

ΕΦΑΡΜΟΓΗ ΜΕΘΟΔΩΝ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΜΟΝΩΣΗΣ ΣΕ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΕΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΕΣ

ΓΡΑΜΜΑΤΙΚΟΥ ΣΟΦΙΑ-ΕΥΔΟΞΙΑ
ΧΟΛΕΒΑΣ ΣΤΕΦΑΝΟΣ

Περίληψη

Η παρούσα εργασία έχει στόχο την παρουσίαση εφαρμογών της μεθόδου σεισμικής μόνωσης σε υφιστάμενες κατασκευές. Περιγράφονται ακολούθως δύο παραδείγματα κτιρίων στα οποία έγινε χρήση της μεθόδου αυτής στο ύψος της θεμελίωσης και σε ενδιάμεσο όροφο αντίστοιχα, καθώς και ένα παράδειγμα ενίσχυσης γέφυρας. Στα παραδείγματα αυτά παρουσιάζονται οι μέθοδοι ανάλυσης, τα υλικά, οι τεχνικές και οι διαδικασίες που εφαρμόστηκαν στα έργα αυτά.

Εισαγωγή

1) Η μέθοδος της σεισμικής μόνωσης

Η βασική αρχή της σεισμικής μόνωσης είναι να εισαγάγει παραμορφωσιμότητα στη βάση ή σε οποιοδήποτε άλλο επίπεδο μίας κατασκευής κατά την οριζόντια διεύθυνση, μειώνοντας συγχρόνως το μέγεθος της δράσης του σεισμού που αντιλαμβάνεται η κατασκευή. Ώθηση στην ευρύτερη εφαρμογή μεθόδων σεισμικής μόνωσης έδωσε η ανάπτυξη της τεχνολογίας των μονωτήρων και των ελαστομερών με μεγάλες αποσβεστικές δυνατότητες (δισκοελαστική συμπεριφορά). Οι μονωτήρες, σε συνδυασμό με τη χρήση αποσβεστήρων σε οποιοδήποτε επίπεδο της κατασκευής, έχουν ως αποτέλεσμα τη δυνατότητα ελέγχου της απόκρισης του κτιρίου περιορίζοντας τις σχετικές μετακινήσεις των ορόφων και δυνάμεις, βελτιώνοντας έτσι τη συμπεριφορά του κτιρίου σε σεισμική δράση. Δηλαδή η ενέργεια του σεισμού καταπονεί στοιχεία ειδικά σχεδιασμένα για αυτό το σκοπό (μονωτήρες-αποσβεστήρες), ανακουφίζοντας την ανωδομή από το ρόλο του να απορροφά τη σεισμική δράση, περιορίζοντας της βλάβες αυτής υπό τη συνεχή καταπόνηση από την ανακυκλιζόμενη φόρτιση.

Στα πλεονεκτήματα της σεισμικής μόνωσης περιλαμβάνεται η δυνατότητα να αποτρέψει ή να μειώσει δραματικά βλάβες κατασκευαστικές και μη, να ενισχύσει την ασφάλεια του κτιρίου και να διατηρήσει αμετάβλητη την αρχιτεκτονική ταυτότητα , και προφανώς να μειώσει τις σεισμικές δυνάμεις σχεδιασμού. Τα οφέλη αυτά μεγιστοποιούνται σε δύσκαμπτες κατασκευές με άκαμπτη θεμελίωση, όπως χαμηλά και μεσαίου ύψους κτίρια, γέφυρες, καθώς και κτίρια με μεγάλο κόστους εξοπλισμό. Η ανάγκη για σεισμική μόνωση μίας κατασκευής προκύπτει εφόσον επικρατούν οι κάτωθι συνθήκες:

- Αυξημένες απαιτήσεις ασφάλειας και ανάγκες άμεσης χρήσης μετά από σεισμό
- Μειωμένες οριζόντιες σεισμικές δράσεις.
- Εναλλακτικές κατασκευές με απαίτηση αύξησης της ιδιοπεριόδου τους.
- Ενίσχυση υφιστάμενων κατασκευών που κρίνεται ότι δεν είναι σε θέση να παραλάβουν σεισμικά φορτία.

Ως αποτέλεσμα σωστής εφαρμογής των μεθόδων σεισμικής μόνωσης προκύπτει βελτιωμένη συμπεριφορά των κατασκευών σε όλα τα επίπεδα επικινδυνότητας καθώς περιορίζονται οι επιβλαβείς παραμορφώσεις σε δομικά ή μη στοιχεία και μειώνεται εμφανώς το φάσμα απόκρισης της κατασκευής ενώ ταυτόχρονα μειώνεται ο απαιτούμενος χρόνος διακοπής χρήσης του κτιρίου. Έτσι, σεισμικά μονωμένα κτίρια αποκτούν τα εξής χαρακτηριστικά:

- Δυνατότητα αύξησης τις ιδιοπεριόδου και συνεπώς ελάττωση των οριζοντίων δράσεων του σεισμού
- Απόσβεση ενέργειας προκειμένου να ελέγχεται η μετατόπιση του συστήματος των μονωτήρων
- Ευστάθεια έναντι φορτίσεων μικρής έντασης όπως ο άνεμος και σεισμοί μικρού μεγέθους.

Ως εκ τούτου, η σεισμική μόνωση αποτελεί μια πολύ ελκυστική προσέγγιση σε εφαρμογές όπου επιβάλλεται προστασία ευαίσθητου εξοπλισμού για αυτό και έχει χρησιμοποιηθεί κυρίως για νοσοκομεία, υπολογιστικά κέντρα, κέντρα επιχειρήσεων εκτάκτων αναγκών και εγκαταστάσεις πυρηνικής ενέργειας.[1]

2) Η εφαρμογή της μεθόδου σεισμικής μόνωσης σε υφιστάμενες κατασκευές

Η μέθοδος της σεισμικής μόνωσης είναι μία τεχνολογία η οποία έχει εισαχθεί πρόσφατα στον τομέα της ενίσχυσης των υφιστάμενων κατασκευών. Ευρύτερη χρήση αυτής της μεθόδου άρχισε να γίνεται τις τελευταίες δύο δεκαετίες. Ενδεικτικά, η πρώτη εφαρμογή σεισμικής μόνωσης για ενίσχυση υφιστάμενου κτιρίου πραγματοποιήθηκε στο Salt Lake City & County Building στη Utah των Ηνωμένων Πολιτειών το 1989.

Συγκεκριμένα, η ανάγκη να εισαχθεί η μέθοδος σεισμικής μόνωσης στην ενίσχυση κατασκευών έχει προέλθει από τους εξής παράγοντες:

- **Συντήρηση κτιρίων ιστορικής σημασίας**, όπου είναι επιθυμητή η ενίσχυση χωρίς να μεταβληθούν στα αρχιτεκτονικά χαρακτηριστικά,
- **Διατήρηση λειτουργικότητας του κτιρίου** αμέσως μετά την εκδήλωση του σεισμού
- **Οικονομία σχεδιασμού και προστασία της επένδυσης**, καθώς η εφαρμογή της σεισμικής μόνωσης μπορεί να υπερτερήσει οικονομικά έναντι άλλων μεθόδων ενίσχυσης, αλλά και να περιορίσει μακροχρόνιες δαπάνες, όπως το κόστος αποκατάστασης βλαβών από μεταγενέστερο σεισμό
- **Προστασία εξοπλισμού**, καθώς υπάρχουν περιπτώσεις όπου η αξία του εξοπλισμού του κτιρίου υπερβαίνει το κόστος της ίδιας της κατασκευής
- **Αύξηση της απόσβεσης σε κατασκευές όπως οι γέφυρες**, όπου παρατηρούνται μεγάλα βέλη κάμψης, και η ενίσχυση καθ' όλο το μήκος είναι δύσκολα εφαρμόσιμη επιλογή.

Βασικά ζητήματα που ανακύπτουν και πρέπει να ληφθούν υπόψη κατά την εφαρμογή της σεισμικής μόνωσης σε υφιστάμενες κατασκευές είναι:

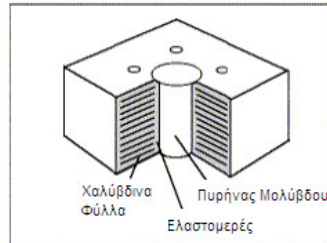
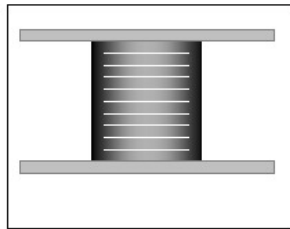
- **Η δυνατότητα ορθής εφαρμογής της μεθόδου**, εξετάζοντας τη δυναμική απόκριση, τη σεισμικότητα της περιοχής, γειτονικά κτίρια κτλ.
- **Η επιλογή επιπέδου εφαρμογής της σεισμικής μόνωσης (στάθμη εδάφους, υπόγειο ή πρώτος όροφος)**, καθώς ο παράγοντας αυτός έχει μακράν τη μεγαλύτερη επιρροή στο αρχιτεκτονικό και αισθητικό αποτέλεσμα και στο τελικό κόστος της επέμβασης.
- **Η αντιμετώπιση κλιμάκων, ανελκυστήρων και γενικότερα ειδικών στοιχείων της κατασκευής που διέρχονται του επιπέδου της σεισμικής μόνωσης**, που επιτυγχάνεται με σωστή επιλογή των θέσεων των κόμβων σύνδεσης και του τύπου των μονωτήρων.
- **Η πυροπροστασία των μονωτήρων.**
- **Η εγκατάσταση των μονωτήρων σε συνδυασμό με την υπάρχουσα στατική δομή του κτιρίου**, καθώς απαιτείται μία διαφορετική θεώρηση η οποία περιλαμβάνει θέματα πέραν αυτών που οι μηχανικοί συνήθως καλούνται να αντιμετωπίσουν σε συμβατικές κατασκευές, συμπεριλαμβανομένων της προσωρινής στήριξης, της περίσφιξης, των μεθόδων αγκύρωσης, της επίβλεψη των εγκαταστάσεων σεισμικής μόνωσης κ.ά. [2],[3]

