



**ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ ΚΡΗΤΗΣ
ΣΧΟΛΗ ΑΡΧΙΤΕΚΤΟΝΩΝ
ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ**

**Πρόγραμμα μεταπτυχιακών σπουδών:
“Χώρος, σχεδιασμός και δομημένο
περιβάλλον”**

Ταυτοποίηση μοντέλου πεπερασμένων
στοιχείων, μνημειακού κτίσματος, με
τη βοήθεια επιτόπου μετρήσεων των
δυναμικών χαρακτηριστικών του.
Αποτίμηση υπάρχουσας κατάστασης,
πρόταση ενίσχυσης

Σκαράκη Δήμητρα

**Επιβλέπουσα:
Επίκουρη Καθηγήτρια Σταυρουλάκη Μαρία**

Χανιά 2018



**ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ ΚΡΗΤΗΣ
ΣΧΟΛΗ ΑΡΧΙΤΕΚΤΟΝΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ**

**Πρόγραμμα μεταπτυχιακών σπουδών: “Χώρος,
σχεδιασμός και δομημένο περιβάλλον”**

**Διπλωματική διατριβή μεταπτυχιακού διπλώματος
ειδίκευσης της κατεύθυνσης: “Ολοκλήρωμένη
προστασία ιστορικού δομημένου περιβάλλοντος με
προηγμένες τεχνολογίες και υλικά”**

**ΤΑΥΤΟΠΟΙΗΣΗ ΜΟΝΤΕΛΟΥ ΠΕΠΕΡΑΣΜΕΝΩΝ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ, ΜΝΗΜΕΙΑΚΟΥ
ΚΤΙΣΜΑΤΟΣ, ΜΕ ΤΗΝ ΒΟΗΘΕΙΑ ΕΠΙΤΟΠΟΥ ΜΕΤΡΗΣΕΩΝ ΤΩΝ
ΔΥΝΑΜΙΚΩΝ ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΩΝ ΤΟΥ. ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΥΠΑΡΧΟΥΣΑΣ
ΚΑΤΑΣΤΑΣΗΣ, ΠΡΟΤΑΣΗ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ**

Σκαράκη Δήμητρα

**Επιβλέπουσα: Επίκουρη Καθηγήτρια Σταυρουλάκη
Μαρία**

ΧΑΝΙΑ 2018

ΠΡΟΛΟΓΟΣ

Η παρούσα εργασία πραγματοποιήθηκε στα πλαίσια του Μεταπτυχιακού Διπλώματος Ειδίκευσης με κατεύθυνση “ Ολοκλήρωμένη προστασία ιστορικού δομημένου περιβάλλοντος με προηγμένες τεχνολογίες και υλικά ” της Σχολής Αρχιτεκτόνων Μηχανικών του Πολυτεχνείου Κρήτης και αφορά την ταυτοποίηση μοντέλου πεπερασμένων στοιχείων για το Δημοτικό Ρολόι της πόλεως των Χανίων, καθώς πρόκειται για μνημιακό κτίριο, με τη βοήθεια επιτόπου μετρήσεων των δυναμικών χαρακτηριστικών του, την αποτίμηση της υπάρχουσας κατάστασης και προτάσεις ενίσχυσης.

Η τελική διαμόρφωση του θέματος έγινε με τη σημαντική συμβολή της επιβλέπουσας Επίκουρης Καθηγήτριας κ.Μαρίας Σταυρουλάκης.

Για την ολοκλήρωση του έργου αυτού ωφείλω θερμές ευχαριστίες στην επιβλέπουσα Επίκουρη καθηγήτρια Μαρία Σταυρουλάκη για τη στήριξή της και την καθοδήγηση που μου παρείχε.

Ευχαριστίες εκφράζονται επίσης στο εργαστήριο Γεωφυσικής και Σεισμολογίας του ΤΕΙ Κρήτης και ιδιαίτερα στον Δρ. Βαλλιανάτος Φίλιππος, Καθηγητή και Δ/ντη του Εργαστηρίου και την Δρ. Μαργαρίτα Μωϊσίδη για την πολύτιμη συνεισφορά τους στην εκπόνηση της παρούσας Μεταπτυχιακής Διατριβής καθώς μας παρείχαν τα δεδομένα που διεξήγαγαν από τις μετρήσεις τους στο πεδίο.

Τέλος ευχαριστώ ιδιαίτερα τον Καθηγητή Κωνσταντίνο Προβιδάκη και τον Αναπληρωτή Καθηγητή Ιωάννη Τσομπανάκη για τη συμμετοχή τους στην τριμελή εξεταστική επιτροπή και τη βοήθειά τους κατά τη διάρκεια της φοίτησής μου.

Θερμές ευχαριστίες σε όλους όσους συντέλεσαν στην ολοκλήρωση αυτού του κύκλου σπουδών, καθήγητές και συμφοιτητές καθώς και στην Τεχνική Υπηρεσία του Δήμου Χανίων για τις τεχνικές πληροφορίες που μου παρείχε.

Τέλος, ευχαριστώ στην οικογένειά μου και τους φίλους μου για την συμπαράσταση και την ενθάρυνσή τους στην προσπάθειά μου για την επιτυχή διεκπεραίωση των μεταπτυχιακών μου σπουδών.

ΠΕΡΙΛΗΨΗ

Η αποκατάσταση, ενίσχυση ενός μνημειακού - ιστορικού κτιρίου απαιτεί την διεξαγωγή έρευνας για την τεκμηρίωση της όποιας πρότασης προκριθεί, σε αρχιτεκτονικό και στατικό επίπεδο.

Συνεπώς η εκτίμηση της υπάρχουσας κατάστασης τόσο με ακριβή γεωμετρική αποτύπωση όσο και με εκτίμηση της στατικής και δυναμικής συμπεριφοράς του δομικού του φορέα μέσω επιτόπου μετρήσεων είναι σημαντική για την ακριβή προσομοίωση του και την δημιουργία αξιόπιστου υπολογιστικού μοντέλου ανάλυσης. Στην παρούσα εργασία παρουσιάζεται η μελέτη του ρολογιού που βρίσκεται στον δημοτικό κήπο Χανίων μέσω ενός υπολογιστικού μοντέλου που ταυτοποιήθηκε με πειραματικές μετρήσεις, εκτιμήθηκε η υπάρχουσα αντοχή του κτίσματος και μελετήθηκαν εναλλακτικοί τρόποι επισκευής, ενίσχυσης του δομήματος.

Η παρούσα διπλωματική ξεκινά με την αναφορά του ιστορικού της κατασκευής του ρολογιού στο δεύτερο κεφάλαιο. Αυτό κρίνεται ιδιαίτερα σημαντικό καθώς γίνεται κατανοητή η μεθοδολογία που ακολουθήθηκε και γίνονται γνωστά τα υλικά που χρησιμοποιήθηκαν, γίνεται ανάλυση του δομικού συστήματος από το οποίο αυτό αποτελείται, κατανοείται ο τρόπος δόμησης και ο διαχωρισμός των στοιχείων σε κύρια και δευτερεύοντα. Με γνώμονα τα παραπάνω επιλέγουμε πως να επεμβαίνουμε στο κτιριακό κέλυφος λόγω της αρχιτεκτονικής και της πολιτισμικής του αξίας τόσο σε επίπεδο περισύλλεξης των στοιχείων από το πεδίο όσο και σε επίπεδο επεμβάσεων για την ενίσχυση της κατασκευής.

Στο τρίτο κεφάλαιο περιγράφεται το μνημείο και παρουσιάζονται οι παθολογίες του, τα σημεία εκδήλωσης φθοράς, και τα αίτια από τα οποία αυτή εκδηλώνεται. Από τα παραπάνω προκύπτουν βασικές διαπιστώσεις

σχετικά με την παθολογία του και τα βασικά θέματα που θα πρέπει μετά από την απαραίτητη τεκμηρίωση του μνημείου να αντιμετωπιστούν.

Δίνεται η αποτύπωση του υφιστάμενου κελύφους ώστε να κατανοηθεί υπό την μορφή σχεδίων ο χώρος που καλούμαστε να επέμβουμε. Επιπροσθέτως, εξάγονται συμπεράσματα σχετικά με τα μηχανικά χαρακτηριστικά της τοιχοποιίας και τις φθορές-παθολογία του κτιρίου με την παράθεση στοιχείων από πυρηνοληψίες, ενδοσκόπηση και τη εργαστηριακή επεξεργασία αυτών των στοιχείων, στο τέταρτο κεφάλαιο Παρουσιάζεται επίσης η μέθοδος HVRS, με την οποία έχουν προκύψει τα αποτελέσματα των δυναμικών χαρακτηριστικών που μας παραχώρησε το Εργαστήριο Γεωφυσικής και Σεισμολογίας του ΤΕΙ Κρήτης.

Στο πέμπτο κεφάλαιο γίνεται αναφορά στα πεπερασμένα στοιχεία καθώς και στην εξίσωση κίνησης που χρησιμοποιείται σε ένα πρόγραμμα πεπερασμένων στοιχείων όπως το SAP 2000. Έπειτα περιγράφεται η διαδικασία της ιδιομορφικής και της φασματικής ανάλυσης.

Στην επόμενη ενότητα παρουσιάζεται το μοντέλο προσομοίωσης της κατασκευής στο SAP και οι φορτιστικοί συνδυασμοί του. Ακολουθεί ιδιομορφική ανάλυση και οι ιδιοσυχνότητες που προκύπτουν , συγκρίνονται με τα δεδομένα του εργαστηρίου Γεωφυσικής και Σεισμολογίας του ΤΕΙ Κρήτης . Ακολούθως γίνεται τροποποίηση των χαρακτηριστικών της τοιχοποιίας ώστε να επιτευχθεί η ταύτιση του μοντέλου με τα πειραματικά στοιχεία και διεξάγεται σε φασματική ανάλυση του υφιστάμενου. Γίνεται ανάλυση κύριων μέγιστων τάσεων και ισοδύναμης συνολικής παραμόρφωσης προκειμένου να εκτιμηθεί στο 7^ο κεφάλαιο η συμπεριφορά της κατασκευής μετά από προτεινόμενες επεμβάσεις σε σχέση με το υφιστάμενο καθώς μέσω της διαδικασίας της ιδιομορφικής ανάλυσης εντοπίζουμε κατά πόσο το νέο μοντέλο παρουσιάζει συχνότητες διέγερσης όμοιες-παρόμοιες ή διαφοροποιημένες σε σχέση με αυτές του υφισταμένου.

Κλείνοντας, αναφέρονται συμπεράσματα που σχετίζονται με την διεξαγωγή των αποτελεσμάτων καθώς και προτάσεις βελτιστοποίησης των αποτελεσμάτων που μπορούν να γίνουν σε μελλοντική εμβάθυνση του θέματος από κάποιον άλλον μελετητή, και γίνεται σαφές το νομοθετικό περιεχόμενο-κανόνες τους οποίους δεν μπορούμε να αγνοήσουμε αναλόγως με την κατηγορία επέμβασης του κτιρίου που καλούμαστε να επέμβουμε.

ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

1. Εισαγωγή.....	13
2. Ιστορική τεκμηρίωση.....	15
3. Περιγραφή Αντικειμένου- Παθολογία	22
3.1 Αποτυπώσεις.....	32
3.2 Ερευνητικές εργασίες.....	35
3.2.1 Πυρηνοληψία	35
3.2.2 Ενδοσκόπηση	43
3.2.3 Εργαστηριακές αναλύσεις.....	46
3.2.4 Εδαφοτεχνική έρευνα	52
4. Μηχανικά χαρακτηριστικά και Ιδιοσυχνότητες της κατασκευής	57
4.1 Μηχανικά χαρακτηριστικά τοιχοποιίας γενικά.....	58
4.1.1 Μηχανικά χαρακτηριστικά τοιχοποιίας ρολογιου - Υπάρχουσα κατάσταση	58
4.1.1.1 Θλιπτική αντοχή υφιστάμενης τοιχοποιίας	58
4.1.1.2 Εφελκυστική αντοχή υφιστάμενης τοιχοποιίας.....	61
4.1.1.3 Διατμητική αντοχή υφιστάμενης τοιχοποιίας	63
4.1.2 Μηχανικά χαρακτηριστικά ομογενοποιημένης τοιχοποιίας 66	
4.1.2.1 Εφελκυστική ενισχυμένης τοιχοποιίας	67
4.1.2.1 Διατμητική αντοχή ενισχυμένης τοιχοποιίας.....	67
4.2 Μεθοδος εδαφικού θορύβου - HVSR	68
4.2.1 HVSR στην υφιστάμενη κατασκευή	70
5. Περιγραφή μεθόδου πεπερασμένων στοιχείων.....	75
5.1 Εξίσωση κίνησης.....	77
5.2 Ιδιομορφική ανάλυση	79
5.3 Φασματική Ανάλυση.....	82
5.3.1 Φάσμα σχεδιασμού στην οριζόντια διεύθυνση	84
6. Προσομοίωση της υπό μελέτη κατασκευής στο SAP2000.....	86
6.1 Φορτία κατασκευής – Φορτικοί συνδυασμοί.....	93

6.1.1	Ιδιομορφική ανάλυση μοντέλο - Ταυτοποίηση μοντέλων-Ιδιοσυχνοτήτων	95
6.2	Φασματική ανάλυση υφιστάμενου	102
7.	Ενισχύσεις- επεμβάσεις	112
7.1	Περιγραφή σενάριων επεμβάσεων	114
7.1.1	Σενάριο Α.....	114
7.1.2	Σενάριο Β.....	116
7.1.3	Σενάριο Γ.....	119
7.2	Σενάριο Α-Οριζόντια διαφράγματα	122
7.2.1	Ιδιομορφική ανάλυση	122
7.2.2	Δυνάμεις στη βάση της κατασκευής.....	122
7.2.3	Γραφική απεικόνιση μετακινήσεων και τάσεων του φορέα 122	
7.3	Σενάριο Β-Εσωσκελέτος	128
7.3.1	Ιδιομορφική ανάλυση	128
7.3.2	Δυνάμεις στη βάση της κατασκευής.....	129
7.3.3	Γραφική απεικόνιση μετακινήσεων και τάσεων του φορέα 129	
7.4	Σενάριο Γ-Οριζόντια διαφράγματα και κάθετα ελλάσματα	134
7.4.1	Ιδιομορφική ανάλυση	134
7.4.2	Δυνάμεις στη βάση της κατασκευής.....	135
7.4.3	Γραφική απεικόνιση μετακινήσεων και τάσεων του φορέα 135	
7.5	Συγκεντρωτικά.....	140
7.5.1	Παρουσίαση ενταντικών μεγεθών	149
7.5.2	Έλεγχος επάρκειας οπλισμένης τοιχοποιίας.....	152
8.	Συμπεράσματα	157

ΠΙΝΑΚΑΣ ΕΙΚΟΝΩΝ

Εικόνα 1 Αρχικό σχέδιο, Όψη.....	15
Εικόνα 2 Σκαρίφημα θεμελίων.....	18
Εικόνα 3 Σκαρίφημα της εισόδου	18
Εικόνα 4 Σκαρίφημα κάτοψης.....	19
Εικόνα 5 Σκαρίφημα τομής	20
Εικόνα 6 Δημοτικό Ρολόι 1930.....	21
Εικόνα 7 Δημοτικό Ρολόι 1940.....	21
Εικόνα 8 Δημοτικό Ρολόι 1950.....	21
Εικόνα 9 Νότια όψη.....	22
Εικόνα 10 Λεπτομέρεια του τρόπου δόμησης με εκχαракτη εξαγωνική διακόσμηση πάνω σε ορθογώνιους λίθους.....	23
Εικόνα 11 Χαρακτηριστικές αλλοιώσεις λόγω της υγρασίας	24
Εικόνα 12 Η σκάλα ανόδου του κτιρίου.....	25
Εικόνα 13 Ο μηχανισμός του Ρολογιού	25
Εικόνα 14 Η πλάκα οπλισμένου σκυροδέματος του πρώτου επιπέδου	26
Εικόνα 15 Διάβρωση του οπλισμού στην πλάκα σκυροδέματος στη βάση του φανού	27
Εικόνα 16 Η ανάρτηση της καμπάνας στην άνω στεφάνη και ο τρούλος από συμπαγής οπτόπλινθους	28
Εικόνα 17 Οι ρηγματώσεις του τρούλου	28
Εικόνα 18 Αποφλοιώσεις των στοιχείων του σκυροδέματος και διαβρώσεις των οπλισμών	28
Εικόνα 19 Αποκόλληση σκυροδέματος στη στέψη του φανού	29
Εικόνα 20 Διαβρώσεις των οπλισμών.....	29
Εικόνα 22 Αποκόλληση σκυροδέματος στη βάση του φανού	30
Εικόνα 23 Κάτοψη Δημοτικού Ρολογιού.....	32
Εικόνα 24 Τομή του κτιρίου	33
Εικόνα 25 Όψη του κτιρίου	34
Εικόνα 26 Δειγματοληψία στη θέση Γ	36
Εικόνα 27 Δειγματοληψία στη θέση Α και Β στο εσωτερικό του πύργου ..	37
Εικόνα 28 Συγκεντρωτική εικόνα διατηρημάτων.....	37
Εικόνα 29 Εικόνες Διατήρηματος Α.....	38
Εικόνα 30 Εικόνες Διατήρηματος Β.....	39
Εικόνα 31 Εικόνες Διατήρηματος Γ	40
Εικόνα 32 Εικόνες διατήρηματος Δ.....	41
Εικόνα 33 Οριζόντια τομή ενδεικτική του τρόπου δόμησης της τοιχοποιίας της κατασκευής	42
Εικόνα 34 Εικόνες Διατήρηματος Α.....	43
Εικόνα 35 Εικόνες Διατήρηματος Β.....	44

Εικόνα 36 Εικόνες Διατρήματος Γ	45
Εικόνα 37 Εικόνες Διατρήματος Δ.....	46
Εικόνα 38 Η δειγματολογική γεώτρηση στο ρολόι	53
Εικόνα 39 Διατρηματα γεώτρησης από 0 έως 5,30μ και 5,30μ έως 10,00μ βάθος αντίστοιχα	53
Εικόνα 40 Πίνακας του Ενοποιημένου Συστήματος Κατάταξης εδάφών ...	55
Εικόνα 41 Α:ποτελέσματα των εργαστηριακών δοκιμών κατάταξης και θλίψης	56
Εικόνα 42 Διαγράμματα τάσεων - παραμορφώσεων για την τοιχοποιία σύμφωνα με EC6	59
Εικόνα 43 Θέση οργάνου στην κατασκευή.....	71
Εικόνα 44 Γεωλογικός χάρτης της ευρύτερης περιοχής	74
Εικόνα 45 Χάρτης Ζωνών Σεισμικής Επικινδυνότητας στην Ελλάδα	83
Εικόνα 46 Ελαστικό φάσμα EK8 στην οριζόντια διεύθυνση για απόσβεση 5%	85
Εικόνα 47 Ορισμός της ταλαντούμενης μάζας του κτιρίου	88
Εικόνα 48 Συμβάσεις τοπικών αξόνων πεπερασμένων στοιχείων στο SAP2000.....	89
Εικόνα 49 Συμβολισμός δυνάμεων για ένα επιφανειακό στοιχείο στο SAP2000.....	90
Εικόνα 50 Εισαγωγή στηρίξεων στο SAP2000.....	91
Εικόνα 51 Εικόνα του συνολικού φορέα, όπως αυτός προσομοιώθηκε στο SAP2000.....	92
Εικόνα 52 Εισαγωγή φάσματος σχεδιασμού του Ευρωκώδικα στο SAP2000 για $q=1$	94
Εικόνα 53 1η Ιδιομορφή με $T=0,33$ και δρώσα Μάζα $U_Y=52\%$	100
Εικόνα 54 2η Ιδιομορφή με $T=0,32$ και δρώσα Μάζα $U_X=53\%$	100
Εικόνα 55 4η Ιδιομορφή με $T=0,09$ και δρώσα Μάζα $U_X=19\%$	101
Εικόνα 56 2η Ιδιομορφή με $T=0,09$ και δρώσα Μάζα $U_Y=18\%$	101
Εικόνα 57 Μετακινήσεις κορυφής συνδυασμού $G+Ex+0.3E_y$	103
Εικόνα 58 Μετακινήσεις κορυφής συνδυασμού $G+0.3Ex+E_y$	104
Εικόνα 59 Μετακινήσεις κάτω από τον φανό $G+Ex+0.3E_Y - Υφιστάμενο$	106
Εικόνα 60 Μετακινήσεις κάτω από τον φανό $G+0.3Ex+E_Y - Υφιστάμενο$	106
Εικόνα 61 Μέγιστες εφελκυστικές ορθές τάσεις S22 στο επίπεδο XZ.....	107
Εικόνα 62 Ελάχιστες ορθές τάσεις S22 στο επίπεδο XZ.....	108
Εικόνα 63 Μέγιστες ορθές τάσεις S11 στο επίπεδο YZ.....	109
Εικόνα 64 Μέγιστες διατμητικές τάσεις S12 στο επίπεδο XZ.....	110
Εικόνα 65 Μέγιστες ορθές τάσεις S11 στο επίπεδο XZ	111
Εικόνα 66 Εισαγωγή φάσματος σχεδιασμού του Ευρωκώδικα στο SAP2000 για $q=1,5$	113

Εικόνα 67 Κάτοψη Διαφραγμάτων Κόκκινο IPE200 , κιτρινο IPE120, ΓΚΡΙ UPN200, χάλυβας S355	114
Εικόνα 68 3d απεικόνιση των διαφραγμάτων στο φορέα.....	115
Εικόνα 69 Κάτοψη εσωσκελετού, μπλέ HEB200, κίτρινοι στύλοι HEB300, μώβ άκαμπτοι βραχίονες, , S355	116
Εικόνα 70 3d Απεικόνιση μεταλλικού εσωσκελετού	117
Εικόνα 71 Χαρακτηριστικά διατομής άκαμπτων βραχιόνων	118
Εικόνα 72 3d απεικόνιση οριζόντιων διαφραγμάτων και κάθετων μεταλλικών ελασμάτων	119
Εικόνα 73 Όψη οριζόντιων μεταλλικών διαφραγμάτων και κάθετων ελασμάτων	119
Εικόνα 74 Μετακινήσεις κάτω από τον φανό G+Ex+0,3EY – Ενέματα, Αρμολόγημα	122
Εικόνα 75 Μετακινήσεις κάτω από τον φανό G+0,3Ex+EY – Ενέματα, Αρμολόγημα	122
Εικόνα 76 Μέγιστες κατακόρυφες ορθές τάσεις S22 στο επίπεδο YZ.....	123
Εικόνα 77 Ελάχιστες οριζόντιες ορθές τάσεις S11 στο επίπεδο YZ	124
Εικόνα 78 Ελάχιστες κατακόρυφες ορθές τάσεις S22 στο επίπεδο YZ.....	125
Εικόνα 79 Μέγιστες οριζόντιες ορθές τάσεις S11 στο επίπεδο YZ.....	126
Εικόνα 80 Μέγιστες διατμητικές τάσεις S12 στο επίπεδο XZ	127
Εικόνα 81 Μετακινήσεις κάτω από τον φανό G+Ex+0,3EY – Εσωσκελετός	129
Εικόνα 82 Μέγιστες διατμητικές τάσεις S12 στο επίπεδο XZ (KPa).....	130
Εικόνα 83 Μέγιστες κατακόρυφες ορθές τάσεις S22 στο επίπεδο YZ(MPa)	131
Εικόνα 84 Ελάχιστες κατακόρυφες ορθές τάσεις S22 στο επίπεδο YZ (MPa)	132
Εικόνα 85 Μέγιστες οριζόντιες ορθές τάσεις S11 στο επίπεδο YZ(KPa)..	133
Εικόνα 86 Μετακινήσεις κάτω από τον φανό G+Ex+0,3EY – Ελάσματα...	135
Εικόνα 87 Μέγιστες κατακόρυφες ορθές τάσεις S22 στο επίπεδο YZ (MPa)	136
Εικόνα 88 Μέγιστες διατμητικές τάσεις S12 στο επίπεδο XZ (KPa).....	137
Εικόνα 89 Μέγιστες ορθές τάσεις S11 στο επίπεδο YZ (Kpa)	138
Εικόνα 90 Αξονικές δυνάμεις στα ελάσματα σε KN.....	139
Εικόνα 91 Ελάχιστες κατακόρυφες θλιπτικές s22.....	141
Εικόνα 92 Μέγιστες κατακόρυφες εφελκυστικές τάσεις S22	143
Εικόνα 93 Μέγιστες οριζόντιες εφελκυστικές τάσεις S11	145
Εικόνα 94 Μέγιστες Διατμητικές τάσεις S12	147
Εικόνα 95 Σημεία τομών για τον προσδιορισμό των εντατικών μεγεθών στο ύψος Z=0,6 m.....	149

Εικόνα 96 Διαφράγματα - δυνάμεις και ροπές των τοίχων σε ύψος 0.6 m
από τη στάθμη έδρασης. **Error! Bookmark not defined.**

1. Εισαγωγή

Η πλειονότητα των υφιστάμενων κατασκευών στη χώρα μας περιλαμβάνει κτίρια από φυσικούς ή τεχνητούς λίθους, πολλά από τα οποία ανήκουν στην κατηγορία των μνημειακών κατασκευών. Ως μνημειακό, μπορεί να χαρακτηριστεί οποιοδήποτε αρχιτεκτονικό έργο το οποίο αποτελεί ιδιαίτερη μαρτυρία για τον πολιτισμό ή είναι ενδεικτικό της ιστορικής εξέλιξης ή ενός ιστορικού γεγονότος (Χάρτης Βενετίας ,1964-ICOSMOS,2002). Έτσι, η συντήρηση και αποκατάσταση των κατασκευών αυτών είναι ζωτικής σημασίας για τη διατήρησή τους ανά τους αιώνες.

Η κύρια αιτία βλαβών ή αστοχίας των κατασκευών στην Ελλάδα είναι η σεισμική δράση , η οποία για το λόγο αυτό αποτελεί και την κύρια φόρτιση κατά το σχεδιασμό μιας κατασκευής. Η σεισμική αποτίμηση κατασκευών από φέρουσα τοιχοποιία προκαλεί ιδιαίτερους προβληματισμούς λόγω της ανομοιογένειας του υλικού και την περίπλοκη δομική γεωμετρία τους. Πολλά από τα κτίρια αυτά, λόγω της παλαιότητας της κατασκευής, έχουν υποστεί ήδη μείωση της αντοχής τους, είτε λόγω των περιβαλλοντικών ή σεισμικών δράσεων , είτε εξαιτίας νεώτερων παρεμβάσεων που επέβαλαν οι σύγχρονες συνθήκες διαβίωσης. Έτσι, για να μπορούν να συνεχίσουν να είναι σε χρήση κρίνεται αναγκαία η αποκατάστασή τους ή η ενίσχυσή τους.

Στην παρούσα Μεταπτυχιακή Εργασία γίνεται προσπάθεια διερεύνησης και αποτίμησης της συμπεριφοράς ενός κτιρίου από λιθοδομή με σκοπό την ενίσχυση του. Το κτίριο που μελετήθηκε είναι το δημοτικό Ρολόι στο δήμο Χανίων, το οποίο κατασκευάστηκε περίπου το 1925 και είναι ένα σημαντικό νεότερο μνημείο της πόλης.

Αρχικά, διεξήχθει 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 γεωμετρία του. Είναι μία συμμετρική κατασκευή με την μία εκ των τριών διαστάσεων να είναι πολύ μεγαλύτερη αναλογικά από τις άλλες δύο (ύψος κατασκευής), αυτό κάνει την κατασκευή να λειτουργεί σαν πρόβολος όπως θα δούμε παρακάτω.

Σκοπός της διατριβής είναι η ανάπτυξη μεθοδολογίας για την ταυτοποίηση μοντέλου πεπερασμένων στοιχείων του κτίσματος του οποίου τα δυναμικά χαρακτηριστικά έχουν εκτιμηθεί με επιτόπου μετρήσεις. Η μεθοδολογία αυτή είναι σημαντική στην επίτευξη αξιόπιστου υπολογιστικού μοντέλου με βάση το οποίο μπορεί να γίνει στην συνέχεια έλεγχος της δομικής ακεραιότητας του μνημείου με σκοπό την πρόταση ενίσχυσής του.

Μελετήθηκαν διαδοχικά μια σειρά επεμβάσεων επεμβάσεων οι οποίες βελτίωναν σταδιακά τη συμπεριφορά της αντοχής του κτιρίου έναντι σεισμού.

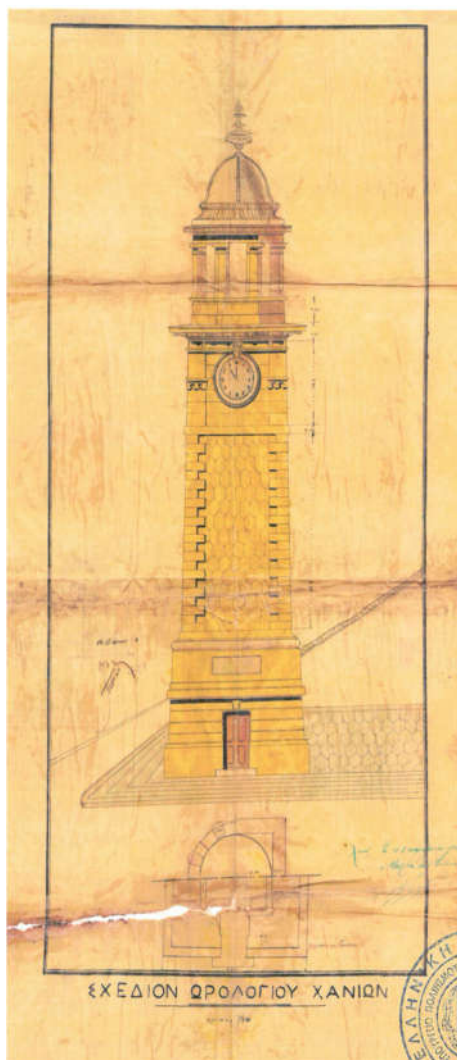
Τέλος, έγινε διάκριση των επεμβάσεων οι οποίες εμφάνισαν, συγκριτικά, τα καλύτερα αποτελέσματα. Οι τελικές αυτές επεμβάσεις συγκρίθηκαν μεταξύ τους με γνώμονα την αποτελεσματικότητα και την αντιστρεψιμότητα τους.

2. Ιστορική τεκμηρίωση

Το ρολόι βρίσκεται στην βορειοανατολική γωνία του Δημοτικού κήπου Χανίων στη Συμβολή των οδών Α.Παπανδρέου και Βαλαωρίτου. Χτίστηκε ανάμεσα στο 1924 και το 1927. Το πρωτότυπο σχέδιο βρίσκεται στον 2030 Φάκελλο του αρχείου της Τεχνικής Υπηρεσίας του Δήμου Χανίων από τον οποίο αντλούμε τα παρακάτω στοιχεία που αφορούν το ιστορικό της κατασκευής του.

Στις 21/11/1923 υπογράφεται εργολαβική σύμβαση μεταξύ του Δημάρχου Χανίων Εμμ. Μουντάκη και του Αναστασίου Λογοθέτη αξίας 62,000 δραχμών για την «Ανέγερσιν και κατασκευήν στήλης προς τοποθέτησιν του νέου ωρολογίου της πόλεως Χανίων».

Όπως στο εργολαβικό, που συντάσσει ενώπιον δύο μαρτύρων ο συμβολαιογράφος Χανίων Στυλιανός Πρωτοπαπαδάκης, αναφέρεται ότι ο Λογοθέτης αναλαμβάνει κατόπιν αιτήσεως του το έργο με ανάθεση αφού στις επανειλημμένες δημοπρατήσεις δεν εμφανίστηκαν ενδιαφερόμενοι εργολάβοι. Σύμφωνα με τη σύμβαση το έργο θα κατασκευαστεί με βάση το σχέδιο



Εικόνα 1 Αρχικό σχέδιο, Όψη (πηγή Τεχνική υπηρεσία Δήμου Χανίων)

που εκπόνθησε ο αρχιτέκτονας κρήτης Ιωάννης Συρίχας, ενώ το τιμολόγιο της εργολαβίας περιέχει τις παρακάτω εργασίες. Εκσκαφή θεμελίων, σκυροκονίαμα θεμελίων δι' ελαφράς θηραικοκονίας, λιθοδομή θεμελίων δια λίθων και γωνιόλιθων των λατομείων Λενταριανών ή Χαλέπας κτισμένη με ελαφρά θηραικοκονία τοιχοποιία ανυψώσεως από τους ίδιους λίθους αλλά κτισμένους με αμμοκονία (0,90 μ³ ποταμίσια άμμο και 0,45 μ³ πολτό ασβέστου) διάφορα είδη ξεστών λιθοδομών αρμολογημένων με θηραικοκονίαμα, κορωνιδές απο σιδηροπαγές τιμεντοσκυροκονίαμα ομοίως την κατασκευή της απολήξεως από σιδηροπαγές σκυροκονίαμα και τέλος την τοποθέτηση διακοσμητικού αγγείου καλύψεως.

Από αναφορά του Λογοθέτη στις 10 Μαΐου 1924 που θέτει αιτήματα αναθεωρήσεως των τιμών μαθαίνουμε από τους λόγους που επικαλείται ότι ενώ αρχικώς το ρολόι θα ετοποθετείτο στο κέντρο του κήπου τελικώς αποφασίστηκε να τοποθετηθεί στην σημερινή του θέση και αυτό επέφερε καθυστέρηση των εργασιών. Από το φάκελο του έργου δεν είναι σαφές σε ποιο στάδιο έφτασε η εργολαβία Λογοθέτη.

Στις 15/12/1925 το Δημοτικό Συμβούλιο των Χανίων εγκρίνει πίστωση 99,000 δραχμών για την αποπεράτωση της στήλης του νέου ρολογιού ενώ στις 5/3/1926 η Δημαρχιακή επιτροπή εγκρίνει το αποτέλεσμα μυστικής μειοδοτικής δημοπρασίας που αναδεικνύει μειοδότη τον Κωνσταντίνο Γιαννακάκη με έκπτωση 2% επί του προυπολογισμού.

Στην σύμβαση αξίας 97,020 δρχ που υπογράφεται στις 19/3/1928 μεταξύ του Δημάρχου κου Εμμ. Μουντάκη και του Γιαννακάκη αναφέρεται ότι το έργο θα εκτελεσθεί με βάση τα οικονομικά τεύχη που συνέταξε ο μηχανικός του Δήμου Νικόλαος Κολλάρος και θεώρησε ο προϊστάμενος του αρχιτεκτονικού γραφείου Κρήτης Ιωάννης Συρίχας εντός προθεσμίας επτά μηνών.

Το τιμολόγιο της εργολαβίας προβλέπει όλες τις εργασίες που είχε και η προηγούμενη εργολαβία, πλην λιθοδομών θεμελίων, οι σχετικές τιμές όμως είναι υπερδιπλάσιες.

Το τελικό κόστος μετά από δύο ανακεφαλαιωτικούς πίνακες ανήλθε σε 170,000 δραχμές περίπου.

Τέλος με πρωτόκολλο της 2/5/1927 επιτροπή του Δήμου παραλαμβάνει από τον Χατζή Σάιτ Σουφράκη το μηχανικό μέρος του ρολογιού. Σύμφωνα με το πρακτικό το έργο ήταν η επισκευή και τοποθέτηση του Ωρολογίου εις την ανεγερθείσαν στήλην παρά τον Δημοτικό Κήπον.

Σε ότι αφορά το τεχνικό μέρος που μας ενδιαφέρει θα πρέπει να γίνουν μερικές χρήσιμες παρατηρήσεις.

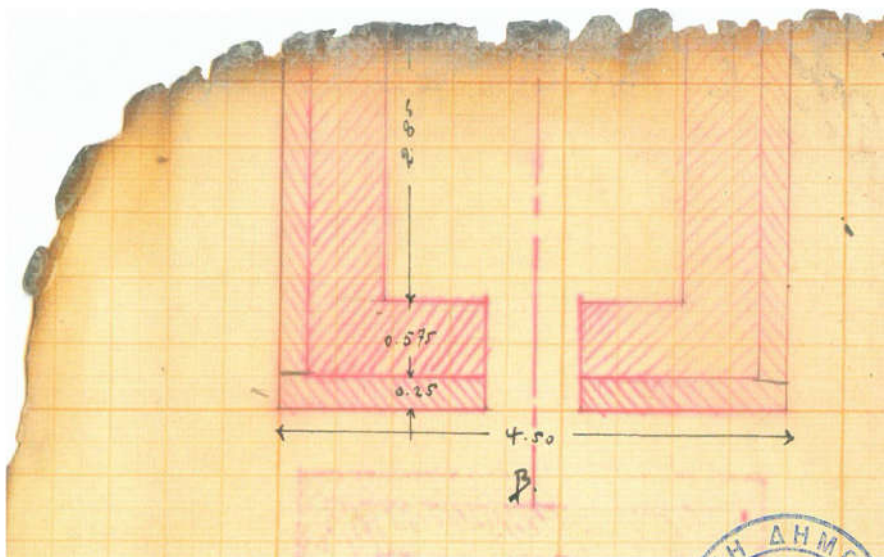
- Δεν υπάρχουν θραυστά αδρανή. Όλα τα χρησιμοποιούμενα τόσο για κονιάματα όσο και για τα σκυροδέματα είναι ποταμίσιας προέλευσης. Σε ότι αφορά τους λίθους σε όλα τα Τιμολόγια προδιαγράφονται τα λατομεία των Λενταριανών και της Χαλέπας.
- Παρα την διάδοση του τσιμέντου, βασική υδραυλική κονία εξακολουθεί να είναι η θηραϊκή γη. Όπως προκύπτει από τα σχετικά τιμολόγια η χρήση της περιορίζεται στις κατασκευές θεμελίων και στο αρμολόγημα των λαξευτών όψεων ενώ το κτίσιμο των ανωδομών γίνεται με σκέτο ασβεστοκονίαμα.
- Όλες οι κορωνίδες και τα γείσα είναι κατασκευασμένα από σιδηροπαγές σκυροκονίαμα των 325 κιλών τσιμέντου και με αναλογία 8 οκάδων (10,2 κιλών) σιδήρου ανά κυβικό μέτρο και επιχρισμένα με τσιμεντοκονία.
- Από την 7^η πιστοποίηση της εργολαβίας Γιαννακάκη προκύπτει ότι κατασκευάσε 87,0 μ³ κοινής τοιχοποιίας και 52,0 μ³ ξεστής τοιχοποιίας. Αν λάβουμε υπ'όψιν μας ότι και στην κοινή λιθοδομή περιλαμβάνονται και οι απαραίτητοι γωνιόλιθοι δικαιολογείται η παραδοχή ότι η ανωδομή αποτελείται κατά 50% από γωνιολίθους.

Στο φάκελο του Δήμου υπήρχαν ακόμα το βασικό σχέδιο του ρολογιού σε διαφανές επιχρωματισμένο χαρτί και ορισμένα μισοκαμμένα τμήματα επιμετρητικών και κατασκευαστικών σχεδίων (εικόνα 1,2,3,4,5).



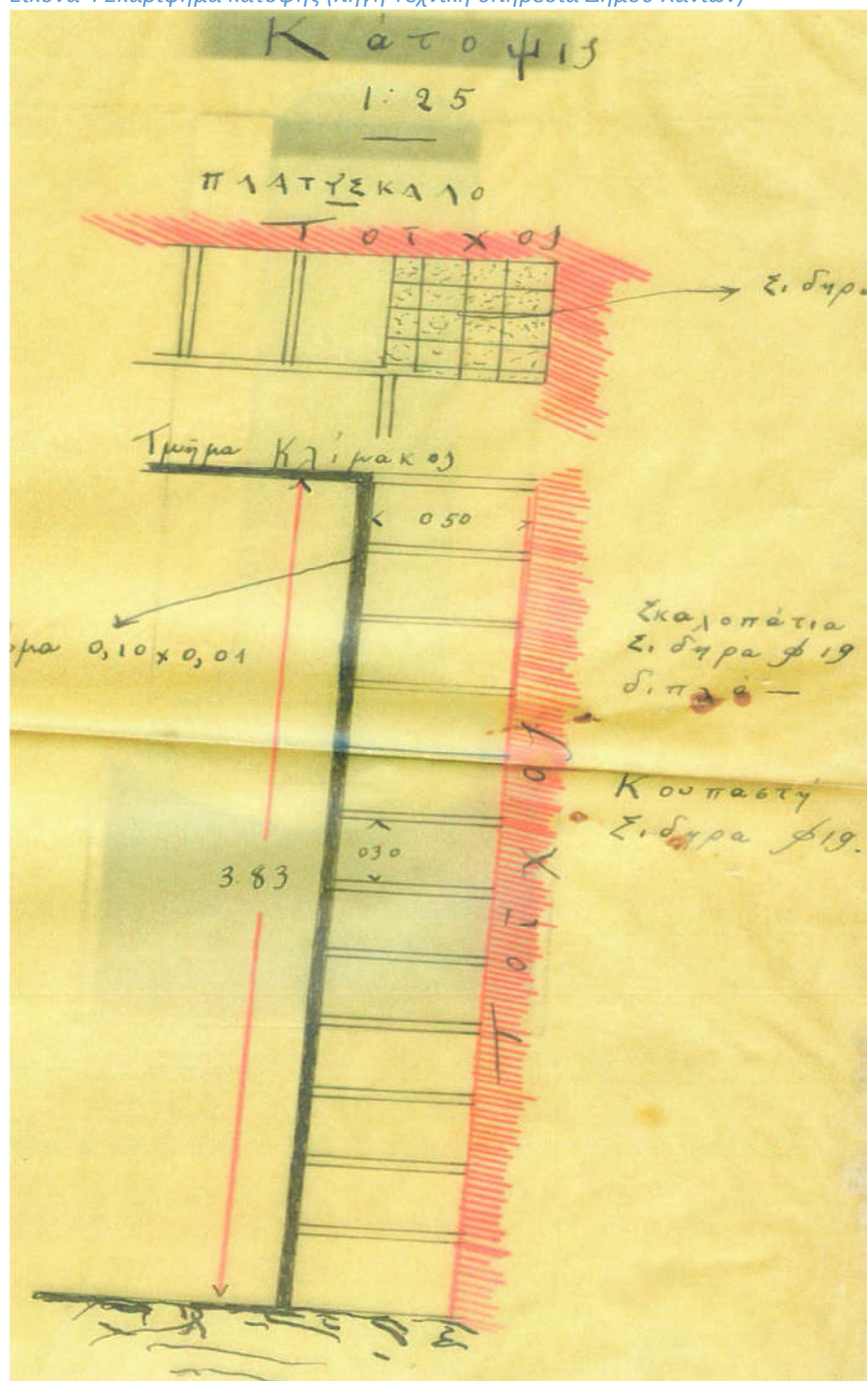
Εικόνα 2 Σκαρίφημα θεμελείων(πηγή Τεχνική υπηρεσία Δήμου Χανίων)

Όπως προκύπτει από το σκαρίφημα των θεμελείων (εικόνα 2) αλλά και από τις κατόψεις (εικόνα 3,4) που εμφανίζονται στο κάτω μέρος του σχεδίου της όψης, το πάχος της λιθοδομής στο επίπεδο των θεμελείων είναι μεγαλύτερο από 1.60μ. ενώ το βάθος του θεμελίου φαίνεται 1.20μ. υπό την τότε επιφάνεια της οδού.

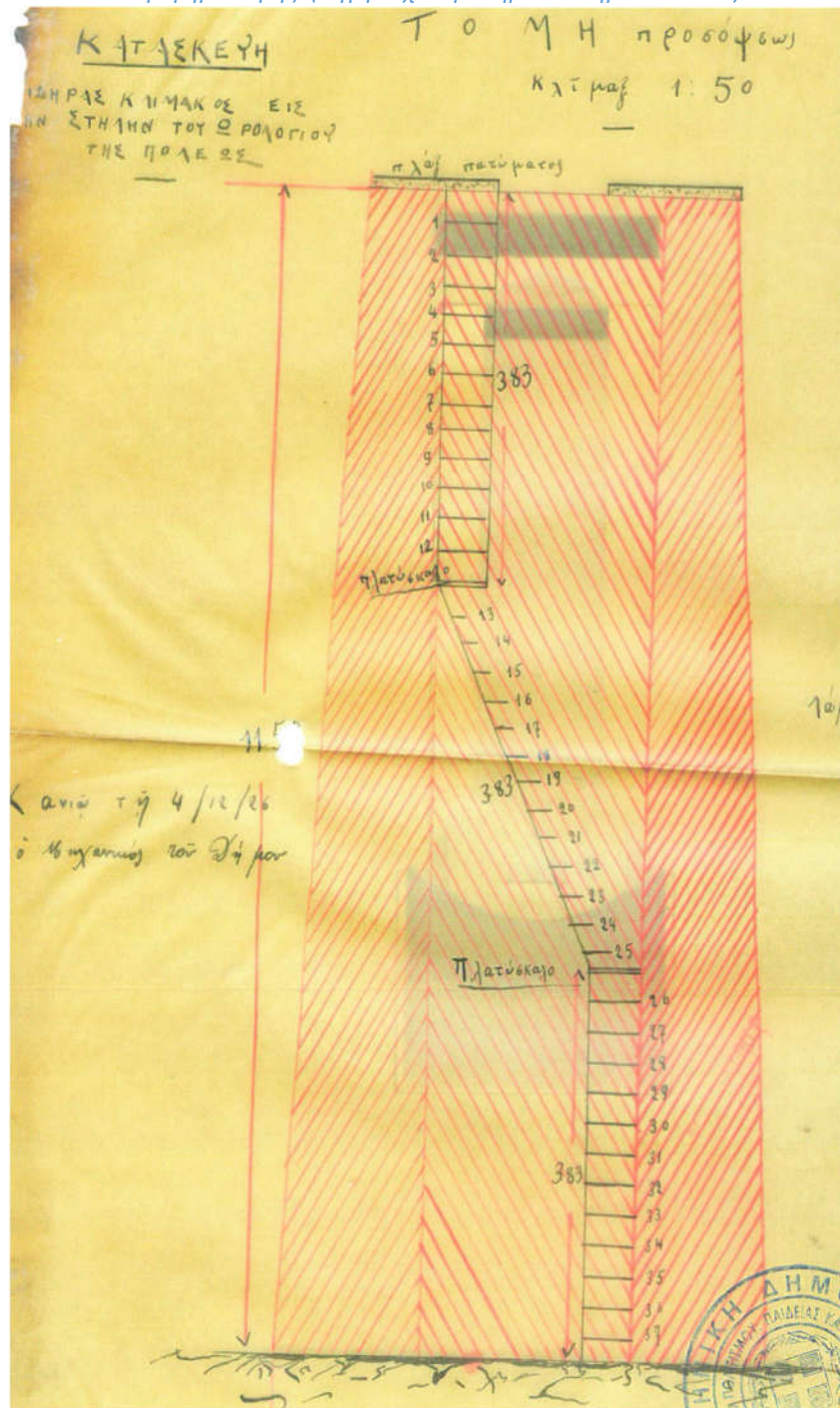


Εικόνα 3 Σκαρίφημα της εισόδου (πηγή Τεχνική υπηρεσία Δήμου Χανίων)

Εικόνα 4 Σκαρίφημα κάτοψης (πηγή Τεχνική υπηρεσία Δήμου Χανίων)



Εικόνα 5 Σκαρίφημα τομής (πηγή Τεχνική υπηρεσία Δήμου Χανίων)





Εικόνα 6 Δημοτικό Ρολόι 1930 (πηγή Τεχνική υπηρεσία Δήμου Χανίων)



Εικόνα 7 Δημοτικό Ρολόι 1940(πηγή Τεχνική υπηρεσία Δήμου Χανίων)



Εικόνα 8 Δημοτικό Ρολόι 1950(πηγή Τεχνική υπηρεσία Δήμου Χανίων)

3. Περιγραφή Αντικειμένου- Παθολογία

Το ρολόι είναι πυργοειδούς μορφής με τετράγωνη κάτοψη στον βασικό λιθόδομητο κορμό του που υψώνεται με ελαφρά σύγκλιση προς τα άνω μέχρι το ύψος όπου εδράζονται οι μηχανισμοί του ρολογιού. Η είσοδος του κτιρίου βρίσκεται στη νότια πλευρά του (εικόνα 9). Ο βασικός κορμός τελειώνει με μία προεξέχουσα κορνίζα και στο ύψος αυτό επικάθετε μια κυκλική στεφάνη από ελαφρά οπλισμένο σκυρόδεμα πάχους 45 εκατοστών από την οποία υψώνονται οκτώ πεσσοί από σκυρόδεμα. Οι πεσσοί αυτοί φέρουν όμοια πολυγωνική και στη συνέχεια κυκλική στεφάνη από ελαφρά οπλισμένο σκυρόδεμα επί της οποίας εδράζεται ημισφαιρικός τρούλος κατασκευασμένος από συμπαγείς οπτόπλινθους. Σύμφωνα με τα στοιχεία της εργολαβίας η σημερινή απόληξη αποτελεί την αρχική κατασκευή αφού ο τρόπος κατασκευής της ανταποκρίνεται στα άρθρα του τιμολογίου της αρχικής εργολαβίας.



Εικόνα 9 Νότια όψη (πηγή Τεχνική υπηρεσία Δήμου Χανίων)

Το πάχος της βασικής λιθοδομής του κορμού του πύργου είναι 65cm περίπου μαζί με το εσωτερικό επίχρισμα και εξωτερικά δομείται από εξολοκλήρου λαξευτά ευμεγέθη στοιχεία. Οι γωνίες είναι εξαιρετικά

καλοκτισμένες από προεξέχοντες γωνιόλιθους. Το υπόλοιπο τμήμα της εξωτερικής λιθοδομής μιμείται εξαγωνικούς δόμους στην πραγματικότητα όμως δομείται από όμοιους ορθογώνιους λίθους με εκχαракτες τις εξαγωνικές διακοσμητικές σκοτίες (εικόνα 10). Από την επιτόπια έρευνα που παρουσιάζεται στη συνέχεια αλλά και από τα επιμετρητικά στοιχεία της αρχικής κατασκευής προκύπτει ότι η εξωτερική όψη και μέχρι το ύψος της βάσης του φανού είναι κατασκευασμένη από λαξευτούς λίθους πλάτους 25-35 εκατοστών ενώ εσωτερικά έχει χρησιμοποιηθεί αργολιθοδομή με ασβεστοκονίαμα.

