

ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΜΟΝΩΣΗ ΚΤΙΡΙΟΥ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ. ΕΠΙΛΥΣΗ ΦΟΡΕΑ ΜΕ ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗ ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΧΡΟΝΟΪΣΤΟΡΙΑΣ

ΜΑΓΟΥΛΑΣ ΠΑΝΑΓΙΩΤΗΣ

Περίληψη

Στις μέρες μας επικρατεί η εντύπωση ότι ο συμβατικός σχεδιασμός σύμφωνα με τους ισχύοντες αντισεισμικούς κανονισμούς είναι απόλυτα ασφαλής χωρίς να προκαλεί βλάβες στον φέροντα οργανισμό και στους τοίχους πληρώσεως. Η εντύπωση αυτή απέχει από την πραγματικότητα διότι ακόμα και μια πολύ καλά μελετημένη κατασκευή, λόγω έντονης σεισμικής ενέργειας που θα δεχθεί από έναν ισχυρό σεισμό (σεισμό σχεδιασμού), θα υποστεί βλάβες. Στην παρούσα εργασία παρουσιάζεται η μέθοδος της σεισμικής μόνωσης ως εναλλακτικό τρόπο σεισμικής θωράκισης της κατασκευής. Γίνεται αναφορά στη φιλοσοφία της σεισμικής μόνωσης καθώς και σε στοιχεία εφαρμογής της. Προκειμένου να γίνει σύγκριση της μεθόδου με τον συμβατικό τρόπο έδρασης των κατασκευών, χρησιμοποιούνται δύο μοντέλα φορέων, ένα με συμβατική στήριξη και ένα σεισμικά μονωμένο (έδραση σε εφέδρανα), τα οποία επιλύονται στο υπολογιστικό πρόγραμμα SAP2000 χρησιμοποιώντας ανελαστική δυναμική ανάλυση χρονοϊστορίας. Τα αποτελέσματα τόσο της ανάλυσης, όσο και της θεωρητικής διερεύνησης του θέματος της σεισμικής μόνωσης, οδηγούν σε χρήσιμα συμπεράσματα τα οποία καταδεικνύουν την σπουδαιότητα και τα πλεονεκτήματα της μεθόδου αυτής.

1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Οι απαιτήσεις αντισεισμικού σχεδιασμού των φορέων κατά τους ισχύοντες κανονισμούς επιβάλλουν αυξημένη παραμορφωσιμότητα (πλαστιμότητα) και ταχεία απόσβεση των ταλαντώσεων έτσι ώστε να επιτυγχάνεται η καλύτερη απόκριση των δομικών στοιχείων στις εξωτερικά επιβαλλόμενες σεισμικές δράσεις. Ένας τέτοιος μηχανισμός μπορεί να υλοποιηθεί με την εφαρμογή μιας σειράς αυστηρών διατάξεων όπως είναι ο ικανοτικός σχεδιασμός των κόμβων, η διάταξη ελαχίστων διατμητικών τοιχωμάτων, η εξασφάλιση επαρκούς περίσφιξης στα στοιχεία και η επάρκεια αγκύρωσης οπλισμών. Με τον τρόπο αυτό οι «επαρκώς πλάστιμες» κατασκευές αντέχουν και ισχυρούς σεισμούς.

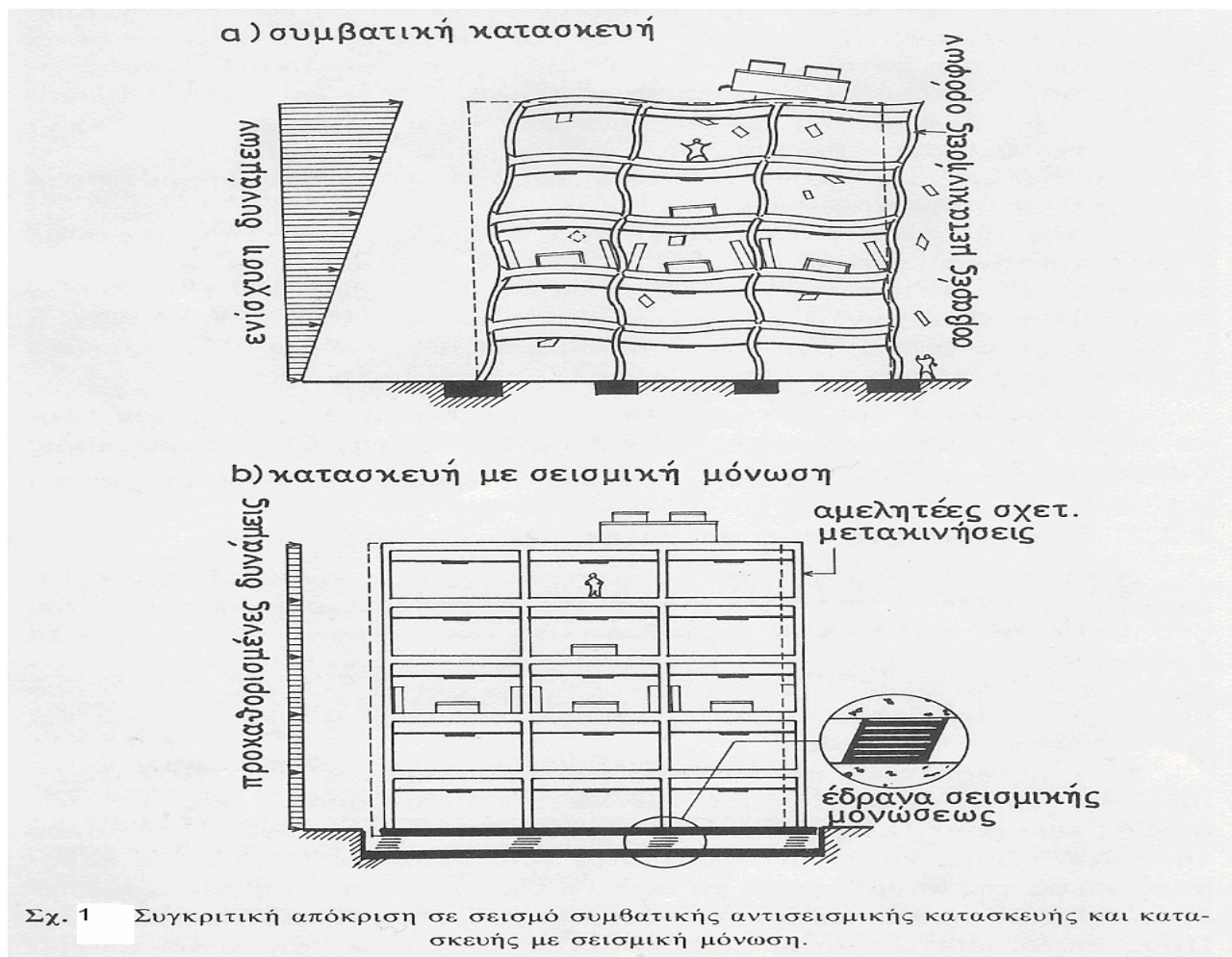
Σαν εναλλακτική στρατηγική σε μια τέτοια προσέγγιση αναπτύχθηκε τα τελευταία χρόνια η τεχνική της «σεισμικής μόνωσης» η οποία βασίζεται στην αυξημένη προστασία της ανωδομής από τη σεισμική καταπόνηση και στη βελτίωση της δυνατότητας απορρόφησης της σεισμικής ενέργειας.

