



ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ
ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ

ΔΙΑΤΜΗΜΑΤΙΚΟ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑ ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΩΝ ΣΠΟΥΔΩΝ
«ΔΟΜΟΣΤΑΤΙΚΟΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ & ΑΝΑΛΥΣΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ»



ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

**ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ ΚΑΙ ΕΝΙΣΧΥΣΗ
ΚΤΙΡΙΟΥ ΑΠΟ ΦΕΡΟΥΣΑ ΤΟΙΧΟΠΟΙΑ**

ΜΑΥΡΩΝΑΣ ΠΡΟΚΟΠΗΣ
ΡΟΔΙΤΗΣ ΕΥΑΓΓΕΛΟΣ

ΕΠΙΒΛΕΠΩΝ: Β. ΚΟΥΜΟΥΣΗΣ
ΚΑΘΗΓΗΤΗΣ Ε.Μ.Π.

ΑΘΗΝΑ 2011

Θα θέλαμε να ευχαριστήσουμε τον κ. Β. Κουμούση για την πολύτιμη συνεισφορά του στην εκπόνηση της παρούσας Διπλωματικής Εργασίας.

ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

ΠΡΟΛΟΓΟΣ	σελ. vii
1) ΕΙΣΑΓΩΓΗ – ΓΕΝΙΚΑ ΓΙΑ ΤΗΝ ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΑ	σελ. 1
1.1) ΓΕΝΙΚΑ ΓΙΑ ΤΗΝ ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΑ	σελ. 1
1.2) ΕΙΔΗ ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΩΝ	σελ. 1
1.3) ΣΥΣΤΗΜΑΤΑ ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΑΣ	σελ. 5
1.4) ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΕΣ ΑΠΟ ΦΥΣΙΚΟΥΣ ΛΙΘΟΥΣ (ΛΙΘΟΔΟΜΕΣ)	σελ. 6
2) ΠΑΡΟΥΣΙΑΣΗ ΚΑΙ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΟΙΚΙΑΣ ΤΣΙΜΠΟΥΚΗ	σελ. 7
2.1) ΓΕΝΙΚΕΣ ΠΛΗΡΟΦΟΡΙΕΣ ΓΙΑ ΤΟ ΚΤΙΡΙΟ	σελ. 7
2.2) ΚΑΤΑΣΚΕΥΑΣΤΙΚΗ ΔΟΜΗ ΤΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ	σελ. 12
2.2.1) Τοιχοποιίες	σελ. 12
2.2.2) Πατώματα	σελ. 15
2.2.3) Στέγες	σελ. 16
2.3) ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ	σελ. 16
2.3.1) Προσομοίωση φορέα	σελ. 16
2.3.1.1) Τοιχοποιίες	σελ. 16
2.3.1.2) Πατώματα	σελ. 24
2.3.1.3) Στέγες	σελ. 26
2.3.2) Μηχανικά χαρακτηριστικά τοιχοποιίας (απαραίτητα για την προσομοίωση)	σελ. 27
2.3.3) Φορτία κατασκευής	σελ. 29
2.3.3.1) Φορτία των ξύλινων δοκών των πατωμάτων (μόνιμα από το πέτωμα και κινητά)	σελ. 29
2.3.3.2) Φορτία περιμετρικών τοίχων προερχόμενα από τις στέγες	σελ. 32
2.3.3.3) Φορτία λόγω σεισμού	σελ. 35
2.3.3.4) Φορτικοί συνδυασμοί	σελ. 37

3) ΜΟΡΦΕΣ ΑΣΤΟΧΙΑΣ ΚΑΙ ΑΝΤΙΣΤΟΙΧΟΙ ΕΛΕΓΧΟΙ	σελ. 39
3.1) ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΑΠΟ ΤΗ ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑ ΚΤΙΡΙΩΝ ΑΠΟ ΦΕΡΟΥΣΑ ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΑ	σελ. 39
3.2) ΜΗΧΑΝΙΣΜΟΙ ΑΣΤΟΧΙΑΣ ΦΕΡΟΥΣΑΣ ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΑΣ ΠΟΥ ΥΠΟΚΕΙΤΑΙ ΣΕ ΣΕΙΣΜΙΚΑ ΦΟΡΤΙΑ	σελ. 41
3.3) ΜΕΘΟΔΟΛΟΓΙΑ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΥ ΤΩΝ ΕΝΤΑΤΙΚΩΝ ΜΕΓΕΘΩΝ ΚΑΙ ΕΛΕΓΧΟΙ ΕΝΑΝΤΙ ΣΕΙΣΜΙΚΩΝ ΔΡΑΣΕΩΝ	σελ. 43
3.3.1) Εισαγωγικά στοιχεία	σελ. 43
3.3.1.1) Συντελεστής ασφάλειας για την τοιχοποιία γ_m	σελ. 43
3.3.1.2) Κατακόρυφη τάση σχεδιασμού της τοιχοποιίας σ_d	σελ. 44
3.3.2) Καμπτική αντοχή τοιχοποιίας για εκτός επιπέδου κάμψη παράλληλα στις οριζόντιες ακμές	σελ. 45
3.3.3) Καμπτική αντοχή τοιχοποιίας για εκτός επιπέδου κάμψη παράλληλα στις κατακόρυφες ακμές	σελ. 49
3.3.4) Καμπτική αντοχή τοιχοποιίας για εντός επιπέδου κάμψη	σελ. 52
3.3.5) Διατμητική αντοχή τοιχοποιίας	σελ. 57.
4) ΕΝΔΕΙΚΤΙΚΟΣ ΕΛΕΓΧΟΣ ΥΠΑΡΧΟΥΣΑΣ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗΣ	σελ. 61
4.1) ΜΑΚΡΟΣΚΟΠΙΚΗ ΠΑΡΑΤΗΡΗΣΗ ΥΠΑΡΧΟΥΣΑΣ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗΣ	σελ. 61
4.2) ΙΔΙΟΜΟΡΦΕΣ	σελ. 65
4.3) ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΙΣ	σελ. 68
4.4) ΚΑΤΑΝΟΜΗ ΕΝΤΑΤΙΚΩΝ ΜΕΓΕΘΩΝ – ΕΛΕΓΧΟΣ	σελ. 69
4.4.1) Εκτός επιπέδου κάμψη παράλληλα στις οριζόντιες ακμές	σελ. 69
4.4.2) Εκτός επιπέδου κάμψη παράλληλα στις κατακόρυφες ακμές	σελ. 71
4.4.3) Εντός επιπέδου κάμψη	σελ. 73
4.4.4) Τέμνουσα δύναμη	σελ. 75
4.5) ΑΡΧΙΚΑ ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ	σελ. 76
5) ΜΕΜΟΝΟΜΕΝΕΣ ΕΠΕΜΒΑΣΕΙΣ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ	σελ. 77
5.1) ΔΗΜΙΟΥΡΓΙΑ ΔΙΑΖΩΜΑΤΟΣ ΣΤΗΝ ΣΤΕΨΗ ΤΟΥ Α' ΟΡΟΦΟΥ	σελ. 77

5.1.1) Γενικές πληροφορίες	σελ. 77
5.1.2) Προσομοίωση επέμβασης	σελ. 79
5.1.3) Αξιολόγηση επέμβασης	σελ. 81
5.1.3.1) Μακροσκοπική παρατήρηση επέμβασης	σελ. 81
5.1.3.2) Ιδιομορφές	σελ. 83
5.1.3.3) Μετακινήσεις	σελ. 84
5.1.3.4) Κατανομή εντατικών μεγεθών – έλεγχος	σελ. 85
5.1.4) Συνολική αξιολόγηση επέμβασης	σελ. 93
5.2) ΔΗΜΙΟΥΡΓΙΑ ΔΙΑΦΡΑΓΜΑΤΙΚΗΣ ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΑΣ ΣΕ ΟΛΟΥΣ ΤΟΥΣ ΟΡΟΦΟΥΣ	σελ. 94
5.2.1) Γενικές πληροφορίες	σελ. 94
5.2.2) Προσομοίωση επέμβασης	σελ. 95
5.2.3) Αξιολόγηση επέμβασης	σελ. 97
5.2.3.1) Μακροσκοπική παρατήρηση επέμβασης	σελ. 97
5.2.3.2) Ιδιομορφές	σελ. 99
5.2.3.3) Μετακινήσεις	σελ. 100
5.2.3.4) Κατανομή εντατικών μεγεθών – έλεγχος	σελ. 101
5.2.4) Συνολική αξιολόγηση επέμβασης	σελ. 109
5.3) ΕΜΠΟΤΙΣΜΟΣ ΤΗΣ ΜΑΖΑΣ ΤΗΣ ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΑΣ ΜΕ ΕΝΕΜΑΤΑ - ΒΑΘΥ ΑΡΜΟΛΟΓΗΜΑ	σελ. 110
5.3.1) Γενικές πληροφορίες	σελ. 110
5.3.2) Προσομοίωση επέμβασης	σελ. 117
5.3.3) Αξιολόγηση επέμβασης	σελ. 118
5.3.3.1) Μακροσκοπική παρατήρηση επέμβασης	σελ. 118
5.3.3.2) Ιδιομορφές	σελ. 120
5.3.3.3) Μετακινήσεις	σελ. 121
5.3.3.4) Κατανομή εντατικών μεγεθών – έλεγχος	σελ. 122
5.3.4) Συνολική αξιολόγηση επέμβασης	σελ. 130

6) ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ ΕΠΕΜΒΑΣΕΩΝ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ	σελ. 131
6.1) ΔΙΑΦΡΑΓΜΑΤΙΚΗ ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΑ ΣΕ ΟΛΟΥΣ ΤΟΥΣ ΟΡΟΦΟΥΣ ΚΑΙ ΠΑΚΤΩΣΗ ΚΟΜΒΩΝ ΞΥΛΟΔΕΣΙΑΣ	σελ. 131
6.1.1) Γενικές πληροφορίες	σελ. 131
6.1.2) Προσομοίωση επέμβασης	σελ. 133
6.1.3) Αξιολόγηση επέμβασης	σελ. 134
6.1.3.1) Μακροσκοπική παρατήρηση επέμβασης	σελ. 134
6.1.3.2) Ιδιομορφές	σελ. 137
6.1.3.3) Μετακινήσεις	σελ. 138
6.1.3.4) Κατανομή εντατικών μεγεθών – έλεγχος	σελ. 139
6.1.4) Συνολική αξιολόγηση επέμβασης	σελ. 149
6.2) ΔΙΑΦΡΑΓΜΑΤΙΚΗ ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΑ ΣΕ ΟΛΟΥΣ ΤΟΥΣ ΟΡΟΦΟΥΣ, ΕΝΕΜΑΤΑ ΚΑΙ ΑΡΜΟΛΟΓΗΜΑ	σελ. 150
6.2.1) Γενικές πληροφορίες	σελ. 150
6.2.2) Προσομοίωση επέμβασης	σελ. 150
6.2.3) Αξιολόγηση επέμβασης	σελ. 151
6.2.3.1) Μακροσκοπική παρατήρηση επέμβασης	σελ. 151
6.2.3.2) Ιδιομορφές	σελ. 153
6.2.3.3) Μετακινήσεις	σελ. 156
6.2.3.4) Κατανομή εντατικών μεγεθών – έλεγχος	σελ. 157
6.2.4) Συνολική αξιολόγηση επέμβασης	σελ. 167
6.3) ΔΙΑΦΡΑΓΜΑΤΙΚΗ ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΑ ΣΕ ΟΛΟΥΣ ΤΟΥΣ ΟΡΟΦΟΥΣ, ΕΝΕΜΑΤΑ - ΑΡΜΟΛΟΓΗΜΑ ΚΑΙ ΔΗΜΙΟΥΡΓΙΑ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΕΩΝ	σελ. 168
6.3.1) Γενικές πληροφορίες	σελ. 168
6.3.2) Προσομοίωση επέμβασης	σελ. 171
6.3.3) Αξιολόγηση επέμβασης	σελ. 172
6.3.3.1) Μακροσκοπική παρατήρηση επέμβασης	σελ. 172
6.3.3.2) Ιδιομορφές	σελ. 175
6.3.3.3) Μετακινήσεις	σελ. 176

6.3.3.4) Κατανομή εντατικών μεγεθών – έλεγχος	σελ. 177
6.3.4) Συνολική αξιολόγηση επέμβασης	σελ. 187
6.4) ΔΙΑΦΡΑΓΜΑΤΙΚΗ ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΑ ΣΕ ΟΛΟΥΣ ΤΟΥΣ ΟΡΟΦΟΥΣ, ΕΝΕΜΑΤΑ - ΑΡΜΟΛΟΓΗΜΑ ΚΑΙ ΠΡΟΕΝΤΑΣΗ	σελ. 188
6.4.1) Γενικές πληροφορίες	σελ. 188
6.4.2) Προσομοίωση επέμβασης	σελ. 195
6.4.3) Αξιολόγηση επέμβασης	σελ. 199
6.4.3.1) Μακροσκοπική παρατήρηση επέμβασης	σελ. 199
6.4.3.2) Ιδιομορφές	σελ. 201
6.4.3.3) Μετακινήσεις	σελ. 202
6.4.3.4) Κατανομή εντατικών μεγεθών – έλεγχος	σελ. 203
6.4.4) Συνολική αξιολόγηση επέμβασης	σελ. 213
7) ΑΝΑΛΥΤΙΚΟΙ ΕΛΕΓΧΟΙ	σελ. 215
7.1) ΥΠΑΡΧΟΥΣΑ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗ	σελ. 215
7.1.1) Εκτός επιπέδου κάμψη παράλληλα στις οριζόντιες ακμές	σελ. 215
7.1.2) Εκτός επιπέδου κάμψη παράλληλα στις κατακόρυφες ακμές	σελ. 225
7.1.3) Εντός επιπέδου κάμψη	σελ. 233
7.1.4) Τέμνουσα δύναμη	σελ. 240
7.2) ΔΙΑΦΡΑΓΜΑΤΙΚΗ ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΑ – ΕΝΕΜΑΤΑ – ΑΡΜΟΛΟΓΗΜΑ	σελ. 248
7.2.1) Εκτός επιπέδου κάμψη παράλληλα στις οριζόντιες ακμές	σελ. 248
7.2.2) Εκτός επιπέδου κάμψη παράλληλα στις κατακόρυφες ακμές	σελ. 257
7.2.3) Εντός επιπέδου κάμψη	σελ. 266
7.2.4) Τέμνουσα δύναμη	σελ. 273
7.3) ΔΙΑΦΡΑΓΜΑΤΙΚΗ ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΑ – ΕΝΕΜΑΤΑ – ΑΡΜΟΛΟΓΗΜΑ ΚΑΙ ΠΡΟΕΝΤΑΣΗ	σελ. 282
7.3.1) Εκτός επιπέδου κάμψη παράλληλα στις οριζόντιες ακμές	σελ. 282
7.3.2) Εκτός επιπέδου κάμψη παράλληλα στις κατακόρυφες ακμές	σελ. 291

7.3.3) Εντός επιπέδου κάμψη	σελ. 300
7.3.4) Τέμνουσα Δύναμη	σελ. 307
8) ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΕΠΙΛΕΓΜΕΝΩΝ ΕΠΕΜΒΑΣΕΩΝ	σελ. 315
8.1) ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΙΚΟΤΗΤΑ ΕΠΕΜΒΑΣΕΩΝ	σελ. 315
8.2) ΚΟΣΤΟΣ ΕΠΕΜΒΑΣΕΩΝ	σελ. 316
8.3) ΤΕΛΙΚΗ ΕΠΙΛΟΓΗ ΕΠΕΜΒΑΣΗΣ	σελ. 319
ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ	σελ. 321

ΠΡΟΛΟΓΟΣ

Στην παρούσα Μεταπτυχιακή Εργασία γίνεται προσπάθεια διερεύνησης και αποτίμησης της συμπεριφοράς ενός κτιρίου από λιθοδομή με σκοπό την ενίσχυσή του. Το κτίριο που μελετήθηκε είναι ένα παλιό αρχοντικό στην Ανακασιά του Βόλου.

Αρχικά, διεξήχθη εκτίμηση της υπάρχουσας κατάστασης, αφενός από τη σκοπιά της παρατήρησης της δυναμικής απόκρισης του κτιρίου έναντι σεισμικών δράσεων και αφετέρου μέσω ελέγχων αντοχής.

Ιδιαιτερότητα του υπό εξέταση κτιρίου αποτελεί η συνύπαρξη των λίθινων τοίχων, οι οποίοι αποτελούν ένα δύσκαμπτο υποσύστημα, μαζί με το αρκετά πιο εύκαμπτο σύστημα των ξυλόπηκτων τοίχων που εμφανίζονται στο εσωτερικό του κτιρίου. Ακολούθησε μια σειρά από τεχνικές επεμβάσεων οι οποίες βελτίωναν σταδιακά τη συμπεριφορά καθώς και τις αντοχές του κτιρίου έναντι σεισμού. Κατά την προσπάθεια αναζήτησης της κατάλληλης επιλογής επέμβασης, εξετάστηκε και η επιρροή του ενός υποσυστήματος στο άλλο.

Τέλος, έγινε διάκριση των επεμβάσεων οι οποίες εμφάνισαν, συγκριτικά, τα καλύτερα αποτελέσματα. Οι τελικές αυτές επεμβάσεις συγκρίθηκαν μεταξύ του με γνώμονα την αποτελεσματικότητά τους, την αντιστρεψιμότητά τους, καθώς επίσης και μέσω του κόστους τους. Το τελικό αυτό «φιλτράρισμα» των επεμβάσεων οδήγησε στην τελική επιλογή-πρόταση επέμβασης.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1^ο

ΕΙΣΑΓΩΓΗ – ΓΕΝΙΚΑ ΓΙΑ ΤΗΝ ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΑ

1.1) ΓΕΝΙΚΑ ΓΙΑ ΤΗΝ ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΑ

Η τοιχοποιία είναι το αρχαιότερο υλικό. Όταν ο προϊστορικός άνθρωπος βγήκε από τις σπηλιές, με πέτρες έχτισε το πρώτο κατάλυμά του. Με εξαίρεση μερικές περιοχές του κόσμου όπου χρησιμοποιήθηκε ξυλεία για την κατασκευή κτιρίων και ναών, όλα τα δομικά έργα της ανθρωπότητας μέχρι τα μέσα του 19^{ου} αιώνα, όπου και ξεκίνησε η χρήση του χάλυβα και μετέπειτα του σκυροδέματος στις αρχές του 20^{ου} αιώνα, είναι κατασκευασμένα με τοιχοποιία (κατοικίες, εκκλησίες, ανάκτορα, γέφυρες, υδραγωγεία, οχυρωματικά έργα κ.λπ.). Η χρήση, όμως, σύγχρονων υλικών τα μεταπολεμικά χρόνια περιόρισε τη χρήση της κυρίως στην πλήρωση του σκελετού των οικοδομικών έργων.

Για πολλά χρόνια οι κατασκευές από τοιχοποιία θεωρούνταν αντικείμενο τέχνης κι εμπειρίας και όχι επιστήμης. Αυτό είχε ως αποτέλεσμα να μην συγκεντρώνει επιστημονικό ενδιαφέρον. Έρευνα γι' αυτό το δομικό υλικό ουσιαστικά δεν υπήρχε μέχρι τη δεκαετία του '70, διότι είχε προσανατολισθεί στο χάλυβα και το σκυρόδεμα, ενώ η τοιχοποιία εθεωρείτο παρελθόν για τις κατασκευές. Τη δεκαετία αυτή αρχίζει ένα έντονο ερευνητικό ενδιαφέρον για την τοιχοποιία γενικότερα και ειδικότερα για την φέρουσα, που συνεχίζεται ακόμα. Η έρευνα υπαγορεύθηκε κυρίως από τις ανάγκες συντήρησης των παλαιών κατασκευών που αποτελούν μνημεία της πολιτιστικής κληρονομιάς κάθε λαού, καθώς με την πάροδο των ετών πρόχειρες συντηρήσεις και ενισχύσεις που είχαν γίνει στο παρελθόν απεδείχθησαν αναποτελεσματικές και μερικές φορές και επικίνδυνες. Στη συνέχεια, η έρευνα επεκτείνεται στη μελέτη της συμπεριφοράς και της βελτίωσης της τοιχοποιίας σε σύγχρονες κατασκευές. Ίσως δεν είναι τυχαίο ότι η στροφή αυτή συντελείται συγχρόνως με την ανάπτυξη των υπολογιστικών συστημάτων των οποίων οι δυνατότητες έκαναν εφικτή την έρευνα του ανισότροπου υλικού και την μελέτη των πολύπλοκων κατασκευών από αυτό. Η γνώση που αποκτήθηκε, σε συνδυασμό με την βελτίωση των μεθόδων παραγωγής των τεχνητών λιθοσωμάτων, ώστε να έχουν σταθερές και ελεγχόμενες ιδιότητες, είχε ως συνέπεια τη σύνταξη κανονισμών σε πολλά κράτη όπως και στην Ευρωπαϊκή Ένωση. Ο Ευρωκώδικας 6 διέπει τα της μελέτης και κατασκευής οικοδομικών έργων από τοιχοποιία. ^[6]

1.2) ΕΙΔΗ ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΩΝ

Η τοιχοποιία είναι σύνθετο υλικό και τα στοιχεία από τα οποία αποτελείται είναι τα *τοιχοσώματα* και το *συνδετικό κονίαμα*. Ανάλογα με το είδος των τοιχοσωμάτων από τα οποία είναι κατασκευασμένες, τη λειτουργία τους στο δόμημα αλλά και τον τρόπο δόμησής τους, οι τοιχοποιίες διακρίνονται σε κατηγορίες με κοινά χαρακτηριστικά, οι οποίες αναφέρονται συνοπτικά στη συνέχεια.

A) Αναλόγως του είδους των τοιχοσωμάτων. Η προέλευση του τοιχοσώματος, δηλαδή αν είναι φυσικό ή τεχνητό, διαχωρίζει τις τοιχοποιίες σε δύο βασικές κατηγορίες, σε τοιχοποιίες από φυσικούς λίθους (λιθοδομές) και σε τοιχοποιίες από τεχνητά τοιχοσώματα (πλινθοδομές).

1) **Οι τοιχοποιίες από φυσικούς λίθους** (λιθοδομές) αποτελούν το αρχαιότερο και, μέχρι την ευρεία εφαρμογή του σκυροδέματος, το κυριότερο δομικό υλικό σε πολλές περιοχές της γης. Το υλικό τους είναι λίθοι προερχόμενοι από φυσικά, τις περισσότερες φορές ανθεκτικά, πετρώματα, οι οποίοι κατόπιν μικρού ή μεγάλου βαθμού κατεργασίας αποκτούν κατάλληλο σχήμα ώστε να μπορούν να χρησιμοποιηθούν στην κατασκευή συγκεκριμένου έργου.

Οι τοιχοποιίες από φυσικούς λίθους, ανάλογα με το αν έχουν ή όχι συνδετικό κονίαμα διακρίνονται σε τρεις κατηγορίες:

- **Ξερολιθοδομές** (ξερολιθιές) είναι οι λιθοδομές που αποτελούνται από ακατέργαστους φυσικούς λίθους χωρίς τη χρήση συνδετικού κονιάματος (εν ξηρώ). Λόγω της προφανούς αδυναμίας τους να αναλάβουν σημαντικές οριζόντιες δυνάμεις σήμερα χρησιμοποιούνται στη χώρα μας κυρίως για περιφράξεις αλλά και πρόχειρους χαμηλούς τοίχους αντιστήριξης. Στο παρελθόν ξερολιθιές από μεγάλους λίθους (ογκόλιθους) είχαν χρησιμοποιηθεί και για την κατασκευή πρόχειρων καταλυμάτων ιδιαίτερα στην περιοχή της Μάνης.



- **Λιθοδομές**, γενικά, ονομάζονται οι τοιχοποιίες που αποτελούνται από φυσικούς λίθους συγκολλημένους με τη χρήση κονιάματος. Έχουν χρησιμοποιηθεί στο παρελθόν για την κατασκευή κάθε είδους δομήματος, όπως οικοδομές, γέφυρες, τοίχοι αντιστήριξης, οχυρωματικά έργα κ.λπ.. Υπήρξε το κατ' εξοχήν οικοδομικό υλικό για χιλιάδες χρόνια σε όλες τις περιοχές του κόσμου, με εξαίρεση τις περιοχές που βρίσκονταν σε συμβολές ποταμών, π.χ. στη Μεσοποταμία, όπου χρησιμοποιήθηκαν κυρίως ωμόπλινθοι. Οι λιθοδομές χρησιμοποιούνταν, μέχρι την εμφάνιση του σκυροδέματος, για κάθε είδους κατασκευή ενώ η χρήση τους στα κτιριακά έργα εκτοπίστηκε από τους οπτόπλινθους όταν συστηματοποιήθηκε η παραγωγή τους, δηλαδή στα τέλη του 19^{ου} αιώνα.



- **Χυτές τοιχοποιίες.** Κατασκευάζονται από πλαστικά μείγματα πηλού, κροκάλων και σκυροδέματος τα οποία στη συνέχεια σκληρύνονται και αποτελούν ένα ενιαίο σύνολο τοίχου. Χυτές είναι και οι Ρωμαϊκές τοιχοποιίες στις οποίες για καλούπι έχουν χρησιμοποιηθεί συμπαγείς οπτόπλινθοι και αποτελούν ουσιαστικά την εξωτερική επένδυση των τοίχων. Χυτές τοιχοποιίες είναι και οι προκατασκευασμένοι τοίχοι από σκυρόδεμα που κατασκευάζονται βιομηχανικά. Το καλούπι αφαιρείται και ο προκύπτων τοίχος, οπλισμένων ή όχι, είναι ένας χυτός τοίχος.

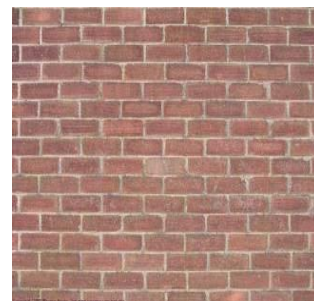


2) **Τοιχοποιίες από τεχνητούς λίθους (πλινθοδομές).** Το υλικό των τοιχοσωμάτων (πλίνθων) των πλινθοδομών είναι βιοτεχνικό ή βιομηχανικό προϊόν κατασκευαζόμενο είτε επί τόπου είτε μακριά από το έργο. Το κύριο χαρακτηριστικό των τεχνητών τοιχοσωμάτων είναι το συγκεκριμένο σχήμα και οι σταθερές διαστάσεις που αυτά διατίθενται.

- **Ωμόπλινθοδομές,** όταν το υλικό είναι ωμόπλινθοι, δηλαδή άψητες «χωματόπλιθες», υλικό το οποίο χρησιμοποιήθηκε αρχικά στη Μεσοποταμία πριν από 12.000 χρόνια περίπου. Στην Ελλάδα, στις πεδινές περιοχές χρησιμοποιήθηκε σε οικοδομικά έργα μέχρι τα πρώτα μετεπαναστατικά χρόνια και σε αγροικίες μέχρι την εμφάνιση των τσιμεντόλιθων. Σε περιοχές της γης όπου η πέτρα είναι σπάνιο υλικό, οι ωμόπλινθοι χρησιμοποιήθηκαν σε πολύ μεγαλύτερη έκταση από όση στην Ελλάδα. Ένα σημαντικό τμήμα των κτιρίων των μη ανεπτυγμένων χωρών αποτελείται από ωμόπλινθους. Η χαμηλή αντοχή τους σε ισχυρές δυνάμεις είναι η αιτία των μεγάλων καταστροφών στις περιοχές αυτές, οι οποίες συνοδεύονται και από μεγάλο αριθμό θυμάτων.



- **Οπτοπλινθοδομές,** όταν αποτελούνται από ψημένες (οπτές) πλίνθους, κοινώς τούβλα, τα οποία είναι συνήθως από αργιλικό υλικό (πηλό). Κατασκευές από φέρουσα οπτοπλινθοδομή αποτελούν την πλειονότητα των κτιρίων σε πολλές περιοχές του κόσμου. Τοιχοποιίες από οπτοπλινθοδομή κατασκευάζονται σήμερα είτε ως φέρουσες είτε ως τοιχοπληρώσεις σε κατασκευές με φέροντα οργανισμό από σκυρόδεμα ή χάλυβα. Στην Ελλάδα οι οπτόπλινθοι είναι σήμερα σχεδόν το αποκλειστικό υλικό πληρώσεως στα κτίρια από οπλισμένο σκυρόδεμα.



- **Τσιμεντοπλινθοδομές** (ή τσιμεντολιθοδομές), όταν τα λιθοσώματα είναι τσιμεντόλιθοι (τσιμεντόπλιθες), δηλαδή τεχνητά λιθοσώματα με βάση το σκυρόδεμα. Σήμερα στην Ελλάδα χρησιμοποιούνται για την κατασκευή περιφράξεων αγροτικών και βιομηχανικών εγκαταστάσεων. Λόγω της κακής θερμομονωτικής ικανότητάς τους, η χρήση τους για κατοικία είναι απαγορευτική. Σε πολλές χώρες χρησιμοποιούνται ευρέως ειδικού τύπου τσιμεντόλιθοι με θερμομονωτικές ιδιότητες, κυρίως για την κατασκευή οπλισμένης τοιχοποιίας.



Τελευταία, έχουν παραχθεί ειδικά λιθοσώματα τα οποία κυκλοφορούν στην αγορά με διαφορετικές εμπορικές ονομασίες, απαντώνται σε ποικιλία διαστάσεων και έχουν ως βάση το τσιμέντο αλλά διαθέτουν ικανοποιητικές θερμομονωτικές ικανότητες λόγω της κυψελοειδούς μορφής της δομής τους (τσιμεντόλιθοι από ελαφροβαρή αδρανή και αυτόκλειστοι κυψελωτοί τσιμεντόλιθοι). Όταν τα αδρανή είναι από κίσηρη εξασφαλίζεται αυξημένη θερμομονωτική ικανότητα και οι πλίνθοι ονομάζονται κισηρόλιθοι.

B) Αναλόγως της λειτουργίας τους στο δόμημα οι τοιχοποιίες διακρίνονται σε:

- **Φέρουσες**, όταν προορίζονται να μεταφέρουν στο έδαφος κατακόρυφα ή/και οριζόντια φορτία, σε αντίθεση με αυτές που κατασκευάζονται για τη διαμόρφωση των χώρων. Σε ένα κτίριο χωρίς σκελετό, φέροντες είναι οι τοίχοι που μεταφέρουν τα κατακόρυφα φορτία από τη στέγη και τα πατώματα στο έδαφος. Υπό σεισμική δράση, τόσο αυτοί οι τοίχοι όσο και όσοι συνδέονται με αυτούς είναι φέροντες. Στη διεθνή βιβλιογραφία οι τοίχοι που συνεισφέρουν στην διατμητική αντίσταση των κτιρίων ονομάζονται διατμητικοί τοίχοι. Αλλά ακόμα και οι τοίχοι πλήρωσης των πλαισίων σε κτίρια με σκελετό, υπό ορισμένες συνθήκες σύνδεσης με τα πλαίσια, είναι φέροντες υπό οριζόντια φόρτιση και σε αυτό οφείλεται η διαγώνια ρηγμάτωση τους. Σε ένα κτίριο από φέρουσα τοιχοποιία όλα τα κατακόρυφα φέροντα στοιχεία πρέπει να κατασκευάζονται πριν από τα οριζόντια που στηρίζουν.
- **Πληρώσεις**, όταν δεν προορίζονται να μεταφέρουν φορτία αλλά κατασκευάζονται για να διαμορφώσουν τους χώρους σε ένα οικοδόμημα. Οι μη φέροντες τοίχοι σε ένα κτίριο από φέρουσα τοιχοποιία πρέπει να κατασκευάζονται μετά την κατασκευή των πατωμάτων ή πλακών, εκτός αν λαμβάνεται μέριμνα ώστε να μην είναι δυνατή η μεταφορά φορτίων σε αυτούς.
- **Αντιστήριξης**, όταν στηρίζουν γαιώδη πρηνή. Στο σημείο αυτό πρέπει να διαχωριστούν οι παλαιότερες πραγματικές τοιχοποιίες αντιστήριξης από τις νεότερες, που αποτελούν στην πραγματικότητα επένδυση τοίχων αντιστήριξης από οπλισμένο σκυρόδεμα και γίνονται για αισθητικούς λόγους ή για την εναρμόνιση των τοίχων με το περιβάλλον.

- **Επένδυσης**, όταν κατασκευάζονται εν επαφή με τοίχους των ανωτέρω κατηγοριών ή με στοιχεία από οπλισμένο σκυρόδεμα και χρησιμοποιούνται μόνοι για διακοσμητικούς σκοπούς. Η δόμησή τους μπορεί να είναι ιδιαίτερα επιμελημένη μιμούμενη την λαξευμένη πέτρα ή λιγότερο, οπότε δίνει την εντύπωση πλακολιθοδομής, ή να είναι από ειδικές διακοσμητικές πλίνθους.

Γ) Αναλόγως του τρόπου δόμησης μια τοιχοποιία, είτε είναι από φυσικούς είτε από τεχνητούς λίθους, διακρίνεται σε **συμπαγή** και σε **κοίλη** ή με **πυρήνα**. Σε μια κατακόρυφη τομή σε συμπαγή τοιχοποιία δεν διακρίνονται κατακόρυφες ξεχωριστές στρώσεις, ενώ στην κοίλη διακρίνονται εξωτερική και εσωτερική στρώση και ανάμεσά τους πυρήνας, είτε κενός (δίστρωτη τοιχοποιία), είτε πληρωμένος με κονίαμα (τρίστρωτη τοιχοποιία), το οποίο μπορεί να είναι κροκαλόδεμα ή σκυρόδεμα ή τσιμεντοκονίαμα. Εφόσον μια κοίλη τοιχοποιία με κενό πυρήνα χρησιμοποιείται ως φέρουσα είναι απαραίτητη η σύνδεση των κατακόρυφων στρώσεων με συνδέσμους, και κάθε μία στρώση πρέπει να έχει ελάχιστο πάχος 10 cm.

Το κονίαμα σύνδεσης των λίθων στις περισσότερες των περιπτώσεων είναι ένα από τα ακόλουθα:

- Ασβεστοτσιμεντοκονίαμα
- Ασβεστοκονίαμα
- Πηλοκονίαμα^[6]

1.3) ΣΥΣΤΗΜΑΤΑ ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΑΣ

Η φέρουσα τοιχοποιία διακρίνεται ανάλογα, με το σύστημα δόμησής της, σε τέσσερις υποκατηγορίες:

- **Άοπλη** τοιχοποιία.
- **Διαζωματική** (ή περισφιγμένη) τοιχοποιία. Είναι ένα δομικό σύστημα που αποτελείται από κατακόρυφες και οριζόντιες ζώνες οπλισμένου σκυροδέματος ανά κανονικά διαστήματα, οι οποίες συνδέονται μεταξύ τους ώστε να περισφίγγουν τους άοπλους τοίχους. Η χρήση της στην Ελλάδα δεν είναι συστηματική, δηλαδή δεν αποτελεί τον συνήθη τρόπο δόμησης των κατασκευών από τοιχοποιία, αλλά χρησιμοποιείται μεμονωμένα.
- **Οπλισμένη** τοιχοποιία. Είναι η τοιχοποιία που σε όλο το μήκος της έχει, σε ίσες αποστάσεις, κατακόρυφο και οριζόντιο οπλισμό. Η χρήση της δεν έχει τύχει εφαρμογής στην Ελλάδα, σε αντίθεση με άλλες χώρες (π.χ. ΗΠΑ).
- **Προεντεταμένη** τοιχοποιία. Είναι η τοιχοποιία στην οποία έχουν εισαχθεί θλιπτικές τάσεις ώστε να είναι σε θέση να αντέξει φορτίσεις που προκαλούν μεγάλες εφελκυστικές τάσεις.^[6]

1.4) ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΕΣ ΑΠΟ ΦΥΣΙΚΟΥΣ ΛΙΘΟΥΣ (ΛΙΘΟΔΟΜΕΣ)

Η ορθή δόμηση των λιθοδομών ή η δόμηση «με τους κανόνες της τέχνης», όπως συνηθίζεται να λέγεται, είναι πραγματικά τέχνη που την κατείχαν λίγοι κτίστες, οι πετράδες. Με την πάροδο των χρόνων και την όλο και περισσότερη χρήση σύγχρονων δομικών υλικών δεν υπήρχε ενδιαφέρον για την τέχνη των πετράδων και έτσι ο αριθμός τους μειώθηκε πολύ. Τα τελευταία χρόνια παρατηρείται μια στροφή στη χρήση και την αξιοποίηση των υπαρχόντων κτιρίων και υλικών, που έχει ως αποτέλεσμα αρκετά παλαιά κτίρια να επισκευάζονται και πολλές φορές να ενισχύονται. Κάτωθι παρατίθενται διάφοροι τύποι λιθοδομών:

- **Αργολιθοδομές**, είναι οι λιθοδομές που αποτελούνται από τελείως ακατέργαστους ή ελαφρά κατεργασμένους λίθους έτσι ώστε να αποκτήσουν σχήμα και μέγεθος που να μπορεί να χρησιμοποιηθεί για συγκεκριμένο έργο.
- **Κροκαλολιθοδομές**, λέγονται οι λιθοδομές που είναι κατασκευασμένες από λίθους κροκαλοειδούς μορφής. Οι κροκάλες είναι λίθοι με λεία επιφάνεια και στρογγυλεμένα άκρα. Τις ιδιότητες αυτές τις απέκτησαν μέσω διεργασιών τριβής από ρέοντα ύδατα ποταμών.
- **Πλακολιθοδομές**, λέγονται οι λιθοδομές που αποτελούνται από λίθους οι περισσότεροι των οποίων έχουν κανονική μορφή.
- **Ημιλαξευμένες** είναι οι λιθοδομές που κατασκευάζονται με λίθους που έχουν υποστεί ημιπεξεργασία.
- **Λαξευμένες**, είναι οι λιθοδομές που κατασκευάζονται από πλήρως κατεργασμένους (λαξευτούς) λίθους σε όλες τις έδρες.

Ο συνήθης τρόπος δόμησης των λιθοδομών έχει ως αποτέλεσμα ένα τοίχο ο οποίος αποτελείται από δύο κατακόρυφες εξωτερικές στρώσεις που το πάχος της καθεμιάς είναι ίσο με τις διαστάσεις των διατιθέμενων τοιχοσωμάτων. Οι στρώσεις αυτές κτίζονται από δύο τεχνίτες, έναν από μέσα και έναν από έξω και σε κάποια απόσταση μεταξύ τους, ώστε να επιτυγχάνεται το επιθυμητό πάχος του τοίχου. Το κενό ανάμεσα στις δύο στρώσεις γεμίζεται με μικρότερες πέτρες ή κεραμίδια, και κονίαμα. Πρόκειται για **τρίστρωτες τοιχοποιίες** με δύσκολα προσδιοριζόμενες μηχανικές ιδιότητες.^[6]

Στην παρούσα διπλωματική εργασία, το κτίριο που θα μας απασχολήσει αποτελείται από φέροντες τοίχους από άοπλη τρίστρωτη αργολιθοδομή.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2^ο

ΠΑΡΟΥΣΙΑΣΗ ΚΑΙ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΟΙΚΙΑΣ ΤΣΙΜΠΟΥΚΗ

2.1) ΓΕΝΙΚΕΣ ΠΛΗΡΟΦΟΡΙΕΣ ΓΙΑ ΤΟ ΚΤΙΡΙΟ

Το υπό εξέταση κτίριο βρίσκεται στην Ανακασιά του Βόλου και είναι μία κατασκευή του 1890. Έχει χαρακτηριστεί ως διατηρητέο και πραγματοποιήθηκε σε 2 φάσεις κατασκευής. Στην πρώτη, ανεγέρθη το κυρίως κτίριο, ενώ στη δεύτερη, πραγματοποιήθηκε μία κατ' επέκταση προσθήκη εφαιπτόμενη σε αυτό. Στις παρακάτω φωτογραφίες παρουσιάζονται η κύρια όψη, καθώς οι δύο πλάγιες και η πίσω όψη του κτιρίου.



Φώτο 2.1.1: Κύρια όψη κτιρίου

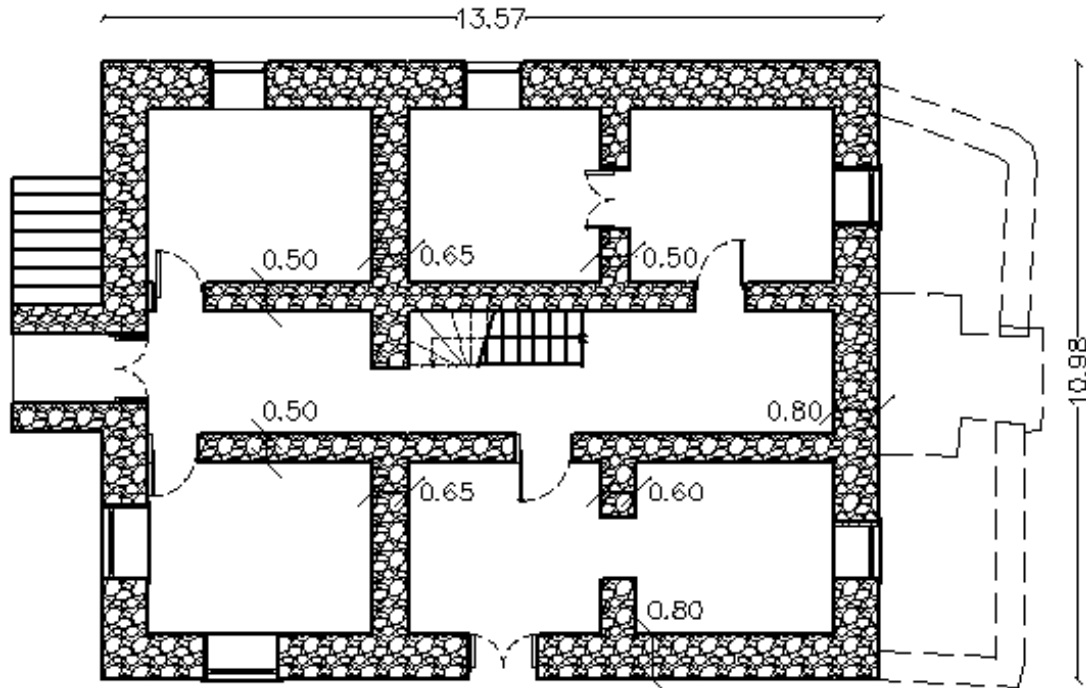


Φώτο 2.1.2: Πλάγια όψη κτιρίου

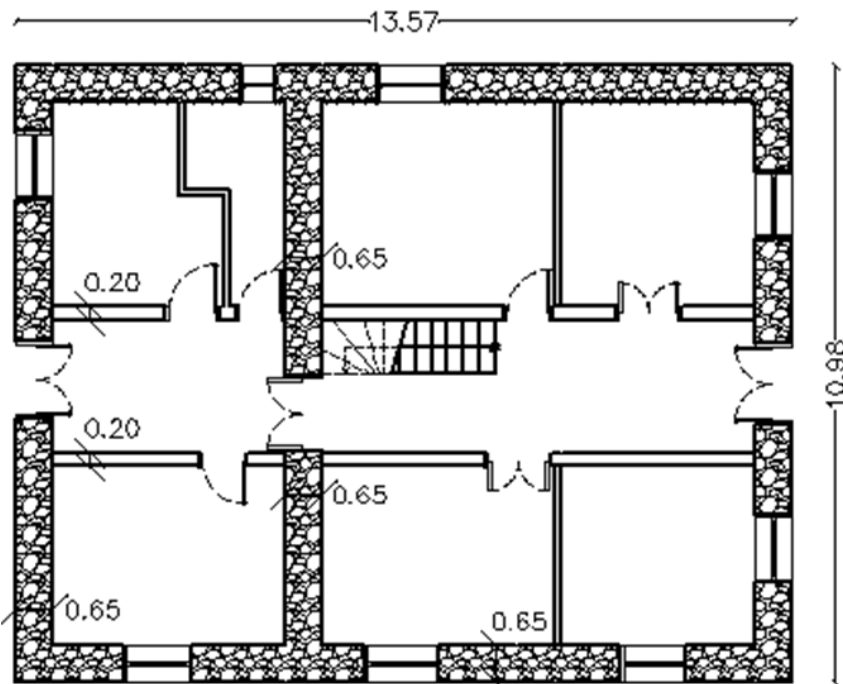


Φώτο 2.1.3: Πίσω και πλάγια όψη κτιρίου

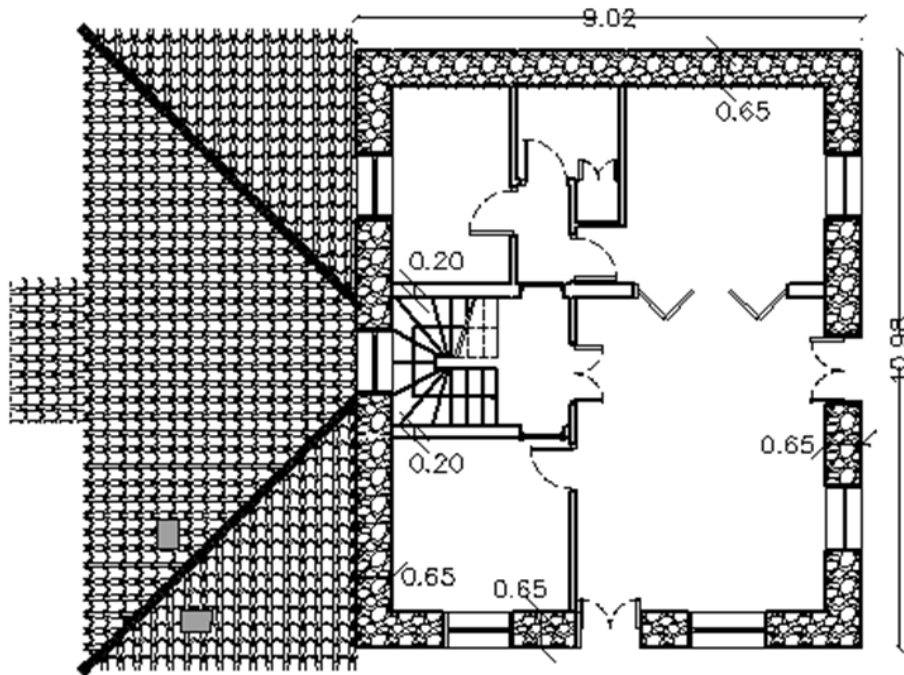
Η κάτοψη του κτιρίου είναι ορθογωνικής γεωμετρίας, με συνολικό μήκος 13,57 μ και πλάτος 10,98 μ. Το εμβαδόν της ανέρχεται στα 149 μ². Το οικόπεδο είναι κεκλιμένο, με την κλίση να εμφανίζεται κατά τη διεύθυνση του μήκους.



Σχήμα 2.1.1: Κάτοψη υπογείου

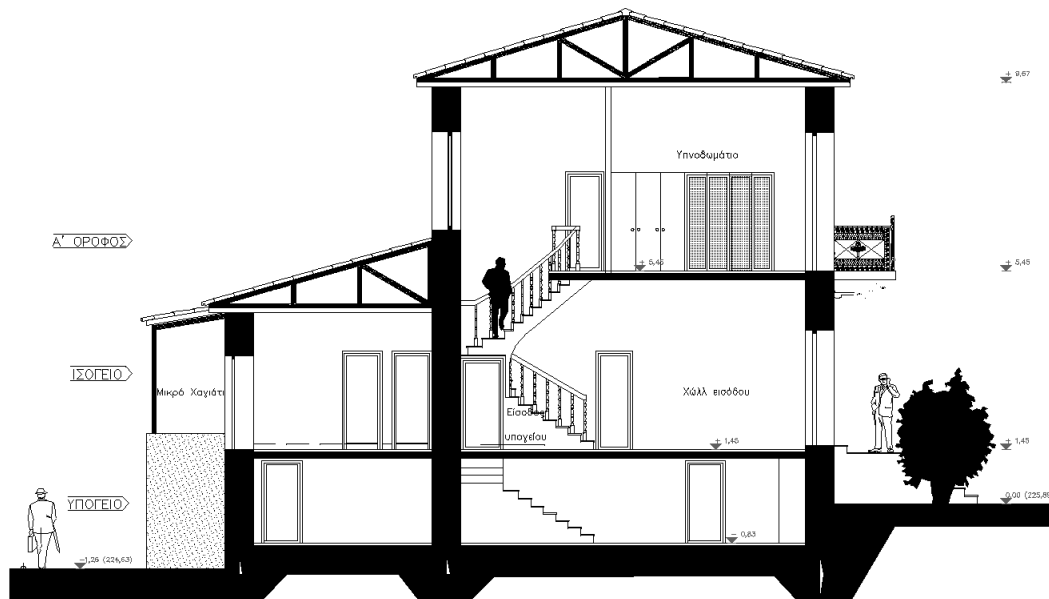


Σχήμα 2.1.2: Κάτοψη ισογείου



Σχήμα 2.1.3: Κάτοψη Α' ορόφου

Το κυρίως κτίριο ανέρχεται, χωρίς την στέγη, στα 10,31 μ και αναπτύσσεται σε τρία επίπεδα, το υπόγειο (υπερυψωμένο), το ισόγειο και τον Α' όροφο. Αντίστοιχα, η κατ' επέκταση προσθήκη ανέρχεται στα 6,10 μ και αποτελείται από 2 τμήματα. Το πρώτο, συνεπίπεδο με το υπερυψωμένο υπόγειο του κυρίως κτιρίου και το δεύτερο συνεπίπεδο με το ισόγειο. Εξαιτίας της κλίσης του εδάφους, τα δύο αυτά τμήματα θα χαρακτηρίζονταν ως ισόγειο και Α' όροφος, ανεξάρτητα με το διπλανό κτίσμα. Όμως για λόγους απλότητας, στην εργασία αυτή οι χώροι θα ληφθούν υπόψη σαν συνεπίπεδη προέκταση του υπογείου και του ισογείου του κεντρικού κτίσματος. Συνεχίζοντας, τα μικτά ύψη των ορόφων είναι: για το υπόγειο 2,28 μ, για το ισόγειο 4,00 μ και για τον Α' όροφο 4,22 μ. Το μικτό ύψος του υπογείου δεν περιλαμβάνει το ύψος της θεμελίωσης.

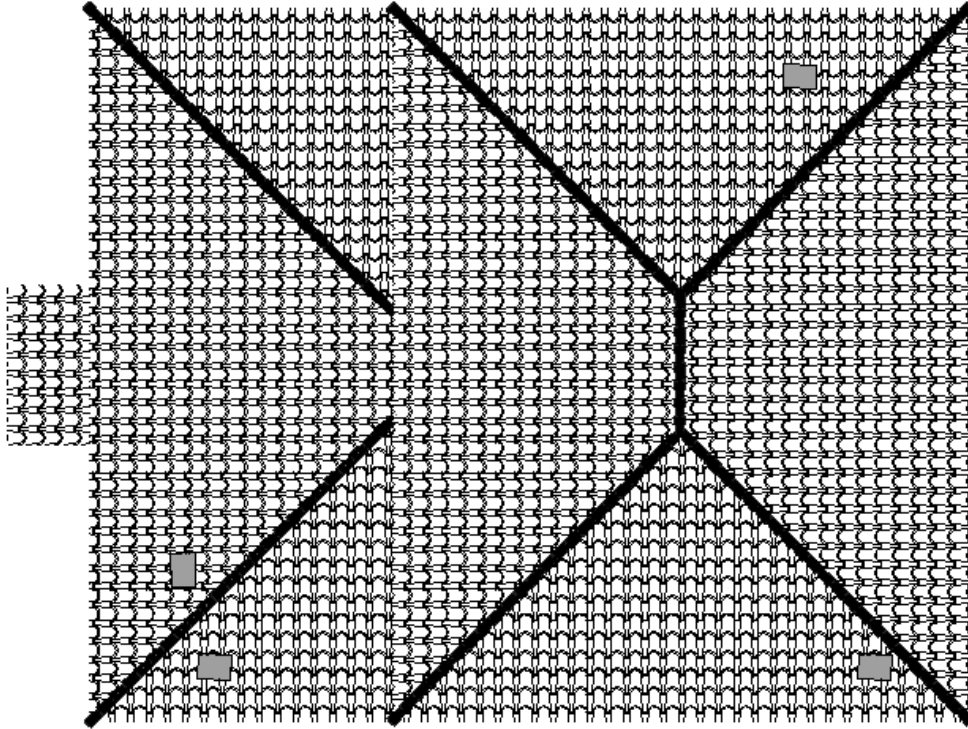


Σχήμα 2.1.4: Τομή κτιρίου

Οι περιμετρικές τοιχοποιίες του κτιρίου (αργολιθοδομές) έχουν πάχος 80 cm στο υπόγειο. Οι εσωτερικές τοιχοποιίες του υπογείου στη διεύθυνση της μικρής διάστασης του κτιρίου έχουν πάχος 50 cm, 60 cm και 65 cm, ενώ οι αντίστοιχες κατά τη διεύθυνση της μεγάλης διάστασης έχουν πάχος 50 cm. Όσον αφορά στο ισόγειο, οι εξωτερικές τοιχοποιίες διαμορφώνονται με πάχος 65 cm. Εσωτερικά του ισογείου, κατά τη διεύθυνση της μικρής διάστασης του κτιρίου, υπάρχει τοίχος πάχους 65 cm (αρχικά ο τοίχος αυτός αποτελούσε περιμετρική τοιχοποιία του κυρίως κτιρίου, όμως στην παρούσα κατάσταση, μετά την επέκταση, αποτελεί εσωτερικό τοίχο) και ελαφρά χωρίσματα. Αντίθετα, κατά τη διεύθυνση της μεγάλης διάστασης, τρέχουν δύο παράλληλοι τοίχοι που αποτελούνται από ξύλινο σκελετό (ξύλοπηκτοι τοίχοι) πάχους 20 cm. Αντίστοιχα, στον Α΄ όροφο οι εξωτερικές τοιχοποιίες έχουν πάχος 65 cm, ενώ εσωτερικά εμφανίζονται ξυλόπηκτοι τοίχοι και ελαφρά χωρίσματα.

Όσον αφορά στα πατώματα της οροφής του υπογείου και του ισογείου, αυτά είναι ξύλινα. Αποτελούνται από παράλληλες ξύλινες δοκούς που «φωλιάζουν» στην τοιχοποιία ενώ τα δάπεδα διαμορφώνονται από σανίδωμα το οποίο καρφώνεται στις δοκούς. Αντίστοιχα διαμορφώνεται το ταβάνι του Α΄ ορόφου με τις σανίδες να είναι καρφωμένες στην κάτω πλευρά των δοκών.

Η στέγαση του κυρίως κτιρίου υλοποιείται με μία τετράριχτη ξύλινη σκεπή στη στέψη του Α΄ ορόφου, ενώ αυτή της προσθήκης πραγματοποιείται με μία τρίριχτη ξύλινη σκεπή.



Σχήμα 2.1.5: Κάτοψη σκεπών

2.2) ΚΑΤΑΣΚΕΥΑΣΤΙΚΗ ΔΟΜΗ ΤΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ

2.2.1) Τοιχοποιίες

Οι τοιχοποιίες του κτιρίου διαφοροποιούνται ως προς τα υλικά κατασκευής τους σε δύο κατηγορίες:

- Λίθινες τοιχοποιίες

Λίθινοι είναι όλοι οι εξωτερικοί τοίχοι και κάποιοι εσωτερικοί, οι οποίοι φαίνονται στην Φώτο. 2.1.5. Από τις διαστάσεις τους συμπεραίνεται ότι το είδος της τοιχοποιίας είναι τρίστρωτη αργολιθοδομή. Συγκεκριμένα, οι περιμετρικοί τοίχοι του υπογείου έχουν πάχος 80 cm, ενώ οι εσωτερικοί 50 cm, 60 cm και 65 cm. Αντίστοιχα, στο ισόγειο συναντάμε τους εξωτερικούς πέτρινους τοίχους να έχουν πάχους 65 cm και τους εσωτερικούς 65 cm. Τέλος, στον Α΄ όροφο το πάχος των λίθινων εξωτερικών τοίχων είναι 65 cm. Το είδος πετρώματος των λιθοσωμάτων είναι σχιστόλιθος, ο οποίος αφθονεί στην συγκεκριμένη περιοχή.

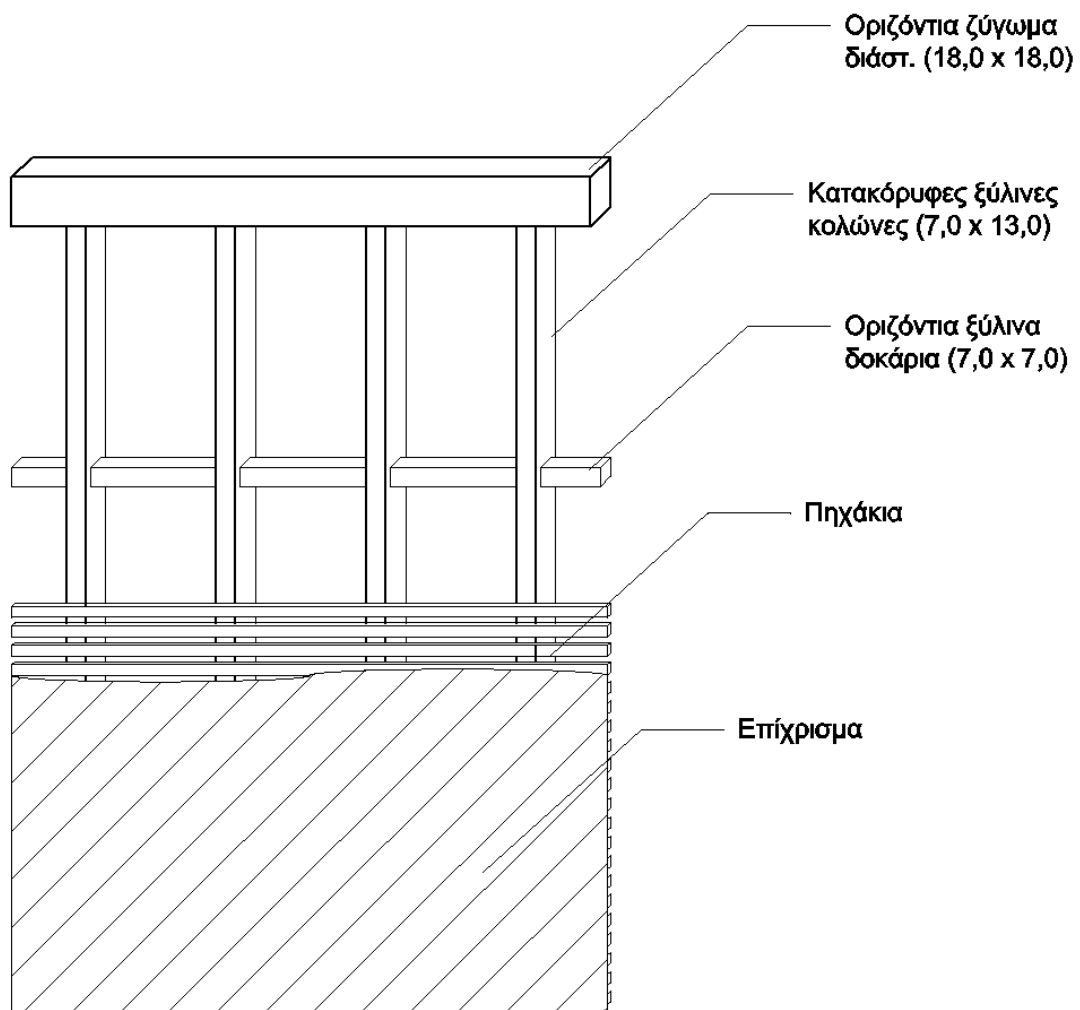


Φώτο 2.2.1: Εξωτερικοί πέτρινοι τοίχοι

- Ξυλόπηκτες τοιχοποιίες

Ξυλόπηκτοι ονομάζονται οι τοίχοι στο σώμα των οποίων αναπτύσσεται ένας ξύλινος σκελετός σε μορφή δικτυώματος. Οι τοίχοι αυτοί συνδέονται με τους λίθινους τοίχους μέσω μεταλλικών ήλων. Οι δύο εξωτερικές παρειές των ξυλόπηκτων τοίχων είναι επενδυμένες με καρφωτά πηχάκια που χρησιμεύουν ως βάση για το επίχρισμα. Ο σκελετός των ξυλόπηκτων τοίχων αποτελείται από:

1. Κατακόρυφες ξύλινες κολώνες διατεταγμένες σε απόσταση 55 cm κεντροβαρικά μεταξύ τους με διατομή 7x13, οι οποίες στηρίζονται τόσο στην κάτω όσο και στη πάνω πλευρά τους σ' ένα οριζόντιο ζύγωμα.
2. Οριζόντια ξύλινα δοκάρια διατομής 7x7 τα οποία συνδέονται στα κατακόρυφα στοιχεία του σκελετού εξασφαλίζοντας το απαραμόρφωτο της κατασκευής. Η σύνδεση γίνεται μέσω μεταλλικών καρφιών.
3. Οριζόντια ξύλινα ζυγώματα διατομής 18x18. Το ζύγωμα αυτό στηρίζεται στους πέτρινους τοίχους και πάνω του συνδέονται τα ξύλινα κατακόρυφα στοιχεία του σκελετού.



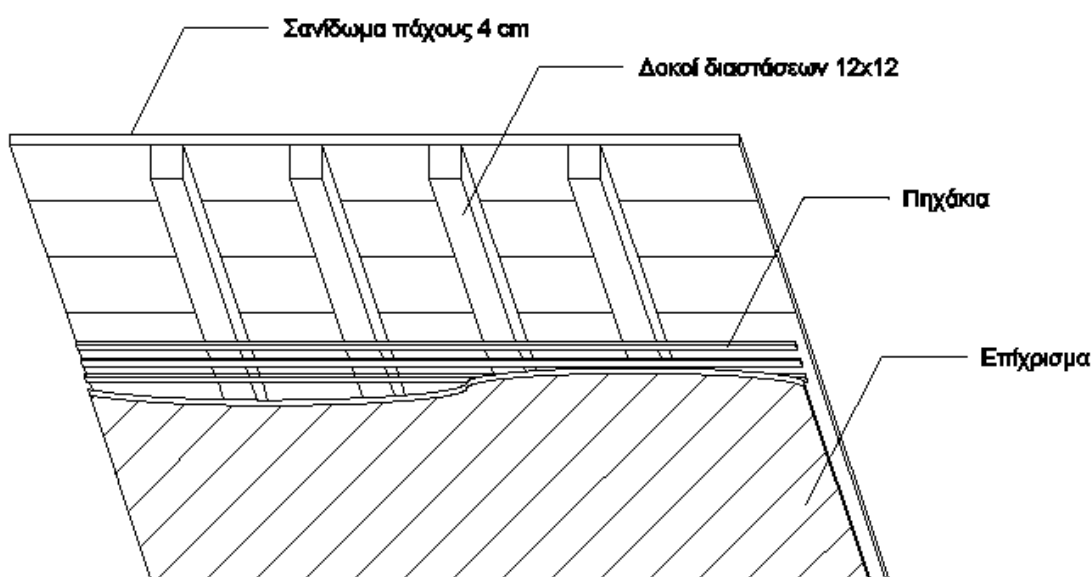
Σχήμα 2.2.1: Σκαρίφημα σκελετού ξυλόπηκτων τοίχων



Φώτο 2.2.2: Εσωτερικό ξυλόπηκτων τοίχων

2.2.2) Πατώματα

Τα πατώματα αποτελούνται από έναν ξύλινο σκελετό από δοκάρια (πατερά) διαστάσεων 12x12 τα οποία είναι διατεταγμένα ανά 50 cm περίπου κάθετα προς τον μεγάλο άξονα του κτιρίου (άξονας Χ-Χ'). Τα ξύλινα αυτά δοκάρια φωλιάζονται στους περιμετρικούς πέτρινους τοίχους. Στη στάθμη των ορόφων η λιθοδομή σχηματίζει πατούρα στην οποία καρφώνονται και εδράζονται τα πατερά. Παράλληλα, τα ξύλινα δοκάρια στηρίζονται στο οριζόντιο ζύγωμα των εσωτερικών ξυλόπηκτων τοίχων. Πάνω από τα πατερά είναι καρφωμένες ξύλινες σανίδες πάχους 4 cm οι οποίες διαμορφώνουν το τελικό δάπεδο. Στην κάτω πλευρά των δοκαριών είναι καρφωμένα πηχάκια που εξυπηρετούν στο επίχρισμα του ταβανιού.



Σχήμα 2.2.2: Σκαρίφημα στοιχείων πατώματος



Φώτο 2.2.3: Ξύλινο πάτωμα ισογείου

2.2.3) Στέγες

Τα ζευκτά αποτελούνται από τους κατακόρυφους ορθοστάτες, τους αμείβοντες καθώς επίσης και από τους οριζόντιους και διαγώνιους ελκυστήρες. Οι ελκυστήρες αυτοί συνδέουν τους ορθοστάτες με τους αμείβοντες συνεισφέροντας έτσι στην ακαμπτοποίηση του όλου συστήματος. Οι συνδέσεις μεταξύ των στοιχείων των ζευκτών πραγματοποιούνται μέσω καρφιών. Πάνω από το σύστημα των κεκλιμένων στοιχείων της στέγης καρφώνονται οι ξύλινες τεγίδες στις οποίες τοποθετούνται οι σανίδες του πετσώματος της στέγης. Η επικεράμωση αποτελείται από κεραμίδια.



Φώτο 2.2.4: Στέγη κτιρίου

2.3) ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ

2.3.1) Προσομοίωση φορέα

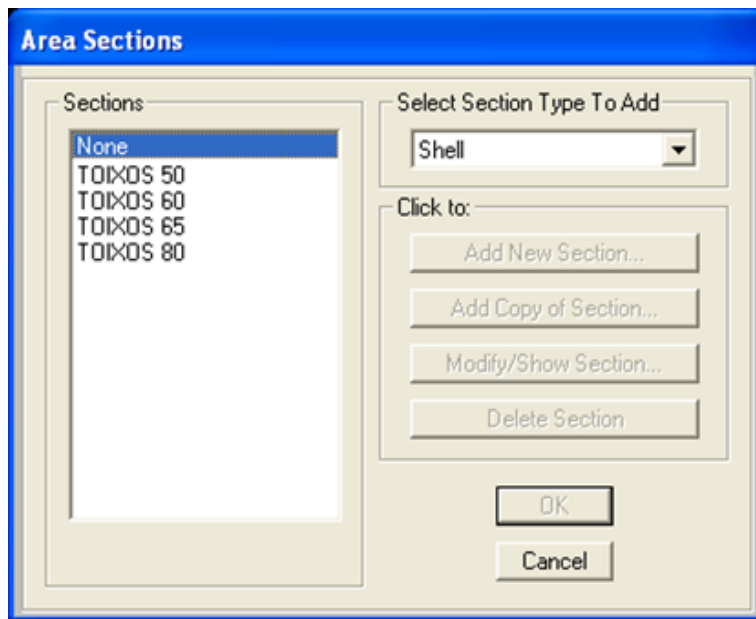
Η προσομοίωση του υφιστάμενου κτιρίου έγινε μέσω του προγράμματος sap2000 v14.1. Παρακάτω παρατίθενται λεπτομέρειες για την προσομοίωση κάθε δομικού στοιχείου του φορέα.

2.3.1.1) Τοιχοποιίες

- Λίθινες τοιχοποιίες

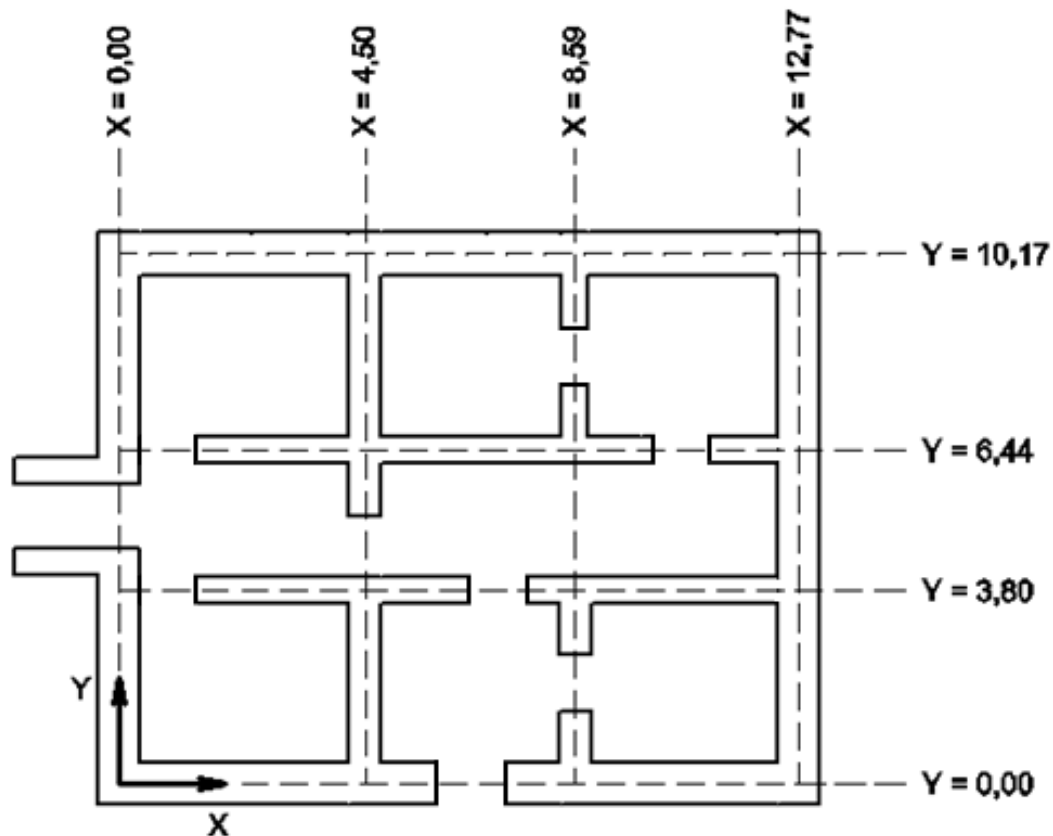
Οι πέτρινες τοιχοποιίες προσομοιώθηκαν με επιφανειακά πεπερασμένα στοιχεία (area elements), τα οποία χωρίστηκαν σε τέσσερα area sections ανάλογα το πάχος των

τοιχών που αντιστοιχούν.



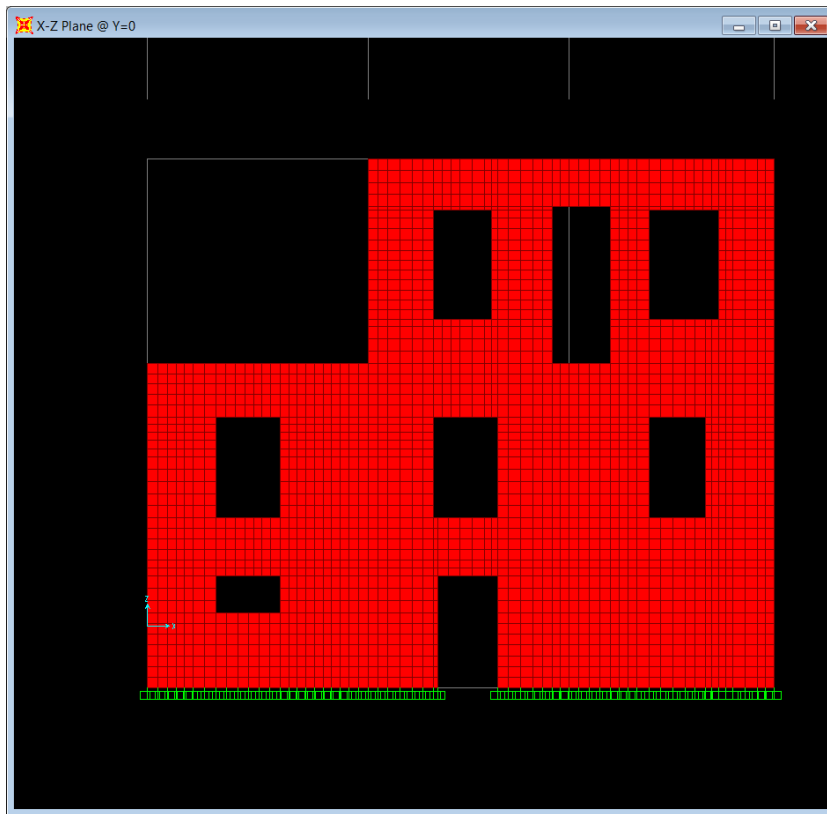
Εικόνα 2.3.1: Εισαγωγή τοίχων στο sap2000 v14.1 και διαχωρισμός ανάλογα με το πάχος τους

Παρακάτω δίνεται η κάτοψη με το σύστημα συντεταγμένων καθώς και οι εικόνες με τις όψεις του κτιρίου όπως προσομοιώθηκαν.

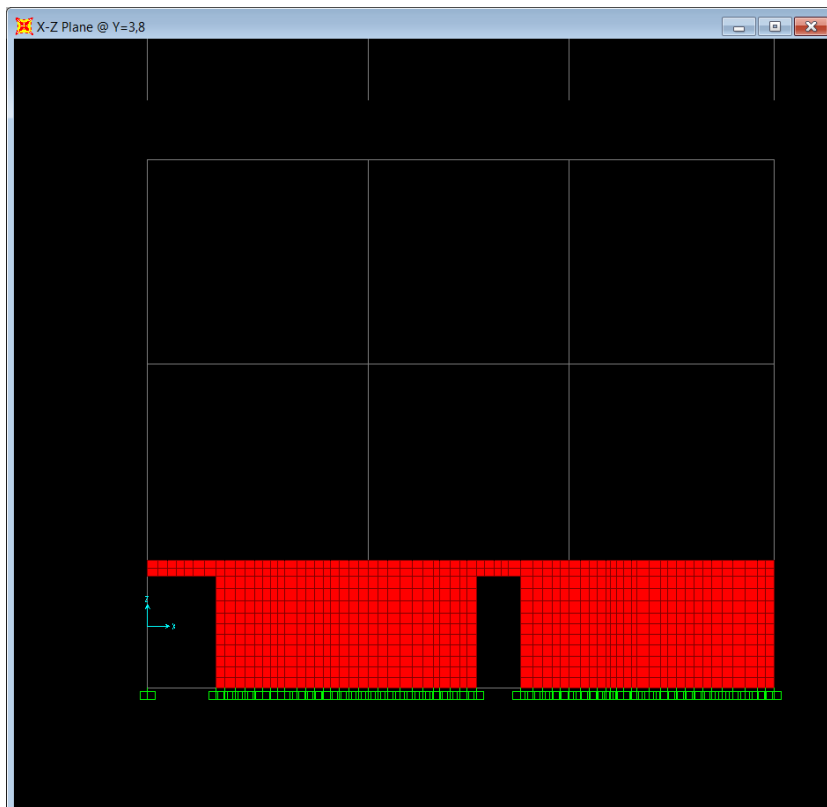


Σχήμα 2.3.1: Σύστημα συντεταγμένων

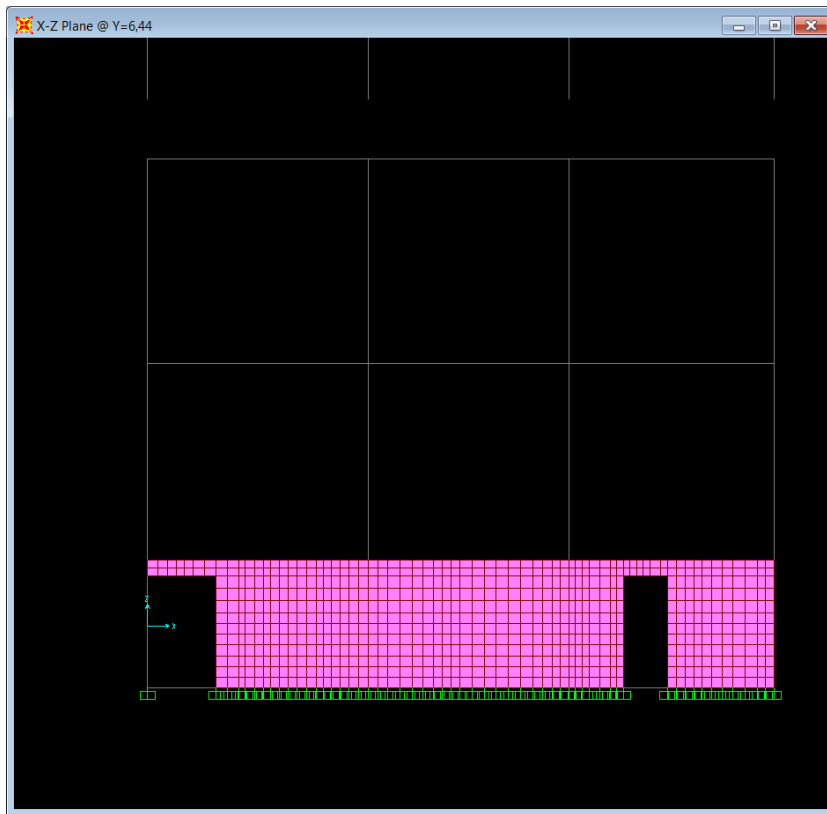
i) xz plane @ $y=0$



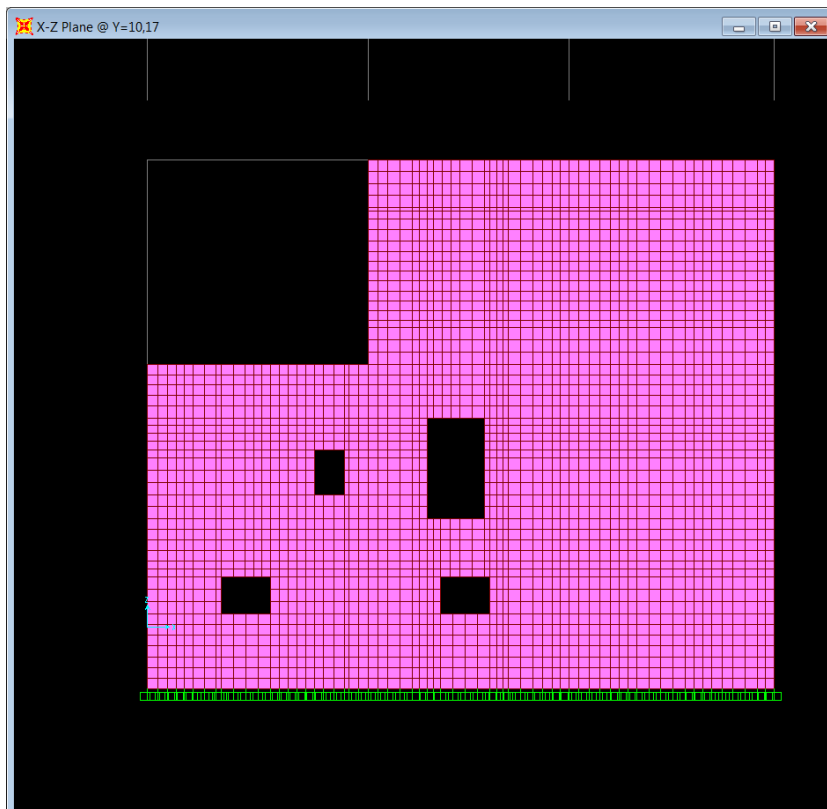
ii) xz plane @ $y=3,80$



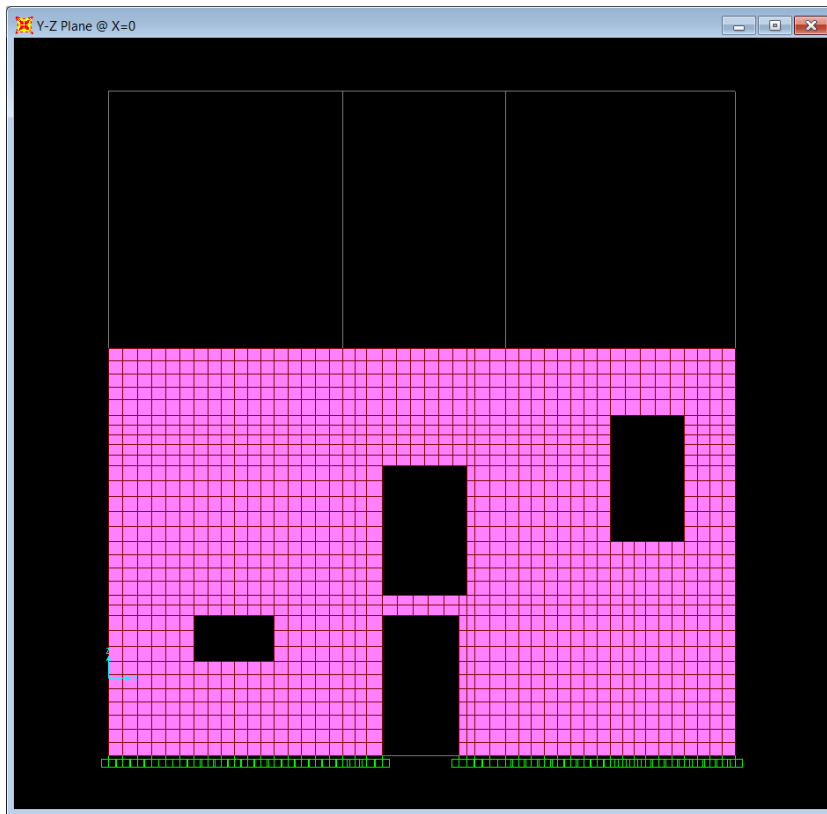
iii) xz plane @ y=6,44



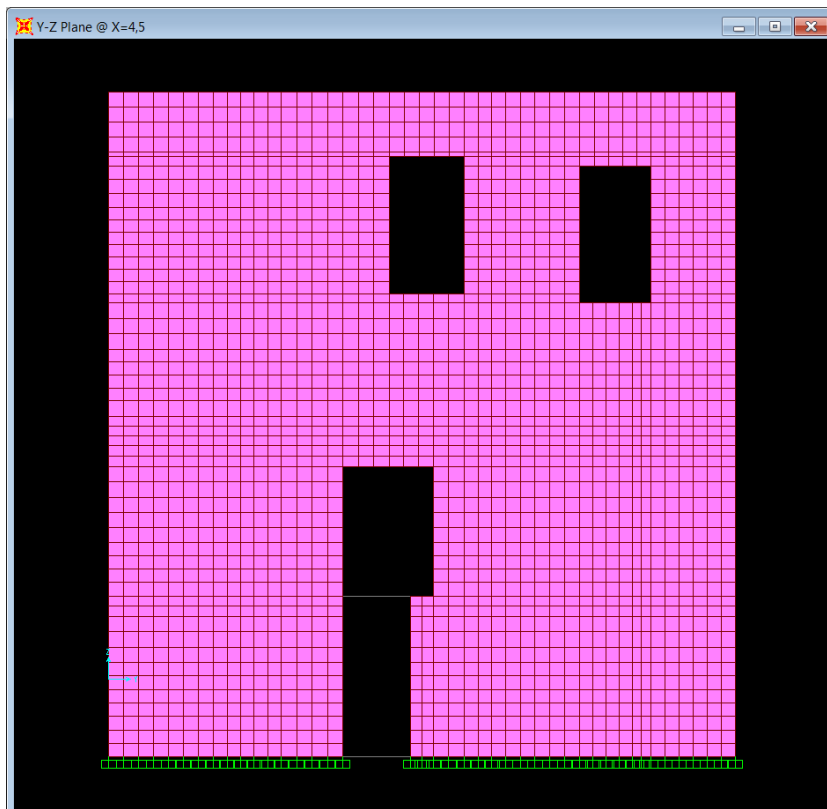
iv) xz plane @ y=10,17



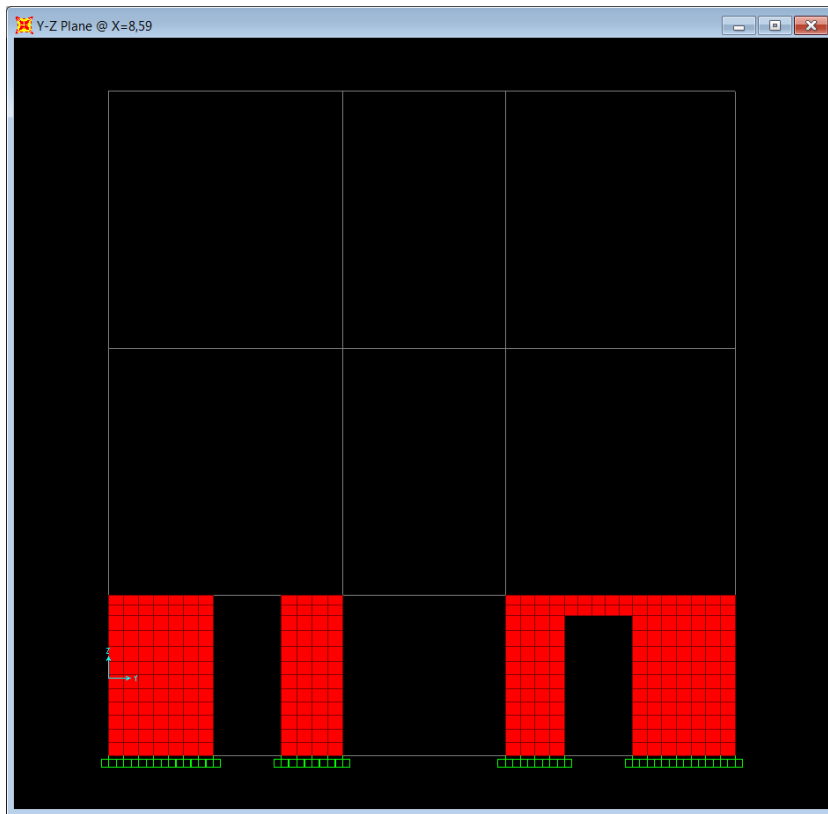
v) yz plane @ x=0



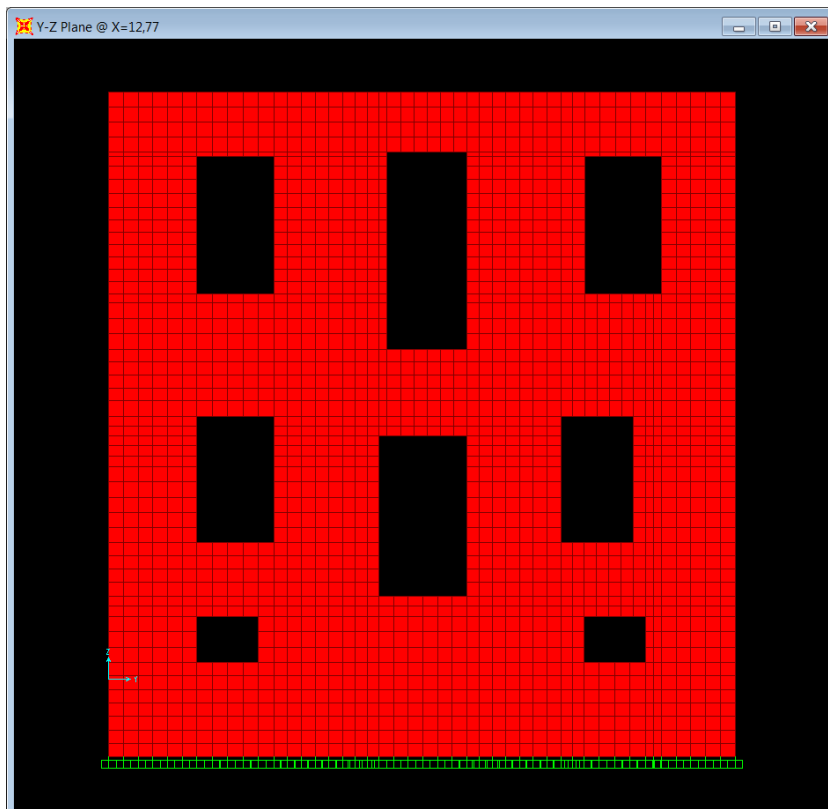
vi) yz plane @ x=4,50



vii) yz plane @ x=8,59



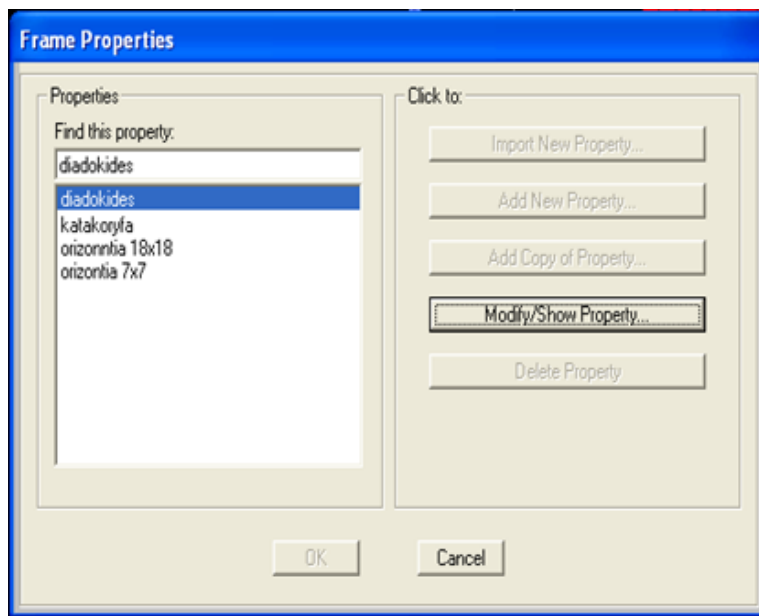
viii) yz plane @ x=12,77



- Ξυλόπηκτες τοιχοποιίες

Οι εσωτερικοί ξυλόπηκτοι τοίχοι προσομοιώθηκαν μονάχα μέσω του ξύλινου σκελετού τους^[12], ο οποίος αποτελείται από:

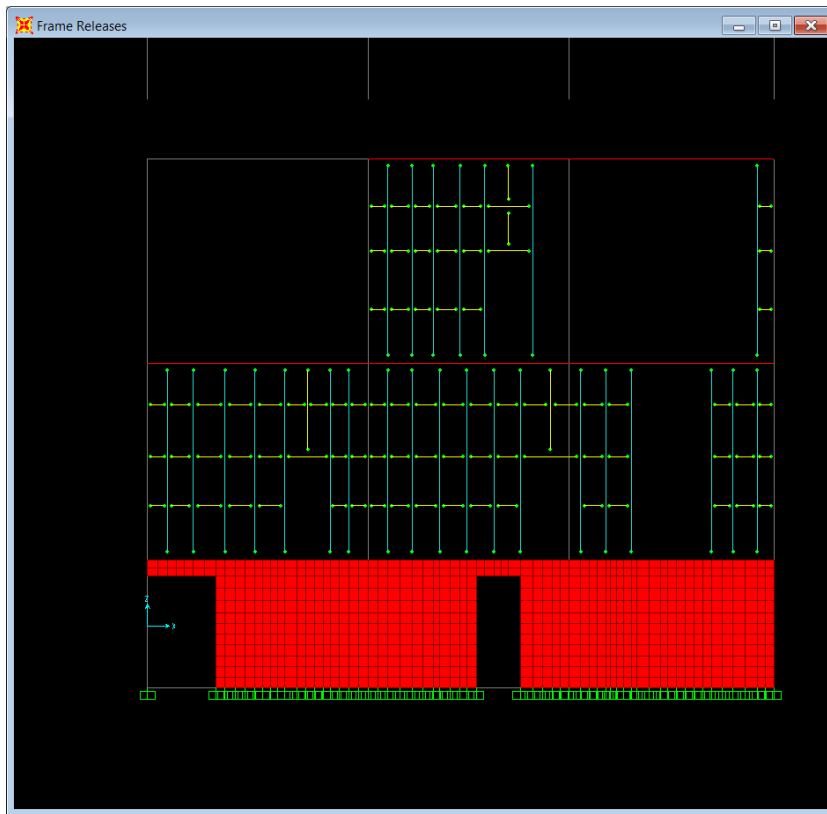
4. Κατακόρυφες ξύλινες κολώνες διατεταγμένες σε απόσταση περίπου 55 cm κεντροβαρικά μεταξύ τους με διατομή 7x13. Στατικά, τα κατακόρυφα αυτά στοιχεία θεωρήθηκαν αμφιαρθρωτά.
5. Οριζόντια ξύλινα δοκάρια διατομής 7x7 τα οποία συνδέονται αμφιαρθρωτά στα κατακόρυφα στοιχεία του σκελετού.
6. Οριζόντιο ξύλινο ζύγωμα διατομής 18x18.



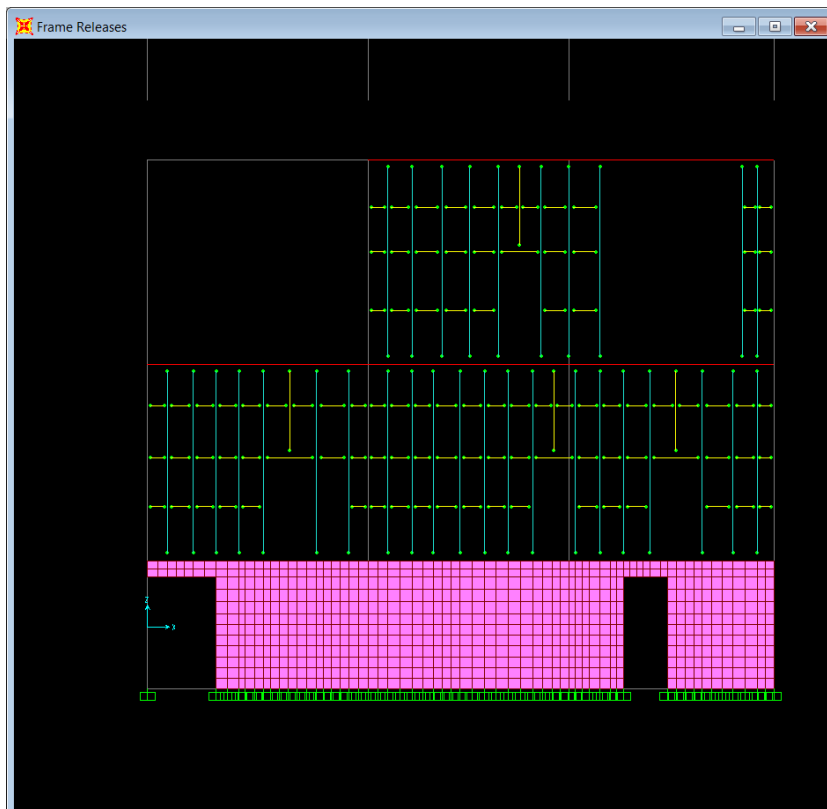
Εικόνα 2.3.2: Εισαγωγή ξύλινων στοιχείων στο sap2000 v14.1

Παρακάτω δίνονται οι εικόνες με τις εσωτερικές τοιχοποιίες πάνω στο επίπεδο των οποίων βρίσκονται οι ξυλόπηκτες τοιχοποιίες, όπως προσομοιώθηκαν, δείχνοντας με διαφορετικό χρώμα τους τρεις τύπους ξύλινων στοιχείων καθώς και τον τρόπο σύνδεσής τους.

i) xz plane @ y=3,80



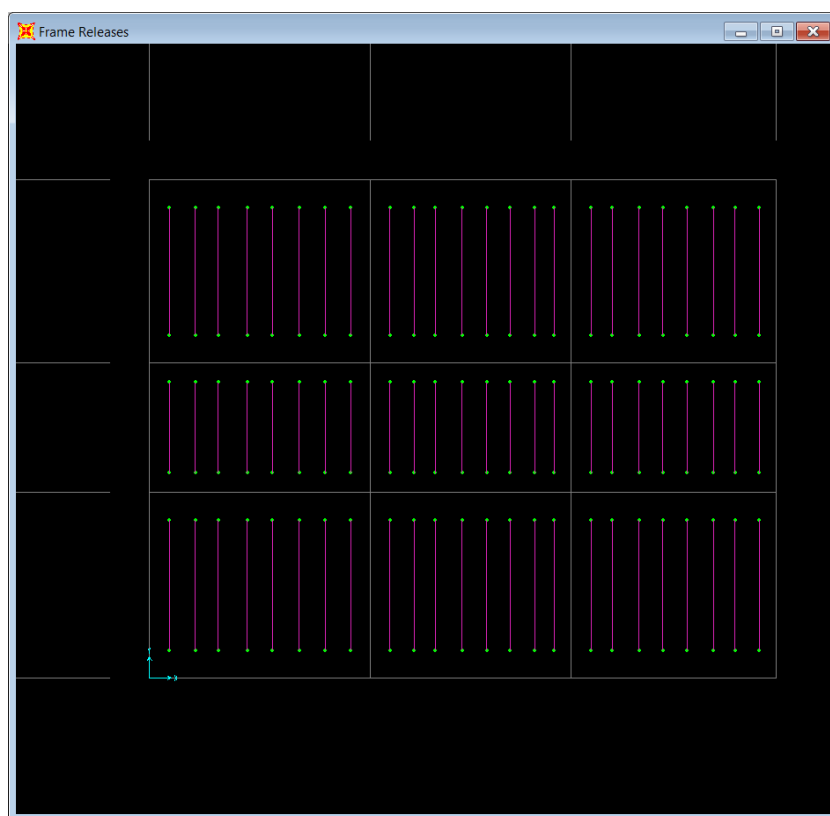
ii) xz plane @ y=6,44



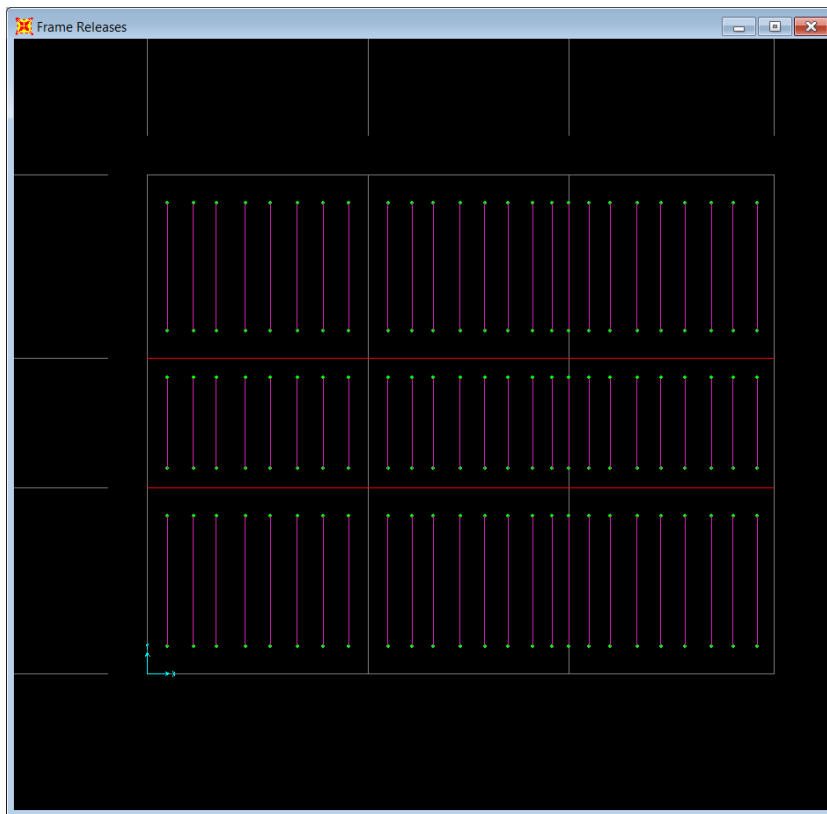
2.3.1.2) Πατώματα

Τα ξύλινα πατώματα, τα οποία αποτελούνται από ξύλινες διαδοκίδες πάνω στις οποίες καρφώνονται οι σανίδες του πατώματος, προσομοιώθηκαν ως γραμμικά στοιχεία διατομής 12x12 τοποθετημένα περίπου ανά 50 cm, τα οποία στηρίζονται αμφιαρθρωτά πάνω στους περιμετρικούς και τους εσωτερικούς – ξυλόπηκτους τοίχους. Όσον αφορά στις σανίδες του πατώματος, ελήφθησαν υπόψη μόνο μέσω των φορτίων των ιδίων βαρών τους τα οποία κατανεμήθηκαν στις διαδοκίδες που τις στηρίζουν, καθώς επίσης και μέσω των μαζών τους οι οποίες λήφθηκαν υπόψη στη δυναμική ανάλυση του φορέα. Παρακάτω δίνονται οι εικόνες με τις διαδοκίδες των πατωμάτων έτσι όπως προσομοιώθηκαν, δείχνοντας και τον τρόπο σύνδεσής τους.

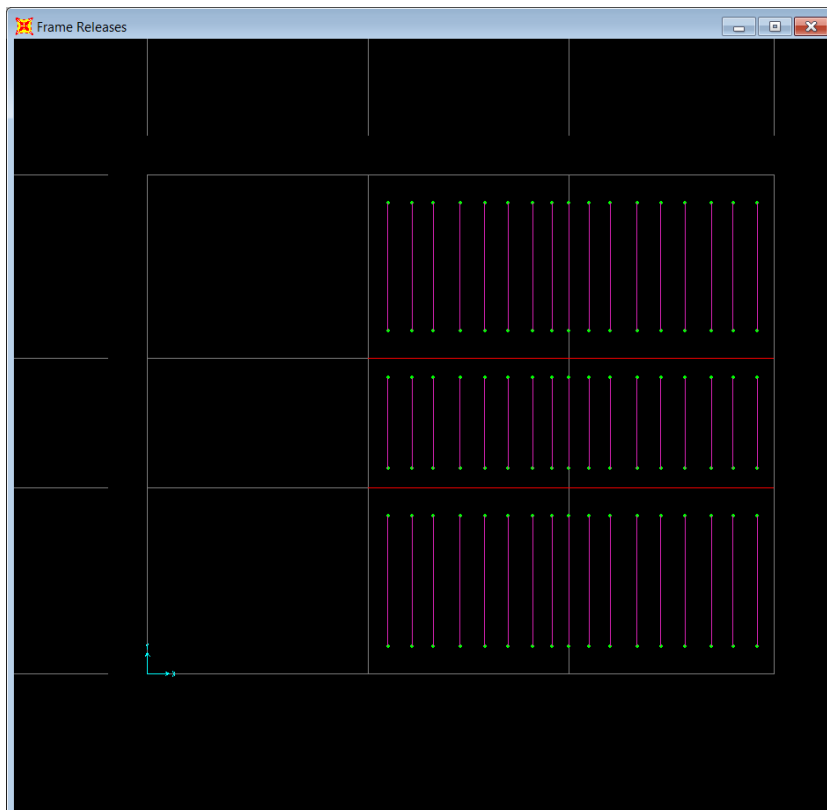
i) xy plane @ $y=1,35$



ii) xy plane @ $y=5,35$



iii) xy plane @ $y=9,52$

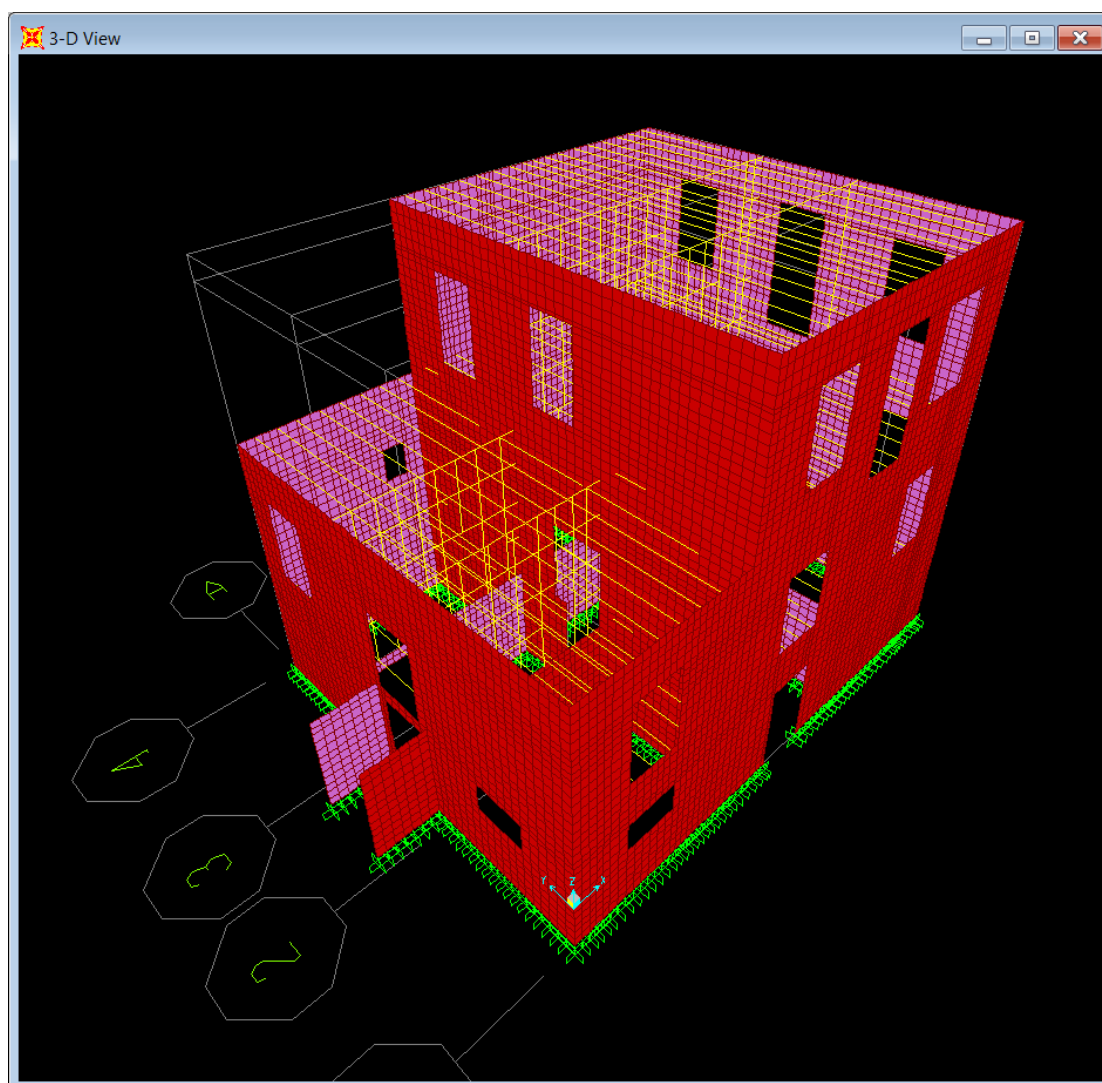


2.3.1.3) Στέγες

Όσον αφορά στις στέγες, ελήφθησαν υπόψη μόνο μέσω των φορτίων των ιδίων βαρών τους τα οποία κατανεμήθηκαν στους περιμετρικούς τοίχους που τις στηρίζουν, καθώς επίσης και μέσω των μαζών τους οι οποίες λήφθηκαν υπόψη στη δυναμική ανάλυση του φορέα.

Σχόλιο: Η προσομοίωση των συνθηκών στήριξης του φορέα γίνεται με κλασική προσέγγιση, δηλαδή τοποθετήθηκαν πακτώσεις στους κόμβους που βρίσκονται στη στάθμη του εδάφους.

Κάτωθι παρατίθεται εικόνα του συνολικού φορέα, όπως προσομοιώθηκε στο sap2000 v14.1.



Εικόνα 2.3.3: Διακριτοποίηση του φορέα με στοιχεία shells και frames

2.3.2) Μηχανικά χαρακτηριστικά τοιχοποιίας (απαραίτητα για την προσομοίωση)

Θλιπτική αντοχή της τρίστρωτης τοιχοποιίας:

Πρόκειται για τρίστρωτη αργολιθοδομή σχιστόλιθων, επομένως, τα βήματα υπολογισμού της θλιπτικής της αντοχής είναι:

- Εφαρμόζουμε την ακόλουθη εμπειρική σχέση, η οποία μας δίνει την θλιπτική αντοχή καθεμιάς από τις παρειές της τοιχοποιίας (τουλάχιστον, για τις τοιχοποιίες που έχουμε στα ιστορικά κτίρια στην χώρα μας):

$$f_{wc} = \left(\frac{2}{3} \sqrt{f_{bc}} - \alpha \right) + \beta f_{mc} \quad (\tau. 2.1)$$

Όπου: f_{bc} = 35 MPa η θλιπτική αντοχή των λίθων,

f_{mc} = 1,0 MPa η θλιπτική αντοχή του κονιάματος,

α = 0,5 για λαξευτούς λίθους και 2,50 για αργούς λίθους. Επιλέχθηκε α = **1,5**

β = 0,50 για λιθοδομή και 0,10 για οπτοπλινθοδομή. Επιλέχθηκε β = **0,5**

Για να ληφθεί υπ' όψη η αρνητική επιρροή των αρμών κονιάματος μεγάλου πάχους στην θλιπτική αντοχή της τοιχοποιίας, η τιμή που προκύπτει από την σχέση (τ. 2.1), πολλαπλασιάζεται με τον ακόλουθο μειωτικό συντελεστή:

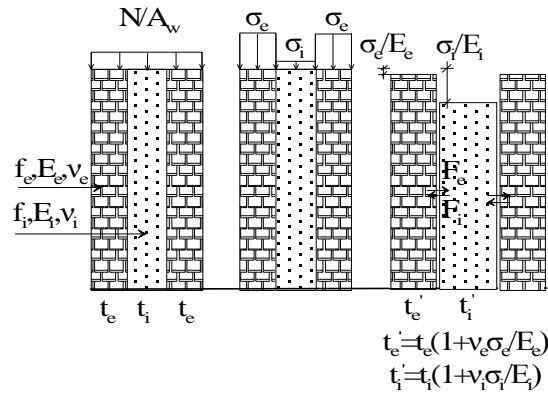
$$\xi \approx \frac{1}{1 + 3,50(K - K_0)} \quad (\tau. 2.2)$$

Όπου: K = (όγκος κονιάματος): (όγκος τοιχοποιίας)= **0,10**

K_0 = 0,20 (και για λίθους και οπτόπλινθους)

- Εκτιμούμε την θλιπτική αντοχή του υλικού πληρώσεως (μεταξύ των εξωτερικών παρειών της τοιχοποιίας. Εν γένει, αυτό το υλικό είναι μάλλον χαλαρό (έχει τοποθετηθεί χωρίς καμιά συμπύκνωση) και έχει μεγάλο ποσοστό κενών. Από σχετικές διερευνήσεις γνωρίζουμε ότι το ποσοστό των κενών στο υλικό πληρώσεως κυμαίνεται από 30% μέχρι 50%, με συνηθέστερη τιμή το 40%. Η θλιπτική αντοχή του υλικού πληρώσεως εξαρτάται, όπως είναι φυσικό, και από τα μηχανικά χαρακτηριστικά των λίθων και του κονιάματος που έχουν χρησιμοποιηθεί για την κατασκευή του. Οι (σχετικώς περιορισμένες κατά το πλήθος) μετρήσεις τις οποίες διαθέτουμε από ιστορικές τοιχοποιίες μας δίνουν θλιπτική αντοχή του υλικού πληρώσεως πολύ χαμηλή. Πριν την εκτίμηση αντοχής του γεμίσματος προηγείται συνήθως πυρηνοληψία, αποσπώνται δηλαδή τεμάχια του γεμίσματος και δοκιμάζονται σε θλίψη (αν είναι αρκετά μεγάλα και υπό τον όρο ότι μας επιτρέπουν την διαμόρφωση δοκιμίων, χωρίς να αποδιοργανωθούν, πράγμα σπάνιο) ή σε εφελκυσμό (όπως κάνουμε για τα θραύσματα κονιάματος). Στη παρούσα εργασία ορίστηκε η τιμή της θλιπτικής αντοχής του υλικού πληρώσεως ίση με 0,15 MPa η οποία θεωρείται μία συντηρητική τιμή.

- Διαθέτοντας εκτίμηση για την θλιπτική αντοχή των εξωτερικών παρειών και του γεμίματος, καθώς και τον τρόπο δομήσεως της τοιχοποιίας, μπορούμε να προχωρήσουμε στην εκτίμηση της θλιπτικής αντοχής του όλου. Προς τούτο, απαιτείται να διατίθεται ένα φυσικό προσομοίωμα της συμπεριφοράς της τρίστρωτης τοιχοποιίας υπό θλίψη. Για τον σκοπό αυτό, εφαρμόζουμε το προσομοίωμα Egermann ^[17]:



$$f_{wc,0} = \left(\frac{V_e}{V_w} \right) \theta_e f_{c,e} + \left(\frac{V_i}{V_w} \right) \theta_i f_{c,i}$$

Με βάση το προσομοίωμα του Egermann, ο Τάσιος ^[13], πρότεινε μια σχέση για την εκτίμηση της θλιπτικής αντοχής τρίστρωτης τοιχοποιίας:

$$f_{wc} = (2\lambda_e \delta f_{wc,e} + \lambda_i f_{wc,i}) : (1 + 2\delta)$$

όπου,

$f_{wc,e}$ η θλιπτική αντοχή των εξωτερικών παρειών

$f_{wc,i}$ η θλιπτική αντοχή του υλικού πληρώσεως

$\delta = t_e / t_i$ ο λόγος πάχους της εξωτερικής παρειάς και του γεμίματος

λ_e και λ_i εμπειρικοί συντελεστές. Εν γένει, λαμβάνεται $\lambda_i = 1,00$.

$\lambda_e \approx 1 - 0,06 \zeta_e t_e h_w^{-4/3}$ (t_e και h_w σε mm) και $\zeta_e = E_{we} / f_{wc,e}$

Λαμβάνεται, $\zeta_e = 500$, για αργολιθοδομή

(1000, για σπτοπλινθοδομή και καλοδομημένη λιθοδομή)

(1500, για λαξευτή λιθοδομή)

Κατά συνέπεια, με εφαρμογή των τύπων υπολογίζεται η θλιπτική αντοχή της τριστρωτης τοιχοποιίας ίση με:

$$f_{wc} = 3,00 \text{ MPa}$$

Ως εκ τούτου, γνωρίζοντας από τη βιβλιογραφία, ότι το μέτρο ελαστικότητας δίνεται από την σχέση:

$$E = 400 \div 1000 \cdot f_{wc}$$

Υπολογίσαμε το μέτρο ελαστικότητας της τοιχοποιίας: $E = 500 \cdot f_{wc} = 1500 \text{ MPa}$

Σύμφωνα με τα παραπάνω, για τις τοιχοποιίες δημιουργήθηκε ένα υλικό (masonry) και αντίστοιχα για τα ξύλινα στοιχεία ένα υλικό (wood) στα οποία προσδόθηκαν οι παρακάτω ιδιότητες όπως φαίνονται στον Πίνακα 2.3.1:

Υλικό	masonry
Πυκνότητα (t/m ³)	2,24
Ειδικό Βάρος (kN/m ³)	22,00
Μέτρο Ελαστικότητας (kN/m ²)	1,50 x 10 ⁶
Λόγος Poisson	0,25
Υλικό	wood
Πυκνότητα (t/m ³)	0,82
Ειδικό Βάρος (kN/m ³)	8,00
Μέτρο Ελαστικότητας (kN/m ²)	10,00 x 10 ⁶
Λόγος Poisson	0,30

Πίνακας 2.3.1: Ιδιότητες των υλικών

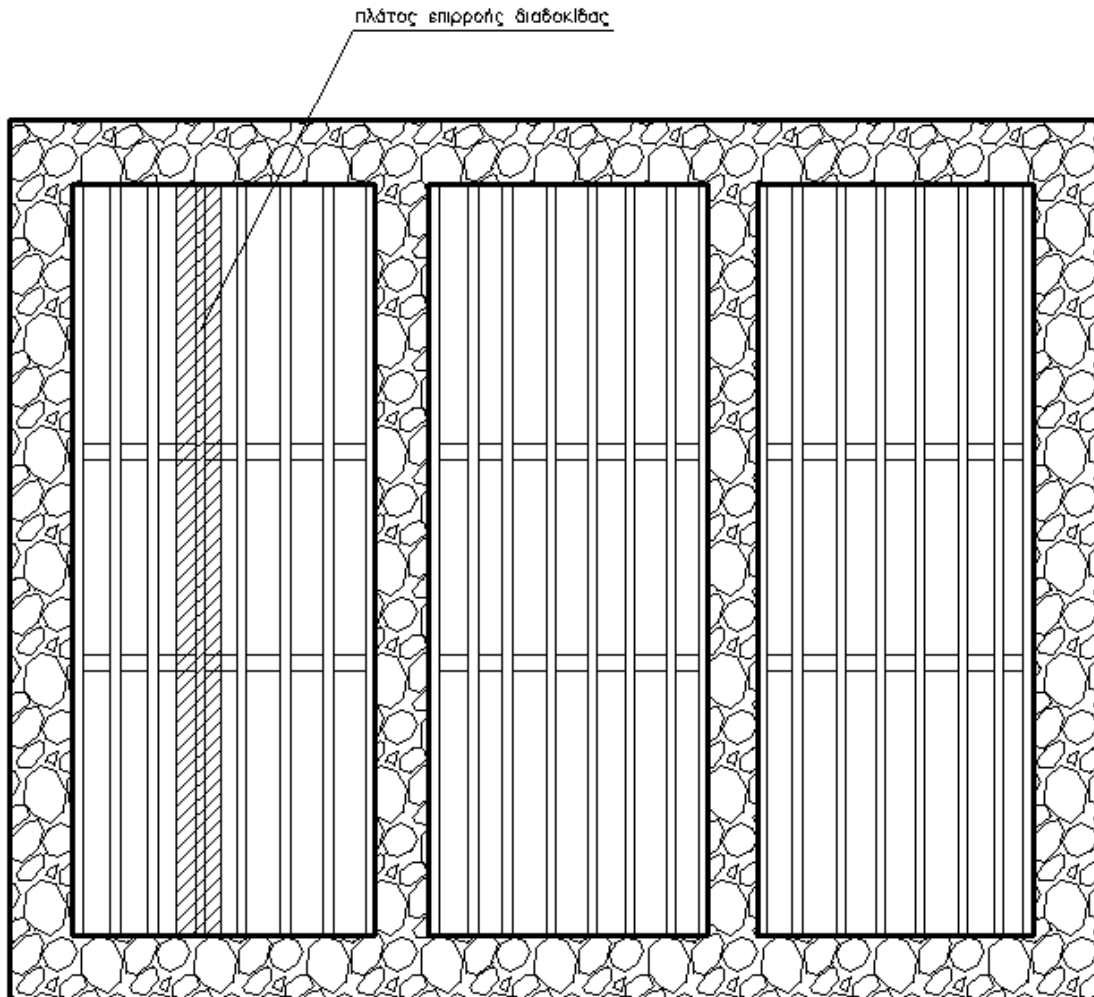
2.3.3) Φορτία κατασκευής

Τα ίδια βάρη των τοιχοποιιών και των ξύλινων στοιχείων των πατωμάτων και του σκελετού των ξυλόπηκτων τοίχων ορίστηκαν στις ιδιότητες των εισαχθέντων υλικών στο πρόγραμμα (DEAD). Παράλληλα, υπολογίστηκαν τα εξής πρόσθετα φορτία:

2.3.3.1) Φορτία των ξύλινων δοκών των πατωμάτων (μόνιμα από το πέτσωμα και κινητά)

Το σανίδωμα των πατωμάτων της οροφής του υπογείου και του ισογείου αποτελείται από σανίδες πάχους 4,0 cm οι οποίες θεωρήθηκαν ότι έχουν ίδιο βάρος 8,0 kN/m³. Παράλληλα, θεωρήθηκε κινητό φορτίο πατωμάτων ίσο με 2,0 kN/m². Τα φορτία

αυτά κατανεμήθηκαν στις ξύλινες διαδοκίδες ανάλογα με το φορτικό πλάτος επιρροής τους, όπως φαίνεται στο παρακάτω σχήμα.



Σχήμα 2.3.2: Πλάτος επιρροής διαδοκίδας πατώματος οροφής υπογείου

Τα αποτελέσματα των υπολογισμών φαίνονται συγκεντρωμένα στους παρακάτω πίνακες στους οποίους δίνονται τα μόνιμα και τα κινητά φορτία που επιβαρύνουν κάθε μια διαδοκίδα των πατωμάτων της οροφής του υπογείου, ισογείου και Α' ορόφου αντίστοιχα:

Συντεταγμένες (X)	Πλάτος επιρροής	Μόνιμο φορτίο (kN/m)	Κινητό φορτίο (kN/m)
0,40	0,27	0,08	0,53
0,93	0,50	0,16	1,00
1,40	0,53	0,17	1,06
1,99	0,55	0,18	1,10
2,50	0,53	0,17	1,06
3,05	0,54	0,17	1,08
3,58	0,53	0,17	1,05
4,10	0,26	0,08	0,52
4,90	0,25	0,08	0,49
5,39	0,46	0,15	0,92
5,82	0,49	0,16	0,98
6,37	0,53	0,17	1,05
6,87	0,49	0,16	0,98
7,35	0,49	0,16	0,98
7,85	0,45	0,14	0,90
8,25	0,2	0,06	0,40
9,00	0,22	0,07	0,43
9,43	0,49	0,16	0,98
9,98	0,52	0,17	1,04
10,47	0,49	0,16	0,98
10,96	0,52	0,16	1,03
11,50	0,49	0,16	0,98
11,94	0,47	0,15	0,93
12,43	0,25	0,08	0,49

Πίνακας 2.3.2: Φορτία διαδοκίδων πατώματος οροφής ισογείου

Συντεταγμένες (X)	Πλάτος επιρροής	Μόνιμο φορτίο (kN/m)	Κινητό φορτίο (kN/m)
4,90	0,245	0,08	0,49
5,39	0,46	0,15	0,92
5,82	0,49	0,16	0,98
6,37	0,53	0,17	1,05
6,87	0,49	0,16	0,98
7,35	0,49	0,16	0,98
7,85	0,45	0,14	0,90
8,25	0,37	0,12	0,74
8,59	0,38	0,12	0,75
9,00	0,42	0,13	0,84
9,43	0,49	0,16	0,98
9,98	0,52	0,17	1,04
10,47	0,49	0,16	0,98
10,96	0,52	0,16	1,03
11,50	0,49	0,16	0,98
11,94	0,47	0,15	0,93
12,43	0,25	0,08	0,49

Πίνακας 2.3.3: Φορτία διαδοκίδων πατώματος οροφής υπογείου

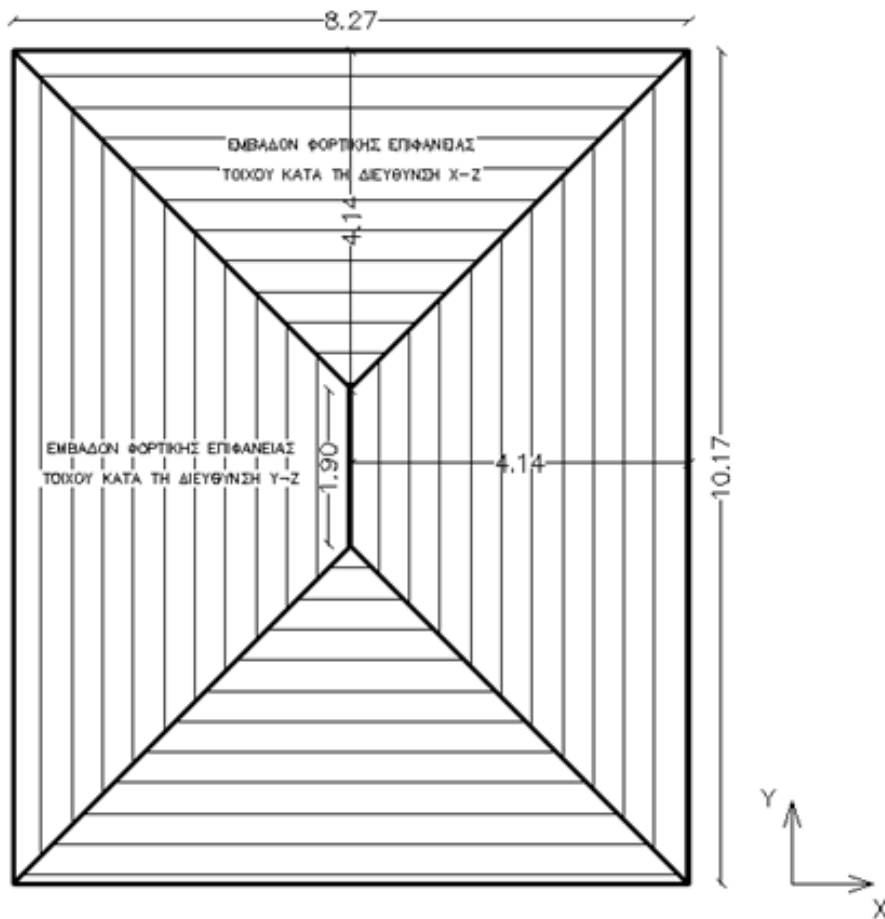
Όσον αφορά στις διαδοκίδες της οροφής του Α' ορόφου, το σανίδωμα έχει πάχος 2 cm και δεν θεωρήθηκαν κινητά φορτία. Οπότε:

Συντεταγμένες (X)	Πλάτος επιρροής	Μόνιμο φορτίο (kN/m)
4,90	0,245	0,04
5,39	0,46	0,07
5,82	0,49	0,08
6,37	0,53	0,08
6,87	0,49	0,08
7,35	0,49	0,08
7,85	0,45	0,07
8,25	0,37	0,06
8,59	0,38	0,06
9,00	0,42	0,07
9,43	0,49	0,08
9,98	0,52	0,08
10,47	0,49	0,08
10,96	0,52	0,08
11,50	0,49	0,08
11,94	0,47	0,07
12,43	0,25	0,04

Πίνακας 2.3.4: Φορτία διαδοκίδων πατώματος οροφής Α' ορόφου

2.3.3.2) Φορτία περιμετρικών τοίχων προερχόμενα από τις στέγες

Για τον υπολογισμό του φορτίου των περιμετρικών τοίχων λόγω των στεγών θεωρήθηκε, ως μια καλή προσέγγιση, ένα μέσο φορτίο στέγης ανά τετραγωνικό επιφανείας της ίσο με 2 kN/m^2 και, αντίστοιχα, ένα επιβαλλόμενο κινητό φορτίο ίσο με $0,5 \text{ kN/m}^2$. Έτσι, για την τετράριχτη στέγη στη στέψη του Α' ορόφου, λαμβάνοντας φορτικές επιφάνειες για τους περιμετρικούς τοίχους, σύμφωνα με το Σχήμα 2.3.3, έχουμε:



Σχήμα 2.3.3: Φορτικές επιφάνειες περιμετρικών τοίχων για τα φορτία της τετράριχτης στέγης

Εμβαδόν φορτικής επιφάνειας τοίχων κατά τη διεύθυνση x-z:

$$E_{x-z} = 1 / 2 \times (8,27 \times 4,14) = 17,12 \mu^2$$

Μόνιμα φορτία στέγης στους τοίχους κατά τη διεύθυνση x-z:

$$g_{x-z} = 2,0 \times 17,12 / 8,27 = 4,14 \text{ kN/m}$$

Κινητά φορτία στέγης στους τοίχους κατά τη διεύθυνση x-z:

$$q_{x-z} = 0,5 \times 17,12 / 8,27 = 1,04 \text{ kN/m}$$

Εμβαδόν φορτικής επιφάνειας τοίχων κατά τη διεύθυνση y-z:

$$E_{y-z} = 1 / 2 \times 4,14 \times (10,17 \times 1,90) = 24,98 \mu^2$$

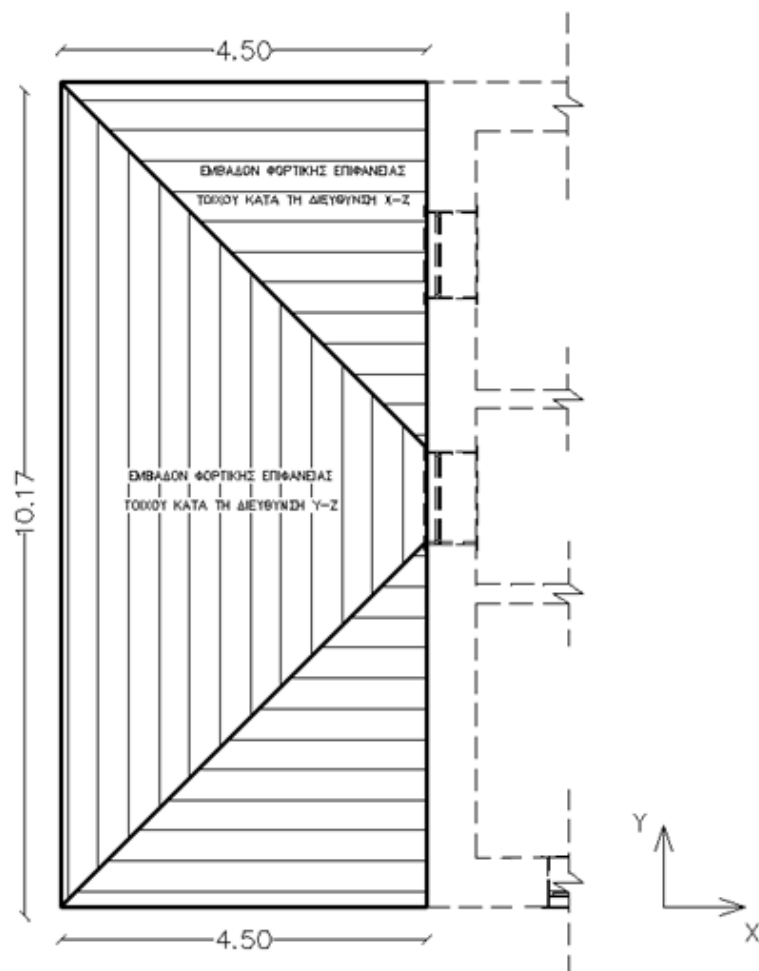
Μόνιμα φορτία στέγης στους τοίχους κατά τη διεύθυνση y-z:

$$g_{y-z} = 2,0 \times 24,98 / 8,27 = 4,91 \text{ kN/m}$$

Κινητά φορτία στέγης στους τοίχους κατά τη διεύθυνση γ-z:

$$q_{\gamma-z} = 0,5 \times 24,98 / 8,27 = 1,23 \text{ kN/m}$$

Αντίστοιχα, για την τρίριχτη στέγη στη στέψη των περιμετρικών τοίχων της προσθήκης κατ επέκταση, σύμφωνα με το Σχήμα 2.3.4, έχουμε:



Σχήμα 2.3.4: Φορτικές επιφάνειες περιμετρικών τοίχων για τα φορτία της τρίριχτης στέγης

Εμβαδόν φορτικής επιφάνειας τοίχων κατά τη διεύθυνση x-z:

$$E_{x-z} = 1 / 2 \times (4,50 \times 4,50) = 10,13 \text{ μ}^2$$

Μόνιμα φορτία στέγης στους τοίχους κατά τη διεύθυνση x-z:

$$g_{x-z} = 2,0 \times 10,13 / 4,50 = 4,50 \text{ kN/m}$$

Κινητά φορτία στέγης στους τοίχους κατά τη διεύθυνση x-z:

$$q_{x-z} = 0,5 \times 10,13 / 4,50 = 1,13 \text{ kN/m}$$

Εμβαδόν φορτικής επιφάνειας τοίχων κατά τη διεύθυνση γ-z:

$$E_{x-z} = 1 / 2 \times 4,50 \times (10,17 \times 1,17) = 25,52 \mu^2$$

Μόνιμα φορτία στέγης στους τοίχους κατά τη διεύθυνση γ-z:

$$g_{\gamma-z} = 2,0 \times 25,52 / 10,17 = 5,02 \text{ kN/m}$$

Κινητά φορτία στέγης στους τοίχους κατά τη διεύθυνση γ-z:

$$q_{\gamma-z} = 0,5 \times 25,52 / 10,17 = 1,25 \text{ kN/m}$$

Τα παραπάνω μόνιμα φορτία εισήχθησαν στο πρόγραμμα ως DEAD1 και προστέθηκαν στις μάζες που λαμβάνονται υπόψη κατά τη δυναμική ανάλυση (modal).

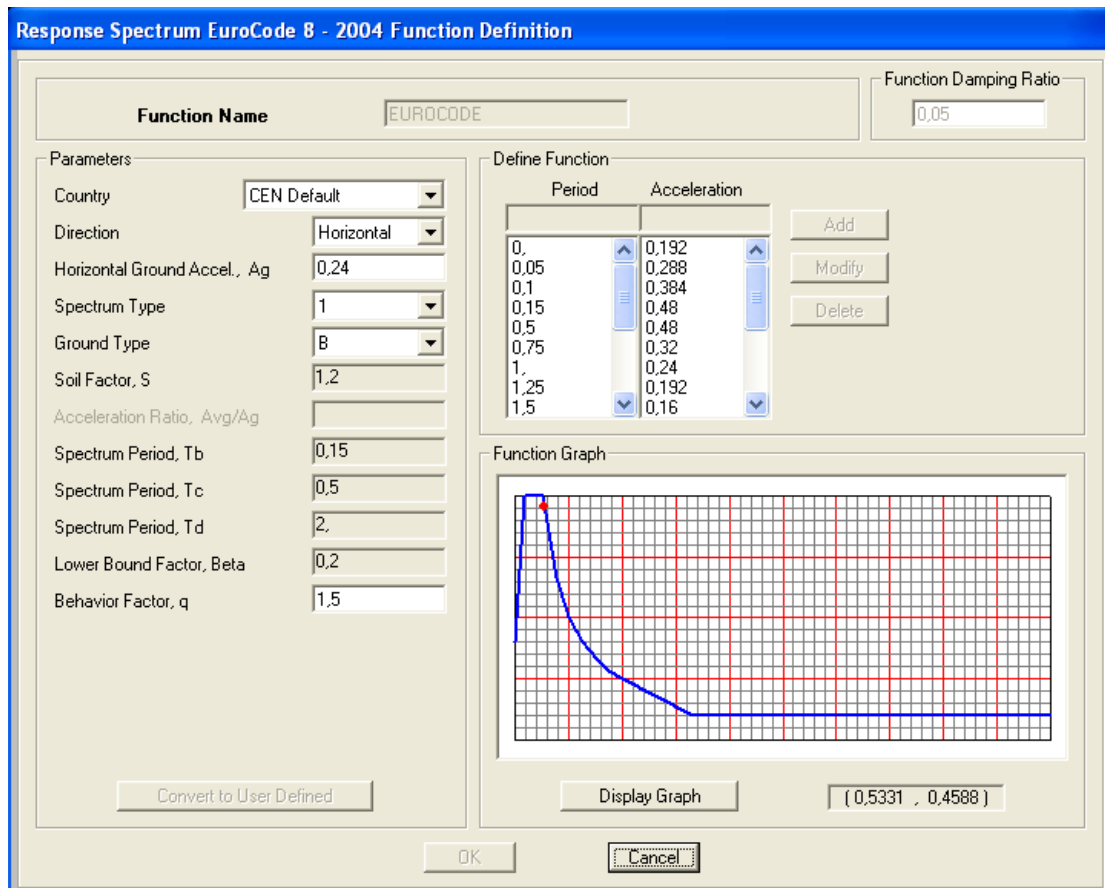
2.3.3.3) Φορτία λόγω σεισμού

Για την ιδιομορφική ανάλυση του μοντέλου έγινε χρήση των ιδιοδιανυσμάτων Eigen, μέθοδος η οποία παρά το γεγονός ότι υστερεί έναντι των ιδιοδιανυσμάτων Ritz ως προς τον βαθμό ενεργοποίησης της δρώσας μάζας και κατά συνέπεια ως προς την ταχύτητα επίλυσης μοντέλων με πολλούς δυναμικούς βαθμούς ελευθερίας, υπερτερεί σε ακρίβεια αποτελεσμάτων. Κατά την ανάλυση, συνυπολογίστηκαν οι 350 πρώτες ιδιομορφές του φορέα, ώστε να επιτευχθεί ενεργοποίηση ποσοστού μεγαλύτερου του 90% της δρώσας μάζας.

Έγινε χρήση του φάσματος σχεδιασμού του ευρωκώδικα, με βάση τα στοιχεία του παρακάτω πίνακα:

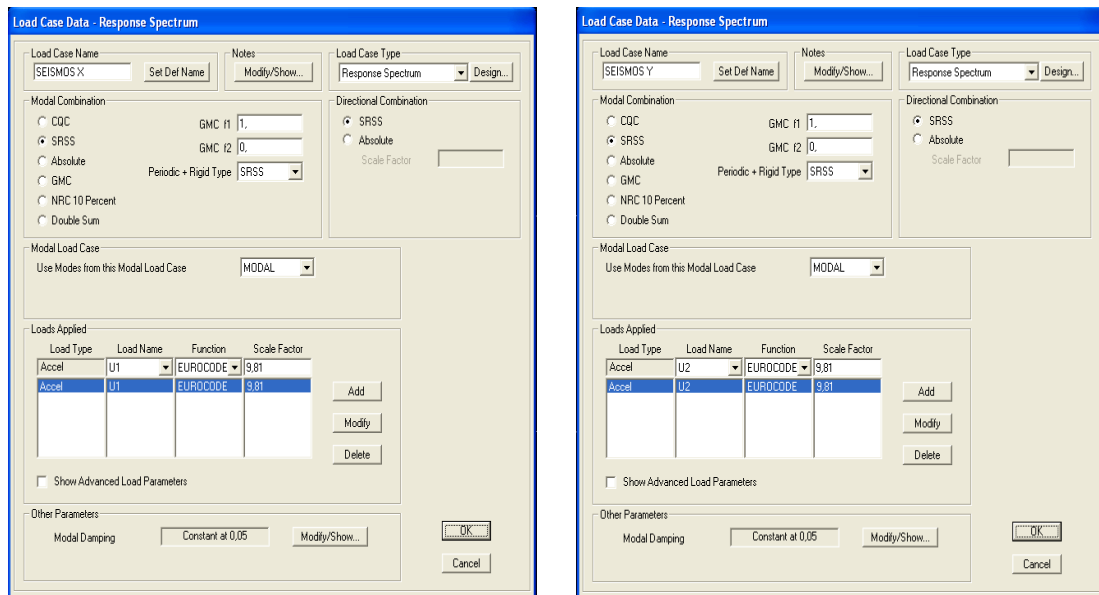
Οριζόντια σεισμική εδαφική επιτάχυνση (για Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας II)	$A_g = 0,24$
Είδος Φάσματος (Spectrum Type)	1
Κατηγορία Εδάφους	B
Συντελεστής Συμπεριφοράς (q)	1,5

Πίνακας 2.3.5: Στοιχεία σεισμικού φάσματος σχεδιασμού



Εικόνα 2.3.4: Εισαγωγή φάσματος σχεδιασμού του Ευρωκώδικα

Στη συνέχεια, μέσω του Load Cases του προγράμματος, ορίστηκαν οι συνιστώσες SEISMOS X και SEISMOS Y, αντίστοιχα, ώστε η σεισμική επιτάχυνση να επιβληθεί και κατά τις δύο διευθύνσεις. Σημειώνεται ότι χρησιμοποιήθηκε ένας πολλαπλασιαστικός συντελεστής 9,81 που σκοπό έχει να μετατρέψει τις τιμές του φάσματος σε m/sec^2 , αφού, αρχικά τα φάσμα εκφράζεται σε g.