Σήμερα στην αγορά διατίθενται 2 κατηγορίες σεισμικών μονωτήρων: τα ελαστομερή εφεδράνα και τα εφεδράνα ολίσθησης. Οι τύποι των ελαστομερών εφεδράνων που διατίθενται είναι: 1) ελαστομερή εφεδράνα χαμηλής απόσβεσης (Low-Damping Natural or Synthetic Rubber Bearing), 2) ελαστομερή εφεδράνα υψηλής απόσβεσης (High-Damping Natural Rubber Bearing) και 3) ελαστομερή εφεδράνα πυρήνα μολύβδου χαμηλής απόσβεσης (Lead-Rubber Bearing), ενώ τα εφεδράνα ολίσθησης διακρίνονται σε : 1) Πλακοειδή Εφεδράνα Ολίσθησης (Flat Sliding Bearing) και 2) Σφαιρικά Εφεδράνα Ολίσθησης ή Τριβής (Spherical Sliding Bearing η Friction Pendulum bearings)

Ελαστομερή εφεδράνα

Τα ελαστομερή εφεδράνα αποτελούνται απο:

- Στρώσεις Ελαστομερούς υλικού, τα οποία παρέχουν γωνιακή παραμορφωσιμότητα.
- Χαλύβδινα φύλλα, τα οποία παρέχουν αντοχή σε κατακόρυφα φορτία που παραλαμβάνει το ίδιο βάρος του κτιρίου περιορίζοντας την εγκάρσια παραμόρφωση του ελαστικού
- Πυρήνα M



Εικόνα 1 Ελαστομερές Εφεδράνο



Εικόνα 2 Ελαστομερές Εφεδράνο Πυρήνα Μολύβδου

Ελαστομερή Εφεδράνα Χαμηλής Απόσβεση

Παρέχουν γραμμική συμπεριφορά σε διάτμηση για διατμητικές τάσεις μέχρι και το 100% της αντοχής των στοιχείων και ποσοστό απόσβεσης 2 με 3%. Στα πλεονέκτηματά τους περιλαμβάνεται η απλότητα της κατασκευής και της μοντελοποίησής τους και η μικρή επίδραση του φορτίου, της θερμοκρασίας και του χρόνου στην απόκριση τους. Το σημαντικότερο μειονέκτημα τους είναι ότι απαιτούν επιπρόσθετο σύστημα απόσβεσης.

Ελαστομερή εφεδράνα υψηλής απόσβεσης

Τα ελαστομερή εφεδράνα υψηλής απόσβεσης παραλαμβάνουν διατμητική καταπόνηση ίση με 200 έως 350% της αντοχής των στοιχείων. Η απόσβεση τους, η οποία κυμαίνεται μεταξύ 10 και 20%, μπορεί να αυξηθεί με την προσθήκη στοιχείων πλήρωσης που αποτελούνται από ίνες άνθρακα, έλαια και ρητίνες. Το μέτρο διάτμησης τους είναι μεταξύ 350 και 1400 kPa . Η δυσκαμψία και η απόσβεση τους εξαρτάται απο τους εξής παράγοντες: τα ελαστομερή και τα στοιχεία πλήρωσης, την πίεση επαφής, την ταχύτητα της εφαρμογής του φορτίου, το χρόνο της φόρτισης και τη θερμοκρασία.

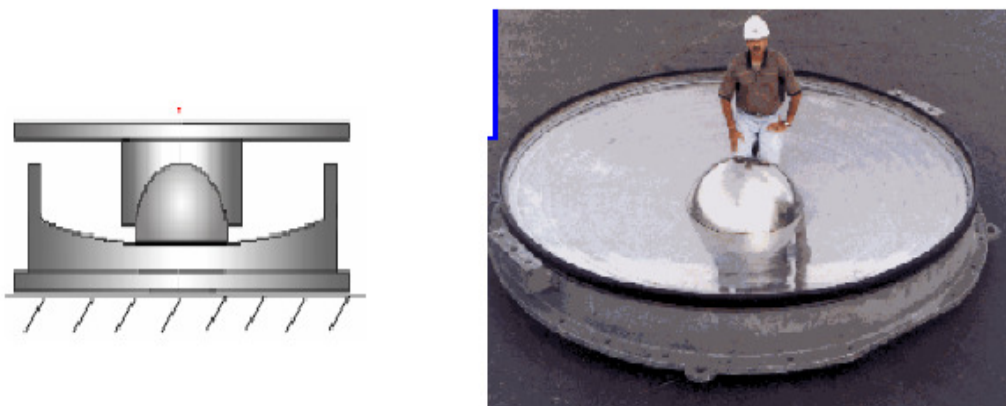
Ελαστικά εφέδρανα πυρήνα μολύβδου

Τα ελαστικά εφέδρανα πυρήνα μολύβδου αποτελούνται από ελαστικό χαμηλής απόσβεσης συνδυασμένο με κεντρικό πυρήνα από μόλυβδο. Το μέτρο διάτμησης τους είναι μεταξύ 525 και 700 kPa και μπορούν να παραλάβουν διατμητική καταπόνηση ίση με 125 έως 200% της αντοχής των στοιχείων. Ο κυλινδρικός πυρήνας μολύβδου, που έχει τάση διαρροής ίση με 1500 psi, προσαρμόζεται σε οπή στο κέντρο του ελαστικού εφεδράνου. Η τάση διαρροής του εφεδράνου μειώνεται σε ανακυκλιζόμενη φόρτιση λόγω αύξησης της θερμοκρασίας και η υστερητική του απόκριση εξαρτάται από την μετακίνηση.

Εφέδρανα ολίσθησης

Σφαιρικά εφέδρανα Ολίσθησης ή τριβής

Τα Σφαιρικά εφέδρανα Ολίσθησης βρίσκουν ευρεία εφαρμογή κυρίως στη γεφυροποιία. Ένα τέτοιο εφέδρανο φαίνεται στην παρακάτω εικόνα:



Εικόνα 3 Σφαιρικά εφέδρανα Ολίσθησης ή τριβής

Τα Πλακοειδή Εφέδρανα Ολίσθησης δεν αυξάνουν την ιδιοπερίοδο της κατασκευής παρά μόνο περιορίζουν την τέμνουσα δύναμη που μεταφέρεται στην ανωδομή. Ακόμα, απαιτούν επιπρόσθετους μηχανισμούς που αποτρέπουν τη πλαστική παραμόρφωση του συστήματος σεισμικής μόνωσης. Για τους παραπάνω λόγους δεν χρησιμοποιούνται σε κτιριακές κατασκευές. [2]

Χαρακτηριστικά παραδείγματα εφαρμογών ενίσχυσης κατασκευών με τη μέθοδο της σεισμικής μόνωσης στις Ηνωμένες Πολιτείες αποτελούν ιστορικές κατασκευές, όπως το Salt Lake City & County Building, Utah, το Mackay School of Mines στο πανεπιστήμιο της Νεβάδα, το Oakland City Hall στην Καλιφόρνια και πιο πρόσφατα τα δημαρχεία του Los Angeles και του San Francisco καθώς και η σεισμική ενίσχυση της River Bridge του Sacramento και της Golden Gate Bridge στο San Francisco στην οποία τοποθετήθηκαν σεισμικοί μονωτήρες στα ανοίγματα εισόδου και εξόδου της γέφυρας.

Ευρεία χρήση της μεθόδου γίνεται επίσης και στην Ιαπωνία, όπου η έντονη σεισμική δραστηριότητα, ιδιαίτερα μετά τον καταστροφικό σεισμό του Kobe το 1995, το επιβάλλει. Τέτοια παραδείγματα είναι τα κεντρικά γραφεία της τοπικής αυτοδιοίκησης του Yamanashi, τα κέντρα εκπαίδευσης προσωπικού της εταιρείας Taisei στο Τόκιο, το δημαρχείο της Osaka και το Εθνικό Μουσείο Δυτικής Τέχνης κ.α.