Η σεισμική μόνωση εφαρμόζεται ήδη σε χώρες όπως οι ΗΠΑ, Ιαπωνία, Ιταλία και τα σεισμικά μονωμένα κτίρια έχουν επιδείξει αρκετά καλή συμπεριφορά σε σημαντικούς σεισμούς, όπως π.χ. στο Kobe {7}. Η αποτελεσματικότητα της μεθόδου αυτής στηρίζεται στην εισαγωγή ειδικών συστημάτων απορρόφησης ενέργειας (εφέδρανα) που αυξάνουν άμεσα την ικανότητα της κατασκευής να απορροφά σεισμική ενέργεια και με αυτό τον τρόπο μειώνουν την απαίτηση σε μετακίνηση της κατασκευής και άρα μείωση έως και μηδενισμό των εμφανιζόμενων ανελαστικών παραμορφώσεων. Μία σεισμικά μονωμένη κατασκευή πλεονεκτεί έναντι μιας συμβατικής επειδή παρουσιάζει: α) αυξημένη ασφάλεια σε κατάρρευση, αφού εξασφαλιστεί έναντι ανατροπής, β) εξασφάλιση ελαστικής συμπεριφοράς ακόμα και σε περιπτώσεις ισχυρών σεισμών, γ) περιορισμό των ζημιών στα μη - φέροντα δομικά στοιχεία και δ) περιορισμό των ζημιών στα περιεχόμενα του κτιρίου (π.χ. οικοσυσσκευές).{7}

2. Η ΦΙΛΟΣΟΦΙΑ ΤΗΣ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΜΟΝΩΣΗΣ

Η συμβατική προσέγγιση του αντισεισμικού σχεδιασμού των κατασκευών, δηλαδή η χρησιμοποίηση πλαστικής συμπεριφοράς του φέροντος οργανισμού προς απόσβεση της σεισμικής ενέργειας, έχει το προφανές μειονέκτημα ότι η κατασκευή κατά τη διάρκεια ισχυρών σεισμών υφίσταται βλάβες με υψηλό κόστος επισκευής. Οι βλάβες μάλιστα μπορούν να είναι τόσο σοβαρές, ώστε να καταστεί αναγκαία ακόμη και η κατεδάφιση του κτιρίου.

Μια διαφορετική προσέγγιση του προβλήματος είναι ο διαχωρισμός του φέροντα οργανισμού από το μηχανισμό αποσβέσεως της σεισμικής ενέργειας. Σε αντίθεση με τη συμβατική φιλοσοφία σχεδιασμού της κατασκευής, κατά την οποία κατά τους διαδοχικούς κύκλους παραμορφώσεως της απορροφάται το σύνολο της σεισμικής ενέργειας, σχεδιάζεται ένα σύστημα σεισμικής μόνωσης της ανωδομής από τη θεμελίωση. Έτσι λοιπόν, ειδικά έδρανα - μονωτήρες με ελαστοπλαστική απόκριση τοποθετούνται στη διεπιφάνεια μεταξύ των υποστυλωμάτων και των θεμελίων του κτιρίου, καθώς τα υποστυλώματα είναι τμήμα της ανωδομής, ενώ τα θεμέλια ουσιαστικά μετακινούνται μαζί με το έδαφος (Σχήμα 1). Η τέμνουσα διαρροής των εδράνων καθορίζεται λίγο πιο πάνω από τη δράση του σεισμού οριακής κατάστασης λειτουργικότητας. Έτσι, για συνήθεις σεισμούς τα έδρανα παραμένουν στην ελαστική περιοχή χωρίς σχετική κίνηση θεμελίωσης – ανωδομής. Για ισχυρούς όμως σεισμούς, τα έδρανα διαρρέουν μεταφέροντας στην ανωδομή προκαθορισμένη τέμνουσα βάσης ίση προς την τέμνουσα διαρροής των εδράνων. {1}



