

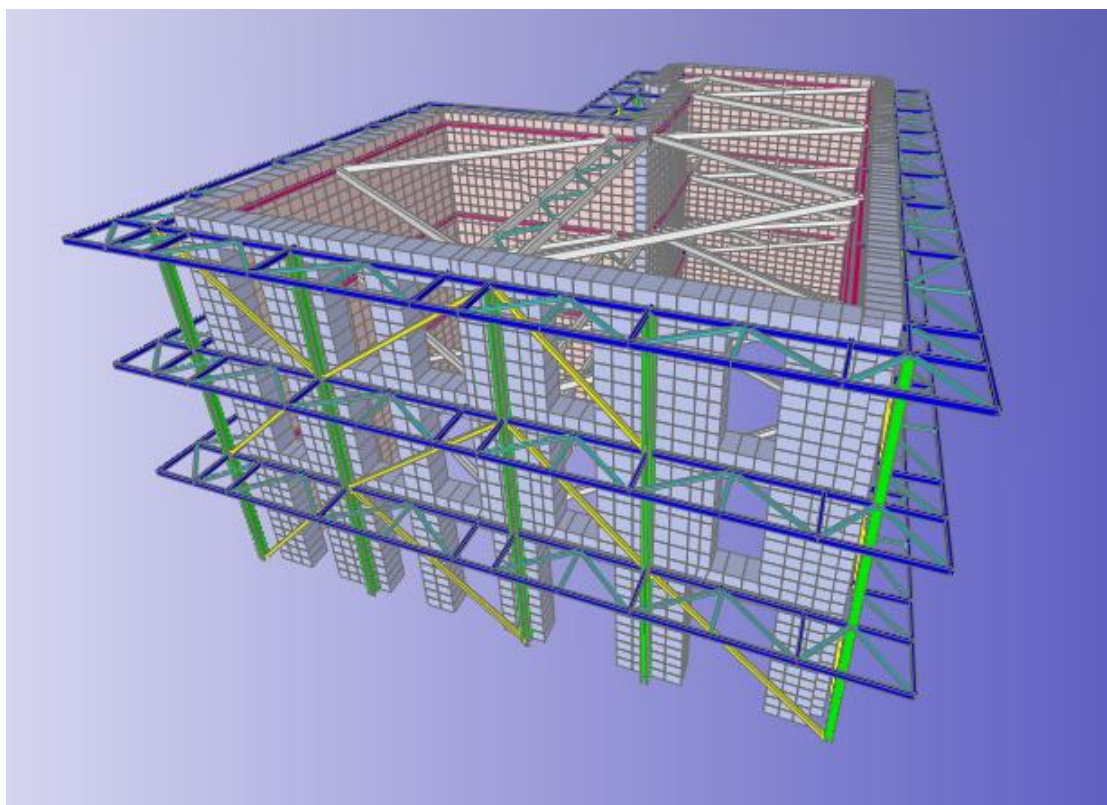


ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ

ΔΙΑΤΜΗΜΑΤΙΚΟ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑ ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΩΝ ΣΠΟΥΔΩΝ

ΔΟΜΟΣΤΑΤΙΚΟΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΚΑΙ ΑΝΑΛΥΣΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ



**Εκτίμηση αποτελεσμάτων επεμβάσεων σε λιθοδομή
κατασκευαστικού έργου**

**Κ. Βαρδάκος
Οκτώβριος 2014**

ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

1.	Εισαγωγή	1
2.1	Μηχανικά χαρακτηριστικά τοιχοποιίας	2
2.1.1	Θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας	2
2.1.2	Προσδιορισμός θλιπτικής αντοχής	3
2.1.3	Εφελκυστική αντοχή τοιχοποιίας	4
2.1.4	Διατμητική αντοχή τοιχοποιίας	6
2.1.5	Ελαστικά χαρακτηριστικά τοιχοποιίας	6
2.2	Μηχανισμοί αστοχίας τοιχοποιίας	7
2.2.1	Μηχανισμός αστοχίας σε θλίψη	7
2.2.2	Μηχανισμός αστοχίας σε εφελκυσμό	8
2.2.3	Διατμητική αστοχία	9
2.4	Σεισμική συμπεριφορά κτιρίων από τοιχοποιία και μέθοδοι προσομοίωσης	11
2.5	Ενίσχυση λιθοδομών	14
2.5.1	Αρμολόγημα	14
2.5.2	Ενέσεις / εμποτισμοί μάζας λιθοδομής	15
2.5.3	Εκτοξευόμενο σκυρόδεμα	15
3.	Παρουσίαση έργου	16
3.1	Περιγραφή διατηρητέου	19
3.2	Μορφολογία και τύπος δόμησης λιθοδομής	22
4.	Ανάλυση κατασκευής	23
4.1	Ανάλυση διατηρητέου	23
4.1.1	Παραδοχές υλικών	23
4.1.2	Παραδοχές προσομοίωσης	24

4.1.3	Φορτίσεις	27
4.1.4	Αποτελέσματα ανάλυσης Ι.Σ. μεθόδου	28
4.1.5	Αποτελέσματα ανάλυσης φασματικής μεθόδου	32
4.2	Ανάλυση κελύφους	36
4.2.1	Παραδοχές προσομοίωσης	36
4.2.2	Φορτίσεις	36
4.2.3	Αποτελέσματα ανάλυσης	37
4.3	Ανάλυση κελύφους με ενίσχυση της λιθοδομής	44
4.3.1	Παραδοχές υλικών και προσομοίωσης	44
4.3.2	Αποτελέσματα ανάλυσης	46
4.4	Ανάλυση ενισχυμένου κελύφους και θεώρηση Διαφραγματικής λειτουργίας	53
4.4.1	Αποτελέσματα ανάλυσης	53
4.5	Ανάλυση κελύφους με μεταλλικά διαφράγματα	57
4.5.1	Παραδοχές	57
4.5.2	Αποτελέσματα ανάλυσης	60
5.	Συμπεράσματα	75
	Βιβλιογραφία	77

1. Εισαγωγή

Η παρούσα μεταπτυχιακή εργασία ασχολείται με την παρουσίαση ενός κατασκευαστικού έργου η ιδιαιτερότητα του οποίου έγκειται στην αρχιτεκτονική σύνδεση μιας σύγχρονης νέας κατασκευής με ένα διατηρούμενο νεοκλασικό από φέρουσα λιθοδομή. Πιο συγκεκριμένα, η κατασκευαστική διαχείριση του έργου περιλαμβάνει στάδια επεμβάσεων επί της λιθοδομής του διατηρητέου τα αποτελέσματα των οποίων εκτιμώνται μέσω αντίστοιχων αναλύσεων.

Στο δεύτερο κεφάλαιο δίνονται συνοπτικά κάποια γενικά στοιχεία για τη μηχανική συμπεριφορά της τοιχοποιίας, την απόκριση των κτιρίων από λιθοδομή υπό οριζόντιες δράσεις και των συνήθων επεμβάσεων ενίσχυσης των λιθοδομών.

Στο τρίτο κεφάλαιο παρουσιάζεται το υπόψη κατασκευαστικό έργο, η αλληλουχία των απαιτούμενων εργασιών και τα τεχνικά στοιχεία που αφορούν στο διατηρητέο.

Το τέταρτο κεφάλαιο περιλαμβάνει τις αναλύσεις και την εκτίμηση των αποτελεσμάτων των επεμβάσεων.

Τέλος, στο πέμπτο και τελευταίο κεφάλαιο παρουσιάζονται τα συμπεράσματα που απορρέουν από τις ανωτέρω αναλύσεις.

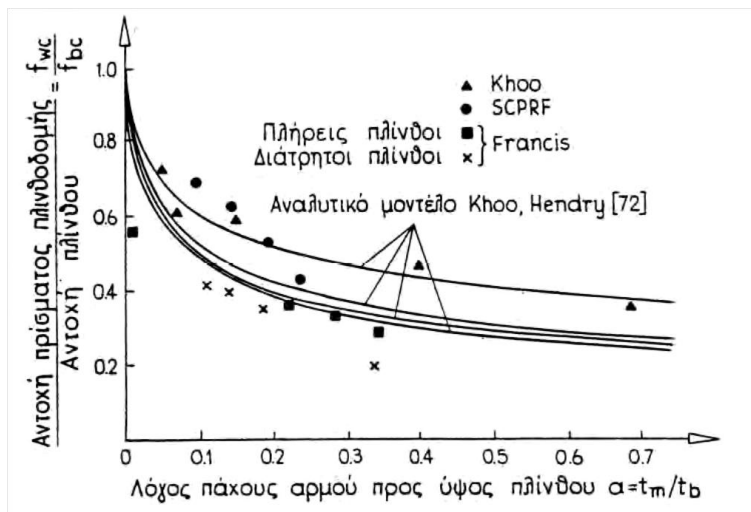
2.1 Μηχανικά χαρακτηριστικά τοιχοποιίας

2.1.1 Θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας

Βασικό μηχανικό χαρακτηριστικό της τοιχοποιίας είναι η θλιπτική της αντοχή. Λόγω όμως της ανομοιομορφίας των στοιχείων από τα οποία αποτελείται αλλά και του τρόπου δόμησής της καθίσταται ένα μέσο εξαιρετικά ανομοιογενές και ανισότροπο που δυσχεραίνει τον προσδιορισμό των μηχανικών της ιδιοτήτων. Για το λόγο αυτό άλλωστε η μελέτη της συγκεντρώνει μεγάλο ερευνητικό ενδιαφέρον και οι εργαστηριακοί προσδιορισμοί των μηχανικών χαρακτηριστικών της συγκρίνονται με προταθείσες εμπειρικές σχέσεις.

Τόσο οι εμπειρικές σχέσεις που έχουν προταθεί όσο και ο προσανατολισμός της τρέχουσας έρευνας για τη λιθοδομή εξαρτούν τα αποτελέσματά τους από ένα πλήθος παραγόντων τα οποία επηρεάζουν τη θλιπτική αντοχή της τοιχοποιίας. Οι παράγοντες αυτοί είναι:

α. Τα χαρακτηριστικά των τοιχοσωμάτων (ή λιθοσωμάτων) όπως η αντοχή, ο τύπος-γεωμετρία και η υδατοαπορροφητικότητα τους. Γενικά έχει αποδειχθεί ότι είναι ανάλογη της τετραγωνικής ρίζας της αντοχής του λιθοσώματος.



Σχήμα 2.1 : Σχέση θλιπτικής αντοχής λιθοδομής –αντοχής λιθοσώματος συναρτήσει πάχους αρμού (Hendry et al.,1968)

β. Τα χαρακτηριστικά του κονιάματος (υλικό πλήρωσης αρμών) όπως η αντοχή του, η σύνθεση του μείγματος, ο λόγος του πάχους του κονιάματος προς το ύψος του λιθοσώματος και η σχετική παραμόρφωση των δύο υλικών. Πειράματα αποδεικνύουν ότι είναι ανάλογη της τρίτης ή τέταρτης ρίζας της αντοχής του κονιάματος. Ο τρόπος με τον οποίο επηρεάζεται η αντοχή της λιθοδομής φαίνεται από τα αποτελέσματα των κάτωθι πειραματικών αποτελεσμάτων ερευνητών:

Υλικό αρμού	f_{wc} [Μρα]	f_{wc}/f_{bc}
Φύλλο αλουμινίου	106	0.96
Κονίαμα	44	0.40
Άμμος	65	0.59
Έδαφος	98	0.89

Πίνακας 2.1 : Επίδραση υλικού αρμού στην αντοχή της λιθοδομής (Monk, 1967)

όπου: f_{wc} , f_{bc} θλιπτική αντοχή λιθοδομής και θλιπτική αντοχή λιθοσώματος αντίστοιχα.

Υλικό αρμού	f_{wc} [Μρα]	f_{wc}/f_{bc}
Χάλυβας	56.48	1.40
Συγκολλητή ξυλεία	46.39	1.15
Hardboard	43.89	1.09
Πολυαιθυλένιο	16.99	0.42
Καουτσούκ με ίνες	11.71	0.42
Μαλακό καουτσούκ	6.99	0.17
Απουσία υλικού	37.2	0.93
Κονίαμα	14.0	0.35

Πίνακας 2.2 : Επίδραση υλικού αρμού στην αντοχή της λιθοδομής (Morsy, 1968)

Ενδιαφέρον παρουσιάζει η αύξηση της θλιπτικής αντοχής της τοιχοποιίας όταν ως υλικό πλήρωσης είναι ο χάλυβας ή αντίθετα η μείωση όταν υλικό είναι το καουτσούκ. Το αποτέλεσμα εξηγείται από τις παραμορφώσεις των υλικών αυτών. Στην περίπτωση του χάλυβα οι παραμορφώσεις είναι μικρές με αποτέλεσμα η απαίτηση εξίσωσης των παραμορφώσεων των δύο υλικών (λιθόσωμα – υλικό πλήρωσης) στη διεπιφάνεια τους να εισάγουν συνθήκες τριαξονικής θλίψης στα λιθοσώματα, να αυξάνουν την αντοχή τους και κατ'επέκταση και την αντοχή της λιθοδομής. Στην περίπτωση του καουτσούκ του οποίου οι παραμορφώσεις είναι μεγάλες η λιθοδομή αστοχεί λόγω εγκάρσιων εφελκυστικών τάσεων των λιθοσωμάτων.

γ. Χαρακτηριστικά της ίδιας της λιθοδομής όπως ο τρόπος και ο βαθμός αλληλεμπλοκής των λιθοσωμάτων, ο τρόπος και η διεύθυνση εφαρμογής του φορτίου.

2.1.2 Προσδιορισμός θλιπτικής αντοχής

Από τους ανωτέρω παράγοντες γίνεται φανερή η δυσκολία προσδιορισμού της θλιπτικής αντοχής της λιθοδομής. Πολλοί ερευνητές έχουν προτείνει διάφορες εμπειρικές σχέσεις:

$$f_{wc} = \frac{2}{3} \sqrt{f_{bc}} - \alpha + \beta f_{mc}, \quad \text{Τάσιος (1986)}$$

$$f_{wc} = \sqrt{f_{bc}} \quad \text{ή} \quad f_{wc} = \sqrt[4]{f_{mc}} \quad \text{ή} \quad f_{wc} = \sqrt[3]{f_{mc}}, \quad \text{Hendry (1981)}$$

Όπου: f_{wc} θλιπτική αντοχή λιθοδομής

f_{bc} , θλιπτική αντοχή λιθοσώματος

f_{mc} , θλιπτική αντοχή κονιάματος

α , μειωτικός συντελεστής για τοιχοποιία από φυσικούς λίθους

β , συντελεστής που λαμβάνει υπόψη την συνεισφορά του κονιάματος και είναι $\beta=0.5$ για λιθοδομή και $\beta=0.1$ για οπτοπλινθοδομή.

Ο EC6 προτείνει τις εξής σχέσεις για τη χαρακτηριστική αντοχή της άοπλης τοιχοποιίας:

$$f_k = K f_b^{0.7} f_m^{0.3}, \quad \text{τοιχοποιία από κονίαμα γενικής εφαρμογής}$$

$$f_k = K f_b^{0.85}, \quad \text{κονίαμα λεπτής στρώσης και αργιλικά τοιχοσώματα Ομάδας 1 και 4}$$

$$f_k = K f_b^{0.7}, \quad \text{κονίαμα λεπτής στρώσης και τοιχοσώματα Ομάδας 2 και 3}$$

όπου:

K , συντελεστής εξαρτώμενος από τον τύπο των τοιχοσωμάτων και του κονιάματος

f_b , η ανηγμένη αντοχή των τοιχοσωμάτων

f_m , η μέση θλιπτική αντοχή του συνδετικού υλικού

2.1.3 Εφελκυστική αντοχή τοιχοποιίας

Η εφελκυστική αντοχή γενικά δεν συνιστά ένα σαφές μηχανικό χαρακτηριστικό της τοιχοποιίας διότι ανάλογα με την γωνία εμφάνισης μιας εφελκυστικής ρωγμής διαφορετική θα είναι και η εφελκυστική αντοχή της λιθοδομής. Η εφελκυστική αντοχή εξαρτάται από τους εξής παράγοντες:

- Εφελκυστική αντοχή λίθων

- Εφελκυστική αντοχή κονιάματος, $f_{mt} = \frac{1}{4} \sqrt{f_{mc}}$
- Συνάφεια μεταξύ λιθοσώματος και κονιάματος
- Αντοχή της τοιχοποιίας σε διάτμηση
- Τύπος και ύψος λιθοσώματος

Εμπειρικές σχέσεις της εφελκυστικής αντοχής τοιχοποιίας δίνονται στη διεθνή βιβλιογραφία για οριζόντιο, κατακόρυφο και υπό τυχούσα γωνία εφελκυσμό:

Οριζόντιος εφελκυσμός ($\theta=0^\circ$):

α) Στην περίπτωση που η ρωγή λόγω εφελκυσμού διαπερνά μόνο τους αρμούς:

$$f_{wt} \approx \frac{1}{\gamma_{Rd}} \cdot \frac{[\lambda f_{mt}(2t_b+t_m)+f_{wv}l_b]}{(2t_b+t_m)} \leq 2\lambda f_{mt}$$

β) Στην περίπτωση που η ρωγή λόγω εφελκυσμού διαπερνά και τους

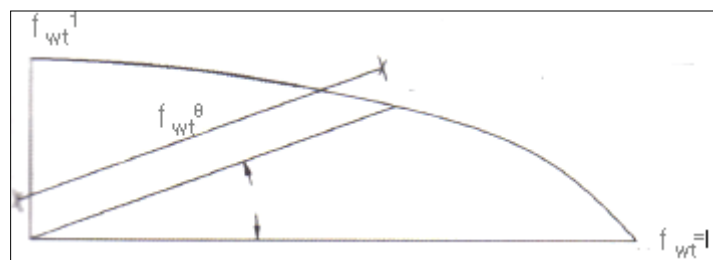
λίθους: $f_{wt} \approx \frac{1}{\gamma_{Rd}} \cdot \frac{[\lambda f_{mt}(t_b+2t_m)+f_{bt}t_b]}{(2t_b+2t_m)} \leq 2\lambda f_{mt}$

Κατακόρυφος εφελκυσμός ($\theta=90^\circ$):

$$f_{wt} = \lambda f_{mt}, \lambda \in (0.7 - 0.9)$$

Εφελκυσμός υπό τυχούσα γωνία:

Στην περίπτωση αυτή η εφελκυστική αντοχή δίνεται από καμπύλη συσχετισμού αναλόγως της αντοχής σε οριζόντιο και κατακόρυφο εφελκυσμό:



Σχήμα 2.2 : Εφελκυστική αντοχή τοιχοποιίας υπό γωνία θ

2.1.4 Διατμητική αντοχή τοιχοποιίας

Οι διατμητικές τάσεις που εμφανίζονται σε μια φέρουσα τοιχοποιία αποτελούν είτε συνιστώσες θλιπτικών φορτίων σε επίπεδα κάθετα στην τοιχοποιία τα οποία σχηματίζουν γωνία με τους αρμούς διάφορη των 0° και 90° , είτε συνισταμένες ενός πολυδιάστατου (διαξονικού ή τριαξονικού) εντατικού πεδίου, είτε δυνάμεις αντίδρασης στην επιβολή οριζόντιων φορτίων.

Σύμφωνα με τον EC6 η χαρακτηριστική τιμή της διατμητικής αντοχής της τοιχοποιίας δίνεται από τη σχέση:

$$f_{wvk} = f_{vko} + 0.40 \sigma_d$$

αλλά όχι μεγαλύτερη από $0.065 f_b$ ή f_{vt}

όπου:

f_{vko} , διατμητική αντοχή χωρίς την παρουσία κατακόρυφης ορθής τάσης, δηλαδή η συνάφεια κονιάματος – τοιχοσώματος

σ_d , η ορθή τάση σχεδιασμού στο σημείο ελέγχου

f_b , ανηγμένη θλιπτική αντοχή των τοιχοσωμάτων για διεύθυνση εφαρμογής του φορτίου κάθετα στην έδρα τους

f_{vt} , η οριακή τιμή της διατμητικής αντοχής

2.1.5 Ελαστικά χαρακτηριστικά τοιχοποιίας

Το μέτρο ελαστικότητας το οποίο συνδέει τις ορθές τάσεις με τις αντίστοιχες αξονικές παραμορφώσεις παρουσιάζει, ομοίως με την θλιπτική αντοχή, μεγάλη διασπορά αποτελεσμάτων. Ο EC6 προτείνει για το σχεδιασμό με τη μέθοδο της οριακής αντοχής, με την προϋπόθεση ισχυρών οριζόντιων διαζωμάτων, το γνωστό από το σκυρόδεμα παραβολικό – ορθογωνικό διάγραμμα τάσεων παραμορφώσεων με $E_w = 1000 f_{wc}$ όπου f_{wc} η χαρακτηριστική θλιπτική αντοχή της τοιχοποιίας. Το μέτρο διάτμησης μπορεί να υπολογίζεται βάσει τον EC6 από τη σχέση που χαρακτηρίζει τα ισότροπα υλικά:

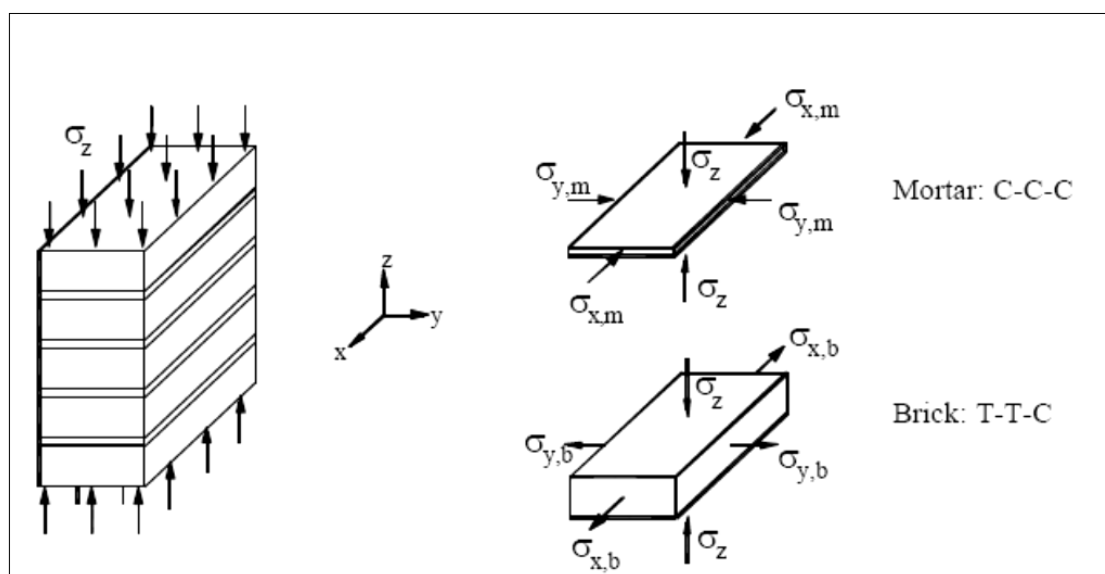
$$G_w = \frac{E_w}{2(1+\nu)} = 0.4 E_w \text{ για συντελεστή Poisson } \nu = 0.12 - 0.35 \text{ με συνηθέστερη τιμή } \nu = 0.25.$$

2.2. Μηχανισμοί αστοχίας τοιχοποιίας

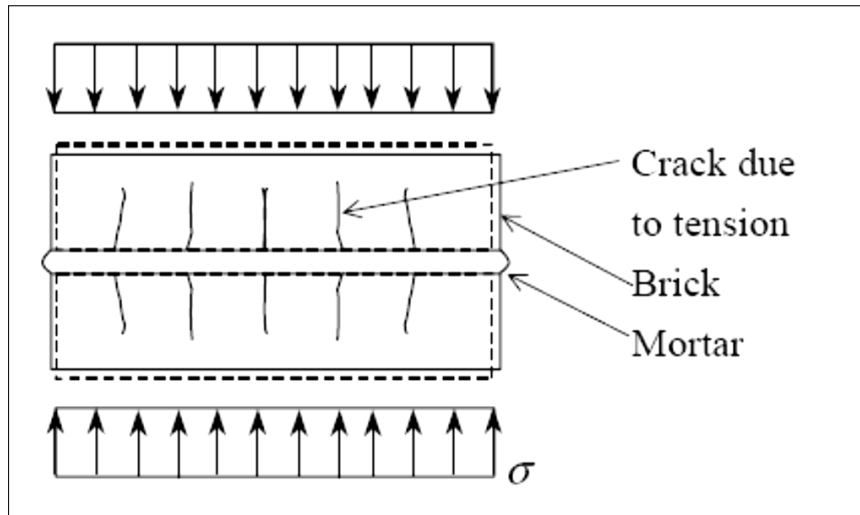
Όλες οι τοιχοποιίες υπόκεινται κυρίως σε θλιπτικά φορτία. Εκτός όμως από αυτά καλούνται να αναλάβουν και οριζόντια φορτία τόσο εντός του επιπέδου τους όσο και εκτός. Βρίσκονται λοιπόν υπό συνθήκες πολυαξονικής έντασης. Παρακάτω περιγράφονται συνοπτικά αυτοί οι μηχανισμοί θραύσεως.

2.2.1 Μηχανισμός αστοχίας σε θλίψη

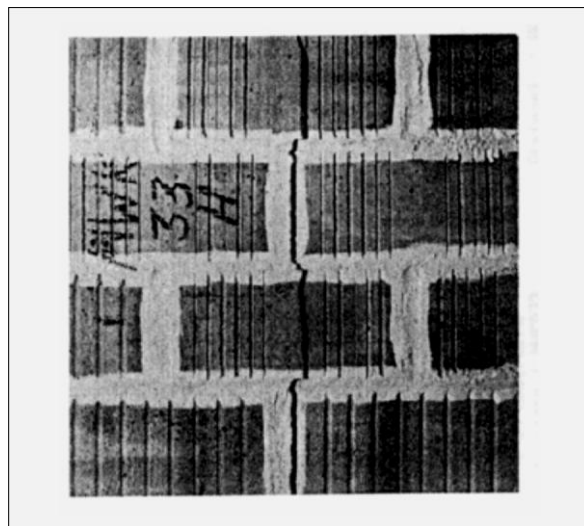
Οι Lanczester και Francis et al. εφαρμόζοντας την ελαστική θεωρία σε ένα πρίσμα από λιθόσωμα και κονίαμα το οποίο καταπονείται από μονοαξονική θλίψη καταλήγουν σε μορφή θραύσης τέτοια στην οποία η τοιχοποιία αστοχεί από την εμφάνιση ρωγμών παράλληλων στην διεύθυνση της φόρτισης η οποία συμφωνεί με τα πειραματικά αποτελέσματα. Η ρωγή αυτή ξεκινάει από το κονίαμα και διαπερνάει και το λιθόσωμα. Η μορφή αυτή προκύπτει από την εξίσωση των παραμορφώσεων των δύο υλικών στη διεπιφάνειά τους. Από αυτήν την ανάλυση φαίνεται ότι το λιθόσωμα υποβάλλεται σε διαξονική καταπόνηση στην οποία αναπτύσσονται εγκάρσιες εφελκυστικές τάσεις. Οι συνδυασμένη αυτή ένταση είναι υπεύθυνη για αυτήν την μορφή αστοχίας.



Σχήμα 2.3: Πρίσμα τοιχοποιίας υπό θλίψη και αναπτυσσόμενη εντατική κατάσταση σε κονίαμα και λιθόσωμα.



Σχήμα 2.4: Αναπτυσσόμενες ρωγμές στο λιθόσωμα λόγω εγκάρσιων εφελκυστικών τάσεων.

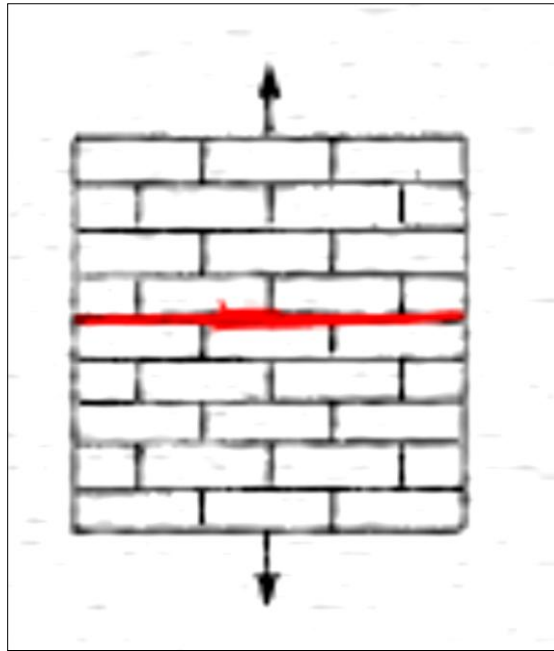


Εικόνα 2.1: Ρηγμάτωση σε οπτοπλινθοδομή υπό θλιπτικό φορτίο

2.2.2 Μηχανισμός αστοχίας σε εφελκυσμό

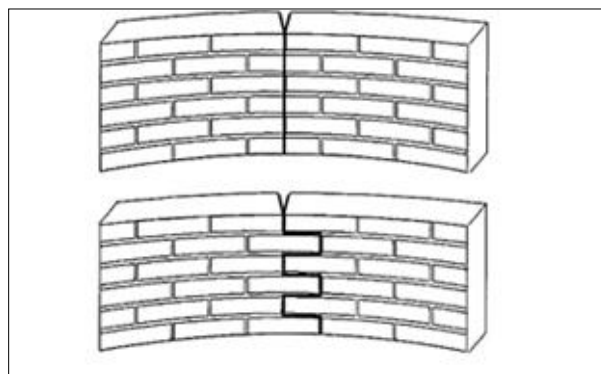
Όπως ήδη έχει αναφερθεί η εφελκυστική αντοχή δεν συνιστά σαφές μηχανικό χαρακτηριστικό της τοιχοποιίας. Αναλόγως της γωνίας εμφάνισης της εφελκυστικής ρωγμής διαφορετική θα είναι και η αντίσταση της σε εφελκυσμό.

Για κατακόρυφο εφελκυστικό φορτίο η μορφή αστοχίας περιγράφεται από ρηγμάτωση τέτοια που οφείλεται στην αποσύνδεση του κονιάματος από τα λιθοσώματα.



Σχήμα 2.5: Οριζόντια ρηγμάτωση τοιχοποιίας για κατακόρυφο εφελκυστικό φορτίο.

Για οριζόντιο εφελκυστικό φορτίο η αντοχή της τοιχοποιίας προέρχεται είτε από την αντίσταση σε ολίσθηση μεταξύ κονιάματος και λιθοσώματος είτε από την εφελκυστική αντοχή του λιθοσώματος.



Σχήμα 2.6: Ρηγμάτωση από υπέρβαση εφελκυστική αντοχής λιθοσώματος (άνω) και λόγω ολίσθησης (κάτω).

