



ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ ΔΥΤΙΚΗΣ ΑΤΤΙΚΗΣ

Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών

ΠΡΟΓΡΑΜΜΑ ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΩΝ ΣΠΟΥΔΩΝ

"Δομοστατικά έργα"

ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

**«Ενίσχυση υφιστάμενου κτιρίου με μεταλλικούς
συνδέσμους δυσκαμψίας»**

Του Μεταπτυχιακού Φοιτητή

Ιωάννη Μαυρουδή

Επιβλέπων Καθηγητής

Χρήστος Γιαρλέλης

Αθήνα, 2021

ΜΕΛΗ ΕΞΕΤΑΣΤΙΚΗΣ ΕΠΙΤΡΟΠΗΣ

ΨΗΦΙΑΚΕΣ ΥΠΟΦΡΑΦΕΣ		
Επιβλέπων καθηγητής	Γιαρλέλης Χρήστος	
Μέλος	Δημάκος Κωνσταντίνος	
Μέλος	Ρεπαπής Κωνσταντίνος	

ΔΗΛΩΣΗ ΣΥΓΓΡΑΦΕΑ ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΗΣ ΕΡΓΑΣΙΑΣ

Ο κάτωθι υπογεγραμμένος Μαυρουδής Ιωάννης του Σταύρου, με αριθμό μητρώου 8 φοιτητής του Προγράμματος Μεταπτυχιακών Σπουδών Δομοστατικά Έργα του Τμήματος Πολιτικών Μηχανικών της Σχολής Μηχανικών του Πανεπιστημίου Δυτικής Αττικής, δηλώνω ότι:

«Είμαι συγγραφέας αυτής της μεταπτυχιακής εργασίας και ότι κάθε βοήθεια την οποία είχα για την προετοιμασία της, είναι πλήρως αναγνωρισμένη και αναφέρεται στην εργασία. Επίσης, οι όποιες πηγές από τις οποίες έκανα χρήση δεδομένων, ιδεών ή λέξεων, είτε ακριβώς είτε παραφρασμένες, αναφέρονται στο σύνολό τους, με πλήρη αναφορά στους συγγραφείς, τον εκδοτικό οίκο ή το περιοδικό, συμπεριλαμβανομένων και των πηγών που ενδεχομένως χρησιμοποιήθηκαν από το διαδίκτυο. Επίσης, βεβαιώνω ότι αυτή η εργασία έχει συγγραφεί από μένα αποκλειστικά και αποτελεί προϊόν πνευματικής ιδιοκτησίας τόσο δικής μου, όσο και του Ιδρύματος.

Παράβαση της ανωτέρω ακαδημαϊκής μου ευθύνης αποτελεί ουσιώδη λόγο για την ανάκληση του πτυχίου μου».

Ο Δηλών

Μαυρουδής Ιωάννης



ΠΙΝΑΚΑΣ ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΩΝ

ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ	7
ΣΥΜΒΟΛΑ	8
ΣΥΝΟΨΗ	17
ΠΕΡΙΛΗΨΗ	18
ABSTRACT	20
EXTENSIVE SUMMARY	21
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1 ^ο	23
1.1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ	23
1.2 Κατηγορίες μεταλλικών συνδέσμων δυσκαμψίας.....	26
1.3 Πλεονεκτήματα ενίσχυσης με μεταλλικούς συνδέσμους δυσκαμψίας.....	30
1.4 Μειονεκτήματα ενίσχυσης με μεταλλικούς συνδέσμους δυσκαμψίας	31
1.5 Μηχανισμοί αστοχίας πλαισίων με ράβδους δικτύωσης	32
1.6 Συνήθειες αστοχίες δικτυωτών συνδέσμων.....	33
1.7 Συμπεράσματα για τους μεταλλικούς συνδέσμους δυσκαμψίας.....	34
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2 ^ο	35
2.1 Σύνδεσμοι περιορισμένου λυγισμού.....	35
2.2 Μόρφωση αντιλγυσμικών συνδέσμων	37
2.3 Φιλοσοφία κατασκευής.....	41
2.4 Ιστορική αναδρομή BRB	42
2.5 Πειράματα πλήρους κλίμακας και εξέλιξη	43
2.6 BRB και κανονισμοί.....	44
2.7 Κοινά στοιχεία BRB	45
2.8 Είδη συνδέσεων BRB	46
2.9 Συγκριτική συμπεριφορά κατακορύφων συνδέσμων	48
2.10 Αντιλγυσμικοί σύνδεσμοι και σχεδιασμός.....	51
2.11 Προσωμείωση στοιχείων BRB	53
2.12 BRB και στατικά προγράμματα	54
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3 ^ο	55
3.1 Ιστορικό-αποτύπωση κτιρίου, καταγραφή βλαβών ΚΑΝ.ΕΠΕ. §3.2-3.3-3.4.....	55
3.2 Υλικά δόμησης ΚΑΝ.ΕΠΕ. §3.7.....	61
3.3 Διερεύνηση εδάφους θεμελίωσης ΚΑΝ.ΕΠΕ. §3.5.4.....	63
3.4 Φορτία κτιρίου-παραδοχές.....	63

3.5 Φάσμα EC8 και λοιπές παραδοχές αποτίμησης	64
3.6 Αποτίμηση κτιρίου	65
3.7 Ιδιομορφές-Ιδιοπερίοδοι	66
3.8 Σχετικές μετατοπίσεις ορόφων-Μέγιστη μετατόπιση οροφής	67
3.9 Δείκτες ανεπάρκειας λ	69
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4°	71
4.1 Επιλογή μεθόδου επέμβασης για την ενίσχυση της υφιστάμενης κατασκευής.....	71
4.2 Διερεύνηση σημείου εισαγωγής του μεταλλικού εξωσκελετού	75
4.3 Διερεύνηση μεθόδου σύνδεσης μεταλλικών συνδέσμων.....	76
4.4 Δείκτες ανεπάρκειας λ	78
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5°	80
5.1 Ανελάστικες αναλύσεις χρονοϊστορίας	80
5.2 Επέμβαση κτιρίου με συνδέσμους περιορισμένου λυγισμού (BRB).....	81
5.3 Σχετικές μετατοπίσεις ορόφων-Μέγιστη μετατόπιση οροφής με BRB.....	84
5.4 Δείκτες ανεπάρκειας λ με BRB.....	85
ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ	86
ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ	95

ΚΑΤΑΛΟΓΟΣ ΕΙΚΟΝΩΝ

Εικόνα 1.1.: Κέντρο Πολιτισμού του Ιδρύματος Σταύρος Νιάρχος	24
Εικόνα 1.2.: Ωνάσειος Στέγη Γραμμάτων και Τεχνών	24
Εικόνα 1.3: Χρήση δικτυωτού χιαστί συνδέσμου σε πολυώροφο κτίριο	25
Εικόνα 1.4: εξωτερικοί σύνδεσμοι δυσκαμψίας (αριστερά) Σύνδεση πλαισίου με συνδέσμους (δεξιά).....	26
Εικόνα 1.5: Σύνδεσμοι τύπου V ή Λ.....	27
Εικόνα 1.6: Σύνδεσμοι τύπου K.....	28
Εικόνα 1.7: Έκκεντροι σύνδεσμοι δυσκαμψίας σε πλαισιωτούς φορείς.....	28
Εικόνα 1.8: α) απλοί και β) χιαστί σύνδεσμοι δυσκαμψίας σε πλαισιωτούς φορείς.....	29
Εικόνα 1.9: Χρήση δικτυωτού απλού συνδέσμου σε πολυώροφο κτίριο και κατασκευαστική λεπτομέρεια κόμβου.....	29
Εικόνα 1.10: F1 (1)γυμνό πλαίσιο,(2)-σύστημα συνδέσμων,Fx1-ενισχυμένο πλαίσιο (1)+(2) άθροισμα	30
Εικόνα 1.11: Λεπτομέρεια σεισμικού συνδέσμου και τομή S-S.....	31
Εικόνα 1.12: Πρώτος τρόπος αστοχίας	32
Εικόνα 1.13: Δεύτερος τρόπος αστοχίας.....	32
Εικόνα 1.14: Τρίτος τρόπος αστοχίας.....	32
Εικόνα 1.15: Βρόγχος υστέρησης του συνδέσμου δυσκαμψίας	34
Εικόνα 2.1:Τυπική μόρφωση πλαισίων με συνδέσμους χωρίς εκκεντρότητα	35
Εικόνα 2.2:Τυπικές βλάβες κατακορύφων συνδέσμων στον σεισμό του Kobe,Ιαπωνία1995	36
Εικόνα 2.3: Χρήση αντιλυγισμικών συνδέσμων στην ενίσχυση φορέων απο Ω/Σ.....	36
Εικόνα 2.4: Χρήση αντιλυγισμικών συνδέσμων στην γεφυροποιία και όπου απαιτείται προστασία έναντι λυγισμού.....	37
Εικόνα 2.5:Επιμέρους τμήματα ενός BRB	38
Εικόνα 2.6:Τυπολογία προτεινόμενων διατομών BRB.....	38
Εικόνα 2.7: Αντιλυγισμικοί σύνδεσμοι με και χωρίς πλήρωση τσιμεντοκονιάματος.....	40
Εικόνα 2.8: Βρόγχος υστέρησης των BRB(Συγκριτική συμπεριφορά τυπικών και αντιλυγισμικών συνδέσμων υπό ανακλυζόμενη φόρτιση)	40
Εικόνα 2.9:λογότυπα εταιρειών BRB	40
Εικόνα 2.10:Φιλοσοφία μόρφωσης αντιλυγισμικού συνδέσμου.	41
Εικόνα 2.11: Μορφολογία τοποθέτησης Αντιλυγισμικών συνδέσμων καθ' ύψος.	43
Εικόνα 2.12:Κανονιστικές διατάξεις.....	44
Εικόνα 2.14: Μεταφορά συνδέσμου BRB.....	45
Εικόνα 2.15: τύποι συνδέσεων BRB.....	46
Εικόνα 2.16:Συμπεριφορά τυπικών συνδέσμων χωρίς εκκεντρότητα	48
Εικόνα 2.17: Τυπικοί υστερητικοί βρόγχοι τυπικών συνδέσμων χωρίς εκκεντρότητα.....	49
Εικόνα 2.18: Συγκριτική συμπεριφορά τυπικών και αντιλυγισμικών συνδέσμων υπό ανακλυζόμενη φόρτιση.	49
Εικόνα 2.19: Υστερητικοί βρόγχοι αντιλυγισμικών συνδέσμων.....	50
Εικόνα 2.20: Προτεινόμενα διαγράμματα αξονικής-μετακινήσεων.	51
Εικόνα 2.21: παράδειγμα προσομοίωσης με δύο είδη στοιχείων	53
Εικόνα 2.23 :Περιβάλλον λογισμικού ETABS.....	54

Εικόνα 3.1: Κάτοψη ισογείου και τυπικού ορόφου κλ.1/100.....	56
Εικόνα 3.2: Τομή κλ. 1/100.....	57
Εικόνα 3.3: Θεμελίωση (μεμονωμένα πέδιλα).....	58
Εικόνα 3.4: Ξυλότυπος ισογείου κλ. 1/100.....	59
Εικόνα 3.5: Ξυλότυπος Α' ορόφου (τυπικός) κλ.1/100.....	60
Εικόνα 3.6: Οι χαρακτηριστικές τιμές σκυροδέματος σε περιβάλλον ETABS.....	61
Εικόνα 3.7: Οι χαρακτηριστικές τιμές χάλυβα σε περιβάλλον ETABS.....	61
Εικόνα 3.8: Οι χαρακτηριστική τιμή τοιχοποιίας σε περιβάλλον ETABS.....	62
Εικόνα 3.9:γεωμετρικά χαρακτηριστικά τοίχων πλήρωσης σε περιβάλλον ETABS.....	63
Εικόνα 3.10: Πίνακας Σ4.4 ΚΑΝ.ΕΠΕ.[13].....	64
Εικόνα 3.11:Τρισδιάστατη απεικόνιση προσομοιώματος κτιρίου στο λογισμικό SCADA PRO®.....	66
Εικόνα 3.12:μορφή κτιρίου ύστερα από την επίδραση της 1ης ιδιομορφής.....	66
Εικόνα 3.13: Μέγιστη σχετική μετατόπιση κτιρίου διεύθυνση χ.(mm).....	68
Εικόνα 3.14: Μέγιστη σχετική μετατόπιση κτιρίου διεύθυνση Υ .(mm).....	68
Εικόνα 4.1: παράδειγμα μεταλλικού εξωσκελετού με μεταλλικούς συνδέσμους σε υφιστάμενο κτίριο Ω/Σ.....	71
Εικόνα 4.2: Μέθοδος σύνδεσης μεταλλικού εξωσκελετού με τον φορέα Ω/Σ.....	72
Εικόνα 4.3: σύνδεση μεταλλικού συνδέσμου με τον μεταλλικό εξωσκελετό (κάτω μέρος)...	73
Εικόνα 4.4: σύνδεση μεταλλικού συνδέσμου με τον μεταλλικό εξωσκελετό (άνω μέρος)...	74
Εικόνα 4.5: Σύνδεση μεταλλικού εξωσκελετού με τον φορέα Ω/Σ αλλά και με τον μεταλλικό σύνδεσμο).....	74
Εικόνα 4.6: Διάταξη μεταλλικού εξωσκελετού με διαγώνιους συνδέσμους στον υφιστάμενο φορέα σε περιβάλλον SCADA PRO 18.....	75
Εικόνα 4.7: λεπτομέρεια συγκόλλησης μεταλλικού χιαστί συνδέσμου.....	76
Εικόνα 4.8: Δεδομένα συγκόλλησης και έλεγχι στο SCADA PRO 18.....	77
Εικόνα 4.9: Τοποθέτηση μεταλλικού εξωσκελετού στην όψη του κτιρίου.....	78
Εικόνα 5.1: Φάσμα κανονισμού και επιταχυνσιογραφήματα σεισμών.....	80
Εικόνα 5.2: Διατομές συνδέσμων BRB της εταιρείας Starseismic σε περιβάλλον λογισμικού ETABS.....	81
Εικόνα 5.3: Διατομές συνδέσμων BRB της εταιρείας Corebrace σε περιβάλλον λογισμικού ETABS.....	82
Εικόνα 5.4:Τρισδιάστατη απεικόνιση προσομοιώματος κτιρίου με συνδέσμους περιορισμένου λυγισμού BRB στο λογισμικό ETABS®.....	83

ΚΑΤΑΛΟΓΟΣ ΠΙΝΑΚΩΝ

Πίνακας 1.1: Κύριες αστοχίες και τρόποι επίλυσης αυτών.	33
Πίνακας 2.1: Συνοπτική ιστορική αναδρομή των BRB	42
Πίνακας 2.2: BRB τύποι σύνδεσης: Πλεονεκτήματα και μειονεκτήματα (Wigle and fahnestock 2010).....	47
Πίνακας 3.1: Φορτία κτιρίου	63
Πίνακας 3.2: στοιχεία φάσματος κατά EC8	64
Πίνακας 3.3: Πίνακας-ιδιομορφών μαζών.	67
Πίνακας 3.4: Μέγιστες σχετικές μετατοπίσεις υφιστάμενου κτιρίου.....	69
Πίνακας 3.5: Δείκτες ανεπάρκειας λ ροπών κάμψης ανά υποστύλωμα. (ισόγειο).	70
Πίνακας 3.6: Δείκτες ανεπάρκειας λ τεμνουσών ανά υποστύλωμα. (ισόγειο).	70
Πίνακας 4.1: Δείκτες ανεπάρκειας λ ροπών κάμψης ανά υποστύλωμα. (ισόγειο).	78
Πίνακας 4.2: Δείκτες ανεπάρκειας λ τεμνουσών ανά υποστύλωμα. (ισόγειο).	79
Πίνακας 5.1: Μέγιστες μετατοπίσεις ανά χρονιστορία ενισχυμένου κτιρίου	84
Πίνακας 5.2: Μέγιστες σχετικές μετατοπίσεις ανά χρονιστορία ενισχυμένου κτιρίου	84
Πίνακας 5.3: Δείκτες ανεπάρκειας λ ροπών κάμψης ανα υποστύλωμα (ισόγειο)(EI Centro). 85	
Πίνακας 5.4: συγκριτικός πίνακας ανεπαρκειών λ ροπών κάμψης ανα υποστύλωμα (ισόγειο)(EI Centro)	86
Πίνακας 5.5: Δείκτες ανεπάρκειας λ ροπών κάμψης ανα υποστύλωμα (ισόγειο)(Lower California).....	86
Πίνακας 5.6: συγκριτικός πίνακας ανεπαρκειών λ ροπών κάμψης ανα υποστύλωμα (ισόγειο)(lower California).....	87
Πίνακας 5.7: Δείκτες ανεπάρκειας λ ροπών κάμψης ανα υποστύλωμα (ισόγειο)(Kern). Error! Bookmark not defined.	
Πίνακας 5.8: συγκριτικός πίνακας ανεπαρκειών λ ροπών κάμψης ανα υποστύλωμα (ισόγειο)(Kern)	88
Πίνακας 5.9: Δείκτες ανεπάρκειας λ τεμνουσών ανα υποστύλωμα (ισόγειο)(EI Centro).....	90
Πίνακας 5.10: συγκριτικός πίνακας ανεπαρκειών λ τεμνουσών ανα υποστύλωμα (ισόγειο)(EI Centro).....	90
Πίνακας 5.11: Δείκτες ανεπάρκειας λ τεμνουσών ανα υποστύλωμα (ισόγειο)(Lower California).....	91
Πίνακας 5.12: συγκριτικός πίνακας ανεπαρκειών λ τεμνουσών ανα υποστύλωμα (ισόγειο)(lower California).....	91
Πίνακας 5.13: Δείκτες ανεπάρκειας λ τεμνουσών ανα υποστύλωμα (ισόγειο)(Kern).....	92
Πίνακας 5.14: συγκριτικός πίνακας ανεπαρκειών λ τεμνουσών ανα υποστύλωμα (ισόγειο)(Kern)	92
Πίνακας 5.15: συγκεντρωτικός πίνακας ανεπαρκειών λ ροπών κάμψεων ανα επιταχυνσιογράφημα	93
Πίνακας 5.16: συγκεντρωτικός πίνακας ανεπαρκειών λ τεμνουσών ανα επιταχυνσιογράφημα	93

ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ

Ευχαριστώ θερμά τον επιβλέποντα καθηγητή μου κ. Γιαρλέλη Χρήστο για την επιστημονική καθοδήγηση καθ' όλη την διάρκεια της διατριβής μου. Στη συνέχεια θα ήθελα να ευχαριστήσω θερμά τον διευθυντή του μεταπτυχιακού προγράμματος σπουδών κ. Δημάκο Κωνσταντίνο για την ουσιαστική υποστηριξή του σ' όλη τη διάρκεια των σπουδών μου. Επίσης θα ήθελα να ευχαριστήσω τον πατέρα μου κ. Σταύρο Μαυρουδή για την υποστηριξη και την εμπιστοσύνη που μου έδειξε σ' όλα τα χρόνια των σπουδών μου προπτυχιακών και μεταπτυχιακών. Τέλος όλους τους φίλους μου που με στήριξαν στη προσπάθεια μου και ειδικότερα την Μαρία Παπαθανασίου και την Γεωργία Θεοδώρου για την έμπρακτη βοήθεια τους.

ΣΥΜΒΟΛΑ[13]

ΛΑΤΙΝΙΚΑ ΚΕΦΑΛΑΙΑ

Ab	εμβαδόν ματιζομένης ράβδου
Ac	εμβαδόν διατομής σκυροδέματος
Acδ	εμβαδόν διεπιφάνειας
Aj	εμβαδόν διατομής οπλισμού περίσφιξης με μορφή κολάρων
Aj	εμβαδόν διατομής του απαιτούμενου εξωτερικού οπλισμού διάτμησης
Ajδ	εμβαδόν διατομής χαλύβδινων στοιχείων (χιαστί κολάρων) σε κάθε διαγώνια διεύθυνση
Ajh	εμβαδόν οριζόντιου οπλισμού του μανδύα
Ajv	εμβαδόν κατακόρυφου οπλισμού του μανδύα
As	εμβαδόν διατομής ράβδου διαμήκους οπλισμού
Asb	εμβαδόν διατομής αναρτήρα
Asδ	εμβαδόν εγκάρσιου οπλισμού
Ash	συνολική διατομή οριζοντίων σκελών συνδετήρων
Aso	εμβαδόν διατομής εφελκόμενου οπλισμού στο αρχικό στοιχείο
Asw	εμβαδόν διατομής συνδετήρα
B	πλάτος κατανομής θλιπτικής δύναμης
C0	συντελεστής που συσχετίζει την φασματική μετακίνηση με την μετακίνηση στην κορυφή του κτιρίου
C1	λόγος ανελαστικής προς ελαστική μετακίνηση
C2	συντελεστής που λαμβάνει υπόψη την επιρροή του σχήματος του βρόγχου υστέρησης στη μέγιστη μετακίνηση
C3	συντελεστής που λαμβάνει υπόψη την επαύξηση των μετακινήσεων λόγω φαινομένων β' τάξης
Cm	συντελεστής δρώσας μάζας
Ct	συντελεστής για την εμπειρική εκτίμηση της ιδιοπεριόδου
D	διάμετρος διατομής
EAp	δυστένεια διαγωνίου ($A_p = t \cdot b$)
E	μέτρο ελαστικότητας γενικώς
Ec	μέτρο ελαστικότητας σκυροδέματος
Ej	μέτρο ελαστικότητας ινοπλισμένου πολυμερούς, υλικού περίσφιξης
EFRP	μέτρο ελαστικότητας σύνθετου υλικού
Es	μέτρο ελαστικότητας χάλυβα
F	εντατικό μέγεθος («δύναμης», γενικώς)
Fcm	θλίβουσα δύναμη μανδύα
Fi	σεισμικό φορτίο ορόφου i
Fj	επιστρατευόμενη αξονική υλικού περίσφιξης
Fjδ	διαγώνια εφελκυστική δύναμη στον κόμβο
Fpx	συνολική αδρανειακή δύναμη διαφράγματος στο επίπεδο x
Fres	παραμένουσα αντοχή
Fsd	δρώσα τέμνουσα
Fud	τιμή σχεδιασμού διατμητικής αντίστασης διεπιφάνειας (λόγω βλήτρου, λόγω τριβής, συνολική-κατά περίπτωση)
Fy	οριακή αντοχή (=Fu)
GAφ	δυστημσία φατνώματος ($A_\phi = t \cdot l$)
Htot	ύψος δομήματος ολικό
Hop	ύψος ορόφου δομήματος

I_c	ροπή αδράνειας αρηγμάτωτης διατομής
G	ελαστική δυσκαμψία (F_y/δ_y)
K_e	ισοδύναμη πλευρική δυσκαμψία
K_o	ελαστική πλευρική δυσκαμψία (στερότητα)
K_χ	πλευρική δυσκαμψία της θεμελίωσης
K_ϕ	στροφική δυσκαμψία της θεμελίωσης L μήκος διαγωνίου
H	μήκος διαγωνίου
L_{av}	διατιθέμενο μήκος αγκύρωσης του οπλισμού ενίσχυσης
L_b	θεωρητικό μήκος δοκού
L_{bn}	καθαρό μήκος δοκού
L_e	ενεργό μήκος αγκύρωσης
L_{pl}	μήκος πλαστικής άρθρωσης
L_s	μήκος διάτμησης
M	καμπτική ροπή
M_{Ed}	καμπτική ροπή στην κατώτατη διατομή του στοιχείου από την ανάλυση
M_{EW}	καμπτική ροπή στη βάση τοιχώματος από την ανάλυση
M_{id}	ροπή στο άκρο i στοιχείου για τον ικανοτικό υπολογισμό τέμνουσας δύναμης
M_{Rb}	καμπτική αντίσταση δοκού
M_{Rbi}	καμπτική αντίσταση δοκού στο άκρο i
M_{Rc}	καμπτική αντίσταση υποστυλώματος
$M_{Rc,i}$	καμπτική αντίσταση υποστυλώματος στο άκρο i
M_{Rd}	ροπή αντοχής
M_{Rd}	καμπτική αντίσταση στην κατώτατη διατομή του στοιχείου
M_{RW}	καμπτική αντίσταση στη βάση τοιχώματος
M_u	καμπτική ροπή αστοχίας
M_{vu}	ροπή τη στιγμή της διατμητικής αστοχίας
M_y	ροπή διαρροής
M_{yb}	ροπή διαρροής δοκού
M_{yc}	ροπή διαρροής υποστυλώματος
N	αξονική δύναμη
N_{bd}	μέγιστη εφελκυστική δύναμη αγκυρίου για αστοχία συνάφειας μεταξύ αγκυρίου και συνδετικού υλικού
N_{cd}	μέγιστη εφελκυστική δύναμη αγκυρίου για εξόλκευση αγκυρίου και κόλλας από το περιβάλλον σκυρόδεμα
N_E	αξονική δύναμη μανδύα λόγω σεισμού
N_M	θλιπτική δύναμη μανδύα λόγω καμπτικής ροπής μετά την επέμβαση
N_{ud}	τιμή σχεδιασμού αντίστασης αγκυρίου έναντι αξονικής δράσης
N_{Sd}	τιμή σχεδιασμού για αξονική δράση
N_V	αξονική δύναμη μανδύα λόγω πρόσθετων αξονικών φορτίων
N_{yd}	εφελκυστική δύναμη διαρροής αγκυρίου
R	αντίσταση (γενικά)
R	τιμή αντιστάσεως (σχεδιασμού και επανελέγχου)
d	αντιπροσωπευτική τιμή ιδιοτήτων υλικών που υπεισέρχονται στις αντιστάσεις
R	και προσδιορίζονται με ορισμένη πιθανότητα υποσκελίσεως (υπερβάσεως)
R_{id}	αντίσταση της σύνδεσης στην διεπιφάνεια
R_m	διαθέσιμη αντίσταση στοιχείου
S (ή E)	δράση (γενικά), ή εντατικό μέγεθος λόγω των δράσεων του σεισμικού συνδυασμού
S_d	τιμή σχεδιασμού και επανελέγχου δράσεων

SE	εντατικό μέγεθος από την (ελαστική) ανάλυση
SFd	τιμή σχεδιασμού οποιουδήποτε εντατικού μεγέθους για τον έλεγχο του εδάφους και του στοιχείου θεμελίωσης
SF,E	τιμή σχεδιασμού εντατικού μεγέθους για τον έλεγχο του εδάφους και του στοιχείου θεμελίωσης από ελαστική ανάλυση για τη σεισμική δράση
SF,G	τιμή σχεδιασμού εντατικού μεγέθους για τον έλεγχο του εδάφους και του στοιχείου θεμελίωσης από την ανάλυση για δράσεις βαρύτητας που περιλαμβάνονται στον σεισμικό συνδυασμό δράσεων
Sid	δύναμη που δρα στην διεπιφάνεια
Sκ	αντιπροσωπευτική τιμή δράσεως
Sy	στατική ροπή προστιθέμενου τμήματος ως προς το Κ.Β. της διατομής
T	θεμελιώδης ιδιοπερίοδος κτιρίου
T0	ιδιοπερίοδος κτιρίου (πακτωμένου στη βάση του)
Te	ισοδύναμη θεμελιώδης ιδιοπερίοδος
TB, TC	χαρακτηριστικές περίοδοι φάσματος
Tm	περίοδος επαναφοράς σεισμού
T	ενεργός (ισοδύναμη) ιδιοπερίοδος (λόγω επιρροής της ΑΕΘ)
V	τέμνουσα βάσης ή τέμνουσα
Vu	τέμνουσα βάσης κατά την γενικευμένη διαρροή
V1	τέμνουσα βάσης κατά την πρώτη διαρροή
Vcd	τέμνουσα που αναλαμβάνεται από το σκυρόδεμα
VE	τέμνουσα τοιχώματος από ελαστική ανάλυση
Vel	δύναμη ελαστικής απαίτησης
Vg+ψ2q,b	τέμνουσα δοκών εκατέρωθεν του κόμβου λόγω κατακόρυφων φορτίων
Vjd	τέμνουσα την οποία αναλαμβάνει ο νέος οπλισμός διάτμησης
Vjh	οριζόντια τέμνουσα δύναμη στον κόμβο
Vjn	κατακόρυφος τέμνουσα δύναμη στον κόμβο
VMu	τέμνουσα κατά την καμπτική αστοχία
VR	τέμνουσα αστοχίας μέλους
VR,c	τέμνουσα που προκαλεί λοξή ρηγμάτωση του στοιχείου
VRd,r	απομένουσα αντίσταση τέμνουσας του αρχικού δομικού στοιχείου
VRd,c	αντοχή σε τέμνουσα στοιχείων χωρίς οπλισμό διάτμησης
VRd,max	αντίσταση τέμνουσας σχεδιασμού λόγω λοξής θλίψης
VRd,s	αντίσταση τέμνουσας σχεδιασμού λόγω λοξού εφελκυσμού
VRd,int	αντίσταση έναντι τέμνουσας μιας ωπλισμένης διεπιφάνειας
VRM	αντίσταση έναντι τέμνουσας VRd2 των πρόσθετων στρώσεων ή μανδύα
VRmax	οριακή τιμή διατμητικής αντοχής που αντιστοιχεί σε αστοχία του κορμού σε λοξή θλίψη
VSd	δρώσα τέμνουσα
VSd	τιμή τέμνουσας σχεδιασμού
VSd,απολ	τέμνουσα σχεδιασμού στη θέση που απολήγει ο οπλισμός ενίσχυσης
VSdj	τέμνουσα η οποία αναλαμβάνεται από τον πρόσθετο εξωτερικό οπλισμό
Vtop	ανηγμένη αξονική δύναμη υπερκείμενου υποστυλώματος
Vu	τέμνουσα αστοχίας
Vw	συμβολή εγκάρσιου οπλισμού στην διατμητική αντοχή
Vwd	τέμνουσα την οποία αναλαμβάνουν οι συνδετήρες (του αρχικού στοιχείου)
Vy	δύναμη διαρροής κτιρίου
W	βάρος που αντιστοιχεί στη συνολικά ταλαντούμενη μάζα της κατασκευής