Σε διεθνές επίπεδο πολλά παραδείγματα εντοπίζονται στη συντήρηση αρχαίων αγαλμάτων στην Ιταλία , βιομηχανικών και πυρηνικών εγκαταστάσεων στην Κορέα, καθώς και στην αποκατάσταση και ενίσχυση κατοικιών στην Αρμενία μετά τον ισχυρό σεισμό του 1988.[3]

Παράδειγμα 1: κεντρικά γραφεία της τοπικής αυτοδιοίκησης του Yamanashi

Περιγραφή Κτιρίου

Το κτίριο των κεντρικών γραφείων της τοπικής αυτοδιοίκησης του Yamanashi ήταν το πρώτο δημόσιο κτίριο που ενισχύθηκε με τη μέθοδο της σεισμικής μόνωσης στην Ιαπωνία, με το έργο να ολοκληρώνεται το 2002. Ο λόγος που οδήγησε στη σεισμική του ενίσχυση είναι η κοντινή του απόσταση (15 χλμ.) από το εγγύς σεισμικό ρήγμα Itoigawa- Shizuoka και η μέθοδος της μόνωσης επιλέχθηκε ως η βέλτιστη, καθώς απαιτούνταν η διατήρηση της αρχικής του μορφής και λειτουργικότητας μετά από την εκδήλωση σεισμού σε συνδυασμό με την προστασία του ακριβού εξοπλισμού μετά από την εκδήλωση σεισμού. Η σεισμική μόνωση επετεύχθη τοποθετώντας μονωτήρες στο ενδιάμεσο επίπεδο μεταξύ του υπογείου και του ισογείου του κτιρίου και με τη χρήση ενός νέου προσωρινού συστήματος στήριξης που επέτρεψε τη μη διακοπή λειτουργίας των χώρων του. Αποτέλεσμα της επιλογής αυτής ήταν ο περιορισμός του κόστους στο 50%, σε σχέση με την εκ νέου κατασκευή. Η όψη του κτιρίου, καθώς και τα γενικά χαρακτηριστικά του φαίνονται στην παρακάτω εικόνα 1 και πίνακα 1. Το κτίριο αποτελείται από 8 ορόφους, υπόγειο και δώμα τριών ορόφων.



Εικόνα 4 Πρόσωση Ανατολικής Πλευράς

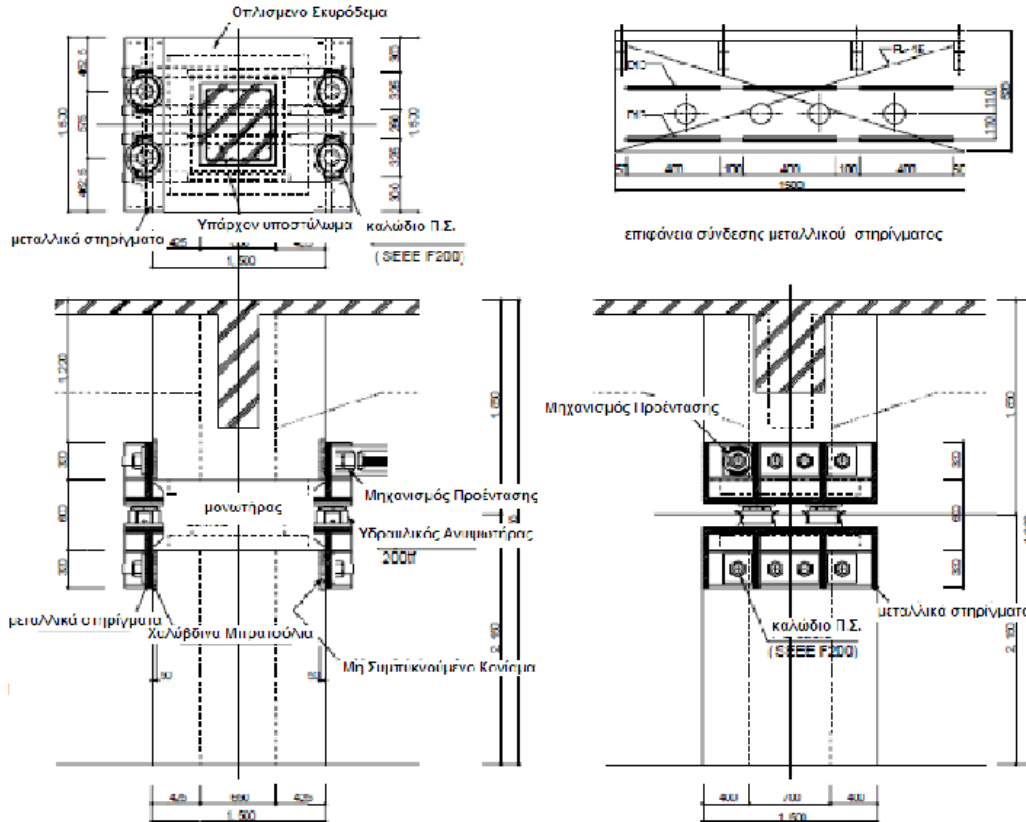
Διεύθυνση	1-6-1, Marunouchi, Kofu city, Yamanashi prefecture, JAPAN
Έτος Σχεδιασμού	1961
Έτος Αποπεράτωσης	1963
Επιφάνεια Κτιρίου	1,174.20 m ²
Επιφάνεια Οικοπέδου	10,035.45 m ²
Μέγιστο Ύψος	37.10 m
Είδος Κατασκευής	Κατασκευή από Ο.Σ.
Τύπος Κατασκευής	Πλαισιωτή Κατασκευή με διατηρητική τοιχοποιία
Τύπος Θεμελίωσης	Γενική Κοιτώστρωση

Σεισμικός Σχεδιασμός

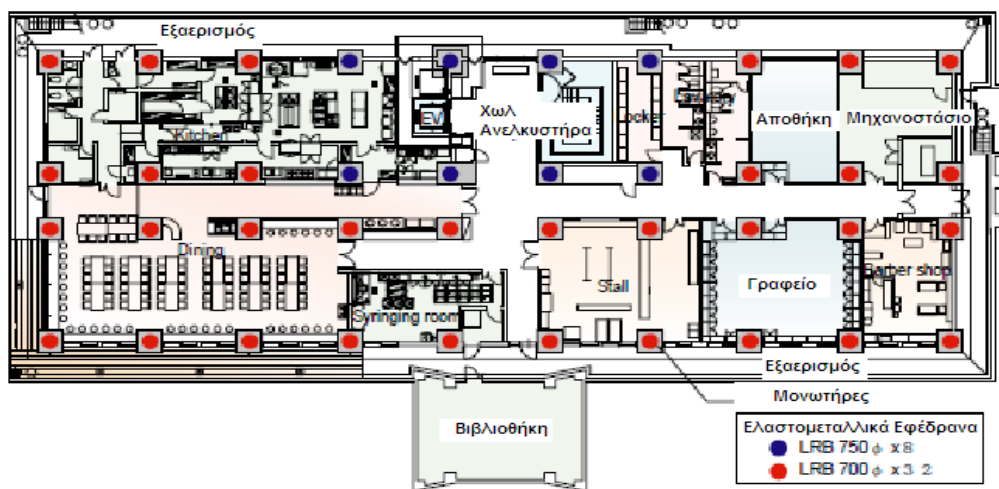
Ο σχεδιασμός της ενίσχυσης που έγινε βάσει του ήδη υπάρχοντος αντισεισμικού κανονισμού αποσκοπεί στη βελτίωση της σεισμικής του συμπεριφοράς, ούτως ώστε να προληφθούν ζημιές του ιδιαίτερα ακριβού εξοπλισμού σε έναν επικείμενο μεγάλης έντασης σεισμό. Θεωρώντας τριγωνική κατανομή της σεισμικής φόρτισης υπολογίστηκαν τα τελικά μεγέθη σχεδιασμού. Η γωνιακή παραμόρφωση του κάθε ορόφου να μην υπερβαίνει το 1/500 rad , παραμόρφωση των μονωτήρων να κυμαίνεται εντός επιπέδων ασφαλείας (μέχρι 33 cm στην περίπτωση μας) και η κατασκευή κάτω από το επίπεδο της μόνωσης να καταπονείται με τάσεις μικρότερες των επιτρεπόμενων. Προκειμένου να αποφευχθεί ζημιά του εξοπλισμού της κατασκευής θεωρήσαμε οριζόντια επιτάχυνση απόκρισης του κτιρίου ίση με 0.24 g στα επίπεδα των ορόφων των γραφείων (1^ο - 8^ο όροφο) .

Εφαρμογή της σεισμικής μόνωσης

3. Με τη χρήση των καλωδίων Π.Σ. και συσκευών αγκύρωσης πριονωτού σύρματος επετεύχθει όχι μόνο μεγάλη δύναμη προέντασης με μικρές απώλειες, αλλά και εύκολη αφαίρεση τμήματος του υποστυλώματος και επαναχρησιμοποίηση των καλωδίων.