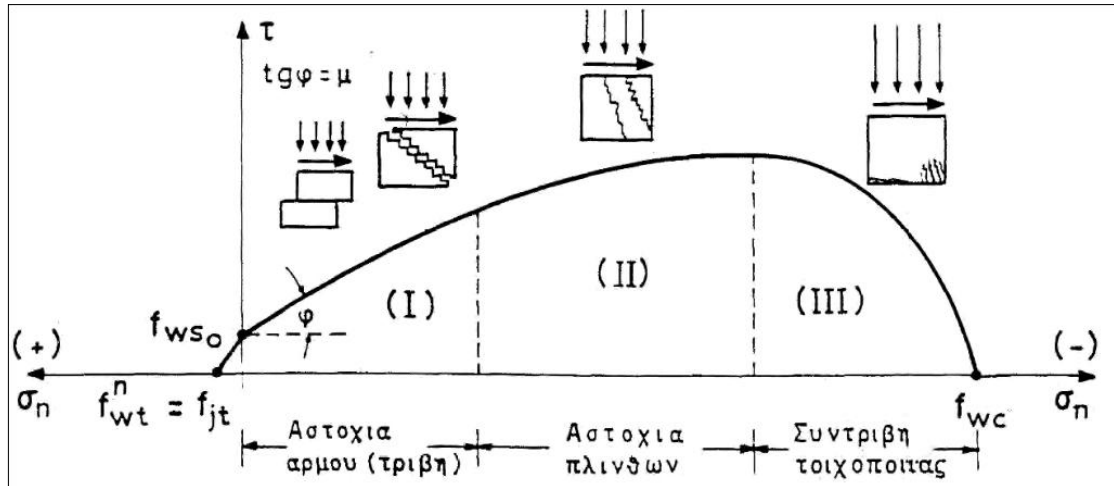
2.2.3 Διατμητική αστοχία

Οι φέροντες τοίχοι από τοιχοποιία εκτός των κατακόρυφων φορτίων που καλούνται να αναλάβουν συμμετέχουν και στην ανάληψη οριζοντίων δυνάμεων λόγω ανέμου ή σεισμού. Επομένως σ' ένα τοίχο μπορούν εκτός των ορθών τάσεων να αναπτυχθούν και τάσεις λόγω τεμνουσών ή/και καμπτικών ροπών. Η αστοχία λιθοδομής υπό την συνδυασμένη αυτή δράση παρουσιάζει τις εξής μορφές:

α) Διατμητική ολίσθηση μέσω των αρμών του κονιάματος (περιοχή I)

β) Διαγώνια εφελκυστική ρηγμάτωση (περιοχή II)

γ) Θλιπτική αστοχία λόγω τέμνουσας (περιοχή III)



Σχήμα 2.7: Τυπική μορφή καμπύλης αστοχίας (τ, σ_n) και μορφή αστοχίας.

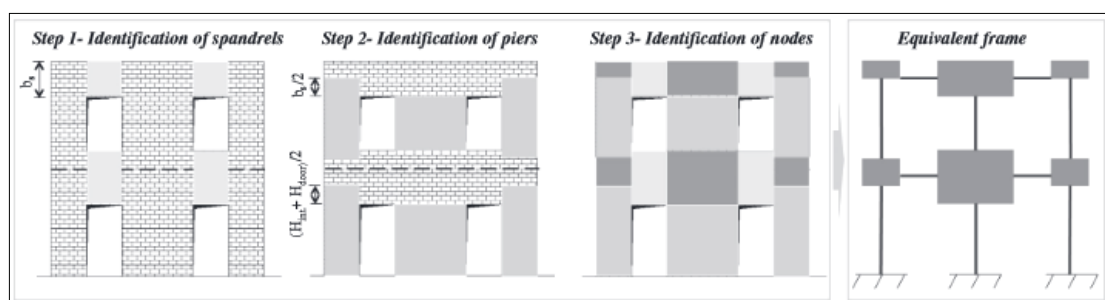
2.4 Σεισμική συμπεριφορά κτιρίων από τοιχοποιία και μέθοδοι προσομοίωσης

Η σεισμική απόκριση των κτιρίων από λιθοδομή είναι διαφορετική και εξαρτάται από το αν έχουν οριζόντια διαφράγματα ή όχι. Αντιθέτως με τις πλαισιακές κατασκευές στις οποίες το μεγαλύτερο μέρος της ταλαντούμενης μάζας θεωρείται ότι βρίσκεται στις πλάκες, στις κατασκευές από λιθοδομή η μάζα αυτή είναι η ίδια μάζα των τοίχων σε ποσοστό άνω του 50% για την περίπτωση δύσκαμπτων διαφραγμάτων ή και πάνω από 90% για την περίπτωση εύκαμπτων διαφραγμάτων. Το γεγονός αυτό διαφοροποιεί την ανάλυση που χρειάζεται να γίνει. Οι αδρανειακές δυνάμεις πρέπει να θεωρηθούν κατανεμημένες καθ ύψος των τοίχων και όχι συγκεντρωμένες στις στάθμες των ορόφων όπως στους πλαισιακούς φορείς. Μια τέτοια θεώρηση για τις αδρανειακές δυνάμεις αναγκάζει τους τοίχους να μεταφέρουν ένα μέρος των εκτός επιπέδου τους αδρανειακών δυνάμεων μέσω κάμψης στο έδαφος ενώ το υπόλοιπο μέσω των ακμών των εγκάρσιων τοίχων. Στην περίπτωση ύπαρξης δύσκαμπτου διαφράγματος μεταφέρεται σημαντικά μεγαλύτερο μέρος των δυνάμεων αυτών στους εγκάρσιους τοίχους. Πρέπει να σημειωθεί ότι αυτή η εκτός επιπέδου κάμψη των λιθοδομών είναι και η καθοριστική.

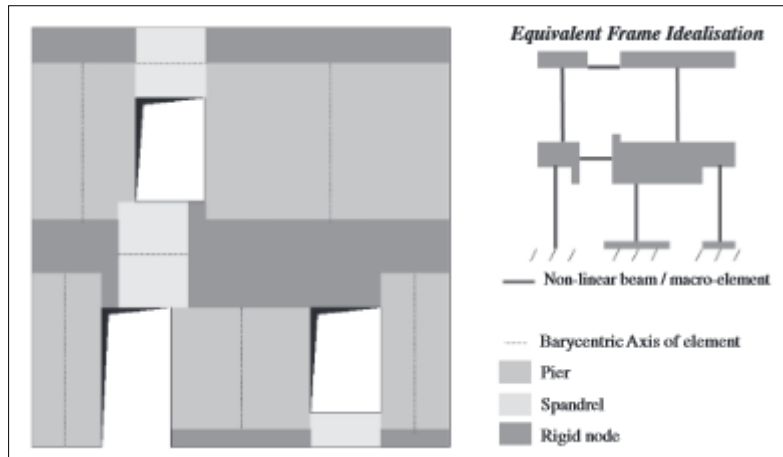
Βάσει των ανωτέρω προκύπτει ένας προβληματισμός όσον αφορά στην μέθοδο μοντελοποίησης των κατασκευών αυτών. Παρακάτω περιγράφονται συνοπτικά οι κυριότερες μέθοδοι.

1. Ισοδύναμα πλαίσια (*Equivalent Frame Analysis*)

Στην ανάλυση με τη μέθοδο των ισοδύναμων πλαισίων χρησιμοποιούνται στοιχεία δίσκων τα οποία αντιπροσωπεύουν τους πεσσούς και τα ενδιάμεσα σε αυτούς τμήματα ή ανώφλια. Δηλαδή παραμορφώσιμα τμήματα λιθοδομής. Κάθε τέτοιο στοιχείο περιλαμβάνει κόμβους για την σύνδεσή του με τα υπόλοιπα στοιχεία αλλά και για να συμμετάσχει με την ακαμψία του στο σύνολο. Τα υπόλοιπα τμήματα αποτελούν τους άκαμπτους κόμβους που συνδέουν τα στοιχεία μεταξύ τους.



Σχήμα 2.8: Παράδειγμα διακριτοποίησης με τη μέθοδο των ισοδύναμων πλαισίων για συμμετρικά ανοίγματα.



Σχήμα 2.9: Παράδειγμα διακριτοποίησης για μη συμμετρικά ανοίγματα.

Στην μοντελοποίηση με αυτή τη μέθοδο μπορούν να προσομοιωθούν και άλλα στοιχεία όπως υποστυλώματα από οπλισμένο σκυρόδεμα και δοκοί ώστε είναι εφικτό να περιγραφούν και μεικτά συστήματα από λιθοδομή και οπλισμένο σκυρόδεμα.

Η διακριτοποίηση με αυτά τα μοντέλα μπορεί να περιλαμβάνει και επιφανειακούς φορείς όπως οι πλάκες εστιάζει όμως στην εντός επιπέδου λειτουργία για τους δίσκους. Στις κατασκευές όμως από λιθοδομή που καθοριστική κρίνεται η εκτός επιπέδου φόρτιση, όπως αναφέρθηκε προηγουμένως, τα μοντέλα αυτά δεν αποτυπώνουν την πραγματική απόκριση της κατασκευής. Αυτό είναι και το βασικό μειονέκτημα τους παρότι υπερτερούν στην απλότητα και στην ταχύτητα της ανάλυσης.

2. Πεπερασμένα στοιχεία (*Finite Element Analysis*)

Η μέθοδος των πεπερασμένων στοιχείων είναι ξεκάθαρα μια μέθοδος με την οποία μπορεί να περιγραφεί λεπτομερώς η χωρική γεωμετρία μιας κατασκευής καθώς και η πολυπλοκότητα της συμπεριφοράς των υλικών της.

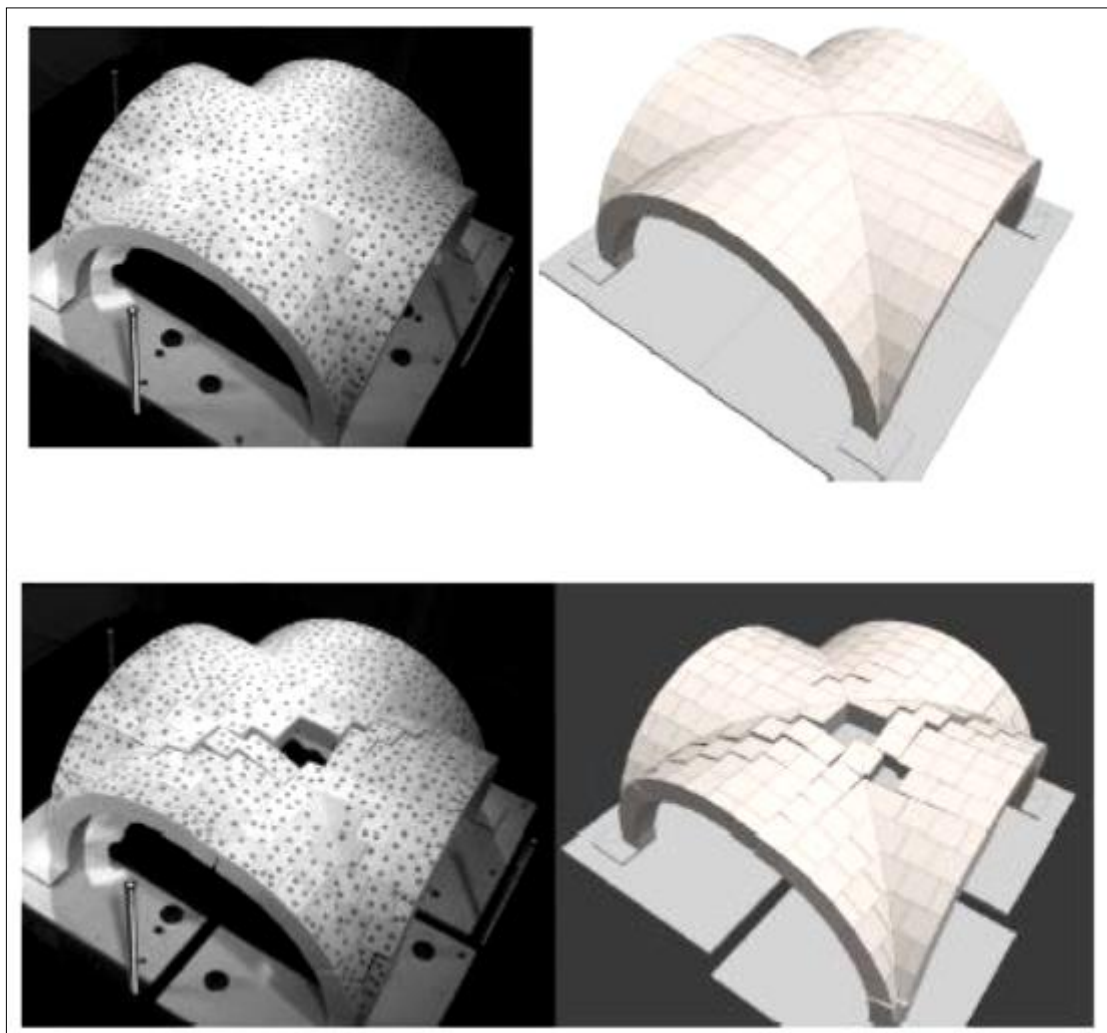
Παρότι η μέθοδος των πεπερασμένων στοιχείων και τα προγράμματα που την χρησιμοποιούν έχουν εξελίχθη και μπορούν να αποδώσουν την απόκριση σε εντός και εκτός επιπέδου φορτίσεις των λιθοδομών, δεν έχει γίνει το ίδιο για τους νόμους που διέπουν την τοιχοποιία ως υλικό. Η περίπλοκη και όχι αρκετά σαφής μηχανική συμπεριφορά του ανομοιογενούς και ανισότροπου υλικού αυτού σε πολυαξονική ένταση απαιτεί εξελιγμένα προγράμματα και τεχνικές που δεν είναι εφικτές σε έναν μέσο χρήστη. Έτσι λοιπόν, μέρος της ρεαλιστικής προσομοίωσης χάνεται από την ομογενοποίηση της λιθοδομής δηλαδή, την αντιμετώπισή της ως ένα ομογενές υλικό με χαρακτηριστικά που αναφέρθηκαν νωρίτερα.

3. Μοντελοποίηση μέσω διακριτών στοιχείων (*Discrete Element Analysis*)

Η μέθοδος αυτή είναι η πλέον υποσχόμενη όσον αφορά την περιγραφή της μη γραμμικής συμπεριφοράς ψαθυρών ιλικών όπως η τοιχοποιία. Η κατασκευή διακριτοποιείται σε πολύεδρους όγκους υλικού, άκαμπτου ή και με ελαστικές ιδιότητες οι οποίοι συνδέονται με ελατήρια προκαθορισμένης ακαμψίας.

Πολλές μελέτες έχουν γίνει με τη χρησιμοποίηση αυτής της τεχνικής περιλαμβάνοντας και φορτίσεις όπως ο σεισμός (Lemos 1990, Cakti et al. 2013)

Παράδειγμα των δυνατοτήτων των μεθόδων αυτών και της ικανότητάς τους στην ποροσομοίωση παρουσιάζεται στις παρακάτω φωτογραφίες.



Εικόνα 2.2: Σύγκριση φυσικού μοντέλου και προσομοιώματός του (van Mele et al.2013)

2.5 Ενίσχυση λιθοδομών

Η ανάγκη διατήρησης της πολιτισμικής κληρονομιάς οδήγησε σε τεχνικές επισκευών και ενισχύσεων των υπαρχουσών κατασκευών. Ενώ οι επισκευές αποσκοπούν στην άρση των αιτιών των βλαβών και στην αποκατάσταση της αρχικής μηχανικής συμπεριφοράς, οι ενισχύσεις αποβλέπουν στην βελτίωση των μηχανικών χαρακτηριστικών των λιθοδομών. Οι λόγοι ενίσχυσης επιβάλλονται είτε από την απαίτηση ανταπόκρισης σε επίπεδα ασφάλειας των νέων κανονισμών είτε λόγω αλλαγής χρήσης λειτουργίας των δομημάτων και ως εκ τούτου απαίτηση για μεγαλύτερο αναλαμβανόμενο φορτίο. Οι τεχνικές αυτές διακρίνονται από το βαθμό επέμβασης, μικρότερο ή μεγαλύτερο, σε σχέση με την προσδοκώμενη ενίσχυση.

Κατωτέρω αναφέρονται μερικές από τις τεχνικές ενισχύσεων.

2.5.1 Αρμολόγημα

Αρμολόγημα ονομάζεται η διαδικασία αντικατάστασης του υλικού πλήρωσης των αρμών σε μικρό βάθος με νέο ισχυρότερο. Η τεχνική αυτή γίνεται κυρίως σε κατασκευές όπου το υπάρχον κονιάμα έχει διαβρωθεί αλλά μπορεί να εφαρμοστεί και χωρίς αυτό να έχει παρουσιάσει ιδιαίτερη βλάβη.

Τα μηχανικά χαρακτηριστικά μιας λιθοδομής ύστερα από την αρμολόγηση βελτιώνονται και ο Τάσιος (1986) προτείνει για τη νέα θλιπτική αντοχή την εξής σχέση:

$$f_{wc} = \frac{1}{\gamma_{rd}} \left[\zeta \left(\frac{2}{3} \sqrt{f_{bc}} - a \right) + \beta f_{mc} \right]$$

όπου:

$$1/\gamma_{rd}=0.80$$

f_{bc} και f_{mc} η θλιπτική αντοχή τοιχοσώματος και κονιάματος αντίστοιχα

α μειωτικός συντελεστής για τοιχοποιία από φυσικούς λίθους που κυμαίνεται από 0.5 έως 2.5

β συντελεστής που λαμβάνει υπόψη την συνεισφορά του κονιάματος

ζ εμπειρικός συντελεστής που υπολογίζεται από τη σχέση

$$\zeta = 1 + 3 \frac{V_{\text{νέου κονιάματος}}}{V_{\text{παλαιού κονιάματος}}}$$

Βάσει των ανωτέρω το μέτρο ελαστικότητας δίνεται από τη νέα τιμή της θλιπτικής αντοχής: $E=1000f_{wc}$.

2.5.2 Ενέσεις/εμποτισμοί μάζας λιθοδομής

Εμποτισμός καλείται η διαδικασία εισαγωγής στην μάζα της λιθοδομής φυσικών (ασβεστενεμάτων, τσιμεντενεμάτων) ή πολυμερικών ενεμάτων με στόχο την πλήρωση πιθανών κενών κοιλοτήτων μέσα στη μάζα της τοιχοποιίας αφενός και της καλύτερης συγκόλλησης πιθανώς χαλαρών υλικών μεταξύ τους.

Η τεχνική αυτή μπορεί να βελτιώσει αρκετά τα μηχανικά χαρακτηριστικά της λιθοδομής όπως αναφέρουν οι Vitzileou και Tasios (1995) και Tomazevic και Anicic (1989) σε τοιχοποιίες χαμηλής ποιότητας. Η συνεισφορά της όμως σε καλής ποιότητας λιθοδομές είναι μικρή.

Τα νέα μηχανικά χαρακτηριστικά μπορούν να υπολογίζονται από τις σχέσεις:

$$f_{wc'} = (3 \sim 5) f_{wc}, \text{ νέα θλιπτική αντοχή}$$

$$E_{w'} = 2000 f_{wc'} (\pm 50\%), \text{ νέο μέτρο ελαστικότητας}$$

$$f_{wv'} = (3 \sim 5) f_{wv}, \text{ νέα διατμητική αντοχή}$$

$$G_{w'} = 800 f_{wv'} (\pm 15\%) \text{ μέτρο διάτμησης.}$$

2.5.3 Εκτοξευόμενο σκυρόδεμα

Οι μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος είτε από έγχυτο είτε από εκτοξευόμενο σκυρόδεμα είναι από τις τεχνικές που εφαρμόζονται συνήθως στην πράξη και συνεισφέρουν κατά μεγάλο ποσοστό στην ενίσχυση των λιθοδομών αφού μειώνουν, αναλόγως και του ποσοστού οπλισμού τους, τις κύριες εφελκυστικές τάσεις της λιθοδομής κατά 35% περίπου για εφαρμογή μονόπλευρου μανδύα ή ακόμα και κατά 50% στις περιπτώσεις αμφίπλευρου μανδύα προσφέροντας έτσι στην συνολική αντοχή της λιθοδομής.

2.5.4 Άλλες μέθοδοι

Εκτός των ανωτέρω συχνές είναι και οι εξής τεχνικές ενισχύσεων οι οποίες αναφέρονται ενδεικτικά:

α) κατασκευή οριζόντιων ή/και κατακόρυφων διαζωμάτων από οπλισμένο σκυρόδεμα

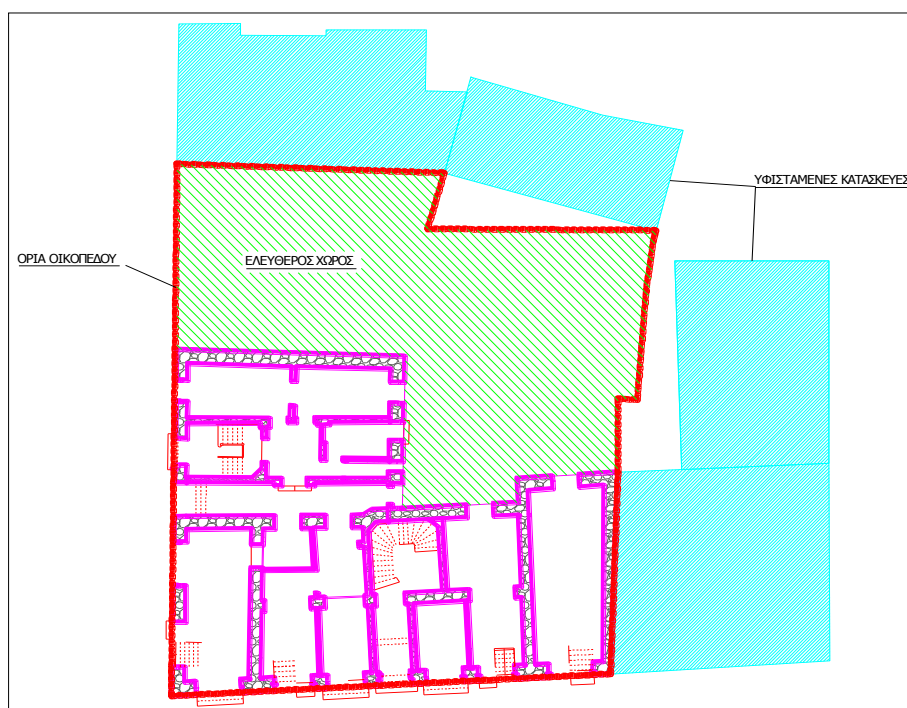
β) κατασκευή νέων ισχυρών οριζόντιων διαφραγμάτων για την μεταβίβαση των οριζοντίων δράσεων

γ) η εισαγωγή θλίψης στην λιθοδομή μέσω κατακόρυφων ελκυστήρων

δ) η συρραφή εγκάρσιων τοίχων μέσω ελκυστήρων.

3. Παρουσίαση έργου

Το έργο αφορά στην οικοδόμηση ενός νέου κτιρίου από οπλισμένο σκυρόδεμα το οποίο καλείται να ενσωματώσει διατηρητέο κτίσμα με φέρον οργανισμό από λιθοδομή επί του ιδίου οικοπέδου. Μέρος της κάτοψης του οικοπέδου καλύπτεται από το διατηρητέο ενώ το υπόλοιπο είναι ελεύθερο. Στο ελεύθερο κομμάτι θα ανεγερθεί σε επαφή με το διατηρητέο 5 όροφο κτίριο με 4 υπόγεια. Το ίδιο το διατηρητέο θα δεχθεί επεμβάσεις τέτοιες ώστε, βάσει των απαιτήσεων των χρήσεων της μελέτης, να διατηρήσει τις περιμετρικές του όψεις σε όλες τις στάθμες (κέλυφος) καθώς και να αυξηθεί ο υπόγειος χώρος του κατά επιπλέον 4 στάθμες από την κατασκευή νέου φορέα στο εσωτερικό του.

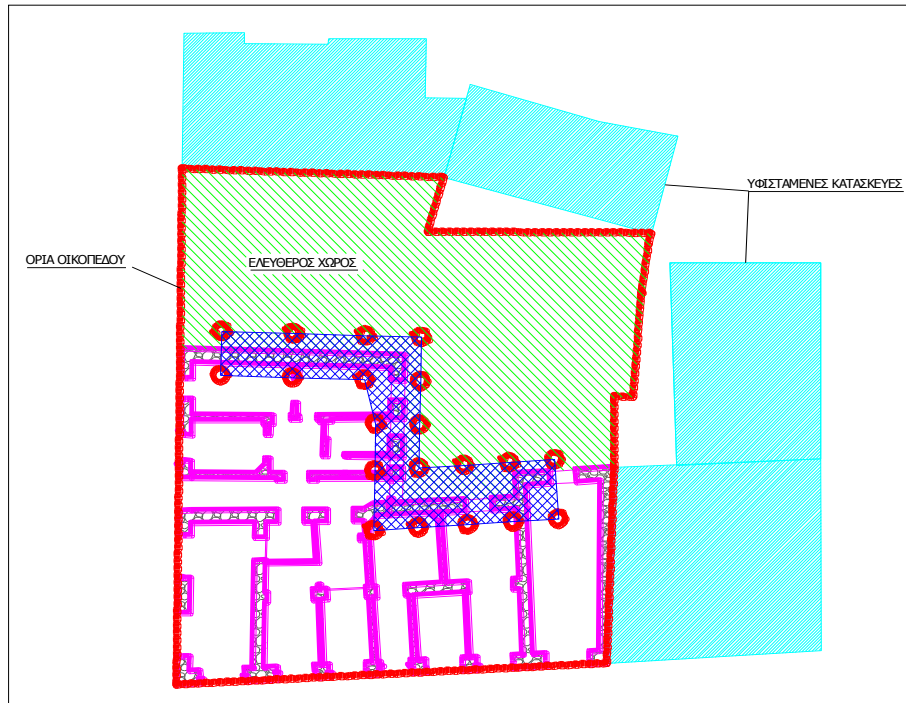


Σχήμα 3.1: Κάτοψη ισογείου

Στο Σχήμα 3.1, απεικονίζονται τα όρια του οικοπέδου με κόκκινη διακεκομμένη γραμμή, ο ελεύθερος χώρος του οικοπέδου με πράσινη διαγράμμιση, τα όμορα κτίσματα με γαλάζια διαγράμμιση και η κάτοψη του ισογείου του διατηρητέου.

Η βασική τεχνική δυσκολία του έργου συνίσταται στις παράλληλες εκσκαφές τόσο στο διατηρητέο όσο και στο ελεύθερο κομμάτι του οικοπέδου και οι οποίες υπαγορεύονται από το χρονοδιάγραμμα του έργου. Οι παράλληλες αυτές εκσκαφές οδηγούν στην ανάγκη υποσύλωσης των εσωτερικών όψεων του διατηρητέου, καθώς και στη συνολική υποστήριξή του, έως ότου οι νέες κατασκευές εσωτερικά και εξωτερικά είναι σε τέτοιο στάδιο προχωρημένες ώστε να το προσαρτήσουν. Η μέθοδος που προτάθηκε για την υποστήριξη περιλαμβάνει αμφίπλευρη κατασκευή πασσάλων στην εσωτερική όψη, εκσκαφή μέχρι τη στάθμη θεμελίωσης της

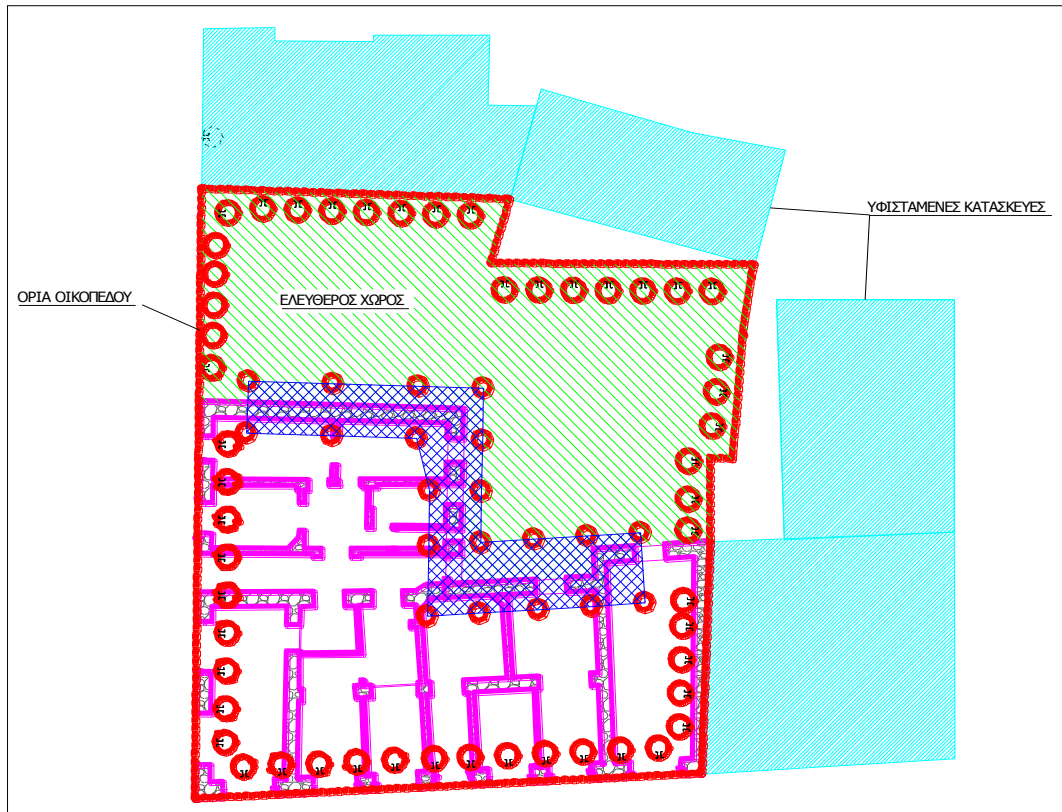
λιθοδομής και σταδιακή υποθεμελίωση/έδραση της υπάρχουσας λιθοδομής σε οριζόντιο μεταλλικό φορέα ο οποίος θα στηριχθεί στους προαναφερθέντες πασσάλους. Στο Σχήμα 3.2, φαίνεται η θέση των πασσάλων και απεικονίζεται σχηματικά ο μεταλλικός φορέας έδρασης.



Σχήμα 3.2: Μεταλλικός φορέας υποθεμελίωσης

Για την κατασκευή των εσωτερικών πασσάλων το βάθος των οποίων εκτιμάται ότι θα φτάσει στα 30m περίπου απαιτείται η καθαίρεση όλων των εσωτερικών πατωμάτων και λιθοδομών του κτιρίου οι οποίες άλλωστε είχαν εκτενείς βλάβες ώστε να μπορέσει να εργαστεί το διατρητικό μηχάνημα. Η ανωτέρω καθαίρεση καθιστά την περιμετρική λιθοδομή περαιτέρω ευάλωτη και για το λόγο αυτό προτείνεται η ενίσχυσή της η οποία παρουσιάζεται εκτενώς σε άλλη θέση.