ΛΑΤΙΝΙΚΑ ΠΕΖΑ

a _{sw}	απόσταση συνδετήρων
a _v	συντελεστής ίσος με 1 άν η λοξή ρηγμάτωση προηγείται της καμπτικής διαρροής
b	πλάτος διατομής (στη θέση της διεπιφάνειας) ή (πλάτος θλιβόμενης ζώνης)
	ή πλάτος διαγωνίου τοιχοπλήρωσης
b ₀	πλάτος περισφιγμένου πυρήνα
b _c	πλάτος διατομής υποστρώματος
b _c	πλάτος πυρήνα διατομής
b _i	αποστάσεις διαμήκων ράβδων που συγκρατούνται από συνδετήρα ή άγκιστρο
b _j	πλάτος κόμβου
b _j	πλάτος ελάσματος ή υφάσματος ή πλάτος υλικού ενίσχυσης
b _w	πλάτος εφελκόμενου πέλματος δομικού στοιχείου επί του οποίου επικολλάται το υλικό ενίσχυσης
c	επικάλυψη ράβδου
d	στατικό ύψος διατομής στοιχείου ή μεταθέσεις, μετακινήσεις (εν γένει), ή ως δείκτης : τιμή σχεδιασμού
d _b	διάμετρος ράβδου
d _b	διάμετρος εφελκόμενων διαμήκων ράβδων
d _h	διάμετρος ράβδου συνδετήρα
d _j	στατικό ύψος διατομής
d _s	διάμετρος ράβδου οπλισμού
f _{bc}	μέση θλιπτική αντοχή λιθοσώματος
f _{bk}	χαρακτηριστική αντοχή συνάφειας αγκυρίου και συνδετικού υλικού
f _c	θλιπτική αντοχή σκυροδέματος
f _{ct,m}	μέση εφελκυστική αντοχή σκυροδέματος
f _{c,old}	θλιπτική αντοχή υφισταμένου σκυροδέματος
f _{c,new}	θλιπτική αντοχή νέου σκυροδέματος
f _{cd}	χαρακτηριστική τιμή σχεδιασμού θλιπτικής αντοχής σκυροδέματος
f _{cd,c}	θλιπτική αντοχή σχεδιασμού περισφιγμένου σκυροδέματος
f _{ck}	χαρακτηριστική θλιπτική αντοχή σκυροδέματος
f _{ct}	εφελκυστική αντοχή σκυροδέματος
f _j	εφελκυστική αντοχή του ΙΟΠ
f _{j'}	μειωμένη τιμή εφελκυστικής αντοχής του ΙΟΠ
f _{jk}	χαρακτηριστική τιμή αντοχής του υλικού ενίσχυσης
f _{mc}	μέση θλιπτική αντοχή κονιάματος
f _{sy}	όριο διαρροής χάλυβα
f _{yd}	τιμή σχεδιασμού ορίου διαρροής χάλυβα (ράβδου, ελάσματος, αγκυρίου)
f _y	χαρακτηριστική τιμή διαρροής
f _y	όριο διαρροής ράβδου
f _{yw}	όριο διαρροής εγκάρσιου οπλισμού
f _{ydo}	όριο διαρροής εφελκόμενου οπλισμού στο αρχικό στοιχείο
f _{ywd}	τιμή σχεδιασμού ορίου διαρροής συνδετήρων
f _{wc}	θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας
f _{wc,s}	μέση θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας κατά την διεύθυνση της διαγωνίου
f _{wc,k}	χαρακτηριστική τιμή θλιπτικής αντοχής τοιχοποιίας κατά την κατακόρυφο
f _{wv}	μέση διατμητική αντοχή τοιχοποιίας

h	ύψος αρχικού στοιχείου ή ύψος διατομής
hb	ύψος δοκού
hc	ύψος πυρήνα διατομής
hc	ύψος διατομής υποστυλώματος
hd	μήκος διαγωνίου κόμβου
hef	ενεργό ύψος του κτιρίου
hj	ύψος στοιχείου ενίσχυσης
hj,ef	ενεργό ύψος ενίσχυσης για την ανάληψη τέμνουσας
hn	ύψος κτιρίου (σε μέτρα)
hm	ύψος κτιρίου σε μέτρα
hs	απόσταση μεταξύ αρχικού και νέου διαμήκους οπλισμού του στοιχείου
hst	ύψος ορόφου
hst,n	καθαρό ύψος ορόφου
k	πλήθος στρώσεων ΙΩΠ ή συντελεστής μονολιθικότητας
k θ	στερρότητα (δυσκαμψία) κτιρίου πακτωμένου στη βάση του
k θ y	συντελεστής μονολιθικότητας για θ y
k θ u	συντελεστής μονολιθικότητας για θ u
k κ	συντελεστής μονολιθικότητας δυσκαμψίας
k Γ	συντελεστής μονολιθικότητας αντοχής
k χ	πλευρική στερρότητα (δυσκαμψία) θεμελίωσης
k χ	στερρότητα (δυσκαμψία) πλευρική
k ν	συντελεστής κατανομής παραμορφώσεων κατά μήκος της κρίσιμης λοξής ρωγμής
k	στροφική στερρότητα (δυσκαμψία) θεμελίωσης
	διατιθέμενο μήκος αγκύρωσης ράβδου
l b	απαιτούμενο μήκος αγκύρωσης ράβδου
l b	μήκος υπερκάλυψης ράβδων
l b ,min	ελάχιστο μήκος υπερκάλυψης ράβδων για την ανάπτυξη πλήρους ροπής αστοχίας
l b u,min	ελάχιστο μήκος υπερκάλυψης ράβδων για την ανάπτυξη πλήρους γωνίας
	στροφής χορδής αστοχίας
l e	μήκος συνάφειας με το σκυρόδεμα στις απολήξεις ελάσματος
l e	μήκος εμπήξεως αγκυρίου
l s	διατιθέμενο μήκος αλληλοκάλυψης ράβδων οπλισμού
l s o	αναγκαίο μήκος παράθεσης ράβδων οπλισμού
l o	η απόσταση σημείων μηδενισμού της ροπής κάμψης κατά μήκος του στοιχείου
m	τοπικός δείκτης συμπεριφοράς (επιμέρους δομικών στοιχείων), ή δείκτης πλαστιμότητας μελών
m i	συγκεντρωμένη μάζα στη στάθμη i
n	πλήθος πυρήνων (δοκιμίων), ή αριθμός κυρίων στοιχείων στάθμης ή πλήθος κύκλων, ή μειωτικός συντελεστής της μονοαξονικής θλιπτικής αντοχής
n b	συνολικός αριθμός αναρτήρων (πάπιες)
nD	συνολικός αριθμός βλήτρων
nrest	αριθμός ράβδων διαμήκων ράβδων με παράθεση άκρων που συγκρατούνται σε γωνία συνδετήρα ή από άγκιστρο
ntot	συνολικός αριθμός διαμήκων ράβδων με παράθεση άκρων
pe	πιθανότητα υπέρβασης
pf	πιθανότητα αστοχίας

q	ενιαίος (καθολικός) δείκτης συμπεριφοράς ($q=q_u \cdot q_p$ ή $q_o \cdot q_d$)
q'	τιμή q για στάθμη επιτελεστικότητας B
q*	διαφοροποιημένη τιμή q
qu	παράγοντας δείκτη συμπεριφοράς λόγω υπεραντοχής δομήματος
qp	παράγοντας δείκτη συμπεριφοράς λόγω πλαστιμότητας δομήματος
r	ακτίνα καμπυλώσεως του ΙΟΠ στις γωνίες του στοιχείου
ri	σχετικός συντελεστής βλάβης
rK	μειωτικός συντελεστής της K
rR	μειωτικός συντελεστής της Fy
rδu	μειωτικός συντελεστής της δu
1/r	καμπυλότητα (φ)
(1/r) _{cu}	καμπυλότητα αστοχίας του θλιβόμενου σκυροδέματος, φ_{cu}
(1/r) _{su}	καμπυλότητα αστοχίας λόγω θραύσεως του εφελκυσμένου χάλυβα, φ_{su}
(1/r) _u	καμπυλότητα κατά την αστοχία, φ_u
(1/r) _y	καμπυλότητα κατά την διαρροή, φ_y
s	δευτερόλεπτο (sec), ή απόσταση διαδοχικών συνδετήρων, ή απόσταση διαδοχικών κολλάρων ή λωρίδων, ή επιβαλλόμενη μονοτονική ή ανακυκλιζόμενη ολίσθηση, ή τυπική απόκλιση, ή σχετική ολίσθηση
sd	ανεκτή τιμή ολίσθήσεως
sf	σχετική ολίσθηση
sfu	σχετική ολίσθηση στη διεπιφάνεια αντίστοιχη της μέγιστης αντίστασης τριβής
sh	απόσταση συνδετήρων
sj	αξονική απόσταση εξωτερικού οπλισμού στην περίπτωση λωρίδων
su	ολίσθηση που αντιστοιχεί στη μέγιστη επιστρατευόμενη διατμητική αντίσταση
t	πάχος μανδύα,
teff	πάχος τοίχου
τελ.	πάχος ελάσματος
tj	πάχος υλικού ενίσχυσης
tj	πάχος του ΙΟΠ
tj	πάχος διατομής κολλάρων στο μανδύα
tj1	πάχος της μίας στρώσης του ΙΟΠ
tjh	πάχος υφάσματος με ίνες παράλληλες ως προς τον άξονα της δοκού
tjn	πάχος υφάσματος με ίνες κάθετες ως προς τον άξονα της δοκού
u _o	μήκος συναρμογής μανδύα
w _d	ανεκτή τιμή ανοίγματος ρωγμής
wj	πλάτος διατομής κολλάρων ή εξωτερικού οπλισμού στην περίπτωση λωρίδων
x	ύψος θλιβόμενης ζώνης
x	μέση τιμή
z	μοχλοβραχίων εσωτερικών δυνάμεων
zb	μοχλοβραχίων εσωτερικών δυνάμεων δοκού
zc	μοχλοβραχίων εσωτερικών δυνάμεων υποστυλωμάτων

ΕΛΛΗΝΙΚΑ ΚΕΦΑΛΑΙΑ

A _i	στάθμη επιτελεστικότητας Φ.Ο. για άμεση χρήση μετά το σεισμό
B _i	στάθμη επιτελεστικότητας Φ.Ο. για προστασία ζωής των ενοίκων
Γ _i	στάθμη επιτελεστικότητας Φ.Ο. για αποφυγή οιονεί κατάρρευσης

$\Delta\epsilon\varsigma$ αύξηση ανηγμένης παραμόρφωσης οπλισμού
 ΔM_{d0} πρόσθετη ροπή σχεδιασμού που καλείται να αναλάβει η ενισχυμένη διατομή
 K_E συντελεστής
 Φ_e φασματική επιτάχυνση που αντιστοιχεί στην ισοδύναμη ιδιοπερίοδο κτιρίου
 Ω ελάχιστη τιμή του λόγου M_{Rd} / M_{Ed}
 \emptyset διάμετρος οπής στην οποία τοποθετείται το αγκύριο
 $EK\ 2$ Ευρωκώδικας 2 (EN 1992-1-1)
 $EK\ 6$ Ευρωκώδικας 6 Μέρος 1-1 (EN 1996-1-1)
 $EK\ 8-1$ Ευρωκώδικας 8 Μέρος 1 (EN 1998-1)
 $EK\ 8-3$ Ευρωκώδικας 8 Μέρος 3 (EN 1998-3)

ΕΛΛΗΝΙΚΑ ΠΕΖΑ

α_v συντελεστής εξαρτώμενος από την τιμή της $V_{R,c}$
 β συντελεστής αύξησης μήκους, συντελεστής γενικά, ή διορθωτικός συντελεστής
 β_D συντελεστής συμμετοχής μηχανισμού βλήτρου
 β_F συντελεστής συμμετοχής μηχανισμού τριβής
 β_L συντελεστής επιρροής διατιθέμενου μήκους αγκύρωσης
 β_w συντελεστής επιρροής πλάτους οπλισμού ενίσχυσης
 γ γωνιακή παραμόρφωση
 γ_I συντελεστής σπουδαιότητας
 γ_b επιμέρους συντελεστής ασφαλείας για συνάφεια
 $\gamma_c,$ επιμέρους συντελεστής ασφαλείας για σκυρόδεμα
 γ_c επί μέρους συντελεστής ασφαλείας σκυροδέματος σε εφελκυσμό
 γ_f συντελεστής ασφαλείας για δράσεις
 γ_g επιμέρους συντελεστής ασφαλείας για μόνιμες δράσεις
 γ_m συντελεστής ασφαλείας υλικού
 γ_q επιμέρους συντελεστής ασφαλείας για μεταβλητές δράσεις
 γ_{Rd} συντελεστής ασφαλείας για αντιστάσεις (προσομοιώματα)
 γ_s επιμέρους συντελεστής ασφαλείας για χάλυβα
 γ_{Sd} συντελεστής ασφαλείας για δράσεις (προσομοιώματα)
 γ_u γωνιακή παραμόρφωση φατνώματος με τοιχοπλήρωση κατά την αστοχία
 γ_y γωνιακή παραμόρφωση φατνώματος με τοιχοπλήρωση κατά την διαρροή
 δ παραμόρφωση, ή ολίσθηση εφελκυσόμενης ράβδου ως προς το σκυρόδεμα, ή μετακίνηση, ή γωνία της διαγωνίου του στοιχείου ως προς τον άξονα του, ή αποδεκτό μέγεθος της σχετικής ολισθήσεως των ράβδων
 δ_{avg} μέση μετακίνηση
 δ_{max} μέγιστη μετακίνηση
 δ_d παραμόρφωση σχεδιασμού κατά την αστοχία
 δ_{el} μέγιστη ελαστική μετακίνηση κτιρίου
 δ_{inel} μέγιστη ανελαστική μετακίνηση κτιρίου
 δ_t στοχευόμενη μετακίνηση

 δ_u παραμόρφωση (ή μετακίνηση) αστοχίας, ή μέγεθος ολίσθησης για το οποίο επιστρατεύεται η μέγιστη αντίσταση τριβής στην διεπιφάνεια
 $\delta_{u,pl}$ ικανότητα πλαστικής παραμόρφωσης
 δ_y παραμόρφωση διαρροής

ε	ανηγμένη παραμόρφωση
ε_c	ανηγμένη παραμόρφωση σκυροδέματος
ε_{cu}	ανηγμένη βράχυνση αστοχίας της ακραίας θλιβομένης ζώνης σκυροδέματος
$\varepsilon_{c2,c}$	ανηγμένη παραμόρφωση αντίστοιχη της θλιπτικής αντοχής περισφιγμένου σκυροδέματος
$\varepsilon_{cu,c}$	ανηγμένη παραμόρφωση αστοχίας περισφιγμένου σκυροδέματος
$\varepsilon_{cu,c}$	μέγιστη θλιπτική παραμόρφωση περισφιγμένου σκυροδέματος
ε_j	ανηγμένη παραμόρφωση του υλικού ενίσχυσης
ε_{jd}	ανηγμένη παραμόρφωση σχεδιασμού των στοιχείων της περίσφιγξης
$\varepsilon_{j,crit}$	κρίσιμη τιμή της ανηγμένης παραμόρφωσης του υλικού ενίσχυσης
ε_{jm}	μέγιστη ανηγμένη εφελκυστική παραμόρφωση του υλικού
ε_s	ανηγμένη παραμόρφωση χάλυβα
$\varepsilon_{s,d}$	ανηγμένη παραμόρφωση διαρροής σχεδιασμού διαμήκων ράβδων
ε_{su}	ανηγμένη παραμόρφωση θραύσεως χάλυβα
ε_{su}	ανηγμένη ομοιόμορφη μήκυνση αστοχίας του εφελκυσμένου οπλισμού
ε_y	ανηγμένη παραμόρφωση διαρροής
ε_{yd}	ανηγμένη παραμόρφωση διαρροής χάλυβα (σχεδιασμού)
ζ	λόγος απόσβεσης κτιρίου
ζ_0	λόγος απόσβεσης του κτιρίου όταν είναι πακτωμένο στη βάση του
ζ_θ	λόγος απόσβεσης θεμελίωσης
η	ενεργός (ισοδύναμη) απόσβεση του συστήματος ανωδομή-θεμελίωση
η	συντελεστής επαύξησης των μετακινήσεων λόγω στρέψης
θ	δείκτης σχετικής μεταθετότητας
θ	γωνία στροφής-χορδής
θ	γωνία άξονος στοιχείου προς την διεύθυνση των ρωγμών
θ_{pl}	πλαστική γωνία στροφής
θ_u	γωνία στροφής-χορδής κατά την αστοχία
θ_u	διαθέσιμη γωνία στροφής-χορδής στο άκρο δομικού στοιχείου
θ_u^{pl}	πλαστική γωνία στροφής κατά την αστοχία
θ^{pl}	μέση τιμή πλαστικής γωνίας στροφής χορδής κατά την αστοχία
θ_y	γωνία στροφής-χορδής κατά τη διαρροή
λ	δείκτης ανεπάρκειας
λ	δείκτης διατιθέμενου μήκους αγκύρωσης ως προς το ενεργό
λ_c	αυξητικός συντελεστής λόγω αύξησης αντοχής τοιχοποιίας από την περίσφιγξη των περιβαλλόντων δομικών στοιχείων Ω.Σ.
λ_k	μέσος δείκτης ανεπάρκειας
λ_m	συντελεστής μετατροπής της χαρακτηριστικής αντοχής σε μέση
λ_s	μειωτικός συντελεστής για την υπό γωνία εφαρμογή του φορτίου
λ_s	συντελεστής που εκφράζει το μέγεθος της συνεισφοράς της συνάφειας
μ	συντελεστής τριβής
μ_Δ	μετακίνηση διαρροής
μ_δ	δείκτης πλαστιμότητας συνολικής οριζόντιας μετατόπισης κτιρίου
$\mu_{\delta i}$	δείκτης πλαστιμότητας οριζόντιας μετατόπισης στοιχείου i
$\mu_{\delta u}$	διαθέσιμη τιμή δείκτη πλαστιμότητας παραμορφώσεων
μ_θ	δείκτης πλαστιμότητας τοπικών μετακινήσεων ή παραμορφώσεων
μ_ϕ	δείκτης πλαστιμότητας καμπυλοτήτων
$\mu(1/r)$	δείκτης πλαστιμότητας καμπυλοτήτων
v	ανηγμένη αξονική δύναμη
v_{top}	ανηγμένη αξονική δύναμη υπερκείμενου υποστυλώματος

ξ_{cu}	το ανηγμένο στο d ύψος θλιβόμενης ζώνης κατά την αστοχία του σκυροδέματος
ξ_{su}	το ανηγμένο στο d ύψος θλιβόμενης ζώνης, κατά την αστοχία του χάλυβα
ξ_y	ύψος θλιβόμενης ζώνης κατά την διαρροή
ρ	ποσοστό οπλισμού
ρ_d	ελάχιστο ποσοστό οπλισμού διεπιφάνειας
ρ_d	γεωμετρικό ποσοστό δυσδιαγώνιου οπλισμού
ρ_j	γεωμετρικό ποσοστό εξωτερικού οπλισμού
ρ_s	γεωμετρικό ποσοστό εγκάρσιου οπλισμού
ρ_{tot}	συνολικό ποσοστό διαμήκους οπλισμού (εφελκυσμένου+θλιβομένου+ενδιαμέσου)
ρ_w	ποσοστό του εγκάρσιου οπλισμού
σ_o	ορθή θλιπτική τάση
σ_2, σ_3	μέγιστη ενεργός εγκάρσια θλιπτική τάση λόγω περισφίξεως
σ_{cd}	τιμή σχεδιασμού συνολικής ορθής τάσης στη διεπιφάνεια
$\sigma_{j,crit}$	κρίσιμη τιμή της τάσης του υλικού ενίσχυσης
$\sigma_{j0,max}$	όριο διαρροής χαλύβδινου ελάσματος ή εφελκυστική αντοχή υφάσματος
$I\Omega\Pi$	
σ_{jd}	τιμή σχεδιασμού ενεργού τάσης του εξωτερικού οπλισμού διάτμησης
σ_N	θλιπτική τάση (στη διεπιφάνεια ρηγμάτωσης)
σ_s	τάση εφελκυσμένου χάλυβα
τ	διατμητική τάση
τ_1^+, τ_1^-	διατμητική τάση κατά το πρώτο ή το δεύτερο μισό ενός κύκλου
$\tau_b^{αποκ}$	διατμητική τάση αποκόλλησης
τ_c	διατμητική τάση κατά τη διαγώνια εφελκυστική ρηγμάτωση πυρήνα κόμβου
τ_e	διατμητική αντίσταση
τ_{ftRd}	μέγιστη διατμητική αντίσταση διεπιφάνειας
τ_{fRd}	τιμή σχεδιασμού μέγιστης διατμητικής αντίστασης λόγω τριβής
$\tau_{fl}(s)$	διατμητική αντίσταση κατά τον πρώτο κύκλο
$\tau_{fn}(s)$	μειωμένη διατμητική αντίσταση μετά από n κύκλους
τ_{fu}	διατμητική αντοχή λόγω τριβής
τ_{fud}	τιμή σχεδιασμού διατμητικής αντοχής λόγω τριβής κατά τον πρώτο κύκλο
τ_{fud}	συνολική διατμητική αντίσταση διεπιφάνειας
$\tau_{fud,n}$	διατμητική αντίσταση τριβής μειωμένη λόγω ανακυκλίσεων μετά από n κύκλους
φ	μειωτικός συντελεστής
χ	ύψος θλιβόμενης ζώνης
ψ	μειωτικός συντελεστής απόδοσης όταν χρησιμοποιούνται περισσότερες από μια στρώσεις ΙΟΠ
ψ_i	συντελεστής σχεδιασμού για μεταβλητές δράσεις
ω	μηχανικό ποσοστό εφελκυσμένου οπλισμού
ω'	μηχανικό ποσοστό θλιβομένου οπλισμού
ω_w	μηχανικό ποσοστό οπλισμού περισφίξεως
ω_{wd}	μηχανικό ποσοστό οπλισμών περισφίξεως (σχεδιασμού)
ω_{vd}	μηχανικό ποσοστό οπλισμών στον κορμό

Διπλωματική εργασία: «Ενίσχυση υφισταμένου κτιρίου με μεταλλικούς συνδέσμους δυσκαμψίας.»

Φοιτητής: Μαυρουδής Ιωάννης

Επιβλέπων: Γιαρλέλης Χρήστος

Ακαδημαϊκό έτος: 2020-2021

ΣΥΝΟΨΗ

Η παρούσα διπλωματική εργασία περιλαμβάνει την έρευνα της σεισμικής αναβάθμισης υφισταμένου κτιρίου με το σύστημα συνδέσμων περιορισμένου λυγισμού. Το κτίριο που εξετάζεται βρίσκεται στην Αθήνα. Είναι κτισμένο το 1971 και έχει υποστεί δυο μεγάλους σεισμούς. Ως γνωστόν η Ελλάδα είναι μια από τις χώρες με μεγάλη σεισμική δραστηριότητα, οπότε η μη εφαρμογή τεχνικών σεισμικής αναβάθμισης σ' υφιστάμενα κτίρια αποτέλεσε την αφορμή για την εκπόνηση της διπλωματικής εργασίας. Το κτίριο που επιλέχθηκε έχει χρησιμοποιηθεί για την αξιολόγηση του Κανονισμού Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.) και επιπλέον θεωρείται αντιπροσωπευτικό των κτιρίων που έχουν δομηθεί με παλαιότερο αντισεισμικό κανονισμό στην Ελλάδα. Αρχικά έχουμε μια θεωρητική έρευνα για τους μεταλλικούς συνδέσμους δυσκαμψίας και τους συνδέσμους περιορισμένου λυγισμού BRB μέσα από υπάρχουσα βιβλιογραφία. Στο επόμενο στάδιο με την βοήθεια λογισμικών όπως το SCADA PRO και το ETABS γίνεται τεκμηρίωση και αποτίμηση της δομής με τη μέθοδο της δυναμικής φασματικής ανάλυσης. Στη συνέχεια με τα ίδια προγράμματα διενεργούνται επιπλέον αναλύσεις (Δυναμική φασματική ανάλυση, ανελαστική ανάλυση χρονοϊστορίας) με τα συστήματα των συνδέσμων περιορισμένου λυγισμού στο κτίριο μελέτης όπου διαστασιολογείται το παραπάνω σύστημα συνδέσμων. Επιπλέον γίνεται μια ανάλυση της σύνδεσης των κομβοελασμάτων με τ' ωπλισμένο σκυρόδεμα. Η τελική φάση της διπλωματικής περιλαμβάνει τα συμπεράσματα που προκύπτουν από τη χρήση του συστήματος των συνδέσμων περιορισμένου λυγισμού, τα οποία όπως προκύπτει ωφελούν την σεισμική αναβάθμιση του κτιρίου και είναι μια δόκιμη λύση που στο κοντινό μέλλον θα χρησιμοποιηθεί εκτενέστερα στον Ελλαδικό χώρο.

ΠΕΡΙΛΗΨΗ

Η σεισμική αναβάθμιση ενός υφισταμένου κτίριου σε χώρες μ' έντονη σεισμική δραστηριότητα όπως η Ελλάδα, καθίσταται σημαντική διότι συνδράμει τα υπάρχοντα κτίρια ν' αντέξουν σε μεγάλους σεισμούς και ενισχύει την οικοδομική δραστηριότητα. Η παρέμβαση στα κτίρια ώστε να αναβαθμιστούν σεισμικά αποτελεί μια δόκιμη λύση ώστε να διατηρηθεί η μορφολογία και η αρχιτεκτονική των περιοχών που είναι δομημένα.

Υπάρχουν διάφοροι τρόποι με τους οποίους μπορούμε ν' αναβαθμίσουμε σεισμικά ένα κτίριο για παράδειγμα είναι η σεισμική μόνωση μ' εφέδρανα, η χρήση μεταλλικών συνδέσμων δυσκαμψίας, η συνδέσμων περιορισμένου λυγισμού BRB, ή ακόμα και η χρήση αποσβεστήρων (damper). Ανάλογα με τις ανάγκες, την περιοχή, την μορφολογία και τον οικονομικό προϋπολογισμό επιλέγεται η κατάλληλη μέθοδος σεισμικής αναβάθμισης του κτιρίου μελέτης.

Η αρχική ιδέα για την χρήση μεταλλικών συνδέσμων δυσκαμψίας ως σύστημα σεισμικής αναβάθμισης ήρθε άπο την Ιαπωνία και ήταν την δεκαετία του 1970-1980, που η εταιρεία Nippon Steel σε συνεργασία με τον καθηγητή A.Wada μεταφέρει την τεχνογνωσία και διερευνά την συμπεριφορά των αντιλυγισμικών συνδέσμων και παράγει τελικό προϊόν, που βγαίνει στην αγορά το 1980 και χρησιμοποιείται ως σύστημα απόσβεσης. Όμως στα τέλη της δεκαετίας του 1990 και ύστερα από δυο ισχυρούς σεισμούς Kobe, California, η τεχνολογία αυτή μεταφέρεται στις Η.Π.Α., όπου ξεκινούν σημαντικά ερευνητικά προγράμματα.

Στην παρούσα διπλωματική εργασία δίνεται ως πρόταση σεισμικής αναβάθμισης υφισταμένου κτιρίου το σύστημα των αντιλυγισμικών συνδέσμων BRB. Επίσης γίνεται διαστασιολόγηση αυτών και των δεδομένων διατομών σκυροδέματος για να αποφευχθούν οι πιθανές αστοχίες κατά τη διαδικασία σύνδεσης. Το κτίριο που εξετάζεται βρίσκεται στην Ελλάδα και πιο συγκεκριμένα στην Αθήνα είναι πενταώροφο κατασκευασμένο το 1971 και κανονικό ως προς την συμπεριφορά του. Η επιλογή του συγκεκριμένου κτιρίου δεν έγινε τυχαία διότι το κτίριο έχει μελετηθεί και χρησιμοποιηθεί για την αξιολόγηση του Κανονισμού Επεμβάσεων ΚΑΝ.ΕΠΕ. και είναι αντιπροσωπευτικό των κτιρίων που δομήθηκαν με τον παλιό αντισεισμικό κανονισμό. Στο κτίριο αυτό θα τοποθετηθούν συνδέσμοι περιορισμένου λυγισμού BRB και θα μελετηθεί η συμπεριφορά του αναφορικά μ' όλα τα σεισμικά και στατικά φορτία, για όλα τα στοιχεία πέραν της θεμελίωσης. Όλοι οι υπολογισμοί θα γίνουν σύμφωνα με τις κανονιστικές διατάξεις του Ευρωκώδικα-8 (EC-8).

Η διπλωματική εργασία χωρίστηκε σε έξι επιμέρους κεφάλαια. Αρχικά στο πρώτο κεφάλαιο γίνεται μια θεωρητική προσέγγιση όπου αναλύονται οι κατηγορίες, οι τύποι, τα πλεονεκτήματα και τα μειονεκτήματα τους καθώς και μερικοί μηχανισμοί αστοχίας αυτών στα πλαίσια. Ενώ στο τέλος του αναφέρονται μερικά γενικά συμπεράσματα για την χρήση αυτού του συστήματος. Στο δεύτερο κεφάλαιο έχουμε μια αναλυτική θεωρητική περιγραφή για τους συνδέσμους περιορισμένου

λυγισμού (BRB).Εξετάζονται στοιχεία όπως η μόρφωση τους, η φιλοσοφία κατασκευής τους, η ιστορία τους, τα πειράματα που έχουν γίνει σε πραγματικά κτίρια καθώς και οι κανονιστικές διατάξεις που διέπουν τόσο το σχεδιασμό τους, όσο και τον τρόπο σύνδεσης τους στον φορέα.

Ενώ στο τέλος γίνεται αναφορά ποιά στατικά προγράμματα είναι εφικτό να προσομοιώσουν τα BRB στο περιβάλλον εργασίας τους.Στο τρίτο κεφάλαιο έχουμε την αποτίμηση του κτιρίου με τον Ελληνικό κανονισμό ΚΑΝ.ΕΠΕ. με την ελαστική μέθοδο και με την μέθοδο του ενιαίου συντελεστή q . Το κτίριο αποτιμάται αρχικά με το λογισμικό SCADA PRO και έπειτα με το λογισμικό ETABS. Όπου επιβεβαιώνεται η τάση που παρουσιάζουν οι δοκοί και τα υποστυλώματα.Στο τέταρτο κεφάλαιο γίνεται αναλυτικά και με την βοήθεια εικόνων η περιγραφή και η μεθοδολογία της σύνδεσης των συνδέσμων περιορισμένου λυγισμού, με το φορέα ωπλισμένου σκυροδέματος, καθώς παράλληλα γίνεται και η διαστασιολόγηση των διατομών BRB που θα τοποθετηθούν στο κτίριο μελέτης.Στο πέμπτο κεφάλαιο γίνεται η τελική αποτίμηση του φορέα με το σύστημα των συνδέσμων περιορισμένου λυγισμού.Η τελική αποτίμηση γίνεται με την γραμμική ανάλυση χρονοϊστορίας.Γιά την ανάλυση αυτή έχουν επιλεγθεί τρία επιταχυνσιογραφήματα.

Τέλος στο κεφάλαιο έξι θα αναλυθούν τα συμπεράσματα που θα προκύψουν από την χρήση της μεθόδου.Όπως θα δούμε και πιο αναλυτικά χάρις σ' αυτή τη μέθοδο παρουσιάζεται μια μεγάλη μείωση των σχετικών μετακινήσεων των ορόφων έως και 85%.

Στην Ελλάδα που ως γνωστόν πλήττεται από μεγάλους σεισμούς η λύση της σεισμικής μόνωσης είναι ένας καλός τρόπος αντισεισμικής αναβάθμισης και θωράκισης πολλών παλαιών κτιρίων. Όμως η κατασκευή νέων κτιρίων ίσως θα έπρεπε να είναι υποχρεωτική, ή τουλάχιστον να προτείνεται από τους Ελληνικούς κανονισμούς κατ' ελάχιστον για δημόσια κτίρια, όπως νοσοκομεία σχολεία, υπουργεία και σταθμούς.

Post Graduate Thesis: «Seismic rehabilitation of an existing building through the use of steel bracing.»

Student: Mavroudis Ioannis

Supervisor: Giarlelis Christos

Academic season: 2020-2021

ABSTRACT

The present thesis includes the research of seismic upgrade of an existing building with the system of buckling restrained braces. The building under examination is located in Athens. It was built in 1971 and has suffered two major earthquakes. As it is known, Greece is one of the countries with great seismic activity, so the non-application of seismic upgrade techniques on existing buildings was the reason for the elaboration of the thesis. The selected building has been used for the evaluation of the Intervention Regulation (KAN.EPE) and in addition is considered representative of the buildings that have been built with older seismic regulation in Greece. Initially we have a theoretical research on metal stiffness braces and buckling restrained braces (BRB), through existing literature. In the next step with the help of software such as SCADA PRO and ETABS are documented and evaluated of the structure with the method of dynamic spectral analysis system. In addition, an analysis of the connection of the joints with the reinforced concrete is made. The final phase of the thesis includes the conclusions resulting from the use of the system of limited bending joints which as a result benefit the seismic upgrade of the building and is a solution, which in the near future will be used more extensively in Greece.

EXTENSIVE SUMMARY

The seismic upgrade of a building existing in countries with vivid seismic activity, as Greece, is becoming more and more important because it enhances the durability of the existing buildings in big earthquakes and the reinforcement of the economic activity. The interference within the buildings so as to be seismic upgraded is an acceptable solution for the maintenance of the morphology of the regions where they are constructed.

There are various ways to seismic upgrade a building, as an example, the seismic isolation with structural bearing or the usage of metallic linkages of stiffness or buckling restrained braces BRB or even the usage of dampers. Depending on the needs, the region, the morphology and the economic budget, the most suitable seismic upgrade method for the building is chosen.

The initial idea for the usage of metallic linkages of stiffness as a seismic upgrading system came from Japan and it was the decade of 1970 – 1980 when the enterprise Nippon Steel in collaboration with the professor A.Wada, transfers the expertise and investigate the behaviour of the anti-bending linkages and produces the final product which released in the market at 1980 and was used as amortization system. However at the end of the 1990 decade and after of two strong earthquakes (Kobe ,California), this technology was transferred at the USA, where there various research programs were started.

On this thesis is given as a proposal of seismic upgrade of existing building, the buckling restrained braces system BRB. Also sizing of the former and of the particular cross section of the sentiment is being carried out so as possible flubs during this procedure to be avoided. The examined building is located in Greece and specifically in Athens, is consisting of five floors, was built in 1971 and its behaviour is normal. The selection of the specific building, wasn't random as this building was studied and used for the evaluation of the Intervention Regulation KAN. EPE. and it is representative of the buildings that constructed with the old regulation. On this building buckling restrained braces BRB were placed and the behaviour in relation with all the seismic and static charge will be studied. All the clues except for the foundation, and all the calculations will be done in accordance with the Regulatory Provisions of the European Code – 8 (EC-8).