Γενικά τις εξωτερικές όψεις του κορμού του πύργου δεν παρατηρούμε αξιόλογες βλάβες. Δεν υπάρχουν ρηγματώσεις που να δηλώνουν δομική αδυναμία ή παραμορφώσεις που να μπορούν να αποδοθούν σε καθιζήσεις των θεμελίων. Οι βασικές φθορές εντοπίζονται σε εξαλλοιώσεις λίθων λόγω των καιρικών επιδράσεων (εικόνα 11), τοπικές θραύσεις και τραυματισμούς από έμπηξη μεταλλικών στηριγμάτων από τις μικροεπεμβάσεις.



Εικόνα 10 Λεπτομέρεια του τρόπου δόμησης με εκχαракτη εξαγωνική διακόσμηση πάνω σε ορθογώνιους λίθους (πηγή Τεχνική υπηρεσία Δήμου Χανίων)



Εικόνα 11 Χαρακτηριστικές αλλοιώσεις λόγω της υγρασίας



Εικόνα 12 Η σκάλα ανόδου του κτιρίου (πηγή: Γεωφυσικής και Σεισμολογίας του ΤΕΙ Κρήτης)



Εικόνα 13 Ο μηχανισμός του Ρολογιού (πηγή Τεχνική υπηρεσία Δήμου Χανίων)



Εικόνα 14 Η πλάκα οπλισμένου σκυροδέματος του πρώτου επιπέδου (πηγή: Τεχνική υπηρεσία Δήμου Χανίων)

Εσωτερικά η άνοδος εξυπηρετείται από μία μεταλλική ανεμόσκαλα (εικόνα 12) η οποία με την μεγάλη κλίση της οδηγεί στο πρώτο επίπεδο όπου υπάρχει λεπτή πλάκα οπλισμένου σκυροδέματος (εικόνα 14) που φέρει τον μηχανισμό του ρολογιού σε στάθμη λίγο κάτω απ το ύψος των δίσκων των ρολογιών της όψης (εικόνα 13).

Στη συνέχεια μια δεύτερη ομοίως μεταλλική σκάλα οδηγεί στο δεύτερο επίπεδο από οπλισμένο σκυρόδεμα που βρίσκεται περίπου 4 μέτρα ψηλότερα και που αποτελεί και το δάπεδο του κωδωνοστασίου και της κυκλικής απόληξης του πύργου. Η πλάκα αυτή είναι έντονα διαβρωμένη λόγω της εκθεσής της στις καιρικές συνθήκες, οι οπλισμοί έχουν εκτινάξει το σκυρόδεμα επικάλυψής της και πρακτικά είναι ανύπαρκτοι (εικόνα 15).



Εικόνα 15 Διάθρωση του οπλισμού στην πλάκα σκυροδέματος στη βάση του φανού (πηγή: Τεχνική υπηρεσία Δήμου Χανίων)

Από την καταπακτή του δεύτερου επιπέδου οδηγούμαστε στον στεγασμένο υπαίθριο χώρο του φανού-κωδωνοστασίου του πύργου. Είναι κατασκευασμένος από ελαφρά οπλισμένο σκυρόδεμα και συμπαγές τούβλο και σ αυτόν εντοπίζονται και τα κύρια στοιχεία της παθολογίας του μνημείου.

Τα στοιχεία του σκυροδέματος είναι διαβρωμένα από την οξείδωση των οπλισμών και ο ημισφαιρικός τρούλος έντονα διαβρωμένος. Η ανάρτηση της καμπάνας μέσω μεταλλικών δοκών στην άνω στεφάνη συμβάλει στην όλη διάβρωση και είναι επισφαλής (εικόνα 16,17,18).



Εικόνα 16 Η ανάρτηση της καμπάνας στην άνω στεφάνη και ο τρούλος από συμπαγής οπτόπλινθους (πηγή: Τεχνική υπηρεσία Δήμου Χανίων)



Εικόνα 17 Οι ρηγματώσεις του τρούλου (πηγή: Τεχνική υπηρεσία Δήμου Χανίων)



Εικόνα 18 Αποφλοιώσεις των στοιχείων του σκυροδέματος και διαβρώσεις των οπλισμών (πηγή: Τεχνική υπηρεσία Δήμου Χανίων)

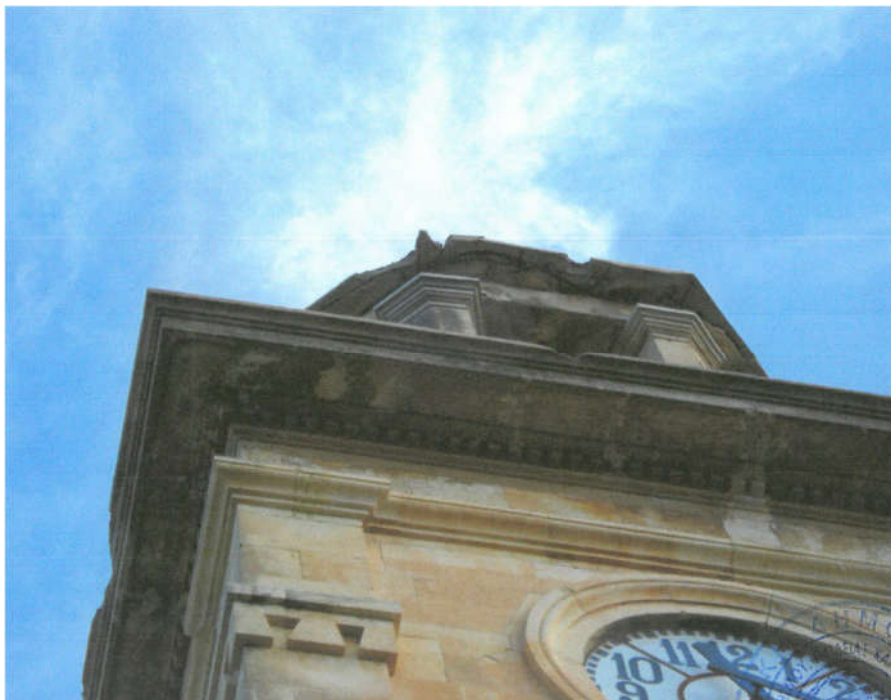


Εικόνα 19 Αποκόλληση σκυροδέματος στη στέψη του φανού (πηγή: Τεχνική υπηρεσία Δήμου Χανίων)

Η ίδια εικόνα διάβρωσης οπλισμών , αποκολλήσεων τεμαχίων σκυροδέματος και αποφλοιώσεων υπάρχει και στα υπόλοιπα στοιχεία σκυροδέματος δηλαδή τις κορωνίδες τόσο της βάσης όσο και της στέψης του φανού (εικόνα 19,20,21).



Εικόνα 20 Διαβρώσεις των οπλισμών (πηγή: Τεχνική υπηρεσία Δήμου Χανίων)



Εικόνα 21 Αποκόλληση σκυροδέματος στη βάση του φανού (πηγή: Τεχνική υπηρεσία Δήμου Χανίων)

Τα προαναφερθέντα αποτελούν τις κύριες επισημάνσεις της μελέτης κατα την επιτόπια εξέταση του Μνημείου.

Από τις παραπάνω κατ' αρχήν βασικές διαπιστώσεις σχετικά με την παθολογία του μνημείου προκύπτουν και τα βασικά θέματα που θα πρέπει μετά από την απαραίτητη τεκμηρίωση του μνημείου να αντιμετωπίσουμε.

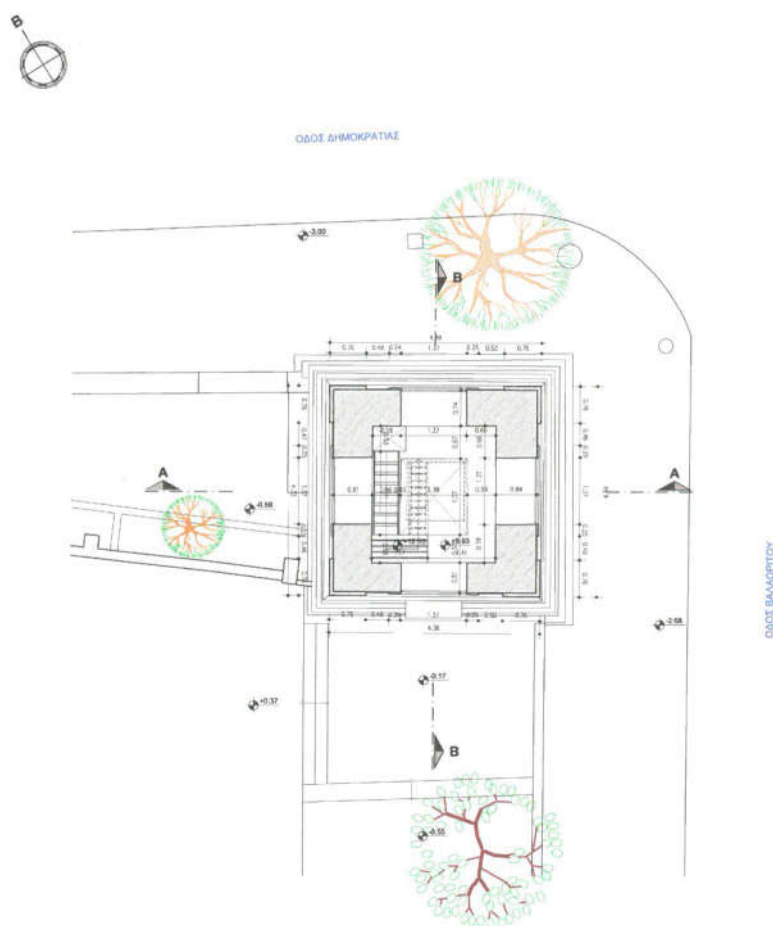
- Σημαντικό βήμα για την πρόταση αποκατάστασής αποτελεί η διερεύνηση της καλύτερης ένταξης του μνημείου στον ιστό της πόλης και αναδειξής του με προσπάθεια απομάκρυνσης των κατασκευών που δυσχαιρένουν την σωστή θέαση του (υψηλές περιφράξεις, σκηνή κινηματογράφου κλπ). Τέλος βασικό στοιχείο για την ανάδειξη του μνημείου θα είναι ο τρόπος φωτισμού του
- Το δεύτερο θέμα είναι η πιστή μορφολογική αποκατάσταση με τις αναγκαίες αντικαταστάσεις και συμπληρώσεις λίθινων στοιχείων καθώς και τυχόν χρωματική επέμβαση στο επισκευασμένο άνω

τμήμα του φανού. Ουσιαστικό θέμα επίσης για επίλυση είναι η προστασία του εκτεθειμένου άνω δαπέδου από τα όμβρια ως βασικού στοιχείου για την διάρκεια ζωής της κατασκευής.

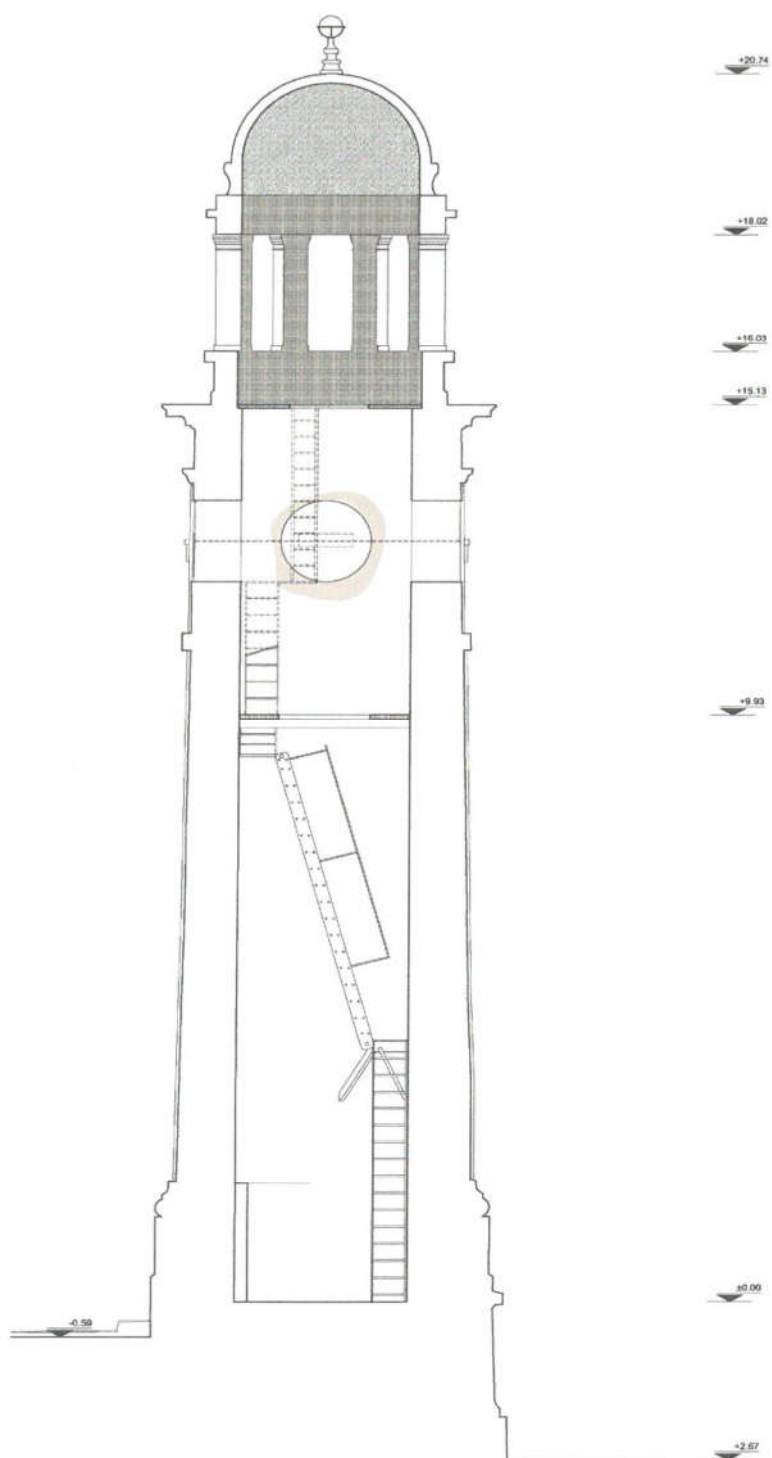
- Η στατική και δυναμική συμπεριφορά της κατασκευής και ο βαθμός απόκρισής της στις σημερινές απαιτήσεις ασφαλείας των κανονισμών. Από την διερεύνηση θα προκύψει η πιθανή ανάγκη πρόσθετων ενισχυτικών μέτρων , όπως βελτίωση των μηχανικών χαρακτηριστικών της τοιχοποιίας, προσθήκη διαφραγμάτων σε συνδιασμό με νέα σχεδίαση του κλιμακοστασίου, κλπ.
- Ουσιαστικό πρόβλημα για την επίλυση είναι ο τρόπος αποκατάστασης των διαβρωμένων στοιχείων του σκυροδέματος στο πάνω μέρος της κατασκευής και εναλλακτικά η πλήρης ανακατασκευή του πάνω τμήματος.

3.1 Αποτυπώσεις

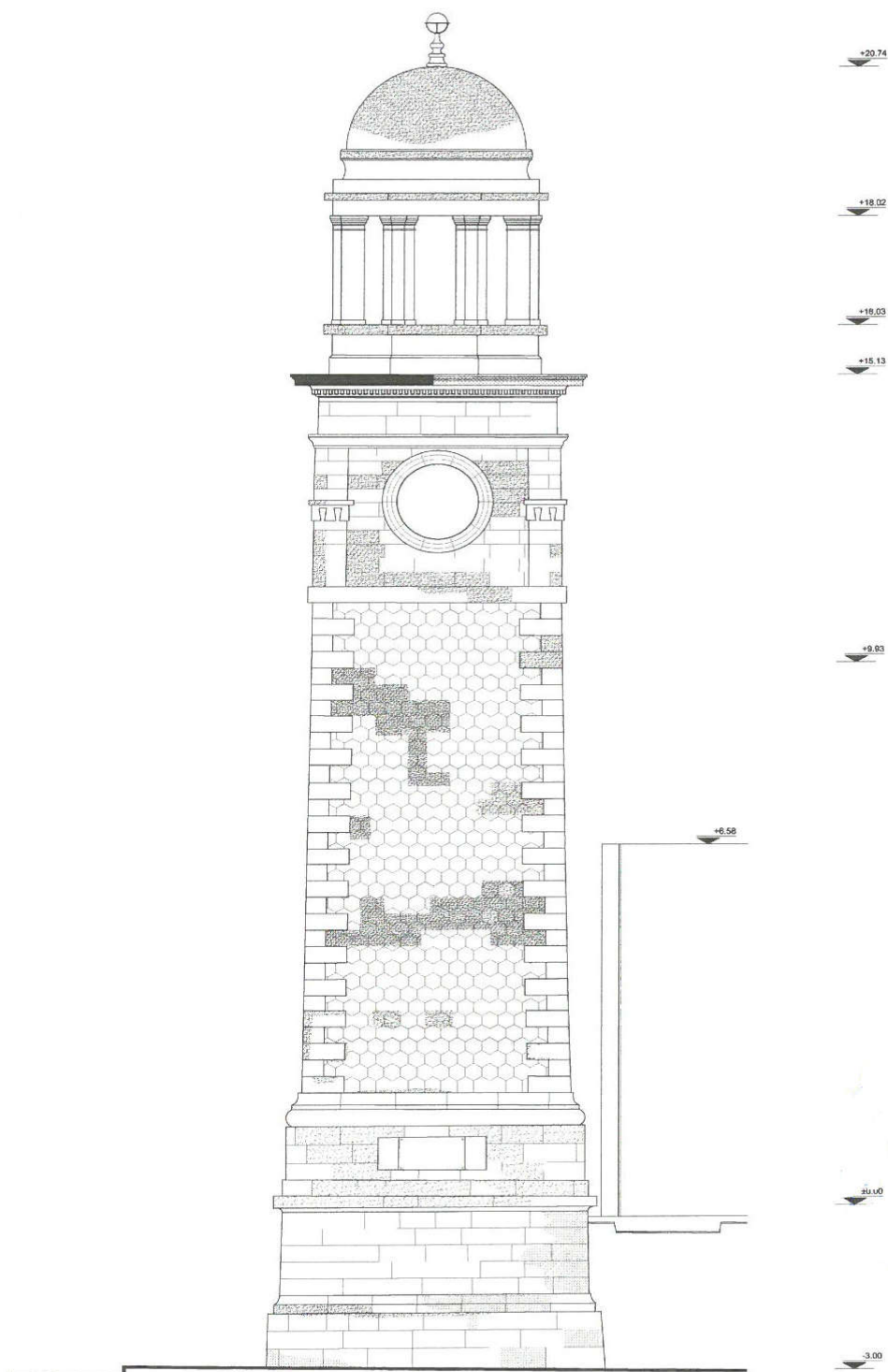
Συμφωνα με την μελέτη του δήμου έχει γίνει πλήρης τοπογραφική αποτύπωση του μνημείου καθώς και σχέδια λεπτομεριών στα διακοσμητικά στοιχεία του μνημείου. Η αποτύπωση εμφανίζεται στα σχέδια που συνοδεύουν την μελέτη, ενώ παρακάτω παραθέτουμε τα βασικά γεωμετρικά μεγέθη του μνημείου (εικόνες 22,23,24).



Εικόνα 22 Κάτοψη Δημοτικού Ρολογιού (πηγή: Τεχνική υπηρεσία Δήμου Χανίων)



Εικόνα 23 Τομή του κτιρίου (πηγή: Τεχνική υπηρεσία Δήμου Χανίων)



Εικόνα 24 Όψη του κτιρίου (πηγή: Τεχνική υπηρεσία Δήμου Χανίων)

Η χρωματική διερεύνηση προγενέστερων στρωμάτων χρωματισμών στην εξωτερική επιφάνεια του θόλου του φανού δεν ήταν δυνατή λόγω αδυναμίας προσπέλασης ελλείψει ικριωμάτων. Στο εσωτερικό διακρίνονται ίχνη από μπλέ χρωματισμό και πιθανή ζωγραφική αστεριών. Στη φάση της κατασκευής, μετά την τοποθέτηση ικριωμάτων θα γίνει από συντηρητή η απαραίτητη έρευνα και τεκμηρίωση ώστε να παρθούν αποφάσεις για τον τελικό χρωματισμό.

3.2 Ερευνητικές εργασίες

3.2.1 Πυρηνοληψία

Για την διακρίβωση του τρόπου δομής και των βασικών μηχανικών χαρακτηριστικών των λίθινων υλικών της κατασκευής έγινε πυρηνοληψία από την τεχνική υπηρεσία του Δήμου Χανίων από διάφορες θέσεις στην βάση του ρολογιού καθώς και διερευνητικά διατρίματα για την διαπίστωση του πάχους ορισμένων δοκιμών λίθων. Πρόκειται για μία ελάχιστα καταστρεπτική μέθοδο για τον προσδιορισμό των μηχανικών χαρακτηριστικών των υλικών από τα οποία αποτελείται, κυρίως όμως για τον προσδιορισμό της αντοχής των τοιχοσωμάτων. Γίνεται με τη βοήθεια αδαμαντοτρυπάνου και η διάμετρος των πυρήνων κυμαίνεται από 50 έως 150mm. Στη συνέχεια τα δοκίμια υποβάλλονται σε θλίψη και καταγράφεται το πλήρες διάγραμμα θλιπτικών τάσεων – θλιπτικών παραμορφώσεων καθώς και οι εγκάρσιες θλιπτικές παραμορφώσεις. Με αυτό τον τρόπο παίρνουμε πληροφορίες για τη θλιπτική αντοχή του λιθοσώματος, για το μέτρο ελαστικότητας του και για το λόγο του Poisson. Ακόμα, εάν πρόκειται για κάποιο μεγάλο λιθόσωμα μπορούμε να εκτιμήσουμε και την εφελκυστική αντοχή των λιθοσωμάτων λόγω διάρρηξης (Βέρρας κ.ά., 2004).

Συγκεκριμένα έγιναν τέσσερις δειγματοληπτικές διατρήσεις από τις οποίες ελήφθησαν πυρήνες, τρεις από το εσωτερικό μέρος και μία από την πρόσοψη από την πλευρά της εισόδου (εικόνα 25,26). Και οι τέσσερις ξεπέρασαν σε βάθος το ένα μέτρο.



Εικόνα 25 Δειγματοληψία στη θέση Γ (πηγή: Τεχνική υπηρεσία Δήμου Χανίων)



Εικόνα 26 Δειγματοληψία στη θέση Α και Β στο εσωτερικό του πύργου(πηγή: Τεχνική υπηρεσία Δήμου Χανίων)



Εικόνα 27 Συγκεντρωτική εικόνα διατρημάτων (πηγή: Τεχνική υπηρεσία Δήμου Χανίων)

Εικόνα 28 Εικόνες Διατρήματος Α (πηγή: Τεχνική υπηρεσία Δήμου Χανίων)



Κύριο χαρακτηριστικό όλων των διατρημάτων ήταν η εξαγωγή σημαντικά μειωμένου μήκους υλικών σε σχέση με το μήκο διατρήματος και η απόπλυση σημαντικής ποσότητας χαλαρου ασβεστοκονιάματος ή και ασύνδετου ποταμίσιου ψιλού αμμοχάλικου από τα διατρήματα (εικόνα 27).

Κατ' αρχήν συναντάμε ένα ευμεγέθη γωνιόλιθο πλάτους περίπου 25 εκ. Στη συνέχεια χαλαρά αμμοχάλικα ανάμεσα σε μικρότερους λίθους και τέλος φτάνοντας στην απέναντι εξωτερική όψη ξανασυναντάμε ευμεγέθη γωνιόλιθο (εικόνα 28).

Εικόνα 29 Εικόνες Διατρήματος Β (πηγή: Τεχνική υπηρεσία Δήμου Χανίων)



Η διαδοχή των υλικών είναι όμοια του διατρήματος Α. (εικόνα 29)

Εικόνα 30 Εικόνες Διατρήματος Γ(πηγή: Τεχνική υπηρεσία Δήμου Χανίων)



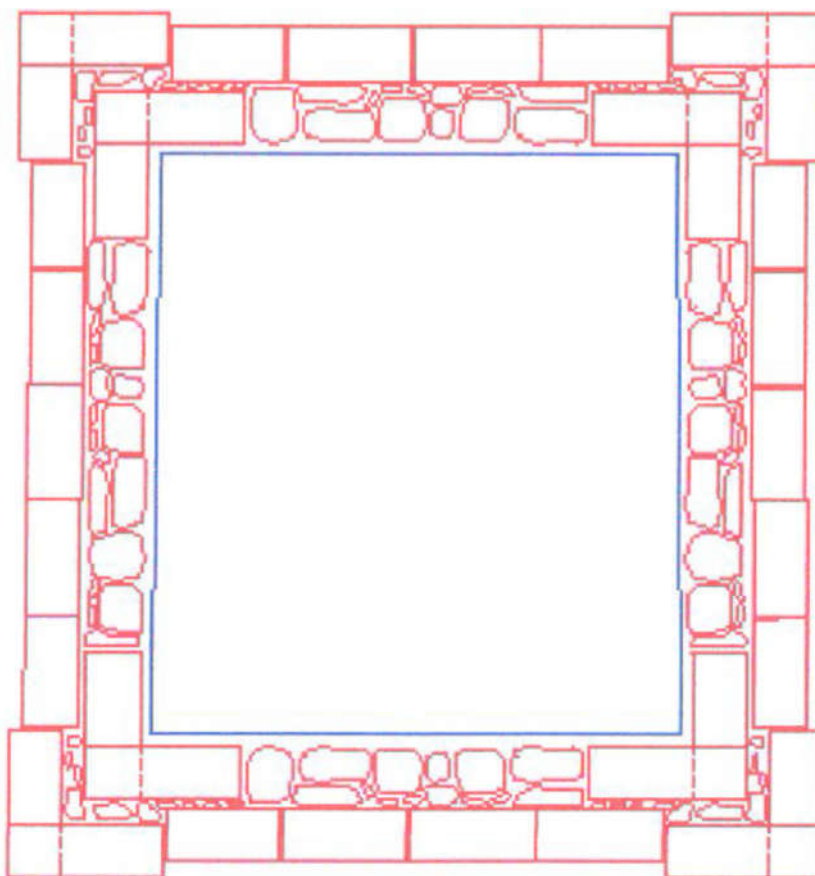
Η διαδοχή των υλικών είναι όμοια του διατρήματος Α (εικόνα 30).

Εικόνα 31 Εικόνες διατρήματος Δ (πηγή: Τεχνική υπηρεσία Δήμου Χανίων)



Το διάτρημα Δ έγινε εκ των έσω στην δυτική πλευρά και παρουσιάζει κατ' αρχήν μικρούς λίθους ενώ στο μέσο του πάχους και προς την εξωτερική πλευρά έχουμε ευμεγέθεις γωνιόλιθους (εικόνα 31).

Η γενική εικόνα που προκύπτει από τα ερευνητικά διατηρήματα είναι ότι έχουμε μια λιθοδομή δομημένη με γωνιόλιθους στην εξωτερική πλευρά, γωνιόλιθους εσωτερικά προς τα μέσα των πλευρών , ενώ το ενδιάμεσο πάχος των τοίχων είναι αργολιθοδομή με ικανό πάχος ασβεστοκονιάματος για το οποίο έχει χρησιμοποιηθεί ως αδρανές ποταμίσιο αμμοχάλικο (εικόνα 32). Η κακή ποιότητα του κονιάματος επέτρεψε την εξαγωγή ελάχιστων δειγμάτων αδιατάρακτου κονιάματος. Στις περισσότερες διατηρήσεις το νερό της καροτίερας ξέπλυνε τον ατελώς λιθωμένο με αποτέλεσμα να εμφανίζεται χαλαρό το αμμοχάλικο.



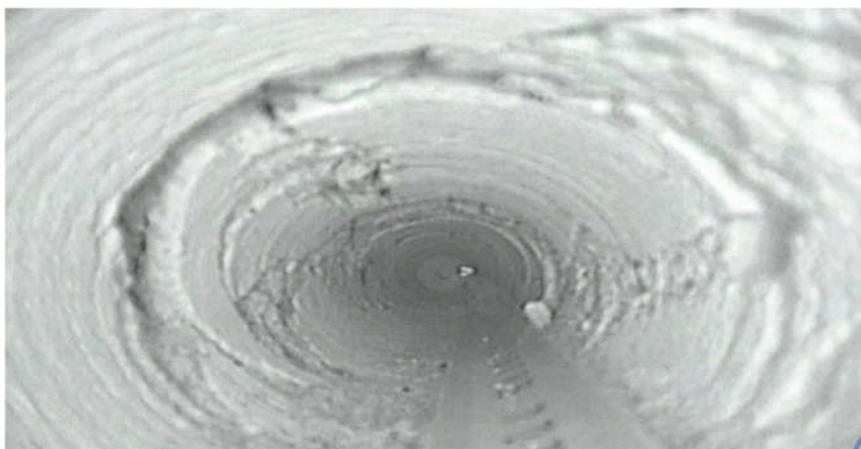
Εικόνα 32 Οριζόντια τομή ενδεικτική του τρόπου δόμησης της τοιχοποιίας της κατασκευής

3.2.2 Ενδοσκόπηση

Για την απόκτηση πληρέστερης εικόνας του τρόπου δομής και κυρίως για να μπορέσει να εκτιμηθεί ένα ποσοστό όγκου κονιάματος σε σχέση με τον συνολικό όγκο της τοιχοποιίας έγινε με ειδική φωτογραφική κάμερα ενδοσκόπηση μέσα στις οπές των ερευνητικών διατρημάτων (εικόνες 33,34,35,36).

Η εικόνα που προκύπτει από την ενδοσκόπηση είναι ότι στο αργό μέρος της λιθοδομής έχουμε ευμεγέθεις αρμούς με όγκο κονιάματος που εκτιμάται στο 15% του όγκου της ενώ επιβεβαιώνεται η δίστρωτη και στις γωνίες τρίστρωτη δομή της τοιχοποιίας.

Εικόνα 33 Εικόνες Διατρήματος Α (πηγή: Τεχνική υπηρεσία Δήμου Χανίων)

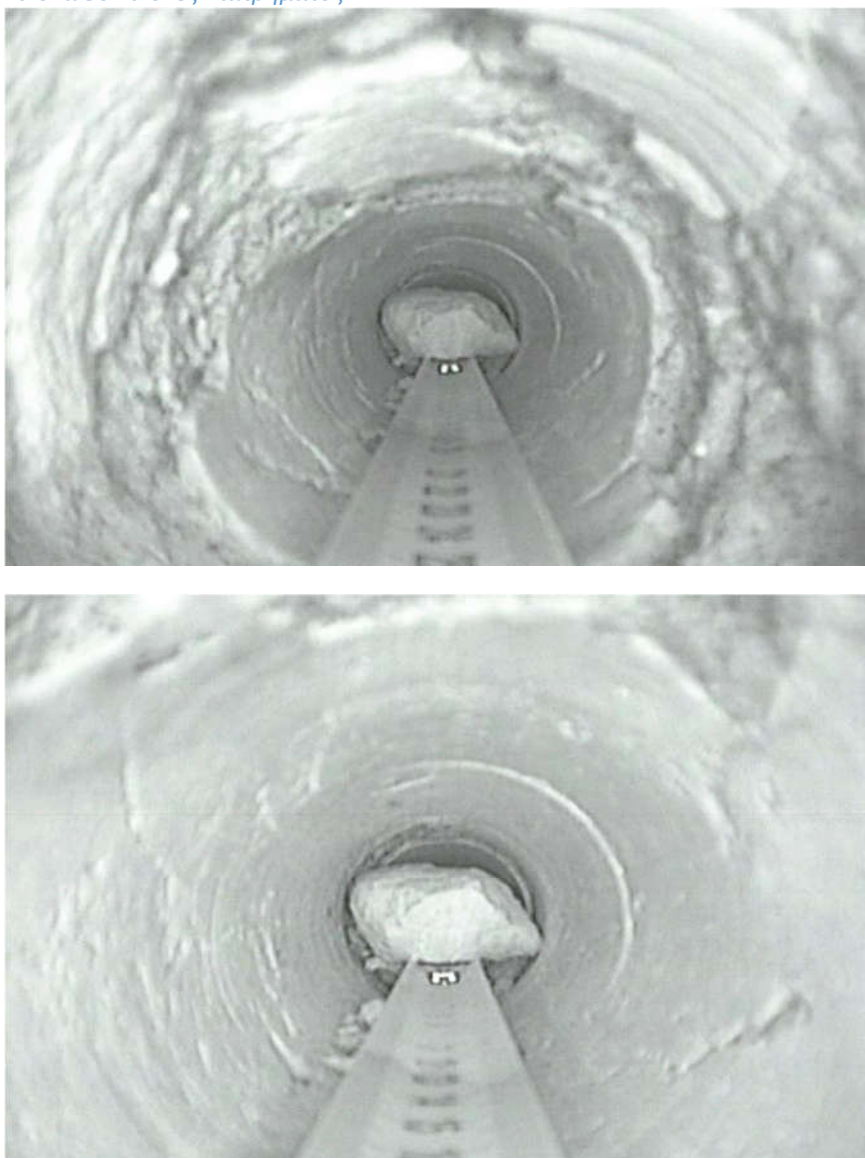


Εικόνα 34 Εικόνες Διατρήματος Β (πηγή: Τεχνική υπηρεσία Δήμου Χανίων)



Εικόνα 35 Εικόνες Διατρήματος Γ



Εικόνα 36 Εικόνες Διατρήματος Δ

3.2.3 Εργαστηριακές αναλύσεις

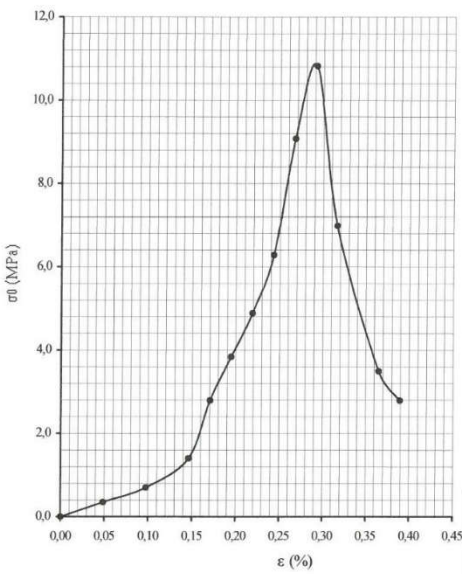
Από τα προϊόντα της καρотиέρας μορφώθηκαν τέσσερα κυλινδρικά δοκίμια ασβεστόλιθων και δύο δοκίμια κονιάματος. Έγιναν εργαστηριακές

δοκιμές των μεν λίθων σε μονοαξονική θλίψη των δε κονιαμάτων σε εφελκυσμό.

Η εικόνα που προκύπτει είναι ότι πρόκειται για ασβεστόλιθους μέτριας αντοχής με μέση τιμή θλιπτικής αντοχής $F_b=9.4$ Mpa. Για το κονίαμα πρακτικά μπορεί να θεωρηθεί με μηδενική εφελκυστική αντοχή ενώ η θλιπτική εκτιμώμενη στο δεκαπλάσιο της εφελκυστικής προκύπτει $F_m=2,2$ Mpa, άρα το κονίαμα θα μπορούσε να θεωρηθεί πρακτικώς κατηγορίας M 2,5. Το ειδικό Βαρος των λίθων προκύπτει κατα μέσο όρο $\gamma=21$ kN/m³.

Στη συνέχεια παρατίθενται τα αποτελέσματα των εργαστηριακών αναλύσεων.



ΔΟΚΙΜΗ ΜΟΝΟΑΞΟΝΙΚΗΣ ΘΛΙΨΗΣ UNIAXIAL COMPRESSION TEST			
Α/Α ΔΟΚΙΜΗΣ - TEST No			
1	ΔΥΝΑΜΗ ΘΡΑΥΣΗΣ FAILURE LOAD	P (kg)	3100
2	ΥΨΟΣ HEIGHT	H (cm)	10,44
3	ΔΙΑΜΕΤΡΟΣ DIAMETER	D (cm)	6,04
4	ΛΟΓΟΣ RATIO	H/D	1,73
5	ΑΝΤΟΧΗ (ΩΣ ΕΧΕΙ) STRENGTH (INITIAL)	σ ₀ (MPa)	10,82
6	ΔΙΟΡΘΩΜΕΝΗ ΑΝΤΟΧΗ CORRECTED STRENGTH σ _c = $\frac{\sigma_0 * 0,889}{D * 0,222 + 0,778}$	σ _c (MPa)	10,61
7	ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΗ FAILURE STRAIN	ε (%)	0,29
8	ΜΕΤΡΟ ΕΛΑΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ YOUNG MODULUS	E (MPa)	
9	ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ POISSON POISSON RATIO	μ	
10	ΣΚΑΛΗΡΟΤΗΤΑ ΚΑΤΑ ΜΟΗΣ MOHS HARDNESS		
11	ΦΑΙΝΟΜΕΝΟ ΒΑΡΟΣ APP. WEIGHT	γ (kN/m ³)	23,26
12	ΥΓΡΑΣΙΑ ΔΟΚΙΜΗΣ MOISTURE OF TEST	(%)	
13	ΤΑΧΥΤΗΤΑ ΦΟΡΤΙΣΕΩΣ RATE OF SHEAR	(%/min)	0,17



σ₀ (MPa)





ε (%)

ΠΕΤΡΟΓΡΑΦΙΚΗ ΕΞΕΤΑΣΗ LITHOLOGICAL DESCRIPTION	Μαργαϊκός ασβεστόλιθος υποκίτρινος, με μικροκαρστικές κοιλότητες πληρωμένες με κρυσταλλικό ασβεστίτη.
---	---

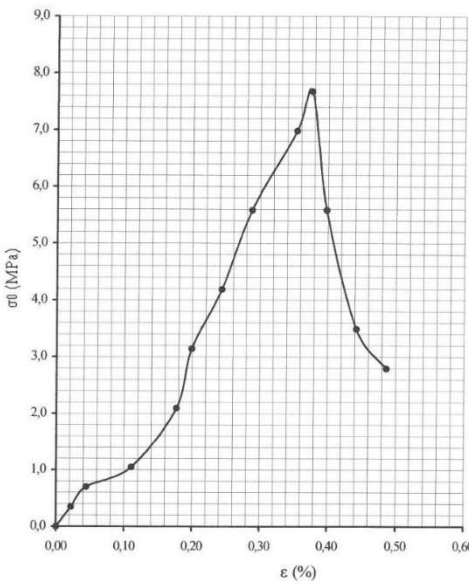
ΑΠΟΨΗ ΔΟΚΙΜΙΟΥ - ΠΑΡΑΤΗΡΗΣΕΙΣ --- SPECIMEN VIEW - REMARKS	
	

ΕΠΕΞΕΡΓΑΣΙΑ Μ. Σαρίδου	ΕΛΕΓΧΟΣ Κ. Κουντουριδάκη
----------------------------------	------------------------------------

Το Εργαστήριο εποπτεύεται από το ΚΕΔΕ

 <p style="text-align: center;"> "ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΑ ΔΟΚΙΜΩΝ ΓΕΩΠΕΡΕΥΝΑΣ - ΟΤΜ" ΕΠΕ Φαιδριάδων 121 - Αθήνα Τηλ. 210 8625123 - Fax. 2108663830 </p>	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="background-color: #f2f2f2;">ΒΛΘΟΣ</td> <td style="text-align: center;">1</td> </tr> <tr> <td style="background-color: #f2f2f2;">ΔΕΡΤΗ</td> <td></td> </tr> <tr> <td style="background-color: #f2f2f2;">ΓΕΩΤΡΗΣΙΣ</td> <td></td> </tr> <tr> <td style="background-color: #f2f2f2;">BOREHOLE</td> <td></td> </tr> <tr> <td style="background-color: #f2f2f2;">ΕΡΓΟΝ</td> <td style="text-align: center;">ΡΟΛΟΪ ΧΑΝΙΩΝ</td> </tr> <tr> <td style="background-color: #f2f2f2;">PROJECT</td> <td></td> </tr> </table>	ΒΛΘΟΣ	1	ΔΕΡΤΗ		ΓΕΩΤΡΗΣΙΣ		BOREHOLE		ΕΡΓΟΝ	ΡΟΛΟΪ ΧΑΝΙΩΝ	PROJECT		<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="background-color: #f2f2f2;">ΕΡΓ. ΑΡΙΘ.</td> <td style="text-align: center;">08-133</td> </tr> <tr> <td style="background-color: #f2f2f2;">LAB. No.</td> <td></td> </tr> <tr> <td style="background-color: #f2f2f2;">ΣΧ.</td> <td></td> </tr> <tr> <td style="background-color: #f2f2f2;">FIG.</td> <td style="text-align: center;">  </td> </tr> </table>	ΕΡΓ. ΑΡΙΘ.	08-133	LAB. No.		ΣΧ.		FIG.	
ΒΛΘΟΣ	1																					
ΔΕΡΤΗ																						
ΓΕΩΤΡΗΣΙΣ																						
BOREHOLE																						
ΕΡΓΟΝ	ΡΟΛΟΪ ΧΑΝΙΩΝ																					
PROJECT																						
ΕΡΓ. ΑΡΙΘ.	08-133																					
LAB. No.																						
ΣΧ.																						
FIG.																						

ΔΟΚΙΜΗ ΜΟΝΟΑΞΟΝΙΚΗΣ ΘΑΙΨΗΣ UNIAXIAL COMPRESSION TEST			
Α/Α ΔΟΚΙΜΗΣ - TEST No			
1	ΔΥΝΑΜΗ ΘΡΑΥΣΗΣ FAILURE LOAD	P (kg)	2200
2	ΥΨΟΣ HEIGHT	H (cm)	11,49
3	ΔΙΑΜΕΤΡΟΣ DIAMETER	D (cm)	6,04
4	ΛΟΓΟΣ RATIO	H / D	1,90
5	ΑΝΤΟΧΗ (ΩΣ ΕΧΕΙ) STRENGTH (INITIAL)	σ ₀ (MPa)	7,68
6	ΔΙΟΡΘΩΜΕΝΗ ΑΝΤΟΧΗ CORRECTED STRENGTH σ _c = $\frac{\sigma_0 * 0,889}{D * 0,222 + 0,778}$	σ _c (MPa)	7,63
7	ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΗ FAILURE STRAIN	ε (%)	0,38
8	ΜΕΤΡΟ ΕΛΑΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ YOUNG MODULUS	E (MPa)	
9	ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ POISSON POISSON RATIO	μ	
10	ΕΚΔΗΡΟΤΗΤΑ ΚΑΤΑ ΜΟΗΣ MOHS HARDNESS		
11	ΦΑΙΝΟΜΕΝΟ ΒΑΡΟΣ APP. WEIGHT	γ (kN/m ³)	19,97
12	ΥΓΡΑΣΙΑ ΔΟΚΙΜΗΣ MOISTURE OF TEST	(%)	
13	ΤΑΧΥΤΗΤΑ ΦΟΡΤΙΣΕΩΣ RATE OF SHEAR	(%/min)	0,18




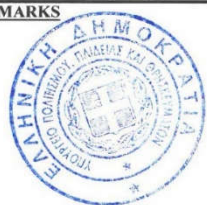
Strain ε (%)	Stress σ (MPa)
0.00	0.0
0.05	0.5
0.10	1.0
0.15	2.0
0.20	3.0
0.25	4.2
0.30	5.5
0.35	6.8
0.38	7.6
0.40	5.5
0.45	3.5
0.50	2.8

ΠΕΤΡΟΓΡΑΦΙΚΗ ΕΞΕΤΑΣΗ
LITHOLOGICAL DESCRIPTION

Μαργαϊκός ασβεστόλιθος υπόλευκος, πορώδης με μικροαπολιθώματα.

ΑΠΟΨΗ ΔΟΚΙΜΙΟΥ - ΠΑΡΑΤΗΡΗΣΕΙΣ --- SPECIMEN VIEW - REMARKS






ΕΠΕΞΕΡΓΑΣΙΑ
M. Σαρίδου

ΕΛΕΓΧΟΣ
K. Κουντουριδάκη

Το Εργαστήριο εποπτεύεται από το ΚΕΔΕ



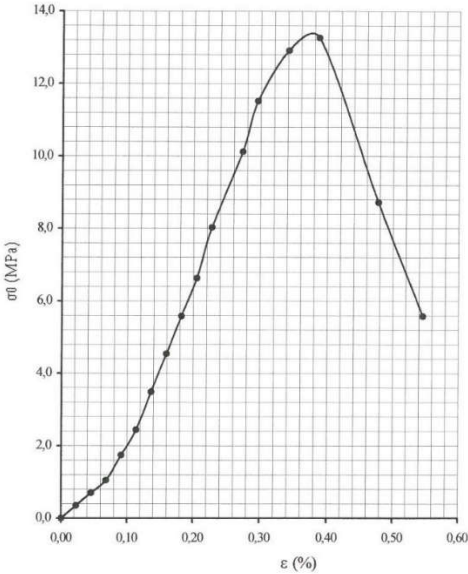
"ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΑ ΔΟΚΙΜΩΝ
ΓΕΩΦΕΡΕΥΝΑΣ - ΟΤΜ" ΕΠΕ
Φαιδριάδων 121 - Αθήνα
Τηλ. 210 8625123 - Fax. 2108663830

ΒΑΘΟΣ DEPTH	2
ΓΕΩΤΡΗΣΙΣ BOREHOLE	
ΕΡΓΟΝ PROJECT	ΡΟΛΟΪ ΧΑΝΙΩΝ

ΕΡΓ. ΑΡΙΘ.
LAB. No. 08-13



ΣΧ.
FIG.

ΔΟΚΙΜΗ ΜΟΝΟΑΞΟΝΙΚΗΣ ΘΛΙΨΗΣ UNIAXIAL COMPRESSION TEST			
Α/Α ΔΟΚΙΜΗΣ - TEST No			
1	ΔΥΝΑΜΗ ΘΡΑΥΣΗΣ FAILURE LOAD	P (kg)	3800
2	ΥΨΟΣ HEIGHT	H (cm)	11,17
3	ΔΙΑΜΕΤΡΟΣ DIAMETER	D (cm)	6,04
4	ΛΟΓΟΣ RATIO	H/D	1,85
5	ΑΝΤΟΧΗ (ΩΣ ΕΧΕΙ) STRENGTH (INITIAL)	σ ₀ (MPa)	13,26
6	ΔΙΟΡΘΩΜΕΝΗ ΑΝΤΟΧΗ CORRECTED STRENGTH σ _c = $\frac{\sigma_0 * 0,889}{D * 0,222 + 0,778}$	σ _c (MPa)	13,13
7	ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΗ FAILURE STRAIN	ε (%)	0,39
8	ΜΕΤΡΟ ΕΛΑΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ YOUNG MODULUS	E (MPa)	
9	ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ POISSON POISSON RATIO	μ	
10	ΣΚΛΗΡΟΤΗΤΑ ΚΑΤΑ MOHS MOHS HARDNESS		
11	ΦΑΙΝΟΜΕΝΟ ΒΑΡΟΣ APP. WEIGHT	γ (kN/m ³)	21,37
12	ΥΓΡΑΣΙΑ ΔΟΚΙΜΗΣ MOISTURE OF TEST	(%)	
13	ΤΑΧΥΤΗΤΑ ΦΟΡΤΙΣΕΩΣ RATE OF SHEAR	(%/mm)	0,15





Strain ε (%)	Stress σ (MPa)
0.00	0.0
0.05	1.0
0.10	2.5
0.15	4.5
0.20	6.5
0.25	8.5
0.30	11.5
0.35	13.0
0.40	13.13
0.45	12.5
0.50	11.0
0.55	9.0

ΠΕΤΡΟΓΡΑΦΙΚΗ ΕΞΕΤΑΣΗ LITHOLOGICAL DESCRIPTION	Μαργαϊκός ασβεστόλιθος υποκίτρινος, πορώδης με αραιά μικροκαρστική διάβρωση.
--	--

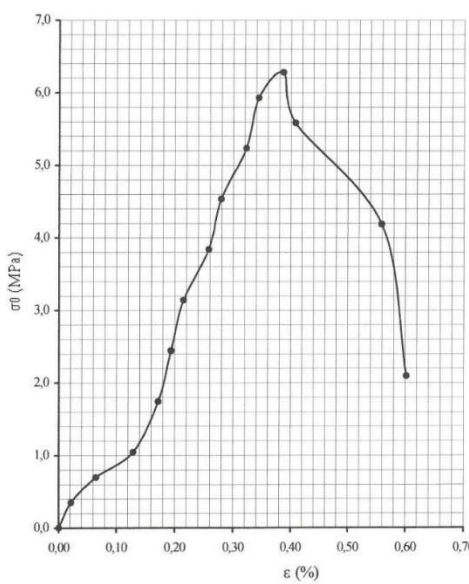
ΑΠΟΨΗ ΔΟΚΙΜΙΟΥ - ΠΑΡΑΤΗΡΗΣΕΙΣ --- SPECIMEN VIEW - REMARKS	
	

ΕΠΕΞΕΡΓΑΣΙΑ Μ. Σαρίδου	ΕΛΕΓΧΟΣ Κ. Κουντουριδάκη
----------------------------------	------------------------------------

Το Εργαστήριο εποπτεύεται από το ΚΕΔΕ


	"ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΑ ΔΟΚΙΜΩΝ ΓΕΩΠΕΡΕΥΝΑΣ - ΟΤΜ" ΕΠΕ Φαιδριάδων 121 - Αθήνα Τηλ. 210 8625123 - Fax. 2108663830	ΒΑΘΟΣ DEPTH	3	ΕΡΓ. ΑΡΙΘ. LAB. No. 08-13
		ΓΕΩΤΡΗΣΙΣ BOREHOLE		
		ΕΡΓΟΝ PROJECT	ΡΟΛΟΪ ΧΑΝΙΩΝ	
			ΣΧ. FIG. 	