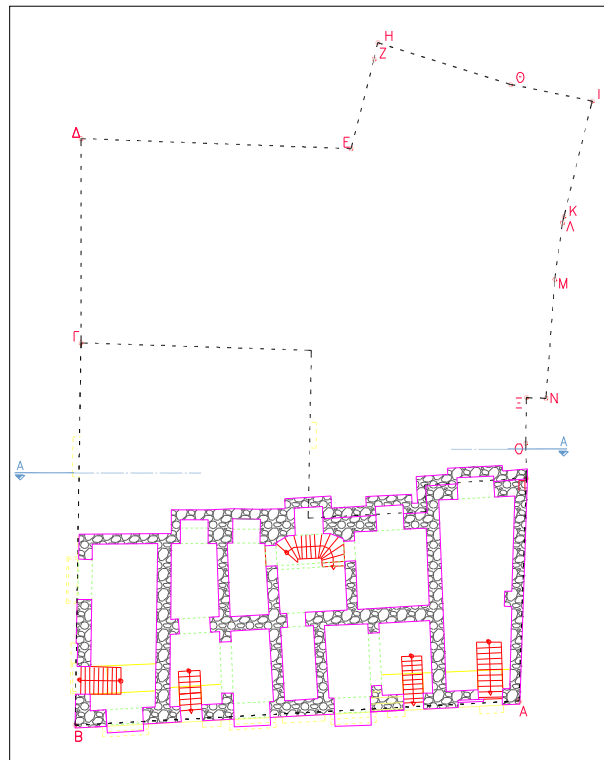
Πάσσαλοι, εκτός από τους ανωτέρω, θα πρέπει να κατασκευαστούν περιμετρικά του ελεύθερου χώρου ώστε να αντιστηρίζουν τις παρακείμενες κατασκευές και τα πρηνή εκσκαφής όσο και εσωτερικά των διατηρούμενων λιθοδομών. Στο Σχήμα 3, παρουσιάζεται η διάταξη των πασσάλων συνολικά.



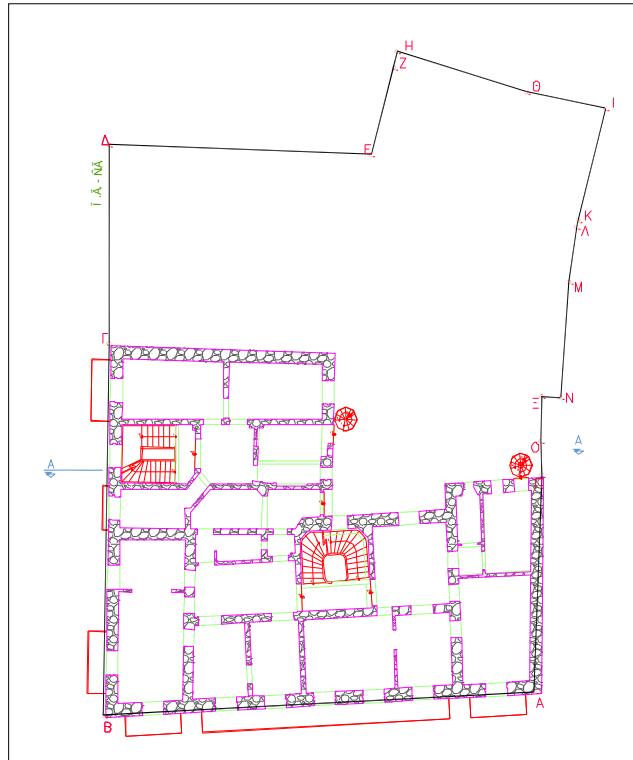
Σχήμα 3.3: Θέσεις πασσάλων

3.1 Περιγραφή διατηρητέου

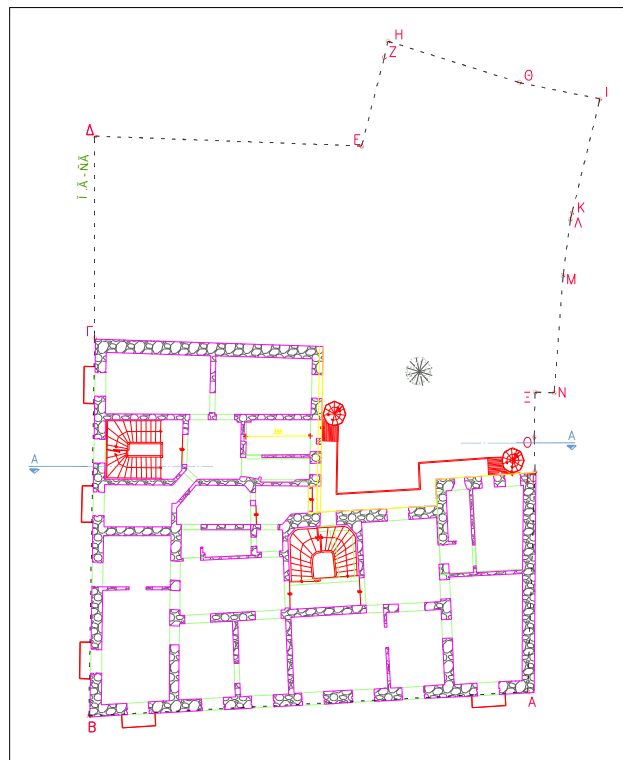
Το υπάρχον κτίριο αποτελείται από ισόγειο, 1^ο όροφο, 2^ο όροφο και υπόγειο σε τμήμα της κάτοψης του. Έχει σχετικά πυκνό πλέγμα φερόντων τοίχων από λιθοδομή ή οπτοπλινθοδομή οι οποίοι στηρίζουν δάπεδα/πλάκες από οπλισμένο σκυρόδεμα με δοκούς. Παρακάτω παρατίθενται οι κατόψεις και οι δύο κύριες όψεις του κτιρίου.



Σχήμα 4: Κάτοψη υπογείου



Σχήμα 5: Κάτοψη 1ου ορόφου



Σχήμα 6: Κάτοψη 2ου ορόφου



Σχήμα 7: Όψη Α



Σχήμα 8: Όψη Β

3.3 Μορφολογία και τύπος δόμησης λιθοδομής

Ο βασικός τύπος δόμησης της λιθοδομής είναι τριστηρωτη αργολιθοδομή με ημιλαξευτούς λίθους στις γωνίες και στα ανοίγματα των θυρών και παραθύρων με πάχος 60 – 70 cm. Δηλαδή αποτελείται από δύο στρώσεις τοιχοποιίας μεταξύ των οποίων σχηματίζεται κενό το οποίο γεμίζει από θραύσματα των λίθων κατά την φάση κατασκευής της λιθοδομής και οι οποίες ανά τακτά διαστήματα συνδέονται μεταξύ τους με εγκάρσιους συνδετήρες-λίθους. Οι εγκάρσιοι αυτοί λίθοι συνδέουν τις δύο στρώσεις λιθοδομής ώστε να συνεργάζονται. Τα λιθοσώματα συνδέονται μεταξύ τους με ασβεστοπηλοκονίαμα χωρίς κανονικούς αρμού και ενίοτε συναντώνται κενά στο εσωτερικό της τοιχοποιίας.

Ο δευτερεύον τύπος τοιχοποιίας που συναντάται εσωτερικά στο κτίριο είναι από οπτοπλινθοδομή συμπαγών πλίνθων με σκάφη.

Στα λιθοσώματα της τοιχοποιίας περιλαμβάνονται ποικίλης φύσεως ασβεστολιθικής προελεύσεων λίθοι πράγμα σύνηθες στις παλιές λιθοδομές. Σε γενικές γραμμές διακρίνονται τρεις βασικές κατηγορίες πετρωμάτων με διαφορά στα μηχανικά τους χαρακτηριστικά:

1. Ασβεστοτικές μάργες και μαργαϊκοί ψαμμίτες χαμηλής θλιπτικής αντοχής: 5.7 – 11.7 Mpa
2. Μαργαϊκοί ασβεστόλιθοι (πωρόλιθοι) μέσης θλιπτικής αντοχής: 33.9 – 45.6 Mpa
3. Τέφροι έως ροδότεφροι ασβεστόλιθοι υψηλής θλιπτικής αντοχής: 66.6 – 89.6 Mpa.

Το κονίαμα δόμησης αποτελείται από καλά διαβαθμισμένη άμμο αργιλοπυριτικής προέλευσης με μικρή περιεκτικότητα σε λεπτά χαλίκια, αναμεμιγμένη με πηλό και ασβέστη, καστανού χρώματος, χαρακτηριζόμενο ως ασβεστοπηλοκονίαμα. Η αντοχή σε άμεσο εφελκυσμό του κονιάματος κυμαίνεται από 0.034 – 0.176 Mpa που αντιστοιχεί σύμφωνα με τη βιβλιογραφία σε θλιπτική αντοχή 0.34 – 1.76 Mpa

4. Ανάλυση κατασκευής

Η συνολική μελέτη του έργου περιλαμβάνει πολλές επιμέρους αναλύσεις που σχετίζονται με το υπάρχον κτίριο από λιθοδομή, με ή χωρίς τις πλάκες οπλισμένου σκυροδέματος, τη διαφραγματική μεταλλική κατασκευή, τους πασάλλους αντιστήριξης, και το νέο φορέα από οπλισμένο σκυρόδεμα ο οποίος κατασκευάζεται εντός του διατηρητέου αλλά και στο ελεύθερο κομμάτι του οικοπέδου όπως αναφέρθηκε στο κεφάλαιο της παρουσιάσης του έργου. Η παρούσα εργασία όμως θα περιοριστεί στην ανάλυση του υπάρχοντος κτιρίου ως έχει ώστε να διαπιστωθεί κατά πόσο είναι ικανό να φέρει τα φορτία λειτουργίας από τη νέα χρήση και θα δειχθεί ότι αυτό δεν είναι ικανό βάσει των παραδοχών που έχουν γίνει και θα χρειαστούν να γίνουν εκτεταμένες επεμβάσεις. Βασικό σκέλος των επεμβάσεων αυτών είναι η διατήρηση της περιμετρικής λιθοδομής (κέλυφος) έως ότου θεμελιωθούν και ανεγερθούν οι νέοι φορείς που θα προσαρτήσουν την υπάρχουσα λιθοδομή. Το κέλυφος αυτό θα πρέπει να είναι ικανό να δέχεται οριζόντια φορτία έως να ολοκληρωθούν οι εργασίες. Οι επόμενες αναλύσεις λοιπόν αφορούν στο διατηρητέο αλλά κυρίως στο κέλυφος και στον σχεδιασμό της απαραίτητης ενίσχυσης.

Οι αναλύσεις αυτές είναι οι εξής:

- 1.Ελαστική ανάλυση διατηρητέου με τις μεθόδους της ισοδύναμης στατικής και της φασματικής μεθόδου με τη θεώρηση διαφραγμάτων.
- 2.Ελαστική ανάλυση κελύφους με τη φασματική μέθοδο.
3. Ελαστική ανάλυση κελύφους ενισχυμένου με αρμολόγημα και μανδύα εκτοξευόμενου σκυροδέματος με τη φασματική μέθοδο.
4. Ελαστική ανάλυση ενισχυμένου κελύφους με ισοδύναμη στατική μέθοδο και θεώρηση διαφραγμάτων.
5. Ελαστική φασματική ανάλυση ενισχυμένου κελύφους με μεταλλικά διαφράγματα

Για τις ανωτέρω αναλύσεις χρησιμοποιήθηκε το λειτουργικό πρόγραμμα Sap2000 και κατασκευάστηκαν τέσσερα χωρικά μοντέλα πεπερασμένων στοιχείων.

4.1 Ανάλυση διατηρητέου

4.1.1 Παραδοχές υλικών

Από δοκίμια και επί τόπου ελέγχους στο κτίριο προέκυψαν τα εξής αποτελέσματα για την υπάρχουσα λιθοδομή:

- Θεωρήθηκε τοιχοποιία από φυσικά τοιχοσώματα με μέση θλιπτική αντοχή : $f_{bc}=38,98 \text{ Mpa}$

- Κονίαμα με θλιπτική αντοχή: $f_{mc}=0,655\text{Mpa}$

Από τις άνω τιμές και κάνοντας χρήση των σχέσεων του κανονισμού καθώς και ημιεμπειρικών μεθόδων (Χρονόπουλος – Τάσιος) και λαμβάνοντας υπόψη και τη μείωση των αντοχών λόγω ενδιάμεσων κενών δόμησης των τοίχων (Τάσιος 2004) προκύπτουν για την τοιχοποιία τα εξής μηχανικά χαρακτηριστικά:

- Θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας: $F_{wc}=1,98\text{Mpa}$
- Εφελκυστική αντοχή τοιχοποιίας: $F_{wt}=0,165\text{Mpa}$
- Θλιπτική αντοχή σχεδιασμού τοιχοποιίας: $f_{wco}=1,36\text{Mpa}$
- Εφελκυστική αντοχή σχεδιασμού τοιχοποιίας: $f_{wto}=0,113\text{Mpa}$
- Το μέτρο ελαστικότητας της λιθοδομής υπολογίστηκε μειωμένο, από την σχέση $E_w=500 F_{wc}$. Θεωρήθηκε ένα ποσοστό από εκείνου του κανονισμού ώστε να συνυπολογιστεί μια μείωση της ακαμψίας λόγω υπάρχουσας διάβρωσης ή πιθανών κενών και ρηγματώσεων στο σώμα της λιθοδομής.
- Το υπάρχον σκυρόδεμα (πλάκες, δοκοί) είναι αντοχής $f_c=10\text{Mpa}$
- Για τα υπάρχοντα δομικά στοιχεία από σπλισμένο σκυρόδεμα έγινε η παραδοχή Σταδίου II, δηλαδή ότι οι διατομές είναι ρηγματωμένες. Αυτό υπεισήλθε στους υπολογισμούς θεωρώντας μειωμένο μέτρο ελαστικότητας για το σκυρόδεμα $E_{c,\text{u}\phi}=15000\text{Mpa}$.

Από τα ανωτέρω στοιχεία ορίστηκαν τα υλικά που θα χρησιμοποιηθούν στην μοντελοποίηση.

Εικόνα 4.1: Υλικό λιθοδομής

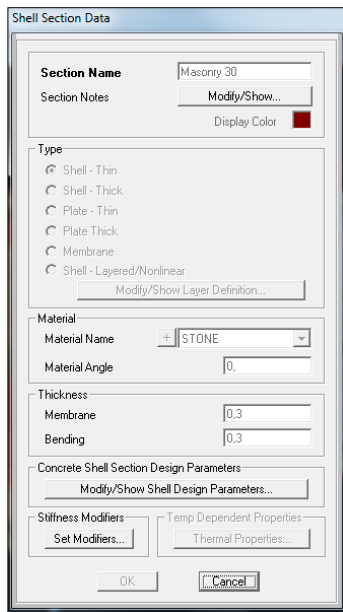
Εικόνα 4.2: Υλικό σκυρόδεμα

4.1.2 Παραδοχές προσομοίωσης

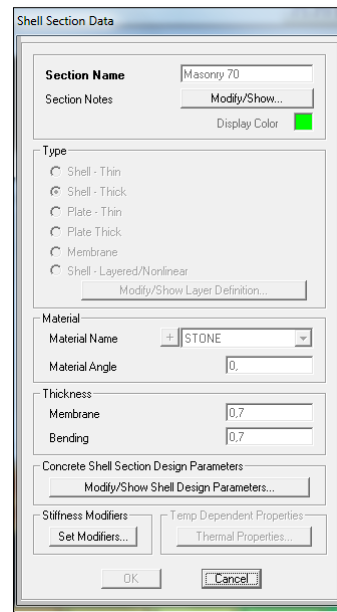
Οι πλάκες σπλισμένου σκυροδέματος προσομοιώθηκαν με επιφανειακά πεπερασμένα στοιχεία τύπου Shell – Thin πάχους 15cm ενώ για τη λιθοδομή χρησιμοποιήθηκαν δύο διαφορετικές διατομές στοιχείων τύπου Shell – Thick από το

ίδιο υλικό τοιχοποιίας πάχους 30cm και 70cm για τις εσωτερικές φέρουσες οπτοπλινθοδομές και τις τοιχοποιίες από φυσικά λιθосώματα αντίστοιχα.

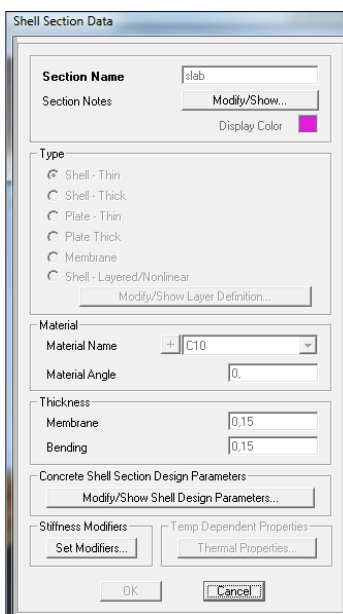
Οι δοκοί προσομοιώθηκαν με ραβδωτά στοιχεία Frame element πλάτους 30cm και 70cm αναλόγως του αν εδράζονται σε οπτοπλινθοδομή ή λιθοδομή από φυσικά λιθосώματα και ύψους 20cm. Η παρουσία των δοκών αυτών έχει το νόημα των οριζοντίων οπλισμένων διαζωμάτων προς ενίσχυση της λιθοδομής και όχι τη μεταφορά φορτίων.



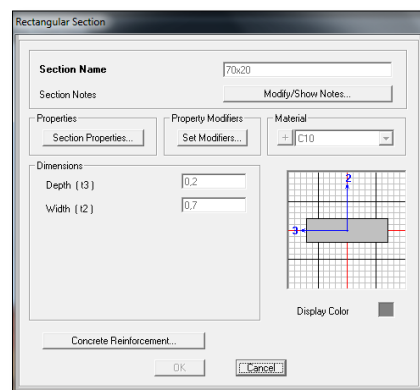
Εικόνα 4.3: Διατομή οπτοπλινθοδομής



Εικόνα 4.4: Διατομή φυσικών λιθосωμάτων

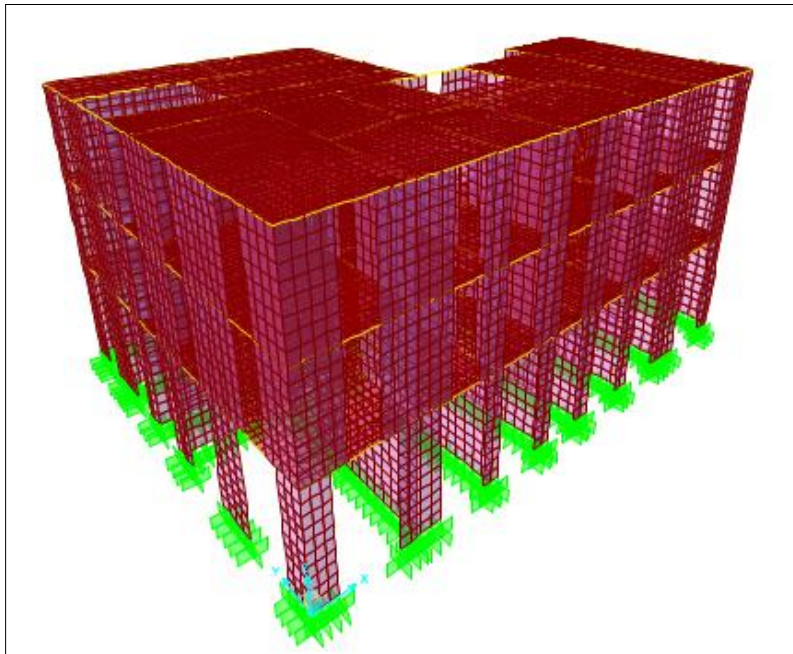


Εικόνα 4.5: Διατομή πλακών

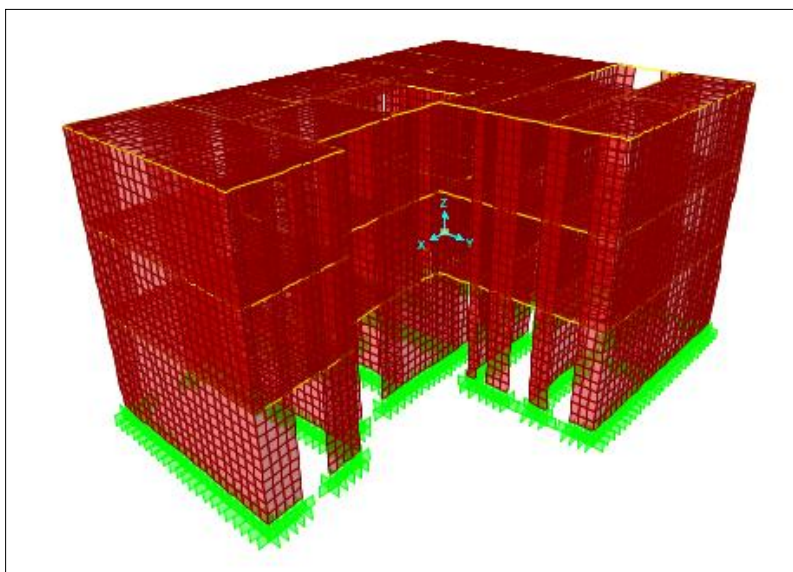


Εικόνα 4.6: Διατομή οριζόντιου διαζώματος

Οι συνθήκες στήριξης επελέγησαν να είναι πλήρεις πακτώσεις.



Εικόνα 4.7: Μοντέλο κτιρίου (κύριες διατηρούμενες όψεις)



Εικόνα 4.8: Όψεις ακαλύπτου

4.1.3 Φορτίσεις

Μόνιμα φορτία:

Τα μόνιμα φορτία αποτελούνται από το ίδιο βάρος των υλικών το οποίο υπεισέρχεται αυτόματα στους υπολογισμούς από το πρόγραμμα αλλά και από ένα επιπλέον φορτίο $1,5\text{Kn/m}^2$ το οποίο εφαρμόζεται σε όλες τις πλάκες και το οποίο υποκαθιστά τα μόνιμα βάρη των επικαλύψεων.

Ωφέλιμα φορτία:

Ως ωφέλιμο φορτίο, βάσει και της κατηγορίας σπουδαιότητας του κτιρίου, εφαρμόστηκε ένα κατανεμημένο φορτίο 5Kn/m^2 στα δάπεδα του 1^{ου} και 2^{ου} ορόφου, ενώ στο δώμα εφαρμόστηκε φορτίο $2,5\text{Kn/m}^2$.

Σεισμικά φορτία:

Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας: I

Οριζόντια ανηγμένη εδαφική επιτάχυνση: $\alpha=0,16$

Κατηγορία εδάφους: B

Συντελεστής σεισμικής συμπεριφοράς : $q=1$

Συντελεστής θεμελίωσης: $\theta=1,0$

Συντελεστής σπουδαιότητας κτιρίου (IV): $\gamma=1,30$

Κρίσιμη απόσβεση: $\zeta=5\%$

Σύνδυασμοί φόρτισης:

Οι συνδυασμοί που χρησιμοποιήθηκαν είναι οι συνήθης του κανονισμού

1. $1.35 G_k+1.5Q_k$

2. $G_k+0.3Q_k+E_x+0.3E_y$

3. $G_k+0.3Q_k+E_x-0.3E_y$

4. $G_k+0.3Q_k-E_x+0.3E_y$

5. $G_k+0.3Q_k-E_x-0.3E_y$

6. $G_k+0.3Q_k+0.3E_x+E_y$

7. $G_k+0.3Q_k+0.3E_x-E_y$

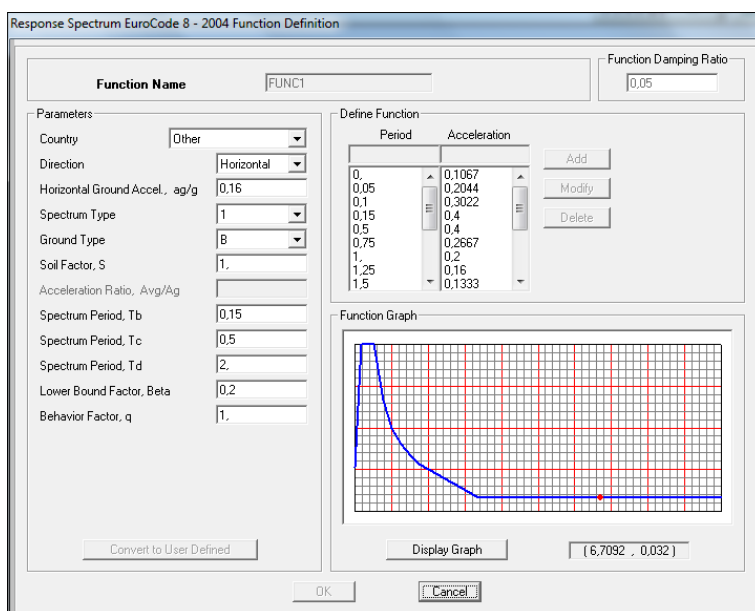
8. $G_k+0.3Q_k-0.3E_x+E_y$

9. $G_k+0.3Q_k-0.3E_x-E_y$

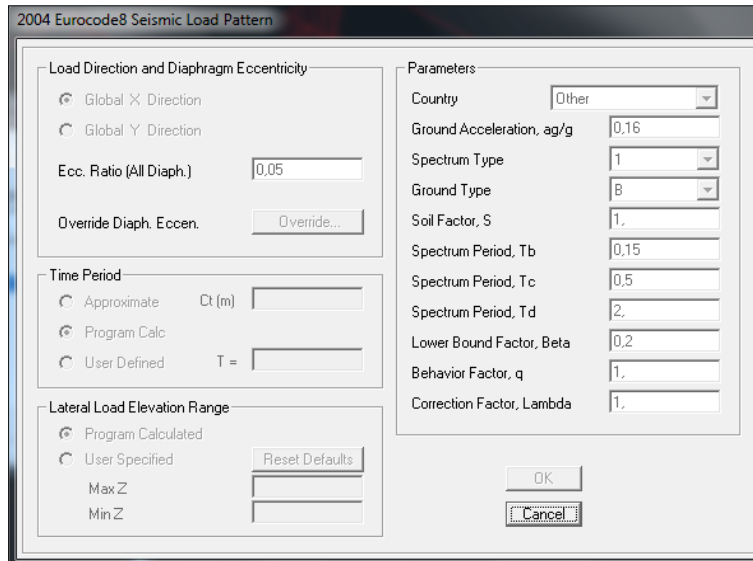
4.1.4 Αποτελέσματα ανάλυσης ισοδύναμης στατικής μεθόδου

Για τον υπολογισμό των οριζοντίων σεισμικών δράσεων (δεν λήφθηκε υπόψη η κατακόρυφη συνιστώσα του σεισμού) χρησιμοποιήθηκε η απολοποιημένη φασματική μέθοδος λόγω του ότι έγινε η θεώρηση των οριζοντίων διαφραγμάτων αφενός αλλά και για να είναι εποπτικότερη η θέση των πιθανών αστοχιών στην τοιχοποιία αφετέρου. Κατά τη μέθοδο αυτή χρησιμοποιούνται οι ιδιοπερίοδοι του κτιρίου στις δύο κύριες διευθύνσεις του κτιρίου και οι αντίστοιχες σεισμικές δυνάμεις που προκύπτουν από το ίδιο φάσμα σχεδιασμού κατανέμονται καθύψος του κτιρίου στα διαφράγματα.

Για τον υπολογισμό των οριζόντιων δράσεων ορίστηκαν στο πρόγραμμα δύο φορτίσεις (Load Patterns) μία για κάθε κύρια διεύθυνση του κτιρίου βάσει του ίδιου φάματος.



Εικόνα 4.9: Φάσμα σχεδιασμού

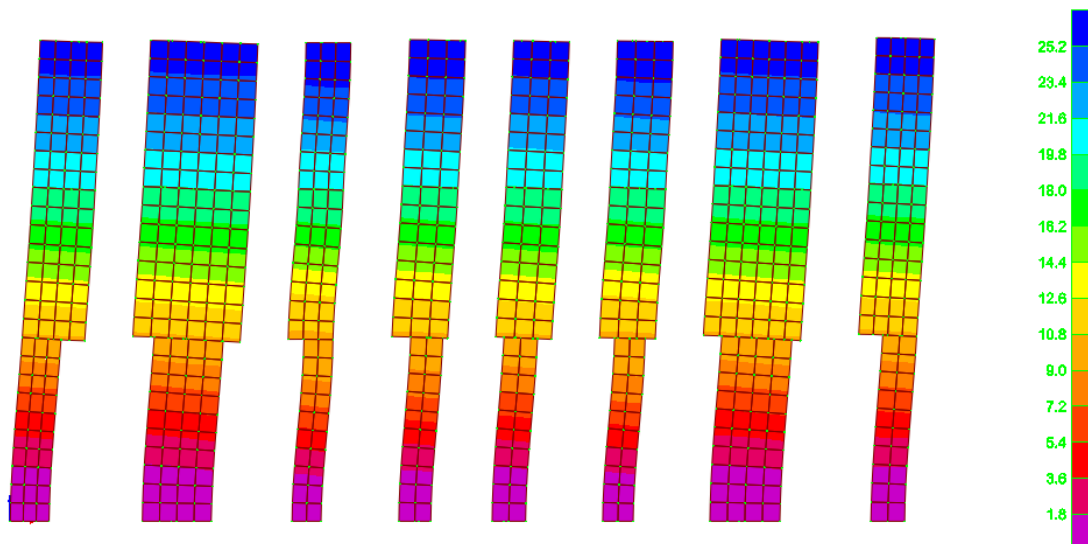


Εικόνα 4.10: Ορισμός φόρτισης κατά την X διεύθυνση

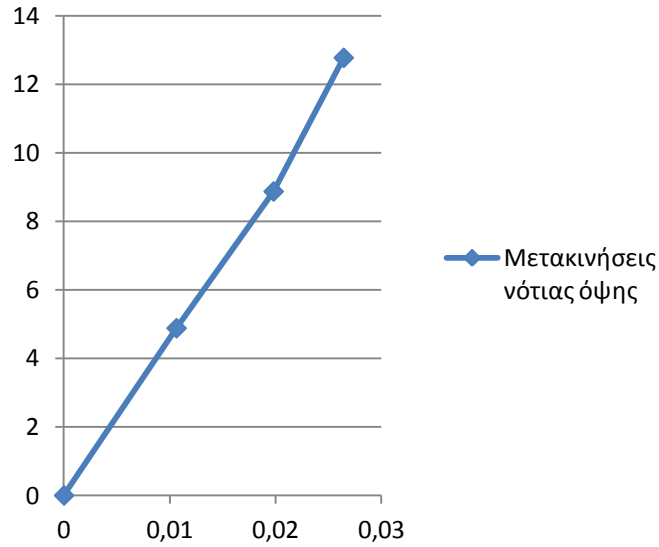
Από τους ανωτέρο υπολογισμούς παρουσιάζονται ενδεικτικά τα αποτελέσματα του συνδυασμού No 2.

Οριζόντιες μετακινήσεις ορόφων

Στην παρακάτω εικόνα παρουσιάζονται οι μετακινήσεις της νότιας όψης του κτιρίου στην οποία παρατηρούμε ότι η μέγιστη μετακίνηση είναι της τάξης των 2,5cm στην στέψη της λιθοδομής ενώ στο διάγραμμα που ακολουθεί φαίνονται οι μετακινήσεις των ορόφων παραλλήλως της όψης.