This thesis is divided into six particular chapters. Firstly on the first chapter there is a theoretical approach where the categories, the types, the assets and the drawbacks were analysed and also some flub mechanisms of them at their frames. Meanwhile at the end some general conclusions for the usage of this system are referred. On the second chapter we offer a detailed theoretical description for the buckling restrained braces (BRB). Clues as the morphology, the philosophy of their

construction, their story, the experiments that they have been conducted in real buildings and also the Regulatory Provisions that they govern their design, the way of their linking on the building .

At the end are referred the static programmes that can simulate the BRB at their working environment. On the third chapter we have the evaluation of the building with the Greek Regulation KAN.EPE. with the flexible method and the method of the uniform contributor q . The building initially is being evaluated with the software SCADA PRO and in continuation with the software ETABS. This is where the tension of the rafters and the pillars is verified. On the fourth chapter, a detailed, and with the assistance of pictures, description and the methodology of the linking between the buckling restrained braces and the building equipped with reinforced sentiment is done, as well as the sizing of the cross section BRB that will be placed in the under examination building. On the fifth chapter the final evaluation of the equipped building with the limited bending system is analysed. The final evaluation is being done with the linear analysis of the chronological history. For this analysis, three accelerationgraphs are selected.

Finally, on chapter six the conclusions that will arise after the usage of the method, will be analysed. As we will see further in detail, thanks to that method, a big reduction of the relevant movement of the floors up to 85% as result is presented.

In Greece where , as is known, is being plagued from big earthquakes, the solution of the seismic isolation is a very good way of anti - seismic upgrade and protection of many old buildings. However the construction of new buildings may be mandatory or if nothing else proposed from the Greek regulations for at least hospitals, schools, ministries and stations.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1^ο

ΜΕΤΑΛΛΙΚΟΙ ΣΥΝΔΕΣΜΟΙ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ

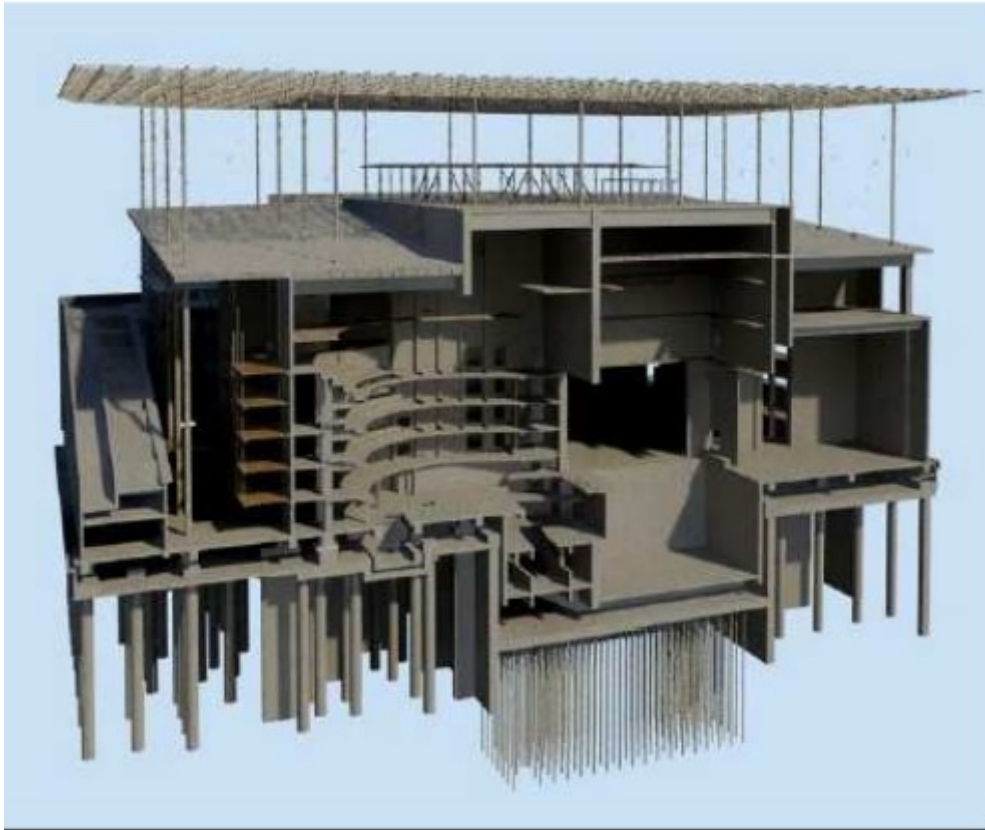
1.1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Στην Ελλάδα η μέθοδος της σεισμικής μόνωσης χρησιμοποιήθηκε πιά αργά σε σύγκριση με τις χώρες του εξωτερικού. Και υπάρχει μια μικρή ποσότητα εφαρμογής της μεθόδου αυτής στον Ελλαδικό χώρο, σε σχέση με τις χώρες του εξωτερικού και αφορά κυρίως έργα υψηλής σπουδαιότητας. (κέντρα πολιτισμού, μουσεία). Το 1994 στο έργο σταθμός εξυπηρέτησης αυτοκινήτων «Σείριος» χρησιμοποιήθηκε για πρώτη φορά η μέθοδος της σεισμικής μόνωσης. [37]

Αυτό συμβαίνει κυρίως για δύο λόγους. Πρώτον υπάρχει απουσία διατάξεων από τους ισχύοντες ελληνικούς κανονισμούς (ΕΚΩΣ-ΕΑΚ) και δεύτερον λόγω του υψηλού κόστους που έχει η εφαρμογή αυτής της μεθόδου. Το 2004 έγινε για πρώτη φορά η θεσμοθέτηση της σεισμικής μόνωσης για τις γέφυρες από το ΥΠΕΧΩΔΕ. Ενώ όσον αφορά τις υπόλοιπες κατασκευές το 2014 στον Ευρωκώδικα 8 μέρος 1 κεφάλαιο 10.

Μερικά αξιοσημείωτα παραδείγματα εφαρμογής της μεθόδου της σεισμικής μόνωσης είναι το κέντρο πολιτισμού του ιδρύματος Σταύρος Νιάρχος και η Ωνάσειος στέγη γραμμάτων και τεχνών. Και στα 2 έργα χρησιμοποιήθηκε η μέθοδος της σεισμικής μόνωσης μ' εφέντρανα ολίσθησης τριβής. [36]

Στα υφιστάμενα κτίρια δεν έχει γίνει η εφαρμογή της μεθόδου της σεισμικής μόνωσης. Όμως έχουν γίνει μελέτες με σκοπό την εισαγωγή της μεθόδου αυτής στο κοντινό μέλλον. [38]



Εικόνα 1.1.: Κέντρο Πολιτισμού του Ιδρύματος Σταύρος Νιάρχος [36]



Εικόνα 1.2.: Ωνάσεις Στέγη Γραμμάτων και Τεχνών[37]

Στην Ελλάδα λόγω της έντονης σεισμικής δραστηριότητας, αλλά και της ύπαρξης μεγάλου αριθμού κτιρίων, τα οποία είναι κατασκευασμένα με τον μη θεωρημένο αντισεισμικό κανονισμό του 1984, υπάρχει η επιτακτική ανάγκη ενίσχυσης των υφιστάμενων κτιρίων, με σκοπό την αποφυγή μη πλάστιμου τρόπου

αστοχίας τους αλλά και κατάρρευσης τους. Μια από τις πιο αποτελεσματικές και ευρέως γνωστές τεχνικές ενίσχυσης υφιστάμενων κατασκευών απο ωπλισμένο σκυρόδεμα είναι η χρήση μεταλλικών συνδέσμων δυσκαμψίας σε προεπιλεγμένα φατνώματα των φορέων της κατασκευής. Οι μεταλλικοί σύνδεσμοι δυσκαμψίας αποτελούν ένα αρκετά αποτελεσματικό σύστημα αντίστασης έναντι πλευρικών φορτίων, και ικανοποιούν τις πρόσθετες απαιτήσεις σ' αντοχή, πλαστιμότητα και δυσκαμψία. Συνεισφέροντας έτσι στην αναβάθμιση της σεισμικής συμπεριφοράς του υφισταμένου κτιρίου.



Εικόνα 1.3: Χρήση δικτυωτού χιαστί συνδέσμου σε πολυώροφο κτίριο[11]

1.2 Κατηγορίες μεταλλικών συνδέσμων δυσκαμψίας

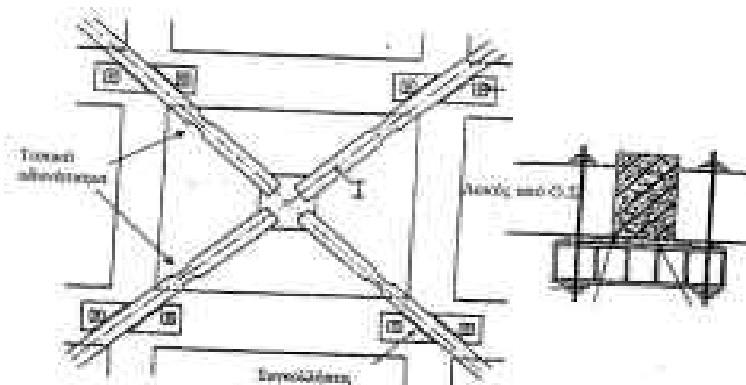
Με την χρήση μεταλλικών συνδέσμων δυσκαμψίας μπορούμε να υλοποιήσουμε την αύξηση της αντοχής δυσκαμψίας και πλαστιμότητας της κατασκευής, καθώς οι σύνδεσμοι δυσκαμψίας είναι κατά κύριο λόγο μεταλλικοί αφού ο χάλυβας ως υλικό λόγω των ολκίμων χαρακτηριστικών του αναλαμβάνει μεγάλες πλαστικές παραμορφώσεις και απορροφά μεγαλύτερη σεισμική ενέργεια. Γίνεται η χρήση τους με σκοπό την αύξηση της αντοχής τους στην πλευρική φόρτιση. Η ενίσχυση της κατασκευής με μεταλλικούς συνδέσμους δυσκαμψίας, καταφέρνει ν' αποτρέψει την εμφάνιση ψαθυρής αστοχίας μέσω της δημιουργίας πλαστικών αρθρώσεων. [6]

Μπορούμε να κατατάξουμε τους μεταλλικούς συνδέσμους δυσκαμψίας στις παρακάτω κατηγορίες:

- Εξωτερικοί
- Εσωτερικοί

Ανάλογα με το είδος της σύνδεσης των δικτυωτών συνδέσμων με την υφιστάμενη κατασκευή ωπλισμένου σκυροδέματος σε:

- 1) Άμεση σύνδεση με το πλαίσιο ωπλισμένου σκυροδέματος
A1)Κεντρικοί-A2)έκκεντροι
- 2) Έμμεση σύνδεση με το πλαίσιο ωπλισμένου σκυροδέματος
B1)Κεντρικοί-B2)έκκεντροι



Εικόνα 1.4: εξωτερικοί σύνδεσμοι δυσκαμψίας (αριστερά) Σύνδεση πλαισίου με συνδέσμους (δεξιά)[1]

A) εξωτερικοί:

Σ' αυτή τη κατηγορία, οι μεταλλικοί σύνδεσμοι δυσκαμψίας τοποθετούνται εξωτερικά του πλαισίου από ωπλισμένο σκυρόδεμα. Ο τρόπος ενίσχυσης αυτός δεν επηρεάζει σχεδόν καθόλου την λειτουργία του κτιρίου κατά τη διάρκεια εκτέλεσης

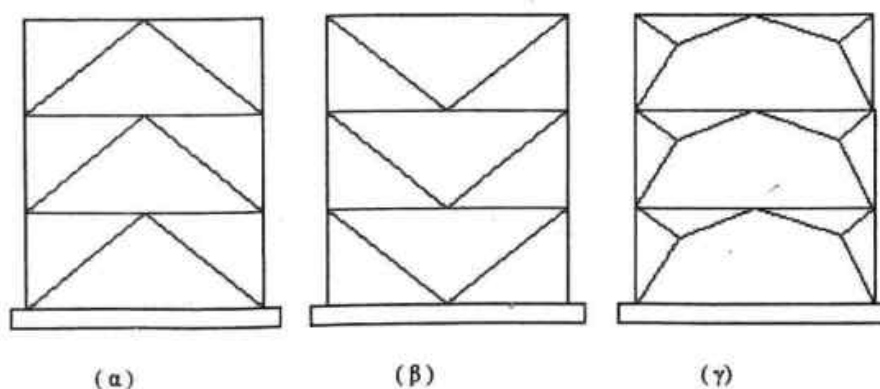
των εργασιών εφόσον η τοποθέτηση γίνεται εξωτερικά. Παρουσιάζονται προβλήματα λυγισμού λόγω του ότι η δράση μεταφέρεται από το πλαίσιο στους συνδέσμους μ' εκκεντρότητα. Για να αποφύγουμε τα προβλήματα λυγισμού, οδηγούμαστε στη δημιουργία στένωσης στην διατομή του συνδέσμου ώστε να προηγηθεί η διαρροή του όπου είναι και ο επιθυμητός τρόπος αστοχίας.

B) εσωτερικοί

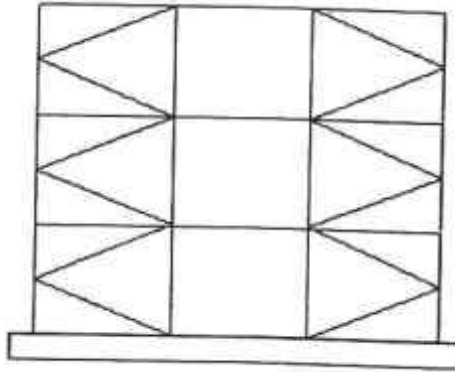
Σ' αυτή τη κατηγορία, οι μεταλλικοί δίσκοι δυσκαμψίας τοποθετούνται εσωτερικά του πλαισίου και γι' αυτό το λόγο δεν μεταφέρονται οι δράσεις μ' εκκεντρότητα. Οι εσωτερικοί μεταλλικοί δίσκοι δυσκαμψίας διακρίνονται με το αν συνδέονται άμεσα ή έμμεσα με το πλαίσιο ωπλισμένου σκυροδέματος.

- Άμεσοι: Σ' αυτό το τρόπο υπάρχει απευθείας σύνδεση των συνδέσμων με το πλαίσιο μέσω ελασμάτων που τοποθετούνται στις γωνίες του πλαισίου. Αυτά τα ελάσματα προσδίδουν υπεραντοχή στο σύστημα, η οποία οφείλεται στο ότι μειώνουν το ενεργό μήκος των δοκών και υποστρωμάτων του πλαισίου ωπλισμένου σκυροδέματος και έτσι αυξάνουν τη δυσκαμψία τους.[5]

- Κεντρικοί: Οι σύνδεσμοι σ' αυτή τη περίπτωση τέμνονται μεταξύ τους. Η μεταφορά δράσεων στους συνδέσμους γίνεται μέσω αξονικών δυνάμεων. Όμως παρουσιάζονται προβλήματα πλευρικού λυγισμού στα θλιβόμενα μέλη και επομένως καθίσταται αδύνατη η απορρόφηση μεγάλου ποσοστού σεισμικής ενέργειας.[9]



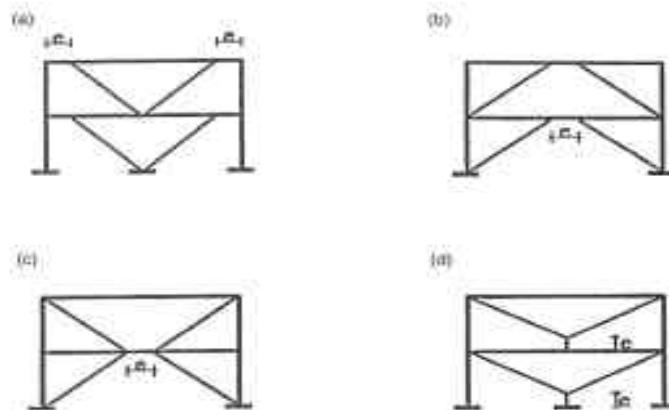
Εικόνα 1.5: Σύνδεσμοι τύπου V ή Λ[9]



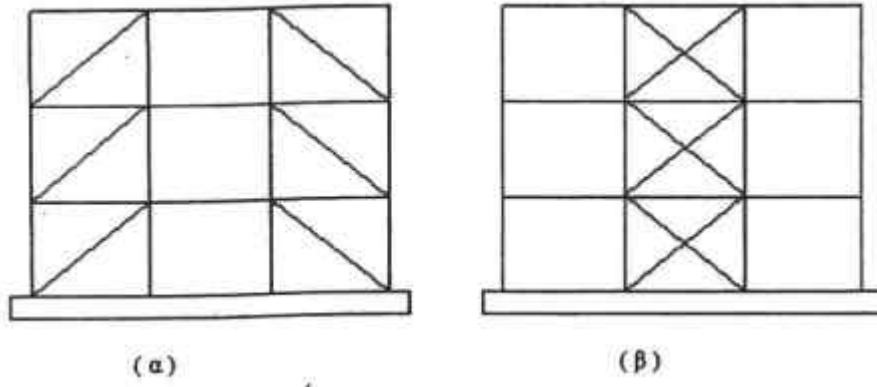
Εικόνα 1.6: Σύνδεσμοι τύπου K[9]

A2) Έκκεντροι: οι εσωτερικοί άμεσα συνδεδεμένοι με το πλαίσιο έκκεντροι σύνδεσμοι δυσκαμψίας δεν τέμνονται μεταξύ τους. Οι διάφορες διατάξεις παρουσιάζονται παρακάτω

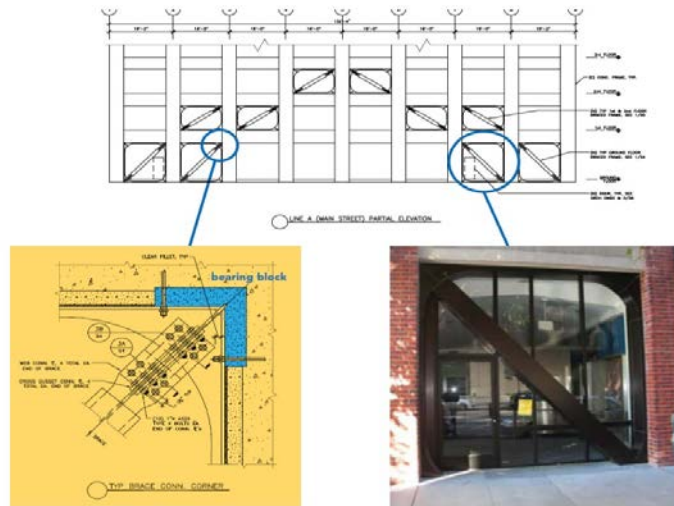
B2) Έμμεσοι: Ένας εναλλακτικός τρόπος για την ενίσχυση κατασκευής με μεταλλικούς συνδέσμους δυσκαμψίας είναι η εισαγωγή στο δομικό σύστημα της κατασκευής προκατασκευασμένων κλειστών πλαισίων με συνδέσμους δυσκαμψίας είτε κεντρικούς, είτε έκκεντρους, οι οποίοι συνδέονται με το υπάρχον πλαίσιο απ' ωπλισμένο σκυρόδεμα με διατμητικούς συνδέσμους.



Εικόνα 1.7: Έκκεντροι σύνδεσμοι δυσκαμψίας σε πλαισιωτούς φορείς[10]



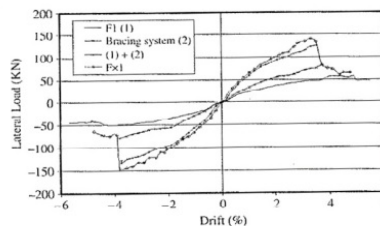
Εικόνα 1.8: α) απλοί και β) χιαστί σύνδεσμοι δυσκαμψίας σε πλαισιωτούς φορείς[9]



Εικόνα 1.9: Χρήση δικτυωτού απλού συνδέσμου σε πολυώροφο κτίριο και κατασκευαστική λεπτομέρεια κόμβου[12]

1.3 Πλεονεκτήματα ενίσχυσης με μεταλλικούς συνδέσμους δυσκαμψίας

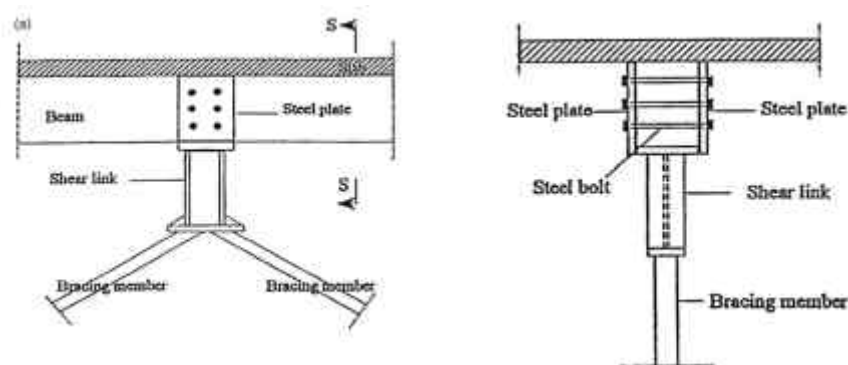
- I. Με την ενίσχυση της κατασκευής εξασφαλίζεται η επιθυμητή συμπεριφορά έναντι του σεισμού: μεγάλη δυσκαμψία σε περιπτώσεις μικρής κλίμακας σεισμού και μεγάλη πλαστιμότητα σε περίπτωση έντονης κίνησης του εδάφους. Μετά από πειράματα προέκυψε το συμπέρασμα ότι η σεισμική απόδοση του ενισχυμένου πλαισίου είναι καλύτερη από εκείνη του μη ενισχυμένου.[8]
- II. Η χρήση των συνδέσμων δυσκαμψίας, προσδίδει την αντοχή και την δυσκαμψία της κατασκευής. Ανάλογα με το είδος των συνδέσμων που θα χρησιμοποιηθούν μπορεί να επιτευχθεί και η άυξηση της πλαστιμότητας.[6]
- III. Γίνεται προσθήκη μικρού κατακορύφου φορτίου λόγω του μειωμένου ιδίου βάρους των μεταλλικών συνδέσμων.[6]
- IV. Η χρήση των μεταλλικών στοιχείων είναι θετική στην περίπτωση όμως που οι ιδιότητες των μεταλλικών στοιχείων είναι ελεγχόμενες.[6]
- V. Ευκολία και ταχύτητα κατασκευής καθώς και χαμηλό κόστος συγκριτικά με τις άλλες μεθόδους ενίσχυσης.[6]
- VI. Είναι εφικτή η επισκευή και η αντικατάσταση μέλους μετά από πιθανή αστοχία.[3]
- VII. Ευκολία κατά των έλεγχου των μελών για τυχόν αστοχία, φθορά, διάβρωση ή αλλοίωση.[3]
- VIII. Κάτα τη διάρκεια ενίσχυσης της κατασκευής με τους μεταλλικούς συνδέσμους δυσκαμψίας δεν προκαλείται ενόχληση ή αναστάτωση (περιπτώσεις γραφείων-κατοικιών)[6]
- IX. Η χρήση των μεταλλικών στοιχείων προσδίδει αρχιτεκτονική ευελιξία καθώς δεν παρεμβαίνει στη διαρρύθμιση και στη λειτουργικότητα του κτιρίου και δεν αλλοιώνεται η φυσιογνωμία του κτιρίου.[6]
- X. Δεν εμποδίζεται ο φυσικός αερισμός αλλά και ο φωτισμός των εσωτερικών χώρων του κτιρίου, καθώς το κλείσιμο των ανοιγμάτων είναι περιορισμένο.[6]
- XI. Σε περίπτωση που το φάτνωμα που πρόκειται να ενισχυθεί με μεταλλικούς συνδέσμους έχει τοιχοπλήρωση τοποθετούνται εξωτερικά του πλαισίου με κατάλληλη διάταξη χωρίς διαφοροποίηση στη συμπεριφορά τους.[6]
- XII. Ο χάλυβας αποτελεί προϊόν 100% ανακυκλώσιμο.[3]



Εικόνα 1.10: F1 (1) γυμνό πλαίσιο, (2) -σύστημα συνδέσμων, Fx1 -ενισχυμένο πλαίσιο (1)+(2) άθροισμα [5]

1.4 Μειονεκτήματα ενίσχυσης με μεταλλικούς συνδέσμους δυσκαμψίας

- XIII. Στην Ελλάδα η έλλειψη εξειδικευμένων συνεργείων και η άγνοια χειρισμού οδηγεί σε λάθη κατά την εφαρμογή συνδέσμων δυσκαμψίας.[1]
- XIV. Η προτίμηση των στοιχείων από ωπλισμένο σκυρόδεμα κατευθύνει προς την επιλογή άλλων μεθόδων ενίσχυσης.[1]
- XV. Πρέπει να δοθεί προσοχή κατά τη σύνδεση του υφιστάμενου πλαισίου με τους συνδέσμους δυσκαμψίας διότι πρέπει να εξασφαλιστεί η ασφαλής μεταφορά των δυνάμεων ανάμεσα στα στοιχεία που προστίθενται και των υπαρχόντων.[2]
- XVI. Ένα βασικό μειονέκτημα, αποτελεί η ανεπάρκεια των κόμβων του πλαισίου από ωπλισμένο σκυρόδεμα όπου συνδέονται οι μεταλλικοί σύνδεσμοι δυσκαμψίας. Οι σύνδεσμοι μπορούν να φέρουν μεγάλα οριζόντια φορτία και αυτό έρχεται σε αντιδιαστολή με την ανεπάρκεια του υφιστάμενου πλαισίου. Ωστόσο το υφιστάμενο πλαίσιο πρέπει να μεταφέρει τις δράσεις στη θεμελίωση και στη συνέχεια στο έδαφος. Για να μην αστοχήσει το υποστύλωμα πρόωρα και για να εκμεταλλευτούμε την πρόσθετη αντοχή με την χρήση των μεταλλικών στοιχείων μπορούμε να ενισχύσουμε τοπικά με μανδύα τα σημεία σύνδεσης.[3]
- XVII. Ένα σοβαρό μειονέκτημα είναι η ανεπάρκεια της θεμελίωσης. Από την μία πλευρά η χρήση μεταλλικών συνδεσμων δεν επιβαρύνει την κατασκευή με μεγάλο βάρος, κάτι που είναι ιδανικό όταν η θεμελίωση δεν έχει επαρκή φέρουσα ικανότητα. Από την άλλη όμως πλευρά η θεμελίωση μετά την ενίσχυση καλείται να παραλάβει μεγαλύτερες δράσεις μ' αποτέλεσμα να καθιστά αναγκαίο να ελέγχεται αν είναι επιθυμητή η ενίσχυση των θεμελίων. Αναμφίβολα είναι ευθύνη του μηχανικού να κάνει εκτίμηση της κατάστασης και τις δυνατότητες της θεμελίωσης ώστε να επιτευχθεί η βέλτιστη και ασφαλέστερη λύση.[3][4]

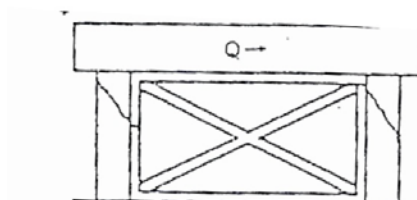


Εικόνα 1.11: Λεπτομέρεια σεισμικού συνδέσμου και τομή S-S[10]

1.5 Μηχανισμοί αστοχίας πλαισίων με ράβδους δικτύωσης

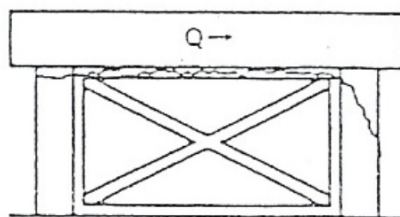
Σύμφωνα με τον κανονισμό JBDPA (1990b) υπάρχουν τρεις μηχανισμοί αστοχίας.[4]

Πρώτος τρόπος αστοχίας: Τα μέλη του μεταλλικού συστήματος, είτε διαρρέουν σ' εφελκυσμό ή θλίψη, είτε λυγίζουν λόγω θλιπτικού φορτίου σε συνδυασμό με διατμητική αστοχία ή καμπτική διαρροή των υποστλωμάτων του υφιστάμενου πλαισίου από ωπλισμένο σκυρόδεμα.



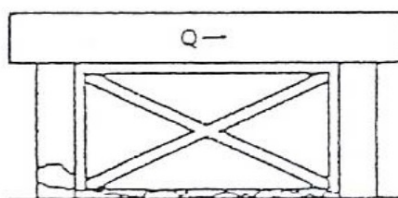
Εικόνα 1.12: Πρώτος τρόπος αστοχίας[4]

Δεύτερος τρόπος αστοχίας: Πρόκειται για αστοχία των ενώσεων η οποία στη συνέχεια οδηγεί είτε σε διατμητική αστοχία ή σε καμπτική διαρροή των υποστλωμάτων.



Εικόνα 1.13: Δεύτερος τρόπος αστοχίας[4]

Τρίτος τρόπος αστοχίας: Πρόκειται για εφελκυστική αστοχία του ενισχυμένου πλαισίου λόγω εφελκυστικής διαρροής ή θλιπτικής αστοχίας του υφιστάμενου υποστλώματος.



Εικόνα 1.14: Τρίτος τρόπος αστοχίας[4]

1.6 Συνήθεις αστοχίες δικτυωτών συνδέσμων

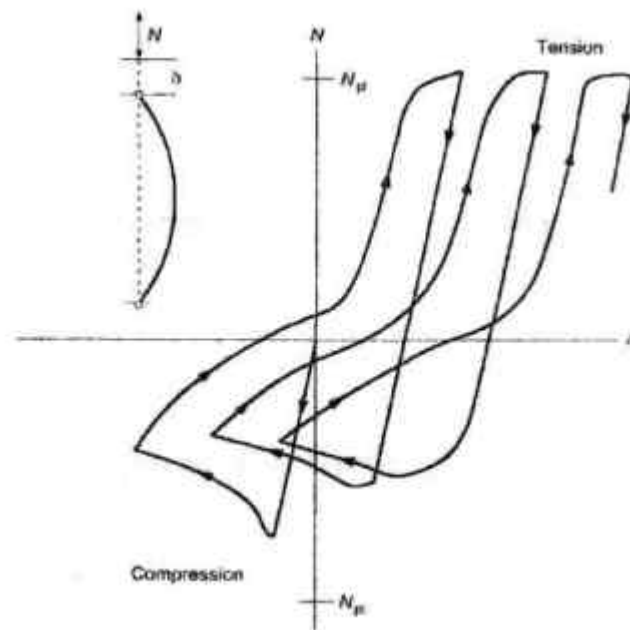
Οι κυριότερες αστοχίες που εμφανίζονται σε διαγώνια στοιχεία δικτυωτών συνδέσμων φαίνονται στο παρακάτω πίνακα:[7]

ΑΣΤΟΧΙΕΣ	ΛΥΣΗ
Αποκόλληση του κομβοελάσματος είτε απο το ζύγωμα είτε από το υποστύλωμα του πλαισίου	Επανάληψη της συγκόλλησης με ραφή μεγαλύτερου πάχους και να ακολουθήσει ενίσχυση του κομβοελάσματος με εγκάρσιες νευρώσεις.
Θραύση του κομβοελάσματος	Το στοιχείο πρέπει να απομακρυνθή και ν' αντικατασταθή μ' άλλο κομβοέλασμα μεγαλύτερου πάχους και επανατοποθετούμε το στοιχείο.
Θραύση των κοχλιών σύνδεσης του στοιχείου στο κομβοέλασμα	Θ' αντικατασταθούν οι κοχλίες μ' άλλους κοχλίες τριβής και θα πραγματοποιηθούν πρόσθετες ραφές συγκόλλησης.
Ολίσθηση των κοχλιών τριβής	ανάλογα με την τιμή ολίσθησης συνίσταται η δημιουργία πρόσθετων ραφών συγκόλλησης ή εναλλακτικά η αντικατάσταση των προεντεταμένων κοχλιών
Διαρροή του διαγώνιου στοιχείου	Εάν η πλαστική παραμόρφωση δεν είναι μεγάλη δεν επεμβαίνουμε αν όμως η πλαστική παραμόρφωση είναι μεγάλη απαιτείται αντικατάσταση του στοιχείου.
Αστοχία του διαγώνιου στοιχείου λόγω θραύσης όταν καταπονείται σ' εφελκυσμό ή λυγισμό και αδυναμία επαναφοράς στην ευθεία θέση όταν καταπονείται σε θλίψη	Αντικατάσταση του στοιχείου

Πίνακας 1.1: Κύριες αστοχίες και τρόποι επίλυσης αυτών.

