



ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ
ΔΙΑΤΜΗΜΑΤΙΚΟ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑ ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΩΝ ΣΠΟΥΔΩΝ
ΔΟΜΟΣΤΑΤΙΚΟΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ & ΑΝΑΛΥΣΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ

ΑΠΟΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΙΕΡΟΥ ΝΑΟΥ ΠΑΝΤΟΒΑΣΙΛΙΣΣΑΣ ΤΡΙΓΛΙΑΣ

ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

Σπουδαστής

ΝΙΚΟΛΑΟΣ ΠΑΠΑΗΛΙΟΥ

ΠΟΛΙΤΙΚΟΣ ΜΗΧΑΝΙΚΟΣ Ε.Μ.Π.

Επιβλέπουσα καθηγήτρια

ΕΛΙΣΑΒΕΤ ΒΙΝΤΖΗΛΑΙΟΥ

ΑΠΡΙΛΙΟΣ 2014

ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

1	ΕΙΣΑΓΩΓΗ	3
1.1	ΓΕΝΙΚΑ.....	3
1.2	ΙΣΤΟΡΙΚΑ	3
2	ΓΕΝΙΚΕΣ ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΠΕΡΙΟΧΗΣ	5
2.1	ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΘΕΣΗΣ.....	5
2.2	ΓΕΩΜΟΡΦΟΛΟΓΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ	5
2.3	ΓΕΩΛΟΓΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ	6
2.4	ΓΕΩΤΕΚΤΟΝΙΚΑ ΚΑΙ ΣΕΙΣΜΟΤΕΚΤΟΝΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ.....	6
2.5	ΥΔΡΟΛΟΓΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ	14
3	ΥΠΑΡΧΟΥΣΑ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΔΟΜΗΜΑΤΟΣ	15
3.1	ΣΥΝΟΠΤΙΚΗ ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΔΟΜΗΜΑΤΟΣ	15
3.2	ΓΕΝΙΚΗ ΠΑΘΟΛΟΓΙΑ ΔΟΜΗΜΑΤΟΣ.....	17
3.3	ΠΑΘΟΛΟΓΙΑ ΔΟΜΗΜΑΤΟΣ ΑΝΑ ΔΟΜΙΚΟ ΣΤΟΙΧΕΙΟ.....	18
3.4	ΙΣΤΟΡΙΚΟ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ ΚΑΙ ΕΠΕΜΒΑΣΕΩΝ.....	22
3.5	ΔΙΑΓΝΩΣΗ ΠΑΘΟΛΟΓΙΑΣ	22
4	ΥΛΙΚΑ ΥΠΑΡΧΟΥΣΑΣ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗΣ	24
4.1	ΕΚΤΙΜΗΣΗ ΤΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΩΝ ΤΟΙΧΟΠΟΙΩΝ	24
4.2	ΕΚΤΙΜΗΣΗ ΤΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΩΝ ΚΙΟΝΩΝ.....	27
5	ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΚΑΙ ΑΝΑΛΥΣΗ ΥΠΑΡΧΟΥΣΑΣ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗΣ	28
5.1	ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑΤΩΝ	28
5.2	ΥΛΙΚΑ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑΤΟΣ.....	29
5.3	ΦΟΡΤΙΑ.....	30
5.4	ΦΟΡΤΙΣΕΙΣ.....	31
5.5	ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΑΝΑΛΥΣΗΣ	33
5.6	ΕΛΕΓΧΟΙ ΦΕΡΟΥΣΑΣ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑΣ	43
6	ΠΡΟΤΑΣΗ ΕΠΕΜΒΑΣΕΩΝ	49

6.1	ΓΕΝΙΚΕΣ ΑΡΧΕΣ ΤΩΝ ΕΠΕΜΒΑΣΕΩΝ	49
6.2	ΣΚΟΠΟΣ & ΓΕΝΙΚΗ ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΕΠΕΜΒΑΣΕΩΝ	50
7	ΥΛΙΚΑ ΠΡΟΤΑΣΗΣ	55
7.1	ΕΚΤΙΜΗΣΗ ΤΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΩΝ ΕΝΙΣΧΥΜΕΝΩΝ ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΩΝ	55
7.2	ΥΛΙΚΑ ΕΠΕΜΒΑΣΕΩΝ	56
8	ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΚΑΙ ΑΝΑΛΥΣΗ ΠΡΟΤΑΣΗΣ	57
8.1	ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑΤΩΝ	57
8.2	ΥΛΙΚΑ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑΤΟΣ.....	58
8.3	ΦΟΡΤΙΑ.....	59
8.4	ΦΟΡΤΙΣΕΙΣ.....	61
8.5	ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΑΝΑΛΥΣΗΣ	64
8.6	ΕΛΕΓΧΟΙ ΦΕΡΟΥΣΑΣ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑΣ.....	75
9	ΕΠΙΛΟΓΟΣ	85
10	ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ ΣΧΕΔΙΩΝ ΥΠΑΡΧΟΥΣΑΣ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗΣ	
11	ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ ΣΧΕΔΙΩΝ ΠΡΟΤΑΣΗΣ	

1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ

1.1 ΓΕΝΙΚΑ

Αντικείμενο της μεταπτυχιακής εργασίας, η οποία εκπονείται στο πλαίσιο του διατμηματικού προγράμματος μεταπτυχιακών σπουδών «Δομοστατικός σχεδιασμός και ανάλυση των κατασκευών», αποτελεί η τεκμηρίωση της υφιστάμενης κατάστασης, η διάγνωση της παθολογίας και η πρόταση αποκατάστασης του Ιερού Ναού Παναγίας Παντοβασίλισσας στην περιοχή Τρίγλια, επαρχία της Προύσας, στην Τουρκία.

Η εργασία βασίζεται στην τοπογραφική και αρχιτεκτονική αποτύπωση και πρόταση που υλοποιήθηκαν από τα συνεργαζόμενα γραφεία αρχιτεκτονικών μελετών των αρχιτεκτόνων-αναστηλωτών Πέτρου Κουφόπουλου & Μαρίνας Μυριανθέως-Κουφοπούλου και Σταύρου Μαμαλούκου & Αναστασίας Καμπόλη - Μαμαλούκου (ΓΕΑΜ - Μνημείο ΕΠΕ).

Επιπλέον, στις επιτόπου παρατηρήσεις, αποτυπώσεις και μετρήσεις που διενεργήθηκαν κατά το 2013 από τους αρχιτέκτονες σε συνεργασία με τον γράφοντα και τους πολιτικούς μηχανικούς Παναγιώτη Παναγιωτόπουλο και Βασίλειο Κασίμη, το γεωτεχνικό μηχανικό Παναγιώτη Κουντούρη και τις συντηρήτριες Γιάννα Δογάνη και Αμερίμνη Γαλανού.

Ευχαριστίες οφείλονται στην καθηγήτρια του Ε.Μ.Π. Ελισάβετ Βιντζηλαίου που αποδέχτηκε την επίβλεψη της παρούσας εργασίας και βοήθησε με την καθοδήγηση και τις παρατηρήσεις της.

1.2 ΙΣΤΟΡΙΚΑ

Ο ιστορικός ναός της Παναγίας της Παντοβασίλισσας στην Τρίγλια της Βιθυνίας, είναι ίσως η σπουδαιότερη σωζόμενη σήμερα υστεροβυζαντινή εκκλησία της ζωτικής σημασίας τόσο για τη βυζαντινή αυτοκρατορία όσο και για το πρώτο οθωμανικό κράτος περιοχής αυτής της Μικράς Ασίας, αλλά και ένα από σπουδαιότερα σωζόμενα μνημεία της υστεροβυζαντινής αρχιτεκτονικής εν γένει. Παρά την κακή κατάσταση διατήρησής του, η σημασία του ακριβώς χρονολογημένου μνημείου για τη μελέτη της αρχιτεκτονικής της ύστερης βυζαντινής, αλλά και της πρώιμης οθωμανικής εποχής, είναι μεγάλη, καθώς αυτό διασώζει πλήθος στοιχείων, τα οποία μπορούν αποτελεσματικά να βοηθήσουν στη συστηματική μελέτη τόσο στον τομέα της τυπολογίας, όσο σε εκείνους και της μορφολογίας και της κατασκευής.

Στοιχεία από πηγές για την παλαιότερη ιστορία του δεν είναι γνωστά. Με βάση τα μορφολογικά του στοιχεία το μνημείο είχε χρονολογηθεί από πολλούς ερευνητές στην περίοδο ακμής της Τρίγλιας, στον όψιμο 13^ο αιώνα. Πιο πρόσφατα, ωστόσο, οι Kuniholm και Striker χρονολόγησαν με τη μέθοδο

της δενδροχρονολόγησης το ναό λίγο μετά το 1336, άποψη που έχει γίνει αποδεκτή από τους περισσότερους από τους νεώτερους ερευνητές. Στον 14^ο αιώνα χρονολογείται βάσει τεχνοτροπικών κριτηρίων και το παλαιότερο στρώμα των τοιχογραφιών του ναού.

Ο ναός δεν μετατράπηκε σε τζαμί μετά την κατάκτηση της Τρίγλιας από τους Οθωμανούς, αλλά εξακολούθησε να λειτουργεί ως χριστιανική εκκλησία. Το 1676 επισκέφθηκε το μνημείο ο J. Covel, ο οποίος το περιέγραψε συνοπτικά στις σημειώσεις του. Από γραπτή επιγραφή που υπήρχε παλαιότερα στην κόγχη του ιερού προκύπτει ότι ο ναός είχε τοιχογραφηθεί, μετά ίσως από κάποιαν επισκευή, το 1723.

Αρκετά στοιχεία για την ιστορία του ναού κατά τον 19^ο και τις αρχές του 20^{ου} αιώνα διέσωσαν στα συγγράμματά τους οι παλαιότεροι μελετητές του, κυρίως οι Τρ. Ευαγγελίδης, Β. Α. Ραϊτchenko και F. W. Hasluck. Είναι έτσι γνωστό ότι από το σεισμό της 10^{ης} Νοεμβρίου 1855 καταστράφηκε ο τρούλος και το κωδωνοστάσιο. Αμέσως μετά ανακατασκευάστηκε ο τρούλος, ενώ το 1883 ο ναός επεκτάθηκε προς δυσμάς και οικοδομήθηκε νέο κωδωνοστάσιο.

Μετά την έξοδο των χριστιανών από την Τρίγλια, το 1922, ο ναός περιήλθε ως ανταλλάξιμος σε ιδιώτες. Αφού για πολλά χρόνια χρησίμευσε ως αποθήκη, εγκαταλείφθηκε και σήμερα σώζεται ερειπωμένος χωρίς χρήση. Κατά τη μακρά αυτή περίοδο το μνημείο υπέστη διάφορες καταστροφές τόσο εξ αιτίας της φυσικής φθοράς όσο και εξ αιτίας άστοχων ανθρώπινων επεμβάσεων. Οι κυριότερες από αυτές είναι η κατεδάφιση του κωδωνοστασίου, η κατεδάφιση των τοξωτών αντηρίδων που αντιστήριζαν το ναό από τα νότια και τα ανατολικά, η καταστροφή των ξύλινων μερών του δυτικού του τμήματος (στέγης, πατωμάτων), η αφαίρεση του νοτιοανατολικού κίονα και η πλήρης καταστροφή του εξοπλισμού του.

Το 2011 ο ναός αγοράστηκε από τον σημερινό ιδιοκτήτη του, μητροπολίτη Προύσης Ελπιδοφόρο με σκοπό να αποκατασταθεί ώστε να λειτουργήσει ως επισκέψιμο μνημείο και ευκαιριακά ως χριστιανική εκκλησία.

2 ΓΕΝΙΚΕΣ ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΠΕΡΙΟΧΗΣ

2.1 ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΘΕΣΗΣ

Ο Ναός της Παντοβασιλίσσας βρίσκεται στο βορειοδυτικό άκρο της κωμόπολης της Τρίγλιας, σήμερα Tirilye και Zeytinbađı ή του Νομού Προύσας.

Η θέση έχει συντεταγμένες ($40^{\circ}23'34.39''\text{B}$, $28^{\circ}47'41.72''\text{A}$), υψόμετρο 25 μέτρων, και είναι σε γειτνίαση με απότομο πρανές που καταλήγει στην παραλία.



Εικ. 2.1: Δορυφορική εικόνα της περιοχής



Εικ. 2.2, 2.3 : Δορυφορική εικόνα της θέσης του Ναού και άποψη από την παραλία

2.2 ΓΕΩΜΟΡΦΟΛΟΓΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ

Η περιοχή χαρακτηρίζεται από το απότομο πρανές που καταλήγει στην παραλία προς Βορρά. Λόγω της αντίρροπης κλίσης των στρώσεων των πετρωμάτων του πρανούς ως προς την κλίση του, δεν εμφανίζονται κατακρημνίσεις.

Η θεμελίωση του Ναού εικάζεται πως έχει γίνει πάνω σε έδαφος επίχωσης, γεγονός που είναι καθοριστικό για την συμπεριφορά του.

2.3 ΓΕΩΛΟΓΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ

Η ευρύτερη περιοχή του έργου καλύπτεται από μεταμορφωμένα πετρώματα ενώ στην άμεση περιοχή παρατηρούνται κυρίως μαρμαρυγικοί σχιστόλιθοι με ενστρώσεις παχυστρωματωδών ασβεστολίθων.

Τα πετρώματα εμφανίζονται με ποικίλους βαθμούς αποσάθρωσης, από ελαφρά έως έντονα αποσαθρωμένους εδαφοποιημένους.

Όπως προαναφέρθη, η κλίση των στρώσεων του πετρώματος είναι αντίρροπη προς το εμφανιζόμενο πρανές (Εικ. 2.4).



Εικ. 2.4: Το πρανές και η κλίση των εδαφικών στρώσεων

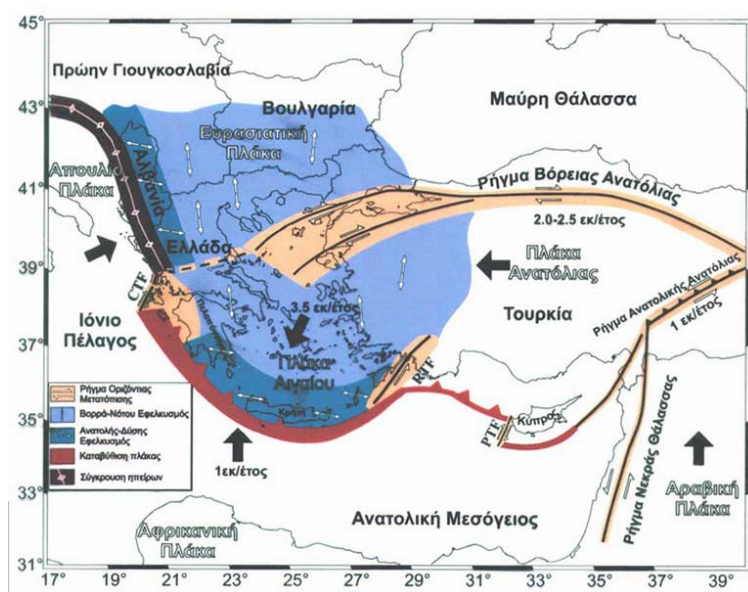
2.4 ΓΕΩΤΕΚΤΟΝΙΚΑ ΚΑΙ ΣΕΙΣΜΟΤΕΚΤΟΝΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ

2.4.1 ΓΕΝΙΚΑ

Από τεκτονικής απόψεως, η θάλασσα του Μαρμαρά βρίσκεται στα όρια της ευρασιατικής λιθοσφαιρικής πλάκας με την πλάκα της Ανατολίας (Εικ. 2.5). Οι δύο αυτές πλάκες εμφανίζουν μια δεξιόστροφη οριζόντια ολίσθηση κατά περίπου 25mm ανά έτος¹ σχηματίζοντας ένα δίκτυο ετερογενών ρηγμάτων σε μέτωπο 1500 km, γνωστό ως ρήγμα της Βόρειας Ανατολίας. Εξ' αιτίας του φαινομένου αυτού, η εν λόγω περιοχή χαρακτηρίζεται από τους ερευνητές ως η περισσότερο σεισμικά ενεργή περιοχή της Ευρασίας².

¹ Straub et al., 1997; McClusky et al., 2000

² Kalkan et al. [2008] Seismic hazard in the Istanbul metropolitan area: a preliminary re-evaluation, Journal of Earthquake Engineering



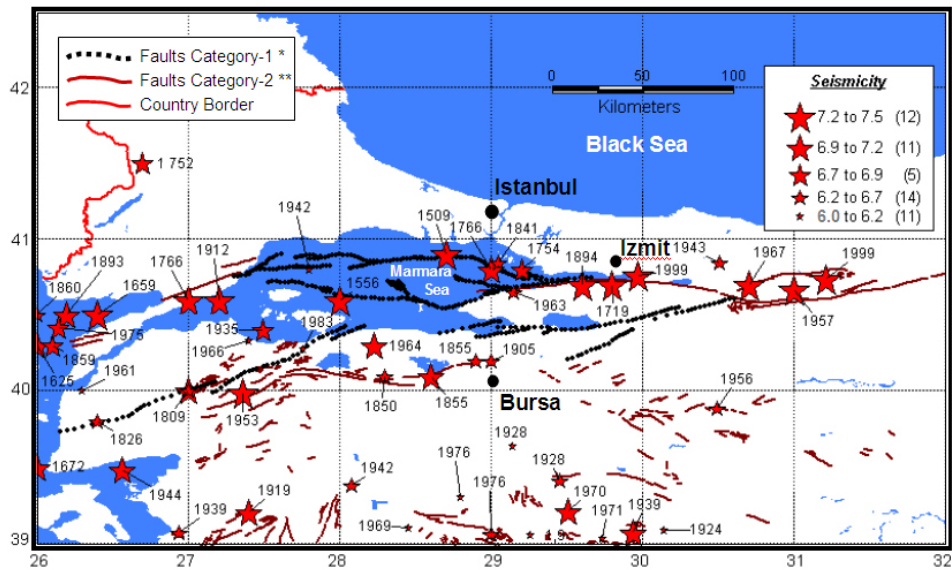
Εικ. 2.5: Η λιθόσφαιρα του ευρύτερου χώρου

Η ταχύτητα των σεισμικών κυμάτων στο γεωλογικό υπόβαθρο της περιοχής είναι $V_{530} = 760 \text{ m/sec}$.

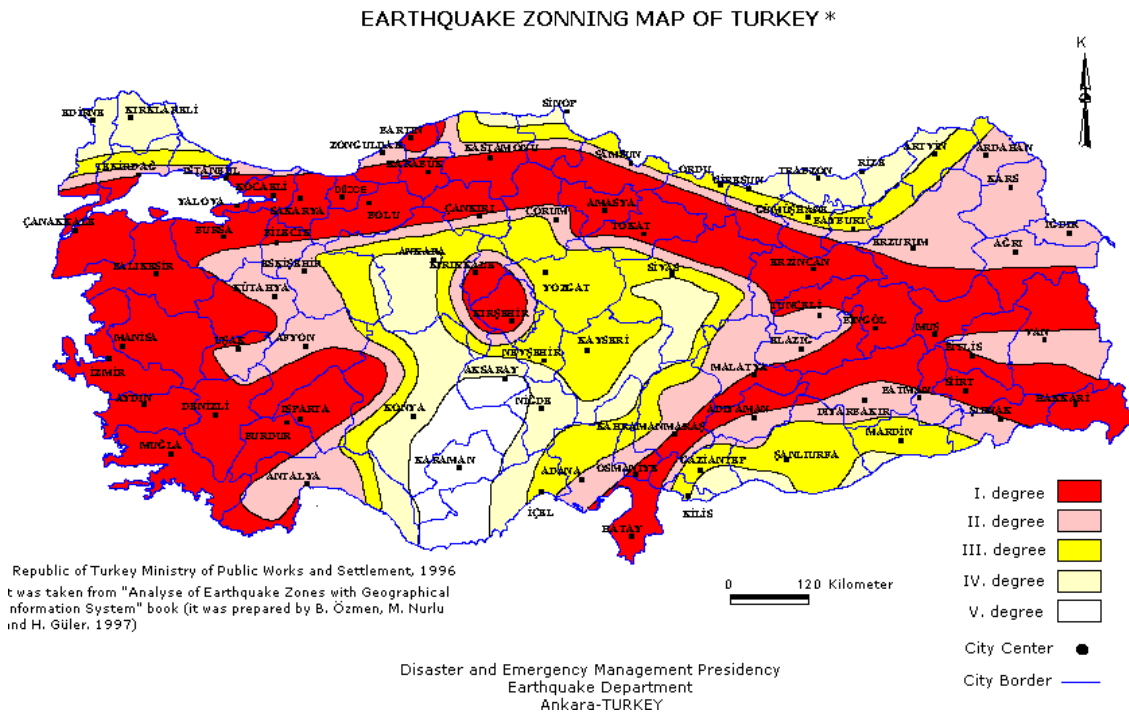
Στον χάρτη που ακολουθεί (Εικ. 2.6) παρουσιάζεται η ιστορική σεισμικότητα της ευρύτερης περιοχής ενδιαφέροντος για την περίοδο των τελευταίων 500 ετών.

Ο ισχύων χάρτης σεισμικής επικινδυνότητας της Τουρκίας (Εικ. 2.7) που συντάχθηκε το 1996 και αφορά σε νέες κατασκευές, κατατάσσει την περιοχή ενδιαφέροντος στην (δυσμενέστερη) ζώνη Ι. Η αναμενόμενη επιτάχυνση στο μητρικό πέτρωμα 400 cm/sec^2 , με πιθανότητα υπέρβασης 10% στα 50 έτη.

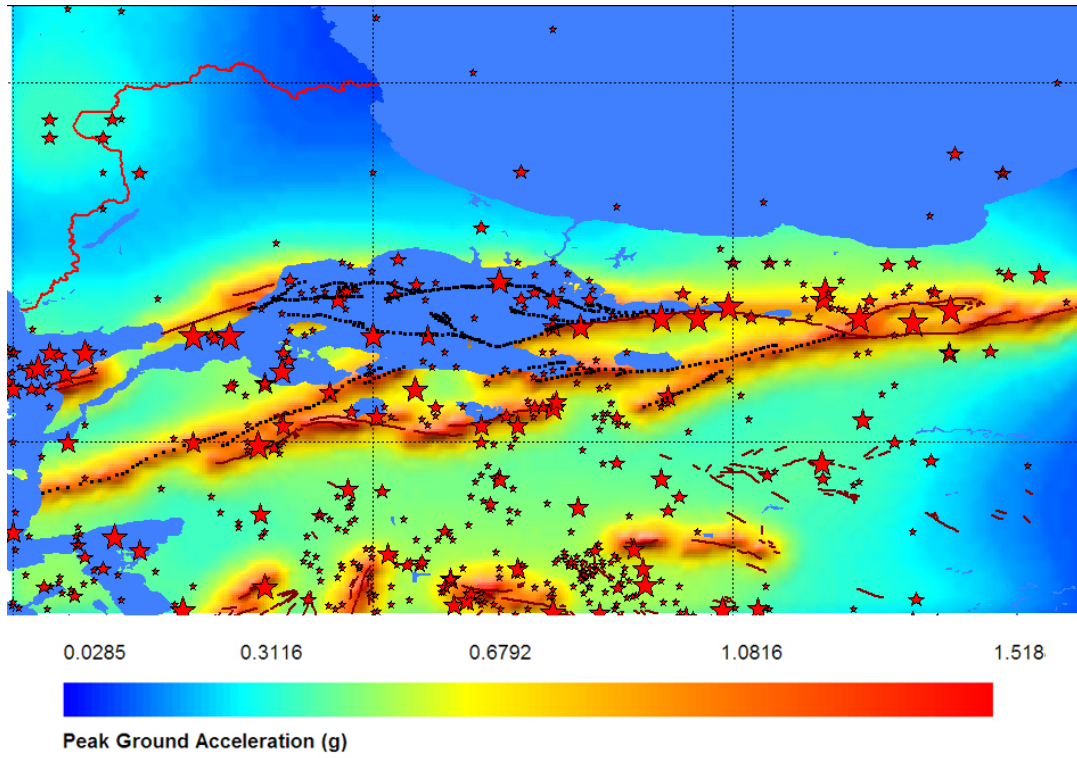
Νεώτερες μελέτες² για την σεισμική επικινδυνότητα της θάλασσας του Μαρμαρά, δημοσιευμένες σε διεθνή επιστημονικά περιοδικά, υποστηρίζουν πως η αναμενόμενη επιτάχυνση στο μητρικό πέτρωμα, στην περιοχή του μνημείου, είναι 1100 και 550 cm/sec^2 , με πιθανότητα υπέρβασης 2% (Εικ. 2.8) και 10% (Εικ. 2.9) στα 50 έτη.



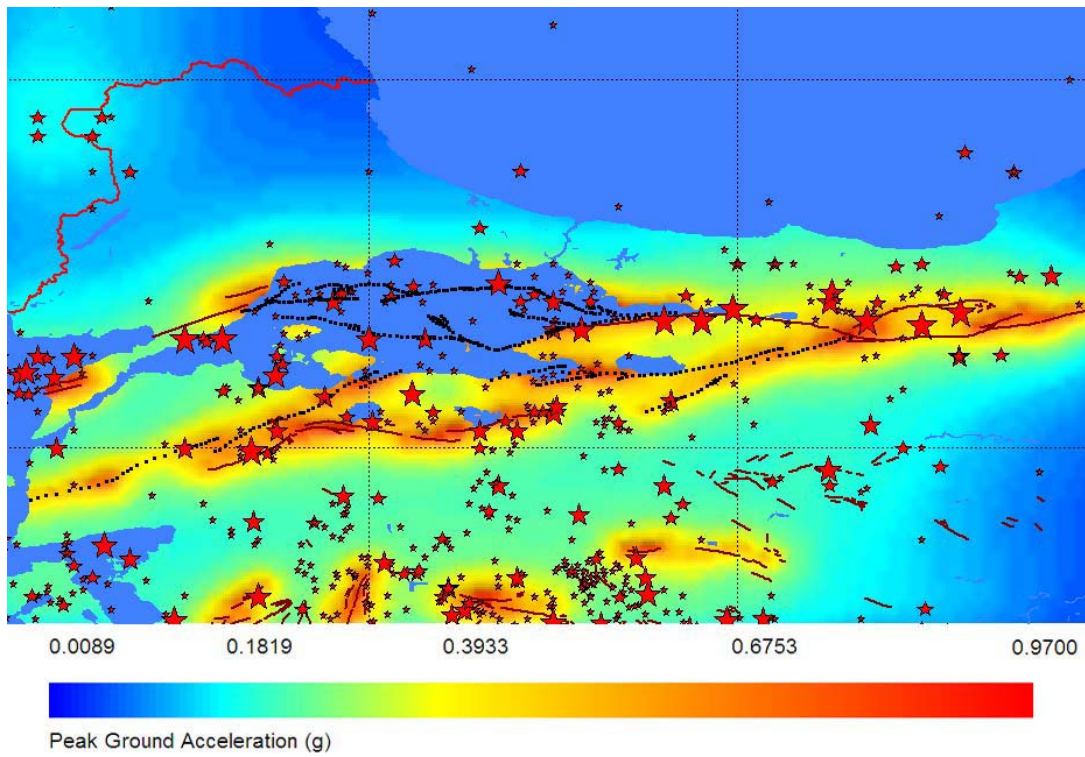
Εικ. 2.6: Σεισμικά γεγονότα μεγέθους > 6 μεταξύ των ετών 1509-1999 (ρήγματα κατηγορίας 1: πρόσφατη απεικόνιση με σύγχρονες μεθόδους, ρήγματα κατηγορίας 2: ήδη γνωστά ρήγματα)



Εικ. 2.7: Χάρτης σεισμικής επικινδυνότητας της Τουρκίας



Εικ. 2.8 : Αναμενόμενη επιτάχυνση για πιθανότητα υπέρβασης 2% στα 50 έτη



Εικ. 2.9 : Αναμενόμενη επιτάχυνση για πιθανότητα υπέρβασης 10 % στα 50 έτη

2.4.2 ΠΙΘΑΝΟΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΣΕΙΣΜΙΚΟΥ ΚΙΝΔΥΝΟΥ

Σε περιπτώσεις αποτίμησης της συμπεριφοράς κτηρίων μνημειακού χαρακτήρα από φέρουσα τοιχοποιία, είναι αναμενόμενες υπερβάσεις της φέρουσας ικανότητας για τις προβλεπόμενες από τους σύγχρονους αντισεισμικούς κανονισμούς στάθμες επιταχύνσεων. Δεδομένης της περιορισμένης δυνατότητας επεμβάσεων ενίσχυσης, είναι θεμιτό να εκτιμάται το μέγεθος επιτάχυνσης για το οποίο η κατασκευή αναμένεται να αποκριθεί επαρκώς, και το μέγεθος αυτό να συσχετίζεται με πιθανοτικά μεγέθη που προκύπτουν από μια μελέτη σεισμικής επικινδυνότητας.

Κατά συνέπεια, κρίθηκε σκόπιμη η εκτίμηση της καμπύλης σεισμικής επικινδυνότητας για την περιοχή ενδιαφέροντος, σύμφωνα με την πιθανοτική ανάλυση σεισμικού κινδύνου (PSHA : Probabilistic Seismic Hazard Analysis). Η ανάλυση βασίζεται σε απλουστευτικές παραδοχές, σύμφωνα με τα διατιθέμενα στοιχεία, ωστόσο συνιστά ένα μέσο προς την επίτευξη του επιθυμητού στόχου.

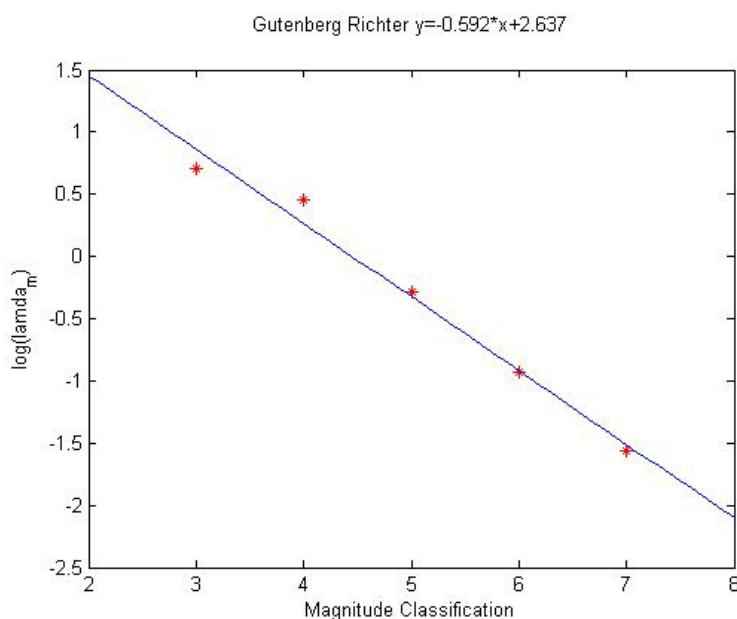
Ακολουθεί η περιγραφή της μεθόδου κατά τα σχετικά βήματα.

- ΕΚΤΙΜΗΣΗ ΤΟΥ ΚΛΑΣΙΚΟΥ ΝΟΜΟΥ GUTENBERG - RICHTER

Ο κλασικός νόμος Gutenberg- Richter (GR) συνδέει τον δεκαδικό λογάριθμο του ρυθμού υπέρβασης των σεισμικών συμβάντων με το μέγεθος αυτών:

$$\log(\lambda_m) = a - b \cdot M$$

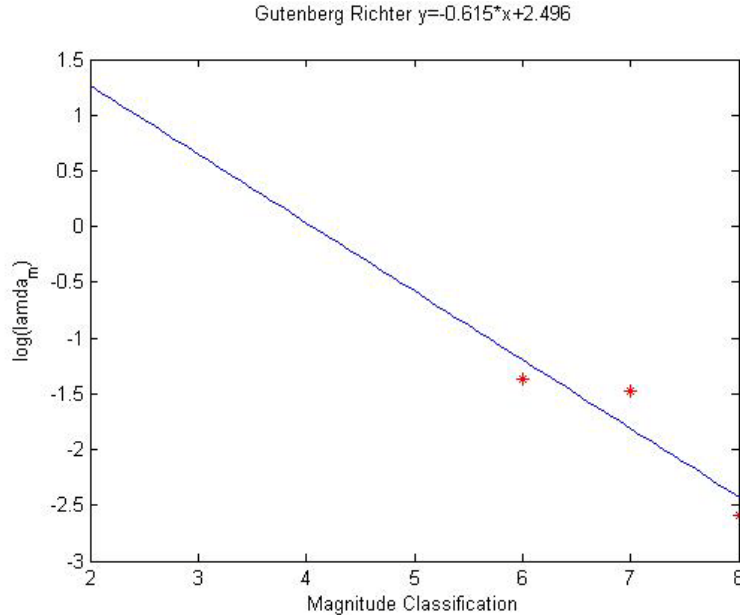
Χρησιμοποιώντας τις ενόργανες καταγραφές της Υπηρεσίας Σεισμών της Δημοκρατίας της Τουρκίας Earthquake Department (www.deprem.gov.tr) κατά την περίοδο 1900-2012, με την παραδοχή ομοιόμορφου σεισμικού χώρου ακτίνας 150 km γύρω από το σημείο ενδιαφέροντος, εκτελώντας την μέθοδο των ελαχίστων τετραγώνων υπολογίζεται η ευθεία που αποτυπώνεται στο κάτωθι (Εικ. 2.10) διάγραμμα.



Εικ. 2.10 : Ευθεία GR για περίοδο 1900-2012

Από τον κλασικό νόμο GR προκύπτει πως ο πιο πιθανός σεισμός για περίοδο ενός έτους είναι μεγέθους 4.45 κατά την κλίμακα Richter.

Επανάληψη της ίδιας διαδικασίας για τις ιστορικές καταγραφές της περιόδου 1509-1899 δίνει την κατωτέρω (Εικ. 2.11) ευθεία.



Εικ. 2.11: Ευθεία GR για περίοδο 1509-1899

Επαλληλίζοντας τις δύο ευθείες, με συντελεστή βαρύτητας 0.80 για τις ενόργανες καταγραφές και 0.20 για τις ιστορικές, προκύπτει η τελική τιμή της παραμέτρου $b = 0.597$.

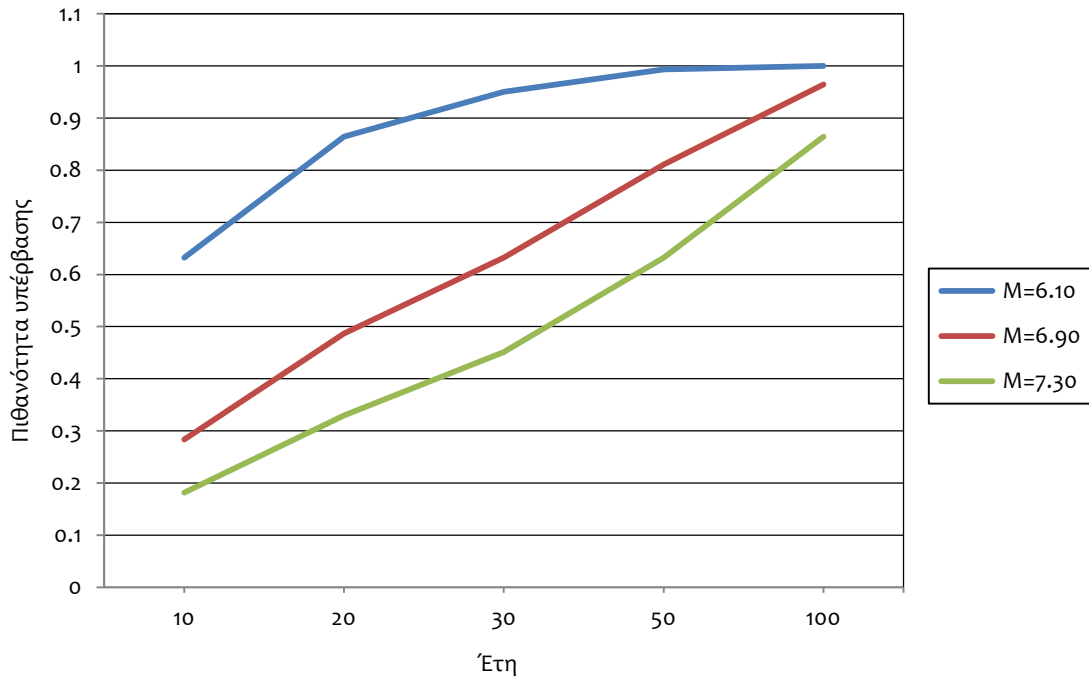
Υποθέτοντας πως τα σεισμικά γεγονότα ακολουθούν την κατανομή Poisson (με την παραδοχή ανεξάρτητων συμβάντων), η πιθανότητα εμφάνισης ενός τουλάχιστον γεγονότος μεγέθους M^* θα είναι:

$$P_{[X \geq 1, T]} = e^{-\lambda_m \cdot T}$$

λ_m : μέση ετήσια συχνότητα εμφάνισης ενός γεγονότος

T : η περίοδος επαναφοράς του γεγονότος αυτού

Στο παρακάτω διάγραμμα (Εικ. 2.12) αποτυπώνεται η πιθανότητα υπέρβασης τριών μεγεθών σεισμικών συμβάντων σε διάφορες χρονικές περιόδους (10, 20, 30, 50 και 100 έτη).



Εικ. 2.12 : Διάγραμμα πιθανότητας υπέρβασης μεγεθών σεισμικών συμβάντων για διάφορες χρονικές περιόδους

Τα πιθανότερα μεγέθη σεισμού ανάλογα με την περίοδο επαναφοράς είναι:

- Για περίοδο 10 ετών: $M = 6.10 R$
- Για περίοδο 30 ετών: $M = 6.90 R$
- Για περίοδο 50 ετών: $M = 7.30 R$

- ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΤΗΣ ΚΑΜΠΥΛΗΣ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΕΠΙΚΙΝΔΥΝΟΤΗΤΑΣ

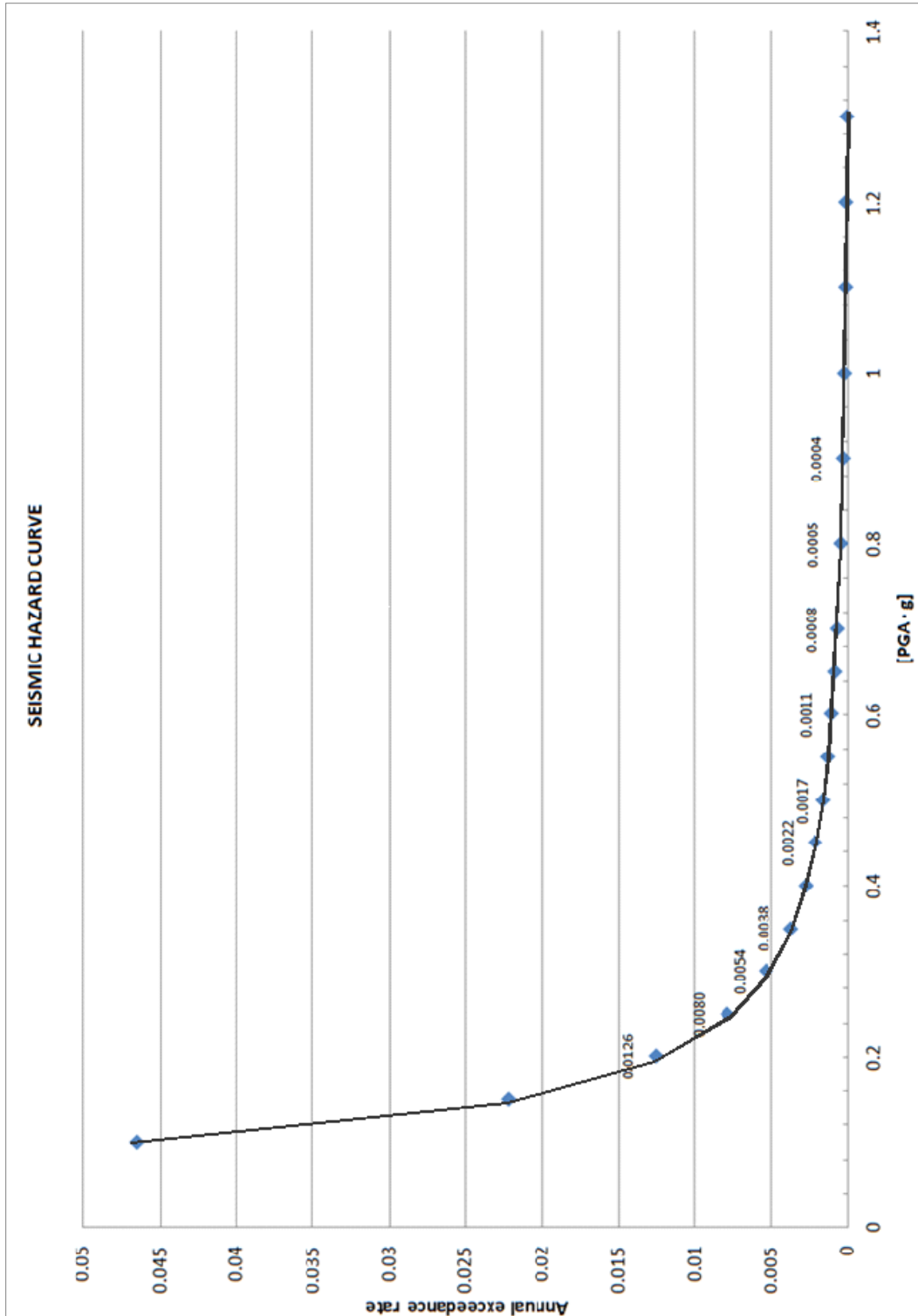
Η καμπύλη σεισμικής επικινδυνότητας μπορεί να υπολογιστεί για μεμονωμένες σεισμικές πηγές και έπειτα να επαλληλιστεί για να εκφράσει την αθροιστική επικινδυνότητα μιας περιοχής. Εν προκειμένω, ελλείψει ακριβέστερων δεδομένων, έγινε δεκτή η παραδοχή ενιαίου σεισμικού χώρου και χρησιμοποιήθηκε ο νόμος εξασθένισης (Skarlatoudis et. al., 2003) για οριζόντια συνιστώσα σεισμού με άγνωστο εστιακό βάθος:

$$\log(PGA) = 1.07 + 0.45 \cdot M_W - 1.35 \cdot \log(R + 6) + 0.09$$

Υπολογίζεται η πιθανότητα υπέρβασης μιας ορισμένης τιμής της αναμενόμενης επιτάχυνσης a^* για συγκεκριμένο μέγεθος σεισμού σε συγκεκριμένη θέση, και έπειτα αυτή πολλαπλασιάζεται με την πιθανότητα να συμβεί ο σεισμός αυτός σε αυτήν τη θέση. Η διαδικασία επαναλαμβάνεται για όλες τα πιθανά μεγέθη σεισμού και τις πιθανές θέσεις. Οι τιμές αυτές αθροίζονται και έτσι προκύπτει η μέση ετήσια συχνότητα υπέρβασης για την τιμή a^* :

$$\lambda_{a^*} = \sum v_i \iint P[PGA > a^* | m, r] \cdot P[m] \cdot P[r] dm dr$$

Ο αλγόριθμος επαναλαμβάνεται για μια επαρκώς πυκνή ακολουθία τιμών a^* , ώστε να παραχθεί η καμπύλη που ακολουθεί (Εικ. 2.13).