Εικόνα 2.3.5: Ορισμός των δύο καθέτων σεισμικών συνιστωσών SEISMOS X και SEISMOS Y

2.3.3.4) Φορτικοί συνδυασμοί

Το κτίριο επιλύθηκε για τους ακόλουθους φορτικούς συνδυασμούς (load combinations):

- **SEISMΙΚΟΣ X** → $1,00 \times \text{DEAD} + 1,00 \times \text{DEAD1} + 0,30 \times \text{LIVE} + 1,00 \times \text{SEISMOS X} + 0,30 \times \text{SEISMOS Y}$
- **SEISMΙΚΟΣ Y** → $1,00 \times \text{DEAD} + 1,00 \times \text{DEAD1} + 0,30 \times \text{LIVE} + 1,00 \times \text{SEISMOS Y} + 0,30 \times \text{SEISMOS X}$

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3^ο

ΜΟΡΦΕΣ ΑΣΤΟΧΙΑΣ ΚΑΙ ΑΝΤΙΣΤΟΙΧΟΙ ΕΛΕΓΧΟΙ

Στο παρόν κεφάλαιο γίνεται αρχικά μια αναφορά στην συμπεριφορά των κτιρίων από φέρουσα τοιχοποιία υπό σεισμικές δράσεις. Αναδεικνύονται οι βασικοί παράγοντες που επηρεάζουν την απόκριση τέτοιων κτιρίων σε σεισμική καταπόνηση και παρατίθενται οι κυριότερες μορφές αστοχίας. Τέλος, περιγράφονται οι έλεγχοι έναντι σεισμικών δράσεων, συμπεριλαμβανομένων στοιχείων μηχανικής της τοιχοποιίας, που θα γίνουν στο μοντέλο και ακολούθως αναφέρεται η μεθοδολογία που θα χρησιμοποιηθεί για τον υπολογισμό των εντατικών μεγεθών.

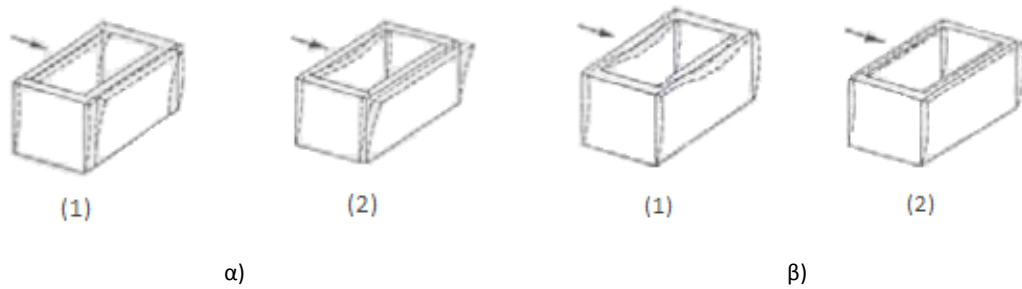
3.1) ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΑΠΟ ΤΗ ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑ ΚΤΙΡΙΩΝ ΑΠΟ ΦΕΡΟΥΣΑ ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΑ

Μέχρι πρόσφατα, η σε βάθος γνώση της σεισμικής τρωτότητας των υφιστάμενων κτιρίων από φέρουσα τοιχοποιία ήταν μικρή, ειδικά για αυτά που είχαν κατασκευασθεί χωρίς καμιά πρόβλεψη αντισεισμικής θωράκισης. Ακόμα και στις περιπτώσεις που έγιναν κάποιες επεμβάσεις σε κτίρια που είχαν υποστεί βλάβες από σεισμούς, αυτές πιο πολύ βασίστηκαν στη διαίσθηση του μηχανικού παρά σε κάποια συστηματική έρευνα των αιτιών που τις προκάλεσαν. Τα μηχανικά χαρακτηριστικά των υλικών δεν ήταν γνωστά και δεν υπήρχε σαφής εικόνα της σεισμικής συμπεριφοράς του κτιρίου ως συνόλου, ούτε υπήρχε πειραματική επιβεβαίωση των εφαρμοζόμενων τεχνικών επέμβασης.

Η μελέτη των βλαβών που παρουσιάστηκαν στα κτίρια σε παρελθόντες σεισμούς, καθώς και η ανάλυση της στατικής συμπεριφοράς τους μέσω υπολογιστικών εργαλείων, οδήγησε στη διακριτοποίηση των στοιχείων που χαρακτηρίζουν και επηρεάζουν αυτή τη συμπεριφορά. Έτσι κατατάσσοντας τα, αυτά είναι:

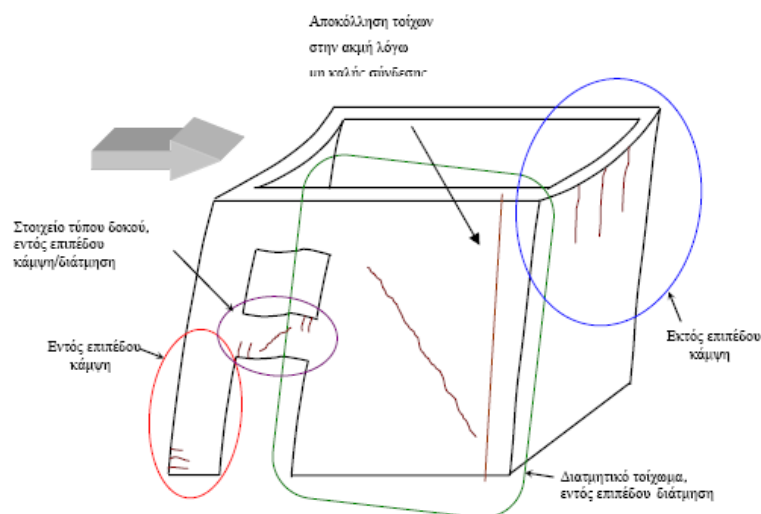
- Ο τύπος των πατωμάτων και στεγών (καθορίζουν τον βαθμό συμμετοχής των τοίχων στη σεισμική διέγερση)
- Ο τύπος των φερουσών τοιχοποιιών (κατακόρυφα στοιχεία ανάληψης των δυνάμεων)
- Η ύπαρξη ή όχι, καθώς και ο τύπος των διαζωμάτων και των ελκυστήρων.
- Ο βαθμός σύνδεσης των εγκάρσιων τοίχων.

Το είδος του διαφράγματος το οποίο χρησιμοποιείται σε κάθε κτίριο αποτελεί ένα πολύ σημαντικό παράγοντα στη συμπεριφορά του κτιρίου κατά τη σεισμική διέγερσή του. Όπως φαίνεται στην Εικόνα 3.1.1 η απόκριση του κτιρίου είναι εντελώς διαφορετική στη περίπτωση όπου δεν έχει εξασφαλιστεί η οριζόντια σύνδεση των τοίχων, με την χρήση οριζόντιου διαφράγματος ή την κατασκευή οριζόντιου διαφράγματος με μεγάλη δυσκαμψία στο επίπεδό του (π.χ. πλάκα οπλισμένου σκυροδέματος). Όταν οι τοίχοι είναι ασύνδετοι μεταξύ τους παραμορφώνονται ανεξάρτητα: αυτοί που βρίσκονται παράλληλα στη διεύθυνση του σεισμού καταπονούνται σε κάμψη και διάτμηση ταυτόχρονα.



Εικόνα 3.1.1: Διαφορετικοί τρόποι απόκρισης κτιρίου φέρουσας τοιχοποιίας. α) Απουσία διαφραγματικής λειτουργίας [(1): κάμψη για τους τοίχους εγκάρσια στην διεύθυνση του σεισμού, (2): κάμψη και διάτμηση για τους τοίχους παράλληλα στη διεύθυνση του σεισμού]. β) Υπαρξη διαφραγματικής λειτουργίας [(1): κοινή παραμόρφωση στις γωνίες ένωσης των τοίχων, (2): ίσες μετακινήσεις σε όλη τη στέψη του κτιρίου].^[8]

Η εξασφάλιση της οριζόντιας συνεργασίας των τοίχων έχει ευνοϊκά αποτελέσματα, γιατί αναγκάζει τους τοίχους στα σημεία που διατέμνονται να έχουν κοινές μετατοπίσεις, άρα και παραμορφώσεις. Η κοινή μετατόπιση της στέψης των τοίχων του ορόφου οδηγεί σε μειωμένη ένταση, λόγω της κατανομής της αδρανειακής δύναμης ανάλογα με την δυσκαμψία κάθε τοίχου, οπότε έτσι εξασφαλίζεται η λειτουργία των πεσσών σαν πλάκες, για την εκτός επιπέδου ένταση και όχι σαν πρόβολοι. Στην Εικόνα 3.2 φαίνονται οι χαρακτηριστικότεροι τύποι καταπόνησης ενός κτιρίου από φέρουσα τοιχοποιία το οποίο υπόκειται σε σεισμική διέγερση. Όπως είναι φανερό, η συνολική συμπεριφορά του κτιρίου περιλαμβάνει ένα συνδυασμό περιπτώσεων έντασης και παραμόρφωσης, ώστε να καθιστά το πρόβλημα της ανίχνευσης της συμπεριφοράς πολύπλοκο και μοναδικό για κάθε κτίριο. Παραδείγματος χάριν, η ύπαρξη ανοιγμάτων μεταβάλλει δραστικά τη συμπεριφορά ενός τοίχου, λόγω του γεγονότος ότι μειώνει την δυσκαμψία του και δημιουργεί υποστοιχεία τα οποία έχουν διαφορετική στατική συνεργασία μεταξύ τους (στοιχεία δοκού, διατμητικό τοίχωμα, υποσύλωμα).^[8]



Εικόνα 3.1.2: Χαρακτηριστικοί τρόποι καταπόνησης της τοιχοποιίας^[8]

3.2) ΜΗΧΑΝΙΣΜΟΙ ΑΣΤΟΧΙΑΣ ΦΕΡΟΥΣΑΣ ΤΟΙΧΟΠΟΙΑΣ ΠΟΥ ΥΠΟΚΕΙΤΑΙ ΣΕ ΣΕΙΣΜΙΚΑ ΦΟΡΤΙΑ

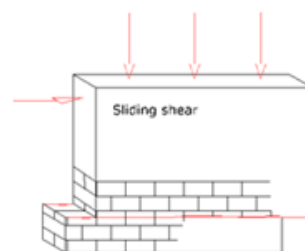
Αν δεν αναμένονται σεισμοί σε μία περιοχή, η ευστάθεια των κατασκευών από τοιχοποιία απαιτείται να ελεγχθεί μόνο για τα φορτία βαρύτητας. Στην περίπτωση σεισμού, όμως, η κατασκευή θα υποστεί μια σειρά ανακυκλιζόμενων οριζόντιων δράσεων, οι οποίες συχνά προκαλούν πρόσθετες υψηλές καμπτικές και διατμητικές τάσεις στους φέροντες τοίχους, οι οποίες υπερβαίνουν την ελαστική περιοχή της συμπεριφοράς των υλικών της τοιχοποιίας. Οι φέροντες τοίχοι, οι οποίοι είναι το βασικό στοιχείο αντίστασης στα σεισμικά φορτία, θα αναπτύξουν βλάβες και αν δεν έχουν σχεδιαστεί κατάλληλα και λεπτομερώς να αντέξουν ανελαστικές παραμορφώσεις και να απορροφήσουν ενέργεια, οι επιβαλλόμενες αδρανειακές δυνάμεις μπορούν να προκαλέσουν βαριές βλάβες ή ακόμη και κατάρρευση του κτιρίου.

Αφού η εδαφική κίνηση είναι τρισδιάστατη, εισάγονται κατακόρυφες και οριζόντιες αδρανειακές δυνάμεις οι οποίες μεταβάλλονται με τον χρόνο και έχουν ως αποτέλεσμα την τρισδιάστατη ταλάντωση της κατασκευής. Επιπλέον, εξαιτίας των κατανεμημένων μαζών των τοίχων, εισάγονται αδρανειακές δυνάμεις κάθετες στα επίπεδα των τοίχων που έχουν ως αποτέλεσμα την εκτός επιπέδου ταλάντωση των φερόντων και μη φερόντων τοίχων.

Λόγω της τυπικής δομικής διαμόρφωσης και της εφεδρείας αντοχής των υλικών της τοιχοποιίας όσον αφορά στην παραλαβή των φορτίων βαρύτητας, δεν είναι αναγκαίο να ελέγχεται η φέρουσα ικανότητα των τοίχων και των δαπέδων για την κατακόρυφη σεισμική δράση.

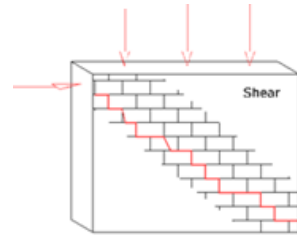
Σύμφωνα με τα αποτελέσματα αναλύσεων των σεισμικών βλαβών και μεταγενέστερων πειραμάτων, τρεις τύποι μηχανισμών αστοχίας προσδιορίζουν τη σεισμική συμπεριφορά των φερόντων τοίχων από τοιχοποιία, όταν υπόκεινται σε εντός επιπέδου σεισμικά φορτία. Οι μηχανισμοί εξαρτώνται από τη γεωμετρία των τοίχων (λόγος ύψους προς πάχος) και την ποιότητα των υλικών, αλλά και από τις οριακές συνθήκες στήριξης και τα φορτία που δρουν στον τοίχο.

α) Στην περίπτωση μικρών κατακόρυφων φορτίων και κονιάματος χαμηλής ποιότητας, τα σεισμικά φορτία συχνά προκαλούν αποκοπή του τοίχου σε δύο μέρη και ολίσθηση του ανωτέρου μέρους του κατά μήκος ενός από τους οριζόντιους αρμούς κονιάματος. Ο μηχανισμός λέγεται αστοχία **διατμητικής ολίσθησης**.

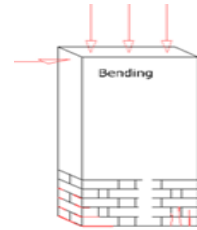


Αν το επίπεδο του κατακόρυφου φορτίου και των αξονικών θλιπτικών τάσεων στον τοίχο είναι μέσα στα επιτρεπτά όρια, ο τοίχος μπορεί να αστοχήσει είτε σε διάτμηση είτε σε κάμψη.

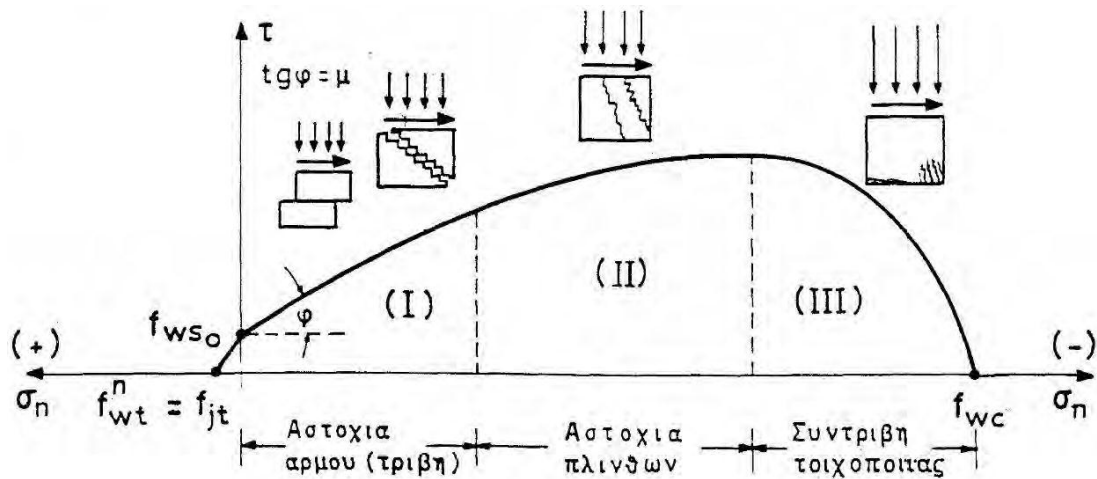
β) Η **διατμητική αστοχία**, η οποία είναι μια τυπική μορφή αστοχίας των τοίχων που υπόκεινται σε σεισμικά φορτία, συμβαίνει όπου οι κύριες εφελκυστικές τάσεις, που αναπτύσσονται στον τοίχο από το συνδυασμό των κατακόρυφων και οριζόντιων φορτίων, υπερβαίνουν την εφελκυστική αντοχή των υλικών της τοιχοποιίας. Οι χαρακτηριστικές διαγώνιες ρωγμές αναπτύσσονται στον τοίχο ακριβώς πριν επιτευχθεί η πλευρική αντίσταση. Οι ρωγμές μπορεί είτε να ακολουθούν τους αρμούς είτε να διαπερνούν τα λιθосώματα, ή και τα δύο.



γ) Στην περίπτωση αυξημένης διατμητικής αντίστασης και υψηλού λόγου ροπών/διάτμησης, συμβαίνει θραύση των θλιβόμενων περιοχών στα άκρα των τοίχων, αποδεικνύοντας τον καμπτικό τρόπο αστοχίας.^[15]



Η τυπική μορφή της καμπύλης (τ, σ) φαίνεται στο παρακάτω σχήμα.



Σχήμα 3.2.1: Τυπική μορφή καμπύλης (τ, σ)^[11]

3.3) ΜΕΘΟΔΟΛΟΓΙΑ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΥ ΤΩΝ ΕΝΤΑΤΙΚΩΝ ΜΕΓΕΘΩΝ ΚΑΙ ΕΛΕΓΧΟΙ ΕΝΑΝΤΙ ΣΕΙΣΜΙΚΩΝ ΔΡΑΣΕΩΝ

3.3.1) Εισαγωγικά στοιχεία

Κάτωθι επεξηγούνται, αναλυτικά, δύο στοιχεία με συχνή εμφάνιση στους ελέγχους των επόμενων υποκεφαλαίων. Τα δύο αυτά στοιχεία είναι:

- Ο συντελεστής ασφάλειας για την τοιχοποιία γ_M
- Η κατακόρυφη τάση σχεδιασμού της τοιχοποιίας σ_d

3.3.1.1) Συντελεστής ασφάλειας για την τοιχοποιία γ_M

Η ποιότητα κτισίματος της τοιχοποιίας επηρεάζει την αντοχή της. Ως εκ τούτου, ο παράγοντας αυτός λαμβάνεται υπόψη μέσω του επιμέρους συντελεστή ασφαλείας για την τοιχοποιία, ο οποίος καθορίζεται αφενός ανάλογα με την κατηγορία ελέγχου δόμησης της τοιχοποιίας και αφετέρου σύμφωνα με την κατηγορία ελέγχου παραγωγής των λιθοσωμάτων.

Το Εθνικό Προσάρτημα προβλέπει ότι οι κατηγορίες των λιθοσωμάτων και οι στάθμες ποιοτικού ελέγχου κατασκευής θα ορίζονται μέσω υπουργικής απόφασης. Ενδεικτικώς, παρατίθενται οι παρακάτω αντιστοιχίες:

Λιθοσώματα Κατηγορίας I: Τα λιθοσώματα κατατάσσονται στην Κατηγορία I, όταν ο παραγωγός αποδέχεται να προμηθεύει λιθοσώματα της προδιαγεγραμμένης θλιπτικής αντοχής, η οποία θα προκύπτει από δοκιμές, όπως αυτές ορίζονται στο EN 772-1. Η μονάδα παραγωγής λειτουργεί βάσει πιστοποιημένου συστήματος ελέγχου ποιότητας, τα αποτελέσματα του οποίου είναι διαθέσιμα, ώστε μια ανεξάρτητη Αρχή να ελέγχει και να διαπιστώνει συστηματική συμμόρφωση της θλιπτικής αντοχής των λιθοσωμάτων με την προδιαγραφόμενη τιμή.

Λιθοσώματα Κατηγορίας II: Τα λιθοσώματα κατατάσσονται στην Κατηγορία II, όταν ο παραγωγός ικανοποιεί την απαίτηση προμήθειας λιθοσωμάτων με την προδιαγεγραμμένη θλιπτική αντοχή, αλλά δεν πληροί τους όρους που περιγράφονται για την Κατηγορία I.

Στάθμη ποιοτικού ελέγχου κατασκευής 1: Αυτή η στάθμη μπορεί να θεωρηθεί ότι ισχύει όταν ικανοποιούνται όλες οι παρακάτω απαιτήσεις ταυτοχρόνως:

(α) Προκαταρκτικές δοκιμές θλιπτικής αντοχής κονιάματος, σκυροδέματος πληρώσεως και λιθοσωμάτων αποδεικνύουν την συμφωνία με τις προδιαγραφόμενες από την μελέτη τιμές.

(β) Τακτικές δοκιμές του κονιάματος, του σκυροδέματος πληρώσεως και των λιθοσωμάτων, τα οποία χρησιμοποιούνται στο εργοτάξιο, αποδεικνύουν την συστηματική συμμόρφωση αυτών των υλικών με τις προδιαγεγραμμένες απαιτήσεις.

Στάθμη ποιοτικού ελέγχου κατασκευής 2: Αυτή η στάθμη μπορεί να θεωρηθεί ότι ισχύει όταν σποραδικοί έλεγχοι πραγματοποιούνται από τον Επιβλέποντα Μηχανικό ή από

Εκπρόσωπο του και οι αντίστοιχες δοκιμές του κονιάματος, του σκυροδέματος πλήρωσης και των λιθοσωμάτων αποδεικνύουν την συμμόρφωση με τις προδιαγεγραμμένες τιμές αντοχών.

Στάθμη ποιοτικού ελέγχου κατασκευής 3: Αυτή η στάθμη μπορεί να θεωρηθεί ότι ισχύει όταν οι σχετικοί από τον Επιβλέποντα Μηχανικό δεν είναι συχνοί ή όταν οι έλεγχοι πραγματοποιούνται μόνον από τον Ανάδοχο.

Επισημαίνεται ότι, κατά το Εθνικό Προσάρτημα του 1998-1, στους ελέγχους οριακής κατάστασης αστοχίας υπό το σεισμικό συνδυασμό, θα πρέπει να χρησιμοποιούνται επιμέρους συντελεστές γ_M για τις ιδιότητες της τοιχοποιίας και γ_s για τον χάλυβα οπλισμού με την τιμή γ_M να είναι τα 2/3 της τιμής που ορίζεται στο Εθνικό Προσάρτημα του EN 1996-1-1, όχι όμως λιγότερο από 1,5. Η τιμή του γ_s είναι 1,0.

Αριθμητικές τιμές για τον συντελεστή γ_M για την τοιχοποιία

Υλικό		γ_M		
		Στάθμη ποιοτικού ελέγχου κατασκευής		
		1	2	3
	Τοιχοποιία από:			
A	Λιθοσώματα Κατηγορίας I, κονίαμα με μελέτη συνθέσεως	1,7	2,0	2,2
B	Λιθοσώματα Κατηγορίας I, προδιαγεγραμμένο κονίαμα	2,0	2,2	2,5
Γ	Λιθοσώματα Κατηγορίας II, οποιοδήποτε κονίαμα	2,2	2,5	2,7
Δ	Συνάφεια του χάλυβα οπλισμού	2,0	2,2	2,5
E	Χάλυβας οπλισμού και χάλυβας προέντασης	1,15		
ΣΤ	Δευτερεύοντα στοιχεία	2,0	2,2	2,5
Z	Υπερθυρα σύμφωνα με το EN 845-2	1,7	2,0	2,2

Πίνακας 3.3.1: Αριθμητικές τιμές του συντελεστή γ_M

Στην παρούσα εργασία θεωρήθηκε, με γνώμονα την ασφάλεια, πως τα λιθοσώματα ανήκουν στην Κατηγορία II και παράλληλα δεν χρησιμοποιείται προδιαγεγραμμένο κονίαμα ή κονίαμα με μελέτη συνθέσεως. Κατά συνέπεια, από τον παραπάνω πίνακα βρίσκουμε $\gamma_M = 2,7$. Επομένως η τιμή του συντελεστή γ_M που χρησιμοποιήσαμε στους ελέγχους ισούται με : $\gamma_M = 2/3 \times 2,7 \rightarrow \gamma_M = 1,8$

3.3.1.2) Κατακόρυφη τάση σχεδιασμού της τοιχοποιίας σ_d

Στα επόμενα υποκεφάλαια αναλύονται οι έλεγχοι με τους οποίους ελέγχθηκε η κατασκευή. Κύριο μέγεθος των ελέγχων αυτών είναι η κατακόρυφη τάση σχεδιασμού της

τοιχοποιίας σ_d . Η κατακόρυφη αυτή τάση προκύπτει από τις μόνιμες δράσεις επί του τοίχου στην υπό έλεγχο στάθμη. Οι μόνιμες δράσεις αντιστοιχούν στον φορτικό συνδυασμό:

$$1,00 \times \text{μόνιμα} + 0,30 \times \text{κινητά}.$$

3.3.2) Καμπτική αντοχή τοιχοποιίας για εκτός επιπέδου κάμψη παράλληλα στις οριζόντιες ακμές

Η άοπλη τοιχοποιία ελέγχεται έναντι κάμψης με την ανίσωση ελέγχου:

$$M_{sd} < M_{Rd} \quad (\tau. 3.1)$$

Όπου η εκτός επιπέδου αντοχή σχεδιασμού έναντι καμπτικής ροπής ανά μονάδα μήκους ή ύψους δίνεται από την ακόλουθη σχέση:

$$M_{Rd} = (f_{xd} \cdot Z) / \gamma_M \quad (\tau. 3.2)$$

Όπου:

f_{xd} είναι η καμπτική αντοχή σχεδιασμού για το κατάλληλο επίπεδο κάμψης (παράλληλα στις οριζόντιες ή κάθετες ακμές)

$$\gamma_M = 1,8$$

$Z = b \cdot t^2 / 6$ είναι η ροπή αντίστασης ανά μονάδα μήκους ή ύψους

Όταν ασκείται ένα μόνιμο κατακόρυφο φορτίο στον τοίχο, η θετική επιρροή της κατακόρυφης τάσης μπορεί να λαμβάνεται υπόψη μέσω της χρήσης της φαινόμενης καμπτικής αντοχής $f_{xd1,app}$ η οποία δίνεται από την παρακάτω εξίσωση:

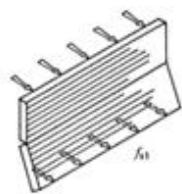
$$f_{xd1,app} = f_{xd1} + \sigma_d \quad (\tau. 3.3)$$

όπου:

σ_d η κατακόρυφη τάση σχεδιασμού, η οποία προκύπτει από τις μόνιμες δράσεις επί του τοίχου στην υπό έλεγχο στάθμη, η οποία δεν πρέπει να λαμβάνεται μεγαλύτερη από $0,2 \cdot f_d$.

Στην περίπτωση μας $f_d = 1,50 \text{ MPa}$.

f_{xd1} είναι η καμπτική αντοχή σχεδιασμού της τοιχοποιίας όταν το επίπεδο κάμψης είναι παράλληλο με τους οριζόντιους αρμούς κονιάματος. Σύμφωνα με τον παρακάτω πίνακα και την περίπτωση μας: $f_{xd1} = 0,05 \text{ MPa}$ γιατί θεωρήσαμε ότι στη τοιχοποιία μας έχει χρησιμοποιηθεί κονίαμα γενικής χρήσης με αντοχή $f_m < 5 \text{ MPa}$ και λαξευμένη φυσική πέτρα ως λιθόσωμα. ^[5]



Τιμές της f_{ck}

Υλικό λιθοσώματος	f_{ck} (N/mm ²)			
	Κονίαμα γενικής εφαρμογής		Κονίαμα λεπτής στρώσεως	Ελαφροκονίαμα
	$f_m < 5\text{N/mm}^2$	$f_m \geq 5\text{N/mm}^2$		
Άργιλος	0,10	0,10	0,15	0,10
Πυριτικό ασβέστιο	0,05	0,10	0,20	Δεν χρησιμοποιείται
Σκυρόδεμα με αδρανή	0,05	0,10	0,20	Δεν χρησιμοποιείται
Αυτόκλειστο κυψελωτό σκυρόδεμα	0,05	0,10	0,15	0,10
Τεχνητοί λίθοι	0,05	0,10	Δεν χρησιμοποιείται	Δεν χρησιμοποιείται
Λαξευτοί φυσικοί λίθοι	0,05	0,10	0,15	Δεν χρησιμοποιείται

Πίνακας 3.3.2: Τιμές καμπτικής αντοχής για επίπεδο αστοχίας παράλληλα στις οριζόντιες ακμές

Σύμφωνα με τις Ειδικές Διατάξεις για Κτίρια σε σεισμογενείς περιοχές, για τον έλεγχο ασφαλείας έναντι κατάρρευσης αόπλων τοίχων εκτός επιπέδου μπορεί να εφαρμόζεται η εξής σχέση:

$$M_{Rd} = 1/2(\sigma_d \cdot t^2 \cdot l) \cdot (1 - \gamma_M \cdot \sigma_d / f_k) \quad (\tau. 3.4)$$

όπου:

t , l = το πάχος και το μήκος του τοίχου, αντίστοιχα,

σ_d = η τιμή σχεδιασμού της ορθής θλιπτικής τάσης στον τοίχο,

f_d = η τιμή σχεδιασμού της θλιπτικής αντοχής της τοιχοποιίας. ^[4]

Σχόλιο: Κατά τον έλεγχο έναντι εκτός επιπέδου κάμψης, παράλληλης στις οριζόντιες ακμές, μπορεί να χρησιμοποιηθεί είτε ο τύπος (τ. 3.2) είτε ο (τ. 3.4) για την εύρεση της καμπτικής αντοχής. Παρ' όλα αυτά, ο τύπος (τ. 3.4) δίνει καλύτερα αποτελέσματα σε σχέση με τον πρώτο. Συνεπώς, στην παρούσα εργασία, για τον έλεγχο έναντι εκτός επιπέδου κάμψης, παράλληλης στις οριζόντιες ακμές, προτιμήθηκε και χρησιμοποιήθηκε ο τύπος:

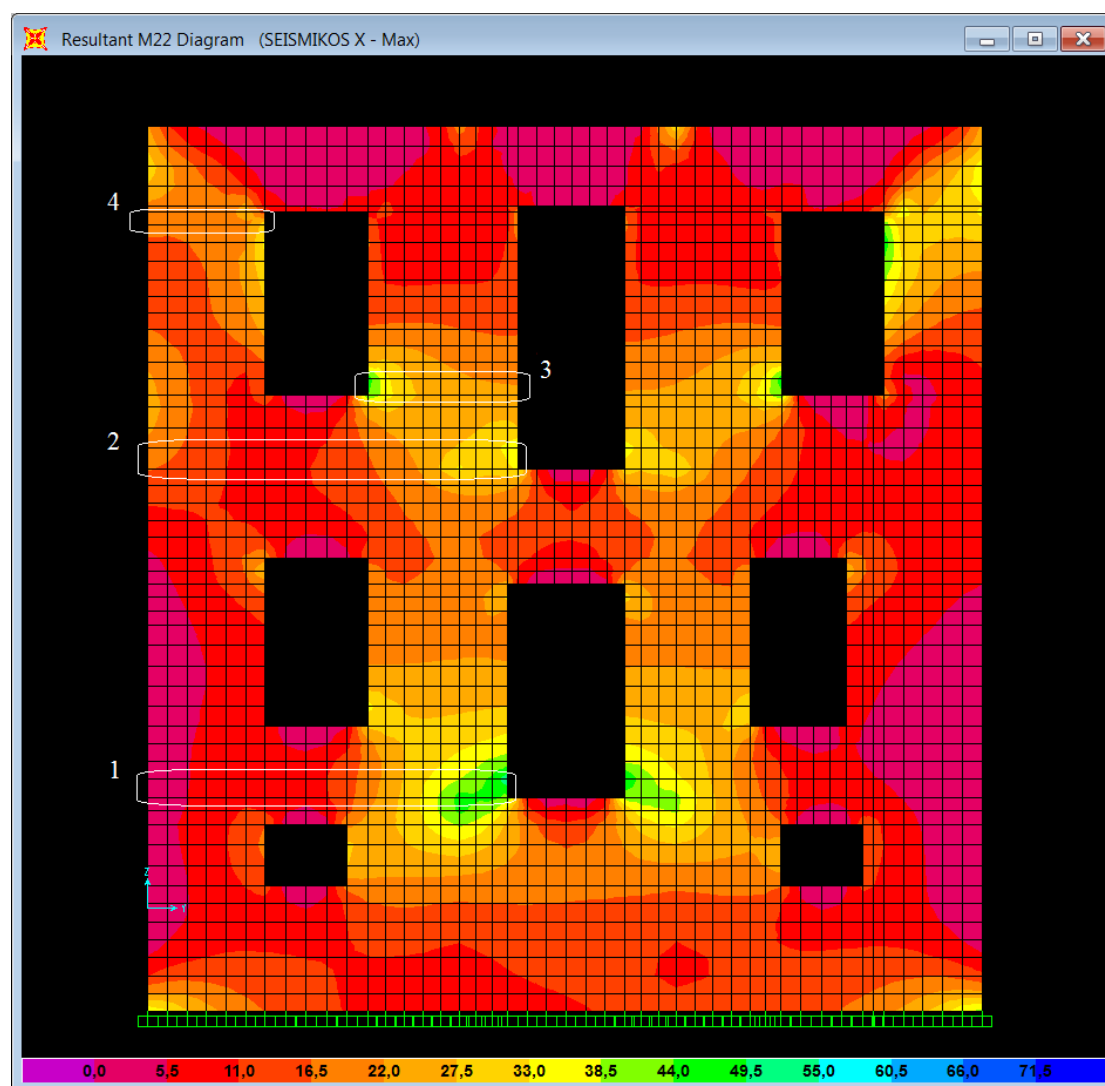
$$M_{Rd} = 1/2(\sigma_d \cdot t^2 \cdot l) \cdot (1 - \gamma_M \cdot \sigma_d / f_k) \quad (\tau. 3.4)$$

Μεθοδολογία εύρεσης δρώσας καμπτικής ροπής

(Για επίπεδο αστοχίας παράλληλο στις οριζόντιες ακμές - **M22**)

Βήμα 1^ο

Από τις ισοδυναμικές καμπύλες που παρήγαγε το sap2000 v14.1 για την M22 διακρίναμε τέσσερις πιθανές «επικίνδυνες» περιοχές με μεγάλες τιμές της M22 που φαίνονται στο παρακάτω σχήμα:



Εικόνα 3.3.1: Ισοδυναμικές καμπύλες M22

Βήμα 2^ο

Από το output του προγράμματος απομονώσαμε για κάθε ένα στοιχείο της υπόψη περιοχής τις εσωτερικές M22 και F22 των κόμβων (τέσσερις σε κάθε στοιχείο). Ζητώντας να

υπολογίσουμε μια συνισταμένη M22 και F22, δημιουργήσαμε το μέσο όρο των εσωτερικών εντάσεων των κόμβων κάθε στοιχείου και, αφού ο μέσος όρος αυτός πολλαπλασιάστηκε με το μήκος του κάθε στοιχείου ώστε να μετατραπούν σε KN τα εξαγόμενα σε KN/m αποτελέσματα του προγράμματος, οδηγηθήκαμε στις συνισταμένες M22 και F22 αντίστοιχα κάθε στοιχείου. Οι M22 και F22 όλων των στοιχείων αθροιζόμενες έδωσαν την δρώσα ροπή εκτός επιπέδου και την κατακόρυφη θλιπτική τάση, αντίστοιχα. Για τον πεσσο 3 για παράδειγμα, ο πίνακας που προκύπτει είναι ο εξής:

TABLE: Element Forces - Area Shells									
Area	μήκος στοιχείου	ShellType	Joint	OutputCase	StepType	F22	M.O. των F22	M22	M.O. των M22
Text	m	Text	Text	Text	Text	KN/m	KN	KNm/m	KNm
2587	0,13	Shell-Thick	593	SEISMIKOS X	Max	-94,32	-12,31	23,52	2,88
			99			-94,73		23,52	
			2643			-95,1		20,83	
			2637			-94,69		20,73	
8823	0,22	Shell-Thick	26	SEISMIKOS X	Max	-154,51	-25,92	67,52	11,00
			8941			-86,15		38,88	
			9065			-81,15		32,86	
			2635			-149,52		60,69	
8824	0,23	Shell-Thick	8941	SEISMIKOS X	Max	-84,13	-20,02	37,55	7,45
			8942			-89,18		31,34	
			9066			-89,93		27,37	
			9065			-84,87		33,32	
8825	0,22	Shell-Thick	8942	SEISMIKOS X	Max	-88,19	-19,44	31,22	6,11
			8943			-87,99		27,90	
			9067			-88,52		24,42	
			9066			-88,72		27,58	
8826	0,23	Shell-Thick	8943	SEISMIKOS X	Max	-87,39	-20,39	27,97	5,82
			8944			-89,33		25,93	
			9068			-89,9		22,63	
			9067			-87,96		24,60	
8827	0,22	Shell-Thick	8944	SEISMIKOS X	Max	-88,96	-19,85	26,05	5,27
			592			-91,1		25,07	
			2542			-91,47		21,82	
			9068			-89,34		22,82	
8850	0,2	Shell-Thick	592	SEISMIKOS X	Max	-90,73	-18,34	25,27	4,62
			8921			-92,35		24,13	
			9083			-92,71		21,03	
			2542			-91,1		22,07	
8851	0,19	Shell-Thick	8921	SEISMIKOS X	Max	-92,11	-17,69	24,30	4,30
			8922			-93,75		23,99	
			9084			-94,06		20,95	
			9083			-92,42		21,25	
8852	0,2	Shell-Thick	8922	SEISMIKOS X	Max	-93,57	-18,83	24,15	4,47
			593			-94,48		23,42	
			2637			-94,73		20,65	
			9084			-93,83		21,16	

Πίνακας 3.3.3: Εξαγωγή αποτελεσμάτων από excel

Βήμα 3°

Ελέγχουμε αν η κατακόρυφη τάση $\sigma_d < 0,2 \cdot f_d$, εφαρμόζουμε τον (τ. 3.3). Έπειτα υπολογίζουμε την M_{Rd} μέσω του (τ. 3.4) και ελέγχουμε αν $M_{sd} < M_{Rd}$.

3.3.3) Καμπτική αντοχή τοιχοποιίας για εκτός επιπέδου κάμψη παράλληλα στις κατακόρυφες ακμές

Η άοπλη τοιχοποιία ελέγχεται έναντι κάμψης με την ανίσωση ελέγχου:

$$M_{sd} < M_{Rd}$$

Όπου η εκτός επιπέδου αντοχή σχεδιασμού έναντι καμπτικής ροπής ανά μονάδα μήκους ή ύψους δίνεται από την ακόλουθη σχέση:

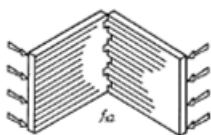
$$M_{Rd} = (f_{yk2} \cdot Z) / \gamma_M \quad (\tau. 3.5)$$

όπου:

f_{yk2} είναι η καμπτική αντοχή σχεδιασμού της τοιχοποιίας όταν το επίπεδο κάμψης είναι κάθετα στους οριζόντιους αρμούς κονιάματος. Σύμφωνα με τον παρακάτω πίνακα και την περίπτωση μας: $f_{yk2} = 0,2 \text{ MPa}$ γιατί θεωρήσαμε ότι στη τοιχοποιία μας έχει χρησιμοποιηθεί κονίαμα γενικής χρήσης με αντοχή $f_m < 5 \text{ MPa}$ και λαξευμένη φυσική πέτρα ως λιθόσωμα

$Z = b \cdot t^2 / 6$ είναι η ροπή αντίστασης ανά μονάδα μήκους ή ύψους

γ_M είναι ο επιμέρους συντελεστής ασφαλείας για την τοιχοποιία. [5]



Τιμές της f_{yk2}

Υλικό λιθόσωματος	$f_{yk2} \text{ (N/mm}^2\text{)}$			
	Κονίαμα γενικής εφαρμογής		Κονίαμα λεπτής στρώσεως	Ελαφροκονίαμα
	$f_m < 5 \text{ N/mm}^2$	$f_m \geq 5 \text{ N/mm}^2$		
Άργιλος	0,20	0,40	0,15	0,10
Πυριτικό ασβέστιο	0,20	0,40	0,30	Δεν χρησιμοποιείται
Σκυρόδεμα με αδρανή	0,20	0,40	0,30	Δεν χρησιμοποιείται
Αυτόκλειστο κυψελωτό σκυρόδεμα	0,20	0,20	0,30	0,15
Τεχνητοί λίθοι	0,20	0,40	Δεν χρησιμοποιείται	Δεν χρησιμοποιείται
Λαξευτοί φυσικοί λίθοι	0,20	0,40	0,15	Δεν χρησιμοποιείται

Πίνακας 3.3.4: Τιμές καμπτικής αντοχής για επίπεδο αστοχίας παράλληλα στις κατακόρυφες ακμές

Σχόλιο: Κατά τον έλεγχο έναντι εκτός επιπέδου κάμψης, παράλληλης στις κατακόρυφες ακμές, μπορεί να χρησιμοποιηθεί είτε ο τύπος (τ. 3.4) είτε ο (τ. 3.5) για την εύρεση της καμπτικής αντοχής. Παρ' όλ' αυτά, ο τύπος (τ. 3.5) δίνει καλύτερα αποτελέσματα σε σχέση

με τον (τ. 3.4). Συνεπώς, στην παρούσα εργασία, για τον έλεγχο έναντι εκτός επιπέδου κάμψης, παράλληλης στις κατακόρυφες ακμές, προτιμήθηκε και χρησιμοποιήθηκε ο τύπος:

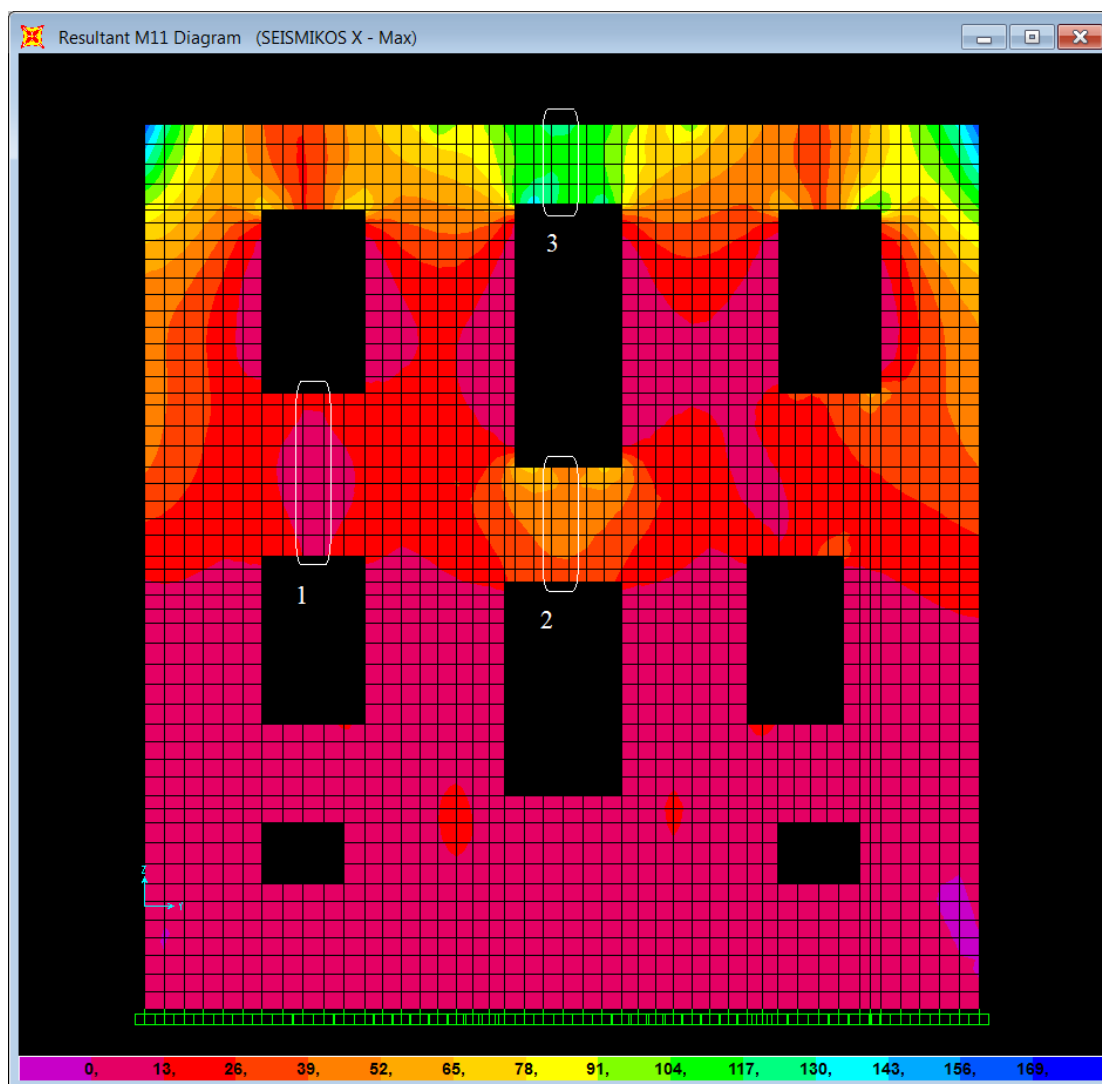
$$M_{Rd} = (f_{yk2} \cdot Z) / \gamma_M \quad (\tau. 3.5)$$

Μεθοδολογία εύρεσης δρώσας καμπτικής ροπής

(Για επίπεδο αστοχίας παράλληλο στις κατακόρυφες ακμές - **M11**)

Βήμα 1^ο

Από τις ισοδυναμικές καμπύλες που παρήγαγε το sap2000 v14.1 για την M11 διακρίναμε τρεις πιθανές «επικίνδυνες» περιοχές με μεγάλες τιμές της M11 που φαίνονται στο παρακάτω σχήμα:



Εικόνα 3.3.2: Ισοδυναμικές καμπύλες M11

Βήμα 2^ο

Από το output του προγράμματος απομονώσαμε για κάθε ένα στοιχείο της υπόψη περιοχής τις εσωτερικές M11 των κόμβων. Ο μέσος όρος των ροπών των κόμβων κάθε στοιχείου, πολλαπλασιασμένος επί το μήκος του στοιχείου μας δίνει τη συνισταμένη ροπή κάθε στοιχείου. Το άθροισμα των παραπάνω ροπών μας δίνει τη δρώσα ροπή εκτός επιπέδου κάθετα στους οριζόντιους αρμούς. Για τον πεσσο 2 για παράδειγμα, ο πίνακας που προκύπτει είναι ο εξής:

TABLE: Element Forces - Area Shells							
Area	μήκος στοιχείου	ShellType	Joint	OutputCase	StepType	M11	M.O. των M11
Text	m	Text	Text	Text	Text	KNm/m	KNm
7842	0,16	Shell-Thick	8140	SEISMIKOS X	Max	37,03	6,04
			8143			36,91	
			8144			38,41	
			8141			38,57	
7843	0,15	Shell-Thick	8141	SEISMIKOS X	Max	38,15	5,82
			8144			37,97	
			8145			39,47	
			8142			39,66	
8909	0,25	Shell-Thick	8142	SEISMIKOS X	Max	39,18	10,23
			8145			38,99	
			9129			42,59	
			9128			42,88	
8921	0,21	Shell-Thick	9128	SEISMIKOS X	Max	42,46	9,23
			9129			42,13	
			9140			45,45	
			9136			45,79	
8922	0,21	Shell-Thick	9136	SEISMIKOS X	Max	45,64	9,92
			9140			45,28	
			9141			48,75	
			9137			49,27	
8923	0,21	Shell-Thick	9137	SEISMIKOS X	Max	49,52	10,41
			9141			49,00	
			9142			49,61	
			9138			50,13	
8924	0,21	Shell-Thick	9138	SEISMIKOS X	Max	50,63	10,66
			9142			50,07	
			9143			50,82	
			9139			51,48	

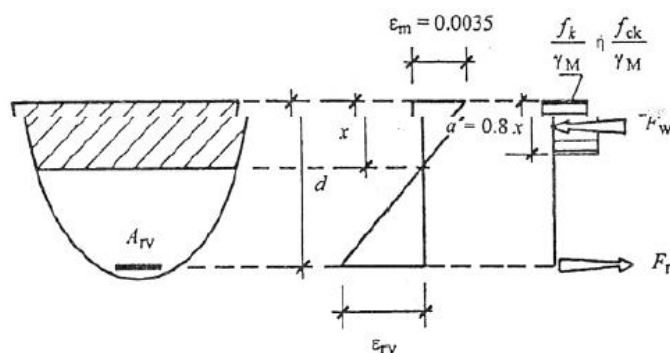
Πίνακας 3.3.5: Εξαγωγής αποτελεσμάτων από excel

Βήμα 3^ο

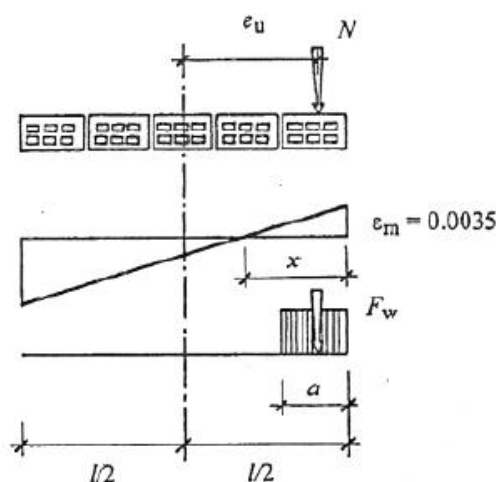
Υπολογίζουμε την M_{Rd} από τον (τ. 3.5) και ελέγχουμε εάν $M_{sd} < M_{Rd}$.

3.3.4) Καμπτική αντοχή τοιχοποιίας για εντός επιπέδου κάμψη

Με την παραδοχή ότι η συμπεριφορά της τοιχοποιίας σε μονοαξονική θλίψη είναι όμοια με του σκυροδέματος, μπορεί να χρησιμοποιηθεί για τον υπολογισμό της καμπτικής ικανότητας μιας διατομής ενός τοίχου, ένα ίδιο σχήμα κατανομής των θλιπτικών τάσεων, ένα ισοδύναμο ορθογώνιο, όπως στην περίπτωση του σκυροδέματος. Η πρόταση η οποία γίνεται στον EC 6 φαίνεται στο παρακάτω σχήμα:



Σχήμα 3.3.3: Απλοποιημένη ισοδύναμη ορθογωνική κατανομή των τάσεων (EC6) ^[15]



Σχήμα 3.3.4: Ισορροπία των εντατικών μεγεθών στην καμπτική αστοχία ενός τοίχου από άοπλη τοιχοποιία ^[15]

Λαμβάνοντας υπόψη το υποτιθέμενο σχήμα κατανομής τάσεων και τον παρατηρούμενο μηχανισμό, μπορούμε να υπολογίσουμε την ισορροπία των εντατικών μεγεθών στη δυσμενέστερη διατομή ενός τοίχου από άοπλη τοιχοποιία στην οριακή κατάσταση. Με βάση το παραπάνω διάγραμμα, μπορεί να υπολογιστεί η καμπτική φέρουσα ικανότητα της διατομής ενός τοίχου από άοπλη τοιχοποιία, ο οποίος υπόκειται στο κατακόρυφο φορτίο N , θεωρώντας ότι:

$$F_w = N = \sigma_d \cdot l \cdot t = f_k \cdot \alpha \cdot t$$

Από όπου προκύπτει ότι:

$$\alpha = (\sigma_d / f_k) \cdot l$$

από αυτήν υπολογίζεται η εκκεντρότητα του κατακόρυφου φορτιού N στην οριακή κατάσταση:

$$e_u = l / 2 \cdot (1 - \sigma_d / f_k)$$

και, αντίστοιχα, η οριακή καμπτική ροπή $M_{Ru} = N \cdot e_u$, η οποία προσδιορίζει την καμπτική φέρουσα ικανότητα της διατομής ενός τοίχου, υπολογίζεται ως εξής:

$$M_{Ru} = (\sigma_d \cdot t \cdot l^2) / 2 \cdot (1 - \sigma_d / f_k) \quad (\tau. 3.6)$$

Όπου:

l = το μήκος του τοίχου,

t = το πάχος του τοίχου.

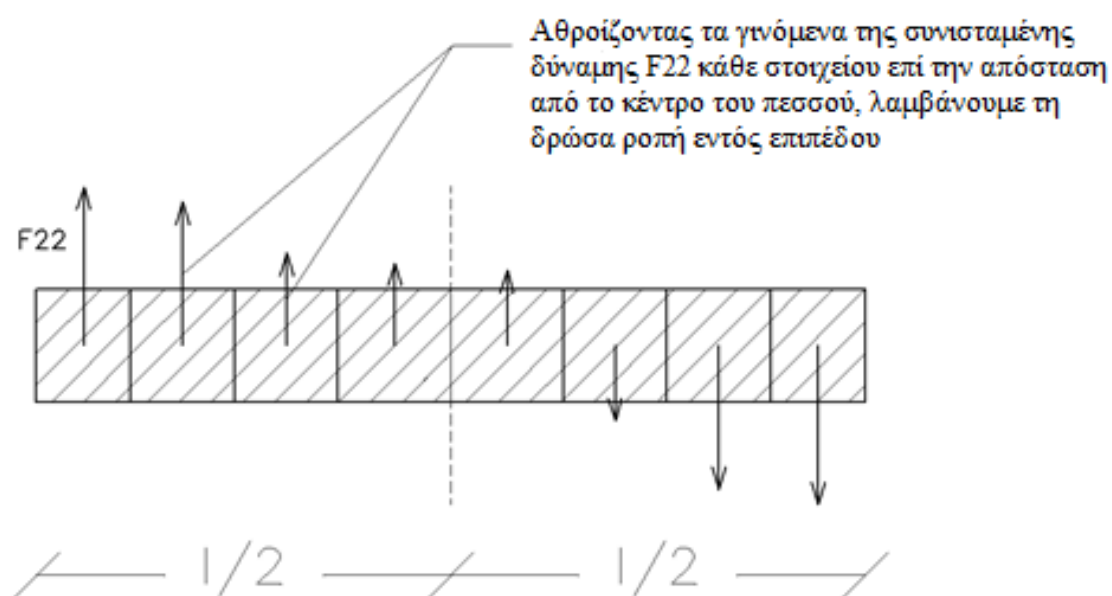
Αν πάλι η αντοχή σχεδιασμού είναι συνδυασμένη με δράσεις σχεδιασμού, πρέπει να λαμβάνεται υπόψη και ο επί μέρους συντελεστής της τοιχοποιίας γ_M . Η καμπτική αντοχή σχεδιασμού της τοιχοποιίας δίνεται από την παρακάτω σχέση: ^[15]

$$M_{Rd} = (\sigma_d \cdot t \cdot l^2) / 2 \cdot (1 - \gamma_M \cdot \sigma_d / f_k) \quad (\tau. 3.7)$$

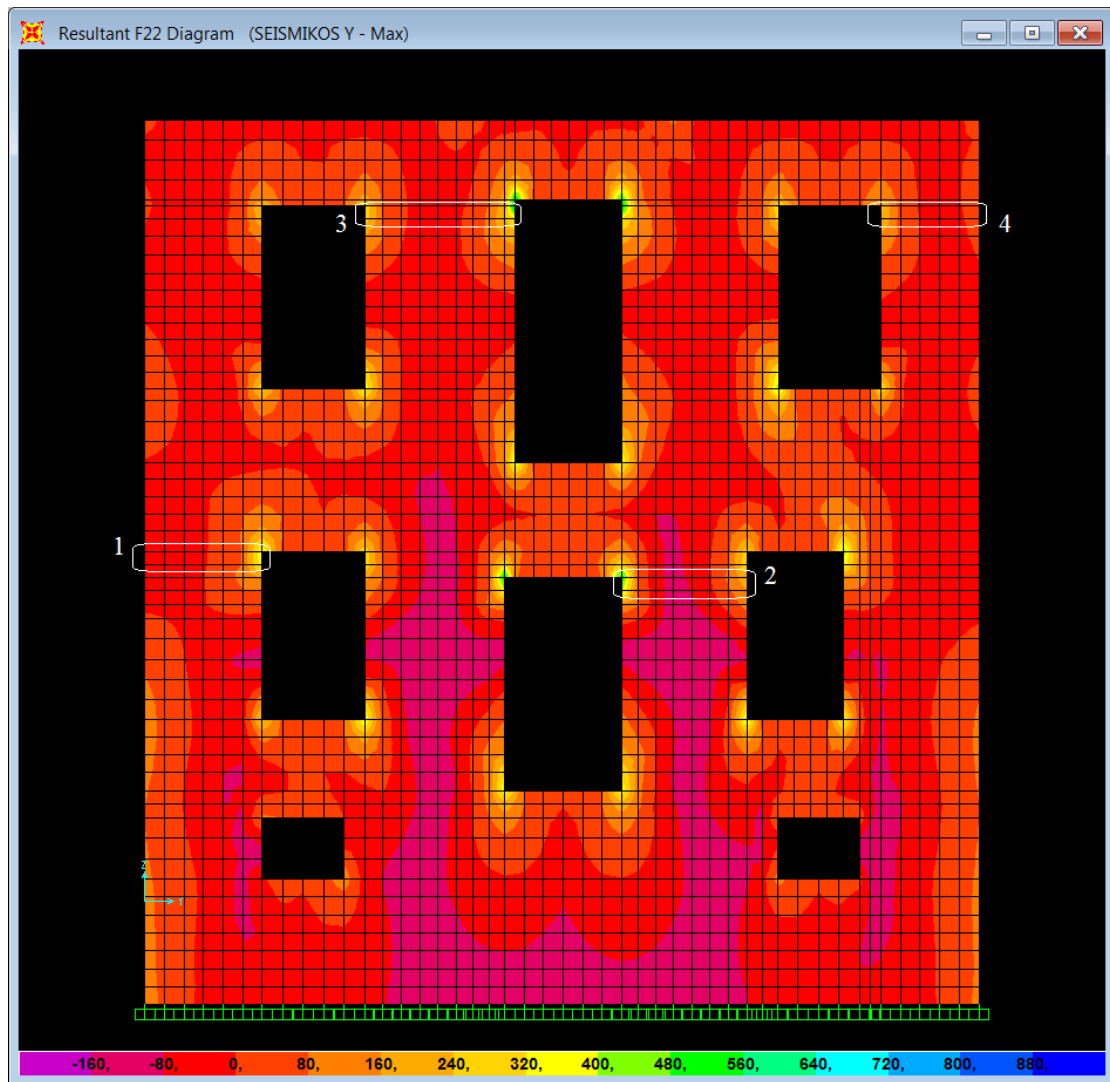
Μεθοδολογία εύρεσης δρώσας καμπτικής ροπής

Βήμα 1°

Με σκοπό να καθορίσουμε τις κρίσιμες περιοχές ελέγχου σε μία όψη του κτιρίου, με το φορτικό συνδυασμό κυρίως κατά τη διεύθυνση της υπό εξέταση όψης, εμφανίσαμε τις ισοδυναμικές καμπύλες για το εσωτερικό εντατικό μέγεθος F22. Ο μέσος όρος των F22 των τεσσάρων κόμβων κάθε στοιχείου δίνει την συνισταμένη κατακόρυφη θλιπτική δύναμη του στοιχείου αυτού. Αν αθροίσουμε τα γινόμενα των συνισταμένων κατακόρυφων αυτών δυνάμεων επί τους μοχλοβραχίονές τους από το κέντρο μάζας του πεσσού στον οποίο ανήκουν τα στοιχεία, θα υπολογίσουμε την εντός επιπέδου δρώσα ροπή M_{sd} .



Από τις ισοδυναμικές καμπύλες που παρήγαγε το sap2000 v14.1 για την F22 διακρίναμε τέσσερις πιθανές «επικίνδυνες» περιοχές, δηλαδή περιοχές με μεγάλες τιμές της F22 στις ακραίες περιοχές του πεσσού. Αν οι συνισταμένες κατακόρυφες δυνάμεις των ακραίων στοιχείων του πεσσού είναι αντίφορες, προφανώς επιδεινώνουν τη κατάσταση προκαλώντας μεγαλύτερη τιμή της δρώσας ροπής.



Εικόνα 3.3.5: Ισοδυναμικές καμπύλες F22

Βήμα 2^ο

Από το output του προγράμματος απομονώσαμε για κάθε ένα στοιχείο της υπόψη περιοχής τις εσωτερικές F22 των κόμβων. Ο μέσος όρος των δυνάμεων των κόμβων κάθε στοιχείου, πολλαπλασιασμένος επί το μήκος του στοιχείου μας δίνει τη συνισταμένη δύναμη κάθε στοιχείου. Έπειτα, ακολουθείται η διαδικασία που αναφέρεται στο βήμα 1 για τον υπολογισμό της δρώσας ροπής εντός επιπέδου M_{sd} . Για τον πεσσο 2 για παράδειγμα, ο πίνακας που προκύπτει είναι ο εξής:

TABLE: Element Forces - Area Shells									
Area	μήκος στοιχείου	ShellType	Joint	OutputCase	StepType	F22 ⁽¹⁾	M.O. των F22 ⁽¹⁾	F22 ⁽²⁾	M.O. των F22 ⁽²⁾
Text	m	Text	Text	Text	Text	KN/m	KN	KN/m	KN
8328	0,21	Shell-Thick	8619	SEISMIKOS Y	Max	599,64	70,82	-247,13	-40,45
			8618			-31,86		-127,56	
			7983			73,64		-138,16	
			242			707,47		-257,72	
8330	0,21	Shell-Thick	8618	SEISMIKOS Y	Max	19,22	-1,65	-134,62	-29,09
			8621			-52,15		-142,78	
			7987			-35,24		-142,42	
			7983			36,75		-134,26	
8332	0,21	Shell-Thick	8621	SEISMIKOS Y	Max	-58,43	-17,91	-141	-29,51
			8622			-115,26		-140,03	
			576			-114,81		-140,03	
			7987			-52,58		-141	
8350	0,23	Shell-Thick	8622	SEISMIKOS Y	Max	-111,61	-21,79	-139,37	-32,42
			8642			-77,16		-142,57	
			7991			-77,93		-142,56	
			576			-112,18		-139,36	
8352	0,22	Shell-Thick	8642	SEISMIKOS Y	Max	-69,7	-8,09	-141,64	-32,24
			8643			-7,67		-150,48	
			7994			-3,78		-151,48	
			7991			-65,95		-142,64	
8354	0,23	Shell-Thick	8643	SEISMIKOS Y	Max	-5,79	9,44	-148,32	-36,46
			8644			85,08		-167,01	
			7997			87,89		-168,75	
			7994			-3,01		-150,06	
8356	0,22	Shell-Thick	8644	SEISMIKOS Y	Max	83,03	29,17	-165,5	-38,03
			8645			183,94		-180,68	
			604			182,16		-180,21	
			7997			81,26		-165,03	

Πίνακας 3.3.6: Εξαγωγή αποτελεσμάτων από excel

Όπου:

$F22^{(1)}$, από τον σεισμικό συνδυασμό (τον παράλληλο στο επίπεδο του τοίχου) για τον υπολογισμό της M_{sd}

$F22^{(2)}$, από τον συνδυασμό $1,00 \times \text{μόνιμα} + 0,30 \times \text{κινητά}$, για τον υπολογισμό της M_{Rd}

Βήμα 3^ο

Υπολογίζουμε την M_{Rd} από τον (τ. 3.7), και ελέγχουμε αν $M_{sd} < M_{Rd}$.

3.3.5) Διατμητική αντοχή τοιχοποιίας

Η διατμητική αντοχή της τοιχοποιίας ελέγχεται από την ανίσωση:

$$V_{sd} \leq V_{Rd}$$

Όπου V_{sd} η διατμητική δράση που δέχεται η τοιχοποιία και V_{Rd} η διατμητική αντοχή της που δίνεται από τη σχέση:

$$V_{Rd} = f_{vwk} \cdot t \cdot l_c / \gamma_M \quad (\tau. 3.8)$$

Όπου:

f_{vwk} είναι η χαρακτηριστική διατμητική αντοχή της τοιχοποιίας και για τον υπολογισμό της λαμβάνεται υπόψη μόνο το κατακόρυφο φορτίο που δρα στη θλιβόμενη ζώνη του τοίχου και

t είναι το πραγματικό πάχος του τοίχου,

l_c είναι το τμήμα του μήκους του τοίχου που βρίσκεται υπό θλίψη και

γ_M είναι ο επιμέρους συντελεστής ασφαλείας για την τοιχοποιία.

Η χαρακτηριστική διατμητική αντοχή f_{vwk} της τοιχοποιίας δίνεται από τη σχέση (§3.6.3, EC6):

$$f_{vwk} = \min\{f_{vko} + 0,4\sigma_d \text{ ή } 0,065f_b\} \text{ και } f_{vwk} \geq \min\{f_{vko} \text{ ή } f_{vk}^{lim}\} \quad (\tau. 3.9)$$

όπου:

f_{vko} είναι η διατμητική αντοχή χωρίς την ύπαρξη κατακόρυφης ορθής τάσης, δηλαδή η συνάφεια κονιάματος – τοιχοσώματος, η οποία φυσικά εξαρτάται από τα δύο υλικά και προσδιορίζεται πειραματικά ή λαμβάνεται από τον παρακάτω πίνακα,

σ_d είναι η ορθή τάση σχεδιασμού στο σημείο ελέγχου για το συνδυασμό των φορτίων σχεδιασμού και

f_b είναι η ανοιγμένη θλιπτική αντοχή των τοιχοσωμάτων για διεύθυνση εφαρμογής του φορτίου κάθετα στην έδρα τους.^[5]

Λιθόσωμα	Κονίαμα	$f_{vko}(N/mm^2)$	Οριακή τιμή της $f_{vk}(N/mm^2)$	
Οπτόπλινθοι Ομάδας 1	M10 ως M20	0.30	1.70	
	M2.5 ως M9	0.20	1.50	
	M1 ως M2	0.10	1.20	
Λιθοσώματα Ομάδας 1 εκτός οπτοπλίνθων και φυσικών λίθων	M10 ως M20	0.20	1.70	
	M2.5 ως M9	0.15	1.50	
	M1 ως M2	0.10	1.20	
Φυσικοί λίθοι Ομάδας 1	M2.5 ως M9	0.15	1.00	
	M1 ως M2	0.10	1.00	
Οπτόπλινθοι Ομάδας 2 α	M10 ως M20	0.30	Η μικρότερη από τις παράπλευρες τιμές ή η θλιπτική αντοχή κατά τη διαμήκη διεύθυνση (βλέπε σημείωση)	1.40
	M2.5 ως M9	0.20		1.20
	M1 ως M2	0.10		1.00
Ομάδες 2α και 2β εκτός οπτοπλίνθων και οπτόπλινθοι 2β	M10 ως M20	0.20		1.40
	M2.5 ως M9	0.15		1.20
	M1 ως M2	0.10		1.00
Οπτόπλινθοι Ομάδας 3	M10 ως M20	0.30	Δεν δίνονται όρια πέραν εκείνων της εξισώσεως (2)	
	M2.5 ως M9	0.20		
	M1 ως M2	0.10		

Σημείωση: Για τα λιθοσώματα των Ομάδων 2α και 2β, η διαμήκης θλιπτική αντοχή λαμβάνεται ίση με τη μετρηθείσα, για δ όχι μεγαλύτερο από 1.0.
Όταν η διαμήκης θλιπτική αντοχή αναμένεται να είναι μεγαλύτερη από $0.15f_b$, λαμβανομένης υπ' όψη της διατάξεως των κενών, δεν είναι αναγκαία η διεξαγωγή δοκιμών.

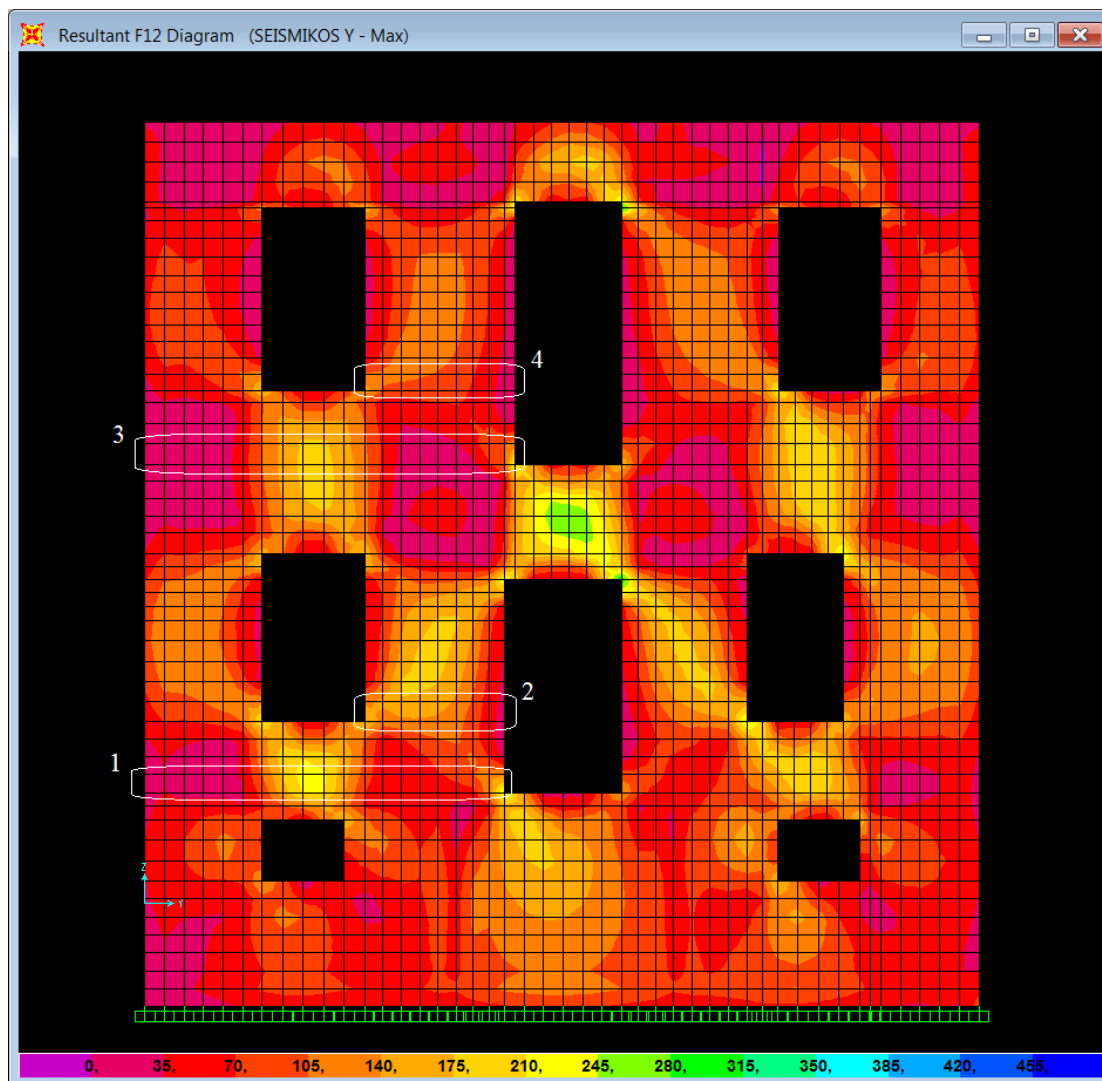
Πίνακας 3.3.7: Τιμές f_{vko} για κονιάματα^[5]

Στην περίπτωση μας όπου έχουμε φυσικούς λίθους και κονίαμα M1, προκύπτει η τιμή: $f_{vko} = 0,10 N/mm^2$.

Μεθοδολογία εύρεσης δρώσας τέμνουσας

Βήμα 1^ο

Από τις ισοδυναμικές καμπύλες που παρήγαγε το sap2000 v14.1 για την F12 διακρίναμε κάποιες πιθανές «επικίνδυνες» περιοχές με μεγάλες τιμές της F12 πού φαίνονται στο παρακάτω σχήμα:



Εικόνα 3.3.6: Ισοδυναμικές καμπύλες F12

Βήμα 2°

Από το output του προγράμματος απομονώσαμε για κάθε ένα στοιχείο της υπόψη περιοχής τις εσωτερικές F12 και F22 των κόμβων. Ο μέσος όρος των δυνάμεων των κόμβων κάθε στοιχείου, πολλαπλασιασμένος επί το μήκος του στοιχείου μας δίνει τη συνισταμένη δύναμη κάθε στοιχείου. Για τον πεσσο 2 για παράδειγμα ο πίνακας που προκύπτει είναι ο εξής:

TABLE: Element Forces - Area Shells									
Area	μήκος στοιχείου	ShellType	Joint	OutputCase	StepType	F22	M.O. των F22	F12	M.O. των F12
Text	m	Text	Text	Text	Text	KN/m	KN	KN/m	KN
8793	0,22	Shell-Thick	104	SEISMIKOS Y	Max	-248,42	-43,86	211,58	38,57
			7696			-156,88		147,09	
			9054			-150,32		139,02	
			2631			-241,86		203,51	
8794	0,23	Shell-Thick	7696	SEISMIKOS Y	Max	-154,90	-36,77	150,14	36,41
			7700			-164,59		138,92	
			9055			-164,84		166,44	
			9054			-155,16		177,68	
8795	0,22	Shell-Thick	7700	SEISMIKOS Y	Max	-162,96	-36,27	141,96	33,60
			7704			-166,23		145,57	
			9056			-166,75		163,47	
			9055			-163,48		159,86	
8796	0,23	Shell-Thick	7704	SEISMIKOS Y	Max	-165,34	-38,79	146,69	34,34
			7708			-171,59		136,88	
			9057			-171,93		151,96	
			9056			-165,68		161,77	
8797	0,22	Shell-Thick	7708	SEISMIKOS Y	Max	-170,66	-38,22	134,12	29,90
			572			-176,57		129,54	
			2370			-176,81		137,65	
			9057			-170,90		142,24	
8803	0,2	Shell-Thick	572	SEISMIKOS Y	Max	-175,70	-35,63	115,8	22,01
			8128			-180,28		95,76	
			9058			-180,62		104,34	
			2370			-176,03		124,38	
8804	0,19	Shell-Thick	8128	SEISMIKOS Y	Max	-179,66	-34,41	82,01	13,82
			8132			-182,19		61,7	
			9059			-182,53		63,46	
			9058			-180,00		83,77	
8805	0,2	Shell-Thick	8132	SEISMIKOS Y	Max	-181,74	-36,48	32,97	5,30
			614			-182,47		17,6	
			2632			-183,08		20,03	
			9059			-182,36		35,4	

Πίνακας 3.3.8: Εξαγωγή αποτελεσμάτων από excel

Βήμα 3°

Αφού ελέγξουμε αν η κατακόρυφη τάση $\sigma_d < 0,4 \cdot f_{wc}$, εφαρμόζουμε τον (τ. 3.8) και ελέγχουμε εάν $V_{sd} < V_{Rd}$.

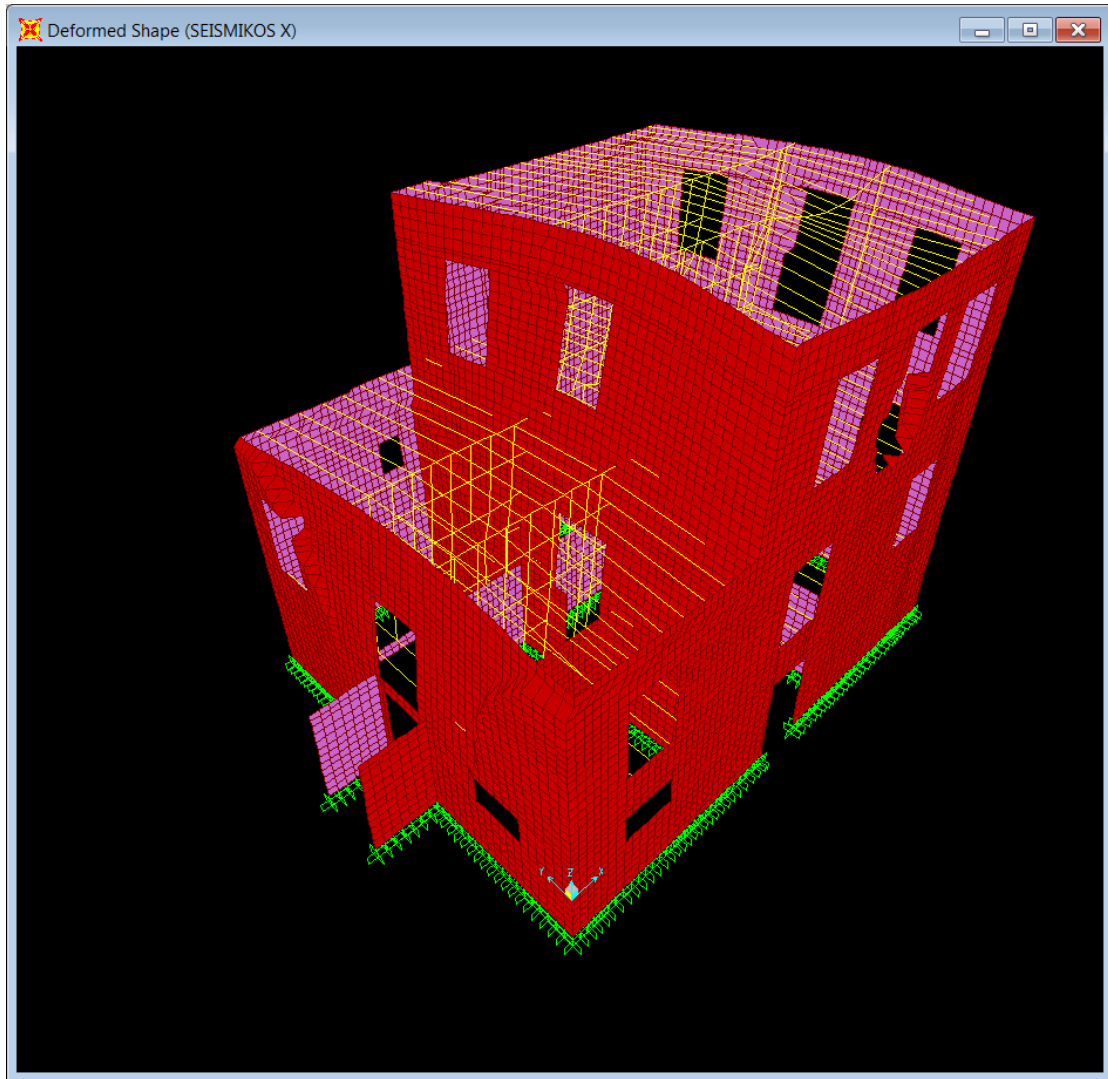
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4^ο

ΕΝΔΕΙΚΤΙΚΟΣ ΕΛΕΓΧΟΣ ΥΠΑΡΧΟΥΣΑΣ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗΣ

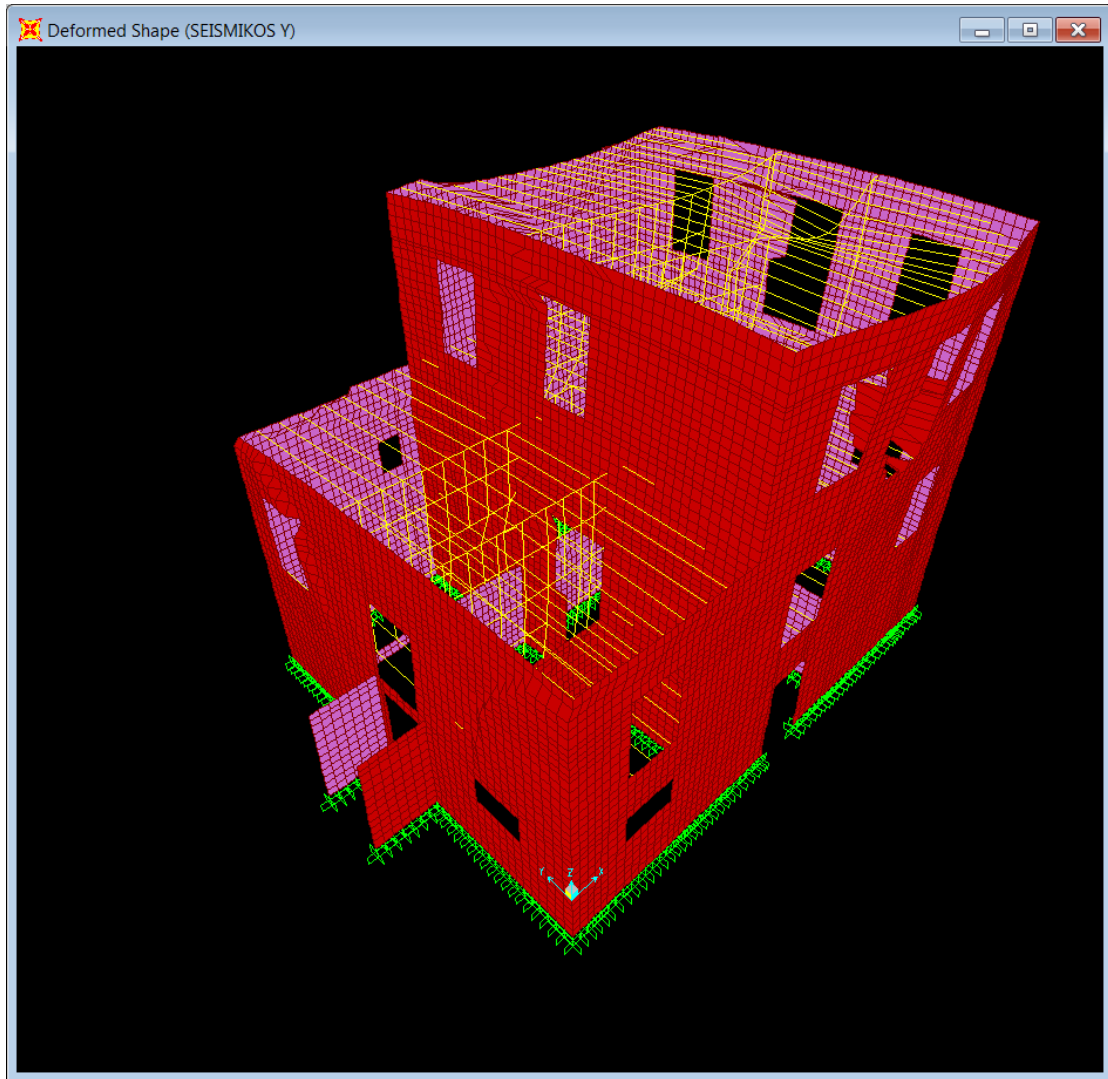
Στο κεφάλαιο αυτό θα γίνει μια πρώτη εκτίμηση της υπάρχουσας κατασκευής, προκειμένου να ληφθούν κάποια αποτελέσματα, τα οποία στο επόμενο κεφάλαιο θα συγκριθούν με τα αποτελέσματα διαφόρων πιθανών επεμβάσεων. Εν συνεχεία, θα καταλήξουμε στις οριστικές προτεινόμενες επεμβάσεις, οι οποίες θα ελεγχθούν αναλυτικά.

4.1) ΜΑΚΡΟΣΚΟΠΙΚΗ ΠΑΡΑΤΗΡΗΣΗ ΥΠΑΡΧΟΥΣΑΣ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗΣ

Με μακροσκοπική παρατήρηση της δυναμικής απόκρισης του κτιρίου υπό σεισμική φόρτιση, είναι εμφανής η ύπαρξη της ιδιομορφής τύπου «αναπνοής». Η έντονη παραμόρφωση των τοίχων είναι αποτέλεσμα της έλλειψης οριζόντιου διαφράγματος κυρίως στη στέψη τους και, δευτερευόντως, στον όροφο. Χαρακτηριστικές είναι οι παρακάτω εικόνες στις οποίες φαίνεται η παραμορφωμένη κατάσταση του κτιρίου υπό τους σεισμικούς συνδυασμούς κατά x και y αντίστοιχα. Η ιδιομορφή αυτή τύπου «αναπνοής» θα πρέπει, μέσω των επεμβάσεων που ακολουθούν, να περιοριστεί, ώστε να επιτευχθεί μειωμένη ένταση λόγω της κατανομής της αδρανειακής δύναμης ανάλογα με την δυσκαμψία κάθε τοίχου.

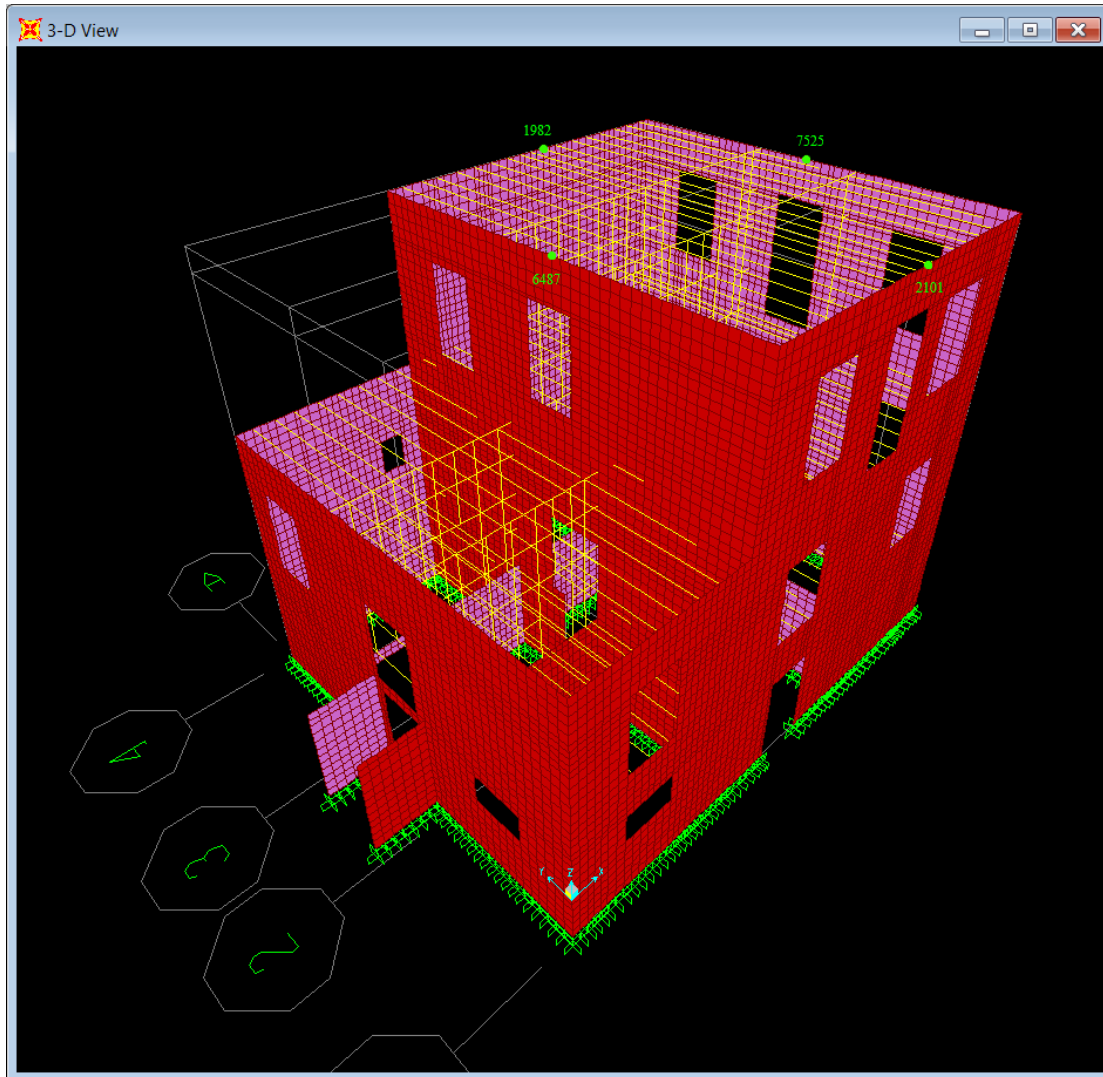


Εικόνα 4.1.1: Εμφάνιση ιδιομορφής «αναπνοής» στην παραμορφωμένη κατάσταση για φόρτιση με τον SEISMIKOS X



Εικόνα 4.1.2: Εμφάνιση ιδιομορφής «αναπνοής» στην παραμορφωμένη κατάσταση για φόρτιση με τον SEISMIKOS Y

Στην παρακάτω εικόνα φαίνονται τα τέσσερα σημεία, τα οποία βρίσκονται στο ύψος της στέψης του Α' ορόφου και αναπτύσσουν τις μεγαλύτερες μετακινήσεις κατά τους δύο σεισμικούς συνδυασμούς.



Εικόνα 4.1.3: Σημεία στη στέψη του Α' ορόφου τα οποία αναπτύσσουν τις μέγιστες μετακινήσεις

Οι μετακινήσεις και οι στροφές των σημείων αυτών για τους δύο σεισμικούς συνδυασμούς δίνονται στον παρακάτω πίνακα.

TABLE: Joint Displacements									
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U1	U2	U3	R1	R2	R3
Text	Text	Text	Text	m	m	m	Radians	Radians	Radians
1982	SEISMIKOS X	Combination	Max	0,002818	0,006471	-0,000809	0,001418	0,000158	0,000928
2101	SEISMIKOS X	Combination	Max	0,005548	0,006479	-0,000839	0,001313	0,000221	0,000975
6487	SEISMIKOS X	Combination	Max	0,026704	0,001541	-0,00092	0,000117	0,004945	0,001402
7525	SEISMIKOS X	Combination	Max	0,027121	0,002875	-0,000874	0,000371	0,00476	0,001558
1982	SEISMIKOS Y	Combination	Max	0,001805	0,019126	-0,000556	0,003977	0,000126	0,000618
2101	SEISMIKOS Y	Combination	Max	0,002752	0,019358	-0,000701	0,003502	0,000175	0,000641
6487	SEISMIKOS Y	Combination	Max	0,008741	0,003526	-0,000949	0,000224	0,001643	0,001301
7525	SEISMIKOS Y	Combination	Max	0,00897	0,006058	-0,00106	0,000697	0,001614	0,001094

Πίνακας 4.1.1: Μετακινήσεις και στροφές για τους σεισμικούς συνδυασμούς

Παρατηρώντας τις μετακινήσεις των σημείων κάθετα στη διεύθυνση των τοίχων στους οποίους ανήκουν (U1 για τα σημεία 6487 και 7525, U2 για τα σημεία 1982 και 2101), για φόρτιση κάθετα στο επίπεδο τους (SEISMΙΚΟΣ X για τα σημεία 6487 και 7525, SEISMΙΚΟΣ Y για τα σημεία 1982 και 2101) φαίνεται πως το σημείο 7525 παρουσιάζει τη μεγαλύτερη μετακίνηση. Επίσης, συγκρίνοντας και τις μετακινήσεις των σημείων παράλληλα στη διεύθυνση των τοίχων στους οποίους ανήκουν (U2 για τα σημεία 6487 και 7525, U1 για τα σημεία 1982 και 2101), για φόρτιση παράλληλα στο επίπεδο τους (SEISMΙΚΟΣ Y για τα σημεία 6487 και 7525, SEISMΙΚΟΣ X για τα σημεία 1982 και 2101) φαίνεται πως και πάλι το σημείο 7525 παρουσιάζει τη μεγαλύτερη μετακίνηση. Αυτό μας οδηγεί στο συμπέρασμα πως η κύρια όψη της οικίας, στην οποία ανήκει το σημείο 7525, είναι πιθανώς κρισιμότερη των υπολοίπων. Το παραπάνω ήταν μάλλον αναμενόμενο, καθώς σε αυτήν βρίσκεται μεγαλύτερος αριθμός ανοιγμάτων.

Πέρα από τη μακροσκοπική παρατήρηση της δυναμικής συμπεριφοράς του κτιρίου υπό σεισμικές δράσεις, η περαιτέρω εκτίμηση της υπάρχουσας κατασκευής θα γίνει σύμφωνα με:

- A) τις κύριες ιδιομορφές
- B) τις αναπτυσσόμενες μετακινήσεις κατά τους σεισμικούς συνδυασμούς
- Γ) τη διανομή των εντατικών μεγεθών και τον έλεγχό τους.

Για τη διανομή εντατικών μεγεθών και τον έλεγχό τους επιλέχθηκε ενδεικτικά η κύρια όψη της οικίας, ως η πιο κρίσιμη, για τους λόγους που προαναφέρθηκαν.

4.2) ΙΔΙΟΜΟΡΦΕΣ

Από το αρχείο αποτελεσμάτων για τις ιδιομορφές του κτιρίου προέκυψε ο παρακάτω συνοπτικός πίνακας:

Υπάρχουσα κατασκευή ($T_1=0,323$ sec)			
Διεύθυνση	Ιδιομορφή	Ιδιοπερίοδος (sec)	Ποσοστό δρώσας ιδιομορφικής μάζας
x	1 ^η	0,323	26,5%
y	2 ^η	0,267	29,3%
z	81 ^η	0,063	12,9%

Πίνακας 4.2.1: Ενδεικτικά στοιχεία ιδιομορφών

Το δομικό σύστημα του κτιρίου που αποτελείται από το σύστημα της φέρουσας τοιχοποιίας αλλά και από αυτό των ξύλινων φερόντων στοιχείων (πλαίσια ξυλοδεσιάς, δάπεδα). Παρακάτω παρατίθενται οι πίνακες με τις 100 πρώτες ιδιομορφές, με επισήμανση σε πιο σύστημα αναφέρονται καθώς και ο συγκεντρωτικός πίνακας ιδιομορφών της τοιχοποιίας:

TABLE: Modal Participating Mass Ratios																
OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX		UY		UZ		RX		RY		RZ		Ταλαντούμενο σύστημα
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	
MODAL	Mode	1	0,32295	0,26479	0,00006823	0,000007633	0,00004016	0,17564	0,05831							τοχοποιία
MODAL	Mode	2	0,266686	0,00016	0,29266	3,932E-08	0,25348	0,0001	0,2041							τοχοποιία
MODAL	Mode	3	0,193239	0,0004	0,00352	2,574E-07	0,00134	0,00054	0,00185							ξυλοδεσιά
MODAL	Mode	4	0,158618	0,04749	0,00141	0,0000166	0,00149	0,01739	0,04285							μεικτό
MODAL	Mode	5	0,157685	0,0912	0,00043	0,00001712	0,00025	0,00881	0,06959							τοχοποιία
MODAL	Mode	6	0,140153	0,00068	0,27924	0,00000974	0,14505	0,00038	0,0731							τοχοποιία
MODAL	Mode	7	0,130674	0,1597	0,00664	0,00028	0,00139	0,12514	0,11221							τοχοποιία
MODAL	Mode	8	0,119865	0,00005987	0,00006366	0,00001081	0,01243	0,00009736	0,00632							μεικτό
MODAL	Mode	9	0,109905	0,00003928	0,03448	0,00007095	0,00362	0,00006681	0,01974							μεικτό
MODAL	Mode	10	0,108789	0,00063	0,00615	0,00086	0,0000569	0,00035	0,00049							ξυλοδεσιά
MODAL	Mode	11	0,106485	0,00831	0,02914	0,00006638	0,00093	0,00691	0,03932							μεικτό
MODAL	Mode	12	0,101926	0,000003469	0,00000148	8,661E-11	2,784E-07	6,056E-07	0,00001856							ξυλοδεσιά
MODAL	Mode	13	0,101836	4,409E-07	0,00002416	2,494E-08	4,048E-07	4,813E-08	0,00007157							ξυλοδεσιά
MODAL	Mode	14	0,098245	0,00047	4,443E-07	0,00006765	0,00019	0,00004096	0,0003							ξυλοδεσιά
MODAL	Mode	15	0,096602	0,00186	0,00001067	0,000006654	0,00013	0,00097	0,00123							ξυλοδεσιά
MODAL	Mode	16	0,096488	0,01352	0,00019	0,00004529	0,0011	0,00683	0,01211							μεικτό
MODAL	Mode	17	0,09613	0,0000715	0,00001459	4,995E-07	0,0000138	0,00003241	0,00005671							ξυλοδεσιά
MODAL	Mode	18	0,095872	0,00002495	5,791E-07	8,667E-08	3,377E-08	0,00001538	0,00008795							ξυλοδεσιά
MODAL	Mode	19	0,095587	0,00007353	1,628E-07	2,812E-07	0,000004494	0,00004046	0,00015							ξυλοδεσιά
MODAL	Mode	20	0,095098	0,00001888	5,035E-07	4,733E-08	0,0000111	0,000007596	0,00000861							ξυλοδεσιά
MODAL	Mode	21	0,094637	0,00001093	0,000001325	2,206E-09	9,912E-08	0,000006453	0,00005476							ξυλοδεσιά
MODAL	Mode	22	0,094255	0,000003112	0,00019	1,636E-08	0,0001	4,547E-07	0,00002352							ξυλοδεσιά
MODAL	Mode	23	0,093962	2,078E-07	0,000000403	1,747E-08	0,000001813	2,311E-07	0,00001565							ξυλοδεσιά
MODAL	Mode	24	0,093396	7,033E-07	0,000008222	5,242E-08	4,866E-08	7,023E-07	0,000001564							ξυλοδεσιά
MODAL	Mode	25	0,093374	0,000002993	2,951E-07	6,855E-08	0,00000526	0,000001282	0,000001036							ξυλοδεσιά
MODAL	Mode	26	0,093075	2,268E-07	1,323E-09	1,885E-08	5,94E-09	2,221E-07	0,000000144							ξυλοδεσιά
MODAL	Mode	27	0,093053	0,00003237	0,000001018	1,108E-07	0,00002808	0,00001411	0,000008755							ξυλοδεσιά
MODAL	Mode	28	0,092595	0,000004876	0,00024	8,64E-08	0,00011	6,492E-07	0,00002206							ξυλοδεσιά
MODAL	Mode	29	0,091381	1,843E-07	0,00000249	3,742E-09	8,615E-08	8,732E-08	0,00001896							ξυλοδεσιά
MODAL	Mode	30	0,090637	0,000001905	0,000007595	1,444E-08	5,53E-07	7,022E-07	0,000001091							ξυλοδεσιά
MODAL	Mode	31	0,090608	0,000001978	0,000001281	4,703E-08	0,0000027	0,000001264	0,00001832							ξυλοδεσιά
MODAL	Mode	32	0,089487	0,000004289	0,00014	5,853E-08	0,00003878	0,000001067	0,000001971							ξυλοδεσιά
MODAL	Mode	33	0,089148	0,00000371	0,00014	5,299E-08	0,00006255	6,694E-07	0,00001084							ξυλοδεσιά
MODAL	Mode	34	0,088761	1,667E-07	0,00007801	3,198E-08	0,0000145	9,511E-08	2,364E-08							ξυλοδεσιά
MODAL	Mode	35	0,088267	2,938E-07	9,077E-09	4,648E-07	0,000003282	0,00000018	9,381E-07							ξυλοδεσιά
MODAL	Mode	36	0,088245	3,531E-07	0,000008085	9,677E-09	8,612E-07	2,202E-08	0,000003848							ξυλοδεσιά
MODAL	Mode	37	0,088081	1,042E-07	3,947E-07	2,665E-07	0,000002018	9,158E-07	0,000001808							ξυλοδεσιά
MODAL	Mode	38	0,087984	3,468E-07	4,674E-08	2,345E-08	7,689E-07	2,678E-07	0,000002947							ξυλοδεσιά
MODAL	Mode	39	0,087709	0,000001674	0,000002351	0,000003317	0,00000647	0,000005226	0,000001487							ξυλοδεσιά
MODAL	Mode	40	0,087621	9,581E-09	6,667E-07	1,285E-07	9,887E-07	5,127E-07	8,083E-07							ξυλοδεσιά
MODAL	Mode	41	0,087585	0,00015	1,609E-08	0,00011	0,000002612	0,0001	0,00002848							ξυλοδεσιά
MODAL	Mode	42	0,087559	0,00004351	0,000000582	0,00005702	1,14E-09	0,00008245	8,559E-07							ξυλοδεσιά
MODAL	Mode	43	0,087418	0,00001136	0,000004775	0,00001762	0,000004557	0,00002517	0,000008838							ξυλοδεσιά
MODAL	Mode	44	0,087254	0,000001036	0,000004158	0,000002692	0,000002908	0,000004816	0,000002755							ξυλοδεσιά
MODAL	Mode	45	0,08717	9,4E-09	0,000001399	0,000001176	1,799E-07	0,00000325	0,000002757							ξυλοδεσιά
MODAL	Mode	46	0,087141	7,072E-08	0,00004351	1,193E-07	0,000009636	5,837E-08	4,016E-07							ξυλοδεσιά
MODAL	Mode	47	0,087003	3,046E-07	9,543E-07	1,441E-07	0,000002724	9,724E-07	0,000002902							ξυλοδεσιά
MODAL	Mode	48	0,086981	9,295E-08	0,000003027	5,861E-07	1,946E-07	0,000000114	0,000008581							ξυλοδεσιά
MODAL	Mode	49	0,086966	3,248E-08	0,00000183	0,000001116	0,000008805	0,000003805	0,000007859							ξυλοδεσιά
MODAL	Mode	50	0,086964	1,021E-08	0,000001183	5,776E-07	0,000004369	0,000001943	0,000004262							ξυλοδεσιά

Πίνακας 4.2.2: Ιδιομορφές 1-50

TABLE: Modal Participating Mass Ratios										
OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ	Ταλαντούμενο σύστημα
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	
MODAL	Mode	51	0,086801	0,000005288	0,00014	3,136E-07	0,00006859	0,000001421	0,00001114	ξυλοδεσιά
MODAL	Mode	52	0,086531	0,000008783	0,00002645	1,635E-07	0,00001454	0,000002137	0,000006309	ξυλοδεσιά
MODAL	Mode	53	0,086521	4,064E-07	0,00000449	7,61E-09	6,487E-07	1,485E-07	0,000005509	ξυλοδεσιά
MODAL	Mode	54	0,086504	5,726E-08	2,51E-09	4,715E-09	2,084E-08	1,31E-08	4,967E-09	ξυλοδεσιά
MODAL	Mode	55	0,086474	0,000002709	0,00008909	1,538E-09	0,00002615	8,277E-07	0,00000261	ξυλοδεσιά
MODAL	Mode	56	0,086428	2,207E-07	0,000001074	7,358E-09	0,000004002	5,413E-08	0,000003845	ξυλοδεσιά
MODAL	Mode	57	0,086153	0,000000066	0,000001278	4,03E-08	0,000005413	5,434E-09	0,00002535	ξυλοδεσιά
MODAL	Mode	58	0,086135	2,387E-08	1,332E-10	2,13E-08	3,193E-09	8,582E-09	1,633E-09	ξυλοδεσιά
MODAL	Mode	59	0,085894	3,955E-07	0,000002153	3,655E-07	1,022E-07	8,958E-07	0,00003231	ξυλοδεσιά
MODAL	Mode	60	0,085654	0,00001941	0,0000121	0,00001221	0,00082	0,0000745	0,00025	ξυλοδεσιά
MODAL	Mode	61	0,085596	9,108E-08	0,00004498	1,845E-11	0,000007806	3,063E-12	0,000004314	ξυλοδεσιά
MODAL	Mode	62	0,08558	3,125E-09	0,000000025	1,763E-07	3,317E-07	1,303E-07	2,071E-07	ξυλοδεσιά
MODAL	Mode	63	0,085122	2,956E-08	8,572E-08	1,406E-07	0,00004698	7,189E-07	0,000005255	ξυλοδεσιά
MODAL	Mode	64	0,08267	2,278E-08	0,000001942	1,775E-08	4,811E-07	1,334E-11	0,000002921	ξυλοδεσιά
MODAL	Mode	65	0,081906	0,000004165	0,0000164	1,139E-08	0,000001239	2,239E-07	0,000006398	ξυλοδεσιά
MODAL	Mode	66	0,080936	0,00627	0,00482	0,000007919	0,00395	0,00054	0,00062	ξυλοδεσιά
MODAL	Mode	67	0,078896	0,00000443	3,567E-07	4,682E-08	0,000002519	5,673E-07	0,000001741	ξυλοδεσιά
MODAL	Mode	68	0,078161	0,000001591	0,00001697	4,343E-08	0,000001313	2,354E-07	1,828E-07	ξυλοδεσιά
MODAL	Mode	69	0,076038	0,0234	0,00033	0,00001462	0,00004557	0,0009	0,0003	μεικτό
MODAL	Mode	70	0,075449	0,00025	0,000002554	5,903E-07	0,000001109	0,000001752	0,00004609	ξυλοδεσιά
MODAL	Mode	71	0,075161	0,00008403	0,000001503	4,642E-07	9,999E-07	1,518E-07	0,00002232	ξυλοδεσιά
MODAL	Mode	72	0,07404	0,01185	0,00078	0,00015	0,00127	0,00001309	0,00743	μεικτό
MODAL	Mode	73	0,073865	0,00002509	0,00000263	0,000001091	0,000003433	5,386E-07	0,00006587	ξυλοδεσιά
MODAL	Mode	74	0,072219	0,000002315	4,662E-07	0,000000212	0,000000861	4,352E-07	0,000005436	ξυλοδεσιά
MODAL	Mode	75	0,069775	0,000001788	0,00178	0,00031	0,0096	0,0007	0,00159	ξυλοδεσιά
MODAL	Mode	76	0,068654	0,000003044	0,000008413	0,000003979	0,0002	0,000003327	0,00009345	ξυλοδεσιά
MODAL	Mode	77	0,06835	0,00238	0,000003705	0,00001608	0,00006907	0,00011	0,00013	ξυλοδεσιά
MODAL	Mode	78	0,067286	0,0003	0,00183	0,000001708	0,00043	0,00068	0,00149	ξυλοδεσιά
MODAL	Mode	79	0,066029	0,01035	0,000001483	0,00075	0,00092	0,00093	0,00273	μεικτό
MODAL	Mode	80	0,063406	0,00386	0,01757	0,00189	0,00011	0,000003309	0,00756	μεικτό
MODAL	Mode	81	0,062601	0,00026	0,00183	0,12917	0,0316	0,15091	0,00163	τοιχοποιία
MODAL	Mode	82	0,0618	0,00258	0,03351	0,05164	0,01692	0,04666	0,03848	τοιχοποιία
MODAL	Mode	83	0,060753	0,00332	0,00056	0,11753	0,03654	0,09405	0,00183	τοιχοποιία
MODAL	Mode	84	0,059764	0,05724	0,00026	0,03207	0,01058	0,02455	0,01311	τοιχοποιία
MODAL	Mode	85	0,059363	0,00525	0,01923	0,00048	0,04199	0,00353	0,000009347	μεικτό
MODAL	Mode	86	0,058729	0,00656	0,0181	0,10182	0,07957	0,04701	0,02521	τοιχοποιία
MODAL	Mode	87	0,05736	0,00074	0,00136	0,03563	0,0139	0,01375	0,00026	μεικτό
MODAL	Mode	88	0,056967	0,000003822	0,00246	0,00027	0,00095	0,00253	0,000006373	ξυλοδεσιά
MODAL	Mode	89	0,056529	0,00193	0,00819	0,02318	0,00444	0,0018	0,00101	μεικτό
MODAL	Mode	90	0,055413	0,00031	0,00273	0,00211	0,00212	0,00359	0,00244	ξυλοδεσιά
MODAL	Mode	91	0,054101	0,00001492	0,00145	0,0299	0,02062	0,00568	0,00143	μεικτό
MODAL	Mode	92	0,053252	0,00002575	0,00012	0,00062	0,00051	0,00064	0,00000267	ξυλοδεσιά
MODAL	Mode	93	0,052669	0,00333	0,00061	0,00086	0,00033	0,00018	0,00071	ξυλοδεσιά
MODAL	Mode	94	0,052129	0,00008317	0,00813	0,00234	0,01837	0,00359	0,00171	μεικτό
MODAL	Mode	95	0,051319	0,00021	0,0015	0,00005982	0,01212	0,00014	0,00166	μεικτό
MODAL	Mode	96	0,05006	0,00064	0,00039	0,00194	0,000004838	0,00236	0,00117	ξυλοδεσιά
MODAL	Mode	97	0,049963	0,00081	0,00003715	0,00086	0,00056	0,00045	0,00042	ξυλοδεσιά
MODAL	Mode	98	0,049456	0,000008567	0,000002951	0,00022	0,00056	0,00074	0,0046	ξυλοδεσιά
MODAL	Mode	99	0,049193	0,00054	0,00051	0,00003994	0,00069	0,0000411	0,00011	ξυλοδεσιά
MODAL	Mode	100	0,047896	0,0007	0,00294	0,00267	0,00253	0,00001763	0,00028	ξυλοδεσιά

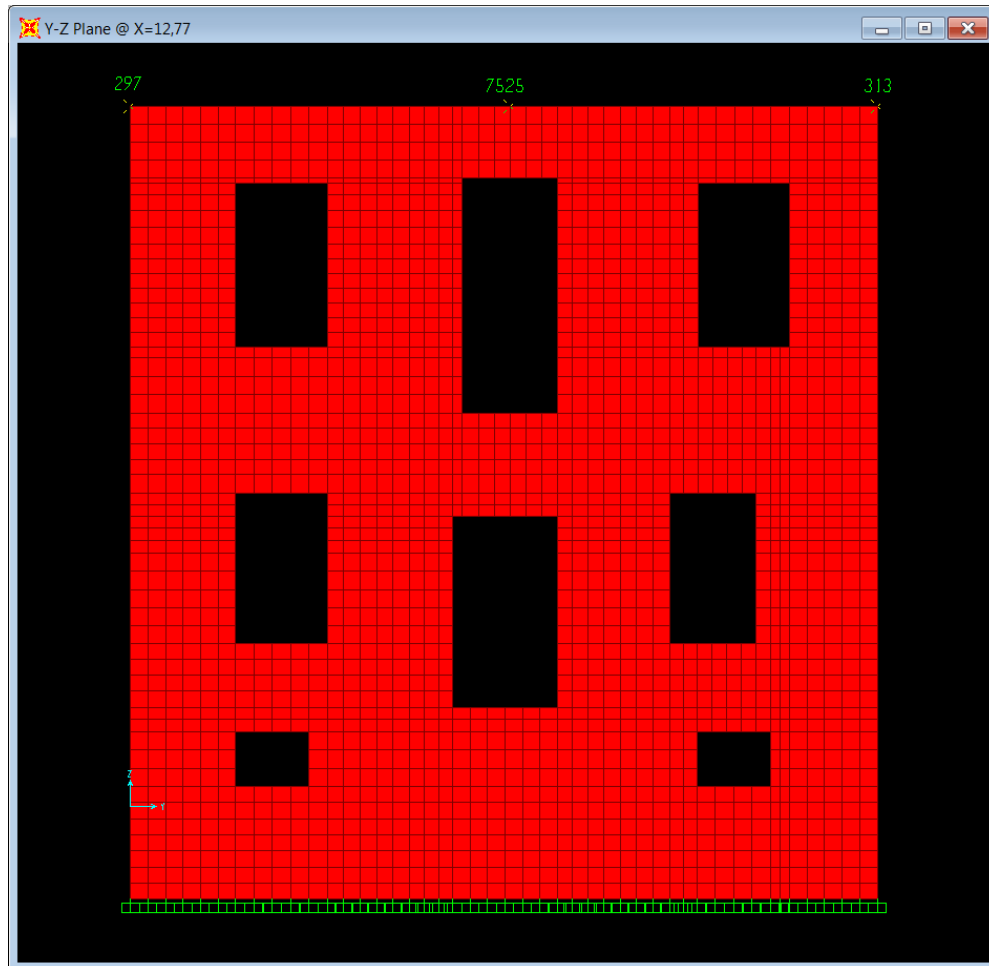
Πίνακας 4.2.3: Ιδιομορφές 51-100

TABLE: Modal Participating Mass Ratios										
OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ	
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	
MODAL	Mode	1	0,32295	0,26479	0,00006823	0,000007633	0,00004016	0,17564	0,05831	
MODAL	Mode	2	0,266686	0,00016	0,29266	3,932E-08	0,25348	0,0001	0,2041	
MODAL	Mode	5	0,157685	0,0912	0,00043	0,00001712	0,00025	0,00881	0,06959	
MODAL	Mode	6	0,140153	0,00068	0,27924	0,000000974	0,14505	0,00038	0,0731	
MODAL	Mode	7	0,130674	0,1597	0,00664	0,00028	0,00139	0,12514	0,11221	
MODAL	Mode	81	0,062601	0,00026	0,00183	0,12917	0,0316	0,15091	0,00163	
MODAL	Mode	82	0,0618	0,00258	0,03351	0,05164	0,01692	0,04666	0,03848	
MODAL	Mode	83	0,060753	0,00332	0,00056	0,11753	0,03654	0,09405	0,00183	
MODAL	Mode	84	0,059764	0,05724	0,00026	0,03207	0,01058	0,02455	0,01311	
MODAL	Mode	86	0,058729	0,00656	0,0181	0,10182	0,07957	0,04701	0,02521	

Πίνακας 4.2.4: Συγκεντρωτικός πίνακας ιδιομορφών τοιχοποιίας

4.3) ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΙΣ

Ελέγχθηκαν επιλεκτικά τρία σημεία στο ύψος της στέψης του Α' ορόφου της κύριας όψης. Τα σημεία φαίνονται στην παρακάτω εικόνα.



Εικόνα 4.3.1: Σημεία ελέγχου μετακινήσεων

Στη συνέχεια εξήχθη ο πίνακας που παρουσιάζει τις μετακινήσεις και τις στροφές των τριών σημείων για τους δύο σεισμικούς συνδυασμούς.

TABLE: Joint Displacements									
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U1	U2	U3	R1	R2	R3
Text	Text	Text	Text	m	m	m	Radians	Radians	Radians
297	SEISMIKOS X	Combination	Max	0,006425	0,003443	0,000168	0,000333	0,001114	0,003839
313	SEISMIKOS X	Combination	Max	0,003273	0,003218	-0,000001334	0,000553	0,000608	0,003748
7525	SEISMIKOS X	Combination	Max	0,027121	0,002875	-0,000874	0,000371	0,00476	0,001558
297	SEISMIKOS Y	Combination	Max	0,003155	0,006835	0,000248	0,000791	0,000505	0,003859
313	SEISMIKOS Y	Combination	Max	0,002127	0,006817	0,000119	0,000824	0,000374	0,003861
7525	SEISMIKOS Y	Combination	Max	0,00897	0,006058	-0,00106	0,000697	0,001614	0,001094

Πίνακας 4.3.1: Μετακινήσεις και στροφές των τριών σημείων

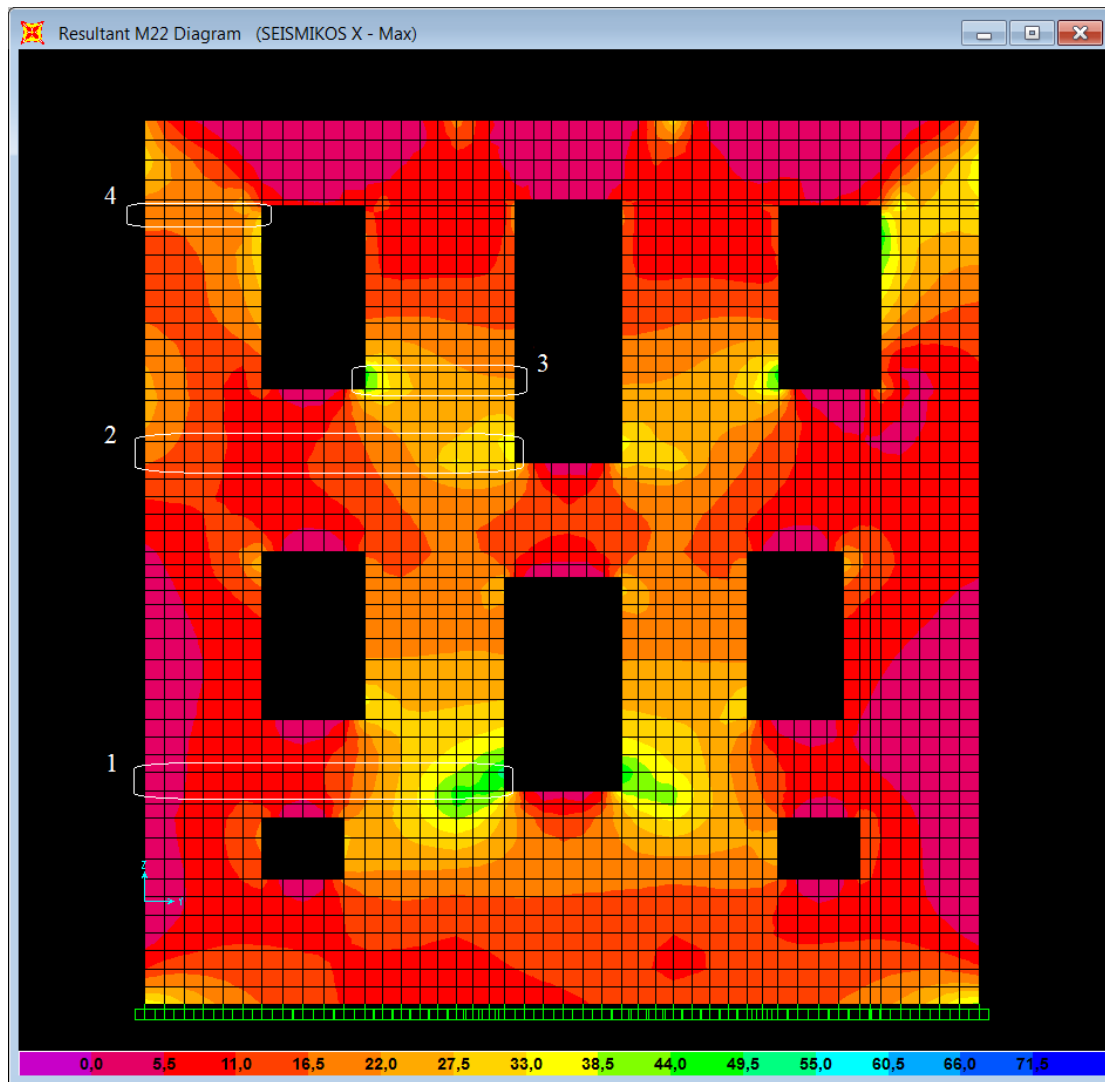
Παρατηρούμε πως στο μοντέλο της υπάρχουσας κατασκευής, το μεσαίο σημείο του τοίχου αναπτύσσει δυσανάλογα μεγάλες μετακινήσεις κατά x για τον σεισμικό συνδυασμό x, πράγμα που εξηγείται από την παραμορφωμένη εικόνα του κτιρίου που εμφανίζει ως κύρια την ιδιομορφή τύπου «αναπνοής».

4.4) ΚΑΤΑΝΟΜΗ ΕΝΤΑΤΙΚΩΝ ΜΕΓΕΘΩΝ – ΕΛΕΓΧΟΣ

Σε αυτή την ενότητα θα γίνει παρουσίαση της κατανομής των εντατικών μεγεθών στον επιλεγθέντα τοίχο και κατόπιν θα γίνει έλεγχος κάποιων ενδεικτικών πεσσών.

4.4.1) Εκτός επιπέδου κάμψη παράλληλα στις οριζόντιες ακμές

Στην παρακάτω εικόνα παρουσιάζεται η κατανομή των εκτός επιπέδου καμπτικών ροπών παράλληλα προς τους οριζόντιους αρμούς καθώς και οι περιοχές που επιλέχθηκαν ενδεικτικά για έλεγχο αφού σε αυτές παρουσιάζονται ακραίες τιμές.



Εικόνα 4.4.1: Ισοδυναμικές καμπύλες M22

Έλεγχος

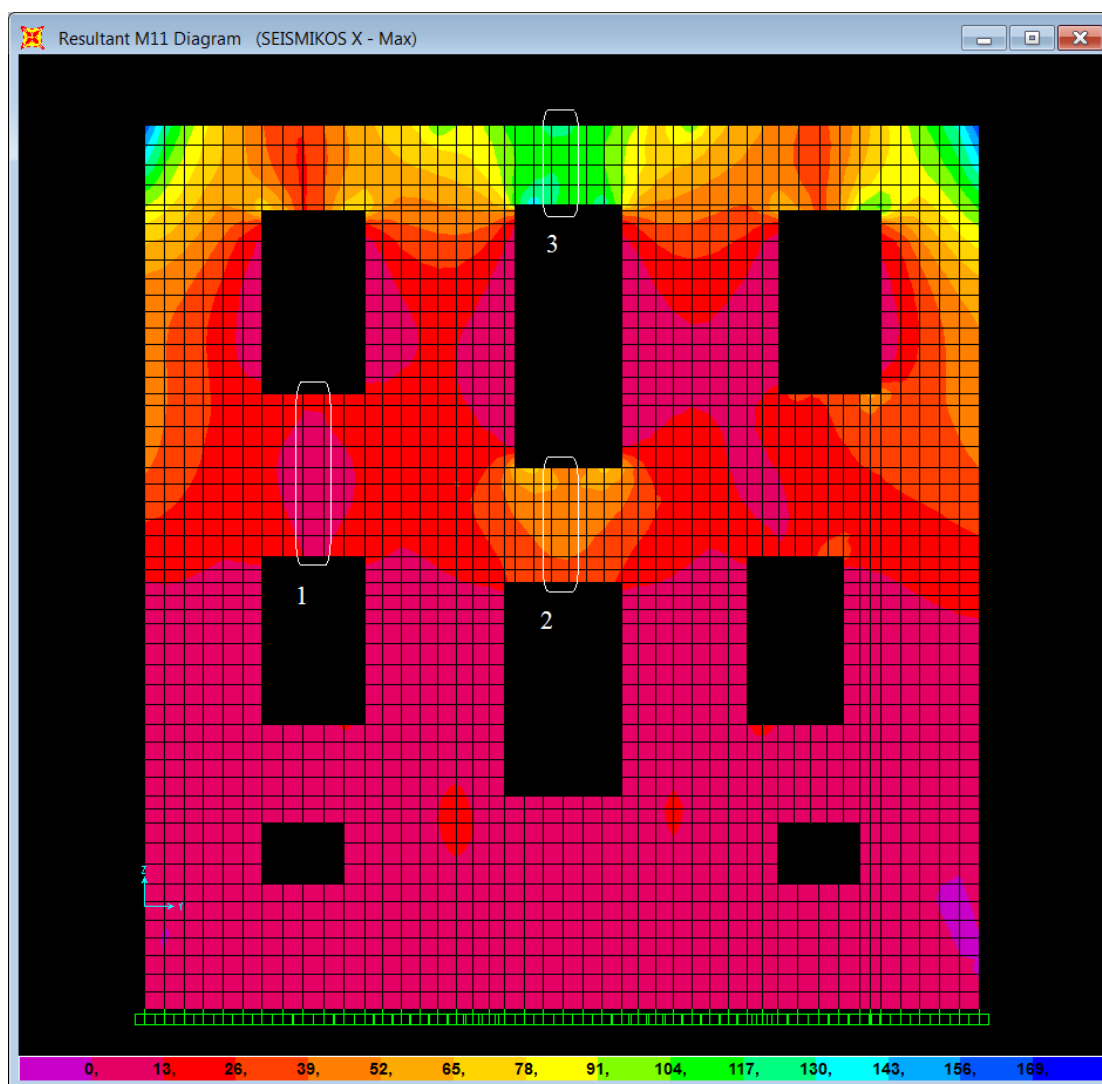
	Πεσσός 1	Πεσσός 2	Πεσσός 3	Πεσσός 4
Μήκος πεσσού (m)	4,39	4,52	1,84	1,43
Θλιβόμενο μήκος (m)	4,39	4,52	1,84	1,43
σ_d (KN/m ²)	-199,09	-118,35	-144,47	-82,04
M_{Rd} (KNm)	140,52	96,96	46,42	22,34
M_{sd} (KNm)	85,39	83,19	51,91	28,91
Έλεγχος	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΔΕΝ ΕΠΑΡΚΕΙ	ΔΕΝ ΕΠΑΡΚΕΙ

Πίνακας 4.4.1: Έλεγχος των υπό εξέταση πεσσών έναντι M22

Από τον παραπάνω πίνακα βλέπουμε ότι σε δύο από τους τέσσερις πεσσούς δεν ικανοποιείται ο έλεγχος.

4.4.2) Εκτός επιπέδου κάμψη παράλληλα στις κατακόρυφες ακμές

Στην παρακάτω εικόνα παρουσιάζεται η κατανομή των εκτός επιπέδου καμπτικών ροπών παράλληλα προς τις κατακόρυφες ακμές καθώς και οι περιοχές που επιλέχθηκαν ενδεικτικά για έλεγχο αφού σε αυτές παρουσιάζονται ακραίες τιμές.



Εικόνα 4.4.2: Ισοδυναμικές καμπύλες M11

Έλεγχος

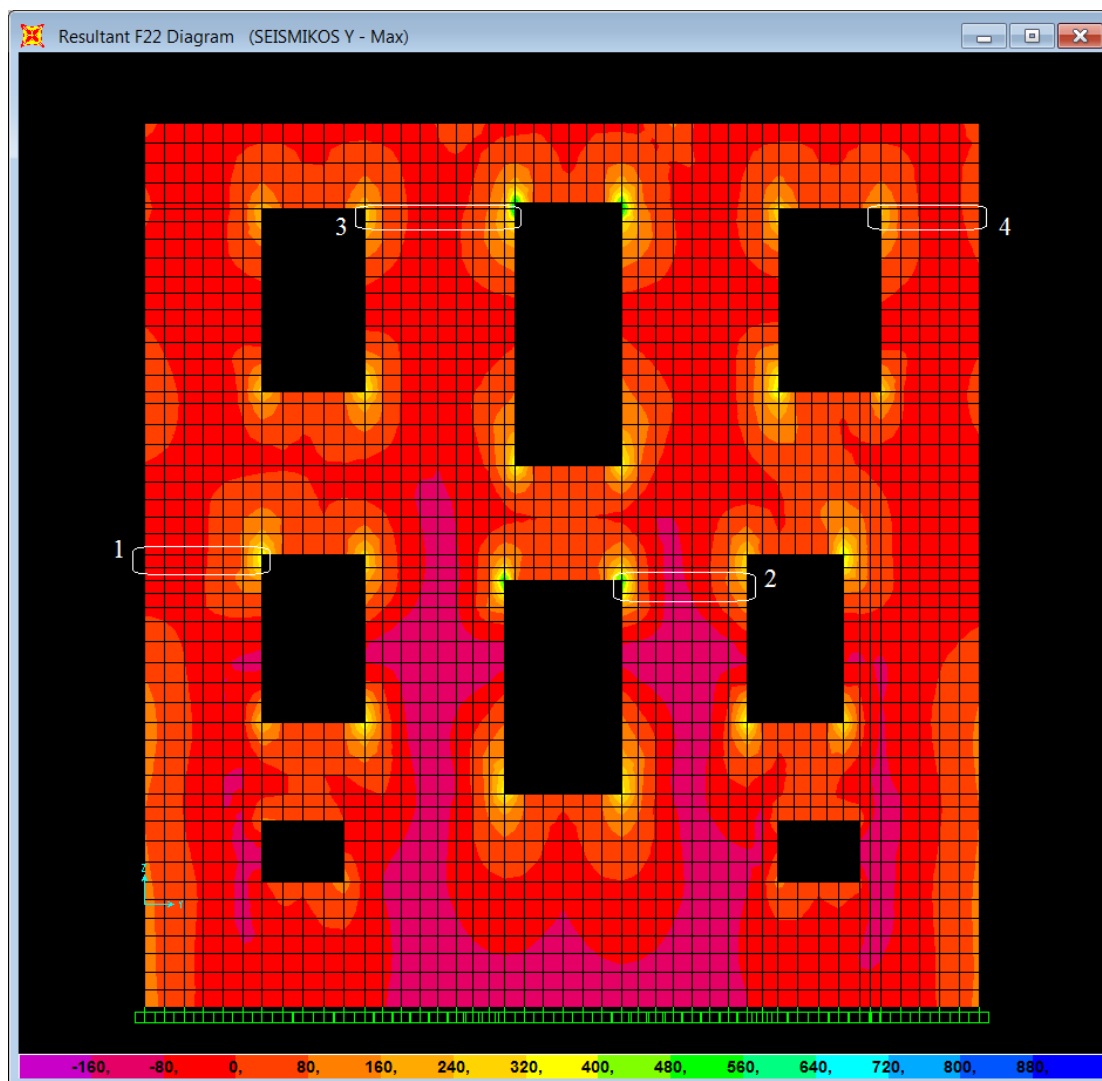
	Πεσσός 1	Πεσσός 2	Πεσσός 3
Μήκος πεσσού (m)	1,99	1,4	0,97
f_{yk2} (KN/m ²)	200	200	200
M_{Rd} (KNm)	15,57	10,95	7,59
M_{sd} (KNm)	21,17	62,3	112,89
Έλεγχος	ΔΕΝ ΕΠΑΡΚΕΙ	ΔΕΝ ΕΠΑΡΚΕΙ	ΔΕΝ ΕΠΑΡΚΕΙ

Πίνακας 4.4.2: Έλεγχος των υπό εξέταση πεσσών έναντι M11

Από τον παραπάνω πίνακα βλέπουμε ότι σε κανέναν από τους τρεις πεσσούς δεν ικανοποιείται ο έλεγχος.

4.4.3) Εντός επιπέδου κάμψη

Στην παρακάτω εικόνα παρουσιάζεται η κατανομή της κατακόρυφης δύναμης καθώς και οι περιοχές που επιλέχθηκαν ενδεικτικά για έλεγχο αφού σε αυτές παρουσιάζονται τιμές τέτοιες που θα οδηγήσουν σε μεγαλύτερες τιμές εντός επιπέδου ροπής.



Εικόνα 4.4.3: Ισοδυναμικές καμπύλες F22

Έλεγχος

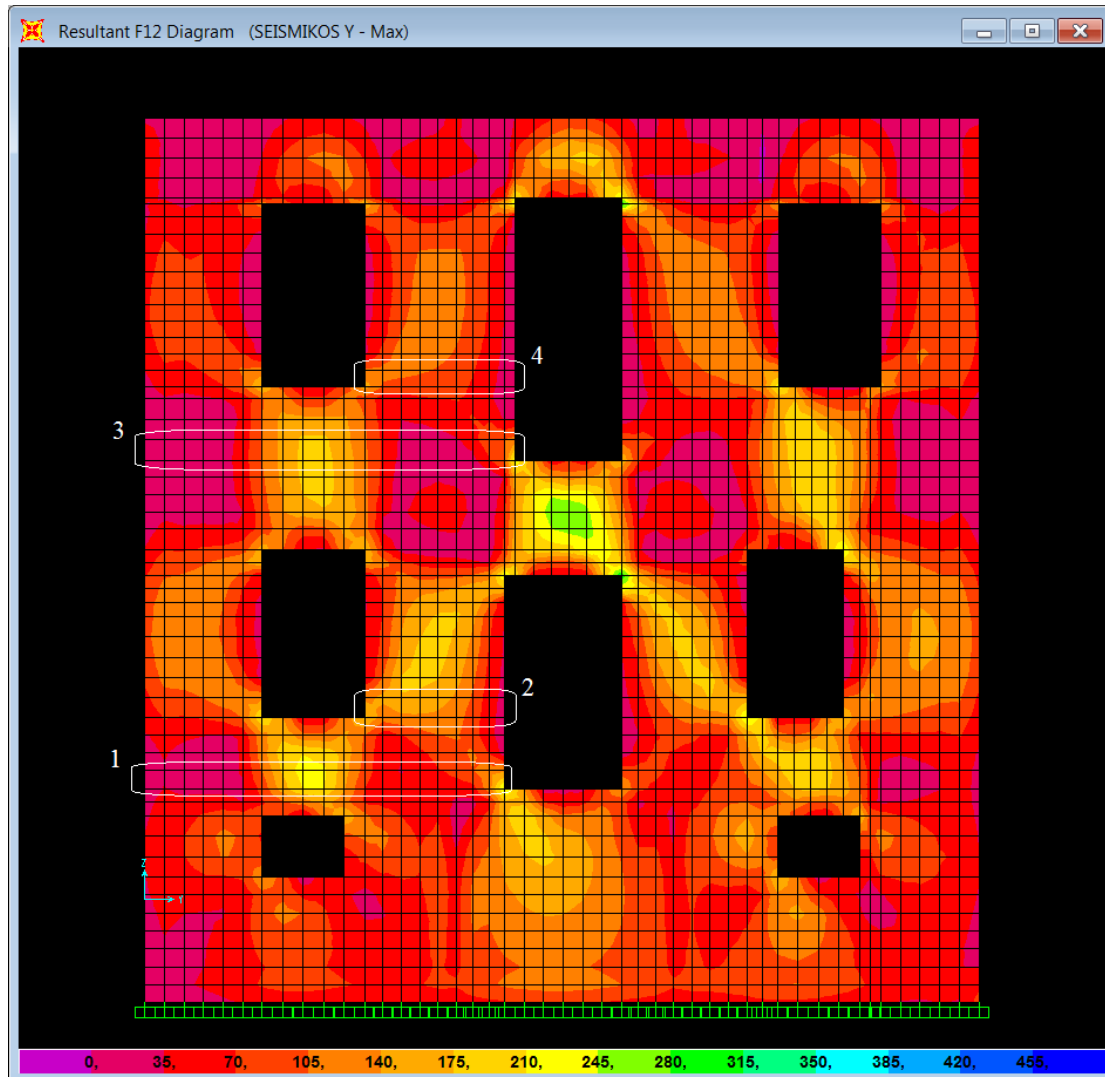
	Πεσσός 1	Πεσσός 2	Πεσσός 3	Πεσσός 4
Μήκος πεσσού (m)	1,31	1,53	1,84	1,2
Θλιβόμενο μήκος (m)	1,31	1,53	1,84	1,2
σ_d (KN/m ²)	-193,15	-239,53	-99,49	-87,52
M_{Rd} (KNm)	82,76	129,85	96,40	36,66
M_{sd} (KNm)	46,82	20,44	25,35	21,45
Έλεγχος	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ

Πίνακας 4.4.3: Έλεγχος των υπό εξέταση πεσσών έναντι εντός επιπέδου κάμψης

Από τον παραπάνω πίνακα βλέπουμε ότι σε όλους πεσσούς ικανοποιείται ο έλεγχος.

4.4.4) Τέμνουσα δύναμη

Στην παρακάτω εικόνα παρουσιάζεται η κατανομή των τεμνουσών δυνάμεων καθώς και χαρακτηριστικές περιοχές που επιλέχθηκαν για έλεγχο αφού σε αυτές παρουσιάζονται ακραίες τιμές.



Εικόνα 4.4.4: Ισοδυναμικές καμπύλες F12

Έλεγχος

	Πεσσός 1	Πεσσός 2	Πεσσός 3	Πεσσός 4
Μήκος πεσσού (m)	4,39	1,71	4,52	1,84
Θλιβόμενο μήκος (m)	4,39	1,71	4,52	1,84
σ_d (KN/m ²)	-212,29	-303,12	-126,14	-159,26
V_{Rd} (KN)	293,15	136,62	245,58	108,77
V_{sd} (KN)	378,72	213,94	335,83	156,81
Έλεγχος	ΔΕΝ ΕΠΑΡΚΕΙ	ΔΕΝ ΕΠΑΡΚΕΙ	ΔΕΝ ΕΠΑΡΚΕΙ	ΔΕΝ ΕΠΑΡΚΕΙ

Πίνακας 4.4.4: Έλεγχος των υπό εξέταση πεσσών έναντι τέμνουσας

Από τον παραπάνω πίνακα βλέπουμε ότι σε κανέναν από τους τέσσερις πεσσούς δεν ικανοποιείται ο έλεγχος.

4.5) ΑΡΧΙΚΑ ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Από τους παραπάνω ενδεικτικούς ελέγχους που διεξήχθησαν, προκύπτει ότι το κτίριο χρειάζεται μια σειρά ενισχύσεων, ο αριθμός και ο τύπος των οποίων θα διερευνηθεί στα επόμενα κεφάλαια.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5^ο

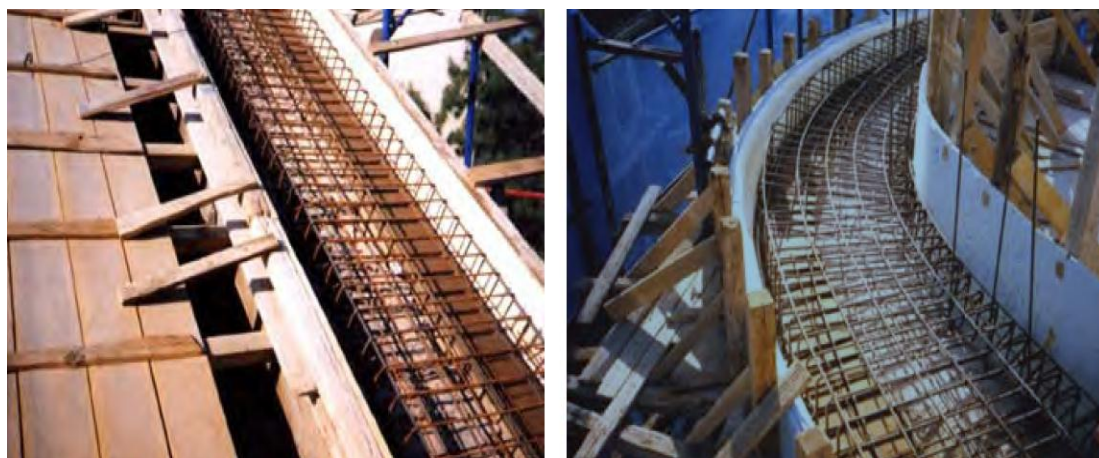
ΜΕΜΟΝΟΜΕΝΕΣ ΕΠΕΜΒΑΣΕΙΣ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ

Στο παρών κεφάλαιο θα παρατεθούν μια σειρά από τεχνικές ενίσχυσης του κτιρίου. Για κάθε μια από τις επεμβάσεις δίνονται αναλυτικά στοιχεία για την εφαρμογή τους (όπως: πλεονεκτήματα – μειονεκτήματα, απαιτούμενα υλικά, μεθοδολογία εκτέλεσης) και στοιχεία για την προσομοίωση της καθεμιάς. Επίσης, διερευνάται η επίδραση και η αποτελεσματικότητα κάθε επέμβασης στον φορέα.

5.1) ΔΗΜΙΟΥΡΓΙΑ ΔΙΑΖΩΜΑΤΟΣ ΣΤΗΝ ΣΤΕΨΗ ΤΟΥ Α' ΟΡΟΦΟΥ

5.1.1) Γενικές πληροφορίες

Η δημιουργία διαζώματος από οπλισμένο σκυρόδεμα στη στάθμη της στέγης αποτελεί μία από τις αποτελεσματικότερες και συγχρόνως με το μικρότερο κόστος επεμβάσεις με σκοπό τη βελτίωση της συμπεριφοράς κτιρίων έναντι σεισμικών δράσεων.



Φώτο. 5.1.1: Οριζόντια Διαζώματα οπλισμένου σκυροδέματος ^[Δ2]

Πλεονεκτήματα

- Καθολική αύξηση της φέρουσας ικανότητας του κτιρίου.
- Βελτίωση της διαφραγματικής λειτουργίας.
- Επίτευξη ομοιόμορφης κατανομής φορτίων στέγης.

- Αύξηση, λόγω του βάρους του, των κατακόρυφων θλιπτικών τάσεων οι οποίες, με τη σειρά τους αυξάνουν τη διατμητική αντοχή των τοίχων.^[6, 10]

Μειονεκτήματα

- Σχολαστική στη φάση υποσύλωσης της στέγης ή τμήματος της τοιχοποιίας προς αποφυγή περαιτέρω πρόκλησης βλαβών λόγω της καθαίρεσης λίθων από τους τοίχους.^[10]

Απαιτούμενα υλικά

1. Ξύλινα ή μεταλλικά στοιχεία για την υποστήριξη της στέγης και των τοίχων κατά την αφαίρεση των λίθων.
2. Απαραίτητοι οπλισμοί και καλούπια
3. Σκυρόδεμα υψηλής αντοχής.^[10]

Μεθοδολογία εκτέλεσης

Στάδιο 1: Υποσύλωση της στέγης. Θα ληφθεί πρόνοια ώστε η υποσύλωση να μην μεταφέρει τα φορτία στο ασθενές δάπεδο του τελευταίου ορόφου, αλλά να υποστυλώνονται και τα υπόλοιπα δάπεδα μέχρι το έδαφος.

Στάδιο 2: Αφαίρεση λίθων από το πάνω μέρος των τοίχων σε ύψος ίσο με το ύψος του διαζώματος, ώστε να διατηρηθεί το αρχικό ύψος της κατασκευής σταθερό.