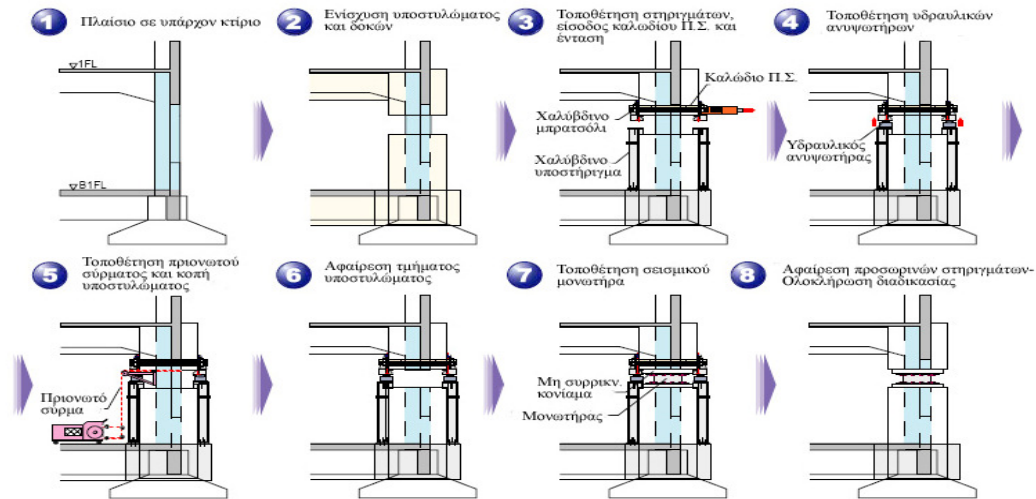
Εικόνα 6 Προσωρινό Σύστημα Στήριξης



Εικόνα 7 Κάτοψη ισογείου

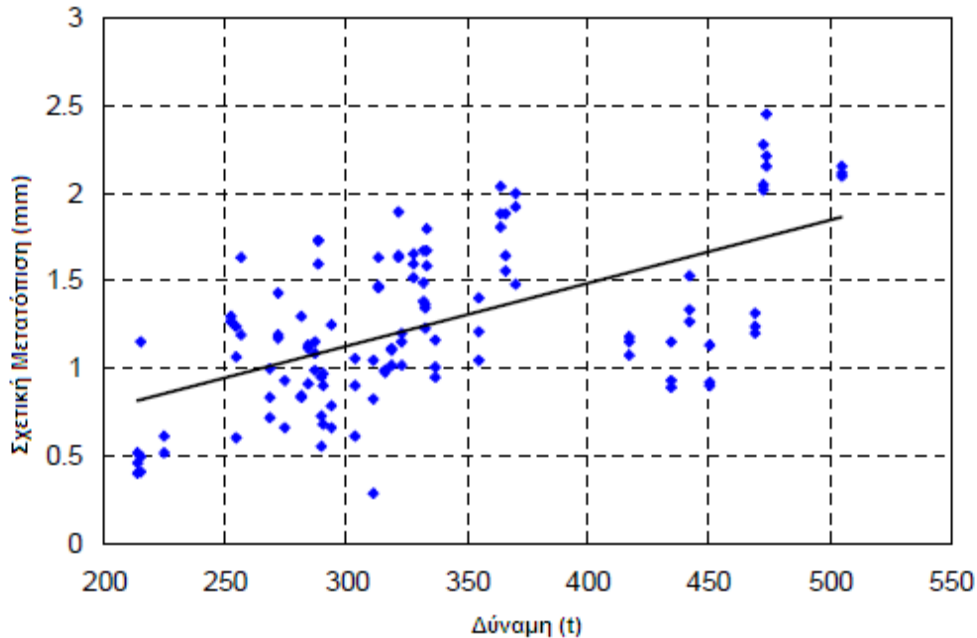
Κατασκευή του συστήματος σεισμικής μόνωσης

Η διάταξη με την οποία επιλέχθηκε να γίνει η τοποθέτηση των εφεδράνων στο επίπεδο της μόνωσης φαίνεται στην κάτωψη του υπογείου του κτιρίου (εικόνα 7), και τα βήματα με τα οποία έγινε η τοποθέτησή τους φαίνονται στην εικόνα 8. Υιοθετήθηκε το νέο σύστημα υποστήριξης στο άνω μέρος των υποστυλωμάτων και συμβατικός τρόπος στήριξης στη σύνδεση των υποστυλωμάτων με τα πέδιλα. Χρησιμοποιήθηκαν 4 υδραυλικοί ανυψωτήρες σε κάθε υποστυλώμα, και σε κάθε φάση της κατασκευής η τοποθέτηση του προσωρινού συστήματος στήριξης και έπειτα των μονωτήρων γινόταν ταυτόχρονα σε σειρές τεσσάρων υποστυλωμάτων. Για την υποστήριξη του κτιρίου κατά την ενίσχυση κατασκευάστηκαν επίσης μία προσωρινή πλαισιωτή χαλύβδινη κατασκευή που ήταν εύκολα στη τοποθέτηση και αφαίρεση. Ο σεισμικός συντελεστής διάτμησης διατηρήθηκε 0.2 κατά τη διάρκεια της κατασκευής κάνοντας χρήση μιας προσωρινής μεταλλικής κατασκευής.



Εικόνα 8 Διαδικασία Ενίσχυσης με Σεισμική Μόνωση

Καθ' όλη τη διάρκεια της υλοποίησης του έργου (τοποθέτηση της προσωρινής στήριξης, αφαίρεση τμήματος του υποστυλώματος, τοποθέτηση των μονωτήρων και αφαίρεση της στήριξης) πραγματοποιούνταν μετρήσεις των μετατοπίσεων των στοιχείων υπό την επιβολή φορτίων. Έτσι, το κάθε υποστυλώμα φορτίστηκε διαδοχικά με το 120% και το 100% της δύναμης σχεδιασμού και διατυπώθηκαν αποδεκτές σχέσεις δύναμης-παραμόρφωσης (εικόνα 9).[4]



Εικόνα 9 Σχέσεις Δύναμη- Μετατόπισης κάθε Υποστυλώματος

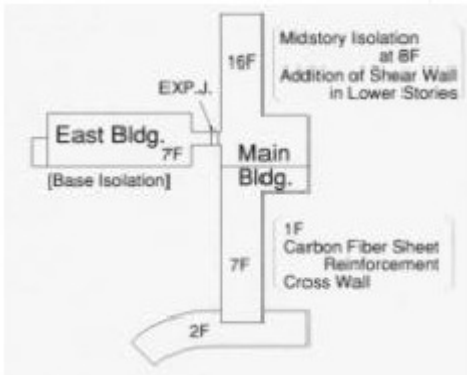
Παράδειγμα 2: κτίρια εκπαίδευσης προσωπικού της κατασκευαστικής εταιρίας Taisei Corp.

Μετά τον καταστροφικό σεισμό του Hanshin-Awaji το 1995 σοβαρές βλάβες σημειώθηκαν σε κτίρια τα οποία είχαν κατασκευαστεί βάσει του παλιού αντισεισμικού κανονισμού που ήταν επαρκής μέχρι το 1981. Για να αποφευχθεί η επανεμφάνιση αντίστοιχων βλαβών ο αντισεισμικός κανονισμός προέβλεψε τη σεισμική αποτίμηση και ενίσχυση υφιστάμενων κτιρίων τα οποία είχαν κριθεί σεισμικά επικίνδυνα. Μέθοδοι ενίσχυσης όπως: τοίχοι διάτμησης, σύνδεσμοι δυσκαμψίας, αύξηση διατομής των υφιστάμενων στοιχείων οι οποίες αυξάνουν την δυσκαμψία του κτιρίου κρίθηκαν ακατάλληλες καθώς θα διέκοπταν τη λειτουργία της εγκατάστασης και θα μειώναν τους διαθέσιμους χώρους. Αντιθέτως, επιλέχθηκε η μέθοδος της σεισμικής μόνωσης η οποία επιτρέπει την απρόσκοπτη λειτουργία και επηρεάζει λιγότερο τη χρήση του κτιρίου.

Περιγραφή Κτιρίου

Τα κτίρια εκπαίδευσης της Taisei Corp. βρίσκονται στο κεντρικό τμήμα της Ιαπωνίας στις ακτές του Ειρηνικού, σε περιοχή όπου αναμένονται σεισμοί μεταξύ 7 και 8 βαθμών της κλίμακας Richter και αποτελούνται από δύο πτέρυγες. Η κύρια πτέρυγα αποτελείται από 16 ορόφους με σύμμικτα φέροντα στοιχεία (διατομή ΟΣ περιβαλλόμενη από χάλυβα) και δύο τμήματα 7 και 2 ορόφων αντίστοιχα από ΟΣ. (εικόνα 10) ύψους 49 μέτρων. Εδράζεται σε άμεση θεμελίωση το επίπεδο της οποίας ποικίλλει ανάλογα με την κλίση του εδάφους. Η ανατολική πτέρυγα είναι μία 7-όροφη κατασκευή ΟΣ, η οποία στηρίζεται σε πασσάλους ΟΣ διαμέτρου 30 εκατοστών και μήκους 6 μέτρων. Η ολική επιφάνεια της κάτοψης καλύπτει 15,658 m². Η κατασκευή τους ολοκληρώθηκε το 1964 (εικόνα 11). Τα αποτελέσματα της σεισμικής αποτίμησης έδειξαν ότι η σεισμική αντοχή των κτιρίων θεωρήθηκε «επιφαλής», καθώς υπολογίστηκε ότι οι

περισσότεροι όροφοι είχαν περίπου λιγότερο από το μισό του επιτρεπόμενου σεισμικού δείκτη που προβλεπόταν.



