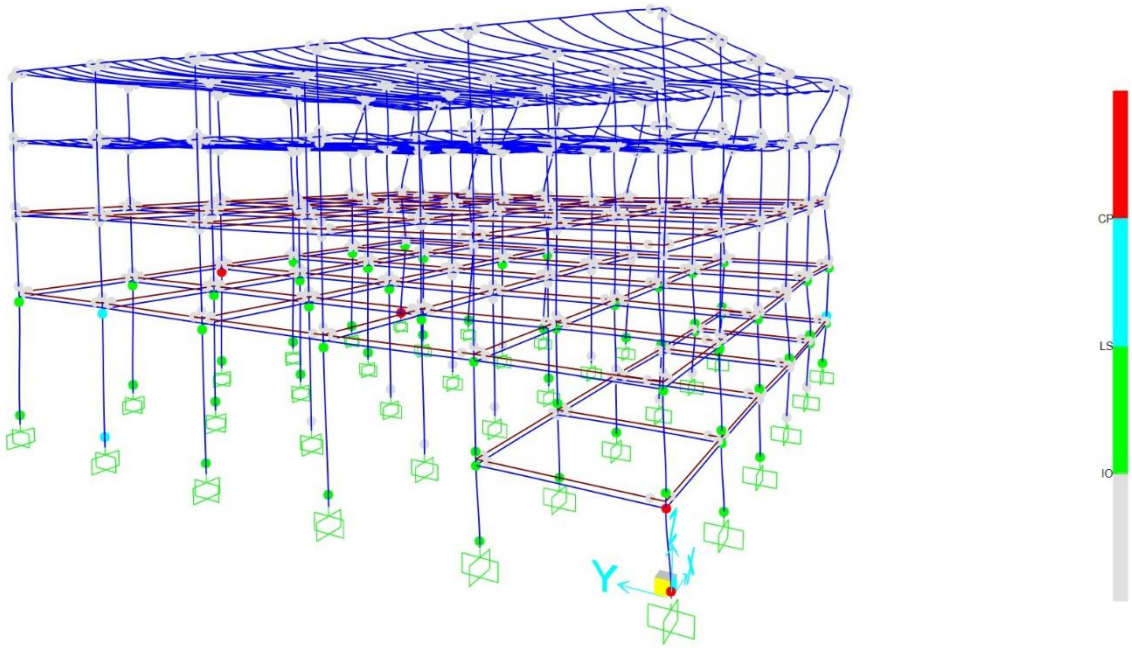


Εικόνα 5.23 - Παραμορφωσιακή κατάσταση φορέα κατά σεισμό COT_g (υποβαθμισμένο υποστύλωμα)

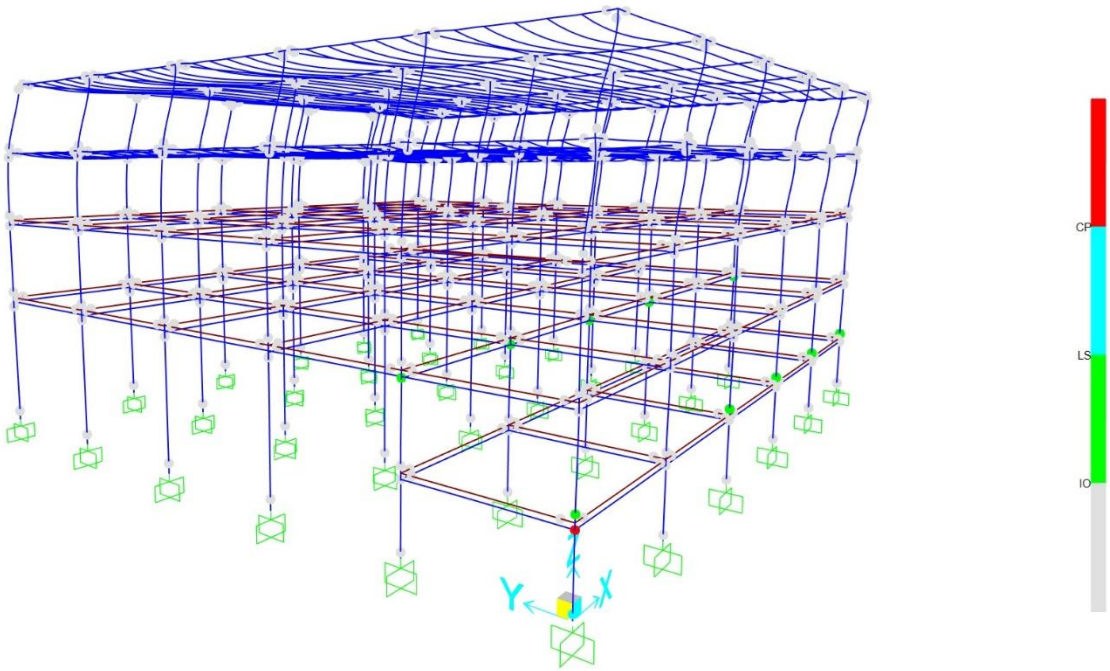
Από το σεισμικό γεγονός **CO**, το **CO2_g** ελέγχει τη δυσμενέστερη απόκριση, με πολύ υψηλές τιμές στον 1ο όροφο. Η συνολική ακολουθία **COT_g** δεν υπερβαίνει το CO2_g, αλλά εμφανίζει αυξημένη παραμένουσα παραμόρφωση.

Πίνακας 5.8 - Ακολουθία IM

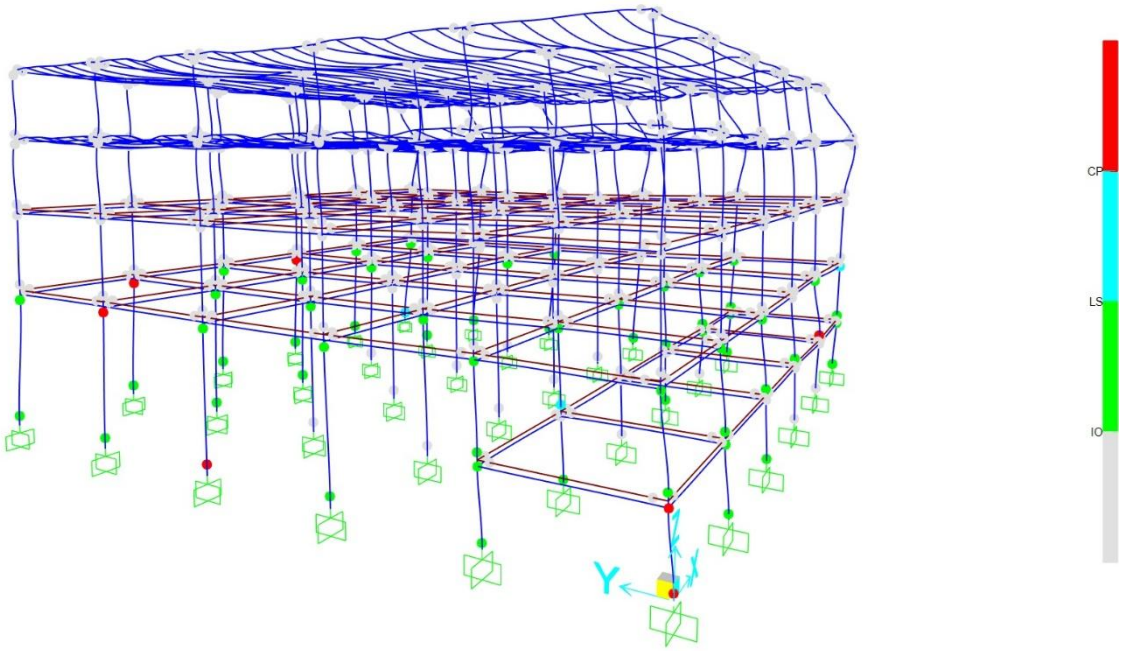
Διέγερση	Μέγιστο IDR	Διεύθυνση	Κρίσιμος όροφος	Μέγιστο $RIDR$	Διεύθυνση	Κρίσιμος όροφος	Παρατήρηση
IM1_g	0,710%	X	4ος	0,150%	Y	1ος	Ελεγχόμενη απόκριση
IM2_g	0,812%	Y	4ος	0,035%	Y	1ος	Περιορισμένη παραμένουσα απόκριση
IMT_g	0,785%	Y	4ος	0,144%	Y	1ος	Ήπια παραμένουσα παραμόρφωση



Εικόνα 5.24 - Παραμορφωσιακή κατάσταση φορέα κατά σεισμό IM1_g (υποβαθμισμένο υποστύλωμα)



Εικόνα 5.25 - Παραμορφωσιακή κατάσταση φορέα κατά σεισμό IM2_g (υποβαθμισμένο υποστύλωμα)

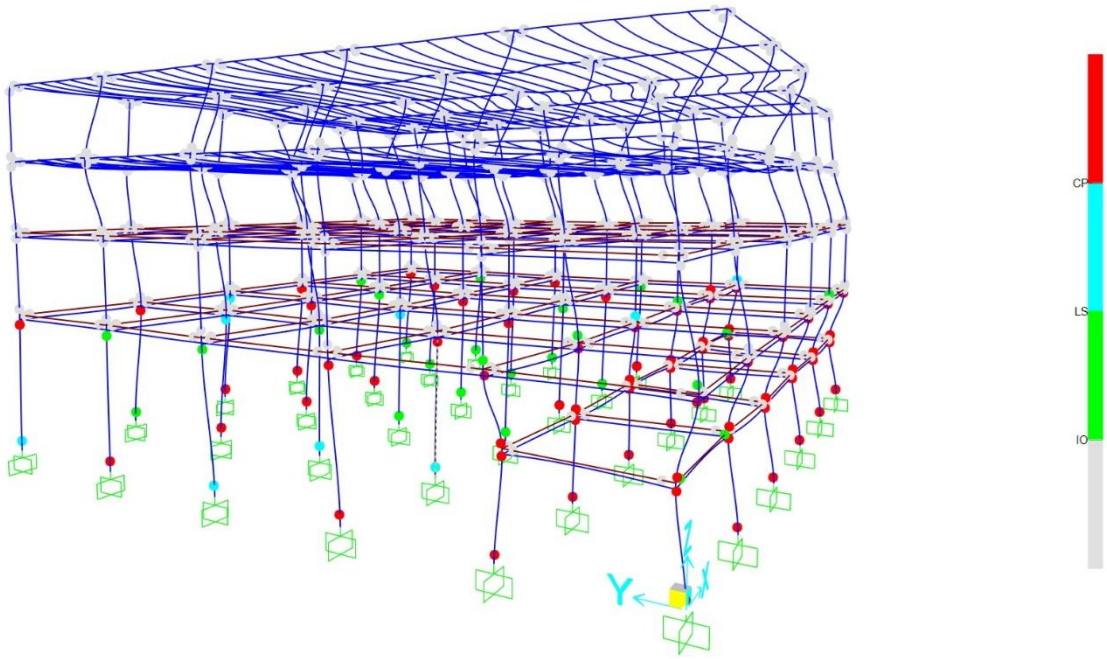


Εικόνα 5.26 - Παραμορφωσιακή κατάσταση φορέα κατά σεισμό IMT_g (υποβαθμισμένο υποστύλωμα)

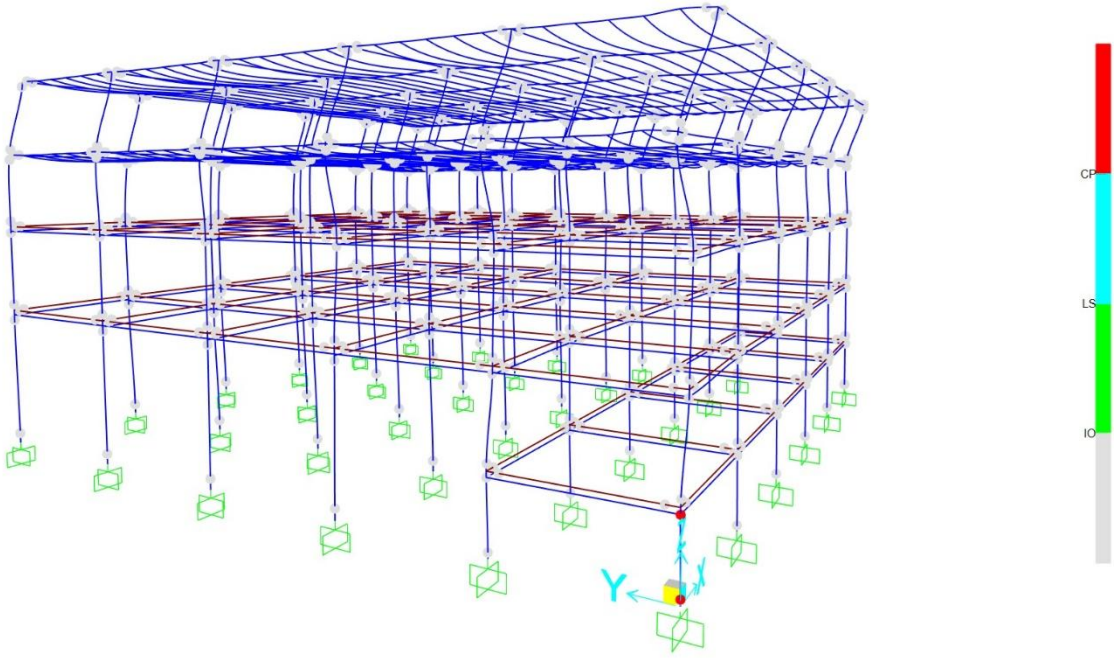
Για το σεισμικό γεγονός **IM**, οι τιμές παραμένουν ελεγχόμενες και η μέγιστη απαίτηση εμφανίζεται κυρίως στον 4ο όροφο. Η συνολική ακολουθία δεν οδηγεί σε σημαντική επιδείνωση σε σχέση με τα μεμονωμένα γεγονότα.

Πίνακας 5.9 - Ακολουθία MA

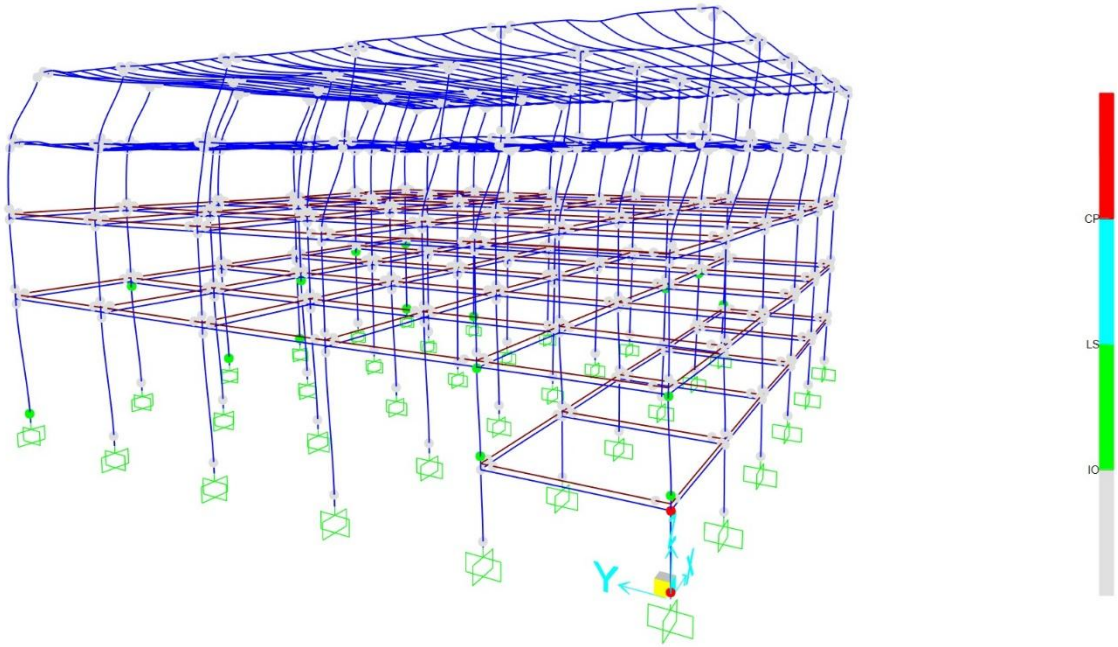
Διέγερση	**Μέγιστο** *IDR*	**Διεύθυνση**	**Κρίσιμος όροφος**	**Μέγιστο** *RIDR*	**Διεύθυνση**	**Κρίσιμος όροφος**	**Παρατήρηση**
MA1_g	1,262%	*Y*	4ος	0,340%	*X*	1ος	Αυξημένη παραμένουσα παραμόρφωση
MA2_g	0,746%	*Y*	4ος	0,007%	*Y*	1ος	Ελεγχόμενη απόκριση
MA3_g	0,783%	*Y*	4ος	0,043%	*Z*	1ος	Περιορισμένη παραμένουσα παραμόρφωση
MA4_g	0,809%	*Y*	4ος	0,044%	*Y*	1ος	Ελεγχόμενη απόκριση
MA5_g	0,749%	*Y*	4ος	0,030%	*Y*	1ος	Ελεγχόμενη απόκριση
MAT_g	152,458%	*Z*	1ος	152,458%	*Z*	1ος	Πρακτική αστάθεια / κατάρρευση



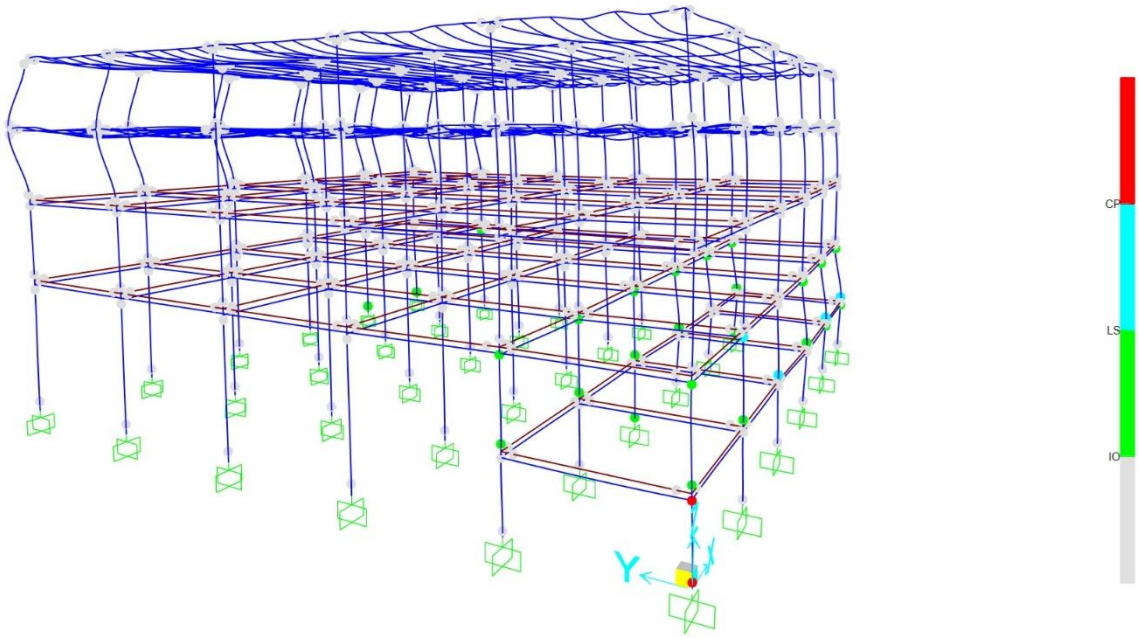
Εικόνα 5.27 - Παραμορφωσιακή κατάσταση φορέα κατά σεισμό MA1_g (υποβαθμισμένο υποστύλωμα)



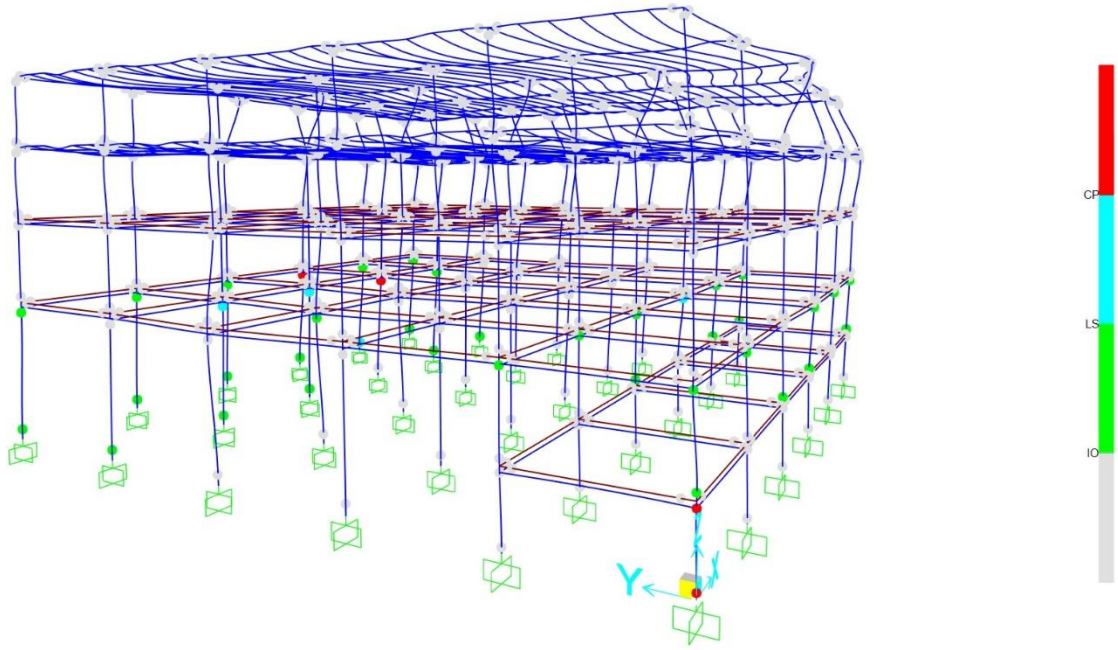
Εικόνα 5.28 - Παραμορφωσιακή κατάσταση φορέα κατά σεισμό MA2_g (υποβαθμισμένο υποστύλωμα)



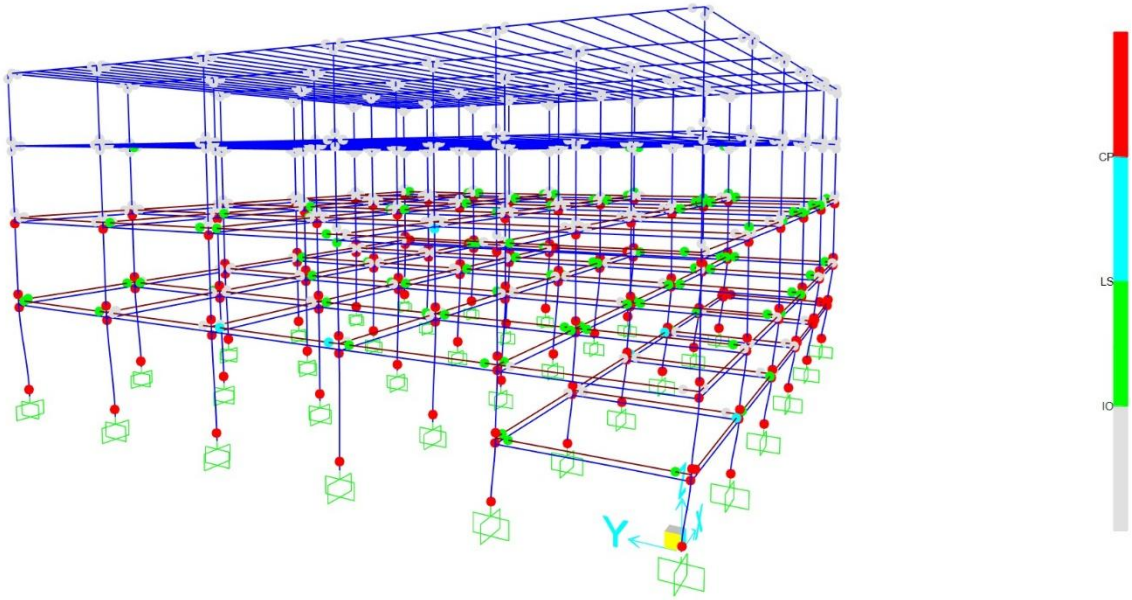
Εικόνα 5.29 - Παραμορφωσιακή κατάσταση φορέα κατά σεισμό MA3_g (υποβαθμισμένο υποστύλωμα)



Εικόνα 5.30 - Παραμορφωσιακή κατάσταση φορέα κατά σεισμό MA4_g (υποβαθμισμένο υποστύλωμα)



Εικόνα 5.31 - Παραμορφωσιακή κατάσταση φορέα κατά σεισμό MA5_g (υποβαθμισμένο υποστύλωμα)

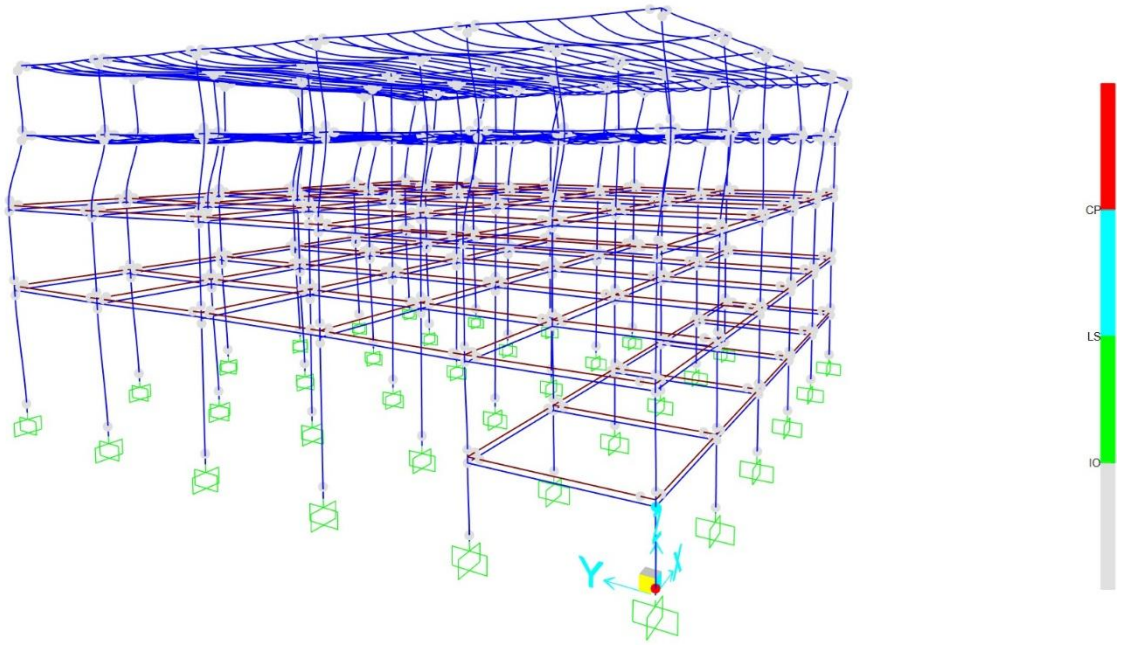


Εικόνα 5.32 - Παραμορφωσιακή κατάσταση φορέα κατά σεισμό MAT_g (υποβαθμισμένο υποστύλωμα)

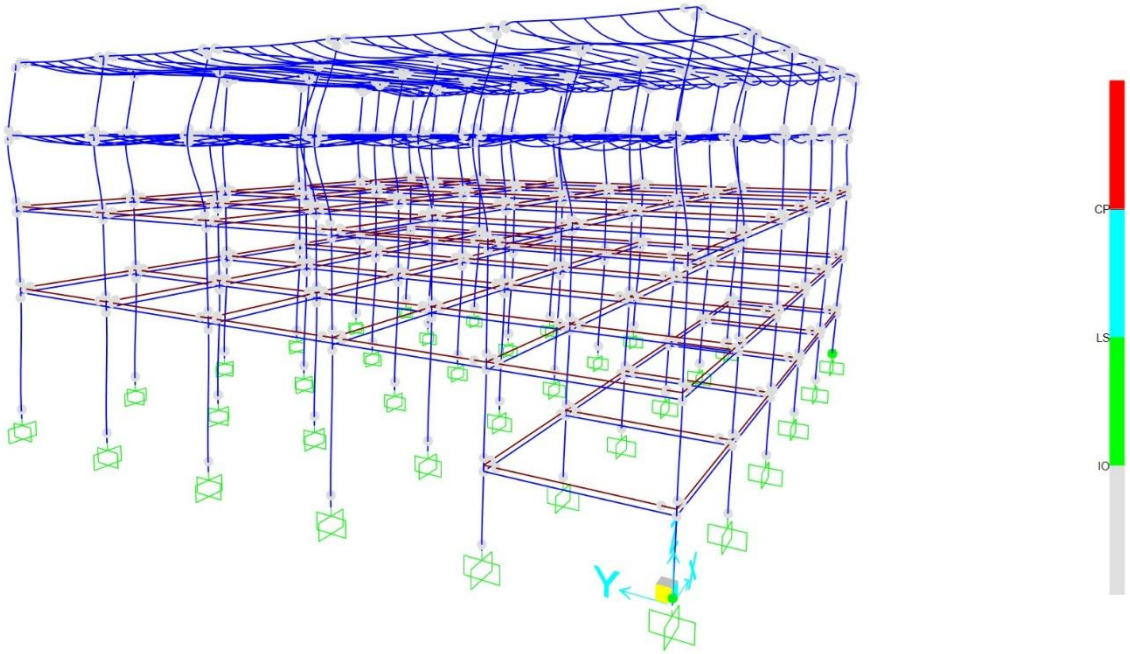
Τα μεμονωμένα γεγονότα εμφανίζουν κυρίως ελεγχόμενη συμπεριφορά, με μέγιστες απαιτήσεις στον 4ο όροφο. Αντίθετα, η συνολική ακολουθία **MAT_g** οδηγεί σε ακραία απόκριση στον 1ο όροφο, γεγονός που υποδηλώνει πρακτικά κατάρρευση.

Πίνακας 5.10 - Ακολουθία WI

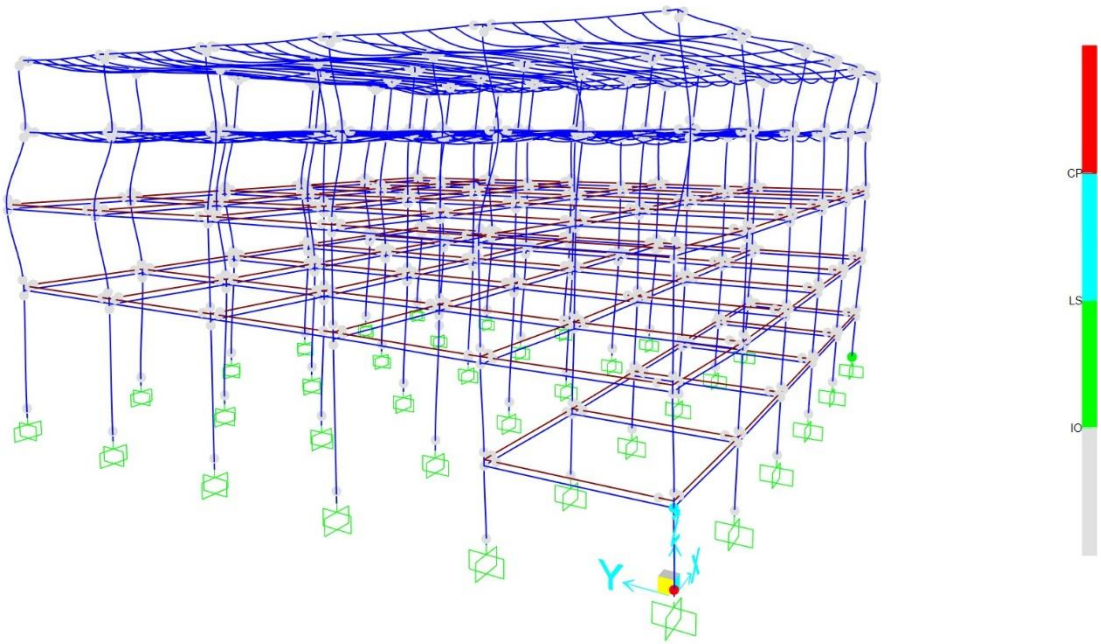
Διέγερση	**Μέγιστο** IDR	**Διεύθυνση**	**Κρίσιμος όροφος**	**Μέγιστο** $RIDR$	**Διεύθυνση**	**Κρίσιμος όροφος**	**Παρατήρηση**
WI1_g	0,403%	X	4ος	0,008%	Y	4ος	Ελεγχόμενη απόκριση
WI2_g	0,433%	X	4ος	0,012%	X	1ος	Ελεγχόμενη απόκριση
WIT_g	0,434%	X	4ος	0,013%	X	1ος	Πολύ μικρή παραμένουσα παραμόρφωση



Εικόνα 5.33 - Παραμορφωσιακή κατάσταση φορέα κατά σεισμό WI1_g (υποβαθμισμένο υποστύλωμα)



Εικόνα 5.34 - Παραμορφωσιακή κατάσταση φορέα κατά σεισμό WI2_g (υποβαθμισμένο υποστύλωμα)



Εικόνα 5.35 - Παραμορφωσιακή κατάσταση φορέα κατά σεισμό WIT_g (υποβαθμισμένο υποστύλωμα)

Για την ακολουθία WI παρουσιάζεται ελεγχόμενη συμπεριφορά στο επίπεδο $SF = g$. Οι μέγιστες τιμές IDR εμφανίζονται στον 4ο όροφο, ενώ οι τιμές $RIDR$ παραμένουν πολύ μικρές.

Συνοπτική αξιολόγηση

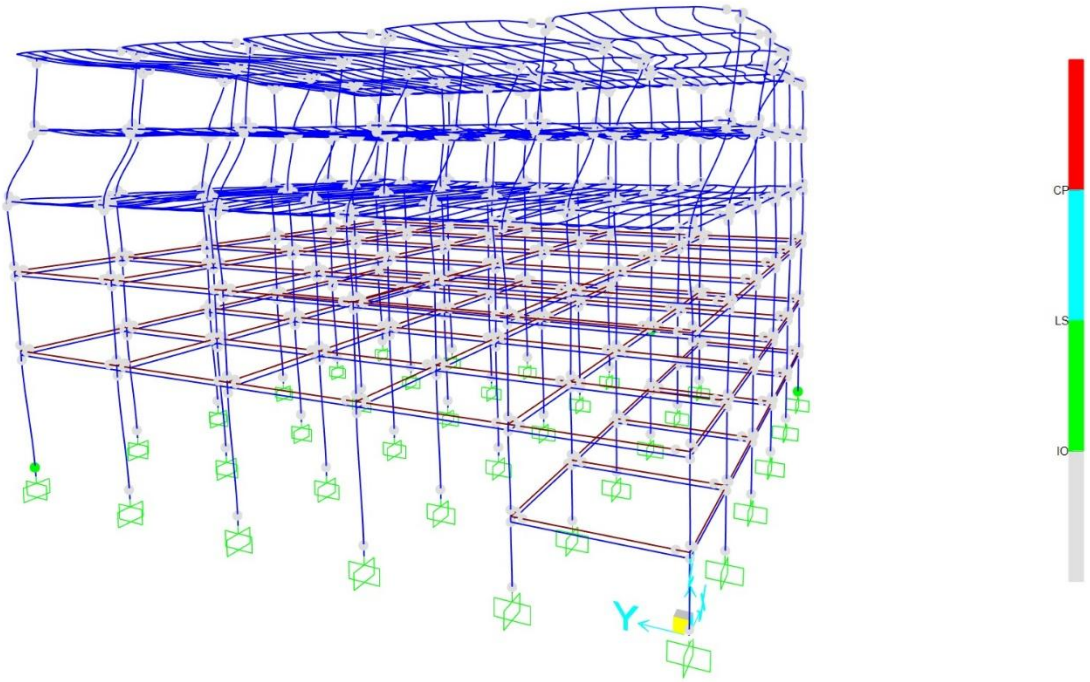
Οι πλέον κρίσιμες περιπτώσεις είναι οι συνολικές ακολουθίες CHT_g και MAT_g, καθώς και το μεμονωμένο γεγονός CO2_g. Οι ακραίες τιμές IDR και $RIDR$ συγκεντρώνονται στον 1ο όροφο, γεγονός που αναδεικνύει την αυξημένη ευπάθεια του υφιστάμενου φορέα Ο/Σ όταν συνυπάρχει τοπικά υποβαθμισμένο υποστύλωμα. Αντίθετα, οι ακολουθίες IM και WI εμφανίζουν σαφώς πιο ελεγχόμενη απόκριση στο αρχικό επίπεδο έντασης.

5.1.3 Φορέας 3όροφης Μεταλλικής Προσθήκης – Σύγκριση Μεμονωμένων Σεισμών

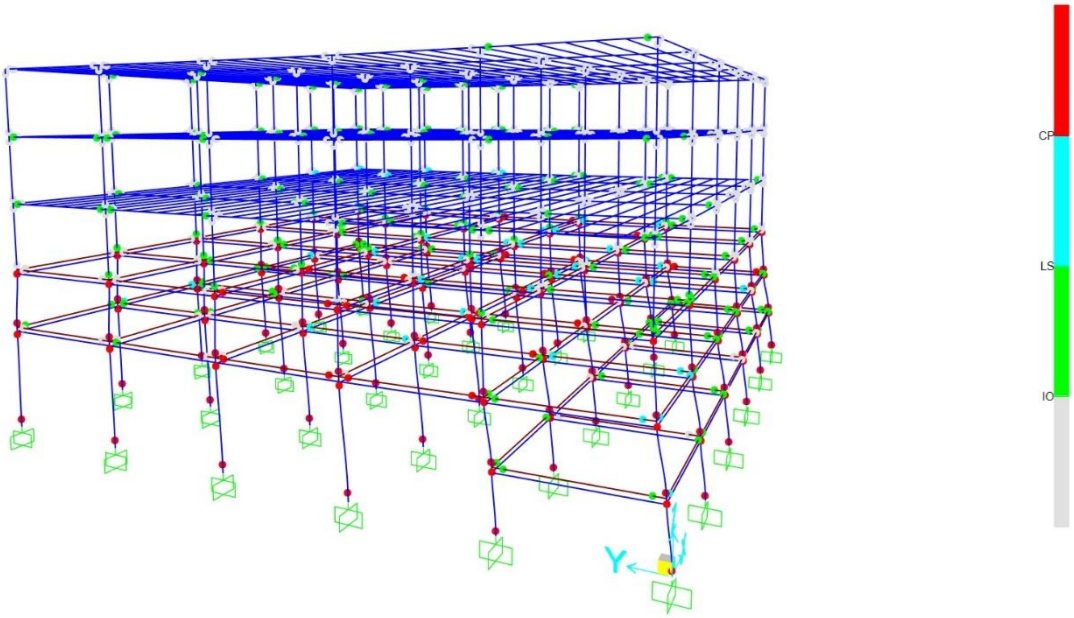
Στην παρούσα υποενότητα εξετάζεται η απόκριση του φορέα με τριώροφη μεταλλική προσθήκη. Η σύγκριση πραγματοποιείται για τα μεμονωμένα σεισμικά γεγονότα και τις αντίστοιχες συνολικές ακολουθίες στο επίπεδο $SF = g$. Για κάθε περίπτωση παρουσιάζεται η δυσμενέστερη τιμή IDR και RDR, η αντίστοιχη διεύθυνση και ο κρίσιμος όροφος.

Πίνακας 5.11 - Ακολουθία CH

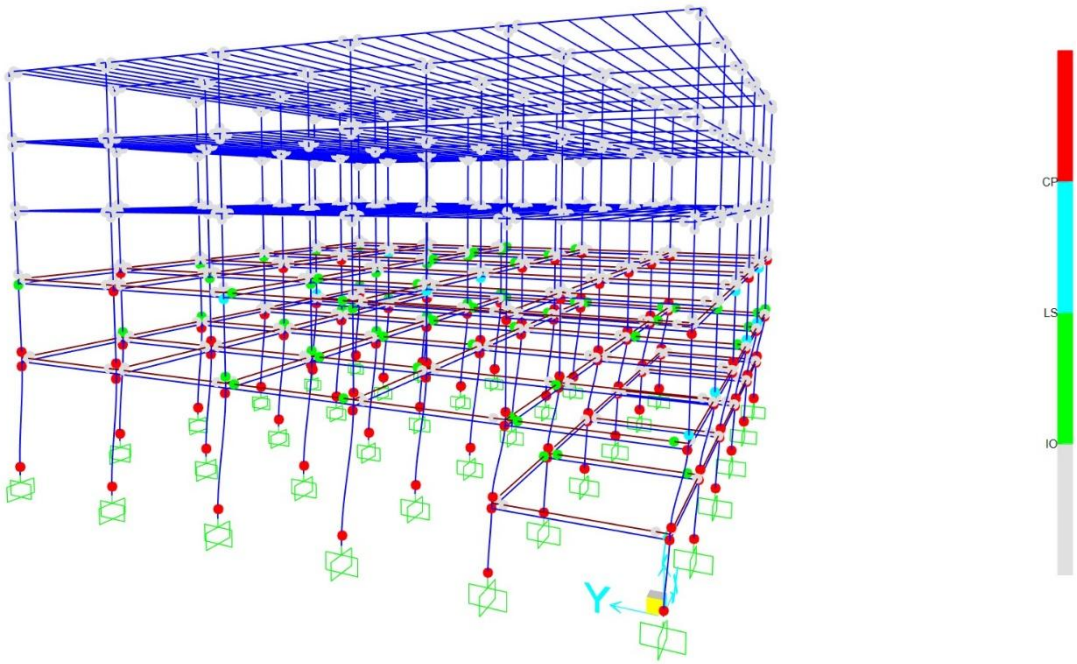
Διέγερση	Μέγιστο IDR	Διεύθυνση	Κρίσιμος όροφος	Μέγιστο $RIDR$	Διεύθυνση	Κρίσιμος όροφος	Παρατήρηση
CH1_g	1,802%	Y	5ος	0,020%	X	4ος	Αυξημένη απαίτηση στην προσθήκη
CH2_g	183,277%	Z	2ος	183,271%	Z	2ος	Πρακτική αστάθεια / κατάρρευση
CHT_g	62,937%	Y	1ος	62,937%	Y	1ος	Ακραία μη ανακτήσιμη απόκριση



Εικόνα 5.36 - Παραμορφωσιακή κατάσταση φορέα κατά σεισμό CH1_g



Εικόνα 5.37 - Παραμορφωσιακή κατάσταση φορέα κατά σεισμό CH2_g

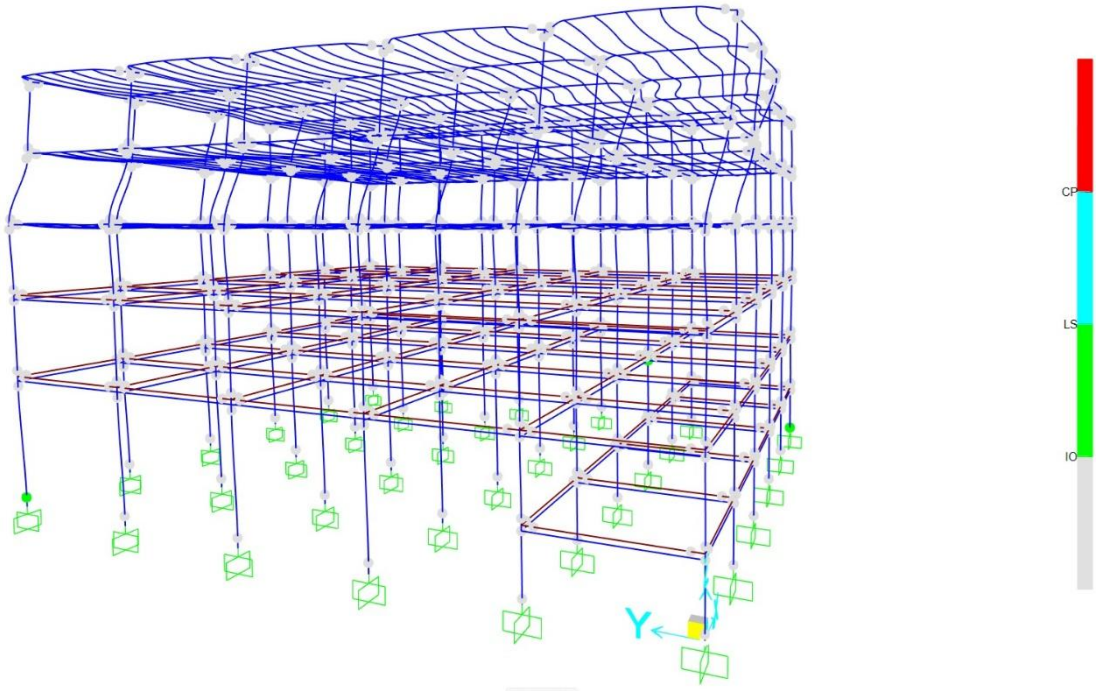


Εικόνα 5.38 - Παραμορφωσιακή κατάσταση φορέα κατά σεισμό CHT_g

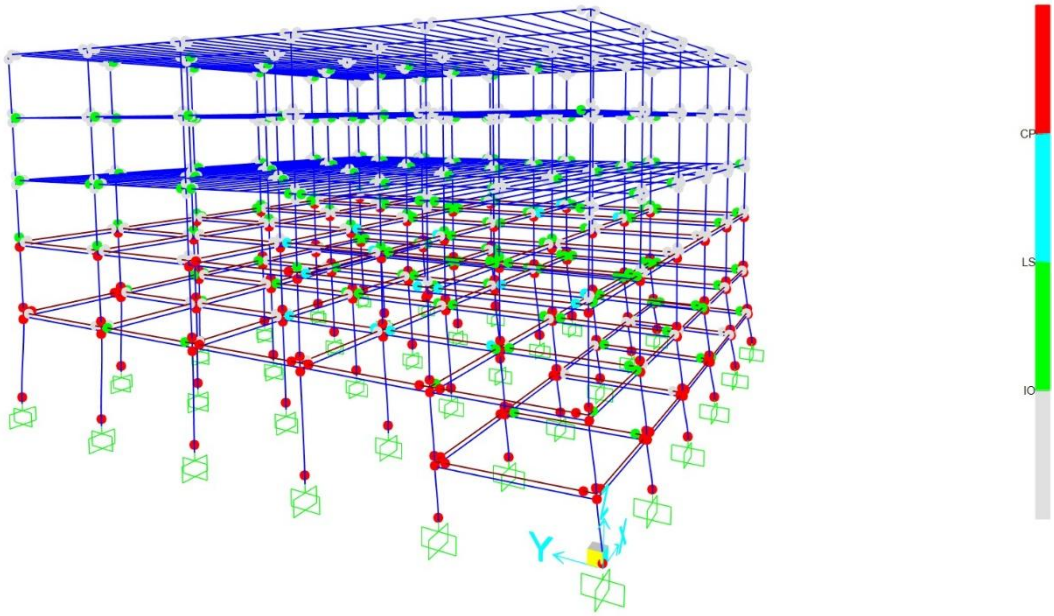
Στην ακολουθία **CH**, το **CH2_g** είναι το δυσμενέστερο μεμονωμένο γεγονός, με ακραίες τιμές στον 2ο όροφο. Η συνολική ακολουθία **CHT_g** οδηγεί επίσης σε πολύ μεγάλη μη ανακτήσιμη παραμόρφωση στον 1ο όροφο.

Πίνακας 5.12 - Ακολουθία CO

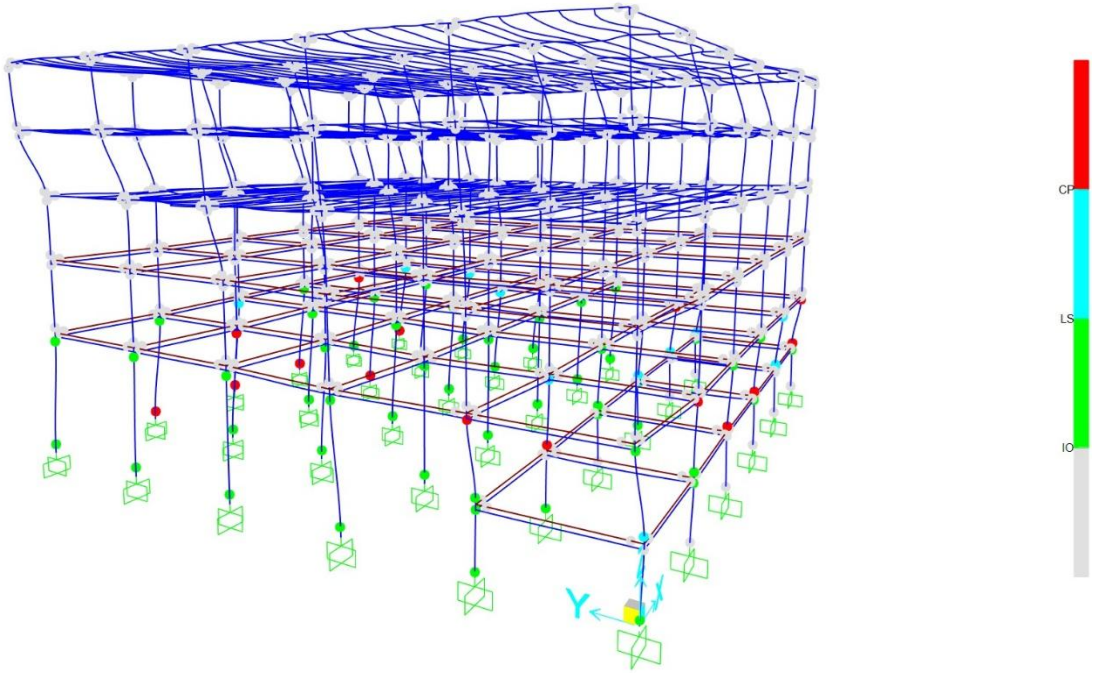
Διέγερση	Μέγιστο IDR	Διεύθυνση	Κρίσιμος όροφος	Μέγιστο $RIDR$	Διεύθυνση	Κρίσιμος όροφος	Παρατήρηση
CO1_g	1,802%	Y	5ος	0,020%	X	4ος	Αυξημένη απαίτηση στην προσθήκη
CO2_g	131,832%	Z	1ος	123,083%	Z	1ος	Πρακτική αστάθεια / κατάρρευση
COT_g	0,956%	X	4ος	0,668%	X	1ος	Αυξημένη παραμένουσα παραμόρφωση



Εικόνα 5.39 - Παραμορφωσιακή κατάσταση φορέα κατά σεισμό CO1_g



Εικόνα 5.40 - Παραμορφωσιακή κατάσταση φορέα κατά σεισμό CO2_g

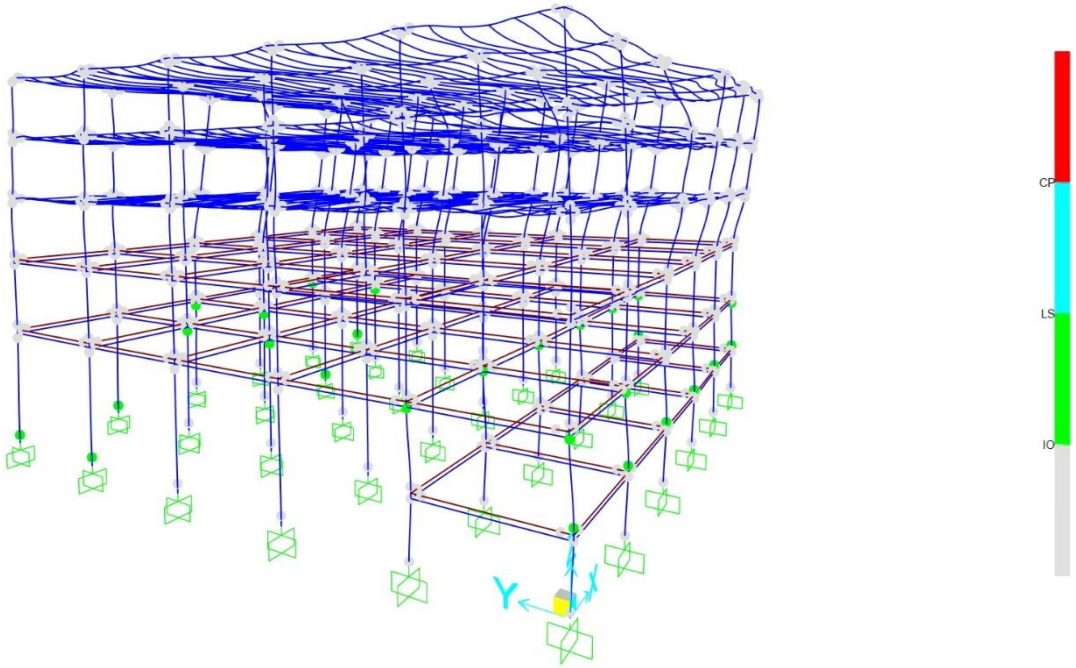


Εικόνα 5.41 - Παραμορφωσιακή κατάσταση φορέα κατά σεισμό COT_g

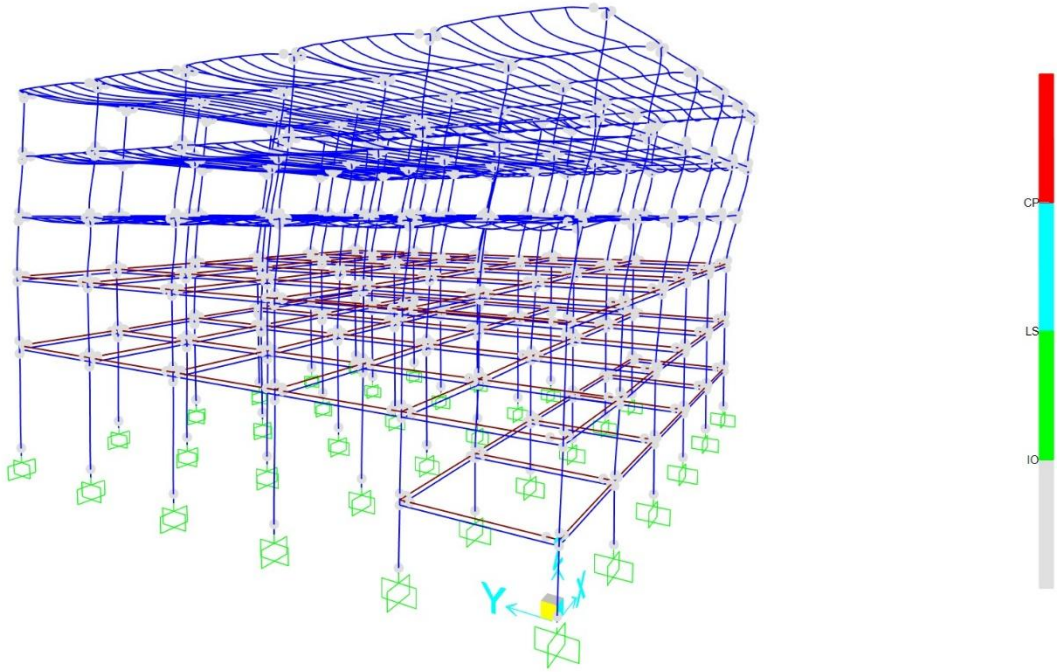
Στην ακολουθία **CO**, το **CO2_g** κυριαρχεί ως δυσμενέστερο γεγονός, με πολύ υψηλές τιμές IDR και $RIDR$ στον 1ο όροφο. Η συνολική ακολουθία **COT_g** είναι σημαντικά ηπιότερη ως προς το IDR, αλλά εμφανίζει αυξημένη παραμένουσα παραμόρφωση στον 1ο όροφο.

Πίνακας 5.13 - Ακολουθία IM

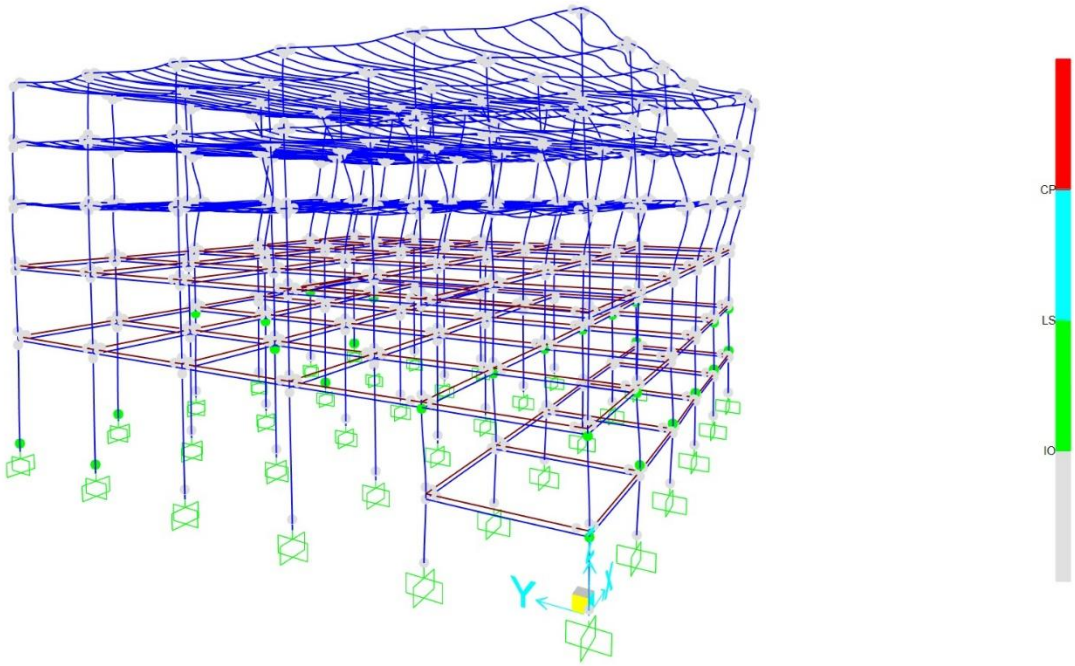
Διέγερση	Μέγιστο IDR	Διεύθυνση	Κρίσιμος όροφος	Μέγιστο $RIDR$	Διεύθυνση	Κρίσιμος όροφος	Παρατήρηση
IM1_g	0,815%	X	4ος	0,103%	Y	1ος	Ελεγχόμενη απόκριση
IM2_g	0,751%	Y	4ος	0,031%	Y	4ος	Περιορισμένη παραμένουσα παραμόρφωση
IMT_g	0,813%	X	4ος	0,101%	Y	1ος	Ελεγχόμενη απόκριση



Εικόνα 5.42 - Παραμορφωσιακή κατάσταση φορέα κατά σεισμό IM1_g



Εικόνα 5.43 - Παραμορφωσιακή κατάσταση φορέα κατά σεισμό IM2_g

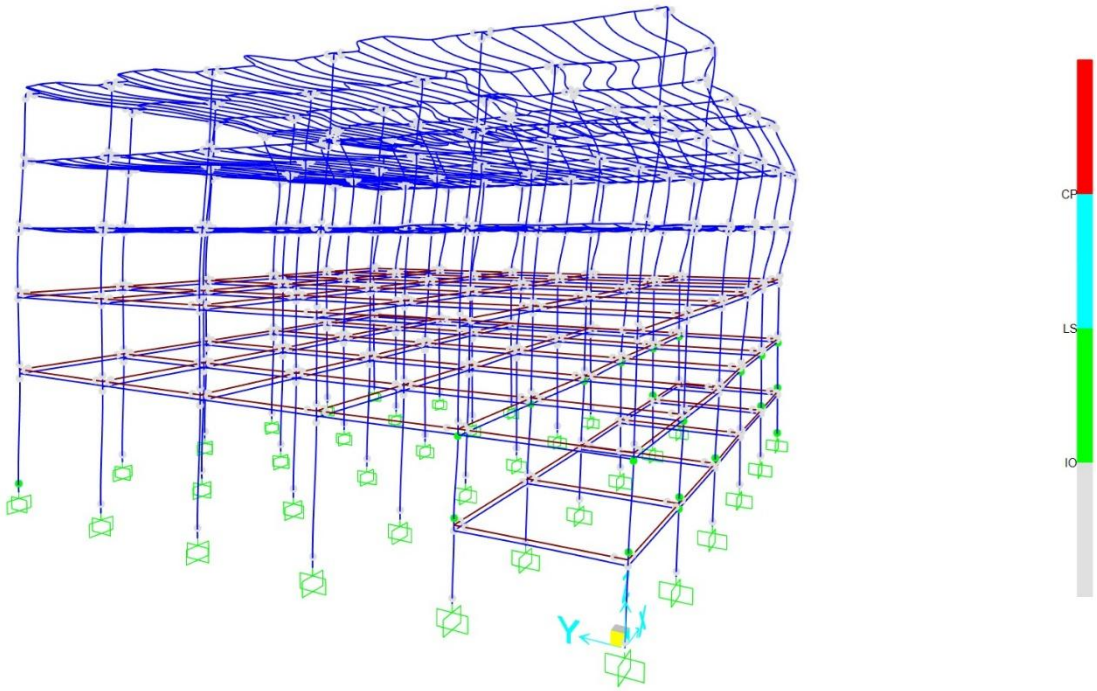


Εικόνα 5.44 - Παραμορφωσιακή κατάσταση φορέα κατά σεισμό IMT_g

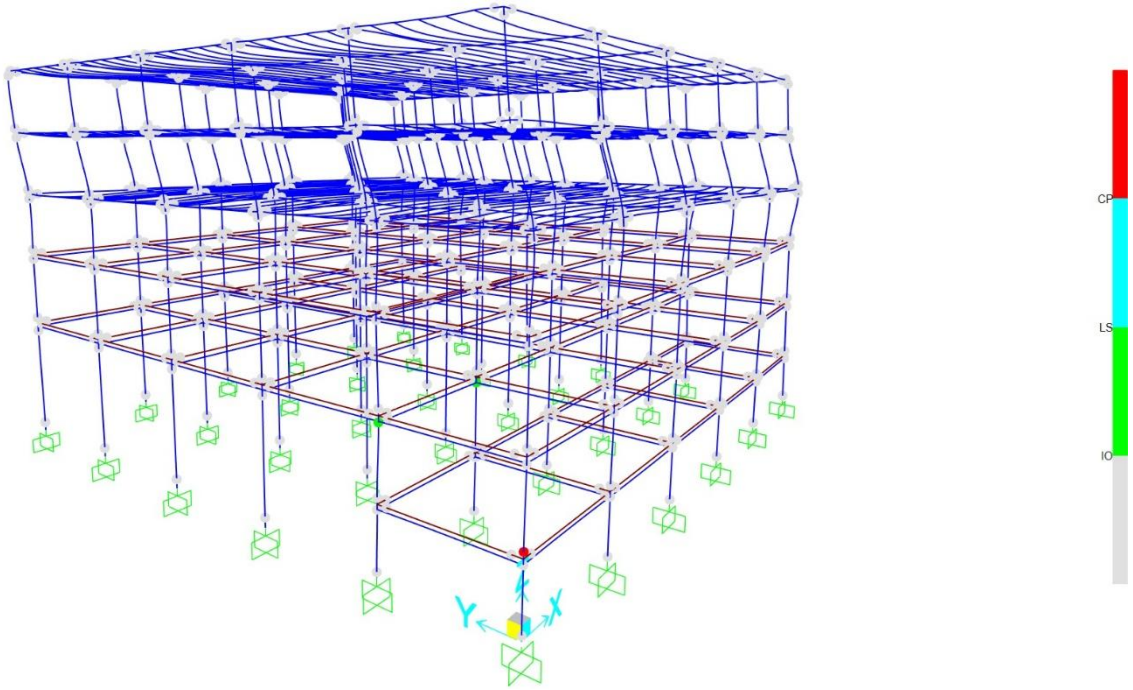
Για την ακολουθία **IM**, οι τιμές IDRκαι $RIDR$ παραμένουν σε ελεγχόμενα επίπεδα. Η συνολική ακολουθία **IMT_g** δεν προκαλεί ουσιαστική επιδείνωση σε σχέση με τα μεμονωμένα γεγονότα.

Πίνακας 5.14 - Ακολουθία MA

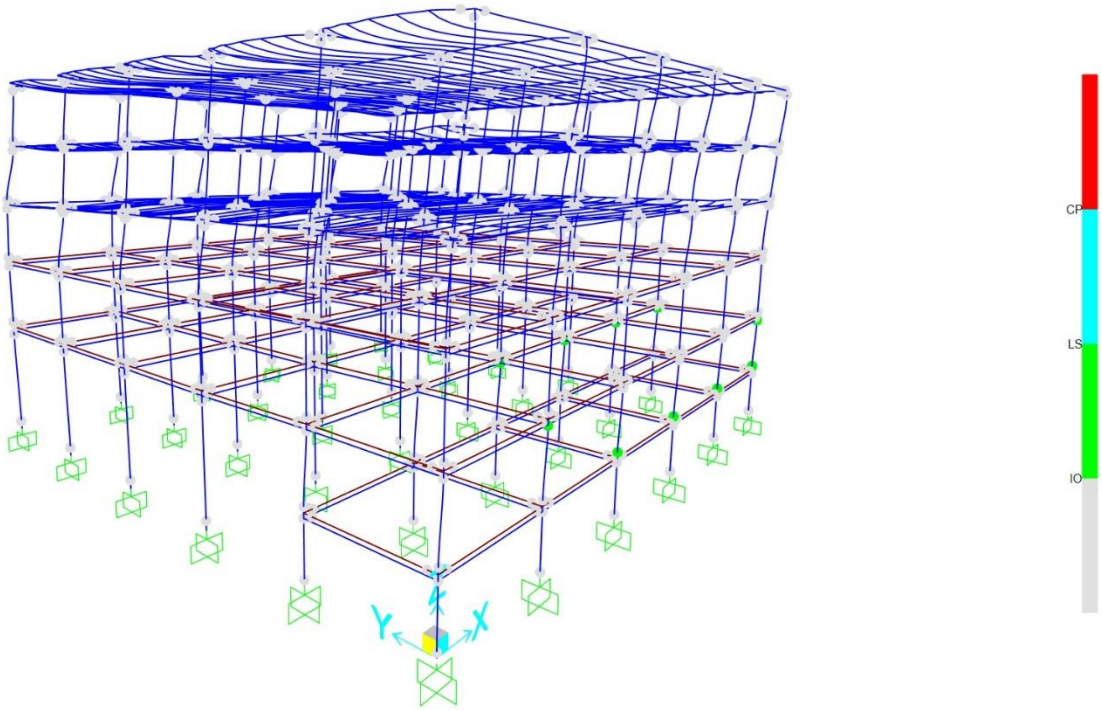
Διέγερση	**Μέγιστο** IDR	**Διεύθυνση**	**Κρίσιμος όροφος**	**Μέγιστο** $RIDR$	**Διεύθυνση**	**Κρίσιμος όροφος**	**Παρατήρηση**
MA1_g	0,976%	Y	4ος	0,012%	Z	1ος	Ελεγχόμενη απόκριση
MA2_g	0,832%	Y	4ος	0,013%	Y	4ος	Ελεγχόμενη απόκριση
MA3_g	0,960%	Y	4ος	0,007%	Y	1ος	Περιορισμένη παραμένουσα παραμόρφωση
MA4_g	0,670%	Y	4ος	0,025%	X	1ος	Ελεγχόμενη απόκριση
MA5_g	0,765%	Y	4ος	0,023%	Y	4ος	Ελεγχόμενη απόκριση
MAT_g	0,975%	Y	4ος	0,042%	Y	1ος	Ήπια παραμένουσα παραμόρφωση



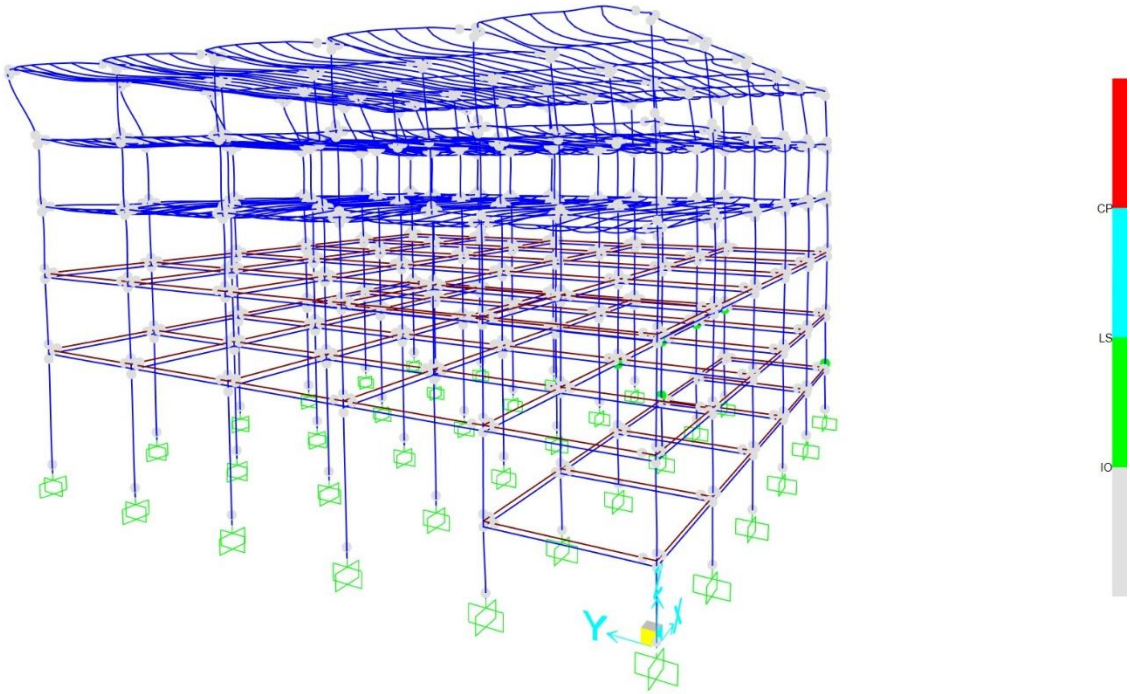
Εικόνα 5.45 - Παραμορφωσιακή κατάσταση φορέα κατά σεισμό MA1_g



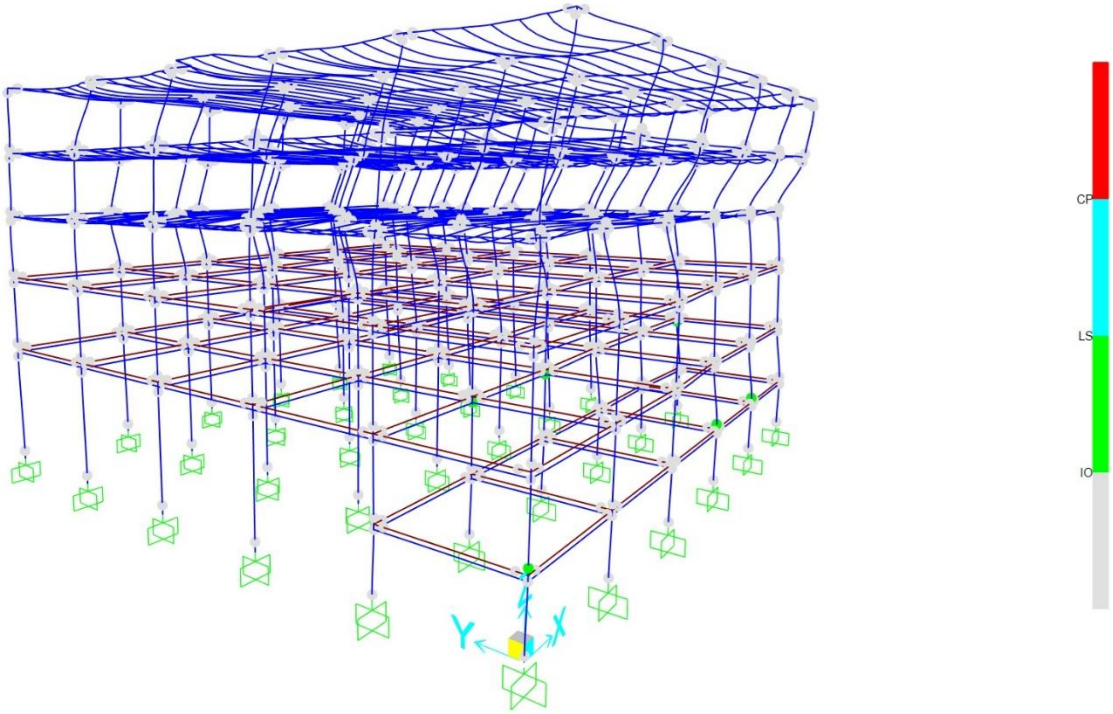
Εικόνα 5.46 - Παραμορφωσιακή κατάσταση φορέα κατά σεισμό MA2_g



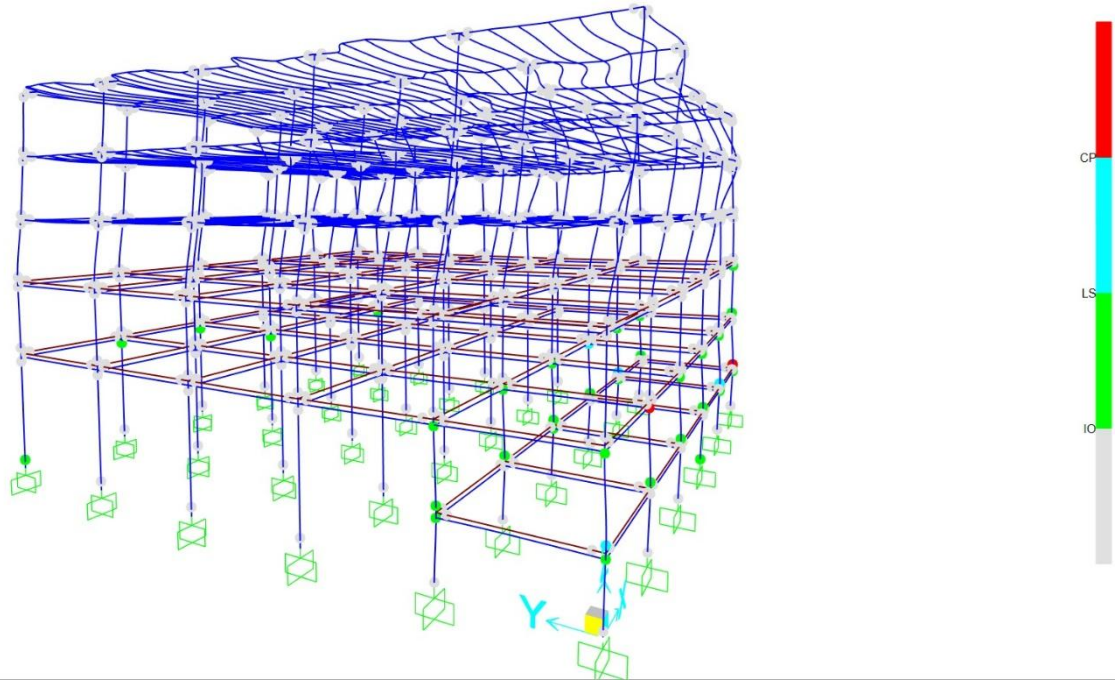
Εικόνα 5.47 - Παραμορφωσιακή κατάσταση φορέα κατά σεισμό MA3_g



Εικόνα 5.48 - Παραμορφωσιακή κατάσταση φορέα κατά σεισμό MA4_g



Εικόνα 5.49 - Παραμορφωσιακή κατάσταση φορέα κατά σεισμό MA5_g

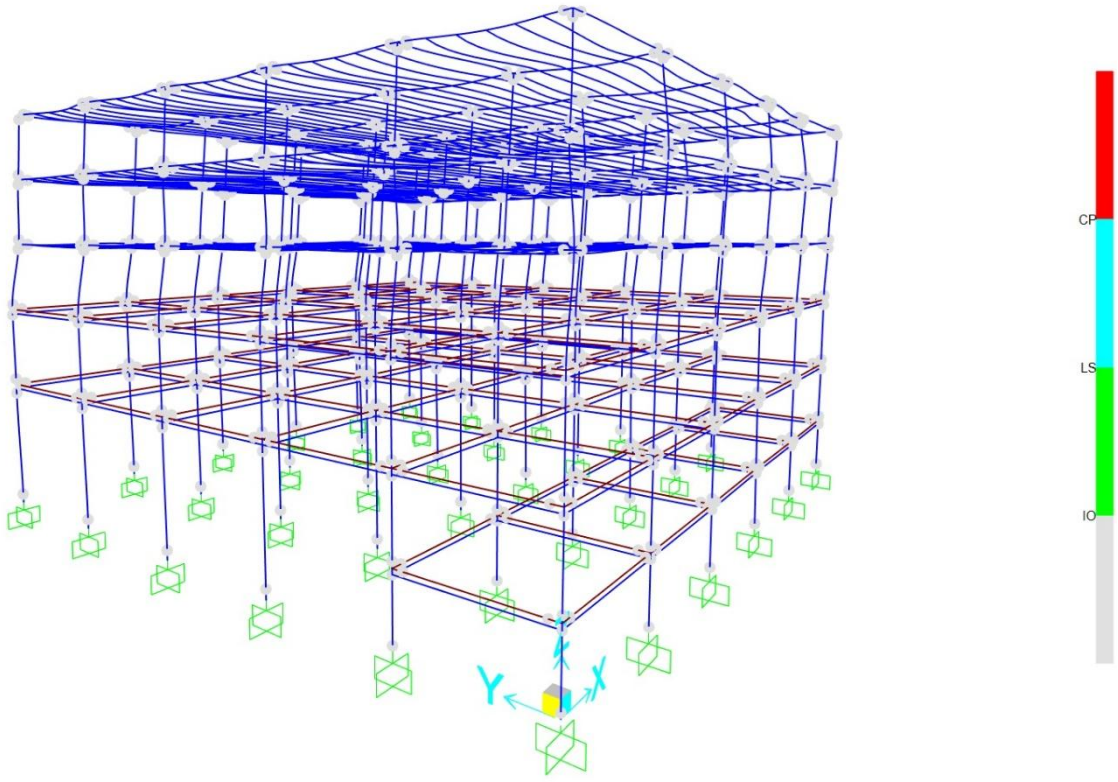


Εικόνα 5.50 - Παραμορφωσιακή κατάσταση φορέα κατά σεισμό MAT_g

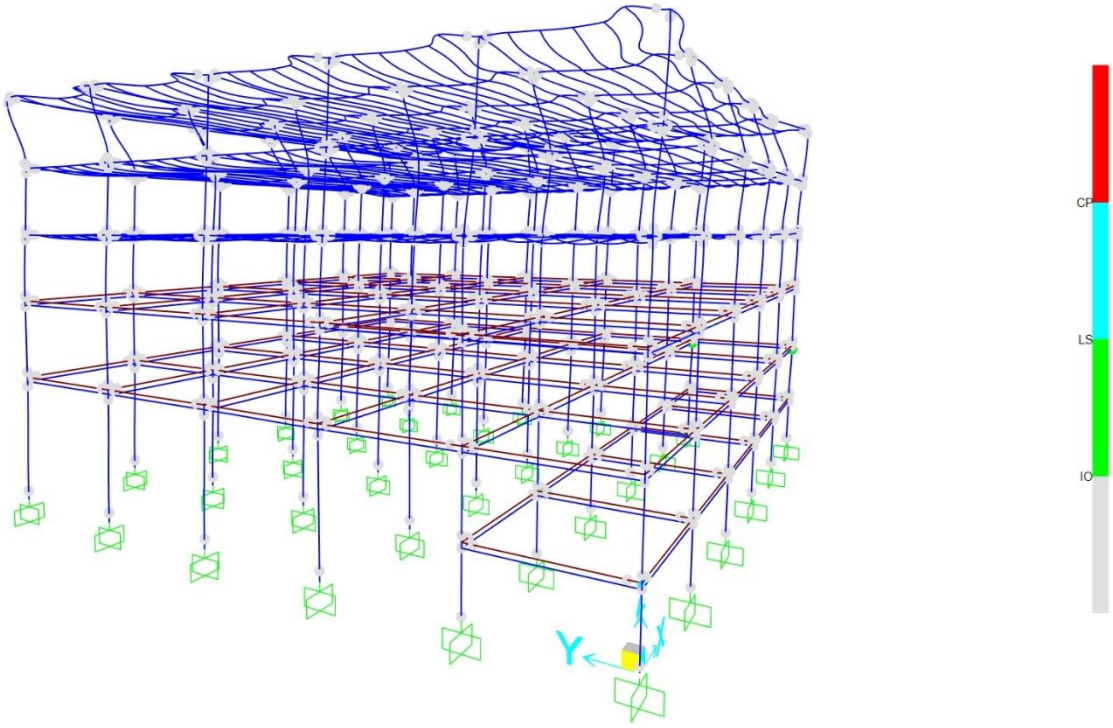
Στην ακολουθία **ΜΑ**, τόσο τα μεμονωμένα γεγονότα όσο και η συνολική ακολουθία εμφανίζουν ελεγχόμενη εικόνα απόκρισης. Οι μέγιστες τιμές IDR συγκεντρώνονται κυρίως στον 4ο όροφο, ενώ οι τιμές $RIDR$ παραμένουν χαμηλές.

Πίνακας 5.15 - Ακολουθία WI

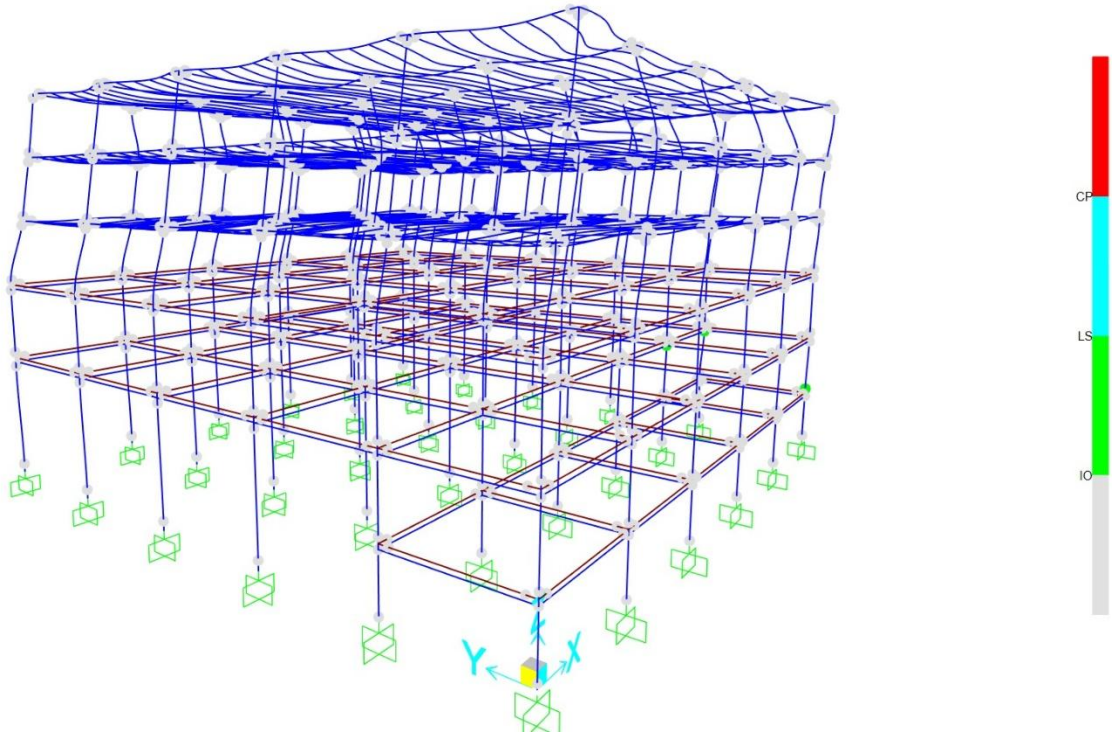
Διέγερση	Μέγιστο IDR	Διεύθυνση	Κρίσιμος όροφος	Μέγιστο $RIDR$	Διεύθυνση	Κρίσιμος όροφος	Παρατήρηση
WI1_g	0,789%	X	4ος	0,010%	Y	4ος	Ελεγχόμενη απόκριση
WI2_g	0,412%	Y	4ος	0,042%	Y	4ος	Περιορισμένη υπολειπόμενη απόκριση
WIT_g	0,789%	X	4ος	0,005%	Y	5ος	Πολύ μικρή υπολειπόμενη απόκριση



Εικόνα 5.51 - Παραμορφωσιακή κατάσταση φορέα κατά σεισμό WI1_g



Εικόνα 5.52 - Παραμορφωσιακή κατάσταση φορέα κατά σεισμό WI2_g



Εικόνα 5.53 - Παραμορφωσιακή κατάσταση φορέα κατά σεισμό WIT_g

Η ακολουθία **WI** παρουσιάζει ελεγχόμενη συμπεριφορά στο επίπεδο $SF = g$. Οι μέγιστες τιμές IDR εμφανίζονται στον 4ο όροφο, ενώ οι υπολειπόμενες τιμές $RIDR$ παραμένουν πολύ μικρές.

Συνοπτική αξιολόγηση

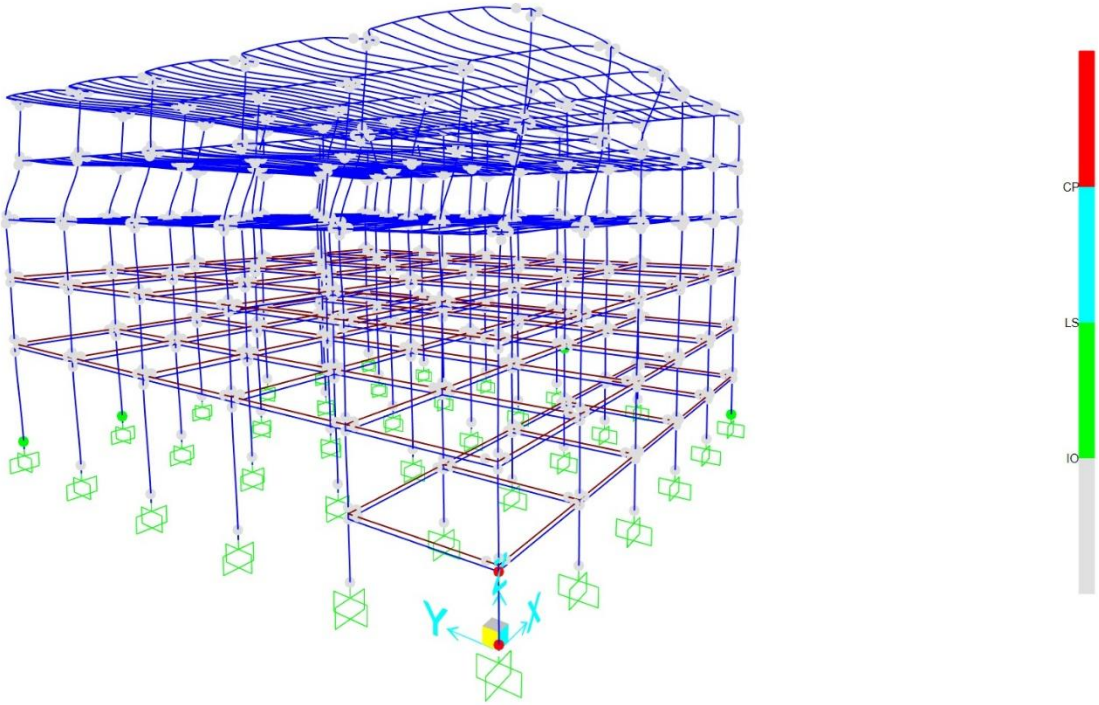
Οι πλέον κρίσιμες περιπτώσεις στο επίπεδο $SF = g$είναι τα γεγονότα CH2_g, CHT_g και CO2_g, τα οποία οδηγούν σε ακραίες μη ανακτήσιμες παραμορφώσεις και ένδειξη πρακτικής αστάθειας. Αντίθετα, οι σεισμικές ακολουθίες IM, MA και WI εμφανίζουν σαφώς πιο ελεγχόμενη απόκριση. Σε αρκετές μη κρίσιμες περιπτώσεις, η μέγιστη απαίτηση συγκεντρώνεται στους ανώτερους ορόφους της μεταλλικής προσθήκης, ενώ στις κρίσιμες περιπτώσεις η βλάβη μεταφέρεται στους κατώτερους ορόφους του υφιστάμενου φορέα Ο/Σ.

5.1.4 Φορέας 3όροφης Μεταλλικής Προσθήκης & Υποβαθμισμένου Υποστυλώματος – Σύγκριση Μεμονωμένων Σεισμών και Συνολικών Σεισμικών Ακολουθιών

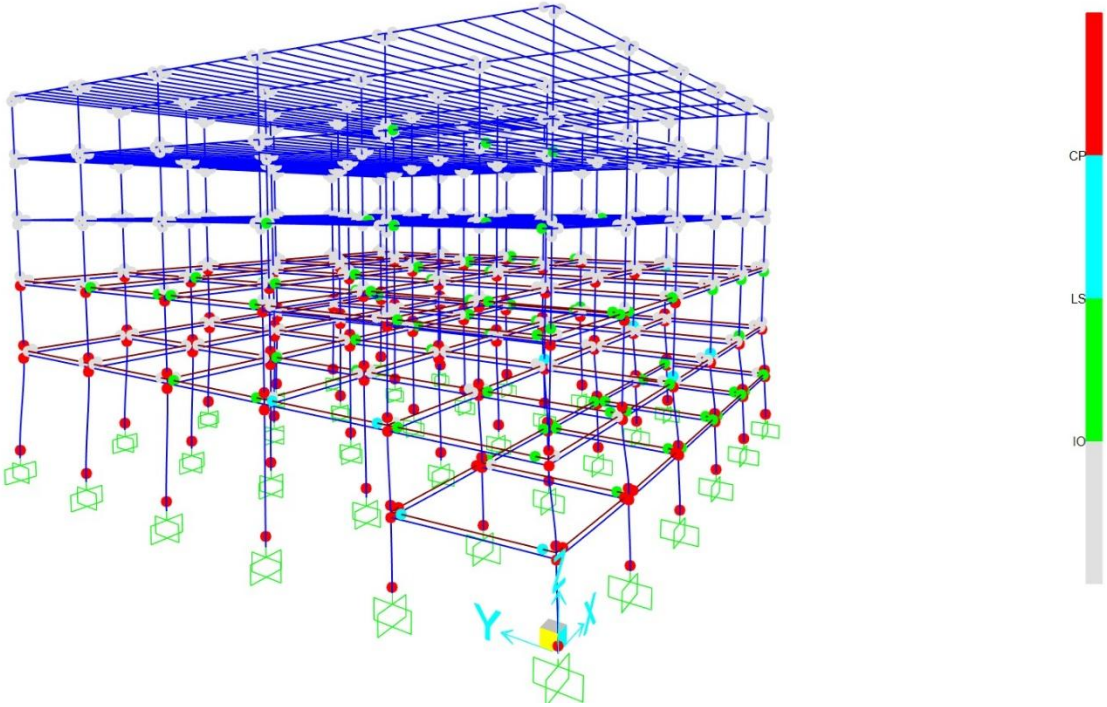
Στην παρούσα υποενότητα εξετάζεται η απόκριση του φορέα με τριώροφη μεταλλική προσθήκη και υποβαθμισμένο υποστύλωμα στο ισόγειο. Η σύγκριση πραγματοποιείται για τα μεμονωμένα σεισμικά γεγονότα και τις αντίστοιχες συνολικές ακολουθίες στο επίπεδο έντασης $SF = g$. Για κάθε περίπτωση παρουσιάζεται η δυσμενέστερη τιμή IDR και $RIDR$, η αντίστοιχη διεύθυνση και ο κρίσιμος όροφος.

Πίνακας 5.16 - Ακολουθία CH

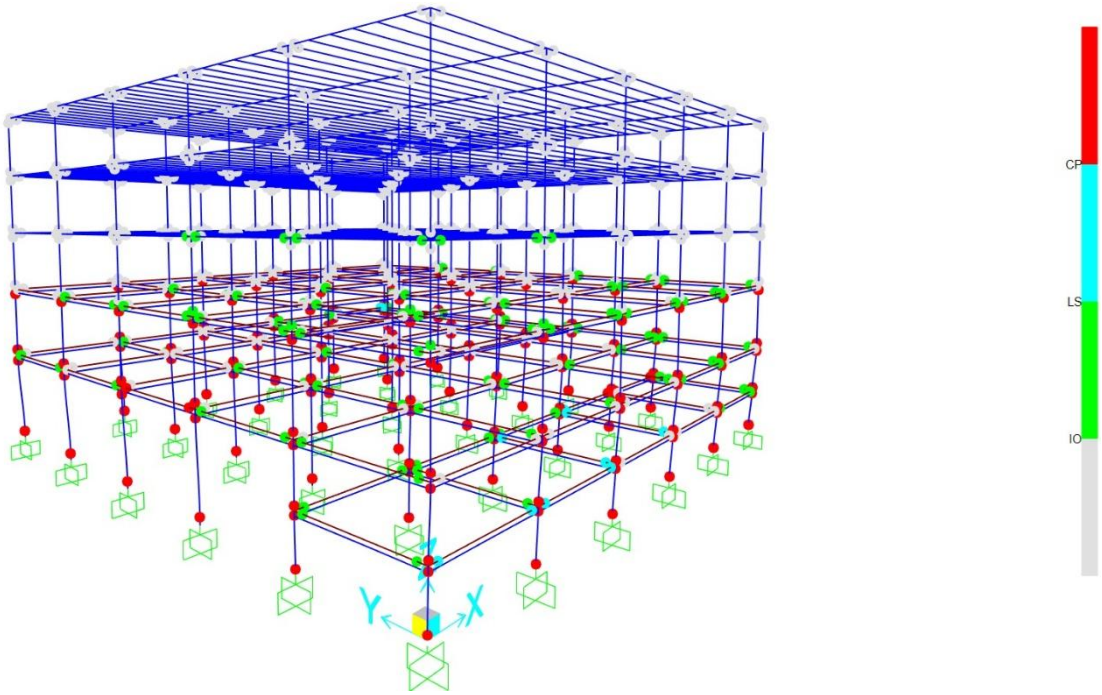
Διέγερση	Μέγιστο IDR	Διεύθυνση	Κρίσιμος όροφος	Μέγιστο $RIDR$	Διεύθυνση	Κρίσιμος όροφος	Παρατήρηση
CH1_g	1,802%	Y	5ος	0,020%	X	4ος	Αυξημένη απόκριση στην προσθήκη, μικρή παραμένουσα παραμόρφωση
CH2_g	183,277%	Z	2ος	183,271%	Z	2ος	Ακραία μη ανακτήσιμη κατάσταση - Κατάρρευση
CHT_g	178,528%	Z	1ος	178,431%	Z	1ος	Κατάρρευση



Εικόνα 5.54 - Παραμορφωσιακή κατάσταση φορέα κατά σεισμό CH1_g (υποβαθμισμένο υποστύλωμα)



Εικόνα 5.55 - Παραμορφωσιακή κατάσταση φορέα κατά σεισμό CH2_g (υποβαθμισμένο υποστύλωμα)

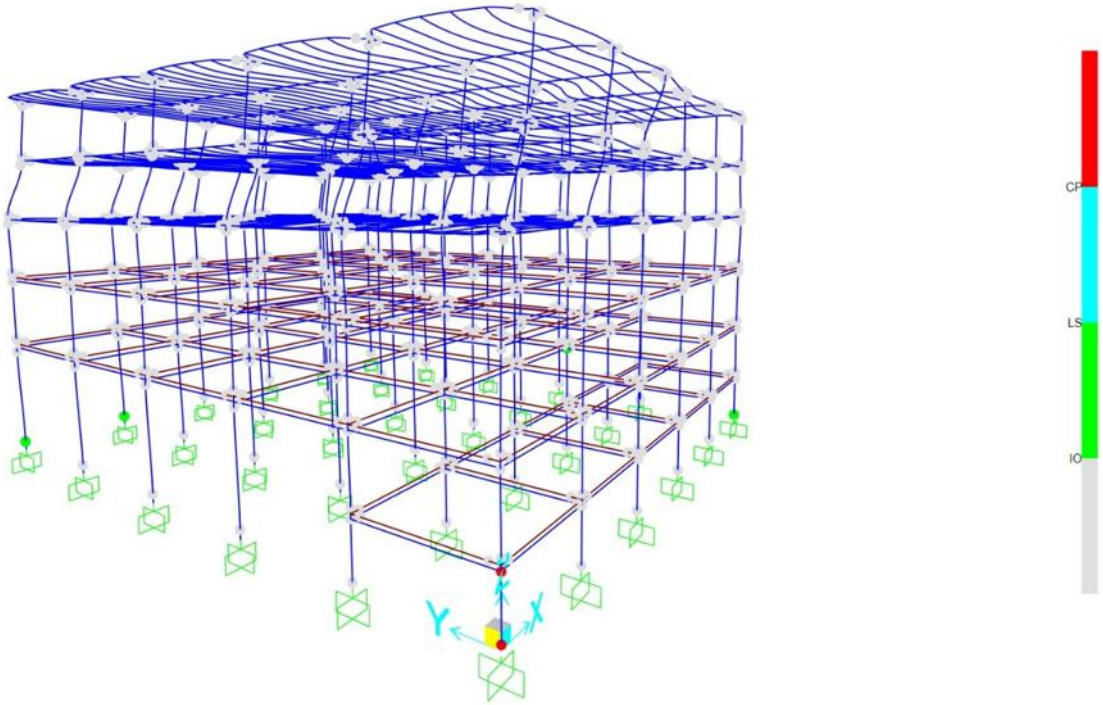


Εικόνα 5.56 - Παραμορφωσιακή κατάσταση φορέα κατά σεισμό CHT_g (υποβαθμισμένου υποστύλωμα)

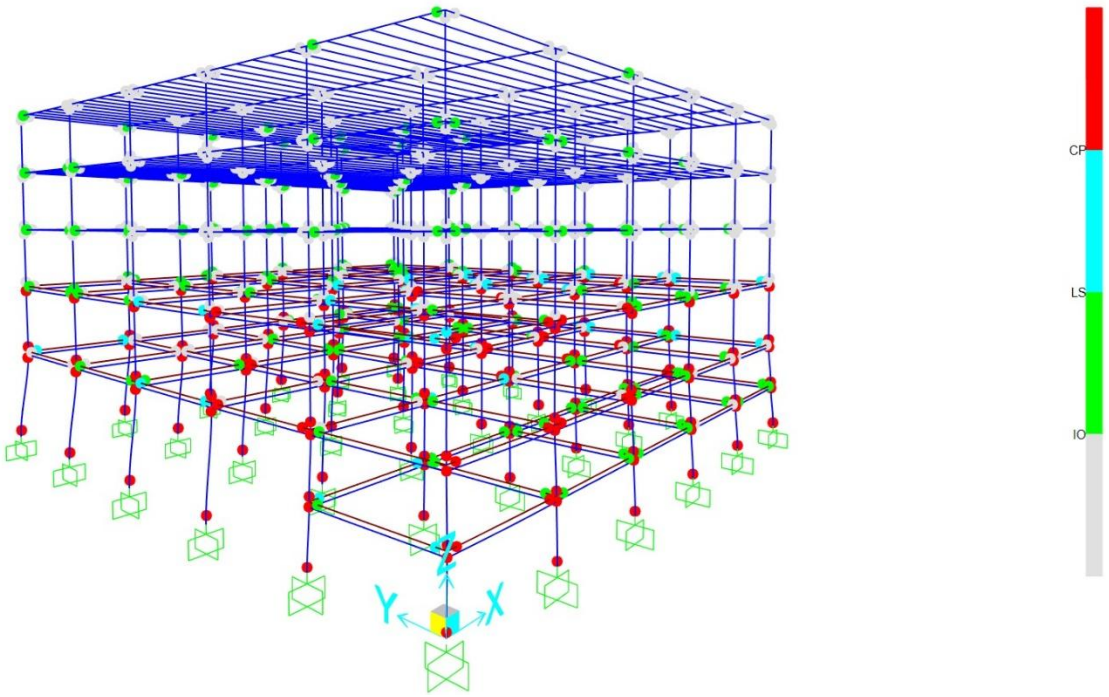
Στην ακολουθία **CH**, τόσο το **CH2_g** όσο και η συνολική ακολουθία **CHT_g** οδηγούν σε ακραίες τιμές IDR και $RIDR$. Το CH2_g εμφανίζει τη μέγιστη απαίτηση στον 2ο όροφο, ενώ η συνολική ακολουθία μεταφέρει την κρίσιμη απόκριση στον 1ο όροφο.

Πίνακας 5.17 - Ακολουθία CO

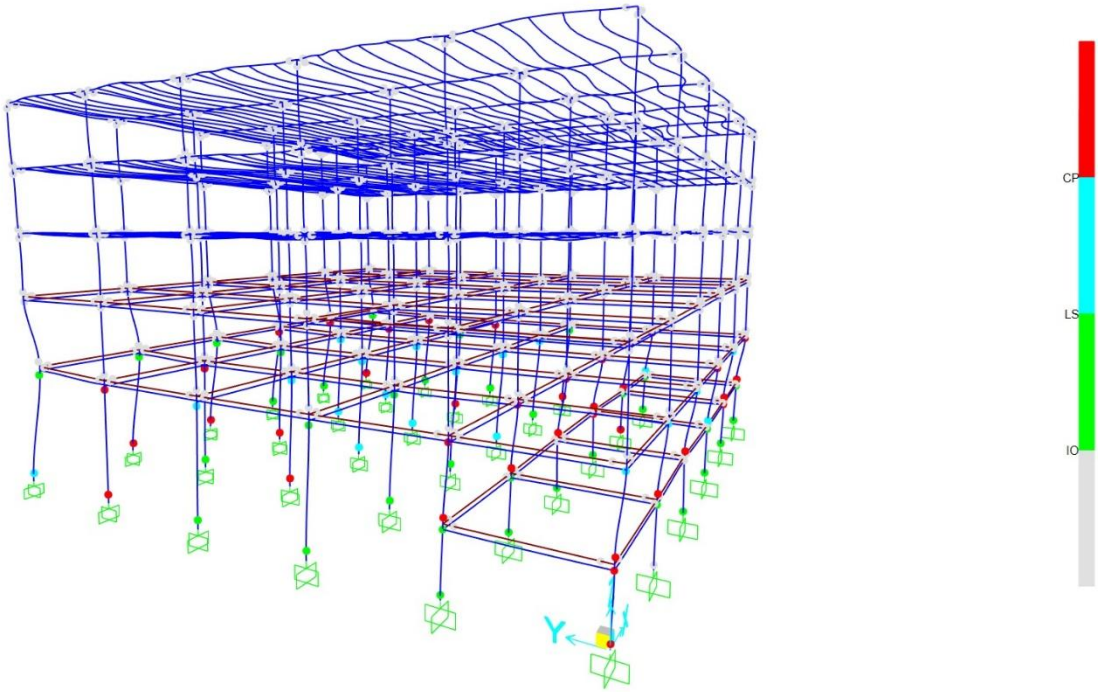
Διέγερση	Μέγιστο IDR	Διεύθυνση	Κρίσιμος όροφος	Μέγιστο $RIDR$	Διεύθυνση	Κρίσιμος όροφος	Παρατήρηση
CO1_g	1,802%	Y	5ος	0,020%	X	4ος	Αυξημένη απόκριση στην προσθήκη, μικρή παραμένουσα παραμόρφωση
CO2_g	156,783%	Z	1ος	155,968%	Z	1ος	Ακραία μη ανακτήσιμη κατάσταση
COT_g	0,903%	X	4ος	0,676%	Y	1ος	Μέτρια απόκριση, αυξημένη παραμένουσα παραμόρφ



Εικόνα 5.57 - Παραμορφωσιακή κατάσταση φορέα κατά σεισμό CO1_g (υποβαθμισμένο υποστύλωμα)



Εικόνα 5.58 - Παραμορφωσιακή κατάσταση φορέα κατά σεισμό CO2_g (υποβαθμισμένο υποστύλωμα)

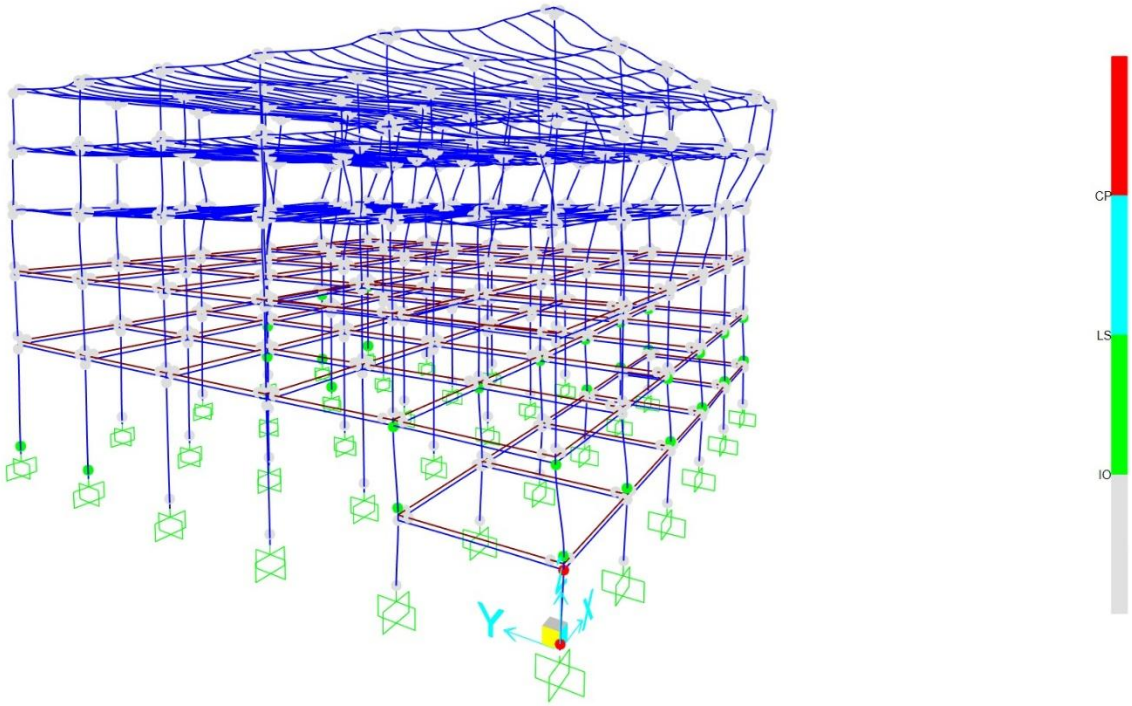


Εικόνα 5.59 - Παραμορφωσιακή κατάσταση φορέα κατά σεισμό COT_g (υποβαθμισμένο υποστύλωμα)

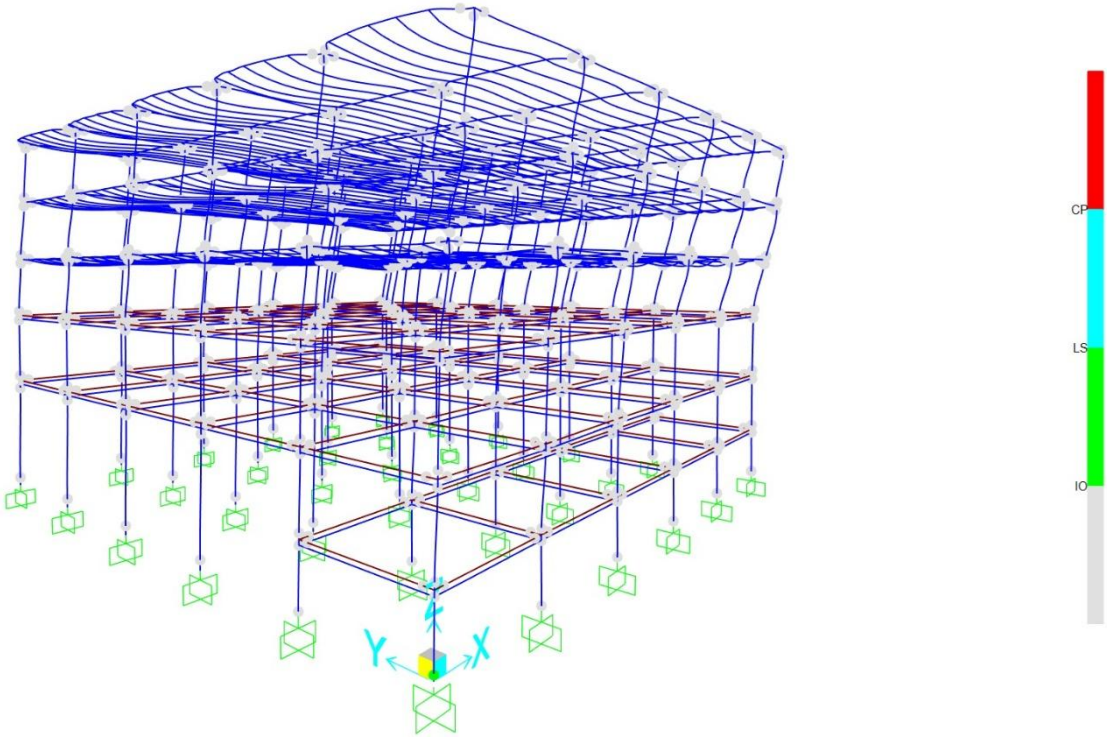
Στην ακολουθία **CO**, το **CO2_g** είναι το δυσμενέστερο μεμονωμένο γεγονός, με ακραίες τιμές στον 1ο όροφο. Η ακολουθία **COT_g** εμφανίζει σαφώς μικρότερη μέγιστη απόκριση, αλλά διατηρεί αξιόλογη παραμένουσα παραμόρφωση στον 1ο όροφο.

Πίνακας 5.18 - Ακολουθία IM

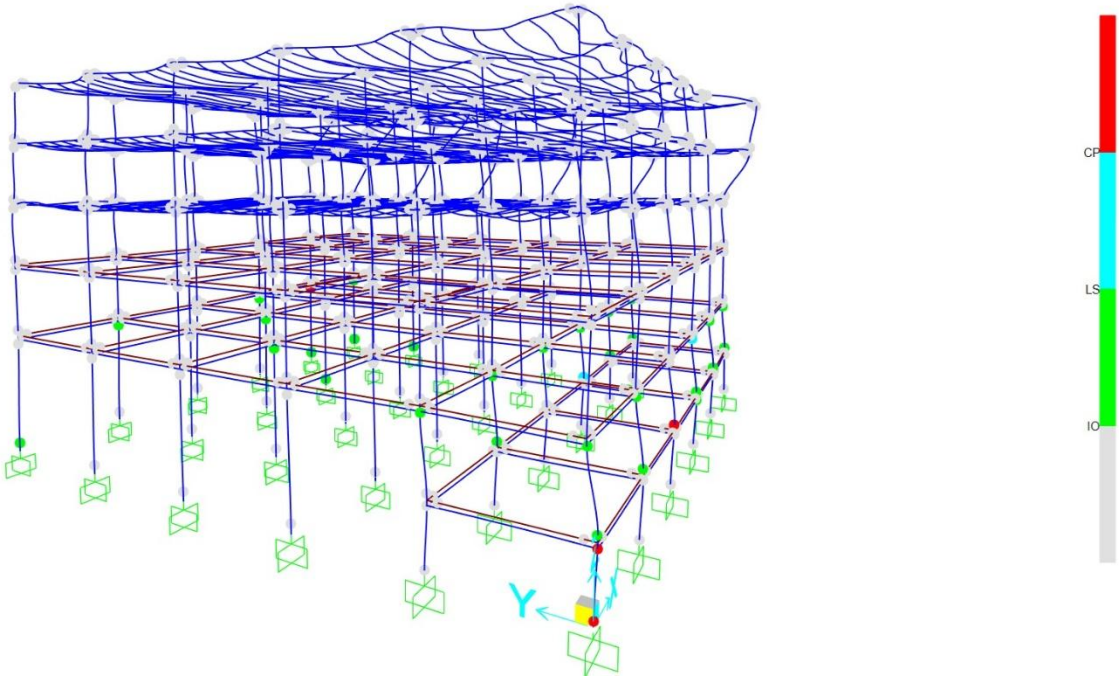
Διέγερση	Μέγιστο IDR	Διεύθυνση	Κρίσιμος όροφος	Μέγιστο $RIDR$	Διεύθυνση	Κρίσιμος όροφος	Παρατήρηση
IM1_g	0,814%	X	4ος	0,112%	Y	1ος	Περιορισμένη απόκριση και μικρή παραμένουσα παραμόρφωση
IM2_g	0,751%	Y	4ος	0,031%	Y	4ος	Περιορισμένη παραμένουσα παραμόρφωση
IMT_g	0,811%	X	4ος	0,139%	Y	1ος	Μικρή αύξηση παραμένουσας παραμόρφωσης



Εικόνα 5.60 - Παραμορφωσιακή κατάσταση φορέα κατά σεισμό IM1_g (υποβαθμισμένο υποστύλωμα)



Εικόνα 5.61 - Παραμορφωσιακή κατάσταση φορέα κατά σεισμό IM2_g (υποβαθμισμένο υποστύλωμα)



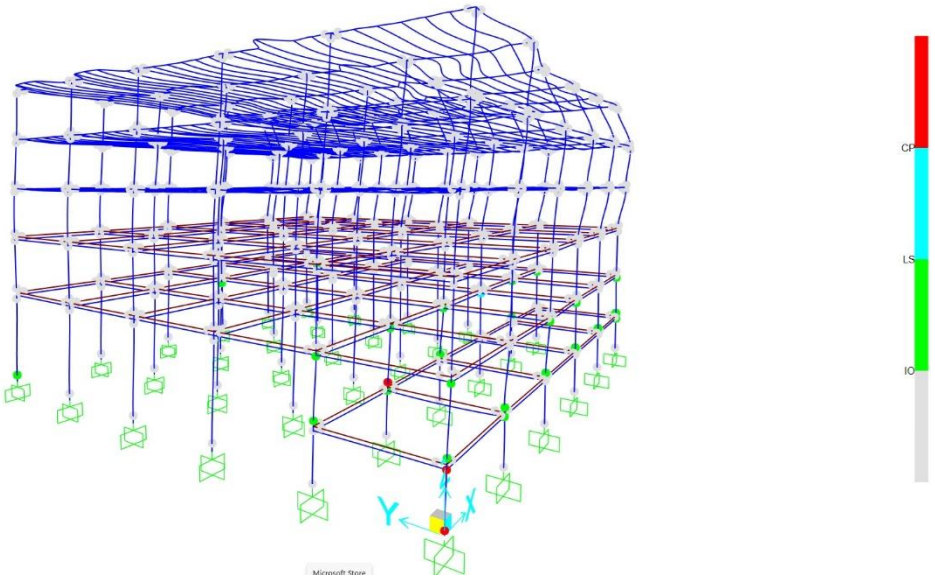
Εικόνα 5.62 - Παραμορφωσιακή κατάσταση φορέα κατά σεισμό IMT_g (υποβαθμισμένο υποστύλωμα)

Για την ακολουθία **IM**, οι τιμές *IDR* παραμένουν σε περιορισμένα επίπεδα και η μέγιστη απόκριση συγκεντρώνεται στον 4ο όροφο. Η ακολουθία **IMT_g** δεν διαφοροποιείται σημαντικά από τα μεμονωμένα γεγονότα.