ΔΟΚΙΜΗ ΜΟΝΟΑΞΟΝΙΚΗΣ ΘΛΙΨΗΣ UNIAXIAL COMPRESSION TEST			
Α/Α ΔΟΚΙΜΗΣ - TEST No			
1	ΔΥΝΑΜΗ ΘΡΑΥΣΗΣ FAILURE LOAD	P (kg)	1800
2	ΥΨΟΣ HEIGHT	H (cm)	11,82
3	ΔΙΑΜΕΤΡΟΣ DIAMETER	D (cm)	6,04
4	ΛΟΓΟΣ RATIO	H/D	1,96
5	ΑΝΤΟΧΗ (ΩΣ ΕΧΕΙ) STRENGTH (INITIAL)	σ ₀ (MPa)	6,28
6	ΔΙΟΡΘΩΜΕΝΗ ΑΝΤΟΧΗ CORRECTED STRENGTH σ _c = $\frac{\sigma_0 * 0,889}{D * 0,222 + 0,778}$	σ _c (MPa)	6,26
7	ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΗ FAILURE STRAIN	ε (%)	0,39
8	ΜΕΤΡΟ ΕΛΑΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ YOUNG MODULUS	E (MPa)	
9	ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ POISSON POISSON RATIO	μ	
10	ΣΚΛΗΡΟΤΗΤΑ ΚΑΤΑ ΜΟΗΣ MOHS HARDNESS		
11	ΦΑΙΝΟΜΕΝΟ ΒΑΡΟΣ APP. WEIGHT	γ (kN/m ³)	19,33
12	ΥΓΡΑΣΙΑ ΔΟΚΙΜΗΣ MOISTURE OF TEST	(%)	
13	ΤΑΧΥΤΗΤΑ ΦΟΡΤΙΣΕΩΣ RATE OF SHEAR	(%/min)	0,18




ε (%)	σ (MPa)
0.00	0.0
0.10	0.8
0.20	2.5
0.30	4.5
0.39	6.26
0.40	6.0
0.50	5.0
0.60	2.0

ΠΕΤΡΟΓΡΑΦΙΚΗ ΕΞΕΤΑΣΗ LITHOLOGICAL DESCRIPTION	Μαργακός ασβεστόλιθος υπόλευκος, πορώδης.
--	---

ΑΠΟΨΗ ΔΟΚΙΜΙΟΥ - ΠΑΡΑΤΗΡΗΣΕΙΣ — SPECIMEN VIEW - REMARKS	
	
ΕΠΕΞΕΡΓΑΣΙΑ M. Σαρίδου	ΕΛΕΓΧΟΣ K. Καραγιάννης

Το Εργαστήριο εποπτεύεται από το ΚΕΔΕ

 <p>"ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΑ ΔΟΚΙΜΩΝ ΓΕΩΕΡΕΥΝΑΣ - ΟΤΜ" ΕΠΕ Φαιδριάδων 121 - Αθήνα Τηλ. 210 8625123 - Fax. 2108663830</p>	ΒΑΘΟΣ DEPTH	4	ΕΡΓ. ΑΡΙΘ. LAB. No.	08-13
	ΓΕΩΤΡΗΣΙΣ BOREHOLE		ΣΧ. FIG.	
	ΕΡΓΟΝ PROJECT	ΡΟΛΟΪ ΧΑΝΙΩΝ		



ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΑ ΔΟΚΙΜΩΝ ΓΕΩΕΡΕΥΝΑΣ – Ο.Τ.Μ. ΕΠΕ
Φαιδριάδων 121 – Αθήνα (Τ.Κ. 11364) Τηλ. 2108625123 – 210 8625330
Fax. 2018663830

TEST LABORATORIES GEOEREYNA – O.T.M. LTD
121 Faidriadon st. Athens (11364) Tel. 2108625123 – 2018625330
Fax. 2108663830

ΠΡΟΣΔΙΟΡΙΣΜΟΣ ΕΦΕΛΚΥΣΤΙΚΗΣ ΑΝΤΟΧΗΣ ΚΟΝΙΑΜΑΤΟΣ

ΕΡΓΟ:

ΡΟΛΟΪ ΧΑΝΙΩΝ

ΔΕΙΓΜΑ	ΕΝΔΕΙΞΗ ΟΡΓΑΝΟΥ	ΔΥΝΑΜΗ ΘΡΑΥΣΗΣ (Kg)	ΕΠΙΦΑΝΕΙΑ ΔΕΙΓΜΑΤΟΣ (cm ²)	ΑΝΤΟΧΗ ΣΕ ΕΦΕΛΚΥΣΜΟ MPa
ΚΟΝΙΑΜΑ ΕΠΙΧΡΙΣΜΑΤΟΣ Νο1	233	14,68	7,25	0,202
ΚΟΝΙΑΜΑ ΕΠΙΧΡΙΣΜΑΤΟΣ Νο2	272	17,14	7,00	0,245

Για την "ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΑ ΔΟΚΙΜΩΝ ΓΕΩΕΡΕΥΝΑΣ - ΟΤΜ " ΕΠΕ

Κουντουριδάκη Κ.

3.2.4 Εδαφοτεχνική έρευνα

Η περιοχή που βρίσκεται το ρολόι στον κήπο Χανίων χαρακτηρίζεται σύμφωνα με τον γεωλογικό χάρτη σαν περιοχή πρόσφατων νεογενών αποθέσεων που υπέρρκεινται στρώματος μάργας και μαργαικών ασβεστόλιθων.

Για την έρευνα του εδάφους και την κατάταξη του από εδαφοδυναμική άποψη σε μια από τις κατηγορίες εδαφών του αντισεισμικού κανονισμού, πραγματοποιήθηκε μια δειγματολογική γεώτρηση στη διασταύρωση των οδών Βαλαωρίτου και Παπανδρέου η οποία έφθασε σε βάθος 10 μέτρων.

Ο φρεάτιος ορίζοντας απαντήθηκε σε βάθος 2,60μ. από την στάθμη του δρόμου.



Εικόνα 37 Η δειγματολογική γεώτρηση στο ρολόι (πηγή: Τεχνική υπηρεσία Δήμου Χανίων)



Εικόνα 38 Διατρήματα γεώτρησης από 0 έως 5,30μ και 5,30μ έως 10,00μ βάθος αντίστοιχα (πηγή: Τεχνική υπηρεσία Δήμου Χανίων)

Η γενική εικόνα που προκύπτει από την γεώτρηση είναι ότι μέχρι τα 0,6 μ. περίπου έχουμε αμμώδη άργιλο με παρουσία λεπτών χαλίκων ενώ από το βάθος αυτό και μετά συναντάμε αποσαθρωμένο μαργαϊκό ασβεστόλιθο με ενστρώσεις αργίλου και αμμοχάλικου.

Στο βάθος των 6,00 μέτρων που μεταβαίνουμε προς τον μαργαϊκό σχηματισμό έχουμε πρακτικά και άρνηση διείσδυσης του πενετρόμετρου αφού απαιτήθηκαν 50 κρούσεις για διείσδυση 5 μόλις εκατοστών.

Από τα προϊόντα της γεώτρησης ελήφθησαν δείγματα για την πραγματοποίηση εργαστηριακών δοκιμών.

Έγιναν δύο δοκιμές κατάταξης με κοκομετρική ανάλυση σε δείγματα προερχόμενα από τα βάθη 1,50 και 3,30 μέτρα αντίστοιχα. Προσδιορίστηκαν ακόμα τα όρια ATTERBERG και τα δείγματα κατετάγησαν στην κατηγορία CL του Ενοποιημένου συστήματος κατάταξης, δηλαδή στην κατηγορία των αμμοχαλικωιδών αργίλων μικρής ως μέσης πλαστικότητας. Στη συνέχεια έγινε δοκιμή σε ανεμπόδιση θλίψη σε δοκίμιο που προέρχεται από βάθος 3,20μ δηλαδή από το ίδιο του δεύτερου δοκιμίου που δόθηκε για κατάταξη που όπως φαίνεται από την κοκομετρική καμπύλη είναι αργιλικό σε ποσοστό 90%.

Η δοκιμή έδωσε τάση θραύσεως $Q_u=65,5 \text{ Kpa}$ πράγμα που σημαίνει ότι έχουμε ένα εδαφικό υλικό με $C=Q_u/2=32.5 \text{ Kpa}$ και $\phi=0$.

Σε ότι αφορά την κατάταξη του εδάφους από εδαφοδυναμική άποψη, από τα παραπάνω δεδομένα το τοποθετούμε στην κατηγορία Β του Αντισεισμικού Κανονισμού.

Στη συνέχεια παρατίθενται το προφίλ της γεώτρησης, ο πίνακας του Ενοποιημένου Συστήματος Κατάταξης εδάφων και τα αποτελέσματα των εργαστηριακών δοκιμών κατάταξης και θλίψης.

Η παραπάνω αντοχή εμφανίζεται αρκετά μικρή και επειδή ο πύργος του ρολογιού δεν έχει εμφανίσει μέχρι σήμερα προβλήματα που να μπορούν να αποδοθούν σε προβληματικό έδαφος, σε συνδιασμό με τη γενικότερη

εικόνα της γεώτρησης και τον αριθμό κρούσεων της πρότυπης δοκιμής διεύθυνσης μπορούμε να υιοθετίσουμε απο την εμπειρία μας με ασφάλεια την τιμή $C=80\text{Kpa}$ θεωρώντας το δείγμα τυχαίο ή διαταραγμένο.

ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΑ ΕΡΓΑ					
Δ. ΔΙΑΜΑΝΤΑΚΗΣ- ΜΕΤΑΛΛΕΙΟΛΟΓΟΣ ΜΗΧΑΝΙΚΟΣ Ε.Μ.Π. Καρδίτσκη 49, 71135 Χανιά Τηλ.: 28210-70579 Fax: 28210-93647 e-mail: ddiamas@tee.gr					
ΕΡΓΟ: ΔΗΜΟΣ ΧΑΝΙΩΝ - ΡΟΛΟΙ		ΤΟΠΟΘΕΣΙΑ:		ΑΡΙΘΜ. ΦΥΛΛΟΥ: 1/1	
1. ΑΡΙΘΜΟΣ ΓΕΩΤΡΗΣΗΣ: Γ'1		8. ΥΦΟΜΕΤΡΙΚΗ ΑΦΗΤΗΡΙΑ :			
2. ΟΝΟΜΑ ΓΕΩΤΡΥΠΑΝΙΣΤΗ:		9. ΜΟΝΤΕΛΟ ΓΕΩΤΡΥΠΑΝΟΥ : LONGYEAR - 34			
3. ΚΑΤΕΥΘΥΝΣΗ ΓΕΩΤΡΗΣΗΣ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟΣ ΚΕΚΛΙΜΕΝΗ ΑΠΟΚΛ. ΑΠΟ ΚΑΤΑΚ.		10. ΑΡΙΘΜ. ΔΕΙΓΜΑΤΩΝ ΕΔΑΦΟΥΣ :		ΔΙΑΤΑΡΑΓΜΕΝΑ	ΑΔΙΑΤΑΡΑΚΤΑ
4. ΠΑΧΟΣ ΥΠΕΡΚΕΙΜΕΝΟΥ ΕΔΑΦΟΥΣ (m) :		11. ΣΤΑΘΜΗ ΥΠΟΓΕΙΩΝ ΥΔΑΤΩΝ (m): 2,90			
5. ΒΑΘΟΣ ΓΕΩΤΡΗΣΗΣ ΕΝΤΟΣ ΒΡΑΧΟΥ (m) :		12. ΗΜΕΡΟΜΗΝΙΑ ΓΕΩΤΡΗΣΗΣ:		ΕΝΑΡΣΗ 22/09/2008	ΛΗΞΗ 22/09/2008
6. ΟΛΙΚΟ ΒΑΘΟΣ ΓΕΩΤΡΗΣΗΣ (m): 10,00		13. ΣΧΕΤΙΚΟ ΥΦΟΜΕΤΡΟ ΕΠΙΦΑΝΕΙΑΣ ΕΔΑΦΟΥΣ ΓΕΩΤΡΗΣΗΣ (m) :			
7. ΜΕΓΕΘΟΣ & ΤΥΠΟΣ ΚΟΡΩΝΑΣ : T-101 W , T-86 (ΒΙΔΙΑ)					
ΒΑΘΟΣ (m)	ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΥΛΙΚΩΝ	N _{spt}	ΑΠΟΛΥΤΗ %	RQD %	ΠΑΡΑΤΗΡΗΣΕΙΣ
1,00 -	ΚΑΣΤΑΝΗ ΑΜΜΩΔΗΣ ΑΡΓΙΛΟΣ, ΧΑΛΙΚΕΣ ΛΕΠΤΟΙ	17			
2,00 -	1,60	18			spt 1,60-2,05 17/18/20
3,00 -		20			
4,00 -	ΛΕΥΚΟΚΙΤΡΙΝΗ ΑΜΜΩΔΗΣ ΑΡΓΙΛΟΣ, ΧΑΛΙΚΕΣ ΛΕΠΤΟΙ	14			
5,00 -		16			spt 3,50-3,95 14/16/20
6,00 -		20			
6,30	50				
6,00 -	ΜΑΡΓΑΙΔΟΣ ΑΣΒΕΣΤΟΛΙΘΟΣ ΜΕΡΙΚΟΣ ΕΩΣ ΙΣΧΥΡΑ ΑΠΟΣΛΑΘΡΩΜΕΝΟΣ 6,70	50	κρ/5εκ		spt 5,50-5,55 50κρ/5εκ
7,00 -	ΛΕΥΚΟΚΙΤΡΙΝΗ ΑΜΜΩΔΗΣ ΑΡΓΙΛΟΣ, ΧΑΛΙΚΕΣ ΛΕΠΤΟΙ 7,20				
8,00 -	ΜΑΡΓΑΙΔΟΣ ΑΣΒΕΣΤΟΛΙΘΟΣ ΚΑΤΑΚΕΡΜΑΤΙΣΜΕΝΟΣ 7,50				
9,00 -	ΛΕΥΚΟΚΙΤΡΙΝΗ ΑΜΜΩΔΗΣ ΑΡΓΙΛΟΣ, ΧΑΛΙΚΕΣ ΛΕΠΤΟΙ				
10,00 -	10,00				
11,00 -	ΤΕΛΟΣ ΓΕΩΤΡΗΣΗΣ				
12,00 -					
13,00 -					
14,00 -					
15,00 -					
16,00 -					
17,00 -					
18,00 -					
19,00 -					
20,00 -					Περιοχή δειγμάτων εργαστηρίου

Εικόνα 39 Πίνακας του Ενοποιημένου Συστήματος Κατάταξης εδαφών (πηγή: Τεχνική υπηρεσία Δήμου Χανίων)



56

4. Μηχανικά χαρακτηριστικά και Ιδιοσυχνότητες της κατασκευής

Η προσομοίωση του κτιρίου αποτελεί ίσως το πιο σημαντικό και κρίσιμο σκέλος της όλης διαδικασίας, αφού για την απόκτηση σωστών αποτελεσμάτων από τις αναλύσεις που διενεργούνται, απαραίτητη προϋπόθεση είναι η δημιουργία ενός άρτιου υπολογιστικού μοντέλου της πραγματικής κατασκευής. Η αρτιότητα του προσομοιώματος επηρεάζεται από ένα πλήθος παραγόντων. Εξ' αυτών δε ο σημαντικότερος είναι η ικανότητα του μελετητή να κάνει σωστά τις απαραίτητες παραδοχές και απλοποιήσεις για τη συμπεριφορά της κατασκευής και μάλιστα σε τέτοιο βαθμό ώστε οι απλοποιήσεις αυτές να μην επιδρούν δυσμενώς στα τελικά αποτελέσματα. Συνεπώς, η απόκλιση του προκύπτοντος προσομοιώματος από την πραγματική κατασκευή αποτελεί αναπόφευκτη συνέπεια. Ωστόσο όμως επιδιώκεται να είναι η μικρότερη δυνατή.

Στο πλαίσιο της παρούσας εργασίας, η προσομοίωση της υπό μελέτη κατασκευής δηλαδή του αριθμητικού προσομοιώματος και μετρήσεων θα γίνει με διερεύνηση μέσω της μεταβολής διαφόρων παραμέτρων όπως το μετρο ελαστικότητας, ο τρόπος σύνδεσης μεταξύ των στοιχείων, ο αριθμός των στοιχείων ωστόσο προκύψει ένα μοντέλο με τη μικρότερη δυνατή απόκλιση.

Στη συνέχεια θα γίνει περιγραφή του προσομοιώματος της κατασκευής καθώς και όλων των απλοποιήσεων και παραδοχών που έγιναν για το φορέα.

4.1 Μηχανικά χαρακτηριστικά τοιχοποιίας γενικά

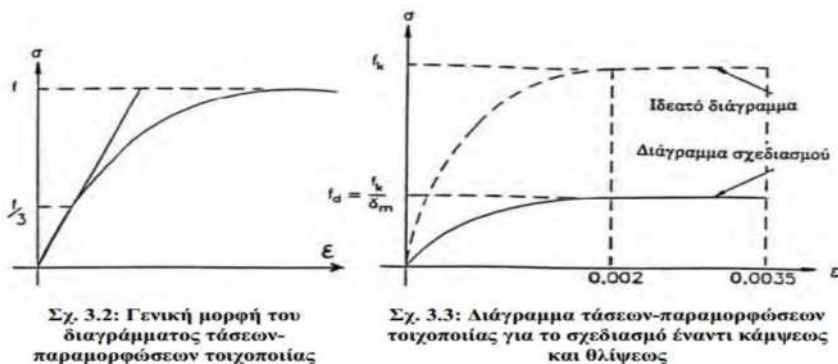
Για να καταστεί ικανή η αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας μιας υφιστάμενης κατασκευής από τοιχοποιία, είναι αναγκαία η γνώση βασικών στοιχείων που αφορούν τα μηχανικά χαρακτηριστικά των επιμέρους υλικών της δόμησής της. Για τη διερεύνηση της συμπεριφοράς των υλικών της τοιχοποιίας, εφαρμόστηκαν όπως αναφέραμε επιτόπιες τεχνικές (πυρηνοληψία, ενδοσκόπηση), και δοκιμές στο εργαστήριο, αφού πρώτα λήφθηκαν δοκίμια λιθοσωμάτων και κονιάματος από επιλεγμένες θέσεις της λιθοδομής χωρίς βέβαια να επηρεαστεί η στατικότητα της κατασκευής.

4.1.1 Μηχανικά χαρακτηριστικά τοιχοποιίας ρολογιού - Υπάρχουσα κατάσταση

4.1.1.1 Θλιπτική αντοχή υφιστάμενης τοιχοποιίας

Στο υπό μελέτη κτίριο έγινε λήψη δοκιμίων, τόσο λιθοσωμάτων όσο και κονιάματος, σε κατάλληλες διαστάσεις, τα οποία και υποβλήθηκαν σε εργαστηριακές δοκιμές προσδιορισμού των φυσικών και μηχανικών ιδιοτήτων τους.

Έτσι, όσον αφορά τα λιθοσώματα, βάσει των αναλυτικών πετρογραφικών περιγραφών του εργαστηρίου, αποδείχθηκε ότι τα δοκίμια που εξετάστηκαν αποτελούνται κυρίως από ασβεστόλιθους μέτριας αντοχής. Επίσης μετρήθηκαν οι διαστάσεις των δοκιμίων, η μέση αντοχή τους σε θλίψη, το υγρό και ξηρό φαινόμενο βάρος τους καθώς και η απορροφητικότητά τους.



Εικόνα 41 Διαγράμματα τάσεων - παραμορφώσεων για την τοιχοποιία σύμφωνα με EC6

Σύμφωνα με τον EC6, η μέση θλιπτική αντοχή της τοιχοποιίας εξαρτάται από την θλιπτική αντοχή του λιθοσώματος και του κονιάματος, τον τύπο και το ύψος των λιθοσωμάτων, καθώς και από το πάχος των αρμών (Τάσιος, 1992-Βέρρας κ.ά., 2004 - ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑΣ 6, 2005). Αρχικά η θλιπτική αντοχή του κάθε λιθοσώματος πρέπει να μετατραπεί σε ανηγμένη θλιπτική αντοχή, η οποία είναι η θλιπτική αντοχή ενός ξηρού λιθοσώματος. Έτσι η ανηγμένη θλιπτική αντοχή του κάθε λιθοσώματος δίδεται από τη σχέση $f_b = \delta \cdot f_{bc}$ όπου δ είναι ένας συντελεστής αναγωγής συναρτήσει του ύψους και της ελάχιστης των άλλων δύο διαστάσεων του και προκύπτει από τον παρακάτω πίνακα και f_{bc} : η μέση θλιπτική αντοχή του λιθοσώματος.

Ύψος λιθοσώματος (mm)	Ελάχιστη οριζόντια διάσταση λιθοσώματος (mm)				
	50	100	150	200	≥250
50	0.85	0.75	0.70	-	-
65	0.95	0.85	0.75	0.70	0.65
100	1.15	1.00	0.90	0.80	0.75
150	1.30	1.20	1.10	1.00	0.95
200	1.45	1.35	1.25	1.15	1.10
≥250	1.55	1.45	1.35	1.25	1.15
Σημείωση: Επιτρέπεται να γίνεται γραμμική παρεμβολή					

Πίνακας 1 Πίνακας συντελεστή αναγωγής δ

Αφού ακολουθήθηκε η παραπάνω διαδικασία,στη συνέχεια υπολογίστηκε η μέση θλιπτική αντοχή για το σύνολο των λιθοσωμάτων $f_{bc}=9,4 \text{ MPa}$

Όσο δε αφορά το συνδετικό κονίαμα έχει πρακτικά ελάχιστη εφελκυστική αντοχή ενώ η θλιπτική εκτιμώμενη στο δεκαπλάσιο της εφελκυστικής προκύπτει $f_{mc}=2,2 \text{ Mpa}$, άρα το κονίαμα θα μπορούσε να θεωρηθεί πρακτικώς κατηγορίας M 2,5. Το ειδικό Βαρος των λίθων προκύπτει κατα μέσο όρο $\gamma= 21 \text{ kN/m}^3$. Η θλιπτική αντοχή της τοιχοποιίας για κονιάματα γενικής χρήσης δίνεται από την εξίσωση 1.1. του EC5 ως:

$$f_{wc,k} = K f_b^{\alpha} f_{mc}^{\beta} \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

για κονίαμα γενικής χρήσης (εξ.1.1)

όπου:

f_b : θλιπτική αντοχή των λιθοσωμάτων

f_{mc} : θλιπτική αντοχή του κονιάματος

α : 0,70 για κονίαμα γενικής χρήσης

β : 0,30

K: σταθερά που εξαρτάται από τον τύπο του λιθοσώματος και του κονιάματος. Οι τιμές του K δίνονται στον παρακάτω πίνακα.

Οι συντελεστές α, β , K έχουν προκύψει από την αξιολόγηση των πειραματικών δεδομένων.

Υλικό λιθοσώματος		Κονίαμα γενικής εφαρμογής	Κονίαμα λεπτής στρώσεως (N/mm ²) (οριζόντιος αρμός ≤3mm)	Ελαφροκονίαμα με πυκνότητα	
				600≤ρ≤700 Kg/m ³	700≤ρ≤1500 Kg/m ³
Άργιλος	Ομάδα 1	0,50	0,75	0,30	0,40
	Ομάδα 2	0,45	0,55	0,30	0,40
	Ομάδα 3	0,40	0,45	0,20	0,25
	Ομάδα 4	0,35	0,35	0,20	0,25
Πυριτικό Ασβέστιο	Ομάδα 1	0,50	0,80	‡	‡
	Ομάδα 2	0,45	0,55	‡	‡
Σκυρόδεμα με αδρανή	Ομάδα 1	0,55	0,80	0,45	0,45
	Ομάδα 2	0,45	0,80	0,45	0,45
	Ομάδα 3	0,40	0,60	‡	‡
	Ομάδα 4	0,35	‡	‡	‡
Αυτόκλειστο κυψελωτό σκυρόδεμα	Ομάδα 1	0,55	0,80	0,45	0,45
Τεχνητοί λίθοι	Ομάδα 1	0,45	0,75	‡	‡
Λαξευτοί φυσικοί λίθοι	Ομάδα 1	0,45	‡	‡	‡

Πίνακας 2 Πίνακας μειωτικού συντελεστή K (πηγή: Eurocode 6, 2005)

Άρα η **θλιπτική αντοχή της τοιχοποιίας** διαμορφώνεται ως εξής:

$$f_{wc,k} = K f_b^a f_{mc}^b = 0,45 \times 9,4^{0,7} \times 2,2^{0,3} = 2,7 \text{ MPa}$$

Ως εκ τούτου, σύμφωνα με τον EC6 το μέτρο ελαστικότητας εμφανίζει μεγάλη διασπορά και κυμαίνεται από $500-1000 \times f_{wc,k}$. Στην παρούσα τοιχοποιία γίνεται αρχική εκτίμηση:

$$E_{wc} = 700 \times f_{wc,k} = 1890 \text{ MPa}$$

4.1.1.2 Εφελκυστική αντοχή υφιστάμενης τοιχοποιίας

Όσον αφορά την εφελκυστική αντοχή της τοιχοποιίας, αυτή είναι κατά πολύ χαμηλότερη της θλιπτικής. Γενικά παρουσιάζει μεγάλη αναξιοπιστία λόγω της μεγάλης διασποράς των τιμών της και διαφοροποιείται έντονα,

καθώς εξαρτάται από τη γωνία της εφελκυστικής δύναμης ως προς τους οριζόντιους αρμούς που θεωρούνται ασθενή επίπεδα.

Η εφελκυστική αντοχή της τοιχοποιίας εξαρτάται από τη συνεργασία του κονιάματος και των τοιχοσωμάτων, η οποία με τη σειρά της εξαρτάται από ένα πλήθος παραγόντων, μερικοί από τους οποίους είναι οι παρακάτω:

- Η αντοχή του κονιάματος, που εξαρτάται από τη σύνθεσή του
- Η συνοχή του κονιάματος με τα τοιχοσώματα και το επίπεδο συνάφειας μεταξύ των δύο υλικών
- Το είδος του τοιχοσώματος και πιο συγκεκριμένα το πορώδες, η υγρασία, η μορφή της διεπιφάνειας και η μακροσκοπική του μορφή

Οι κανονισμοί δεν χρησιμοποιούν την εφελκυστική αντοχή της τοιχοποιίας στο σχεδιασμό. Αντίθετα προδιαγράφουν την καμπτική εφελκυστική αντοχή της τοιχοποιίας για φόρτιση κάθετα στο επίπεδο της (σεισμός, άνεμος).

Έτσι η καμπτική εφελκυστική αντοχή για κάμψη σε επίπεδο παράλληλο στους αρμούς έχει αποδειχτεί υπερδιπλάσια συγκρινόμενη με κάμψη κάθετα σε αυτούς. Πιο συγκεκριμένα:

- f_{wt} κάθετα στους οριζόντιους αρμούς:

$$f_{wt} = 0.7 \times f_{mt}$$

- f_{wt} παράλληλα στους οριζόντιους αρμούς:

$$f_{wt} = 1.7 \times f_{mt}$$

όπου $f_{mt} = 0.25\sqrt{f_m}$ είναι η εφελκυστική αντοχή του συνδετικού κονιάματος και f_m η μέση θλιπτική αντοχή του κονιάματος.

Συνεπώς στην παρούσα εργασία, η εφελκυστική αντοχή της υφιστάμενης τοιχοποιίας κάθετα στους οριζόντιους αρμούς ισούται με

$$f_{wt} = 0.7 \times f_{mt} = 0.7 \times 0.25 \times \sqrt{2.2} = 0.25 \text{ MPa}$$

και η εφελκυστική αντοχή της υφιστάμενης τοιχοποιίας παράλληλα σε αυτούς με

$$f_{wt} = 1.7 \times f_{mt} = 1.7 \times 0.25 \times \sqrt{2.2} = 0.63 \text{ MPa}$$

4.1.1.3 Διατμητική αντοχή υφιστάμενης τοιχοποιίας

Σύμφωνα με τον EC6 (παράγραφος 3.6.3), όταν τα τοιχοσώματα συνδέονται με κονίαμα γενικής εφαρμογής ή κονίαμα λεπτής στρώσης (πάχους μικρότερου από 3mm) ή ελαφροκονίαμα και στους κατακόρυφους αρμούς της όψης του τοίχου, η χαρακτηριστική διατμητική αντοχή της τοιχοποιίας f_{vwk} δίνεται από τη σχέση:

$$f_{vwk} = \min\{f_{vk0} + 0.4\sigma_b, 0.065f_b\}$$

και

$$f_{vk} \geq \min\{f_{vk0}, f_{vk}^{lim}\}$$

όπου

f_{vk0} 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 πίνακα 5

σ_b είναι η ορθή θλιπτική τάση σχεδιασμού στο σημείο ελέγχου (αφορά το θλιβόμενο τμήμα της διατομής, αφού το εφελκυσμένο αδυνατεί να παραλάβει διατμητικά φορτία)

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

f_{vk}^{lim} είναι η οριακή τιμή της διατμητικής αντοχής και λαμβάνεται από τον πίνακα 5

Το κτίριο που εξετάζεται στην παρούσα εργασία δομείται από φυσικούς λίθους και κονίαμα M 2.5 και γι' αυτό από τον παρακάτω πίνακα προκύπτουν οι τιμές:

$$f_{vk0} = 0.15 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{vk}^{lim} = 1 \text{ N/mm}^2$$

Συνεπώς στην υπό μελέτη κατασκευή, η διατμητική αντοχή της υφιστάμενης τοιχοποιίας ισούται με:

$$f_{vwk} = \min\{f_{vk0} + 0.4\sigma_b, 0.065f_b\} \text{ και } f_{vk} \geq \min\{f_{vk0}, f_{vk}^{lim}\}$$

$$f_{vwk} = \min\{0.15 + 0.4\sigma_b, 0.065 \times 9.4\} \text{ και } f_{vk} \geq \min\{0, 15, 1\}$$

$$f_{vwk} = \min\{0.15 + 0.4\sigma_b, 0.611\} \text{ και } f_{vk} \geq 0.15 \text{ MPa}$$

Λιθόσωμα	Κονίαμα	$f_{tk0}(N/mm^2)$	Οριακή τιμή της $f_{tk}(N/mm^2)$	
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 Πίνακας Τιμών f_{tk0} για κονιάματα

Σύμφωνα με τα ανωτέρω, στο λογισμικό SAP2000 για την τοιχοποιία δημιουργήθηκε ένα ομοιογενές και ισότροπο υλικό στο οποίο προσδόθηκαν οι παρακάτω ιδιότητες όπως παρατίθενται στον πίνακα .

Υλικό	
Ειδικό Βάρος KN/m^3	21
Μέτρο ελαστικότητας KN/m^2	1.890.000
Λόγος Poisson ν	0,3
Θλιπτική αντοχή $f_{wk} KN/m^2$	2.700

Πίνακας 4 Χαρακτηριστικά της υφιστάμενης τοιχοποιίας

4.1.2 Μηχανικά χαρακτηριστικά ομογενοποιημένης τοιχοποιίας

- **Επιρροή βαθέος αρμολογήματος**

Κατά Ε.Βιντζηλαίου (2006) είναι:

$$f_{wc,k} = \frac{1}{\gamma_{Rd}} \zeta f_{wc,k,0}$$

Όπου:

$f_{wc,k,0}$ αρχική θλιπτική αντοχή της τοιχοποιίας

$$1/\gamma_{Rd} = 0,80$$

$\omega = 5$ για λιθοδομή

$$\zeta = 1 + \omega \frac{\text{όγκος νέου κονιάματος}}{\text{συνολικός όγκος κονιάματος}}$$

$$\text{άρα } \zeta = 1 + 5 \frac{5}{25} = 2$$

$$f_{wc,k,0} = 2.7 \text{ MPa}$$

$$f_{wc,k} = 0.8 \times 2 \times f_{wc,k,0} = 1.6 f_{wc,k,0}$$

- **Επιρροή εφαρμογής ενέματος**

Κατά Ε.Βιντζηλαίου (2007) είναι:

$$f_{wc,s} = f_{wc,0} \left[1 + 1.25 \frac{(V_{inf})}{V_w} \frac{f_{gr}^{1/2}}{f_{wc,0}} \right]$$

όπου

V_{inf} όγκος ενέματος

V_w όγκος τοιχοποιίας,

f_{gr} θλιπτική αντοχή ενέματος, όπου

Αν $V_i/V_w = 0.25$, $f_{gr} = 5 \text{ MPa}$

Τότε

$$f_{wc,s} = 1,218 f_{wc,0}$$

- Συνολική επιρροή βαθέος αρμολογήματος και εφαρμογή ενέματος

$$f_{wc} = 1.60 \times 1.218 f_{wc,0} = 1.95 \times 2.7 = 5.27 \text{ MPa}$$

και

$$f_{wc,d} = \frac{f_{wc,k}}{\gamma_m} = \frac{5.27}{2} = 2.64 \text{ MPa}$$

$$E_{wc} = 1000 \times f_{wc,k} = 1000 \times 5.27 = 5270 \text{ MPa}$$

4.1.2.1 Εφελκυστική ενισχυμένης τοιχοποιίας

Λαμβάνοντας υπόψιν τον όγκο του νέου κονιάματος και ενέματος σε σχέση με του υφιστάμενου μπορεί να υπολογιστεί η νέα θλιπτική αντοχή του κονιάματος και έμμεσα η νέα εφελκυστική αντοχή.

$$f_{mc'} = 0.25 \times 5 + 0.8 \times 2.2 + 0.25 \times 5 = 4.01 \text{ MPa}$$

$$f_{mt'} = 0.25 \times \sqrt{f_{mc'}} = 0.25 \times \sqrt{4.01} = 0.5 \text{ MPa}$$

Συνεπώς, η εφελκυστική αντοχή της ενισχυμένης τοιχοποιίας κάθετα στους οριζόντιους αρμούς ισούται με

$$f_{wt'} = 0.7 \times f_{mt'} = 0.7 \times 0.5 = 0.35 \text{ MPa}$$

και η εφελκυστική αντοχή της ενισχυμένης τοιχοποιίας παράλληλα σε αυτούς με

$$f_{wt'} = 1.7 \times f_{mt'} = 1.7 \times 0.5 = 0.85 \text{ MPa}$$

4.1.2.1 Διατμητική αντοχή ενισχυμένης τοιχοποιίας

Με βάση τη βιβλιογραφία η συνοχή της τοιχοποιίας αυξάνεται τουλάχιστον στο διπλάσιο με την ομογενοποίηση. Στη συγκεκριμένη μελέτη θεωρείται ότι η συνοχή διπλασιάζεται:

$$f_{vk0'} = 0.3 \text{ N/mm}^2$$

4.2 Μεθοδος εδαφικού θορύβου - HVSR

Η μελέτη πολλών ισχυρών σεισμών έδειξε τη σημαντική εξάρτηση που έχουν οι βλάβες κατασκευών από την απόκριση του εδάφους στη σεισμική κίνηση. Με άλλα λόγια, η επίδραση των τοπικών εδαφικών συνθηκών (site effects) στη σεισμική κίνηση είναι υπεύθυνη για τις μεγάλες καταστροφές που μπορεί να προκληθούν από ισχυρούς σεισμούς σε μία περιοχή. Αν λάβουμε υπόψη ότι οι περισσότερες πόλεις είναι χτισμένες πάνω σε γεωλογικά πρόσφατους ιζηματογενείς σχηματισμούς οι οποίοι έχουν τη «δυναμική» να ενισχύσουν την εδαφική σεισμική κίνηση, η ανάγκη για τον υπολογισμό της επίδρασης των τοπικών εδαφικών συνθηκών γίνεται ακόμη μεγαλύτερη αν όχι επιτακτική. Η επίδραση των τοπικών εδαφικών συνθηκών στην εδαφική κίνηση μπορεί να υπολογιστεί τόσο από καταγραφές σεισμών ή τεχνητών εκρήξεων όσο και από θεωρητικές προσομοιώσεις απόκρισης, αν είναι γνωστές οι κατάλληλες παράμετροι της υπεδάφιας δομής από γεωτεχνικές μελέτες. Οι παραπάνω μεθοδολογίες έχουν το μειονέκτημα του μεγάλου χρόνου που καταναλώνεται για την διεξαγωγή των πειραμάτων στο ελεύθερο πεδίο, του υψηλού κόστους και της δυσκολίας εφαρμογής σε κατοικημένες περιοχές.

Οι μετρήσεις εδαφικού θορύβου μπορούν να πραγματοποιηθούν εύκολα μέσα σε κατοικημένες περιοχές, είναι γρήγορες, με χαμηλό κόστος και με μικρές απαιτήσεις σε προσωπικό και εξοπλισμό. Ο εδαφικός θόρυβος είναι ταλαντώσεις του εδάφους με πολύ μικρό πλάτος (της τάξης των 10^{-4} έως 10^{-2} mm) οι οποίες προέρχονται από φυσικές πηγές όπως τα θαλάσσια κύματα, οι παλίρροιες, ο άνεμος, οι αλλαγές στην ατμοσφαιρική πίεση, αλλά και από ανθρωπογενείς πηγές όπως είναι οι βιομηχανικές εγκαταστάσεις, αυτοκινητόδρομοι, κτλ (Bonnefoy-Claudet et al., 2006). Ο φασματικός λόγος της οριζόντιας προς την κατακόρυφη συνιστώσα

(Horizontal to Vertical Spectral Ratio ή HVSR) του εδαφικού θορύβου συνήθως παρουσιάζει ένα μέγιστο που αντιστοιχεί στην θεμελιώδη ιδιοσυχνότητα (f_0) των εδαφικών σχηματισμών στο σημείο μέτρησης (Nogoshi και Igarashi, 1971, Nakamura, 1989, Bard, 1999). Κατά την διάρκεια του Ευρωπαϊκού ερευνητικού προγράμματος SESAME (Site EffectS assessment using AMbient Excitations, 2004) που εκπονήθηκε στο εργαστήριο, ύστερα από πολλές συγκρίσεις φασματικών λόγων εδαφικού θορύβου με φασματικούς λόγους από σεισμικές καταγραφές καθώς και με φασματικούς λόγους οι οποίοι προήλθαν από αριθμητική προσομοίωση καταγραφών, προέκυψε το συμπέρασμα ότι η μέθοδος HVSR με δεδομένα εδαφικού θορύβου μπορεί να δώσει αξιόπιστα αποτελέσματα για την τιμή της f_0 , αλλά και για ένα πιθανόν κατώτερο όριο για την ενίσχυση της σεισμικής εδαφικής κίνησης. Η μέθοδος HVSR από καταγραφές εδαφικού θορύβου στηρίζεται στην ύπαρξη ενός επιφανειακού στρώματος το οποίο επικάθεται πάνω σε σκληρότερο στρώμα ή ημιχώρο με διαφορετικές μηχανικές και φυσικές ιδιότητες. Επομένως, όταν το σημείο μέτρησης βρίσκεται πάνω σε σκληρό πέτρωμα (βράχο) ή όταν δεν υπάρχει αντίθεση στις φυσικές και μηχανικές ιδιότητες μεταξύ των υλικών στην επιφάνεια και σε κάποιο βάθος τότε ο φασματικός λόγος HVSR είναι σχεδόν επίπεδος χωρίς την εμφάνιση ιδιαίτερων μέγιστων (peaks).

Σκοπός της μεθόδου είναι ο εντοπισμός περιοχών (μικροζώνες) με κοινά χαρακτηριστικά απόκρισης στη σεισμική κίνηση, με στόχο την μείωση του σεισμικού κινδύνου από μελλοντικά σεισμικά γεγονότα.

Επομένως, τα αποτελέσματα της μεθόδου έχουν άμεση σχέση με τη συνάρτηση μεταφοράς (transfer function) των εγκαρσίων κυμάτων και μπορούν να χρησιμοποιηθούν για τον υπολογισμό τόσο της θεμελιώδους ιδιοσυχνότητας των επιφανειακών ιζηματογενών σχηματισμών όσο και του παράγοντα ενίσχυσης της σεισμικής εδαφικής κίνησης H/V αποτελέσματα και τις H/V καμπύλες από τις καταγραφές μικροθορύβου.

4.2.1 HVSR στην υφιστάμενη κατασκευή

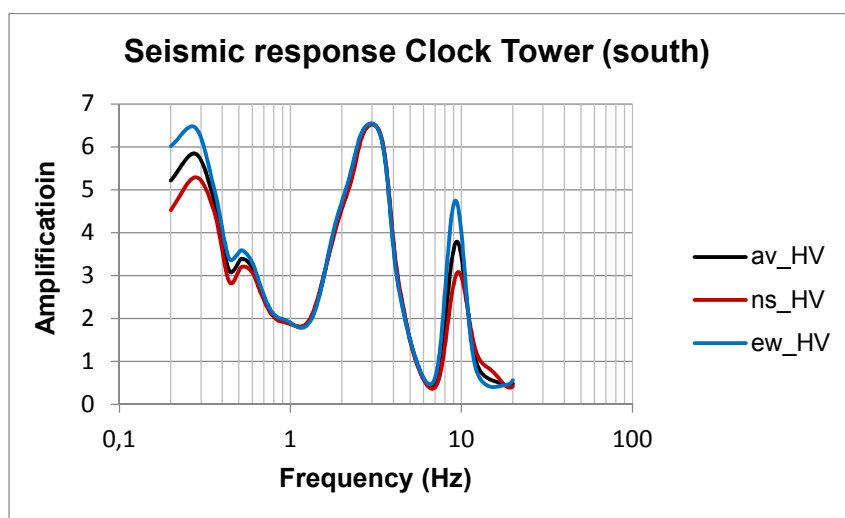
Στο δημοτικό ρολόι Χανίων πραγματοποιήθηκαν μετρήσεις θορύβου τόσο στο έδαφος όσο και στην ανωδομή από το εργαστήριο Γεωφυσικής και Σεισμολογίας του ΤΕΙ Κρήτης με υπεύθυνο τον Δρ. Βαλλιανάτο Φίλιππο, Καθηγητή και Δ/ντη του Εργαστηρίου και την Δρ. Μαργαρίτα Μωϊσίδη, στο πλαίσιο ευρωπαϊκού προγράμματος για την καταγραφή των εδαφικών χαρακτηριστικών στην πόλη των Χανίων.

Από τις μετρήσεις αυτές, στο έδαφος και στην βάση θεμελίωσης παρατηρείται ενίσχυση στις χαμηλές (0.43 Hz) στις μέσες (2-3 Hz) και υψηλές (8-9.6 Hz) συχνότητες. Η ενίσχυση στις χαμηλές συχνότητες σχετίζεται με την τοπική γεωλογία η οποία χαρακτηρίζεται από μάργες και μαργαϊκούς ψαμμίτες.

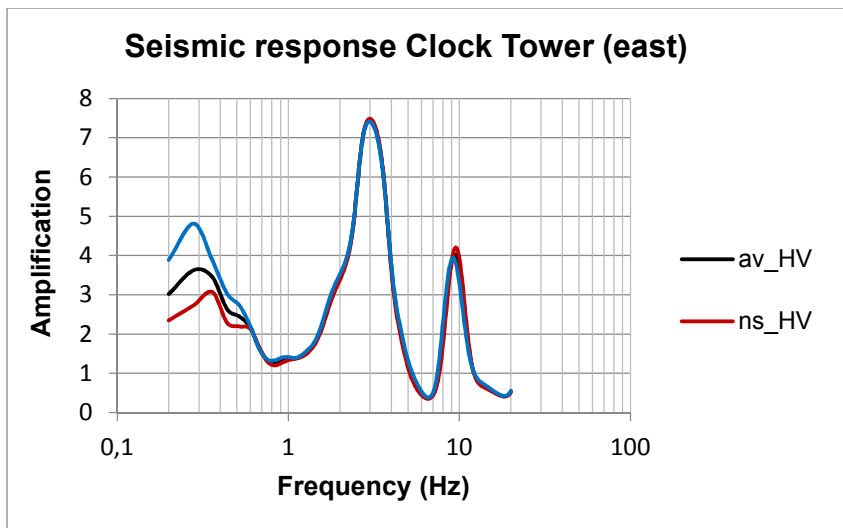
Οι μέσες (2-3 Hz) και υψηλές (8-9.6 Hz) συχνότητες που προέκυψαν από τις μετρήσεις στην βάση θεμελίωσης του μνημείου καθώς και στο έδαφος σε γειτονική θέση, ενδέχεται να σχετίζονται με την παρουσία παλαιότερων απομεινόντων υλικών (π.χ δομικών λίθων μεγάλων διαστάσεων) τα οποία δεν αποσύρθηκαν κατά την κατασκευή του μνημείου. Η μορφή του φασματικού λόγου σε αυτήν την περίπτωση δηλώνει ότι οι επιφανειακές τοπικές συνθήκες χαρακτηρίζονται από την παρουσία υλικών διαφορετικών από το γεωλογικό περιβάλλον. Βιβλιογραφικά γίνεται αναφορά, της αναγκαιότητας εκτίμησης της ενίσχυσης που εισάγεται στις θέσεις όπου νεότερα ιστορικά κτίρια θεμελιώνονται πάνω από παλαιότερα δομικά ή άλλα υλικά παλαιότερων ιστορικών κτιρίων ή μνημείων, από τον Douglas et al (2013).



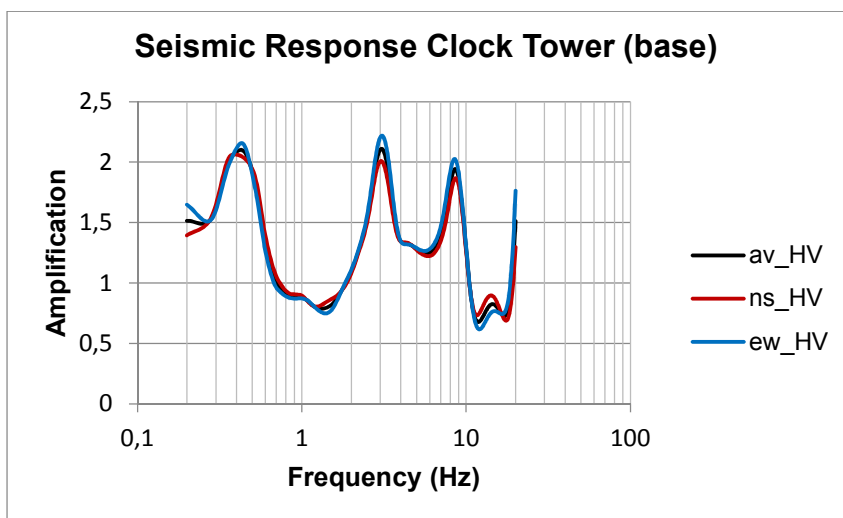
Εικόνα 42 Θέση οργάνου στην κατασκευή



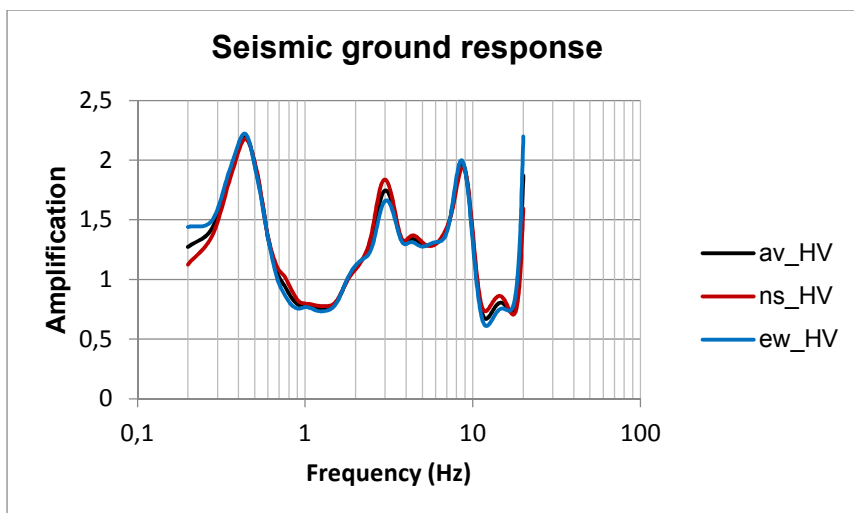
Γράφημα 1 Ιδιοσυχνότητες κατασκευής (κατεύθυνση Βορρά- Νότου)



Γράφημα 2 Ιδιοσυχνότητες κατασκευής (κατεύθυνση Ανατολή- Δύση)

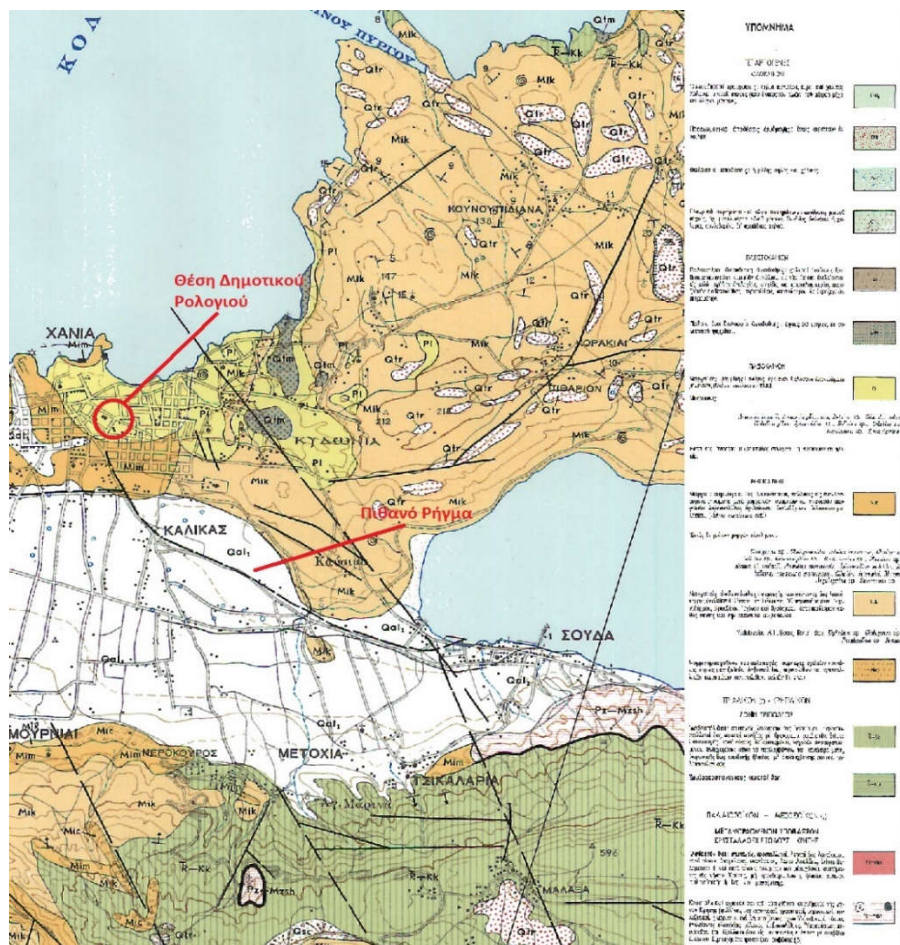


Γράφημα 3 Ιδιοσυχνότητες κατασκευής (θέση στη βάση)



Γράφημα 4 Ιδιοσυχνότητες εδάφους κοντά στη θέση της κατασκευής

Στο ανωτέρο σημείο καταγραφής του μνημείου (Ρολόι) (εικόνα 42) τα αποτελέσματα των μετρήσεων μικροθορύβου δείχνουν επίσης ενίσχυση στις μέσες συχνότητες (2.98Hz) και στις υψηλές συχνότητες (περίπου 9-9.6Hz). Λαμβάνοντας υπόψη τα αποτελέσματα αυτά, ένα σημείο που ίσως θα πρέπει να εξεταστεί είναι η παρουσία ρήγματος στην περιοχή καθώς τα ρήγματα μπορεί να ενισχύσουν την εδαφική κίνηση στο εύρος συχνοτήτων 1-10 Hz.