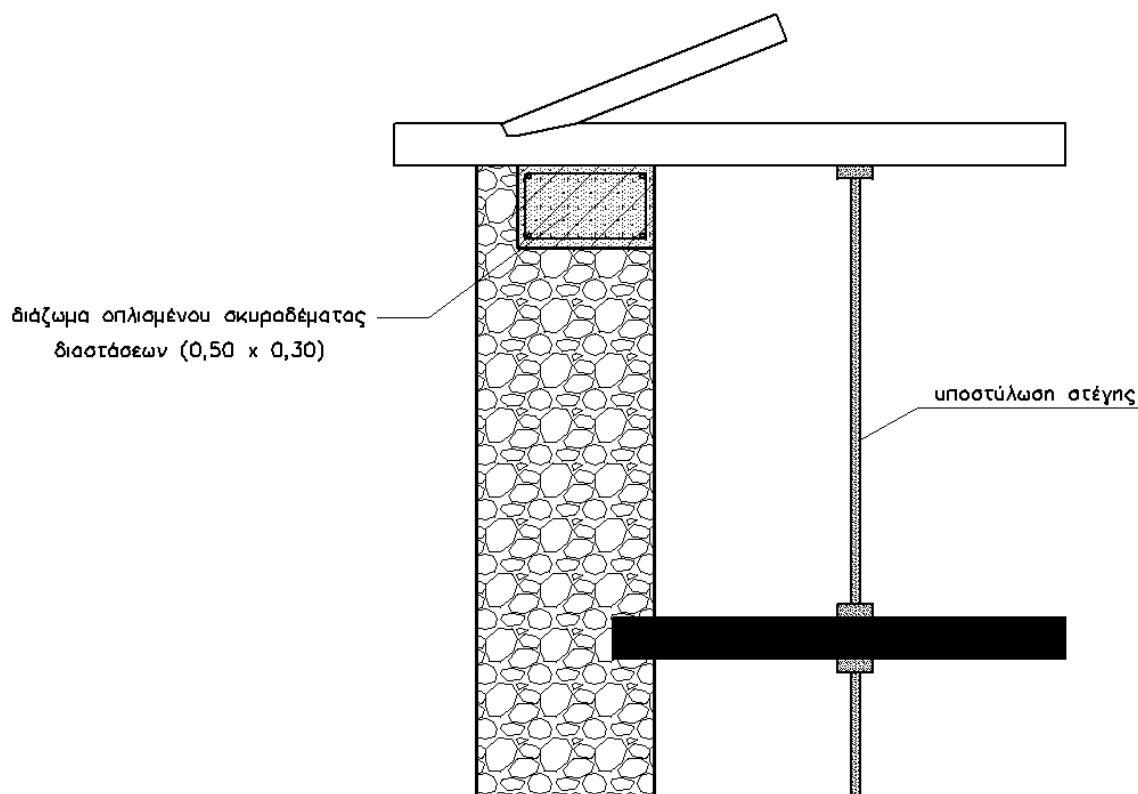
Στάδιο 3: Αφαίρεση τμήματος της επικάλυψης της στέγης στη θέση κατασκευής του διαζώματος.

Στάδιο 4: Διάνοιξη οπών στο πάνω μέρος του τοίχου και εμφύτευση οπλισμών για την καλύτερη αγκύρωση – σύνδεση του διαζώματος με τον τοίχο.

Στάδιο 5: Καλουπώνονται τα πλαϊνά και τοποθετείται ο οπλισμός του σενάζ. Θα τοποθετηθεί ο ελάχιστος διαμήκης οπλισμός 4Φ16 και συνδετήρες Φ6/20. Οι διαστάσεις του διαζώματος θα είναι 0,50x0,30.

Στάδιο 6: Σκυροδέτηση του σενάζ με σκυρόδεμα C20/25. Στη περίπτωση μας, η τοιχοποιία εξωτερικά είναι ανεπίχριστη και γι αυτό το σενάζ δεν θα εκτείνεται μέχρι την εξωτερική παρειά του τοίχου αλλά θα αφεθεί τμήμα της διατομής για να καλυφθεί ως επένδυση με λίθους οι οποίοι αποξηλώθηκαν στο στάδιο 2.

Στάδιο 7 : Επαναφορά της στέγης στην αρχική της κατάσταση.^[10]



Εικόνα 5.1.1: Κατασκευή οριζόντιου διαζώματος από οπλισμένο σκυρόδεμα

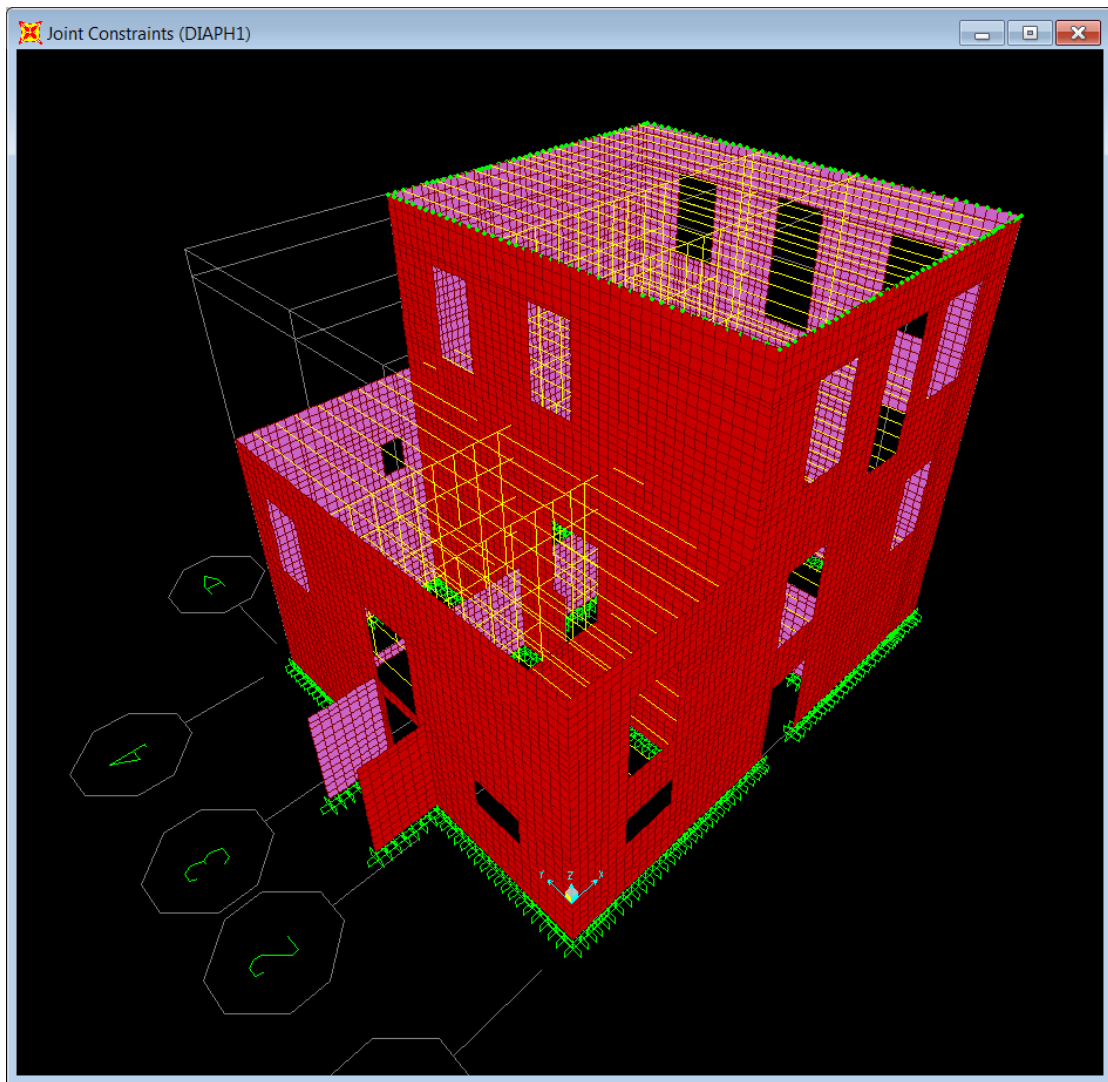
5.1.2) Προσομοίωση επέμβασης

Η προσομοίωση της προσθήκης οριζόντιου διαφράγματος στη στέψη του Α' ορόφου επιτεύχθηκε με δύο επεμβάσεις στο αρχικό μοντέλο:

- Επιβολή του ίδιου βάρους του διαζώματος ως κατανεμημένο φορτίο στη στέψη των τοίχων του Α' ορόφου. Το κατανεμημένο αυτό φορτίο καταχωρήθηκε στο πρόγραμμα ως DEAD1 ώστε να συνυπολογιστεί στις ταλαντούμενες μάζες κατά τη δυναμική ανάλυση του φορέα και ισούται με:

$$w_{\text{διαζωμ}} = E_{\text{διαζωμ}} \times (\gamma_{\text{οπλ.σκυρ}} - \gamma_{\text{λιθ}}) = (0,50 \times 0,30) \times (25,00 - 22,00) = 0,45 \text{ kN/m}$$

- Εφαρμογή διαφραγματικής λειτουργίας στη στέψη των τοίχων του Α' ορόφου.

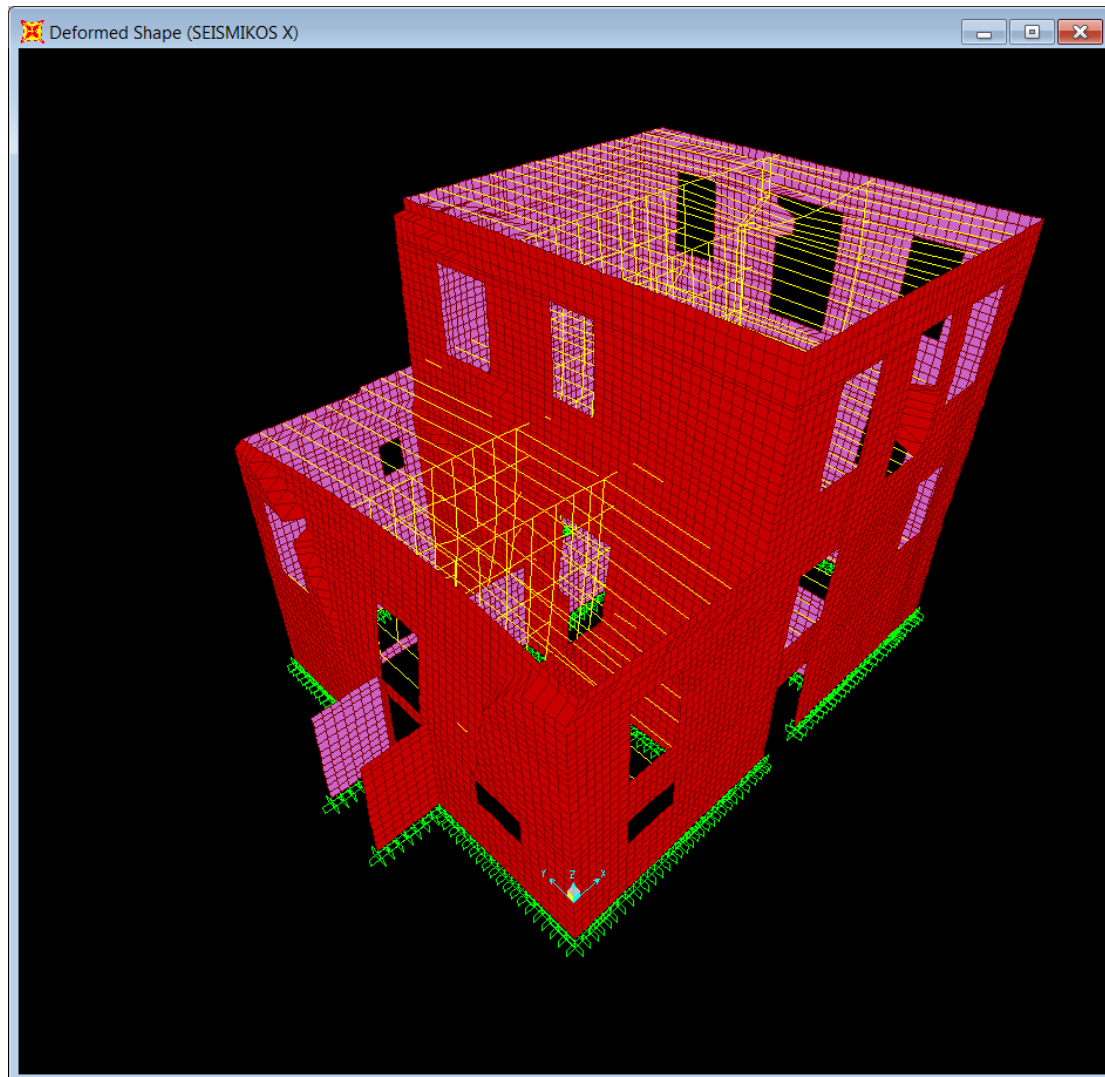


Εικόνα 5.1.2: Εφαρμογή διαφραγματικής λειτουργίας στη στέψη των τοίχων του Α' ορόφου

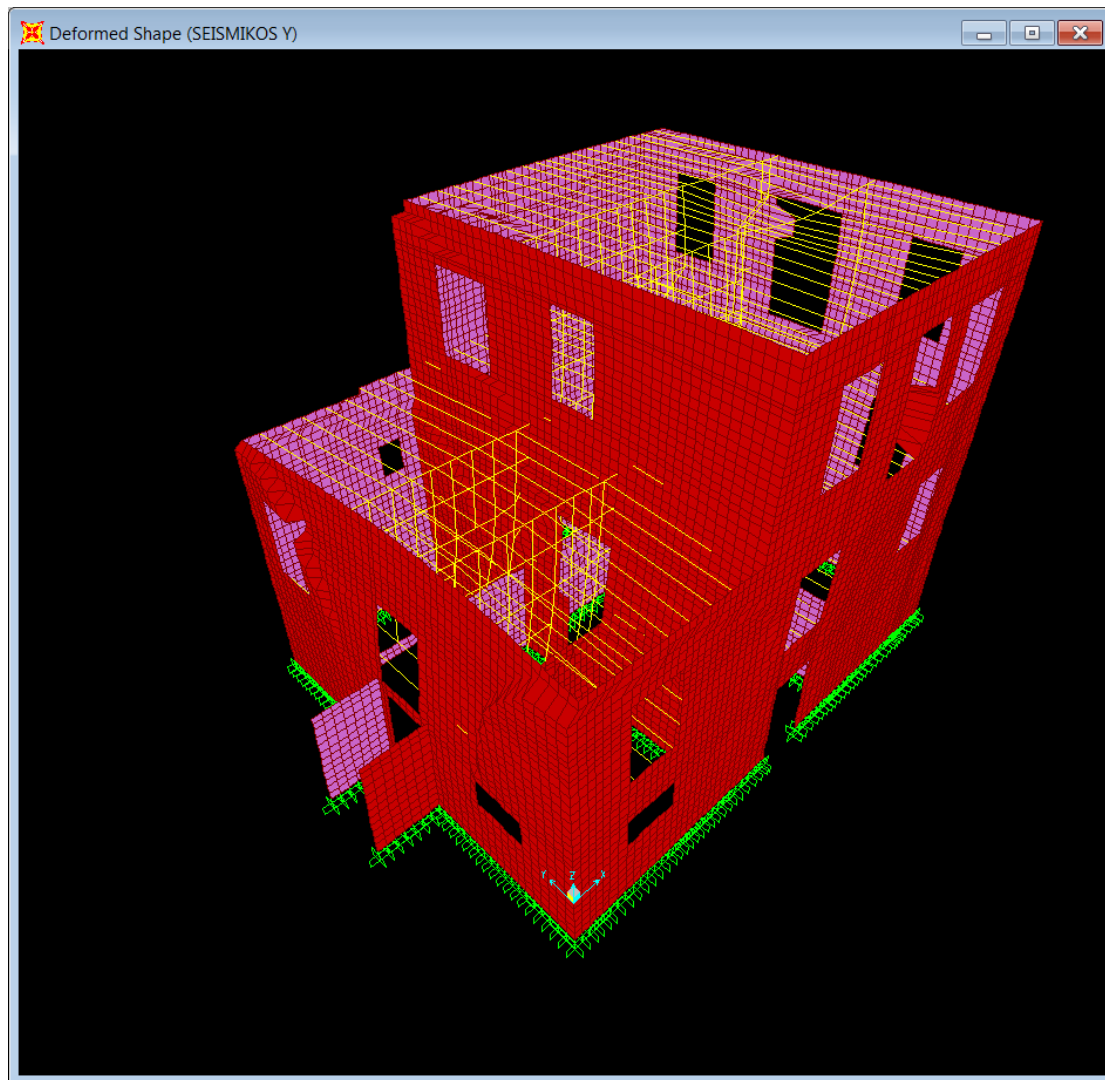
5.1.3) Αξιολόγηση επέμβασης

5.1.3.1) Μακροσκοπική παρατήρηση επέμβασης

Με μακροσκοπική παρατήρηση της δυναμικής απόκρισης του κτιρίου υπό σεισμική φόρτιση μετά την δημιουργία διαζώματος στη στέψη του Α' ορόφου, είναι εμφανής ο περιορισμός της ιδιομορφής τύπου «αναπνοής» στη στέψη του Α' ορόφου, όχι όμως και στο ύψος της στέψης του ισογείου.



Εικόνα 5.1.3: Παραμορφωμένη κατάσταση για φόρτιση με τον SEISMIKOS X



Εικόνα 5.1.4: Παραμορφωμένη κατάσταση για φόρτιση με τον SEISMIKOS Y

Σε αυτό το σημείο ακολουθεί αξιολόγηση της επέμβασης συγκριτικά με το αρχικό μοντέλο σύμφωνα με:

- A) τις κύριες ιδιομορφές
- B) τις αναπτυσσόμενες μετακινήσεις κατά τους σεισμικούς συνδυασμούς
- Γ) τη διανομή των εντατικών μεγεθών και τον έλεγχό τους.

5.1.3.2) Ιδιομορφές

Από το αρχείο αποτελεσμάτων για τις ιδιομορφές του κτιρίου προέκυψε ο παρακάτω συμπυκνμένος πίνακας:

Διεύθυνση	Υπάρχουσα κατασκευή ($T_1=0,323$ sec)			Μετά την επέμβαση ($T_1=0,203$ sec)		
	Ιδιομορφή	Ιδιοπερίοδος (sec)	Ποσοστό δρώσας ιδιομορφικής μάζας	Ιδιομορφή	Ιδιοπερίοδος (sec)	Ποσοστό δρώσας ιδιομορφικής μάζας
x	1 ^η	0,323	26,5%	2 ^η	0,186	36,8%
y	2 ^η	0,267	29,3%	1 ^η	0,203	33,6%
z	81 ^η	0,063	12,9%	70 ^η	0,064	20,0%

Πίνακας 5.1.1: Ενδεικτικά στοιχεία ιδιομορφών πριν και μετά την επέμβαση

Παρατηρούμε πως οι ιδιοπερίοδοι του κτιρίου μετά την επέμβαση γίνονται μικρότερες, δηλαδή το κτίριο με την ύπαρξη διαζώματος γίνεται πιο δύσκαμπτο, πράγμα φυσιολογικό αφού το διάζωμα 'δένει' τους τοίχους του κτιρίου.

5.1.3.3) Μετακινήσεις

Ελέγχθηκαν επιλεκτικά τα τρία σημεία στο ύψος της στέψης του Α' ορόφου της κύριας όψης, τα οποία ελέγχθηκαν και στο προηγούμενο Κεφάλαιο και φαίνονται στην Εικόνα 4.3.1. Στη συνέχεια εξήχθη ο πίνακας που παρουσιάζει τις μετακινήσεις και τις στροφές των τριών σημείων για τους δύο σεισμικούς συνδυασμούς.

TABLE: Joint Displacements										
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U1	U2	U3	R1	R2	R3	
Text	Text	Text	Text	m	m	m	Radians	Radians	Radians	
Υπάρχουσα κατασκευή	297	SEISMIKOS X	Combination	Max	0,006425	0,003443	0,000168	0,000333	0,001114	0,003839
	313	SEISMIKOS X	Combination	Max	0,003273	0,003218	-0,000001334	0,000553	0,000608	0,003748
	7525	SEISMIKOS X	Combination	Max	0,027121	0,002875	-0,000874	0,000371	0,00476	0,001558
	297	SEISMIKOS Y	Combination	Max	0,003155	0,006835	0,000248	0,000791	0,000505	0,003859
	313	SEISMIKOS Y	Combination	Max	0,002127	0,006817	0,000119	0,000824	0,000374	0,003861
	7525	SEISMIKOS Y	Combination	Max	0,00897	0,006058	-0,00106	0,000697	0,001614	0,001094
Μετά την επέμβαση	297	SEISMIKOS X	Combination	Max	0,006628	0,006126	-0,000369	0,000265	0,000412	0,000339
	313	SEISMIKOS X	Combination	Max	0,003626	0,006126	0,000155	0,000301	0,000199	0,000339
	7525	SEISMIKOS X	Combination	Max	0,005031	0,006126	-0,000782	0,000282	0,001566	0,000339
	297	SEISMIKOS Y	Combination	Max	0,005605	0,006098	-0,000182	0,000229	0,000315	0,000268
	313	SEISMIKOS Y	Combination	Max	0,003312	0,006098	-0,000123	0,000299	0,000214	0,000268
	7525	SEISMIKOS Y	Combination	Max	0,004378	0,006098	-0,000829	0,000281	0,001533	0,000268

Πίνακας 5.1.2: Μετακινήσεις και στροφές των τριών σημείων

Παρατηρούμε πως στο μοντέλο της υπάρχουσας κατασκευής, το μεσαίο σημείο του τοίχου αναπτύσσει δυσανάλογα μεγάλες μετακινήσεις κατά x για τον σεισμικό συνδυασμό x, πράγμα που εξηγείται από την παραμορφωμένη εικόνα του κτιρίου που εμφανίζει ιδιομορφής τύπου «αναπνοής». Αντίθετα, μετά την επέμβαση, οι αντίστοιχες μετακινήσεις είναι αισθητά μικρότερες και περίπου ίδιας τάξης μεγέθους με τα άλλα δύο σημεία.

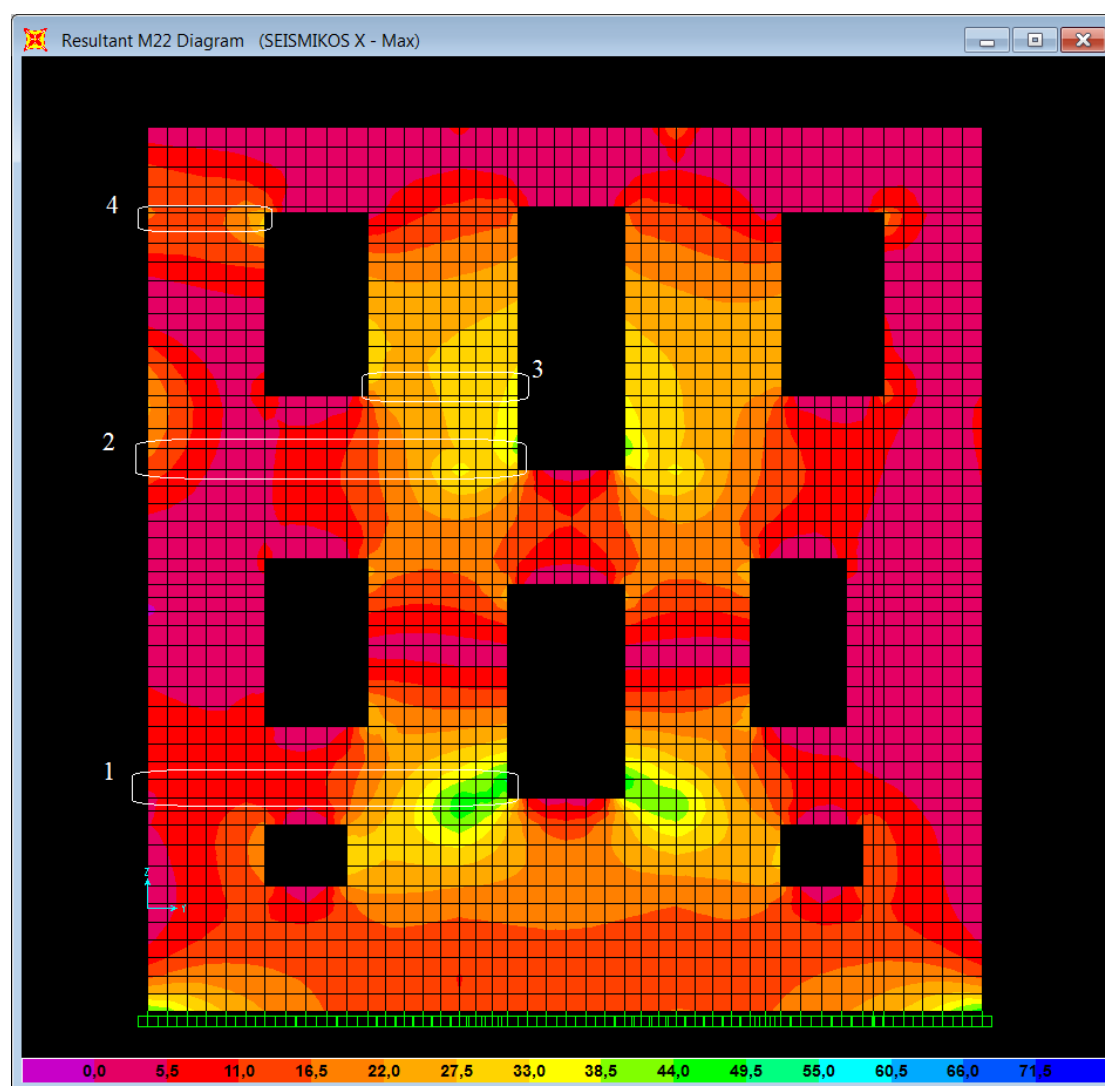
Κατά τα άλλα, στα υπόλοιπα σημεία δεν υπάρχουν σημαντικές μεταβολές στις μετακινήσεις ανάμεσα στα δύο μοντέλα. Γενικά μπορεί να ειπωθεί πως με το διάζωμα επετεύχθη μια πιο ομογενοποιημένη συμπεριφορά των κόμβων σε ότι έχει να κάνει με τις μετακινήσεις.

Αντίστοιχα συμπεράσματα θα μπορούσαν να παρατηρηθούν και να εξαχθούν από πλήθος άλλων σημείων, πράγμα το οποίο δεν κρίθηκε σκόπιμο για λόγους ορθολογικής έκτασης της παρούσας εργασίας.

5.1.3.4) Κατανομή εντατικών μεγεθών - έλεγχος

Σε αυτή την ενότητα θα γίνει παρουσίαση της κατανομής των εντατικών μεγεθών που κατόπιν θα ελεγχθούν πάντα σε σύγκριση με το αρχικό μοντέλο. Οι πεσσοί που επιλέχθηκαν είναι οι ίδιοι με αυτούς που επιλέχθηκαν και ελέγχθηκαν σε κάθε εντατικό μέγεθος στο προηγούμενο κεφάλαιο, ώστε να μπορεί να γίνει σύγκριση.

i) Εκτός επιπέδου κάμψη παράλληλα στις οριζόντιες ακμές



Εικόνα 5.1.5: Ισοδυναμικές καμπύλες M22 μετά την επέμβαση

Το παραπάνω σχήμα συγκρινόμενο με το αντίστοιχο του προηγούμενου κεφαλαίου (σελ. 70) κάνει φανερό ότι μετά την επέμβαση οι τιμές των αναπτυσσόμενων ροπών δεν παρουσιάζουν ιδιαίτερες διαφοροποιήσεις σε σχέση με το υπάρχον κτίριο.

Έλεγχος

Πεσός 1	Υπάρχουσα κατασκευή	Μετά την επέμβαση
Μήκος πεσσού (m)	4,39	4,39
Θλιβόμενο μήκος (m)	4,39	4,39
σ_d (KN/m ²)	-199,09	-203,32
M_{Rd} (2) (KNm)	140,52	142,55
M_{sd} (KNm)	85,39	86,82
Έλεγχος	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ

Πεσός 2	Υπάρχουσα κατασκευή	Μετά την επέμβαση
Μήκος πεσσού (m)	4,52	4,52
Θλιβόμενο μήκος (m)	4,52	4,52
σ_d (KN/m ²)	-118,35	-122,80
M_{Rd} (2) (KNm)	96,96	99,98
M_{sd} (KNm)	83,19	71,49
Έλεγχος	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ

Πεσός 3	Υπάρχουσα κατασκευή	Μετά την επέμβαση
Μήκος πεσσού (m)	1,84	1,84
Θλιβόμενο μήκος (m)	1,84	1,84
σ_d (KN/m ²)	-144,47	-151,00
M_{Rd} (2) (KNm)	46,42	48,06
M_{sd} (KNm)	51,91	52,96
Έλεγχος	ΔΕΝ ΕΠΑΡΚΕΙ	ΔΕΝ ΕΠΑΡΚΕΙ

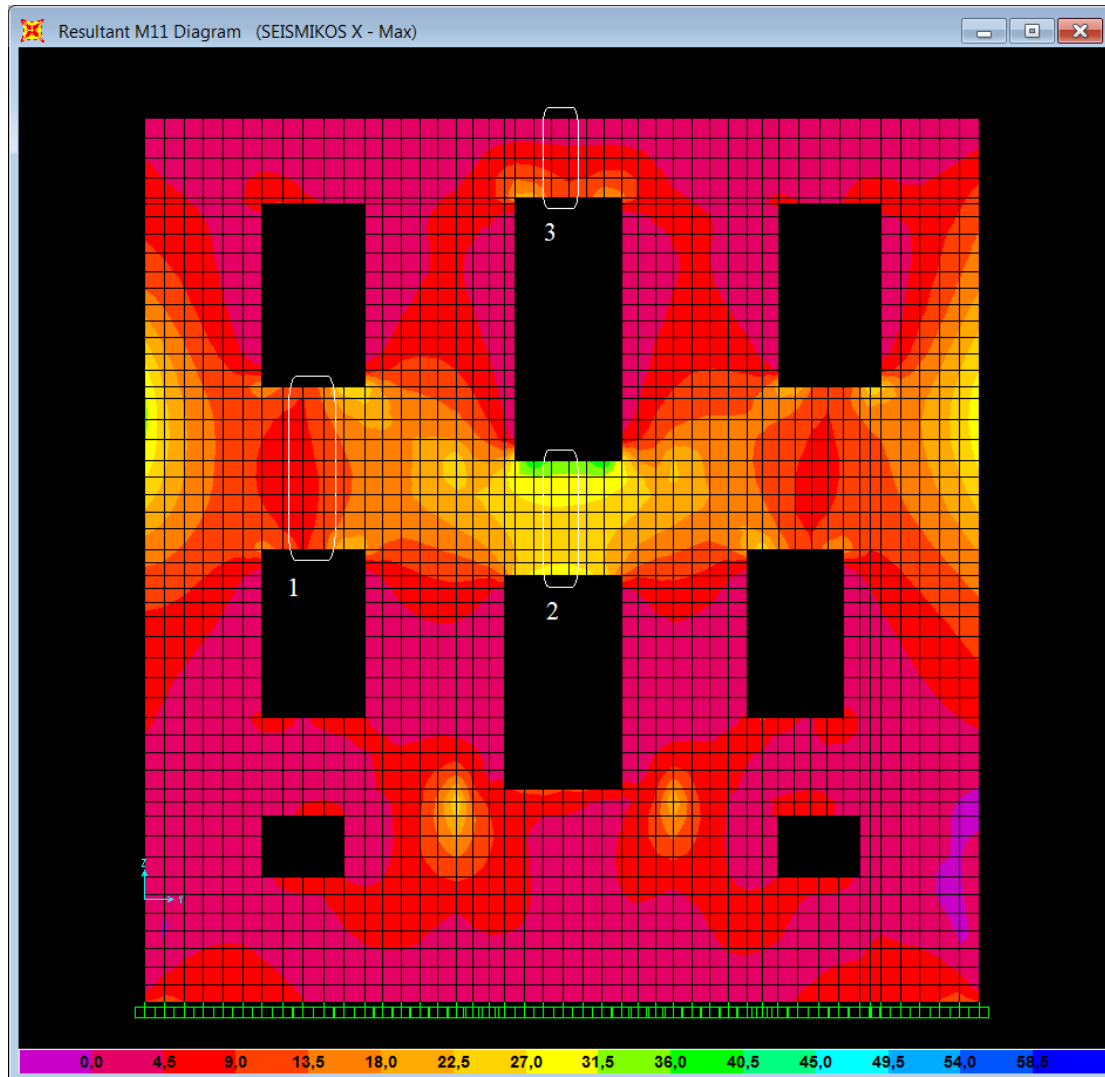
Πεσός 4	Υπάρχουσα κατασκευή	Μετά την επέμβαση
Μήκος πεσσού (m)	1,43	1,43
Θλιβόμενο μήκος (m)	1,43	1,43
σ_d (KN/m ²)	-82,04	-87,41
M_{Rd} (2) (KNm)	22,34	23,64
M_{sd} (KNm)	28,91	26,10
Έλεγχος	ΔΕΝ ΕΠΑΡΚΕΙ	ΔΕΝ ΕΠΑΡΚΕΙ

Πίνακας 5.1.3: Συγκριτικός έλεγχος των υπό εξέταση πεσών έναντι M22νπριν και μετά την επέμβαση

Από τους παραπάνω πίνακες βλέπουμε καταρχήν ότι σε δύο από τις τέσσερις περιπτώσεις δεν ικανοποιείται ο έλεγχος. Είναι επίσης φανερό ότι το διάζωμα που

τοποθετήθηκε δεν επέφερε σημαντικές διαφοροποιήσεις, καθώς ούτε ιδιαίτερη αύξηση των καμπτικών αντοχών επετεύχθη, ούτε μείωση των δρωσών ροπών σε όλους τους πεσσούς.

ii) Εκτός επιπέδου κάμψη παράλληλα στις κατακόρυφες ακμές



Εικόνα 5.1.6: Ισοδυναμικές καμπύλες M11 μετά την επέμβαση

Το παραπάνω σχήμα συγκρινόμενο με το αντίστοιχο του προηγούμενου κεφαλαίου (σελ. 71) κάνει φανερό ότι μετά την επέμβαση οι τιμές των αναπτυσσόμενων ροπών είναι σαφώς μικρότερες σε σχέση με το υπάρχον κτίριο.

Έλεγχος

Πεσσός 1	Υπάρχουσα κατασκευή	Μετά την επέμβαση
Μήκος πεσσού (m)	1,99	1,99
f_{xk2} (KN/m ²)	200	200
M_{Rd} (KNm)	15,57	15,57
M_{sd} (KNm)	21,17	18,52
Έλεγχος	ΔΕΝ ΕΠΑΡΚΕΙ	ΔΕΝ ΕΠΑΡΚΕΙ

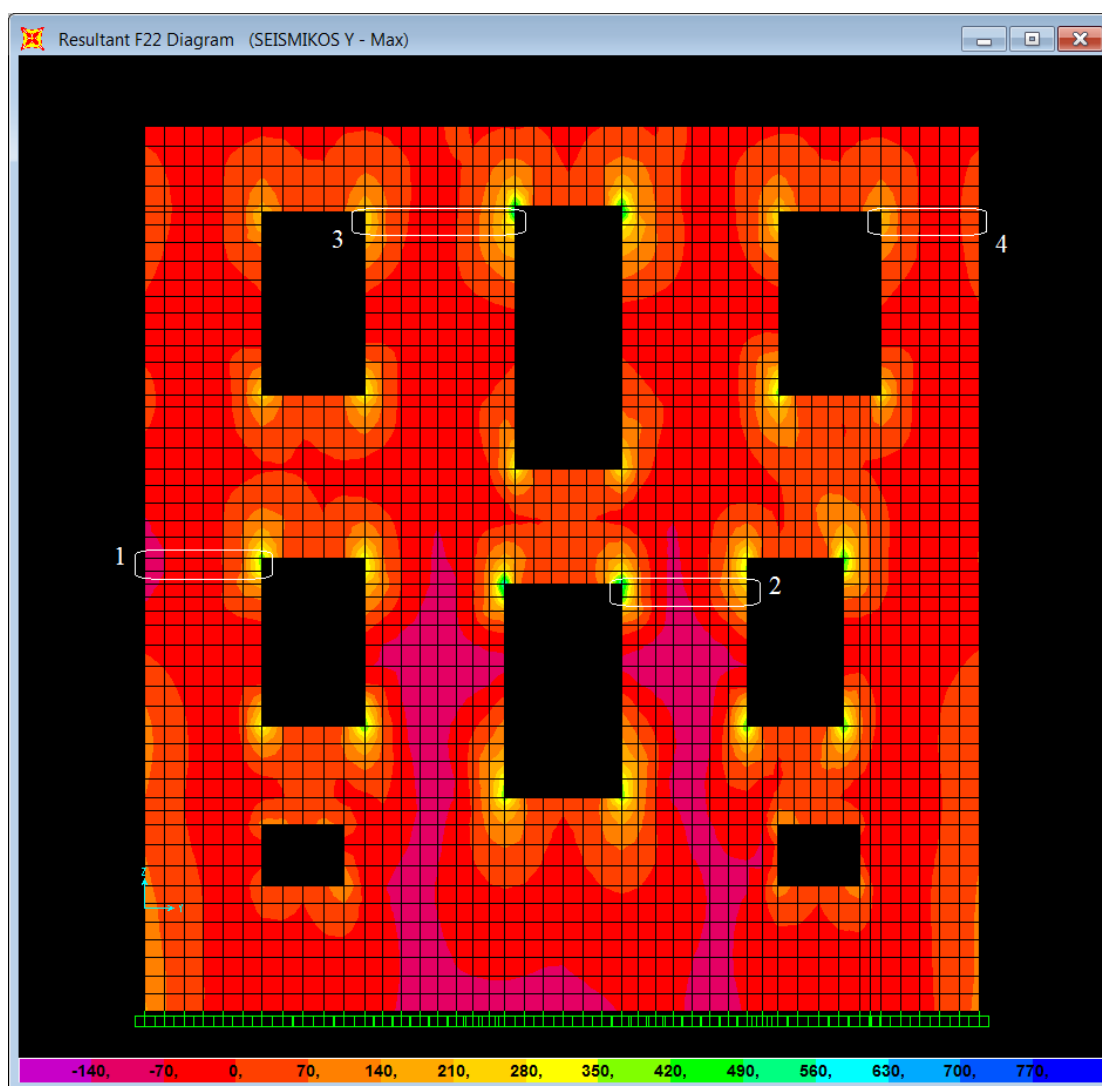
Πεσσός 2	Υπάρχουσα κατασκευή	Μετά την επέμβαση
Μήκος πεσσού (m)	1,4	1,4
f_{xk2} (KN/m ²)	200	200
M_{Rd} (KNm)	10,95	10,95
M_{sd} (KNm)	62,3	39,03
Έλεγχος	ΔΕΝ ΕΠΑΡΚΕΙ	ΔΕΝ ΕΠΑΡΚΕΙ

Πεσσός 3	Υπάρχουσα κατασκευή	Μετά την επέμβαση
Μήκος πεσσού (m)	0,97	0,97
f_{xk2} (KN/m ²)	200	200
M_{Rd} (KNm)	7,59	7,59
M_{sd} (KNm)	112,89	5,83
Έλεγχος	ΔΕΝ ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ

Πίνακας 5.1.4: Συγκριτικός έλεγχος των υπό εξέταση πεσσών έναντι M11 πριν και μετά την επέμβαση

Από τους παραπάνω πίνακες βλέπουμε ότι με το διάζωμα που τοποθετήθηκε έχουμε πολύ μεγάλη μείωση των δρωσών ροπών στους δύο από τους τρεις πεσσούς. Ωστόσο, σε δύο από τους τρεις πεσσούς συνεχίζει να μην ικανοποιείται ο έλεγχος.

iii) Εντός επιπέδου κάμψη



Εικόνα 5.1.7: Ισοδυναμικές καμπύλες F22 μετά την επέμβαση

Το παραπάνω σχήμα συγκρινόμενο με το αντίστοιχο του προηγούμενου κεφαλαίου (σελ. 73) κάνει φανερό ότι μετά την επέμβαση οι τιμές των αναπτυσσόμενων κατακόρυφων δυνάμεων δεν παρουσιάζουν ιδιαίτερες διαφοροποιήσεις σε σχέση με το υπάρχον κτίριο.

Έλεγχος

Πεσσός 1	Υπάρχουσα κατασκευή	Μετά την επέμβαση
Μήκος πεσσού (m)	1,31	1,31
Θλιβόμενο μήκος (m)	1,31	1,31
σ_d (KN/m ²)	-193,15	-198,26
M_{Rd} (KNm)	82,76	84,27
M_{sd} (KNm)	46,82	51,69
Έλεγχος	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ

Πεσσός 2	Υπάρχουσα κατασκευή	Μετά την επέμβαση
Μήκος πεσσού (m)	1,53	1,53
Θλιβόμενο μήκος (m)	1,53	1,53
σ_d (KN/m ²)	-239,53	-245,87
M_{Rd} (KNm)	129,85	131,87
M_{sd} (KNm)	20,44	20,96
Έλεγχος	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ

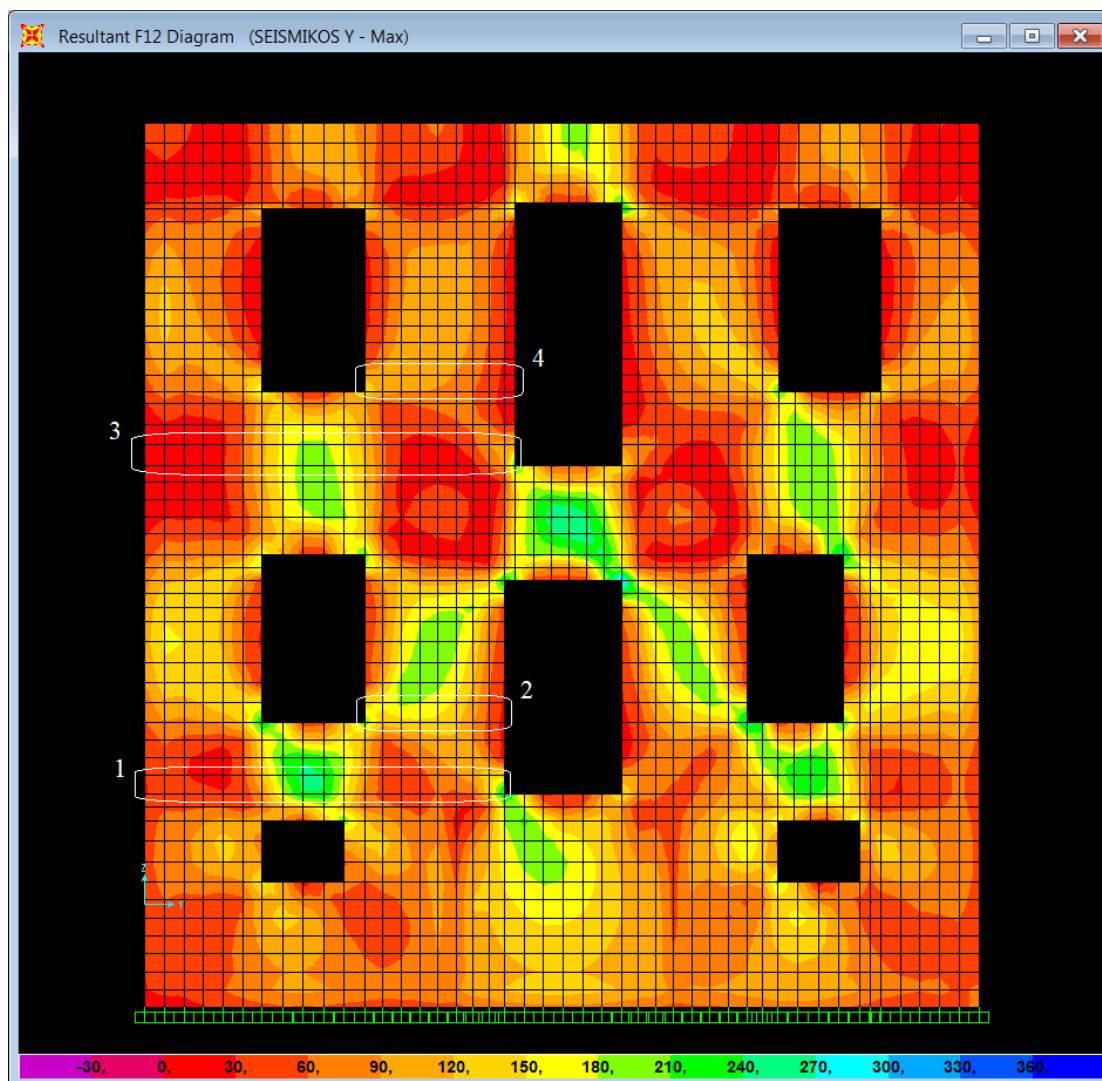
Πεσσός 3	Υπάρχουσα κατασκευή	Μετά την επέμβαση
Μήκος πεσσού (m)	1,84	1,84
Θλιβόμενο μήκος (m)	1,84	1,84
σ_d (KN/m ²)	-99,49	-106,03
M_{Rd} (KNm)	96,40	101,82
M_{sd} (KNm)	25,35	27,00
Έλεγχος	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ

Πεσσός 4	Υπάρχουσα κατασκευή	Μετά την επέμβαση
Μήκος πεσσού (m)	1,2	1,2
Θλιβόμενο μήκος (m)	1,2	1,2
σ_d (KN/m ²)	-87,52	-88,70
M_{Rd} (KNm)	36,66	37,09
M_{sd} (KNm)	21,45	17,93
Έλεγχος	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ

Πίνακας 5.1.5: Συγκριτικός έλεγχος των υπό εξέταση πεσσών έναντι εντός επιπέδου κάμψης πριν και μετά την επέμβαση

Από τους παραπάνω πίνακες βλέπουμε ότι σε όλους τους πεσσούς ικανοποιούνται οι έλεγχοι. Το διάζωμα που τοποθετήθηκε δεν επέφερε σημαντικές διαφοροποιήσεις, καθώς τα αποτελέσματα σε κάποιους πεσσούς είναι ελαφρώς καλύτερα ενώ σε κάποιους άλλους ελαφρώς χειρότερα, χωρίς ωστόσο να παρουσιάζεται βελτίωση σαν γενική εικόνα.

iv) Τέμνουσα δύναμη



Εικόνα 5.1.8: Ισοδυναμικές καμπύλες F12 μετά την επέμβαση

Το παραπάνω σχήμα συγκρινόμενο με το αντίστοιχο του προηγούμενου κεφαλαίου (σελ. 75) κάνει φανερό ότι μετά την επέμβαση οι τιμές των αναπτυσσόμενων τεμνουσών δυνάμεων δεν παρουσιάζουν ιδιαίτερες διαφοροποιήσεις σε σχέση με το υπάρχον κτίριο.

Έλεγχος

Πεσσός 1	Υπάρχουσα κατασκευή	Μετά την επέμβαση
Μήκος πεσσού (m)	4,39	4,39
Θλιβόμενο μήκος (m)	4,39	4,39
σ_d (KN/m ²)	-212,29	-216,77
V_{Rd} (KN)	293,15	295,99
V_{sd} (KN)	378,72	429,73
Έλεγχος	ΔΕΝ ΕΠΑΡΚΕΙ	ΔΕΝ ΕΠΑΡΚΕΙ

Πεσσός 2	Υπάρχουσα κατασκευή	Μετά την επέμβαση
Μήκος πεσσού (m)	1,71	1,71
Θλιβόμενο μήκος (m)	1,71	1,71
σ_d (KN/m ²)	-303,12	-310,68
V_{Rd} (KN)	136,62	138,49
V_{sd} (KN)	213,94	230,17
Έλεγχος	ΔΕΝ ΕΠΑΡΚΕΙ	ΔΕΝ ΕΠΑΡΚΕΙ

Πεσσός 3	Υπάρχουσα κατασκευή	Μετά την επέμβαση
Μήκος πεσσού (m)	4,52	4,52
Θλιβόμενο μήκος (m)	4,52	4,52
σ_d (KN/m ²)	-126,14	-130,88
V_{Rd} (KN)	245,58	248,67
V_{sd} (KN)	335,83	346,04
Έλεγχος	ΔΕΝ ΕΠΑΡΚΕΙ	ΔΕΝ ΕΠΑΡΚΕΙ

Πεσσός 4	Υπάρχουσα κατασκευή	Μετά την επέμβαση
Μήκος πεσσού (m)	1,84	1,84
Θλιβόμενο μήκος (m)	1,84	1,84
σ_d (KN/m ²)	-159,26	-166,45
V_{Rd} (KN)	108,77	110,68
V_{sd} (KN)	156,81	152,71
Έλεγχος	ΔΕΝ ΕΠΑΡΚΕΙ	ΔΕΝ ΕΠΑΡΚΕΙ

Πίνακας 5.1.6: Συγκριτικός έλεγχος των υπό εξέταση πεσσών έναντι τέμνουσας πριν και μετά την επέμβαση

Από τους παραπάνω πίνακες βλέπουμε ότι το διάζωμα που τοποθετήθηκε δεν επέφερε σημαντικές διαφοροποιήσεις, καθώς τα αποτελέσματα σε κάποιους πεσσούς είναι

ελαφρώς καλύτερα ενώ σε κάποιους άλλους ελαφρώς χειρότερα, χωρίς ωστόσο να παρουσιάζεται βελτίωση σαν γενική εικόνα.

5.1.4) Συνολική αξιολόγηση επέμβασης

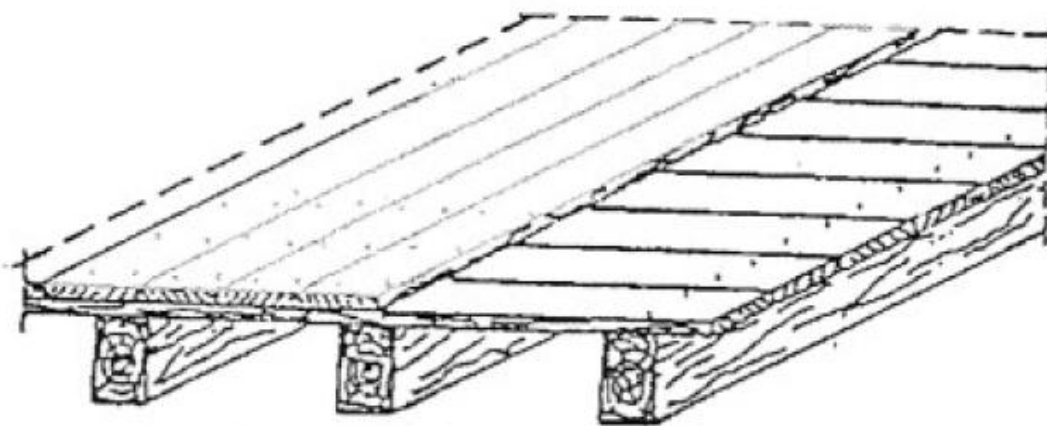
Σαν συνολική αξιολόγηση της επέμβασης, μπορούμε να πούμε ότι η χρήση του διαζώματος στη στέψη του Α' ορόφου είναι επωφελής για την κατασκευή, ειδικά στην περίπτωση της εκτός επιπέδου κάμψης παράλληλα στις κατακόρυφες ακμές, ωστόσο μόνη της κρίνεται ανεπαρκής ως επέμβαση.

5.2) ΔΗΜΙΟΥΡΓΙΑ ΔΙΑΦΡΑΓΜΑΤΙΚΗΣ ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΑΣ ΣΕ ΟΛΟΥΣ ΤΟΥΣ ΟΡΟΦΟΥΣ

5.2.1) Γενικές πληροφορίες

Ένας από τους κύριους λόγους της ανεπαρκούς σεισμικής συμπεριφοράς των υπαρχόντων κτιρίων από τοιχοποιία είναι η έλλειψη κατάλληλης οριζόντιας διαφραγματικής λειτουργίας των πατωμάτων. Η ύπαρξη δύσκαμπτων πατωμάτων, όπως οι πλάκες από σπλισμένο σκυρόδεμα, σε κάθε στάθμη ορόφου συνδέουν το φέρον σύστημα έτσι ώστε να συμπεριφέρεται μονολιθικά κατά τη διάρκεια του σεισμού. Αν είναι αγκυρωμένα επαρκώς, τα δύσκαμπτα διαφράγματα των δαπέδων εμποδίζουν την εκτός επιπέδου ταλάντωση και την πιθανή κατάρρευση των τοίχων. ^[15]

Με γνώμονα την ευεργετική επίδραση της διαφραγματικής λειτουργίας στα κτίρια από φέρουσα τοιχοποιία, θελήσαμε να διερευνήσουμε τα αποτελέσματα της δημιουργίας οριζόντιου διαφράγματος στο ύψος των δαπέδων και των τριών ορόφων (οροφής υπογείου, ισογείου και Α' ορόφου). Ένας εύκολος τρόπος να πετύχει κανείς διαφραγματική λειτουργία, δεδομένου ότι τα δάπεδα είναι ξύλινα και κατά συνέπεια εύκαμπτα, είναι πάνω στο υπάρχον ξύλινο δάπεδο να τοποθετηθεί και δεύτερο πέτσωμα. Το δεύτερο αυτό πέτσωμα θα είναι τοποθετημένο κάθετα στο υπάρχον, παράλληλα στις δοκούς (Εικόνα 5.2.1).



Εικόνα 5.2.1: Αύξηση δυσκαμψίας ξύλινου πατώματος με διπλό πέτσωμα ^[6]

Πλεονεκτήματα

- Μονολιθική συμπεριφορά της κατασκευής στο σεισμό.
- Περιορισμός της εκτός επιπέδου ταλάντωσης των τοίχων.

- Επίτευξη ομοιόμορφης κατανομής φορτίων στέγης.
- Αύξηση, λόγω του βάρους του δεύτερου σανιδώματος, των κατακόρυφων θλιπτικών τάσεων οι οποίες, με τη σειρά τους, αυξάνουν την αντοχή των τοίχων.

Μειονεκτήματα

- Ως μειονέκτημα μπορούμε να θεωρήσουμε την αμφιβολία όσον αφορά στο πραγματικό βαθμό επίτευξης της διαφραγματικής λειτουργίας.

Απαιτούμενα υλικά

1. Ξύλινες σανίδες και καρφιά.

Μεθοδολογία εκτέλεσης

Αφού αδειάσει ο χώρος από τα έπιπλα και οτιδήποτε εμποδίζει, θα καρφωθούν οι σανίδες του δεύτερου πετώματος με διεύθυνση κάθετα στο αρχικό πέτωμα, δηλαδή παράλληλα στις δοκούς.

5.2.2) Προσομοίωση επέμβασης

Η προσομοίωση της προσθήκης οριζόντιου διαφράγματος, μέσω διπλού σανιδώματος κάθετου στο αρχικό, στο ύψος των δαπέδων επιτεύχθηκε με δύο επεμβάσεις στο αρχικό μοντέλο:

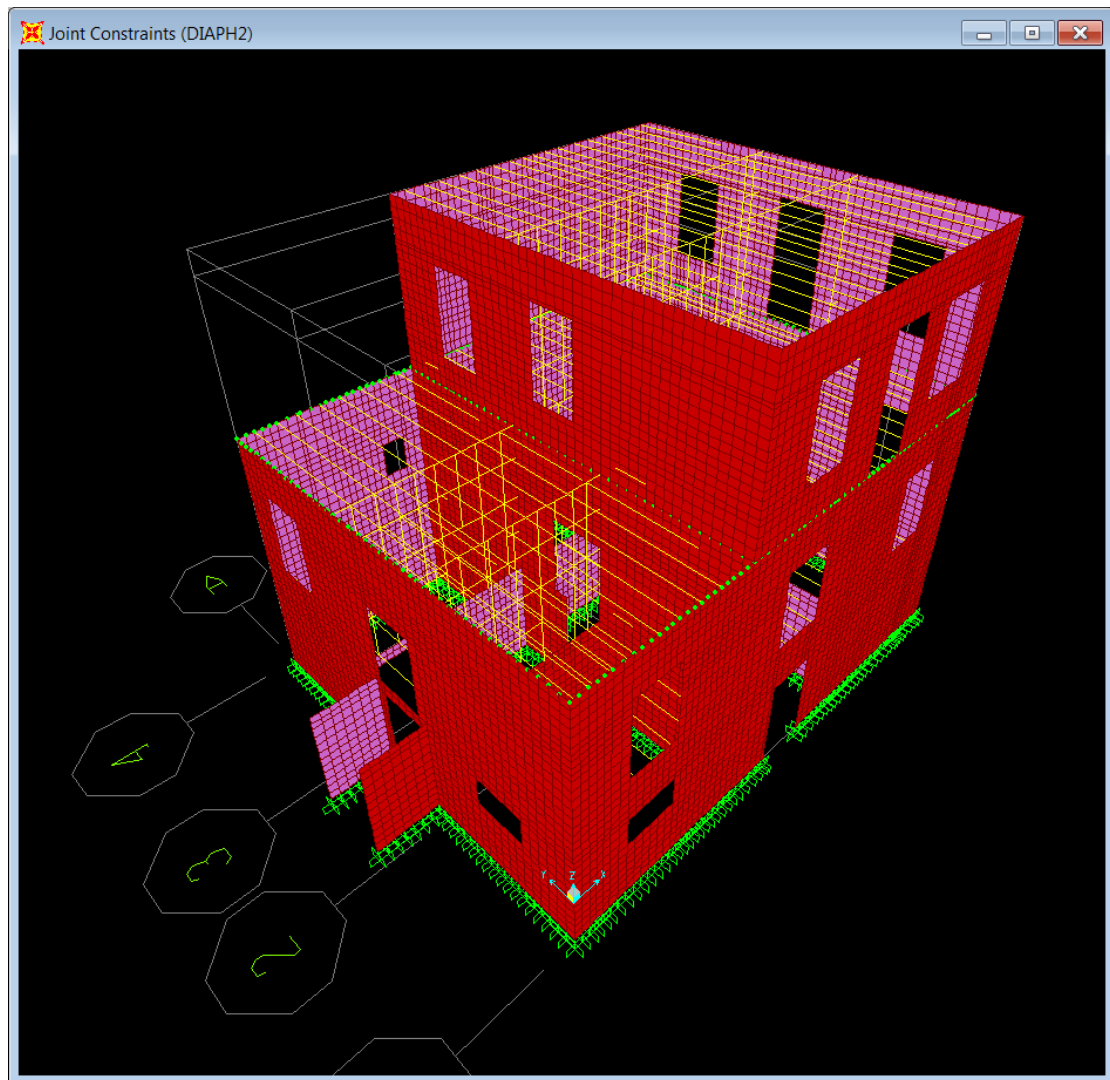
- a) Διπλασιασμός των μόνιμων φορτίων των διαδοκίδων των πατωμάτων, λόγω του διπλού πετώματος.
- b) Εφαρμογή διαφραγματικής λειτουργίας στο ύψος των πατωμάτων του υπογείου και του ισογείου.

Στο ύψος της στέψης των τοίχων του ισογείου και του Α' ορόφου (στο επίπεδο των στεγών), η υλοποίηση διαφραγματικής λειτουργίας επιτυγχάνεται μέσω διαζώματος από οπλισμένο σκυρόδεμα και προσομοιώνεται ως εξής:

- c) Επιβολή του ίδιου βάρους του διαζώματος ως κατανεμημένο φορτίο στη στέψη των τοίχων του ισογείου και του Α' ορόφου (στο επίπεδο των στεγών). Το κατανεμημένο αυτό φορτίο καταχωρήθηκε στο πρόγραμμα ως DEAD1 ώστε να συνυπολογιστεί στις ταλαντούμενες μάζες κατά τη δυναμική ανάλυση του φορέα και ισούται με:

$$g_{\text{διαζωμ}} = E_{\text{διαζωμ}} \times (\gamma_{\text{οπλ.σκυρ}} - \gamma_{\text{λιθ}}) = (0,50 \times 0,30) \times (25,00 - 22,00) = 0,45 \text{ kN/m}$$

- d) Εφαρμογή διαφραγματικής λειτουργίας στη στέψη των τοίχων του ισογείου και του Α' ορόφου.

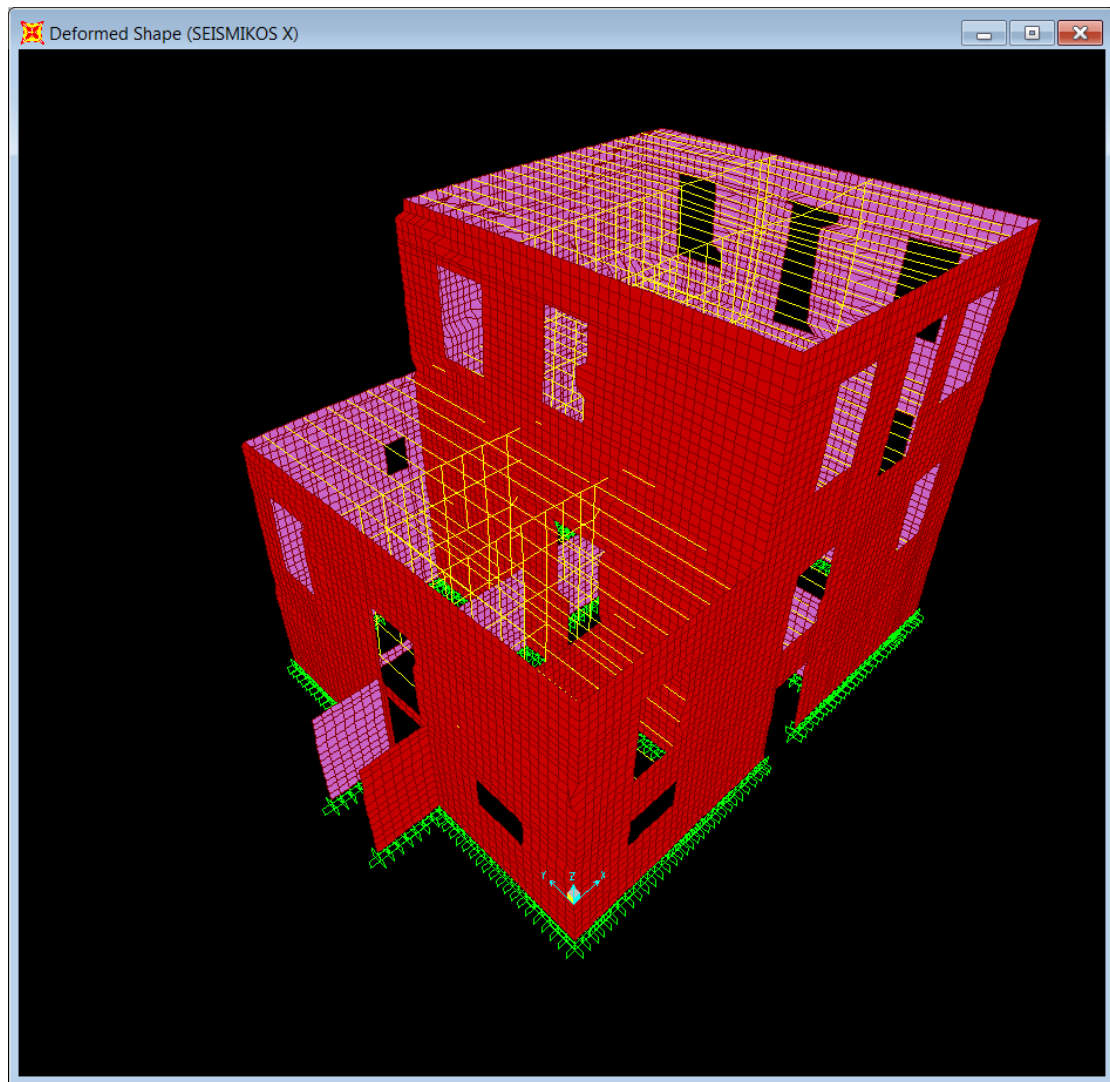


Εικόνα 5.2.2: Διάφραγμα οροφής ισογείου

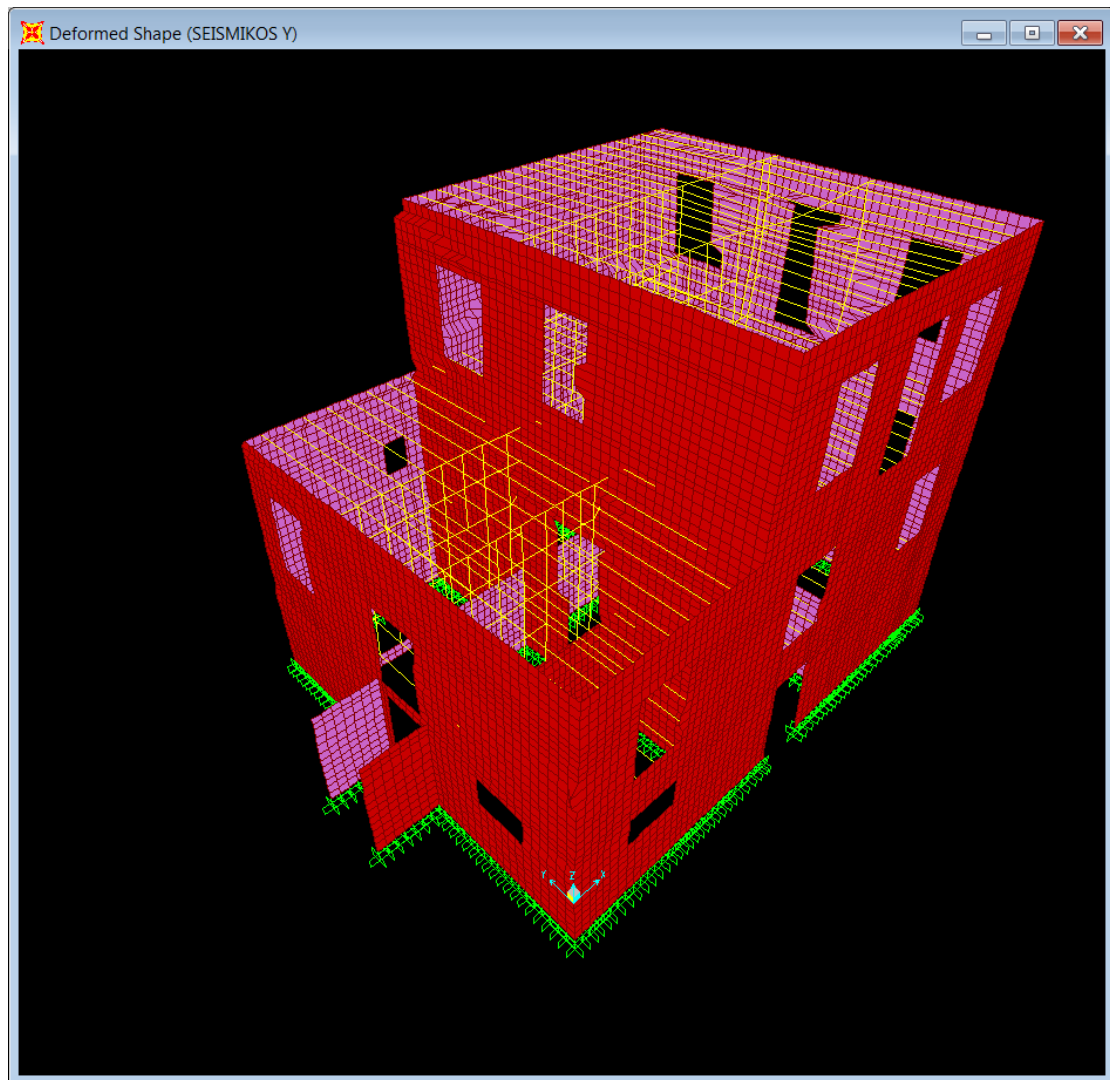
5.2.3) Αξιολόγηση επέμβασης

5.2.3.1) Μακροσκοπική παρατήρηση επέμβασης

Με μακροσκοπική παρατήρηση της δυναμικής απόκρισης του κτιρίου υπό σεισμική φόρτιση μετά την επίτευξη διαφραγματικής λειτουργίας στις στάθμες των ορόφων, είναι εμφανής ο περιορισμός της ιδιομορφής τύπου «αναπνοής».



Εικόνα 5.2.3: Παραμορφωμένη κατάσταση για φόρτιση με τον SEISMIKOS X



Εικόνα 5.2.4: Παραμορφωμένη κατάσταση για φόρτιση με τον SEISMIKOS Y

Σε αυτό το σημείο ακολουθεί αξιολόγηση της επέμβασης συγκριτικά με το αρχικό μοντέλο σύμφωνα με:

- A) τις κύριες ιδιομορφές
- B) τις αναπτυσσόμενες μετακινήσεις κατά τους σεισμικούς συνδυασμούς
- Γ) τη διανομή των εντατικών μεγεθών και τον έλεγχό τους.

5.2.3.2) Ιδιομορφές

Από το αρχείο αποτελεσμάτων για τις ιδιομορφές του κτιρίου προέκυψε ο παρακάτω συμπυκνμένος πίνακας:

Διεύθυνση	Υπάρχουσα κατασκευή ($T_1=0,323$ sec)			Μετά την επέμβαση ($T_1=0,186$ sec)		
	Ιδιομορφή	Ιδιοπερίοδος (sec)	Ποσοστό δρώσας ιδιομορφικής μάζας	Ιδιομορφή	Ιδιοπερίοδος (sec)	Ποσοστό δρώσας ιδιομορφικής μάζας
x	1 ^η	0,323	26,5%	2 ^η	0,170	37,7%
y	2 ^η	0,267	29,3%	1 ^η	0,186	35,2%
z	81 ^η	0,063	12,9%	64 ^η	0,061	36,4%

Πίνακας 5.2.1: Ενδεικτικά στοιχεία ιδιομορφών πριν και μετά την επέμβαση

Παρατηρούμε πως οι ιδιοπερίοδοι του κτιρίου μετά την επέμβαση γίνονται μικρότερες, δηλαδή επιτυγχάνοντας στο κτίριο διαφραγματική λειτουργία σε όλους τους ορόφους, αυτό γίνεται πιο δύσκαμπτο, πράγμα φυσιολογικό αφού τα διαζώματα και το διπλό πέτωμα στα πατώματα συγκρατούν τους τοίχους του κτιρίου.

5.2.3.3) Μετακινήσεις

Ελέγχθηκαν επιλεκτικά τα τρία σημεία στο ύψος της στέψης του Α' ορόφου της κύριας όψης, τα οποία ελέγχθηκαν και στο προηγούμενο Κεφάλαιο και φαίνονται στην Εικόνα 4.3.1. Στη συνέχεια εξήχθη ο πίνακας που παρουσιάζει τις μετακινήσεις και τις στροφές των τριών σημείων για τους δύο σεισμικούς συνδυασμούς.

TABLE: Joint Displacements										
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U1	U2	U3	R1	R2	R3	
Text	Text	Text	Text	m	m	m	Radians	Radians	Radians	
Υπάχουσα κατασκευή	297	SEISMICOS X	Combination	Max	0,006425	0,003443	0,000168	0,000333	0,001114	0,003839
	313	SEISMICOS X	Combination	Max	0,003273	0,003218	-0,000001334	0,000553	0,000608	0,003748
	7525	SEISMICOS X	Combination	Max	0,027121	0,002875	-0,000874	0,000371	0,00476	0,001558
	297	SEISMICOS Y	Combination	Max	0,003155	0,006835	0,000248	0,000791	0,000505	0,003859
	313	SEISMICOS Y	Combination	Max	0,002127	0,006817	0,000119	0,000824	0,000374	0,003861
	7525	SEISMICOS Y	Combination	Max	0,00897	0,006058	-0,00106	0,000697	0,001614	0,001094
Μετά την επέμβαση	297	SEISMICOS X	Combination	Max	0,006055	0,005031	-0,000175	0,000297	0,000414	0,000308
	313	SEISMICOS X	Combination	Max	0,004013	0,005031	0,000163	0,000346	0,000366	0,000308
	7525	SEISMICOS X	Combination	Max	0,004869	0,005031	-0,000712	0,000284	0,000312	0,000308
	297	SEISMICOS Y	Combination	Max	0,006236	0,006159	-0,000302	0,000394	0,000416	0,000382
	313	SEISMICOS Y	Combination	Max	0,003522	0,006159	0,000259	0,000434	0,000313	0,000382
	7525	SEISMICOS Y	Combination	Max	0,004646	0,006159	-0,000772	0,000351	0,000297	0,000382

Πίνακας 5.2.2: Μετακινήσεις και στροφές των τριών σημείων

Παρατηρούμε πως στο μοντέλο της υπάρχουσας κατασκευής, το μεσαίο σημείο του τοίχου αναπτύσσει δυσανάλογα μεγάλες μετακινήσεις κατά x για τον σεισμικό συνδυασμό x, πράγμα που εξηγείται από την παραμορφωμένη εικόνα του κτιρίου που εμφανίζει την ιδιομορφή τύπου «αναπνοής». Αντίθετα, μετά την επέμβαση, οι αντίστοιχες μετακινήσεις είναι αισθητά μικρότερες και περίπου ίδιας τάξης μεγέθους με τα άλλα δύο σημεία.

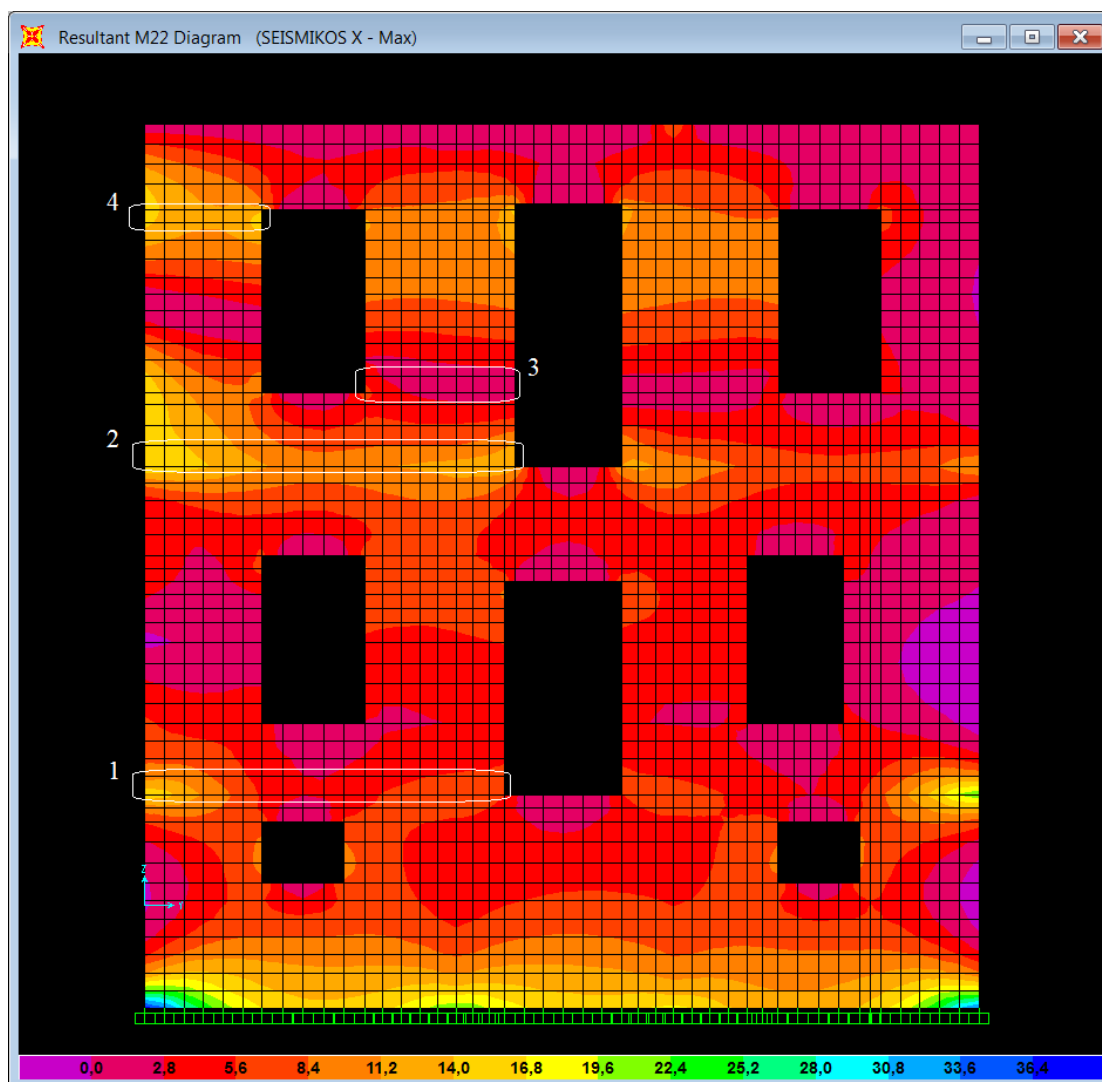
Κατά τα άλλα, στα υπόλοιπα σημεία δεν υπάρχουν σημαντικές μεταβολές στις μετακινήσεις ανάμεσα στα δύο μοντέλα. Γενικά μπορεί να ειπωθεί πως με το διάζωμα επετεύχθη μια πιο ομογενοποιημένη συμπεριφορά των κόμβων σε ότι έχει να κάνει με τις μετακινήσεις.

Αντίστοιχα συμπεράσματα θα μπορούσαν να παρατηρηθούν και να εξαχθούν από πλήθος άλλων σημείων, πράγμα το οποίο δεν κρίθηκε σκόπιμο για λόγους ορθολογικής έκτασης της παρούσας εργασίας.

5.2.3.4) Κατανομή εντατικών μεγεθών - έλεγχος

Σε αυτή την ενότητα θα γίνει παρουσίαση της κατανομής των εντατικών μεγεθών που κατόπιν θα ελεγχθούν πάντα σε σύγκριση με το αρχικό μοντέλο. Οι πεσσοί που επιλέχθηκαν είναι οι ίδιοι με αυτούς που επιλέχθηκαν και ελέγχθηκαν σε κάθε εντατικό μέγεθος στο προηγούμενο κεφάλαιο, ώστε να μπορεί να γίνει σύγκριση.

i) Εκτός επιπέδου κάμψη παράλληλα στις οριζόντιες ακμές



Εικόνα 5.2.5: Ισοδυναμικές καμπύλες M22 μετά την επέμβαση

Το παραπάνω σχήμα συγκρινόμενο με το αντίστοιχο του προηγούμενου κεφαλαίου (σελ. 70) κάνει φανερό ότι μετά την επέμβαση οι τιμές των αναπτυσσόμενων ροπών είναι αισθητά μειωμένες σε σχέση με το υπάρχον κτίριο.

Έλεγχος

Πεσσός 1	Υπάρχουσα κατασκευή	Μετά την επέμβαση
Μήκος πεσσού (m)	4,39	4,39
Θλιβόμενο μήκος (m)	4,39	4,39
σ_d (KN/m ²)	-199,09	-201,83
M_{Rd} (KNm)	140,52	141,84
M_{sd} (KNm)	85,39	28,72
Έλεγχος	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ

Πεσσός 2	Υπάρχουσα κατασκευή	Μετά την επέμβαση
Μήκος πεσσού (m)	4,52	4,52
Θλιβόμενο μήκος (m)	4,52	4,52
σ_d (KN/m ²)	-118,35	-122,72
M_{Rd} (KNm)	96,96	99,92
M_{sd} (KNm)	83,19	50,38
Έλεγχος	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ

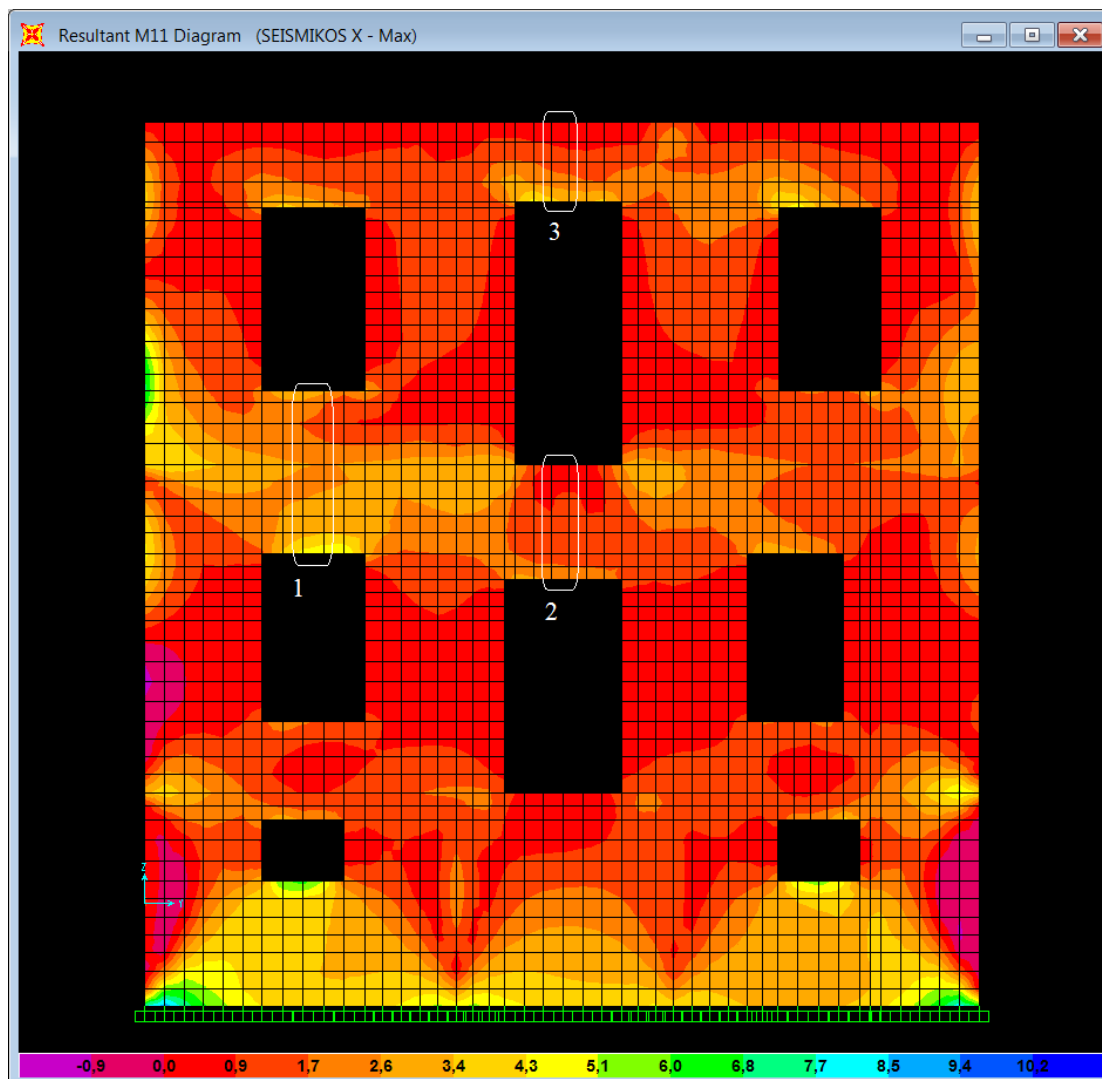
Πεσσός 3	Υπάρχουσα κατασκευή	Μετά την επέμβαση
Μήκος πεσσού (m)	1,84	1,84
Θλιβόμενο μήκος (m)	1,84	1,84
σ_d (KN/m ²)	-144,47	-149,20
M_{Rd} (KNm)	46,42	47,61
M_{sd} (KNm)	51,91	4,68
Έλεγχος	ΔΕΝ ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ

Πεσσός 4	Υπάρχουσα κατασκευή	Μετά την επέμβαση
Μήκος πεσσού (m)	1,43	1,43
Θλιβόμενο μήκος (m)	1,43	1,43
σ_d (KN/m ²)	-82,04	-89,26
M_{Rd} (KNm)	22,34	24,08
M_{sd} (KNm)	28,91	18,64
Έλεγχος	ΔΕΝ ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ

Πίνακας 5.2.3: Συγκριτικός έλεγχος των υπό εξέταση πεσσών έναντι M22 πριν και μετά την επέμβαση

Από τους παραπάνω πίνακες βλέπουμε καταρχήν ότι σε όλους τους πεσσούς ικανοποιείται ο έλεγχος. Η ύπαρξη διαφραγματικής λειτουργίας σε όλους τους ορόφους επέφερε σημαντικές διαφοροποιήσεις, καθώς είχαμε τεράστια μείωση των δρωσών ροπών.

ii) Εκτός επιπέδου κάμψη παράλληλα στις κατακόρυφες ακμές



Εικόνα 5.2.6: Ισοδυναμικές καμπύλες M11 μετά την επέμβαση

Το παραπάνω σχήμα συγκρινόμενο με το αντίστοιχο του προηγούμενου κεφαλαίου (σελ. 71) κάνει φανερό ότι μετά την επέμβαση οι τιμές των αναπτυσσόμενων ροπών είναι πάρα πολύ μειωμένες σε σχέση με το υπάρχον κτίριο.

Έλεγχος

Πεσός 1	Υπάρχουσα κατασκευή	Μετά την επέμβαση
Μήκος πεσσού (m)	1,99	1,99
f_{yk2} (KN/m ²)	200	200
M_{Rd} (KNm)	15,57	15,57
M_{sd} (KNm)	21,17	5,00
Έλεγχος	ΔΕΝ ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ

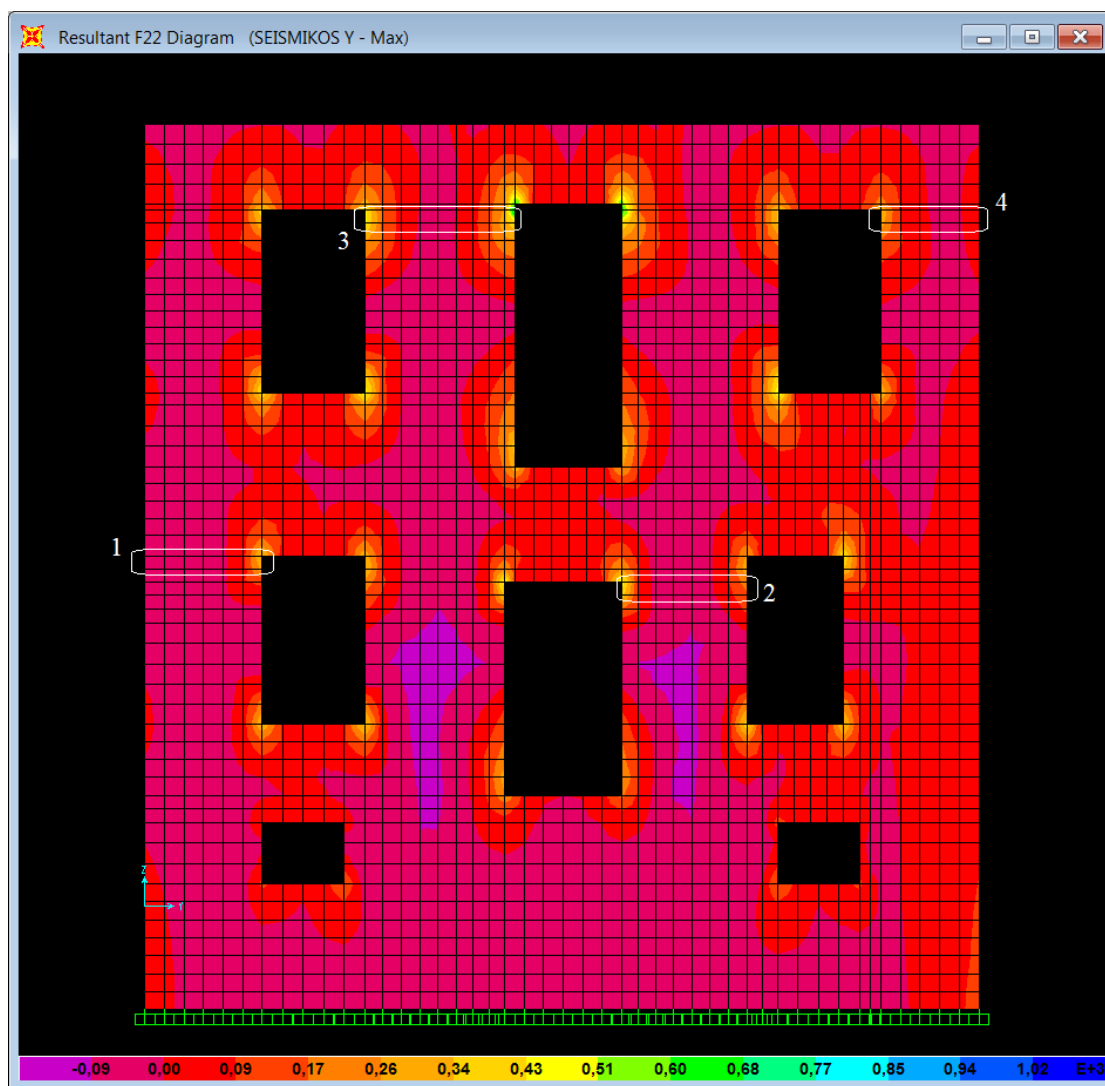
Πεσός 2	Υπάρχουσα κατασκευή	Μετά την επέμβαση
Μήκος πεσσού (m)	1,4	1,4
f_{yk2} (KN/m ²)	200	200
M_{Rd} (KNm)	10,95	10,95
M_{sd} (KNm)	62,3	1,55
Έλεγχος	ΔΕΝ ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ

Πεσός 3	Υπάρχουσα κατασκευή	Μετά την επέμβαση
Μήκος πεσσού (m)	0,97	0,97
f_{yk2} (KN/m ²)	200	200
M_{Rd} (KNm)	7,59	7,59
M_{sd} (KNm)	112,89	1,39
Έλεγχος	ΔΕΝ ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ

Πίνακας 5.2.4: Συγκριτικός έλεγχος των υπό εξέταση πεσσών έναντι M11 πριν και μετά την επέμβαση

Από τους παραπάνω πίνακες βλέπουμε ότι με την ύπαρξη διαφραγματικής λειτουργίας σε όλους τους ορόφους έχουμε τεράστια μείωση των δρυσών ροπών σε όλους τους πεσσούς, επιτυγχάνοντας έτσι την ικανοποίηση όλων των ελέγχων.

iii) Εντός επιπέδου κάμψη



Εικόνα 5.2.7: Ισοδυναμικές καμπύλες F22 μετά την επέμβαση

Το παραπάνω σχήμα συγκρινόμενο με το αντίστοιχο του προηγούμενου κεφαλαίου (σελ. 73) κάνει φανερό ότι μετά την επέμβαση οι τιμές των αναπτυσσόμενων κατακόρυφων δυνάμεων παρουσιάζουν διαφοροποιήσεις σε σχέση με το υπάρχον κτίριο.

Έλεγχος

Πεσσός 1	Υπάρχουσα κατασκευή	Μετά την επέμβαση
Μήκος πεσσού (m)	1,31	1,31
Θλιβόμενο μήκος (m)	1,31	1,31
σ_d (KN/m ²)	-193,15	-199,71
M_{Rd} (KNm)	82,76	84,69
M_{sd} (KNm)	46,82	41,52
Έλεγχος	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ

Πεσσός 2	Υπάρχουσα κατασκευή	Μετά την επέμβαση
Μήκος πεσσού (m)	1,53	1,53
Θλιβόμενο μήκος (m)	1,53	1,53
σ_d (KN/m ²)	-239,53	-244,11
M_{Rd} (KNm)	129,85	131,31
M_{sd} (KNm)	20,44	23,95
Έλεγχος	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ

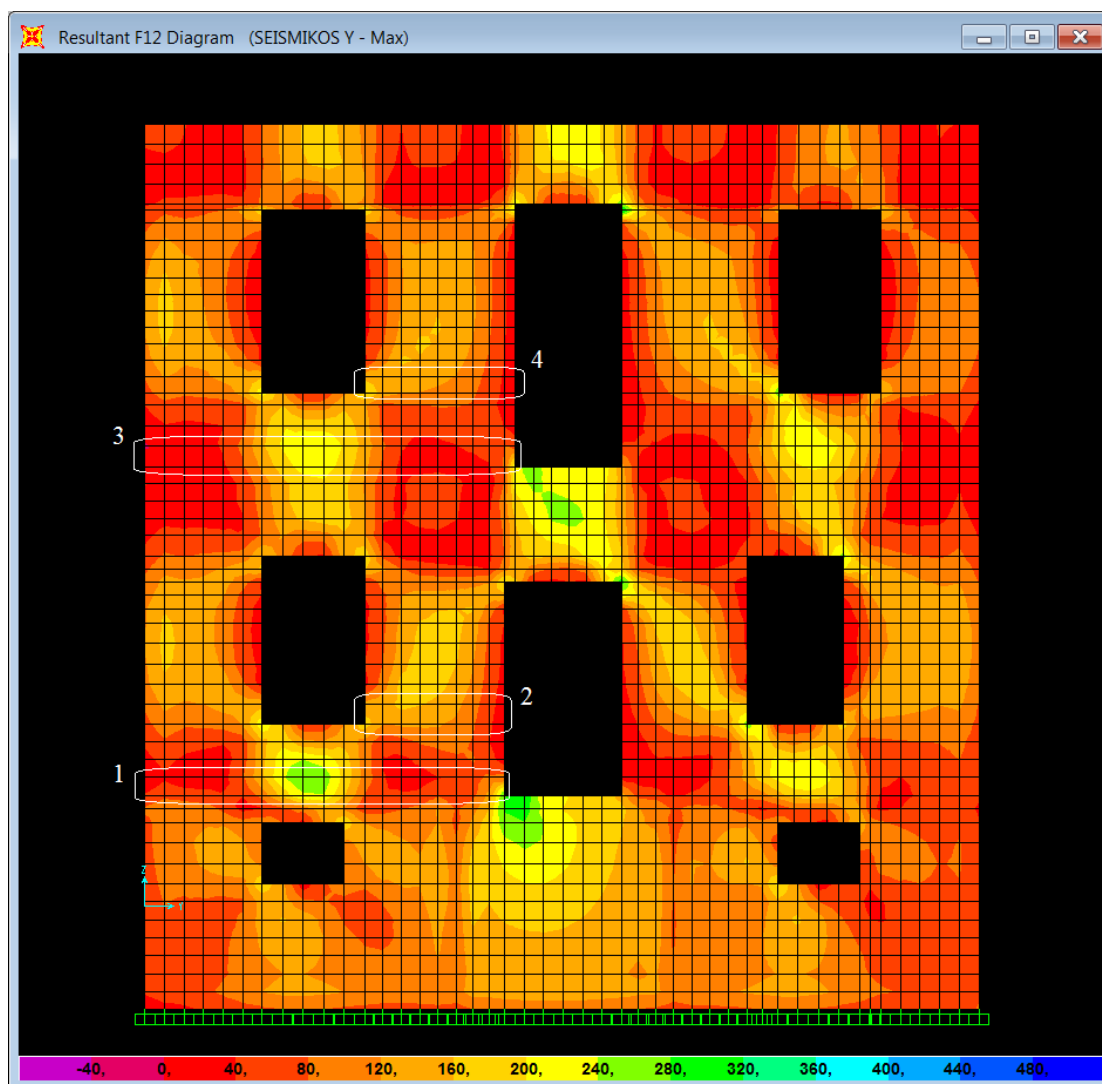
Πεσσός 3	Υπάρχουσα κατασκευή	Μετά την επέμβαση
Μήκος πεσσού (m)	1,84	1,84
Θλιβόμενο μήκος (m)	1,84	1,84
σ_d (KN/m ²)	-99,49	-104,25
M_{Rd} (KNm)	96,40	100,36
M_{sd} (KNm)	25,35	13,63
Έλεγχος	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ

Πεσσός 4	Υπάρχουσα κατασκευή	Μετά την επέμβαση
Μήκος πεσσού (m)	1,2	1,2
Θλιβόμενο μήκος (m)	1,2	1,2
σ_d (KN/m ²)	-87,52	-91,22
M_{Rd} (KNm)	36,66	38,02
M_{sd} (KNm)	21,45	26,71
Έλεγχος	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ

Πίνακας 5.2.5: Συγκριτικός έλεγχος των υπό εξέταση πεσσών έναντι εντός επιπέδου κάμψης πριν και μετά την επέμβαση

Από τους παραπάνω πίνακες βλέπουμε ότι σε όλους τους πεσσούς ικανοποιούνται οι έλεγχοι. Με την ύπαρξη διαφραγματικής λειτουργίας σε όλους τους ορόφους δεν επετεύχθησαν ιδιαίτερες διαφοροποιήσεις, καθώς τα αποτελέσματα σε κάποιους πεσσούς είναι ελαφρώς καλύτερα ενώ σε κάποιους άλλους ελαφρώς χειρότερα, χωρίς ωστόσο να παρουσιάζεται βελτίωση σαν γενική εικόνα.

iv) Τέμνουσα δύναμη



Εικόνα 5.2.8: Ισοδυναμικές καμπύλες F12 μετά την επέμβαση

Το παραπάνω σχήμα συγκρινόμενο με το αντίστοιχο του προηγούμενου κεφαλαίου (σελ. 75) δείχνει ότι μετά την επέμβαση οι τιμές των αναπτυσσόμενων τεμνουσών δυνάμεων είναι σχετικά αυξημένες σε σχέση με το υπάρχον κτίριο.

Έλεγχος

Πεσσός 1	Υπάρχουσα κατασκευή	Μετά την επέμβαση
Μήκος πεσσού (m)	4,39	4,39
Θλιβόμενο μήκος (m)	4,39	4,39
σ_d (KN/m ²)	-212,29	-214,80
V_{Rd} (KN)	293,15	294,73
V_{sd} (KN)	378,72	415,15
Έλεγχος	ΔΕΝ ΕΠΑΡΚΕΙ	ΔΕΝ ΕΠΑΡΚΕΙ

Πεσσός 2	Υπάρχουσα κατασκευή	Μετά την επέμβαση
Μήκος πεσσού (m)	1,71	1,71
Θλιβόμενο μήκος (m)	1,71	1,71
σ_d (KN/m ²)	-303,12	-306,34
V_{Rd} (KN)	136,62	137,42
V_{sd} (KN)	213,94	209,19
Έλεγχος	ΔΕΝ ΕΠΑΡΚΕΙ	ΔΕΝ ΕΠΑΡΚΕΙ

Πεσσός 3	Υπάρχουσα κατασκευή	Μετά την επέμβαση
Μήκος πεσσού (m)	4,52	4,52
Θλιβόμενο μήκος (m)	4,52	4,52
σ_d (KN/m ²)	-126,14	-130,35
V_{Rd} (KN)	245,58	248,33
V_{sd} (KN)	335,83	413,46
Έλεγχος	ΔΕΝ ΕΠΑΡΚΕΙ	ΔΕΝ ΕΠΑΡΚΕΙ

Πεσσός 4	Υπάρχουσα κατασκευή	Μετά την επέμβαση
Μήκος πεσσού (m)	1,84	1,84
Θλιβόμενο μήκος (m)	1,84	1,84
σ_d (KN/m ²)	-159,26	-163,94
V_{Rd} (KN)	108,77	110,02
V_{sd} (KN)	156,81	206,14
Έλεγχος	ΔΕΝ ΕΠΑΡΚΕΙ	ΔΕΝ ΕΠΑΡΚΕΙ

Πίνακας 5.2.6: Συγκριτικός έλεγχος των υπό εξέταση πεσσών έναντι τέμνουσας πριν και μετά την επέμβαση

Από τους παραπάνω πίνακες βλέπουμε ότι η ύπαρξη διαφραγματικής λειτουργίας σε όλους τους ορόφους δεν επέφερε καλύτερα αποτελέσματα, μάλιστα στους τρεις από τους τέσσερεις πεσσούς επιδείνωσε την κατάσταση.

5.2.4) Συνολική αξιολόγηση επέμβασης

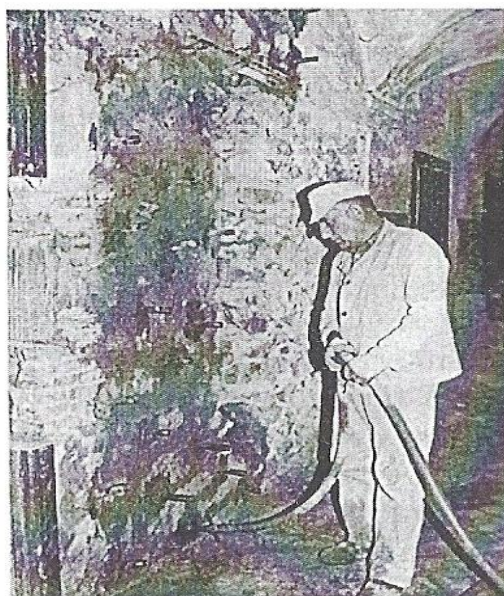
Σαν συνολική αξιολόγηση της επέμβασης, μπορούμε να πούμε ότι η ύπαρξη διαφραγματικής λειτουργίας σε όλους τους ορόφους είναι σίγουρα επωφελής για την κατασκευή, καθώς και στις δύο περιπτώσεις της εκτός επιπέδου κάμψης (παράλληλα στις οριζόντιες και στις κατακόρυφες ακμές) είχαμε σημαντική βελτίωση της κατάστασης. Ωστόσο, μόνη της κρίνεται ανεπαρκής ως επέμβαση.

5.3) ΕΜΠΟΤΙΣΜΟΣ ΤΗΣ ΜΑΖΑΣ ΤΗΣ ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΑΣ ΜΕ ΕΝΕΜΑΤΑ - ΒΑΘΥ ΑΡΜΟΛΟΓΗΜΑ

5.3.1) Γενικές πληροφορίες

i) ΕΝΕΜΑΤΑ

Ένεση ή εμποτισμός (grouting) ονομάζεται η διαδικασία εισαγωγής στη μάζα μιας κατασκευής ενός υλικού υπό ρευστή μορφή το οποίο στη συνέχεια στερεοποιείται και προσδίδει νέες μηχανικές ιδιότητες στο υλικό της κατασκευής. Η μέθοδος ενίσχυσης αυτή βρίσκει ευρεία εφαρμογή στις τρίστρωτες τοιχοποιίες και τις μικτές τοιχοποιίες από λίθους και τούβλα εξαιτίας των πολλών ομοιόμορφων κατανεμημένων κενών που υπάρχουν σε όλο τον όγκο τους. Το συστηματικό συμπλήρωμα των κενών αυτών με έγχυση ενεμάτων αποτελεί μια αποτελεσματική μέθοδο ενίσχυσης.



Φώτο. 5.3.1: Τιμμεντενέσεις σε μικτό τοίχο από λίθους και τούβλα^[15]

Η τεχνική αυτή για την ενίσχυση τοιχοποιιών υφίσταται σχεδόν έναν αιώνα, αλλά ακόμα παραμένει μια εμπειρική τέχνη, παρά την θεωρητική γνώση που υπάρχει. Τα αποτελέσματα της μεθόδου σε γεωτεχνικές εργασίες έχουν αποδείξει ότι με σωστή διαδικασία και εφαρμογή μπορούν να επιτευχθούν πολύ καλά αποτελέσματα. Τα πρώτα ενέματα ήταν κυρίως από υδραυλική άσβεστο και ποζολάνες, αλλά σήμερα αποτελούνται κυρίως από τοιμέντο (τιμμεντενέματα) και ρητίνες (ρητινενέματα).

Η δράση των ενεμάτων στην τοιχοποιία είναι διπλή, αφ' ενός πληρούν τα υπάρχοντα κενά στο σώμα της τοιχοδομής, αυξάνοντας έτσι την αντοχή της και αφ' ετέρου συγκολλούν τα χαλαρά τμήματα της τοιχοποιίας, εξασφαλίζοντας με τον τρόπο αυτό την ανάληψη δυνάμεων μέσω τριβής.^[6, 15]

Πλεονεκτήματα

- Το μεγάλο πλεονέκτημα της έγχυσης ενέματος σε μια λιθοδομή αποτελεί το γεγονός ότι η επέμβαση είναι μη ορατή και, για τον λόγο αυτό, ιδανική για τη δομική ενίσχυση των ιστορικών μνημείων, όπου οι αρχές της προστασίας και της ανασύλωσης πρέπει να είναι σεβαστές και περιορίζουν σημαντικά την εφαρμογή πολλών άλλων δυνατών τεχνικών επεμβάσεων και δεν επιτρέπουν την ανακατασκευή ή την αντικατάσταση των δομικών τμημάτων.
- Αποτελεί μια ιδιαίτερος αποδοτική μέθοδο στην περίπτωση αργολιθοδομών με μεγάλο ποσοστό κονιάματος χαμηλής ποιότητας, όπως στην περίπτωση τρίστρωτων τοιχοποιιών, καθώς, σύμφωνα με πειραματικά αποτελέσματα, παρατηρείται αύξηση της αντοχής και του μέτρου ελαστικότητας, ενώ αντιθέτως μειώνεται η παραμόρφωση που αντιστοιχεί στη θλιπτική αντοχή της τοιχοποιίας. ^[10, 15]

Μειονεκτήματα

- Πρόκειται για τεχνική ιδιαίτερα υψηλού κόστους η οποία απαιτεί την ύπαρξη σχετικού εξοπλισμού και πολύ σχολαστικής εργασίας.
- Η χρήση τσιμέντου στο ένεμα έχει σοβαρά ελαττώματα. Με το τσιμέντο εισάγονται ξένα υλικά που μεταβάλουν την αρχική σύνθεση της παραδοσιακής τοιχοποιίας. Οι προσμίξεις του τσιμέντου, οι οποίες διαλύονται στο νερό, μπορούν να καταστρέψουν τοιχογραφίες και άλλες διακοσμήσεις που απαντώνται συχνά στην επιφάνεια τοίχων ιστορικών λιθοδομών.
- Μπορεί να εμφανιστεί υγρασία μετά την έγχυση του τσιμεντέματος. ^[10, 15]

Απαιτούμενα υλικά

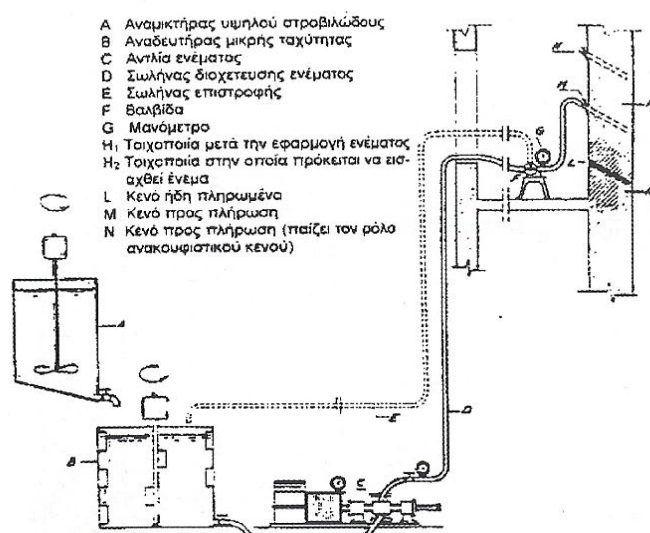
1. Αναμικτήρας υψηλού στροβιλώδους
2. Αντλία εμβολοφόρος (συνήθως χειροκίνητη)
3. Τρυπάνι για διάνοιξη οπών
4. Πλαστικοί σωληνίσκοι
5. Ενέματα, τα οποία γενικώς είναι δύο κατηγοριών: τα ενέματα με βάση το τσιμέντο (τσιμεντένεμα) και τα ενέματα με βάση τις ρητίνες (ρητινένεματα).

Τσιμεντενέματα

Τα τσιμεντενέματα είναι κονιάματα συντιθέμενα από:

- Τσιμέντο
- Νερό
- Ασβέστη (για τη βελτίωση της ενεσιμότητας)
- Λεπτόκοκκα υλικά (τα οποία καθιστούν το ένεμα σταθερό και τα οποία είναι είτε φυσικές ποζολάνες είτε τεχνητές, όπως πυριτική παιπάλη (silica fume))
- Υπερρευστοποιητή
- Πρόσθετα (για τη μείωση της συστολής ξήρανσης)
- Άμμο (στη περίπτωση ρωγμών με μεγάλο άνοιγμα)

Σημείωση: Τα τσιμεντενέματα τα οποία περιέχουν ασβέστη παρουσιάζουν βελτιωμένη ενεσιμότητα, αλλά η σκλήρυνσή τους αργεί πολύ, ενώ παρουσιάζουν και σημαντική συστολή ξήρανσης (έτσι επηρεάζεται δυσμενώς η συνάφεια μεταξύ των επιφανειών της ρωγμής και του ενέματος). Τα τσιμεντενέματα χωρίς ασβέστη σκληρύνονται πολύ γρήγορα (ιδίως στην περίπτωση κατά την οποία το νερό που δεν είναι αναγκαίο για την δημιουργία του πήγματος απορροφάται από την τοιχοποιία). Πρόκειται για ιδιότητα πολύ σημαντική τόσο διότι αυξάνει την ταχύτητα με την οποία μπορεί να εφαρμόζεται η μέθοδος, αλλά και διότι η ταχεία τοπική αύξηση της αντοχής της τοιχοποιίας επιτρέπει την ταχεία και ασφαλή εφαρμογή των άλλων μεθόδων, οι οποίες ενδεχομένως προβλέπονται από την μελέτη. Επιπλέον τα τσιμεντενέματα χωρίς ασβέστη έχουν μικρότερη συστολή ξήρανσης, οπότε εξασφαλίζουν καλύτερη συνάφεια μεταξύ ενέματος και επιφανειών ρωγμής. Τα τσιμεντενέματα χωρίς ασβέστη έχουν μικρότερη ενεσιμότητα από εκείνα τα οποία έχουν ασβέστη. Όμως το μειονέκτημά τους αντιμετωπίζεται με την προσθήκη υπερρευστοποιητή.



Εικόνα 5.3.1: Μηχανικός εξοπλισμός εμποτισμού μάζας τοιχοποιίας με ενέματα

Ρητινενέματα

Τα ρητινενέματα αποτελούνται από:

- Εποξειδική ρητίνη
- Σκληρυντή
- Λεπτή άμμο (για ρωγμές μεγαλύτερου ανοίγματος)

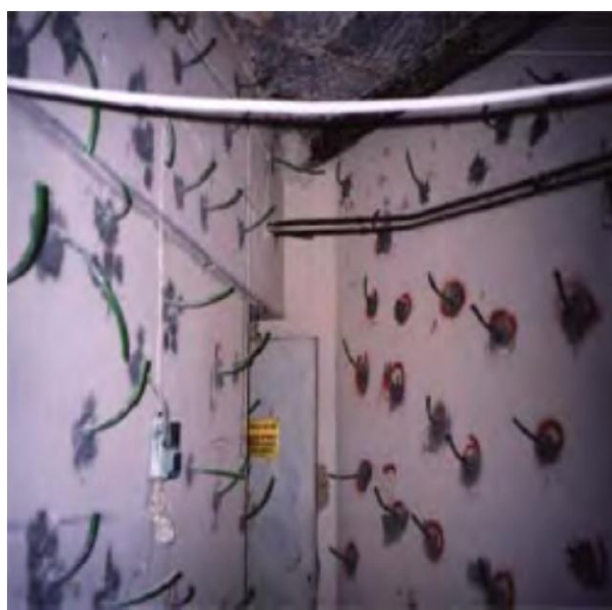
Σημείωση: Τα ρητινενέματα παρουσιάζουν την υψηλότερη ενεσιμότητα από όλα τα ενέματα. Εισχωρούν και σε ιδιαιτέρως λεπτές ρωγμές, έχουν δε και πολύ μεγάλη αντοχή. Παρ' όλα αυτά παρουσιάζουν μερικά μειονεκτήματα τα οποία περιορίζουν τη χρήση τους. Ως τέτοια αναφέρονται η κακή συμπεριφορά τους σε υψηλές θερμοκρασίες, η πιθανή αποσύνθεσή τους σε περίπτωση μεγάλων ρωγμών, το υψηλό τους κόστος κλπ.^[10]

Μεθοδολογία εκτέλεσης

Στάδιο 1: Οι τοίχοι διαβρέχονται αρχικά με νερό.

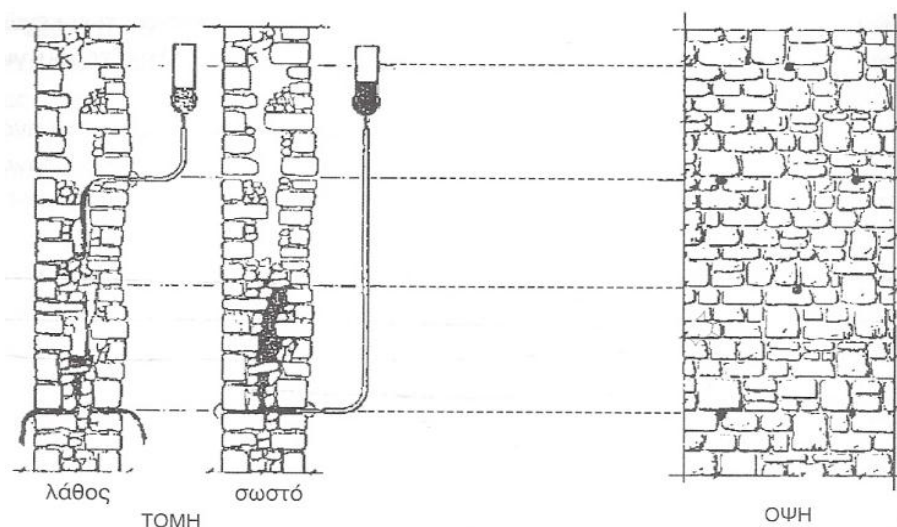
Στάδιο 2: Διάνοιξη οπών μεταξύ των λίθων σε βάθος τουλάχιστον ίσο με το μισό πάχος του τοίχου σε σχήμα ρομβοειδούς καννάβου. Οι αποστάσεις μεταξύ των οπών κυμαίνονται από 0,30-0,60 μ. Η διάτρηση γίνεται με περιστροφικό τρυπάνι Φ14-Φ18. Ιδιαίτερη προσοχή απαιτείται ώστε οι οπές που διανοίγονται να μην είναι «τυφλές» και να γίνονται συχνές διακοπές διάτρησης για την αποφυγή συντονισμού των δονήσεων.

Στάδιο 3: Τοποθέτηση μεταλλικών ή πλαστικών σωληνίσκων μέσα στις διανοιχθείσες ρωγμές σε βάθος αρκετών εκατοστών. Οι σωληνίσκοι αυτοί εξέχουν 40 cm από την επιφάνεια του τοίχου και στερεώνονται στους αρμούς μεταξύ των λίθων ώστε μέσα από αυτούς να εισέλθει το ένεμα.



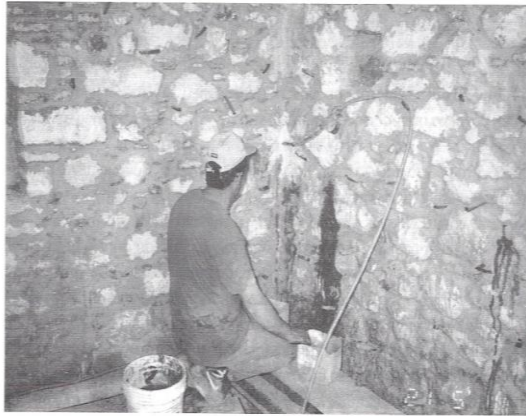
Φώτο. 5.3.2: Διάνοιξη οπών και τοποθέτηση σωληνίσκων^[2]

Στάδιο 4: Εισαγωγή του ενέματος. Οι ενέσεις εφαρμόζονται από κάτω προς τα πάνω. Η πίεση στο ακροφύσιο δεν πρέπει να υπερβαίνει το 0,1 MPa, προς αποφυγή του κινδύνου βλάβης στην τοιχοποιία λόγω υψηλής εσωτερικής πίεσης. Αν υπάρχει έλλειψη εξοπλισμού για τις ενέσεις, η επίδραση της βαρύτητας μπορεί να φανεί χρήσιμη: το ένεμα χύνεται στο σωλήνα έγχυσης από το δοχείο που τοποθετείται σε έναν υψηλότερο όροφο του κτιρίου. Επειδή το ένεμα λαμβάνει τη θέση του αέρα ή του τυχόντος ύδατος των κενών, πρέπει να λαμβάνεται πρόνοια για την έξοδό τους από την τοιχοποιία, δηλαδή πρέπει σε κάθε περίπτωση να υπάρχουν τουλάχιστον δύο οπές σε μικρή απόσταση μεταξύ τους. Η εφαρμογή του ενέματος διακόπτεται όταν εμφανίζεται ένεμα στον αμέσως υπερκείμενο σωληνίσκο. Τότε ο σωλήνας έγχυσης αφαιρείται και ο σωληνίσκος σφραγίζεται.



Εικόνα 5.3.2: Σφράγιση ρωγμών με ένεμα^[Κ2]

Στάδιο 5: Μετά από διακοπή 10-20 λεπτών η διαδικασία επαναλαμβάνεται στην αμέσως ανώτερη στάθμη ή, εάν υπάρχουν πολλά σημεία εισαγωγής στην ίδια στάθμη, στο επόμενο σημείο εισόδου κατά μήκος του τοίχου, μέχρις ότου να ολοκληρωθεί η πλήρωση και σφραγιστούν όλοι οι σωληνίσκοι. Κατά τη διάρκεια των ενέσεων, η υπερχειλίση του ενέματος από τις ρωγμές και τους αρμούς μεταξύ των λίθων εμποδίζεται με την εφαρμογή ξηρού τσιμέντου ταχείας πήξης. Το μέγιστο ύψος στο οποίο εφαρμόζονται ενέματα δεν πρέπει να υπερβαίνει το ένα μέτρο ανά ημέρα, ώστε να αποφεύγεται η ανάπτυξη μεγάλης υδροστατικής πίεσης στο ένεμα που έχει ήδη εισαχθεί.



Φώτο. 5.3.3: Τσιμεντενέσεις σε αργολιθοδομή^[6]



Φώτο. 5.3.4: Ένεμα εξερχόμενο από σωληνίσκο^[6]

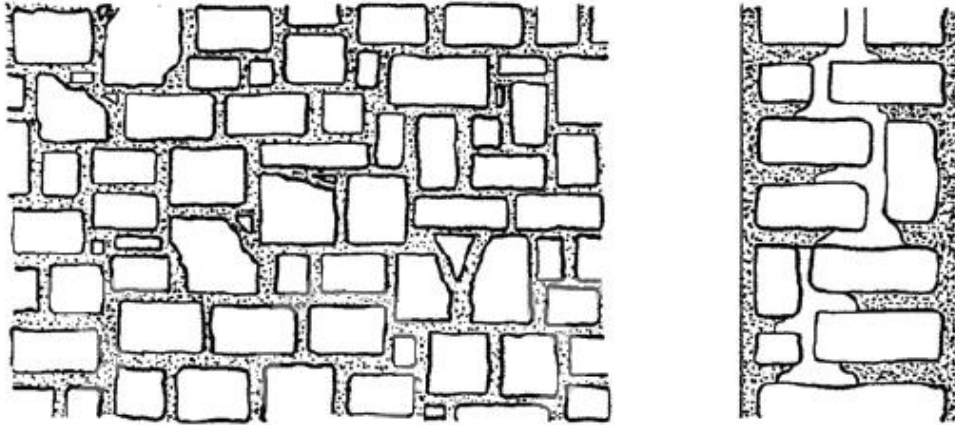
Στάδιο 6: Μετά το τέλος των εργασιών πρέπει να αφαιρούνται οι σωλήνες και να αποκαθίστανται οι αρμοί στις περιοχές των οπών. ^[6, 7, 10, 15]

ii) ΑΡΜΟΛΟΓΗΜΑ

Αρμολόγημα λέγεται η εργασία αντικατάστασης του κονιάματος των αρμών, σε μικρό βάθος από την επιφάνεια του τοίχου, με άλλο κονίαμα, συνήθως ισχυρότερο.

Η επέμβαση αυτή λαμβάνει χώρα σε παλαιές τοιχοποιίες και κυρίως σε περιπτώσεις όπου το υφιστάμενο κονίαμα έχει υποστεί έντονη διάβρωση αλλά και σε περιπτώσεις που το συνδετικό ασβεστοκονίαμα πρέπει να αντικατασταθεί με τσιμεντοκονίαμα ώστε να αυξήσει κατά ένα ποσοστό την αντοχή του τοίχου. Το βάθος του αρμολογήματος εξαρτάται από την κατάσταση της τοιχοποιίας και απαιτείται προσοχή για τον καθαρισμό του καθώς είναι πολύ πιθανό το βαθύ αρμολόγημα να οδηγήσει σε χαλάρωμα της συνοχής ή και απόσπαση των λιθοσωμάτων της τοιχοποιίας κατά τη διάρκεια των εργασιών.

Η καθαίρεση του παλαιού κονιάματος γίνεται είτε με το χέρι, είτε μηχανικά με τη χρήση ύδατος ή αέρα υπό πίεση ή ακόμα και με αμμοβολή. Η εκλογή του μέσου εξαρτάται από την ποιότητα του κονιάματος αλλά και την ποιότητα του κτισίματος, όπως επίσης και από το κόστος και την διαθεσιμότητα του εξοπλισμού. Ο οικονομικότερος τρόπος για την καθαίρεση είναι με χρήση νερού υπό πίεση. Συνηθισμένη πίεση για την καθαίρεση ισχών και χαλαρών κονιαμάτων είναι γύρω στα 0.7 N/mm^2 με ακροφύσιο διαμέτρου 1-2 mm. Μεγαλύτερες πιέσεις απαιτούν μικρότερη ποσότητα ύδατος. Η χρήση ύδατος δεν είναι πάντα εφικτή π.χ. στην περίπτωση ύπαρξης ξύλινων δαπέδων, αλλά και η καθαίρεση του κονιάματος με αέρα υπό πίεση ή με αμμοβολή δυσχεραίνει το χειριστή εξαιτίας της σκόνης που δημιουργείται. Για το λόγο αυτό υπάρχουν συσκευές που συνδυάζουν παροχή αέρα και ύδατος και έτσι παρέχουν τη δυνατότητα επιλογής του καταλληλότερου, κάθε στιγμή, μέσου. ^[6]



Εικόνα 5.3.3: Η μέθοδος του αρμολογήματος^[10]

Πλεονεκτήματα

- Αύξηση της αντοχής της τοιχοποιίας.^[10]

Μειονεκτήματα

- Η βελτίωση της αντοχής της τοιχοποιίας επιτυγχάνεται τοπικά.^[10]

Απαιτούμενα υλικά

Κονιάματα συμβατά με τα υφιστάμενα αλλά μεγαλύτερης αντοχής και χρόνου ζωής (αν τα κονιάματα αυτά δεν είναι εφικτό να παραχθούν, προτείνονται τσιμεντοκονιάματα υψηλής αντοχής).^[10]

Μεθοδολογία εκτέλεσης

Στάδιο 1: Καθαίρεση επιχρισμάτων, χαλαρών λίθων και ασθενούς συνδετικού κονιάματος.

Στάδιο 2: Πλύσιμο με νερό υπό πίεση.

Στάδιο 3: Εισαγωγή νέου κονιάματος για σφράγιση των κενών των ρωγμών.

Στάδιο 4: Εφαρμογή εξωτερικού αρμολογήματος και τελικό επίχρισμα.^[10]

5.3.2) Προσομοίωση επέμβασης

Η προσομοίωση της εισαγωγής ενεμάτων στο σώμα της τοιχοποιίας επιτεύχθηκε με την εξής επέμβαση στο αρχικό μοντέλο:

- a) Όπως αναφέρουν οι Tassios και Chronopoulos (1986), Vintzileou και Tassios (1995) και οι Tomazenic και Anicic (1989) σε χαμηλής ποιότητας αργολιθοδομή η τεχνική των ενέσεων μπορεί να βελτιώσει σε σημαντικό βαθμό τα μηχανικά χαρακτηριστικά της τοιχοποιίας, ενώ η βελτίωση αυτή μειώνεται όσο η ποιότητα της τοιχοποιίας γίνεται καλύτερη. ^[14, 16, 18]

Έτσι, τα μηχανικά χαρακτηριστικά της εμποτισμένης τοιχοποιίας που κατωτέρω έχουν το δείκτη «ε» σε σχέση με αυτά της αρχικής που έχουν το δείκτη «α» παρατηρούνται να είναι τα εξής: ^[6]

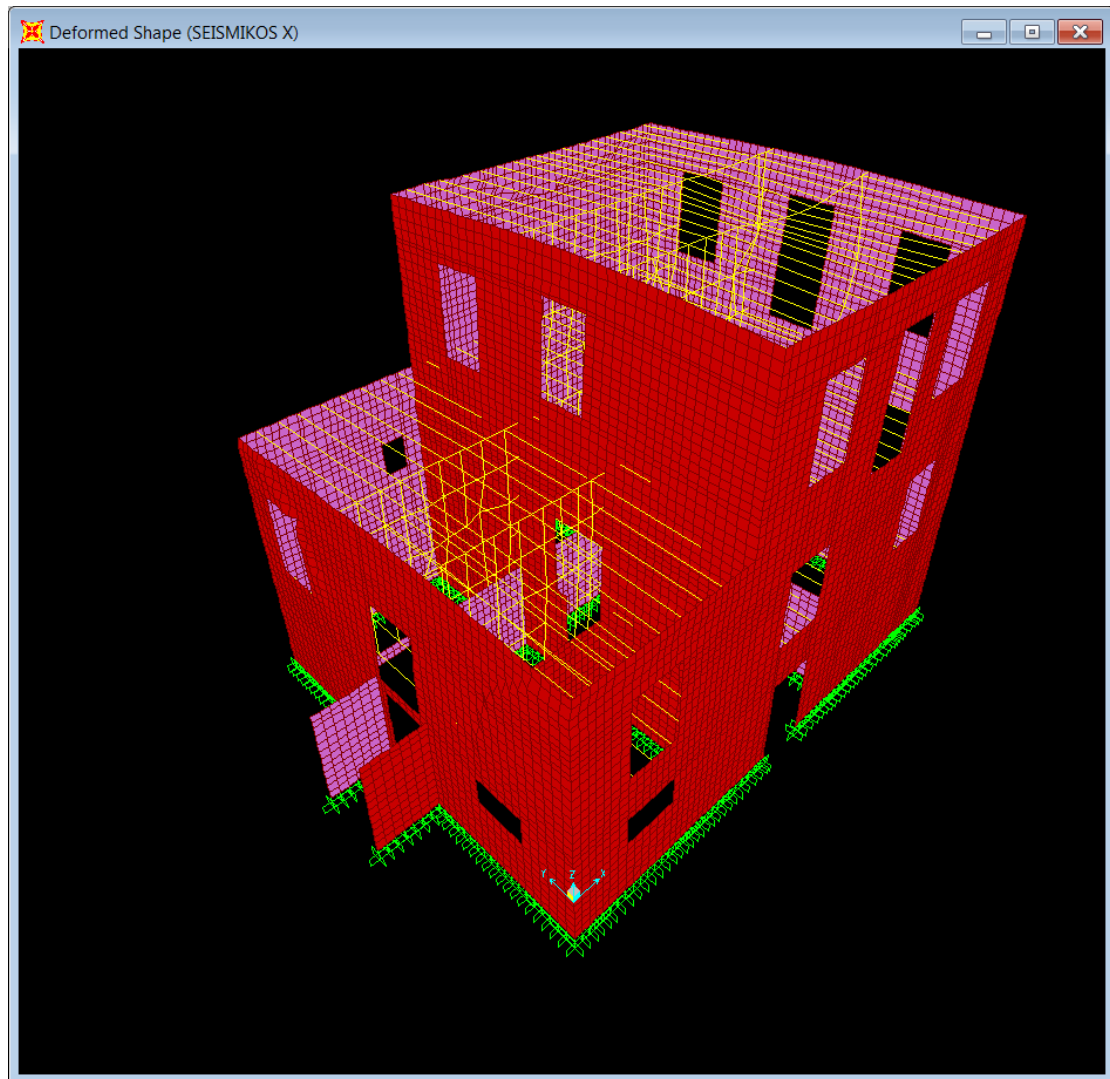
- Θλιπτική αντοχή
 $f_{wc,\varepsilon} = (3\div 5) f_{wc,\alpha}$ (τ. 5.1)
- Μέτρο ελαστικότητας
 $E_{w,\varepsilon} = 2000 f_{wc,\varepsilon} (\pm 50\%)$ (τ. 5.2)

Η ενίσχυση του κτιρίου με εισαγωγή ενεμάτων προσομοιώθηκε ως αύξηση του μέτρου ελαστικότητας της τοιχοποιίας. Ως εκ τούτου θεωρήθηκε η αύξηση του μέτρου ελαστικότητας από $E_{w,\alpha} = 1,50 \times 10^6$ MPa σε $E_{w,\varepsilon} = 5,00 \times 10^6$ MPa ως μια αρκούντως συντηρητική θεώρηση βάσει της οποίας προσομοιώθηκε το μοντέλο μετά την εφαρμογή των ενεμάτων.

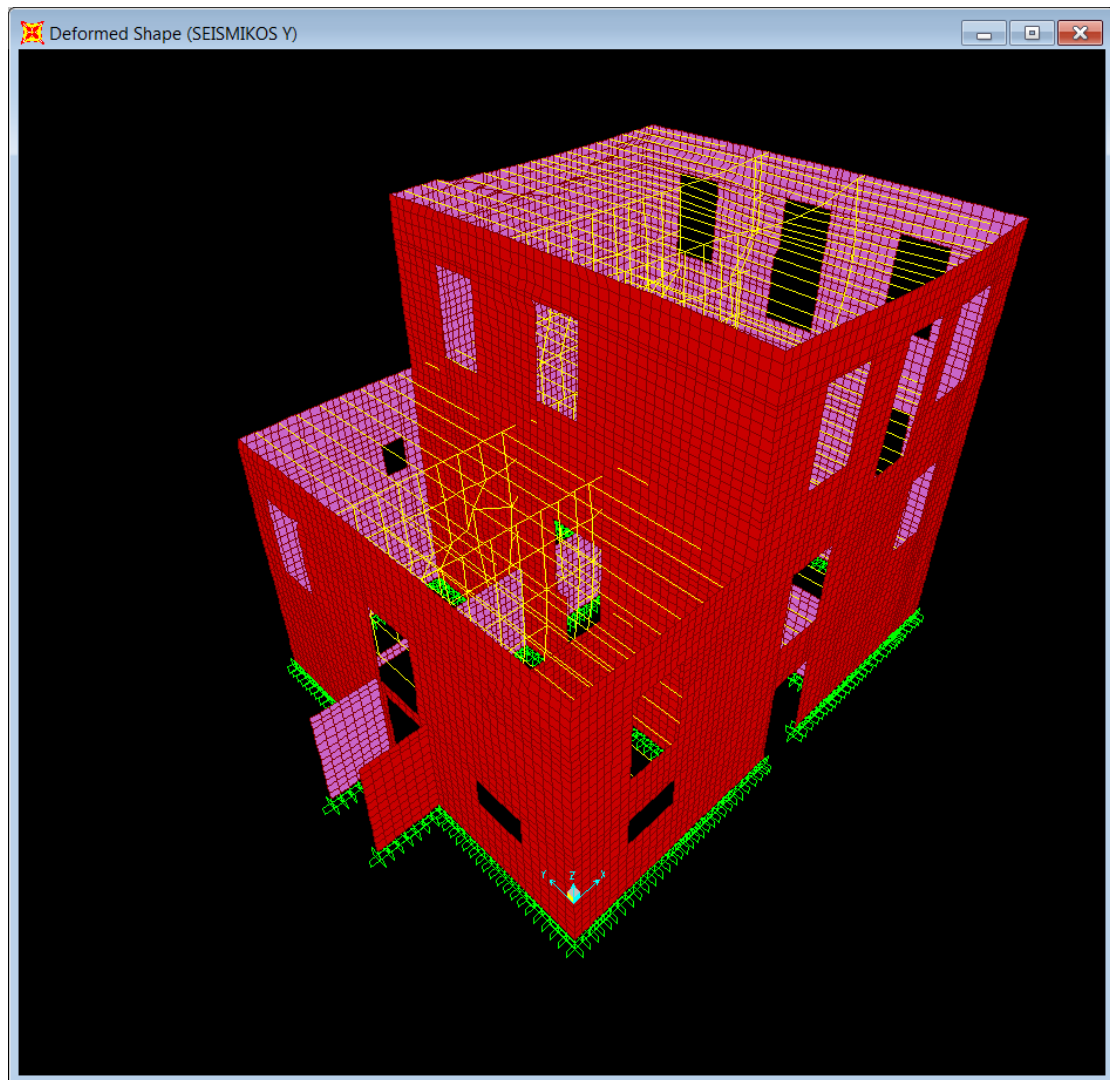
5.3.3) Αξιολόγηση επέμβασης

5.3.3.1) Μακροσκοπική παρατήρηση επέμβασης

Με μακροσκοπική παρατήρηση της δυναμικής απόκρισης του κτιρίου υπό σεισμική φόρτιση μετά τη χρήση ενεμάτων και αρμολογήματος, παρατηρούμε μείωση στις παραμορφώσεις του φορέα, παραμένει όμως ταυτόχρονα η εμφάνιση της ιδιομορφής τύπου «αναπνοής».



Εικόνα 5.3.4: Παραμορφωμένη κατάσταση για φόρτιση με τον SEISMIKOS X



Εικόνα 5.3.5: Παραμορφωμένη κατάσταση για φόρτιση με τον SEISMIKOS Y

Σε αυτό το σημείο ακολουθεί αξιολόγηση της επέμβασης συγκριτικά με το αρχικό μοντέλο σύμφωνα με:

- A) τις κύριες ιδιομορφές
- B) τις αναπτυσσόμενες μετακινήσεις κατά τους σεισμικούς συνδυασμούς
- Γ) τη διανομή των εντατικών μεγεθών και τον έλεγχό τους.

5.3.3.2) Ιδιομορφές

Από το αρχείο αποτελεσμάτων για τις ιδιομορφές του κτιρίου προέκυψε ο παρακάτω συμπυκνμένος πίνακας:

Διεύθυνση	Υπάρχουσα κατασκευή ($T_1=0,323$ sec)			Μετά την επέμβαση ($T_1=0,182$ sec)		
	Ιδιομορφή	Ιδιοπερίοδος (sec)	Ποσοστό δρώσας ιδιομορφικής μάζας	Ιδιομορφή	Ιδιοπερίοδος (sec)	Ποσοστό δρώσας ιδιομορφικής μάζας
x	1 ^η	0,323	26,5%	1 ^η	0,182	25,5%
y	2 ^η	0,267	29,3%	2 ^η	0,150	28,0%
z	81 ^η	0,063	12,9%	96 ^η	0,034	27,6%

Πίνακας 5.3.1: Ενδεικτικά στοιχεία ιδιομορφών πριν και μετά την επέμβαση

Παρατηρούμε πως οι ιδιοπερίοδοι του κτιρίου μετά την επέμβαση γίνονται μικρότερες, δηλαδή αυξάνοντας το μέτρο ελαστικότητας της τοιχοποιίας, αυτό γίνεται πολύ πιο δύσκαμπτο.

5.3.3.3) Μετακινήσεις

Ελέγχθηκαν επιλεκτικά τα τρία σημεία στο ύψος της στέψης του Α' ορόφου της κύριας όψης, τα οποία ελέγχθηκαν και στο προηγούμενο Κεφάλαιο και φαίνονται στην Εικόνα 4.3.1. Στη συνέχεια εξήχθη ο πίνακας που παρουσιάζει τις μετακινήσεις και τις στροφές των τριών σημείων για τους δύο σεισμικούς συνδυασμούς.

TABLE: Joint Displacements										
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U1	U2	U3	R1	R2	R3	
Text	Text	Text	Text	m	m	m	Radians	Radians	Radians	
Υπάρχουσα κατασκευή	297	SEISMIKOS X	Combination	Max	0,006425	0,003443	0,000168	0,000333	0,001114	0,003839
	313	SEISMIKOS X	Combination	Max	0,003273	0,003218	-0,000001334	0,000553	0,000608	0,003748
	7525	SEISMIKOS X	Combination	Max	0,027121	0,002875	-0,000874	0,000371	0,00476	0,001558
	297	SEISMIKOS Y	Combination	Max	0,003155	0,006835	0,000248	0,000791	0,000505	0,003859
	313	SEISMIKOS Y	Combination	Max	0,002127	0,006817	0,000119	0,000824	0,000374	0,003861
	7525	SEISMIKOS Y	Combination	Max	0,00897	0,006058	-0,00106	0,000697	0,001614	0,001094
Μετά την επέμβαση	297	SEISMIKOS X	Combination	Max	0,001775	0,000775	0,00002	0,000107	0,000312	0,001341
	313	SEISMIKOS X	Combination	Max	0,000885	0,000662	-0,000034	0,000183	0,000172	0,001249
	7525	SEISMIKOS X	Combination	Max	0,008613	0,000561	-0,000287	0,000075	0,00147	0,000414
	297	SEISMIKOS Y	Combination	Max	0,000837	0,001876	0,000046	0,000262	0,000146	0,00132
	313	SEISMIKOS Y	Combination	Max	0,000558	0,00186	0,000004942	0,000285	0,000114	0,00129
	7525	SEISMIKOS Y	Combination	Max	0,002825	0,001609	-0,000341	0,000191	0,00049	0,000387

Πίνακας 5.3.2: μετακινήσεις και στροφές των τριών σημείων

Παρατηρούμε πως στο μοντέλο της υπάρχουσας κατασκευής, το μεσαίο σημείο του τοίχου αναπτύσσει δυσανάλογα μεγάλες μετακινήσεις κατά x για τον σεισμικό συνδυασμό x, πράγμα που εξηγείται από την παραμορφωμένη εικόνα του κτιρίου που εμφανίζει την ιδιομορφή τύπου «αναπνοής». Το ίδιο ισχύει και μετά την επέμβαση, όπου οι αντίστοιχες μετακινήσεις είναι αισθητά μικρότερες σε σχέση με τις μετακινήσεις του αρχικού μοντέλου, αλλά ταυτόχρονα αρκετά μεγαλύτερες από τις μετακινήσεις των άλλων δύο σημείων.