Εικόνα 10 Κάτοψη Κτιρίου



Εικόνα 11 Εξωτερική Όψη της κατασκευής

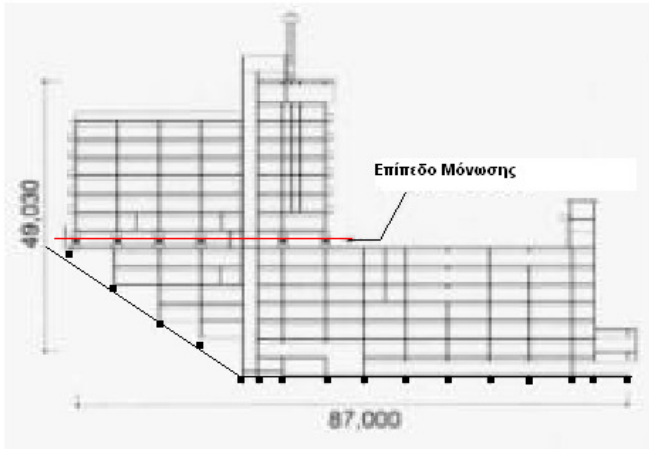
Σεισμική Μόνωση

Για τη σεισμική ενίσχυση της κατασκευής, αποφασίστηκε να γίνει μόνωση σε δύο επίπεδα: Στην κύρια πτέρυγα, όπου κόπηκαν 22 υποστυλώματα του 8^{ου} ορόφου στο μέσο του ύψους τους, και τοποθετήθηκαν μονωτήρες LRB (Lead Rubber Bearings). Η ενίσχυση με σεισμική μόνωση σε αυτό το ύψος είναι η πρώτη στον κόσμο. Εξαιτίας της μείωσης της σεισμικής δύναμης με τη μόνωση, περαιτέρω ενίσχυση της κατασκευής πάνω και κάτω από το επίπεδο των μονωτήρων δεν κρίθηκε αναγκαία. Ο ανελκυστήρας, η σκάλα, οι σωληνώσεις και οι τοίχοι στον όροφο που έγινε η μόνωση διαμορφώθηκαν έτσι ώστε να ακολουθούν τη μεγάλη μετακίνηση του ορόφου κατά το σεισμό. Στην άλλη πτέρυγα, που στηρίζεται σε πασσάλους υιοθετήθηκε μόνωση στη βάση της, όπως στο παράδειγμα 1. Αφού κόπηκαν οι κορυφές των πασσάλων, ελαστομερή εφέδρανα και εφέδρανα ολίσθησης τοποθετήθηκαν παράλληλα. Αυτό το υβριδικό σύστημα μόνωσης ονομάστηκε « σύστημα TASS (Taisei Shake Suppression)» και θεωρείται σύστημα υψηλής απόδοσης.

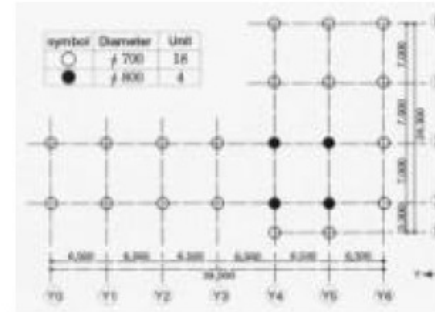
Σεισμική μόνωση στο μέσο του ορόφου.

Τοποθέτηση των μονωτήρων

Η μόνωση της κύριας πτέρυγας επιλέχθηκε να γίνει στο μέσο το 8^{ου} ορόφου καθώς μέρος του κτιρίου από τον 7^ο όροφο και κάτω βρίσκεται υπό του εδάφους και είναι δύσκολο να τοποθετηθούν μονωτήρες κάτω από την υπάρχουσα θεμελίωση κατά μήκος της πλαγιάς. Διαμήκης τομή της κύριας πτέρυγας φαίνεται στην εικόνα 12.



Εικόνα 12 Διαμήκης Τομή Κατασκευής-Εδάφους



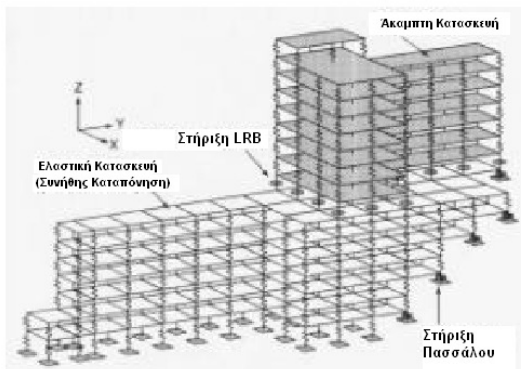
Εικόνα 13 Διάταξη μονωτήρων

Από τους 22 μονωτήρες που τοποθετήθηκαν, οι 4 είναι διαμέτρου 80 εκατοστών και οι υπόλοιποι 18 διαμέτρου 70 εκατοστών. Η διάταξή τους φαίνεται παραπάνω, στην εικόνα 13.

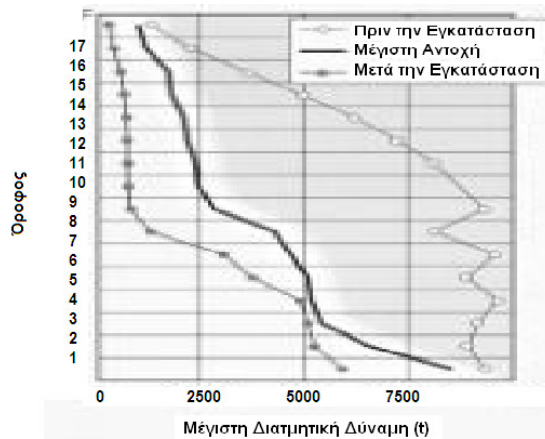
Χαρακτηριστικά απόκρισης

Εφαρμόζοντας σεισμική μόνωση στην κατασκευή, η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος στη x διεύθυνση αυξήθηκε από 0,40 δευτερόλεπτα σε 1,18 δευτερόλεπτα (in small amplitude) και αντίστοιχα σε 3 δευτερόλεπτα για διατμητική παραμόρφωση των μονωτήρων ίση με το 100%. Στη διεύθυνση y από 0.45 sec σε 1.19 sec και 2,96 sec αντίστοιχα (depending on the amplitude). Θεωρήθηκαν 2 προσομοιώματα σεισμού: οι μέγιστες ταχύτητες που θεωρήθηκαν ήταν 25 cm/sec και 50 cm/sec αντίστοιχα. Τρεις τύποι σεισμού που έχουν παρατηρηθεί χρησιμοποιήθηκαν σε κάθε προσομοίωμα, καθώς και μία συνθετική κίνηση, που λάμβανε υπόψη κάποια πιθανή σεισμική δράση στην εν λόγω περιοχή.

Με την πρωταρχική γραμμική ανάλυση της απόκρισης η μέγιστη επιτάχυνση και τέμνουσα στην υπεράνω την μονωτήρων κατασκευή μειώθηκε στο 1/5 ~ 1/10 της ελαστικής απόκρισης του υφιστάμενου κτιρίου. Το τρισδιάστατο προσομοίωμα που χρησιμοποιήθηκε για την ανελαστική ανάλυση φαίνεται στην εικόνα 14.



Εικόνα 14 Τρισδιάστατο προσομοίωμα κατασκευής



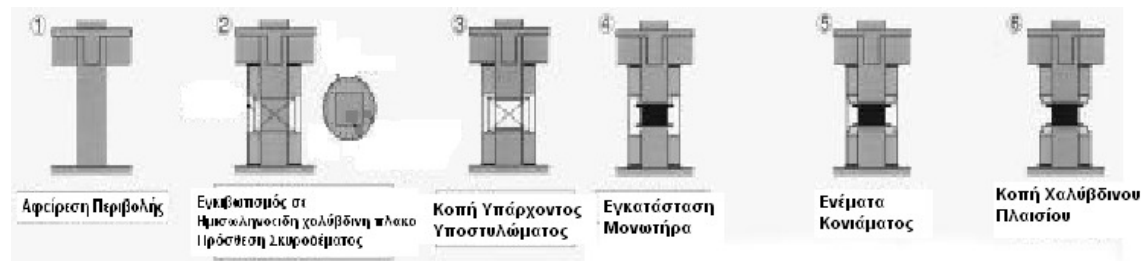
Εικόνα 15 Μείωση της Απόκρισης

Όπως φαίνεται από την εικόνα 15, δεν απαιτείται ενίσχυση στην υπερκείμενη κατασκευή. Ακόμα, στην κατασκευή κάτω από το επίπεδο των μονωτήρων τα σεισμικά φορτία μειώθηκαν σημαντικά. Ωστόσο, για να αποφευχθεί η στρεπτική κίνηση παράλληλα στην πλαγιά και να

βελτιωθεί η σταθερότητα της κατασκευής κάτω από το επίπεδο το μονωτήρων, τοίχοι διάτμησης από ΟΣ προστέθηκαν σε κάποιους ορόφους, Επίσης, κάποια υποστυλώματα του 1^{ου} ορόφου ενισχύθηκαν με οπλισμένα πολυμερή ινών άνθρακα και με προσθήκη προκατασκευασμένης τοιχοποιίας από σκυρόδεμα μεταξύ των υποστυλωμάτων αυτών.

Εφαρμογή της σεισμικής μόνωσης

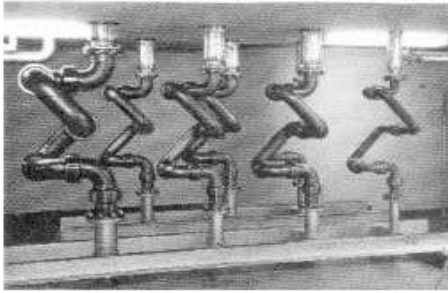
Για την υποστήριξη των 6.500 τόνων της ανωδομής κατά τη διάρκεια της αφαίρεσης και εγκατάστασης μονωτήρων στα 22 υποστυλώματα υιοθετήθηκε μέθοδος μη αγκύρωσης. Ο σχεδιασμός έγινε ούτως ώστε να διατηρηθεί η ασφάλεια του κτιρίου κατά τη διαδικασία εγκατάστασης των μονωτήρων, ακόμα και στο ενδεχόμενο σεισμού. Λόγω της μεταφοράς οριζόντιου φορτίου από το υποστυλώμα στο σωλήνα περιβολής και μετέπειτα στο μονωτήρα εμφανίστηκε καθίζηση από 1 έως 3 χιλιοστά. Δεν παρατηρήθηκε επιβλαβής διαφορική καθίζηση ή ρηγμάτωση των στοιχείων ΟΣ. Πριν την εκτέλεση των εργασιών, έγινε έλεγχος του μοντέλου σε κλίμακα 1:1, για να διασφαλιστεί η ασφάλεια και λειτουργικότητα της μεθόδου. Στην εικόνα 16 φαίνεται βηματικά η διαδικασία. Η όλη διαδικασία της μόνωσης, λόγω του καλού σχεδιασμού, διήρκησε μόνο 9 μήνες, από τον Αύγουστο του 1996 μέχρι τον Απρίλιο του 1997.