Εικόνα 43 Γεωλογικός χάρτης της ευρύτερης περιοχής

Σύμφωνα με τον γεωλογικό χάρτη νότια των Χανίων φαίνεται πιθανό ρήγμα διεύθυνσης (εστιγμένη γραμμή) ΒΒΔ-ΝΝΑ (περιοχή ΜΕΤΟΧΙΑ), που είναι πολύ πιθανόν να διασχίζει την πόλη και συγκεκριμένα την περιοχή της θέσης του μνημείου. Στο γεωλογικό χάρτη των Χανίων φαίνεται σύμπλεγμα πιθανών ρηγμάτων κυρίως ΒΒΔ-ΝΝΕ αλλά και Β-Ν διεύθυνσης. Ανάλογη περίπτωση είναι και ο Φάρος στα Χανιά, όπου η μορφή του φασματικού λόγου από τις καταγραφές στην βάση του φάρου δηλώνει την παρουσία διαφορετικών υλικών.

5. Περιγραφή μεθόδου πεπερασμένων στοιχείων

Η μέθοδος των πεπερασμένων στοιχείων, αποτελεί πλέον στις μέρες μας, μια διαδεδομένη διαδικασία αριθμητικής επίλυσης προβλημάτων σε διάφορους επιστημονικούς κλάδους, ιδίως για αυτόν του μηχανικού. Το πεδίο εφαρμογών της μεθόδου καλύπτει ένα ευρύ φάσμα όπως αυτό της ανάλυσης-εύρεσης τάσεων-παραμορφώσεων σε μια κατασκευή, της καταγραφής-απόκρισης ενός συστήματος υπό σεισμική διέγερση, της ανάλυσης ροής θερμότητας, μαγνητικής ροής κ.α.

Ιστορικά, πρώτος ο Hrenikoff το 1941 ήταν αυτός που παρουσίασε μια λύση των προβλημάτων ελαστικότητας με την χρήση της «μεθόδου των δικτυωμάτων». Έπειτα ο Courant, το 1943 έκανε χρήση τμηματικά πολυωνυμικής παρεμβολής σε τριγωνικές υποπεριοχές για να μοντελοποιήσει προβλήματα στρέψης. Αργότερα, επινοήθηκε η χρήση τριγωνικών στοιχείων από τον Ιωάννη Αργύρη, με την πρώτη εφαρμογή τους στους ηλεκτρονικούς υπολογιστές να πραγματοποιείται μόλις το 1944. Στις αρχές της δεκαετίας του 1960, οι μηχανικοί χρησιμοποιούσαν την μέθοδο για να δώσουν προσεγγιστικές λύσεις σε προβλήματα ανάλυσης τάσεων, ροής ρευστών, μεταφοράς θερμότητας και άλλων τομέων. Στην συνέχεια, γύρω στις αρχές της δεκαετίας του 1970, άρχισε να γίνεται εφαρμογή με την βοήθεια των πεπερασμένων στοιχείων σε μη γραμμικά προβλήματα και μεγάλες παραμορφώσεις. Τυπικά, η διατύπωση των πεπερασμένων στοιχείων έγινε από τον Clough, Αργύρη και Kelsey το 1960 με το πρώτο επίσημο βιβλίο να αποτελεί αυτό του Αργύρη το 1960, όπου έθεσε τα θέματα για μελλοντική ανάπτυξη στις μελέτες των πεπερασμένων στοιχείων, και αυτό του Oden για τα μη γραμμικά συνεχή το 1972 28 . Από την εποχή εκείνη έως και σήμερα , η χρήση της μεθόδου

αυτής αποτελεί αναπόσπαστο κομμάτι-εργαλείο του μηχανικού σε ζητήματα προσομοίωσης, σχεδιασμού και απόκρισης ενός νέου ή υφιστάμενου κτιρίου. Θετικό δε κρίνεται το γεγονός ότι με την εξέλιξη της τεχνολογίας και των Η/Υ πλέον δίδεται η δυνατότητα εκτέλεσης αριθμητικών πράξεων με μεγάλη ταχύτητα καθώς και η επίλυση σύνθετων προβλημάτων τα οποία ήταν ανέφικτο να πραγματοποιηθεί τα προηγούμενα χρόνια.

Η αρχή της μεθόδου έγκειται στο γεγονός ότι, με την βοήθεια χρήσης Η/Υ, αντικαθίσταται η διαφορική εξίσωση με μια προσεγγιστική αλγεβρική προκειμένου, μέσω κατάλληλου λογισμικού, να υπολογιστεί η λύση του εκάστοτε προβλήματος.

Κατά την μοντελοποίηση ενός μέσου (π.χ. μιας τοιχοποιίας) κρίνεται απαραίτητη η διαδικασία της διακριτοποίησης του δηλαδή η υποδιαίρεση του συνεχούς μέσου σε μικρότερα διακριτά στοιχεία, τα πεπερασμένα στοιχεία (Finite Elements). Μετά την προαναφερθείσα διαδικασία κάθε νέο τμήμα που δημιουργείται, αναλόγως με την επιλεγθείσα γεωμετρία (τρόπος διακριτοποίησης) που του έχουμε προσδώσει (τριγωνική, τετραγωνική κ.α.), ενώνεται με το γειτονικό του μέσω των κόμβων (nodes). Όπως και στην μητρωϊκή ανάλυση, έτσι και εδώ υπάρχει η δυνατότητα επιλογής των κομβικών μετατοπίσεων ή των κομβικών δυνάμεων σαν βασικών μεταβλητών του προβλήματος. Τέλος κάθε πεπερασμένο στοιχείο που έχει διακριτοποιηθεί φέρει τις ιδιότητες που του έχουμε ορίσει (μηχανικά χαρακτηριστικά, υλικά κ.α.).

Παρακάτω αναφέρονται τα βήματα τα οποία θα πρέπει κάποιος να τηρήσει προκειμένου το πρόβλημα επίλυσης να προσεγγίζει το πραγματικό μέσο προσομοίωσης:

- Σχεδιασμός κατασκευής σε κατάλληλο λογισμικό.
- Υποδιαίρεση (διακριτοποίηση) κατασκευής σε πεπερασμένα στοιχεία.

- Ορισμός γεωμετρικών ιδιοτήτων πεπερασμένων στοιχείων (Αν χρησιμοποιούμε τρισδιάστατη γεωμετρία αυτό δεν απαιτείται καθώς οι γεωμετρικές ιδιότητες έχουν ήδη προσδιορισθεί από τον τύπο του πεπερασμένου στοιχείου).
- Ορισμός μηχανικών ιδιοτήτων πεπερασμένων στοιχείων (περιγραφή μηχανικών ιδιοτήτων υλικού).
- Ορισμός συνοριακών συνθηκών (Φορτία, περιορισμοί κίνησης, κ.α.).
- Διάρθρωση και επίλυση συστήματος αλγεβρικών εξισώσεων.
- Εξαγωγή αποτελεσμάτων (ποικίλει αναλόγως με το είδος του προβλήματος επίλυσης).

5.1 Εξίσωση κίνησης

Αναφερόμενοι στον όρο ‘κατασκευή’ γίνεται λόγος σαφώς για ένα σύστημα με άπειρους βαθμούς ελευθερίας το οποίο παρουσιάζει συνεχή κατανομή μάζας και ελαστικών χαρακτηριστικών.

Προσομοιάζοντας ένα σύστημα με την μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων θεωρούμε ως κίνηση του έναν αριθμό παραμέτρων με αντίστοιχη ελευθερία κινήσεων των κόμβων, επιτρέποντας κατά αυτόν τον τρόπο την ελαστική διακριτοποίηση. Ο αριθμός των παραμέτρων αυτών εξαρτάται από τη δομή του συστήματος, τον τρόπο διέγερσης και την επιδιωκόμενη ακρίβεια. Η παραμετροποίηση θα πρέπει να πραγματοποιείται με τρόπο ώστε να ανταποκρίνεται στον μέγιστο βαθμό στην πραγματική κίνηση του συστήματος.

Προκειμένου να καθορίσουμε την κίνηση ενός ελαστικού φορέα θα πρέπει να γνωρίζουμε δυο φυσικές του μεταβλητές, την αδράνεια του η οποία αναφέρεται στην μάζα του και την ελαστικότητα του. Ακόμη, ένα σύστημα, είτε μονοβάθμιο είτε πολυβάθμιο, φέρει αντίσταση κατά την

επίδραση σε αυτό, ταλάντωσης, λόγω σεισμικής διέγερσης. Για αυτόν τον λόγο ,κατά την φάση του σχεδιασμού μέγιστο ρόλο στην ικανοποιητική ανταπόκριση του διαδραματίζει ο συντελεστής απόσβεσης του συστήματος που δεν είναι τίποτα άλλο από τον τρόπο και τον ρυθμό κατά τον οποίο ένα σύστημα μπορεί να αποσβένει-εκτονώνεται.

Η εξίσωση κίνησης ενός μηχανικού συστήματος με χρήση μητρώων γράφεται:

$$M\ddot{v} + C\dot{v} + Kv = P(t)$$

η οποία ορίζει ένα σύστημα N γραμμικών διαφορικών εξισώσεων δευτέρας τάξης.

$$M = \begin{bmatrix} M_{11} & M_{12} & \dots & M_{1N} \\ M_{21} & M_{22} & \dots & M_{2N} \\ \dots & \dots & \dots & \dots \\ M_{N1} & M_{N2} & \dots & M_{NN} \end{bmatrix}$$

$$C = \begin{bmatrix} C_{11} & C_{12} & \dots & C_{1N} \\ C_{21} & C_{22} & \dots & C_{2N} \\ \dots & \dots & \dots & \dots \\ C_{N1} & C_{N2} & \dots & C_{NN} \end{bmatrix}$$

$$K = \begin{bmatrix} K_{11} & K_{12} & \dots & K_{1N} \\ K_{21} & K_{22} & \dots & K_{2N} \\ \dots & \dots & \dots & \dots \\ K_{N1} & K_{N2} & \dots & K_{NN} \end{bmatrix}$$

Όπου:

M Το μητρώο μάζας του συστήματος

C Το μητρώο απόσβεσης του συστήματος

K Το μητρώο ακαμψίας του συστήματος

\ddot{v} Το διάνυσμα των κομβικών επιταχύνσεων

\dot{v} Το διάνυσμα των κομβικών ταχυτήτων

v Το διάνυσμα των κομβικών μετατοπίσεων

P Το διάνυσμα των χρονικά μεταβαλλόμενων δυνάμεων που

εφαρμόζονται σε

κάθε κόμβο.

Στην περίπτωση που το σύστημα διεγείρεται από κάποια εδαφική επιτάχυνση

(σεισμικό φορτίο) τότε η εξίσωση γίνεται:

$$M\ddot{v} + C\dot{v} + Kv = -M\ddot{u}_g(t)$$

όπου \ddot{u}_g το διάνυσμα των εδαφικών επιταχύνσεων

5.2 Ιδιομορφική ανάλυση

Το σύστημα που ορίζεται από τις N γραμμικές εξισώσεις που αποτελούν την προαναφερθείσα εξίσωση κίνησης, μπορεί να επιλυθεί απλούστερα με τη βοήθεια ορισμένων απλών κινήσεων ανεξάρτητων από την εξωτερική (σεισμική) διέγερση. Οι κινήσεις αυτές προδιαγράφονται από τα φυσικά χαρακτηριστικά του συστήματος, είναι θεωρητικού χαρακτήρα και υπολογίζονται με καθαρή μαθηματική ανάλυση του προσομοιώματος του πραγματικού συστήματος.

Για τον προσδιορισμό τους θεωρείται ότι το σύστημα εκτελεί απλή ελεύθερη ταλάντωση με μηδενική απόσβεση, προκαλούμενη όχι από εξωτερική διέγερση αλλά από προγενέστερη διέγερση γνωστή κατά την αρχή μέτρησης του χρόνου.

Έτσι η εξίσωση κίνησης για ένα μηχανικό σύστημα που ταλαντώνεται υπό ένα

σύστημα συντηρητικών δυνάμεων, θα έχει τη μορφή :

$$M\ddot{v}(t) + K v(t) = 0$$

όπου M και K θετικά ορισμένα μητρώα μάζας και δυσκαμψίας.

Υποθέτοντας ότι η λύση της προηγούμενης εξίσωσης είναι της μορφής :

$$v(t) = a * f(t)$$

όπου a ένα άγνωστο διάνυσμα μετακινήσεων και $f(t)$ μία άγνωστη συνάρτηση κοινή για όλες τις μετακινήσεις, τότε η λύση που θα προκύψει

από τις δύο παραπάνω εξισώσεις (η οποία θα χαρακτηρίζει μια συγχρονισμένη κίνηση όλων των μαζών) θα έχει τη μορφή :

$$(K - \lambda M) * a = 0$$

όπου $\lambda = -f''(t)/f(t)$ μια σταθερά. Το σύστημα για να έχει λύση θα πρέπει:

$$\det(K - \lambda M) = 0$$

η λύση της οποίας (ως προς λ) μας δίνει τις ιδιοτιμές του προβλήματος. Για κάθε λ δίνεται και το αντίστοιχο διάνυσμα μετακινήσεων a_i που λέγεται ιδιοδιάνυσμα του προβλήματος ιδιοτιμής. Για τον υπολογισμό των a_i γίνεται κανονικοποίησή τους και προκύπτουν τα ιδιοδιανύσματα ϕ_i όπου γενικά $\phi_i = c_i a_i$ με c_i αυθαίρετη σταθερά.

Θεωρώντας αρμονική την ταλάντωση του συστήματος, το διάνυσμα των μετακινήσεων θα έχει η μορφή :

$$V = \phi \sin \omega t,$$

όπου ϕ = ιδιοδιάνυσμα, ω = γωνιακή συχνότητα, αντικαθιστώντας την (2) στην (1)

προκύπτει η εξίσωση:

$$(K - \omega^2 M) * \varphi = 0,$$

Η οποία λέγεται εξίσωση ιδιοτιμής και αποτελείται από ένα σύνολο ομογενών εξισώσεων. Στην περίπτωση όπου η ορίζουσα :

$$\det(K - \omega^2 M) = 0$$

Η μόνη δυνατή λύση της είναι η $\phi=0$ δηλαδή προκύπτει η περίπτωση του συστήματος χωρίς κίνηση. Για να προκύψει μη μηδενική λύση πρέπει η ορίζουσα:

$$\det(K - \omega^2 M) \neq 0,$$

οπότε $\phi \neq 0$ και δίνεται από την λύση της (4). Η λύση της μας δίνει διακριτές ιδιοτιμές $\omega_i^2 = \lambda_i$, όπου $i=1, \dots, N$ ο αριθμός των ιδιοτιμών και N το πλήθος των βαθμών ελευθερίας της διακριτοποιημένης κατασκευής. Σύμφωνα με την (3) σε κάθε λύση της (4) αντιστοιχεί ένα ιδιοδιάνυσμα ϕ_i . Η (3) γράφεται στη γενικότερη μορφή:

$$(K-\omega_i^2 M) \cdot \phi_i = 0, i=1,2,\dots,N$$

Κάθε ιδιοτιμή και ιδιοδιάνυσμα ορίζει μία ελεύθερη ταλάντωση του μηχανικού συστήματος, την ιδιοταλάντωση. Η ιδιοτιμή λ_i σχετίζεται με την i -στη φυσική συχνότητα ή ιδιοσυχνότητα f_i του μηχανικού συστήματος ως ακολούθως:

$$f_i = \omega_i / 2\pi, i=1,2,\dots,N$$

Ο αριθμός των ιδιοτιμών και ιδιοδιανυσμάτων είναι ίσος με τον αριθμό βαθμών ελευθερίας του συστήματος στους οποίους αντιστοιχούν συγκεντρωμένες μάζες. Οι κύριοι τρόποι ταλάντωσης είναι απλές αρμονικές κινήσεις με περιόδους:

$$T_i = 2\pi / \omega_i, i=1,2,\dots,N$$

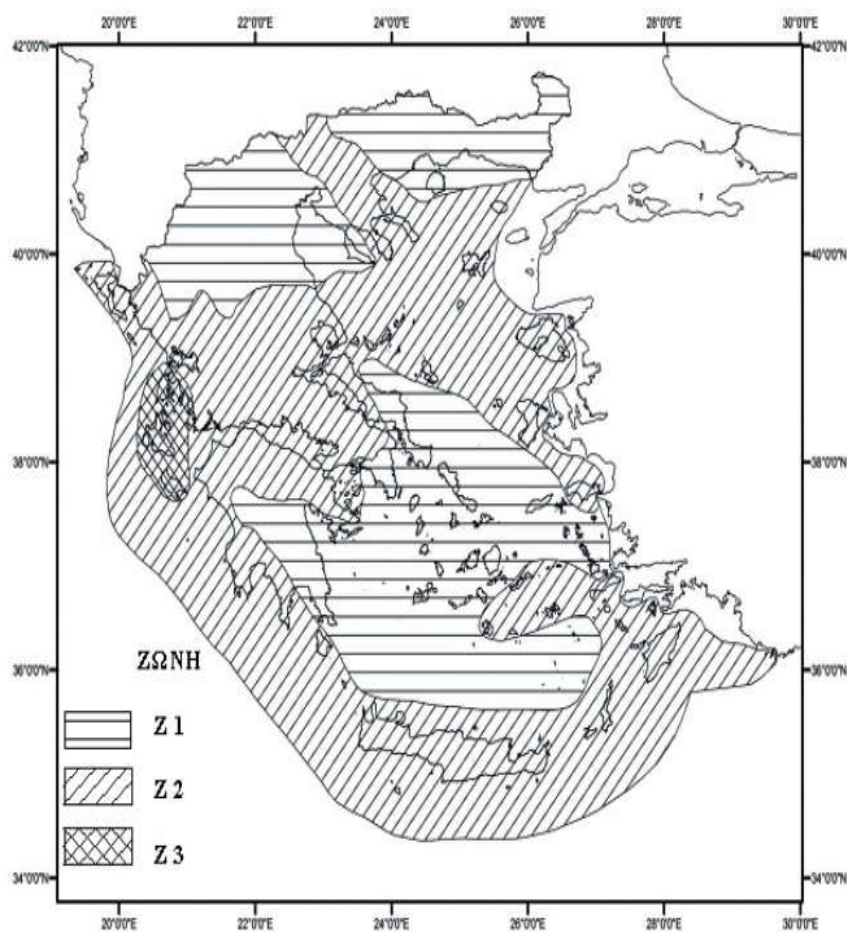
που ειδικότερα ονομάζονται φυσικές περίοδοι ή ιδιοπερίοδοι του συστήματος. Κάθε ιδιοταλάντωση η οποία λαμβάνει χώρα στην αντίστοιχη ιδιοσυχνότητα και κατά την ανάλογη ιδιοπερίοδο, αντιστοιχεί σε μία μοναδική ιδιομορφή του μηχανικού συστήματος η οποία απεικονίζει το ταλαντευόμενο τμήμα της κατασκευής που διεγείρεται στις τιμές αυτές.

Οι ιδιομορφές μαζί με τις ιδιοσυχνότητες μιας κατασκευής αποτελούν εργαλείο διερεύνησης της παθολογίας της. Τα προγράμματα που χρησιμοποιούν πεπερασμένα στοιχεία έχουν τη δυνατότητα εύρεσης αυτών των ιδιομορφών και ιδιοσυχνοτήτων, σύμφωνα πάντα με τα θεωρητικά δεδομένα, τις παραδοχές και τις απλοποιήσεις που γίνονται.

Παράλληλα η σύγκριση των ιδιομορφών και ιδιοσυχνοτήτων που προσδιορίζονται υπολογιστικά από το τριδιάστατο μοντέλο, με αυτά που προκύπτουν από την επεξεργασία των επιτόπου μετρήσεων, βοηθά στον έλεγχο της αξιοπιστίας της προσομοίωσης του φορέα, καθώς και στον εντοπισμό τοπικών αστοχιών του. Τα στοιχεία αυτά σε συνδυασμό με τη γνώση της παθολογίας του, οδηγούν στην επιλογή των επιτρεπτών μεθόδων ενίσχυσης του

5.3 Φασματική Ανάλυση

Στον ΕΚ8 (Ευρωκώδικας 8) η εξάρτηση της «σεισμικής δράσης αναφοράς» (δηλαδή, αυτής με πιθανότητα υπέρβασης 10% σε 50 χρόνια και μέση περίοδο επανάλληψης 475 χρόνια), A_{EK} , από τη γεωγραφική θέση δίνεται σε όρους μέγιστης οριζόντιας επιτάχυνσης αναφοράς a_{gR} στο βράχο (δηλ. σε έδαφος κατηγορίας Α) από τον εθνικό χάρτη Ζωνών Σεισμικής Επικινδυνότητας. Χάριν απλότητας, το Εθνικό Προσάρτημα του ΕΚ8 υιοθετεί για το σκοπό αυτό τις τρεις Ζώνες Επικινδυνότητας του ΕΑΚ 2000 (Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός) και ως σεισμικές επιταχύνσεις στο βράχο τις αντίστοιχες τιμές εδαφικών επιταχύνσεων (για τις Ζώνες Z1, Z2, Z3: 0.16g, 0.24g, 0.36g, τιμές που θεωρούνται ότι ισχύουν σε έδαφος κατηγορίας Β ή C). Στον ΕΚ8, σε αντίθεση με τον A_{EK} , η μέγιστη σεισμική επιτάχυνση στην επιφάνεια του εδάφους εξαρτάται από την κατηγορία του εδάφους και προκύπτει από την επιτάχυνση αναφοράς a_{gR} πολλαπλασιασμένη επί τον συντελεστή S του Πίνακα 5, που παίρνει τιμές 1.2, 1.15, 1.35 και 1.4, για έδαφος κατηγορίας Β, C, D ή E, αντίστοιχα. Δεδομένου ότι ο χάρτης Ζωνών Σεισμικής Επικινδυνότητας του ΕΑΚ 2000 ισχύει σε έδαφος κατηγορίας C κατά μέσον όρο, η ανωτέρω απλοποίηση συνεπάγεται στην ουσία επιβάρυνση της σεισμικής δράσης κατά 15% έως 20% σε σύγκριση με τον ΕΑΚ 2000. Για έργα κατηγορίας σπουδαιότητας διαφορετικής της συνήθους (II), η μέγιστη σεισμική επιτάχυνση σχεδιασμού, a_g , ισούται με την τιμή αναφοράς, a_{gR} , επί τον συντελεστή σπουδαιότητας, γ_i : $a_g = \gamma_i a_{gR}$.



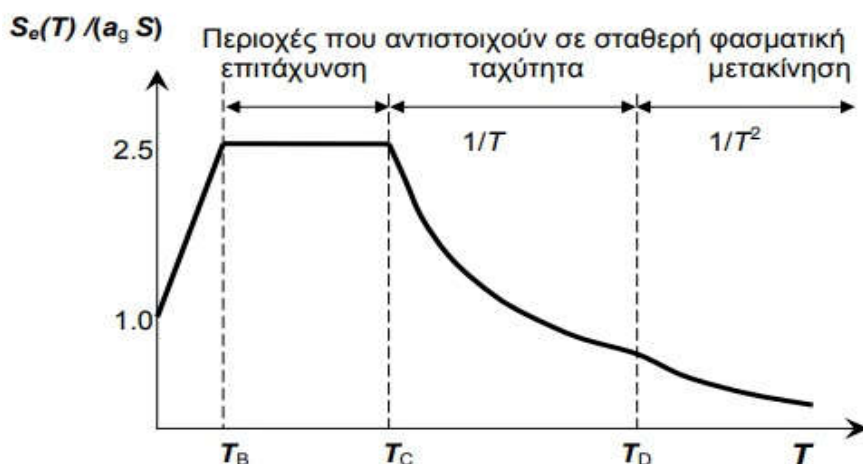
Εικόνα 44 Χάρτης Ζωνών Σεισμικής Επικινδυνότητας στην Ελλάδα

Ζώνη	a_{gR}/g
Z1	0.16
Z2	0.24
Z3	0.36

Πίνακας 5 Τιμές αναφοράς a_{gR} μέγιστης σεισμικής επιτάχυνσης σε έδαφος κατηγορίας A

5.3.1 Φάσμα σχεδιασμού στην οριζόντια διεύθυνση

Σε οριζόντιο επίπεδο η σεισμική δράση δρά ταυτόχρονα και ανεξάρτητα σε δύο κάθετες μεταξύ τους διευθύνσεις που έχουν το ίδιο φάσμα απόκρισης. Όπως και στον ΕΑΚ 2000, η σεισμική δράση σχεδιασμού καθορίζεται στον ΕΚ8 μέσω του φάσματος επιταχύνσεων σχεδιασμού. Αυτό, βασικώς, προκύπτει από το ελαστικό φάσμα 10 επιταχύνσεων (με απόσβεση 5%) με διαίρεση των φασματικών επιταχύνσεων δια του συντελεστή συμπεριφοράς, q . Το ελαστικό φάσμα επιταχύνσεων με απόσβεση 5% του ΕΚ8 δίνεται σχηματικά στην εικόνα 45. Περιλαμβάνει μία περιοχή σταθερής φασματικής επιτάχυνσης, μεταξύ περιόδων T_B και T_C με τιμή 2.5 φορές τη μέγιστη εδαφική επιτάχυνση $a_g S$, (όπως ακριβώς στον ΕΑΚ 2000 μεταξύ περιόδων T_1 και T_2) που ακολουθείται από μία περιοχή σταθερής φασματικής ταχύτητας μεταξύ περιόδων T_C και T_D , όπου η φασματική επιτάχυνση είναι ανάλογη του $1/T$, και μία περιοχή σταθερής φασματικής μετακίνησης, όπου η φασματική επιτάχυνση είναι ανάλογη του $1/T^2$. Οι τιμές του πολλαπλασιαστικού συντελεστή S και των περιόδων T_B , T_C , T_D δίνονται στον Πίνακα 3 για τις κατηγορίες εδάφους Α, Β, C, D ή Ε του ΕΚ8.



Εικόνα 45 Ελαστικό φάσμα ΕΚ8 στην οριζόντια διεύθυνση για απόσβεση 5%

Κατηγορία Εδάφους	S	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
A	1.0	0.15	0.4	2.5
B	1.2	0.15	0.5	2.5
C	1.15	0.20	0.6	2.5
D	1.35	0.20	0.8	2.5
E	1.4	0.15	0.5	2.5

Πίνακας 6 Παράμετροι οριζόντιου ελαστικού φάσματος για τις τυποποιημένες κατηγορίες εδάφους του ΕΚ8.

Στις περιοχές σταθερής φασματικής επιτάχυνσης, ταχύτητας και μετακίνησης, το φάσμα σχεδιασμού προκύπτει από το ελαστικό με απόσβεση 5% με διαίρεση δια του q . Ο ανερχόμενος κλάδος για ιδιοπερίόδους μέχρι $T \leq T_B$ προκύπτει από γραμμική παρεμβολή μεταξύ: – της μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης, S_{a_g} , δια συντελεστή ίσου με 1.5, που εκφράζει υπεραντοχή σε σχέση με την αντοχή σχεδιασμού και της σταθερής επιτάχυνσης σχεδιασμού, για $T = 0$ και $-2.5a_g/q$ για $T = T_B$. Επιπλέον, τίθεται ένα κάτω όριο στη φασματική επιτάχυνση σχεδιασμού, ίσο με 20% της μέγιστης επιτάχυνσης στο βράχο, a_g . Ετσι τελικώς το φάσμα επιταχύνσεων σχεδιασμού στην οριζόντια διεύθυνση δίνεται από τις ακόλουθες σχέσεις:

$$0 \leq T \leq T_B : S_d(T) = a_g S \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \left(\frac{2.5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right]$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_d(T) = a_g S \frac{2.5}{q}$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_d(T) \begin{cases} = a_g S \frac{2.5}{q} \left[\frac{T_C}{T} \right] \\ \geq 0.2a_g \end{cases}$$

$$T_D \leq T : S_d(T) \begin{cases} = a_g S \frac{2.5}{q} \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right] \\ \geq 0.2a_g \end{cases}$$

6. Προσομοίωση της υπό μελέτη κατασκευής στο SAP2000

Στην παρούσα εργασία προσομοιάσαμε την κατασκευή με τη μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων και οι διάφορες αναλύσεις που διενεργήθηκαν πραγματοποιήθηκαν με το λογισμικό SAP2000 της εταιρείας CSI. Η μέθοδος που εφαρμόστηκε είναι η δυναμική φασματική μέθοδος λόγω του πυργοειδούς του φορέα έτσι ώστε να ληφθούν υπ' όψη όλες οι σημαντικές ιδιομορφές, και έγινε επίλυση του στατικού μοντέλου με τα φορτία και τους συνδιασμούς φορτίσεων των Κανονισμών. Υπολογίζονται οι πιθανές ακραίες τιμές τυχόντος μεγέθους απόκρισης με τετραγωνική επαλληλία των ιδιομορφικών τιμών του υπόψη μεγέθους (SRSS κανόνας). Για κάθε συνιστώσα της σεισμικής διέγερσης λαμβάνεται υποχρεωτικά υπόψη ένας αριθμός ιδιομορφών, έως ότου το άθροισμα των δρώσων μαζών ΣΜί φθάσει στο 90% της συνολικής ταλαντούμενης μάζας Μ του συστήματος. Έτσι, βάσει των προαναφερθέντων προκύπτουν οι ιδιομορφές ταλάντωσης του συστήματος και οι αντίστοιχες ιδιοπερίοδοι και ιδιοσυχνότητες.

Αρχικά ορίστηκε η ταλαντούμενη μάζα του συστήματος στο SAP2000 μόνον από τα ίδια βάρη (Define→ Mass Source→ From Element and Additional Masses and Loads), όπως φαίνεται στην εικόνα 46.

Στη συνέχεια, έγινε η ιδιομορφική ανάλυση του προσομοιώματος της κατασκευής. Η κατασκευή προσομοιώθηκε εξολοκλήρου με επιφανειακά τρισδιάστα στοιχεία κελύφους και ραβδωτά πεπερασμένα στοιχεία και η ανάλυση τους βασίζεται στη μέθοδο των παραμορφώσεων και διαιρείται σε τέσσερα κύρια μέρη:

- Υπολογισμός των μητρώων ακαμψίας των στοιχείων
- Συναρμολόγηση του ολικού μητρώου ακαμψίας

- Συναρμολόγηση του μητρώου φορτίσεων και υπολογισμός των μετακινήσεων
- Υπολογισμός των εντατικών μεγεθών και των αντιδράσεων στα στοιχεία

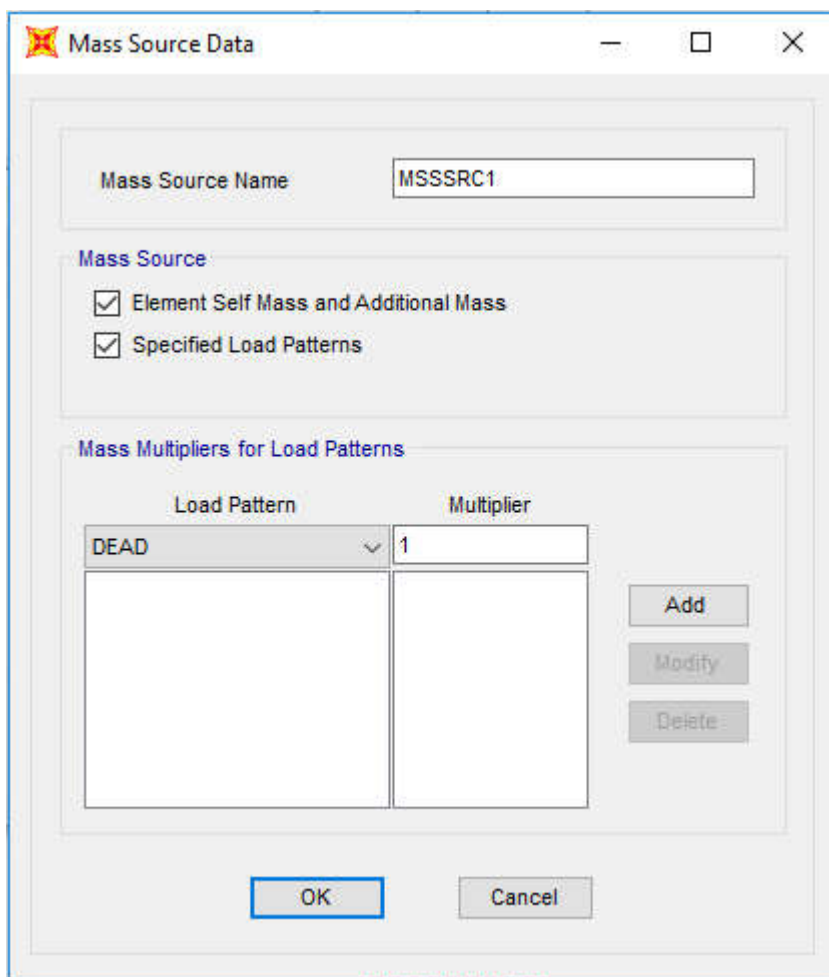
Για τα επιφανειακά δομικά στοιχεία χρησιμοποιήθηκε το επίπεδο στοιχείο κελύφους (area elements 2802 συνολικά) 0,40μ.×0,40μ. με εξαίρεση την περιοχή που τοποθετείται ο μηχανισμός του ρολογιού δηλαδή στις οπές της κατασκευής και στις πλάκες έδρασης που έχει γίνει πύκνωση των στοιχείων. Έχουν καμπτική και μεμβρανική συμπεριφορά, και ορίζονται από τέσσερις κόμβους, με έξι βαθμούς ελευθερίας σε κάθε κόμβο. Το κάθε στοιχείο έχει μία μόνο γεωμετρική διάσταση, το πάχος του, το οποίο είναι μεταβλητό ανάλογα την πλευρά και την στάθμη (χρησιμοποιήθηκε το ημιάθροισμα από το πάχος της άνω και της κάτω στάθμης που βρίσκεται το κάθε στοιχείο). Τα υπολογιζόμενα εντατικά μεγέθη του στοιχείου είναι οι ανηγμένες (ανά μέτρο πλάτους) καμπτικές ροπές, μεμβρανικές και τέμνουσες δυνάμεις όπως απεικονίζονται στο παρακάτω σχήμα(εικόνα 48). Οι τάσεις στις ακραίες ίνες προκύπτουν από τα εντατικά μεγέθη με εφαρμογή των γνωστών τύπων της Μηχανικής.

Τα γραμμικά μέλη προσομοιώνονται με ραβδωτά πεπερασμένα στοιχεία (beam/frame elements 8 συνολικά) που ορίζονται από 2 κόμβους, επίσης με έξι βαθμούς ελευθερίας σε κάθε κόμβο.

Κατά την προσομοίωση του φορέα στο SAP2000, το υλικό της τοιχοποιίας εισήχθει ως ένα ισότροπο και ομοιογενές υλικό, το οποίο ακολουθεί την προσεγγιστική καμπύλη τάσεων – παραμορφώσεων που ορίζεται από τον EC6 (παράγραφος 3.8) για το σχεδιασμό τοίχων ανεξαρτήτως είδους τοιχοσωμάτων για φόρτιση κάθετα στους αρμούς.

Ορίστηκε λοιπόν το είδος της φόρτισης (Define→ Load Cases →Modal) με μηδενικές αρχικές συνθήκες και με μέγιστο αριθμό ιδιομορφών 40. Έγινε χρήση των ιδιοδιανυσμάτων Eigen, μέθοδος η οποία παρά το γεγονός

ότι υστερεί έναντι των ιδιοδιανυσμάτων Ritz ως προς το βαθμό ενεργοποίησης της δρώσας μάζας και κατά συνέπεια και ως προς την ταχύτητα επίλυσης μοντέλων με πολλούς δυναμικούς βαθμούς ελευθερίας, υπερτερεί ωστόσο σε ακρίβεια αποτελεσμάτων.



Εικόνα 46 Ορισμός της ταλαντούμενης μάζας του κτιρίου

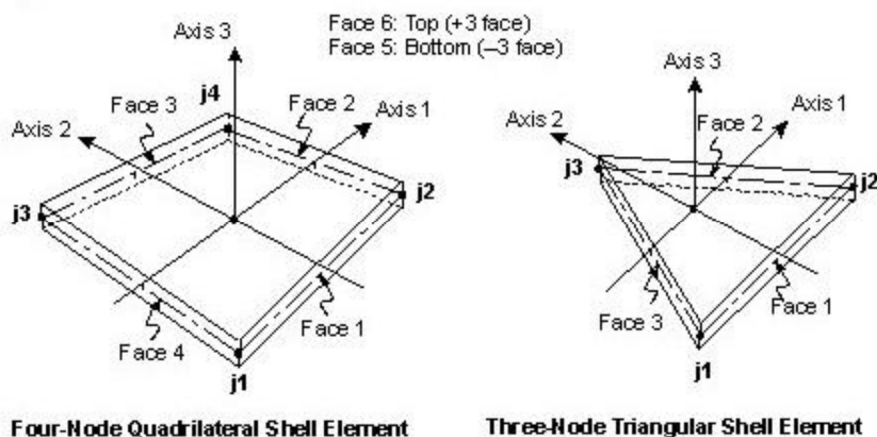
Συμβάσεις τοπικών αξόνων στοιχείων και διευθύνσεις εντατικών μεγεθών

Κατά την προσομοίωση του εξεταζόμενου κτιρίου στο SAP2000 το σύστημα αξόνων ορίστηκε έτσι ώστε ο άξονας X να είναι παράλληλος στην

δυτική όψη του κτιρίου (διεύθυνση Βορράς - Νότος), ο άξονας Y κάθετος σε αυτόν (διεύθυνση Ανατολή – Δύση), ενώ ο άξονας Z είναι κάθετος στο επίπεδο XY και αποτελεί τον άξονα των υψομέτρων.

Όσον αφορά το τοπικό σύστημα συντεταγμένων κάθε επιφανειακού στοιχείου, ορίστηκαν τα εξής:

- Το τοπικό επίπεδο 2-3 είναι κατακόρυφο και παράλληλο στον άξονα Z
- Ο τοπικός άξονας 2 έχει την ίδια φορά με τον άξονα Z, εκτός κι αν το επιφανειακό στοιχείο είναι οριζόντιο που ο άξονας 2 είναι παράλληλος στον άξονα Y.
- Ο τοπικός άξονας 1 είναι οριζόντιος, δηλαδή ανήκει στο καθολικό επίπεδο XY.

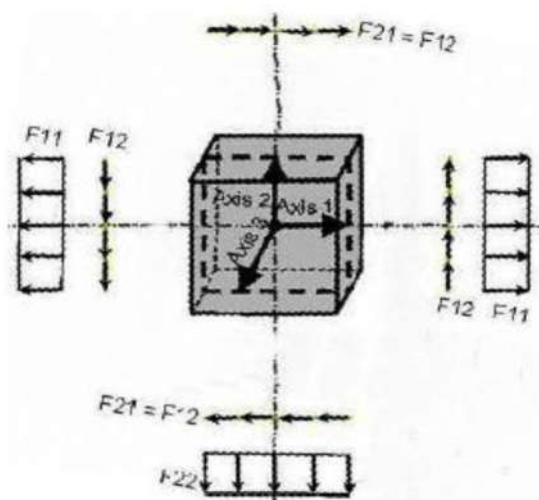


Εικόνα 47 Συμβάσεις τοπικών αξόνων πεπερασμένων στοιχείων στο SAP2000

Για τις διευθύνσεις εφαρμογής των τάσεων, δυνάμεων και ροπών παρατηρούμε τα εξής:

- Οι τάσεις S11 και S22 είναι οι αξονικές τάσεις εντός επιπέδου και η S12 είναι η διατμητική τάση εντός επιπέδου.

- Η F_{11} είναι η οριζόντια αξονική δύναμη ανά μονάδα μήκους, η F_{22} είναι η κατακόρυφη αξονική δύναμη ανά μονάδα μήκους και η F_{12} είναι η τέμνουσα δύναμη εντός επιπέδου ανά μονάδα μήκους.
- Η M_{11} είναι η ροπή εκτός επιπέδου με επίπεδο θραύσεως κάθετο στους οριζόντιους αρμούς ανά μονάδα μήκους και η M_{22} είναι η ροπή εκτός επιπέδου με επίπεδο θραύσεως παράλληλο στους αρμούς ανά μονάδα μήκους.



Εικόνα 48 Συμβολισμός δυνάμεων για ένα επιφανειακό στοιχείο στο SAP2000

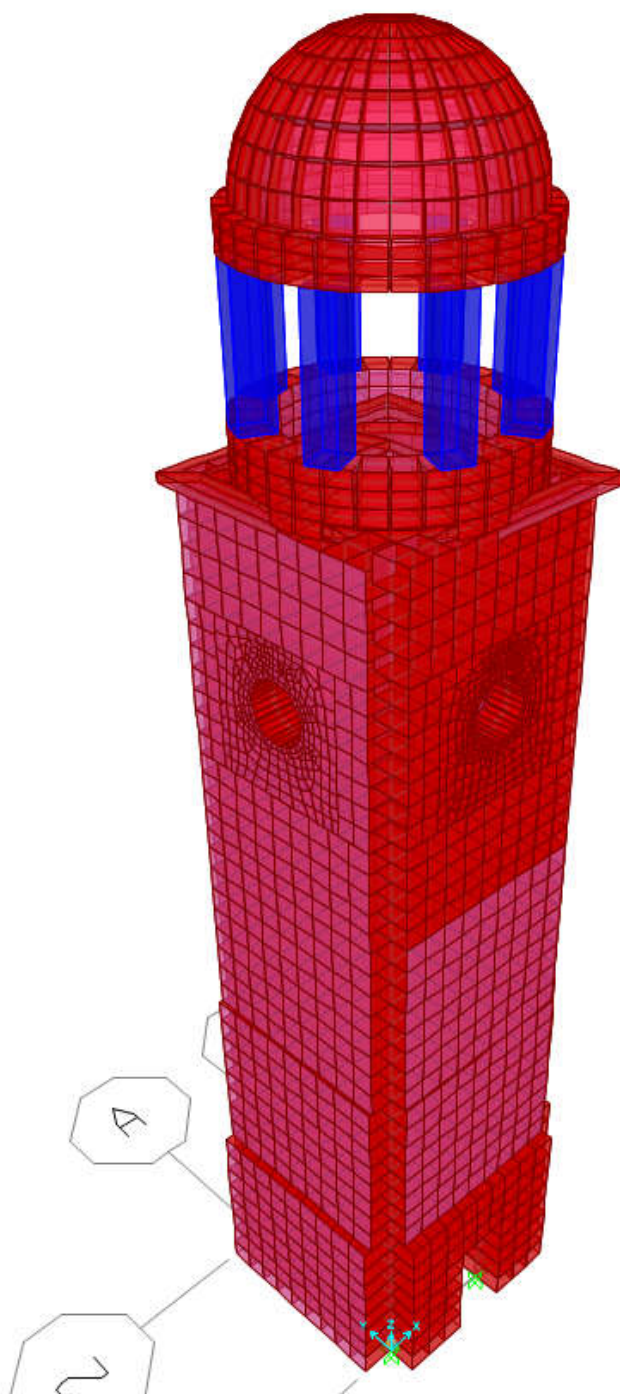
Η ανάλυση θα γίνει θεωρώντας τη στήριξη της κατασκευής ως πάκτωση με το έδαφος .



Εικόνα 49 Εισαγωγή στηρίξεων στο SAP2000

Επιπρόσθετα κατά την προσομοίωση υιοθετήθηκαν οι παρακάτω παραδοχές:

- Τα μηχανικά χαρακτηριστικά της τοιχοποιίας θεωρήθηκαν ίδια παντού.
- Η σκάλα επιλέχθηκε να μην προσομοιωθεί.
- Οι πλάκες σκυροδέματος προσομοιώθηκαν με επιφανειακά στοιχεία.



Εικόνα 50 Εικόνα του συνολικού φορέα, όπως αυτός προσομοιώθηκε στο SAP2000.

6.1 Φορτία κατασκευής – Φορτικοί συνδυασμοί

Τα φορτία (Load Patterns) που λαμβάνονται υπόψη στο προσομοίωμα της κατασκευής περιλαμβάνουν όλα τα στατικά κατακόρυφα φορτία, δηλαδή τα ίδια βάρη της κατασκευής και τα εξωτερικά ασκούμενα ωφέλιμα φορτία. Πιο αναλυτικά έχουμε τα εξής:

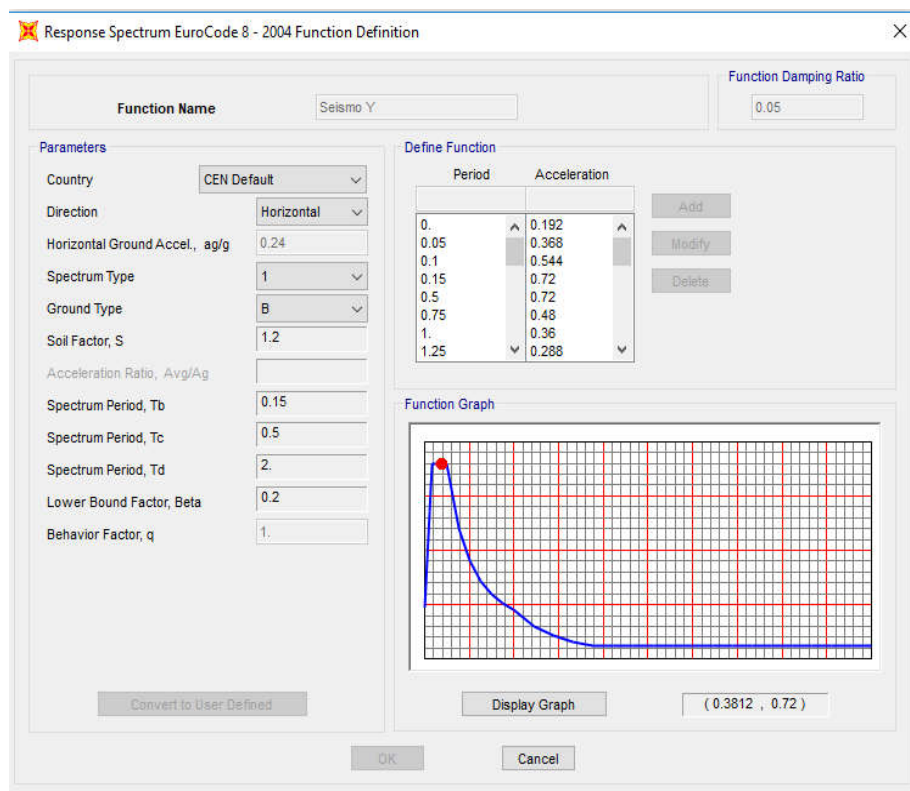
- **Ίδια βάρη κατασκευής**

Το ίδιο βάρος της τοιχοποιίας υπολογίζεται αυτόματα από το SAP2000, λαμβάνοντας υπόψη το ειδικό βάρος της λιθοδομής – το οποίο προσδιορίζεται κατά τον ορισμό του υλικού της τοιχοποιίας – και το συνολικό όγκο των στοιχείων που την απαρτίζουν. Το ίδιο συμβαίνει και για το ίδιο βάρος των πλακών οπλισμένου σκυροδέματος. Στο SAP2000 τα φορτία αυτά συμπεριλαμβάνονται στα φορτία που χαρακτηρίζονται ως DEAD (G).

- **Φορτία λόγω σεισμού**

Πρόκειται για τις σεισμικές δράσεις σχεδιασμού, δηλαδή για τις ταλαντωτικές κινήσεις του εδάφους που είναι υπεύθυνες για την ανάπτυξη σημαντικών δυνάμεων και παραμορφώσεων λόγω της αδράνειας των μαζών της κατασκευής. Οι σεισμικές κινήσεις συνίστανται από δύο οριζόντιες και μια κατακόρυφη συνιστώσα (η οποία στη συγκεκριμένη μελέτη αγνοήθηκε) και καθορίζονται με τα φάσματα επιταχύνσεων σχεδιασμού, τα οποία δίνουν τη μέγιστη τιμή της φασματικής επιτάχυνσης που υφίσταται ένας απλός ταλαντωτής με ιδιοπερίοδο T κατά τη διάρκεια του σεισμού.

Στην παρούσα κατασκευή έγινε χρήση του φάσματος σχεδιασμού του Ευρωκώδικα, με βάση τα στοιχεία του παρακάτω πίνακα 7:



Εικόνα 51 Εισαγωγή φάσματος σχεδιασμού του Ευρωκώδικα στο SAP2000 για $q=1$

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

Πίνακας 7 Στοιχεία σεισμικού φάσματος σχεδιασμού

Στη συνέχεια ορίστηκαν οι συνιστώσες του σεισμού SEISMOS X και SEISMOS Y αντίστοιχα, ώστε η σεισμική επιτάχυνση να επιβληθεί και κατά τις δύο διευθύνσεις. Πρέπει να σημειωθεί ότι χρησιμοποιήθηκε ένας πολλαπλασιαστικός συντελεστής 9,81 με σκοπό να μετατρέψει τις τιμές του φάσματος σε m/s^2 , αφού αρχικά το φάσμα εκφράζεται σε g .