{1}

3. ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗ ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΧΡΟΝΟΪΣΤΟΡΙΑΣ (TIME-HISTORY)

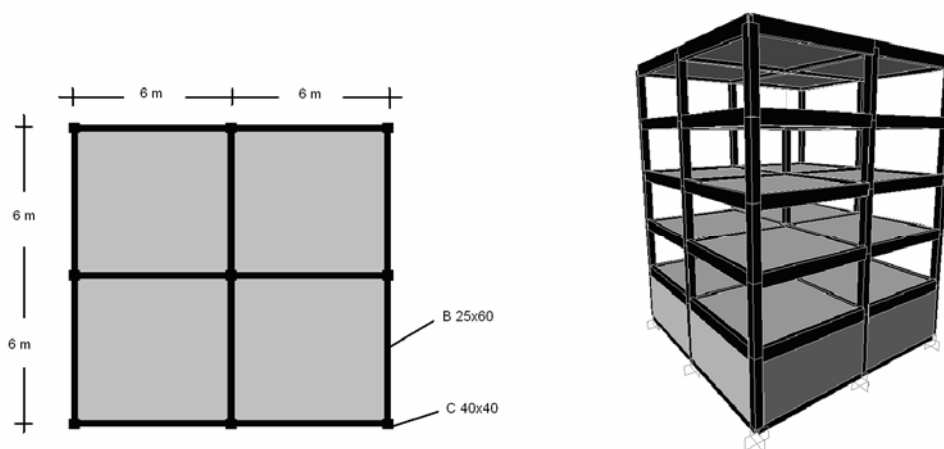
Στη δυναμική ανελαστική ανάλυση χρησιμοποιείται ένα προσομοίωμα του φορέα το οποίο ενσωματώνει ανελαστικούς νόμους φορτίου – παραμόρφωσης για τα επιμέρους δομικά στοιχεία του κτιρίου. Στο προσομοίωμα εφαρμόζεται σεισμική φόρτιση μέσω επιταχυνσιογραφημάτων εδαφικών δονήσεων. Η απόκριση του φορέα υπολογίζεται με επαναληπτικό τρόπο με χρήση χρονικών βημάτων. Τα υπολογιζόμενα εντατικά μεγέθη του φορέα αποτελούν ορθολογικές προσεγγίσεις των αναμενόμενων κατά τη διάρκεια ενός σεισμού, επειδή το μοντέλο προσομοίωσης και η μεθοδολογία προσεγγίζουν με μεγάλη αμεσότητα την ανελαστική απόκριση του φορέα κατά τη διάρκεια του σεισμικού φαινομένου.

Η παρουσίαση της μεθόδου της σεισμικής μόνωσης γίνεται μέσα από μία συγκριτική εφαρμογή επίλυσης δύο προσομοιωμάτων τυπικού τετραώροφου κτιρίου από οπλισμένο σκυρόδεμα. Στο πρώτο προσομοίωμα το κτίριο θεωρείται ότι έχει συμβατική θεμελίωση (μεμονωμένα πέδιλα με συνδετήριες δοκούς) και στο δεύτερο προσομοίωμα το κτίριο έχει εφέδρανα σεισμικής μόνωσης. Η ανάλυση έγινε με το πρόγραμμα SAP2000 με χρήση ανελαστικής δυναμικής ανάλυσης χρονοϊστορίας.

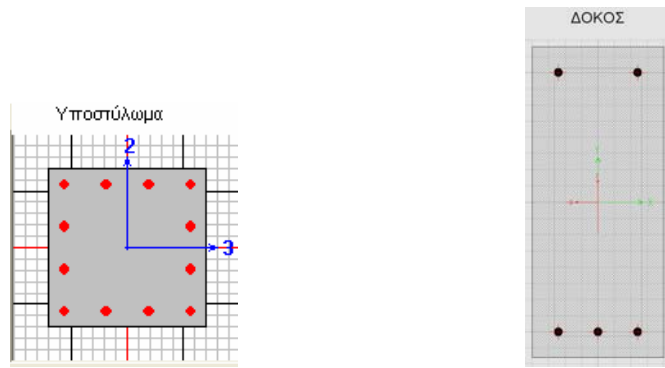
Στην παρούσα εργασία το αντικείμενο της μελέτης είναι ο υπολογισμός της συμπεριφοράς του σεισμικά μονωμένου φορέα σε σχέση με τον συμβατικό και η αξιολόγηση με μεγαλύτερη ακρίβεια της ανελαστικής συμπεριφοράς του κτιρίου στις σεισμικές διεγέρσεις.

4. ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΤΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ

Το κτίριο αναπτύσσεται σε πέντε επίπεδα, συγκεκριμένα ένα υπόγειο και τέσσερις ορόφους. Έχει διπλή συμμετρία, διαστάσεων κάτοψης 12x12 μέτρα και κάθε όροφος αποτελείται από έξι πλαίσια ανοίγματος 6 μέτρων το καθένα, σε κάθε διεύθυνση. Το ύψος κάθε ορόφου είναι 3 μέτρα. Όλες οι πλάκες έχουν πάχος 20 εκ. εκτός από την πλάκα οροφής του τέταρτου ορόφου που έχει πάχος 15 εκ. Όλα τα υποστυλώματα έχουν διαστάσεις 40x40 εκ. με οπλισμό 12Φ20 περιμετρικά. Όλες οι δοκοί έχουν διαστάσεις 25x60 εκ. με οπλισμό 3Φ16 στο κάτω πέλμα και 2Φ20 στο άνω. Η θεμελίωση του αρχικού φορέα είναι μεμονωμένα πέδιλα με συνδετήριες δοκούς. Το κτίριο φέρει κατακόρυφα φορτία στις πλάκες των ορόφων : 3 kN/m² (μόνιμα) και 5 kN/m² (κινητά). Τα φορτία διαφοροποιούνται στην πλάκα οροφής του τέταρτου ορόφου όπου γίνονται : 2 kN/m² (μόνιμα) και 1 kN/m² (κινητά).



Σχήμα 2. Κάτοψη και αξονομετρικό φέροντος οργανισμού



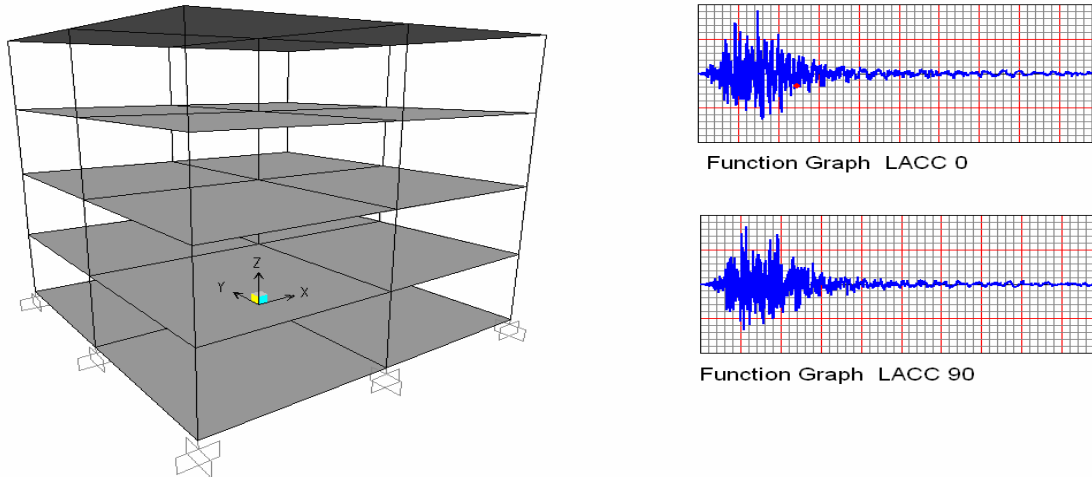
Σχήμα 3. Διατομές υποστυλωμάτων και δοκών αντίστοιχα, τετραώροφου κτιρίου.

5. ΜΟΝΤΕΛΟ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗΣ

Στο πρώτο μοντέλο της ανάλυσης (συμβατικό) ο φορέας είναι πλαισιακός και αποτελείται από τέσσερις ορόφους ενώ το υπόγειο θα προσομοιωθεί σαν πάκτωση όλων των κατακόρυφων στοιχείων της ανωδομής στο έδαφος (Σχήμα 4,α). Κάθε όροφος έχει ύψος 3 μέτρα και αποτελείται από 9 υποστυλώματα (40x40 εκ.) και 12 δοκούς (25x60) οπλισμένα όλα όπως αναφέρεται παραπάνω (§4.Περιγραφή κτιρίου).

Το δεύτερο μοντέλο (σεισμικά μονωμένο) είναι όμοιο με το πρώτο αλλά διαφοροποιείται στις συνθήκες στήριξής του. Συγκεκριμένα κάτω από την πλάκα δαπέδου του ισογείου έχουν τοποθετηθεί ελαστομεταλλικά εφέδρανα σε θέσεις που συμπίπτουν με τα κατακόρυφα στοιχεία της ανωδομής. Αυτά εδράζονται στην πλάκα οροφής του υπογείου η οποία είναι μεγάλου πάχους και παίζει το ρόλο της γενικής κοιτόστρωσης κατά κάποιο τρόπο.

Για την στατική προσομοίωση και επίλυση του φορέα χρησιμοποιείται το υπολογιστικό πρόγραμμα SAP2000, όπου γίνεται χρήση ραβδόμορφων πεπερασμένων στοιχείων για δοκούς και υποστυλώματα και θεώρηση διαφραγματικής λειτουργίας των πλακών. Όσο για την προσομοίωση των στοιχείων της σεισμικής μόνωσης στον φορέα χρησιμοποιήθηκαν στοιχεία-σύνδεσμοι (Rubber isolators) με μη γραμμικές ιδιότητες (ελαστοπλαστική διγραμμική συμπεριφορά) οι οποίες ενεργοποιούνται μόνο για δυναμική επίλυση του φορέα με δεδομένα επιταχυνσιογραφήματα βάσης. Πραγματοποιήθηκαν πλήθος αναλύσεων για τα δύο μοντέλα ώστε να είναι δυνατή η σύγκριση των αποκρίσεων τους. Επιλέχθηκε Time-History ανάλυση και εφαρμόστηκε με δύο επιταχυνσιογραφήματα στις δύο οριζόντιες διευθύνσεις, όπου για κάθε μία υπάρχουν 3000 χρονικά βήματα, σε ίσα διαστήματα των 0,2 sec, για συνολικό χρόνο 60 sec {6}. Στην κατακόρυφη διεύθυνση το κτίριο είναι ιδιαίτερα άκαμπτο και επομένως δεν επηρεάζεται από την παρουσία των εφεδράνων, στα οποία θεωρήθηκε ότι δεν εμφανίζονται ανυψώσεις.