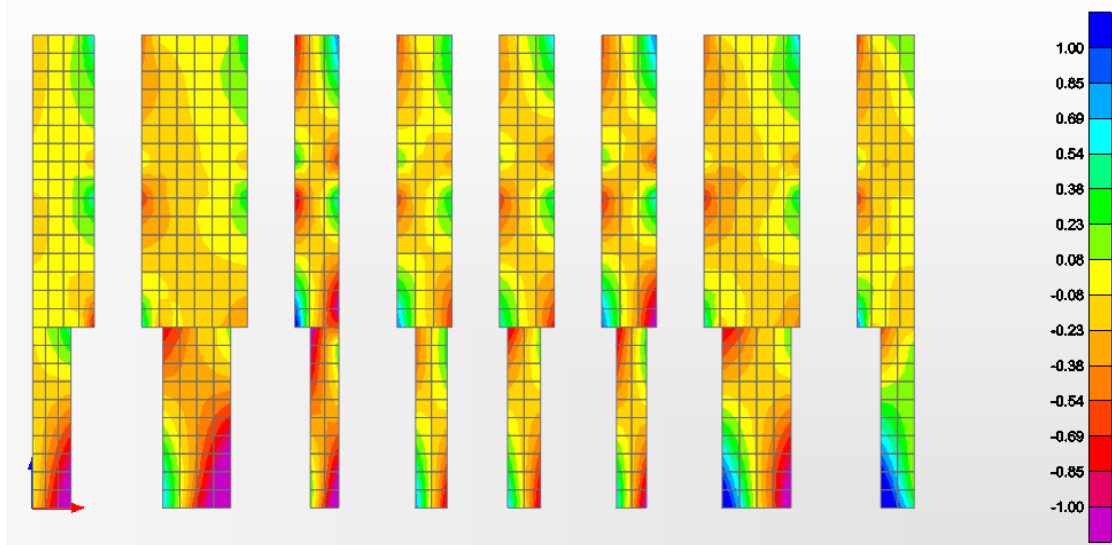
Εικόνα 4.11: Οριζόντιες μετακινήσεις ορόφων νότιας όψης.



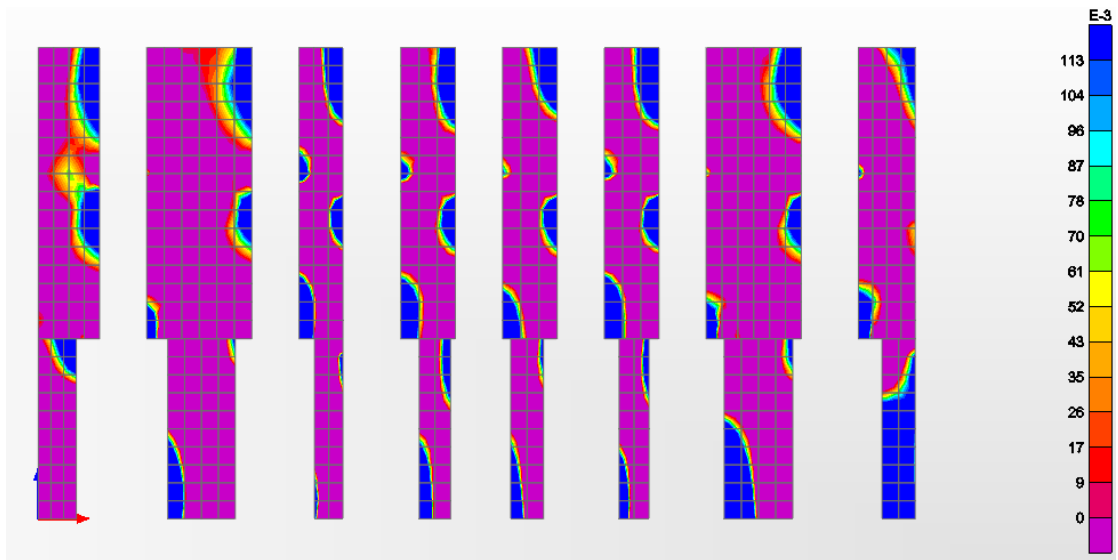
Διάγραμμα 4.1: Σχετικές μετακινήσεις ορόφων.

Κατανομές τάσεων

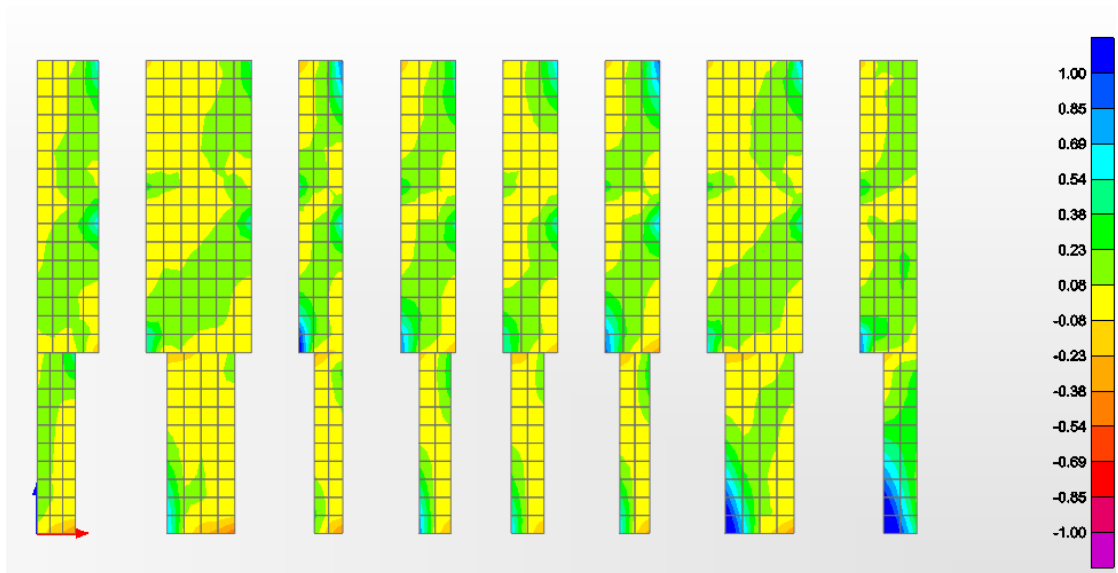
Για την ανωτέρω παραμορφωσιακή κατάσταση οι αντίστοιχες ορθές και κύριες εφελκυστικές τάσεις παρουσιάζονται στα παρακάτω διαγράμματα όπου παρατήρεται υπέρβαση της εφελκυστικής αντοχής σχεδιασμού της λιθοδομής σε αρκετές περιοχές των πεσσών. Σε αυτές τις περιοχές αναμένονται και ρηγματώσεις καμπτοδιατμητικής μορφής.



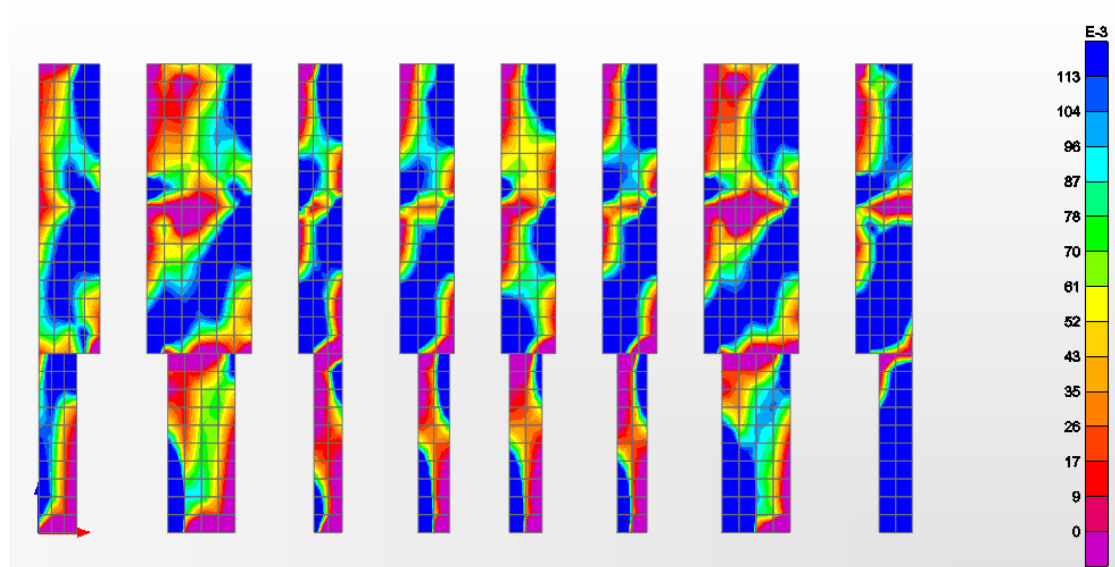
Εικόνα 4.12: Ορθές τάσεις S22 νότιας όψης σε Mrp.



Εικόνα 4.13: Απεικόνιση, με μπλε χρώμα, περιοχών υπέρβασης εφελκυστικής αντοχής για τις ορθές τάσεις S22.



Εικόνα 4.14: Κατανομή κύριων εφελκυστικών τάσεων.



Εικόνα 4.15: Απεικόνιση, με μπλε χρώμα, περιοχών υπέρβασης της εφελκυστικής αντοχής των κύριων εφελκυστικών τάσεων.

Αντιδράσεις στηρίξεων

TABLE: Base Reactions				
OutputCase	CaseType	GlobalFX	GlobalFY	GlobalFZ
Text	Text	KN	KN	KN
Q+0,3L ex+0,3ey	Combination	-11146,284	-3338,936	27873,65

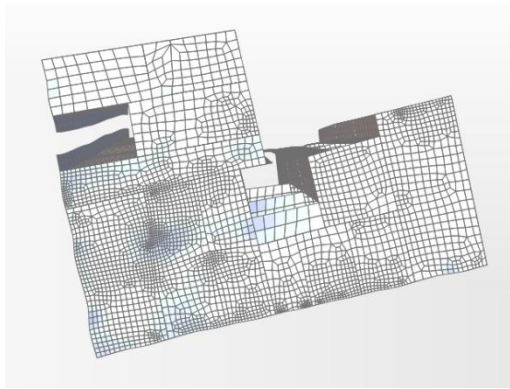
Πίνακας 4.1: Αντιδράσεις στηρίξεων ισοδύναμης στατικής μεθόδου No2 συνδυασμού.

4.1.5 Αποτελέσματα ανάλυσης φασματικής μεθόδου

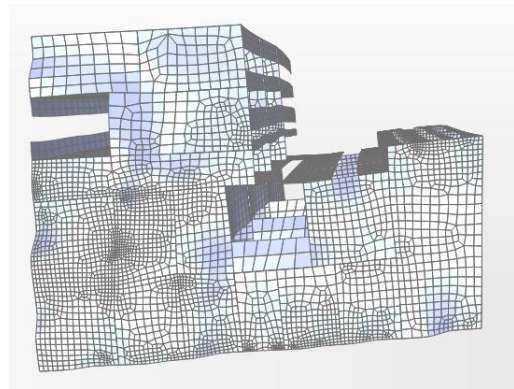
Η φασματική μέθοδος απαιτεί την ιδιομορφική ανάλυση της κατασκευής. Οι απαιτούμενες ιδιομορφές είναι τόσες ώστε να ενεργοποιηθεί τουλάχιστον το 90% της μάζας της κατασκευής. Στον πίνακα που ακολουθεί παρουσιάζονται οι πρώτες πέντε ιδιοπερίοδοι και οι αντίστοιχες ιδιομορφές της κατασκευής.

TABLE: Modal Periods And Frequencies			
OutputCase	StepType	StepNum	Period
MODAL	Mode	1	0,452075
MODAL	Mode	2	0,347182
MODAL	Mode	3	0,249729
MODAL	Mode	4	0,142587
MODAL	Mode	5	0,115255

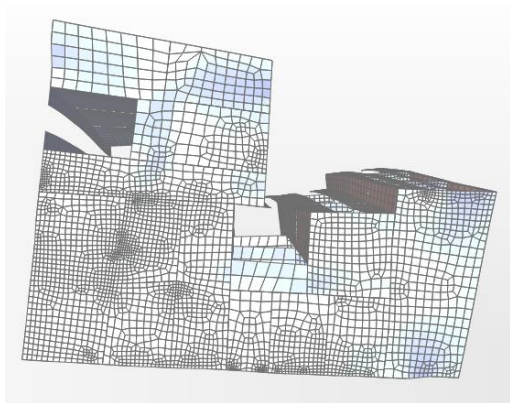
Πίνακας 4.2: Ιδιοπερίοδοι κατασκευής.



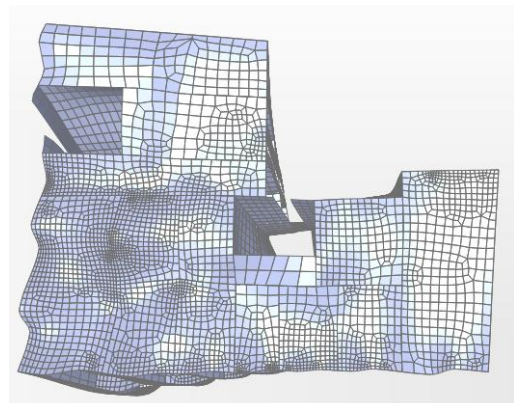
1^η ιδιομορφή



2^η ιδιομορφή



3^η ιδιομορφή

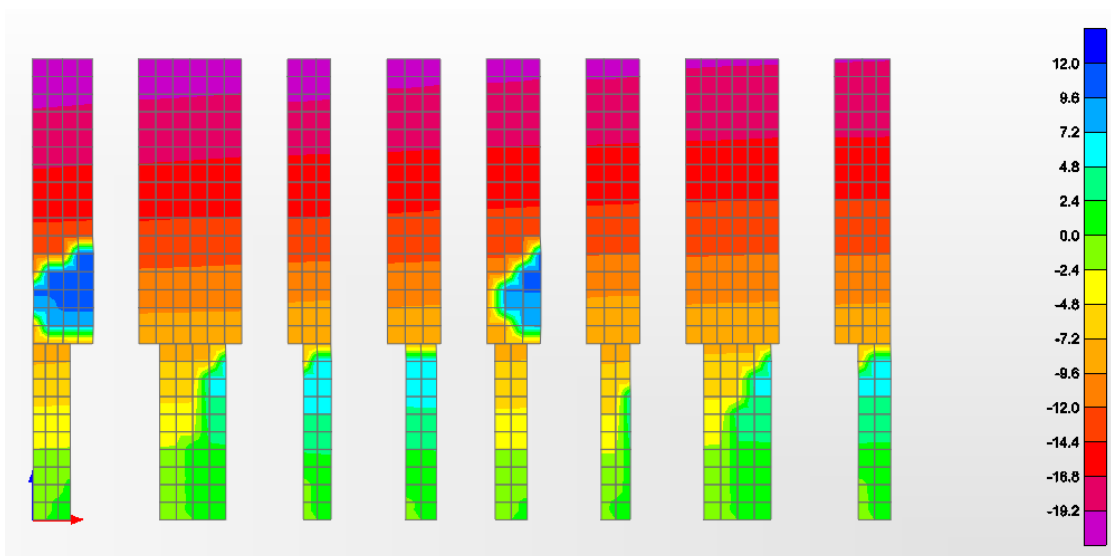


4^η ιδιομορφή

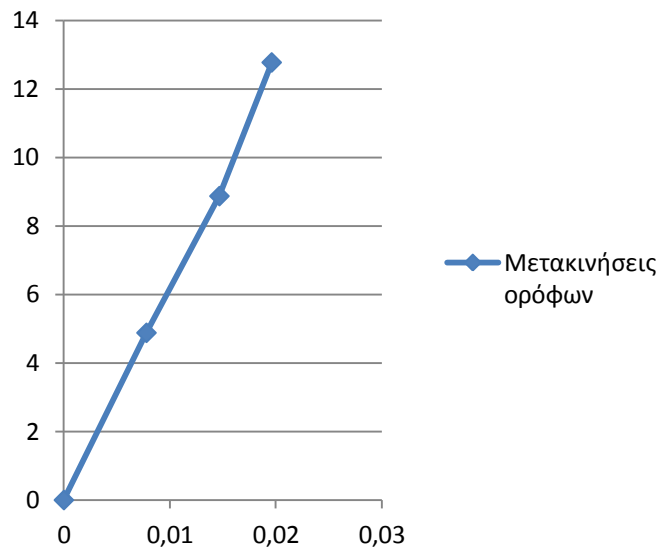
Εικόνα 4.16: Ιδιομορφές ταλάντωσης.

Από τις ανωτέρω ιδιομορφές φαίνεται η έντονη στρεπτική απόκριση της κατασκευής σε οριζόντιες δράσεις.

Οριζόντιες μετακινήσεις ορόφων

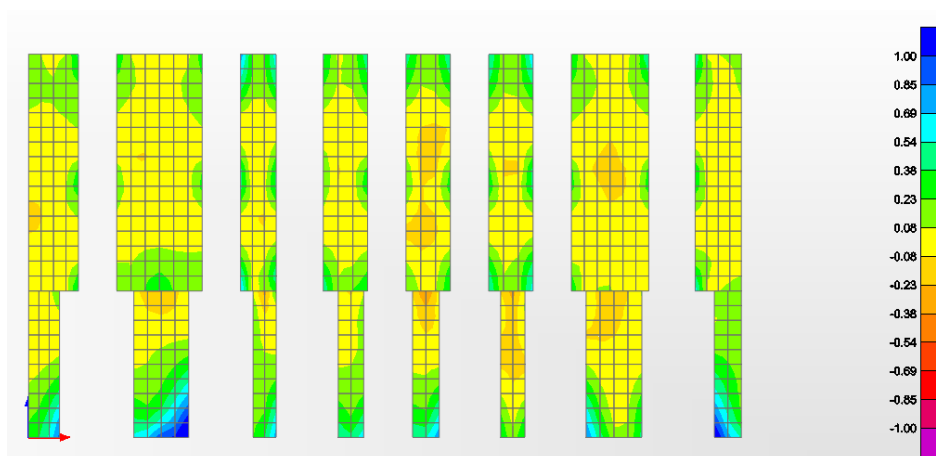


Εικόνα 4.17: Μέγιστες αναμενόμενες μετακινήσεις ορόφων.

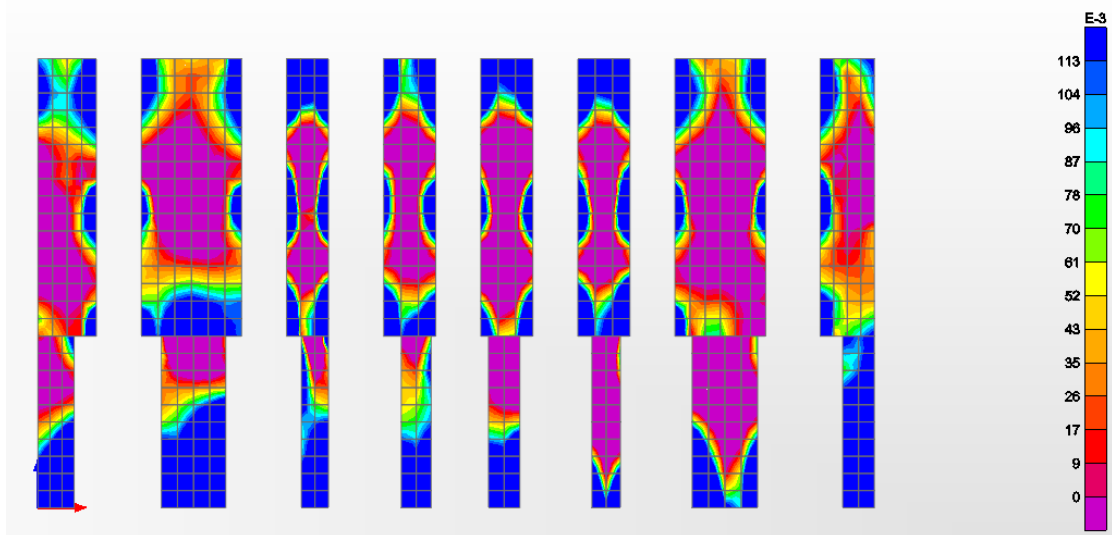


Διάγραμμα 4.2: Μέγιστες σχετικές μετακινήσεις ορόφων.

Για την εξαγωγή των μέγιστων αναμενόμενων αποκρίσεων της κατασκευής με την φασματική μέθοδο απαιτείται η κατάλληλη ιδιομορφική επαλληλία. Στη συγκεκριμένη περίπτωση χρησιμοποιήθηκε η μέθοδος CQC για την ιδιομορφική επαλληλία και η SRSS μέθοδος για την χωρική. Πρέπει επίσης να σημειωθεί ότι με τη συγκεκριμένη μέθοδο χάνεται η χρονική διάσταση της φόρτισης και τα αποτελέσματα αποδίδουν τις μέγιστες πιθανές αποκρίσεις στις διάφορες θέσεις της κατασκευής οι οποίες όμως δεν συμβαίνουν ταυτόχρονα. Πιο πάνω παρουσιάστηκαν οι μέγιστες αναμενόμενες μετακινήσεις παραλλήλως της νότιας όψης του κτιρίου μέσω χρωματικής κατανομής αλλά και σε διάγραμμα ενώ παρακάτω ακολουθούν οι κατανομές των ορθών S22 μέγιστων αναμενόμενων τάσεων.



Εικόνα 4.18: Μέγιστες S22 τάσεις φασματικής μεθόδου.



Εικόνα 4.19: Απεικόνιση, με μπλε χρώμα, περιοχών υπέρβασης της εφελκυστικής αντοχής για τις ορθές τάσεις S22.

Αντιδράσεις στηρίξεων

OutputCase	CaseType	StepType	GlobalFX	GlobalFY	GlobalFZ
Text	Text	Text	KN	KN	KN
COMB2	Combina tion	Max	6073,417	4954,427	28057,68

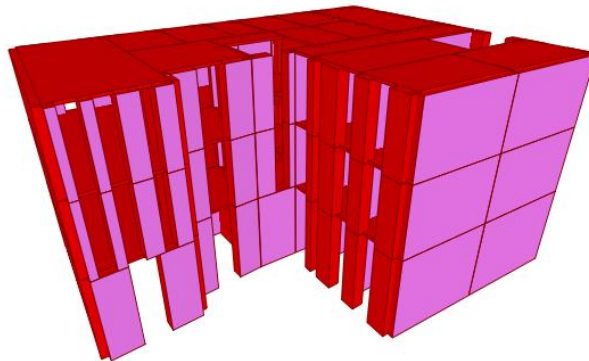
Πίνακας 4.3: Αντιδράσεις στηρίξεων φασματικής μεθόδου.

Συγκρίνοντας τις δύο μεθόδους παρατηρούμε ότι οι αποκρίσεις της κατασκευής τόσο ως προς τις μετακινήσεις όσο και ως προς τις τάσεις είναι περίπου της ίδιας τάξης μεγέθους με εκείνες της ισοδύναμης στατικής περισσότερο αυξημένες.

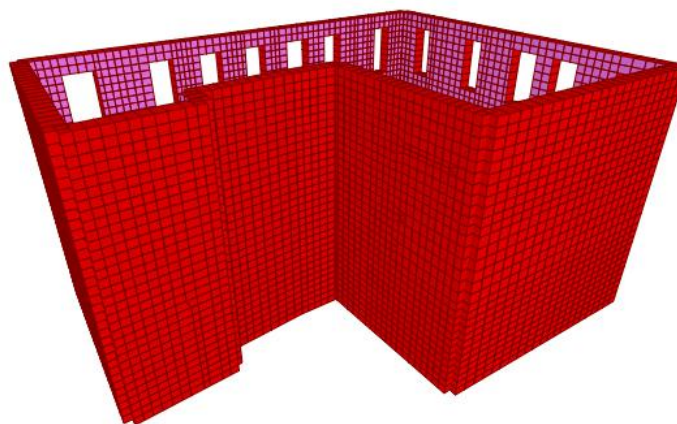
Από την ανωτέρω ανάλυση προκύπτει το συμπέρασμα ότι η κατασκευή ως έχει δεν είναι σε θέση να φέρει τα νέα φορτία αφού οι αναπτυσσόμενες τάσεις στην κατασκευή ξεπερνούν εκείνες της εφελκυστικής αντοχής.

4.2 Ανάλυση κελύφους

Όπως αναφέρθηκε και σε άλλη θέση το επόμενο στάδιο μελέτης αφορά στην ανάλυση του κελύφους έχοντας δηλαδή καθαιρέσει τις πλάκες οπλισμένου σκυροδέματος και τις εσωτερικές τοιχοποιίες και έχοντας επιπλέον πληρώσει τα υπάρχοντα ανοίγματα της όψης του ακαλύπτου με λιθосώματα και κονίαμα παρόμοιας αντοχής με τα υπάρχοντα.



Εικόνα 4.20: Ανοίγματα βόρειας όψης



Εικόνα 4.21: Βόρεια όψη έπειτα από την πλήρωση των ανοιγμάτων

4.2.1 Παραδοχές προσομοίωσης

Σε αυτό το στάδιο της μελέτης τα υλικά και οι διατομές παραμένουν ως έχουν αλλά δεν χρησιμοποιείται η θεώρηση των οριζοντίων διαφραγμάτων. Αυτό έχει ως αποτέλεσμα την εντελώς διαφορετική συμπεριφορά της λιθοδομής λόγω του ότι πλέον η μάζα της κατασκευής είναι κατανεμημένη στις περιμετρικές τοιχοποιίες και η εκτός επιπέδου καταπόνηση είναι σημαντική.

4.2.2 Φορτίσεις

Στο στάδιο αυτό τα μόνιμα φορτία αποτελούνται μόνο από τα ίδια βάρη και δεν υπάρχουν ωφέλιμα. Τα σεισμικά φορτία επελέγησαν αυξημένα με συντελεστή σεισμικής επιτάχυνσης $\alpha=0.24$. Η μέθοδος που χρησιμοποιήθηκε είναι η φασματική δυναμική.

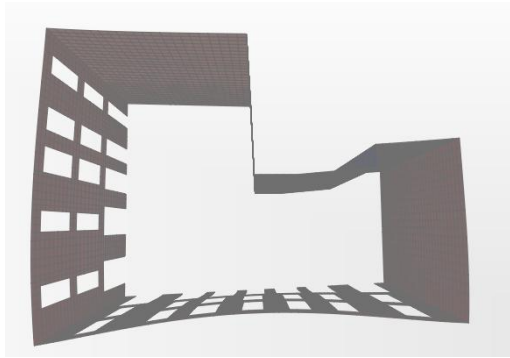
4.2.3 Αποτελέσματα ανάλυσης

Ιδιομορφική ανάλυση

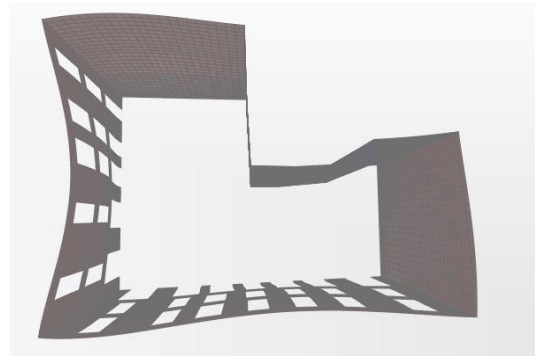
Στον παρακάτω πίνακα παρουσιάζονται οι ιδιοπερίοδοι για τις δέκα πρώτες ιδιομορφές καθώς και τα αντίστοιχα ποσοστά ενεργοποιούμενης μάζας ενώ στην ακόλουθη εικόνα οι τέσσερις πρώτες ιδιομορφές ταλάντωσης.

TABLE: Modal Participating Mass Ratios							
OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	SumUX	SumUY
MODAL	Mode	1	0,668496	0,01659	0,13279	0,01659	0,13279
MODAL	Mode	2	0,462192	0,28695	0,05636	0,30353	0,18915
MODAL	Mode	3	0,367727	0,11644	0,07259	0,41997	0,26174
MODAL	Mode	4	0,350857	0,01481	0,21587	0,43478	0,47761
MODAL	Mode	5	0,28857	0,00025	0,05946	0,43503	0,53707
MODAL	Mode	6	0,26549	0,05179	0,07932	0,48682	0,61639
MODAL	Mode	7	0,258048	0,0029	0,03022	0,48972	0,64661
MODAL	Mode	8	0,245108	0,05906	0,00781	0,54878	0,65442
MODAL	Mode	9	0,222781	0,09015	0,04623	0,63893	0,70065
MODAL	Mode	10	0,21123	0,0206	0,00508	0,65954	0,70573

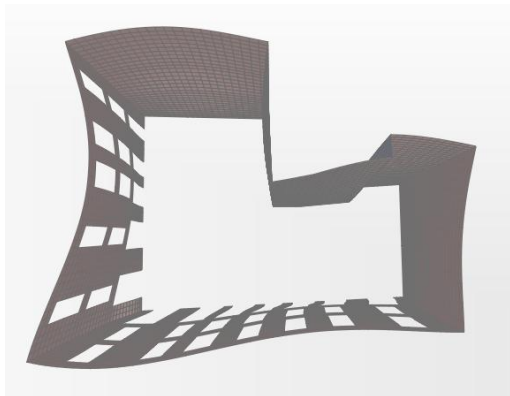
Πίνακας 4.4: Ιδιοπερίοδοι και αντίστοιχες ενεργοποιούμενες μάζες



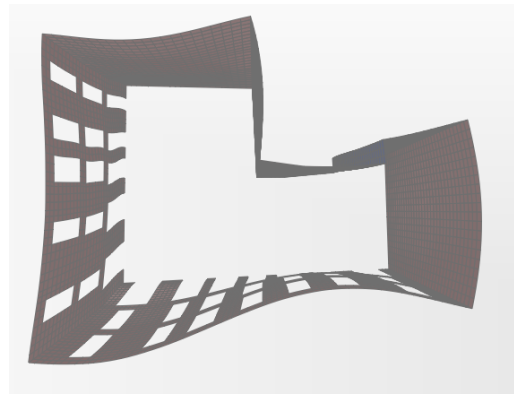
1^η ιδιομορφή



2^η ιδιομορφή



3^η ιδιομορφή



4^η ιδιομορφή

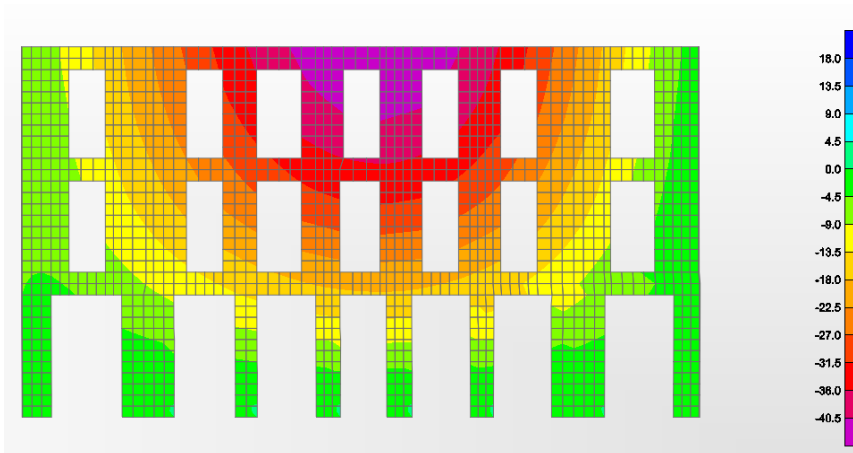
Εικόνα 4.22: Ιδιομορφές ταλάντωσης

Από τις ανωτέρω ιδιομορφές παρατηρούμε τις εκτός επιπέδου παραμορφώσεις των λιθοδομών.