Φορτικοί συνδυασμοί

Οι συνδυασμοί που επιλέχθηκαν και εισήχθησαν στο πρόγραμμα κατά την επίλυση του προσομοιώματος παρατίθενται στη συνέχεια (Load Combinations):

- 1,00Gk
- $G_k + SEISMOS\ X + 0,3\ SEISMOS\ Y$
- $G_k + SEISMOS\ X - 0,3\ SEISMOS\ Y$
- $G_k - SEISMOS\ X + 0,3\ SEISMOS\ Y$
- $G_k - SEISMOS\ X - 0,3\ SEISMOS\ Y$
- $G_k + 0,3\ SEISMOS\ X + SEISMOS\ Y$
- $G_k + 0,3\ SEISMOS\ X - SEISMOS\ Y$
- $G_k - 0,3\ SEISMOS\ X + SEISMOS\ Y$
- $G_k - 0,3\ SEISMOS\ X - SEISMOS\ Y$

6.1.1 Ιδιομορφική ανάλυση μοντέλο - Ταυτοποίηση μοντέλων-Ιδιοσυχνοτήτων

Παρατηρώντας τις ιδιοπεριόδους της κατασκευής καθώς και το ποσοστό συμμετοχής της μάζας του κτιρίου σε κάθε μια από αυτές προκύπτουν τα εξής σημαντικά συμπεράσματα:

- Χρειάστηκαν 30 περίπου ιδιοπερίοδοι για να ενεργοποιηθεί το 90% της μάζας κατά X και 30 ιδιομορφές κατά Y.
- Οι κύριες ιδιοπερίοδοι του κτιρίου είναι οι εξής:

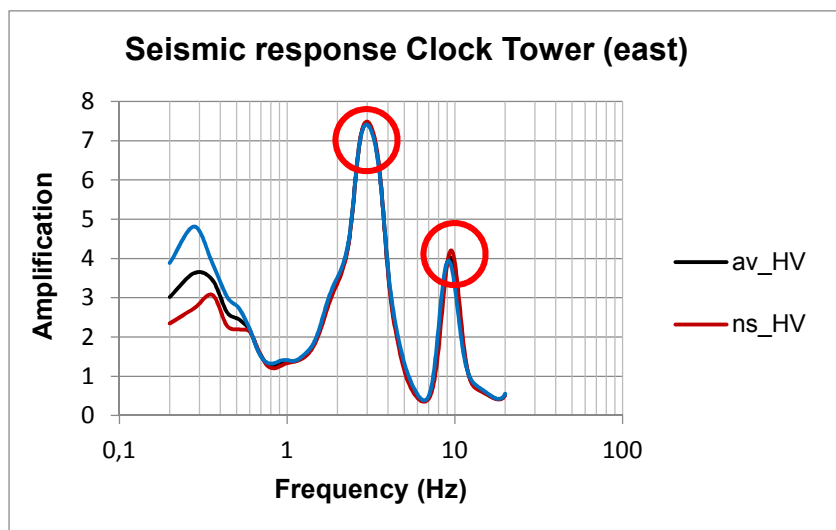
Modal Participating Mass Ratios						
OutputCase	StepNum	Period	UX	UY	SumUX	SumUY
Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	1	0,396409	0,00005775	0,53156	0,00005775	0,53156
MODAL	2	0,384777	0,54149	0,00005655	0,54155	0,53162
MODAL	3	0,120517	0,01199	0,00046	0,55354	0,53208
MODAL	4	0,10966	0,20891	0,00021	0,76245	0,53228
MODAL	5	0,106614	0,00007473	0,20431	0,76253	0,73659
MODAL	6	0,072217	0,00013	0,00003559	0,76266	0,73663
MODAL	7	0,067493	0,00021	0,000007405	0,76287	0,73663
MODAL	8	0,061614	0,07651	0,00001175	0,83938	0,73665
MODAL	9	0,059363	2,137E-09	0,08085	0,83938	0,8175
MODAL	10	0,057411	0,00048	0,00073	0,83986	0,81822
MODAL	11	0,042479	0,02441	2,244E-07	0,86428	0,81822
MODAL	12	0,040253	0,02409	0,000001705	0,88836	0,81822
MODAL	13	0,039312	3,672E-07	0,05919	0,88836	0,87741
MODAL	14	0,038264	0,00211	0,00006919	0,89047	0,87748
MODAL	15	0,037376	0,00002672	0,00019	0,8905	0,87768
MODAL	16	0,031771	0,00007806	0,00032	0,89058	0,878
MODAL	17	0,029557	0,01907	2,184E-07	0,90964	0,878
MODAL	18	0,028658	0,000002787	0,02624	0,90965	0,90423
MODAL	19	0,026875	0,000002798	0,00067	0,90965	0,9049
MODAL	20	0,026392	0,00008188	0,00106	0,90973	0,90597
MODAL	21	0,026151	0,00052	0,00006266	0,91025	0,90603
MODAL	22	0,025564	0,00002551	0,00014	0,91028	0,90617
MODAL	23	0,025487	0,00926	0,00004819	0,91954	0,90622
MODAL	24	0,024792	0,00007548	0,00832	0,91962	0,91453
MODAL	25	0,023011	0,00006507	0,0003	0,91968	0,91483
MODAL	26	0,022182	0,00167	0,000009674	0,92135	0,91484
MODAL	27	0,021953	0,00027	0,00223	0,92162	0,91707
MODAL	28	0,021559	0,00883	0,00021	0,93045	0,91728
MODAL	29	0,021429	0,00018	0,00663	0,93063	0,92392
MODAL	30	0,021042	0,00113	0,00292	0,93175	0,92683

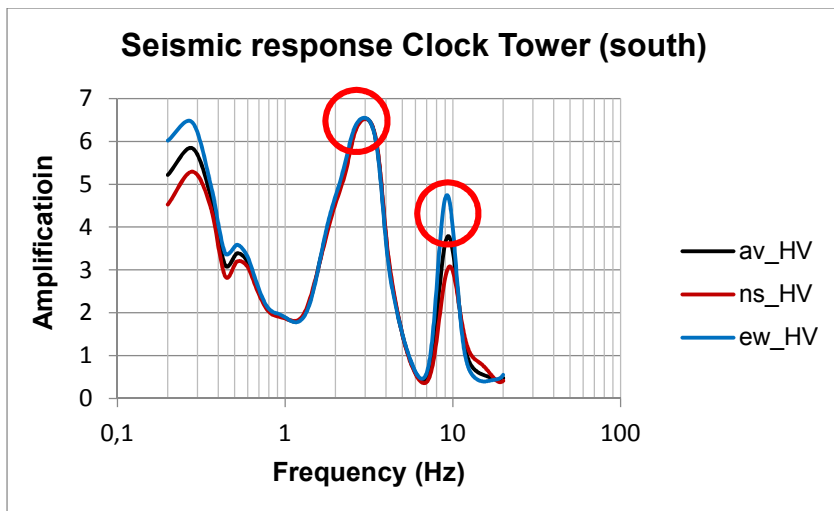
Πίνακας 8 Ιδιοσυχνότητες και ποσοστά συμμετοχής μαζών για E=1,89 GPa για τις πρώτες 30 ιδιομορφές

Κατα την ιδιομορφική ανάλυση που πραγματοποιήθηκε στο μοντέλο προέκυψε κύρια ιδιοπερίοδος 0.39 και 0.38 Sec και συμμετοχή μάζας πάνω από 50% για τις συγκεκριμένες ιδιομορφές και στις δύο διευθύνσεις.

Στην σύγκριση με τα αποτελέσματα στο πεδίο, που διενήργησε το εργαστήριο Γεωφυσικής και Σεισμολογίας του ΤΕΙ Κρήτης με υπεύθυνο τον Δρ. Βαλλιανάτος Φίλιππος, Καθηγητή και Δ/ντη του Εργαστηρίου και την Δρ. Μαργαρίτα Μωϊσίδη, με μετρήσεις εδαφικού θορύβου (HVSr) (3 Hz που αντιστοιχεί σε 0,33sec στις μεσαίες και 9.6 Hz που αντιστοιχεί σε 0,1 sec στις υψηλές) διαπιστώθηκε μια μικρή απόκλιση. Μετά από κάποιες δοκιμές που πραγματοποιήσαμε καταλήξαμε να θεωρήσουμε ενιαίο μέτρο ελαστικότητας $E=2,7\text{GPa}$ ($E_{wc} = 1000 \times f_{wc,k}$) για το σύνολο της τοιχοποιίας με κύριες ιδιοσυχνότητες στις δύο διευθύνσεις πολύ κοντά σε αυτές που εξήγαγε το εργαστήριο (γράφημα 5).

Σκοπός της σύγκρισης είναι η προσέγγιση του αριθμητικού προσομοιώματος και των μετρήσεων ώστε να επιτευχθεί ένα αξιόπιστο υπολογιστικό μοντέλο με βάση το οποίο να γίνει στην συνέχεια έλεγχος της δομικής ακεραιότητας του κτίσματος κατά τον ρεαλιστικότερο δυνατό τρόπο.





Γράφημα 5 Αποτελέσματα HVSR

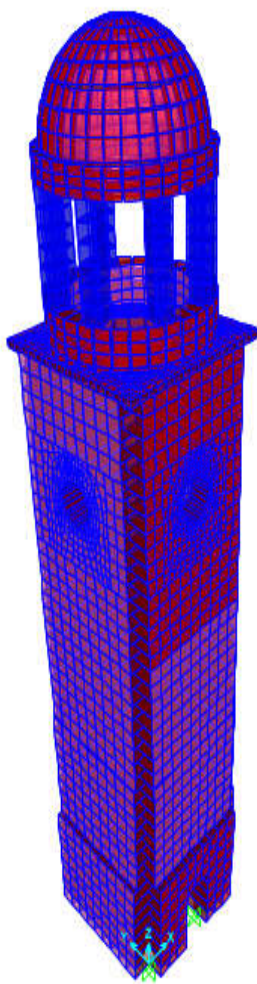
Όπως φαίνεται από τον πίνακα 9 το μοντέλο μας έχει την πρώτη ιδιοσυχνότητα 0,33sec, τη δεύτερη 0,32sec, την τέταρτη 0,09 sec και την Πέμπτη 0,08sec με αποτέλεσμα σχεδόν να ταυτίζονται οι δύο συμπεριφορές του μοντέλου και της κατασκευής.

Modal Participating Mass Ratios							
OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	SumUX	SumUY
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	0,331961	0,00004228	0,53453	0,00004228	0,53453
MODAL	Mode	2	0,321709	0,54223	0,00004185	0,54227	0,53457
MODAL	Mode	3	0,101025	0,00697	0,0004	0,54924	0,53497
MODAL	Mode	4	0,091106	0,20302	0,00009152	0,75226	0,53506
MODAL	Mode	5	0,088983	0,00002939	0,19727	0,75229	0,73233
MODAL	Mode	6	0,059258	0,00011	0,0000286	0,75241	0,73236
MODAL	Mode	7	0,056662	0,00014	0,000003017	0,75255	0,73236
MODAL	Mode	8	0,050783	0,07573	0,00002926	0,82828	0,73239
MODAL	Mode	9	0,049225	0,00001902	0,07973	0,8283	0,81212
MODAL	Mode	10	0,036443	0,0013	0,00008509	0,8296	0,81221
MODAL	Mode	11	0,034781	0,01971	1,673E-07	0,84931	0,81221
MODAL	Mode	12	0,032982	0,02979	1,522E-07	0,8791	0,81221
MODAL	Mode	13	0,032293	7,111E-07	0,05759	0,8791	0,8698
MODAL	Mode	14	0,029075	0,000001825	0,00001394	0,8791	0,86981
MODAL	Mode	15	0,02452	0,0002	0,00041	0,8793	0,87022
MODAL	Mode	16	0,02375	0,01733	0,00009202	0,89663	0,87031
MODAL	Mode	17	0,023062	0,00012	0,02405	0,89675	0,89436
MODAL	Mode	18	0,022481	0,00053	0,00121	0,89728	0,89557
MODAL	Mode	19	0,021956	0,00001164	0,00081	0,89729	0,89638
MODAL	Mode	20	0,021479	0,00043	0,00006972	0,89773	0,89645
MODAL	Mode	21	0,021211	0,00013	0,000005717	0,89786	0,89645
MODAL	Mode	22	0,020787	0,01104	0,00001454	0,9089	0,89647
MODAL	Mode	23	0,020126	0,00009376	0,00012	0,90899	0,89659
MODAL	Mode	24	0,02008	0,00002123	0,01154	0,90902	0,90813
MODAL	Mode	25	0,016881	0,00981	0,00003915	0,91883	0,90817
MODAL	Mode	26	0,016733	0,00035	0,00989	0,91918	0,91806
MODAL	Mode	27	0,016542	0,00002739	0,00006486	0,9192	0,91813
MODAL	Mode	28	0,016324	0,0000019	0,00384	0,91921	0,92197
MODAL	Mode	29	0,016133	0,0014	0,00251	0,92061	0,92448
MODAL	Mode	30	0,015945	0,00019	0,00031	0,9208	0,92479

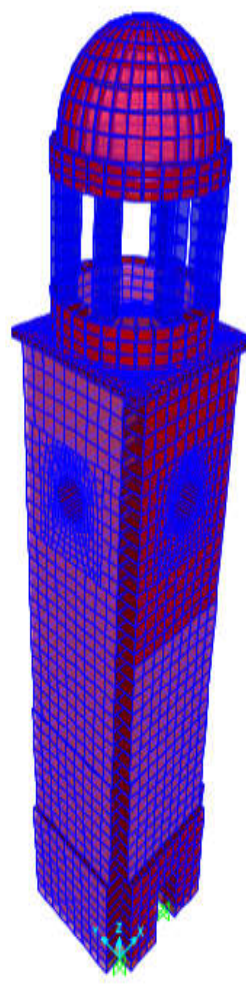
Πίνακας 9 Ιδιοσυχνότητες και ποσοστά συμμετοχής μαζών για E=2.7GPa για τις πρώτες 30 ιδιομορφές

Deformed Shape (MODAL) - Mode 1; T = 0.33227; f = 3.0

Deformed Shape (MODAL) - Mode 2; T = 0.32255; f = 3.10025

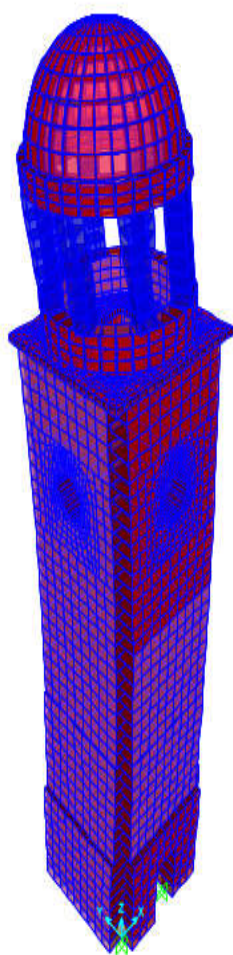


Εικόνα 52 1η Ιδιομορφή με $T=0,33$
και δρώσα Μάζα $U_Y=52\%$



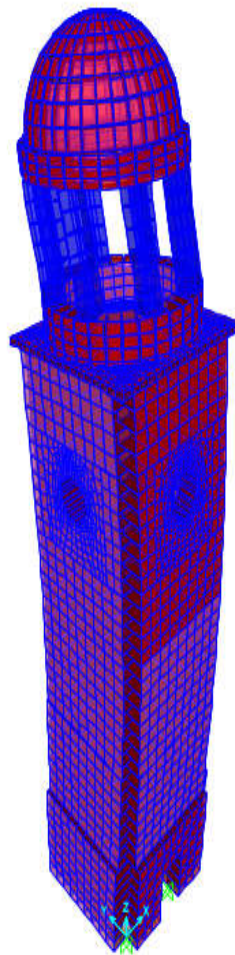
Εικόνα 53 2η Ιδιομορφή με $T=0,32$
και δρώσα Μάζα $U_X=53\%$

Deformed Shape (MODAL) - Mode 4; T = 0.09463; f = 10.56



Εικόνα 54 4η Ιδιομορφή με $T=0,09$
και δρώσα Μάζα $UX=19\%$

Deformed Shape (MODAL) - Mode 5; T = 0.09234; f = 10.8299



Εικόνα 55 2η Ιδιομορφή με $T=0,09$
και δρώσα Μάζα $UY=18\%$

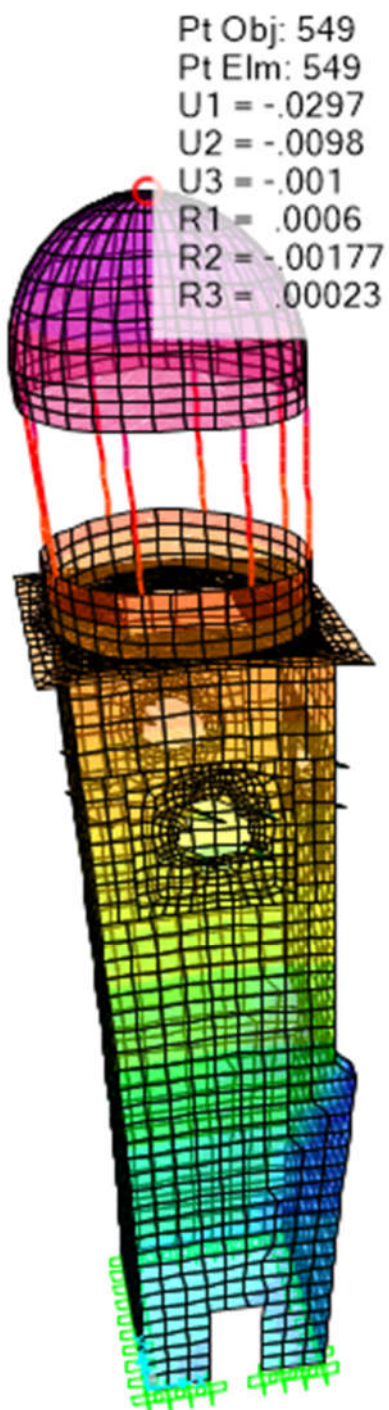
6.2 Φασματική ανάλυση υφιστάμενου

Στη συνέχεια, χρησιμοποιώντας τα αποτελέσματα της ιδιομορφικής ανάλυσης ακολούθησε η δυναμική φασματική ανάλυση για σεισμό στις δύο οριζόντιες διευθύνσεις χρησιμοποιώντας το φάσμα του Ευρωκώδικα, όπως αυτό περιγράφηκε πρωτύτερα. Συγκεντρωτικά οι δυνάμεις που ασκούνται στη βάση του ρολογιού παρατίθενται στον πίνακα 10 για όλους τους σεισμικούς συνδυασμούς.

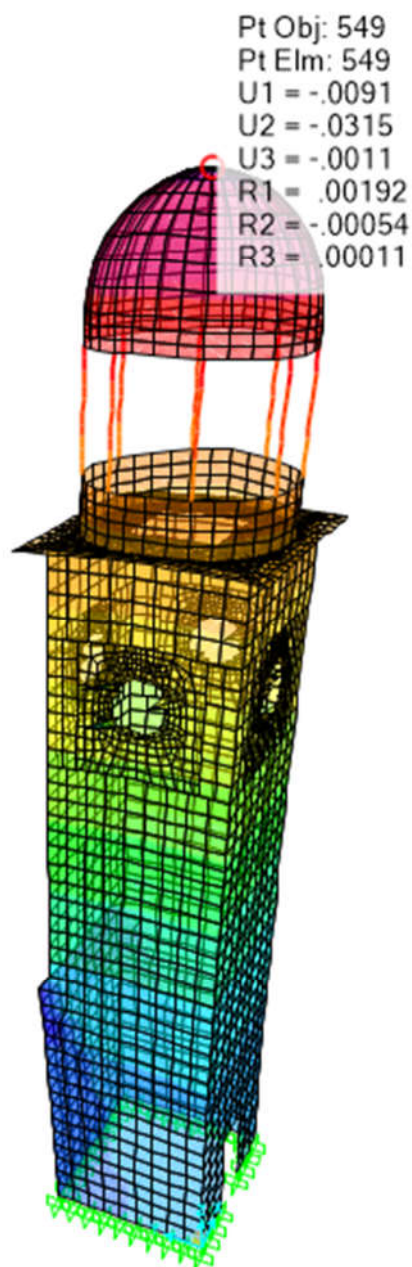
TABLE: Base Reactions							
OutputCase	StepType	GlobalFX	GlobalFY	GlobalFZ	GlobalMX	GlobalMY	GlobalMZ
Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
DEAD		0	0	3902.99	321.28	100.69	0.00
Ex	Max	1554.58	6.83	16.13	75.98	19234.46	238.38
Ey	Max	6.83	1521.84	15.72	19016.31	74.66	87.01
G+Ex+0.3Ey	Max	1556.63	463.38	3923.84	6102.15	19357.55	264.48
G+Ex+0.3Ey	Min	-1556.63	-463.38	3882.15	-5459.59	19156.17	-264.48
G+0.3Ex+Ey	Max	473.20	1523.88	3923.55	19360.38	5945.69	158.53
G+0.3Ex+Ey	Min	-473.20	-1523.88	3882.43	-18717.82	-5744.31	-158.53

Πίνακας 10 Δυνάμεις και ροπές στη βάση της κατασκευής για την υφιστάμενη κατάσταση

- Μετακινήσεις (ενδεικτικές φωτο)



Εικόνα 56 Μετακινήσεις κορυφής συνδυασμού $G+Ex+0.3Ey$



Εικόνα 57 Μετακινήσεις κορυφής συνδυασμού $G+0.3E_x+E_y$

Δεδομένου του ότι ο φανός κατά το μεγαλύτερο μέρος του είναι από οπλισμένο σκυρόδεμα και η επισκευή του είναι εύκολη σχετικά, με μανδύα εκτοξεύομενου σκυροδέματος χωρίς το τίμημα της μη αναστρεψιμότητας.

Η ποιότητα του σκυροδέματος της κατασκευής, θεωρείται ότι είναι κατηγορίας C12/16. Η μέγιστη ορθή τάση θλίψεως είναι 9,01 MPa και οι τιμές είναι παραπλήσιες σε αρκετούς συνδιασμούς φορτίσεων. Η μέγιστη ορθή τάση εφελκισμού είναι 8.54 MPa και οι τιμές είναι ανάλογες σε αρκετούς συνδιασμούς φορτίσεων.

Η μέγιστη τάση διατμησης είναι 2.41 MPa και παρόμοιες τιμές σε αρκετούς συνδιασμούς φορτίσεων. Η μέγιστη μετακίνηση, που εμφανίζεται στην κορυφή της κατασκευής προκύπτει ίση με 30mm περίπου (εικόνα 56,57). Από τα προηγούμενα προκύπτει ότι οι αναπτυσσόμενες τάσεις είναι μεγαλύτερες των τάσεων αντοχής, και στις περιπτώσεις των τάσεων εφελκισμού και διάτμησης είναι κατά πολύ μεγαλύτερες. Αν ληφθεί υπόψη ότι, πέρα από τα παραπάνω, υπάρχει και αποδιοργάνωση του σκυροδέματος σε αρκετές περιοχές, τότε είναι φανερό ότι απαιτείται καθαίρεση και επανακατασκευή.

Στην παρούσα εργασία δε θα ασχοληθούμε διεξοδικά με το επάνω μέρος της κατασκευής αλλά θα εστιάσουμε τους ελέγχους μας στις τοιχοποιίες του κτίσματος και κυρίως στο κατώτερο τμήμα αυτού όπου εμφανίζονται και οι μεγαλύτερες εντάσεις όπως φαίνεται στις εικόνες 60,61,62,63,64 όπου δίνονται οι τάσεις.

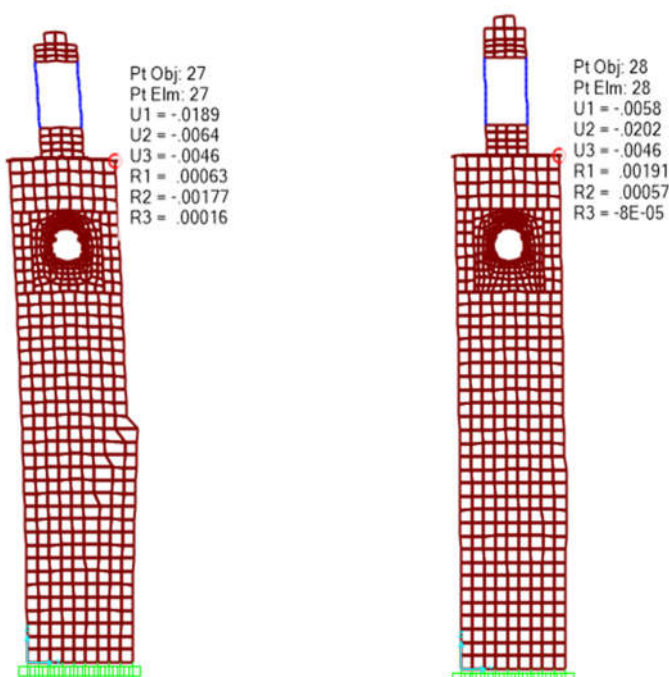
Για τον έλεγχο των μετακινήσεων συγκριτικά με τις αλλαγές που πραγματοποιούμε στον φορέα θεωρήσαμε ως “μάρτυρα” την βάση του φανού η οποία συμπεριφέρεται ως οριζόντιο διάφραγμα και όχι την κορυφή του φανού όπου η ευκαμψία του θα μπορούσε να οδηγήσει σε εσφαλμένα συμπεράσματα.

Όπως προκύπτει από την επίλυση, η μέγιστη θλιπτική τάση των τοίχων είναι ίση με 4.2 MPa.

Η μέγιστη εφελκυστική τάση είναι 3,05MPa και μέγιστη διατμητική είναι 0,49MPa και εμφανίζεται σε θλιπτική τάση 0,11 MPa

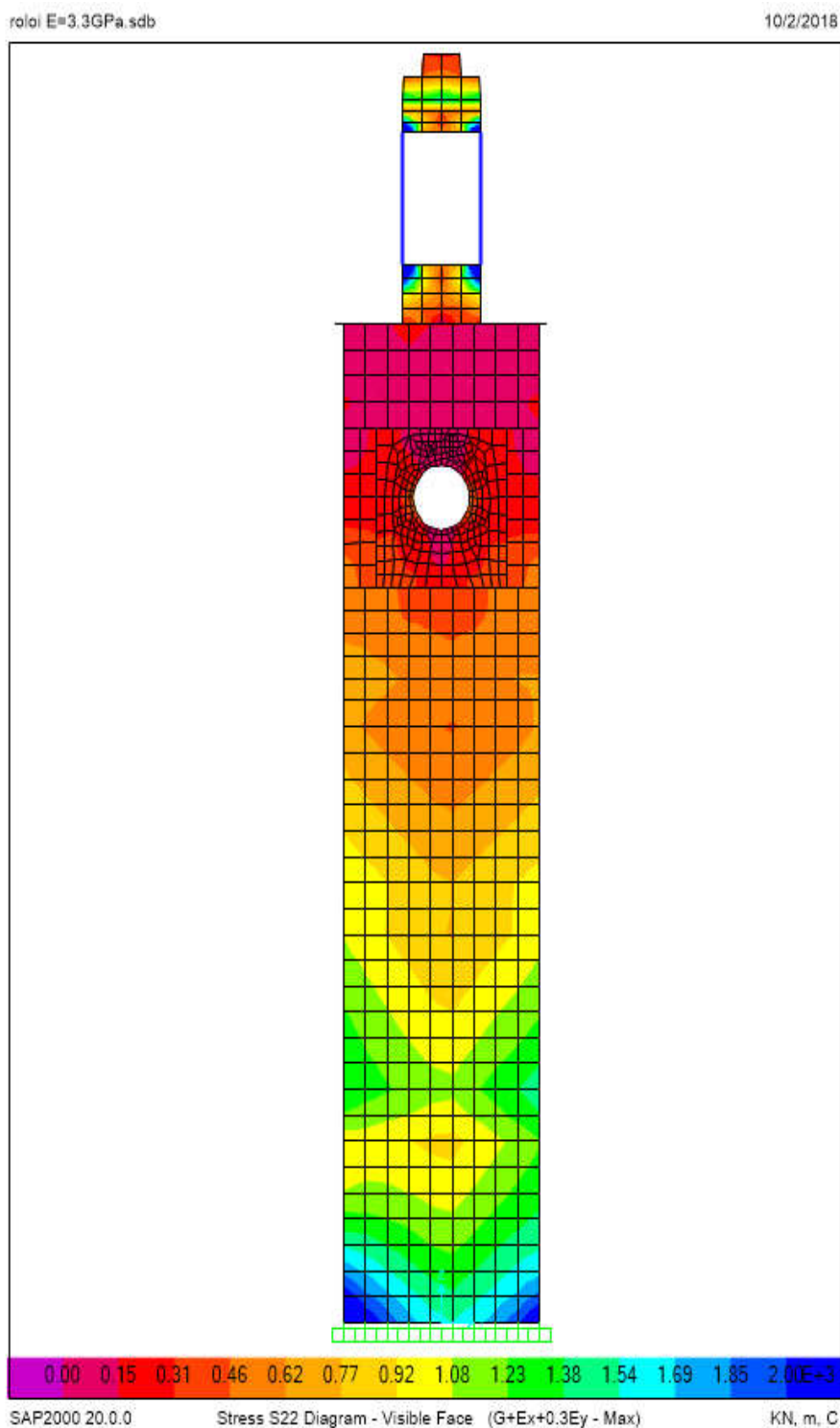
Οι τάσεις έχουν παραπλήσιες τιμές με τις παραπάνω μέγιστες τιμές, για διάφορους συνδιασμούς φορτίσεων. Οι τιμές των αναπτυσσόμενων θλιπτικών και κυρίως των εφελκυστικών τάσεων είναι αρκετά υψηλές και δεν είναι δυνατή η ανάληψη τους από την υπάρχουσα τοιχοποιία. Το ίδιο συμβαίνει και για τις διατμητικές τάσεις, είναι επομένως σαφές ότι απαιτείται η ενίσχυση των τοίχων.

- **Γραφική απεικόνιση μετακινήσεων και τάσεων του φορέα**

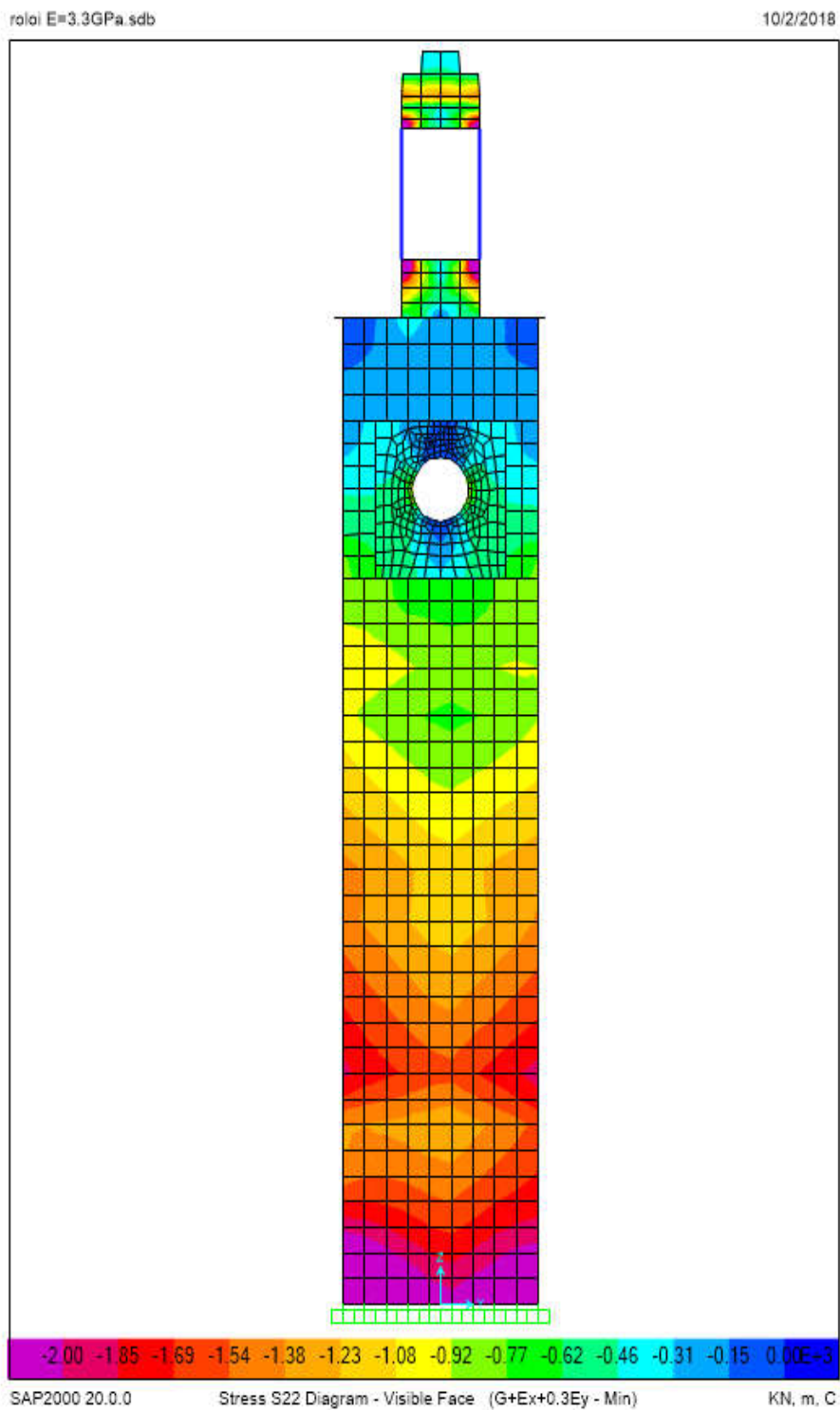


Εικόνα 58 Μετακινήσεις κάτω από τον φανό G+Ex+0.3EY – Υφιστάμενο

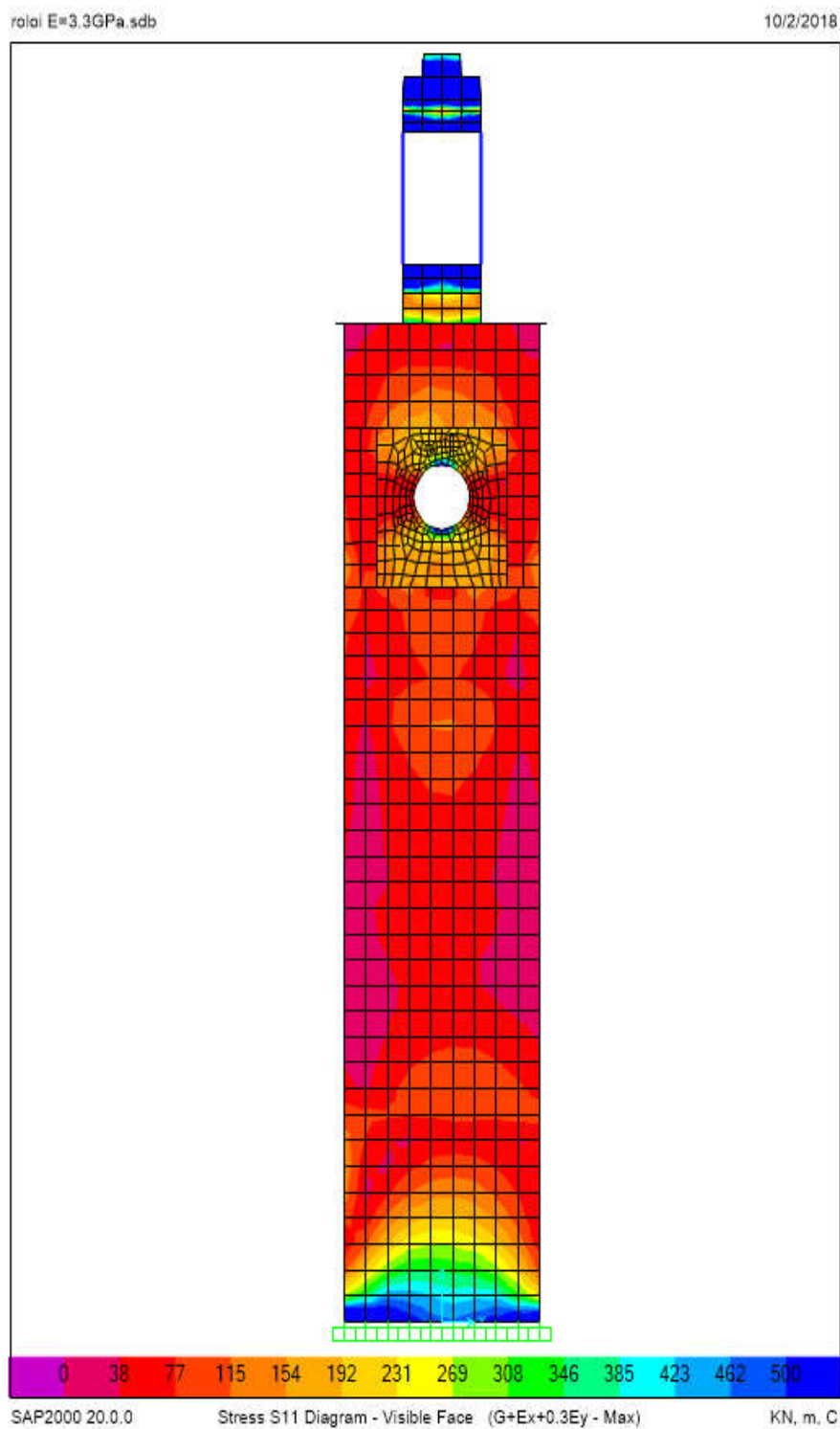
Εικόνα 59 Μετακινήσεις κάτω από τον φανό G+0.3Ex+EY – Υφιστάμενο



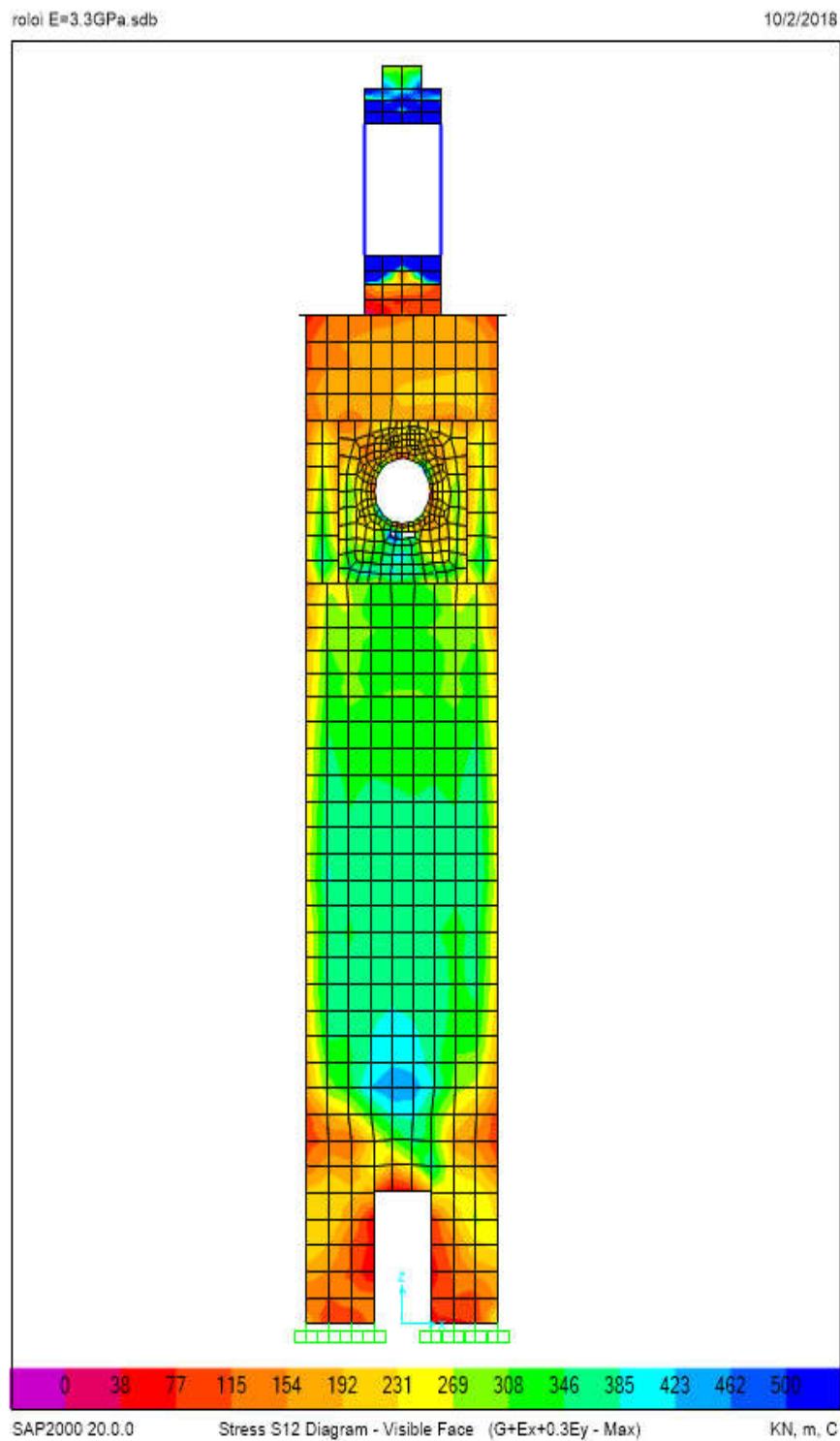
Εικόνα 60 Μέγιστες εφελκυστικές ορθές τάσεις S22 στο επίπεδο XZ



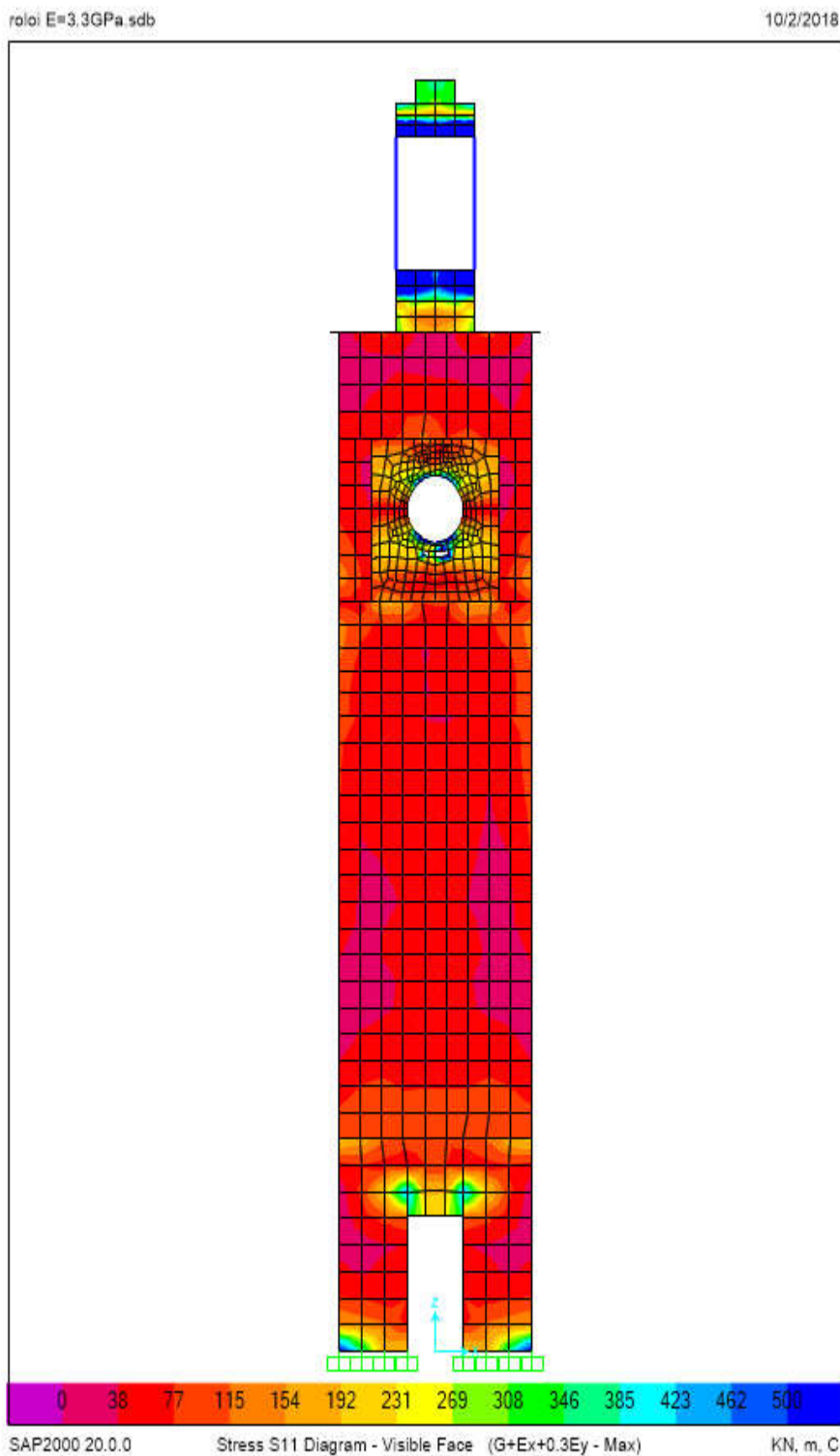
Εικόνα 61 Ελάχιστες ορθές τάσεις S22 στο επίπεδο XZ



Εικόνα 62 Μέγιστες ορθές τάσεις S11 στο επίπεδο YZ



Εικόνα 63 Μέγιστες διατμητικές τάσεις S12 στο επίπεδο XZ



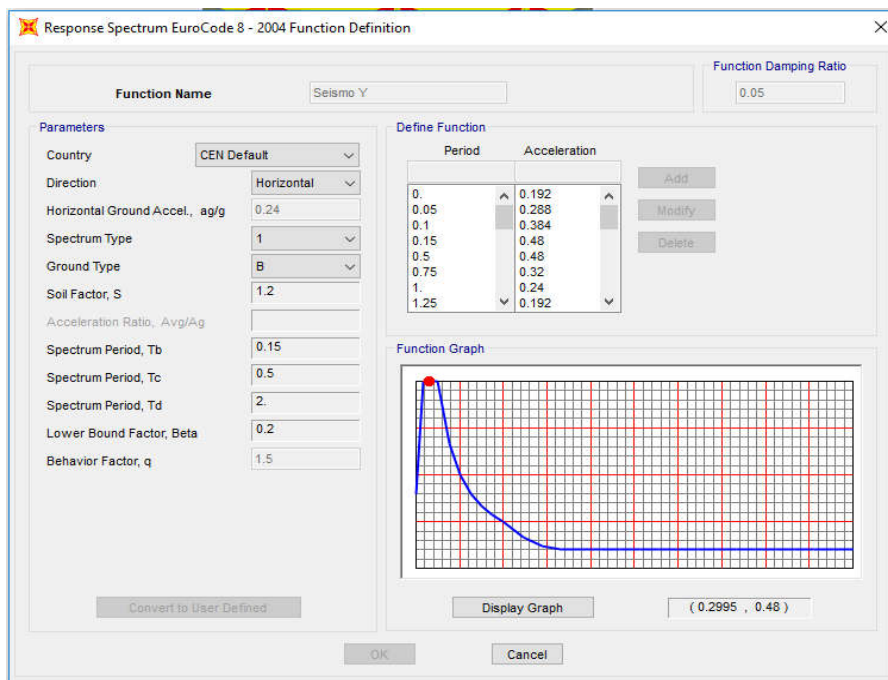
Εικόνα 64 Μέγιστες ορθές τάσεις S11 στο επίπεδο XZ

7. Ενισχύσεις- επεμβάσεις

Στο κεφάλαιο αυτό γίνεται παρουσίαση των τεχνικών ενίσχυσης που μπορούν να εφαρμοστούν στο κτίριο μελέτης, με στόχο την άρση των αιτιών που προκάλεσαν τις βλάβες, καθώς και την γενικότερη αύξηση της αντοχής της κατασκευής έναντι των σεισμικών δράσεων .

Για την επιτυχή αποκατάσταση της κατασκευής επιβάλλεται η ταυτόχρονη εφαρμογή διαφόρων τεχνικών επισκευής και ενίσχυσης κατάλληλα συνδυασμένων μεταξύ τους. Το τελικό σχήμα επεμβάσεων που θα προταθεί, θα πρέπει να συνεκτιμά κάποιες πολύ βασικές αρχές όπως:

- Σεβασμός στο πρωτότυπο ως σύνολο και ως επιμέρους στοιχεία, κατά τρόπο που να μην αλλοιώνεται η αρχική αρχιτεκτονική του φυσιогνωμία
- Αναστρεψιμότητα προτεινόμενων επεμβάσεων, ώστε σε περίπτωση μελλοντικής επέμβασης για την αντικατάστασής τους να ελαχιστοποιούνται ανεπιθύμητες βλάβες στο κτίριο.
- Συμβατότητα υφιστάμενων και νέων υλικών κατά τρόπο που να ελαχιστοποιούνται ανεπιθύμητες βλάβες στο κτίριο
- Ανθεκτικότητα σε διάρκεια των νέων επεμβάσεων, ώστε να μεγιστοποιείται ο ωφέλιμος χρόνος διάρκειας αυτών των επεμβάσεων και να περιορίζονται συχνές και συνήθως δαπανηρές επεμβάσεις



Εικόνα 65 Εισαγωγή φάσματος σχεδιασμού του Ευρωκώδικα στο SAP2000 για $q=1,5$

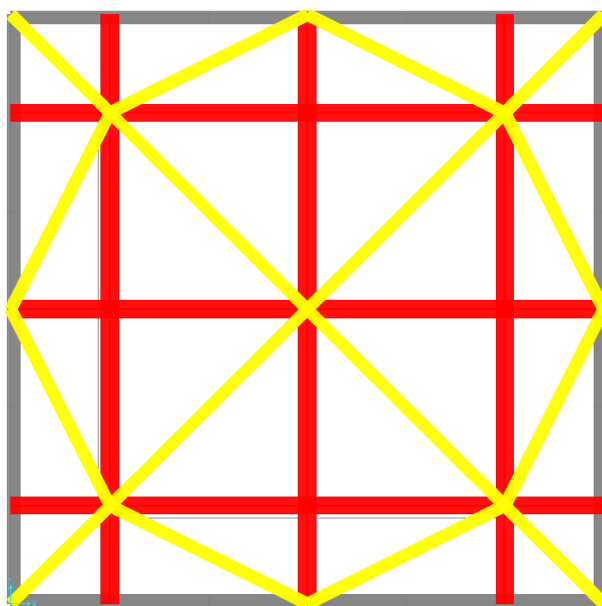
Κατά την ενίσχυση του φορέα εξετάστηκαν τρία σενάρια ενισχύσεων. Και στις τρεις περιπτώσεις θεωρήθηκε συντελεστής ικανοτικής συμπεριφοράς $q=1.5$ σύμφωνα με τις συστάσεις της βιβλιογραφίας και χρησιμοποιήθηκαν ενέματα για την ομογενοποίηση της μάζας της τοιχοποιίας, τα οποία είναι συμβατά από πλευράς αντοχής και παραμορφωσιμότητας με τα υλικά δομήσεως της τοιχοποιίας. Γίνεται εφαρμογή τριμερών ενεμάτων με θλιπτική αντοχή 5 Μρα που θα καλύπτουν το 25% του συνολικού όγκου της τοιχοποιίας. Αυτή η ενίσχυση είναι απαραίτητη, καθώς στη συνέχεια κάνουμε ενίσχυση της διαφραγματικής λειτουργίας, η οποία προϋποθέτει ομογενοποίηση της μάζας της τοιχοποιίας. Έχει αποδειχθεί ότι κατά τη διάρκεια πολλών σεισμών σε κτίρια που ενισχύονται με διαφράγματα χωρίς να προηγηθεί ομογενοποίηση της τοιχοποιίας τα διαφράγματα να λειτουργούν ως κριός προκαλώντας σημαντικές βλάβες στους τοίχους.