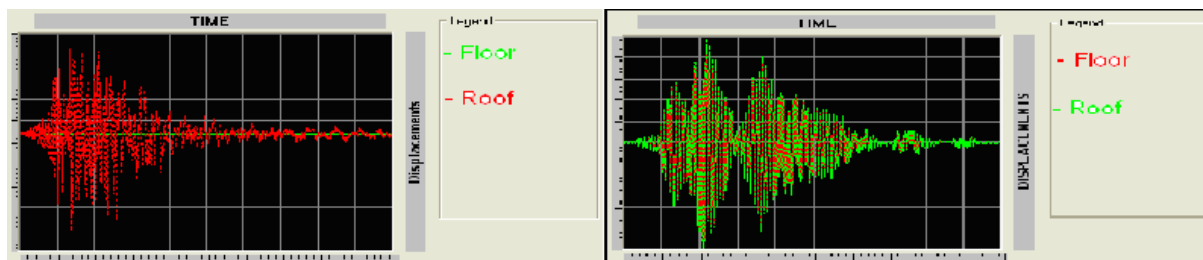


Σχήμα 4. α,β. Χωρικό προσομοίωμα και επιταχυνσιογραφήματα ανάλυσης.

6. ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΑΝΑΛΥΣΗΣ

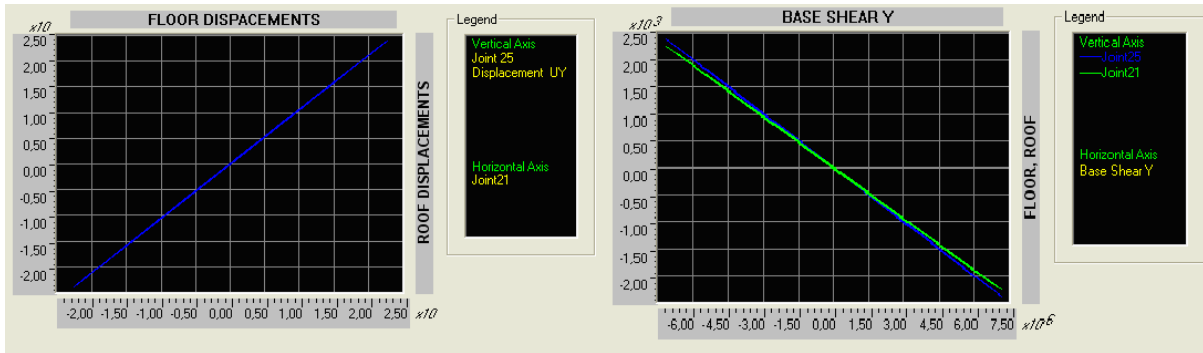
Από την ανάλυση προέκυψε ένας μεγάλος όγκος αποτελεσμάτων, τα οποία μελετήθηκαν, αξιολογήθηκαν, και τέλος εξετάστηκαν ώστε να βγουν ορισμένα συμπεράσματα.

Ενδεικτικά παρουσιάζονται κάποια διαγράμματα που αποδεικνύουν την συμπεριφορά της σεισμικά μονωμένης κατασκευής σαν στερεού απαραμόρφωτου σώματος. Αυτό σημαίνει ότι η ανωδομή αν και παρουσιάζει μεγάλες μετακινήσεις, ουσιαστικά έχει πολύ μικρές παραμορφώσεις και αυτό φαίνεται από τα διαγράμματα μετακίνησης των κόμβων του ισογείου και της οροφής της κατασκευής συναρτήσει του χρόνου που σχεδόν συμπίπτουν (Σχήμα 5 και Σχήμα 6. α).



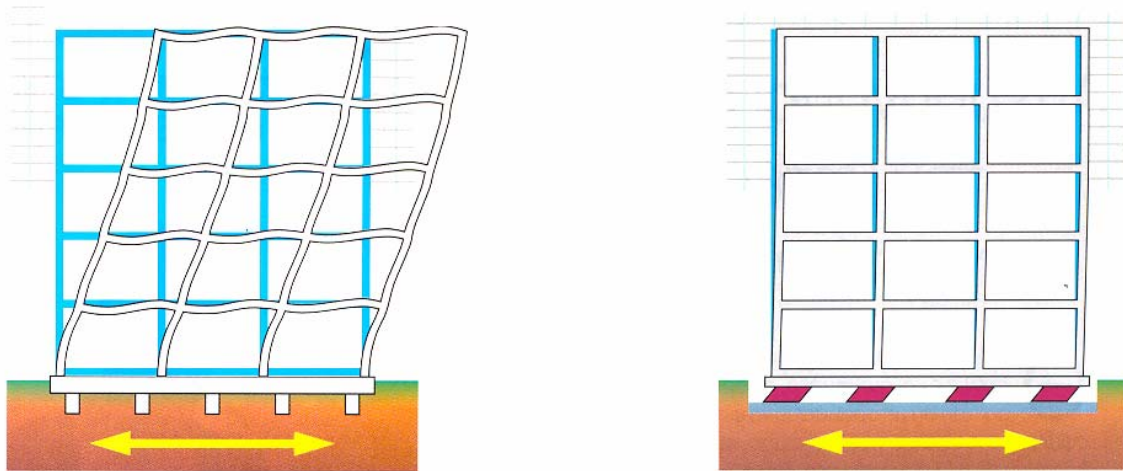
Σχήμα 5. α,β. Διαγράμματα χρόνου - μετατόπισης ισογείου και οροφής κτιρίου, συμβατικού και σεισμικά μονωμένου αντίστοιχα