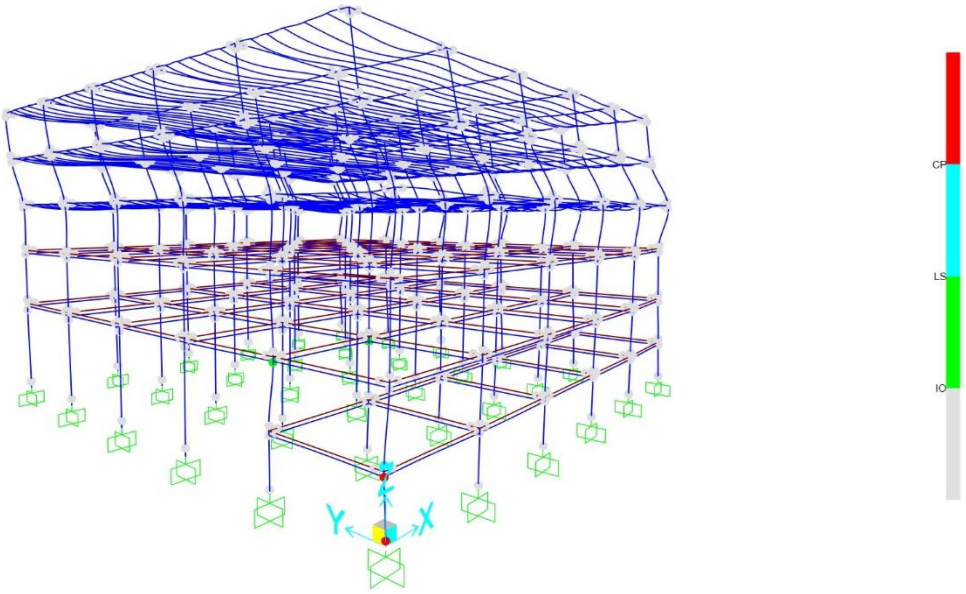
Πίνακας 5.19 - Ακολουθία MA

Διέγερση	Μέγιστο *IDR*	Διεύθυνση	Κρίσιμος όροφος	Μέγιστο *RIDR*	Διεύθυνση	Κρίσιμος όροφος	Παρατήρηση
MA1_g	0,972%	*Y*	4ος	0,012%	*Z*	1ος	Περιορισμένη παραμένουσα παραμόρφωση
MA2_g	0,832%	*Y*	4ος	0,013%	*Y*	4ος	Περιορισμένη παραμένουσα παραμόρφωση
MA3_g	0,960%	*Y*	4ος	0,028%	*Y*	1ος	Περιορισμένη παραμένουσα παραμόρφωση
MA4_g	0,667%	*Y*	4ος	0,021%	*X*	1ος	Περιορισμένη παραμένουσα παραμόρφωση
MA5_g	0,765%	*Y*	4ος	0,023%	*Y*	4ος	Περιορισμένη παραμένουσα παραμόρφωση

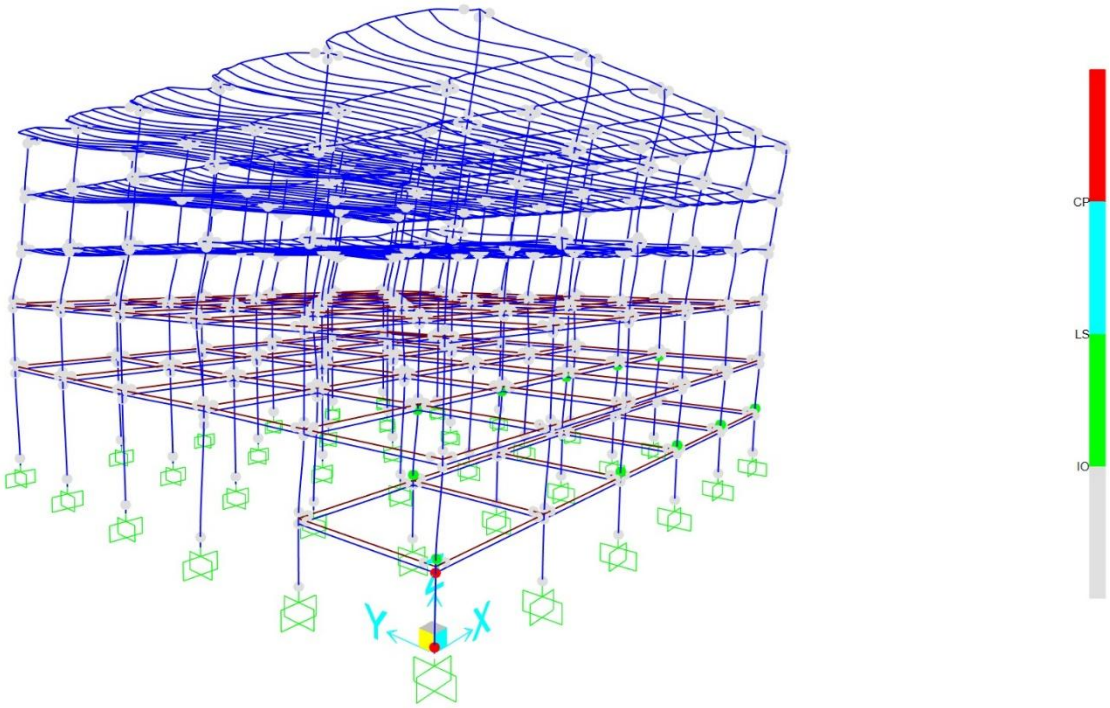
Διέγερση	**Μέγιστο** *IDR*	**Διεύθυνση**	**Κρίσιμος όροφος**	**Μέγιστο** *RIDR*	**Διεύθυνση**	**Κρίσιμος όροφος**	**Παρατήρηση**
MAT_g	0,976%	*Y*	4ος	0,389%	*Y*	3ος	Αυξημένη παραμένουσα παραμόρφωση



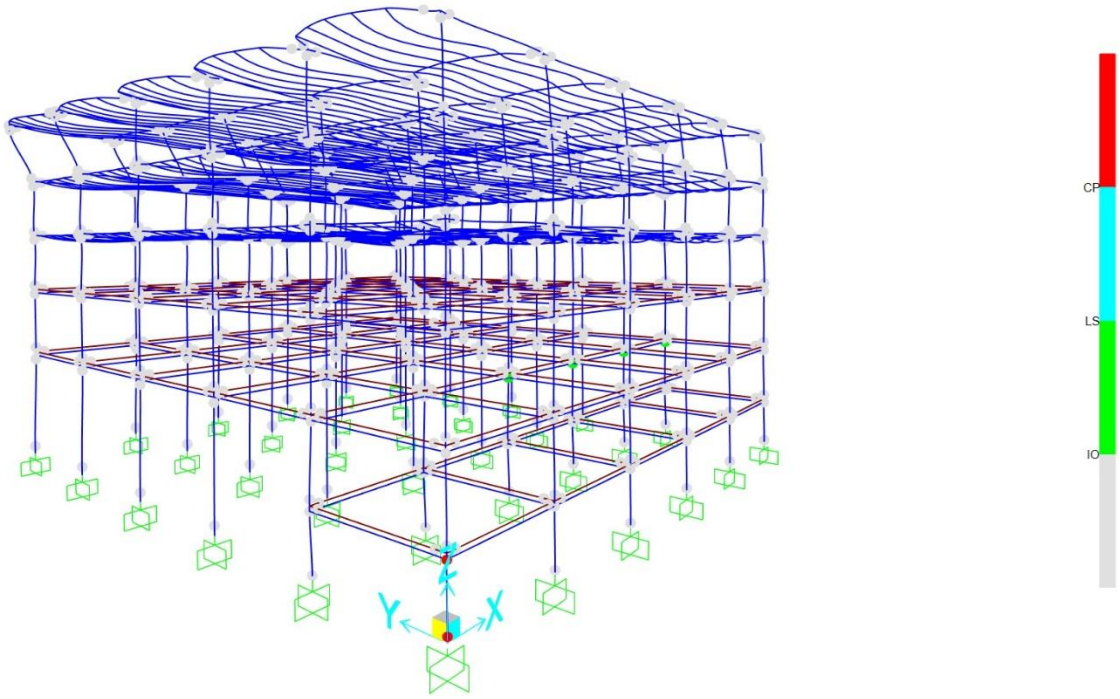
Εικόνα 5.63 - Παραμορφωσιακή κατάσταση φορέα κατά σεισμό MA1_g (υποβαθμισμένο υποστύλωμα)



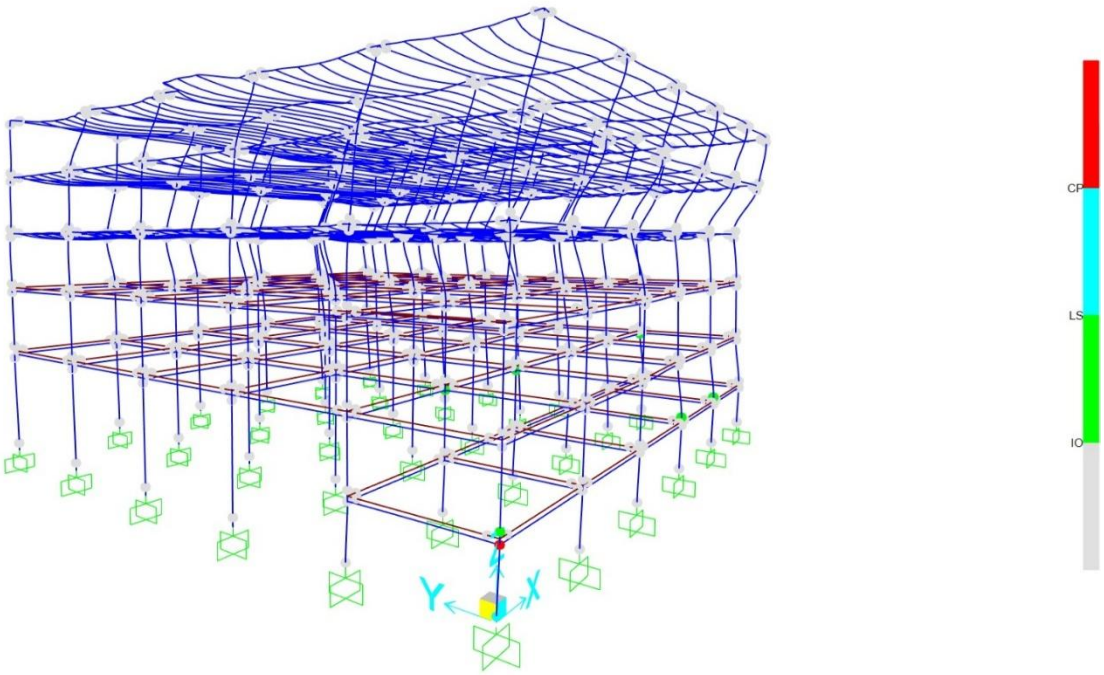
Εικόνα 5.64 - Παραμορφωσιακή κατάσταση φορέα κατά σεισμό MA2_g (υποβαθμισμένο υποστύλωμα)



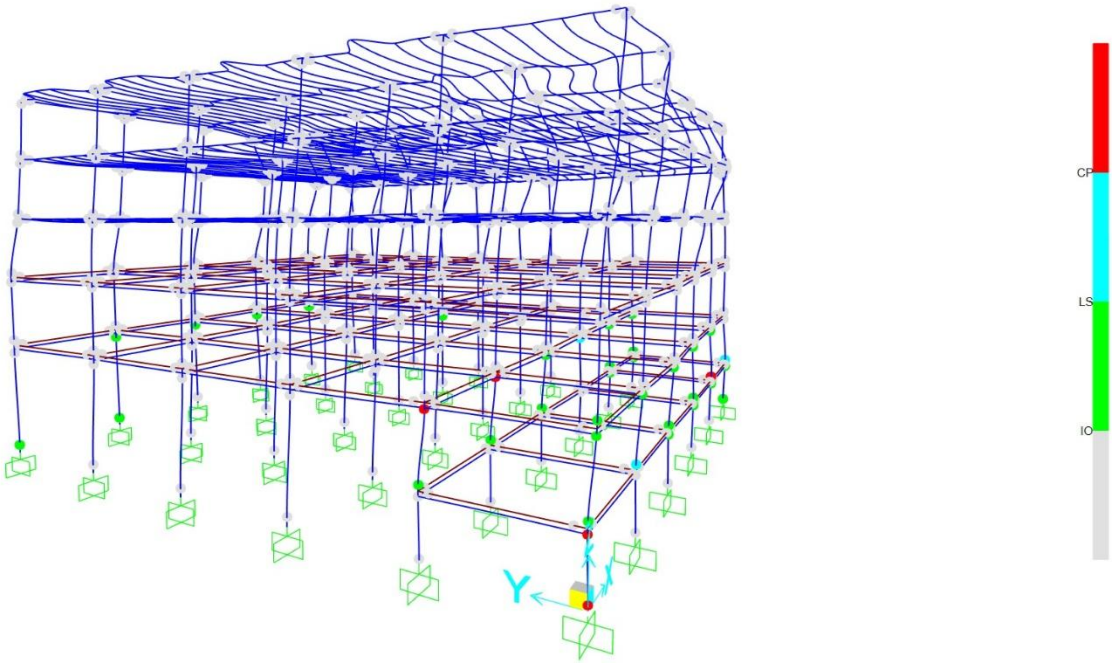
Εικόνα 5.65 - Παραμορφωσιακή κατάσταση φορέα κατά σεισμό MA3_g (υποβαθμισμένο υποστύλωμα)



Εικόνα 5.66 - Παραμορφωσιακή κατάσταση φορέα κατά σεισμό MA4_g (υποβαθμισμένο υποστύλωμα)



Εικόνα 5.67 - Παραμορφωσιακή κατάσταση φορέα κατά σεισμό MA5_g (υποβαθμισμένο υποστύλωμα)

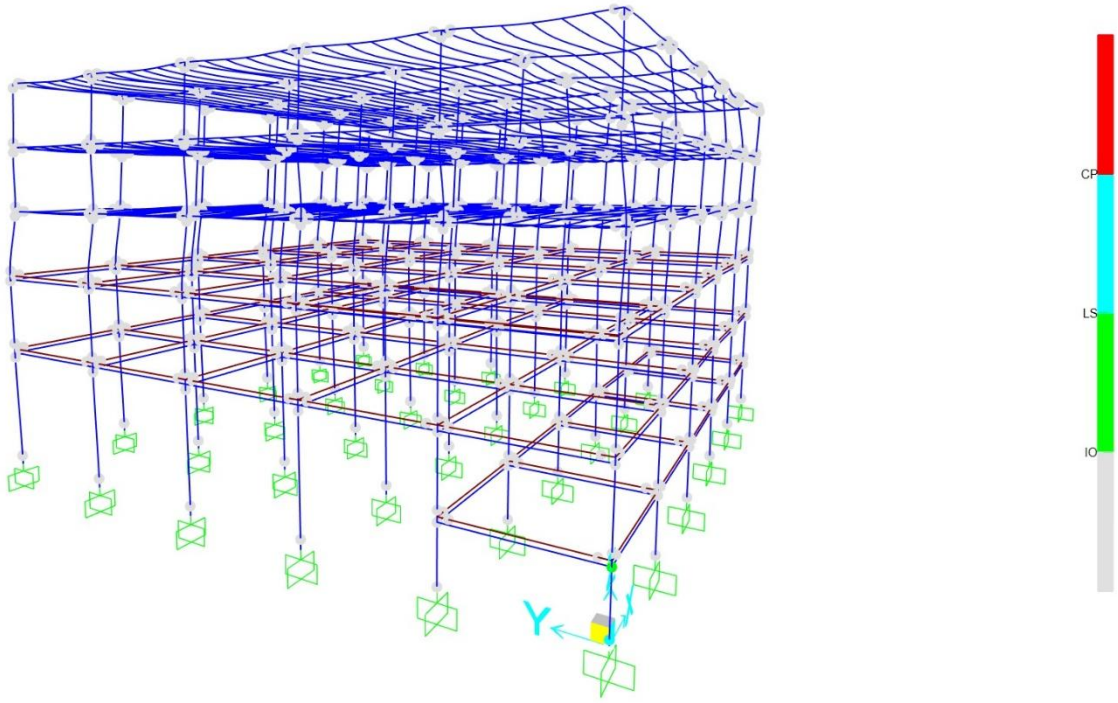


Εικόνα 5.68 - Παραμορφωσιακή κατάσταση φορέα κατά σεισμό MAT_g (υποβαθμισμένο υποστύλωμα)

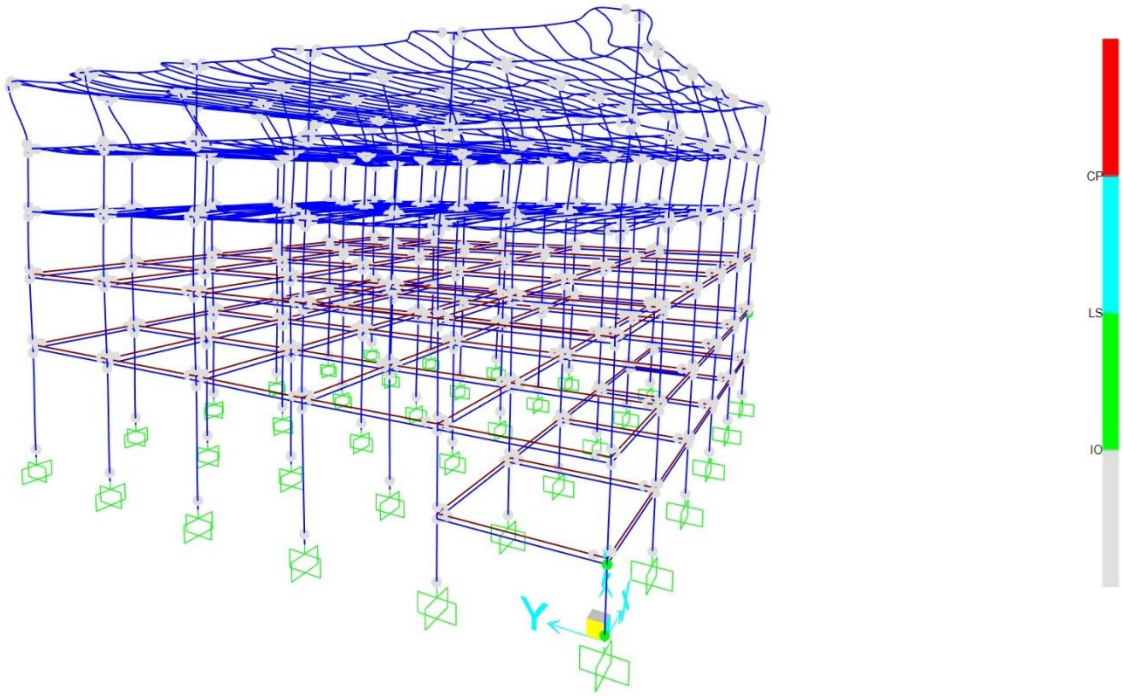
Στην ακολουθία **MA**, οι μέγιστες τιμές IDR παραμένουν συγκεντρωμένες κυρίως στον 4ο όροφο. Η συνολική ακολουθία **MAT_g** δεν αυξάνει ουσιαστικά τη μέγιστη απόκριση, αλλά οδηγεί σε σαφώς μεγαλύτερη παραμένουσα παραμόρφωση σε σχέση με τα μεμονωμένα γεγονότα.

Πίνακας 5.20 - Ακολουθία WI

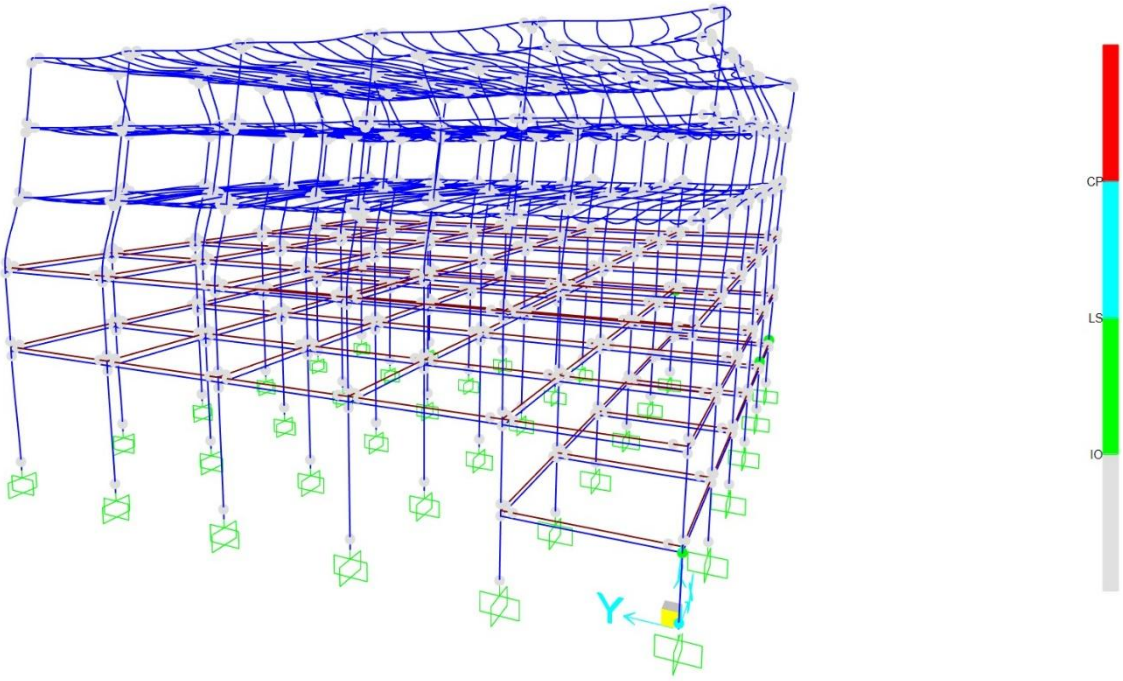
Διέγερση	Μέγιστο IDR	Διεύθυνση	Κρίσιμος όροφος	Μέγιστο $RIDR$	Διεύθυνση	Κρίσιμος όροφος	Παρατήρηση
WI1_g	0,789%	X	4ος	0,010%	Y	4ος	Περιορισμένη παραμένουσα παραμόρφωση
WI2_g	0,412%	Y	4ος	0,042%	Y	4ος	Περιορισμένη παραμένουσα παραμόρφωση
WIT_g	0,789%	X	4ος	0,005%	Y	5ος	Πρακτικά αμελητέα παραμένουσα παραμόρφωση



Εικόνα 5.69 - Παραμορφωσιακή κατάσταση φορέα κατά σεισμό WI1_g (υποβαθμισμένο υποστύλωμα)



Εικόνα 5.70 - Παραμορφωσιακή κατάσταση φορέα κατά σεισμό WI2_g (υποβαθμισμένο υποστύλωμα)



Εικόνα 5.71 - Παραμορφωσιακή κατάσταση φορέα κατά σεισμό WIT_g (υποβαθμισμένο υποστύλωμα)

Η ακολουθία WI παρουσιάζει ελεγχόμενη εικόνα στο επίπεδο $SF = g$, με μέγιστες τιμές IDR στον 4ο όροφο και πολύ μικρές τιμές $RIDR$.

Συνοπτική αξιολόγηση

Για τον φορέα, οι πλέον κρίσιμες περιπτώσεις είναι οι σεισμικές ακολουθίες των CH και CO, όπου εμφανίζονται ακραίες τιμές IDR και $RIDR$, κυρίως στους κατώτερους ορόφους. Αντίθετα, οι ακολουθίες IM, MA και WI εμφανίζουν σημαντικά πιο περιορισμένη μέγιστη απόκριση στο επίπεδο $SF = g$. Η συνολική εικόνα δείχνει ότι, όταν η απόκριση γίνεται κρίσιμη, η παραμένουσα παραμόρφωση συγκεντρώνεται κυρίως στο υφιστάμενο τμήμα Ο/Σ, γεγονός που συνδέεται άμεσα με την παρουσία του υποβαθμισμένου υποστυλώματος.

5.2 Εξέλιξη Συσσωρευτικής Βλάβης και Πλαστικών Αρθρώσεων

Στην παρούσα ενότητα εξετάζεται η εξέλιξη της βλάβης των υβριδικών φορέων καθώς αυξάνεται η ένταση των σεισμικών διεγέρσεων. Σε αντίθεση με την προηγούμενη ενότητα, όπου η σύγκριση επικεντρώθηκε στη διαφορά μεταξύ μεμονωμένων σεισμών και συνολικών ακολουθιών στο επίπεδο $SF = g$, εδώ αξιολογείται η σταδιακή επιβάρυνση του φορέα μέσω της διαδικασίας κλιμάκωσης:

$$g \rightarrow 1.5g \rightarrow 2g \rightarrow 2.5g \rightarrow 3g$$

Η διαδικασία κλιμάκωσης διακόπτεται κάθε φορά στο επίπεδο έντασης όπου διαπιστώθηκε εμφάνιση κόκκινης ή κόκκινων πλαστικών αρθρώσεων, δηλαδή υπέρβαση της στάθμης Collapse Prevention – CP. Συνεπώς, το τελευταίο διαθέσιμο επίπεδο κλιμάκωσης κάθε σεισμικού γεγονότος ή ακολουθίας θεωρείται ως το κρίσιμο επίπεδο SF_{CP}, στο οποίο καταγράφηκε υπέρβαση ή υπερβάσεις CP. Σε περιπτώσεις όπου η χρονοϊστορία δεν ολοκληρώθηκε ή εμφανίστηκαν πολύ μεγάλες παραμένουσες παραμορφώσεις, η κατάσταση ερμηνεύεται ως ένδειξη σοβαρής αστοχίας ή πρακτικής κατάρρευσης.

Πίνακας 5.21 - Φορέας 2FS (2όροφης μεταλλικής προσθήκης)

Σεισμική Ακολουθία	**Γεγονός / Ακολουθία**	**Διαθέσιμα SF**	SF_{CP}	**Σχόλιο κρίσιμης πλαστικής άρθρωσης / αστοχίας**
CH	CH1	g	g	Υπέρβαση/υπερβάσεις CP στο g
CH	CH2	g	g	Υπέρβαση/υπερβάσεις CP στο g, με εμφάνιση ακραίων παραμενουσών παραμορφώσεων

Σεισμική Ακολουθία	**Γεγονός / Ακολουθία**	**Διαθέσιμα SF**	SF_{CP}	**Σχόλιο κρίσιμης πλαστικής άρθρωσης / αστοχίας**
CH	CHT	g	g	Υπέρβαση/υπερβάσεις CP στο g, με σημαντική παραμένουσα παραμόρφωση
CO	CO1	g	g	Υπέρβαση/υπερβάσεις CP στο g
CO	CO2	g	g	Υπέρβαση/υπερβάσεις CP στο g, με εμφάνιση ακραίων παραμενουσών παραμορφώσεων
CO	COT	g	g	Υπέρβαση/υπερβάσεις CP στο g
IM	IM1	g	g	Υπέρβαση/υπερβάσεις CP στο g
IM	IM2	$g, 1.5g$	$1.5g$	Υπέρβαση/υπερβάσεις CP στο $1.5g$
IM	IMT	g	g	Υπέρβαση/υπερβάσεις CP στο g
MA	MA1	g	g	Υπέρβαση/υπερβάσεις CP στο g
MA	MA2	$g, 1.5g$	$1.5g$	Υπέρβαση/υπερβάσεις CP στο $1.5g$
MA	MA3	$g, 1.5g$	$1.5g$	Υπέρβαση/υπερβάσεις CP στο $1.5g$
MA	MA4	$g, 1.5g$	$1.5g$	Υπέρβαση/υπερβάσεις CP στο $1.5g$
MA	MA5	g	g	Υπέρβαση/υπερβάσεις CP στο g
MA	MAT	g	g	Υπέρβαση/υπερβάσεις CP στο g, με ένδειξη αστοχίας/κατάρρευσης λόγω ακραίων παραμενουσών παραμορφώσεων
WI	WI1	$g, 1.5g, 2g$	$2g$	Υπέρβαση/υπερβάσεις CP στο $2g$
WI	WI2	$g, 1.5g, 2g, 2.5g$	$2.5g$	Υπέρβαση/υπερβάσεις CP στο 2.5
WI	WIT	$g, 1.5g$	$1.5g$	Υπέρβαση/υπερβάσεις CP στη συνολική ακολουθία στο $1.5g$

Πίνακας 5.22 - Φορέας 2FSR (2όροφης μεταλλικής προσθήκης & υποβαθμισμένου υποστυλώματος)

Σεισμική οικογένεια	**Γεγονός / Ακολουθία**	**Διαθέσιμα SF**	SF_{CP}	**Σχόλιο κρίσιμης πλαστικής άρθρωσης / αστοχίας**
CH	CH1	g	g	Υπέρβαση/υπερβάσεις CP στο g
CH	CH2	g	g	Υπέρβαση/υπερβάσεις CP στο g, με μεγάλη παραμένουσα παραμόρφωση
CH	CHT	g	g	Υπέρβαση/υπερβάσεις CP στο g, με ένδειξη αστοχίας/κατάρρευσης
CO	CO1	g	g	Υπέρβαση/υπερβάσεις CP στο g
CO	CO2	g	g	Υπέρβαση/υπερβάσεις CP στο g, με ένδειξη αστοχίας λόγω ακραίων παραμενουσών παραμορφώσεων
CO	COT	g	g	Υπέρβαση/υπερβάσεις CP στο g
IM	IM1	g	g	Υπέρβαση/υπερβάσεις CP στο g
IM	IM2	g	g	Υπέρβαση/υπερβάσεις CP στο g
IM	IMT	g	g	Υπέρβαση/υπερβάσεις CP στο g
MA	MA1	g	g	Υπέρβαση/υπερβάσεις CP στο g
MA	MA2	g	g	Υπέρβαση/υπερβάσεις CP στο g
MA	MA3	g	g	Υπέρβαση/υπερβάσεις CP στο g
MA	MA4	g	g	Υπέρβαση/υπερβάσεις CP στο g
MA	MA5	g	g	Υπέρβαση/υπερβάσεις CP στο g

Σεισμική οικογένεια	**Γεγονός / Ακολουθία**	**Διαθέσιμα** SF	SF_{CP}	**Σχόλιο κρίσιμης πλαστικής άρθρωσης / αστοχίας**
MA	MAT	g	g	Υπέρβαση/υπερβάσεις CP στο g, με ένδειξη αστοχίας/κατάρρευσης
WI	WI1	$g, 1.5g$	$1.5g$	Υπέρβαση/υπερβάσεις CP στο $1.5g$
WI	WI2	$g, 1.5g, 2g$	$2g$	Υπέρβαση/υπερβάσεις CP στο $2g$
WI	WIT	g	g	Υπέρβαση/υπερβάσεις CP στη συνολική ακολουθία στο g

Πίνακας 5.23 - Φορέας 3FS (3όροφης μεταλλικής προσθήκης)

Σεισμική οικογένεια	**Γεγονός / Ακολουθία**	**Διαθέσιμα** SF	SF_{CP}	**Σχόλιο κρίσιμης πλαστικής άρθρωσης / αστοχίας**
CH	CH1	$g, 1.5g$	$1.5g$	Υπέρβαση/υπερβάσεις CP στο $1.5g$
CH	CH2	g	g	Υπέρβαση/υπερβάσεις CP στο g, με ένδειξη αστοχίας/κατάρρευσης
CH	CHT	g	g	Υπέρβαση/υπερβάσεις CP στη συνολική ακολουθία στο g
CO	CO1	$g, 1.5g$	$1.5g$	Υπέρβαση/υπερβάσεις CP στο $1.5g$
CO	CO2	g	g	Υπέρβαση/υπερβάσεις CP στο g, με ένδειξη αστοχίας/κατάρρευσης
CO	COT	g	g	Υπέρβαση/υπερβάσεις CP στη συνολική ακολουθία στο g
IM	IM1	$g, 1.5g$	$1.5g$	Υπέρβαση/υπερβάσεις CP στο $1.5g$
IM	IM2	$g, 1.5g, 2g, 2.5g, 3g$	$3g$	Υπέρβαση/υπερβάσεις CP στο $3g$
IM	IMT	$g, 1.5g$	$1.5g$	Υπέρβαση/υπερβάσεις CP στη συνολική ακολουθία στο $1.5g$
MA	MA1	$g, 1.5g$	$1.5g$	Υπέρβαση/υπερβάσεις CP στο $1.5g$
MA	MA2	g	g	Υπέρβαση/υπερβάσεις CP στο g
MA	MA3	$g, 1.5g$	$1.5g$	Υπέρβαση/υπερβάσεις CP στο $1.5g$
MA	MA4	$g, 1.5g$	$1.5g$	Υπέρβαση/υπερβάσεις CP στο $1.5g$
MA	MA5	g	g	Υπέρβαση/υπερβάσεις CP στο g
MA	MAT	g	g	Υπέρβαση/υπερβάσεις CP στη συνολική ακολουθία στο g
WI	WI1	$g, 1.5g$	$1.5g$	Υπέρβαση/υπερβάσεις CP στο $1.5g$
WI	WI2	$g, 1.5g$	$1.5g$	Υπέρβαση/υπερβάσεις CP στο $1.5g$
WI	WIT	$g, 1.5g$	$1.5g$	Υπέρβαση/υπερβάσεις CP στη συνολική ακολουθία στο $1.5g$

Πίνακας 5.24 - Φορέας 3FSR (3όροφης μεταλλικής προσθήκης & υποβαθμισμένου υποστυλώματος)

Σεισμική οικογένεια	**Γεγονός / Ακολουθία**	**Διαθέσιμα** SF	SF_{CP}	**Σχόλιο κρίσιμης πλαστικής άρθρωσης / αστοχίας**
CH	CH1	g	g	Υπέρβαση/υπερβάσεις CP στο g

Σεισμική οικογένεια	**Γεγονός / Ακολουθία**	**Διαθέσιμα** SF	SF_{CP}	**Σχόλιο κρίσιμης πλαστικής άρθρωσης / αστοχίας**
CH	CH2	g	g	Υπέρβαση/υπερβάσεις CP στο g, με ένδειξη αστοχίας/κατάρρευσης
CH	CHT	g	g	Υπέρβαση/υπερβάσεις CP στη συνολική ακολουθία στο g, με ένδειξη αστοχίας/κατάρρευσης
CO	CO1	g	g	Υπέρβαση/υπερβάσεις CP στο g
CO	CO2	g	g	Υπέρβαση/υπερβάσεις CP στο g, με ένδειξη αστοχίας/κατάρρευσης
CO	COT	g	g	Υπέρβαση/υπερβάσεις CP στη συνολική ακολουθία στο g
IM	IM1	g	g	Υπέρβαση/υπερβάσεις CP στο g
IM	IM2	$g, 1.5g, 2g$	$2g$	Υπέρβαση/υπερβάσεις CP στο $2g$
IM	IMT	g	g	Υπέρβαση/υπερβάσεις CP στη συνολική ακολουθία στο g
MA	MA1	g	g	Υπέρβαση/υπερβάσεις CP στο g
MA	MA2	g	g	Υπέρβαση/υπερβάσεις CP στο g
MA	MA3	g	g	Υπέρβαση/υπερβάσεις CP στο g
MA	MA4	g	g	Υπέρβαση/υπερβάσεις CP στο g
MA	MA5	g	g	Υπέρβαση/υπερβάσεις CP στο g
MA	MAT	g	g	Υπέρβαση/υπερβάσεις CP στη συνολική ακολουθία στο g
WI	WI1	$g, 1.5g$	$1.5g$	Υπέρβαση/υπερβάσεις CP στο $1.5g$
WI	WI2	g	g	Υπέρβαση/υπερβάσεις CP στο g
WI	WIT	$g, 1.5g$	$1.5g$	Υπέρβαση/υπερβάσεις CP στη συνολική ακολουθία στο $1.5g$

Από τους πίνακες προκύπτει ότι η παρουσία του υποβαθμισμένου υποστυλώματος επιδρά δυσμενώς στην εξέλιξη των πλαστικών αρθρώσεων, καθώς αυξάνει τον αριθμό των περιπτώσεων όπου οι υπερβάσεις CP εμφανίζονται ήδη στο αρχικό επίπεδο $SF = g$.

Φορέας	**Σύνολο αναλύσεων**	**Υπερβάσεις CP στο** g	**Υπερβάσεις CP σε** $SF > g$	**Μέγιστο** SF_{CP}
2όροφη μεταλλική προσθηκη	18	11	7	$2.5g$
2όροφη μεταλλική προσθηκη & υποβαθμισμενου υποστυλώματος	18	16	2	$2g$
3όροφη μεταλλική προσθηκη	18	7	11	$3g$
3όροφη μεταλλική προσθηκη & υποβαθμισμένου υποστυλώματος	18	15	3	$2g$

Η σύγκριση 2FS–2FSR δείχνει ότι η εισαγωγή του υποβαθμισμένου υποστυλώματος αυξάνει τις περιπτώσεις υπέρβασης CP στο g από 11/18 σε 16/18. Αντίστοιχα, οι περιπτώσεις που μπορούν να φτάσουν σε μεγαλύτερη κλιμάκωση μειώνονται από 7 σε 2. Επομένως, η τοπική υποβάθμιση του υποστυλώματος περιορίζει σημαντικά τη διαθέσιμη ανελαστική ικανότητα του τετραώροφου φορέα.

Ανάλογη εικόνα προκύπτει και από τη σύγκριση 3FS–3FSR. Στον φορέα χωρίς υποβαθμισμένο υποστύλωμα, οι υπερβάσεις CP στο g εμφανίζονται σε 7/18 περιπτώσεις, ενώ στον αντίστοιχο φορέα με υποβαθμισμένο υποστύλωμα αυξάνονται σε 15/18. Παράλληλα, το μέγιστο επίπεδο κλιμάκωσης μειώνεται από $3g$ στον **3FS** σε $2g$ στον **3FSR**.

Ως προς τη γεωμετρία της μεταλλικής προσθήκης, η μετάβαση από διώροφη σε τριώροφη προσθήκη δεν οδηγεί σε μονοσήμαντη επιδείνωση για όλες τις διεγέρσεις. Ο φορέας 3FS εμφανίζει περισσότερες περιπτώσεις υπέρβασης CP σε $SF > g$ σε σχέση με τον 2FS και φτάνει έως $3g\gamma$ ια το γεγονός IM2. Ωστόσο, στις κρίσιμες περιπτώσεις όπου η υπέρβαση CP εμφανίζεται ήδη στο g, η απόκριση του πενταώροφου φορέα συνδέεται συχνά με μεγάλες παραμένουσες παραμορφώσεις στους κατώτερους ορόφους.

Συνολικά, ο δυσμενέστερος παράγοντας φαίνεται να είναι η τοπική υποβάθμιση του υποστυλώματος, καθώς και στους δύο τύπους γεωμετρίας αυξάνει σημαντικά τις υπερβάσεις CP στο αρχικό επίπεδο έντασης. Η αύξηση της μεταλλικής προσθήκης από δύο σε τρεις ορόφους επηρεάζει τη δυναμική απόκριση του φορέα, αλλά η επίδρασή της εξαρτάται περισσότερο από τα χαρακτηριστικά της εκάστοτε σεισμικής διέγερσης.

Αποσπάσματα παραμορφωσιακής κατάστασης των φορέων υπό αυξημένους συντελεστές g και των αντίστοιχων εμφανίσεων πλαστικών αρθρώσεων, παρουσιάζονται στο Παράρτημα του παρόντος.

5.3 Ανάλυση Παραμέτρων

Στην παρούσα ενότητα η αξιολόγηση των αποτελεσμάτων δεν περιορίζεται στην απλή παράθεση των τιμών IDR, $RIDR$ και μετατοπίσεων, αλλά οργανώνεται μέσω κατάλληλων δεικτών μεταβολής. Οι δείκτες αυτοί χρησιμοποιούνται για να ποσοτικοποιηθεί η επίδραση της κλιμάκωσης των σεισμικών διεγέρσεων, δηλαδή η μεταβολή της απόκρισης όταν το

ίδιο σεισμικό γεγονός εφαρμόζεται διαδοχικά σε επίπεδα έντασης (g). Η βασική λογική είναι ότι κάθε ανάλυση αυξημένου SF, συγκρίνεται με την αντίστοιχη αρχική ανάλυση στο επίπεδο $SF = g$. Με τον τρόπο αυτό, η μεταβολή των μεγεθών δεν αξιολογείται αποσπασματικά, αλλά σε σχέση με την αρχική απόκριση του ίδιου φορέα και του ίδιου σεισμικού γεγονότος.

- **Δείκτης ποσοστιαίας μεταβολής IDR**

Ο δείκτης ποσοστιαίας μεταβολής του IDR εκφράζει την αύξηση ή μείωση της μέγιστης σχετικής μετατόπισης ορόφου λόγω της κλιμάκωσης της σεισμικής διέγερσης. Ορίζεται ως:

$$\Delta IDR(\%) = \frac{IDR_{SF} - IDR_g}{IDR_g} \times 100$$

όπου IDR_g είναι η τιμή του δείκτη στο αρχικό επίπεδο g, ενώ IDR_{SF} είναι η αντίστοιχη τιμή στο αυξημένο επίπεδο.

Ο δείκτης αυτός είναι χρήσιμος για να διαπιστωθεί ο τρόπος μεταβολής της σχετικής μετατόπισης σε σχέση με την εκάστοτε ένταση του σεισμού. Θετικές τιμές δείχνουν αύξηση της απόκρισης, ενώ πολύ μεγάλες τιμές υποδηλώνουν ότι ο φορέας εισέρχεται σε εντονότερα μη γραμμική περιοχή.

- **Δείκτης μεταβολής $RIDR$**

Για την παραμένουσα παραμόρφωση χρησιμοποιείται κυρίως η απόλυτη μεταβολή του $RIDR$:

$$\Delta IDR = RIDR_{SF} - RIDR_g$$

Η χρήση απόλυτης μεταβολής είναι προτιμότερη, επειδή σε πολλές περιπτώσεις η αρχική τιμή $RIDR_g$ είναι πολύ μικρή ή σχεδόν μηδενική. Σε τέτοιες περιπτώσεις, η ποσοστιαία μεταβολή μπορεί να οδηγήσει σε υπερβολικά μεγάλες και παραπλανητικές τιμές.

Ο δείκτης $\Delta RIDR$ δείχνει κατά πόσο αυξάνεται η παραμένουσα παραμόρφωση μετά την κλιμάκωση. Η αύξηση του $RIDR$ είναι ιδιαίτερα σημαντική, διότι δεν εκφράζει απλώς

μεγαλύτερη στιγμιαία απόκριση, αλλά μόνιμη μεταβολή της γεωμετρικής κατάστασης του φορέα μετά το πέρας της σεισμικής διέγερσης.

- **Λόγος παραμένουσας παραμόρφωσης**

Ο λόγος παραμένουσας παραμόρφωσης ορίζεται ως:

$$R_{res} = \frac{RIDR_{max}}{IDR_{max}}$$

Ο δείκτης αυτός εκφράζει το ποσοστό της μέγιστης απόκρισης που παραμένει ως παραμένουσα παραμόρφωση μετά το τέλος της ανάλυσης.

Όταν:

$$R_{res} \approx 0$$

η απόκριση είναι κυρίως παροδική και ο φορέας επανέρχεται σε μεγάλο βαθμό. Αντίθετα, όταν:

$$R_{res} \to 1$$

η μέγιστη σχετική μετατόπιση παραμένει σχεδόν εξ ολοκλήρου ως παραμένουσα παραμόρφωση. Σε αυτήν την περίπτωση η συμπεριφορά θεωρείται μη ανακτήσιμη και συνδέεται με σοβαρή βλάβη ή πιθανή αστοχία.

Ο δείκτης αυτός είναι ιδιαίτερα χρήσιμος για τη διάκριση μεταξύ μεγάλης αλλά παροδικής απόκρισης και πραγματικά δυσμενούς μετασεισμικής κατάστασης.

- **Δείκτης μη γραμμικής ενίσχυσης**

Για να αξιολογηθεί αν η αύξηση του IDR είναι ανάλογη με την αύξηση της σεισμικής έντασης, ορίζεται ο δείκτης μη γραμμικής ενίσχυσης:

$$A_{IDR} = \frac{IDR_{SF}/IDR_g}{SF/g}$$

Ο παρονομαστής SF/g εκφράζει τον λόγο κλιμάκωσης της σεισμικής διέγερσης. Για παράδειγμα, για $SF = 2g$, ισχύει:

$$\frac{SF}{g} = 2$$

Αν:

$$A_{IDR} \approx 1$$

τότε η απόκριση αυξάνεται περίπου αναλογικά με την κλιμάκωση. Αν:

$$A_{IDR} > 1$$

τότε η σχετική μετατόπιση αυξάνεται δυσανάλογα σε σχέση με την αύξηση της διέγερσης, γεγονός που υποδηλώνει εντονότερη μη γραμμική συμπεριφορά. Αν:

$$A_{IDR} < 1$$

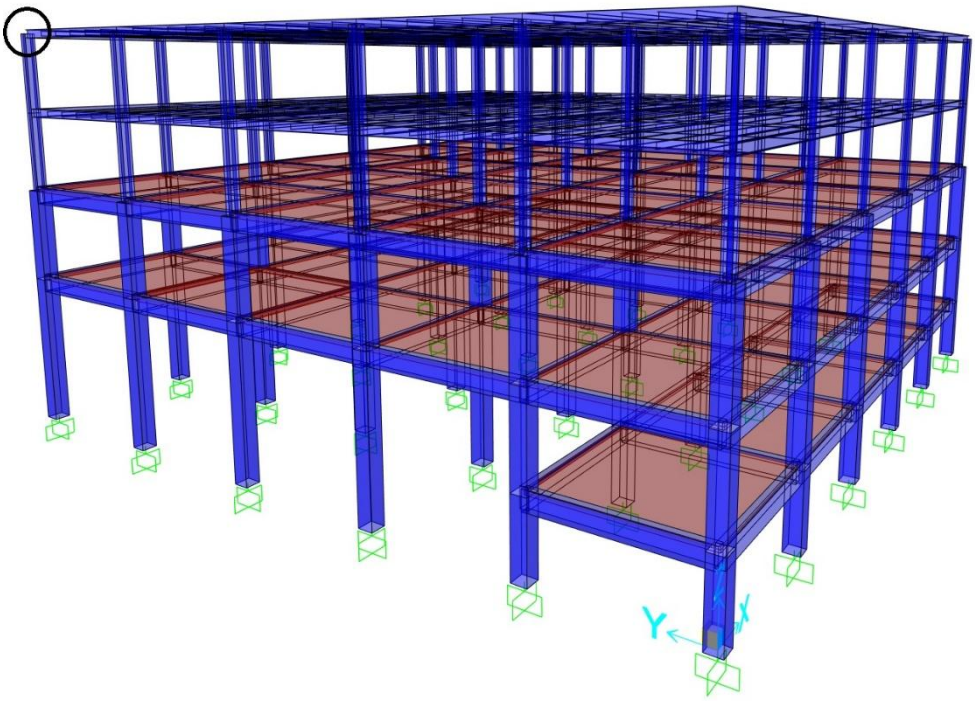
τότε η αύξηση της απόκρισης είναι μικρότερη από την αύξηση της έντασης, κάτι που μπορεί να οφείλεται, π.χ. στη μεταβολή του τρόπου κατανομής της απόκρισης.

- **Δείκτες μετατόπισης ακραίων κόμβων 192 και 528**

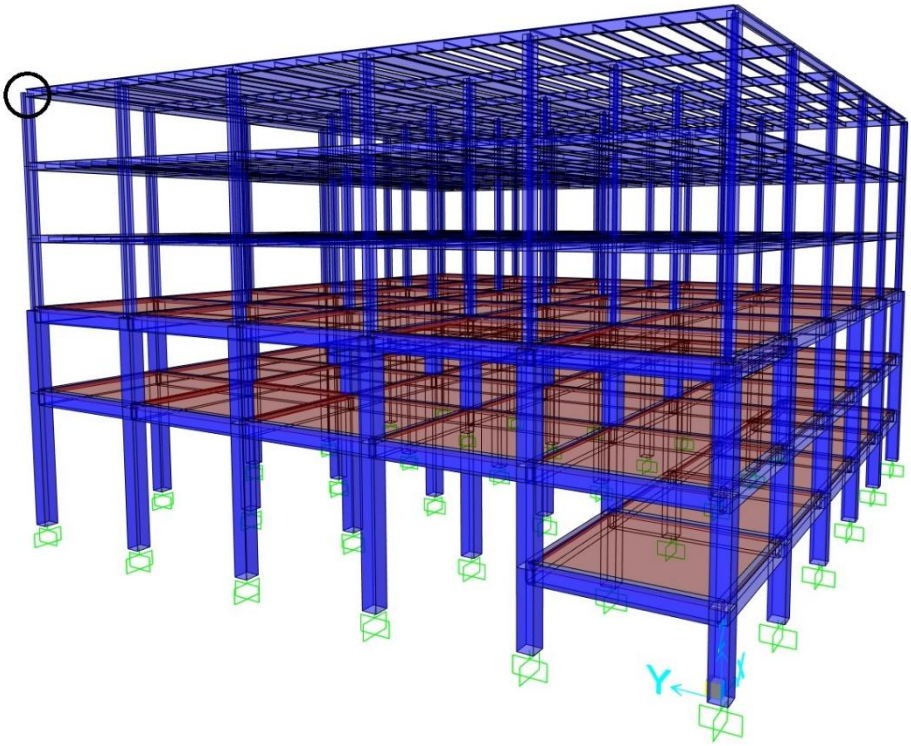
Για την αξιολόγηση της συνολικής μετατόπισης των φορέων χρησιμοποιούνται οι ακραίοι κόμβοι της ανώτερης στάθμης. Για τους τετραώροφους φορείς $\boldsymbol{2FS}$ και $\boldsymbol{2FSR}$ ελέγχεται ο κόμβος 192, ενώ για τους πενταώροφους φορείς $\boldsymbol{3FS}$ και $\boldsymbol{3FSR}$ ο κόμβος 528. Για κάθε κόμβο ελέγχου εξετάζονται οι μέγιστες κατ' απόλυτη τιμή μετατοπίσεις:

$$|\boldsymbol{U_x}|_{\boldsymbol{max}},\ |\boldsymbol{U_y}|_{\boldsymbol{max}},\ |\boldsymbol{U_z}|_{\boldsymbol{max}}$$

καθώς και οι τελικές τιμές των μετατοπίσεων $\boldsymbol{U_{x,final}}$, $\boldsymbol{U_{y,final}}$, $\boldsymbol{U_{z,final}}$, οι οποίες αντιστοιχούν στις παραμένουσες μετατοπίσεις του κόμβου μετά το πέρας της ανάλυσης.



Εικόνα 5.72 – Θέση ακραίου κόμβου ελέγχου 192



Εικόνα 5.73 – Θέση ακραίου κόμβου ελέγχου 528

Η ποσοστιαία μεταβολή της μέγιστης μετατόπισης ορίζεται ως:

$$\Delta U_{max}(\%) = \frac{|\ U\ |_{max,SF} - |\ U\ |_{max,g}}{|\ U\ |_{max,g}} \times 100$$

ενώ ο λόγος παραμένουσας προς μέγιστη μετατόπιση ορίζεται ως:

$$R_U = \frac{|\ U_{final}\ |}{|\ U\ |_{max}}$$

Ο δείκτης R_U δείχνει αν η μετατόπιση του ανώτερου κόμβου είναι κυρίως παροδική ή αν μεγάλο μέρος της παραμένει μετά τη σεισμική διέγερση. Όταν R_U είναι μικρός, η ανώτερη στάθμη επανέρχεται σε μεγάλο βαθμό. Όταν R_U πλησιάζει τη μονάδα, η μέγιστη μετατόπιση διατηρείται σχεδόν ως παραμένουσα μετατόπιση, γεγονός που αποτελεί ένδειξη σοβαρής μη ανακτήσιμης κατάστασης.

Με βάση τους παραπάνω δείκτες, η ανάλυση που ακολουθεί θα οργανωθεί ανά φορέα και ανά σεισμικό γεγονός, ώστε να αξιολογηθεί η μεταβολή της απόκρισης και της παραμένουσας παραμόρφωσης λόγω κλιμάκωσης, καθώς και η επίδραση της γεωμετρίας της μεταλλικής προσθήκης και του υποβαθμισμένου υποστυλώματος.

5.3.1 Σχετική Μετακίνηση Ορόφων IDR και Παραμένουσα Παραμόρφωση $RIDR$

Η παραμετρική ανάλυση των δεικτών IDRκαι $RIDR$ πραγματοποιείται συγκρίνοντας κάθε κλιμακούμενη ανάλυση με την αντίστοιχη βασική ανάλυση του ίδιου σεισμικού γεγονότος στο επίπεδο $SF = g$. Με τον τρόπο αυτό, η μεταβολή της απόκρισης αποδίδεται στην αύξηση της σεισμικής έντασης και όχι στις διαφορετικές ιδιότητες άλλης σεισμικής καταγραφής.

Στους πίνακες που ακολουθούν παρουσιάζονται:

- IDR_{max} ως η μέγιστη σχετική μετατόπιση ορόφου,
- $\Delta IDR(\%)$ ως η ποσοστιαία μεταβολή του IDR σε σχέση με το g,
- A_{IDR} ως δείκτης μη γραμμικής ενίσχυσης,
- $RIDR_{max}$ ως η μέγιστη παραμένουσα παραμόρφωση,
- $\Delta RIDR$ ως η απόλυτη μεταβολή της παραμένουσας παραμόρφωσης σε ποσοστιαίες μονάδες, και:

- $R_{res} = \frac{RIDR_{max}}{IDR_{max}}$ ως λόγος παραμένουσας παραμόρφωσης προς μέγιστη απόκριση.

Πίνακας 5.25 – Φορέας 2όροφης μεταλλικής προσθήκης

Γεγονός	S	IDR_{max}(%)	Κρίσιμος όροφος/διεύθυνση	ΔIDR	A_{IDR}	$RIDR_{max}$(%)	Κρίσιμος όροφος/διεύθυνση	$\Delta RIDR$	R_{res}
IM2	g	0,817	4ος / Y	—	—	0,038	1ος / Y	—	0,046
IM2	1.5g	1,111	4ος / Y	+36,0%	0,91	0,015	1ος / Y	-0,023	0,013
MA2	g	0,743	4ος / Y	—	—	0,004	1ος / Z	—	0,005
MA2	1.5g	0,972	4ος / Y	+30,8%	0,87	0,029	1ος / X	+0,025	0,030
MA3	g	0,789	4ος / Y	—	—	0,040	1ος / Z	—	0,050
MA3	1.5g	0,969	4ος / Y	+22,7%	0,82	0,233	1ος / Y	+0,193	0,240
MA4	g	0,772	4ος / Y	—	—	0,068	1ος / X	—	0,088
MA4	1.5g	0,935	4ος / Y	+21,1%	0,81	0,491	1ος / Y	+0,423	0,525
WI1	g	0,403	4ος / X	—	—	0,008	4ος / Y	—	0,021
WI1	1.5g	0,580	4ος / X	+43,8%	0,96	0,014	4ος / Y	+0,006	0,025
WI1	2g	0,693	4ος / X	+71,9%	0,86	0,082	1ος / X	+0,073	0,118
WI2	g	0,433	4ος / X	—	—	0,012	1ος / X	—	0,027
WI2	1.5g	0,553	4ος / X	+27,5%	0,85	0,086	1ος / X	+0,074	0,155
WI2	2g	0,634	4ος / X	+46,3%	0,73	0,119	1ος / X	+0,107	0,188
WI2	2.5g	0,661	4ος / X	+52,6%	0,61	0,238	1ος / X	+0,226	0,360
WIT	g	0,430	4ος / X	—	—	0,015	1ος / X	—	0,035
WIT	1.5g	0,580	4ος / X	+34,7%	0,90	0,081	1ος / X	+0,066	0,140

Από τον πίνακα προκύπτει ότι, στον φορέα 2FS, η μέγιστη απόκριση IDR συγκεντρώνεται συστηματικά στον 4ο όροφο, δηλαδή στη μεταλλική προσθήκη. Η αύξηση του IDR με την

κλιμάκωση είναι γενικά σταδιακή, με τη μεγαλύτερη ποσοστιαία αύξηση να εμφανίζεται στο WI1_2g (+71,9%) και στο WI2_2.5g (+52,6%).

Αντίθετα, η παραμένουσα παραμόρφωση $RIDR$ συγκεντρώνεται κυρίως στον 1ο όροφο του υφιστάμενου φορέα Ο/Σ. Η πιο χαρακτηριστική περίπτωση είναι το MA4_1.5g, όπου το $RIDR_{max}$ αυξάνεται από 0,068% σε 0,491%, με $R_{res} = 0{,}525$. Αυτό σημαίνει ότι σημαντικό ποσοστό της μέγιστης απόκρισης παραμένει ως παραμένουσα παραμόρφωση.

Επίσης, στο WI2 παρατηρείται σταδιακή αύξηση του R_{res}, από 0,027 στο g σε 0,360 στο $2.5g$. Αυτό δείχνει ότι η κλιμάκωση δεν αυξάνει μόνο τη μέγιστη σχετική μετατόπιση, αλλά αυξάνει ακόμη περισσότερο τη μη ανακτήσιμη συνιστώσα της απόκρισης.

Συνολικά, για τον φορέα 2FS, η αύξηση του SF οδηγεί σε μεγαλύτερη απόκριση στη μεταλλική προσθήκη, ενώ η παραμένουσα παραμόρφωση αναπτύσσεται κυρίως στον 1ο όροφο του υφιστάμενου φορέα.

Πίνακας 5.26 – Φορέας 2όροφης μεταλλικής προσθήκης & υποβαθμισμένου υποστυλώματος

Γεγονός	SF	IDR_{max}(%)	Κρίσιμος όροφος/διεύθυνση	ΔIDR	A_{ID}	$RIDR_{max}$(%)	Κρίσιμος όροφος/διεύθυνση	$\Delta RIDR$	R_{res}
WI1	g	0,403	4ος / X	—	—	0,008	4ος / Y	—	0,021
WI1	$1.5g$	0,580	4ος / X	+43,8%	0,96	0,014	4ος / Y	+0,006	0,025
WI2	g	0,433	4ος / X	—	—	0,012	1ος / X	—	0,028
WI2	$1.5g$	0,554	4ος / X	+27,9%	0,85	0,061	1ος / X	+0,048	0,109
WI2	$2g$	0,614	4ος / X	+41,6%	0,71	0,134	1ος / X	+0,121	0,218

Από τα αποτελέσματα προκύπτει ότι, όπως και στον φορέα 2FS, η μέγιστη απόκριση IDR του 2FSR συγκεντρώνεται στον 4ο όροφο, δηλαδή στη μεταλλική προσθήκη. Για το WI1, το IDR_{max} αυξάνεται από 0,403% στο g σε 0,580% στο $1.5g$, δηλαδή κατά περίπου 43,8%. Η παραμένουσα παραμόρφωση παραμένει χαμηλή, καθώς το R_{res} μεταβάλλεται ελάχιστα από 0,021 σε 0,025.

Πιο χαρακτηριστική είναι η περίπτωση WI2, όπου η μέγιστη απόκριση αυξάνεται μεν από 0,433% στο g σε 0,614% στο $2g$, δηλαδή κατά 41,6%, όμως η παραμένουσα παραμόρφωση αυξάνεται πολύ εντονότερα. Το $RIDR_{max}$ αυξάνεται από 0,012% σε 0,134%, ενώ ο λόγος R_{res} αυξάνεται από 0,028 σε 0,218.

Η εξέλιξη αυτή δείχνει ότι η κλιμάκωση δεν προκαλεί μόνο αύξηση της μέγιστης σχετικής μετατόπισης στον 4ο όροφο, αλλά οδηγεί κυρίως σε αύξηση της παραμένουσας παραμόρφωσης στον 1ο όροφο. Επομένως, στον φορέα 2FSR, η παρουσία του υποβαθμισμένου υποστυλώματος συνδέεται με εντονότερη παραμένουσα παραμόρφωση στη χαμηλότερη στάθμη του υφιστάμενου φορέα Ο/Σ, ιδιαίτερα για το γεγονός WI2.

Πίνακας 5.27 – Φορέας 3όροφης μεταλλικής προσθήκης

Γεγονός	SF	IDR_{max}(%)	Κρίσιμος όροφος/διεύθυνση	ΔIDR	A_{IDR}	$RIDR_{max}$(%)	Κρίσιμος όροφος/διεύθυνση	$\Delta RIDR$	R_{res}
CH1	g	1,802	5ος / Y	—	—	0,020	4ος / X	—	0,011
CH1	1.5g	2,559	5ος / Y	+42,0%	0,95	0,125	5ος / Y	+0,104	0,049
CO1	g	1,802	5ος / Y	—	—	0,020	4ος / X	—	0,011
CO1	1.5g	2,665	5ος / Y	+47,9%	0,99	0,172	5ος / Y	+0,151	0,064
IM1	g	0,815	4ος / X	—	—	0,103	1ος / Y	—	0,126
IM1	1.5g	185,157	1ος / Z	+22609,9%	151,40	184,817	1ος / Z	+184,715	0,998
IM2	g	0,751	4ος / Y	—	—	0,031	4ος / Y	—	0,041
IM2	1.5g	1,132	4ος / Y	+50,6%	1,00	0,043	4ος / Y	+0,012	0,038
IM2	2g	1,541	4ος / Y	+105,1%	1,03	0,022	1ος / Y	-0,009	0,014
IM2	2.5g	1,921	4ος / Y	+155,7%	1,02	0,157	4ος / Y	+0,126	0,082
IM2	3g	2,241	4ος / Y	+198,3%	0,99	0,232	4ος / Y	+0,201	0,104
IMT	g	0,813	4ος / X	—	—	0,101	1ος / Y	—	0,124
IMT	1.5g	85,018	2ος / X	+10351,7%	69,68	82,838	1ος / Z	+82,737	0,974
MA1	g	0,976	4ος / Y	—	—	0,012	1ος / Z	—	0,012

Γεγονός	SF	IDR_{max}(%)	Κρίσιμος όροφος/διεύθυνση	ΔIDR	A_{IDR}	$RIDR_{max}$(%)	Κρίσιμος όροφος/διεύθυνση	$\Delta RIDR$	R_{res}
MA1	$1.5g$	1,230	5ος / Y	+26,0%	0,84	0,632	4ος / Y	+0,620	0,514
MA3	g	0,960	4ος / Y	—	—	0,007	1ος / Y	—	0,008
MA3	$1.5g$	1,268	4ος / Y	+32,1%	0,88	0,173	1ος / Y	+0,166	0,136
MA4	g	0,670	4ος / Y	—	—	0,025	1ος / X	—	0,037
MA4	$1.5g$	0,821	4ος /	+22,6%	0,82	0,050	1ος / Y	+0,025	0,061
WI1	g	0,789	4ος / X	—	—	0,010	4ος / Y	—	0,013
WI1	$1.5g$	1,150	4ος / X	+45,6%	0,97	0,078	1ος / Y	+0,068	0,068
WI2	g	0,412	4ος / Y	—	—	0,042	4ος / Y	—	0,102
WI2	$1.5g$	0,543	4ος / Y	+31,9%	0,88	0,067	4ος / Y	+0,026	0,124
WIT	g	0,789	4ος / X	—	—	0,005	5ος / Y	—	0,007
WIT	$1.5g$	1,150	4ος / X	+45,6%	0,97	0,074	1ος / X	+0,068	0,064

Από τον πίνακα προκύπτει ότι στον φορέα 3FS η μέγιστη απόκριση IDR συγκεντρώνεται κυρίως στους ανώτερους ορόφους της μεταλλικής προσθήκης, κυρίως στον 4ο και 5ο όροφο. Στις περισσότερες μη ακραίες περιπτώσεις, ο δείκτης A_{IDR} κυμαίνεται κοντά στη μονάδα ή λίγο χαμηλότερα, γεγονός που δείχνει ότι η αύξηση της σχετικής μετατόπισης είναι περίπου ανάλογη ή ελαφρώς μικρότερη από την αύξηση της σεισμικής έντασης.

Ιδιαίτερη περίπτωση αποτελεί το IM2, το οποίο παρουσιάζει ομαλή κλιμακούμενη εξέλιξη μέχρι το $3g$. Το IDR_{max} αυξάνεται από 0,751% στο g σε 2,241% στο $3g$, δηλαδή κατά περίπου 198,3%, με $A_{IDR} \approx 1$. Αυτό δείχνει σχεδόν αναλογική αύξηση της μέγιστης απόκρισης με την κλιμάκωση. Παράλληλα, το $RIDR_{max}$ αυξάνεται από 0,031% σε 0,232%, ενώ ο λόγος R_{res} παραμένει σχετικά χαμηλός $(0{,}104)$, δείχνοντας ότι η παραμένουσα παραμόρφωση αυξάνεται, αλλά δεν κυριαρχεί στην απόκριση.

Αντίθετα, οι περιπτώσεις IM1_1.5g και IMT_1.5g εμφανίζουν ακραίες τιμές IDR και $RIDR$, με R_{res} ίσο με 0,998 και 0,974 αντίστοιχα. Η σχεδόν ταύτιση της παραμένουσας

παραμόρφωσης με τη μέγιστη απόκριση δείχνει πρακτικά μη ανακτήσιμη κατάσταση και ένδειξη αστοχίας.

Σημαντική είναι και η περίπτωση MA1_1.5g, όπου το IR_{max}αυξάνεται μόνο κατά 26,0%, αλλά το $RIDR_{max}$αυξάνεται από 0,012% σε 0,632%, με $R_{res} = 0{,}514$. Αυτό δείχνει ότι η αύξηση της σεισμικής έντασης δεν οδηγεί πάντα σε αντίστοιχα μεγάλη αύξηση της μέγιστης απόκρισης, μπορεί όμως να προκαλέσει σημαντική παραμένουσα παραμόρφωση.

Συνολικά, στον φορέα 3FS η τριώροφη μεταλλική προσθήκη οδηγεί σε έντονη συμμετοχή των ανώτερων ορόφων στη μέγιστη απόκριση IDR, ενώ σε ορισμένες περιπτώσεις η παραμένουσα παραμόρφωση $RIDR$ συγκεντρώνεται στους χαμηλότερους ορόφους ή μεταβάλλεται δυσανάλογα με την αύξηση του SF.

Πίνακας 5.28 - Φορέας 3όροφης μεταλλικής προσθήκης & υποβαθμισμένου υποστυλώματος

Γεγονός / Ακολουθία	SF	IDR_{max}(%)	Κρίσιμος όροφος/διεύθυνση	ΔIDR	A_{IDR}	$RIDR_{max}$(%)	Κρίσιμος όροφος/διεύθυνση	$\Delta RIDR$	R_{res}
IM2	g	0,751	4ος / Y	—	—	0,031	4ος / Y	—	0,041
IM2	$1.5g$	1,132	4ος / Y	+50,6%	1,00	0,043	4ος / Y	+0,012	0,038
IM2	$2g$	1,540	4ος / Y	+105,0%	1,02	0,027	1ος / Y	-0,004	0,018
WI1	g	0,789	4ος / X	—	—	0,010	4ος / Y	—	0,013
WI1	$1.5g$	1,149	4ος / X	+45,6%	0,97	0,100	1ος / Y	+0,090	0,087
WIT	g	0,789	4ος / X	—	—	0,005	5ος / Y	—	0,007
WIT	$1.5g$	1,149	4ος / X	+45,6%	0,97	0,141	1ος / Y	+0,136	0,123

Από τα αποτελέσματα του 3FSR προκύπτει ότι η μέγιστη απόκριση IDR συγκεντρώνεται και εδώ στον 4ο όροφο, δηλαδή στη μεταλλική προσθήκη. Στις περιπτώσεις IM2, WI1 και WIT, η αύξηση του IDR με την κλιμάκωση είναι περίπου αναλογική προς το SF, καθώς ο δείκτης A_{IDR} κυμαίνεται κοντά στη μονάδα $(0{,}97–1{,}02)$.

Για το IM2, το IDR_{max} αυξάνεται από 0,751% στο g σε 1,540% στο $2g$, δηλαδή κατά περίπου 105%. Η τιμή $A_{IDR} = 1{,}02$ δείχνει σχεδόν αναλογική αύξηση της μέγιστης

σχετικής μετατόπισης. Ωστόσο, το $RIDR_{max}$ δεν αυξάνεται αντίστοιχα, καθώς παραμένει χαμηλό και μειώνεται ελαφρά στο $2g$, με $R_{res} = 0{,}018$.

Αντίθετα, στις σεισμικές διεγέρσεις WI1 και WIT, η παραμένουσα παραμόρφωση αυξάνεται σαφώς με την κλιμάκωση. Στο WI1, το $RIDR_{max}$ αυξάνεται από 0,010% σε 0,100%, ενώ στο WIT από 0,005% σε 0,141%. Και στις δύο περιπτώσεις, η κρίσιμη παραμένουσα παραμόρφωση μεταφέρεται στον 1ο όροφο, γεγονός που δείχνει ότι η αύξηση της σεισμικής έντασης επιβαρύνει κυρίως το υφιστάμενο τμήμα Ο/Σ.

Συνολικά, στον φορέα 3FSR η μέγιστη απόκριση παραμένει κυρίως στη μεταλλική προσθήκη, ενώ η παραμένουσα παραμόρφωση, ειδικά για τις κλιμακωμένες περιπτώσεις WI1_1.5g και WIT_1.5g, συγκεντρώνεται στον 1ο όροφο. Η εικόνα αυτή είναι συνεπής με την επίδραση του υποβαθμισμένου υποστυλώματος, καθώς η μόνιμη μετασεισμική παραμόρφωση εκδηλώνεται κυρίως στο υφιστάμενο τμήμα του φορέα.

5.3.2 Μέγιστες Μετατοπίσεις Ακραίων Κόμβων και Επιρροή της Προσθήκης

Στην παρούσα υποενότητα εξετάζονται οι μετατοπίσεις χαρακτηριστικών ακραίων κόμβων της ανώτερης στάθμης των φορέων, με στόχο την αξιολόγηση της συνολικής κινηματικής απόκρισης των υβριδικών κατασκευών. Σε αντίθεση με τον δείκτη IDR, ο οποίος εκφράζει τη σχετική μετατόπιση μεταξύ δύο διαδοχικών ορόφων, οι μετατοπίσεις των κόμβων ελέγχου αποτυπώνουν την απόλυτη μετατόπιση συγκεκριμένης στάθμης του φορέα.

Για τους τετραώροφους φορείς 2FS και 2FSR χρησιμοποιείται ο κόμβος 192, ο οποίος αντιστοιχεί στον 4ο όροφο, δηλαδή στην ανώτερη στάθμη του φορέα με διώροφη μεταλλική προσθήκη. Για τους πενταώροφους φορείς 3FS και 3FSR χρησιμοποιείται ο κόμβος 528, ο οποίος αντιστοιχεί στον 5ο όροφο, δηλαδή στην ανώτερη στάθμη του φορέα με τριώροφη μεταλλική προσθήκη.

Για λόγους συνοπτικής παρουσίασης, στους πίνακες που ακολουθούν δεν παρατίθενται ξεχωριστά οι πλήρεις χρονοϊστορίες των μετατοπίσεων. Αντίθετα, παρουσιάζονται συγκεντρωτικά μεγέθη που προκύπτουν από τις μέγιστες και τελικές τιμές των μετατοπίσεων των κόμβων ελέγχου.

Η μέγιστη οριζόντια μετατόπιση ορίζεται ως:

$$| U_H |_{max} = \max \left(| U_x |_{max}, | U_y |_{max} \right)$$

όπου $| U_x |_{ax}$ και $| U_y |_{max}$ είναι οι μέγιστες κατ' απόλυτη τιμή μετατοπίσεις στις δύο οριζόντιες διευθύνσεις.

Αντίστοιχα, η παραμένουσα οριζόντια μετατόπιση ορίζεται ως:

$$| U_{H,final} | = \max \left(| U_{x,final} |, | U_{y,final} | \right)$$

όπου $U_{x,final}$ και $U_{y,final}$ είναι οι τελικές τιμές των μετατοπίσεων στο πέρας της ανάλυσης χρονοϊστορίας.

Για την αξιολόγηση του ποσοστού της μετατόπισης που παραμένει μετά το τέλος της σεισμικής διέγερσης χρησιμοποιείται ο λόγος:

$$R_U = \frac{| U_{H,final} |}{| U_H |_{max}}$$

Ο δείκτης R_U λαμβάνει τιμές κοντά στο μηδέν όταν η μετατόπιση είναι κυρίως παροδική και ο κόμβος επανέρχεται σε μεγάλο βαθμό μετά τη διέγερση. Αντίθετα, όταν ο λόγος R_Uπλησιάζει τη μονάδα, μεγάλο μέρος της μέγιστης μετατόπισης παραμένει μετά το τέλος της ανάλυσης, γεγονός που υποδηλώνει μη ανακτήσιμη μετατόπιση και πιθανή σοβαρή βλάβη ή αστοχία.

Στους πίνακες που ακολουθούν, κάθε κελί έχει τη μορφή:

$$| U_H |_{max} \ / \ | U_{H,final} | \ / R_U$$

δηλαδή:

μέγιστη οριζόντια μετατόπιση / παραμένουσα οριζόντια μετατόπιση / λόγος παραμένουσας προς μέγιστη μετατόπιση.

Οι μετατοπίσεις δίνονται σε m, ενώ ο λόγος R_U είναι αδιάστατος. Το σύμβολο «—» δηλώνει ότι δεν υπάρχει διαθέσιμη ανάλυση για το αντίστοιχο επίπεδο κλιμάκωσης.

Πίνακας 5.29 - Φορέας 2όροφης μεταλλικής προσθήκης – Κόμβος 192

Γεγονός	g	$1.5g$	$2g$	$2.5g$	$3g$
CH1	0,0603 / 0,0162 / 0,268	—	—	—	—
CH2	3,3748 / 3,3748 / 1,000	—	—	—	—
CHT	0,1949 / 0,1812 / 0,930	—	—	—	—
CO1	0,0603 / 0,0174 / 0,288	—	—	—	—
CO2	2,8745 / 2,8745 / 1,000	—	—	—	—
COT	0,0885 / 0,0356 / 0,402	—	—	—	—
IM1	0,0644 / 0,0032 / 0,050	—	—	—	—
IM2	0,0603 / 0,0022 / 0,036	0,0816 / 0,0007 / 0,009	—	—	—
IMT	0,0644 / 0,0079 / 0,123	—	—	—	—
MA1	0,0916 / 0,0411 / 0,449	—	—	—	—
MA2	0,0433 / 0,0000 / 0,001	0,0612 / 0,0017 / 0,028	—	—	—
MA3	0,0573 / 0,0006 / 0,011	0,0709 / 0,0157 / 0,222	—	—	—
MA4	0,0396 / 0,0052 / 0,130	0,0708 / 0,0310 / 0,437	—	—	—
MA5	0,0598 / 0,0005 / 0,009	—	—	—	—
MAT	5,0450 / 2,7362 / 0,542	—	—	—	—
WI1	0,0323 / 0,0006 / 0,018	0,0480 / 0,0007 / 0,013	0,0591 / 0,0041 / 0,070	—	—
WI2	0,0224 / 0,0007 / 0,032	0,0347 / 0,0050 / 0,144	0,0456 / 0,0067 / 0,147	0,0584 / 0,0139 / 0,238	—
WIT	0,0323 / 0,0009 / 0,027	0,0480 / 0,0046 / 0,095	—	—	—

Πίνακας 5.30 - Φορέας 2όροφης μεταλλικής προσθήκης & υποβαθμισμένου υποστυλώματος – Κόμβος 192

Γεγονός	g	$1.5g$	$2g$	$2.5g$	$3g$
CH1	0,0603 / 0,0117 / 0,194	—	—	—	—
CH2	0,8812 / 0,8747 / 0,993	—	—	—	—
CHT	6,0572 / 5,0021 / 0,826	—	—	—	—
CO1	0,0603 / 0,0112 / 0,186	—	—	—	—
CO2	3,9410 / 3,9410 / 1,000	—	—	—	—
COT	0,0892 / 0,0256 / 0,287	—	—	—	—
IM1	0,0647 / 0,0095 / 0,147	—	—	—	—
IM2	0,0603 / 0,0020 / 0,034	—	—	—	—
IMT	0,0647 / 0,0087 / 0,135	—	—	—	—
MA1	0,0874 / 0,0208 / 0,238	—	—	—	—
MA2	0,0432 / 0,0002 / 0,005	—	—	—	—
MA3	0,0574 / 0,0008 / 0,015	—	—	—	—
MA4	0,0395 / 0,0034 / 0,085	—	—	—	—
MA5	0,0598 / 0,0013 / 0,021	—	—	—	—
MAT	5,2231 / 3,9328 / 0,753	—	—	—	—
WI1	0,0323 / 0,0006 / 0,019	0,0480 / 0,0007 / 0,014	—	—	—
WI2	0,0224 / 0,0008 / 0,033	0,0347 / 0,0034 / 0,098	0,0457 / 0,0077 / 0,168	—	—
WIT	0,0323 / 0,0008 / 0,024	—	—	—	—

Πίνακας 5.31 - Φορέας 3όροφης μεταλλικής προσθήκης – Κόμβος 528

Γεγονός	g	$1.5g$	$2g$	$2.5g$	$3g$
CH1	0,0532 / 0,0010 / 0,018	0,0705 / 0,0040 / 0,057	—	—	—
CH2	7,3022 / 6,1058 / 0,836	—	—	—	—
CHT	3,9877 / 3,9877 / 1,000	—	—	—	—
CO1	0,0532 / 0,0010 / 0,018	0,0703 / 0,0055 / 0,078	—	—	—
CO2	5,5162 / 5,3412 / 0,968	—	—	—	—
COT	0,0816 / 0,0407 / 0,499	—	—	—	—
IM1	0,0776 / 0,0061 / 0,079	5,2632 / 3,0636 / 0,582	—	—	—
IM2	0,0557 / 0,0027 / 0,049	0,0807 / 0,0040 / 0,049	0,1056 / 0,0024 / 0,023	0,1339 / 0,0078 / 0,058	0,1622 / 0,0186 / 0,114
IMT	0,0773 / 0,0063 / 0,082	6,3818 / 5,6774 / 0,890	—	—	—
MA1	0,0705 / 0,0003 / 0,004	0,0962 / 0,0615 / 0,640	—	—	—
MA2	0,0543 / 0,0016 / 0,029	—	—	—	—
MA3	0,0598 / 0,0003 / 0,005	0,0908 / 0,0118 / 0,130	—	—	—
MA4	0,0415 / 0,0011 / 0,026	0,0597 / 0,0063 / 0,105	—	—	—
MA5	0,0579 / 0,0025 / 0,043	—	—	—	—
MAT	0,0705 / 0,0062 / 0,088	—	—	—	—
WI1	0,0726 / 0,0006 / 0,009	0,1069 / 0,0047 / 0,044	—	—	—
WI2	0,0321 / 0,0031 / 0,095	0,0434 / 0,0035 / 0,082	—	—	—
WIT	0,0726 / 0,0003 / 0,005	0,1069 / 0,0039 / 0,037	—	—	—

Πίνακας 5.32 - Φορέας 3όροφης μεταλλικής προσθήκης & υποβαθμισμένου υποστυλώματος – Κόμβος 528

Γεγονός	g	$1.5g$	$2g$	$2.5g$	$3g$
CH1	0,0532 / 0,0010 / 0,018	—	—	—	—
CH2	7,3022 / 6,1058 / 0,836	—	—	—	—
CHT	4,9153 / 3,2757 / 0,666	—	—	—	—
CO1	0,0534 / 0,0008 / 0,015	—	—	—	—
CO2	4,8220 / 4,0651 / 0,843	—	—	—	—
COT	0,0813 / 0,0385 / 0,473	—	—	—	—
IM1	0,0774 / 0,0068 / 0,088	—	—	—	—
IM2	0,0557 / 0,0027 / 0,049	0,0807 / 0,0040 / 0,049	0,1055 / 0,0023 / 0,022	—	—
IMT	0,0774 / 0,0093 / 0,120	—	—	—	—
MA1	0,0705 / 0,0011 / 0,015	—	—	—	—
MA2	0,0543 / 0,0011 / 0,020	—	—	—	—
MA3	0,0598 / 0,0016 / 0,027	—	—	—	—
MA4	0,0415 / 0,0009 / 0,021	—	—	—	—
MA5	0,0579 / 0,0025 / 0,044	—	—	—	—
MAT	0,0706 / 0,0372 / 0,528	—	—	—	—
WI1	0,0726 / 0,0006 / 0,009	0,1069 / 0,0058 / 0,055	—	—	—
WI2	0,0321 / 0,0031 / 0,095	—	—	—	—
WIT	0,0726 / 0,0002 / 0,003	0,1069 / 0,0067 / 0,063	—	—	—

Από τους πίνακες προκύπτει ότι στις ακραίες περιπτώσεις οι μετατοπίσεις των ανώτερων κόμβων λαμβάνουν πολύ μεγάλες τιμές και συνοδεύονται από υψηλό λόγο R_U. Ενδεικτικά, στον φορέα 2FS η περίπτωση CH2_g εμφανίζει $R_U = 1{,}000$, ενώ στον 3FS η συνολική ακολουθία CHT_g εμφανίζει επίσης $R_U = 1{,}000$. Αυτό σημαίνει ότι η μέγιστη οριζόντια μετατόπιση παραμένει πρακτικά εξ ολοκλήρου μετά το πέρας της ανάλυσης.

Η αύξηση καθ' ύψος της μεταλλικής προσθήκης από δύο σε τρεις ορόφους οδηγεί σε μεγαλύτερες μετατοπίσεις στην ανώτερη στάθμη. Οι πενταώροφοι φορείς 3FS και 3FSR εμφανίζουν μέγιστη τιμή $|U_H|_{max} = 7{,}3022\,m$ στο CH2_g, ενώ στους τετραώροφους φορείς οι αντίστοιχες μέγιστες τιμές είναι $5{,}0450\,m$ για τον 2FS και $6{,}0572\,m$ για τον 2FSR. Είναι αντιληπτό ότι οι συγκεκριμένες τιμές μόνο θεωρητική αξία μελέτης και επεξεργασίας έχουν. Πρακτικά οι εν λόγω τιμές αναφέρονται σε κατάρρευση της κατασκευής

Στις μη ακραίες περιπτώσεις μετατοπίσεων κλιμακούμενες περιπτώσεις, η αύξηση του SF οδηγεί σε σταδιακή αύξηση της μέγιστης οριζόντιας μετατόπισης. Χαρακτηριστικά, στον 2FS το WI2 αυξάνεται από $0{,}0224\,m$ στο g σε $0{,}0584\,m$ στο $2.5g$, ενώ στον 3FS το IM2 αυξάνεται από $0{,}0557\,m$ στο g σε $0{,}1622\,m$ στο $3g$.

Η παρουσία υποβαθμισμένου υποστυλώματος φαίνεται να περιορίζει το εύρος κλιμάκωσης πριν την εμφάνιση κρίσιμης βλάβης. Για παράδειγμα, το WI2 φτάνει έως $2.5g$ στον φορέα 2FS, ενώ στον 2FSR φτάνει έως $2g$. Αντίστοιχα, το IM2 φτάνει έως $3g$ στον 3FS, ενώ στον 3FSR φτάνει έως $2g$. Συνεπώς, η τοπική υποβάθμιση δεν επηρεάζει μόνο τις παραμένουσες μετατοπίσεις, αλλά και το μέγιστο επίπεδο κλιμάκωσης που μπορεί να αναπτυχθεί πριν την κρίσιμη αστοχία.

6. Συμπεράσματα και Προτάσεις

6.1 Σύνοψη Ευρημάτων για την Υβριδική Κατασκευή

Στην παρούσα εργασία διερευνήθηκε η σεισμική απόκριση υβριδικών φορέων που αποτελούνται από υφιστάμενο κτίριο οπλισμένου σκυροδέματος και καθ' ύψος μεταλλική προσθήκη. Εξετάστηκαν τέσσερις βασικές διαμορφώσεις: ο τετραώροφος φορέας με διώροφη μεταλλική προσθήκη (2FS), ο αντίστοιχος φορέας με τοπικά υποβαθμισμένο υποστύλωμα (2FSR), ο πενταώροφος φορέας με τριώροφη μεταλλική προσθήκη (3FS) και ο αντίστοιχος φορέας με υποβαθμισμένο υποστύλωμα (3FSR). Η αξιολόγηση πραγματοποιήθηκε μέσω μη γραμμικών δυναμικών αναλύσεων χρονοϊστορίας, τόσο για μεμονωμένα σεισμικά γεγονότα όσο και για συνολικές σεισμικές ακολουθίες.

Από τη σύγκριση των αποτελεσμάτων προέκυψε ότι η υβριδική κατασκευή παρουσιάζει σύνθετη σεισμική συμπεριφορά, η οποία δεν μπορεί να περιγραφεί μόνο από τη μέγιστη μετατόπιση της ανώτερης στάθμης ή μόνο από τη μέγιστη σχετική μετακίνηση ορόφων. Η απόκριση επηρεάζεται ταυτόχρονα από τη γεωμετρία της μεταλλικής προσθήκης, τη στάθμη συγκέντρωσης της βλάβης, την ύπαρξη ή μη τοπικά υποβαθμισμένου υποστυλώματος και τα χαρακτηριστικά κάθε σεισμικής διέγερσης.

Ένα βασικό εύρημα είναι ότι η μέγιστη απόκριση, όπως εκφράζεται μέσω του δείκτη (IDR), εμφανίζεται συχνά στους ανώτερους ορόφους της μεταλλικής προσθήκης. Για τους φορείς με διώροφη μεταλλική προσθήκη, κρίσιμη στάθμη ως προς τη μέγιστη σχετική μετατόπιση εμφανίζεται συχνά ο 4ος όροφος, ενώ για τους φορείς με τριώροφη προσθήκη η μέγιστη απόκριση αναπτύσσεται κυρίως στους ανώτερους μεταλλικούς ορόφους, δηλαδή στον 4ο ή 5ο όροφο. Το αποτέλεσμα αυτό δείχνει ότι η μεταλλική προσθήκη συμμετέχει έντονα στην πλευρική ταλάντωση του συνολικού φορέα.

Αντίθετα, η παραμένουσα παραμόρφωση, όπως εκφράζεται μέσω του δείκτη (RIDR), συγκεντρώνεται σε πολλές περιπτώσεις στους κατώτερους ορόφους του υφιστάμενου φορέα οπλισμένου σκυροδέματος, κυρίως στον 1ο όροφο. Η διαφοροποίηση αυτή είναι ιδιαίτερα σημαντική, διότι δείχνει ότι η θέση της μέγιστης απόκρισης δεν ταυτίζεται απαραίτητα με τη θέση της μεγαλύτερης παραμένουσας παραμόρφωσης. Έτσι, ενώ η μεταλλική προσθήκη μπορεί να εμφανίζει τις μεγαλύτερες σχετικές μετατοπίσεις κατά τη

διάρκεια της διέγερσης, το υφιστάμενο τμήμα Ο/Σ είναι εκείνο που συχνά διατηρεί τη δυσμενέστερη μετασεισμική παραμορφωμένη κατάσταση.

Η κλιμάκωση των σεισμικών διεγέρσεων ανέδειξε επίσης τη σημασία της συσσωρευτικής βλάβης. Σε αρκετές περιπτώσεις, η αύξηση του συντελεστή κλιμάκωσης οδήγησε σε σταδιακή αύξηση του (IDR), αλλά σε δυσανάλογη αύξηση του (RIDR). Αυτό σημαίνει ότι η αύξηση της σεισμικής έντασης δεν επηρεάζει μόνο τη μέγιστη απόκριση του φορέα, αλλά κυρίως τη δυνατότητα επαναφοράς του μετά το πέρας της διέγερσης. Οι δείκτες (R_{res}) και (R_U) έδειξαν ότι σε ορισμένες περιπτώσεις σημαντικό ποσοστό της μέγιστης απόκρισης ή μετατόπισης παραμένει ως παραμένουσα παραμόρφωση ή παραμένουσα μετατόπιση.

Η παρουσία υποβαθμισμένου υποστυλώματος επηρέασε δυσμενώς τη συμπεριφορά των φορέων. Από τη σύγκριση (2FS)–(2FSR) και (3FS)–(3FSR) προέκυψε ότι η τοπική υποβάθμιση μειώνει το διαθέσιμο εύρος κλιμάκωσης πριν την εμφάνιση της πρώτης υπέρβασης ή υπερβάσεων CP. Ενδεικτικά, σε χαρακτηριστικές μη ακραίες περιπτώσεις, το γεγονός (WI2) έφτασε έως (2.5g) στον φορέα (2FS), ενώ στον (2FSR) περιορίστηκε έως (2g). Αντίστοιχα, το γεγονός (IM2) έφτασε έως (3g) στον (3FS), ενώ στον (3FSR) έως (2g). Το στοιχείο αυτό δείχνει ότι η τοπική απώλεια ικανότητας κρίσιμου κατακόρυφου στοιχείου επηρεάζει την ανεκτικότητα του φορέα σε αυξανόμενη σεισμική ένταση.

Η αύξηση της μεταλλικής προσθήκης από δύο σε τρεις ορόφους επηρέασε κυρίως τις μετατοπίσεις της ανώτερης στάθμης. Οι φορείς (3FS) και (3FSR), στους οποίους η ανώτερη στάθμη παρακολουθείται μέσω του κόμβου 528, εμφάνισαν μεγαλύτερες δυνατές οριζόντιες μετατοπίσεις σε σχέση με τους φορείς (2FS) και (2FSR), όπου χρησιμοποιείται ο κόμβος 192. Το γεγονός αυτό συνδέεται με την αύξηση του ύψους και της μάζας της μεταλλικής προσθήκης, η οποία μεταβάλλει τη συνολική δυναμική απόκριση του υβριδικού συστήματος.

Ιδιαίτερη σημασία έχουν οι περιπτώσεις στις οποίες οι μέγιστες μετατοπίσεις συνοδεύονται από πολύ υψηλές παραμένουσες μετατοπίσεις. Σε αυτές τις περιπτώσεις, ο λόγος (R_U) προσεγγίζει τη μονάδα, γεγονός που υποδηλώνει ότι η μέγιστη μετατόπιση της ανώτερης στάθμης παραμένει σχεδόν εξ ολοκλήρου μετά το τέλος της ανάλυσης. Τέτοιες περιπτώσεις δεν ερμηνεύονται ως συνήθης ανελαστική απόκριση, αλλά ως ένδειξη σοβαρής αστοχίας ή πρακτικής κατάρρευσης.

Συνολικά, τα αποτελέσματα δείχνουν ότι η σεισμική τρωτότητα των υβριδικών φορέων δεν εξαρτάται αποκλειστικά από το ύψος της μεταλλικής προσθήκης, αλλά από τη συνδυασμένη επίδραση της γεωμετρίας, της τοπικής κατάστασης του υφιστάμενου φορέα Ο/Σ και των χαρακτηριστικών της σεισμικής διέγερσης. Η χρήση συνδυασμένων δεικτών, όπως (IDR), (RIDR), (R_{res}), (R_U) και (SF_{CP}), αποδείχθηκε απαραίτητη για την πληρέστερη κατανόηση της απόκρισης και της μετασεισμικής κατάστασης των εξεταζόμενων φορέων.

6.2 Επίδραση των Μετασεισμών στην Τρωτότητα του Συστήματος

Η διερεύνηση των σεισμικών ακολουθιών ανέδειξε ότι η απόκριση των υβριδικών φορέων δεν εξαρτάται μόνο από τη μέγιστη ένταση ενός μεμονωμένου σεισμικού γεγονότος, αλλά και από τη συσσώρευση βλάβης που προκαλείται όταν περισσότερες διεγέρσεις εφαρμόζονται διαδοχικά στον ίδιο φορέα. Σε αντίθεση με την ανάλυση μεμονωμένων γεγονότων, όπου ο φορέας εισέρχεται κάθε φορά στην ανάλυση από την αρχική προσεισμική κατάσταση, στις συνολικές σεισμικές ακολουθίες η βλάβη, οι πλαστικές παραμορφώσεις και οι παραμένουσες παραμορφώσεις που αναπτύσσονται κατά το πρώτο γεγονός διατηρούνται και επηρεάζουν την απόκριση στα επόμενα γεγονότα.

Από τα αποτελέσματα προέκυψε ότι οι σεισμικές ακολουθίες δεν οδηγούν πάντοτε στη μεγαλύτερη μέγιστη απόκριση (IDR) σε σύγκριση με το δυσμενέστερο μεμονωμένο γεγονός. Σε αρκετές περιπτώσεις, κάποιο επιμέρους γεγονός της ακολουθίας ήταν εκείνο που προκάλεσε τη μέγιστη σχετική μετατόπιση ορόφου. Ωστόσο, οι συνολικές ακολουθίες αποδείχθηκαν ιδιαίτερα κρίσιμες ως προς την παραμένουσα παραμόρφωση (RIDR), καθώς συχνά οδήγησαν σε δυσμενέστερη μετασεισμική κατάσταση του φορέα, έως και κατάρρευση.

Το εύρημα αυτό είναι σημαντικό, διότι δείχνει ότι η τρωτότητα του συστήματος δεν μπορεί να αξιολογηθεί αποκλειστικά με βάση τη μέγιστη τιμή (IDR). Η μέγιστη απόκριση εκφράζει την παροδική απαίτηση κατά τη διάρκεια της διέγερσης, ενώ το (RIDR) εκφράζει την παραμένουσα παραμόρφωση μετά το τέλος της σεισμικής δράσης. Επομένως, ένας φορέας μπορεί να μην εμφανίζει τη μέγιστη δυνατή σχετική μετατόπιση υπό τη συνολική ακολουθία, αλλά να παραμένει σε πιο δυσμενή μετασεισμική παραμορφωμένη κατάσταση λόγω της συσσώρευσης βλάβης.

Η επίδραση των μετασεισμών είναι ιδιαίτερα εμφανής στις περιπτώσεις όπου η συνολική ακολουθία προκάλεσε αυξημένες παραμένουσες παραμορφώσεις στον 1ο όροφο του υφιστάμενου φορέα οπλισμένου σκυροδέματος. Η συγκέντρωση του (RIDR) στη χαμηλότερη στάθμη είναι κρίσιμη, επειδή ο 1ος όροφος συμμετέχει καθοριστικά στη μεταφορά των κατακόρυφων και οριζόντιων δράσεων της υπερκείμενης μεταλλικής προσθήκης. Η ανάπτυξη παραμενουσών παραμορφώσεων στη στάθμη αυτή μειώνει τη δυνατότητα επαναφοράς του φορέα και αυξάνει την πιθανότητα ενεργοποίησης δυσμενών μηχανισμών βλάβης.

Στους φορείς με υποβαθμισμένο υποστύλωμα, η επίδραση των μετασεισμών εμφανίζεται ακόμη πιο πιο δυσμενής. Η τοπική μείωση της φέρουσας ικανότητας περιορίζει τη δυνατότητα του φορέα να ανακατανείμει με ασφάλεια τις δράσεις μετά από διαδοχικές διεγέρσεις. Έτσι, η σεισμική ακολουθία μπορεί να επιταχύνει την ανάπτυξη παραμενουσών παραμορφώσεων και να οδηγήσει νωρίτερα σε υπέρβαση/υπερβάσεις CP ή σε πρακτική αστοχία. Αυτό παρατηρήθηκε κυρίως στους φορείς (2FSR) και (3FSR), όπου η παρουσία του υποβαθμισμένου υποστυλώματος συνδέθηκε με μειωμένο διαθέσιμο εύρος κλιμάκωσης και αυξημένη ευπάθεια σε παραμένουσες μετακινήσεις.

Η επίδραση των μετασεισμών διαφοροποιείται επίσης ανάλογα με τη γεωμετρία της μεταλλικής προσθήκης. Στους φορείς με τριώροφη μεταλλική προσθήκη, η αυξημένη μάζα και το μεγαλύτερο ύψος της υπερκείμενης κατασκευής οδηγούν σε μεγαλύτερες απαιτήσεις μετατόπισης στην ανώτερη στάθμη. Ωστόσο, η κρίσιμη μετασεισμική κατάσταση δεν περιορίζεται απαραίτητα στους ανώτερους ορόφους. Αντίθετα, σε αρκετές περιπτώσεις η παραμένουσα παραμόρφωση συγκεντρώνεται στο υφιστάμενο τμήμα Ο/Σ, γεγονός που αναδεικνύει τη σημασία της αλληλεπίδρασης μεταξύ της μεταλλικής προσθήκης και του αρχικού φορέα.

Οι δείκτες (R_{res}) και (R_U) επιβεβαίωσαν τη σημασία της παραμένουσας κατάστασης μετά από σεισμικές ακολουθίες. Όταν οι δείκτες αυτοί λαμβάνουν υψηλές τιμές, σημαντικό ποσοστό της μέγιστης απόκρισης ή της μέγιστης μετατόπισης παραμένει μετά το τέλος της διέγερσης. Σε τέτοιες περιπτώσεις, η κατασκευή δεν εμφανίζει απλώς αυξημένη παροδική μετατόπιση, αλλά εισέρχεται σε μη ανακτήσιμη κατάσταση, η οποία συνδέεται με αυξημένη τρωτότητα και πιθανή απώλεια φέρουσας ικανότητας.

Συνολικά, τα αποτελέσματα δείχνουν ότι οι μετασεισμοί επιβαρύνουν την τρωτότητα των υβριδικών φορέων κυρίως μέσω της συσσώρευσης παραμενουσών παραμορφώσεων και της σταδιακής ενεργοποίησης πλαστικών αρθρώσεων. Η συνολική σεισμική ακολουθία μπορεί να μην είναι πάντοτε δυσμενέστερη ως προς τη μέγιστη απόκριση (IDR), αλλά είναι καθοριστική για την τελική κατάσταση του φορέα. Για τον λόγο αυτό, η αποτίμηση υβριδικών κατασκευών με καθ' ύψος μεταλλικές προσθήκες πρέπει να λαμβάνει υπόψη όχι μόνο τα μεμονωμένα σεισμικά γεγονότα, αλλά και την πιθανότητα διαδοχικών διεγέρσεων τύπου κύριου σεισμού–μετασεισμού.

6.3 Προτάσεις για Μελλοντική Έρευνα

Η παρούσα εργασία ανέδειξε σημαντικές πτυχές της σεισμικής συμπεριφοράς υβριδικών φορέων που αποτελούνται από υφιστάμενο κτίριο οπλισμένου σκυροδέματος και καθ' ύψος μεταλλική προσθήκη. Παρά τα συμπεράσματα που προέκυψαν, το αντικείμενο παρουσιάζει σημαντικό ερευνητικό ενδιαφέρον και μπορεί να επεκταθεί περαιτέρω μελλοντικά, τόσο ως προς τη μοντελοποίηση όσο και ως προς το εύρος των παραμετρικών αναλύσεων.

Μία πρώτη κατεύθυνση αφορά τη διερεύνηση μεγαλύτερου αριθμού σεισμικών καταγραφών και σεισμικών ακολουθιών. Στην παρούσα εργασία χρησιμοποιήθηκαν συγκεκριμένες σεισμικές διεγέρσεις και ακολουθίες τύπου κύριου σεισμού–μετασεισμού. Η επέκταση της ανάλυσης σε περισσότερα επιταχυνσιογραφήματα, με διαφορετικό συχνοτικό περιεχόμενο, διάρκεια, μέγιστη επιτάχυνση και ενεργειακά χαρακτηριστικά, θα μπορούσε να οδηγήσει σε περισσότερα συμπεράσματα για την τρωτότητα των υβριδικών κατασκευών.

Ιδιαίτερο ενδιαφέρον παρουσιάζει επίσης η εξέταση περισσότερων σεναρίων μετασεισμικών ακολουθιών. Η απόκριση ενός φορέα υπό διαδοχικές διεγέρσεις επηρεάζεται όχι μόνο από την ένταση του κύριου σεισμού, αλλά και από τη χρονική σειρά, τη σχετική ένταση και τα χαρακτηριστικά των μετασεισμών. Μελλοντικές αναλύσεις θα μπορούσαν να εξετάσουν διαφορετικούς συνδυασμούς κύριου σεισμού και μετασεισμών, καθώς και σεισμικές ακολουθίες με περισσότερα επιμέρους γεγονότα.

Μία δεύτερη σημαντική κατεύθυνση αφορά τη διερεύνηση διαφορετικών διαμορφώσεων μεταλλικής προσθήκης. Στην παρούσα εργασία εξετάστηκαν φορείς με διώροφη και

τριώροφη μεταλλική προσθήκη. Μελλοντικά θα μπορούσαν να αναλυθούν και άλλες γεωμετρικές διατάξεις, διαφορετικά ύψη προσθήκης, διαφορετικές διατομές μεταλλικών μελών, εναλλακτικά συστήματα πλευρικής δυσκαμψίας και διαφορετικές διατάξεις συνδέσμων. Με τον τρόπο αυτό θα ήταν δυνατή η αξιολόγηση της επίδρασης της μορφής της προσθήκης στη συνολική δυναμική συμπεριφορά του υβριδικού φορέα.

Επιπλέον, θα ήταν χρήσιμη η πιο αναλυτική διερεύνηση της διεπαφής μεταξύ του υφιστάμενου φορέα Ο/Σ και της μεταλλικής προσθήκης. Μελλοντική έρευνα θα μπορούσε να εξετάσει διαφορετικούς τρόπους σύνδεσης των δύο φορέων, διαφορετική δυσκαμψία κόμβων, ενδεχόμενες τοπικές αστοχίες συνδέσεων, καθώς και την επίδραση της μερικής ή πλήρους συνεργασίας μεταξύ Ο/Σ και χάλυβα.

Μία ακόμη κατεύθυνση αφορά την παραμετρική διερεύνηση της τοπικής υποβάθμισης κρίσιμων στοιχείων του υφιστάμενου φορέα. Στην παρούσα εργασία εξετάστηκε ειδικό σενάριο υποβαθμισμένου υποστυλώματος. Μελλοντικά θα μπορούσαν να εξεταστούν περισσότερες θέσεις υποβαθμισμένων υποστυλωμάτων, διαφορετικά επίπεδα μείωσης φέρουσας ικανότητας, συνδυασμοί υποβαθμισμένων στοιχείων, καθώς και περιπτώσεις υποβάθμισης δοκών ή κόμβων. Η ανάλυση αυτή θα επέτρεπε καλύτερη κατανόηση της ευαισθησίας του υβριδικού συστήματος σε τοπικές αδυναμίες του υφιστάμενου φορέα.

Περαιτέρω έρευνα θα μπορούσε επίσης να εστιάσει στη λεπτομερέστερη προσομοίωση της ανελαστικής συμπεριφοράς των μελών. Η χρήση διαφορετικών μοντέλων πλαστικών αρθρώσεων, διαφορετικών κριτηρίων αποτίμησης και διαφορετικών νόμων υποβάθμισης αντοχής και δυσκαμψίας θα μπορούσε να επηρεάσει σημαντικά τα αποτελέσματα. Ιδιαίτερα για τα υφιστάμενα στοιχεία Ο/Σ, η ακριβέστερη προσομοίωση της ψαθυρής συμπεριφοράς, της διάτμησης, της αλληλεπίδρασης αξονικής δύναμης και ροπών και της υποβάθμισης υπό ανακυκλιζόμενη φόρτιση αποτελεί κρίσιμο ζήτημα.

Επιπλέον, θα ήταν χρήσιμη η σύγκριση των αποτελεσμάτων με άλλες μεθόδους αποτίμησης. Η παρούσα εργασία βασίστηκε σε μη γραμμικές δυναμικές αναλύσεις χρονοϊστορίας, οι οποίες παρέχουν λεπτομερή εικόνα της απόκρισης. Μελλοντικά, θα μπορούσε να γίνει σύγκριση με μη γραμμικές στατικές αναλύσεις, μεθόδους επιτελεστικού σχεδιασμού ή πιθανοτικές μεθόδους τρωτότητας. Η σύγκριση αυτή θα βοηθούσε στην

αξιολόγηση της ακρίβειας και της πρακτικής χρησιμότητας κάθε μεθόδου για υβριδικούς φορείς με καθ' ύψος προσθήκες.

Τέλος, ιδιαίτερο ενδιαφέρον παρουσιάζει η ανάπτυξη καμπυλών τρωτότητας για υβριδικές κατασκευές Ο/Σ–χάλυβα. Με τη χρήση μεγαλύτερου αριθμού αναλύσεων και περισσότερων σεισμικών καταγραφών, θα μπορούσαν να εξαχθούν στατιστικά πιο αντιπροσωπευτικές σχέσεις μεταξύ έντασης σεισμικής διέγερσης και πιθανότητας υπέρβασης συγκεκριμένων οριακών καταστάσεων. Τέτοιες καμπύλες θα μπορούσαν να αποτελέσουν χρήσιμο εργαλείο για τη σεισμική αποτίμηση, τον σχεδιασμό ενισχύσεων και τη λήψη αποφάσεων για υφιστάμενα κτίρια στα οποία προβλέπεται μεταλλική καθ' ύψος προσθήκη.

Συνοψίζοντας, η μελλοντική έρευνα θα μπορούσε να επεκτείνει την παρούσα εργασία μέσω περισσότερων σεισμικών καταγραφών, διαφορετικών σεναρίων προσθηκών κατασκευών, λεπτομερέστερης προσομοίωσης της διεπαφής, παραμετρικής διερεύνησης τοπικών αστοχιών και πιθανοτικής αποτίμησης της τρωτότητας. Οι επεκτάσεις αυτές θα συνέβαλαν ουσιαστικά στη βαθύτερη κατανόηση της συμπεριφοράς υβριδικών φορέων και στη διαμόρφωση ασφαλέστερων πρακτικών σχεδιασμού μεταλλικών προσθηκών σε υφιστάμενες κατασκευές οπλισμένου σκυροδέματος.

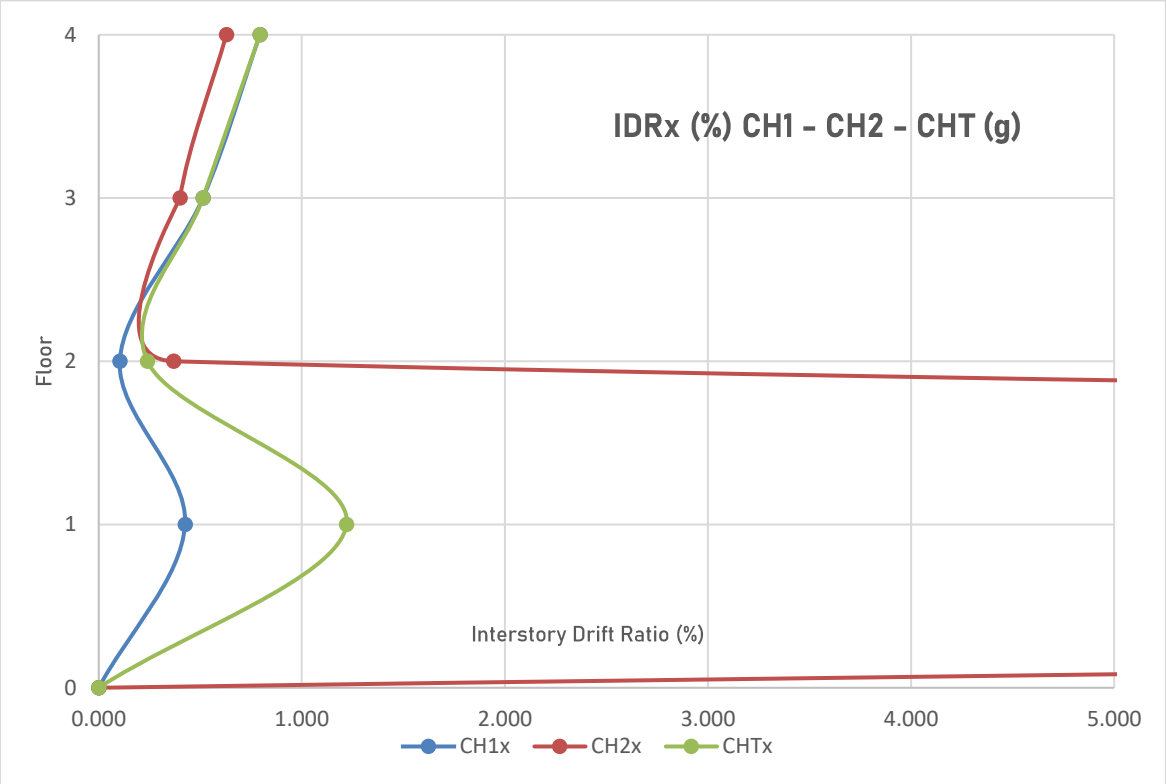
Παράρτημα Α: Διαγράμματα IDR, RIDR και Μετακινήσεων Κόμβων Ελέγχου 192 και 528 για τις Αναλύσεις Χρονοϊστορίας

Στο παρόν παράρτημα παρατίθενται συγκεντρωτικά τα διαγράμματα που προέκυψαν από τις μη γραμμικές δυναμικές αναλύσεις χρονοϊστορίας των εξεταζόμενων φορέων. Τα διαγράμματα αφορούν τους δείκτες σχετικής μετακίνησης ορόφων (IDR), τους δείκτες παραμένουσας σχετικής παραμόρφωσης (RIDR), καθώς και τις μετακινήσεις των χαρακτηριστικών ακραίων κόμβων ελέγχου 192 και 528.

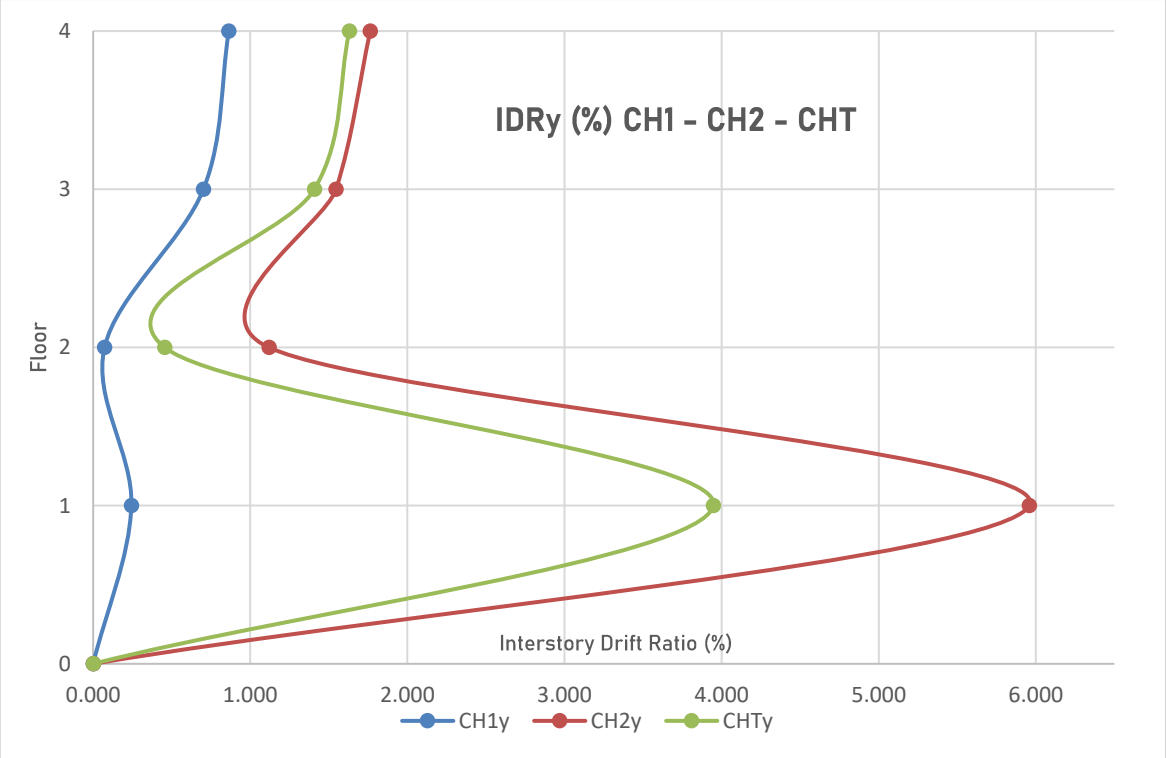
Η παρουσίαση γίνεται ανά φορέα, σεισμικό γεγονός. Επιλέγονται τα επίπεδα κλιμάκωσης όπου είτε παρουσιάζεται υπέρβαση επιπέδου CP εξ' αρχής (δηλ. SF = g), είτε συγκρίνονται αποτελέσματα κλιμακώσεων μέχρι την κρίσιμη ένταση στην οποία παρουσιάζεται υπέρβαση επιπέδου CP (π.χ. συγκριτικό διάγραμμα γεγονότων g και 1.5g). Τα διαγράμματα λειτουργούν υποστηρικτικά προς τα αποτελέσματα που σχολιάζονται στο κυρίως κείμενο και παρέχουν αναλυτική τεκμηρίωση των συγκριτικών παρατηρήσεων που διατυπώνονται στο Κεφάλαιο 5.