7.1 Περιγραφή σενάριων επεμβάσεων

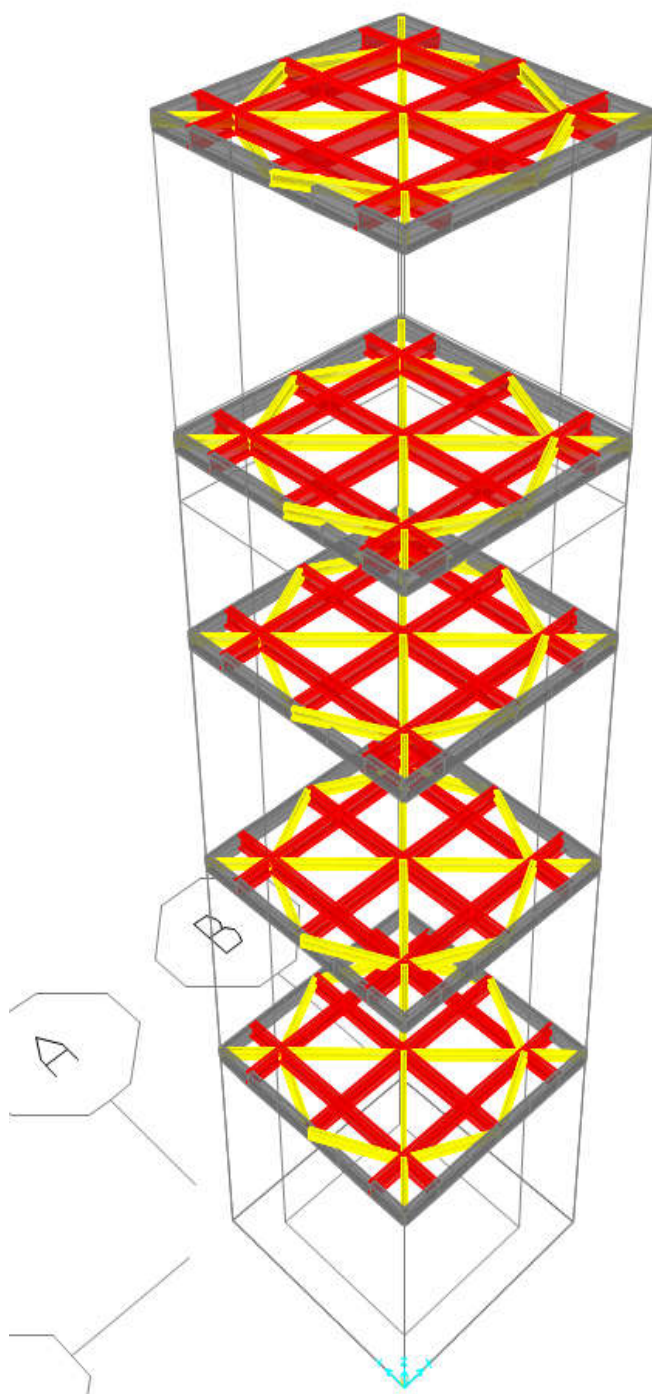
7.1.1 Σενάριο Α

Επεμβάσεις με αρμολόγημα και υδραυλικά ενέματα ομογενοποίησης στο σύνολο της τοιχοποιίας και ισχυρά μεταλλικά διαφράγματα ανά 3 μέτρα καθ' ύψος.

Στο σενάριο αυτό τοποθετούνται μεταλλικά οριζόντια διαφράγματα (χάλυβας S355) ανά 3μ. καθ' ύψος. Αναλυτικά η κάτοψη του κάθε διαφράγματος αποτελείται από κάθετα και οριζόντια μεταλλικά στοιχεία IPE 200 δημιουργώντας ένα κάναβο 0,5μ. , από μεταλλικά στοιχεία IPE 120 που συνδέονται διαγωνίως με τα παραπάνω λειτουργώντας ως σύνδεσμοι δυσκαμψίας ώστε να επιτευχθεί η ακαμψία του διαφράγματος. Η σύνδεση με την τοιχοποιία γίνεται μέσω μίας «κορνίζας» UPN200 που τρέχει την τοιχοποιία στο επιλεγμένο ύψος και συνδέεται αρθρωτά με την τοιχοποιία ανά 0,40μ. με μεταλλικές ντίζες.



Εικόνα 66 Κάτοψη Διαφραγμάτων Κόκκινο IPE200 , κίτρινο IPE120, ΓΚΡΙ UPN200, χάλυβας S355

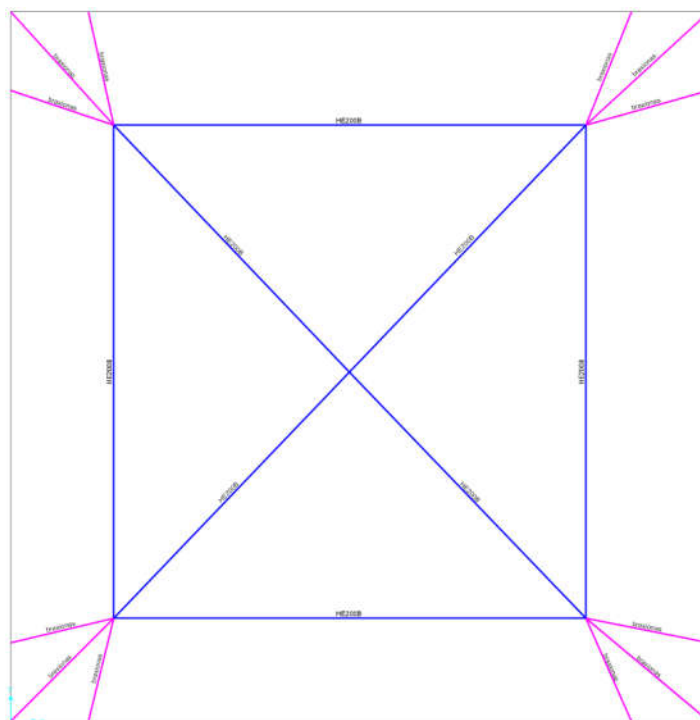


Εικόνα 67 3d απεικόνιση των διαφραγμάτων στο φορέα

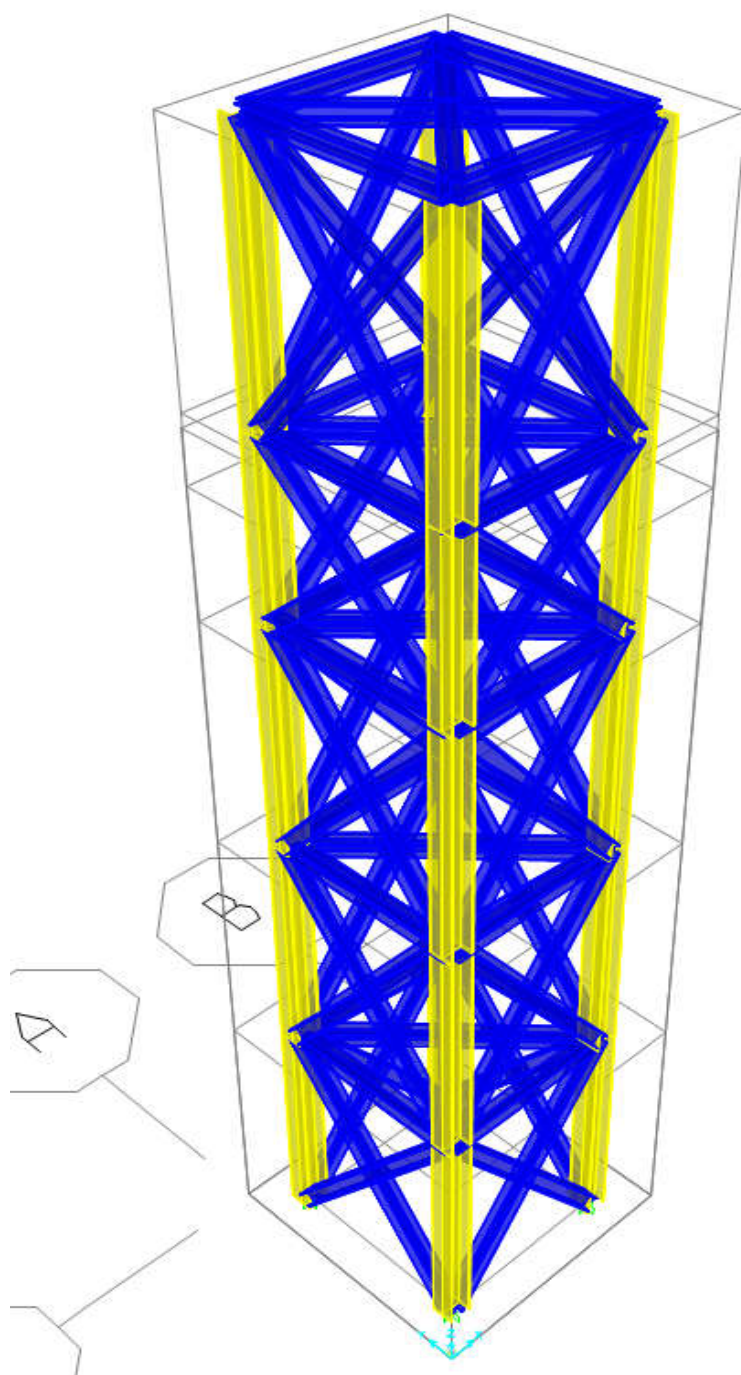
7.1.2 Σενάριο Β

Ενίσχυση με την προσθήκη μεταλλικού εσωτερικού σκελετού με συνδέσμους δυσκαμψίας και διαφράγματα καθ' ύψος στην βελτιωμένη με ενέματα τοιχοποιία.

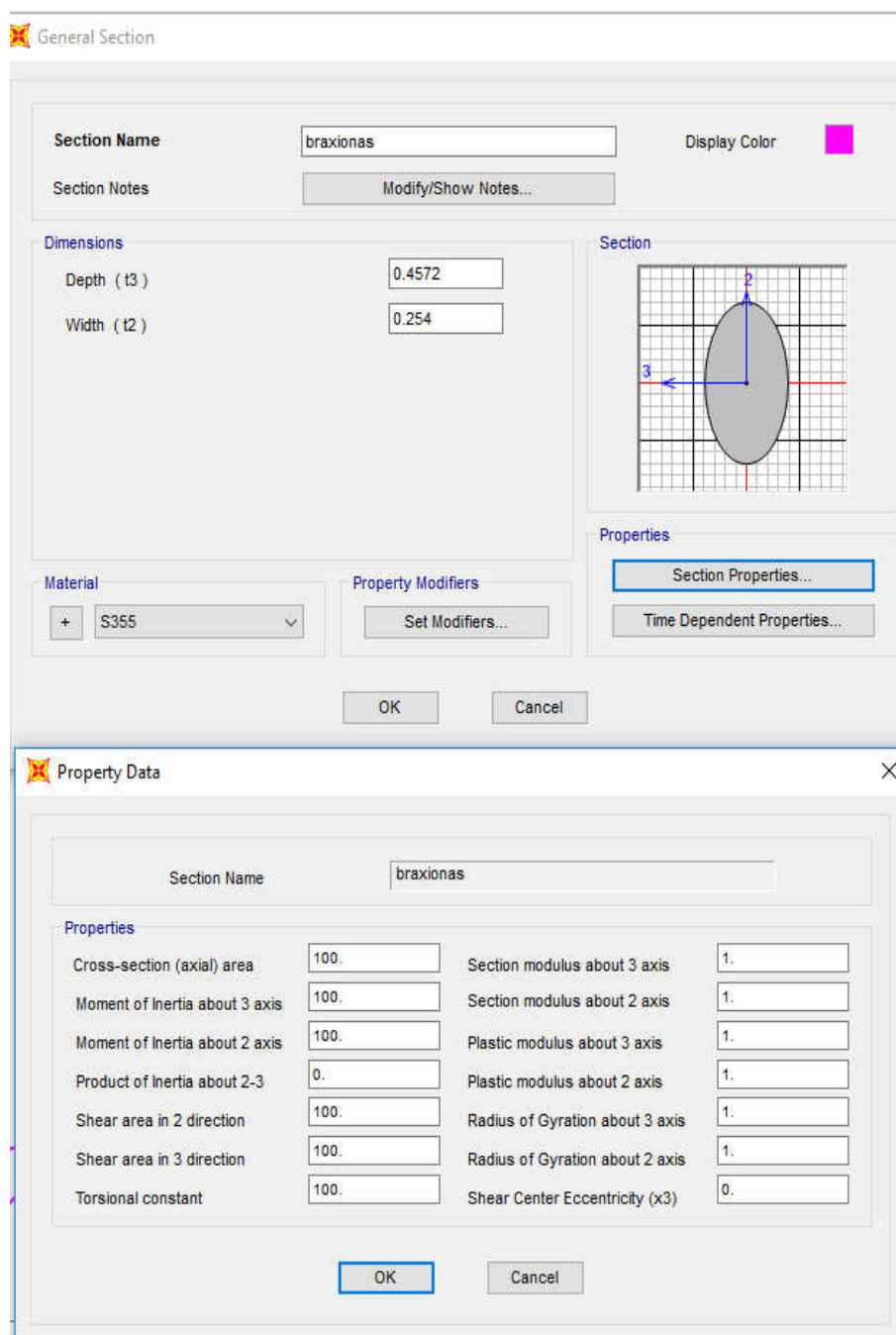
Στο σενάριο αυτό τοποθετούνται ισχυροί στύλοι HEB 300 στις τέσσερις εσωτερικές γωνίες του κτιρίου σχηματίζοντας κάτοψη τετράγωνου 2,40x2,40, εισάγονται οριζόντια διαφράγματα που αποτελούνται από δοκούς HEB 200 και διαγωνίους HEB 200 ανά 3μ. περίπου και τέλος εισάγονται διαγώνιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας HEB 200 σε κάθε φάτνωμα που δημιουργείται. Ο εσωτερικός σκελετός συνδέεται σε κάθε στάθμη (στα πλαίσια της αριθμητικής προσομοίωσης) με 3 άκαμπτους βραχίονες σε κάθε κόμβο για την αποφυγή συγκέντρωσης τάσεων.



Εικόνα 68 Κάτοψη εσωτερικού σκελετού, μπλέ HEB200, κίτρινοι στύλοι HEB300, μώβ άκαμπτοι βραχίονες, S355



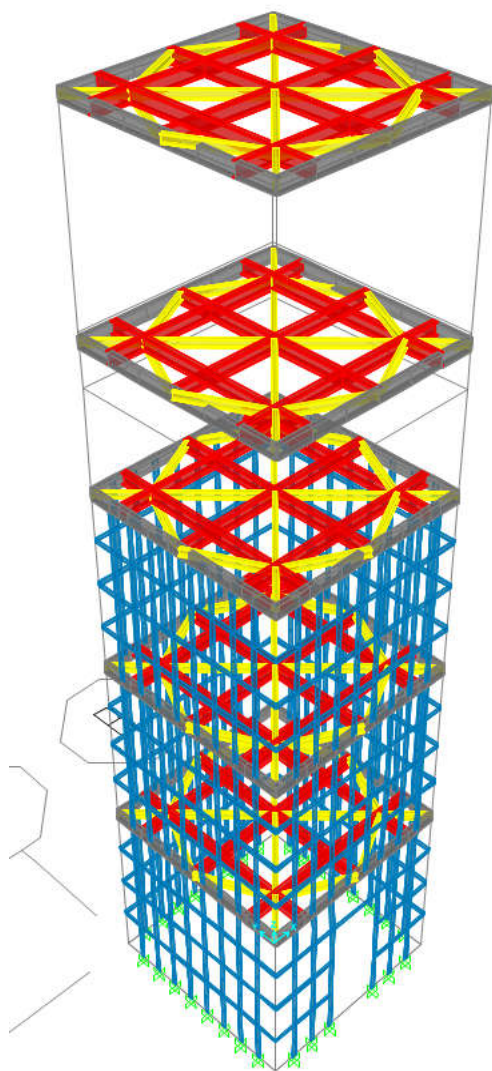
Εικόνα 69 3d Απεικόνιση μεταλλικού εσωτερικού σκελετού



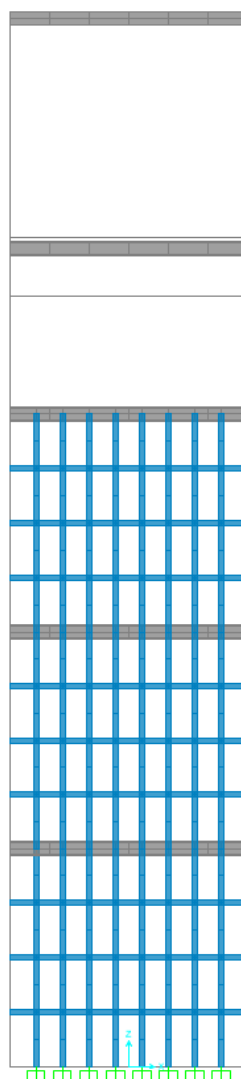
Εικόνα 70 Χαρακτηριστικά διατομής άκαμπτων βραχιόνων

7.1.3 Σενάριο Γ

Ενίσχυση με την εισαγωγή διαφραγμάτων καθ ύψος και μεταλλικών ελασμάτων διατομής 8X100 mm κατακόρυφα ανα 0.40 m και οριζόντια ανα 0.80 m στην εσωτερική παρειά της τοιχοποιίας.



Εικόνα 71 3d απεικόνιση οριζόντιων διαφραγμάτων και κάθετων μεταλλικών ελασμάτων



Εικόνα 72 Όψη οριζόντιων μεταλλικών διαφραγμάτων και κάθετων ελασμάτων

Στο σενάριο αυτό εκτός από τη λύση που προτάθηκε στο σενάριο Α δηλαδή διαφράγματα και ομογενοποίηση προστέθηκαν κατακόρυφα και οριζόντια μεταλλικά ελάσματα διατομής 8Χ100mm μέχρι και την υποκείμενη στάθμη του μηχανισμού του ρολογιού. Τα κατακόρυφα ελάσματα τοποθετήθηκαν ανά 0,40μ. στην εσωτερική παρειά των τοίχων συνδέοντας τα οριζόντια διαφράγματα μεταξύ τους. Τα οριζόντια ελάσματα τοποθετήθηκαν ανά 0,80μ. στην εσωτερική πλευρά της τοιχοποιίας. Τα ελάσματα συνδέονται με την τοιχοποιία ανά 0,40μ. με μεταλλικές ντίζες σε μεγάλο βάθος για να αποφευχθεί η αποκόλληση.

Modal Participating Mass Ratios							
OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	SumUX	SumUY
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	0,243651	0,0000572	0,51745	0,00005	0,51745
MODAL	Mode	2	0,236673	0,52558	0,00005657	0,52563	0,51751
MODAL	Mode	3	0,102841	0,00008348	0,00001564	0,52572	0,51752
MODAL	Mode	4	0,08724	0,12833	0,00065	0,65405	0,51817
MODAL	Mode	5	0,086346	0,00073	0,11607	0,65478	0,63424
MODAL	Mode	6	0,065043	0,00036	0,0000849	0,65514	0,63433
MODAL	Mode	7	0,049798	0,16377	5,619E-10	0,81891	0,63433
MODAL	Mode	8	0,047536	9,322E-08	0,16316	0,81891	0,79749
MODAL	Mode	9	0,040964	6,643E-08	0,00021	0,81891	0,7977
MODAL	Mode	10	0,028861	0,00153	0,00021	0,82045	0,79791
MODAL	Mode	11	0,027365	0,0542	0,00001337	0,87465	0,79793
MODAL	Mode	12	0,025524	0,00009801	0,07381	0,87475	0,87173
MODAL	Mode	13	0,02487	0,01217	0,00048	0,88691	0,87221
MODAL	Mode	14	0,022011	0,00004909	0,000004346	0,88696	0,87221
MODAL	Mode	15	0,01921	0,01488	0,000003243	0,90184	0,87222
MODAL	Mode	16	0,018832	0,0004	0,00007573	0,90224	0,87229
MODAL	Mode	17	0,018802	0,00001575	0,00019	0,90226	0,87248
MODAL	Mode	18	0,018607	0,0000046	0,02089	0,90227	0,89337
MODAL	Mode	19	0,018252	0,000001965	0,00007777	0,90227	0,89345
MODAL	Mode	20	0,018162	6,108E-08	9,146E-07	0,90227	0,89345
MODAL	Mode	21	0,018021	4,342E-08	0,00004824	0,90227	0,8935
MODAL	Mode	22	0,016771	0,00404	0,00018	0,90631	0,89368
MODAL	Mode	23	0,016661	0,00012	0,00111	0,90643	0,89479
MODAL	Mode	24	0,016608	0,00004419	0,00041	0,90648	0,8952
MODAL	Mode	25	0,016446	0,00977	0,00002316	0,91625	0,89523
MODAL	Mode	26	0,016045	0,000006296	0,01777	0,91626	0,91299
MODAL	Mode	27	0,015507	0,00278	0,00012	0,91903	0,91311
MODAL	Mode	28	0,014833	0,000004187	0,00014	0,91904	0,91326
MODAL	Mode	29	0,014661	0,0000865	0,00044	0,91913	0,9137
MODAL	Mode	30	0,013805	0,000002287	9,981E-07	0,91913	0,9137

Πίνακας 11 Ιδιοσυχνότητες και ποσοστά συμμετοχής μαζών για ενισχυμένη τοιχοποιία και οριζόντια μεταλλικά διαφράγματα

7.2 Σενάριο Α-Οριζόντια διαφράγματα

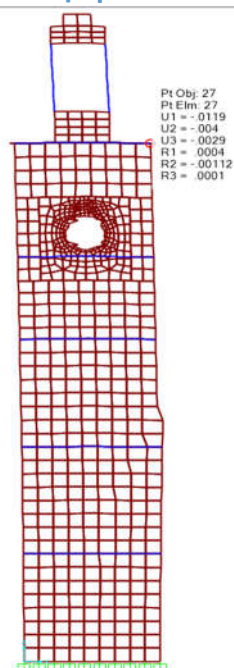
7.2.1 Ιδιομορφική ανάλυση

7.2.2 Δυνάμεις στη βάση της κατασκευής

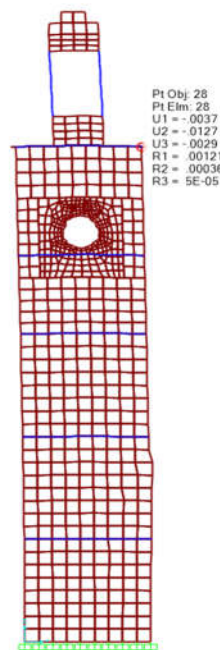
Base Reactions							
OutputCase	StepType	GlobalFX	GlobalFY	GlobalFZ	GlobalMX	GlobalMY	GlobalMZ
Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
DEAD		0.00	0.00	3963.81	321.28	100.69	0.00
Ex	Max	1030.19	4.26	6.46	50.14	12860.38	101.87
Ey	Max	4.26	1012.41	12.97	12734.95	49.74	50.99
G+Ex+0.3Ey	Max	1031.47	307.99	3974.16	4191.90	12975.99	117.17
G+Ex+0.3Ey	Min	-1031.47	-307.99	3953.45	-3549.34	12774.61	-117.17
G+0.3Ex+Ey	Max	313.32	1013.69	3978.72	13071.26	4008.54	81.55
G+0.3Ex+Ey	Min	-313.32	-1013.69	3948.90	-12428.71	-3807.16	-81.55

Πίνακας 12 Δυνάμεις και ροπές στη βάση της κατασκευής για διαγράμματα και ενέματα

7.2.3 Γραφική απεικόνιση μετακινήσεων και τάσεων του φορέα

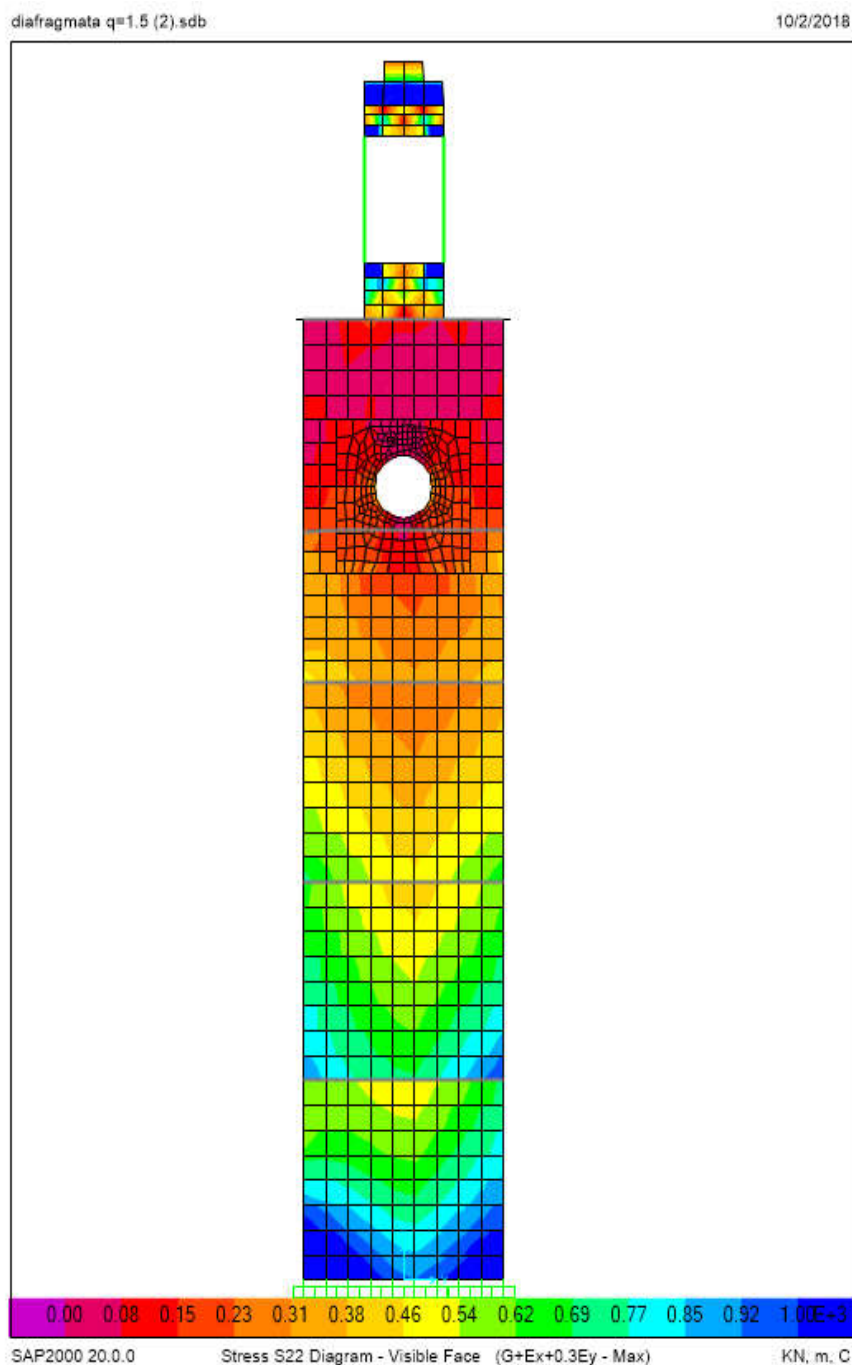


Εικόνα 73 Μετακινήσεις κάτω από τον φανό G+Ex+0,3EY – Ενέματα, Αρμολόγημα

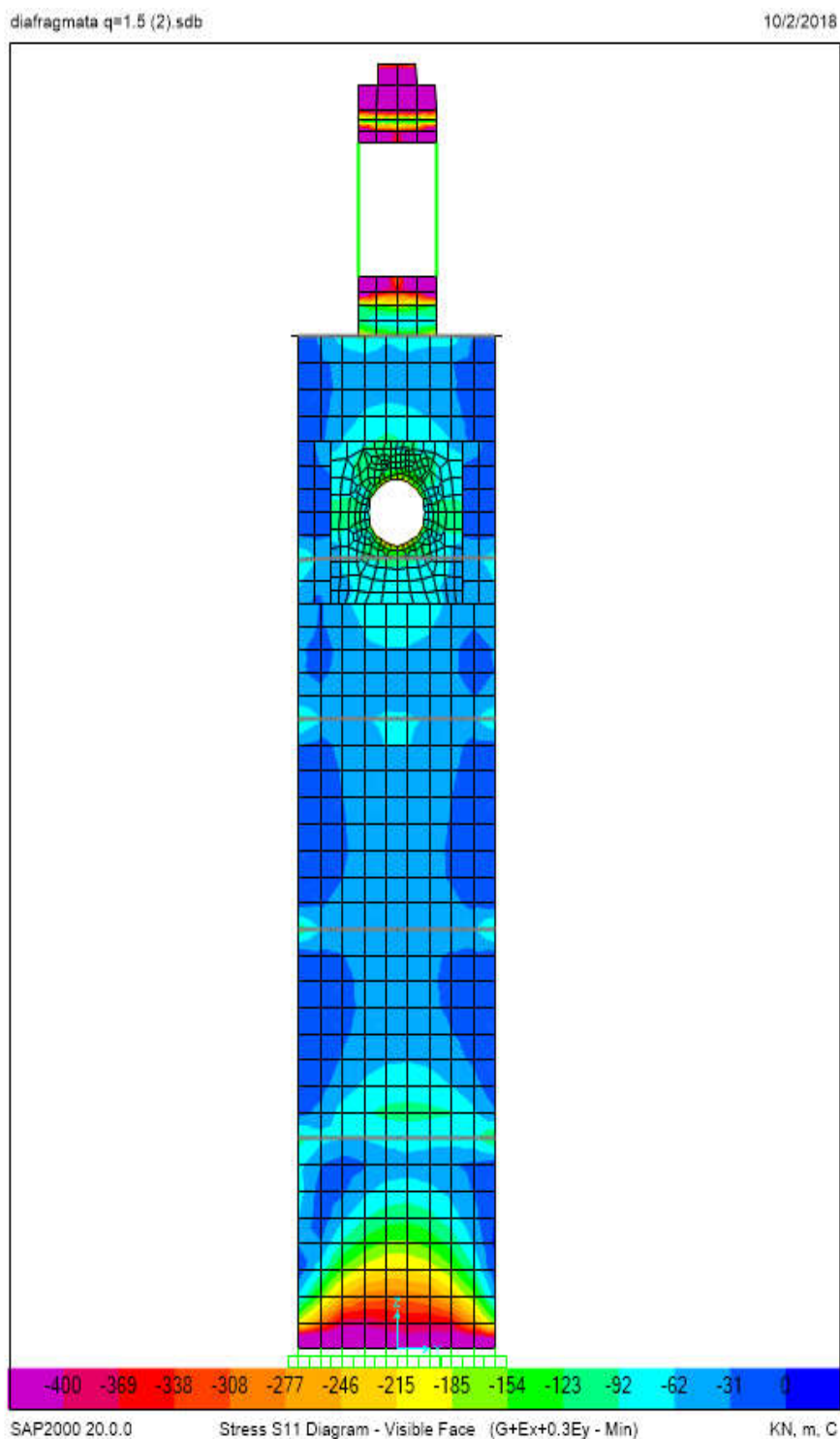


Εικόνα 74 Μετακινήσεις κάτω από τον φανό G+0,3Ex+EY – Ενέματα, Αρμολόγημα

Ενδεικτική γραφική αναπαράσταση των αναπτυσσόμενων τάσεων στις όψεις του κτιρίου:



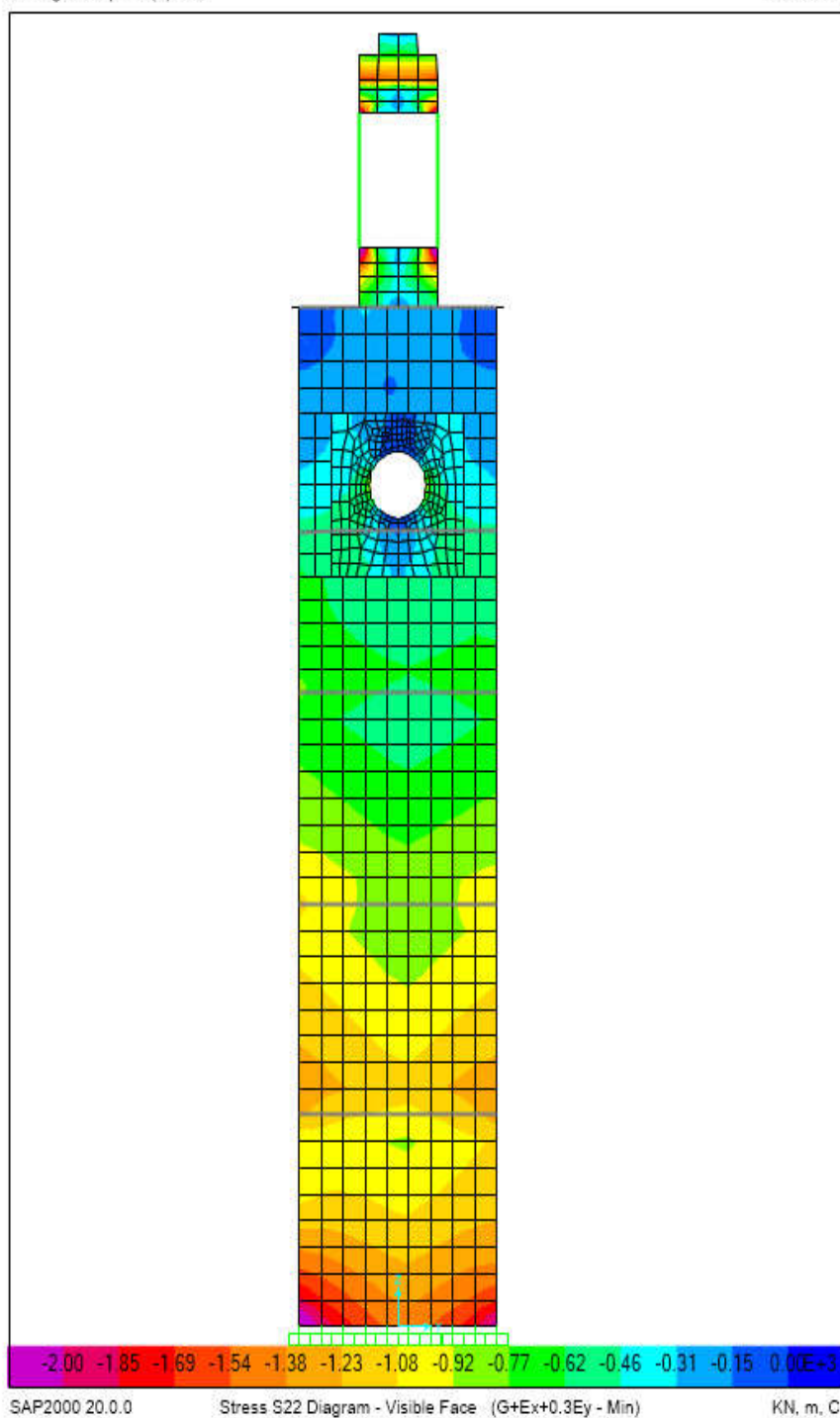
Εικόνα 75 Μέγιστες κατακόρυφες ορθές τάσεις S22 στο επίπεδο YZ



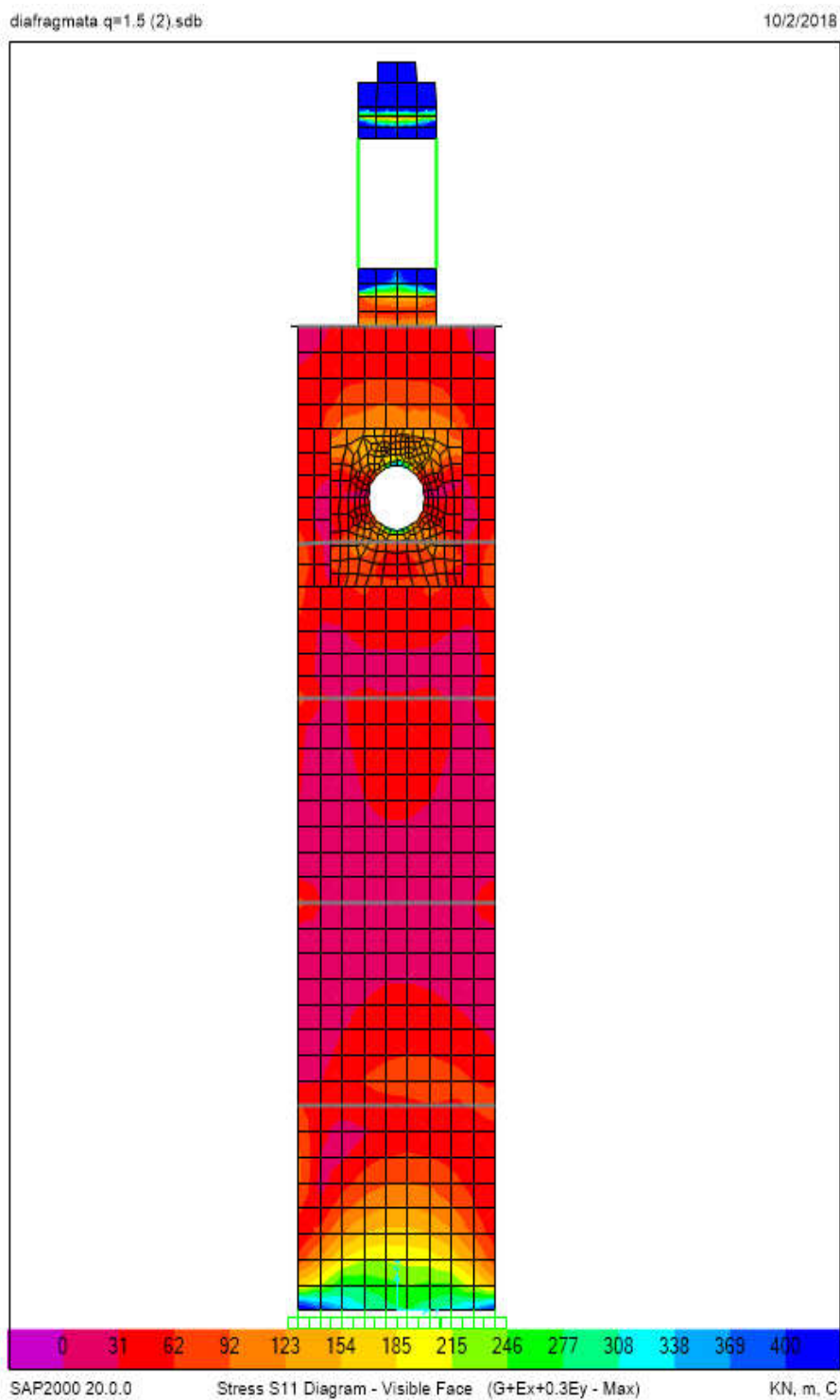
Εικόνα 76 Ελάχιστες οριζόντιες ορθές τάσεις S11 στο επίπεδο YZ

diafragmata q=1.5 (2).sdb

10/2/2018



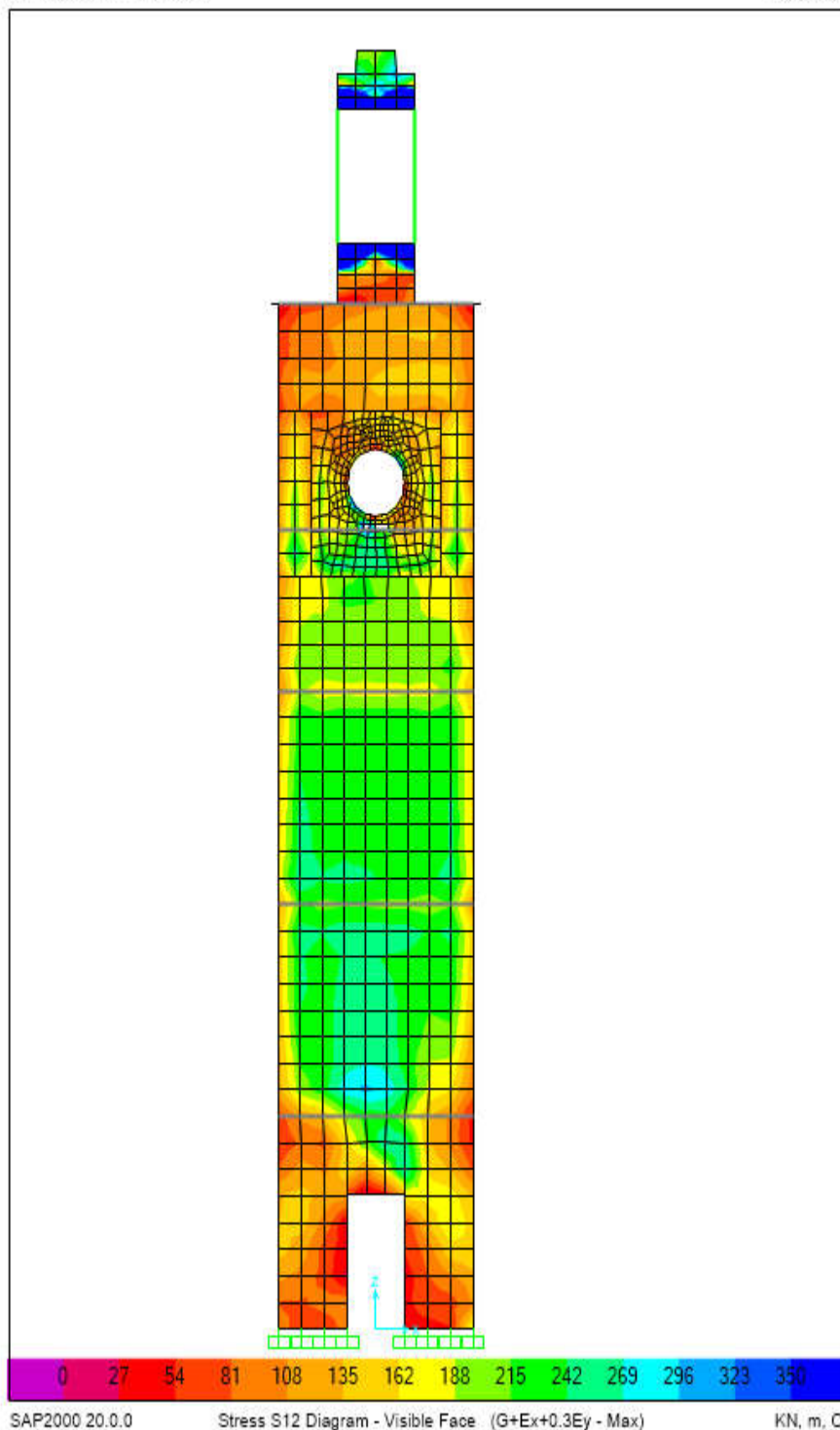
Εικόνα 77 Ελάχιστες κατακόρυφες ορθές τάσεις S22 στο επίπεδο YZ



Εικόνα 78 Μέγιστες οριζόντιες ορθές τάσεις S11 στο επίπεδο YZ

diafragmata q=1.5 (2).sdb

10/2/2018



Εικόνα 79 Μέγιστες διατμητικές τάσεις S12 στο επίπεδο XZ

7.3 Σενάριο Β-Εσωσκελέτος

7.3.1 Ιδιομορφική ανάλυση

Modal Participating Mass Ratios							
OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	SumUX	SumUY
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	0,227832	0,00021	0,52216	0,00021	0,52216
MODAL	Mode	2	0,222834	0,5271	0,00021	0,52731	0,52236
MODAL	Mode	3	0,102281	0,00002387	0,000008118	0,52734	0,52237
MODAL	Mode	4	0,085312	0,11775	0,00075	0,64509	0,52312
MODAL	Mode	5	0,084717	0,00082	0,10818	0,64591	0,6313
MODAL	Mode	6	0,06314	0,00033	0,00007982	0,64624	0,63138
MODAL	Mode	7	0,04683	0,17735	0,000007376	0,82358	0,63139
MODAL	Mode	8	0,044997	0,000006684	0,17493	0,82359	0,80632
MODAL	Mode	9	0,036806	5,371E-07	0,00002809	0,82359	0,80635
MODAL	Mode	10	0,025443	0,0471	0,00000508	0,87069	0,80635
MODAL	Mode	11	0,023912	0,01763	0,01851	0,88832	0,82486
MODAL	Mode	12	0,023794	0,00545	0,05646	0,89376	0,88132
MODAL	Mode	13	0,019803	0,00001178	0,00004355	0,89378	0,88136
MODAL	Mode	14	0,01882	0,000009975	7,446E-07	0,89379	0,88136
MODAL	Mode	15	0,018788	0,00000125	0,000004031	0,89379	0,88136
MODAL	Mode	16	0,017737	0,01527	0,00001578	0,90906	0,88138
MODAL	Mode	17	0,017311	0,00002992	0,01948	0,90909	0,90086
MODAL	Mode	18	0,017188	0,0003	0,00015	0,90939	0,90101
MODAL	Mode	19	0,016813	0,00001732	0,00002306	0,90941	0,90103
MODAL	Mode	20	0,015953	0,00002515	0,00001068	0,90943	0,90104
MODAL	Mode	21	0,015517	0,00856	0,0004	0,91799	0,90144
MODAL	Mode	22	0,015386	0,001	0,00234	0,91899	0,90379
MODAL	Mode	23	0,015057	0,00386	0,00613	0,92285	0,90992
MODAL	Mode	24	0,015001	0,00207	0,01032	0,92492	0,92025
MODAL	Mode	25	0,014387	0,00039	0,00005518	0,92531	0,9203
MODAL	Mode	26	0,014132	0,00001398	0,0004	0,92533	0,9207
MODAL	Mode	27	0,013585	0,0000986	0,000001139	0,92543	0,92071
MODAL	Mode	28	0,013566	0,00063	5,495E-08	0,92606	0,92071
MODAL	Mode	29	0,01272	0,0062	0,00105	0,93226	0,92175
MODAL	Mode	30	0,012704	0,00031	0,00002786	0,93257	0,92178

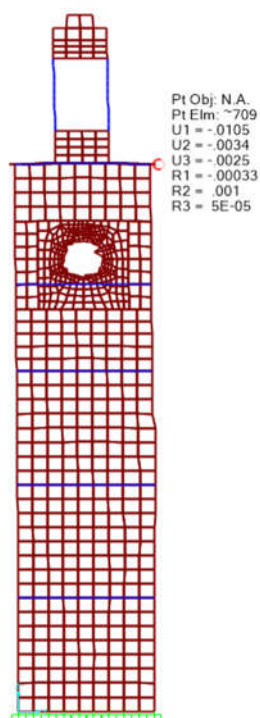
Πίνακας 13 Ιδιοσυχνότητες και ποσοστά συμμετοχής μαζών για ενισχυμένη τοιχοποιία και οριζόντια μεταλλικά διαφράγματα

7.3.2 Δυνάμεις στη βάση της κατασκευής

Base Reactions							
OutputCase	StepType	GlobalFX	GlobalFY	GlobalFZ	GlobalMX	GlobalMY	GlobalMZ
Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
DEAD		0.00	0.00	4141.96	315.98	112.45	0.00
Ex	Max	1074.28	6.66	5.51	83.00	13381.71	95.53
Ey	Max	6.66	1061.99	6.39	13300.70	82.67	53.61
G+Ex+0.3Ey	Max	1076.28	325.26	4149.38	4389.19	13518.96	111.62
G+Ex+0.3Ey	Min	-1076.28	-325.26	4134.53	-3757.23	13294.06	-111.62
G+0.3Ex+Ey	Max	328.95	1063.99	4150.00	13641.59	4209.64	82.27
G+0.3Ex+Ey	Min	-328.95	-1063.99	4133.92	-13009.62	-3984.73	-82.27

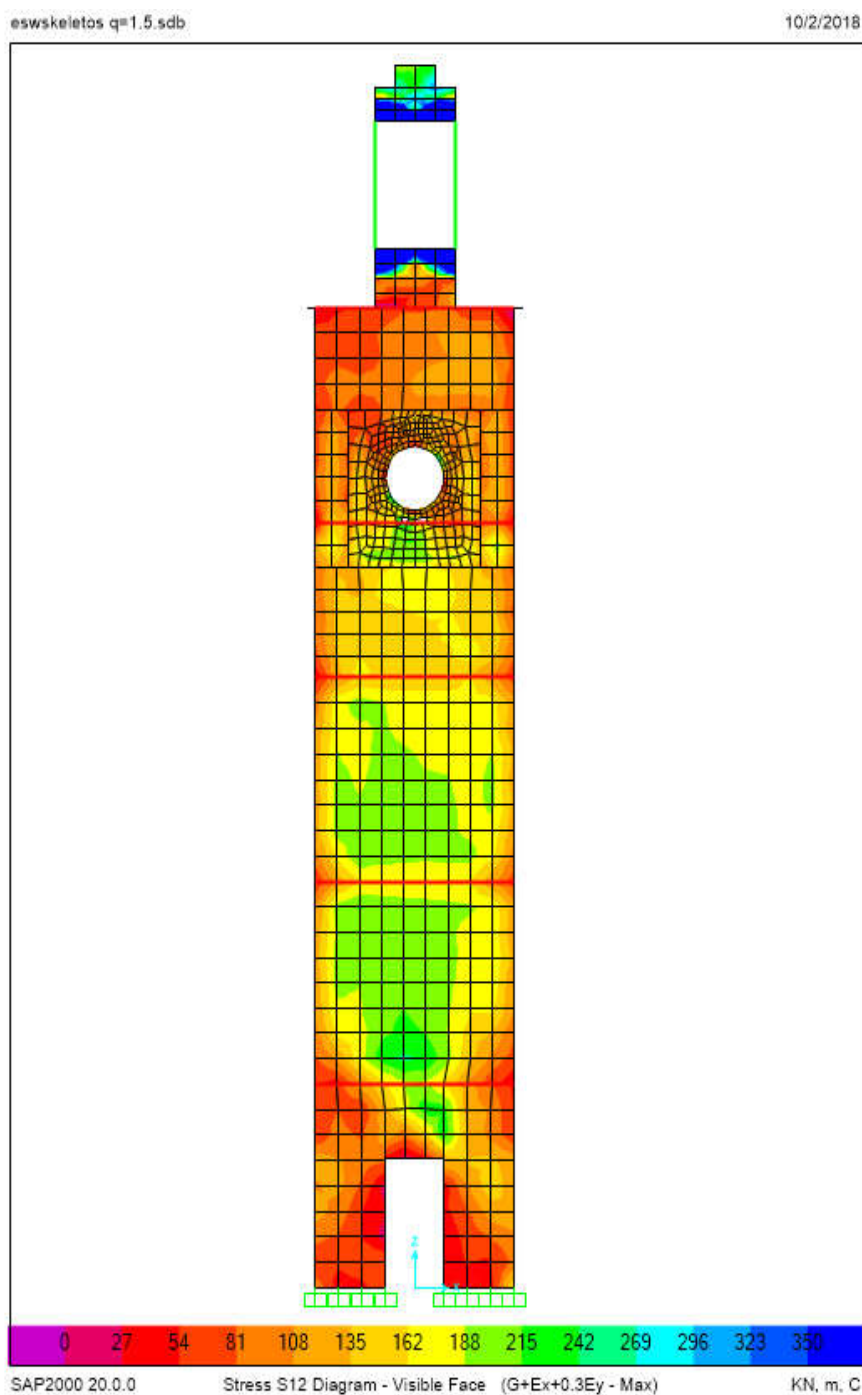
Πίνακας 14 Δυνάμεις και ροπές στη βάση της κατασκευής για εσωσκελετό και ενέματα