Εικόνα 16 Διαδικασία μόνωσης στο μέσο του ορόφου

Σωληνώσεις, Ανεγκυστήρας και τοίχοι στο επίπεδο της μόνωσης

Οι σωληνώσεις, ο ανεγκυστήρας και οι τοίχοι σχεδιάστηκαν έτσι ώστε να μπορούν να μετακινηθούν το πολύ 40 εκατοστά, που είναι το διπλάσιο από τη μέγιστη μετακίνηση απόκρισης του μονωμένου ορόφου. Η μέγιστη μετακίνηση του μονωμένου ορόφου υπολογίστηκε στα 7 με 18 εκατοστά για σεισμικές φορτίσεις. Οι σωληνώσεις συνδέονταν είτε με αρθρωτούς κόμβους(εικόνα 17), είτε με ελαστομεταλλικούς κόμβους.



Εικόνα 17 Αρθρωτοί Κόμβοι



Εικόνα 18 μηχανισμός περιορισμού της παραμόρφωσης

Ένας μηχανισμός περιορισμού της παραμόρφωσης (εικόνα 11) εγκαταστάθηκε για να μετατοπίζεται ομαλά ο ανελκυστήρας ακόμα και όταν η μετατόπιση του φτάνει τα 20 εκατοστά στο μονωμένο όροφο. Dislocation of guide mechanism and collision of cage with pit wall can be avoided. Στον εξωτερικό τοίχο δημιουργήθηκε στεγανός αρμός με περίβλημα για πυροπροστασία ο οποίος λειτουργεί έως 10 εκατοστά σχετική μετακίνηση. Η πυροπροστασία των μονωτήρων αποτελείται από σωληνοειδή προκατασκευασμένα κεραμικά στοιχεία με δυνατότητα ανθεκτικότητας σε πυρκαγιά μέχρι 2 ώρες. Χωρίζεται οριζόντια για να επιτρέψει πλευρική ολίσθηση. Για λόγους επίβλεψης των μονωτήρων ανοίχτηκε ένα παράθυρο. [5]

Εφαρμογή στη γεφυροποιία

Εντυπωσιακή αστοχία των γεφυρών λόγω ολοκληρωτικής κατάρρευσης των βάθρων έχει παρατηρηθεί σε κάθε μεγάλο σεισμό. Από πρόσφατους σεισμούς έχει αποδειχθεί ότι η δυσκαμψία μόνο δεν είναι αρκετή ώστε να εξασφαλίσει την ασφάλεια κατά τη διάρκεια του σεισμού. Τα τελευταία χρόνια, η έρευνα επικεντρώνεται στην εύρεση πιο ορθολογικών και τεκμηριωμένων μεθόδων ενίσχυσης για την προστασία των γεφυρών από ένα σεισμό μεγάλης έντασης. Η ενίσχυση με τη μέθοδο της σεισμικής μόνωσης αποτελεί μια στρατηγική που επιχειρεί να μειώσει τις σεισμικές δυνάμεις στην ελαστική ικανότητα του μέλους, εξαλείφοντας ή περιορίζοντας συγχρόνως τις ανελαστικές παραμορφώσεις. Η βασική αρχή της σεισμικής μόνωσης στις γέφυρες είναι να μειώσει την ιδιοσυχνότητα ταλάντωσης της κατασκευής σε μία τιμή χαμηλότερη από τη συχνότητα διέγερσης (του σεισμού). Παράλληλα, ένας άλλος σκοπός της σεισμικής μόνωσης είναι να παρέχει απόσβεση , η οποία μειώνει τη σεισμική ενέργεια που μεταφέρεται στο σύστημα. Οι μονωτήρες, οι οποίοι αντικαθιστούν τα συμβατικά έδρανα των γεφυρών, αποσυνδέουν την ανωδομή της γέφυρας, δηλαδή το κατάστρωμα (που από μόνο είναι υπεύθυνο για το μεγαλύτερο μέρος της τέμνουσας βάσης του βάθρου), από την υποδομή, κατά τη διάρκεια του σεισμού και ταυτόχρονα μειώνουν την επιτάχυνση του καταστρώματος και κατά συνέπεια τις δυνάμεις που μεταφέρονται. Η έρευνα των Ghobarah και Ali , καθώς και αυτή του Turkington, απέδειξαν ότι τα ελαστομεταλλικά εφέντρα είναι αρκετά αποτελεσματικά στο να μειώσουν τη σεισμική απόκριση των γεφυρών, ενώ η έρευνα του Saiidi απέδειξε ότι η χρήση των μονωτήρων δεν αυξάνει απαραίτητα τη μετατόπιση της ανωδομής.

Πρέπει να σημειωθεί ότι σε όλες οι μελέτες που έχουν πραγματοποιηθεί η θεμελίωση των βάθρων θεωρείται πλήρως άκαμπτη. Παρ'όλ'αυτά, έχει παρατηρηθεί ότι η αλληλεπίδραση μεταξύ εδάφους και κατασκευής είναι ενός σημαντικός παράγοντας που επηρεάζει τα συστήματα σεισμικής μόνωσης επειδή ένα σύστημα σεισμικά μονωμένο στη βάση είναι πιο ελαστικό από ένα άκαμπτα θεμελιωμένο μονωμένο κτίριο. Έτσι, έχει παρατηρηθεί ότι η αλληλεπίδραση μειώνει τη σεισμική απόκριση της γέφυρας, και αν ληφθεί υπόψη, μπορεί να μειώσει και το κόστος σχεδιασμού. Κάτι τέτοιο είναι αναμενόμενο, καθώς η ελαστικότητα του περιβάλλοντος εδάφους τείνει να μειώσει τη δυσκαμψία του συστήματος και συνεπώς να μειώσει τις ιδιοσυχνότητες της γέφυρας και να τροποποιήσει την απόκρισή της.[6]

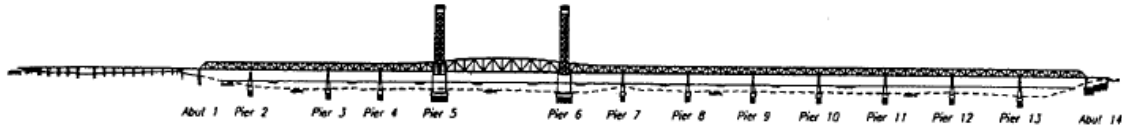


Εικόνα 19 Η Γέφυρα του Σακραμέντο

Ενίσχυση με Σ.Μ. της γέφυρας του Σακραμέντο

Περιγραφή της κατασκευής

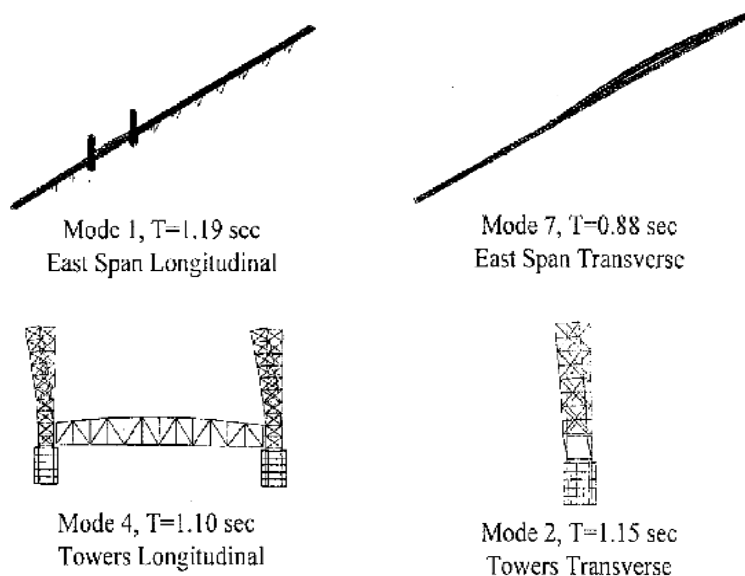
Χαρακτηριστικό παράδειγμα εφαρμογής της μεθόδου σεισμικής μόνωσης αποτελεί αυτό της ενίσχυσης της γέφυρας του Σακραμέντο στο Ρίο Βίστα της Καλιφόρνια(εικόνα 20). Η κατασκευή της ολοκληρώθηκε το 1958. Η γέφυρα έχει συνολικό μήκος 2.500 πόδια και αποτελείται από τη δυτική γέφυρα πρόσβασης 440 ποδιών, το δυτικό άνοιγμα 633 ποδιών, το ανατολικό άνοιγμα 1300 ποδιών και ένα άνοιγμα που αναρτάται από δύο μεταλλικούς πύργους μήκους 310 ποδιών. Το δυτικό άνοιγμα αποτελείται από 4 επιμέρους ανοίγματα μήκους από 140 έως 210 πόδια, ενώ το ανατολικό από 8, όλα μήκους 180 ποδιών. Το δικτύωμα του καταστρώματος στηρίζεται σε βάθρα από οπλισμένο σκυρόδεμα που θεμελιώνεται σε πασσάλους από σκυρόδεμα και χάλυβα. Το δικτύωμα συνδέεται με τα βάθρα μέσω αρθρωτών εφεδράνων. Τα βάθρα αποτελούνται από δύο κυκλικά υποστυλώματα που συνδέονται μεταξύ τους με μία συνδετήρια δοκό.