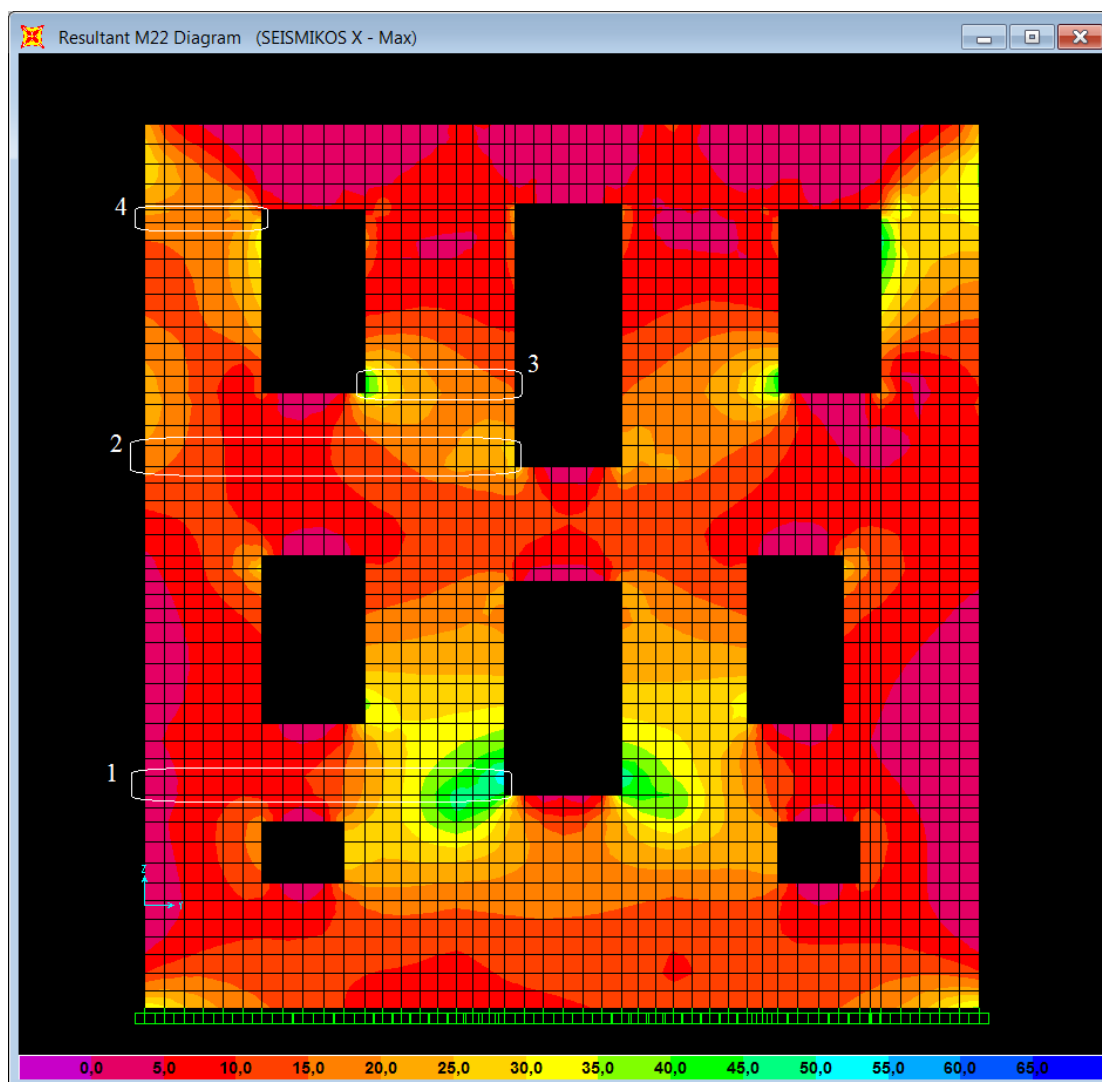
Βλέπουμε επίσης, ότι στα άλλα σημεία οι αντίστοιχες μετακινήσεις είναι αισθητά μικρότερες σε σχέση με το αρχικό μοντέλο, πράγμα απολύτως αναμενόμενο λόγω της αύξησης της δυσκαμψίας.

Αντίστοιχα συμπεράσματα θα μπορούσαν να παρατηρηθούν και να εξαχθούν από πλήθος άλλων σημείων, πράγμα το οποίο δεν κρίθηκε σκόπιμο για λόγους ορθολογικής έκτασης της παρούσας εργασίας.

5.3.3.4) Κατανομή εντατικών μεγεθών - έλεγχος

Σε αυτή την ενότητα θα γίνει παρουσίαση της κατανομής των εντατικών μεγεθών που κατόπιν θα ελεγχθούν πάντα σε σύγκριση με το αρχικό μοντέλο. Οι πεσσοί που επιλέχθηκαν είναι οι ίδιοι με αυτούς που επιλέχθηκαν και ελέγχθηκαν σε κάθε εντατικό μέγεθος στο προηγούμενο κεφάλαιο, ώστε να μπορεί να γίνει σύγκριση.

i) Εκτός επιπέδου κάμψη παράλληλα στις οριζόντιες ακμές



Εικόνα 5.3.6: Ισοδυναμικές καμπύλες M22 μετά την επέμβαση

Το παραπάνω σχήμα συγκρινόμενο με το αντίστοιχο του προηγούμενου κεφαλαίου (σελ. 70) δεν παρουσιάζει ιδιαίτερες διαφορές στις τιμές των αναπτυσσόμενων ροπών σε σχέση με το υπάρχον κτίριο.

Έλεγχος

Πεσσός 1	Υπάρχουσα κατασκευή	Μετά την επέμβαση
Μήκος πεσσού (m)	4,39	4,39
Θλιβόμενο μήκος (m)	4,39	4,39
σ_d (KN/m ²)	-199,09	-202,06
M_{Rd} (KNm)	140,52	141,95
M_{sd} (KNm)	85,39	89,02
Έλεγχος	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ

Πεσσός 2	Υπάρχουσα κατασκευή	Μετά την επέμβαση
Μήκος πεσσού (m)	4,52	4,52
Θλιβόμενο μήκος (m)	4,52	4,52
σ_d (KN/m ²)	-118,35	-119,95
M_{Rd} (KNm)	96,96	98,05
M_{sd} (KNm)	83,19	65,37
Έλεγχος	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ

Πεσσός 3	Υπάρχουσα κατασκευή	Μετά την επέμβαση
Μήκος πεσσού (m)	1,84	1,84
Θλιβόμενο μήκος (m)	1,84	1,84
σ_d (KN/m ²)	-144,47	-148,50
M_{Rd} (KNm)	46,42	47,44
M_{sd} (KNm)	51,91	42,73
Έλεγχος	ΔΕΝ ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ

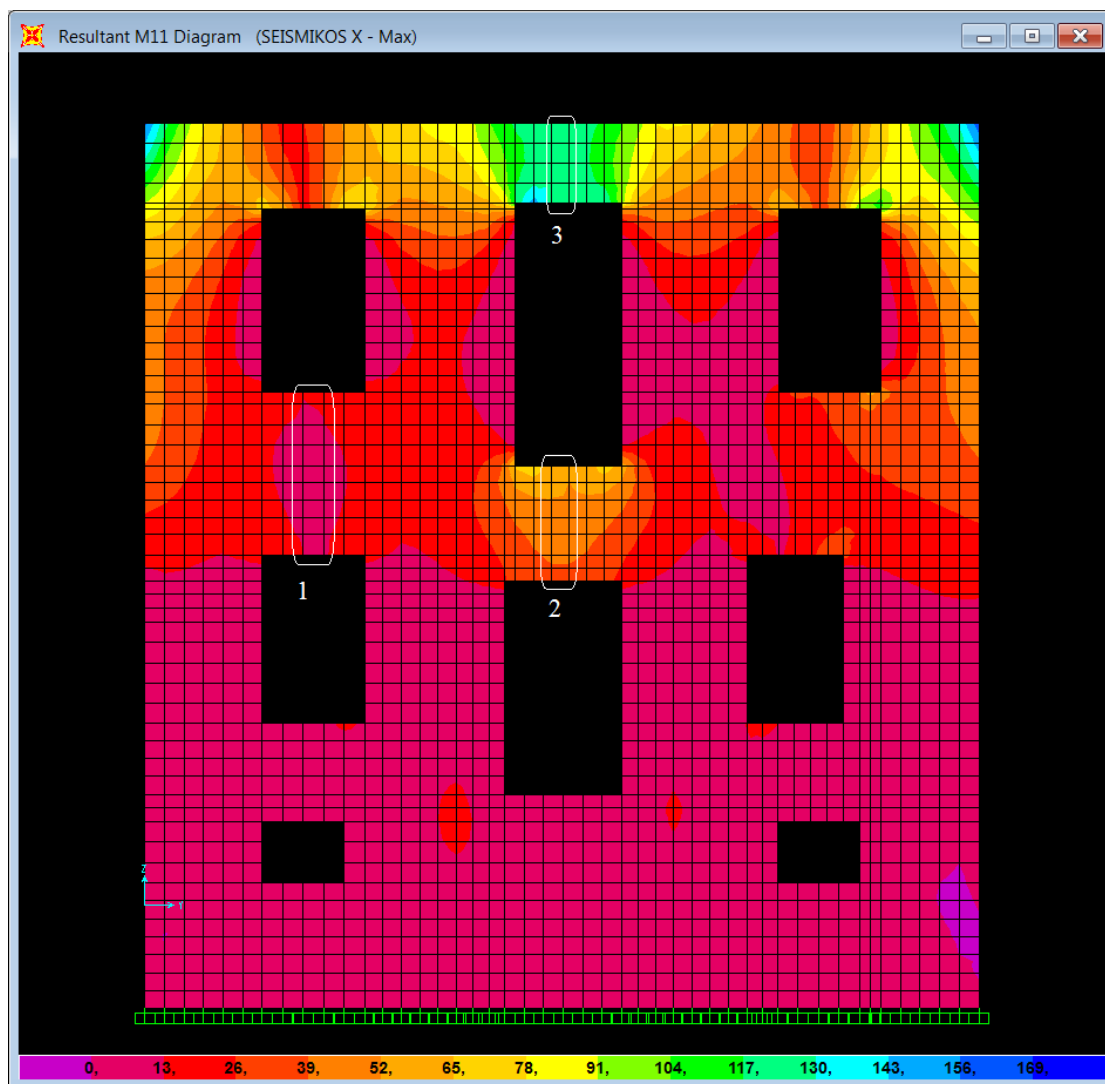
Πεσσός 4	Υπάρχουσα κατασκευή	Μετά την επέμβαση
Μήκος πεσσού (m)	1,43	1,43
Θλιβόμενο μήκος (m)	1,43	1,43
σ_d (KN/m ²)	-82,04	-82,58
M_{Rd} (KNm)	22,34	22,47
M_{sd} (KNm)	28,91	28,23
Έλεγχος	ΔΕΝ ΕΠΑΡΚΕΙ	ΔΕΝ ΕΠΑΡΚΕΙ

Πίνακας 5.3.3: Συγκριτικός έλεγχος των υπό εξέταση πεσσών έναντι M22 πριν και μετά την επέμβαση

Από τους παραπάνω πίνακες βλέπουμε ότι τα αποτελέσματα με τη χρήση ενεμάτων και αρμολογήματος είναι ελαφρώς βελτιωμένα, αφού παρατηρείται μείωση των δροσών

ροπών στους τρεις από τους τέσσερις πεσσούς, χωρίς ωστόσο να ικανοποιούνται όλοι οι έλεγχοι.

ii) Εκτός επιπέδου κάμψη παράλληλα στις κατακόρυφες ακμές



Εικόνα 5.3.7: Ισοδυναμικές καμπύλες M11 μετά την επέμβαση

Το παραπάνω σχήμα συγκρινόμενο με το αντίστοιχο του προηγούμενου κεφαλαίου (σελ. 71) δεν παρουσιάζει ιδιαίτερες διαφορές στις τιμές των αναπτυσσόμενων ροπών σε σχέση με το υπάρχον κτίριο.

Έλεγχος

Πεσός 1	Υπάρχουσα κατασκευή	Μετά την επέμβαση
Μήκος πεσσού (m)	1,99	1,99
f_{yk2} (KN/m ²)	200	200
M_{Rd} (KNm)	15,57	15,57
M_{sd} (KNm)	21,17	21,40
Έλεγχος	ΔΕΝ ΕΠΑΡΚΕΙ	ΔΕΝ ΕΠΑΡΚΕΙ

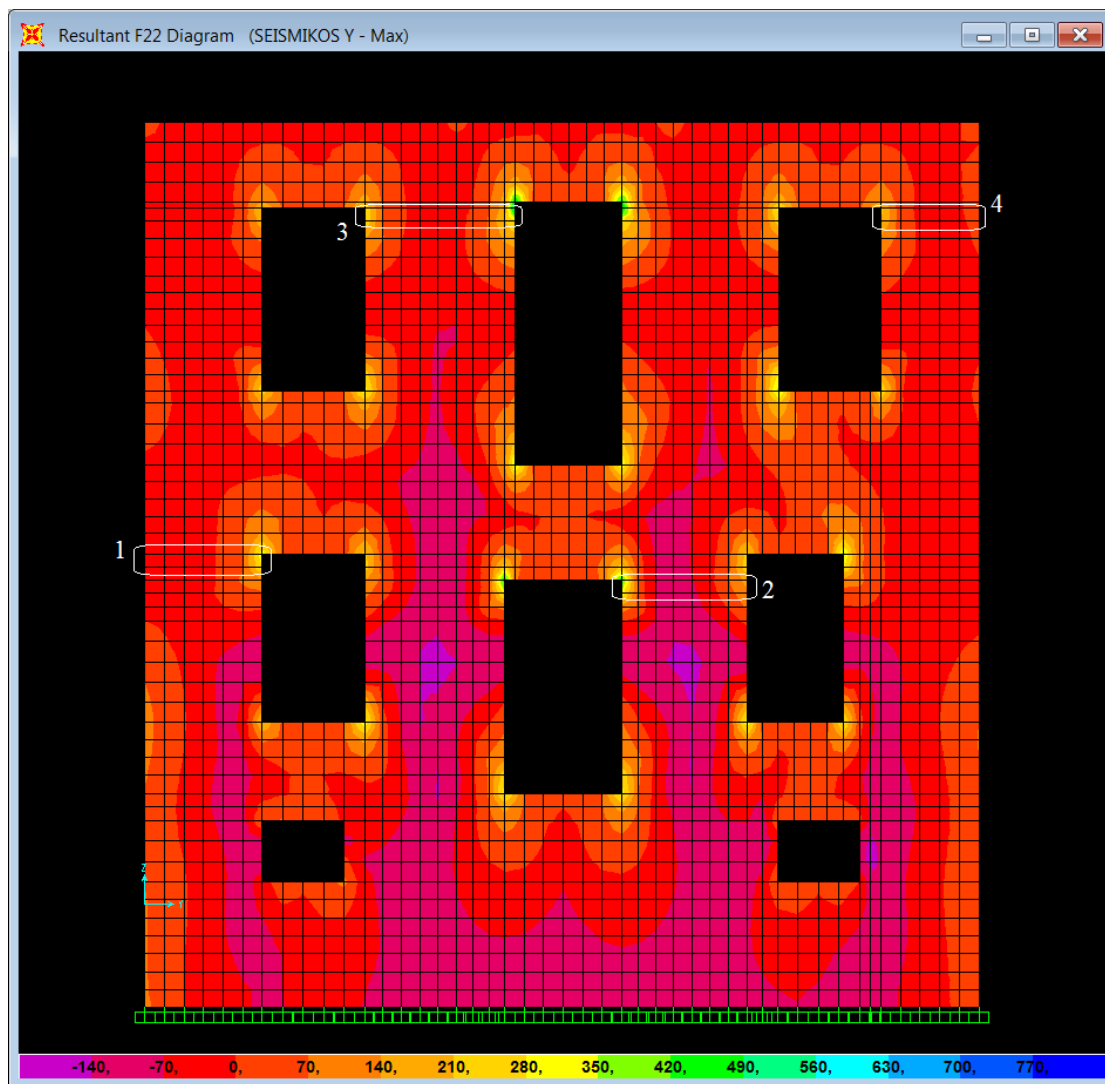
Πεσός 2	Υπάρχουσα κατασκευή	Μετά την επέμβαση
Μήκος πεσσού (m)	1,4	1,4
f_{yk2} (KN/m ²)	200	200
M_{Rd} (KNm)	10,95	10,95
M_{sd} (KNm)	62,3	64,53
Έλεγχος	ΔΕΝ ΕΠΑΡΚΕΙ	ΔΕΝ ΕΠΑΡΚΕΙ

Πεσός 3	Υπάρχουσα κατασκευή	Μετά την επέμβαση
Μήκος πεσσού (m)	0,97	0,97
f_{yk2} (KN/m ²)	200	200
M_{Rd} (KNm)	7,59	7,59
M_{sd} (KNm)	112,89	120,70
Έλεγχος	ΔΕΝ ΕΠΑΡΚΕΙ	ΔΕΝ ΕΠΑΡΚΕΙ

Πίνακας 5.3.4: Συγκριτικός έλεγχος των υπό εξέταση πεσσών έναντι M11 πριν και μετά την επέμβαση

Από τους παραπάνω πίνακες βλέπουμε ότι με την αύξηση του μέτρου ελαστικότητας μέσω των ενεμάτων και του αρμολογήματος δεν υπάρχει μείωση των δρωσών ροπών σε κανέναν πεσσοί, με αποτέλεσμα να μην ικανοποιείται κανένας έλεγχος.

iii) Εντός επιπέδου κάμψη



Εικόνα 5.3.8: Ισοδυναμικές καμπύλες F22 μετά την επέμβαση

Το παραπάνω σχήμα συγκρινόμενο με το αντίστοιχο του προηγούμενου κεφαλαίου (σελ. 73) δεν παρουσιάζει ιδιαίτερες διαφορές στις τιμές των αναπτυσσόμενων κατακόρυφων δυνάμεων σε σχέση με το υπάρχον κτίριο.

Έλεγχος

Πεσσός 1	Υπάρχουσα κατασκευή	Μετά την επέμβαση
Μήκος πεσσού (m)	1,31	1,31
Θλιβόμενο μήκος (m)	1,31	1,31
σ_d (KN/m ²)	-193,15	-195,06
M_{Rd} (KNm)	82,76	101,15
M_{sd} (KNm)	46,82	39,08
Έλεγχος	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ

Πεσσός 2	Υπάρχουσα κατασκευή	Μετά την επέμβαση
Μήκος πεσσού (m)	1,53	1,53
Θλιβόμενο μήκος (m)	1,53	1,53
σ_d (KN/m ²)	-239,53	-247,09
M_{Rd} (KNm)	129,85	171,26
M_{sd} (KNm)	20,44	14,64
Έλεγχος	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ

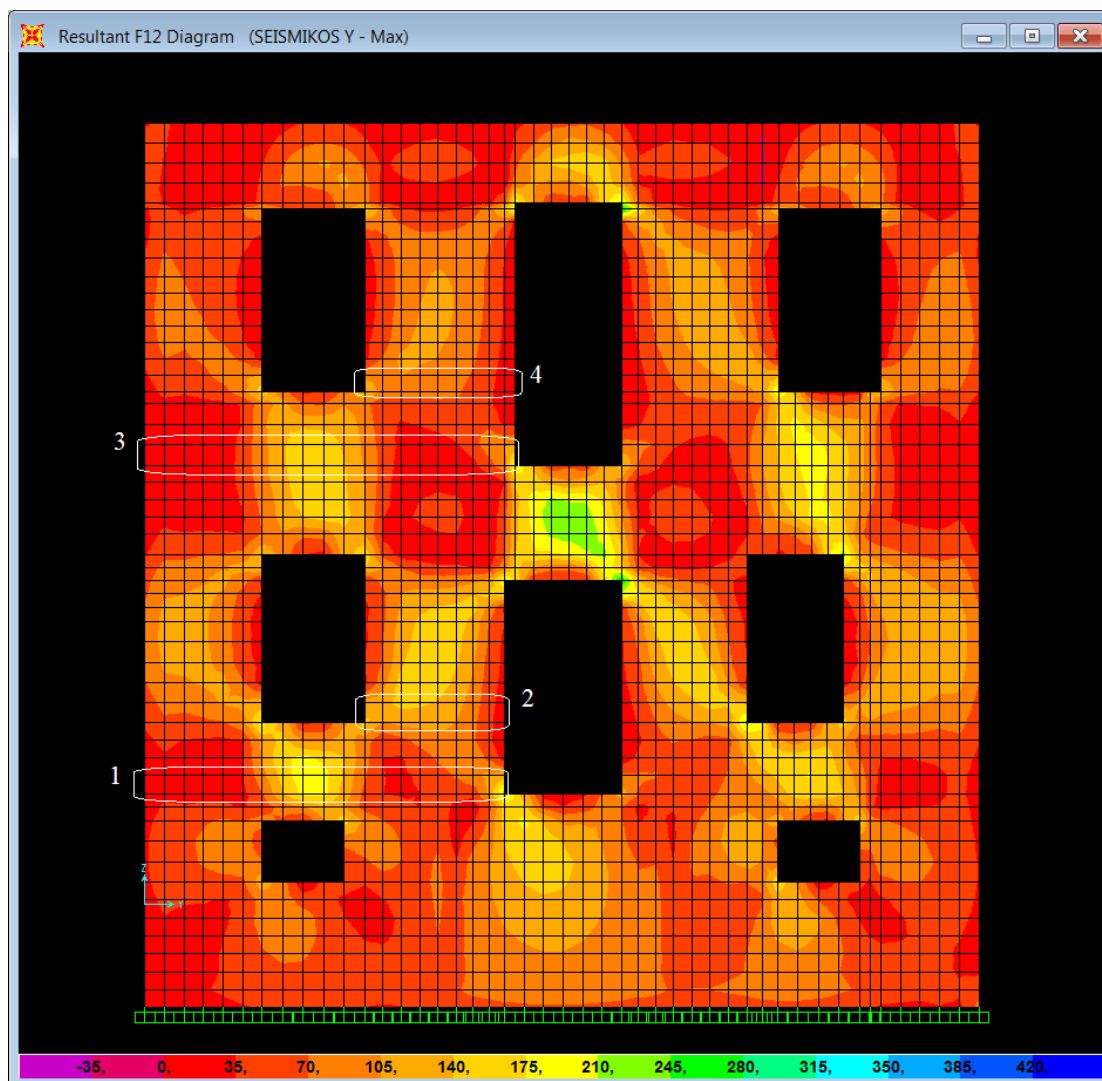
Πεσσός 3	Υπάρχουσα κατασκευή	Μετά την επέμβαση
Μήκος πεσσού (m)	1,84	1,84
Θλιβόμενο μήκος (m)	1,84	1,84
σ_d (KN/m ²)	-99,49	-103,54
M_{Rd} (KNm)	96,40	109,68
M_{sd} (KNm)	25,35	19,47
Έλεγχος	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ

Πεσσός 4	Υπάρχουσα κατασκευή	Μετά την επέμβαση
Μήκος πεσσού (m)	1,2	1,2
Θλιβόμενο μήκος (m)	1,2	1,2
σ_d (KN/m ²)	-87,52	-88,13
M_{Rd} (KNm)	36,66	39,94
M_{sd} (KNm)	21,45	18,20
Έλεγχος	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ

Πίνακας 5.3.5: Συγκριτικός έλεγχος των υπό εξέταση πεσσών έναντι εντός επιπέδου κάμψης πριν και μετά την επέμβαση

Από τους παραπάνω πίνακες βλέπουμε ότι σε όλους τους πεσσούς ικανοποιούνται οι έλεγχοι. Η χρήση ενεμάτων και αρμολογήματος επέφερε διαφοροποιήσεις, καθώς είχαμε αύξηση των καμπτικών αντοχών και μείωση των δροσών ροπών, με αποτέλεσμα να παρουσιάζεται βελτίωση σαν γενική εικόνα.

iv) Τέμνουσα δύναμη



Εικόνα 5.3.9: Ισοδυναμικές καμπύλες F12 μετά την επέμβαση

Το παραπάνω σχήμα συγκρινόμενο με το αντίστοιχο του προηγούμενου κεφαλαίου (σελ. 75) δεν παρουσιάζει ιδιαίτερες διαφορές στις τιμές των αναπτυσσόμενων τεμνουσών δυνάμεων σε σχέση με το υπάρχον κτίριο.

Έλεγχος

Πεσσός 1	Υπάρχουσα κατασκευή	Μετά την επέμβαση
Μήκος πεσσού (m)	4,39	4,39
Θλιβόμενο μήκος (m)	4,39	4,39
σ_d (KN/m ²)	-212,29	-215,35
V_{Rd} (KN)	293,15	864,75
V_{sd} (KN)	378,72	329,65
Έλεγχος	ΔΕΝ ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ

Πεσσός 2	Υπάρχουσα κατασκευή	Μετά την επέμβαση
Μήκος πεσσού (m)	1,71	1,71
Θλιβόμενο μήκος (m)	1,71	1,71
σ_d (KN/m ²)	-303,12	-310,94
V_{Rd} (KN)	136,62	354,55
V_{sd} (KN)	213,94	187,42
Έλεγχος	ΔΕΝ ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ

Πεσσός 3	Υπάρχουσα κατασκευή	Μετά την επέμβαση
Μήκος πεσσού (m)	4,52	4,52
Θλιβόμενο μήκος (m)	4,52	4,52
σ_d (KN/m ²)	-126,14	-128,00
V_{Rd} (KN)	245,58	847,59
V_{sd} (KN)	335,83	301,45
Έλεγχος	ΔΕΝ ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ

Πεσσός 4	Υπάρχουσα κατασκευή	Μετά την επέμβαση
Μήκος πεσσού (m)	1,84	1,84
Θλιβόμενο μήκος (m)	1,84	1,84
σ_d (KN/m ²)	-159,26	-163,66
V_{Rd} (KN)	108,77	352,14
V_{sd} (KN)	156,81	140,88
Έλεγχος	ΔΕΝ ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ

Πίνακας 5.3.6: Συγκριτικός έλεγχος των υπό εξέταση πεσσών έναντι τέμνουσας πριν και μετά την επέμβαση

Όπου:

$$V_{Rd} = ((f_{mt} + 0,40 \cdot 0,75 \cdot \sigma_d) \cdot l \cdot t) / \gamma_M \quad (\tau. 5.3)^{[10]}$$

f_{mc} η νέα θλιπτική αντοχή του κονιάματος έπειτα από βαθύ αρμολόγημα, η οποία υπολογίστηκε ως αναλογία του νέου ισχυρότερου κονιάματος που θα εισαχθεί με το αρμολόγημα και του υπάρχοντος κονιάματος. Στην περίπτωση μας θεωρήθηκε ότι το ποσοστό του νέου κονιάματος ισοδυναμεί με 30% του συνολικού κονιάματος και ότι θα χρησιμοποιηθεί κονίαμα M10.

Ως εκ τούτου:

$$f_{mc} = 0,3 \cdot 10,0 + 0,7 \cdot 1,0 = 3,70 \text{ MPa}$$

f_{mt} η νέα εφελκυστική αντοχή του κονιάματος η οποία δίνεται από τον παρακάτω τύπο:

$$f_{mt} = \frac{1}{4} \cdot \sqrt{f_{mc}} = 0,48 \text{ MPa} \quad (\tau. 5.4)^{[3]}$$

Από τους παραπάνω πίνακες βλέπουμε ότι με τη χρήση ενεμάτων και αρμολογήματος επετεύχθη μια μικρή μείωση των δρωσών τεμνουσών δυνάμεων και ταυτόχρονη τεράστια αύξηση των αντοχών σε τέμνουσα (4-5 φορές), με αποτέλεσμα να ικανοποιούνται οι έλεγχοι σε όλους τους πεσσούς.

5.3.4) Συνολική αξιολόγηση επέμβασης

Σαν συνολική αξιολόγηση της επέμβασης, μπορούμε να πούμε ότι η χρήση ενεμάτων και αρμολογήματος είναι σίγουρα επωφελής για την κατασκευή, καθώς μπορεί σε ότι έχει να κάνει με τους ελέγχους σε κάμψη να μην παρουσιάστηκαν σημαντικές βελτιώσεις, ωστόσο η συνεισφορά στη βελτίωση της αντοχής σε διάτμηση είναι θεαματική. Η παρούσα επέμβαση βέβαια ως μεμονωμένη κρίνεται ανεπαρκής.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6^ο

ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ ΕΠΕΜΒΑΣΕΩΝ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ

Όπως είδαμε στο προηγούμενο κεφάλαιο, η δημιουργία διαφραγματικής λειτουργίας βελτίωσε σημαντικά την συμπεριφορά του κτιρίου σε εκτός επιπέδου κάμψη. Ταυτόχρονα, παρατηρήθηκε η σημαντική ευμενής επιρροή της εφαρμογής ενεμάτων – αρμολογήματος έναντι τέμνουσας δύναμης. Ωστόσο, όλες οι επεμβάσεις, μεμονωμένα, ήταν ανεπαρκείς. Ως εκ τούτου, στο παρών κεφάλαιο θα παρατεθούν μια σειρά από συνδυασμούς τεχνικών ενίσχυσης του κτιρίου. Για κάθε έναν συνδυασμό δίνονται αναλυτικά στοιχεία για την εφαρμογή του (όπως: πλεονεκτήματα – μειονεκτήματα, απαιτούμενα υλικά, μεθοδολογία εκτέλεσης) και, αντίστοιχα, στοιχεία για την προσομοίωση του. Επίσης, διερευνάται η επίδραση και η αποτελεσματικότητα κάθε συνδυασμένης επέμβασης στον φορέα.

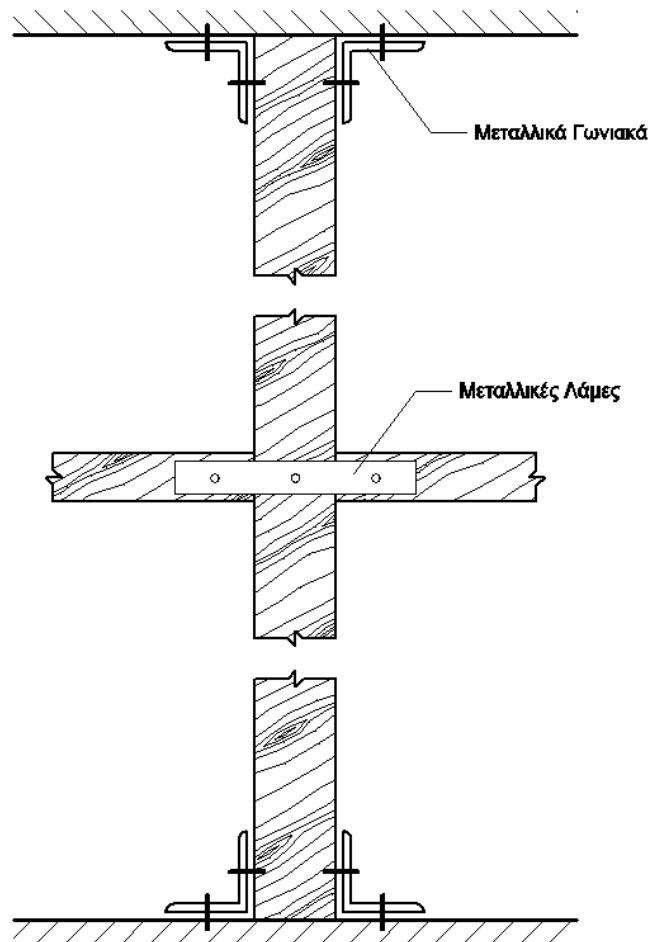
6.1) ΔΙΑΦΡΑΓΜΑΤΙΚΗ ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΑ ΣΕ ΟΛΟΥΣ ΤΟΥΣ ΟΡΟΦΟΥΣ ΚΑΙ ΠΑΚΤΩΣΗ ΚΟΜΒΩΝ ΞΥΛΟΔΕΣΙΑΣ

6.1.1) Γενικές πληροφορίες

Η αναζήτηση της κατάλληλης επέμβασης μας οδήγησε στην περεταίρω διερεύνηση της συμπεριφοράς των ξυλόπηκτων τοίχων και της επιρροής που ασκούν στο όλο σύστημα.

Η συνεισφορά των ξυλόπηκτων τοίχων στην συμπεριφορά του κτιρίου έγκειται στην ακαμπτοποίηση του συνόλου που επιτυγχάνεται μέσω της μερικής «συγκράτησης» των αντιδιαμετρικών εξωτερικών τοίχων με τους οποίους συνδέονται και του περιορισμού της εκτός επιπέδου ταλάντωσης τους.

Στο παρόν κεφάλαιο θα διερευνήσουμε τα αποτελέσματα στη συμπεριφορά του κτιρίου στη περίπτωση που τα στοιχεία του σκελετού των ξυλόπηκτων τοίχων ήταν πακτωμένα εντός επιπέδου των τοίχων. Η σύνδεση των στοιχείων του ξύλινου σκελετού των ξυλόπηκτων τοίχων γίνεται μέσω καρφιών και προσομοιάζεται με άρθρωση. Οι συνθήκες πάκτωσης για τα ξύλινα μέλη του δικτύματος θα πραγματοποιηθούν αφενός μέσω μεταλλικών γωνιακών, τα οποία θα καρφωθούν στη βάση και την κεφαλή των ξύλων κολονών κατά τη διεύθυνση του τοίχου, αφετέρου μέσω μεταλλικών λαμών, οι οποίες θα καρφώνονται στα μέλη των κόμβων και θα επιτυγχάνουν συνέχεια υλικού (Εικόνα 6.1.1). Η παραπάνω επέμβαση θα αυξήσει την δυσκαμψία του συστήματος και τα αποτελέσματά θα αναλυθούν παρακάτω.



Εικόνα 6.1.1: Κάτοψη του ισογείου μετά την κατασκευή των λωρίδων αντιστήριξης

Πλεονεκτήματα

- Αύξηση της δυσκαμψίας του σκελετού των ξυλόπηκτων τοίχων
- Περιορισμός της εκτός επιπέδου ταλάντωσης των τοίχων.

Μειονεκτήματα

- Ως μειονέκτημα μπορούμε να θεωρήσουμε την αμφιβολία κατά πόσο η σύνδεση των ξύλινων κολονών με τα ξύλινα ζυγώματα μέσω των μεταλλικών γωνιακών και λαμών θα πετύχει τις ζητούμενες συνθήκες πάκτωσης στα σημεία εφαρμογής της.

Απαιτούμενα υλικά

1. Μεταλλικά γωνιακά και λάμες
2. Ήλοι

Μεθοδολογία εκτέλεσης

Στάδιο 1: Καθαίρεση επιχρίσματος και πηχακίων με σκοπό την αποκάλυψη των ξύλινων μελών του σκελετού στα σημεία εφαρμογής της επέμβασης.

Στάδιο 2: Σύνδεση των μεταλλικών γωνιακών στις κολόνες και στο ζύγωμα μέσω μεταλλικών ήλων καθώς επίσης και των μεταλλικών λαμών στους εσωτερικούς κόμβους.

Στάδιο 3: Επαναφορά εξωτερικά της τοιχοποιίας στην αρχική κατάσταση.

6.1.2) Προσομοίωση επέμβασης

Η προσθήκη της δημιουργίας οριζόντιου διαφράγματος, μέσω διπλού σανιδώματος κάθετου στο αρχικό, στο ύψος των δαπέδων προσομοιώθηκε ως εξής:

- a) Διπλασιασμός των μόνιμων φορτίων των διαδοκίδων των πατωμάτων, λόγω του διπλού πετώματος.
- b) Εφαρμογή διαφραγματικής λειτουργίας στο ύψος των πατωμάτων του υπογείου και του ισογείου.

Στο ύψος της στέψης των τοίχων του ισογείου και του Α' ορόφου (στο επίπεδο των στεγών), η υλοποίηση διαφραγματικής λειτουργίας επιτυγχάνεται μέσω διαζώματος από οπλισμένο σκυρόδεμα και προσομοιώνεται ως εξής:

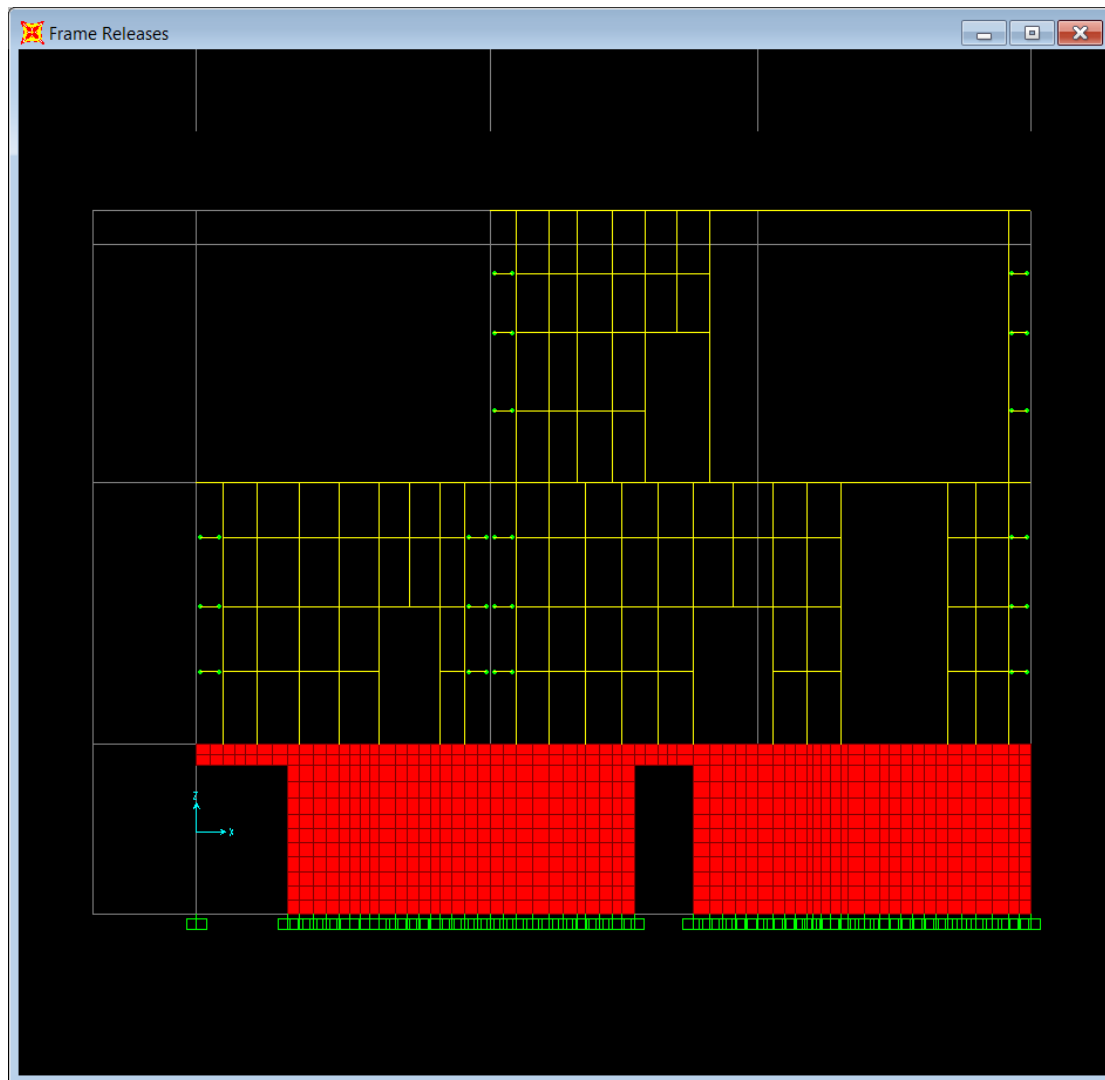
- c) Επιβολή του ίδιου βάρους του διαζώματος ως κατανεμημένο φορτίο στη στέψη των τοίχων του ισογείου και του Α' ορόφου (στο επίπεδο των στεγών). Το κατανεμημένο αυτό φορτίο καταχωρήθηκε στο πρόγραμμα ως DEAD1 ώστε να συνυπολογιστεί στις ταλαντούμενες μάζες κατά τη δυναμική ανάλυση του φορέα και ισούται με:

$$E_{\text{διαζωμ}} = E_{\text{διαζωμ}} \times (\gamma_{\text{οπλ.σκυρ}} - \gamma_{\text{λιθ}}) = (0,50 \times 0,30) \times (25,00 - 22,00) = 0,45 \text{ kN/m}$$

- d) Εφαρμογή διαφραγματικής λειτουργίας στη στέψη των τοίχων του ισογείου και του Α' ορόφου.

Η πάκτωση όλων των κόμβων της ξυλοδεσιάς προσομοιώνεται ως εξής:

- e) Αφαίρεση όλων των αποδεσμεύσεων (releases) που είχαν αρχικά εισαχθεί.

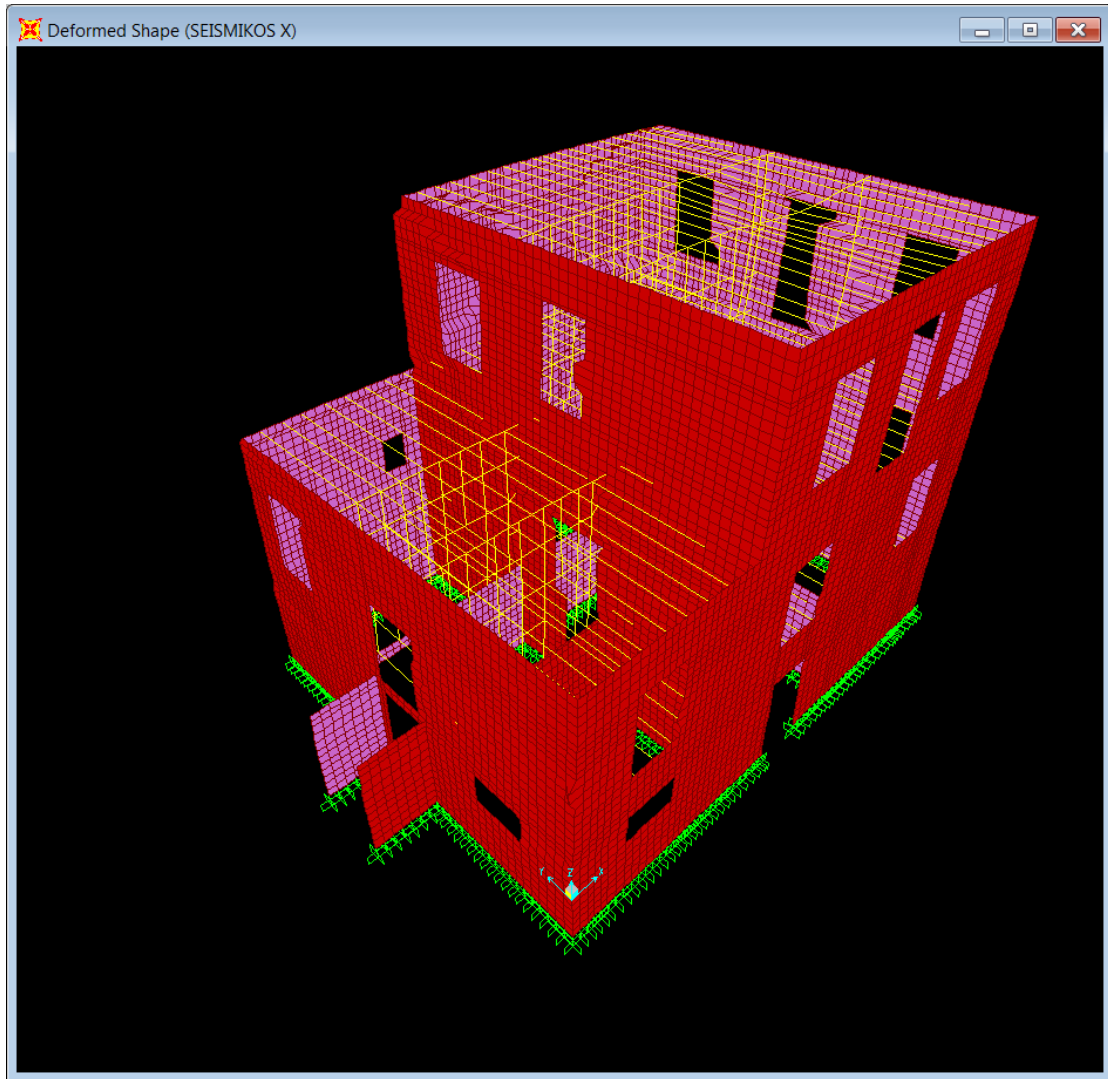


Εικόνα 6.1.2: Πάκτωση κόμβων ξυλοδεσιάς (ενδεικτικά) για xz plane @ $y=3,80$ (βλέπε για σύγκριση σελ. 23)

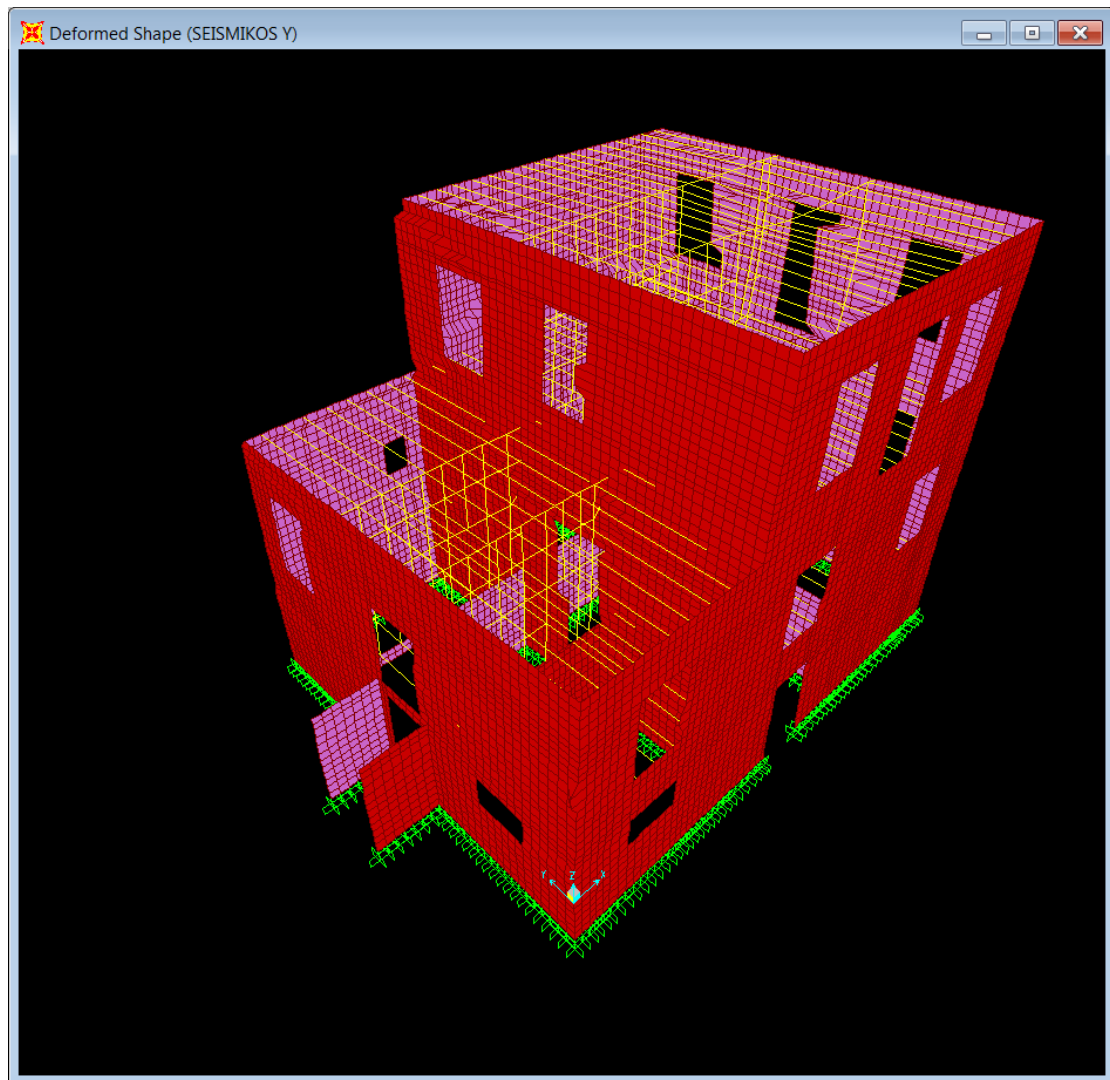
6.1.3) Αξιολόγηση επέμβασης

6.1.3.1) Μακροσκοπική παρατήρηση επέμβασης

Με μακροσκοπική παρατήρηση της δυναμικής απόκρισης του κτιρίου υπό σεισμική φόρτιση μετά την πάκτωση όλων των κόμβων την ξυλοδεσιάς και την ύπαρξη διαφραγματικής λειτουργίας σε όλους τους ορόφους, είναι εμφανής ο περιορισμός της ιδιομορφής τύπου «αναπνοής», παρουσιάζοντας παρόμοια εικόνα με το μοντέλο της εφαρμογής διαφραγματικής λειτουργίας σε όλους τους ορόφους.



Εικόνα 6.1.3: Παραμορφωμένη κατάσταση για φόρτιση με τον SEISMIKOS X



Εικόνα 6.1.4: Παραμορφωμένη κατάσταση για φόρτιση με τον SEISMIKOS Y

Σε αυτό το σημείο ακολουθεί αξιολόγηση της επέμβασης συγκριτικά με το αρχικό μοντέλο καθώς και με το μοντέλο όπου έχουμε διαφραγματική λειτουργία σε όλους τους ορόφους σύμφωνα με:

- A) τις κύριες ιδιομορφές
- B) τις αναπτυσσόμενες μετακινήσεις κατά τους σεισμικούς συνδυασμούς
- Γ) τη διανομή των εντατικών μεγεθών και τον έλεγχό τους.

6.1.3.2) Ιδιομορφές

Από το αρχείο αποτελεσμάτων για τις ιδιομορφές του κτιρίου προέκυψε ο παρακάτω συμπυκνόμενος πίνακας:

Διεύθυνση	Υπάρχουσα κατασκευή ($T_1=0,323$ sec)			Διαφραγματική λειτουργία σε όλους τους ορόφους ($T_1=0,186$ sec)		
	Ιδιομορφή	Ιδιοπερίοδος (sec)	Ποσοστό δρώσας ιδιομορφικής μάζας	Ιδιομορφή	Ιδιοπερίοδος (sec)	Ποσοστό δρώσας ιδιομορφικής μάζας
x	1 ^η	0,323	26,5%	2 ^η	0,170	37,7%
y	2 ^η	0,267	29,3%	1 ^η	0,186	35,2%
z	81 ^η	0,063	12,9%	64 ^η	0,061	36,4%

Διαφραγματική λειτουργία σε όλους τους ορόφους και πάκτωση ξυλοδεσιάς ($T_1=0,186$ sec)			
Διεύθυνση	Ιδιομορφή	Ιδιοπερίοδος (sec)	Ποσοστό δρώσας ιδιομορφικής μάζας
x	2 ^η	0,170	37,8%
y	1 ^η	0,186	35,4%
z	9 ^η	0,061	36,2%

Πίνακας 6.1.1: Ενδεικτικά στοιχεία ιδιομορφών πριν και μετά την επέμβαση

Παρατηρούμε πως η πάκτωση της ξυλοδεσιάς δεν επέφερε ουσιώδεις διαφοροποιήσεις σε σχέση με το μοντέλο όπου υπήρχε μόνο διαφραγματική λειτουργία σε όλους τους ορόφους.

6.1.3.3) Μετακινήσεις

Ελέγχθηκαν επιλεκτικά τα τρία σημεία στο ύψος της στέψης του Α' ορόφου της κύριας όψης, τα οποία ελέγχθηκαν και στο Κεφάλαιο 4 και φαίνονται στην Εικόνα 4.3.1. Στη συνέχεια εξήχθη ο πίνακας που παρουσιάζει τις μετακινήσεις και τις στροφές των τριών σημείων για τους δύο σεισμικούς συνδυασμούς.

TABLE: Joint Displacements										
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U1	U2	U3	R1	R2	R3	
Text	Text	Text	Text	m	m	m	Radians	Radians	Radians	
Υπάχουσα κατασκευή	297	SEISMIKOS X	Combination	Max	0,006425	0,003443	0,000168	0,000333	0,001114	0,003839
	313	SEISMIKOS X	Combination	Max	0,003273	0,003218	-0,000001334	0,000553	0,000608	0,003748
	7525	SEISMIKOS X	Combination	Max	0,027121	0,002875	-0,000874	0,000371	0,00476	0,001558
	297	SEISMIKOS Y	Combination	Max	0,003155	0,006835	0,000248	0,000791	0,000505	0,003859
	313	SEISMIKOS Y	Combination	Max	0,002127	0,006817	0,000119	0,000824	0,000374	0,003861
	7525	SEISMIKOS Y	Combination	Max	0,00897	0,006058	-0,00106	0,000697	0,001614	0,001094
Διαφρ. λειτουργία σε όλους τους ορόφους	297	SEISMIKOS X	Combination	Max	0,006055	0,005031	-0,000175	0,000297	0,000414	0,000308
	313	SEISMIKOS X	Combination	Max	0,004013	0,005031	0,000163	0,000346	0,000366	0,000308
	7525	SEISMIKOS X	Combination	Max	0,004869	0,005031	-0,000712	0,000284	0,000312	0,000308
	297	SEISMIKOS Y	Combination	Max	0,006236	0,006159	-0,000302	0,000394	0,000416	0,000382
	313	SEISMIKOS Y	Combination	Max	0,003522	0,006159	0,000259	0,000434	0,000313	0,000382
	7525	SEISMIKOS Y	Combination	Max	0,004646	0,006159	-0,000772	0,000351	0,000297	0,000382
Διαφρ. λειτουργία σε όλους τους ορόφους και πάκτωση ξυλοδεσιάς	297	SEISMIKOS X	Combination	Max	0,006052	0,005018	-0,000174	0,000296	0,000414	0,000307
	313	SEISMIKOS X	Combination	Max	0,004011	0,005018	0,000162	0,000345	0,000365	0,000307
	7525	SEISMIKOS X	Combination	Max	0,004867	0,005018	-0,000711	0,000286	0,000318	0,000307
	297	SEISMIKOS Y	Combination	Max	0,006226	0,006164	-0,000303	0,000394	0,000415	0,000382
	313	SEISMIKOS Y	Combination	Max	0,00351	0,006164	0,000257	0,000434	0,000311	0,000382
	7525	SEISMIKOS Y	Combination	Max	0,004634	0,006164	-0,000771	0,000357	0,000299	0,000382

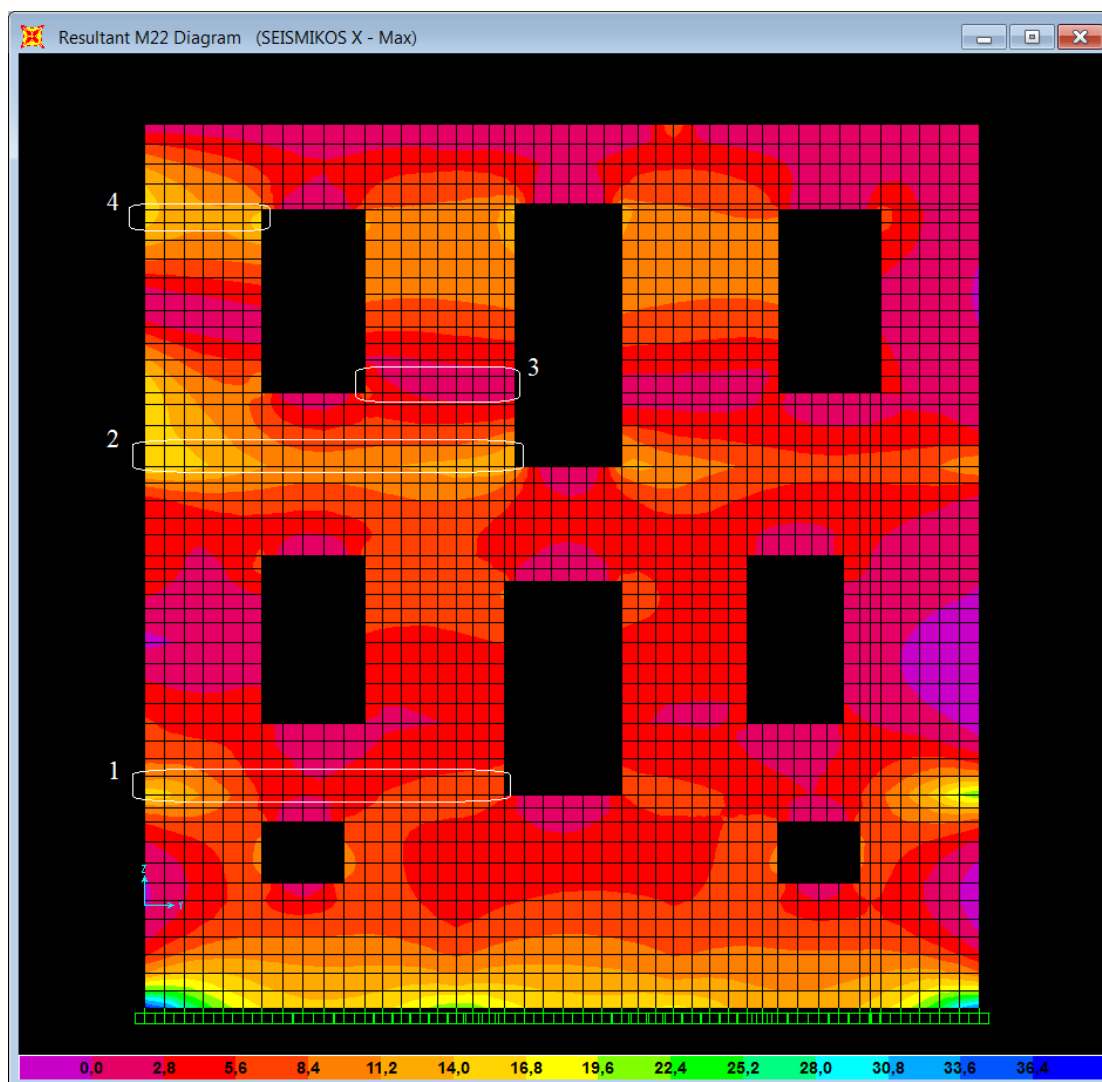
Πίνακας 6.1.2: Μετακινήσεις και στροφές των τριών σημείων

Παρατηρούμε πως η πάκτωση της ξυλοδεσιάς δεν επέφερε καμία διαφοροποίηση σε σχέση με το μοντέλο όπου υπήρχε μόνο διαφραγματική λειτουργία σε όλους τους ορόφους. Αντίστοιχα συμπεράσματα θα μπορούσαν να παρατηρηθούν και να εξαχθούν από πλήθος άλλων σημείων, πράγμα το οποίο δεν κρίθηκε σκόπιμο για λόγους ορθολογικής έκτασης της παρούσας εργασίας.

6.1.3.4) Κατανομή εντατικών μεγεθών - έλεγχος

Σε αυτή την ενότητα θα γίνει παρουσίαση της κατανομής των εντατικών μεγεθών που κατόπιν θα ελεγχθούν πάντα σε σύγκριση με το αρχικό μοντέλο. Οι πεσσοί που επιλέχθηκαν είναι οι ίδιοι με αυτούς που επιλέχθηκαν και ελέγχθηκαν σε κάθε εντατικό μέγεθος στα προηγούμενα κεφάλαια, ώστε να μπορεί να γίνει σύγκριση.

i) Εκτός επιπέδου κάμψη παράλληλα στις οριζόντιες ακμές



Εικόνα 6.1.5: Ισοδυναμικές καμπύλες M22 μετά την επέμβαση

Το παραπάνω σχήμα συγκρινόμενο με το αντίστοιχο του προηγούμενου Κεφαλαίου (σελ. 101) κάνει φανερό ότι μετά την επέμβαση οι τιμές των αναπτυσσόμενων ροπών είναι ίδιες σε σχέση με το μοντέλο που έχουμε μόνο διαφραγματική λειτουργία σε όλους τους ορόφους.

Έλεγχος

Πεσσός 1	Υπάρχουσα κατασκευή	Διαφραγματική λειτουργία σε όλους τους ορόφους	Διαφραγματική λειτουργία σε όλους τους ορόφους και πάκτωση ξυλοδεσιάς
Μήκος πεσσού (m)	4,39	4,39	4,39
Θλιβόμενο μήκος (m)	4,39	4,39	4,39
σ_d (KN/m ²)	-199,09	-201,83	-201,69
M_{Rd} (KNm)	140,52	141,84	141,77
M_{sd} (KNm)	85,39	28,72	28,72
Έλεγχος	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ

Πεσσός 2	Υπάρχουσα κατασκευή	Διαφραγματική λειτουργία σε όλους τους ορόφους	Διαφραγματική λειτουργία σε όλους τους ορόφους και πάκτωση ξυλοδεσιάς
Μήκος πεσσού (m)	4,52	4,52	4,52
Θλιβόμενο μήκος (m)	4,52	4,52	4,52
σ_d (KN/m ²)	-118,35	-122,72	-122,76
M_{Rd} (KNm)	96,96	99,92	99,95
M_{sd} (KNm)	83,19	50,38	50,48
Έλεγχος	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ

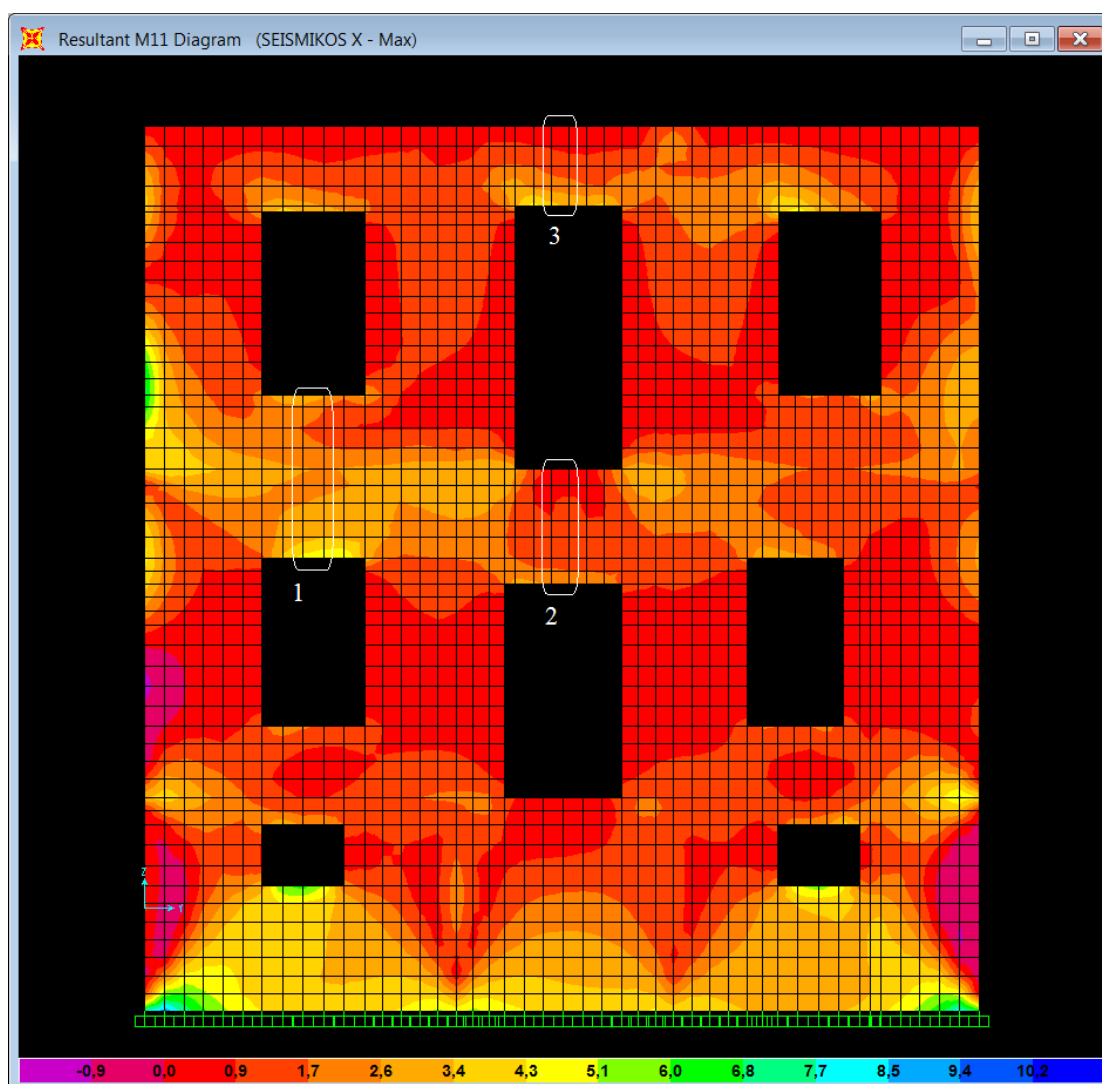
Πεσσός 3	Υπάρχουσα κατασκευή	Διαφραγματική λειτουργία σε όλους τους ορόφους	Διαφραγματική λειτουργία σε όλους τους ορόφους και πάκτωση ξυλοδεσιάς
Μήκος πεσσού (m)	1,84	1,84	1,84
Θλιβόμενο μήκος (m)	1,84	1,84	1,84
σ_d (KN/m ²)	-144,47	-149,20	-149,27
M_{Rd} (KNm)	46,42	47,61	47,63
M_{sd} (KNm)	51,91	4,68	4,79
Έλεγχος	ΔΕΝ ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ

Πεσσός 4	Υπάρχουσα κατασκευή	Διαφραγματική λειτουργία σε όλους τους ορόφους	Διαφραγματική λειτουργία σε όλους τους ορόφους και πάκτωση ξυλοδεσιάς
Μήκος πεσσού (m)	1,43	1,43	1,43
Θλιβόμενο μήκος (m)	1,43	1,43	1,43
σ_d (KN/m ²)	-82,04	-89,26	-89,21
M_{Rd} (2) (KNm)	22,34	24,08	24,06
M_{sd} (KNm)	28,91	18,64	18,65
Έλεγχος	ΔΕΝ ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ

Πίνακας 6.1.3: Συγκριτικός έλεγχος των υπό εξέταση πεσσών έναντι M22 πριν και μετά την επέμβαση

Από τους παραπάνω πίνακες βλέπουμε ότι πρακτικά η πάκτωση της ξυλοδεσιάς δεν επέφερε καμία διαφοροποίηση στα αποτελέσματα.

ii) Εκτός επιπέδου κάμψη παράλληλα στις κατακόρυφες ακμές



Εικόνα 6.1.6: Ισοδυναμικές καμπύλες M11 μετά την επέμβαση

Το παραπάνω σχήμα συγκρινόμενο με το αντίστοιχο του προηγούμενου Κεφαλαίου (σελ. 103) κάνει φανερό ότι μετά την επέμβαση οι τιμές των αναπτυσσόμενων ροπών είναι ίδιες σε σχέση με το μοντέλο που έχουμε μόνο διαφραγματική λειτουργία σε όλους τους ορόφους.

Έλεγχος

Πεσσός 1	Υπάρχουσα κατασκευή	Διαφραγματική λειτουργία σε όλους τους ορόφους	Διαφραγματική λειτουργία σε όλους τους ορόφους και πάκτωση ξυλοδεσιάς
Μήκος πεσσού (m)	1,99	1,99	1,99
f_{yk2} (KN/m ²)	200	200	200
M_{Rd} (KNm)	15,57	15,57	15,57
M_{sd} (KNm)	21,17	5,00	5,02
Έλεγχος	ΔΕΝ ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ

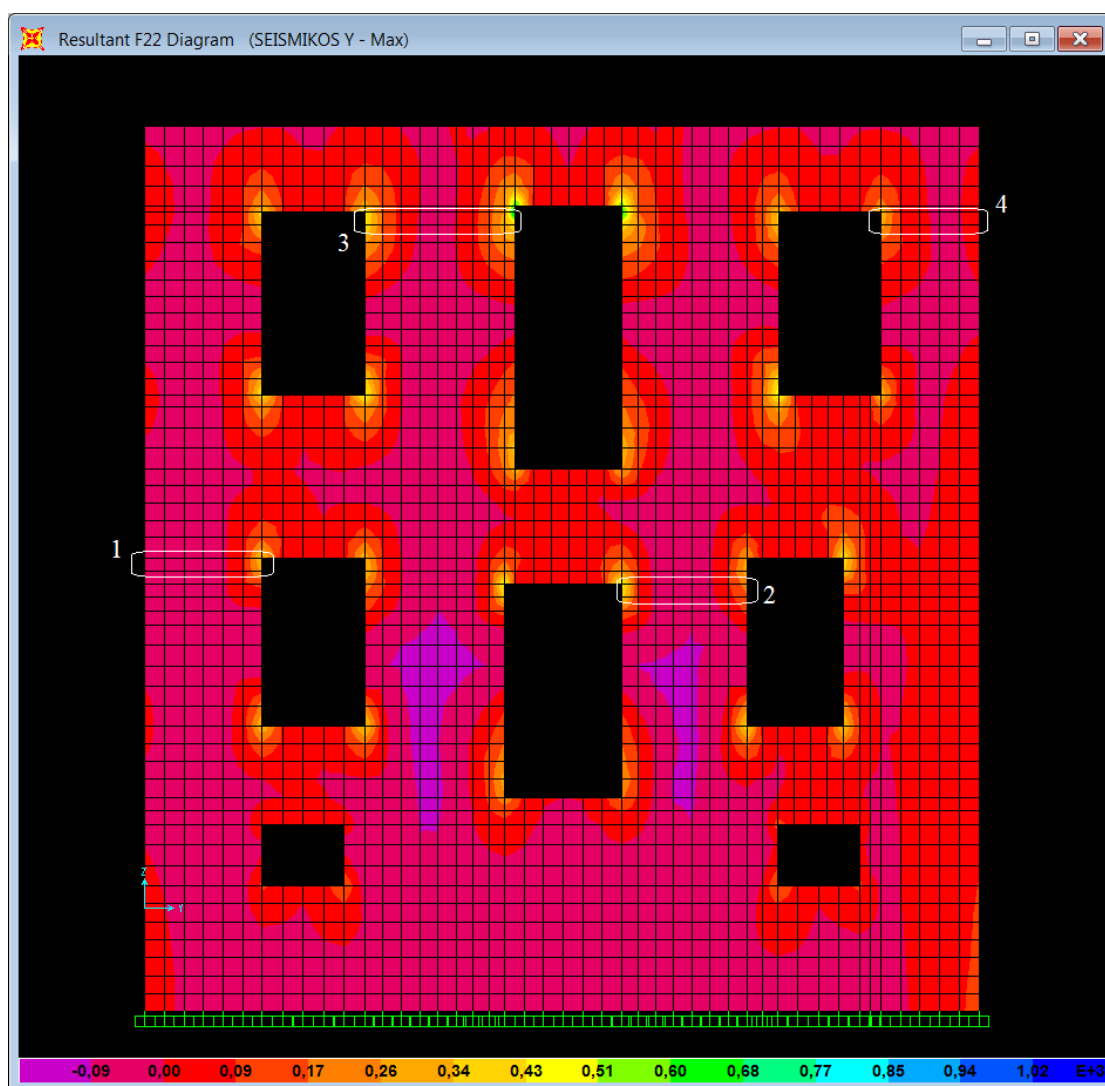
Πεσσός 2	Υπάρχουσα κατασκευή	Διαφραγματική λειτουργία σε όλους τους ορόφους	Διαφραγματική λειτουργία σε όλους τους ορόφους και πάκτωση ξυλοδεσιάς
Μήκος πεσσού (m)	1,4	1,4	1,4
f_{yk2} (KN/m ²)	200	200	200
M_{Rd} (KNm)	10,95	10,95	10,95
M_{sd} (KNm)	62,3	1,55	1,59
Έλεγχος	ΔΕΝ ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ

Πεσσός 3	Υπάρχουσα κατασκευή	Διαφραγματική λειτουργία σε όλους τους ορόφους	Διαφραγματική λειτουργία σε όλους τους ορόφους και πάκτωση ξυλοδεσιάς
Μήκος πεσσού (m)	0,97	0,97	0,97
f_{yk2} (KN/m ²)	200	200	200
M_{Rd} (KNm)	7,59	7,59	7,59
M_{sd} (KNm)	112,89	1,39	1,40
Έλεγχος	ΔΕΝ ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ

Πίνακας 6.1.4: Συγκριτικός έλεγχος των υπό εξέταση πεσσών έναντι M11 πριν και μετά την επέμβαση

Από τους παραπάνω πίνακες βλέπουμε ότι πρακτικά η πάκτωση της ξυλοδεσιάς δεν επέφερε καμία διαφοροποίηση στα αποτελέσματα.

iii) Εντός επιπέδου κάμψη



Εικόνα 6.1.7: Ισοδυναμικές καμπύλες F22 μετά την επέμβαση

Το παραπάνω σχήμα συγκρινόμενο με το αντίστοιχο του προηγούμενου Κεφαλαίου (σελ. 105) κάνει φανερό ότι μετά την επέμβαση οι τιμές των αναπτυσσόμενων κατακόρυφων δυνάμεων είναι ίδιες σε σχέση με το μοντέλο που έχουμε μόνο διαφραγματική λειτουργία σε όλους τους ορόφους.

Έλεγχος

Πεσσός 1	Υπάρχουσα κατασκευή	Διαφραγματική λειτουργία σε όλους τους ορόφους	Διαφραγματική λειτουργία σε όλους τους ορόφους και πάκτωση ξυλοδεσιάς
Μήκος πεσσού (m)	1,31	1,31	1,31
Θλιβόμενο μήκος (m)	1,31	1,31	1,31
σ_d (KN/m ²)	-193,15	-199,71	-199,62
M_{Rd} (KNm)	82,76	84,69	84,66
M_{sd} (KNm)	46,82	41,52	41,63
Έλεγχος	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ

Πεσσός 2	Υπάρχουσα κατασκευή	Διαφραγματική λειτουργία σε όλους τους ορόφους	Διαφραγματική λειτουργία σε όλους τους ορόφους και πάκτωση ξυλοδεσιάς
Μήκος πεσσού (m)	1,53	1,53	1,53
Θλιβόμενο μήκος (m)	1,53	1,53	1,53
σ_d (KN/m ²)	-239,53	-244,11	-243,67
M_{Rd} (KNm)	129,85	131,31	131,18
M_{sd} (KNm)	20,44	23,95	24,11
Έλεγχος	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ

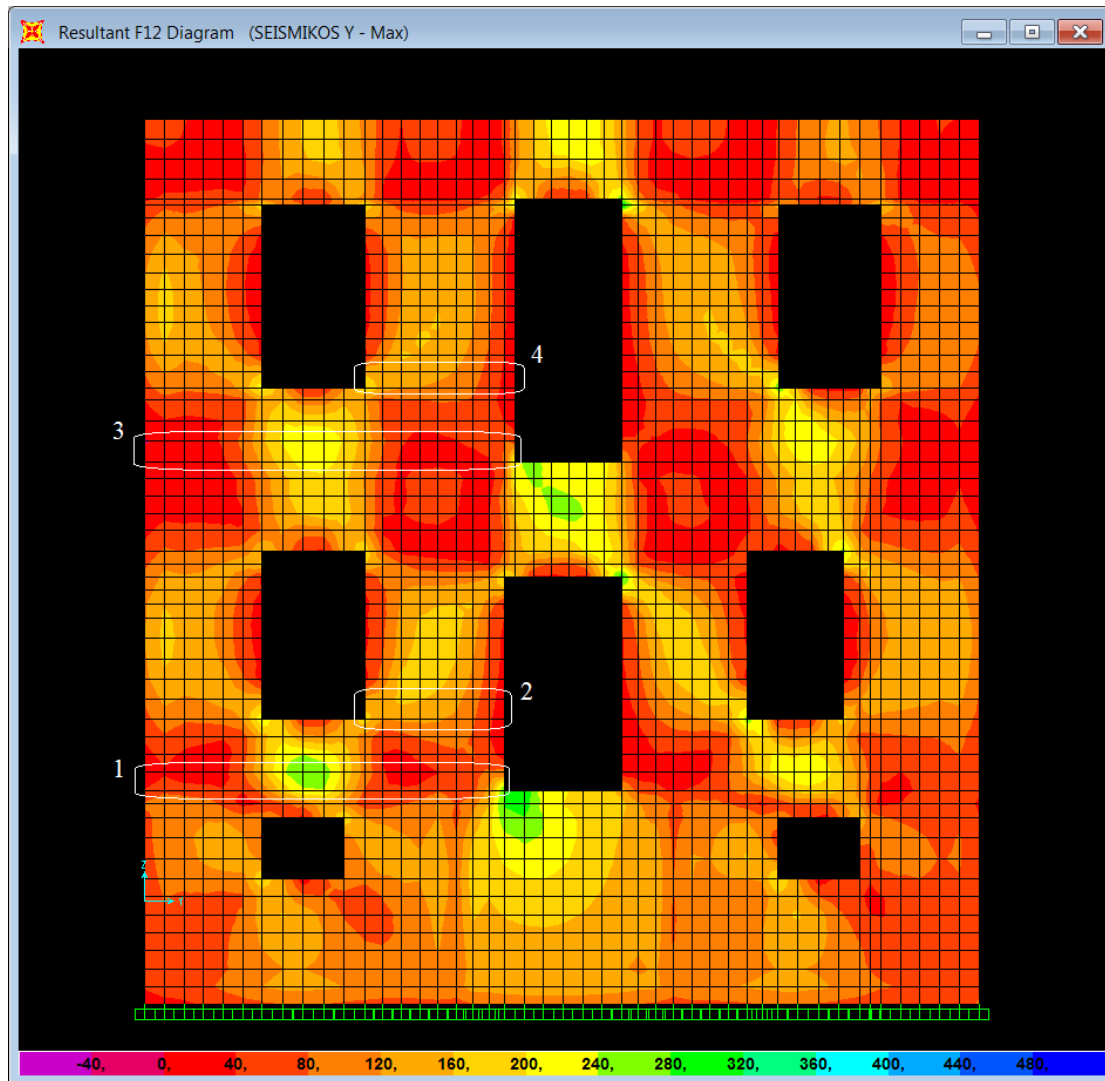
Πεσσός 3	Υπάρχουσα κατασκευή	Διαφραγματική λειτουργία σε όλους τους ορόφους	Διαφραγματική λειτουργία σε όλους τους ορόφους και πάκτωση ξυλοδεσιάς
Μήκος πεσσού (m)	1,84	1,84	1,84
Θλιβόμενο μήκος (m)	1,84	1,84	1,84
σ_d (KN/m ²)	-99,49	-104,25	-104,32
M_{Rd} (KNm)	96,40	100,36	100,42
M_{sd} (KNm)	25,35	13,63	13,73
Έλεγχος	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ

Πεσσός 4	Υπάρχουσα κατασκευή	Διαφραγματική λειτουργία σε όλους τους ορόφους	Διαφραγματική λειτουργία σε όλους τους ορόφους και πάκτωση ξυλοδεσιάς
Μήκος πεσσού (m)	1,2	1,2	1,2
Θλιβόμενο μήκος (m)	1,2	1,2	1,2
σ_d (KN/m ²)	-87,52	-91,22	-91,11
M_{Rd} (KNm)	36,66	38,02	37,98
M_{sd} (KNm)	21,45	26,71	26,79
Έλεγχος	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ

Πίνακας 6.1.5: Συγκριτικός έλεγχος των υπό εξέταση πεσσών έναντι εντός επιπέδου κάμψης πριν και μετά την επέμβαση

Από τους παραπάνω πίνακες βλέπουμε ότι πρακτικά η πάκτωση της ξυλοδεσιάς δεν επέφερε καμία διαφοροποίηση στα αποτελέσματα.

iv) Τέμνουσα δύναμη



Εικόνα 6.1.8: Ισοδυναμικές καμπύλες F12 μετά την επέμβαση

Το παραπάνω σχήμα συγκρινόμενο με το αντίστοιχο του προηγούμενου Κεφαλαίου (σελ. 107) κάνει φανερό ότι μετά την επέμβαση οι τιμές των αναπτυσσόμενων τεμνουσών δυνάμεων είναι ίδιες σε σχέση με το μοντέλο που έχουμε μόνο διαφραγματική λειτουργία σε όλους τους ορόφους.

Έλεγχος

Πεσσός 1	Υπάρχουσα κατασκευή	Διαφραγματική λειτουργία σε όλους τους ορόφους	Διαφραγματική λειτουργία σε όλους τους ορόφους και πάκτωση ξυλοδεσιάς
Μήκος πεσσού (m)	4,39	4,39	4,39
Θλιβόμενο μήκος (m)	4,39	4,39	4,39
σ_d (KN/m ²)	-212,29	-214,80	-214,65
V_{Rd} (KN)	293,15	294,73	294,64
V_{sd} (KN)	378,72	415,15	415,50
Έλεγχος	ΔΕΝ ΕΠΑΡΚΕΙ	ΔΕΝ ΕΠΑΡΚΕΙ	ΔΕΝ ΕΠΑΡΚΕΙ

Πεσσός 2	Υπάρχουσα κατασκευή	Διαφραγματική λειτουργία σε όλους τους ορόφους	Διαφραγματική λειτουργία σε όλους τους ορόφους και πάκτωση ξυλοδεσιάς
Μήκος πεσσού (m)	1,71	1,71	1,71
Θλιβόμενο μήκος (m)	1,71	1,71	1,71
σ_d (KN/m ²)	-303,12	-306,34	-305,98
V_{Rd} (KN)	136,62	137,42	137,33
V_{sd} (KN)	213,94	209,19	209,39
Έλεγχος	ΔΕΝ ΕΠΑΡΚΕΙ	ΔΕΝ ΕΠΑΡΚΕΙ	ΔΕΝ ΕΠΑΡΚΕΙ

Πεσσός 3	Υπάρχουσα κατασκευή	Διαφραγματική λειτουργία σε όλους τους ορόφους	Διαφραγματική λειτουργία σε όλους τους ορόφους και πάκτωση ξυλοδεσιάς
Μήκος πεσσού (m)	4,52	4,52	4,52
Θλιβόμενο μήκος (m)	4,52	4,52	4,52
σ_d (KN/m ²)	-126,14	-130,35	-130,38
V_{Rd} (KN)	245,58	248,33	248,34
V_{sd} (KN)	335,83	413,46	414,01
Έλεγχος	ΔΕΝ ΕΠΑΡΚΕΙ	ΔΕΝ ΕΠΑΡΚΕΙ	ΔΕΝ ΕΠΑΡΚΕΙ

Πεσσός 4	Υπάρχουσα κατασκευή	Διαφραγματική λειτουργία σε όλους τους ορόφους	Διαφραγματική λειτουργία σε όλους τους ορόφους και πάκτωση ξυλοδεσιάς
Μήκος πεσσού (m)	1,84	1,84	1,84
Θλιβόμενο μήκος (m)	1,84	1,84	1,84
σ_d (KN/m ²)	-159,26	-163,94	-164,03
V_{Rd} (KN)	108,77	110,02	110,04
V_{sd} (KN)	156,81	206,14	206,28
Έλεγχος	ΔΕΝ ΕΠΑΡΚΕΙ	ΔΕΝ ΕΠΑΡΚΕΙ	ΔΕΝ ΕΠΑΡΚΕΙ

Πίνακας 6.1.6: Συγκριτικός έλεγχος των υπό εξέταση πεσσών έναντι τέμνουσας πριν και μετά την επέμβαση

Από τους παραπάνω πίνακες βλέπουμε ότι πρακτικά η πάκτωση της ξυλοδεσιάς δεν επέφερε καμία διαφοροποίηση στα αποτελέσματα.

6.1.4) Συνολική αξιολόγηση επέμβασης

Σαν συνολική αξιολόγηση της επέμβασης, αποδεικνύεται πως δεν επιτυγχάνεται μέσω της συγκεκριμένης επέμβασης καμία βελτίωση στα αποτελέσματα και ως εκ τούτου η συγκεκριμένη επέμβαση απορρίπτεται.

6.2) ΔΙΑΦΡΑΓΜΑΤΙΚΗ ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΑ ΣΕ ΟΛΟΥΣ ΤΟΥΣ ΟΡΟΦΟΥΣ, ΕΝΕΜΑΤΑ ΚΑΙ ΑΡΜΟΛΟΓΗΜΑ

6.2.1) Γενικές πληροφορίες

Τα στοιχεία εφαρμογής κάθε μιας από τις δύο επεμβάσεις που θα συνδυαστούν στην παρούσα παράγραφο αναφέρθηκαν εκτενώς στο προηγούμενο κεφάλαιο.

6.2.2) Προσομοίωση επέμβασης

Η προσομοίωση της προσθήκης οριζόντιου διαφράγματος, μέσω διπλού σανιδώματος κάθετου στο αρχικό, στο ύψος των δαπέδων προσομοιώθηκε ως εξής:

- a) Διπλασιασμός των μόνιμων φορτίων των διαδοκίδων των πατωμάτων, λόγω του διπλού πετσώματος.
- b) Εφαρμογή διαφραγματικής λειτουργίας στο ύψος των πατωμάτων του υπογείου και του ισογείου.

Στο ύψος της στέψης των τοίχων του ισογείου και του Α' ορόφου (στο επίπεδο των στεγών), η υλοποίηση διαφραγματικής λειτουργίας επιτυγχάνεται μέσω διαζώματος - σενάζ από σπλισμένο σκυρόδεμα και προσομοιώνεται ως εξής:

- c) Επιβολή του ίδιου βάρους του διαζώματος ως κατανεμημένο φορτίο στη στέψη των τοίχων του ισογείου και του Α' ορόφου (στο επίπεδο των στεγών). Το κατανεμημένο αυτό φορτίο καταχωρήθηκε στο πρόγραμμα ως DEAD1 ώστε να συνυπολογιστεί στις ταλαντούμενες μάζες κατά τη δυναμική ανάλυση του φορέα και ισούται με:

$$g_{\text{διαζωμ}} = E_{\text{διαζωμ}} \times (\gamma_{\text{οπλ.σκυρ}} - \gamma_{\text{λιθ}}) = (0,50 \times 0,30) \times (25,00 - 22,00) = 0,45 \text{ KN/m}$$

- d) Εφαρμογή διαφραγματικής λειτουργίας στη στέψη των τοίχων του ισογείου και του Α' ορόφου.

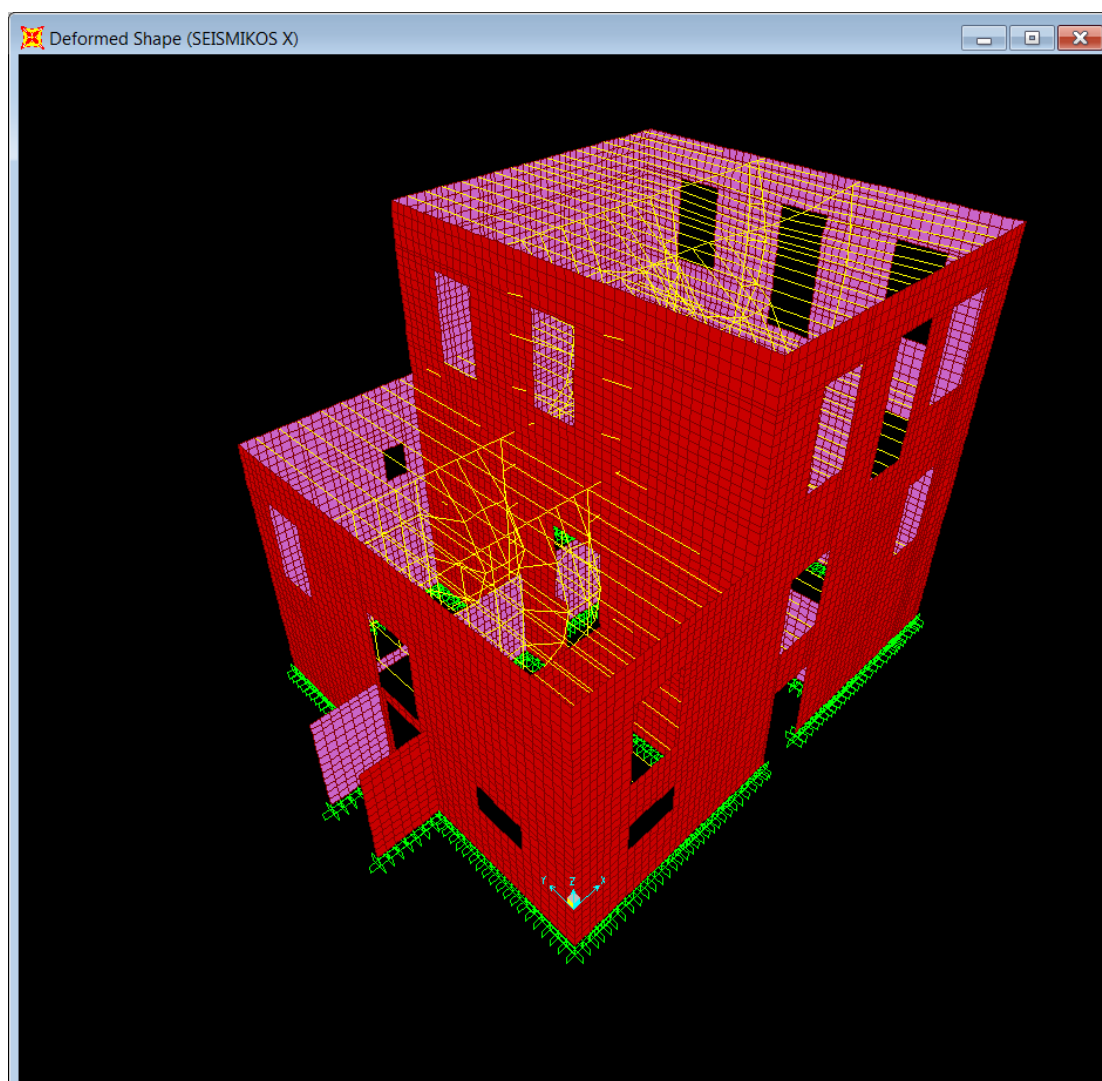
Η χρήση ενεμάτων και αρμολογήματος προσομοιώθηκε ως εξής:

- e) Μέτρο ελαστικότητας τοιχοποιίας: $E=5000000 \text{ MPa}$

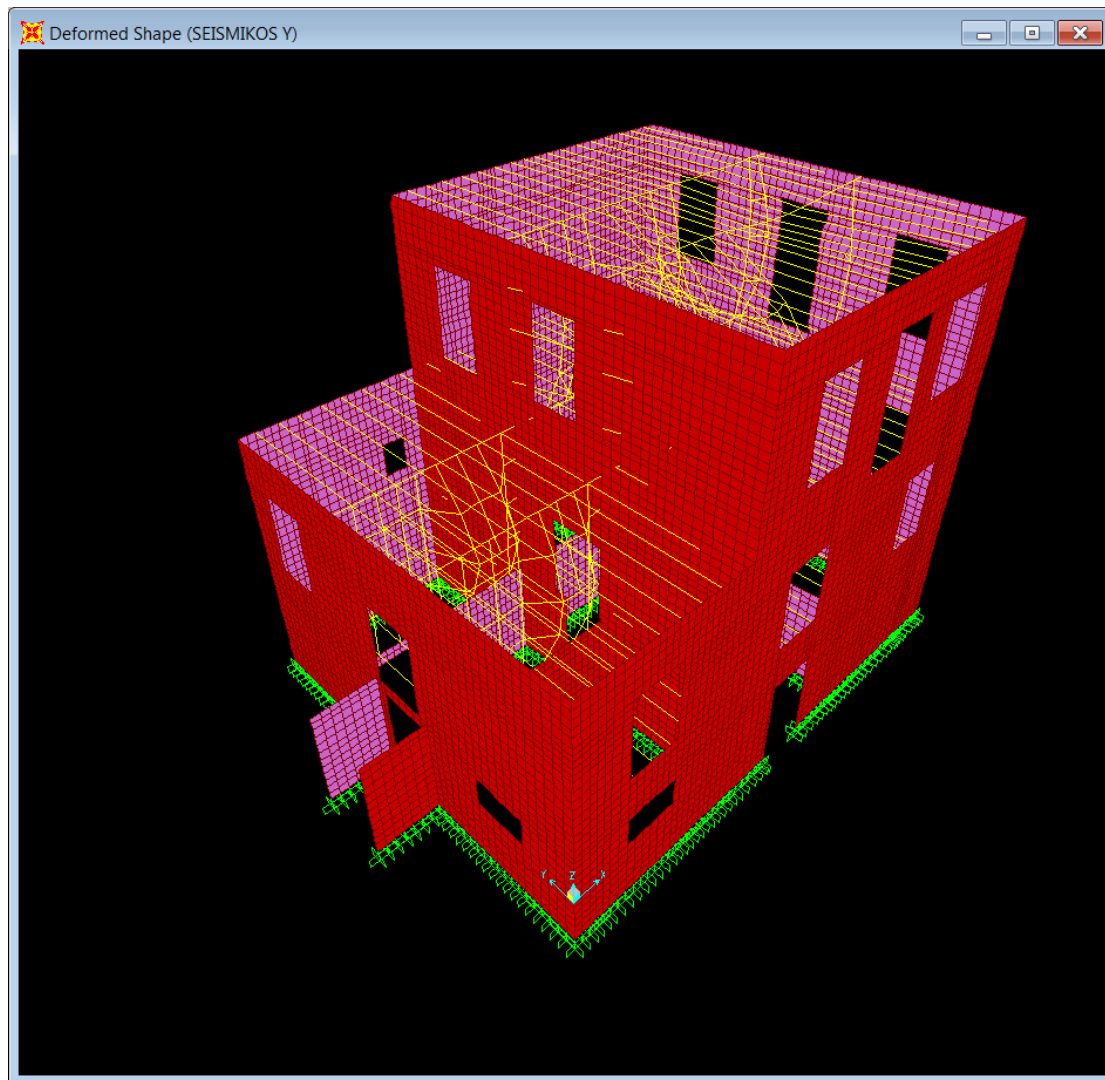
6.2.3) Αξιολόγηση επέμβασης

6.2.3.1) Μακροσκοπική παρατήρηση επέμβασης

Με μακροσκοπική παρατήρηση της δυναμικής απόκρισης του κτιρίου υπό σεισμική φόρτιση, με την ύπαρξη διαφραγματικής λειτουργίας σε όλους τους ορόφους και χρήση ενεμάτων - αρμολογήματος, είναι εμφανής ο περιορισμός όλων των παραμορφώσεων καθώς και της ιδιομορφής τύπου «αναπνοής» σε σχέση με το αρχικό μοντέλο, όσο και σε σχέση με το μοντέλο που έχουμε μόνο διαφραγματική λειτουργία σε όλους τους ορόφους και το μοντέλο που έχει γίνει χρήση μόνο ενεμάτων - αρμολογήματος.



Εικόνα 6.2.1: Παραμορφωμένη κατάσταση για φόρτιση με τον SEISMIKOS X



Εικόνα 6.2.2: Παραμορφωμένη κατάσταση για φόρτιση με τον SEISMIKOS Y

Σε αυτό το σημείο ακολουθεί αξιολόγηση της επέμβασης συγκριτικά με το αρχικό μοντέλο, με το μοντέλο που έχουμε διαφραγματική λειτουργία σε όλους τους ορόφους και με το μοντέλο που έχει γίνει χρήση ενεμάτων, σύμφωνα με:

- A) τις κύριες ιδιομορφές
- B) τις αναπτυσσόμενες μετακινήσεις κατά τους σεισμικούς συνδυασμούς
- Γ) τη διανομή των εντατικών μεγεθών και τον έλεγχό τους.

6.2.3.2) Ιδιομορφές

Από το αρχείο αποτελεσμάτων για τις ιδιομορφές του κτιρίου προέκυψε ο παρακάτω συμπυκνμένος πίνακας:

Διεύθυνση	Υπάρχουσα κατασκευή ($T_1=0,323$ sec)			Διαφραγματική λειτουργία σε όλους τους ορόφους ($T_1=0,186$ sec)		
	Ιδιομορφή	Ιδιοπερίοδος (sec)	Ποσοστό δρώσας ιδιομορφικής μάζας	Ιδιομορφή	Ιδιοπερίοδος (sec)	Ποσοστό δρώσας ιδιομορφικής μάζας
x	1 ^η	0,323	26,5%	2 ^η	0,170	37,7%
y	2 ^η	0,267	29,3%	1 ^η	0,186	35,2%
z	81 ^η	0,063	12,9%	64 ^η	0,061	36,4%

Διεύθυνση	Ενέματα και αρμολόγημα ($T_1=0,182$ sec)			Μετά την επέμβαση ($T_1=0,108$ sec)		
	Ιδιομορφή	Ιδιοπερίοδος (sec)	Ποσοστό δρώσας ιδιομορφικής μάζας	Ιδιομορφή	Ιδιοπερίοδος (sec)	Ποσοστό δρώσας ιδιομορφικής μάζας
x	1 ^η	0,182	25,5%	64 ^η	0,043	13,5%
y	2 ^η	0,150	28,0%	2 ^η	0,103	22,5%
z	96 ^η	0,034	27,6%	74 ^η	0,009	36,8%

Πίνακας 6.2.1: Ενδεικτικά στοιχεία ιδιομορφών πριν και μετά την επέμβαση

Παρατηρούμε πως οι ιδιοπερίοδοι του κτιρίου μετά την επέμβαση γίνονται μικρότερες, δηλαδή επιβάλλοντας στο κτίριο διαφραγματική λειτουργία και αυξάνοντας το μέτρο ελαστικότητας της τοιχοποιίας, αυτό γίνεται πολύ πιο δύσκαμπτο, τόσο σε σχέση με το αρχικό μοντέλο, όσο και σε σχέση με το μοντέλο που έχουμε διαφραγματική λειτουργία σε όλους τους ορόφους και το μοντέλο που έχει γίνει χρήση ενεμάτων. Παρατηρείται επίσης, ότι η πρώτη ιδιομορφή δεν έχει σημαντική συνεισφορά στην ένταση της φέρουσας τοιχοποιίας του κτιρίου καθ' όσον αφορά, κυρίως, στην ταλάντωση των ξύλινων στοιχείων. Αυτό οφείλεται στο ότι ο συνδυασμός διαφραγματικής λειτουργίας και αρμολογήματος έκανε το σύστημα των τοίχων πολύ πιο δύσκαμπτο από το σύστημα της ξυλοδεσιάς και των διαδοκίδων των πατωμάτων, με αποτέλεσμα κατά την πρώτη ιδιομορφή να ταλαντώνεται κυρίως το εύκαμπτο σύστημα των διαδοκίδων της οροφής του Α' ορόφου. Το γεγονός της παρουσίας της 64^{ης} ιδιομορφής ως σημαντικότερης για την μεταφορική κίνηση κατά x ερμηνεύεται κατά ανάλογο τρόπο αφού παρουσιάζεται πιο ομαλή κατανομή των ταλαντούμενων μαζών σε μεγαλύτερο αριθμό ιδιομορφών.

Το δομικό σύστημα του κτιρίου αποτελείται από το σύστημα της φέρουσας τοιχοποιίας αλλά και από αυτό των ξύλινων φερόντων στοιχείων (πλαίσια ξυλοδεσιάς, δάπεδα). Παρακάτω παρατίθενται οι πίνακες με τις 100 πρώτες ιδιομορφές, με επισήμανση σε πιο σύστημα αναφέρονται καθώς και ο συγκεντρωτικός πίνακας ιδιομορφών της τοιχοποιίας:

TABLE: Modal Participating Mass Ratios										
OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ	Ταλαντούμενο σύστημα
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	
MODAL	Mode	1	0,108284	0,00001631	4,225E-07	0,00077	0,00014	0,00067	7,066E-07	ξυλοδεσιά
MODAL	Mode	2	0,102761	0,06388	0,22536	0,00001152	0,17766	0,0413	0,09942	τοιχοποιία
MODAL	Mode	3	0,101891	0,0006	0,00159	1,174E-07	0,00126	0,00039	0,00064	ξυλοδεσιά
MODAL	Mode	4	0,101384	0,06217	0,12509	0,00001287	0,09924	0,04024	0,04684	τοιχοποιία
MODAL	Mode	5	0,096625	0,00181	0,000005004	5,792E-07	0,00001361	0,00117	0,00027	ξυλοδεσιά
MODAL	Mode	6	0,096139	0,00415	0,000001042	0,000001369	4,858E-07	0,00269	0,00058	ξυλοδεσιά
MODAL	Mode	7	0,09588	0,00526	0,00025	0,000001822	0,00014	0,00342	0,00135	ξυλοδεσιά
MODAL	Mode	8	0,095594	0,00489	0,00031	0,000001721	0,00018	0,00317	0,00147	ξυλοδεσιά
MODAL	Mode	9	0,095124	0,0074	0,00121	0,000002728	0,00078	0,00481	0,00332	ξυλοδεσιά
MODAL	Mode	10	0,094656	0,01119	0,00237	0,000004244	0,00155	0,00726	0,00609	μεικτό
MODAL	Mode	11	0,094259	0,00998	0,00399	0,000003944	0,00228	0,00647	0,00708	ξυλοδεσιά
MODAL	Mode	12	0,094012	0,02884	0,00977	0,00001149	0,00673	0,01871	0,02131	μεικτό
MODAL	Mode	13	0,093576	0,11775	0,05099	0,00004836	0,03469	0,07639	0,10341	τοιχοποιία
MODAL	Mode	14	0,093385	0,00001141	0,000004252	3,061E-09	0,00002941	0,000007383	0,00001365	ξυλοδεσιά
MODAL	Mode	15	0,093239	0,04335	0,02289	0,00001831	0,01634	0,02812	0,04254	ξυλοδεσιά
MODAL	Mode	16	0,093073	2,984E-09	9,626E-10	1,371E-12	6,685E-10	1,942E-09	2,553E-09	ξυλοδεσιά
MODAL	Mode	17	0,092823	0,11362	0,06727	0,00004914	0,04693	0,07363	0,12503	τοιχοποιία
MODAL	Mode	18	0,092541	0,02747	0,01553	0,00001204	0,01184	0,01781	0,03197	μεικτό
MODAL	Mode	19	0,091387	0,00156	0,00133	7,524E-07	0,00124	0,00101	0,00228	ξυλοδεσιά
MODAL	Mode	20	0,090626	0,00014	0,00008658	6,827E-08	0,00006232	0,00009207	0,00021	ξυλοδεσιά
MODAL	Mode	21	0,090573	0,00181	0,00435	9,842E-07	0,00315	0,00117	0,00488	ξυλοδεσιά
MODAL	Mode	22	0,089488	0,00018	0,00005892	9,244E-08	0,00009446	0,00012	0,00035	ξυλοδεσιά
MODAL	Mode	23	0,089131	0,00013	0,00004276	6,852E-08	0,0000744	0,00008694	0,00026	ξυλοδεσιά
MODAL	Mode	24	0,088771	0,00012	0,00002163	6,195E-08	0,00005032	0,00007919	0,00025	ξυλοδεσιά
MODAL	Mode	25	0,088236	0,00002529	0,000002692	1,302E-08	0,000009362	0,0000164	0,00005244	ξυλοδεσιά
MODAL	Mode	26	0,088228	0,00009191	0,00017	5,753E-08	0,00023	0,00005898	0,00019	ξυλοδεσιά
MODAL	Mode	27	0,088053	0,00006615	0,00005023	3,823E-08	0,00008569	0,00004263	0,00014	ξυλοδεσιά
MODAL	Mode	28	0,087963	0,0000539	0,00004568	3,168E-08	0,00007698	0,0000347	0,00011	ξυλοδεσιά
MODAL	Mode	29	0,087689	0,00005123	0,0000175	2,887E-08	0,00004446	0,00003301	0,0001	ξυλοδεσιά
MODAL	Mode	30	0,087601	0,00003418	0,000003446	1,872E-08	0,00002109	0,00002192	0,00004875	ξυλοδεσιά
MODAL	Mode	31	0,087559	0,00006715	0,00073	5,515E-08	0,00054	0,00004417	0,00052	ξυλοδεσιά
MODAL	Mode	32	0,087417	0,00004222	0,00007887	2,778E-08	0,00012	0,00002707	0,00009676	ξυλοδεσιά
MODAL	Mode	33	0,08724	0,00002604	0,00003918	1,713E-08	0,00006848	0,00001661	0,00004752	ξυλοδεσιά
MODAL	Mode	34	0,087162	0,00001481	0,00058	1,765E-08	0,00038	0,000009871	0,00025	ξυλοδεσιά
MODAL	Mode	35	0,087145	0,0001	0,00012	6,328E-08	0,00015	0,00006679	0,00037	ξυλοδεσιά
MODAL	Mode	36	0,086968	0,00001386	0,00001345	8,702E-09	0,00002359	0,000008927	0,00003468	ξυλοδεσιά
MODAL	Mode	37	0,086964	6,962E-07	0,000001859	2,46E-10	0,000001065	4,612E-07	0,000001886	ξυλοδεσιά
MODAL	Mode	38	0,086958	0,00003235	0,00003713	2,068E-08	0,00006312	0,00002081	0,00007996	ξυλοδεσιά
MODAL	Mode	39	0,086957	0,00011	0,00014	7,219E-08	0,00023	0,00007189	0,00028	ξυλοδεσιά
MODAL	Mode	40	0,086785	0,00006182	0,000008621	3,491E-08	0,00003397	0,00004002	0,00015	ξυλοδεσιά
MODAL	Mode	41	0,086509	0,00006205	0,00000479	3,103E-08	8,665E-07	0,00004044	0,00016	ξυλοδεσιά
MODAL	Mode	42	0,086505	3,877E-07	0,000008713	4,957E-11	0,000007343	2,664E-07	0,000001442	ξυλοδεσιά
MODAL	Mode	43	0,0865	0,00012	0,0000644	7,251E-08	0,00015	0,0000752	0,00028	ξυλοδεσιά
MODAL	Mode	44	0,086497	4,569E-08	1,402E-08	2,73E-11	4,184E-08	2,948E-08	1,118E-07	ξυλοδεσιά
MODAL	Mode	45	0,086412	0,00004198	0,00002099	2,602E-08	0,00005261	0,00002704	0,0001	ξυλοδεσιά
MODAL	Mode	46	0,086133	0,0000693	0,00002444	4,278E-08	0,00007479	0,00004464	0,00017	ξυλοδεσιά
MODAL	Mode	47	0,086129	2,898E-09	9,419E-10	1,785E-12	2,994E-09	1,867E-09	7,154E-09	ξυλοδεσιά
MODAL	Mode	48	0,085876	0,00003591	0,000007706	2,189E-08	0,00003029	0,00002315	0,00009034	ξυλοδεσιά
MODAL	Mode	49	0,085574	0,00001643	0,00007529	1,42E-08	0,00012	0,00001034	0,00003224	ξυλοδεσιά
MODAL	Mode	50	0,085574	0,000007263	0,00003321	6,277E-09	0,00005381	0,000004572	0,0000142	ξυλοδεσιά

Πίνακας 6.2.2: Ιδιομορφές 1-50

TABLE: Modal Participating Mass Ratios										
OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ	Ταλαντούμενο σύστημα
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	
MODAL	Mode	51	0,085111	0,00002788	0,000003747	1,757E-08	0,00002319	0,00001794	0,00007104	ξυλοδεσιά
MODAL	Mode	52	0,082658	0,000005853	0,00001153	5,488E-09	0,00003463	0,000003656	0,0000105	ξυλοδεσιά
MODAL	Mode	53	0,081884	0,000002789	0,00001496	3,359E-09	0,00003889	0,000001701	0,000002878	ξυλοδεσιά
MODAL	Mode	54	0,078884	1,083E-07	1,902E-07	6,529E-11	5,494E-08	6,96E-08	4,039E-07	ξυλοδεσιά
MODAL	Mode	55	0,078144	4,48E-08	2,725E-07	2,025E-11	1,862E-07	2,937E-08	2,194E-07	ξυλοδεσιά
MODAL	Mode	56	0,07542	1,777E-07	5,329E-07	1,132E-10	3,303E-07	1,129E-07	8,314E-07	ξυλοδεσιά
MODAL	Mode	57	0,075146	8,052E-08	2,162E-07	5,41E-11	1,153E-07	5,087E-08	3,637E-07	ξυλοδεσιά
MODAL	Mode	58	0,073862	4,893E-07	0,000002775	2,929E-10	0,000001711	2,743E-07	1,757E-07	ξυλοδεσιά
MODAL	Mode	59	0,072218	0,000001345	0,000001874	1,183E-09	0,000001052	7,583E-07	0,000002308	ξυλοδεσιά
MODAL	Mode	60	0,068662	0,000000341	7,514E-07	3,423E-10	5,463E-07	1,969E-07	0,000001356	ξυλοδεσιά
MODAL	Mode	61	0,0656	0,04372	0,07812	0,00005843	0,03632	0,02321	0,11611	τοιχοποιία
MODAL	Mode	62	0,053024	0,000001134	0,000000684	0,00072	0,00043	0,00088	0,000001222	ξυλοδεσιά
MODAL	Mode	63	0,044067	0,00177	0,00006391	0,00000945	0,000001165	0,00015	0,00013	ξυλοδεσιά
MODAL	Mode	64	0,043469	0,13533	0,00405	0,00044	0,000005579	0,00171	0,01073	ξυλοδεσιά
MODAL	Mode	65	0,042197	0,00005404	3,766E-08	0,00088	0,00016	0,00103	0,000003611	ξυλοδεσιά
MODAL	Mode	66	0,041831	0,00078	0,000005616	0,00000658	0,000001741	0,00004518	0,00009028	ξυλοδεσιά
MODAL	Mode	67	0,040096	0,000002823	0,00005541	4,575E-08	0,000005044	8,424E-11	0,00002301	ξυλοδεσιά
MODAL	Mode	68	0,040039	2,102E-08	0,00018	8,758E-08	0,00001247	7,373E-08	0,00008351	ξυλοδεσιά
MODAL	Mode	69	0,039256	0,00084	0,13113	0,0001	0,00858	0,00002329	0,05439	τοιχοποιία
MODAL	Mode	70	0,038401	0,000001628	0,00014	1,437E-07	0,000008155	1,093E-08	0,00005191	ξυλοδεσιά
MODAL	Mode	71	0,037422	0,00005042	0,000003294	0,000002401	5,497E-09	0,000008422	0,000001107	ξυλοδεσιά
MODAL	Mode	72	0,035141	9,739E-07	5,559E-09	0,00002222	0,000003627	0,00001876	0,00002534	ξυλοδεσιά
MODAL	Mode	73	0,03454	0,00009356	1,098E-08	0,00023	0,00007232	0,0003	0,00024	ξυλοδεσιά
MODAL	Mode	74	0,033595	0,00908	0,00014	0,36811	0,1255	0,36033	0,00943	τοιχοποιία
MODAL	Mode	75	0,03244	0,0001	0,00000194	0,00216	0,00133	0,0021	0,00019	ξυλοδεσιά
MODAL	Mode	76	0,031976	0,00993	0,00003293	0,13785	0,04437	0,03591	0,03623	τοιχοποιία
MODAL	Mode	77	0,031525	0,00007905	1,654E-07	0,00046	0,00033	0,00097	0,00025	ξυλοδεσιά
MODAL	Mode	78	0,030916	0,00005166	5,437E-08	0,00091	0,00037	0,00002666	3,976E-07	ξυλοδεσιά
MODAL	Mode	79	0,03068	0,00004629	0,000002345	0,00004975	0,00017	0,00005111	0,0000784	ξυλοδεσιά
MODAL	Mode	80	0,030332	0,00949	0,00008436	0,0174	0,00927	0,00002396	0,00573	μεικτό
MODAL	Mode	81	0,02975	0,00006016	0,00348	0,02165	0,10211	0,00936	0,00617	τοιχοποιία
MODAL	Mode	82	0,029415	0,00002302	0,000004217	0,00105	0,00038	0,00167	0,00007235	ξυλοδεσιά
MODAL	Mode	83	0,028391	0,00019	0,00016	0,00425	0,000001889	0,00052	0,00185	ξυλοδεσιά
MODAL	Mode	84	0,028094	0,00042	0,00014	0,00196	0,00338	0,00039	0,00393	ξυλοδεσιά
MODAL	Mode	85	0,027385	0,00001077	0,00207	0,00007659	0,00914	0,00059	0,00305	ξυλοδεσιά
MODAL	Mode	86	0,02718	0,000003687	0,00013	0,00021	0,00103	0,00042	0,0004	ξυλοδεσιά
MODAL	Mode	87	0,026744	2,769E-07	5,882E-07	8,946E-07	0,00003618	0,00000289	9,408E-07	ξυλοδεσιά
MODAL	Mode	88	0,026313	3,835E-07	0,000001111	0,00036	0,00017	0,00011	1,05E-08	ξυλοδεσιά
MODAL	Mode	89	0,025807	5,106E-08	0,000004076	4,988E-09	6,098E-09	1,202E-08	0,000002233	ξυλοδεσιά
MODAL	Mode	90	0,02547	0,00136	0,00013	0,00124	0,00003609	0,00002904	0,00000483	ξυλοδεσιά
MODAL	Mode	91	0,024943	1,046E-09	0,000004631	2,304E-07	1,418E-09	8,186E-09	0,000002052	ξυλοδεσιά
MODAL	Mode	92	0,024882	1,942E-08	0,0000092	1,501E-07	2,867E-07	2,865E-08	0,000001064	ξυλοδεσιά
MODAL	Mode	93	0,024805	1,426E-08	0,00000568	1,576E-07	7,717E-09	5,292E-09	0,000000968	ξυλοδεσιά
MODAL	Mode	94	0,024678	9,086E-09	0,000006513	3,005E-07	1,6E-10	3,393E-11	0,000000393	ξυλοδεσιά
MODAL	Mode	95	0,024558	8,515E-09	0,000013	0,000003009	0,00000313	1,599E-07	0,00000144	ξυλοδεσιά
MODAL	Mode	96	0,024504	0,00002135	0,00008637	0,00019	0,00022	0,0000155	0,000009612	ξυλοδεσιά
MODAL	Mode	97	0,024383	0,000001489	0,000008113	7,393E-10	0,000001787	8,165E-08	3,099E-08	ξυλοδεσιά
MODAL	Mode	98	0,024321	0,00057	0,00121	0,00058	0,00679	0,00044	0,00019	ξυλοδεσιά
MODAL	Mode	99	0,024231	2,377E-08	0,00000117	8,618E-07	0,000006817	4,971E-07	5,896E-07	ξυλοδεσιά
MODAL	Mode	100	0,02415	1,613E-08	0,000001922	5,401E-07	0,000003303	2,287E-07	1,382E-07	ξυλοδεσιά

Πίνακας 6.2.3: Ιδιομορφές 51-100

TABLE: Modal Participating Mass Ratios										
OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ	
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	
MODAL	Mode	2	0,102761	0,06388	0,22536	0,00001152	0,17766	0,0413	0,09942	
MODAL	Mode	4	0,101384	0,06217	0,12509	0,00001287	0,09924	0,04024	0,04684	
MODAL	Mode	13	0,093576	0,11775	0,05099	0,00004836	0,03469	0,07639	0,10341	
MODAL	Mode	17	0,092823	0,11362	0,06727	0,00004914	0,04693	0,07363	0,12503	
MODAL	Mode	61	0,0656	0,04372	0,07812	0,00005843	0,03632	0,02321	0,11611	
MODAL	Mode	64	0,043469	0,13533	0,00405	0,00044	0,000005579	0,00171	0,01073	
MODAL	Mode	69	0,039256	0,00084	0,13113	0,0001	0,00858	0,00002329	0,05439	
MODAL	Mode	74	0,033595	0,00908	0,00014	0,36811	0,1255	0,36033	0,00943	
MODAL	Mode	76	0,031976	0,00993	0,00003293	0,13785	0,04437	0,03591	0,03623	
MODAL	Mode	81	0,02975	0,00006016	0,00348	0,02165	0,10211	0,00936	0,00617	

Πίνακας 6.2.4: Συγκεντρωτικός πίνακας ιδιομορφών τοιχοποιίας

6.2.3.3) Μετακινήσεις

Ελέγχθηκαν επιλεκτικά τα τρία σημεία στο ύψος της στέψης του Α' ορόφου της κύριας όψης, τα οποία ελέγχθηκαν και στα προηγούμενα Κεφάλαια και φαίνονται στην Εικόνα 4.3.1. Στη συνέχεια εξήχθη ο πίνακας που παρουσιάζει τις μετακινήσεις και τις στροφές των τριών σημείων για τους δύο σεισμικούς συνδυασμούς.

TABLE: Joint Displacements										
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U1	U2	U3	R1	R2	R3	
Text	Text	Text	Text	m	m	m	Radians	Radians	Radians	
Υπάχουσα κατασκευή	297	SEISMICOS X	Combination	Max	0,006425	0,003443	0,000168	0,000333	0,001114	0,003839
	313	SEISMICOS X	Combination	Max	0,003273	0,003218	-0,000001334	0,000553	0,000608	0,003748
	7525	SEISMICOS X	Combination	Max	0,027121	0,002875	-0,000874	0,000371	0,00476	0,001558
	297	SEISMICOS Y	Combination	Max	0,003155	0,006835	0,000248	0,000791	0,000505	0,003859
	313	SEISMICOS Y	Combination	Max	0,002127	0,006817	0,000119	0,000824	0,000374	0,003861
	7525	SEISMICOS Y	Combination	Max	0,00897	0,006058	-0,00106	0,000697	0,001614	0,001094
Διαφρ. λειτουργία σε όλους τους ορόφους	297	SEISMICOS X	Combination	Max	0,006055	0,005031	-0,000175	0,000297	0,000414	0,000308
	313	SEISMICOS X	Combination	Max	0,004013	0,005031	0,000163	0,000346	0,000366	0,000308
	7525	SEISMICOS X	Combination	Max	0,004869	0,005031	-0,000712	0,000284	0,000312	0,000308
	297	SEISMICOS Y	Combination	Max	0,006236	0,006159	-0,000302	0,000394	0,000416	0,000382
	313	SEISMICOS Y	Combination	Max	0,003522	0,006159	0,000259	0,000434	0,000313	0,000382
	7525	SEISMICOS Y	Combination	Max	0,004646	0,006159	-0,000772	0,000351	0,000297	0,000382
Ενέματα	297	SEISMICOS X	Combination	Max	0,001775	0,000775	0,00002	0,000107	0,000312	0,001341
	313	SEISMICOS X	Combination	Max	0,000885	0,000662	-0,000034	0,000183	0,000172	0,001249
	7525	SEISMICOS X	Combination	Max	0,008613	0,000561	-0,000287	0,000075	0,00147	0,000414
	297	SEISMICOS Y	Combination	Max	0,000837	0,001876	0,000046	0,000262	0,000146	0,00132
	313	SEISMICOS Y	Combination	Max	0,000558	0,00186	0,000004942	0,000285	0,000114	0,00129
	7525	SEISMICOS Y	Combination	Max	0,002825	0,001609	-0,000341	0,000191	0,00049	0,000387
Διαφρ. λειτουργία σε όλους τους ορόφους και ενέματα	297	SEISMICOS X	Combination	Max	0,000839	0,00081	-0,000231	0,000045	0,00005	0,000054
	313	SEISMICOS X	Combination	Max	0,000505	0,00081	-0,000146	0,000067	0,000042	0,000054
	7525	SEISMICOS X	Combination	Max	0,00063	0,00081	-0,000312	0,000051	0,00005	0,000054
	297	SEISMICOS Y	Combination	Max	0,000951	0,001047	-0,000235	0,000064	0,000054	0,000068
	313	SEISMICOS Y	Combination	Max	0,00048	0,001047	-0,000115	0,000084	0,000037	0,000068
	7525	SEISMICOS Y	Combination	Max	0,000662	0,001047	-0,000317	0,000065	0,000045	0,000068

Πίνακας 6.2.5: Μετακινήσεις και στροφές των τριών σημείων

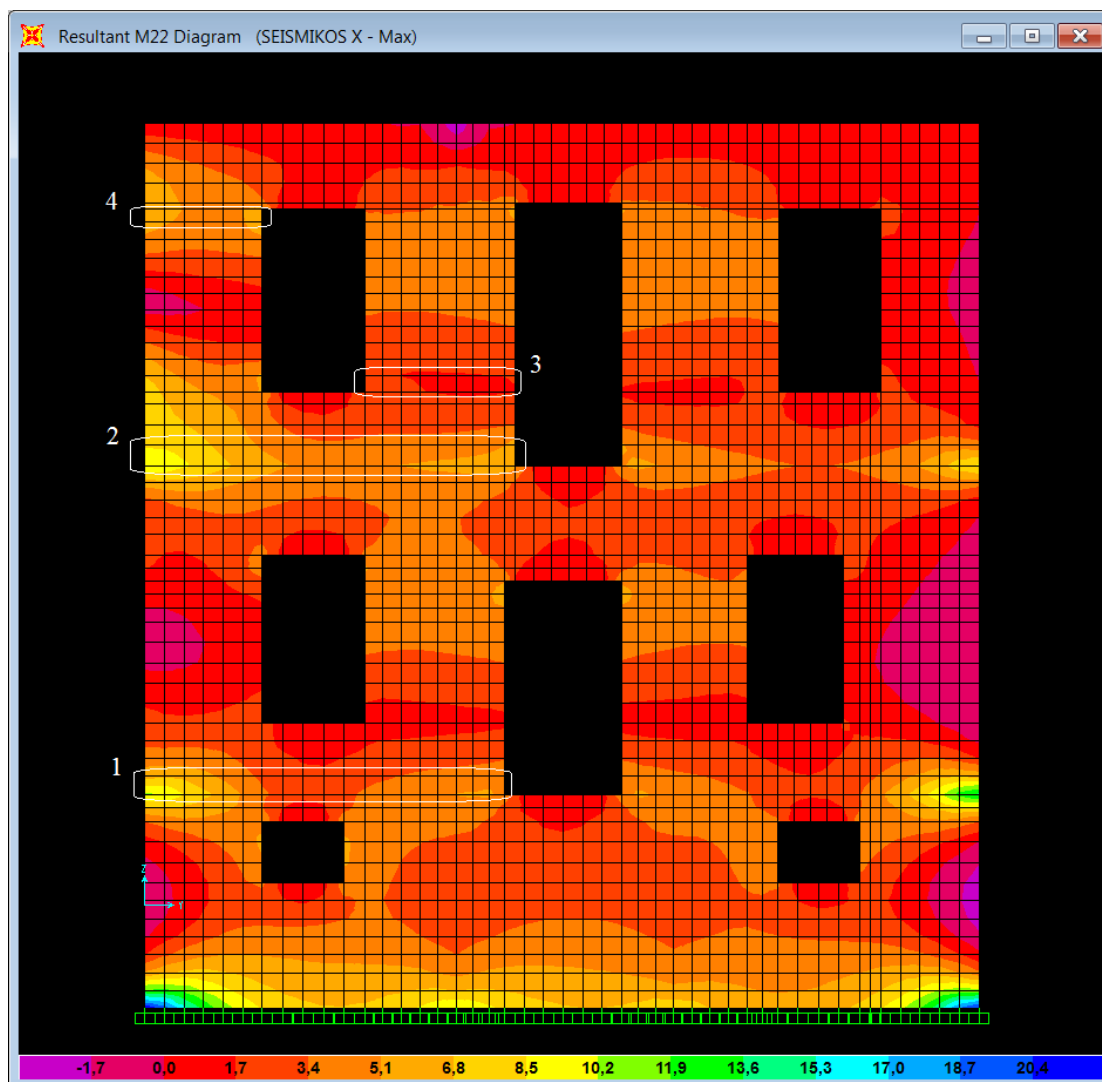
Παρατηρούμε πως με τον συνδυασμό διαφραγματικής λειτουργίας και ενεμάτων συνδυάστηκαν τα θετικά αποτελέσματα των μοντέλων όπου έχουμε μόνο διαφραγματική λειτουργία και μόνο χρήση ενεμάτων αφού δεν εμφανίζονται μεγάλες μετακινήσεις κατά x για τον σεισμικό συνδυασμό x (δεν υπάρχει η διάθεση «αναπνοής») και οι μετακινήσεις είναι γενικώς μικρότερες σε σχέση με όλα τα άλλα μοντέλα.

Αντίστοιχα συμπεράσματα θα μπορούσαν να παρατηρηθούν και να εξαχθούν από πλήθος άλλων σημείων, πράγμα το οποίο δεν κρίθηκε σκόπιμο για λόγους ορθολογικής έκτασης της παρούσας εργασίας.

6.2.3.4) Κατανομή εντατικών μεγεθών - έλεγχος

Σε αυτή την ενότητα θα γίνει παρουσίαση της κατανομής των εντατικών μεγεθών που κατόπιν θα ελεγχθούν σε σύγκριση με το αρχικό μοντέλο, με το μοντέλο που έχουμε μόνο διαφραγματική λειτουργία σε όλους τους ορόφους και με το μοντέλο που έχει γίνει χρήση μόνο ενεμάτων - αρμολογήματος. Οι πεσσοί που επιλέχθηκαν είναι οι ίδιοι με αυτούς που επιλέχθηκαν και ελέγχθηκαν σε κάθε εντατικό μέγεθος στα προηγούμενα κεφάλαια, ώστε να μπορεί να γίνει σύγκριση.

ι) Εκτός επιπέδου κάμψη παράλληλα στις οριζόντιες ακμές



Εικόνα 6.2.3: Ισοδυναμικές καμπύλες M22 μετά την επέμβαση

Το παραπάνω σχήμα συγκρινόμενο με τα αντίστοιχα των προηγούμενων Κεφαλαίων γίνεται φανερό ότι μετά την επέμβαση οι τιμές των αναπτυσσόμενων ροπών είναι πολύ μειωμένες σε σχέση με τα υπόλοιπα μοντέλα.

Έλεγχος

Πεσσός 1	Υπάρχουσα κατασκευή	Διαφρ. λειτουργία σε όλους τους ορόφους	Ενέματα	Διαφρ. λειτουργία σε όλους τους ορόφους και ενέματα
Μήκος πεσσού (m)	4,39	4,39	4,39	4,39
Θλιβόμενο μήκος (m)	4,39	4,39	4,39	4,39
σ_d (KN/m ²)	-199,09	-201,83	-202,06	-204,51
M_{Rd} (KNm)	140,52	141,84	141,95	143,11
M_{sd} (KNm)	85,39	28,72	89,02	19,65
Έλεγχος	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ

Πεσσός 2	Υπάρχουσα κατασκευή	Διαφρ. λειτουργία σε όλους τους ορόφους	Ενέματα	Διαφρ. λειτουργία σε όλους τους ορόφους και ενέματα
Μήκος πεσσού (m)	4,52	4,52	4,52	4,52
Θλιβόμενο μήκος (m)	4,52	4,52	4,52	4,52
σ_d (KN/m ²)	-118,35	-122,72	-119,95	-124,00
M_{Rd} (KNm)	96,96	99,92	98,05	100,78
M_{sd} (KNm)	83,19	50,38	65,37	25,36
Έλεγχος	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ

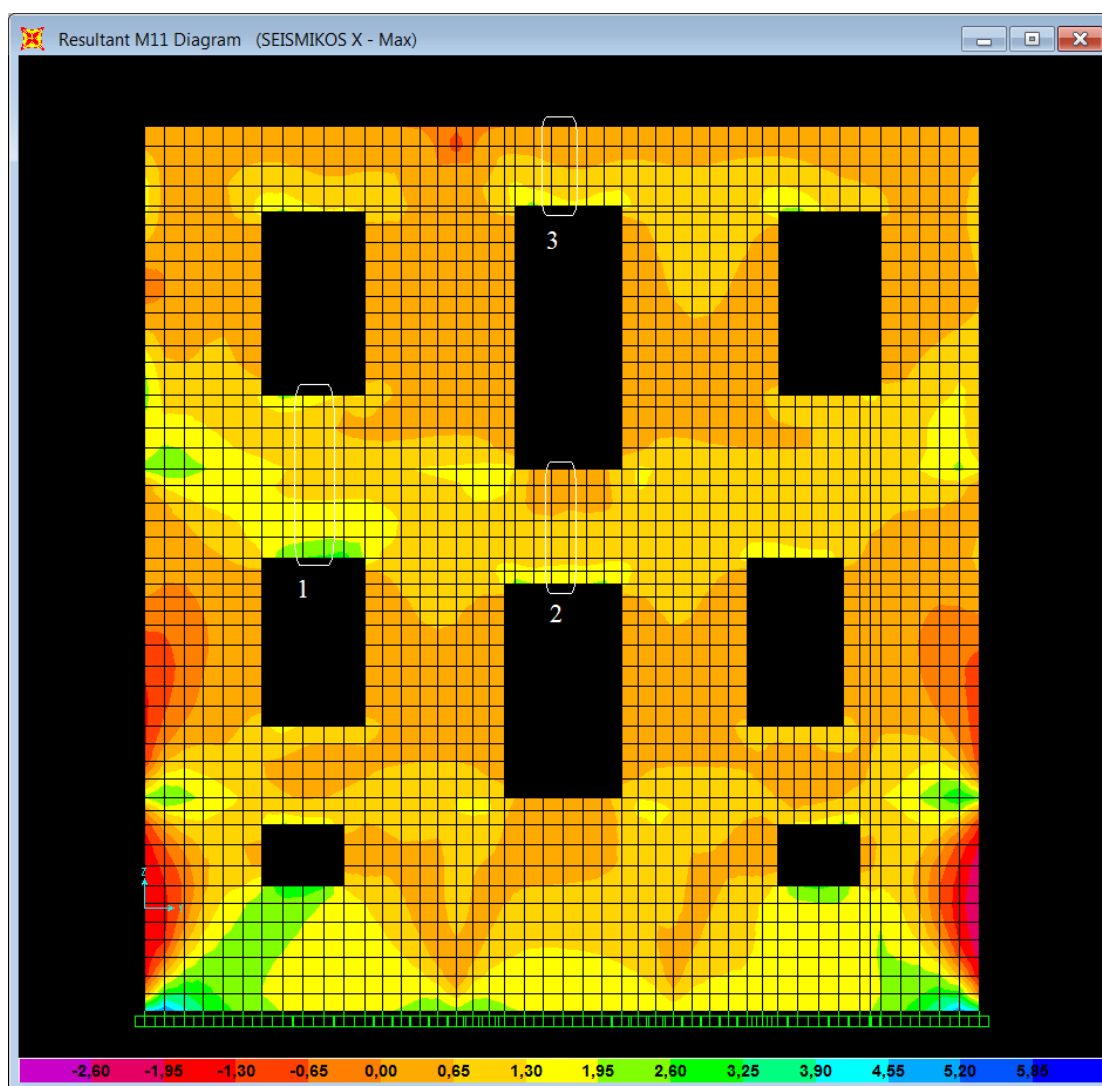
Πεσσός 3	Υπάρχουσα κατασκευή	Διαφρ. λειτουργία σε όλους τους ορόφους	Ενέματα	Διαφρ. λειτουργία σε όλους τους ορόφους και ενέματα
Μήκος πεσσού (m)	1,84	1,84	1,84	1,84
Θλιβόμενο μήκος (m)	1,84	1,84	1,84	1,84
σ_d (KN/m ²)	-144,47	-149,20	-148,50	-152,53
M_{Rd} (KNm)	46,42	47,61	47,44	48,44
M_{sd} (KNm)	51,91	4,68	42,73	3,52
Έλεγχος	ΔΕΝ ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ

Πεσσός 4	Υπάρχουσα κατασκευή	Διαφρ. λειτουργία σε όλους τους ορόφους	Ενέματα	Διαφρ. λειτουργία σε όλους τους ορόφους και ενέματα
Μήκος πεσσού (m)	1,43	1,43	1,43	1,43
Θλιβόμενο μήκος (m)	1,43	1,43	1,43	1,43
σ_d (KN/m ²)	-82,04	-89,26	-82,58	-90,69
M_{Rd} (KNm)	22,34	24,08	22,47	24,42
M_{sd} (KNm)	28,91	18,64	28,23	7,55
Έλεγχος	ΔΕΝ ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΔΕΝ ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ

Πίνακας 6.2.6: Συγκριτικός έλεγχος των υπό εξέταση πεσσών έναντι M22 πριν και μετά την επέμβαση

Από τους παραπάνω πίνακες βλέπουμε ότι σε όλους τους πεσσούς ικανοποιούνται οι έλεγχοι. Είναι φανερό ότι η ύπαρξη διαφραγματικής λειτουργίας σε όλους τους ορόφους και η αύξηση του μέτρου ελαστικότητας με τα ενέματα και το αρμολόγημα οδήγησε σε τεράστια μείωση των δρωσών ροπών.

ii) Εκτός επιπέδου κάμψη παράλληλα στις κατακόρυφες ακμές



Εικόνα 6.2.2: Ισοδυναμικές καμπύλες M11 μετά την επέμβαση

Το παραπάνω σχήμα συγκρινόμενο με τα αντίστοιχα των προηγούμενων Κεφαλαίων κάνει φανερό ότι μετά την επέμβαση οι τιμές των αναπτυσσόμενων ροπών είναι πάρα πολύ μειωμένες σε σχέση με το υπάρχον κτίριο και με το μοντέλο που έχει γίνει χρήση μόνο ενεμάτων - αρμολογήματος και σχετικά μικρότερες από το μοντέλο που έχουμε μόνο διαφραγματική λειτουργία σε όλους τους ορόφους.

Έλεγχος

Πεσσός 1	Υπάρχουσα κατασκευή	Διαφρ. λειτουργία σε όλους τους ορόφους	Ενέματα	Διαφρ. λειτουργία σε όλους τους ορόφους και ενέματα
Μήκος πεσσού (m)	1,99	1,99	1,99	1,99
f_{yk2} (KN/m ²)	200	200	200	200
M_{Rd} (KNm)	15,57	15,57	15,56	15,56
M_{sd} (KNm)	21,17	5,00	21,40	2,63
Έλεγχος	ΔΕΝ ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΔΕΝ ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ

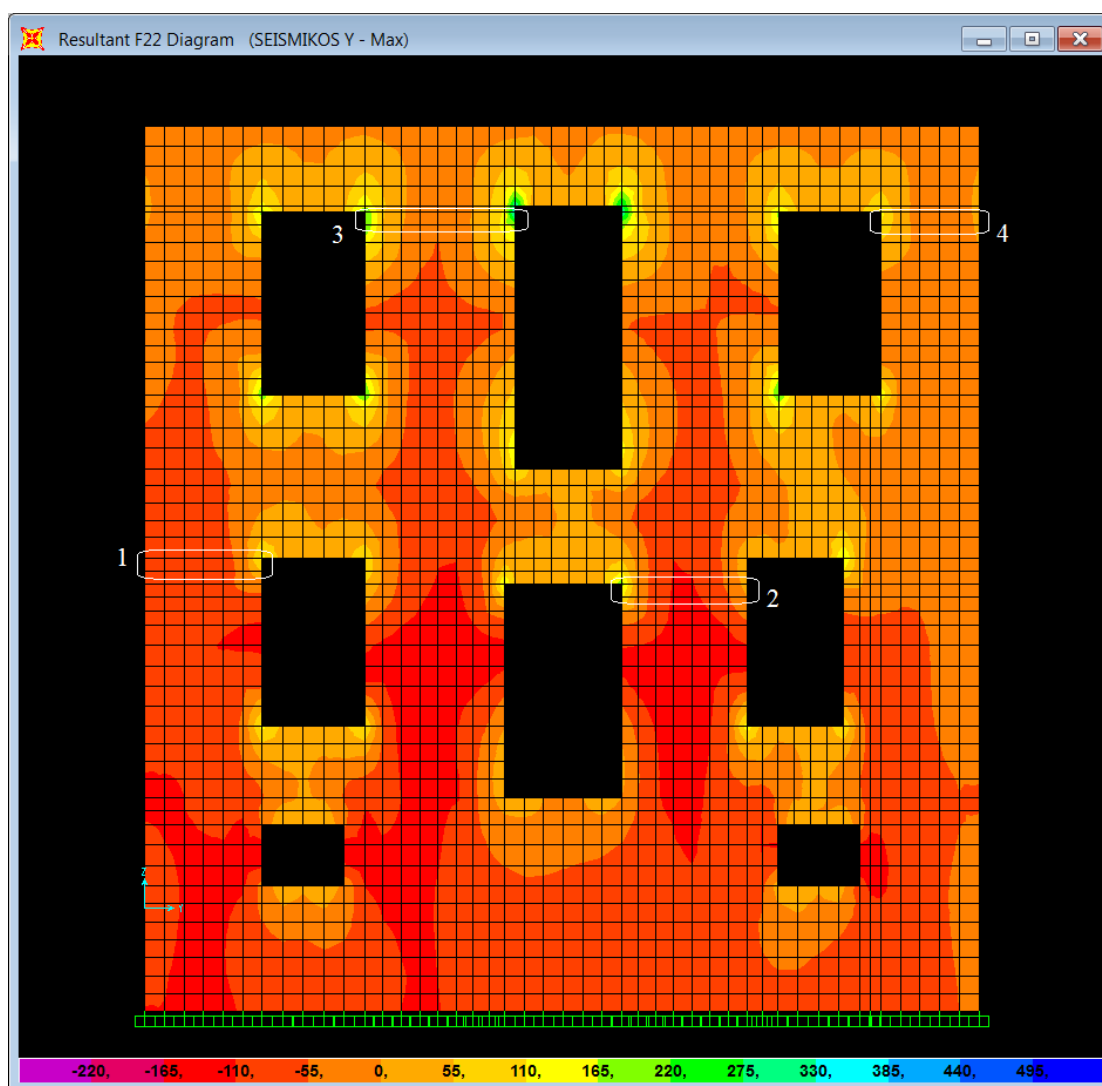
Πεσσός 2	Υπάρχουσα κατασκευή	Διαφρ. λειτουργία σε όλους τους ορόφους	Ενέματα	Διαφρ. λειτουργία σε όλους τους ορόφους και ενέματα
Μήκος πεσσού (m)	1,4	1,4	1,4	1,4
f_{yk2} (KN/m ²)	200	200	200	200
M_{Rd} (KNm)	10,95	10,95	10,95	10,95
M_{sd} (KNm)	62,3	1,55	64,53	1,17
Έλεγχος	ΔΕΝ ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΔΕΝ ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ

Πεσσός 3	Υπάρχουσα κατασκευή	Διαφρ. λειτουργία σε όλους τους ορόφους	Ενέματα	Διαφρ. λειτουργία σε όλους τους ορόφους και ενέματα
Μήκος πεσσού (m)	0,97	0,97	0,97	0,97
f_{yk2} (KN/m ²)	200	200	200	200
M_{Rd} (KNm)	7,59	7,59	7,59	7,59
M_{sd} (KNm)	112,89	1,39	120,70	0,66
Έλεγχος	ΔΕΝ ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΔΕΝ ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ

Πίνακας 6.2.7: Συγκριτικός έλεγχος των υπό εξέταση πεσσών έναντι M11 πριν και μετά την επέμβαση

Από τους παραπάνω πίνακες βλέπουμε ότι με την ύπαρξη διαφραγματικής λειτουργίας σε όλους τους ορόφους και την αύξηση του μέτρου ελαστικότητας μέσω των ενεμάτων και του αρμολογήματος έχουμε τεράστια μείωση των δρwsών ροπών σε όλους τους πεσσούς, επιτυγχάνοντας έτσι την ικανοποίηση όλων των ελέγχων.

iii) Εντός επιπέδου κάμψη



Εικόνα 6.2.3: Ισοδυναμικές καμπύλες F22 μετά την επέμβαση

Το παραπάνω σχήμα συγκρινόμενο με το αντίστοιχα του προηγούμενων Κεφαλαίων κάνει φανερό ότι μετά την επέμβαση οι τιμές των αναπτυσσόμενων κατακόρυφων δυνάμεων παρουσιάζουν διαφοροποιήσεις σε σχέση με τα υπόλοιπα μοντέλα.