ΚΤΙΡΙΟ 2FS

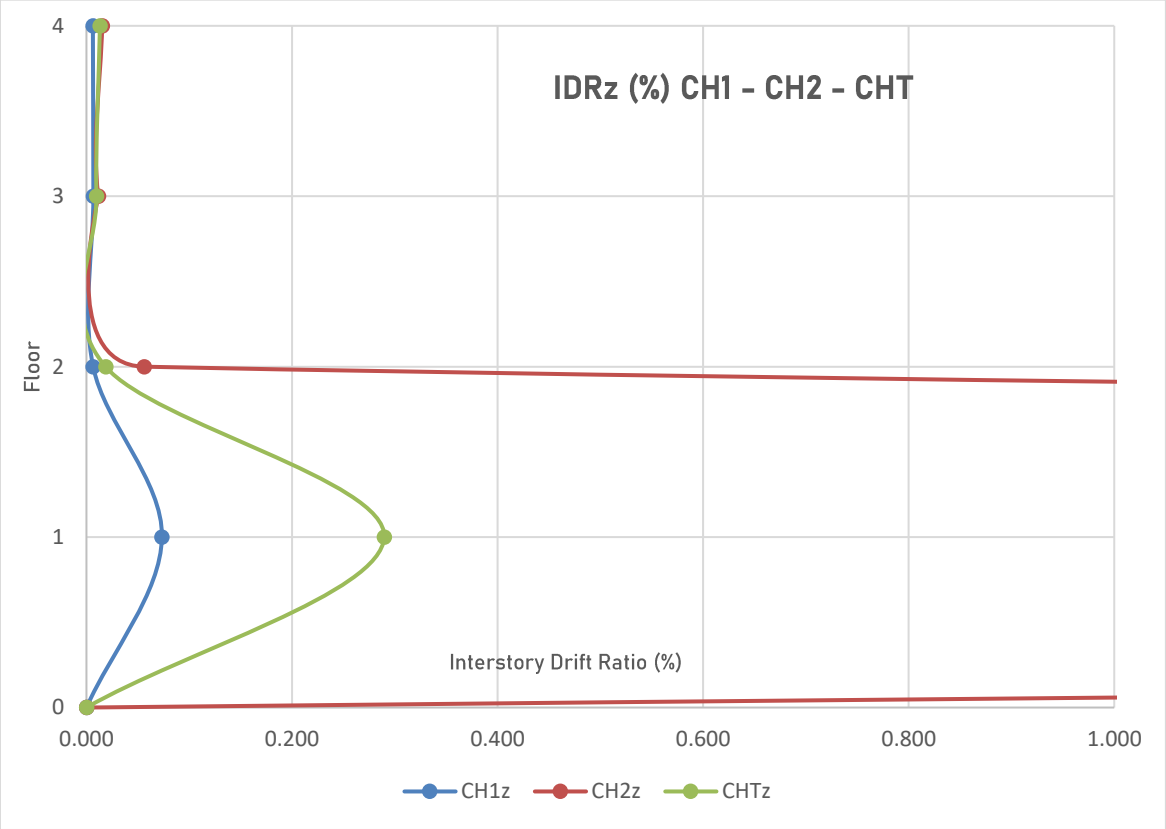
Σεισμός CH – IDR – Scale Factor g



Διάγραμμα Α.1 – IDRx & Κατάρρευση στο CH2$_x$/Αστοχία στον 1ο Όροφο

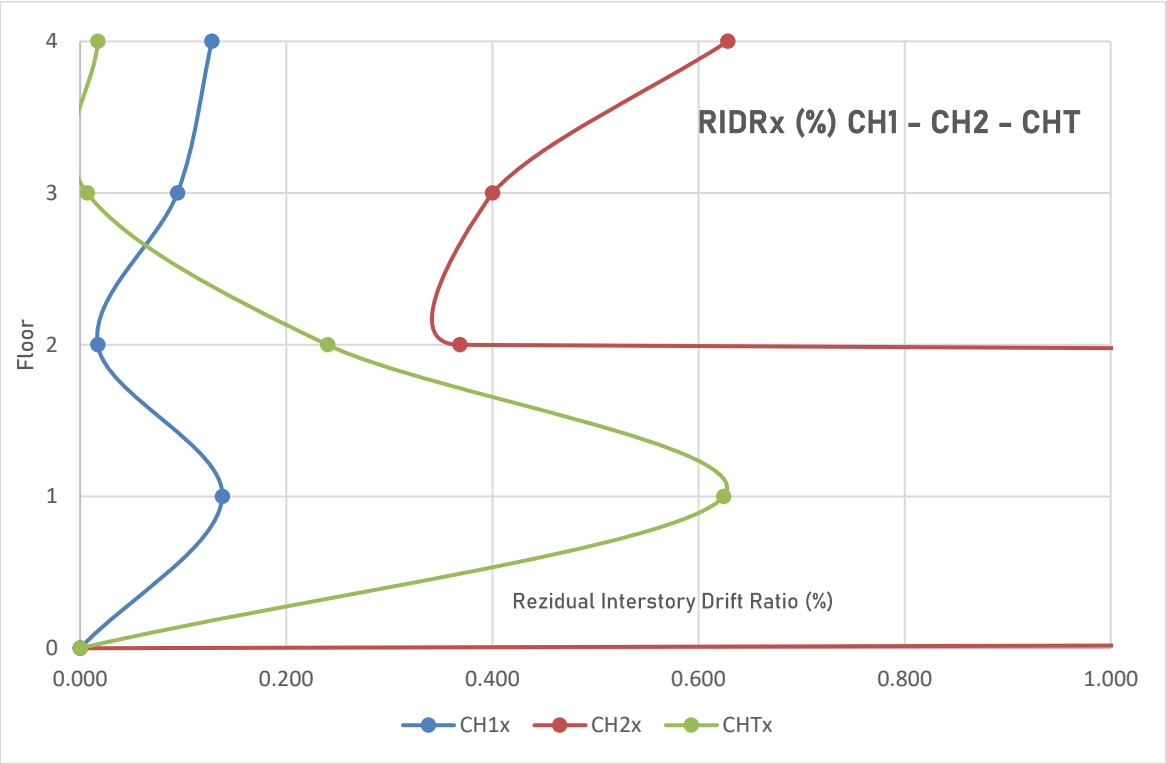


Διάγραμμα Α.2 – IDRy & Αστοχίες στον 1ο Όροφο

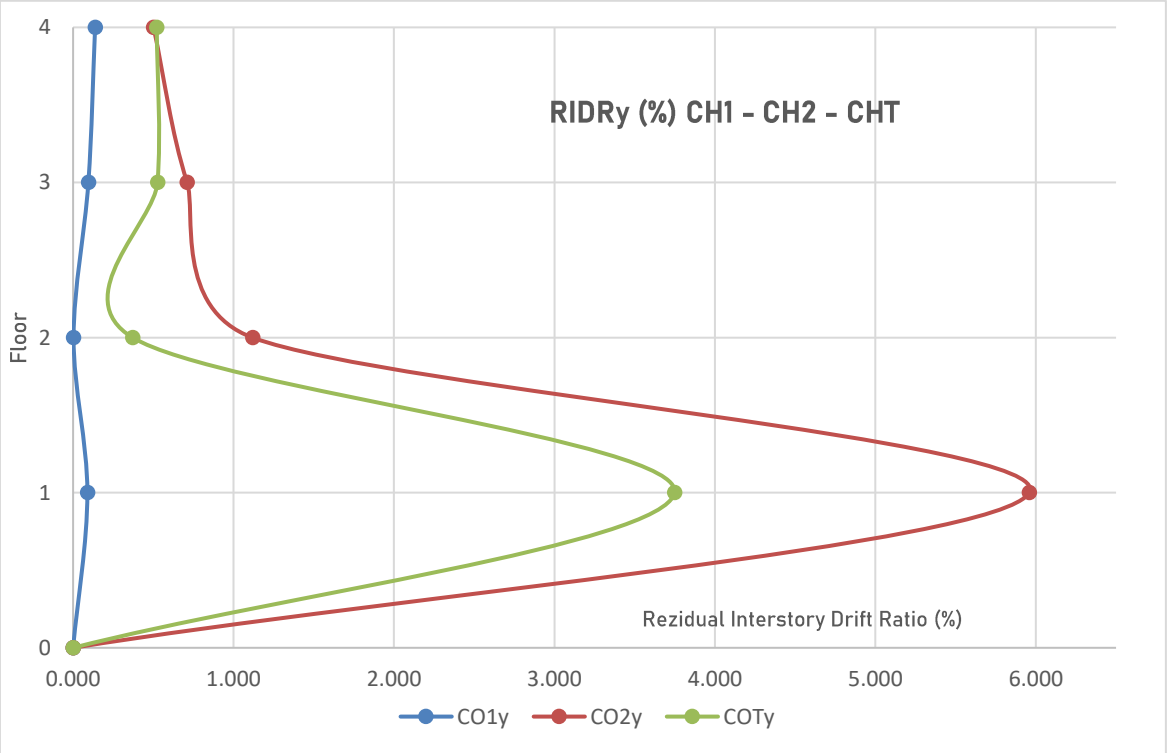


Διάγραμμα Α.3 – IDRz & Κατάρρευση στο CH2z/Αστοχία στον 1ο Όροφο

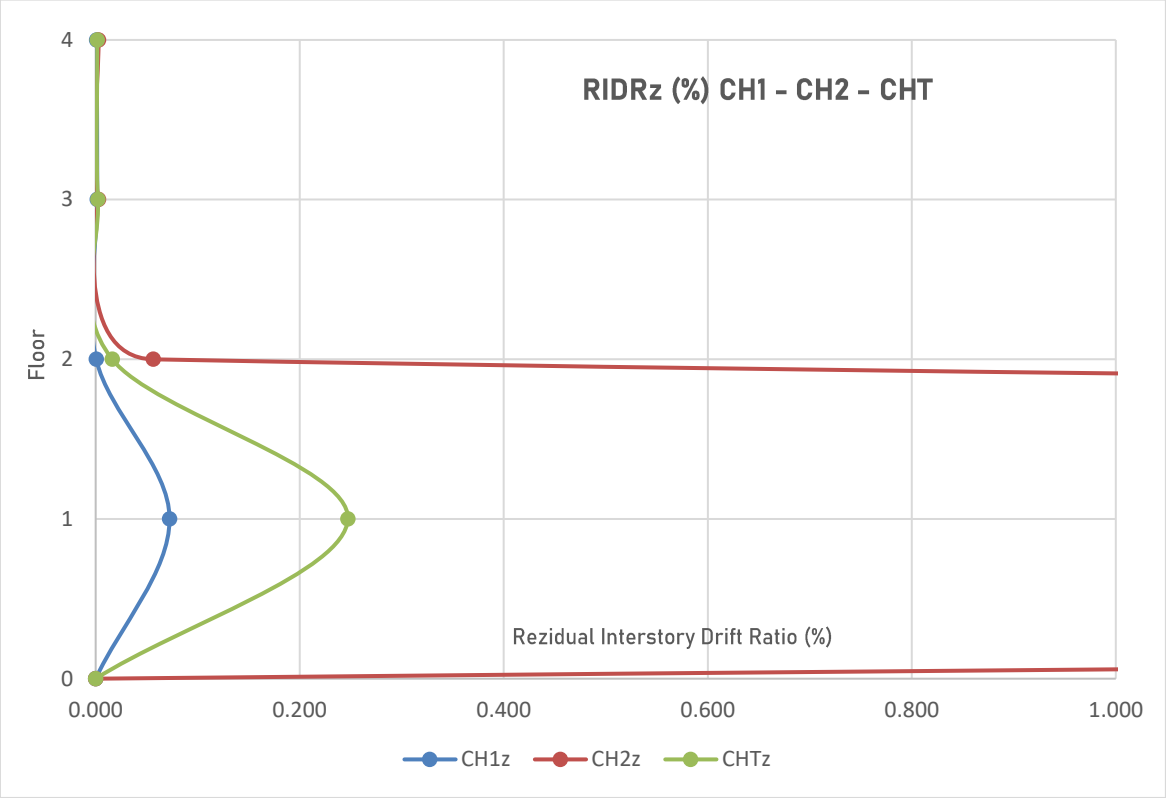
Σεισμός CH – RIDR – Scale Factor g



Διάγραμμα Α.4 – RIDRx & Κατάρρευση στο CH2z/Αστοχία στον 1ο Όροφο

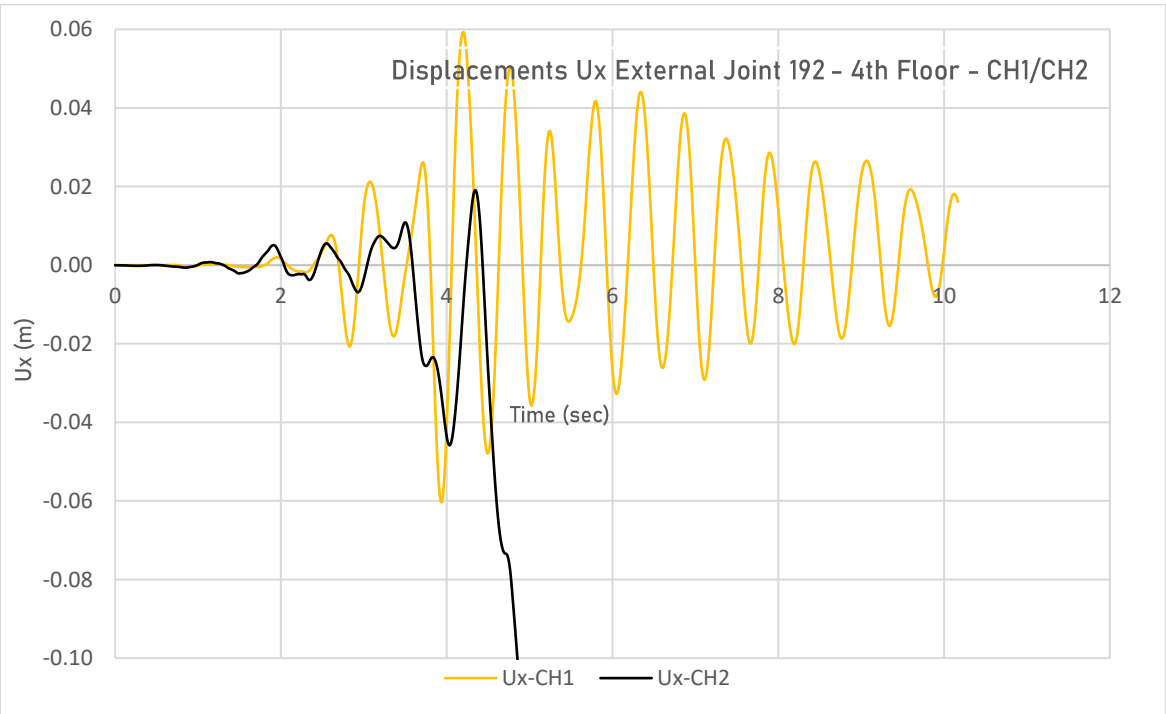


Διάγραμμα Α.5 – RIDRy & Αστοχίες στον 1ο Όροφο

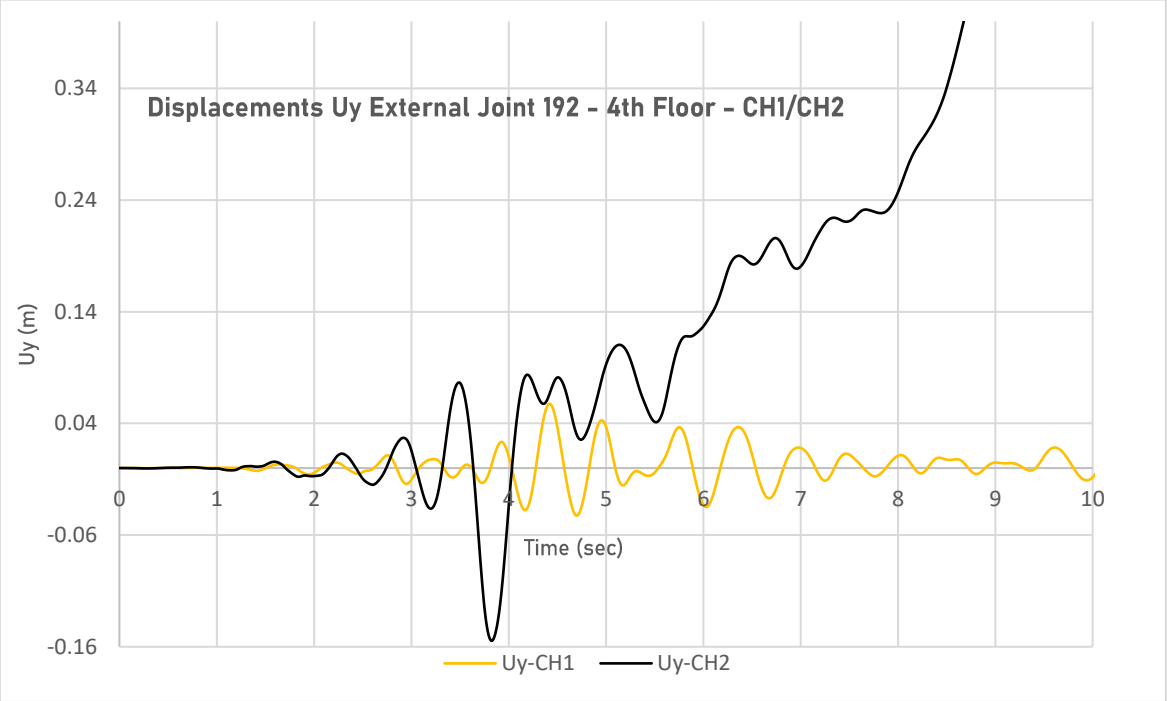


Διάγραμμα Α.6 – RIDRz & Κατάρρευση στο CH2z/Αστοχία στον 1ο Όροφο

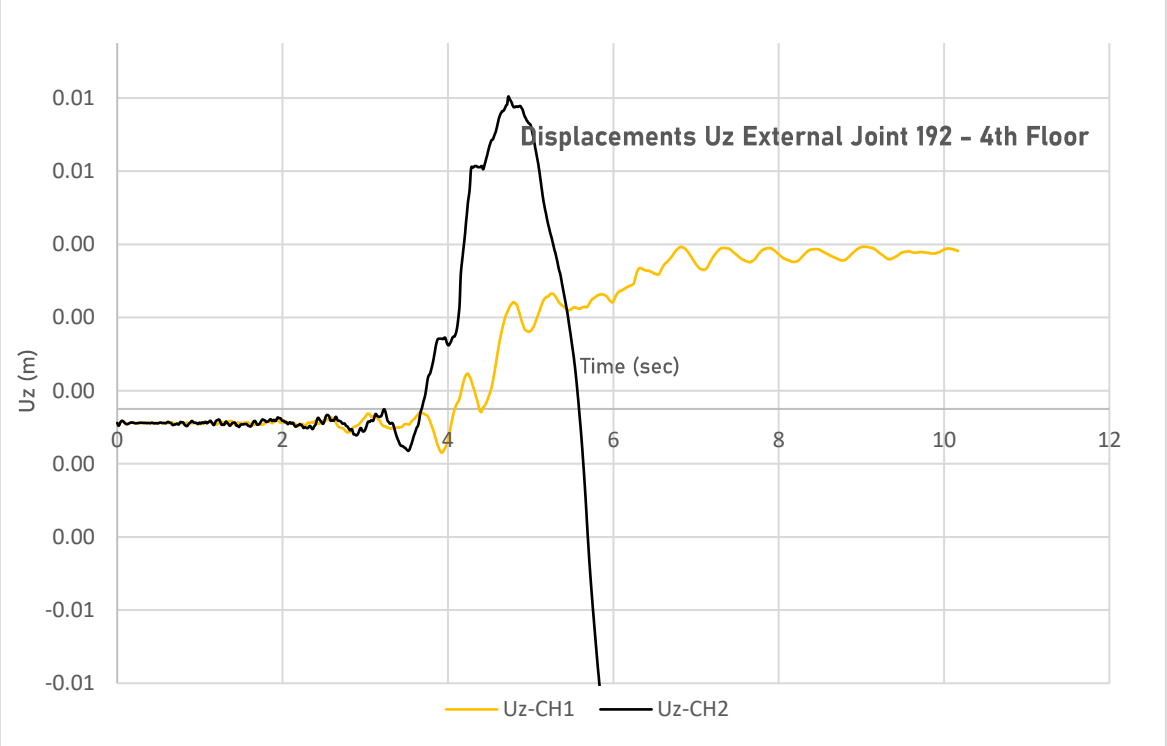
Σεισμός CH – Μετατοπίσεις κόμβου 192 – Scale Factor g



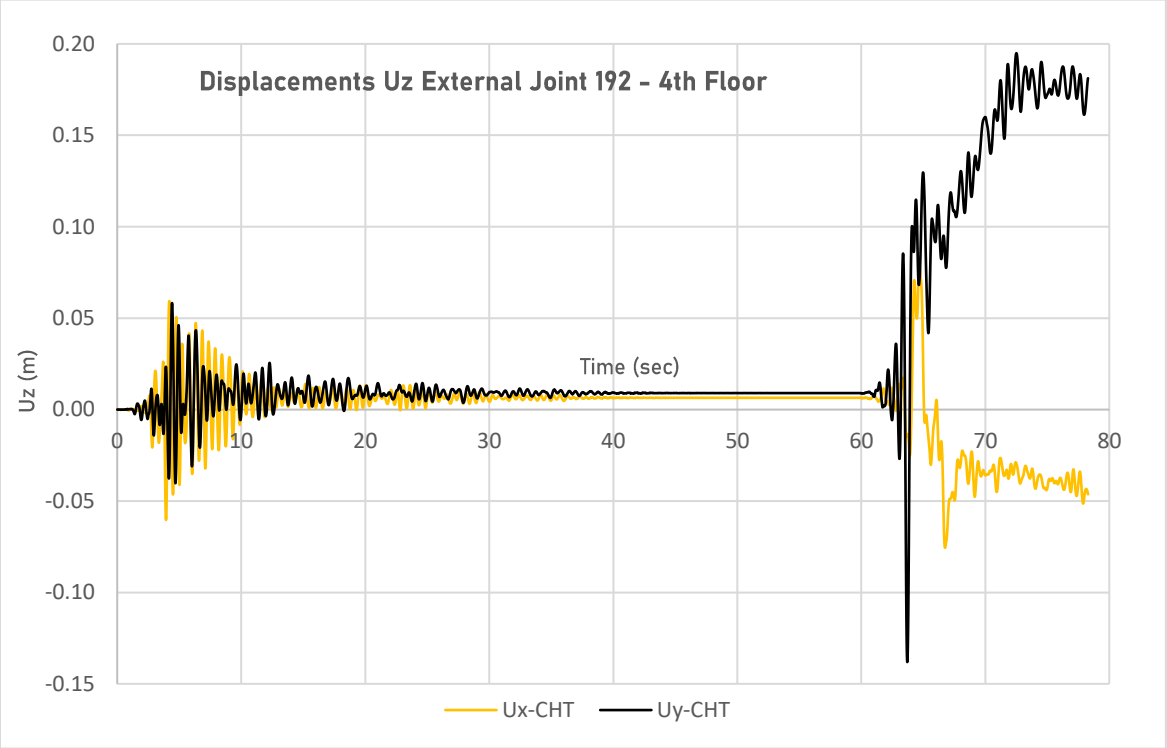
Διάγραμμα Α.7 – Μετατοπίσεις Ux για σεισμό CH1 & CH2



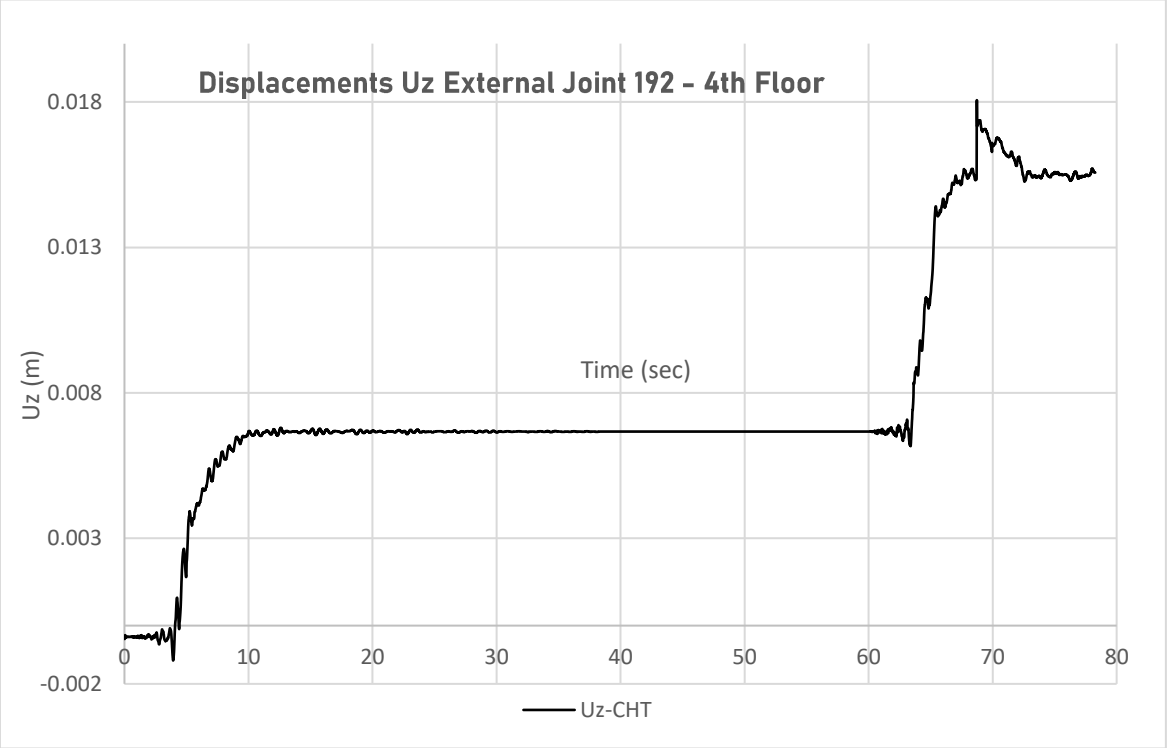
Διάγραμμα Α.8 – Μετατοπίσεις Uy για σεισμό CH1 & CH2



Διάγραμμα Α.9 – Μετατοπίσεις Uz για σεισμό CH1 & CH2

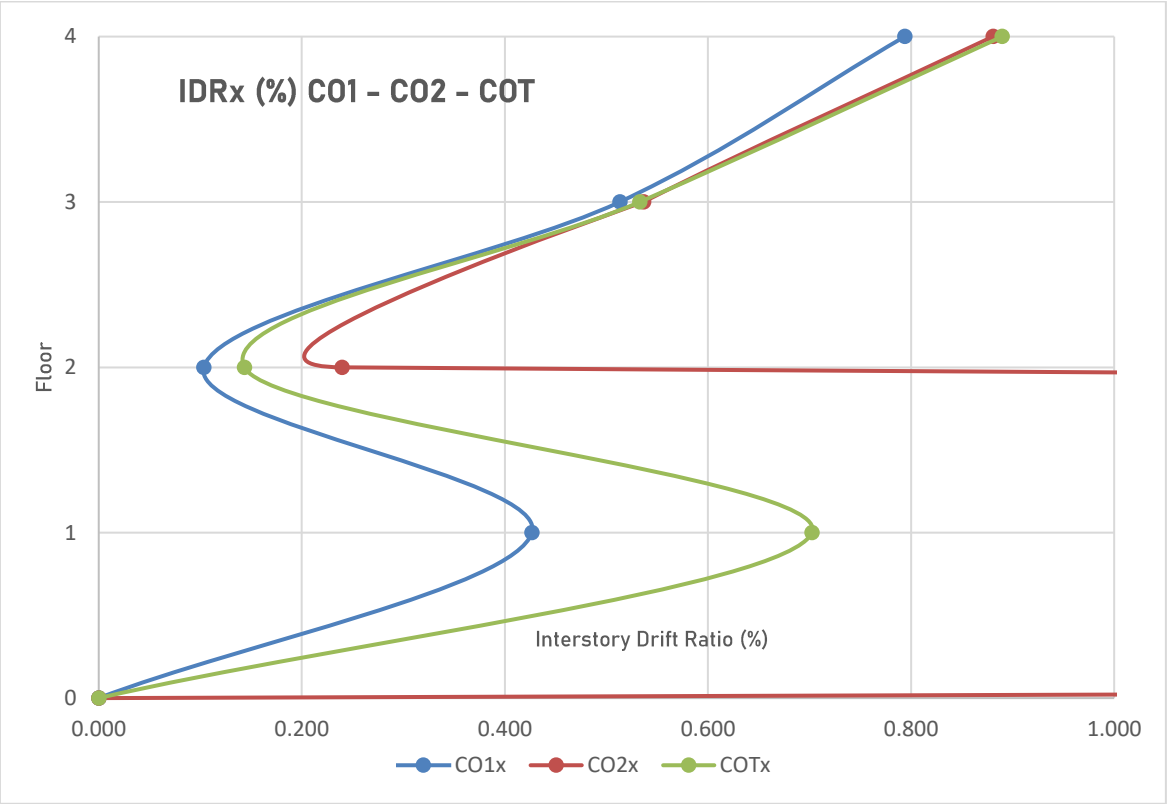


Διάγραμμα Α.10 – Μετατοπίσεις Ux & Uy για σεισμό CHT

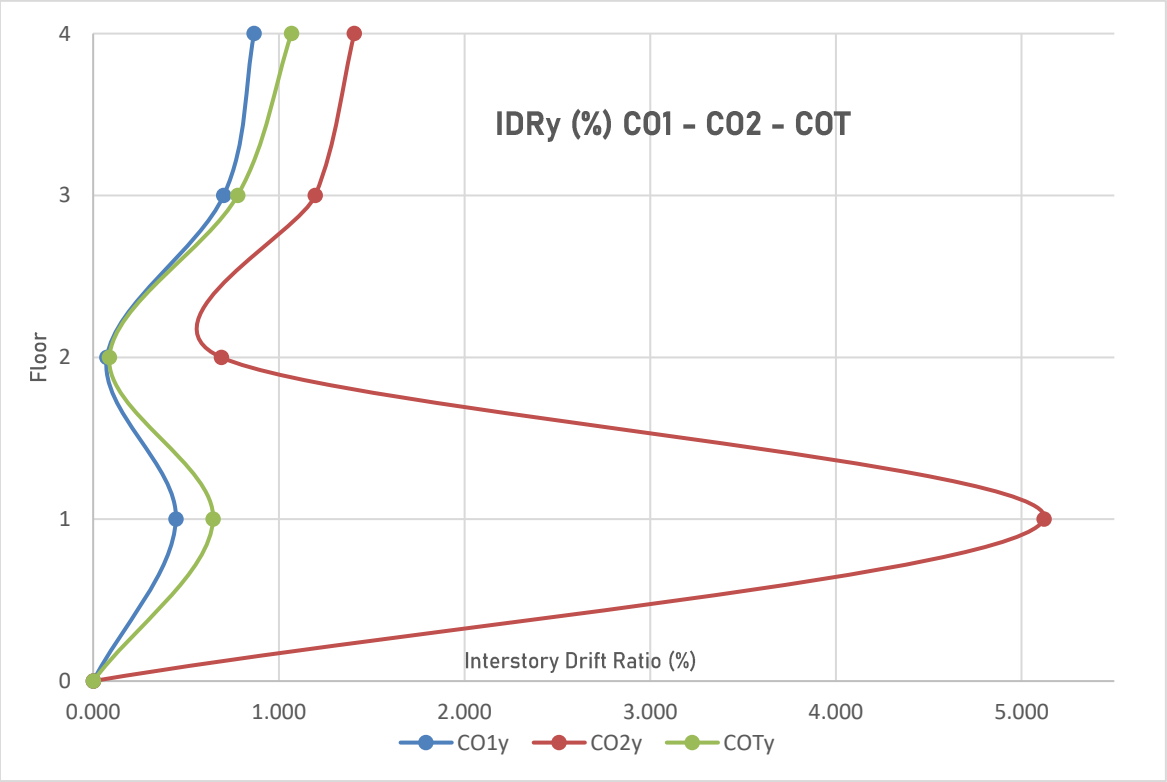


Διάγραμμα Α.11 – Μετατοπίσεις Uz για σεισμό CHT

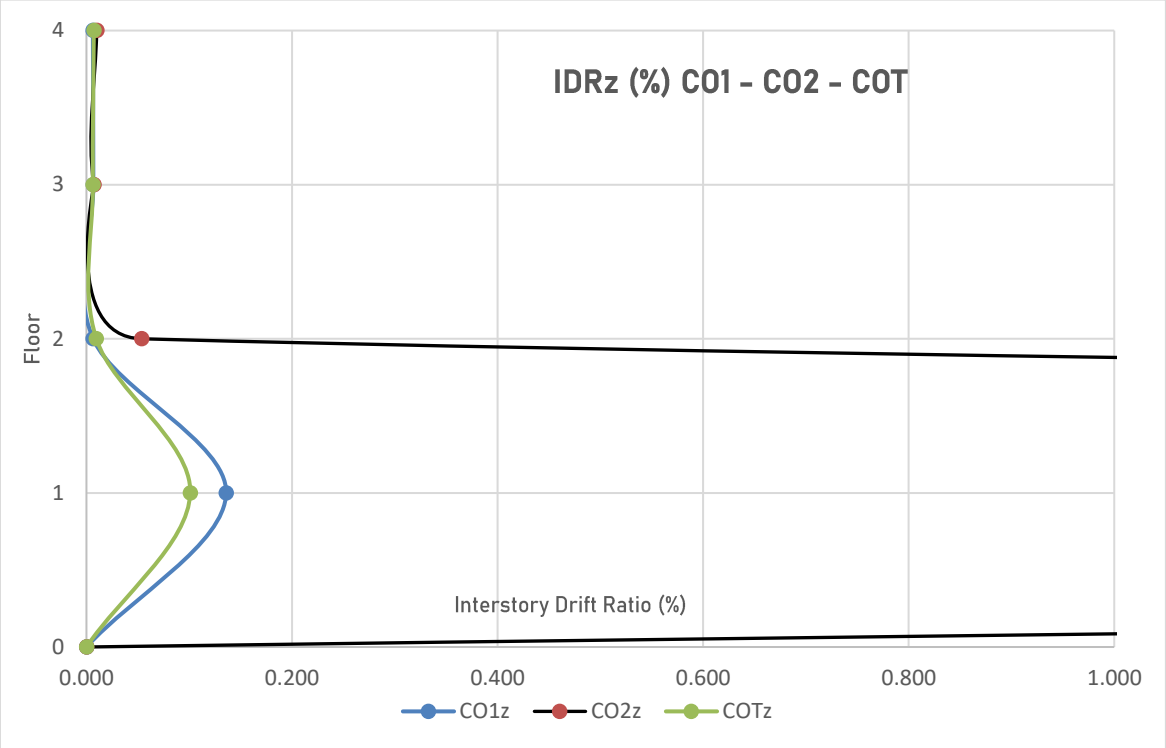
Σεισμός CO – IDR – Scale Factor g



Διάγραμμα Α.12 – IDRx & Κατάρρευση στο CO2x/Αστοχία στον 1ο Όροφο

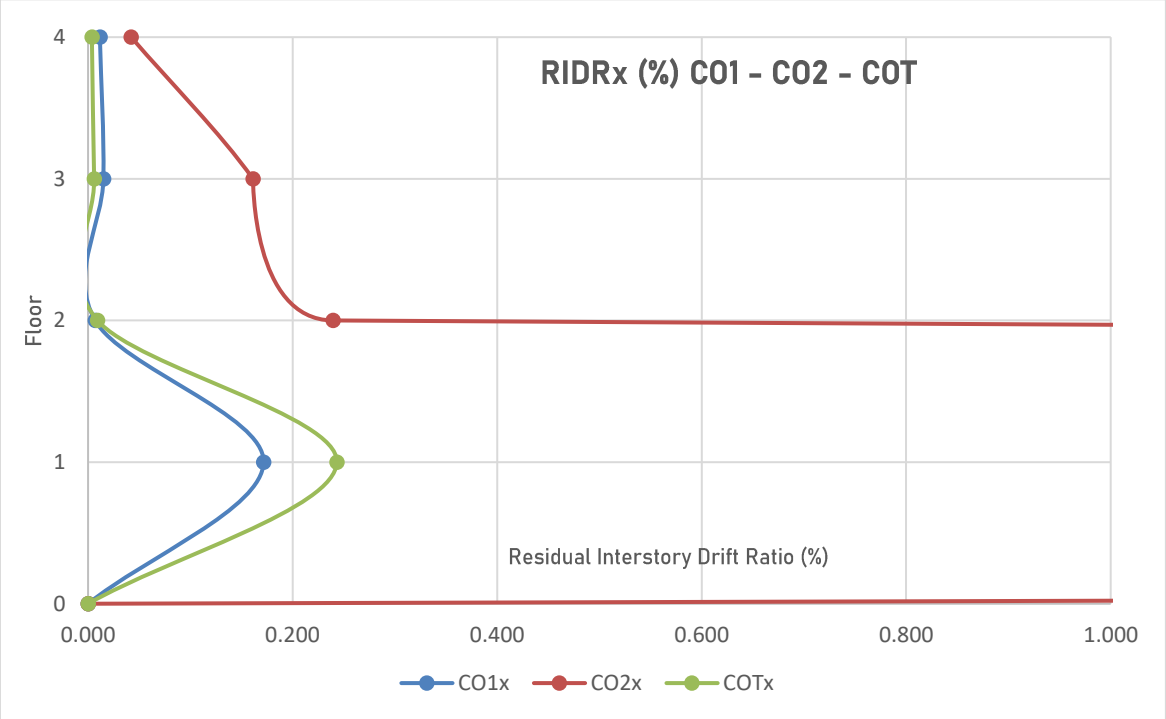


Διάγραμμα Α.13 – IDRy & Αστοχία στον 1ο Όροφο

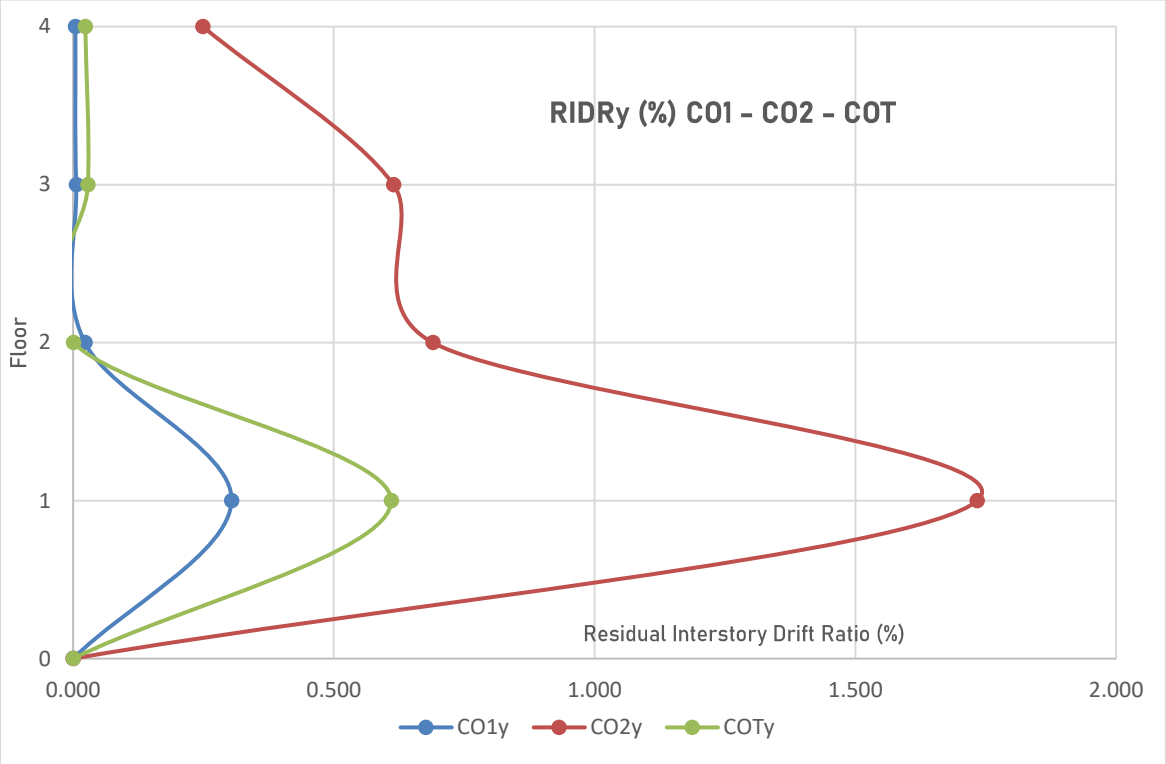


Διάγραμμα Α.14 – IDRz & Κατάρρευση στο CO2z/Αστοχία στον 1ο Όροφο

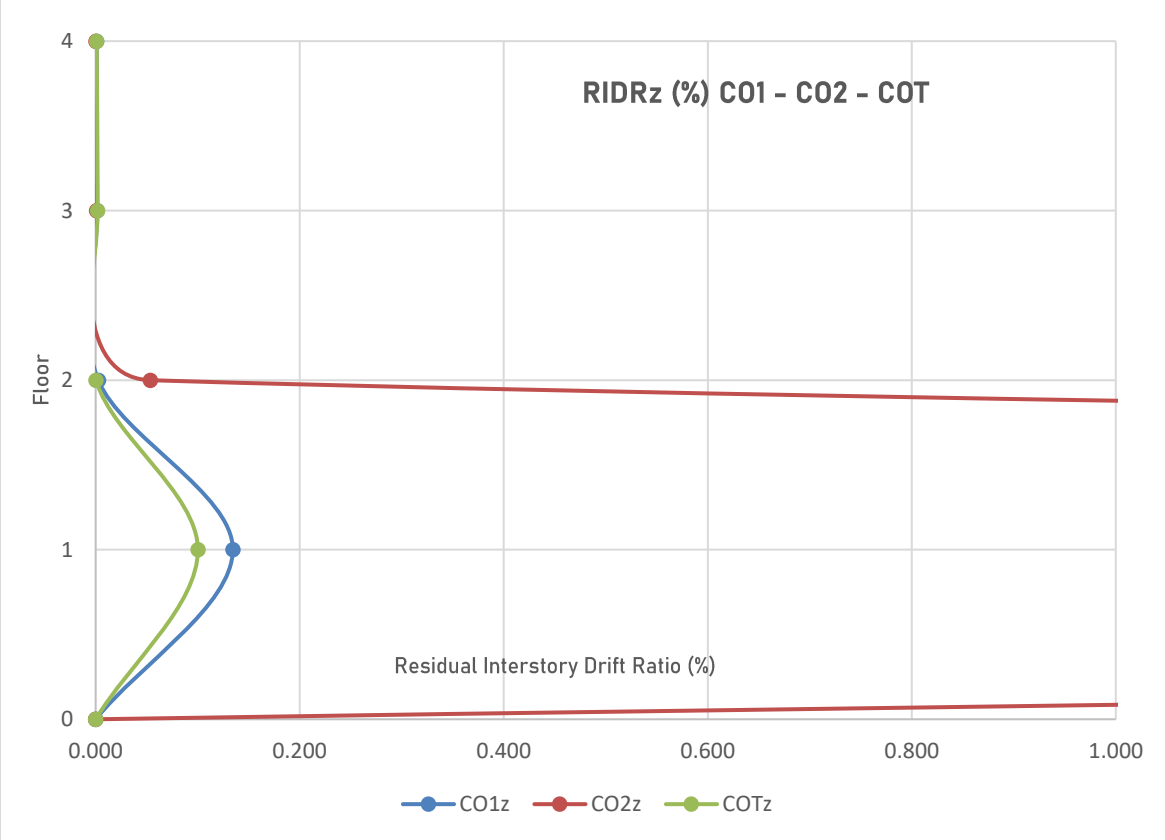
Σεισμός CO – RIDR – Scale Factor g



Διάγραμμα Α.15 – RIDRx & Κατάρρευση στο CO2x/Αστοχία στον 1ο Όροφο

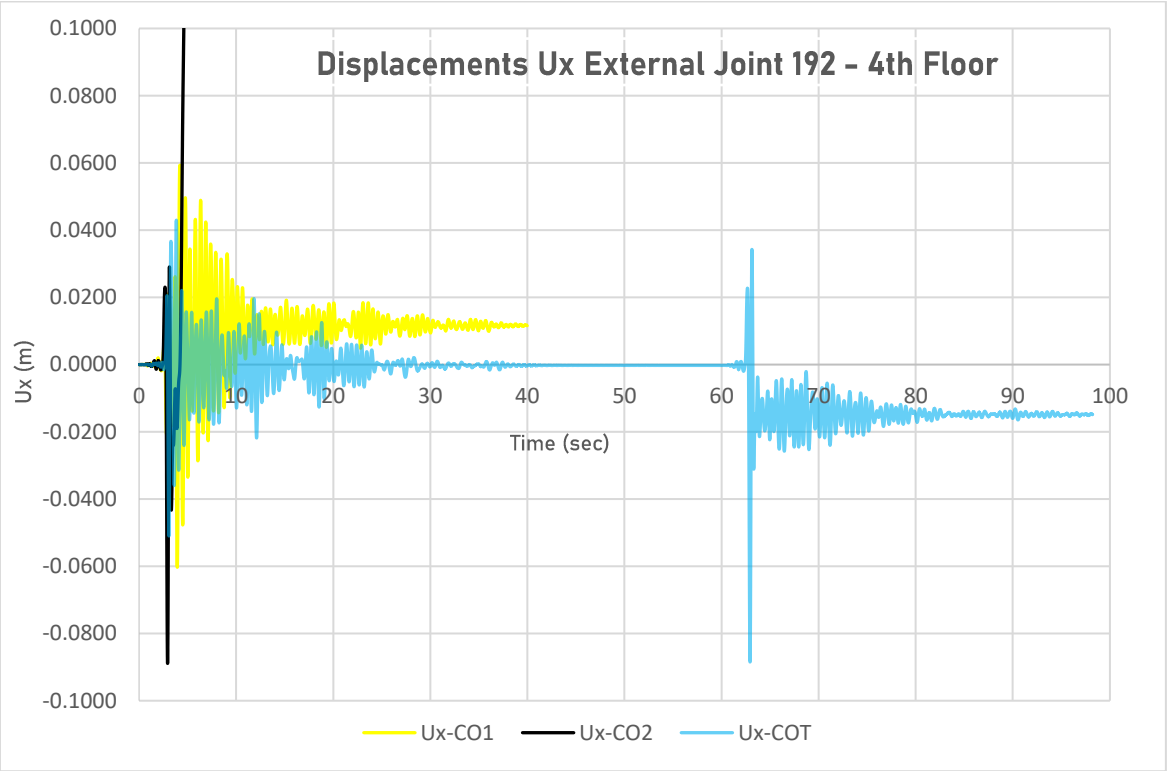


Διάγραμμα Α.16 – RIDRy/Αστοχία στον 1ο Όροφο

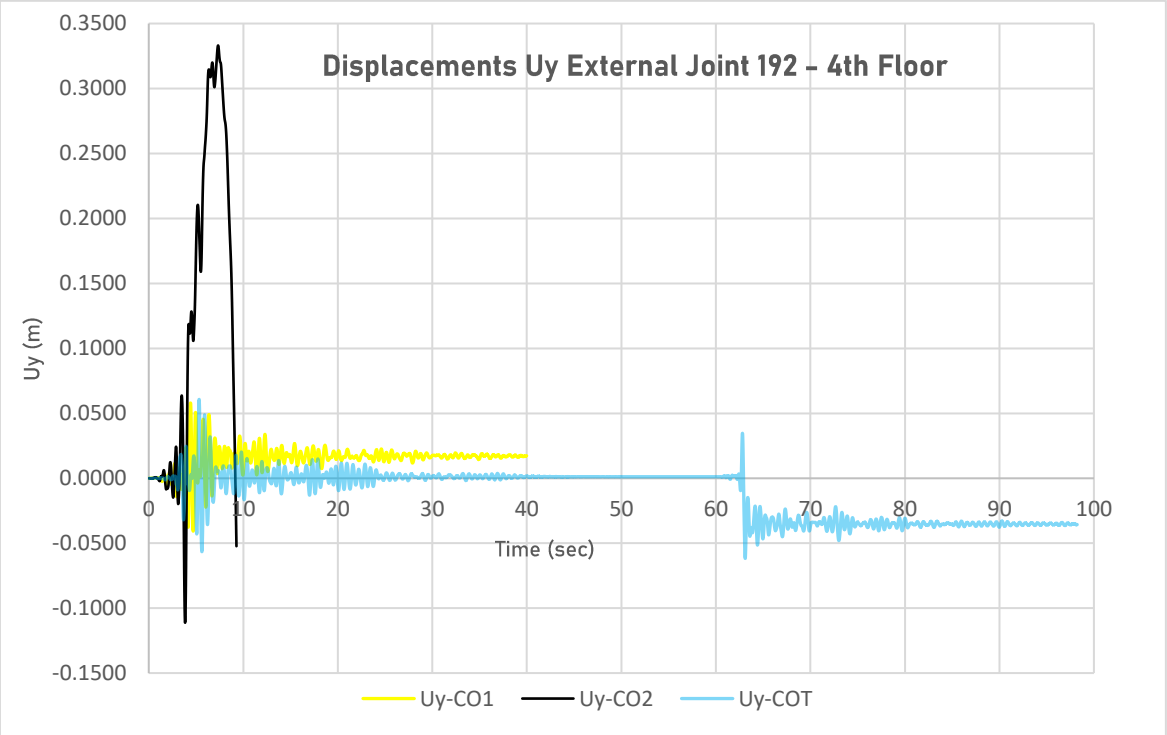


Διάγραμμα Α.17 – RIDRz &/Αστοχία στον 1ο Όροφο

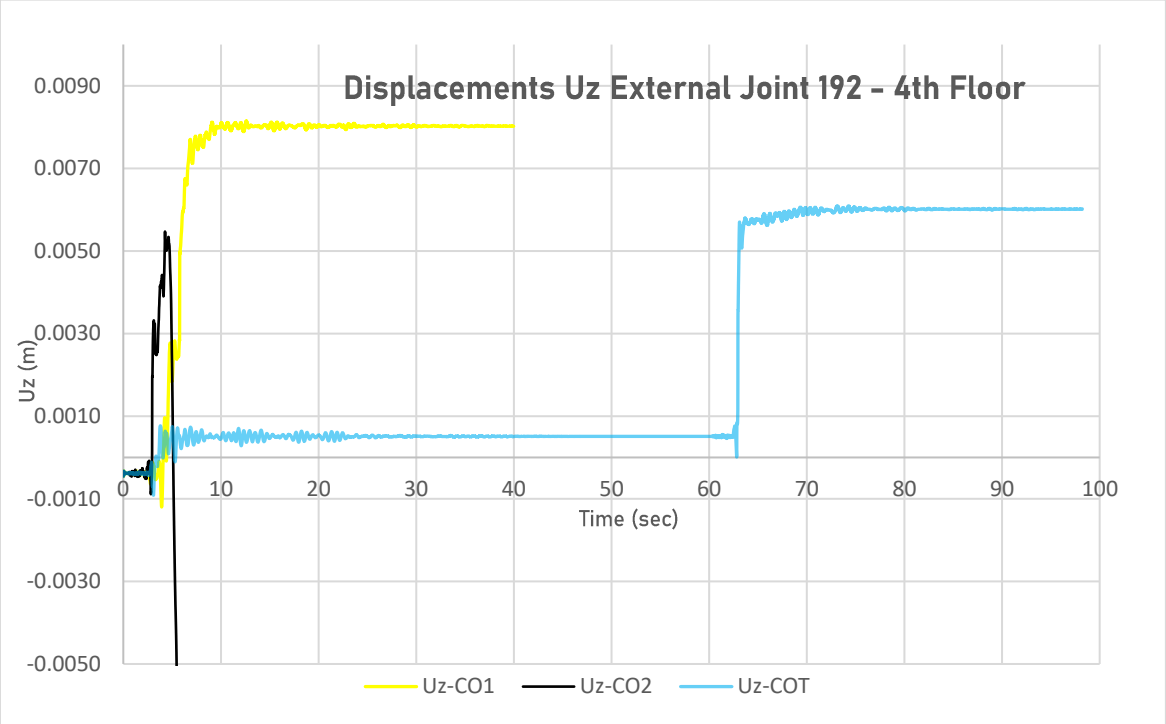
Σεισμός CO – Μετατοπίσεις κόμβου 192 – Scale Factor g



Διάγραμμα Α.18 – Μετατοπίσεις Ux για σεισμούς CO1-CO2-COT

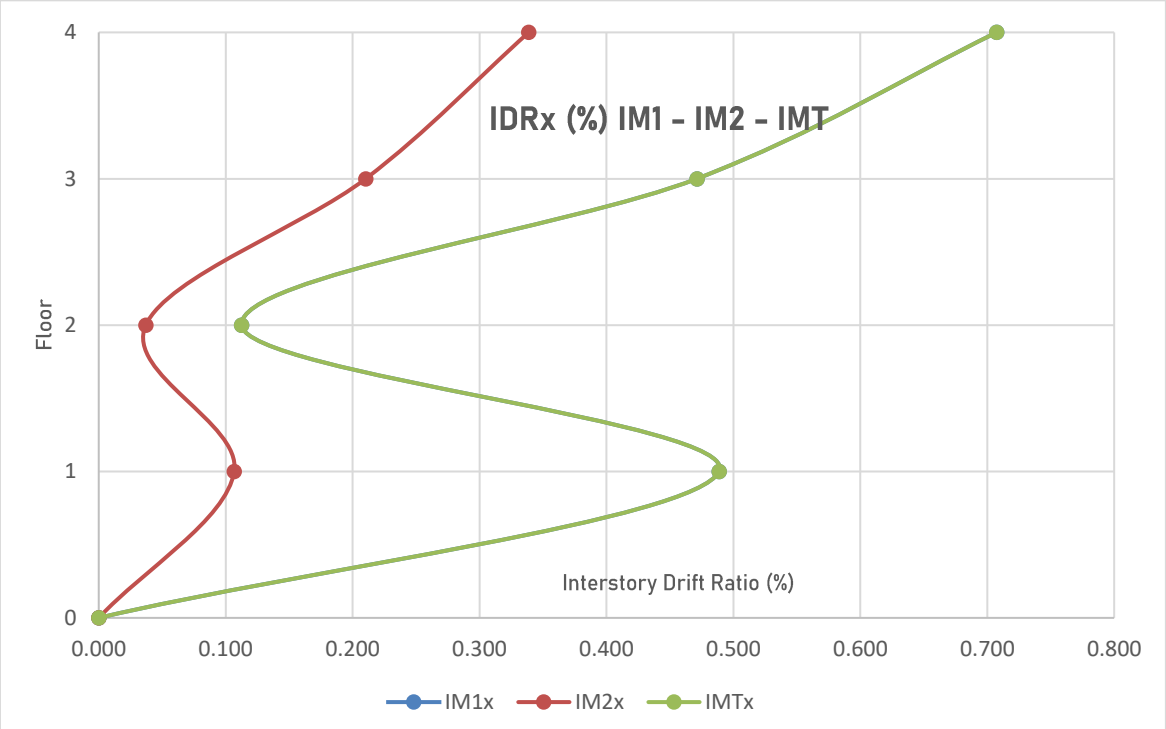


Διάγραμμα Α.19 – Μετατοπίσεις Uy για σεισμούς CO1-CO2-COT

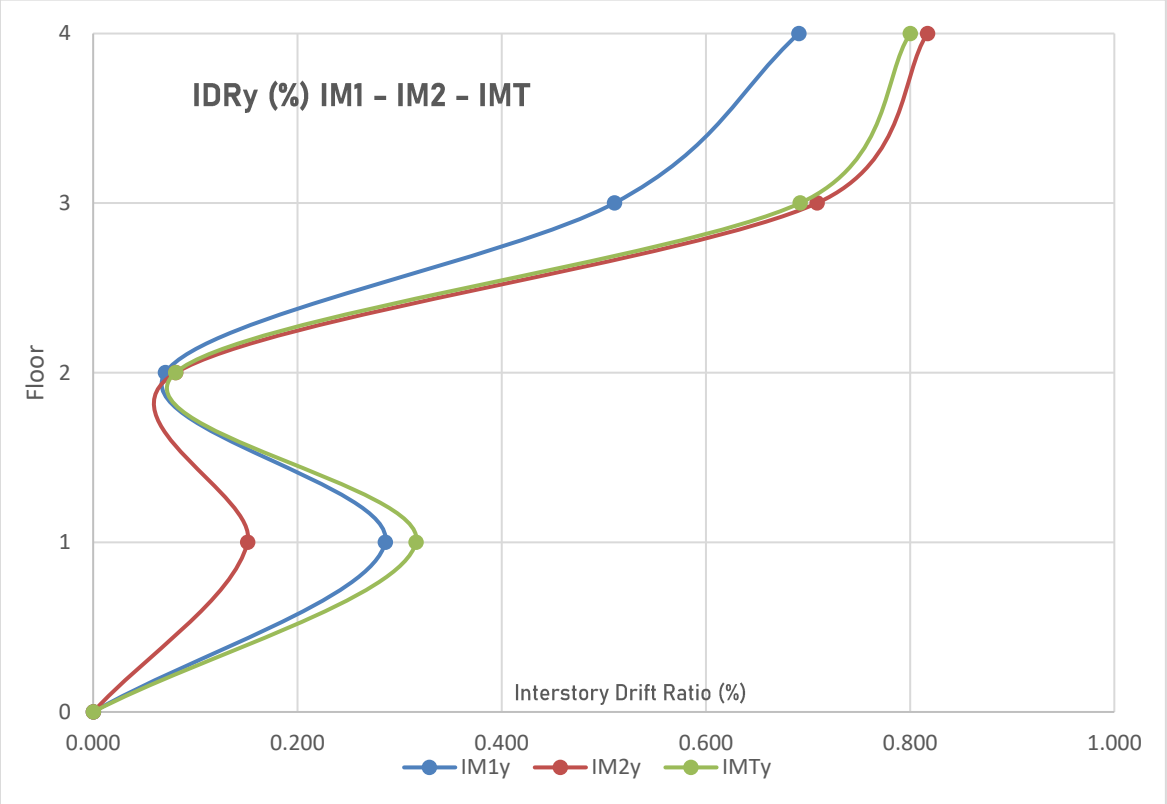


Διάγραμμα Α.20 – Μετατοπίσεις Uz για σεισμούς CO1-CO2-COT

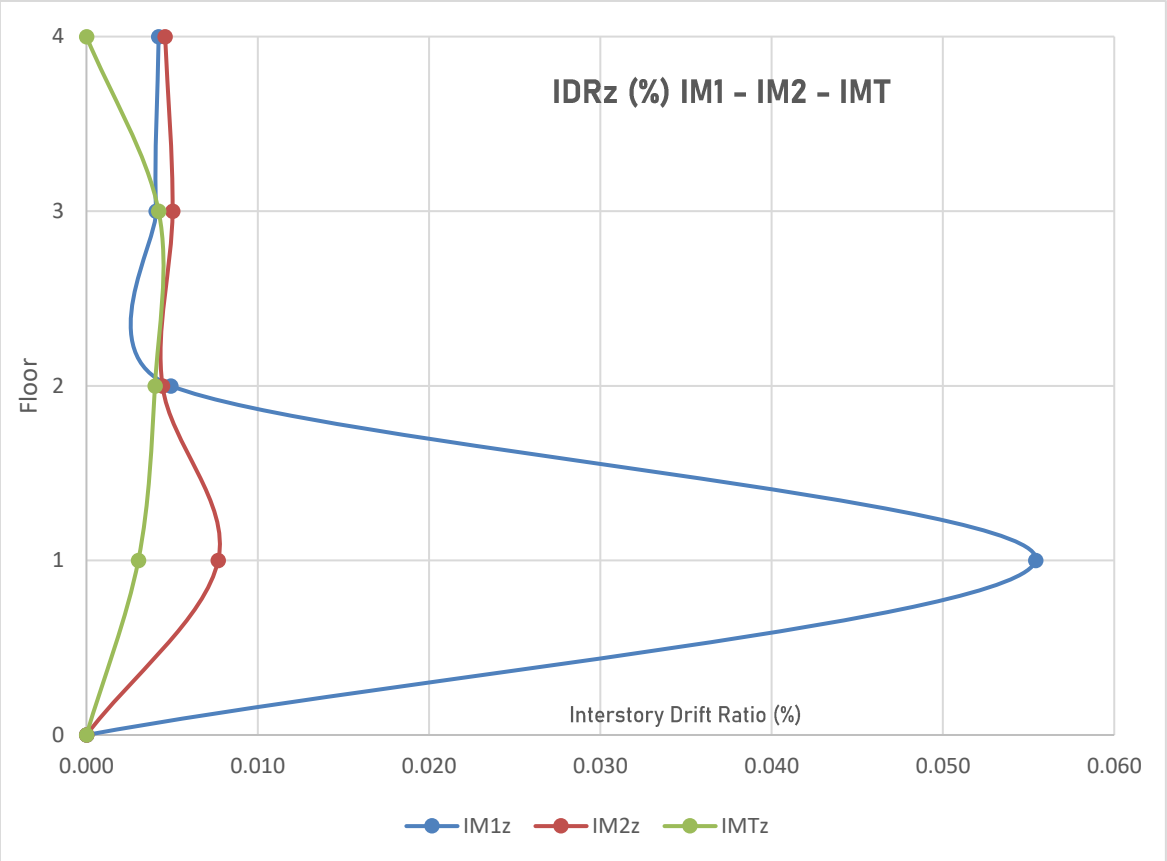
Σεισμός IM – IDR – Scale Factor g



Διάγραμμα Α.21 – IDRx για σεισμο IM1x-IM2x-IMTx

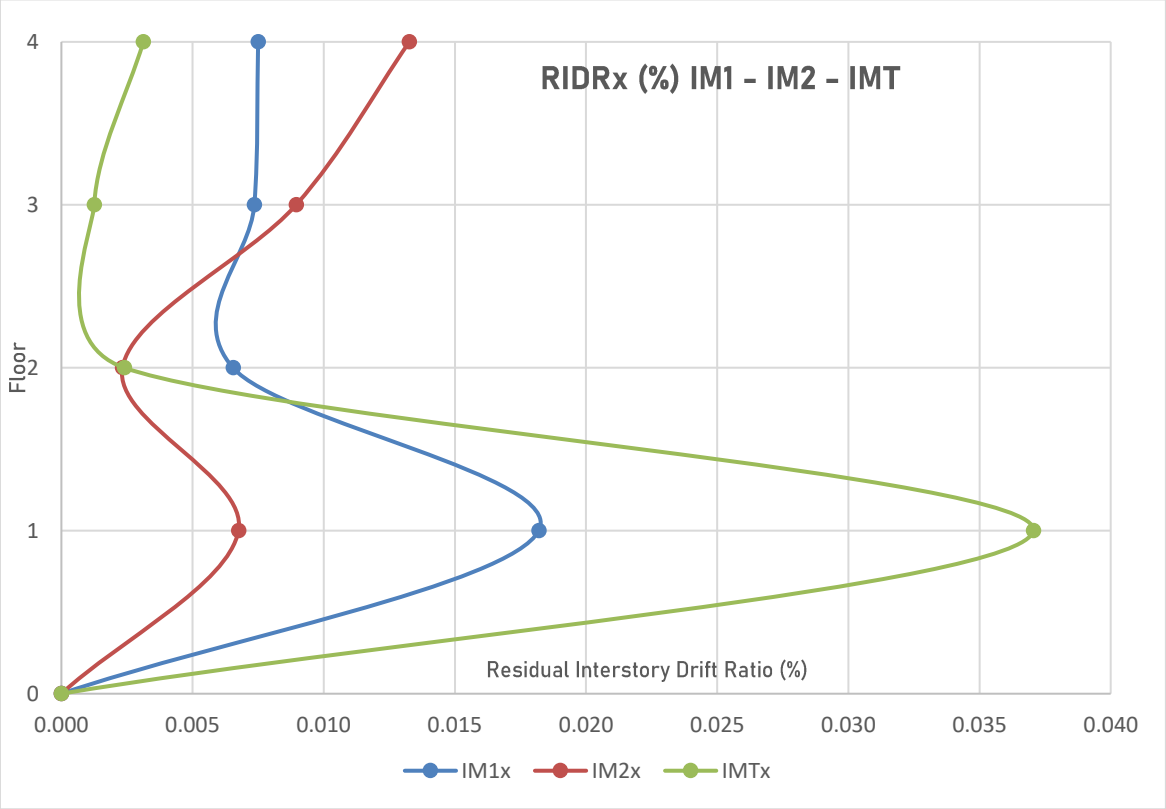


Διάγραμμα Α.22 – IDRy για σεισμο IM1y-IM2y-IMTy

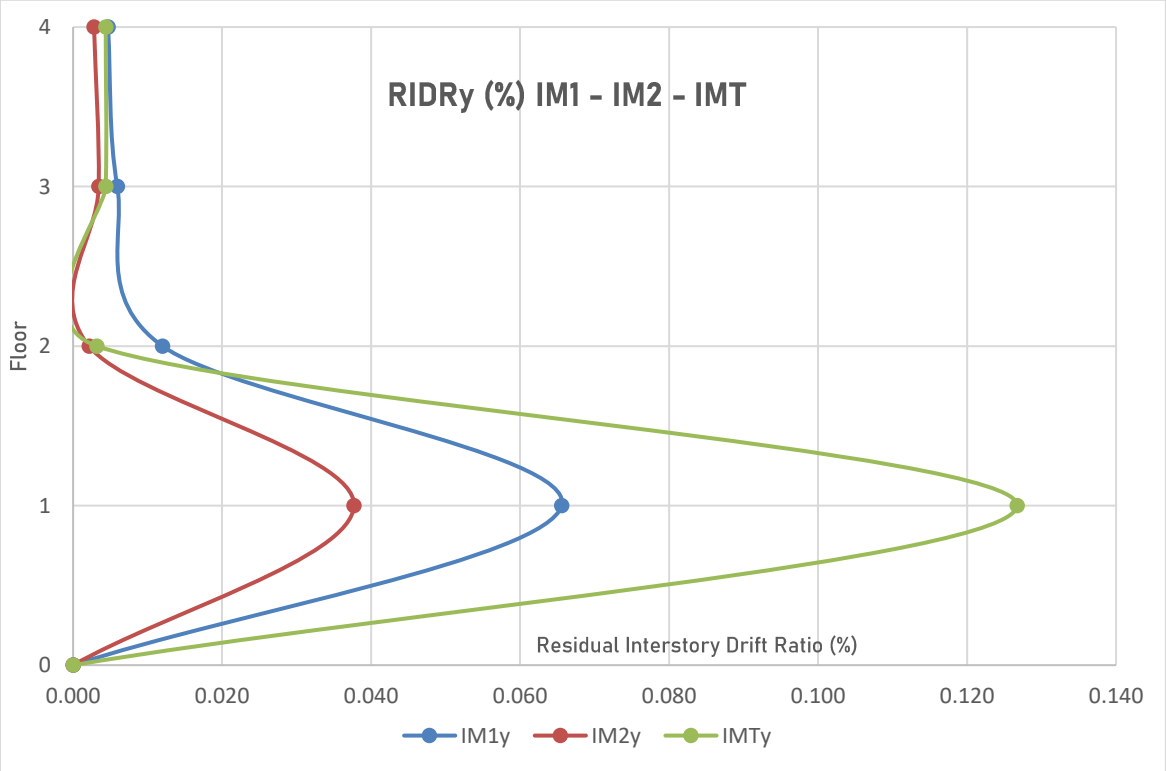


Διάγραμμα Α.23 – IDRz για σεισμο IM1z-IM2z-IMTz

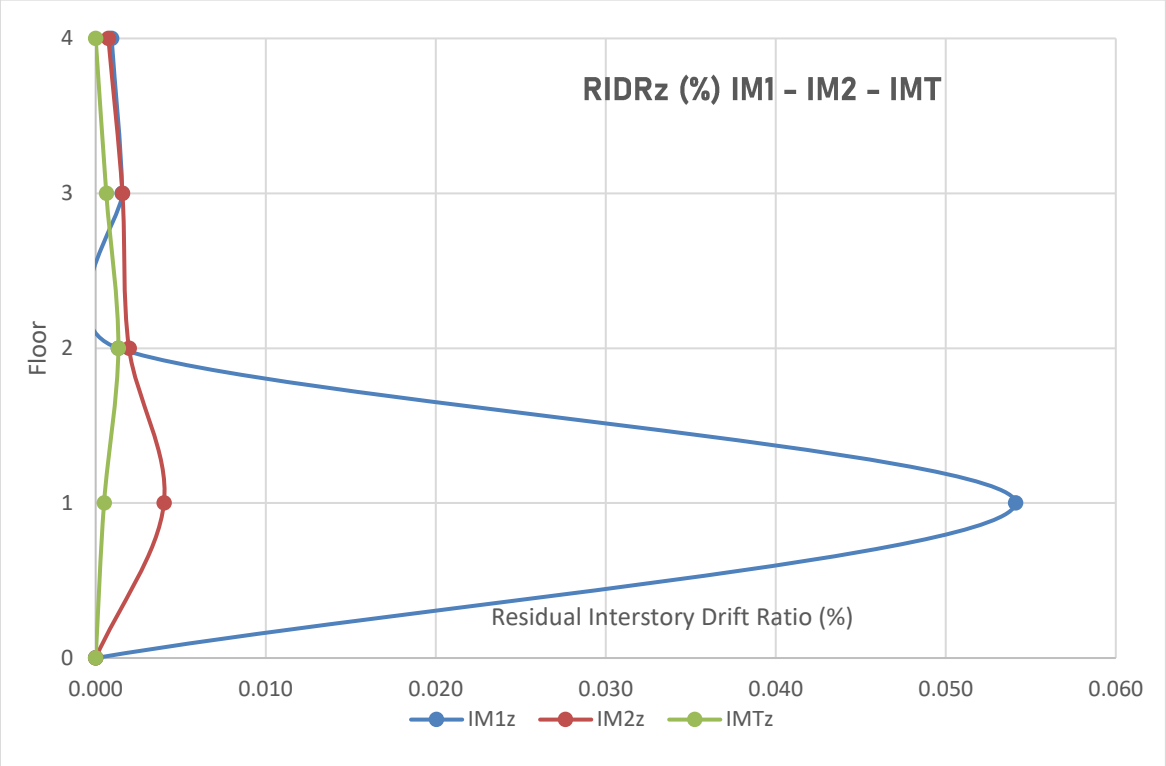
Σεισμός IM – RIDR – Scale Factor g



Διάγραμμα Α.24 – RIDRx για σεισμο IM1x-IM2x-IMTx

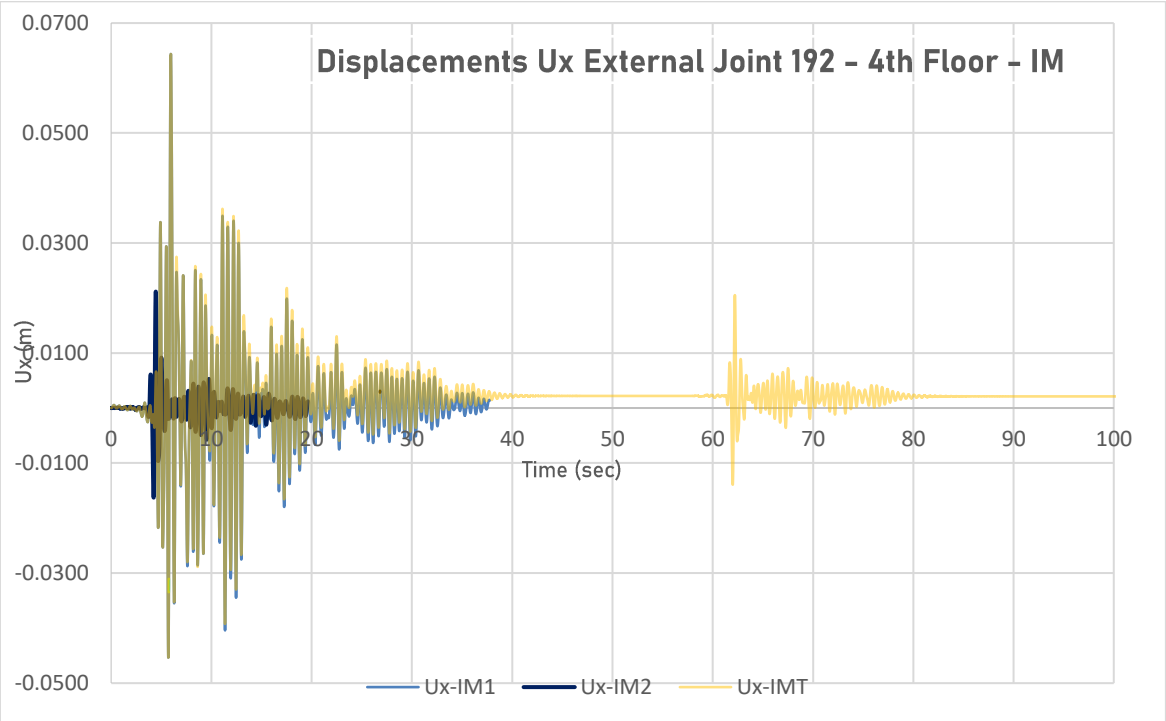


Διάγραμμα Α.25 – RIDRy για σεισμο IM1y-IM2y-IMTy

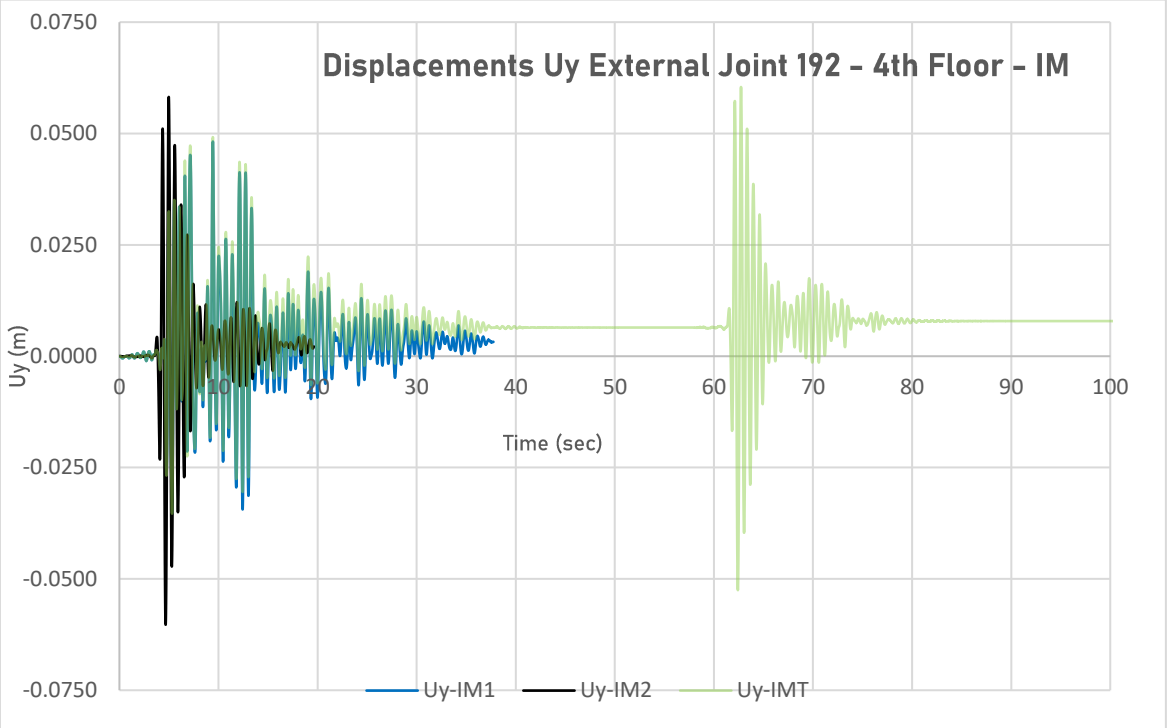


Διάγραμμα Α.26 – RIDRz για σεισμο IM1z-IM2z-IMTz

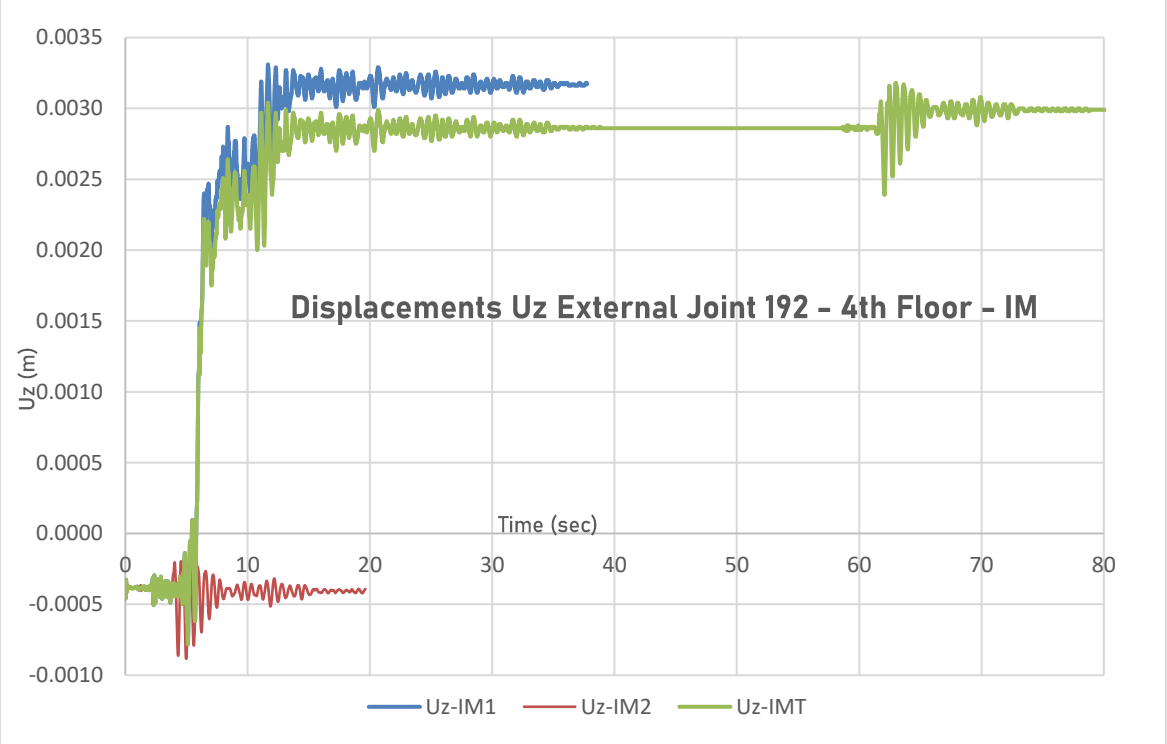
Σεισμός IM – Μετατοπίσεις κόμβου 192 – Scale Factor g



Διάγραμμα Α.27 – Μετατοπίσεις Ux για σεισμούς IM1-IM2-IMT

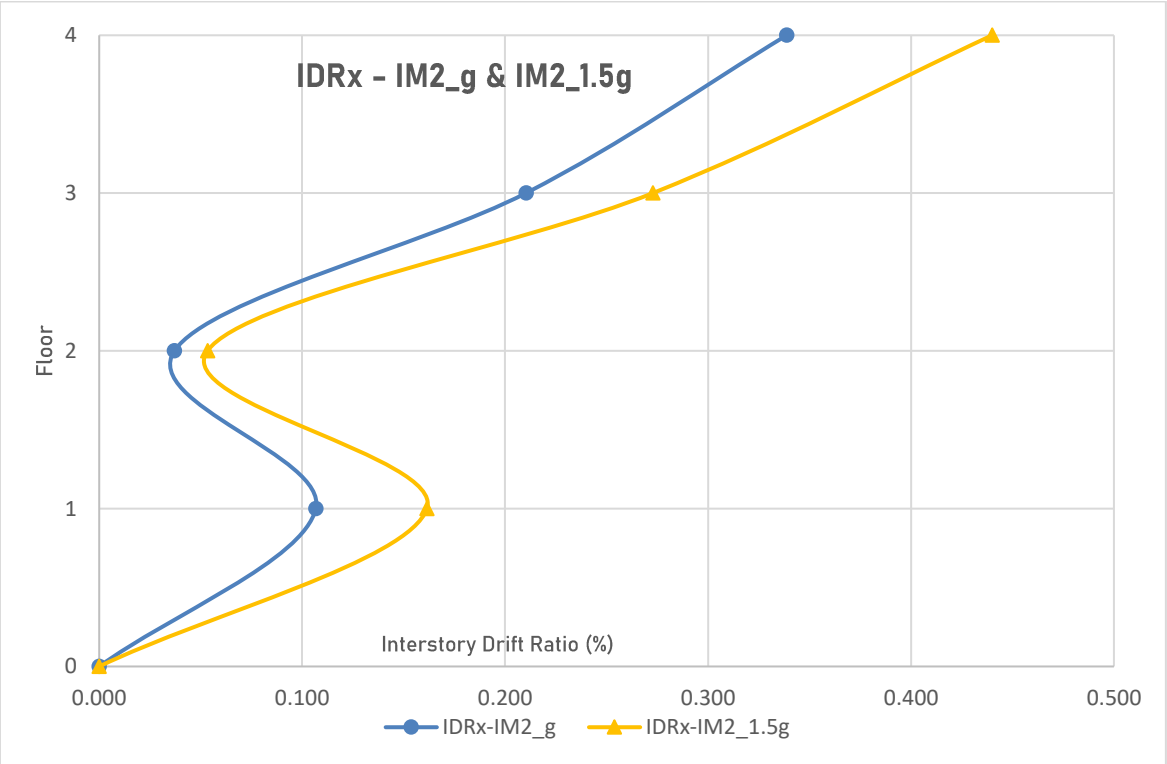


Διάγραμμα Α.28 – Μετατοπίσεις Uy για σεισμούς IM1-IM2-IMT

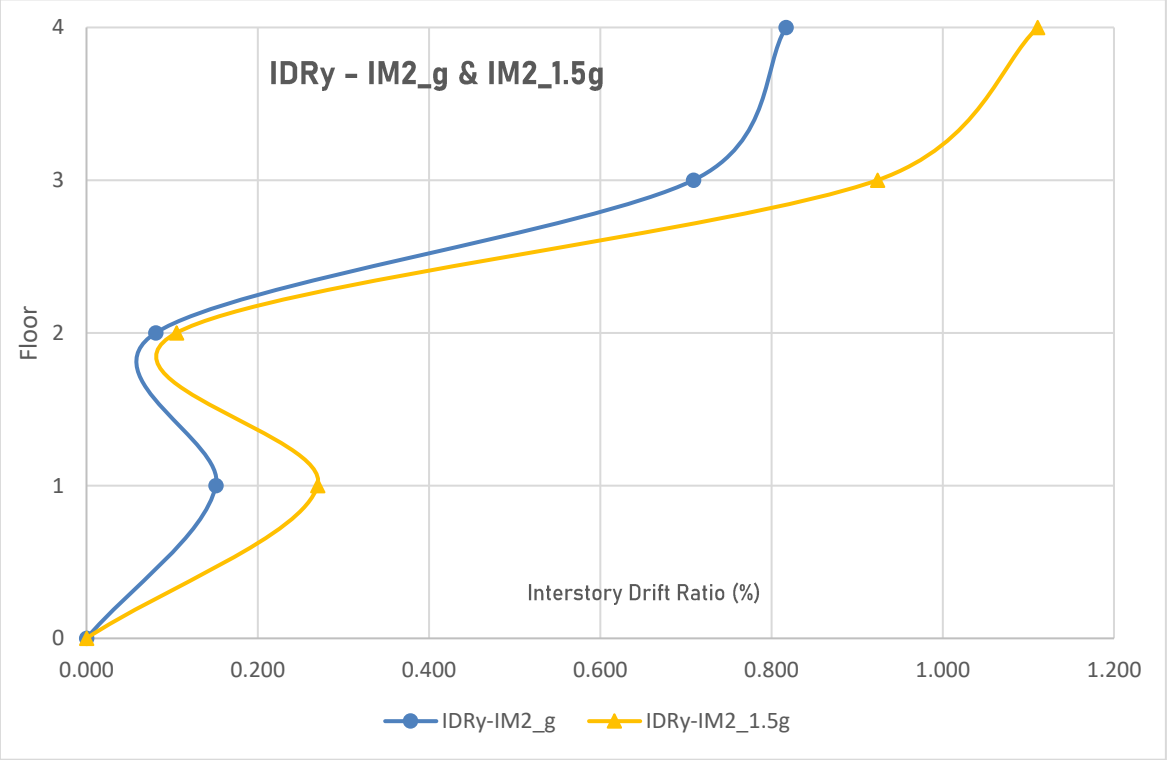


Διάγραμμα Α.29 – Μετατοπίσεις Uz για σεισμούς IM1-IM2-IMT

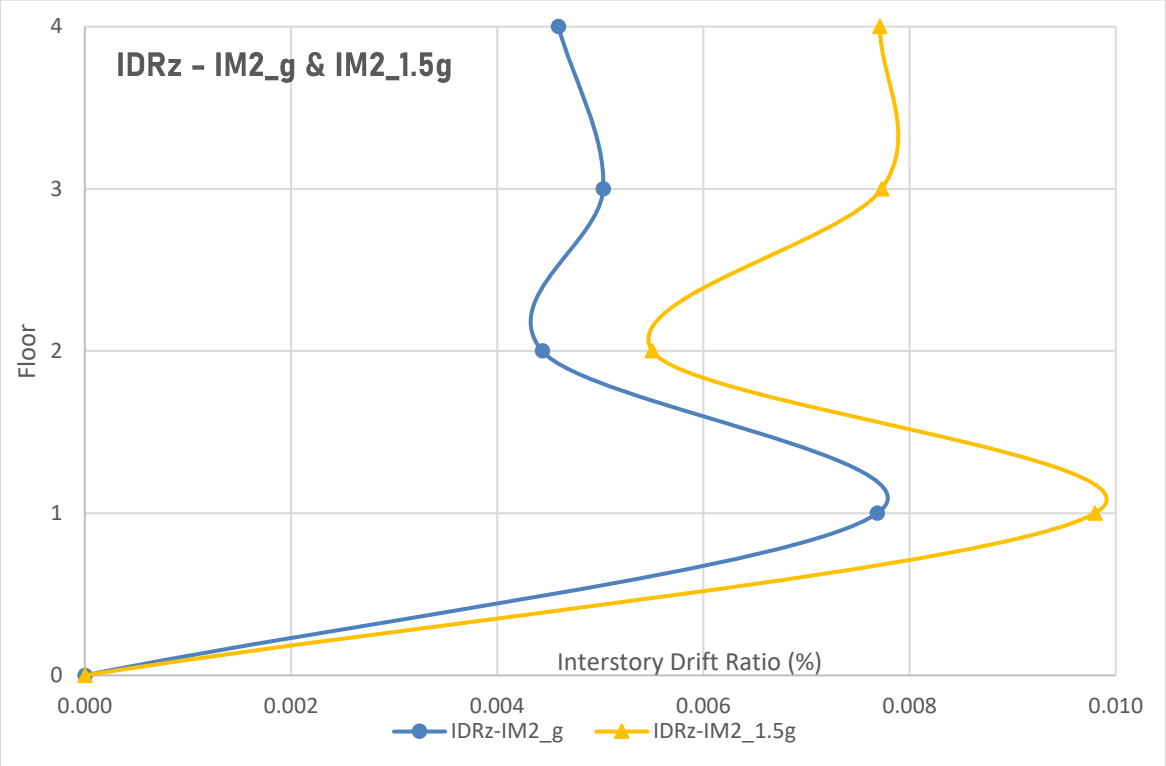
Σεισμός IM – IDR – Scale Factors g, 1.5g



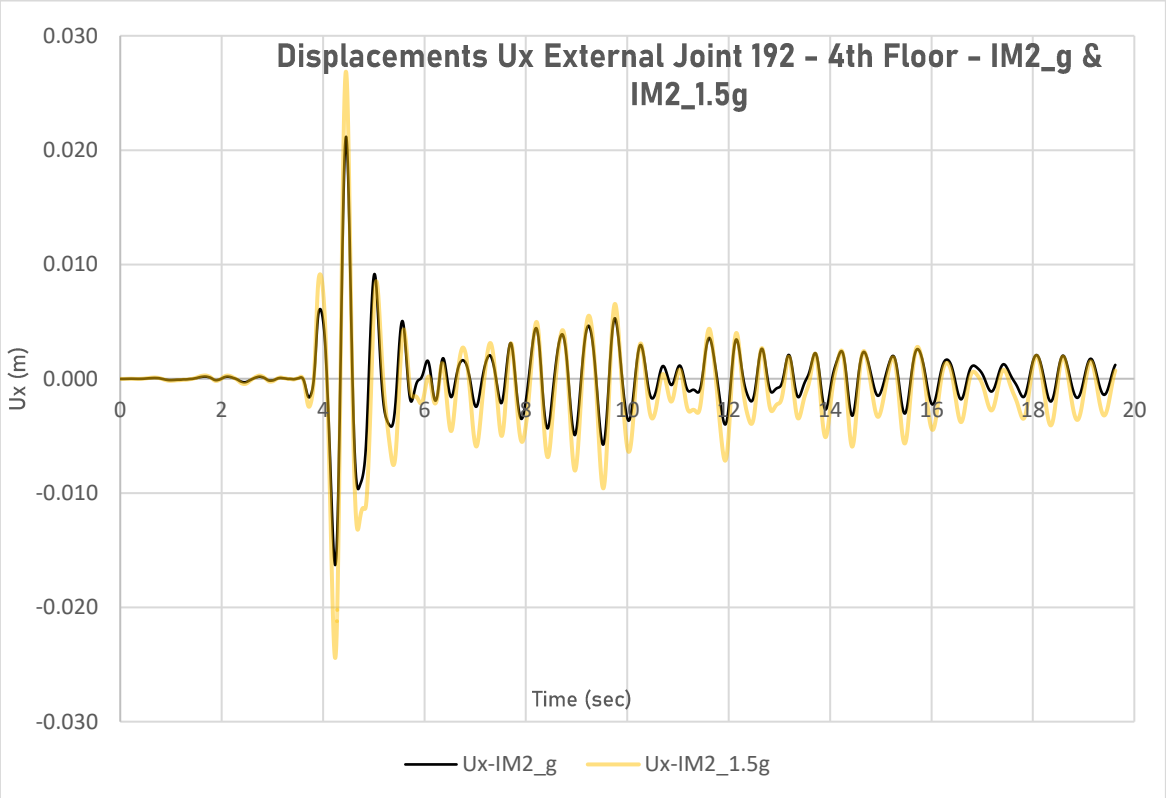
Διάγραμμα Α.30 – IDRx για IM2_g & IM2_1.5g



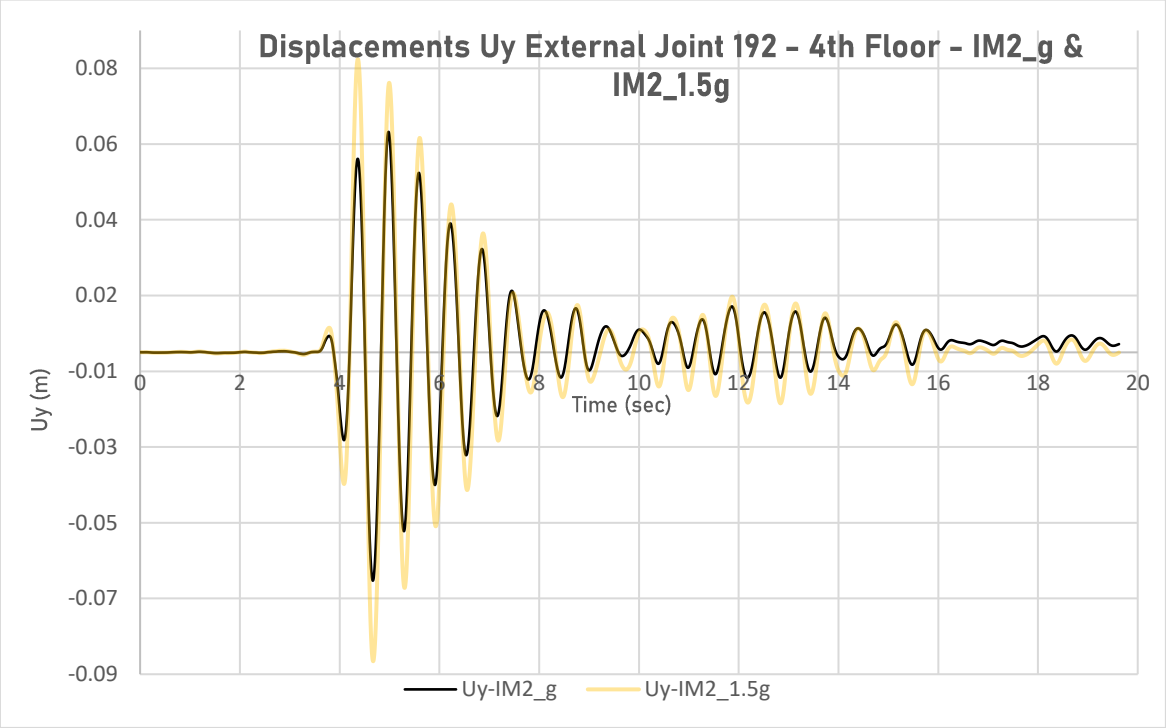
Διάγραμμα Α.31 – IDRy για IM2_g & IM2_1.5g



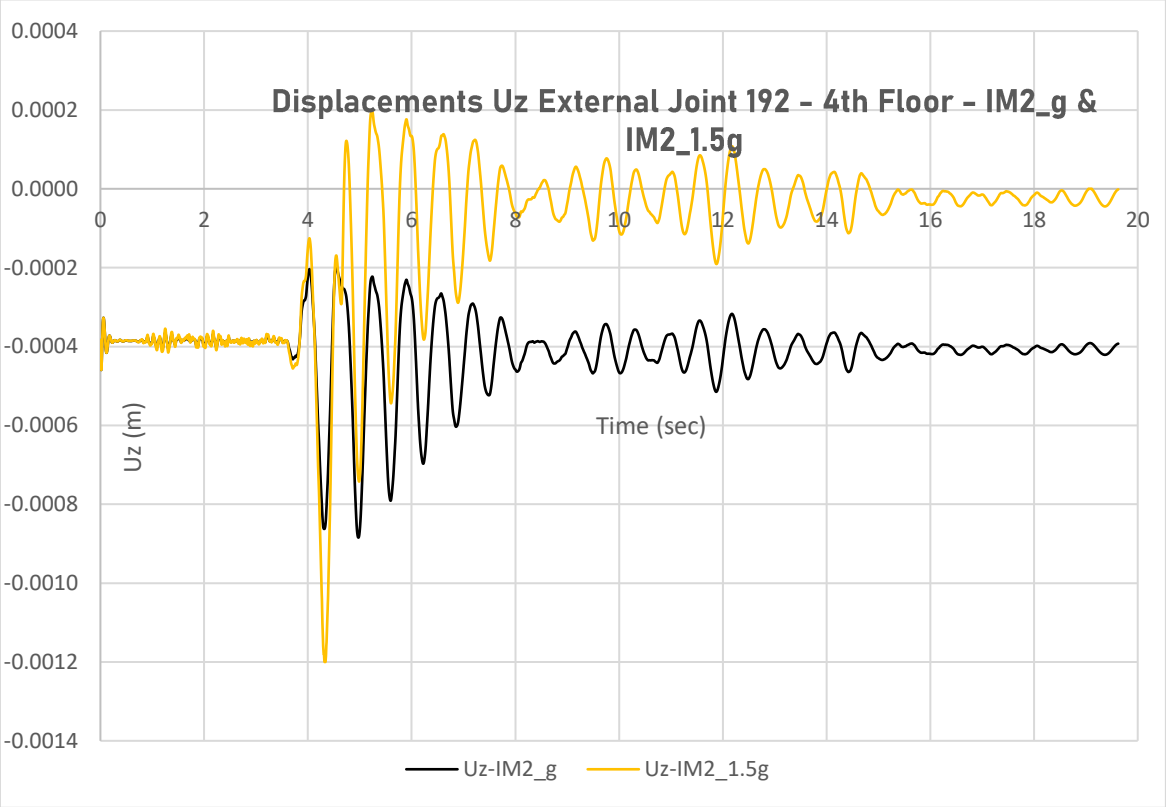
Διάγραμμα Α.32 – IDRz για IM2_g & IM2_1.5g



Διάγραμμα Α.33 – Μετατοπίσεις Ux για IM2_g & IM2_1.5g

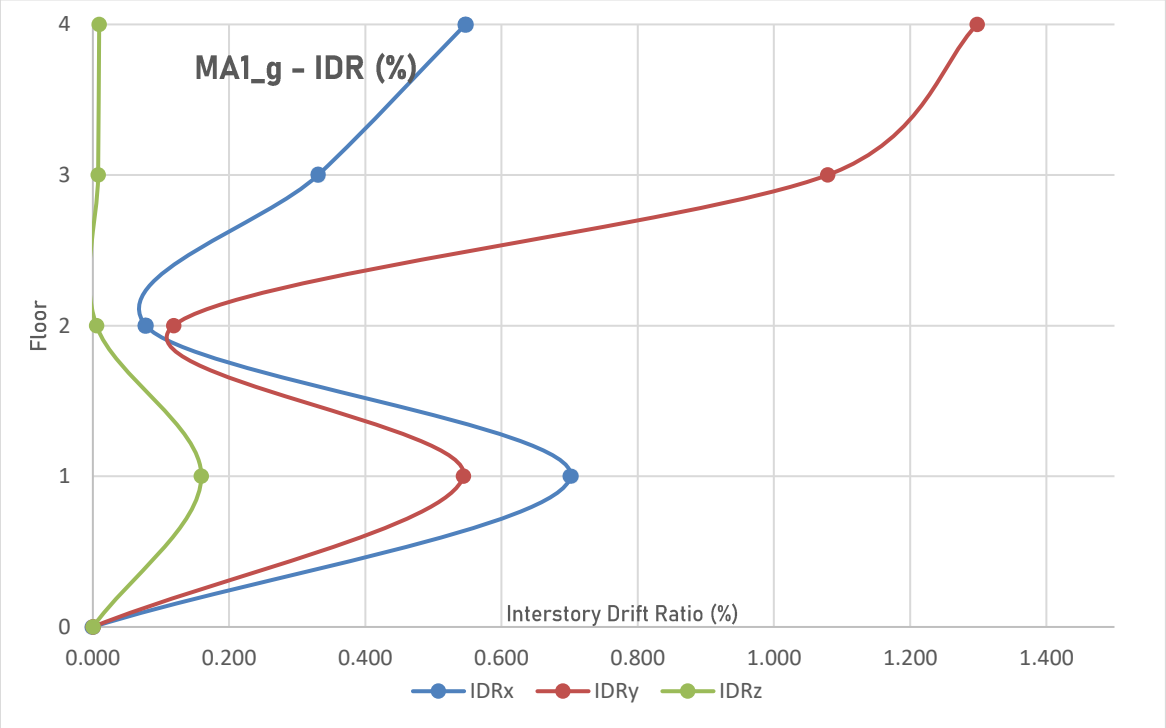


Διάγραμμα Α.34 – Μετατοπίσεις Uy για IM2_g & IM2_1.5g

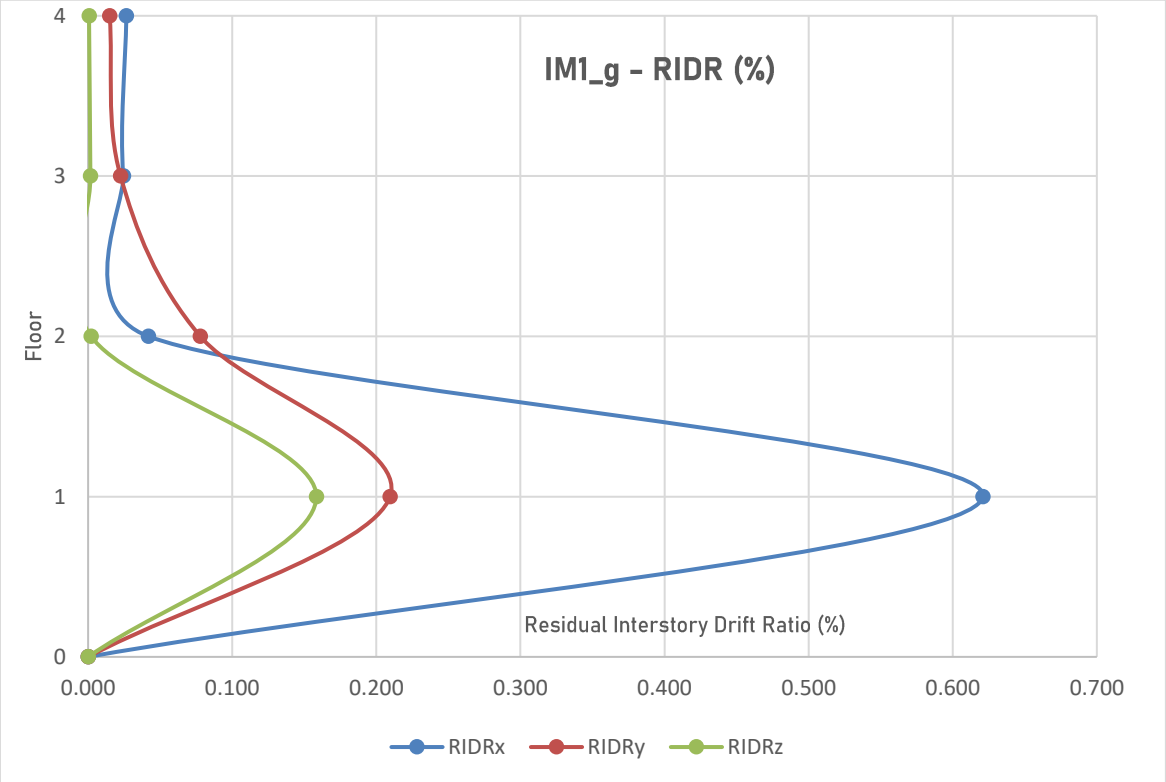


Διάγραμμα Α.35 – Μετατοπίσεις Uz για IM2_g & IM2_1.5g

Σεισμός MA – IDR & RIDR – Scale Factor g

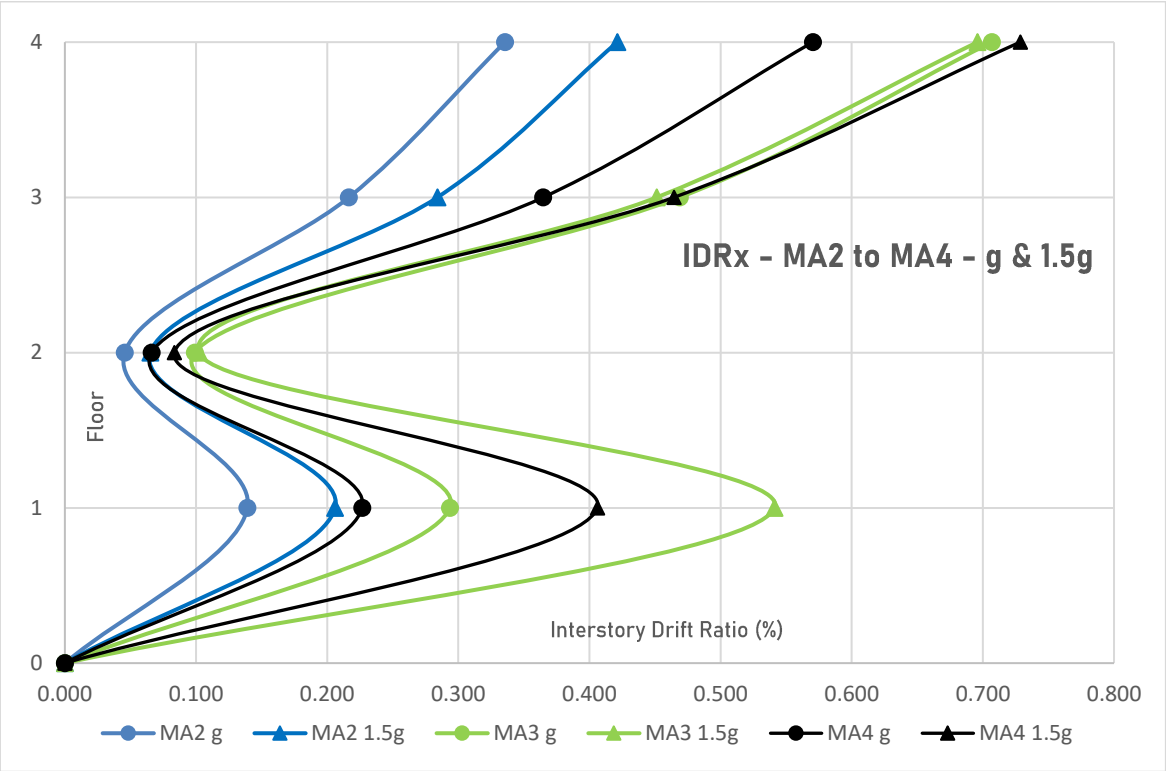


Διάγραμμα A.36 – IDRx, IDRy, IDRz για MA1g

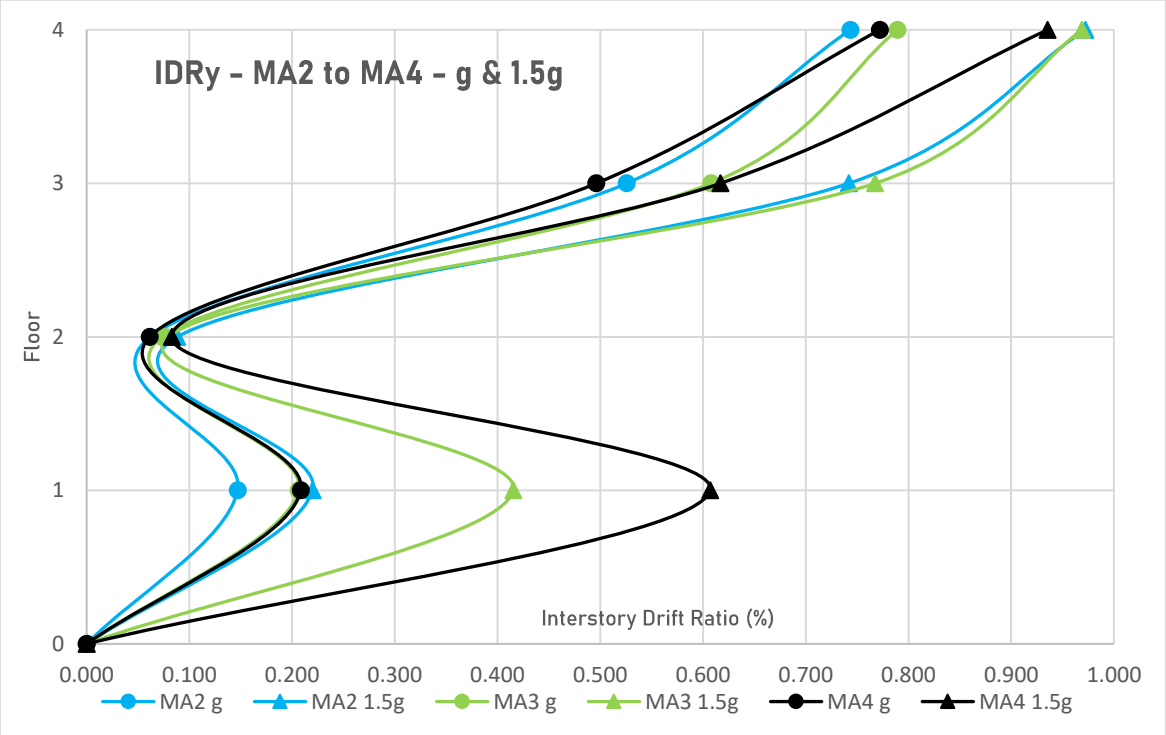


Διάγραμμα A.37 – RIDRx, RIDRy, RIDRz για MA1g

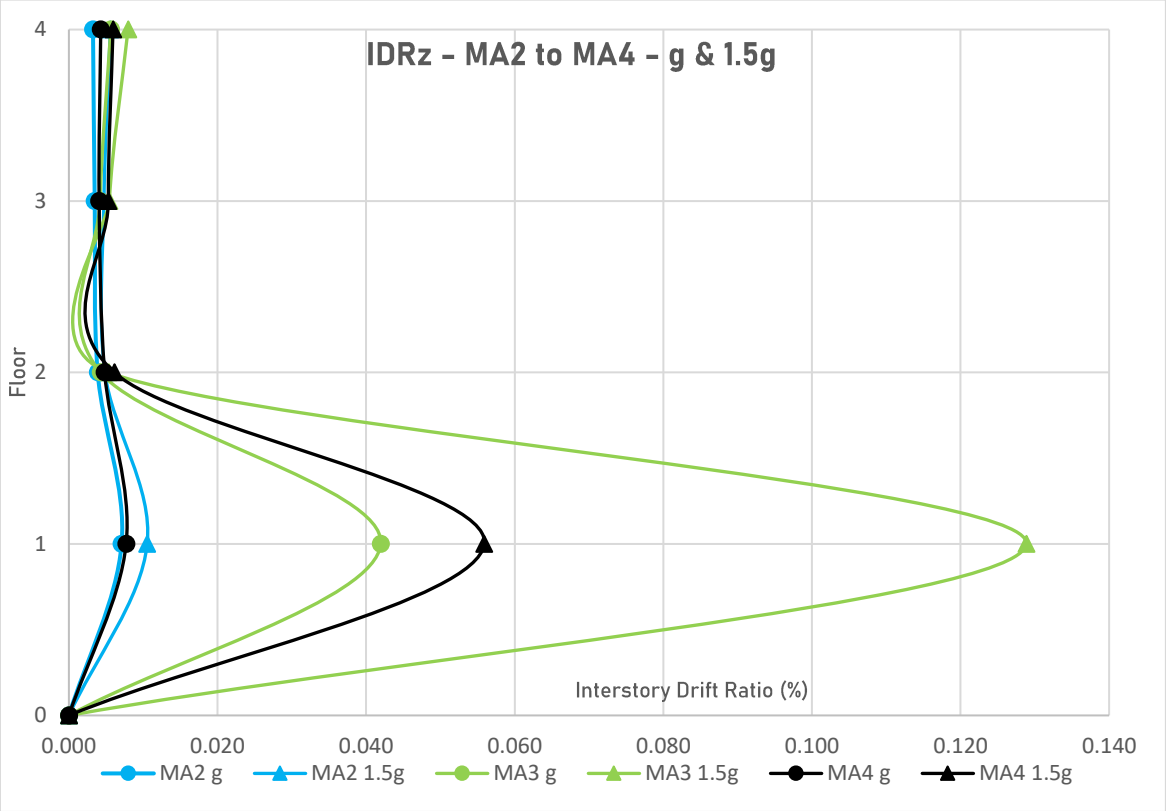
Σεισμός MA – IDR, RIDR και Μετατοπίσεις κόμβου 192 – Scale Factors g, 1.5g



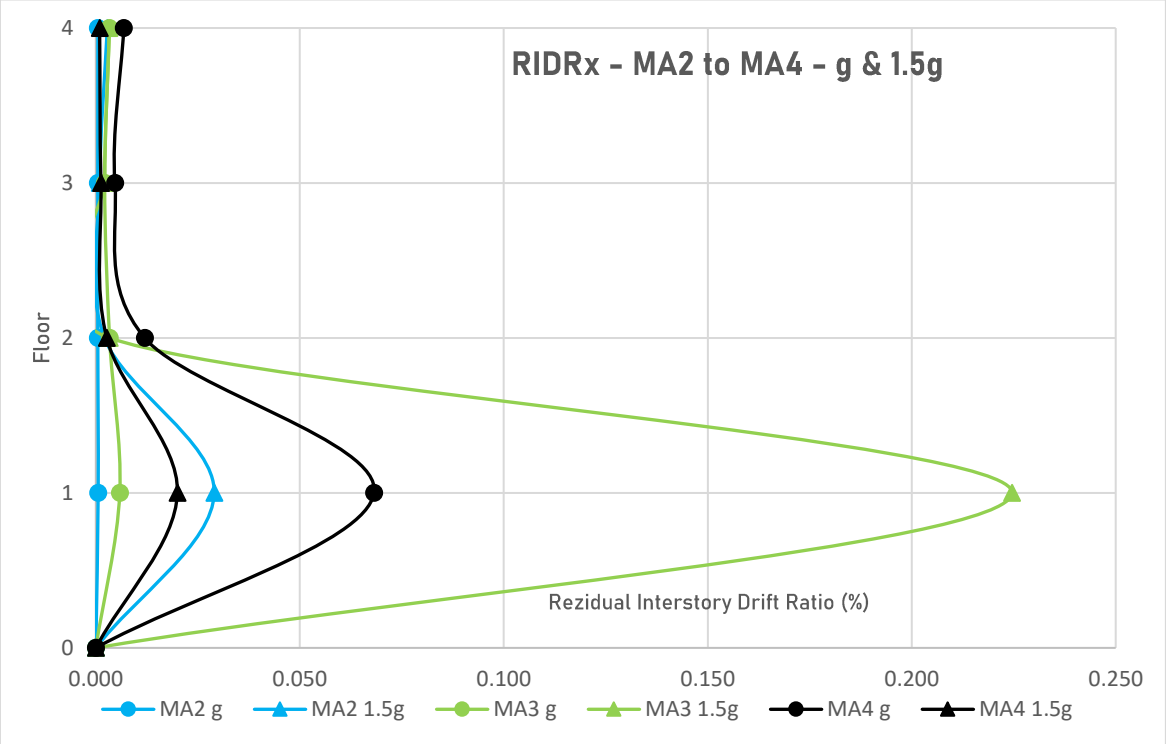
Διάγραμμα Α.38 – IDRx Συνόλου Καταγραφών