7.3.3 Γραφική απεικόνιση μετακινήσεων και τάσεων του φορέα



Εικόνα 80 Μετακινήσεις κάτω από τον φανό G+Ex+0,3EY – Εσωσκελετός

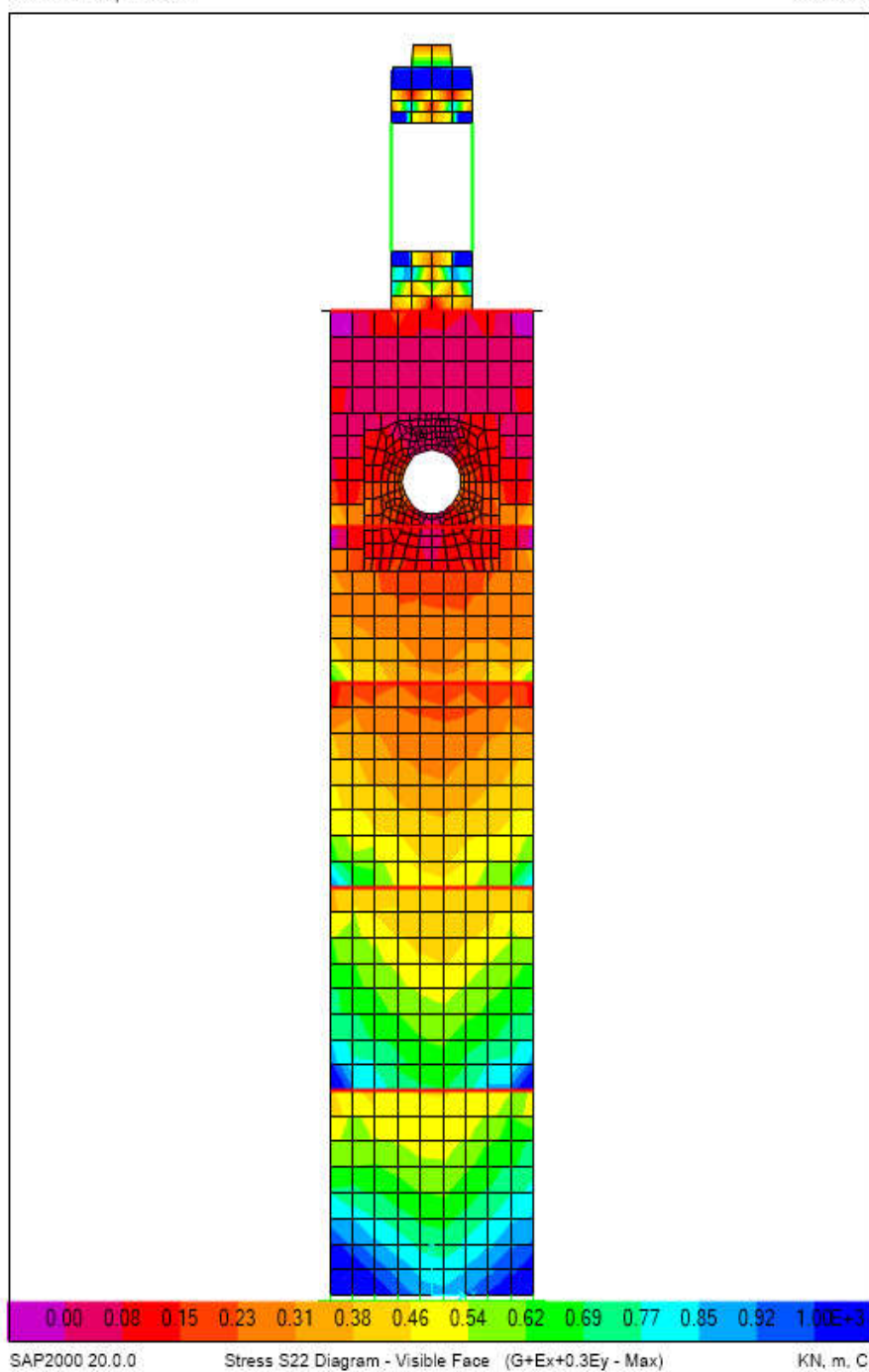
Ενδεικτική γραφική αναπαράσταση των αναπτυσσόμενων τάσεων στις όψεις του κτιρίου:



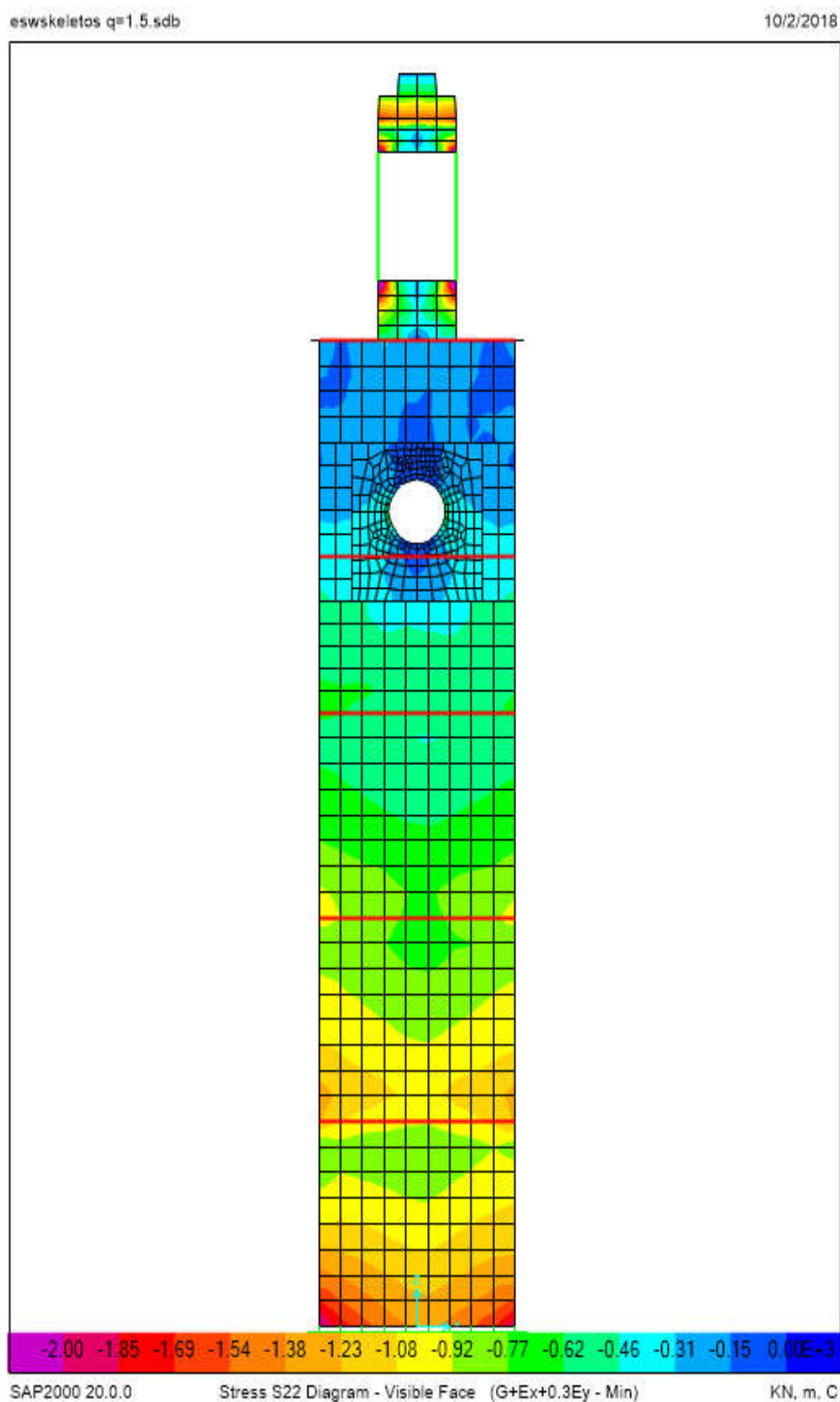
Εικόνα 81 Μέγιστες διατμητικές τάσεις S12 στο επίπεδο XZ (KPa)

eswskeleton q=1.5.sdb

10/2/2018



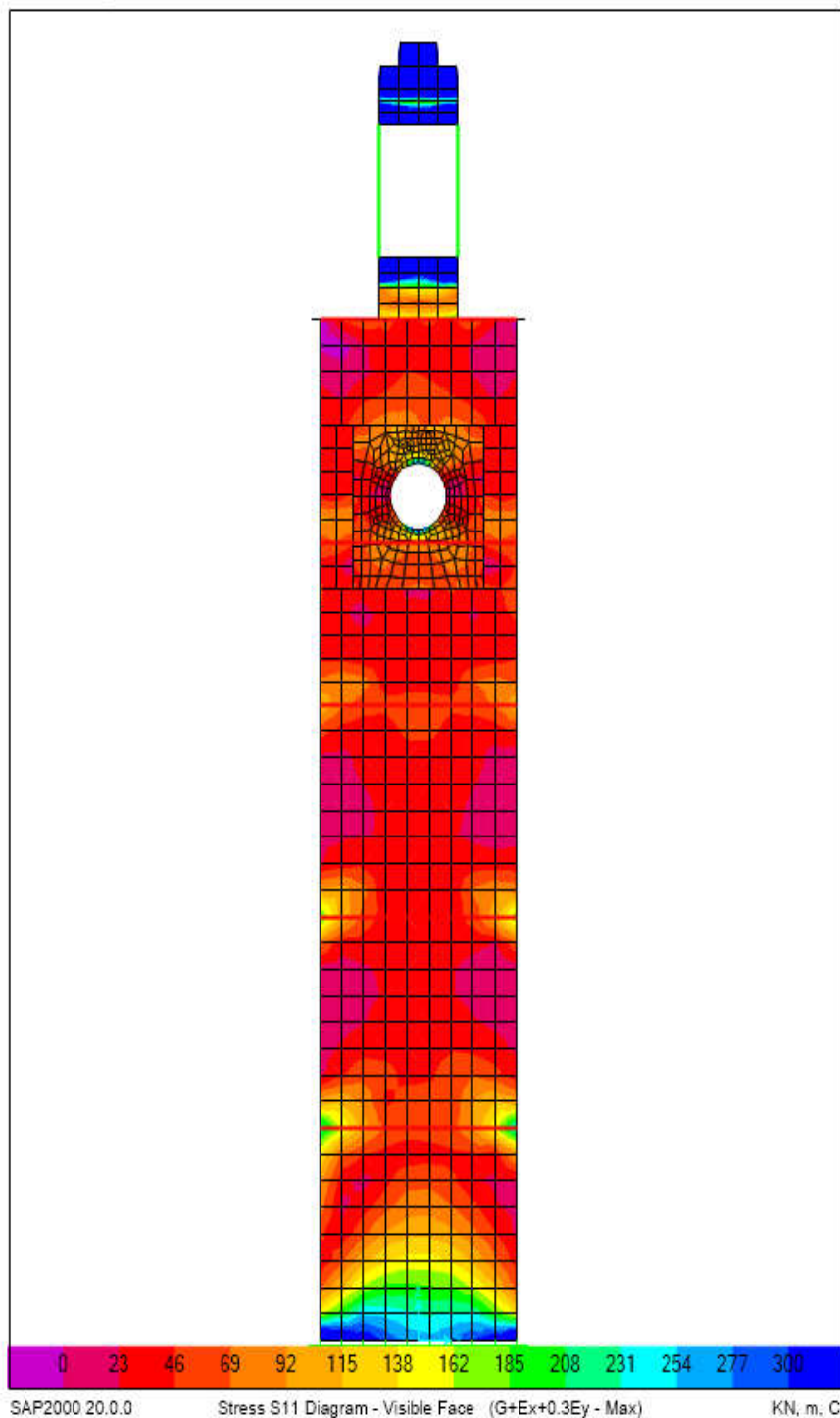
Εικόνα 82 Μέγιστες κατακόρυφες ορθές τάσεις S22 στο επίπεδο YZ(MPa)



Εικόνα 83 Ελάχιστες κατακόρυφες ορθές τάσεις S22 στο επίπεδο YZ (MPa)

eswskeletons q=1.5.sdb

10/2/2018



Εικόνα 84 Μέγιστες οριζόντιες ορθές τάσεις S11 στο επίπεδο YZ(KPa)

7.4 Σενάριο Γ-Οριζόντια διαφράγματα και κάθετα ελλάσματα

7.4.1 Ιδιομορφική ανάλυση

Modal Participating Mass Ratios						
OutputCase	StepNum	Period	UX	UY	SumUX	SumUY
Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	1	0.23529	0.00008	0.52050	0.00008	0.52050
MODAL	2	0.22936	0.52751	0.00008	0.52758	0.52058
MODAL	3	0.10266	0.00003	0.00001	0.52761	0.52059
MODAL	4	0.08600	0.12257	0.00059	0.65019	0.52118
MODAL	5	0.08519	0.00065	0.11222	0.65083	0.63340
MODAL	6	0.06450	0.00018	0.00008	0.65101	0.63348
MODAL	7	0.04870	0.16994	0.00000	0.82096	0.63348
MODAL	8	0.04663	0.00000	0.17071	0.82096	0.80419
MODAL	9	0.03913	0.00000	0.00007	0.82096	0.80426
MODAL	10	0.02853	0.00081	0.00014	0.82177	0.80439
MODAL	11	0.02628	0.05343	0.00000	0.87520	0.80440
MODAL	12	0.02457	0.00038	0.07176	0.87558	0.87615
MODAL	13	0.02437	0.01447	0.00177	0.89005	0.87792
MODAL	14	0.02139	0.00004	0.00001	0.89009	0.87793
MODAL	15	0.01879	0.00009	0.00001	0.89018	0.87794
MODAL	16	0.01877	0.00020	0.00000	0.89038	0.87794
MODAL	17	0.01850	0.01450	0.00000	0.90488	0.87794
MODAL	18	0.01821	0.00001	0.00006	0.90489	0.87800
MODAL	19	0.01816	0.00000	0.00001	0.90489	0.87802
MODAL	20	0.01803	0.00000	0.01717	0.90489	0.89518
MODAL	21	0.01794	0.00000	0.00148	0.90489	0.89667
MODAL	22	0.01644	0.00098	0.00019	0.90588	0.89686
MODAL	23	0.01633	0.00017	0.00089	0.90605	0.89775
MODAL	24	0.01607	0.01311	0.00000	0.91916	0.89775
MODAL	25	0.01598	0.00004	0.00044	0.91919	0.89819
MODAL	26	0.01565	0.00003	0.01699	0.91923	0.91518
MODAL	27	0.01522	0.00265	0.00020	0.92187	0.91537
MODAL	28	0.01482	0.00000	0.00011	0.92187	0.91549
MODAL	29	0.01452	0.00008	0.00074	0.92196	0.91622
MODAL	30	0.01326	0.00015	0.00003	0.92211	0.91625

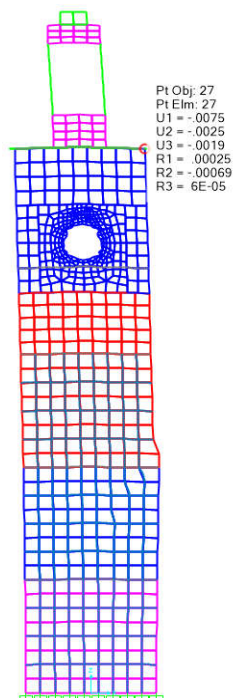
Πίνακας 15 Ιδιοσυχνότητες και ποσοστά συμμετοχής μαζών για ενισχυμένη τοιχοποιία και οριζόντια μεταλλικά διαφράγματα

7.4.2 Δυνάμεις στη βάση της κατασκευής

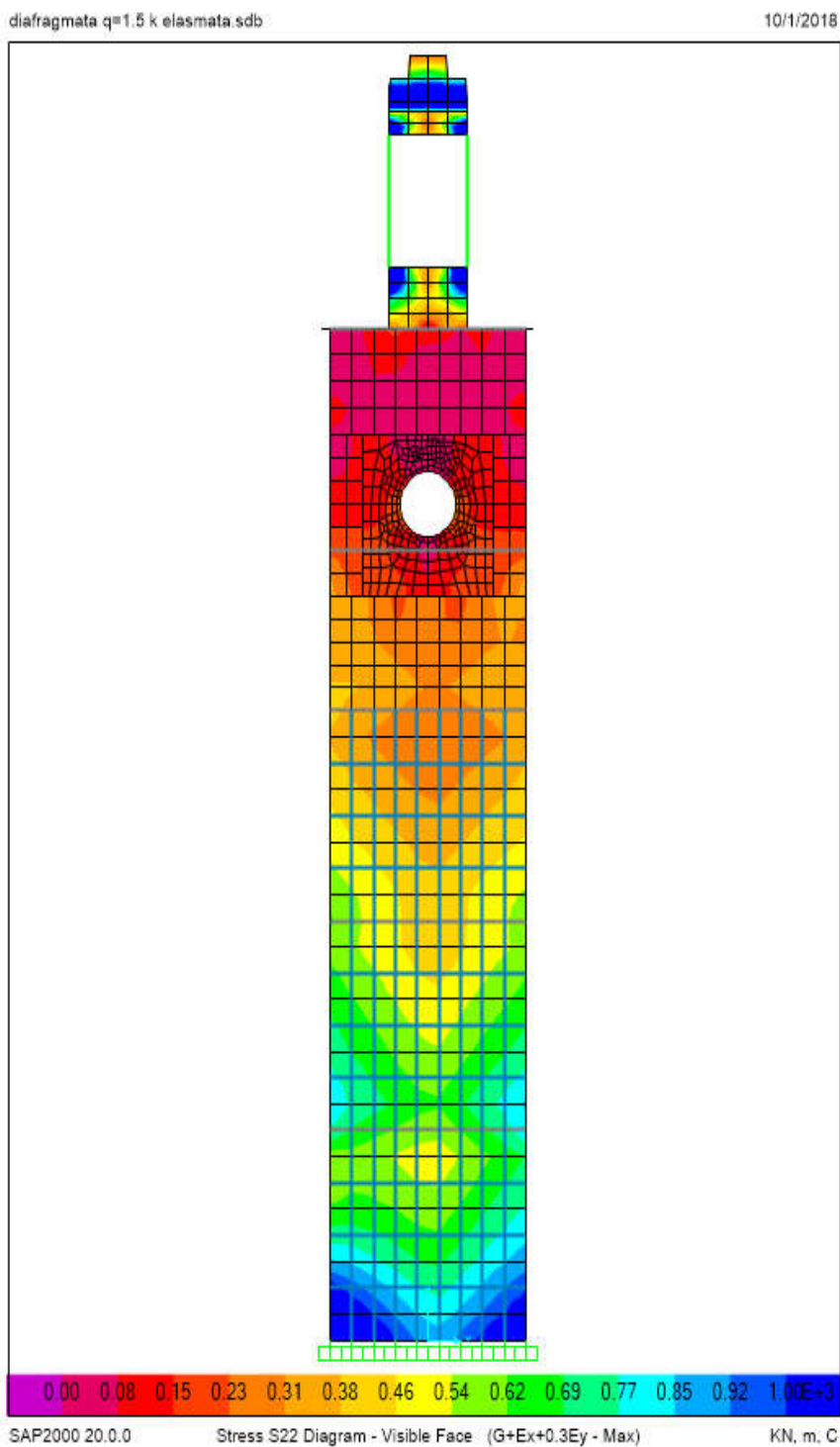
Base Reactions							
OutputCase	StepType	GlobalFX	GlobalFY	GlobalFZ	GlobalMX	GlobalMY	GlobalMZ
Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
DEAD		0.00	0.00	3984.66	321.69	100.70	0.00
Ex	Max	1032.38	4.42	6.10	53.08	12879.28	85.22
Ey	Max	4.42	1017.22	10.64	12772.53	52.78	51.14
G+Ex+0.3Ey	Max	1033.70	309.58	3993.95	4206.53	12995.81	100.56
G+Ex+0.3Ey	Min	-1033.70	-309.58	3975.37	-3563.15	12794.41	-100.56
G+0.3Ex+Ey	Max	314.13	1018.54	3997.13	13110.15	4017.26	76.70
G+0.3Ex+Ey	Min	-314.13	-1018.54	3972.19	-12466.76	-3815.86	-76.70

Πίνακας 16 Δυνάμεις και ροπές στη βάση της κατασκευής για διαφράγματα και ελάσματα

7.4.3 Γραφική απεικόνιση μετακινήσεων και τάσεων του φορέα



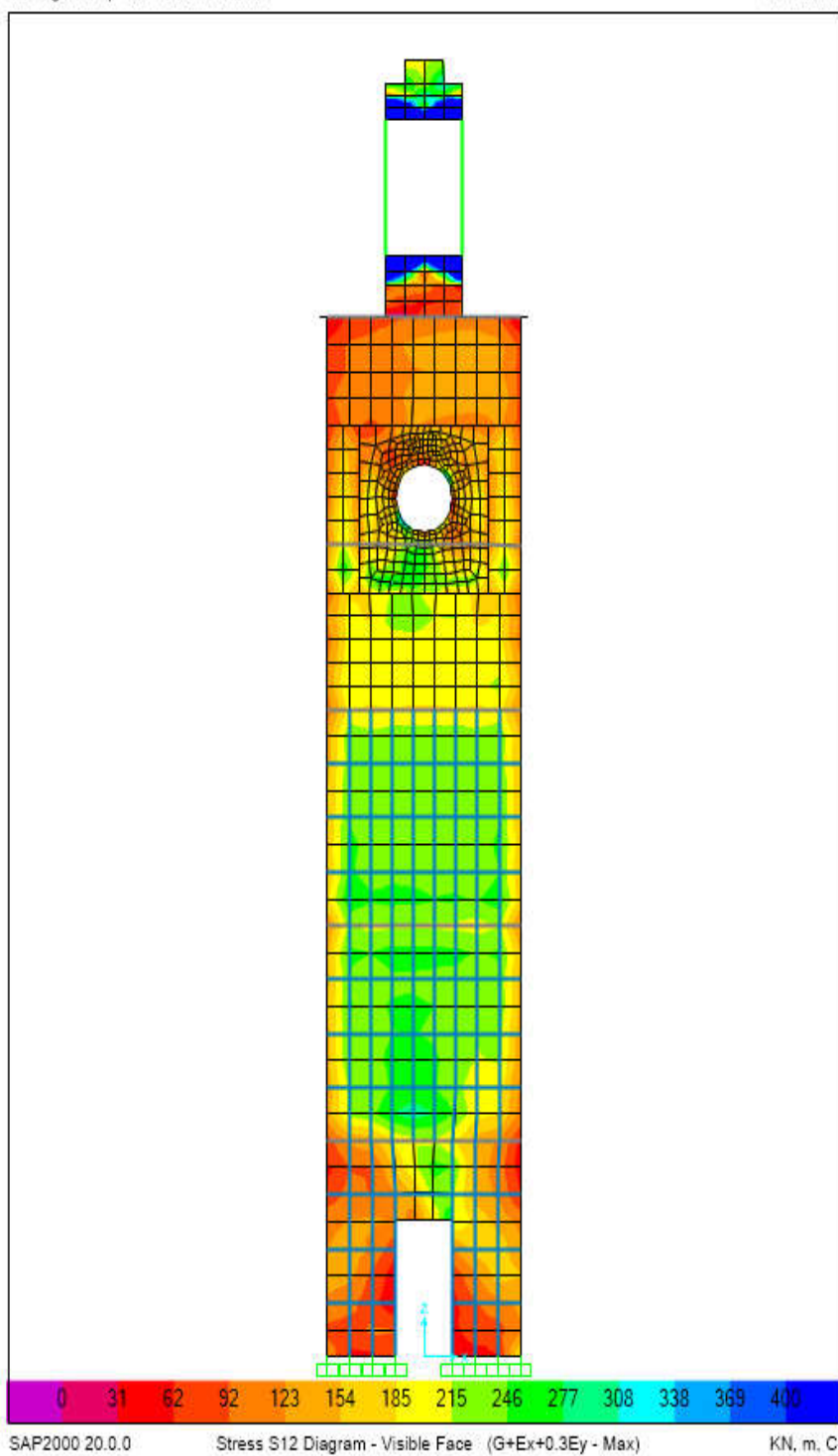
Εικόνα 85 Μετακινήσεις κάτω από τον φανό G+Ex+0,3EY – Ελάσματα



Εικόνα 86 Μέγιστες κατακόρυφες ορθές τάσεις S22 στο επίπεδο YZ (MPa)

diafragmata q=1,5 k elasmata.sdb

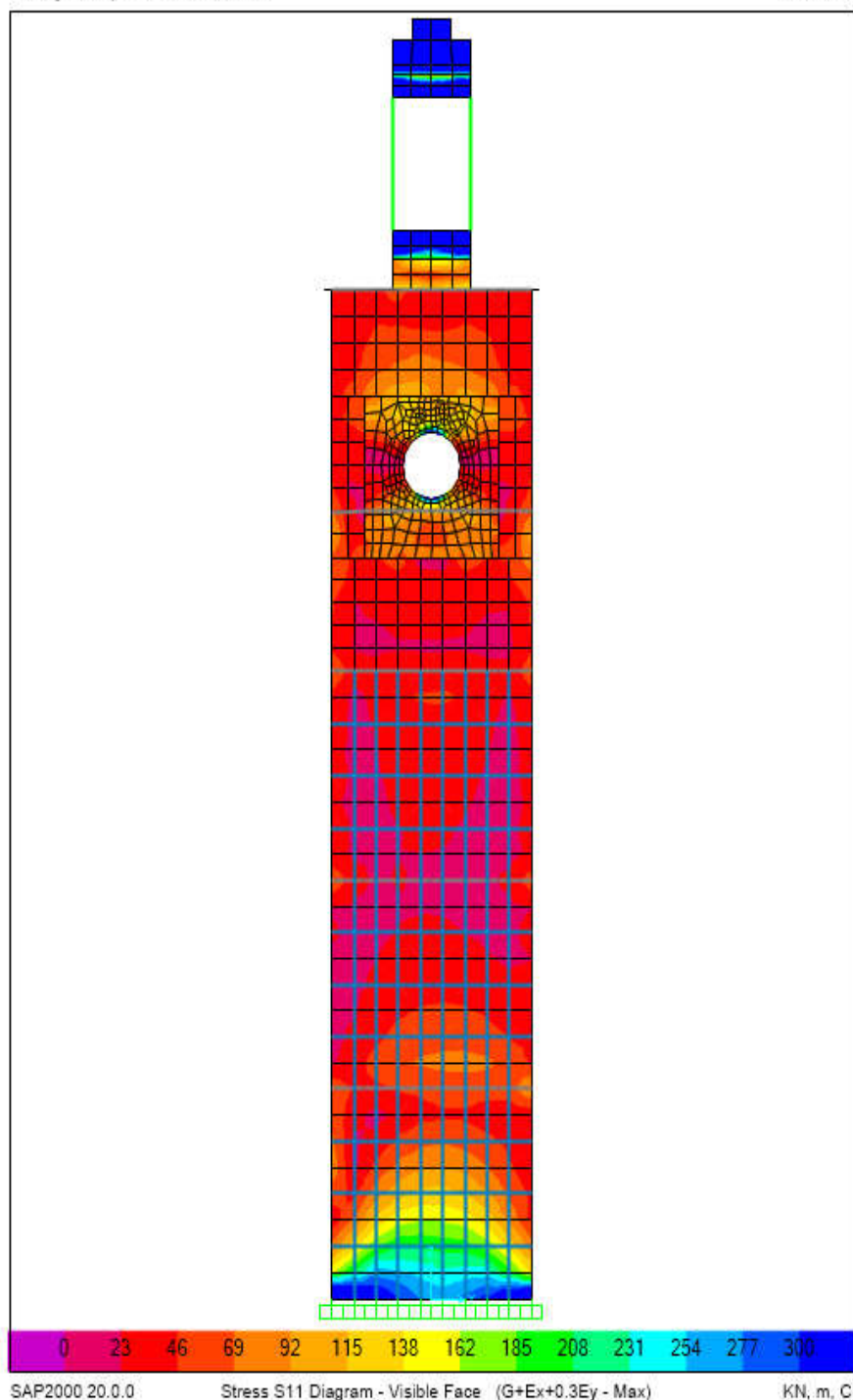
10/1/2018



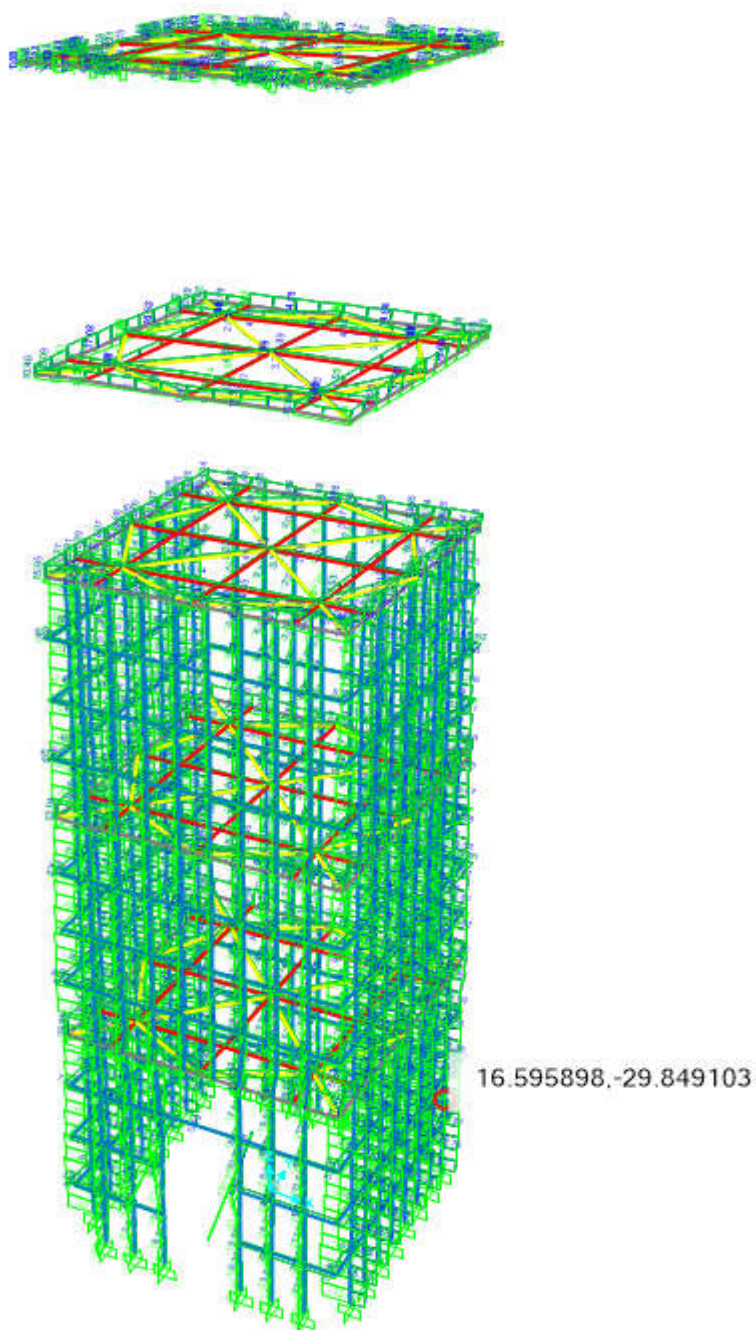
Εικόνα 87 Μέγιστες διατμητικές τάσεις S12 στο επίπεδο XZ (KPa)

diafragma q=1.5 k elasmata.sdb

10/1/2018



Εικόνα 88 Μέγιστες ορθές τάσεις S11 στο επίπεδο YZ (Κρα)



Εικόνα 89 Αξονικές δυνάμεις στα ελάσματα σε KN

7.5 Συγκεντρωτικά

Μέγιστες και ελάχιστες αναπτυσσόμενες τάσεις στα κατώτερα 3 μ του φορέα για όλες τις περιπτώσεις

Οι αναλυτικοί έλεγχοι περιορίστηκαν στα κατώτερα 3 μέτρα του φορέα (δυσμενέστερο τμήμα) διενεργήθηκαν σε υπολογιστικά φύλλα για το μέσο της τάσης που εμφανίζεται σε κάθε πεπερασμένο στοιχείο (ημι-άθροισμα άνω και κάτω παρειάς), ο όγκος όμως των οποίων δεν μας επιτρέπει την παρουσίαση στην παρούσα εργασία παρά μόνο κάποιες ακραίες τιμές.

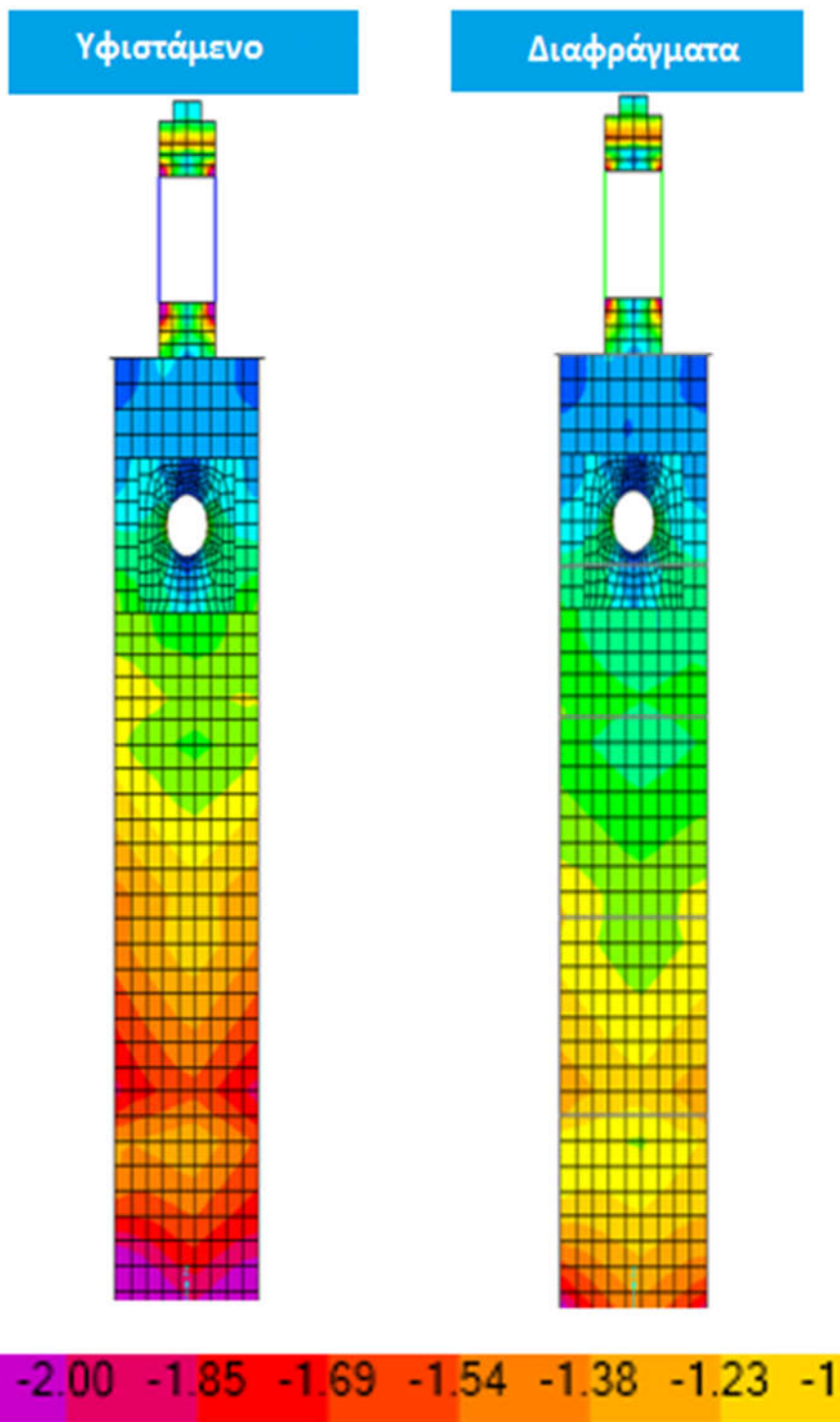
Οι έλεγχοι που εκπονήθηκαν είναι έλεγχος σε:

- Ορθή θλιπτική τάση
- Ορθή εφελκυστική τάση
- Διατμητική τάση

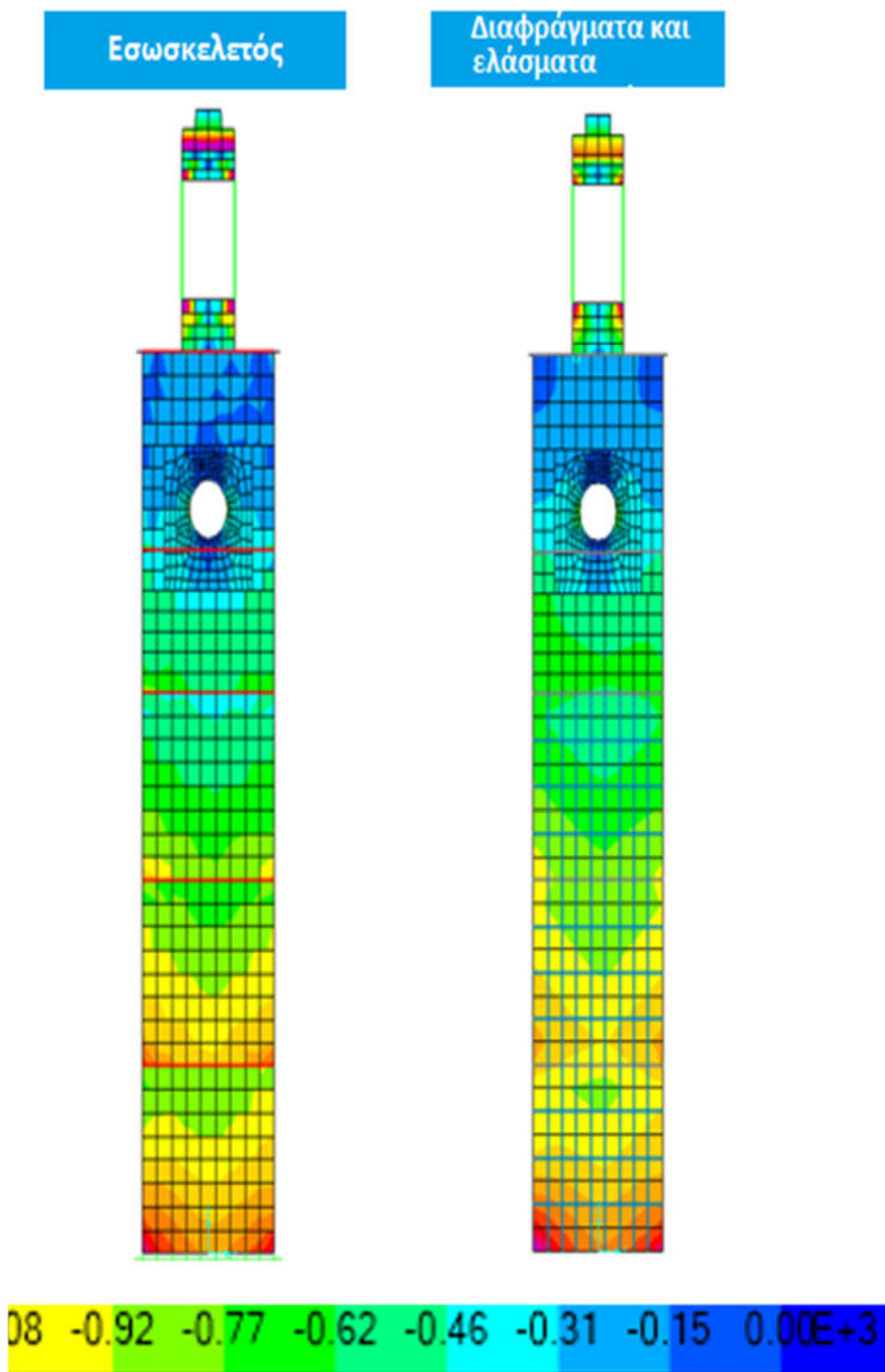
								Θλίψη	Διάτμηση	Εφελκυσμός
		S11	S22	S12	Fwc,d	fvk,k	fmt,d	Έλεγχος fwc	Έλεγχος fvk	Έλεγχος fmt
		KN/m2	KN/m2	KN/m2	N/mm2	N/mm2	N/mm2	N/mm2	N/mm2	N/mm2
Υφιστάμενο	max	543.265	1638.155	456.245	-1.35	0.000	0.175	-	Εφελκυσμός	9.361
	min	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	min	680.725	-2439.99	-455.65	-1.35	0.196	0.175	1.807	2.320	-
Διαφράγματα	max	533.205	1632.55	447.61	-2.64	0.000	0.175	-	Εφελκυσμός	9.329
	min	-681.77	-2447.86	-445.23	-2.64	0.196	0.175	0.927	2.270	-
Εσωσκελετός	max	457.54	1512.15	364.19	-2.64	0.000	0.175	-	Εφελκυσμός	8.641
	min	-607.36	-2118.19	363.165	-2.64	0.321	0.175	0.802	1.130	-
Ελάσματα	max	468.47	916.7	332.92	-	-	-	-	-	-
	min	-468.32	-1561.63	327.575	-	-	-	-	-	-

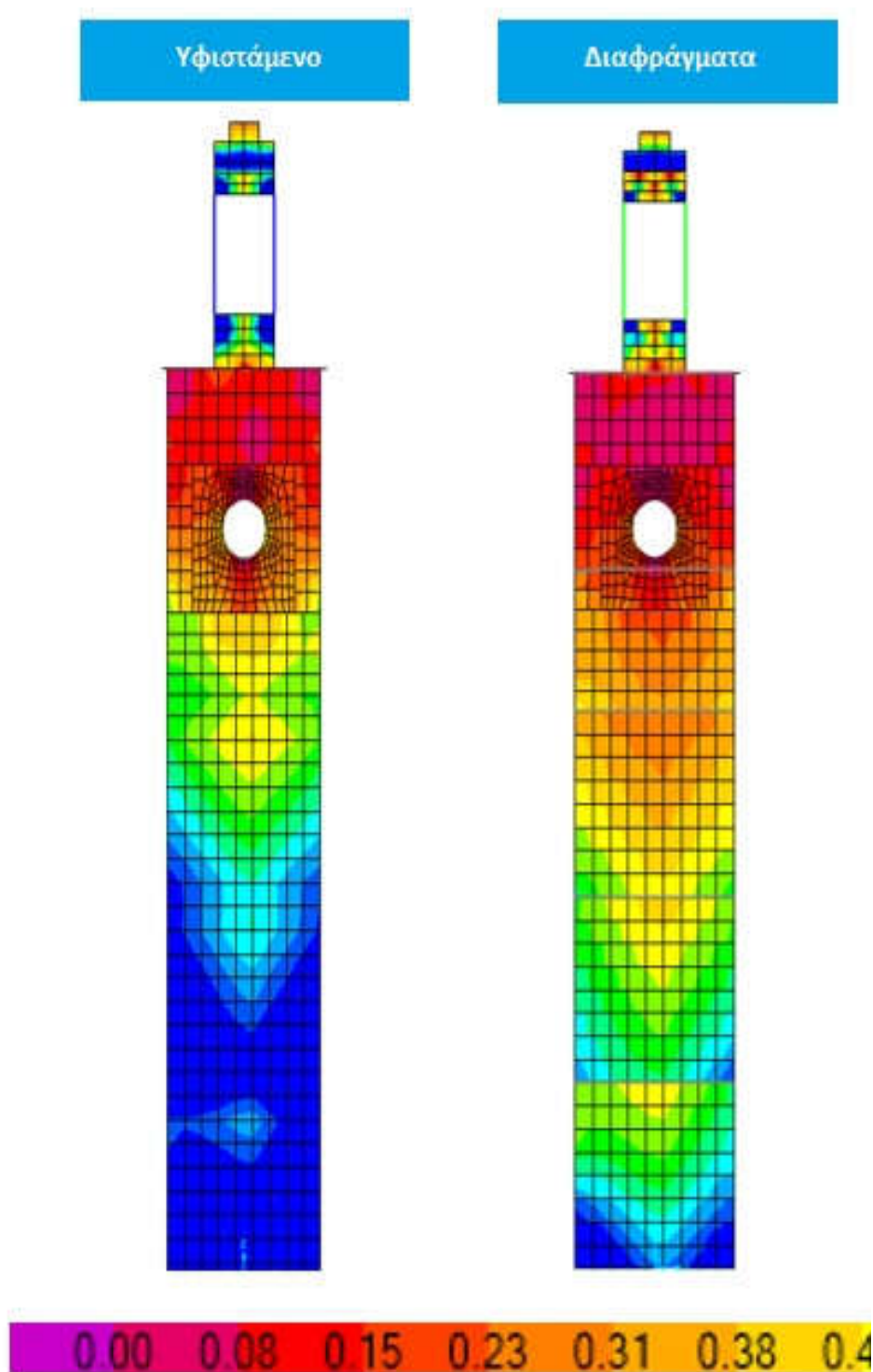
Πίνακας 17 Μέγιστες και ελάχιστες αναπτυσσόμενες τάσεις στα κατώτερα 3 μ του φορέα για όλες τις περιπτώσεις

Παρακάτω παρουσιάζονται συγκεντρωτικά και συγκριτικά πώς διαμορφώνονται οι τάσεις στο μοντέλο μας στο υφιστάμενο και μετά από κάθε επέμβαση.