1.7 Συμπεράσματα για τους μεταλλικούς συνδέσμους δυσκαμψίας

Η ενίσχυση ενός υφισταμένου κτιρίου από ωπλισμένο σκυρόδεμα με την χρήση μεταλλικών συνδέσμων δυσκαμψίας, είναι μια τεχνική που φέρει ικανοποιητικά αποτελέσματα όσον αφορά την αύξηση της αντοχής και της δυσκαμψίας της κατασκευής. Με τους μεταλλικούς συνδέσμους είναι εφικτή η βελτίωση της σεισμικής συμπεριφοράς του κτιρίου αυξάνοντας την αντοχή του σε πλευρική φόρτιση. Η ενίσχυση της κατασκευής μ' αυτή τη μέθοδο μπορεί να υλοποιηθεί σε μικρό χρονικό διάστημα.



Εικόνα 1.15: Βρόγχος υστέρησης του συνδέσμου δυσκαμψίας [3]

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2^ο

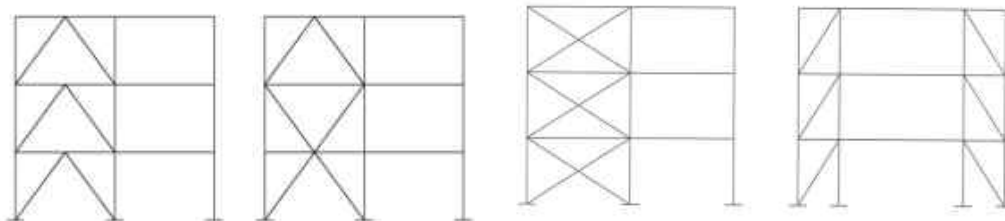
ΣΥΝΔΕΣΜΟΙ ΠΕΡΙΟΡΙΣΜΕΝΟΥ ΛΥΓΙΣΜΟΥ

(BRB: BUCKLING-RESTRAINED BRACES)

2.1 Σύνδεσμοι περιορισμένου λυγισμού

Μία εναλλακτική μορφή συνδέσμων δυσκαμψίας είναι τα BRB, που πρωτοεμφανίστηκαν στην Ιαπωνία και από το 1999 και έπειτα άρχισαν να εφαρμόζονται στις Ηνωμένες Πολιτείες Αμερικής σαν τρόπος ανάληψης των έντονων οριζοντίων σεισμικών δράσεων.

Η δημιουργία τους προέκυψε από την ανάγκη των κατασκευών που βρίσκονταν σε περιοχές με μεγάλη σεισμική επικινδυνότητα, για ανάληψη μεγαλύτερων σεισμικών δράσεων χωρίς να προηγηθεί ο λυγισμός της διαρροής των συνδέσμων. Έτσι οι μηχανικοί κατέληξαν στα BRB τα οποία προσδίδουν παρόμοια δυσκαμψία με τους έκκεντρους συνδέσμους που είναι άμεσα συνδεδεμένοι με το υφιστάμενο πλαίσιο, ενώ αυξάνουν ακόμα περισσότερο τα περιθώρια αντοχής. Αυτό συμβαίνει χάρη της αποφυγής του λυγισμού, λόγω της δομής αυτών των συνδέσμων.



Εικόνα 2.1: Τυπική μόρφωση πλαισίων με συνδέσμους χωρίς εκκεντρότητα[9]



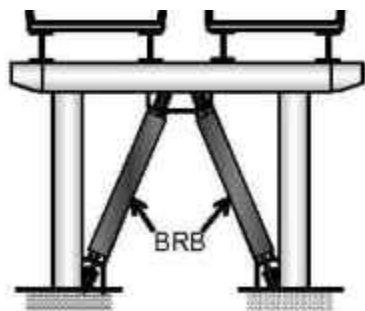


Εικόνα 2.2: Τυπικές βλάβες κατακορύφων συνδέσμων στον σεισμό του Kobe, Ιαπωνία, 1995.[15]

Άλλες περιπτώσεις χρήσης των αντιλυγισμικών συνδέσμων δυσκαψίας ,πέρα απο τις τυπικές περιπτώσεις χρήσης τους στα μεταλλικά κτίρια ως σύστημα αντισεισμικής προστασίας είναι για την ενίσχυση υφιστάμενων κατασκευών από ωπλισμένο σκυρόδεμα με χρήση είτε ανεξαρτήτων πλαισίων είτε με την εμφάνωση των συνδέσμων στα πλαίσια σκυροδέματος.Επίσης χρησιμοποιούνται και στη γεφυροποιία σε περιπτώσεις ενισχύσεων.Για την ενίσχυση των βάθρων,των δικτυωτών δοκών αλλά και όπου χρειάζονται τα στοιχεία τα οποία έχουν ως ζητούμενο ν' αντέχουν στα φαινόμενα λυγισμού.



Εικόνα 2.3: Χρήση αντιλυγισμικών συνδέσμων στην ενίσχυση φορέων απο Ω/Σ[15].



Εικόνα 2.4: Χρήση αντιλυγισμικών συνδέσμων στην γεφυροποιία και όπου απαιτείται προστασία έναντι λυγισμού.[15].

2.2 Μόρφωση αντιλυγισμικών συνδέσμων

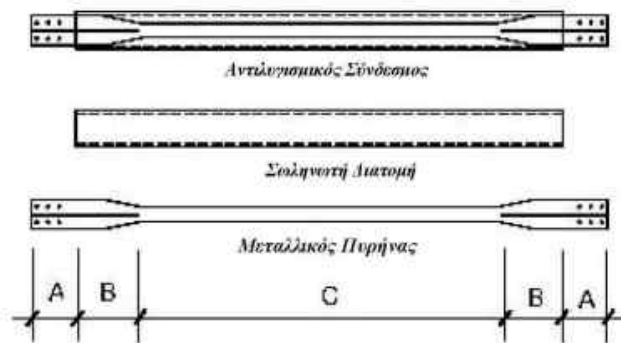
Οι BRB αποτελούνται από τρία τμήματα. Μία μεταλλική διατομή που αποτελεί την «ψίχα» (Εικόνα 5: Μεταλλικός πυρήνας), που λειτουργεί κάτω από εφελκυστικές τάσεις και διαρρέει. Κατασκευάζεται από χάλυβα χαμηλού ορίου διαρροής π.χ. S235.

Το τσιμεντοκονίαμα που προστατεύει το μεταλλικό πυρήνα από το λυγισμό, ενώ ταυτόχρονα επιτρέπει τη διαρροή του. Μεταξύ πυρήνα και τσιμεντοκονιάματος δεν αναπτύσσεται συνάφεια και αυτό επιτυγχάνεται με ειδικές επικαλύψεις (ρητίνες, βαφές, κ.α.) ή και ιδιαίτερες τεχνικές διαμορφώσεις (δημιουργία κενού, ειδικές ταινίες, κ.λ.π.). Επίσης ανάλογα με την διαμόρφωση διακρίνουμε αντιλυγισμικούς συνδέσμους πληρωμένους με τσιμεντοκονία (Unbonded brace) καθώς και αυτούς που διαμορφώνονται εξ' ολοκλήρου με μεταλλικά στοιχεία (Only steel Buckling Restrained Brace) Εικόνα 7.

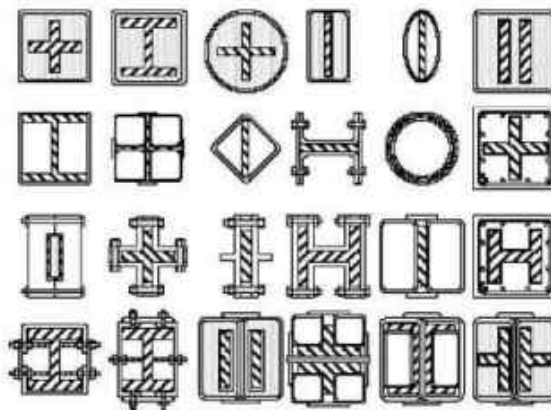
Καθώς και μια άλλη εξωτερική μεταλλική διατομή, η οποία αποτελεί το περίβλημα του BRB (Εικόνα 5: Σωληνωτή διατομή). Παραλαμβάνει τις θλιπτικές τάσεις λυγισμού. Κατασκευάζεται είτε από ορθογωνική διατομή είτε από κοίλη διατομή και χάλυβα υψηλής αντοχής.

Πιο συγκεκριμένα ο σύνδεσμος μπορεί να διαχωριστεί σε τρία κατα μήκος τμήματα, A,B,C,όπως φαίνεται στην εικόνα 3.Οι διατομές των τμημάτων αυτών παρουσιάζονται στην εικόνα 6.Επομένως μπορούμε να διακρίνουμε πως στη ζώνη A αποτρέπεται ο λυγισμός,λόγω της γεωμετρίας της,διαθέτει υπεραντοχή, συνδέει το σύνδεσμο με το κομβόελασμα ,ενώ αποτρέπεται μέχρι και η διαρροή μέσω του σχεδιασμού του(διαστάσεις) εφόσον αποτελεί το σημείο σύνδεσης με το πλαίσιο.

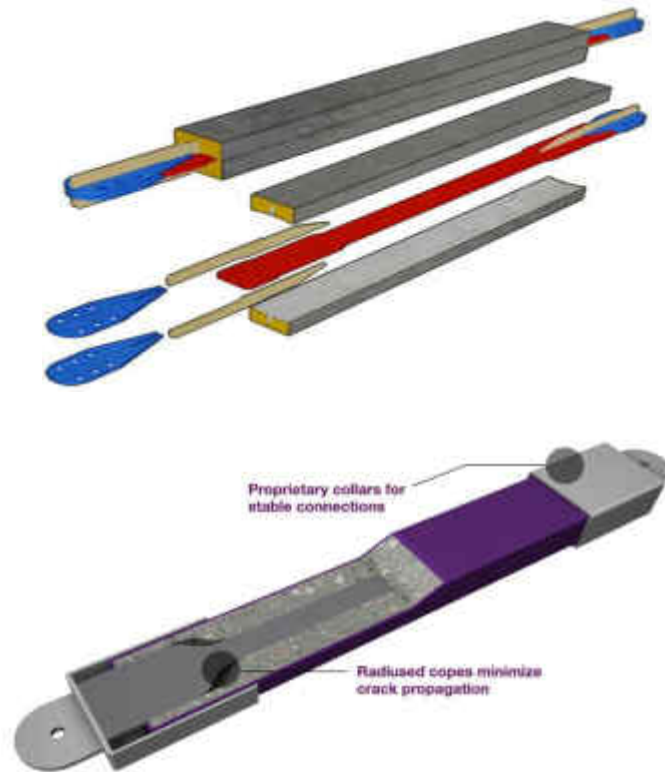
Ακολουθως η ζώνη B αποτελεί ουσιαστικά μετάβαση προς τη ζώνη C. Διαθέτει επιπλέον περίσφυγξη η οποία κάνει ακόμα πιο ισχυρή τη διατομή και προβλέπεται να παραμένει στην ελαστική περιοχή.Τέλος η ζώνη C όπου λαμβάνει χώρα η διαρροή φαίνεται να είναι περισφυγμένη αλλά έχει απομειωμένη εσωτερική διατομή. Μ' αυτό το τρόπο επιτυγχάνεται η αποτροπή του λυγισμού του μέλους και η διαρροή τελικά του συνδέσμου στην περιοχή αυτής της συγκεκριμένης Ζώνης C.Έτσι έχουμε μια άκρως επιθυμητή και ελεγχόμενη αστοχία με πολύ μεγαλύτερα περιθώρια απορρόφησης σεισμικής ενέργειας.Αυτό φαίνεται και από τον βρόγχο υστέρησης του συνδέσμου (Εικόνα 8),που μας παρουσιάζει επίσης,την ομοιόμορφη συμπεριφορά του συνδέσμου σε θλίψη και εφελκυσμό,λόγω της ευεργετικής δράσης της περίσφυγξης.[15][16]



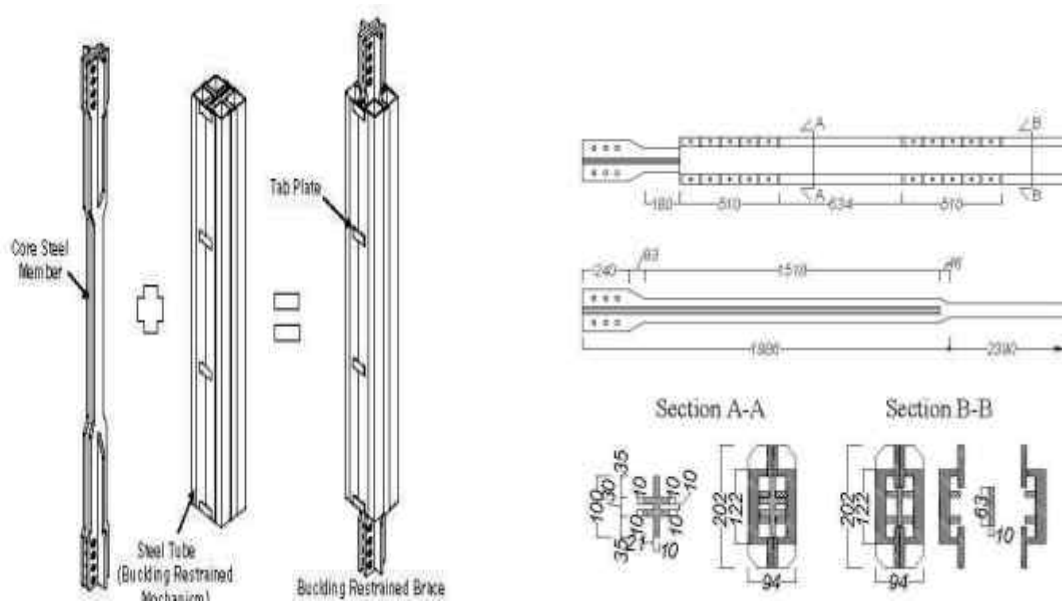
Εικόνα 2.5:Επιμέρους τμήματα ενός BRB[16]



Εικόνα 2.6:Τυπολογία προτεινόμενων διατομών BRB[17]

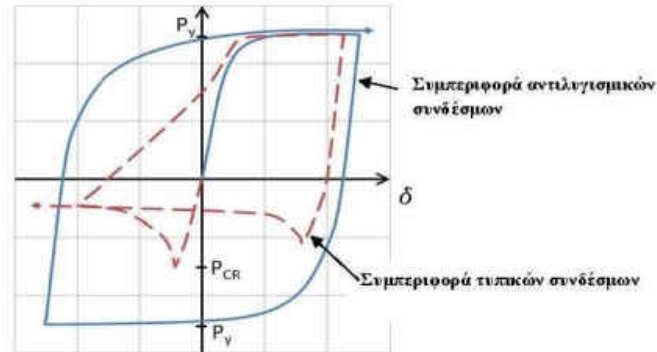


A) Αντιλυγισμικοί σύνδεσμοι με πλήρωση τσιμεντοκονίας, που προέρχονται από ερευνητικές εταιρειών. (Unbonded brace)[18][19]



B) Αντιλυγισμικοί σύνδεσμοι διαμορφωμένοι με αποκλειστική χρήση μεταλλικών στοιχείων εταιρειών. (Only steel Buckling Restrained Brace)

Εικόνα 2.7: Αντιλυγισμικοί σύνδεσμοι με και χωρίς πλήρωση τσιμεντοκονιάματος[20][21]



Εικόνα 2.8: Βρόχος υστέρησης των BRB (Συγκριτική συμπεριφορά τυπικών και αντιλυγισμικών συνδέσμων υπό ανακλυζόμενη φόρτιση)[19]

Τα BRB αποτελούν λύση η οποία μπορεί στις περιοχές με μεγάλη σεισμική επικινδυνότητα, όπως της California, να προσδίδουν την απαιτούμενη αντοχή για την κάλυψη των αναγκών της απορρόφησης μεγάλης σεισμικής ενέργειας, όμως θα μπορούσαν να αποτελέσουν, μια ιδανική λύση και για χώρες με μικρότερη σεισμική επικινδυνότητα, όπως η Ελλάδα. Ζητούμενο η εξασφάλιση υψηλών επιπέδων επιτελεσματικότητας σε κτίρια μεγάλης σπουδαιότητας, όπως νοσοκομεία και σχολεία.

Σημαντικοί κατασκευαστές συνδέσμων περιορισμένου λυγισμού ή BRB είναι:

- Quaketek (Καναδάς)
- Nippon steel (Ιαπωνία)
- Core Brace™ LLC (Η.Π.Α.)
- Star Seismic™ LLC (Η.Π.Α.) Star Seismic Ltd (Ευρώπη)
- Brant Hydraulics (Ταϊβάν)

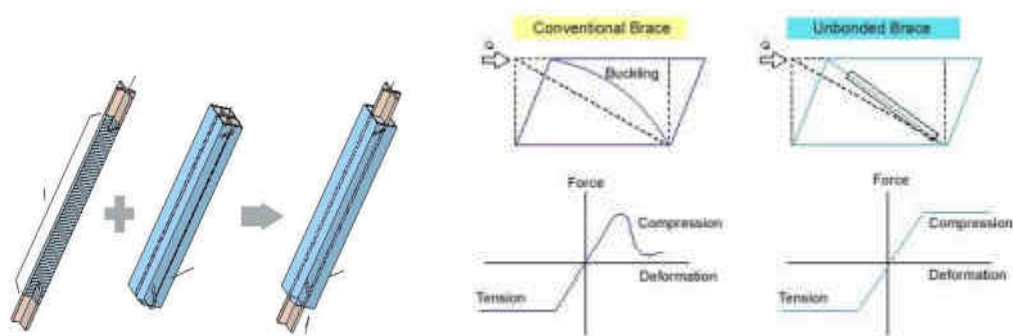


Εικόνα 2.9: λογότυπα εταιρειών BRB[23][14][18][19][35]

2.3 Φιλοσοφία κατασκευής

Οι αντιλυγισμικοί σύνδεσμοι είχαν ως ιδέα για την μορφολογία τους, τον τρόπο με τον οποίο είναι κατασκευασμένα τα οστά του ανθρώπου, οπότε ο σχεδιασμός του συνδέσμου όσον αφορά τον πυρήνα προέβλεπε ισχυρότερα άκρα και μειωμένη διατομή στο ενδιάμεσο του μέλους. Ο σχεδιασμός τους τελειοποιήθηκε το 1989, ύστερα από πειράματα μεγάλης κλίμακας, όταν παρουσιάστηκε η μη συναφής εκδοχή τους. Μια ολισθηρή επιφάνεια διαχώριζε τα δυο υλικά και επέτρεπε στις αξονικές δυνάμεις να παραλαμβάνονται μόνο από το μεταλλικό πυρήνα και να μην μεταφέρονται στο περιβάλλον σκυρόδεμα. Απαιτείται τεράστια προσόχη στις λεπτομέρειες του σχεδιασμού, με σκοπό να εμφανίζεται η προβλεπόμενη σχετική μετακίνηση των δυο υλικών, καθώς και η παρεμπόδιση τοπικού λυγισμού του μεταλλικού πυρήνα. Χάρη στο μεταλλικό σωλήνα και το σκυρόδεμα προσφέρεται επαρκής περίσφυξη ώστε να μην υπάρχει λυγισμός στο μέλος. Αυτό έχει ως αποτέλεσμα να εμφανίζει σταθερή υστερητική συμπεριφορά τόσο σ' εφελκυσμό, όσο και σε θλίψη χωρίς απομείωση της αντοχής δυσκαμψίας.

Το αρχικό σχεδιαστικό σχήμα των BRB ήταν με σκοπό τη χρήση σαν υστερητικός αποσβεστήρας σε συνδυασμό με καμπτικά πλαίσια. Σχετικά «μαλακοί» σύνδεσμοι ως υστερητικοί αποσβεστήρες μείωσαν τη χρήση χάλυβα 5 με 10%. [22][39]



Εικόνα 2.10: Φιλοσοφία μόρφωσης αντιλυγισμικού συνδέσμου. [14]

2.4 Ιστορική αναδρομή BRB

Στην Ιαπωνία στις αρχές του 1988 χρησιμοποιήθηκαν τα πρώτα BRBF/καμπτικά πλαίσια ως σύστημα ανάλιψης πλευρικών δυνάμεων. Τα πρώτα τεστ των BRBF εκτελέστηκαν από το πανεπιστήμιο της California στο Berkeley το 1999 με την επίβλεψη των καθηγητών E.Popon και N.Makris. Στη συνέχεια το πρώτο BRB τοποθετήθηκε στην Αμερική στο πανεπιστήμιο της California στο Davis στις 17 Ιανουαρίου του 2000. Τα πρώτα τέστ στο Berkeley έδειξαν καλή επίδοση κάτω από διάφορες φορτίσεις που προσδιορίστηκαν κάτω από πρωτόκολλα απο το εγχείρημα των οργανισμών SEAOC1,ATC2,CUREE3 (SAC).Τα BRB επιβεβαίωσαν ότι παρουσιάζουν πλάστιμη, σταθερή και επαναλαμβανόμενη υστερητική συμπεριφορά.Η ικανότητα πλαστικής παραμόρφωσης ξεπέρασε τις απαιτήσεις απόδοσης σ' όρους μέγιστης μετακίνησης και συγκεντρωτικής πλαστικής παραμόρφωσης.Στο παρακάτω πίνακα περιγράφεται συνοπτικά η ιστορική εξέλιξη των αντιλγισμικών συνδέσμων.[22]

Δεκαετία του '70-'80	<ul style="list-style-type: none"> • Πειραματικές και θεωρητικές διερευνήσεις συστημάτων χάλυβα-σκυροδέματος για την βέλτιστη χρησιμοποίηση αυτών στην παραλαβή δυνάμεων. • Η Nippon Steel σε συνεργασία με τον καθηγητή A.Wada μεταφέρει τεχνογνωσία,διερευνά την συμπεριφορά των αντιλγισμικών συνδέσμων και παράγει ένα τελικό προϊόν.
Τέλος δεκαετίας του '80	<ul style="list-style-type: none"> • Πρώτες κατασκευές με ενσωματωμένους αντιλγισμικούς συνδέσμους. • Στην Ιαπωνία χρησιμοποιούνται ως σύστημα απόσβεσης.
Τέλος δεκαετίας του '90	<ul style="list-style-type: none"> • Μετά απο ισχυρούς σεισμούς που έπληξαν την Ιαπωνία (Κομπε) και τις Η.Π.Α.(καλιφόρνια) η τεχνολογία των αντιλγισμικών συνδέσμων μεταφέρεται στις Η.Π.Α. όπου ξεκινούν σημαντικά ερευνητικά προγράμματα. • Το 1999 ξεκινούν τα πρώτα πειράματα και ακολουθούν αριθμητικές προσομοιώσεις, με στόχο το σύστημα να ενσωματωθή στην κατασκευή αλλά και την παραγωγή νέου δομικού αντισεισμικού συστήματος.
Αρχές δεκαετίας 2000	<ul style="list-style-type: none"> • Προτεινόμενες συστάσεις σχεδιασμού AISC/SEAOC Recommended provisions for BRBF,2001 • Ένταξη του συστήματος στον κανονισμό ANSI/AISC-341-05 • Ανάπτυξη των αντιλγισμικών συνδέσμων ως προϊόντα προερχόμενα απο τις ευρεσιτεχνίες απο τις εταιρείες CoreBrace™ LLC,StarSeismic™ LLC.
Μέσα δεκαετίας 2000	<ul style="list-style-type: none"> • Η τεχνογνωσία έρχεται και στην Ευρώπη. • Πρώτα διερευνητικά βήματα χρήσης των αντιλγισμικών συνδέσμων για την ενίσχυση υφιστάμενων κατασκευών • Πρώτα πειράματα με χρήση Ευρωπαϊκών δομικών στοιχείων (διατομές,υλικά,κλπ.) • Κανονιστικό πλαίσιο διεξαγωγής πειραμάτων EN 15219 • Κανονισμός σχεδιασμού P100/2011

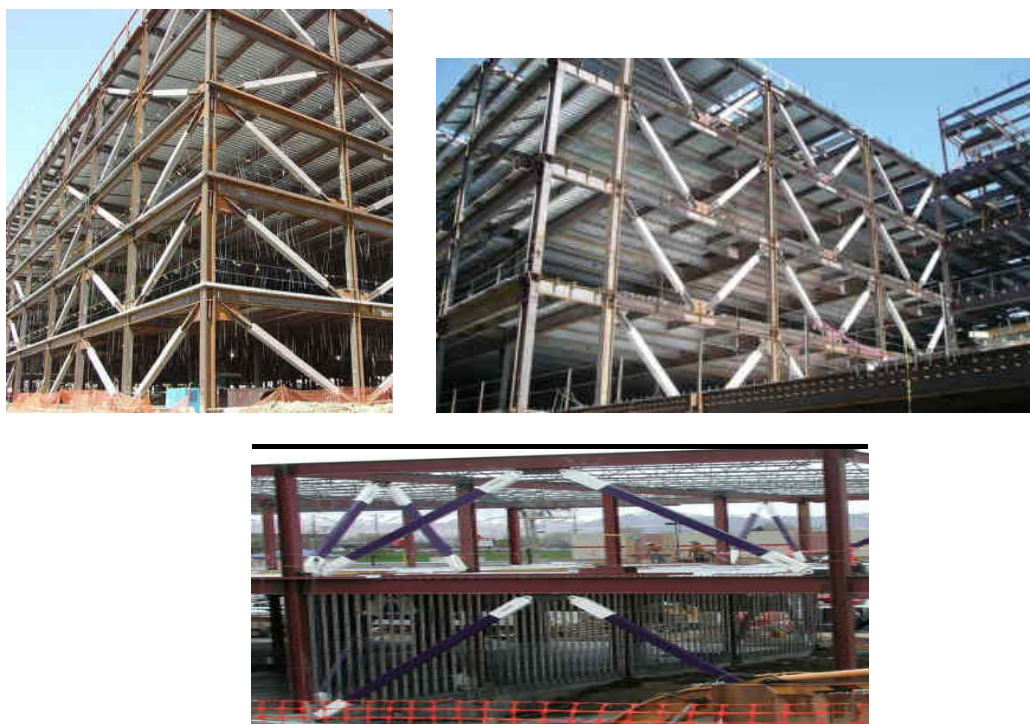
Πίνακας 2.1:Συνοπτική ιστορική αναδρομή των BRB[15]

2.5 Πειράματα πλήρους κλίμακας και εξέλιξη

Έρευνα που έχει διεξαχθεί με σκοπό την ανάπτυξη συνδέσμων με ιδεατή ελαστοπλαστική συμπεριφορά και τη βελτίωση της συμπεριφοράς σε θλίψη, χωρίς να επηρεαστεί η μεγαλύτερη αντοχή σ' εφελκυσμό, ώστε τελικά να επιτυγχάνεται συμμετρικά υστεριτική απόκριση.

Το 2002 στο πανεπιστήμιο του Κιότο στην Ιαπωνία είχαν γίνει πειράματα πλήρους κλίμακας όπου συγκρίθηκαν πλαίσια με BRB και συμβατικά καμπτικά, όπου επισημάνθηκαν τα σημαντικά πλεονεκτήματα της χρήσης των BRB. Συγκεκριμένα οι μετακινήσεις των ορόφων μειώνονταν έως και 27%, ενώ η σεισμική τέμνουσα βάσης έως και 67%. Επιπροσθέτως παρατηρήθηκαν σημαντικές παραμένουσες παραμορφώσεις μετά από ισχυρές διεγέρσεις.

Ως αποτέλεσμα του τελευταίου είναι να χρησιμοποιούνται σε συνδυασμό με καμπτικά πλαίσια, τα οποία έχει φανεί ότι μειώνουν τις παραμένουσες παραμορφώσεις. Σε περιπτώσεις εκτεταμένων βλαβών, ο σύνδεσμος μπορεί να αντικατασταθεί εύκολα από νέο [22][39].



Εικόνα 2.11: Μορφολογία τοποθέτησης Αντιλγισμικών συνδέσμων καθ' ύψος.[15]

2.6 BRB και κανονισμοί

Ο σχεδιασμός πλαισίων με αντιλγισμικούς συνδέσμους ακολουθεί την ίδια λογική με τα κεντρικά συμβατικά κεντρικά διασυνδεδεμένα πλαίσια. Για παράδειγμα στην Αμερική υπάρχουν κανονιστικές διατάξεις που καθορίζουν το σχεδιασμό τους όπως π.χ. FEMA 450 αλλά στους ευρωκώδικες δεν παρέχεται κάποια σύσταση για τις παραμέτρους σχεδιασμού, πέρα από την πειραματική πιστοποίηση EN15129;2010, οπότε μπορεί να καλυφθεί από έμμεσες διατάξεις του ευρωκώδικα 8 και τη διακριτική ευχέρεια του μελετητή. Επιπροσθέτως αξίζει να σημειωθεί ότι ο Ρουμανικός αντισεισμικός κανονισμός P-100/2011 περιλαμβάνει διατάξεις για τον πλήρη σχεδιασμό πλαισίων με αντιλγισμικούς συνδέσμους. Τέλος οι συντελεστές μείωσης των δυνάμεων (αντίστοιχοι συντελεστές συμπεριφοράς) έως και 8 στους Αμερικανικούς κανονισμούς, πιθανόν να είναι και υπερβολικοί, καθώς ανάλογα με τον κατασκευαστή των συνδέσμων και τη μορφολογία, μπορεί να εμφανίζονται μεγάλες διαφορές στη συμπεριφορά τους.[15][22]



ÖNORM
EN 15219

Edition: 2007-03-01

Water equipment inside buildings — Nitrate removal devices — Requirements for performance, safety and testing

Anlagen zur Behandlung von Trinkwasser innerhalb von Gebäuden — Nitratentfernungsgерäte — Anforderungen an Ausführung, Sicherheit und Prüfung

Appareil de traitement d'eau à l'intérieur des bâtiments — Dénitration — Spécifications de performances, de sécurité et d'essais

Seismic Provisions for Structural Steel Buildings Including Supplement No. 1

Seismic Provisions for Structural Steel Buildings dated March 9, 2005 and Supplement No. 1 dated November 16, 2005

Supersedes the *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings* dated May 21, 2002 and all previous versions

Approved by the AISC Committee on Specifications and issued by the AISC Board of Directors



AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION, INC.
One East Wacker Drive, Suite 700
Chicago, Illinois 60601-1802

Publisher and printing
ÖN Österreichisches Normungsinstitut
Austrian Standards Institute
Harmstadlstr. 39, 1020 Wien

Copyright © ON - 2007. All rights reserved.
No part of this publication may be reproduced or utilized in any form or by any means - electronic, mechanical, photocopying or any other data carrier without prior permission from ON.
E-Mail: copyright@on-norm.at

Sale and distribution of national and foreign standards and technical regulations via
ÖN Österreichisches Normungsinstitut
Austrian Standards Institute
Harmstadlstr. 39, 1020 Wien
E-Mail: sales@on-norm.at
Internet: www.on-norm.at/shop
Fax: (+43 1) 213 00-818
Tel: (+43 1) 213 00-900

ICS 91.140.60
Identical (IDT) with EN 15219:2006-12

responsible: ON Committee ON/K 142
Water quality and water treatment

Εικόνα 2.12: Κανονιστικές διατάξεις [24] [32]

2.7 Κοινά στοιχεία BRB

Αν και διατίθενται σε διαφορετικούς τύπους και παραλλαγές υπάρχουν κάποια κοινά στοιχεία σ' όλους όπως:

1. Θεώρηση πλήρους ανάληψης αξονικών δυνάμεων από τον πυρήνα.
2. Σταυροειδής ή ορθογωνική διατομή πυρήνα.
3. Ίδια συμπεριφορά σ' εφελκυσμό και θλίψη μέσω της αποτροπής λυγισμού.
4. Μεγάλη ικανότητα απορρόφησης σεισμικής ενέργειας σε ανακλυζόμενη φόρτιση χωρίς σημαντική απομείωση της αντοχής και της αξονικής δυσκαμψίας.
5. Συμπεριφορά ελαφρώς ασύμμετρη σ' εφελκυσμό και θλίψη.