Στο σχήμα 6, α παρουσιάζονται οι μετακινήσεις της βάσης του κτιρίου συναρτήσει της οροφής. Ακόμα βλέπουμε στο σχήμα 6, β την απορρόφηση της σεισμικής τέμνουσας όταν αρχίζουν και μετατοπίζονται τα εφέδρανα απορροφώντας έτσι τη σεισμική δύναμη και απομονώνοντας (ανακουφίζουν) την ανωδομή η οποία συμπεριφέρεται στην ουσία «ελαστικά» αφού έχει ελάχιστες σχετικές μετακινήσεις μεταξύ των φερόντων στοιχείων της (Σχήμα 7). Έτσι εξασφαλίζεται καλύτερη σεισμική επίδοση της κατασκευής και βελτίωση της λειτουργικότητάς της.



Σχήμα 6. α,β. α) Διάγραμμα μετατοπίσεων ισογείου – οροφής 4^{ου} ορόφου σεισμικά μονωμένου κτηρίου.
 β) Διάγραμμα τέμνουσας βάσης – μετατοπίσεων ισογείου – οροφής σεισμικά μονωμένου κτηρίου.

Επίσης στην συμβατική κατασκευή παρατηρείται σημαντική συμμετοχή των ανώτερων ιδιομορφών, σε αντίθεση με την σεισμικά μονωμένη όπου η συμμετοχή τους είναι πολύ μικρή, έως και μηδενική σε περίπτωση που η δυσκαμψία της ανωδομής είναι αρκετά μεγαλύτερη από των μονωτήρων.



Σχήμα 7. Παραμόρφωση φορέα : α) συμβατικού, β) σεισμικά μονωμένου. {5}

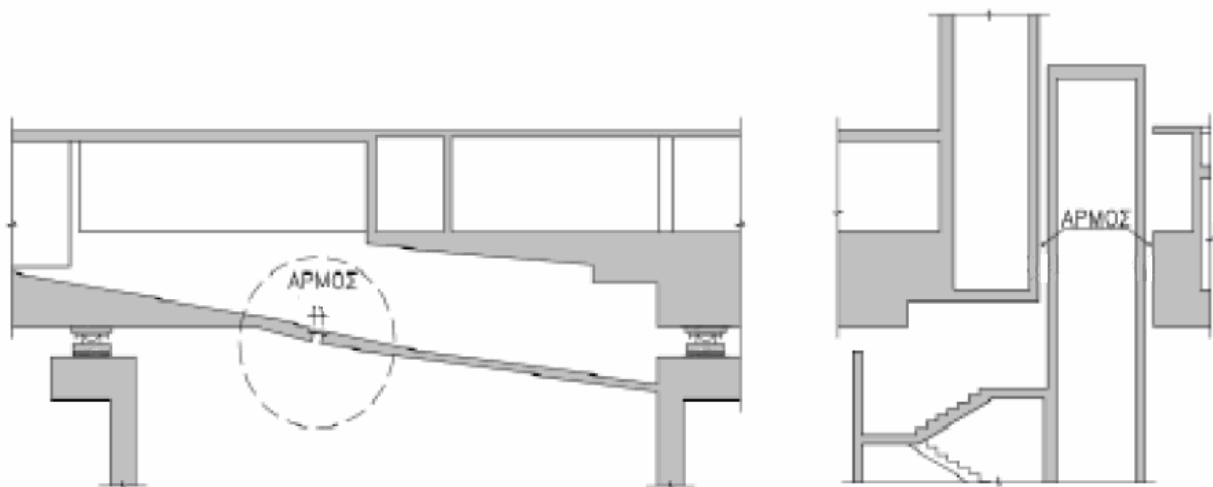
Σε μία τελική αντιπαράθεση των δύο μοντέλων αξίζει να αναφερθεί ότι η σεισμικά μονωμένη κατασκευή παρουσίασε μείωση των εντατικών μεγεθών, σε σχέση με την συμβατική με ταυτόχρονη αύξηση της οριζόντιας μετατόπισης, η οποία αν και ήταν αρκετά μεγαλύτερη από της συμβατικής, δεν δημιούργησε προβλήματα στην ανωδομή που μετατοπίστηκε σαν «άκαμπτο» σώμα. Βέβαια χρειάζεται προσοχή στη μελέτη κατασκευής ώστε να προβλεφθούν οι απαιτούμενες ουσιαστικά μετακινήσεις.