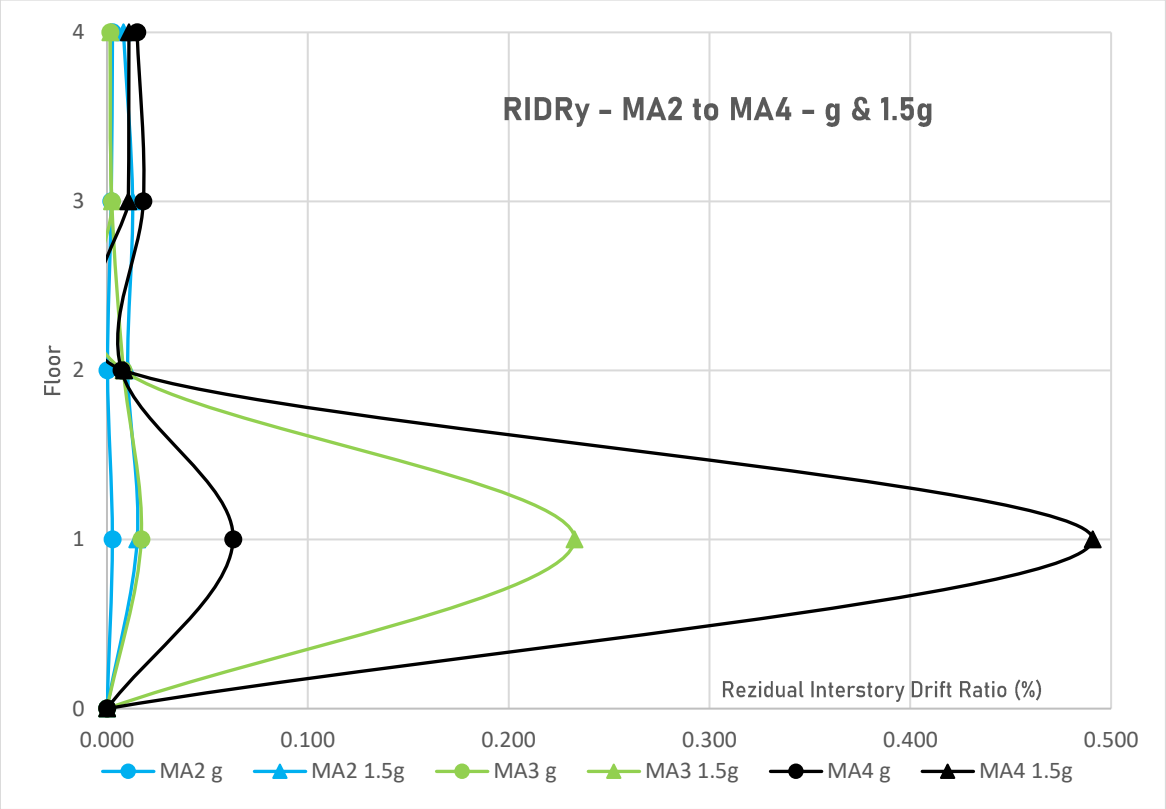
Διάγραμμα Α.39 – IDRy Συνόλου Καταγραφών



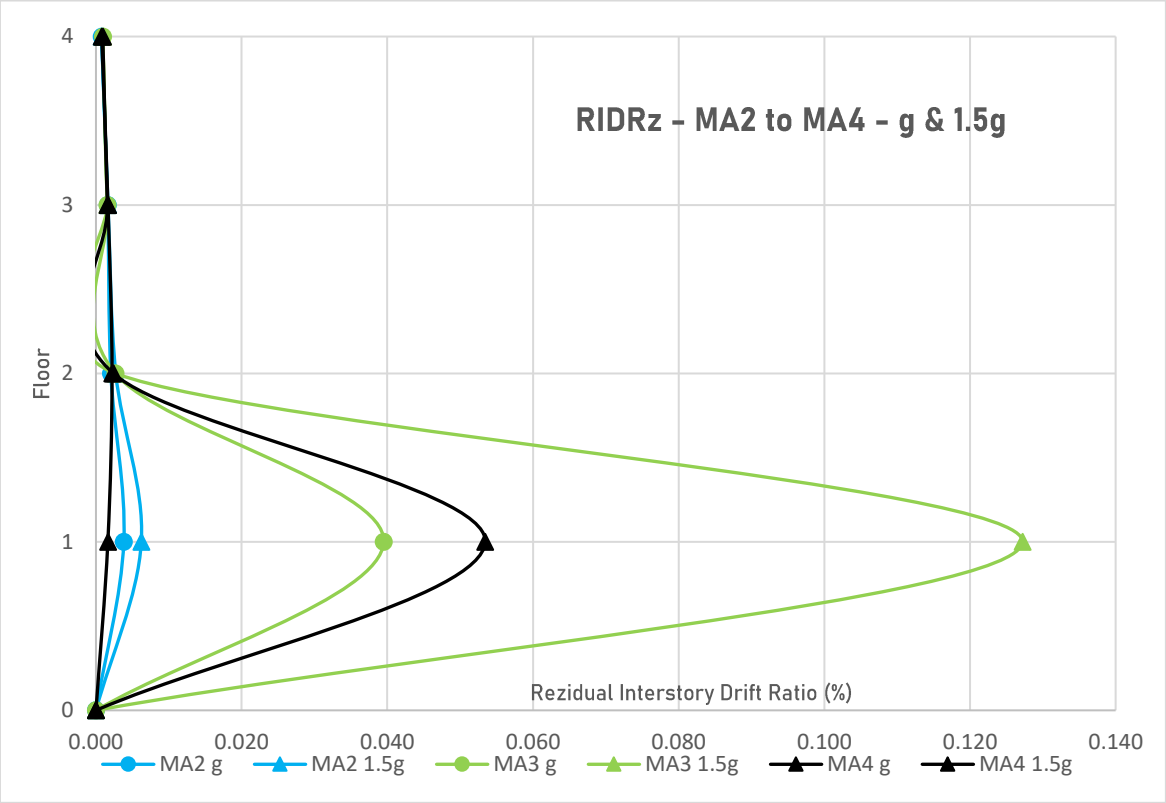
Διάγραμμα Α.40 – IDRz Συνόλου Καταγραφών



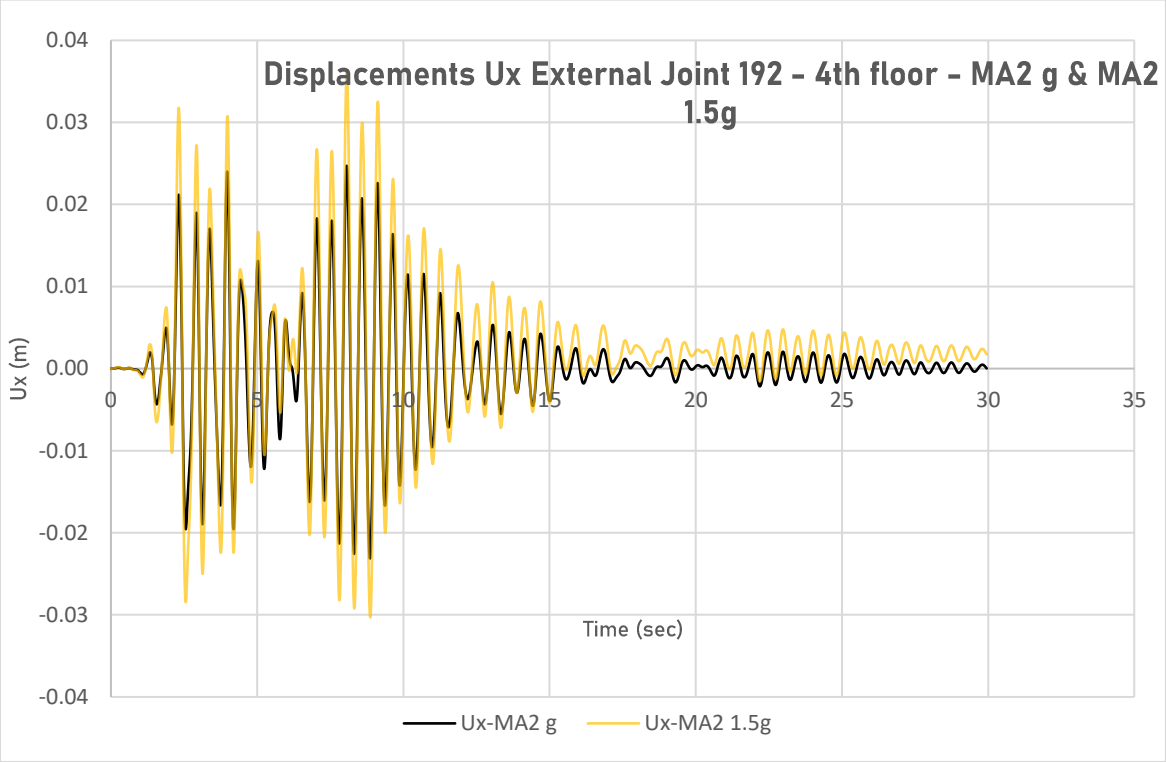
Διάγραμμα Α.41 – RIDRx Συνόλου Καταγραφών



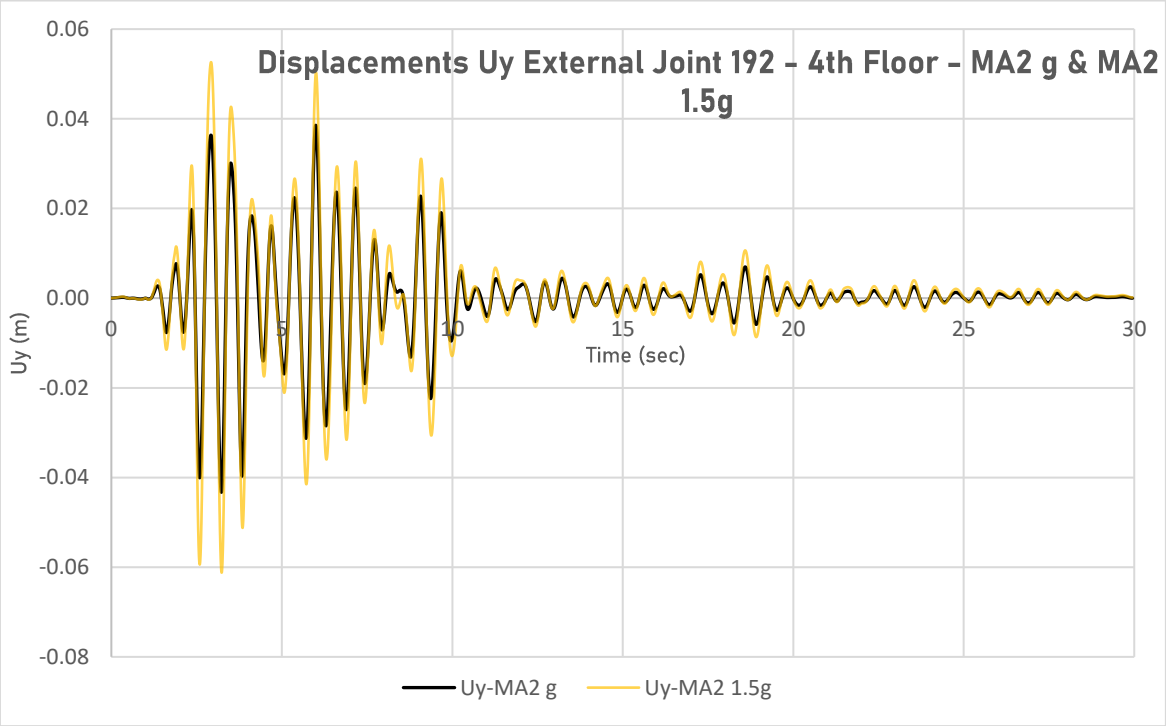
Διάγραμμα Α.42 – RIDRy Συνόλου Καταγραφών



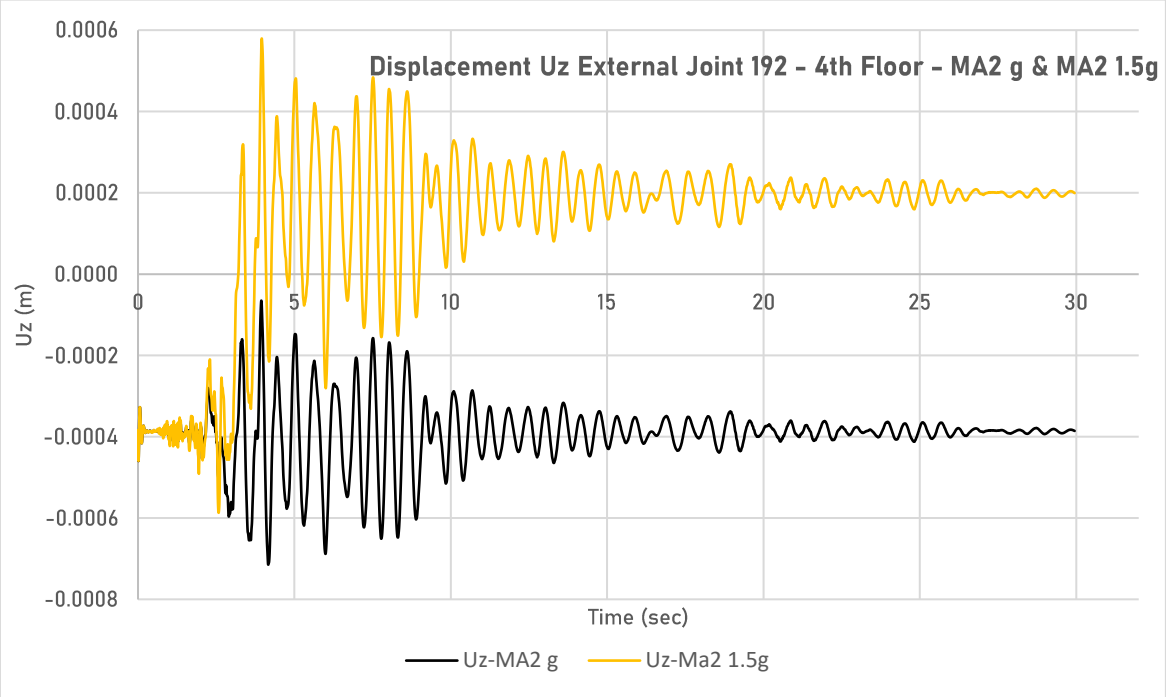
Διάγραμμα Α.43 – RIDRz Συνόλου Καταγραφών



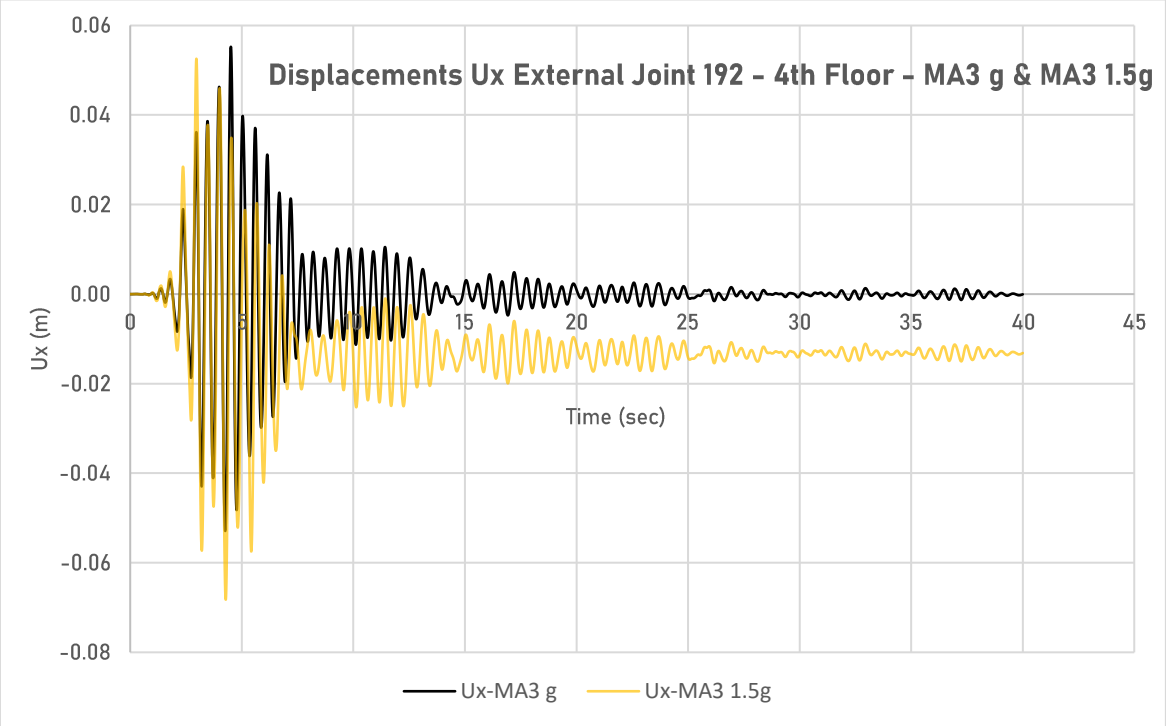
Διάγραμμα Α.44 – Μετατοπίσεις Ux MA2_g & MA2_1.5g



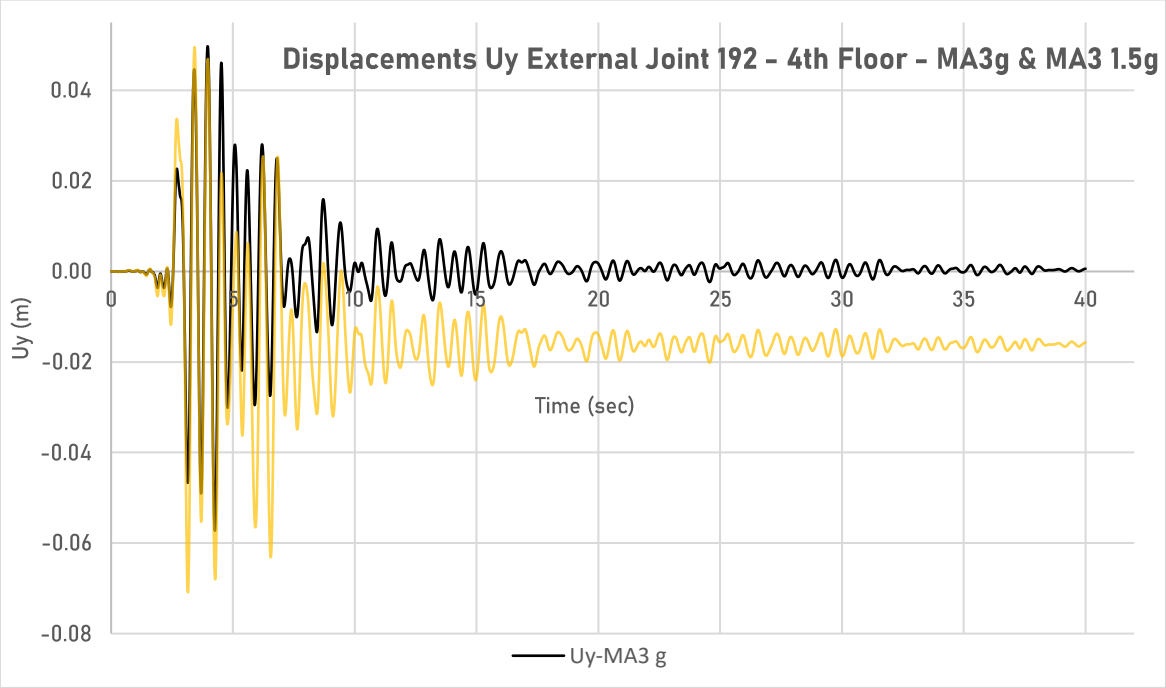
Διάγραμμα Α.45 – Μετατοπίσεις Uy MA2_g & MA2_1.5g



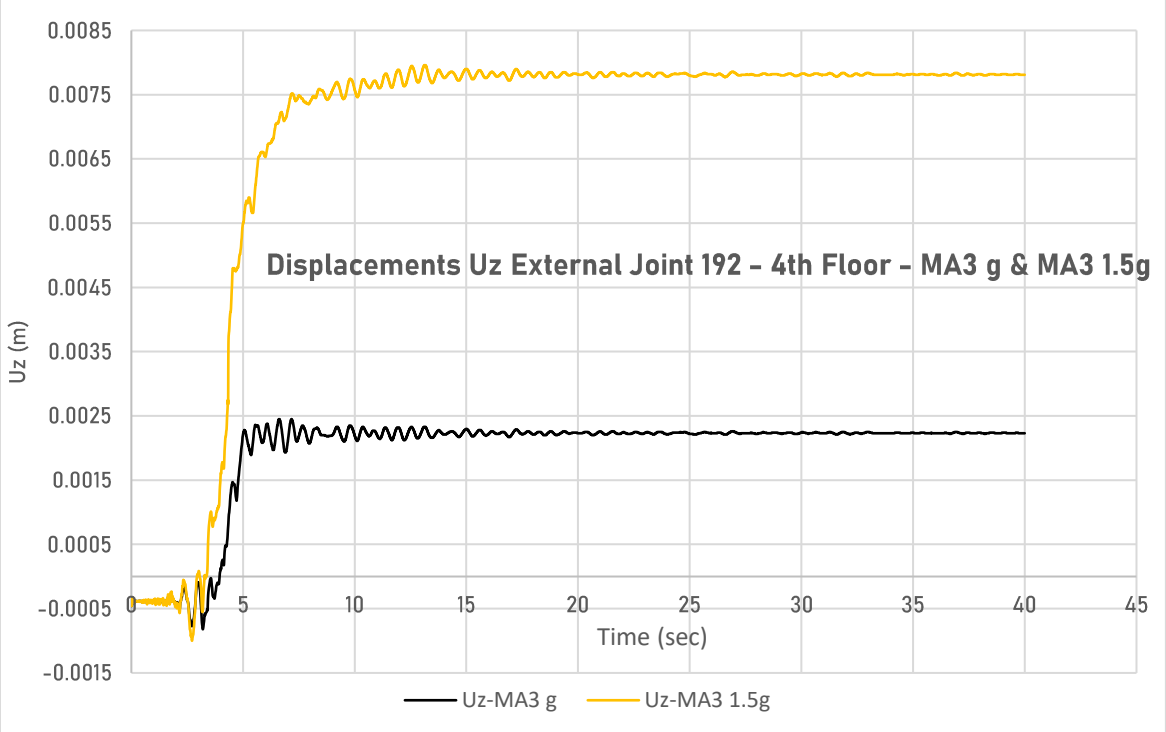
Διάγραμμα Α.46 – Μετατοπίσεις Uz MA2_g & MA2_1.5g



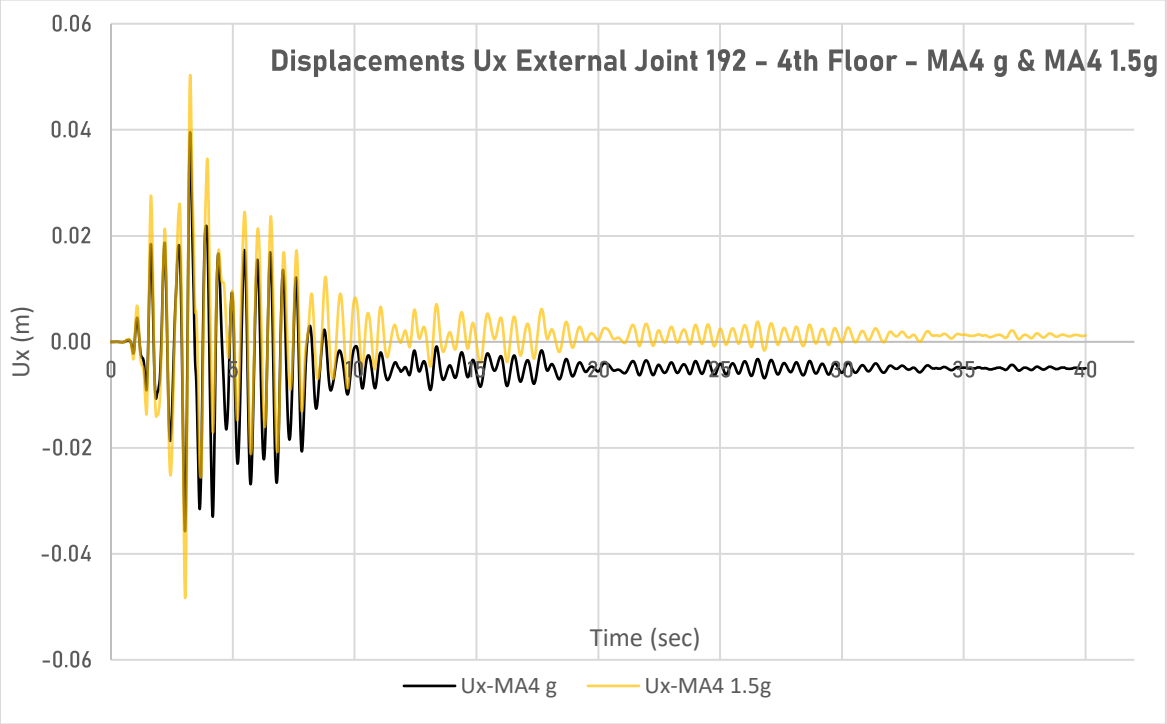
Διάγραμμα Α.47 – Μετατοπίσεις Ux MA3_g & MA3_1.5g



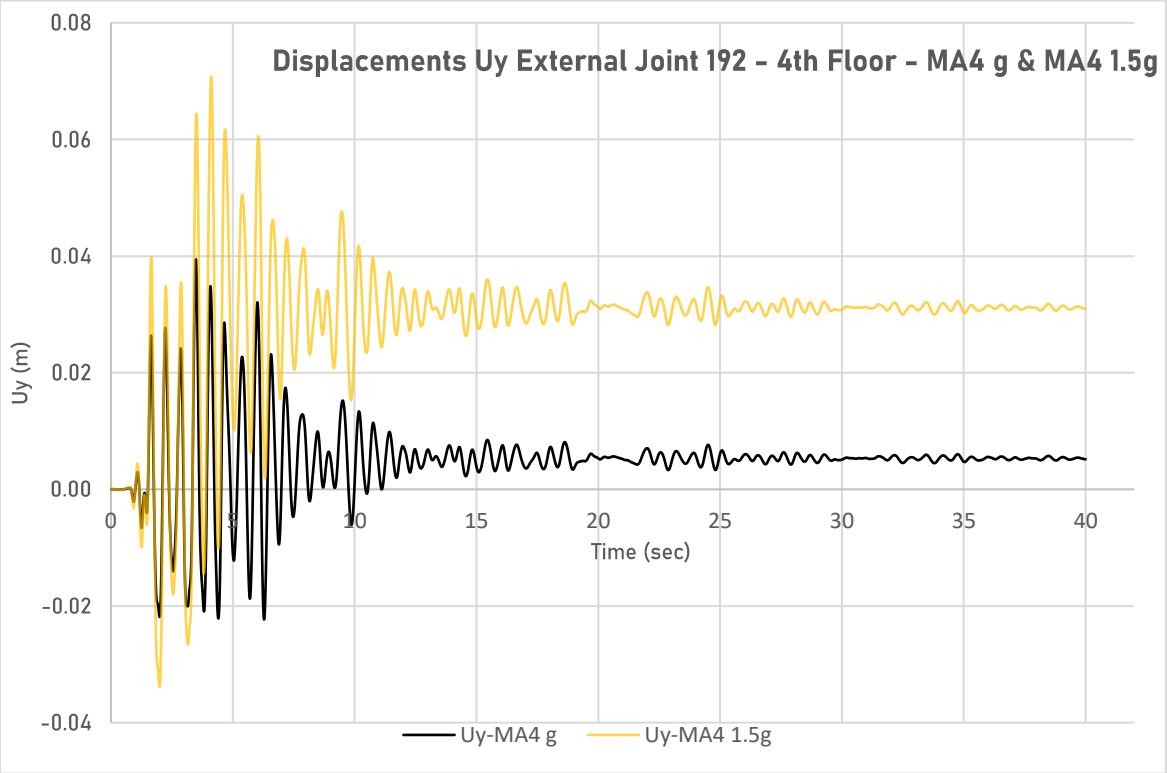
Διάγραμμα Α.48 – Μετατοπίσεις Uy MA3_g & MA3_1.5g



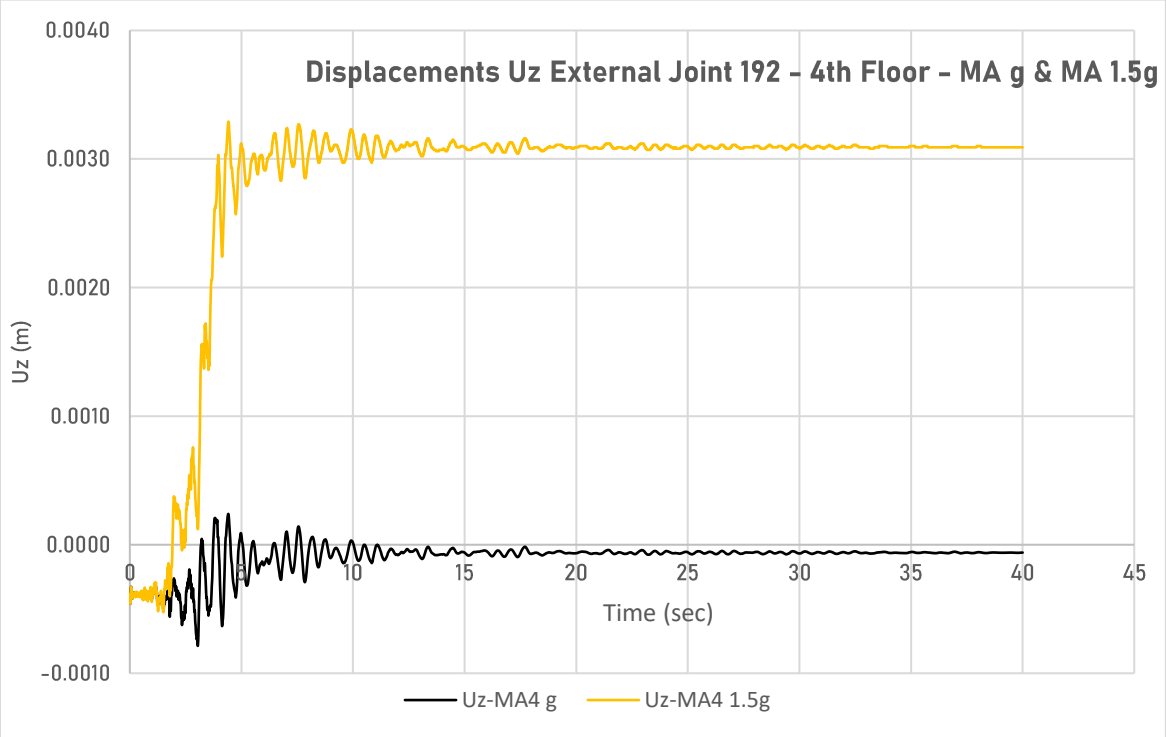
Διάγραμμα Α.49 – Μετατοπίσεις Uz MA3_g & MA3_1.5g



Διάγραμμα Α.50 – Μετατοπίσεις Ux MA4_g & MA4_1.5g

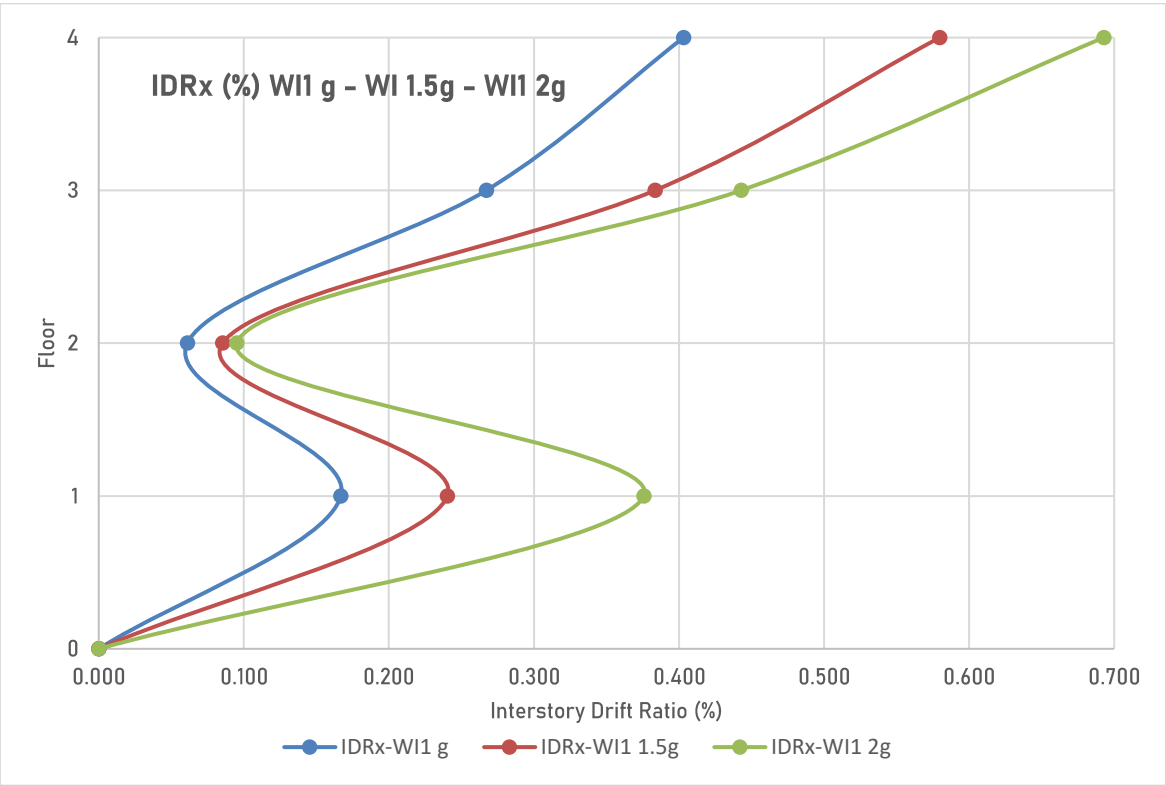


Διάγραμμα Α.51 – Μετατοπίσεις Uy MA4_g & MA4_1.5g

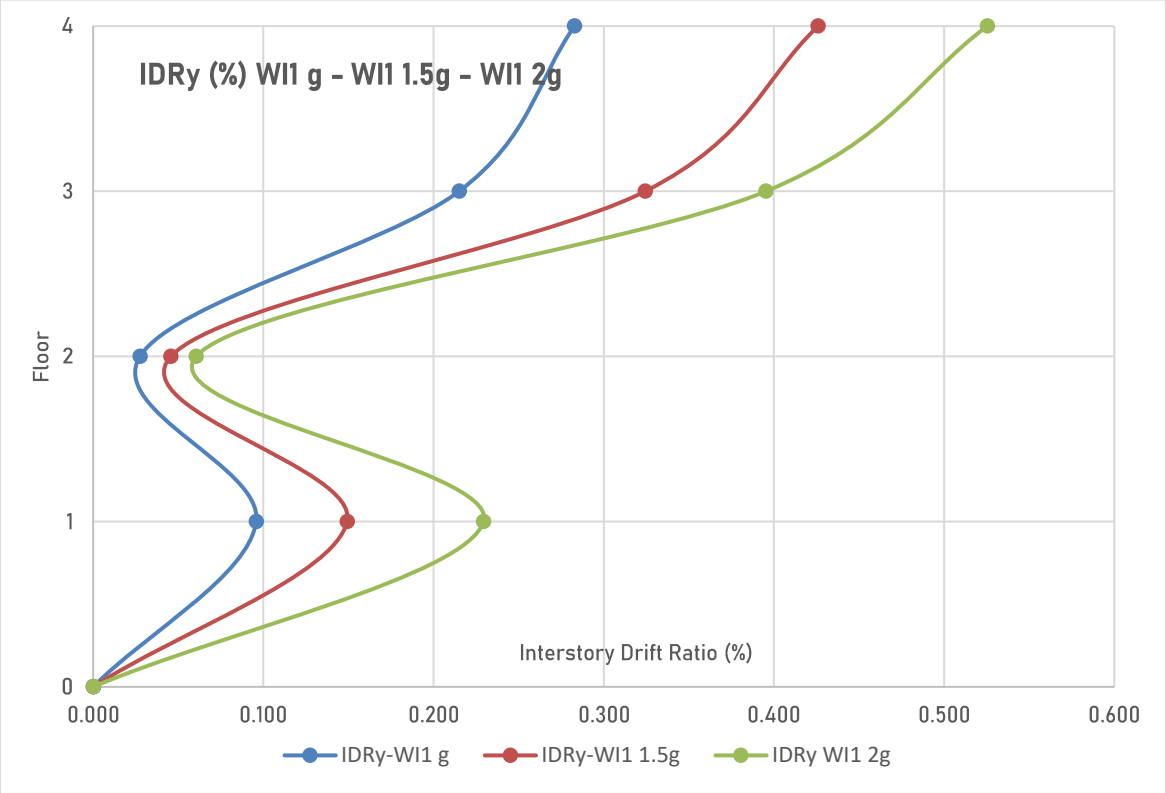


Διάγραμμα Α.52 – Μετατοπίσεις Uz MA4_g & MA4_1.5g

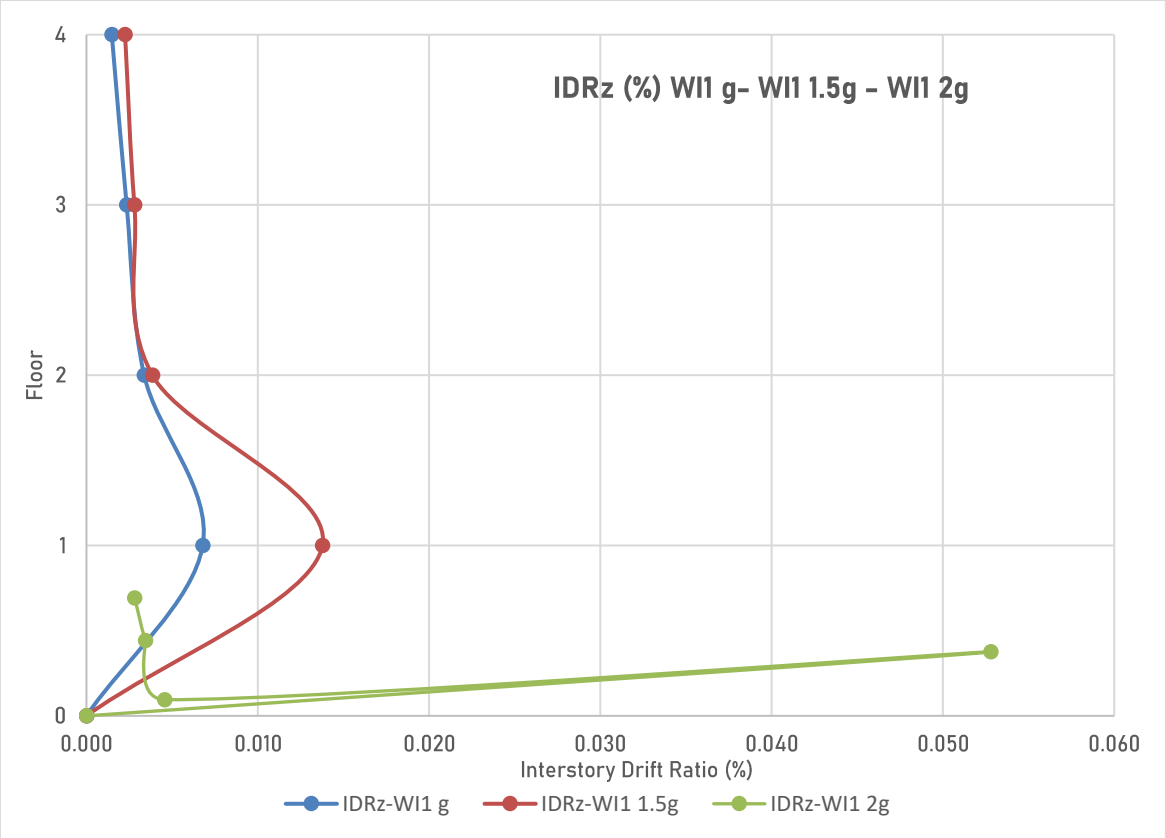
Σεισμός WI – IDR, RIDR και Μετατοπίσεις κόμβου 192 – Scale Factor g, 1.5g, 2g, 2.5g



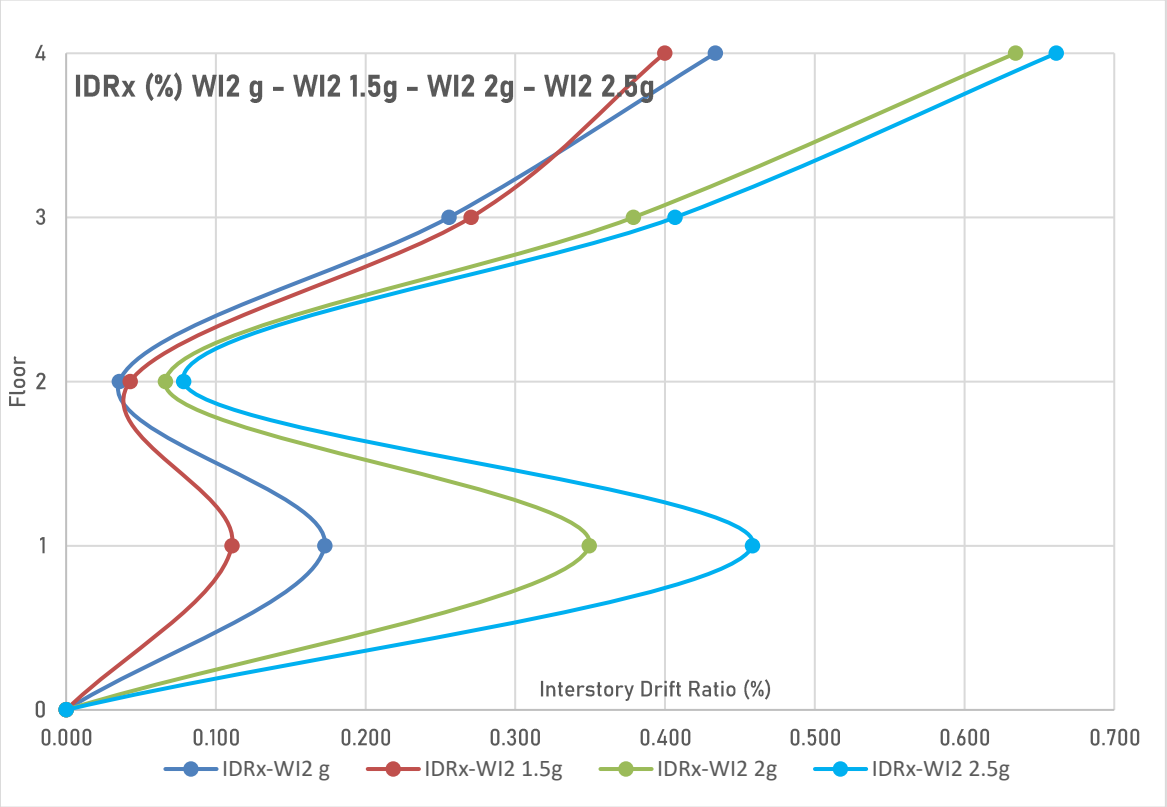
Διάγραμμα Α.53 – IDRx για WI1g, WI1_1.5g, WI1_2g



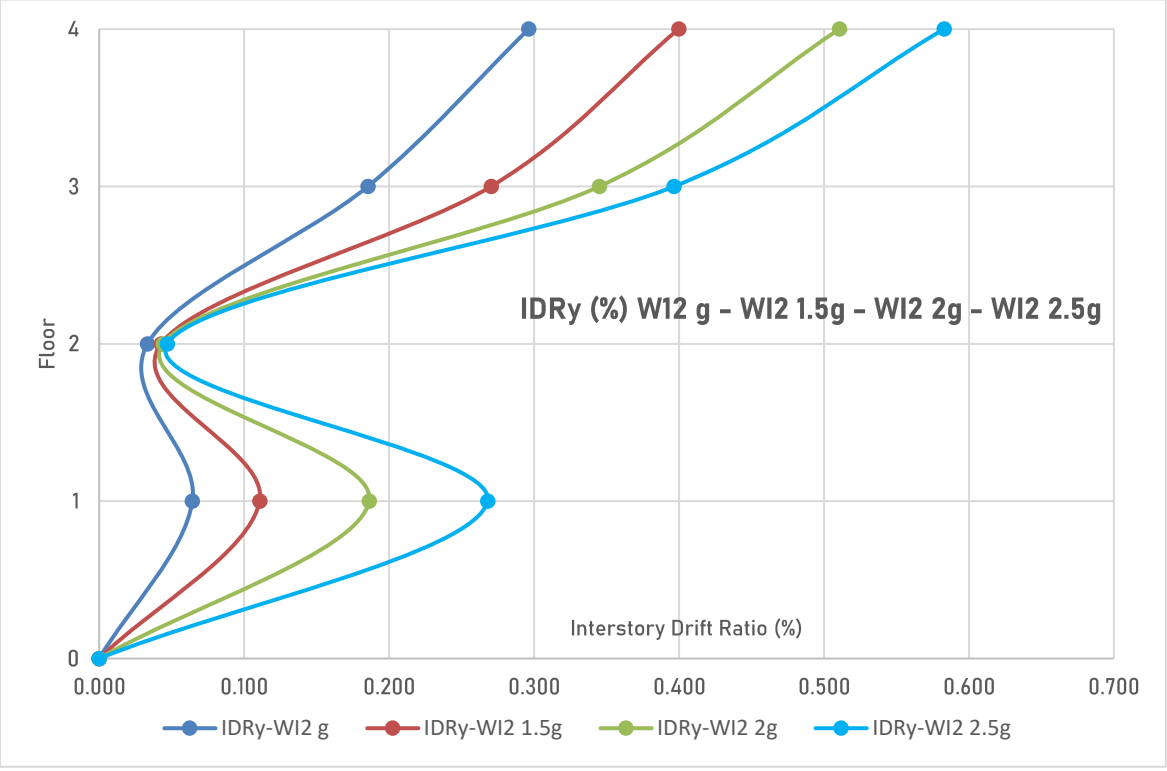
Διάγραμμα Α.54 – IDRy για WI1g, WI1_1.5g, WI1_2g



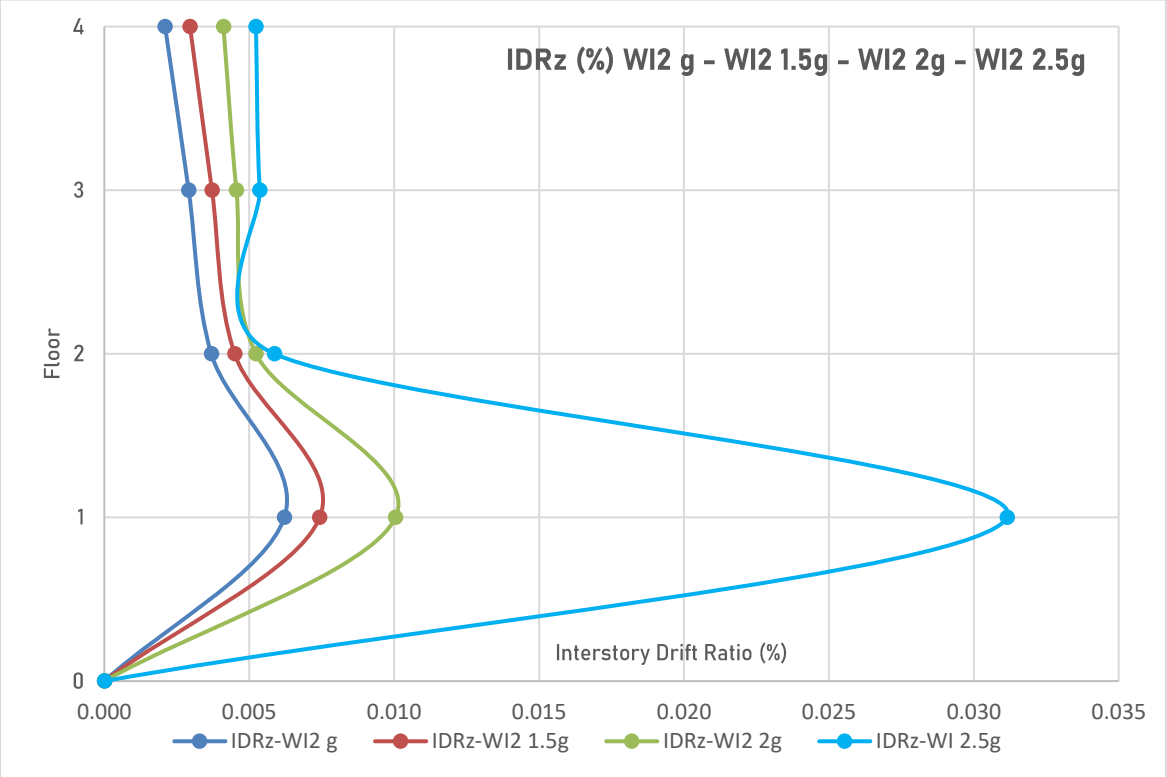
Διάγραμμα Α.55 – IDRz για WI1g, WI1_1.5g, WI1_2g



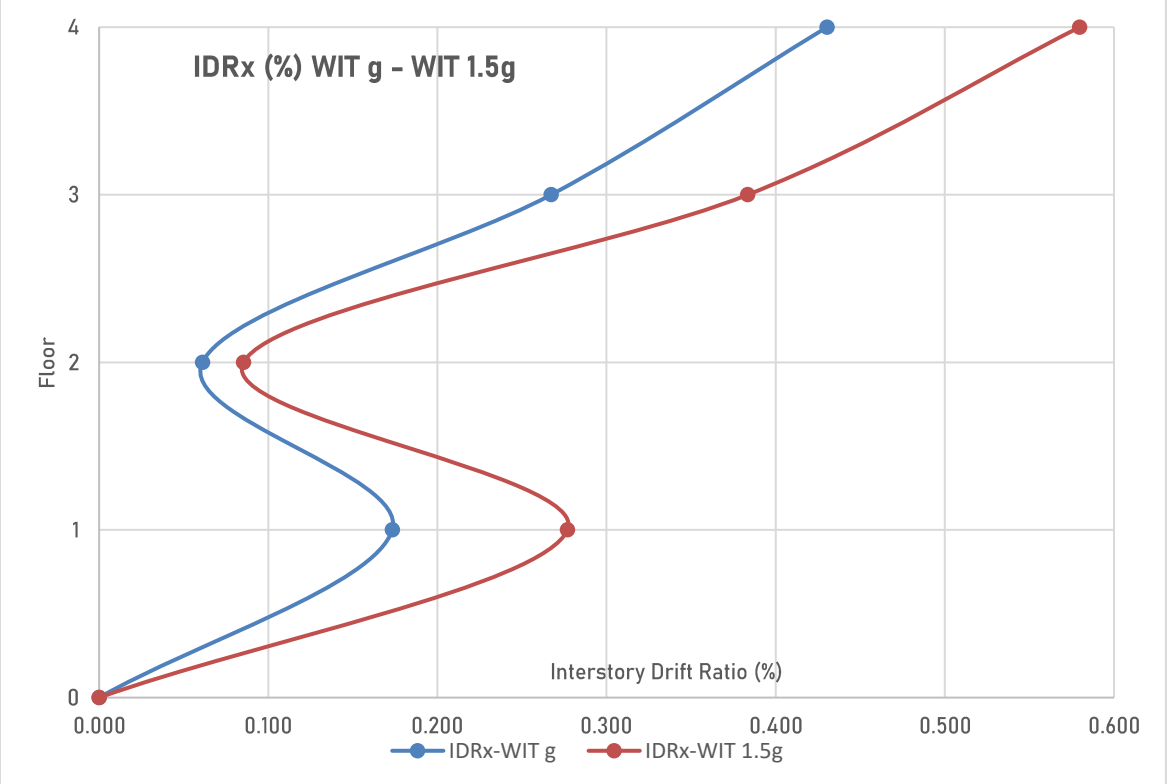
Διάγραμμα A.56 – IDRx για WI2g, WI2_1.5g, WI2_2g, WI2_2.5g



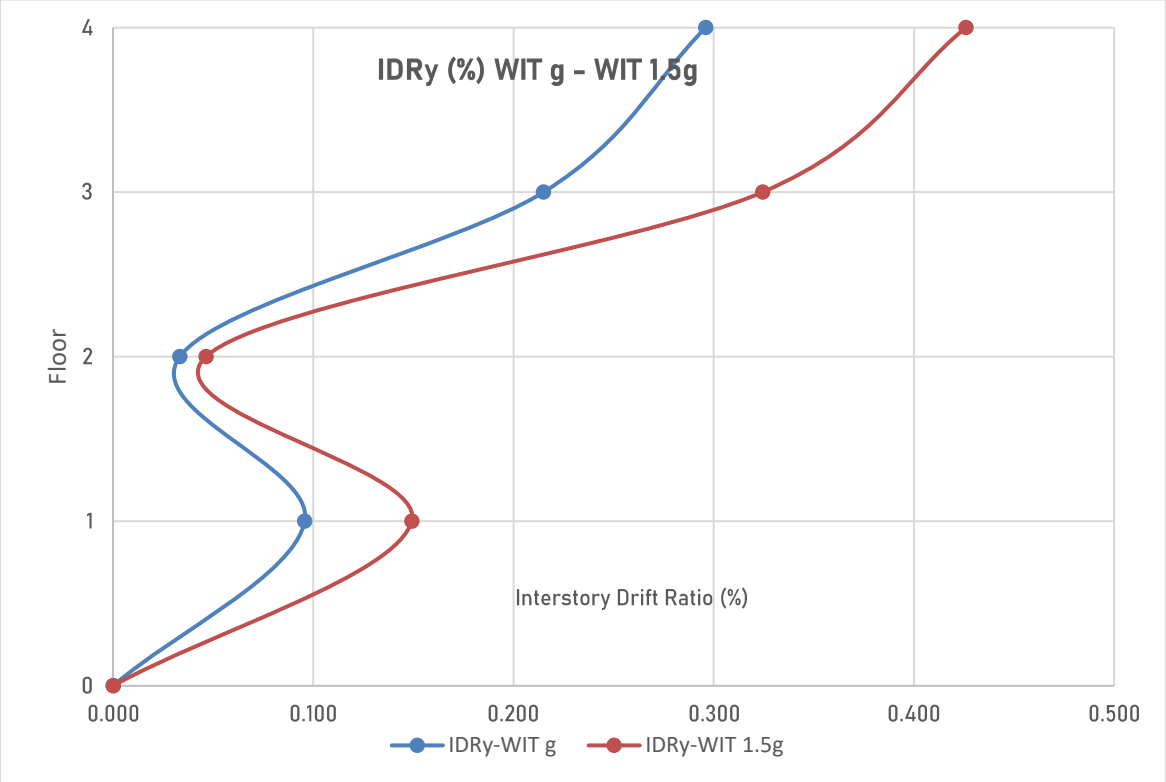
Διάγραμμα A.57 – IDRy για WI2g, WI2_1.5g, WI2_2g, WI2_2.5g



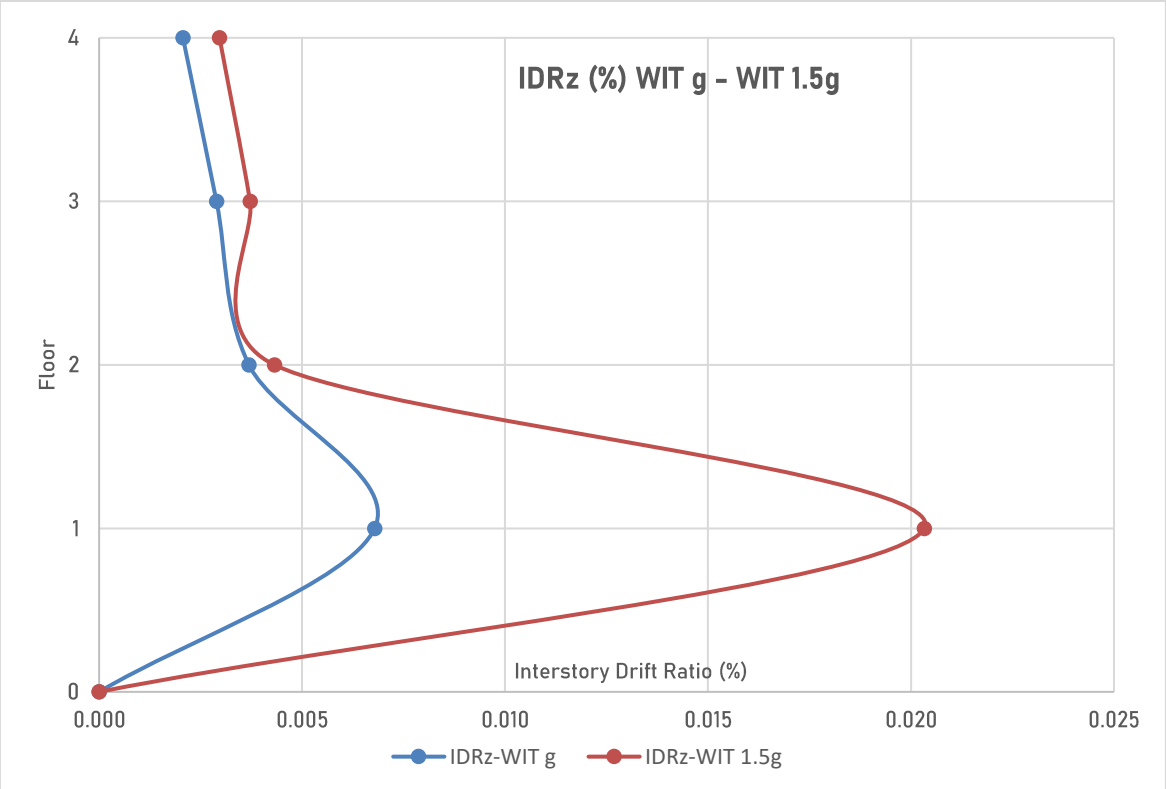
Διάγραμμα A.57 – IDRz για WI2g, WI2_1.5g, WI2_2g, WI2_2.5g



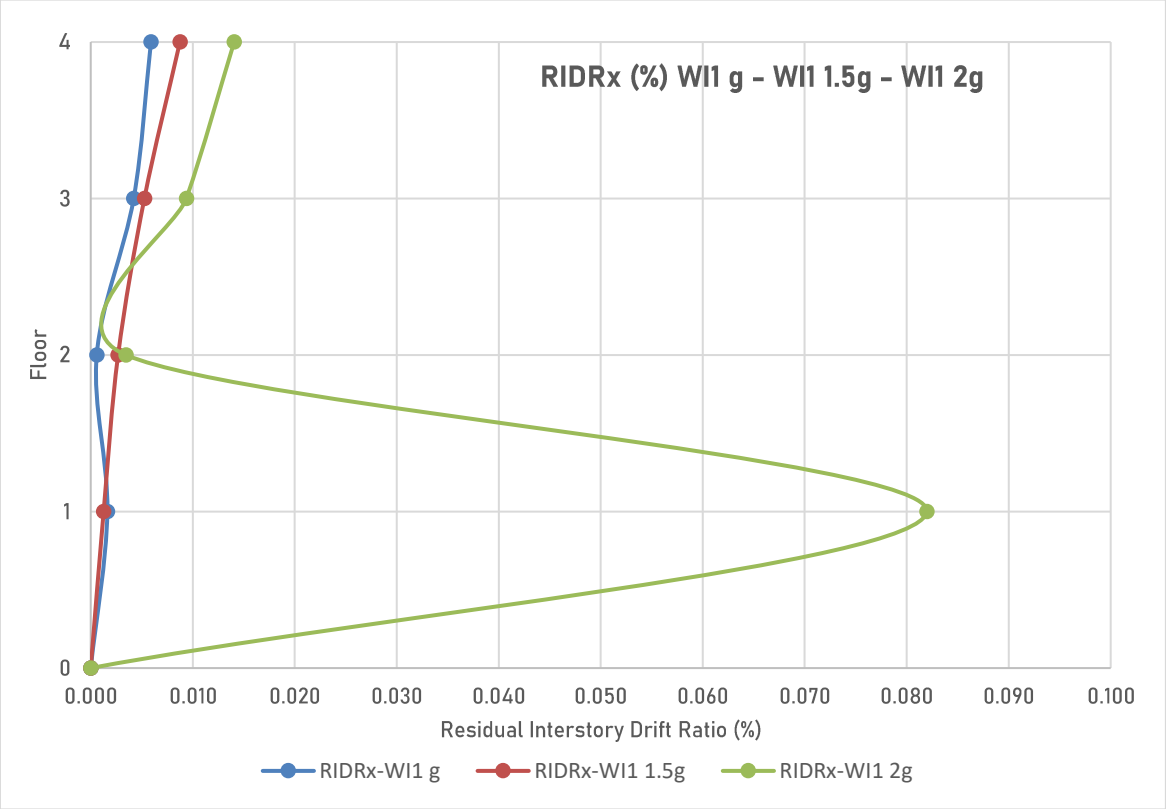
Διάγραμμα A.58 – IDRx για WITg, WIT_1.5g



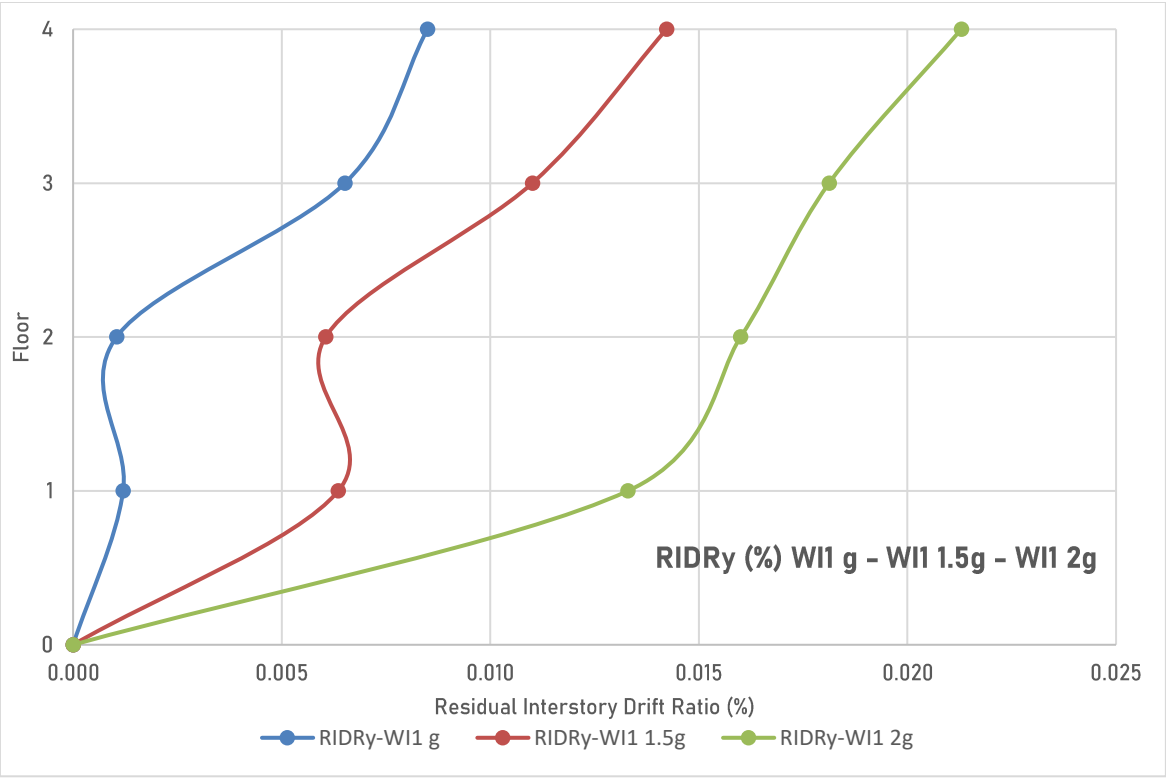
Διάγραμμα Α.59 – IDRy για WITg, WIT_1.5g



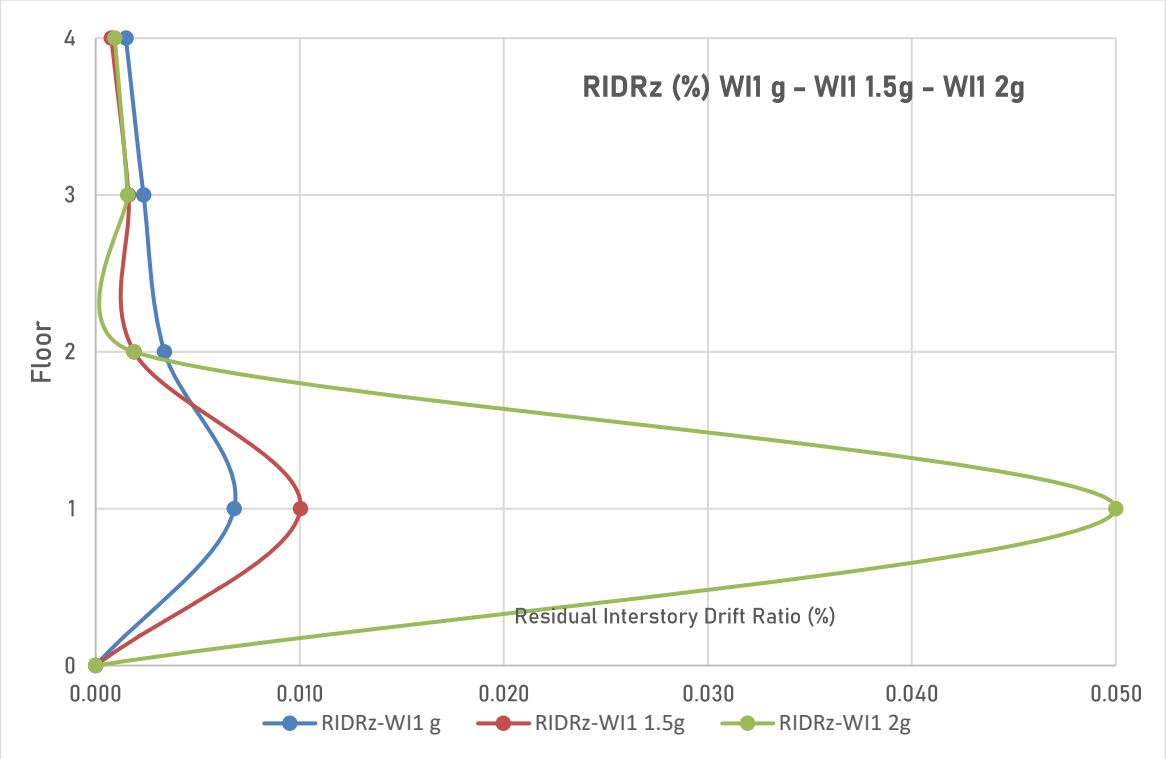
Διάγραμμα Α.60 – IDRz για WITg, WIT_1.5g



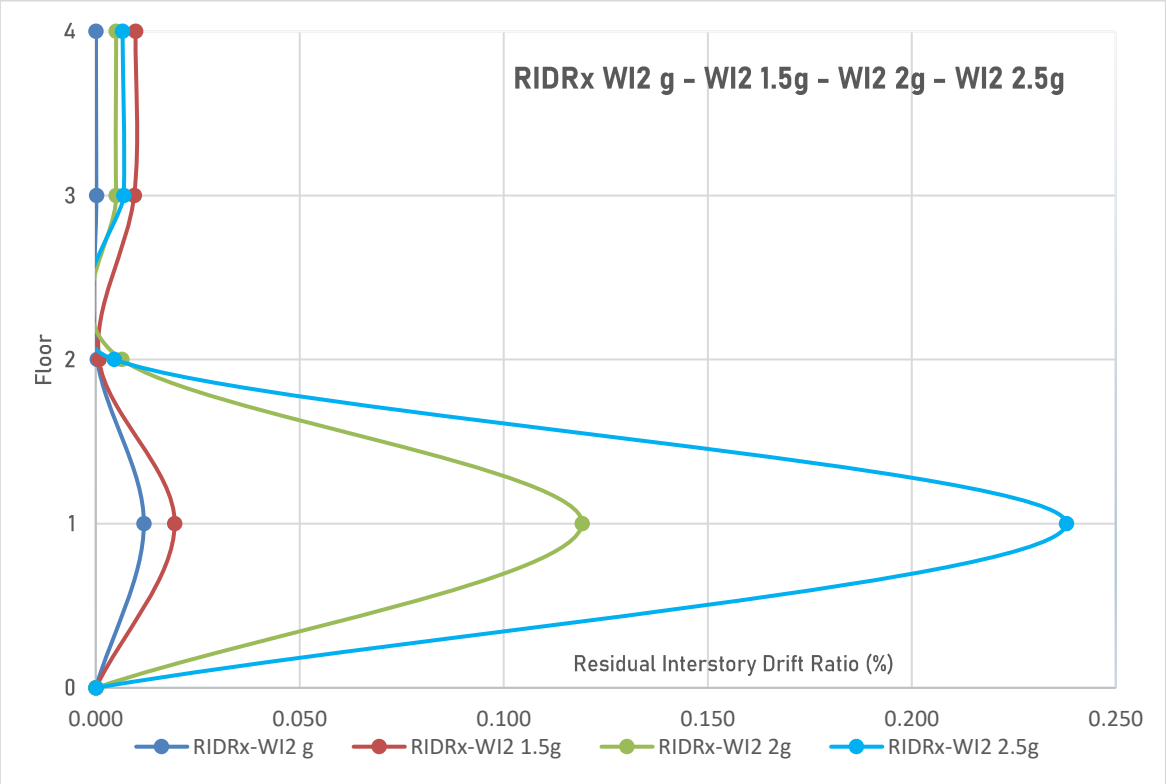
Διάγραμμα Α.61 – RIDRx για WI1g, WI1_1.5g, WI1_2g



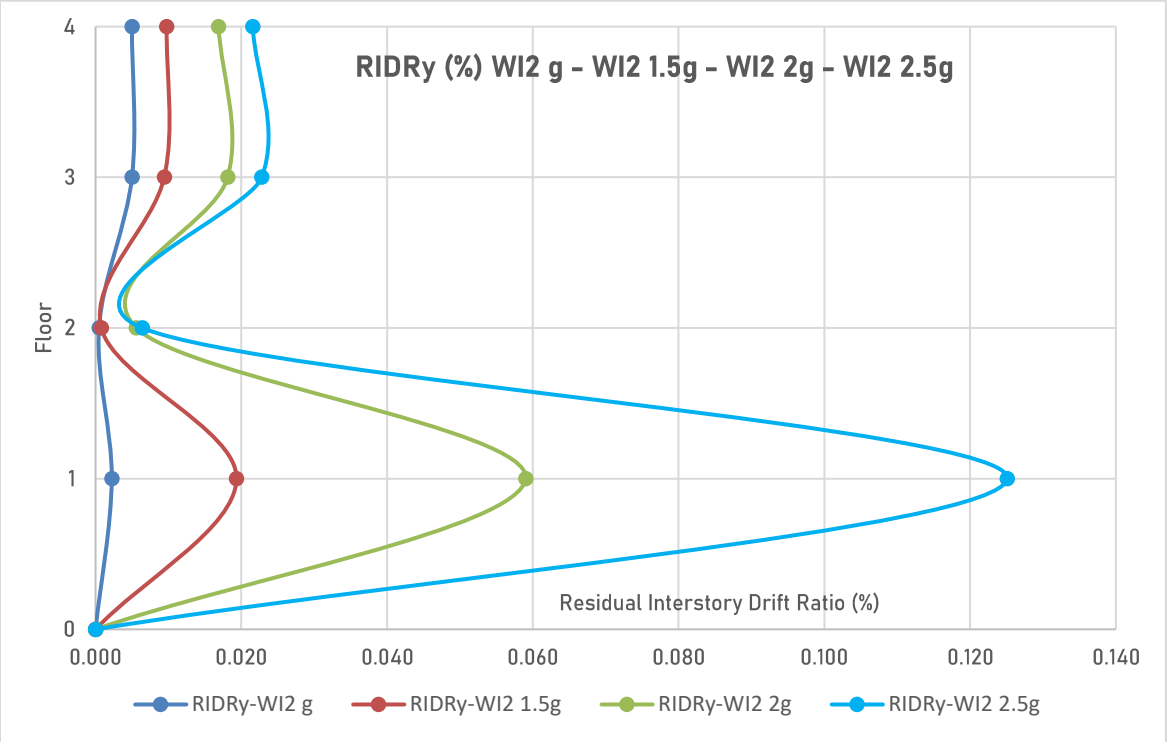
Διάγραμμα Α.62 – RIDRy για WI1g, WI1_1.5g, WI1_2g



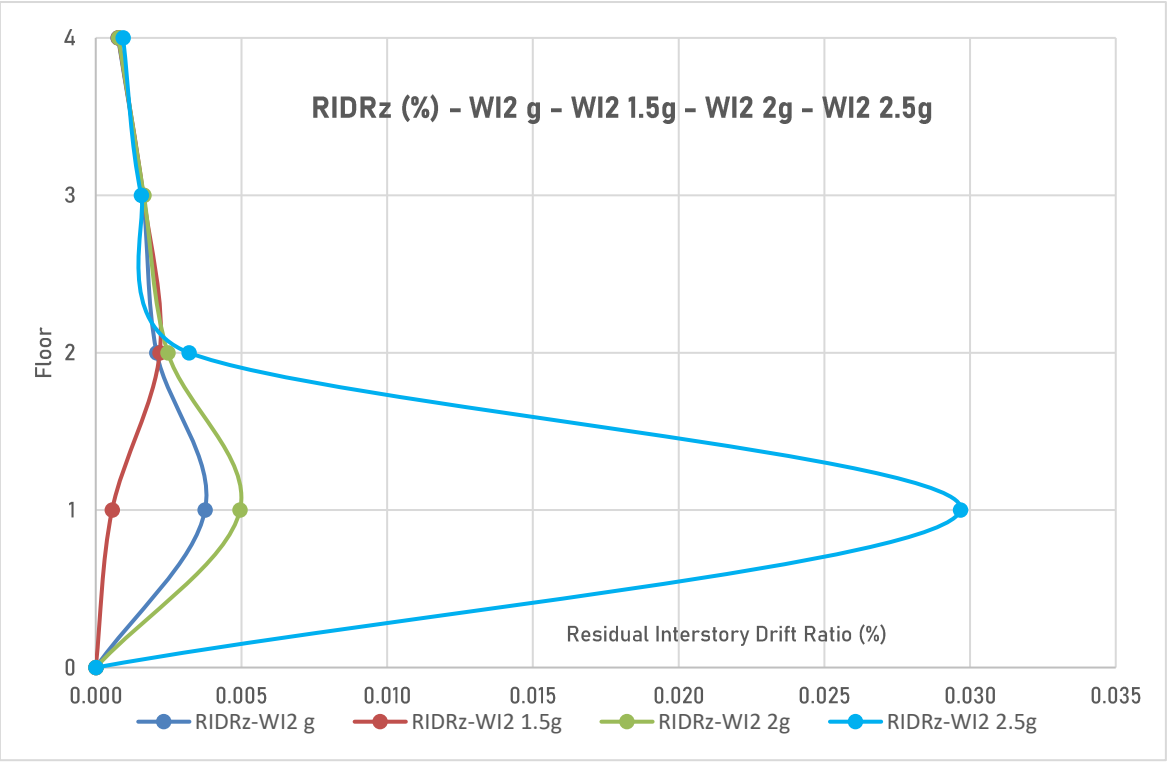
Διάγραμμα Α.63 – RIDRz για WI1g, WI1_1.5g, WI1_2g



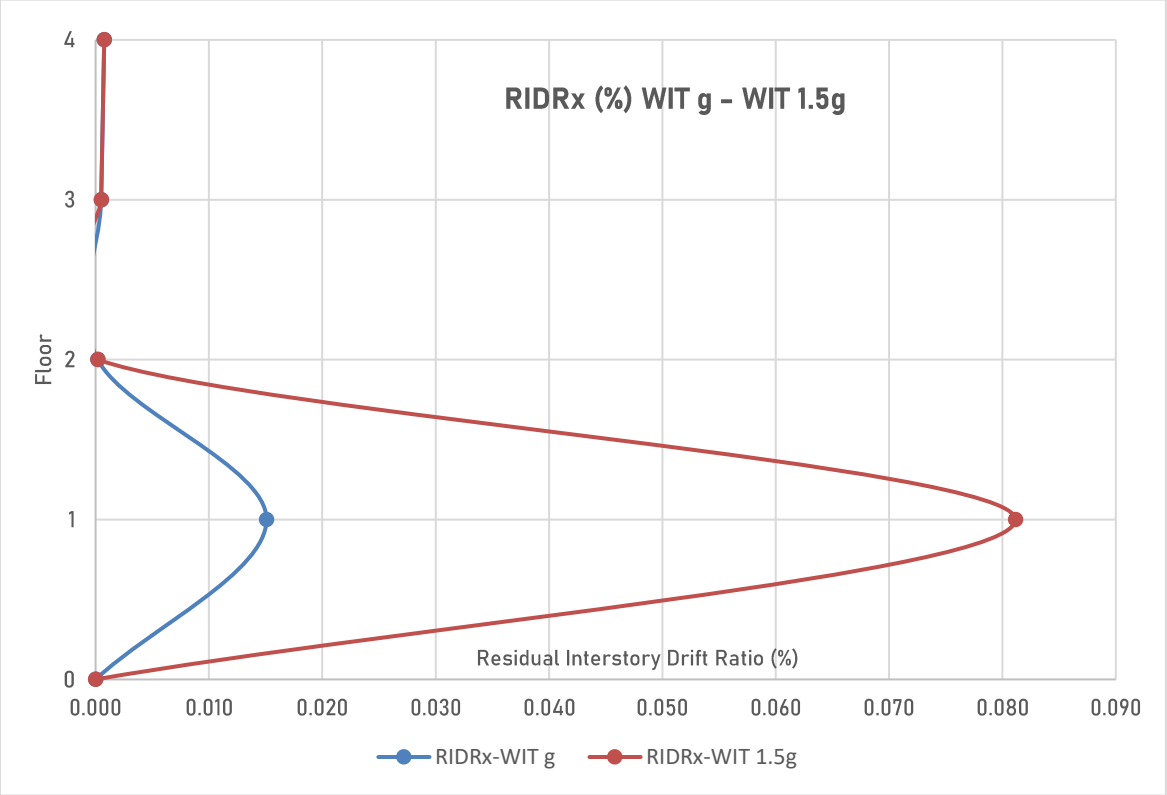
Διάγραμμα Α.64 – RIDRx για WI2g, WI2_1.5g, WI2_2g, WI2_2.5g



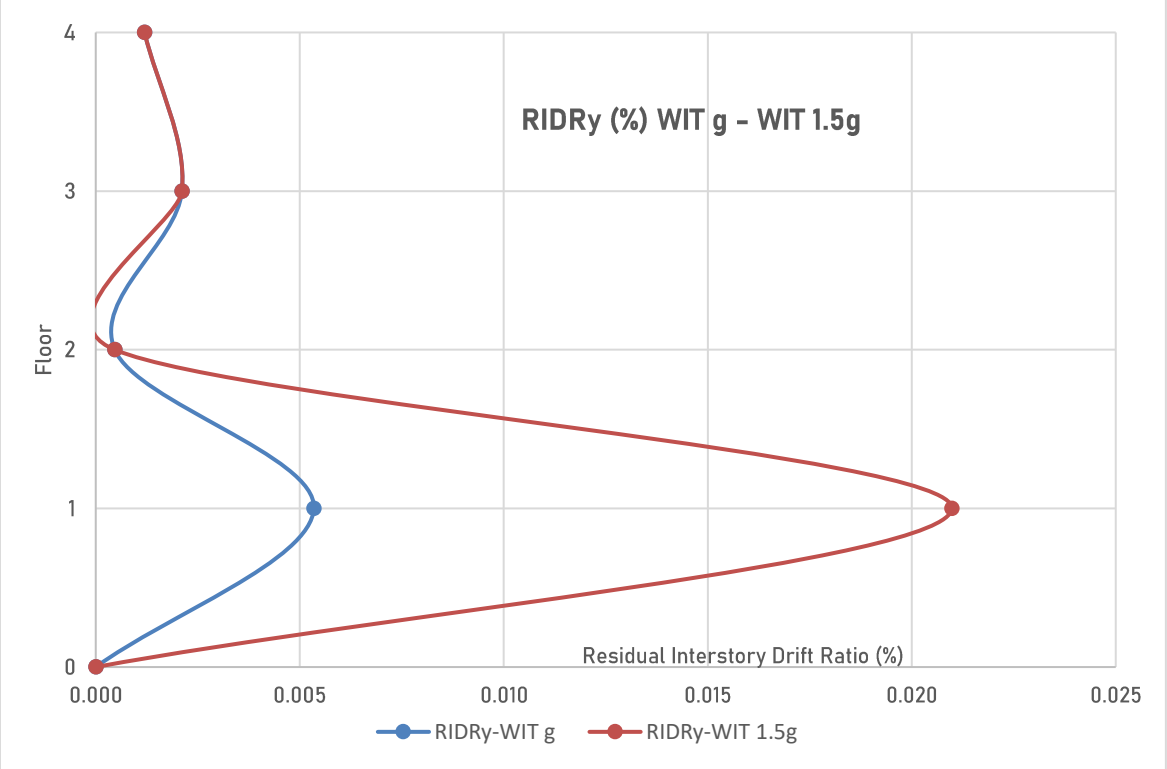
Διάγραμμα Α.65 – RIDRy για WI2g, WI2_1.5g, WI2_2g, WI2_2.5g



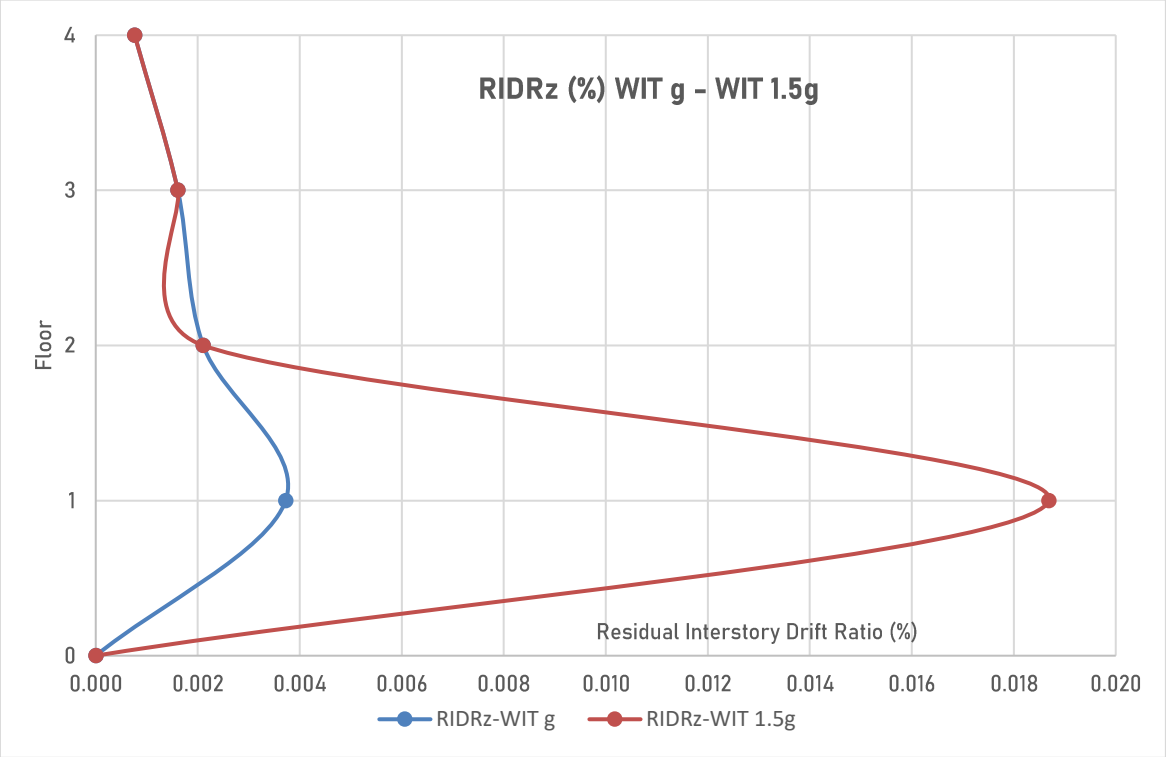
Διάγραμμα Α.66 – RIDRz για WI2g, WI2_1.5g, WI2_2g, WI2_2.5g



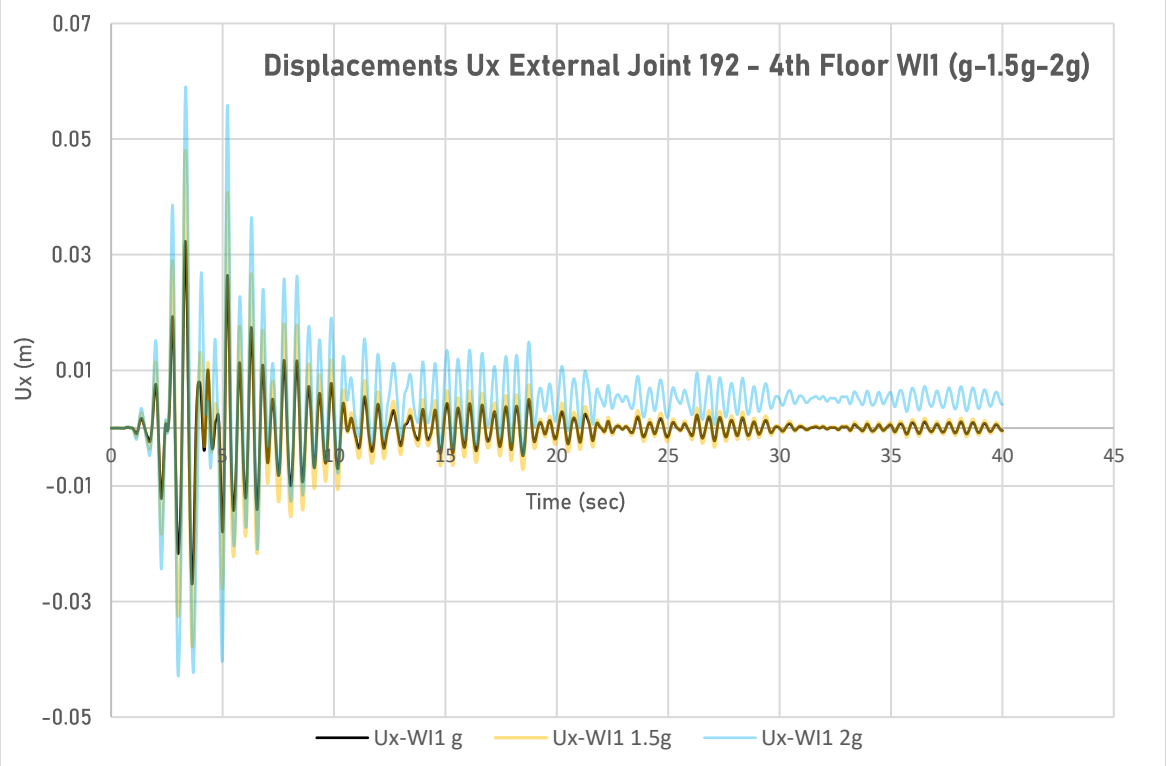
Διάγραμμα Α.67 – RIDRx για WITg, WIT_1.5g



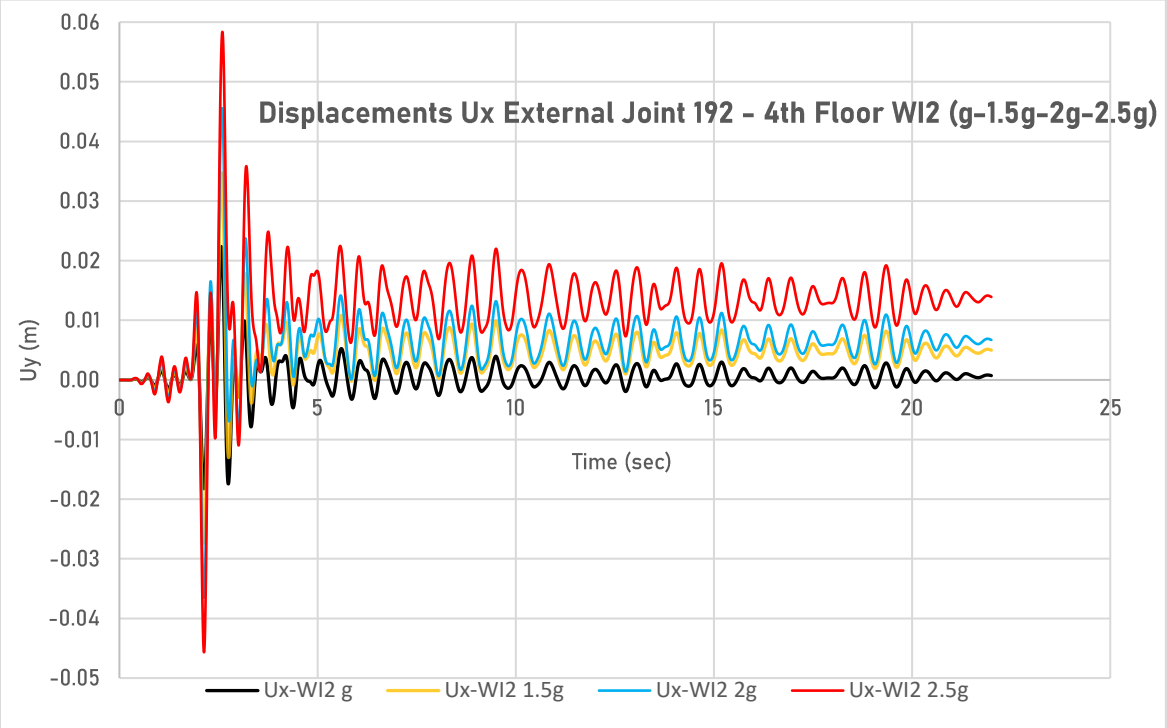
Διάγραμμα Α.68 – RIDRy για WITg, WIT_1.5g



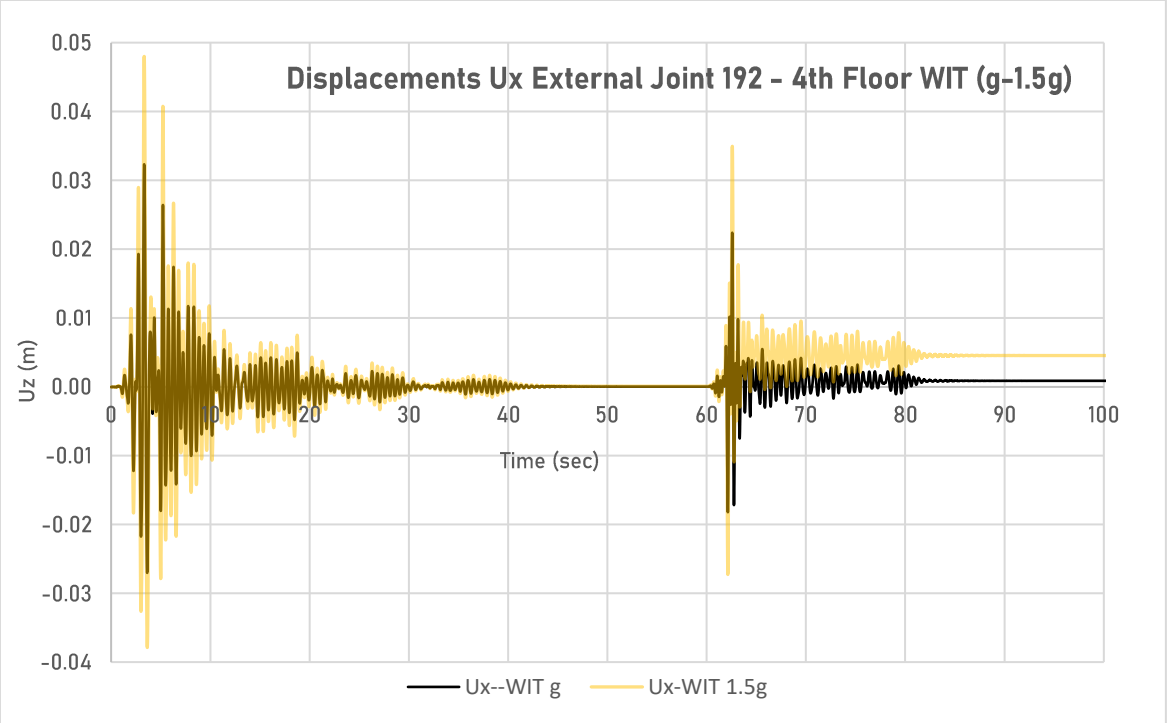
Διάγραμμα Α.69 – RIDRy για WITg, WIT_1.5g



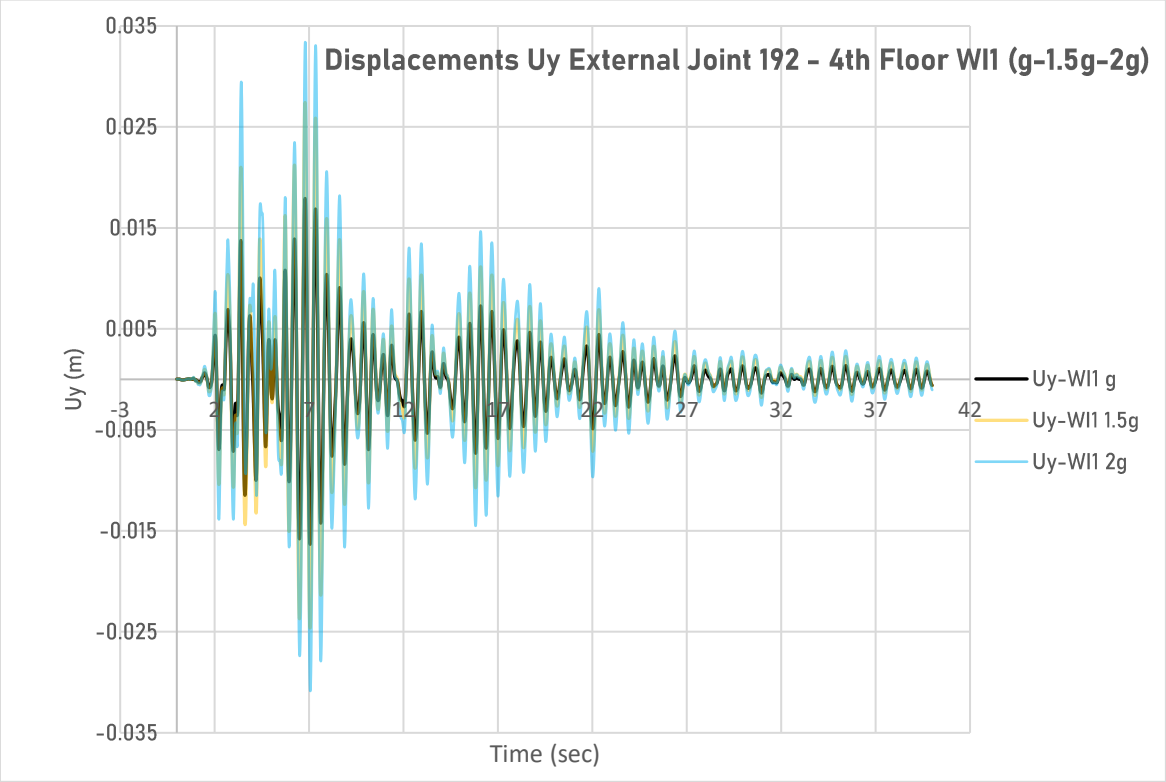
Διάγραμμα Α.70 – Μετατοπίσεις Ux για WI1g, WI1_1.5g, WI1_2g



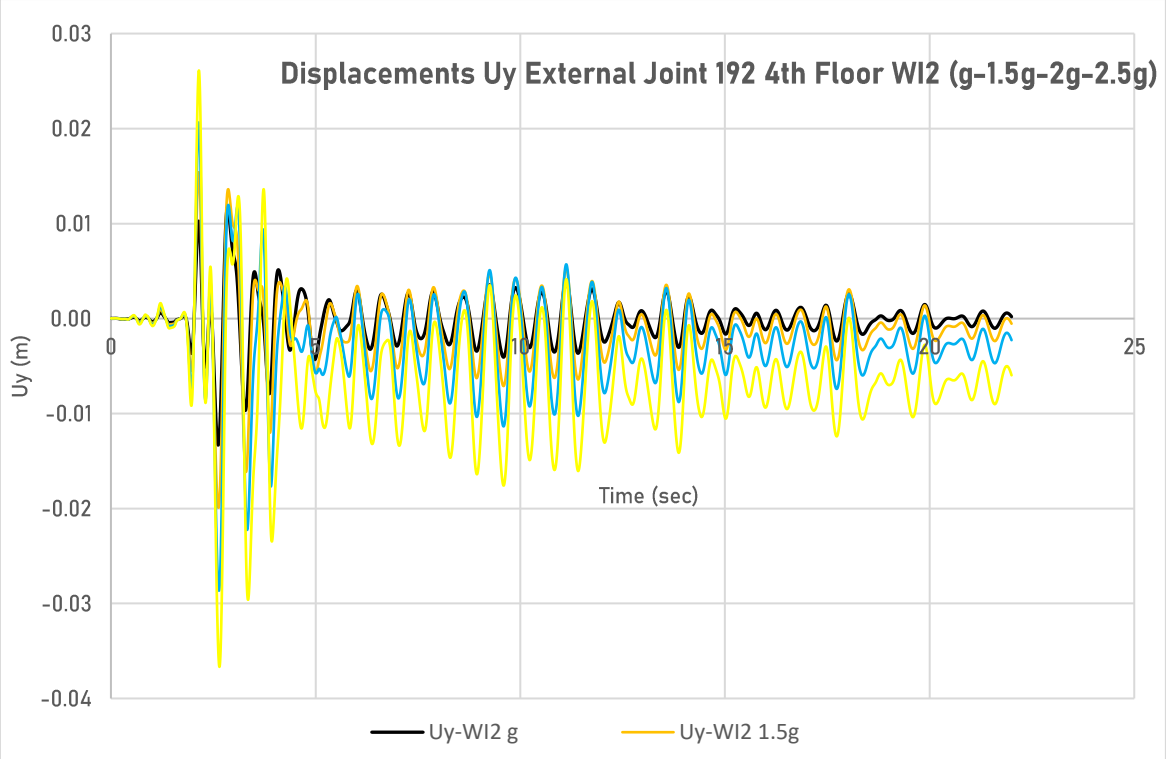
Διάγραμμα Α.71 – Μετατοπίσεις Ux για WI2g, WI2_1.5g, WI2_2g, WI2_2.5g



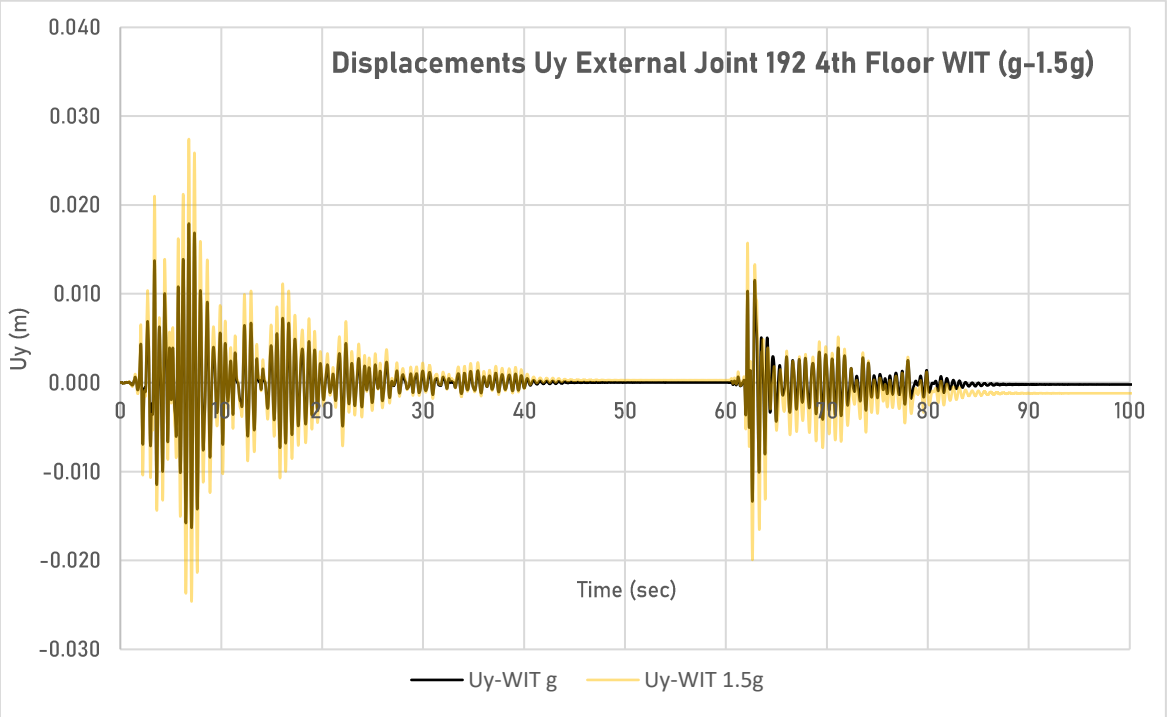
Διάγραμμα Α.72 – Μετατοπίσεις Ux για WITg, WIT_1.5g



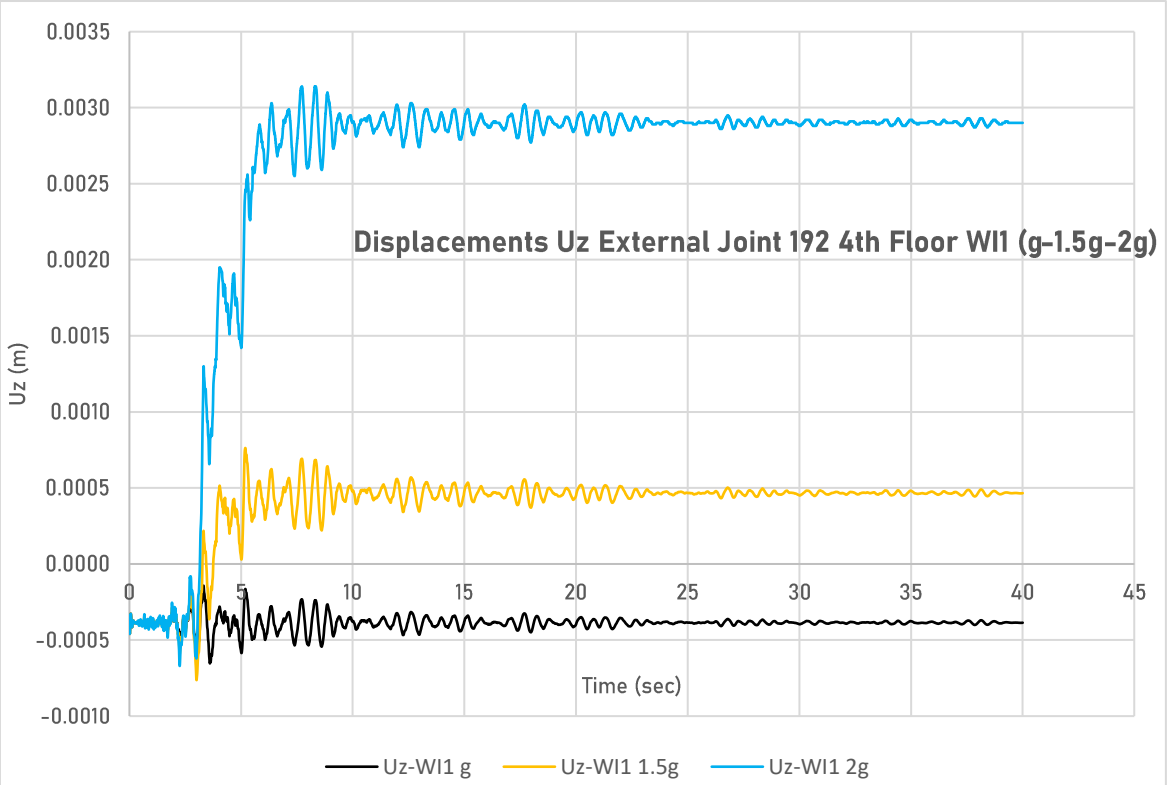
Διάγραμμα Α.73 – Μετατοπίσεις Uy για WI1g, WI1_1.5g, WI1_2g



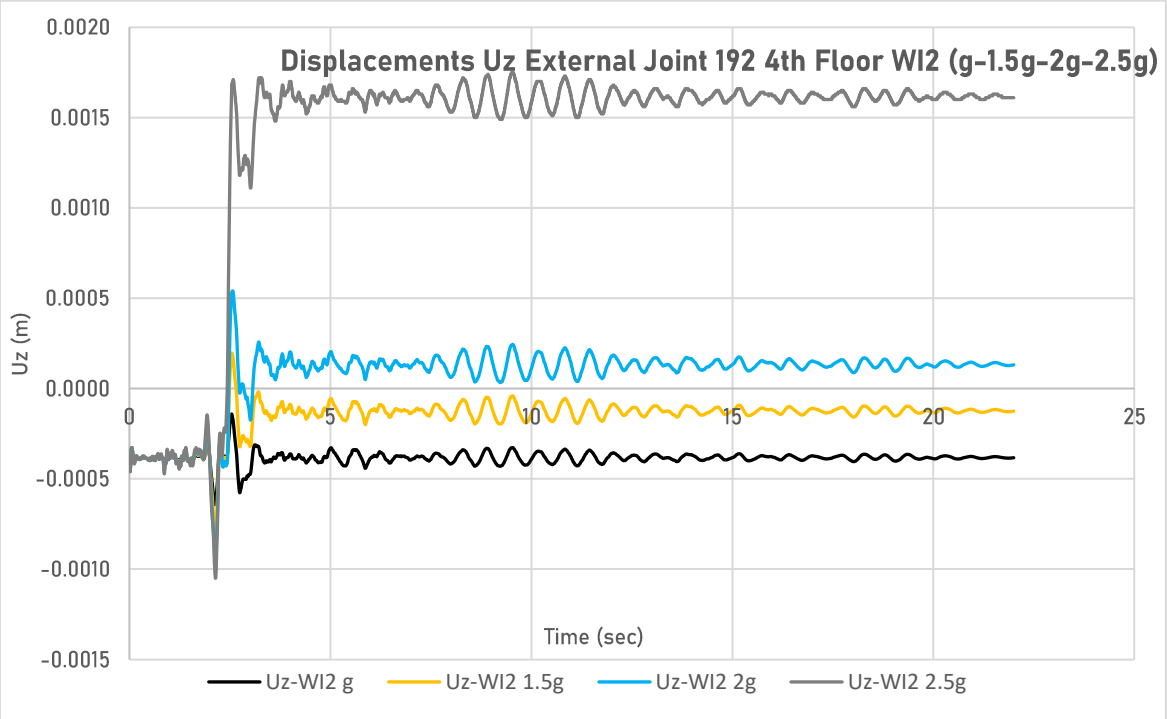
Διάγραμμα Α.74 – Μετατοπίσεις Uy για WI2g, WI2_1.5g



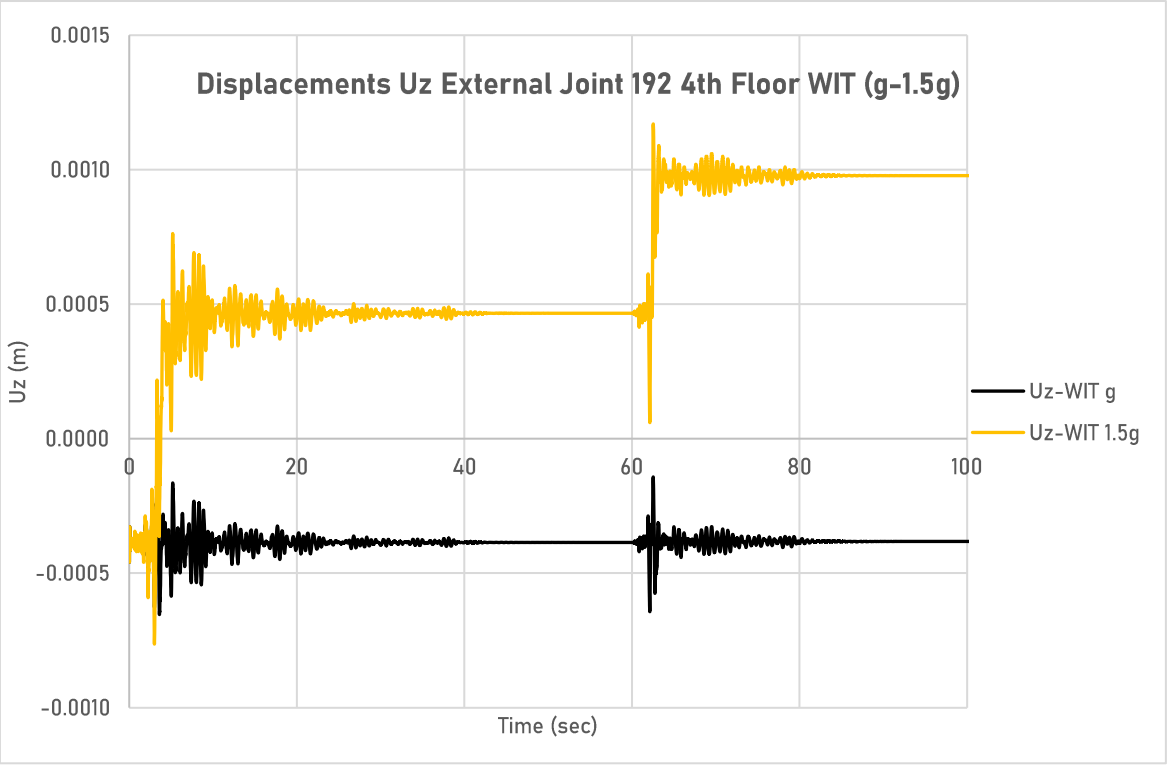
Διάγραμμα Α.75 – Μετατοπίσεις Uy για WITg, WIT_1.5g



Διάγραμμα Α.76 – Μετατοπίσεις Uz για WI1g, WI1_1.5g, WI1_2g



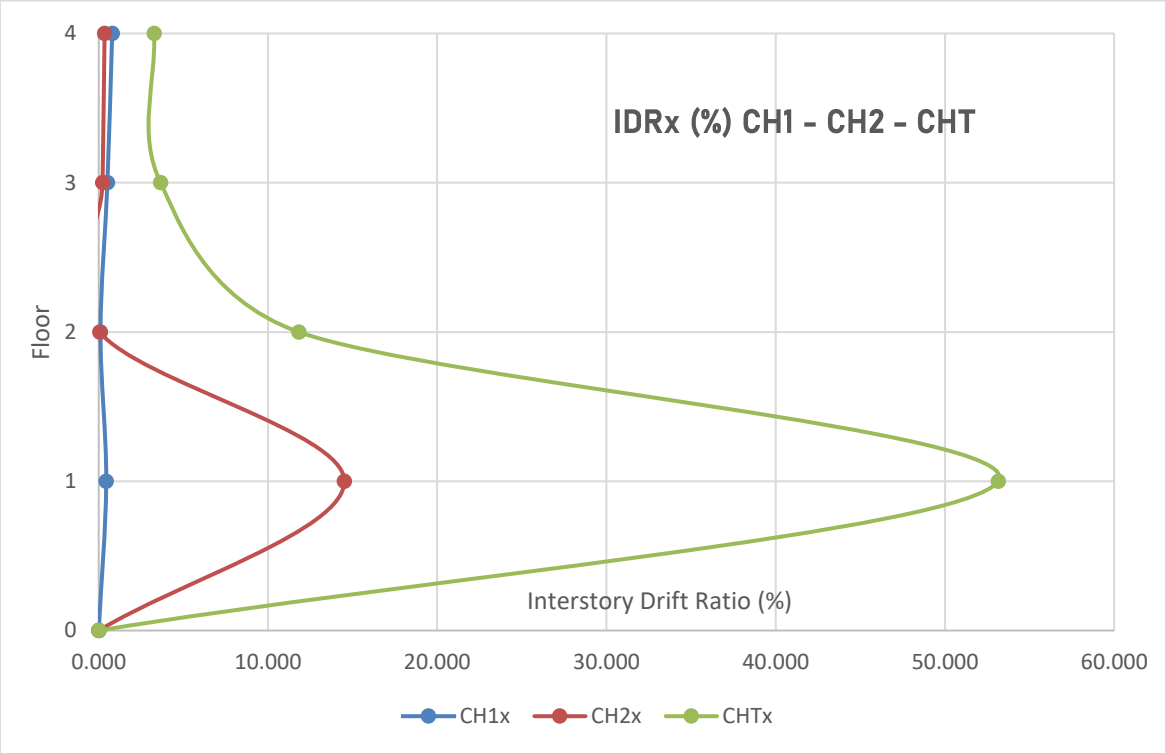
Διάγραμμα Α.77 – Μετατοπίσεις Uz για WI2g, WI2_1.5g, WI2_2g, WI2_2.5g