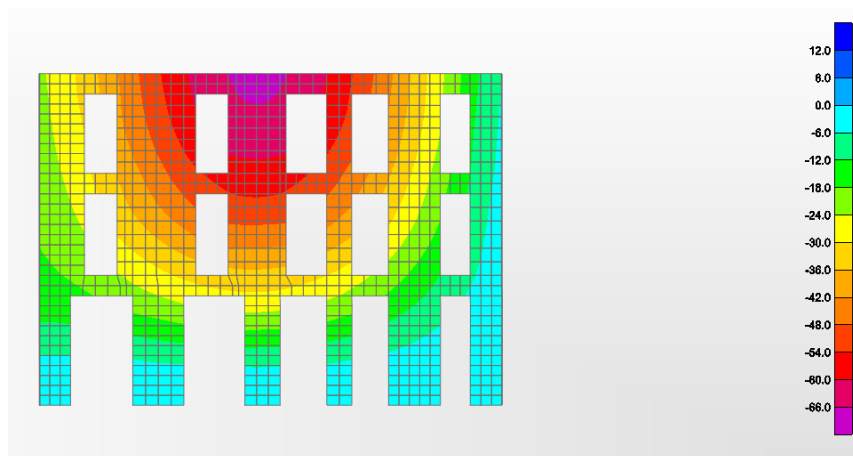
Εγκάρσιες παραμορφώσεις λιθοδομών

Για τον σεισμικό συνδυασμό Νο2 και Νο6 οι αντίστοιχες παραμορφώσεις της νότιας και δυτικής όψης φαίνονται στις παρακάτω εικόνες και διαγράμματα που ακολουθούν.

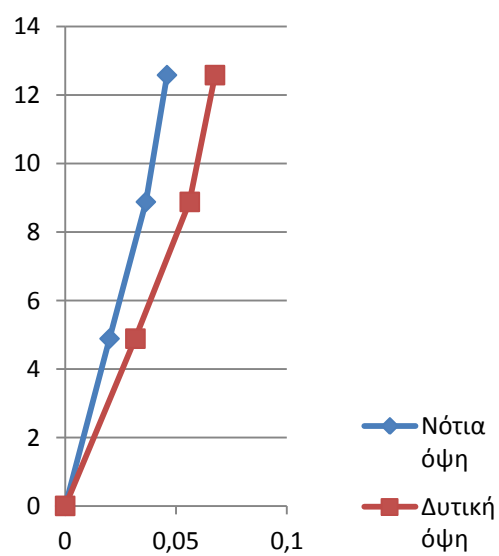
Συνδυασμός Νο2



Εικόνα 4.23: Εγκάρσιες παραμορφώσεις νότιας όψης

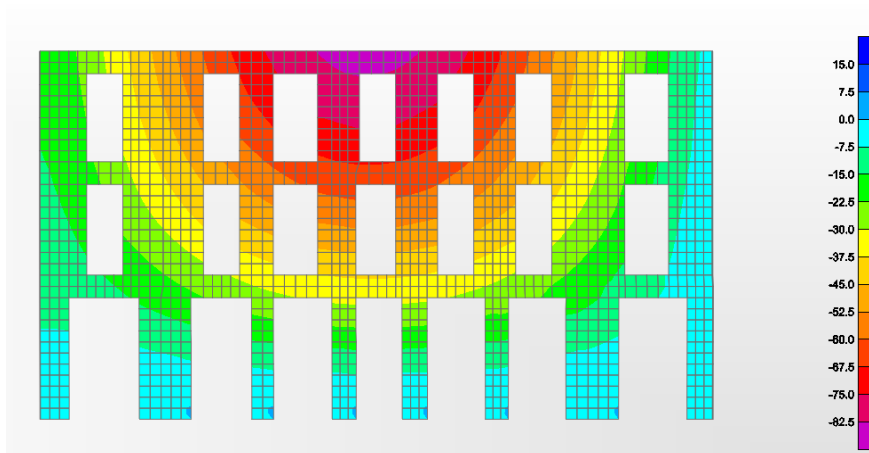


Εικόνα 4.24: Εγκάρσιες παραμορφώσεις δυτικής όψης

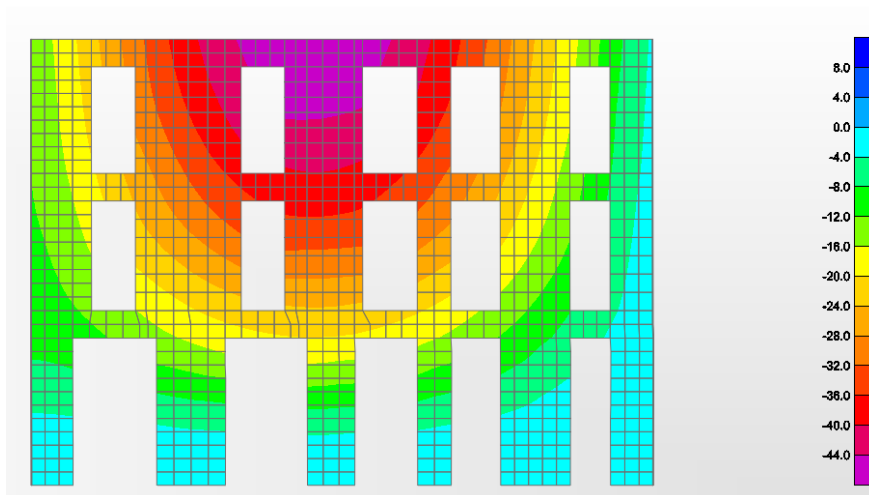


Διάγραμμα 4.3: Μέγιστες εγκάρσιες παραμορφώσεις καθύψος των πεσσών

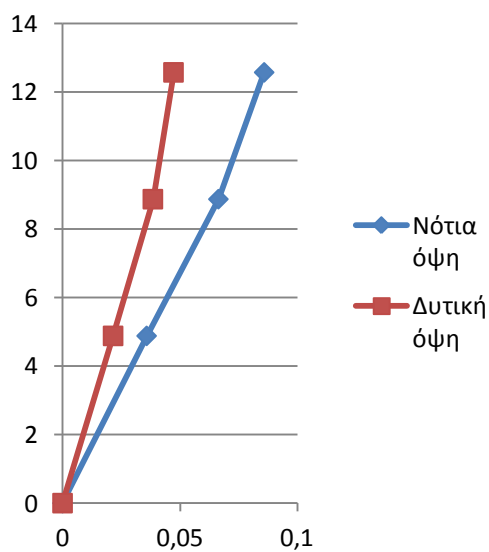
Συνδυασμός Νο6



Εικόνα 4.25: Μέγιστες εγκάρσιες παραμορφώσεις νότιας όψης.



Εικόνα 4.26: Μέγιστες εγκάρσιες παραμορφώσεις δυτικής όψης

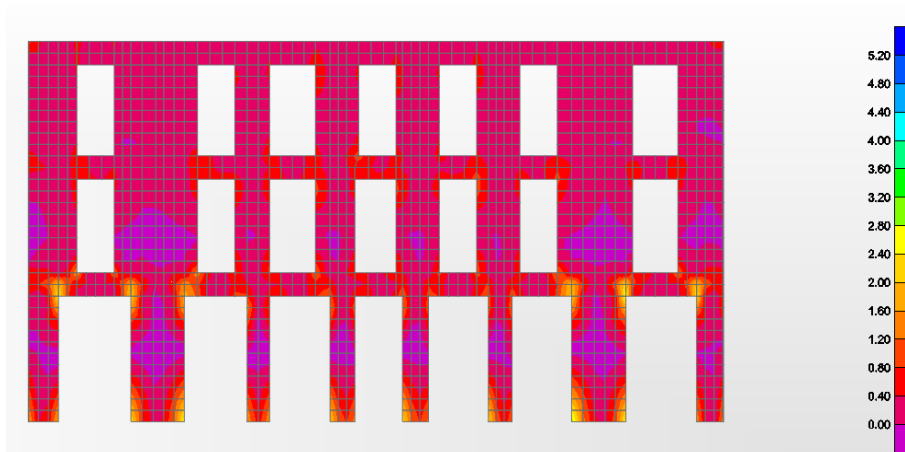


Διάγραμμα 4.4: Μέγιστες εγκάρσιες παραμορφώσεις καθ ύψος των πεσσών

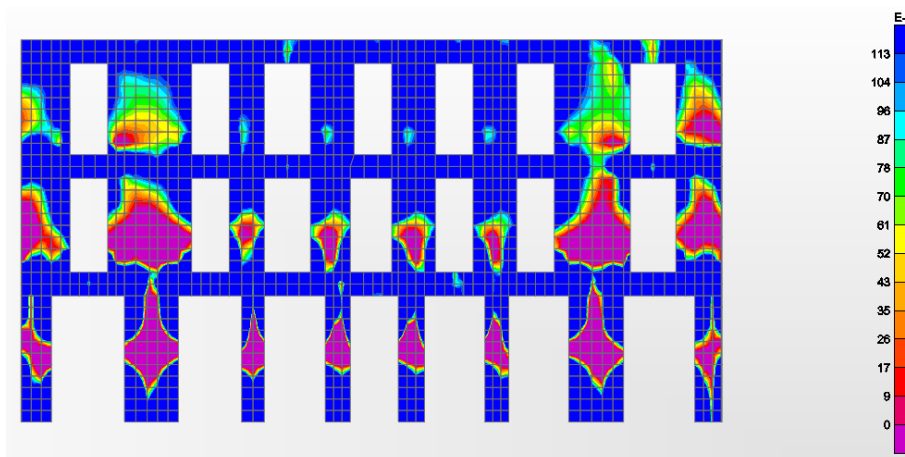
Στις ανωτέρω εικόνες παρατηρούμε ότι η λιθοδομή συμπεριφέρεται σαν τριέριστη πλάκα με μέγιστο βέλος περίπου στο μέσον της και στη στέψη της. Η νότια όψη η οποία έχει μεγαλύτερο μήκος παρουσιάζει μεγαλύτερη παραμόρφωση για τον συνδυασμό Νο6 της τάξης των 10 εκατοστών.

Κατανομές ορθών τάσεως S22

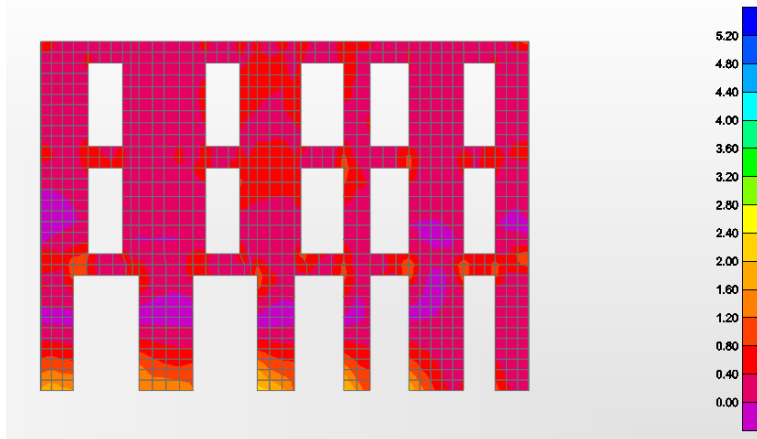
Συνδυασμός Νο2



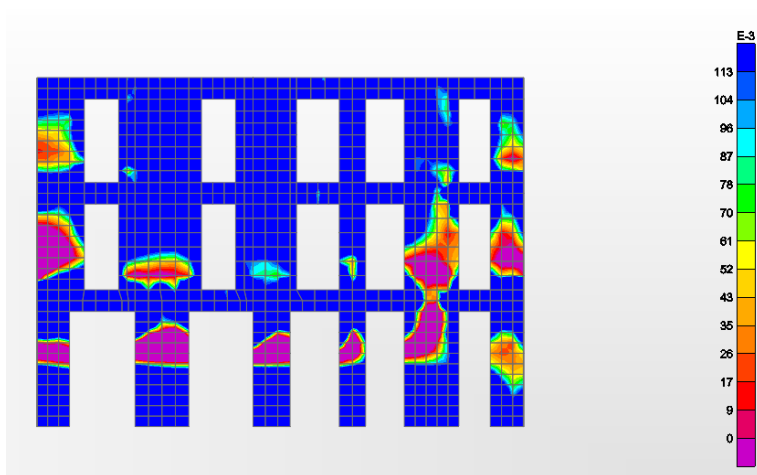
Εικόνα 4.27: Μέγιστες τάσεις S22 νότιας όψης



Εικόνα 4.28: Απεικόνιση, με μπλε χρώμα, περιοχών υπέρβασης της εφελκυστικής αντοχής των τάσεων S22 νότιας όψης.

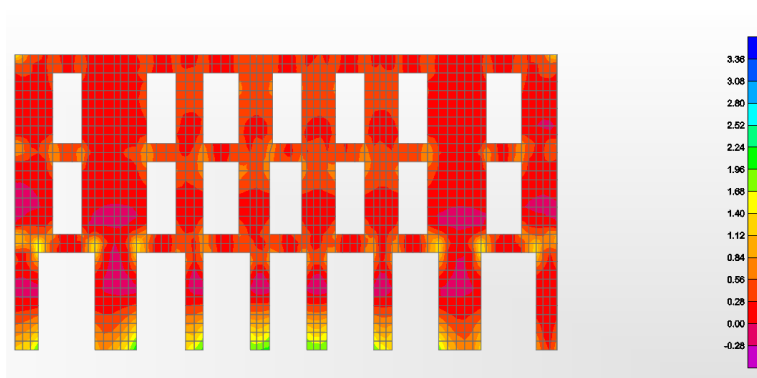


Εικόνα 4.29: Μέγιστες τάσεις S22 δυτικής όψης.

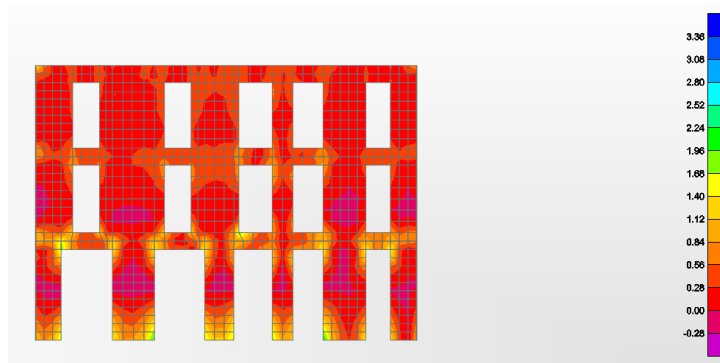


Εικόνα 4.30: Απεικόνιση, με μπλε χρώμα, περιοχών υπέρβασης της εφελκυστικής αντοχής S22 της δυτικής όψης.

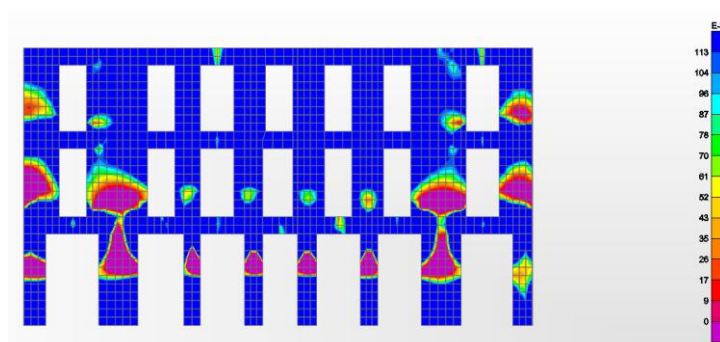
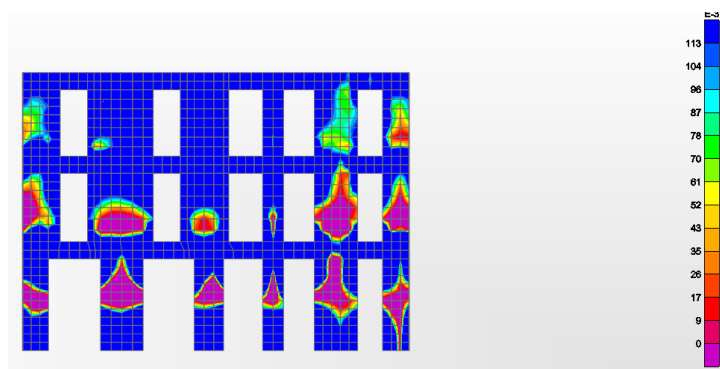
Συνδυασμός Νο6



Εικόνα 4.31: Μέγιστες τάσεις S22 νότιας όψης.



Εικόνα 4.32: Μέγιστες τάσεις S22 δυτικής όψης



Εικόνα 4.33: Απεικόνιση, με μπλε χρώμα, περιοχών υπέρβασης της εφελκυστικής τάσης των τάσεων S22 για την δυτική και νότια όψη αντίστοιχα.

Από τις ανωτέρω κατανομές παρατηρούμε ότι οι αναπτυσσόμενες τάσεις και για τους δύο συνδυασμούς είναι μεγαλύτερες της αντοχής της λιθοδομής.

Αντιδράσεις στηρίξεων

TABLE:					
Base Reactions					
			GlobalFX	GlobalFY	GlobalFZ
			KN	KN	KN
Q Ex 0.3Ey	Combination	Max	3438,434	2020,876	14169,614
Q 0.3Ex Ey	Combination	Max	2039,876	3311,426	14201,812

Πίνακας 4.5: Αντιδράσεις στηρίξεων Νο2 και Νο6 σεισμικών συνδυασμών

4.3 Ανάλυση κελύφους με ενίσχυση της λιθοδομής.

Η προηγούμενη ανάλυση έδειξε ότι πρέπει να ληφθούν μέτρα για την αντιμετώπιση της εκτός επιπέδου παραμόρφωσης των λιθοδομών. Στην παράγραφο αυτή αναλύεται ο φορέας με νέες παραδοχές για τη μάζα της λιθοδομής.

4.3.1 Παραδοχές υλικών και προσομοίωσης

Ως πρώτο μέτρο ενίσχυσης της μάζας της λιθοδομής επιλέγεται η εφαρμογή ενεμάτων. Μια τέτοια επέμβαση παρότι είναι δύσκολο να αποτιμηθεί φαίνεται ότι προσδίδει βελτιωμένα χαρακτηριστικά και αποφασίστηκε να γίνει ώστε να ομογενοποιηθεί η λιθοδομή χωρίς ωστόσο να ληφθούν υπόψη τα χαρακτηριστικά αυτά.

Παράλληλα με την ανωτέρω ενίσχυση επιλέγεται να γίνει και αντικατάσταση του κονιάματος σε μικρό βάθος με ισχυρότερο κονίαμα. Η διαδικασία αυτή εκτιμάται ότι θα προσδώσει ακόμη καλύτερα μηχανικά χαρακτηριστικά στην τοιχοποιία τα οποία δίνονται από την σχέση (Τάσιος, 1986,β):

$$\bullet \quad f_{wc} = \frac{1}{\gamma_{rd}} \left[\zeta \left(\frac{2}{3} \sqrt{f_{bc}} - a \right) + \beta f_{mc} \right]$$

όπου:

$$1/\gamma_{rd}=0.80$$

$$f_{bc}=38.98 \text{ Μρα αντοχή λιθοσώματος}$$

$$f_{mc}=40 \text{ Μρα θλιπτική αντοχή κονιάματος.}$$

$$\alpha=0.5$$

$$\beta=0.5$$

$$V_{\text{νέου}}/V_{\text{παλιού}}=0.1$$

$$\zeta=1.3$$

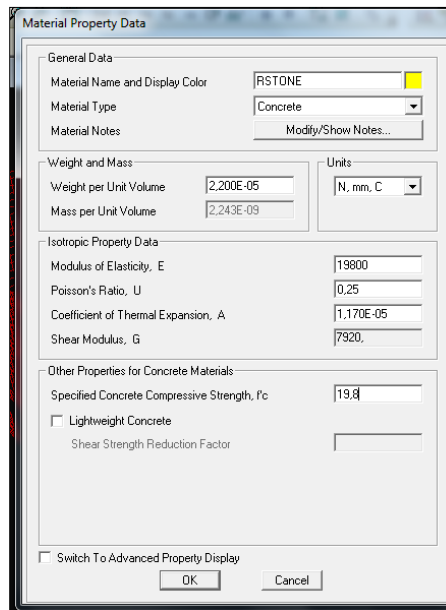
από τα ανωτέρω προκύπτει για τη νέα θλιπτική αντοχή της λιθοδομής $F_{wc,f}=19.80 \text{ Μρα}$ με αντίστοιχο μέτρο ελαστικότητας $E=19800 \text{ Μρα}$ και εφελκυστική αντοχή $F_{wt}=1.9 \text{ Μρα}$.

Ο λόγος για τον οποίο επιλέχθηκε μια τόσο μεγάλη θλιπτική αντοχή κονιάματος οφείλεται στο ότι εκτός από τις ανωτέρω τεχνικές ενίσχυσης θα εφαρμοστεί στη λιθοδομή και μανδύας εκτοξευόμενου σκυροδέματος αντοχής Cs40 κατά την εκτόξευση του οποίου οι ήδη καθαρισμένοι από το παλιό κονίαμα αρμοί θα

πληρωθούν από το νέο σκυρόδεμα. Μια τέτοια θεώρηση για το κονίαμα των αρμών δεν είναι δόκιμη, εντούτοις όμως χρησιμοποιείται προς απλοποίηση.

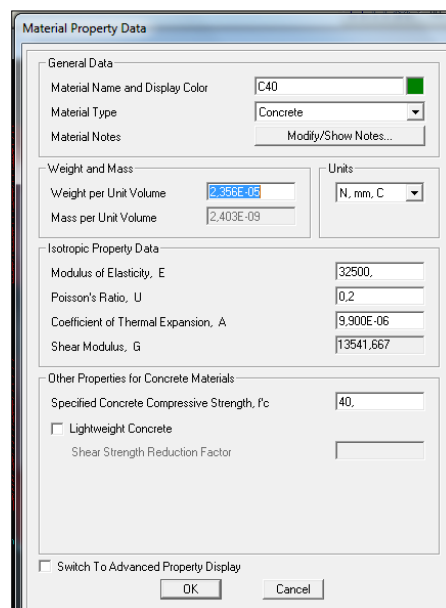
Στο χωρικό προσομοίωμα της προηγούμενης ανάλυσης έγιναν οι απαραίτητες αλλαγές ώστε να προκύψει το νέο προσομοίωμα για την παρούσα ανάλυση.

Έτσι αλλάχθηκαν τα μηχανικά χαρακτηριστικά του υλικού της λιθοδομής βάσει των ανωτέρω τιμών.



Εικόνα 4.34: Νέα μηχανικά χαρακτηριστικά υλικού λιθοδομής

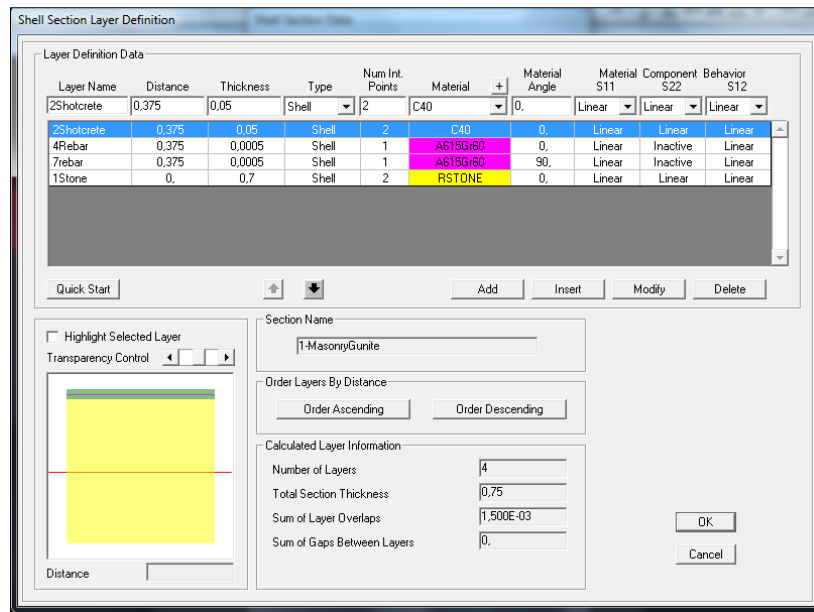
Εισήχθηκε ένα νέο υλικό σκυροδέματος αντοχής Cs40.



Εικόνα 4.35: Μηχανικά χαρακτηριστικά σκυροδέματος Cs40.

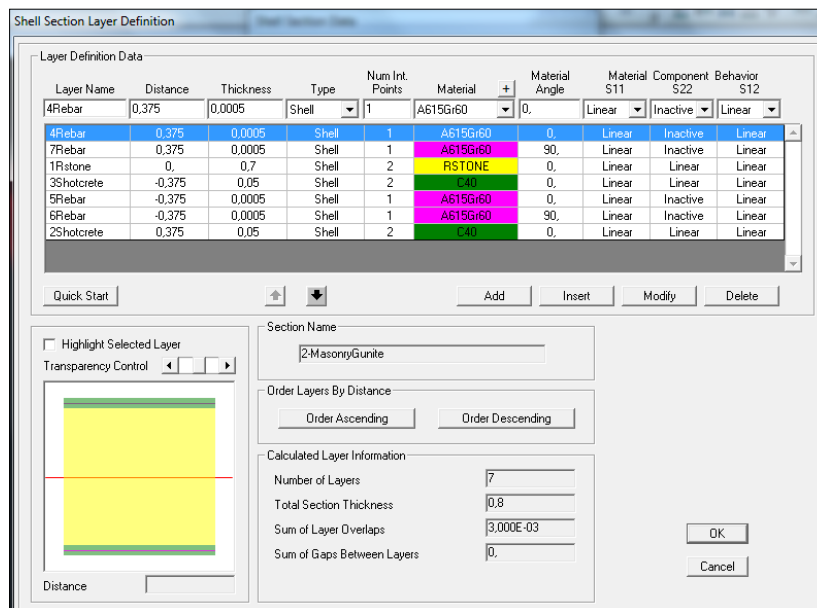
Βάσει των ανωτέρω υλικών διαμορφώθηκαν οι νέες διατομές για τις ενισχυμένες από εκτοξευόμενο σκυρόδεμα λιθοδομές.

Πιο συγκεκριμένα για τις δύο διατηρούμενες όψεις (νότια και δυτική) διαμορφώθηκε μια διατομή από στρώσεις υλικών (Shell layer) ώστε να προσομοιωθεί ο μονόπλευρος μανδύας πάχους 5 cm που θα εφαρμοστεί εσωτερικά των όψεων.



Εικόνα 4.36: Καθορισμός διατομής μονόπλευρου μανδύα λιθοδομής

Αντίστοιχα για τις υπόλοιπες όψεις διαμορφώθηκε μια διατομή κατά τον ίδιο τρόπο αλλά με αμφίπλευρο μανδύα.



Εικόνα 4.37: Καθορισμός διατομής αμφίπλευρου μανδύα λιθοδομής.

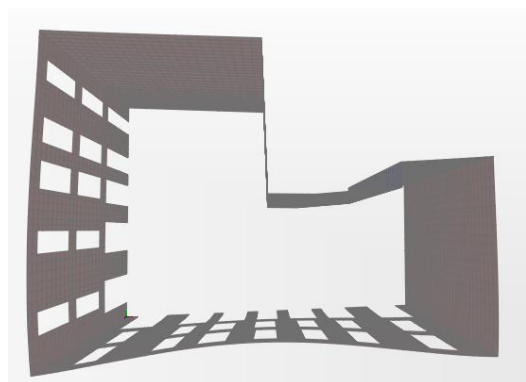
Οι επιβαλλόμενες φορτίσεις παρέμειναν οι ίδιες.

4.3.2 Αποτελέσματα ανάλυσης

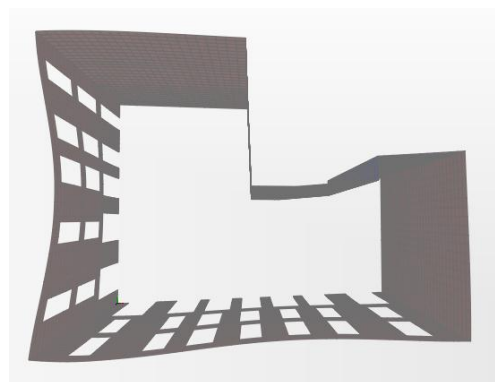
Ιδιομορφική ανάλυση

TABLE: Modal Participating Mass Ratios							
OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	SumUX	SumUY
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	0,264691	0,00828	0,10729	0,00828	0,10729
MODAL	Mode	2	0,181584	0,11827	0,01317	0,12656	0,12046
MODAL	Mode	3	0,124865	0,00961	0,02819	0,13617	0,14866
MODAL	Mode	4	0,110467	0,23322	0,01615	0,3694	0,16481
MODAL	Mode	5	0,097405	0,00007968	0,28187	0,36948	0,44667
MODAL	Mode	6	0,087715	0,01334	0,03707	0,38282	0,48374
MODAL	Mode	7	0,079989	0,04092	0,00027	0,42374	0,48401
MODAL	Mode	8	0,074566	0,0003	0,01171	0,42403	0,49573

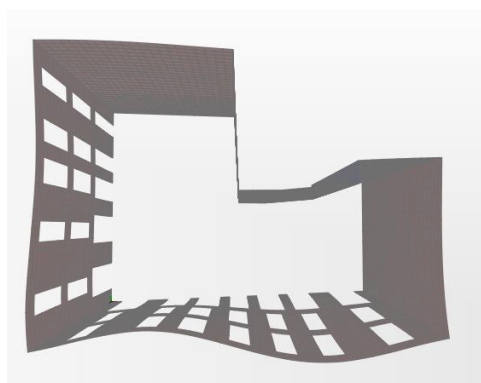
Πίνακας 4.6: Ιδιοπερίοδοι κατασκευής και ποσοστά ενεργοποιούμενης μάζας.