Τέλος, ιδιαίτερη προσοχή πρέπει να δίνεται στην επιλογή των χαρακτηριστικών των εφεδράνων. Αυτό γιατί αφού έγιναν διάφορες δοκιμές για δεδομένη σεισμική φόρτιση, παρατηρήθηκε ότι με την αύξηση της δυσκαμψίας των εφεδράνων αυξάνονταν και τα φορτία που μεταβιβάζονται στην ανωδομή, ενώ με τη μείωση της δυσκαμψίας τους αυξάνεται η απορρόφηση της σεισμικής ενέργειας από τα εφεδράνα και άρα μικρότερες εντάσεις περνούν στην ανωδομή. Έτσι πρακτικά ένας σχετικά δύσκαμπτος φέρων οργανισμός στηριζόμενος σε σχετικά εύκαμπτα εφεδράνα έχει πολύ καλή συμπεριφορά ακόμα και σε ισχυρούς σεισμούς.

7. ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΕΦΑΡΜΟΓΗΣ ΤΗΣ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΜΟΝΩΣΗΣ

Στη βιβλιογραφία αναφέρεται ότι η χρήση της σεισμικής μόνωσης απαιτεί την εισαγωγή εύκαμπτων εφεδράνων σε ένα συγκεκριμένο επίπεδο του στατικού συστήματος της κατασκευής, κατά κανόνα κοντά στη θεμελίωση {2}. Ωστόσο σε κτίρια με υπόγειο, όπως αυτό που μελετάται στην παρούσα εργασία, η μόνωση στα θεμέλια παρουσιάζει τεχνικές δυσκολίες κυρίως στη μελέτη πρόβλεψης συντήρησης ή και ενδεχόμενη αντικατάσταση των εφεδράνων, στην απαιτούμενη περιμετρική κατασκευή σεισμικού αρμού λόγω της ικανότητας οριζόντιας μετατόπισης του συστήματος μόνωσης καθώς και της ελαστικής παραμόρφωσης της κατασκευής. Μία λύση όπως παρουσιάζεται και στην ανάλυση της παρούσας εργασίας, σε κατασκευές με υπόγειο, είναι και η τοποθέτηση της σεισμικής μόνωσης κάτω από την πλάκα του δαπέδου του ισογείου, εδραζόμενη στην πλάκα οροφής του υπογείου. Αυτό επιτυγχάνεται με κατάλληλη επιλογή πάχους πλάκας οροφής του υπογείου ώστε κατά κάποιο τρόπο να έχει το ρόλο της γενικής κοιτόστρωσης για καλύτερη και ομοιόμορφη κατανομή του φορτίου προς το έδαφος μέσω του υπογείου (Σχήμα 9,α). Έτσι επιτυγχάνεται και ο διαχωρισμός της ανωδομής από την υποδομή και δημιουργείται το κατάλληλο «κενό» ώστε να υπάρχει και η δυνατότητα επισκεψιμότητας της διάταξης των μονωτήρων. Μία παρόμοια διάταξη πραγματοποιήθηκε και στη μελέτη του κτιρίου «Ωνάσειος Στέγη Γραμμάτων και Τεχνών» {4}.

Σε αυτή την περίπτωση ένα θέμα που χρειάζεται προσοχή είναι τα στοιχεία που διέρχονται από την διεπιφάνεια σεισμικής μόνωσης (ανεγκυστήρες, κλιμακοστάσια, ράμπες) καθώς και οι ηλεκτρολογικές – υδραυλικές εγκαταστάσεις. Σε περίπτωση σεισμού πρέπει να διασφαλίζεται η ελεύθερη μετακίνηση της ανωδομής, αλλιώς το κτίριο δεν θα αποκριθεί με τον τρόπο που υπολογίστηκε. Επειδή η ανωδομή μπορεί να μετακινηθεί αρκετά εκατοστά σε περίπτωση σεισμού (λειτουργία της σεισμικής μόνωσης), πρέπει τα κλιμακοστάσια και τυχόν ράμπες να διακόπτονται στην διεπιφάνεια της σεισμικής μόνωσης λόγω εφαρμογής σεισμικού αρμού. Από τα δύο τμήματα που προκύπτουν, το ένα στηρίζεται στην ανωδομή και το άλλο στην υποδομή (Σχήμα 8). Επίσης ακόμα ένα θέμα είναι οι ανεγκυστήρες, που λόγω σεισμικού αρμού διαιρούνται σε δύο σκέλη τα οποία συναντιόνται σε κοινή στάθμη για την κατακόρυφη επικοινωνία του κτιρίου. Το ένα σκέλος εξυπηρετεί την ανωδομή, στην οποία και στηρίζεται, ενώ το άλλο σκέλος εξυπηρετεί και στηρίζεται στην υποδομή (Σχήμα 8). Ο σεισμικός αρμός προκύπτει από το άθροισμα της μέγιστης μετακίνησης του κτιρίου και των σκελών των στοιχείων που διαχωρίζονται.