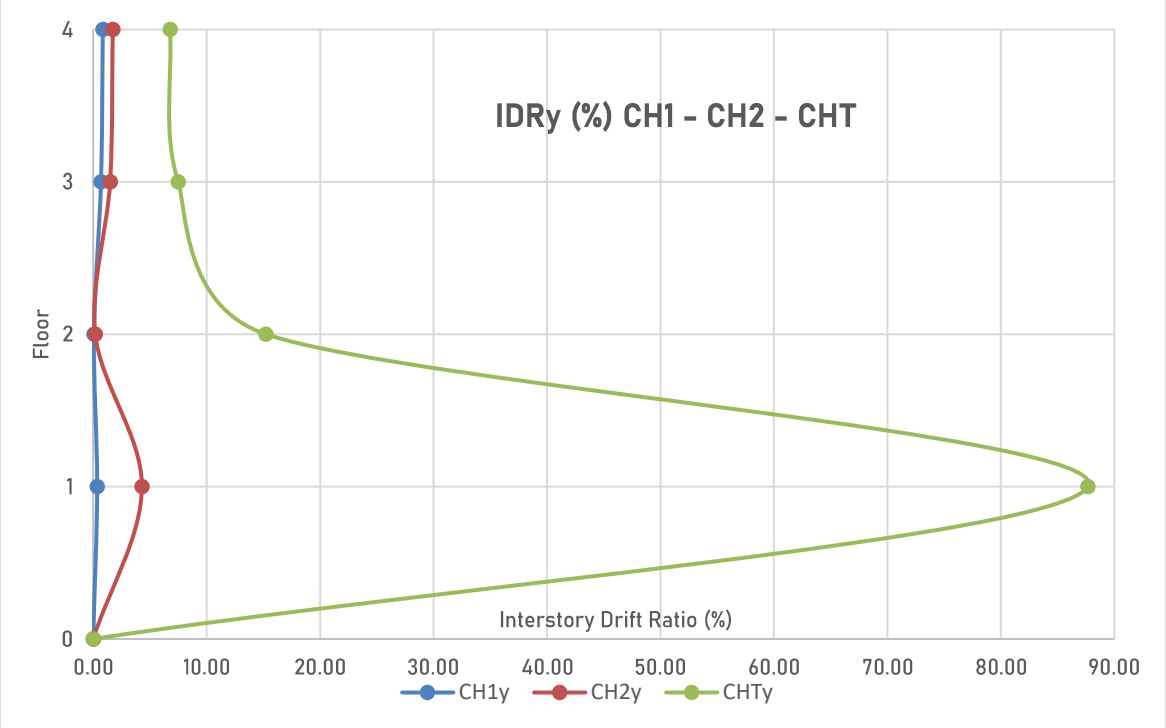
Διάγραμμα Α.78 – Μετατοπίσεις Uz για WITg, WIT_1.5g

ΚΤΙΡΙΟ 2FSR

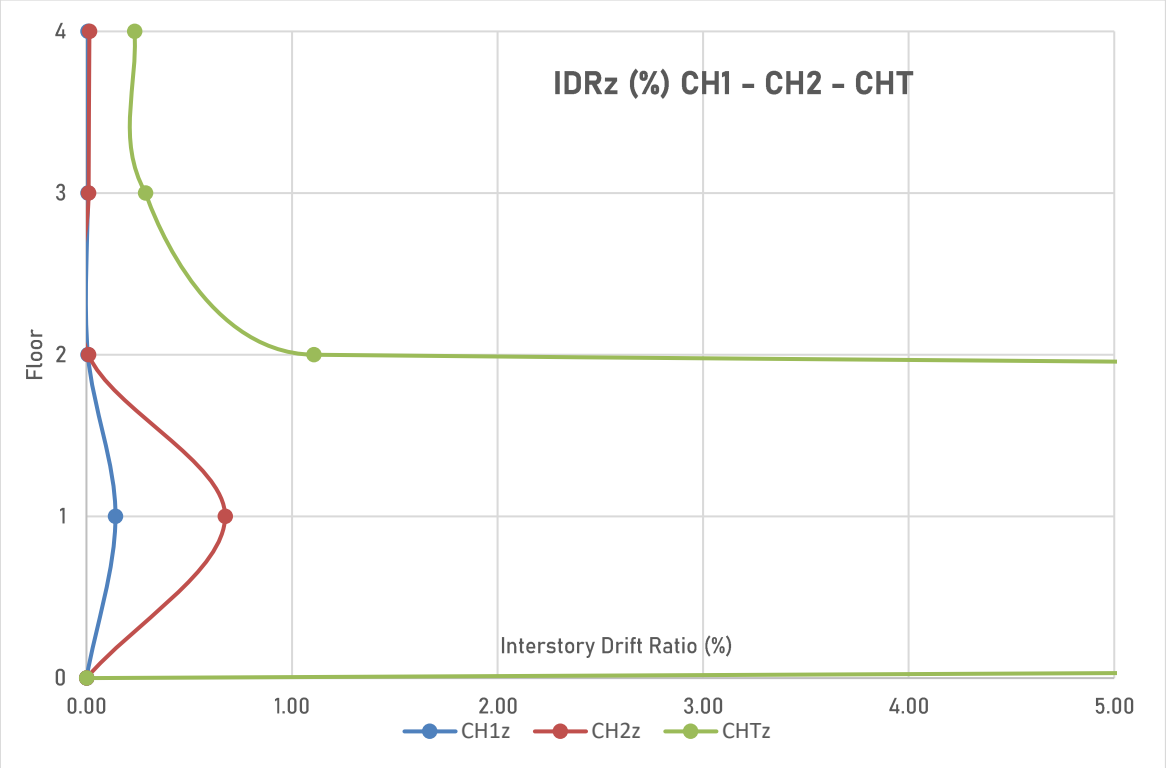
Σεισμός CH – IDR, RIDR και Μετατοπίσεις κόμβου 192 – Scale Factor g



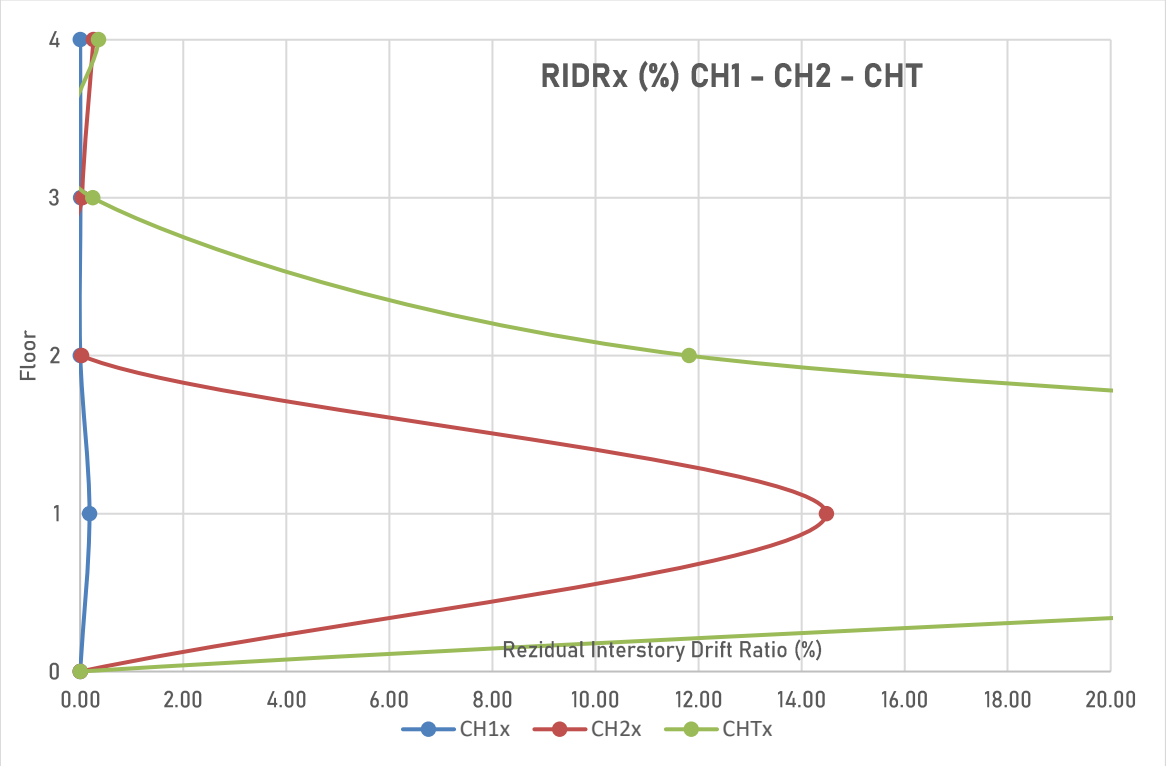
Διάγραμμα Α.79 – IDRx για CH1g, CH2g, CHTg – Αστοχία 1ου ορόφου



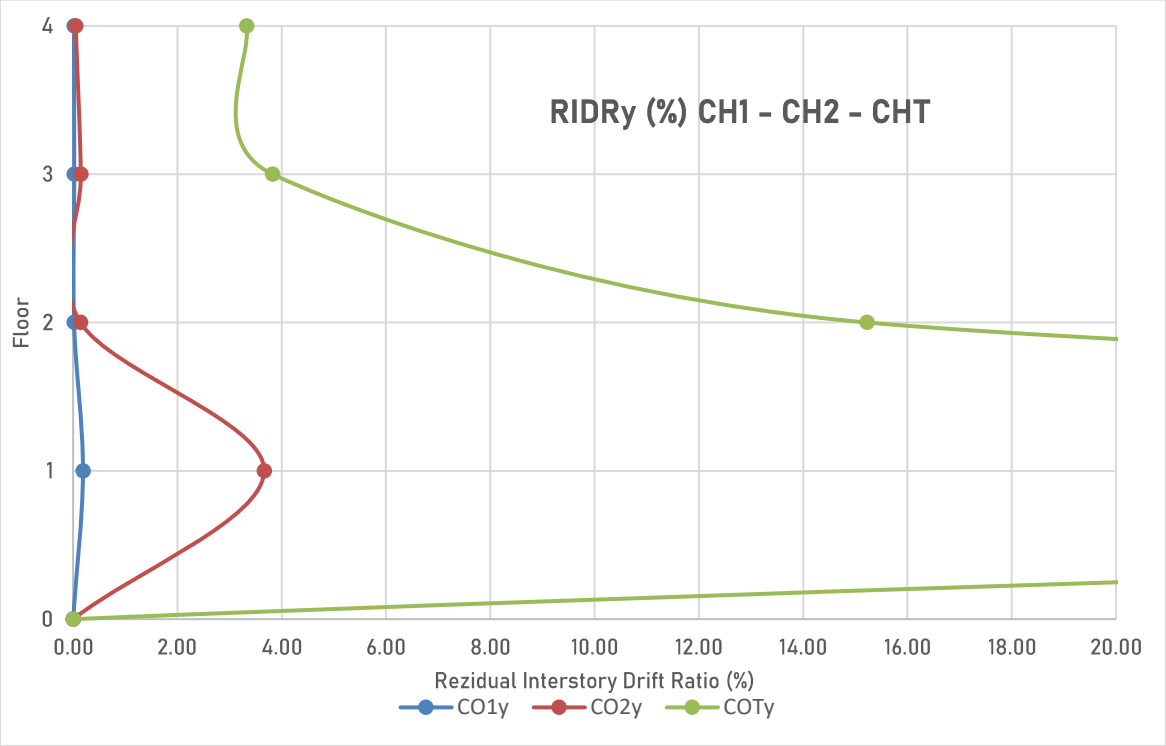
Διάγραμμα Α.80 – IDRy για CH1g, CH2g, CHTg – Αστοχία 1ου ορόφου



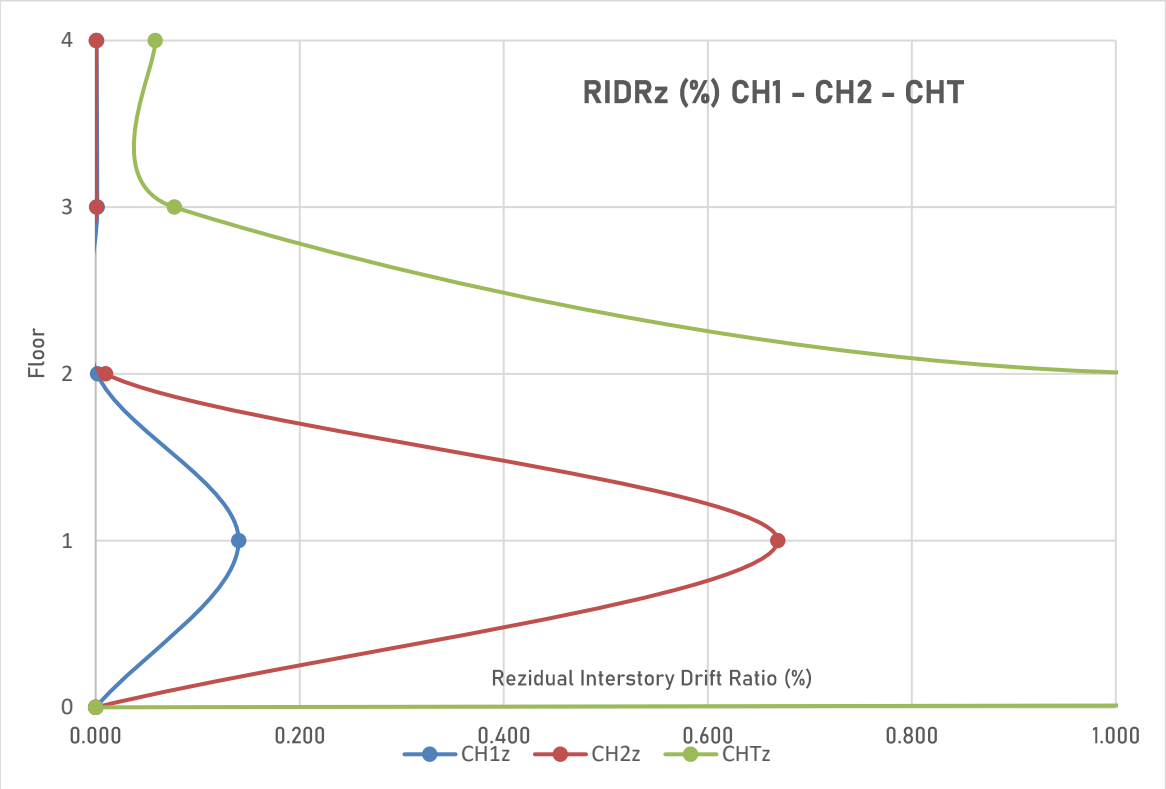
Διάγραμμα Α.81 – IDRz για CH1g, CH2g, CHTg – Αστοχία 1ου ορόφου



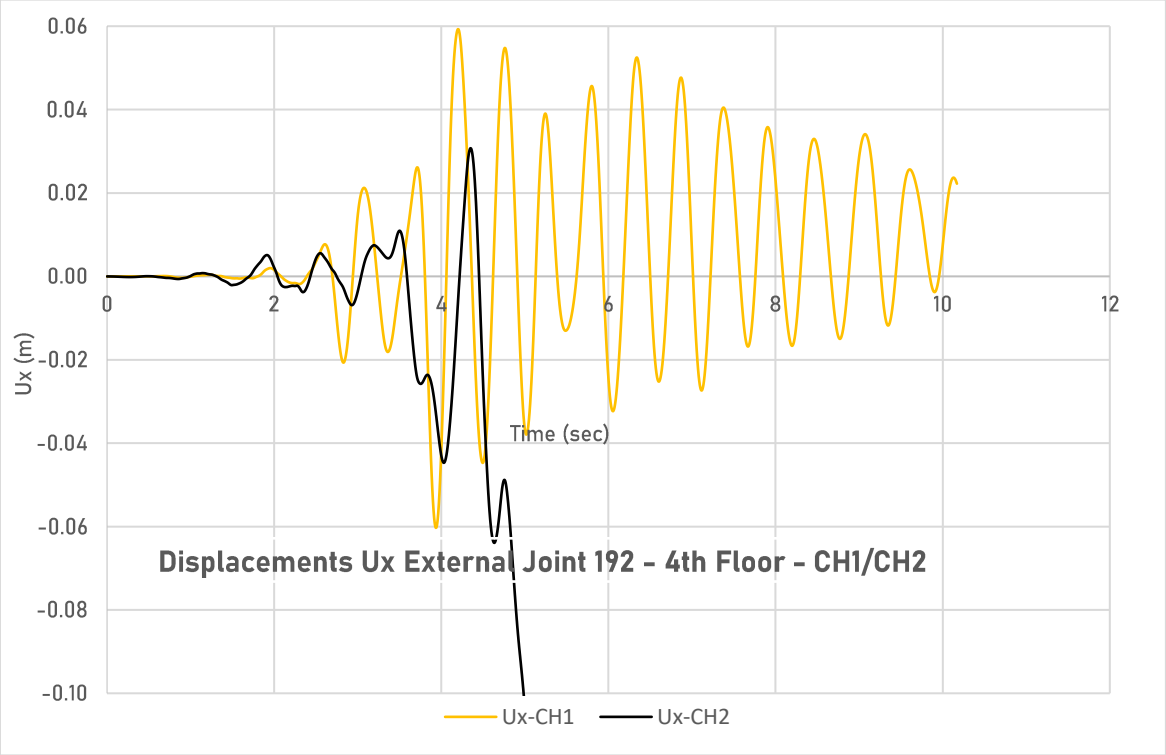
Διάγραμμα Α.82 – RIDRx για CH1g, CH2g, CHTg – Αστοχία 1ου ορόφου



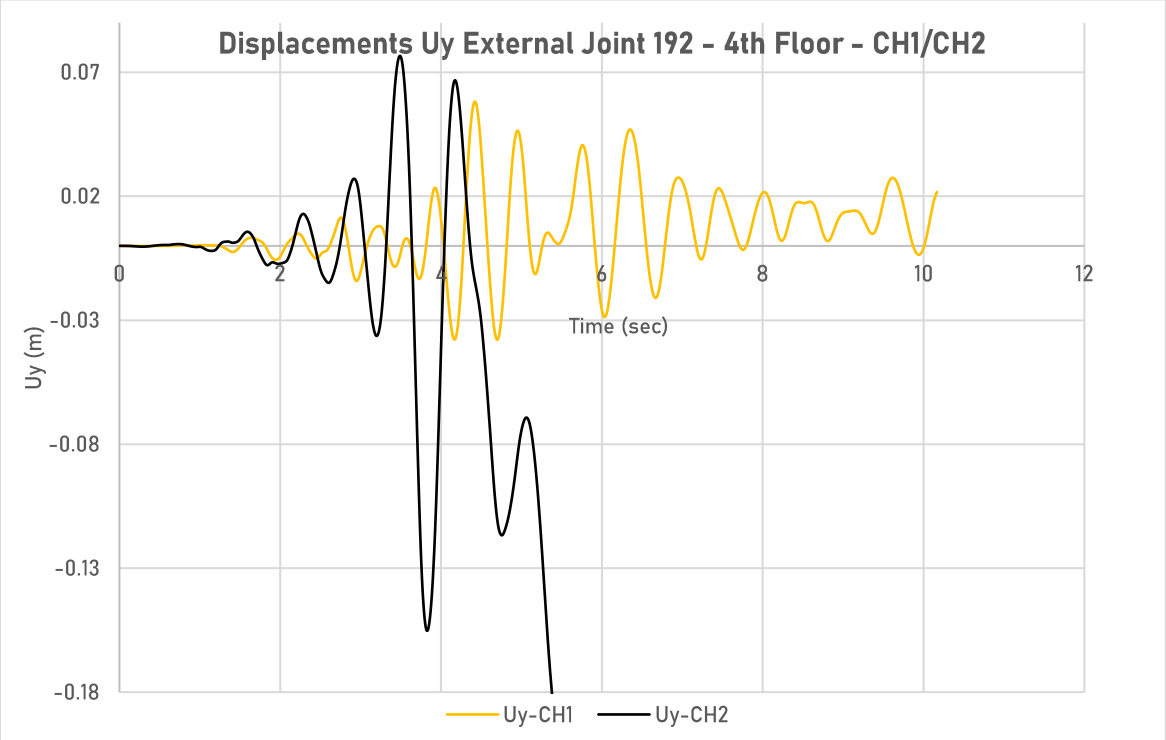
Διάγραμμα Α.83 – RIDRy για CH1g, CH2g, CHTg – Αστοχία 1ου ορόφου



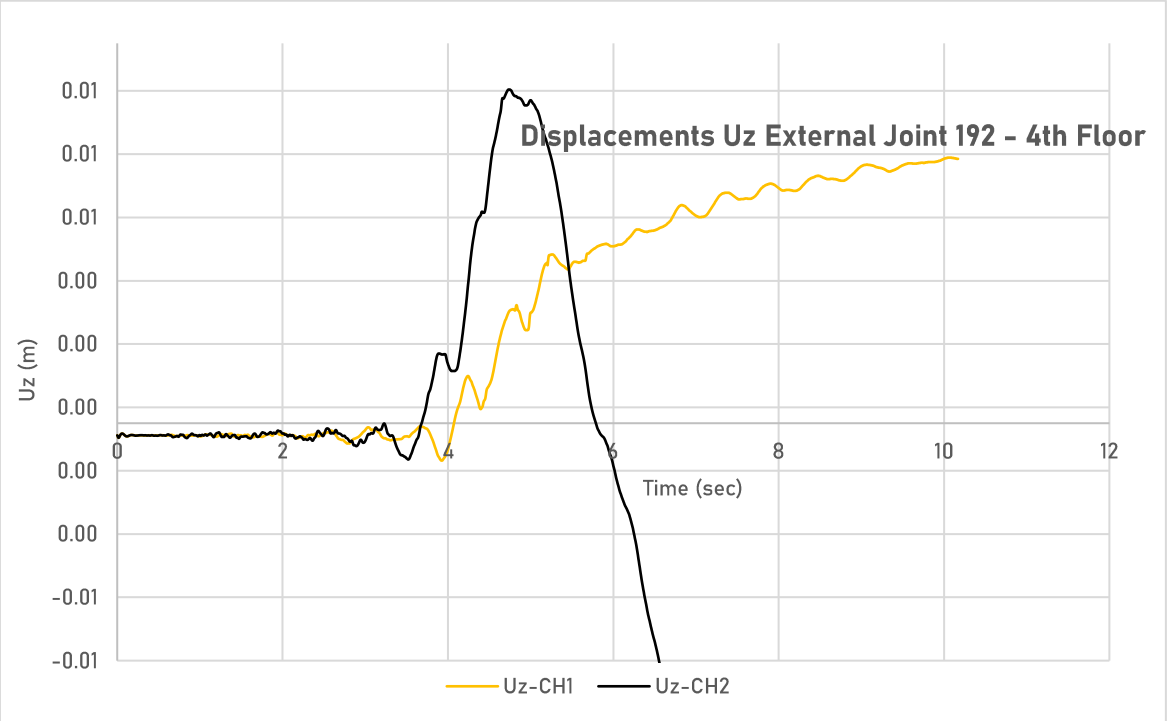
Διάγραμμα Α.84 – RIDRz για CH1g, CH2g, CHTg – Αστοχία 1ου ορόφου



Διάγραμμα Α.85 – Μετατοπίσεις Ux κόμβου 192

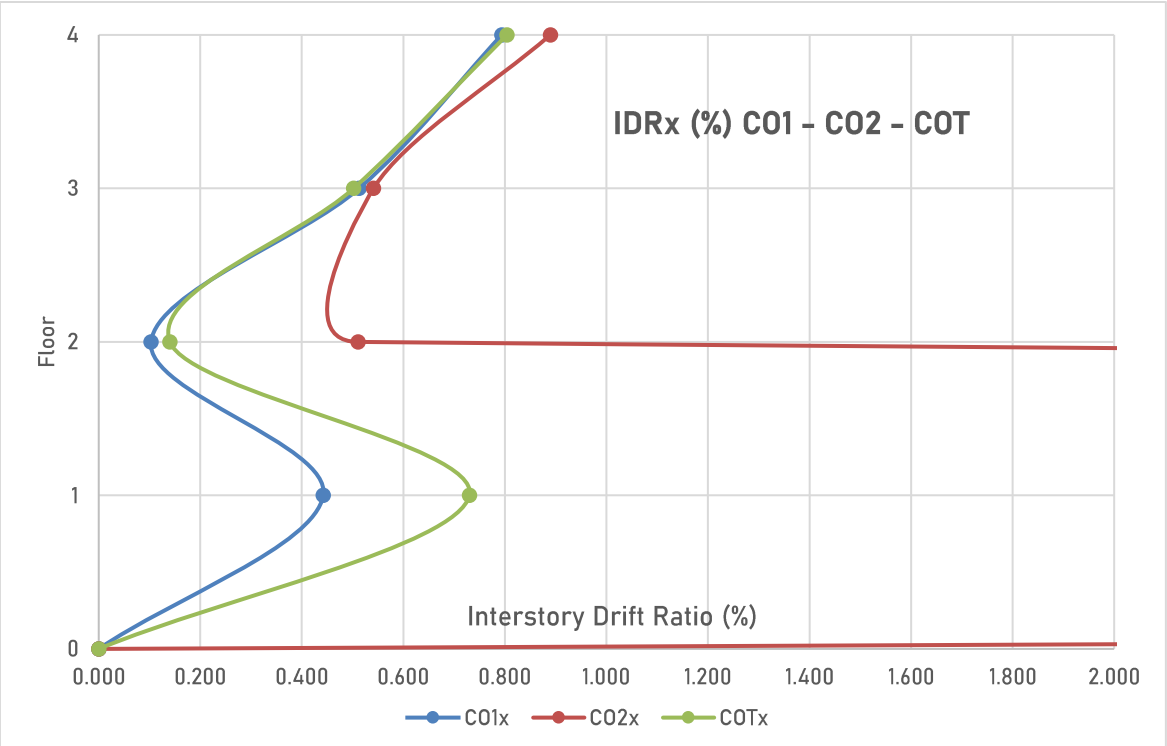


Διάγραμμα Α.86 – Μετατοπίσεις Uy κόμβου 192

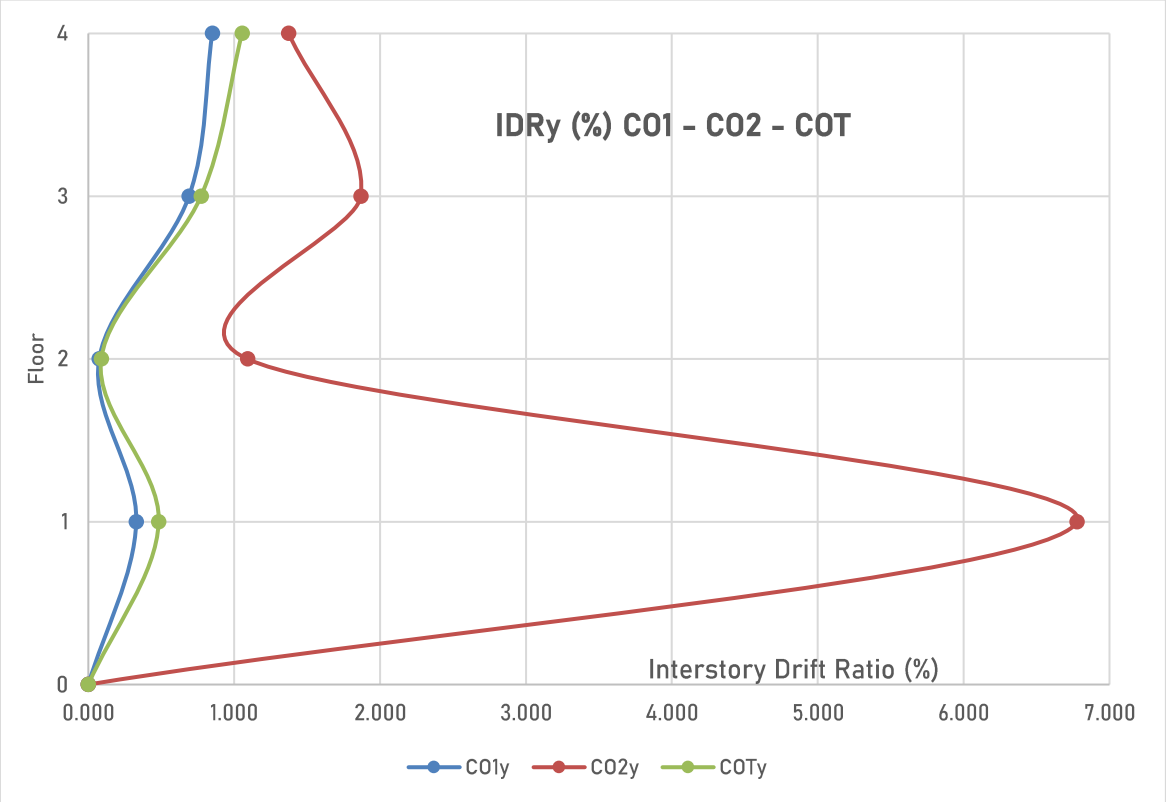


Διάγραμμα Α.87 – Μετατοπίσεις Uz κόμβου 192

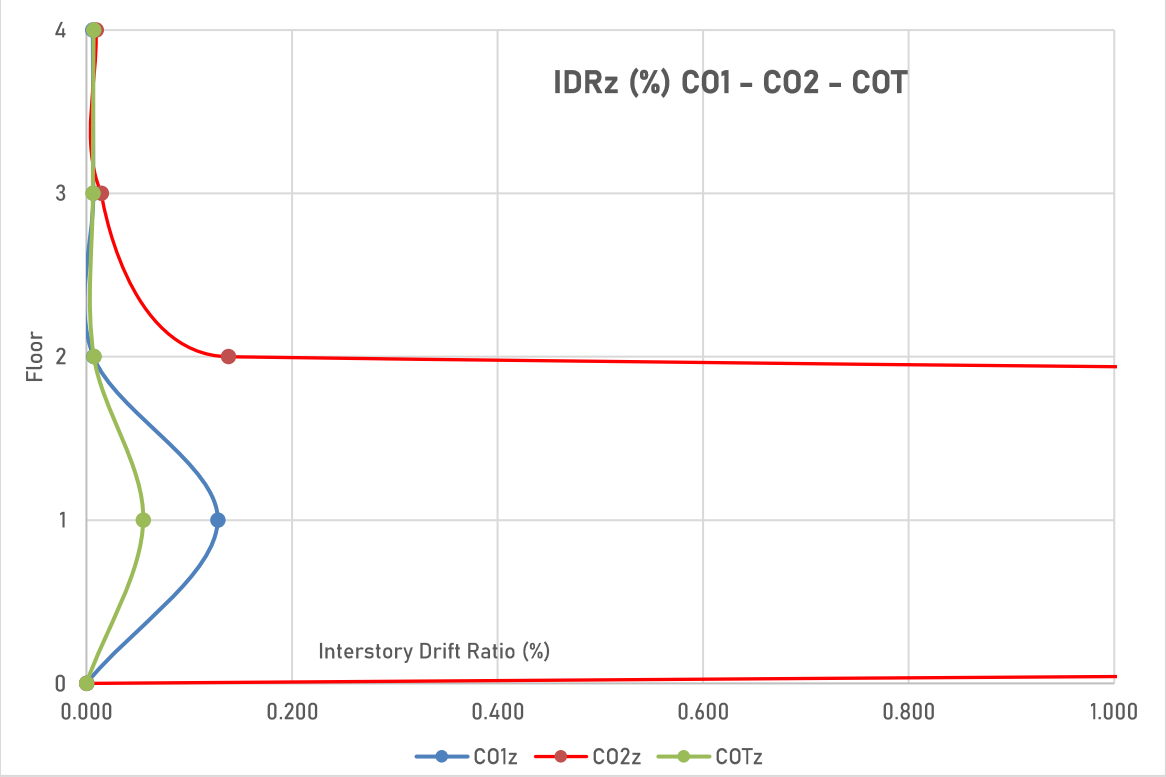
Σεισμός CO – IDR, RIDR και Μετατοπίσεις κόμβου 192 – Scale Factor g



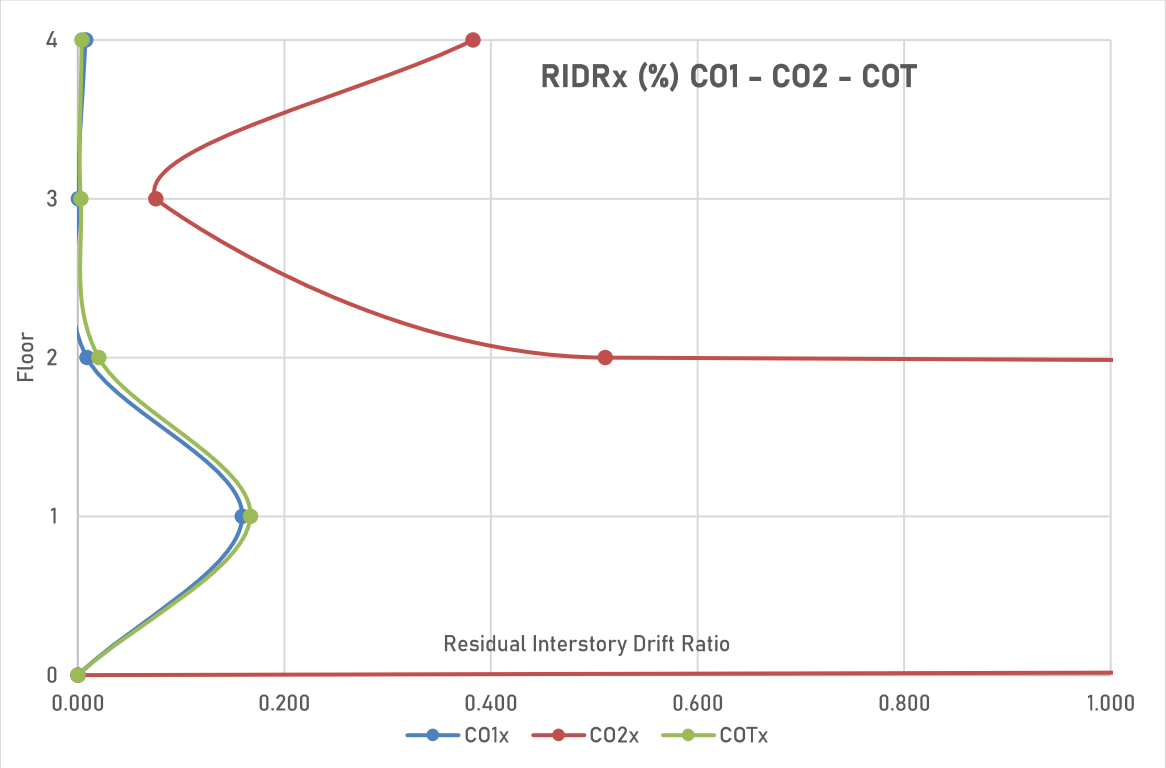
Διάγραμμα Α.87 – IDRx CO1g, CO2g, COTg – Αστοχία 1^{ου} ορόφου



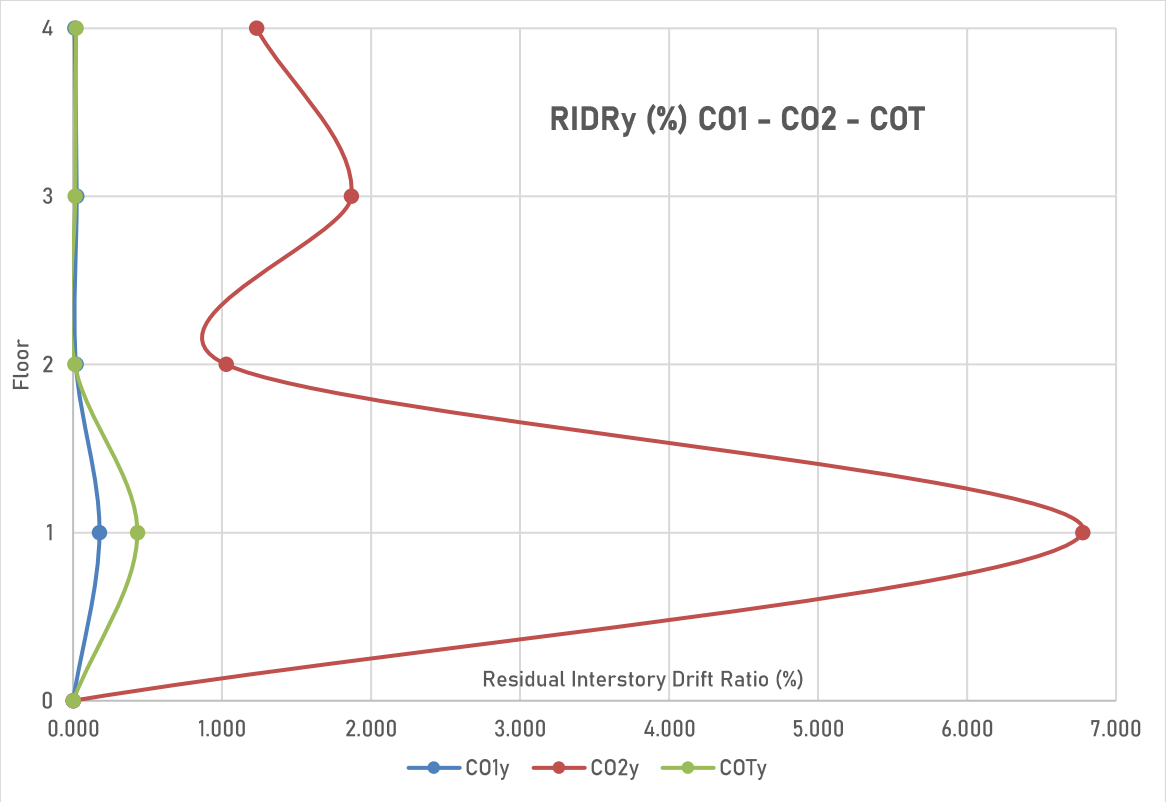
Διάγραμμα Α.88 – IDRy CO1g, CO2g, COTg – Αστοχία 1ου ορόφου



Διάγραμμα Α.89 – IDRz CO1g, CO2g, COTg – Αστοχία 1ου ορόφου



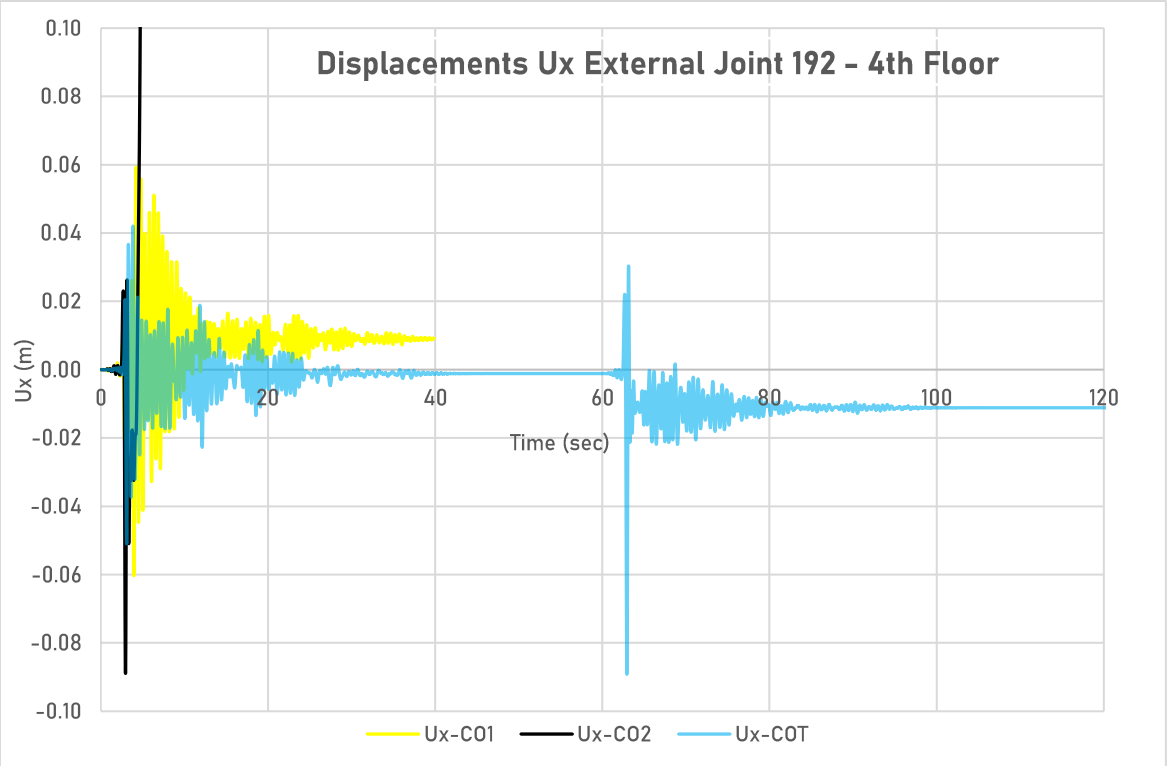
Διάγραμμα Α.90 – RIDRx CO1g, CO2g, COTg – Αστοχία 1ου ορόφου



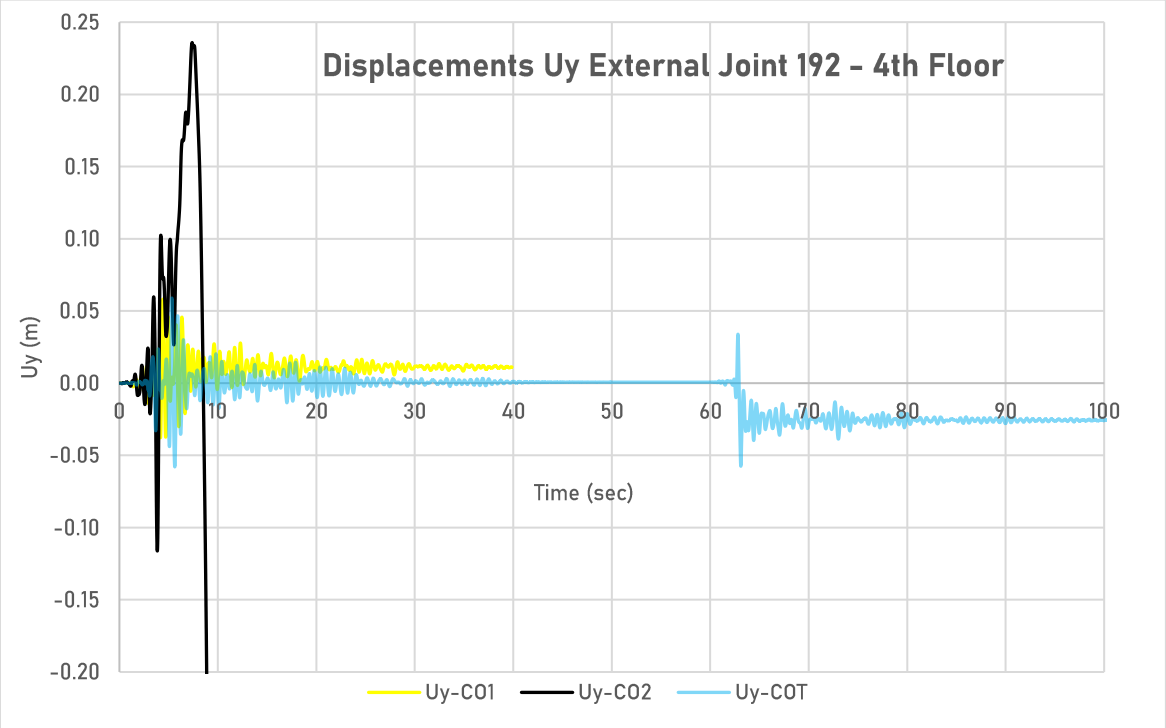
Διάγραμμα Α.91 – RIDRy CO1g, CO2g, COTg – Αστοχία 1ου ορόφου



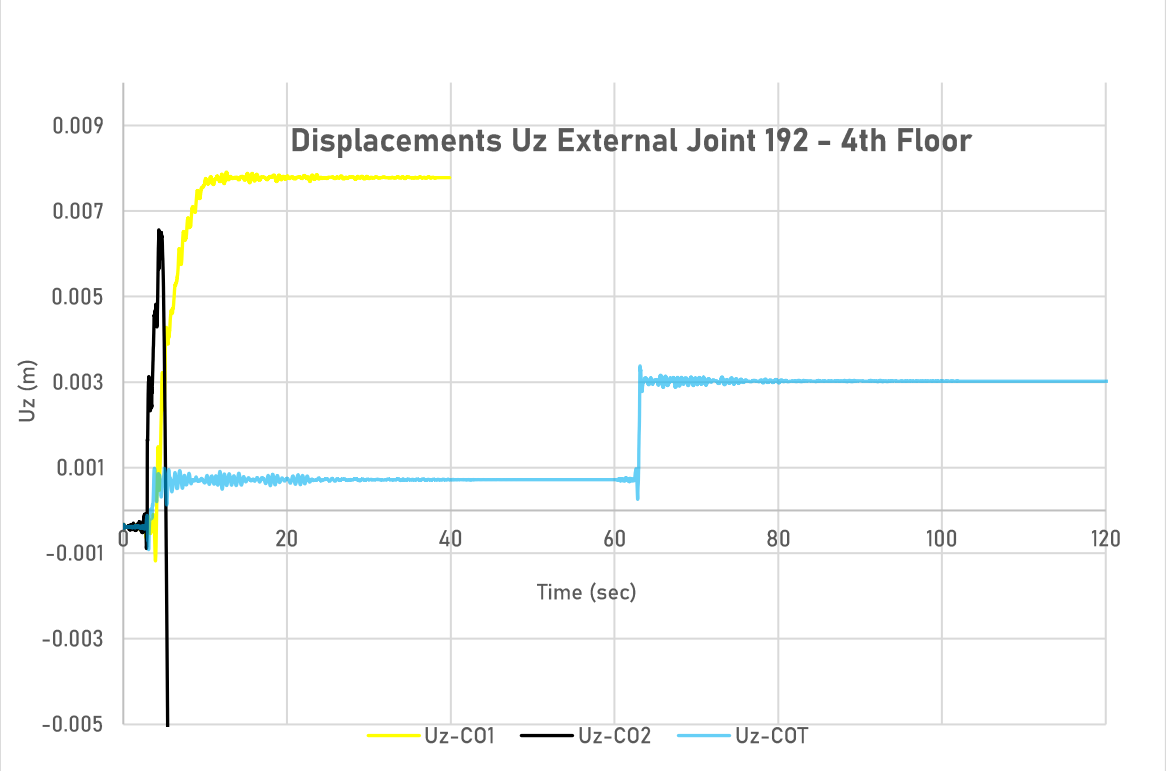
Διάγραμμα Α.92 – RIDRz CO1g, CO2g, COTg – Αστοχία 1ου ορόφου



Διάγραμμα Α.93 – Μετατοπίσεις Ux κόμβου 192 στα CO1g, CO2g, COTg

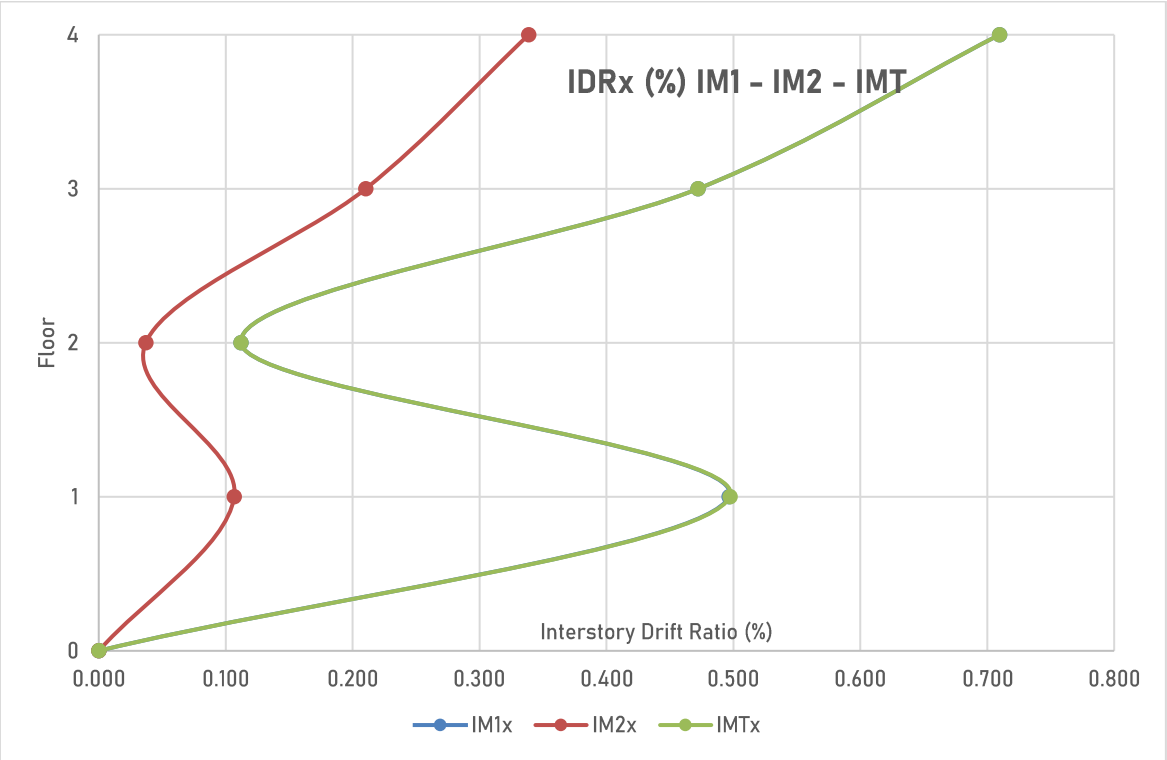


Διάγραμμα Α.94 – Μετατοπίσεις Uy κόμβου 192 στα CO1g, CO2g, COTg

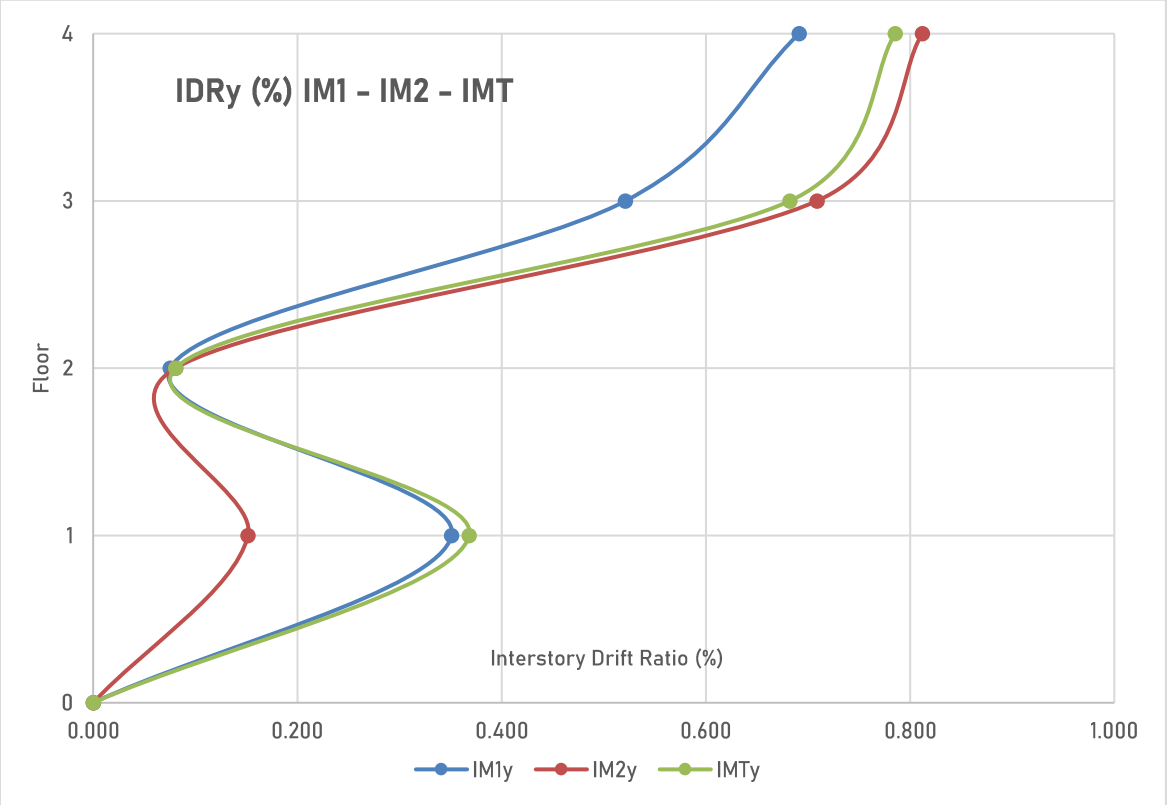


Διάγραμμα Α.95 – Μετατοπίσεις Uz κόμβου 192 στα CO1g, CO2g, COTg

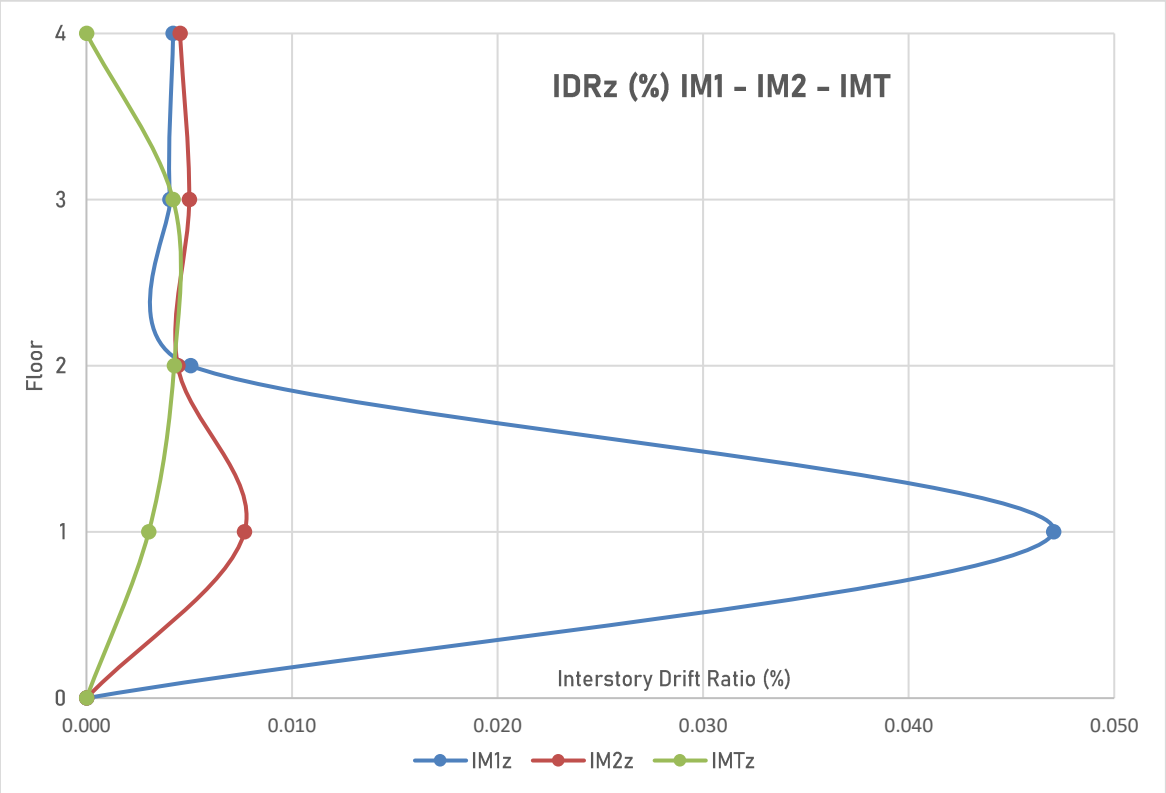
Σεισμός IM – IDR, RIDR και Μετατοπίσεις κόμβου 192 – Scale Factor g



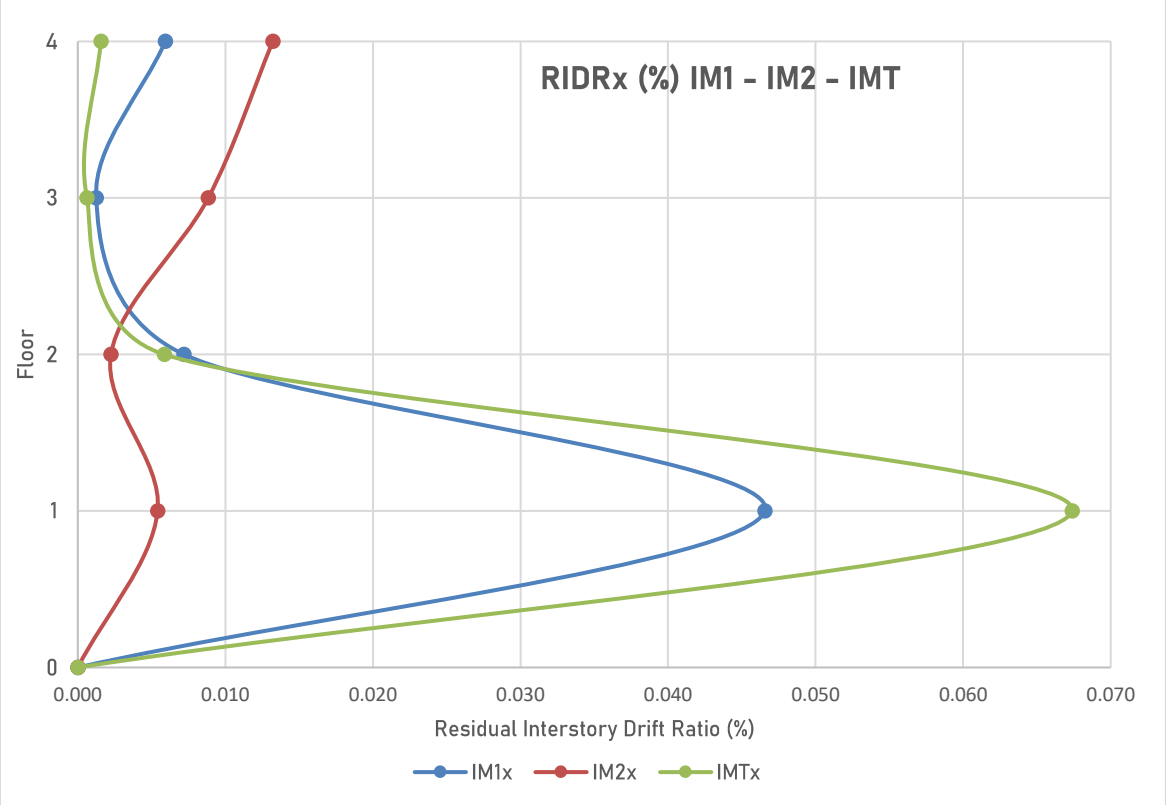
Διάγραμμα A.96 – IDRx IM1g, IM2g, IMTg



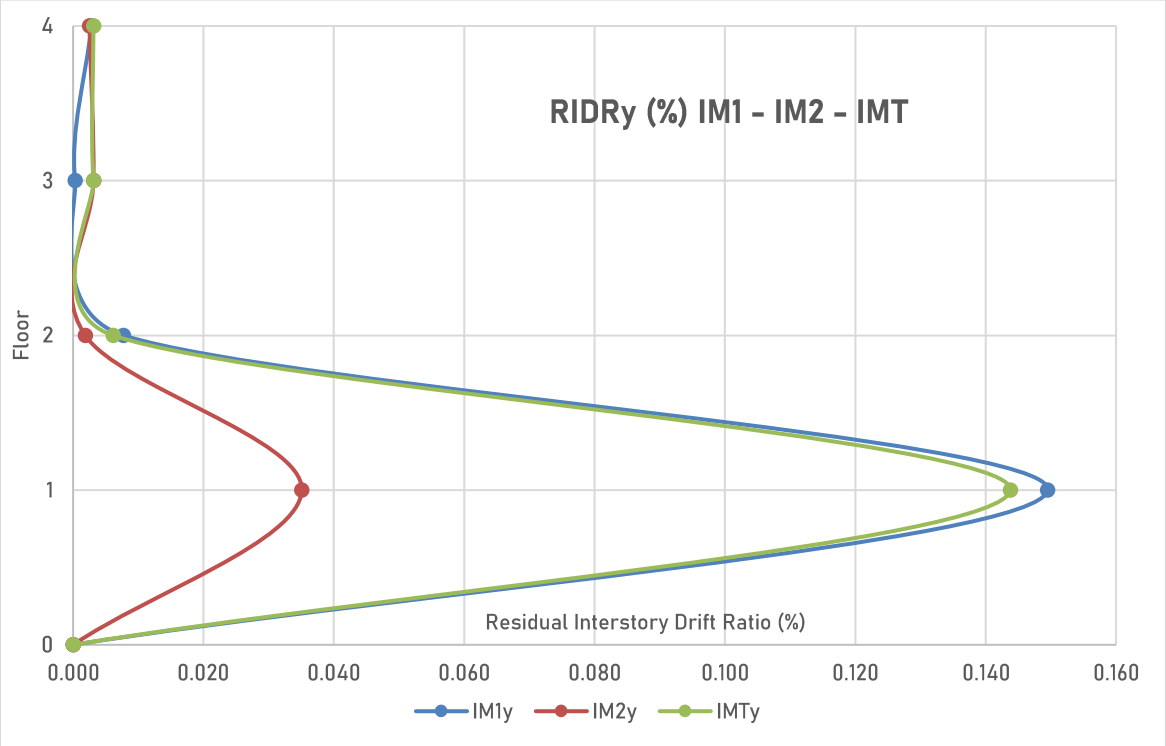
Διάγραμμα A.97 – IDRx IM1g, IM2g, IMTg



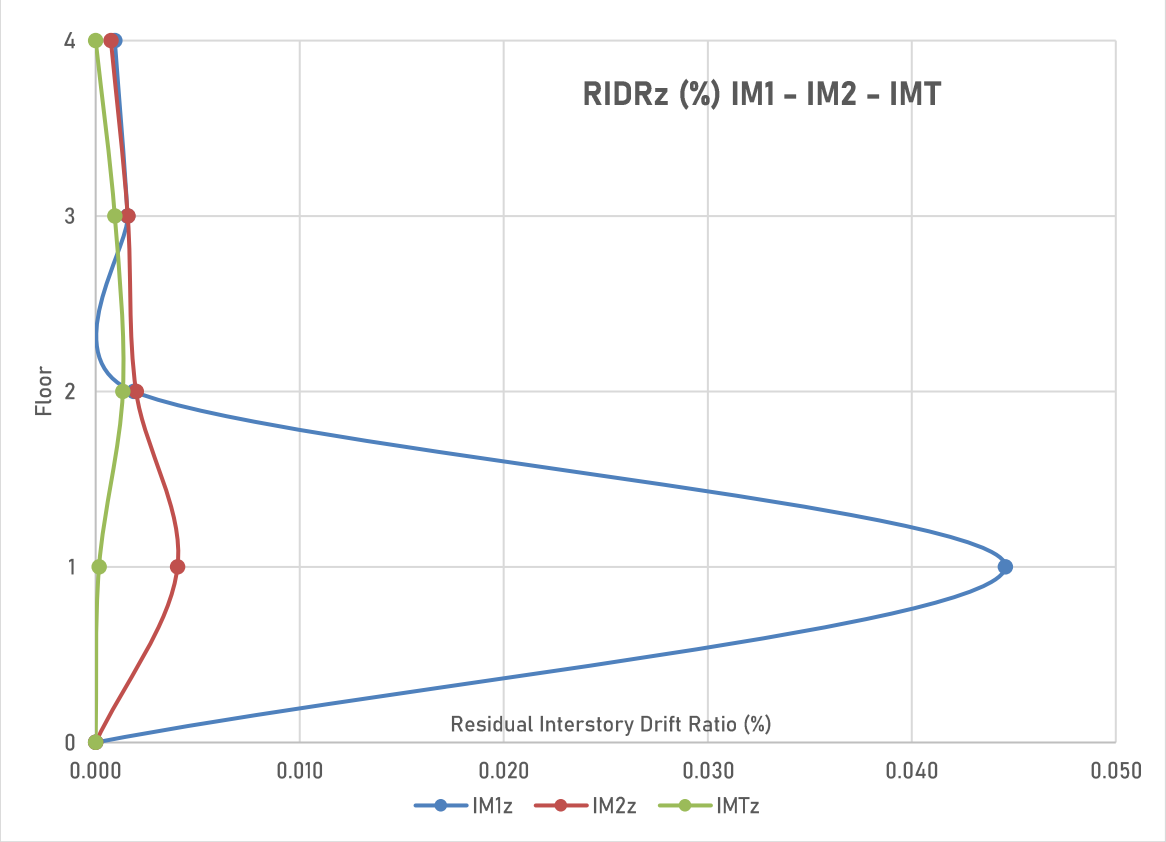
Διάγραμμα A.98 – IDRz IM1g, IM2g, IMTg



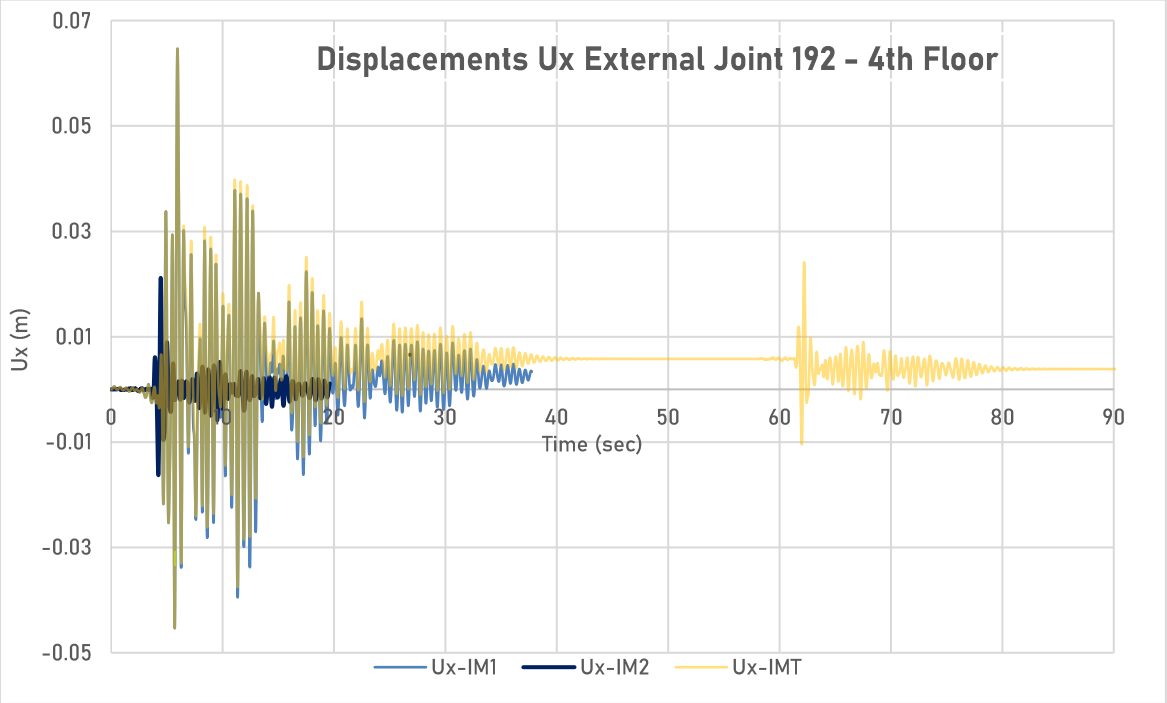
Διάγραμμα A.98 – RIDRx IM1g, IM2g, IMTg



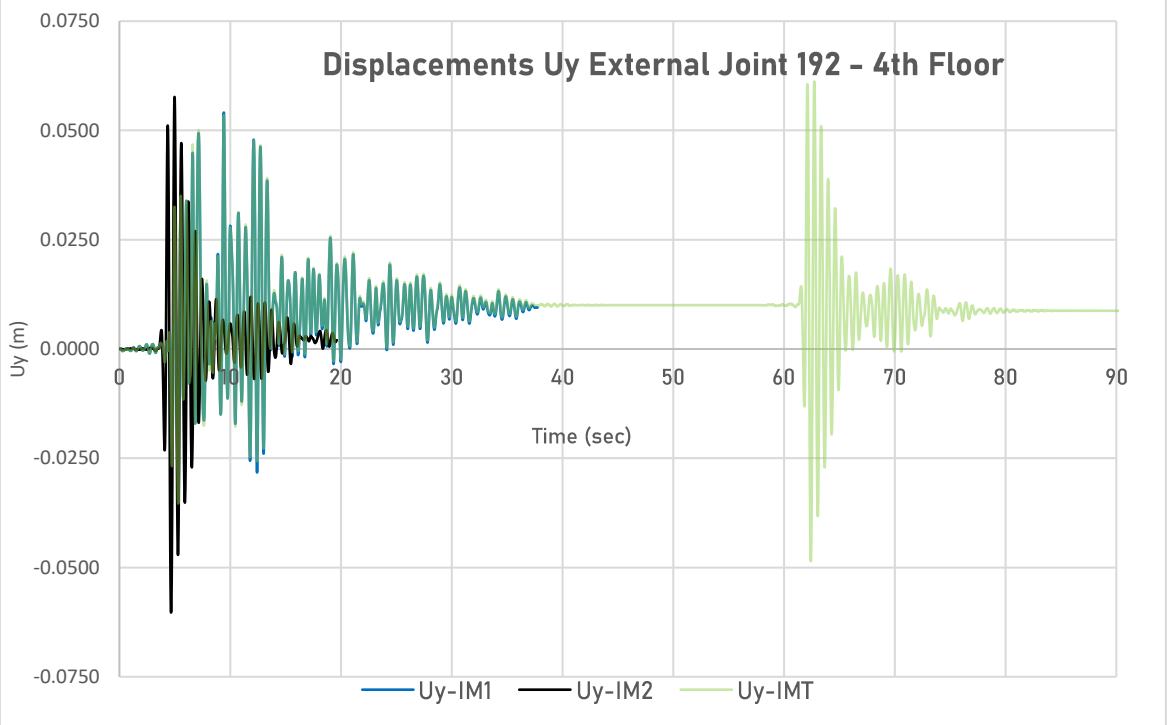
Διάγραμμα Α.99 – RIDRy IM1g, IM2g, IMTg



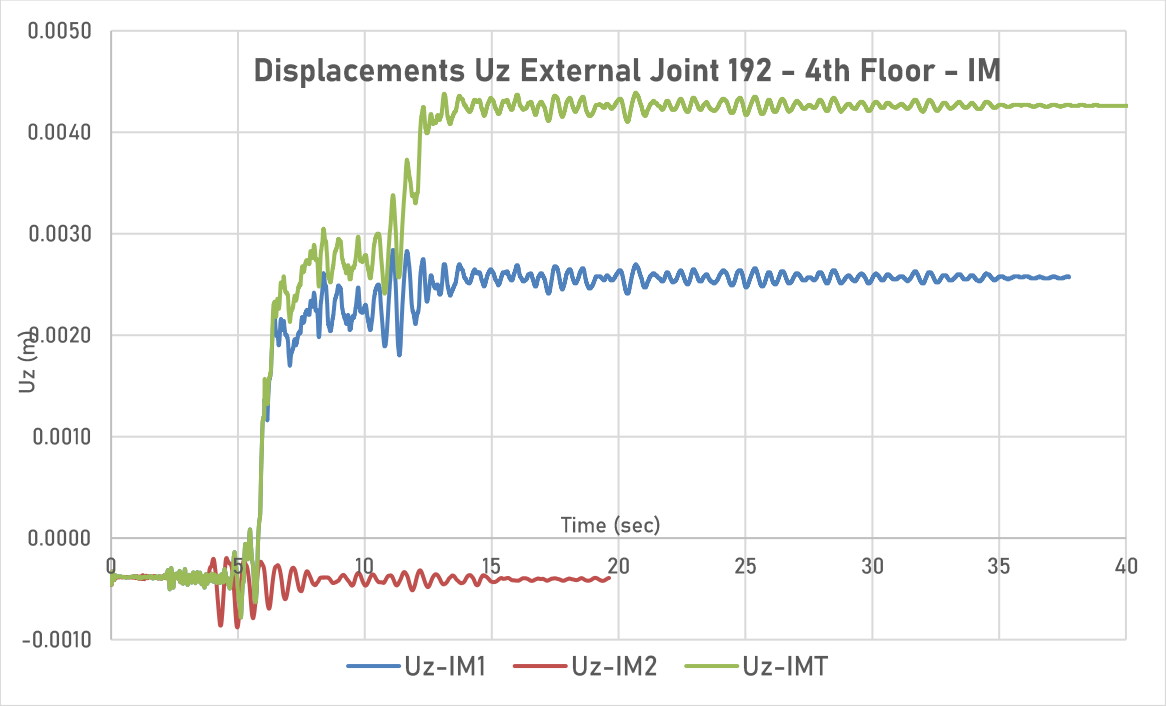
Διάγραμμα Α.100 – RIDRz IM1g, IM2g, IMTg



Διάγραμμα Α.101 – Μετατοπίσεις Ux κόμβου 192 στα IM1g, IM2g, IMTg

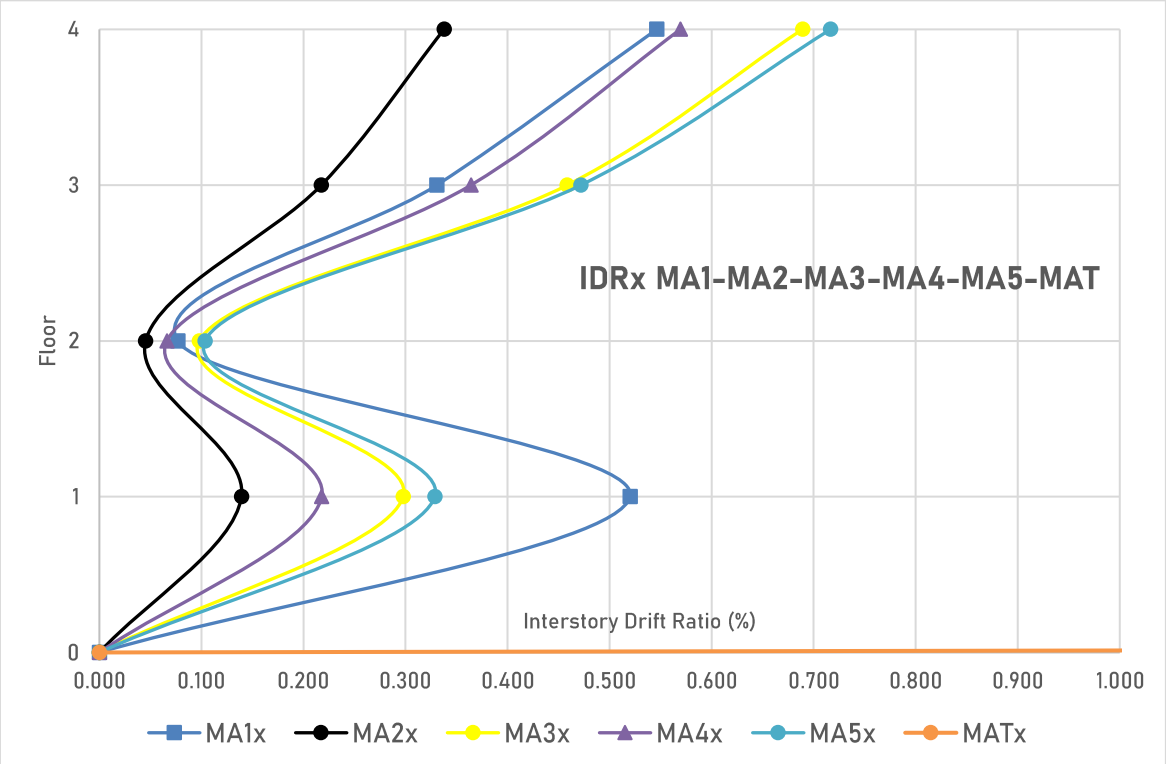


Διάγραμμα Α.102 – Μετατοπίσεις Uy κόμβου 192 στα IM1g, IM2g, IMTg

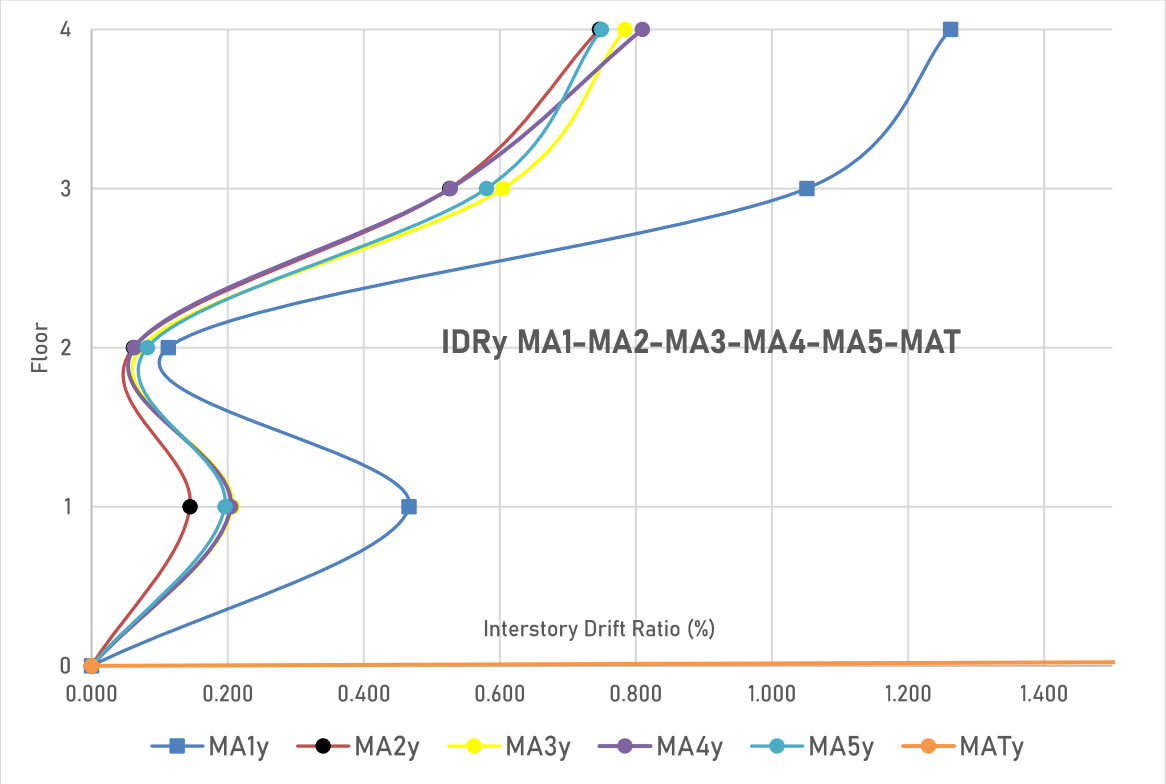


Διάγραμμα Α.103 – Μετατοπίσεις Uz κόμβου 192 στα IM1g, IM2g, IMTg

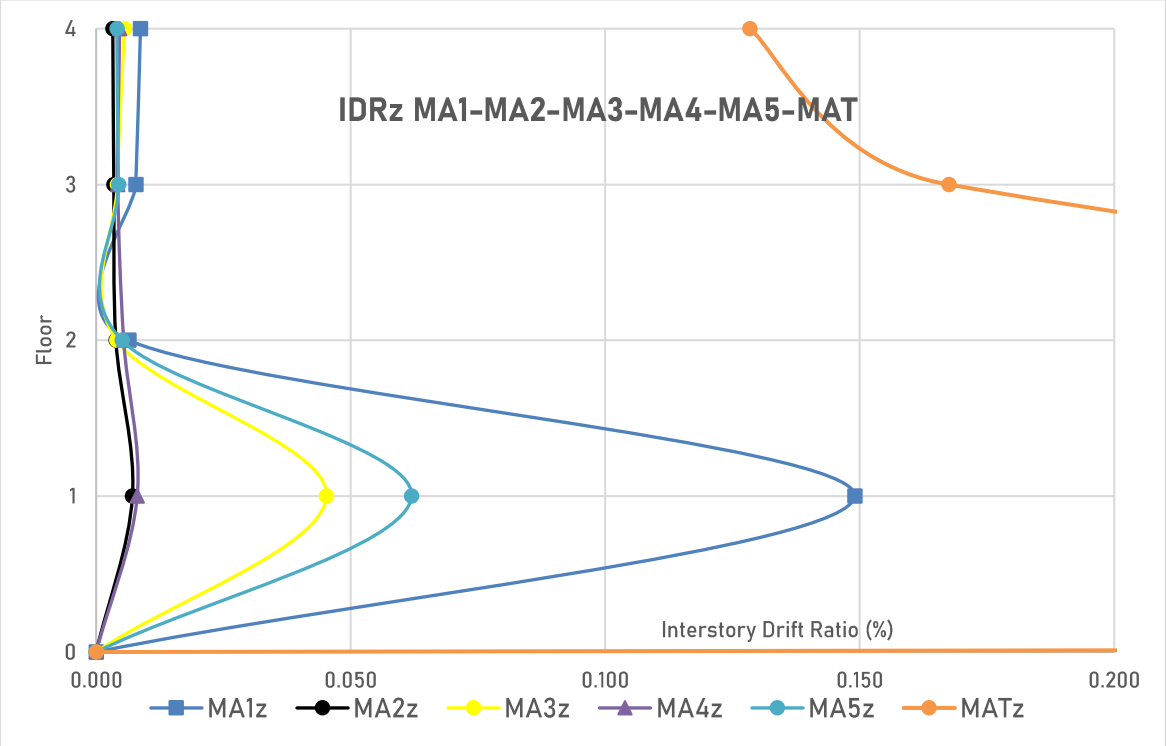
Σεισμός MA – IDR, RIDR και Μετατοπίσεις κόμβου 192 – Scale Factor g



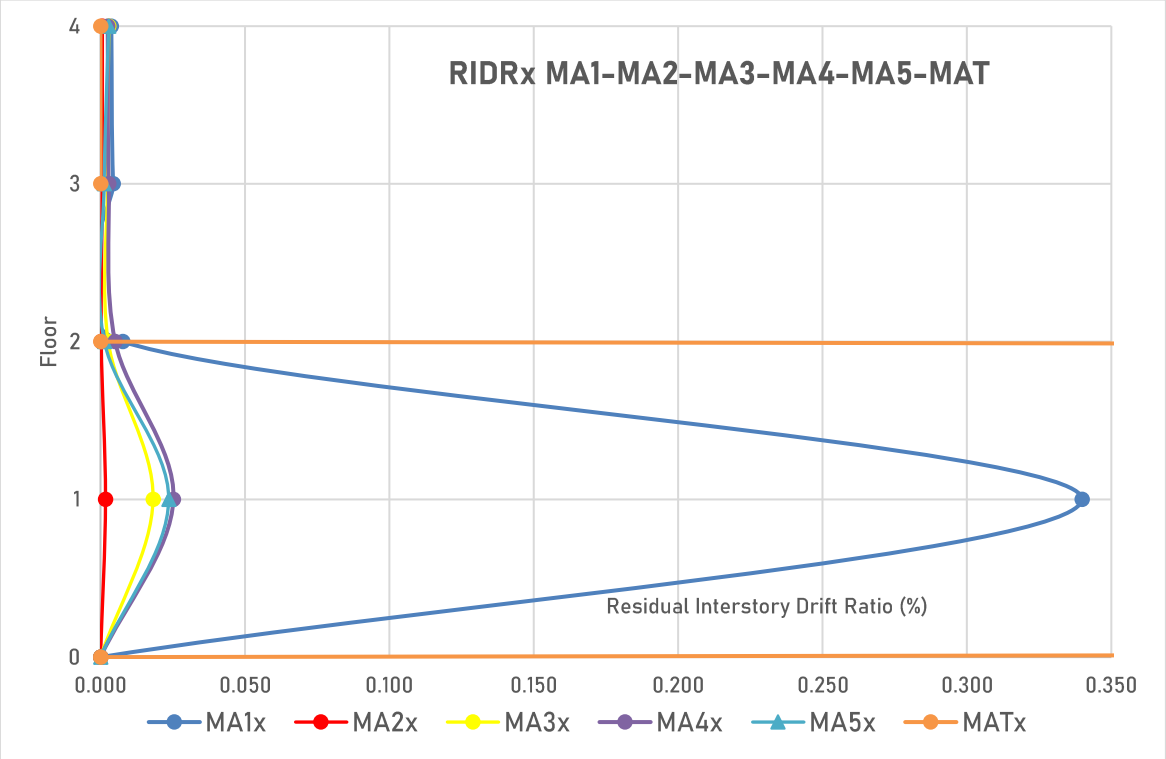
Διάγραμμα Α.104 – IDRx MA1g, MA2g, MA3g, MA4g, MA5g, MATg – Αστοχία 1^{ου} ορόφου στο MATg (τιμές εκτός εύρους διαγράμματος)



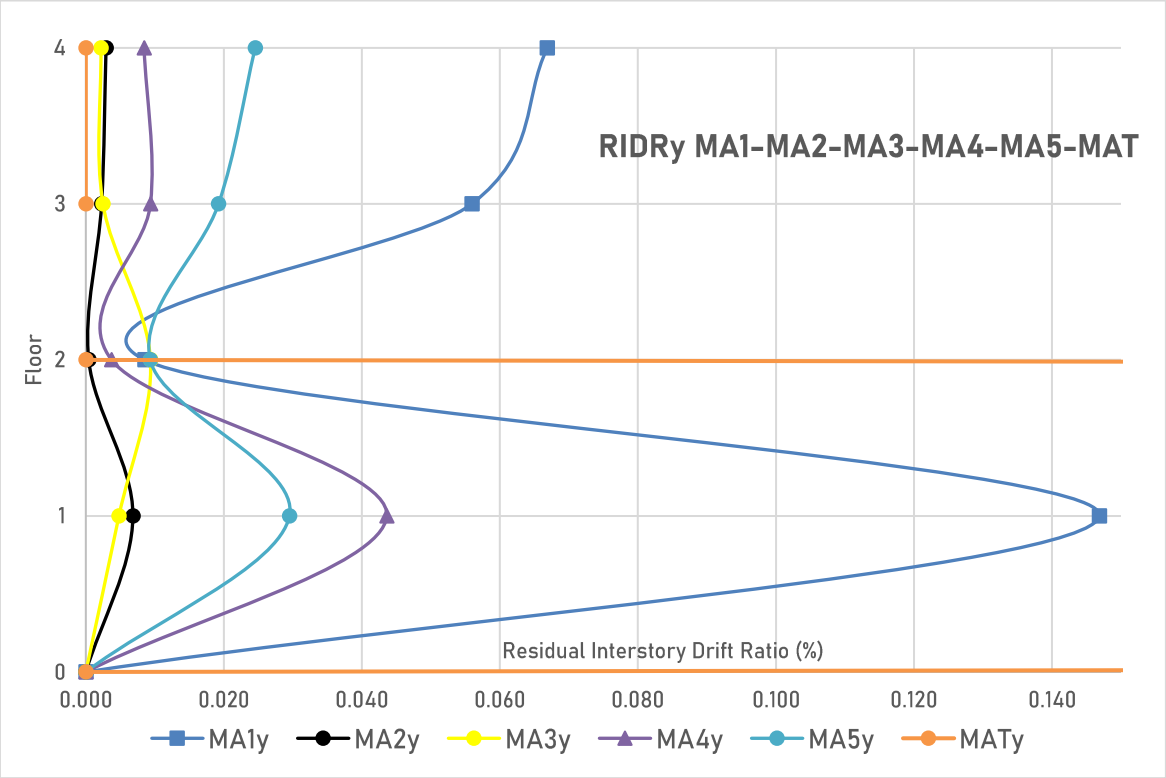
Διάγραμμα Α.105 – IDRy MA1g, MA2g, MA3g, MA4g, MA5g, MATg – Αστοχία 1ου ορόφου στο MATg (τιμές εκτός εύρους διαγράμματος)



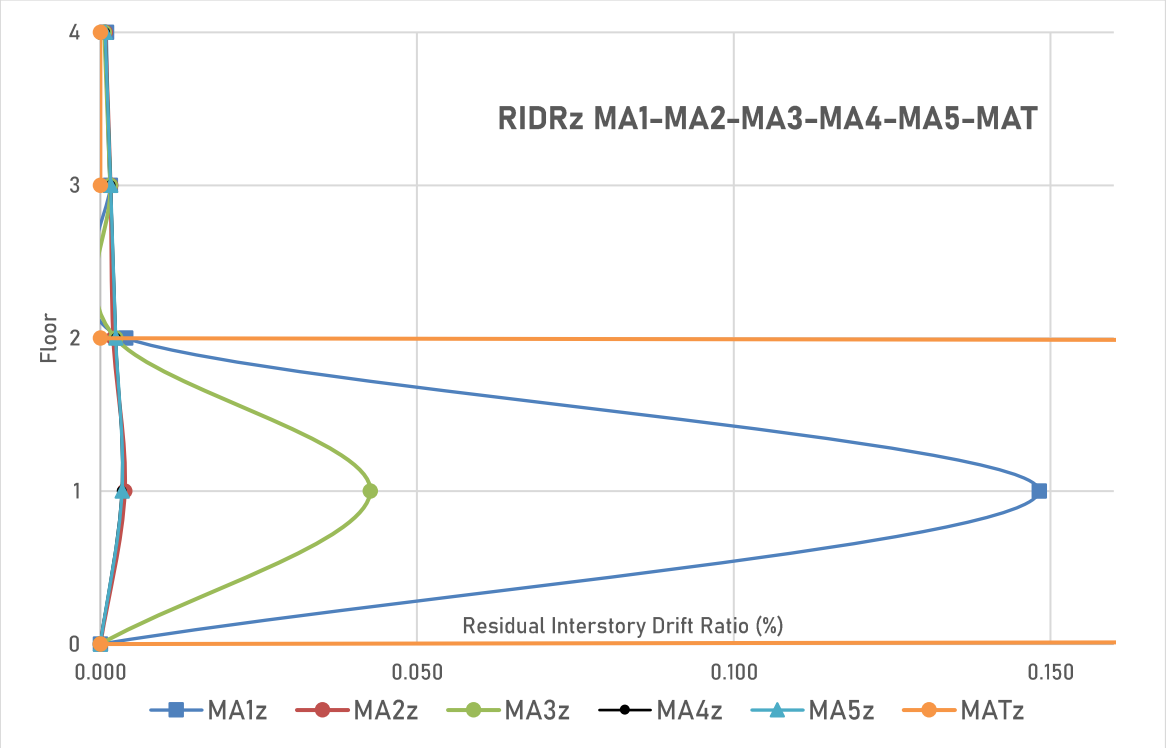
Διάγραμμα Α.106 – IDRz MA1g, MA2g, MA3g, MA4g, MA5g, MATg – Αστοχία 1ου ορόφου στο MATg (τιμές εκτός εύρους διαγράμματος)



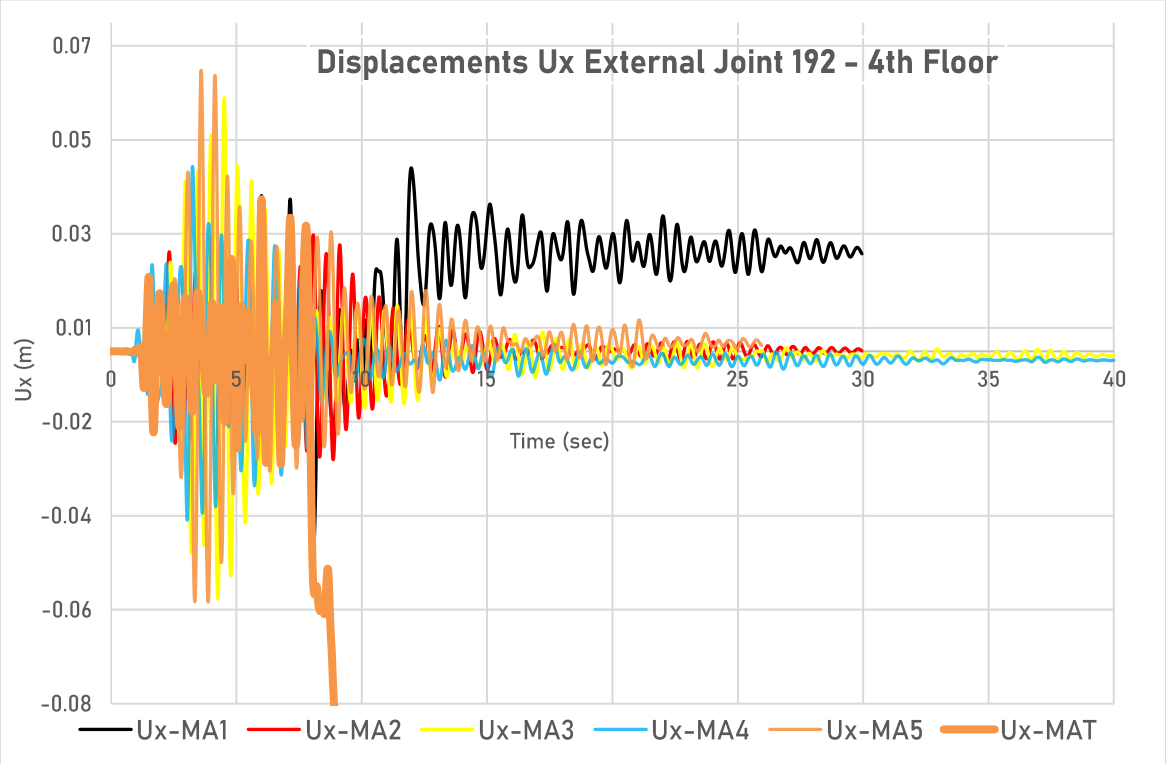
Διάγραμμα Α.107 – RIDRx MA1g, MA2g, MA3g, MA4g, MA5g, MATg – Αστοχία 1ου ορόφου στο MATg (τιμές εκτός εύρους διαγράμματος)



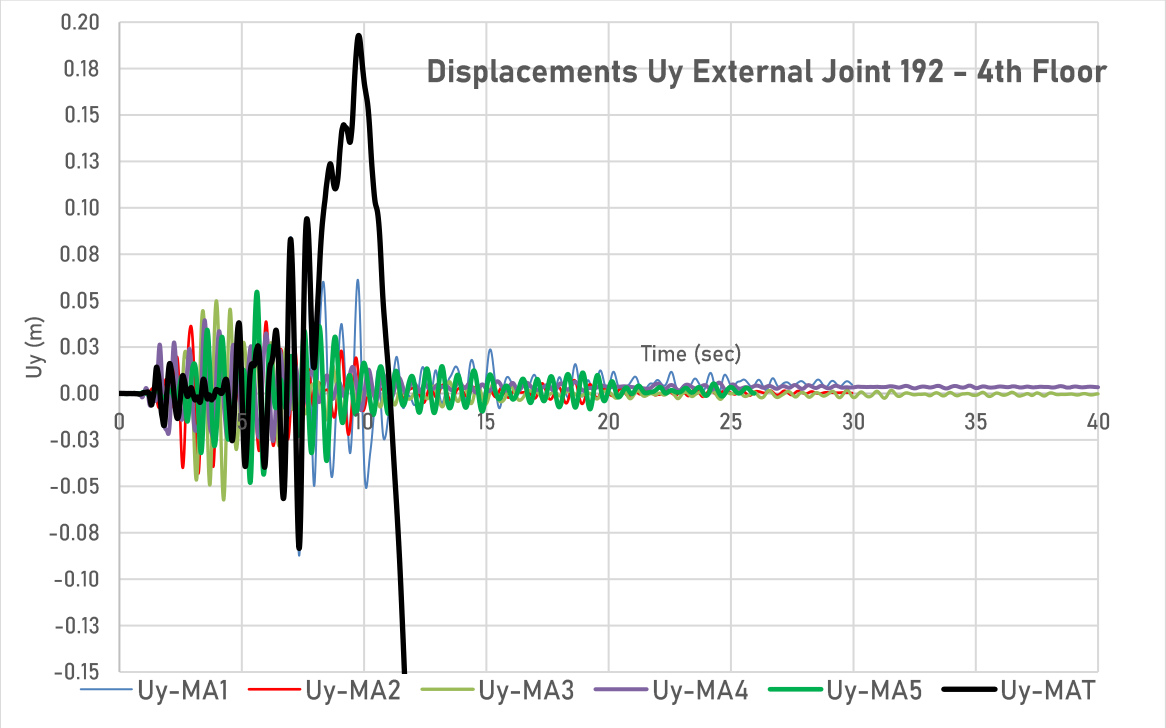
Διάγραμμα Α.108 – RIDRy MA1g, MA2g, MA3g, MA4g, MA5g, MATg – Αστοχία 1ου ορόφου στο MATg (τιμές εκτός εύρους διαγράμματος)



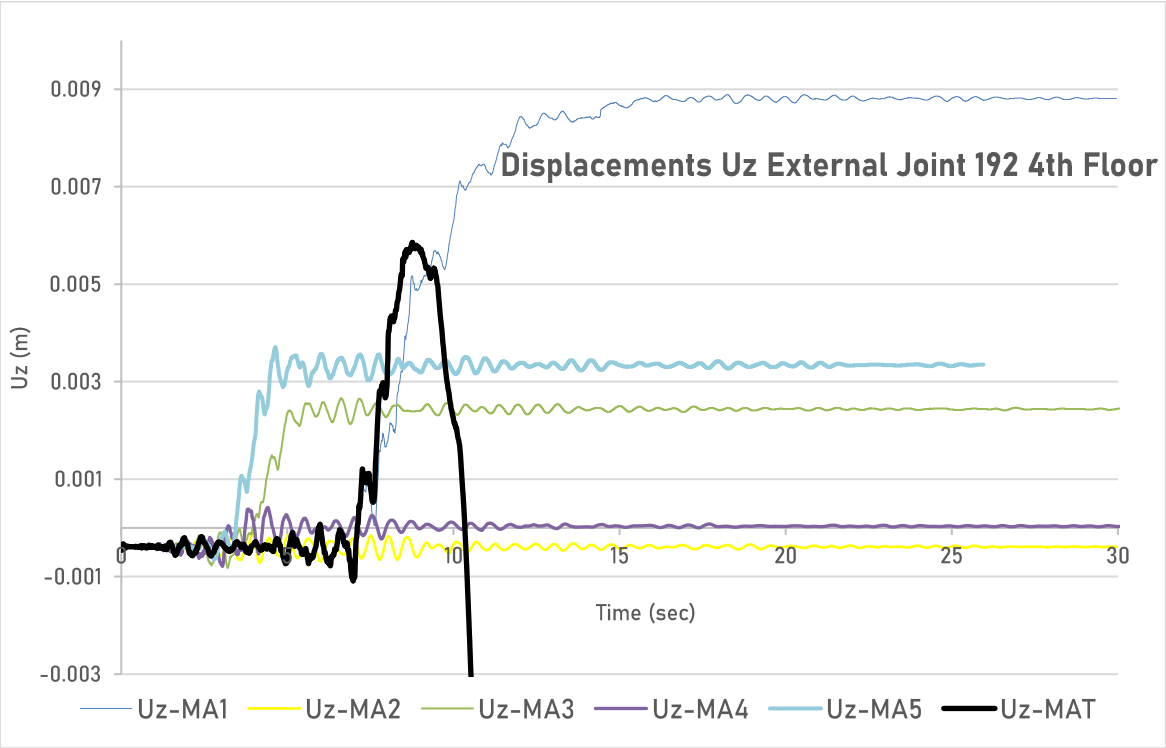
Διάγραμμα Α.109 – RIDRz MA1g, MA2g, MA3g, MA4g, MA5g, MATg – Αστοχία 1ου ορόφου στο MATg (τιμές εκτός εύρους διαγράμματος)



Διάγραμμα Α.110 – Μετατοπίσεις Ux κόμβου 192 στα MA1g, MA2g, MA3g, MA4g, MA5g, MATg – Αστοχία 1ου ορόφου στο MATg (τιμές εκτός εύρους διαγράμματος)

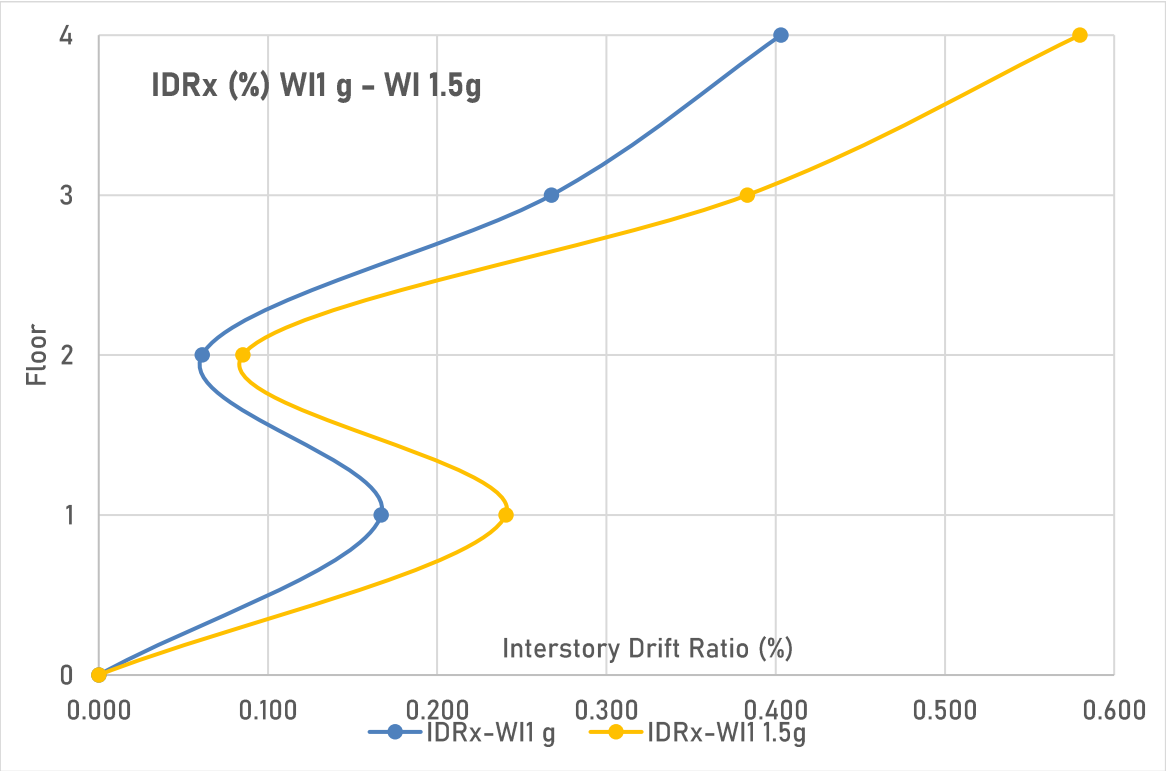


Διάγραμμα Α.111 – Μετατοπίσεις Uy κόμβου 192 στα MA1g, MA2g, MA3g, MA4g, MA5g, MATg – Αστοχία 1ου ορόφου στο MATg (τιμές εκτός εύρους διαγράμματος)

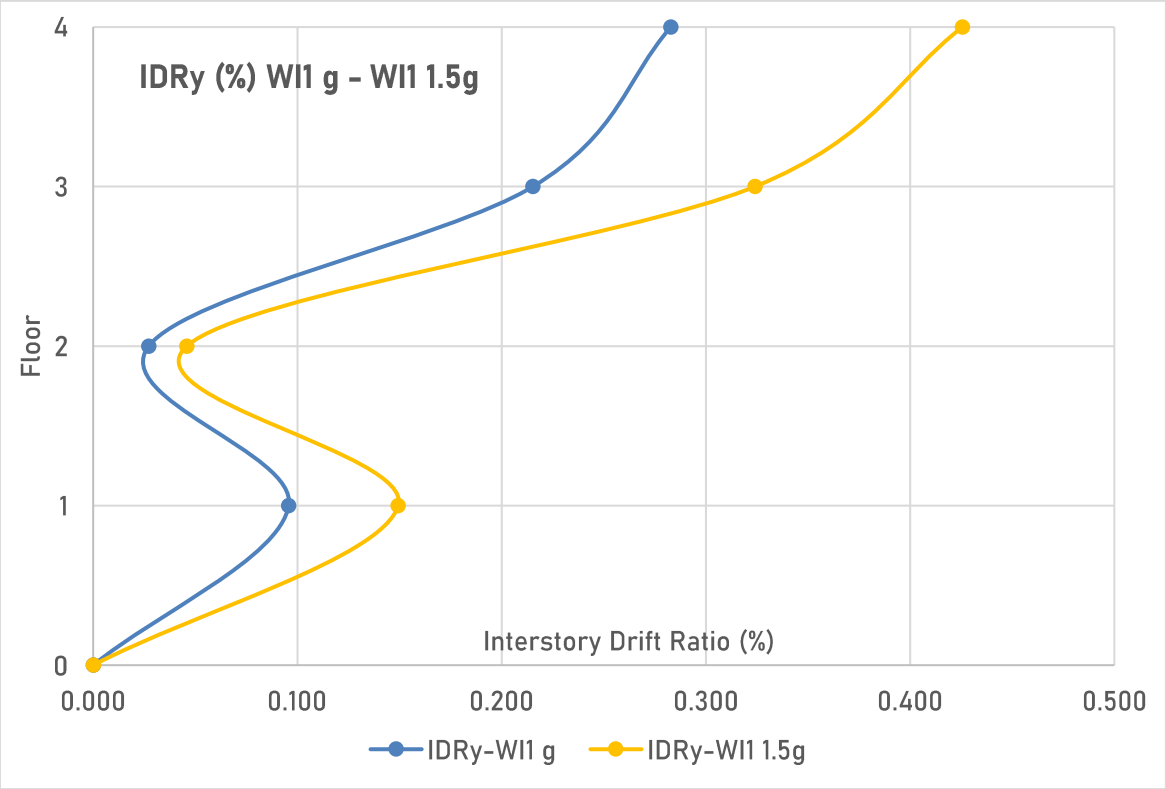


Διάγραμμα Α.111 – Μετατοπίσεις Uz κόμβου 192 στα MA1g, MA2g, MA3g, MA4g, MA5g, MATg – Αστοχία 1ου ορόφου στο MATg (τιμές εκτός εύρους διαγράμματος)

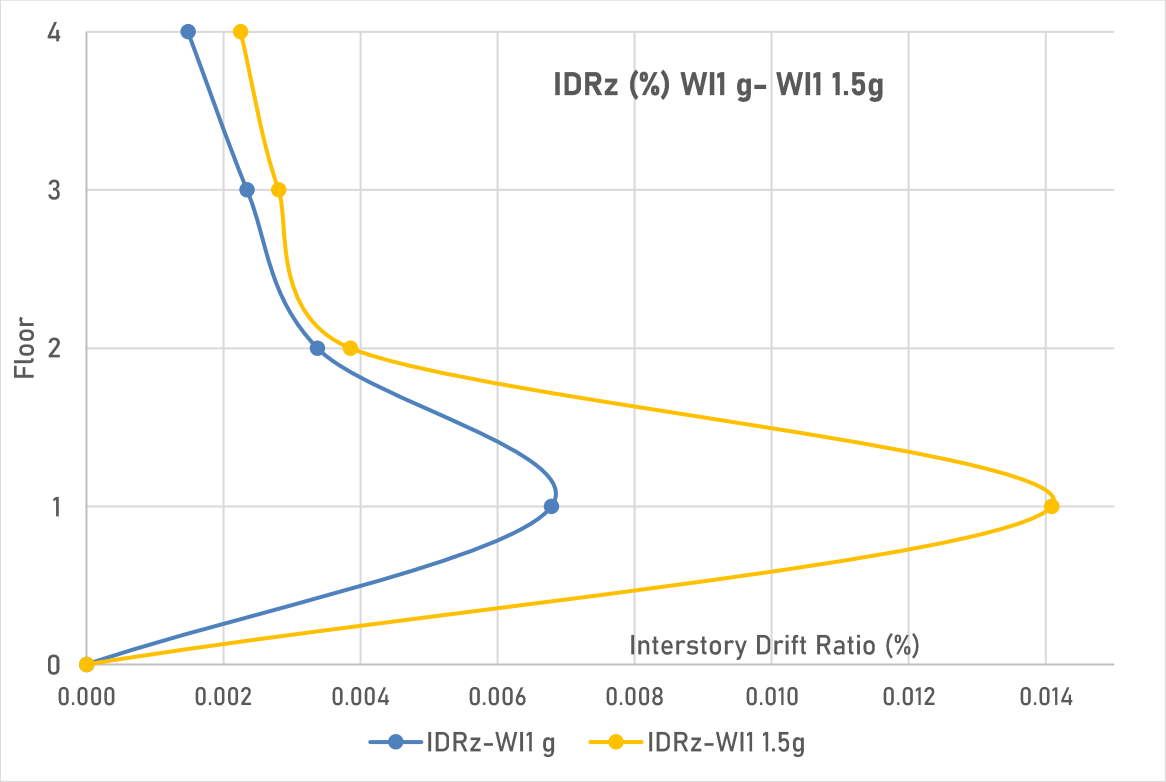
Σεισμός WI – IDR, RIDR και Μετατοπίσεις κόμβου 192 – Scale Factors g, 1.5g, 2g