Εικ. 2.13 : Καμπύλη σεισμικής επικινδυνότητας

Από την κατανομή Poisson, με προεπιλεγμένες τις τιμές της πιθανότητας υπέρβασης της αναμενόμενης επιτάχυνσης σχεδιασμού ($P_{[x \geq 1, T]}$) και τον χρόνο ζωής της προτεινόμενης επέμβασης (T), υπολογίζουμε την ετήσια συχνότητα υπέρβασης (λ_m) και από την καμπύλη σεισμικής επικινδυνότητας την επιτάχυνση σχεδιασμού (PGA).

Σύμφωνα με την ανωτέρω διαδικασία ορίζονται τέσσερα πιθανά σενάρια αναμενόμενης σεισμικής επιτάχυνσης, τα οποία φαίνονται στον παρακάτω πίνακα:

Seismic scenario (ULS)	Probability of exceedance ($P_{[x > 1, T]}$)	Design life (T)	Exceedance rate (λ_m)	Peak ground acceleration (PGA)
1	10 %	50 yrs	0.0021	0.40 g
2	24 %	50 yrs	0.0054	0.30 g
3	47 %	50 yrs	0.0126	0.20 g
4	70 %	50 yrs	0.0225	0.15 g

Ορισμένα από τα σεισμικά σενάρια θα εφαρμοσθούν κατά τις αναλύσεις του προσομοιώματος του κτηρίου, προκειμένου να διαπιστωθεί το επίπεδο ασφαλείας που μπορεί να επιτευχθεί με τις προτεινόμενες επεμβάσεις.

2.5 ΥΔΡΟΛΟΓΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ

Τα επιφανειακά όμβρια της άμεσης περιοχή των κτηρίων απορρέουν επιφανειακά κατά τις προαναφερθείσες επικρατούσες κατωφύριες, κυρίως κατά την νότια όψη με κατεύθυνση δυτικά προς ανατολικά. Οι κλίσεις αυτές είναι αρκούντως μεγάλες (5- 7%) ώστε να μην εμφανίζεται τοπική συγκέντρωση λιμναζόντων υδάτων.

3 ΥΠΑΡΧΟΥΣΑ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΔΟΜΗΜΑΤΟΣ

3.1 ΣΥΝΟΠΤΙΚΗ ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΔΟΜΗΜΑΤΟΣ

Οι γενικές διαστάσεις του Ναού είναι 19.00 x 9.20 m, με μέγιστο ύψος στον τρούλο 11.00 m. Η Οικία, αντιστοιχώς, έχει γενικές διαστάσεις 10.40 x 10.10 m και μέγιστο ύψος 6.85 m.

Ο Ναός (Εικ. 3.1) αποτελείται από το κυρίως τμήμα του και εκτενή προσθήκη (νάρθηκας και εξωνάρθηκας) σε ορθογωνική κάτοψη. Έχει μορφή τρουλαίας βασιλικής και η κάλυψή του γίνεται με ημικυλινδρικούς θόλους και τρούλο που σήμερα εδράζονται μέσω τόξων σε πέντε μαρμαρίνους κίονες. Ένας από τους έξι αρχικούς κίονες έχει αφαιρεθεί βιαίως, παρασύροντας σε μερική κατάρρευση τα άνωθεν τόξα. Το κυρίως τμήμα του Ναού αποτελεί την αρχική φάση που χρονολογείται στον 13^ο αιώνα, ενώ το υπόλοιπο μέρος του (νάρθηκας, εξωνάρθηκας) καθώς επίσης και το μη σωζόμενο κωδωνοστάσιο, κατασκευάστηκαν κατά το 1883.

Σήμερα, από την επέκταση σώζονται μονάχα οι περιμετρικοί τοίχοι και ένας εγκάρσιος, στο όριο του νάρθηκα με τον εξωνάρθηκα. Επίσης, σώζονται μικρά τμήματα από αντηρίδες που αντιστήριζαν το Ναό από τα νότια και τα ανατολικά, που κατασκευάστηκαν μαζί με τις προαναφερθείσες επεμβάσεις.



Εικ. 3.1: Άποψη του Ναού

Ο φέρων οργανισμός του Ναού είναι τοιχοποιία από φυσικούς λίθους και οπτοπλίνθους.

Οι τοίχοι του Ναού είναι κατασκευασμένοι από προσεγμένη αργολιθοδομή με την εξωτερική τους παρειά διαμορφωμένη από σειρές πλίνθων εναλλάξ με δύο δόμους αργών λίθων, στους κατακόρυφους αρμούς των οποίων παρεμβάλλονται συχνά κατακόρυφοι οπτόπλινθοι σε ένα είδος ατελούς πλινθοπερικλείστου συστήματος. Κατά τόπους η τοιχοποιία είναι ιδιαίτερα προσεγμένη σχηματίζοντας περιορισμένης εκτάσεως κεραμικό διάκοσμο. Τα τόξα των τυφλών αψιδωμάτων των πλαγίων όψεων είναι από πύρινους θολίτες και οπτοπλίνθους εναλλάξ ενώ τα τόξα και οι θόλοι του Ναού είναι κατασκευασμένα εξ ολοκλήρου από οπτοπλίνθους.



Εικ. 3.2 : Υλικά δόμησης (κατακόρυφοι τοίχοι)



Εικ. 3.3 : Υλικά δόμησης (θολοδομία)

Οι κίονες είναι μαρμάρινοι και εδράζονται μέσω μαρμάρινων βάσεων σε τοπική βάση από καλοδομημένη λιθοδομή, είτε μεμονωμένη είτε σε διάταξη θεμελιολωρίδων μεταξύ των έξι κίωνων. Τοπική ανασκαφή σε βάθος περίπου 30 - 50 cm δεν στάθηκε δυνατό να αποκαλύψει πλήρως τη διάταξη κάτωθεν των μαρμάρινων βάσεων.



Εικ. 3.4 : Υλικά δόμησης (κίονες)

Η γενικότερη μορφή της θεμελίωσης των τοίχων δεν είναι γνωστή, αλλά μπορεί βάσιμα να υποθεθεί ότι αυτή κατά τα συνήθη, έχει γίνει χωρίς ιδιαίτερη επιμέλεια σε αβαθές σκάμμα. Εκτιμάται πως στη στάθμη έδρασης υπάρχει εδαφοποιημένο επιφανειακό στρώμα, όπως αυτό που φαίνεται και στο κοντινό πρανές.

Στο παράπλευρο οικόπεδο προς βορρά υπάρχει οικία τετραγωνικής κατόψεως σε επαφή με τον βόρειο τοίχο του εξωνάρθηκα. Η οικία δε θα εξετασθεί από την παρούσα εργασία.



Εικ. 3.5 : Η οικία βορείως του Ναού

3.2 ΓΕΝΙΚΗ ΠΑΘΟΛΟΓΙΑ ΔΟΜΗΜΑΤΟΣ

Ο Ναός βρίσκεται σήμερα σε κακή κατάσταση από δομοστατικής απόψεως. Στο τμήμα του που αντιστοιχεί στον αρχικό Ναό παρατηρούνται τόσο στους τοίχους όσο και στη θολοδομία σοβαρές ρηγματώσεις και αρκετά μεγάλες και μη αναστρέψιμες κατά τόπους παραμορφώσεις. Μικρό τμήμα της θολοδομίας έχει καταρρεύσει λόγω της απόσπασης του ενός από τους έξι κίονες του Ναού, ενώ εμφανίζονται σημαντικά προβλήματα κατάρρευσης θολιτών από τις περιοχές των κλειδών, ιδίως στο δυτικό θόλο.

Η στέγη που κάλυπτε την επέκταση του Ναού έχει καταρρεύσει, όπως επίσης τα πατώματα και ένας μικρός εγκάρσιος τοίχος που διαχώριζε το νάρθηκα από τον εξωνάρθηκα. Το αέτωμα έχει μερικώς καταρρεύσει μαζί με το κωδωνοστάσιο λόγω ανθρωπογενούς παρέμβασης, όπως προαναφέρθη.

Η πολυετής εγκατάλειψη και έκθεση στις κλιματολογικές συνθήκες έχουν επιδεινώσει τα αμιγώς δομικά προβλήματα. Σε πολλές θέσεις, λόγω των κύκλων ψύξεως- αποψύξεως υπό τη δυσμενή επίδραση των αλάτων από το θαλάσσιο περιβάλλον, οι οπτόπλινθοι που συναντώνται κυρίως στις θολοδομίες εμφανίζονται αποσαθρωμένοι.

3.3 ΠΑΘΟΛΟΓΙΑ ΔΟΜΗΜΑΤΟΣ ΑΝΑ ΔΟΜΙΚΟ ΣΤΟΙΧΕΙΟ

3.3.1 ΤΟΙΧΟΠΟΙΗΣ (ΘΕΜΕΛΙΩΣΕΙΣ)

Τα θεμέλια του Ναού δεν είναι εμφανή, ούτε και υπήρξε η δυνατότητα για τοπική ανασκαφή και παρατήρηση.

Ωστόσο, οι ρωγμές που φτάνουν μέχρι τη στάθμη του εδάφους εμφανίζουν κλίσεις που παραπέμπουν σε ολίσθηση του εδάφους από βορειοδυτικά προς νοτιοανατολικά, όπως είναι και η κλίσεις των περιμετρικών δρόμων.

Τα χαμηλά τμήματα των λιθοδομών έχουν υποστεί φθορές κονιαμάτων και απώλεια υλικού τόσο λόγω ανθρωπογενών και κλιματικών παραγόντων όσο και της φυσικής γήρανσης.

Οι κίονες εμφανίζουν σημαντικές αποκλίσεις από την κατακόρυφο χωρίς, ωστόσο, να εμφανίζεται στροφή στις βάσεις τους.



Εικ. 3.6 : Απόπλυση κονιαμάτων και θραύσεις οπτοπλίνθων στο επίπεδο θεμελίωσης



Εικ. 3.7, 3.8 : Θεμελίωση βάσης και απόκλιση δυτικού κίονα βόρειας κιονοστοιχίας

3.3.2 ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΕΣ (ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΕΣ)

Οι κατακόρυφοι τοίχοι του Ναού εμφανίζουν σημαντικές ρηγματώσεις σε όλες τις όψεις. Στο βόρειο εμφανίζονται ιδιαιτέρως εκτενείς διαμπερείς ρωγμές πάχους 20 - 30 mm, κάτωθεν του ανοίγματος κατά την κεραία του κυρίως τμήματος. Στην συμμετρική θέση, στο νότιο τοίχο εμφανίζονται ακόμα μεγαλύτερες ρωγμές πάχους 30 - 55 mm. Επιμέρους ρωγμές μικρότερου πάχους 5 - 10 mm, διαμπερείς ή και όχι εμφανίζονται και στο υπόλοιπο μέρος των όψεων των τοίχων.

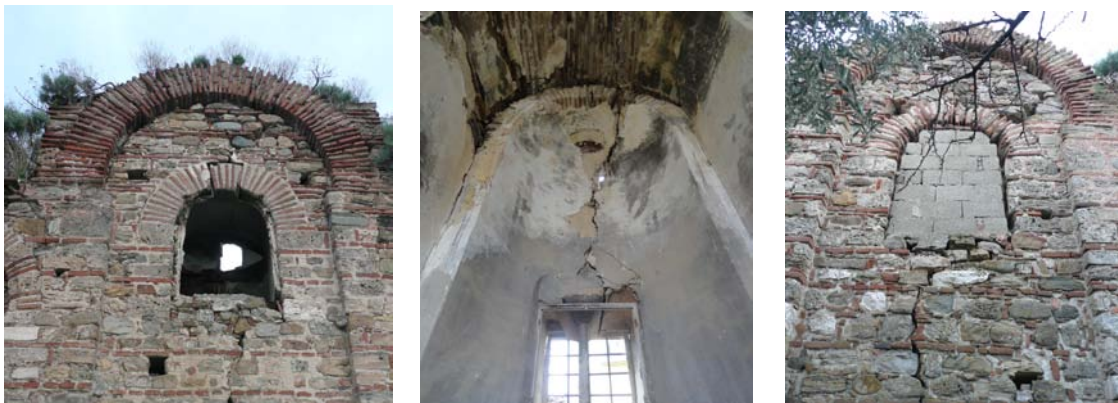
Η παρουσία ρωγμών τόσο σε πλήθος όσο και σε μέγεθος είναι σαφώς εντονότερη στο νότιο τοίχο.

Ο ανατολικός τοίχος εμφανίζεται υπό γεωμετρία τριών επαλλήλων καμπυλών που συνιστούν τις κόγχες του Ναού και εμφανίζει ιδιαιτέρως σημαντικά προβλήματα. Ο τοίχος της κεντρικής κόγχης του ιερού εμφανίζει διαχωρισμό μεταξύ των τμημάτων εκατέρωθεν του παραθύρου. Η ρωγμή ξεκινά από τη βάση του τοίχου, όπου υπό τη δυσμενή έδραση σε κυλινδρικούς λίθους εμφανίζεται με πάχος 40 - 50 cm και καταλήγει αυξανόμενη σε 40 - 200 mm στο ύψος της καμπύλης του τεταρτοσφαιρίου στέγασης της κόγχης. Στην περιοχή αυτή, που αποτελείται αποκλειστικά σχεδόν από οπτοπλίνθους, αρκετά λιθοσώματα έχουν συντριβεί και καταρρεύσει, αφήνοντας το προαναφερθέν πολύ μεγάλο κενό. Οι μικρές κόγχες εκατέρωθεν της κεντρικής εμφανίζουν λεπτότερες ρωγμές, πάχους 5 - 10 mm.

Οι τοίχοι της προσθήκης δεν εμφανίζουν προβλήματα παρόμοιας έντασης. Υπάρχουν εκτεταμένα προβλήματα φθορών λόγω έκθεσης στο περιβάλλον και τοπικές καταρρεύσεις λόγω ανθρωπογενών παρεμβάσεων (κατάρρευση τμήματος του αετώματος, καταστροφή κωδωνοστασίου και κλοπή γωνιολίθου στην νοτιοδυτική γωνία).

Ο όροφος του εξωνάρθηκα, ο οποίος αποτελείται από οπτοπλινθοδομή με εντεταγμένους στην εσωτερική παρειά ξύλινους στύλους σε κατακόρυφη και κεκλιμένη διάταξη, περίπου τρεις ανά πλευρά, ως σύστημα ενισχύσεως, δεν εμφανίζει ουσιαστικές ρηγματώσεις.

Τα οικοδομικά προβλήματα που επιδεινώνουν τα προαναφερθέντα είναι η φθορά και απόπλυση των επιχρισμάτων και των αρμολογημάτων, καθώς επίσης και η ανάπτυξη φυτών. Η εμφάνισή τους είναι κατά τόπους σοβαρότερη, κυρίως στις βάσεις και τις στέψεις των τοιχοποιιών.



Εικ. 3.9, 3.10, 3.11 : Ρηγματώσεις στο νότιο τοίχο, την κόγχη του ιερού και το βόρειο τοίχο

3.3.3 ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΕΣ (ΘΟΛΟΔΟΜΙΕΣ)

Οι θολοδομίες εμφανίζουν εκτεταμένα προβλήματα στις περιοχές των κλειδών. Στην περιοχή έδρασης του τρούλου είναι εμφανείς οι αστοχίες, υπό μορφή ρωγμών πάχους 10 mm και μερικής απώλειας λιθοσωμάτων στις κλείδες. Αρκετές οπτόπλινθοι που συνθέτουν τους θόλους είναι υπό κατάρρευση λόγω αποδιοργάνωσης αλλά και φθοράς του υλικού δομής τους.

Τα τόξα που μεταφέρουν το φορτίο των θόλων στους μαρμάρινους κίονες εμφανίζουν και αυτά ρηγματώσεις αρκετά εκτεταμένες, μεγέθους 3 - 10 mm.

Σημαντικές ρηγματώσεις της τάξεως των 20 - 30 mm εμφανίζονται τόσο στα σφαιρικά τρίγωνα όσο και στο τύμπανο του τρούλου και το θόλο (5 - 10 mm). Η ρηγματώση του τυμπάνου δεν τεκμηριώθηκε λόγω δυσκολίας στην πρόσβαση, ωστόσο μέσω μακρόθεν παρατήρησης φάνηκε εκτενής ρηγματώση των πεσών.

Η απόσπαση του δυτικότερου μαρμάρινου κίονα της νότιας κιονοστοιχίας είχε ως αποτέλεσμα τα άνωθεν τόξα και ο χθαμαλός τρούλος να καταρρεύσουν μερικώς. Έντονη αποδιοργάνωση εμφανίζεται και στην περιοχή έδρασης του κεντρικού τόξου.

Μικρής σημασίας ρηγματώσεις τριχοειδούς πάχους εμφανίζονται στις κλείδες αρκετών τοξωτών υπερθύρων του νεώτερου τμήματος.



Εικ. 3.13 : Ρηγματώσεις στη θολοδομία

3.3.4 ΚΙΟΝΕΣ

Οι πέντε εναπομένοντες μαρμάρινοι κίονες του Ναού εμφανίζουν σοβαρά προβλήματα αποκλίσεων από την κατακόρυφη διεύθυνση. Οι στροφές στη βάση τους συμβαίνουν μονάχα ως προς τους ίδιους, δίχως να εμφανίζονται στροφές των μαρμάρινων κιονοκράνων που χρησιμοποιούνται ως βάσεις έδρασης. Αντιθέτως, στην κορυφή εμφανίζονται στροφές και στις υπερκείμενες βάσεις των τόξων. Η εκτενής ρηγμάτωση υπό τις ανακυκλιζόμενες μετακινήσεις έχει διαμορφώσει τεμάχια τοιχοποιίας που στρέφονται ως στερεά σώματα, παρασύροντας και τα κιονόκρανα των κίωνων. Σημειώνεται πως οι κίονες είναι εν προκειμένω μαρμάρινοι μονόλιθοι, πρακτικά απαραμόρφωτοι και ως εκ τούτου, στρεπτοί ως στερεά σώματα.



Εικ. 3.14, 3.15 : Τοπικές θραύσεις και διάνοιξη αρμών λόγω στροφής κίωνων

3.3.5 ΠΑΤΩΜΑΤΑ

Το πάτωμα του ορόφου του εξωνάρθηκα έχει αφαιρεθεί αφήνοντας εμφανείς και εκτεθειμένες τις θέσεις όπου εδράζονταν οι ξύλινες δοκοί, κατά τη διεύθυνση Βορρά - Νότου.

Όσον αφορά στην Οικία, δεν έχει γίνει αποκάλυψη του φορέα του πατώματος του ορόφου, ωστόσο αναμένεται να είναι ξύλινο, εδραζόμενο στους τοίχους του ισογείου. Κατά τόπους το πάτωμα εμφανίζει κλίση λόγω μονίμων παραμορφώσεων των ξύλινων δοκών.



Εικ. 3.16 : Εσωτερική άποψη της προσθήκης με εμφανείς θέσεις έδρασης δοκών

3.3.6 ΔΙΑΖΩΜΑΤΑ

Όπως προκύπτει από τη διερεύνηση του κτηρίου, εμφανίζονται λείψανα ξυλοδεσιών στις θέσεις όπου οι ξύλινοι ελκυστήρες, που πλέον δεν υπάρχουν, εισχωρούσαν στην τοιχοποιία. Προφανώς τα διαζώματα αυτά χρησίμευαν στη σύνδεση των ελκυστήρων με το βόρειο και το νότιο τοίχο.

Δεν είναι γνωστό αν τα διαζώματα αυτά εμφανίζονταν περιμετρικά στη στάθμη αυτή, ή και σε άλλες στάθμες. Σε κάθε περίπτωση, οποιοδήποτε στοιχείο ήταν εντεταγμένο στην τοιχοποιία του Ναού, που συνιστά και την αρχική φάση κατασκευής, δεν αναμένεται να διατηρείται.

3.3.7 ΣΤΕΓΕΣ

Όπως έχει αναφερθεί και στα προηγούμενα, η στέγη έχει καταρρεύσει από ολοκλήρο το νεώτερο τμήμα του Ναού.

3.4 ΙΣΤΟΡΙΚΟ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ ΚΑΙ ΕΠΕΜΒΑΣΕΩΝ

Όπως προαναφέρθη, ο Ναός αποτελείται από δύο ιστορικές φάσεις: το κύριο τμήμα (13ος αιώνας) και την προσθήκη του νάρθηκα και του εξωνάρθηκα (1883).

Ο τρούλος κατέρρευσε και ανακατασκευάστηκε κατά το 1855 μετά από σεισμό. Στη φάση αυτή τα προς το κέντρο του Ναού άκρα των θόλων που καλύπτουν το νότιο και το δυτικό σκέλος του σταυρού ενισχύθηκαν με μια ξύλινη κατασκευή μορφής τόξου και μια καμπυλωμένη σιδηρά δοκό αντίστοιχα. Αυτές οι περιοχές παρουσιάζουν σοβαρά προβλήματα και στην παρούσα κατάσταση.

Στην ίδια φάση κατασκευής εκτιμάται η κατασκευή λίθινων τοξωτών αντηρίδων που αντιστήριζαν το Ναό από τα νότια και τα ανατολικά. Πρόκειται για ισχυρές κατασκευές, που είχαν τη μορφή τόξων με πάχος 1.10 m και άνοιγμα 2.20 m. Οι αντηρίδες ήταν τέσσερις κατά μήκος του νότιου τοίχου του κυρίως Ναού, σε αντιστοιχία με τις εσωτερικές τοξοστοιχίες, τον ανατολικό και τον νότιο τοίχο. Προκύπτει πως η καθαίρεσή τους είχε ήδη συντελεστεί στις αρχές της δεκαετίας του 1960.

3.5 ΔΙΑΓΝΩΣΗ ΠΑΘΟΛΟΓΙΑΣ

Η γενική παθολογία του δομήματος παραπέμπει σε αστοχίες λόγω σεισμικών δράσεων, επιδεινούμενων από μη ευμενείς συνθήκες θεμελίωσης.

Ο ρόλος του εδάφους αξιολογείται ως σημαντικός για την παθολογία του κτηρίου. Ο διαφαινόμενος ερπυσμός ακολουθεί τη διεύθυνση ΒΔ - ΝΑ, σύμφωνα και με τη φυσική κλίση του εδάφους όπισθεν του ιερού και κατά την νότια όψη. Παράλληλα με τον ερπυσμό που εμφανίζει αργή εξέλιξη, σε περιπτώσεις σεισμικών διεγέρσεων έχουμε διαφορικές ολισθήσεις μεταξύ του επιφανειακού εδαφικού στρώματος και του ισχυρότερου υποβάθρου, καθώς η σχιστότητα φαίνεται να είναι παράλληλη και ομόφορη με την επιφάνεια του φυσικού εδάφους. Οι διαφορικές ολισθήσεις

παρασύρουν τις υπερκείμενες κατασκευές και μαζί με τη σεισμική διέγερση προκαλούν ρηγματώσεις, που λόγω και των εκκεντροτήτων έχουν διαφορετικό εύρος και σοβαρότητα ανά περιοχή.

Στην τεκμηρίωση της ευαισθησίας του Ναού και ιδιαιτέρως του νοτίου και ανατολικού τμήματός του λόγω του συνδυασμού των προβλημάτων εδάφους και σεισμού, συνηγορεί και η παρελθούσα αντιστήριξη του Ναού με τις τρεις εξωτερικές λίθινες τοξωτές αντηρίδες στα νότια και τη μία στα ανατολικά.

Αξίζει να αναφερθεί πως το εμφανιζόμενο πρανές (γκρεμός) στα βόρεια δεν φαίνεται επηρεάζει την ευστάθεια του συγκροτήματος, αφού δεν προκαλεί ερπυσμούς ή καταρρεύσεις λόγω της αντίστροφης κλίσης των πετρωμάτων του.

Η έλλειψη ισχυρού εγκάρσιου τοίχου μεταξύ κυρίως Ναού και νάρθηκα, εκεί όπου κατά την αρχική φάση κατασκευής υπήρχε ο δυτικός τοίχος του, συντελεί επίσης στις μεγάλες παραμορφώσεις του Ναού κατά την εγκάρσια διεύθυνση (Βορράς - Νότος). Οι μεγάλες αυτές παραμορφώσεις είναι σύμφυτες με τις αντίστοιχες υπερβάσεις φέρουσας ικανότητας και σε αυτό το γεγονός πρέπει να αποδοθεί η εκτενής ρηγματώση των θολοδομιών στον άξονα Δύση – Ανατολή, αλλά και γενικότερα.

Σημαντική συνεισφορά στην ανωτέρω ευπάθεια έχει και η απώλεια των ξύλινων ελκυστήρων, οι οποίοι λόγω του μεγέθους τους έπαιζαν σταθεροποιητικό ρόλο, ακόμα και άνευ σύνδεσης με τις σαπισμένες ξυλοδεσιές εντός του τοίχου, όπως ανεφέρθη.

Η απομάκρυνση μετά το 1922 του νοτιοδυτικού κίονα ενέτεινε τα ήδη υφιστάμενα προβλήματα, προκαλώντας σημαντική αποδιοργάνωση στην περιοχή του.

Όλα τα προηγούμενα προβλήματα που οδηγούν στην μείωση της ακαμψίας του Ναού και τις, ως εκ τούτου, μεγάλες παραμορφώσεις υπό τα οριζόντια σεισμικά φορτία, είναι υπεύθυνα και για τις εκτενείς αποκλίσεις των κίωνων.

Η απουσία στέγης και πατωμάτων είναι άλλος ένας παράγων που μειώνει οποιαδήποτε μορφή συνεργασίας μεταξύ του κυρίως Ναού και της προσθήκης.

Τα προβλήματα φθορών οφείλονται στην έκθεση στις καιρικές συνθήκες, όπως ανεφέρθη και στην αναλυτική περιγραφή της παθολογίας.

Η ανωτέρω περιγραφή συνοψίζεται ως εξής:

- Διαφορικές ολισθήσεις εδάφους στην γενική διεύθυνση ΒΔ – ΝΑ.
- Γενικευμένη απώλεια φέρουσας ικανότητας λόγω δομικών αστοχιών και φθοράς.
- Μειωμένη δυσκαμψία του κτηρίου στη διεύθυνση Β – Ν (εγκάρσια).
- Μειωμένη σταθερότητα γεωμετρίας θολοδομίας.
- Υπερβάσεις διατμητικής φέρουσας ικανότητας στον ανατολικό, βόρειο και νότιο τοίχο του κυρίως Ναού.
- Πλήρης απουσία διαφραγματικής λειτουργίας στο νεώτερο τμήμα του Ναού.

4 ΥΛΙΚΑ ΥΠΑΡΧΟΥΣΑΣ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗΣ

4.1 ΕΚΤΙΜΗΣΗ ΤΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΩΝ ΤΟΙΧΟΠΟΙΩΝ

Για την εκτίμηση των μεγεθών των μηχανικών χαρακτηριστικών των υφιστάμενων τοιχοποιιών ελήφθησαν δοκίμια κονιαμάτων και οπτοπλίνθων, τα οποία υποβλήθηκαν σε εργαστηριακές δοκιμές.

Συγκεκριμένα, για το κονίαμα προκύπτει μέσος όρος εφελκυστικής αντοχής $f_{mtm} = 0.12$ MPa. Βασιζόμενοι σε αναγωγικούς τύπους μπορούμε να εκτιμήσουμε τη θλιπτική αντοχή του κονιαμάτος 10 φορές την αντίστοιχη εφελκυστική, δηλαδή $f_{mc} \approx 1.20$ MPa.

Για τις οπτοπλίνθους ευρέθη μέση θλιπτική αντοχή $f_{bcm} = 17.85$ MPa και εφελκυστική αντοχή από δοκιμή κάμψευς $f_{btm} = 3.43$ MPa.

Για τη θλιπτική αντοχή των λίθων εκτιμάται, σύμφωνα με τη βιβλιογραφία για ασβεστολιθικά πετρώματα, τιμή $f_{bc} \approx 40.00$ MPa.

ΠΡΟΣΔΙΟΡΙΣΜΟΣ ΑΜΕΣΗΣ ΕΦΕΛΚΥΣΤΙΚΗΣ ΑΝΤΟΧΗΣ ΚΟΝΙΑΜΑΤΟΣ

ΕΡΓΟ:

ΙΕΡΟΣ ΝΑΟΣ
ΠΑΝΤΟΒΑΣΙΛΙΣΣΑΣ
ΤΡΙΓΛΙΑΣ

Εργ. Αριθμός: 13-54

Ημ/νία δοκιμής: 03/3/2013



ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ

ΘΕΣΗ ΔΕΙΓΜΑΤΟΣ	ΕΝΔΕΙΞΗ ΟΡΓΑΝΟΥ	ΔΥΝΑΜΗ ΘΡΑΥΣΗΣ (Kg)	ΕΠΙΦΑΝΕΙΑ ΘΡΑΥΣΗΣ ΔΕΙΓΜΑΤΟΣ (cm ²)	ΑΝΤΟΧΗ ΣΕ ΕΦΕΛΚΥΣΜΟ (KPa)
Π1	42	3,91	7,23	54,02
Π7	135	12,56	7,22	173,89
Π12	77	7,16	5,63	127,19

Εικ. 4.1 : Αποτελέσματα δοκιμής εφελκυσμού κονιαμάτων (μέθοδος θραυσμάτων)

Για την αναγωγή των επιμέρους αντοχών σε συνολική εκτίμηση των μηχανικών χαρακτηριστικών της τοιχοποιίας γίνεται επίκληση υπολογιστικών σχέσεων από τη βιβλιογραφία.

Για την θλιπτική αντοχή τρίστρωτης τοιχοποιίας πριν την επέμβαση με ενέματα ισχύει:

Θλιπτική αντοχή τρίστρωτης λιθοδομής

$$f_{wc,0} = (2 \cdot \lambda_e \cdot \delta \cdot f_{wc,e} + \lambda_i \cdot f_{wc,i}) \div (1 + 2 \cdot \delta) \quad (1)$$

$f_{wc,0}$: Θλιπτική αντοχή τρίστρωτης λιθοδομής

$f_{wc,e}$: Θλιπτική αντοχή των εξωτερικών στρώσεων, βλέπε (2)

$f_{wc,i}$: Θλιπτική αντοχή της εσωτερικής στρώσης, βλέπε (3)

λ_e : διορθωτικός συντελεστής $\approx 1 - 0.06 \cdot \zeta_e \cdot t_e \cdot h_w^{-4/3}$, (t_e, h_w σε mm, $\zeta_e = E_{w,e} / f_{wc,e}$)

λ_i : διορθωτικός συντελεστής ≈ 1

δ : λόγος παχών μεταξύ εξωτερικής και εσωτερικής στρώσης ($t_e \div t_i$)

(Tassios, T.P. 2004. Rehabilitation of three-leaf masonry. In Evoluzione nella sperimentazione per le costruzioni, Seminario Internazionale, 26 Sept-3 Oct., Centro Internazionale di Aggiornamento Sperimentale-Scientifico)

Θλιπτική αντοχή εξωτερικών στρώσεων

$$f_{wc,e} = \left[\frac{2}{3} \cdot \sqrt{f_{bc}} + k_1 \cdot f_{mc} - k_2 \right] \div \left[1 + 3.5 \cdot \left(\frac{V_m}{V_w} - 0.30 \right) \right] \quad (2)$$

f_{bc} : Θλιπτική αντοχή λίθου

f_{mc} : Θλιπτική αντοχή κονιάματος

k_1 : 0.60 για αργολιθοδομή

0.20 για οπτοπλινθοδομή ή τοιχοποιία από λαξευμένους λίθους

k_2 : 0.00 MPa για οπτοπλινθοδομή ή τοιχοποιία από λαξευμένους λίθους

0.50 MPa για τοιχοποιία από ημιλαξευμένους λίθους

2.50 MPa για αργολιθοδομή

V_m, V_w : όγκος κονιάματος, όγκος τοιχοποιίας

(Tassios, Chronopoulos: "Aseismic dimensioning of interventions on low-strength masonry buildings", Middle East and Mediterranean Regional Conference on low-strength masonry in seismic areas, Middle East Univ., Ankara, 1986)

Θλιπτική αντοχή της εσωτερικής στρώσης

$$f_{wc,i} = f_0 \cdot e^{-10 \cdot n_i} \cdot \xi_i \quad (3)$$

f_0 : 10 MPa για κονιάματα με $f_{mc} \approx 1.00$ MPa

20 MPa για κονιάματα με $f_{mc} \approx 4.00$ MPa

35 MPa για κονιάματα με $f_{mc} \approx 10.00$ MPa

ξ_i : εκτιμήτρια της ποιότητας πλήρωσης ≤ 1.00

n_i : δείκτη πορώδους του υλικού πλήρωσης

(Tassios, T.P. 2004. Rehabilitation of three-leaf masonry, see (1))

Το μέτρο ελαστικότητας μπορεί να ληφθεί:

$$E_{wc} = \zeta_e \cdot f_{wc} \quad (4)$$

ζ_e : συντελεστής μεταξύ 500 ÷ 1000 (εν προκειμένω, λαμβάνουμε 600)

Για τον προσδιορισμό της αντοχής των οπτοπλινθοδομών που υπάρχουν στον όροφο του νεωτέρου τμήματος του Ναού, γίνεται χρήση των σχέσεων του Ευρωκώδικα 6:

$$f_k = k \cdot f_b^{0.7} \cdot f_m^{0.3} \quad (5)$$

k : σταθερά ανάλογα με τον τύπο κονιάματος, το υλικό κατασκευής και την ομάδα του λιθοσώματος (για νέες τυποποιημένες τοιχοποιίες)

f_b : η θλιπτική αντοχή των λιθοσωμάτων

f_m : η θλιπτική αντοχή του κονιάματος

Στην περίπτωση υφισταμένων τοιχοποιιών δε λαμβάνεται τιμή σχεδιασμού καθώς κάτι τέτοιο στερείται νοήματος λόγω της ούτως ή άλλως χαμηλής στάθμης αξιοπιστίας των δεδομένων και των προσομοιωμάτων.

Βάσει των ανωτέρω σχέσεων λαμβάνουμε τις παρακάτω τιμές, οι οποίες θα χρησιμοποιηθούν για τη μόρφωση του προσομοιώματος και τους ελέγχους. Ο λόγος Poisson θεωρείται για όλες τις περιπτώσεις $\nu = 0.20$.

Μηχανικά χαρακτηριστικά τρίστρωτης λιθοδομής		
Εξωτερικές στρώσεις	f_{bc} (MPa)	40.00
	f_{mc} (MPa)	1.20
	k_1	0.60
	k_2 (MPa)	2.50
	V_m/V_w	0.17
	$f_{wc,e}$ (MPa)	4.39
Εσωτερική στρώση	f_o (MPa)	0.50
	η_i	0.16
	ξ_i	0.80
	$f_{wc,i}$ (MPa)	0.08
Τρίστρωτη λιθοδομή	t_e (m)	0.30
	t_i (m)	0.20
	h_w (m)	4.00
	δ	1.50
	λ_e	0.79
	λ_i	1.00
	ζ_e	750
	$f_{wc,o}$ (MPa)	2.61
	$E_{wc,o}$ (GPa)	1.96

Ίδιο βάρος τρίστρωτης λιθοδομής		
Εξωτερικές στρώσεις	γ_b (kN/m ³)	27.00
	γ_m (kN/m ³)	20.00
	h_b (cm)	15.00
	l_b (cm)	30.00
	t_m (cm)	2.00
	α	4.79
Εσωτερική στρώση	γ_e (kN/m ³)	25.79
	γ_b (kN/m ³)	25.00
	γ_m (kN/m ³)	20.00
	b (%)	10.00
Τρίστρωτη λιθοδομή	γ_i (kN/m ³)	24.50
	$\gamma_{w,o}$ (kN/m ³)	23.61

Οπτοπλινθοδομή		
f_{bc} (MPa)		17.85
f_{mc} (MPa)		1.80
k_1		0.20
k_2 (MPa)		0.00
V_m/V_w		0.35
$f_{wc,e}$ (MPa)		2.70
$E_{wc,o}$ (GPa)		2.03

4.2 ΕΚΤΙΜΗΣΗ ΤΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΩΝ ΚΙΟΝΩΝ

Για το υλικό των κίωνων λαμβάνεται ότι και για τους λίθους της τρίστρωτης τοιχοποιίας, ήτοι $E = 40$ GPa, $\nu = 0.20$.

5 ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΚΑΙ ΑΝΑΛΥΣΗ ΥΠΑΡΧΟΥΣΑΣ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗΣ

5.1 ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑΤΩΝ

Προκειμένου να διερευνηθεί η συμπεριφορά του κτηριακού συγκροτήματος έναντι κατακόρυφων και οριζοντίων φορτίων, έγινε προσομοίωσή της μέσω πεπερασμένων στοιχείων.

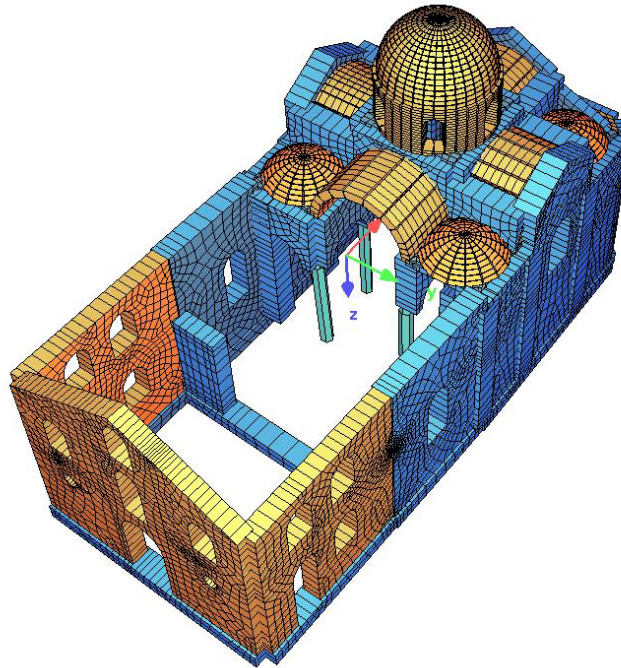
Για το Ναό χρησιμοποιήθηκε το λογισμικό στατικής & δυναμικής ανάλυσης και διαστασιολόγησης κατασκευών “SOFiSTiK” (www.sofistik.com).

Το προσομοίωμα μορφώθηκε με τους παρακάτω τύπους πεπερασμένων στοιχείων, σύμφωνα με την ξενόγλωσση ονομασία τους:

- Στοιχεία quad : Επιφανειακά πεπερασμένα στοιχεία τρίκομβα ή τετράκομβα. Πρόκειται για στοιχεία δίσκου, πλάκας ή κελύφους. Μπορεί να έχουν μεταβλητό πάχος, να εδράζονται ελαστικά, να αποτελούνται από υλικό με μη γραμμικές ιδιότητες και διαφορετικές στρώσεις, να φέρουν προένταση και να έχουν ορθότροπη συμπεριφορά.
Με τα εν λόγω στοιχεία προσομοιώθηκαν οι κατακόρυφοι τοίχοι, οι θόλοι και ο τρούλος (πάχος στοιχείων σημαντικά μικρότερο από τις άλλες διαστάσεις).
- Στοιχεία beam : Ραβδωτό στοιχείο μεταβλητής και έκκεντρης διατομής με δυνατότητα προέντασης. Μπορεί να παραλάβει στρέβλωση. Μπορεί να εδράζεται ελαστικά και να αποτελείται από υλικό με μη γραμμικές ιδιότητες.
Με τα εν λόγω στοιχεία προσομοιώθηκαν τα γραμμικά μέλη από χάλυβα και ωπλισμένο σκυρόδεμα: υποστυλώματα και δοκοί.
- Στοιχεία truss : Στοιχείο ράβδου δικτυώματος με δυνατότητα αξονικής καταπόνησης.
Με τα εν λόγω στοιχεία προσομοιώθηκαν οι μεταλλικοί ελκυστήρες σύνδεσης των τοιχοποιιών.
- Στοιχεία spring : Ελαστικές εδράσεις σε τυχαίες διευθύνσεις με γραμμικές ή μη ιδιότητες.
Με τα εν λόγω στοιχεία προσομοιώθηκε το έδαφος θεμελίωσης βάσει του δείκτη εδάφους k και των διαστάσεων (I_x, I_y) της διατομής των εδραζόμενων στοιχείων:
Αξονικά ελατήρια κατά άξονα z : $k_v = k \cdot I_x \cdot I_y$
Στροφικά ελατήρια περί άξονα x : $k_{rx} = k \cdot I_x \cdot I_y^3 / 12$

Στροφικά ελατήρια περί άξονα y: $k_{ry} = k \cdot I_x^2 \cdot I_y / 12$

- Κόμβοι: Χρησιμοποιήθηκαν 9167 κόμβοι.



