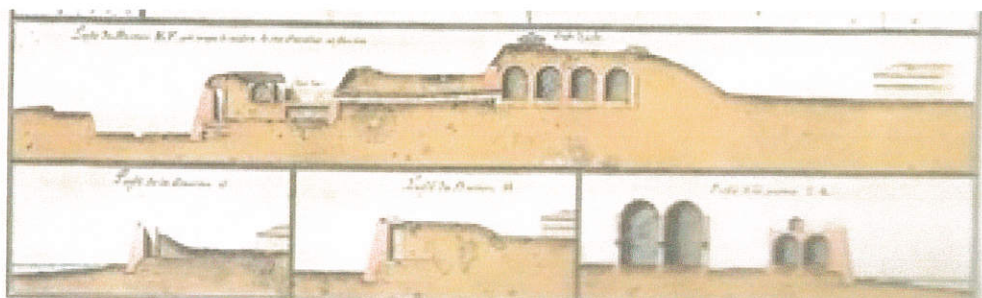


ΥΠΠΟΑ
Διεύθυνση Βυζαντινών & Μεταβυζαντινών Αρχαιοτήτων

**«Εκπόνηση μελέτης (αρχιτεκτονικής - στατικής)
για την λήψη μέτρων στερέωσης - αποκατάστασης και προστασία του
από τον κυματισμό, του επιθαλάσσιου προμαχώνα Moserigo
των ενετικών οχυρώσεων της Παλιάς πόλης Χανίων»**



ΤΕΧΝΙΚΗ ΕΚΘΕΣΗ ΣΤΑΤΙΚΗΣ ΜΕΛΕΤΗΣ

ΜΕΛΕΤΗΤΕΣ
ΣΥΜΒΟΥΛΟΙ ΠΟΛΙΤΙΚΟΙ ΜΗΧΑΝΙΚΟΙ ΑΡΗΣ Χ. ΜΟΝΟΠΡΟΣΩΠΗ ΙΚΕ
ΧΡΥΣΑΦΑΚΗ ΓΕΩΡΓΙΑ



ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ ΤΕΧΝΙΚΗΣ ΕΚΘΕΣΗΣ

1. ΣΥΝΟΠΤΙΚΗ ΠΑΘΟΛΟΓΙΑ	1-4
2. ΙΣΤΟΡΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΚΑΝΟΝΩΝ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ	1-14
3. ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΗ ΕΡΕΥΝΑ-ΑΞΙΟΛΟΓΗΣΗ	1-18
4. ΕΡΕΥΝΑ ΥΛΙΚΩΝ ΔΟΜΗΣ	1-33
5. ΕΚΘΕΣΗ ΣΤΑΤΙΚΗΣ ΜΕΛΕΤΗΣ	1-45
6. ΠΡΟΤΑΣΕΙΣ ΕΠΕΜΒΑΣΕΩΝ	1-6

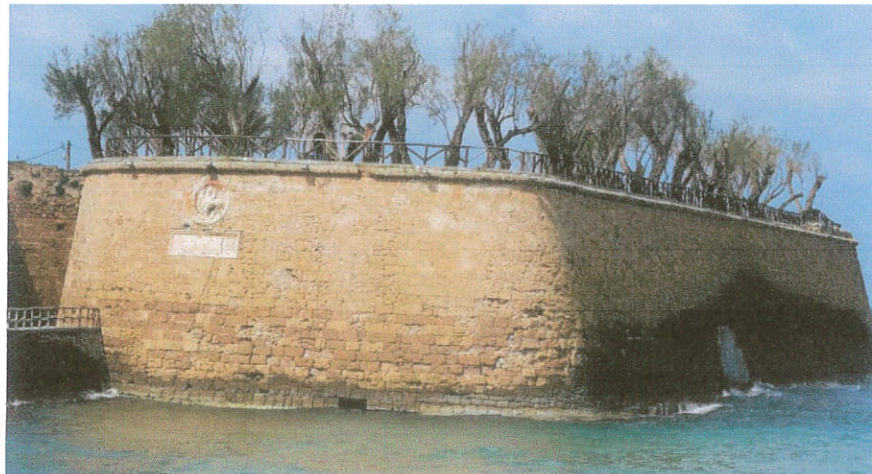
Σύμβουλοι Πολιτικοί Μηχανικοί ΑΡΗΣ Χ.
Μονοπρόσωπη Ιδιωτική Κεφαλαιουχική Εταιρεία
ΔΑΣΚΑΛΟΓΙΑΝΝΗ 6, ΡΕΘΥΜΝΟ 74100
ΤΗΛ: 6973995888
ΑΦΜ: 800515600 ΔΟΥ ΡΕΘΥΜΝΟΥ
e-mail: chatzidakisaris@gmail.com