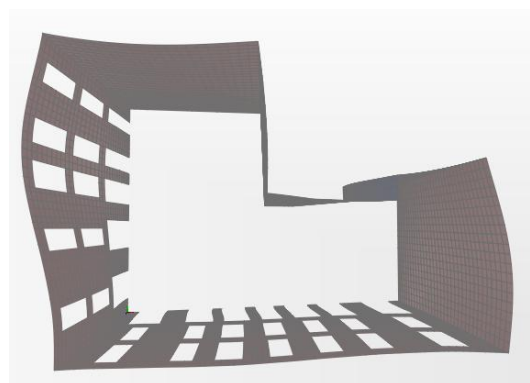
1^η ιδιομορφή



2^η ιδιομορφή



3^η ιδιομορφή

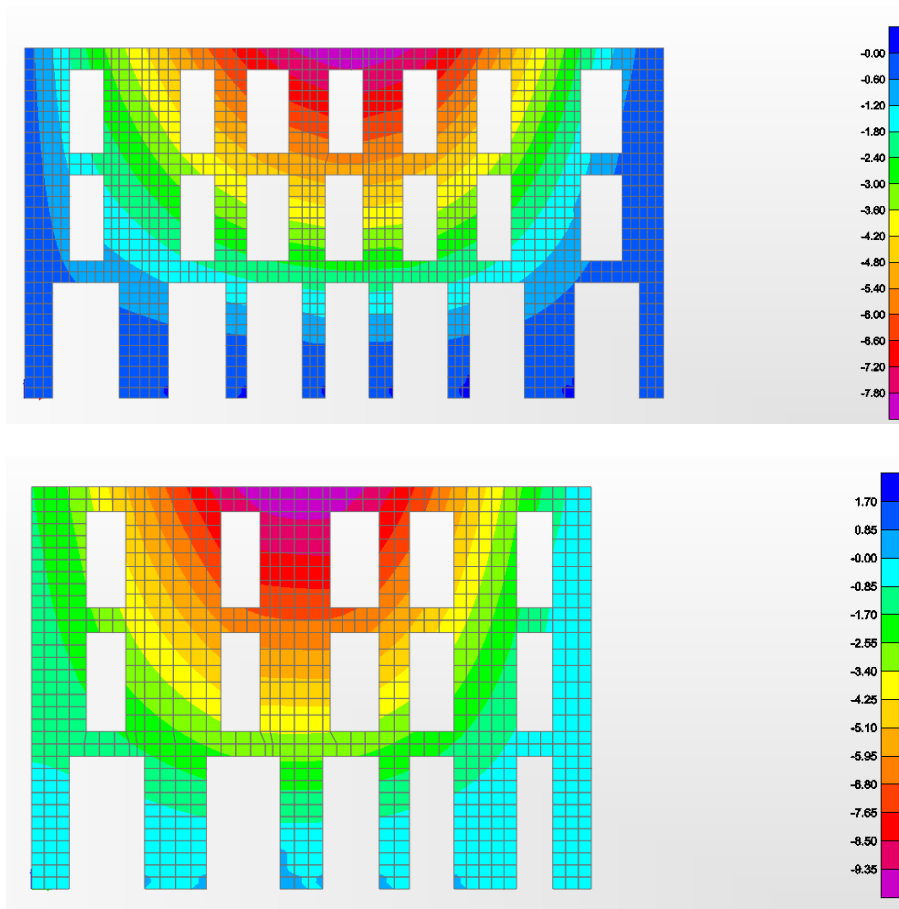


4^η ιδιομορφή

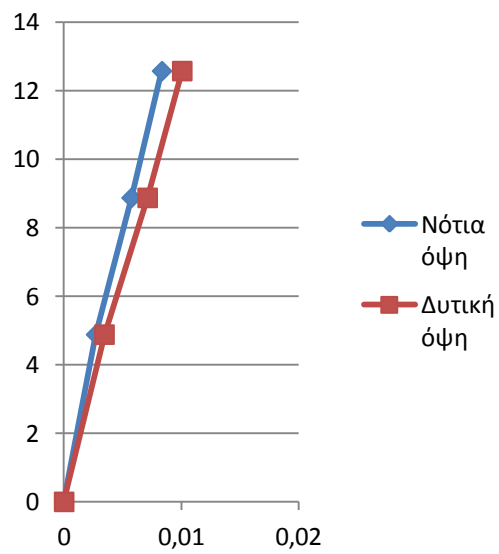
Εικόνα 4.38: Ιδιομορφές ταλάντωσης κατασκευής.

Εγκάρσιες παραμορφώσεις

Συνδυασμός Νο2

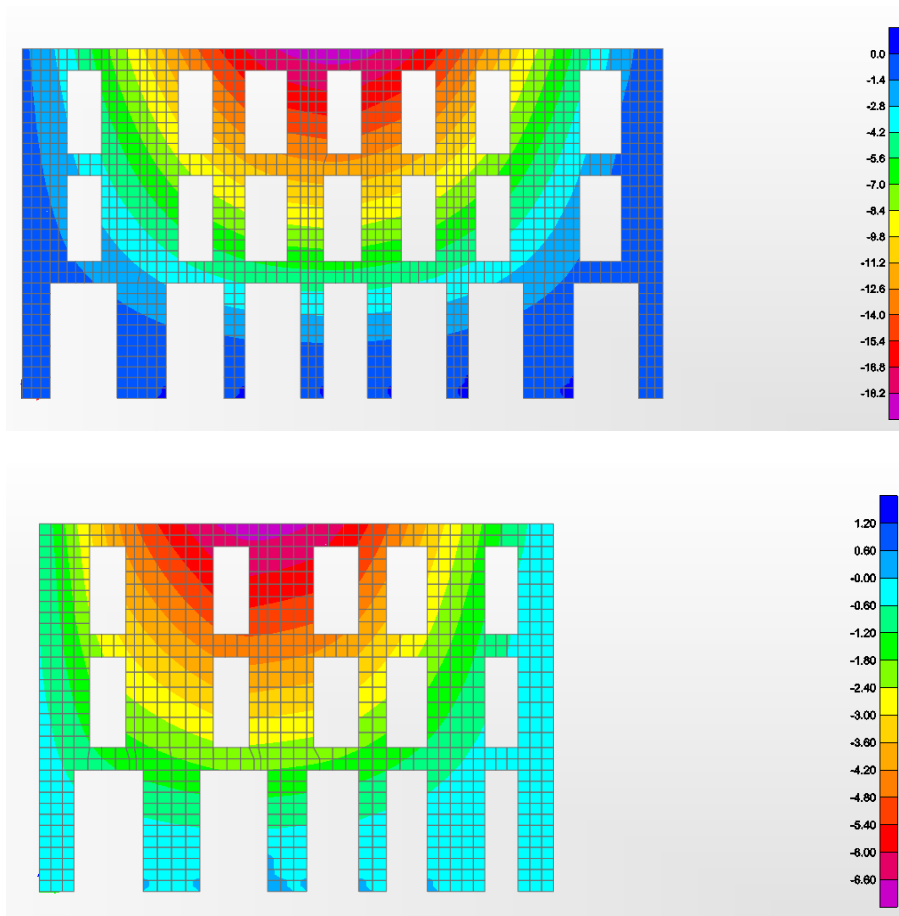


Εικόνα 4.39: Εγκάρσιες παραμορφώσεις νότιας και δυτικής όψης αντίστοιχα.

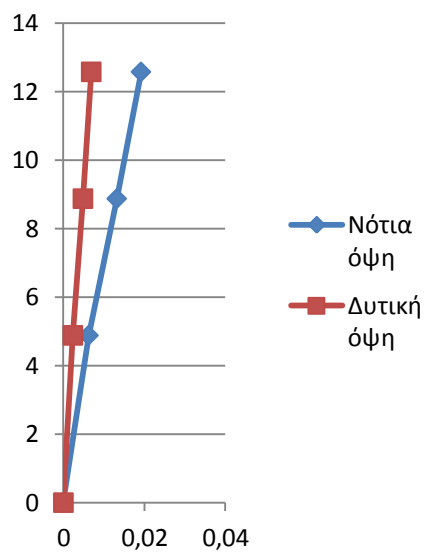


Διάγραμμα 4.5: Μέγιστες εγκάρσιες μετακινήσεις καθύψος των πεσσών.

Συνδυασμός Νο6



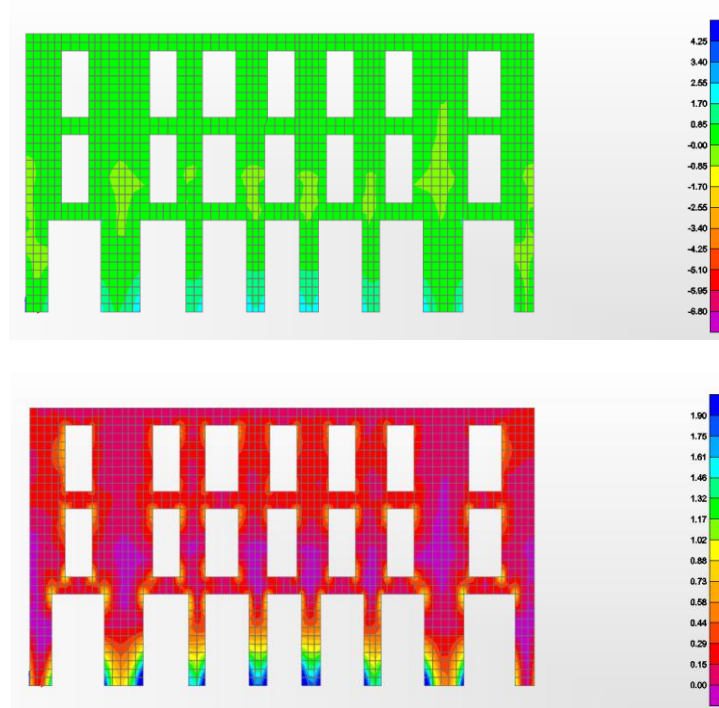
Εικόνα 4.40: Εγκάρσιες παραμορφώσεις νότιας και δυτικής όψης αντίστοιχα.



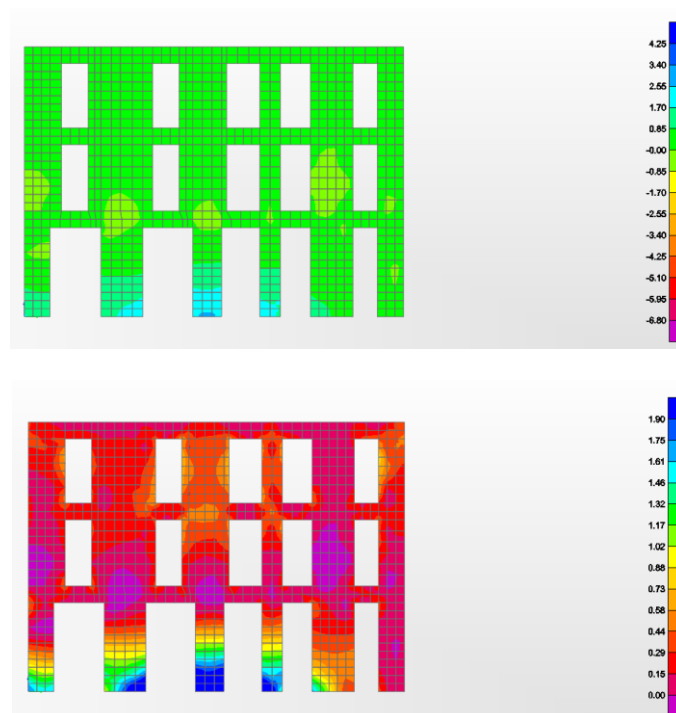
Διάγραμμα 4.6: Μέγιστες εγκάρσιες μετακινήσεις καθύψους των πεσσών.

Κατανομές ορθών τάσεων S22

Συνδυασμός Νο2

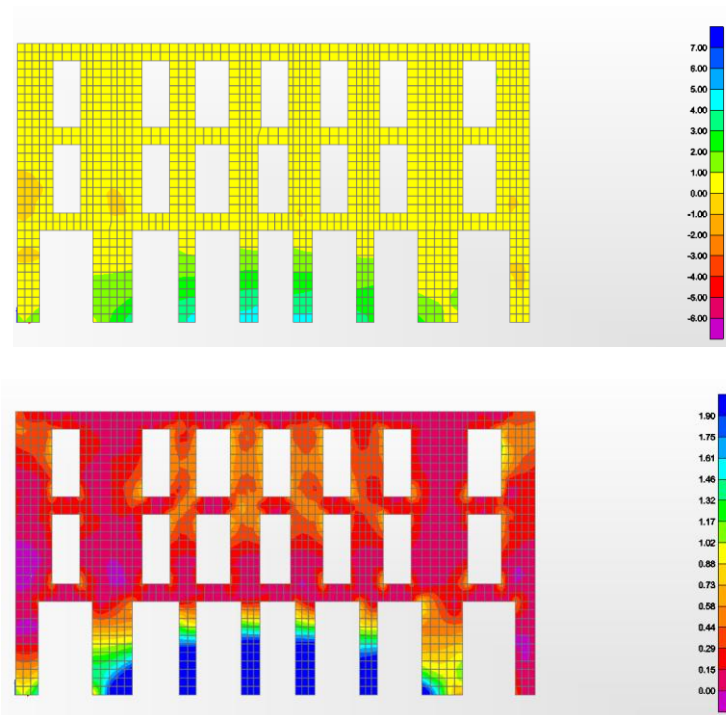


Εικόνα 4.41: Κατανομή ορθών τάσεων S22 νότιας όψης και περιοχές υπέρβασης νέας εφελκυστικής αντοχής.

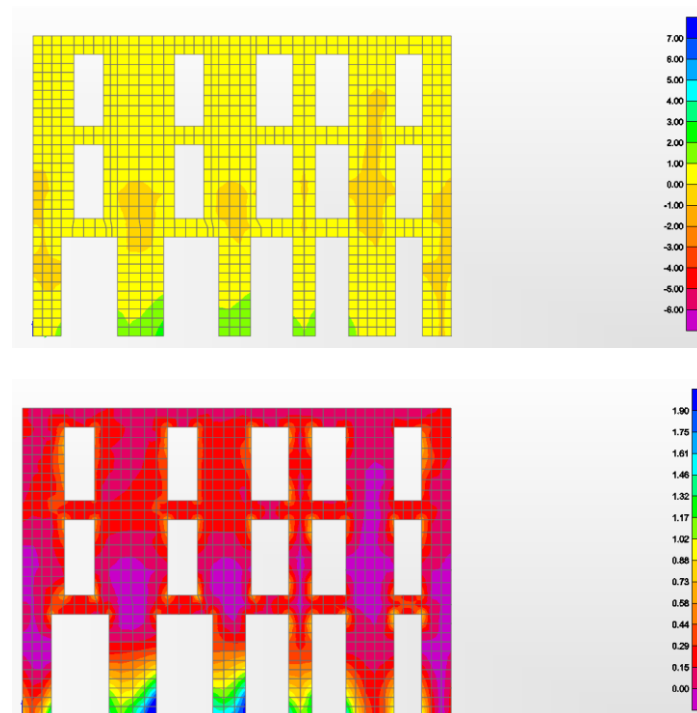


Εικόνα 4.42: Κατανομή ορθών τάσεων S22 δυτικής όψης και περιοχές υπέρβασης εφελκυστικής αντοχής

Συνδυασμός Νο6



Εικόνα 4.43: Κατανομή ορθών τάσεων S22 νότιας όψης και περιοχές υπέρβασης εφελκυστικής αντοχής.



Εικόνα 4.44: Κατανομή ορθών τάσεων S22 δυτικής όψης και περιοχές υπέρβασης εφελκυστικής αντοχής

Αντιδράσεις στηρίξεων

TABLE: Base Reactions					
OutputCase	CaseType	StepType	GlobalFX	GlobalFY	GlobalFZ
Text	Text	Text	KN	KN	KN
Q Ex 0.3Ey	Combination	Max	2521,75	1242,237	15800,734
Q 0.3Ex Ey	Combination	Max	1221,243	2633,229	15835,838

Πίνακας 4.7: Αντιδράσεις στηρίξεων Νο2 και Νο6 συνδυασμού

Από τα αποτελέσματα της ανάλυσης αυτής παρατηρούμε ότι η αύξηση της ακαμψίας που προσδώθηκε στη λιθοδομή από τις επεμβάσεις ενίσχυσης είχε ως αποτέλεσμα τη μείωση των μετακινήσεων κατά μια τάξη μεγέθους περίπου. Οι ορθές τάσεις που αναπτύσσονται και υπερβαίνουν την εφελκυστική αντοχή έχουν περιοριστεί σε πολύ μικρότερες περιοχές και εντοπίζονται κυρίως στους πόδες των πεσσών. Η έως τώρα ανάλυση έχει περιοριστεί στις κύριες όψεις του κτηρίου διότι έχουν ενισχυθεί με μονόπλευρο μανδύα και τα αποτελέσματα για αυτές είναι περισσότερο κρίσιμα.

Στο σημείο αυτό θα πρέπει να γίνει μια παρατήρηση η οποία αφορά στην προσομοίωση. Η θεώρηση του πολυστρωματικού υλικού και η εισαγωγή του προηγείται της εφαρμογής των μόνιμων φορτίων. Αυτό έχει ως συνέπεια ο μανδύας εκτοξευόμενου σκυροδέματος να συνεισφέρει στην ανάληψη του ίδιου βάρους της υπάρχουσας λιθοδομής με αποτέλεσμα μειωμένες τάσεις για την ίδια τη λιθοδομή. Στην πραγματικότητα όμως ο μανδύας εφαρμόζεται εκ των υστέρων και ενεργοποιείται η ακαμψία του αφού έχει ξεκινήσει η παραμόρφωση της κατασκευής.

4.4 Ανάλυση ενισχυμένου κελύφους και θεώρηση διαφραγματικής λειτουργίας.

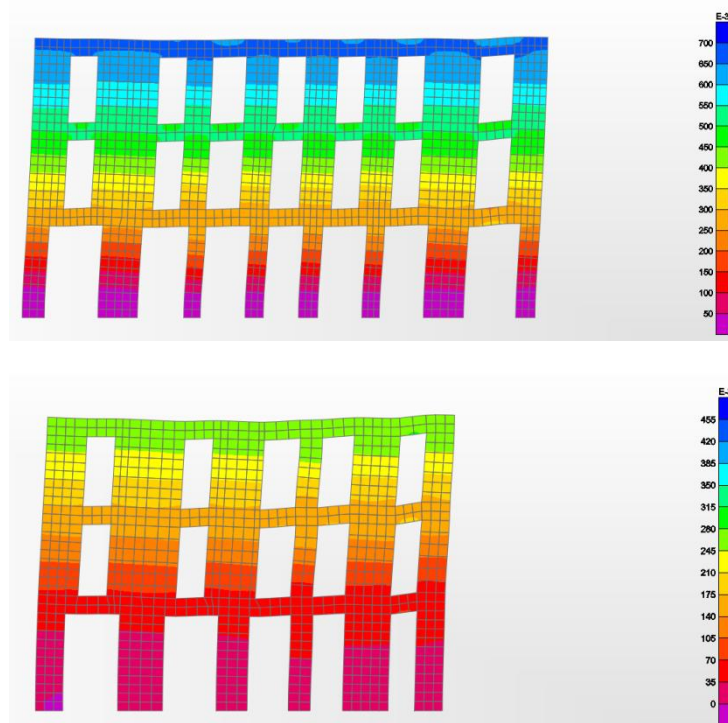
Η προηγούμενη ανάλυση έδειξε ότι με κατάλληλες επεμβάσεις μπορούν να βελτιωθούν τα μηχανικά χαρακτηριστικά της μάζας της λιθοδομής και κατ' επέκταση της όλης κατασκευής πράγμα το οποίο αποτυπώθηκε στις μετακινήσεις και στις αναπτυσσόμενες τάσεις. Παρόλα αυτά όμως οι αναπτυσσόμενες τάσεις από την εκτός επιπέδου παραμόρφωση εξακολουθούν να είναι μεγάλες σε σχέση με την εφελκυστική αντοχή. Η περαιτέρω μείωση των τάσεων αυτών μπορεί να επιτευχθεί με τη μεταφορά μέρους των δυνάμεων που ασκούνται κάθετα στις λιθοδομές σε τοιχοποιίες παράλληλες στις δυνάμεις. Αυτή τη λειτουργία εξυπηρετούν τα οριζόντια διαφράγματα.

Στην παράγραφο αυτή θα αναλυθεί η κατασκευή με θεώρηση άκαμπτων διαφραγμάτων στο ύψος των ορόφων. Η μέθοδος που θα χρησιμοποιηθεί για αυτήν την ανάλυση είναι η ισοδύναμη στατική.

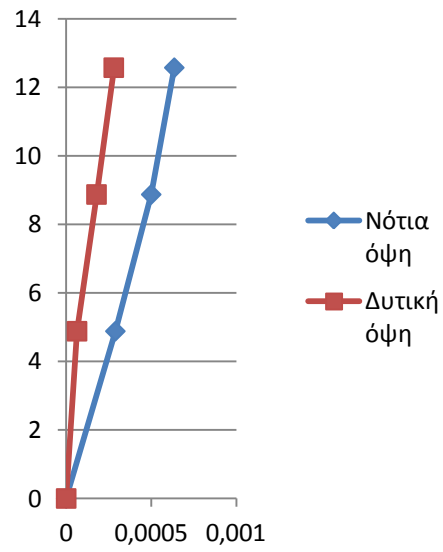
4.4.1 Αποτελέσματα ανάλυσης

Μετακινήσεις ορόφων

Συνδυασμός Νο2

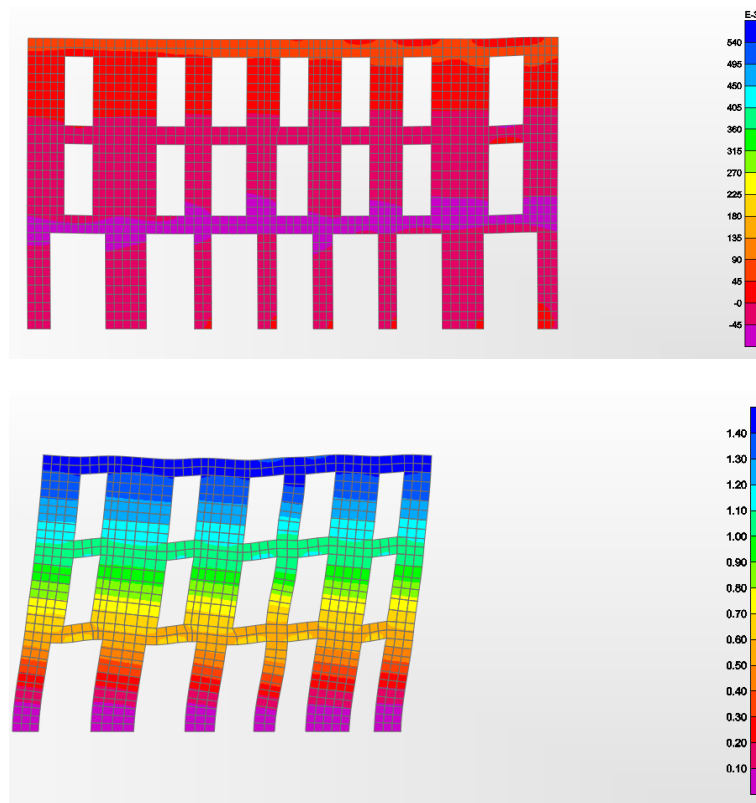


Εικόνα 4.45: Μετακινήσεις ορόφων



Διάγραμμα 4.7: Μετακινήσεις ορόφων

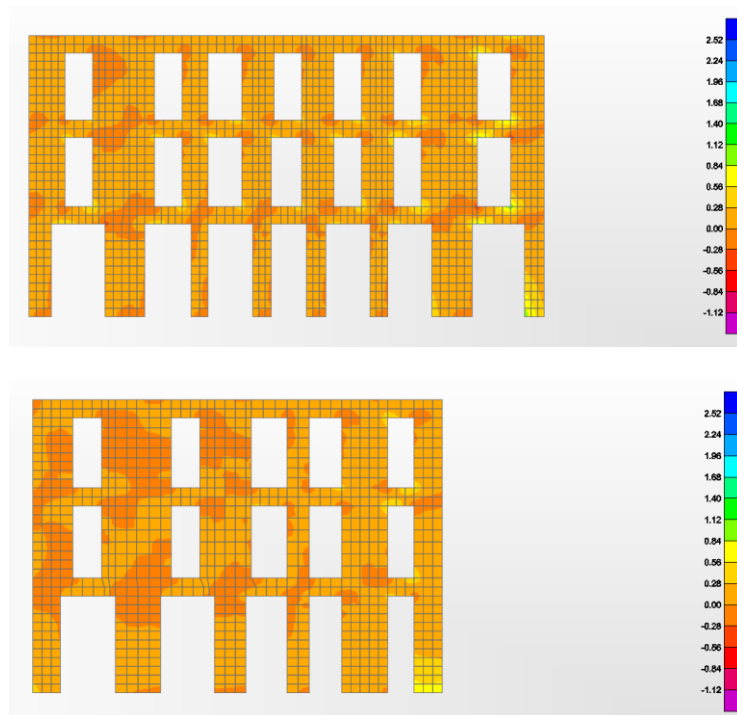
Συνδυασμός Νο6



Εικόνα 4.46: Μετακινήσεις ορόφων

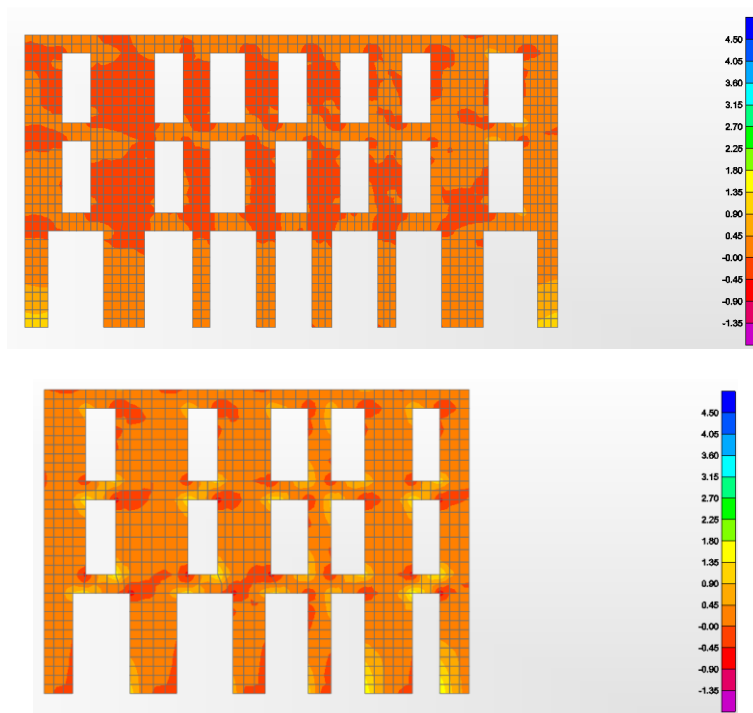
Κατανομή κύριων εφελκυστικών τάσεων

Συνδυασμός Νο2



Εικόνα 4.47: Κατανομή κύριων εφελκυστικών τάσεων νότιας και δυτικής όψης

Συνδυασμός Νο6



Εικόνα 4.48: Κατανομή κύριων εφελκυστικών τάσεων νότιας και δυτικής όψης

Αντιδράσεις στηρίξεων

TABLE: Base Reactions				
OutputCase	CaseType	GlobalFX	GlobalFY	GlobalFZ
Text	Text	KN	KN	KN
COMB1	No2	- 5598,992	- 2288,579	15753,433
COMB2	No6	- 1679,698	- 7628,598	15753,433

Πίνακας 4.8: Αντιδράσεις στήριξης συνδυασμών No2 και No6

Από τα αποτελέσματα της ανωτέρω ανάλυσης παρατηρούμε τις αρκετά μικρές μετακινήσεις καθώς και τιμές κύριων εφελκυστικών τάσεων μικρότερες της εφελκυστικής αντοχής. Η θεώρηση των διαφραγμάτων οδήγησε στην επιθυμητή μείωση της έντασης της απόκρισης της κατασκευής.

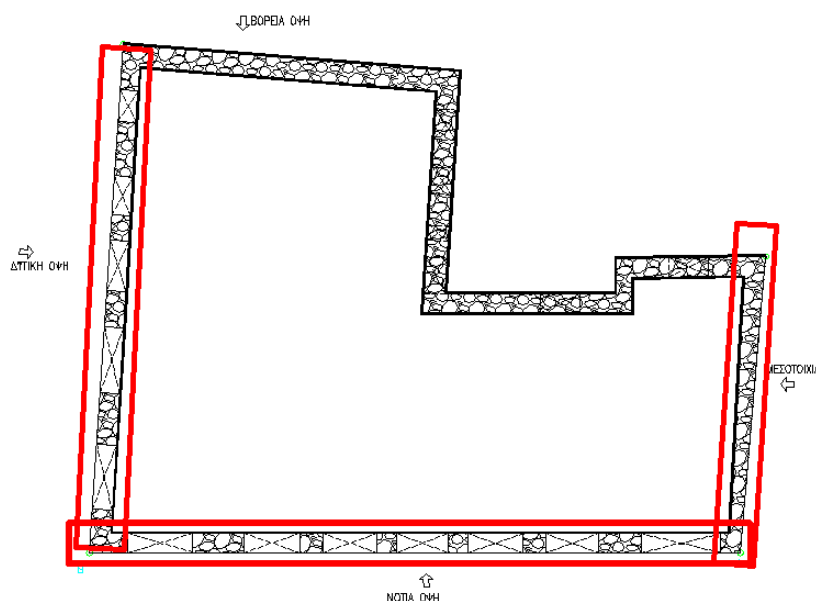
4.5 Ανάλυση κελύφους με μεταλλικά διαφράγματα.

Από την προηγούμενη ανάλυση έγινε φανερό ότι είναι απαραίτητη η εγκάρσια στήριξη καθύψος των λιθοδομών μέσω διαφραγμάτων. Τα διαφράγματα αυτά εκτός από την στήριξη αυτή που θα παρέχουν, θα πρέπει να είναι και αρκετά άκαμπτα και κατάλληλα διατεταγμένα στην κάτοψη, ώστε να μεταβιβάζουν τις αναλαμβανόμενες δυνάμεις από τις εκτός επιπέδου καταπονήσεις των τοίχων που αντιστηρίζουν σε τοίχους παραλλήλως της διεύθυνσης των οριζοντίων δυνάμεων.

Στην παράγραφο αυτή θα διαμορφωθούν τα διαφράγματα αυτά, θα επιλυθεί/ελεγχθεί ο φορέας και η απόκριση των λιθοδομών βάσει των ίδιων φορτίσεων ώστε να διαπιστωθεί κατά πόσο η παραδοχή της ανάλυσης του προηγούμενου κεφαλαίου απέχει από μια κατασκευαστική λύση.

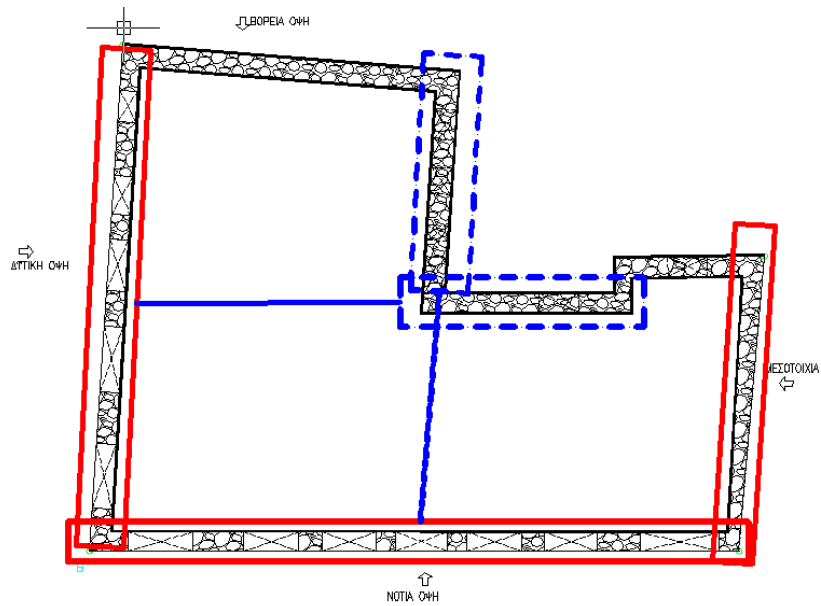
4.5.1 Παραδοχές.

Οι περισσότερο ευάλωτες τοιχοποιίες στο υπόψη κτήριο είναι οι δύο διατηρούμενες (νότια και δυτική) λόγω των ανοιγμάτων που έχουν αλλά και λόγω του ότι ο εφαρμοζόμενος μανδύας είναι μονόπλευρος καθώς και η ανατολική ως μεσοτοιχία με όμορο κτίσμα.