Εικ. 5.1 : Άποψη προσομοιώματος υπάρχουσας κατάστασης

5.2 ΥΛΙΚΑ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑΤΟΣ

Για την προσομοίωση του Ναού ελήφθησαν τα παρακάτω υλικά, όπως περιγράφονται από τον τίτλο, την αρίθμηση και τις ιδιότητες τους:

Αριθμός υλικού	Ονομασία υλικού	Περιγραφόμενα στοιχεία	Είδος στοιχείων	Κλάση	Μέτρο ελαστικότητας
1	Rubble Masonry 2.60/1.96	Κατακόρυφοι τοίχοι αρχικής φάσης	Area	-	1.96 GPa
2	Brick Masonry 2.70/2.00	Κατακόρυφοι τοίχοι νεώτερης φάσης & θολοδομίες	Area	-	2.00 GPa
6	Marble 57/40	Κίονες	Beam	-	40 GPa

Ελήφθη δείκτης εδάφους $k = 120000 \text{ kN/m}^3$, σημαντικά μεγαλύτερος από αυτόν που θα χρησιμοποιείτο για υπολογισμό καθιζήσεων. Τούτο διότι εξετάζεται η συμπεριφορά της ανωδομής

υπό δυναμικές φορτίσεις κατά τη σύντομη χρονική διάρκεια των οποίων το έδαφος στην πραγματικότητα αναπτύσσει πολύ μεγαλύτερες αντοχές απ' ό τι σε κατάσταση ηρεμίας.

5.3 ΦΟΡΤΙΑ

Για την ανάλυση του δομήματος ελήφθησαν τα κάτωθι φορτία:

- Μόνιμα φορτία (G)

Φορτία από ίδια βάρη υλικών φέροντος οργανισμού

Ίδιο βάρος λιθοδομής	23.60 kN/m ³
Ίδιο βάρος οπτοπλινθοδομής	22.00 kN/m ³

Επιφανειακά φορτία

Επικάλυψη θολοδομίας	8.80 kN/ m ²
Επικάλυψη τρούλου	1.80 kN/ m ²

- Μεταβλητά φορτία - χιόνι (S)

Επιφανειακά φορτία

Χιόνι σε στέγη	0.60 kN/m ²
----------------	------------------------

- Σεισμικά φορτία (E)

Καθώς ένα σημαντικό μέρος του ναού λείπει δίχως να είναι γνωστό το αναλυτικό ιστορικό βλαβών, δεν κρίθηκε σκόπιμη η ακριβέστερη διερεύνηση της στάθμης επιταχύνσεων που προκάλεσε την παρούσα παθολογία. Η σεισμική δράση ελήφθη σύμφωνα με τις προδιαγραφές της τουρκικής δημοκρατίας (Specification for buildings to be built in seismic zones - Ministry of Public Works and Settlement - 2007), και θεωρείται ίδια κατά τις δύο θεωρούμενες ως κύριες διευθύνσεις x και y.

Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας	I
Σεισμική επιτάχυνση εδάφους	$\alpha = 0.40 \cdot g$
Κατηγορία εδάφους	Z2: $T_1 = 0.15$, $T_2 = 0.40$
Συντελεστής φασματικής μεγέθυνσης	$\beta_0 = 2.50$
Συντελεστής συμπεριφοράς	$q = 1.50$
Συντελεστής απόσβεσης	$\zeta = 4\%$
Σπουδαιότητα δομήματος	I2: $\gamma_1 = 1.40$
Συντελεστής θεμελίωσης	$\theta = 1.00$

5.4 ΦΟΡΤΙΣΕΙΣ

Οι βασικές φορτίσεις (LC: Load Case) που εφαρμόστηκαν, σε αντιστοιχία με τις προαναφερθείσες τιμές φορτίων, είναι οι κάτωθι:

- Μόνιμα φορτία (G)

LC 10 Ίδιο βάρος στοιχείων προσομοιώματος

LC 11 Ίδιο βάρος επικαλύψεων

- Φορτία χιονιού (S)

LC 30 Χιόνι σε κατακόρυφη προβολή

- Ισοδύναμα σεισμικά φορτία (E)

LC 111,211 Λόγω ιδίου βάρους επικαλύψεων κατά x,y

LC 301 Επικόμβια για διευθύνσεις $1.0x+0.3y+0.3z$

LC 302 Επικόμβια για διευθύνσεις $1.0x-0.3y+0.3z$

LC 303 Επικόμβια για διευθύνσεις $1.0x+0.3y+0.3z$

LC 304 Επικόμβια για διευθύνσεις $1.0x-0.3y+0.3z$

LC 305 Επικόμβια για διευθύνσεις $0.3x+1.0y+0.3z$

LC 306 Επικόμβια για διευθύνσεις $0.3x-1.0y+0.3z$

LC 307 Επικόμβια για διευθύνσεις $0.3x+1.0y+0.3z$

LC 308 Επικόμβια για διευθύνσεις $0.3x-1.0y+0.3z$

LC 309 Επικόμβια για διευθύνσεις $0.3x+0.3y+1.0z$

LC 310 Επικόμβια για διευθύνσεις $0.3x-0.3y+1.0z$

LC 311 Επικόμβια για διευθύνσεις $0.3x+0.3y+1.0z$

LC 312 Επικόμβια για διευθύνσεις $0.3x-0.3y+1.0z$

Οι φορτίσεις 301-312 αφορούν τα προσομοιωμένα μέλη του φορέα (στοιχεία προσομοιώματος). Είναι καθολικού τύπου επικόμβιες φορτίσεις που προκύπτουν από τις επικόμβιες μάζες στις οποίες δρα ο συνδυασμός διευθύνσεων επιταχύνσεων λόγω σεισμού. Λόγω του τρόπου εισαγωγής δεδομένων του λογισμικού, στις φορτίσεις αυτές περιλαμβάνεται και η συνιστώσα της βαρύτητας και, ως εκ τούτου, κατά την επαλληλία για δημιουργία των συνδυασμών σεισμού σχεδιασμού, η μεμονωμένη φόρτιση ιδίου βάρους στοιχείων προσομοιώματος (LC 10) δε θα συμπεριληφθεί.

Τα ισοδύναμα σεισμικά φορτία λόγω λοιπών φορτίων (ίδια βάρη μη φερόντων-προσομοιούμενων στοιχείων, μεταβλητών, χιονιού) εισάγονται στις φορτίσεις 100-299 ως ισοδύναμα οριζόντια φορτία που θα επαλληλιστούν, εν συνεχεία, λαμβάνοντας υπ' όψιν τους κατάλληλους συντελεστές

συνδυασμού ψ_i . Σε κάθε φόρτιση κατακόρυφης διεύθυνσης με διψήφια κωδική ονομασία, αντιστοιχεί ισοδύναμη οριζόντια κατά Χ με προσθήκη εκατό ψηφίων και κατά Υ με προσθήκη διακοσίων (για παράδειγμα: LC 11 / LC 111 / LC 211).

Από τις ανωτέρω βασικές φορτίσεις προκύπτουν οι παρακάτω συνδυασμοί σχεδιασμού:

- Συνδυασμοί οριακής κατάστασης αστοχίας (ULS : $\Sigma \gamma_{gi} G_{ki} + \gamma_{q1} Q_{k1} + \Sigma \gamma_{qi} \cdot \psi_{oi} Q_{ki}$)

$$LC\ 1001: \quad 1.35 \cdot G \quad + 1.50 \cdot Q$$

- Συνδυασμοί οριακής κατάστασης λειτουργικότητας (SLS : $\Sigma G_{ki} + Q_{k1} + \Sigma \psi_{oi} \cdot Q_{ki}$)

$$LC\ 2001: \quad 1.00 \cdot G \quad + 1.00 \cdot Q$$

- Συνδυασμοί σεισμού ($\Sigma G_{ki} + \Sigma \psi_{2i} Q_{ki} + E_i$)

Με την ισοδύναμη στατική μέθοδο:

LC 3001:	1.00·G	+ 0.30·Q	+ 1.00·Ex	+ 0.30·Ey	+ 0.30·Ez	(Κυρίως σεισμός κατά +X)
LC 3002:	1.00·G	+ 0.30·Q	+ 1.00·Ex	- 0.30·Ey	+ 0.30·Ez	(Κυρίως σεισμός κατά +X)
LC 3003:	1.00·G	+ 0.30·Q	- 1.00·Ex	+ 0.30·Ey	+ 0.30·Ez	(Κυρίως σεισμός κατά -X)
LC 3004:	1.00·G	+ 0.30·Q	- 1.00·Ex	- 0.30·Ey	+ 0.30·Ez	(Κυρίως σεισμός κατά -X)
LC 3005:	1.00·G	+ 0.30·Q	+ 0.30·Ex	+ 1.00·Ey	+ 0.30·Ez	(Κυρίως σεισμός κατά +Y)
LC 3006:	1.00·G	+ 0.30·Q	+ 0.30·Ex	- 1.00·Ey	+ 0.30·Ez	(Κυρίως σεισμός κατά -Y)
LC 3007:	1.00·G	+ 0.30·Q	- 0.30·Ex	+ 1.00·Ey	+ 0.30·Ez	(Κυρίως σεισμός κατά +Y)
LC 3008:	1.00·G	+ 0.30·Q	- 0.30·Ex	- 1.00·Ey	+ 0.30·Ez	(Κυρίως σεισμός κατά -Y)
LC 3009:	1.00·G	+ 0.30·Q	+ 0.30·Ex	+ 0.30·Ey	+ 1.00·Ez	(Κυρίως σεισμός κατά +Z)
LC 3010:	1.00·G	+ 0.30·Q	+ 0.30·Ex	- 0.30·Ey	+ 1.00·Ez	(Κυρίως σεισμός κατά +Z)
LC 3011:	1.00·G	+ 0.30·Q	- 0.30·Ex	+ 0.30·Ey	+ 1.00·Ez	(Κυρίως σεισμός κατά +Z)
LC 3012:	1.00·G	+ 0.30·Q	- 0.30·Ex	- 0.30·Ey	+ 1.00·Ez	(Κυρίως σεισμός κατά +Z)

Με τη δυναμική φασματική μέθοδο:

LC 3101:	1.00·G	+ 0.30·Q	+ 1.00·Ex	+ 0.30·Ey	+ 0.30·Ez	(Κυρίως σεισμός κατά +X)
LC 3102:	1.00·G	+ 0.30·Q	+ 1.00·Ex	- 0.30·Ey	+ 0.30·Ez	(Κυρίως σεισμός κατά +X)
LC 3103:	1.00·G	+ 0.30·Q	- 1.00·Ex	+ 0.30·Ey	+ 0.30·Ez	(Κυρίως σεισμός κατά -X)
LC 3104:	1.00·G	+ 0.30·Q	- 1.00·Ex	- 0.30·Ey	+ 0.30·Ez	(Κυρίως σεισμός κατά -X)
LC 3105:	1.00·G	+ 0.30·Q	+ 0.30·Ex	+ 1.00·Ey	+ 0.30·Ez	(Κυρίως σεισμός κατά +Y)

LC 3106:	1.00·G	+ 0.30·Q	+ 0.30·Ex	- 1.00·Ey	+ 0.30·Ez	(Κυρίως σεισμός κατά -Y)
LC 3107:	1.00·G	+ 0.30·Q	- 0.30·Ex	+ 1.00·Ey	+ 0.30·Ez	(Κυρίως σεισμός κατά +Y)
LC 3108:	1.00·G	+ 0.30·Q	- 0.30·Ex	- 1.00·Ey	+ 0.30·Ez	(Κυρίως σεισμός κατά -Y)
LC 3109:	1.00·G	+ 0.30·Q	+ 0.30·Ex	+ 0.30·Ey	+ 1.00·Ez	(Κυρίως σεισμός κατά +Z)
LC 3110:	1.00·G	+ 0.30·Q	+ 0.30·Ex	- 0.30·Ey	+ 1.00·Ez	(Κυρίως σεισμός κατά +Z)
LC 3111:	1.00·G	+ 0.30·Q	- 0.30·Ex	+ 0.30·Ey	+ 1.00·Ez	(Κυρίως σεισμός κατά +Z)
LC 3112:	1.00·G	+ 0.30·Q	- 0.30·Ex	- 0.30·Ey	+ 1.00·Ez	(Κυρίως σεισμός κατά +Z)

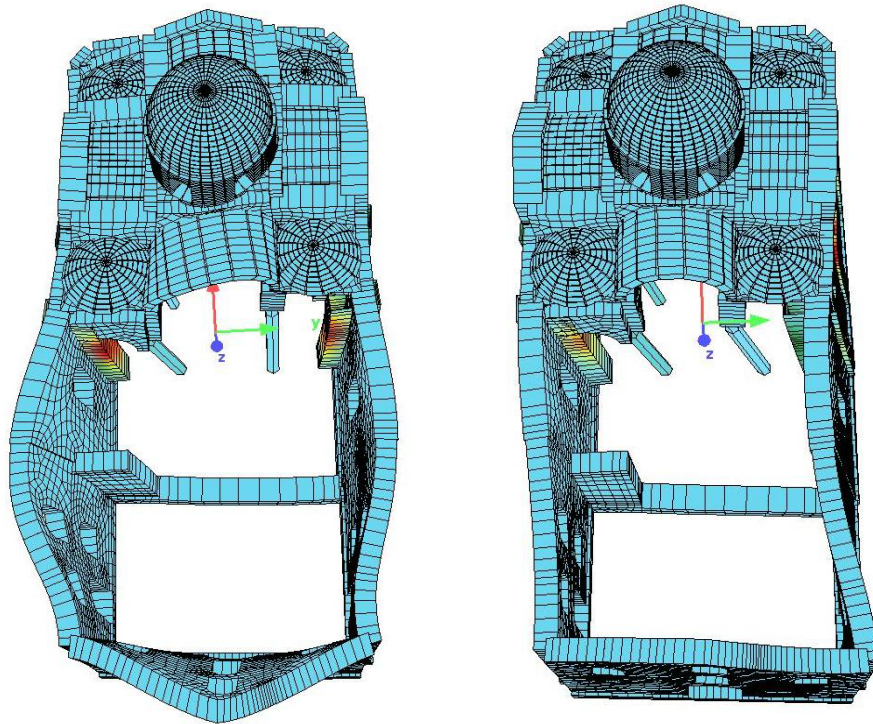
5.5 ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΑΝΑΛΥΣΗΣ

5.5.1 ΙΔΙΟΜΟΡΦΙΚΑ ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ

Από την ιδιομορφική ανάλυση που πραγματοποιήθηκε ευρέθησαν εκατό ιδιομορφές, εκ των οποίων παρουσιάζονται οι πρώτες δέκα, με τα αντίστοιχα στοιχεία τους. Σημειώνεται και στο σημείο αυτό πως οι συνθήκες στήριξης είναι ελαστικές, γεγονός που επηρεάζει τα αποτελέσματα ως προς το σενάριο της πλήρως ανένδοτης στήριξης.

Ιδιομορφή	Ιδιοσυχνότητα (Hz)	Ιδιοπερίοδος (sec)	Ποσοστό συμμετοχής X (%)	Ποσοστό συμμετοχής Y (%)
1	2.87	0.35	0.10	64.20
2	4.17	0.24	0.30	0.40
3	4.88	0.20	24.40	0.20
4	5.50	0.18	1.60	1.00
5	6.86	0.15	38.60	0.00
6	7.39	0.14	8.80	0.20
7	7.70	0.13	0.80	7.80
8	8.70	0.11	0.10	3.90
9	9.51	0.11	0.10	0.50
10	9.57	0.10	0.20	0.00

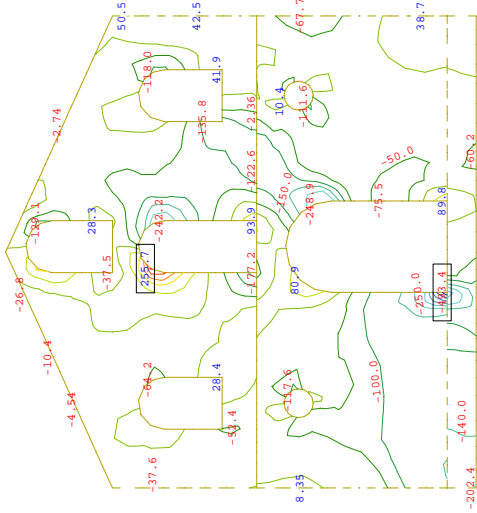
Το άθροισμα των δρυσών ιδιομορφικών μαζών που επετεύχθη είναι 97.6 % για τη διεύθυνση X και 96.7 % για τη διεύθυνση Y.



Εικ. 5.2, 5.3 : Θεμελιώδεις ιδιομορφές κατά τη διεύθυνση Χ (αριστερά, 5^η, $T = 0.15 \text{ sec}$, συμμετοχή 38.6 %) και τη διεύθυνση Υ (δεξιά, 1^η, $T = 0.35 \text{ sec}$, συμμετοχή 64.2 %)

5.5.2 ΔΙΑΓΡΑΜΜΑΤΑ ΕΝΤΑΤΙΚΩΝ ΜΕΓΕΘΩΝ

Εν συνεχεία, παρουσιάζονται ενδεικτικά αποτελέσματα από τις αναλύσεις. Η παρουσίαση γίνεται ανά κατακόρυφο τοίχο, για τους κρίσιμους συνδυασμούς και περιλαμβάνει ισοδυναμικά διαγράμματα για αξονικές δυνάμεις, τέμνουσες δυνάμεις, ροπές περί οριζόντιο και κατακόρυφο άξονα, καθώς και μετακινήσεις κόμβων.



Sector of system Quadrilateral Elements Group 101 201
 Membrane force n-yy in local y from middle of element 3106 MAX-UX NODE , from -493.4 to 255.7 step 50.0 kN/m

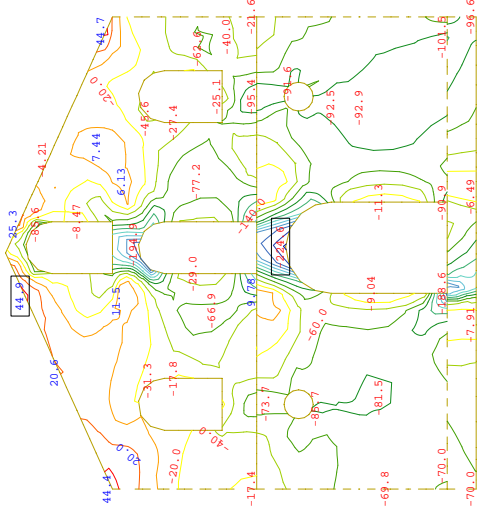
X-Y
Z

↕ , Loadcase

Sector of system Quadrilateral Elements Group 101 201
 Membrane shear force n-xy in local xy from middle of element 3106 MAX-UX NODE , from -224.6 to 44.9 step 20.0 kN/m

X-Y
Z

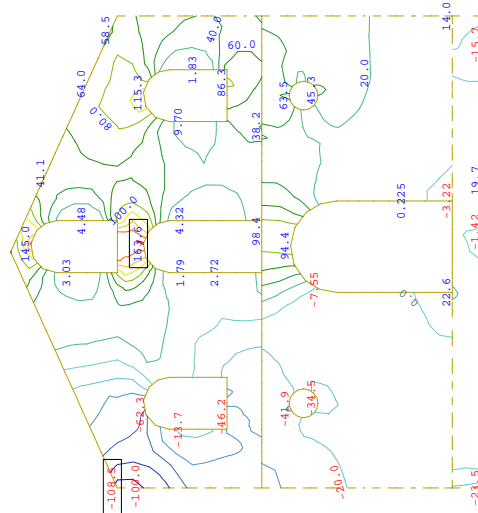
↔ ,



Sector of system Quadrilateral Elements Group 101 201
 Membrane shear force n-xy in local xy from middle of element 3106 MAX-UX NODE , from -224.6 to 44.9 step 20.0 kN/m

X-Y
Z

↔ ,



Sector of system Quadrilateral Elements Group 101 201
 Bending moment m-xx in local x from middle of element 3106 MAX-UX NODE , from -108.5 to 163.6 step 20.0 kNm/m

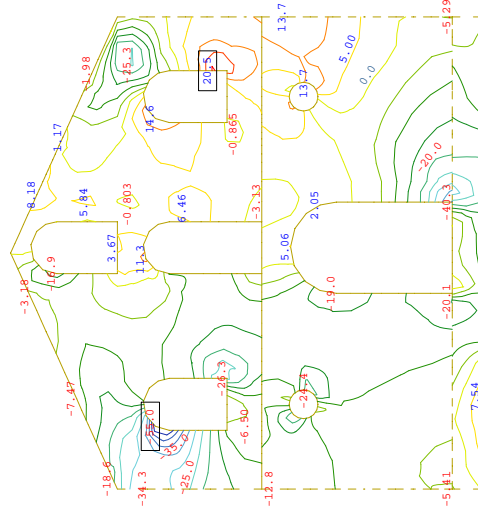
X-Y
Z

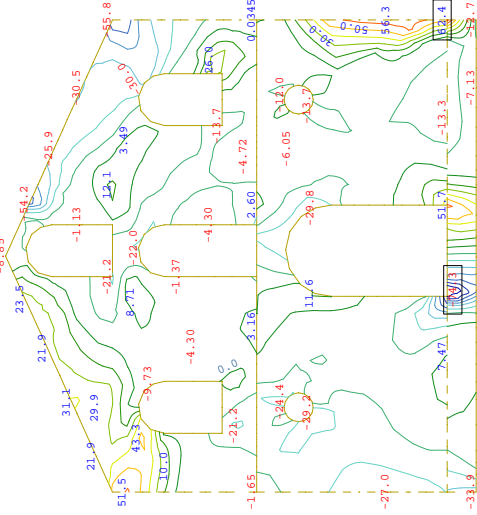
↔ , Loadcase

Sector of system Quadrilateral Elements Group 101 201
 Bending moment m-yy in local y from middle of element 3106 MAX-UX NODE , from -55.0 to 20.5 step 5.00 kNm/m

X-Y
Z

↕ , Loadcase

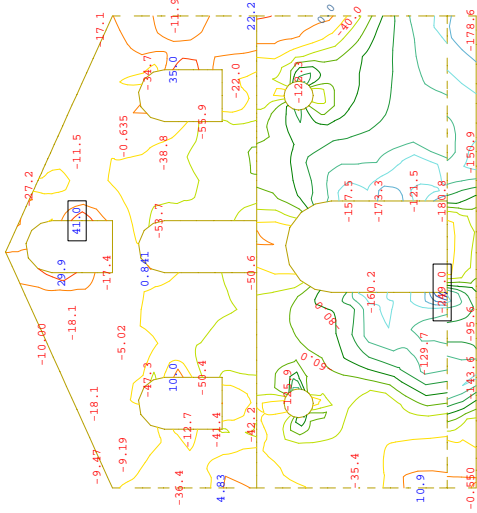




Sector of system Quadrilateral Elements Group 101 201
 Membrane shear force n-xy in local xy from middle of element 3101 MAX-UX NODE , from -74.3 to 62.4 step 10.0 kN/m



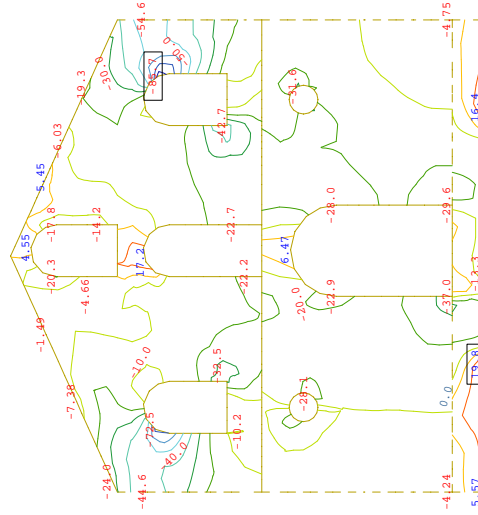
↕ , Loadcase



Sector of system Quadrilateral Elements Group 101 201
 Membrane force n-yy in local y from middle of element 3101 MAX-UX NODE , from -249.0 to 41.0 step 20.0 kN/m



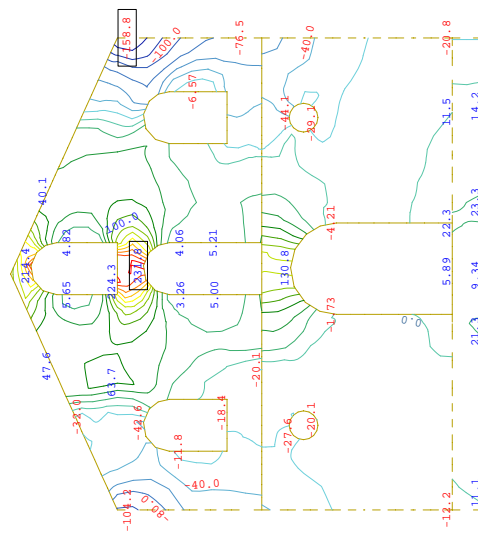
↕ , Loadcase



Sector of system Quadrilateral Elements Group 101 201
 Bending moment m-yy in local y from middle of element 3101 MAX-UX NODE , from -85.7 to 19.8 step 10.0 kNm/m



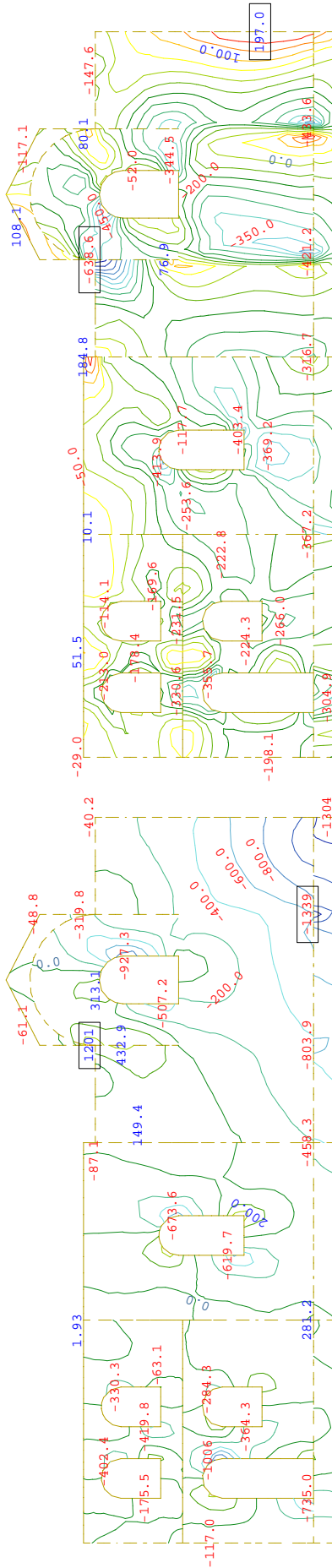
↔ , Loadcase



Sector of system Quadrilateral Elements Group 101 201
 Bending moment m-xx in local x from middle of element 3101 MAX-UX NODE , from -158.8 to 231.8 step 20.0 kNm/m



↔ , Loadcase



Y-X Membrane force n-yy in local y from middle of element
Z Loadcase 3005 EQ(static) +0.3Ex+1.0Ey+0.3Ez , from -1339. to

Y-X Membrane shear force n-xy in local xy from middle of element
Z Loadcase 3005 EQ(static) +0.3Ex+1.0Ey+0.3Ez ,

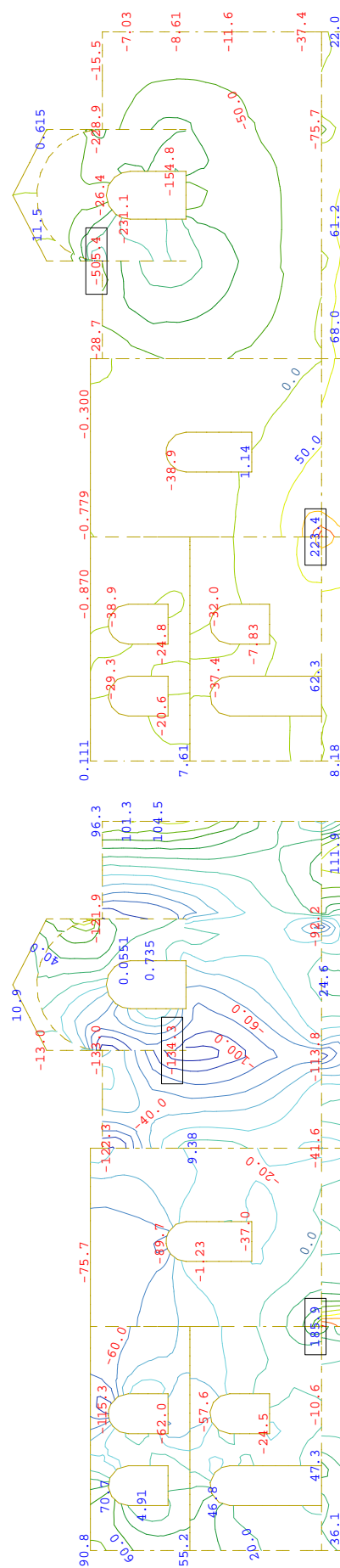
M 1 : 161

Sector of system Quadrilateral Elements Group 110 210

M 1 : 161

Sector of system Quadrilateral Elements Group 110 210

M 1 : 161



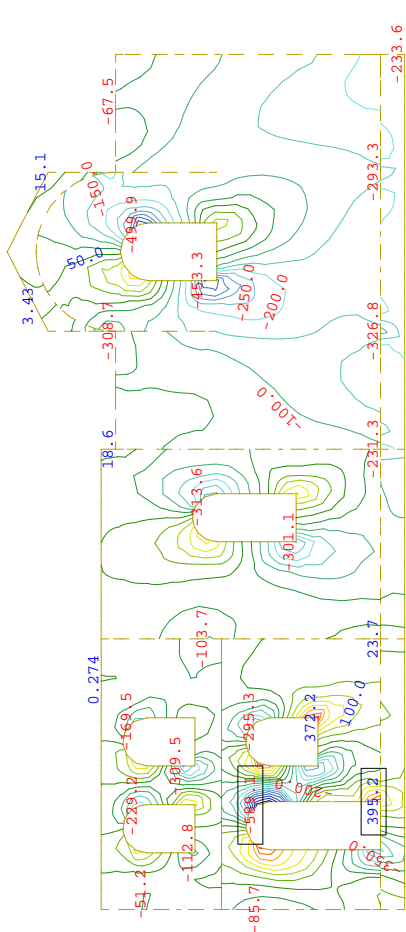
Y-X Bending moment m-yy in local y from middle of element
Z Loadcase 3005 EQ(static) +0.3Ex+1.0Ey+0.3Ez , from -134.3 to

Y-X Bending moment m-xy in local xy from middle of element
Z Loadcase 3005 EQ(static) +0.3Ex+1.0Ey+0.3Ez , from -505.4 to

M 1 : 161

Sector of system Quadrilateral Elements Group 110 210

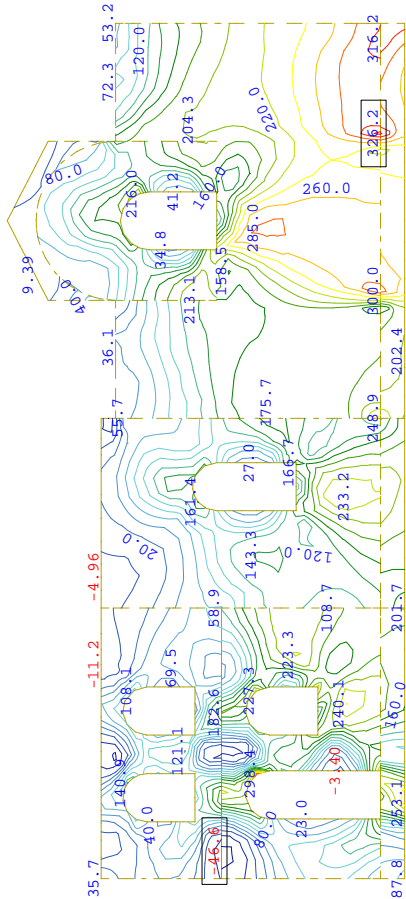
M 1 : 161



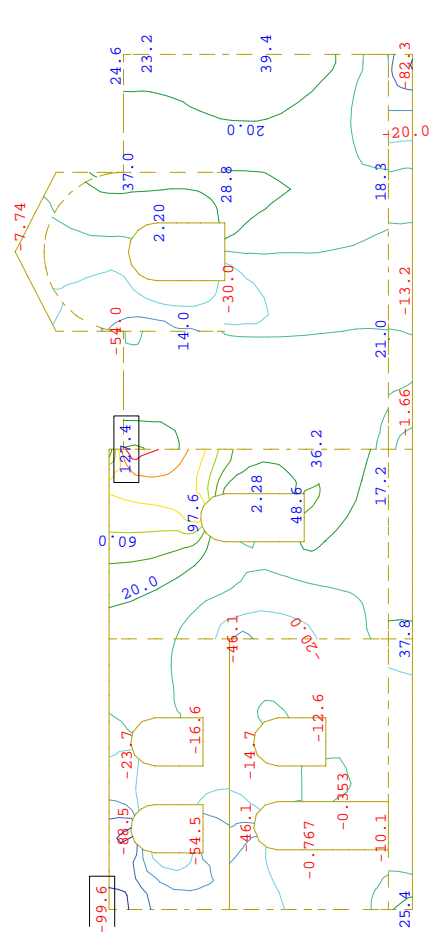
Y-X
Z
Sector of system Quadrilateral Elements Group 113 213
Membrane force n-yy in local y from middle of element
Loadcase 3001 EQ(static) +1.0Ex+0.3Ey+0.3Ez , from -589.1 to

Y-X
Z
Sector of system Quadrilateral Elements Group 113 213
Membrane shear force n-xy in local xy from middle of element
Loadcase 3001 EQ(static) +1.0Ex+0.3Ey+0.3Ez ,

M 1 : 157



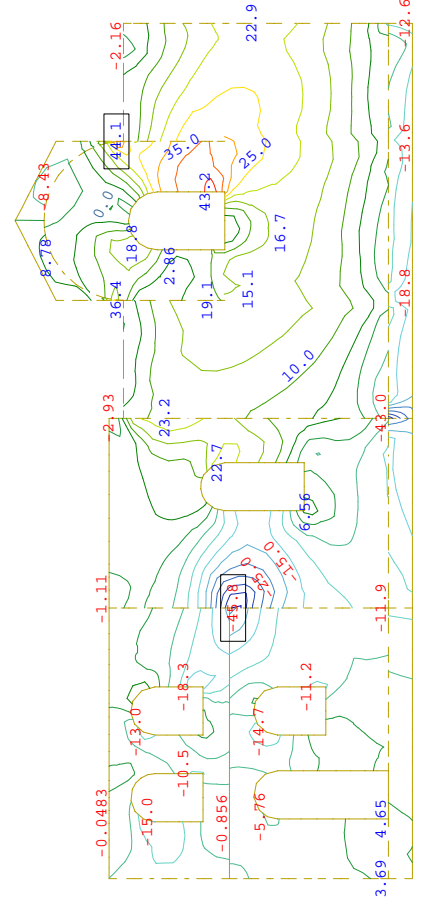
M 1 : 157

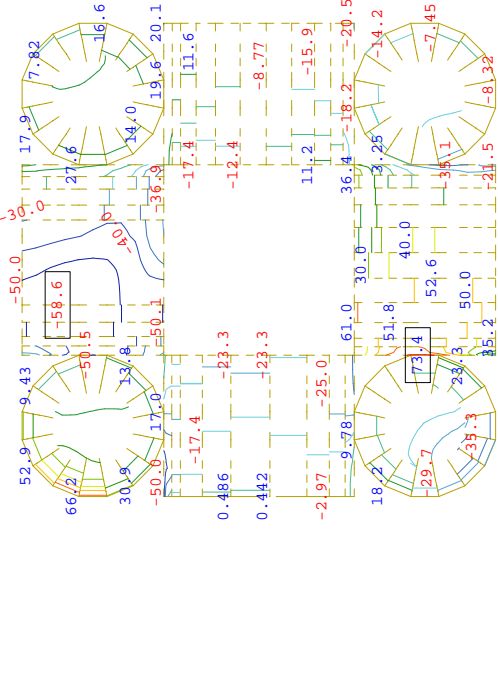


Y-X
Z
Sector of system Quadrilateral Elements Group 113 213
Bending moment m-xx in local x from middle of element
Loadcase 3001 EQ(static) +1.0Ex+0.3Ey+0.3Ez , from -99.6 to

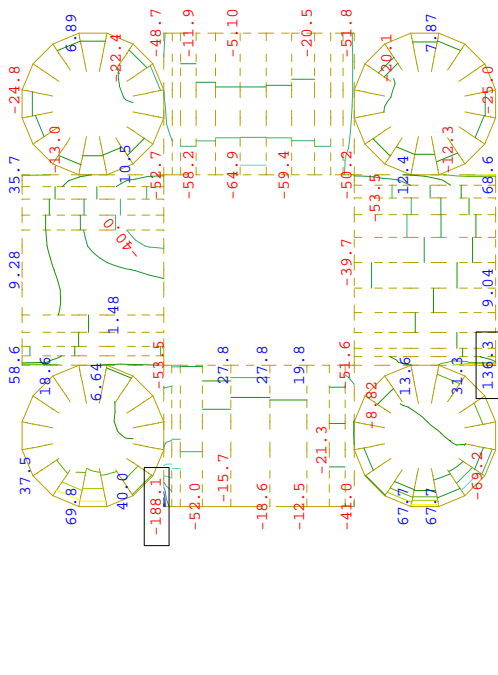
Y-X
Z
Sector of system Quadrilateral Elements Group 113 213
Bending moment m-yy in local y from middle of element
Loadcase 3001 EQ(static) +1.0Ex+0.3Ey+0.3Ez , from -45.8 to

M 1 : 157

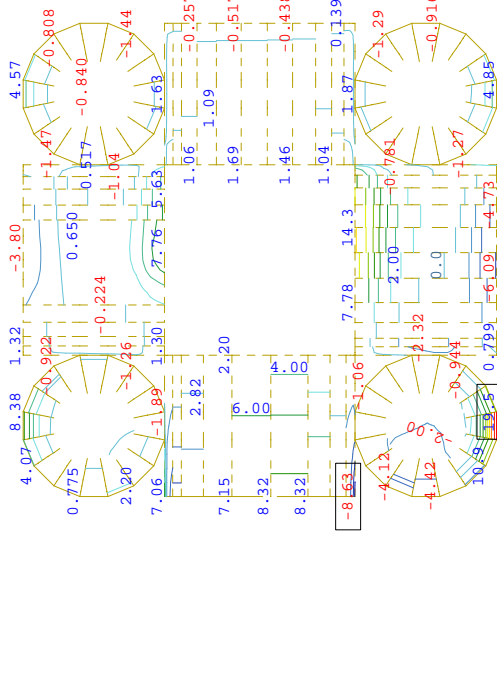




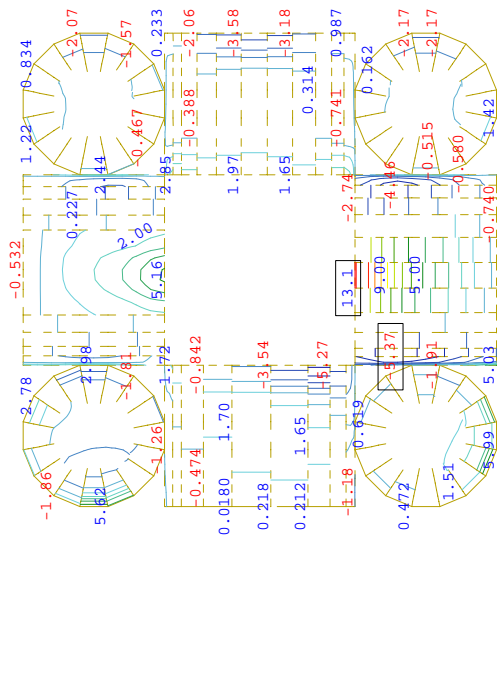
M 1 : 131
Sector of system Quadrilateral Elements Group 3
Membrane shear force n-xy in local xy from middle of element,
Loadcase 1001 1.35*G+1.5*Q , from -58.6 to 73.4 step 10.0



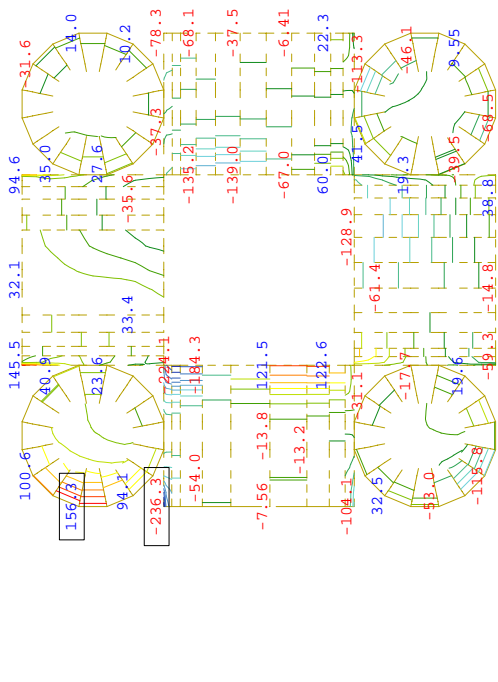
M 1 : 131
Sector of system Quadrilateral Elements Group 3
Bending moment m-yy in local y from middle of element,
Loadcase 1001 1.35*G+1.5*Q , from -188.1 to 136.3 step 20.0



M 1 : 131
Sector of system Quadrilateral Elements Group 3
Bending moment m-xy in local xy from middle of element,
Loadcase 1001 1.35*G+1.5*Q , from -8.63 to 19.5 step 2.00



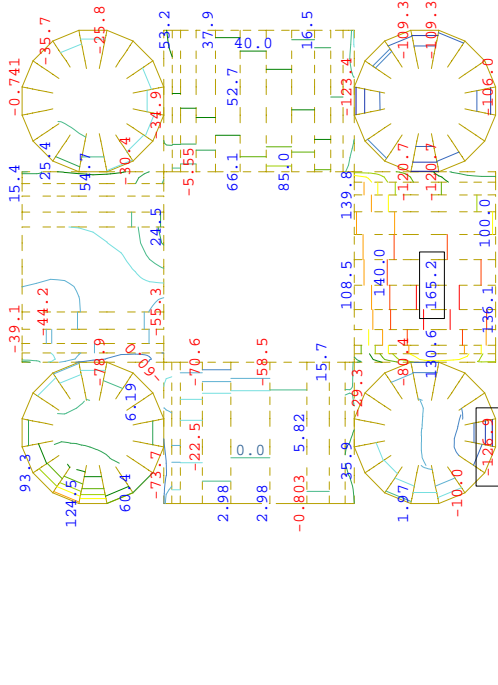
M 1 : 131
Sector of system Quadrilateral Elements Group 3
Bending moment m-xx in local x from middle of element,
Loadcase 1001 1.35*G+1.5*Q , from -5.37 to 13.1 step 1.00



M 1 : 131
Sector of system Quadrilateral Elements Group 3
Membrane force n-yy in local y from middle of element,
Loadcase 3012 EQ(static) -0.3Ex-0.3Ey+1.0Ez , from -236.3 to

M 1 : 131

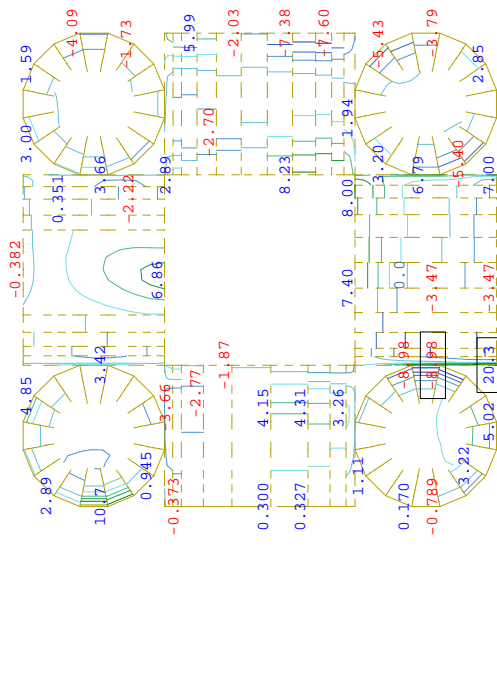
X
Y



M 1 : 131
Sector of system Quadrilateral Elements Group 3
Membrane shear force n-xy in local xy from middle of element,
Loadcase 3012 EQ(static) -0.3Ex-0.3Ey+1.0Ez , from -126.9 to

M 1 : 131

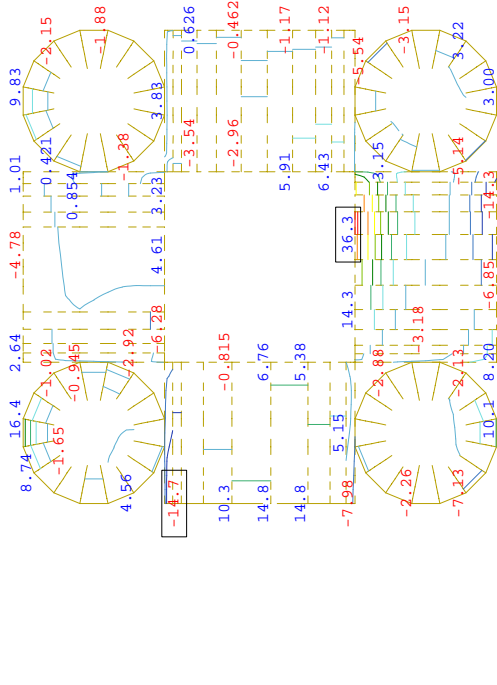
X
Y



M 1 : 131
Sector of system Quadrilateral Elements Group 3
Bending moment m-xx in local x from middle of element,
Loadcase 3012 EQ(static) -0.3Ex-0.3Ey+1.0Ez , from -8.98 to

M 1 : 131

X
Y



M 1 : 131
Sector of system Quadrilateral Elements Group 3
Bending moment m-yy in local y from middle of element,
Loadcase 3012 EQ(static) -0.3Ex-0.3Ey+1.0Ez , from -14.7 to

M 1 : 131

X
Y

5.6 ΕΛΕΓΧΟΙ ΦΕΡΟΥΣΑΣ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑΣ

5.6.1 ΓΕΝΙΚΑ

Οι έλεγχοι που ακολουθούν βασίζονται στα αποτελέσματα του λογισμικού ανάλυσης και πραγματοποιήθηκαν με τη χρήση λογιστικών φύλλων.