1. ΠΑΘΟΛΟΓΙΑ ΣΤΑΤΙΚΩΝ

Αναλυτικά η παθολογία παρουσιάζεται στο τεύχος αρχιτεκτονικής ανάλυσης και τεκμηρίωσης. Στο παρόν κεφάλαιο παρουσιάζονται τα βασικά σημεία της παθολογίας του προμαχώνα που είναι τα εξής:

1.1 ΥΦΑΛΕΣ ΥΠΟΣΚΑΦΕΣ

Σε πολλά σημεία της έδρασης του προμαχώνα με απώλεια κατ' αρχάς της επιφανειακής στρώσης των λαξευτών λίθων του προμαχώνα και υποσκαφή σε διάφορα βάθη και του αργού μέρους της δομής του τείχους.



Εικόνα 1. Νοτιοανατολική όψη

Το φαινόμενο δεν είναι καινούργιο και έχουν γίνει από την Υπηρεσία κατά καιρούς επισκευές τόσο με ύφαλα έγχυτα σκυροδέματα όσο και με αναδόμηση τμημάτων λιθοδομής που είχε καταπέσει.



Εικόνα 2. Αεροφωτογραφία



Εικόνα 3. Υφαλες σπηλαιώσεις

1.2 ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΕΣ ΡΗΓΜΑΤΩΣΕΙΣ

Στο τείχος εμφανίζονται κατακόρυφες ρωγμές με πιο σοβαρές σε τρείς θέσεις, μια στο νότιο κυκλικό τμήμα, μία στο δυτικό τμήμα εντός της τάφρου και δύο σοβαρές στο ανατολικό συνδυασμένες με περιοχές ύφαλης υποσκαφής του μνημείου. Οι ρηγματώσεις αυτές πιθανόν να υποδηλώνουν μια τάση αποκόλλησης του κυκλικού μέρους από το υπόλοιπο τμήμα του τείχους. Προς διερεύνηση είναι ακόμα και η επίδραση που είχε στο μνημείο η μεγάλης κλίμακας επέμβαση με την ανέγερση του κτηρίου της Κρητικής Χωροφυλακής. Αφ' ενός οι τοξοστοιχίες του κτηρίου και οι κεκλιμένες στέγες θα μπορούσαν να μεταφέρουν πρόσθετες καταπονήσεις στα τείχη. Αφ' ετέρου η απομάκρυνση του αρχικού επιχώματος που είχε γίνει με την τεχνική και την επιμέλεια της terrapiena και η επανεπίχωση με χαλαρότερα υλικά μπορεί να δημιούργησε πρόσθετες ωθήσεις. Στις στατικές αναλύσεις προσομοιώθηκαν και τα φορτία του κτηρίου της Χωροφυλακής σαν μια φάση των φορτίσεων του κτηρίου.