Εικόνα 20 Όψη Γέφυρας Σακραμέντο

Σεισμική αποτίμηση της υπάρχουσας κατασκευής

Αρχικά, η γέφυρα είχε σχεδιαστεί για να μπορεί να παραλάβει σεισμό μέχρι 6.75 ρίχτερ από την εγγύς σεισμικής ζώνη της Σιέρρα Νεβάδα, και με αναμενόμενη επιτάχυνση 0.5 g. Μετά τη διεξαγωγή ερευνών σεισμικής αποτίμησης διαπιστώθηκε ότι στη συγκεκριμένη γέφυρα, σε έναν μεγάλης έντασης σεισμό, θα υφίσταντο σοβαρές βλάβες στις τυπικές αγκυρώσεις και στις στηρίξεις των δικτυωμάτων, που θα μπορούσαν να προκαλέσουν και πιθανή κατάρρευση όλης της κατασκευής. Η σεισμική αποτίμηση βασίστηκε σε ανάλυση εκπλήρωσης κριτηρίων παραμόρφωσης υπό συγκεκριμένη φόρτιση. Οι απαιτήσεις δυνάμεων και παραμορφώσεων της κατασκευής υπολογίστηκαν χρησιμοποιώντας γραμμικό-ελαστικό φάσμα απόκρισης, ενώ για τα βάθρα χρησιμοποιήθηκε μη γραμμική ανάλυση και οι 2 μεταλλικοί πύργοι αναλύθηκαν κάνοντας χρήση στατικής μη γραμμικής ανάλυση υπό πλευρική φόρτιση και δυναμικής μη γραμμικής ανάλυση με χρονοϊστορίες. Συγκεκριμένα, η κατασκευή αναλύθηκε για 100% του διαμήκους και 30% του εγκάρσιου φάσματος απόκρισης και 30% του διαμήκους και 100% του εγκάρσιου φάσματος απόκρισης για θλιπτικά και εφελκυστικά μοντέλα με συνυπολογισμό συμμετοχής τουλάχιστον του 95% της μάζας της. Το σχήμα των ιδιομορφών και των χρονοϊστοριών για τις θεμελιώδεις ιδιομορφές στα θλιπτικά και εφελκυστικά μοντέλα για συγκεκριμένα τμήματα της κατασκευής φαίνονται παρακάτω (εικόνα 21).



Εικόνα 21 Ιδιομορφές και μοντέλα της γέφυρας

Σεισμική ενίσχυση

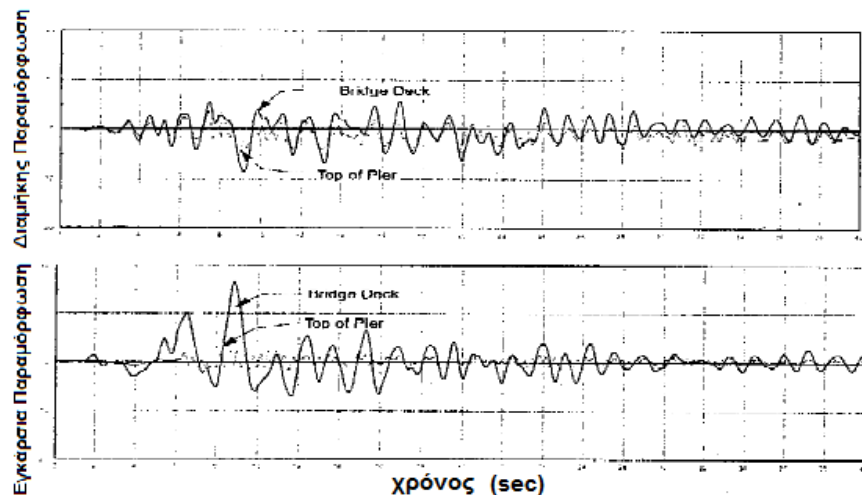
Η στρατηγική ενισχύσεις που επιλέχθηκε αποτελείται από σεισμική μόνωση των ανατολικών και δυτικών δικτυωτών ανοιγμάτων, με την προσθήκη επιπλέον αποσβεστήρων ενέργειας στη στήριξη της βάσης κάθε πύργου. Η σεισμική μόνωση του ανατολικού και δυτικού ανοίγματος περιλαμβάνει την αντικατάσταση των αρθρωτών και rocker bearings με μονωτήρες. Η χρήση των αποσβεστήρων ενέργειας εξασφαλίζει τη βάση του στύλου από την ανύψωση λόγω εφελκυστικής αντίδρασης από τα εφέδρανα.

Σεισμική Μόνωση του καταστρώματος της γέφυρας στα δικτυωτά χαλύβδινα ανοίγματα.

Οι απαιτήσεις του σχεδιασμού του συστήματος σεισμικής μόνωσης αποτελείται από περιορισμούς δυνάμεων και μετατοπίσεων που επιβάλλονται από την ικανότητα της υφιστάμενης κατασκευής. Το μέγιστο των δυνάμεων στα βάρη περιορίστηκε έτσι ώστε να ελαχιστοποιείται η στροφή των πασσάλων θεμελίωσης. Οι μετακινήσεις σχεδιασμού για το μονωμένο κατάστρωμα περιορίζονται σε λιγότερο από 12 ίντσες στη διαμήκη διεύθυνση, προκειμένου να αποτραπεί η διατμητική καταπόνηση που προκαλεί το κατάστρωμα στη σύνδεση του με τους πύργους, η οποία μπορεί να καταλήξει σε σημαντική βλάβη στα δικτυώματα των πύργων. Τρεις διαφορετικοί τύποι μονωτήρων χρησιμοποιήθηκαν: Ελαστικοί μονωτήρες υψηλής απόσβεσης, friction pendulum bearings και Ελαστικοί μονωτήρες Πυρήνα Μολύβδου.

Τα πρωταρχικά σχέδια αναπτύχθηκαν χρησιμοποιώντας απλές αναλυτικές μεθόδους. Οι μελέτες βασίστηκαν σε φάσματα απόκρισης υψηλής απόσβεσης και συμπεριέλαβαν την επιρροή της παραμορφωσιμότητας του καταστρώματος στην εγκάρσια διεύθυνση.

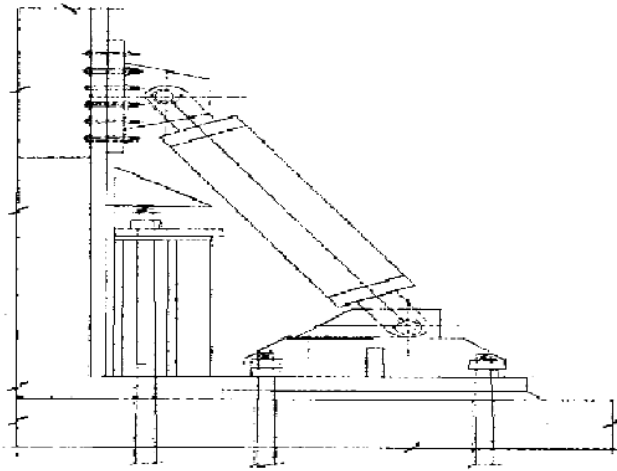
Η επίδοση του συστήματος μόνωσης εκτιμήθηκε χρησιμοποιώντας τρισδιάστατη μη γραμμική ανάλυση χρονοϊστορίας. Η υποδομή και ανωδομή μοντελοποιήθηκαν λαμβάνοντας υπόψη τη χωρική κατανομή της μάζας και της δυσκαμψίας τους. Η παραμορφωσιμότητα της βάσης μοντελοποιήθηκε με μη γραμμικά διαμήκη και στροφικά ελατήρια. Στα μοντέλα των μονωτήρων θεωρήθηκε μη γραμμική και υστερητική συμπεριφορά. Η μονωμένη κατασκευή αναλύθηκε για τρεις περιπτώσεις χρονοϊστοριών επιτάχυνσης εδάφους, με ταυτόχρονη εφαρμογή των οριζοντίων και καθέτων στοιχείων της κατασκευής. Η απόκριση του μονωτήρα πυρήνα μολύβδου σε εγκάρσια και διαμήκη παραμόρφωση σε ένα ενδιάμεσο βάρη φαίνεται στην εικόνα 22.