Έλεγχος

Πεσσός 1	Υπάρχουσα κατασκευή	Διαφρ. λειτουργία σε όλους τους ορόφους	Ενέματα	Διαφρ. λειτουργία σε όλους τους ορόφους και ενέματα
Μήκος πεσσού (m)	1,31	1,31	1,31	1,31
Θλιβόμενο μήκος (m)	1,31	1,31	1,31	1,31
σ_d (KN/m ²)	-193,15	-199,71	-195,06	-201,51
M_{Rd} (KNm)	82,76	84,69	101,15	104,24
M_{sd} (KNm)	46,82	41,52	39,08	15,6
Έλεγχος	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ

Πεσσός 2	Υπάρχουσα κατασκευή	Διαφρ. λειτουργία σε όλους τους ορόφους	Ενέματα	Διαφρ. λειτουργία σε όλους τους ορόφους και ενέματα
Μήκος πεσσού (m)	1,53	1,53	1,53	1,53
Θλιβόμενο μήκος (m)	1,53	1,53	1,53	1,53
σ_d (KN/m ²)	-239,53	-244,11	-247,09	-250,72
M_{Rd} (KNm)	129,85	131,31	171,26	173,53
M_{sd} (KNm)	20,44	23,95	14,64	15,55
Έλεγχος	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ

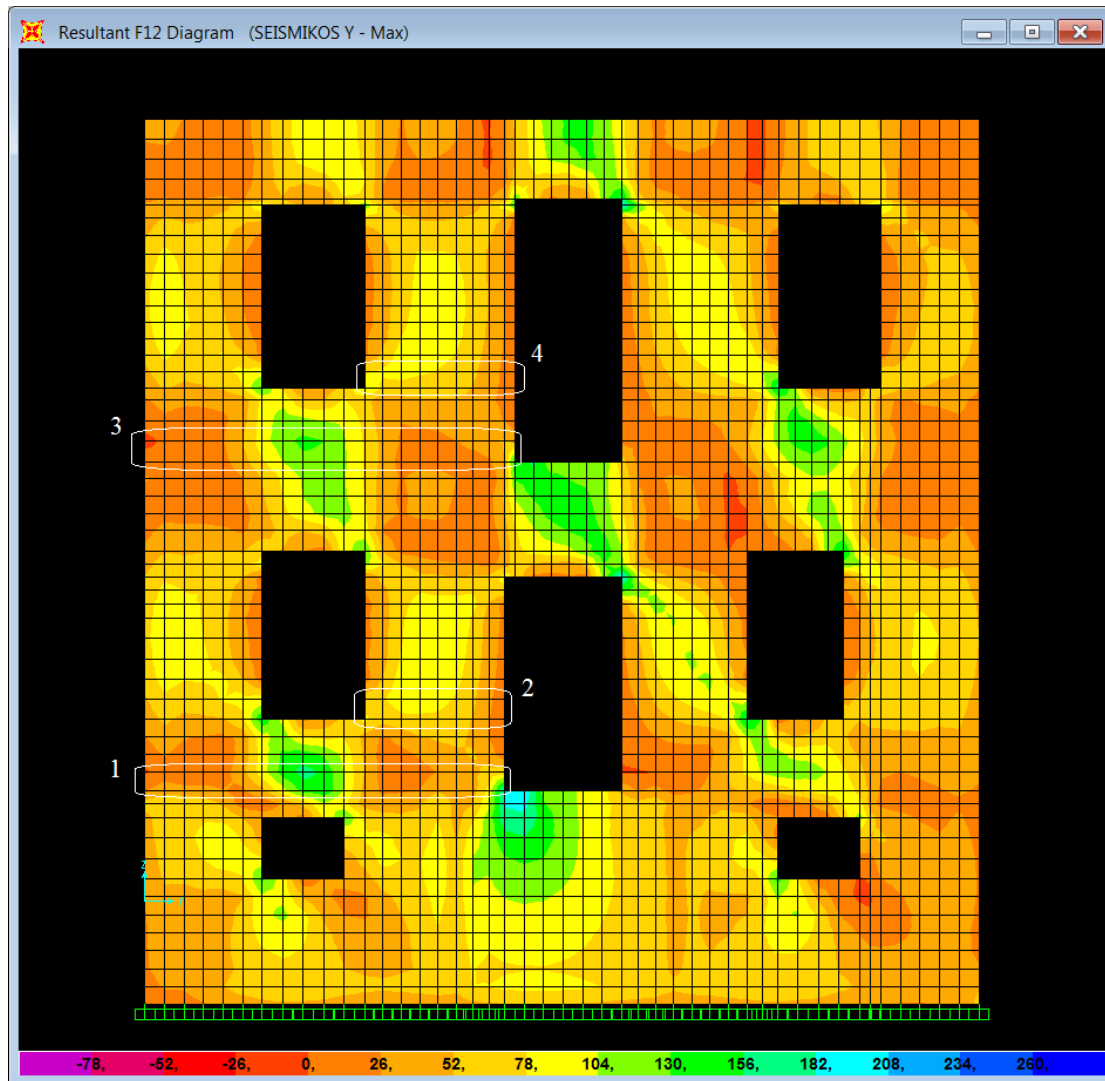
Πεσσός 3	Υπάρχουσα κατασκευή	Διαφρ. λειτουργία σε όλους τους ορόφους	Ενέματα	Διαφρ. λειτουργία σε όλους τους ορόφους και ενέματα
Μήκος πεσσού (m)	1,84	1,84	1,84	1,84
Θλιβόμενο μήκος (m)	1,84	1,84	1,84	1,84
σ_d (KN/m ²)	-99,49	-104,25	-103,54	-107,60
M_{Rd} (KNm)	96,40	100,36	109,68	113,81
M_{sd} (KNm)	25,35	13,63	19,47	5,16
Έλεγχος	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ

Πεσσός 4	Υπάρχουσα κατασκευή	Διαφρ. λειτουργία σε όλους τους ορόφους	Ενέματα	Διαφρ. λειτουργία σε όλους τους ορόφους και ενέματα
Μήκος πεσσού (m)	1,2	1,2	1,2	1,2
Θλιβόμενο μήκος (m)	1,2	1,2	1,2	1,2
σ_d (KN/m ²)	-87,52	-91,22	-88,13	-92,91
M_{Rd} (KNm)	36,66	38,02	39,94	42,03
M_{sd} (KNm)	21,45	26,71	18,20	11,54
Έλεγχος	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ

Πίνακας 6.2.8: Συγκριτικός έλεγχος των υπό εξέταση πεσσών έναντι εντός επιπέδου κάμψης πριν και μετά την επέμβαση

Από τους παραπάνω πίνακες βλέπουμε ότι με την ύπαρξη διαφραγματικής λειτουργίας σε όλους τους ορόφους και τη χρήση ενεμάτων και αρμολογήματος επετεύχθη σημαντική βελτίωση, καθώς έχουμε μικρή αύξηση των αντοχών σε όλους τους πεσσούς σε σχέση με τα άλλα τρία μοντέλα και ταυτόχρονα μεγάλη μείωση των δροσών ροπών.

iv) Τέμνουσα δύναμη



Εικόνα 6.2.4: Ισοδυναμικές καμπύλες F12 μετά την επέμβαση

Το παραπάνω σχήμα συγκρινόμενο με τα αντίστοιχα των προηγούμενων Κεφαλαίων κάνει φανερό ότι μετά την επέμβαση οι τιμές των αναπτυσσόμενων τεμνουσών δυνάμεων είναι πολύ μειωμένες σε σχέση με τα υπόλοιπα μοντέλα.

Έλεγχος

Πεσσός 1	Υπάρχουσα κατασκευή	Διαφρ. λειτουργία σε όλους τους ορόφους	Ενέματα	Διαφρ. λειτουργία σε όλους τους ορόφους και ενέματα
Μήκος πεσσού (m)	4,39	4,39	4,39	4,39
Θλιβόμενο μήκος (m)	4,39	4,39	4,39	4,39
σ_d (KN/m ²)	-212,29	-214,80	-215,35	-217,55
V_{Rd} (KN)	293,15	294,73	864,75	865,80
V_{sd} (KN)	378,72	415,15	329,65	239,11
Έλεγχος	ΔΕΝ ΕΠΑΡΚΕΙ	ΔΕΝ ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ

Πεσσός 2	Υπάρχουσα κατασκευή	Διαφρ. λειτουργία σε όλους τους ορόφους	Ενέματα	Διαφρ. λειτουργία σε όλους τους ορόφους και ενέματα
Μήκος πεσσού (m)	1,71	1,71	1,71	1,71
Θλιβόμενο μήκος (m)	1,71	1,71	1,71	1,71
σ_d (KN/m ²)	-303,12	-306,34	-310,94	-313,03
V_{Rd} (KN)	136,62	137,42	354,55	354,94
V_{sd} (KN)	213,94	209,19	187,42	115,76
Έλεγχος	ΔΕΝ ΕΠΑΡΚΕΙ	ΔΕΝ ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ

Πεσσός 3	Υπάρχουσα κατασκευή	Διαφρ. λειτουργία σε όλους τους ορόφους	Ενέματα	Διαφρ. λειτουργία σε όλους τους ορόφους και ενέματα
Μήκος πεσσού (m)	4,52	4,52	4,52	4,52
Θλιβόμενο μήκος (m)	4,52	4,52	4,52	4,52
σ_d (KN/m ²)	-126,14	-130,35	-128,00	-131,84
V_{Rd} (KN)	245,58	248,33	847,59	849,47
V_{sd} (KN)	335,83	413,46	301,45	236,55
Έλεγχος	ΔΕΝ ΕΠΑΡΚΕΙ	ΔΕΝ ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ

Πεσσός 4	Υπάρχουσα κατασκευή	Διαφρ. λειτουργία σε όλους τους ορόφους	Ενέματα	Διαφρ. λειτουργία σε όλους τους ορόφους και ενέματα
Μήκος πεσσού (m)	1,84	1,84	1,84	1,84
Θλιβόμενο μήκος (m)	1,84	1,84	1,84	1,84
σ_d (KN/m ²)	-159,26	-163,94	-163,66	-167,48
V_{Rd} (KN)	108,77	110,02	352,14	352,91
V_{sd} (KN)	156,81	206,14	140,88	117,05
Έλεγχος	ΔΕΝ ΕΠΑΡΚΕΙ	ΔΕΝ ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ

Πίνακας 6.2.9: Συγκριτικός έλεγχος των υπό εξέταση πεσσών έναντι τέμνουσας πριν και μετά την επέμβαση

Όπου: V_{Rd} από τον (τ. 5.3) (βλέπε σελ. 130)

Από τους παραπάνω πίνακες βλέπουμε ότι με τη χρήση ενεμάτων και αρμολογήματος επετεύχθη σημαντική μείωση των δρωσών τεμνουσών δυνάμεων και ταυτόχρονη τεράστια αύξηση των αντοχών σε τέμνουσα, με αποτέλεσμα να ικανοποιούνται οι έλεγχοι σε όλους τους πεσσούς.

6.2.4) Συνολική αξιολόγηση επέμβασης

Σαν συνολική αξιολόγηση της επέμβασης, μπορούμε να πούμε ότι η ύπαρξη διαφραγματικής λειτουργίας σε όλους τους ορόφους σε συνδυασμό με τη χρήση ενεμάτων και αρμολογήματος είναι σίγουρα επωφελής για την κατασκευή, καθώς ικανοποιούνται όλοι οι έλεγχοι.

6.3) ΔΙΑΦΡΑΓΜΑΤΙΚΗ ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΑ ΣΕ ΟΛΟΥΣ ΤΟΥΣ ΟΡΟΦΟΥΣ, ΕΝΕΜΑΤΑ - ΑΡΜΟΛΟΓΗΜΑ ΚΑΙ ΔΗΜΙΟΥΡΓΙΑ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΕΩΝ

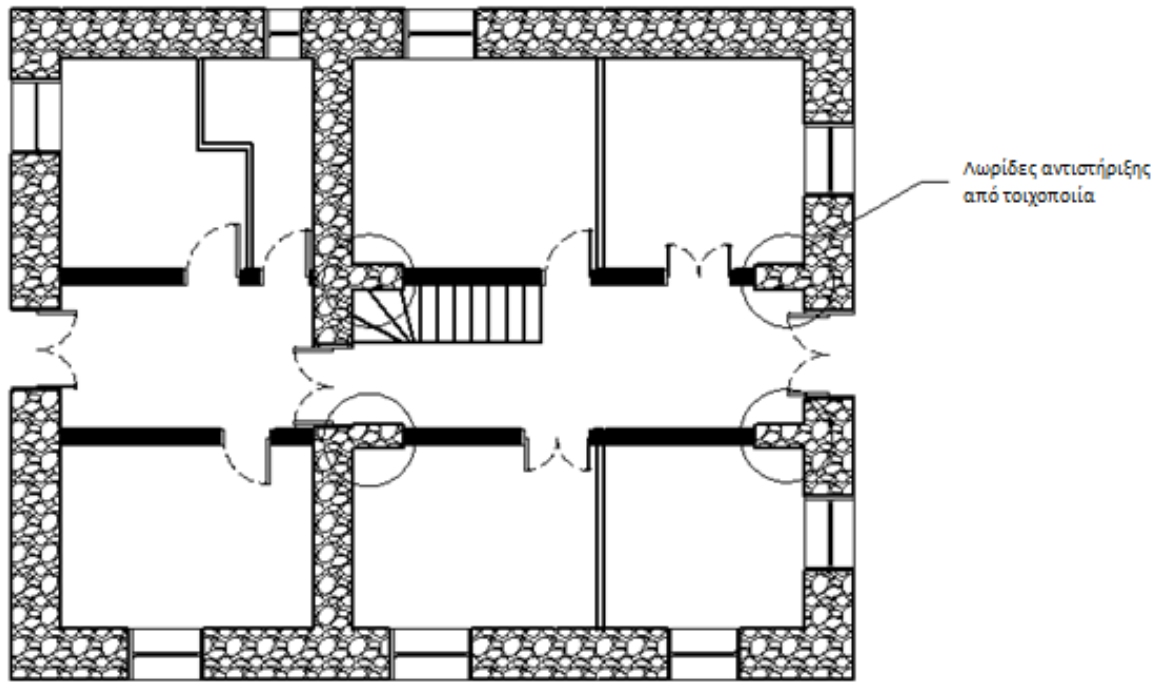
6.3.1) Γενικές πληροφορίες

Η ανάλυση της υφιστάμενης κατασκευής και η παρατήρηση της απόκρισής της υπό σεισμικά φορτία αναδεικνύει την κρισιμότητα της εκτός επιπέδου συμπεριφοράς των εξωτερικών τοίχων. Η παρατήρηση αυτή μας οδηγεί στην αναζήτηση πρόσθετων μεθόδων επέμβασης για τη βελτίωση της εκτός επιπέδου αντίστασης των εξωτερικών τοίχων του κτιρίου.

Η επέμβαση με την οποία καταπιαστήκαμε σ' αυτή την παράγραφο είναι η δημιουργία πέτρινων λωρίδων αντιστήριξης κάθετα στους εξωτερικούς τοίχους του κτιρίου. Στόχος αυτών των λωρίδων αντιστήριξης είναι αφενός να ανακουφίσουν τους εξωτερικούς τοίχους από τα σεισμικά φορτία αναλαμβάνοντας μέρος αυτών και αφετέρου να περιορίσουν τις εκτός επιπέδου παραμορφώσεις των εξωτερικών τοίχων, περιορίζοντας την εκτός επιπέδου ταλάντωσή τους. Βασική προϋπόθεση ώστε να λειτουργήσει η ενίσχυση είναι η επαρκής σύνδεση-αγκύρωση των κάθετων τοίχων αντιστήριξης με την εξωτερική τοιχοποιία.

Οι αντιστηρίξεις αυτές θα κατασκευαστούν εσωτερικά του κτιρίου, αλλά σε μέρη όπου δεν θα παρεμποδίζουν την λειτουργία της οικίας και εν γένει δεν θα αποτελούν μια εκτεταμένη αρχιτεκτονική αλλοίωση των εσωτερικών της χώρων. Παράλληλα, θα πρέπει κατανεμηθούν συμμετρικά ώστε να μην διαταράξουν την κανονικότητα των κατόψεων του κτιρίου και με αυτό τον τρόπο να αποφευχθεί η εμφάνιση επικίνδυνων στρεπτικών φαινομένων στη κατασκευή.

Οι λίθινες λωρίδες αντιστήριξης θα τοποθετηθούν, όπως φαίνεται στην Εικόνα 6.3.1, στις περιοχές σύνδεσης των ξυλόπηκτων τοίχων με τους εξωτερικούς και θα έχουν πλάτος 40 cm και μήκος 80 cm. Κατά το ύψος θα εκτείνονται από την στέψη των εσωτερικών πέτρινων τοίχων του υπογείου, οι οποίοι θα αποτελούν τη βάση των λωρίδων, έως την στέψη του Α' ορόφου.



Εικόνα 6.3.1: Κάτοψη του ισογείου μετά την κατασκευή των λωρίδων αντιστήριξης

Παρακάτω, θα διερευνήσουμε τα αποτελέσματα της επέμβασης αυτής στην συμπεριφορά του κτιρίου.

Πλεονεκτήματα

- Ανάληψη μέρους των σεισμικών φορτίων και ανακούφιση της εξωτερικής τοιχοποιίας.
- Περιορισμός της εκτός επιπέδου ταλάντωσης των τοίχων.

Μειονεκτήματα

- Ως μειονέκτημα μπορούμε να θεωρήσουμε της εκτεταμένες και σχολαστικές εργασίες που πρέπει να πραγματοποιηθούν για την εφαρμογή της επέμβασης.

Απαιτούμενα υλικά

1. Λίθοι
2. Σκυρόδεμα
3. Μεταλλικοί σύνδεσμοι

Μεθοδολογία εκτέλεσης

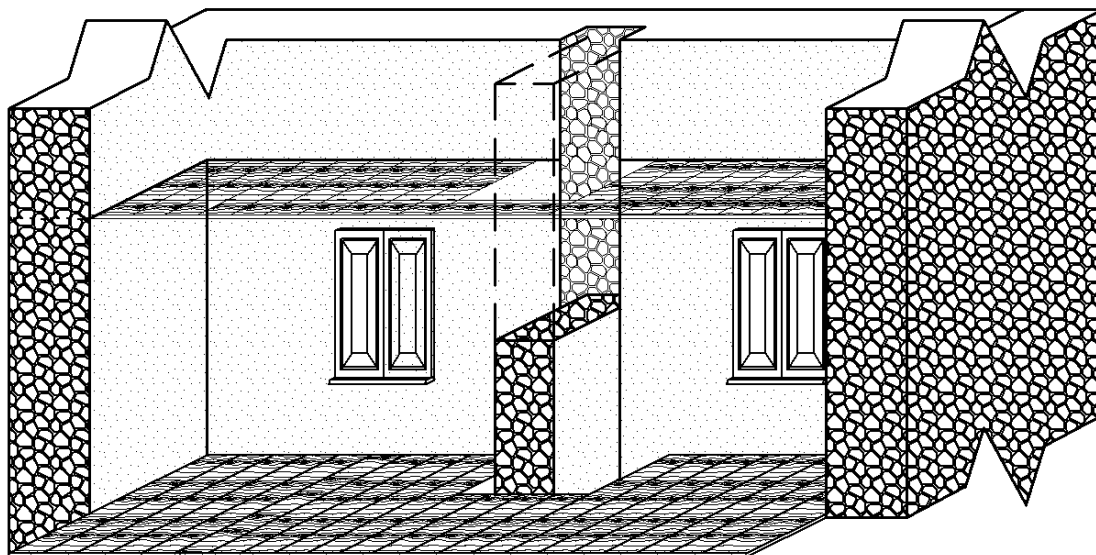
Στάδιο 1: Καθαίρεση μέρους των ξυλόπηκτων τοίχων στις άκρες τους σε μήκος 80 cm από την εξωτερική τοιχοποιία. Τα ξύλινα υποστυλώματα που βρίσκονται στο μήκος το οποίο θα αντικατασταθεί από τοιχοποιία θα αποξηλωθούν, ενώ το οριζόντιο ζύγωμα θα υποστυλωθεί κατάλληλα.

Στάδιο 2: Αφαίρεση του σανιδώματος των πατωμάτων του ισογείου και του Α' ορόφου στην περιοχή της επέμβασης και στις αναγκαίες διαστάσεις για την ανεμπόδιστη κατασκευή των λωρίδων τοίχου.

Στάδιο 3: Ενίσχυση τοπικά των θεμελίων των λίθινων εσωτερικών τοίχων του υπογείου, πάνω στους οποίους πατήσουν οι λωρίδες αντιστήριξης, με «ντουλάπια» σπλισμένου σκυροδέματος.

Στάδιο 4: Καθαίρεση λίθων από την εξωτερική στρώση της εξωτερικής τοιχοποιίας με σκοπό το «χάντρωμα» της καινούριας τοιχοποιίας στην παλιά για καλύτερη σύνδεση των δύο. Η σύνδεση αυτή θα επιτευχθεί μέσω της αλληλεμπλοκής των λιθοσωμάτων και μεταλλικών συνδέσμων οι οποίοι θα λειτουργήσουν ως σπλισμός σύνδεσης των δύο κάθετων τοίχων. Η εργασία της αφαίρεσης λίθων θα πρέπει να είναι σχολαστική για να αποφευχθεί περαιτέρω πρόκληση βλαβών στην τοιχοποιία.

Στάδιο 5: Κατασκευή των πέτρινων λωρίδων αντιστήριξης μέχρι το ύψος του ταβανιού του Α' ορόφου.



Εικόνα 6.3.2: Σκαρίφημα υλοποίησης της επέμβασης

6.3.2) Προσομοίωση επέμβασης

Η προσομοίωση της προσθήκης οριζόντιου διαφράγματος, μέσω διπλού σανιδώματος κάθετου στο αρχικό, στο ύψος των δαπέδων προσομοιώθηκε ως εξής:

- a) Διπλασιασμός των μόνιμων φορτίων των διαδοκίδων των πατωμάτων, λόγω του διπλού πετσώματος.
- b) Εφαρμογή διαφραγματικής λειτουργίας στο ύψος των πατωμάτων του υπογείου και του ισογείου.

Στο ύψος της στέψης των τοίχων του ισογείου και του Α' ορόφου (στο επίπεδο των στεγών), η υλοποίηση διαφραγματικής λειτουργίας επιτυγχάνεται μέσω διαζώματος από οπλισμένο σκυρόδεμα και προσομοιώνεται ως εξής:

- c) Επιβολή του ίδιου βάρους του διαζώματος ως κατανεμημένο φορτίο στη στέψη των τοίχων του ισογείου και του Α' ορόφου (στο επίπεδο των στεγών). Το κατανεμημένο αυτό φορτίο καταχωρήθηκε στο πρόγραμμα ως DEAD1 ώστε να συνυπολογιστεί στις ταλαντούμενες μάζες κατά τη δυναμική ανάλυση του φορέα και ισούται με:

$$g_{\text{διαζωμ}} = E_{\text{διαζωμ}} \times (\gamma_{\text{οπλ.σκυρ}} - \gamma_{\text{λιθ}}) = (0,50 \times 0,30) \times (25,00 - 22,00) = 0,45 \text{ KN/m}$$

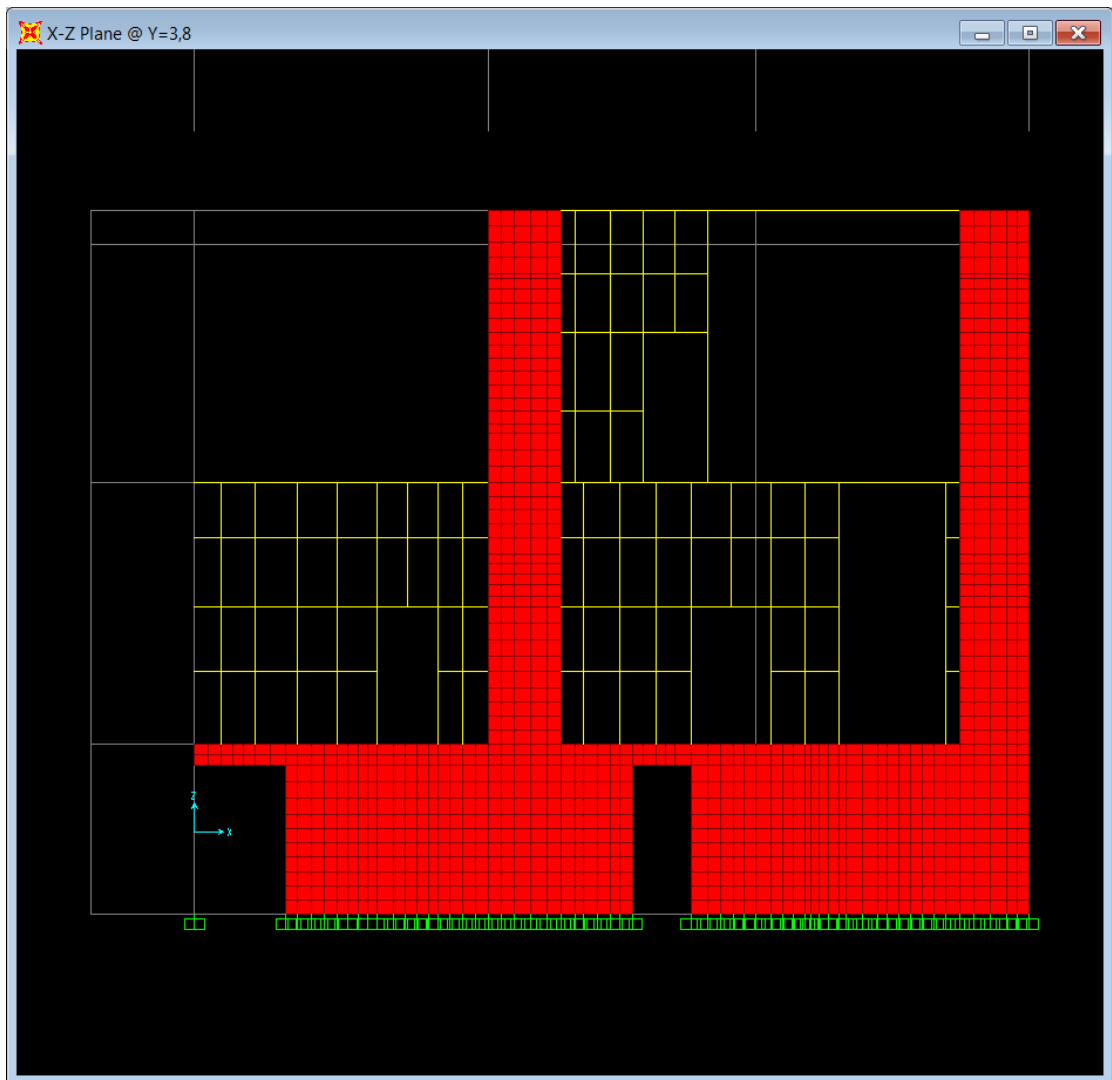
- d) Εφαρμογή διαφραγματικής λειτουργίας στη στέψη των τοίχων του ισογείου και του Α' ορόφου.

Η χρήση ενεμάτων και αρμολογήματος προσομοιώθηκε ως εξής:

- e) Μέτρο ελαστικότητας τοιχοποιίας $E=5000000 \text{ MPa}$

Οι λωρίδες αντιστήριξης προσομοιώθηκαν ως εξής:

- f) Δημιουργία νέου στοιχείου τοιχοποιίας πάχους 0,4 m και με ίδια μηχανικά χαρακτηριστικά με την ενισχυμένη τοιχοποιία.
- g) Εισαγωγή των νέων τμημάτων τοιχοποιίας στο μοντέλο, στα σημεία όπου ενώνονταν οι ξυλοδεσιές με τους εξωτερικούς τοίχους, μήκους περίπου 0,8 m.

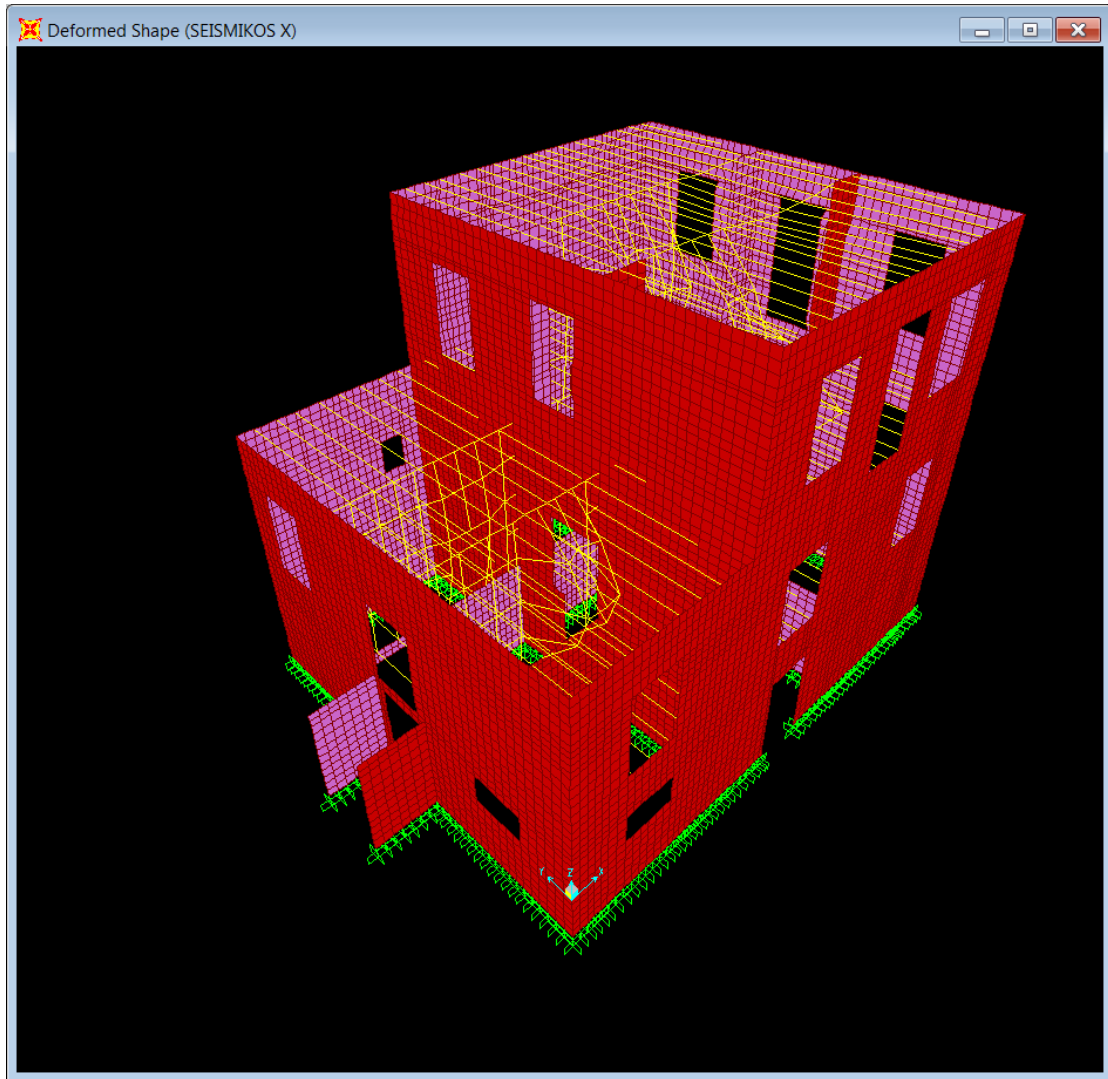


Εικόνα 6.3.3: Νέα τμήματα τοιχοποιίας (ενδεικτικά) για xz plane @ $y=3,80$ (βλέπε για σύγκριση σελ. 23)

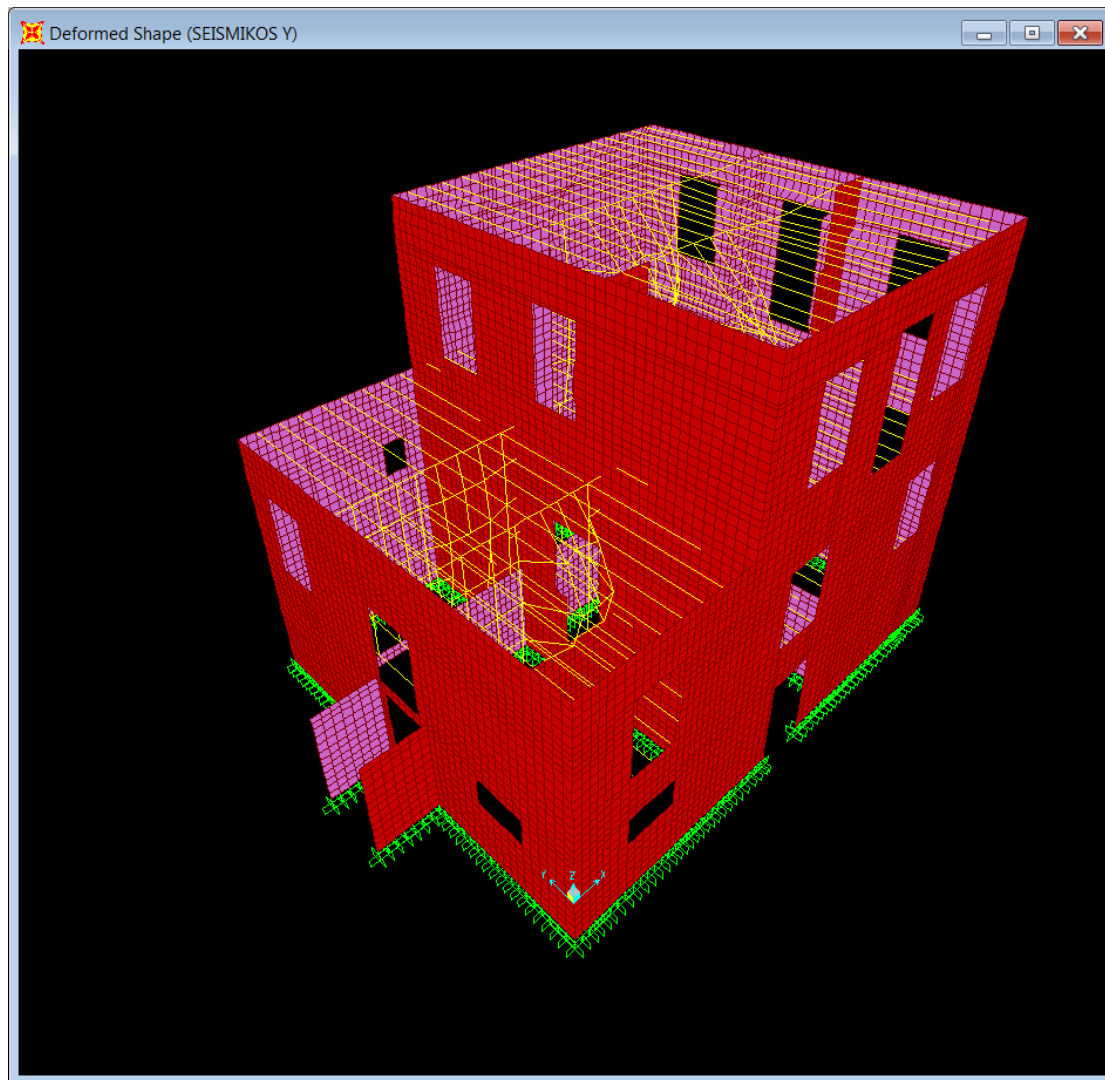
6.3.3) Αξιολόγηση επέμβασης

6.3.3.1) Μακροσκοπική παρατήρηση επέμβασης

Με μακροσκοπική παρατήρηση της δυναμικής απόκρισης του κτιρίου υπό σεισμική φόρτιση μετά την ύπαρξη διαφραγματικής λειτουργίας σε όλους τους ορόφους, χρήση ενεμάτων - αρμολογήματος και λωρίδων αντιστήριξης, είναι εμφανής ο περιορισμός των παραμορφώσεων καθώς και της ιδιομορφής τύπου «αναπνοής» σε σχέση με το αρχικό μοντέλο, παρουσιάζοντας ανάλογη εικόνα με το μοντέλο που έχουμε μόνο διαφραγματική λειτουργία σε όλους τους ορόφους και ενέματα - αρμολόγημα.



Εικόνα 6.3.4: Παραμορφωμένη κατάσταση για φόρτιση με τον SEISMIKOS X



Εικόνα 6.3.5: Παραμορφωμένη κατάσταση για φόρτιση με τον SEISMIKOS Y

Σε αυτό το σημείο ακολουθεί αξιολόγηση της επέμβασης συγκριτικά με το αρχικό μοντέλο, καθώς και με το μοντέλο όπου έχουμε διαφραγματική λειτουργία σε όλους τους ορόφους και χρήση ενεμάτων - αρμολογήματος, σύμφωνα με:

- A) τις κύριες ιδιομορφές
- B) τις αναπτυσσόμενες μετακινήσεις κατά τους σεισμικούς συνδυασμούς
- Γ) τη διανομή των εντατικών μεγεθών και τον έλεγχό τους.

6.3.3.2) Ιδιομορφές

Από το αρχείο αποτελεσμάτων για τις ιδιομορφές του κτιρίου προέκυψε ο παρακάτω συμπυκνόμενος πίνακας:

Διεύθυνση	Υπάρχουσα κατασκευή ($T_1=0,323$ sec)			Διαφραγματική λειτουργία σε όλους τους ορόφους και ενέματα-αρμολόγημα ($T_1=0,108$ sec)		
	Ιδιομορφή	Ιδιοπερίοδος (sec)	Ποσοστό δρώσας ιδιομορφικής μάζας	Ιδιομορφή	Ιδιοπερίοδος (sec)	Ποσοστό δρώσας ιδιομορφικής μάζας
x	1 ^η	0,323	26,5%	64 ^η	0,043	13,5%
y	2 ^η	0,267	29,3%	2 ^η	0,103	22,5%
z	81 ^η	0,063	12,9%	74 ^η	0,009	36,8%

Διαφραγματική λειτουργία σε όλους τους ορόφους, ενέματα-αρμολόγημα και λωρίδες αντιστήριξης ($T_1=0,104$ sec)			
Διεύθυνση	Ιδιομορφή	Ιδιοπερίοδος (sec)	Ποσοστό δρώσας ιδιομορφικής μάζας
x	7 ^η	0,095	23,1%
y	1 ^η	0,104	34,2%
z	59 ^η	0,033	36,0%

Πίνακας 6.3.1: Ενδεικτικά στοιχεία ιδιομορφών

Παρατηρούμε πως με τη χρήση λωρίδων αντιστήριξης οι ιδιοπερίοδοι του κτιρίου είναι μικρότερες, καθώς αυτό γίνεται ακόμη πιο δύσκαμπτο.

6.3.3.3) Μετακινήσεις

Ελέγχθηκαν επιλεκτικά τα τρία σημεία στο ύψος της στέψης του Α' ορόφου της κύριας όψης, τα οποία ελέγχθηκαν και στο Κεφάλαιο 4 και φαίνονται στην Εικόνα 4.3.1. Στη συνέχεια εξήχθη ο πίνακας που παρουσιάζει τις μετακινήσεις και τις στροφές των τριών σημείων για τους δύο σεισμικούς συνδυασμούς.

TABLE: Joint Displacements										
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U1	U2	U3	R1	R2	R3	
Text	Text	Text	Text	m	m	m	Radians	Radians	Radians	
Υπάχουσα κατασκευή	297	SEISMIKOS X	Combination	Max	0,006425	0,008443	0,000168	0,000333	0,001114	0,003839
	313	SEISMIKOS X	Combination	Max	0,003273	0,003218	-0,000001334	0,000553	0,000608	0,003748
	7525	SEISMIKOS X	Combination	Max	0,027121	0,002875	-0,000874	0,000371	0,00476	0,001558
	297	SEISMIKOS Y	Combination	Max	0,003155	0,006835	0,000248	0,000791	0,000505	0,003859
	313	SEISMIKOS Y	Combination	Max	0,002127	0,006817	0,000119	0,000824	0,000374	0,003861
	7525	SEISMIKOS Y	Combination	Max	0,00897	0,006058	-0,00106	0,000697	0,001614	0,001094
Διαφρ. λειτουργία σε όλους τους ορόφους και ενέματα	297	SEISMIKOS X	Combination	Max	0,000839	0,00081	-0,000231	0,000045	0,00005	0,000054
	313	SEISMIKOS X	Combination	Max	0,000505	0,00081	-0,000146	0,000067	0,000042	0,000054
	7525	SEISMIKOS X	Combination	Max	0,00063	0,00081	-0,000312	0,000051	0,00005	0,000054
	297	SEISMIKOS Y	Combination	Max	0,000951	0,001047	-0,000235	0,000064	0,000054	0,000068
	313	SEISMIKOS Y	Combination	Max	0,00048	0,001047	-0,000115	0,000084	0,000037	0,000068
	7525	SEISMIKOS Y	Combination	Max	0,000662	0,001047	-0,000317	0,000065	0,000045	0,000068
Διαφρ. λειτουργία σε όλους τους ορόφους, ενέματα και λωρίδες αντιστήριξης	297	SEISMIKOS X	Combination	Max	0,001138	0,001081	-0,000182	0,000065	0,000074	0,000067
	313	SEISMIKOS X	Combination	Max	0,00068	0,001081	-0,000082	0,000081	0,000061	0,000067
	7525	SEISMIKOS X	Combination	Max	0,000868	0,001081	-0,000277	0,000053	0,00009	0,000067
	297	SEISMIKOS Y	Combination	Max	0,001279	0,001415	-0,000194	0,000091	0,000081	0,000087
	313	SEISMIKOS Y	Combination	Max	0,000621	0,001415	-0,00004	0,000104	0,000054	0,000087
	7525	SEISMIKOS Y	Combination	Max	0,000895	0,001415	-0,000283	0,000069	0,000091	0,000087

Πίνακας 6.3.2: Μετακινήσεις και στροφές των τριών σημείων

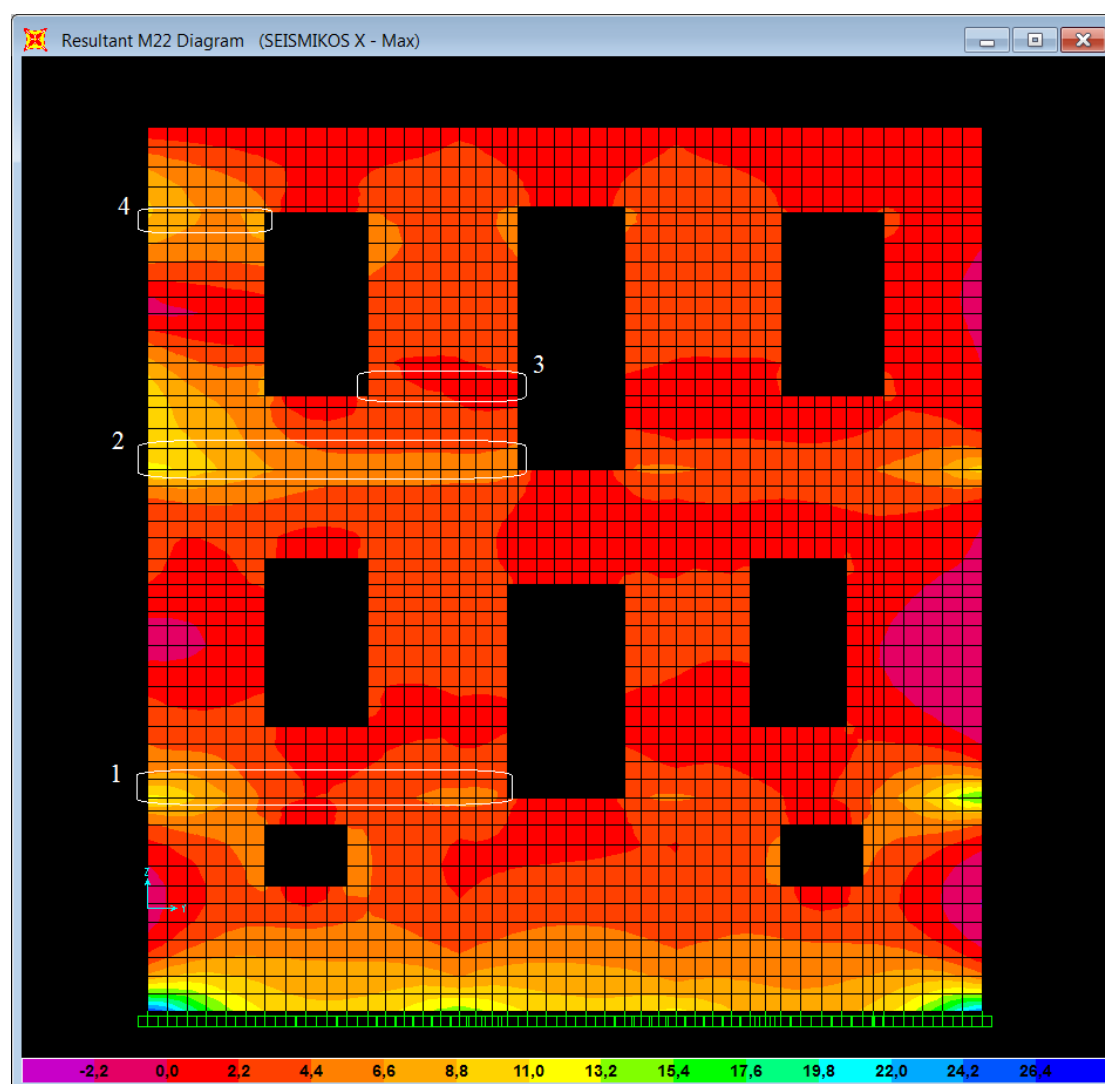
Παρατηρούμε πως στο μοντέλο όπου υπάρχουν και οι λωρίδες αντιστήριξης οι μετακινήσεις όλων των σημείων είναι αισθητά μικρότερες σε σχέση με το αρχικό μοντέλο, είναι ωστόσο, αντίθετα με την αρχική υπόθεση για περιορισμό μετακινήσεων, μεγαλύτερες από αυτές που αναπτύσσονται στο μοντέλο που έχουμε μόνο διαφραγματική λειτουργία σε όλους τους ορόφους και ενέματα.

Αντίστοιχα συμπεράσματα θα μπορούσαν να παρατηρηθούν και να εξαχθούν από πλήθος άλλων σημείων, πράγμα το οποίο δεν κρίθηκε σκόπιμο για λόγους ορθολογικής έκτασης της παρούσας εργασίας.

6.3.3.4) Κατανομή εντατικών μεγεθών - έλεγχος

Σε αυτή την ενότητα θα γίνει παρουσίαση της κατανομής των εντατικών μεγεθών που κατόπιν θα ελεγχθούν σε σύγκριση με το αρχικό μοντέλο καθώς και με το μοντέλο που έχουμε διαφραγματική λειτουργία σε όλους τους ορόφους και χρήση ενεμάτων. Οι πεσσοί που επιλέχθηκαν είναι οι ίδιοι με αυτούς που επιλέχθηκαν και ελέγχθηκαν σε κάθε εντατικό μέγεθος στα προηγούμενα κεφάλαια, ώστε να μπορεί να γίνει σύγκριση.

ι) Εκτός επιπέδου κάμψη παράλληλα στις οριζόντιες ακμές



Εικόνα 6.3.6: Ισοδυναμικές καμπύλες M22 μετά την επέμβαση

Το παραπάνω σχήμα συγκρινόμενο με τα αντίστοιχα των προηγούμενων Παραγράφων και Κεφαλαίων κάνει φανερό ότι μετά την επέμβαση οι τιμές των αναπτυσσόμενων ροπών είναι παρόμοιες σε σχέση με το μοντέλο όπου έχει επιτευχθεί διαφραγματική λειτουργία σε όλους τους ορόφους και έχει γίνει χρήση ενεμάτων.

Έλεγχος

<i>Πεσσός 1</i>	Υπάρχουσα κατασκευή	Διαφρ. λειτουργία σε όλους τους ορόφους και ενέματα	Διαφρ. λειτουργία σε όλους τους ορόφους, ενέματα και λωρίδες αντιστήριξης
Μήκος πεσσού (m)	4,39	4,39	4,39
Θλιβόμενο μήκος (m)	4,39	4,39	4,39
σ_d (KN/m ²)	-199,09	-204,51	-195,87
M_{Rd} (2) (KNm)	140,52	143,11	138,95
M_{sd} (KNm)	85,39	19,65	20,34
Έλεγχος	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ

<i>Πεσσός 2</i>	Υπάρχουσα κατασκευή	Διαφρ. λειτουργία σε όλους τους ορόφους και ενέματα	Διαφρ. λειτουργία σε όλους τους ορόφους, ενέματα και λωρίδες αντιστήριξης
Μήκος πεσσού (m)	4,52	4,52	4,52
Θλιβόμενο μήκος (m)	4,52	4,52	4,52
σ_d (KN/m ²)	-118,35	-124,00	-118,56
M_{Rd} (2) (KNm)	96,96	100,78	97,10
M_{sd} (KNm)	83,19	25,36	28,18
Έλεγχος	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ

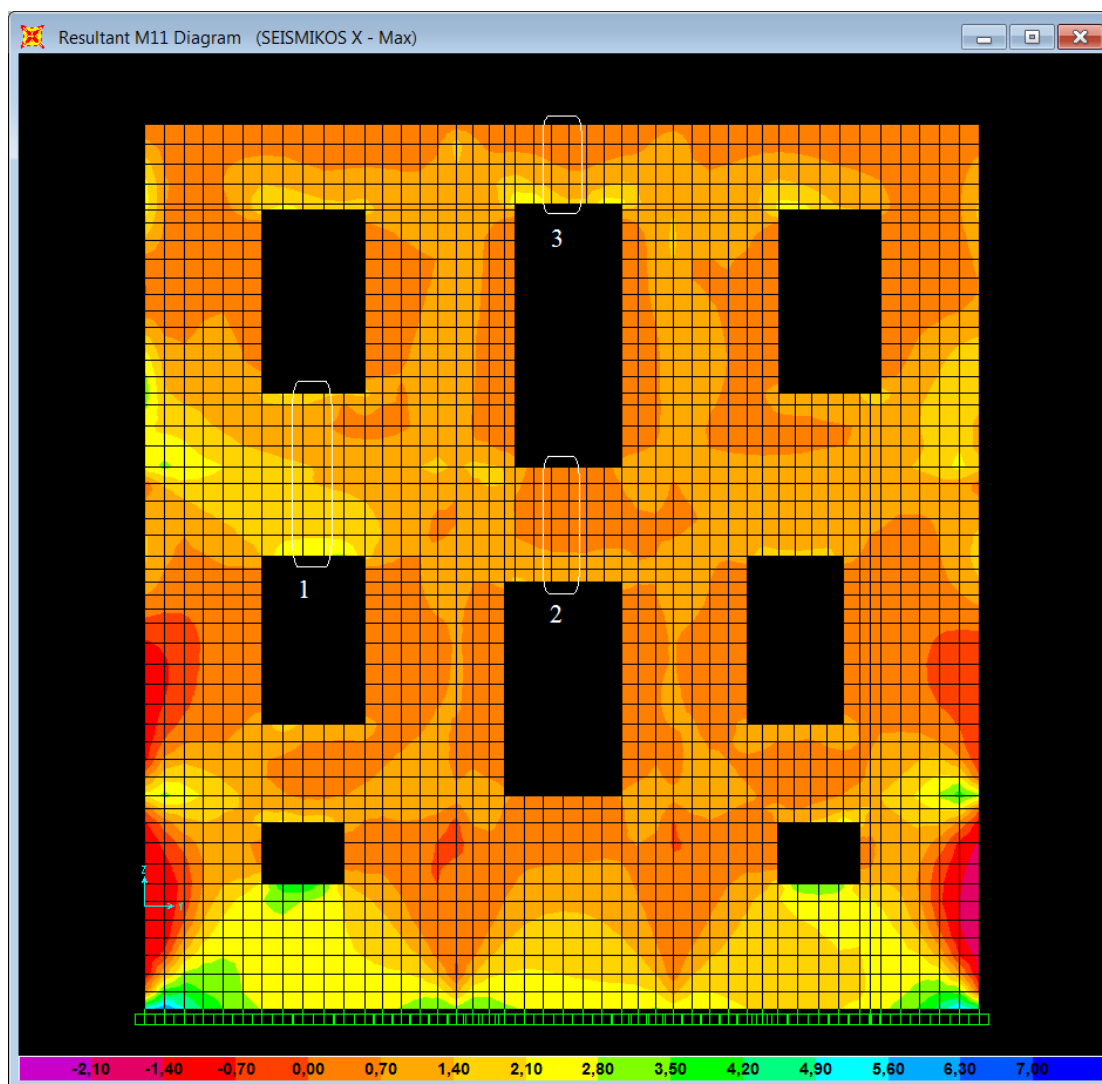
<i>Πεσσός 3</i>	Υπάρχουσα κατασκευή	Διαφρ. λειτουργία σε όλους τους ορόφους και ενέματα	Διαφρ. λειτουργία σε όλους τους ορόφους, ενέματα και λωρίδες αντιστήριξης
Μήκος πεσσού (m)	1,84	1,84	1,84
Θλιβόμενο μήκος (m)	1,84	1,84	1,84
σ_d (KN/m ²)	-144,47	-152,53	-139,38
M_{Rd} (2) (KNm)	46,42	48,44	45,11
M_{sd} (KNm)	51,91	3,52	4,28
Έλεγχος	ΔΕΝ ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ

Πεσσός 4	Υπάρχουσα κατασκευή	Διαφρ. λειτουργία σε όλους τους ορόφους και ενέματα	Διαφρ. λειτουργία σε όλους τους ορόφους, ενέματα και λωρίδες αντιστήριξης
Μήκος πεσσού (m)	1,43	1,43	1,43
Θλιβόμενο μήκος (m)	1,43	1,43	1,43
σ_d (KN/m ²)	-82,04	-90,69	-87,14
M_{Rd} (2) (KNm)	22,34	24,42	23,57
M_{sd} (KNm)	28,91	7,55	10,28
Έλεγχος	ΔΕΝ ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ

Πίνακας 6.3.3: Συγκριτικός έλεγχος των υπό εξέταση πεσσών έναντι M22 πριν και μετά την επέμβαση

Από τους παραπάνω πίνακες βλέπουμε ότι μέσω της προσθήκης των λωρίδων αντιστήριξης δεν έχουμε βελτίωση των αποτελεσμάτων, καθώς η αντοχή σε ροπή μειώνεται λόγω της μικρότερης κατακόρυφης θλιπτικής τάσης και οι τιμές των δρωσών ροπών σε όλους τους πεσσούς είναι σχετικά μεγαλύτερες, αντίθετα με ότι αναμενόταν.

ii) Εκτός επιπέδου κάμψη παράλληλα στις κατακόρυφες ακμές



Εικόνα 6.3.7: Ισοδυναμικές καμπύλες M11 μετά την επέμβαση

Το παραπάνω σχήμα συγκρινόμενο με τα αντίστοιχα των προηγούμενων Παραγράφων και Κεφαλαίων κάνει φανερό ότι μετά την επέμβαση οι τιμές των αναπτυσσόμενων ροπών είναι παρόμοιες σε σχέση με το μοντέλο όπου έχει επιτευχθεί μόνο διαφραγματική λειτουργία σε όλους τους ορόφους και έχει γίνει χρήση ενεμάτων – αρμολογήματος.

Έλεγχος

Πεσσός 1	Υπάρχουσα κατασκευή	Διαφρ. λειτουργία σε όλους τους ορόφους και ενέματα	Διαφρ. λειτουργία σε όλους τους ορόφους, ενέματα και λωρίδες αντιστήριξης
Μήκος πεσσού (m)	1,99	1,99	1,99
f_{yk2} (KN/m ²)	200	200	200
M_{Rd} (KNm)	15,57	15,57	15,57
M_{sd} (KNm)	21,17	2,63	2,91
Έλεγχος	ΔΕΝ ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ

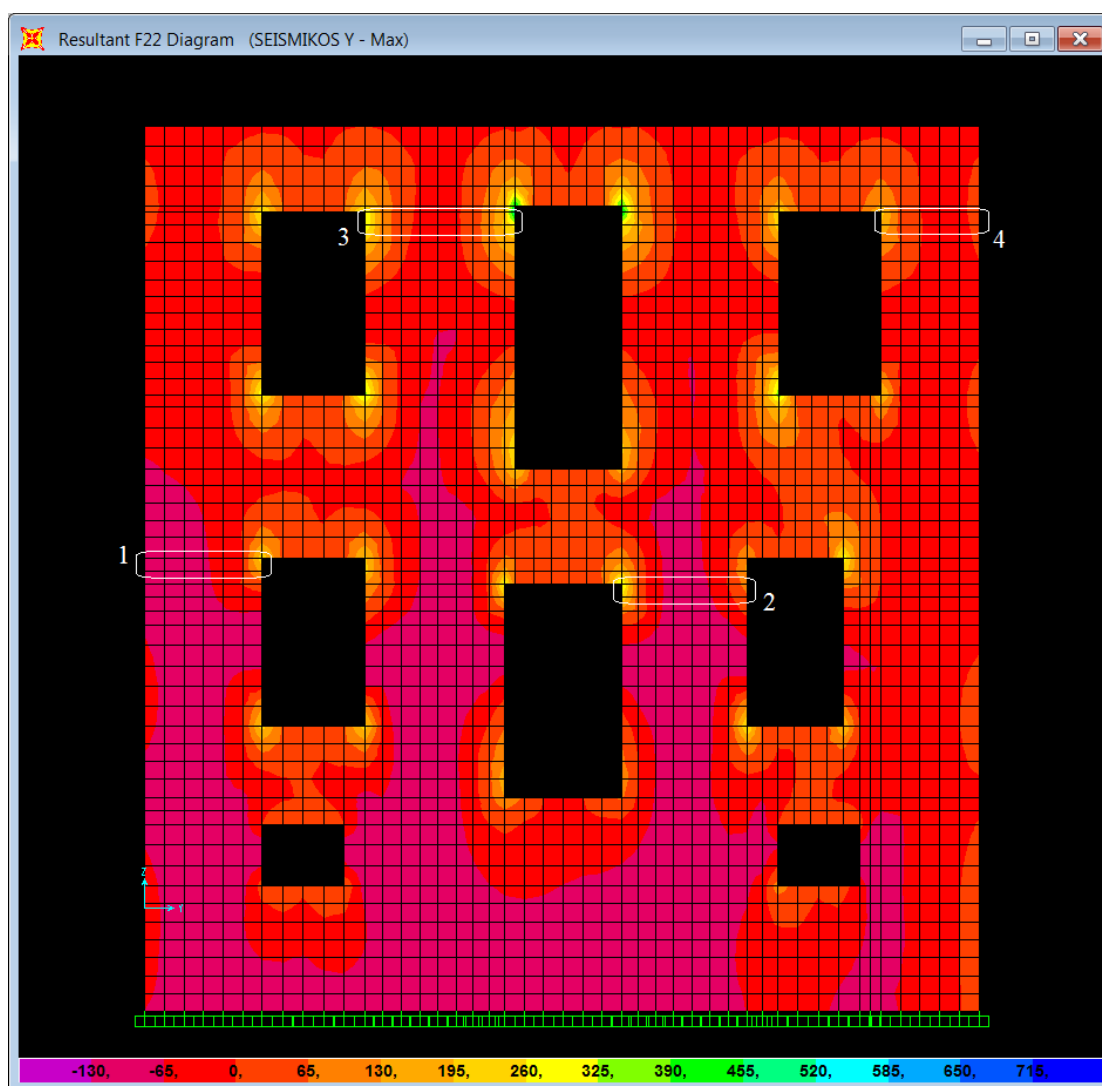
Πεσσός 2	Υπάρχουσα κατασκευή	Διαφρ. λειτουργία σε όλους τους ορόφους και ενέματα	Διαφρ. λειτουργία σε όλους τους ορόφους, ενέματα και λωρίδες αντιστήριξης
Μήκος πεσσού (m)	1,4	1,4	1,4
f_{yk2} (KN/m ²)	200	200	200
M_{Rd} (KNm)	10,95	10,95	10,95
M_{sd} (KNm)	62,3	1,17	0,79
Έλεγχος	ΔΕΝ ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ

Πεσσός 3	Υπάρχουσα κατασκευή	Διαφρ. λειτουργία σε όλους τους ορόφους και ενέματα	Διαφρ. λειτουργία σε όλους τους ορόφους, ενέματα και λωρίδες αντιστήριξης
Μήκος πεσσού (m)	0,97	0,97	0,97
f_{yk2} (KN/m ²)	200	200	200
M_{Rd} (KNm)	7,59	7,59	7,59
M_{sd} (KNm)	112,89	0,66	0,68
Έλεγχος	ΔΕΝ ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ

Πίνακας 6.3.4: Συγκριτικός έλεγχος των υπό εξέταση πεσσών έναντι M11 πριν και μετά την επέμβαση

Από τους παραπάνω πίνακες βλέπουμε ότι και σε αυτή την περίπτωση η χρήση των λωρίδων αντιστήριξης δεν προσέφερε επί της ουσίας κάποια βελτίωση σε σχέση με το μοντέλο όπου έχει εφαρμοστεί μόνο διαφραγματική λειτουργία σε όλους τους ορόφους και έχει γίνει χρήση ενεμάτων – αρμολογήματος.

iii) Εντός επιπέδου κάμψη



Εικόνα 6.3.8: Ισοδυναμικές καμπύλες F22 μετά την επέμβαση

Το παραπάνω σχήμα συγκρινόμενο με τα αντίστοιχα των προηγούμενων Παραγράφων και Κεφαλαίων κάνει φανερό ότι μετά την επέμβαση οι τιμές των αναπτυσσόμενων κατακόρυφων δυνάμεων παρουσιάζουν αρκετές διαφοροποιήσεις σε σχέση με το μοντέλο όπου έχει επιτευχθεί μόνο διαφραγματική λειτουργία σε όλους τους ορόφους και έχει γίνει χρήση ενεμάτων – αρμολογήματος.

Έλεγχος

Πεσσός 1	Υπάρχουσα κατασκευή	Διαφρ. λειτουργία σε όλους τους ορόφους και ενέματα	Διαφρ. λειτουργία σε όλους τους ορόφους, ενέματα και λωρίδες αντιστήριξης
Μήκος πεσσού (m)	1,31	1,31	1,31
Θλιβόμενο μήκος (m)	1,31	1,31	1,31
σ_d (KN/m ²)	-193,15	-201,51	-197,92
M_{Rd} (KNm)	82,76	104,24	102,52
M_{sd} (KNm)	46,82	15,6	27,88
Έλεγχος	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ

Πεσσός 2	Υπάρχουσα κατασκευή	Διαφρ. λειτουργία σε όλους τους ορόφους και ενέματα	Διαφρ. λειτουργία σε όλους τους ορόφους, ενέματα και λωρίδες αντιστήριξης
Μήκος πεσσού (m)	1,53	1,53	1,53
Θλιβόμενο μήκος (m)	1,53	1,53	1,53
σ_d (KN/m ²)	-239,53	-250,72	-231,47
M_{Rd} (KNm)	129,85	173,53	161,43
M_{sd} (KNm)	20,44	15,55	25,15
Έλεγχος	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ

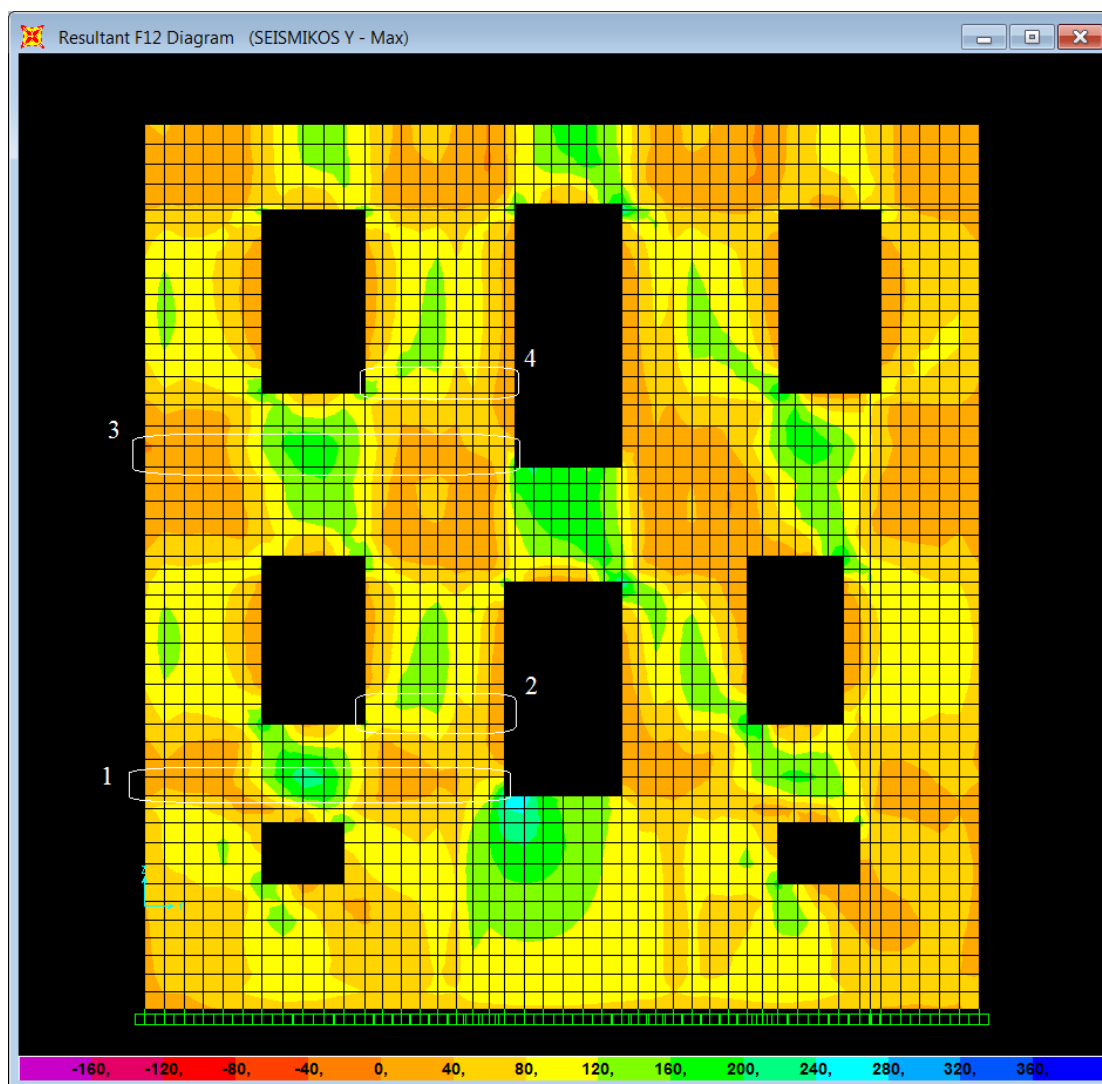
Πεσσός 3	Υπάρχουσα κατασκευή	Διαφρ. λειτουργία σε όλους τους ορόφους και ενέματα	Διαφρ. λειτουργία σε όλους τους ορόφους, ενέματα και λωρίδες αντιστήριξης
Μήκος πεσσού (m)	1,84	1,84	1,84
Θλιβόμενο μήκος (m)	1,84	1,84	1,84
σ_d (KN/m ²)	-99,49	-107,60	-100,27
M_{Rd} (KNm)	96,40	113,81	106,35
M_{sd} (KNm)	25,35	5,16	10,21
Έλεγχος	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ

Πεσσός 4	Υπάρχουσα κατασκευή	Διαφρ. λειτουργία σε όλους τους ορόφους και ενέματα	Διαφρ. λειτουργία σε όλους τους ορόφους, ενέματα και λωρίδες αντιστήριξης
Μήκος πεσσού (m)	1,2	1,2	1,2
Θλιβόμενο μήκος (m)	1,2	1,2	1,2
σ_d (KN/m ²)	-87,52	-92,91	-89,49
M_{Rd} (KNm)	36,66	42,03	40,53
M_{sd} (KNm)	21,45	11,54	19,45
Έλεγχος	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ

Πίνακας 6.3.5: Συγκριτικός έλεγχος των υπό εξέταση πεσσών έναντι εντός επιπέδου κάμψη πριν και μετά την επέμβαση

Από τους παραπάνω πίνακες βλέπουμε ότι μέσω της προσθήκης των λωρίδων αντιστήριξης δεν έχουμε βελτίωση των αποτελεσμάτων, καθώς οι τιμές των δρυσών ροπών σε όλους τους πεσσούς είναι μεγαλύτερες, αντίθετα με ότι αναμενόταν.

iv) Τέμνουσα δύναμη



Εικόνα 6.3.5: Ισοδυναμικές καμπύλες F12 μετά την επέμβαση

Το παραπάνω σχήμα συγκρινόμενο με τα αντίστοιχα των προηγούμενων Παραγράφων και Κεφαλαίων δείχνει ότι μετά την επέμβαση οι τιμές των αναπτυσσόμενων τεμνουσών δυνάμεων είναι ιδιαίτερως αυξημένες σε σχέση με το μοντέλο όπου έχει επιτευχθεί μόνο διαφραγματική λειτουργία σε όλους τους ορόφους και έχει γίνει χρήση ενεμάτων – αρμολογήματος.

Έλεγχος

<i>Πεσσός 1</i>	Υπάρχουσα κατασκευή	Διαφρ. λειτουργία σε όλους τους ορόφους και ενέματα	Διαφρ. λειτουργία σε όλους τους ορόφους, ενέματα και λωρίδες αντιστήριξης
Μήκος πεσσού (m)	4,39	4,39	4,39
Θλιβόμενο μήκος (m)	4,39	4,39	4,39
σ_d (KN/m ²)	-212,29	-217,55	-208,76
V_{Rd} (KN)	293,15	865,80	861,62
V_{sd} (KN)	378,72	239,11	328,46
Έλεγχος	ΔΕΝ ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ

<i>Πεσσός 2</i>	Υπάρχουσα κατασκευή	Διαφρ. λειτουργία σε όλους τους ορόφους και ενέματα	Διαφρ. λειτουργία σε όλους τους ορόφους, ενέματα και λωρίδες αντιστήριξης
Μήκος πεσσού (m)	1,71	1,71	1,71
Θλιβόμενο μήκος (m)	1,71	1,71	1,71
σ_d (KN/m ²)	-303,12	-313,03	-288,52
V_{Rd} (KN)	136,62	354,94	350,40
V_{sd} (KN)	213,94	115,76	157,51
Έλεγχος	ΔΕΝ ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ

<i>Πεσσός 3</i>	Υπάρχουσα κατασκευή	Διαφρ. λειτουργία σε όλους τους ορόφους και ενέματα	Διαφρ. λειτουργία σε όλους τους ορόφους, ενέματα και λωρίδες αντιστήριξης
Μήκος πεσσού (m)	4,52	4,52	4,52
Θλιβόμενο μήκος (m)	4,52	4,52	4,52
σ_d (KN/m ²)	-126,14	-131,84	-125,82
V_{Rd} (KN)	245,58	849,47	846,52
V_{sd} (KN)	335,83	236,55	326,28
Έλεγχος	ΔΕΝ ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ

<i>Πεσσός 4</i>	Υπάρχουσα κατασκευή	Διαφρ. λειτουργία σε όλους τους ορόφους και ενέματα	Διαφρ. λειτουργία σε όλους τους ορόφους, ενέματα και λωρίδες αντιστήριξης
Μήκος πεσσού (m)	1,84	1,84	1,84
Θλιβόμενο μήκος (m)	1,84	1,84	1,84
σ_d (KN/m ²)	-159,26	-167,48	-153,16
V_{Rd} (KN)	108,77	352,91	350,05
V_{sd} (KN)	156,81	117,05	162,09
Έλεγχος	ΔΕΝ ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ

Πίνακας 6.3.6: Συγκριτικός έλεγχος των υπό εξέταση πεσσών έναντι τέμνουσας πριν και μετά την επέμβαση

Όπου: V_{Rd} από τον (τ. 5.3) (βλέπε σελ. 130)

Από τους παραπάνω πίνακες βλέπουμε ότι μέσω της προσθήκης των λωρίδων αντιστήριξης δεν έχουμε βελτίωση των αποτελεσμάτων, καθώς η αντοχή σε διάτμηση μειώνεται λόγω της μικρότερης κατακόρυφης θλιπτικής τάσης και οι τιμές των δρυσών τεμνουσών δυνάμεων σε όλους τους πεσσούς είναι αισθητά μεγαλύτερες, αντίθετα με ότι αναμενόταν.

6.3.4) Συνολική αξιολόγηση επέμβασης

Σαν συνολική αξιολόγηση της επέμβασης, μπορούμε να πούμε ότι η ύπαρξη των λωρίδων αντιστήριξης, δεν βελτιώνουν καμία παράμετρο της κατασκευής, αντιθέτως δίνουν χειρότερα αποτελέσματα σε σχέση με το μοντέλο που έχουμε μόνο διαφραγματική λειτουργία σε όλους τους ορόφους και ενέματα. Ως εκ τούτου η συγκεκριμένη επέμβαση απορρίπτεται.

6.4) ΔΙΑΦΡΑΓΜΑΤΙΚΗ ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΑ ΣΕ ΟΛΟΥΣ ΤΟΥΣ ΟΡΟΦΟΥΣ, ΕΝΕΜΑΤΑ - ΑΡΜΟΛΟΓΗΜΑ ΚΑΙ ΠΡΟΕΝΤΑΣΗ

6.4.1) Γενικές πληροφορίες

Η προένταση σαν τρόπος ενίσχυσης ιστορικών κτιρίων με φέρουσα τοιχοποιία έχει δοκιμαστεί από τις αρχές του 20^{ου} αιώνα στο εξωτερικό ενώ στην Ελλάδα οι γνώσεις μας γι' αυτή είναι περιορισμένες. Η μέθοδος αυτή χρησιμοποιεί για την εφαρμογή της μεταλλικά στοιχεία τα οποία λέγονται ελκυστήρες - τένοντες. Οι ελκυστήρες είναι κατασκευασμένοι συνήθως από δομικό χάλυβα, καταπονούνται κυρίως εφελκυστικά και χρησιμοποιούνται για την προσωρινή επισκευή ή ενίσχυση των φερόντων στοιχείων.

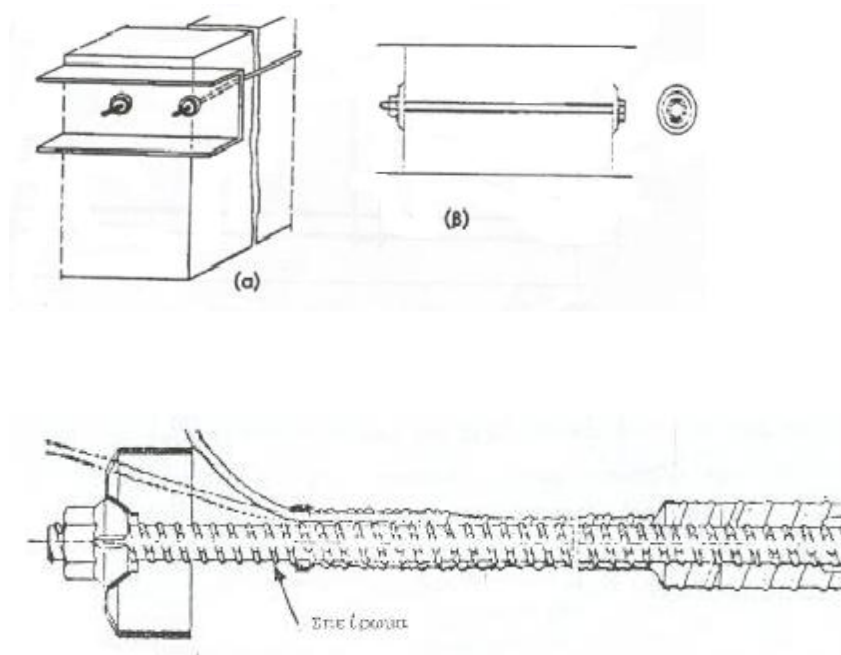
Η προσθήκη ελκυστήρων είναι δημοφιλής τρόπος σύνδεσης αποκολλημένων τοίχων. Η χρήση εξωτερικών ελκυστήρων για την περίσφιξη των τοίχων συγκαταλέγεται στα άμεσα μέτρα υποστήριξης κτιρίων που έχουν υποστεί σημαντικές βλάβες διότι πέραν της ευκολίας τοποθέτησης, παρουσιάζουν την δυνατότητα εύκολης αφαίρεσης για την εφαρμογή μόνιμων μέτρων που πιθανά θα προκύψουν από μεταγενέστερη εμπειριστατωμένη μελέτη.

Οι ελκυστήρες χρησιμοποιούνται σε περιπτώσεις αποκόλλησης διασταυρούμενων τοίχων ή αποδιοργάνωσης γωνιών τοίχου. Εφαρμόζονται επίσης για την βελτίωση της συμπεριφοράς της κατασκευής συνδέοντας απέναντι τμήματα της, με την εφαρμογή ευνοϊκής χαμηλής πρόθλιψης. Μπορούν ακόμα να εφαρμοστούν για την ενίσχυση της θεμελίωσης (δημιουργία υψίκορμων πεδιλοδοκών). Συνήθως τοποθετούνται οριζόντιοι κάτω από τις στάθμες εδράσεως της στέγης ή και των δαπέδων, και σπανίως κατακόρυφοι στις γωνίες των κτιρίων ή καθ' ύψος πεσσών από τοιχοποιία. Το πάχος της τοιχοποιίας πρέπει να είναι μεγαλύτερο από 45 cm για την εφαρμογή τους.

Αν στους ελκυστήρες εφαρμοστεί εκ των προτέρων εφελκυσμός (προένταση) τότε τα στοιχεία αυτά ονομάζονται τένοντες. Οι τένοντες κατασκευάζονται συνήθως από χάλυβα προέντασης (ο δομικός χάλυβας δεν επαρκεί σ' αυτές τις περιπτώσεις) και αποτελούν αξιόλογο τρόπο ενίσχυσης βλαμμένων στοιχείων.

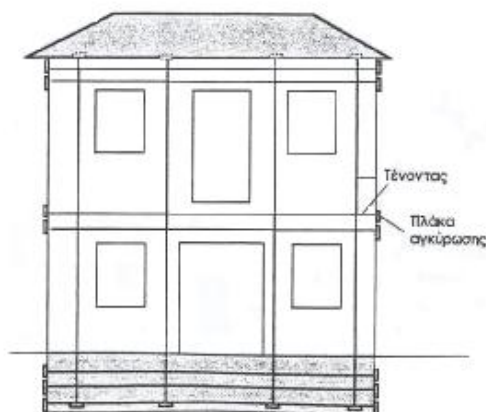
Ευθύγραμμοι τένοντες χρησιμοποιούνται συνήθως για την περιμετρική περίσφιξη τοιχοποιιών και για την αποκατάσταση λειτουργίας ελκυστήρα σε καμπύλους γραμμικούς ή επιφανειακούς φορείς. Δακτυλιοειδείς τένοντες χρησιμοποιούνται για την περίσφιξη του τυμπάνου των τρούλων. Με την βοήθεια της προέντασης η ροή των δυνάμεων μπορεί να διορθωθεί και σε εξαιρετικές περιπτώσεις να αλλάξει την ίδια της την διεύθυνση. Έτσι επιτυγχάνεται βελτίωση της συμπεριφοράς της τοιχοποιίας έναντι οριζοντίων σεισμικών μετακινήσεων. Η προένταση των τενόντων επιτυγχάνεται είτε μέσω πύρωσης τους, ώστε να διασταλούν και στη συνέχεια, όταν έρθουν σε θερμοκρασία περιβάλλοντος, μέσω της συστολής τους να ασκήσουν στην τοιχοποιία την επιθυμητή ένταση, είτε μέσω τανυστή.

Σαν κανόνας μπορεί να ειπωθεί ότι οι τένοντες χρησιμοποιούνται μόνο σε περιπτώσεις σοβαρών βλαβών της τοιχοποιίας.^[2]



Εικόνα 6.4.1: Τένοντες προέντασης

Προένταση της τοιχοποιίας μπορεί να γίνει κατά μήκος των ανωφλίων ή των πεσσών ή και των δυο. Η οριζόντια προένταση κατά μήκος των ανωφλίων, είναι κατασκευαστικά ευκολότερη από την κατακόρυφη κατά μήκος των πεσσών, αφού οι τένοντες μπορούν να αγκυρωθούν στις γωνίες των τοίχων. Προένταση των πεσσών απαιτεί ενίσχυση του θεμελίου με περιμετρική ζώνη από σπλισμένο σκυρόδεμα στην οποία αφήνονται οπές που καταλήγουν στην εξωτερική κατακόρυφη παρειά ώστε να διέλθουν οι τένοντες και να αγκυρωθούν στο σκυρόδεμα. Εξαιτίας όμως της ομαλής κατακόρυφης ροής των θλιπτικών τάσεων προέντασης κατά μήκος των πεσσών, δεν εμφανίζονται λοξές εφελκυστικές τάσεις σε άλλα σημεία, όπως συμβαίνει στην οριζόντια προένταση, και έτσι η κατακόρυφη προένταση των πεσσών είναι ελαφρά πιο αποτελεσματική. Αυτό συμβαίνει παρά το γεγονός ότι οι μέγιστες λόγω σεισμού εφελκυστικές τάσεις είναι κυρίως στην οριζόντια διεύθυνση.

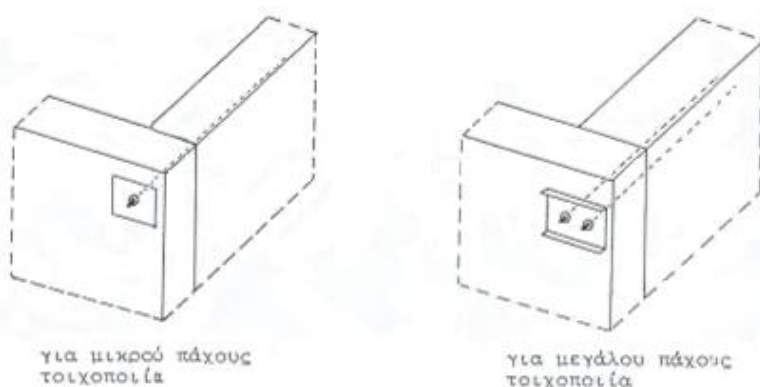


Εικόνα 6.4.2: Εφαρμογή οριζόντιας και κατακόρυφης προέντασης

Η αγκύρωση των τενόντων στις εξωτερικές επιφάνειες των τοίχων είναι κατασκευαστικά ευχερής. Λόγω της μικρής αντοχής της λιθοδομής η δύναμη προέντασης μεταφέρεται συνήθως στην τοιχοποιία μέσω δύσκαμπτων μεταλλικών πλακών, οι οποίες την κατανέμουν σε μεγάλη επιφάνεια του τοίχου. Οι διατάξεις και οι πλάκες αγκύρωσης τοποθετούνται συνήθως σε εσοχή του τοίχου. Οι αγκυρώσεις μετά την εφαρμογή κατάλληλης βαφής παραμένουν ακάλυπτες και επόμενος επισκέψιμες. Εναλλακτικώς καλύπτονται με επίχρισμα ή με εκτοξευόμενο σκυρόδεμα ή καλύπτονται με τμήμα του φυσικού λίθου, ώστε να υπάρχει πλήρης αποκατάσταση των όψεων του κτιρίου. Σχετικά με την προστασία από διάβρωση θα πρέπει, αν η κεφαλή αγκύρωσης τοποθετηθεί στο κενό της τοιχοδομής να καλυφθεί με τσιμέντο γύρω από τον χάλυβα για 20 mm και γύρω από τους σωλήνες περιβολής περίπου 10 mm. Εάν η κεφαλή μείνει έξω από την τοιχοδομή θα πρέπει να καλυφθεί ή να βυθιστεί σε τσιμεντοκονίαμα.

Υπάρχει σημαντική αβεβαιότητα για το μέγεθος των χρόνιων απωλειών προέντασης εξ' αιτίας του ερπυσμού της τοιχοποιίας. Ο Wenzel και οι Ullrich και Maus αναφέρουν ότι οι απώλειες προέντασης οι οποίες μετρήθηκαν μετά από 12 ή 13 χρόνια λειτουργίας, κυμαίνονται από 3%-12%. Εάν και είναι δύσκολο να γενικεύσει κανείς, η πληροφορία αυτή μπορεί να εκληφθεί σαν ένδειξη ότι οι απώλειες προέντασης στην τοιχοποιία δεν είναι δυσανάλογα μεγαλύτερες από αυτές του σκυροδέματος.

Ο αριθμός των τενόντων που θα διαταχθούν σε ένα τοίχο στο ίδιο ύψος, εξαρτάται από το πάχος του τοίχου. Έτσι για μικρού πάχους τοιχοποιίες έχουμε έναν τένοντα, ενώ για μεγάλου πάχους δυο ή και περισσότερους (τόσοι ώστε η δύναμη να κατανέμεται σχεδόν ομοιόμορφα σ' όλο το πλάτος του τοίχου). Εμπειρία από πραγματικούς σεισμούς αλλά και από πειραματικές διατάξεις (Tomazevic), έχει αποδείξει ότι για συνήθη κτίρια από λιθοδομή με 2-3 ορόφους είναι αποτελεσματική η χρήση τενόντων από χάλυβα S360, διαμέτρου 16mm τοποθετημένων και στις δυο πλευρές του τοίχου και αγκυρωμένων με μεταλλικές πλάκες πάχους 10-15 mm. Σε μεγαλύτερα κτίρια η διάμετρος μπορεί να φτάσει μέχρι 28 mm. Σημειώνεται ότι είναι δυνατόν να αποφευχθεί η αρκετά δυσχερής διάνοιξη οπών και να γίνει η τοποθέτηση των τενόντων σε εγκοπές που δημιουργούνται στην επιφάνεια του τοίχου και έχουν βάθος περίπου 40 mm. Μετά την τοποθέτηση των τενόντων η διατομή αποκαθίσταται με τσιμεντοκονία.



Εικόνα 6.4.2: Αριθμός τενόντων ανάλογα με το πάχος της λιθοδομής ^[Κ4]

Μέτρα υγιεινής και ασφάλειας

Σε γενικές γραμμές τα μέτρα υγιεινής και ασφάλειας που ισχύουν για τις εργασίες προέντασης είναι αυτά που ισχύουν και για τις άλλες μεθόδους ενίσχυσης. Πρέπει ωστόσο τα συνεργεία να εξεταστούν ως προς την γνώση των προφυλακτικών μέτρων για την ασφάλεια των μελών τους κατά την εκτέλεση των εργασιών επισκευής – ενίσχυσης και ως προς την γνώση του τρόπου καθαρισμού και συντηρήσεως των εργαλείων τους. Παρακάτω παρατίθενται ενδεικτικά ορισμένα μέτρα που θα πρέπει να ληφθούν υπόψη κατά την διάρκεια της επίβλεψης.

- Οι εργασίες της επέμβασης πρέπει να επιβλέπονται από άτομα που έχουν τα κατάλληλα προσόντα και είναι διπλωματούχοι Πολιτικοί Μηχανικοί.
- Ο επιβλέπων οφείλει να έχει στενή συνεργασία με τον μελετητή του έργου.
- Λόγω της ιδιομορφίας των εργασιών ο Μηχανικός πρέπει να έχει πείρα σε προβλήματα ευστάθειας και πλήρη γνώση των κανονισμών προλήψεως ατυχημάτων.
- Επιπλέον απαιτείται συνεχής και συστηματικός έλεγχος των μέτρων ασφάλειας.
- Θα πρέπει να γίνεται έλεγχος των κατασκευαστικών σχεδίων αν προσαρμόζονται με την πραγματικότητα και όπου απαιτούνται τροποποιήσεις, ενημέρωση του μελετητή Μηχανικού για τον τρόπο αντιμετώπισης των.
- Απαραίτητη προϋπόθεση είναι ο έλεγχος των υλικών και των προδιαγραφών τους αν είναι συμβατά με αυτά της μελέτης.
- Τέλος πριν το στάδιο ακόμα της επισκευής θα πρέπει να ελεγχθεί το συνεργείο ως προς την απαιτούμενη εμπειρία και ειδικευση σε τέτοιου είδους κατασκευές.^[9]

Ποιοτικοί έλεγχοι κατά την επισκευή – ενίσχυση

Πρέπει να διασφαλίζεται η ποιότητα των εργασιών της επέμβασης μέσα από ένα πλήρες σχέδιο εργασιών και ελέγχων το οποίο πρέπει να τηρείται από τον κατασκευαστή του έργου. Το σχέδιο αυτό περιλαμβάνει τα εξής:

- Εξέταση και ενδεχόμενη προδοκιμασία περιοχών όπου θα εφαρμοστούν συγκεντρωμένες δυνάμεις (περιλαμβανομένων των περιοχών αγκύρωσης).
- Παρακολούθηση παραμορφώσεων στο χρόνο.
- Έλεγχος αλληλεπιδράσεων με άλλες κατηγορίες επεμβάσεων.

- Μετρήσεις τάσεων και παραμορφώσεων στην κατασκευή κατά την εφαρμογή των δυνάμεων καθώς και σύγκριση με αναμενόμενες τιμές.
- Έλεγχος μη αποδεκτών εγκάρσιων μετατοπίσεων.
- Έλεγχος αντιδιαβρωτικών μέτρων.^[9]

Συντήρηση

Μετά το πέρας των εργασιών επέμβασης και κατά την διάρκεια του κύκλου ζωής του έργου θα πρέπει να λαμβάνονται πρόσθετα μέτρα συντήρησης, γι' αυτό στα τεύχη της μελέτης πρέπει να περιέχονται ειδικές προτάσεις για τις περιοχές που υπέστησαν επισκευή/ενίσχυση, όπως για παράδειγμα:

- Περιοδική επιθεώρηση.
- Περιοδικός έλεγχος της αποτελεσματικότητας των μέτρων ανθεκτικότητας.
- Περιοδική δοκιμή (σε περιπτώσεις κτιρίων με μεγάλη σπουδαιότητα).^[9]

Πλεονεκτήματα

- Γενικά με την προένταση επιτυγχάνεται βελτίωση της συμπεριφοράς της τοιχοποιίας σε οριζόντιες μετακινήσεις λόγω κυρίως της σεισμικής φόρτισης.
- Χρησιμοποιείται ως μέσο ενίσχυσης κυρίως σε κατασκευές μνημειακού χαρακτήρα επειδή η εφαρμογή της δεν προκαλεί μεγάλες επεμβάσεις στις ορατές επιφάνειες των μνημείων.
- Η μέθοδος αυτή είναι εύκολα αναστρέψιμη.
- Μικρό κατασκευαστικό κόστος ανεξάρτητο του ποσοστού προέντασης.^[9]

Μειονεκτήματα

- Λόγο ερπυσμού οι τένοντες υπόκεινται σε χαλάρωση με την πάροδο του χρόνου γι' αυτό επιβάλλεται συστηματικός έλεγχος.

- Ως μέθοδος επέμβασης, η προένταση δεν επιλύει ριζικά το πρόβλημα αποκατάστασης από μόνη της γι' αυτό συνήθως αποτελεί συμπληρωματική μορφή επέμβασης.
- Οι χάλυβες που χρησιμοποιούνται, παρουσιάζουν προβλήματα διάβρωσης με τον χρόνο ενώ η χρήση ειδικών χαλύβων προστατευμένων από την σκουριά (ανοξειδωτοι και άλλοι) αυξάνουν το κόστος των υλικών 5 έως 7 φορές περισσότερο. Γενικά δεν συνιστάται η χρήση ανοξειδωτου χάλυβα όταν στην ατμόσφαιρα υπάρχουν σε μεγάλο ποσοστό χλωριόντα βρούνζου, ορειχάλκου ή χαλκού. Στην περίπτωση αυτή συνιστάται τιτάνιο ή κατάλληλα προστατευμένος χάλυβας.
- Έχει εξαιρετικά περιορισμένη χρήση στον ελληνικό χώρο εξαιτίας της έλλειψης εμπειρίας των μηχανικών στην συγκεκριμένη εφαρμογή, αλλά και της αβεβαιότητας της αλληλεπίδρασης της προέντασης με την κατασκευή και τα υλικά.^[9]

Απαιτούμενα υλικά

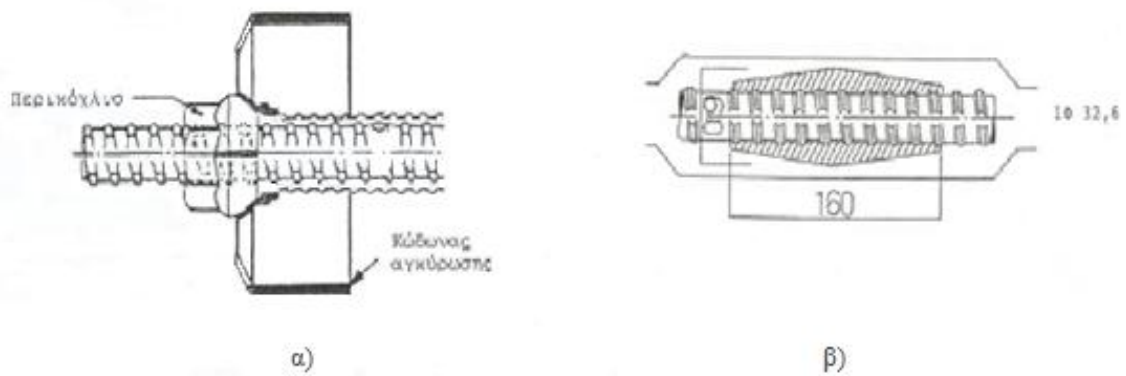
1. Τρυπάνι

2. Μεταλλικές ράβδοι μεγάλης διαμέτρου (15,26,32,36 mm) από φυσικό σκληρό χάλυβα μέσης αντοχής (π.χ. S 600/900, S 835/1030, S 885/1080). Οι ράβδοι αυτές έχουν συνεχές σπείρωμα στην επιφάνεια τους, το οποίο αυξάνει την συνάφεια και επιτρέπει την αγκύρωση της ράβδου με περικόχλιο σε οποιοδήποτε σημείο του μήκους της. Χάλυβες προστατευμένοι από σκουριά με μικρή τάση σχεδιασμού δεν είναι κατάλληλοι για τένοντες προέντασης. Χρειάζεται μεγαλύτερη διάμετρος για να επηρεάσει η προένταση την παλιά αντοχή. Τελευταία υπάρχουν στην αγορά χάλυβες προστατευμένοι από την σκουριά με μεγάλη τάση σχεδιασμού.

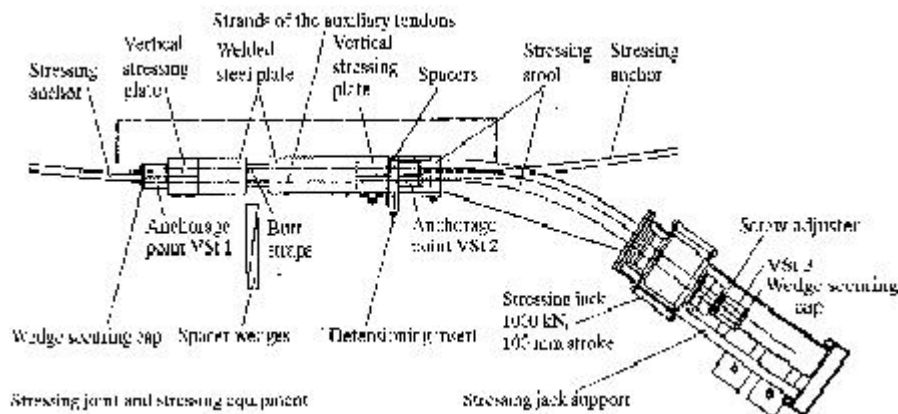
3. Περικόχλια

4. Στοιχεία αγκύρωσης κατάλληλα διαμορφωμένα με μορφή κώδωνα ή πλάκας από σκυρόδεμα ή χάλυβα.

5. Δυναμόκλειδα^[9]



Εικόνα 6.4.3: α) Σύστημα προέντασης DYWIDAG. Κινητή αγκύρωση τενόντων. β) Σύνδεσμος τενόντων DYWIDAG. [Κ4]



Εικόνα 6.4.3: Απαιτούμενα υλικά για εφαρμογή της προέντασης [9]

Μεθοδολογία εκτέλεσης

Στάδιο 1: Επιλέγονται οι θέσεις προσαρμογής των τενόντων και ελέγχεται η καταλληλότητα επάρκειας αυτών των θέσεων της τοιχοποιίας (έλεγχος τοπικής θλίψης) για παραλαβή των δυνάμεων προέντασης. Σε αντίθετη περίπτωση γίνεται τοπική ενίσχυση.

Στάδιο 2: Διάνοιξη των οπών (δίοδοι) στην μάζα του τοίχου, σε απέναντι θέσεις και στο ίδιο το ύψος (περίπτωση οριζόντιων τενόντων). Για λόγους προστασίας από διάβρωση, οι τένοντες τοποθετούνται σε συνήθεις σωλήνες περιβολής ή εντός οπών που διατρώνται κατά μήκος της μέσης επιφάνειας του τοίχου, ή κατά μήκος αυλάκων οι οποίοι διανοίγονται συμμετρικά και στις δυο παρειές του τοίχου ώστε να επιτυγχάνεται κεντρική εφαρμογή της δύναμης προέντασης. Αρχικά δημιουργείται μια τρύπα κατά μήκος της τοιχοποιίας διαμέτρου 60 - 80 mm με τρυπάνι μέχρι την επόμενη γωνία.

Στάδιο 3: Μια συνεχής ράβδος προέντασης εισέρχεται στην τρύπα αφού έχει ήδη υποστεί ελαιοβαφή.

Στάδιο 4: Αγκύρωση των τενόντων (ράβδοι υψηλής αντοχής και μεγάλης διαμέτρου) σε κατάλληλα διαστασιολογημένες πλάκες αγκύρωσης

Στάδιο 5: Οι ράβδος αγκυρώνεται μόνιμα στο ένα άκρο και εφελκύεται από την άλλη με υδραυλικό γρύλο ή δυναμόκλειδα. Απαιτείται ιδιαίτερη προσοχή κατά την επιβολή της προέντασης, η οποία πρέπει να είναι ήπια και διαρκώς ελεγχόμενη.

Στάδιο 6: Μετά την τοποθέτηση των τενόντων οι εσωτερικές οπές πληρούνται με τσιμεντένεμα (ώστε να προστατεύσει την ευαίσθητη προενταμένη ράβδο) και οι εξωτερικοί αύλακες με ελαφρούς μανδύες από εκτοξευόμενο σκυρόδεμα. Η πίεση του τσιμεντενέματος πρέπει να είναι 20-50 Bar. Το κενό μεταξύ του τένοντα και του σωλήνα περιβολής του πληρούται με τσιμεντένεμα εκτός εάν κρίνεται σκόπιμο να παραληφθεί η σύνδεση του τένοντα ώστε να είναι μεταγενέστερα δυνατή η παρατήρηση, επανένταση ή ακόμα η αφαίρεση του.^[9]

6.4.2) Προσομοίωση επέμβασης

Η προσομοίωση της προσθήκης οριζόντιου διαφράγματος, μέσω διπλού σανιδώματος κάθετου στο αρχικό, στο ύψος των δαπέδων προσομοιώθηκε ως εξής:

- a) Διπλασιασμός των μόνιμων φορτίων των διαδοκίδων των πατωμάτων, λόγω του διπλού πετωμάτος.
- b) Εφαρμογή διαφραγματικής λειτουργίας στο ύψος των πατωμάτων του υπογείου και του ισογείου.

Στο ύψος της στέψης των τοίχων του ισογείου και του Α' ορόφου, η υλοποίηση διαφραγματικής λειτουργίας επιτυγχάνεται μέσω διαζώματος από οπλισμένο σκυρόδεμα και προσομοιώνεται ως εξής:

- c) Επιβολή του ίδιου βάρους του διαζώματος ως κατανεμημένο φορτίο στη στέψη των τοίχων του Α' ορόφου. Το κατανεμημένο αυτό φορτίο καταχωρήθηκε στο πρόγραμμα ως DEAD1 ώστε να συνυπολογιστεί στις ταλαντούμενες μάζες κατά τη δυναμική ανάλυση του φορέα και ισούται με:

$$g_{\text{διαζωμ}} = E_{\text{διαζωμ}} \times (\gamma_{\text{οπλ.σκυρ}} - \gamma_{\text{λιθ}}) = (0,50 \times 0,30) \times (25,00 - 22,00) = 0,45 \text{ KN/m}$$

- d) Εφαρμογή διαφραγματικής λειτουργίας στη στέψη των τοίχων του ισογείου και του Α' ορόφου.

Η χρήση ενεμάτων και αρμολογήματος προσομοιώθηκε ως εξής:

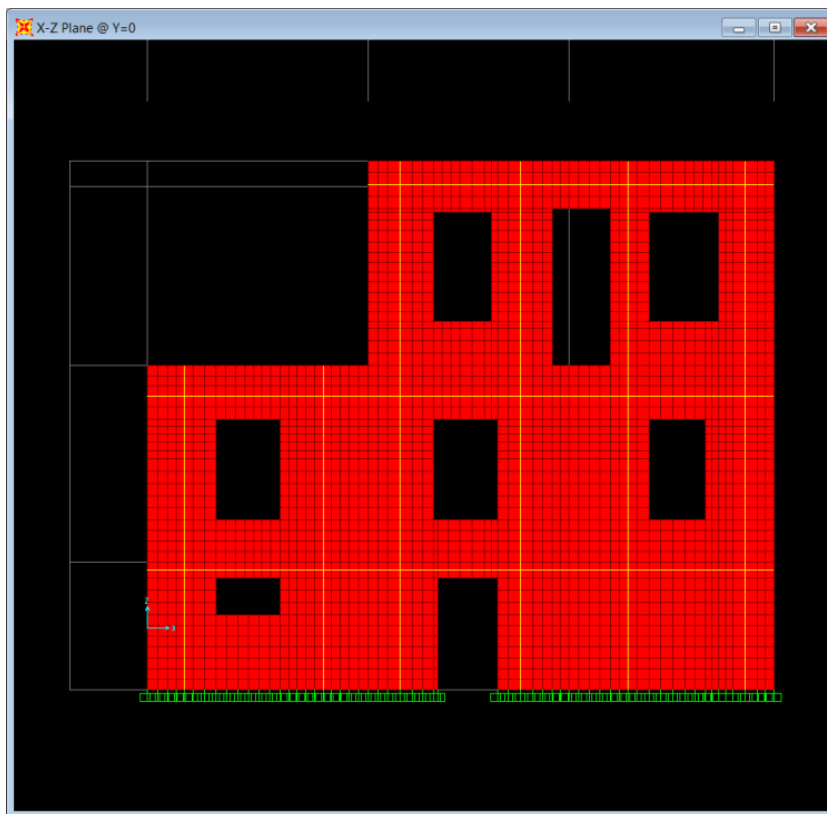
- e) Μέτρο ελαστικότητας τοιχοποιίας $E=5000000 \text{ Mpa}$

Η προένταση προσομοιώθηκε ως εξής:

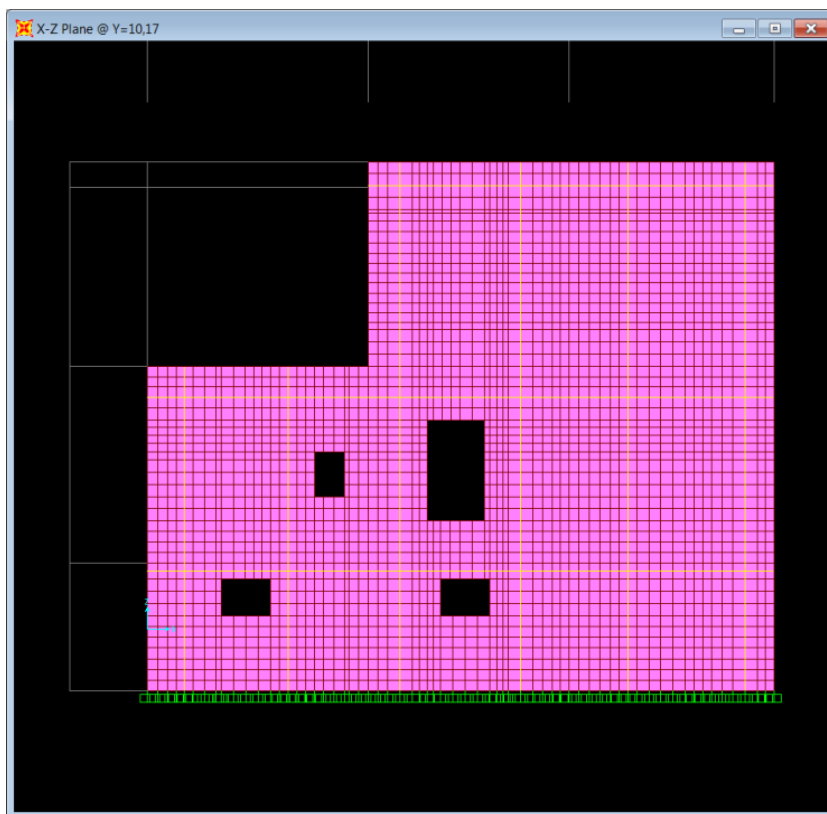
- f) Δημιουργία νέου γραμμικού στοιχείου διαμέτρου 32 mm από χάλυβα.
- g) Εφαρμογή στους εξωτερικούς τοίχους όπως φαίνεται στις παρακάτω εικόνες.
- h) Εισαγωγή θερμοκρασιακής μεταβολής $\Delta T = -50\text{ }^{\circ}\text{C}$.

Παρακάτω παρατίθενται οι εικόνες με τις όψεις του κτιρίου που δείχνουν τις θέσεις των τενόντων.

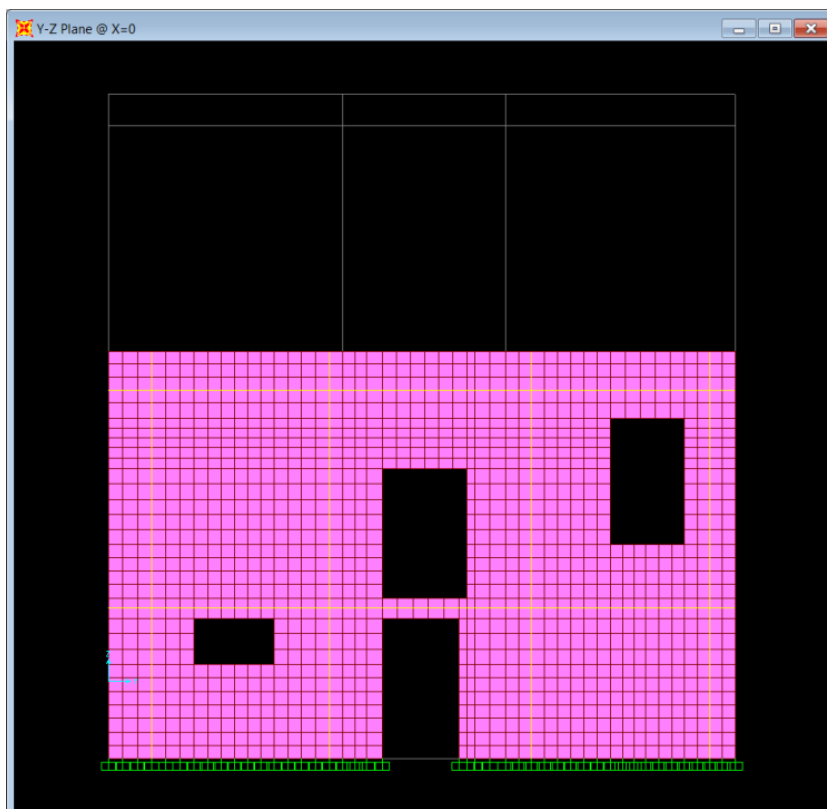
i) xz plane @ y=0



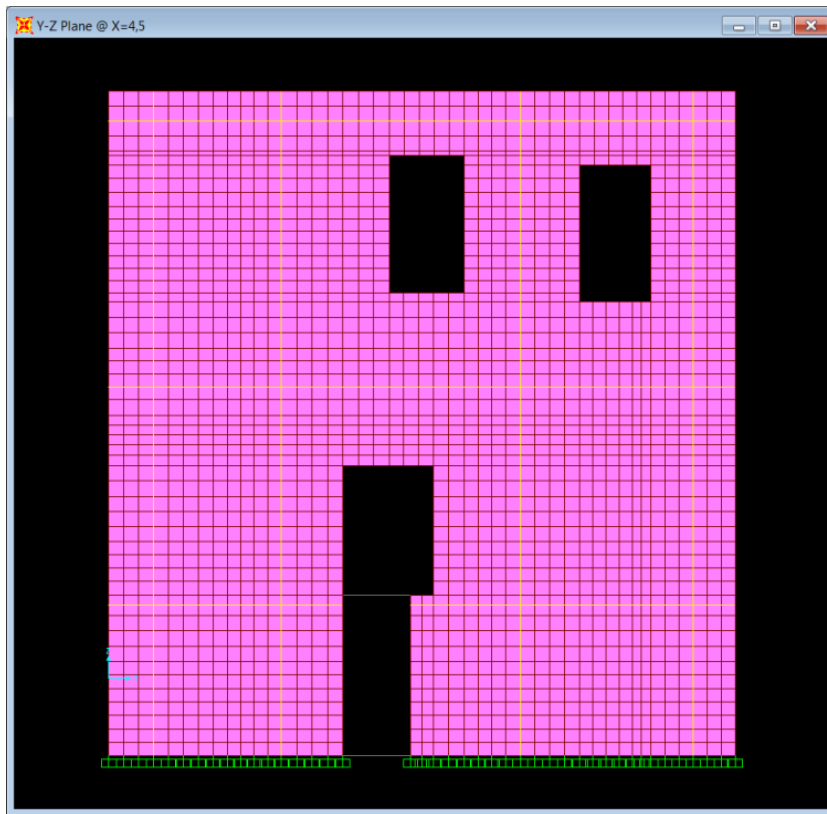
ii) xz plane @ $y=10,17$



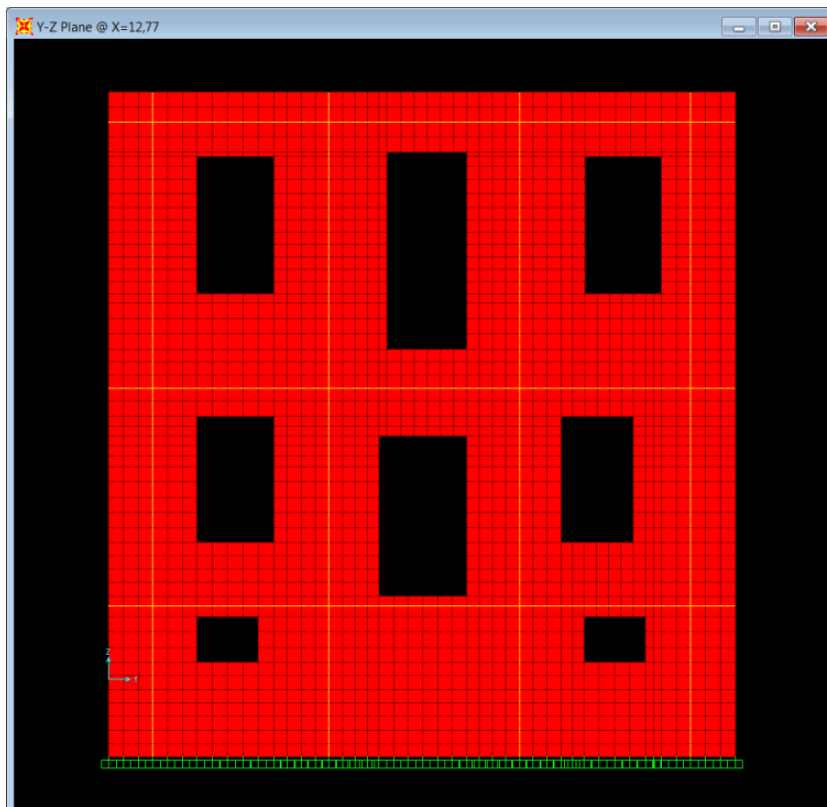
iii) yz plane @ $x=0$



iv) yz plane @ $x=4,50$



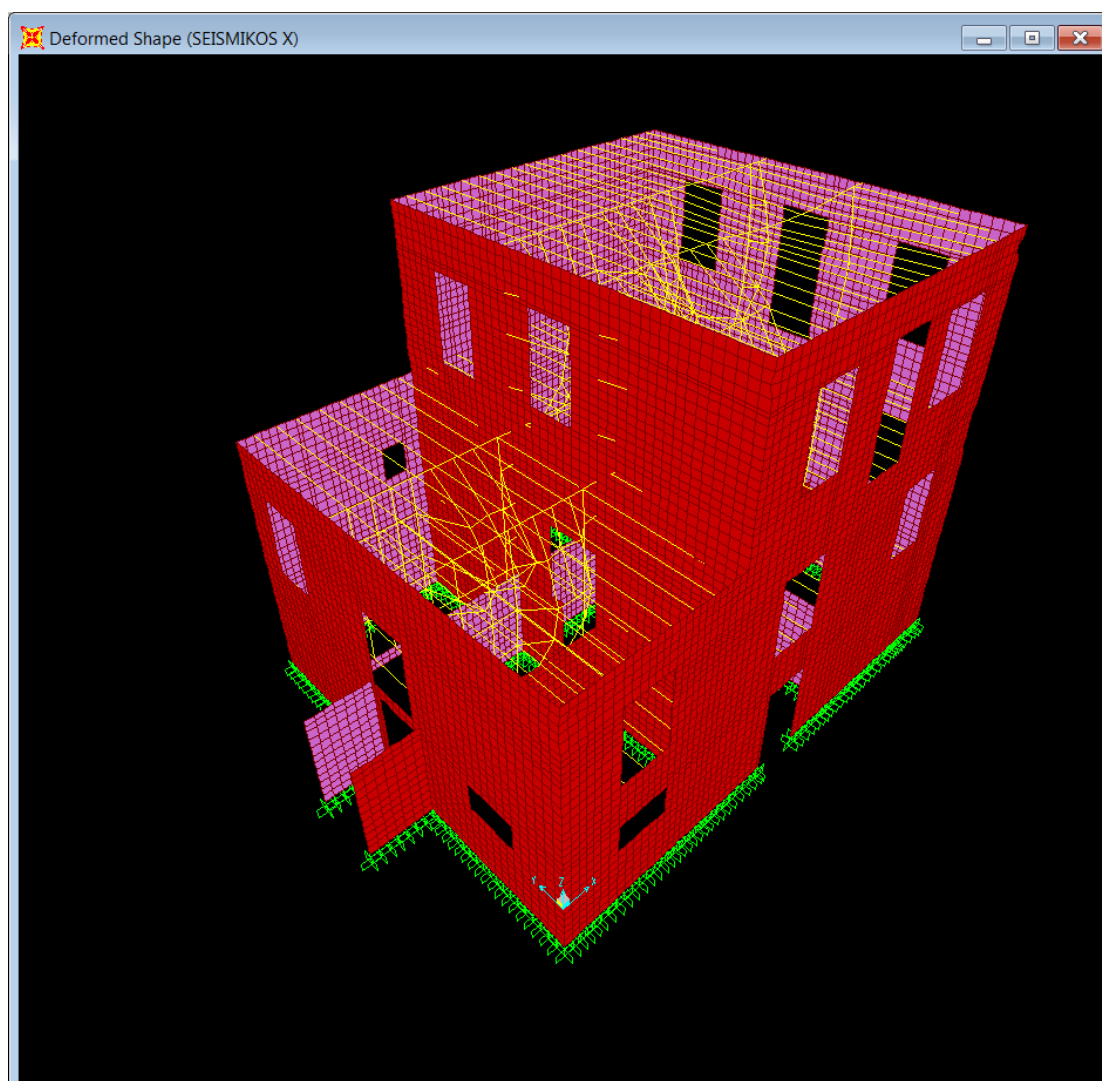
v) yz plane @ $x=12,77$



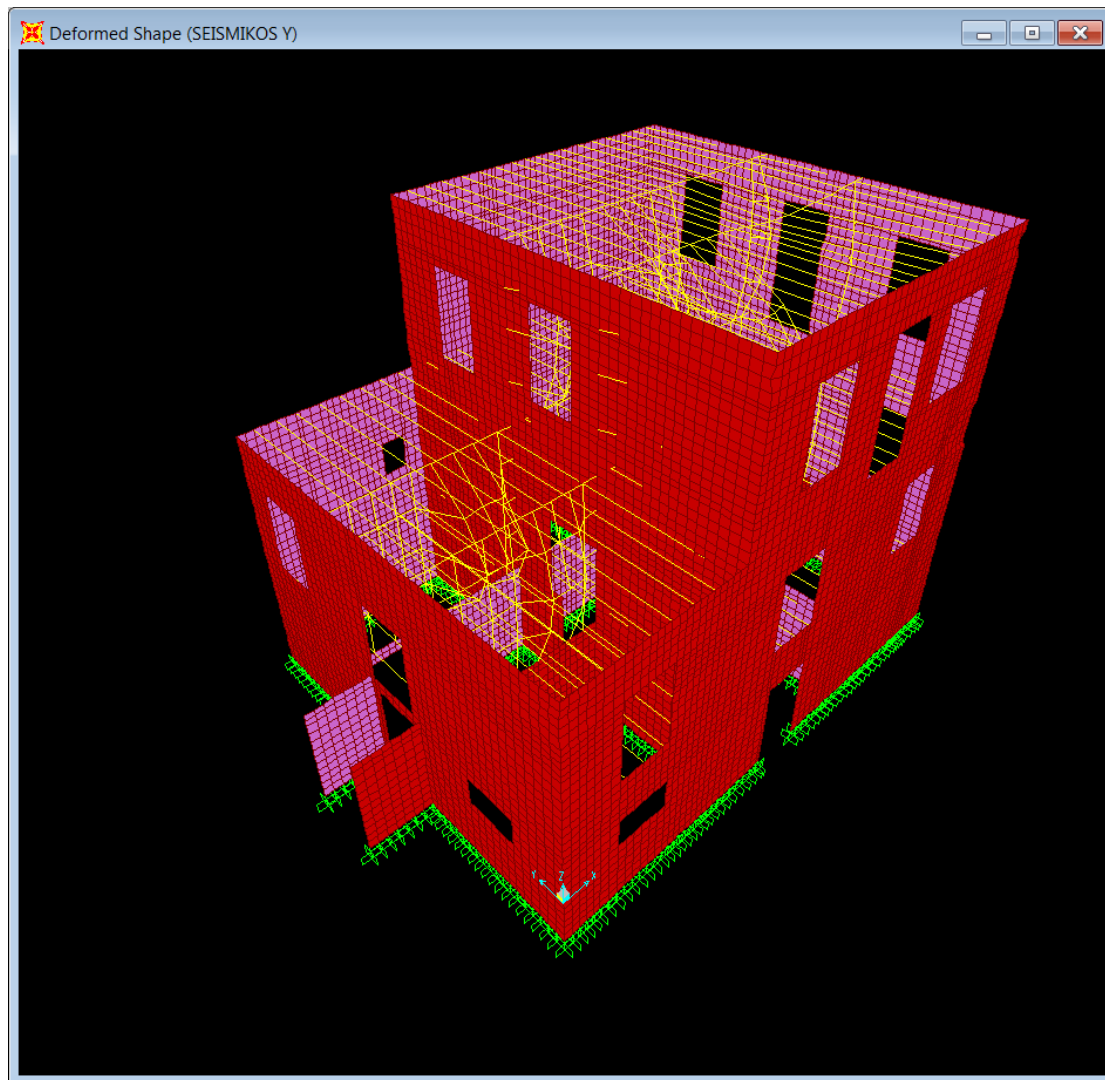
6.4.3) Αξιολόγηση επέμβασης

6.4.3.1) Μακροσκοπική παρατήρηση επέμβασης

Με μακροσκοπική παρατήρηση της δυναμικής απόκρισης του κτιρίου υπό σεισμική φόρτιση μετά την ύπαρξη διαφραγματικής λειτουργίας σε όλους τους ορόφους, χρήση ενεμάτων - αρμολογήματος και προέντασης, είναι εμφανής ο περιορισμός των παραμορφώσεων καθώς και της ιδιομορφής τύπου «αναπνοής» σε σχέση με το αρχικό μοντέλο, παρουσιάζοντας ανάλογη εικόνα με το μοντέλο που έχουμε μόνο διαφραγματική λειτουργία σε όλους τους ορόφους και ενέματα - αρμολόγημα.



Εικόνα 6.4.4: Παραμορφωμένη κατάσταση για φόρτιση με τον SEISMIKOS X



Εικόνα 6.4.5: Παραμορφωμένη κατάσταση για φόρτιση με τον SEISMIKOS Y

Σε αυτό το σημείο ακολουθεί αξιολόγηση της επέμβασης συγκριτικά με το αρχικό μοντέλο, καθώς και με το μοντέλο που έχουμε διαφραγματική λειτουργία σε όλους τους ορόφους και χρήση ενεμάτων - αρμολογήματος, σύμφωνα με:

- A) τις κύριες ιδιομορφές
- B) τις αναπτυσσόμενες μετακινήσεις κατά τους σεισμικούς συνδυασμούς
- Γ) τη διανομή των εντατικών μεγεθών και τον έλεγχό τους.

6.4.3.2) Ιδιομορφές

Από το αρχείο αποτελεσμάτων για τις ιδιομορφές του κτιρίου προέκυψε ο παρακάτω συμπυκνόμενος πίνακας:

Διεύθυνση	Υπάρχουσα κατασκευή ($T_1=0,323$ sec)			Διαφραγματική λειτουργία σε όλους τους ορόφους και ενέματα-αρμολόγημα ($T_1=0,108$ sec)		
	Ιδιομορφή	Ιδιοπερίοδος (sec)	Ποσοστό δρώσας ιδιομορφικής μάζας	Ιδιομορφή	Ιδιοπερίοδος (sec)	Ποσοστό δρώσας ιδιομορφικής μάζας
x	1 ^η	0,323	26,5%	64 ^η	0,043	13,5%
y	2 ^η	0,267	29,3%	2 ^η	0,103	22,5%
z	81 ^η	0,063	12,9%	74 ^η	0,009	36,8%

Διαφραγματική λειτουργία σε όλους τους ορόφους, ενέματα-αρμολόγημα και προένταση ($T_1=0,108$ sec)			
Διεύθυνση	Ιδιομορφή	Ιδιοπερίοδος (sec)	Ποσοστό δρώσας ιδιομορφικής μάζας
x	64 ^η	0,043	13,5%
y	2 ^η	0,103	21,0%
z	74 ^η	0,033	34,8%

Πίνακας 6.4.1: Ενδεικτικά στοιχεία ιδιομορφών

Παρατηρούμε πως οι ιδιοπερίοδοι του κτιρίου μετά την χρήση προέντασης είναι παρόμοιες σε σχέση με το μοντέλο που έχουμε μόνο διαφραγματική λειτουργία σε όλους τους ορόφους και χρήση ενεμάτων - αρμολογήματος. Αντίστοιχη είναι και η ερμηνεία της απόκρισης μέσω των ιδιομορφών.

6.4.3.3) Μετακινήσεις

Ελέγχθηκαν επιλεκτικά τα τρία σημεία στο ύψος της στέψης του Α' ορόφου της κύριας όψης, τα οποία ελέγχθηκαν και στα προηγούμενα Κεφάλαια και φαίνονται στην Εικόνα 4.3.1. Στη συνέχεια εξήχθη ο πίνακας που παρουσιάζει τις μετακινήσεις και τις στροφές των τριών σημείων για τους δύο σεισμικούς συνδυασμούς.

TABLE: Joint Displacements										
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U1	U2	U3	R1	R2	R3	
Text	Text	Text	Text	m	m	m	Radians	Radians	Radians	
Υπάχουσα κατασκευή	297	SEISMIKOS X	Combination	Max	0,006425	0,003443	0,000168	0,000333	0,001114	0,003839
	313	SEISMIKOS X	Combination	Max	0,003273	0,003218	-0,000001334	0,000553	0,000608	0,003748
	7525	SEISMIKOS X	Combination	Max	0,027121	0,002875	-0,000874	0,000371	0,00476	0,001558
	297	SEISMIKOS Y	Combination	Max	0,003155	0,006835	0,000248	0,000791	0,000505	0,003859
	313	SEISMIKOS Y	Combination	Max	0,002127	0,006817	0,000119	0,000824	0,000374	0,003861
	7525	SEISMIKOS Y	Combination	Max	0,00897	0,006058	-0,00106	0,000697	0,001614	0,001094
Διαφρ. λειτουργία σε όλους τους ορόφους και ενέματα	297	SEISMIKOS X	Combination	Max	0,000839	0,00081	-0,000231	0,000045	0,00005	0,000054
	313	SEISMIKOS X	Combination	Max	0,000505	0,00081	-0,000146	0,000067	0,000042	0,000054
	7525	SEISMIKOS X	Combination	Max	0,00063	0,00081	-0,000312	0,000051	0,00005	0,000054
	297	SEISMIKOS Y	Combination	Max	0,000951	0,001047	-0,000235	0,000064	0,000054	0,000068
	313	SEISMIKOS Y	Combination	Max	0,00048	0,001047	-0,000115	0,000084	0,000037	0,000068
	7525	SEISMIKOS Y	Combination	Max	0,000662	0,001047	-0,000317	0,000065	0,000045	0,000068
Διαφρ. λειτουργία σε όλους τους ορόφους, ενέματα και προένταση	297	SEISMIKOS X	Combination	Max	0,000842	0,000779	-0,000431	0,000086	0,00008	0,000055
	313	SEISMIKOS X	Combination	Max	0,000502	0,000779	-0,00031	0,000035	0,000071	0,000055
	7525	SEISMIKOS X	Combination	Max	0,00063	0,000779	-0,000435	0,000027	0,000053	0,000055
	297	SEISMIKOS Y	Combination	Max	0,000951	0,001009	-0,000435	0,000104	0,000084	0,000069
	313	SEISMIKOS Y	Combination	Max	0,000478	0,001009	-0,00028	0,000051	0,000066	0,000069
	7525	SEISMIKOS Y	Combination	Max	0,00066	0,001009	-0,00044	0,000038	0,000048	0,000069

Πίνακας 6.4.2: Μετακινήσεις και στροφές των τριών σημείων

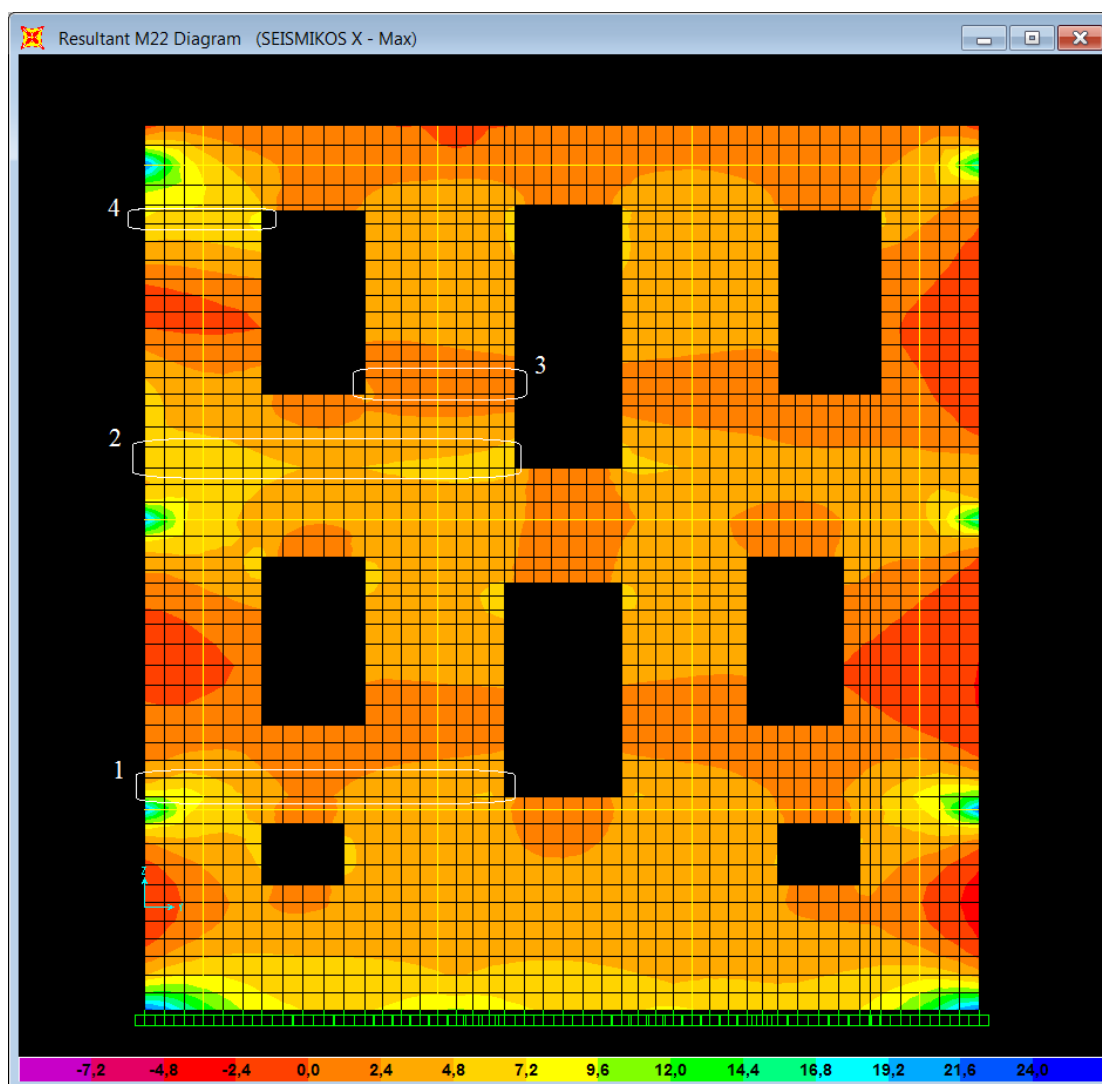
Παρατηρούμε πως με τη χρήση της προέντασης τα αποτελέσματα των μετακινήσεων δεν επηρεάζονται καθόλου σε σχέση με το μοντέλο που έχουμε μόνο διαφραγματική λειτουργία σε όλους τους ορόφους και χρήση ενεμάτων – αρμολογήματος.

Αντίστοιχα συμπεράσματα θα μπορούσαν να παρατηρηθούν και να εξαχθούν από πλήθος άλλων σημείων, πράγμα το οποίο δεν κρίθηκε σκόπιμο για λόγους ορθολογικής έκτασης της παρούσας εργασίας.

6.4.3.4) Κατανομή εντατικών μεγεθών - έλεγχος

Σε αυτή την ενότητα θα γίνει παρουσίαση της κατανομής των εντατικών μεγεθών που κατόπιν θα ελεγχθούν σε σύγκριση με το αρχικό μοντέλο, καθώς και με το μοντέλο που έχουμε μόνο διαφραγματική λειτουργία σε όλους τους ορόφους και χρήση ενεμάτων - αρμολογήματος. Οι πεσσοί που επιλέχθηκαν είναι οι ίδιοι με αυτούς που επιλέχθηκαν και ελέγχθηκαν σε κάθε εντατικό μέγεθος στα προηγούμενα κεφάλαια, ώστε να μπορεί να γίνει σύγκριση.

i) Εκτός επιπέδου κάμψη παράλληλα στις οριζόντιες ακμές



Εικόνα 6.4.6: Ισοδυναμικές καμπύλες M22 μετά την επέμβαση

Το παραπάνω σχήμα συγκρινόμενο με τα αντίστοιχα των προηγούμενων Παραγράφων και Κεφαλαίων κάνει φανερό ότι μετά την επέμβαση οι τιμές των αναπτυσσόμενων ροπών είναι σχετικά μειωμένες σε σχέση με το μοντέλο όπου έχει

επιτευχθεί μόνο διαφραγματική λειτουργία σε όλους τους ορόφους και έχει γίνει χρήση ενεμάτων - αρμολογήματος.

Έλεγχος

<i>Πεσσός 1</i>	Υπάρχουσα κατασκευή	Διαφρ. λειτουργία σε όλους τους ορόφους και ενέματα	Διαφρ. λειτουργία σε όλους τους ορόφους, ενέματα και προένταση
Μήκος πεσσού (m)	4,39	4,39	4,39
Θλιβόμενο μήκος (m)	4,39	4,39	4,39
σ_d (KN/m ²)	-199,09	-204,51	-268,58
M_{Rd} (2) (KNm)	140,52	143,11	168,80
M_{sd} (KNm)	85,39	19,65	17,80
Έλεγχος	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ

<i>Πεσσός 2</i>	Υπάρχουσα κατασκευή	Διαφρ. λειτουργία σε όλους τους ορόφους και ενέματα	Διαφρ. λειτουργία σε όλους τους ορόφους, ενέματα και προένταση
Μήκος πεσσού (m)	4,52	4,52	4,52
Θλιβόμενο μήκος (m)	4,52	4,52	4,52
σ_d (KN/m ²)	-118,35	-124,00	-190,02
M_{Rd} (2) (KNm)	96,96	100,78	140,07
M_{sd} (KNm)	83,19	25,36	22,45
Έλεγχος	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ

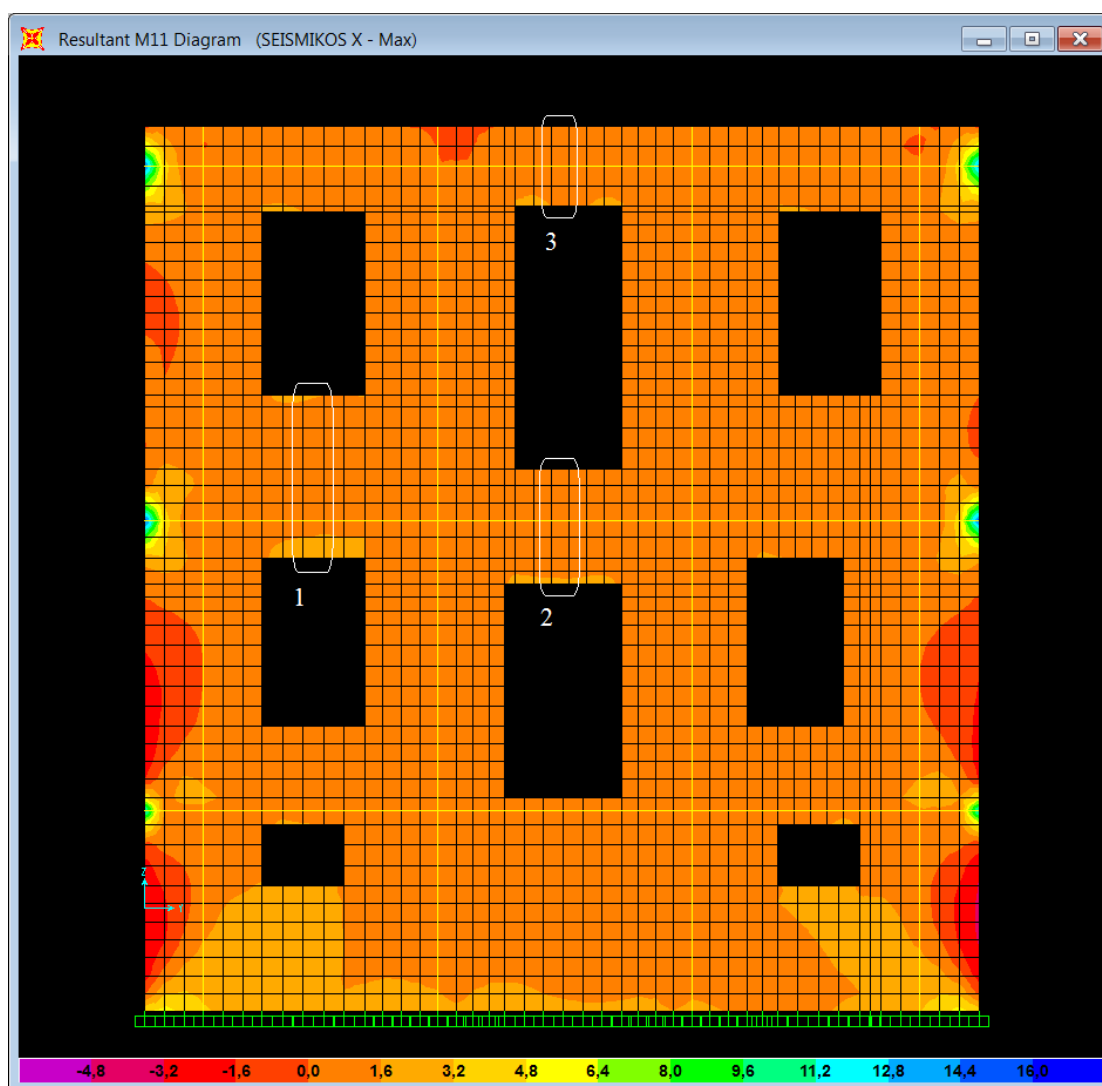
<i>Πεσσός 3</i>	Υπάρχουσα κατασκευή	Διαφρ. λειτουργία σε όλους τους ορόφους και ενέματα	Διαφρ. λειτουργία σε όλους τους ορόφους, ενέματα και προένταση
Μήκος πεσσού (m)	1,84	1,84	1,84
Θλιβόμενο μήκος (m)	1,84	1,84	1,84
σ_d (KN/m ²)	-144,47	-152,53	-229,09
M_{Rd} (2) (KNm)	46,42	48,44	64,57
M_{sd} (KNm)	51,91	3,52	3,18
Έλεγχος	ΔΕΝ ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ

Πεσσός 4	Υπάρχουσα κατασκευή	Διαφρ. λειτουργία σε όλους τους ορόφους και ενέματα	Διαφρ. λειτουργία σε όλους τους ορόφους, ενέματα και προένταση
Μήκος πεσσού (m)	1,43	1,43	1,43
Θλιβόμενο μήκος (m)	1,43	1,43	1,43
σ_d (KN/m ²)	-82,04	-90,69	-193,70
M_{Rd} (2) (KNm)	22,34	24,42	44,91
M_{sd} (KNm)	28,91	7,55	9,78
Έλεγχος	ΔΕΝ ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ

Πίνακας 6.4.3: Συγκριτικός έλεγχος των υπό εξέταση πεσσών έναντι M22 πριν και μετά την επέμβαση

Από τους παραπάνω πίνακες βλέπουμε ότι με τη χρήση προέντασης υπάρχει αύξηση της κατακόρυφης θλιπτικής τάσης η οποία οδηγεί σε αύξηση της καμπτικής αντοχής σε όλους τους πεσσούς. Αυτό έχει σαν αποτέλεσμα να ικανοποιούνται με μεγαλύτερη διαφορά όλοι οι έλεγχοι.

ii) Εκτός επιπέδου κάμψη παράλληλα στις κατακόρυφες ακμές



Εικόνα 6.4.7: Ισοδυναμικές καμπύλες M11 μετά την επέμβαση

Το παραπάνω σχήμα συγκρινόμενο με τα αντίστοιχα των προηγούμενων Παραγράφων και Κεφαλαίων κάνει φανερό ότι μετά την επέμβαση οι τιμές των αναπτυσσόμενων ροπών είναι σχετικά μειωμένες σε σχέση με το μοντέλο όπου έχει επιτευχθεί μόνο διαφραγματική λειτουργία σε όλους τους ορόφους και έχει γίνει χρήση ενεμάτων - αρμολογήματος.