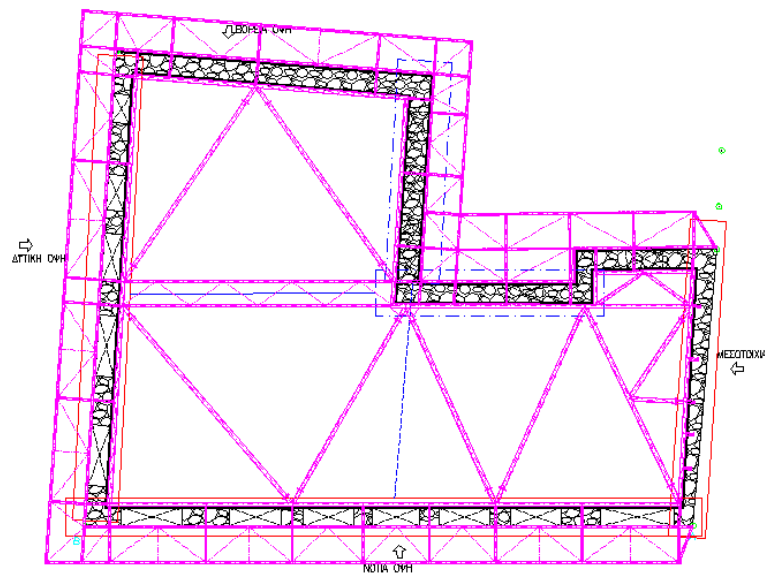
Σχήμα 4.1: Λιθοδομές μονόπλευρου μανδύα.

Οι λιθοδομές που βρίσκονται απέναντι από τους ανωτέρω τοίχους μπορούν να χρησιμοποιηθούν ως στηρίξεις τους.

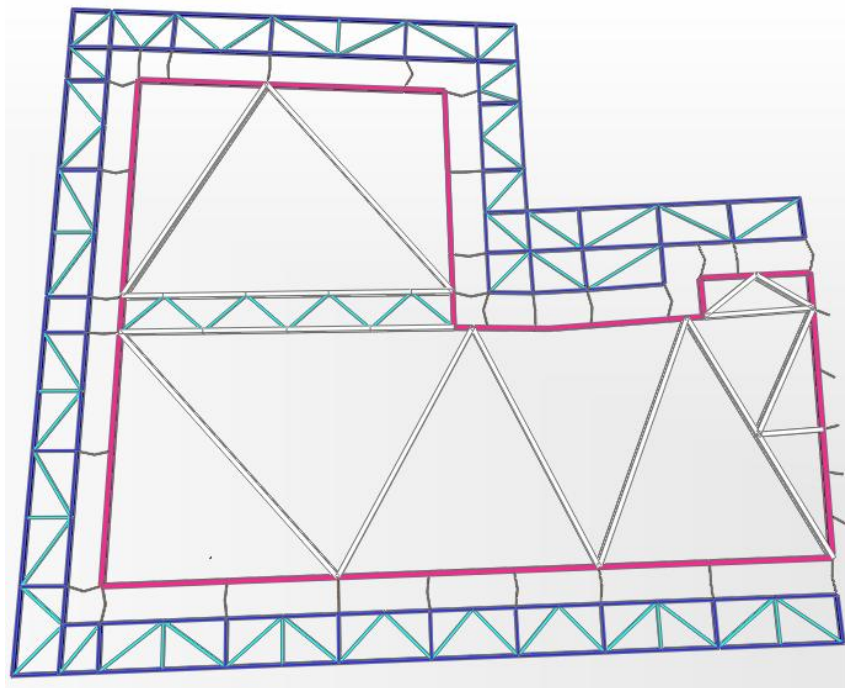


Σχήμα 4.2: Δομικά στοιχεία ακαμψίας προς στήριξη των όψεων.

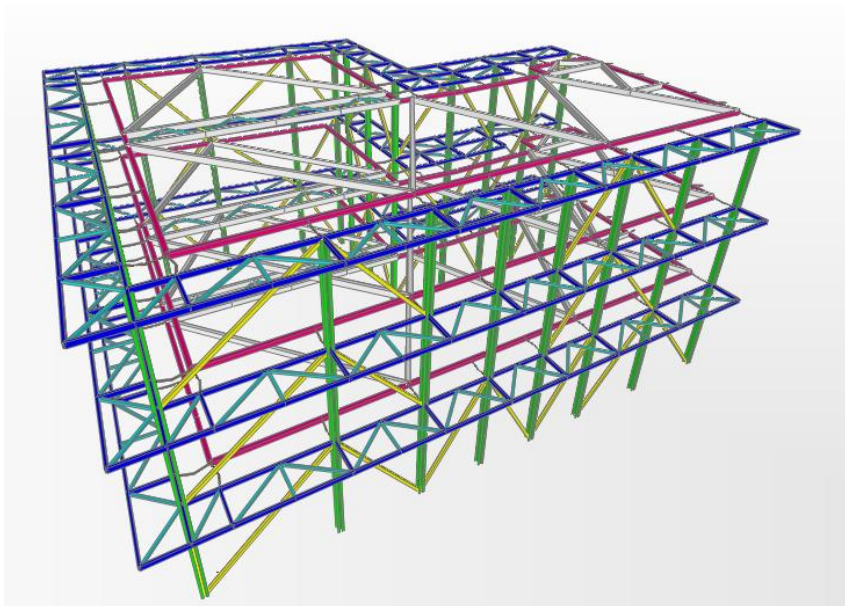
Η όλη κατασκευή αποτελείται από δύο μεταλλικούς δακτυλίους εξωτερικά και εσωτερικά των λιθοδομών οι οποίοι συνδέονται άκαμπτα σε συγκεκριμένες θέσεις μεταξύ τους μέσω εγκαρσίων διαμπερών οπών στη λιθοδομή. Ο εξωτερικός δακτύλιος στηρίζεται σε μεταλλικά υποστυλώματα τα οποία είναι πακτωμένα σε περιμετρικούς πασάλλους όπως έχει ήδη αναφερθεί σε άλλη θέση. Στο μέσο οριζόντιο επίπεδο του εσωτερικού δακτυλίου διαμορφώνονται κατάλληλα επιμέρους δικτυώματα ώστε να εξασφαλιστεί οριζόντια διαφραγμάτωση. Στην εξωτερική περίμετρο όπου υπάρχουν τα μεταλλικά υποστυλώματα κατασκευάζονται κατακόρυφα διαφράγματα.



Σχήμα 4.3: Οριζόντιο μεταλλικό διάφραγμα.



Εικόνα 4.49: Προσομοίωμα μεταλλικού διαφράγματος.



Εικόνα 4.50: Προσομοίωμα οριζόντιων και κατακόρυφων μεταλλικών διαφραγμάτων.

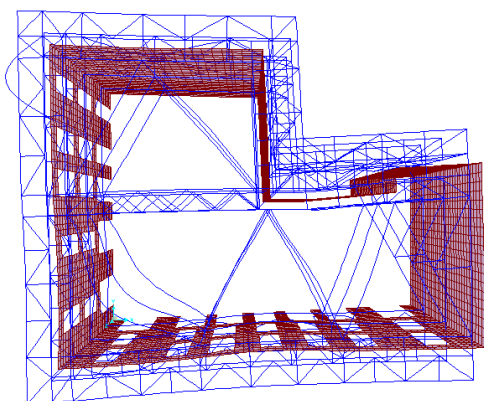
Κατά την ανάλυση δεν δεσμεύονται κινηματικά οι κόμβοι στις στάθμες των ορόφων. Ο εσωτερικός δακτύλιος πακτώνεται σε συγκεκριμένες θέσεις στην εσωτερική πλευρά της λιθοδομής δηλαδή αναρτάται ουσιαστικά πάνω σε αυτήν. Ο εξωτερικός δακτύλιος συνδέεται σε συγκεκριμένες θέσεις με τον εσωτερικό μέσω ραβδωτών στοιχείων ώστε να συνεργάζονται.

Οι παραδοχές όσον αφορά στα υλικά και τις διατομές είναι εκείνες της προηγούμενης παραγράφου εκτός των νεοεισαχθέντων μεταλλικών διατομών.

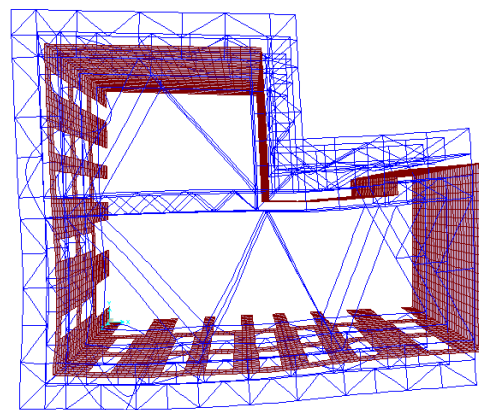
4.5.2 Αποτελέσματα ανάλυσης.

Ιδιομορφική ανάλυση

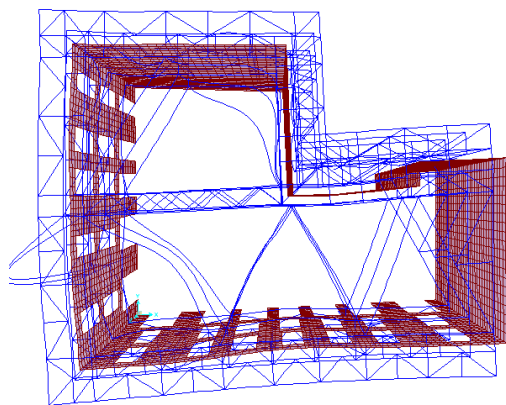
Η ιδιομορφική ανάλυση της κατασκευής απαιτεί να ληφθούν πολλές ιδιομορφές έως ότου ενεργοποιηθεί πάνω από το 90% της μάζας της κατασκευής. Αυτό εξηγείται από τις μεγάλες ιδιοπερίόδους ταλάντωσης των μεταλλικών στοιχείων. Στις παρακάτω εικόνες παρουσιάζονται ιδιομορφές με τα μεγαλύτερα ποσοστά μάζων κατά τον άξονα x και y αντίστοιχα.



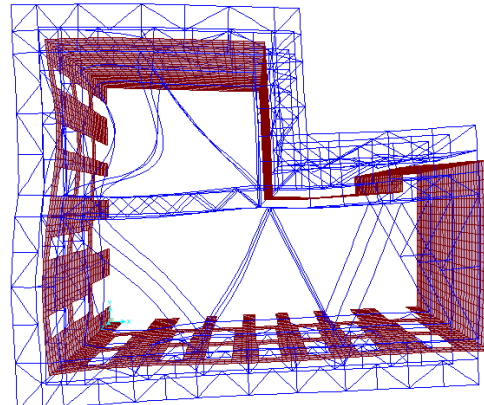
Εικόνα 4.51: $T_{39}=0.095\text{sec}$



Εικόνα 4.52: $T_{19}=0.115$



Εικόνα 4.53: $T_{52}=0.084$



Εικόνα 4.54: $T_{34}=0.09$

Mode	Period	UX	UY
1	0.306953	2.896E-11	2.358E-08
2	0.306926	8.591E-09	8.502E-08
3	0.230092	6.064E-09	1.399E-08
4	0.230063	4.976E-09	6.613E-09
5	0.172506	3.169E-08	3.729E-09

Πίνακας 4.4: Οι πρώτες 8 ιδιοπερίοδοι ταλάντωσης και αντίστοιχες ενεργοποιούμενες μάζες.

Οι δύο πίνακες που ακολουθούν αφορούν σε πέντε ιδιομορφές και τις αντίστοιχες ιδιοπεριόδους με τα μεγαλύτερα ποσοστά ενεργοποιούμενης μάζας κατά τη διεύθυνση x και y αντίστοιχα.

Mode	Period	UX	UY
	Sec	Unitless	Unitless
39	0.095528	0.23405	0.07176
19	0.114943	0.13126	0.22344
88	0.07355	0.06521	0.00704
52	0.084285	0.04186	0.13291
189	0.048526	0.03058	0.00306

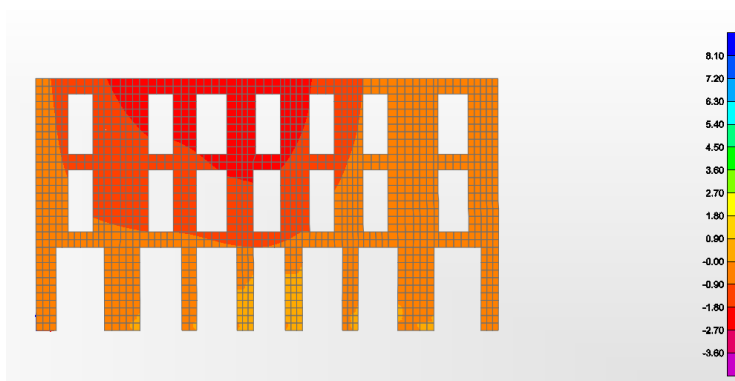
Πίνακας 4.5: Ποσοστό μάζας κατά την διεύθυνση x-x

Mode	Period	UX	UY
	Sec	Unitless	Unitless
19	0.114943	0.13126	0.22344
52	0.084285	0.04186	0.13291
39	0.095528	0.23405	0.07176
102	0.069525	0.00427	0.05158
169	0.054743	0.02026	0.03912

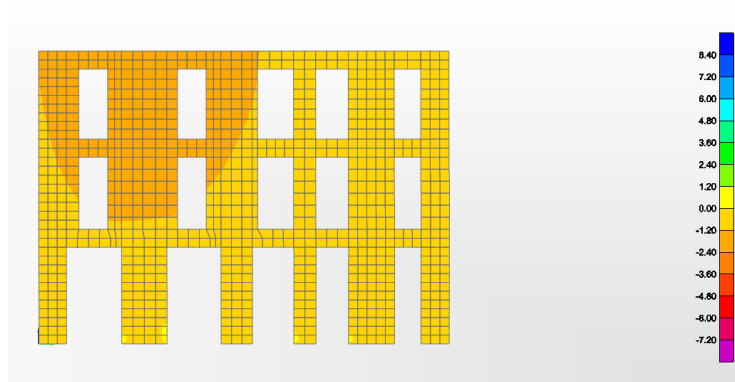
Πίνακας 4.6: Ποσοστό μάζας κατά την διεύθυνση y-y

Εγκάρσιες παραμορφώσεις

Συνδυασμός Νο2

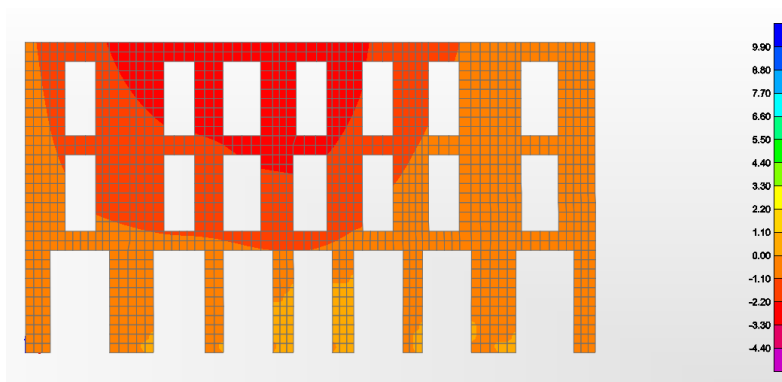


Εικόνα 4.55: Εγκάρσιες παραμορφώσεις νότιας όψης.

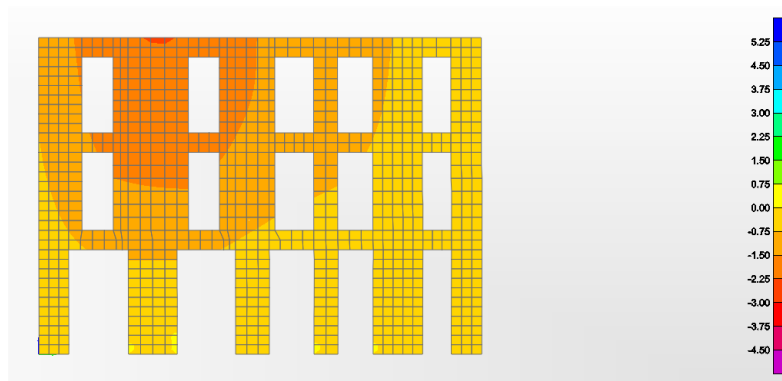


Εικόνα 4.56: Εγκάρσιες παραμορφώσεις δυτικής όψης.

Συνδυασμός Νο6



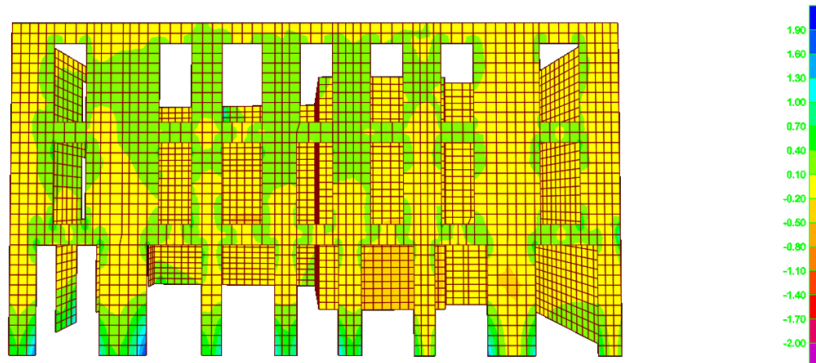
Εικόνα 4.57: Εγκάρσιες παραμορφώσεις νότιας όψης.



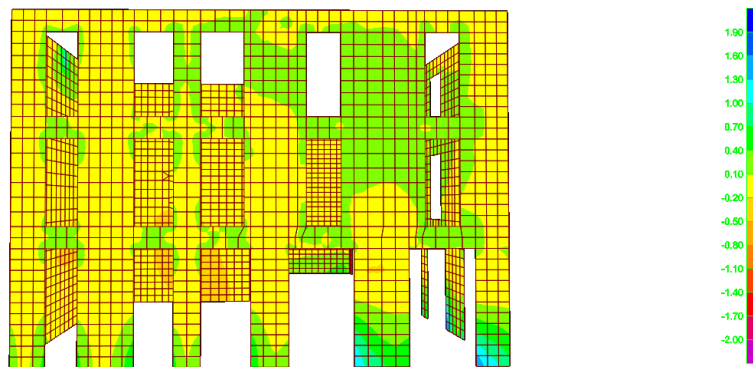
Εικόνα 4.58: Εγκάρσιες παραμορφώσεις δυτικής όψης.

Κατανομές ορθών τάσεων S22

Συνδυασμός Νο2

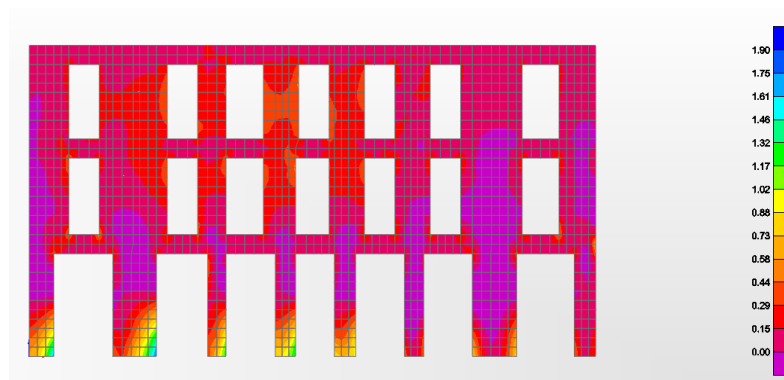


Εικόνα 4.59: Κατανομή μέγιστων ορθών τάσεων S22 νότιας όψης.

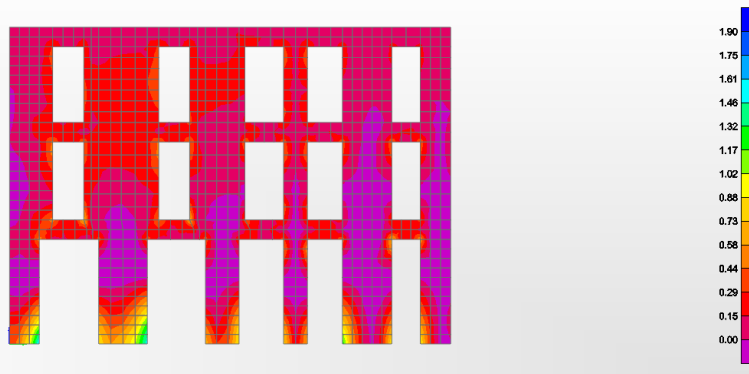


Εικόνα 4.60: Κατανομή μέγιστων ορθών τάσεων S22 δυτικής όψης.

Συνδυασμός Νο6



Εικόνα 4.61: Κατανομή μέγιστων ορθών τάσεων S22 νότιας όψης.



Εικόνα 4.62: Κατανομή μέγιστων ορθών τάσεων S22 δυτικής όψης.

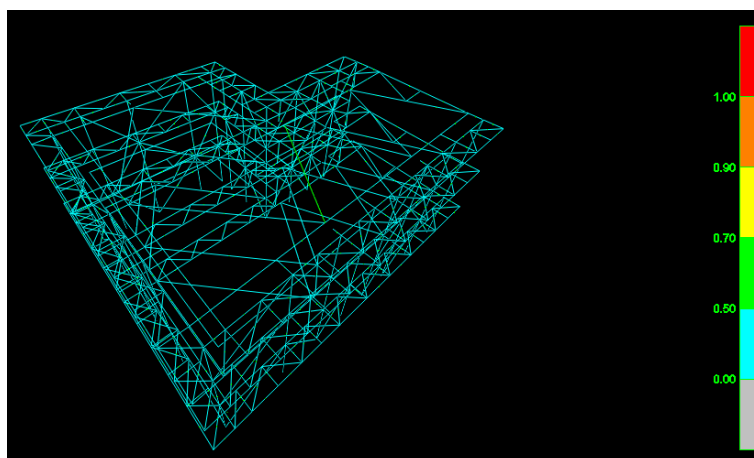
Αντιδράσεις στηρίξεων

TABLE: Base Reactions					
OutputCase	CaseType	StepType	GlobalFX	GlobalFY	GlobalFZ
Text	Text	Text	KN	KN	KN
RS Q Ex 0.3Ey	Combination	Max	3399,836	1973,346	16284,99
RS Q 0.3Ex Ey	Combination	Max	2004,431	3244,247	16289,063

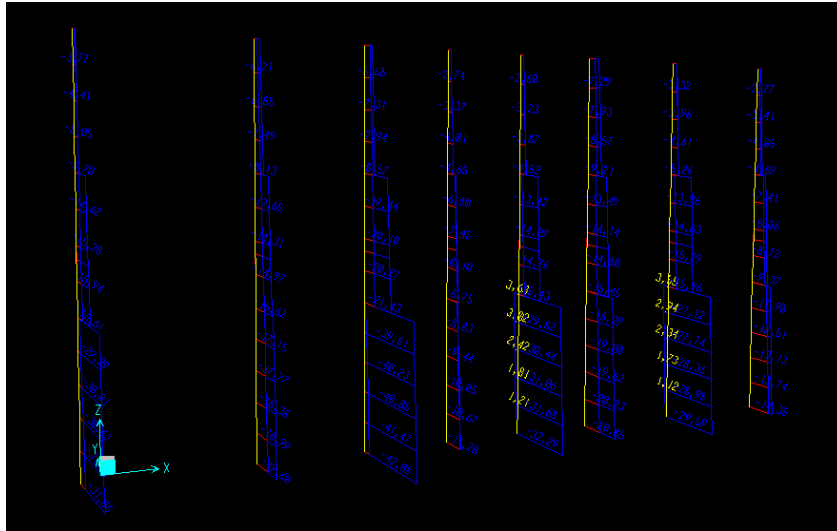
Πίνακας 4.7: Αντιδράσεις στηρίξεων

Από τα ανωτέρω αποτελέσματα παρατηρούμε ότι οι μετακινήσεις-παραμορφώσεις εγκαρσίως των λιθοδομών έχουν περιοριστεί αρκετά. Ομοίως και οι μέγιστες αναπτυσσόμενες ορθές τάσεις οι οποίες δεν ξεπερνούν την εφελκυστική αντοχή των 1,9Μρα της λιθοδομής.

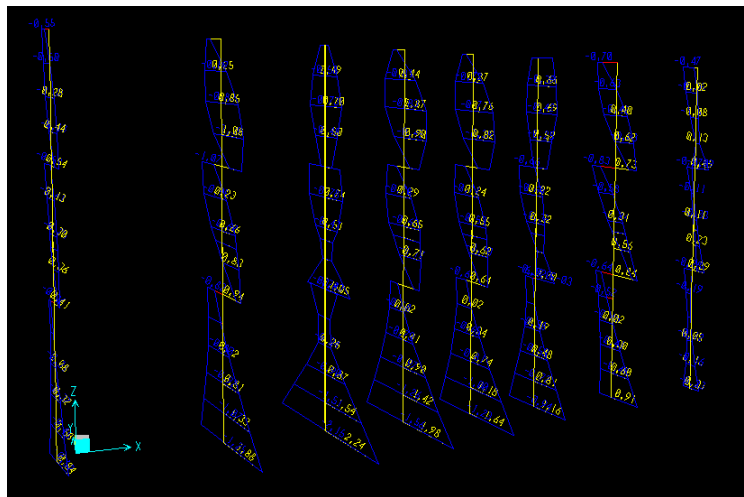
Για τους δύο συνήθεις συνδυασμούς Νο2 και Νο6 που έχουν παρουσιαστεί έως τώρα σχεδιάζεται και ελέγχεται η μεταλλική κατασκευή η οποία απαρτίζει τα οριζόντια και κατακόρυφα μεταλλικά διαφράγματα. Αποτελέσματα των ελέγχων βάσει EC3 καθώς και ενδεικτικά διαγράμματα εντατικών μεγεθών παρουσιάζονται παρακάτω.



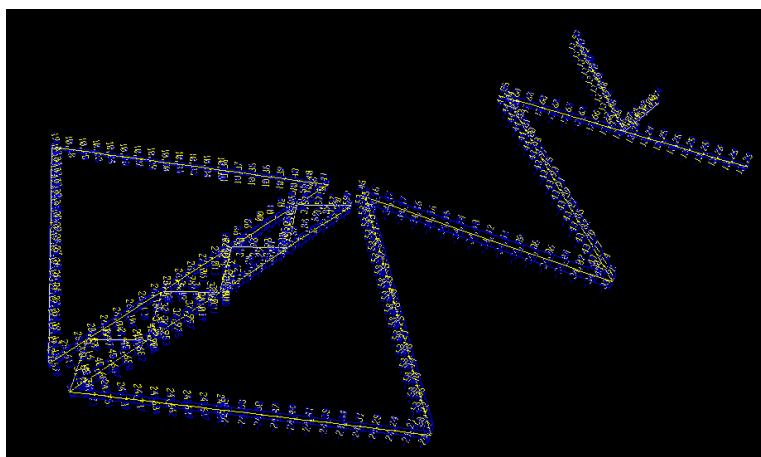
Εικόνα 4.63: Χρωματική απεικόνιση συντελεστή τάσεων για αξονική και ροπή (PMM ratio).



Εικόνα 4.64: Διάγραμμα περιβαλλουσών αξονικών δυνάμεων υποστυλωμάτων νότιας όψης για το σεισμικό συνδυασμό Νο2



Εικόνα 4.65: Διάγραμμα περιβαλλουσών καμπτικών ροπών κατά τον ισχυρό άξονα νότιας όψης για τον συνδυασμό Νο2.



Εικόνα 4.66: Διάγραμμα περιβαλλουσών αξονικών διαφράγματος οροφής ισογείου συνδυασμού Νο2.

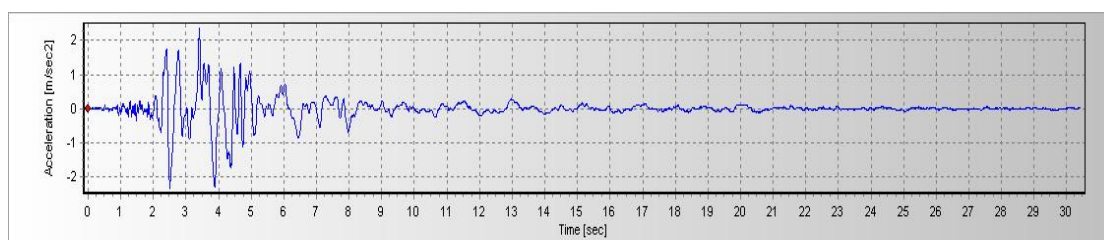
Προς επιβεβαίωση όλων των ανωτέρω παραδοχών και αποτελεσμάτων είναι σκόπιμο να ελεγχθεί η κατασκευή και με τη χρήση επιταχυνσιογραφήματων.

Τα επιταχυνσιογραφήματα αφορούν στην χρονοϊστορία της επιτάχυνσης του βραχώδους υποβάθρου κατά κύριο λόγο και όπου αυτό είναι εφικτό. Για την χρήση τους στις κατασκευές βάσει του κανονισμού θα πρέπει να επιλεγούν καταλλήλως αρκετά τέτοια γραφήματα το μέσο φάσμα το οποίων να υπερκαλύπτει το εκείνο του κανονισμού.

Η παραπάνω διαδικασία απαιτεί αρκετά μεγάλη υπολογιστική ισχύ και είναι χρονοβόρα, ταυτόχρονα όμως είναι και η πιο ακριβής μέθοδος για τον έλεγχο των κατασκευών αφού έχουν σχεδιαστεί με κάποια άλλη μέθοδο.

Στην παρούσα εργασία χρησιμοποιήθηκε ένα μόνο φυσικό επιταχυνσιογράφημα κατά τη διεύθυνση του άξονα x-x και γ-γ με μέγιστη εδαφική επιτάχυνση περίπου ίδια με εκείνη του φάσματος του κανονισμού και τα αποτελέσματά του συγκρίθηκαν με εκείνα δυναμικής φασματικής μεθόδου για τον ίδιο συνδυασμό.

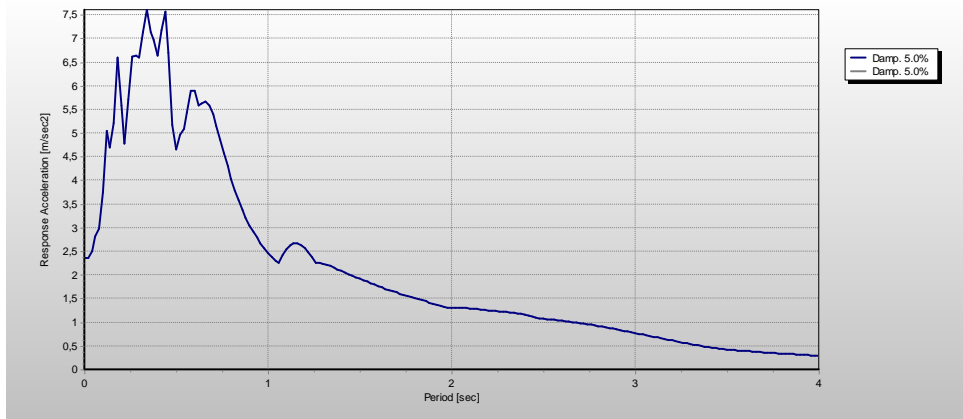
Επιταχυνσιογράφημα φόρτισης



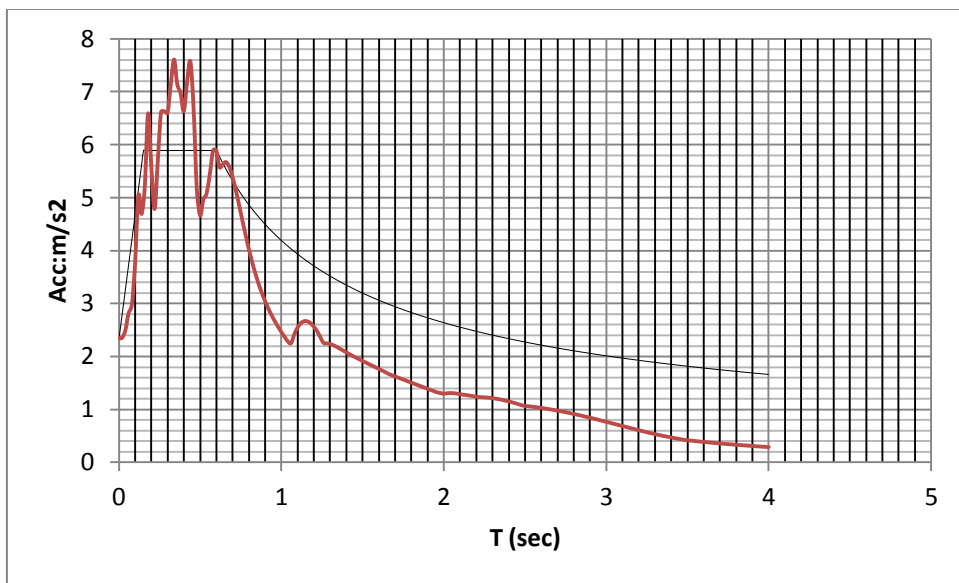
Διάγραμμα 4.1: Επιταχυνσιογράφημα φόρτισης

Parameter	Corrected Accelerogram
Max. Aceleration (m/sec2)	2,35324
Time of Max. Aceleration (sec)	3,41
Max. Velocity (cm/sec)	32,74765
Time of Max. Velocity (sec)	3,73
Max. Displacement (cm)	10,71908
Time of Max. Displacement (sec)	30,44
Vmax / Amax: (sec)	0,13916
Predominant Period (sec)	0,34
Mean Period (sec)	0,59847

Πίνακας 4.8: Χαρακτηριστικά μεγέθη γραφήματος.