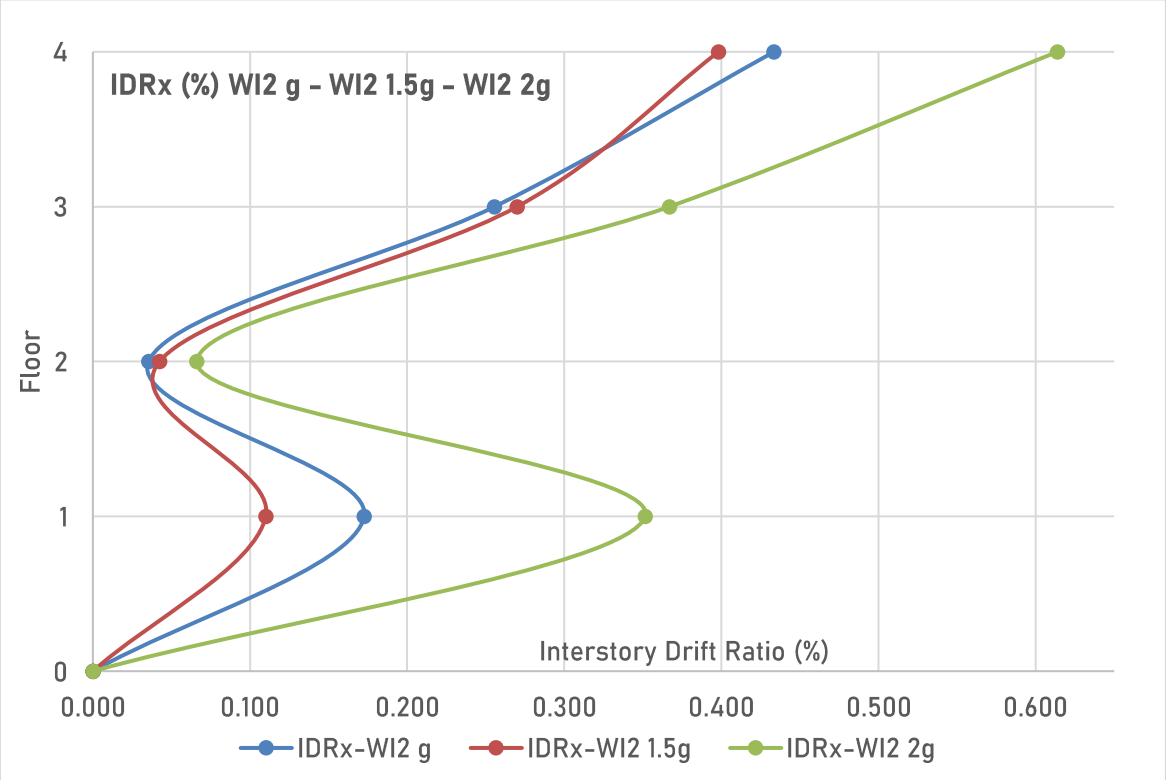
Διάγραμμα A.112 – IDRx WI1g, WI1_1.5g



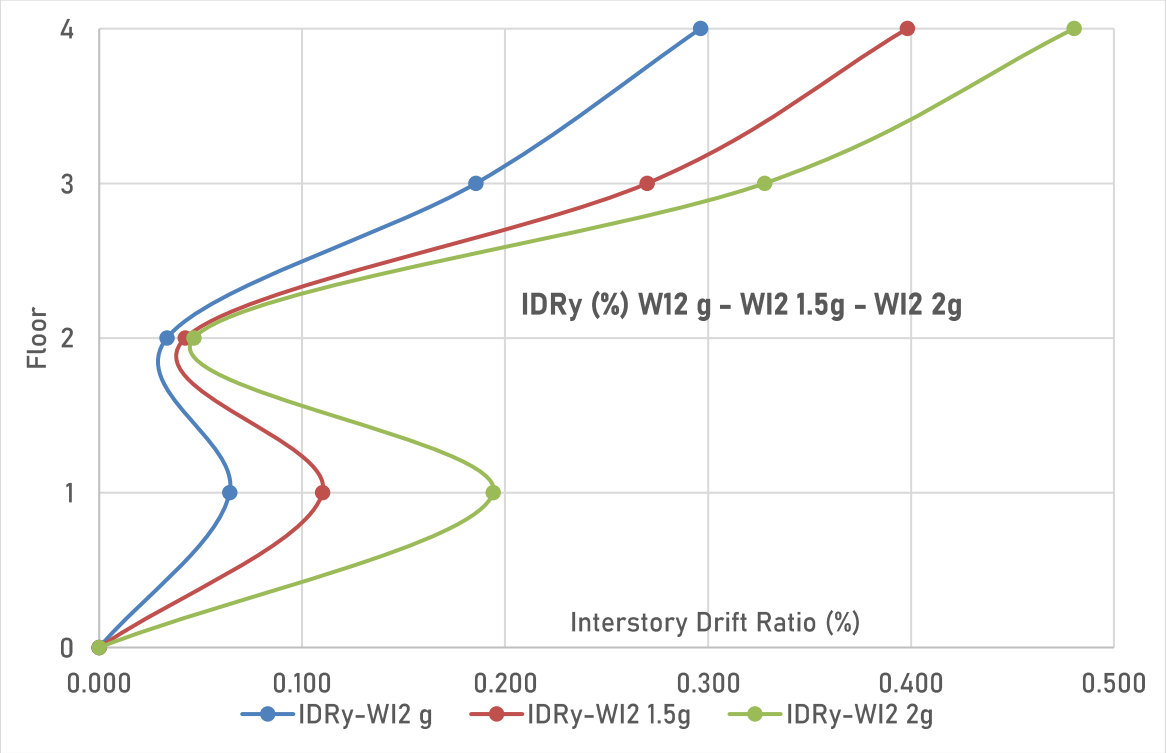
Διάγραμμα A.113 – IDRy WI1g, WI1_1.5g



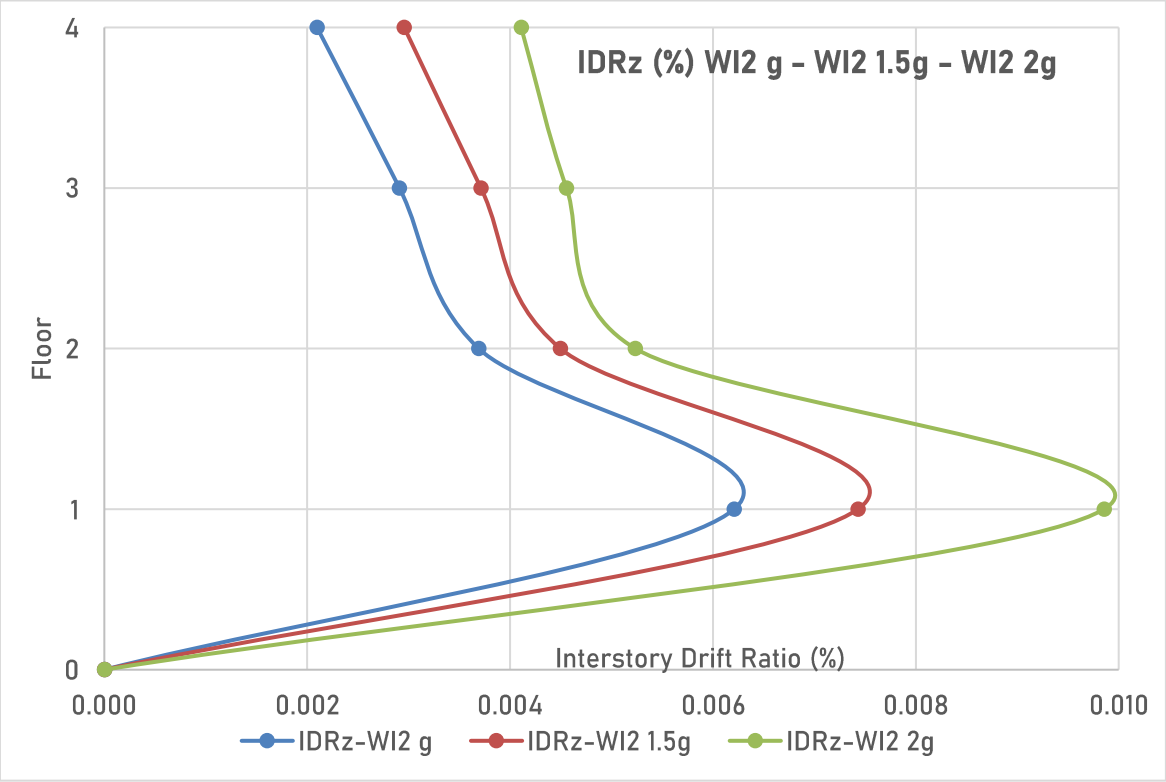
Διάγραμμα Α.114 – IDRz WI1g, WI1_1.5g



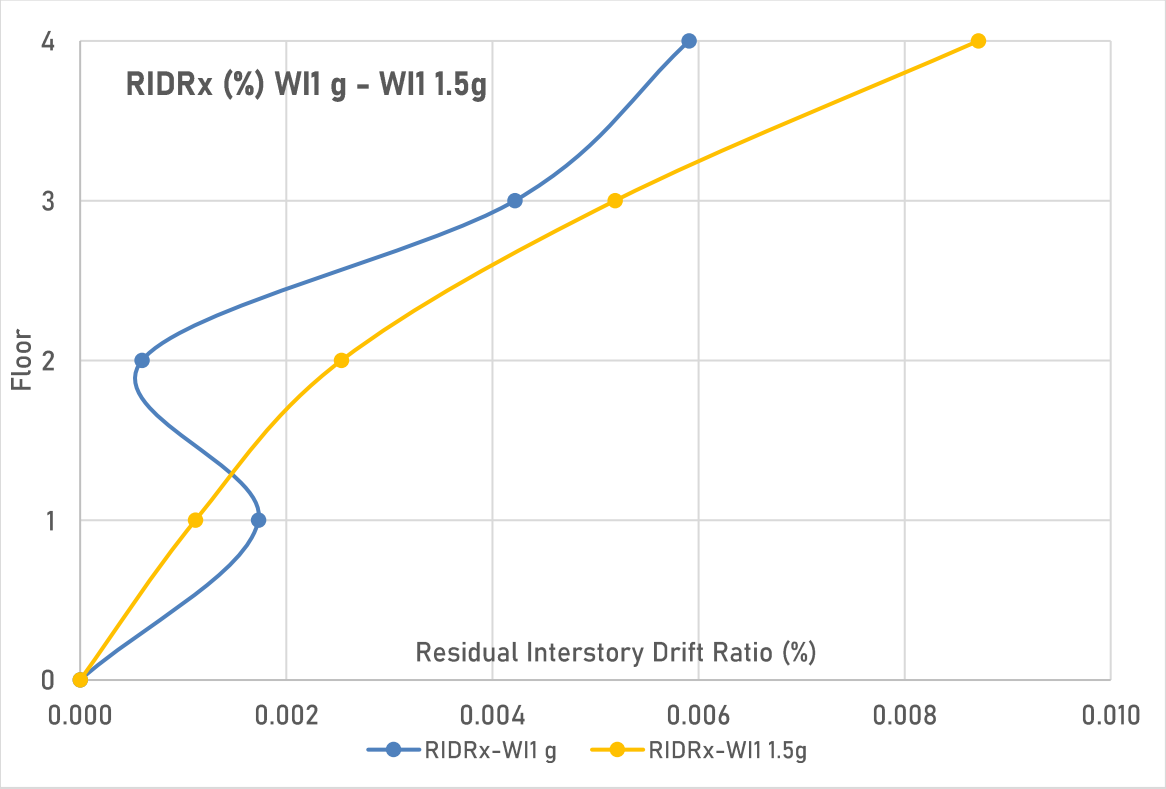
Διάγραμμα Α.115 – IDRx WI2g, WI2_1.5g. WI2_2g



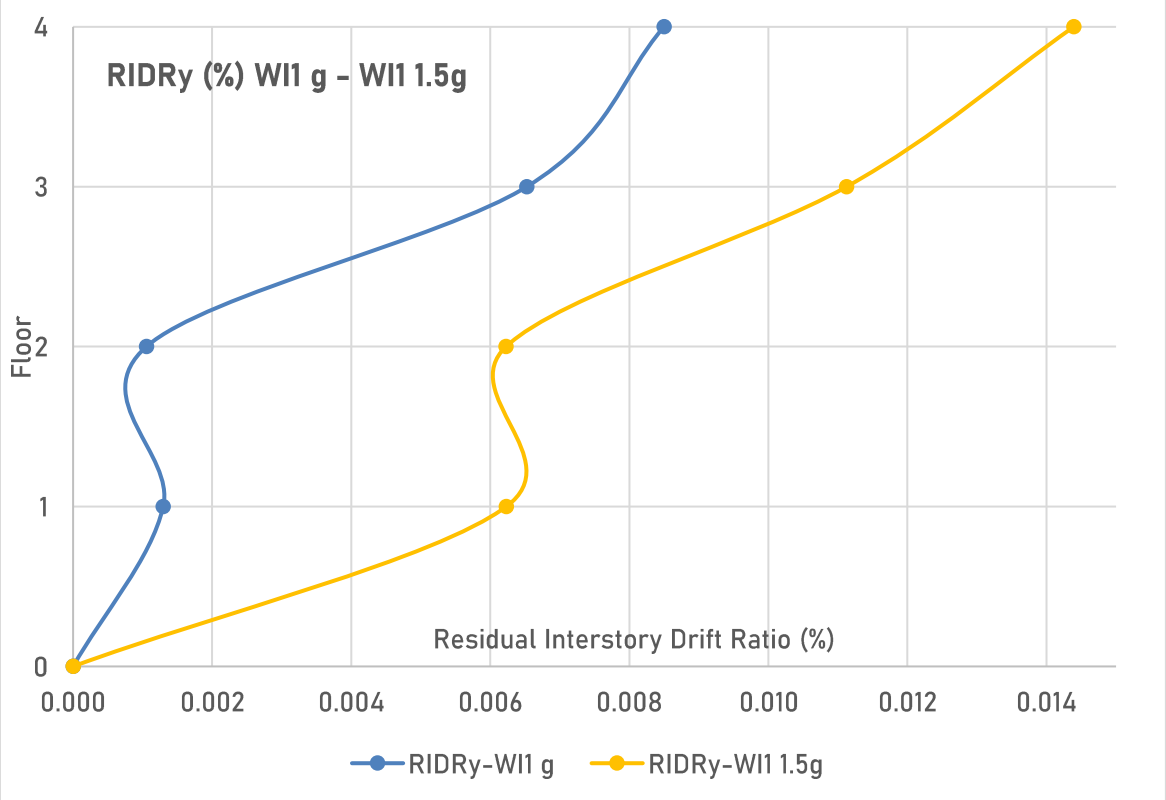
Διάγραμμα Α.116 – IDRy WI2g, WI2_1.5g. WI2_2g



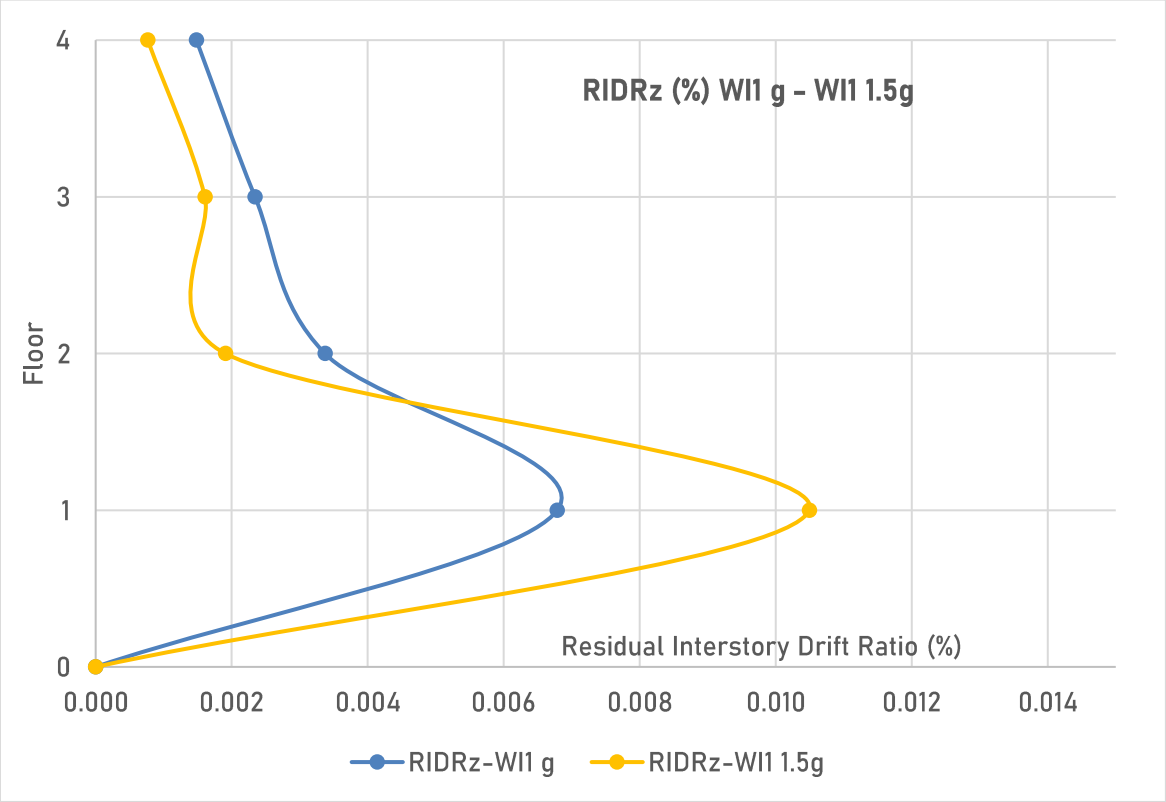
Διάγραμμα Α.117 – IDRz WI2g, WI2_1.5g. WI2_2g



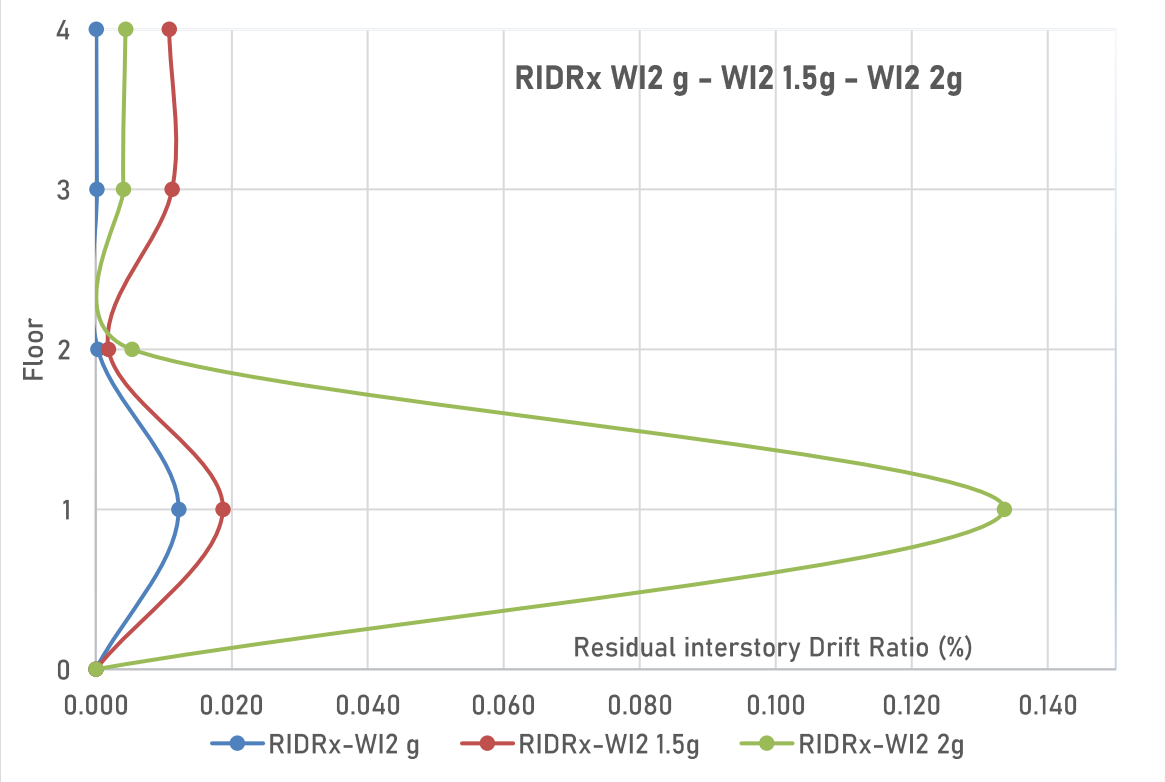
Διάγραμμα Α.118 – RIDRx WI1g, WI1_1.5g



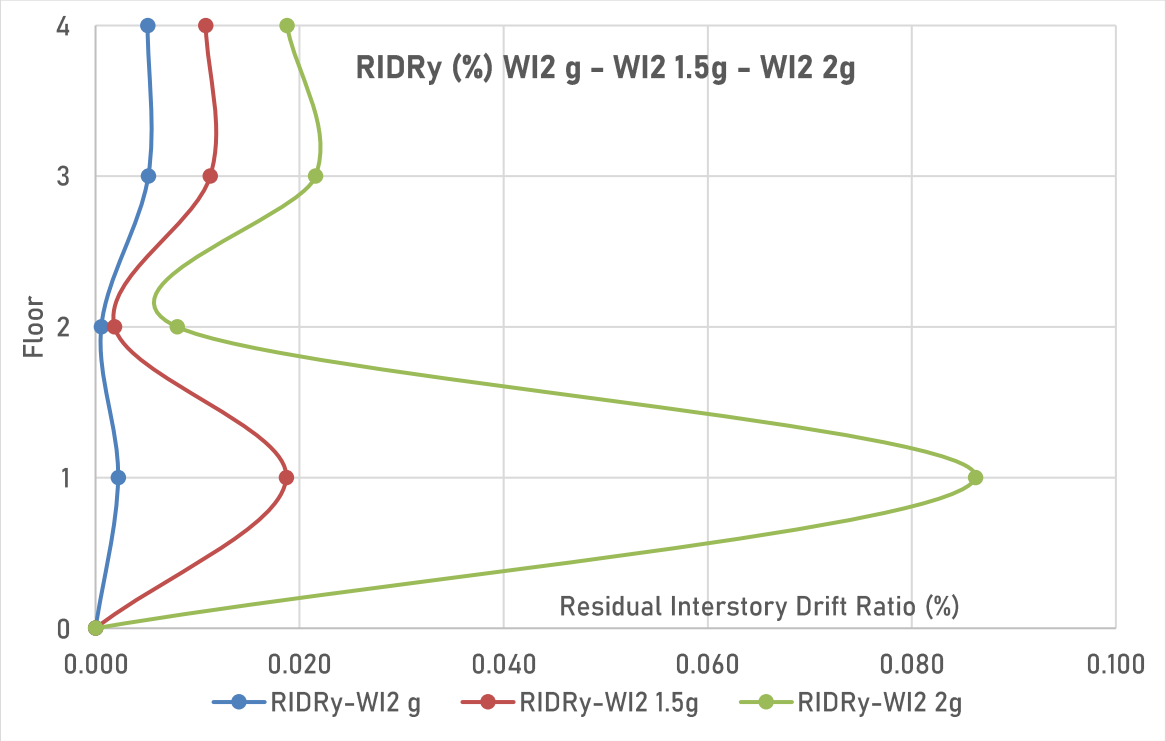
Διάγραμμα Α.119 – RIDRy WI1g, WI1_1.5g



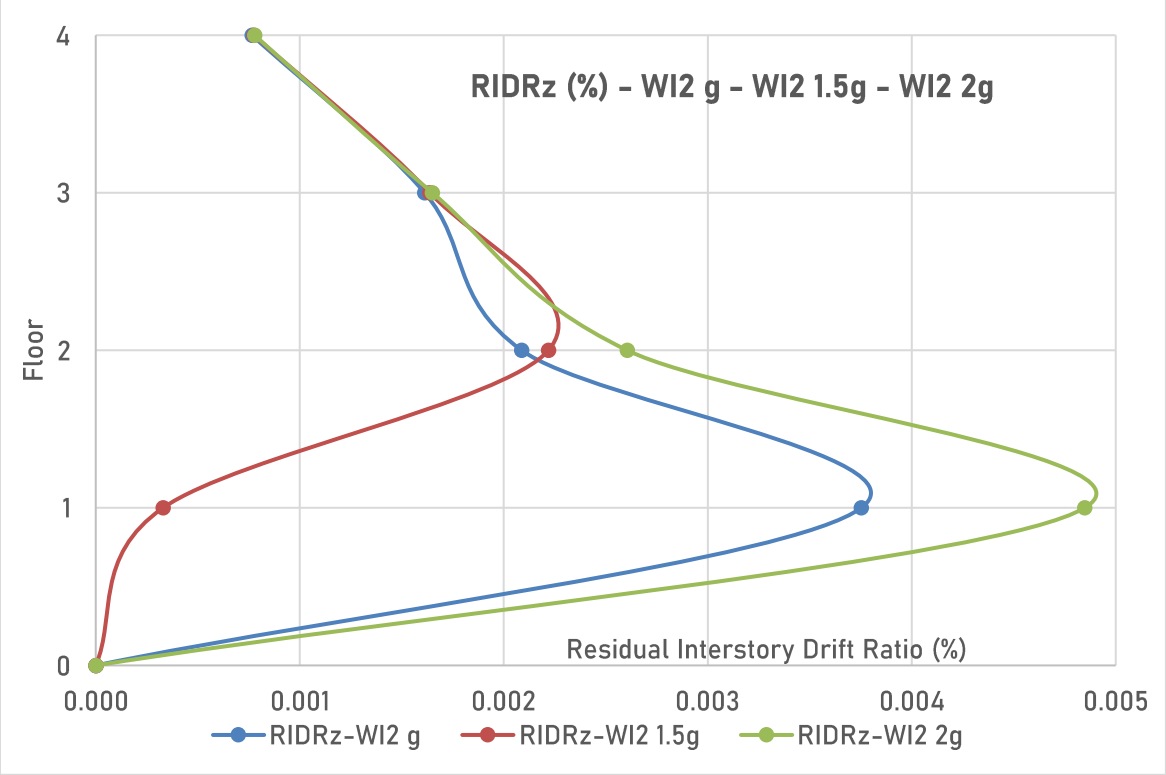
Διάγραμμα Α.120 – RIDRz WI1g, WI1_1.5g



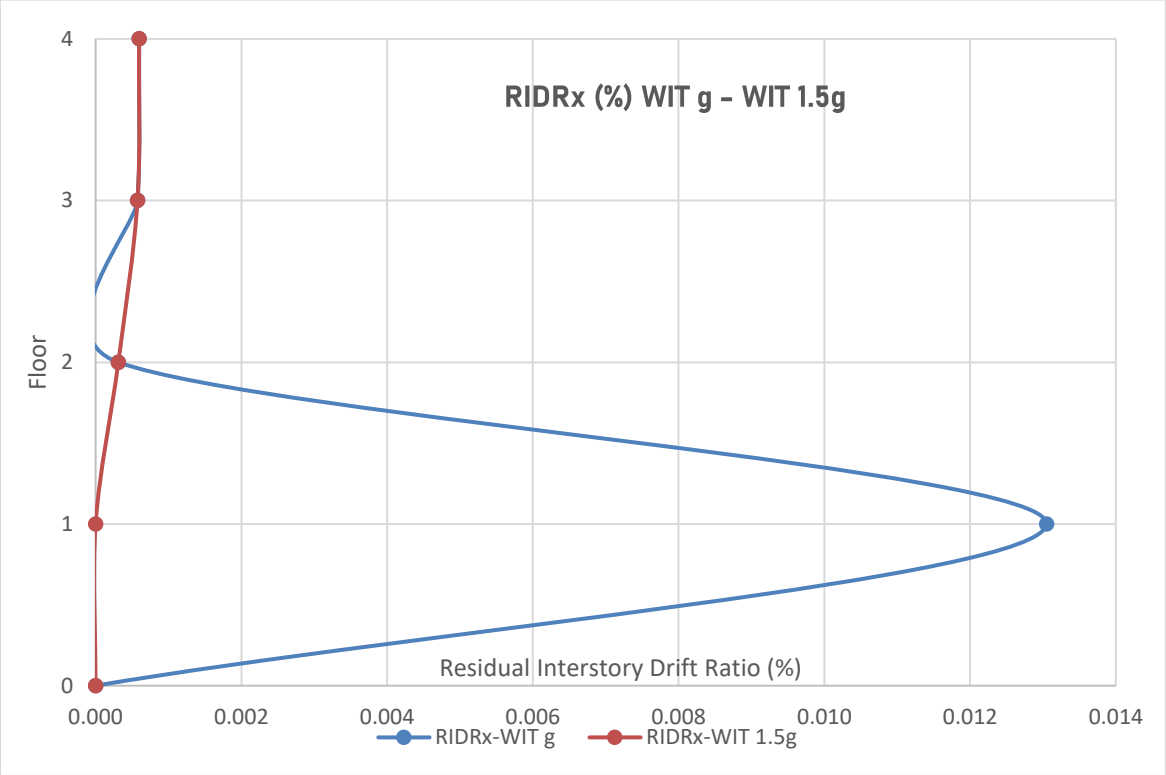
Διάγραμμα Α.121 – RIDRx WI2g, WI2_1.5g, WI2_2g



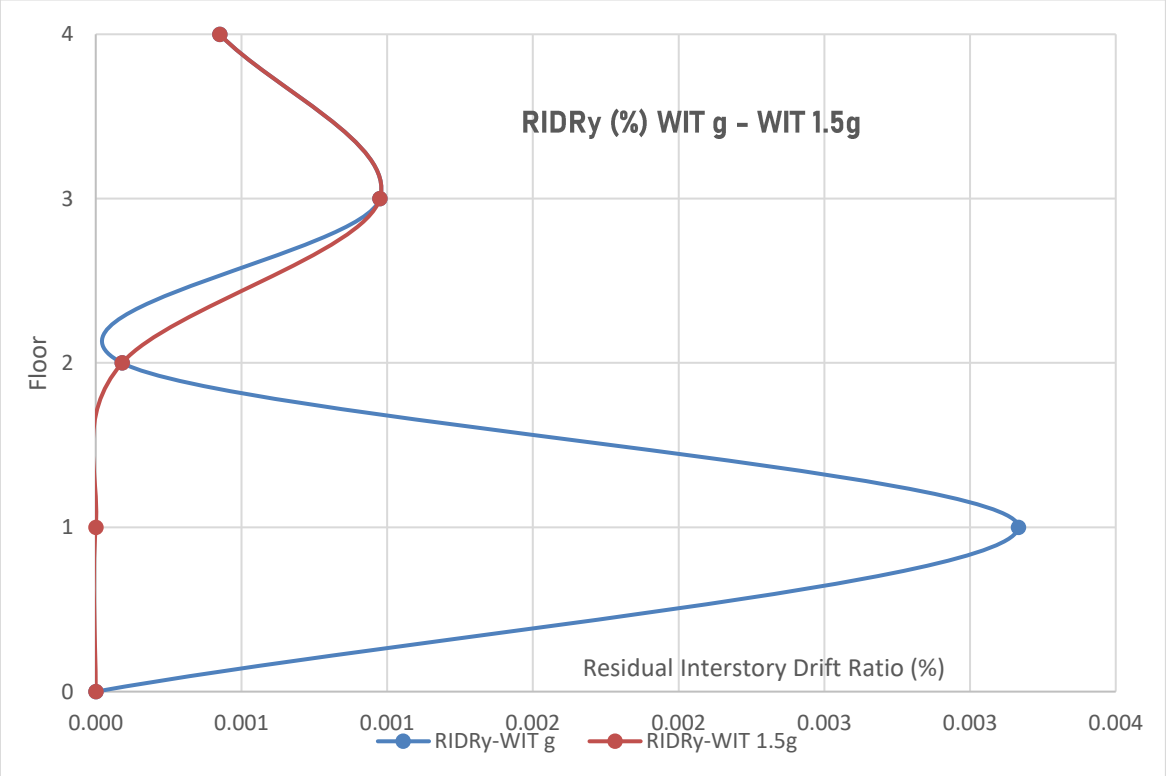
Διάγραμμα Α.122 – RIDRy WI2g, WI2_1.5g, WI2_2g



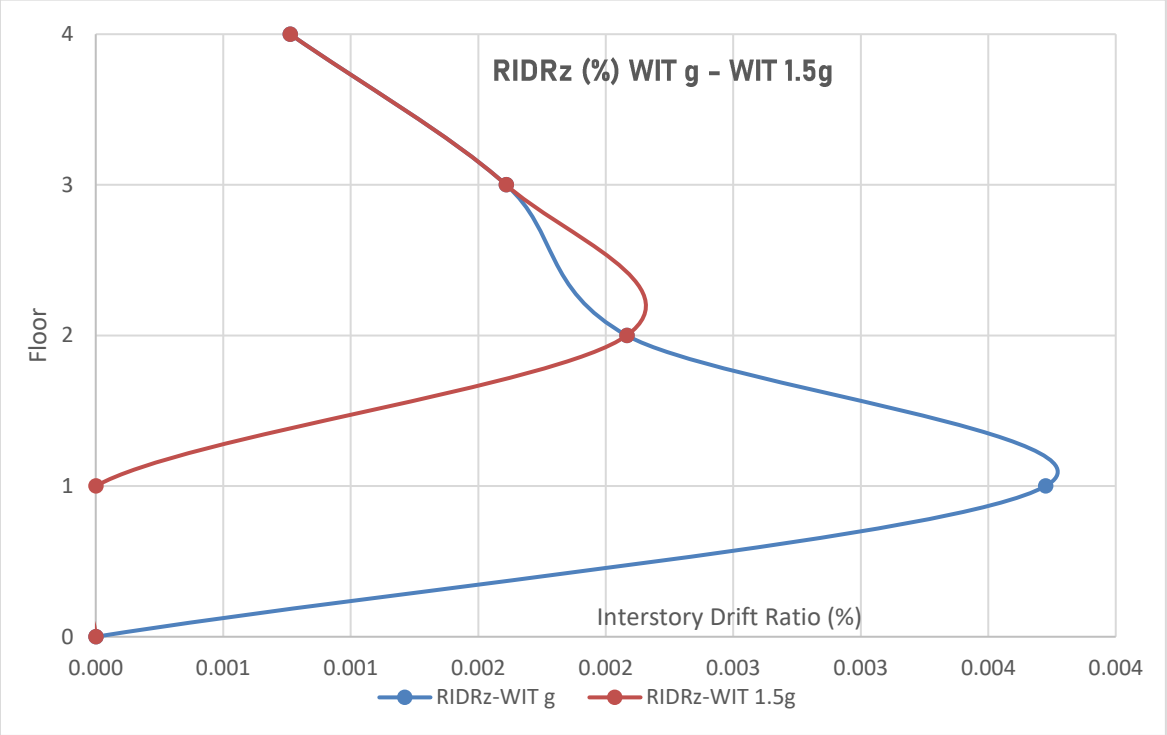
Διάγραμμα Α.123 – RIDRz WI2g, WI2_1.5g, WI2_2g



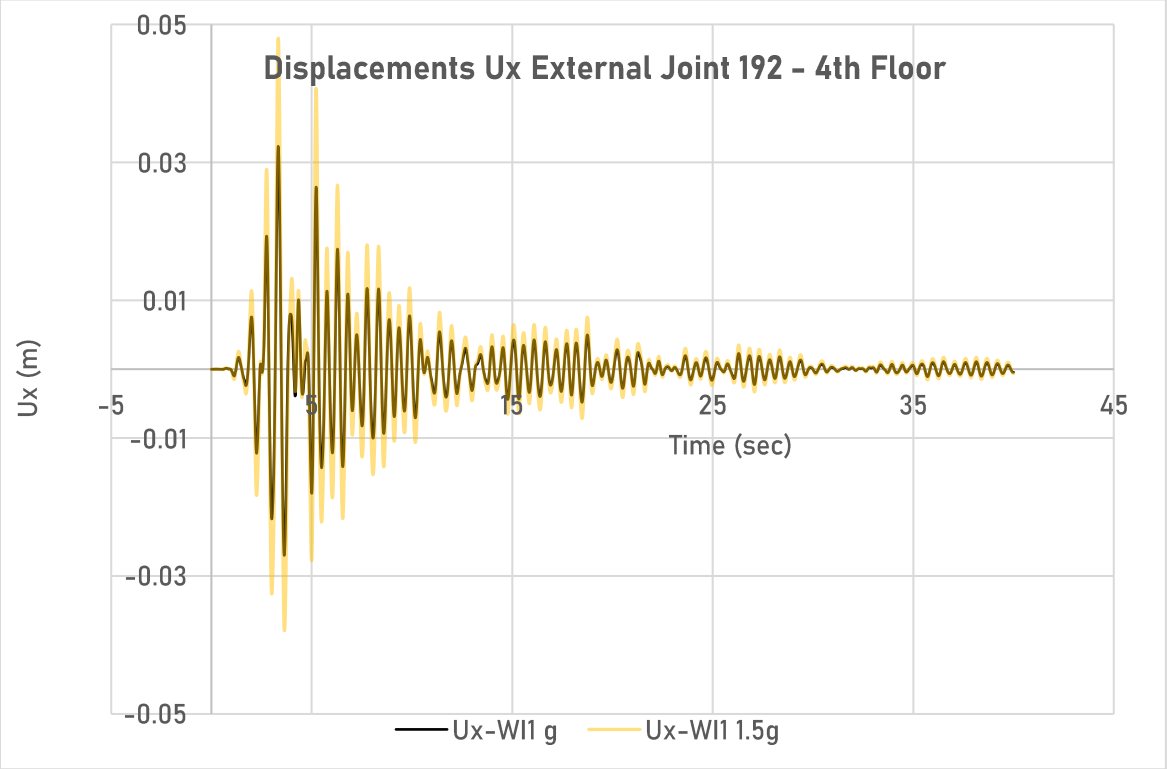
Διάγραμμα Α.124 – RIDRx WITg, WIT_1.5g



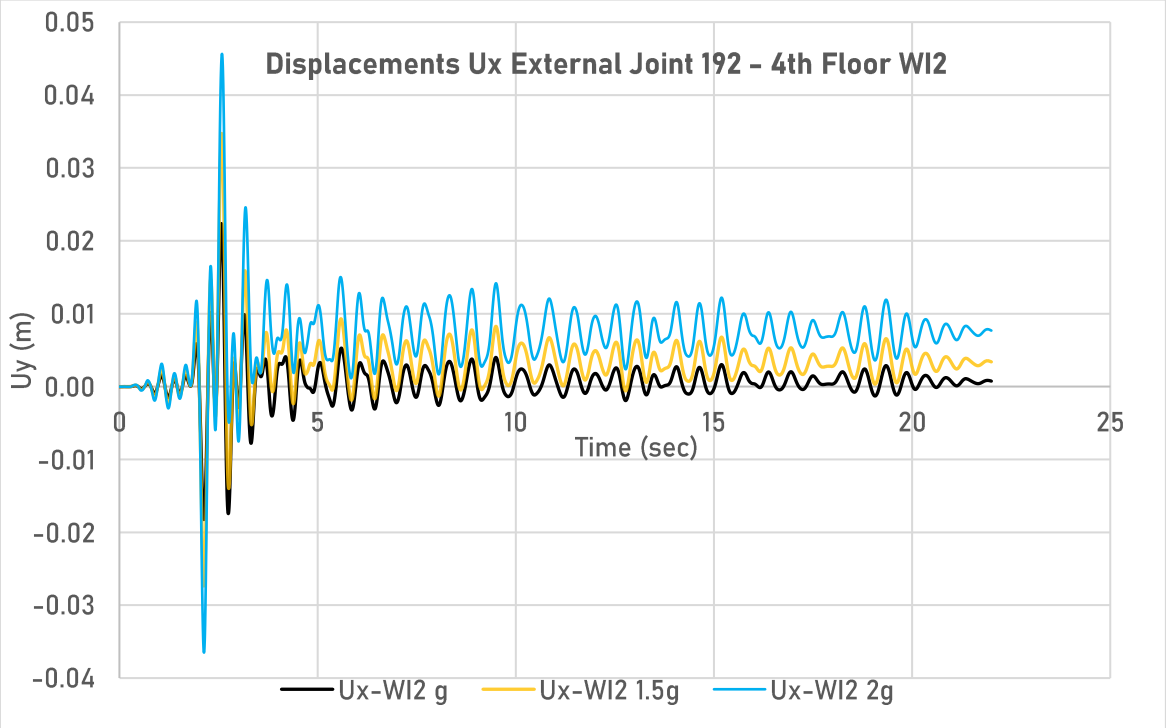
Διάγραμμα Α.125 – RIDRy WITg, WIT_1.5g



Διάγραμμα Α.126 – RIDRz WITg, WIT_1.5g



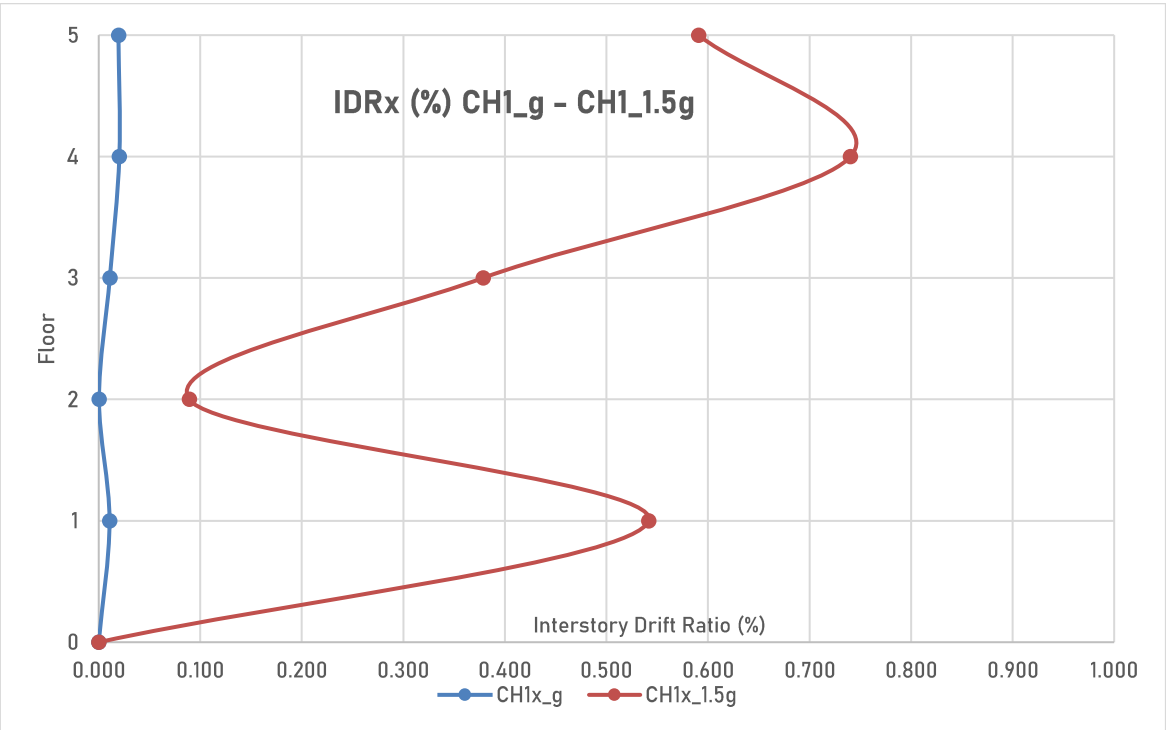
Διάγραμμα Α.127 – Μετατοπίσεις Ux κόμβου 192 στα WI1g, WI1_1.5g



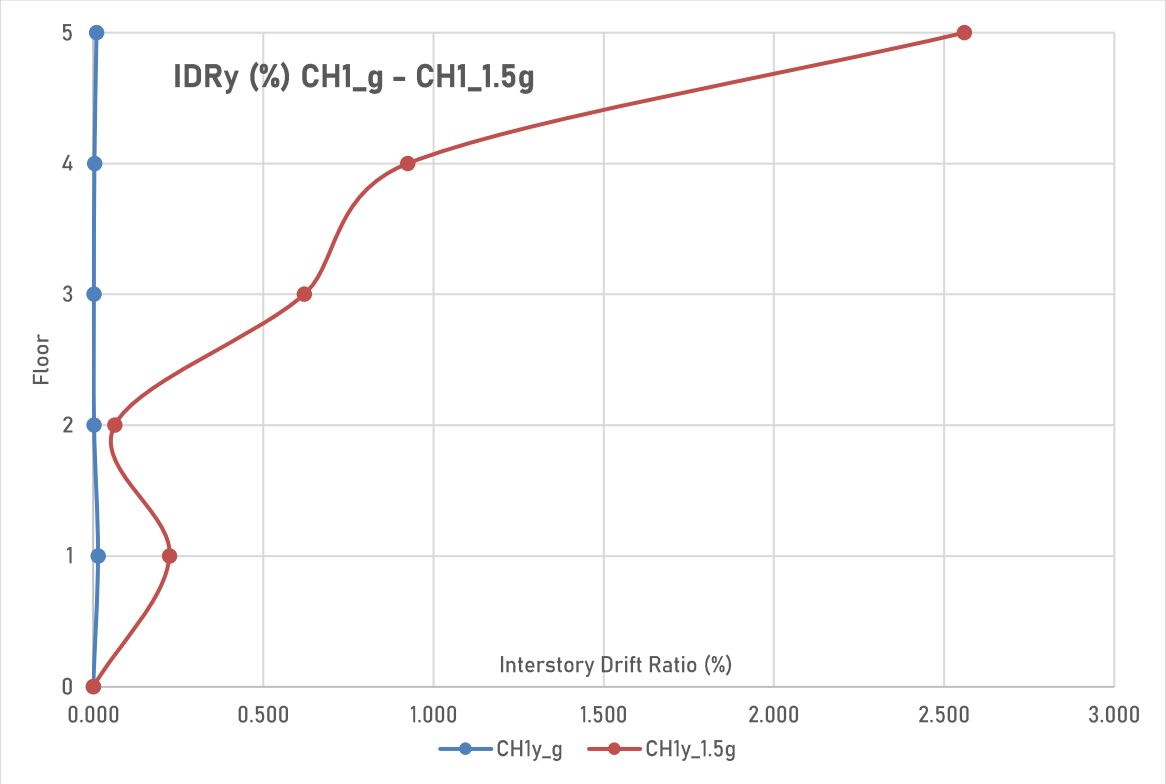
Διάγραμμα Α.128 – Μετατοπίσεις Ux κόμβου 192 στα WI2g, WI2_1.5g, WI2_2g

ΚΤΙΡΙΟ 3FS

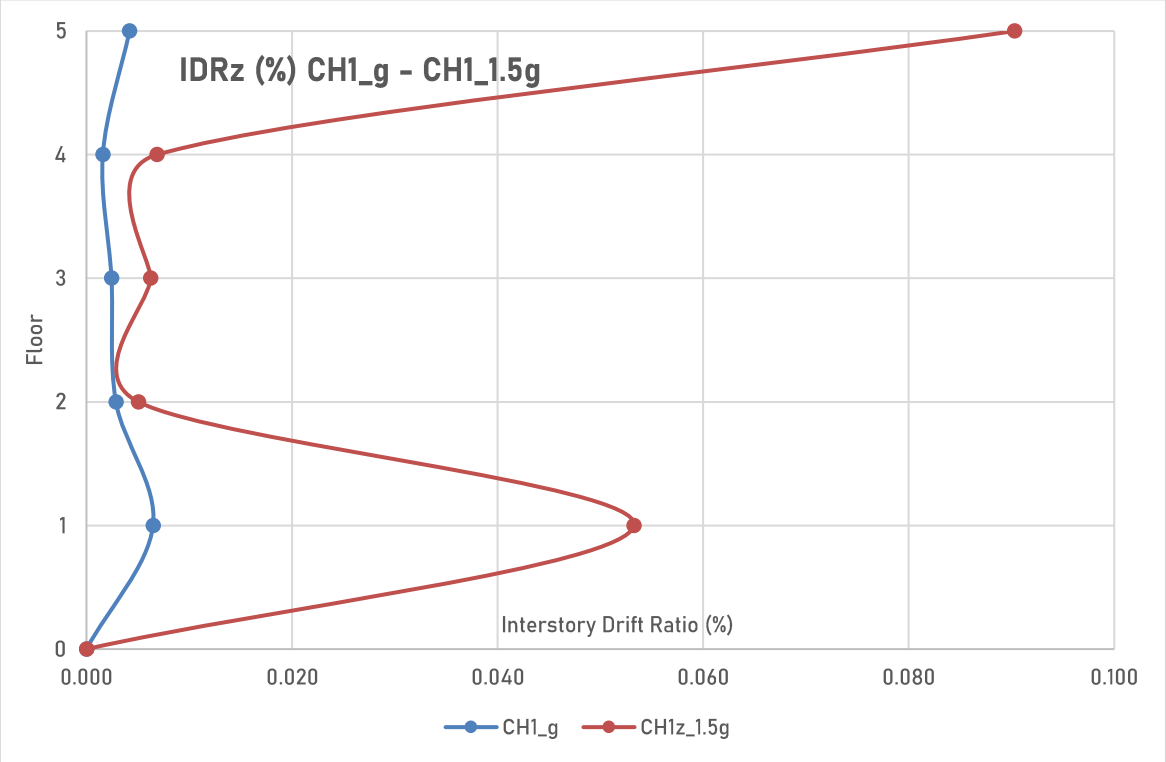
Σεισμός CH – IDR, RIDR και Μετατοπίσεις κόμβου 528 – Scale Factor g, 1.5g



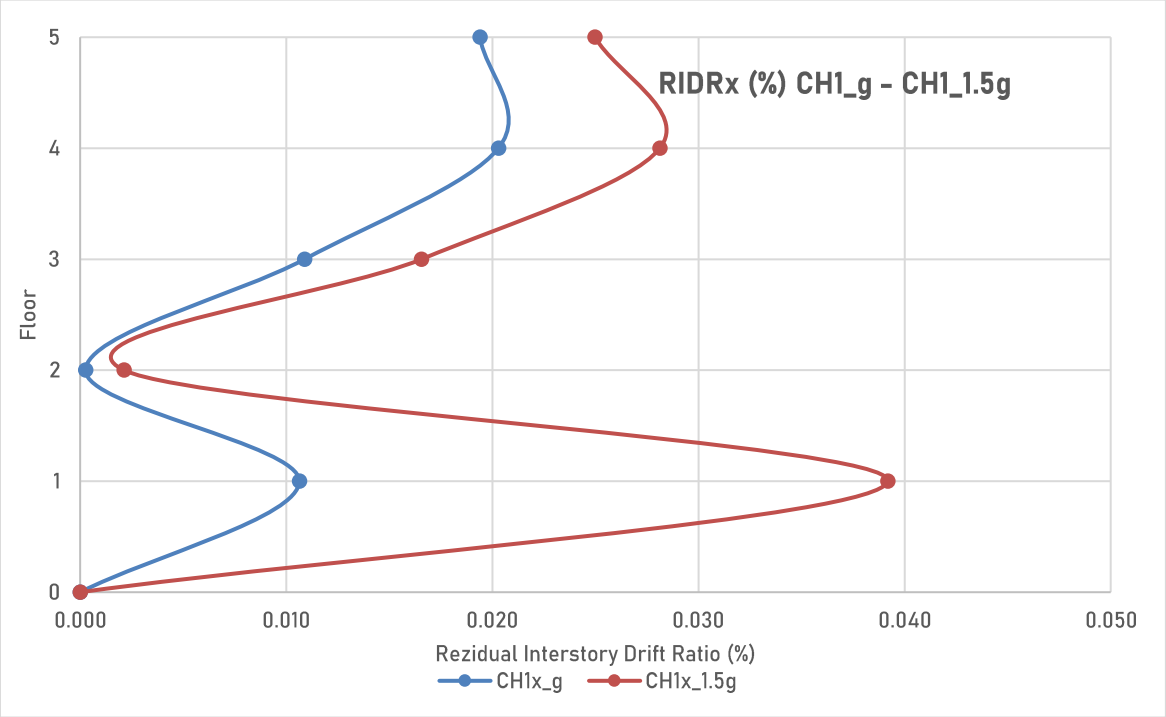
Διάγραμμα Α.129 – IDRx CH1g, CH1_1.5g



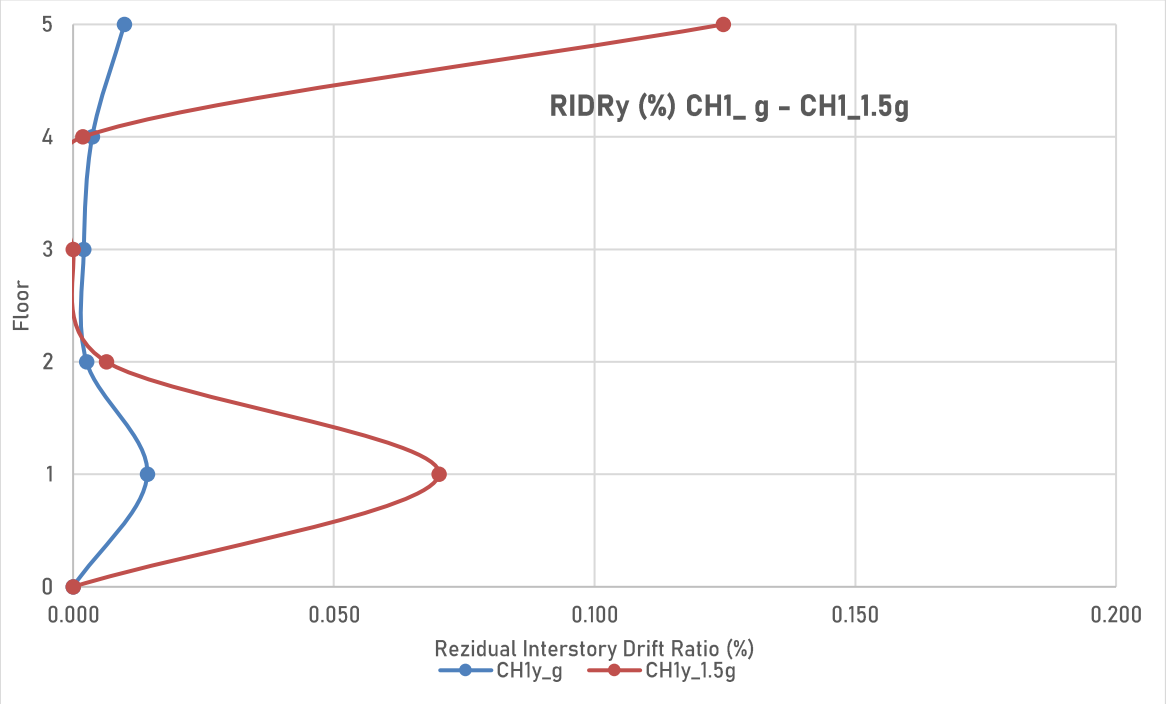
Διάγραμμα Α.130 – IDRy CH1g, CH1_1.5g



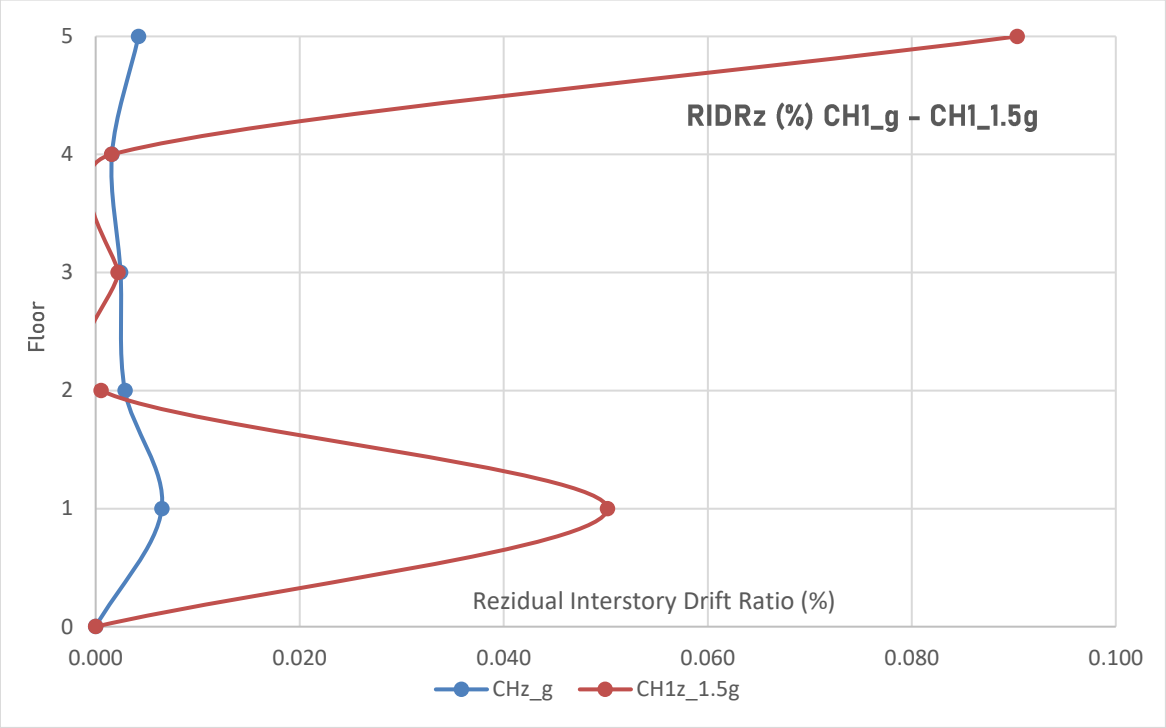
Διάγραμμα Α.131 – IDRz CH1g, CH1_1.5g



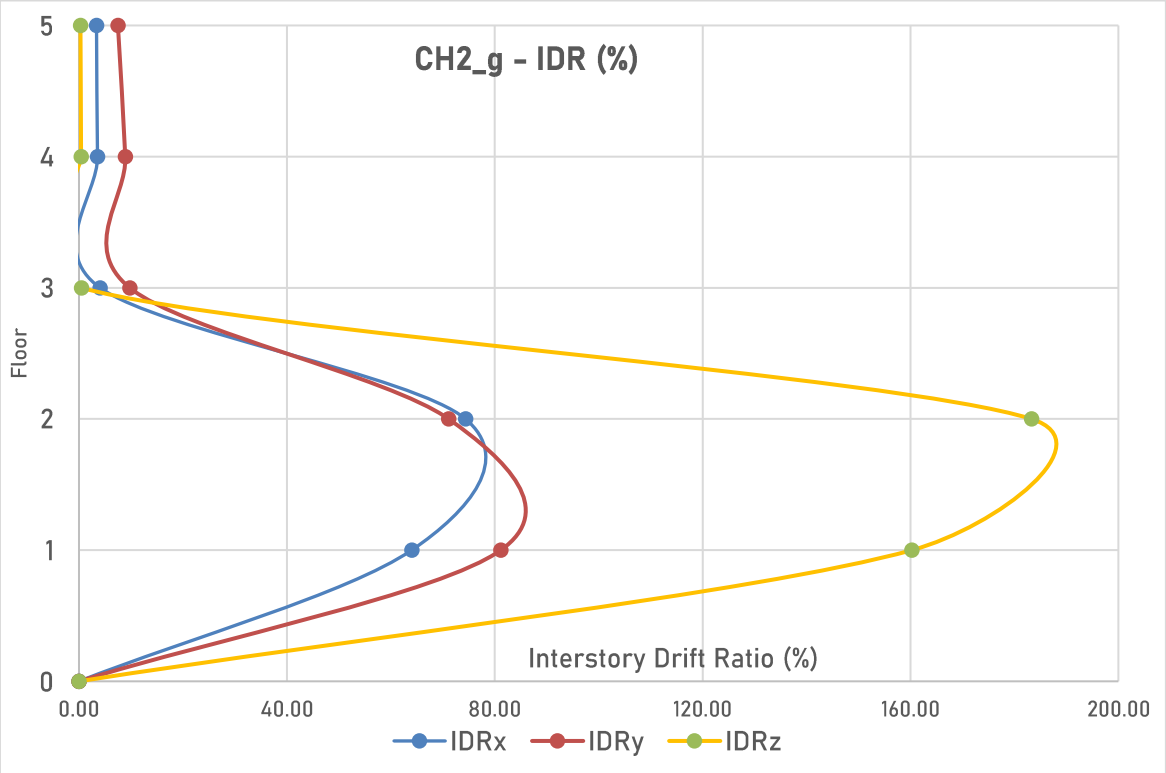
Διάγραμμα Α.132 – RIDRx CH1g, CH1_1.5g



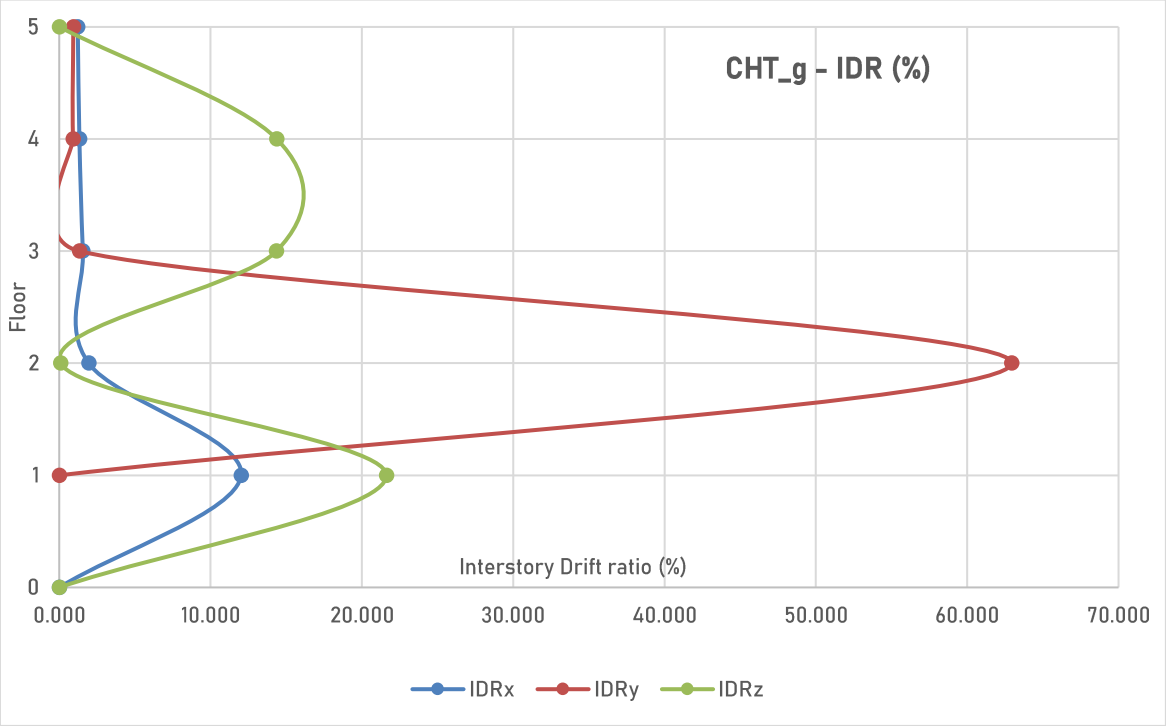
Διάγραμμα Α.133 – RIDRy CH1g, CH1_1.5g



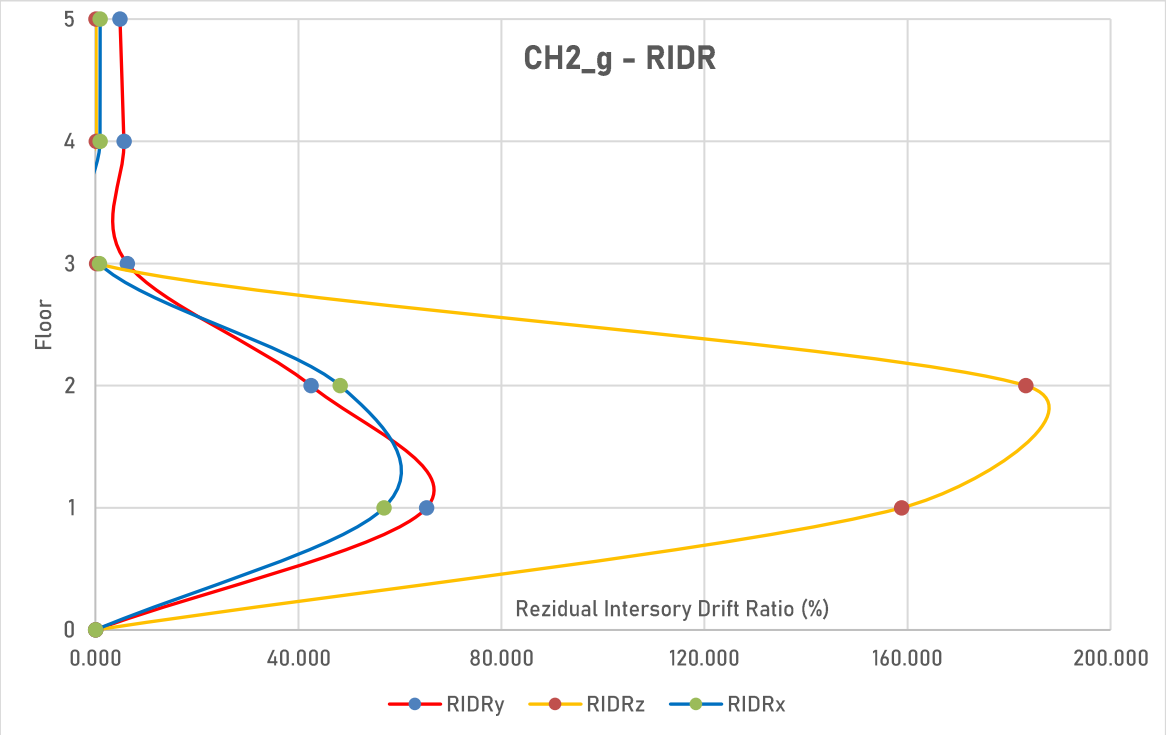
Διάγραμμα Α.134 – RIDRz CH1g, CH1_1.5g



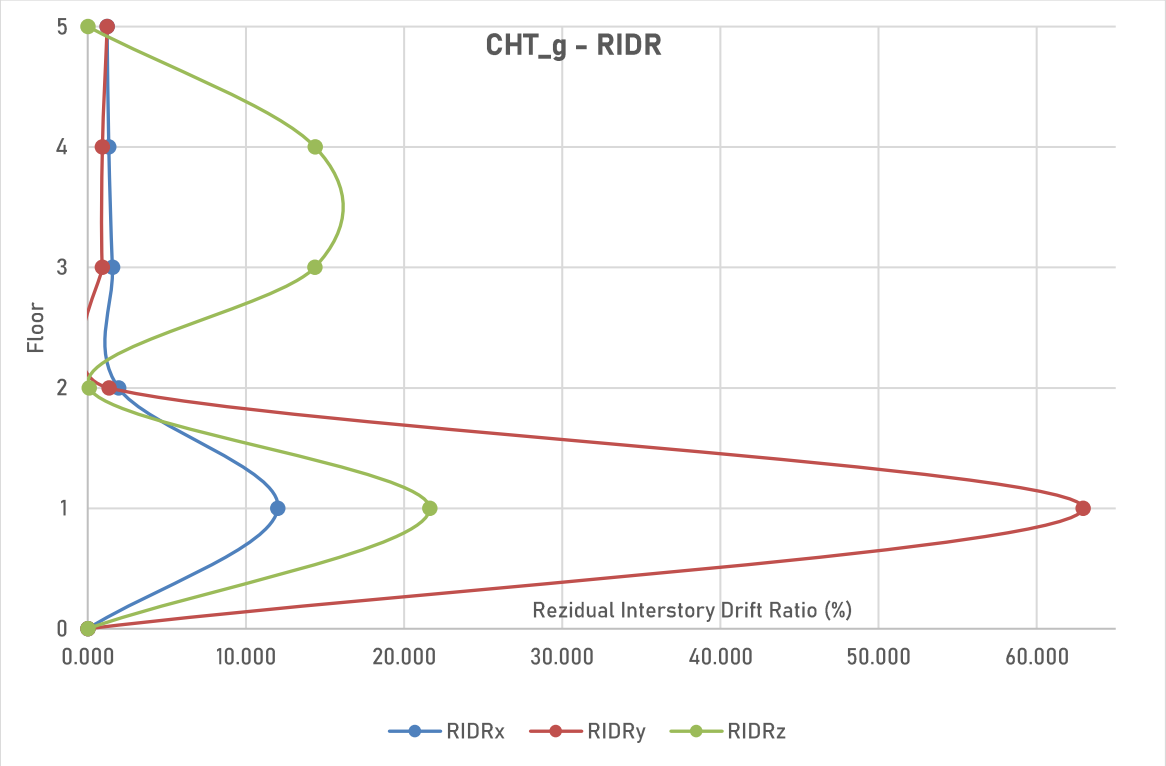
Διάγραμμα Α.135 – Σύνολο των IDR CH2g



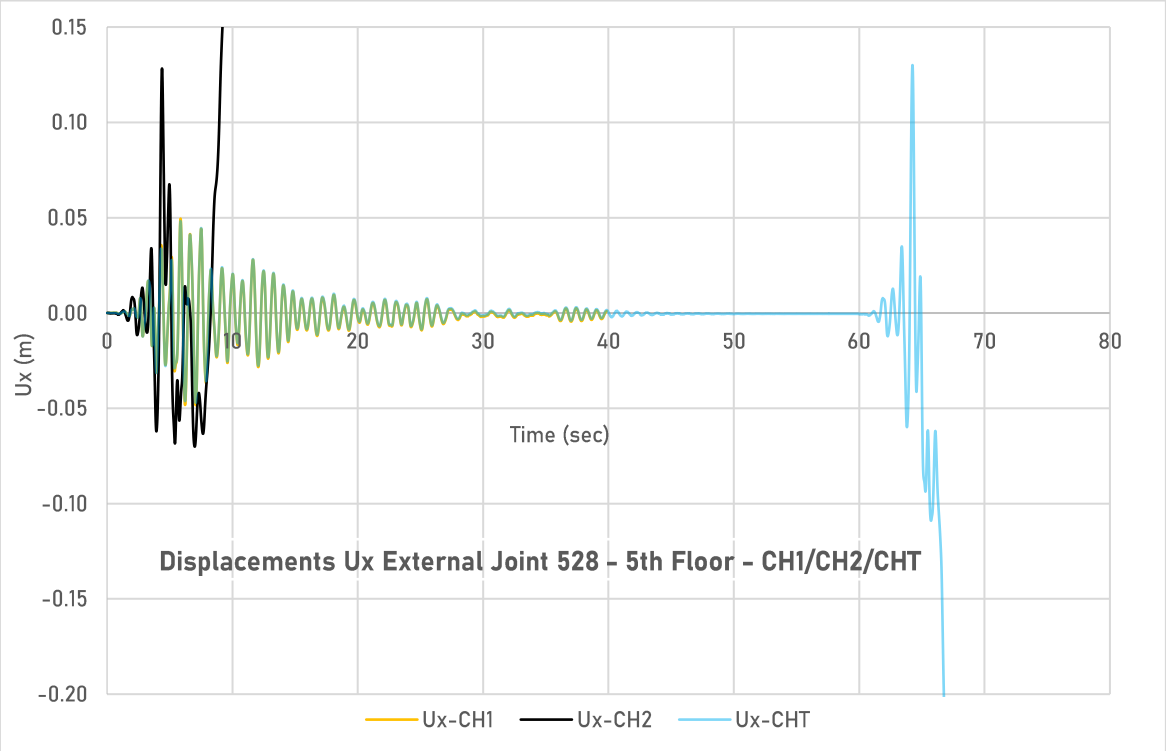
Διάγραμμα Α.136 – Σύνολο των IDR CHTg



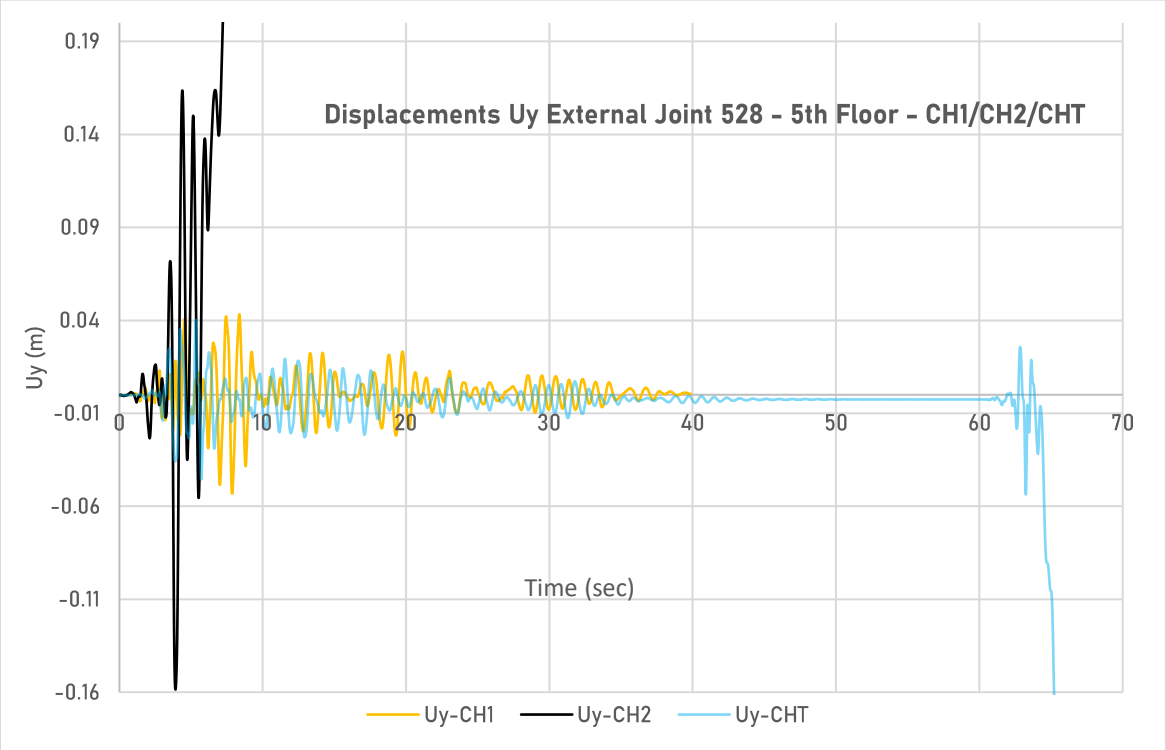
Διάγραμμα Α.137 – Σύνολο των RIDR CH2g



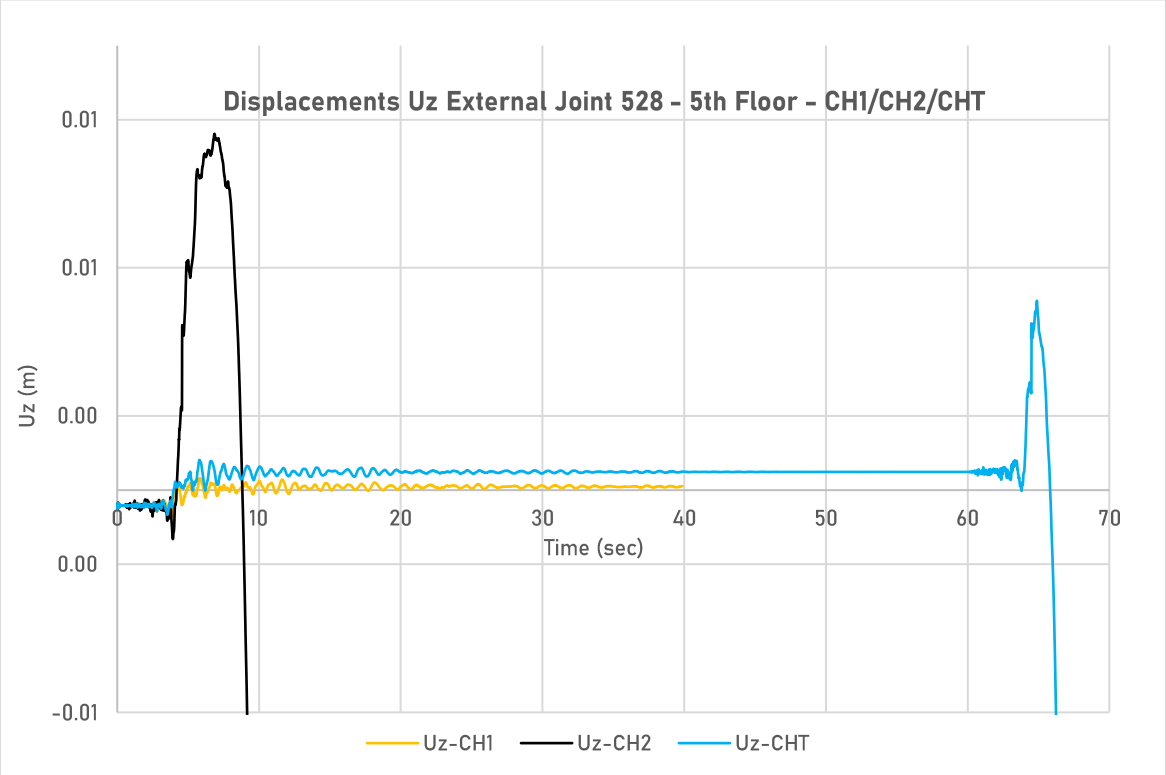
Διάγραμμα Α.138 – Σύνολο των RIDR CHTg



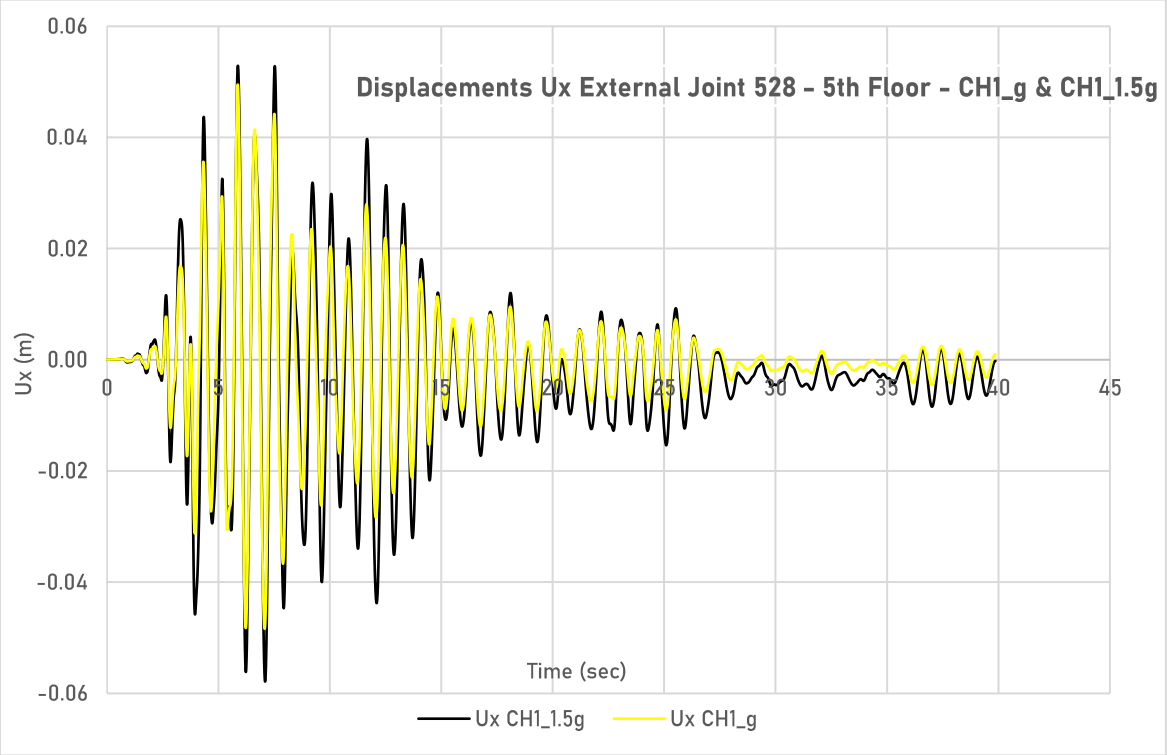
Διάγραμμα Α.139 – Μετατοπίσεις Ux κόμβου 528 στα CH1g, CH2g, CHTg



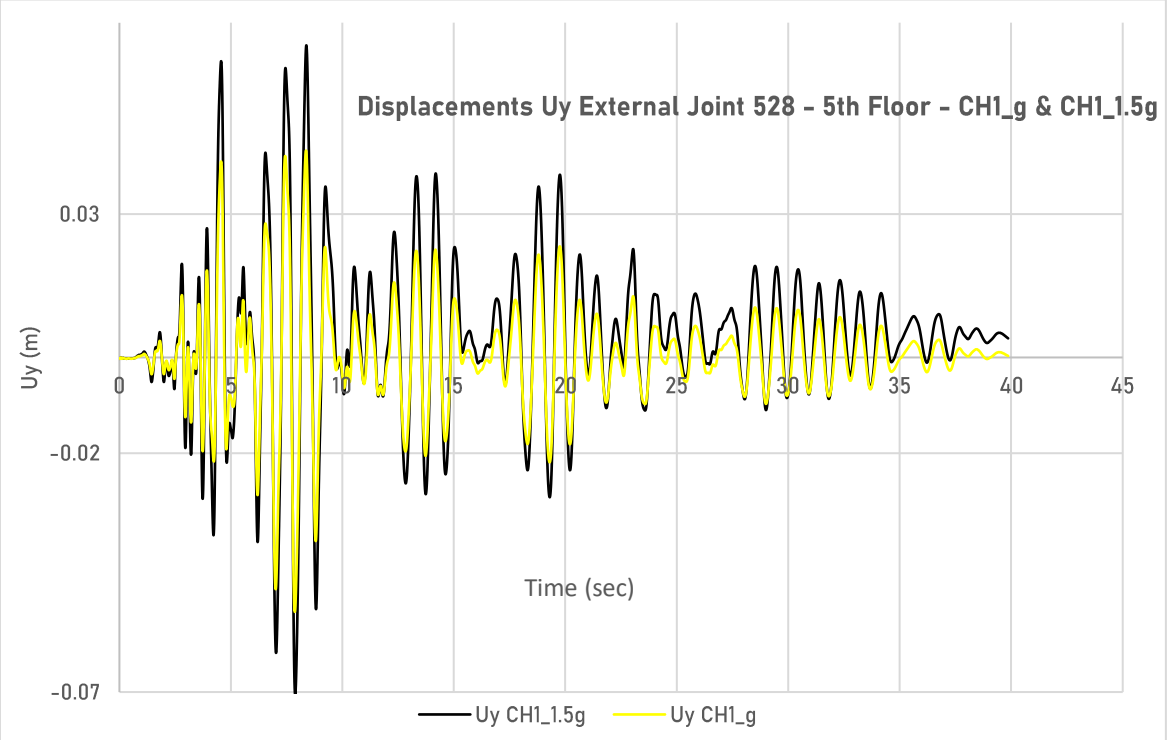
Διάγραμμα Α.140 – Μετατοπίσεις Uy κόμβου 528 στα CH1g, CH2g, CHTg



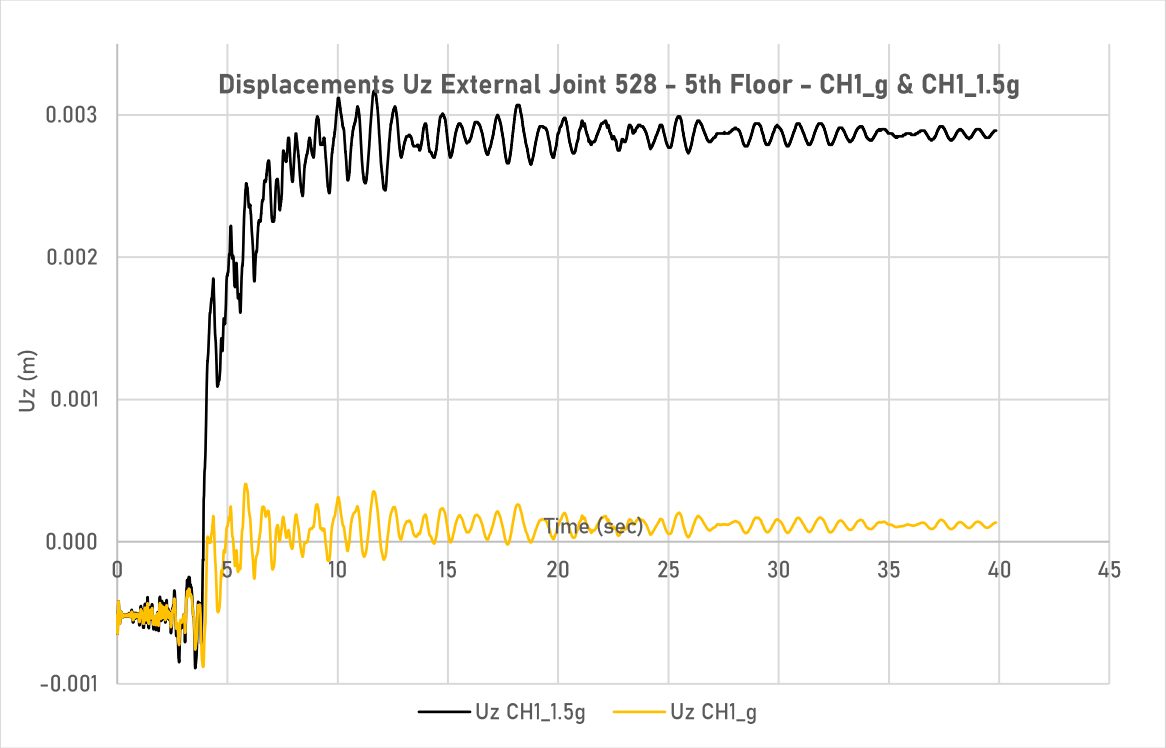
Διάγραμμα Α.141 – Μετατοπίσεις Uz κόμβου 528 στα CH1g, CH2g, CHTg



Διάγραμμα Α.142 – Μετατοπίσεις Ux κόμβου 528 στα CH1g, CH1_1.5g

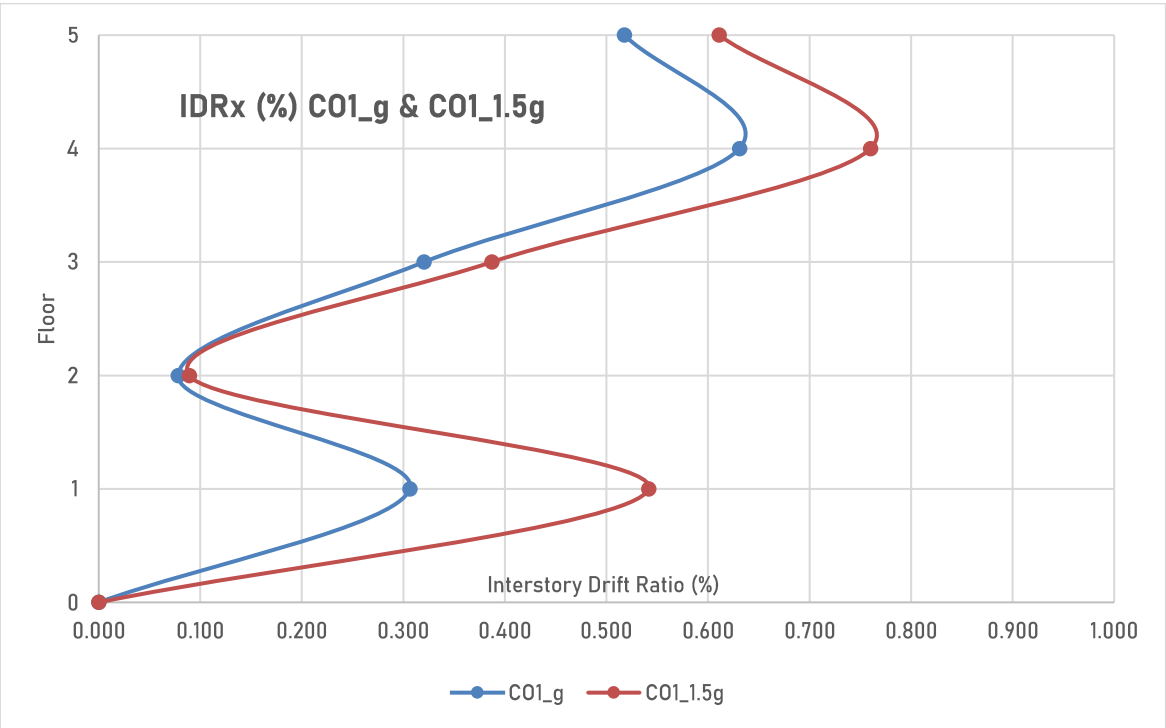


Διάγραμμα Α.143 – Μετατοπίσεις Uy κόμβου 528 στα CH1g, CH1_1.5g

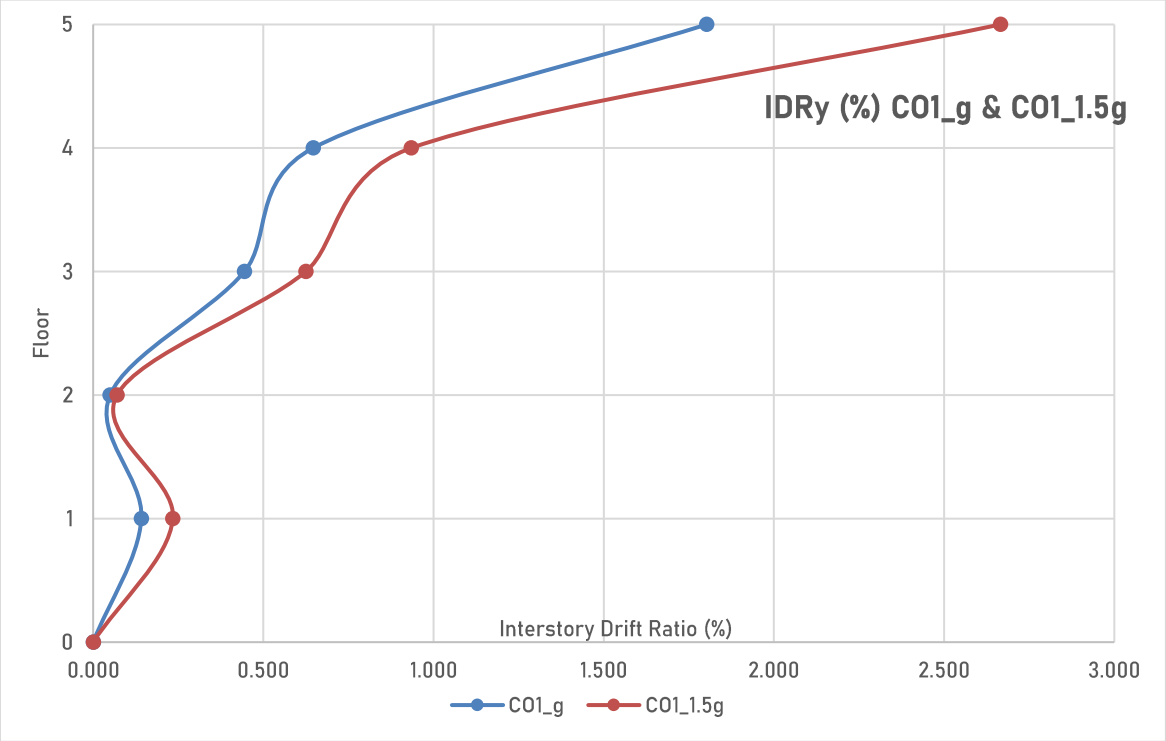


Διάγραμμα Α.144 – Μετατοπίσεις Uz κόμβου 528 στα CH1g, CH1_1.5g

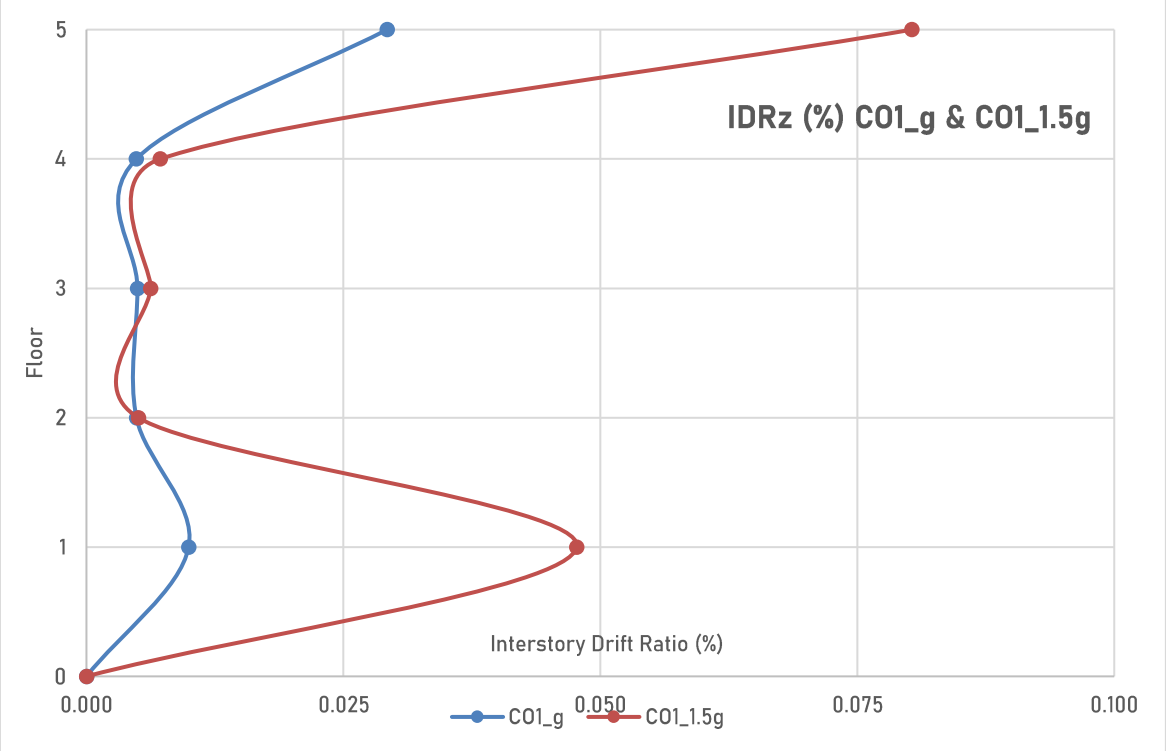
Σεισμός CO – IDR, RIDR και Μετατοπίσεις κόμβου 528 – Scale Factor g, 1.5g



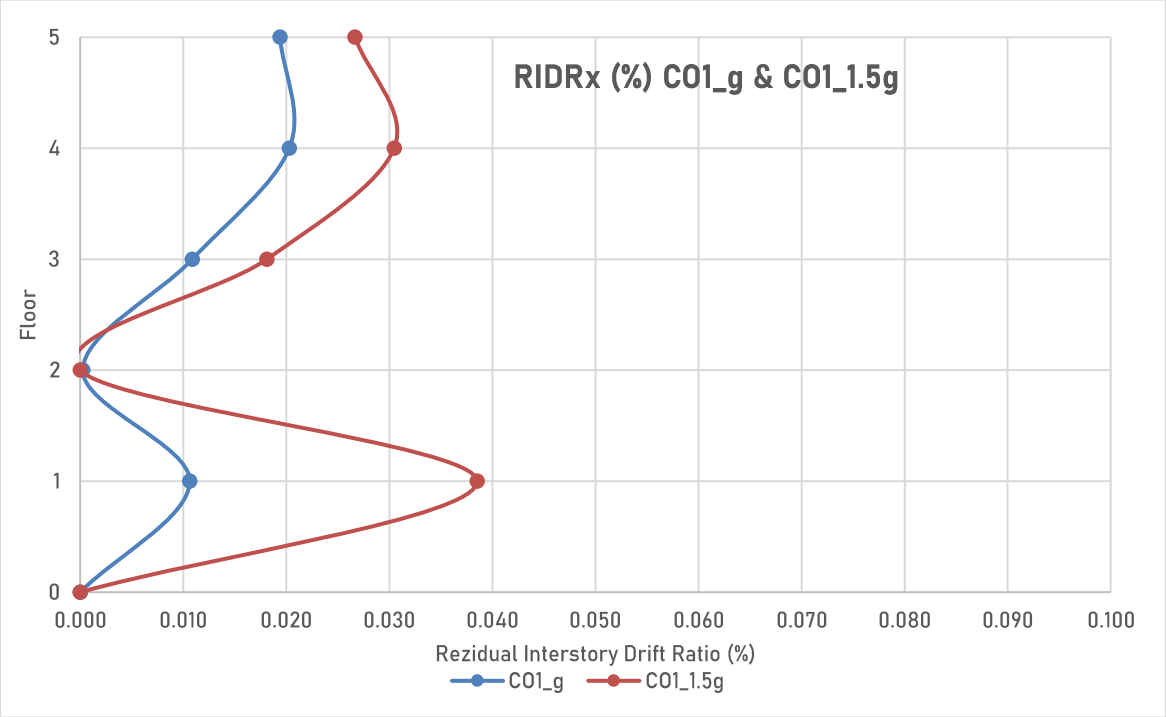
Διάγραμμα Α.145 – IDRx CO1g, CO1_1.5g



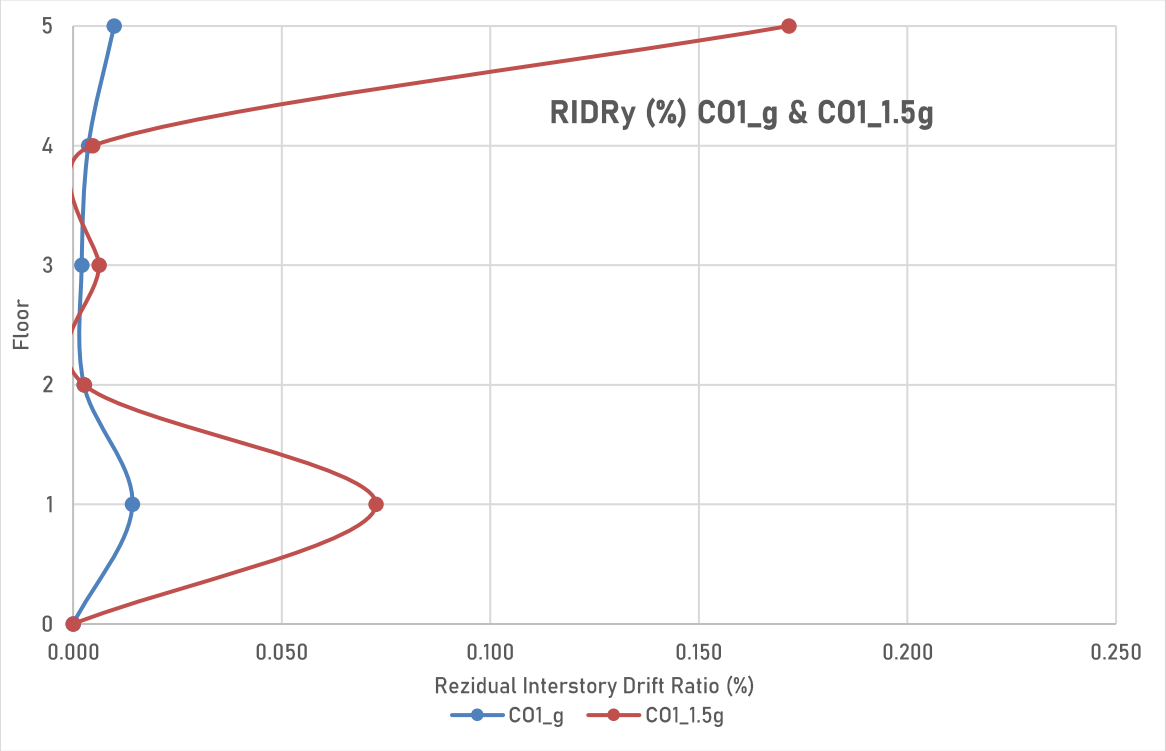
Διάγραμμα Α.146 – IDRy CO1g, CO1_1.5g



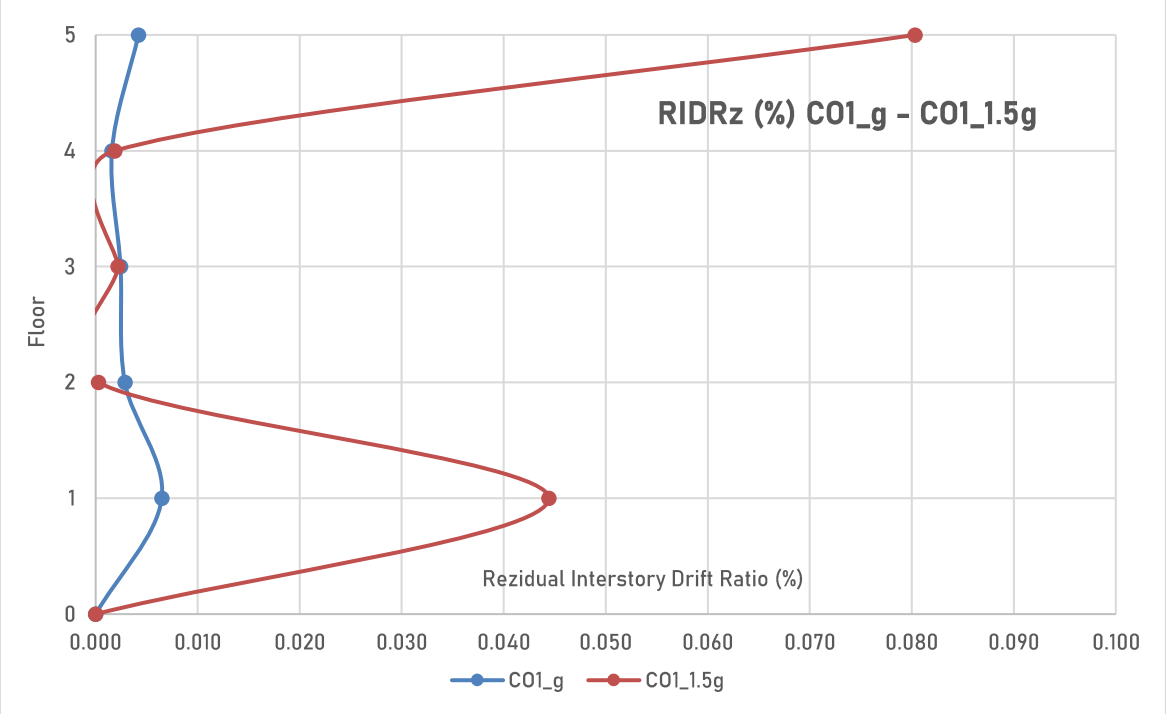
Διάγραμμα Α.147 – IDRy CO1g, CO1_1.5g



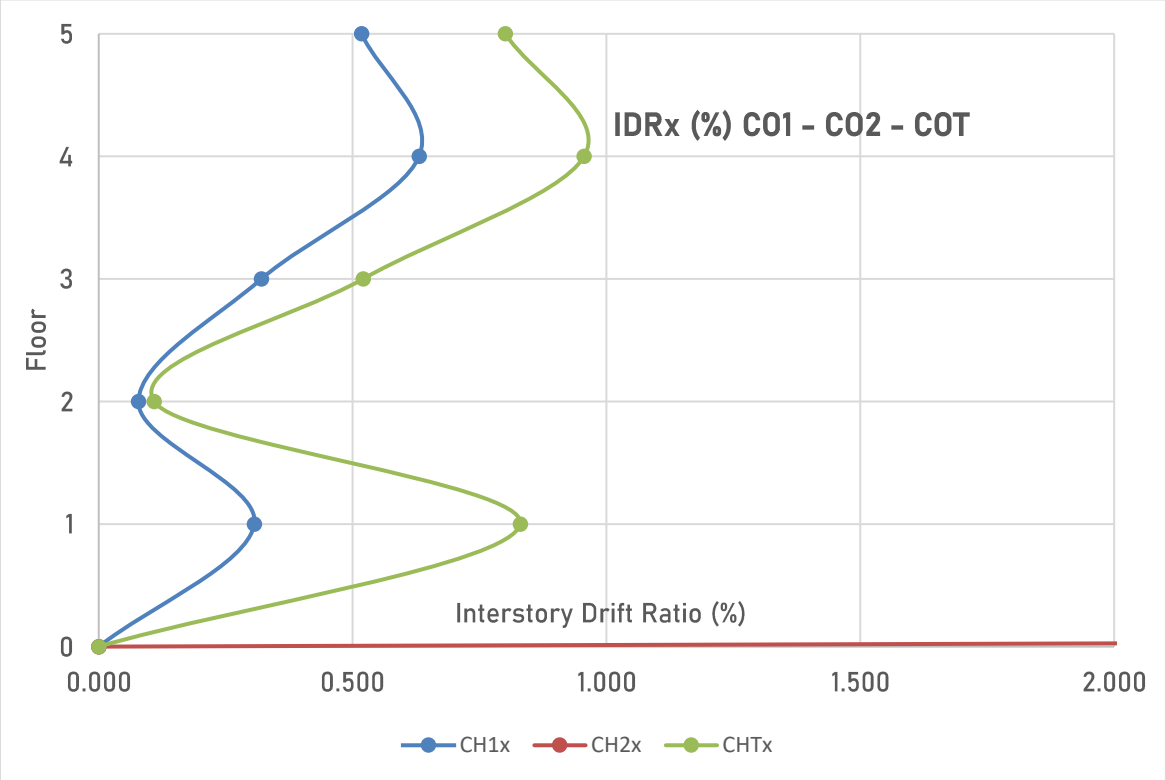
Διάγραμμα A.148 – RIDRx CO1g, CO1_1.5g



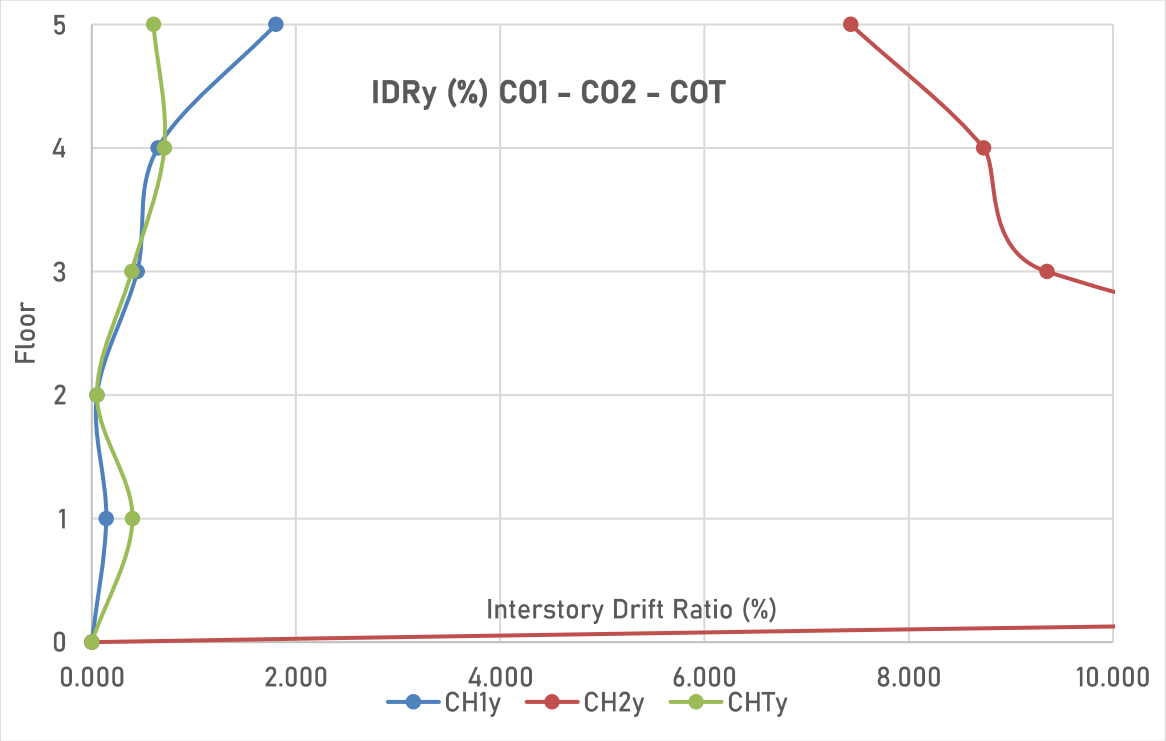
Διάγραμμα A.149 – RIDRy CO1g, CO1_1.5g



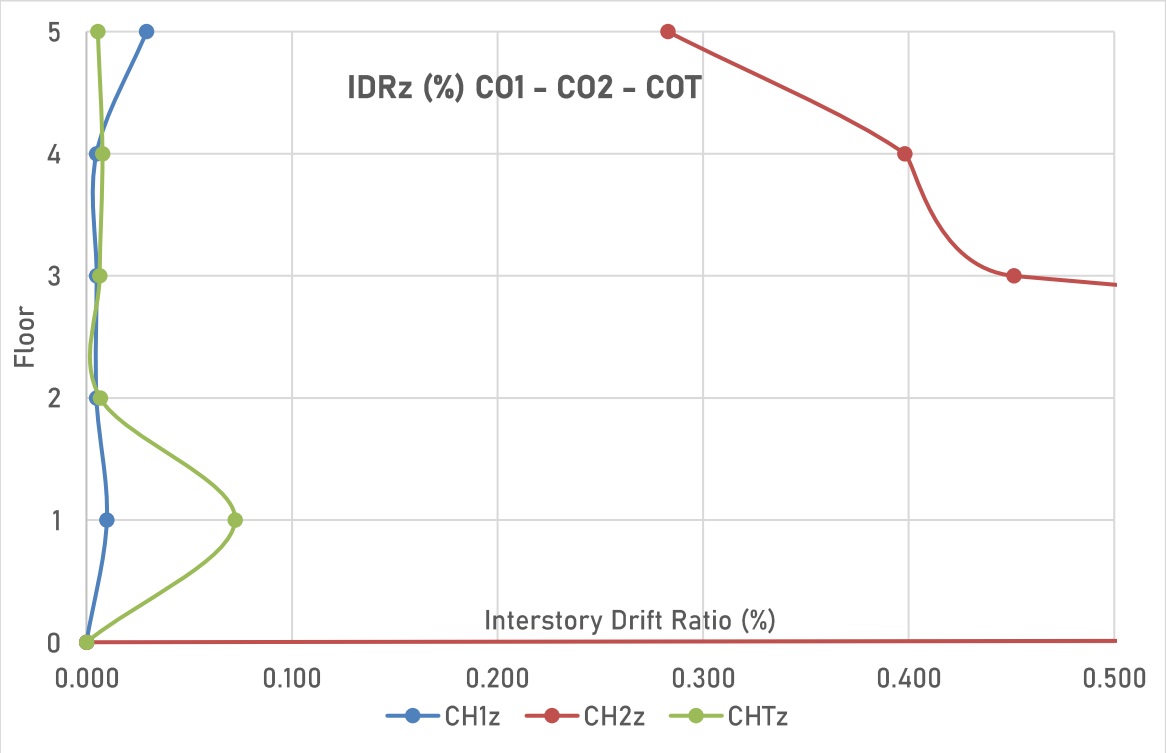
Διάγραμμα Α.150 – RIDRz CO1g, CO1_1.5g



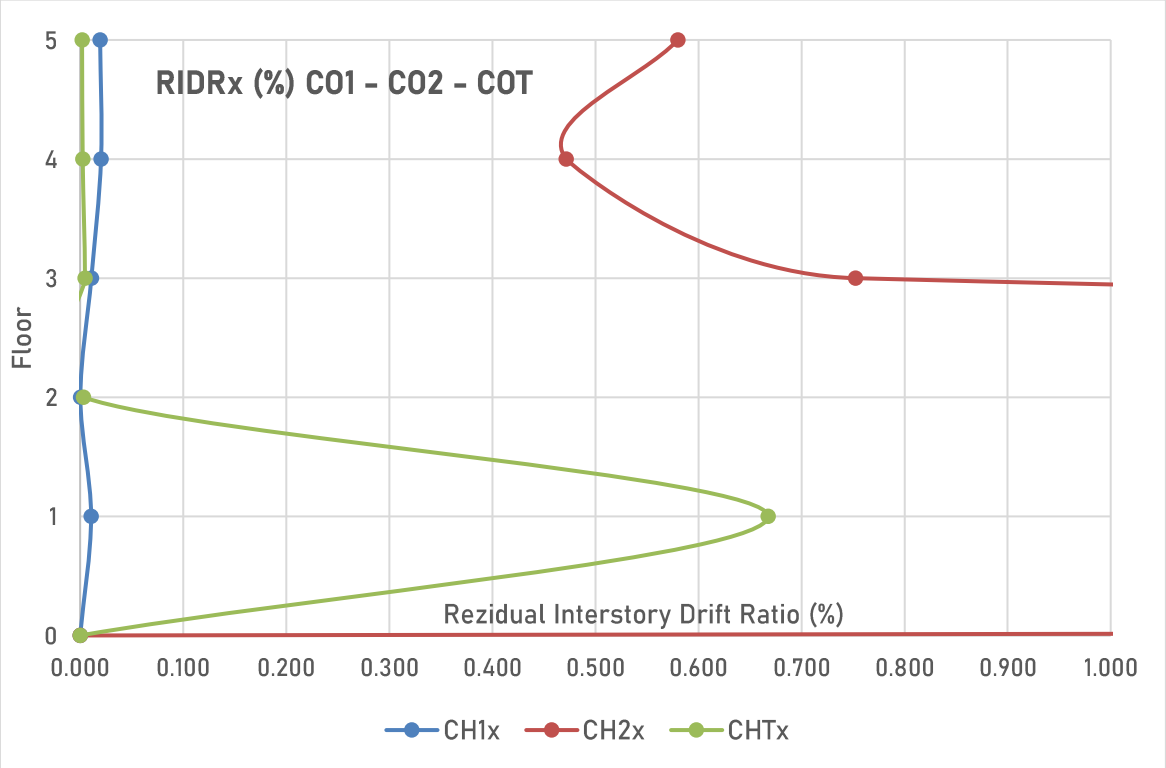
Διάγραμμα Α.151 – IDRx CO1g, CO2g, COTg – Αστοχία 1ου ορόφου στο CO2g (τιμές εκτός εύρους διαγράμματος)



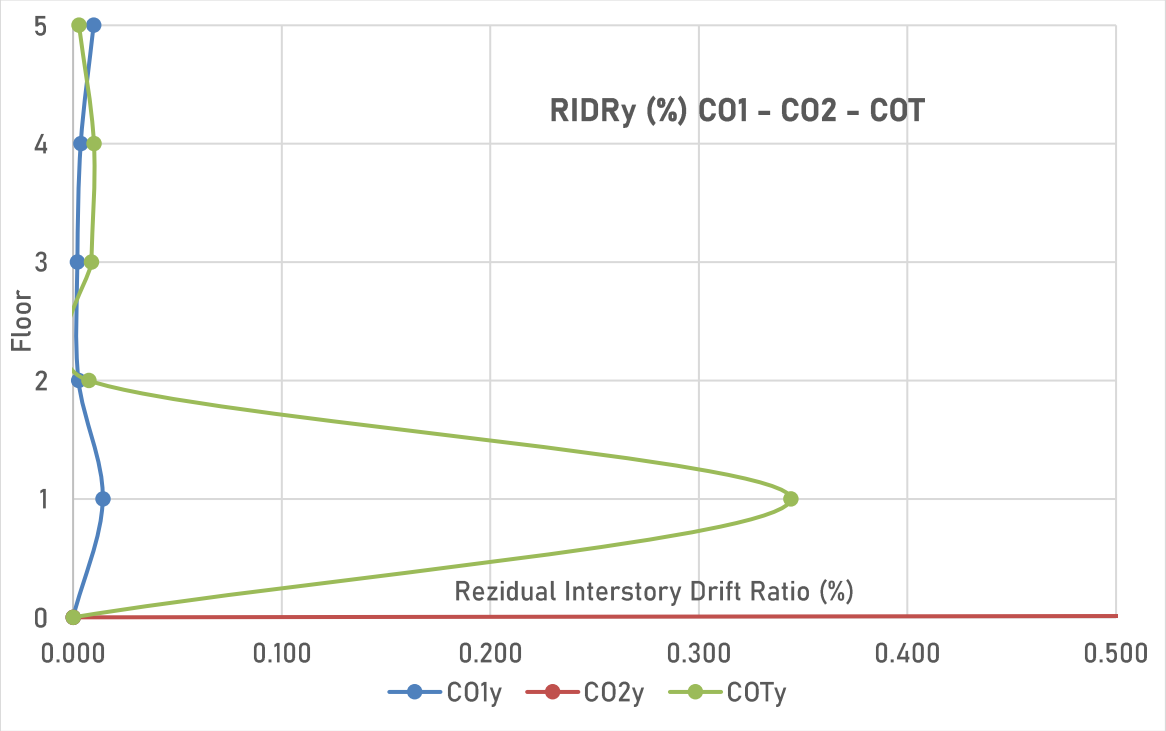
Διάγραμμα Α.152 – IDRy CO1g, CO2g, COTg – Αστοχία 1ου ορόφου στο CO2g (τιμές εκτός εύρους διαγράμματος)



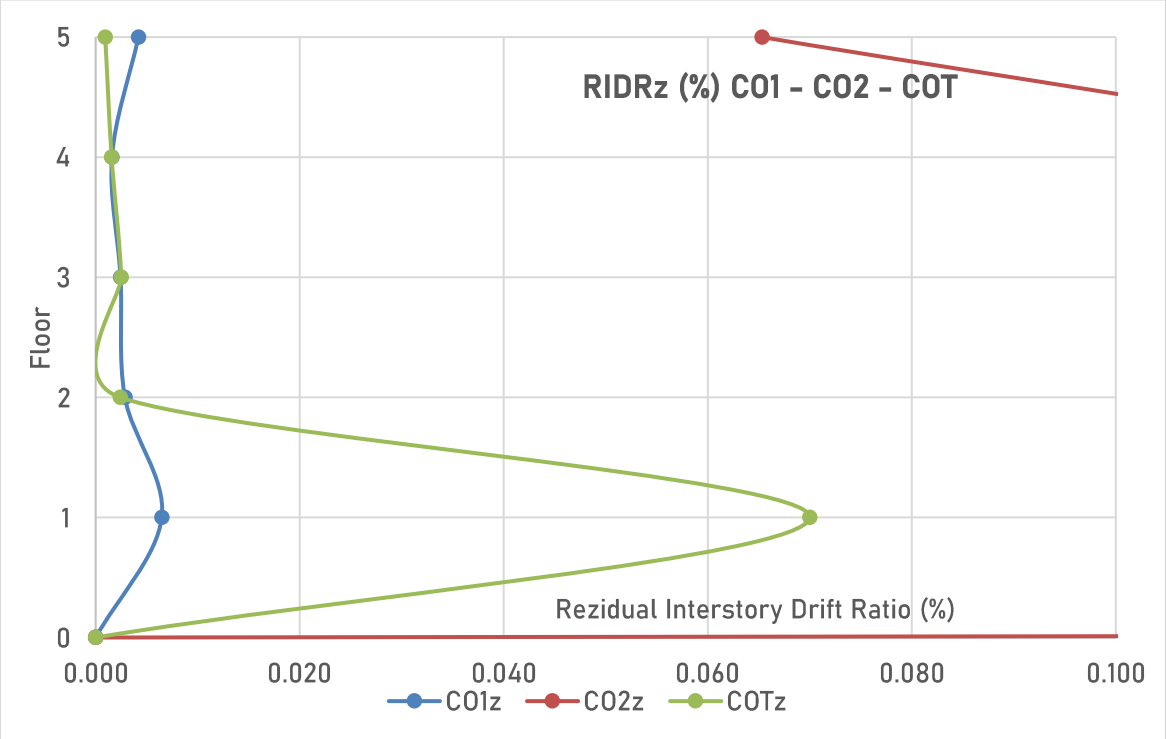
Διάγραμμα Α.153 – IDRz CO1g, CO2g, COTg – Αστοχία 1ου ορόφου στο CO2g (τιμές εκτός εύρους διαγράμματος)