Έλεγχος

Πεσσός 1	Υπάρχουσα κατασκευή	Διαφρ. λειτουργία σε όλους τους ορόφους και ενέματα	Διαφρ. λειτουργία σε όλους τους ορόφους, ενέματα και προένταση
Μήκος πεσσού (m)	1,99	1,99	1,99
f_{yk2} (KN/m ²)	200	200	200
M_{Rd} (KNm)	15,57	15,57	15,57
M_{sd} (KNm)	21,17	2,63	2,58
Έλεγχος	ΔΕΝ ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ

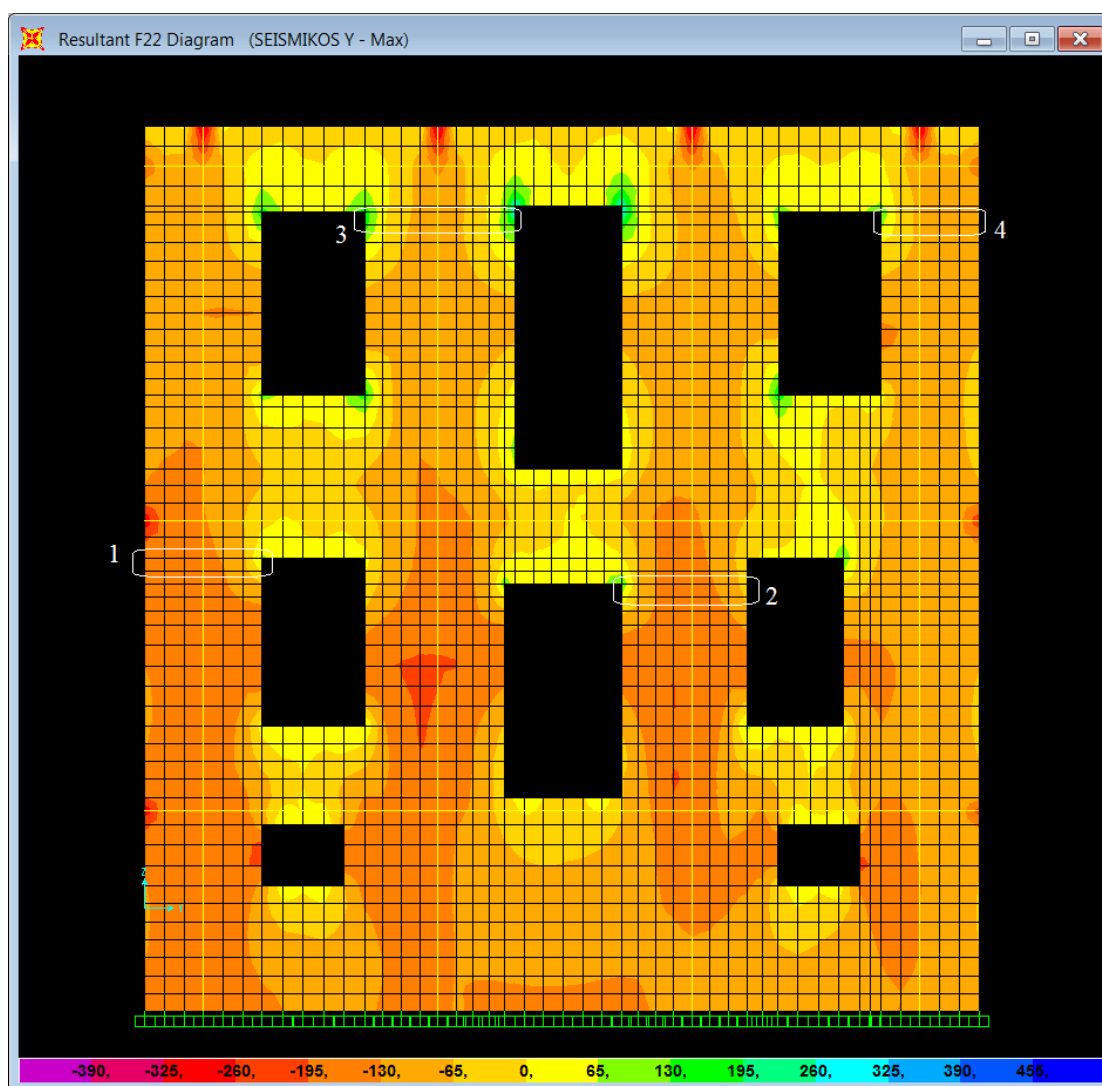
Πεσσός 2	Υπάρχουσα κατασκευή	Διαφρ. λειτουργία σε όλους τους ορόφους και ενέματα	Διαφρ. λειτουργία σε όλους τους ορόφους, ενέματα και προένταση
Μήκος πεσσού (m)	1,4	1,4	1,4
f_{yk2} (KN/m ²)	200	200	200
M_{Rd} (KNm)	10,95	10,95	10,95
M_{sd} (KNm)	62,3	1,17	1,12
Έλεγχος	ΔΕΝ ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ

Πεσσός 3	Υπάρχουσα κατασκευή	Διαφρ. λειτουργία σε όλους τους ορόφους και ενέματα	Διαφρ. λειτουργία σε όλους τους ορόφους, ενέματα και προένταση
Μήκος πεσσού (m)	0,97	0,97	0,97
f_{yk2} (KN/m ²)	200	200	200
M_{Rd} (KNm)	7,59	7,59	7,59
M_{sd} (KNm)	112,89	0,66	0,64
Έλεγχος	ΔΕΝ ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ

Πίνακας 6.4.4: Συγκριτικός έλεγχος των υπό εξέταση πεσσών έναντι M11 πριν και μετά την επέμβαση

Από τους παραπάνω πίνακες βλέπουμε ότι με τη χρήση προέντασης έχουμε μικρή περαιτέρω μείωση στις δρώσες ροπές. Επίσης, πάλι ικανοποιούνται όλοι οι έλεγχοι.

iii) Εντός επιπέδου κάμψη



Εικόνα 6.4.8: Ισοδυναμικές καμπύλες F22 μετά την επέμβαση

Το παραπάνω σχήμα συγκρινόμενο με τα αντίστοιχα των προηγούμενων Παραγράφων και Κεφαλαίων κάνει φανερό ότι μετά την επέμβαση οι τιμές των αναπτυσσόμενων κατακόρυφων δυνάμεων παρουσιάζουν μεγάλες διαφοροποιήσεις σε σχέση με το μοντέλο όπου έχει επιτευχθεί μόνο διαφραγματική λειτουργία σε όλους τους ορόφους και έχει γίνει χρήση ενεμάτων - αρμολογήματος.

Έλεγχος

Πεσσός 1	Υπάρχουσα κατασκευή	Διαφρ. λειτουργία σε όλους τους ορόφους και ενέματα	Διαφρ. λειτουργία σε όλους τους ορόφους, ενέματα και προένταση
Μήκος πεσσού (m)	1,31	1,31	1,31
Θλιβόμενο μήκος (m)	1,31	1,31	1,31
σ_d (KN/m ²)	-193,15	-201,51	-303,62
M_{Rd} (KNm)	82,76	104,24	150,83
M_{sd} (KNm)	46,82	15,6	18,99
Έλεγχος	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ

Πεσσός 2	Υπάρχουσα κατασκευή	Διαφρ. λειτουργία σε όλους τους ορόφους και ενέματα	Διαφρ. λειτουργία σε όλους τους ορόφους, ενέματα και προένταση
Μήκος πεσσού (m)	1,53	1,53	1,53
Θλιβόμενο μήκος (m)	1,53	1,53	1,53
σ_d (KN/m ²)	-239,53	-250,72	-330,81
M_{Rd} (KNm)	129,85	173,53	221,70
M_{sd} (KNm)	20,44	15,55	13,36
Έλεγχος	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ

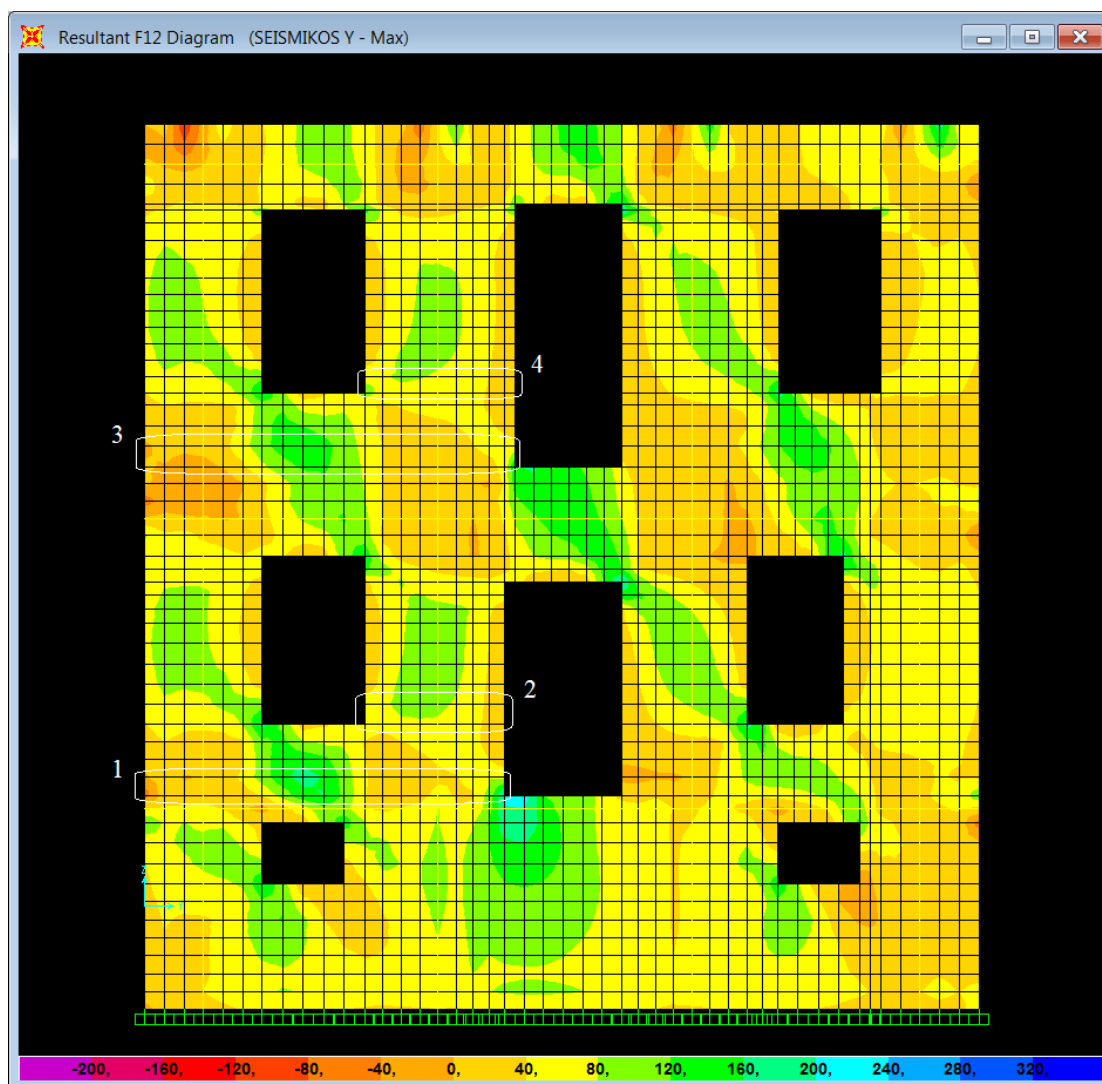
Πεσσός 3	Υπάρχουσα κατασκευή	Διαφρ. λειτουργία σε όλους τους ορόφους και ενέματα	Διαφρ. λειτουργία σε όλους τους ορόφους, ενέματα και προένταση
Μήκος πεσσού (m)	1,84	1,84	1,84
Θλιβόμενο μήκος (m)	1,84	1,84	1,84
σ_d (KN/m ²)	-99,49	-107,60	-185,21
M_{Rd} (KNm)	96,40	113,81	190,20
M_{sd} (KNm)	25,35	5,16	9,18
Έλεγχος	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ

Πεσσός 4	Υπάρχουσα κατασκευή	Διαφρ. λειτουργία σε όλους τους ορόφους και ενέματα	Διαφρ. λειτουργία σε όλους τους ορόφους, ενέματα και προένταση
Μήκος πεσσού (m)	1,2	1,2	1,2
Θλιβόμενο μήκος (m)	1,2	1,2	1,2
σ_d (KN/m ²)	-87,52	-92,91	-191,74
M_{Rd} (KNm)	36,66	42,03	83,54
M_{sd} (KNm)	21,45	11,54	17,57
Έλεγχος	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ

Πίνακας 6.4.5: Συγκριτικός έλεγχος των υπό εξέταση πεσσών έναντι εντός επιπέδου κάμψης πριν και μετά την επέμβαση

Από τους παραπάνω πίνακες βλέπουμε ότι με τη χρήση προέντασης υπάρχει αύξηση της κατακόρυφης θλιπτικής τάσης η οποία οδηγεί σε αύξηση της καμπτικής αντοχής σε όλους τους πεσσούς, υπάρχει ωστόσο και αύξηση των δροσών ροπών.

iv) Τέμνουσα δύναμη



Εικόνα 6.4.9: Ισοδυναμικές καμπύλες F12 μετά την επέμβαση

Το παραπάνω σχήμα συγκρινόμενο με τα αντίστοιχα των προηγούμενων Παραγράφων και Κεφαλαίων κάνει φανερό ότι μετά την επέμβαση οι τιμές των αναπτυσσόμενων τεμνουσών δυνάμεων δεν παρουσιάζουν ιδιαίτερες διαφοροποιήσεις σε σχέση με το μοντέλο όπου έχει επιτευχθεί μόνο διαφραγματική λειτουργία σε όλους τους ορόφους και έχει γίνει χρήση ενεμάτων - αρμολογήματος.

Έλεγχος

Πεσσός 1	Υπάρχουσα κατασκευή	Διαφρ. λειτουργία σε όλους τους ορόφους και ενέματα	Διαφρ. λειτουργία σε όλους τους ορόφους, ενέματα και προέκταση
Μήκος πεσσού (m)	4,39	4,39	4,39
Θλιβόμενο μήκος (m)	4,39	4,39	4,39
σ_d (KN/m ²)	-212,29	-217,55	-286,24
V_{Rd} (KN)	293,15	865,80	898,47
V_{sd} (KN)	378,72	239,11	248,73
Έλεγχος	ΔΕΝ ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ

Πεσσός 2	Υπάρχουσα κατασκευή	Διαφρ. λειτουργία σε όλους τους ορόφους και ενέματα	Διαφρ. λειτουργία σε όλους τους ορόφους, ενέματα και προέκταση
Μήκος πεσσού (m)	1,71	1,71	1,71
Θλιβόμενο μήκος (m)	1,71	1,71	1,71
σ_d (KN/m ²)	-303,12	-313,03	-404,35
V_{Rd} (KN)	136,62	354,94	371,85
V_{sd} (KN)	213,94	115,76	115,48
Έλεγχος	ΔΕΝ ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ

Πεσσός 3	Υπάρχουσα κατασκευή	Διαφρ. λειτουργία σε όλους τους ορόφους και ενέματα	Διαφρ. λειτουργία σε όλους τους ορόφους, ενέματα και προέκταση
Μήκος πεσσού (m)	4,52	4,52	4,52
Θλιβόμενο μήκος (m)	4,52	4,52	4,39
σ_d (KN/m ²)	-126,14	-131,84	-201,41
V_{Rd} (KN)	245,58	849,47	883,54
V_{sd} (KN)	335,83	236,55	248,19
Έλεγχος	ΔΕΝ ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ

Πεσσός 4	Υπάρχουσα κατασκευή	Διαφρ. λειτουργία σε όλους τους ορόφους και ενέματα	Διαφρ. λειτουργία σε όλους τους ορόφους, ενέματα και προένταση
Μήκος πεσσού (m)	1,84	1,84	1,84
Θλιβόμενο μήκος (m)	1,84	1,84	1,84
σ_d (KN/m ²)	-159,26	-167,48	-251,53
V_{Rd} (KN)	108,77	352,91	369,66
V_{sd} (KN)	156,81	117,05	115,47
Έλεγχος	ΔΕΝ ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ

Πίνακας 6.4.6 : Συγκριτικός έλεγχος των υπό εξέταση πεσσών έναντι τέμνουσας πριν και μετά την επέμβαση

Όπου: V_{Rd} από τον (τ. 5.3) (βλέπε σελ. 130)

Από τους παραπάνω πίνακες βλέπουμε ότι με τη χρήση προέντασης υπάρχει αύξηση της κατακόρυφης θλιπτικής τάσης η οποία οδηγεί σε αύξηση της αντοχής σε διάτμηση σε όλους τους πεσσούς.

6.4.4) Συνολική αξιολόγηση επέμβασης

Σαν συνολική αξιολόγηση της επέμβασης, μπορούμε να πούμε ότι η πρόσθετη χρήση της προέντασης σε συνδυασμό με την ύπαρξη διαφραγματικής λειτουργίας σε όλους τους ορόφους και με τη χρήση ενεμάτων και αρμολογήματος είναι σίγουρα επωφελής για την κατασκευή, καθώς ικανοποιούνται όλοι οι έλεγχοι με μεγαλύτερη διαφορά σε σχέση με το μοντέλο που έχουμε μόνο διαφραγματική λειτουργία σε όλους τους ορόφους και χρήση ενεμάτων - αρμολογήματος.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 7^ο

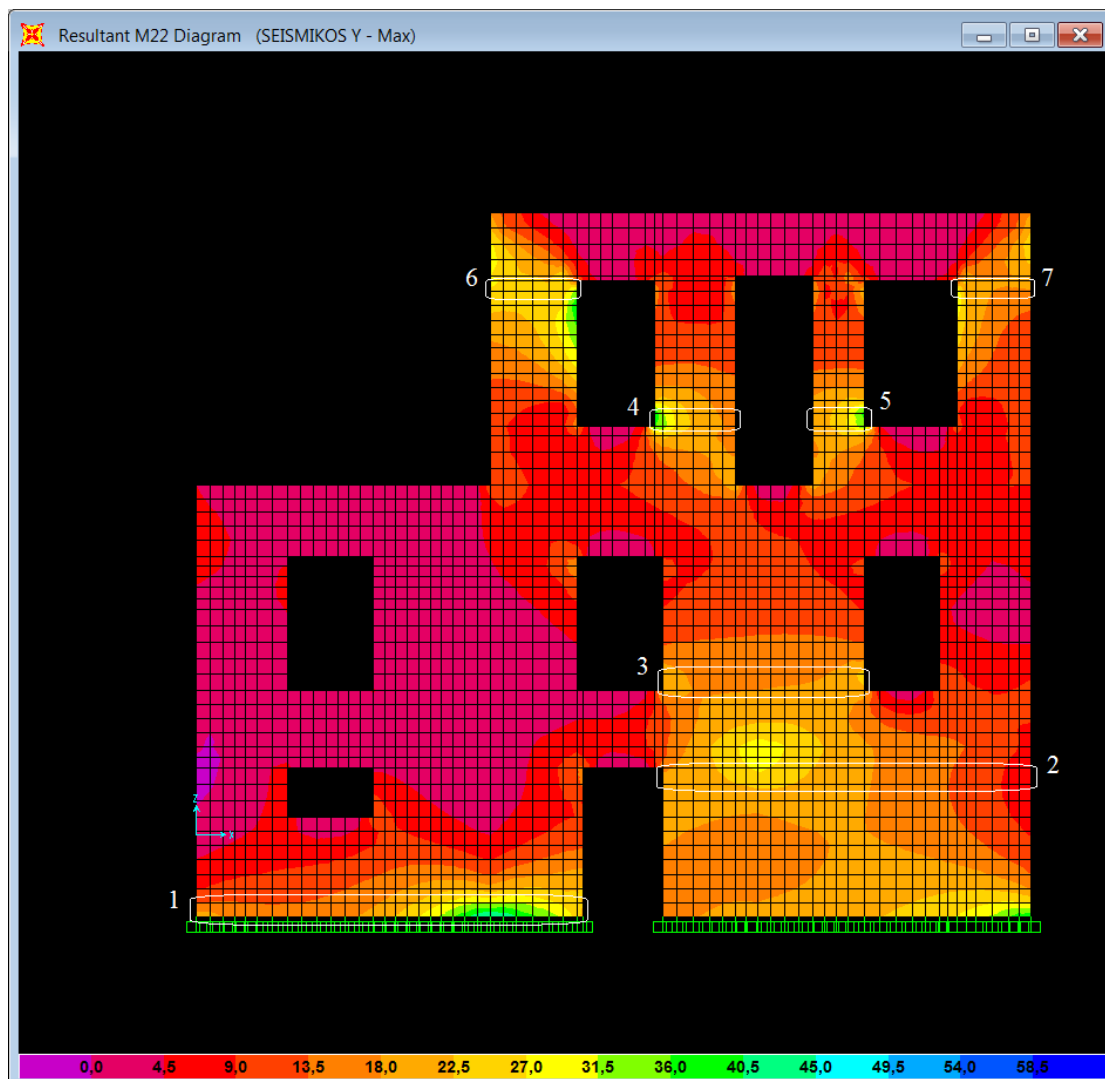
ΑΝΑΛΥΤΙΚΟΙ ΕΛΕΓΧΟΙ

Η διερεύνηση που πραγματοποιήσαμε στα προηγούμενα κεφάλαια οδήγησε στην επιλογή των δύο βέλτιστων επεμβάσεων για την ενίσχυση του κτιρίου, δηλαδή ο συνδυασμός *διάφραγμα-αρμολόγημα-ενέματα* καθώς και το *διάφραγμα-αρμολόγημα-ενέματα-προένταση*. Στο παρόν κεφάλαιο ακολουθεί αναλυτικός έλεγχος των δύο αυτών τελικών επεμβάσεων καθώς επίσης και του αρχικού μοντέλου έναντι των τεσσάρων ειδών ελέγχων (M11, M22, εντός επιπέδου κάμψη, τέμνουσα δύναμη) και σύγκριση αυτών.

7.1) ΥΠΑΡΧΟΥΣΑ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗ

7.1.1) Εκτός επιπέδου κάμψη παράλληλα στις οριζόντιες ακμές

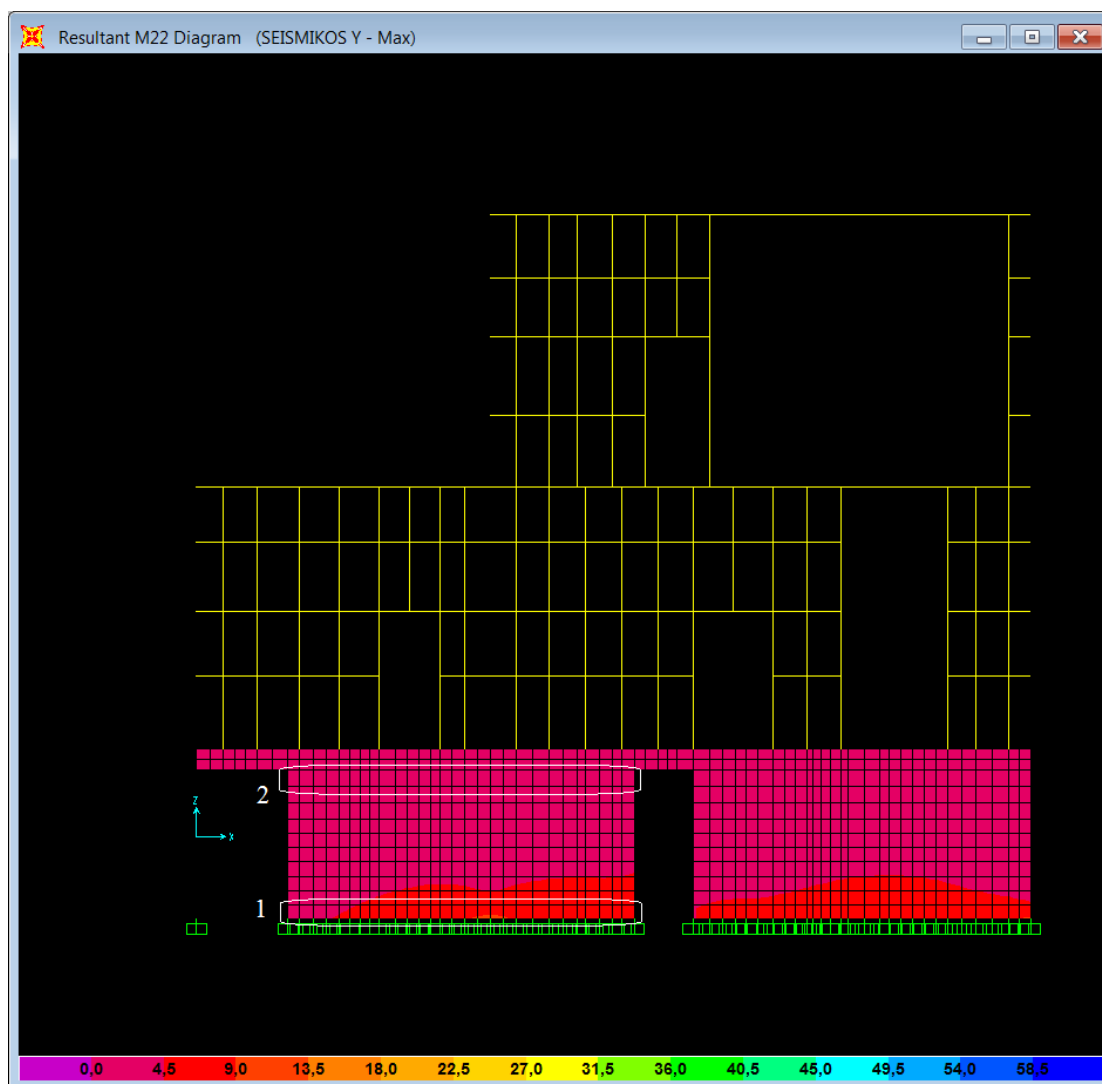
i) xz plane @ $\gamma=0$



	Πεσσός 1	Πεσσός 2	Πεσσός 3	Πεσσός 4
Μήκος πεσσού (m)	5,91	5,63	3,08	1,23
Θλιβόμενο μήκος (m)	5,91	5,63	3,08	1,33
σ_d (KN/m ²)	-190,76	-168,76	-216,28	-167,92
M_{Rd} (2) (KNm)	278,18	242,46	104,20	34,84
M_{sd} (KNm)	137,51	101,58	58,56	31,58
Έλεγχος	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ

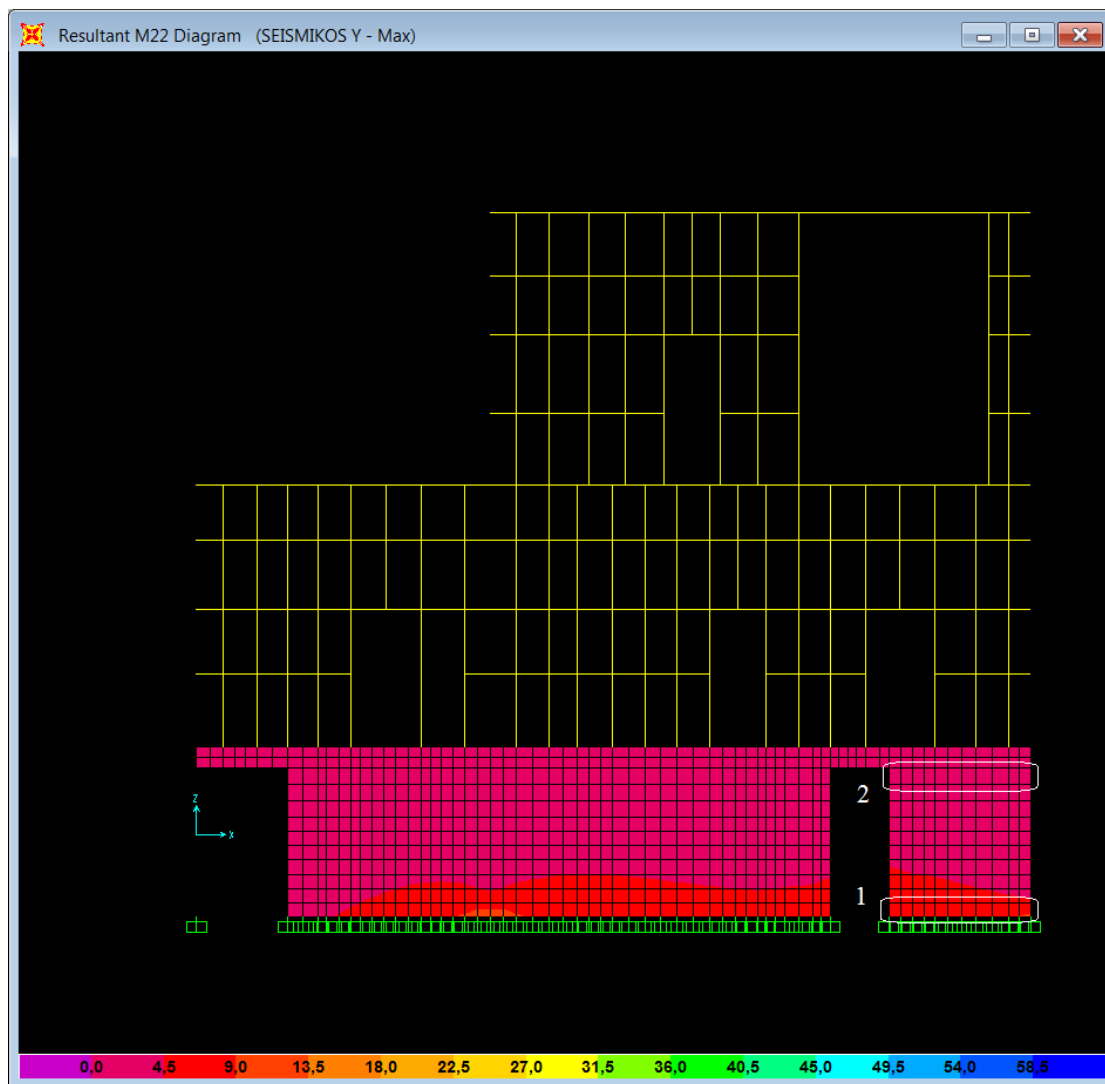
	Πεσσός 5	Πεσσός 6	Πεσσός 7
Μήκος πεσσού (m)	0,79	1,32	1,13
Θλιβόμενο μήκος (m)	0,79	1,32	1,13
σ_d (KN/m ²)	-198,44	-81,40	-98,28
M_{Rd} (2) (KNm)	25,23	20,48	20,69
M_{sd} (KNm)	22,08	32,75	21,99
Έλεγχος	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΔΕΝ ΕΠΑΡΚΕΙ	ΔΕΝ ΕΠΑΡΚΕΙ

ii) xz plane @ y=3,80



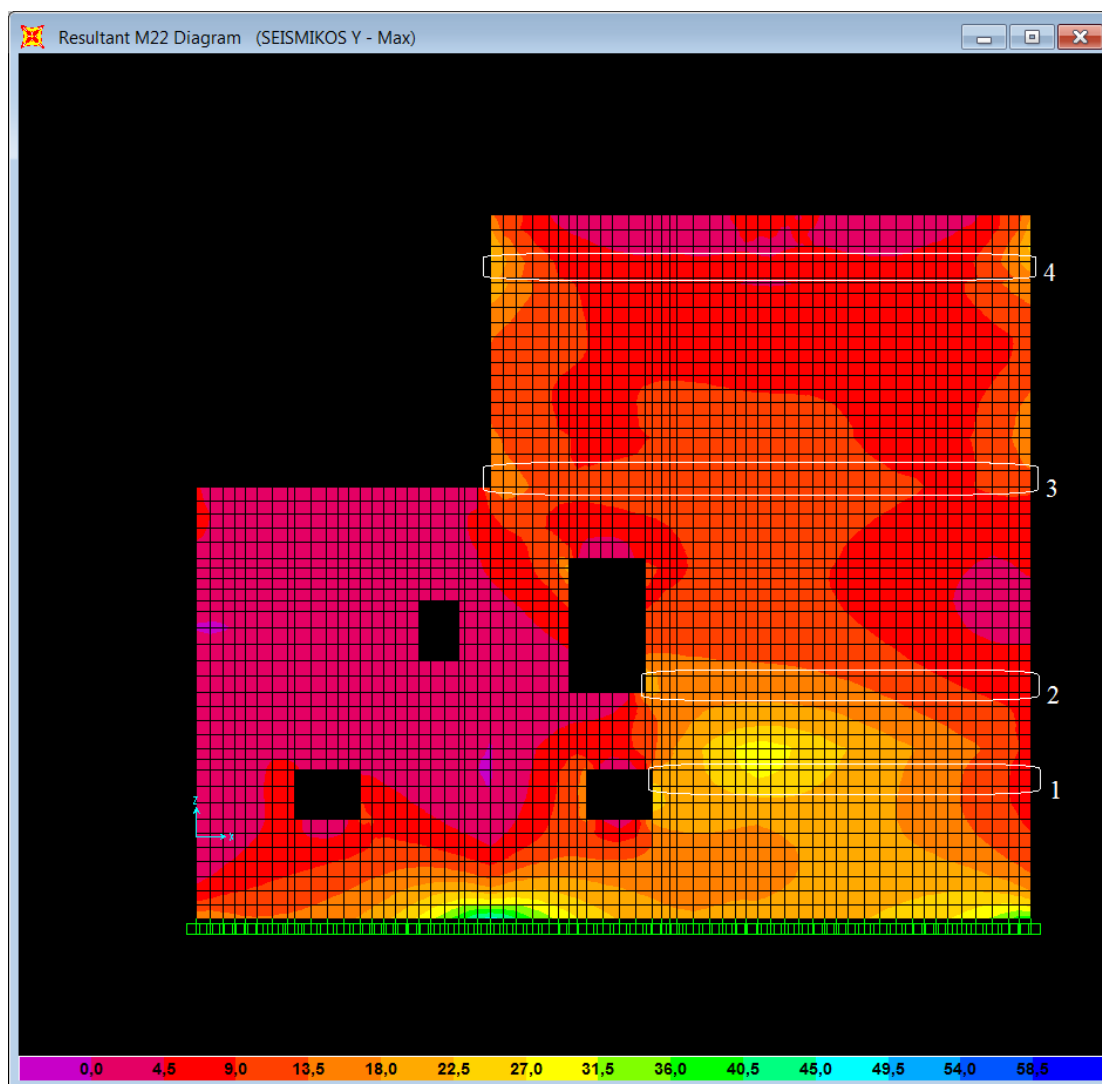
	Πεσός 1	Πεσός 2
Μήκος πεσσού (m)	5,30	5,30
Θλιβόμενο μήκος (m)	5,30	5,30
σ_d (KN/m ²)	-73,32	-33,58
M_{Rd} (2) (KNm)	113,41	54,66
M_{sd} (KNm)	32,35	5,81
Έλεγχος	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ

iii) xz plane @ y=6,44



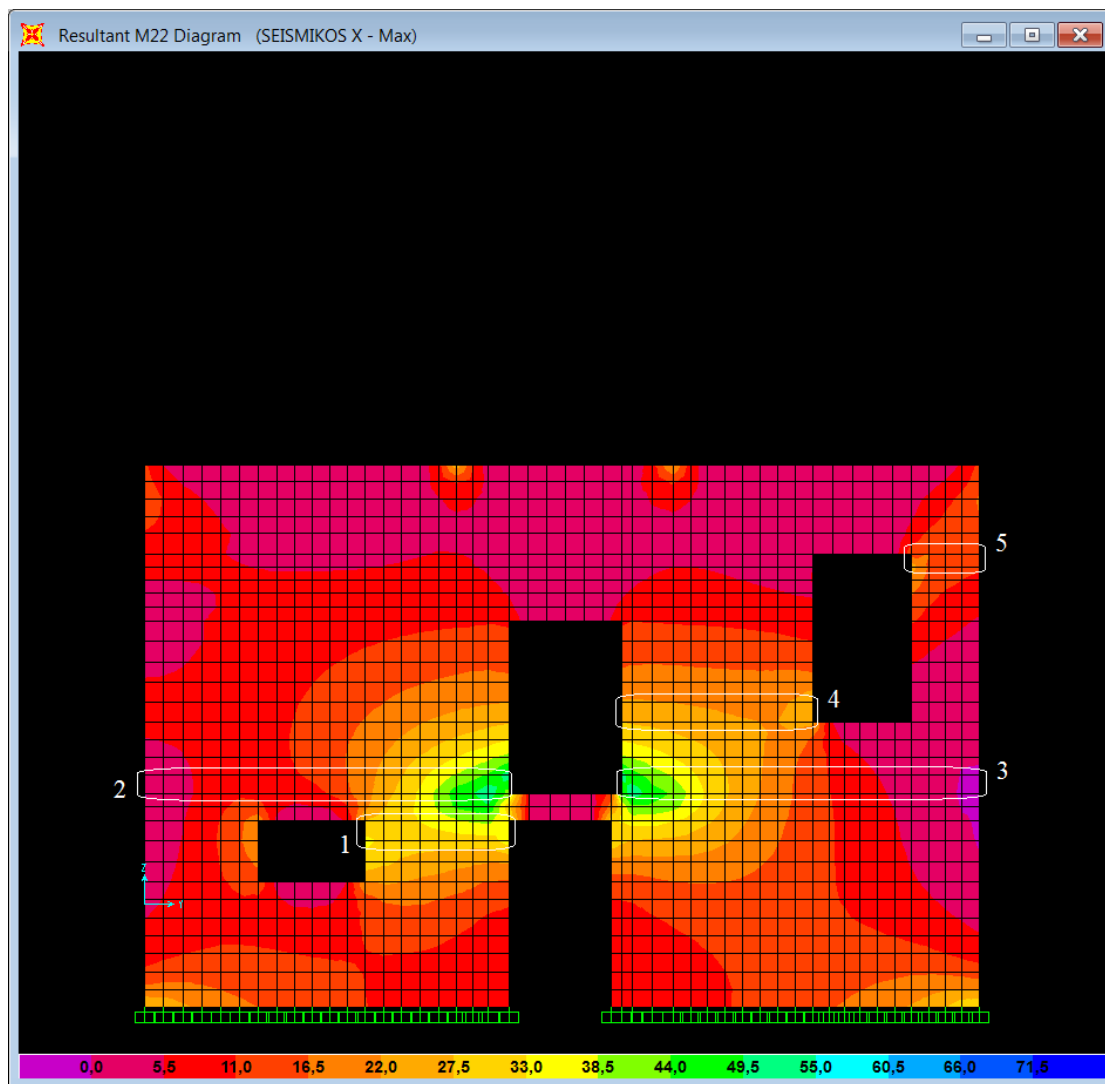
	Πεσσός 1	Πεσσός 2
Μήκος πεσσού (m)	2,17	2,17
Θλιβόμενο μήκος (m)	2,17	2,17
σ_d (KN/m ²)	-72,41	-39,30
M_{Rd} (2) (KNm)	45,91	26,00
M_{sd} (KNm)	13,81	4,12
Έλεγχος	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ

iv) xz plane @ y=10,17



	Πεσσός 1	Πεσσός 2	Πεσσός 3	Πεσσός 4
Μήκος πεσσού (m)	5,79	5,90	8,27	8,27
Θλιβόμενο μήκος (m)	5,79	5,90	8,27	8,27
σ_d (KN/m ²)	-199,26	-213,69	-124,39	-54,31
M_{Rd} (2) (KNm)	280,91	198,04	184,88	88,70
M_{sd} (KNm)	111,64	78,13	89,79	64,30
Έλεγχος	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ

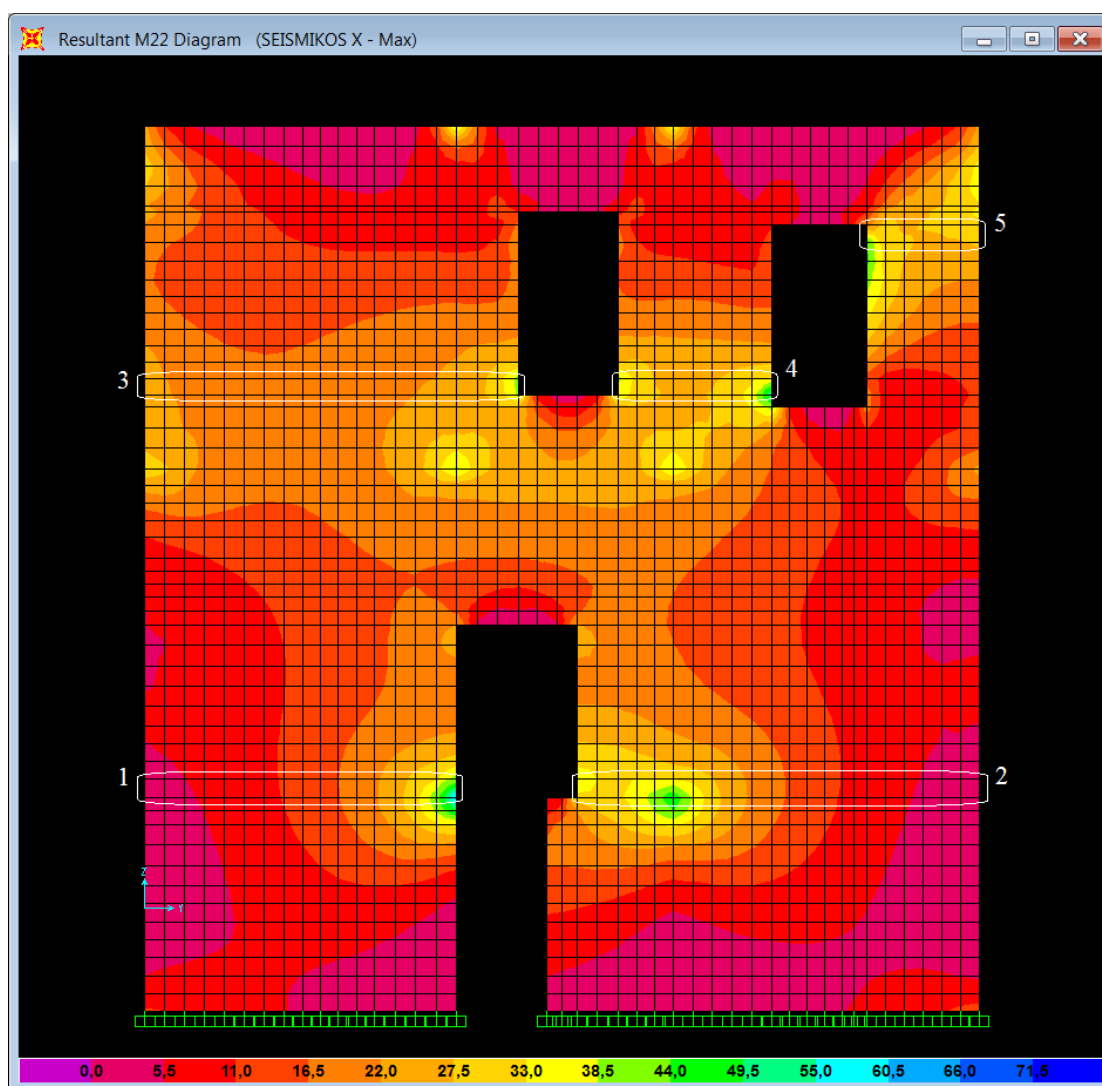
v) yz plane @ x=0



	Πεσσός 1	Πεσσός 2	Πεσσός 3	Πεσσός 4
Μήκος πεσσού (m)	1,64	4,44	4,36	2,34
Θλιβόμενο μήκος (m)	1,64	4,44	4,36	2,34
σ_d (KN/m ²)	-158,61	-133,07	-124,70	-147,99
M_{Rd} (2) (KNm)	67,40	104,88	97,67	60,16
M_{sd} (KNm)	55,17	89,59	83,16	54,97
Έλεγχος	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ

	Πεσσός 5
Μήκος πεσσού (m)	0,82
Θλιβόμενο μήκος (m)	0,82
σ_d (KN/m ²)	-95,35
M_{Rd} (2) (KNm)	14,63
M_{sd} (KNm)	13,14
Έλεγχος	ΕΠΑΡΚΕΙ

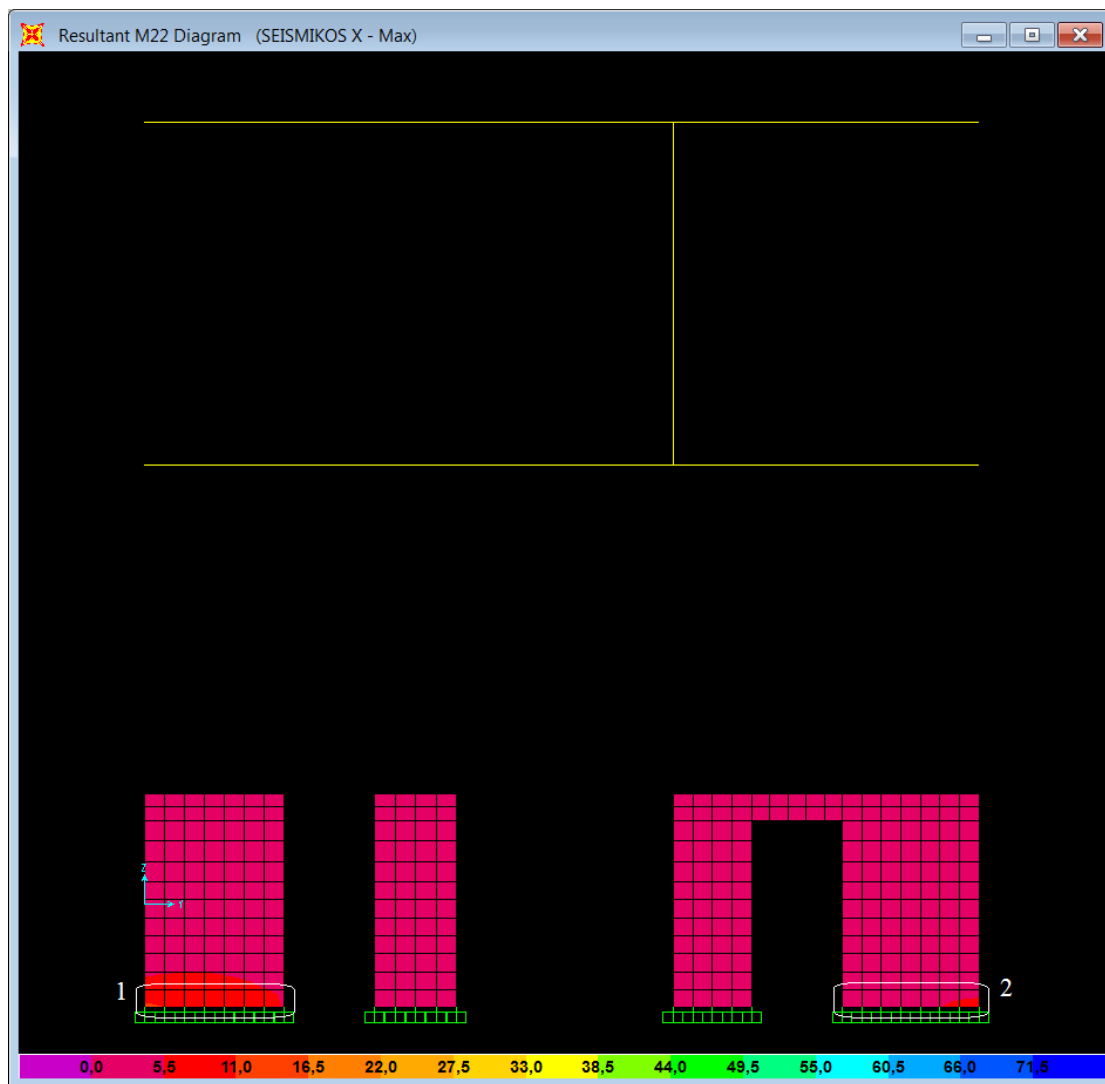
vi) yz plane @ x=4,50



	Πεσσός 1	Πεσσός 2	Πεσσός 3	Πεσσός 4
Μήκος πεσσού (m)	3,80	4,90	4,55	1,64
Θλιβόμενο μήκος (m)	3,80	4,90	4,55	1,64
σ_d (KN/m ²)	-216,72	-209,00	-110,24	-139,53
M_{Rd} (2) (KNm)	128,73	162,08	91,95	40,25
M_{sd} (KNm)	61,13	96,86	98,89	50,43
Έλεγχος	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΔΕΝ ΕΠΑΡΚΕΙ	ΔΕΝ ΕΠΑΡΚΕΙ

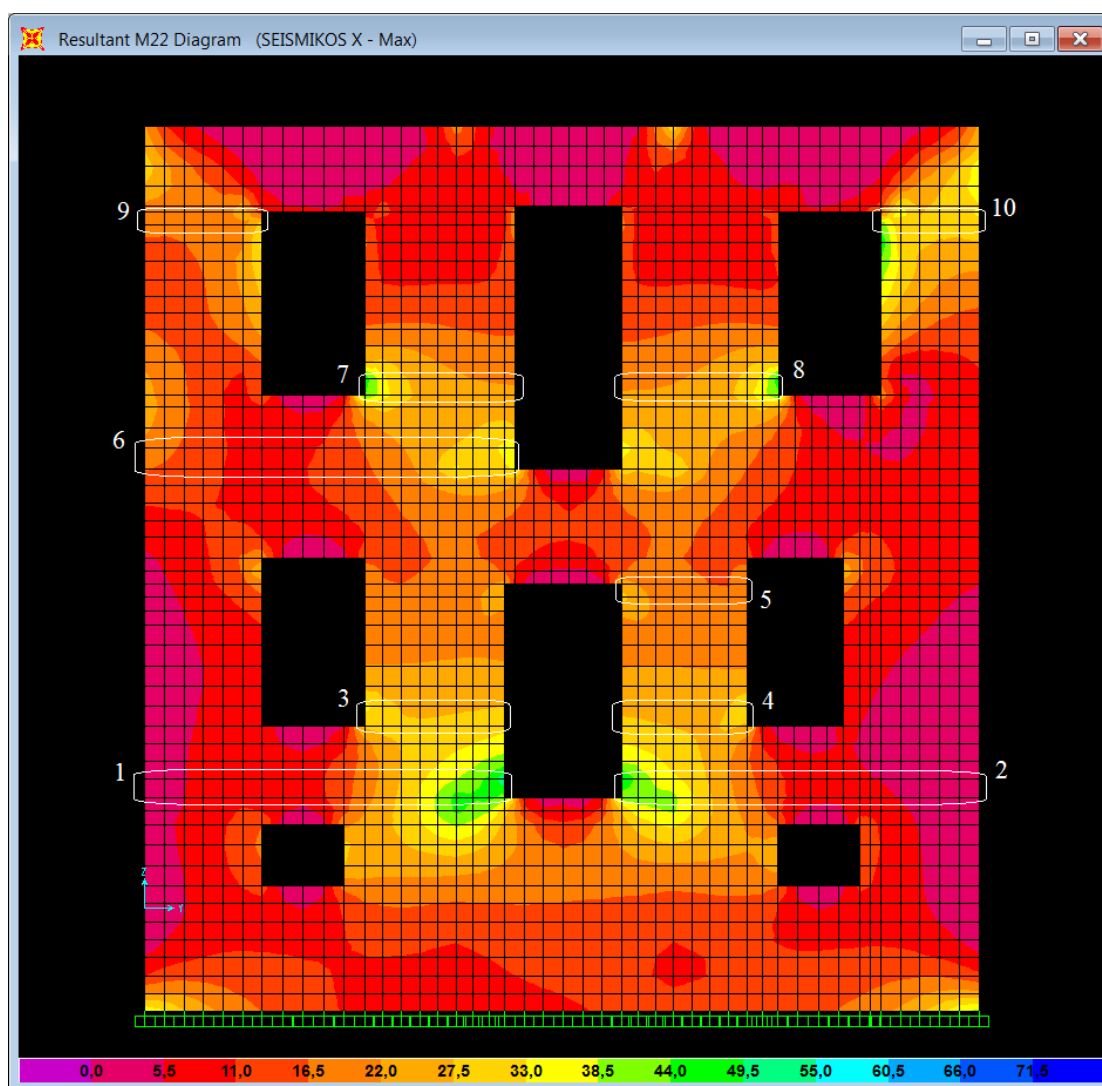
	Πεσσός 5
Μήκος πεσσού (m)	1,37
Θλιβόμενο μήκος (m)	1,37
σ_d (KN/m ²)	-91,16
M_{Rd} (2) (KNm)	23,50
M_{sd} (KNm)	39,75
Έλεγχος	ΔΕΝ ΕΠΑΡΚΕΙ

vii) yz plane @ x=8,59



	Πεσσός 1	Πεσσός 2
Μήκος πεσσού (m)	1,7	1,67
Θλιβόμενο μήκος (m)	1,7	1,67
σ_d (KN/m ²)	-89,26	-84,06
M_{Rd} (2) (KNm)	43,36	40,39
M_{sd} (KNm)	12,97	6,75
Έλεγχος	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ

viii) yz plane @ x=12,77



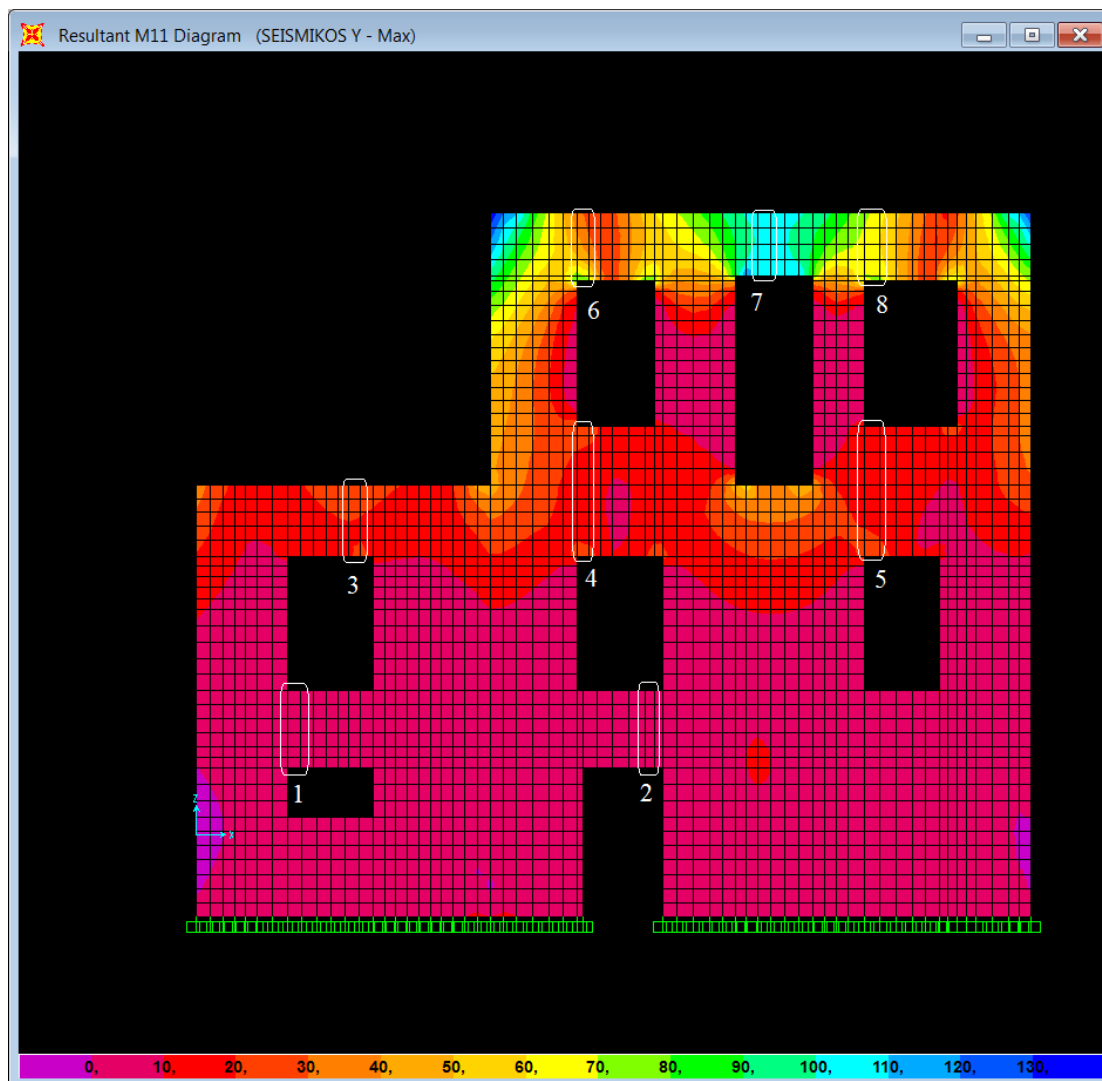
	Πεσσός 1	Πεσσός 2	Πεσσός 3	Πεσσός 4
Μήκος πεσσού (m)	4,39	4,36	1,71	1,53
Θλιβόμενο μήκος (m)	4,39	4,36	1,71	1,53
σ_d (KN/m ²)	-199,09	-195,75	-270,29	-273,13
M_{Rd} (2) (KNm)	140,52	137,94	65,97	59,35
M_{sd} (KNm)	85,39	70,99	49,93	42,84
Έλεγχος	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ

	Πεσός 5	Πεσός 6	Πεσός 7	Πεσός 8
Μήκος πεσσού (m)	1,53	4,52	1,84	1,92
Θλιβόμενο μήκος (m)	1,53	4,52	1,84	1,92
σ_d (KN/m ²)	-239,53	-118,35	-144,47	-139,69
M_{Rd} (2) (KNm)	55,17	96,96	46,42	47,16
M_{sd} (KNm)	30,33	83,19	51,91	52,36
Έλεγχος	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΔΕΝ ΕΠΑΡΚΕΙ	ΔΕΝ ΕΠΑΡΚΕΙ

	Πεσός 9	Πεσός 10
Μήκος πεσσού (m)	1,43	1,20
Θλιβόμενο μήκος (m)	1,43	1,20
σ_d (KN/m ²)	-82,04	-87,52
M_{Rd} (2) (KNm)	22,34	19,86
M_{sd} (KNm)	28,91	36,56
Έλεγχος	ΔΕΝ ΕΠΑΡΚΕΙ	ΔΕΝ ΕΠΑΡΚΕΙ

7.1.2) Εκτός επιπέδου κάμψη παράλληλα στις κατακόρυφες ακμές

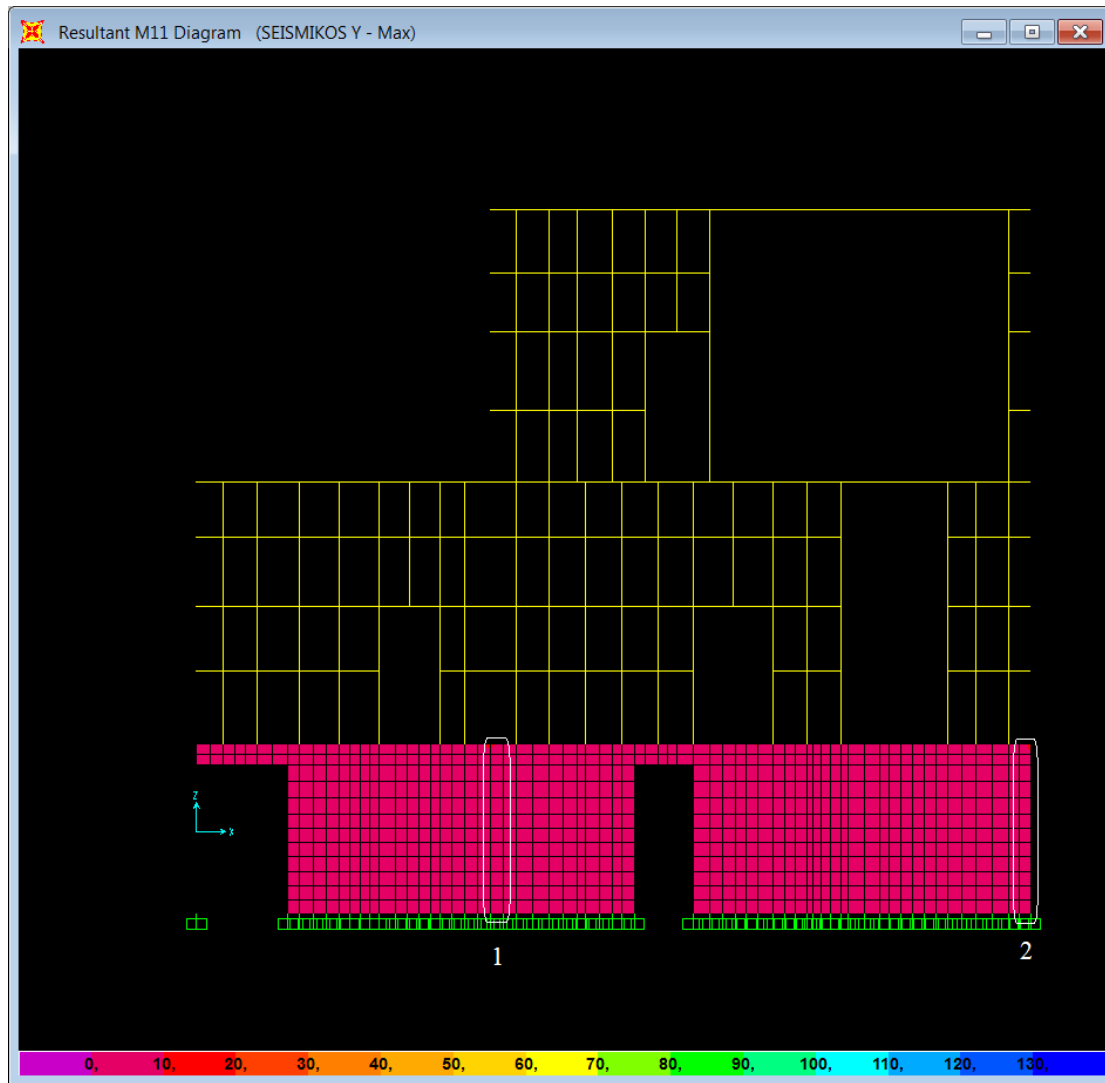
i) xz plane @ y=0



	Πεσσός 1	Πεσσός 2	Πεσσός 3	Πεσσός 4
Μήκος πεσσού (m)	1,19	1,19	1,09	1,99
f_{xk2} (KN/m ²)	200	200	200	200
M_{Rd} (KNm)	9,31	9,31	8,53	15,57
M_{sd} (KNm)	7,16	6,91	22,57	38,38
Έλεγχος	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΔΕΝ ΕΠΑΡΚΕΙ	ΔΕΝ ΕΠΑΡΚΕΙ

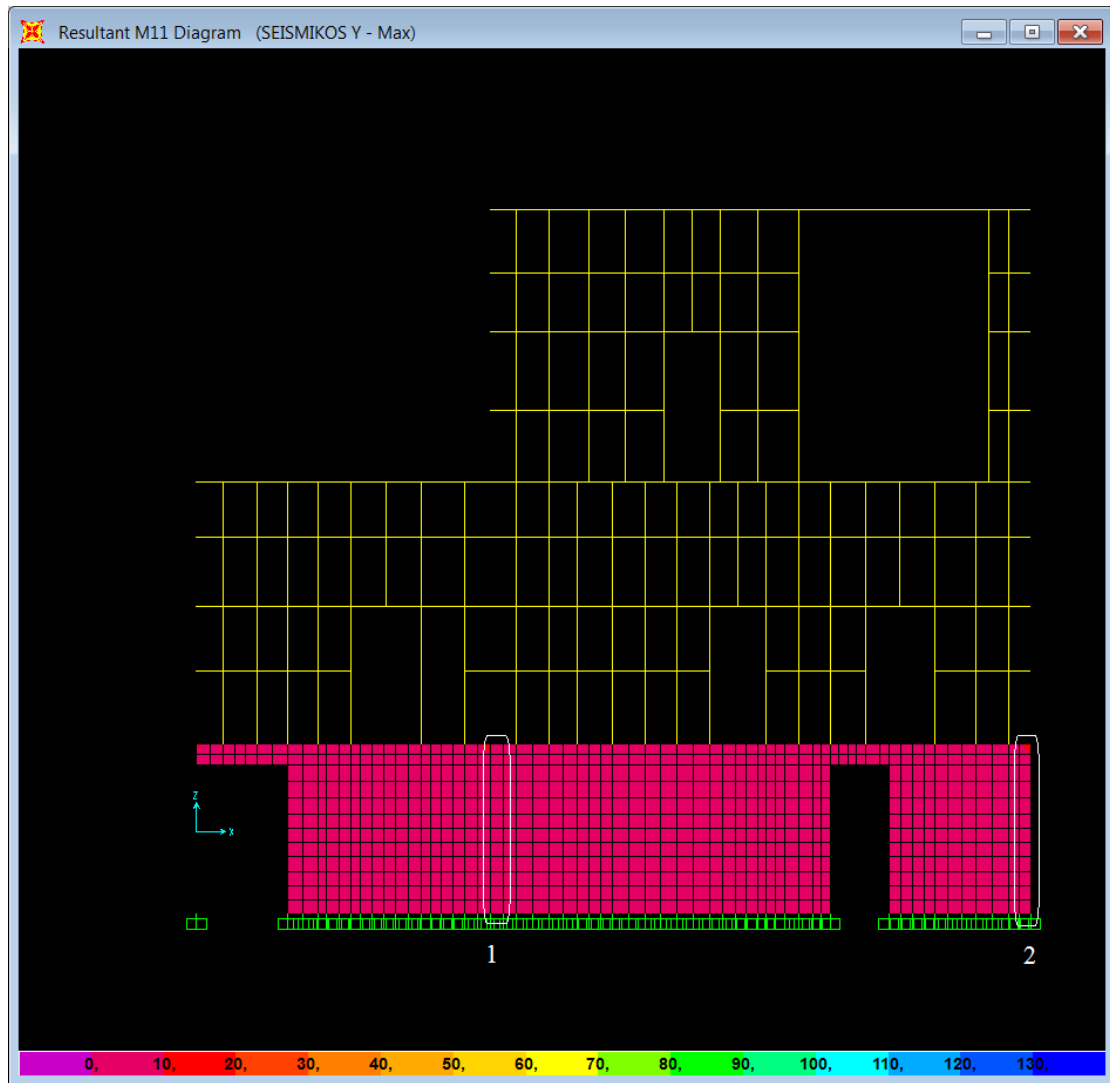
	Πεσσός 5	Πεσσός 6	Πεσσός 7	Πεσσός 8
Μήκος πεσσού (m)	1,99	1,05	0,97	1,05
f_{xk2} (KN/m ²)	200	200	200	200
M_{Rd} (KNm)	15,57	8,22	7,59	8,22
M_{sd} (KNm)	36,13	51,24	99,55	72,14
Έλεγχος	ΔΕΝ ΕΠΑΡΚΕΙ	ΔΕΝ ΕΠΑΡΚΕΙ	ΔΕΝ ΕΠΑΡΚΕΙ	ΔΕΝ ΕΠΑΡΚΕΙ

ii) xz plane @ y=3,80



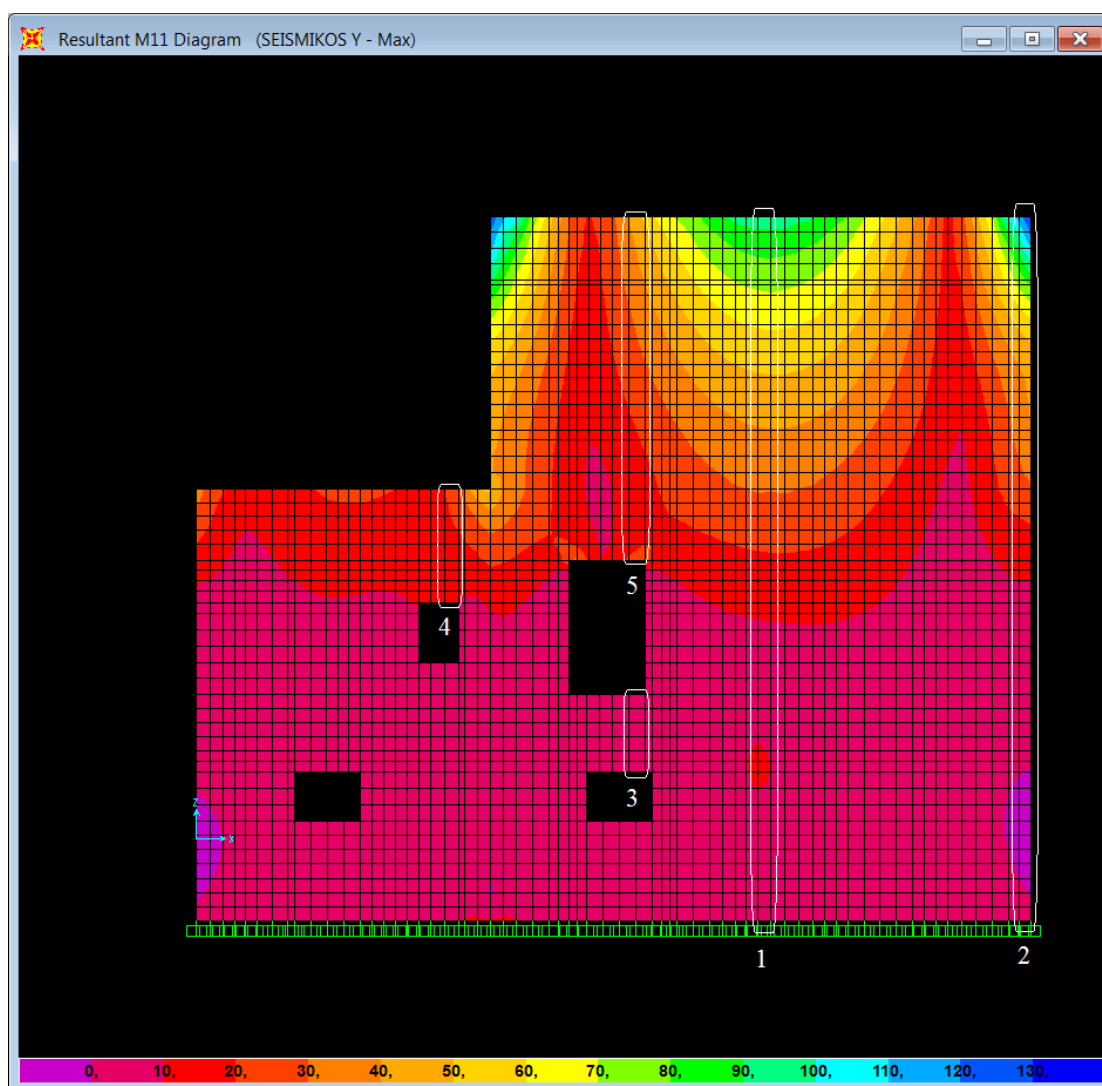
	Πεσσός 1	Πεσσός 2
Μήκος πεσσού (m)	2,61	2,61
f_{yk2} (KN/m ²)	200	200
M_{Rd} (KNm)	12,08	12,08
M_{sd} (KNm)	8,61	7,97
Έλεγχος	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ

iii) xz plane @ y=6,44



	Πεσσός 1	Πεσσός 2
Μήκος πεσσού (m)	2,61	2,61
f_{yk2} (KN/m ²)	200	200
M_{Rd} (KNm)	12,08	12,08
M_{sd} (KNm)	6,83	8,36
Έλεγχος	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ

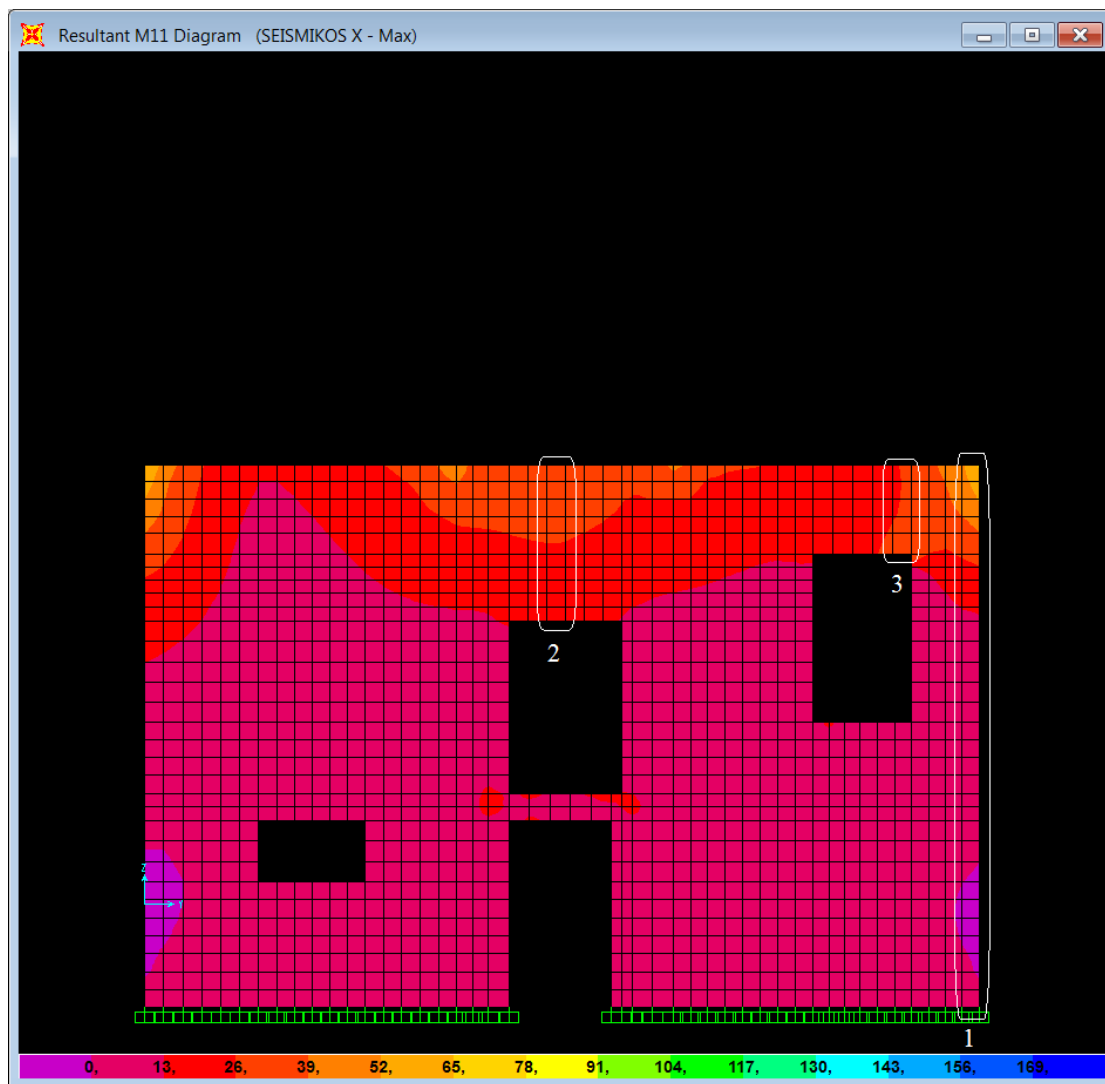
iv) xz plane @ y=10,17



	Πεσσός 1	Πεσσός 2	Πεσσός 3	Πεσσός 4
Μήκος πεσσού (m)	10,78	10,78	1,19	1,74
f_{yk2} (KN/m ²)	200	200	200	200
M_{Rd} (KNm)	84,34	84,34	9,31	13,61
M_{sd} (KNm)	304,12	277,90	7,38	29,18
Έλεγχος	ΔΕΝ ΕΠΑΡΚΕΙ	ΔΕΝ ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΔΕΝ ΕΠΑΡΚΕΙ

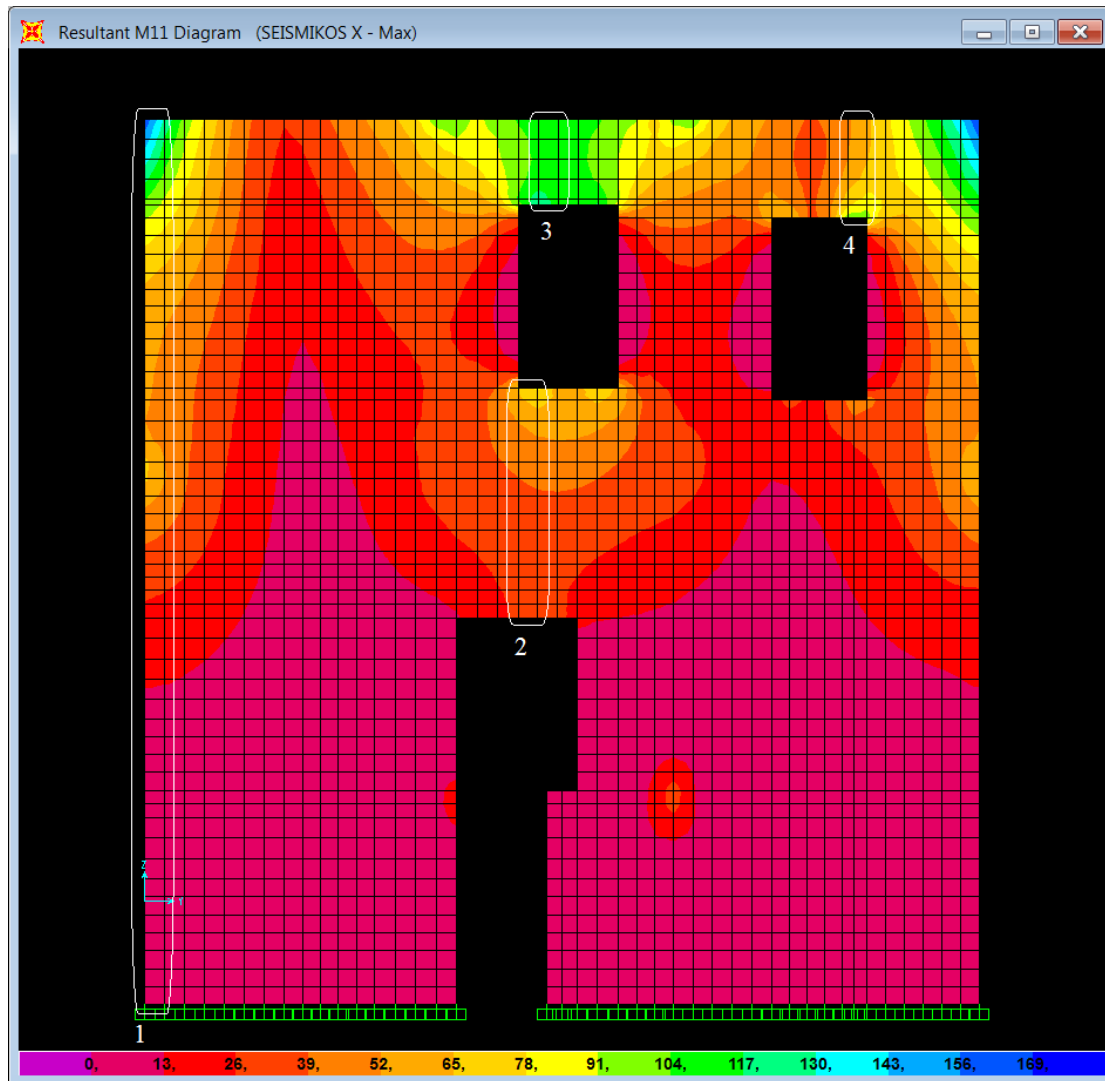
	Πεσσός 5
Μήκος πεσσού (m)	5,26
f_{yk2} (KN/m ²)	200
M_{Rd} (KNm)	41,15
M_{sd} (KNm)	138,86
Έλεγχος	ΔΕΝ ΕΠΑΡΚΕΙ

v) yz plane @ x=0



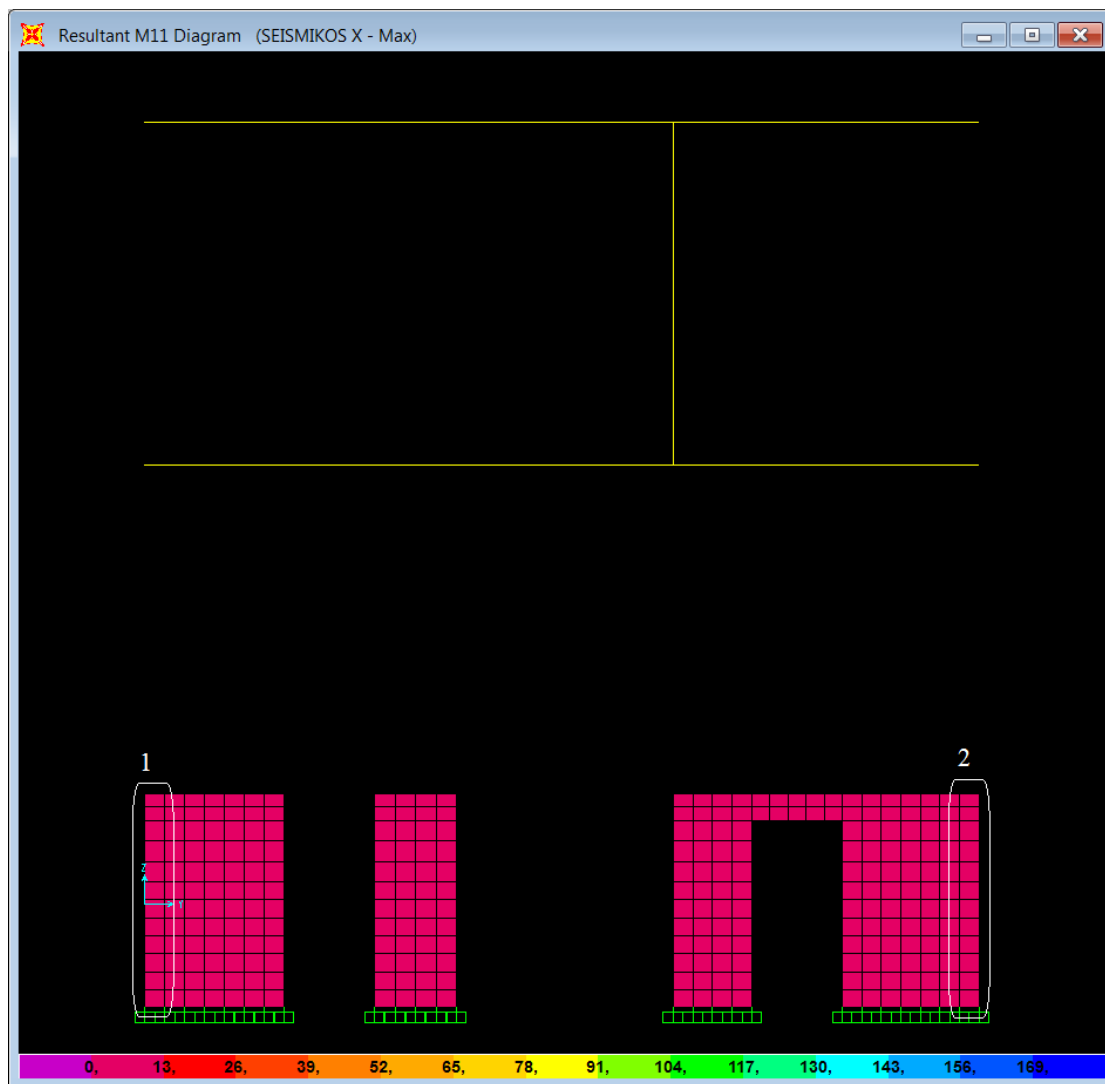
	Πεσσός 1	Πεσσός 2	Πεσσός 3
Μήκος πεσσού (m)	6,61	1,90	1,09
f_{yk2} (KN/m ²)	200	200	200
M_{Rd} (KNm)	51,72	14,87	8,53
M_{sd} (KNm)	77,02	51,01	33,55
Έλεγχος	ΔΕΝ ΕΠΑΡΚΕΙ	ΔΕΝ ΕΠΑΡΚΕΙ	ΔΕΝ ΕΠΑΡΚΕΙ

vi) yz plane @ x=4,50



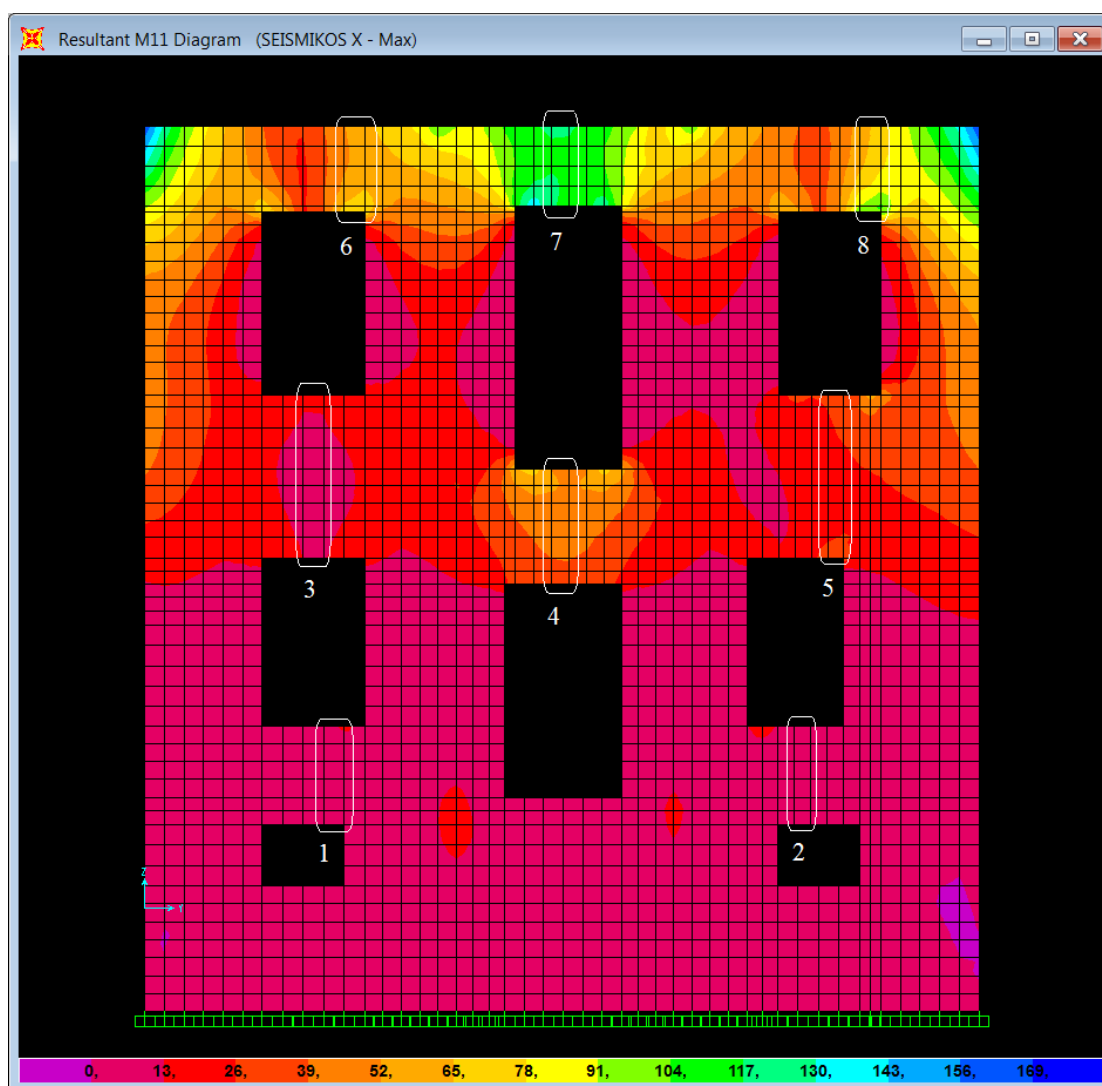
	Πεσσός 1	Πεσσός 2	Πεσσός 3	Πεσσός 4
Μήκος πεσσού (m)	10,78	2,80	1,05	1,20
f_{yk2} (KN/m ²)	200	200	200	200
M_{Rd} (KNm)	84,34	21,91	8,22	9,39
M_{sd} (KNm)	423,33	116,48	115,92	84,79
Έλεγχος	ΔΕΝ ΕΠΑΡΚΕΙ	ΔΕΝ ΕΠΑΡΚΕΙ	ΔΕΝ ΕΠΑΡΚΕΙ	ΔΕΝ ΕΠΑΡΚΕΙ

vii) yz plane @ x=8,59



	Πεσσός 1	Πεσσός 2
Μήκος πεσσού (m)	2,61	2,61
f_{yk2} (KN/m ²)	200	200
M_{Rd} (KNm)	17,40	12,08
M_{sd} (KNm)	5,39	3,85
Έλεγχος	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ

viii) yz plane @ x=12,77

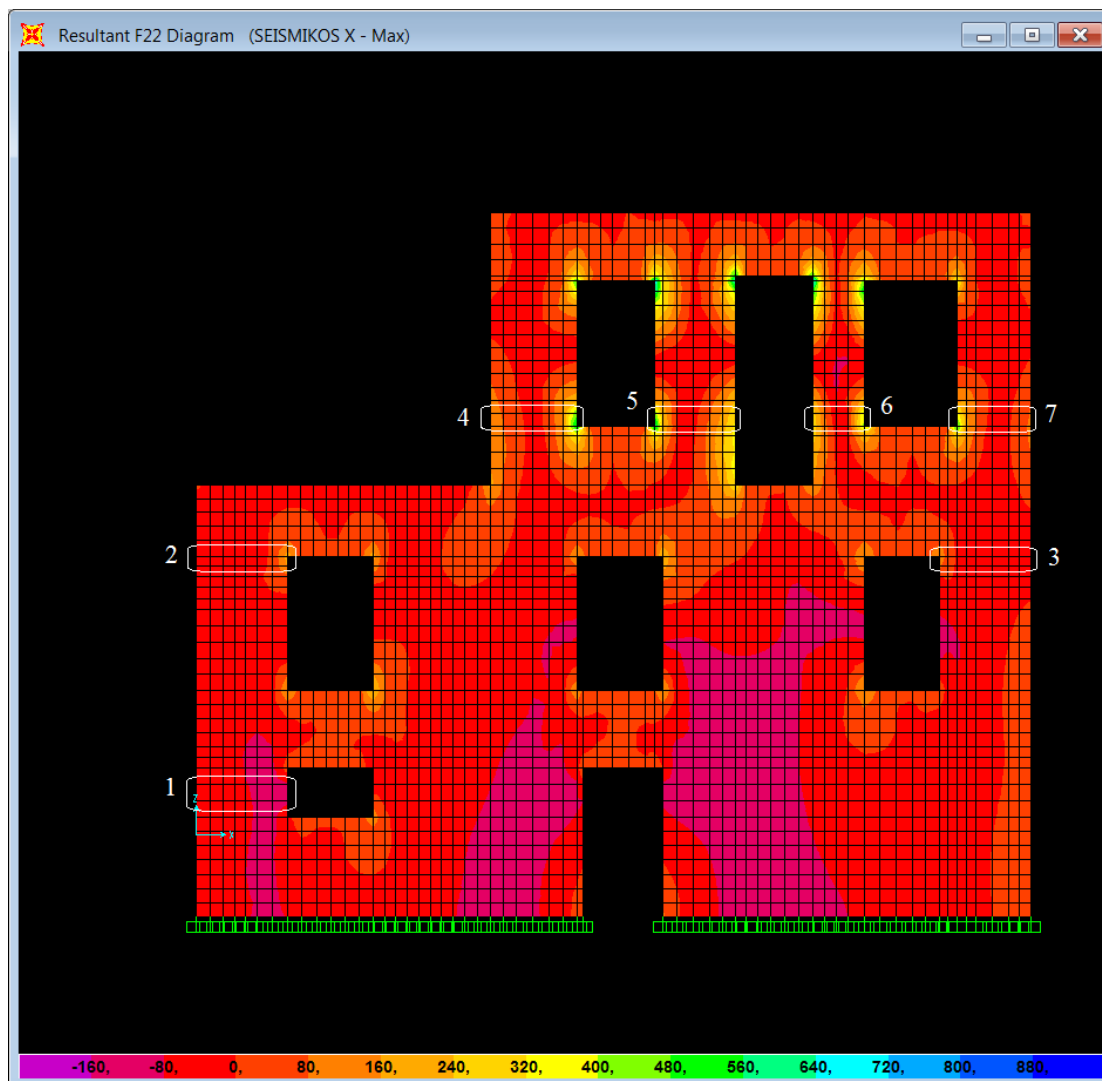


	Πεσσός 1	Πεσσός 2	Πεσσός 3	Πεσσός 4
Μήκος πεσσού (m)	1,19	1,19	1,99	1,40
f_{xk2} (KN/m ²)	200	200	200	200
M_{Rd} (KNm)	9,31	9,31	15,57	10,95
M_{sd} (KNm)	7,65	5,91	21,17	62,30
Έλεγχος	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΔΕΝ ΕΠΑΡΚΕΙ	ΔΕΝ ΕΠΑΡΚΕΙ

	Πεσσός 5	Πεσσός 6	Πεσσός 7	Πεσσός 8
Μήκος πεσσού (m)	1,99	1,05	0,97	1,05
f_{xk2} (KN/m ²)	200	200	200	200
M_{Rd} (KNm)	15,57	8,22	7,59	8,22
M_{sd} (KNm)	51,11	65,64	112,89	86,06
Έλεγχος	ΔΕΝ ΕΠΑΡΚΕΙ	ΔΕΝ ΕΠΑΡΚΕΙ	ΔΕΝ ΕΠΑΡΚΕΙ	ΔΕΝ ΕΠΑΡΚΕΙ

7.1.3) Εντός επιπέδου κάμψη

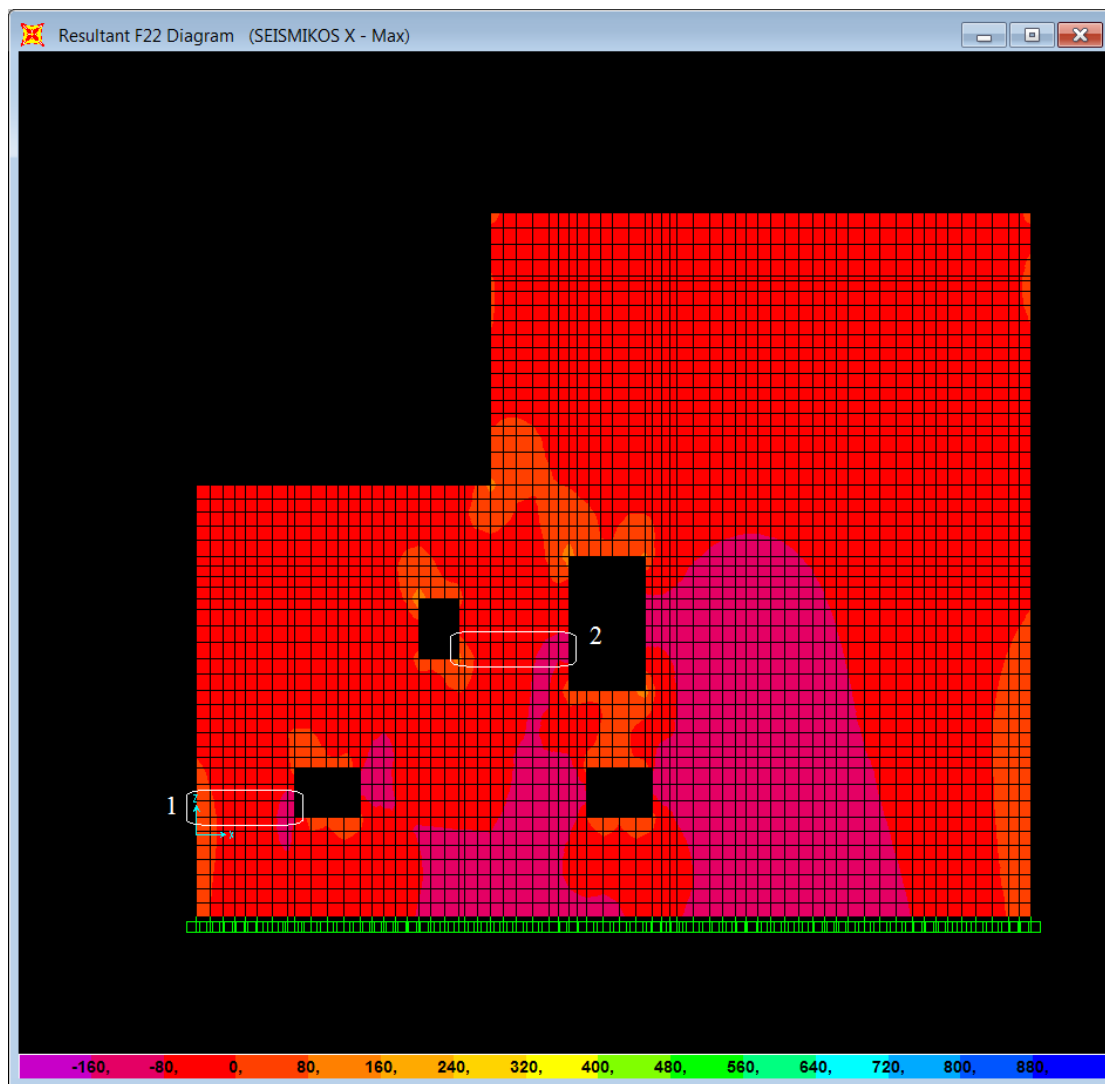
i) xz plane @ $y=0$



	Πεσσός 1	Πεσσός 2	Πεσσός 3	Πεσσός 4
Μήκος πεσσού (m)	1,40	1,40	1,39	1,32
Θλιβόμενο μήκος (m)	1,40	1,40	1,39	1,32
σ_d (KN/m ²)	-164,40	-95,70	-149,42	-120,50
M_{Rd} (KNm)	103,46	58,86	77,00	58,37
M_{sd} (KNm)	20,77	19,43	13,44	37,29
Έλεγχος	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ

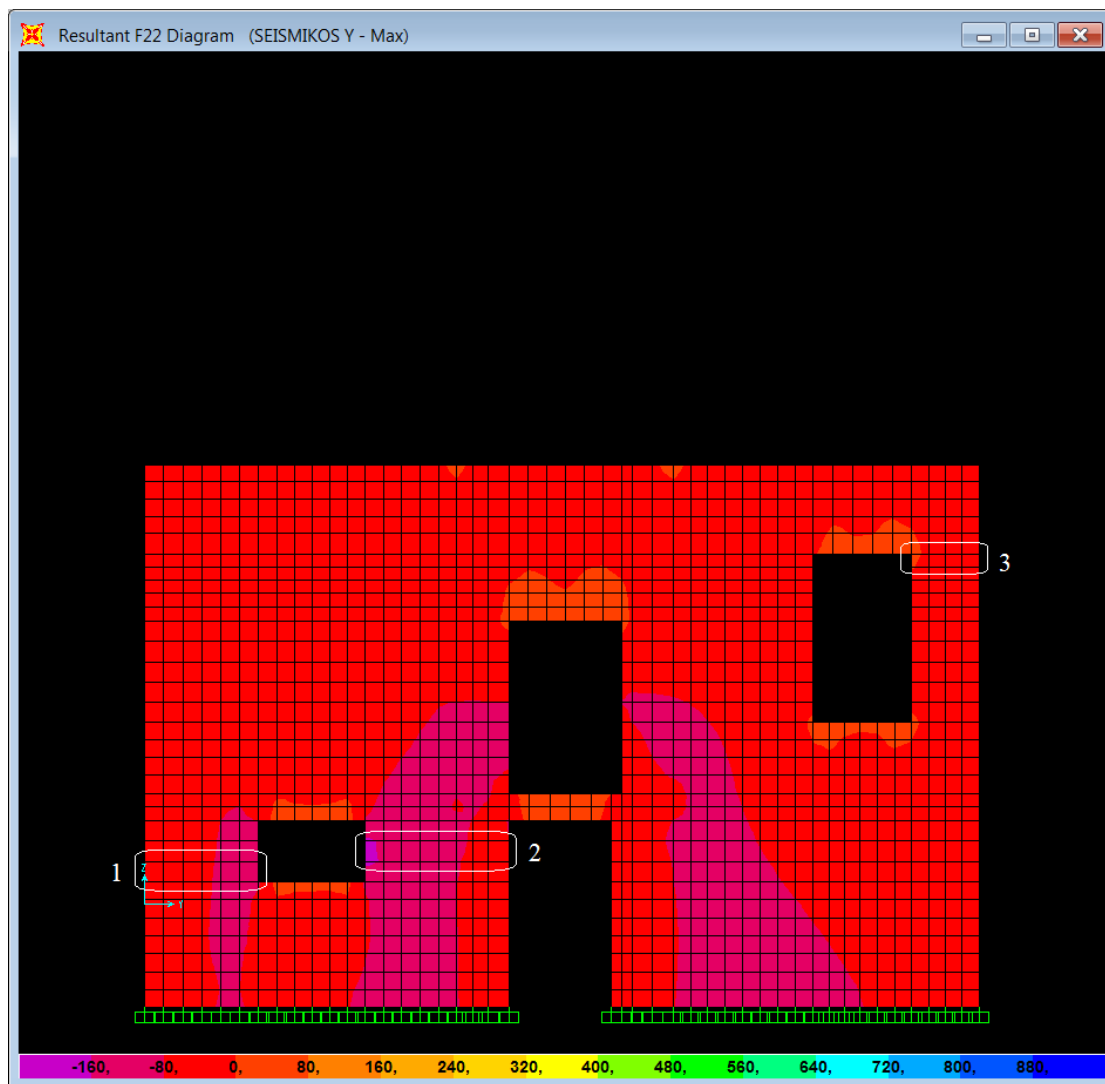
	Πεσσός 5	Πεσσός 6	Πεσσός 7
Μήκος πεσσού (m)	1,23	0,79	1,13
Θλιβόμενο μήκος (m)	1,23	0,79	1,13
σ_d (KN/m ²)	-164,77	-198,44	-141,48
M_{Rd} (KNm)	65,00	30,67	48,77
M_{sd} (KNm)	27,85	4,36	29,51
Έλεγχος	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ

ii) xz plane @ y=10,17



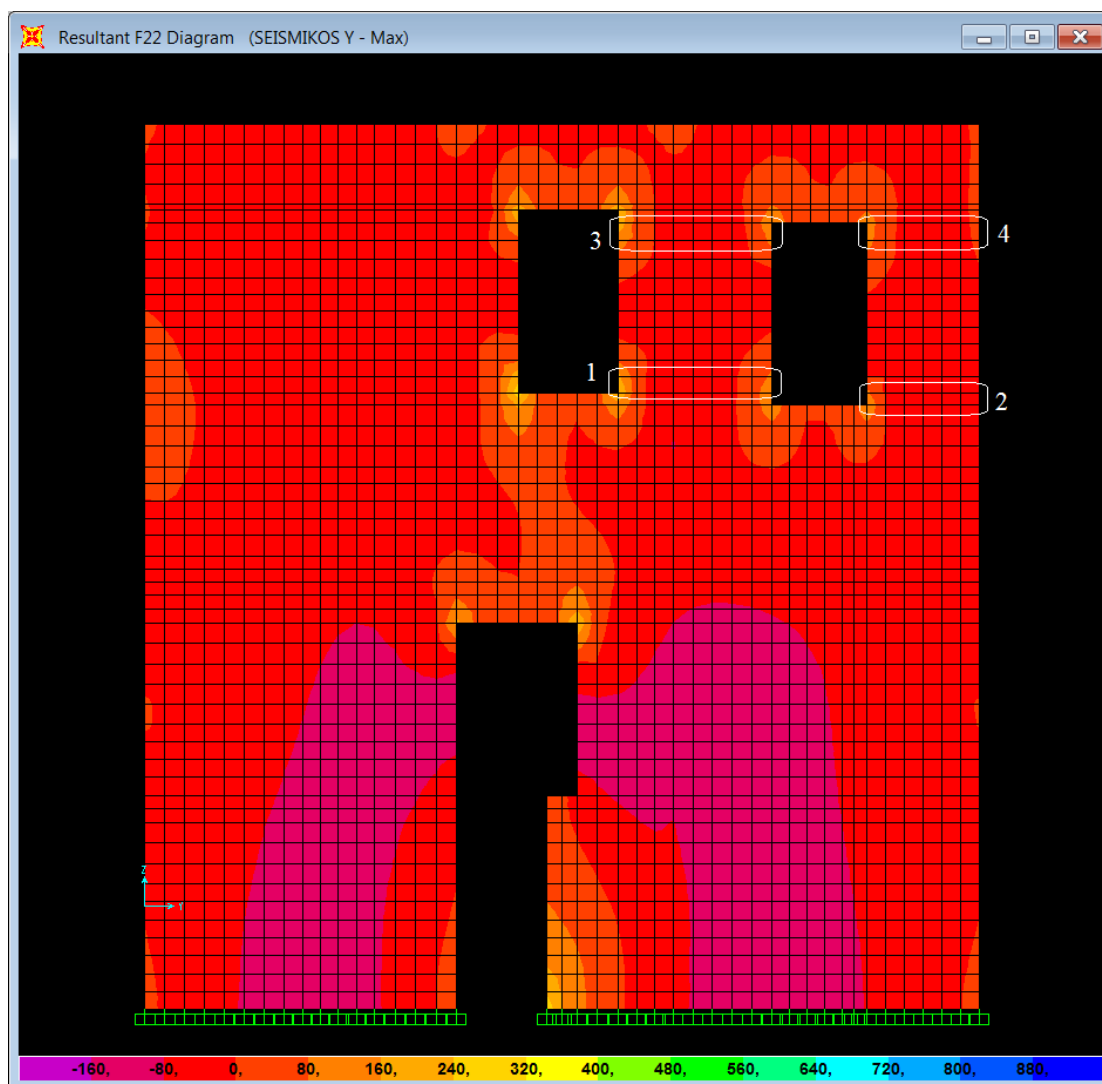
	Πεσσός 1	Πεσσός 2
Μήκος πεσσού (m)	1,50	1,69
Θλιβόμενο μήκος (m)	1,50	1,69
σ_d (KN/m ²)	-165,90	-211,73
M_{Rd} (KNm)	140,39	146,60
M_{sd} (KNm)	27,13	32,90
Έλεγχος	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ

iii) yz plane @ x=0



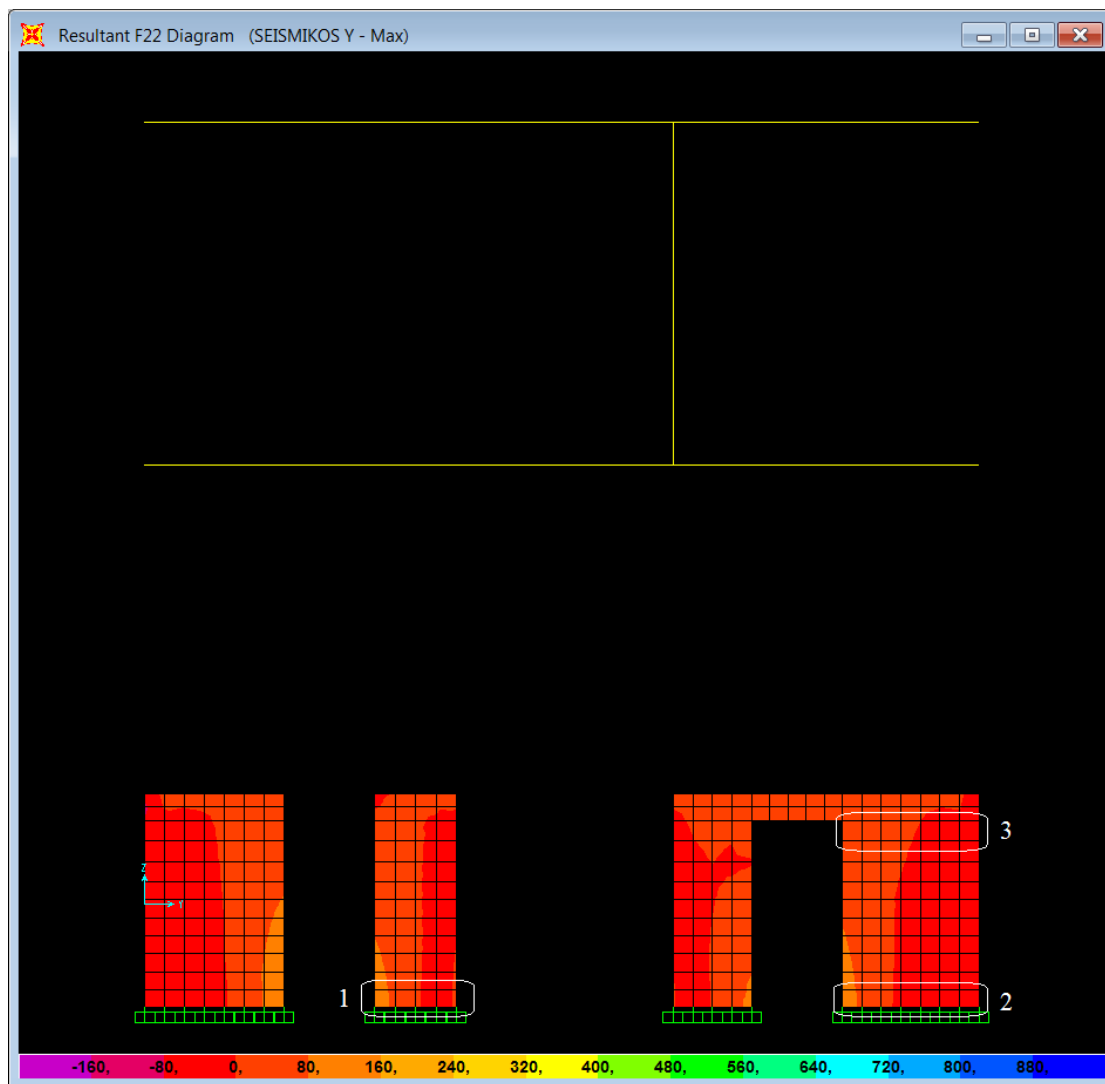
	Πεσσός 1	Πεσσός 2	Πεσσός 3
Μήκος πεσσού (m)	1,39	1,75	0,82
Θλιβόμενο μήκος (m)	1,39	1,75	0,82
σ_d (KN/m ²)	-177,46	-164,77	-95,35
M_{Rd} (KNm)	107,94	161,93	18,45
M_{sd} (KNm)	17,54	34,49	1,48
Έλεγχος	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ

iv) yz plane @ x=4,50



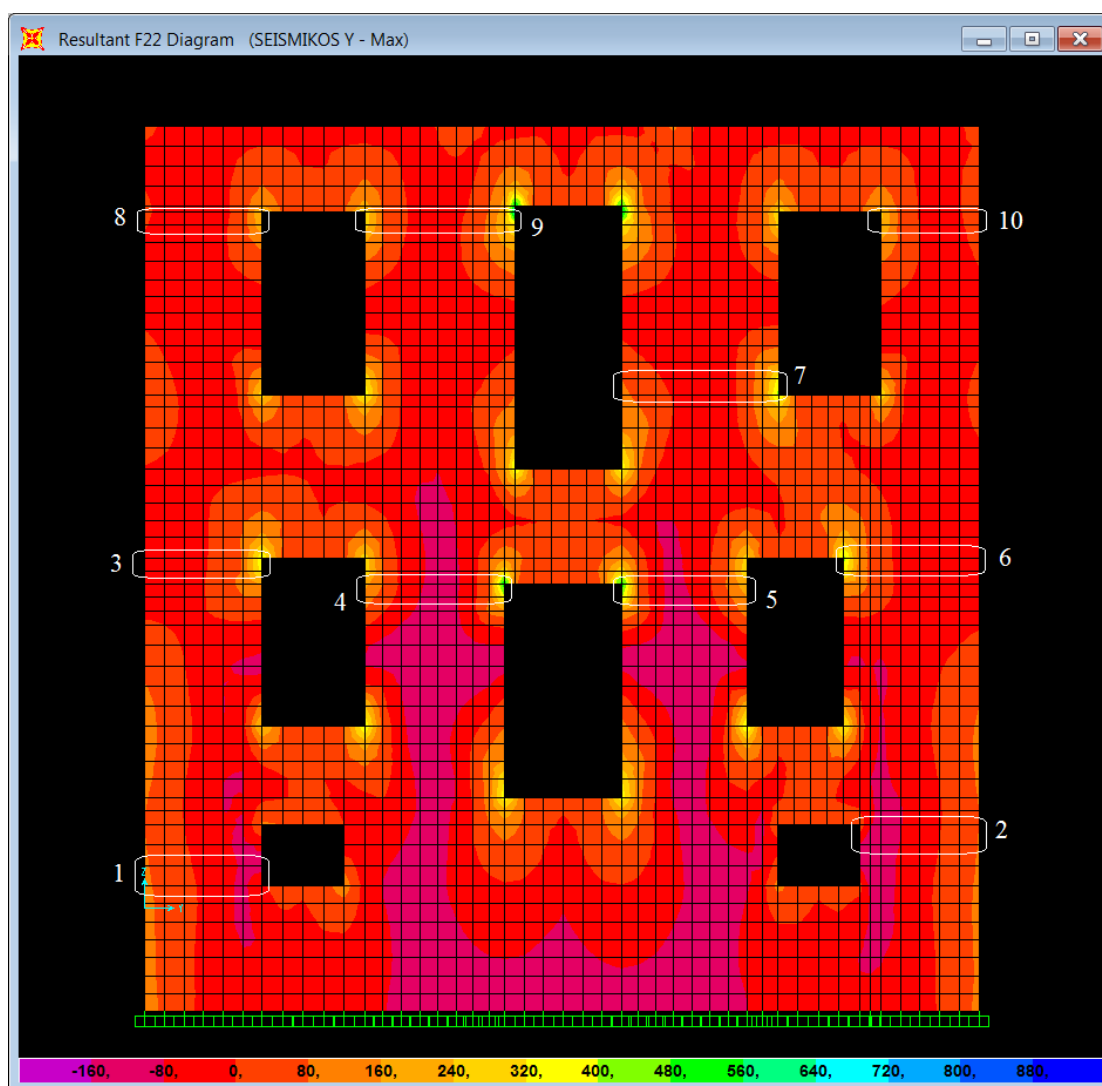
	Πεσσός 1	Πεσσός 2	Πεσσός 3	Πεσσός 4
Μήκος πεσσού (m)	1,88	1,37	1,88	1,37
Θλιβόμενο μήκος (m)	1,88	1,37	1,88	1,37
σ_d (KN/m ²)	-141,54	-143,88	-100,70	-91,16
M_{Rd} (KNm)	134,97	72,61	101,70	49,52
M_{sd} (KNm)	5,98	14,14	8,02	12,72
Έλεγχος	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ

v) yz plane @ x=8,59



	Πεσσός 1	Πεσσός 2	Πεσσός 3
Μήκος πεσσού (m)	1,00	1,67	1,67
Θλιβόμενο μήκος (m)	1,00	1,67	1,67
σ_d (KN/m ²)	-65,86	-134,50	-48,68
M_{Rd} (KNm)	18,20	78,64	31,96
M_{sd} (KNm)	11,33	36,34	19,32
Έλεγχος	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ

vi) yz plane @ x=12,77



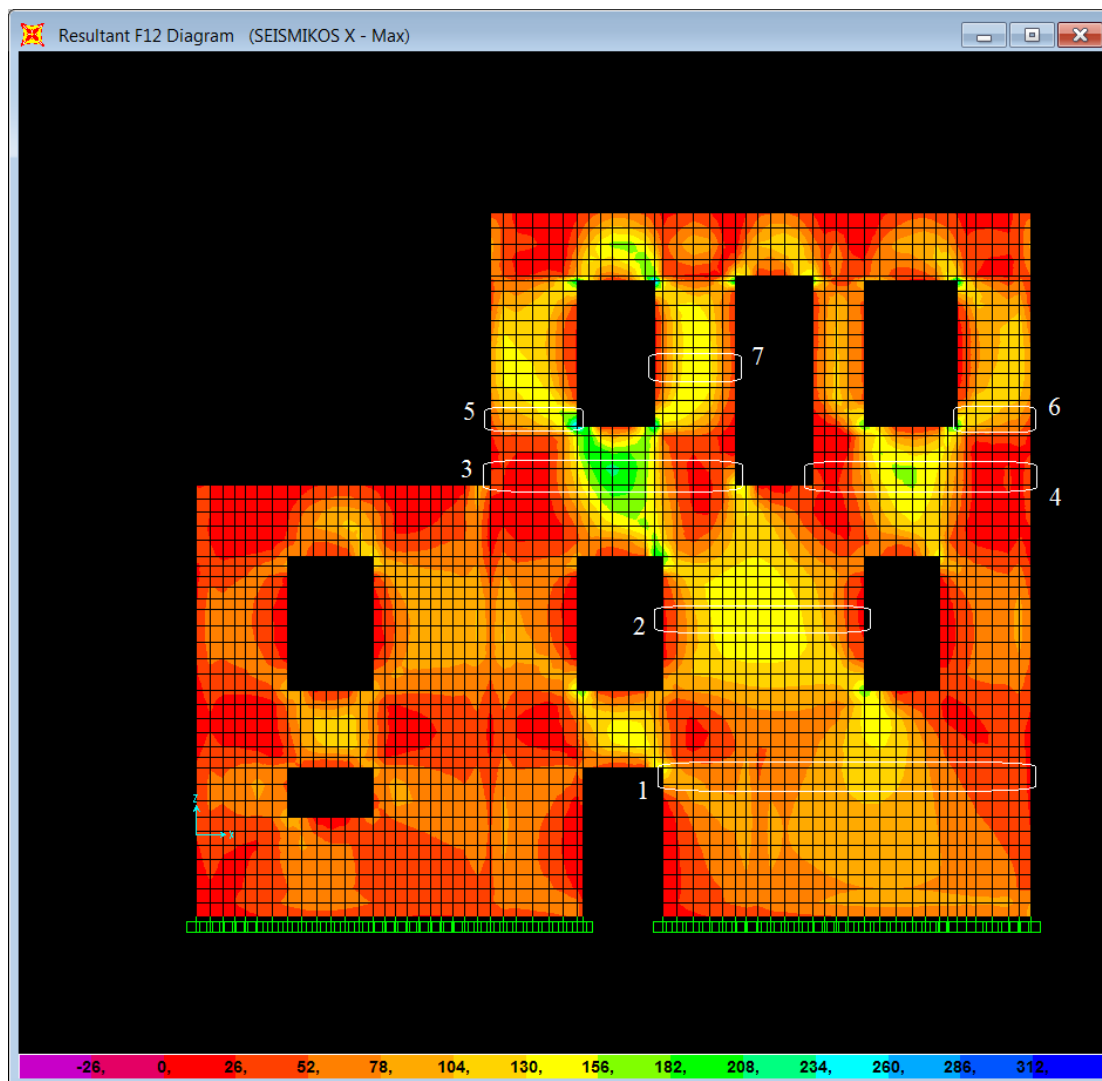
	Πεσσός 1	Πεσσός 2	Πεσσός 3	Πεσσός 4
Μήκος πεσσού (m)	1,31	1,46	1,31	1,71
Θλιβόμενο μήκος (m)	1,31	1,46	1,31	1,71
σ_d (KN/m ²)	-230,13	-220,38	-193,15	-236,92
M_{Rd} (KNm)	114,35	138,21	82,76	161,14
M_{sd} (KNm)	26,00	31,30	46,82	27,93
Έλεγχος	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ

	Πεσσός 5	Πεσσός 6	Πεσσός 7	Πεσσός 8
Μήκος πεσσού (m)	1,53	1,65	1,92	1,31
Θλιβόμενο μήκος (m)	1,53	1,65	1,92	1,31
σ_d (KN/m ²)	-239,53	-170,51	-139,69	-82,94
M_{Rd} (KNm)	129,85	120,00	139,31	41,65
M_{sd} (KNm)	20,44	67,00	60,92	22,70
Έλεγχος	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ

	Πεσός 9	Πεσός 10
Μήκος πεσού (m)	1,84	1,20
Θλιβόμενο μήκος (m)	1,84	1,20
σ_d (KN/m ²)	-99,49	-87,52
M_{Rd} (KNm)	96,40	36,66
M_{sd} (KNm)	25,35	21,45
Έλεγχος	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ

7.1.4) Τέμνουσα δύναμη

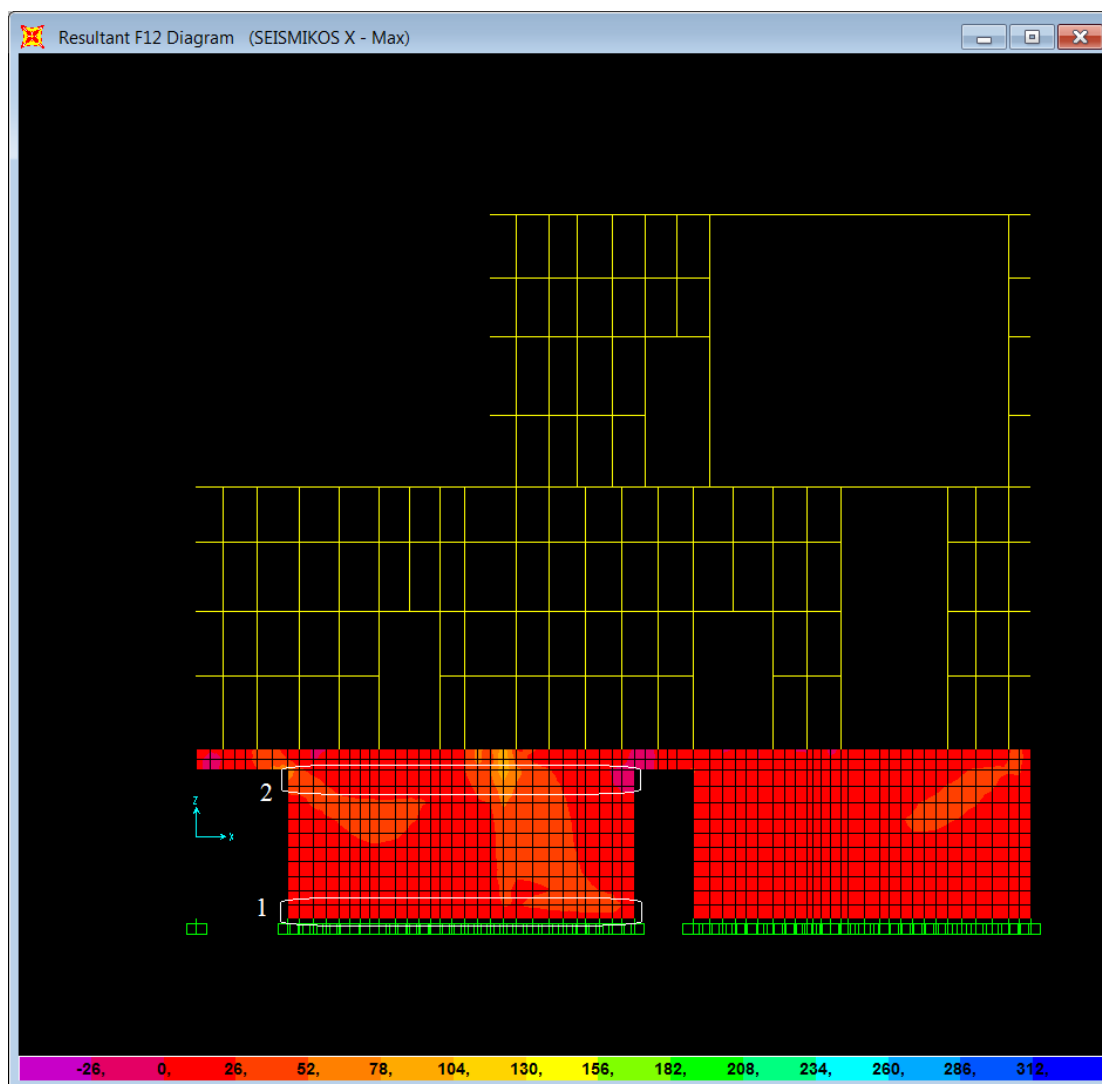
i) xz plane @ $y=0$



	Πεσσός 1	Πεσσός 2	Πεσσός 3	Πεσσός 4
Μήκος πεσσού (m)	5,63	3,08	3,75	3,34
Θλιβόμενο μήκος (m)	5,63	3,08	3,75	3,34
σ_d (KN/m ²)	-174,68	-206,10	-120,06	-116,19
V_{Rd} (KN)	425,05	202,91	200,45	176,67
V_{sd} (KN)	425,80	332,94	324,81	250,29
Έλεγχος	ΔΕΝ ΕΠΑΡΚΕΙ	ΔΕΝ ΕΠΑΡΚΕΙ	ΔΕΝ ΕΠΑΡΚΕΙ	ΔΕΝ ΕΠΑΡΚΕΙ

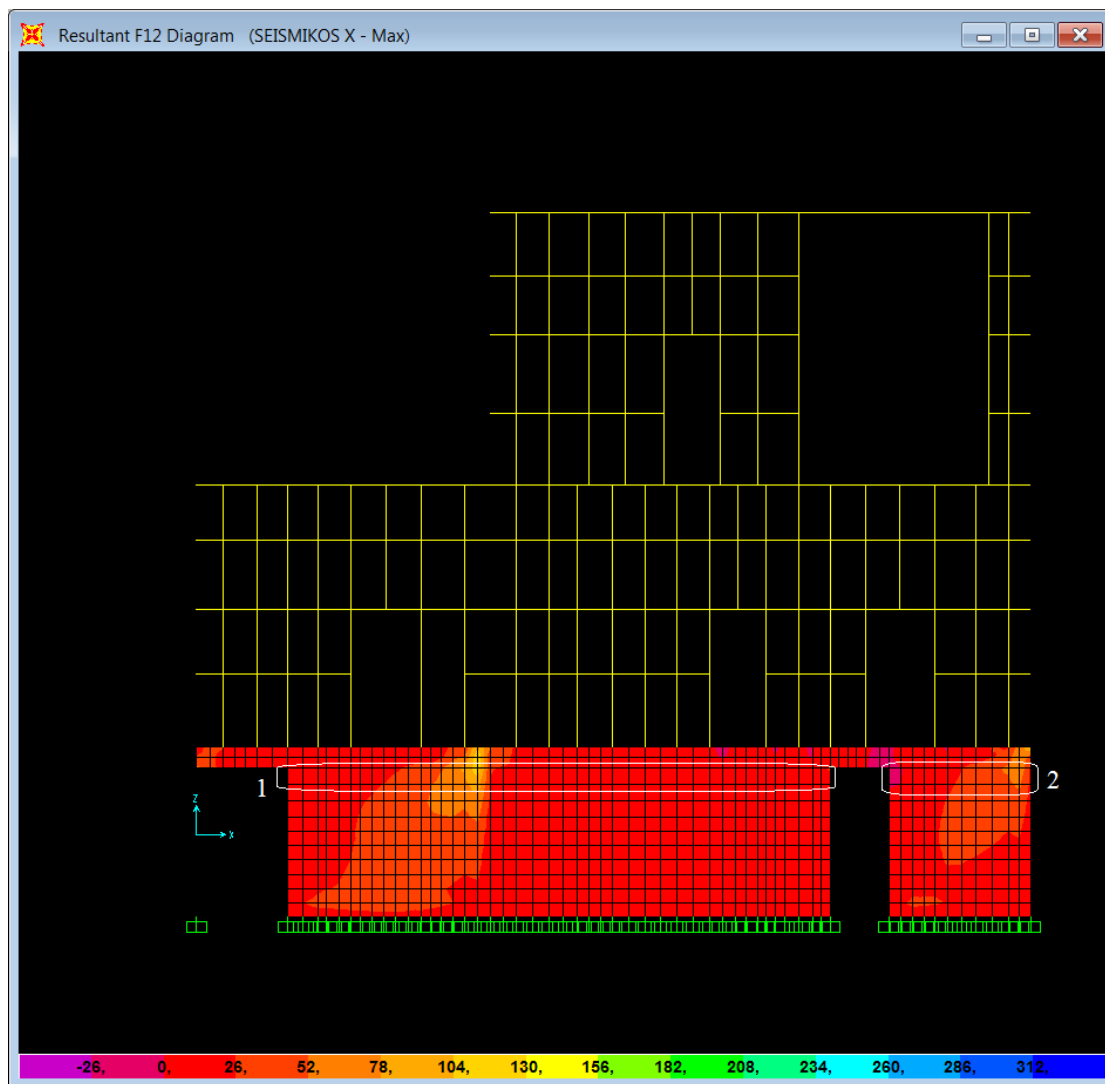
	Πεσσός 5	Πεσσός 6	Πεσσός 7
Μήκος πεσσού (m)	1,32	1,13	1,23
Θλιβόμενο μήκος (m)	1,32	1,13	1,23
σ_d (KN/m ²)	-120,50	-141,58	-147,17
V_{Rd} (KN)	70,64	63,92	70,56
V_{sd} (KN)	159,88	118,05	126,38
Έλεγχος	ΔΕΝ ΕΠΑΡΚΕΙ	ΔΕΝ ΕΠΑΡΚΕΙ	ΔΕΝ ΕΠΑΡΚΕΙ

ii) xz plane @ y=3,80



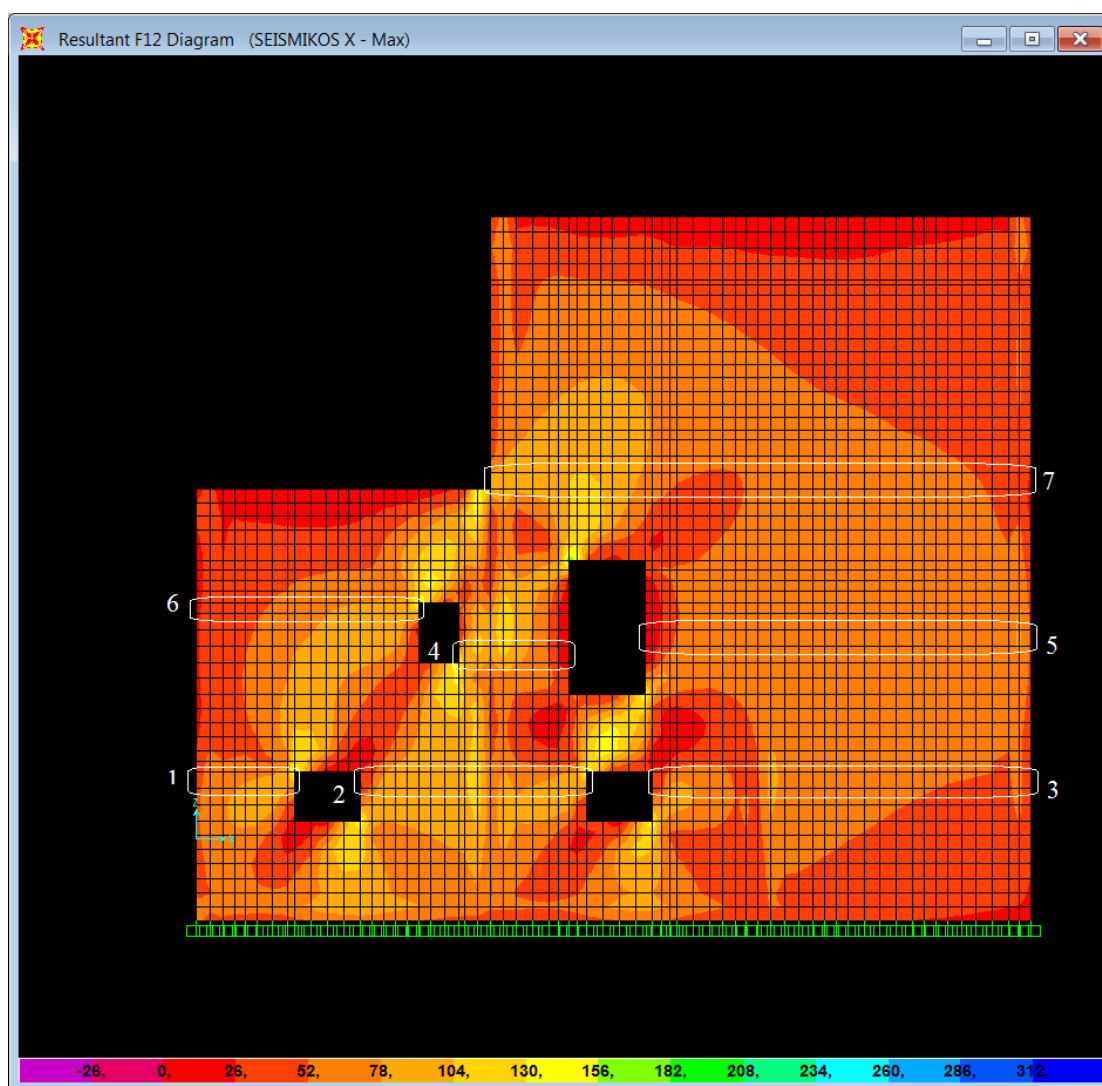
	Πεσσός 1	Πεσσός 2
Μήκος πεσσού (m)	5,30	5,30
Θλιβόμενο μήκος (m)	5,30	5,30
σ_d (KN/m ²)	-120,83	-54,63
V_{Rd} (KN)	218,37	179,39
V_{sd} (KN)	95,23	141,58
Έλεγχος	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ

iii) xz plane @ y=6,44



	Πεσσός 1	Πεσσός 2
Μήκος πεσσού (m)	8,30	2,17
Θλιβόμενο μήκος (m)	8,30	2,17
σ_d (KN/m ²)	-47,09	-64,95
V_{Rd} (KN)	273,98	75,94
V_{sd} (KN)	174,32	54,43
Έλεγχος	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ

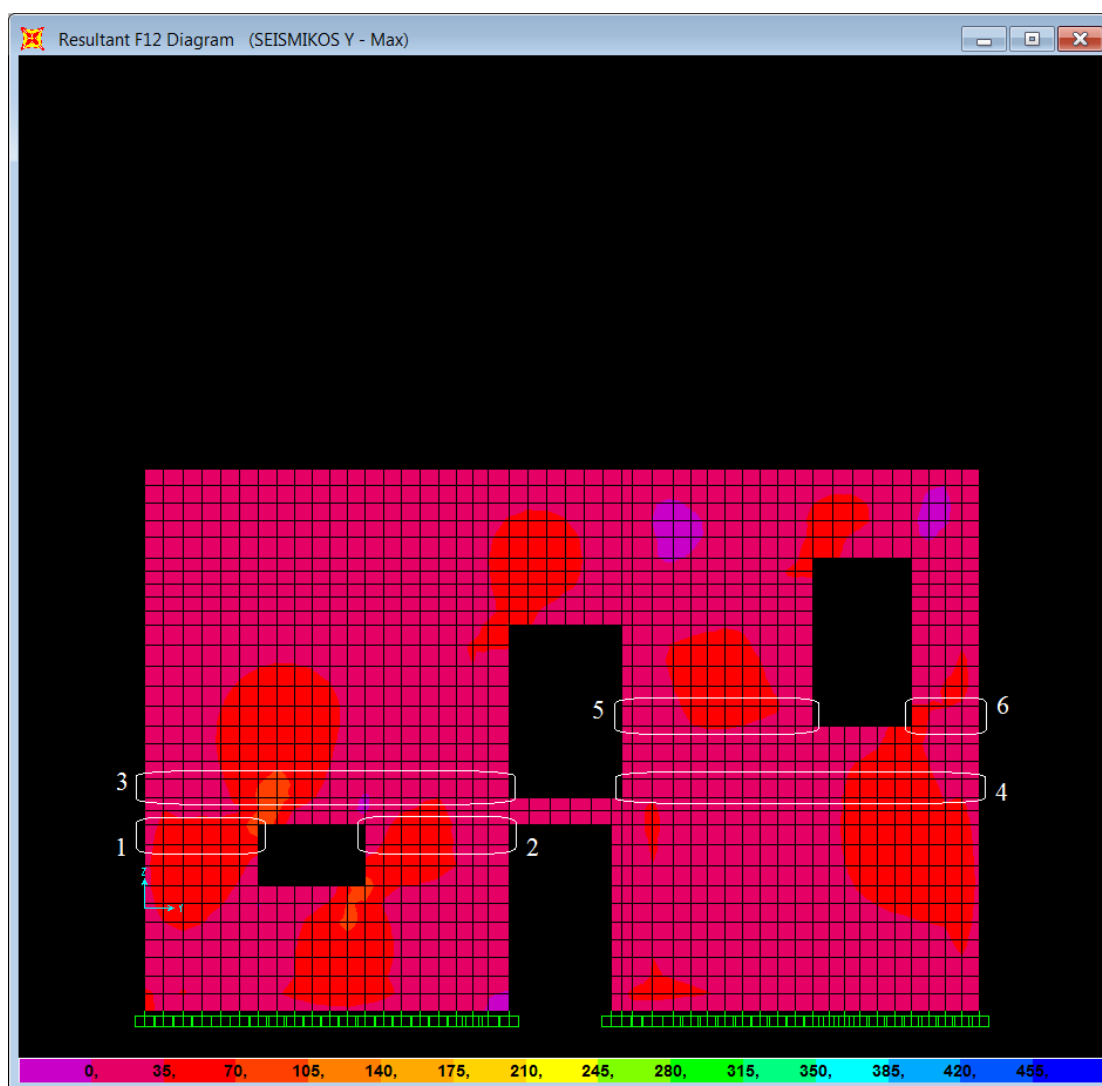
iv) xz plane @ y=10,17



	Πεσσός 1	Πεσσός 2	Πεσσός 3	Πεσσός 4
Μήκος πεσσού (m)	1,69	3,48	5,79	1,69
Θλιβόμενο μήκος (m)	1,69	3,48	5,79	1,69
σ_d (KN/m ²)	-200,09	-192,22	-205,70	-233,11
V_{Rd} (KN)	135,23	273,59	469,07	117,93
V_{sd} (KN)	132,35	307,21	338,33	130,20
Έλεγχος	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΔΕΝ ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΔΕΝ ΕΠΑΡΚΕΙ

	Πεσσός 5	Πεσσός 6	Πεσσός 7
Μήκος πεσσού (m)	5,90	3,92	8,27
Θλιβόμενο μήκος (m)	5,90	3,92	8,27
σ_d (KN/m ²)	-203,43	-100,52	-126,49
V_{Rd} (KN)	386,43	198,47	449,74
V_{sd} (KN)	382,26	266,36	548,57
Έλεγχος	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΔΕΝ ΕΠΑΡΚΕΙ	ΔΕΝ ΕΠΑΡΚΕΙ

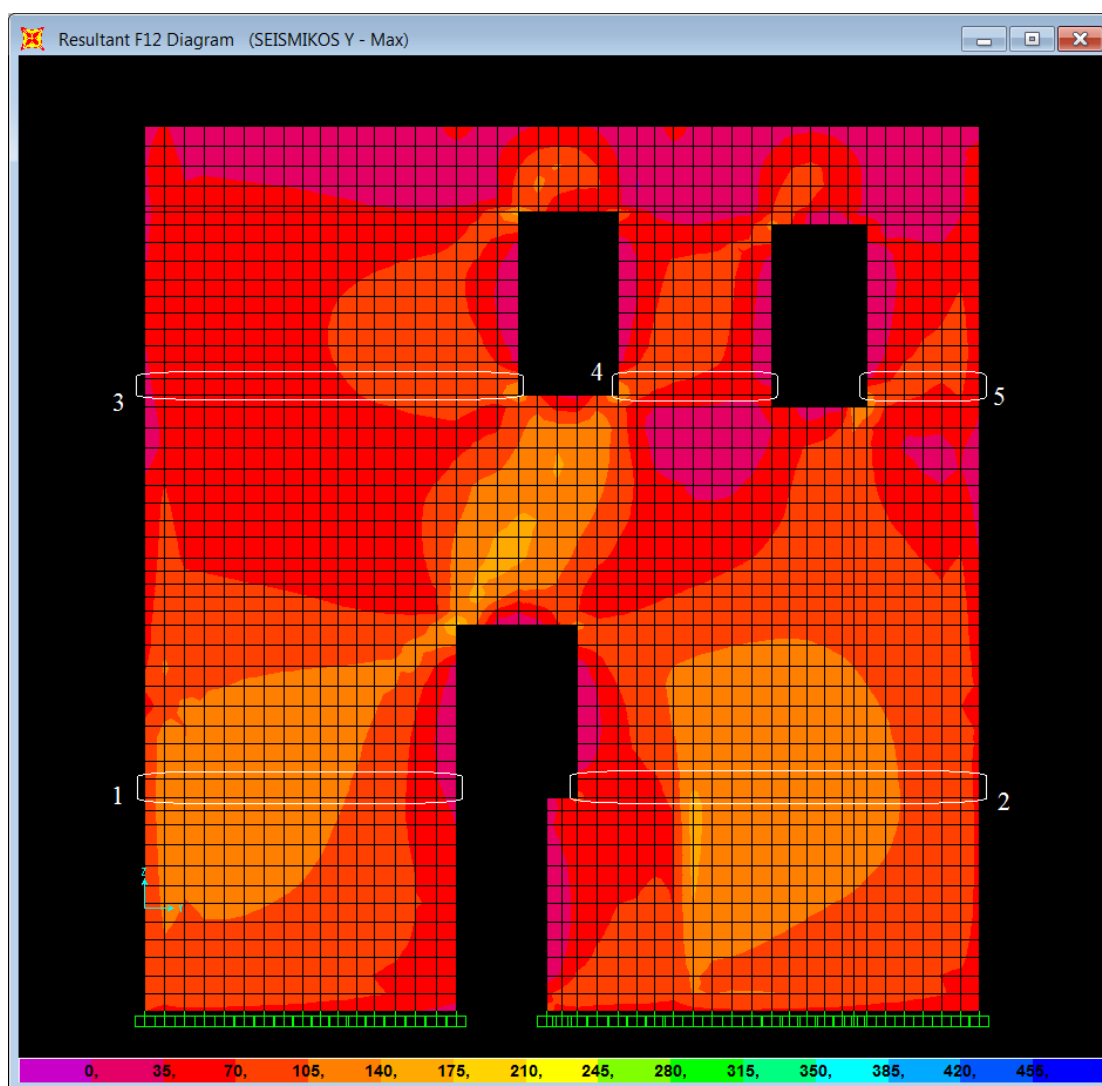
v) yz plane @ x=0



	Πεσσός 1	Πεσσός 2	Πεσσός 3	Πεσσός 4
Μήκος πεσσού (m)	1,39	1,64	4,44	4,36
Θλιβόμενο μήκος (m)	1,39	1,64	4,44	4,36
σ_d (KN/m ²)	-205,12	-214,89	-135,42	-105,78
V_{Rd} (KN)	91,38	110,13	247,25	275,77
V_{sd} (KN)	69,63	61,03	137,28	118,98
Έλεγχος	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ

	Πεσσός 5	Πεσσός 6
Μήκος πεσσού (m)	2,34	0,82
Θλιβόμενο μήκος (m)	2,34	0,82
σ_d (KN/m ²)	-164,61	-140,90
V_{Rd} (KN)	140,14	46,30
V_{sd} (KN)	72,28	28,51
Έλεγχος	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ

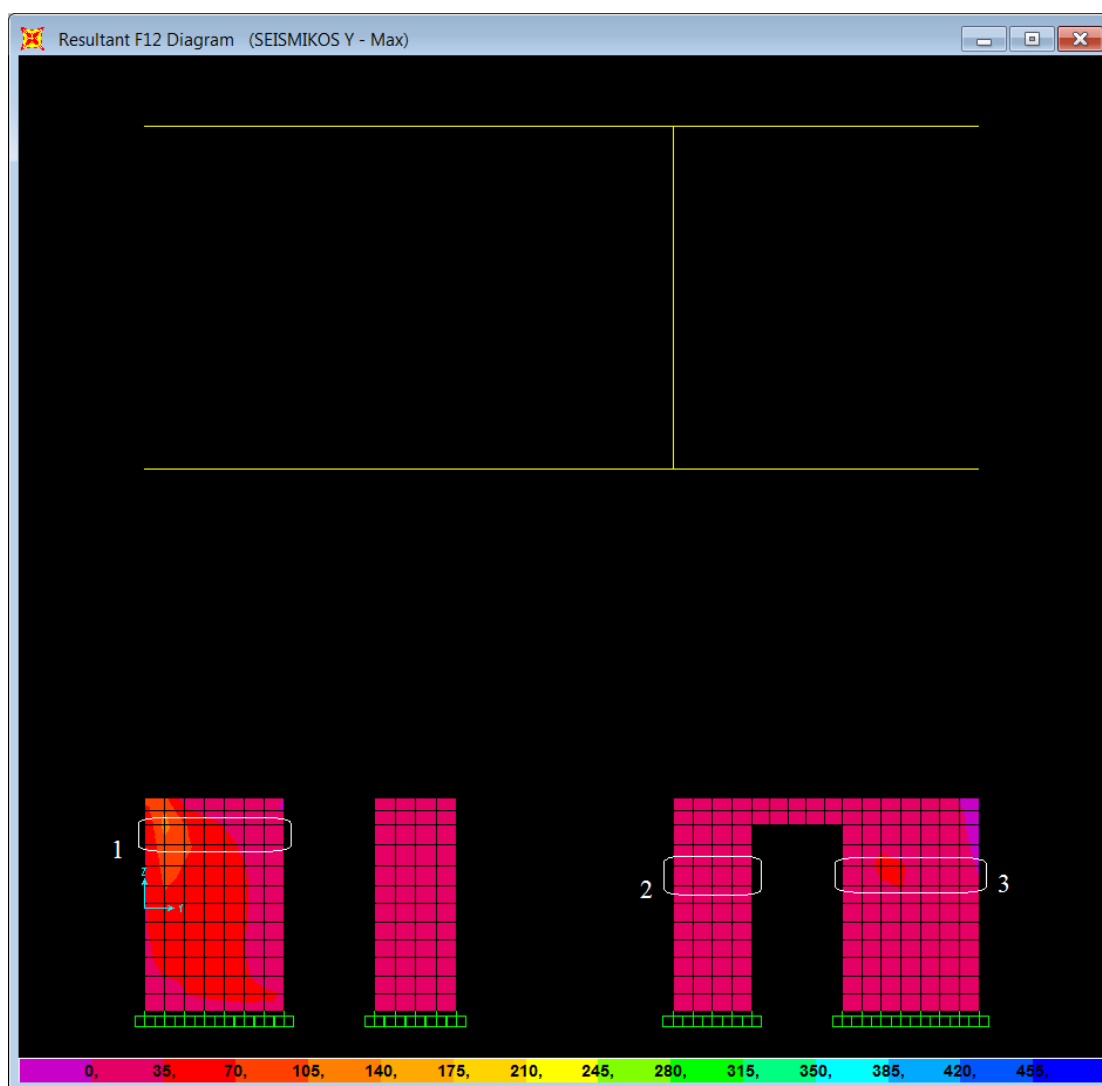
vi) yz plane @ x=4,50



	Πεσσός 1	Πεσσός 2	Πεσσός 3	Πεσσός 4
Μήκος πεσσού (m)	3,80	4,90	4,55	1,64
Θλιβόμενο μήκος (m)	3,80	4,90	4,55	1,64
σ_d (KN/m ²)	-228,48	-214,79	-115,32	-154,09
V_{Rd} (KN)	262,63	328,97	240,10	95,72
V_{sd} (KN)	374,73	491,76	316,61	112,36
Έλεγχος	ΔΕΝ ΕΠΑΡΚΕΙ	ΔΕΝ ΕΠΑΡΚΕΙ	ΔΕΝ ΕΠΑΡΚΕΙ	ΔΕΝ ΕΠΑΡΚΕΙ

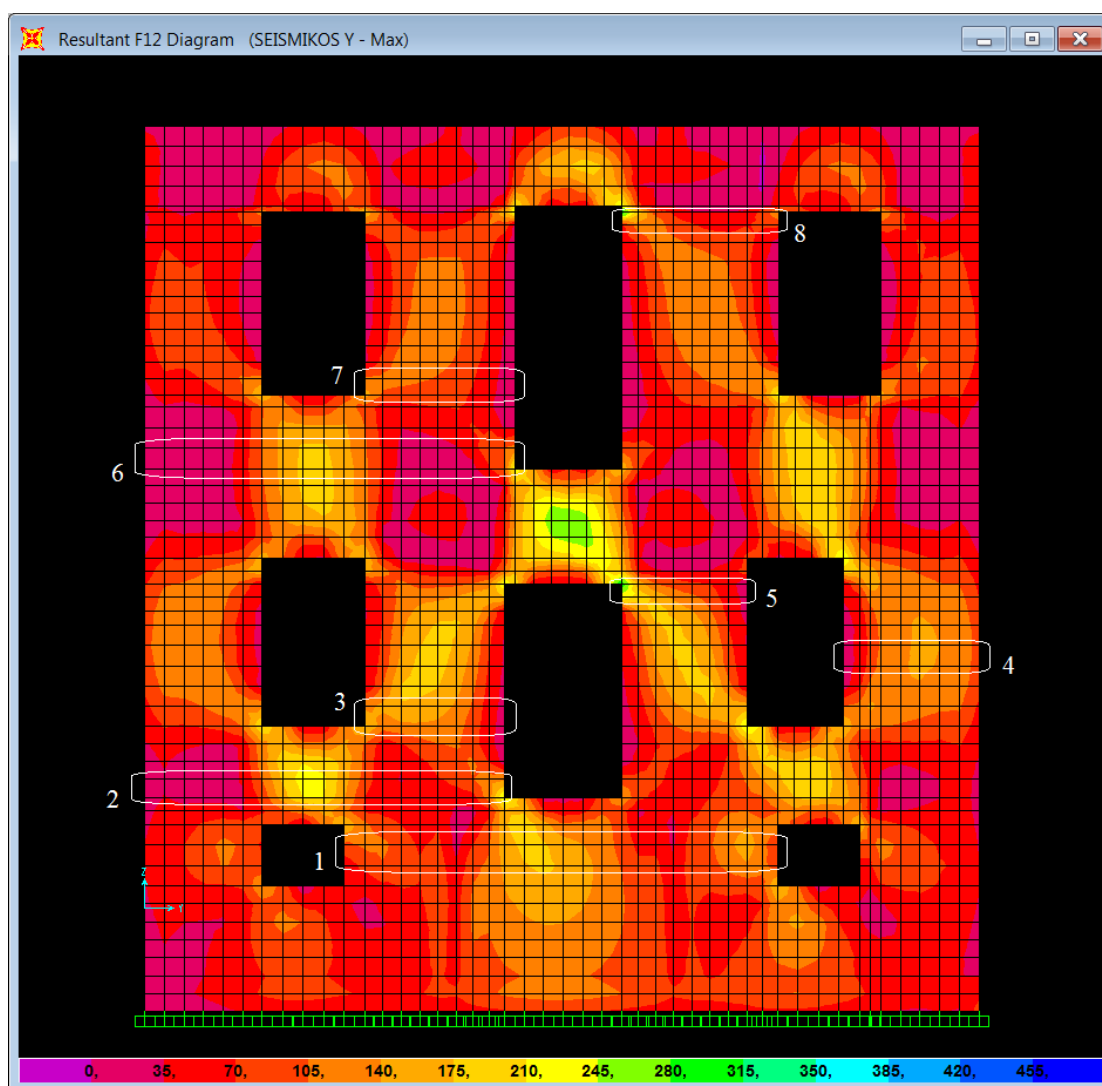
	Πεσσός 5
Μήκος πεσσού (m)	1,37
Θλιβόμενο μήκος (m)	1,37
σ_d (KN/m ²)	-139,28
V_{Rd} (KN)	77,04
V_{sd} (KN)	96,30
Έλεγχος	ΔΕΝ ΕΠΑΡΚΕΙ

vii) yz plane @ x=8,59



	Πεσσός 1	Πεσσός 2	Πεσσός 3
Μήκος πεσσού (m)	1,70	0,96	1,67
Θλιβόμενο μήκος (m)	1,70	0,96	1,67
σ_d (KN/m ²)	-41,20	-33,30	-77,32
V_{Rd} (KN)	66,01	30,22	60,74
V_{sd} (KN)	79,36	21,65	39,87
Έλεγχος	ΔΕΝ ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ

viii) yz plane @ x=12,77



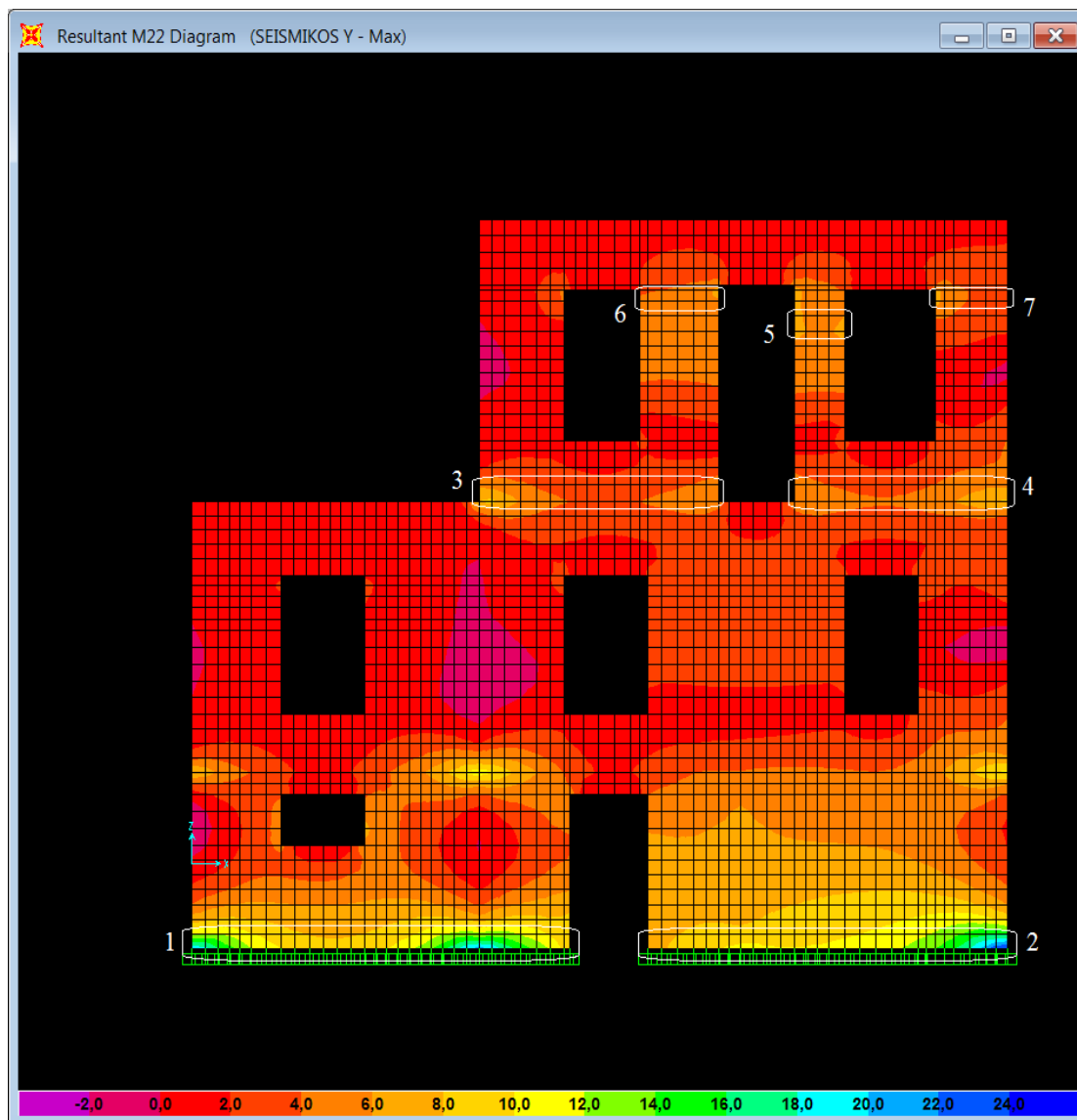
	Πεσσός 1	Πεσσός 2	Πεσσός 3	Πεσσός 4
Μήκος πεσσού (m)	5,28	4,39	1,71	1,65
Θλιβόμενο μήκος (m)	5,28	4,39	1,71	1,65
σ_d (KN/m ²)	-167,79	-212,29	-303,12	-221,98
V_{Rd} (KN)	392,17	293,15	136,62	112,49
V_{sd} (KN)	554,96	378,72	213,94	182,63
Έλεγχος	ΔΕΝ ΕΠΑΡΚΕΙ	ΔΕΝ ΕΠΑΡΚΕΙ	ΔΕΝ ΕΠΑΡΚΕΙ	ΔΕΝ ΕΠΑΡΚΕΙ

	Πεσσός 5	Πεσσός 6	Πεσσός 7	Πεσσός 8
Μήκος πεσσού (m)	1,53	4,52	1,84	1,92
Θλιβόμενο μήκος (m)	1,53	4,52	1,84	1,92
σ_d (KN/m ²)	-239,53	-126,14	-159,26	-105,11
V_{Rd} (KN)	108,19	245,58	108,77	98,48
V_{sd} (KN)	181,35	335,83	156,81	159,74
Έλεγχος	ΔΕΝ ΕΠΑΡΚΕΙ	ΔΕΝ ΕΠΑΡΚΕΙ	ΔΕΝ ΕΠΑΡΚΕΙ	ΔΕΝ ΕΠΑΡΚΕΙ

7.2) ΔΙΑΦΡΑΓΜΑΤΙΚΗ ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΑ – ΕΝΕΜΑΤΑ – ΑΡΜΟΛΟΓΗΜΑ

7.2.1) Εκτός επιπέδου κάμψη παράλληλα στις οριζόντιες ακμές

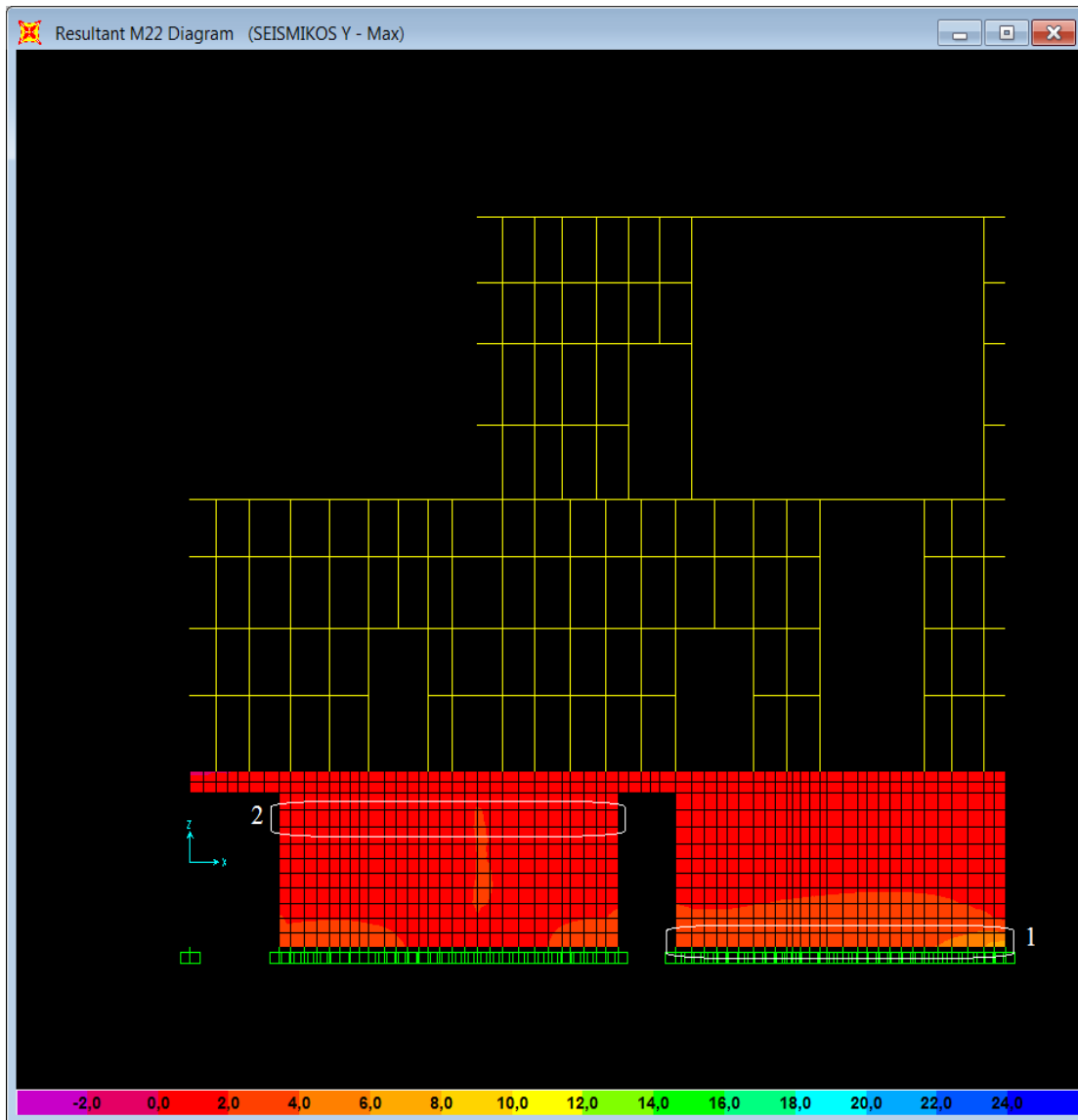
i) xz plane @ y=0



	Πεσσός 1	Πεσσός 2	Πεσσός 3	Πεσσός 4
Μήκος πεσσού (m)	5,91	5,63	3,75	3,34
Θλιβόμενο μήκος (m)	5,91	5,63	3,75	3,34
σ_d (KN/m ²)	-193,31	-209,83	-118,87	-115,99
M_{Rd} (2) (KNm)	340,15	349,47	90,14	78,42
M_{sd} (KNm)	68,39	62,85	16,93	16,43
Έλεγχος	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ

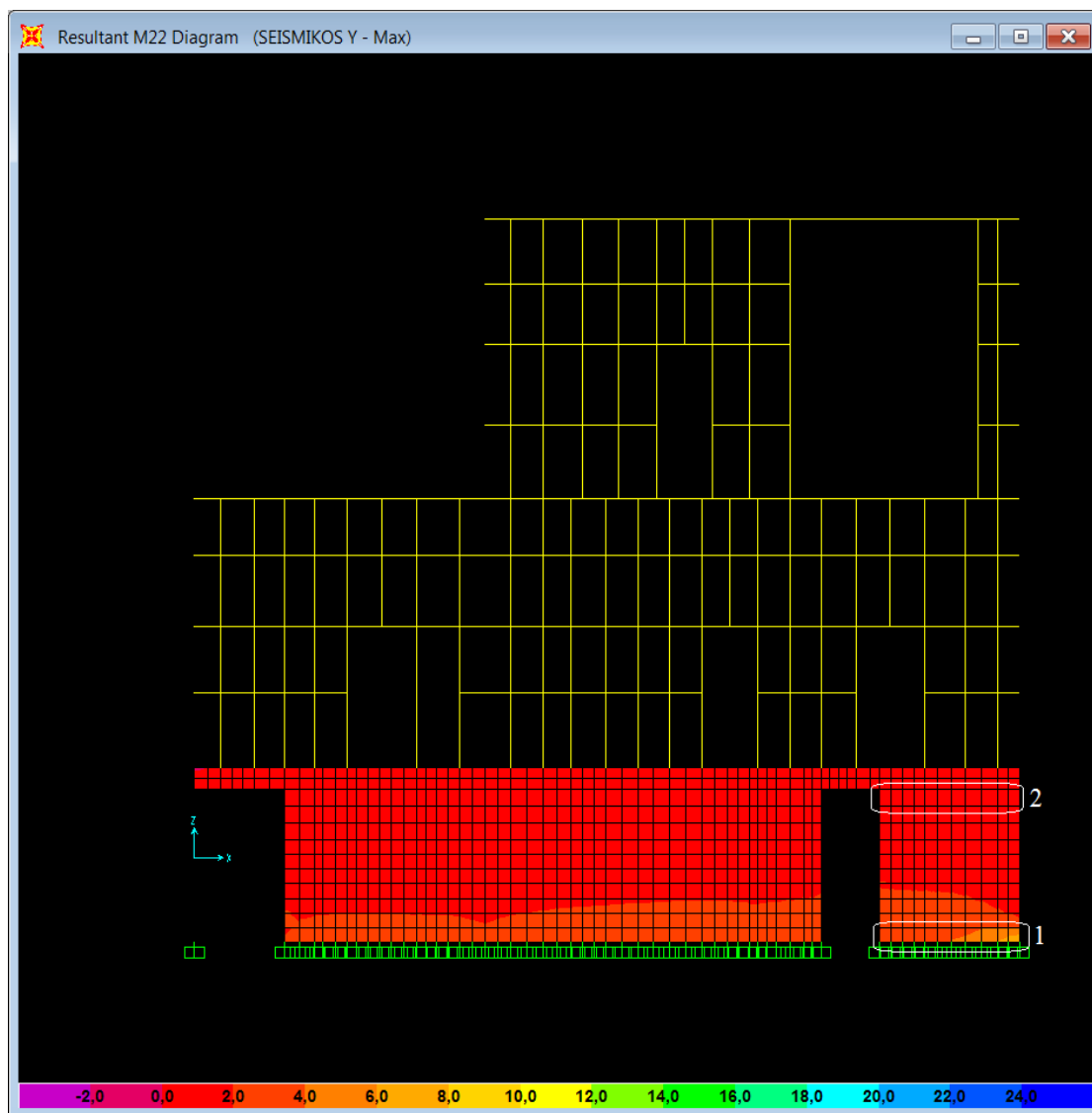
	Πεσσός 5	Πεσσός 6	Πεσσός 7
Μήκος πεσσού (m)	0,79	1,23	1,13
Θλιβόμενο μήκος (m)	0,79	1,23	1,13
σ_d (KN/m ²)	-163,61	-127,34	-105,52
M_{Rd} (2) (KNm)	25,70	31,57	24,32
M_{sd} (KNm)	4,71	5,75	5,05
Έλεγχος	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ

ii) xz plane @ y=3,80



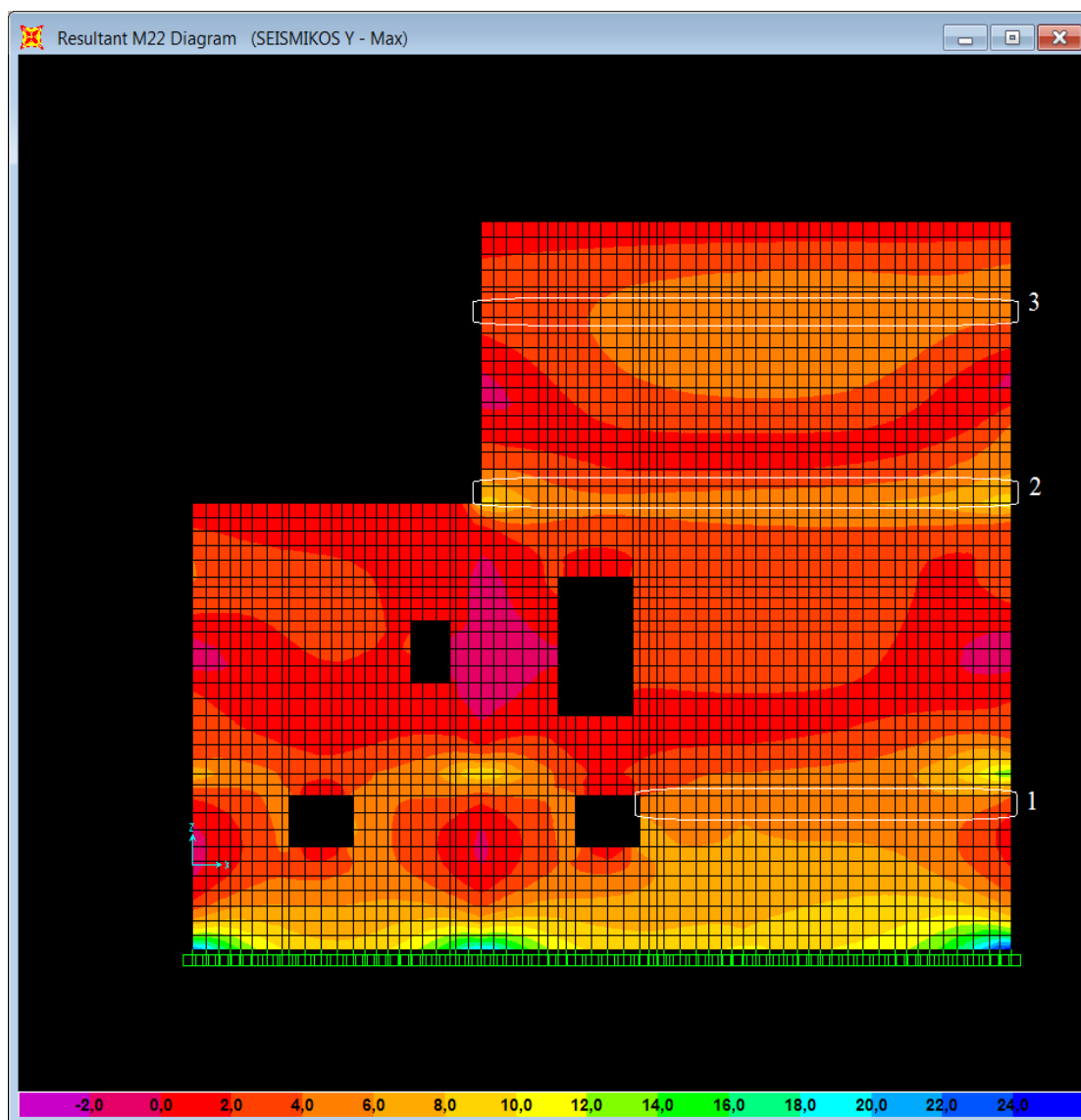
	Πεσσός 1	Πεσσός 2
Μήκος πεσσού (m)	5,17	5,30
Θλιβόμενο μήκος (m)	5,17	5,30
σ_d (KN/m ²)	-98,35	-63,57
M_{Rd} (2) (KNm)	61,31	41,15
M_{sd} (KNm)	17,60	5,90
Έλεγχος	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ

iii) xz plane @ y=6,44



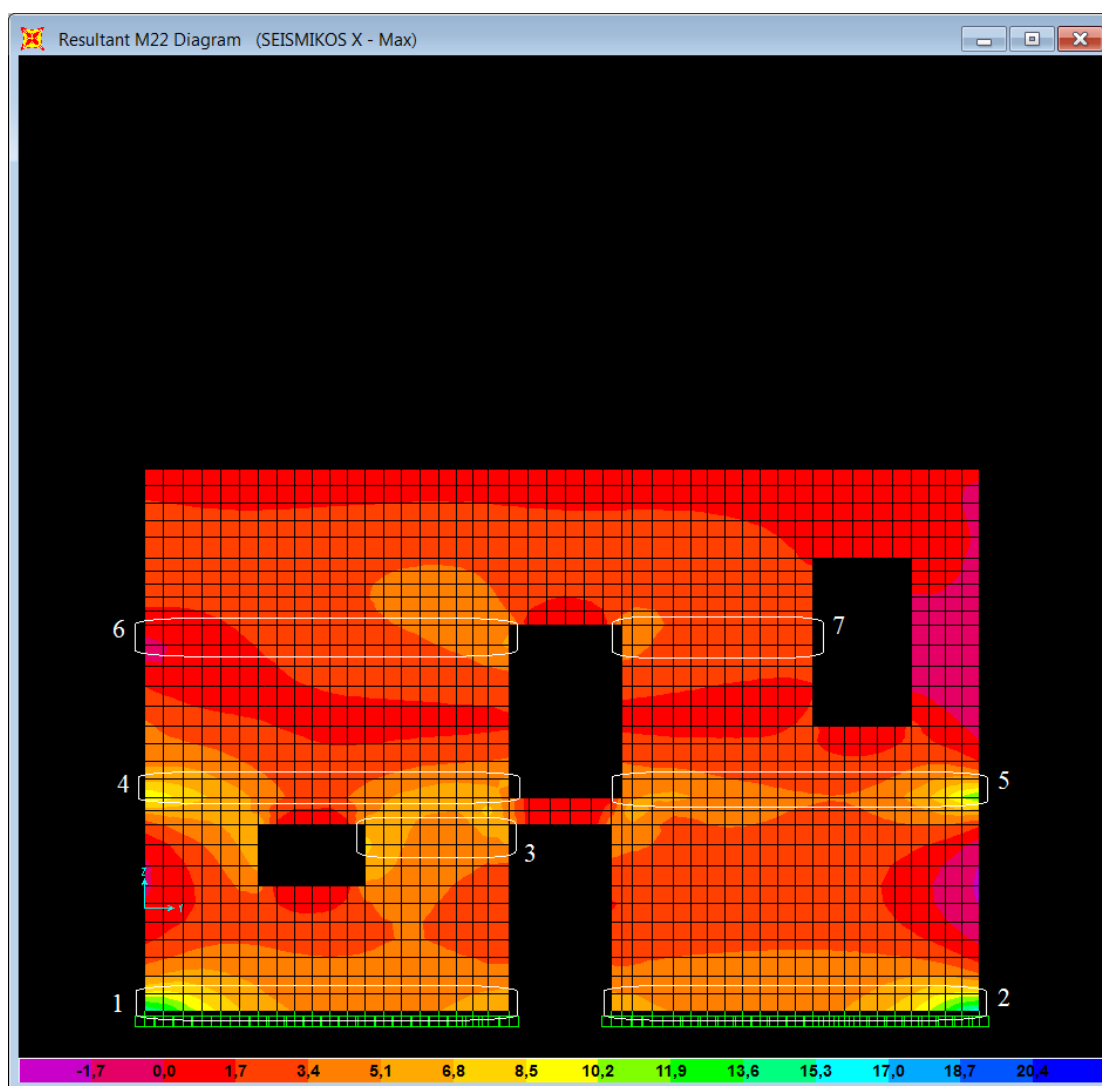
	Πεσσός 1	Πεσσός 2
Μήκος πεσσού (m)	2,17	2,17
Θλιβόμενο μήκος (m)	2,17	2,17
σ_d (KN/m ²)	-130,58	-64,26
M_{Rd} (2) (KNm)	33,76	17,03
M_{sd} (KNm)	8,38	1,22
Έλεγχος	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ

iv) xz plane @ y=10,17



	Πεσσός 1	Πεσσός 2	Πεσσός 3
Μήκος πεσσού (m)	5,79	8,27	8,27
Θλιβόμενο μήκος (m)	5,79	8,27	8,27
σ_d (KN/m ²)	-203,92	-73,83	-40,44
M_{Rd} (2) (KNm)	250,08	125,56	69,62
M_{sd} (KNm)	29,15	43,45	37,78
Έλεγχος	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ

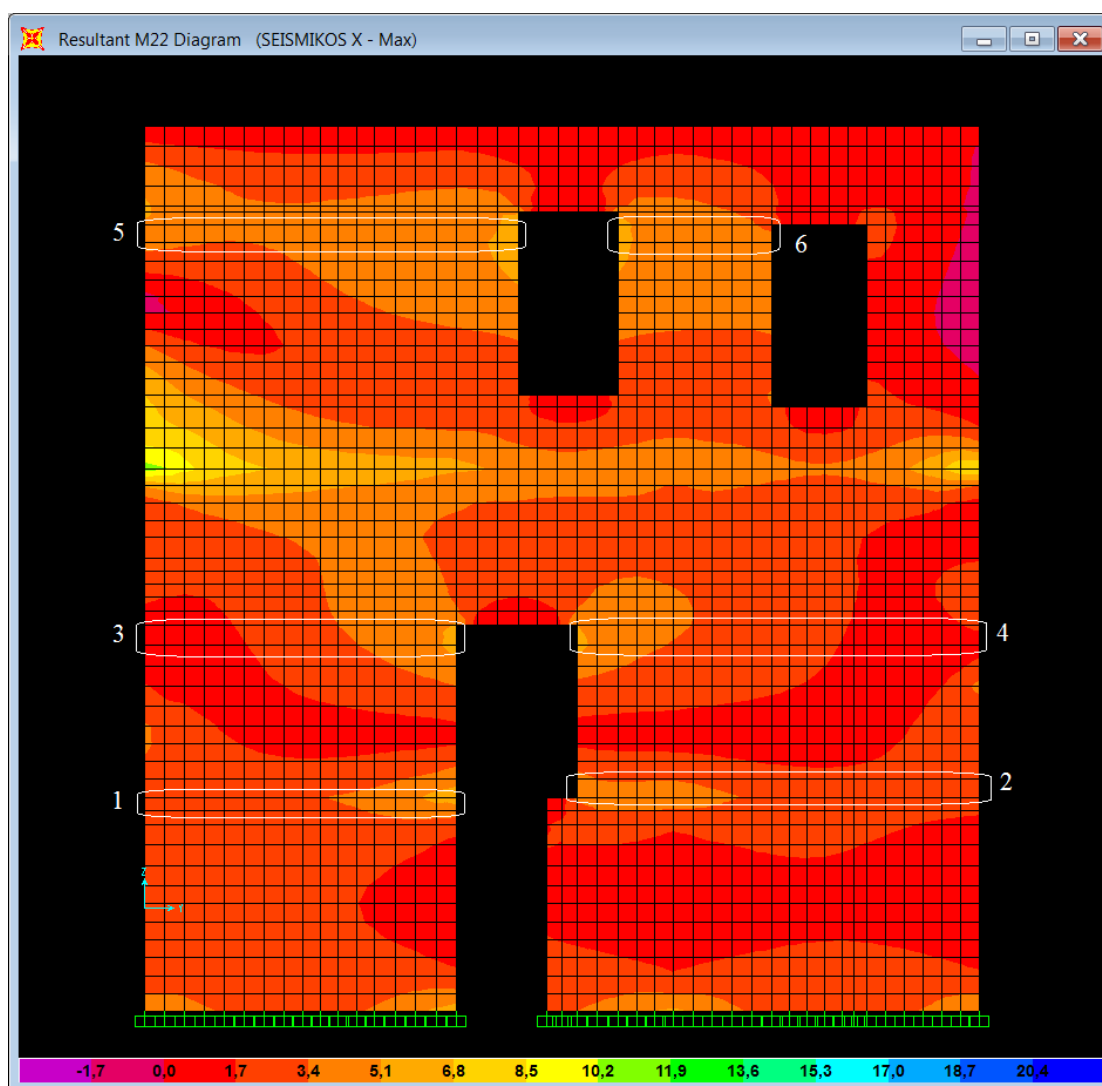
v) yz plane @ x=0



	Πεσσός 1	Πεσσός 2	Πεσσός 3	Πεσσός 4
Μήκος πεσσού (m)	4,44	4,48	1,75	4,44
Θλιβόμενο μήκος (m)	4,44	4,48	7,75	4,44
σ_d (KN/m ²)	-149,33	-155,66	-164,11	-137,72
M_{Rd} (2) (KNm)	200,76	210,65	86,47	122,77
M_{sd} (KNm)	26,80	26,38	9,27	21,82
Έλεγχος	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ

	Πεσσός 5	Πεσσός 6	Πεσσός 7
Μήκος πεσσού (m)	4,36	4,44	2,34
Θλιβόμενο μήκος (m)	4,36	4,44	2,34
σ_d (KN/m ²)	-131,59	-96,75	-133,78
M_{Rd} (2) (KNm)	115,46	87,58	62,95
M_{sd} (KNm)	19,47	11,41	7,14
Έλεγχος	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ

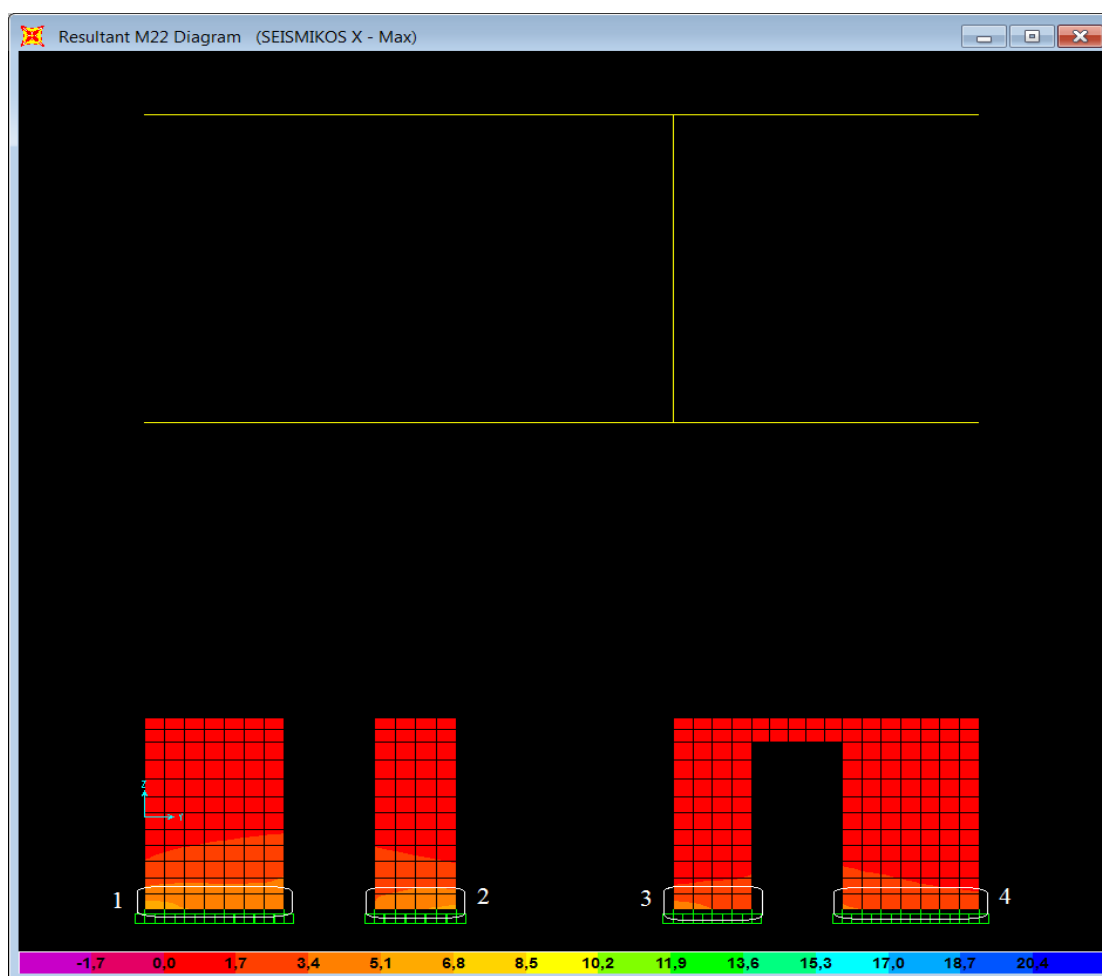
vi) yz plane @ x=4,50



	Πεσσός 1	Πεσσός 2	Πεσσός 3	Πεσσός 4
Μήκος πεσσού (m)	3,80	4,90	3,80	4,90
Θλιβόμενο μήκος (m)	3,80	4,90	3,80	4,90
σ_d (KN/m ²)	-213,84	-214,69	-193,87	-183,25
M_{Rd} (2) (KNm)	158,45	205,05	144,77	177,17
M_{sd} (KNm)	12,39	14,44	10,29	12,35
Έλεγχος	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ

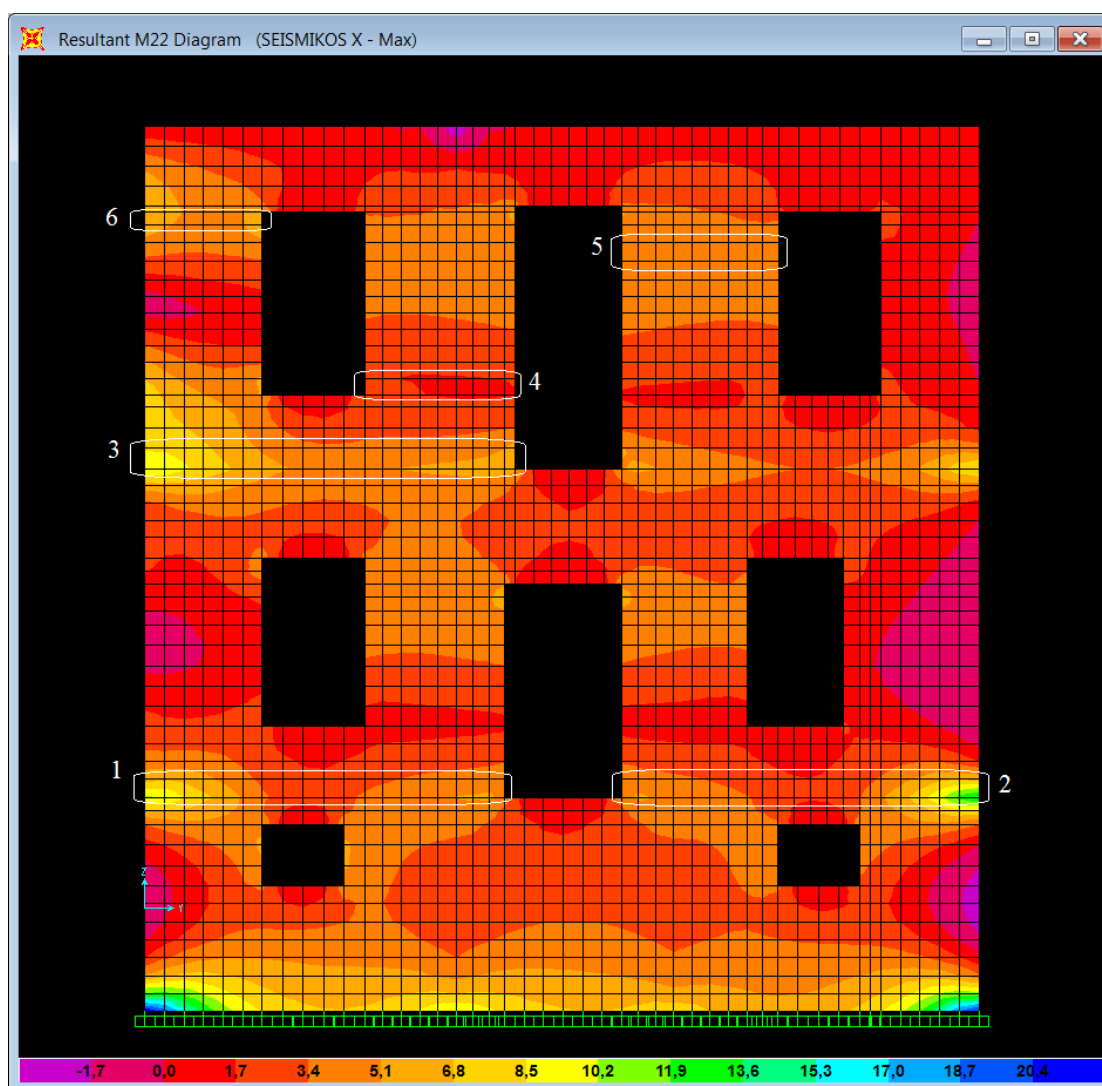
	Πεσσός 5	Πεσσός 6
Μήκος πεσσού (m)	4,55	1,88
Θλιβόμενο μήκος (m)	4,55	1,88
σ_d (KN/m ²)	-73,81	-108,18
M_{Rd} (2) (KNm)	73,81	41,29
M_{sd} (KNm)	18,61	8,12
Έλεγχος	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ

vii) yz plane @ x=8,59



	Πεσσός 1	Πεσσός 2	Πεσσός 3	Πεσσός 4
Μήκος πεσσού (m)	1,70	1,00	0,96	1,67
Θλιβόμενο μήκος (m)	1,70	1,00	0,96	1,67
σ_d (KN/m ²)	-136,01	-69,32	-75,81	-148,90
M_{Rd} (2) (KNm)	39,58	12,17	8,85	29,42
M_{sd} (KNm)	7,78	4,18	2,83	4,21
Έλεγχος	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ

viii) yz plane @ x=12,77

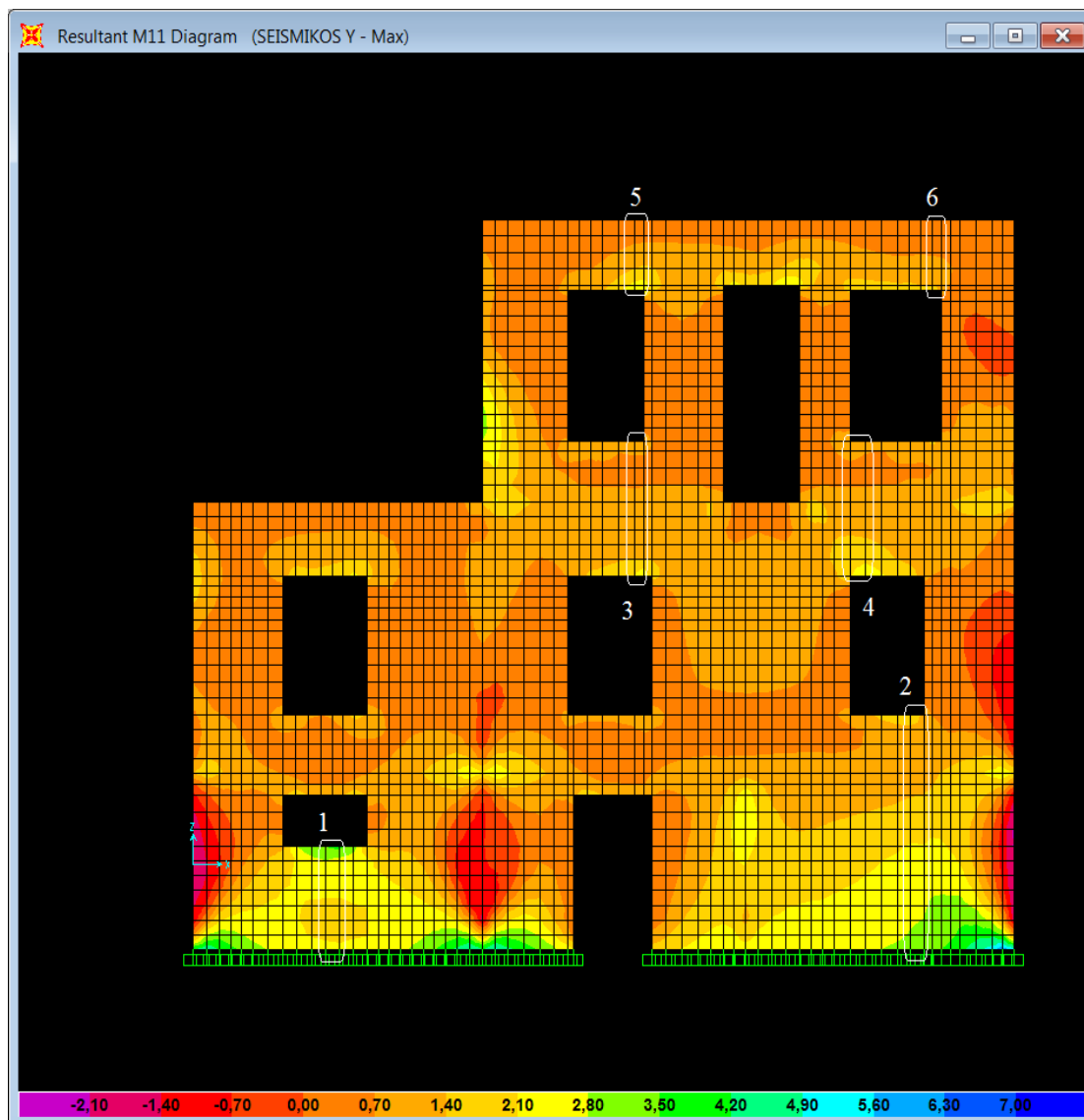


	Πεσσός 1	Πεσσός 2	Πεσσός 3	Πεσσός 4
Μήκος πεσσού (m)	4,39	4,36	4,52	1,84
Θλιβόμενο μήκος (m)	3,49	4,36	4,52	1,84
σ_d (KN/m ²)	-204,51	-203,86	-124,00	-152,53
M_{Rd} (2) (KNm)	175,70	173,98	113,12	56,03
M_{sd} (KNm)	19,65	19,31	25,36	3,52
Έλεγχος	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ

	Πεσσός 5	Πεσσός 6
Μήκος πεσσού (m)	1,92	1,43
Θλιβόμενο μήκος (m)	1,92	1,43
σ_d (KN/m ²)	-106,95	-90,69
M_{Rd} (2) (KNm)	41,71	26,50
M_{sd} (KNm)	7,67	7,55
Έλεγχος	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ

7.2.2) Εκτός επιπέδου κάμψη παράλληλα στις κατακόρυφες ακμές

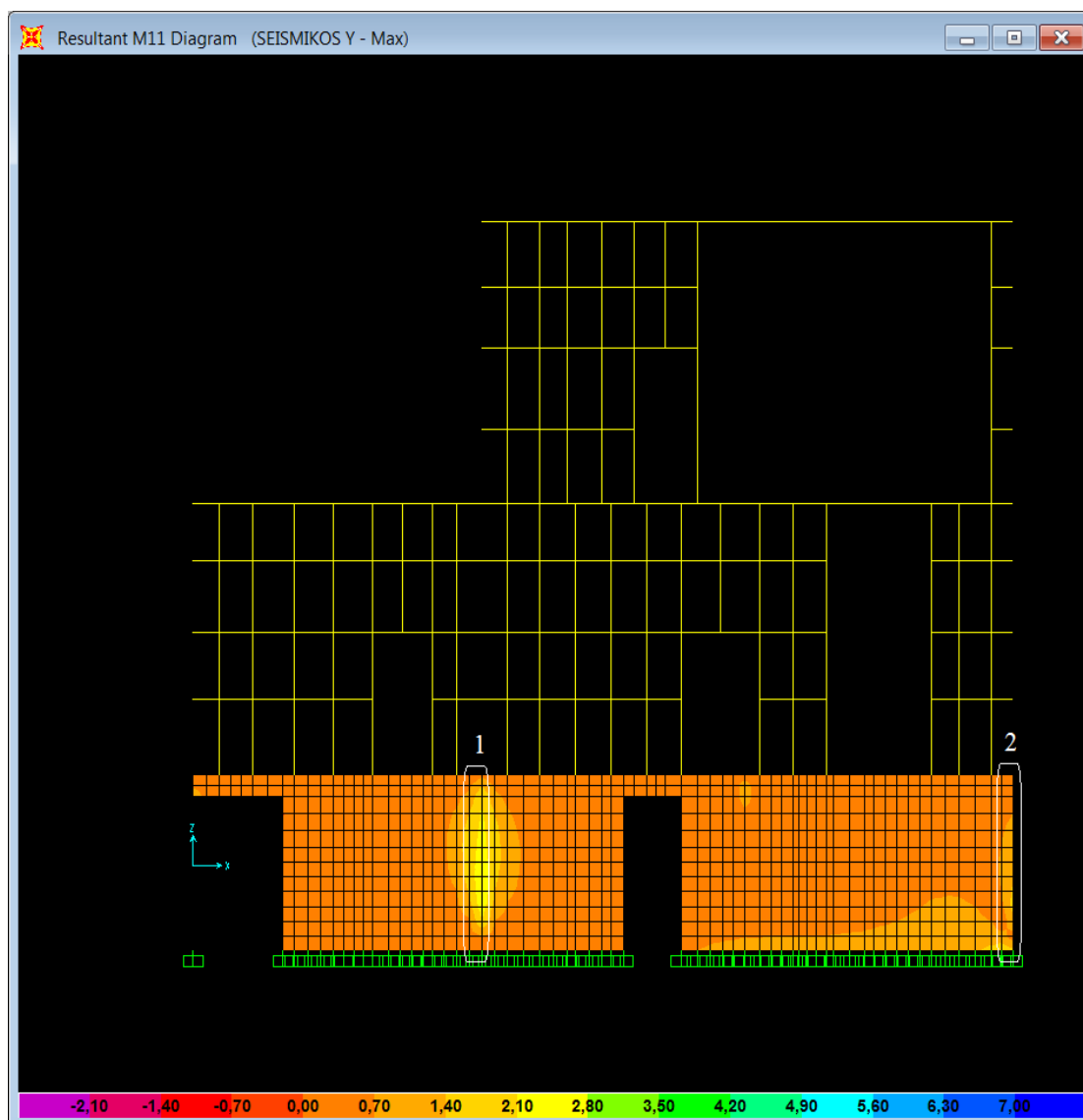
i) xz plane @ y=0



	Πεσσός 1	Πεσσός 2	Πεσσός 3	Πεσσός 4
Μήκος πεσσού (m)	1,53	3,47	1,99	1,99
f_{xk2} (KN/m ²)	200	200	200	200
M_{Rd} (1) (KNm)	18,13	27,15	15,57	15,57
M_{sd} (KNm)	3,46	6,78	2,03	2,57
Έλεγχος	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ

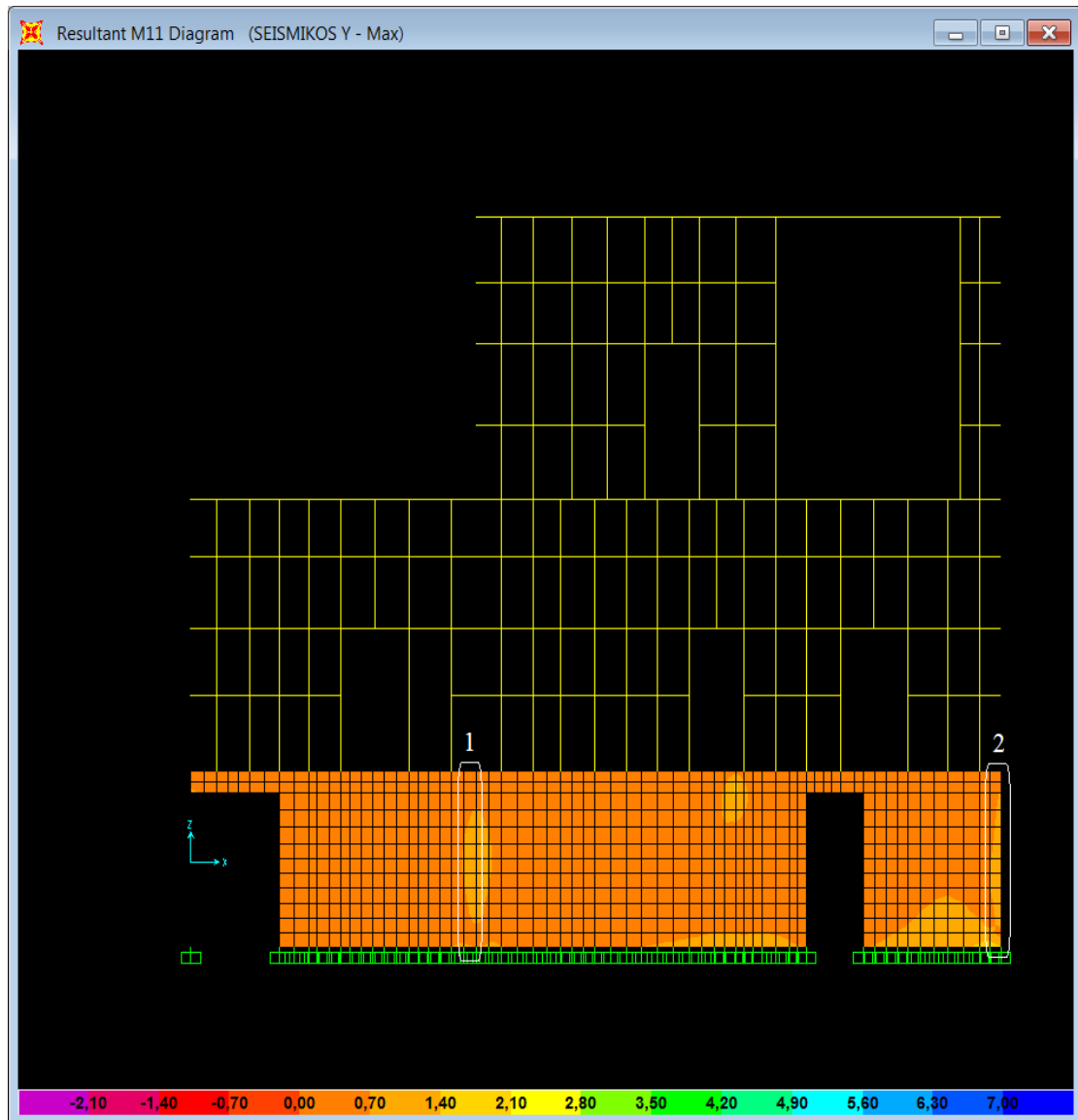
	Πεσσός 5	Πεσσός 6
Μήκος πεσσού (m)	1,05	0,97
f_{xk2} (KN/m ²)	200	200
M_{Rd} (1) (KNm)	8,22	7,59
M_{sd} (KNm)	1,26	1,23
Έλεγχος	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ

ii) xz plane @ y=3,80



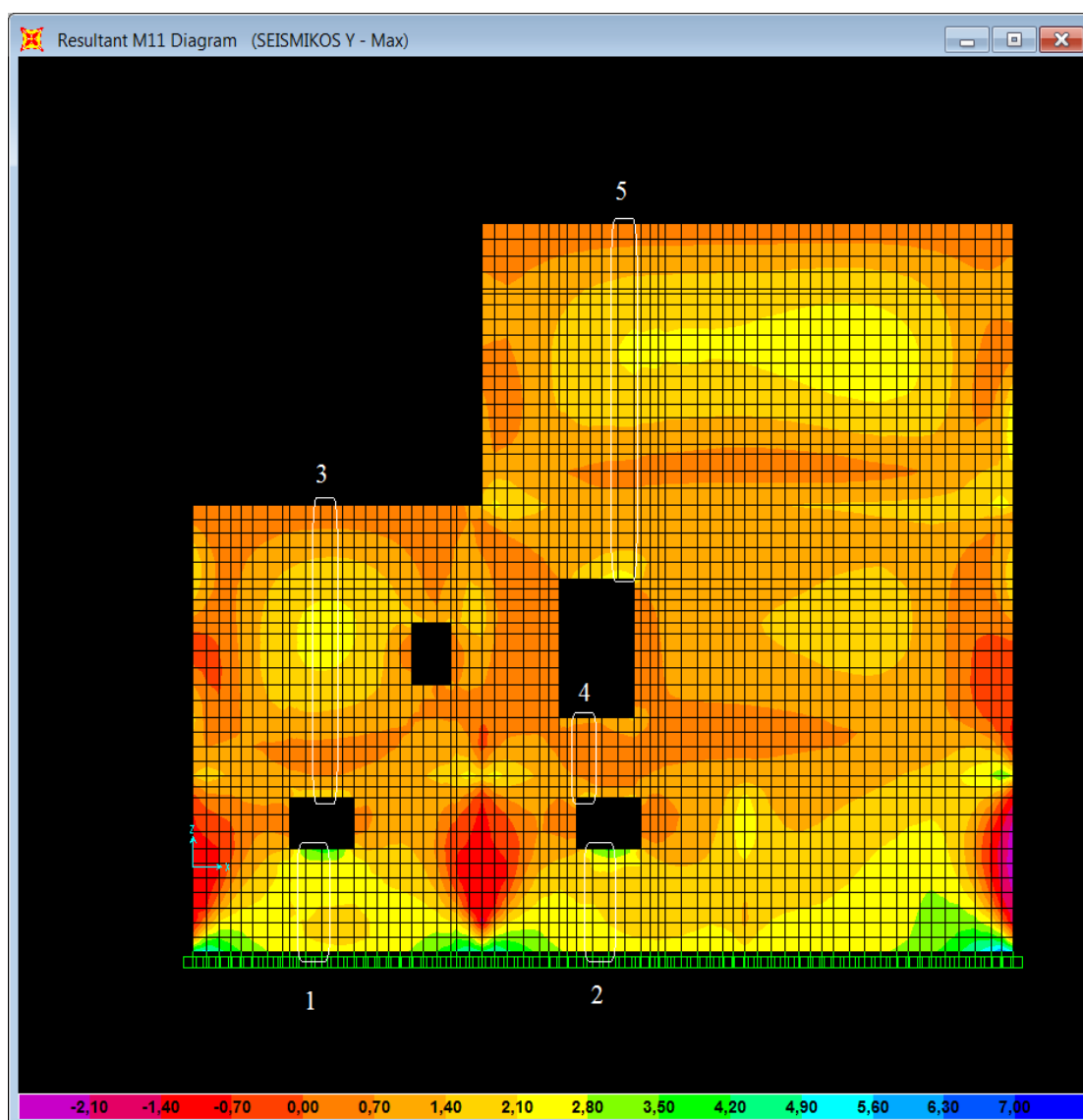
	Πεσός 1	Πεσός 2
Μήκος πεσσού (m)	2,61	2,61
f_{xk2} (KN/m ²)	200	200
M_{Rd} (1) (KNm)	12,08	12,08
M_{sd} (KNm)	4,10	2,10
Έλεγχος	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ

iii) xz plane @ y=6,44



	Πεσός 1	Πεσός 2
Μήκος πεσσού (m)	2,61	2,61
f_{xk2} (KN/m ²)	200	200
M_{Rd} (1) (KNm)	12,08	12,08
M_{sd} (KNm)	1,84	1,97
Έλεγχος	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ

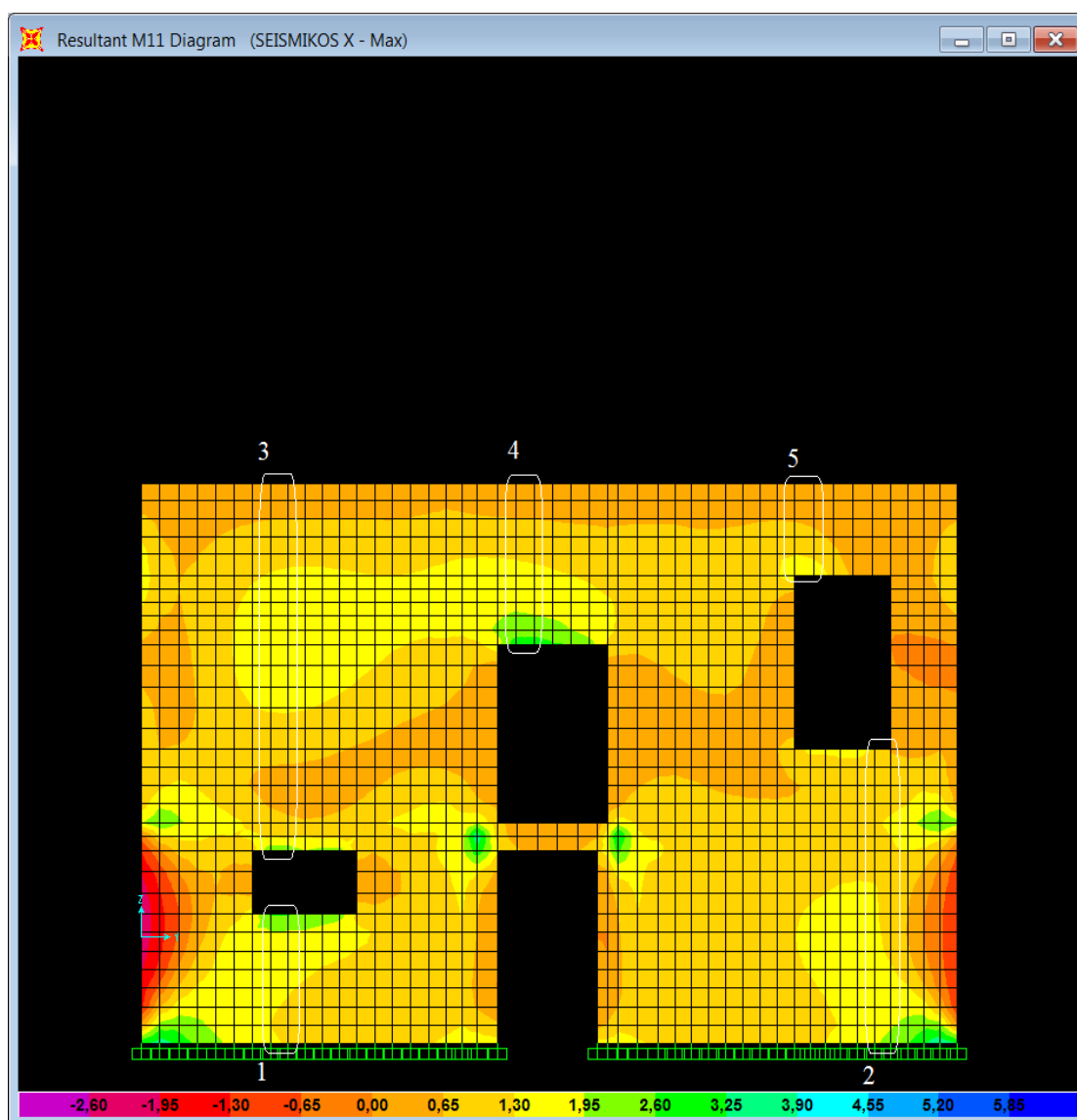
iv) xz plane @ y=10,17



	Πεσσός 1	Πεσσός 2	Πεσσός 3	Πεσσός 4
Μήκος πεσσού (m)	1,53	1,53	4,33	1,19
f_{xk2} (KN/m ²)	200	200	200	200
M_{Rd} (1) (KNm)	18,13	18,13	33,88	9,31
M_{sd} (KNm)	3,45	3,35	6,13	0,80
Έλεγχος	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ

	Πεσσός 5
Μήκος πεσσού (m)	5,26
f_{xk2} (KN/m ²)	200
M_{Rd} (1) (KNm)	41,15
M_{sd} (KNm)	7,31
Έλεγχος	ΕΠΑΡΚΕΙ

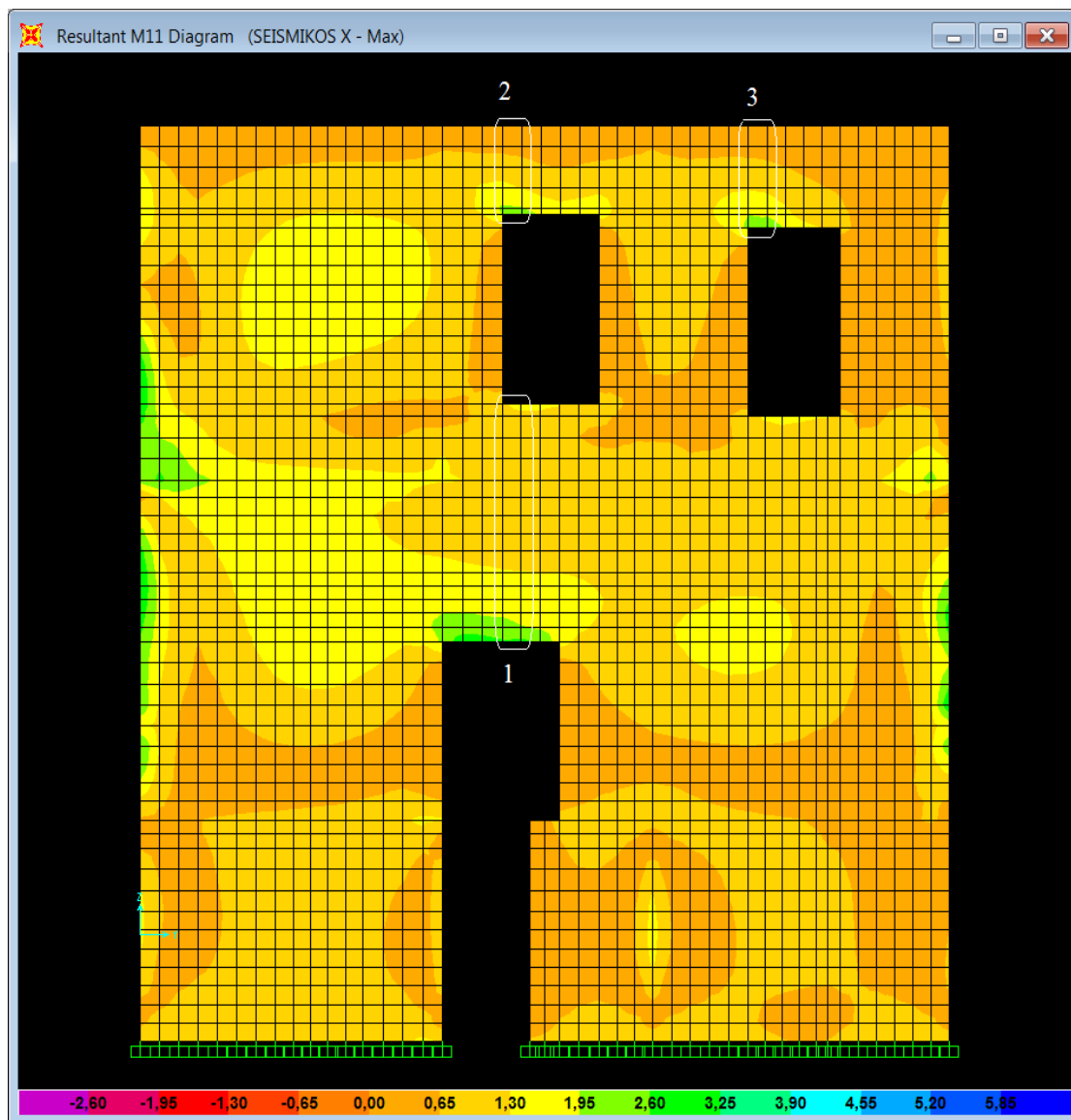
v) yz plane @ x=0



	Πεσός 1	Πεσός 2	Πεσός 3	Πεσός 4
Μήκος πεσσού (m)	1,53	3,47	4,33	1,90
f_{xk2} (KN/m ²)	200	200	200	200
M_{Rd} (1) (KNm)	18,33	27,15	33,88	14,87
M_{sd} (KNm)	2,36	4,43	4,70	2,46
Έλεγχος	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ

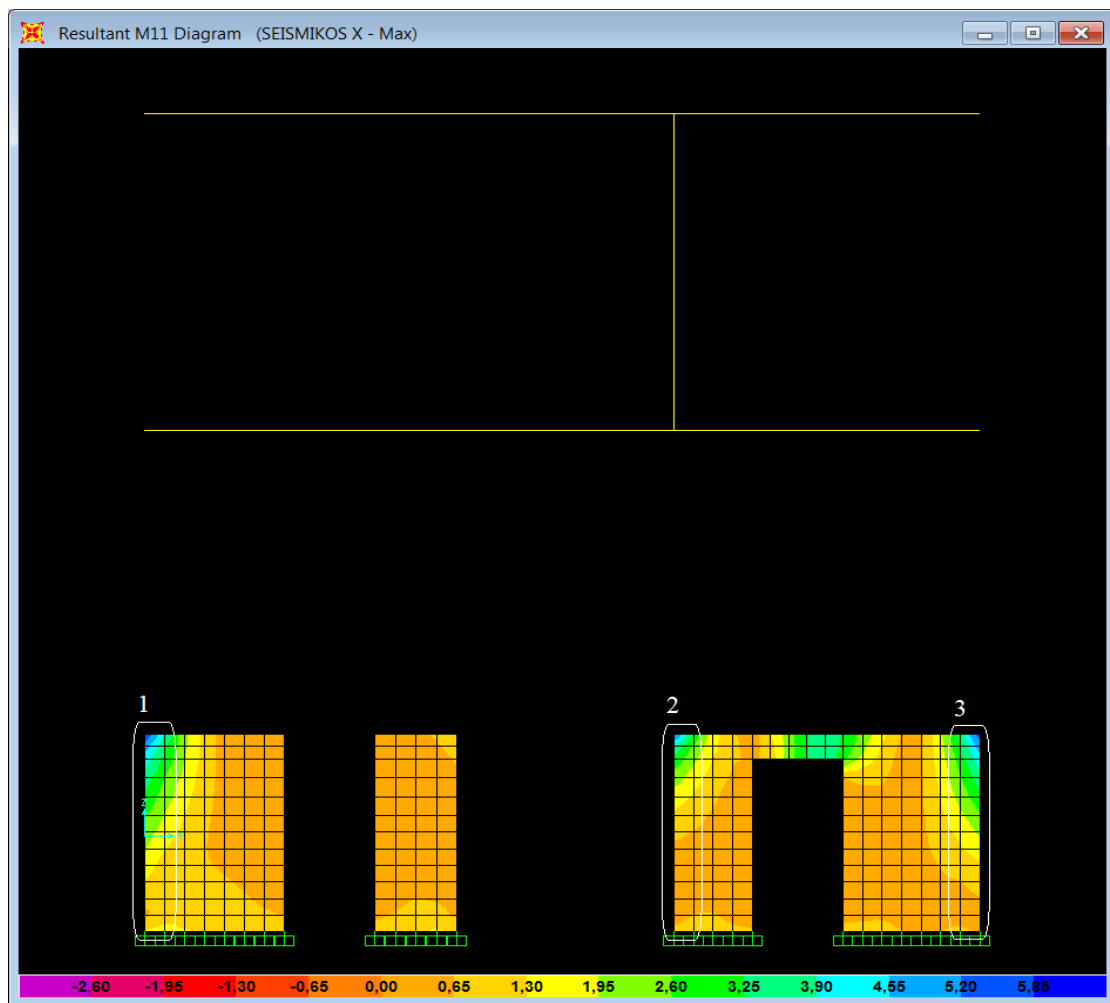
	Πεσός 5
Μήκος πεσσού (m)	1,09
f_{xk2} (KN/m ²)	200
M_{Rd} (1) (KNm)	5,83
M_{sd} (KNm)	0,97
Έλεγχος	ΕΠΑΡΚΕΙ

vi) yz plane @ x=4,50



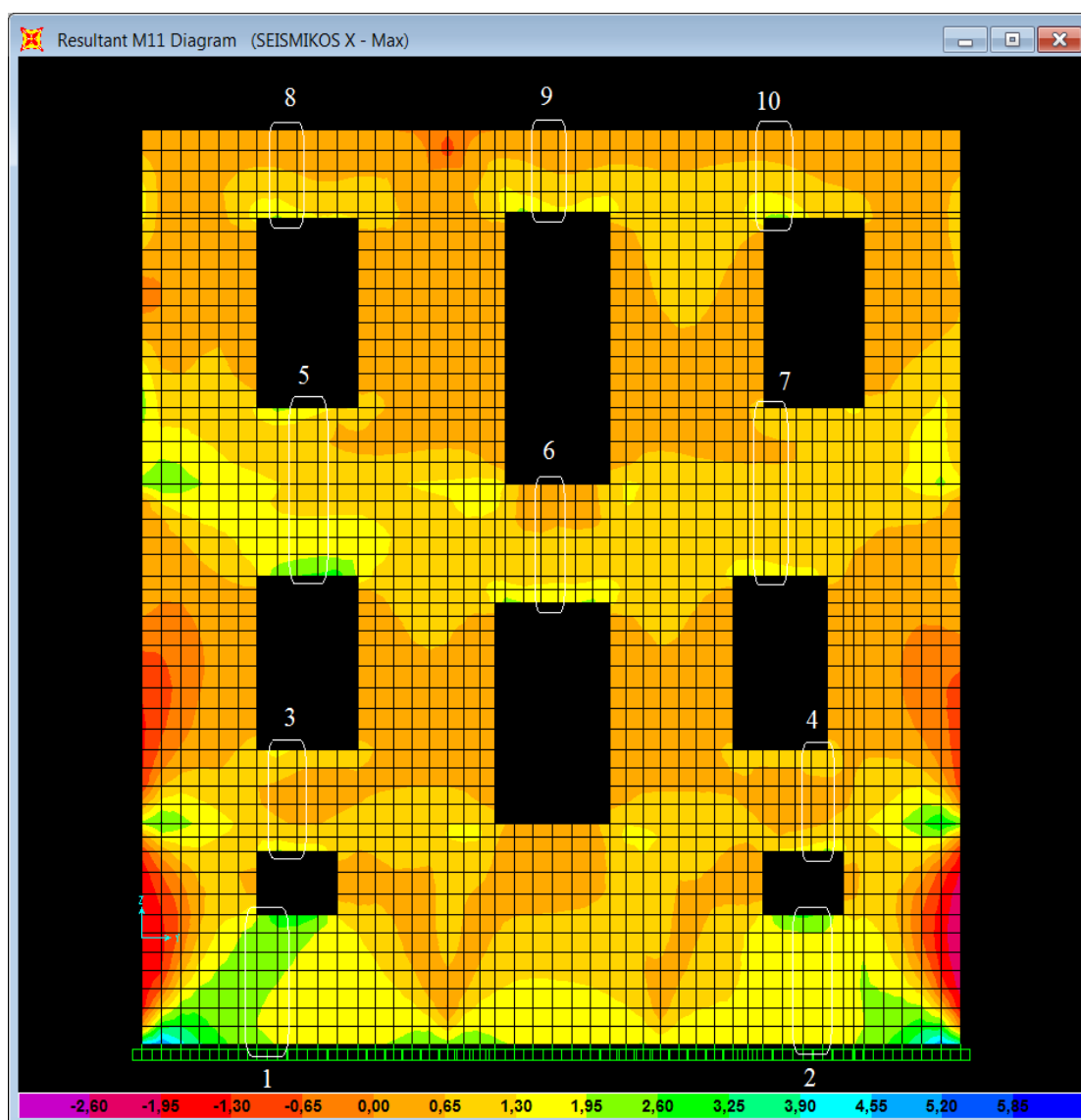
	Πεσός 1	Πεσός 2	Πεσός 3
Μήκος πεσσού (m)	2,80	1,05	1,20
f_{xk2} (KN/m ²)	200	200	200
M_{Rd} (1) (KNm)	21,91	8,22	9,39
M_{sd} (KNm)	3,57	1,18	1,37
Έλεγχος	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ

vii) yz plane @ x=8,59



	Πεσσός 1	Πεσσός 2	Πεσσός 3
Μήκος πεσσού (m)	2,61	2,61	2,61
f_{xk2} (KN/m ²)	200	200	200
M_{Rd} (1) (KNm)	17,40	12,08	12,08
M_{sd} (KNm)	5,54	3,12	5,04
Έλεγχος	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ

viii) yz plane @ x=12,77



	Πεσσός 1	Πεσσός 2	Πεσσός 3	Πεσσός 4
Μήκος πεσσού (m)	1,53	1,53	1,19	1,19
f_{xk2} (KN/m ²)	200	200	200	200
M_{Rd} (1) (KNm)	18,13	18,13	9,31	9,31
M_{sd} (KNm)	3,16	2,54	0,87	0,89
Έλεγχος	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ

	Πεσσός 5	Πεσσός 6	Πεσσός 7	Πεσσός 8
Μήκος πεσσού (m)	1,99	1,40	1,99	1,05
f_{xk2} (KN/m ²)	200	200	200	200
M_{Rd} (1) (KNm)	15,57	10,95	15,57	8,22
M_{sd} (KNm)	2,63	1,17	1,59	0,97
Έλεγχος	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ

	Πεσός 9	Πεσός 10
Μήκος πεσού (m)	0,97	1,05
f_{yk2} (KN/m ²)	200	200
M_{Rd} (1) (KNm)	7,59	8,22
M_{sd} (KNm)	0,66	1,08
Έλεγχος	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ

7.2.3) Εντός επιπέδου κάμψη

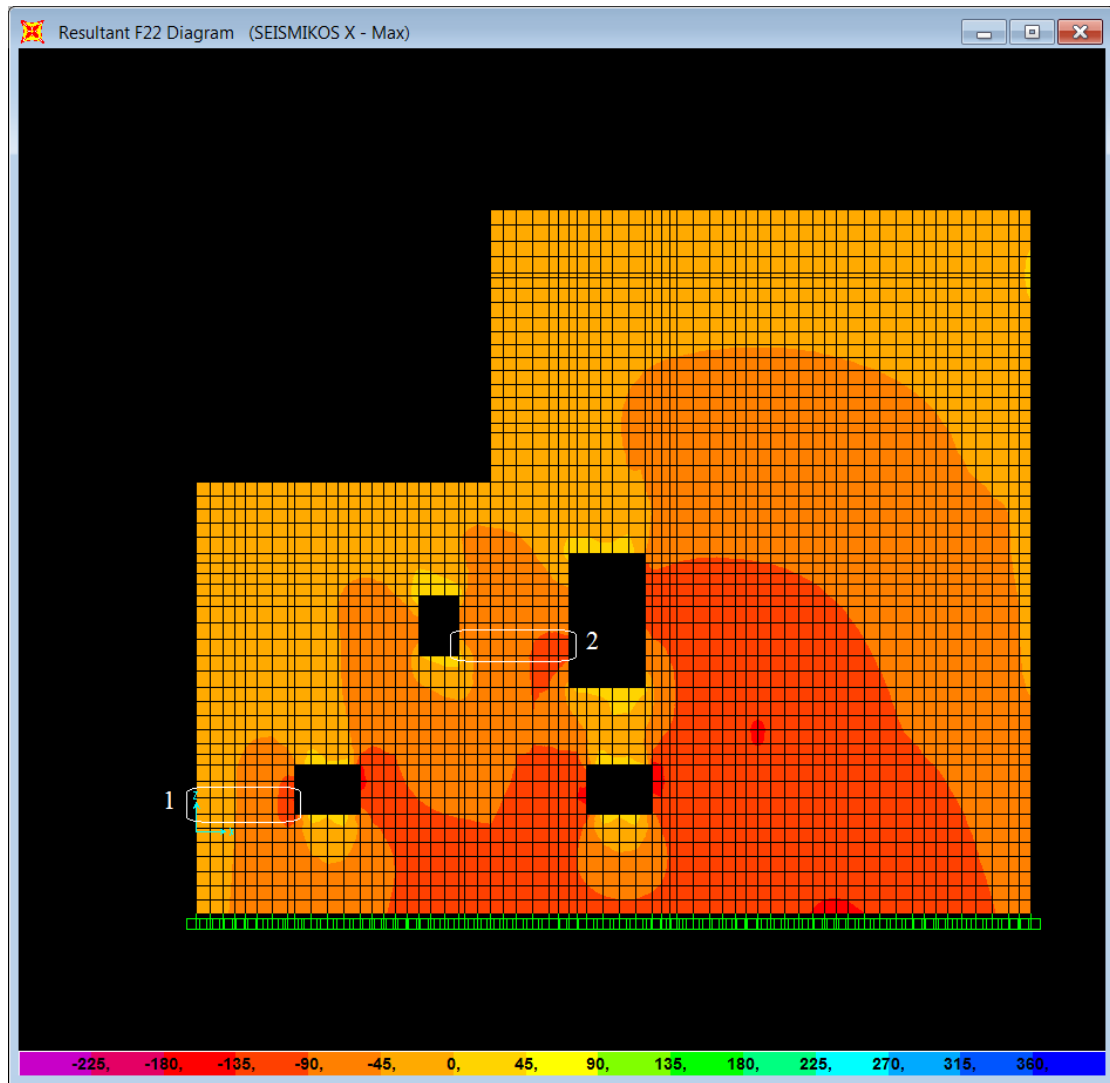
i) xz plane @ $y=0$



	Πεσσός 1	Πεσσός 2	Πεσσός 3	Πεσσός 4
Μήκος πεσσού (m)	1,40	1,40	1,32	1,23
Θλιβόμενο μήκος (m)	1,40	1,40	1,32	1,23
σ_d (KN/m ²)	-175,85	-98,25	-125,43	-172,33
M_{Rd} (KNm)	129,14	60,37	67,82	79,48
M_{sd} (KNm)	13,88	15,20	20,70	9,70
Έλεγχος	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ

	Πεσός 5	Πεσός 6	Πεσός 7
Μήκος πεσσού (m)	0,79	1,13	1,13
Θλιβόμενο μήκος (m)	0,79	1,13	1,13
σ_d (KN/m ²)	-199,61	-175,82	-105,52
M_{Rd} (KNm)	37,58	68,35	42,13
M_{sd} (KNm)	0,20	20,28	10,24
Έλεγχος	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ

ii) xz plane @ y=10,17



	Πεσσός 1	Πεσσός 2
Μήκος πεσσού (m)	1,50	1,69
Θλιβόμενο μήκος (m)	1,50	1,69
σ_d (KN/m ²)	-172,43	-212,21
M_{Rd} (KNm)	145,55	181,93
M_{sd} (KNm)	21,51	16,00
Έλεγχος	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ

iii) yz plane @ x=0



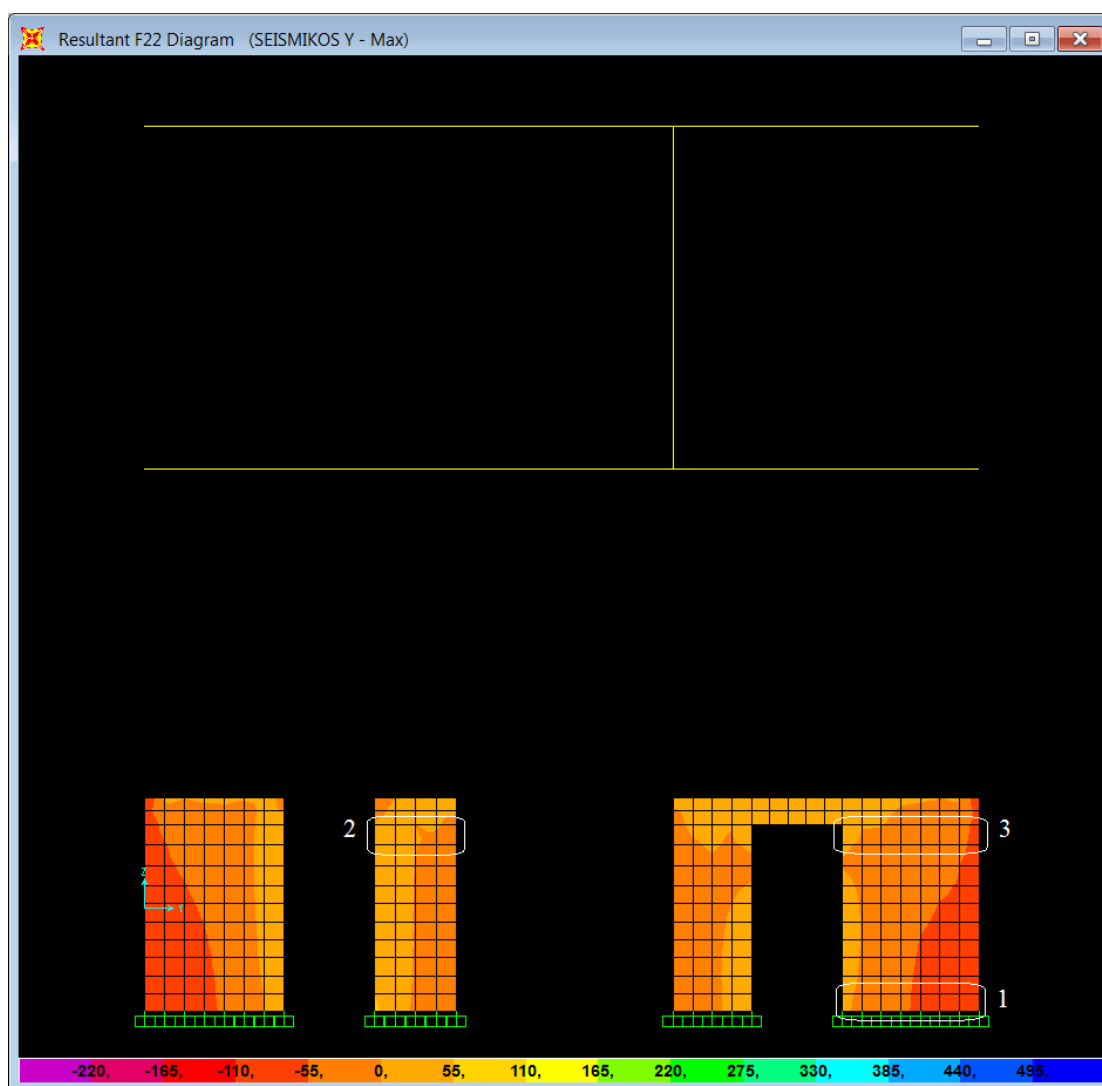
	Πεσσός 1	Πεσσός 2	Πεσσός 3
Μήκος πεσσού (m)	1,39	1,75	0,82
Θλιβόμενο μήκος (m)	1,39	1,75	0,82
σ_d (KN/m ²)	-179,64	-165,13	-95,26
M_{Rd} (KNm)	129,85	190,26	20,10
M_{sd} (KNm)	20,16	26,22	2,69
Έλεγχος	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ

iv) yz plane @ x=4,50



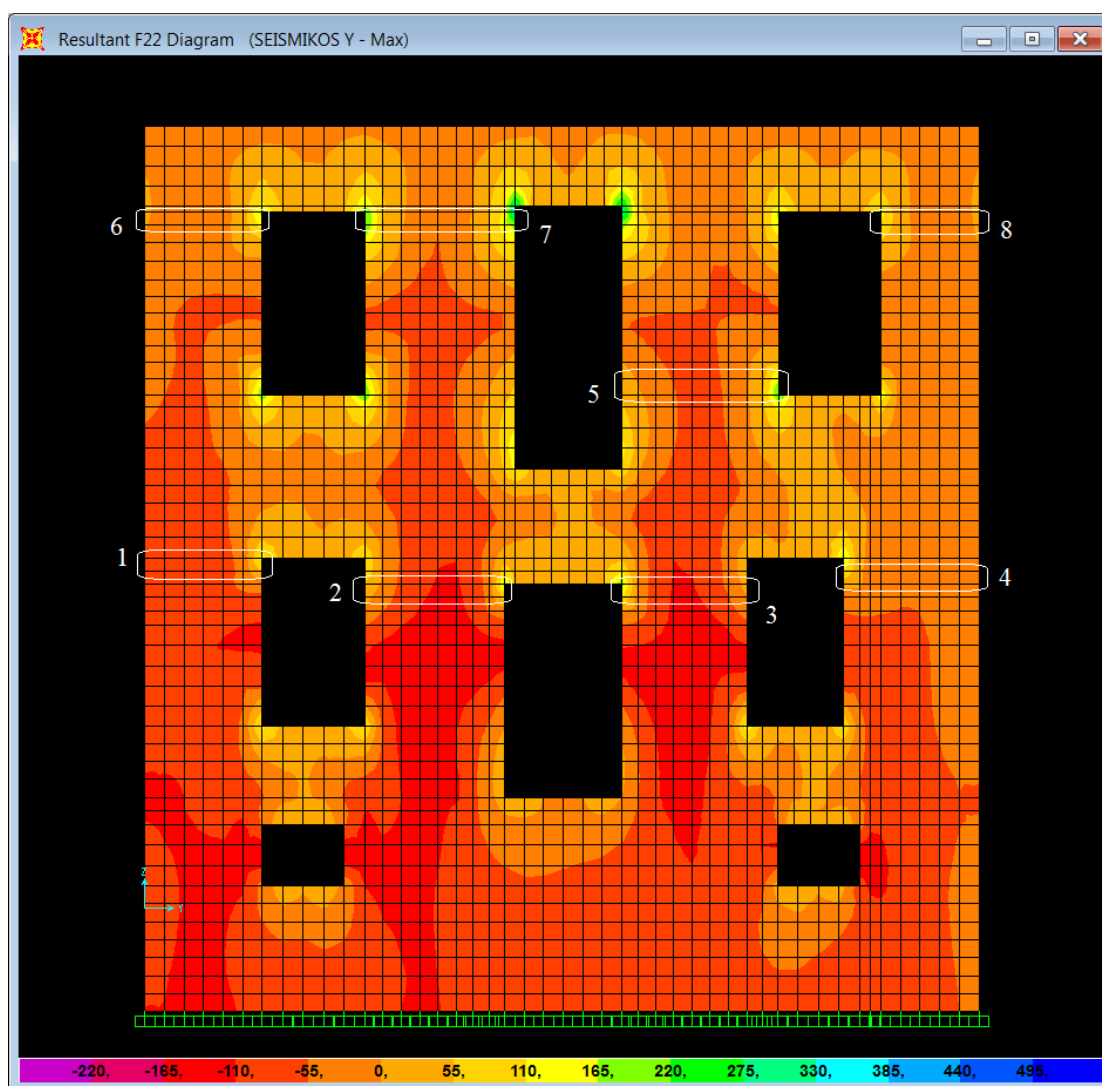
	Πεσσός 1	Πεσσός 2	Πεσσός 3
Μήκος πεσσού (m)	1,88	1,88	1,37
Θλιβόμενο μήκος (m)	1,88	1,88	1,37
σ_d (KN/m ²)	-149,01	-108,18	-94,42
M_{Rd} (KNm)	161,98	119,43	55,64
M_{sd} (KNm)	1,02	8,12	5,81
Έλεγχος	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ

v) yz plane @ x=8,59



	Πεσσός 1	Πεσσός 2	Πεσσός 3
Μήκος πεσσού (m)	1,67	1,00	1,67
Θλιβόμενο μήκος (m)	1,67	1,00	1,67
σ_d (KN/m ²)	-148,90	-14,42	-51,97
M_{Rd} (KNm)	98,25	4,30	35,56
M_{sd} (KNm)	16,78	0,57	16,84
Έλεγχος	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ

vi) yz plane @ x=12,77

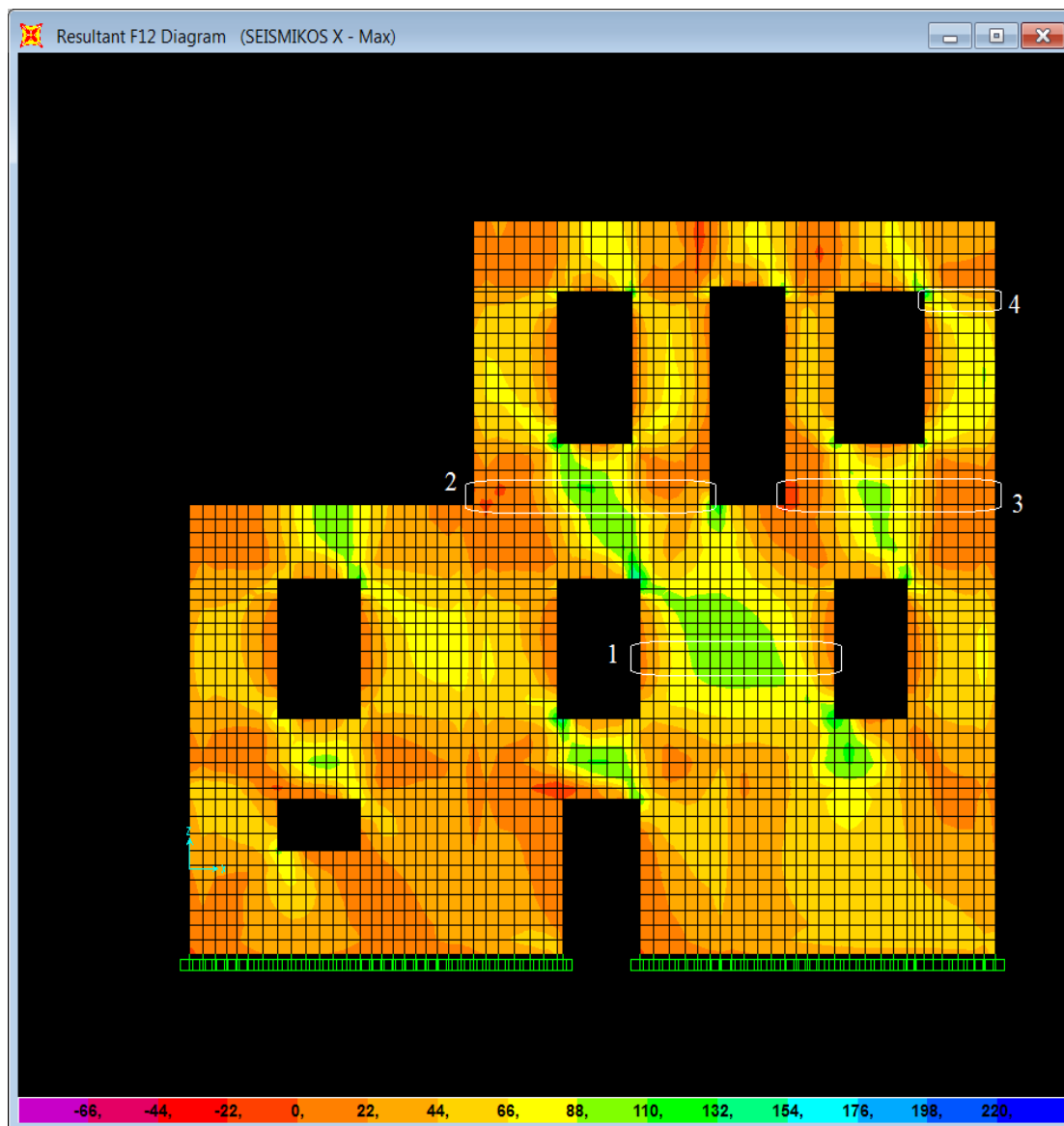


	Πεσσός 1	Πεσσός 2	Πεσσός 3	Πεσσός 4
Μήκος πεσσού (m)	1,31	1,71	1,53	1,65
Θλιβόμενο μήκος (m)	1,31	1,71	1,53	1,65
σ_d (KN/m ²)	-201,51	-247,62	-250,72	-177,91
M_{Rd} (KNm)	104,24	214,34	173,53	147,33
M_{sd} (KNm)	15,60	2,05	15,55	24,33
Έλεγχος	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ

	Πεσσός 5	Πεσσός 6	Πεσσός 7	Πεσσός 8
Μήκος πεσσού (m)	1,92	1,43	1,84	1,20
Θλιβόμενο μήκος (m)	1,92	1,43	1,84	1,20
σ_d (KN/m ²)	-147,69	-90,69	-107,60	-92,91
M_{Rd} (KNm)	167,54	58,31	113,81	42,03
M_{sd} (KNm)	22,51	18,70	5,16	11,54
Έλεγχος	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ

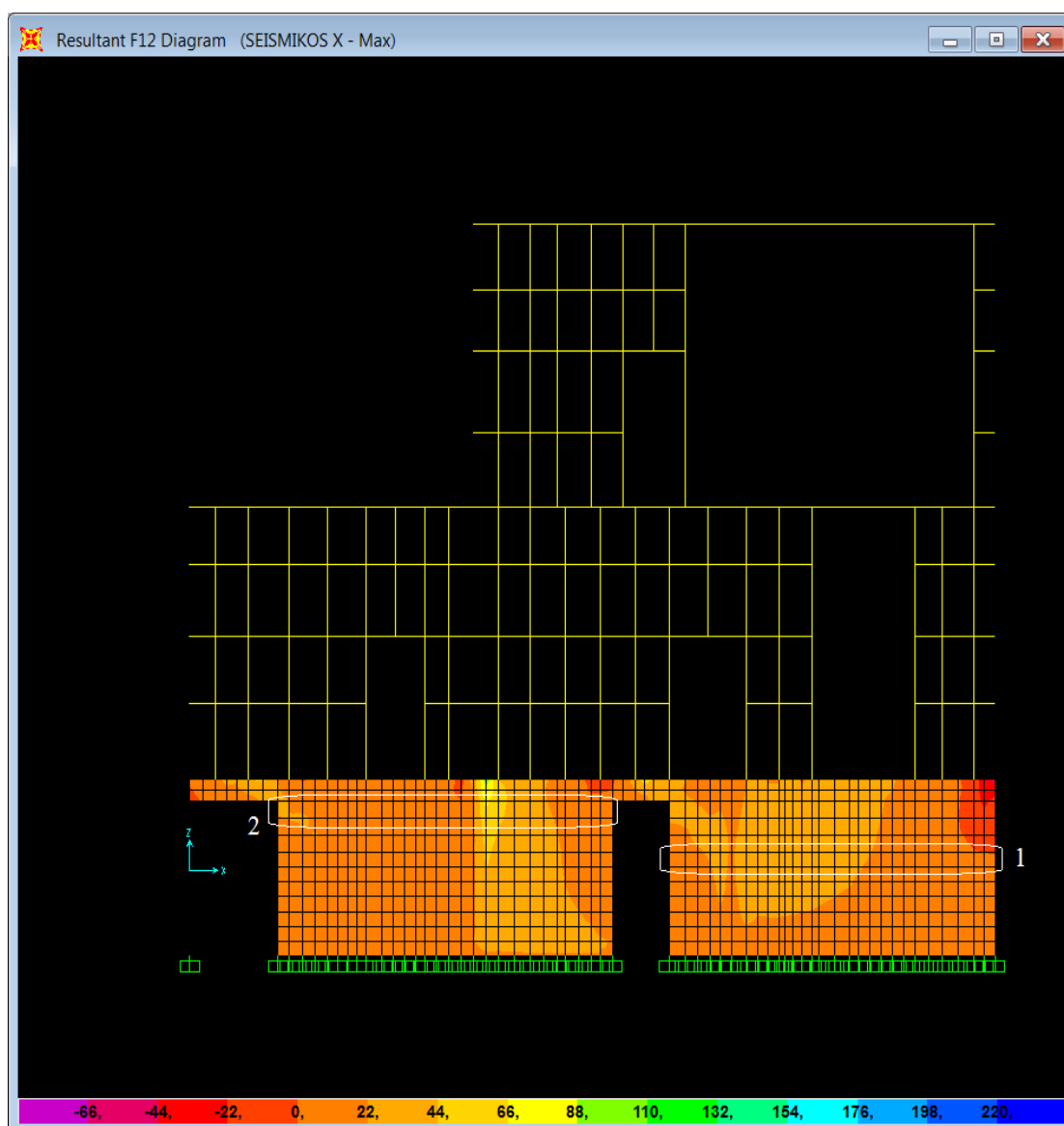
7.2.4) Τέμνουσα δύναμη

i) xz plane @ $y=0$



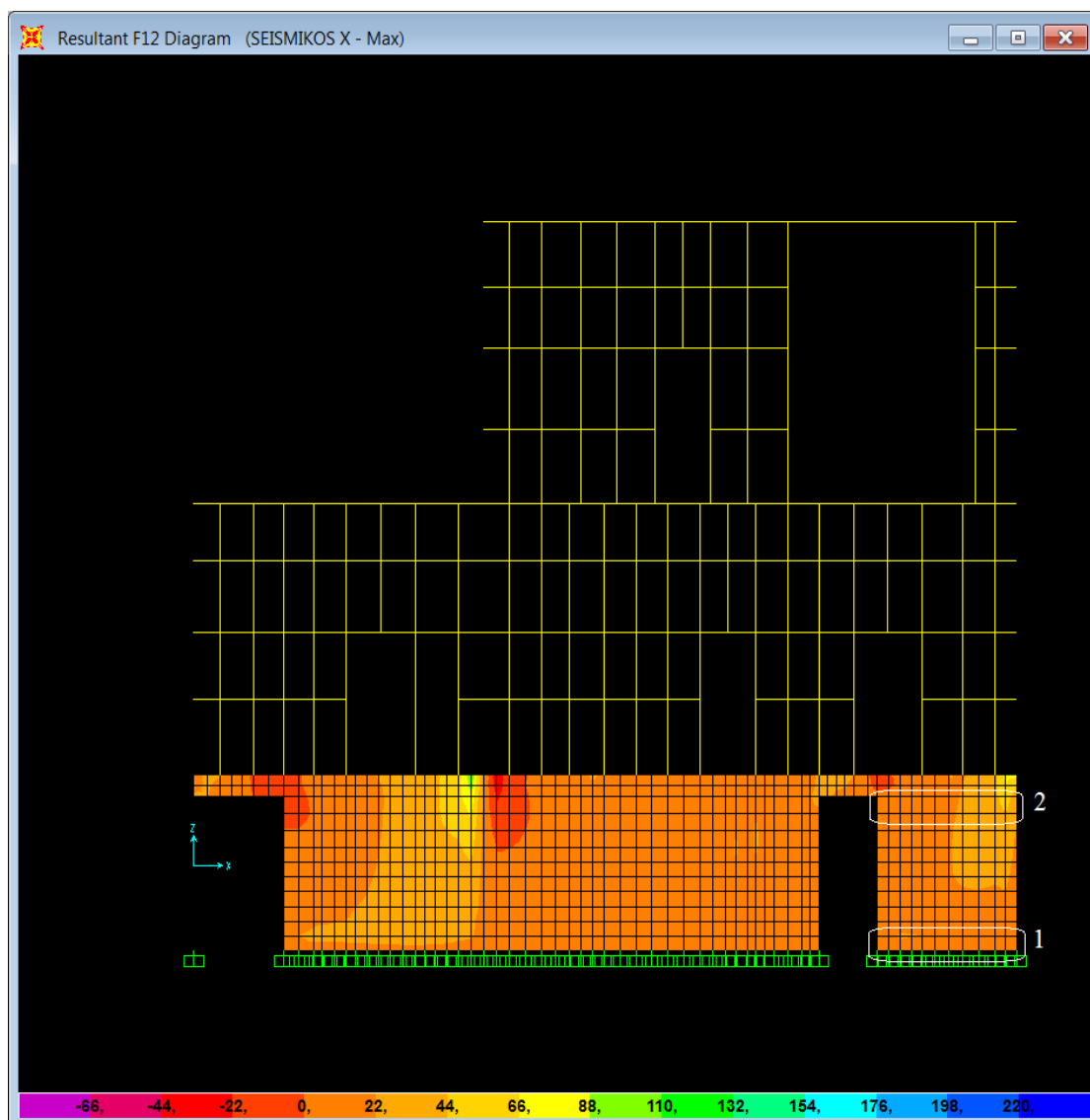
	Πεσσός 1	Πεσσός 2	Πεσσός 3	Πεσσός 4
Μήκος πεσσού (m)	3,08	3,75	3,34	1,13
Θλιβόμενο μήκος (m)	3,08	3,75	3,34	1,13
σ_d (KN/m ²)	-209,08	-118,87	-115,99	-105,52
V_{Rd} (KN)	604,61	699,49	621,97	209,15
V_{sd} (KN)	225,24	165,53	132,58	68,02
Έλεγχος	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ

ii) xz plane @ y=3,80



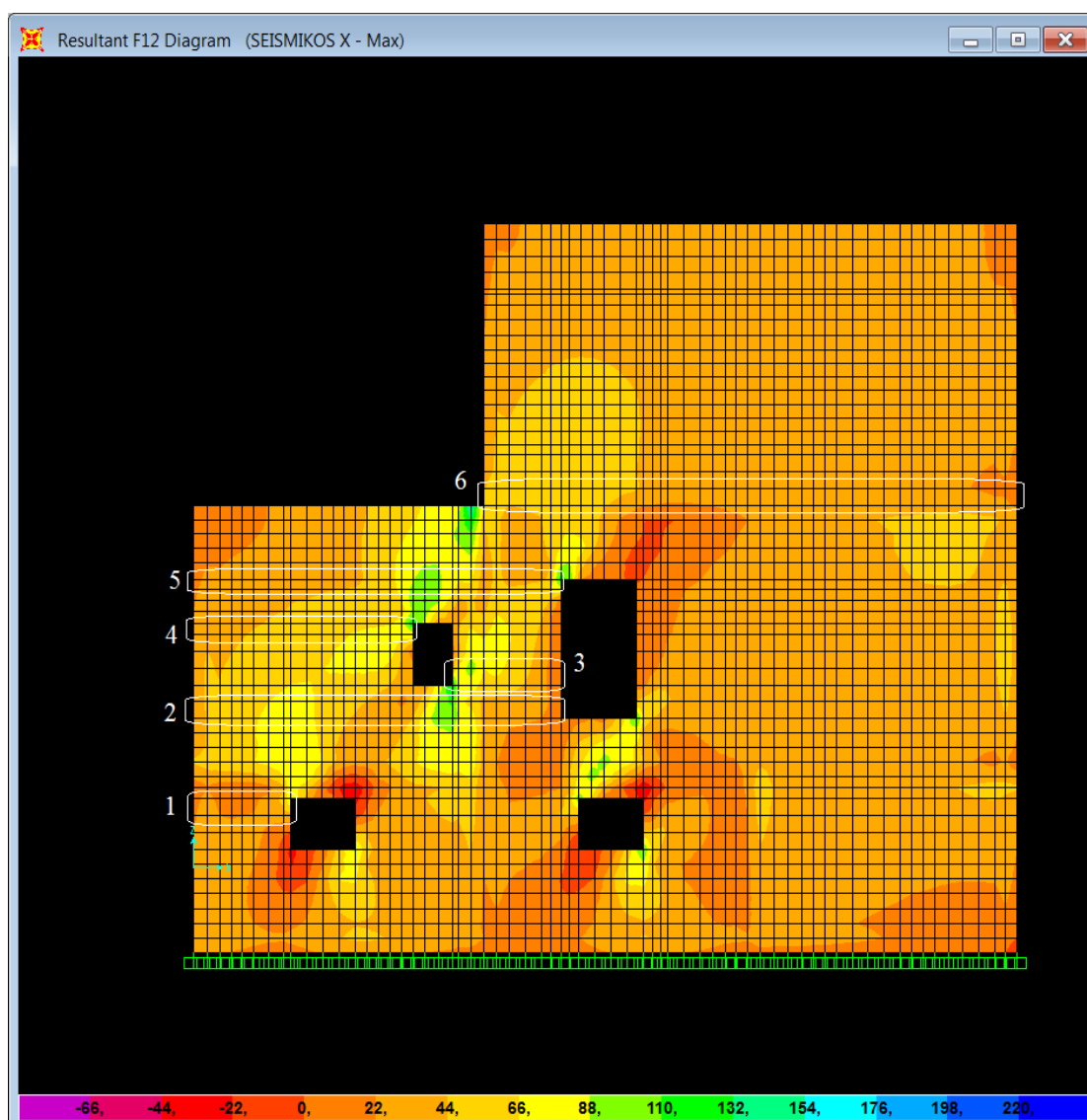
	Πεσσός 1	Πεσσός 2
Μήκος πεσσού (m)	5,17	5,30
Θλιβόμενο μήκος (m)	5,17	5,30
σ_d (KN/m ²)	-67,00	-53,66
V_{Rd} (KN)	719,47	731,67
V_{sd} (KN)	94,18	110,31
Έλεγχος	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ

iii) xz plane @ y=6,44



	Πεσσός 1	Πεσσός 2
Μήκος πεσσού (m)	2,17	2,17
Θλιβόμενο μήκος (m)	2,17	2,17
σ_d (KN/m ²)	-130,58	-64,26
V_{Rd} (KN)	313,48	301,49
V_{sd} (KN)	34,47	45,11
Έλεγχος	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ

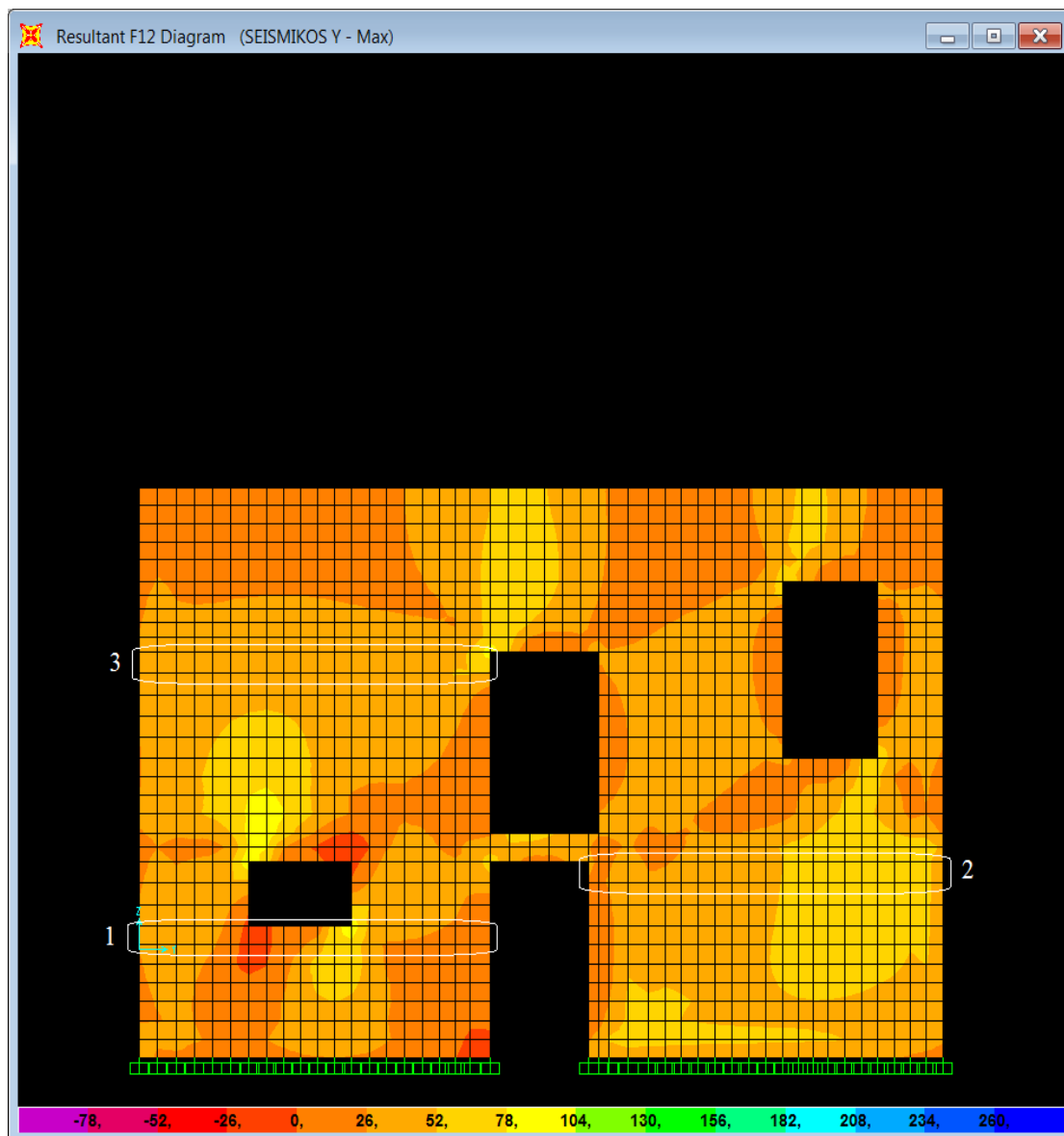
iv) xz plane @ y=10,17



	Πεσσός 1	Πεσσός 2	Πεσσός 3	Πεσσός 4
Μήκος πεσσού (m)	1,50	5,70	1,69	3,40
Θλιβόμενο μήκος (m)	1,50	5,70	1,69	3,40
σ_d (KN/m ²)	-163,94	-144,44	-212,21	-103,72
V_{Rd} (KN)	353,38	1079,01	332,33	628,62
V_{sd} (KN)	40,51	292,89	93,96	188,34
Έλεγχος	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ

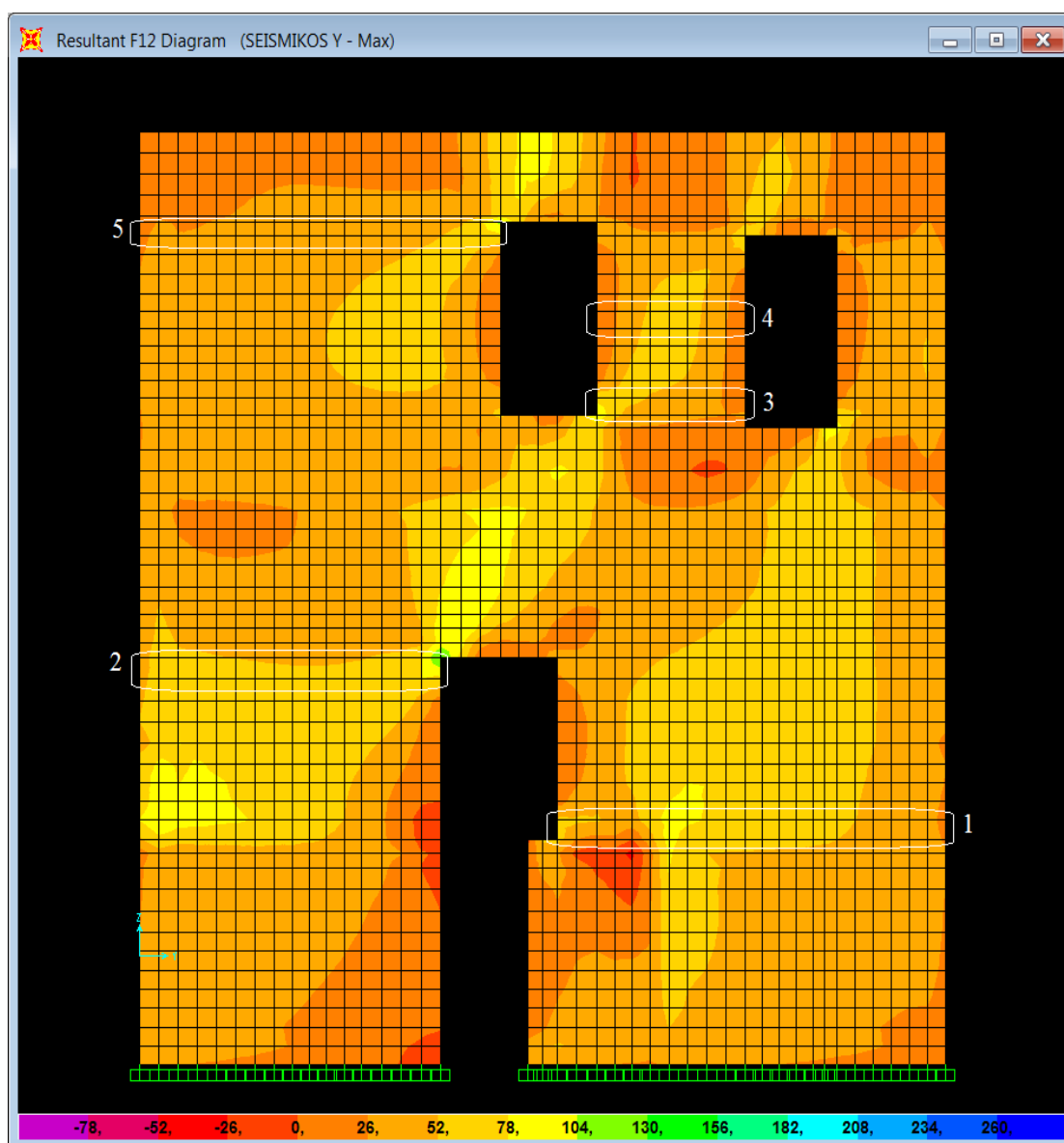
	Πεσσός 5	Πεσσός 6
Μήκος πεσσού (m)	5,70	8,27
Θλιβόμενο μήκος (m)	5,70	8,27
σ_d (KN/m ²)	-105,75	-129,58
V_{Rd} (KN)	1055,12	1552,20
V_{sd} (KN)	282,54	315,64
Έλεγχος	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ

v) yz plane @ x=0



	Πεσός 1	Πεσός 2	Πεσός 3
Μήκος πεσού (m)	4,44	4,48	4,44
Θλιβόμενο μήκος (m)	4,44	4,48	4,44
σ_d (KN/m ²)	-125,43	-139,93	-96,75
V_{Rd} (KN)	1023,20	1041,08	817,55
V_{sd} (KN)	116,19	216,95	179,18
Έλεγχος	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ

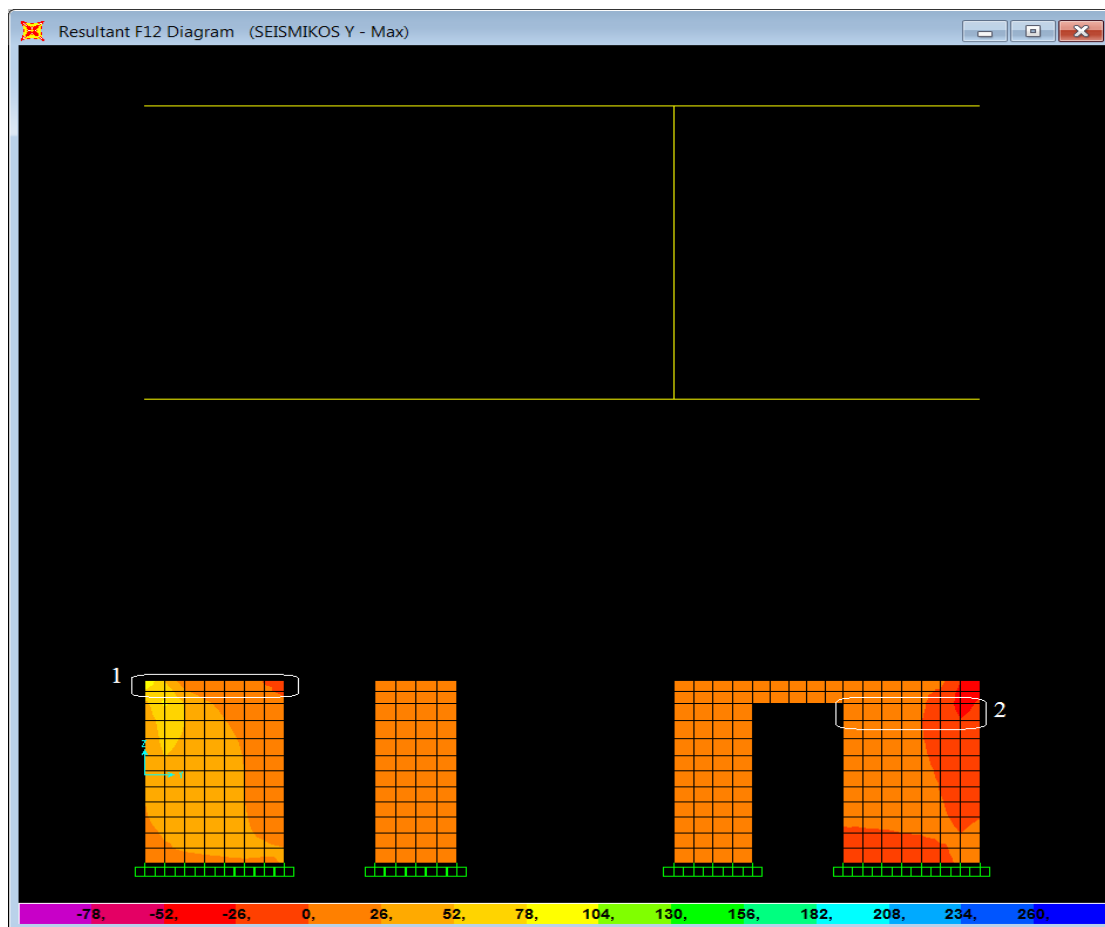
vi) yz plane @ x=4,50



	Πεσσός 1	Πεσσός 2	Πεσσός 3	Πεσσός 4
Μήκος πεσσού (m)	4,90	3,80	1,88	1,88
Θλιβόμενο μήκος (m)	4,90	3,80	1,88	1,88
σ_d (KN/m ²)	-214,69	-193,87	-149,01	-127,09
V_{Rd} (KN)	964,86	739,69	356,82	352,35
V_{sd} (KN)	244,63	226,64	81,48	77,21
Έλεγχος	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ

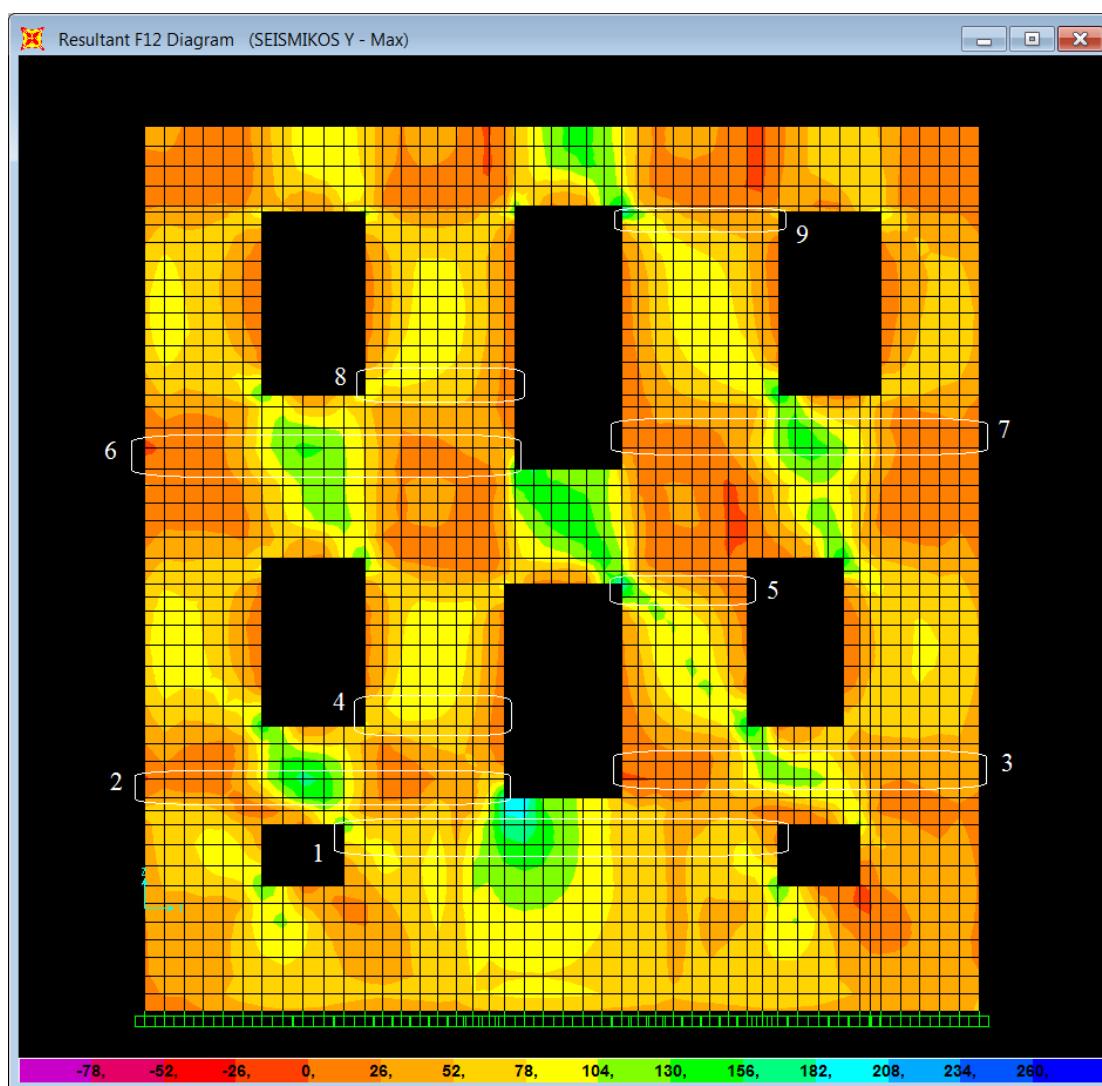
	Πεσσός 5
Μήκος πεσσού (m)	4,55
Θλιβόμενο μήκος (m)	4,55
σ_d (KN/m ²)	-69,57
V_{Rd} (KN)	824,41
V_{sd} (KN)	178,03
Έλεγχος	ΕΠΑΡΚΕΙ

vii) yz plane @ x=8,59



	Πεσσός 1	Πεσσός 2
Μήκος πεσσού (m)	1,70	1,67
Θλιβόμενο μήκος (m)	1,70	1,67
σ_d (KN/m ²)	-20,21	-51,97
V_{Rd} (KN)	196,13	230,31
V_{sd} (KN)	31,11	1,87
Έλεγχος	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ

viii) yz plane @ x=12,77



	Πεσσός 1	Πεσσός 2	Πεσσός 3	Πεσσός 4
Μήκος πεσσού (m)	5,28	4,39	4,36	1,71
Θλιβόμενο μήκος (m)	5,28	4,39	4,36	1,71
σ_d (KN/m ²)	-169,67	-217,55	-198,65	-313,03
V_{Rd} (KN)	1013,94	865,80	850,95	354,94
V_{sd} (KN)	440,30	239,11	214,14	115,76
Έλεγχος	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ

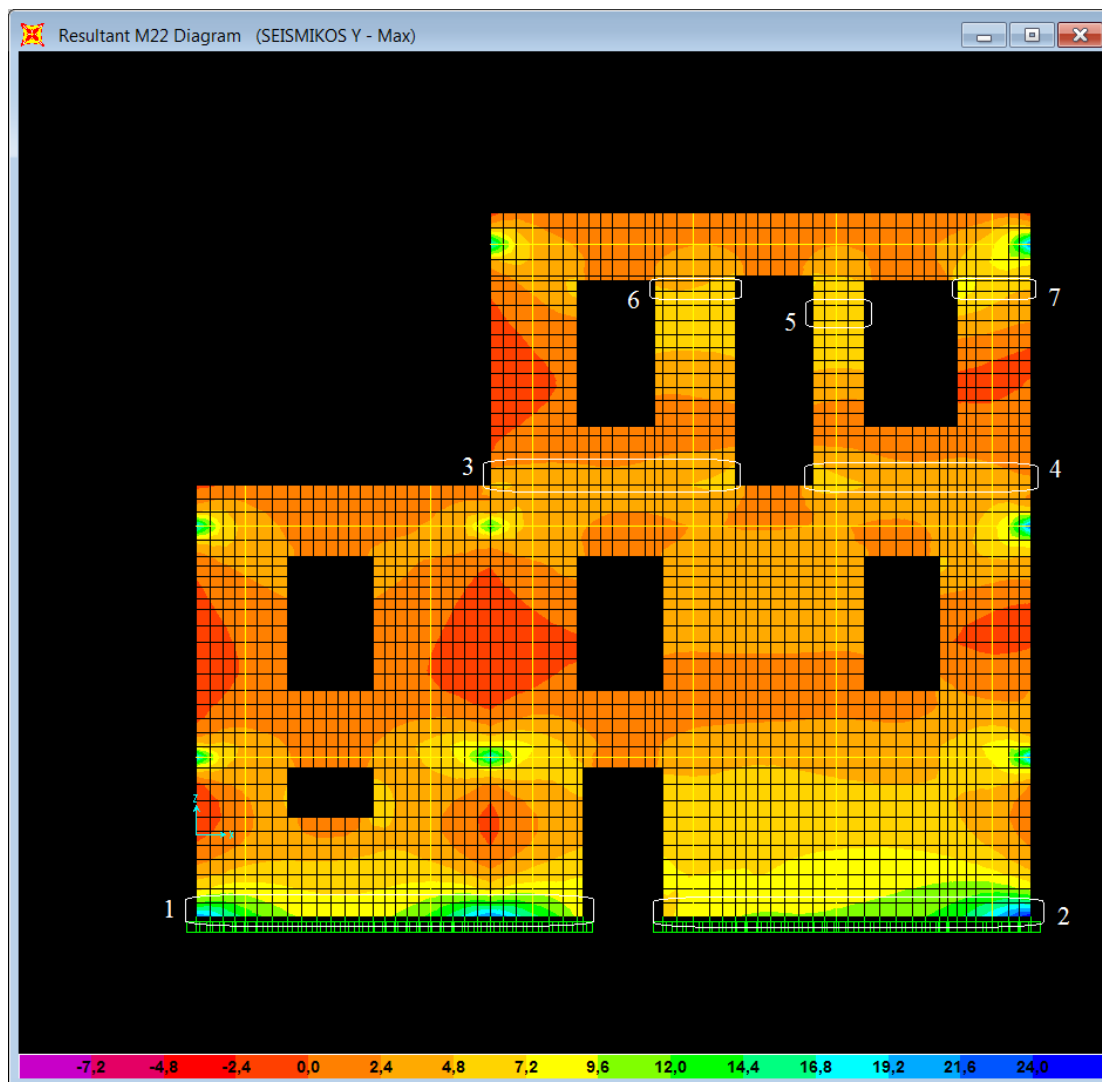
	Πεσσός 5	Πεσσός 6	Πεσσός 7	Πεσσός 8
Μήκος πεσσού (m)	1,53	4,52	4,36	1,84
Θλιβόμενο μήκος (m)	1,53	4,52	4,36	1,84
σ_d (KN/m ²)	-250,72	-131,84	-91,24	-167,48
V_{Rd} (KN)	307,25	849,47	800,22	352,91
V_{sd} (KN)	103,37	236,55	212,06	117,05
Έλεγχος	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ

	Πεσσός 9
Μήκος πεσσού (m)	1,92
Θλιβόμενο μήκος (m)	1,92
σ_d (KN/m ²)	-102,78
V_{Rd} (KN)	354,79
V_{sd} (KN)	108,08
Έλεγχος	ΕΠΑΡΚΕΙ

7.3 ΔΙΑΦΡΑΓΜΑΤΙΚΗ ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΑ – ΕΝΕΜΑΤΑ – ΑΡΜΟΛΟΓΗΜΑ ΚΑΙ ΠΡΟΕΝΤΑΣΗ

7.3.1) Εκτός επιπέδου κάμψη παράλληλα στις οριζόντιες ακμές

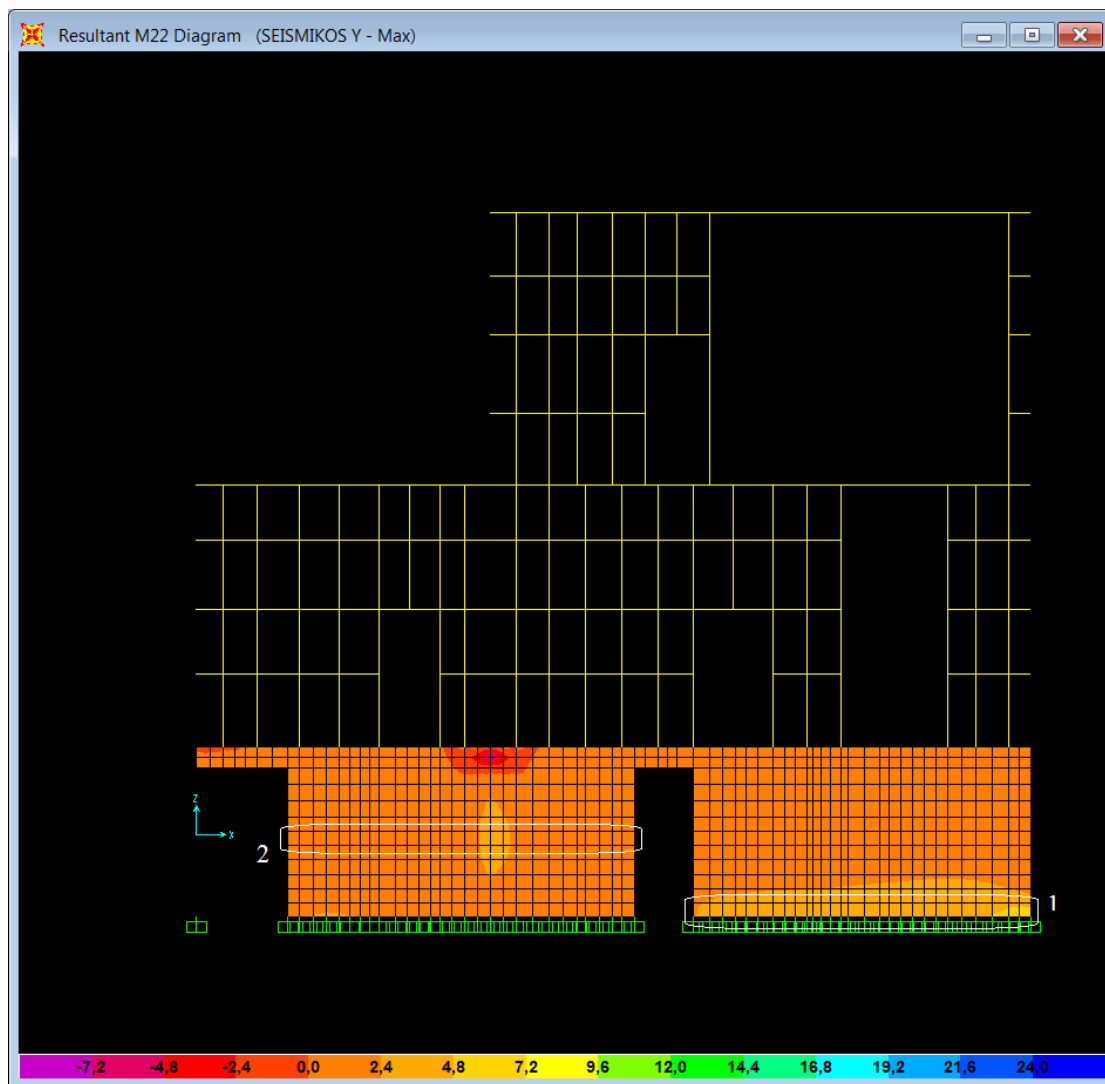
i) xz plane @ $\gamma=0$



	Πεσσός 1	Πεσσός 2	Πεσσός 3	Πεσσός 4
Μήκος πεσσού (m)	5,91	5,63	3,75	3,34
Θλιβόμενο μήκος (m)	5,91	5,63	3,75	3,34
σ_d (KN/m ²)	-247,11	-261,04	-188,29	-188,30
M_{Rd} (2) (KNm)	425,76	426,10	139,05	123,85
M_{sd} (KNm)	68,95	62,10	14,58	13,30
Έλεγχος	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ

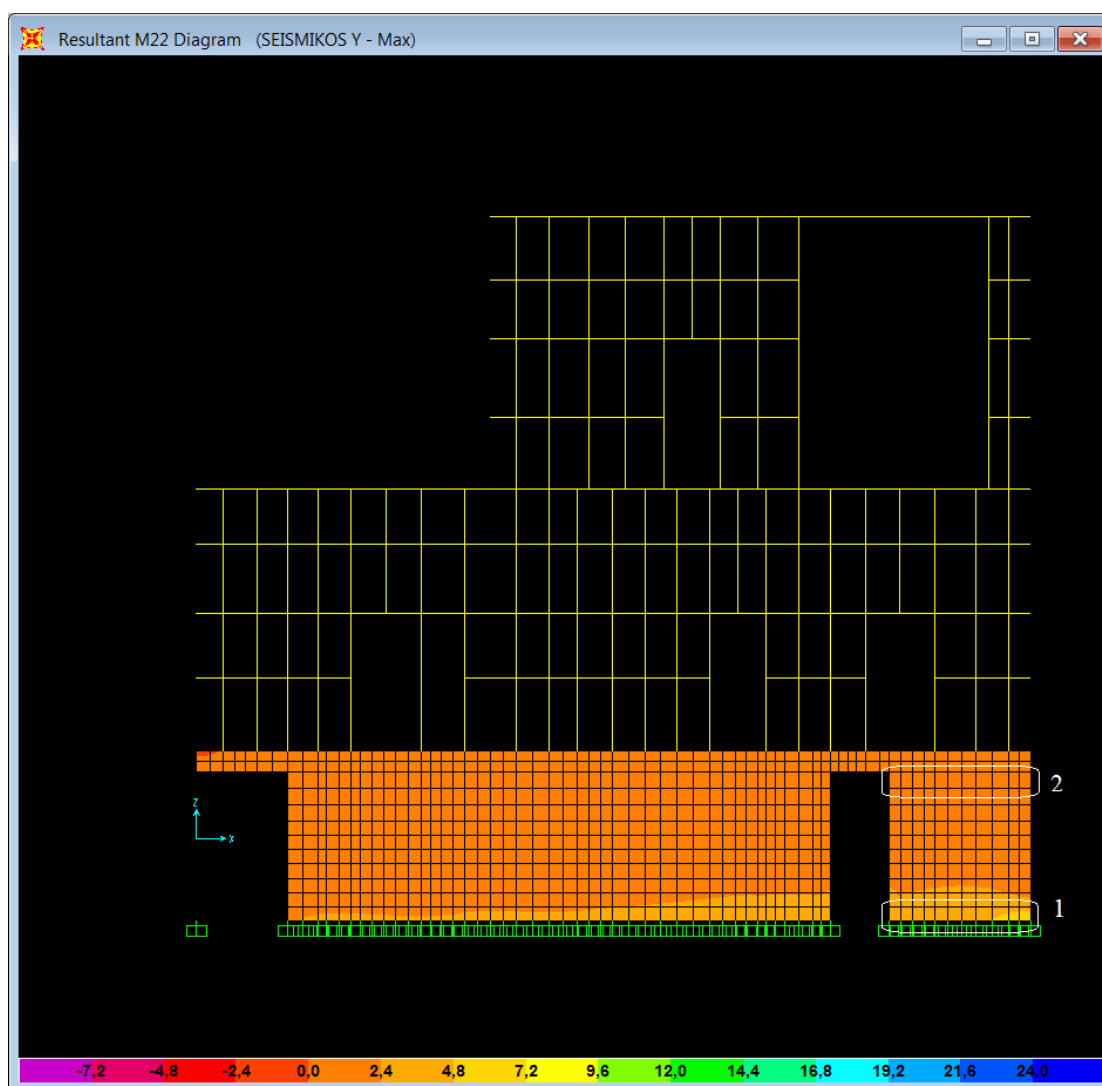
	Πεσός 5	Πεσός 6	Πεσός 7
Μήκος πεσού (m)	0,79	1,23	1,13
Θλιβόμενο μήκος (m)	0,79	1,23	1,13
σ_d (KN/m ²)	-301,71	-237,88	-232,14
M_{Rd} (2) (KNm)	44,88	56,52	50,78
M_{sd} (KNm)	5,09	6,16	7,48
Έλεγχος	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ

ii) xz plane @ $y=3,80$



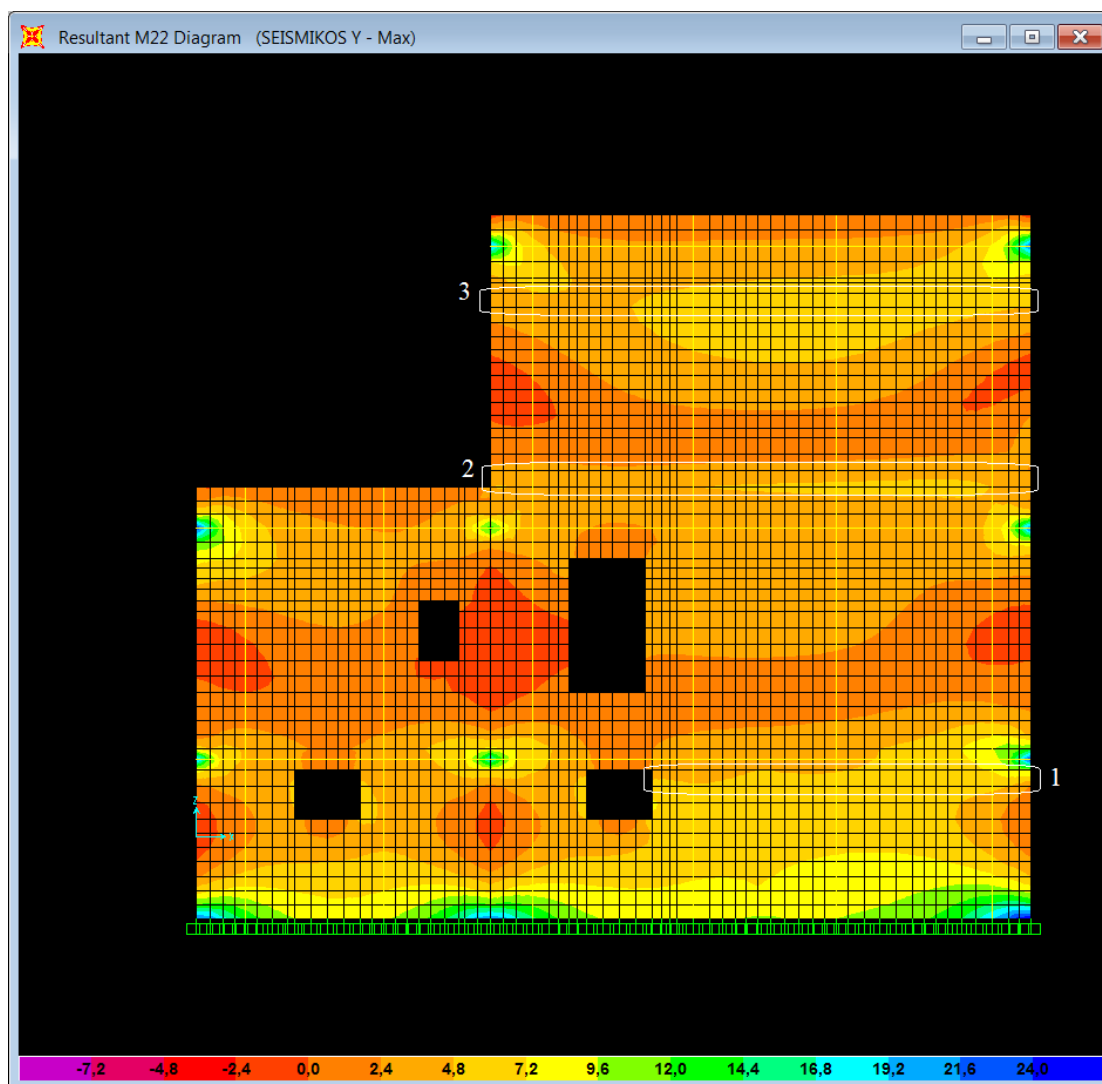
	Πεσσός 1	Πεσσός 2
Μήκος πεσσού (m)	5,17	5,30
Θλιβόμενο μήκος (m)	5,17	5,30
σ_d (KN/m ²)	-106,34	-100,40
M_{Rd} (2) (KNm)	66,09	64,11
M_{sd} (KNm)	17,11	8,96
Έλεγχος	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ

iii) xz plane @ y=6,44



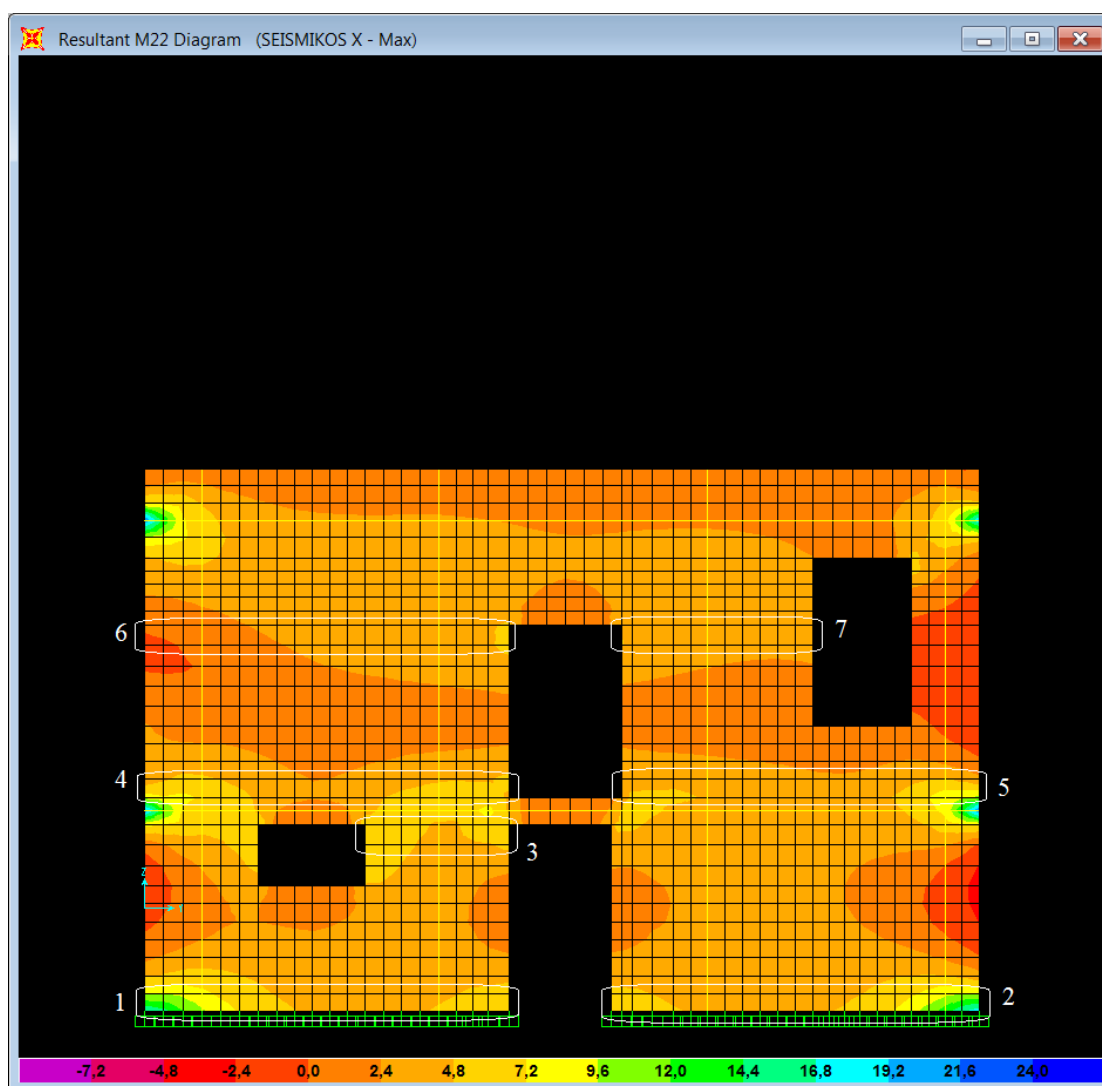
	Πεσσός 1	Πεσσός 2
Μήκος πεσσού (m)	2,17	2,17
Θλιβόμενο μήκος (m)	2,17	2,17
σ_d (KN/m ²)	-147,83	-73,57
M_{Rd} (2) (KNm)	37,96	19,43
M_{sd} (KNm)	8,15	1,25
Έλεγχος	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ

iv) xz plane @ y=10,17



	Πεσσός 1	Πεσσός 2	Πεσσός 3
Μήκος πεσσού (m)	5,79	8,27	8,27
Θλιβόμενο μήκος (m)	5,79	8,27	8,27
σ_d (KN/m ²)	-261,63	-112,90	-79,61
M_{Rd} (2) (KNm)	439,10	189,23	135,09
M_{sd} (KNm)	30,34	33,93	41,99
Έλεγχος	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ

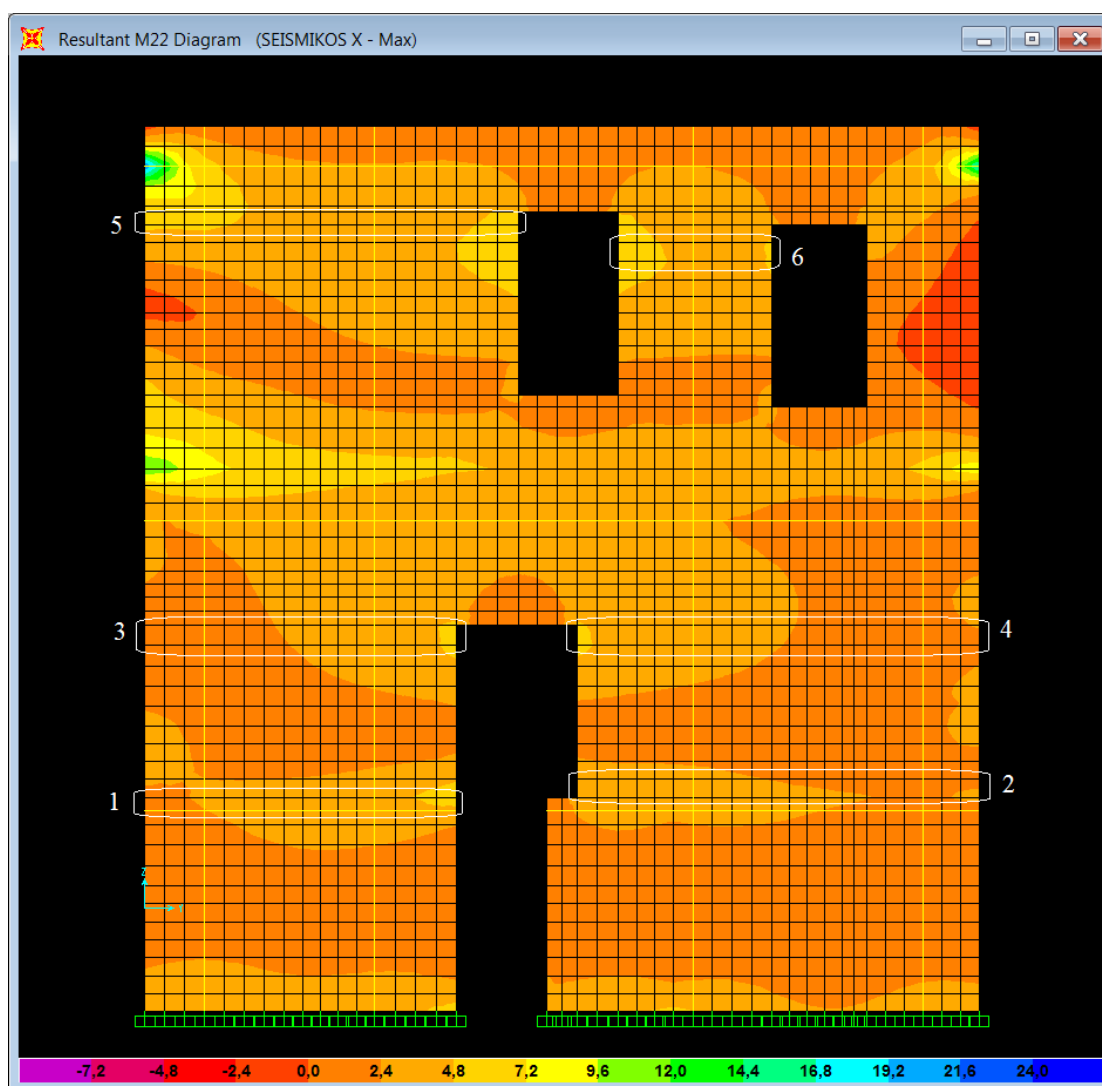
v) yz plane @ x=0



	Πεσσός 1	Πεσσός 2	Πεσσός 3	Πεσσός 4
Μήκος πεσσού (m)	4,44	4,48	1,75	4,44
Θλιβόμενο μήκος (m)	4,44	4,48	7,75	4,44
σ_d (KN/m ²)	-194,60	-200,18	-227,82	-201,01
M_{Rd} (2) (KNm)	257,11	266,30	117,11	174,89
M_{sd} (KNm)	26,98	26,63	9,52	20,24
Έλεγχος	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ

	Πεσσός 5	Πεσσός 6	Πεσσός 7
Μήκος πεσσού (m)	4,36	4,44	2,34
Θλιβόμενο μήκος (m)	4,36	4,44	2,34
σ_d (KN/m ²)	-190,84	-161,80	-198,64
M_{Rd} (2) (KNm)	163,70	142,92	91,17
M_{sd} (KNm)	18,74	12,41	7,94
Έλεγχος	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ

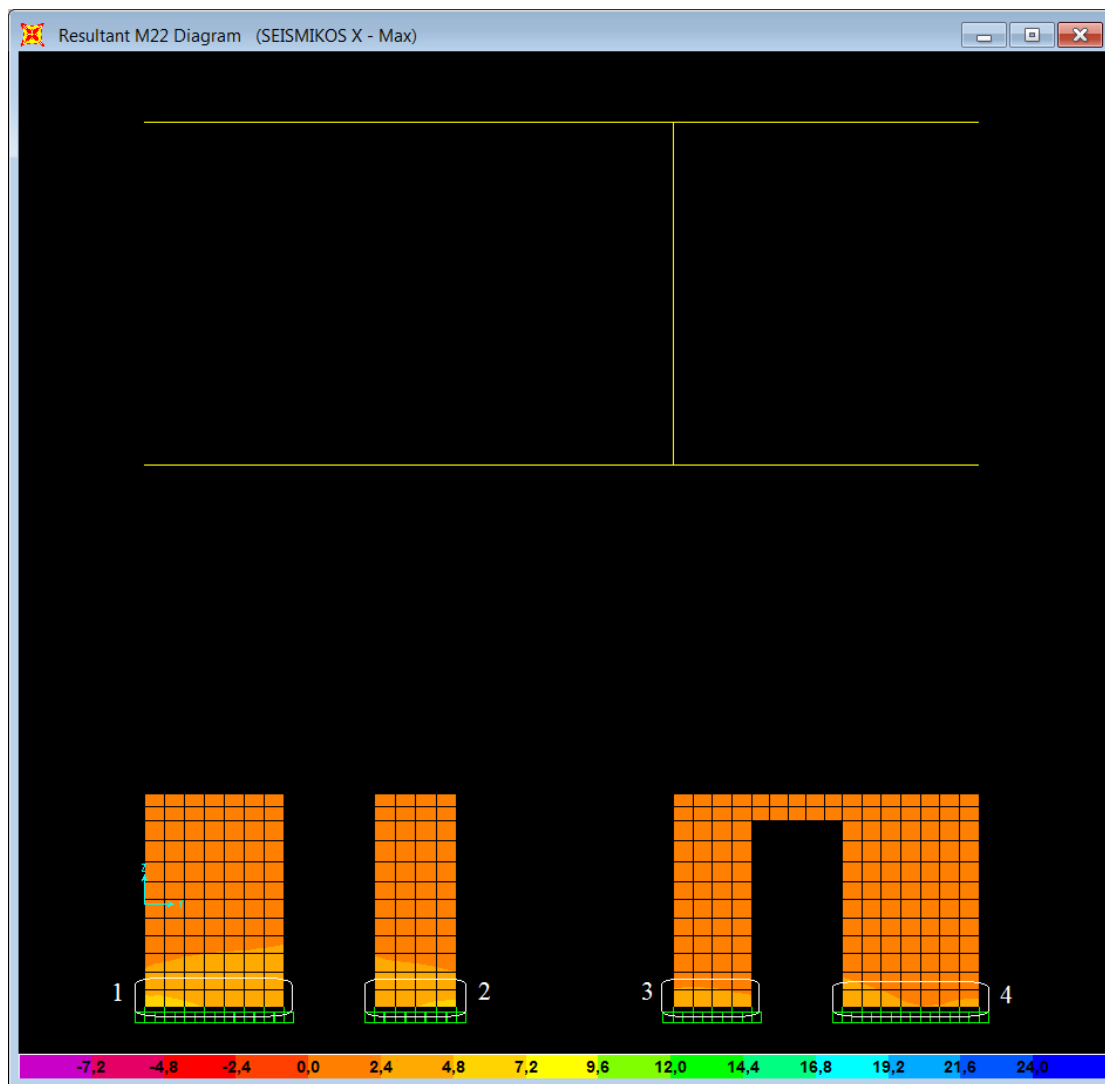
vi) yz plane @ x=4,50



	Πεσσός 1	Πεσσός 2	Πεσσός 3	Πεσσός 4
Μήκος πεσσού (m)	3,80	4,90	3,80	4,90
Θλιβόμενο μήκος (m)	3,80	4,90	3,80	4,90
σ_d (KN/m ²)	-281,27	-277,22	-267,38	-244,37
M_{Rd} (2) (KNm)	202,93	258,32	193,98	230,70
M_{sd} (KNm)	12,44	14,80	10,05	12,62
Έλεγχος	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ

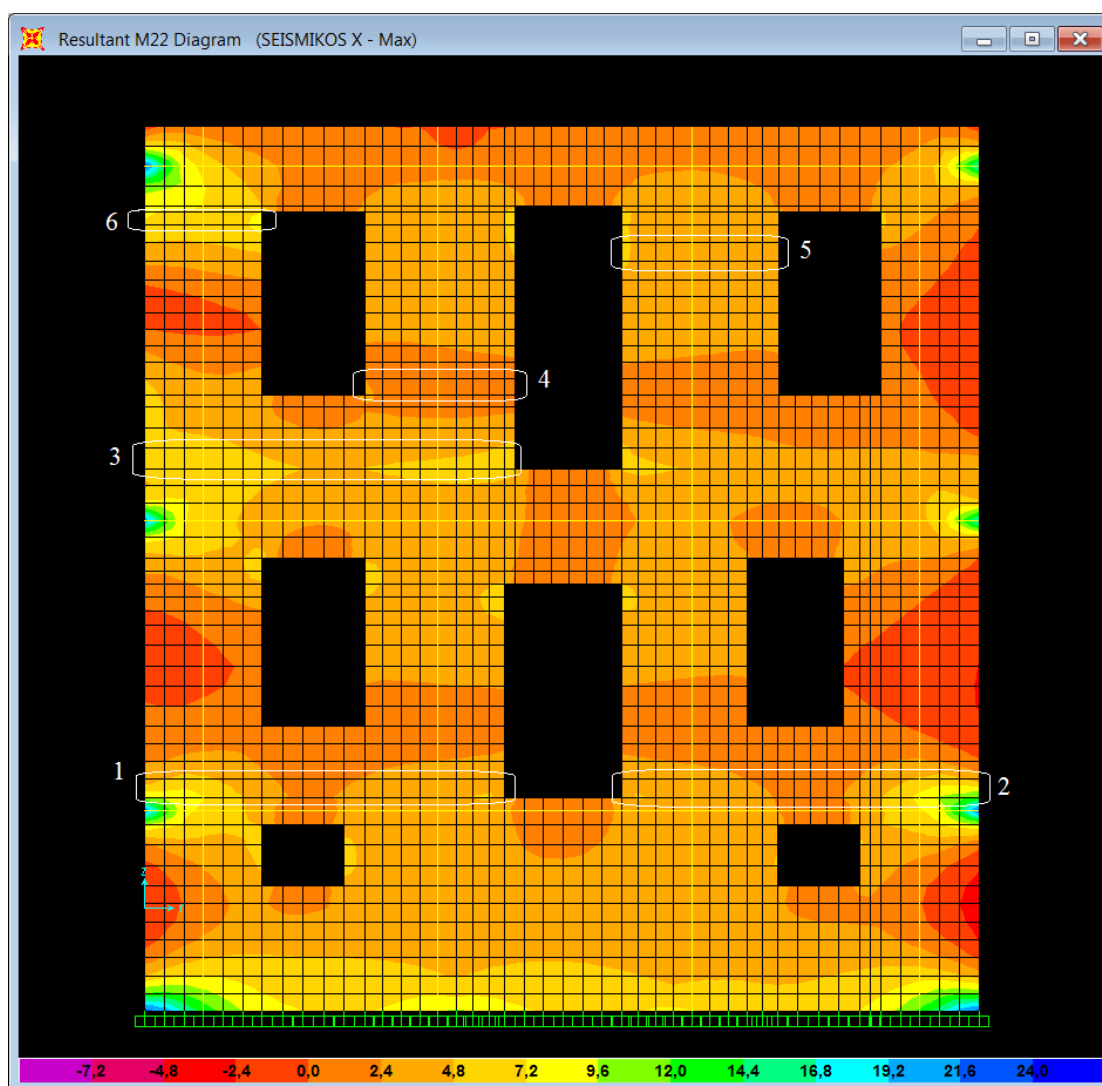
	Πεσσός 5	Πεσσός 6
Μήκος πεσσού (m)	4,55	1,88
Θλιβόμενο μήκος (m)	4,55	1,88
σ_d (KN/m ²)	-141,64	-185,21
M_{Rd} (2) (KNm)	129,20	68,65
M_{sd} (KNm)	20,42	1,38
Έλεγχος	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ

vii) yz plane @ x=8,59



	Πεσσός 1	Πεσσός 2	Πεσσός 3	Πεσσός 4
Μήκος πεσσού (m)	1,70	1,00	0,96	1,67
Θλιβόμενο μήκος (m)	1,70	1,00	0,96	1,67
σ_d (KN/m ²)	-161,66	-69,26	-76,34	-177,10
M_{Rd} (2) (KNm)	46,59	12,16	8,91	34,61
M_{sd} (KNm)	7,73	4,17	2,91	4,21
Έλεγχος	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ

viii) yz plane @ x=12,77

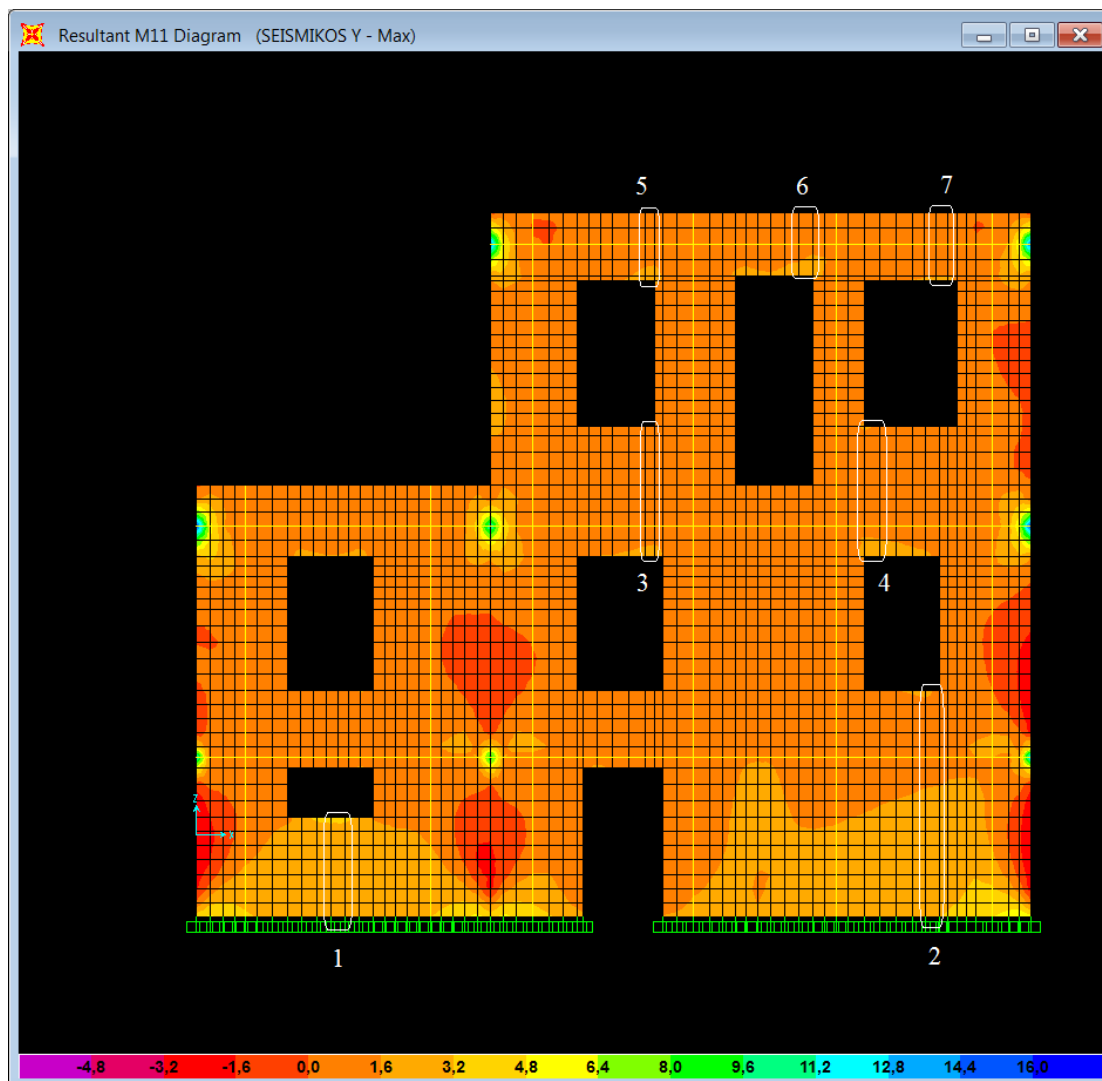


	Πεσσός 1	Πεσσός 2	Πεσσός 3	Πεσσός 4
Μήκος πεσσού (m)	4,39	4,36	4,52	1,84
Θλιβόμενο μήκος (m)	3,49	4,36	4,52	1,84
σ_d (KN/m ²)	-268,58	-260,59	-190,02	-229,09
M_{Rd} (2) (KNm)	225,00	217,50	169,03	81,70
M_{sd} (KNm)	17,80	17,57	22,45	3,18
Έλεγχος	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ

	Πεσσός 5	Πεσσός 6
Μήκος πεσσού (m)	1,92	1,43
Θλιβόμενο μήκος (m)	1,92	1,43
σ_d (KN/m ²)	-186,11	-90,69
M_{Rd} (2) (KNm)	70,43	26,50
M_{sd} (KNm)	8,52	9,78
Έλεγχος	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ

7.3.2) Εκτός επιπέδου κάμψη παράλληλα στις κατακόρυφες ακμές

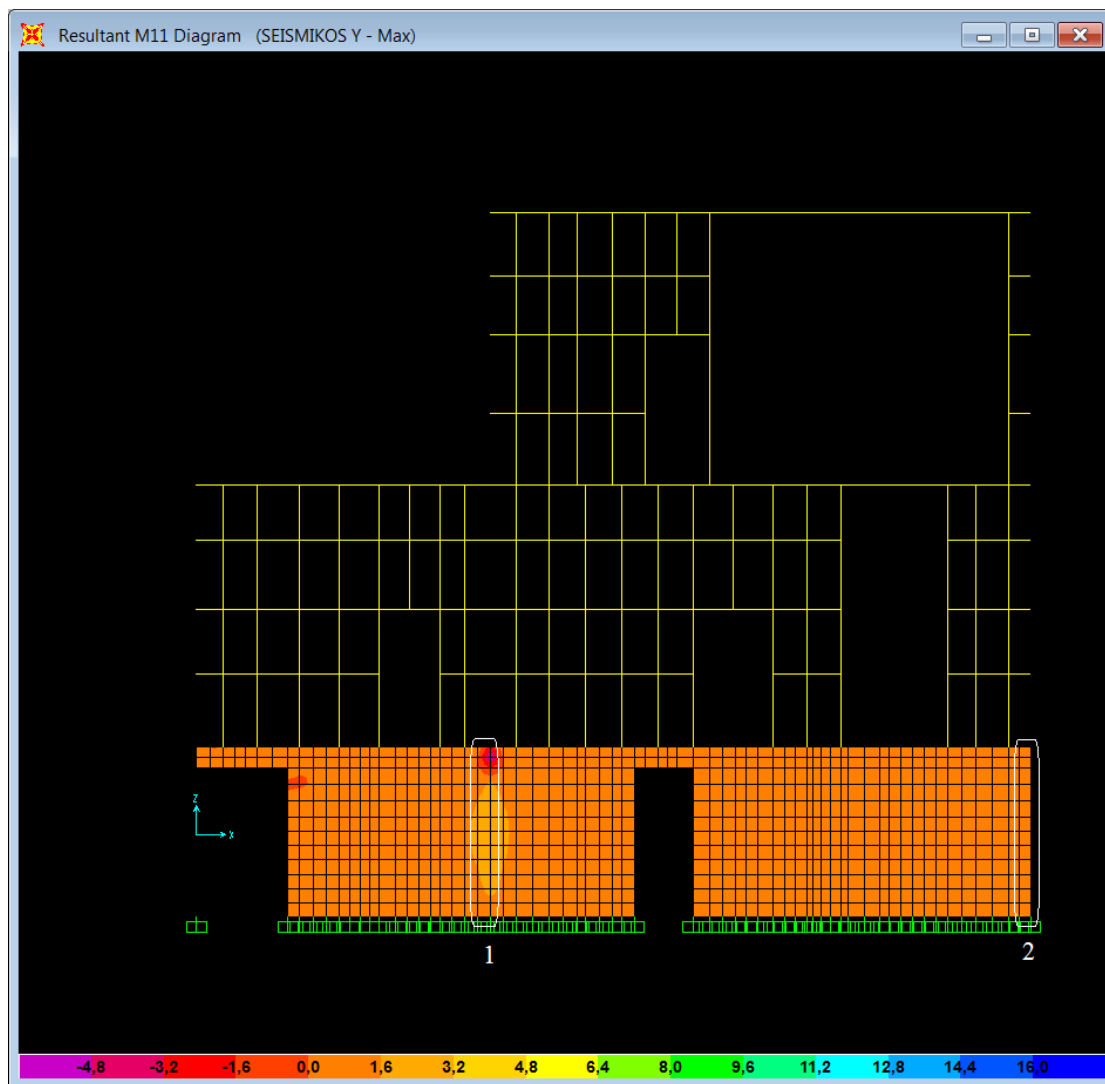
i) xz plane @ $y=0$



	Πεσσός 1	Πεσσός 2	Πεσσός 3	Πεσσός 4
Μήκος πεσσού (m)	1,53	3,47	1,99	1,99
f_{xk2} (KN/m ²)	200	200	200	200
M_{Rd} (1) (KNm)	18,13	27,15	15,57	15,57
M_{sd} (KNm)	3,42	6,71	2,08	2,61
Έλεγχος	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ

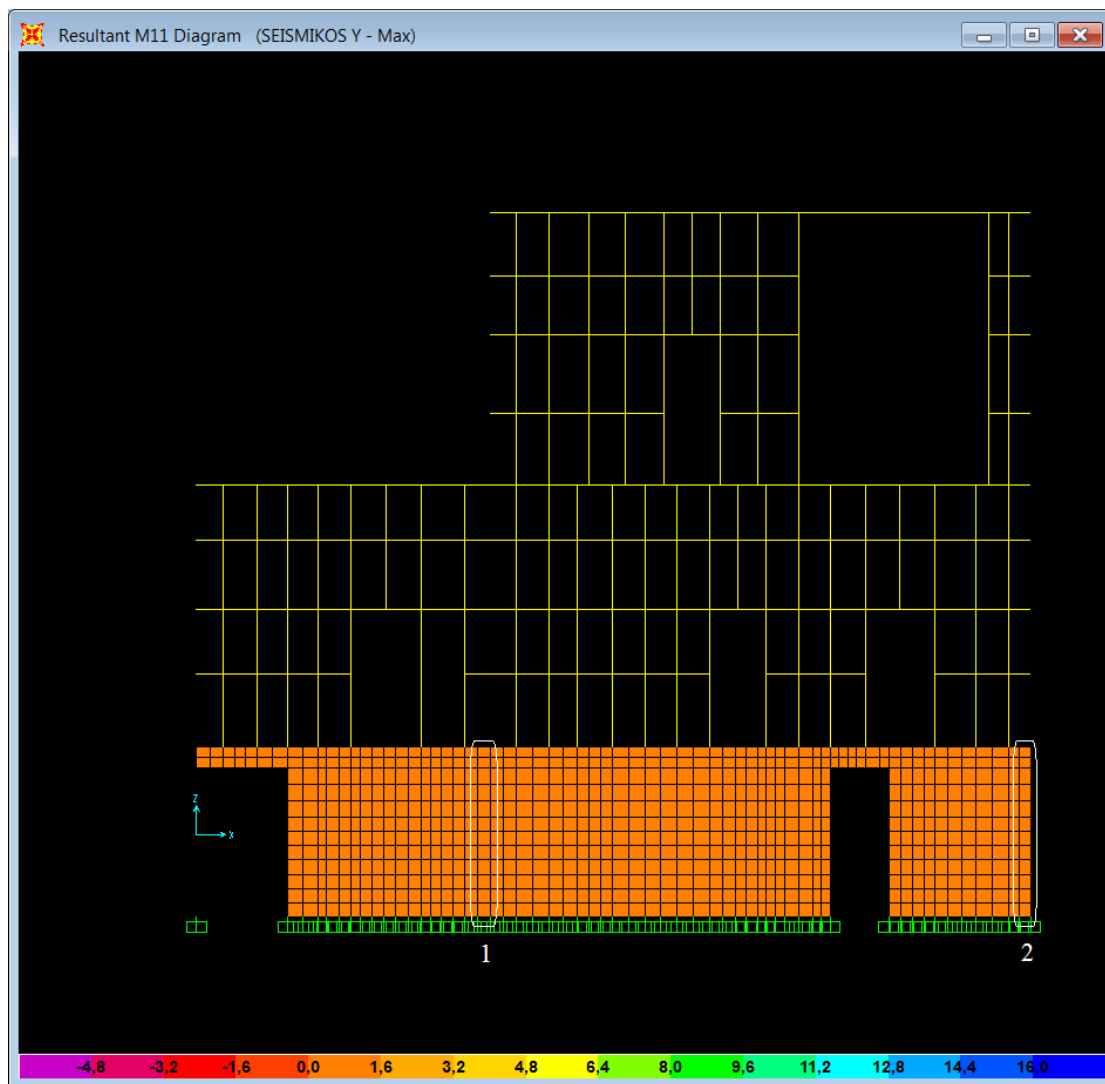
	Πεσσός 5	Πεσσός 6	Πεσσός 7
Μήκος πεσσού (m)	1,05	0,97	1,05
f_{xk2} (KN/m ²)	200	200	200
M_{Rd} (1) (KNm)	8,22	7,59	8,22
M_{sd} (KNm)	1,12	1,23	0,79
Έλεγχος	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ

ii) xz plane @ y=3,80



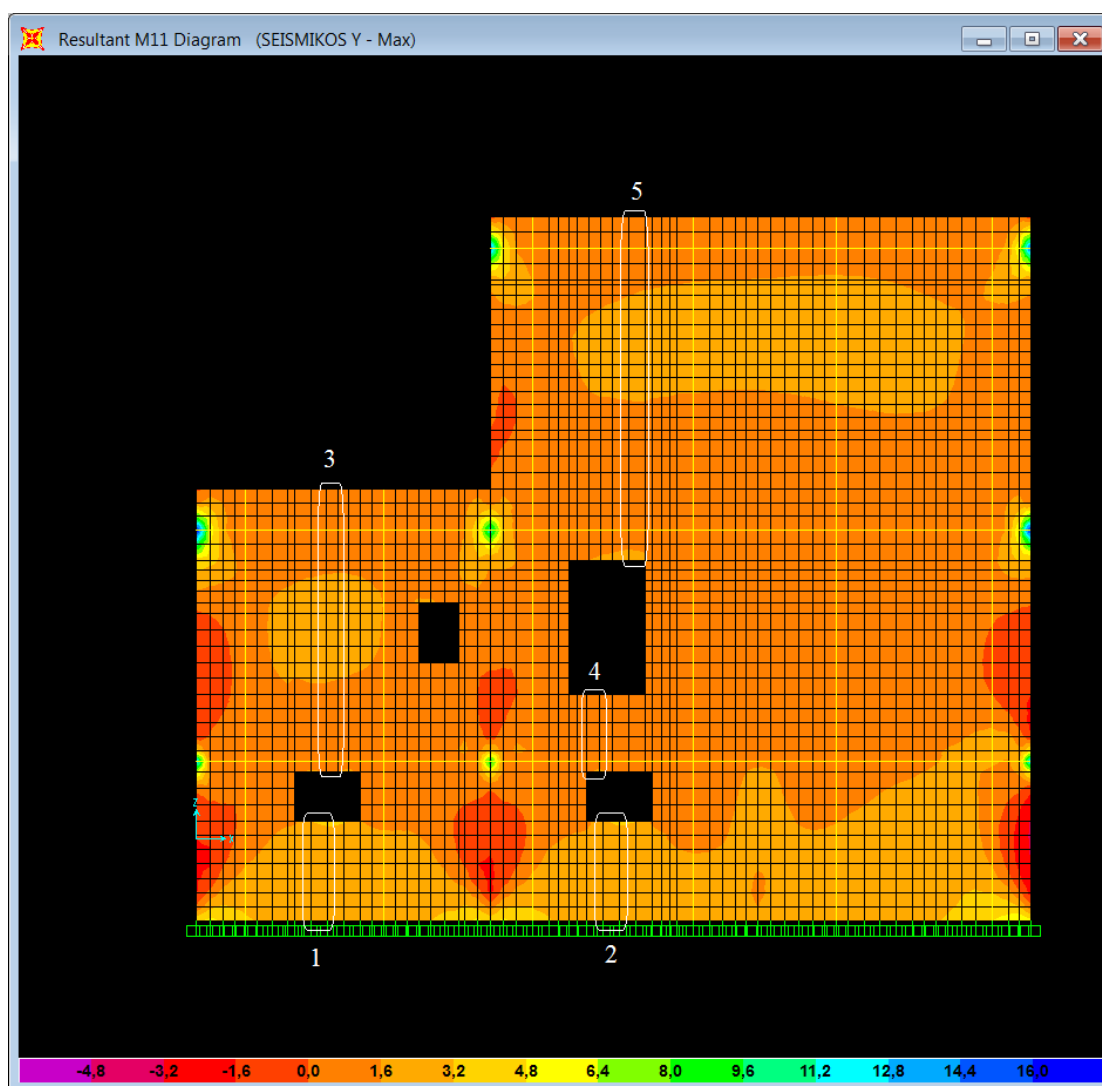
	Πεσός 1	Πεσός 2
Μήκος πεσού (m)	2,61	2,61
f_{yk2} (KN/m ²)	200	200
M_{Rd} (1) (KNm)	12,08	12,08
M_{sd} (KNm)	3,48	2,22
Έλεγχος	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ

iii) xz plane @ y=6,44



	Πεσός 1	Πεσός 2
Μήκος πεσσού (m)	2,61	2,61
f_{xk2} (KN/m ²)	200	200
M_{Rd} (1) (KNm)	12,08	12,08
M_{sd} (KNm)	1,81	2,03
Έλεγχος	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ

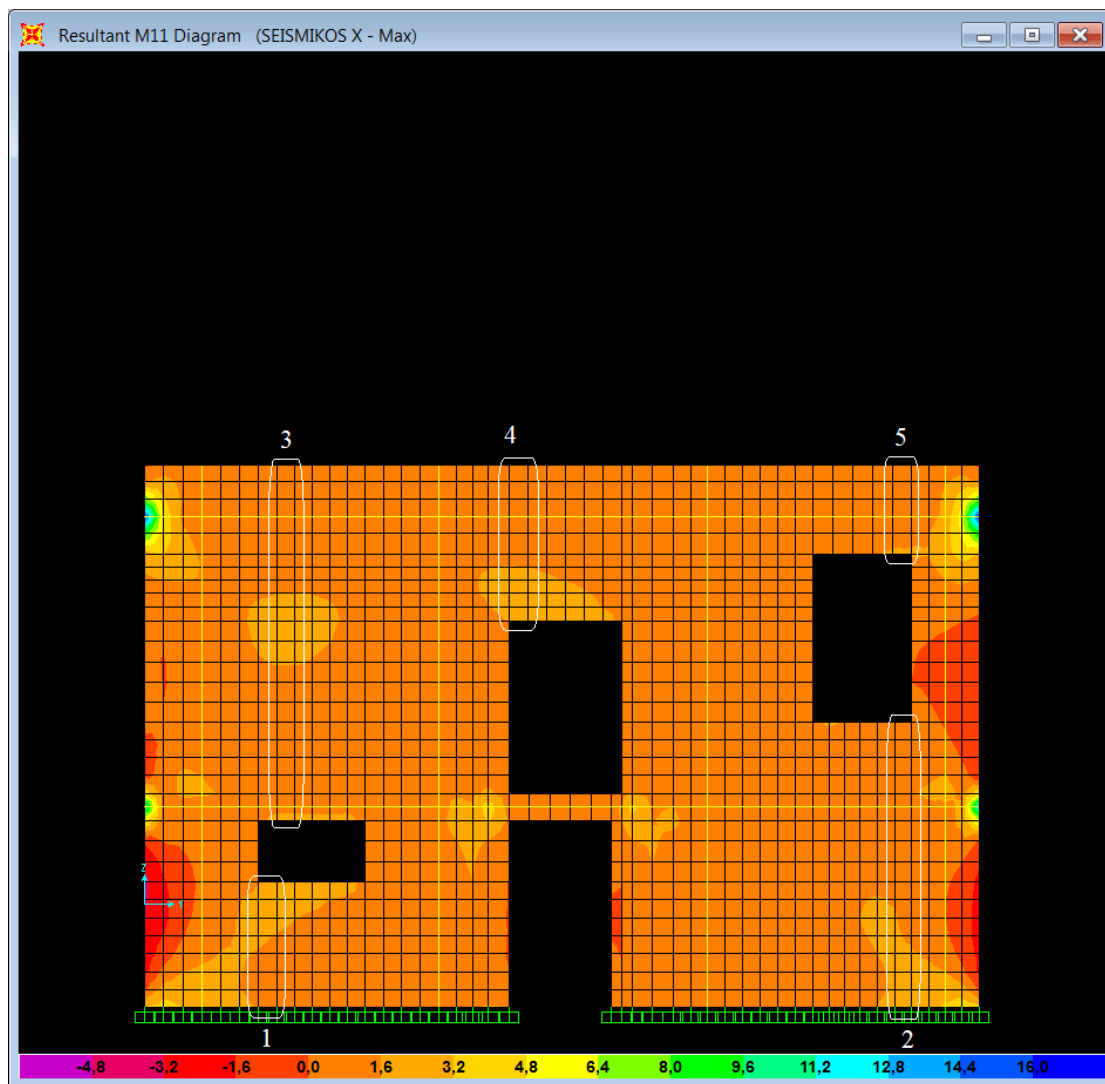
iv) xz plane @ y=10,17



	Πεσσός 1	Πεσσός 2	Πεσσός 3	Πεσσός 4
Μήκος πεσσού (m)	1,53	1,53	4,33	1,19
f_{xk2} (KN/m ²)	200	200	200	200
M_{Rd} (1) (KNm)	18,13	18,13	33,88	9,31
M_{sd} (KNm)	3,33	3,26	5,37	0,78
Έλεγχος	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ

	Πεσσός 5
Μήκος πεσσού (m)	5,26
f_{xk2} (KN/m ²)	200
M_{Rd} (1) (KNm)	41,15
M_{sd} (KNm)	6,65
Έλεγχος	ΕΠΑΡΚΕΙ

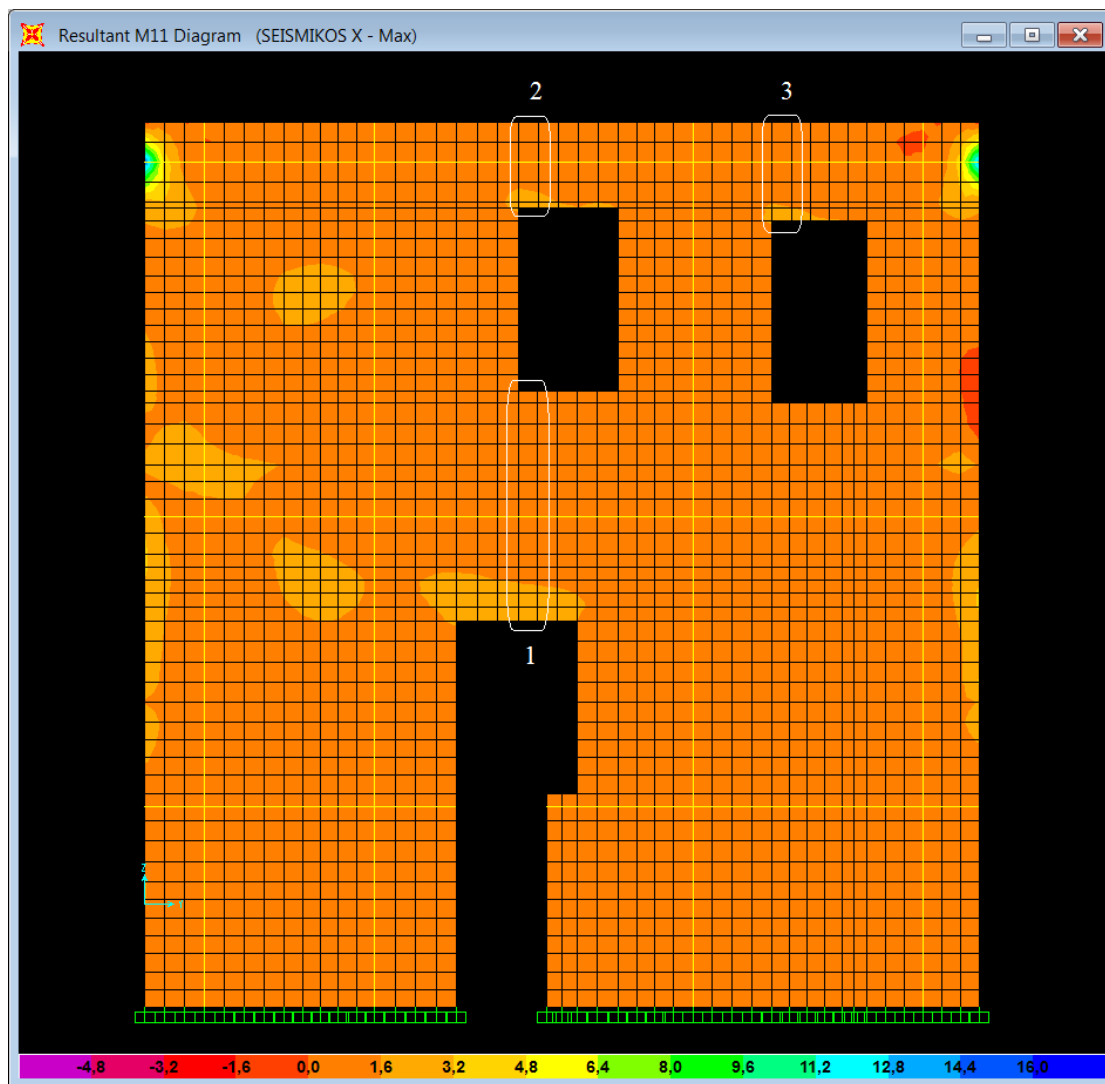
v) yz plane @ x=0



	Πεσσός 1	Πεσσός 2	Πεσσός 3	Πεσσός 4
Μήκος πεσσού (m)	1,53	3,47	4,33	1,90
f_{xk2} (KN/m ²)	200	200	200	200
M_{Rd} (1) (KNm)	18,13	21,15	33,88	14,87
M_{sd} (KNm)	2,48	4,71	4,65	2,40
Έλεγχος	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ

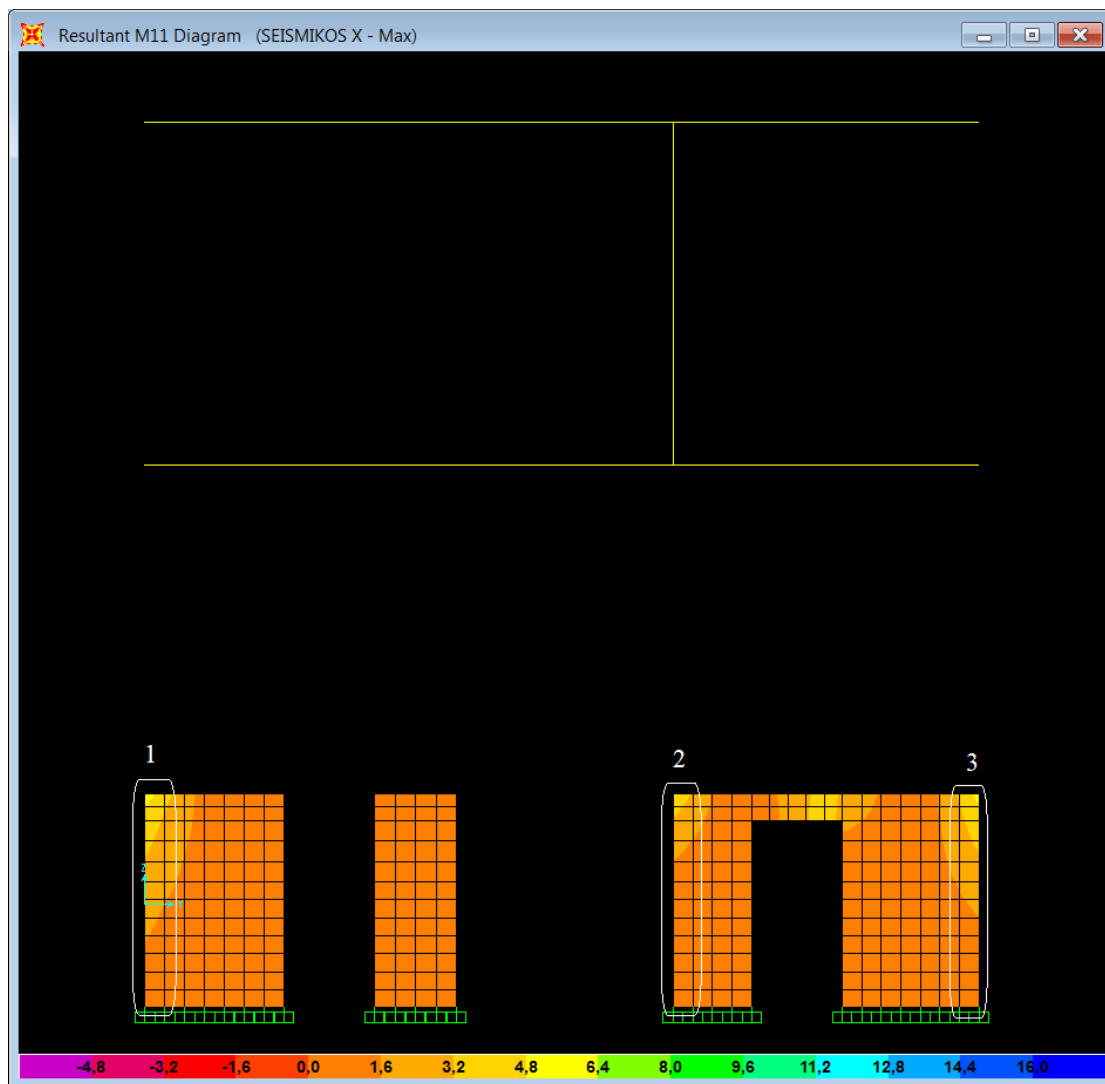
	Πεσσός 5
Μήκος πεσσού (m)	1,09
f_{xk2} (KN/m ²)	200
M_{Rd} (1) (KNm)	8,53
M_{sd} (KNm)	0,75
Έλεγχος	ΕΠΑΡΚΕΙ

vi) yz plane @ x=4,50



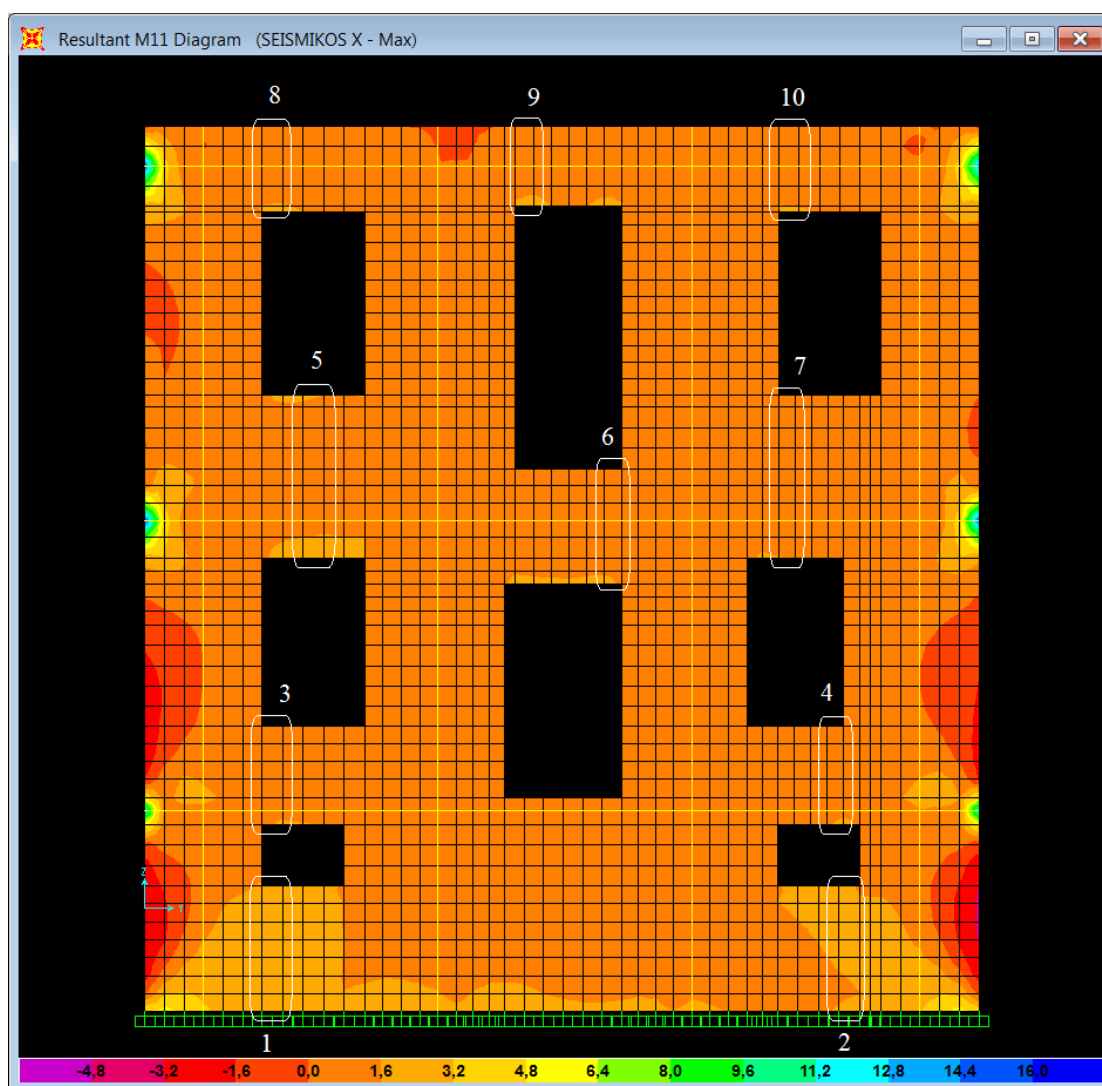
	Πεσός 1	Πεσός 2	Πεσός 3
Μήκος πεσσού (m)	2,80	1,05	1,20
f_{yk2} (KN/m ²)	200	200	200
M_{Rd} (1) (KNm)	21,91	8,22	9,39
M_{sd} (KNm)	3,43	1,14	1,21
Έλεγχος	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ

vii) yz plane @ x=8,59



	Πεσσός 1	Πεσσός 2	Πεσσός 3
Μήκος πεσσού (m)	2,61	2,61	2,61
f_{yk2} (KN/m ²)	200	200	200
M_{Rd} (1) (KNm)	17,40	12,08	12,08
M_{sd} (KNm)	5,61	3,01	4,90
Έλεγχος	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ

viii) yz plane @ x=12,77



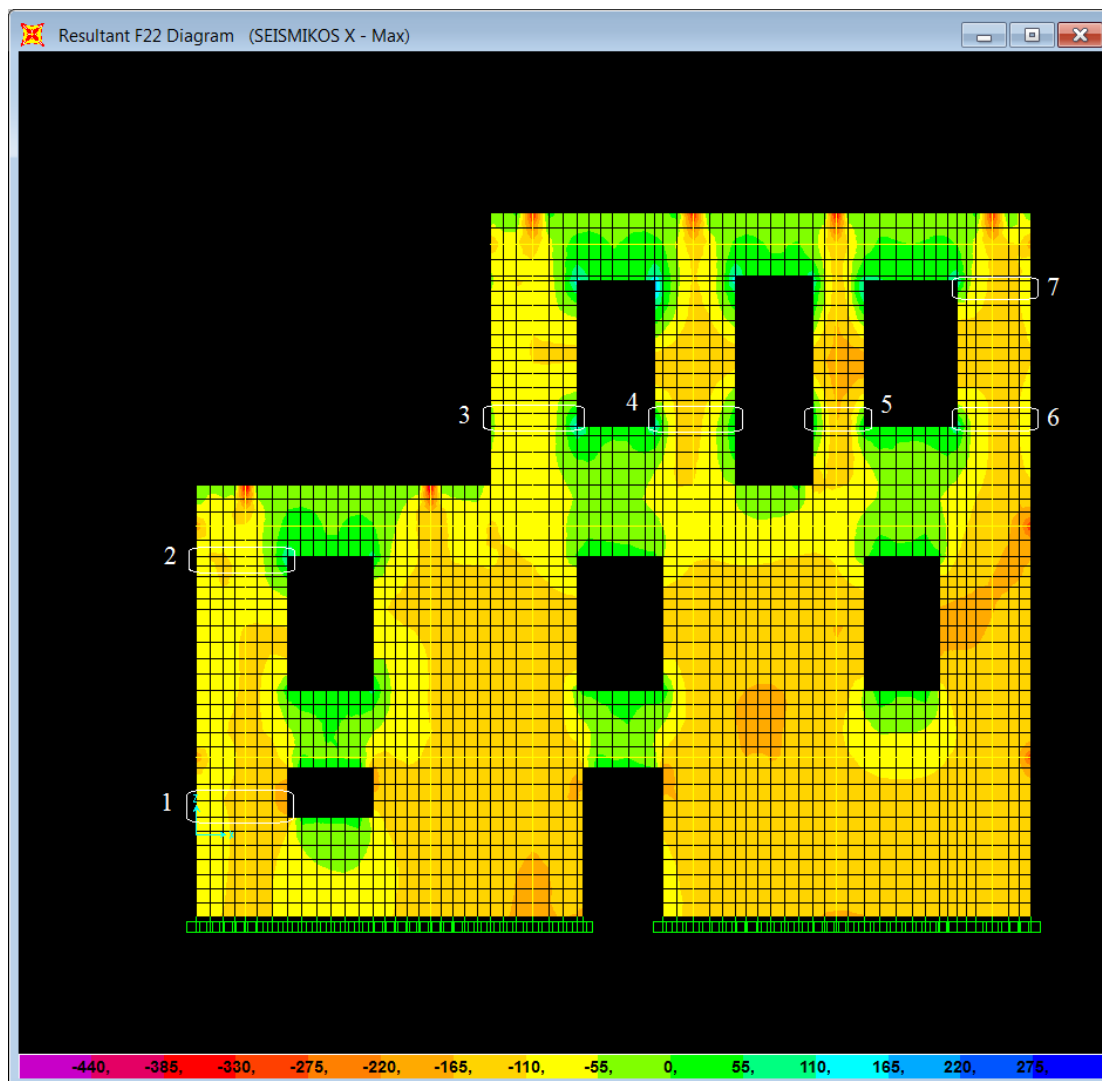
	Πεσσός 1	Πεσσός 2	Πεσσός 3	Πεσσός 4
Μήκος πεσσού (m)	1,53	1,53	1,19	1,19
f_{xk2} (KN/m ²)	200	200	200	200
M_{Rd} (1) (KNm)	18,13	18,13	9,31	9,31
M_{sd} (KNm)	3,19	2,70	1,15	0,90
Έλεγχος	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ

	Πεσσός 5	Πεσσός 6	Πεσσός 7	Πεσσός 8
Μήκος πεσσού (m)	1,99	1,40	1,99	1,05
f_{xk2} (KN/m ²)	200	200	200	200
M_{Rd} (1) (KNm)	15,57	10,95	15,57	8,22
M_{sd} (KNm)	2,58	1,27	1,66	0,92
Έλεγχος	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ

	Πεσσός 9	Πεσσός 10
Μήκος πεσσού (m)	0,97	1,05
f_{yk2} (KN/m ²)	200	200
M_{Rd} (1) (KNm)	7,59	8,22
M_{sd} (KNm)	0,92	0,91
Έλεγχος	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ

7.3.3) Εντός επιπέδου κάμψη

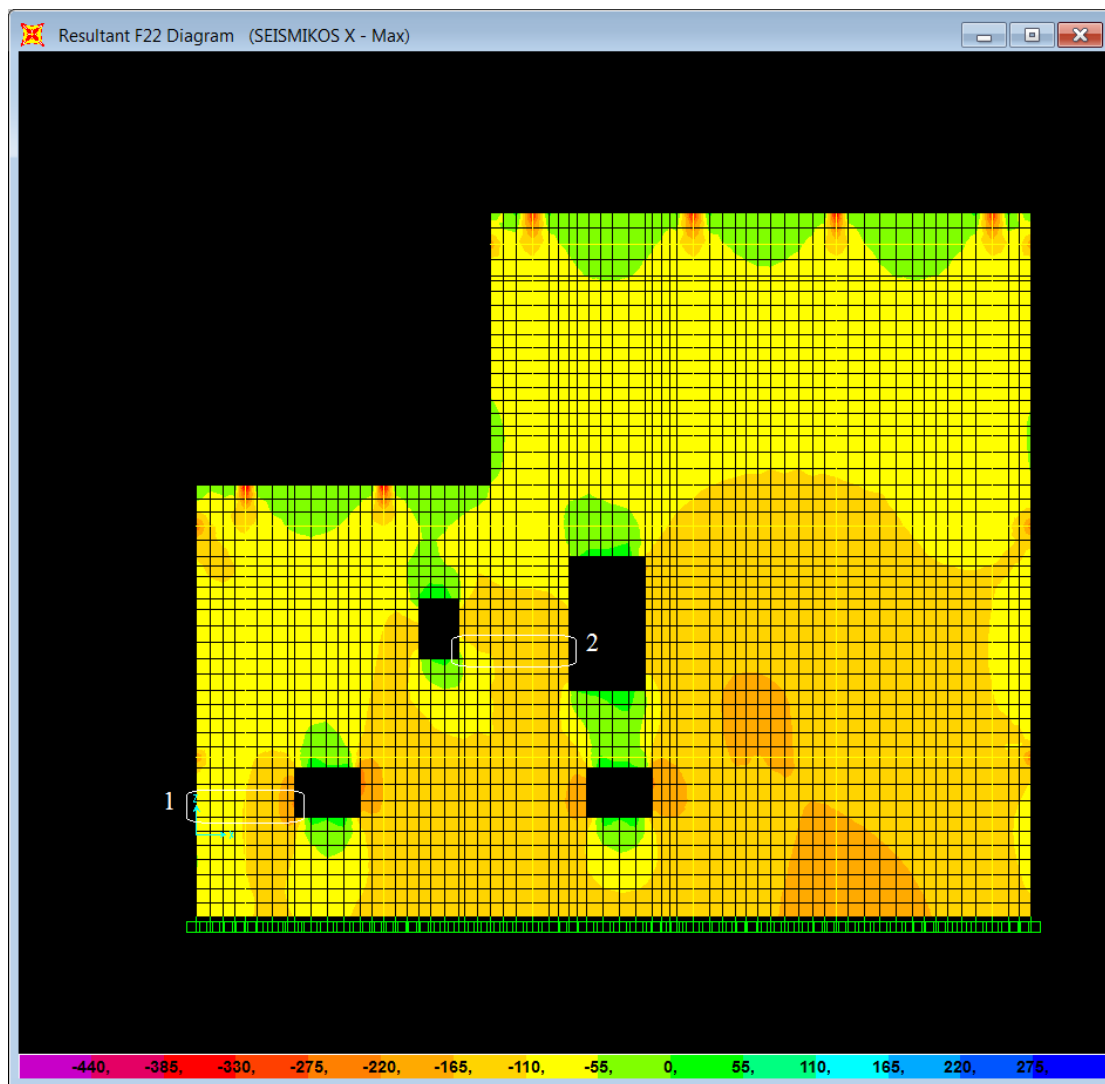
i) xz plane @ $\gamma=0$



	Πεσσός 1	Πεσσός 2	Πεσσός 3	Πεσσός 4
Μήκος πεσσού (m)	1,40	1,40	1,32	1,23
Θλιβόμενο μήκος (m)	1,40	1,40	1,32	1,23
σ_d (KN/m ²)	-251,15	-194,53	-222,98	-280,96
M_{Rd} (KNm)	179,10	115,24	116,14	124,17
M_{sd} (KNm)	19,01	23,04	13,22	4,22
Έλεγχος	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ

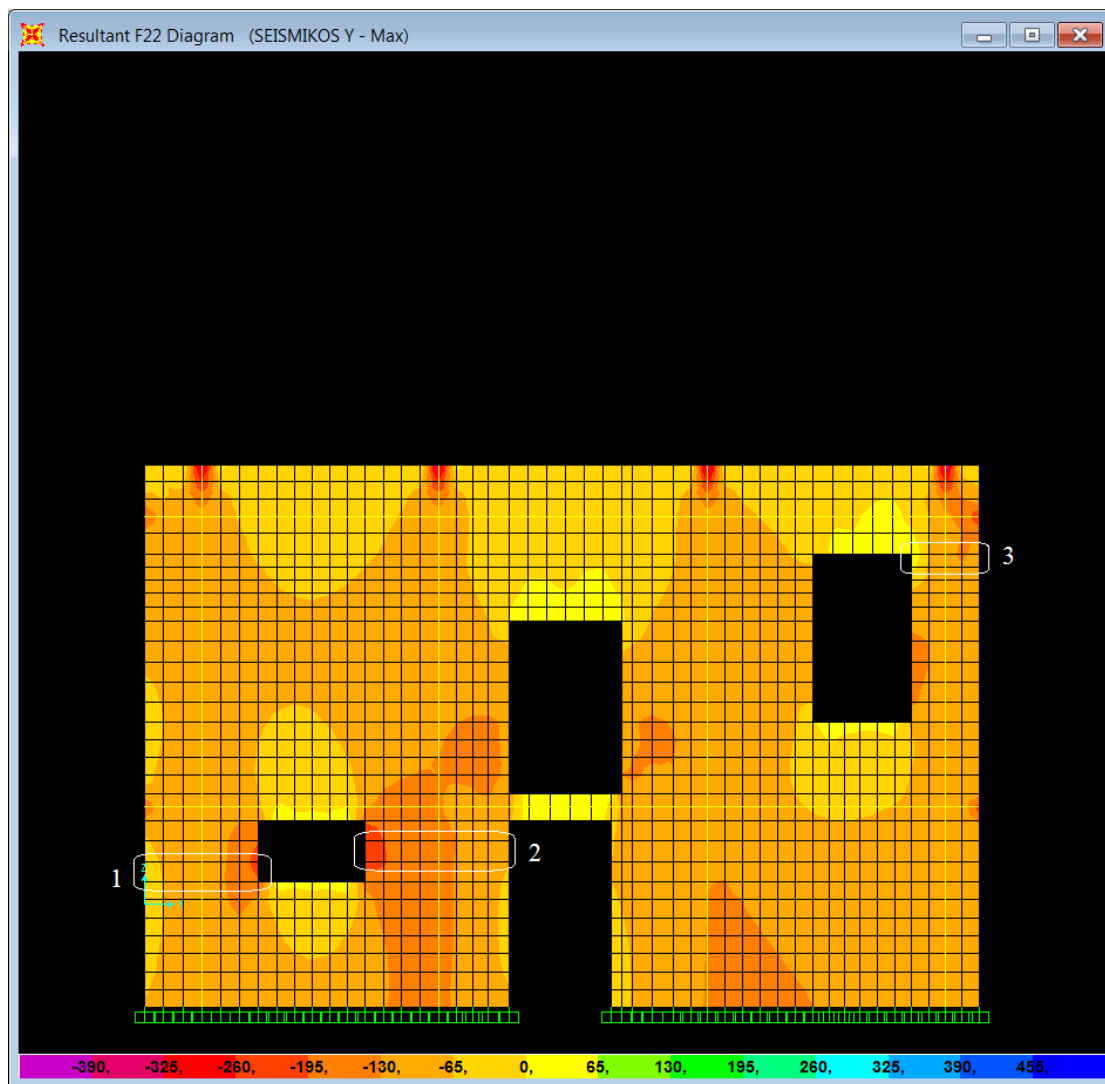
	Πεσός 5	Πεσός 6	Πεσός 7
Μήκος πεσσού (m)	0,79	1,13	1,13
Θλιβόμενο μήκος (m)	0,79	1,13	1,13
σ_d (KN/m ²)	-336,91	-267,13	-232,14
M_{Rd} (KNm)	60,05	100,20	88,29
M_{sd} (KNm)	1,97	10,06	14,45
Έλεγχος	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ

ii) xz plane @ y=10,17



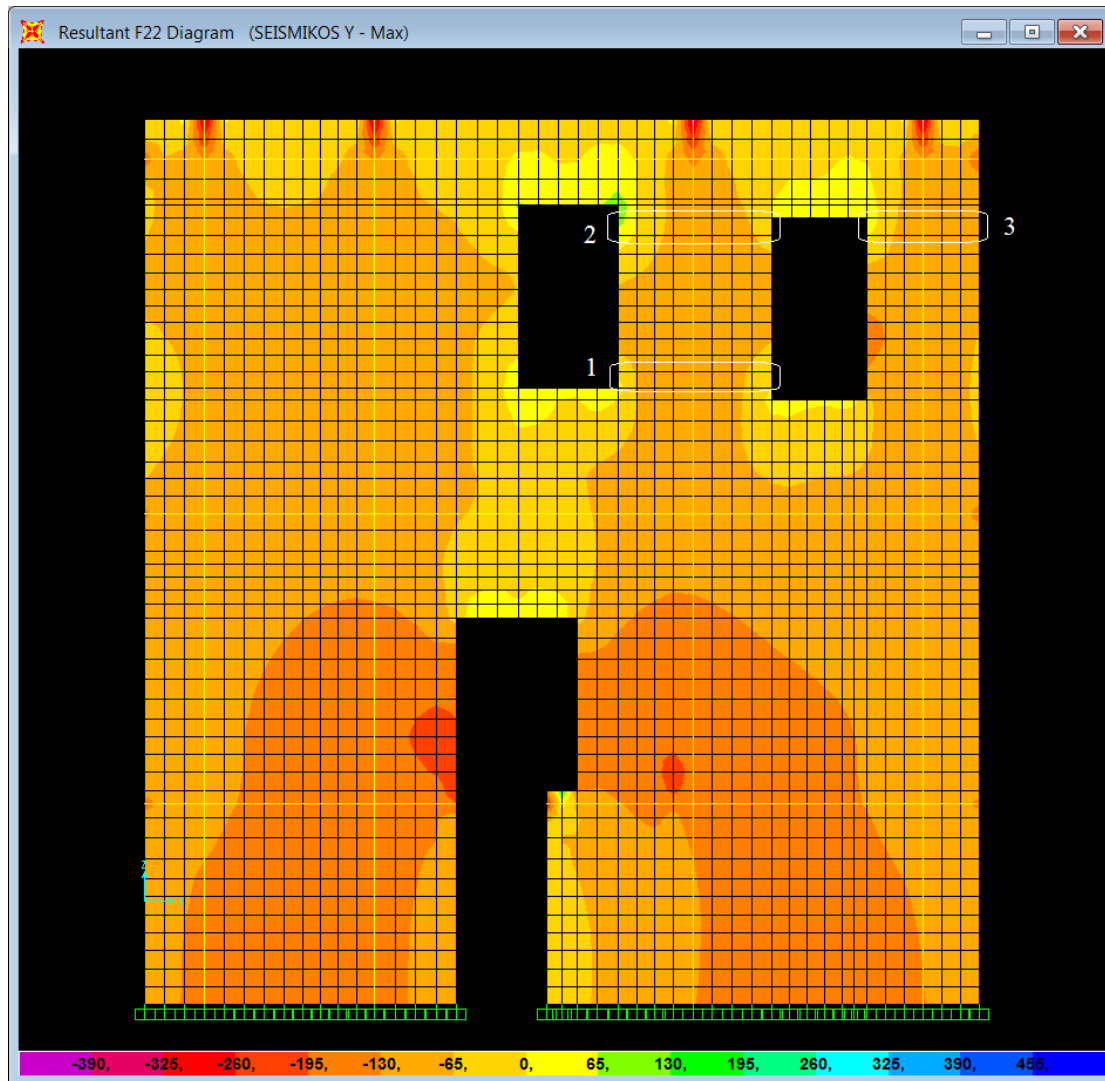
	Πεσσός 1	Πεσσός 2
Μήκος πεσσού (m)	1,50	1,69
Θλιβόμενο μήκος (m)	1,50	1,69
σ_d (KN/m ²)	-250,97	-283,14
M_{Rd} (KNm)	205,47	236,03
M_{sd} (KNm)	27,77	14,69
Έλεγχος	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ

iii) yz plane @ x=0



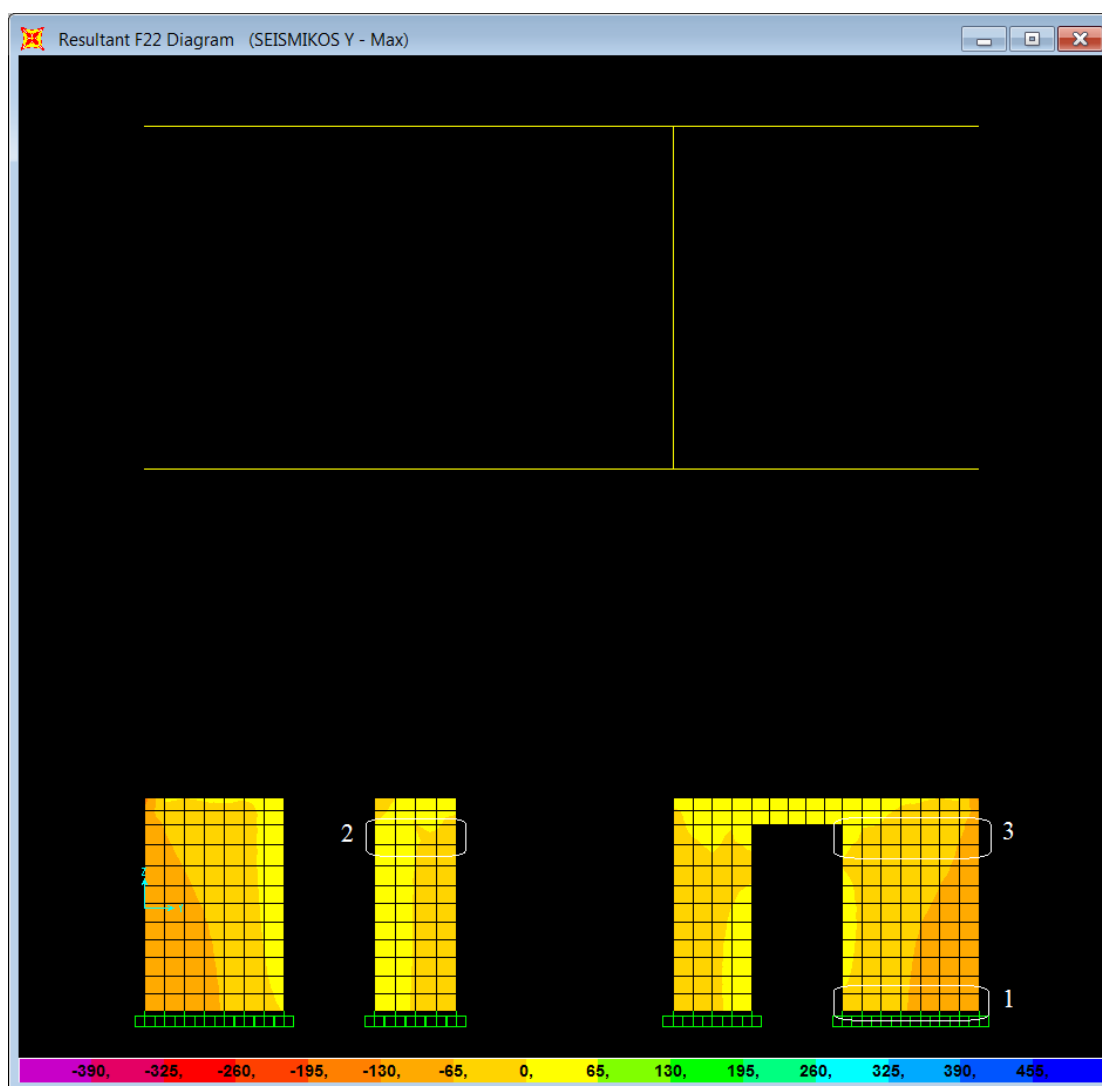
	Πεσσός 1	Πεσσός 2	Πεσσός 3
Μήκος πεσσού (m)	1,39	1,75	0,82
Θλιβόμενο μήκος (m)	1,39	1,75	0,82
σ_d (KN/m ²)	-255,39	-226,83	-202,79
M_{Rd} (KNm)	179,23	255,18	41,08
M_{sd} (KNm)	25,03	39,44	7,35
Έλεγχος	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ

iv) yz plane @ x=4,50



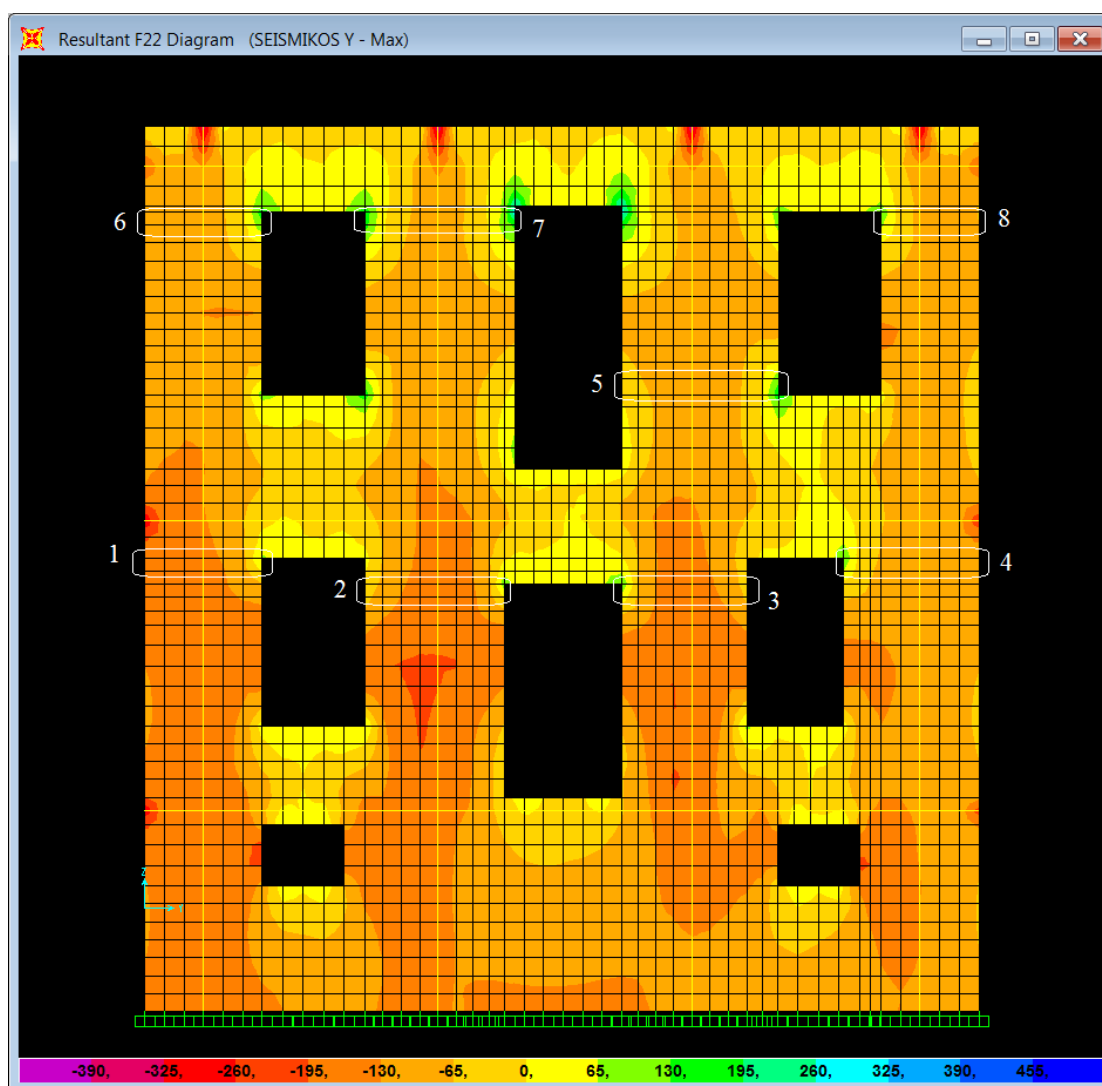
	Πεσσός 1	Πεσσός 2	Πεσσός 3
Μήκος πεσσού (m)	1,88	1,88	1,37
Θλιβόμενο μήκος (m)	1,88	1,88	1,37
σ_d (KN/m ²)	-220,70	-180,43	-181,46
M_{Rd} (KNm)	233,37	193,79	103,46
M_{sd} (KNm)	6,19	21,73	13,78
Έλεγχος	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ

v) yz plane @ x=8,59



	Πεσσός 1	Πεσσός 2	Πεσσός 3
Μήκος πεσσού (m)	1,67	1,00	1,67
Θλιβόμενο μήκος (m)	1,67	1,00	1,67
σ_d (KN/m ²)	-177,10	-14,32	-64,04
M_{Rd} (KNm)	115,61	4,27	43,62
M_{sd} (KNm)	18,92	0,54	21,90
Έλεγχος	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ

vi) yz plane @ x=12,77

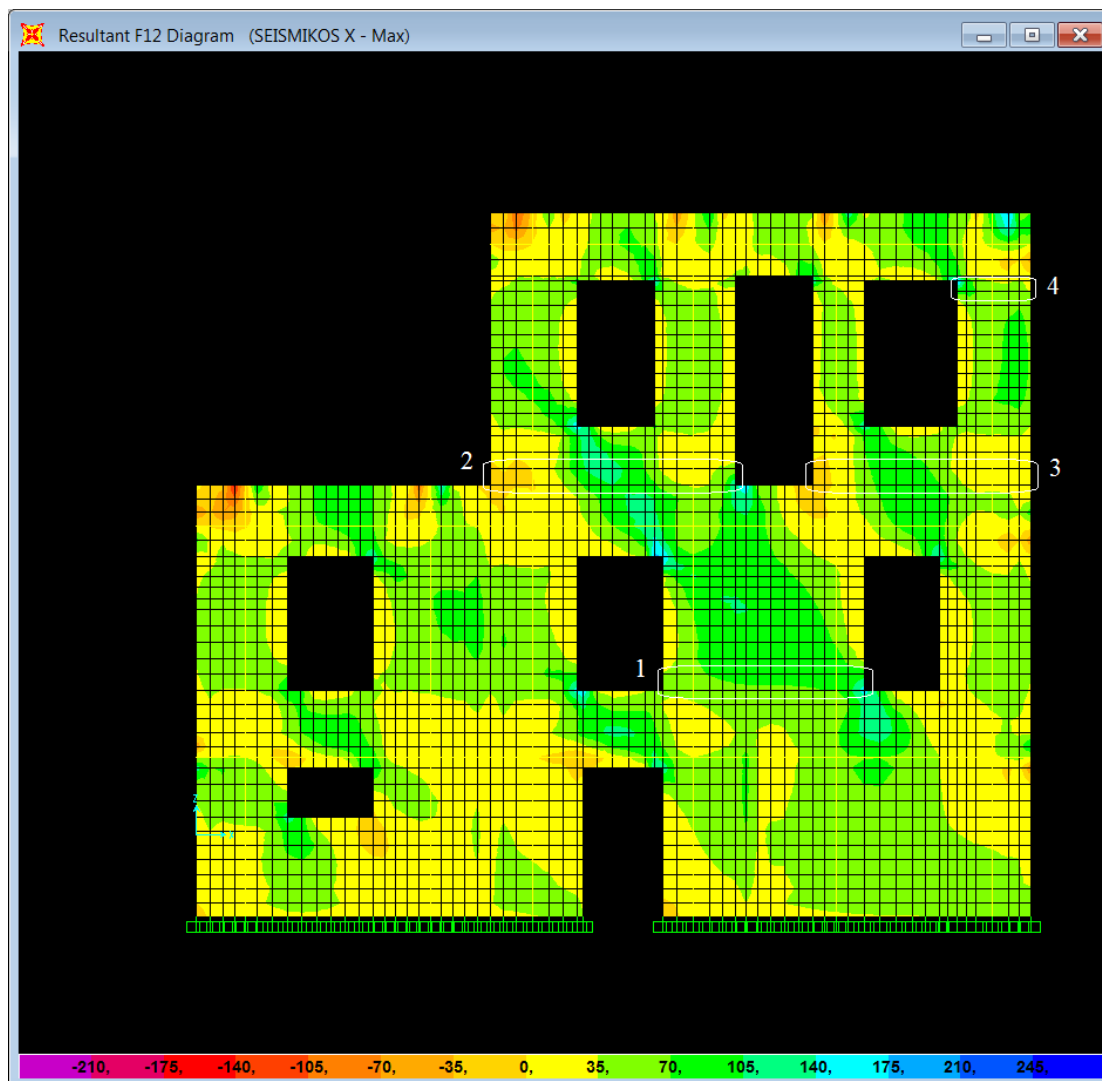


	Πεσσός 1	Πεσσός 2	Πεσσός 3	Πεσσός 4
Μήκος πεσσού (m)	1,31	1,71	1,53	1,65
Θλιβόμενο μήκος (m)	1,31	1,71	1,53	1,65
σ_d (KN/m ²)	-303,62	-331,02	-330,81	-255,10
M_{Rd} (KNm)	150,83	277,09	221,70	204,98
M_{sd} (KNm)	18,99	4,86	13,36	32,06
Έλεγχος	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ

	Πεσσός 5	Πεσσός 6	Πεσσός 7	Πεσσός 8
Μήκος πεσσού (m)	1,92	1,43	1,84	1,20
Θλιβόμενο μήκος (m)	1,92	1,43	1,84	1,20
σ_d (KN/m ²)	-221,18	-193,70	-185,21	-191,74
M_{Rd} (KNm)	243,90	119,75	190,20	83,54
M_{sd} (KNm)	2,29	30,80	9,18	17,57
Έλεγχος	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ

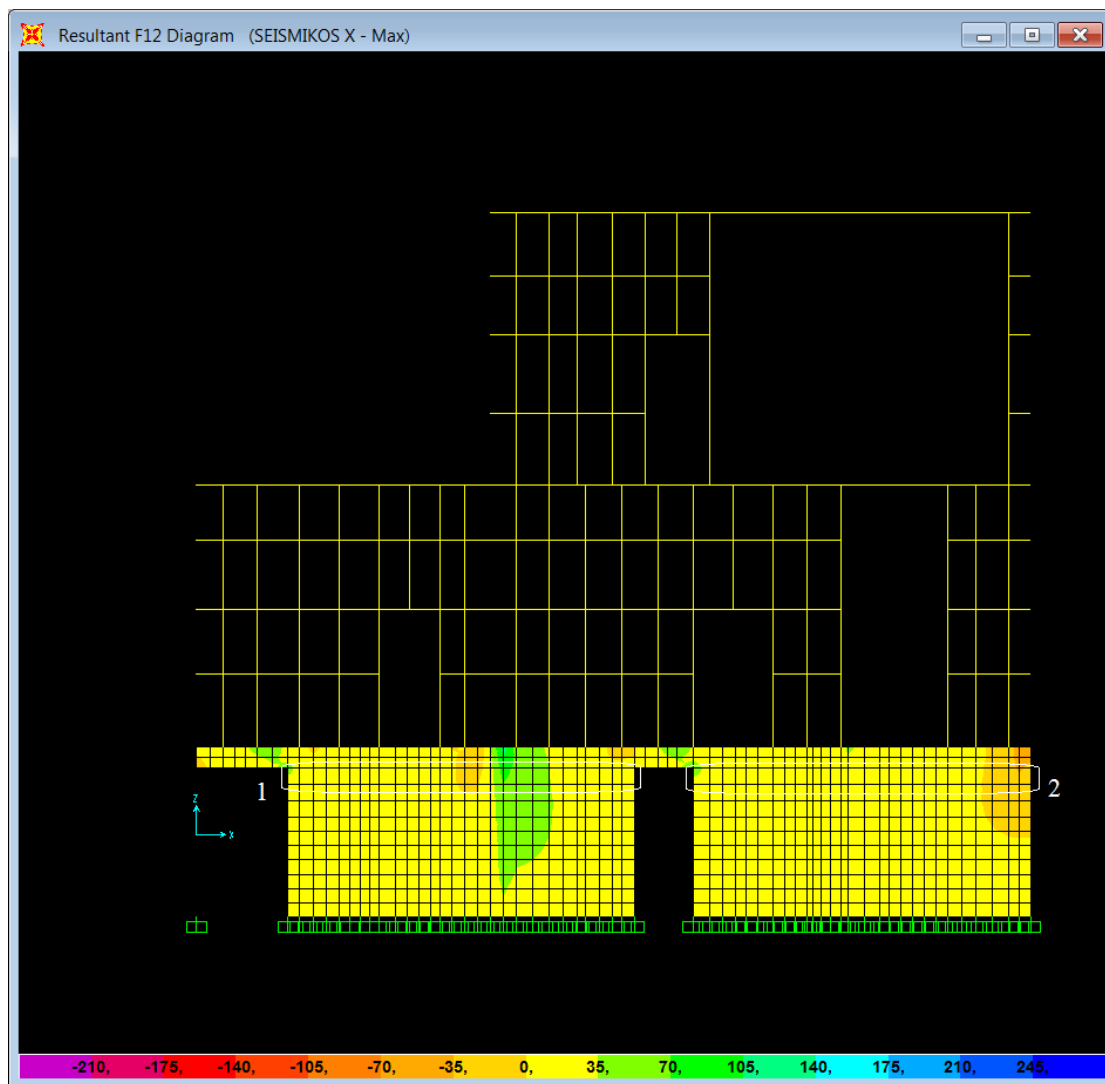
7.3.4) Τέμνουσα Δύναμη

i) xz plane @ $\gamma=0$



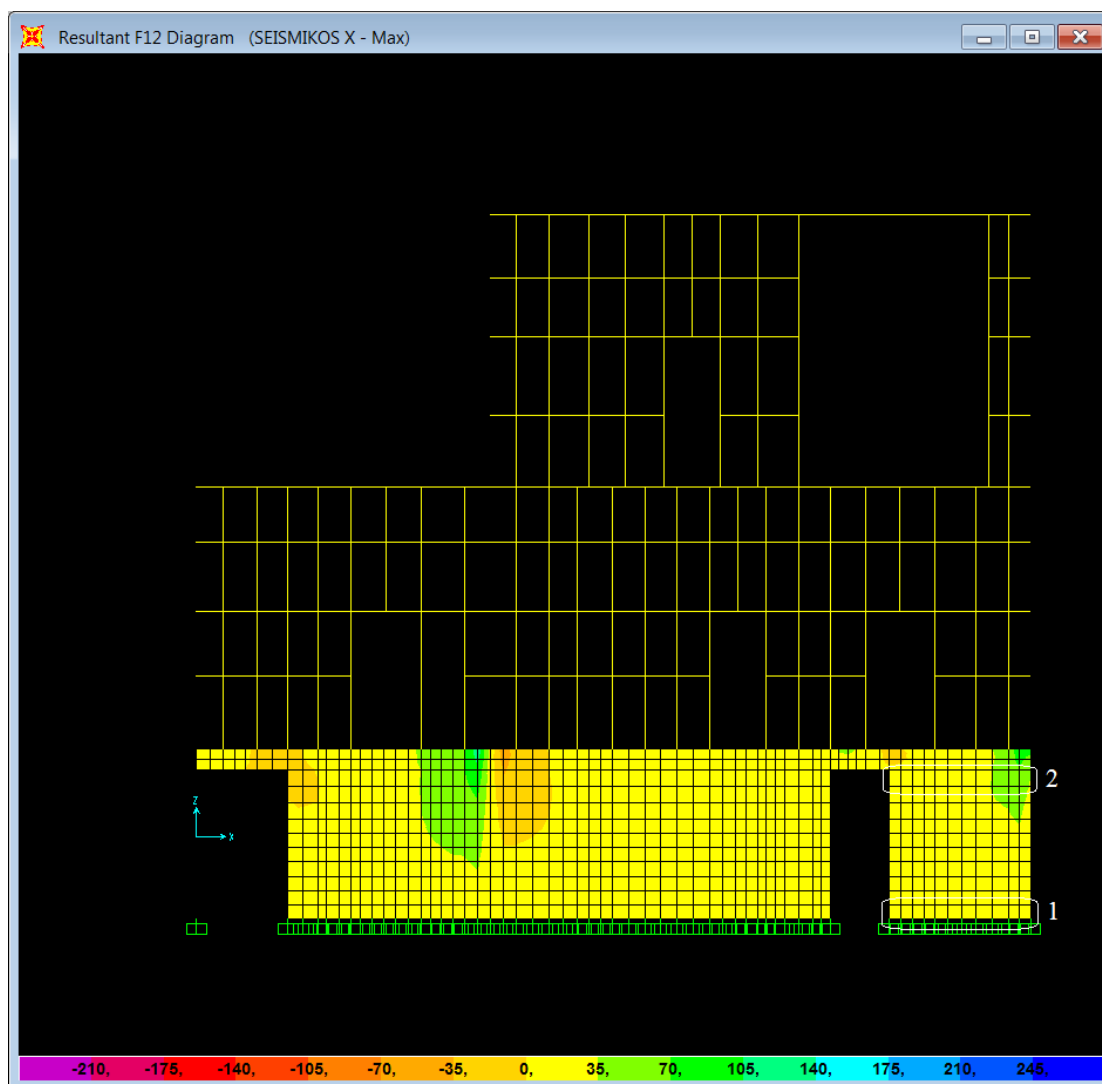
	Πεσσός 1	Πεσσός 2	Πεσσός 3	Πεσσός 4
Μήκος πεσσού (m)	3,08	3,75	3,34	1,13
Θλιβόμενο μήκος (m)	3,08	3,75	3,34	1,13
σ_d (KN/m^2)	-303,94	-188,29	-188,30	-232,14
V_{Rd} (KN)	636,26	727,69	648,13	224,65
V_{sd} (KN)	229,38	173,08	126,34	65,51
Έλεγχος	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ

ii) xz plane @ y=3,80



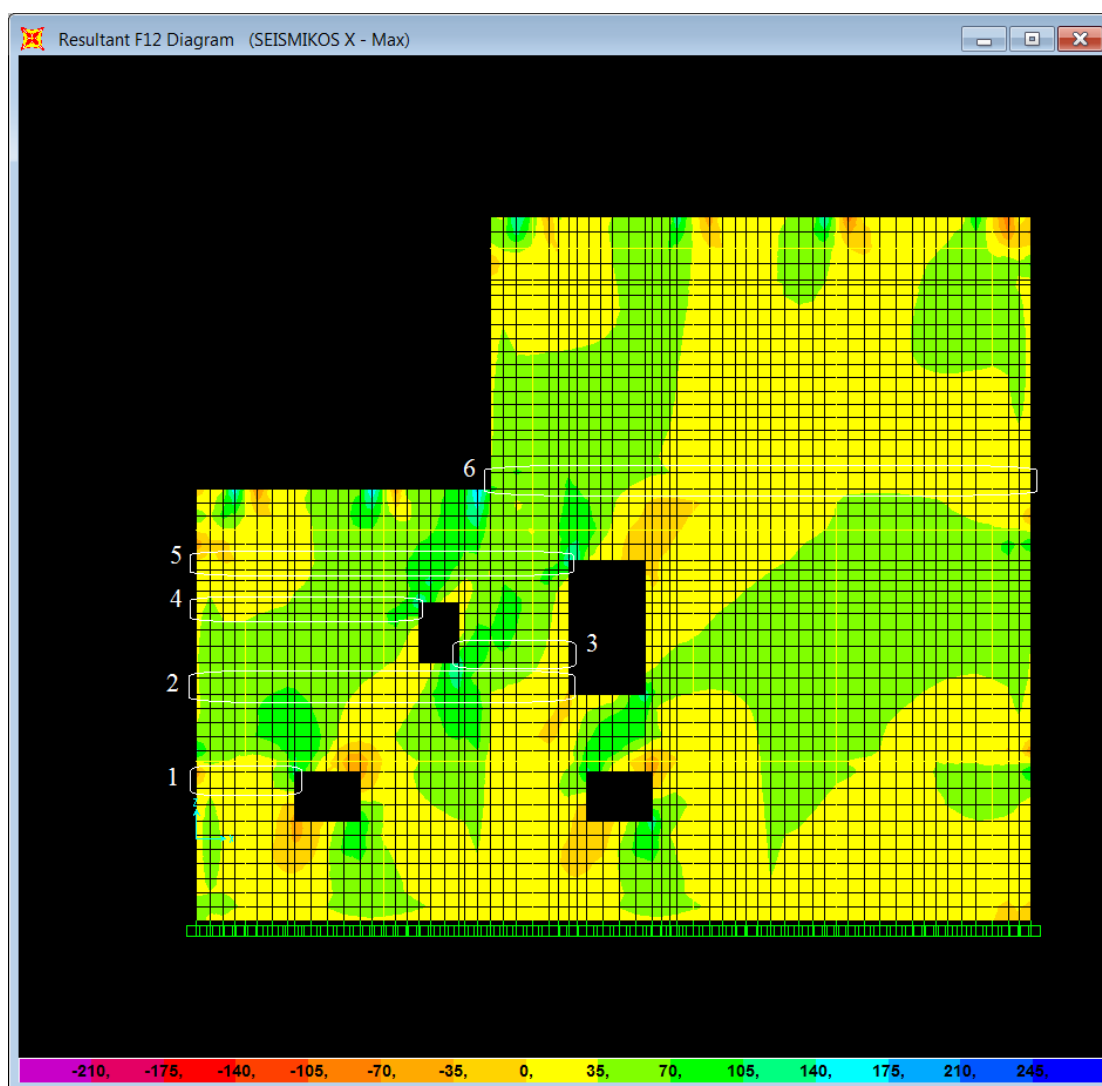
	Πεσσός 1	Πεσσός 2
Μήκος πεσσού (m)	5,30	5,17
Θλιβόμενο μήκος (m)	5,30	5,17
σ_d (KN/m ²)	-63,01	-50,16
V_{Rd} (KN)	735,80	712,22
V_{sd} (KN)	111,56	88,77
Έλεγχος	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ

iii) xz plane @ y=6,44



	Πεσσός 1	Πεσσός 2
Μήκος πεσσού (m)	2,17	2,17
Θλιβόμενο μήκος (m)	2,17	2,17
σ_d (KN/m ²)	-147,83	-73,57
V_{Rd} (KN)	316,60	303,17
V_{sd} (KN)	39,56	52,42
Έλεγχος	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ

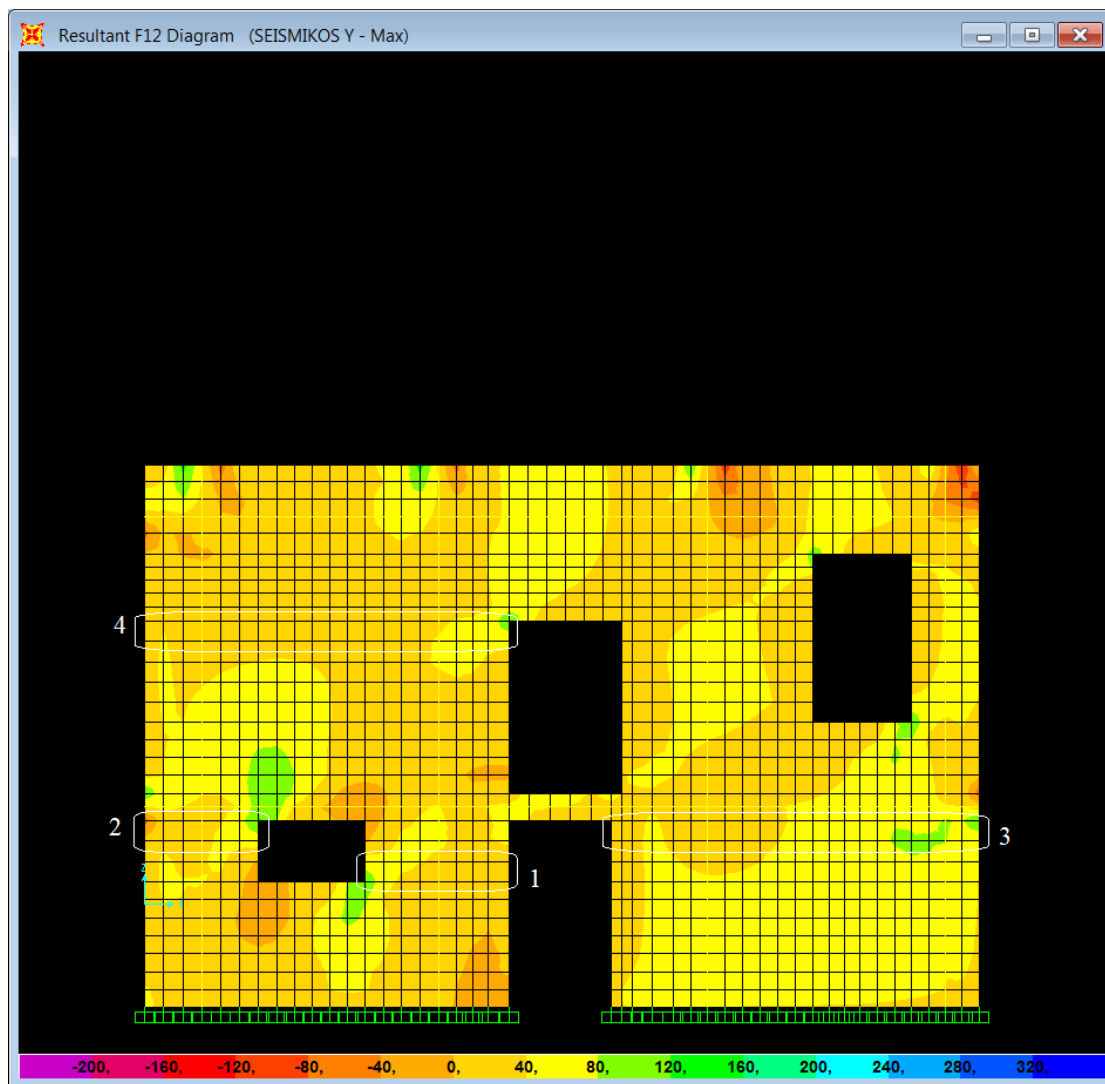
iv) xz plane @ y=10,17



	Πεσσός 1	Πεσσός 2	Πεσσός 3	Πεσσός 4
Μήκος πεσσού (m)	1,50	5,70	1,69	3,40
Θλιβόμενο μήκος (m)	1,50	5,70	1,69	3,40
σ_d (KN/m ²)	-244,18	-213,82	-283,14	-189,91
V_{Rd} (KN)	369,43	1121,86	345,31	660,37
V_{sd} (KN)	35,97	269,72	94,48	166,25
Έλεγχος	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ

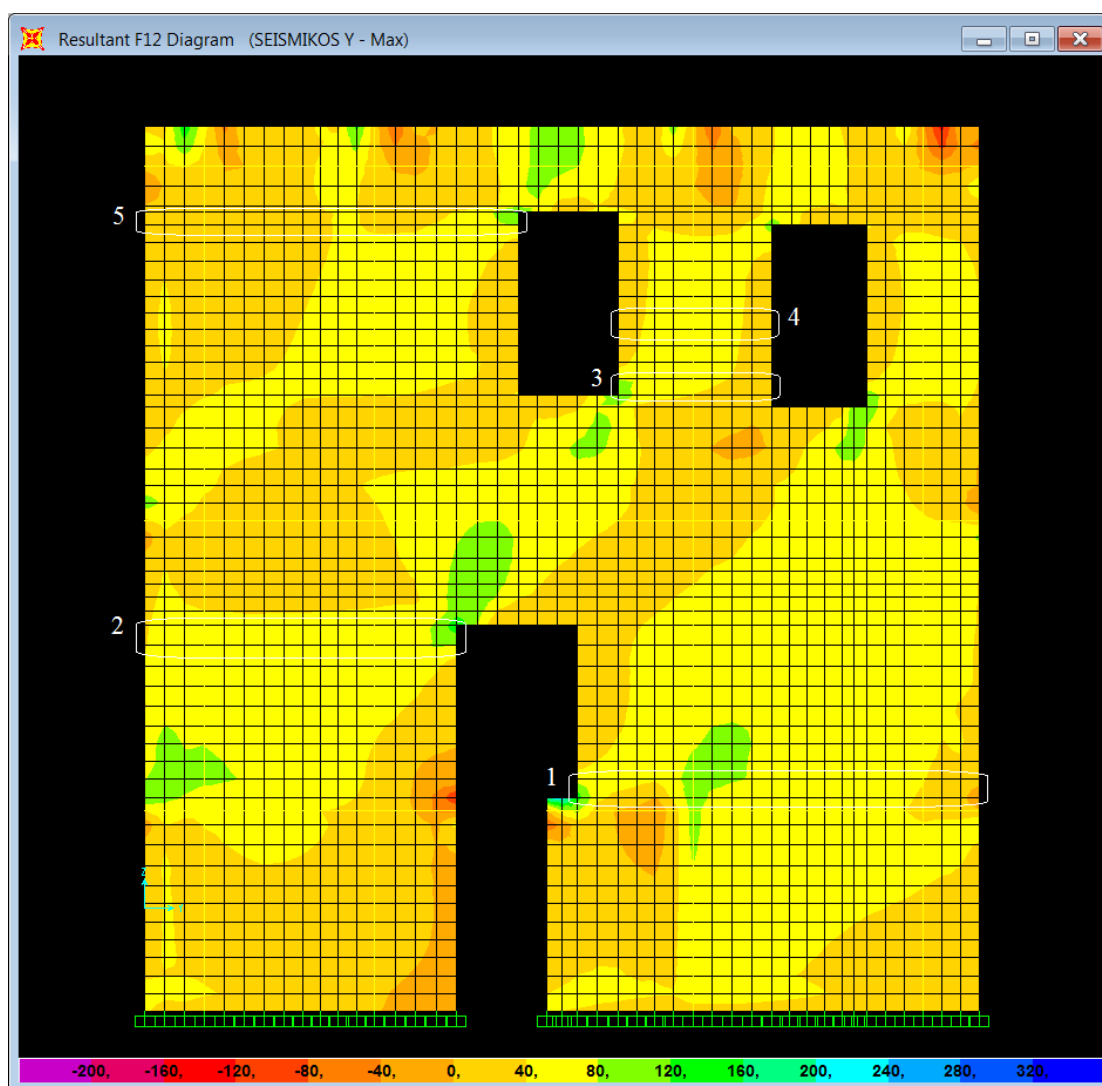
	Πεσσός 5	Πεσσός 6
Μήκος πεσσού (m)	5,70	8,27
Θλιβόμενο μήκος (m)	5,70	8,27
σ_d (KN/m ²)	-182,58	-195,75
V_{Rd} (KN)	1102,56	1611,48
V_{sd} (KN)	263,46	313,83
Έλεγχος	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ

v) yz plane @ x=0



	Πεσσός 1	Πεσσός 2	Πεσσός 3	Πεσσός 3
Μήκος πεσσού (m)	1,75	1,39	4,44	4,44
Θλιβόμενο μήκος (m)	1,75	1,39	4,44	4,44
σ_d (KN/m ²)	-37,82	-247,51	-96,75	-96,75
V_{Rd} (KN)	382,85	342,95	817,55	817,55
V_{sd} (KN)	62,67	52,26	179,18	179,18
Έλεγχος	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ

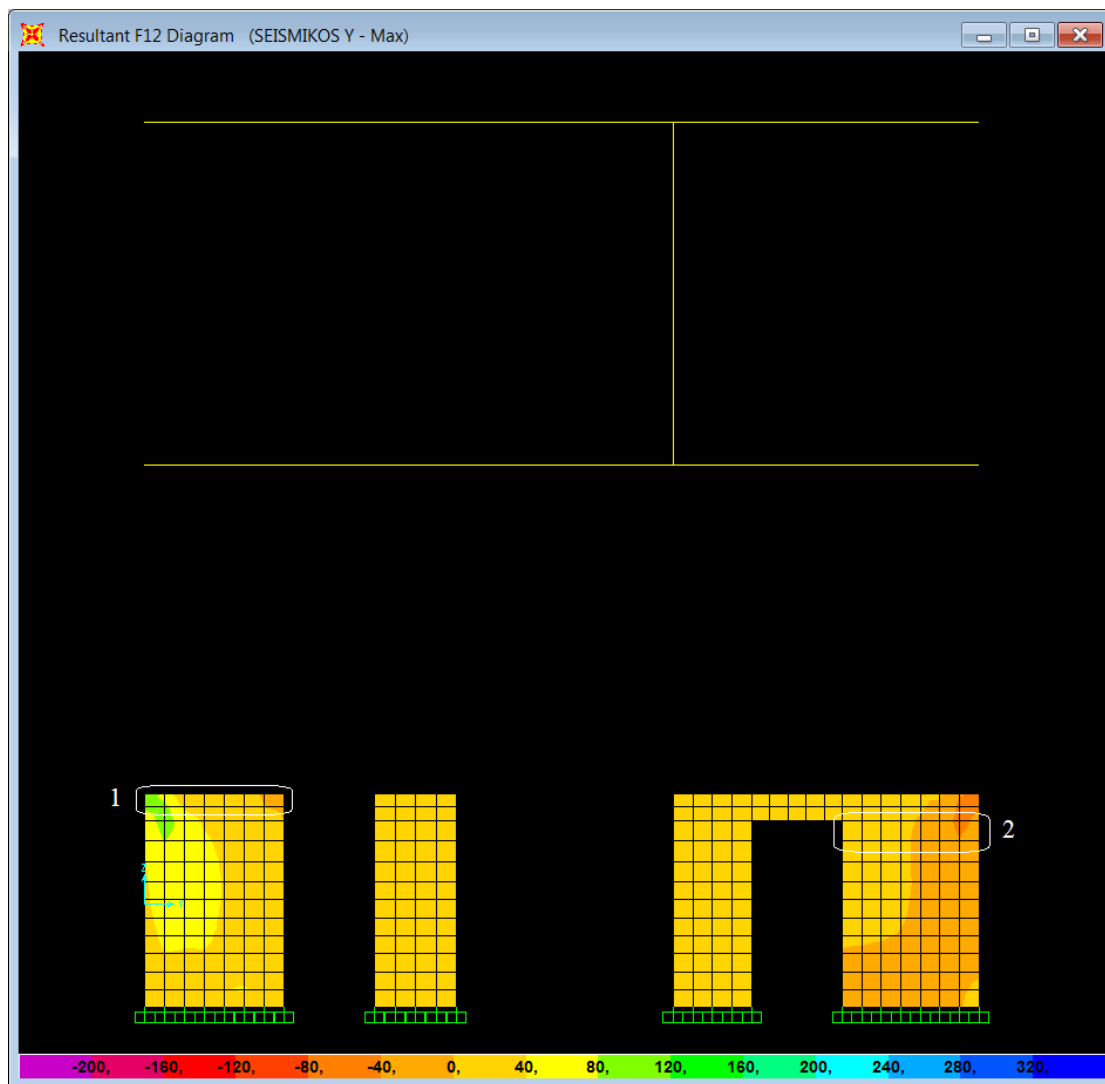
vi) yz plane @ x=4,50



	Πεσσός 1	Πεσσός 2	Πεσσός 3	Πεσσός 4
Μήκος πεσσού (m)	4,90	3,80	1,88	1,88
Θλιβόμενο μήκος (m)	4,90	3,80	1,88	1,88
σ_d (KN/m ²)	-277,22	-267,38	-220,70	-198,66
V_{Rd} (KN)	998,06	769,95	371,42	366,93
V_{sd} (KN)	260,77	214,60	92,29	88,14
Έλεγχος	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ

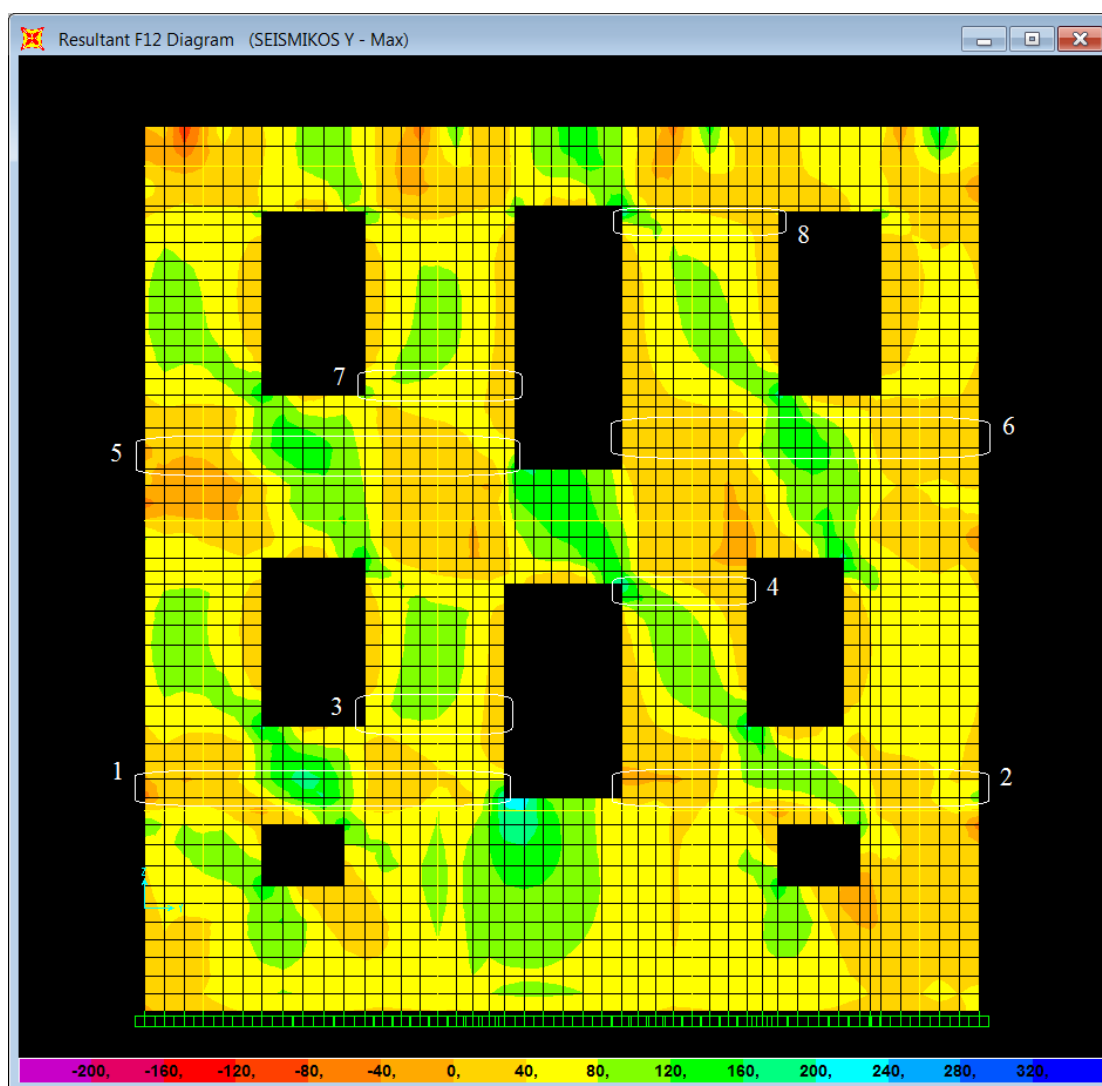
	Πεσσός 5
Μήκος πεσσού (m)	4,55
Θλιβόμενο μήκος (m)	4,55
σ_d (KN/m ²)	-137,14
V_{Rd} (KN)	857,72
V_{sd} (KN)	153,73
Έλεγχος	ΕΠΑΡΚΕΙ

vii) yz plane @ x=8,59



	Πεσσός 1	Πεσσός 2
Μήκος πεσσού (m)	1,70	1,67
Θλιβόμενο μήκος (m)	1,70	1,67
σ_d (KN/m ²)	-26,06	-64,04
V_{Rd} (KN)	196,84	231,99
V_{sd} (KN)	36,97	10,30
Έλεγχος	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ

viii) yz plane @ x=12,77



	Πεσσός 1	Πεσσός 2	Πεσσός 3	Πεσσός 4
Μήκος πεσσού (m)	4,39	4,36	1,71	1,53
Θλιβόμενο μήκος (m)	4,39	4,36	1,71	1,53
σ_d (KN/m ²)	-286,24	-260,59	-404,35	-330,81
V_{Rd} (KN)	898,47	880,21	371,85	320,52
V_{sd} (KN)	248,73	199,72	115,48	103,40
Έλεγχος	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ

	Πεσσός 5	Πεσσός 6	Πεσσός 7	Πεσσός 8
Μήκος πεσσού (m)	4,52	4,36	1,84	1,92
Θλιβόμενο μήκος (m)	4,52	4,36	1,84	1,92
σ_d (KN/m ²)	-201,41	-104,08	-251,53	-177,17
V_{Rd} (KN)	883,54	823,29	369,66	370,26
V_{sd} (KN)	248,19	194,40	115,47	105,40
Έλεγχος	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 8^ο

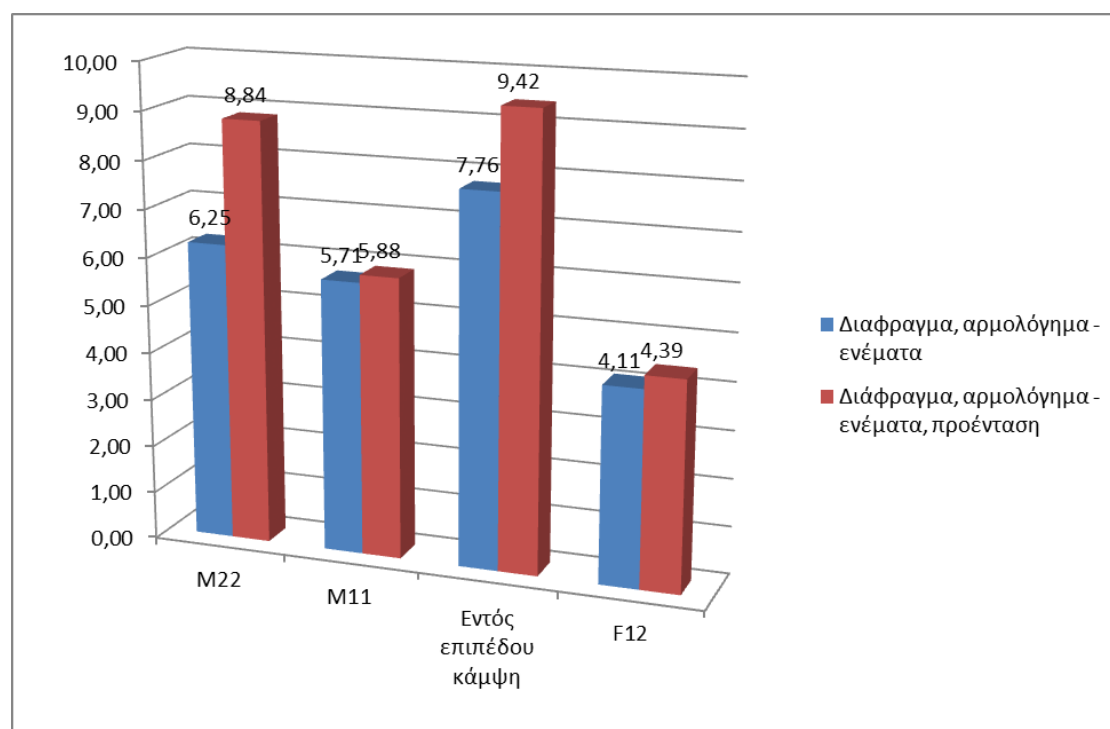
ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΕΠΙΛΕΓΜΕΝΩΝ ΕΠΕΜΒΑΣΕΩΝ

Στα προηγούμενα κεφάλαια έγινε μια σειρά από επεμβάσεις που ως στόχο είχαν την αύξηση της αντοχής του κτιρίου έναντι σεισμικών φορτίων και την εν γένει βελτίωση της απόκρισής του σε αυτά. Παράλληλα, επιλέχθηκαν οι δύο καλύτερες επεμβάσεις και ακολούθησε εκτενής έλεγχος της κατασκευής σε κάθε μία από τις δύο περιπτώσεις.

Στο παρόν κεφάλαιο θα πραγματοποιηθεί η τελική σύγκριση των δύο αυτών επεμβάσεων ενίσχυσης με γνώμονα τα παρακάτω κριτήρια.

8.1) ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΙΚΟΤΗΤΑ ΕΠΕΜΒΑΣΕΩΝ

Το κριτήριο της αποτελεσματικότητας θα σχετίζεται με το επίπεδο αύξησης της αντοχής που επετεύχθη έπειτα από κάθε επέμβαση. Για κάθε έλεγχο που πραγματοποιήθηκε (M22, M11, εντός επιπέδου κάμψη, τέμνουσα) θα υπολογισθεί ο μέσος όρος των λόγων Αντοχή/Ένταση των υπό έλεγχο πεσσών. Ο μέσος όρος αυτός θα αποτελεί τον δείκτη αποτελεσματικότητας της επέμβασης, μέσω του οποίου θα γίνει η σύγκριση. Τα αποτελέσματα φαίνονται στο παρακάτω ραβδόγραμμα:



Παρατηρούμε ότι, γενικά η προσθήκη προέντασης στις επεμβάσεις διάφραγμα-αρμολόγημα - ενέματα οδηγεί σε καλύτερα αποτελέσματα. Σε ότι αφορά τους ελέγχους

έναντι εκτός επιπέδου κάμψης παράλληλα στις οριζόντιες ακμές και εντός επιπέδου κάμψης, η προένταση παρέχει ένα δείκτη ασφαλείας 41,44% και 21,39% αντίστοιχα μεγαλύτερο σε σχέση με το μοντέλο διάφραγμα-αρμολόγημα. Αντίθετα, όσον αφορά στους ελέγχους έναντι εκτός επιπέδου κάμψης παράλληλα στις κατακόρυφες ακμές και έναντι τέμνουσας δύναμης, οι διαφορές είναι αμελητέες (2,98% και 6,81% αντίστοιχα).

8.2) ΚΟΣΤΟΣ ΕΠΕΜΒΑΣΕΩΝ

Για κάθε τεχνική θα υπολογισθεί το κόστος που συνεπάγεται η εφαρμογή της, με βάση το Αναλυτικό Τιμολόγιο Οικοδομικών Εργασιών (ΑΤΟΕ) με τις επίσημες τιμές του '10 και ενδεικτικά τιμολόγια από ιστοσελίδες εταιρειών. Το κόστος της κάθε τεχνικής προέκυψε από τον συνυπολογισμό μόνο των απαραίτητων εργασιών για την πραγματοποίηση της υπόψη επέμβασης. Επισημαίνεται ότι σκοπός του παρόντος εδαφίου δεν είναι ο αναλυτικός προσδιορισμός του κατασκευαστικού κόστους ενισχύσεων, αλλά η εύρεση ενός «μέτρου σύγκρισης» μεταξύ δύο επεμβάσεων, το οποίο θα οδηγήσει στην τελική επιλογή της επέμβασης που θα προταθεί.

Η επιλογή της τελικής επέμβασης θα γίνει με γνώμονα την σχέση αποτελεσματικότητας – κόστους.

Οι εργασίες που κοστολογήθηκαν είναι οι εξής:

- Υποστύλωση στεγών: Στο κόστος της εργασίας αυτής περιλαμβάνονται τα ικριώματα, η εργασία και οι ασφαλιστικές εισφορές.
- Καθαίρεση επικεράμωσης: Στο κόστος της εργασίας αυτής περιλαμβάνονται η εργασία και οι ασφαλιστικές εισφορές.
- Καθαίρεση λίθων: Στο κόστος της εργασίας αυτής περιλαμβάνονται η εργασία και οι ασφαλιστικές εισφορές.
- Καθαίρεση επιχρισμάτων – υδροβολή: Στο κόστος της εργασίας αυτής περιλαμβάνονται τα απαραίτητα μηχανήματα, η εργασία και οι ασφαλιστικές εισφορές.
- Αποκομιδή προϊόντων καθαιρέσεων: Στο κόστος της εργασίας αυτής περιλαμβάνεται η εργασία.
- Σκυροδέματα C20/25: Στο κόστος της εργασίας αυτής περιλαμβάνονται τα υλικά (σκυρόδεμα, σιδηρούς οπλισμός, ξυλότυπος κ.λ.π.) καθώς επίσης η εργασία και οι ασφαλιστικές εισφορές.
- Διπλό ξύλινο πέτωμα: Στο κόστος της εργασίας αυτής περιλαμβάνονται τα υλικά (δρύινες τάβλες, καρφιά) καθώς επίσης η εργασία και οι ασφαλιστικές εισφορές.
- Επιχρίσματα: Στο κόστος της εργασίας αυτής περιλαμβάνονται τα υλικά (σοβάς) καθώς επίσης η εργασία και οι ασφαλιστικές εισφορές.
- Τσιμεντενέματα: Στο κόστος της εργασίας αυτής περιλαμβάνονται τα υλικά (τσιμέντο, άμμος κονιάματος, νερό, ταχυπηκτικό, μικροϋλικά όπως ακροφύσια) καθώς επίσης η εργασία και οι ασφαλιστικές εισφορές.
- Αρμολόγημα: Στο κόστος της εργασίας αυτής περιλαμβάνονται τα υλικά (κονίαμα) καθώς επίσης η εργασία και οι ασφαλιστικές εισφορές.

- Εφαρμογή Προέντασης: Στο κόστος της εργασίας αυτής περιλαμβάνονται τα υλικά (τένοντες προέντασης, περίβλημα, γράσο, μεταλλικές λάμες κ.λ.π.) καθώς επίσης η εργασία (διάνοιξη διαμπερών οπών, τέντωμα του τένοντα, αποκατάσταση αυλακιού κ.λ.π.) και οι ασφαλιστικές εισφορές.
- Χρωματισμοί: Στο κόστος της εργασίας αυτής περιλαμβάνονται τα υλικά καθώς επίσης η εργασία και οι ασφαλιστικές εισφορές.

Παρακάτω δίνονται οι πίνακες υπολογισμού του κόστους κάθε επέμβασης:

Διάφραγμα - Ενέματα - Αρμολόγημα				
Περιγραφή Εργασιών	Μονάδα Μέτρησης	Ποσότητα	Τιμή Μονάδος	Δαπάνη (€)
Υποσύλωση στεγών	μ ²	600	6	3600
Καθαίρεση επικεράμωσης	μ ²	100	7	700
Καθαίρεση λίθων	μ ³	10	35	350
Καθαίρεση επιχρισμάτων - υδροβολή	μ ²	500	12	6000
Αποκομιδή προϊόντων καθαιρέσεων	μ ³	40	15	600
Σκυροδέματα C20/25	μ ³	10	300	3000
Διπλό ξύλινο πέτωμα	μ ²	200	30	6000
Επιχρίσματα	μ ²	500	17	8500
Τσιμεντένεμα	kg	30000	3,27	98100
Αρμολόγημα	μ ²	1000	10	10000
Χρωματισμοί	μ ²	500	10	5000
			Σύνολο:	141850

Πίνακας 8.2.1: Επί μέρους εργασίες για την εφαρμογή της επέμβασης διάφραγμα-αρμολόγημα-ενέματα

Διάφραγμα - Ενέματα - Αρμολόγημα - Προένταση				
Περιγραφή Εργασιών	Μονάδα Μέτρησης	Ποσότητα	Τιμή Μονάδος	Δαπάνη (€)
Υποσύλωση στεγών	μ ²	600	6	3600
Καθαίρεση επικεράμωσης	μ ²	100	7	700
Καθαίρεση λίθων	μ ³	10	35	350
Καθαίρεση επιχρισμάτων - υδροβολή	μ ²	500	12	6000
Αποκομιδή προϊόντων καθαίρεσεων	μ ³	40	15	600
Σκυροδέματα C20/25	μ ³	10	300	3000
Διπλό ξύλινο πέτωμα	μ ²	200	30	6000
Επιχρίσματα	μ ²	500	17	8500
Τσιμεντένεμα	kg	30000	3,27	98100
Αρμολόγημα	μ ²	1000	10	10000
Χρωματισμοί	μ ²	500	10	5000
Τένοντες Προέντασης	kg	3300	6	19800
			Σύνολο:	161650

Πίνακας 8.2.2: Επί μέρους εργασίες για την εφαρμογή της επέμβασης διάφραγμα-αρμολόγημα-ενέματα-προένταση

Παρατηρούμε πως η προσθήκη της τεχνικής της προέντασης οδηγεί σε μια αύξηση του κόστους της τάξης του 14%.

8.3) ΤΕΛΙΚΗ ΕΠΙΛΟΓΗ ΕΠΕΜΒΑΣΗΣ

Από τα παραπάνω υποκεφάλαια γίνεται αντιληπτό πως ο συνδυασμός επεμβάσεων διάφραγμα-αρμολόγημα-ενέματα-προένταση επιφέρει καλύτερα αποτελέσματα όσον αφορά στην ενίσχυση του κτιρίου έναντι σεισμικών δράσεων σε σχέση με τον συνδυασμό διάφραγμα-αρμολόγημα-ενέματα. Παράλληλα, όμως επιφέρει και μια αύξηση του κόστους της τάξης του 14%. Αν αναλογιστεί κανείς, όμως, ότι έτσι κι αλλιώς προσθήκη διαφράγματος σε συνδυασμό μόνον με την εφαρμογή ενεμάτων-αρμολογήματος παρέχει στο κτίριο αρκούντως μεγάλη αύξηση της αντοχής (από 4 έως 8 φορές), η περεταίρω αύξηση του κόστους φαίνεται ανούσια.

Ως εκ τούτου, κατά τη γνώμη μας, η βέλτιστη επέμβαση, πάντα με γνώμονα τη σχέση αποτελεσματικότητας κόστους, είναι ο συνδυασμός **διάφραγμα - ενέματα - αρμολόγημα**.

ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

- [1] Χρήστος Ε. Βαχλιώτης, Νίκος Ι. Πετρομιχελάκης, Χρήστος Θ. Παπαδόπουλος, Μιρένα Γ. Ζαίμη, Έλλη Σκαρή πολιτικοί μηχανικοί ΔΟΜΟΣ, Ελένη-Εύα Τουμπακάρη, Δρ. Πολιτικός Μηχανικός – MSc Αναστηλώσεων, **«ΜΕΘΟΔΟΙ ΑΝΑΛΥΣΗΣ ΓΙΑ ΤΗΝ ΕΠΙΣΚΕΥΗ ΚΑΙ ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΔΙΑΤΗΡΗΤΕΩΝ ΝΕΩΤΕΡΩΝ ΚΤΙΡΙΩΝ- ΕΜΠΕΙΡΙΕΣ ΚΑΙ ΑΝΟΙΚΤΑ ΘΕΜΑΤΑ – ΠΑΡΑΔΕΙΓΜΑΤΑ»**
- [2] Χρήστος Ε. Βαχλιώτης, Νίκος Ι. Πετρομιχελάκης, Χρήστος Θ. Παπαδόπουλος, Μιρένα Γ. Ζαίμη, Έλλη Σκαρή πολιτικοί μηχανικοί ΔΟΜΟΣ, Ελένη-Εύα Τουμπακάρη, Δρ. Πολιτικός Μηχανικός – MSc Αναστηλώσεων, **« ΑΠΟΚΑΤΑΣΤΑΣΗ & ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΔΙΑΤΗΡΗΤΕΩΝ ΚΤΙΡΙΩΝ ΑΠΟ ΦΕΡΟΥΣΑ ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΑ – ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΚΑΙ ΕΦΑΡΜΟΓΗ ΤΩΝ ΕΠΕΜΒΑΣΕΩΝ»**, Σεμινάριο : Κατασκευές από φέρουσα τοιχοποιία: Κανονισμός, Βλάβες, Αποκατάσταση, Τεχνικό Επιμελητήριο Ελλάδας, Τμήμα Κεντρικής Μακεδονίας.
- [3] Στέφανος Δρίτσος, **«Ανασχεδιασμός Υφισταμένων Κατασκευών»** Σημειώσεις μαθήματος, Πανεπιστήμιο Πατρών.
- [4] Εθνικό Κείμενο Εφαρμογής EC6, (1996), Ενημερωτικό Δελτίο ΤΕΕ, 24 Οκτωβρίου
- [5] Ευρωκώδικας 6, **Σχεδιασμός Κατασκευών από Τοιχοποιία**, ENV 1996 -1-1 :1995
- [6] Φυλλίτσα Β. Καραντώνη, **«Κατασκευές από Φέρουσα Τοιχοποιία, Σχεδιασμός και Επισκευές»**, Εκδόσεις Παπασωτηρίου, Αθήνα 2004.
- [7] Κ.Ε.Κ. Ανάπτυξη Κρήτης, **«Αποκατάσταση Βλαμμένων Λιθοδομών»**, Σεμινάριο: Συντήρηση και Αποκατάσταση Μνημείων και Παραδοσιακών Κτιρίων, Σητεία 1999.
- [8] Κρεβάικας Θεοφάνης, **«Συμβολή στην αναλυτική και πειραματική μελέτη φέρουσας τοιχοποιίας, ενισχυμένης με σύνθετα υλικά»**, Διδακτορική Διατριβή, Πάτρα Σεπτέμβριος 2005.
- [9] Μαυρατζώτης Γιώργος, Μπακ Νταίζη, **«Ενίσχυση ιστορικών κτιρίων από φέρουσα τοιχοποιία με χρήση μεταλλικών στοιχείων»**, 10^ο Φοιτητικό Συνέδριο «Επισκευές Κατασκευών – 04», Μάρτιος 2004
- [10] Ο.Α.Σ.Π., **«Συστάσεις για Προσεισμικές και Μετασεισμικές Επεμβάσεις στα Κτίρια, Μέρος Β΄»**, Ενημερωτικό Δελτίο ΤΕΕ, Αθήνα 2001.
- [11] Τάσιος Θ., **«Η Μηχανική της Τοιχοποιίας»**, Έκδοση Ε.Μ.Π., Αθήνα 1986
- [12] Cardoso R., **«Seismic vulnerability of old masonry structures – application to a “Pombalino” building»**, Master of Science Thesis in Structural Engineering, Instituto Superior Tecnico; October 2002

- [13] Tassios T.P. 2004, «**Rehabilitation of three-leaf masonry. In Evoluzione nella sperimentazione per le costruzioni**», Seminario Internazionale, 26 Sept-3 Oct., Centro Internazionale di Aggiornamento Sperimentale – Scientifico (CIAS)
- [14] Tassios T.P., (β) Chronopoulos M.P., 1986, «**A Seismic Dimensioning of Interventions (Repairs/Strengthenings) on Low-Strength Masonry Buildings**», M. East and Mediterranean Regional Conf., Ankara.
- [15] Miha Tomazevic, «**Earthquake – Resistant Design of Masonry Buildings**», Εκδόσεις Κλειδάριθμος, 2004.
- [16] Tomazevic M., Anicic D., 1989, «**Research, Technology and Practice in Evaluating, Strengthening and Retrofitting Masonry Buildings: Some Yugoslavian Experiences**», Int. Seminar on Evaluating, Strengthening and Retrofitting Masonry Buildings, Boston.
- [17] Valluzzi M.-R. 2004. «**Consolidamento di murature in pietra. Iniezioni di calce idraulica naturale.**», Collana Scientifica REVICERE, Gruppo Editoriale Faenza Editrice S.p.a, 128pp
- [18] Vintzileou E., Tassios T.P., 1995, «**Three-leaf stone masonry strengthened by injecting cement grout**», J. Struct. Engrg., **121** (5) (ASCE, New York), 848-856