Διάγραμμα 4.2: Ελαστικό φάσμα επιταχυνσιογραφήματος.



Διάγραμμα 4.3: Συγκριτικό διάγραμμα φασμάτων κανονισμού και επιταχυνσιογραφήματος.

Αποτελέσματα ανάλυσης χρονοϊστορίας για το συνδυασμό Νο2

Αντιδράσεις στηρίξεων

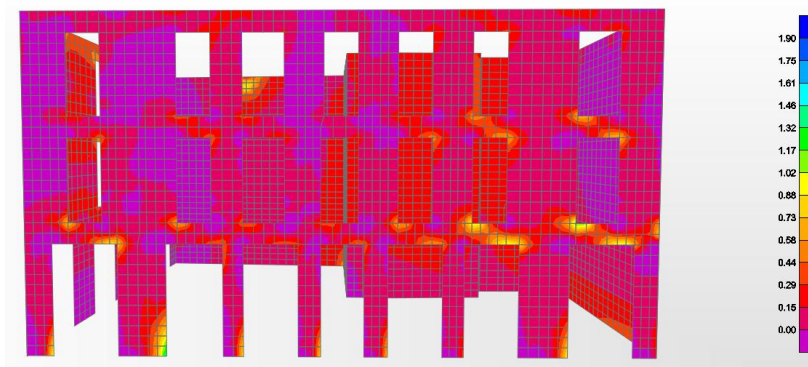
OutputCase	CaseType	StepType	GlobalFX	GlobalFY	GlobalFZ	GlobalMZ
Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m
THnewX-1	LinDirHis	Max	4437,706	2023,979	16059,789	30892,5927
THnewX-1	LinDirHis	Min	-4178,975	1591,386	0	-28877,0609

Πίνακας 4.9:Μέγιστες αντιδράσεις βάσης χρονοϊστορίας.

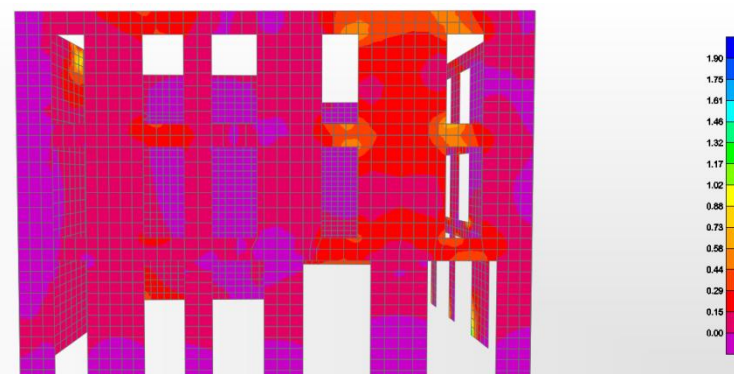
Παρακάτω παρουσιάζονται τα διαγράμματα κατανομών των κύριων εφελκυστικών τάσεων της νότιας και δυτικής όψης για τις χρονικές στιγμές που πραγματοποιούνται οι μέγιστες απόλυτες τιμές των αντιδράσεων βάσης.

max Global Fx, t1=4,343sec

Smax (south façade)

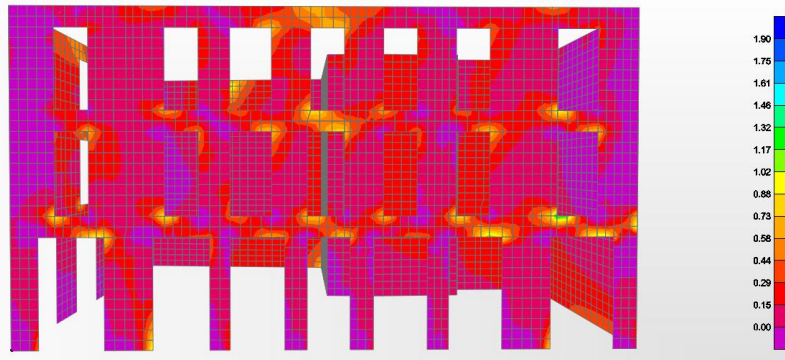


Smax (west façade)

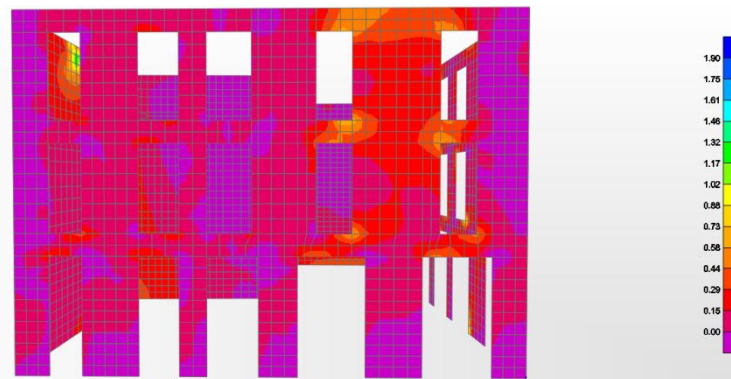


max Global Fy, t2=3,343sec

Smax (south façade)

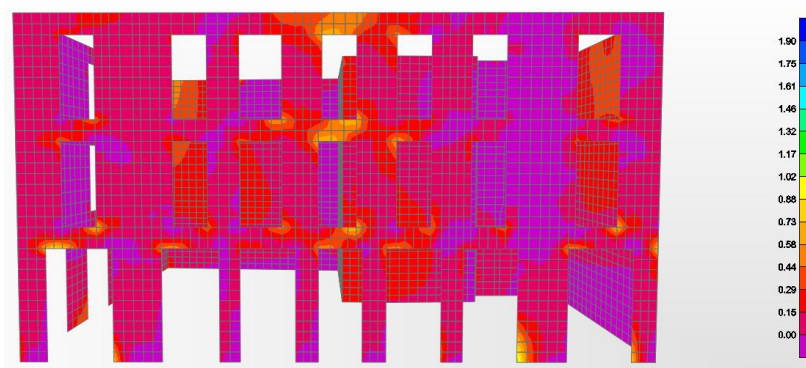


Smax (west façade)

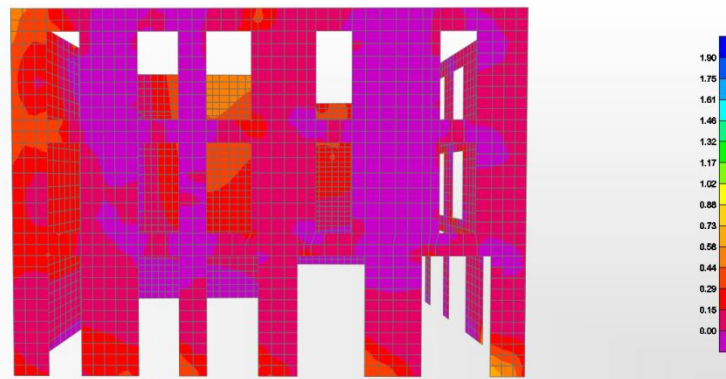


max Global Mz, t3=3,445sec

Smax (south façade)



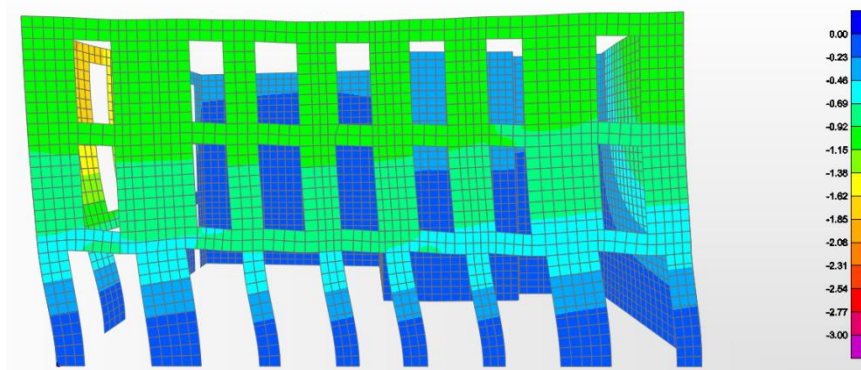
Smax (west façade)



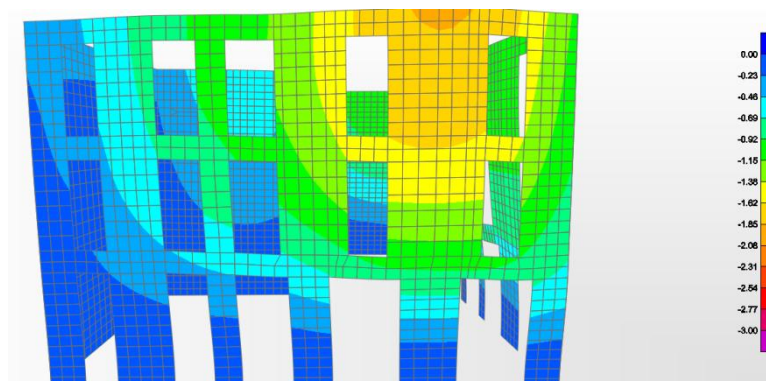
Από τις ανωτέρω κατανομές παρατηρούμε συγκεντρώσεις τάσεων στους πόδες των πεσσών και στα διαζώματα των ανοιγμάτων και για τις τρεις χρονικές στιγμές. Τα μεγέθη των τάσεων αυτών δεν ξεπερνούν όμως την εφελκυστική αντοχή του στρώματος της λιθοδομής.

Παρακάτω δίνονται σε μορφή χρωματικών κατανομών οι εγκάρσιες και παράλληλες προς τις όψεις μετακινήσεις για τις ανωτέρω χρονικές στιγμές.

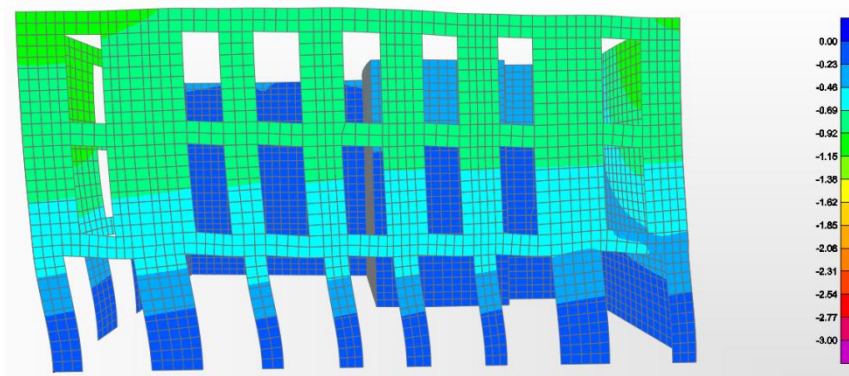
U1,t1,south-drift



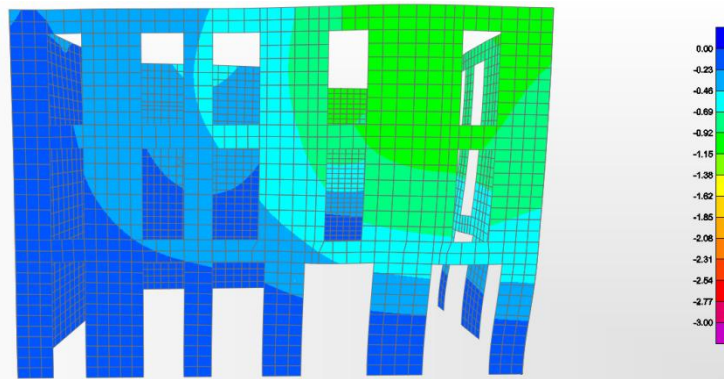
U1,t1,west-transverse



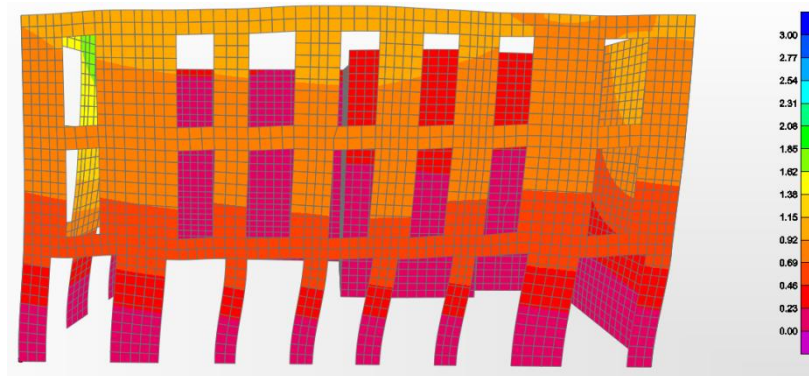
U1,t2,south-drift



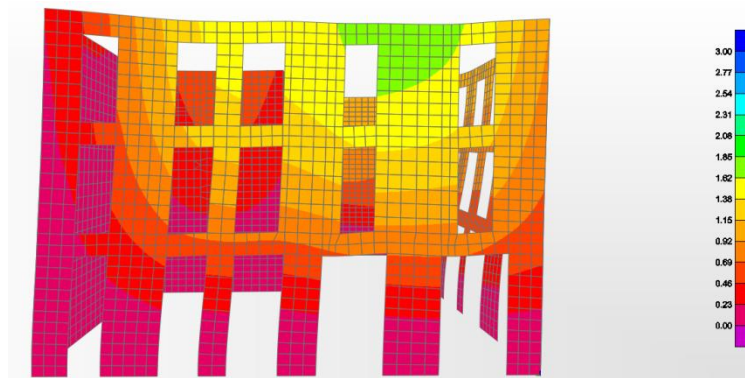
U1,t2,west-transverse



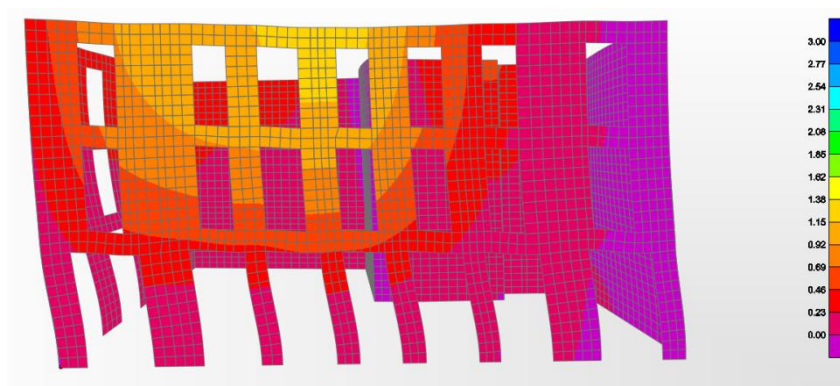
U1,t3,south-drift



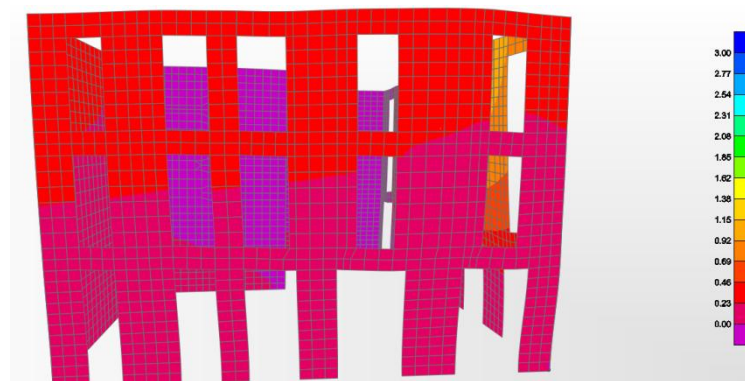
U1,t3,west-transverse



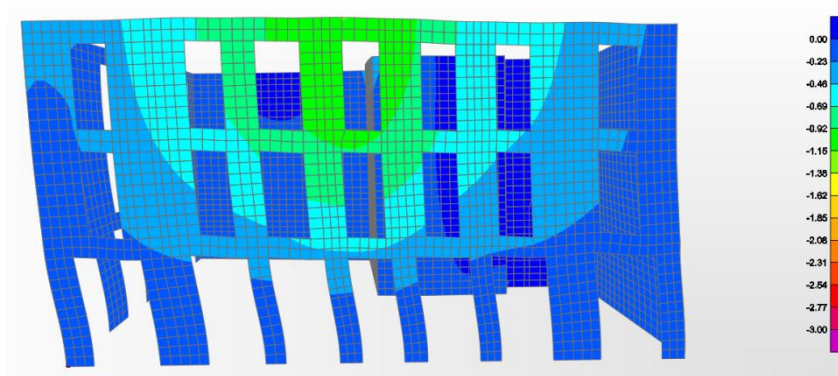
U2,t1,south-transverse



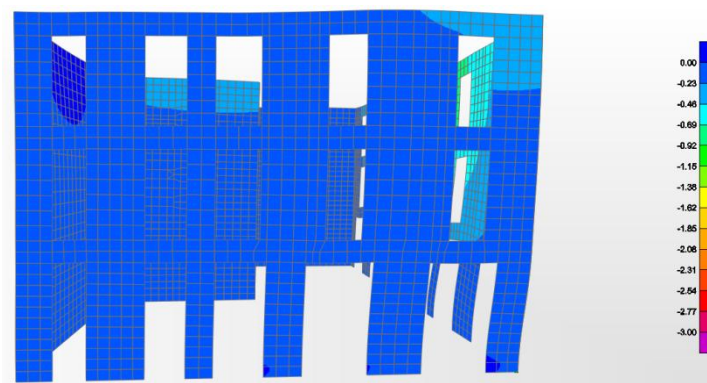
U2,t1,west-drift



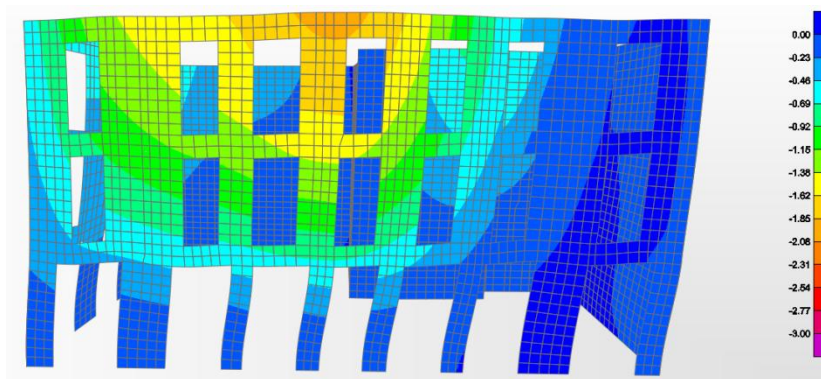
U2,t2,south-transverse



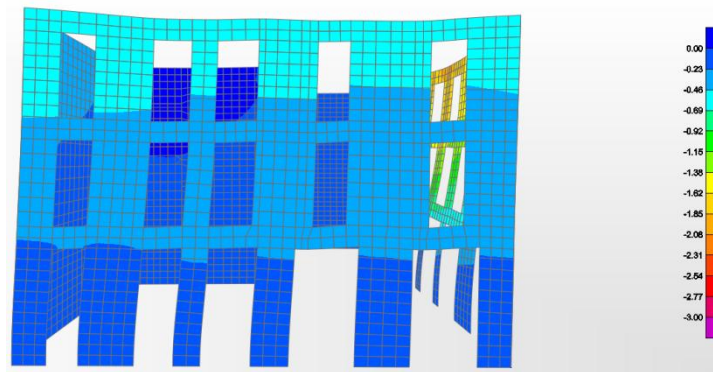
U2,t2,west-drift



U2,t3,south-transverse



U2,t3,west-drift



Από τις παραπάνω κατανομές παρατηρούμε ότι τόσο οι παράλληλες προς τις όψεις μετακινήσεις (*story drifts*) όσο και οι εγκάρσιες (*transverse*) εκτός επιπέδου παραμορφώσεις των όψεων είναι αρκετά μικρές, συγκρίσιμες με εκείνες της φασματικής μεθόδου και είναι της τάξης των χιλιοστών του μέτρου.

Θα πρέπει να σημειωθεί ότι η αξιοπιστία των αποτελεσμάτων θα πρέπει να επιβεβαιωθεί μέσω υπολογισμών και με άλλα διαγράμματα χρονικής εξέλιξης της επιτάχυνσης του εδάφους.

5. Συμπεράσματα

Στην παρούσα μεταπτυχιακή εργασία παρουσιάστηκε και αναλύθηκε ένα πραγματικό κατασκευαστικό έργο. Στόχος της εργασίας αυτής ήταν μέσω επαγωγικής διαδικασίας να παρουσιαστούν οι λύσεις της κατασκευαστικής διαχείρισης ενός τέτοιου έργου που συχνά συναντάται στην καθημερινή πράξη του μηχανικού και να εκτιμηθούν τα αποτελέσματα των επεμβάσεων που αυτό που επιδέχεται.

Πιο συγκεκριμένα, η υπάρχουσα κατασκευή αναλύθηκε για φορτία διαφορετικά από εκείνα για τα οποία είχε αρχικά κατασκευαστεί λόγω της αλλαγής χρήσης που επιδιώκεται.

Τα ακριβή μηχανικά χαρακτηριστικά μιας κατασκευής από λιθοδομή είναι πολύ δύσκολο να προσδιοριστούν. Γι' αυτό συχνά οι παραδοχές που γίνονται είναι συντηρητικές. Κάτι τέτοιο έχει ως αποτέλεσμα να εκτιμώνται χαμηλές ιδιότητες για τα μηχανικά χαρακτηριστικά που σε συνδυασμό με τις αυξημένες απαιτήσεις ασφαλείας έναντι φορτίσεων οδηγούν σε μη αποδεκτά αποτελέσματα.

Στο κεφάλαιο 4.1 αναλύθηκε η παρούσα κατασκευή με τη μέθοδο της ισοδύναμης στατικής και με την φασματική δυναμική, θεωρώντας τις πλάκες οπλισμένου σκυροδέματος άκαμπτες στο επίπεδό τους. Μια τέτοια θεώρηση για τις πλάκες είναι ρεαλιστική αφού με περιορισμένες επεμβάσεις θα μπορούσαν να καταστούν κατασκευαστικά άκαμπτες. Τα αποτελέσματα και των δύο αναλύσεων καταλήγουν σε μετακινήσεις μερικών εκατοστών του μέτρου για το υπόψη σεισμικό φορτίο με εκείνες της ισοδύναμης στατικής λίγο μεγαλύτερες. Από τις κύριες εφελκυστικές τάσεις της ισοδύναμης στατικής μεθόδου και εκτιμήσεις από τις ορθές τάσεις S22 για την φασματική μέθοδο, παρατηρούνται αρκετές περιοχές όπου οι ανωτέρω τάσεις υπερβαίνουν την εφελκυστική αντοχή της λιθοδομής. Παρότι υπέρβαση της εφελκυστικής αντοχής, και ως εκ τούτου ανάπτυξη ρωγμών, παρατηρείται σε αρκετές περιοχές, αυτό δεν είναι δηλωτικό αστοχίας της τοιχοποιίας και απαιτείται περεταίρω διερεύνηση. Όταν όμως οι μέγιστες τάσεις που παρατηρούνται είναι πολύ μεγαλύτερες της αντοχής είναι εύλογο να θεωρήσουμε ότι ρωγμές έχουν ξεκινήσει από τα σημεία αυτά αρκετά νωρίς κατά τη διάρκεια του σεισμικού συμβάντος και η εξέλιξή τους συν τω χρόνω θα έχει οδηγήσει σε αστοχία.

Βάσει λοιπόν της αδυναμίας του υφιστάμενου κτηρίου να φέρει ασφαλώς τα φορτία σχεδιασμού προτάθηκε η καθαίρεση των εσωτερικών τοίχων και πατωμάτων αλλά η διατήρηση και αποκατάσταση των εξωτερικών όψεων με στόχο την κατασκευή ενός νέου υγιούς φορέα.

Η ανωτέρω νέα κατασκευή προϋποθέτει ότι το εναπομένον κέλυφος θα παραμείνει σε αυτήν την κατάσταση για αρκετό χρονικό διάστημα έως ότου προχωρήσουν οι εργασίες του νέου φορέα.

Για την εκτίμηση της συμπεριφοράς των λιθοδομών και την απόκριση τους σε οριζόντιες δράσεις το κέλυφος αναλύθηκε με τη δυναμική φασματική μέθοδο στο κεφάλαιο 4.2. Από την ανάλυση αυτή παρατηρούμε ότι η συμπεριφορά των λιθοδομών έναντι οριζοντίων δράσεων είναι εντελώς διαφορετική και εξαρτάται από το αν υπάρχουν οριζόντια διαφράγματα ή όχι. Στην προκειμένη περίπτωση όπου οι πλάκες οπλισμένου σκυροδέματος καθαιρέθηκαν, οι λιθοδομές αποκρίθηκαν με έντονες εκτός επιπέδου παραμορφώσεις όπου στη στέψη φτάνουν και τα δέκα εκατοστά για κάποιους συνδυασμούς και είναι μάλιστα τόσο πιο έντονες όσο περισσότερα ανοίγματα έχουν.

Ως πρώτο μέτρο για την αντιμετώπιση της εκτός επιπέδου παραμορφωσιμότητας εφαρμόστηκαν μέθοδοι ενίσχυσης στη μάζα της λιθοδομής. Οι μέθοδοι αυτοί οδηγούν στη θεώρηση βελτιωμένων μηχανικών χαρακτηριστικών για τη λιθοδομή, αύξηση της ακαμψίας σε επίπεδο διατομής και γενικότερα βελτίωση της συμπεριφοράς τόσο για εντός όσο και για εκτός επιπέδου φορτίσεις. Η ανάλυση του ενισχυμένου πλέον κελύφους με τη μέθοδο της φασματικής ανάλυσης καταλήγει σε μεγαλύτερες αναλαμβανόμενες τάσεις αφενός και μικρότερες, κατά μια τάξη μεγέθους περίπου, προκύπτουσες εκτός επιπέδου παραμορφώσεις αφετέρου.

Οι ανωτέρω βελτιώσεις, αναλόγως και της έντασης της φόρτισης, πολλές φορές δεν οδηγούν σε επιθυμητά επίπεδα ασφάλειας και οι λιθοδομές θα πρέπει να στηριχθούν καταλλήλως καθ' ύψος. Η υποκατάσταση καθ' οιονδήποτε τρόπο οριζοντίων διαφραγμάτων, τα οποία λειτουργούν ως έμμεσες στηρίξεις μεταβιβάζοντας σε ισχυρότερα δομικά στοιχεία της αναλαμβανόμενες δυνάμεις, οδηγεί σε περεταίρω μείωση των τάσεων και των παραμορφώσεων όπως φάνηκε από τις αναλύσεις του κεφαλαίου 4.4.

Στο τελευταίο κεφάλαιο των αναλύσεων, προσομοιώθηκε, όσο το δυνατόν πλησιέστερα στην πραγματικότητα, μια λύση οριζόντιου διαφράγματος για τη λιθοδομή. Από τις αναλύσεις αυτού του προσομοιώματος φάνηκε ότι η κατάλληλα διατεταγμένη μεταλλική κατασκευή που προτάθηκε από τους μελετητές αποτελεί την απαιτούμενη πρόσθετη στήριξη για την εξασφάλιση της λιθοδομής.

ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

- [1] Hugo Bachmann, *Αντισεισμική προστασία κατασκευών*, Ζυρίχη 1995
- [2] Θ.Π. Τάσιος, *Η μηχανική της τοιχοποιίας*, Αθήνα 1992
- [3] David T. Finley, Ricky A. Cribbs, *Equivalent vs. Response spectrum, A comparison of two methods*
- [4] Paulo B. Lourenco, *Structural masonry analysis: recent developments and prospects*
- [5] R.Sabatino and G. Rizzano, *A simplified approach for the seismic analysis of masonry structures*, The open construction and building technology journal, 2011
- [6] Paolo E. Pinto and Paolo Franchin, *Assessing existing buildings with Eurocode 8 part 3: a discussion with some proposals.*
- [7] Guido Magenes, Andrea Penna, *Existing masonry buildings: General code issues and methods of analysis and assessment*, 2009 Doppiavoce, Napoli, Italy
- [8] Φυλλίτσα Β. Καραντώνη, *Κατασκευές από τοιχοποιία: Σχεδιασμός & Επισκευές*, Αθήνα 2012
- [9] Αντώνης Π. Κανελλόπουλος, *Αντισεισμικός σχεδιασμός και ενίσχυση κτιρίων από οπλισμένο σκυρόδεμα*
- [10] S. J. Pantazopoulou, *State of the art report for the analysis methods for unreinforced masonry heritage structures and monuments*, October 2013
- [11] F. V. Karantoni, I. C. Manalis, *Seismic assessment of non-symmetric stone masonry buildings with flexible floors*, June 2013
- [12] Andreas J. Kappos, Gregory G. Penelis, Christos G. Drakopoulos, *Evaluation of simplified models for lateral load analysis of unreinforced masonry buildings*, July 2002
- [13] Andreas J. Kappos, *Analysis methods for the structural response of monuments and criteria for their selection*, Athens, December 2013
- [14] Χ. Ιγνατάκης, *Κατασκευές από φέρουσα τοιχοποιία*,
- [15] Κ. ΣΠΥΡΑΚΟΣ, Π. ΤΟΥΛΙΑΤΟΣ, Δ. ΠΙΤΣΙΛΙΒΑΣ, Γ. ΠΕΛΕΚΗΣ, Α.ΧΑΜΠΕΣΗΣ, Χ. Α. ΜΑΝΙΑΤΑΚΗΣ, *Ανάλυση κτιρίου από φέρουσα τοιχοποιία για σεισμό εγγύς-πεδίου και προτάσεις επεμβάσεων*, 2006

[16] E. Vintzileou, *Some aspects of the mechanics of masonry*