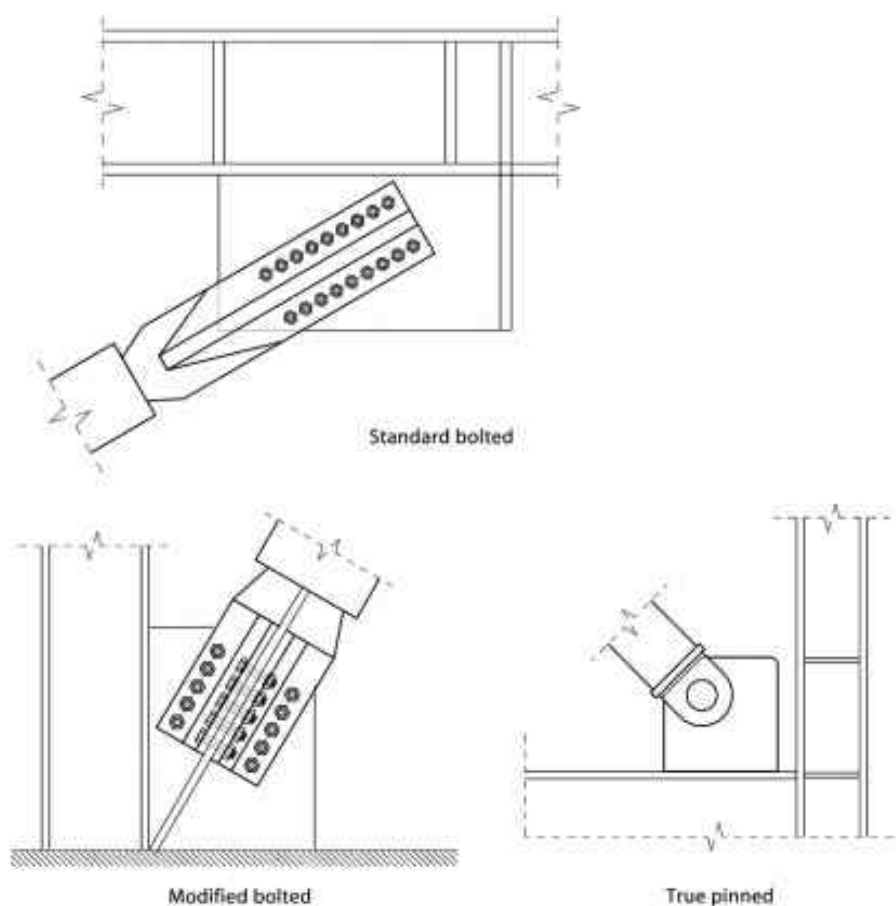


Εικόνα 2.14: Μεταφορά συνδέσμου BRB[22]

2.8 Είδη συνδέσεων BRB

Τα BRB μπορούν να συνδεθούν στα πλαίσια και με συγκόλληση ή κοχλίωση όπως οι κλασσικοί σύνδεσμοι δυσκαμψίας. Στην πρώτη περίπτωση η σύνδεση τείνει προς την πάκτωση (πλήρης μεταφορά ροπής), ενώ στη δεύτερη είναι ημιάκαμπτη (στροφική δυσκαμψία). Τα ίδια ισχύουν και για τους συνηθισμένους συνδέσμους δυσκαμψίας.

Λόγω των διαστάσεων τους δε συστήνεται η χιαστί διάταξη τους και προτιμάται είτε σε Λ ή V, είτε σε διαγώνια ασύζευκτη μορφή. Η συμπεριφορά του συνδέσμου επηρεάζεται δραστικά από τις αναλογίες του μήκους και της επιφανείας της διατομής μεταξύ των διαφορετικών τμημάτων.[17]



Εικόνα 2.15: τύποι συνδέσεων BRB[17]

ΤΥΠΟΙ ΣΥΝΔΕΣΗΣ	ΠΛΕΟΝΕΚΤΗΜΑΤΑ	ΜΕΙΟΝΕΚΤΗΜΑΤΑ
<p style="text-align: center;">ΠΑΚΤΩΜΕΝΗ (ΣΥΓΚΟΛΛΗΤΗ,ΚΟΧΛΙΩΤΗ)</p>	<ul style="list-style-type: none"> -Οι μεγαλύτερες τρύπες επιτρέπουν περισσότερη ανοχή σε διόγκωση σε σύγκριση με την άρθρωση. -Πολλαπλές βίδες παρέχουν περισσότερο πλεονασμό. -Καλύτερη κατανομή των δυνάμεων στα κομβοελάσματα. - Υπερστατικότητα. 	<ul style="list-style-type: none"> -Έχει δευτερεύουσες ροπές και ροπές ανατροπής μεταξύ της σύνδεσης και του συνδέσμου. -Έχει υψηλό κόστος εγκατάστασης λόγω του αριθμού των μπουλονιών και των συνδέσεων. -Έχουμε μεγάλα κομβοελάσματα για να συνδέσουμε τα μπουλόνια και ως εκ τούτου μικρότερο μήκος πυρήνα, μ' αποτέλεσμα μεγαλύτερα στελέχη σε σύγκριση με τις αρθρώσεις.
<p style="text-align: center;">ΑΡΘΡΩΤΗ(ΚΟΧΛΙΩΤΗ)</p>	<ul style="list-style-type: none"> -Χωρίς συνδέσεις και λιγότερα μπουλόνια. -Μεγαλύτερο μήκος πυρήνα BRB έχει ως αποτέλεσμα μικρότερα στελέχη για ένα δεδομένο φορτίο και ομοιόμορφη κατανομή των παραμορφώσεων. -Εξαλείφει τη ροπή ανατροπής. -Μικρότερο κόστος εγκατάστασης. - Εύκολη τοποθέτηση. 	<ul style="list-style-type: none"> -Μικρότερη ανοχή σε διόγκωση. -Σημαντικές εργασίες στο εργοτάξιο.(συγκολλήσεις ,κοχλιώσεις με πολλά κομβοελάσματα)

Πίνακας 2.2: BRB τύποι σύνδεσης:Πλεονεκτήματα και μειονεκτήματα (Wigle and fahnestock 2010)[17]

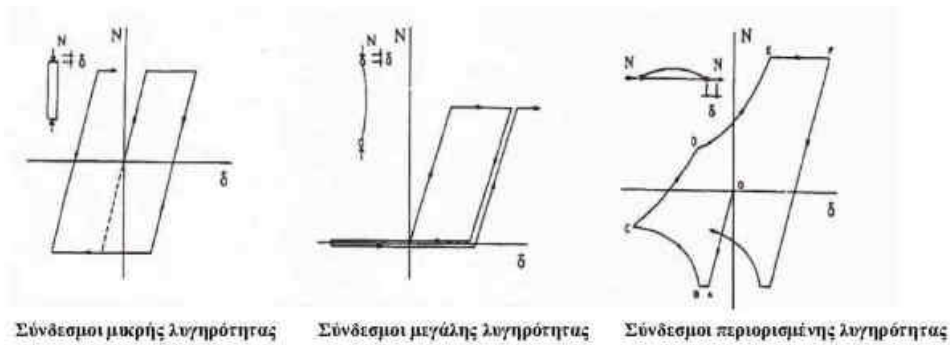
2.9 Συγκριτική συμπεριφορά κατακορύφων συνδέσμων

Από εργαστηριακές δοκιμές αλλά και από πραγματικά γεγονότα είναι γνωστό ότι η συμπεριφορά των πλαισίων με κεντρικούς συνδέσμους εξαρτάται άμεσα από την λυγηρότητα αυτών. Οπότε η λυγηρότητα των διαγωνίων συνδέσμων πρέπει να είναι περιορισμένη διότι στην αντίθετη περίπτωση η απόκριση του φορέα είναι προβληματική, παρουσιάζοντας αυξημένη τρωτότητα έναντι σεισμικών δράσεων. Αυτό συμβαίνει γιατί κατά την παραλαβή των αξονικών θλιπτικών δυνάμεων παρουσιάζονται φαινόμενα λυγισμού απο τους συνδέσμους, που αυτό έχει ως αποτέλεσμα να χάνουν σχετικά γρήγορα την αντοχή τους, ενώ κατά την αναστροφή του φορτίου δεν επιστρέφουν στην αρχική ευθύγραμμη θέση τους. (Εικόνα 16) Αναλυτικότερα έχουμε:

- Στην περίπτωση συνδέσμων μεγάλης λυγηρότητας τα φορτία εφελκυσμού παραλαμβάνονται από αυτούς, όμως εμφανίζουν φαινόμενα αστάθειας γρήγορα, που έχει ως αποτέλεσμα την άμεση μείωση δυσκαμψίας, αντοχής και πλαστιμότητας.
- Στην περίπτωση συνδέσμων μικρής λυγηρότητας όπου παρατηρείται μεγαλύτερη απορρόφηση σεισμικής ενέργειας, η αυξημένη ακαμψία είναι δυνατό να προκαλέσει αστοχίες στα συντρέχοντα δομικά στοιχεία (δοκούς, κολώνες, ελάσματα). Σε γενικές γραμμές υπάρχει ανάπτυξη ανισορροπίας στην κατανομή των δυνάμεων.
- Στην περίπτωση συνδέσμων περιορισμένης λυγηρότητας, ο σχεδιασμός δεν μπορεί να εξασφαλίσει σημαντική κατανάλωση σεισμικής ενέργειας, διότι οι αβεβαιότητες του ελαστοπλαστικού μηχανισμού οδηγούν σε αστοχίες. [25][26]



Εικόνα 2.16: Συμπεριφορά τυπικών συνδέσμων χωρίς εκκεντρότητα [25]



Εικόνα 2.17: Τυπικοί υστερητικοί βρόγχοι τυπικών συνδέσμων χωρίς εκκεντρότητα[27]

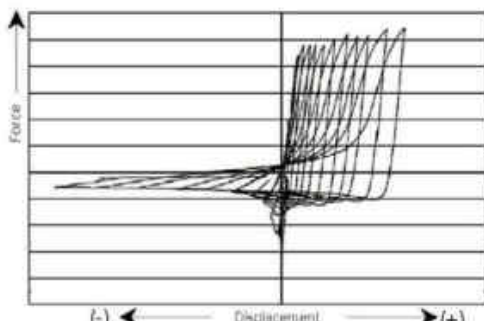
Αν παρατηρήσουμε τον υστερητικό βρόγχο για τις τυπικές περιπτώσεις συνδέσμων ενδιάμεσης λυγηρότητας, φαίνεται ότι παρουσιάζει ένα οξύκορφο σχήμα, με αδυναμία απορρόφησης σεισμικής ενέργειας, μειωμένη δυσκαμψία και αντοχή. Ο σχεδιασμός είναι προβληματικός διότι ακόμα και να εξασφαλιστούν τα παραπάνω, θα έχει πρόβλημα η καθ' ύψος μόρφωση του συστήματος, ώστε να πετύχει ισορροπημένη ανάπτυξη δυσκαμψίας και αντοχής, ανάλογα με τις απαιτήσεις καταπόνησης.



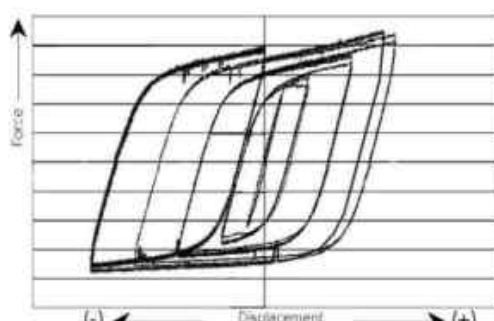
Συμπεριφορά τυπικού συνδέσμου
εμφάνιση λυγισμού



Συμπεριφορά αντιλυγισμικού συνδέσμου
χωρίς λυγισμό



Υστερητική απόκριση τυπικού συνδέσμου



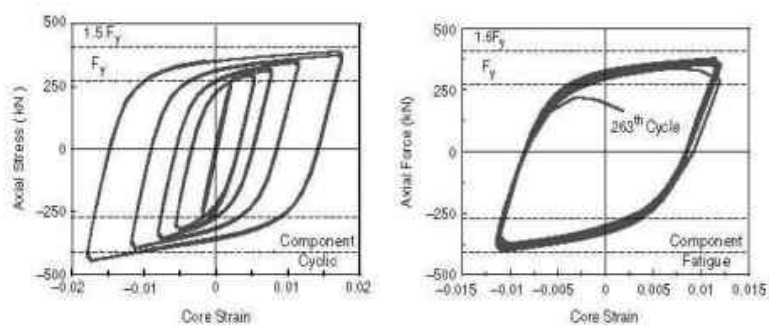
Υστερητική απόκριση αντιλυγισμικού συνδέσμου

www.rjc.ca, Ecole Polytechnique University Montreal, CA

Εικόνα 2.18: Συγκριτική συμπεριφορά τυπικών και αντιλυγισμικών συνδέσμων υπό ανακλυζόμενη φόρτιση.[28]

Εν αντιθέση οι αντιλυγισμικοί σύνδεσμοι, υπό ανακλυζόμενη φόρτιση, παρουσιάζουν σταθερή συμπεριφορά, επιδεικνύοντας πλάστιμη απόκριση, ενώ ταυτόχρονα διατηρούν την αντοχή και τη δυσκαμψία τους, κάτω από την δράση εφελκυστικών, αλλά και θλιπτικών φορτίων. Αυτό συμβαίνει διότι παραλαμβάνουν μ' επιτυχία τόσο εφελκυστικές, αλλά και θλιπτικές δυνάμεις παρουσιάζοντας ίση αντοχή σ' αντίθετες φορτιστικές καταστάσεις. Συμπέρασμα της προαναφερθείσης συμπεριφοράς είναι η εξάλειψη του φαινομένου της ανισόρροπης ανάπτυξης της εφελκυστικής-θλιπτικής αντοχής, η οποία κατά το μεταλυσμικό στάδιο είναι δυνατό να προκαλέσει αστοχίες σε συντρέχοντα στοιχεία. Επί προσθέτως, με την κατάλληλη ρύθμιση της φέρουσας ικανότητας-καταπόνησης του μεταλλικού πυρήνα, είναι εφικτό να επιτευχθή ομοιόμορφη καθ' ύψος συμπεριφορά, αποφεύγοντας φαινόμενα μαλακού ορόφου.

Τέλος κάποια βασικά χαρακτηριστικά της συμπεριφοράς των αντιλυγισμικών συνδέσμων είναι η διαρροή του μεταλλικού πυρήνα, η παραλαβή του λυγισμού από την σωληνωτή διατόμη, όπου περικλείεται ο μεταλλικός πυρήνας, καθώς και η αποφυγή οποιασδήποτε μορφής ψαθυρής θράυσης, πριν από την πλήρη εκμετάλλευση της δυσκαμψίας, αντοχής και πλαστιμότητας του στοιχείου, στη θέση σύνδεσης του διαγώνιου συνδέσμου με το κομβόελασμα. Ο εξωτερικός σωλήνας έχει σημαντικό ρόλο διότι πρέπει να διαθέτει επαρκή αντοχή και δυσκαμψία, με σκοπό να επιτρέψει την διαρροή και την πλαστική παραμόρφωση του μεταλλικού πυρήνα. Στην αντίθετη περίπτωση η έλλειψη αντοχής θα είχε ως αποτέλεσμα την αστοχία του σωλήνα, ενώ η έλλειψη δυσκαμψίας δεν θα προστατεύσει τον πυρήνα από λυγισμό. Επιπλέον εξίσου σημαντική επιρροή στην απόκριση του αντιλυγισμικού συνδέσμου έχει και το υλικό που χρησιμοποιείται για την αποσύζευξη μεταξύ μεταλλικού πυρήνα και τσιμεντοκονιάματος ή το κενό που αφήνεται μεταξύ των μεταλλικών στοιχείων. Από την μελέτη που έχει γίνει στις πειραματικές δοκιμές αποδεικνύεται ότι οι αντιλυγισμικοί σύνδεσμοι διασφαλίζουν αντίστοιχους σταθερούς υστερητικούς μηχανισμούς, καταναλώνοντας μεγάλα ποσοστά ενέργειας κατά τέτοιο τρόπο, ώστε στην πλειοψηφία των περιπτώσεων κατατάσσονται ως συστήματα υστερητικής απόσβεσης με βάση την μετακίνηση (Hysteretic displacement-depended device/Energy dissipation device) (EN 15219-2010) [14][27][29][18][19][30][40][41]

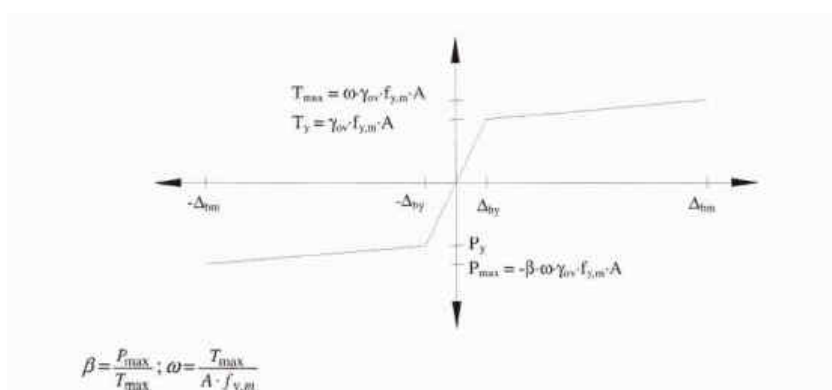


Εικόνα 2.19: Υστερητικοί βρόγχοι αντιλυγισμικών συνδέσμων.[31]

2.10 Αντιλυγισμικοί σύνδεσμοι και σχεδιασμός

Ο σχεδιασμός των πλαισίων μ' αντιλυγισμικούς συνδέσμους δυσκαμψίας περιλαμβάνει αρχικά την ανάλυση του φορέα, αλλά και την διαστασιολόγηση-έλεγχο των στοιχείων που αποτελείται ο φορέας.

Στην ανάλυση αρχικά μπορούν να χρησιμοποιηθούν και οι τέσσερις τύποι δηλαδή, η ισοδύναμη στατική, η δυναμική φασματική, η στατική υπερωθητική ή αλλιώς pushover ανάλυση και η δυναμική εν χρόνο ανάλυση διαφορετικά γνωστή και ως time history. Οπότε ανάλογα με το επιθυμητό επίπεδο επιτελεσματικότητας και τα όσα προδιαγράφονται στις σχετικές κανονιστικές διατάξεις, επιλέγεται και η κατάλληλη μέθοδος. Στην περίπτωση της πιο συχνά χρησιμοποιούμενης ισοδύναμης στατικής ανάλυσης, η ανελαστική ικανότητα του φορέα λαμβάνεται υπόψη μέσω του δείκτη συμπεριφοράς q (EAK 2000, Ευρωκώδικας 8). Όμως ο Ευρωκώδικας 8 όσον αφορά το σύστημα πλαισίων με αντιλυγισμικούς συνδέσμους, δεν προδιαγράφει τιμές, θεωρεί όμως ότι η μεταλαστική συμπεριφορά του παραπάνω συστήματος, είναι ισοδύναμη μ' αυτή των αμιγών πλαισίων, όπως έχουν δείξει πειράματα, αλλά και ορίζει ο ANSI/AISC 341-05. Άρα είναι ορθό να γίνεται χρήση των τιμών του q που ορίζονται για τα πλαίσια. Συνεπώς οι μέγιστες τιμές για ένα κανονικό κτίριο, με βάση τον Ευρωκώδικα 8, μπορούν να κυμανθούν από 6.5 έως 8.0 ($q = 5.0 \alpha_u / \alpha_1$, $\alpha_u / \alpha_1 = 1.30 - 1.60$). Όμοια μέθοδο ακολουθούμε και στην περίπτωση της φασματικής ανάλυσης. Επίσης, ακόμα και στις περιπτώσεις που γίνεται χρήση αναλύσεων ανελαστικού τύπου, για την εύρεση του q , η μέγιστη τιμή του δεν μπορεί να ξεπερνά το 8.0. Για την χρήση ανελαστικών μεθόδων έχουν προταθεί διαγράμματα ανελαστικής απόκρισης αξονικής-μετακίνησης προκειμένου να περιγραφεί η μετελαστική συμπεριφορά των συνδέσμων και κατ' επέκταση του φορέα. [32][34]



Εικόνα 2.20: Προτεινόμενα διαγράμματα αξονικής-μετακίνησης. [32][33]

Ο σχεδιασμός των αντιλυγισμικών συνδέσμων στηρίζεται σε στοιχεία τα οποία προέρχονται από εργαστηριακές δοκιμές (design by testing). Πιο συγκεκριμένα αυτά είναι η δυσκαμψία του συνδέσμου K , το ποσοστό απόσβεσης ζ , ο συντελεστής κράτυνσης ω , καθώς και ο συντελεστής υπεραντοχής σε θλιπτικά φορτία β .

Κανονισμοί όπως ο ANSI/AISC 341-05, ορίζουν τον τρόπο με τον οποίο θα διεξαχθούν οι εργαστηριακές δοκιμές και την πιστοποίηση των αντιλυγισμικών συνδέσμων. Οι εταιρείες πώλησης BRB είναι υποχρεωμένες να διαθέτουν στοιχεία τα οποία πρέπει να τα παρέχουν στους εμπλεκόμενους στο έργο.(μελετητές,κατασκευαστές,επιβλέποντες). Οπότε μ' αυτόν τον τρόπο επιτυγχάνεται ένας αξιόπιστος σχεδιασμός, βασισμένος σε πραγματικά δεδομένα με τελικό στόχο την παραγωγή αξιόπιστων αντισεισμικών κατασκευών.

Ο τρόπος διαστασιολόγησης των αντιλυγισμικών συνδέσμων που φαίνεται παρακάτω γίνεται σύμφωνα με κανονιστικές διατάξεις αλλά και προτάσεις ερευνητών.

- Διαστασιολόγηση μεταλλικού πυρήνα για να είναι δυνατή η διαρροή του. $N_{Ed} < N_{pl,Rd} = A_{sc} f_{y,sc} / \gamma_{M0}$ (όπου A_{sc} η διατομή του πυρήνα, $f_{y,sc}$ το όριο διαρροής του χάλυβα του πυρήνα και γ_{M0} ο συντελεστής ασφαλείας του υλικού.)
- Διαστασιολόγηση μεταλλικού σωλήνα για την παραλαβή του λυγισμού. **Max** ($N_{Ed.b.br}$; $N_{cr,st} / N_{y,st} > 1.50$) (όπου έχουμε $N_{cr,st} = \pi^2 E I_{st} / L_{st}^2$ $N_{y,st} = A_{st} f_{y,st} / \gamma_{M0}$ $N_{Ed.b.br} = \beta \omega \gamma_{ov} N_{pl,Rd}$. A_{st} είναι η διατομή του σωλήνα, $f_{y,st}$ το όριο διαρροής του χάλυβα του σωλήνα L_{st} το μήκος συνδέσμου I_{st} ροπή αδράνειας σωλήνα και E μέτρο ελαστικότητας χαλύβδινου σωλήνα)
- Διαστασιολόγηση κομβοελασμάτων έναντι λυγισμού και εφελκυστικής διαρροής. Εφελκυσμός: $N_{Ed.t.br} \leq N_{t,Rd,gst} = f_{y,gst} b_{eff} t_{gst}$ θλίψη: $N_{Ed.b.br} \leq N_{cr,gst} = (\pi^2 E / \mu L_{gst}^2) b_{eff} t_{gst}$ έχουμε: $N_{Ed.t.br} = \omega \gamma_{ov} N_{pl,Rd}$ $N_{Ed.b.br} = \beta \omega \gamma_{ov} N_{pl,Rd}$ όπου t_{gst} είναι το πάχος του κομβοελάσματος το b_{eff} είναι το ενεργό πλάτος κατά Whitmore, L_{gst} μέγιστο μήκος
- Διαστασιολόγηση των στοιχείων που συντρέχουν σε κόμβο, έναντι της υπεραντοχής που αναπτύσσουν οι σύνδεσμοι. Εφελκυσμός: $N_{Ed.t.br} = \omega \gamma_{ov} N_{pl,Rd}$ Θλίψη: $N_{Ed.b.br} = \beta \omega \gamma_{ov} N_{pl,Rd}$ (για τα ω και β βλέπουμε την εικόνα 19).
- Διαστασιολόγηση των συνδέσεων έναντι της υπεραντοχής που αναπτύσσουν οι σύνδεσμοι. $R_d \geq \beta \omega \gamma_{ov} N_{pl,Rd}$ (όπου έχουμε $\gamma_{ov} = 1.25$ πρόταση EN1998:2005, Όμως όταν οι συντελεστές ω και β προέρχονται από πειραματικές δοκιμές ο συντελεστής γ_{ov} προτείνεται να λαμβάνεται ίσος με την μονάδα $\gamma_{ov} = 1.00$.[32][33]

2.11 Προσομείωση στοιχείων BRB

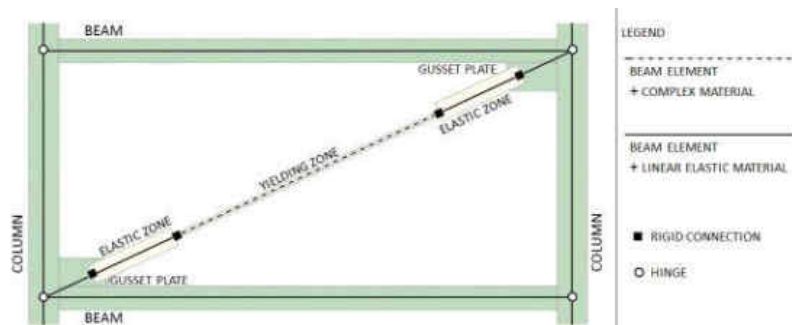
Η ακριβής προσομοίωση τους είναι εξαιρετικά περίπλοκη υπόθεση καθώς πρόκειται για μη πρισματικές διατομές.

Για τις ανάγκες προσομοίωσης στοιχείων BRB, έχει χρησιμοποιηθεί ως τεχνική προσομοίωσης, ο υπολογισμός μιας ισοδύναμης διατομής A_e ενός στοιχείου ράβδου, μέσω των επιμέρους επιφανειών A_c , A_j και A_t με τ' αντίστοιχα μήκη L_c , L_j , L_t και το L_w το συνολικό μήκος του στοιχείου.[22]

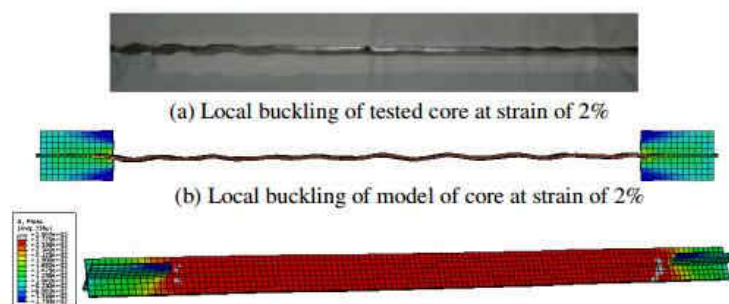
$$A_e = \frac{L_w}{\frac{L_c}{A_c} + \frac{L_t}{A_t} + \frac{L_j}{A_j}} = \frac{A_c L_w}{L_c + L_t \frac{A_c}{A_t} + L_j \frac{A_c}{A_j}}$$

Όπου:

- A_e ισοδύναμη επιφάνεια διατομής
- A_c επιφάνεια διατομής πυρήνα
- A_j επιφάνεια διατομής ακραίων περιοχών
- A_t μέση επιφάνεια διατομής μεταβατικών τμημάτων



Εικόνα 2.21: παράδειγμα προσομοίωσης με δύο είδη στοιχείων[22]

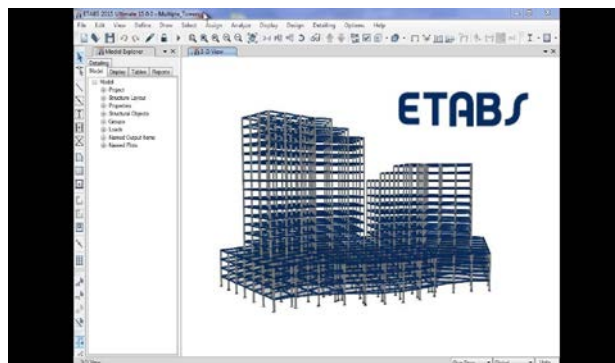


Εικόνα 2.22: Παράδειγμα λεπτομερούς προσόμοιωσης FEM (ABAQUS)[22]

2.12 BRB και στατικά προγράμματα

Σημαντικό εργαλείο στην προσομοίωση των BRB σ' ένα υπολογιστικό σύστημα, είναι το ETABS 2015 και οι μεταγενέστερες εκδόσεις που κυκλοφόρησαν από την εταιρεία CSI, το οποίο περιέχει ενσωματωμένα τα στοιχεία BRB μ' όλες τις απαραίτητες σχεδιαστικές παραμέτρους στη διάθεση του μελετητή.

Στην τρέχουσα διπλωματική διατριβή χρησιμοποιήθηκε το λογισμικό ETABS.