Προκειμένου να υπάρχει συσχέτιση δίνονται πληροφορίες για το είδος, τη θέση και τη διατομή των εξεταζόμενων στοιχείων, καθώς και για τη φόρτιση που δίδει τα κρίσιμα μεγέθη. Για κάθε έλεγχο δίδεται ο λόγος της εκάστοτε δράσης (S_d) ως προς τη σχετική αντοχή (R_d), χάριν εποπτείας.

Ειδικά για τους ελέγχους της τοιχοποιίας, περιγράφεται αναλυτικά η μεθοδολογία που χρησιμοποιείται, σύμφωνα με την τρέχουσα σχετική βιβλιογραφία.

5.6.2 ΕΛΕΓΧΟΙ ΕΝΑΝΤΙ ΘΛΙΠΤΙΚΩΝ ΔΥΝΑΜΕΩΝ

Το μέσο μέγεθος θλιπτικών δυνάμεων στις εξεταζόμενες διατομές ελέγχεται έναντι της αντίστοιχης φέρουσας ικανότητας.

Η θέση και οι διαστάσεις των διατομών επιλέγονται από το μελετητή ανάλογα με την κρισιμότητα τους.

$$\bar{N}_{sdc} \geq N_{Rwc} = f_{wc} \cdot A_{crit}$$

\bar{N}_{sdc} : μέση θλιπτική δύναμη σχεδιασμού στη διατομή

N_{Rwc} : φέρουσα ικανότητα της διατομής έναντι θλίψεως

A_{crit} : επιφάνεια της διατομής

f_{wc} : θλιπτική αντοχή της διατομής

Οι τιμές της \bar{N}_{sdc} αντιστοιχούν στην περιγραφόμενη περιοχή, αριθμό στοιχείου και φόρτισης, και εμφανίζονται στα διαγράμματα του τεύχους αποτελεσμάτων υπό τον τίτλο “Membrane force n_{yy} in local y from middle of element”.

Οι έλεγχοι φαίνονται στον πίνακα που ακολουθεί.

ΕΛΕΓΧΟΙ ΕΝΑΝΤΙ ΘΛΙΠΤΙΚΩΝ ΔΥΝΑΜΕΩΝ (PGA = 0.40g)										
	Περιοχή εξεταζόμενης διατομής	Ομάδα στοιχείου	LC	N _{sd,c} (kN/m)	l _{crit} (m)	t _{crit} (m)	A _{crit} (m ²)	f _{wc} (MPa)	N _{Rw,c} (kN/m)	S _d /R _d
ΙΣΟΓΕΙΟ	Λαμπάς	101	1001	265.0	1.00	0.60	0.60	2.60	1560.0	✓ 17 %
	Λαμπάς	101	3006	735.0	1.00	0.60	0.60	2.60	1560.0	✓ 47 %
	Λαμπάς	101	3106	495.0	1.00	0.60	0.60	2.60	1560.0	✓ 32 %
	Λαμπάς	102	1001	150.0	1.00	0.60	0.60	2.70	1620.0	✓ 9 %
	Συμβολή τοίχων	106	1001	500.0	1.00	0.80	0.80	2.70	2160.0	✓ 23 %
	Ανώφλι παραθύρου κόγχης	106	3107	1370.0	1.00	0.80	0.80	2.70	2160.0	✓ 63 %
	Λαμπάς	110	3105	1200.0	1.00	0.60	0.60	2.60	1560.0	✓ 77 %
	Έδραση τόξου σε πεσσό	111	3005	1100.0	0.50	0.75	0.38	2.70	2025.0	✓ 54 %
	Έδραση τόξου σε πεσσό	112	3008	780.0	0.50	0.75	0.38	2.70	2025.0	✓ 39 %
	Ανώφλι ανοίγματος εισόδου	113	3001	580.0	1.00	0.60	0.60	2.60	1560.0	✓ 37 %
Λαμπάς	113	3007	940.0	1.00	0.60	0.60	2.60	1560.0	✓ 60 %	
ΟΡΟΦΟΣ - ΘΟΛΟΔΟΜΙΑ	Έδραση τόξου σε κίονα	103	1001	280.0	0.75	0.75	0.56	2.70	2025.0	✓ 14 %
	Έδραση τόξου σε κίονα	103	3007	930.0	0.75	0.75	0.56	2.70	2025.0	✓ 46 %
	Έδραση τόξου σε τοίχο	104	3007	1700.0	0.75	0.75	0.56	2.70	2025.0	✓ 84 %
	Βάση τυμπάνου	104	3107	1300.0	0.75	0.75	0.56	2.70	2025.0	✓ 64 %
	Έδραση τόξου σε τοίχο	105	3007	1030.0	0.75	0.75	0.56	2.70	2025.0	✓ 51 %
	Έδραση θόλου	110	3006	1590.0	1.00	0.80	0.80	2.70	2160.0	✓ 74 %
	Θόλος	3	1001	190.0	0.50	0.30	0.15	2.60	780.0	✓ 24 %
	Θόλος	3	3007	560.0	0.50	0.30	0.15	2.60	780.0	✓ 72 %
	Τύμπανο τρούλου	4	1001	140.0	0.80	0.30	0.24	2.60	780.0	✓ 18 %
	Τύμπανο τρούλου	4	3012	260.0	0.80	0.30	0.24	2.60	780.0	✓ 33 %

Δεν παρατηρείται υπέρβαση της φέρουσας ικανότητας έναντι θλίψεως σε καμία περίπτωση.

5.6.3 ΕΛΕΓΧΟΙ ΕΝΑΝΤΙ ΤΕΜΝΟΥΣΩΝ ΔΥΝΑΜΕΩΝ

Το μέσο μέγεθος τεμνουσών δυνάμεων στις εξεταζόμενες διατομές ελέγχεται έναντι της αντίστοιχης φέρουσας ικανότητας.

Η ορθή θλιπτική δύναμη σε έκαστη διατομή υπό την ίδια φόρτιση λαμβάνεται υπόψιν στον υπολογισμό της φέρουσας ικανότητας, όπως φαίνεται παρακάτω. Σε περίπτωση φορτίσεων τύπου Οριακής Κατάστασης Αστοχίας, οι ορθές δυνάμεις λαμβάνονται από την αντίστοιχη φόρτιση Οριακής

Κατάστασης Λειτουργικότητας, προκειμένου να μη ληφθεί υπόψιν η ευμενής συνεισφορά των συντελεστών ασφαλείας στην τιμή της φέρουσας ικανότητας.

Η θέση και οι διαστάσεις των διατομών επιλέγονται από το μελετητή ανάλογα με την κρισιμότητα τους.

$$\bar{V}_{sd} \geq V_{Rw} = f_{wv} \cdot A_{crit} = (c + \mu \cdot \sigma_{wc}) \cdot A_{crit}$$

\bar{V}_{sd} : μέση τέμνουσα δύναμη σχεδιασμού στη διατομή

V_{Rw} : φέρουσα ικανότητα της διατομής έναντι διατμήσεως

A_{crit} : επιφάνεια της διατομής

f_{wv} : διατμητική αντοχή της διατομής

c : συνάφεια λίθου-κονιάματος ≈ 0.20

μ : συντελεστής τριβής λίθου-κονιάματος ≈ 0.40

σ_{wc} : ορθή θλιπτική τάση στη διατομή

Οι τιμές της \bar{V}_{sd} αντιστοιχούν στην περιγραφόμενη περιοχή, αριθμό στοιχείου και φόρτισης, και εμφανίζονται στα διαγράμματα του τεύχους αποτελεσμάτων υπό τον τίτλο “Membrane shear force n_{xy} in local xy from middle of element”.

Οι έλεγχοι φαίνονται στον πίνακα που ακολουθεί.

ΕΛΕΓΧΟΙ ΕΝΑΝΤΙ ΤΕΜΝΟΥΣΩΝ ΔΥΝΑΜΕΩΝ (PGA = 0.40g)												
	Περιοχή εξεταζόμενης διατομής	Ομάδα στοιχείου	LC	V_{sd}	l_{crit}	t_{crit}	A_{crit}	σ_{wc}	f_{wv}	V_{Rw}	S_d/R_d	
				(kN/m)	(m)	(m)	(m ²)	(MPa)	(MPa)	(kN/m)		
ΙΣΟΓΕΙΟ	Υπέρθυρο	101	3006	360.0	0.60	0.60	0.36	0.00	0.22	134.4	× 268 %	
	Υπέρθυρο	201	3006	330.0	0.60	0.60	0.36	0.00	0.22	134.4	× 246 %	
	Υπέρθυρο	101	3106	220.0	0.60	0.60	0.36	0.00	0.22	134.4	× 164 %	
	Βάση	102	3005	500.0	0.60	0.60	0.36	1.33	0.85	508.0	✓ 98 %	
	Βάση	102	3105	400.0	0.60	0.60	0.36	1.33	0.85	508.0	✓ 79 %	
	Κατώφλι (κεντρικό)	106	3007	930.0	1.00	0.85	0.85	0.00	0.26	221.0	× 421 %	
	Κατώφλι (κεντρικό)	106	3107	740.0	1.00	0.85	0.85	0.12	0.31	265.0	× 279 %	
	Ανώφλι (κεντρικό)	106	3007	840.0	1.00	0.85	0.85	0.00	0.26	221.0	× 380 %	
	Ανώφλι (κεντρικό)	106	3107	700.0	1.00	0.85	0.85	0.00	0.26	221.0	× 317 %	
	Κατώφλι (βόρειο)	106	3107	480.0	1.00	0.85	0.85	0.12	0.31	265.0	× 181 %	
	Ανώφλι (βόρειο)	106	3107	450.0	1.00	0.85	0.85	0.00	0.26	221.0	× 204 %	
	Κατώφλι Μέσον ύψους	113	3101	240.0	1.00	0.80	0.80	0.00	0.26	208.0	× 115 %	
	Πεσσού	113	3101	60.0	1.00	0.60	0.60	0.03	0.27	164.8	✓ 36 %	

Παρατηρούνται πολύ σοβαρές υπερβάσεις της φέρουσας ικανότητας έναντι τεμνουσών δυνάμεων, της τάξεως ακόμα και του 400%. Τούτο είναι αναμενόμενο καθώς οι κρίσιμες περιοχές (άνω και κάτω από ανοίγματα) είναι περιοχές με μηδενική θλιπτική δύναμη και, ως εκ τούτου, συνεισφορά εκ τριβής. Η μέγιστες υπερβάσεις εμφανίζονται, όπως και στην πραγματικότητα, στην κόγχη του ιερού.

5.6.4 ΕΛΕΓΧΟΙ ΕΝΑΝΤΙ ΕΚΤΟΣ ΕΠΙΠΕΔΟΥ ΚΑΜΨΕΩΣ ΠΕΡΙ ΟΡΙΖΟΝΤΙΟ ΑΞΟΝΑ

Το μέσο μέγεθος ροπών κάμψεως περί οριζόντιο άξονα στις εξεταζόμενες διατομές ελέγχεται έναντι της αντίστοιχης φέρουσας ικανότητας.

Η ορθή θλιπτική δύναμη σε έκαστη διατομή υπό την ίδια φόρτιση λαμβάνεται υπόψιν στον υπολογισμό της φέρουσας ικανότητας, όπως φαίνεται παρακάτω. Σε περίπτωση φορτίσεων τύπου Οριακής Κατάστασης Αστοχίας, οι ορθές δυνάμεις λαμβάνονται από την αντίστοιχη φόρτιση Οριακής Κατάστασης Λειτουργικότητας, προκειμένου να μη ληφθεί υπ' όψιν η ευμενής συνεισφορά των συντελεστών ασφαλείας στην τιμή της φέρουσας ικανότητας.

Η θέση και οι διαστάσεις των διατομών επιλέγονται από το μελετητή ανάλογα με την κρισιμότητα τους.

$$\bar{M}_{sd,xx} \not\geq M_{Rw,xx} = \frac{\sigma_{wc} \cdot I_{crit} \cdot t_{crit}^2}{2} \cdot \left(1 - \frac{\sigma_{wc}}{f_{wc}}\right)$$

$\bar{M}_{sd,xx}$: μέση ροπή κάμψεως περί οριζόντιο άξονα στη διατομή

$M_{Rw,xx}$: φέρουσα ικανότητα της διατομής έναντι κάμψεως περί οριζόντιο άξονα

σ_{wc} : ορθή θλιπτική τάση στη διατομή

I_{crit} : μήκος της διατομής

t_{crit} : πάχος της διατομής

f_{wc} : θλιπτική αντοχή της διατομής

Οι τιμές της $\bar{M}_{sd,xx}$ αντιστοιχούν στην περιγραφόμενη περιοχή, αριθμό στοιχείου και φόρτισης, και εμφανίζονται στα διαγράμματα του τεύχους αποτελεσμάτων υπό τον τίτλο “Bending moment m_{yy} in local y from middle of element”.

Οι έλεγχοι φαίνονται στον πίνακα που ακολουθεί.

ΕΛΕΓΧΟΙ ΕΝΑΝΤΙ ΕΚΤΟΣ ΕΠΙΠΕΔΟΥ ΚΑΜΨΕΩΣ ΠΕΡΙ ΟΡΙΖΟΝΤΙΟ ΑΞΟΝΑ (PGA = 0.40g)											
	Περιοχή εξεταζόμενης διατομής	Ομάδα στοιχείου	LC	$M_{sd,xx}$	l_{crit}	t_{crit}	σ_{wc}	f_{wc}	$M_{Rw,xx}$	S_d/R_d	
				(kNm/m)	(m)	(m)	(MPa)	(MPa)	(kNm/m)		
ΙΣΟΓΕΙΟ	Βάση	101	3001	30.0	1.00	0.60	0.33	3.04	53.4	✓	56 %
	Βάση	101	3101	35.0	1.00	0.60	0.33	3.04	53.4	✓	66 %
	Μέσο ύψους (κεντρικό)	106	3004	55.0	0.50	0.85	0.12	3.40	20.5	✗	268 %
	Βάση	110	3005	75.0	1.00	0.80	0.75	3.40	187.1	✓	40 %
	Μέσο ύψους (κεντρικό)	113	3001	45.0	0.50	0.85	0.12	3.40	20.5	✗	219 %
	Θολοδομία	10	3008	30.0	1.00	0.50	0.30	3.53	34.3	✓	87 %
ΟΡΟΦΟΣ - ΘΟΛΟΔΟΜΙΑ	Έδραση τόξου σε κίονα	103	3004	10.0	0.80	0.80	0.31	3.40	72.6	✓	14 %
	Θόλος	3	1001	8.6	1.00	0.30	0.13	3.04	5.7	✗	150 %
	Θόλος	3	1001	8.3	1.00	0.30	0.06	3.04	2.6	✗	314 %
	Θόλος	3	3012	36.0	1.00	0.30	0.42	3.04	16.2	✗	222 %
	Θόλος	3	3012	14.7	1.00	0.30	0.77	3.04	25.8	✓	57 %
	Θόλος	3	3107	60.0	1.00	0.30	0.87	3.04	27.9	✗	215 %
	Τύμπανο τρούλου	4	3009	11.0	0.80	0.50	0.16	3.04	15.2	✓	73 %
	Τύμπανο τρούλου	4	3012	20.0	0.80	0.50	0.20	3.04	18.7	✗	107 %
	Τύμπανο τρούλου	4	3005	30.0	0.80	0.50	0.40	3.04	34.7	✓	86 %
	Τρούλος	4	1001	3.4	0.50	0.30	0.07	3.04	1.5	✗	232 %
	Τρούλος	4	3012	7.8	0.50	0.30	0.33	3.04	6.7	✗	117 %

Προκύπτουν σημαντικές υπερβάσεις κατά το μέσον του ύψους των τοίχων προς βορρά και νότο, πλησίον των ανοιγμάτων. Τούτο είναι αναμενόμενο, καθώς οι τοίχοι είναι πρακτικώς ελεύθερα ιστάμενοι για μεγάλο μήκος. Επιπλέον, εμφανίζονται σημαντικές υπερβάσεις σε θέσεις γένεσης τόξων στη θολοδομία, αποτέλεσμα της έλλειψης εγκαρσίων τοίχων στο τμήμα πέραν του κυρίως ναού.

5.6.5 ΕΛΕΓΧΟΙ ΕΝΑΝΤΙ ΕΚΤΟΣ ΕΠΙΠΕΔΟΥ ΚΑΜΨΕΩΣ ΠΕΡΙ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟ ΑΞΟΝΑ

Το μέσο μέγεθος ροπών κάμψεως περί κατακόρυφο άξονα στις εξεταζόμενες διατομές ελέγχεται έναντι της αντίστοιχης φέρουσας ικανότητας.

Η τελευταία υπολογίζεται βάσει της τεχνικής θεωρίας κάμψεως, λαμβάνοντας υπόψιν και την εφελκυστική αντοχή της διατομής.

$$\overline{M}_{sd,yy} \not\geq M_{Rw,yy} = W_{crit} \cdot f_{wt}$$

$\bar{M}_{sd,yy}$: μέση ροπή κάμψεως περί κατακόρυφο άξονα στη διατομή

$M_{Rw,yy}$: φέρουσα ικανότητα της διατομής έναντι κάμψεως περί κατακόρυφο άξονα

W_{crit} : ροπή αντιστάσεως της διατομής

f_{wt} : εφελκυστική αντοχή της τοιχοποιίας $\approx 0.10 \cdot f_{gr,t}$

Οι τιμές της $\bar{M}_{sd,yy}$ αντιστοιχούν στην περιγραφόμενη περιοχή, αριθμό στοιχείου και φόρτισης, και εμφανίζονται στα διαγράμματα του τεύχους αποτελεσμάτων υπό τον τίτλο “Bending moment m_{xx} in local x from middle of element”.

Οι έλεγχοι φαίνονται στον πίνακα που ακολουθεί.

ΕΛΕΓΧΟΙ ΕΝΑΝΤΙ ΕΚΤΟΣ ΕΠΙΠΕΔΟΥ ΚΑΜΨΕΩΣ ΠΕΡΙ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟ ΑΞΟΝΑ (PGA = 0.40g)										
	Περιοχή εξεταζόμενης διατομής	Ομάδα στοιχείου	LC	$M_{sd,yy}$	l_{crit}	t_{crit}	W_{crit}	f_{wt}	$M_{Rw,yy}$	S_d/R_d
				(kNm/m)	(m)	(m)	(m ³)	(MPa)	(kNm/m)	
ΙΣΟΓΕΙΟ	Υπέρθυρο	101	3001	94.0	0.60	0.60	0.04	0.50	30.0	× 313 %
	Υπέρθυρο (κεντρικό)	201	3101	140.0	0.60	0.60	0.04	0.50	30.0	× 467 %
	Υπέρθυρο (στέψη)	201	3101	120.0	0.60	0.60	0.04	0.50	30.0	× 400 %
	Συμβολή τοίχων	106	3004	100.0	1.00	0.85	0.12	0.50	60.2	× 166 %
	Υπέρθυρο (στέψη)	110	3105	130.0	1.00	0.80	0.11	0.50	53.3	× 244 %
	Υπέρθυρο (στέψη)	210	3105	80.0	1.00	0.80	0.11	0.50	53.3	× 150 %
	Συμβολή τοίχων	213	3007	145.0	1.00	0.80	0.11	0.50	53.3	× 272 %
	Συμβολή τοίχων	213	3007	140.0	1.00	0.80	0.11	0.50	53.3	× 263 %
	Συμβολή τοίχων	113	3107	80.0	1.00	0.80	0.11	0.50	53.3	× 150 %
ΟΡΟΦΟΣ - ΘΟΛΟΔΟΜΙΑ	Συμβολή τοίχων	111	3005	160.0	1.00	0.85	0.12	0.50	60.2	× 266 %
	Συμβολή τοίχων	112	3008	165.0	1.00	0.85	0.12	0.50	60.2	× 274 %
	Θόλος	3	1001	15.0	1.00	0.30	0.02	0.50	7.5	× 200 %
	Θόλος	3	3009	21.0	1.00	0.30	0.02	0.50	7.5	× 280 %
	Τρούλος	4	3012	3.1	0.50	0.30	0.01	0.50	7.5	✓ 41 %

Ο έλεγχος αυτός εμφανίζει τις σημαντικότερες υπερβάσεις, καθώς το ποσοστό μεταξύ δράσης και αντίστασης φτάνει σχεδόν το 470%. Η έλλειψη εγκαρσίων τοίχων είναι και σε αυτή την περίπτωση ο καθοριστικός παράγων για τις υπερβάσεις.

5.6.6 ΑΞΙΟΛΟΓΗΣΗ ΤΩΝ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ

Οι υπολογισμοί επιβεβαιώνουν σε μεγάλο βαθμό την εμφανιζόμενη παθολογία του δομήματος και τη διάγνωση της.

Είναι ιδιαίτερα εμφανής η ευπάθεια του ανατολικού τοίχου, συνέπεια της αυξημένης του συνεισφοράς στην ανάληψη οριζοντίων φορτίων λόγω της καμπύλης γεωμετρίας (μεγαλύτερη δυσκαμψία) και, κυρίως, της έλλειψης εγκάρσιου τοίχου στο δυτικό άκρο της θολοδομίας. Το γεγονός αυτό αποτυπώνεται στις υπερβάσεις φέρουσας ικανότητας έναντι διατμήσεως.

Η κεκλιμένη θέση των υφισταμένων κιόνων και η εγγενώς αρθρωτή σύνδεσή τους με τη θεμελίωση και την ανωδομή καθιστά μειωμένη τη συνεισφορά τους στην ανάληψη οριζοντίων φορτίων.

Επιμέρους υπερβάσεις μικρότερης σημασίας προκύπτουν στις βάσεις των θόλων. Κατά κανόνα, οι υπερβάσεις αυτές υποδηλώνουν την έναρξη και επέκταση ρηγματώσεων, καθώς αναφέρονται σε υπερβάσεις της μικρής εφελκυστικής αντοχής της τοιχοποιίας. Τούτο δεν συνδέεται με γενικευμένη αστοχία του φορέα, καθώς τα κτήρια από τοιχοποιία αποφεύγουν τις καταρρεύσεις και διατηρούν απομένουσα φέρουσα ικανότητα παρά τις ρηγματώσεις.

Σύμφωνα με την ανωτέρω μεθοδολογία ανάλυσης, προκύπτει τμηματική αδυναμία του Ναού να ανταποκριθεί δίχως αστοχίες στις προβλεπόμενες καταπονήσεις.

Σημειώνεται πως η εκτεταμένη παθολογία του νοτίου τοίχου δεν τεκμηριώνεται από το προσομοίωμα που εδράζεται σε οριζοντίως ακλόνητες, πρακτικά, στηρίξεις. Τούτο οδηγεί στο συμπέρασμα, που ενισχύει την αρχική διάγνωση, πως ο ρόλος του εδάφους σε ένα μέρος των αστοχιών του κτηρίου είναι καθοριστικός. Ως εκ τούτου, οι επεμβάσεις στη θεμελίωση κρίνονται βάσιμες, αν και δεν περιλαμβάνονται στην παρούσα διερεύνηση.

6 ΠΡΟΤΑΣΗ ΕΠΕΜΒΑΣΕΩΝ

6.1 ΓΕΝΙΚΕΣ ΑΡΧΕΣ ΤΩΝ ΕΠΕΜΒΑΣΕΩΝ

Οι προτάσεις επεμβάσεων είναι σύμφωνες με την αρχιτεκτονική μελέτη και διέπονται από τις αντίστοιχες αρχές και προδιαγραφές, βάσει της σύμβασης της Βενετίας και των λοιπών αρχών αναστηλωτικής δεοντολογίας.

Κατά το δυνατόν θα προτιμηθούν παραδοσιακές τεχνικές, βελτιωμένες με βάση την σύγχρονη τεχνική και τεχνολογία.

Οι βασικές αρχές της προτεινόμενης επέμβασης είναι οι ακόλουθες:

1. Ο σεβασμός της αυθεντικότητας του μνημείου και του περιβάλλοντός του με τη διατήρηση και ανάδειξη των αυθεντικών στοιχείων του.
2. Η αποκατάσταση των αστοχιών παρέχοντας την αντίστοιχη ασφάλεια.

3. Η αποφυγή χρήσης καταστροφικών μεθόδων επέμβασης.
4. Η αρχή της, κατά το δυνατόν, αναστρεψιμότητας των επεμβάσεων.
5. Η εξασφάλιση της επιθεώρησης των ενισχυμένων περιοχών, για πιθανή μελλοντική παρέμβαση (ενίσχυση, αποξήλωση).
6. Οι προσθήκες να είναι ενταγμένες στο σύνολο του συγκροτήματος, δομικά και κατασκευαστικά με τρόπο που να μην απομειώνει την συνολική καλλιτεχνική, ιστορική και χρηστική αξία του μνημείου, κυρίως δε του Ιερού Ναού.
7. Η ασφάλεια των εργαζομένων και των επισκεπτών του Ναού, σε συνδυασμό με την αντοχή των κτιρίων σύμφωνα με τους ισχύοντες κανονισμούς και τις διεθνείς συνθήκες.
8. Η απλότητα στη σύλληψη και η οικονομία στην εφαρμογή της πρότασης.

6.2 ΣΚΟΠΟΣ & ΓΕΝΙΚΗ ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΕΠΕΜΒΑΣΕΩΝ

Σύμφωνα με τη διάγνωση της παθολογίας και την τεκμηρίωση που προκύπτει από τις αναλύσεις δομικής συμπεριφοράς του κτηρίου, προτείνονται οι ακόλουθες επεμβάσεις προκειμένου να αντιμετωπισθούν τα σοβαρά δομικά προβλήματα του Ναού της Παναγίας Παντοβασιλίσσας. Για καλύτερη εποπτεία, οι επεμβάσεις παρατίθενται σύμφωνα με τη σύνοψη προβλημάτων που έγινε στη σχετική παράγραφο διάγνωσης. Είναι προφανές πως κάποιες από τις επεμβάσεις απαντούν σε περισσότερες από μια απαιτήσεις, ωστόσο η αναφορά τους γίνεται άπαξ.

- Διαφορικές ολισθήσεις εδάφους στην διεύθυνση ΒΔ – ΝΑ

1. Συνολική ενίσχυση της θεμελίωσης με κατασκευή περιμετρικής μικρο- πασσαλοστοιχίας.

Παρά το γεγονός πως η παρούσα μελέτη δε διερευνά τα διαφαινόμενα προβλήματα που σχετίζονται με το έδαφος, παρουσιάζεται η παρούσα πρόταση. Στόχος της επέμβασης είναι να συγκρατήσει το επιφανειακό εδαφικό στρώμα παρέχοντας εγκιβωτισμό του εντός της πασσαλοστοιχίας, με επιδίωξη την απαγόρευση των διαφορικών ολισθήσεων των τμημάτων του Ναού μεταξύ τους και συνακόλουθα την εξασφάλιση της θεμελίωσής του. Στη βέλτιστη εκδοχή της, η επέμβαση μπορεί να οδηγήσει σε εξασφάλιση του επιφανειακού στρώματος στο ισχυρότερο υπόστρωμα. Κάτι τέτοιο βεβαίως, αφενός δεν είναι δυνατό να προβλεφθεί δίχως δειγματοληψία, αφετέρου δεν μπορεί να συμβεί κατά το βέλτιστο βαθμό σε περίπτωση που το βάθος εμφάνισης του ισχυρότερου στρώματος είναι μεγαλύτερο από το βάθος έμπηξης των πασσάλων. Το τελευταίο αποτελεί συνάρτηση της διαμέτρου τους, η οποία με τη σειρά της καθορίζεται από την περιορισμένη προσβασιμότητα του τόπου από οχήματα πασσαλοέμπηξης. Σε κάθε περίπτωση, η επέμβαση πρόκειται να βελτιώσει σημαντικά την υφιστάμενη κατάσταση και τη συνολική φέρουσα ικανότητα του Ναού.

- Γενικευμένη απώλεια φέρουσας ικανότητας λόγω δομικών αστοχιών και φθοράς.
2. Συνολική ενίσχυση των τοίχων και των θολοδομιών με τοπικές επεμβάσεις στις τοιχοποιίες (λιθοσυρραφή και συρραφή ρηγματώσεων, συμπληρώσεις φθαρμένων λίθων και πλίνθων και εφαρμογή βαθέων αρμολογημάτων) καθώς και εφαρμογή γενικών ενεμάτων.
- Ειδικότερα, οι ρηγματώσεις των τοίχων αντιμετωπίζονται με συρραφές μέσω κλειδιών από λιθοσώματα ή τεχνητούς λίθους ή χαλύβδινες λάμες, σε συνδυασμό με καθαρισμό και βαθύ αρμολόγημα και ένεμα.
- Η απόπλυση κονιαμάτων λόγω φθοράς ή αστοχιών, αντιμετωπίζεται μέσω αρμολόγησης των τοιχοποιιών του δομήματος, οδηγώντας στη σφράγιση των ρωγμών και των κενών.
- Η εφαρμογή ενεμάτων, ιδίως σε περίπτωση τρίστρωτων ή πολύστρωτων τοιχοποιιών, αποκαθιστά τη συνέχεια μεταξύ των επαλλήλων κατακορύφων στρώσεων της τοιχοποιίας οδηγώντας στη διαμόρφωση μιας συμπαγούς μάζας που συμπεριφέρεται ενιαία.
- Η σειρά αυτών των επεμβάσεων οδηγεί σε γενικότερη αύξηση της φέρουσας ικανότητας των τοίχων και προστασία έναντι διάβρωσης.
- Μειωμένη δυσκαμψία του κτηρίου στη διεύθυνση Β – Ν (εγκάρσια)
3. Τοποθέτηση συστήματος ελκυστήρων / θλιπτήρων στη στάθμη γένεσης της θολοδομίας.
- Η εξασφάλιση της γεωμετρίας των καμπύλων φορέων της θολοδομίας είναι κρίσιμη τόσο για την επιμέρους ευστάθειά τους όσο και για τη γενικότερη ευστάθεια του κτηρίου.
- Οι ελκυστήρες παρέχουν εξασφάλιση έναντι αύξησης των ενδιάμεσων των τόξων αποστάσεων, που είναι αναμενόμενη λόγω των εξωθήσεων που αυτά επιβάλλουν στις εδράσεις τους.
- Οι θλιπτήρες εξασφαλίζουν έναντι προσεγγίσεων των εδράσεων που είναι δυνατό να συμβούν υπό οριζόντιες δράσεις με τη δεδομένη διαφορά στην ακαμψία των στοιχείων, με δυσμενή αποτελέσματα για την ευστάθεια της ανωδομής.
- Και οι δύο μηχανισμοί μειώνουν την πιθανότητα δημιουργίας ημιανεξάρτητων στερεών σωμάτων που ορίζονται από τις ρηγματώσεις, που ολισθαίνουν και στρέφονται στο χώρο υπό σεισμικές δράσεις - μετακινήσεις.
4. Αναστήλωση του νοτιοδυτικού αρχικού μαρμάρινου κίονα και ανακατασκευή των κατεστραμμένων τμημάτων των τόξων και των θόλων και μερική ανακατασκευή του κατεστραμμένου αρχικού δυτικού τοίχου.
- Η αποκατάσταση του αρχικού φορέα είναι προφανώς προαπαιτούμενη και κρίσιμη για τη γενικότερη ευστάθεια του κτηρίου.

5. Κατασκευή νέου τοίχου μεταξύ του υπερώου και του αρχικού νάρθηκα. Στο ισόγειο πρόκειται για συμπλήρωση του βορείου εγκαρσίου τοίχου (προσκυνητάρι) και εκ νέου δημιουργία συμμετρικού τοίχου προς νότο, συνδεδεμένων στη στέψη τους μέσω διαζώματος. Στον όροφο προτείνεται η κατασκευή μεταλλικού πλαισίου από σύνθετους στύλους, σύνθετες δοκούς και διαγωνίους συνδέσμους που θα συνδέσει τους κάτωθεν λίθινους τοίχους του ισογείου με το βόρειο και νότιο τοίχο του ορόφου καθώς επίσης και με το διάζωμα στέψης και τη μεταλλική στέγαση.

Η προσθήκη εγκαρσίων τοίχων, γενικότερα, μειώνει τα ελεύθερα ανοίγματα των τοίχων που διατάσσονται στη διαμήκη διεύθυνση. Δεδομένων των περιορισμένων δυνατοτήτων αύξησης της φέρουσας ικανότητας των τοιχοποιιών έναντι εκτός επιπέδου κάμψευς, η παρεμβολή εγκαρσίων τοίχων συνιστά την αποδοτικότερη επέμβαση, καθώς μεταθέτει τη μεταφορά των οριζοντίων φορτίων από την εκτός επιπέδου καμπτική λειτουργία των διαμήκων τοίχων στην κατά πολύ ισχυρότερη εντός επιπέδου διατμητική λειτουργία των εγκαρσίων.

- Μειωμένη σταθερότητα γεωμετρίας θολοδομίας.

6. Εφαρμογή περίδεσης στη βάση και στη στέψη του τυμπάνου του τρούλου.

Η έδραση του τυμπάνου του τρούλου γίνεται άνωθεν της θολοδομίας, η οποία είναι ένας εγγενώς ασταθής φορέας τόσο υπό τα κατακόρυφα φορτία σε συνθήκες ηρεμίας, όσο και υπό οριζόντιες σεισμικές μετακινήσεις. Η εξασφάλιση σταθερής γεωμετρίας για τον τρούλο είναι καθοριστικής σημασίας τόσο για τον ίδιο, ως οιονεί μεμονωμένος φορέας, όσο και για την υποκείμενη θολοδομία που δέχεται τις δράσεις και τις ωθήσεις του (σημαντικά μικρότερες όταν υπάρχει τύμπανο).

Ως εκ τούτου, προτείνεται περίδεση τόσο στη βάση όσο και στην κορυφή του τρούλου. Η περίδεση συνιστά μηχανισμό που ανθίσταται στη μεταβολή της διαμέτρου του περισφιγγόμενου φορέα, λειτουργώντας υπό καθεστώς αξονικού εφελκυσμού και αντιμετωπίζει τις εξωθήσεις.

- Υπερβάσεις διατμητικής φέρουσας ικανότητας στον ανατολικό, βόρειο και νότιο τοίχο του κυρίως Ναού.

7. Εισαγωγή ράβδων συρραφής στη μάζα της τοιχοποιίας

Λόγω της απουσίας ορθών τάσεων στα κατακόρυφα επίπεδα των τοίχων, η φέρουσα ικανότητα τους έναντι διατμήσεως είναι ιδιαιτέρως χαμηλή. Ως γνωστόν, η διατμητική αντοχή εξαρτάται εν μέρει από τη αντοχή συνάφειας του εκάστοτε υλικού αλλά πρωτίστως, από τις δυνάμεις τριβής που αναπτύσσονται υπό την παρουσία ορθών θλιπτικών τάσεων. Τα κατακόρυφα επίπεδα των τοίχων συνιστούν κατεξοχήν αδύναμες περιοχές καθώς η τιμή των ορθών θλιπτικών τάσεων είναι πρακτικά μηδενική.

Το πρόβλημα μπορεί να αντιμετωπισθεί αφενός με την παρεμβολή ενός ισχυρότερου υλικού που θα μπορεί να αναλάβει ασφαλώς διατμητικές καταπονήσεις και αφετέρου με την αύξηση της στάθμης των θλιπτικών τάσεων μέσω κάποιας ήπιας προέντασης που δε θα ξεπεράσει τις θλιπτικές αντοχές της τοιχοποιίας.

Και οι δύο αυτοί μηχανισμοί επιτυγχάνονται μέσω της ενσωμάτωσης στην τοιχοποιία ράβδων συρραφής στις κρίσιμες περιοχές.

Η εισαγωγή τους προτείνεται στην κόγχη του ιερού, όπου υπάρχουν και τα εντονότερα προβλήματα. Παράλληλα, θα τοποθετηθεί διαμπερής ράβδος με μικτή λειτουργία ελκυστήρα και ράβδου συρραφής, στο ύψος των λοιπών ελκυστήρων που προανεφέρθησαν.

- Πλήρης απουσία διαφραγματικής λειτουργίας στο νεώτερο τμήμα του Ναού.
8. Κατασκευή περιμετρικών διαζωμάτων από ωπλισμένο σκυρόδεμα στη στάθμη του πατώματος του υπερώου και στη στέψη (οριζοντίως και υπό κλίση) των τοίχων του δυτικού τμήματος του Ναού.

Τα διαζώματα ωπλισμένου σκυροδέματος αποτελούν ζώνες ενίσχυσης της τοιχοποιίας τόσο έναντι διατμήσεως όσο και έναντι εκτός επιπέδου κάμψεως περί κατακόρυφον άξονα. Απαραίτητη προϋπόθεση για την αποδοτική λειτουργία τους είναι να επιτευχθεί επαρκής συνεργασία με την υφιστάμενη τοιχοποιία. Τούτο επιτυγχάνεται αφενός όταν τα διαζώματα έχουν διαστάσεις που δεν τα καθιστούν υπερβολικά δύσκαμπτα σε σχέση με την ενισχυόμενη τοιχοποιία και αφετέρου όταν υπάρχει επαρκής διατμητική σύνδεση μέσω κατακόρυφης οδόντωσης και μηχανικών συνδέσμων.

9. Κατασκευή νέου πατώματος υπερώου με φέροντα οργανισμό από μεταλλικές δοκούς και φύλλα κόντρα πλακέ θαλάσσης.