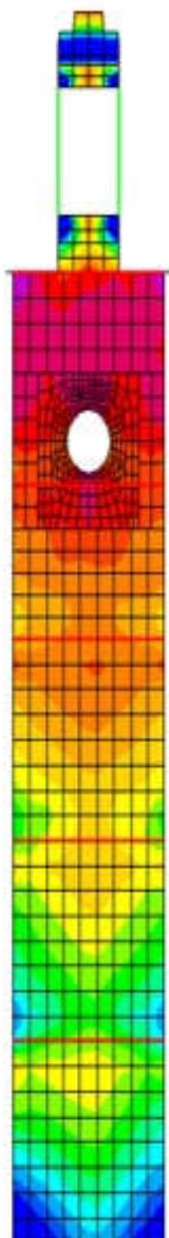
Εικόνα 90 Ελάχιστες κατακόρυφες θλιπτικές s22



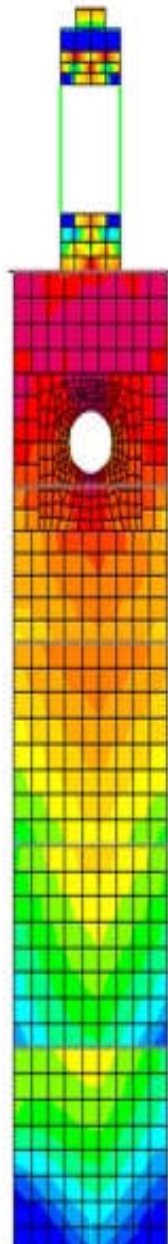


Εικόνα 91 Μέγιστες κατακόρυφες εφελκυστικές τάσεις S22

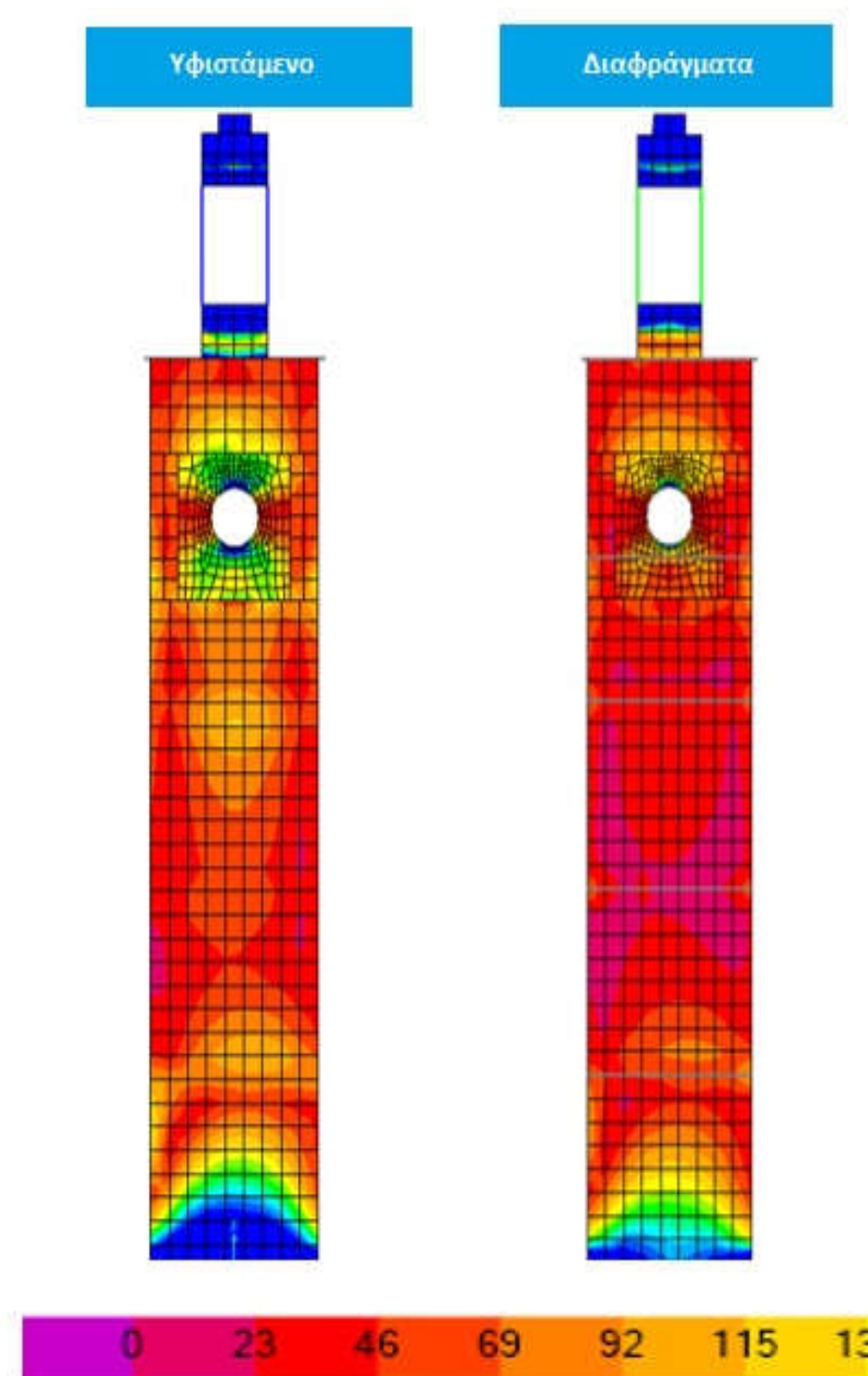
Εσωσκελετός



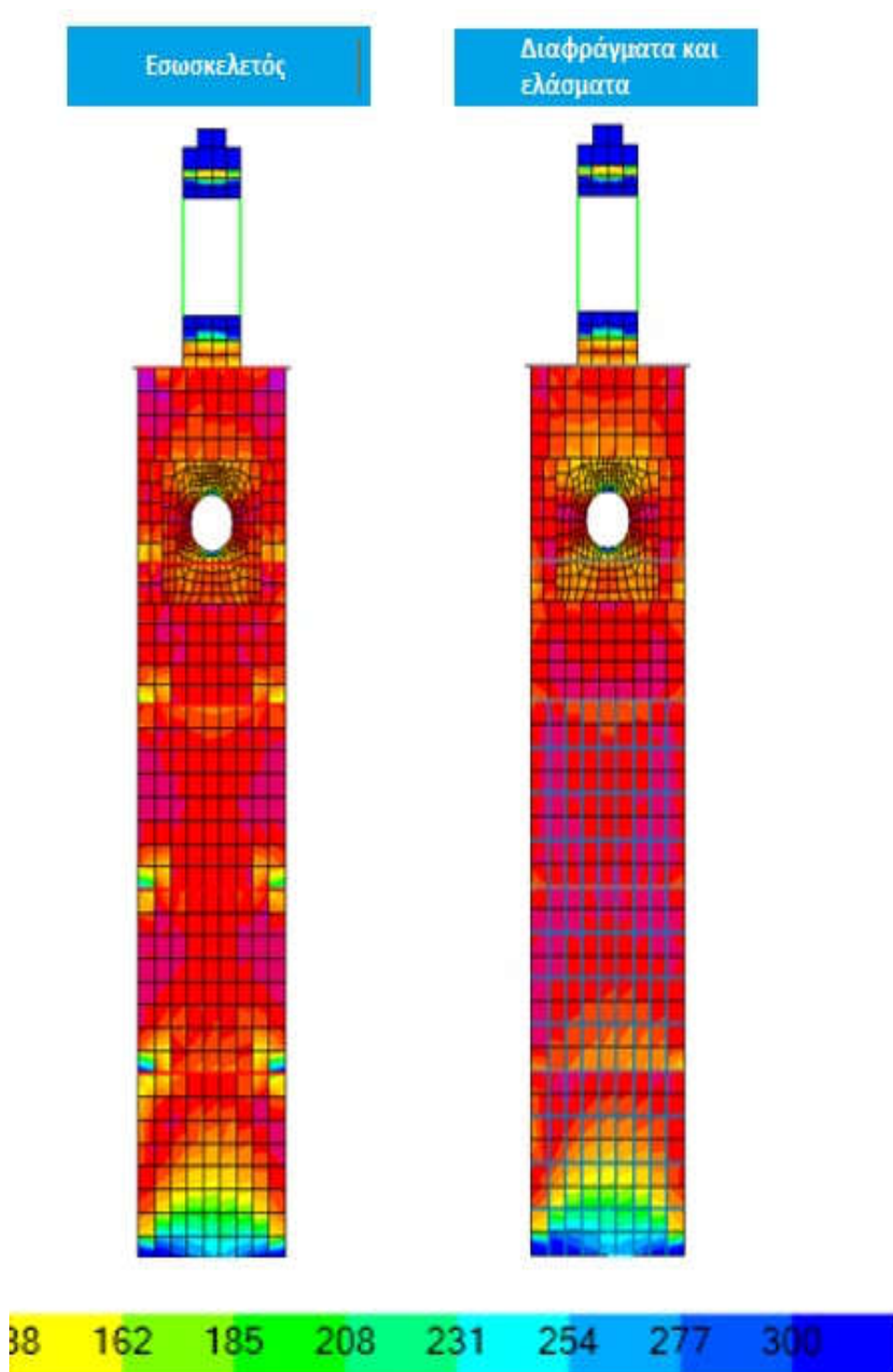
Διαφράγματα και ελάσματα

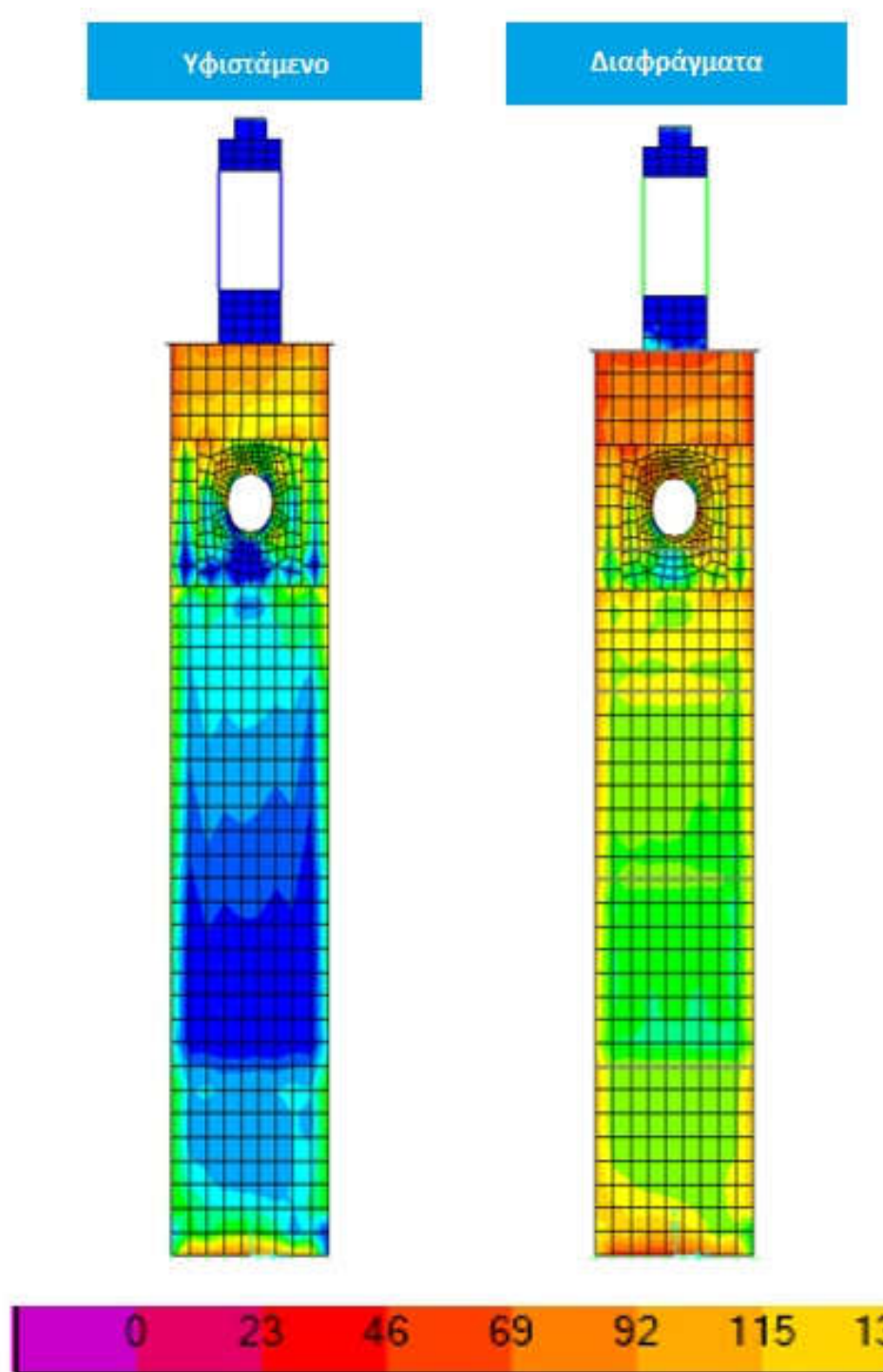


46 0.54 0.62 0.69 0.77 0.85 0.92 1.00E+3

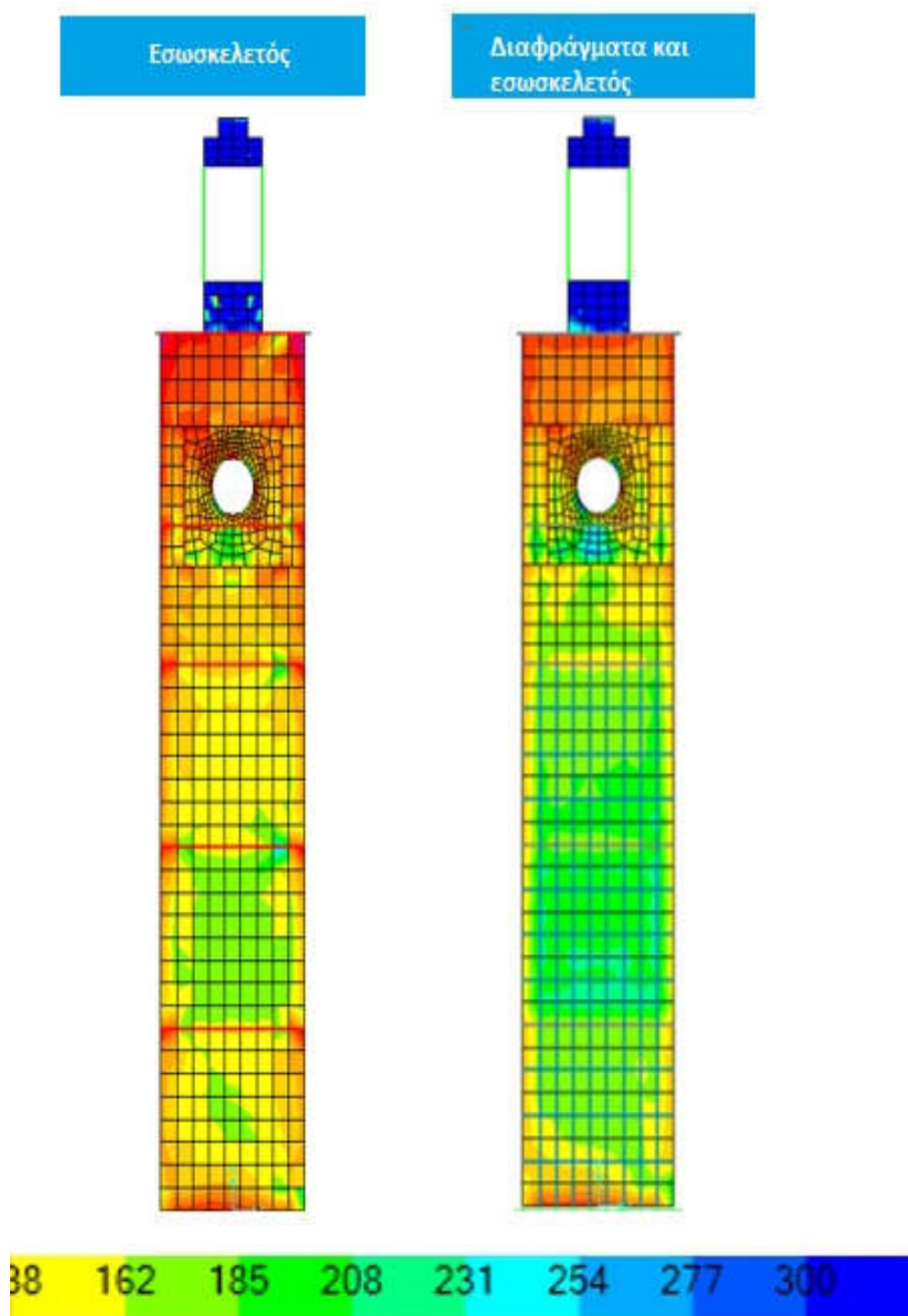


Εικόνα 92 Μέγιστες οριζόντιες εφελκυστικές τάσεις S_{11}



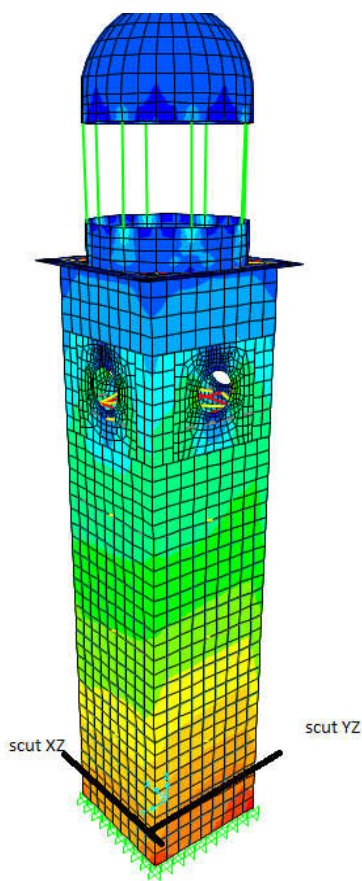


Εικόνα 93 Μέγιστες Διατμητικές τάσεις S12



7.5.1 Παρουσίαση εντατικών μεγεθών

Το λογισμικό SAP 2000 μας δίνει τη δυνατότητα μέσω της εντολής section cut παρουσίασης των εντατικών μεγεθών ενός στοιχείου σε οποιοδήποτε ύψος επιλεχθεί. Ενδεικτικά παρακάτω θα γίνει παρουσίαση των εντατικών μεγεθών για τους τοίχους του βορρά και της ανατολής σε ύψος 0,60μ από τη στάθμη έδρασης της κατασκευής. Λόγω της πυργοειδούς κατασκευής (συμπεριφορά προβόλου) η μεγαλύτερη καταπόνηση εμφανίζεται στη βάση της (0,00 έως 3,00μ.) οπότε το ύψος των 0,60μ. θα μας προσφέρει αντιπροσωπευτική εικόνα των εντατικών μεγεθών και για τα τρία σενάρια ενισχύσεων.



Εικόνα 94 Σημεία τομών για τον προσδιορισμό των εντατικών μεγεθών στο ύψος $Z=0,6\text{ m}$

Section Cut Forces - Analysis								
SectionCut	OutputCase	StepType	F1	F2	F3	M1	M2	M3
Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
SCUT XZ	DEAD		0.7	32.6	-910.9	-5.5	-15.7	-1.7
SCUT XZ	Ex	Max	381.1	0.8	12.3	1.4	1520.5	139.6
SCUT XZ	Ey	Max	7.7	146.4	2491.9	282.1	7.8	4.0
SCUT XZ	G+Ex+0.3Ey	Max	384.1	77.3	-151.0	80.5	1507.1	139.0
SCUT XZ	G+Ex+0.3Ey	Min	-382.7	-12.1	-1670.7	-91.6	-1538.5	-142.5
SCUT XZ	G+0.3Ex+Ey	Max	122.7	179.2	1584.7	277.0	448.2	44.2
SCUT XZ	G+0.3Ex+Ey	Min	-121.4	-114.0	-3406.5	-288.0	-479.6	-47.6
SCUT YZ	DEAD		-2.4	33.0	-1073.3	-12.3	-35.9	5.3
SCUT YZ	Ex	Max	16.2	207.4	2588.2	382.7	28.4	67.9
SCUT YZ	Ey	Max	381.0	11.0	210.0	4.5	1846.8	126.2
SCUT YZ	G+Ex+0.3Ey	Max	128.1	243.8	1577.9	371.7	546.6	111.0
SCUT YZ	G+Ex+0.3Ey	Min	-132.9	-177.7	-3724.5	-396.4	-618.3	-100.4
SCUT YZ	G+0.3Ex+Ey	Max	383.4	106.3	-86.8	107.0	1819.5	151.8
SCUT YZ	G+0.3Ex+Ey	Min	-388.3	-40.2	-2059.8	-131.6	-1891.2	-141.3

Πίνακας 18 Διαφράγματα - δυνάμεις και ροπές των τοίχων σε ύψος 0.6 m από τη στάθμη έδρασης.

Section Cut Forces - Analysis								
SectionCut	OutputCase	StepType	F1	F2	F3	M1	M2	M3
Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
SCUT XZ	DEAD		0.30	28.44	-801.20	-6.14	-8.01	-0.89
SCUT XZ	Ex	Max	339.29	1.26	19.60	1.64	1414.89	132.30
SCUT XZ	Ey	Max	5.21	143.19	2325.21	257.57	9.19	3.11
SCUT XZ	G+Ex+0.3Ey	Max	341.15	72.66	-84.04	72.77	1409.63	132.35
SCUT XZ	G+Ex+0.3Ey	Min	-340.56	-15.78	-1518.36	-85.06	-1425.66	-134.12
SCUT XZ	G+0.3Ex+Ey	Max	107.30	172.01	1529.89	251.92	425.64	41.92
SCUT XZ	G+0.3Ex+Ey	Min	-106.70	-115.13	-3132.29	-264.20	-441.67	-43.69
SCUT YZ	DEAD		-2.24	28.24	-916.10	-10.26	-21.45	5.47
SCUT YZ	Ex	Max	15.80	189.68	2413.14	340.89	27.38	48.15
SCUT YZ	Ey	Max	350.36	10.69	148.21	3.60	1691.35	117.91
SCUT YZ	G+Ex+0.3Ey	Max	118.67	221.13	1541.50	331.71	513.33	88.99
SCUT YZ	G+Ex+0.3Ey	Min	-123.15	-164.65	-3373.70	-352.23	-556.23	-78.05
SCUT YZ	G+0.3Ex+Ey	Max	352.87	95.84	-43.95	95.61	1678.11	137.82
SCUT YZ	G+0.3Ex+Ey	Min	-357.34	-39.36	-1788.25	-116.12	-1721.01	-126.89

Πίνακας 19 Εσωσκελετός - δυνάμεις και ροπές των τοίχων σε ύψος 0.6 m από τη στάθμη έδρασης.

Section Cut Forces - Analysis								
SectionCut	OutputCase	StepType	F1	F2	F3	M1	M2	M3
Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
SCUT XZ	DEAD		0.4	30.0	-869.5	-5.3	-11.0	-1.2
SCUT XZ	Ex	Max	383.8	0.7	10.2	1.2	1452.8	125.4
SCUT XZ	Ey	Max	5.9	144.2	2385.3	274.3	6.5	3.0
SCUT XZ	G+Ex+0.3Ey	Max	386.0	73.9	-143.8	78.2	1443.8	125.1
SCUT XZ	G+Ex+0.3Ey	Min	-385.2	-13.9	-1595.3	-88.8	-1465.8	-127.5
SCUT XZ	G+0.3Ex+Ey	Max	121.5	174.4	1518.8	269.3	431.3	39.4
SCUT XZ	G+0.3Ex+Ey	Min	-120.6	-114.4	-3257.8	-280.0	-453.3	-41.8
SCUT YZ	DEAD		-2.2	31.3	-1010.9	-10.8	-30.8	3.4
SCUT YZ	Ex	Max	12.2	202.1	2479.7	364.9	22.6	63.0
SCUT YZ	Ey	Max	388.4	7.1	188.8	3.7	1763.3	120.7
SCUT YZ	G+Ex+0.3Ey	Max	126.5	235.5	1525.4	355.2	520.8	102.6
SCUT YZ	G+Ex+0.3Ey	Min	-130.9	-172.8	-3547.2	-376.7	-582.5	-95.9
SCUT YZ	G+0.3Ex+Ey	Max	389.9	99.1	-78.2	102.4	1739.2	143.0
SCUT YZ	G+0.3Ex+Ey	Min	-394.2	-36.4	-1943.6	-123.9	-1800.9	-136.3

Πίνακας 20 Διαφράγματα κ Ελάσματα - δυνάμεις και ροπές των τοίχων σε ύψος 0.6 m από τη στάθμη έδρασης.

Απο τα εντατικά μεγέθη σε ύψος 0.6 μέτρα από τη στάθμη δραςης είναι προφανές πως η τοιχοποιία καταπονείται από μεγάλες εφελκυστικές δυνάμεις, κάτι που επιβεβαιώνεται και από τα σχέδια των αναπτυσσόμενων τάσεων. Δεν θα είχε νόημα να εξετάσουμε έλεγχο επάρκειας για άοπλη τοιχοποιία εφόσον δεν μπορέσαμε να υποβιβάσουμε σε ανεκτό επίπεδο τις εφελκυστικές τάσεις που αναπτύσσονται εντός του επιπέδου. Συνεπώς θα μελετήσουμε την οπλισμένη τοιχοποιία που ως δομικό σύστημα στο οποίο τοποθετείται χάλυβας οπλισμού οριζόντια και κάθετα, με τη μορφή ελασμάτων (σενάριο Γ) συμπεριφέρεται μονολιθικά σε σεισμό αλλά και στα φορτία βαρύτητας. Η οπλισμένη τοιχοποιία έχει μεγαλύτερη αντίσταση στο σεισμό και απορροφά περισσότερη ενέργεια.

7.5.2 Έλεγχος επάρκειας οπλισμένης τοιχοποιίας

Παρακάτω θα γίνει έλεγχος επάρκειας για εντατικά μεγέθη εντός επιπέδου για την οπλισμένη τοιχοποιία με βάση τον EC6.

1. Καμπτική αντοχή τοίχου εντός επιπέδου

Η καμπτική αντοχή του τοίχου για εντός επιπέδου ροπή υπολογίστηκε με την εύρεση του ύψους της θλιβόμενης ζώνης και τον αναλυτικό υπολογισμό της ροπής αντοχής.

Υπολογίζεται το μήκος a εντός του οποίου θεωρείται ομοιόμορφη τάση:

$$a = \frac{Nd + 0.5 \sum_{i=1}^n A_{si} f_{yd}}{\xi f_{wd} t}$$

όπου $\xi=1$ για πακτωμένο στα άκρα τοίχο

A_{si} =εμβαδό ενός ελάσματος

Υπολογίζεται το μήκος της θλιβόμενης ζώνης $c=a/\beta$, όπου $\beta=0,85$ για ελεύθερο στα άκρα τοίχο, $\beta=1$ όταν υπάρχουν εγκάρσιοι τοίχοι

Υπολογίζεται η θλιπτική δύναμη που αναλαμβάνει η τοιχοποιία:

$$C_m = \xi f_{wd} t a$$

Υπολογίζεται η θλιπτική δύναμη που αναλαμβάνεται από τον οπλισμό θεωρώντας ότι μόνο j ράβδοι που βρίσκονται μέσα στο μήκος c την αναλαμβάνουν:

$$C_s = \sum_{i=1}^j A_{si} f_{yd}$$

Η εφελκυστική δύναμη που μπορούν να αναλαμβάνουν οι υπόλοιπες ράβδοι (από την $j+1$ έως την n) είναι:

$$T = \sum_{i=1}^j A_{si} f_{yd}$$

Γίνεται έλεγχος για το αν ικανοποιείται η συνθήκη ισορροπίας:

$$C_m + C_s - T = N$$

Αν $Cm + Cs - T > N$, τότε μειώνεται το α και επανάλαμβάνεται η διαδικασία

Αν $Cm + Cs - T < N$, τότε αυξάνεται το α και επανάλαμβάνεται η διαδικασία

Έτσι με διαδοχικές προσεγγίσεις, επαναλαμβάνεται η διαδικασία μέχρι να ικανοποιηθεί η παραπάνω ισότητα με ανοχή 2-5%.

Λαμβάνοντας τις ροπές των δυνάμεων που πλέον ισορροπούν, ως προς κάποιο σημείο, κατά προτίμηση τον ουδέτερο άξονα, υπολογίζεται η ροπή που μπορεί να αναληφθεί και η οποία στην περίπτωση αυτή είναι:

$$M_{Rd} = C_m \left(c - \frac{a}{2} \right) + \sum_{i=1}^n |f_{yd} A_{si} (c - x_i)| + N_d \left(\frac{L_w}{2} - c \right)$$

Στην οποία όλοι οι όροι του αθροίσματος είναι θετικοί και:

x_i είναι η απόσταση της i ράβδου από το θλιβόμενο άκρο του τοίχου.

2. Εφελκυστική αντοχή τοίχου

Η εφελκυστική δύναμη θεωρήθηκε ότι παραλαμβάνεται μόνον από τα ελάσματα, κατά συνέπεια η εφελκυστική αντοχή του τοίχου ισούται με την εφελκυστική αντοχή των ελασμάτων.

$$F_{wd, t} = n * A_s * F_{yd}$$

3. Διατμητική αντοχή τοίχου

Στην περίπτωση οπλισμένης τοιχοποιίας η διατμητική αντοχή του τοίχου VRd ισούται με τη διατμητική δύναμη που μπορεί να παραλάβει ο τοίχος και τη διατμητική δύναμη που μπορεί να παραλάβει ο οπλισμός:

$$VRd = VRd1 + VRd2$$

- Ανάλυση οριζόντιων δυνάμεων μόνον από την τοιχοποιία

Όταν στον οπλισμένο τοίχο υπάρχει κατακόρυφος οπλισμός και ο ορίζοντας είναι ίσος με τον ελάχιστο κατασκευαστικό οπλισμό, δηλαδή 0,05% $b_{ef} d$, τότε θεωρείται ότι μόνο η τοιχοποιία αναλαμβάνει τη διατμητική δύναμη και στην περίπτωση αυτή πρέπει:

$$VEd \leq VRd1$$

Όπου η διατμητική αντίσταση V_{rd1} υπολογίζεται με την σχέση:

$$VRd1 = f_{wvd} t l$$

Όπου είναι:

f_{wvd} η διατμητική αντοχή σχεδιασμού της τοιχοποιίας,

t το πάχος του τοίχου

l το μήκος του τοίχου

- Ανάληψη οριζόντιων δυνάμεων από την τοιχοποιία και τον οριζόντιο σπλισμό

Όταν ο σπλισμός είναι περισσότερος από τον ελάχιστο απαιτούμενο, τότε θεωρείται ότι στη ανάληψη των διατμητικών δυνάμεων συμμετέχει και ο οριζόντιος σπλισμός οπότε ισχύει:

$$VEd \leq VRd1 + VRd2$$

Όπου:

$VRd1$ όπως ορίστηκε ανωτέρω και

$$VRd2 = 0,90 A_{sw} f_{yd}$$

όπου :

A_{sw} η συνολική διατομή του οριζόντιου σπλισμού πάνω από την υπόψη διατομή.

f_{yd} η αντοχή σχεδιασμού του χάλυβα

στην ανωτέρω σχέση πρακτικά η εφελκυστική δύναμη που μπορεί να πάρει ο σπλισμός που είναι τοποθετημένος πάνω από την υπόψη διατομή πολλαπλασιάζεται με ένα μειωτικό συντελεστή που ισούται με 0,90.

Για να αποφευχθεί θλιπτική αστοχία από λοξή θλίψη, πρέπει να ισχύει η συνθήκη:

$$\frac{VRd1 + VRd2}{tl} \leq 2 \text{ N/mm}^2$$

Όπου:

t το πάχος του τοίχου

l το μήκος του τοίχου

Ακολουθούν συνοπτικοί πίνακες παρουσίασης εντατικών μεγεθών εντός επιπέδου για την οπλισμένη τοιχοποιία

1. Έλεγχοι επάρκειας Καμπτικής αντοχής τοίχου εντός επιπέδου

Διατομή	Συνδυασμός	Αξονική	Πλάτος	Μήκος	Θλιβόμενη ζώνη	MRd	Med	Επάρκεια
	Max/Min	N (KN)	b (m)	L (m)	C (mm)	KNm	KNm	<1
SCUT XZ	G+Ex+0.3Ey	-143.8	1.12	4.52	845.0	5880.5	1443.8	0.2
SCUT XZ	G+Ex+0.3Ey	-1595.3	1.12	4.52	1425.0	8263.0	1465.8	0.2
SCUT XZ	G+0.3Ex+Ey	1518.8	1.12	4.52	-179.9	963.3	431.3	0.4
SCUT XZ	G+0.3Ex+Ey	-3257.8	1.12	4.52	1698.0	6958.0	-453.3	0.1
SCUT YZ	G+Ex+0.3Ey	1525.4	1.2	4.65	-170.0	948.4	520.8	0.5
SCUT YZ	G+Ex+0.3Ey	-3547.2	1.2	4.65	1680.0	7143.3	-582.5	0.1
SCUT YZ	G+0.3Ex+Ey	-78.2	1.2	4.65	765.0	5516.1	1739.2	0.3
SCUT YZ	G+0.3Ex+Ey	-1943.6	1.2	4.65	1275	7781	1800.9	0.2

Πίνακας 21 Έλεγχοι επάρκειας καμπτικής αντοχής οπλισμένου τοίχου σε ύψος 0.6 m από τη στάθμη έδρασης

2. Εφελκυστική αντοχή τοίχου

Διατομή	Συνδυασμός	Αξονική	Πλάτος	Μήκος	As,tot	Fwd,t	Επάρκεια
	Max/Min	N (KN)	b (m)	L (m)	mm2	KN	<1
SCUT XZ	Max N	1518.8	1.12	4.52	6400.0	1971.2	0.770
SCUT YZ	Max N	1525.4	1.12	4.52	6400.0	1971.2	0.774

Πίνακας 22 Έλεγχοι επάρκειας εφελκυστικής αντοχής οπλισμένου τοίχου σε ύψος 0.6 m από τη στάθμη έδρασης.

3. Διατμητική αντοχή τοίχου

3 m					
SectionCut	OutputCase	StepType	F1	F3	M2
Text	Text	Text	KN	KN	KN-m
SCUT YZ 3m	G+Ex+0.3Ey	Max	148.17	1293.54	440.77
SCUT YZ 3m	G+Ex+0.3Ey	Min	-148.00	-2896.06	-460.17
SCUT YZ 3m	G+0.3Ex+Ey	Max	468.38	-50.05	1343.56
SCUT YZ 3m	G+0.3Ex+Ey	Min	-468.21	-1552.47	-1362.96
SCUT XZ 3m	G+Ex+0.3Ey	Max	484.92	-83.84	1070.91
SCUT XZ 3m	G+Ex+0.3Ey	Min	-484.51	-1293.71	-1092.60
SCUT XZ 3m	G+0.3Ex+Ey	Max	152.23	1301.95	319.06
SCUT XZ 3m	G+0.3Ex+Ey	Min	-151.82	-2679.50	-340.76

Πίνακας 23 Διαφράγματα κ Ελάσματα - Δυνάμεις και ροπές εντός επιπέδου των τοίχων σε ύψος 3 m από τη στάθμη έδρασης.

Διατομή	Συνδυασμός Max/Min	Αξονική N (KN)	Τέμνουσα V (KN)	Πλάτος b (m)	Μήκος L (m)	Fvko/γm Mpa	Fvkd Mpa	VRd1 KN	VRd2 KN	VRd KN	Επάρκεια <1
SCUT YZ 3m	G+Ex+0.3Ey	1293.54	148.17	1.12	4.52	0.15	0.150	759.4	667.4	1426.8	0.22
SCUT YZ 3m	G+Ex+0.3Ey	-2896.06	-148.00	1.12	4.52	0.15	0.722	3655.4	667.4	4322.9	0.22
SCUT YZ 3m	G+0.3Ex+Ey	-50.05	468.38	1.12	4.52	0.15	0.160	809.4	667.4	1476.9	0.70
SCUT YZ 3m	G+0.3Ex+Ey	1552.47	-468.21	1.12	4.52	0.15	0.457	2311.8	667.4	2979.3	0.70
SCUT XZ 3m	G+Ex+0.3Ey	-83.84	484.92	1.2	4.65	0.15	0.165	920.8	667.4	1588.3	0.73
SCUT XZ 3m	G+Ex+0.3Ey	1293.71	-484.51	1.2	4.65	0.15	0.382	2130.7	667.4	2798.2	0.73
SCUT XZ 3m	G+0.3Ex+Ey	1301.95	152.23	1.2	4.65	0.15	0.150	837.0	667.4	1504.4	0.23
SCUT XZ 3m	G+0.3Ex+Ey	-2679.50	-151.82	1.2	4.65	0.15	0.630	3516.5	667.4	4183.9	0.23

Πίνακας 24 Έλεγχος επάρκειας διατμητικής αντοχής οπλισμένου τοίχου για τα κατώτερα 3 m

$$\text{Όπου } \max \frac{VRd1 + VRd2}{tl} = 0.85 \leq 2 \text{ N/mm}^2$$

8. Συμπεράσματα

Βασικό ζητούμενο της παρούσας διατριβής ήταν η αποτίμηση του κτίσματος του ρολογιού που βρίσκεται στον δημοτικό κήπο Χανίων και η διερεύνηση αποδοτικών τρόπων ενίσχυσης εφαρμόζοντας κατά το δυνατόν τις αρχές που διέπουν τις επεμβάσεις σε ιστορικά κτήρια. Εξετάστηκε κατά κύριο λόγο η βασική δομή απο φέρουσα τοιχοποιία μέχρι και το ύψος του φανού και όχι ο φανός αυτός καθ'αυτός, καθότι ο φανός θεωρείται ευκολότερο να αποκατασταθεί μιας και είναι κατασκευασμένος από οπλισμένο σκυρόδεμα και έτσι η επιλογή του μανδύα ή της ανακατασκευής κρίθηκε μονόδρομος.

Γνωρίζοντας πως έχει ήδη γίνει μια μελέτη ενίσχυσης η οποία προβλέπει επέμβαση εκτός των άλλων με μανδύα εκτοξευόμενου σκυροδέματος στην εσωτερική παρειά των τοίχων, εξετάστηκαν λύσεις εναλλακτικές της προτεινόμενης και με βασικό κριτήριο να πληρεί την αρχή της αντιστρεψιμότητας.

Κατά την ανάλυση έγινε ταυτοποίηση των ιδιοπεριόδων του αριθμητικού προσομοιώματος με τα αποτελέσματα των μετρήσεων που είχαν διενεργηθεί στο πεδίο από το Εργαστήριο Σεισμολογίας του ΤΕΙ Κρήτης με τη μέθοδο HVSR .

Διαπιστώθηκε πως αναπτύσσονται μεγάλες εφελκυστικές, διατμητικές και θλιπτικές τάσεις οι οποίες ήταν αδύνατο να παραλειφθούν από τον φορέα με μικρής κλίμακας επεμβάσεις.

Μαλιστα είναι ακριβώς η γεωμετρία του φορέα, κιβωτοειδής διατομή με μικρό περίγραμμα στη βάση 4,5X4,5 και μεγάλο ύψος, 21 μ που οδηγούν αναπόφευκτα στην εμφάνιση υψηλών εφελκυστικών τάσεων στην τοιχοποιία. Χαρακτηριστικό είναι πως ο φορέας εμφανίζει ροπή και στις δύο διευθύνσεις για τους σεισμικούς συνδυασμούς της τάξεως των 20.000 KNm με θλιπτικό φορτίο 4.000 KN.

Εξετάστηκαν συνολικά τρία σενάρια ενισχύσεων για τον υποβιβασμό των αναπτυσσόμενων τάσεων και την αύξηση της αντοχής των τοίχων:

- **Σενάριο Α:** Αρμολόγημα , ενέματα και ισχυρά μεταλλικά διαφράγματα ανα 3μ.
- **Σενάριο Β:** Ισχυρός μεταλλικός εσωσκελετός με οριζόντια διαφράγματα ανα 3μ. αρθρωτά συνδεδεμένος στην ενισχυμένη τοιχοποιία
- **Σενάριο Γ:** Εφαρμογή κατακόρυφων και οριζόντιων μεταλλικών ελασμάτων καθύψος μέχρι και τη στάθμη του ρολογιού, ισχυρά μεταλλικά διαφράγματα ανα 3 μ .

Κατά την ανάλυση των τριών αυτών σεναρίων διαπιστώθηκε πως η ομογενοποίηση με ενέματα και αρμολόγημα βελτίωσαν σημαντικά την θλιπτική και διατμητική αντοχή της τοιχοποιίας και τα διαφράγματα υποβίβασαν σχετικά τις διατμητικές τάσεις που αναπτύσσονται εντός του επιπέδου των τοίχων, παρόλα αυτά η εισαγωγή των διαφραγμάτων μπορούμε να πούμε πως δεν έχει μεγάλη επίδραση στο φορέα λόγω της κιβωτοειδούς και συμπαγούς γεωμετρίας του.

Ο μεταλλικός εσωσκελετός παρότι αρκετά δύσκαμπτος δεν καταφέρνει να υποβιβάσει τις μετακινήσεις- τάσεις περισσότερο απ' ότι τα διαφράγματα. Εκ του αποτελέσματος κρίνεται πως λόγω της γεωμετρίας του εσωσκελετού (στενή έδραση 2,4X2,4 και μεγάλο ύψος 15 μ) δεν καταφέρνει να περιορίσει αισθητά τις μετακινήσεις, και μάλιστα κρίνεται και αρκετά αντισυμβατικός στη σχέση κόστος – αποτελεσματικότητα.

Στο σημείο αυτό κρίθηκε απαραίτητη η ενίσχυση της τοιχοποιίας για την παραλαβή των εφελκυστικών και διατμητικών δυνάμεων με την εισαγωγή μεταλλικών ελασμάτων κατακόρυφα αλλά και οριζόντια. Τα ελάσματα συνδέθηκαν αρθρωτά με την τοιχοποιία ανά 0.40 μ και συγκολλήθηκαν στις στάθμες των διαφραγμάτων διανέμοντας έτσι το

φορτίο αλλά και αποφεύγοντας το ενδεχόμενο αστοχίας λόγω αποκόλλησης.

Λόγω της γεωμετρίας του φορέα (μεταβλητό παχος καθ' ύψος) απαιτούνται περισσότεροι έλεγχοι για την επιβεβαίωση της επιτυχίας της επέμβασης αλλά και την βελτιστοποίηση όσον αφορά την διάταξη και την οικονομία των υλικών.

Θα πρέπει να επισημανθεί πως η επέμβαση αυτή παρότι ενισχύει ικανοποιητικά την τοιχοποιία για φορτία εντός του επιπέδου της αδυνατεί να την ενισχύσει στην παραλαβή της ροπής εκτός επιπέδου λόγω της μονόπλευρης επέμβασης. Χρειάζεται περαιτέρω διερεύνηση για την επιλογή διατομών που θα καθιστούσαν ικανή την τοιχοποιία σε παραλαβή εκτός επιπέδου ροπής. Ενδεχομένως ένας συνδυασμός με ελάσματα και διατομές IPE 140 στις κατώτερες στάθμες να έλυne το ζήτημα αυτό.

Προτάσεις για μελλοντική έρευνα

Από την ολοκλήρωση της υφιστάμενης εργασίας προκύπτει ένα σύνολο προτάσεων για μελλοντική έρευνα και εμβάνθυνση σε τομείς όπου δόθηκε λιγότερη βαρύτητα. Συγκεκριμένα οι προτάσεις αφορούν:

- Διαφορετική προσομοίωση στο πρόγραμμα πεπερασμένων στοιχείων
- Μη γραμμικές αναλύσεις στατικές και δυναμικές, όπως Push Over και μη γραμμική δυναμική ανάλυση λαμβάνοντας υπόψη και την κατακόρυφη συνιστώσα του σεισμού
- Σύγκλιση Ιδιομορφών με άλλες μετρήσεις (επιταχυνσιογράφους)
- Χρειάζεται περαιτέρω διερεύνηση για την επιλογή διατομών που θα καθιστούσαν ικανή την τοιχοποιία σε παραλαβή εκτός επιπέδου ροπής
- Τεχνοοικονομική μελέτη για την εύρεση της βέλτιστης κατασκευαστικής λύσης

9. Βιβλιογραφία

- 1- Tirupathi R.Chandrupatla, Ashok D.belegundu, Εισαγωγή στα πεπερασμένα στοιχεία για μηχανικούς, Επιστημονική επιμέλεια ελληνικής έκδοσης: Χαράλαμπος Φραγκάκης, καθηγητής Α.Π.Θ., Τρίτη Αμερικάνικη έκδοση, Εκδ. κλειδάριθμος, 2005
- 2- Μαρία Ελ.Σταυρουλάκη, Βέλτιστος σχεδιασμός επεμβάσεων ενίσχυσης σε δομικούς φορείς-Εφαρμογή στην προένταση, Διδακτορική διατριβή, Εργαστήριο εφαρμοσμένης μηχανικής, Γενικό τμήμα-Τομέας μηχανικής, Πολυτεχνείο Κρήτης, Χανιά, 1996
- 3- Μαρία Ελ.Σταυρουλάκη, Λέκτορας Πολυτεχνείου Κρήτης, Σημειώσεις μεταπτυχιακού μαθήματος Υπολογιστικής Μηχανικής, Εργαστήριο εφαρμοσμένης μηχανικής, Γενικό Τμήμα, Πολυτεχνείο Κρήτης, 2009-2010
- 4- Τεχνική Υπηρεσία του Δήμου Χανίων, Τεχνική έκθεση μελέτης Εφαρμογής δομικών Επεμβάσεων για την αποκατάσταση του ρολογιού στο δημοτικό κήπο Χανίων, Χανιά 2014
- 5- Εργαστήριο Γεωφυσικής και Σεισμολογίας του ΤΕΙ Κρήτης, Έρευνα αποτίμησης Δυναμικών Χαρακτηριστικών στο Δημοτικό Ρολόι Χανίων
- 6- Τάσιος Θ., « Η μηχανική της τοιχοποιίας», Έκδοση Ε.Μ.Π., Αθήνα 1986
- 7- Ευρωκώδικας 1: Βάσεις σχεδιασμού και δράσεων στις κατασκευές
- 8- Ευρωκώδικας 6: Σχεδιασμός κατασκευών από τοιχοποιία
- 9- Ευρωκώδικας 8: Αντισεισμικός σχεδιασμός κατασκευών
- 10- Τεχνικές αναστήλωσης, υλικά και προβλήματα εφαρμογής, Εταιρία έρευνας και προώθησης της επιστημονικής ανασύλωσης των μνημείων, Έτος ίδρυσης 2004
- 11- Μιχαήλ Ν.Φαρδής, Γεώργιος Τσιώνης, Εφαρμογή του ευροκωδικα 8-Μέρος 1-Για τον αντισεισμικό σχεδιασμό πολυώροφων κτιρίων

από οπλισμένο σκυρόδεμα, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών,
Πανεπιστήμιο Πατρών, Σεπτέμβριος 2011

- 12- Χ.Δ. Θεοδωρίδης, Μηχανικός Μεταλλείων – Μεταλλουργός
Μηχανικός, Συμβατά υλικά και μέθοδοι συντήρησης και
αποκατάστασης ιστορικών κτιρίων, 15^ο συνέδριο σκυροδέματος,
ΤΕΕ, ΕΤΕΚ, Αλεξανδρούπολη, 25-27 Οκτωβρίου 2006
- 13- Φανή Μαλλούχου-Tufano, Προστασία και διαχείριση μνημείων-
Ιστορικές και θεωρητικές προσεγγίσεις από την αρχαιότητα έως τις
μέρες μας, Εκδ. Εθνικό και Καποδιστριακό Πανεπιστήμιο Αθηνών,
Αθήνα, 2004
- 14- Κωνσταντίνος Χαλιορής, Πολιτικός Μηχανικός, Λέκτορας, Ημερίδα:
Ειδικά θέματα Αντισεισμικού σχεδιασμού κτιρίων-Ενισχύσεις-
Επισκευές Έλεγχοι-Εργαστηριακές δοκιμές-Αποτύπωση ,υλικά για
επεμβάσεις σε κατασκευές, Εργαστήριο Οπλισμένου
Σκυροδέματος, Τομέας Δομικών Κατασκευών, Τμήμα Πολιτικών
Μηχανικών, Δημοκρήτιο Πανεπιστήμιο Θράκης, Μάιος, 2009
- 15- Ελισάβετ Βιντζηλαίου, «Σημειώσεις για το μάθημα της
τοιχοποιίας», Πανεπιστημιακές εκδόσεις Ε.Μ.Π., Σεπτέμβριος
2005
- 16- Βιντζηλαίου, Ε. και Θ. Τάσιος, Ενίσχυση τριστρωτης τοιχοποιίας με
ενέματα.1995
- 17- Φυλλίτσα Β. Καραντώνη, «Κατασκευές από τοιχοποιία:
σχεδιασμός και επισκευές», Εκδόσεις Παπασωτηρίου, Αθήνα
2012
- 18- Ο.Α.Σ.Π., «Συστάσεις για Προσεισμικές και Μετασεισμικές
Επεμβάσεις σε Κτίρια», Αθήνα 2001
- 19- Μαυρωνας Προκόπης, Ροδίτης Ευάγγελος, «Αποτίμηση
συμπεριφοράς και ενίσχυση κτιρίου από φέρουσα τοιχοποιία»,
Διπλωματική Εργασία, Επιβλέπων καθηγητής: Βλάσης
Κουμούσης, ΔΠΜΣ "Δομοστατικός σχεδιασμός & Ανάλυση
κατασκευών",Ε.Μ.Π., Αθήνα 2011

- 20- Πολυχρονίου Κ.Ειρήνη, «Εκτίμηση σεισμικής τρωτότητας κατασκευής από φέρουσα τοιχοποιία και προτεινόμενες ενισχύσεις με ανάπτυξη της μεθοδολογίας των καμπύλων θραυστότητας», Διπλωματική Εργασία, Επιβλέπων καθηγητής: Κώστας Συρμακέζης, ΔΠΜΣ "Δομοστατικός σχεδιασμός & Ανάλυση κατασκευών", Ε.Μ.Π., Αθήνα 2011
- 21- Μπρουσάλη Μαγδαληνή, «Αποτύπωση, αποτίμηση και επεμβάσεις σε λιθόδομητο κτήριο στη Βλαχοκερασιά Αρκαδίας», Διπλωματική Εργασία, Επιβλέπουσα καθηγήτρια: Ε.Βιντζηλαίου, Σχολή Πολιτικών Μηχανικών Ε.Μ.Π., Αθήνα 2011
- 22- Σαμαρά Ξένια, «Διατηρητέο κτίριο από φέρουσα τοιχοποιία – Αποτίμηση φέρουσας ικανότητας & Αξιολόγηση μεθόδων αντισεισμικής ενίσχυσης» , Διπλωματική εργασία, Μεταπτυχιακό πρόγραμμα σπουδών "Αντισεισμικός σχεδιασμός τεχνικών έργων", Α.Π.Θ., 2007
- 23- Στέφανος Δρίτσος, « Ανασχεδιασμός Υφιστάμενων Κατασκευών» Σημειώσεις μαθήματος, Πανεπιστήμιο Πατρών
- 24- Κ.Ε.Κ. Ανάπτυξη Κρήτης, «Αποκατάσταση Βλαμμένων Λιθοδομών», Σεμινάριο: Συντήρηση και Αποκατάσταση Μνημείων και Παραδοσιακών Κτιρίων, Σητεία 1999
- 25- Σπυρίδων Τσουκάντας, Γεωργία Κρεμμύδα, « Βασικές αρχές σχεδιασμού προκατασκευασμένων κτιρίων από ΩΣ έναντι προοδευτικής κατάρρευσης λόγω τυχηματικών δράσεων», 16ο Συνέδριο Σκυροδέματος, ΤΕΕ, ΕΤΕΚ, Πάφος, Κύπρος 2009
- 26- Γεώργιος Μαζανάκης, «Σχεδιασμός μεταλλικών κατασκευών με κριτήρια ευρωστίας», Διπλωματική Εργασία, Επιβλέπων καθηγητής: Χάρης Γαντές, Σχολή Πολιτικών Μηχανικών Ε.Μ.Π., Αθήνα 2011
- 27- Δημοσθένους, Μ. , Μέθοδοι και υλικά αποκατάστασης και ενίσχυσης διατηρητέων κτιρίων από φέρουσα τοιχοποιία, ΤΕΕ/ΤΚΜ, 2009
- 28- Ιγνατάκης, Χ. Μηχανική της τοιχοποιίας – Σύνθεση φέροντος οργανισμού –Απόκριση και τυπολογία βλαβών υπό κατακόρυφα

και σεισμικά φορτία, Σεμινάριο μικρής διάρκειας. Κατασκευές από φέρουσα τοιχοποιία. Κανονισμός –Βλάβες – Αποκατάσταση.

- 29- Ραυτογιάννης, Ι., Κατασκευές από σύνθετα υλικά, Αθήνα 2007
- 30- Σημειώσεις Ανοιχτού Πανεπιστημίου ,Σεισμικές βλάβες και ενισχύσεις παραδοσιακών και μνημειακών κτιρίων, Εκδόσεις ΕΑΠ, Αθήνα 2008
- 31- Σπανός, Χ., Κ. Τρέζος και Μ. Σπιθάκης ,Πρακτικά- διδακτικά εγχειρίδια. Μέθοδοι για την επιτόπου αποτίμηση των χαρακτηριστικών των υλικών,ΤΕΕ/ΑΝΤΥΚ/ΟΜΑΔΑ ΙΙ, 2001
- 32- Σπυράκος, Κ. , Ενίσχυση κατασκευών για σεισμικά φορτία, ΕκδόσειςΤΕΕ, Αθήνα 2004