Εικόνα 2.23 :Περιβάλλον λογισμικού ETABS[34]

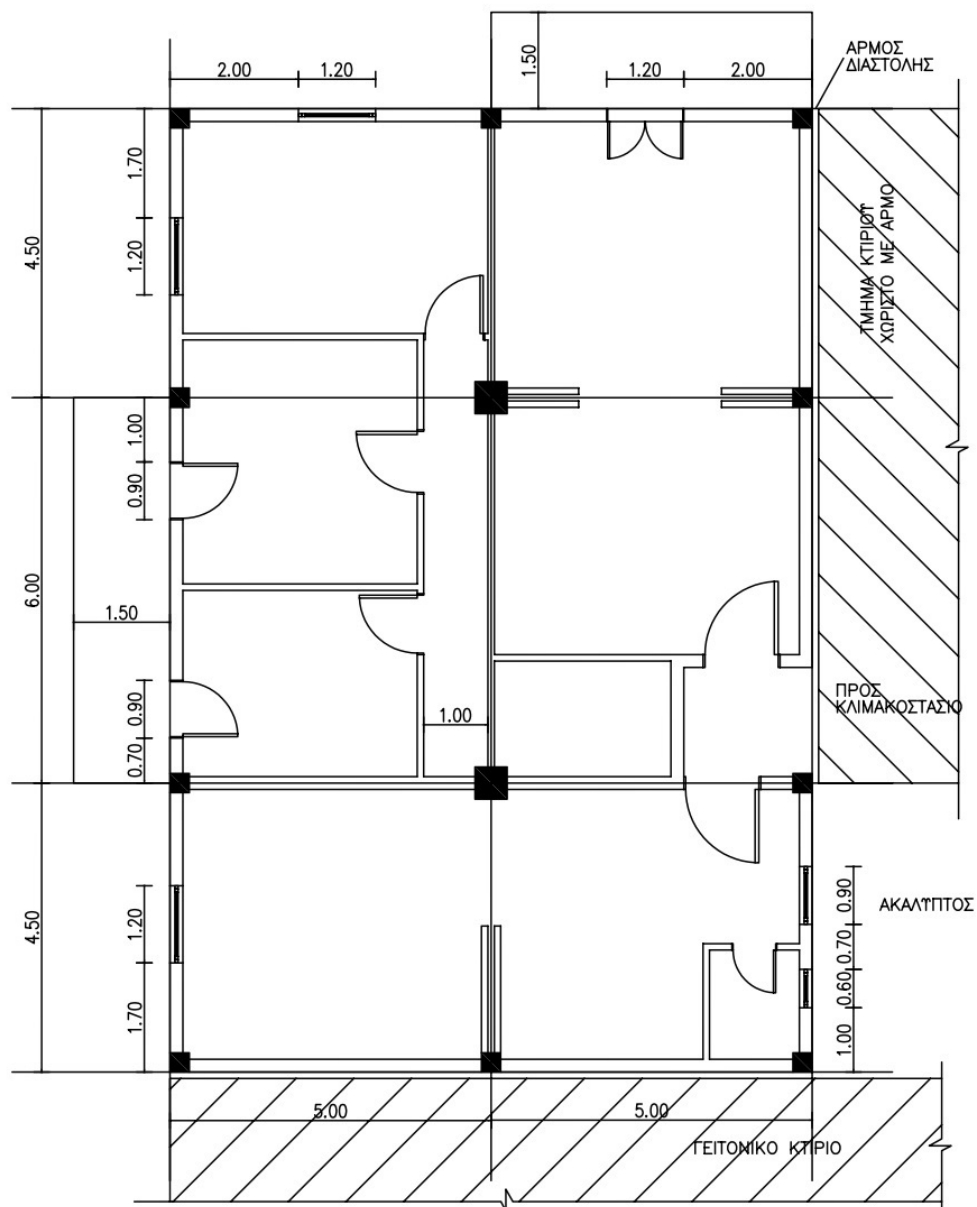
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3^ο

ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΚΤΙΡΙΟΥ

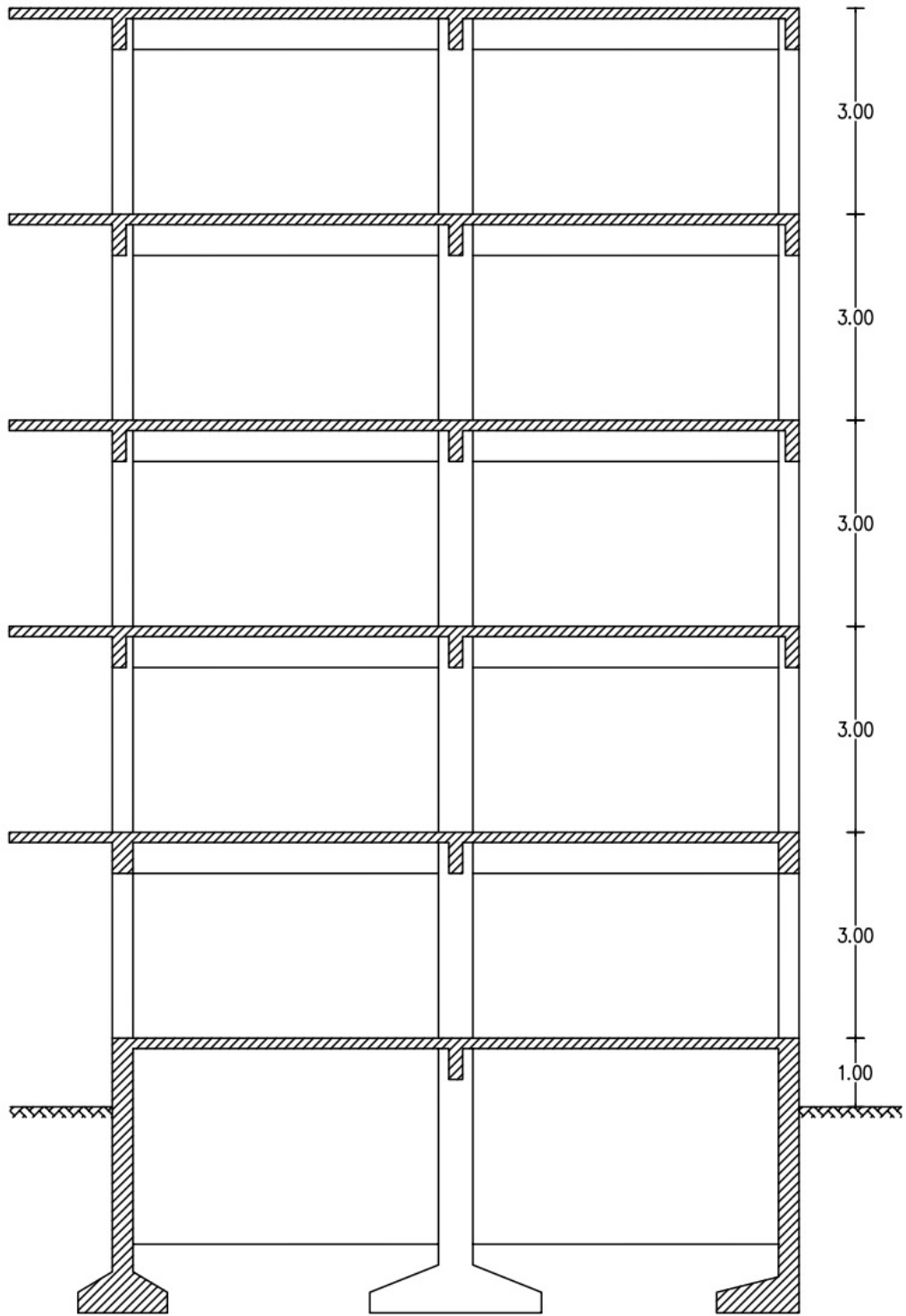
3.1 Ιστορικό-αποτύπωση κτιρίου, καταγραφή βλαβών ΚΑΝ.ΕΠΕ.

§3.2-3.3-3.4

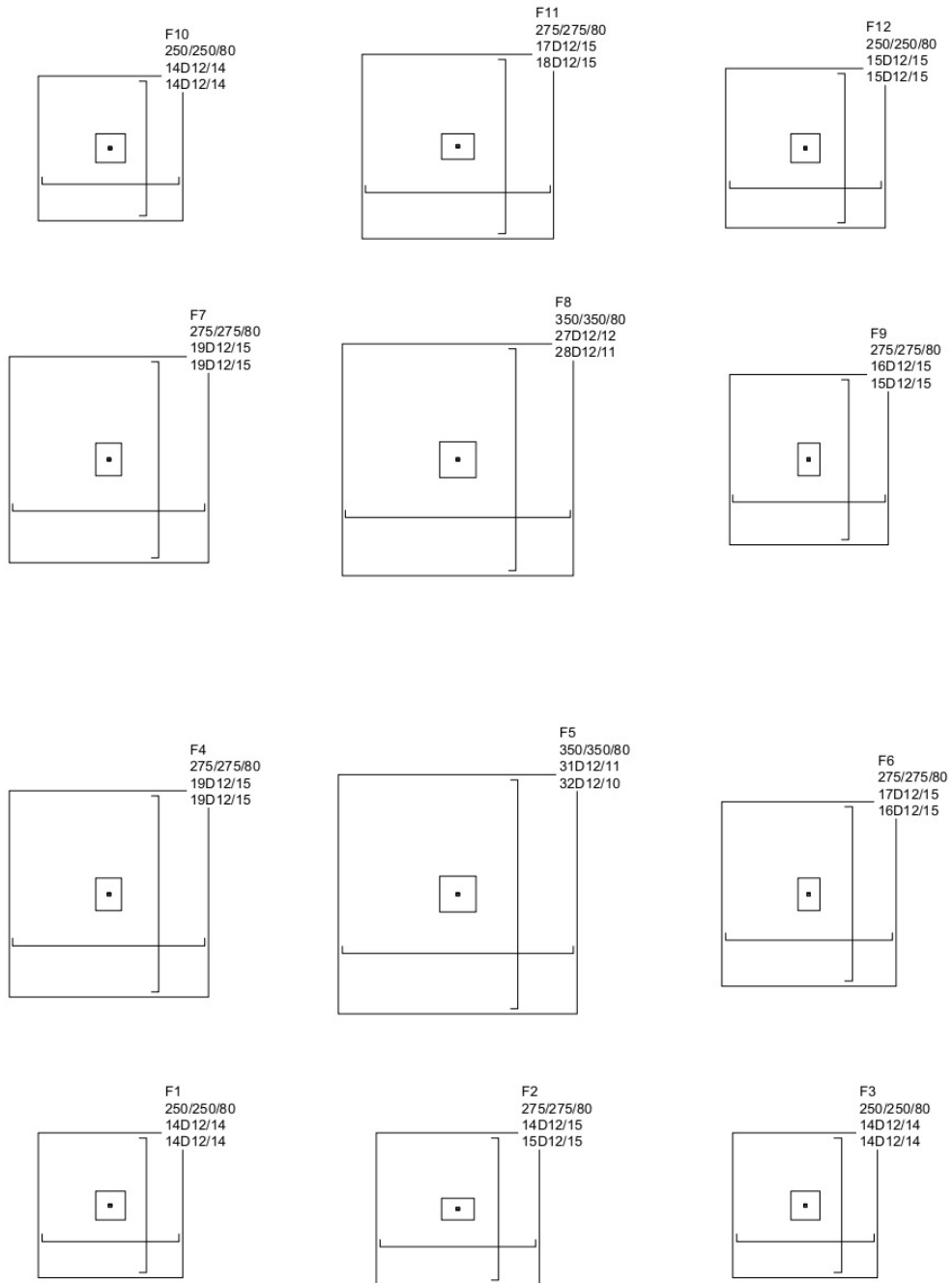
Το κτίριο που θα μελετηθεί βρίσκεται στην Αθήνα, δομήθηκε αυτούσιο σε μια φάση το έτος 1971, αποτελείται από ισόγειο και πέντε ορόφους και η χρήση του είναι εξ' ολοκλήρου κατοικία. Από το 1971 έως και σήμερα δεν έχει γίνει καμμία επέμβαση ή αλλαγή χρήσης. Έχει καταπονηθεί από δύο ισχυρούς σεισμούς, ο πρώτος ήταν το 1981 (Αλκυονίδες) και ο δεύτερος το 1999 (Πάρνηθα), από τους οποίους εμφανίστηκαν ελαφρές βλάβες στις τοιχοπληρώσεις και τριχοειδείς ρωγμές στα στοιχεία του φέροντος οργανισμού οι οποίες έχουν επισκευασθή. Κατά τη διαδικασία διερεύνησης του κτιρίου δεν διαπιστώθηκαν μεταγενέστερες σημαντικές βλάβες στο φέροντα οργανισμό. Η επιλογή του έγινε κατ' αρχάς διότι θεωρείται αντιπροσωπευτικό των κτιρίων που έχουν δομηθεί με παλαιότερους αντισεισμικούς κανονισμούς και αφ' ετέρου έχει αναλυθεί στο παρελθόν για την αξιολόγηση του ΚΑΝ.ΕΠΕ. Στο φάκελο μελέτης περιλαμβάνονται η κάτοψη του ισογείου-τυπικού μια ενδεικτική εγκάρσια τομή και οι ξυλοτύποι θεμελίωσης ισογείου και Α' ορόφου (τυπικού). Από τον έλεγχο εφαρμογής διαπιστώθηκε ότι η μελέτη έχει εφαρμοστεί με μικρές τροποποιήσεις. Η διερεύνηση, η τεκμηρίωση και τέλος η αποτίμηση του κτιρίου εκτελούνται εξ' ολοκλήρου βάσει των διατάξεων του Κανονισμού Επεμβάσεων. Παρακάτω παραθέτονται όλα τα σχέδια που προαναφέρθηκαν.



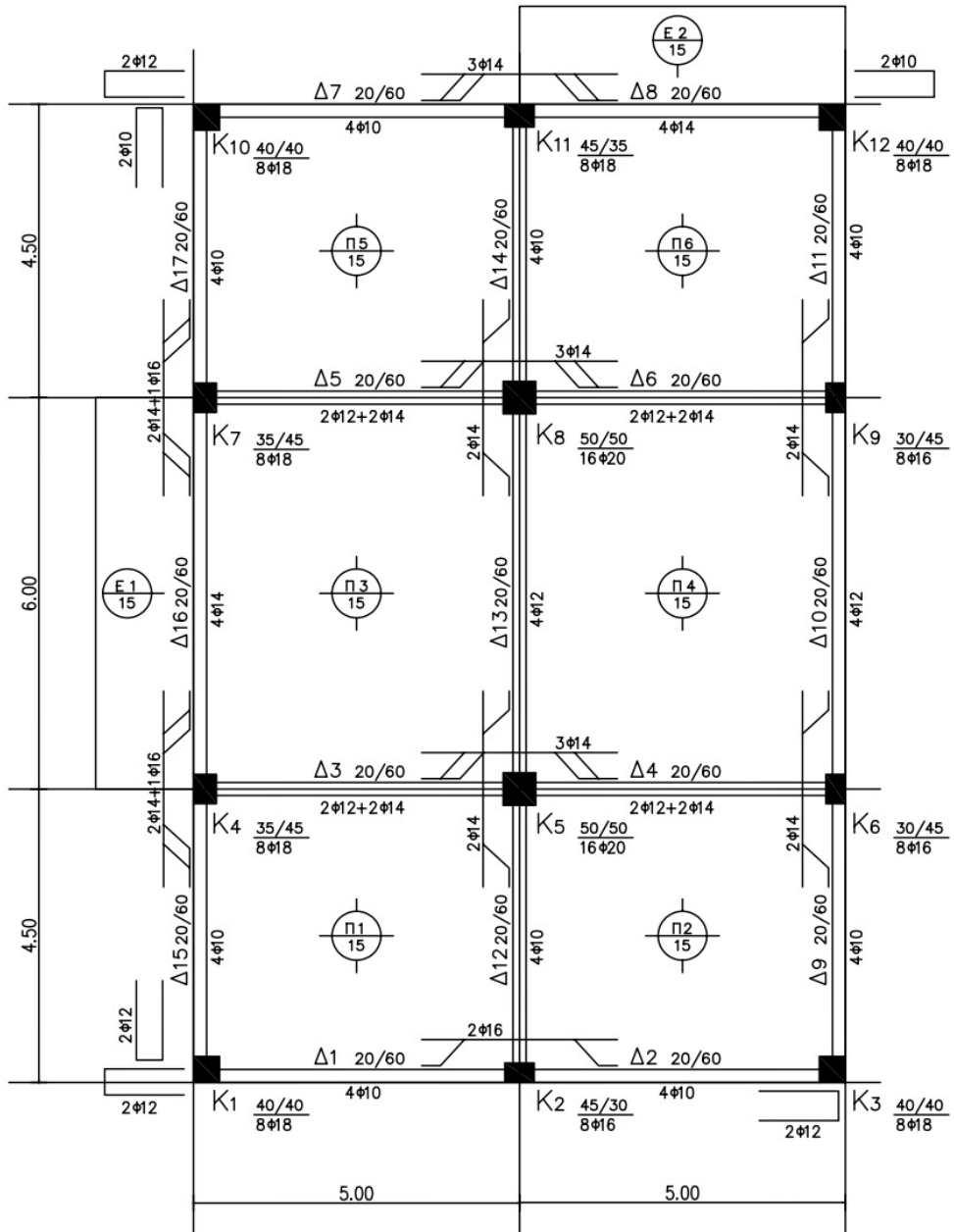
Εικόνα 3.1: Κάτοψη ισογείου και τυπικού ορόφου κλ.1/100



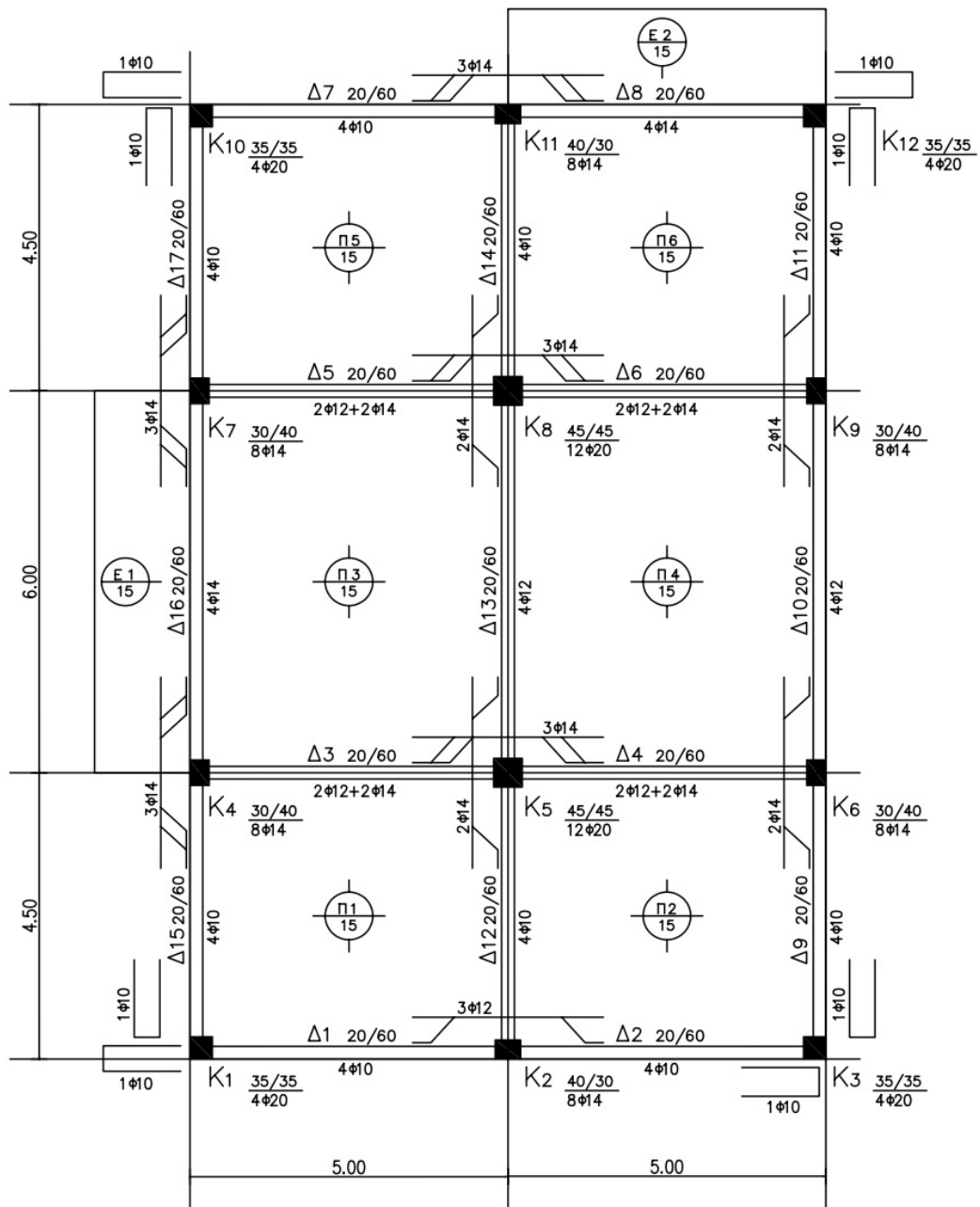
Εικόνα 3.2: Τομή κλ. 1/100



Εικόνα 3.3: Θεμελίωση (μεμονωμένα πέδιλα)



Εικόνα 3.4: Ξυλότυπος ισογείου κλ. 1/100

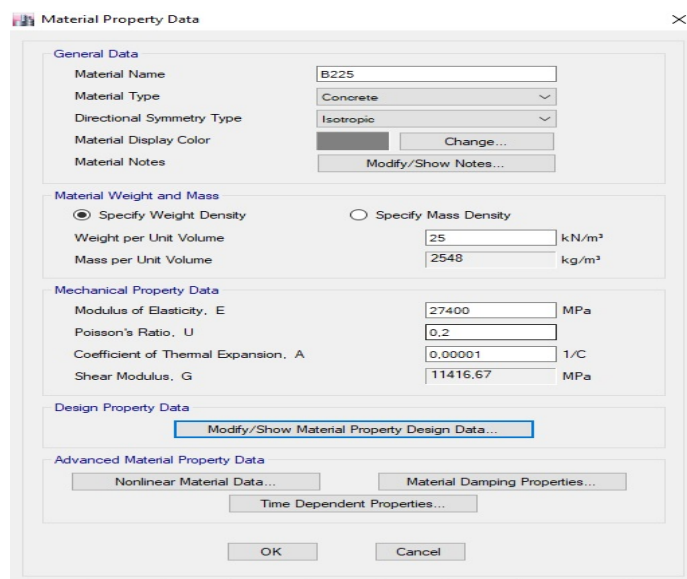


Εικόνα 3.5: Ξυλότυπος Α' ορόφου (τυπικός) κλ.1/100

3.2 Υλικά δόμησης ΚΑΝ.ΕΠΕ. §3.7

Η ποιότητα σκυροδέματος που προέβλεπε η μελέτη ήταν κατηγορίας B225. Μετά από συνδυασμό έμμεσων μεθόδων και πυρηνοληψίας και για στάθμη αξιοπιστίας γεωμετρικών δεδομένων «Ικανοποιητική» προέκυψαν τα παρακάτω:

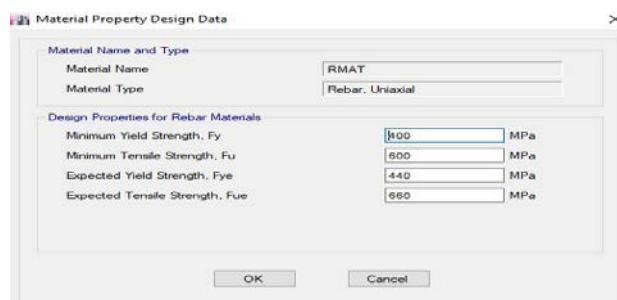
- Μέση τιμή αντοχής σκυροδέματος $F_{cm} = 25,00$ MPa
- Χαρακτηριστική αντοχή σκυροδέματος $F_{ck} = 16,00$ MPa
- Μέτρο ελαστικότητας σκυροδέματος $E = 27.400,00$ MPa



Εικόνα 3.6: Οι χαρακτηριστικές τιμές σκυροδέματος σε περιβάλλον ETABS

Ο χάλυβας οπλισμού που προέβλεπε η μελέτη ήταν κατηγορίας St III με νευρώσεις ύστερα από οπτική επιθεώρηση και για στάθμη αξιοπιστίας γεωμετρικών δεδομένων «Ικανοποιητική» θα ληφθούν υπόψη τα χαρακτηριστικά αντοχής της κατηγορίας S400 σύμφωνα με τους κανονισμούς οπότε έχουμε:

- Χαρακτηριστική αντοχή χάλυβα $F_{yk} = 400,00$ MPa
- Μέτρο ελαστικότητας χάλυβα $E = 200.000,00$ MPa



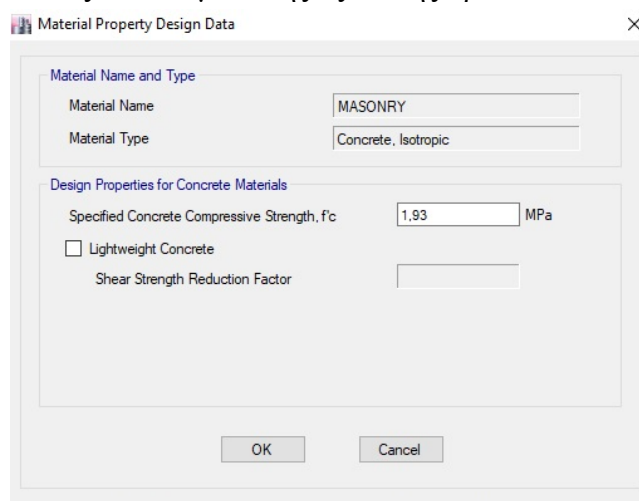
Εικόνα 3.7: Οι χαρακτηριστικές τιμές χάλυβα σε περιβάλλον ETABS

Οι τοίχοι πλήρωσης ελέγχθησαν για στάθμη αξιοπιστίας γεωμετρικών δεδομένων «Ικανοποιητική» οπότε μετά από εργαστηριακές δοκιμές προέκυψαν οι παρακάτω τιμές αντοχής οπτοπλίνθων και κονιαμάτων:

- Μέση θλιπτική αντοχή οπτοπλίνθου $F_{bc}=5,00$ MPa
- Μέση αντοχή κονιάματος $F_{mc}=3,00$ MPa

Σύμφωνα όμως με την παράγραφο §7.4 του ΚΑΝ.ΕΠΕ. κατά την αποτίμηση πρέπει να λαμβάνεται υπόψη η παρουσία των τοίχων με πάχος μεγαλύτερο από 0.10 m. Και στα σημεία που δεν υπάρχουν ανοίγματα ή είναι σχετικά μικρά παράθυρα.Επομένως η προσομοίωση θα γίνει με θλιβόμενες αμφιαρθρωτές ράβδους κατά τη διεύθυνση κάθε σεισμού.Οπότε η μέση θλιπτική αντοχή κατά τη διεύθυνση της διαγωνίου $F_{wc,sm}$ δίνεται από τον τύπο $F_{wc,sm} = F_v \cdot F_{bc}^{0,7} \cdot F_{mc}^{0,3}$ Όπου μέση διατημητική τάση $F_v = 0,45$ MPa.

Αντικαθιστώντας τα δεδομένα της εξίσωσης προκύπτει ότι $F_{wc,sm} = 1,93$ MPa

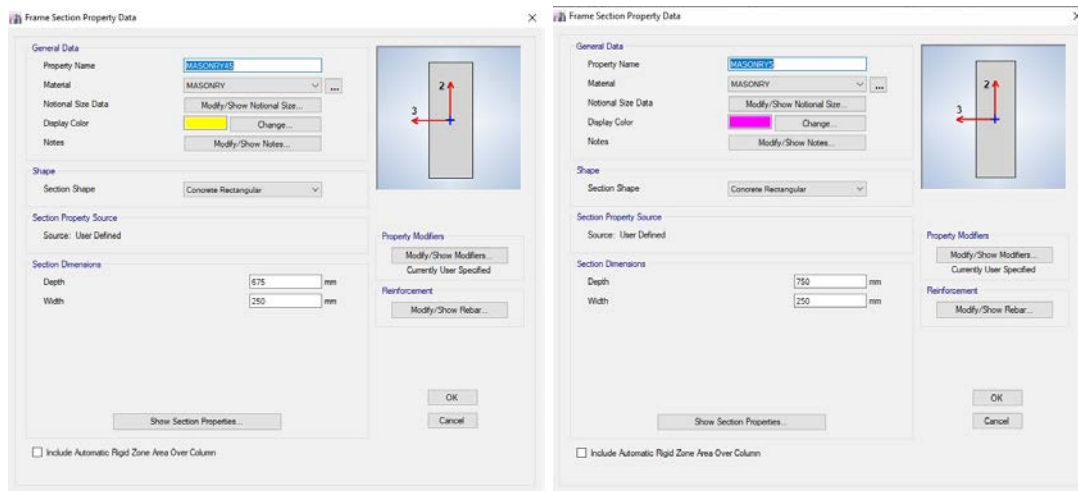


Εικόνα 3.8: Η χαρακτηριστική τιμή τοιχοποιίας σε περιβάλλον ETABS

Η ακραία μέγιστη τιμή του μέτρου ελαστικότητας E που προκύπτει από την διερεύνηση είναι 2.000 MPa και η ακραία ελάχιστη είναι 1.000 MPa.

Το ισοδύναμο πάχος t είναι ίσο με 0.25 m. Όπου είναι ίδιο με το αντίστοιχο πάχος της τοιχοποιίας. Και τέλος το ισοδύναμο ύψος b που δίνεται από τον τύπο $b = 0,15 \cdot L$. Εδώ έχουμε δύο περιπτώσεις μια για $L = 4,50$ m και μια για

$L = 5,00$ m όπου αν αντικαταστήσουμε έχουμε ότι στην πρώτη περίπτωση για $L = 4.50$ m $b = 0,675$ m και στην δεύτερη περίπτωση για $L = 5,00$ m $b = 0,75$ m.



Εικόνα 3.9: γεωμετρικά χαρακτηριστικά τοίχων πλήρωσης σε περιβάλλον ETABS.

3.3 Διερεύνηση εδάφους θεμελίωσης ΚΑΝ.ΕΠΕ. §3.5.4

Έγινε διερεύνηση του εδάφους θεμελίωσης και ύστερα από έρευνα προέκυψε ότι η προηγούμενη συμπεριφορά της θεμελίωσης ήταν καλή. Από τη συλλογή πληροφοριών έχουμε ότι τα επιφανειακά στρώματα του εδάφους θεμελίωσης αποτελούνται από αμμώδη άργιλο με τα παρακάτω χαρακτηριστικά:

- Φαινόμενο βάρος $\gamma = 21 \text{ KN/m}^2$
- Συνοχή $c' = 10 \text{ KPa}$
- Γωνία διατμητικής αντίστασης $\phi' = 27^\circ$
- Μέτρο συμπίεσης $E = 12 \text{ MPa}$

Όμως σε βάθος 10,00 m από τη στάθμη θεμελίωσης εμφανίζεται αργιλώδες αμμοχάλικο με τα εξής χαρακτηριστικά:

- Φαινόμενο βάρος $\gamma = 21 \text{ KN/m}^2$
- Συνοχή $c' = 0 \text{ KPa}$
- Γωνία διατμητικής αντίστασης $\phi' = 35^\circ$
- Μέτρο συμπίεσης $E = 35 \text{ MPa}$

3.4 Φορτία κτιρίου-παραδοχές

Τα φορτία του κτιρίου φαίνονται αναλυτικά στον παρακάτω πίνακα:

Επικάλυψη δαπέδων	1,50 KN/m²
Επικάλυψη εξωστών	1,00 KN/m²
Επικάλυψη δώματος	2,00 KN/m²
Κινητό φορτίο δαπέδων	2,00 KN/m²
Κινητο φορτίο εξωστών	5,00 KN/m²
Κινητό φορτίο δώματος	1,00 KN/m²

Πίνακας 3.1: Φορτία κτιρίου

Οι παρακάτω παραδοχές ελήφθησαν υπ' όψιν κατά τη διάρκεια εισαγωγής του κτιρίου σε περιβάλλον ETABS:

- Το ίδιο βάρος του σκυροδέματος $25,00 \text{ KN/m}^3$ υπολογίζεται αυτόματα από το πρόγραμμα.
- Το ίδιο βάρος των εσωτερικών δρομικών τοίχων νοείται ως επιφανειακώς κατανεμημένο και έχει συμπεριληφθεί στο βάρος της επικάλυψης δαπέδων.
- Το ίδιο βάρος των περιμετρικών μπατικών τοίχων είναι ίσο με $3,60 \text{ KN/m}^2$ οπότε αφού λάβουμε υπόψη το καθαρό άνοιγμα μεταξύ πλάκας και δοκού ισχύει ότι: $3,60 \cdot (3,00-0,60) = 8,64 \text{ KN/m}^2$
- Η πλάκα του ισογείου εδράζεται αποκλειστικά στο φυσικό έδαφος, οπότε όλα τα φορτία αυτής δεν επιδρούν στο φέροντα οργανισμό και δεν λαμβάνονται υπ' όψιν.

3.5 Φάσμα EC8 και λοιπές παραδοχές αποτίμησης

Στον παρακάτω πίνακα φαίνονται αναλυτικά οι τιμές του φάσματος του ευρωκώδικα 8:

Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας A Αθήνα	$a_{gr} = 0,16g$
Κατηγορία σπουδαιότητας II κατοικία	$\gamma_i = 1,00$
Κατηγορία εδάφους B	$T_B = 0,15 \text{ s}$ $T_C = 0,50 \text{ s}$ $T_D = 2,50 \text{ s}$ $S = 1,20$
Απόσβεση ζ	5,00 %
Συντελεστής συμπεριφοράς q	1,70

Πίνακας 3.2: στοιχεία φάσματος κατά EC8

Η επιλογή του συντελεστή συμπεριφοράς q έγινε βάσει του πίνακα 4.4 του ΚΑΝ.ΕΠΕ για κτίριο κατασκευής < 1985 χωρίς ουσιώδεις βλάβες σε πρωτεύοντα στοιχεία και με ευμενή παρουσία τοιχοπληρώσεων.

Εφαρμοσθέντες Κανονισμοί μελέτης (και κατασκευής)	Ευμενής παρουσία ή απουσία τοιχοπληρώσεων (1)		Δυσμενής (γενικώς) παρουσία τοιχοπληρώσεων (1)	
	Ουσιώδεις βλάβες σε πρωτεύοντα στοιχεία		Ουσιώδεις βλάβες σε πρωτεύοντα στοιχεία	
	Όχι	Ναι	Όχι	Ναι
1995<...	3,0	2,3	2,3	1,7
1985<...<1995(2)	2,3	1,7	1,7	1,3
...<1985	1,7	1,3	1,3	1,1

Εικόνα 3.10: Πίνακας Σ4.4 ΚΑΝ.ΕΠΕ.[13]

Στο κτίριο λαμβάνεται υπόψη η άκαμπτη διαφραγματική λειτουργία σε κάθε στάθμη.

Οι κόμβοι λαμβάνονται στο σύνολο τους ως άκαμπτοι

Η επιβατική τιμή δυσκαμψίας στη διαρροή των φερόντων στοιχείων και σύμφωνα με το κεφάλαιο 7 του ΚΑΝ.ΕΠΕ λαμβάνεται ως 0.30 της αρχικής για τα υποστυλώματα και ως 0.20 της αρχικής για τις δοκούς. Επίσης η στρεπτική δυσκαμψία λαμβάνεται μειωμένη με συντελεστή 0.10.