Η ευμενής επίδραση της διαφραγματικής λειτουργίας (κοινή μετακίνηση των στοιχείων που συνδέονται με το διάφραγμα) είναι η σημαντική μείωση των εκτός επιπέδου καταπονήσεων, που είναι ιδιαίτερα κρίσιμες για τα κτήρια από τοιχοποιία, μέσω της ανακατανομής της έντασης σε τοίχους που μπορούν να λειτουργήσουν διατμητικά, όπου οι διαθέσιμες αντοχές είναι σημαντικές. Σύμφωνα με τη σύγχρονη βιβλιογραφία είναι τεκμηριωμένη η δυνατότητα επίτευξης λειτουργίας διαφράγματος ακόμα και από μη μονολιθικούς φορείς. Στην εν λόγω περίπτωση προτείνεται σύνθετο πάτωμα, αποτελούμενο από μεταλλικές δοκούς κοίλης διατομής και φύλλα κόντρα πλακέ θαλάσσης, διατεταγμένων στην άνω και κάτω επιφάνεια των δοκών, σε κατά το δυνατόν πλεκτή μορφή, και συνδεδεμένων ανά μικρά διαστήματα μέσω μεταλλικών αυτοδιάτρητων συνδέσμων.

Απαραίτητη προϋπόθεση για την ορθή εφαρμογή αποτελεί η ισχυρή σύνδεση του φορέα του πατώματος με τα διαζώματα που αναφέρθηκαν ανωτέρω. Αυτή εξασφαλίζεται μέσω καταλλήλων μεταλλικών συνδέσμων.

10. Κατασκευή νέας στέγης στο δυτικό τμήμα του Ναού με φέροντα οργανισμό από μεταλλικές δοκούς και φύλλα κόντρα πλακέ θαλάσσης.

Στην περίπτωση αυτή ισχύουν όσα περί διαφραγματικής λειτουργίας αναφέρονται στην όμοια περίπτωση των σύνθετων πατωμάτων.

Εν προκειμένω, η πρόταση αφορά στο φορέα της στέγης, ο οποίος πρόκειται να κατασκευασθεί με τον ίδιο τρόπο που προτάθηκε για τα πατώματα, με τη διαφορά ότι πρόκειται για ζευκτά και κεκλιμένες δοκούς.

Συγκεκριμένα, η στέγαση του νάρθηκα θα γίνει από δοκούς ενός ανοίγματος, κατά τη διεύθυνση ανατολή - δύση, οι οποίες θα εδράζονται αφενός στο νέο αέτωμα συναρμογής της θολοδομίας του Ναού με την υπόλοιπη στέγαση και αφετέρου στις κεκλιμένες δοκούς του μεταλλικού φορέα - τοίχου του υπερώου, που περιεγράφη ανωτέρω. Η στέγαση του ορόφου του υπερώου θα γίνει μέσω δύο μεταλλικών ζευκτών και τεγίδων. Όλα τα μεταλλικά στοιχεία θα έχουν κοίλες ορθογωνικές διατομές και θα συνδέονται με φύλλα κόντρα πλακέ θαλάσσης.

- Κατασκευή νέου κωδωνοστασίου
11. Από την αρχιτεκτονική μελέτη προβλέπεται η κατασκευή νέου κωδωνοστασίου, στη θέση όπου υπήρχε το παλαιό.

Έπειτα από διερεύνηση σε επίπεδο προμελέτης επελέγη η λύση μικτού φέροντος οργανισμού, από ωπλισμένο σκυρόδεμα και χάλυβα.

Οι τρεις πρώτες στάθμες του κωδωνοστασίου θα κατασκευαστούν από ωπλισμένο σκυρόδεμα, προκειμένου να υπάρχει αρκετό βάρος για σταθεροποίηση έναντι ανατροπής του συνολικού φορέα υπό καθεστώς σεισμικών μετακινήσεων. Πρόκειται για δύο υποστυλώματα εντεταγμένα στην εσωτερική παρειά του δυτικού τοίχου, δύο υποστυλώματα εκτός του υφισταμένου κτηρίου, δοκούς και πλάκες. Συνολικά, ο φέρων οργανισμός από σκυρόδεμα θα αναπτυχθεί σε τρεις στάθμες από τις συνολικά έξι.

Προκειμένου να αυξηθεί η ευστάθεια και να αξιοποιηθεί ορθώς ο φέρων οργανισμός του εφαπτόμενου εξωνάρθηκα του Ναού, θα χρησιμοποιηθούν ισχυρές μεταλλικές δοκοί στις δύο χαμηλότερες στάθμες, οι οποίες θα είναι εγκιβωτισμένες στις δοκούς του κωδωνοστασίου, θα διέρχονται εγκαρσίως από τον δυτικό τοίχο συνδεόμενες και με τα εντεταγμένα υποστυλώματα και στο ανατολικό άκρο τους θα εδράζονται στο διάζωμα άνωθεν των νέων εγκαρσίων τοίχων του υπερώου, συμμετέχοντας ταυτοχρόνως και στη λειτουργία του πατώματος. Οι κεκλιμένες

δοκοί - τεγίδες της στέγης θα εγκιβωτισθούν στην κορυφή του αετώματος, εντός βάσεως από ωπλισμένο σκυρόδεμα που θα συνδεθεί με την πλάκα της τρίτης στάθμης.

Στην εν λόγω πλάκα θα εδρασθεί ο μεταλλικός φορέας που θα συνεχίσει έως και την κορυφή του κωδωνοστασίου. Θα αποτελείται από προκατασκευασμένα μέλη (σύνθετα υποστυλώματα, πλαίσια από σύνθετες δοκούς) τα οποία θα συναρμολογηθούν επιτόπου μέσω κοχλιώσεων, προκειμένου να επιτευχθεί η βέλτιστη δυνατή ποιότητα κατασκευής, όπως επιτάσσει η ευαισθησία του εν λόγω φορέα.

Μετά το πέρας της ανέγερσης και συναρμολόγησης, ο συνολικός φορέας θα καλυφθεί εξωτερικά από οπτοπλίνθους, σύμφωνα με τις αρχιτεκτονικές απαιτήσεις.

- Καθαίρεση νοτίου τμήματος Οικίας για δεδομένο εύρος και ανεξαρτητοποίηση της από το Ναό.

7 ΥΛΙΚΑ ΠΡΟΤΑΣΗΣ

7.1 ΕΚΤΙΜΗΣΗ ΤΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΩΝ ΕΝΙΣΧΥΜΕΝΩΝ ΤΟΙΧΟΠΟΙΩΝ

Με δεδομένες τις τιμές θλιπτικής αντοχής της τρίστρωτης λιθοδομής στην υπάρχουσα κατάσταση, πλήθος εμπειρικών σχέσεων είναι διαθέσιμα στη βιβλιογραφία για εκτίμηση των μηχανικών χαρακτηριστικών της μετά το πέρας των ενισχύσεων μέσω ενεμάτων. Η παρακάτω σχέση δίνει μια καλή εκτίμηση της θλιπτικής αντοχής της ενισχυμένης μέσω ενεμάτων τρίστρωτης λιθοδομής, λαμβάνοντας επιπλέον υπ' όψιν το λόγο μεταξύ του όγκου του γεμίματος (ενδιάμεση στρώση τοιχοποιίας) προς το συνολικό όγκο της τοιχοποιίας.

Θλιπτική αντοχή ενισχυμένης τρίστρωτης λιθοδομής

$$f_{wc,i} = f_{wc,0} \left(1 + 1.25 \cdot \frac{V_i}{V_w} \cdot \frac{\sqrt{f_{grc}}}{f_{wc,0}} \right) \quad (7)$$

$f_{wc,i}$: θλιπτική αντοχή ενισχυμένης τρίστρωτης λιθοδομής

$f_{wc,0}$: θλιπτική αντοχή υπάρχουσας τοιχοποιίας

V_i : όγκος γεμίματος

V_w : όγκος τοιχοποιίας

f_{wgrc} : θλιπτική αντοχή του ενέματος ενίσχυσης

Λαμβάνονται οι παρακάτω τιμές (ελήφθη υπόψιν και μια ελαφρά ενίσχυση των μηχανικών χαρακτηριστικών της οπτοπλινθοδομής):

Μηχανικά χαρακτηριστικά ενισχυμένης τρίστρωτης λιθοδομής	
$f_{wc,o}$ (MPa)	2.61
V_i / V_w	0.25
f_{grc} (MPa)	5.00
$f_{wc,i}$ (MPa)	3.40
$E_{wc,i}$ (GPa)	2.55

*29.88% αύξηση λόγω ενέματος

Ίδιο βάρος ενισχυμένης τρίστρωτης λιθοδομής		
Τρίστρωτη λιθοδομή	$\gamma_{w,o}$ (kN/m ³)	23.61
	γ_g (kN/m ³)	16.00
* Ενισχυμένη τρίστρωτη λιθοδομή	$\gamma_{w,i}$ (kN/m ³)	24.73 *

*4.74% αύξηση λόγω ενέματος

Ενισχυμένη οπτοπλινθοδομή	
$f_{wc,o}$ (MPa)	2.88
V_i / V_w	0.05
f_{grc} (MPa)	5.00
$f_{wc,i}$ (MPa)	3.04 *
$E_{wc,i}$ (GPa)	2.28

*12.31% αύξηση λόγω εν/τος

Σχετικά με την διατμητική αντοχή της ενισχυμένης τοιχοποιίας, ελλείπει λεπτομερούς διερεύνησής της στη βιβλιογραφία, υιοθετούμε ποσοστό αύξησης της τιμής της συνάφειας, που τυπικά λαμβάνεται ίση με 0.20 MPa, ίσο με το ποσοστό αύξησης της θλιπτικής αντοχής.

Όπως και για την υπάρχουσα κατάσταση ο λόγος Poisson θεωρείται $\nu = 0.20$.

7.2 ΥΛΙΚΑ ΕΠΕΜΒΑΣΕΩΝ

Τα προτυποποιημένα υλικά που θα χρησιμοποιηθούν για τις επεμβάσεις θα είναι :

1. Σκυρόδεμα φέροντος οργανισμού ποιότητας C20/25 κατά EN 206.
2. Χάλυβας (κοινός) για διαμήκεις και εγκάρσιους σπλισμούς ποιότητας B500c κατά EN 10080.
3. Χάλυβας (κοινός) για δομικά πλέγματα ποιότητας B500a κατά EN 10080.
4. Ανοξείδωτος χάλυβας για ράβδους, ελάσματα, κοίλες δοκούς και παρελκόμενα ποιότητας AISI 316 κατά BS 6744.
5. Δομικός χάλυβας ποιότητας για κοίλες διατομές ποιότητας S 235 H (EN 10210-1 / EN 10219-1) και για λοιπά στοιχεία S 235 (EN 10025-2). Όλα τα στοιχεία από δομικό χάλυβα θα είναι γαλβανισμένα εν θερμώ.
6. Κοχλίες ποιότητας 8.8.

8 ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΚΑΙ ΑΝΑΛΥΣΗ ΠΡΟΤΑΣΗΣ

8.1 ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑΤΩΝ

Το προσομοίωμα μορφώθηκε με τους παρακάτω τύπους πεπερασμένων στοιχείων, σύμφωνα με την ξενόγλωσση ονομασία τους:

- Στοιχεία quad :

Επιφανειακά πεπερασμένα στοιχεία τρίκομβη ή τετράκομβη. Πρόκειται για στοιχεία δίσκου, πλάκας ή κελύφους. Μπορεί να έχουν μεταβλητό πάχος, να εδράζονται ελαστικά, να αποτελούνται από υλικό με μη γραμμικές ιδιότητες και διαφορετικές στρώσεις, να φέρουν προένταση και να έχουν ορθότροπη συμπεριφορά.

Με τα εν λόγω στοιχεία προσομοιώθηκαν οι κατακόρυφοι τοίχοι, οι θόλοι και ο τρούλος (πάχος στοιχείων σημαντικά μικρότερο από τις άλλες διαστάσεις).
- Στοιχεία beam :

Ραβδωτό στοιχείο μεταβλητής και έκκεντρης διατομής με δυνατότητα προέντασης. Μπορεί να παραλάβει στρέβλωση. Μπορεί να εδράζεται ελαστικά και να αποτελείται από υλικό με μη γραμμικές ιδιότητες.

Με τα εν λόγω στοιχεία προσομοιώθηκαν τα γραμμικά μέλη από χάλυβα και ωπλισμένο σκυρόδεμα: υποστυλώματα και δοκοί.
- Στοιχεία truss :

Στοιχείο ράβδου δικτυώματος με δυνατότητα αξονικής καταπόνησης.

Με τα εν λόγω στοιχεία προσομοιώθηκαν οι μεταλλικοί ελκυστήρες σύνδεσης των τοιχοποιιών.
- Στοιχεία spring :

Ελαστικές εδράσεις σε τυχαίες διευθύνσεις με γραμμικές ή μη ιδιότητες.

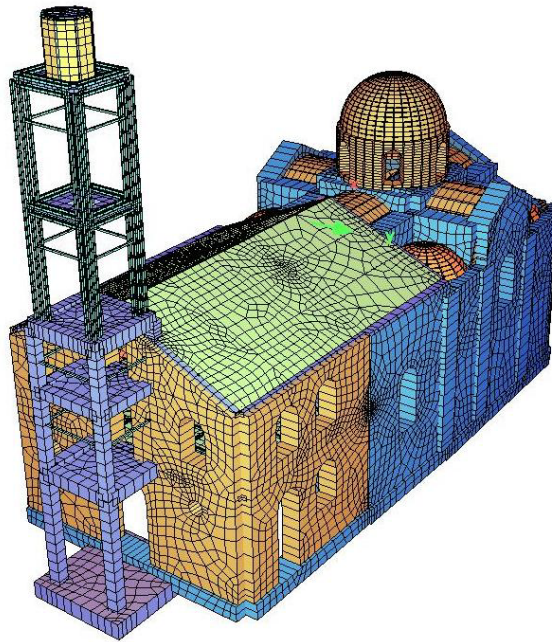
Με τα εν λόγω στοιχεία προσομοιώθηκε το έδαφος θεμελίωσης βάσει του δείκτη εδάφους k και των διαστάσεων (I_x, I_y) της διατομής των εδραζόμενων στοιχείων:

Αξονικά ελατήρια κατά άξονα z : $k_v = k \cdot I_x \cdot I_y$

Στροφικά ελατήρια περί άξονα x : $k_{rx} = k \cdot I_x \cdot I_y^3 / 12$

Στροφικά ελατήρια περί άξονα y : $k_{ry} = k \cdot I_x^2 \cdot I_y / 12$
- Κόμβοι:

Χρησιμοποιήθηκαν 13030 κόμβοι.



Εικ. 8.1: Άποψη προσομοιώματος πρότασης

8.2 ΥΛΙΚΑ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑΤΟΣ

Για την προσομοίωση του Ναού ελήφθησαν τα παρακάτω υλικά, όπως περιγράφονται από τον τίτλο, την αρίθμηση και τις ιδιότητες τους:

Αριθμός υλικού	Ονομασία υλικού	Περιγραφόμενα στοιχεία	Είδος στοιχείων	Κλάση	Μέτρο ελαστικότητας
1	Rubble Masonry 3.40/2.55	Κατακόρυφοι τοίχοι αρχικής φάσης	Area	-	2.55 GPa
2	Brick Masonry 3.04/2.28	Κατακόρυφοι τοίχοι νεώτερης φάσης & θολοδομίες	Area	-	2.28 GPa
3	C 20/25 (EN 1992)	Στοιχεία σκυροδέματος	Area, beam	C20/25	30 GPa
4	S 500 (EN 1992)	Χάλυβας σπλισμών & ελκυστήρων	-	S500	200 GPa

5	S 235 (EN 10025-2)	Στοιχεία από δομικό χάλυβα	Beam, truss	S235	210 GPa
6	Marble 57/40	Κίονες	Beam	-	40 GPa
7	C 24 Cl.1 (EN 1995)	Κόντρα πλακέ θαλάσσης	Area	-	11 GPa

Το υλικό που προσομοιώνει τους ελκυστήρες δεν είναι ακατάλληλο καθώς αυτοί λειτουργούν στην ελαστική περιοχή (για ανοξείδωτο χάλυβα AISI 316 $f_{y,0.05} \approx 210$ MPa), όπου το μέτρο ελαστικότητας μεταξύ διαφορετικών ποιοτήτων χάλυβα είναι περίπου κοινό (210 GPa).

Ελήφθη δείκτης εδάφους $k = 120000$ kN/m³, σημαντικά μεγαλύτερος από αυτόν που θα χρησιμοποιείτο για υπολογισμό καθιζήσεων. Τούτο διότι εξετάζεται η συμπεριφορά της ανωδομής υπό δυναμικές φορτίσεις κατά τη σύντομη χρονική διάρκεια των οποίων το έδαφος στην πραγματικότητα αναπτύσσει πολύ μεγαλύτερες αντοχές απ' ό,τι σε κατάσταση ηρεμίας.

8.3 ΦΟΡΤΙΑ

Για την ανάλυση του δομήματος ελήφθησαν τα κάτωθι φορτία:

- Μόνιμα φορτία (G)

Φορτία από ίδια βάρη υλικών φέροντος οργανισμού

Ίδιο βάρος ενισχυμένης λιθοδομής	25.00 kN/m ³
Ίδιο βάρος ενισχυμένης οπτοπλινθοδομής	20.00 kN/m ³
Ίδιο βάρος ωπλισμένου σκυροδέματος	25.00 kN/m ³
Ίδιο βάρος δομικού χάλυβα	78.50 kN/m ³
Ίδιο βάρος ξυλείας	5.50 kN/m ³
Ίδιο βάρος ωπλισμένου σκυροδέματος	25.00 kN/m ³
Ίδιο βάρος τσιμεντοκονίας	18.00 kN/m ³

Επιφανειακά φορτία

Επικάλυψη δαπέδων (εσωτερικά)	1.10 kN/m ²
Επικάλυψη δαπέδων (κωδ/σιο)	0.90 kN/m ²
Επικάλυψη στέγης	1.00 kN/ m ²
Επικάλυψη θολοδομίας	8.80 kN/ m ²
Επικάλυψη τρούλου	1.80 kN/ m ²

Γραμμικά φορτία

Επικάλυψη στύλων 35/35 (κωδ/σιο)	3.68 kN/ m
Επικάλυψη στύλων 30/30 (κωδ/σιο)	4.60 kN/ m
Επικάλυψη στύλων 4xSHS (κωδ/σιο)	3.20 kN/ m
Επικάλυψη δοκών 35/40 (κωδ/σιο)	3.82 kN/ m
Επικάλυψη δοκών 30/40 (κωδ/σιο)	3.64 kN/ m
Επικάλυψη δοκών 30/30 (κωδ/σιο)	2.70 kN/ m
Επικάλυψη δοκών 4xSHS (κωδ/σιο)	2.70 kN/ m

Σημειακά φορτία

Καμπάνα	3.00 kN
---------	---------

• Μεταβλητά φορτία - ωφέλιμα (Q)

Επιφανειακά φορτία

Ωφέλιμο φορτίο πατωμάτων	5.00 kN/m ²
--------------------------	------------------------

• Μεταβλητά φορτία - χιόνι (S)

Επιφανειακά φορτία

Χιόνι σε στέγη	0.60 kN/m ²
----------------	------------------------

• Μεταβλητά φορτία - άνεμος (W)

Πίεση αιχμής	2.14 kN/m ²
--------------	------------------------

• Σεισμικά φορτία (E)

Όπως και για την υπάρχουσα κατάσταση, χρησιμοποιείται η τιμή επιτάχυνσης που προβλέπει ο τουρκικός κανονισμός, σε δύο θεωρούμενες ως κύριες διευθύνσεις x και y.

Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας	I
Σεισμική επιτάχυνση εδάφους	$\alpha = 0.40 \cdot g$
Κατηγορία εδάφους	Z2: $T_1 = 0.15$, $T_2 = 0.40$
Συντελεστής φασματικής μεγέθυνσης	$\beta_0 = 2.50$
Συντελεστής συμπεριφοράς	$q = 1.50$
Συντελεστής απόσβεσης	$\zeta = 4\%$
Σπουδαιότητα δομήματος	I2: $\gamma_1 = 1.40$
Συντελεστής θεμελίωσης	$\theta = 1.00$

8.4 ΦΟΡΤΙΣΕΙΣ

Οι βασικές φορτίσεις (LC: Load Case) που εφαρμόστηκαν, σε αντιστοιχία με τις προαναφερθείσες τιμές φορτίων, είναι οι κάτωθι:

- Μόνιμα φορτία (G)

LC 10 Ίδιο βάρος στοιχείων προσομοιώματος

LC 11 Ίδιο βάρος επικαλύψεων

- Μεταβλητά φορτία (G)

LC 20 Φορτία λειτουργίας δαπέδων

- Φορτία χιονιού (S)

LC 30 Χιόνι σε κατακόρυφη προβολή

- Φορτία ανέμου (W)

LC 40 Άνεμος διεύθυνσης 0°

LC 41 Άνεμος διεύθυνσης 0° (υποπίεση)

LC 42 Άνεμος διεύθυνσης 90°

- Ισοδύναμα σεισμικά φορτία (E)

LC 111,211 Λόγω ιδίου βάρους επικαλύψεων κατά x,y

LC 120,220 Λόγω φορτίων λειτουργίας δαπέδων κατά x,y

LC 301 Επικόμβια για διευθύνσεις $1.0x+0.3y+0.3z$

LC 302 Επικόμβια για διευθύνσεις $1.0x-0.3y+0.3z$

LC 303 Επικόμβια για διευθύνσεις $1.0x+0.3y+0.3z$

LC 304 Επικόμβια για διευθύνσεις $1.0x-0.3y+0.3z$

LC 305 Επικόμβια για διευθύνσεις $0.3x+1.0y+0.3z$

LC 306 Επικόμβια για διευθύνσεις $0.3x-1.0y+0.3z$

LC 307 Επικόμβια για διευθύνσεις $0.3x+1.0y+0.3z$

LC 308 Επικόμβια για διευθύνσεις $0.3x-1.0y+0.3z$

LC 309 Επικόμβια για διευθύνσεις $0.3x+0.3y+1.0z$

LC 310 Επικόμβια για διευθύνσεις $0.3x-0.3y+1.0z$

LC 311 Επικόμβια για διευθύνσεις $0.3x+0.3y+1.0z$

LC 312 Επικόμβια για διευθύνσεις $0.3x-0.3y+1.0z$

Οι φορτίσεις 301-312 αφορούν τα προσομοιωμένα μέλη του φορέα (στοιχεία προσομοιώματος). Είναι καθολικού τύπου επικόμβιες φορτίσεις που προκύπτουν από τις επικόμβιες μάζες στις οποίες δρα ο συνδυασμός διευθύνσεων επιταχύνσεων λόγω σεισμού. Λόγω του τρόπου εισαγωγής δεδομένων του λογισμικού, στις φορτίσεις αυτές περιλαμβάνεται και η συνιστώσα της βαρύτητας και, ως εκ τούτου, κατά την επαλληλία για δημιουργία των συνδυασμών σεισμού σχεδιασμού, η μεμονωμένη φόρτιση ιδίου βάρους στοιχείων προσομοιώματος (LC 10) δε θα συμπεριληφθεί.

Τα ισοδύναμα σεισμικά φορτία λόγω λοιπών φορτίων (ίδια βάρη μη φερόντων-προσομοιούμενων στοιχείων, μεταβλητών, χιονιού) εισάγονται στις φορτίσεις 100-299 ως ισοδύναμα οριζόντια φορτία που θα επαλληλιστούν, εν συνεχεία, λαμβάνοντας υπ' όψιν τους κατάλληλους συντελεστές συνδυασμού ψ_i . Σε κάθε φόρτιση κατακόρυφης διεύθυνσης με διψήφια κωδική ονομασία, αντιστοιχεί ισοδύναμη οριζόντια κατά Χ με προσθήκη εκατό ψηφίων και κατά Υ με προσθήκη διακοσίων (για παράδειγμα: LC 11 / LC 111 / LC 211).

Από τις ανωτέρω βασικές φορτίσεις προκύπτουν οι παρακάτω συνδυασμοί σχεδιασμού:

- Συνδυασμοί οριακής κατάστασης αστοχίας (ULS : $\Sigma \gamma_{gi} G_{ki} + \gamma_{q1} Q_{k1} + \Sigma \gamma_{qi} \cdot \psi_{oi} Q_{ki}$)

LC 1001:	1.35·G	+ 1.50·Q		
LC 1002:	1.35·G	+ 1.50·Q	+ 1.50·S	+ 0.90·W _{o,nor}
LC 1003:	1.35·G	+ 1.50·Q	+ 1.50·S	+ 0.90·W _{o,upl}
LC 1004:	1.35·G	+ 1.50·Q	+ 1.50·S	+ 0.90·W ₉₀
LC 1005:	1.35·G	+ 1.50·Q	+ 1.50·W _{o,nor}	+ 0.75·S
LC 1006:	1.35·G	+ 1.50·Q	+ 1.50·W _{o,upl}	+ 0.75·S
LC 1007:	1.35·G	+ 1.50·Q	+ 1.50·W ₉₀	+ 0.75·S
LC 1008:	1.35·G	+ 1.50·Q	+ 1.50·W _{o,upl}	

- Συνδυασμοί οριακής κατάστασης λειτουργικότητας (SLS : $\Sigma G_{ki} + Q_{k1} + \Sigma \psi_{oi} \cdot Q_{ki}$)

LC 2001:	1.00·G	+ 1.00·Q		
LC 2002:	1.00·G	+ 1.00·Q	+ 1.00·S	+ 0.60·W _{o,nor}
LC 2003:	1.00·G	+ 1.00·Q	+ 1.00·S	+ 0.60·W _{o,upl}
LC 2004:	1.00·G	+ 1.00·Q	+ 1.00·S	+ 0.60·W ₉₀
LC 2005:	1.00·G	+ 1.00·Q	+ 1.00·W _{o,nor}	+ 0.50·S
LC 2006:	1.00·G	+ 1.00·Q	+ 1.00·W _{o,upl}	+ 0.50·S
LC 2007:	1.00·G	+ 1.00·Q	+ 1.00·W ₉₀	+ 0.50·S
LC 2008:	1.00·G	+ 1.00·Q	+ 1.00·W _{o,upl}	+ 0.50·S

• Συνδυασμοί σεισμού ($\Sigma G_{ki} + \Sigma \psi_{2i} Q_{ki} + E_i$)

Με την ισοδύναμη στατική μέθοδο:

LC 3001:	$1.00 \cdot G$	$+ 0.30 \cdot Q$	$+ 1.00 \cdot E_x$	$+ 0.30 \cdot E_y$	$+ 0.30 \cdot E_z$	(Κυρίως σεισμός κατά +X)
LC 3002:	$1.00 \cdot G$	$+ 0.30 \cdot Q$	$+ 1.00 \cdot E_x$	$- 0.30 \cdot E_y$	$+ 0.30 \cdot E_z$	(Κυρίως σεισμός κατά +X)
LC 3003:	$1.00 \cdot G$	$+ 0.30 \cdot Q$	$- 1.00 \cdot E_x$	$+ 0.30 \cdot E_y$	$+ 0.30 \cdot E_z$	(Κυρίως σεισμός κατά -X)
LC 3004:	$1.00 \cdot G$	$+ 0.30 \cdot Q$	$- 1.00 \cdot E_x$	$- 0.30 \cdot E_y$	$+ 0.30 \cdot E_z$	(Κυρίως σεισμός κατά -X)
LC 3005:	$1.00 \cdot G$	$+ 0.30 \cdot Q$	$+ 0.30 \cdot E_x$	$+ 1.00 \cdot E_y$	$+ 0.30 \cdot E_z$	(Κυρίως σεισμός κατά +Y)
LC 3006:	$1.00 \cdot G$	$+ 0.30 \cdot Q$	$+ 0.30 \cdot E_x$	$- 1.00 \cdot E_y$	$+ 0.30 \cdot E_z$	(Κυρίως σεισμός κατά -Y)
LC 3007:	$1.00 \cdot G$	$+ 0.30 \cdot Q$	$- 0.30 \cdot E_x$	$+ 1.00 \cdot E_y$	$+ 0.30 \cdot E_z$	(Κυρίως σεισμός κατά +Y)
LC 3008:	$1.00 \cdot G$	$+ 0.30 \cdot Q$	$- 0.30 \cdot E_x$	$- 1.00 \cdot E_y$	$+ 0.30 \cdot E_z$	(Κυρίως σεισμός κατά -Y)
LC 3009:	$1.00 \cdot G$	$+ 0.30 \cdot Q$	$+ 0.30 \cdot E_x$	$+ 0.30 \cdot E_y$	$+ 1.00 \cdot E_z$	(Κυρίως σεισμός κατά +Z)
LC 3010:	$1.00 \cdot G$	$+ 0.30 \cdot Q$	$+ 0.30 \cdot E_x$	$- 0.30 \cdot E_y$	$+ 1.00 \cdot E_z$	(Κυρίως σεισμός κατά +Z)
LC 3011:	$1.00 \cdot G$	$+ 0.30 \cdot Q$	$- 0.30 \cdot E_x$	$+ 0.30 \cdot E_y$	$+ 1.00 \cdot E_z$	(Κυρίως σεισμός κατά +Z)
LC 3012:	$1.00 \cdot G$	$+ 0.30 \cdot Q$	$- 0.30 \cdot E_x$	$- 0.30 \cdot E_y$	$+ 1.00 \cdot E_z$	(Κυρίως σεισμός κατά +Z)

Με τη δυναμική φασματική μέθοδο:

LC 3101:	$1.00 \cdot G$	$+ 0.30 \cdot Q$	$+ 1.00 \cdot E_x$	$+ 0.30 \cdot E_y$	$+ 0.30 \cdot E_z$	(Κυρίως σεισμός κατά +X)
LC 3102:	$1.00 \cdot G$	$+ 0.30 \cdot Q$	$+ 1.00 \cdot E_x$	$- 0.30 \cdot E_y$	$+ 0.30 \cdot E_z$	(Κυρίως σεισμός κατά +X)
LC 3103:	$1.00 \cdot G$	$+ 0.30 \cdot Q$	$- 1.00 \cdot E_x$	$+ 0.30 \cdot E_y$	$+ 0.30 \cdot E_z$	(Κυρίως σεισμός κατά -X)
LC 3104:	$1.00 \cdot G$	$+ 0.30 \cdot Q$	$- 1.00 \cdot E_x$	$- 0.30 \cdot E_y$	$+ 0.30 \cdot E_z$	(Κυρίως σεισμός κατά -X)
LC 3105:	$1.00 \cdot G$	$+ 0.30 \cdot Q$	$+ 0.30 \cdot E_x$	$+ 1.00 \cdot E_y$	$+ 0.30 \cdot E_z$	(Κυρίως σεισμός κατά +Y)
LC 3106:	$1.00 \cdot G$	$+ 0.30 \cdot Q$	$+ 0.30 \cdot E_x$	$- 1.00 \cdot E_y$	$+ 0.30 \cdot E_z$	(Κυρίως σεισμός κατά -Y)
LC 3107:	$1.00 \cdot G$	$+ 0.30 \cdot Q$	$- 0.30 \cdot E_x$	$+ 1.00 \cdot E_y$	$+ 0.30 \cdot E_z$	(Κυρίως σεισμός κατά +Y)
LC 3108:	$1.00 \cdot G$	$+ 0.30 \cdot Q$	$- 0.30 \cdot E_x$	$- 1.00 \cdot E_y$	$+ 0.30 \cdot E_z$	(Κυρίως σεισμός κατά -Y)
LC 3109:	$1.00 \cdot G$	$+ 0.30 \cdot Q$	$+ 0.30 \cdot E_x$	$+ 0.30 \cdot E_y$	$+ 1.00 \cdot E_z$	(Κυρίως σεισμός κατά +Z)
LC 3110:	$1.00 \cdot G$	$+ 0.30 \cdot Q$	$+ 0.30 \cdot E_x$	$- 0.30 \cdot E_y$	$+ 1.00 \cdot E_z$	(Κυρίως σεισμός κατά +Z)
LC 3111:	$1.00 \cdot G$	$+ 0.30 \cdot Q$	$- 0.30 \cdot E_x$	$+ 0.30 \cdot E_y$	$+ 1.00 \cdot E_z$	(Κυρίως σεισμός κατά +Z)
LC 3112:	$1.00 \cdot G$	$+ 0.30 \cdot Q$	$- 0.30 \cdot E_x$	$- 0.30 \cdot E_y$	$+ 1.00 \cdot E_z$	(Κυρίως σεισμός κατά +Z)

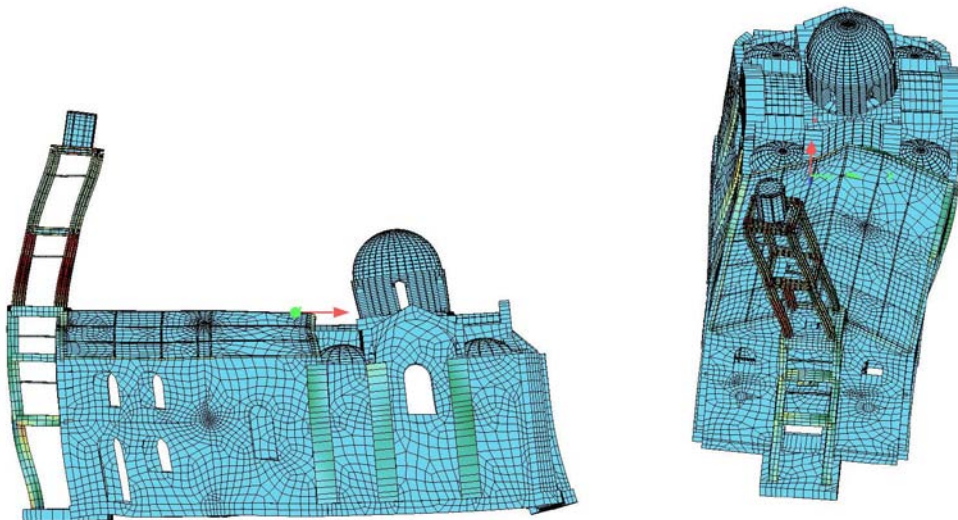
8.5 ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΑΝΑΛΥΣΗΣ

8.5.1 ΙΔΙΟΜΟΡΦΙΚΑ ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ

Από την ιδιομορφική ανάλυση που πραγματοποιήθηκε ευρέθησαν εκατό ιδιομορφές, εκ των οποίων παρουσιάζονται οι πρώτες δέκα, με τα αντίστοιχα στοιχεία τους. Σημειώνεται και στο σημείο αυτό πως οι συνθήκες στήριξης είναι ελαστικές, γεγονός που επηρεάζει τα αποτελέσματα ως προς το σενάριο της πλήρως ανένδοτης στήριξης.

Ιδιομορφή	Ιδιοσυχνότητα (Hz)	Ιδιοπερίοδος (sec)	Ποσοστό συμμετοχής X (%)	Ποσοστό συμμετοχής Y (%)
1	2.93	0.34	2.70	0.50
2	2.98	0.34	0.20	6.60
3	3.97	0.25	0.00	64.50
4	4.81	0.21	0.00	0.00
5	4.96	0.20	0.00	0.00
6	6.39	0.16	0.00	0.00
7	6.87	0.15	78.00	0.00
8	8.38	0.12	0.00	1.40
9	9.29	0.11	0.00	0.00
10	9.63	0.10	1.40	0.00

Το άθροισμα των δρυσών ιδιομορφικών μαζών που επετεύχθη είναι 93.2 % για τη διεύθυνση X και 89.2 % για τη διεύθυνση Y.

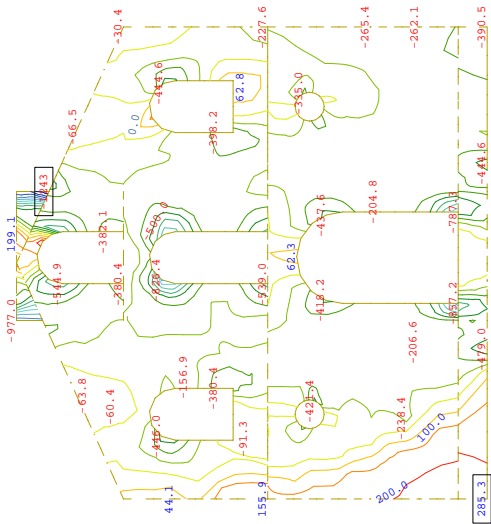


Εικ. 8.2, 8.3 : Θεμελιώδεις ιδιομορφές κατά τη διεύθυνση X (αριστερά, 7^η, T = 0.15 sec, συμμετοχή 78.0 %) και τη διεύθυνση Y (δεξιά, 3^η, T = 0.25 sec, συμμετοχή 64.5 %)

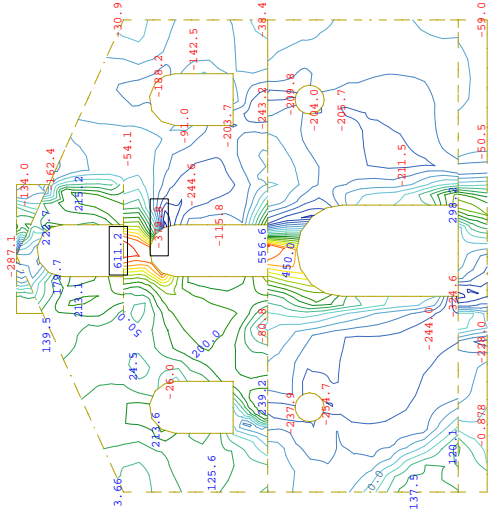
8.5.2 ΔΙΑΓΡΑΜΜΑΤΑ ΕΝΤΑΤΙΚΩΝ ΜΕΓΕΘΩΝ

Εν συνεχεία, παρουσιάζονται ενδεικτικά αποτελέσματα από τις αναλύσεις. Η παρουσίαση γίνεται ανά κατακόρυφο τοίχο, για τους κρίσιμους συνδυασμούς και περιλαμβάνει ισοδυναμικά διαγράμματα για αξονικές δυνάμεις, τέμνουσες δυνάμεις, ροπές περί οριζόντιο και κατακόρυφο άξονα, καθώς και μετακινήσεις κόμβων.

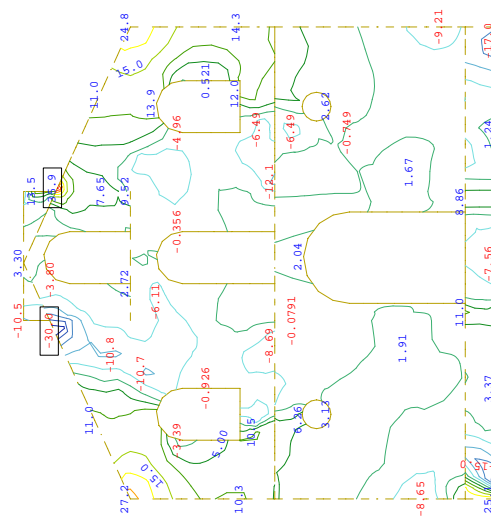
Επελέγη η παρουσίαση να εστιάζει στον κυρίως φορέα του Ναού, ήτοι την τοιχοποιία. Οι σχετικοί έλεγχοι σκυροδέματος, χάλυβα και ξύλου πραγματοποιήθηκαν αλλά παραλείπονται.