Διάγραμμα Α.154 – RIDRx CO1g, CO2g, COTg – Αστοχία 1ου ορόφου στο CO2g (τιμές εκτός εύρους διαγράμματος)

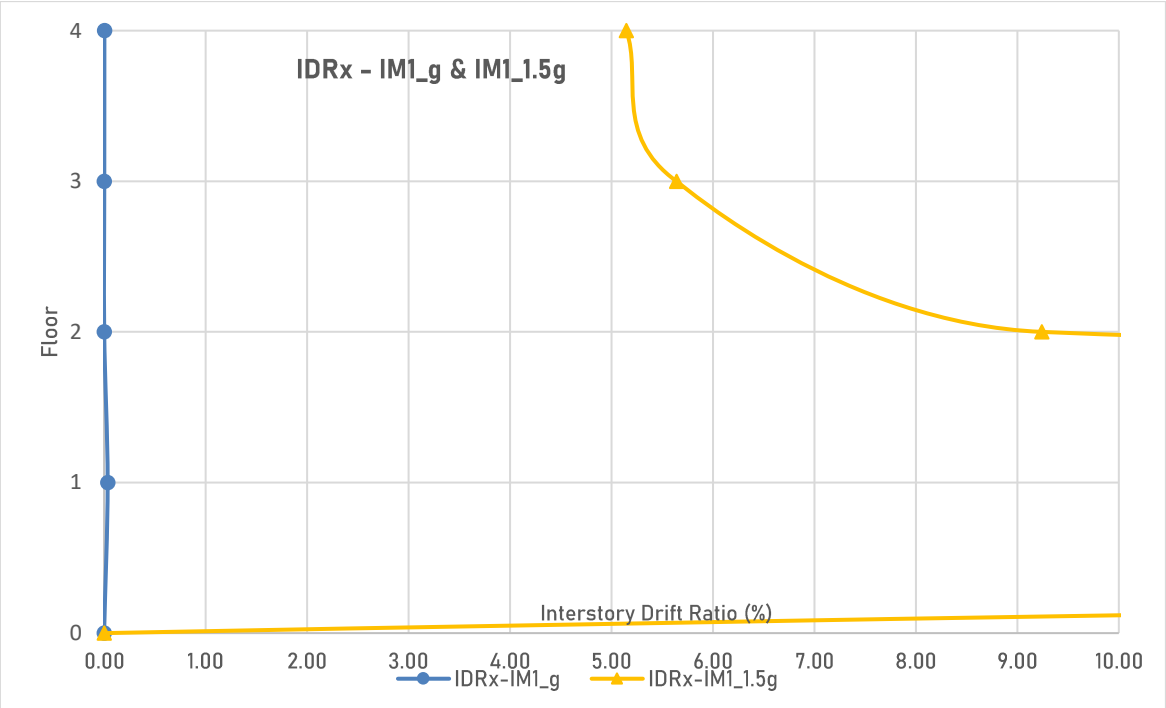


Διάγραμμα Α.154 – RIDRy CO1g, CO2g, COTg – Αστοχία 1ου ορόφου στο CO2g (τιμές εκτός εύρους διαγράμματος)

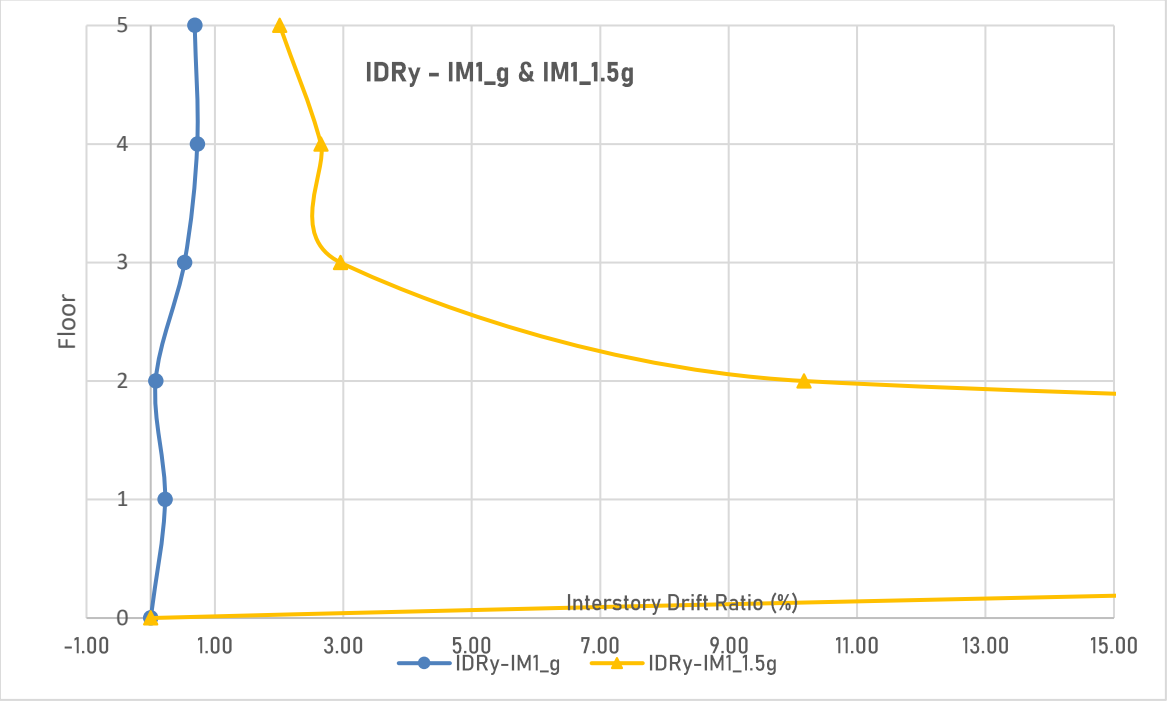


Διάγραμμα Α.155 – RIDRz CO1g, CO2g, COTg – Αστοχία 1ου ορόφου στο CO2g (τιμές εκτός εύρους διαγράμματος)

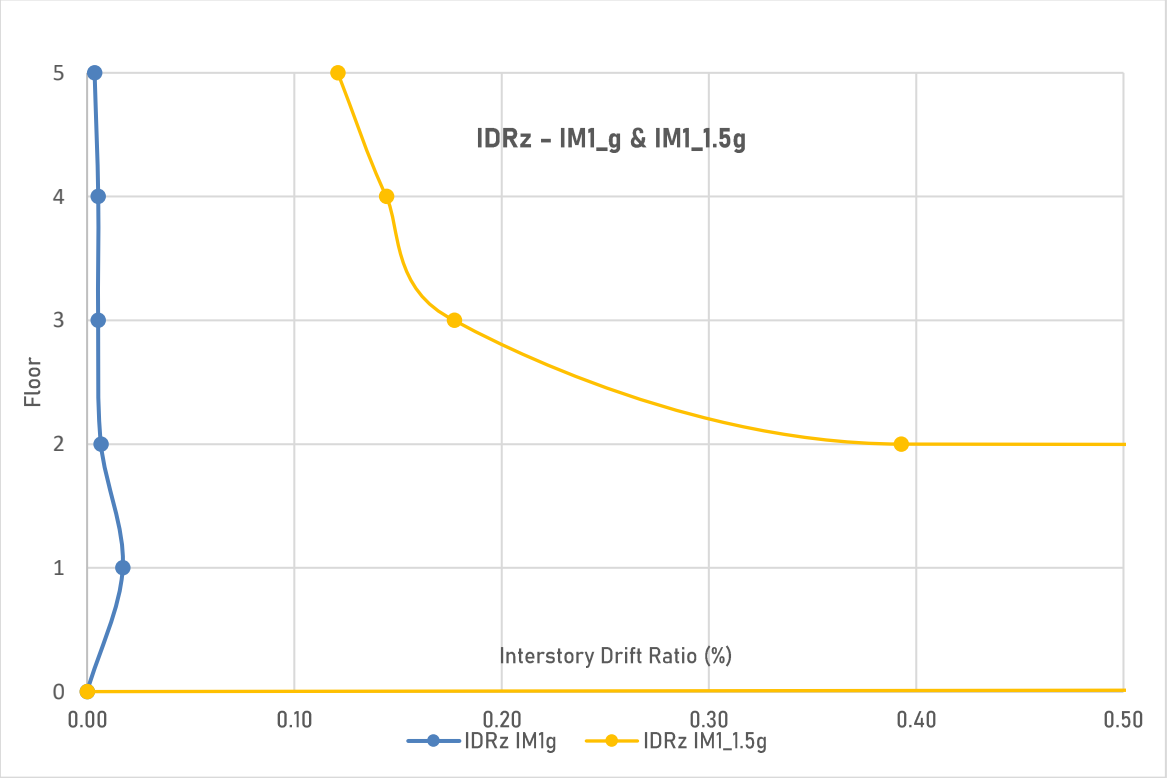
Σεισμός IM – IDR, RIDR και Μετατοπίσεις κόμβου 528 – Scale Factor g, 1.5g, 2g, 2.5g, 3g



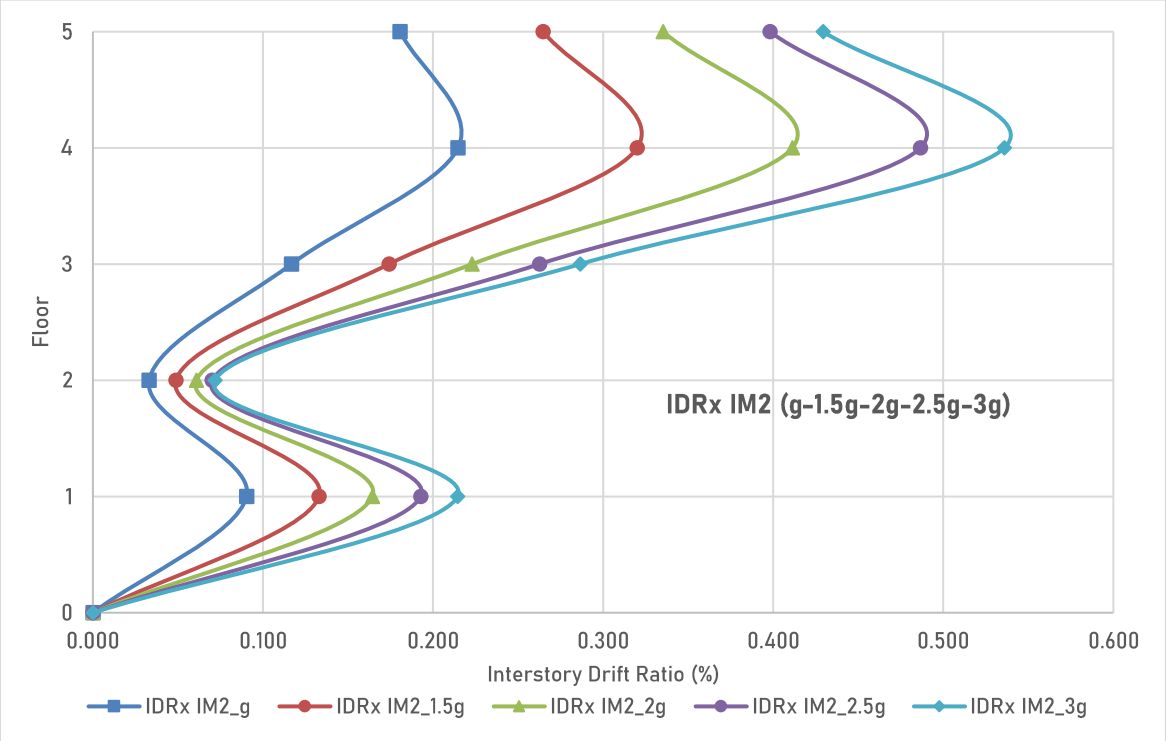
Διάγραμμα Α.156 – IDRx IM1g, IM1_1.5g – Αστοχία 1ου ορόφου στο IM1_1.5g (τιμές εκτός εύρους διαγράμματος)



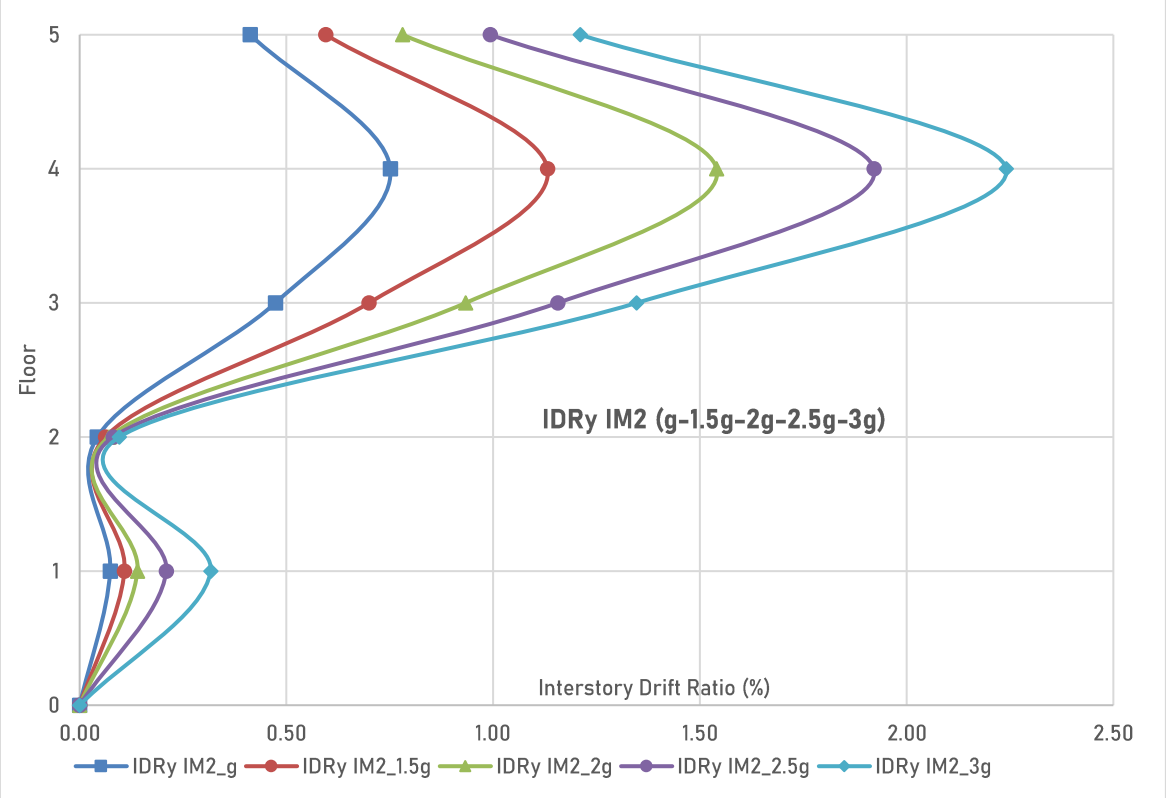
Διάγραμμα Α.157 – IDRy IM1g, IM1_1.5g – Αστοχία 1ου ορόφου στο IM1_1.5g (τιμές εκτός εύρους διαγράμματος)



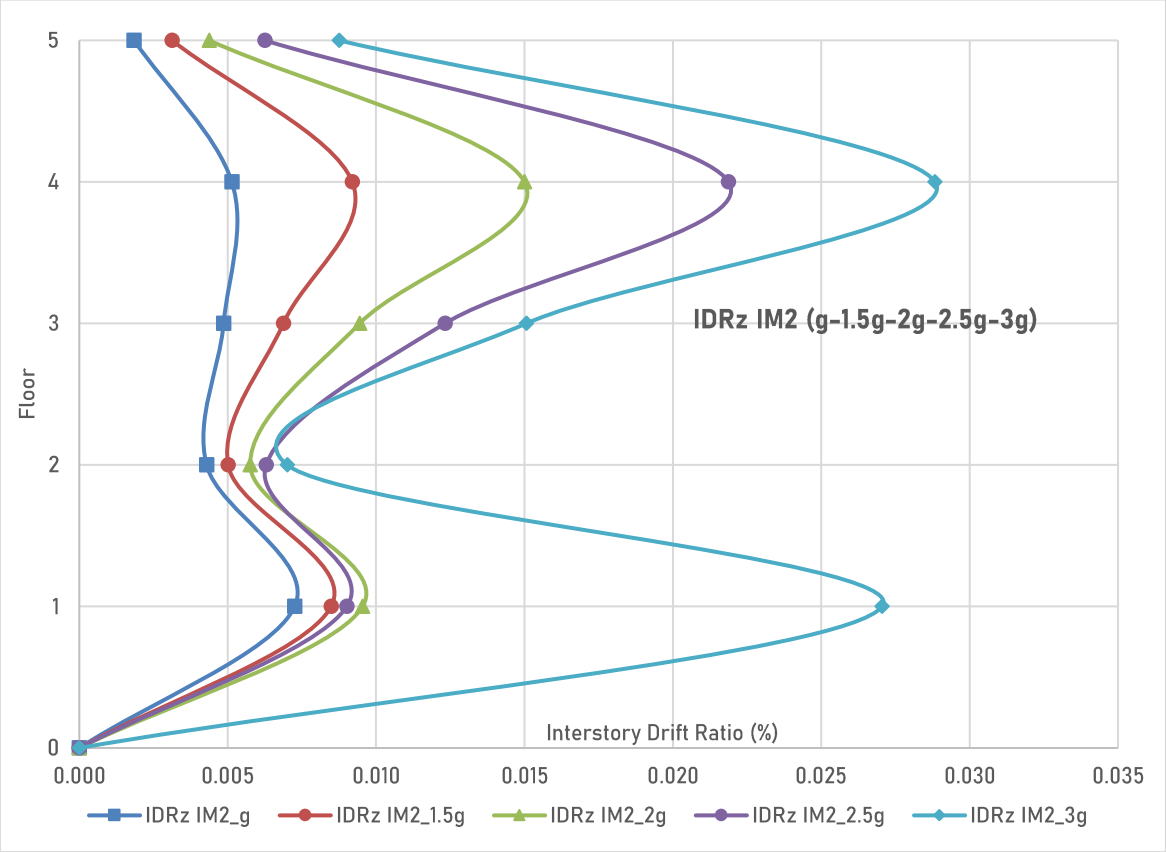
Διάγραμμα Α.157 – IDRz IM1g, IM1_1.5g – Αστοχία 1ου ορόφου στο IM1_1.5g (τιμές εκτός εύρους διαγράμματος)



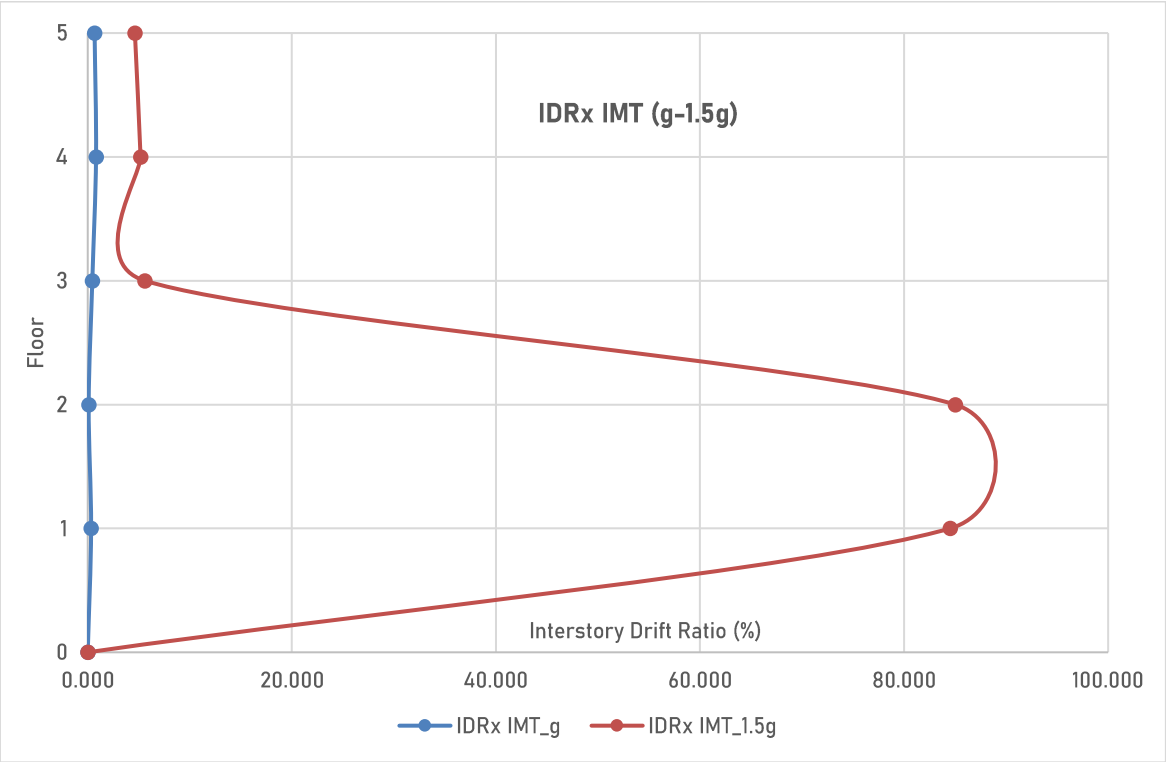
Διάγραμμα Α.158 – IDRx IM2g, IM2_1.5g, IM2_2g, IM2_2.5g, IM2_3g



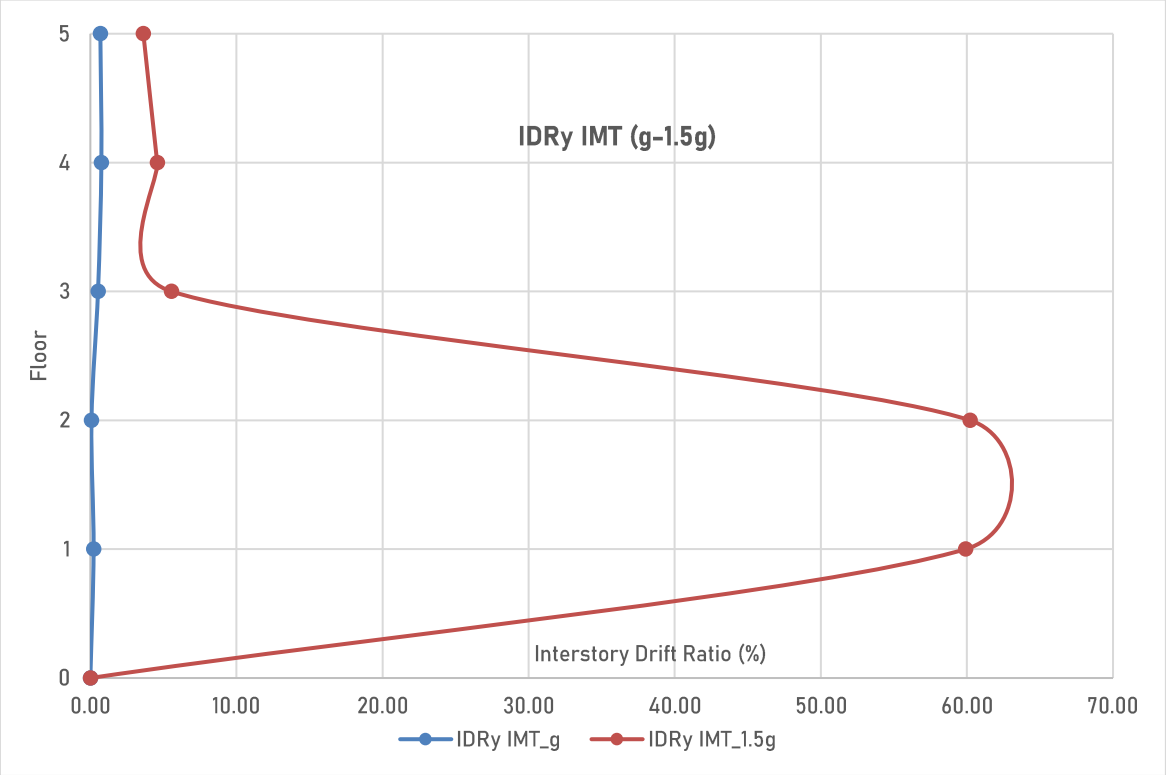
Διάγραμμα Α.159 – IDRy IM2g, IM2_1.5g, IM2_2g, IM2_2.5g, IM2_3g



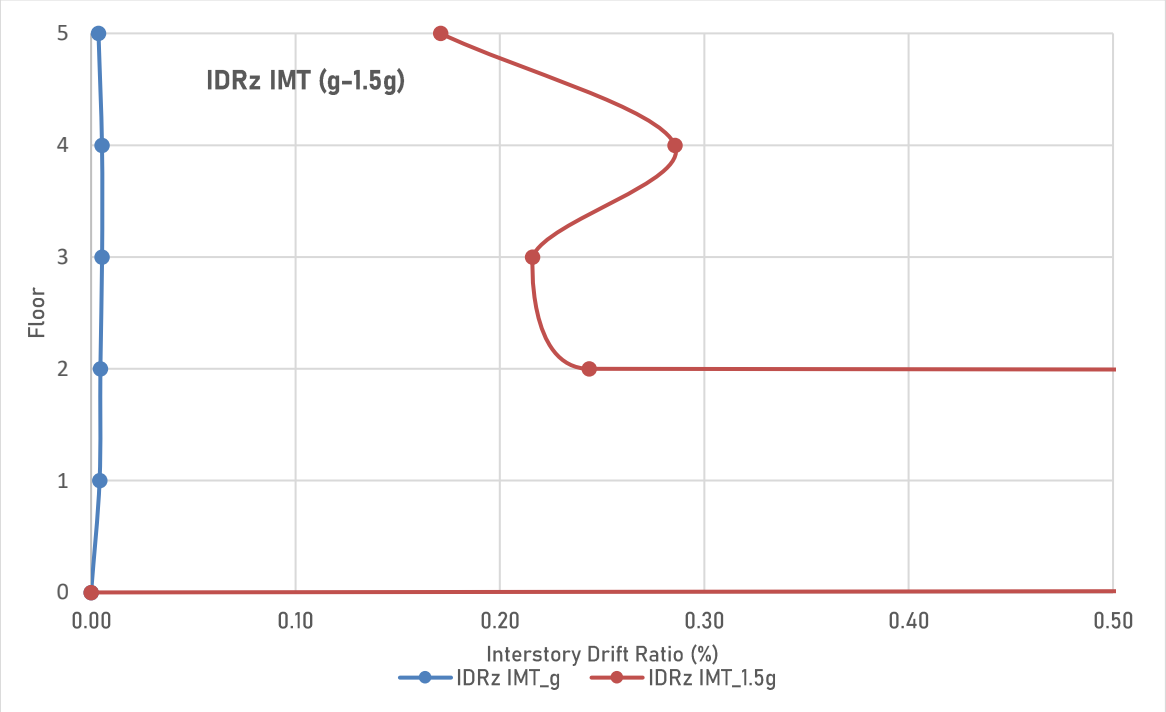
Διάγραμμα Α.160 – IDRz IM2g, IM2_1.5g, IM2_2g, IM2_2.5g, IM2_3g



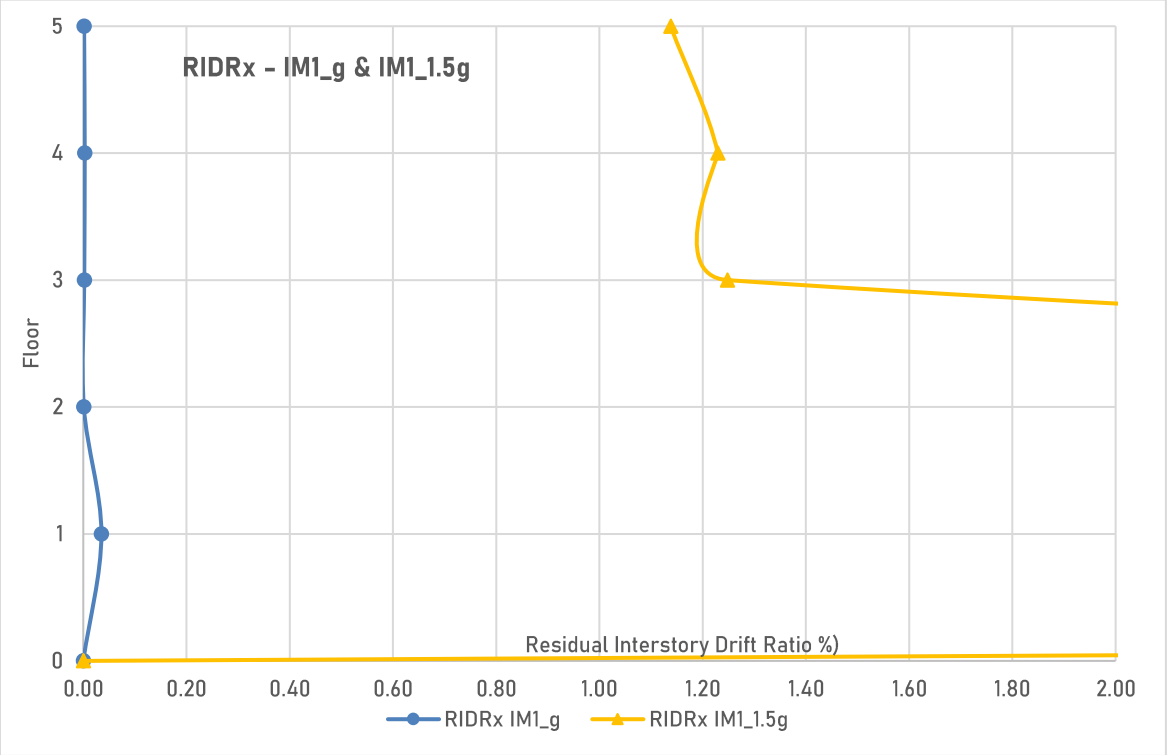
Διάγραμμα Α.161 – IDRx IMTg, IMT_1.5g – Αστοχία 1^{ου} & 2^{ου} ορόφου στο IMT_1.5g



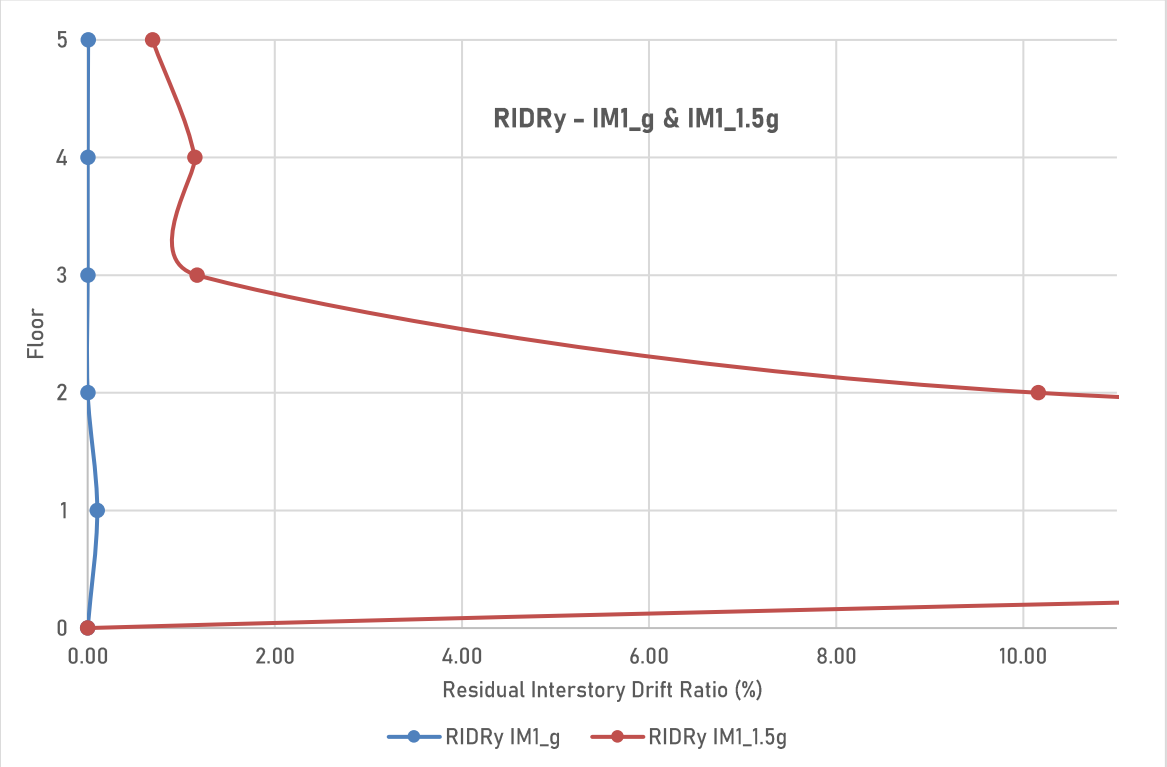
Διάγραμμα Α.162 – IDRy IMTg, IMT_1.5g – Αστοχία 1ου & 2ου ορόφου στο IMT_1.5g



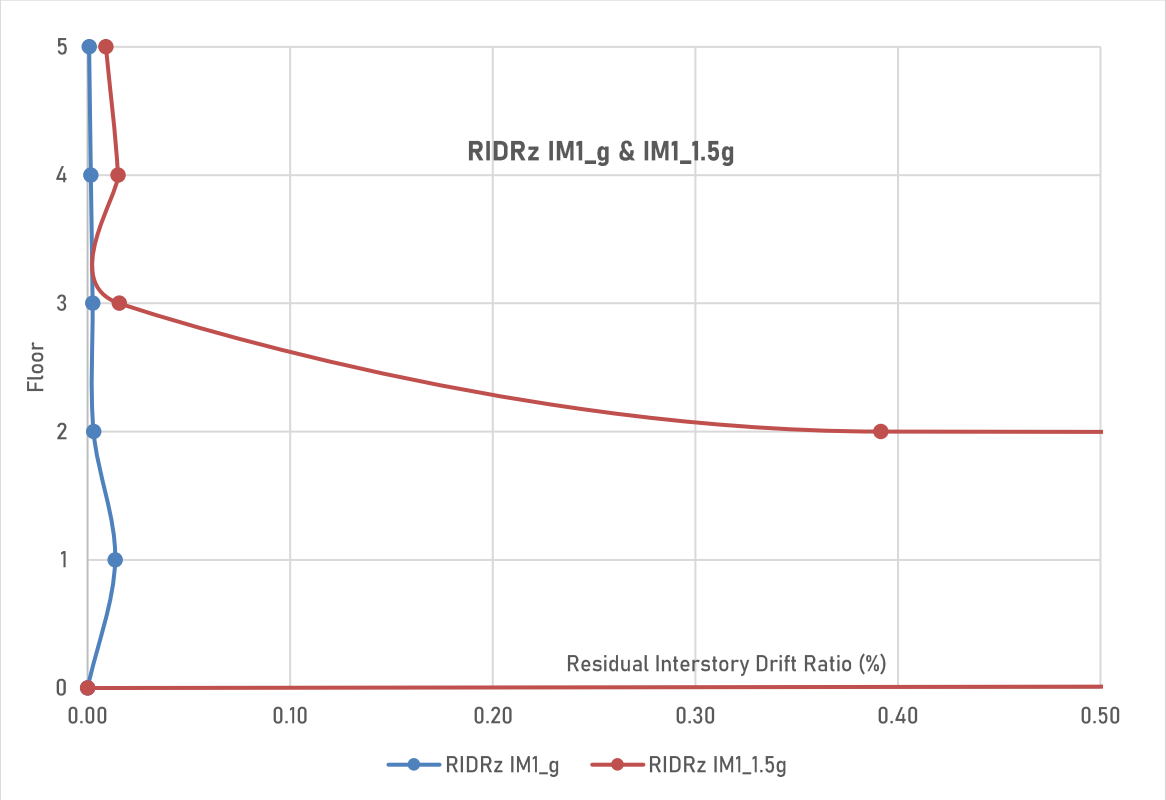
Διάγραμμα Α.163 – IDRz IMTg, IMT_1.5g – Αστοχία 1ου ορόφου στο IMT_1.5g (τιμές εκτός εύρους διαγράμματος)



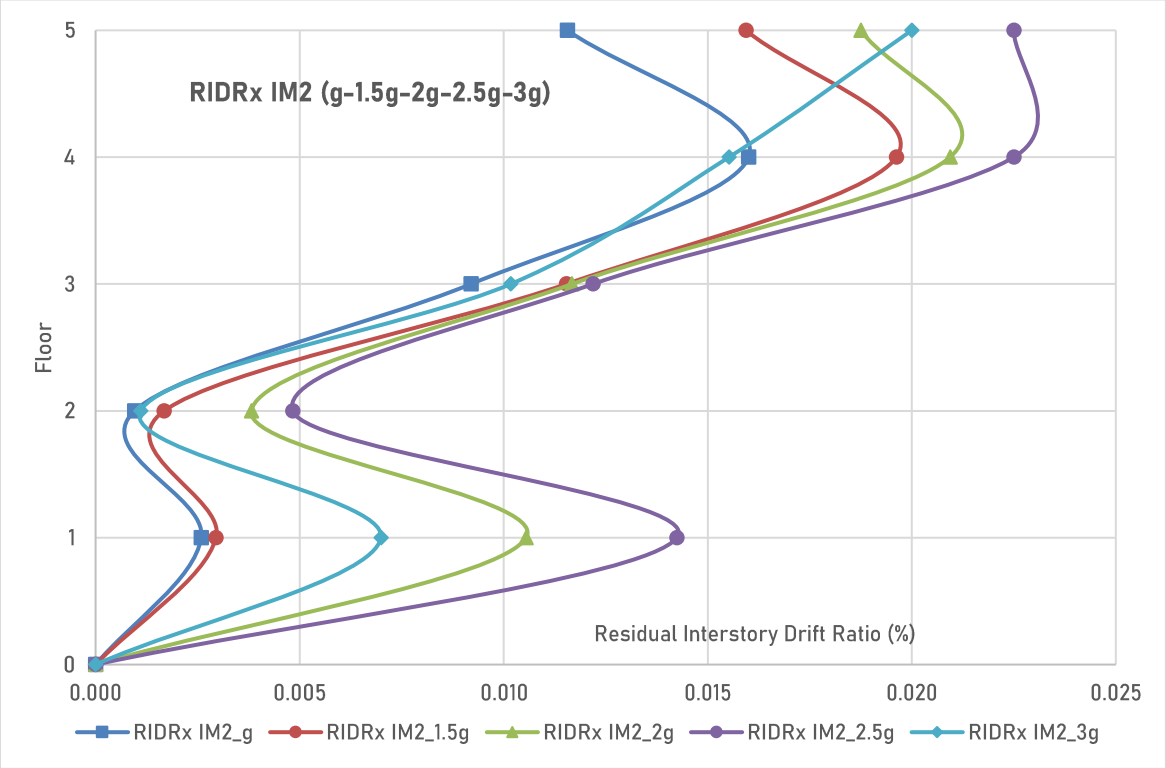
Διάγραμμα Α.164 – RIDRx IM1g, IM1_1.5g – Αστοχία 1ου ορόφου στο IM1_1.5g (τιμές εκτός εύρους διαγράμματος)



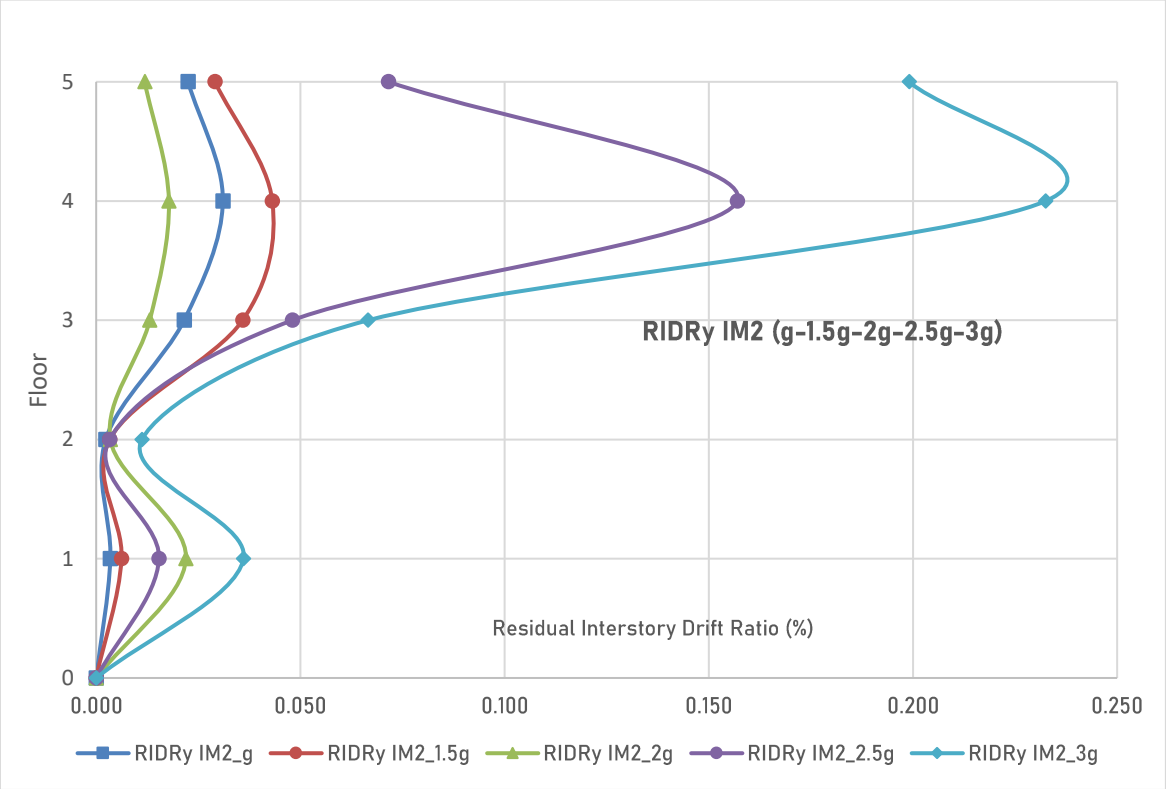
Διάγραμμα Α.165 – RIDRy IM1g, IM1_1.5g – Αστοχία 1ου ορόφου στο IM1_1.5g (τιμές εκτός εύρους διαγράμματος)



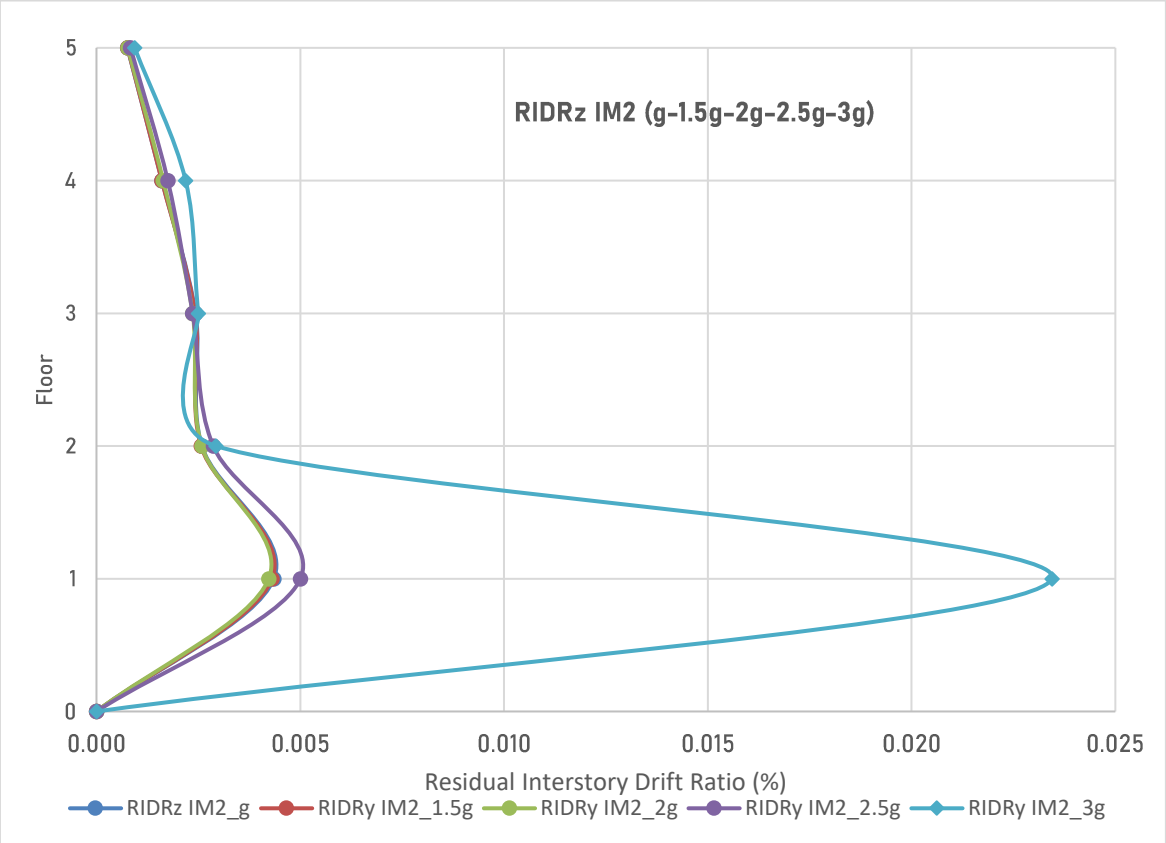
Διάγραμμα Α.166 – RIDRz IM1g, IM1_1.5g – Αστοχία 1ου ορόφου στο IM1_1.5g (τιμές εκτός εύρους διαγράμματος)



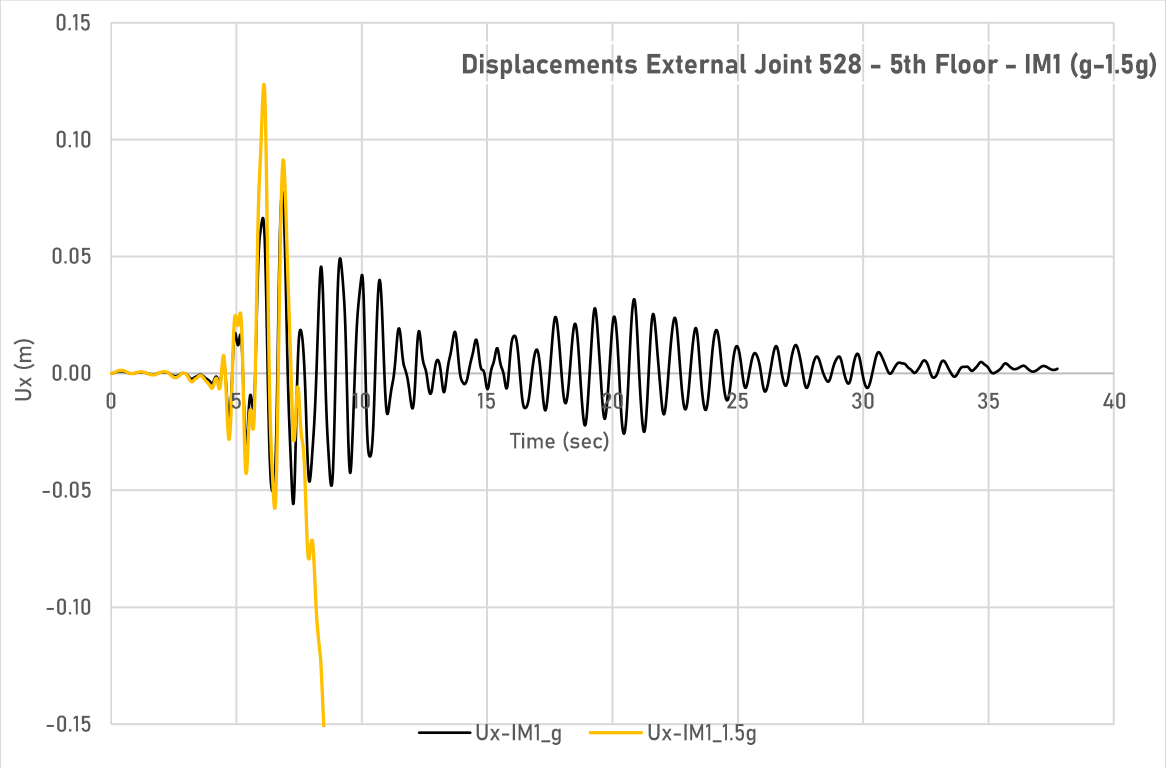
Διάγραμμα Α.167 – RIDRx συνόλου κλιμάκωσης IM2



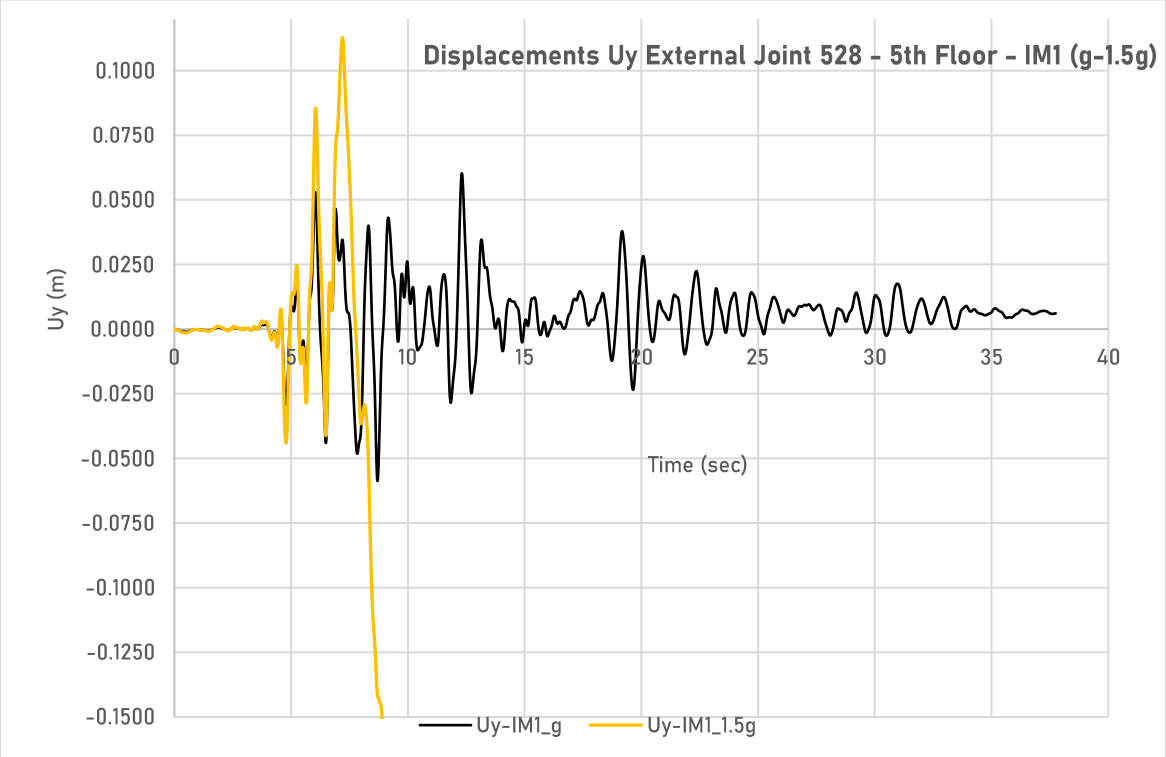
Διάγραμμα Α.168 – RIDRy συνόλου κλιμάκωσης IM2



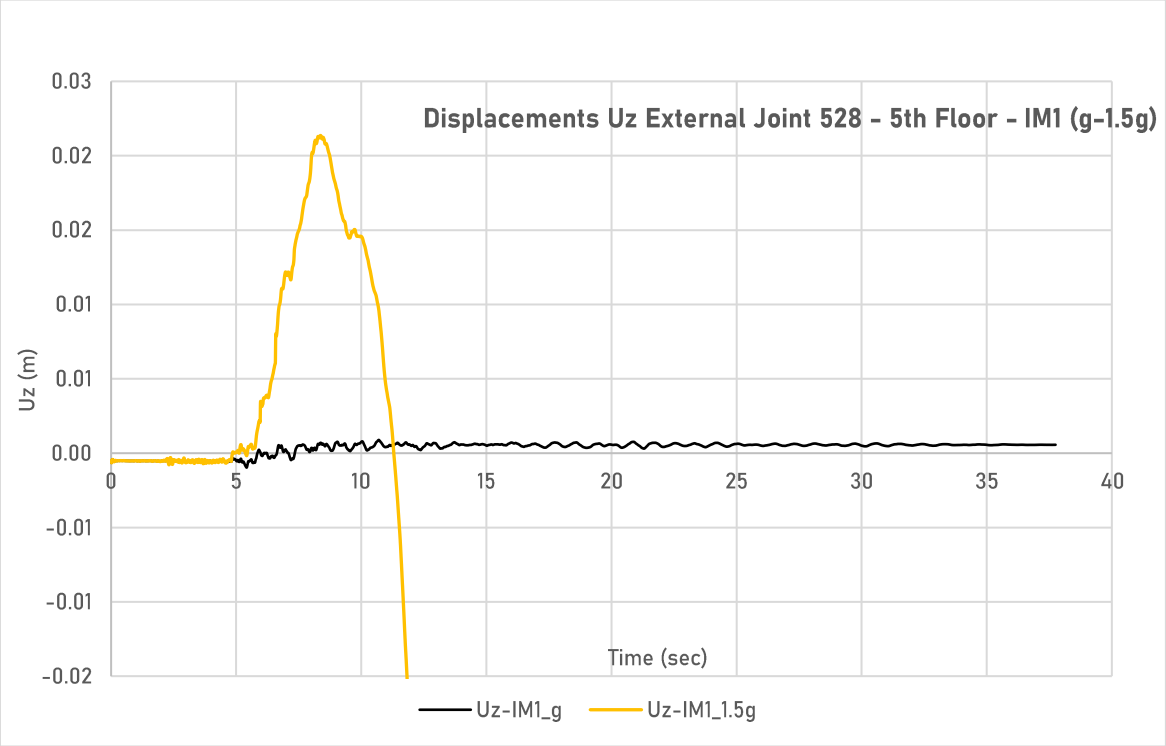
Διάγραμμα Α.169 – RIDRz συνόλου κλιμάκωσης IM2



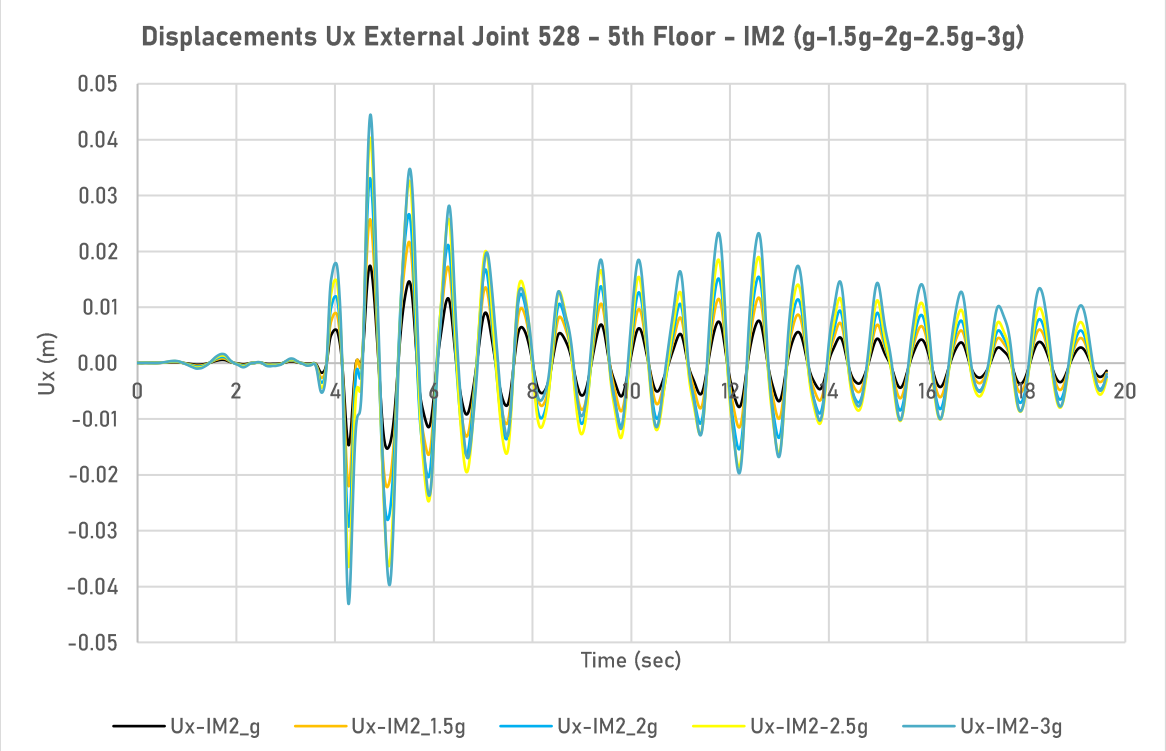
Διάγραμμα Α.170 – Μετατοπίσεις Ux κόμβου 528 για IM1g, IM1_1.5g



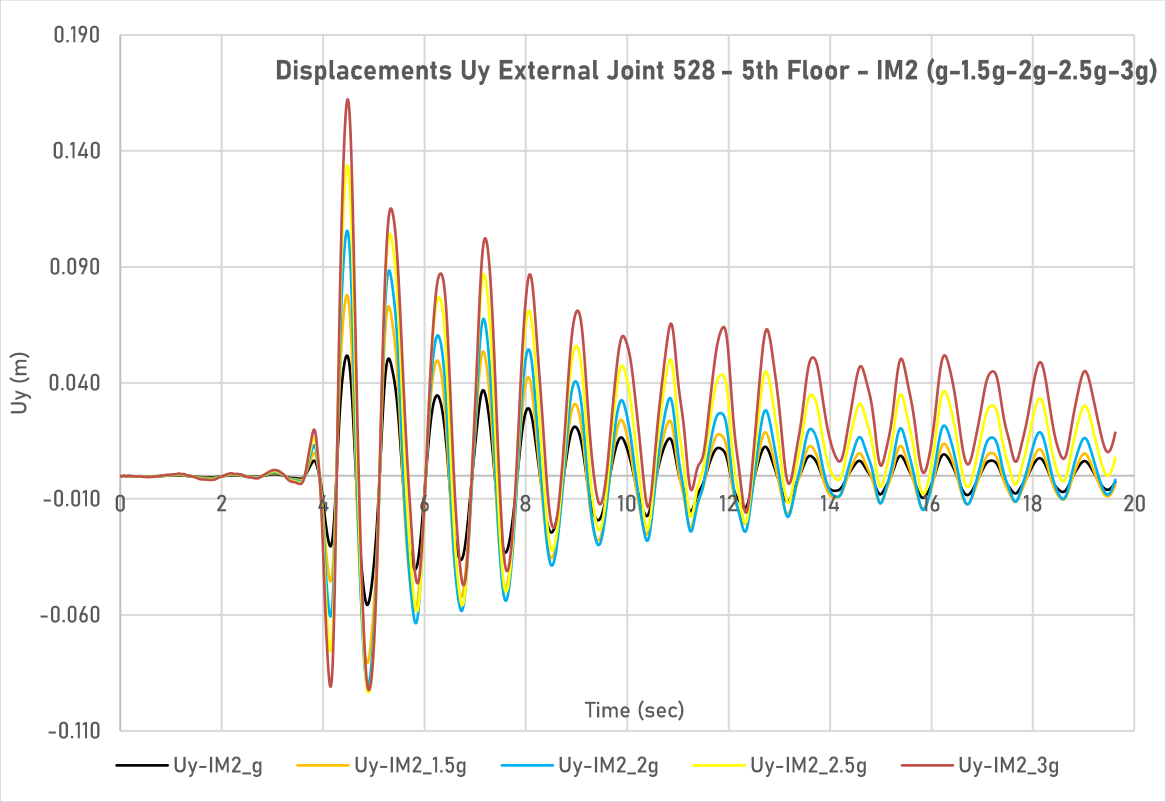
Διάγραμμα Α.171 – Μετατοπίσεις Uy κόμβου 528 για IM1g, IM1_1.5g



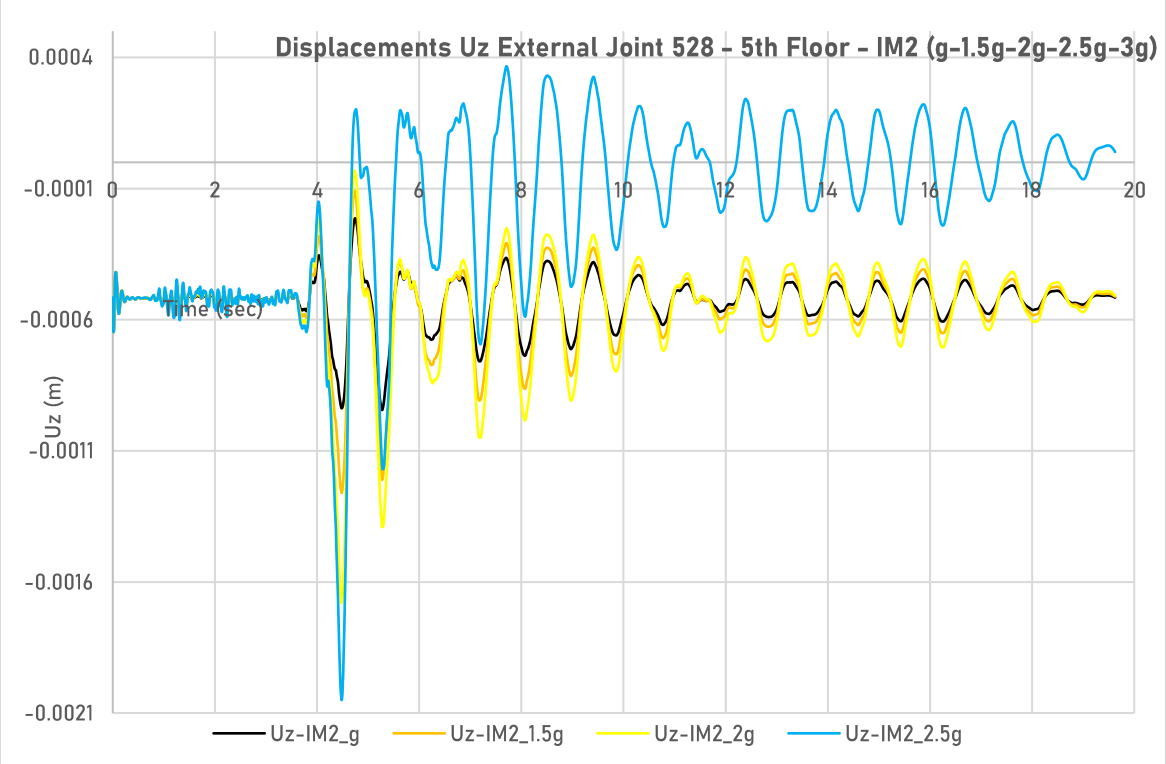
Διάγραμμα Α.172 – Μετατοπίσεις Uz κόμβου 528 για IM1g, IM1_1.5g



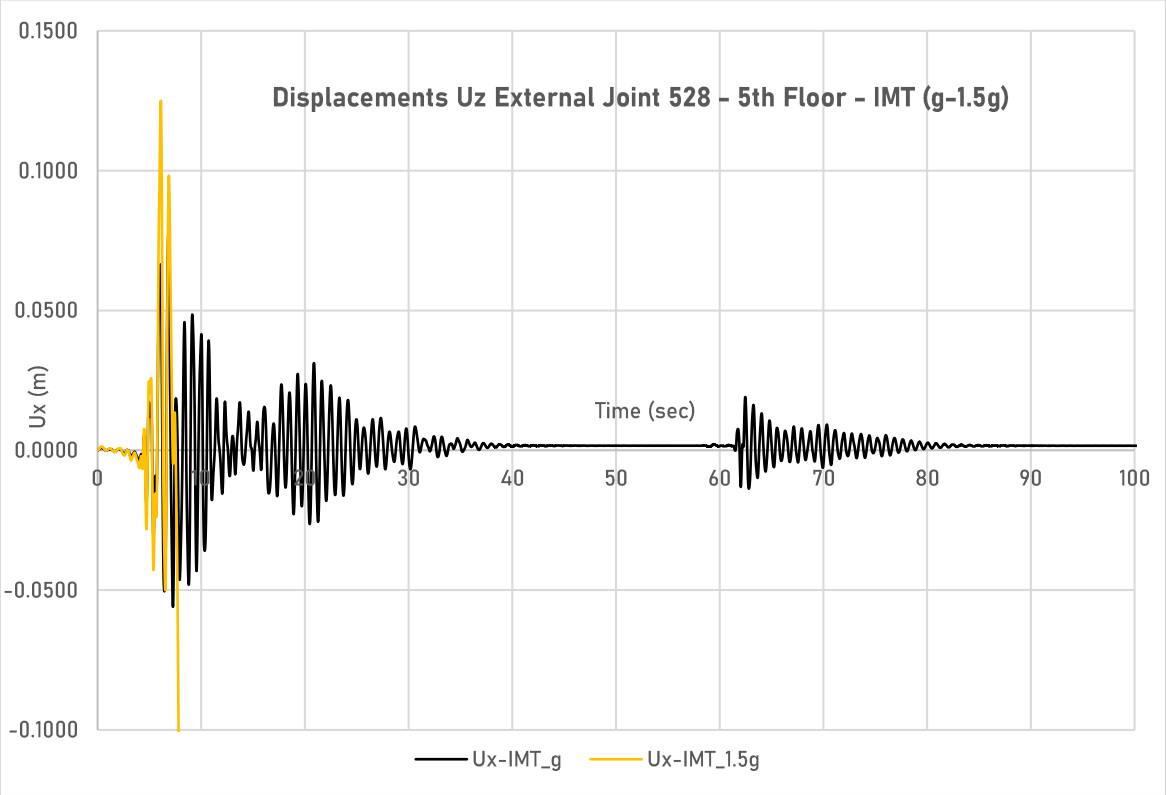
Διάγραμμα Α.172 – Μετατοπίσεις Ux κόμβου 528 συνόλου κλιμάκωσης IM



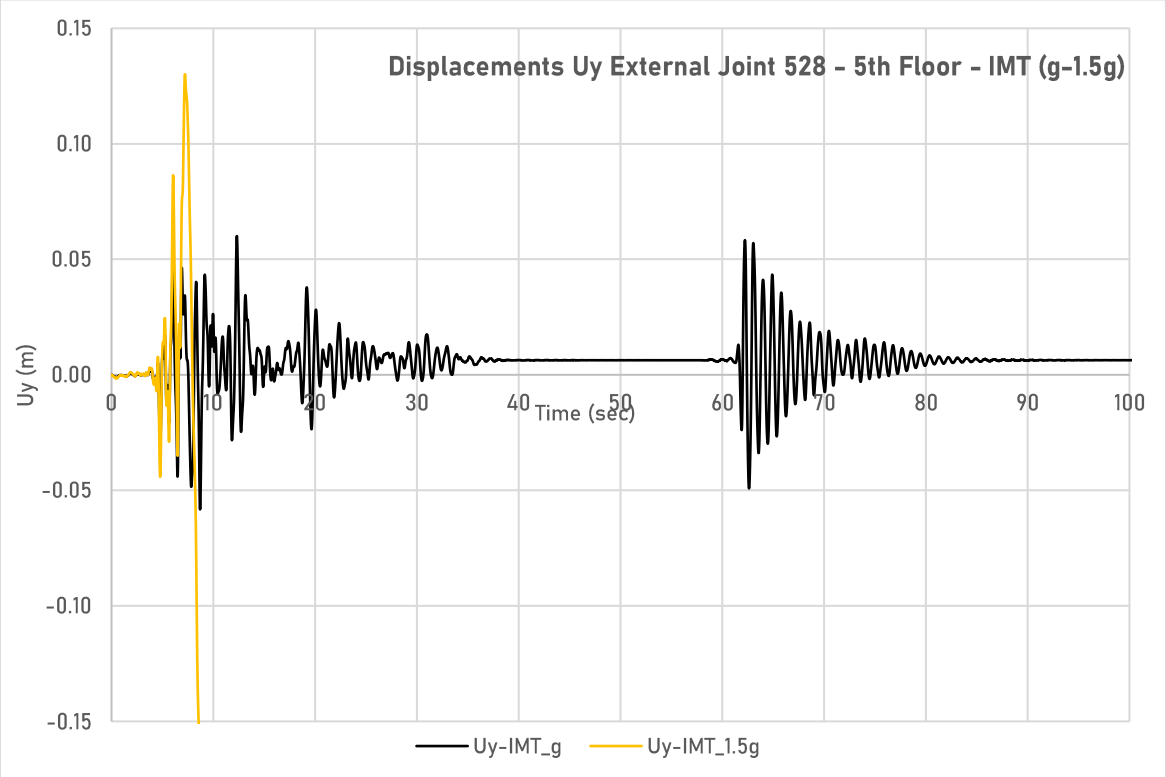
Διάγραμμα Α.173 – Μετατοπίσεις Uy κόμβου 528 συνόλου κλιμάκωσης IM



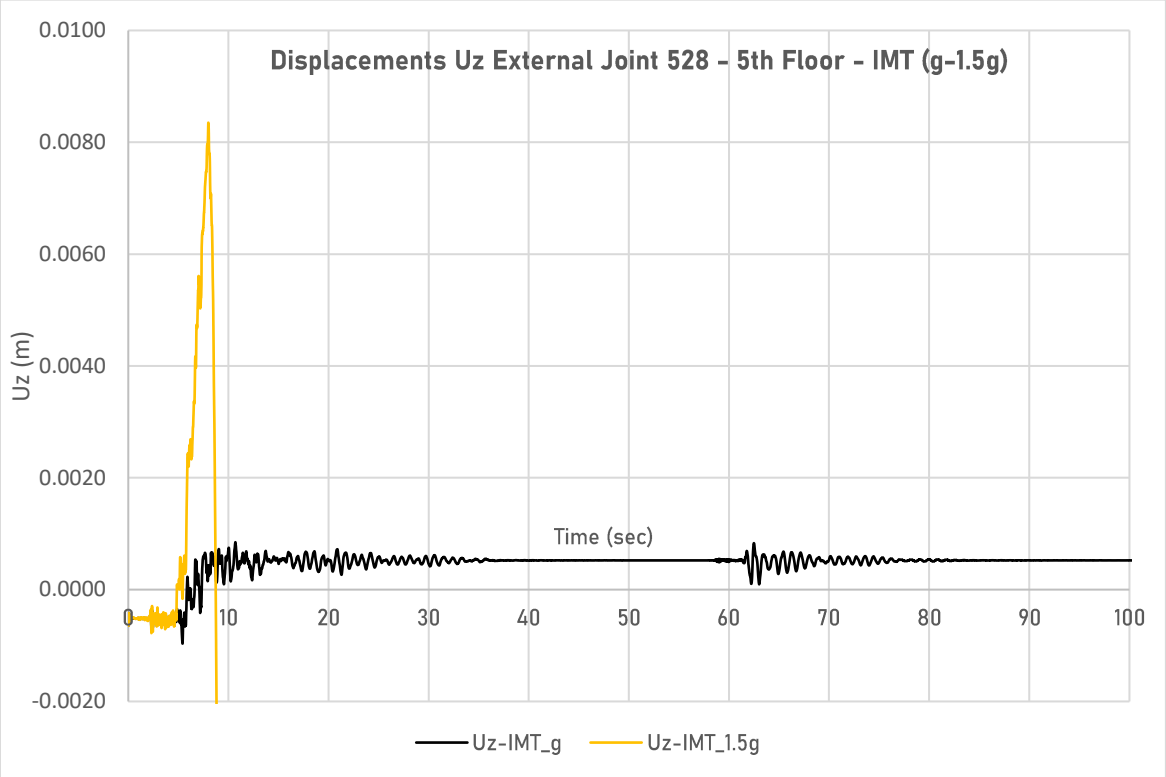
Διάγραμμα Α.174 – Μετατοπίσεις Uz κόμβου 528 συνόλου κλιμάκωσης IM



Διάγραμμα Α.175 – Μετατοπίσεις Ux κόμβου 528 συνόλου κλιμάκωσης IMT



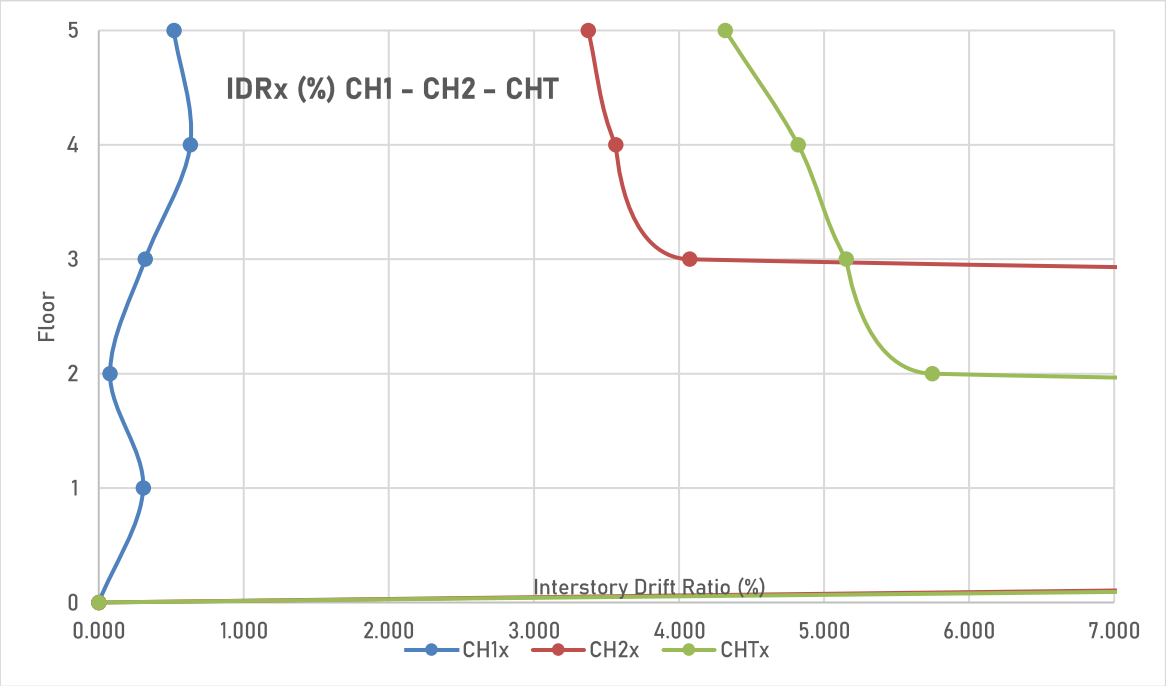
Διάγραμμα Α.176 – Μετατοπίσεις Uy κόμβου 528 συνόλου κλιμάκωσης IMT



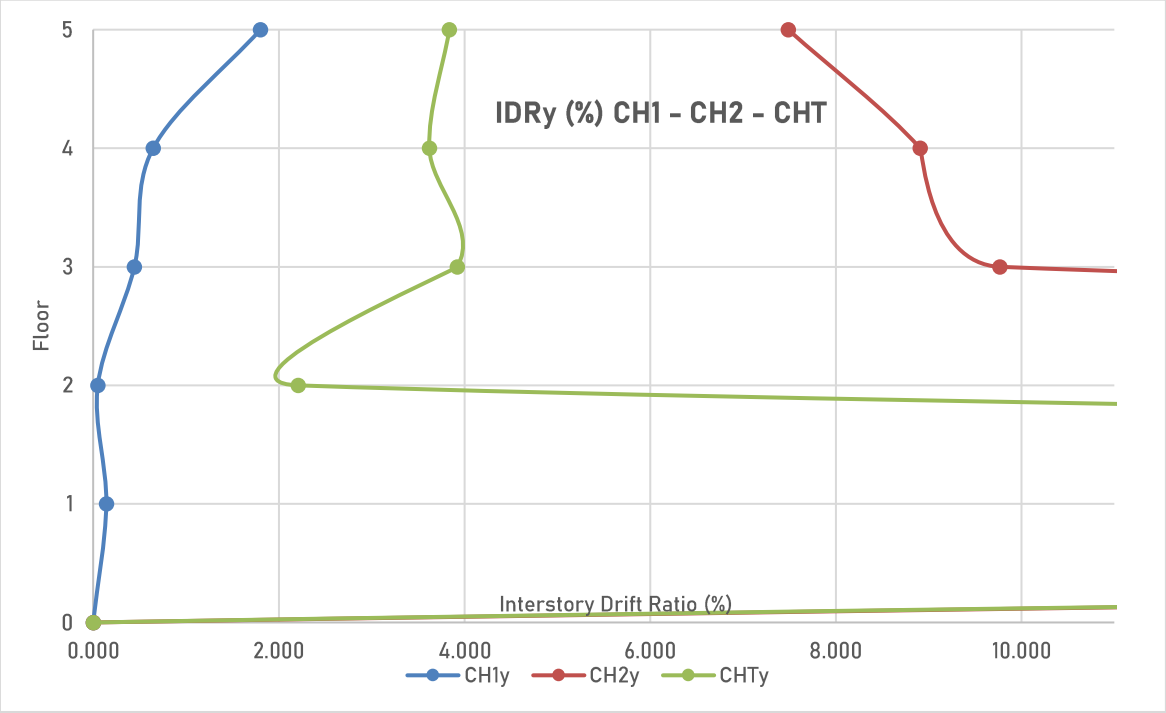
Διάγραμμα Α.177 – Μετατοπίσεις Uz κόμβου 528 συνόλου κλιμάκωσης IMT

ΚΤΙΡΙΟ 3FSR

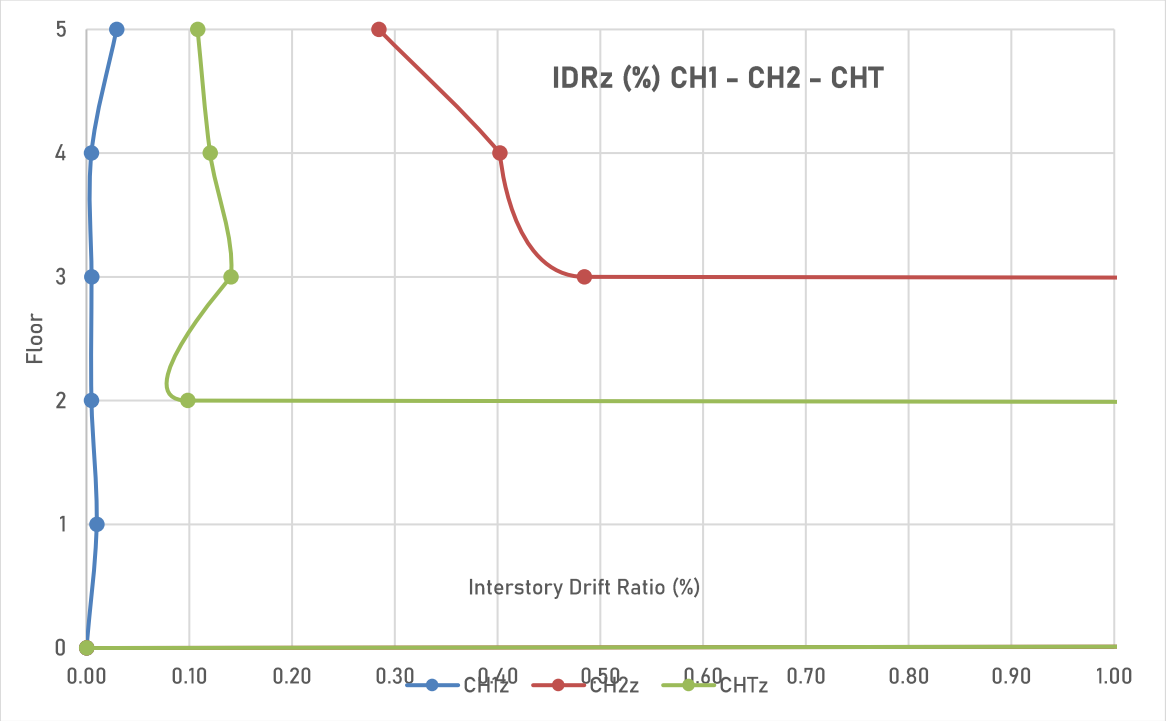
Σεισμός CH – IDR, RIDR και Μετατοπίσεις κόμβου 528 – Scale Factor g



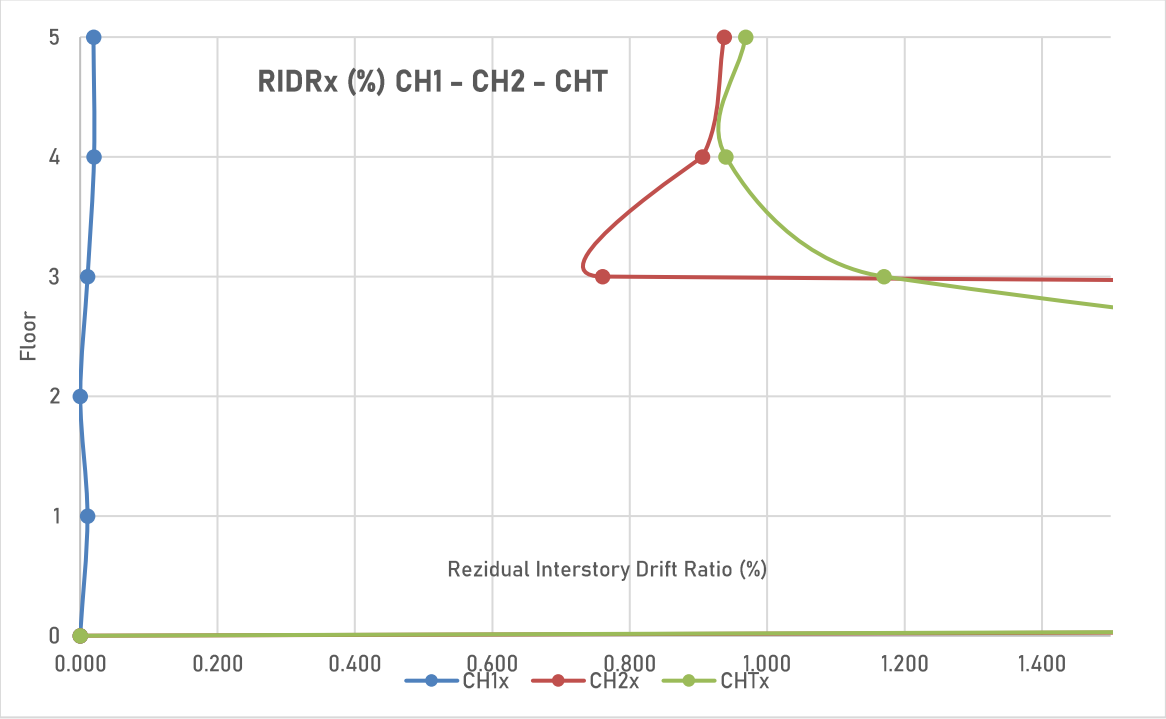
Διάγραμμα Α.178 – IDRx για CH1g, CH2g, CHTg – Αστοχία 1ου & 2ου ορόφου στα CH2g και CHTg (τιμές εκτός εύρους διαγράμματος)



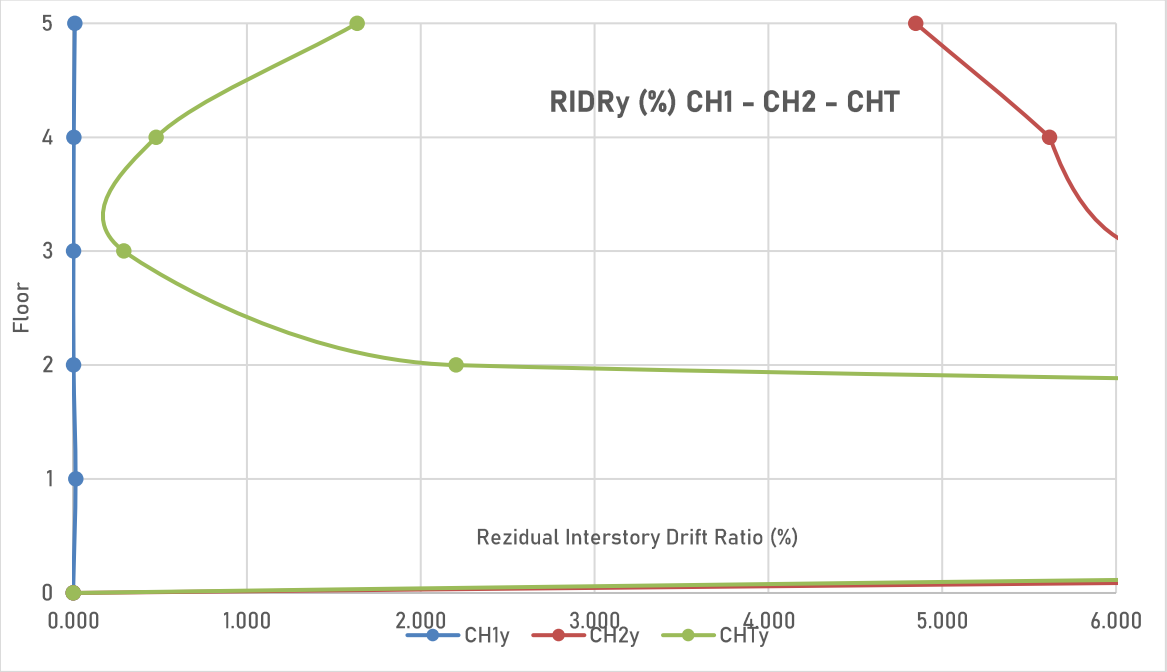
Διάγραμμα Α.179 – IDRy για CH1g, CH2g, CHTg – Αστοχία 1ου & 2ου ορόφου στα CH2g και CHTg (τιμές εκτός εύρους διαγράμματος)



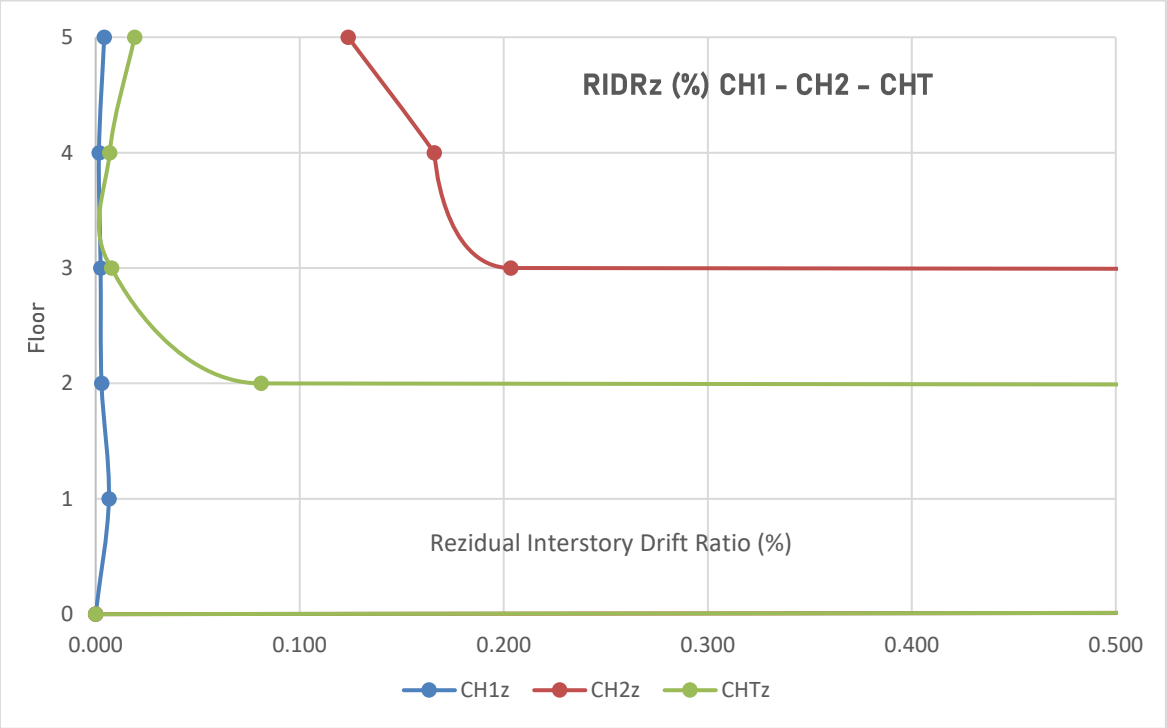
Διάγραμμα Α.180 – IDRz για CH1g, CH2g, CHTg – Αστοχία 1ου & 2ου ορόφου στα CH2g και CHTg (τιμές εκτός εύρους διαγράμματος)



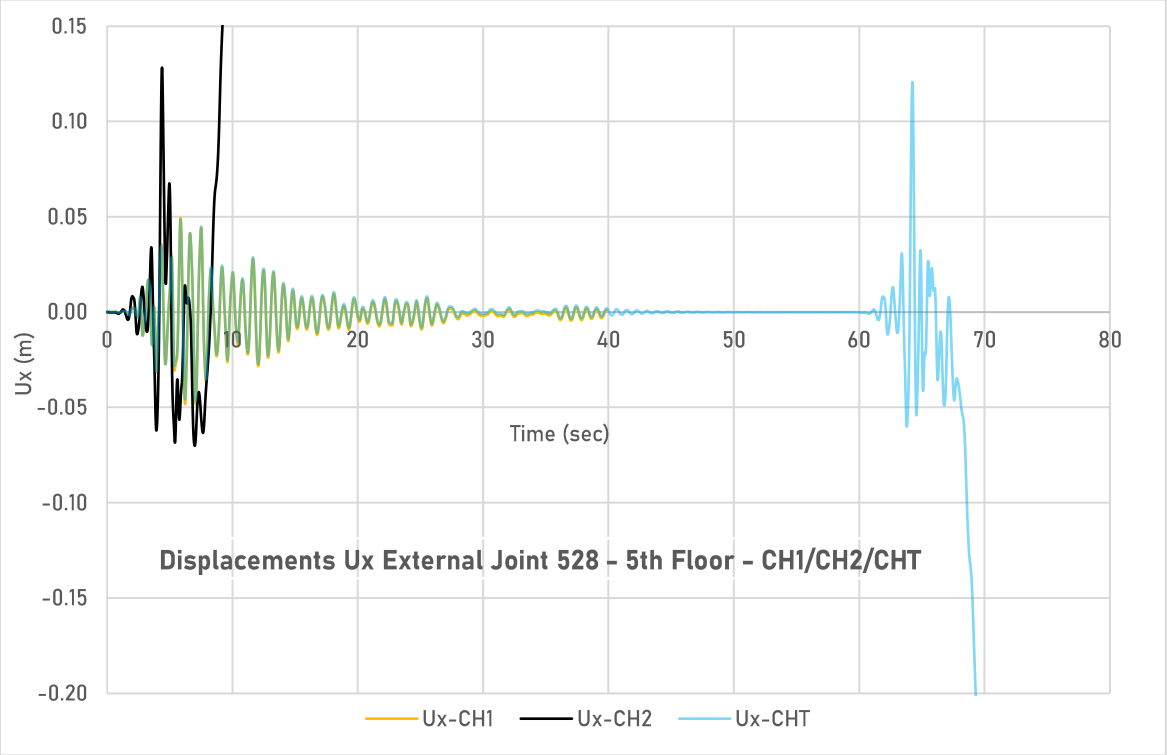
Διάγραμμα Α.180 – RIDRx για CH1g, CH2g, CHTg – Αστοχία 1ου & 2ου ορόφου στα CH2g και CHTg (τιμές εκτός εύρους διαγράμματος)



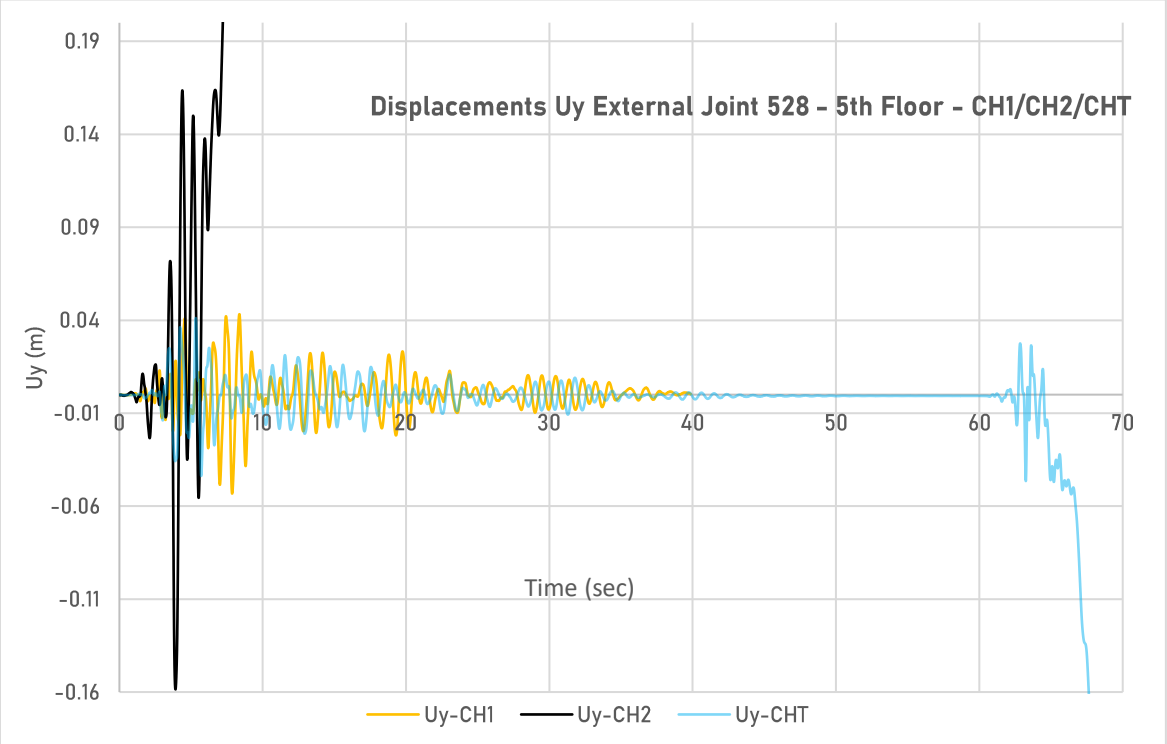
Διάγραμμα Α.181 – RIDRy για CH1g, CH2g, CHTg – Αστοχία 1ου & 2ου ορόφου στα CH2g και CHTg (τιμές εκτός εύρους διαγράμματος)



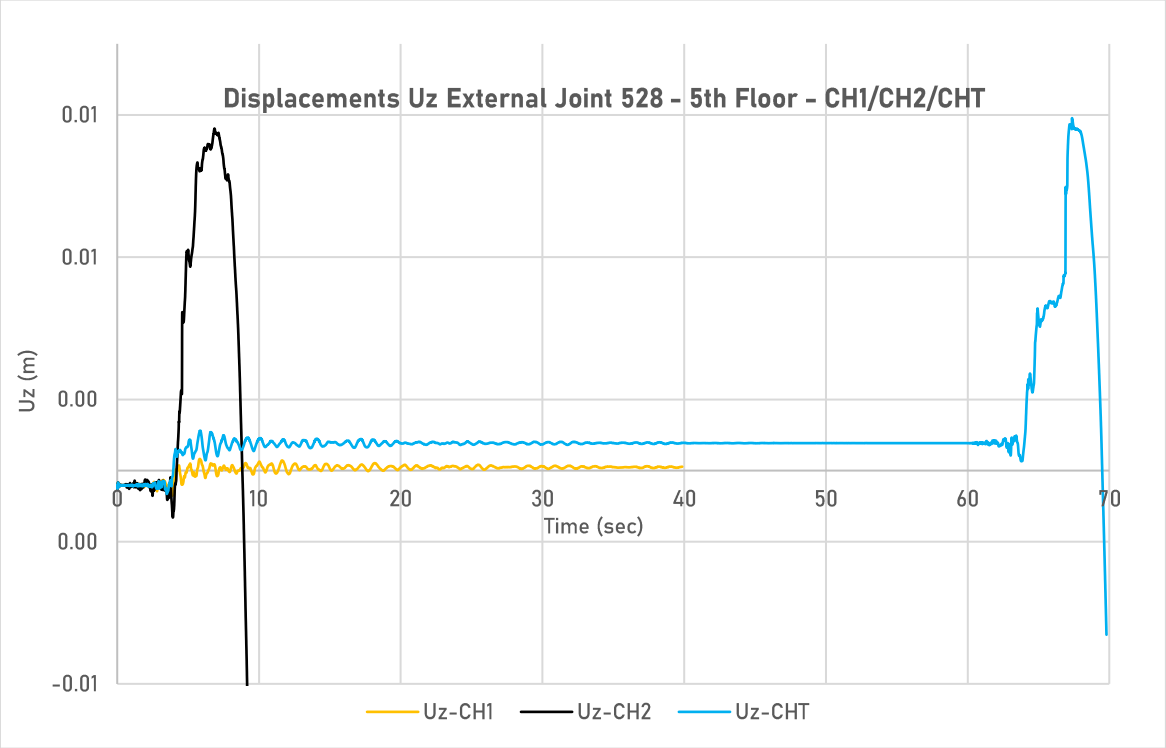
Διάγραμμα Α.182 – RIDRz για CH1g, CH2g, CHTg – Αστοχία 1ου & 2ου ορόφου στα CH2g και CHTg (τιμές εκτός εύρους διαγράμματος)



Διάγραμμα Α.183 – Μετατοπίσεις Ux κόμβου 528 για CH1, CH2, CHT

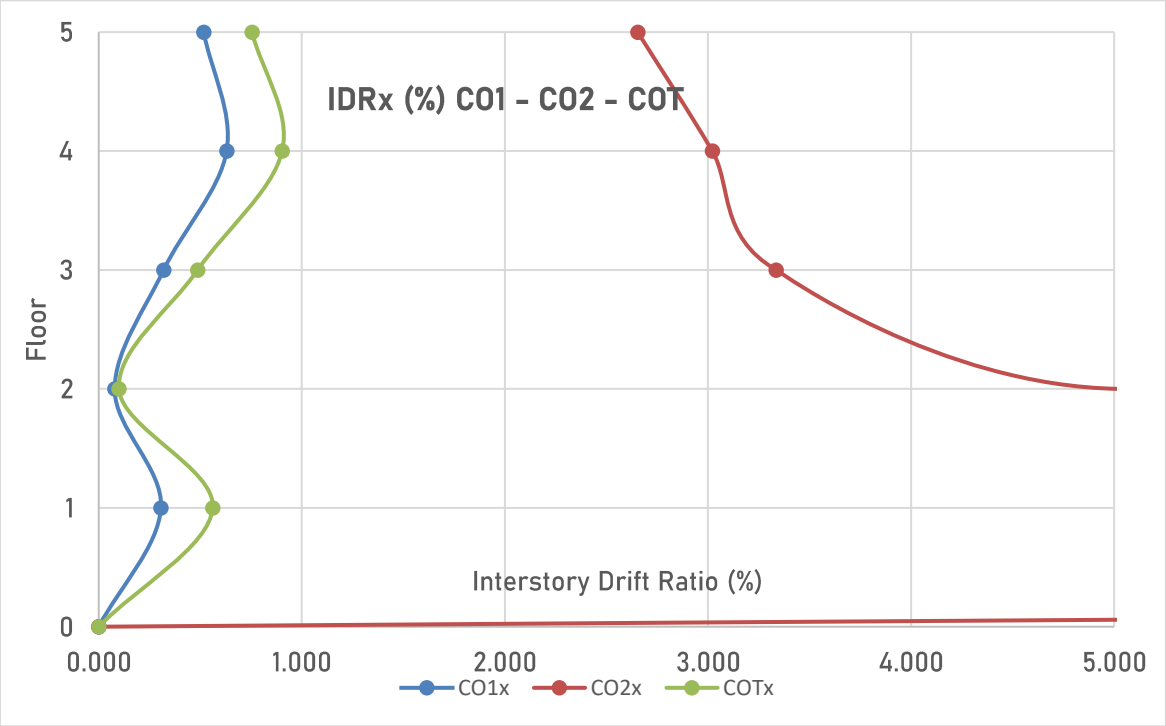


Διάγραμμα Α.184 – Μετατοπίσεις Uy κόμβου 528 για CH1, CH2, CHT

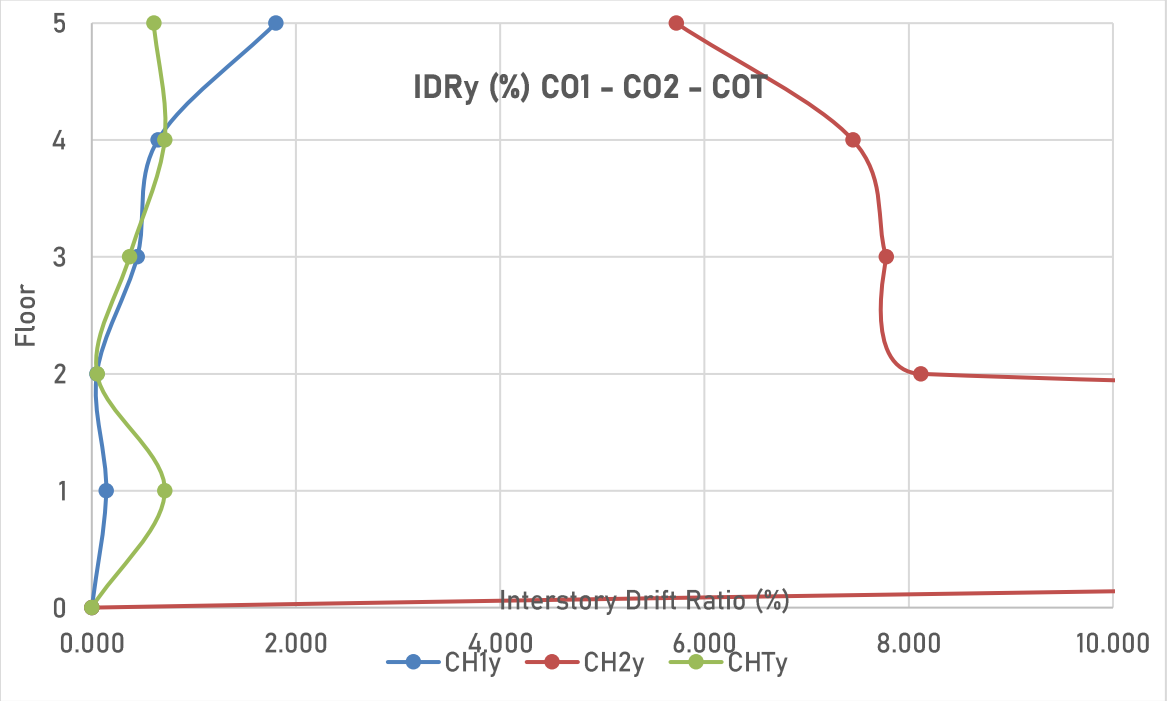


Διάγραμμα Α.185 – Μετατοπίσεις Uz κόμβου 528 για CH1, CH2, CHT

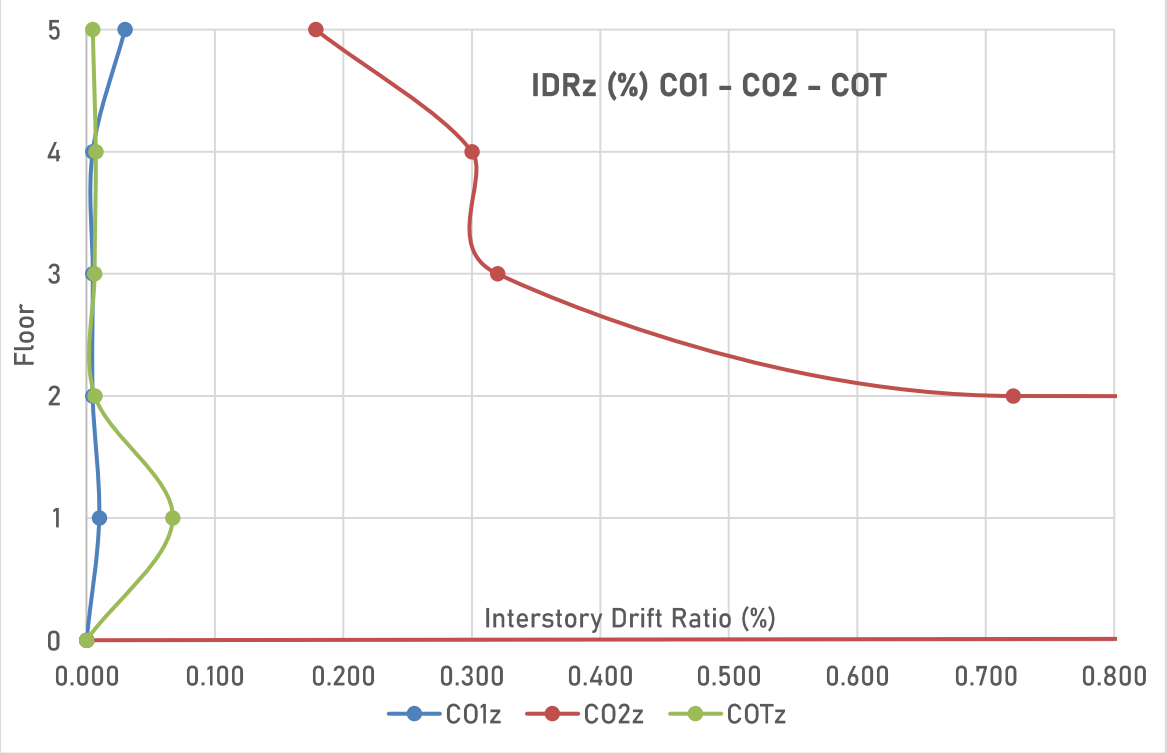
Σεισμός CO – IDR, RIDR και Μετατοπίσεις κόμβου 528 – Scale Factor g



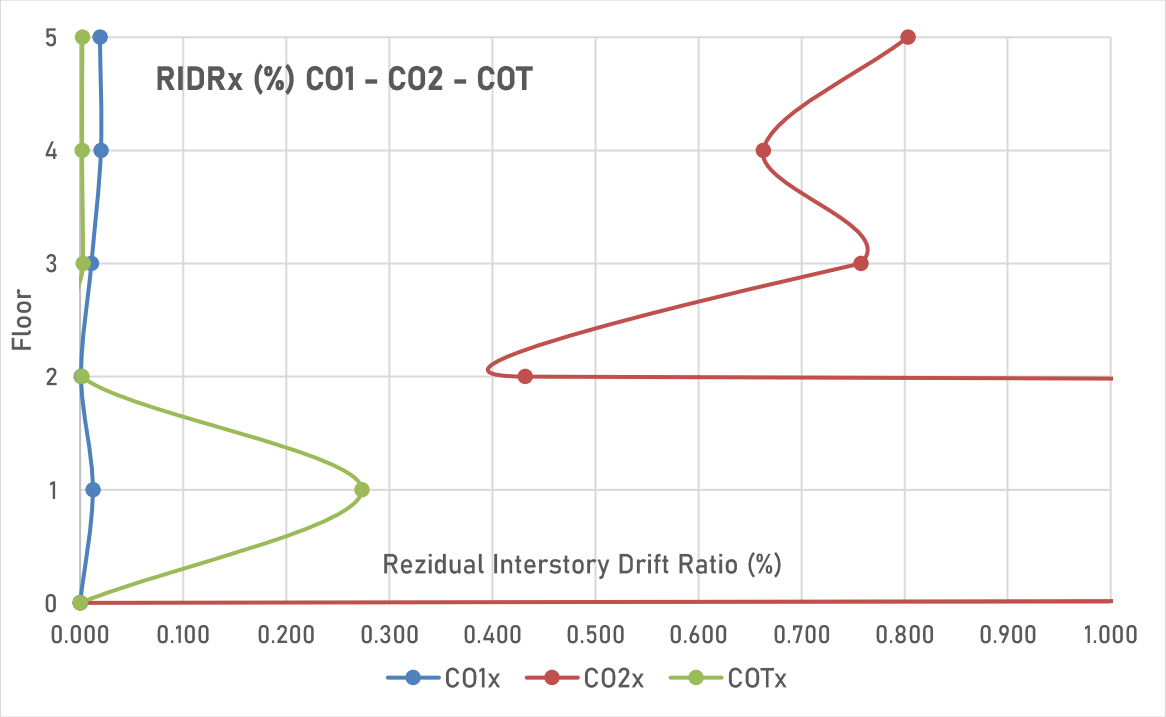
Διάγραμμα Α.186 – IDRx για CO1g, CO2g, COTg – Αστοχία 1ου ορόφου στο CO2g (τιμές εκτός εύρους διαγράμματος)



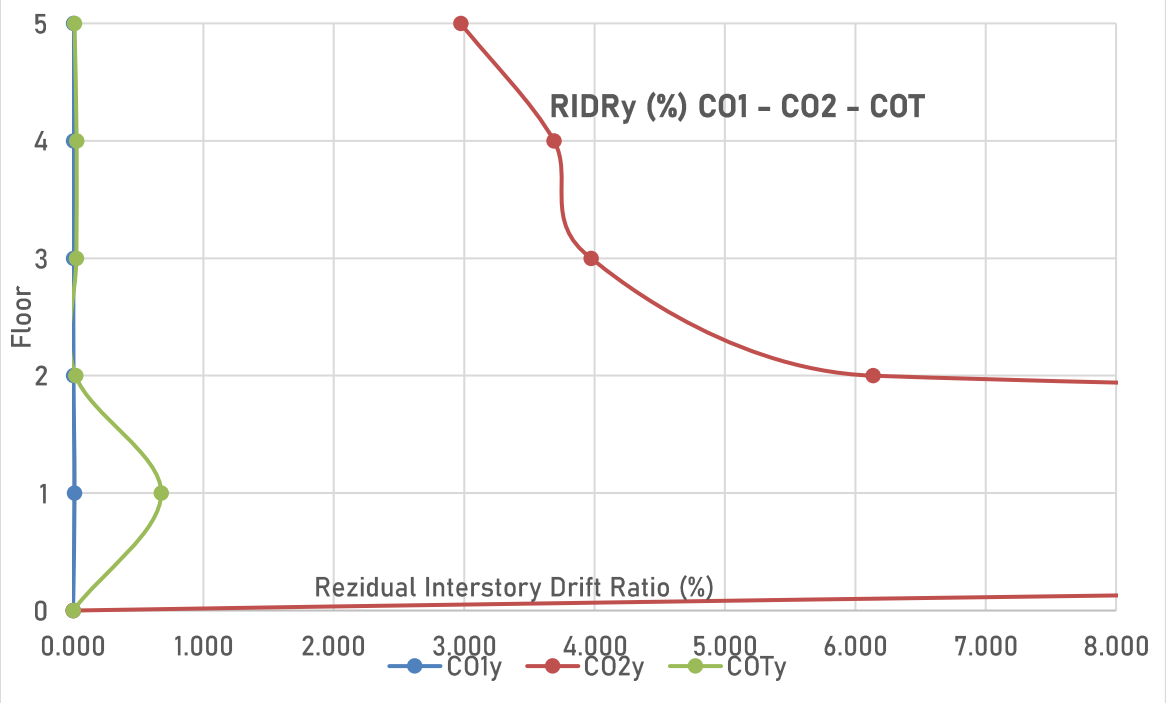
Διάγραμμα Α.187 – IDRy για CO1g, CO2g, COTg – Αστοχία 1ου ορόφου στο CO2g (τιμές εκτός εύρους διαγράμματος)