Η μάζα του κτιρίου προκύπτει από τον συνδυασμό

$$G + 0,30 \cdot Q$$

Οι εννέα συνδυασμοί φορτίσεων που θα χρησιμοποιηθούν είναι οι παρακάτω:

- 1) $1,35 \cdot G + 1,50 \cdot Q$
- 2) $G + 0,30 \cdot Q + E_x + 0,30 \cdot E_y$
- 3) $G + 0,30 \cdot Q - E_x + 0,30 \cdot E_y$
- 4) $G + 0,30 \cdot Q + E_x - 0,30 \cdot E_y$
- 5) $G + 0,30 \cdot Q - E_x - 0,30 \cdot E_y$
- 6) $G + 0,30 \cdot Q + 0,30 \cdot E_x + E_y$
- 7) $G + 0,30 \cdot Q - 0,30 \cdot E_x + E_y$
- 8) $G + 0,30 \cdot Q + 0,30 \cdot E_x - E_y$
- 9) $G + 0,30 \cdot Q - 0,30 \cdot E_x - E_y$

3.6 Αποτίμηση κτιρίου

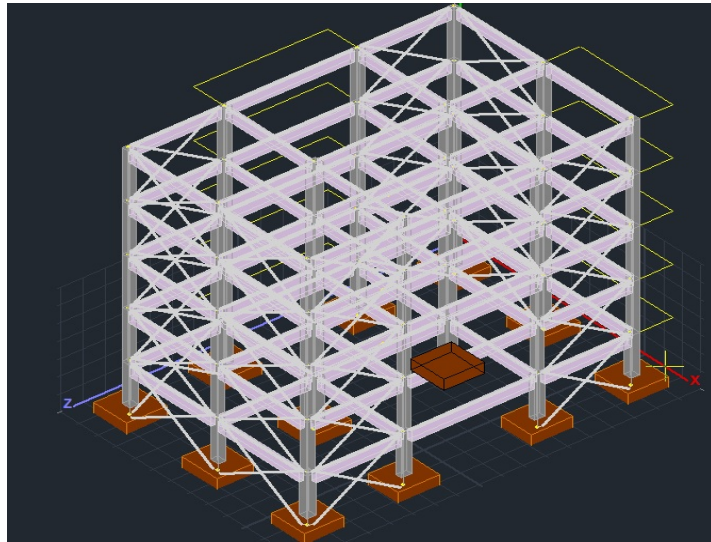
Η αρχική αποτίμηση του κτιρίου γίνεται με δυναμική φασματική ανάλυση με το πρόγραμμα προσομοίωσης ETABS® , μέσω του οποίου θα εξάγονται τα εξής:

- Ιδιομορφές-Ιδιοπερίοδοι
- Οι μετατοπίσεις
- Τα δρώντα εντατικά μεγέθη.

Όσον αφορά τους δείκτες ανεπάρκειας ροπών κάμψης των εξεταζομένων δομικών στοιχείων θα υπολογιστούν με δύο τρόπους. Αρχικά γίνεται ο υπολογισμός μέσω του λογισμικού ETABS® και έπειτα με το λογισμικό SCADA PRO® με σκοπό την επιβεβαίωση των τιμών που μας έδωσε το ETABS®. Οι δείκτες ανεπάρκειας διάτμησης λ θα υπολογιστούν μέσω υπολογιστικών φύλλων.

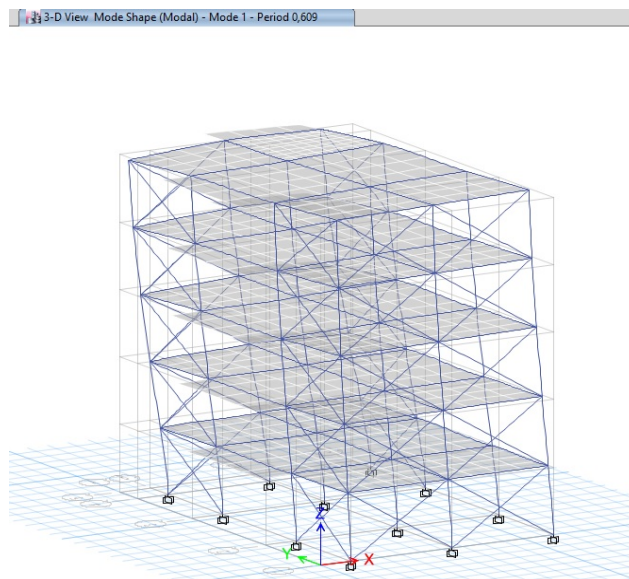
Τα στοιχεία τα οποία θα εξάγουμε με σκοπό την τεχνική σύγκρισης υφιστάμενης-σεισμικά μονωμένης κατασκευής είναι τα παρακάτω:

- Η θεμελιώδης ιδιομορφή-ιδιοπερίοδος και το σύνολο των σημαντικών ιδιομορφών του κτιρίου.
- Οι σχετικές μετατοπίσεις ορόφων (Interstory drifts) και η μέγιστη μετατόπιση οροφής.
- Οι δείκτες ανεπάρκειας λ στον πόδα των υποστυλωμάτων ισογείου, που θα έχουμε δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη, τόσο σ' όρους ροπών κάμψης (M) όσο και σ' όρους διάτμησης (V).



Εικόνα 3.11: Τρισδιάστατη απεικόνιση προσομοιώματος κτιρίου στο λογισμικό SCADA PRO®

3.7 Ιδιομορφές-Ιδιοπερίοδοι



Εικόνα 3.12: μορφή κτιρίου ύστερα από την επίδραση της 1ης ιδιομορφής

Όπως βλέπουμε από την παραπάνω εικόνα ο φορέας μας έχει μια επικλινή μορφή ύστερα από την επίδραση της πρώτης ιδιομορφής επίσης μας δίνεται η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος που είναι $T=0,61$ s. Παρακάτω δίνετε ο πίνακας με τις σημαντικές ιδιομορφές του κτιρίου όπου υπάρχει 100% συμμετοχή των μαζών στις μεταφορικές διευθύνσεις x και y .

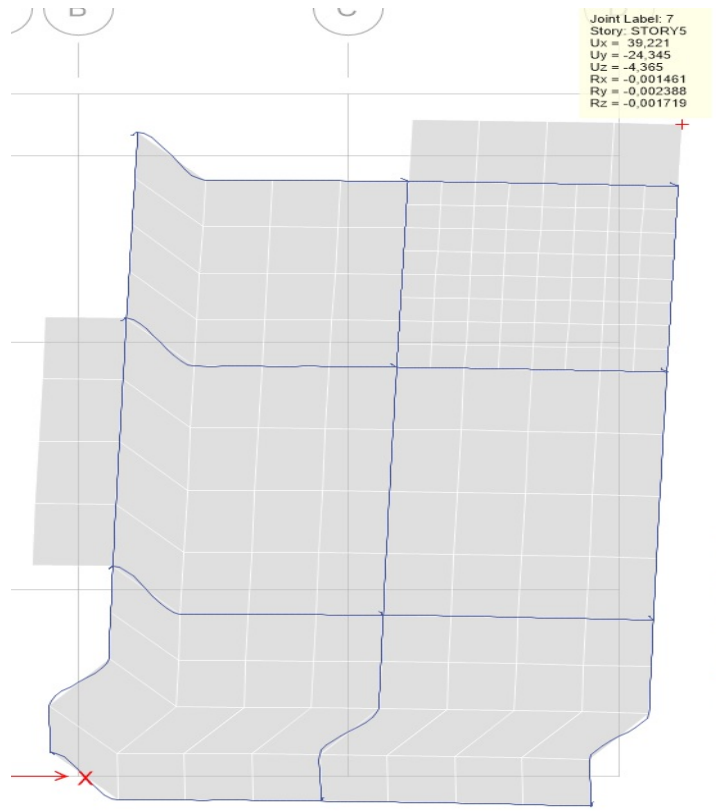
Case	Mode	Period	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY
		sec					
Modal	1	0,609	25,78	48,54	0	25,78	48,54
Modal	2	0,554	49,98	32,09	0	75,76	80,63
Modal	3	0,35	8,78	2,38	0	84,54	83,01
Modal	4	0,203	4,23	6,78	0	88,78	89,79
Modal	5	0,187	6,03	5,55	0	94,81	95,34
Modal	6	0,121	0,29	0,47	0	95,11	95,81
Modal	7	0,12	2,20	0,999	0	97,31	96,81
Modal	8	0,112	1,19	1,79	0	98,50	98,60
Modal	9	0,093	0,53	0,38	0	99,03	98,98
Modal	10	0,087	0,37	0,67	0	99,40	99,65
Modal	11	0,081	0,16	0,098	0	99,55	99,75
Modal	12	0,076	0,09	0,017	0	99,64	99,91
Modal	13	0,074	0,26	0,0639	0	99,90	99,97
Modal	14	0,058	0,08	0,0191	0	99,98	99,99
Modal	15	0,052	0,02	0,0037	0	100	100

Πίνακας 3.3: Πίνακας-ιδιομορφών μαζών.

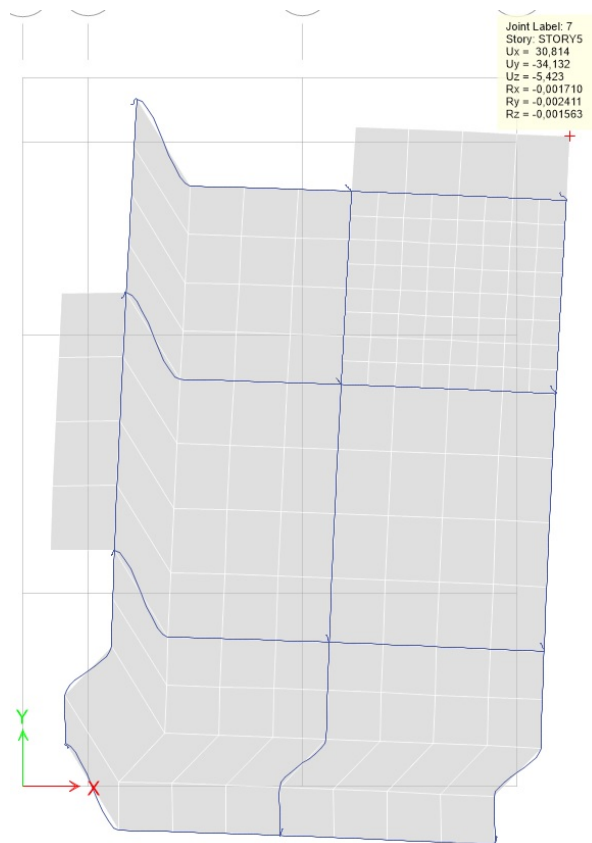
3.8 Σχετικές μετατοπίσεις ορόφων-Μέγιστη μετατόπιση οροφής

Το λογισμικό του Etabs μας δίνει την δυνατότητα να εξάγουμε τα δεδομένα των μετατοπίσεων οροφής για όλους τους παραπάνω συνδυασμούς που έχουμε αναφέρει αλλά και για τις διευθύνσεις x, y , σ' υπολογιστικό φύλλο Excel υπό μορφή πίνακα. Όπου εκεί έγινε εύκολα η αναζήτηση της μέγιστης μετατόπισης κατά απόλυτη τιμή. Έχουμε οπότε $D= 0,039$ m. Στο δεξί άκρο του Βόρειου εξώστη, στη διεύθυνση x και για τον πρώτο σεισμικό συνδυασμό. ($G + 0,30 \cdot Q + E_x + 0,30 \cdot E_y$). Όπως φαίνεται και στην παρακάτω εικόνα.

Επιπλέον για την διεύθυνση y η μέγιστη σχετική μετατόπιση είναι ίση με $D= - 0,034$ m. Στο ίδιο σημείο με την διεύθυνση x αλλά για τον πέμπτο σεισμικό συνδυασμό. ($G + 0,30 \cdot Q - E_x - 0,30 \cdot E_y$).



Εικόνα 3.13: Μέγιστη σχετική μετατόπιση κτιρίου διεύθυνση X . (mm)



Εικόνα 3.14: Μέγιστη σχετική μετατόπιση κτιρίου διεύθυνση Y . (mm)

Στην συνέχεια με την βοήθεια των υπολογιστικών φύλλων Excel έγινε σύγκριση των σχετικών μετατοπίσεων για όλους τους συνδυασμούς και στις δύο κύριες διευθύνσεις χ, γ , προέκυψε ο παρακάτω πίνακας όπου μας δείχνει τις μέγιστες (%) σχετικές μετατοπίσεις των ορόφων για τον δυσμενέστερο σεισμικό συνδυασμό. ($G + 0,30 \cdot Q - E_x - 0,30 \cdot E_y$) και στη διεύθυνση χ .

Όροφοι	Σχετικές μετατοπίσεις (%)
0-1	0,2599
1-2	0,3250
2-3	0,2999
3-4	0,2511
4-5	0,1597

Πίνακας 3.4: Μέγιστες σχετικές μετατοπίσεις υφιστάμενου κτιρίου.

3.9 Δείκτες ανεπάρκειας λ

Με την βοήθεια του προγράμματος SCADA PRO 18 έγινε η αποτίμηση του κτιρίου αφού εισήχθη ο φορέας από την αρχή. Δόθηκε ιδιαίτερη προσοχή στην εισαγωγή των διαστάσεων των ιδιοτήτων και των υλικών των υποστυλωμάτων αλλά και των δοκών. Επιπροσθέτως οι συντελεστές ασφαλείας για την στάθμη αξιοπιστίας των δεδομένων «Ικανοποιητική.» για το σκυρόδεμα και το χάλυβα είναι ίσοι με $\gamma_c = 1.50$ και $\gamma_s = 1.15$ σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. §4.5.3.

Από τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. §5.5.1. Ισχύει ο παρακάτω τύπος ώστε να υπάρχει επάρκεια. $\lambda = M_{sd} / M_{Rd} < 1$ όσον αφορά τις ροπές κάμψης. Σύμφωνα με τ' αποτελέσματα που εξήχθησαν από το SCADA PRO 18 για τα υποστυλώματα έχουμε ανεπάρκεια στα μισά υποστυλώματα του κτιρίου και πιο συγκεκριμένα στα υποστυλώματα K1, K4, K9, K10, K11, K12. Στον πίνακα παρακάτω εμφανίζονται όλα τα υποστυλώματα του ισογείου με τις τιμές του λ που προκύπτουν.

ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ	ΔΕΙΚΤΕΣ ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑΣ λ
K1	<u>1,30</u>
K2	0,58
K3	0,69
K4	<u>1,13</u>
K5	0,61
K6	0,94
K7	0,91
K8	0,55
K9	<u>1,89</u>
K10	<u>1,29</u>
K11	<u>1,21</u>
K12	<u>1,23</u>

Πίνακας 3.5: Δείκτες ανεπάρκειας λ ροπών κάμψης ανά υποστύλωμα. (ισόγειο).

Το SCADA PRO 18 επί πλέον έχει την δυνατότητα να υπολογίσει και τους δείκτες ανεπάρκειας των τεμνουσών, σύμφωνα με τον ευρωκώδικά 8 και τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. Έτσι προκύπτει ο παρακάτω πίνακας για τους δείκτες αυτούς.

ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ	ΔΕΙΚΤΕΣ ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑΣ λ
K1	0,29
K2	0,40
K3	0,49
K4	0,50
K5	0,36
K6	0,80
K7	0,66
K8	0,43
K9	0,75
K10	0,60
K11	0,84
K12	0,57

Πίνακας 3.6: Δείκτες ανεπάρκειας λ τεμνουσών ανά υποστύλωμα. (ισόγειο).

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4^ο

ΕΠΕΜΒΑΣΗ ΚΤΙΡΙΟΥ

4.1 Επιλογή μεθόδου επέμβασης για την ενίσχυση της υφιστάμενης κατασκευής

Η μέθοδος που επιλέχθηκε ώστε να γίνει η ενίσχυση της κατασκευής είναι η μέθοδος των μεταλλικών χιαστί συνδέσμων. Στο προηγούμενο κεφάλαιο όπου έγινε η αποτίμηση του υφισταμένου κτιρίου, παρατηρήθηκαν κάποιες ανεπάρκειες στα υποστυλώματα του ισόγειου που καθιστούν αναγκαία την ενίσχυση του φορέα, με σκοπό την βελτίωση της συμπεριφοράς του στο σεισμό.

Η επέμβαση στο κτίριο μας θα γίνει με την δημιουργία αρχικά ενός μεταλλικού εξωσκελετού ο οποίος θα είναι πακτωμένος στο υφιστάμενο κτίριο που μελετάμε και πάνω σ' αυτόν τον εξωσκελετό θα βάλουμε τους συνδέσμους αυτούς. Αυτός ο μεταλλικός εξωσκελετός θα ξεκινάει από το ισόγειο του φορέα και θα φτάνει έως και τον 5^ο όροφο.

Ένα παράδειγμα του εξωσκελετού που θα χρησιμοποιηθή για την ενίσχυση του κτιρίου δίνεται στις παρακάτω φωτογραφίες στις οποίες φαίνεται καθαρά ο τρόπος με τον οποίο ο μεταλλικός εξωσκελετός έχει ενωθεί με τον φορέα ωπλισμένου σκυροδέματος αλλά και ο τρόπος με τον οποίο τα μεταλλικά στοιχεία συνδέονται με τον εξωσκελετό αυτό.



Εικόνα 4.1: παράδειγμα μεταλλικού εξωσκελετού με μεταλλικούς συνδέσμους σε υφιστάμενο κτίριο Ω/Σ



Εικόνα 4.2: Μέθοδος σύνδεσης μεταλλικού εξωσκελετού με τον φορέα Ω/Σ



Εικόνα 4.3: σύνδεση μεταλλικού συνδέσμου με τον μεταλλικό εξωσκελετό (κάτω μέρος)



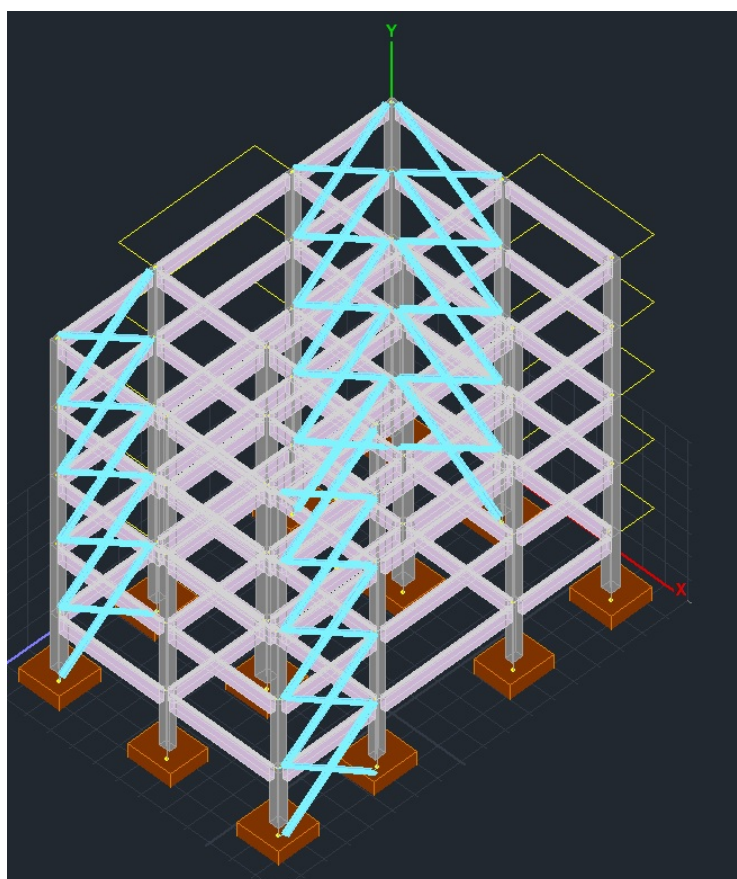
Εικόνα 4.4: σύνδεση μεταλλικού συνδέσμου με τον μεταλλικό εξωσκελετό (άνω μέρος)



Εικόνα 4.5: Σύνδεση μεταλλικού εξωσκελετού με τον φορέα Ω/Σ αλλά και με τον μεταλλικό σύνδεσμο)

4.2 Διερεύνηση σημείου εισαγωγής του μεταλλικού εξωσκελετού

Για να μπορέσουμε να βρούμε την καλύτερη δυνατή διάταξη των σημείων του κτίριου, στον οποίο εν τέλει θα εισαχθεί ο μεταλλικός εξωσκελετός, ώστε να μην υπάρχουν ανεπάρκειες στο κτίριο, έγιναν δοκιμές στο λογισμικό του SCADA PRO 18. Οι διατομές SHS 180X10, επιλέχθηκαν για να ενισχύσουν το κτίριο. Τοποθετήθηκαν διαγώνια μεταξύ τους και συνδέθηκαν πάνω στο μεταλλικό εξωσκελετό συγκολλητά. Ύστερα από αρκετές δοκιμές σ' αυτό το κομμάτι με διάφορους τρόπους όσον αφορά την διάταξη του μεταλλικού εξωσκελετού. Το παραπάνω πρόγραμμα δεν παρουσίασε ανεπάρκειες όταν εισήχθησαν τέσσερις μεταλλικοί εξωσκελετοί με διαγώνιους μεταλλικούς συνδέσμους στα βόρεια, στα δυτικά και στ' ανατολικά του φορέα. Πιο συγκεκριμμένα στη βόρεια πλευρά εισήχθησαν στο άνοιγμα αριστερά του βορείου εξώστη, στη Δυτική πλευρά στο άνοιγμα του δυτικού εξώστη αριστερά και δεξιά. Ενώ στ' ανατολικά στην κάτω δεξιά πλευρά. Η παραπάνω διάταξη φαίνεται καθαρά και στην παρακάτω εικόνα.



Εικόνα 4.6: Διάταξη μεταλλικού εξωσκελετού με διαγώνιους συνδέσμους στον υφιστάμενο φορέα σε περιβάλλον SCADA PRO 18

4.3 Διερεύνηση μεθόδου σύνδεσης μεταλλικών συνδέσμων

Έγινε διερεύνηση της μεθόδου με την οποία θα γίνει η σύνδεση του μεταλλικού εξωσκελετού στον φορέα ωπλισμένου σκυροδέματος.

Αρχικά η σύνδεση του μεταλλικού εξωσκελετού στο υφιστάμενο κτίριο έγινε με την μέθοδο της συγκόλλησης. Όπως φαίνεται και στην παρακάτω εικόνα.. Ύστερα από δοκιμές που έγιναν στο λογισμικό SCADA PRO 18 για να εκτελέσει αυτούς τους υπολογισμούς, προκύπτει ότι η μέθοδος που θα χρησιμοποιηθεί είναι αυτή της συγκόλλησης η οποία ικανοποιεί και όλους τους ελέγχους.

Τέλος αφού γίνουν όλες οι παραπάνω διαδικασίες θα γίνει εκ νέου αποτίμηση του κτιρίου. Θα υπολογιστούν οι δείκτες ανεπάρκειας ροπών κάμψεων και τεμνουσών.



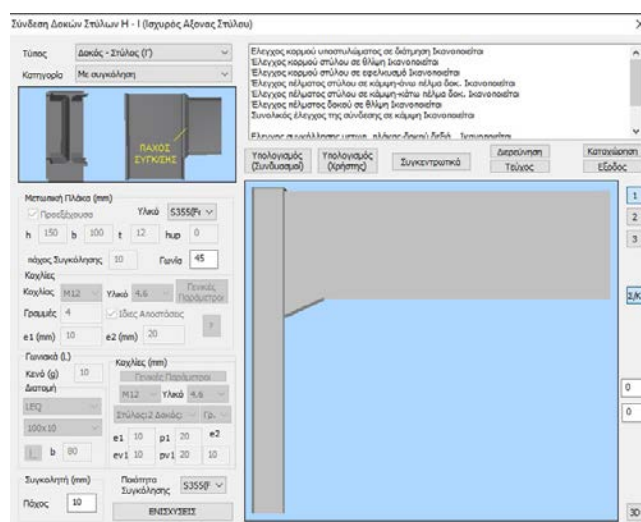
Εικόνα 4.7: Λεπτομέρεια συγκόλλησης μεταλλικού χιαστί συνδέσμου

Οι απαιτούμενοι έλεγχοι που χρειάστηκαν να γίνουν είναι:

- Κορμού και υποστυλώματος σε διάτμηση
- Κορμού στύλου σε θλίψη
- Κορμού στύλου σε εφελκυσμό
- Πέλματος στύλου σε κάμψη-άνω πέλμα δοκού
- Πέλματος στύλου σε κάμψη-κάτω πέλμα δοκού
- Πέλματος δοκού σε θλίψη
- Μετωπικής πλάκας δοκού.

Όλοι οι παραπάνω έλεγχοι έγιναν με το λογισμικό του SCADA PRO 18. Όπου εισήχθησαν τα δεδομένα της μεταλλικής διατομής.(SHS 180X10).Όπως φαίνονται παρακάτω:

$h = 180.00$ (mm), $b = 180.00$ (mm) $t_w = 10.00$ (mm) $t_f = 10.00$ (mm) $A = 67.50$ (cm²) $W_{ply} = 429.00$ (cm³) $W_{plz} = 429.00$ (cm³).



Εικόνα 4.8: Δεδομένα συγκόλλησης και έλεγχοι στο SCADA PRO 18

Η διαδικασία των ελέγχων έγινε για όλα τα στοιχεία όπου θα τοποθετηθεί ο μεταλλικός εξωσκελετός.Υποστυλώματα και δοκάρια του κτιρίου.Τέλος αφού καταχωρήσαμε τις μεταλλικές διατομές και τον τρόπο σύνδεσης αυτών μεταξύ τους,έγινε εκ νέου η αποτίμηση του κτιρίου με τα νέα δεδομένα.



Εικόνα 4.9: Τοποθέτηση μεταλλικού εξωσκελετού στην όψη του κτιρίου

4.4 Δείκτες ανεπάρκειας λ

Με την βοήθεια του λογισμικού SCADA PRO 18 έγινε εκ νέου η αποτίμηση του κτιρίου με τους χιαστί μεταλλικούς συνδέσμους. Και έγινε σύγκριση με τους δείκτες ανεπάρκειας του κτιρίου πριν την ενίσχυση του.

Όπως προκύπτει από τους παρακάτω πίνακες δεν υπάρχουν σε κανένα υποστύλωμα ανεπάρκειες όπως είχαμε πριν την ενίσχυση και οι δείκτες ανεπάρκειας λ είναι στις περισσότερες περιπτώσεις αρκετά μικροί.

ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ	ΔΕΙΚΤΕΣ ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑΣ λ ΜΗ ΕΝΙΣΧΥΜΕΝΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ	ΔΕΙΚΤΕΣ ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑΣ λ ΧΙΑΣΤΙ ΜΕΤΑΛΛΙΚΑ
K1	<u>1,30</u>	0,65
K2	0,58	0,31
K3	0,69	0,26
K4	<u>1,13</u>	0,49
K5	0,61	0,22
K6	0,94	0,47
K7	0,91	0,60
K8	0,55	0,20
K9	<u>1,89</u>	0,75
K10	<u>1,29</u>	0,63
K11	<u>1,21</u>	0,61
K12	<u>1,23</u>	0,58

Πίνακας 4.1: Δείκτες ανεπάρκειας λ ροπών κάμψης ανά υποστύλωμα. (ισόγειο).

ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ	ΔΕΙΚΤΕΣ ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑΣ λ ΜΗ ΕΝΙΣΧΥΜΕΝΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ	ΔΕΙΚΤΕΣ ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑΣ λ ΧΙΑΣΤΙ ΜΕΤΑΛΛΙΚΑ
K1	0,29	0,12
K2	0,40	0,20
K3	0,49	0,31
K4	0,50	0,33
K5	0,36	0,16
K6	0,80	0,51
K7	0,66	0,30
K8	0,43	0,22
K9	0,75	0,47
K10	0,60	0,27
K11	0,84	0,53
K12	0,57	0,28

Πίνακας 4.2: Δείκτες ανεπάρκειας λ τεμνουσών ανά υποστυλώμα. (ισόγειο).

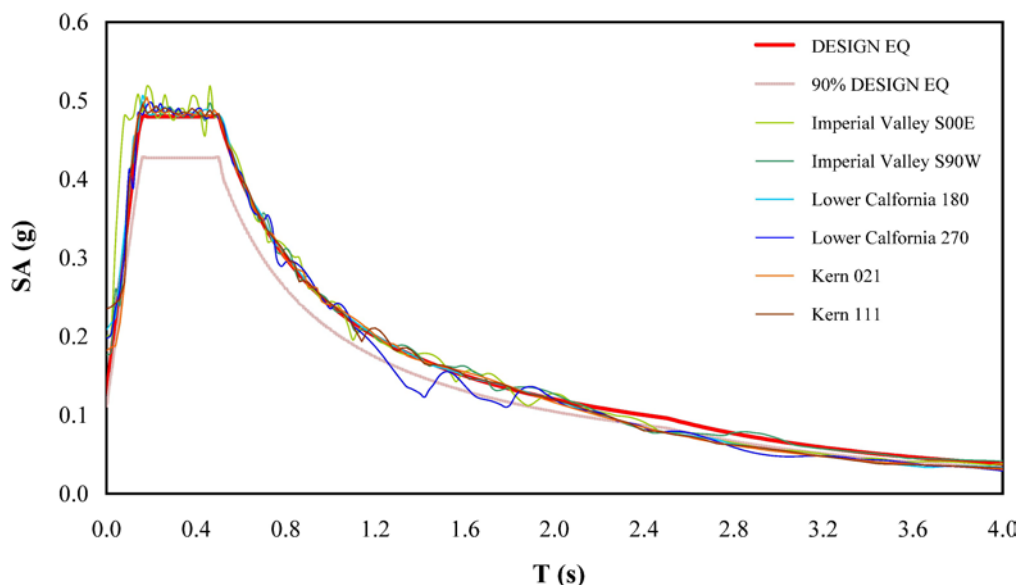
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5^ο

ΑΝΑΛΥΣΗ ΚΤΙΡΙΟΥ ΜΕ ΧΡΟΝΟΪΣΤΟΡΙΑ

5.1 Ανελαστικές αναλύσεις χρονοϊστορίας

Σ' αυτό το κεφάλαιο θα αναλυθεί το κτίριο μ' ανελαστικές αναλύσεις χρονοϊστορίας, όπως ορίζεται από τον κανονισμό. Οι αναλύσεις αυτές θα γίνουν με τρεις σεισμικές καταγραφές, οι οποίες αποτελούνται από δύο οριζόντιες συνιστώσες και μια κατακόρυφη συνιστώσα. Οι εδαφολογικές συνθήκες όπου υπάρχουν στην περιοχή όπου θα γίνει το έργο είναι ο παράγοντας της επιλογής των επιταχυνσιογραφήματων. Επίσης τα ίδια επιταχυνσιογραφήματα έχουν χρησιμοποιηθεί και στο εξωτερικό για τον σχεδιασμό αντίστοιχων έργων. Αυτά είναι τα παρακάτω:

- El Centro (Imperial Valley EQ, May 18 1940, Station #117)
- Lower California (L. California EQ, December 30 1934, Station #117)
- Kern (Kern County, California EQ, July 21 1952, Station #095)

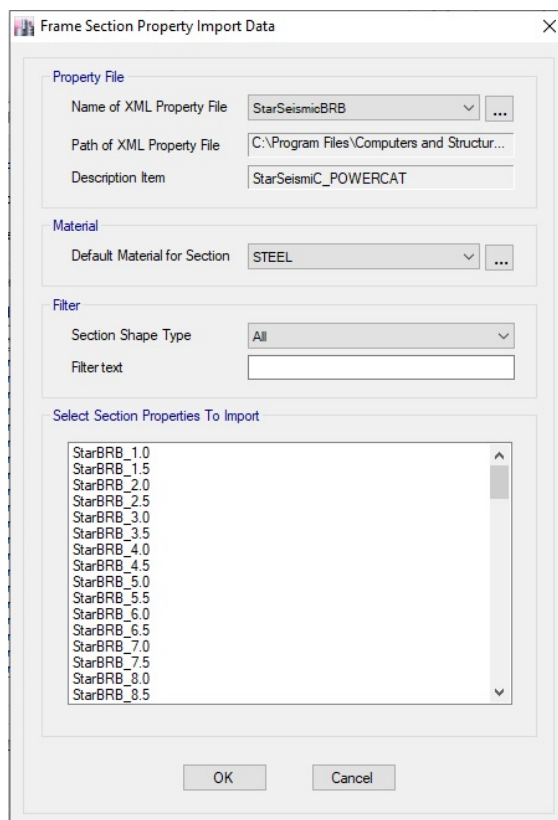


Εικόνα 5.1: Φάσμα κανονισμού και επιταχυνσιογραφήματα σεισμών.