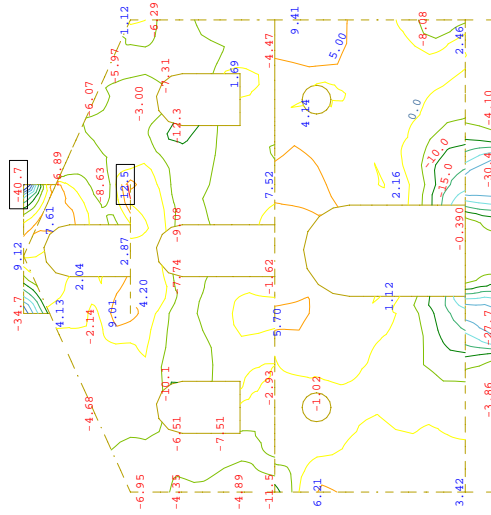
$\begin{matrix} X \\ \downarrow \\ Z \end{matrix}$ - Y
 Sector of system Quadrilateral Elements Group 101 201
 Membrane force n-yy in local y from middle of element 3106 MAX-UX NODE , from -1243.3 to 285.3 step 100.0 kN/m
 \updownarrow , Loadcase



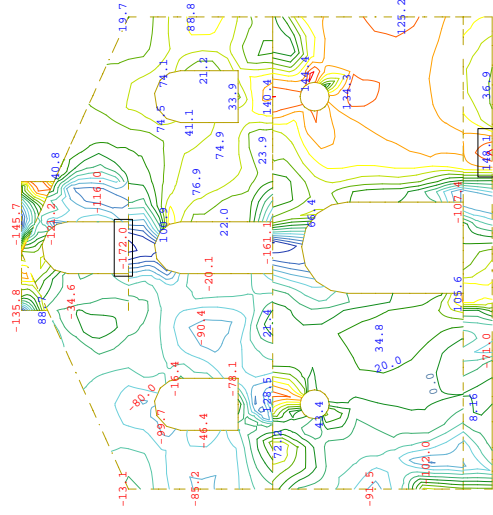
$\begin{matrix} X \\ \downarrow \\ Z \end{matrix}$ - Y
 Sector of system Quadrilateral Elements Group 101 201
 Membrane shear force n-xy in local xy from middle of element 3106 MAX-UX NODE , from -379.8 to 611.2 step 50.0 kN/m
 \leftrightarrow ,



$\begin{matrix} X \\ \downarrow \\ Z \end{matrix}$ - Y
 Sector of system Quadrilateral Elements Group 101 201
 Bending moment m-xx in local x from middle of element 3106 MAX-UX NODE , from -30.0 to 35.9 step 5.00 kNm/m
 \leftrightarrow , Loadcase

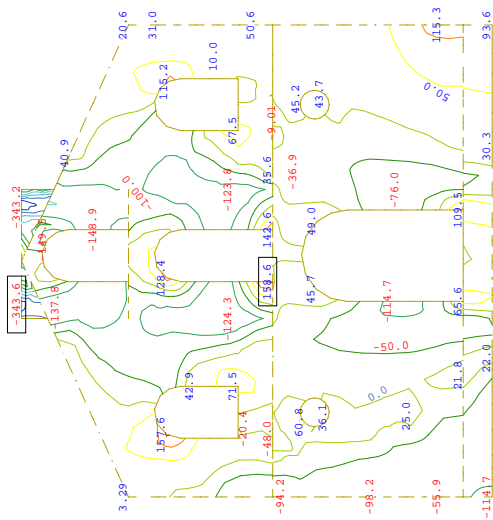


$\begin{matrix} X \\ \downarrow \\ Z \end{matrix}$ - Y
 Sector of system Quadrilateral Elements Group 101 201
 Bending moment m-yy in local y from middle of element 3106 MAX-UX NODE , from -40.7 to 12.5 step 5.00 kNm/m
 \updownarrow , Loadcase



Sector of system Quadrilateral Elements Group 101 201
 Membrane shear force n-xy in local xy from middle of element
 Loadcase 3101 MAX-UX NODE , from -172.0 to 148.1 step 20.0 kN/m

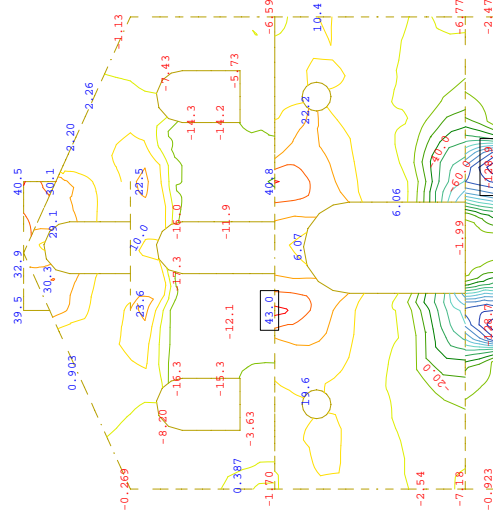
X-Y
 Z



Sector of system Quadrilateral Elements Group 101 201
 Membrane force n-yy in local y from middle of element
 3101 MAX-UY NODE , from -343.6 to 158.6 step 50.0 kN/m

X-Y
 Z

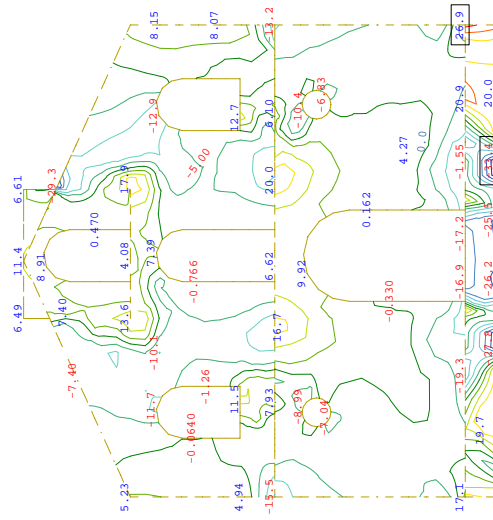
↕ , Loadcase



Sector of system Quadrilateral Elements Group 101 201
 Bending moment m-yy in local y from middle of element
 3101 MAX-UY NODE , from -128.9 to 43.0 step 10.0 kNm/m

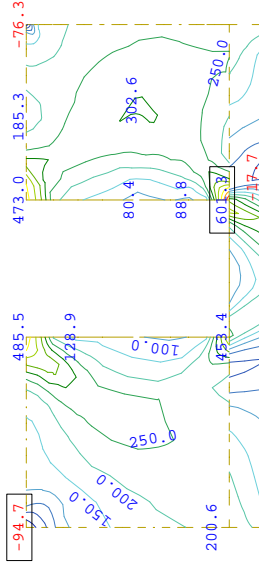
X-Y
 Z

↔ , Loadcase



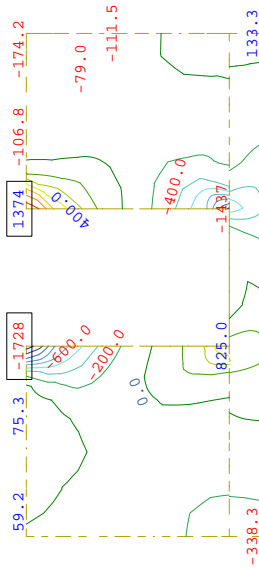
Sector of system Quadrilateral Elements Group 101 201
 Bending moment m-xx in local x from middle of element
 3101 MAX-UX NODE , from -33.4 to 26.9 step 5.00 kNm/m

X-Y
 Z

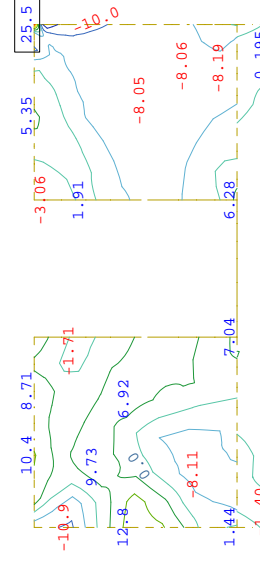


M 1 : 123
Sector of system Quadrilateral Elements Group 102
Membrane shear force n-xy in local xy from middle of element ↔, Loadcase 3105 MAX-UX NODE , from -94.7 to 601.3

M 1 : 123
Sector of system Quadrilateral Elements Group 102
Membrane force n-yy in local y from middle of element ↑, Loadcase 3105 MAX-UX NODE , from -1728. to 1374. step 200.0

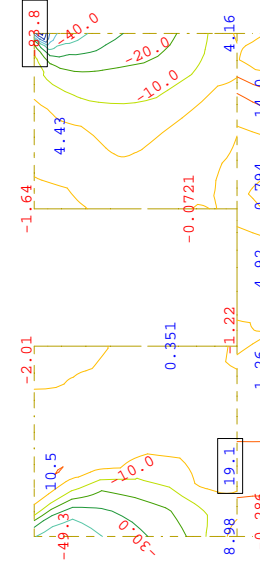


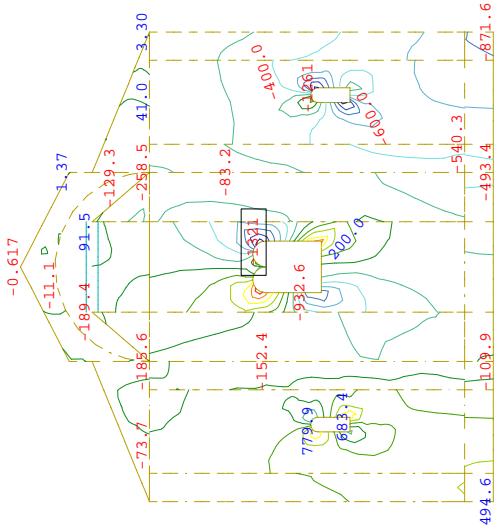
M 1 : 123
Sector of system Quadrilateral Elements Group 102
Bending moment m-yy in local y from middle of element ↑, Loadcase 3105 MAX-UX NODE , from -83.8 to 19.1 step 10.0



M 1 : 123
Sector of system Quadrilateral Elements Group 102
Bending moment m-yy in local y from middle of element ↑, Loadcase 3105 MAX-UX NODE , from -18.1 to 25.5 step 5.00

M 1 : 123
Sector of system Quadrilateral Elements Group 102
Bending moment m-xx in local x from middle of element ↔, Loadcase 3105 MAX-UX NODE , from -83.8 to 19.1 step 10.0

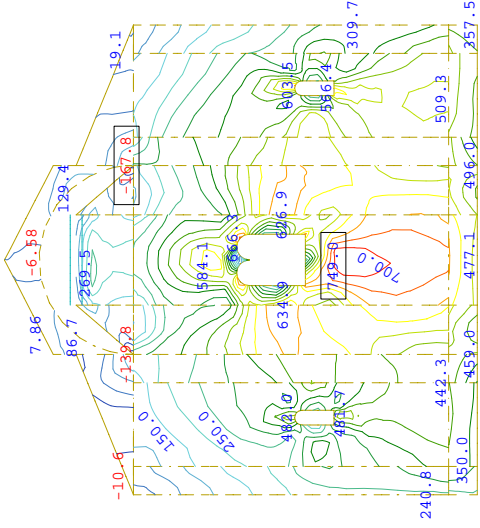




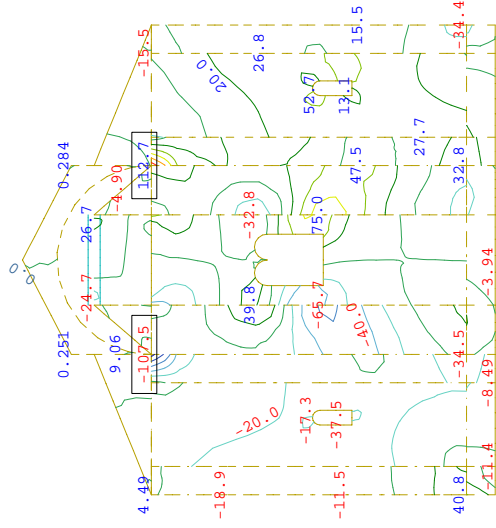
M 1 : 132
Sector of system Quadrilateral Elements Group 106
Membrane force n-yy in local y from middle of element,
Loadcase 3007 EQ(static) -0.3Ex+1.0Ey+0.3Ez , from -1321.1 to

M 1 : 132

X-Y
Z
Sector of system Quadrilateral Elements Group 106
Membrane shear force n-xy in local xy from middle of element,
Loadcase 3007 EQ(static) -0.3Ex+1.0Ey+0.3Ez , from -167.8 to



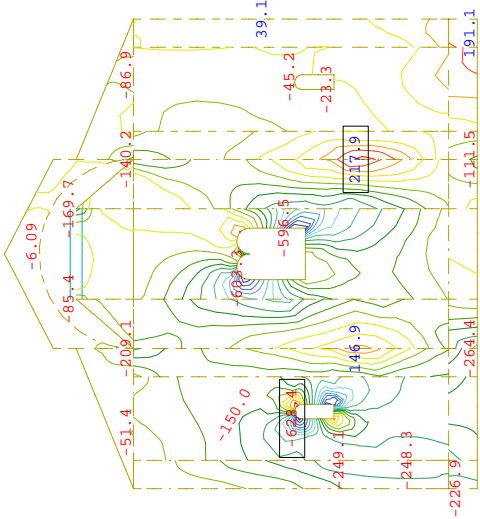
X-Y
Z
Sector of system Quadrilateral Elements Group 106
Bending moment m-yy in local y from middle of element,
Loadcase 3007 EQ(static) -0.3Ex+1.0Ey+0.3Ez , from -107.5 to



M 1 : 132
Sector of system Quadrilateral Elements Group 106
Bending moment m-xx in local x from middle of element,
Loadcase 3007 EQ(static) -0.3Ex+1.0Ey+0.3Ez , from -207.2 to

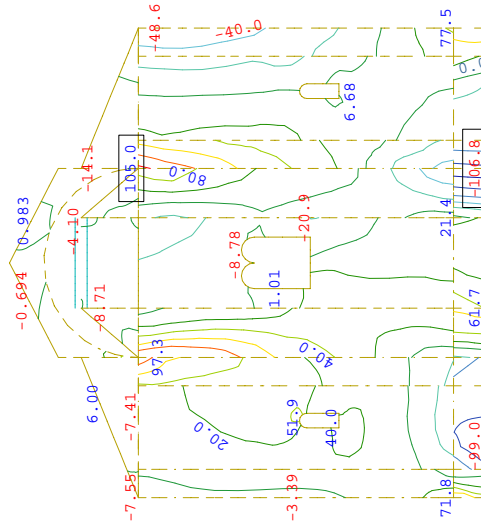
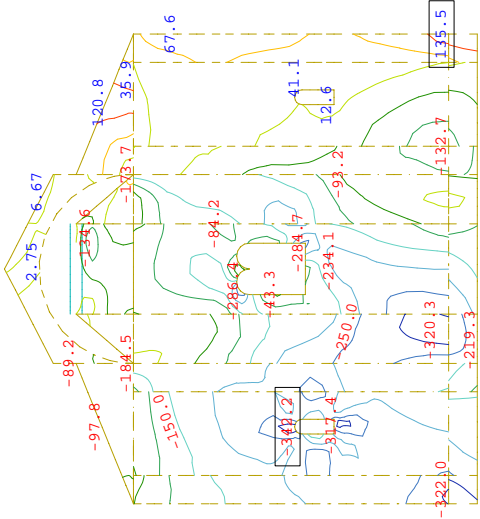
M 1 : 132

X-Y
Z
Sector of system Quadrilateral Elements Group 106
Bending moment m-yy in local y from middle of element,
Loadcase 3007 EQ(static) -0.3Ex+1.0Ey+0.3Ez , from -107.5 to

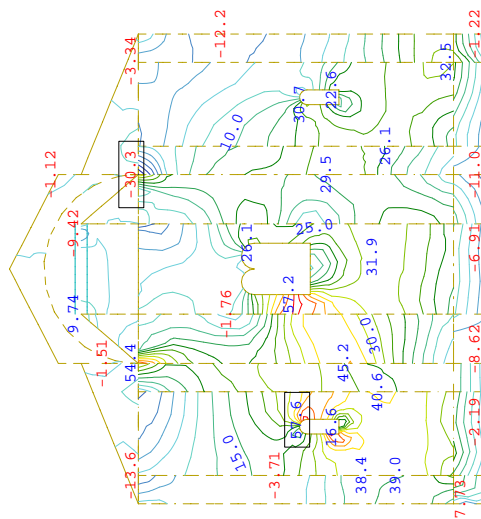


M 1 : 132
Sector of system Quadrilateral Elements Group 106
Membrane force n-yy in local y from middle of element,
Loadcase 3004 EQ(static) -1.0Ex-0.3Ey+0.3Ez , from -628.4 to

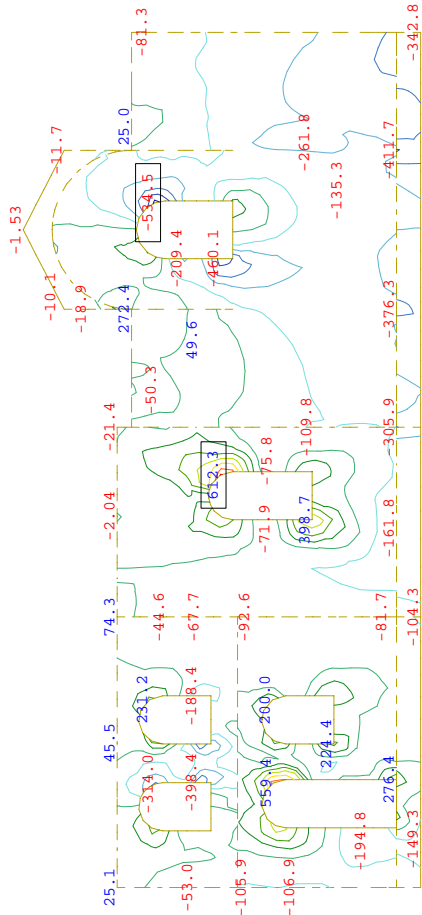
M 1 : 132
Sector of system Quadrilateral Elements Group 106
Membrane shear force n-xy in local xy from middle of element,
Loadcase 3004 EQ(static) -1.0Ex-0.3Ey+0.3Ez , from -342.2 to



M 1 : 132
Sector of system Quadrilateral Elements Group 106
Bending moment m-xx in local x from middle of element,
Loadcase 3004 EQ(static) -1.0Ex-0.3Ey+0.3Ez , from -106.8 to



M 1 : 132
Sector of system Quadrilateral Elements Group 106
Bending moment m-yy in local y from middle of element,
Loadcase 3004 EQ(static) -1.0Ex-0.3Ey+0.3Ez , from -30.3 to

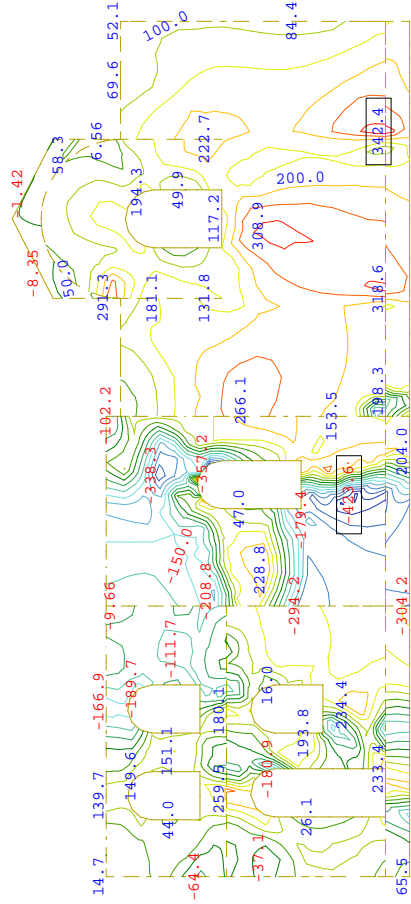


Sector of system Quadrilateral Elements Group 113 213
 Membrane force n-yy in local y from middle of element
 Loadcase 3101 MAX-UX NODE , from -534.5 to 612.3 step 100.0

Y-X
 Z

Sector of system Quadrilateral Elements Group 113 213
 Membrane shear force n-xy in local xy from middle of element
 Loadcase 3101 MAX-UX NODE , from -423.6 to 342.4

M 1 : 157

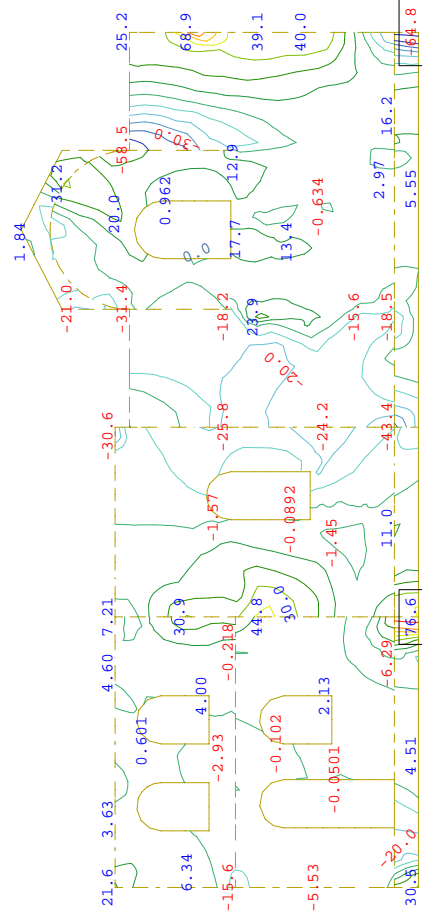


Sector of system Quadrilateral Elements Group 113 213
 Membrane force n-xx in local x from middle of element
 Loadcase 3101 MAX-UX NODE , from -64.8 to 76.6 step 10.0

Y-X
 Z

Sector of system Quadrilateral Elements Group 113 213
 Bending moment m-yy in local y from middle of element
 Loadcase 3101 MAX-UX NODE , from -62.8 to 36.8 step 5.00

M 1 : 157

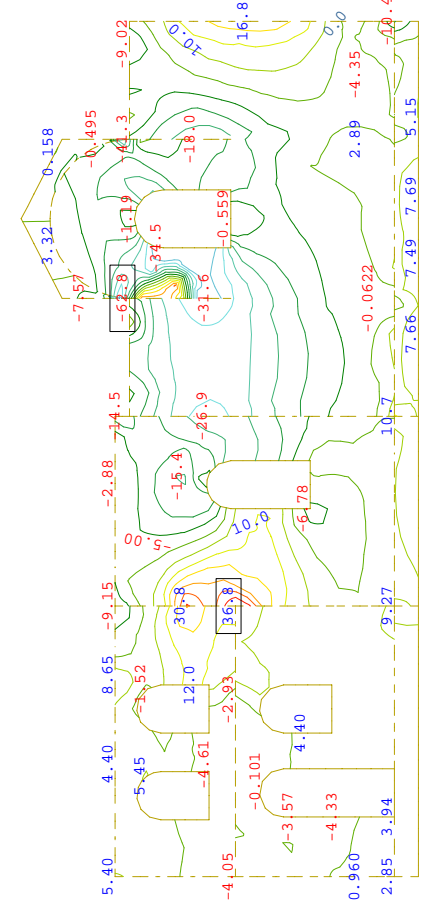


Sector of system Quadrilateral Elements Group 113 213
 Membrane force n-xx in local x from middle of element
 Loadcase 3101 MAX-UX NODE , from -64.8 to 76.6 step 10.0

Y-X
 Z

Sector of system Quadrilateral Elements Group 113 213
 Bending moment m-yy in local y from middle of element
 Loadcase 3101 MAX-UX NODE , from -62.8 to 36.8 step 5.00

M 1 : 157

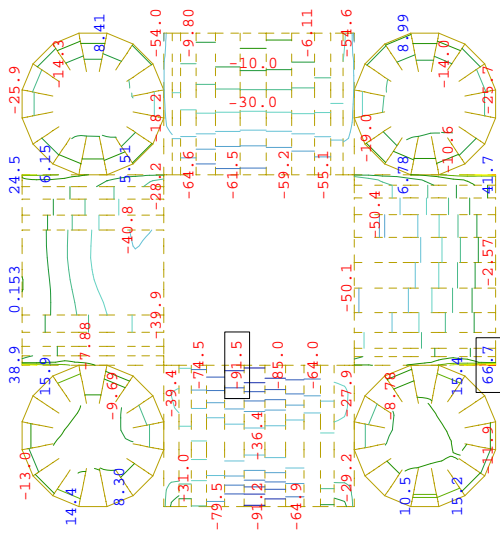


Sector of system Quadrilateral Elements Group 113 213
 Bending moment m-xx in local x from middle of element
 Loadcase 3101 MAX-UX NODE , from -64.8 to 76.6 step 10.0

Y-X
 Z

Sector of system Quadrilateral Elements Group 113 213
 Bending moment m-yy in local y from middle of element
 Loadcase 3101 MAX-UX NODE , from -62.8 to 36.8 step 5.00

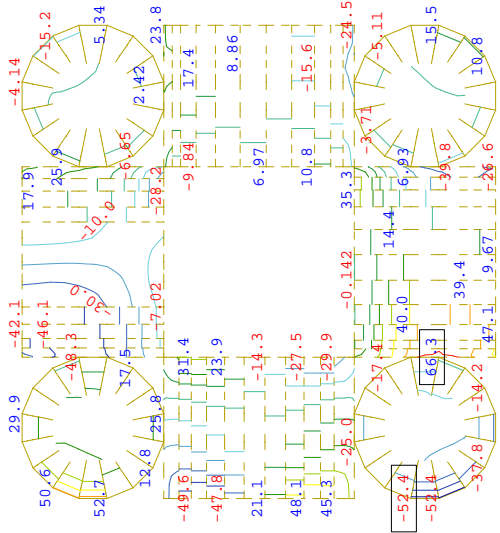
M 1 : 157



Sector of system Quadrilateral Elements Group 3

Z-X Membrane force n-yy in local y from middle of element,
Y Loadcase 1001 1.35*G+1.5*Q , from -91.5 to 66.7 step 10.0

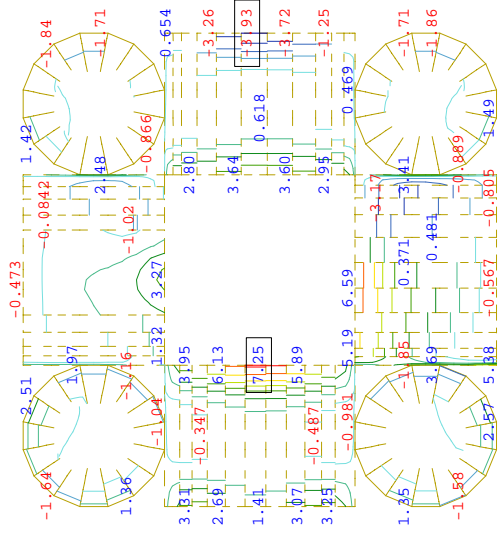
M 1 : 131



Sector of system Quadrilateral Elements Group 3

Z-X Membrane shear force n-xy in local xy from middle of element,
Y Loadcase 1001 1.35*G+1.5*Q , from -52.4 to 66.3 step 10.0

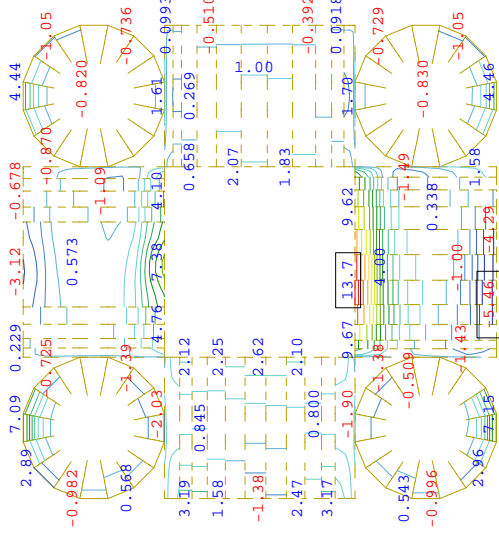
M 1 : 131



Sector of system Quadrilateral Elements Group 3

Z-X Bending moment m-xx in local x from middle of element,
Y Loadcase 1001 1.35*G+1.5*Q , from -3.93 to 7.25 step 1.00

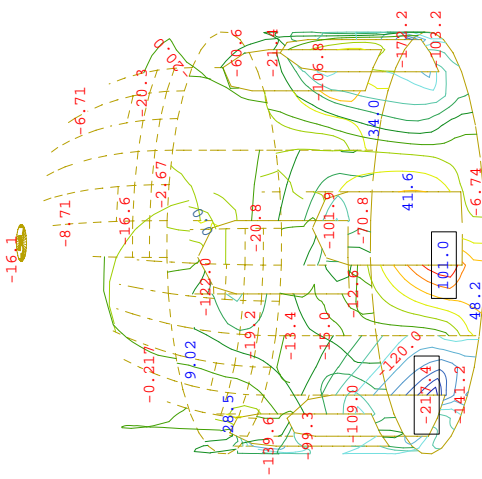
M 1 : 131



Sector of system Quadrilateral Elements Group 3

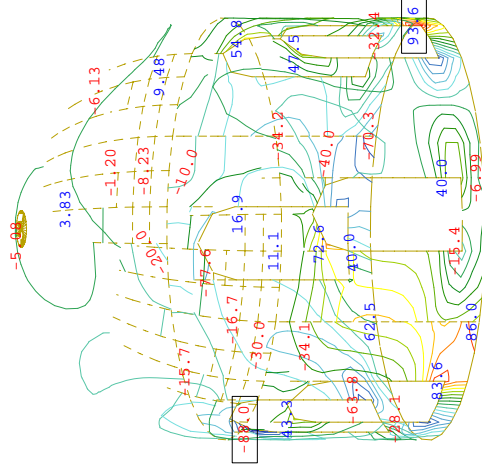
Z-X Bending moment m-yy in local y from middle of element,
Y Loadcase 1001 1.35*G+1.5*Q , from -5.46 to 13.7 step 1.00

M 1 : 131



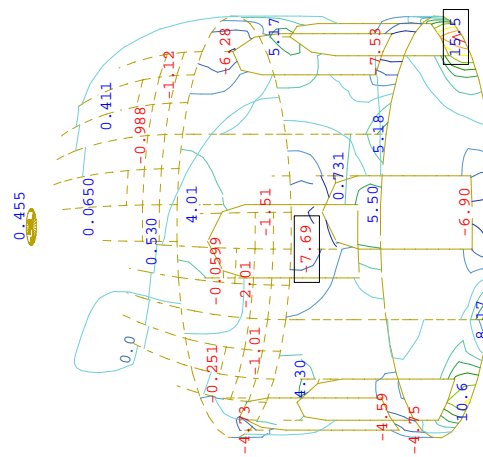
Sector of system Quadrilateral Elements Group 4
 Membrane force n-yy in local y from middle of element, Loadcase 3012 EQ(static) -0.3Ex-0.3Ey+1.0Ez , from -217.4 to 101.0

M 1 : 59
 X * 0.502
 Y * 0.906
 Z * 0.962



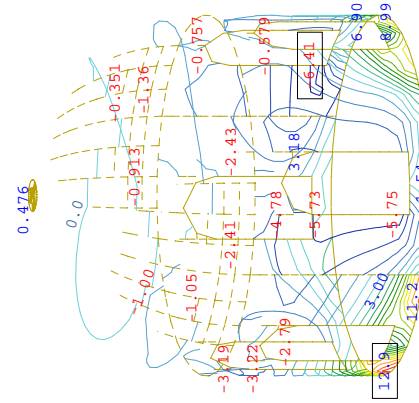
Sector of system Quadrilateral Elements Group 4
 Membrane shear force n-xy in local xy from middle of element, Loadcase 3012 EQ(static) -0.3Ex-0.3Ey+1.0Ez , from -88.0 to 93.6

M 1 : 59
 X * 0.502
 Y * 0.906
 Z * 0.962



Sector of system Quadrilateral Elements Group 4
 Bending moment m-xx in local x from middle of element, Loadcase 3012 EQ(static) -0.3Ex-0.3Ey+1.0Ez , from -7.69 to 15.5 step

M 1 : 59
 X * 0.502
 Y * 0.906
 Z * 0.962



Sector of system Quadrilateral Elements Group 4
 Bending moment m-yy in local y from middle of element, Loadcase 3012 EQ(static) -0.3Ex-0.3Ey+1.0Ez , from -6.41 to 12.9 step

M 1 : 69
 X * 0.502
 Y * 0.906
 Z * 0.962

8.6 ΕΛΕΓΧΟΙ ΦΕΡΟΥΣΑΣ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑΣ

8.6.1 ΓΕΝΙΚΑ

Οι έλεγχοι που ακολουθούν βασίζονται στα αποτελέσματα του λογισμικού ανάλυσης και πραγματοποιήθηκαν με τη χρήση λογιστικών φύλλων.

Προκειμένου να υπάρχει συσχέτιση δίνονται πληροφορίες για το είδος, τη θέση και τη διατομή των εξεταζόμενων στοιχείων, καθώς και για τη φόρτιση που δίδει τα κρίσιμα μεγέθη.

Ειδικά για τους ελέγχους της τοιχοποιίας, περιγράφεται αναλυτικά η μεθοδολογία που χρησιμοποιείται, σύμφωνα με την τρέχουσα σχετική βιβλιογραφία.

8.6.2 ΕΛΕΓΧΟΙ ΕΝΑΝΤΙ ΘΛΙΠΤΙΚΩΝ ΔΥΝΑΜΕΩΝ

Το μέσο μέγεθος θλιπτικών δυνάμεων στις εξεταζόμενες διατομές ελέγχεται έναντι της αντίστοιχης φέρουσας ικανότητας.

Η θέση και οι διαστάσεις των διατομών επιλέγονται από το μελετητή ανάλογα με την κρισιμότητα τους.

$$\bar{N}_{sdc} \neq N_{Rwc} = f_{wc} \cdot A_{crit}$$

\bar{N}_{sdc} : μέση θλιπτική δύναμη σχεδιασμού στη διατομή

N_{Rwc} : φέρουσα ικανότητα της διατομής έναντι θλίψεως

A_{crit} : επιφάνεια της διατομής

f_{wc} : θλιπτική αντοχή της διατομής

Οι τιμές της \bar{N}_{sdc} αντιστοιχούν στην περιγραφόμενη περιοχή, αριθμό στοιχείου και φόρτισης, και εμφανίζονται στα διαγράμματα του τεύχους αποτελεσμάτων υπό τον τίτλο “Membrane force n_{yy} in local y from middle of element”.

Οι έλεγχοι φαίνονται στον πίνακα που ακολουθεί.

ΕΛΕΓΧΟΙ ΕΝΑΝΤΙ ΘΛΙΠΤΙΚΩΝ ΔΥΝΑΜΕΩΝ (PGA = 0.40g)										
	Περιοχή εξεταζόμενης διατομής	Ομάδα στοιχείου	LC	$N_{sd,c}$	l_{crit}	t_{crit}	A_{crit}	f_{wc}	$N_{Rw,c}$	
				(kN/m)	(m)	(m)	(m ²)	(MPa)	(kN/m)	
ΙΣΟΓΕΙΟ	Λαμπάς	101	1004	350.0	1.00	0.60	0.60	3.04	1824.0	✓ 19 %
	Λαμπάς	101	3006	1300.0	1.00	0.60	0.60	3.04	1824.0	✓ 71 %
	Λαμπάς	101	3106	700.0	1.00	0.60	0.60	3.04	1824.0	✓ 38 %
	Λαμπάς	102	1002	400.0	1.00	0.60	0.60	3.40	2040.0	✓ 20 %
	Λαμπάς (κορυφή)	102	3005	1950.0	1.00	0.60	0.60	3.40	2040.0	✓ 96 %
	Λαμπάς	102	3105	1700.0	1.00	0.60	0.60	3.40	2040.0	✓ 83 %
	Συμβολή τοίχων	106	1002	460.0	1.00	0.80	0.80	3.40	2720.0	✓ 17 %
	Ανώφλι παραθύρου κόγχης	106	3107	1100.0	1.00	0.80	0.80	3.40	2720.0	✓ 40 %
	Λαμπάς	110	3005	1400.0	1.00	0.60	0.60	3.04	1824.0	✓ 77 %
	Έδραση τόξου σε πεσσό	111	3005	350.0	0.50	0.75	0.38	3.40	2550.0	✓ 14 %
	Έδραση τόξου σε πεσσό	112	3008	800.0	0.50	0.75	0.38	3.40	2550.0	✓ 31 %
	Ανώφλι ανοίγματος εισόδου	113	3001	750.0	1.00	0.60	0.60	3.04	1824.0	✓ 41 %
	Λαμπάς	113	3007	850.0	1.00	0.60	0.60	3.04	1824.0	✓ 47 %
ΟΡΟΦΟΣ - ΘΟΛΟΔΟΜΙΑ	Έδραση τόξου σε κίονα	103	1002	150.0	0.75	0.75	0.56	3.40	2550.0	✓ 6 %
	Έδραση τόξου σε κίονα	103	3007	200.0	0.75	0.75	0.56	3.40	2550.0	✓ 8 %
	Έδραση τόξου σε τοίχο	104	3007	500.0	0.75	0.75	0.56	3.40	2550.0	✓ 20 %
	Βάση τυμπάνου	104	3107	750.0	0.75	0.75	0.56	3.40	2550.0	✓ 29 %
	Έδραση τόξου σε τοίχο	105	3007	650.0	0.75	0.75	0.56	3.40	2550.0	✓ 25 %
	Έδραση θόλου	110	3006	1000.0	1.00	0.80	0.80	3.40	2720.0	✓ 37 %
	Θόλος	3	3009	170.0	0.50	0.30	0.15	3.04	912.0	✓ 19 %
	Θόλος	3	3007	440.0	0.50	0.30	0.15	3.04	912.0	✓ 48 %
	Τύμπανο τρούλου	4	1002	110.0	0.80	0.30	0.24	3.04	912.0	✓ 12 %
	Τύμπανο τρούλου	4	3012	215.0	0.80	0.30	0.24	3.04	912.0	✓ 24 %
Τρούλος	4	3012	215.0	0.50	0.30	0.15	3.04	912.0	✓ 24 %	

Δεν παρατηρείται υπέρβαση της φέρουσας ικανότητας έναντι θλίψεως σε καμία περίπτωση.

8.6.3 ΕΛΕΓΧΟΙ ΕΝΑΝΤΙ ΤΕΜΝΟΥΣΩΝ ΔΥΝΑΜΕΩΝ

Το μέσο μέγεθος τεμνουσών δυνάμεων στις εξεταζόμενες διατομές ελέγχεται έναντι της αντίστοιχης φέρουσας ικανότητας.

Η ορθή θλιπτική δύναμη σε έκαστη διατομή υπό την ίδια φόρτιση λαμβάνεται υπόψιν στον υπολογισμό της φέρουσας ικανότητας, όπως φαίνεται παρακάτω. Σε περίπτωση φορτίσεων τύπου Οριακής Κατάστασης Αστοχίας, οι ορθές δυνάμεις λαμβάνονται από την αντίστοιχη φόρτιση Οριακής Κατάστασης Λειτουργικότητας, προκειμένου να μη ληφθεί υπόψιν η ευμενής συνεισφορά των συντελεστών ασφαλείας στην τιμή της φέρουσας ικανότητας.

Η θέση και οι διαστάσεις των διατομών επιλέγονται από το μελετητή ανάλογα με την κρισιμότητα τους.

$$\bar{V}_{sd} \not\geq V_{Rw} = f_{wv} \cdot A_{crit} = (c + \mu \cdot \sigma_{wc}) \cdot A_{crit}$$

\bar{V}_{sd} : μέση τέμνουσα δύναμη σχεδιασμού στη διατομή

V_{Rw} : φέρουσα ικανότητα της διατομής έναντι διατμήσεως

A_{crit} : επιφάνεια της διατομής

f_{wv} : διατμητική αντοχή της διατομής

c : συνάφεια λίθου-κονιάματος ≈ 0.20

μ : συντελεστής τριβής λίθου-κονιάματος ≈ 0.40

σ_{wc} : ορθή θλιπτική τάση στη διατομή

Οι τιμές της \bar{V}_{sd} αντιστοιχούν στην περιγραφόμενη περιοχή, αριθμό στοιχείου και φόρτισης, και εμφανίζονται στα διαγράμματα του τεύχους αποτελεσμάτων υπό τον τίτλο “Membrane shear force n_{xy} in local xy from middle of element”.

Οι έλεγχοι φαίνονται στον πίνακα που ακολουθεί.

ΕΛΕΓΧΟΙ ΕΝΑΝΤΙ ΤΕΜΝΟΥΣΩΝ ΔΥΝΑΜΕΩΝ (PGA = 0.40g)											
	Περιοχή εξεταζόμενης διατομής	Ομάδα στοιχείου	LC	V_{sd}	l_{crit}	t_{crit}	A_{crit}	σ_{wc}	f_{wv}	V_{Rw}	
				(kN/m)	(m)	(m)	(m ²)	(MPa)	(MPa)	(kN/m)	
ΙΣΟΓΕΙΟ	Υπέρθυρο	101	3006	600.0	0.60	0.60	0.36	0.00	0.22	224.4	× 267 %
	Υπέρθυρο	201	3006	450.0	0.60	0.60	0.36	0.00	0.22	224.4	× 201 %
	Υπέρθυρο	101	3106	550.0	0.60	0.60	0.36	0.00	0.22	224.4	× 245 %
	Βάση	102	3005	650.0	0.60	0.60	0.36	2.50	1.36	816.0	✓ 80 %
	Βάση	102	3105	500.0	0.60	0.60	0.36	2.00	1.14	684.0	✓ 73 %
	Κατώφλι (κεντρικό)	106	3007	700.0	1.00	0.85	0.85	0.00	0.26	294.2	× 238 %
	Κατώφλι (κεντρικό)	106	3107	650.0	1.00	0.85	0.85	0.00	0.26	302.2	× 215 %
	Ανώφλι (κεντρικό)	106	3007	550.0	1.00	0.85	0.85	0.00	0.26	265.6	× 207 %
	Ανώφλι (κεντρικό)	106	3107	520.0	1.00	0.85	0.85	0.00	0.26	221.0	× 235 %
	Κατώφλι (βόρειο)	106	3107	480.0	1.00	0.85	0.85	0.00	0.26	221.0	× 217 %
	Ανώφλι (βόρειο)	106	3107	350.0	1.00	0.85	0.85	0.00	0.26	221.0	× 158 %
	Κατώφλι	113	3101	320.0	1.00	0.80	0.80	0.16	0.33	265.2	× 121 %
	Μέσον ύψους τοιχώ	113	3101	230.0	1.00	0.80	0.80	0.09	0.26	210.0	× 110 %
	Ανώφλι στέψης Μέσον ύψους πεσσού	213	3101	130.0	1.00	0.60	0.60	0.00	0.22	134.4	✓ 97 %
	113	3101	160.0	1.00	0.60	0.60	0.10	0.27	160.8	✓ 100 %	
ΟΡΟΦΟΣ - ΘΟΛΟΔΟΜΙΑ	Κλείδα	103	3007	450.0	1.00	0.75	0.75	0.73	0.58	437.0	× 103 %
	Κλείδα	103	3107	450.0	1.00	0.75	0.75	0.80	0.61	459.0	✓ 98 %
	Αέτωμα	104	3007	150.0	1.00	0.75	0.75	0.20	0.35	261.0	✓ 57 %
	Κλείδα	104	3007	500.0	1.00	0.75	0.75	0.40	0.44	327.0	× 153 %
	Κλείδα	104	3107	200.0	1.00	0.75	0.75	0.20	0.35	261.0	✓ 77 %
	Αέτωμα	104	3007	350.0	1.00	0.75	0.75	0.67	0.55	415.0	✓ 84 %
	Βάση τόξου	105	3007	500.0	0.60	0.75	0.45	0.80	0.61	459.0	× 109 %
	Βάση τόξου	105	3107	500.0	0.60	0.75	0.45	0.87	0.64	481.0	× 104 %
	Βάση αετώματος	110	3006	400.0	1.00	0.80	0.80	0.69	0.53	421.2	✓ 95 %
	Ανώφλι	110	3006	200.0	1.00	0.80	0.80	1.13	0.72	575.2	✓ 35 %
	Κλείδα	112	3104	50.0	1.00	0.80	0.80	0.05	0.25	196.8	✓ 25 %
	Τύμπανο τρούλου	4	3009	75.0	0.80	0.30	0.24	0.33	0.37	111.2	✓ 67 %
	Τύμπανο τρούλου	4	3012	90.0	0.80	0.30	0.24	0.40	0.40	120.0	✓ 75 %
	Κλείδα	112	3104	50.0	1.00	0.80	0.80	0.05	0.25	196.8	✓ 25 %

Στις περιπτώσεις που μεσολαβούν διαζώματα από ωπλισμένο σκυρόδεμα (τοίχοι 101,201), η αντοχή τους έχει προστεθεί στη διατμητική αντοχή της τοιχοποιίας. Συγκεκριμένα, ελήφθη η διατμητική αντοχή της διατομής του διαζώματος δίχως να λαμβάνεται υπ' όψιν ο οπλισμός διάτμησης (V_{rd1}). Για διάζωμα 80/17 (cm) λαμβάνουμε 80 kN, ενώ για 80/20 λαμβάνουμε 90 kN.