Εικόνα 4. Ρηγμάτωση νότιου τμήματος



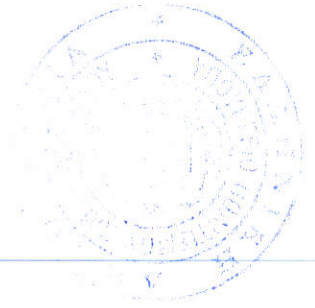
Εικόνα 5. Διαμπερείς ρηγματώσεις

1.3 ΕΞΑΛΛΟΙΩΣΕΙΣ ΛΙΘΩΝ

Εμφανίζονται σοβαρές εξαλλοιώσεις λίθων οι οποίες οφείλονται τόσο σε μηχανική φθορά από τον κυματισμό όσο και σε χημικές αλλοιώσεις από το θαλάσσιο περιβάλλον που είναι προς διερεύνηση. Ιδιαίτερα εμφανής είναι η χημική αλλοίωση στην ανατολική πλευρά που είναι εκτεθειμένη στον κυματισμό. Η διάβρωση αυτή επιταχύνθηκε ασφαλώς και από το ριζικό σύστημα της δενδρώδους φύτευσης που έγινε στο μνημείο καθώς και από την κατείσδυση των ομβρίων μέσω των επιχωμάτων του τείχους.



Εικόνα 6. Εικόνα της φθοράς και της εξαλλοίωσης των λίθων. Η έντονη φθορά οφείλεται και στην πολύ χαμηλή αντοχή των ψαμμιτικών ασβεστόλιθων της λαξευτής όψης.



Εικόνα 7. Εικόνα του κτιρίου της Κρητικής Χωροφυλακής(Η εικόνα χρονολογείται στην περίοδο του μεσοπολέμου)

Από την χημική ανάλυση της μαύρης χρωστικής προκύπτει ότι έχει οργανική σύσταση. Επειδή η χρωστική αυτή ρύπανση υπάρχει και σε παλιότερες φωτογραφίες, είναι φανερό ότι πρόκειται για τις χρωστικές των βυρσοδεψείων που βρίσκονταν στην απέναντι περιοχή και λειτουργούσαν από το 1840 περίπου μέχρι πρόσφατα, στα τέλη του 1970.

2.ΙΣΤΟΡΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΓΙΑ ΤΟΥΣ ΚΑΝΟΝΕΣ ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗΣ ΤΩΝ ΤΕΙΧΩΝ

ΟΙ ΜΗΧΑΝΙΚΟΙ –ΟΙ ΓΝΩΣΕΙΣ



Όπως είναι γνωστό η ανάγκη των εκτεταμένων επιχώσεων, για την προστασία των τειχών από τα βλήματα του πυροβολικού, δημιούργησε την ανάγκη σημαντικού ύψους τοίχων αντιστήριξης και αυτό με την σειρά του την ανάγκη μιας θεωρίας για την ώθηση των γαιών και τεχνικών για την μείωσή της.

Συμβατικά θεωρούμε τους Francesco di Giorgio Martini, Leonardo da Vinci και Antonio da Sangalo τους τελευταίους καλλιτέχνες και αρχιτέκτονες που ασχολήθηκαν και σαν μηχανικοί οχυρώσεων. Η γεωμετρία καλλιεργούνταν έντονα στους καλλιτεχνικούς κύκλους, η κατάκτηση της προοπτικής με τα έργα του Durer και του Alberti έδινε νέες δυνατότητες εποπτείας και αναπαράστασης των πραγμάτων. Οι τελευταίοι αυτοί μηχανικοί που είχαν εκπαιδευτεί σαν ζωγράφοι μπορούσαν να αντιληφθούν στο χώρο τις βαλλιστικές τροχιές που καθόριζαν τις αρχές χάραξης των προμαχώνων.