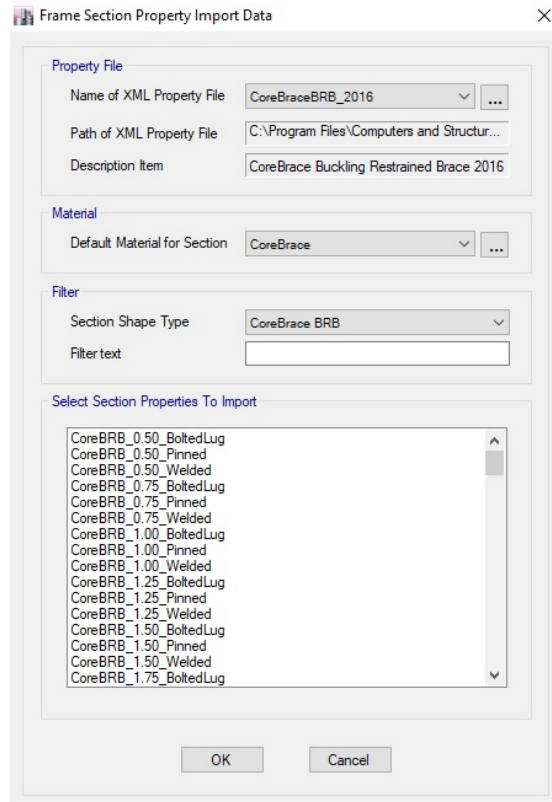
5.2 Επέμβαση κτιρίου με συνδέσμους περιορισμένου λυγισμού (BRB)

Η ενίσχυση του κτιρίου θα γίνει με συνδέσμους περιορισμένου λυγισμού όπου θα εισαχθούν στα σημεία όπου έχει εισαχθεί ο μεταλλικός εξωσκελετός στο προηγούμενο κεφάλαιο. Το λογισμικό που χρησιμοποιήθηκε σ' αυτήν την μέθοδο ενίσχυσης είναι το ETABS όπου μας παρέχει την επιλογή διατομών BRB από δύο μεγάλες εταιρείες στο χώρο παραγωγής των συνδέσμων αυτών την Starseismic και την Corebrace. Ύστερα από αρκετές δοκιμές με διάφορες διατομές BRB, στο κτίριο εισήχθησαν τελικά διατομές StarBRB 26.5 της εταιρείας Starseismic. Αφού εισήχθησαν στον μοντέλο του κτιρίου μας τα StarBRB 26.5 έγινε στη συνέχεια ανάλυση με τις χρονοϊστορίες που αναφέρθηκαν στην προηγούμενη παράγραφο και εξήχθησαν τα παρακάτω:

- Οι σχετικές μετατοπίσεις ορόφων και η μέγιστη μετατόπιση οροφής.
- Οι δείκτες ανεπάρκειας λ στον πόδα των υποστυλωμάτων ισογείου, που θα έχουμε δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη, τόσο σ' όρους ροπών κάμψης (M) όσο και σ' όρους διάτμησης (V).

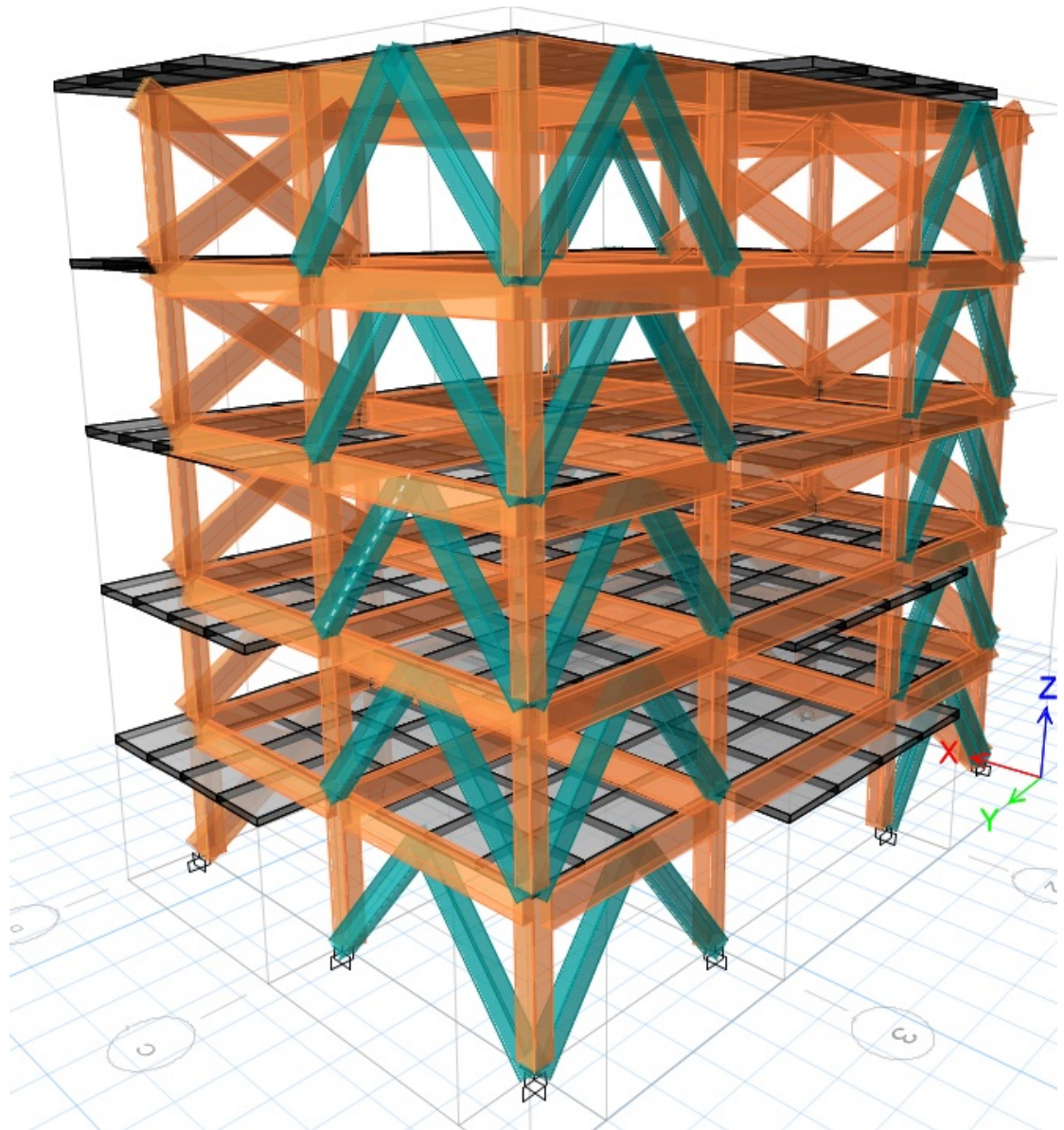


Εικόνα 5.2: Διατομές συνδέσμων BRB της εταιρείας Starseismic σε περιβάλλον λογισμικού ETABS.



Εικόνα 5.3: Διατομές συνδέσμων BRB της εταιρείας Corebrace σε περιβάλλον λογισμικού ETABS .

Όπως προκύπτει από τις παραπάνω εικόνες, το λογισμικό του ETABS μας δίνει και την δυνατότητα του τρόπου σύνδεσης της διατομής που θα επιλέξουμε να εισάγουμε στο κτίριο. Έχουμε τρεις δυνατές συνδέσεις .Σύνδεση με μπουλόνια (BoltedLug), κοχλιωτή σύνδεση (Pinned) και τέλος συγκολλητή σύνδεση (Welded). Επιλέχθηκε η μέθοδος της συγκόλλησης όπως έγινε και στο προηγούμενο κεφάλαιο με τον μεταλλικό εξωσκελετό στο κτίριο.



Εικόνα 5.4: Τρισδιάστατη απεικόνιση προσομοιώματος κτιρίου με συνδέσμους περιορισμένου λυγισμού BRB στο λογισμικό ETABS®

5.3 Σχετικές μετατοπίσεις ορόφων-Μέγιστη μετατόπιση οροφής με BRB

Το λογισμικό του Etabs μας δίνει την δυνατότητα να εξάγουμε τα δεδομένα των μετατοπίσεων οροφής για όλους τους παραπάνω συνδυασμούς που έχουμε αναφέρει, αλλά και για τις διευθύνσεις x, y , σ' υπολογιστικό φύλλο Excel υπό μορφή πίνακα. Όπου εκεί έγινε εύκολα η αναζήτηση της μέγιστης μετατόπισης κατ' απόλυτη τιμή. Έχουμε οπότε $D = 0,027m$. Στο δεξί άκρο του Βόρειου εξώστη, στη διεύθυνση x και για την χρονοϊστορία του KERN. Στον παρακάτω πίνακα φαίνονται όλες οι μέγιστες μετατοπίσεις της οροφής σε σχέση με την χρονοϊστορία με την οποία δημιουργήθηκαν:

ΧΡΟΝΟΪΣΤΟΡΙΑ	ΜΕΓΙΣΤΗ ΜΕΤΑΤΟΠΙΣΗ ΣΕ (m)
EL CENTRO	0,0268
LOWER CALIFORNIA	0,0252
KERN	0,0273

Πίνακας 5.1: Μέγιστες μετατοπίσεις ανά χρονοϊστορία ενισχυμένου κτιρίου

Στην συνέχεια με την βοήθεια των υπολογιστικών φύλλων Excel έγινε σύγκριση των σχετικών μετατοπίσεων για όλους τους συνδυασμούς και στις δύο κύριες διευθύνσεις x, y , προέκυψε ο παρακάτω πίνακας όπου μας δείχνει τις μέγιστες (%) σχετικές μετατοπίσεις των ορόφων για τον δυσμενέστερο σεισμικό συνδυασμό.

ΟΡΟΦΟΙ	ΣΧΕΤΙΚΕΣ ΜΕΤΑΤΟΠΙΣΕΙΣ %		
	EL CENTRO	LOWER CALIFORNIA	KERN
0-1	0,089	0,066	0,041
1-2	0,085	0,063	0,035
2-3	0,081	0,058	0,032
3-4	0,079	0,052	0,039
4-5	0,076	0,044	0,021

Πίνακας 5.2: Μέγιστες σχετικές μετατοπίσεις ανά χρονοϊστορία ενισχυμένου κτιρίου

5.4 Δείκτες ανεπάρκειας λ με BRB

Γιά τον υπολογισμό των δεικτών ανεπάρκειας λ ροπών κάμψης,εισήχθησαν σε υπολογιστικό φύλλο τα εντατικά μεγέθη των υποστυλωμάτων του ισόγειου για κάθε χρονοϊστορία ξεχωριστά.Βάσει των διαγραμμάτων διαξονικής κάμψης, για κάθε υποστύλωμα υπολογίστηκε ο απαιτούμενος οπλισμός .Οπότε σύμφωνα με τον κανονισμό και δεδομένου του υπάρχοντος οπλισμού, υπολογίστηκαν τα λ για τα δώδεκα υποστυλώματα του κτιρίου,όπως φαίνονται στους παρακάτω πίνακες.Επίσης γίνεται σύγκριση με τους συντελεστές ανεπάρκειας λ ροπών κάμψης, με την μέθοδο της επέμβασης με χιαστί μεταλλικούς συνδέσμους για κάθε ανάλυση χρονοϊστορίας ξεχωριστά.

EL CENTRO	
ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ	ΔΕΙΚΤΕΣ ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑΣ λ
K1	0,44
K2	0,21
K3	0,18
K4	0,26
K5	0,14
K6	0,27
K7	0,41
K8	0,12
K9	0,31
K10	0,42
K11	0,40
K12	0,38

Πίνακας 5.3: Δείκτες ανεπάρκειας λ ροπών κάμψης ανά υποστύλωμα (ισόγειο)(El Centro)

ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ	ΔΕΙΚΤΕΣ ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑΣ Λ ΜΗ ΕΝΙΣΧΥΜΕΝΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ	ΔΕΙΚΤΕΣ ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑΣ Λ ΧΙΑΣΤΙ ΜΕΤΑΛΛΙΚΑ	ΔΕΙΚΤΕΣ ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑΣ Λ ΒRΒ(ΕL CENTRO)
K1	1,30	0,65	0,44
K2	0,58	0,31	0,21
K3	0,69	0,26	0,18
K4	1,13	0,49	0,26
K5	0,61	0,22	0,14
K6	0,94	0,47	0,27
K7	0,91	0,60	0,41
K8	0,55	0,20	0,12
K9	1,89	0,75	0,50
K10	1,29	0,63	0,42
K11	1,21	0,61	0,40
K12	1,23	0,58	0,38

Πίνακας 5.4: συγκριτικός πίνακας ανεπαρκειών λ ροπών κάμψης ανά υποστύλωμα (ισόγειο)(El Centro)

LOWER CALIFORNIA	
ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ	ΔΕΙΚΤΕΣ ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑΣ Λ
K1	0,40
K2	0,17
K3	0,13
K4	0,22
K5	0,11
K6	0,25
K7	0,36
K8	0,09
K9	0,47
K10	0,39
K11	0,35
K12	0,34

Πίνακας 5.5: Δείκτες ανεπάρκειας λ ροπών κάμψης ανά υποστύλωμα (ισόγειο)(Lower California)

ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ	ΔΕΙΚΤΕΣ ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑΣ Λ ΜΗ ΕΝΙΣΧΥΜΕΝΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ	ΔΕΙΚΤΕΣ ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑΣ Λ ΧΙΑΣΤΙ ΜΕΤΑΛΛΙΚΑ	ΔΕΙΚΤΕΣ ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑΣ Λ BRB(Lower California)
K1	1,30	0,65	0,40
K2	0,58	0,31	0,17
K3	0,69	0,26	0,13
K4	1,13	0,49	0,22
K5	0,61	0,22	0,11
K6	0,94	0,47	0,25
K7	0,91	0,60	0,36
K8	0,55	0,20	0,09
K9	1,89	0,75	0,47
K10	1,29	0,63	0,39
K11	1,21	0,61	0,35
K12	1,23	0,58	0,34

Πίνακας 5.6: υγκρ τικός πίνακας ανεπαρκειών λ ροπών κάμψης ανά υποστώλωμα (ισόγειο)(lower California)

ΚΕΡΝ	
ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ	ΔΕΙΚΤΕΣ ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑΣ Λ
K1	0,38
K2	0,14
K3	0,11
K4	0,20
K5	0,08
K6	0,23
K7	0,33
K8	0,07
K9	0,44
K10	0,37
K11	0,34
K12	0,32

Πίνακας 5.7: Δείκτες ανεπάρκειας λ ροπών κάμψης ανά υποστώλωμα (ισόγειο)(Κερν)

ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ	ΔΕΙΚΤΕΣ ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑΣ Λ ΜΗ ΕΝΙΣΧΥΜΕΝΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ	ΔΕΙΚΤΕΣ ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑΣ Λ ΧΙΑΣΤΙ ΜΕΤΑΛΛΙΚΑ	ΔΕΙΚΤΕΣ ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑΣ Λ ΒΡΒ(ΚΕΡΝ)
K1	1,30	0,65	0,38
K2	0,58	0,31	0,14
K3	0,69	0,26	0,11
K4	1,13	0,49	0,20
K5	0,61	0,22	0,08
K6	0,94	0,47	0,23
K7	0,91	0,60	0,33
K8	0,55	0,20	0,07
K9	1,89	0,75	0,44
K10	1,29	0,63	0,37
K11	1,21	0,61	0,34
K12	1,23	0,58	0,32

Πίνακας 5.8: υγκριτικός πίνακας ανεπαρκειών λ ροπών κάμψης ανά υποστυλώμα (ισόγειο)(Kern)

Γιά τον υπολογισμό των δεικτών ανεπάρκειας λ τεμνουσών, εισηχθησαν σε υπολογιστικό φύλλο τα εντατικά μεγέθη των υποστυλωμάτων του ισογείου για κάθε χρονοϊστορία ξεχωριστά, υπολογίστηκε η εκάστοτε τέμνουσα αντοχής V_{rd} με βάση την εξίσωση του ευρωκώδικα 8-3, παράγραφος A.3.3.1. Οπότε σύμφωνα με τον κανονισμό υπολογίστηκαν τα λ για τα δώδεκα υποστυλώματα του κτιρίου όπως φαίνονται στους παρακάτω πίνακες. Επίσης γίνεται σύγκριση με τους συντελεστές ανεπάρκειας λ τεμνουσών με την μέθοδο της επέμβασης με χιαστί μεταλλικούς συνδέσμους για κάθε ανάλυση χρονοιστορίας ξεχωριστά.

$$V_{RD} = 1/\gamma_{el} [h - x/2 L_v \min(N; 0,55 A_c f_c) + (1 - 0,05 \min(5; \mu_{\delta}^{pl})) \cdot [0,16 \max(0,05; 100 \rho_{tot}) \{1 - 0,16 \min\{5; L_v/h\}\} \sqrt{f_c} A_c + V_w]]$$

Έχουμε:

γ_{el} : Ισούται με 1.15 για τα πρωτεύοντα σεισμικά στοιχεία

h : Ύψος της διατομής

χ : Ύψος θλιβόμενης ζώνης

N : Θλιπτική αξονική δύναμη

L_v : Λόγος ροπής προς τέμνουσα στην ακραία διατομή

$$L_v = M/V$$

A_c : Επιφάνεια της διατομής με κορμό πάχους b_w και στατικούς ύψους d

$$A_c = b_w \cdot d$$

f_c : Θλιπτική αντοχή του σκυροδέματος και ισούται με

$$f_c = 16,00/1,50 = 10,667 \text{ MPa}$$

μ_{δ}^{pl} : Πλαστικό μέρος πλαστιμότητας ισούται με

$$\mu_{\delta}^{pl} = \mu - 1$$

και βάσει της αρχής των ταχυτήτων γίνεται

$$\mu_{\delta}^{pl} = [q^2 + 1/2] - 1 = 0,945$$

ρ_{tot} : Το συνολικό ποσοστό του διαμήκους ωπλισμού.

V_w : Συνεισφορά του εγκάρσιου ωπλισμού στην διατμητική αντοχή και για διατομές κορμού ορθογωνίου b_w ισούται με

$$V_w = \rho_w b_w z f_{yw}$$

ρ_w : Το ποσοστό του εγκάρσιου ωπλισμού

z : Το μήκος του μοχλοβραχίονα

$$z = 0,90 \cdot d$$

f_{yw} : Τάση διαρροής του εγκάρσιου ωπλισμού.

$$f_{yw} = 400,00/1,15 = 347,826 \text{ MPa}$$

EL CENTRO	
ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ	ΔΕΙΚΤΕΣ ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑΣ λ
K1	0,10
K2	0,15
K3	0,22
K4	0,23
K5	0,11
K6	0,32
K7	0,21
K8	0,16
K9	0,30
K10	0,19
K11	0,34
K12	0,20

Πίνακας 5.9: Δείκτες ανεπάρκειας λ τεμνουσών ανά υποστώλωμα (ισόγειο)(El Centro)

ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ	ΔΕΙΚΤΕΣ ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑΣ λ ΜΗ ΕΝΙΣΧΥΜΕΝΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ	ΔΕΙΚΤΕΣ ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑΣ λ ΧΙΑΣΤΙ ΜΕΤΑΛΛΙΚΑ	ΔΕΙΚΤΕΣ ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑΣ λ BRB(EL CENTRO)
K1	0,29	0,12	0,10
K2	0,40	0,20	0,15
K3	0,49	0,31	0,22
K4	0,50	0,33	0,23
K5	0,36	0,16	0,12
K6	0,80	0,51	0,32
K7	0,66	0,30	0,21
K8	0,43	0,22	0,16
K9	0,75	0,47	0,30
K10	0,60	0,27	0,19
K11	0,84	0,53	0,34
K12	0,57	0,28	0,20

Πίνακας 5.10: συγκριτικός πίνακας ανεπαρκειών λ τεμνουσών ανά υποστώλωμα (ισόγειο)(El Centro)

LOWER CALIFORNIA	
ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ	ΔΕΙΚΤΕΣ ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑΣ λ
K1	0,09
K2	0,13
K3	0,20
K4	0,21
K5	0,10
K6	0,30
K7	0,19
K8	0,14
K9	0,26
K10	0,16
K11	0,30
K12	0,15

Πίνακας 5.11: Δείκτες ανεπάρκειας λ τεμνουσών ανά υποστόλωμα (ισόγειο)(Lower California)

ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ	ΔΕΙΚΤΕΣ ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑΣ λ ΜΗ ΕΝΙΣΧΥΜΕΝΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ	ΔΕΙΚΤΕΣ ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑΣ λ ΧΙΑΣΤΙ ΜΕΤΑΛΛΙΚΑ	ΔΕΙΚΤΕΣ ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑΣ λ BRB(Lower California)
K1	0,29	0,12	0,09
K2	0,40	0,20	0,13
K3	0,49	0,31	0,20
K4	0,50	0,33	0,21
K5	0,36	0,16	0,10
K6	0,80	0,51	0,30
K7	0,66	0,30	0,19
K8	0,43	0,22	0,14
K9	0,75	0,47	0,26
K10	0,60	0,27	0,16
K11	0,84	0,53	0,30
K12	0,57	0,28	0,15

Πίνακας 5.12: υγκριτικός πίνακας ανεπαρκειών λ τεμνουσών ανά υποστόλωμα (ισόγειο)(lower California)

ΚΕΡΝ	
ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ	ΔΕΙΚΤΕΣ ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑΣ λ
K1	0,10
K2	0,14
K3	0,19
K4	0,21
K5	0,10
K6	0,29
K7	0,20
K8	0,13
K9	0,25
K10	0,17
K11	0,31
K12	0,18

Πίνακας 5.13: Δείκτες ανεπάρκειας λ τεμνουσών ανά υποστύλωμα (ισόγειο) (Kern)

ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ	ΔΕΙΚΤΕΣ ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑΣ λ ΜΗ ΕΝΙΣΧΥΜΕΝΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ	ΔΕΙΚΤΕΣ ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑΣ λ ΧΙΑΣΤΙ ΜΕΤΑΛΛΙΚΑ	ΔΕΙΚΤΕΣ ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑΣ λ BRB(KERN)
K1	0,29	0,12	0,10
K2	0,40	0,20	0,14
K3	0,49	0,31	0,19
K4	0,50	0,33	0,21
K5	0,36	0,16	0,10
K6	0,80	0,51	0,29
K7	0,66	0,30	0,20
K8	0,43	0,22	0,13
K9	0,75	0,47	0,25
K10	0,60	0,27	0,17
K11	0,84	0,53	0,31
K12	0,57	0,28	0,18

Πίνακας 5.14: συγκριτικός πίνακας ανεπαρκειών λ τεμνουσών ανα υποστύλωμα (ισόγειο) (Kern)

ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ	EI Centro	Lower California	Kern
K1	0,44	0,40	0,38
K2	0,21	0,17	0,14
K3	0,18	0,13	0,11
K4	0,26	0,22	0,20
K5	0,14	0,11	0,08
K6	0,27	0,25	0,23
K7	0,41	0,36	0,33
K8	0,12	0,09	0,07
K9	0,31	0,47	0,44
K10	0,42	0,39	0,37
K11	0,40	0,35	0,34
K12	0,38	0,34	0,32

Πίνακας 5.15: υγκεντρωτικός πίνακας ανεπαρκειών λ ροπών κάμψεων ανά επιταχυνσιογράφημα

ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ	EI Centro	Lower California	Kern
K1	0,10	0,09	0,10
K2	0,15	0,13	0,14
K3	0,22	0,20	0,19
K4	0,23	0,21	0,21
K5	0,12	0,10	0,10
K6	0,32	0,30	0,29
K7	0,21	0,19	0,20
K8	0,16	0,14	0,13
K9	0,30	0,26	0,25
K10	0,19	0,16	0,17
K11	0,34	0,30	0,31
K12	0,20	0,15	0,18

Πίνακας 5.16: υγκεντρωτικός πίνακας ανεπαρκειών λ τεμνουσών ανά επιταχυνσιογράφημα

ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Η ενίσχυση με συνδέσμους περιορισμένου λυγισμού BRB σε υφιστάμενα κτίρια είναι δόκιμη λύση για τον Ελλαδικό χώρο ο οποίος χαρακτηρίζεται από έντονη σεισμική δραστηριότητα. Η συμπεριφορά της κατασκευής κατά τη διάρκεια του σεισμού βελτιώνεται επαρκώς, αλλά και το κόστος και ο χρόνος που απαιτούνται για να πραγματοποιηθεί η ενίσχυση με συνδέσμους περιορισμένου λυγισμού BRB είναι αρκετά μικρά. Επιπροσθέτως η χρήση των συνδέσμων περιορισμένου λυγισμού μπορεί να εφαρμοσθεί σ' όλα τα κτίρια ανεξαρτήτως την σπουδαιότητα τους, υπό την προϋπόθεση ότι το κτίριο είναι ελεύθερο απ' όλες τις πλευρές.

Ως προς το κτίριο που επιλέχθηκε για την εφαρμογή της μεθόδου, η σύγκριση των αποτελεσμάτων μεταξύ του μη ενισχυμένου φορέα και του ενισχυμένου φορέα δείχνει ότι (α) υπάρχει μείωση των σχετικών μετατοπίσεων έως και 75% και (β) βελτίωση των δεικτών ανεπάρκειας λ σε κάμψη και διάτμηση της κατασκευής ώστε τελικά να ικανοποιείται ο έλεγχος $\lambda < 1$ για όλα τα υποστυλώματα.

Τέλος από τη σύγκριση που έγινε μεταξύ της απλής ενίσχυσης με χιαστί μεταλλικούς συνδέσμους και με συνδέσμους περιορισμένου λυγισμού, BRB, προκύπτει ότι η δεύτερη μέθοδος ενίσχυσης με (BRB) είναι καλύτερη δίνοντας μικρότερους δείκτες ανεπάρκειας λ , σε κάμψη και σε διάτμηση, αλλά και μικρότερες μετακινήσεις του κτιρίου.

ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

1. Στέφανος Η. Δρίτσος «Ενισχύσεις Επίσκευες κατασκευών ωπλισμένου σκυροδέματος». Πάτρα 2009.
2. Αθανάσιος Χ. Τριανταφύλλου «Σύμμικτες κατασκευές». Πάτρα 2010.
3. Τσάμπρας Γεώργιος «Επίσκευές Υφισταμένων κατασκευών από ωπλισμένο σκυρόδεμα με μεταλλικούς συνδέσμους δυσκαμψίας» 15^ο Φοιτητικό συνέδριο Επίσκευές κατασκευών Πανεπιστημίου Πατρών, Πάτρα Φεβρουάριος 2009.
4. Yasutoshi Yamamoto «Strength and ductility of frames strengthened with steel bracing» Department of Technology, Tokyo.
5. Mahmoud R. Maheri, H. Ghaffarzadeh «Connection overstrength in steel-braced R.C. frames». Engineering Structures 30, 2008 pp1938 - 1948.
6. Νικολοπούλου Βασιλική, Τζουμανικά Γεωργία «Ενίσχυση κατασκευών ωπλισμένου σκυροδέματος με μεταλλικούς συνδέσμους δυσκαμψίας.» 17^ο Φοιτητικό συνέδριο Επίσκευές κατασκευών Πανεπιστημίου Πατρών, Πάτρα Φεβρουάριος 2011.
7. Κωνσταντίνος Σπυράκος, «Ενίσχυση Κατασκευών για σεισμικά φορτία.» ΤΕΕ 2004.
8. Feraioli M., Avossa A. M., Malangone P., « Performance-based Assessment of R.C. Buildings Strengthened with Steel Braces.», Federation International De Beton, Proceedings of the 2nd International Congress, 2006, Naples, Italy.
9. A.Y. Elghazouli «Seismic Design Procedure for Centrally Braced Frames.» Structure Buildings 156 November 2003 issue S B4, Pages 381-394.
10. Ευρωκώδικας 8 EC-8
11. Riswath K.G., Prakash K.B. Anont Desai, «Seismic analysis of steel Braced Reinforced Concrete Frames» International journal of civil engineering, vol1 No.1 2010.
12. Modern steel Construction «Braced for the Big One» August 2007
13. Κανονισμός Επεμβάσεων 2^η αναθεώρηση ΚΑΝ.ΕΠΕ.
14. Nippon Steel News. No 333, 2005
15. Άνθιμος Σ. Αναστασιάδης Δρ. Πολιτικός μηχανικός «Συμπεριφορά και σχεδιασμός κατακόρυφων αντιλυγισμικών συνδέσμων για την παραλαβή σεισμικών φορτίων.» Περιοδικό Μεταλλικές κατασκευές No.3, 2011
16. Raphael Sabeili, Walterio Lopez «Design of Buckling-Restrained Braced Frames.» Modern steel Construction, March 2004.
17. Alberto Lago, Dario Trabucco, Antony Wood «Damping Technologies for tall Buildings» Theory Design Guidance and case studies pages 190-200.

18. Ηλεκτρονικό www.corebrace.com
19. Ηλεκτρονικό www.starseismic.net www.starseismic.eu
(Η.Π.Α/ΕΥΡΩΠΗ)
20. Mazzolani F.M., Della Corte G., D' Aniello M. Experimental analysis of steel dissipative bracing system for seismic upgrading journal of civil engineering and management (15) 1:7-19,2009
21. Tsai Keh, et al. Research and application of double core buckling restrained braces in Taiwan 13th World Conference on Earthquake Engineering Vancouver, Canada, paper no.2179.
22. Κωνσταντίνος Παπανίκος μεταπτυχιακή διατριβή «Αντισεισμικός σχεδιασμός με αντילυγισμικούς συνδέσμους δυσκαμψίας.» Πάτρα 2015
23. Ηλεκτρονικό www.quaketek.com
24. Ηλεκτρονικό www.google.com (images)
25. Ηλεκτρονικό www.nees.org Network For Earthquake Engineering simulation.
26. Bozorgnia Y. Bertero V., Earthquake Engineering: from Engineering seismology to performance-Based Design CRC Press.
27. Nakashima M., Wakabayashi M., Analysis and design of steel braces and braced frames stability and ductility of steel structures under cyclic loading CRC Press.
28. Ηλεκτρονικό www.ric.ca Ecole polytechnique University Montreal, CA
29. Xie Q., State of the art of buckling restrained braces in Asia. Journal of constructional steel research 61:727-748, 2005.
30. Star Seismic Europe. Type of testing of Buckling Restrained Braces according to EN 15219 Report, 2011, www.starseismic.eu.
31. EN 15219: 2010 Anti-seismic devices European Committee for standardization, 2010.
32. ANSI/AISC 341-05 Seismic Provisions for Structural steel buildings. American Institute of Steel Structures.
33. P100-1/2011. Romanian seismic design code. Ηλεκτρονικό www.mdrl.ro
34. Ηλεκτρονικό www.csiamerica.com/products/etabs
35. Ηλεκτρονικό www.brant-hydraulics.com
36. C. Giarlelis, J. Keen, E. Lamprinou, V. Martin, and G. Poulis, 'The seismic isolated Stavros Niarchos Foundation Cultural Center in Athens (SNFCC)', *Soil Dyn. Earthq. Eng.*, vol. 114, pp. 534–547, Nov. 2018, doi: 10.1016/j.soildyn.2018.05.011
37. C. Giarlelis, C. Kostikas, E. Lamprinou, and M. Dalakiouridou, 'Dynamic behavior of a seismic isolated structure in Greece', Beijing, China, 2008
38. C. Giarlelis, D. Koufalis, and C. Repapis, 'Seismic Isolation: An Effective Technique for the Seismic Retrofitting of a Reinforced

Concrete Building', *Struct. Eng. Int.*, vol. 30, no. 1, pp. 43–52, Jan. 2020, doi: 10.1080/10168664.2019.1678449.

39. Soong T. T. and Spencer J. R. B. F. (2002), Supplemental Energy Dissipation: state-of-the-art and state-of-the-practice, *Engineering Structures* 24 (2002) 243-259.
40. Pasquin C., Leboeuf N., Pallatina R., Pall A., (2004), Friction Dampers for Seismic Rehabilitation of Eaton's Building, Montreal, 13th World Conference on Earthquake Engineering, B.C., Canada, Paper No. 1949.
41. Pall, A.S. and Marsh, C., (1982), Response of Friction Damped Braced Frames, *Journal of the Structural Division, ASCE*, vol. 108, No. ST6, pp. 1313-1323.