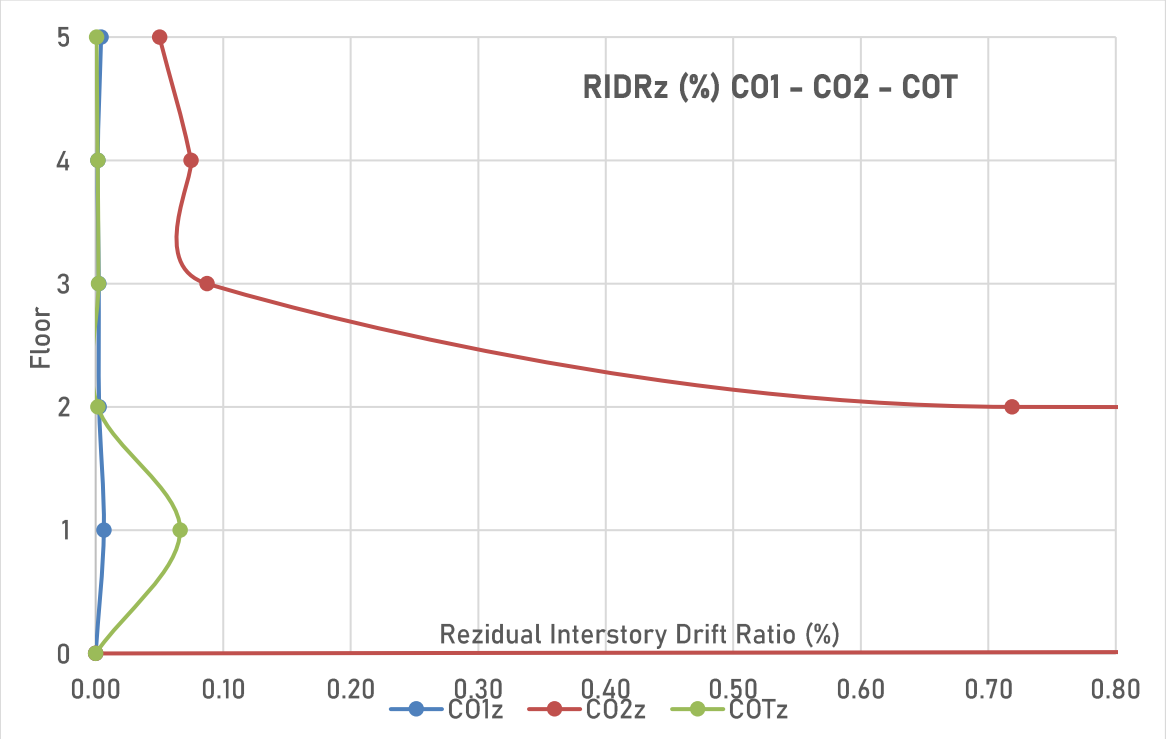
Διάγραμμα Α.188 – IDRz για CO1g, CO2g, COTg – Αστοχία 1ου ορόφου στο CO2g (τιμές εκτός εύρους διαγράμματος)



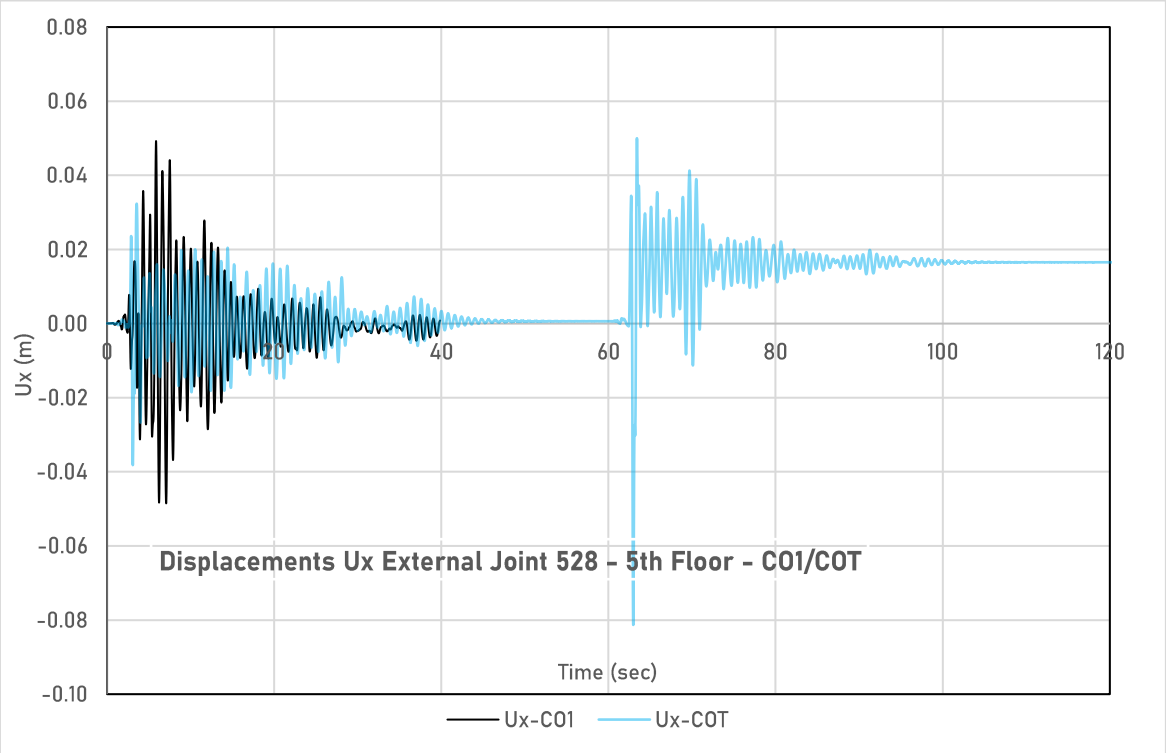
Διάγραμμα Α.189 – RIDRx για CO1g, CO2g, COTg – Αστοχία 1ου ορόφου στο CO2g (τιμές εκτός εύρους διαγράμματος)



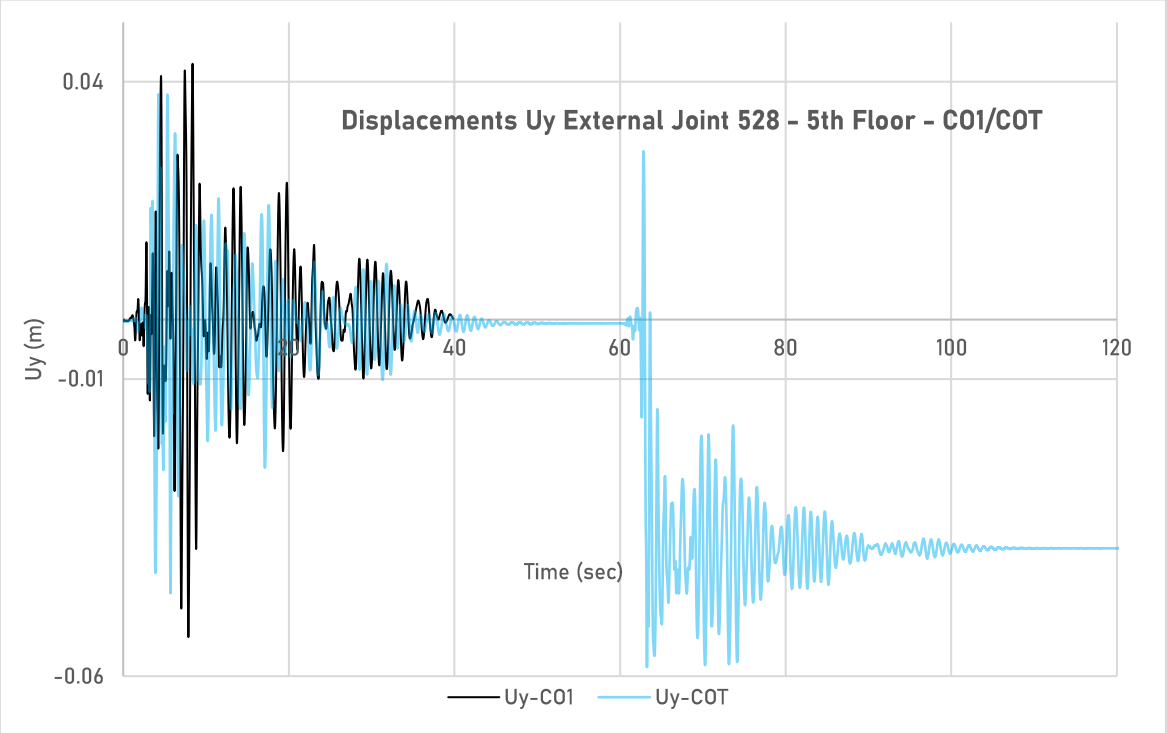
Διάγραμμα Α.190 – RIDRy για CO1g, CO2g, COTg – Αστοχία 1ου ορόφου στο CO2g (τιμές εκτός εύρους διαγράμματος)



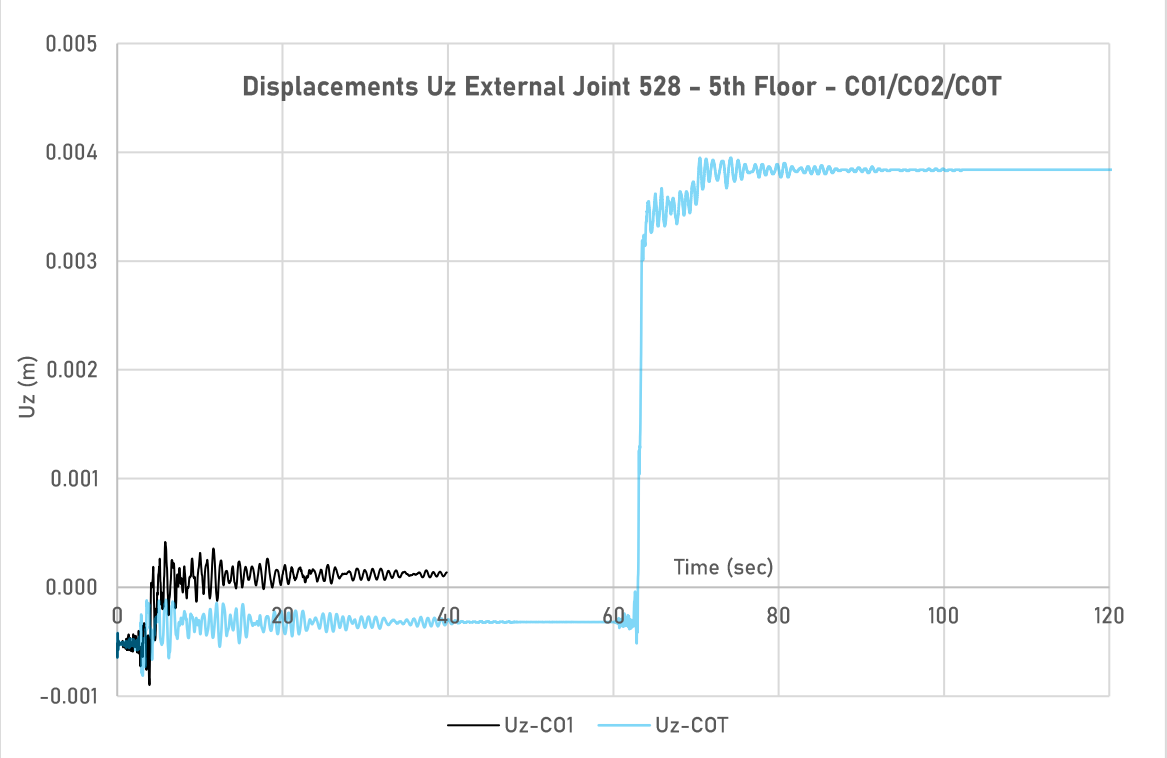
Διάγραμμα Α.191 – RIDRz για CO1g, CO2g, COTg – Αστοχία 1ου ορόφου στο CO2g (τιμές εκτός εύρους διαγράμματος)



Διάγραμμα Α.192 – Μετατοπίσεις Ux κόμβου 528 στα CO1, COT

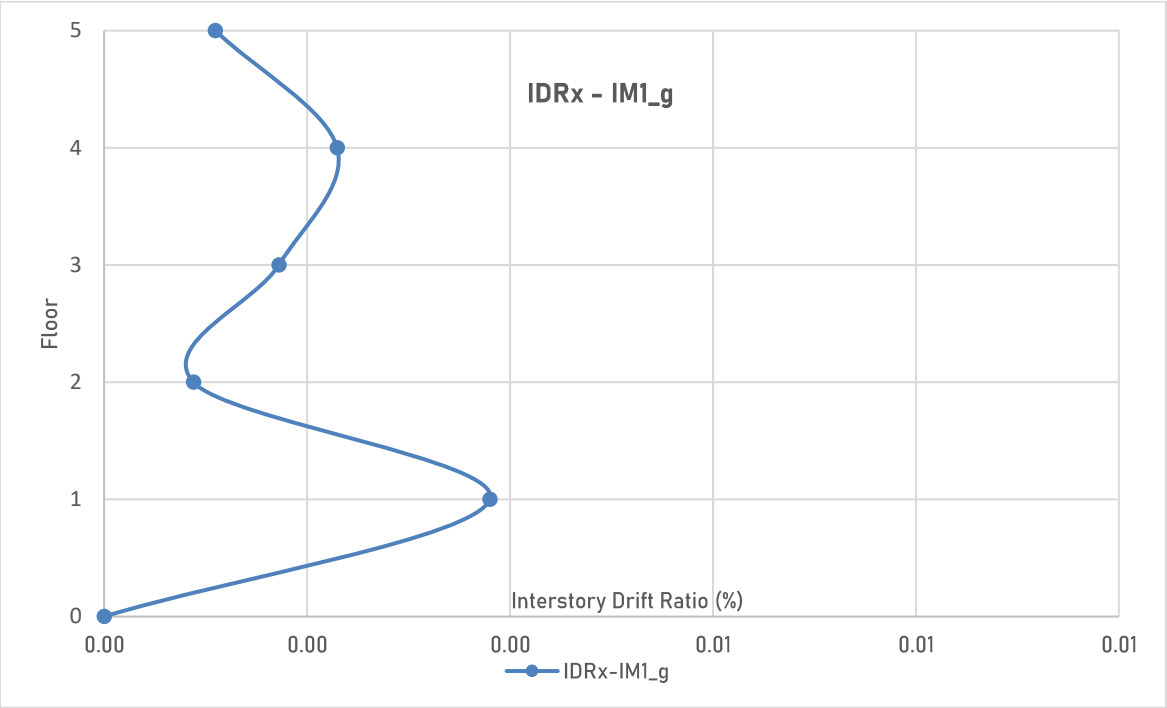


Διάγραμμα Α.193 – Μετατοπίσεις Uy κόμβου 528 στα CO1, COT

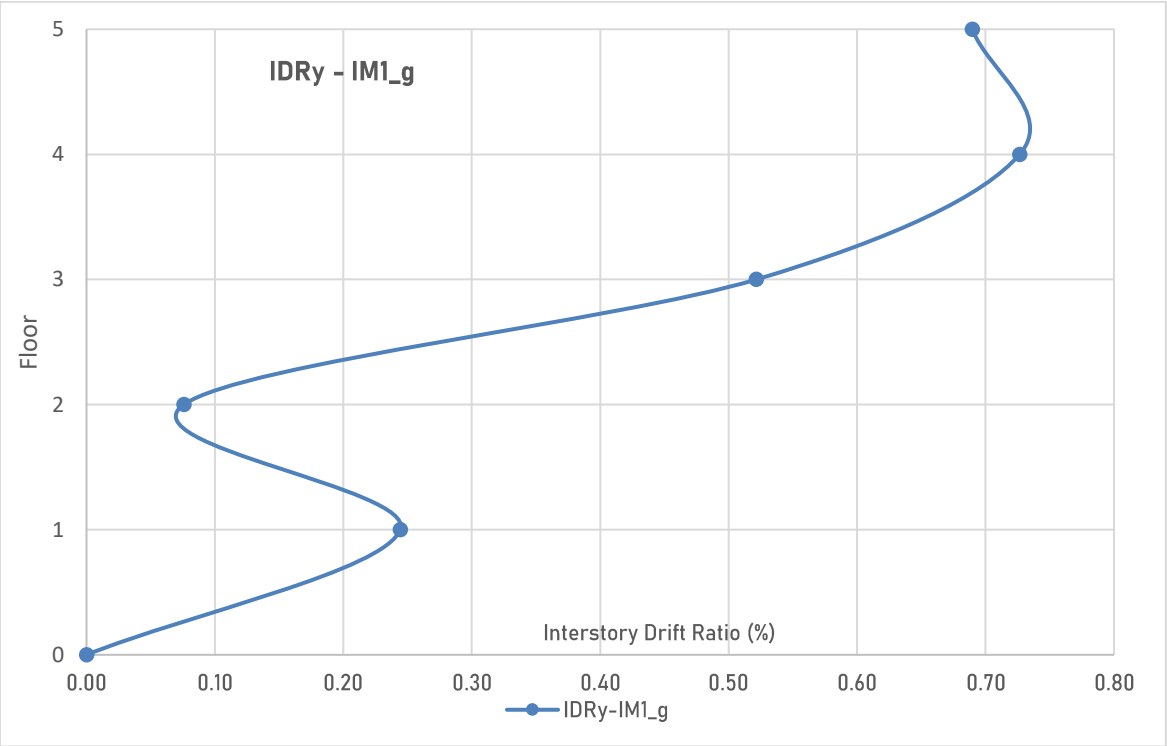


Διάγραμμα Α.194 – Μετατοπίσεις Uz κόμβου 528 στα CO1, COT

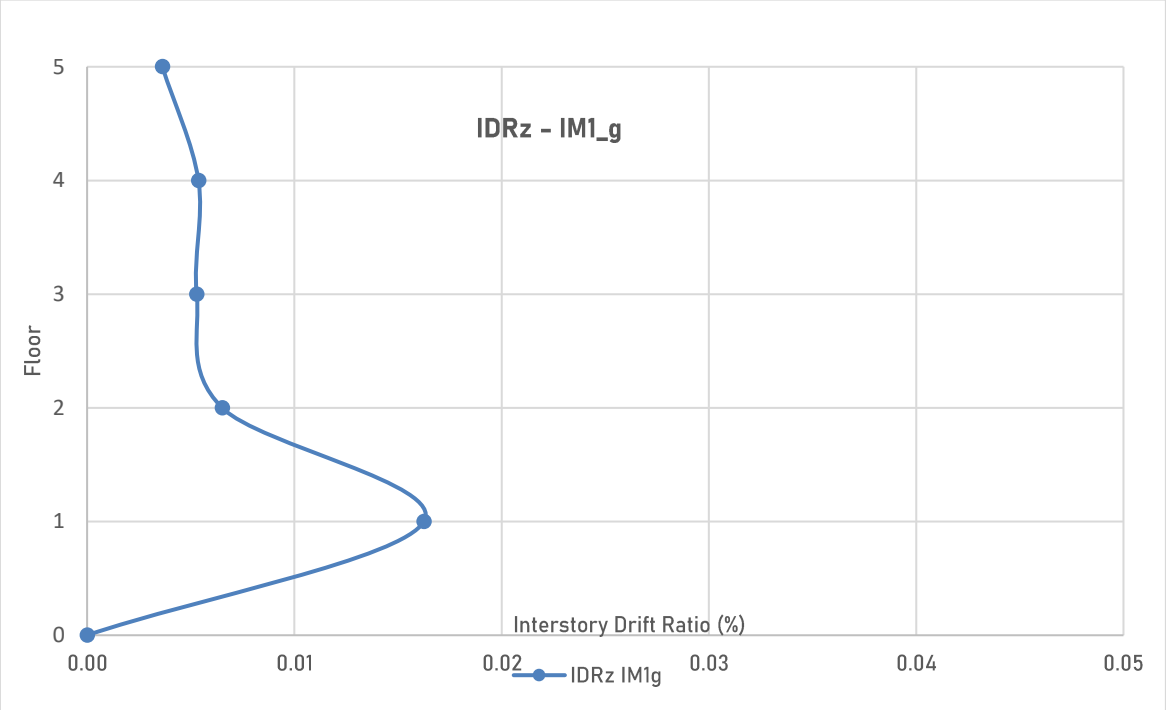
Σεισμός IM – IDR, RIDR και Μετατοπίσεις κόμβου 528 – Scale Factor g, 1.5g, 2g



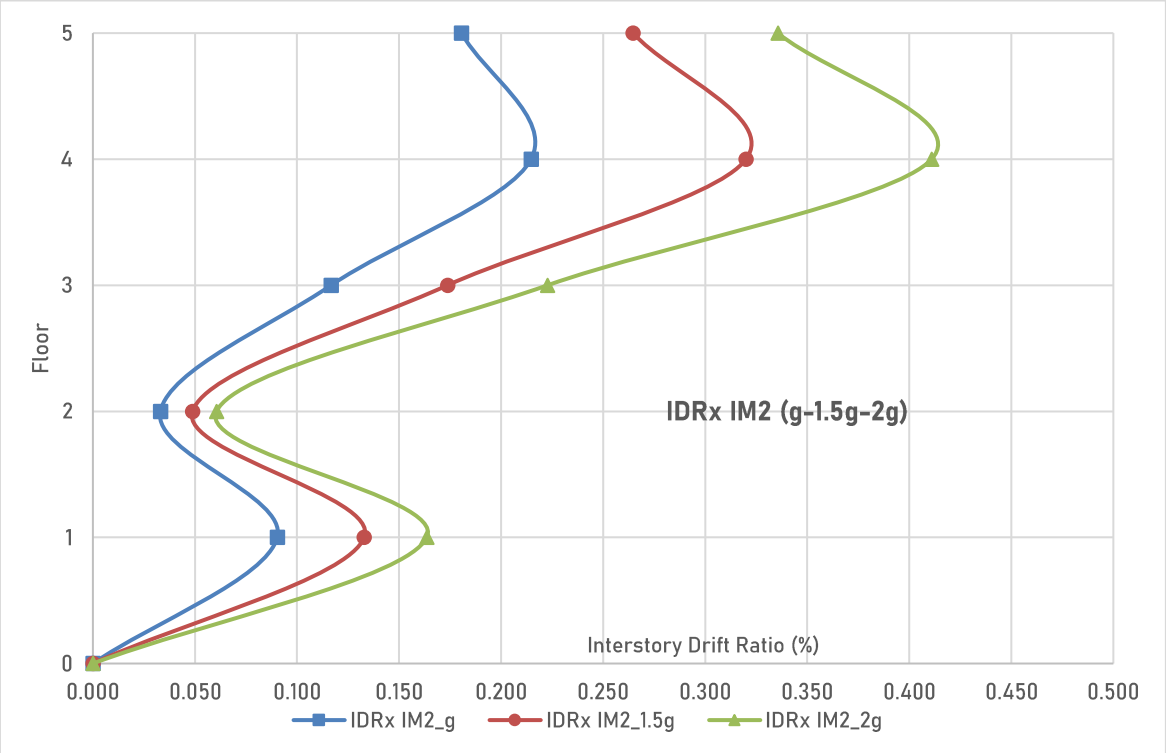
Διάγραμμα Α.189 – IDRx για IM1g



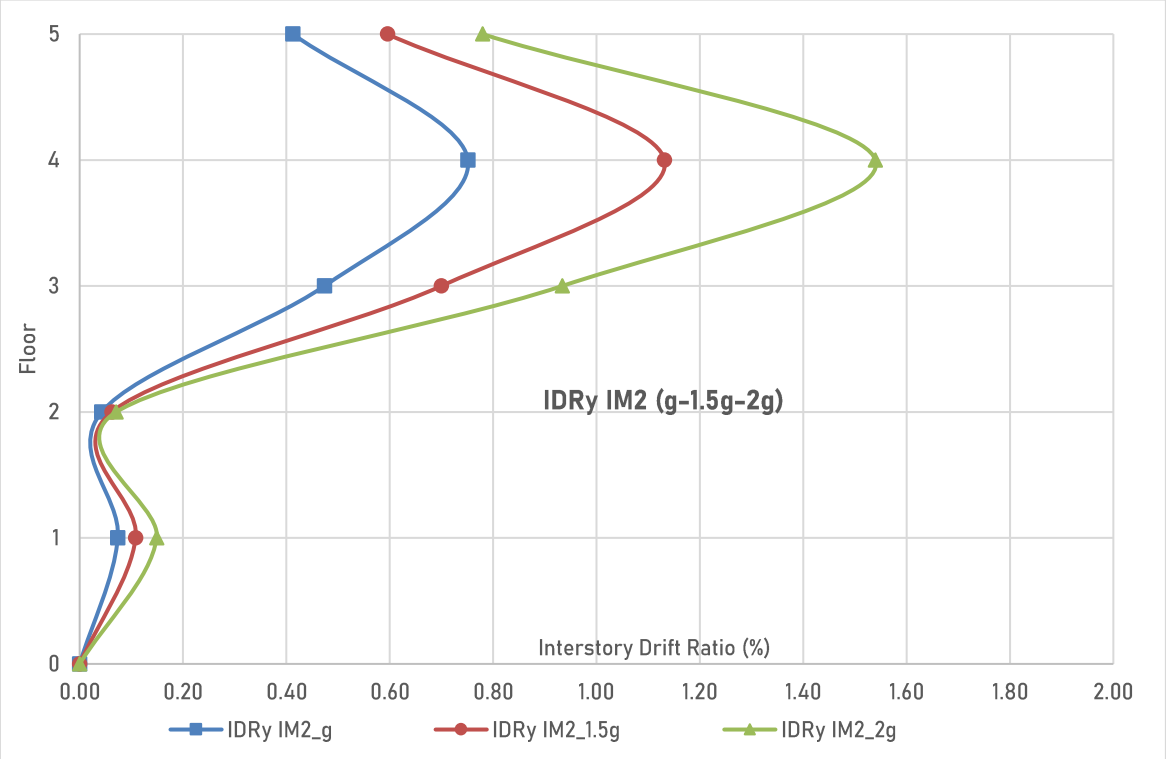
Διάγραμμα Α.190 – IDRy για IM1g



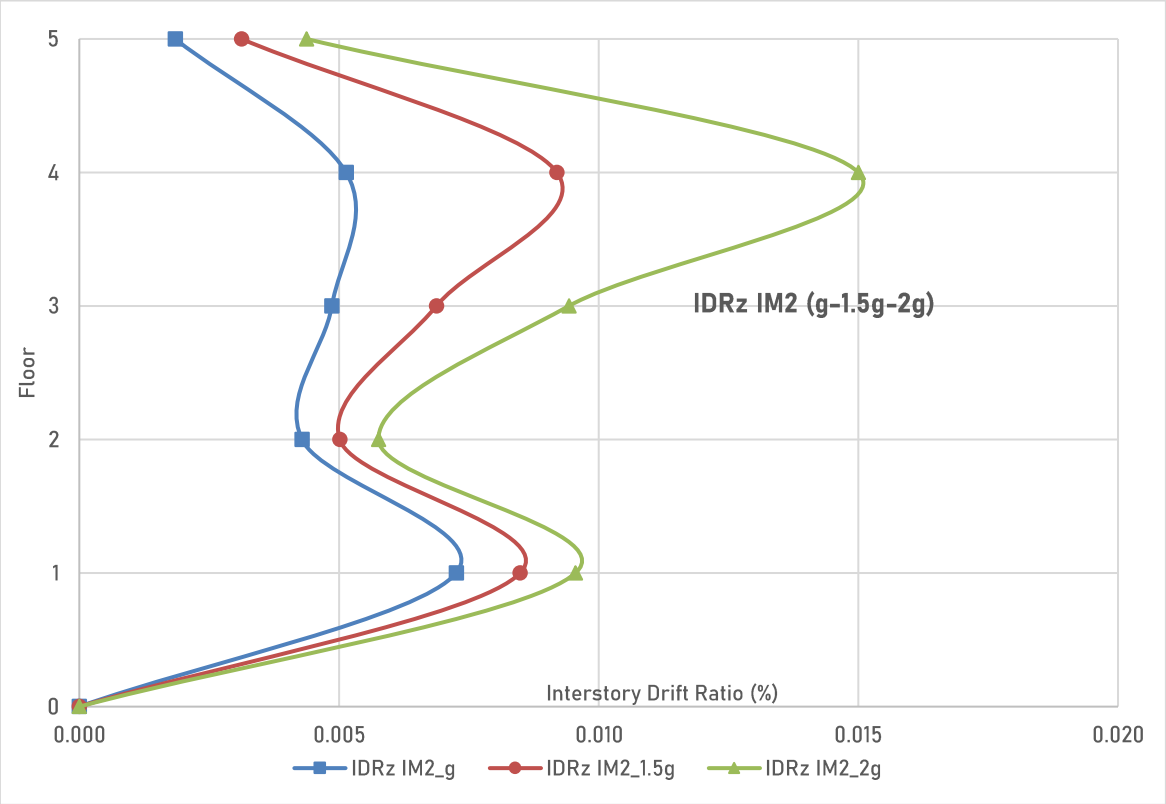
Διάγραμμα Α.191 – IDRz για IM1g



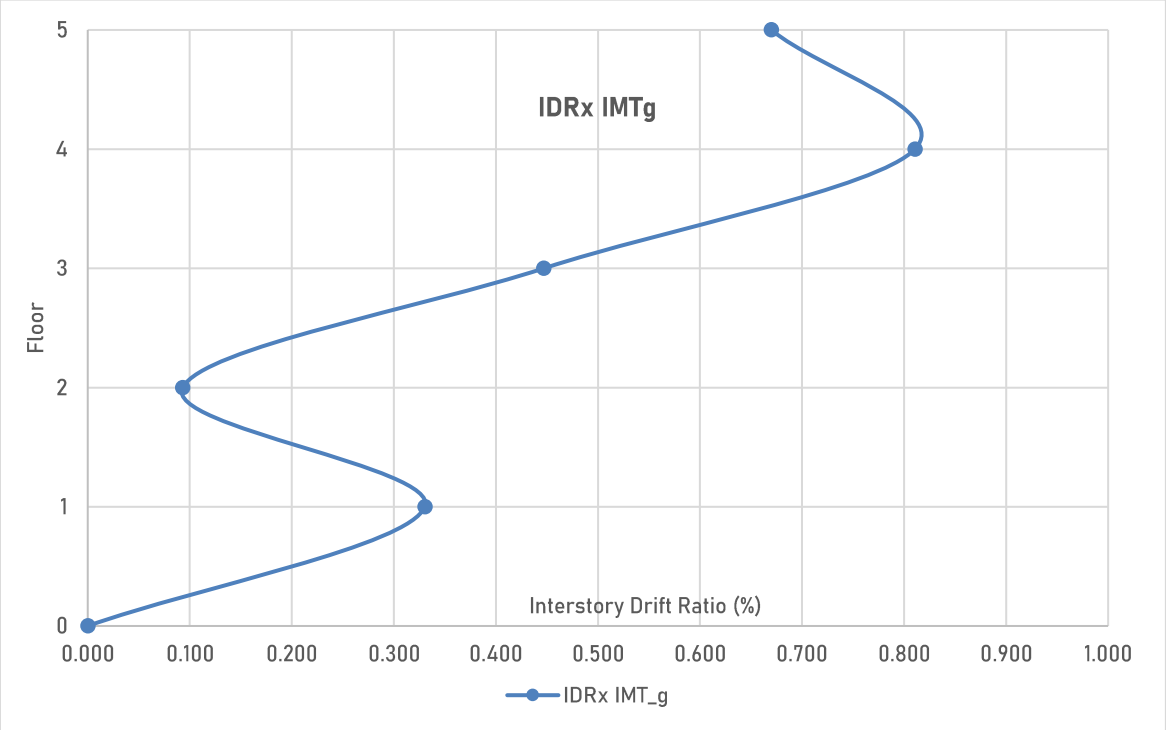
Διάγραμμα Α.192 – IDRx για IM2g, IM2_1.5g, IM2_2g



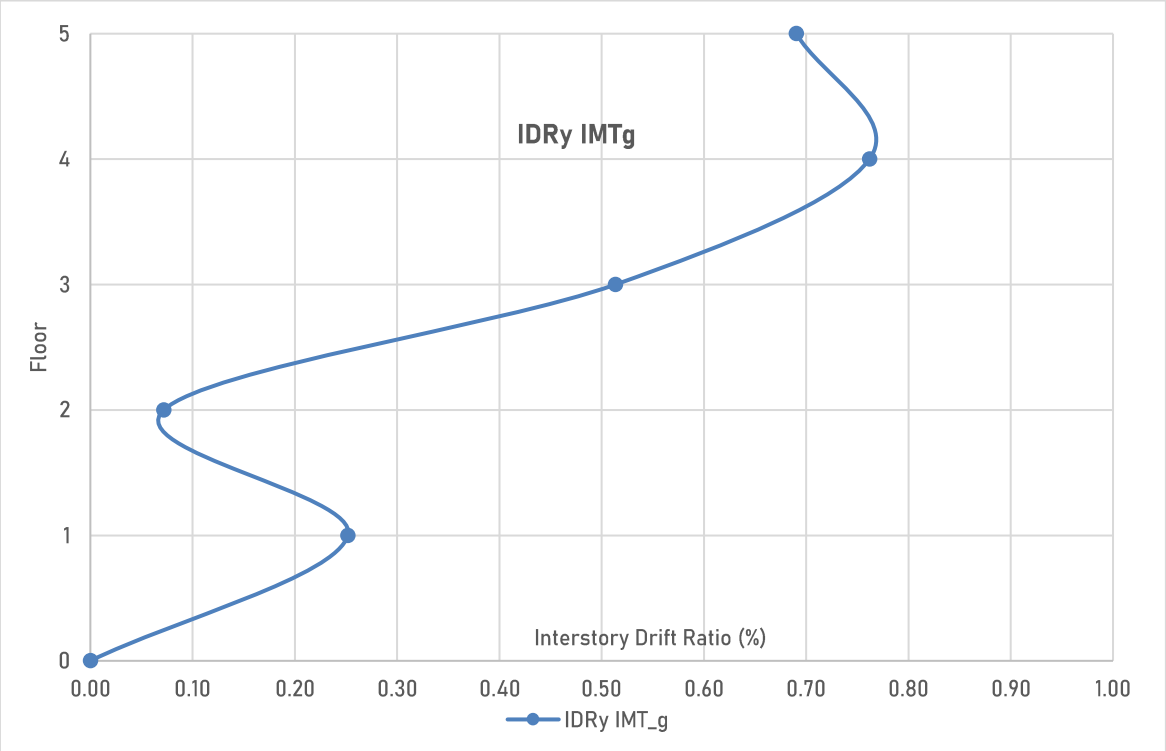
Διάγραμμα Α.193 – IDRy για IM2g, IM2_1.5g, IM2_2g



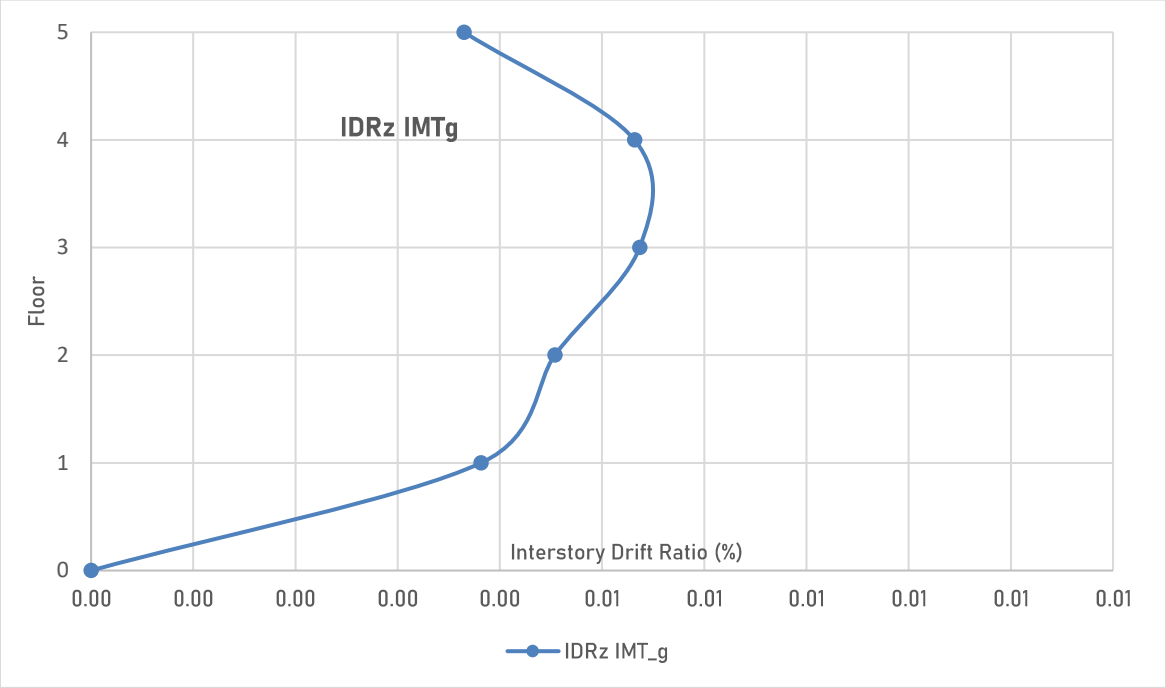
Διάγραμμα Α.194 – IDRz για IM2g, IM2_1.5g, IM2_2g



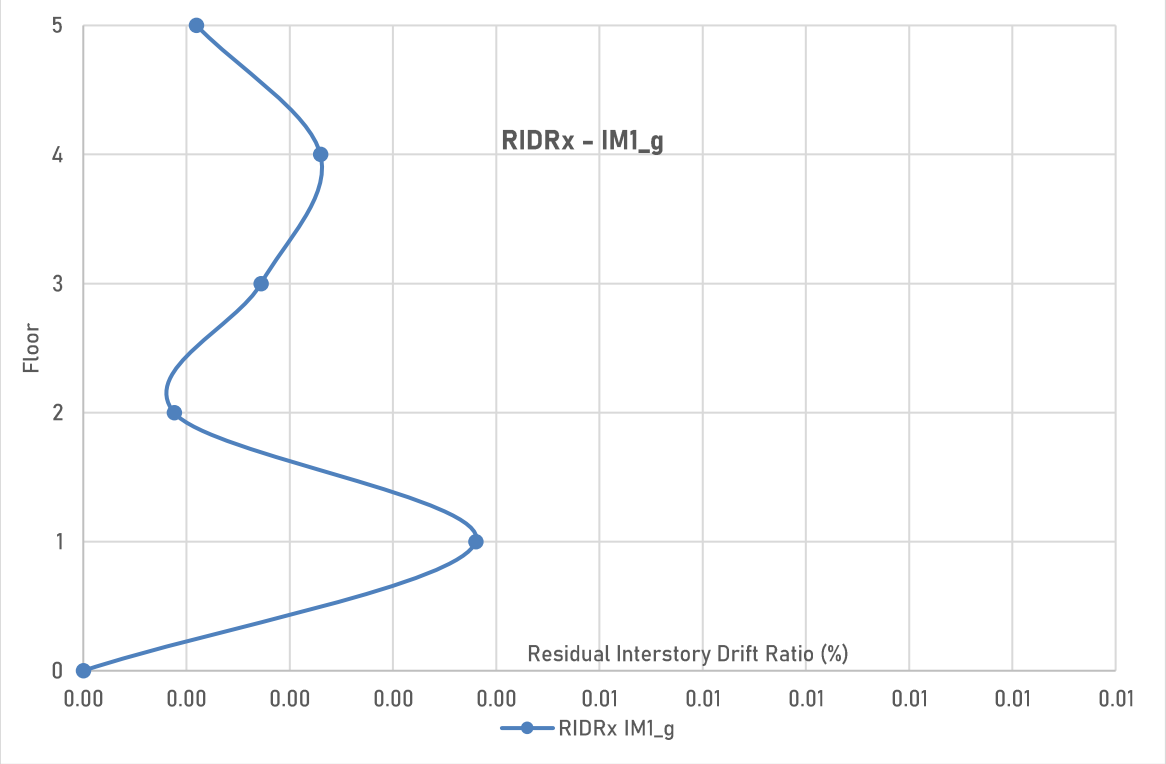
Διάγραμμα Α.194 – IDRx για IMTg



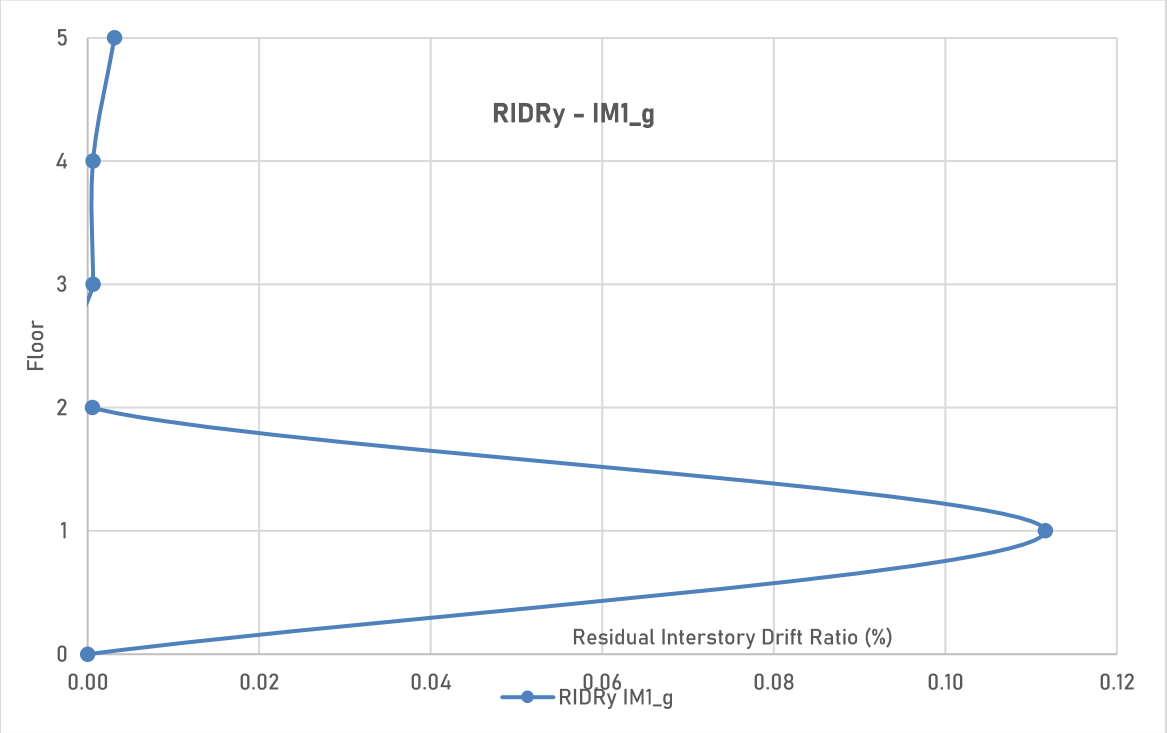
Διάγραμμα Α.195 – IDRy για IMTg



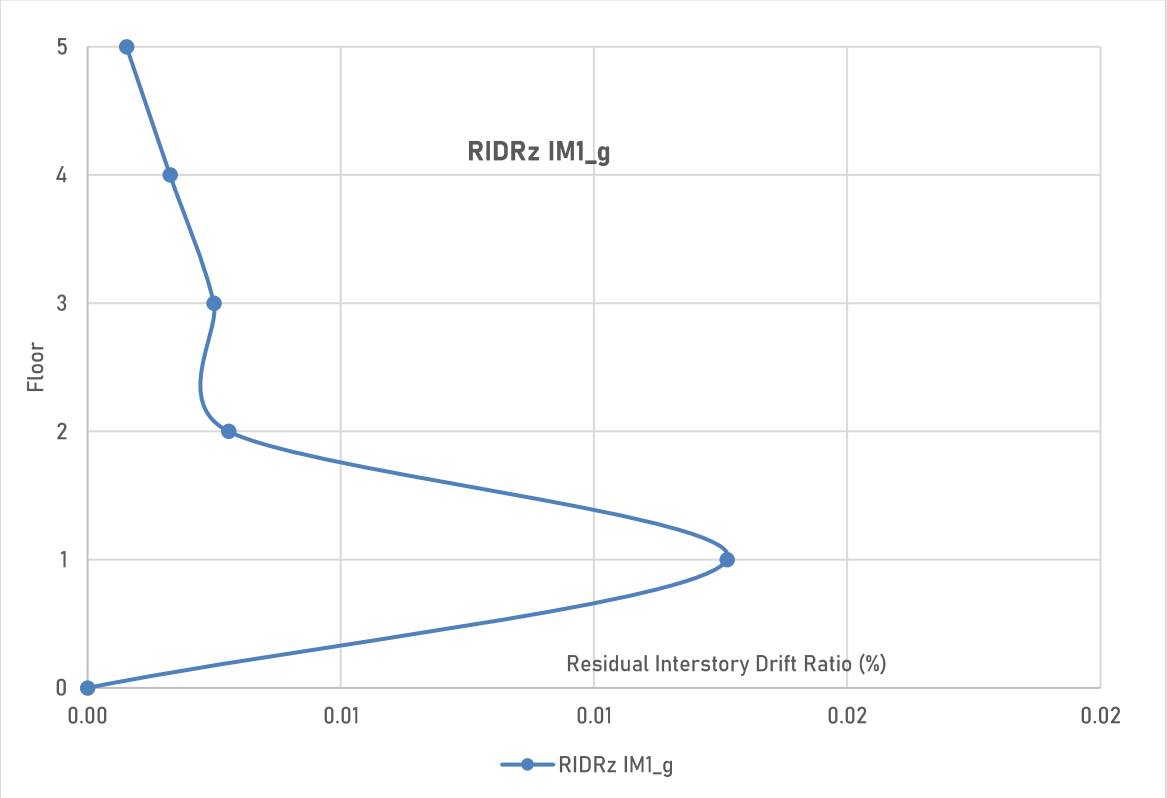
Διάγραμμα Α.196 – IDRy για IMTg



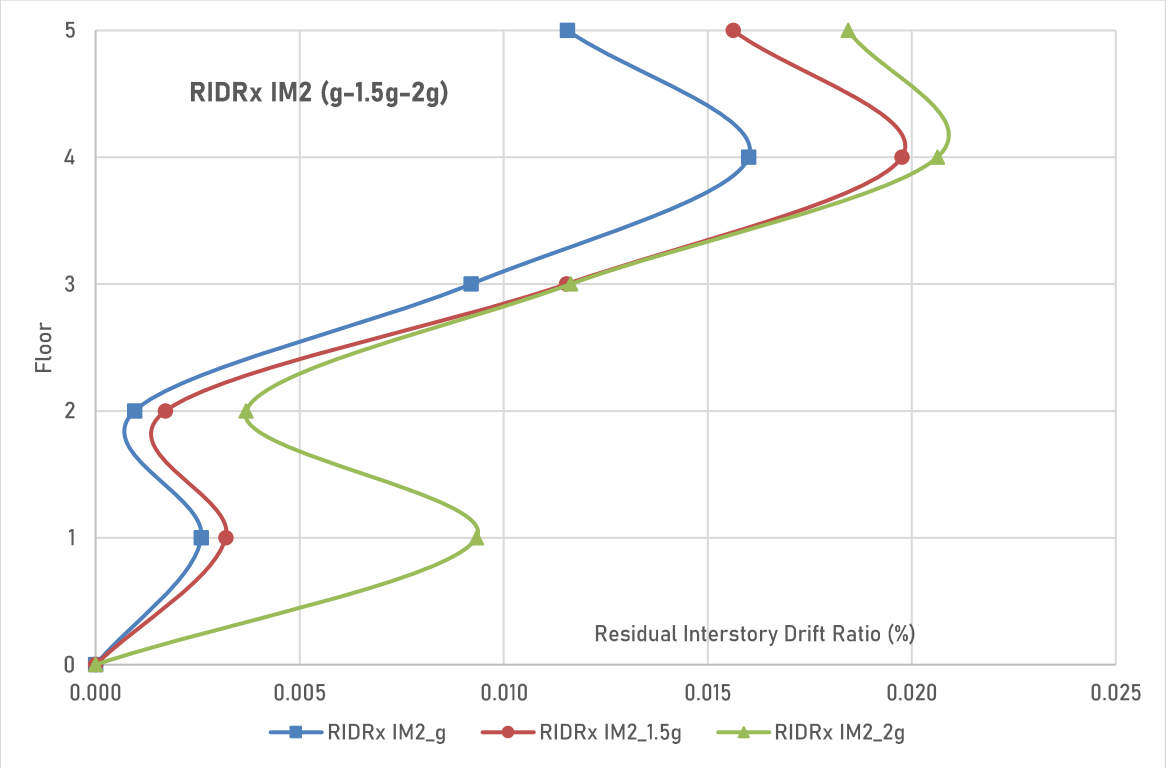
Διάγραμμα Α.196 – RIDRx για IM1g



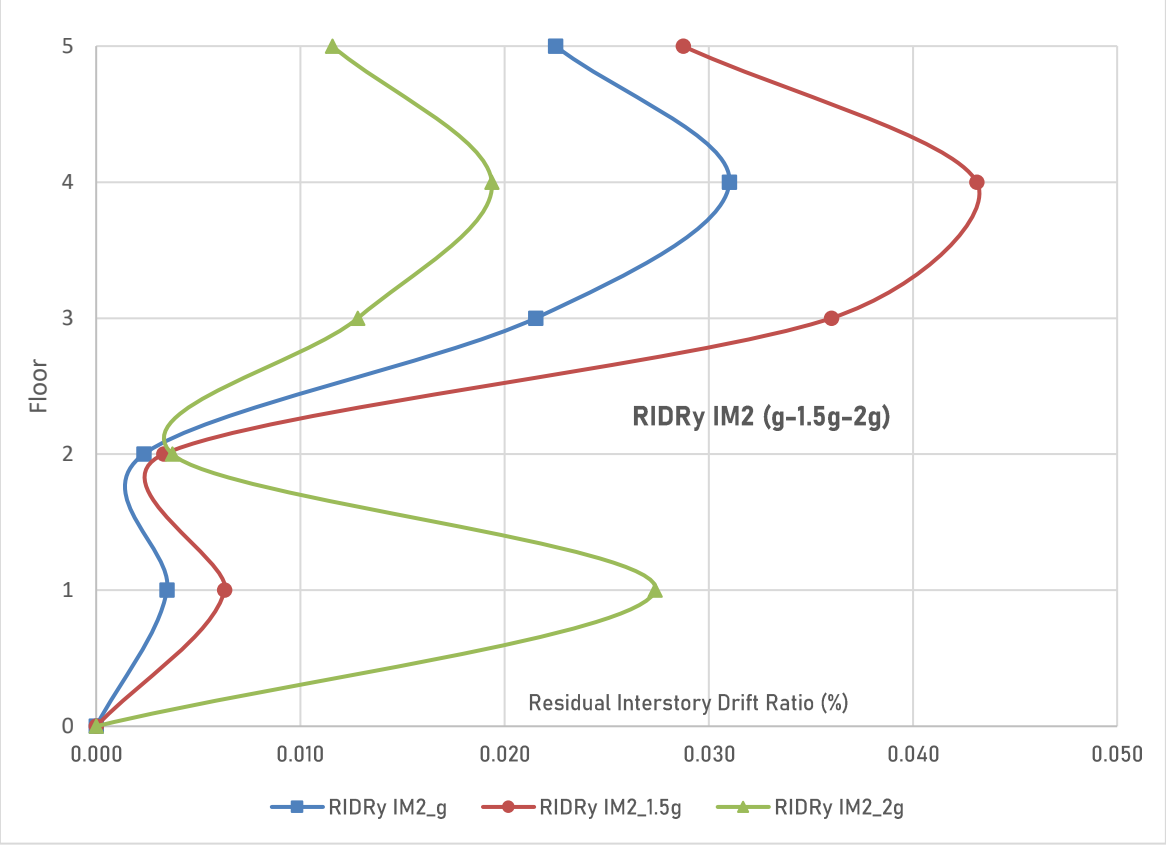
Διάγραμμα Α.197 – RIDRy για IM1g



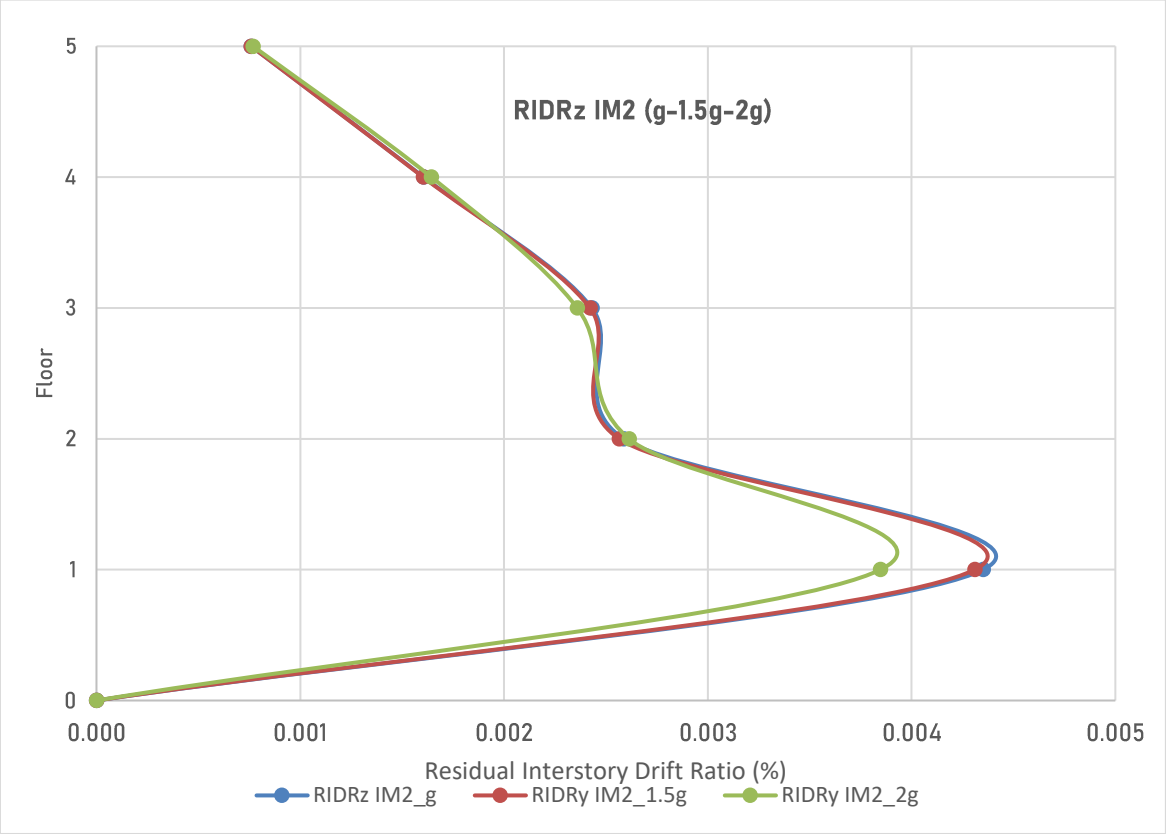
Διάγραμμα Α.198 – RIDRz για IM1g



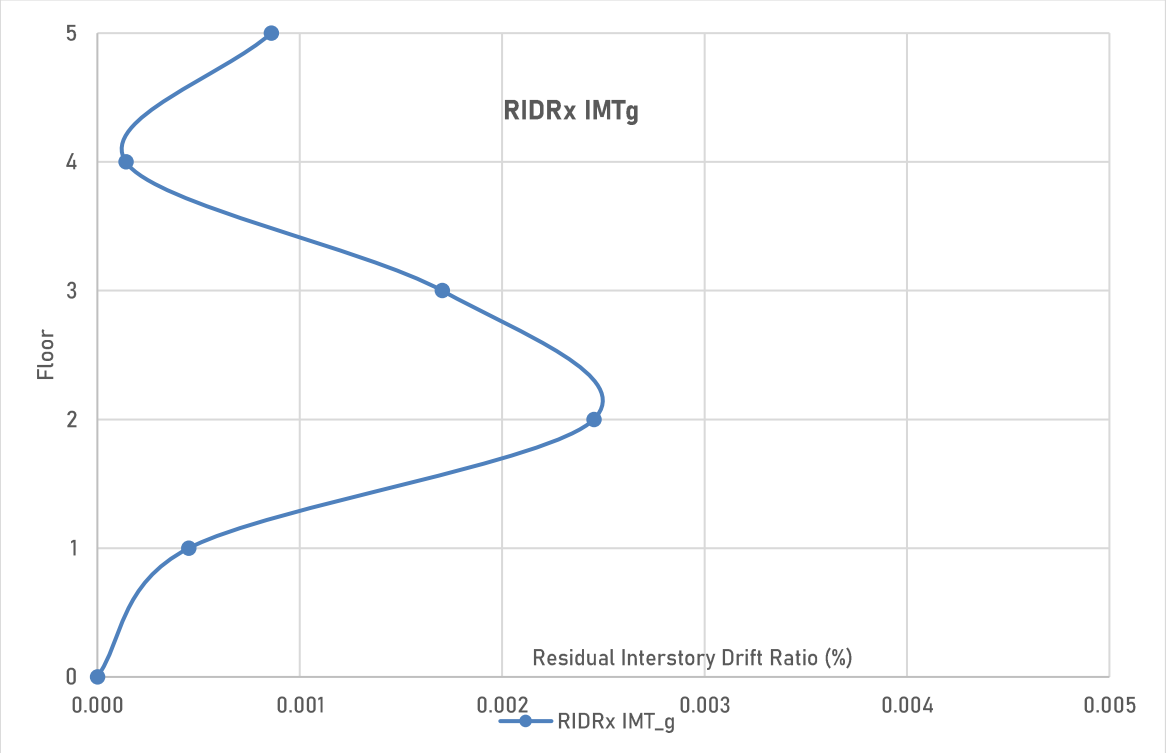
Διάγραμμα Α.199 – RIDRx για IM2g, IM2_1.5g, IM2_2g



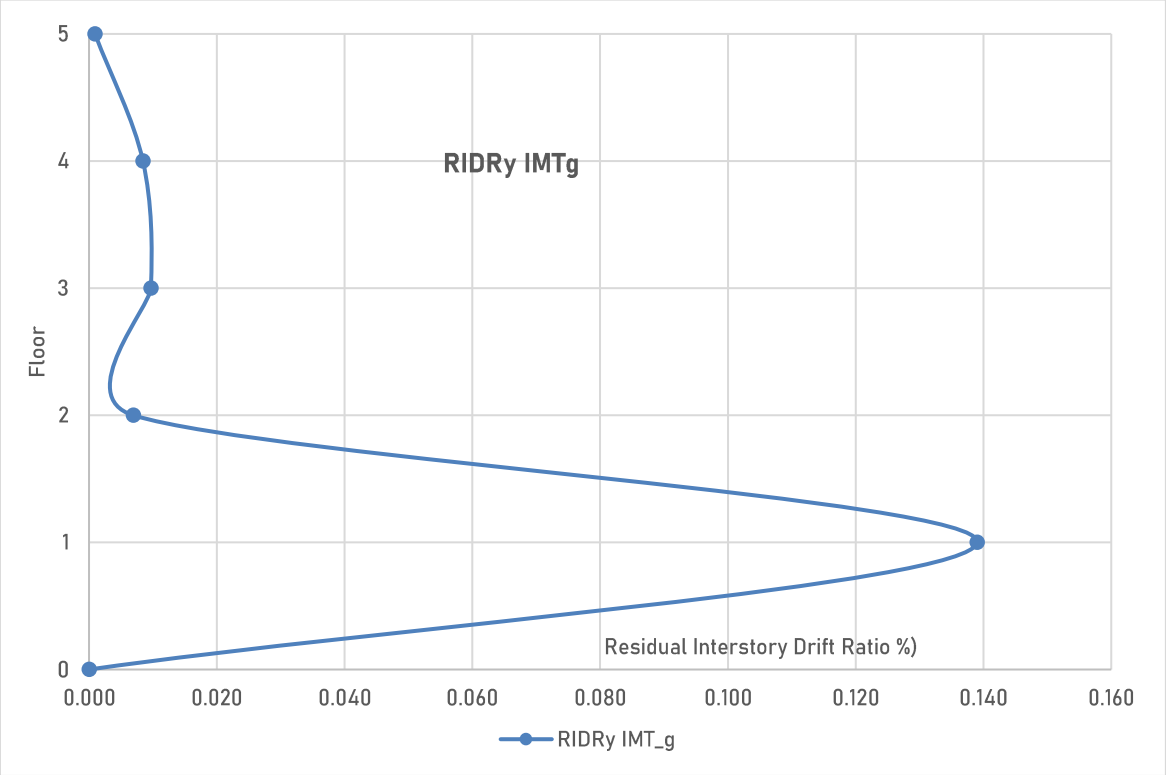
Διάγραμμα Α.200 – RIDRy για IM2g, IM2_1.5g, IM2_2g



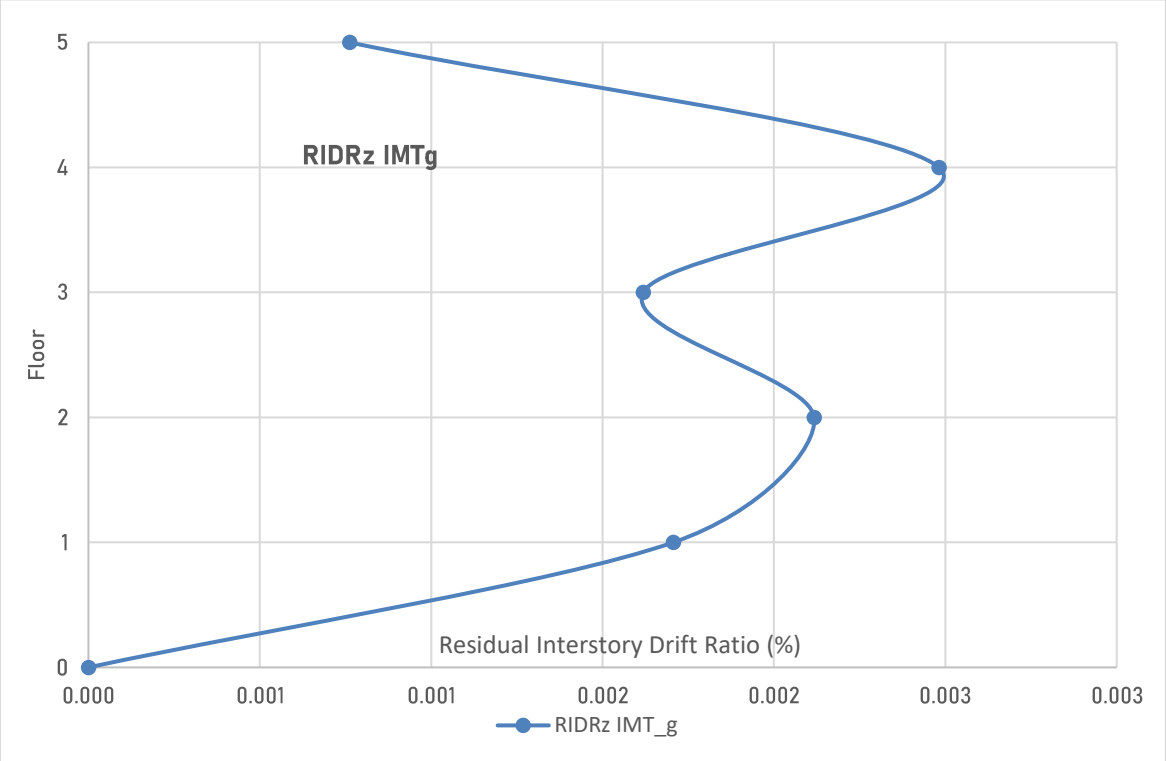
Διάγραμμα Α.201 – RIDRz για IM2g, IM2_1.5g, IM2_2g



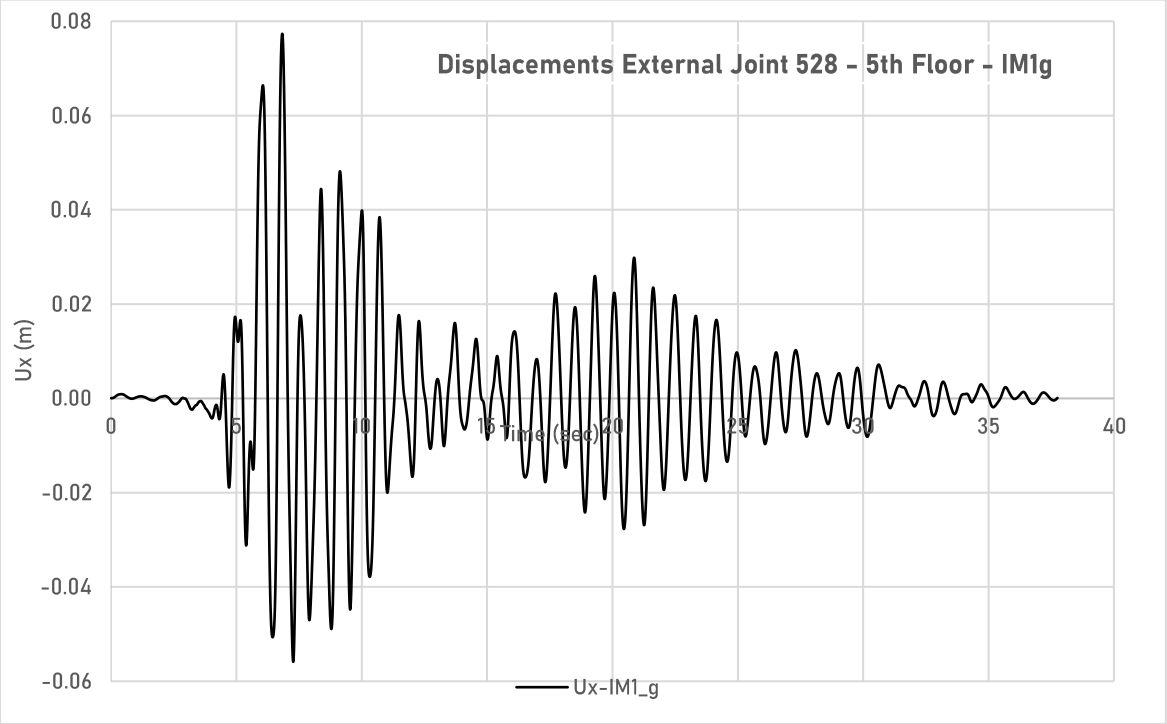
Διάγραμμα Α.202 – RIDRx για IMTg



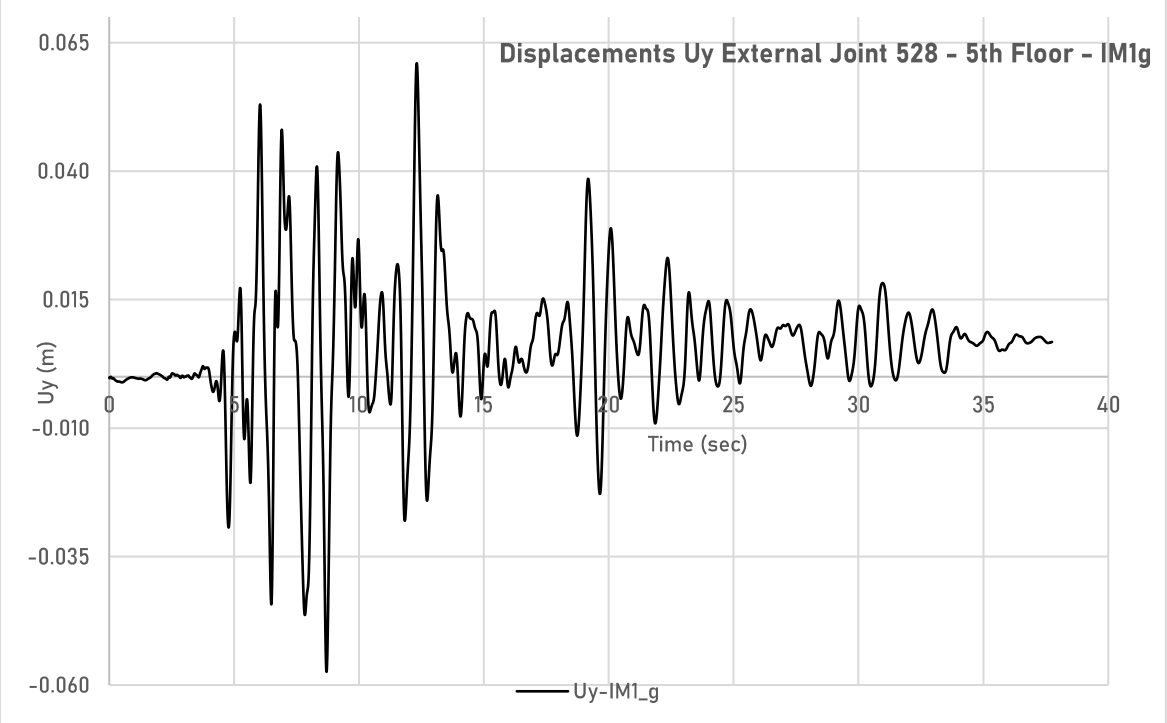
Διάγραμμα Α.203 – RIDRy για IMTg



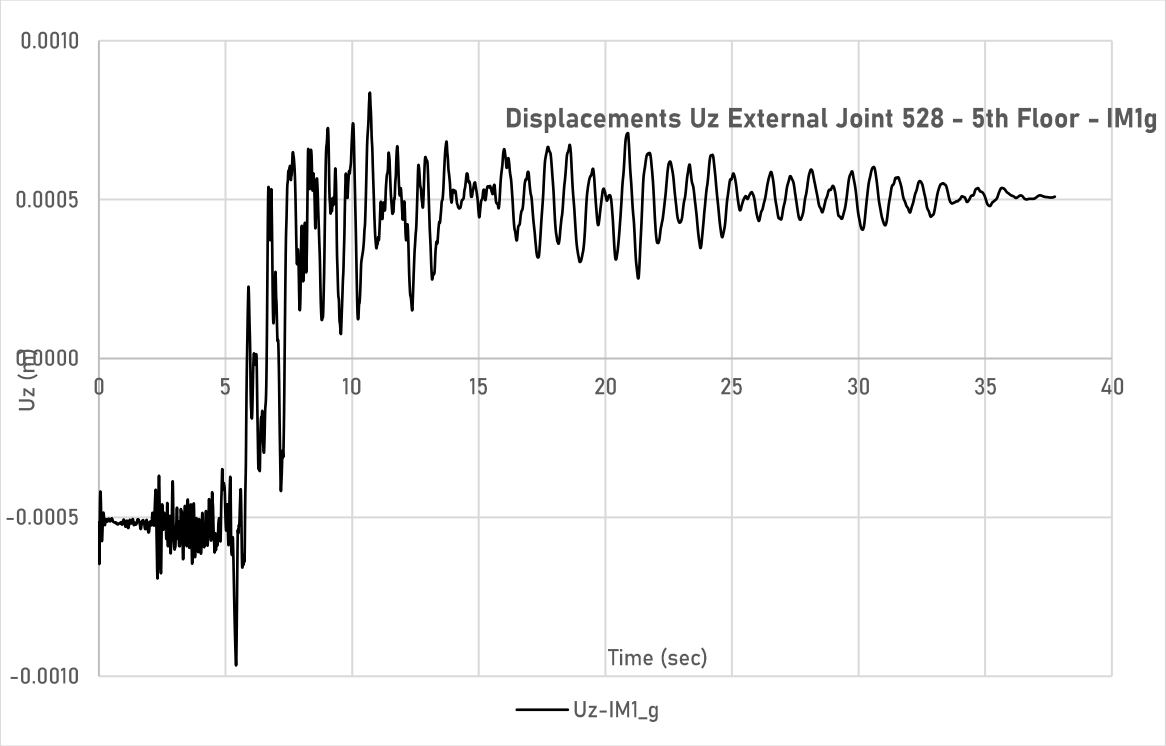
Διάγραμμα Α.204 – RIDRz για IMTg



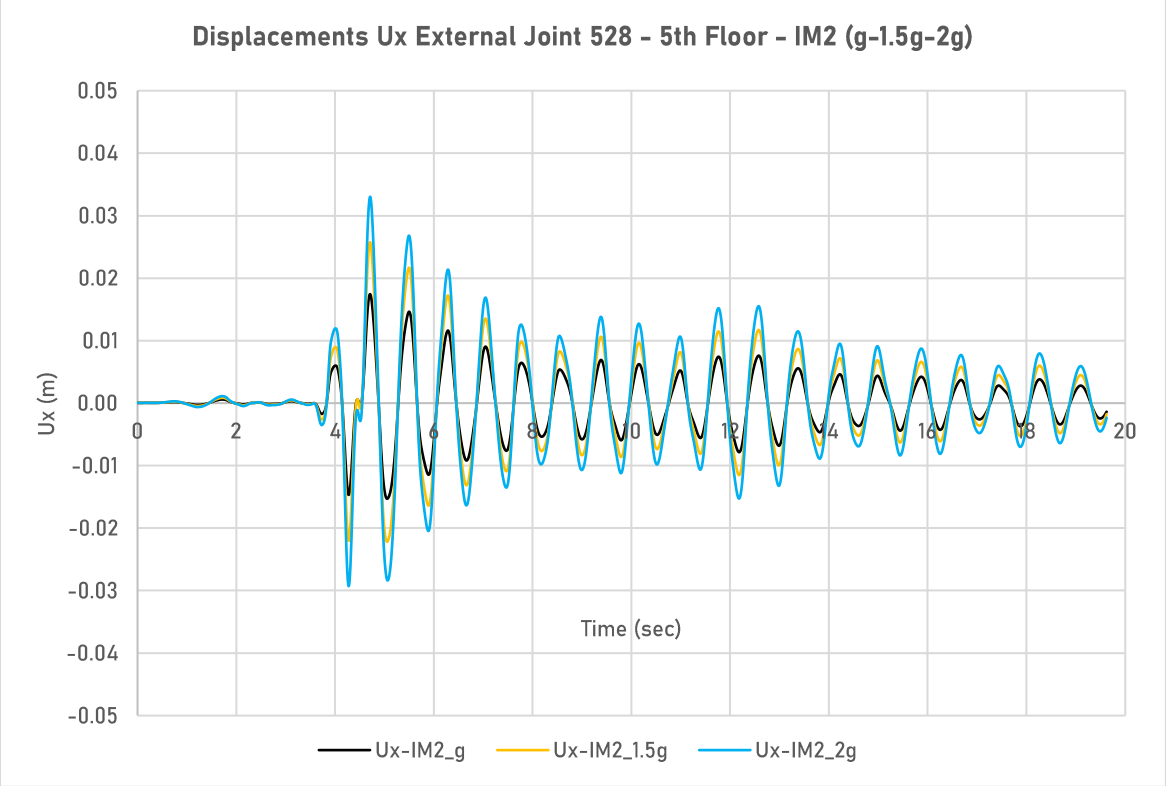
Διάγραμμα Α.205 – Μετατοπίσεις Ux κόμβου 528 για IM1g



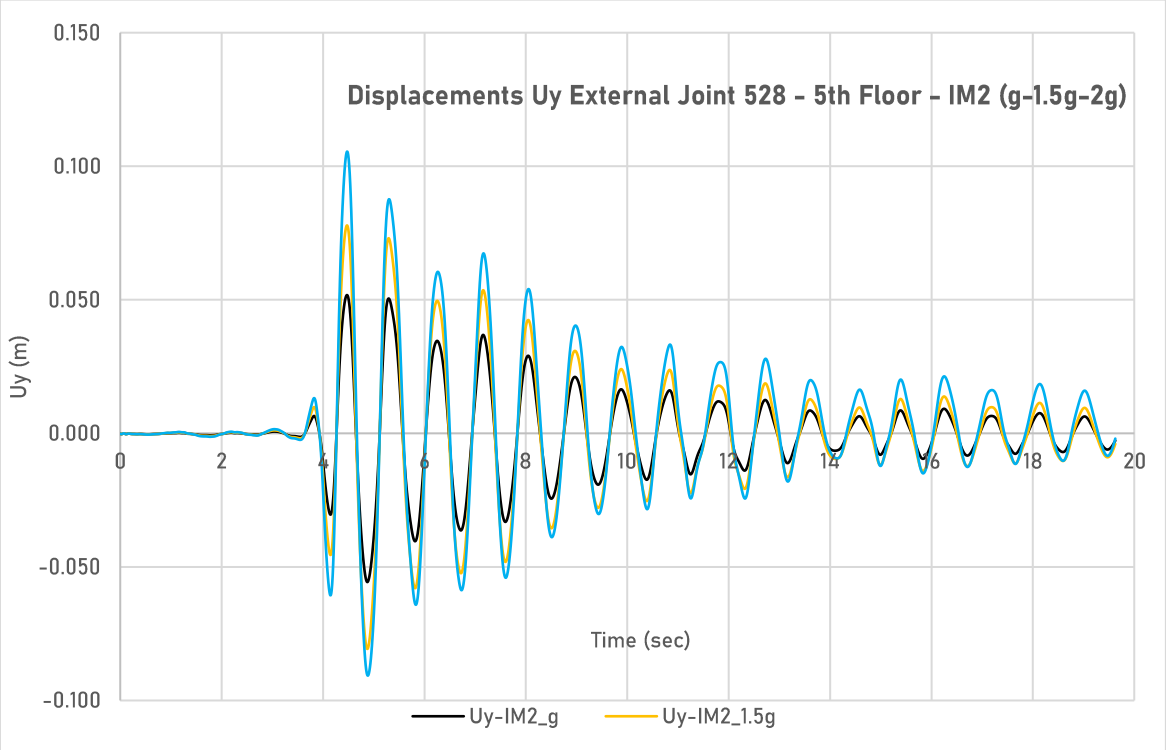
Διάγραμμα Α.206 – Μετατοπίσεις Uy κόμβου 528 για IM1g



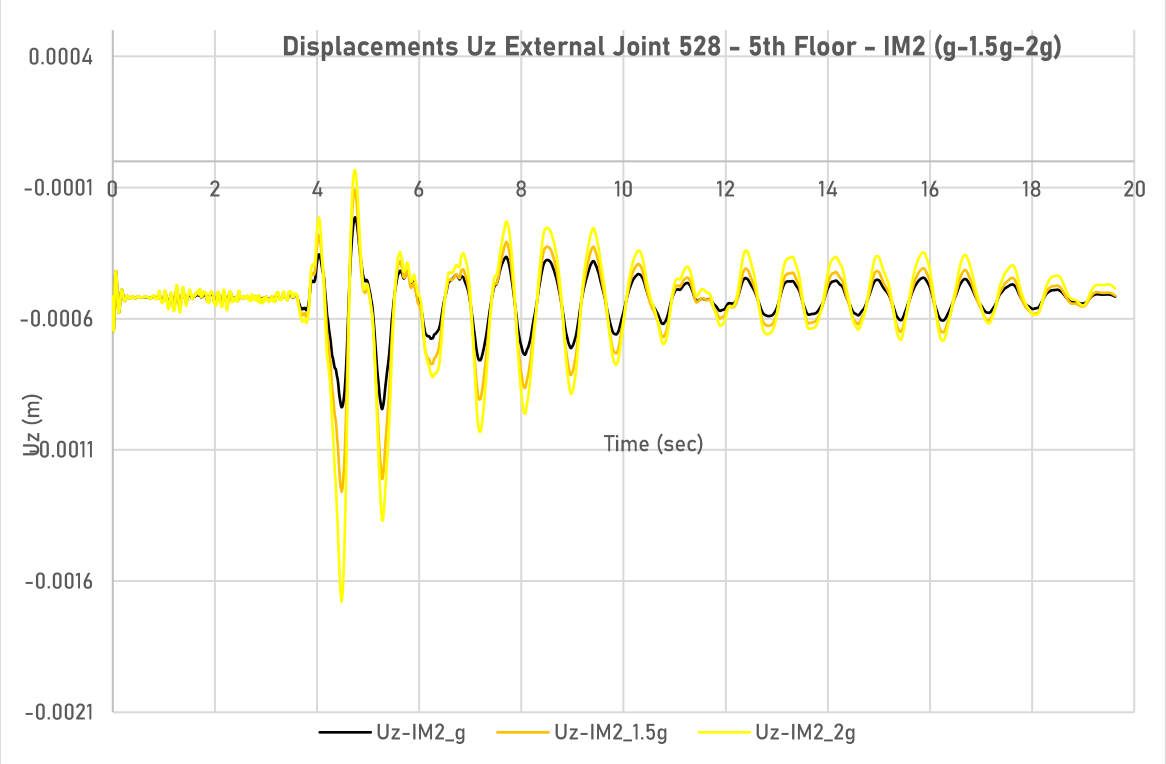
Διάγραμμα Α.207 – Μετατοπίσεις Uz κόμβου 528 για IM1g



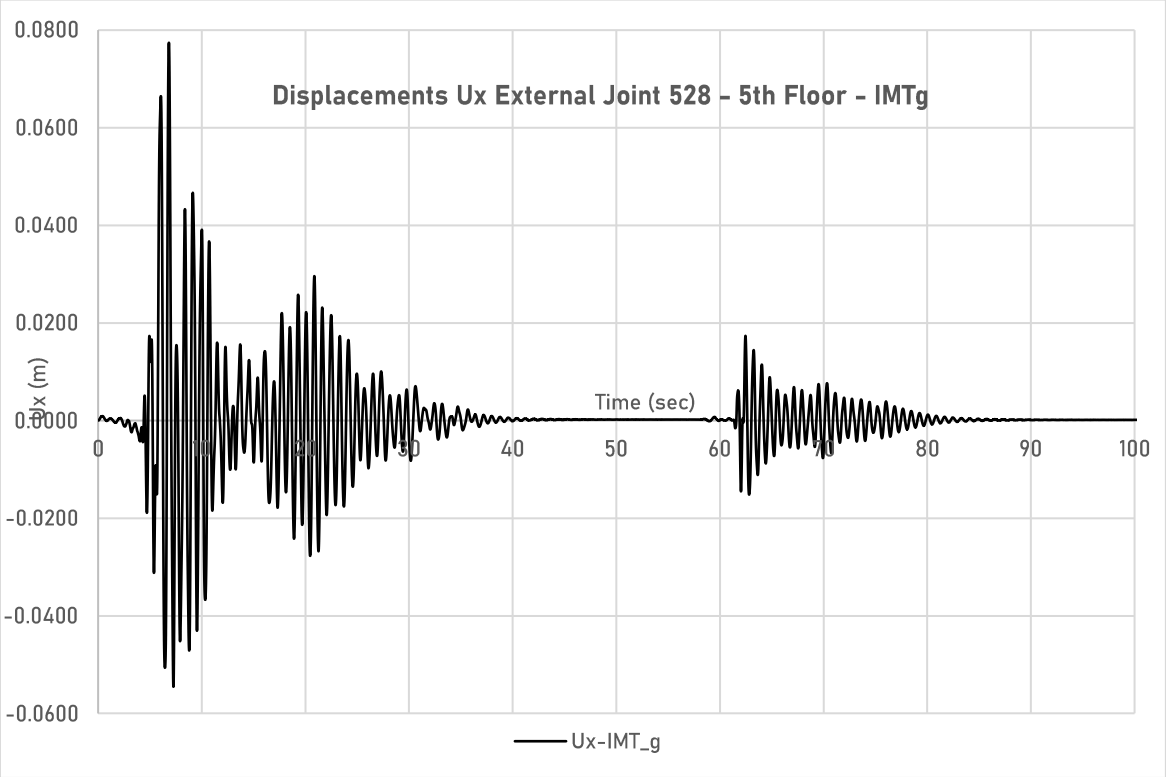
Διάγραμμα Α.208 – Μετατοπίσεις Ux κόμβου 528 για IM2g, IM2_1.5g, IM2_2g



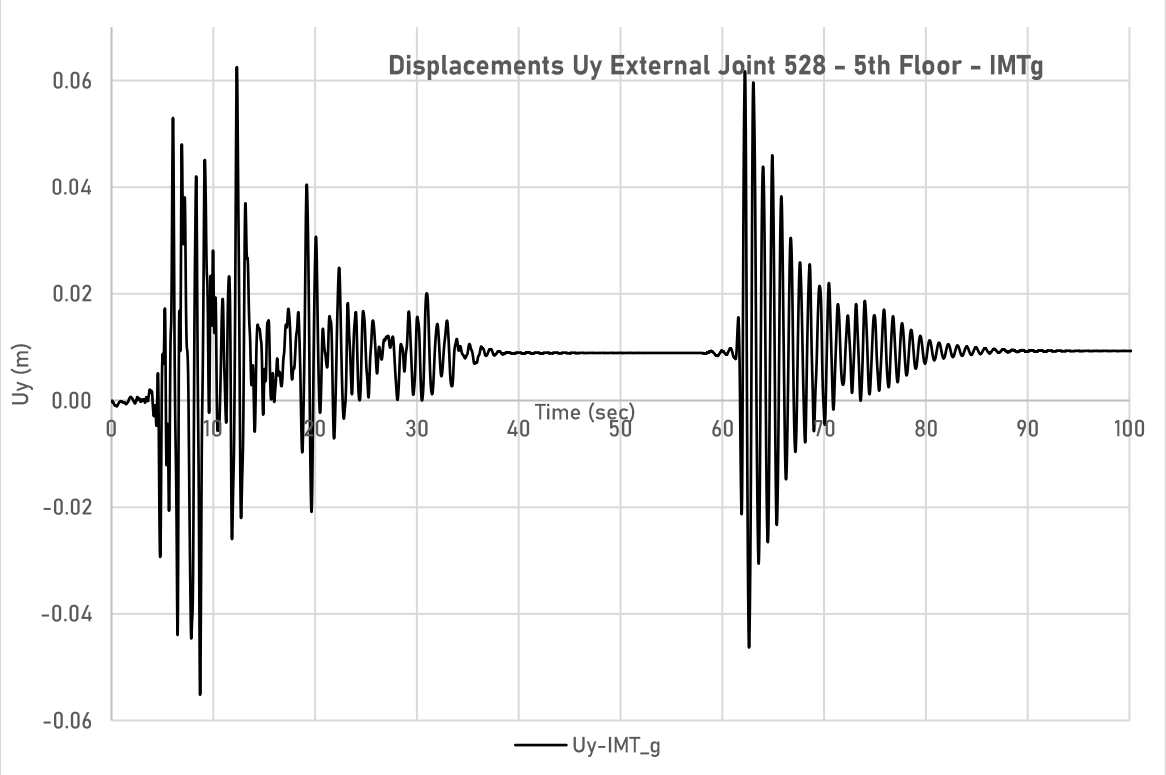
Διάγραμμα Α.209 – Μετατοπίσεις Uy κόμβου 528 για IM2g, IM2_1.5g, IM2_2g



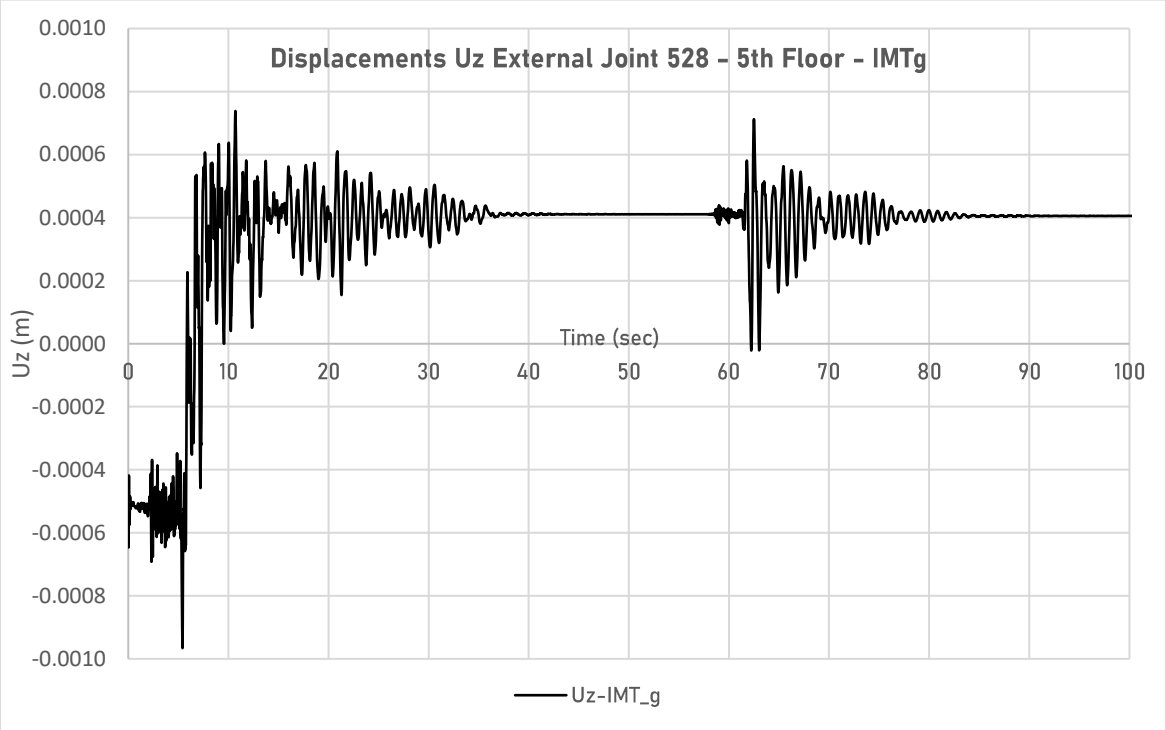
Διάγραμμα Α.210 – Μετατοπίσεις Uz κόμβου 528 για IM2g, IM2_1.5g, IM2_2g



Διάγραμμα Α.211 – Μετατοπίσεις Ux κόμβου 528 για IMTg

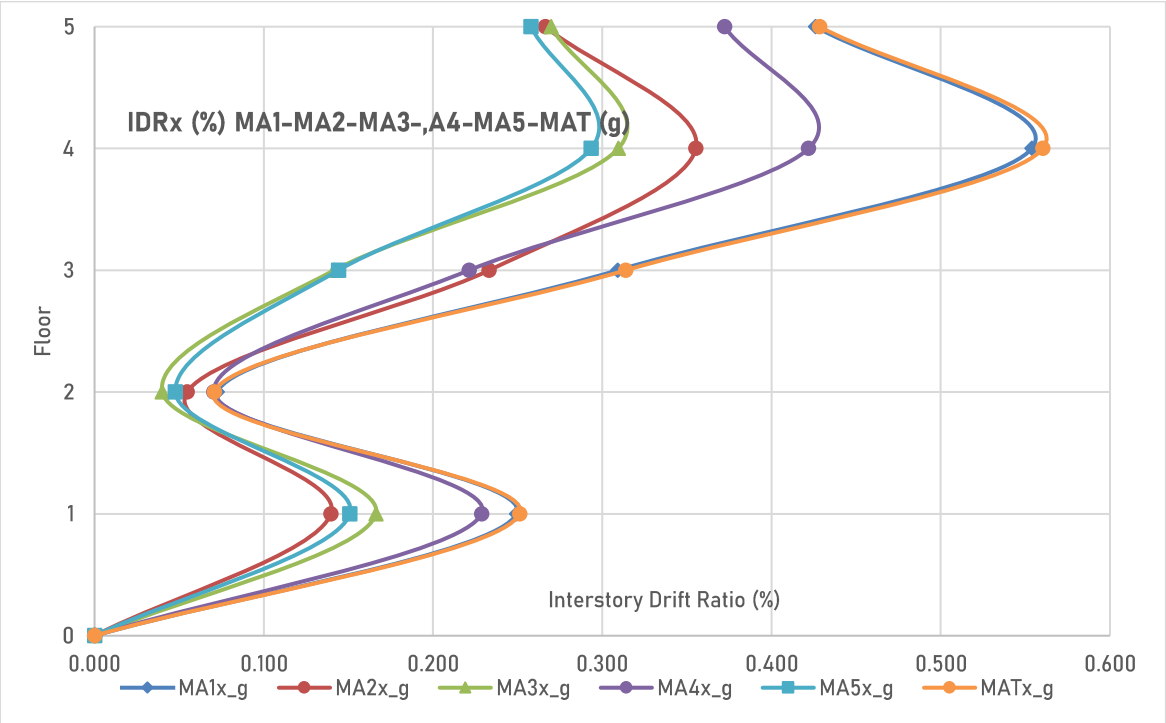


Διάγραμμα Α.212 – Μετατοπίσεις Uy κόμβου 528 για IMTg

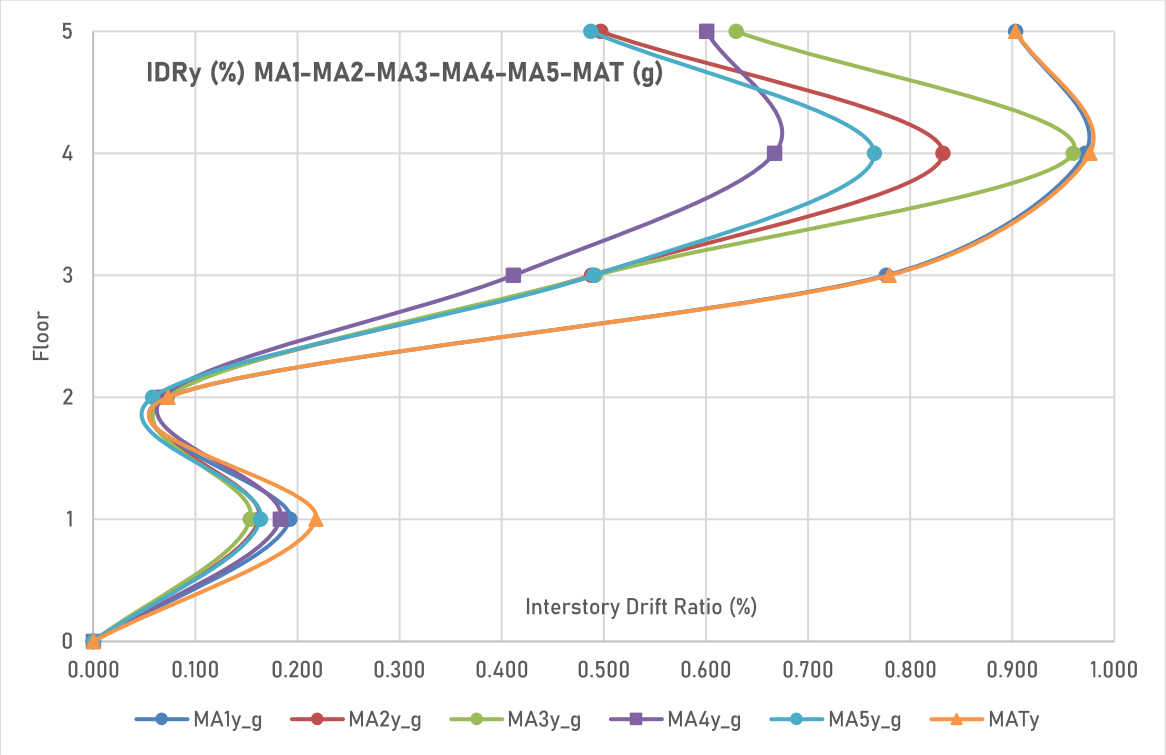


Διάγραμμα Α.213 – Μετατοπίσεις Uz κόμβου 528 για IMTg

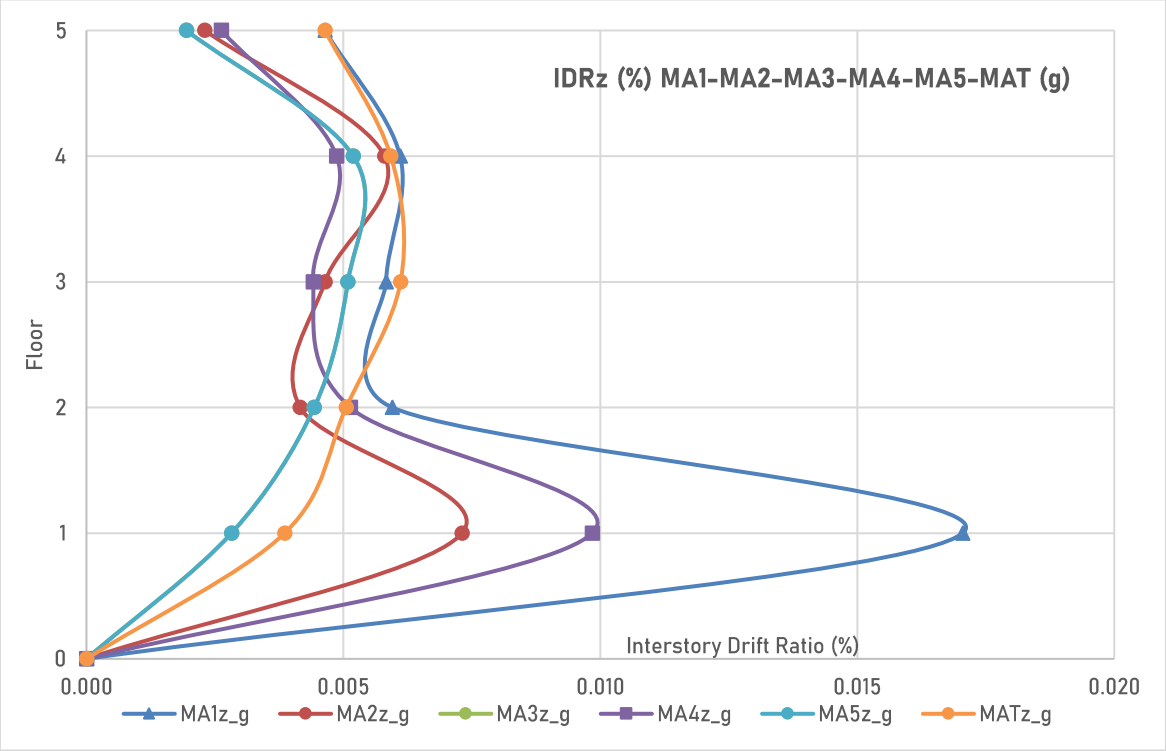
Σεισμός MA – IDR, RIDR και Μετατοπίσεις κόμβου 528 – Scale Factor g



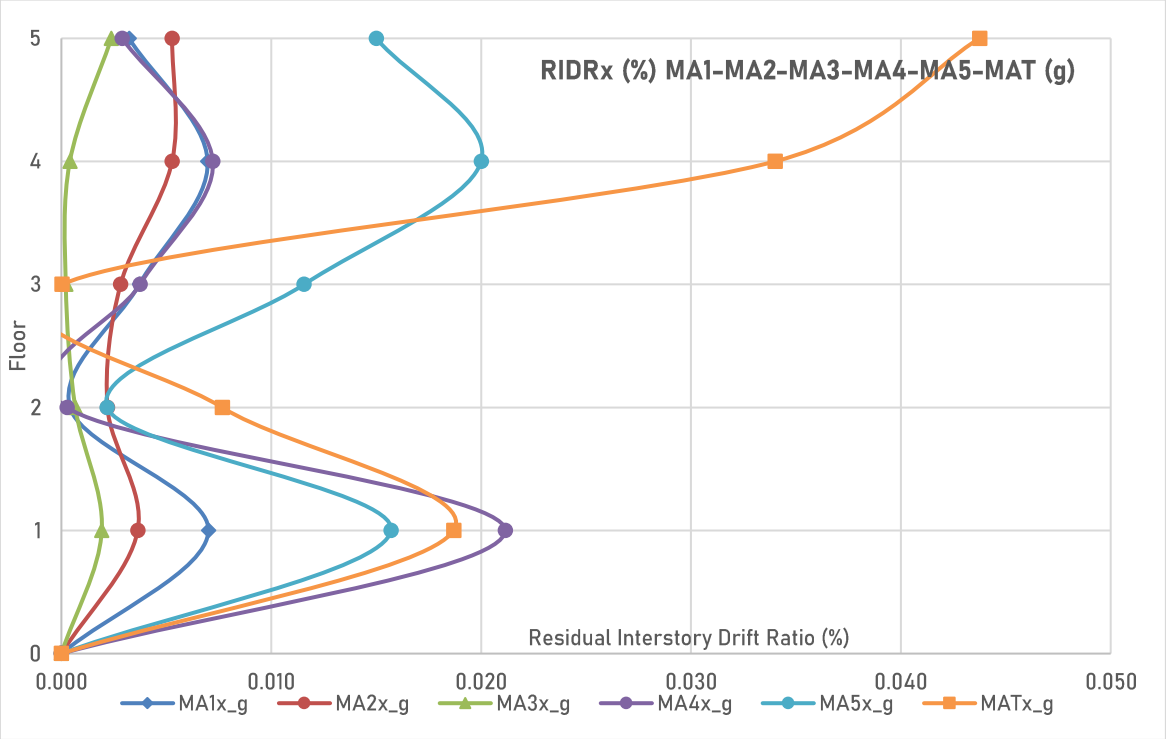
Διάγραμμα Α.214 – IDRx για σύνολο καταγραφών



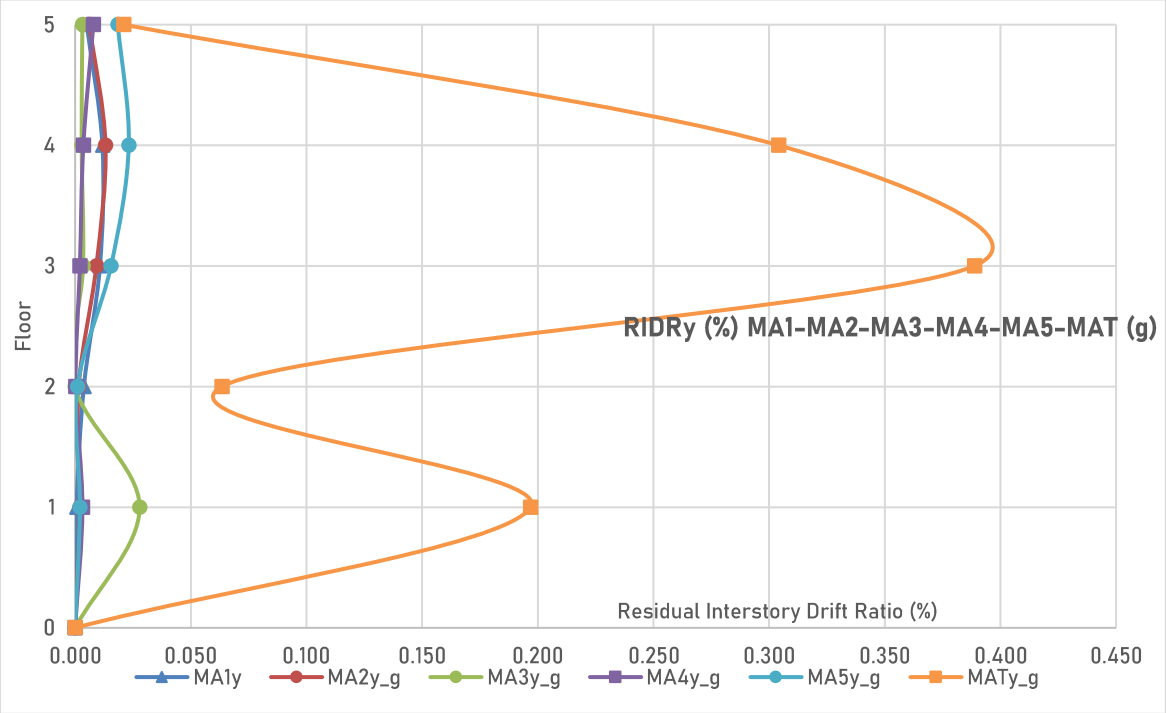
Διάγραμμα Α.215 – IDRy για σύνολο καταγραφών



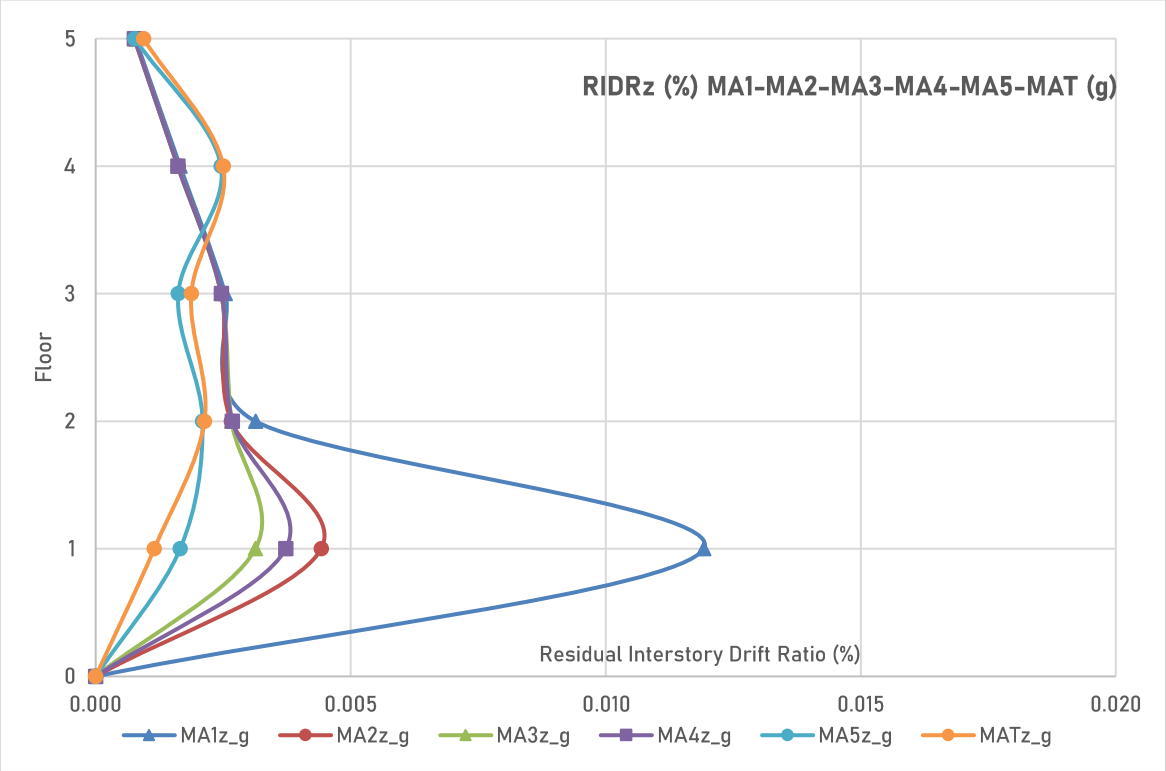
Διάγραμμα Α.215 – IDRz για σύνολο καταγραφών



Διάγραμμα Α.216 – RIDRx για σύνολο καταγραφών



Διάγραμμα Α.217 – RIDRy για σύνολο καταγραφών



Διάγραμμα Α.218 – RIDRz για σύνολο καταγραφών

Παράρτημα Β: Επεξήγηση Συμβόλων, Όρων και Μεγεθών των Μαθηματικών Σχέσεων

Σχέση υπολογισμού IDR

$IDR_i(t) = [u_i(t) - u_{i-1}(t)] / h_i$

$IDR_i(t)$: Λόγος σχετικής μετακίνησης του ορόφου i τη χρονική στιγμή t.

$u_i(t)$: Μετακίνηση της στάθμης i τη χρονική στιγμή t.

$u_{i-1}(t)$: Μετακίνηση της αμέσως κατώτερης στάθμης i−1 τη χρονική στιγμή t.

h_i : Ύψος του ορόφου i.

i : Δείκτης αρίθμησης ορόφου ή στάθμης.

t : Χρόνος.

Σχέση υπολογισμού RIDR

$RIDR_i = [u_{res,i} - u_{res,i-1}] / h_i$

$RIDR_i$: Λόγος παραμένουσας σχετικής μετακίνησης του ορόφου i.

$u_{res,i}$: Παραμένουσα μετακίνηση της στάθμης i μετά το πέρας της σεισμικής διέγερσης.

$u_{res,i-1}$: Παραμένουσα μετακίνηση της αμέσως κατώτερης στάθμης i−1.

h_i : Ύψος του ορόφου i.

Ποσοστιαία μεταβολή IDR

$\Delta IDR(\%) = [(IDR\_SF - IDR\_g) / IDR\_g] \cdot 100$

$\Delta IDR(\%)$: Ποσοστιαία μεταβολή του δείκτη IDR.

IDR_SF : Τιμή του IDR στο κλιμακωμένο επίπεδο έντασης SF.

IDR_g : Τιμή του IDR στο αρχικό επίπεδο έντασης g.

SF : Συντελεστής κλιμάκωσης της σεισμικής διέγερσης.

g : Επιτάχυνση βαρύτητας ή αρχικό επίπεδο αναφοράς της κλιμάκωσης.

Μεταβολή RIDR

$\Delta RIDR = RIDR\_SF - RIDR\_g$

ΔRIDR : Απόλυτη μεταβολή της παραμένουσας παραμόρφωσης.

RIDR_SF : Τιμή του RIDR στο κλιμακωμένο επίπεδο έντασης SF.

RIDR_g : Τιμή του RIDR στο αρχικό επίπεδο έντασης g.

Λόγος παραμένουσας παραμόρφωσης

$R_{res} = RIDR_{max} / IDR_{max}$

R_{res} : Λόγος παραμένουσας παραμόρφωσης προς μέγιστη απόκριση.

$RIDR_{max}$: Μέγιστη τιμή του δείκτη RIDR.

IDR_{max} : Μέγιστη τιμή του δείκτη IDR.

Δείκτης μη γραμμικής ενίσχυσης

$A\_IDR = (IDR\_SF / IDR\_g) / (SF / g)$

A_IDR : Δείκτης μη γραμμικής ενίσχυσης της απόκρισης.

IDR_SF / IDR_g : Λόγος μεταβολής της σχετικής μετακίνησης λόγω κλιμάκωσης.

SF / g : Λόγος κλιμάκωσης της σεισμικής έντασης.

Μέγιστη οριζόντια μετακίνηση κόμβου ελέγχου

$|U\_H|_{max} = \max(|U_x|_{max}, |U_\gamma|_{max})$

$|U\_H|_{max}$: Μέγιστη οριζόντια μετακίνηση κόμβου ελέγχου.

$|U_x|_{max}$: Μέγιστη κατ' απόλυτη τιμή μετακίνηση στη διεύθυνση X.

$|U_{\gamma}|_{max}$: Μέγιστη κατ' απόλυτη τιμή μετακίνηση στη διεύθυνση Y.

U_x : Μετακίνηση στη διεύθυνση X.

U_{γ} : Μετακίνηση στη διεύθυνση Y.

Παραμένουσα οριζόντια μετακίνηση κόμβου ελέγχου

$|U\_H,final| = \max(|U_x,final|, |U_{\gamma},final|)$

|U_H,final| : Παραμένουσα οριζόντια μετακίνηση κόμβου ελέγχου.

U_x,final : Τελική μετακίνηση στη διεύθυνση X.

U_{γ},final : Τελική μετακίνηση στη διεύθυνση Y.

Λόγος παραμένουσας προς μέγιστη μετακίνηση κόμβου

$R\_U = |U\_H,final| / |U\_H|_{max}$

R_U : Λόγος παραμένουσας προς μέγιστη οριζόντια μετακίνηση κόμβου.

|U_H,final| : Παραμένουσα οριζόντια μετακίνηση κόμβου.

$|U\_H|_{max}$: Μέγιστη οριζόντια μετακίνηση κόμβου.

Γενική συνθήκη επάρκειας

$D \leq C$

D : Σεισμική απαίτηση ή γενικευμένη απαίτηση δράσης / παραμόρφωσης.

C : Διαθέσιμη ικανότητα του φορέα ή του μέλους.

Συνθήκη επάρκειας σχεδιασμού

$E\_d \leq R\_d$

E_d : Απαίτηση ή εντατικό μέγεθος σχεδιασμού.

R_d : Διαθέσιμη αντίσταση ή ικανότητα σχεδιασμού.

Μεταβολή απαίτησης λόγω βλάβης

$$\Delta E_d = E_{d,\mu\varepsilon\tau\acute{\alpha}} - E_{d,\pi\rho\iota\nu}$$

ΔE_d : Μεταβολή της απαίτησης λόγω βλάβης.

E_d,μετά : Απαίτηση μετά την τοπική βλάβη ή μετά από συγκεκριμένο σεισμικό γεγονός.

E_d,πριν : Απαίτηση πριν από την τοπική βλάβη ή πριν από συγκεκριμένο σεισμικό γεγονός.

Φαινόμενα δεύτερης τάξης

$$M_{P-\Delta} = P \cdot \Delta$$

M_P−Δ : Πρόσθετη ροπή λόγω φαινομένων δεύτερης τάξης.

P : Κατακόρυφο φορτίο.

Δ : Πλευρική μετακίνηση.

Πλαστική στροφή

$$\theta_p = \theta - \theta_\gamma$$

θ_p : Πλαστική στροφή.

θ : Συνολική στροφή μέλους ή πλαστικής άρθρωσης.

θ_γ : Στροφή διαρροής.

Κριτήριο υπέρβασης CP

$$\theta_p \geq \theta_{p,CP}$$

θ_p : Απαιτούμενη πλαστική στροφή.

$\theta_{p,CP}$: Πλαστική στροφή που αντιστοιχεί στη στάθμη CP.

CP : Στάθμη επιτελεστικότητας Collapse Prevention.

Κλιμάκωση σεισμικής επιτάχυνσης

$a_s(t) = SF \cdot a_0(t)$

$a_s(t)$: Κλιμακωμένη σεισμική επιτάχυνση.

SF : Συντελεστής κλιμάκωσης.

$a_0(t)$: Αρχική χρονοϊστορία επιτάχυνσης.

t : Χρόνος.

Δυναμική εξίσωση ισορροπίας

$M\,\ddot{u}(t) + C\,\dot{u}(t) + f_s(u, \dot{u}) = -M\,r\,\ddot{u}_g(t)$

M : Μητρώο μάζας.

C : Μητρώο απόσβεσης.

u(t) : Διάνυσμα μετακινήσεων του φορέα συναρτήσει του χρόνου.

$\dot{u}(t)$: Διάνυσμα ταχυτήτων του φορέα συναρτήσει του χρόνου.

$\ddot{u}(t)$: Διάνυσμα επιταχύνσεων του φορέα συναρτήσει του χρόνου.

$f_s(u, \dot{u})$: Διάνυσμα εσωτερικών δυνάμεων του φορέα.

r : Διάνυσμα επιρροής της εδαφικής κίνησης.

$\ddot{u}_g(t)$: Εδαφική επιτάχυνση συναρτήσει του χρόνου.

Υπεύθυνη Δήλωση Συγγραφέα:

Δηλώνω ρητά ότι, σύμφωνα με το άρθρο 8 του Ν.1599/1986, η παρούσα εργασία αποτελεί αποκλειστικά προϊόν προσωπικής μου εργασίας, δεν προσβάλλει κάθε μορφής δικαιώματα διανοητικής ιδιοκτησίας, προσωπικότητας και προσωπικών δεδομένων τρίτων, δεν περιέχει έργα/εισφορές τρίτων για τα οποία απαιτείται άδεια των δημιουργών/δικαιούχων και δεν είναι προϊόν μερικής ή ολικής αντιγραφής, οι πηγές δε που χρησιμοποιήθηκαν περιορίζονται στις βιβλιογραφικές αναφορές και μόνον και πληρούν τους κανόνες της επιστημονικής παράθεσης.