Αντιστοίχως, στις περιπτώσεις που προτείνονται ράβδοι συρραφής, έχει προστεθεί στις αντοχές τοιχοποιίες οι σχετικές αντοχές. Η αντοχή βλήτρου υπολογίζεται ως $F_u = 1.30 \cdot d_b^2 \cdot \sqrt{f_{wc} \cdot f_y} / \gamma_{Rd}$, όπου d_b η διάμετρος του βλήτρου, f_{wc} η θλιπτική αντοχή της τοιχοποιίας και f_y η αντοχή του βλήτρου. Συγκεκριμένα, για ράβδο διαμέτρου 16 mm και ποιότητας S 500, και αντοχή τοιχοποιίας (οπτοπλινθοδομής) 3.40 MPa και συντελεστή αβεβαιότητας προσομοιώματος 1.50, η αντοχή ανά βλήτρο είναι 9.15 kN.

Παρά το ότι οι υπερβάσεις είναι σημαντικά μειωμένες (έως και 200 %) ως προς την υπάρχουσα κατάσταση, εξακολουθούν να εμφανίζονται σημαντικές υπερβάσεις της φέρουσας ικανότητας έναντι τεμνουσών δυνάμεων στις κρίσιμες περιοχές της κόγχης του ιερού και το δυτικού τοίχου, ο οποίος επιβαρύνεται και από την κίνηση του κωδωνοστασίου.

Από ελέγχους για διαφορετικές τιμές επιτάχυνσης προκύπτει πως τα μεγέθη διάτμησης στις κρίσιμες περιοχές διάτμησης (ανατολικός και δυτικός τοίχος, τέμνουσα σε ανώφλια και κατώφλια) είναι πρακτικώς ανάλογα των επιταχύνσεων. Τούτο συμβαίνει καθώς πρόκειται για γραμμικές αναλύσεις και για περιοχές για τις οποίες στα μεγέθη τέμνουσας δε συνεισφέρουν οι κατακόρυφες δράσεις (μόνιμα και κινητά φορτία).

Ως εκ τούτου, για επιτάχυνση 0.16g ικανοποιούνται οι έλεγχοι σε όλες τις διατομές.

8.6.4 ΕΛΕΓΧΟΙ ΕΝΑΝΤΙ ΕΚΤΟΣ ΕΠΙΠΕΔΟΥ ΚΑΜΨΕΩΣ ΠΕΡΙ ΟΡΙΖΟΝΤΙΟ ΑΞΟΝΑ

Το μέσο μέγεθος ροπών κάμψεως περί οριζόντιο άξονα στις εξεταζόμενες διατομές ελέγχεται έναντι της αντίστοιχης φέρουσας ικανότητας.

Η ορθή θλιπτική δύναμη σε έκαστη διατομή υπό την ίδια φόρτιση λαμβάνεται υπόψιν στον υπολογισμό της φέρουσας ικανότητας, όπως φαίνεται παρακάτω. Σε περίπτωση φορτίσεων τύπου Οριακής Κατάστασης Αστοχίας, οι ορθές δυνάμεις λαμβάνονται από την αντίστοιχη φόρτιση Οριακής Κατάστασης Λειτουργικότητας, προκειμένου να μη ληφθεί υπ' όψιν η ευμενής συνεισφορά των συντελεστών ασφαλείας στην τιμή της φέρουσας ικανότητας.

Η θέση και οι διαστάσεις των διατομών επιλέγονται από το μελετητή ανάλογα με την κρισιμότητα τους.

$$\bar{M}_{sd,xx} \not\geq M_{Rw,xx} = \frac{\sigma_{wc} \cdot l_{crit} \cdot t_{crit}^2}{2} \cdot \left(1 - \frac{\sigma_{wc}}{f_{wc}}\right)$$

$\bar{M}_{sd,xx}$: μέση ροπή κάμψεως περί οριζόντιο άξονα στη διατομή

$M_{Rw,xx}$: φέρουσα ικανότητα της διατομής έναντι κάμψεως περί οριζόντιο άξονα

σ_{wc} : ορθή θλιπτική τάση στη διατομή

I_{crit} : μήκος της διατομής

t_{crit} : πάχος της διατομής

f_{wc} : θλιπτική αντοχή της διατομής

Οι τιμές της $\bar{M}_{sd,xx}$ αντιστοιχούν στην περιγραφόμενη περιοχή, αριθμό στοιχείου και φόρτισης, και εμφανίζονται στα διαγράμματα του τεύχους αποτελεσμάτων υπό τον τίτλο “Bending moment m_{yy} in local y from middle of element”.

Οι έλεγχοι φαίνονται στον πίνακα που ακολουθεί.

ΕΛΕΓΧΟΙ ΕΝΑΝΤΙ ΕΚΤΟΣ ΕΠΙΠΕΔΟΥ ΚΑΜΨΕΩΣ ΠΕΡΙ ΟΡΙΖΟΝΤΙΟ ΑΞΟΝΑ (PGA = 0.40g)											
	Περιοχή εξεταζόμενης διατομής	Ομάδα στοιχείου	LC	$M_{sd,xx}$ (kNm/m)	l_{crit} (m)	t_{crit} (m)	σ_{wc} (MPa)	f_{wc} (MPa)	$M_{Rw,xx}$ (kNm/m)		
										✓	%
ΙΣΟΓΕΙΟ	Βάση	101	3001	90.0	1.00	0.60	0.83	3.04	108.9	✓	83 %
	Βάση	101	3101	50.0	1.00	0.60	0.17	3.04	28.4	✗	176 %
	Βάση	102	3103	15.0	1.00	0.60	0.83	3.40	113.2	✓	13 %
	Βάση	102	3103	15.0	1.00	0.60	0.18	3.40	29.9	✓	50 %
	Μέσο ύψους (κεντρικό)	106	3004	55.0	0.50	0.85	0.65	3.40	94.6	✓	58 %
	Μέσο ύψους (νότιο)	106	3004	50.0	0.50	0.85	0.47	3.40	73.2	✓	68 %
	Βάση	110	3005	75.0	1.00	0.80	0.75	3.40	187.1	✓	40 %
	Βάση πεσσού	210	3103	50.0	1.00	0.60	0.32	3.04	51.1	✓	98 %
	Θολοδομία	10	1001	20.0	1.00	0.50	0.20	3.53	23.6	✓	85 %
	Θολοδομία	10	3008	30.0	1.00	0.50	0.30	3.53	34.3	✓	87 %
ΟΡΟΦΟΣ - ΘΟΛΟΔΟΜΙΑ	Έδραση τόξου σε κίονα	103	3004	5.0	0.80	0.80	0.25	3.40	59.3	✓	8 %
	Συμβολή τοίχου - θόλου	113	3107	50.0	1.00	0.80	0.38	3.40	106.8	✓	47 %
	Θόλος	3	1001	7.0	1.00	0.30	0.30	3.04	12.2	✓	58 %
	Θόλος	3	1001	13.0	1.00	0.30	0.17	3.04	7.1	✗	183 %
	Θόλος	3	3012	26.5	1.00	0.30	0.35	3.04	13.9	✗	190 %
	Θόλος	3	3012	11.0	1.00	0.30	0.33	3.04	13.4	✓	82 %
	Θόλος	3	3107	40.0	1.00	0.30	0.50	3.04	18.8	✗	213 %
	Τύμπανο τρούλου	4	3009	9.0	0.80	0.50	0.25	3.04	22.9	✓	39 %
	Τύμπανο τρούλου	4	3012	7.0	0.80	0.50	0.10	3.04	9.7	✓	72 %
	Τύμπανο τρούλου	4	3005	20.0	0.80	0.50	0.60	3.04	48.2	✓	42 %
	Τρούλος	4	1001	4.0	0.50	0.30	0.37	3.04	7.3	✓	55 %
Τρούλος	4	3012	9.0	0.50	0.30	0.57	3.04	10.4	✓	87 %	

Ακόμα και για την μέγιστη επιτάχυνση σχεδιασμού δεν παρατηρούνται υπερβάσεις της φέρουσας ικανότητας παρά μόνον στη βάση του τοίχου της εισόδου, καθώς επίσης και στις βάσεις κάποιων από τους θόλους. Οι έλεγχοι ικανοποιούνται σε όλες τις εξεταζόμενες θέσεις για επιτάχυνση 0.20g.

Θα πρέπει να αναφερθεί πως στους υπολογισμούς δεν έχει ληφθεί υπ' όψιν η θετική επιρροή των ενισχυμένων επιχρισμάτων στην εξωτερική παρειά της θολοδομίας.

8.6.5 ΕΛΕΓΧΟΙ ΕΝΑΝΤΙ ΕΚΤΟΣ ΕΠΙΠΕΔΟΥ ΚΑΜΨΕΩΣ ΠΕΡΙ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟ ΑΞΟΝΑ

Το μέσο μέγεθος ροπών κάμψεως περί κατακόρυφο άξονα στις εξεταζόμενες διατομές ελέγχεται έναντι της αντίστοιχης φέρουσας ικανότητας.

Η τελευταία υπολογίζεται βάσει της τεχνικής θεωρίας κάμψεως, λαμβάνοντας υπόψιν και την εφελκυστική αντοχή της διατομής.

$$\bar{M}_{sd,yy} \neq M_{Rw,yy} = W_{crit} \cdot f_{wt}$$

$\bar{M}_{sd,yy}$: μέση ροπή κάμψεως περί κατακόρυφο άξονα στη διατομή

$M_{Rw,yy}$: φέρουσα ικανότητα της διατομής έναντι κάμψεως περί κατακόρυφο άξονα

W_{crit} : ροπή αντιστάσεως της διατομής

f_{wt} : εφελκυστική αντοχή της τοιχοποιίας $\approx 0.10 \cdot f_{gr,t}$

Οι τιμές της $\bar{M}_{sd,yy}$ αντιστοιχούν στην περιγραφόμενη περιοχή, αριθμό στοιχείου και φόρτισης, και εμφανίζονται στα διαγράμματα του τεύχους αποτελεσμάτων υπό τον τίτλο “Bending moment m_{xx} in local x from middle of element”.

Οι έλεγχοι φαίνονται στον πίνακα που ακολουθεί.

ΕΛΕΓΧΟΙ ΕΝΑΝΤΙ ΕΚΤΟΣ ΕΠΙΠΕΔΟΥ ΚΑΜΨΕΩΣ ΠΕΡΙ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟ ΑΞΟΝΑ (PGA = 0.40g)											
	Περιοχή εξεταζόμενης διατομής	Ομάδα στοιχείου	LC	$M_{sd,yy}$	l_{crit}	t_{crit}	W_{crit}	f_{wt}	$M_{Rw,yy}$		
				(kNm/m)	(m)	(m)	(m ³)	(MPa)	(kNm/m)		
ΙΣΟΓΕΙΟ	Υπέρθυρο	101	3001	9.0	0.60	0.60	0.04	0.50	30.0	✓	30 %
	Υπέρθυρο (κεντρικό)	201	3101	7.2	0.60	0.60	0.04	0.50	30.0	✓	24 %
	Υπέρθυρο (στέψη)	201	3101	11.0	0.60	0.60	0.04	0.50	30.0	✓	37 %
	Συμβολή τοίχων	106	3004	80.0	1.00	0.85	0.12	0.50	60.2	✗	133 %
	Συμβολή τοίχων	210	3105	130.0	1.00	0.80	0.11	0.50	53.3	✗	244 %
	Συμβολή τοίχων	213	3007	120.0	1.00	0.80	0.11	0.50	53.3	✗	225 %
	Συμβολή τοίχων	213	3007	140.0	1.00	0.80	0.11	0.50	53.3	✗	263 %
	Συμβολή τοίχων	113	3107	65.0	1.00	0.80	0.11	0.50	53.3	✗	122 %
ΟΡΟΦΟΣ - ΘΟΛΟΔΟΜΙΑ	Έδραση τόξου σε κίονα	103	3004	50.0	1.00	0.80	0.11	0.50	53.3	✓	94 %
	Έδραση τόξου σε κίονα	104	3104	35.0	1.00	0.80	0.11	0.50	53.3	✓	66 %
	Έδραση τόξου σε κίονα	105	3104	8.0	1.00	0.80	0.11	0.50	53.3	✓	15 %
	Έδραση τόξου σε κίονα	105	3104	8.0	1.00	0.80	0.11	0.50	53.3	✓	15 %
	Συμβολή τοίχων	111	3005	120.0	1.00	0.85	0.12	0.50	60.2	✗	199 %
	Συμβολή τοίχων	112	3008	130.0	1.00	0.85	0.12	0.50	60.2	✗	216 %
	Θόλος	3	1001	1.8	1.00	0.30	0.02	0.50	7.5	✓	24 %
	Θόλος	3	1001	3.4	1.00	0.30	0.02	0.50	7.5	✓	45 %
	Θόλος	3	3009	5.3	1.00	0.30	0.02	0.50	7.5	✓	71 %
	Θόλος	3	3009	4.6	1.00	0.30	0.02	0.50	7.5	✓	61 %
	Θόλος	3	3012	8.9	1.00	0.30	0.02	0.50	7.5	✗	119 %
	Τρούλος	4	3012	0.4	0.50	0.30	0.01	0.50	7.5	✓	5 %
	Τρούλος	4	3012	0.5	0.50	0.30	0.01	0.50	7.5	✓	7 %

Όπως και στην υπάρχουσα κατάσταση παρατηρούνται σημαντικές υπερβάσεις της φέρουσας ικανότητας σε περιοχές συμβολής τοίχων. Όπως και για τις τέμνουσες δυνάμεις, οι έλεγχοι ικανοποιούνται για επιταχύνσεις μεταξύ 0.15 - 0.20g.

Ο παρών έλεγχος είναι ιδιαιτέρως συντηρητικός και περιγράφει την οριακή κατάσταση σε ρηγμάτωση της εφελκυσόμενης παρειάς του τοίχου. Κάτι τέτοιο δε συνδέεται με γενικότερη αστοχία της τοιχοποιίας.

8.6.6 ΑΞΙΟΛΟΓΗΣΗ ΤΩΝ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ

Οι υπολογισμοί καθιστούν σαφές πως το κτήριο δεν είναι δυνατόν με την επιλεγμένη στάθμη επεμβάσεων να ανταποκριθεί επαρκώς στα επίπεδα που ορίζει ο σύγχρονος αντισεισμικός κανονισμός.

Η εγγενής αδυναμία του, που είναι η ανεπάρκεια εγκαρσίων τοίχων στο όριο της θολοδομίας προς τα δυτικά, αντιμετωπίζεται μερικώς με τη συμπλήρωση των υφισταμένων λίθινων τοίχων του ισογείου και την προσθήκη του μεταλλικού τοίχου του ορόφου, καθώς επίσης και με τις λοιπές επεμβάσεις. Ως εκ τούτου, αναμένεται πως το μνημείο μπορεί να αναταπεξέλθει ασφαλώς σεισμούς με επιταχύνσεις της τάξεως του 0.15 g. Για σεισμούς με τέτοια επιτάχυνση αναμένεται πιθανότητα υπέρβασης 70% στα 50 έτη.

Παρά ταύτα, είναι βέβαιο πως σε ισχυρούς σεισμούς, που είναι αναμενόμενοι για την περιοχή, οι κρίσιμοι διατμητικοί μηχανισμοί αστοχίας θα ενεργοποιηθούν και η στάθμη βλάβης θα είναι σημαντική. Ωστόσο, οι επεμβάσεις που προτείνονται, κυρίως το σύστημα ελκυστήρων – θλιπτήρων και οι ράβδοι συρραφής, αναμένεται να συγκρατήσουν τα τμήματα του φορέα προκειμένου να μην εμφανιστούν καταρρεύσεις και οι αστοχίες να περιοριστούν σε ρηγματώσεις, ακόμα και εκτεταμένες.

Σχετικά με τις νέες κατασκευές του Ναού, οι μεταλλικοί φορείς εμφανίζουν επαρκείς αντοχές έναντι των κατακορύφων και των οριζοντίων φορτίων. Όπως προανεφέρθη, οι σχετικοί έλεγχοι παρότι έλαβαν χώρα παραλείπονται από την παρούσα παρουσίαση χάριν συντομίας και επειδή βασικός στόχος είναι η παρουσίαση της συμπεριφοράς της φέρουσας τοιχοποιίας.

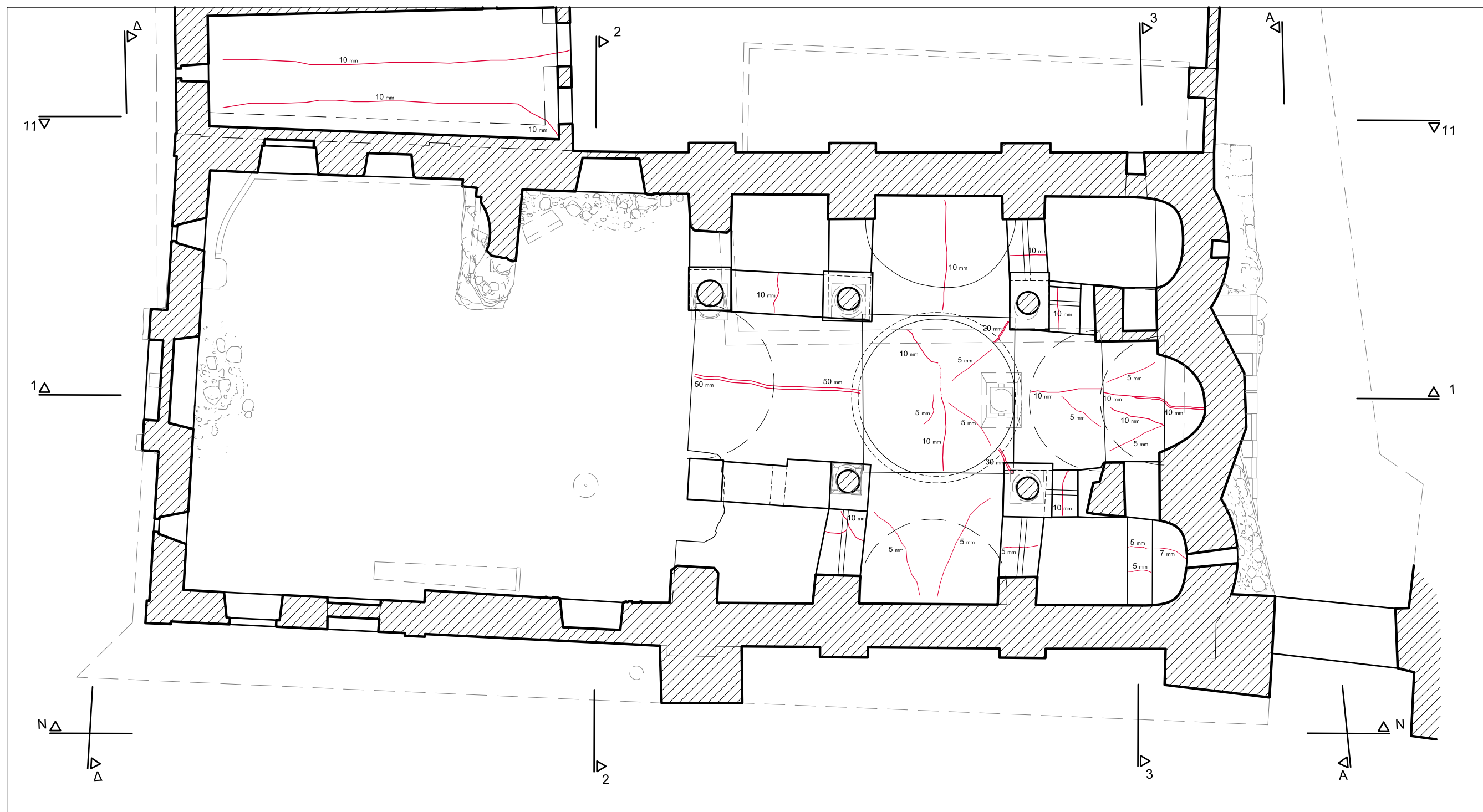
9 ΕΠΙΛΟΓΟΣ

Όπως και σε άλλες παρόμοιες περιπτώσεις μνημείων ιδιαίτερης ιστορικής και καλλιτεχνικής αξίας, ιεραρχώντας ως σημαντικότερο στόχο τη διατήρηση της αυθεντικότητας του φορέα, επιλέγονται επεμβάσεις που εξασφαλίζουν στάθμη ασφαλείας χαμηλότερη από αυτήν που ορίζουν οι σύγχρονοι κανονισμοί. Με τις προαναφερθείσες προτάσεις αποστασάσης του φέροντος οργανισμού του συγκροτήματος του Ιερού Ναού Παναγίας Παντοβασίλισσας Τρίγλιας Μικράς Ασίας, αναμένεται πως τα νέα δομικά μέλη (κωδονοστάσιο, πατώματα, στέγη) θα ικανοποιούν τα κριτήρια αντοχών που επιβάλλουν οι σύγχρονοι αντισεισμικοί κανονισμοί, ενώ ο υφιστάμενος φορέας από τοιχοποιία θα είναι ικανός να ανταποκριθεί άνευ αστοχιών σε σεισμούς μετρίας, για την εν λόγω περιοχή, εντάσεις και, πάντως, με ασφάλεια έναντι καταρρεύσεων για τους μεγίστους αναμενόμενους σεισμούς.

Προκειμένου να γίνει αποδεκτή μια τέτοια προσέγγιση, θα πρέπει να ισχύει πολιτική μειωμένης επισκεψιμότητας στο μνημείο, προκειμένου οι επισκέπτες να μην εκτίθενται στη χαμηλότερη στάθμη ασφαλείας ως προς τις σύγχρονες απαιτήσεις. Τούτο, στην περίπτωση του συγκεκριμένου μνημείου, δεν αναμένεται να συνιστά δύσκολο στόχο, καθώς ο Ναός μετά την αποκατάσταση του δε θα χρησιμοποιείται παρά μόνο για περιστασιακή χρήση, φιλοξενία εκδηλώσεων πολιτιστικού χαρακτήρα και σπανίως θρησκευτικής λατρείας. Αξίζει να σημειωθεί πως τούτο δε θα ήταν αποδεκτό εάν δεν ίσχυε η περιγραφείσα συχνότητα χρήσης.

Η ισορροπία μεταξύ πολιτιστικής κληρονομιάς και σύγχρονων αντιλήψεων περί ασφαλείας της ζωής είναι ένα δυσεπίλυτο ζήτημα και για κάθε περίπτωση πρέπει να αναζητείται με τη μέγιστη δυνατή τεκμηρίωση και τη συνεργασία και αλληλοκατανόηση μεταξύ του πολιτικού μηχανικού και των λοιπών ειδικοτήτων.

10. ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ ΣΧΕΔΙΩΝ ΥΠΑΡΧΟΥΣΑΣ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗΣ



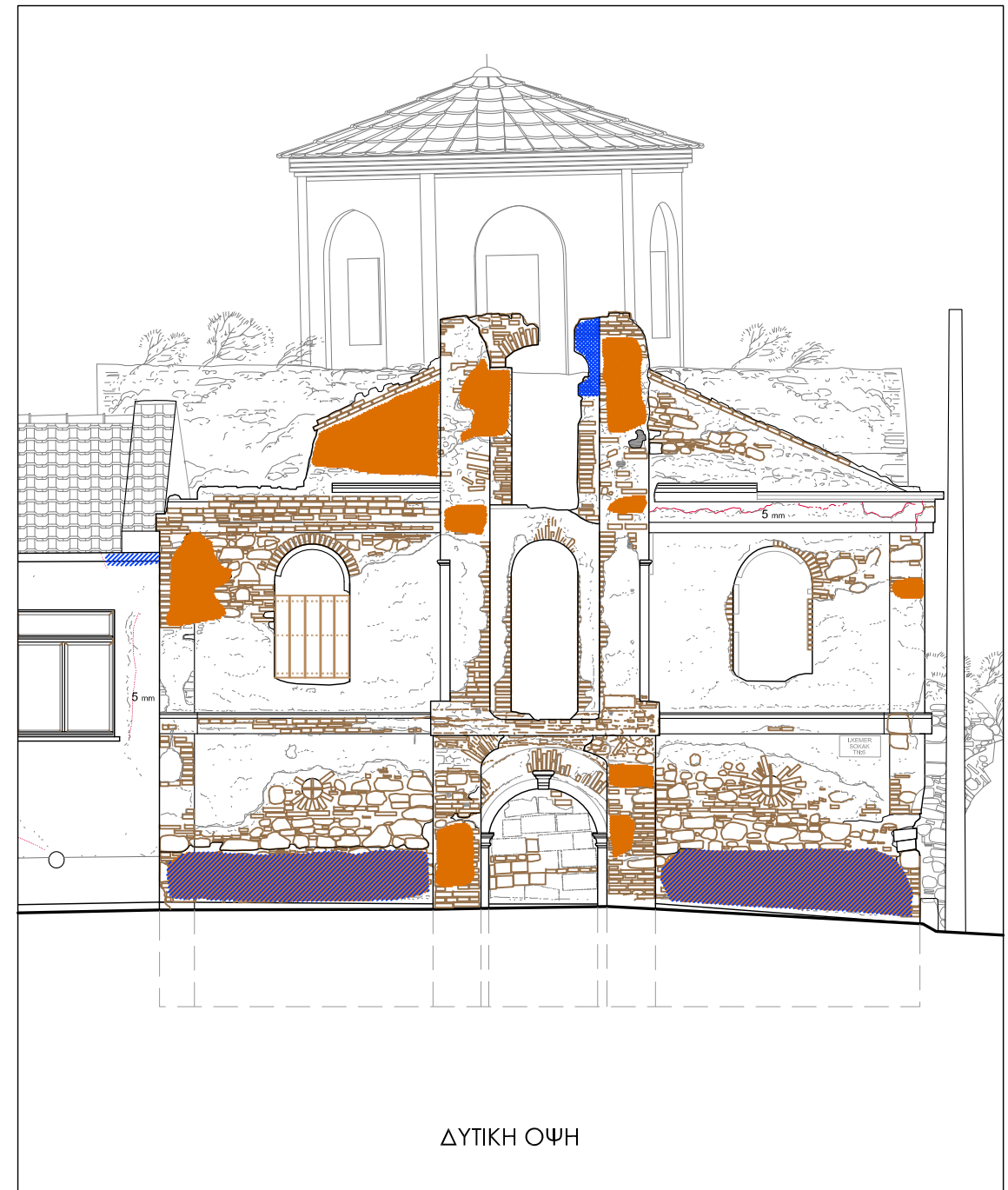
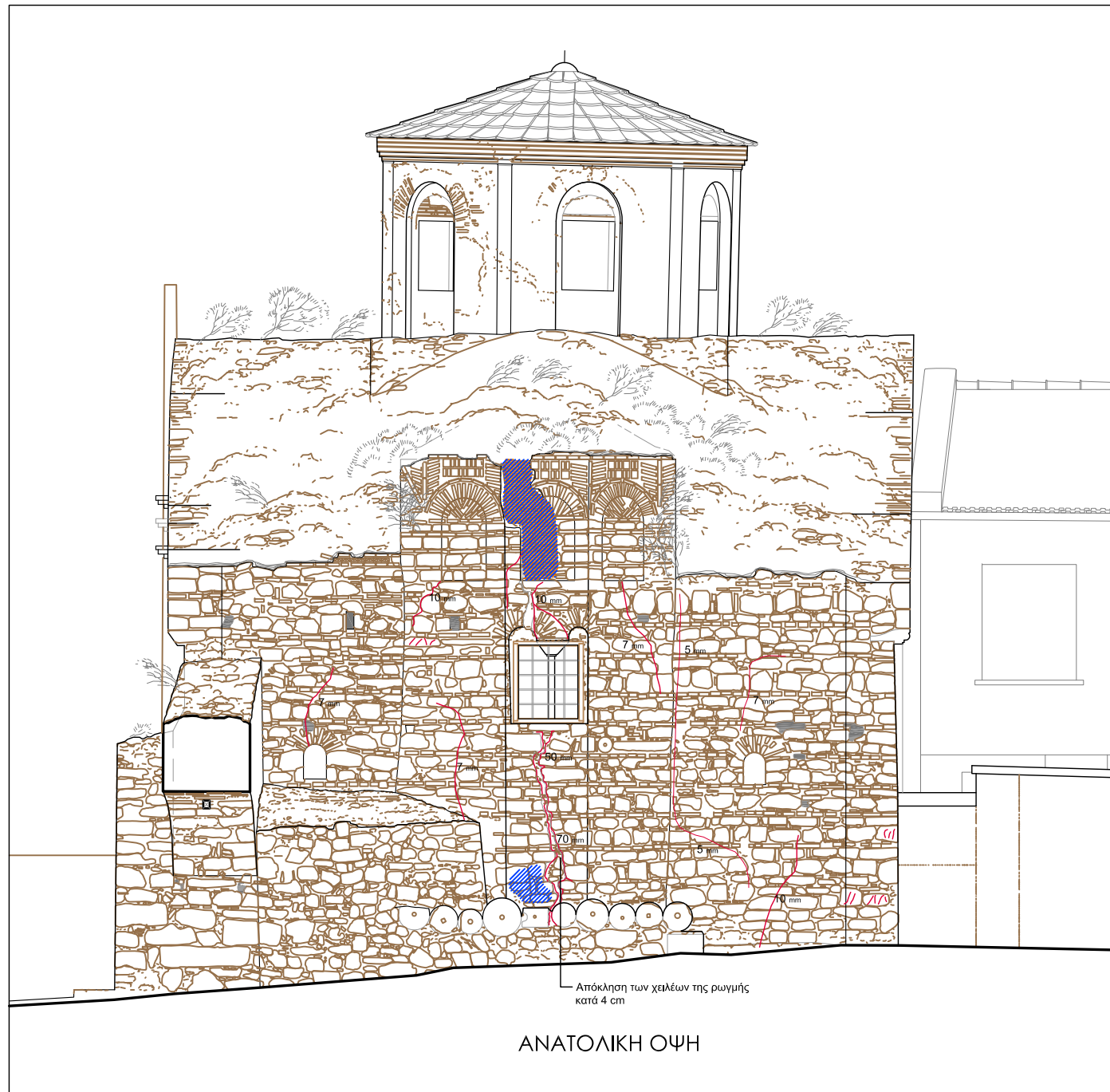
ΥΠΟΜΝΗΜΑ ΦΘΟΡΑΣ ΥΛΙΚΩΝ			
	Ρωγμή (αναγραφή εύρους σε mm)		Θραύση λίθων / απολέπιση κίονα
	Απόπλυση κονιαμάτων		Απώλεια υλικού (πλίνθων, λίθων)
	Ετοιμορροπία		





Εικ. 01.1
Άποψη της θολοδομίας. Ρηγματώσεις και απώλεια θολπών στις κλείδες των θόλων των κεραιών. Ρηγματώσεις στα σφαιρικά τρίγωνα και στον τρούλο.





ΥΠΟΜΝΗΜΑ ΦΘΟΡΑΣ ΥΛΙΚΩΝ

	Ρωγμή (αναγραφή εύρους σε mm)		Θραύση λίθων / απολέπιση κίονα
	Απόπλυση κονιαμάτων		Απώλεια υλικού (πλίνθων, λίθων)
	Ετοιμορροπία		





Εικ. 02.1
Άποψη ανατολικού τοίχου με αντιρήδα κατ' επέκταση του νοτίου τοίχου.
Η διαπλάτυνση στη νοτιοανατολική γωνία αποτελούσε τμήμα της ανατολικότερης εκ των τριών αντιρήδων που στήριζαν το νότιο τοίχο και δε σώζονται.



Εικ. 02.2
Έδραση κόγχης ιερού σε κυλινδρικούς σφοδύλους κίωνων. Η περιοχή συνιστά το κατώτερο όριο της ρηγμάτωσης, η οποία δε συνεχίζει στο λιθόδημητο υπόβαθρο των κίωνων.



Εικ. 02.3
Άποψη κόγχης ιερού. Διαμπερής ρηγμάτωση από τη στάθμη θεμελίωσης έως και το τεταρτοσφαιρικό στέγαστρο, με μέγιστο εύρος περί τα 70 mm.

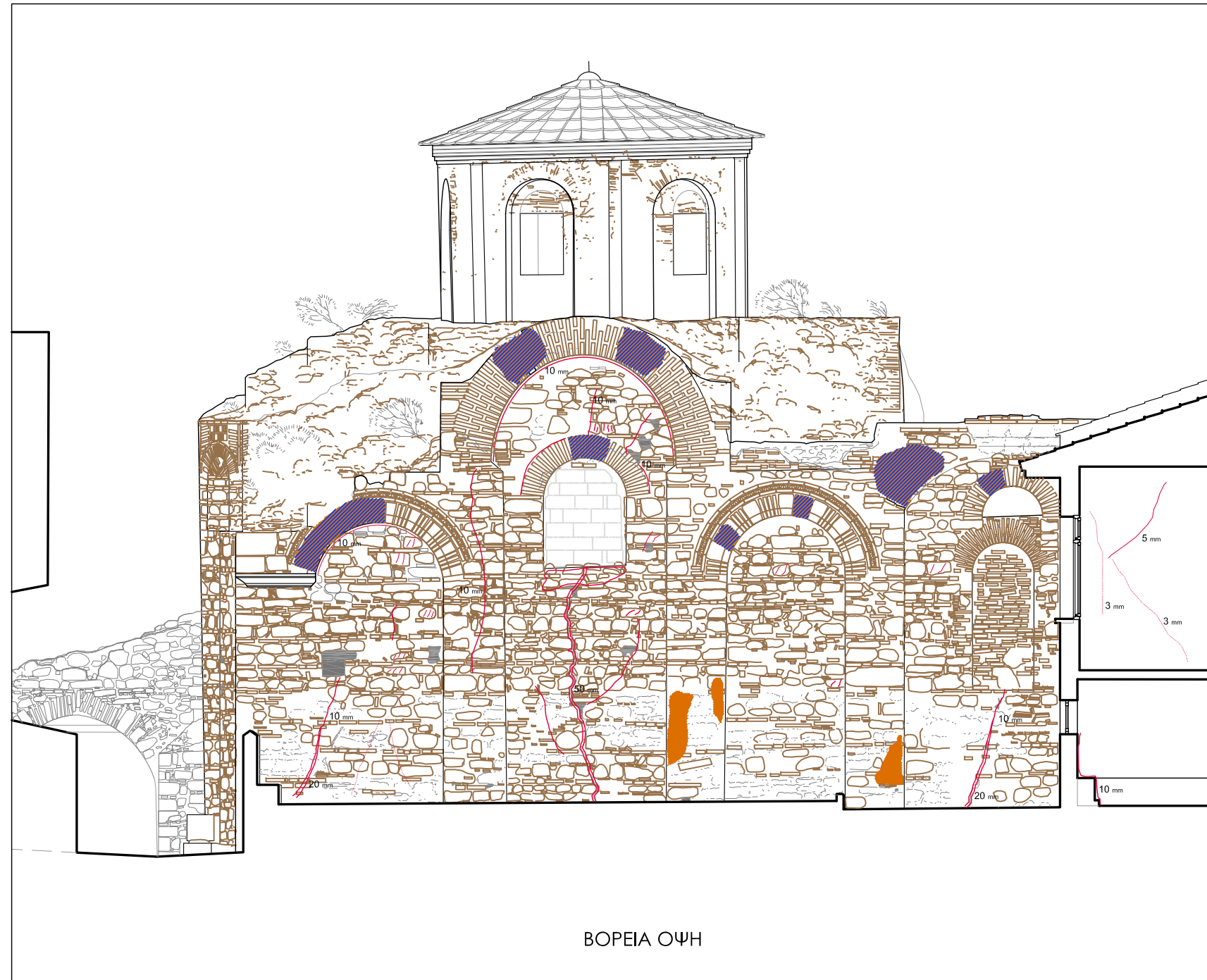


Εικ. 02.4
Άποψη δυτικού τοίχου. Στο μέσον κατά το μήκος του τοίχου φαίνονται τα ίχνη του μη σωζομένου κωδωνοστασίου. Εμφανίζονται τα μεταλλικά στοιχεία σύνδεσης μεταξύ του δυτικού και του νοτίου τοίχου. Επίσης, φαίνεται η απώλεια τμήματος των επιχρισμάτων, των αρμολογημάτων και γωνιολίθων.



Εικ. 02.5
Η φραγμένη και επιχωμένη είσοδος στο μέσον του δυτικού τοίχου και τα εναπομείναντα τμήματα των πεσσών του μη σωζομένου κωδωνοστασίου. Εμφανής η απόπλυση των αρμολογημάτων στη ζώνη πλησίον του εδάφους.





ΒΟΡΕΙΑ ΟΨΗ

ΥΠΟΜΝΗΜΑ ΦΘΟΡΑΣ ΥΛΙΚΩΝ	
	Ρωγμή (αναγραφή εύρους σε mm)
	Απόπλυση κονιαμάτων
	Θραύση λίθων / απολέπιση κίονα
	Ετοιμορροπία
	Απώλεια υλικού (πλίνθων, λίθων)



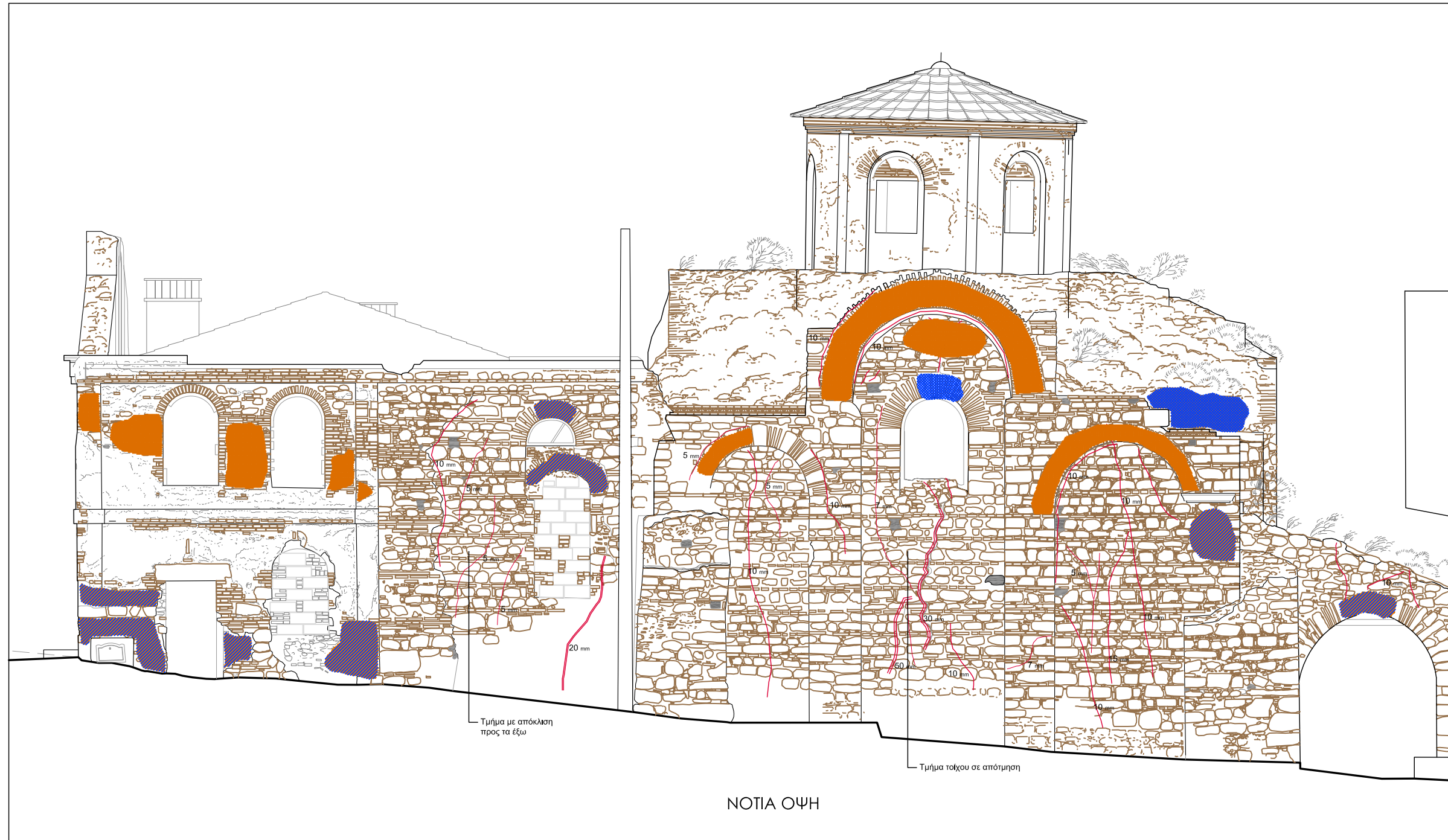


Εικ. 03.1
Άποψη του βορείου τοίχου από την εσωτερική αυλή του εφραπτόμενου κτηρίου.



Εικ. 03.2
Διαμπερής ρηγμάτωση του βορείου τοίχου στο τμήμα που ορίζεται από την εγκάρσια κεραία του Ναού. Η ρηγμάτωση εμφανίζεται από τη στάθμη θεμελίωσης και φθάνει ως και τη θολοδομία, διασχίζοντας το άνοιγμα που έχει φραγεί εκ των υστέρων μετσιμεντολίθους.