Εικόνα 22 Απόκριση μονωτήρα σε διαμήκη και εγκάρσια παραμόρφωση

Σεισμική Μόνωση του καταστρώματος της γέφυρας στους δικτυωτούς πύργους

Τα συστήματα απόσβεσης ενέργειας τοποθετήθηκαν στη βάση των δύο πύργων για περιορίσουν την απόκρισή τους. Αναλυτικές μελέτες έδειξαν ότι με τη χρήση Μολύβδινων αποσβεστήρων εξώθησης (Lead Extrusion Dampers, LED) και αποσβεστήρων χαμηλού ιξώδους (low exponent viscous dampers, VD) μπορούσε να επιτευχθεί ο έλεγχος της απόκρισης του πύργου , καταλήγοντας σε σημαντική μείωση της ανύψωσης από τα εφέδρανα των πύργων. Η ανάλυση των αποσβεστήρων έγινε με τη χρήση τρισδιάστατου μοντέλου των πύργων με πρόβλεψη για τρεις περιπτώσεις χρονοϊστορίας επιτάχυνσης εδάφους, με ταυτόχρονη εφαρμογή των οριζοντίων και καθέτων στοιχείων της κατασκευής. Η μελέτη έδειξε ότι η βέλτιστη απόκριση της κατασκευής εμφανιζόταν για ένα αποσβεστήρα τάσης διαρροής 100 kip τύπου LED σε κάθε πύργο. Τα διαγράμματα χρονοϊστοριών ανύψωσης του πύργου που στηρίζεται στο βάθρο 6 για την υφιστάμενη και τη μονωμένη κατασκευή φαίνεται στην εικόνα.[7]



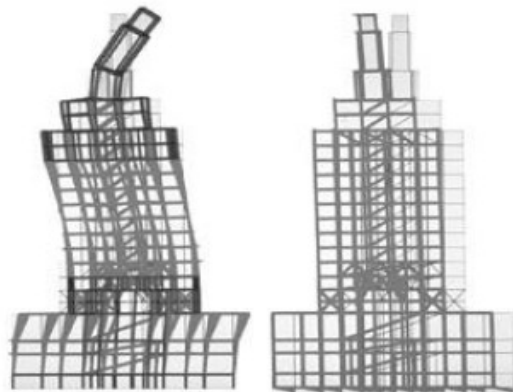
Εικόνα 23 Όψη Αποσβεστήρα

Συμπεράσματα

Για την ενίσχυση των υφιστάμενων κατασκευών, η μέθοδος της σεισμικής μόνωσης μπορεί να είναι τεχνικά πρακτικά εφαρμόσιμη περίπου σε 1 στα 8 κτίρια. Όταν είναι τεχνικά δυνατή έχει το πλεονέκτημα ότι το μεγαλύτερο τμήμα της διαδικασίας κατασκευής εστιάζεται στο επίπεδο της μόνωσης, είτε αυτό είναι το ισόγειο είτε οποιοσδήποτε όροφος της κατασκευής. Συνεπώς, κατά τη διάρκεια της επέμβασης στην κατασκευή δεν διακόπτεται ούτε διαταράσσεται σημαντικά η λειτουργία των χώρων του κτιρίου αλλά και παραμένουν αναλλοίωτα τα αρχιτεκτονικά χαρακτηριστικά μετά την περαίωση των εργασιών. Για τους παραπάνω λόγους η συγκεκριμένη μέθοδος έχει ευρεία εφαρμογή παγκοσμίως σε κτίρια ιστορικής σημασίας και κτίρια που η λειτουργία τους πρέπει να παραμείνει απρόσκοπτη (π.χ. νοσοκομεία ,αεροδρόμια, δημαρχεία, εταιρείες κτλ.).

Όσον αφορά τη συμπεριφορά του κτιρίου στο οποίο εφαρμόζεται, η ενίσχυση με τη μέθοδο της σεισμικής μόνωσης παρότι δεν επιδρά στη δυσκαμψία της ίδιας της κατασκευής και των στοιχείων της μεμονωμένα, αλλάζει εξολοκλήρου την απόκριση του συνόλου της κατασκευής σε σεισμική διέγερση. Έτσι, κατά τη διάρκεια του σεισμού, το επίπεδο μόνωσης του κτιρίου

ακολουθεί την κίνηση του εδάφους επιτρέποντας στην υπεράνω κατασκευή να ταλαντωθεί βάσει νέας ιδιομορφής, μειώνοντας παράλληλα τις ελαστικές δυνάμεις στα ύψη των ορόφων που αντιλαμβάνεται η κατασκευή. Χαρακτηριστικό παράδειγμα της διαφορετικής απόκρισης που παρουσιάζει μια μονωμένη κατασκευή φαίνεται στην παρακάτω εικόνα όπου απεικονίζεται η θεμελιώδης ιδιομορφή του δημαρχείου του Oakland, στις Η.Π.Α. πριν και μετά την εφαρμογή σεισμικής μόνωσης.[1],[8]



Εικόνα 24 Όψη και σεισμική απόκριση του δημαρχείου του Oakland

Σημαντική παράμετρος στην επιλογή του τρόπου ενίσχυσης μιας κατασκευής αποτελεί το κόστος. Η ενίσχυση με τη μέθοδο της σεισμικής μόνωσης μπορεί να αποδειχθεί σε αρκετές περιπτώσεις οικονομικότερη λύση. Παρά τις δυσκολίες που ανακύπτουν στη σύγκριση των δαπανών και τον πλεονεκτημάτων ενός μονωμένου κτιρίου και ενός συμβατικά ενισχυμένου λόγω της διαφορετικής συμπεριφοράς τους, από την μελέτη της εφαρμογής αμφοτέρων μεθόδων στο κτίριο Command and Control Facility for Los Angeles County έχει υπολογιστεί ότι η σεισμική μόνωση αποδείχθηκε κατά 6% λιγότερο δαπανηρή λύση για την ενίσχυσή του. Ένα άλλο παράδειγμα, όπου έγινε συγκριτική ανάλυση του μέσου κόστους ενίσχυσης με σεισμική μόνωση ή με συμβατικές μεθόδους ενός τετραόροφου κτιρίου στα πλαίσια του Huntsman Village Project φαίνεται στον παρακάτω πίνακα.[9]

Παράμετρος	Άκαμπτα θεμελιωμένο κτίριο	Σεισμικά μονωμένο κτίριο
Συνολική τέμνουσα δύναμη (kN)	40800	10200
Απαιτούμενη ενίσχυση (ton)	360	104
Απαιτούμενη ενίσχυση ανά 1 m ² επιφάνειας κτιρίου (kg)	110	32
Απόσταση μεταξύ στηριγμάτων ενίσχυσης στους τοίχους (cm)	20 X 20	40 X 40
Ποιότητα Σκυροδέματος	B20 (M250)	B10 (M150)
Απαιτούμενο τσιμέντο (ton)	810	428

Απαιτούμενο τσιμέντο ανά 1 m ² επιφάνειας κτιρίου (kg)	250	132
Κόστος Ενίσχυσης	\$ 144,000	\$ 41,600
Κόστος Τσιμέντου	\$ 32,210	\$ 17,550
Κόστος Σεισμικών Μονωτήρων	-	\$ 24,700
Κόστος προσωρινής στήριξης	\$ 270,000	\$ 177,640
Κόστος προσωρινής στήριξης ανά 1 m ² επιφάνειας κτιρίου	\$ 83	\$ 55

Όπως προκύπτει από τον ανωτέρω πίνακα, η εφαρμογή της μεθόδου της σεισμικής μόνωσης στο συγκεκριμένο κτίριο αποδεικνύεται οικονομικότερη κατά $(\$144,000 + \$32,210) - (\$41,600 + \$17,550 + \$24,700) = \$92,360$

Συνοψίζοντας, η εφαρμογή της σεισμικής μόνωσης σε μία πλειάδα μελετών υφιστάμενων κτιρίων είναι τεχνικά και οικονομικά εφικτή. Η σεισμική μόνωση έχει μέχρι σήμερα εφαρμοστεί σε αρκετές μελέτες ενίσχυσης κατασκευών. Η χρήση της μεθόδου για την ενίσχυση, όμως, υφιστάμενων κατασκευών προϋποθέτει προσεκτική θεώρηση της συνέχειας της κατασκευής και της πιθανής τρωτότητας της κατά τη διάρκεια των εργασιών.

ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

- [1] Design of Structures with Seismic Isolation, Ronald L Mayes, Ph.D. Consulting Engineer, Berkeley, California Farzad Naeim, Ph.D., S.E. Vice President and Director of Research and Development, John A. Martin and Associates, Inc., Los Angeles, California
- [2] SEISMIC PROTECTIVE SYSTEMS:SEISMIC ISOLATION, Developed by: Michael D. Symans, PhD Rensselaer Polytechnic Institute
- [3] Seismic isolation of civil buildings in the USA, J M Kelly Earthquake Engineering Research Center, University of California at Berkeley, USA
- [4] Seismic Isolation Retrofit of a Prefectural Government Office Building, Yoe MASUZAWA and Yoshiaki HISADA
- [5] Seismic Isolation Retrofit in Japan, Soichi KAWAMURA, Ryoichi SUGISAKI, Keiji OGURA, Sumio MAEZAWA, Shoji TANAKA And Akihiko YAJIMA
- [6] Seismic response of isolated bridges with soil–structure interaction, N.P. Tongaonkar, R.S. Jangid*
Department of Civil Engineering, Indian Institute of Technology Bombay
- [7] Seismic Evaluation and Retrofit of Sacramento River Bridge at Rio Vista, Humayun Abbas, Satinder P. Singh, Joe Uzarski
- [8] Practical Solutions for Seismic Isolation Lessons learned, Simin Naaseh, SE Principal, Forell/Elsesser Engineers, Inc., San Francisco, USA
- [9] "The Behavior of Retrofitted Buildings During Earthquakes: New Technologies" Prof. Dr. Mikayel Melkumyan, President of the Armenian Association for Earthquake Engineering