Σχήμα 8. α,β. Σεισμικός αρμός στη θέση της σκάλας και του ανεγκυστήρα αντίστοιχα. {4}

Παρακάτω αναφέρονται οι κατηγορίες στις οποίες διακρίνονται οι σεισμικοί μονωτήρες. Αυτές είναι : α) Μηχανισμοί μικρής ακαμψίας με μερικώς ελαστική συμπεριφορά, β) ελαστοπλαστικοί μηχανισμοί μικρής παραμορφωσιμότητας. Η πρώτη κατηγορία αποτελείται κυρίως από ελαστομερείς μονωτήρες που διακρίνονται σε χαμηλής και υψηλής ενεργειακής απορροφητικότητας. Οι μηχανισμοί αυτοί έχουν σαν βασική αρχή λειτουργίας την απομείωση των σεισμικών δράσεων στην κατασκευή λόγω της αύξησης της ιδιοπεριόδου της. Η δεύτερη κατηγορία σεισμικών μονωτήρων χαρακτηρίζεται κυρίως από την αυξημένη (παθητική) απορροφητικότητα ενέργειας. {7}

Τέλος σεισμική μόνωση μπορεί να εφαρμοστεί και σαν μέθοδος ενίσχυσης υφιστάμενων κτιρίων και αύξησης της αντισεισμικής τους ασφάλειας και αντοχής σε περίπτωση νέων ισχυρών σεισμών. Μία τέτοια περίπτωση είναι η σεισμική μόνωση του κτηρίου κεντρικών γραφείων της Αρχής Τηλεπικοινωνιών Κύπρου {3}. Σταδιακά όμως η εφαρμογή της σεισμικής μόνωσης επεκτείνεται και σε συμβατικά κτίρια καθώς και σε έργα γεφυροποιίας και ειδικών θεμελιώσεων. {7}



Σχήμα 9. α,β. α) Εφέδρανο LRB – Κτήριο Μουσείου Δυτικής Τέχνης (Τόκιο, Ιαπωνία), β) Δικαστικό Μέγαρο SAN BERNARDINO CALIFORNIA (1986). Το πρώτο σεισμικά μονωμένο κτίριο στις ΗΠΑ (1986) 98 HDRB 5-όροφοι. Διαστάσεις: 125 m x 33 m. {5}

8. ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Επικρατεί η εντύπωση ότι ο συμβατικός σχεδιασμός σύμφωνα με τους ισχύοντες κανονισμούς είναι απόλυτα ασφαλής χωρίς να προκαλεί βλάβες στον φέροντα οργανισμό και στους τοίχους πληρώσεως.

Όπως έδειξε όμως και η ανάλυση, η σεισμική μόνωση υπερτερεί έναντι των κλασικών μεθόδων αντισεισμικής θωράκισης των κατασκευών, αφού μια σεισμικά μονωμένη κατασκευή μειώνει αισθητά τη σεισμική ένταση που δέχεται η ανωδομή, ελαχιστοποιώντας έτσι τις πιθανότητες βλαβών των φερόντων και μη στοιχείων της. Επίσης παρέχει αυξημένη προστασία του περιεχομένου του κτιρίου, καθώς και τη δυνατότητα συνέχειας της λειτουργίας του, τόσο κατά τη διάρκεια όσο και μετά το σεισμό.

Το βασικό μειονέκτημα της σεισμικής μόνωσης είναι το αρχικά αυξημένο κόστος της το οποίο μόνο μακροπρόθεσμα, μέσα στην διάρκεια ζωής του έργου, ενδέχεται να αποδώσει. Επίσης ένα άλλο μειονέκτημα είναι η απαίτηση εξειδικευμένων τεχνολογικών μέσων για την κατασκευή και συντήρηση των στοιχείων μόνωσης.

Αυτός είναι κι ένας λόγος που ακόμα η τεχνική αυτή εφαρμόζεται κυρίως σε κτίρια μεγάλης σπουδαιότητας, δηλαδή σε κτίρια που είναι εντελώς αναγκαία η συνέχιση της λειτουργίας τους και μετά από καταστρεπτικούς σεισμούς, όπως κτίρια τηλεπικοινωνιών, νοσοκομεία, σταθμούς διανομής ηλεκτρικής ενέργειας κ.α., καθώς και σε κτίρια που το περιεχόμενό τους έχει ιδιαίτερα μεγάλη αξία, όπως μουσεία, βιβλιοθήκες κ.α.

Τέλος θα πρέπει να αναφερθεί ότι μέχρι σήμερα η σεισμική μόνωση δεν καλύπτεται από τους υπάρχοντες ελληνικούς κανονισμούς (ΕΑΚ2000 §1.1.1) {8}.

9. ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

1. Πενέλης Γ.Γ., Κάππος Α.Ι., «**Αντισεισμικές κατασκευές από σκυρόδεμα**», Θεσσαλονίκη (1990)
2. Σπυράκος Κωνσταντίνος, «**Ενίσχυση κατασκευών για σεισμικά φορτία**», Έκδοση ΤΕΕ 2004
3. Α. Σοφοκλέους, Ι. Κάνας, Ι. Καραμπατζός & Κ. Μυλωνάς, «**Εφαρμογή της σεισμικής μόνωσης σε υφιστάμενες κατασκευές ως μέσο ουσιαστικής αναβάθμισής τους**», 14^ο Συνέδριο Σκυροδέματος
4. Χ. Κωστίκας, Μ. Δαλακιουρίδου, Χ. Γιαρλέλης, Ε. Λαμπρινού, «**Ωνάσειος Στέγη Γραμμάτων και Τεχνών**», 15^ο Συνέδριο Σκυροδέματος
5. Β. Κουμούσης, «**Σημειώσεις περί σεισμικής μόνωσης**», σεμινάριο «**Νέες τεχνολογίες και λύσεις στον αντισεισμικό σχεδιασμό**» από την εταιρία CSi (2006)
6. **SAP2000 Manual**
7. <http://www.domiki.gr/>
8. **ΕΑΚ2000**