ΥΠΟΜΝΗΜΑ ΦΘΟΡΑΣ ΥΛΙΚΩΝ

	Ρωγμή (αναγραφή εύρους σε mm)		Θραύση λίθων / απολέπιση κίονα
	Απόπλυση κονιαμάτων		Απώλεια υλικού (πλίνθων, λίθων)
	Ετοιμορροπία		



ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ
 ΔΙΑΤΜΗΜΑΤΙΚΟ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑ ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΩΝ ΣΠΟΥΔΩΝ ΔΟΜΟΣΤΑΤΙΚΟΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ & ΑΝΑΛΥΣΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ
 ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ : ΑΠΟΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΙΕΡΟΥ ΝΑΟΥ ΠΑΝΤΟΒΑΣΙΛΙΣΣΑΣ ΤΡΙΓΛΙΩΝ
 ΦΟΙΤΗΤΗΣ : ΝΙΚΟΛΑΟΣ ΠΑΠΑΗΛΙΟΥ ΕΠΙΒΛΕΠΟΥΣΑ ΚΑΘΗΓΗΤΡΙΑ : ΕΛΙΣΑΒΕΤ ΒΙΝΤΖΗΛΑΙΟΥ ΑΠΡΙΛΙΟΣ 2014

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Α'
 ΕΙΔΟΣ ΣΧΕΔΙΟΥ : ΑΠΟΤΥΠΩΣΗ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΗΣ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗΣ
 ΤΙΤΛΟΣ ΣΧΕΔΙΟΥ : ΟΨΕΙΣ ΦΕΡΟΝΤΟΣ ΟΡΓΑΝΙΣΜΟΥ (3/3)
 ΚΛΙΜΑΚΑ ΣΧΕΔΙΟΥ : 1:75

ΣΥ.04



Εικ. 04.1
 Άποψη του νοτίου τοίχου με το σωζόμενο τμήμα μίας εκ των τριών τοξωτών αντηρίδων που τον στήριζαν. Εμφανής η απόπλυση κονιαμάτων και η απώλεια οπτοπλίνθων στο νεώτερο τμήμα, καθώς επίσης και η βλάβη που έχει αναπτυχθεί άνωθεν της θολοδομίας.

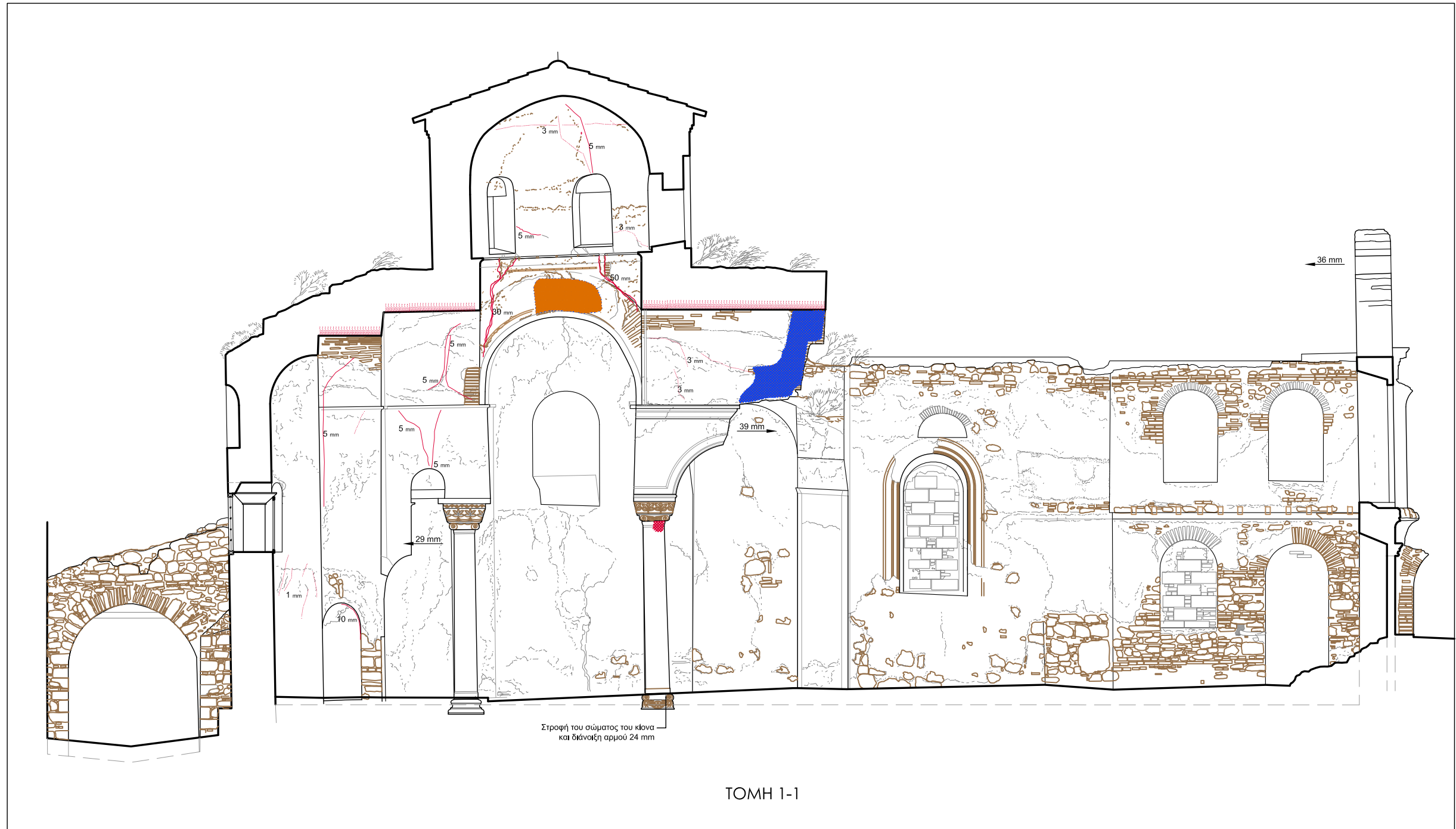


Εικ. 04.2
 Διαμπερή ρηγμάτωση του νοτίου τοίχου στο τμήμα που ορίζεται από την εγκάρσια κεραία του Ναού. Η ρηγμάτωση εμφανίζεται από τη στάθμη θεμελίωσης και φθάνει ως και τη θολοδομία. Η ρηγμάτωση διέρχεται από το τοξωτό υπέρθυρο προκαλώντας αποκόλληση της περιοχής της κλείδας.








Εικ. 04.3
 Διαμπερή ρηγμάτωση του νοτίου τοίχου στο τμήμα που ορίζεται από την εγκάρσια κεραία του Ναού. Άποψη ρηγμάτωσης πλησίον θεμελίωσης έως και τη στάθμη του ανοίγματος.





ΤΟΜΗ 1-1

ΥΠΟΜΝΗΜΑ ΦΘΟΡΑΣ ΥΛΙΚΩΝ	
	Ρωγμή (αναγραφή εύρους σε mm)
	Απόπλυση κονιαμάτων
	Ετοιμορροπία
	Θραύση λίθων / απολέπιση κίονα
	Απώλεια υλικού (πλίνθων, λίθων)





Εικ. 05.1
Διαμπερής ρηγμάτωση του νοτίου τοίχου στο τμήμα δυτικά της εγκάρσιας κεραιάς του ναού. Απώλεια μέρους της αγιογραφίας.

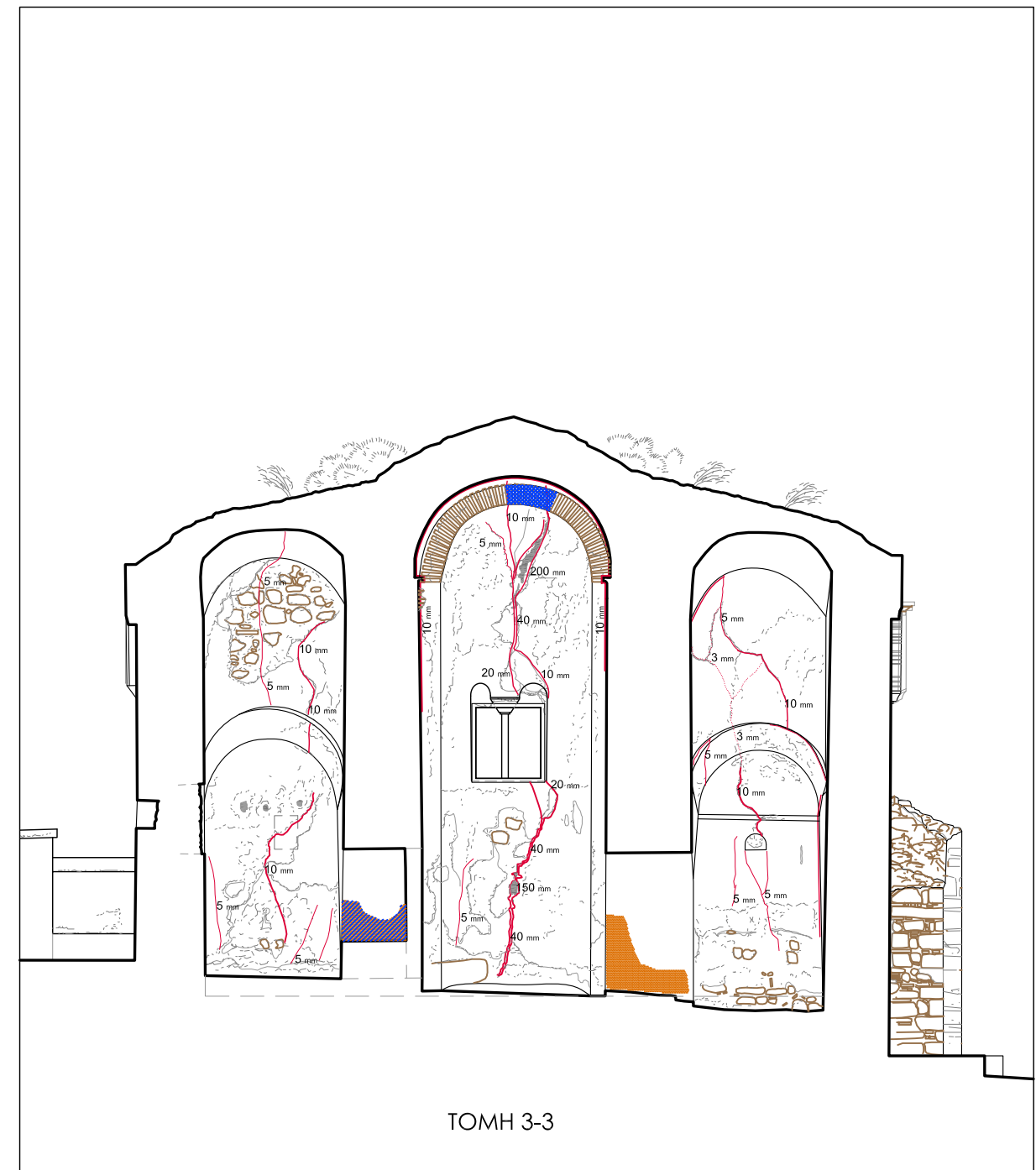
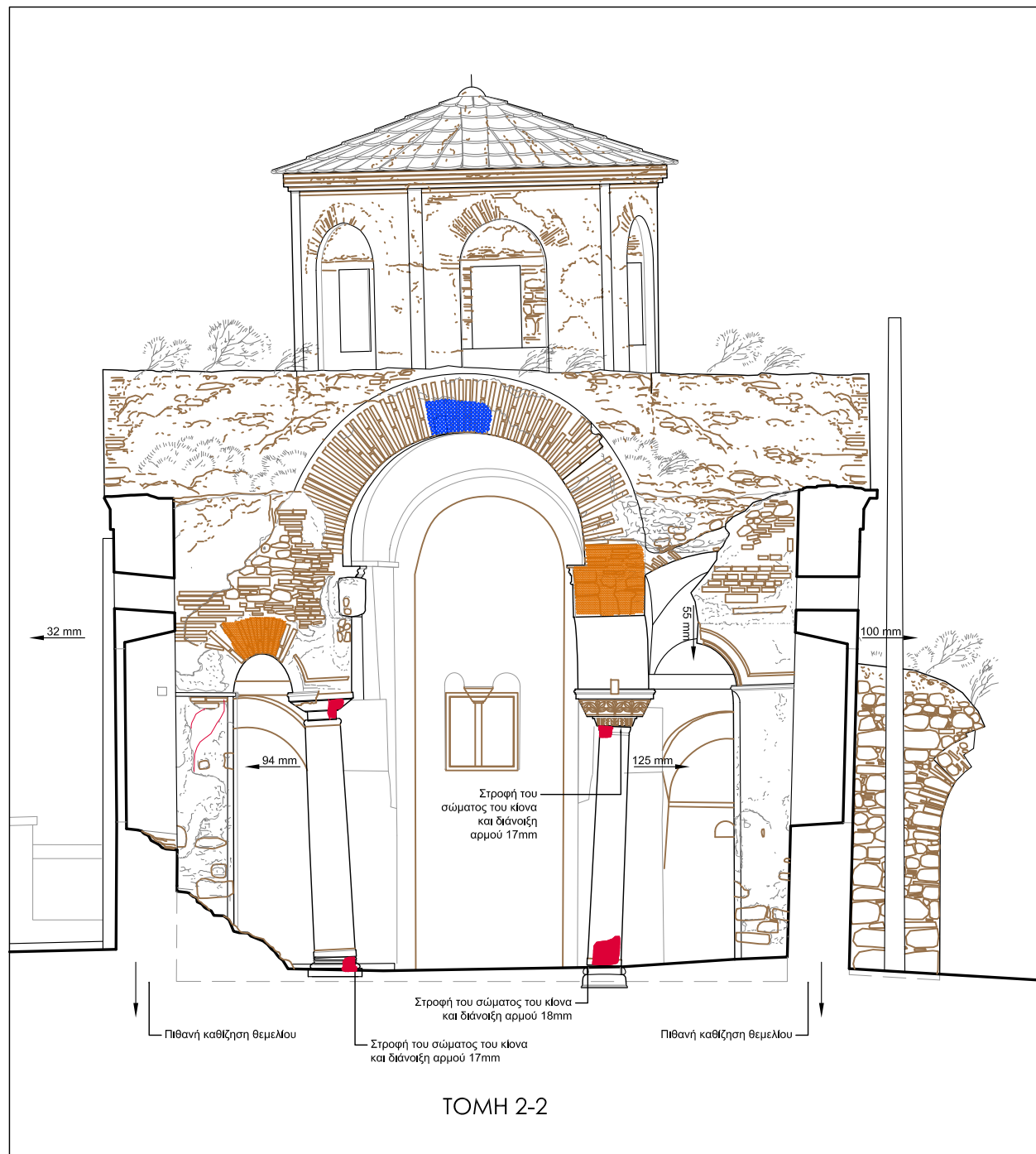


Εικ. 05.3
Άποψη βάσης έδρασης του δυτικού κίονα της νότιας κίονοστοιχίας. Εμφανίζεται διάνοιξη του αρμού έδρασης λόγω στροφής του μέλους περί οριζόντιο άξονα, αλλά όχι στροφή της βάσης.








Εικ. 05.2
Η περιοχή της θολοδομίας περί τον δυτικότερο εκ των δύο εναπομειναντων κίωνων της νότιας τοξοστοιχίας. Στα δεξιά της φωτογραφίας φαίνεται η προσωρινή σωστική υποστήλωση έναντι του ετοιμόροπου τμήματος του σταυροθολίου. Το υπόλοιπο τμήμα κατέρρευσε όταν αφαιρέθηκε ο ένας εκ των τριών κίωνων.





ΥΠΟΜΝΗΜΑ ΦΘΟΡΑΣ ΥΛΙΚΩΝ

	Ρωγμή (αναγραφή εύρους σε mm)		Θραύση λίθων / απολέπιση κίονα
	Απόπλυση κονιαμάτων		Απώλεια υλικού (πλίνθων, λίθων)
	Ετοιμορροπία		





Εικ. 06.1
Άποψη ανατολικής εσωτερικής όψης θολοδομίας από το κέντρο του Ναού. Απώλεια κονιαμάτων και οπτοπλίνθων στην περιοχή της κλείδας του βορείου τόξου.



Εικ. 06.2
Ρηγμάτωση του σφαιρικού τριγώνου μεταξύ τρούλου και θόλου.



Εικ. 06.3
Ρηγμάτωσης στη βάση του τυμπάνου του τρούλου, απώλεια οπτοπλίνθων.

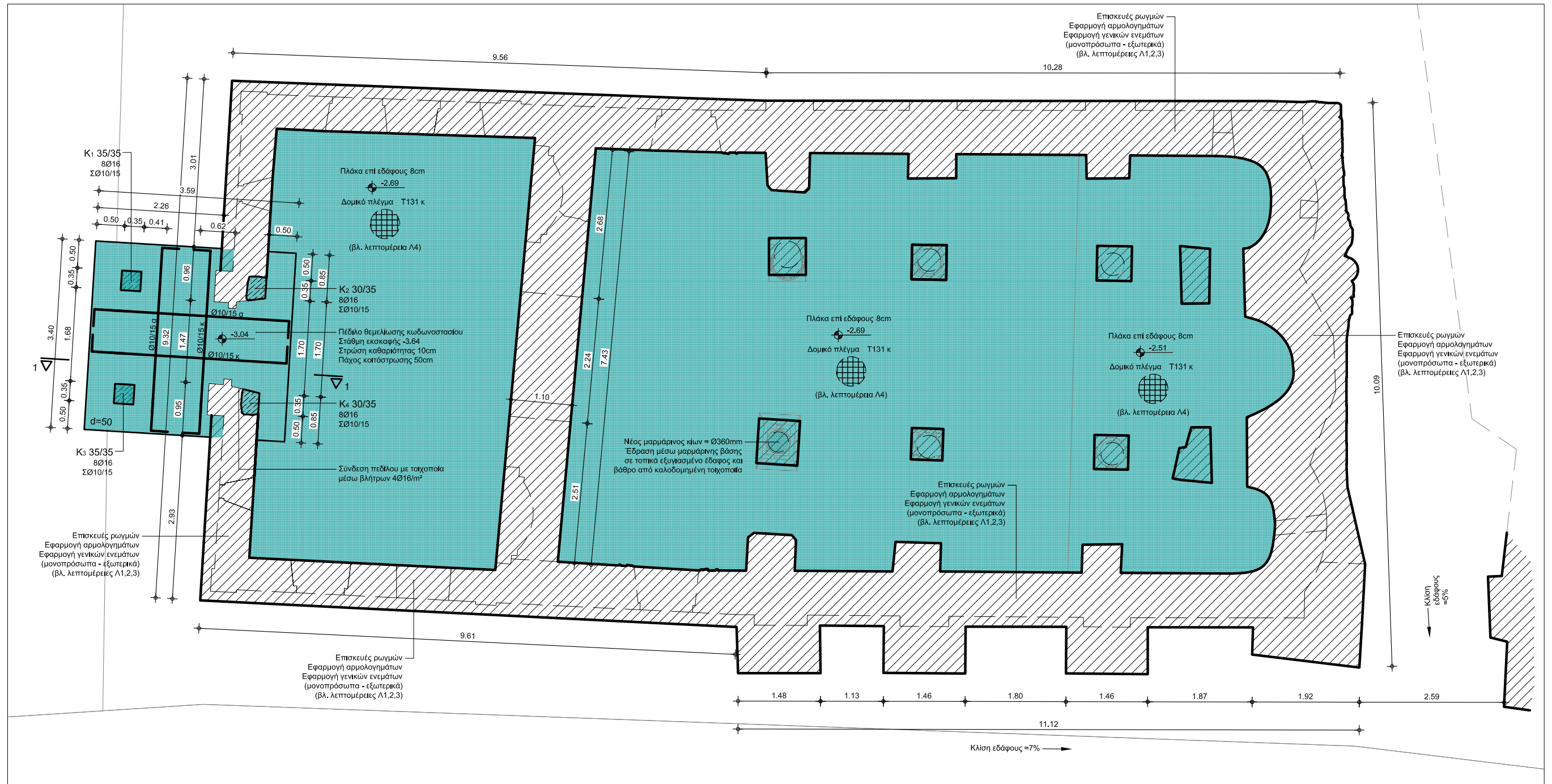


Εικ. 06.4
Εσωτερική άποψη διαμπερούς ρηγμάτωσης κόγχης ιερού. Η ρηγμάτωση εκτείνεται ως το τεταρτοσφαίριο στέγασης της κόγχης και επικοινωνεί με τη ρηγμάτωση στη διεύθυνση ανατολής- δύσης κατά το μέσον του κεντρικού τόξου.



Εικ. 06.5
Εσωτερική άποψη διαμπερούς ρηγμάτωσης κόγχης ιερού στη στάθμη του δαπέδου του ιερού.

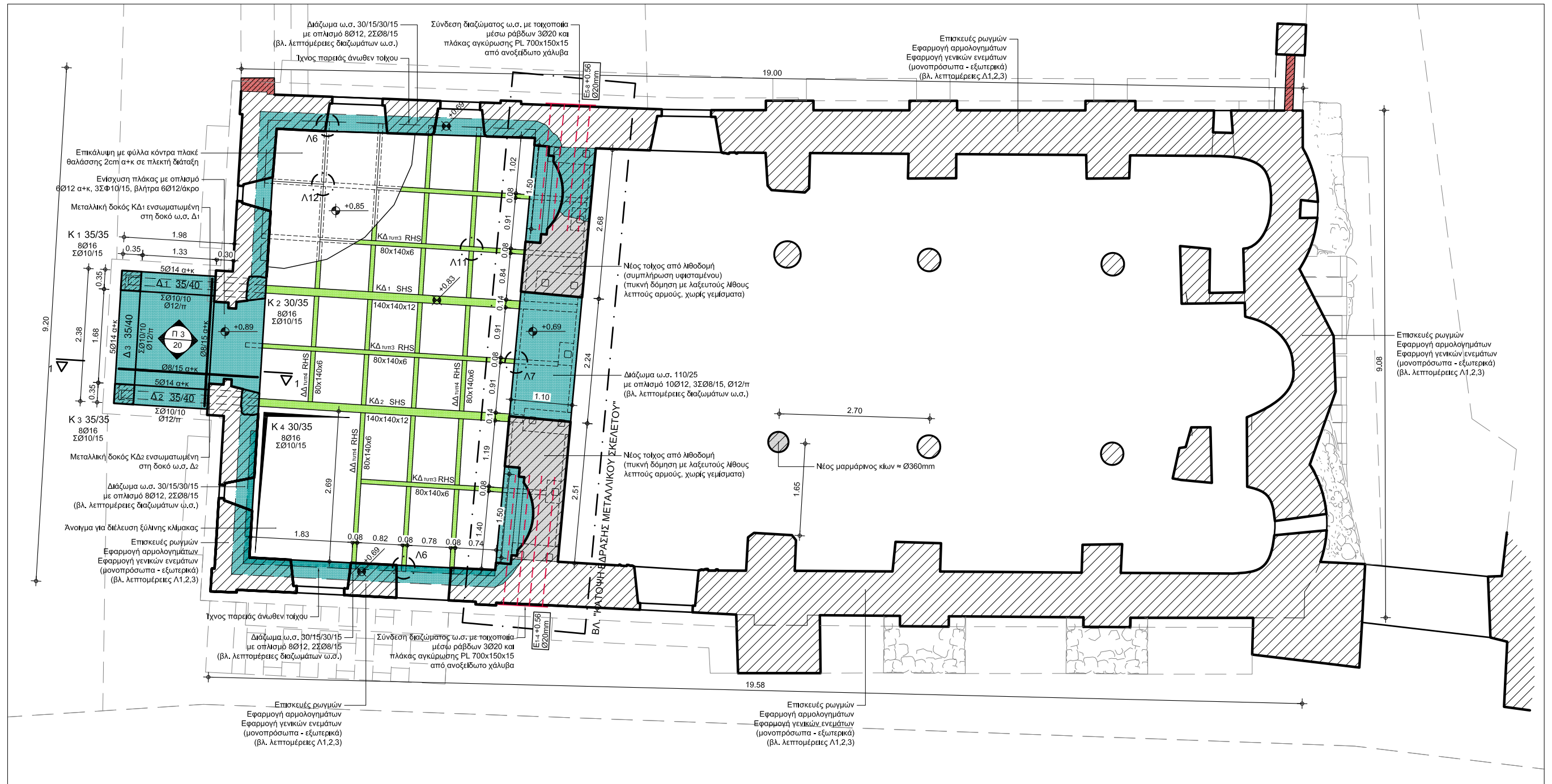




ΥΠΟΜΝΗΜΑ ΥΛΙΚΩΝ

	Νέος ελκυστήρας / αγκύριο από ανοξείδωτο χάλυβα		Νέο στοιχείο από ωπλισμένο σκυρόδεμα
	Υφιστάμενη λιθοδομή		Νέο στοιχείο από χάλυβα
	Νέα λιθοδομή		

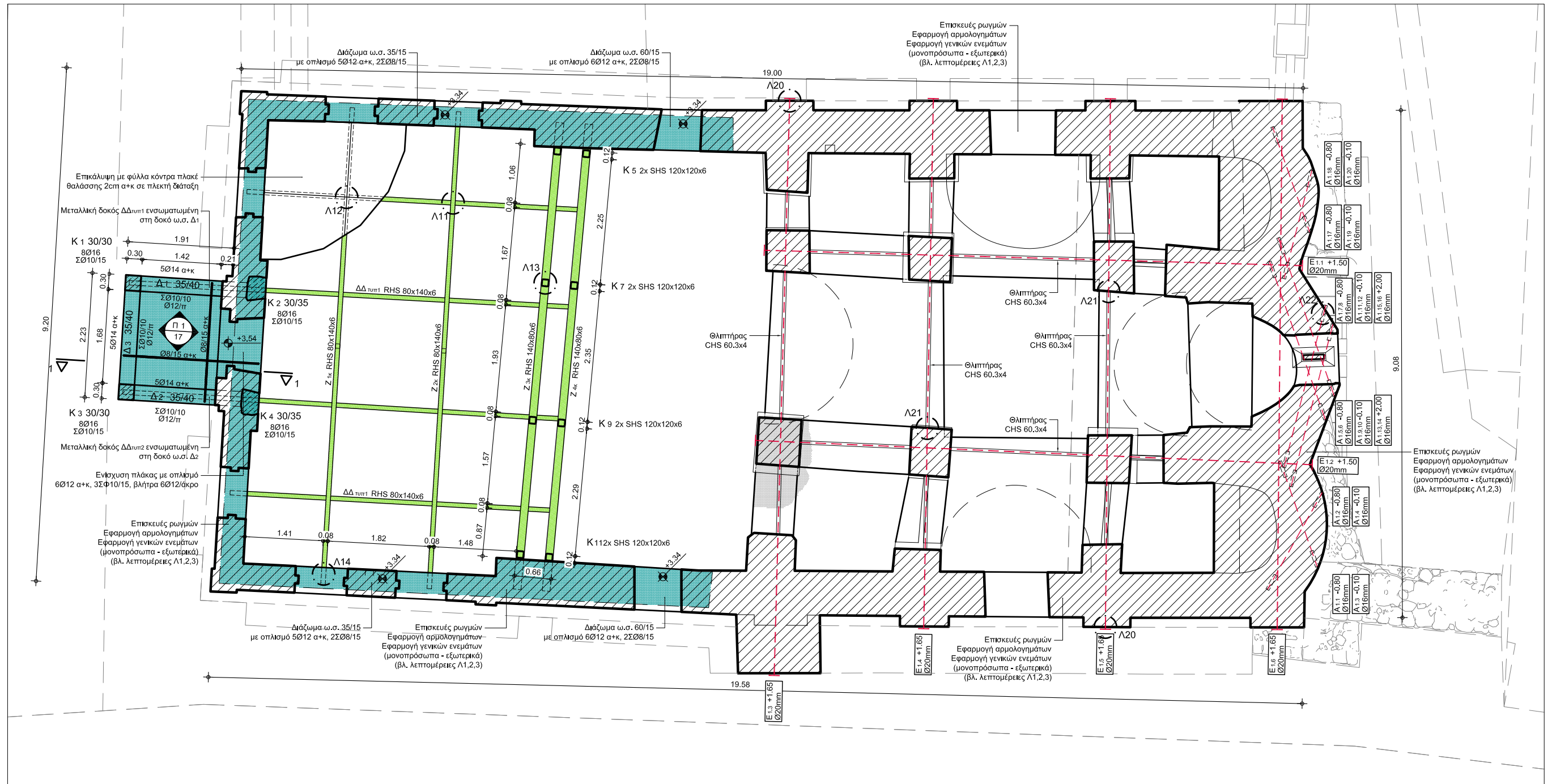




ΥΠΟΜΝΗΜΑ ΥΛΙΚΩΝ

	Νέος ελκυστήρας / αγκύριο από ανοξείδωτο χάλυβα		Νέο στοιχείο από ωπλισμένο σκυρόδεμα
	Υφιστάμενη λιθοδομή		Νέο στοιχείο από χάλυβα
	Νέα λιθοδομή		





ΥΠΟΜΝΗΜΑ ΥΛΙΚΩΝ

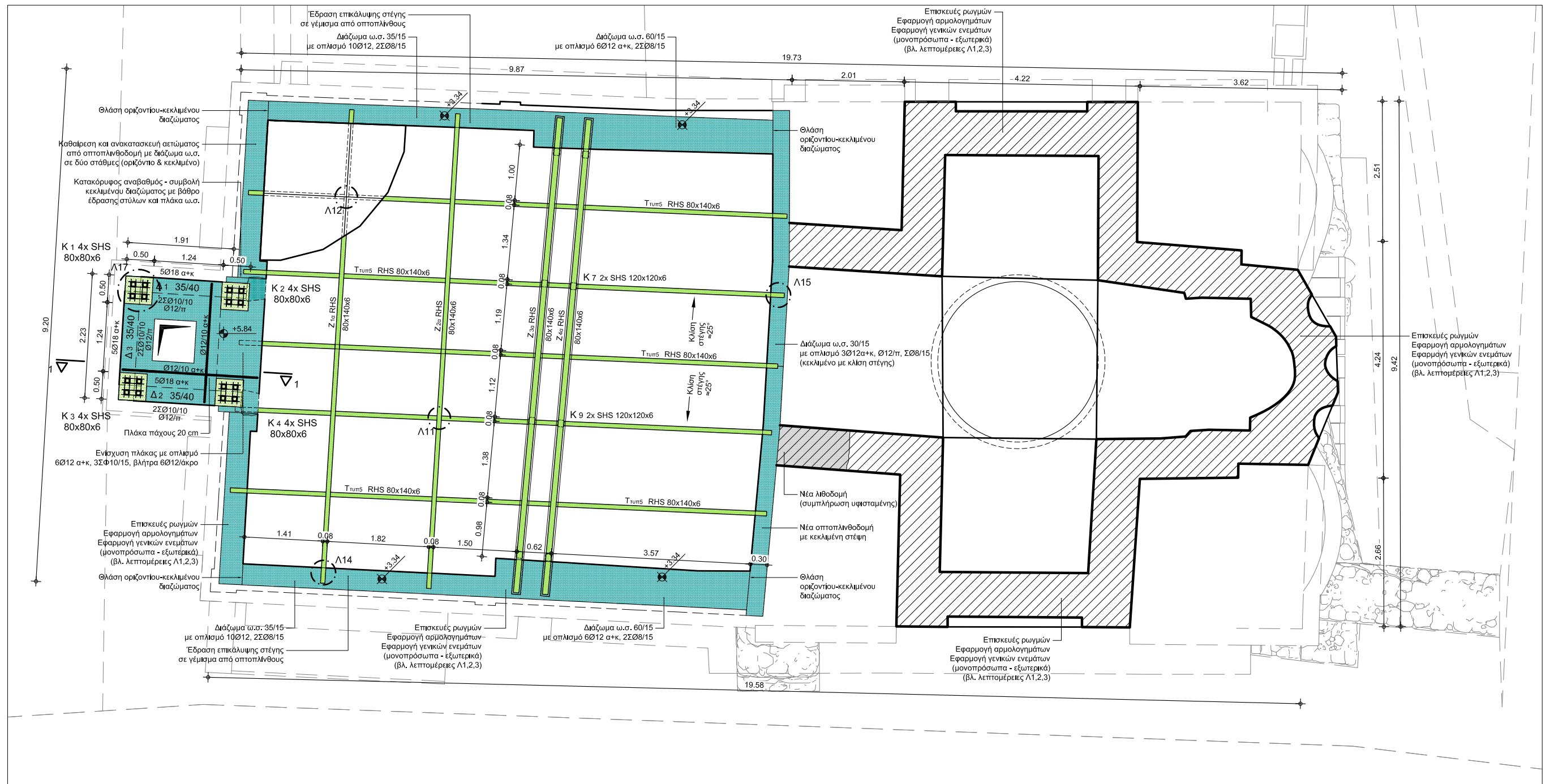
	Νέος ελκυστήρας / αγκύριο από ανοξείδωτο χάλυβα		Νέο στοιχείο από ωπλισμένο σκυρόδεμα
	Υφιστάμενη λιθοδομή		Νέο στοιχείο από χάλυβα
	Νέα λιθοδομή		



ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ
 ΔΙΑΤΜΗΜΑΤΙΚΟ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑ ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΩΝ ΣΠΟΥΔΩΝ ΔΟΜΟΣΤΑΤΙΚΟΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ & ΑΝΑΛΥΣΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ
 ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ : ΑΠΟΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΙΕΡΟΥ ΝΑΟΥ ΠΑΝΤΟΒΑΣΙΛΙΣΣΑΣ ΤΡΙΓΛΙΩΝ
 ΦΟΙΤΗΤΗΣ : ΝΙΚΟΛΑΟΣ ΠΑΠΑΗΛΙΟΥ ΕΠΙΒΛΕΠΟΥΣΑ ΚΑΘΗΓΗΤΡΙΑ : ΕΛΙΣΑΒΕΤ ΒΙΝΤΖΗΛΑΙΟΥ ΑΠΡΙΛΙΟΣ 2014

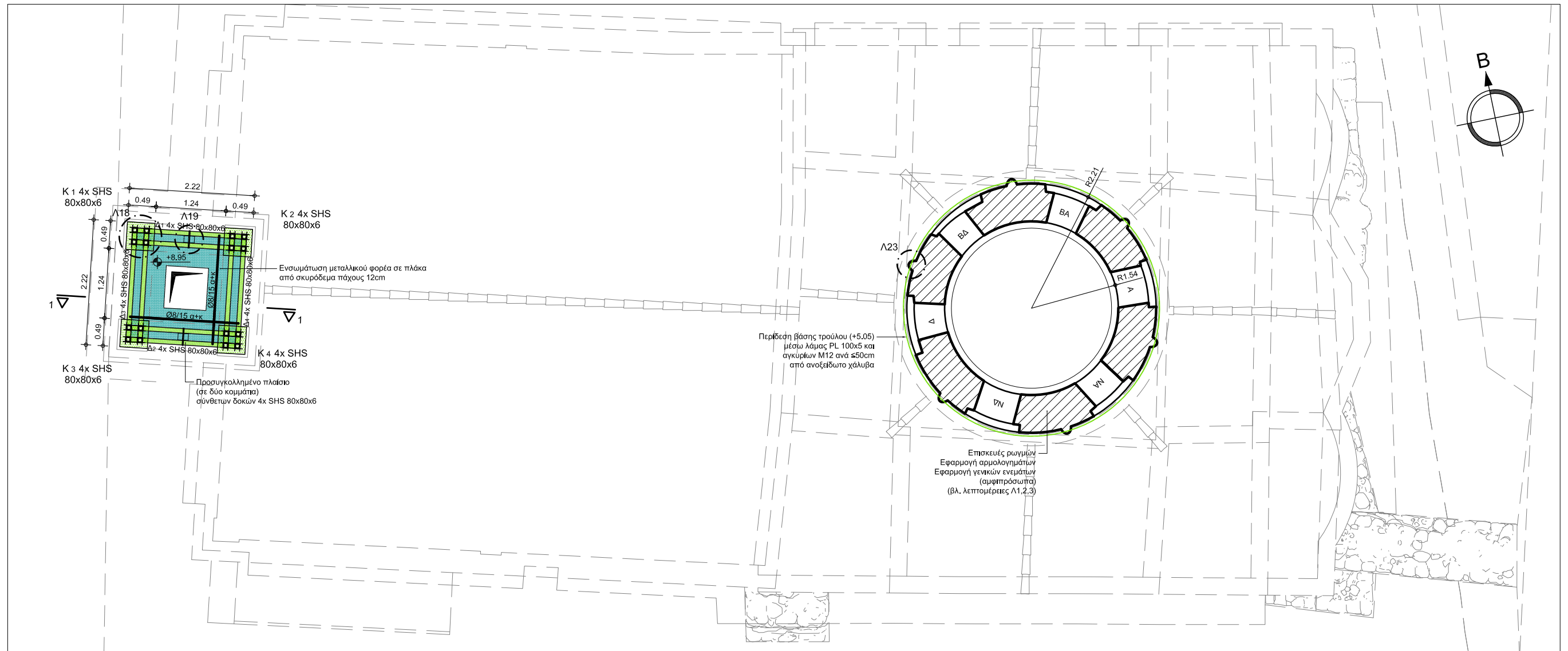
ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β'
 ΕΙΔΟΣ ΣΧΕΔΙΟΥ : ΠΡΟΤΑΣΗ ΑΠΟΚΑΤΑΣΤΑΣΗΣ
 ΤΙΤΛΟΣ ΣΧΕΔΙΟΥ : ΑΝΟΨΗ ΦΕΡΟΝΤΟΣ ΟΡΓΑΝΙΣΜΟΥ ΙΣΟΓΕΙΟΥ
 ΚΛΙΜΑΚΑ ΣΧΕΔΙΟΥ : 1:75

ΣΠ.03



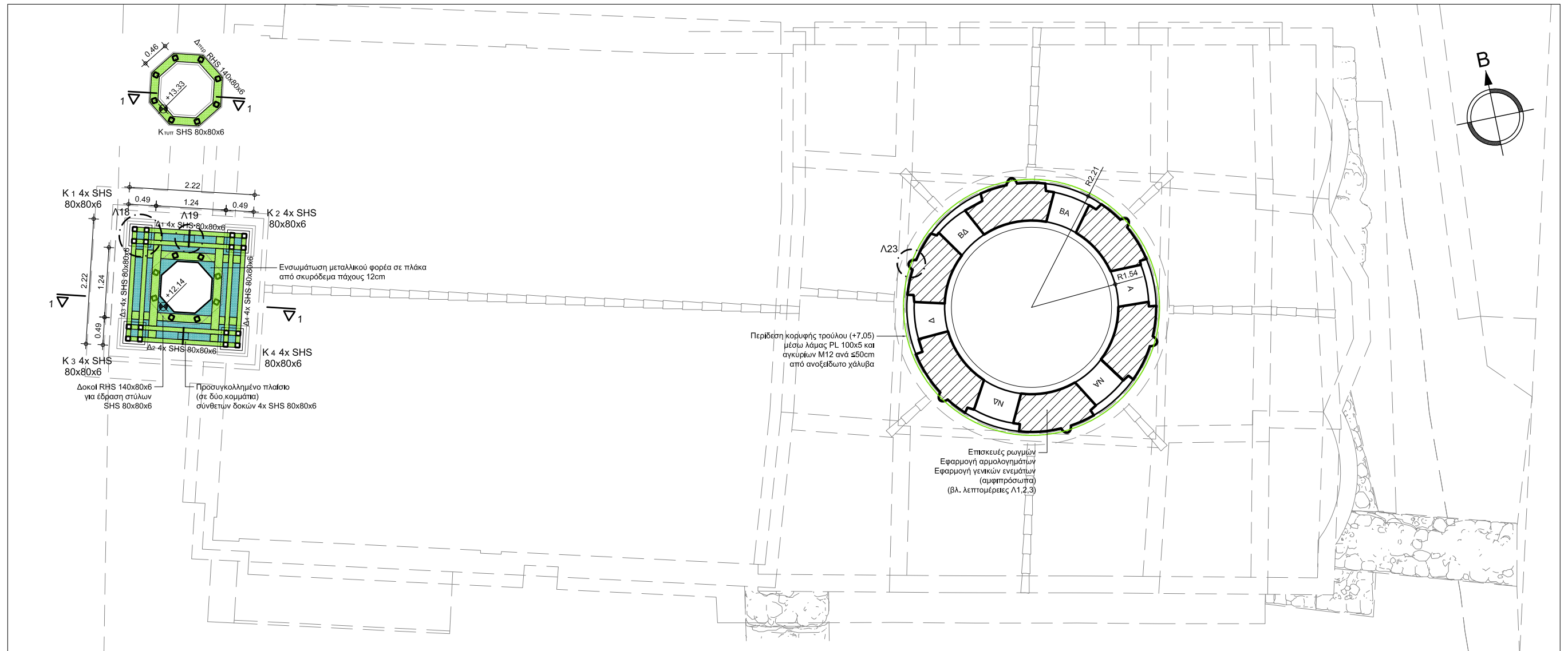
ΥΠΟΜΝΗΜΑ ΥΛΙΚΩΝ	
	Νέος ελκυστήρας / αγκύριο από ανοξείδωτο χάλυβα
	Υφιστάμενη λιθοδομή
	Νέο στοιχείο από ωπλισμένο σκυρόδεμα
	Νέα λιθοδομή
	Νέο στοιχείο από χάλυβα





ΥΠΟΜΝΗΜΑ ΥΛΙΚΩΝ	
	Νέος ελκυστήρας / αγκύριο από ανοξείδωτο χάλυβα
	Υφιστάμενη λιθοδομή
	Νέο στοιχείο από ωπλισμένο σκυρόδεμα
	Νέα λιθοδομή
	Νέο στοιχείο από χάλυβα





ΥΠΟΜΝΗΜΑ ΥΛΙΚΩΝ	
	Νέος ελκυστήρας / αγκύριο από ανοξείδωτο χάλυβα
	Υφιστάμενη λιθοδομή
	Νέο στοιχείο από ωπλισμένο σκυρόδεμα
	Νέα λιθοδομή
	Νέο στοιχείο από χάλυβα