Μετά από αυτούς η ενασχόληση επιφυλάσσεται σε εξειδικευμένους στρατιωτικούς μηχανικούς. Η διαφοροποίηση του καλλιτέχνη από τον τεχνικό προηγήθηκε αρκετές δεκαετίες από τον διαχωρισμό του αρχιτέκτονα από τον μηχανικό. Η χρήση των δύο όρων για το ίδιο επαγγελματικό αντικείμενο συνεχίζεται για τουλάχιστον ένα αιώνα. Έτσι έχουμε μια σειρά στρατιωτικών μηχανικών και αρχιτεκτόνων που βρίσκονται στην υπηρεσία των κρατικών αρχών και ασχολούνται με τα δημόσια έργα και κατ' εξοχήν με έργα οχυρώσεων. Εξέχοντες μεταξύ τους ο Sanmicheli και ο Savorgnan για την Γαληνότητα και ο Vauban για την Γαλλία του μεγάλου Λουδοβίκου. Οι μηχανικοί της Γαληνότητας δεν αφήνουν σπουδαίο γραπτό έργο, ίσως γιατί αντιμετώπιζαν επειγόντως την Οθωμανική εξάπλωση.

Από τα μέσα του 1600 η θεωρία της τέχνης των οχυρώσεων και η συγγραφή πραγματειών για αυτήν περνάει στους Γάλλους όπου διδάσκουν ιδανικές γεωμετρικές χαράξεις και ασκήσεις συμμετρίας ανεφάρμοστες στην πράξη.

Μέχρι εδώ εφαρμόζονται στον σχεδιασμό των τειχών γεωμετρικοί κανόνες για την αρχιτεκτονική κάτοψη των οχυρώσεων αλλά και για την εν γένει διάταξη τους, βασισμένοι κυρίως σε αρχές βαλλιστικής και των τεχνικών του πολέμου(άμυνα , επίθεση κλπ.) Οι μηχανικοί της εποχής έχουν στη διάθεση τους πλήθος αναγεννησιακών πραγματειών με στρατιωτικό-γεωμετρικό χαρακτήρα και πλήθος σχοινοτενών διηγήσεων και περιγραφών αντί της απλής γλώσσας των μαθηματικών.

Ακριβώς σε αυτή την φάση απλής γεωμετρικής περιγραφής του προβλήματος με απουσία μαθηματικών γνώσεων αντοχής υλικών η απλών εμπειρικών κανόνων νομίζω ότι συμπίπτει και η κατασκευή των οχυρώσεων της Κρήτης. Τέτοιες, κυρίως γεωμετρικές, είναι οι γνώσεις του στρατιωτικού μηχανικού της Γαληνότητας σε ένα οριακό χρονικό σημείο που η οχυρωματική τέχνη αρχίζει να μαθηματικοποιείται. Το έργο της Στεριώτου παραθέτει πλήθος πραγματειών αυτής της εποχής.

Σιγά –σιγά από τους αρχικούς γεωμετρικούς κανόνες, περνάμε στην μαθηματική έκφραση των κανόνων αυτών, στην εισαγωγή κανόνων που αφορούν την αντοχή των υλικών και κυρίως στην ανάπτυξη μιας θεωρίας που να ερμηνεύει την ώθηση των γαιών, να την ποσοτικοποιεί και να υπολογίζει τα απαραίτητα πάχη των τοίχων αντιστήριξης, όχι με εμπειρικούς πίνακες αλλά με υπολογισμούς βασισμένους στην αντοχή των υλικών.

Αντιπροσωπευτικό έργο της εποχής που έχουμε πλέον μαθηματική προσέγγιση, όχι όμως και αναγκαστικά επιστημονική με την σύγχρονη έννοια του όρου, είναι το έργο του Sebastian Bellidor “La science des ingenieurs” έργο γραμμένο το 1729 για την εκτέλεση των οχυρωματικών έργων, έργο που απευθύνεται σε εξειδικευμένους μηχανικούς οχυρώσεων.

Η πρώτη επιστημονική προσέγγιση της ώθησης των γαιών αποδίδεται στον Coulomb με μια αναφορά του στην Γαλλική Ακαδημία το 1773. Εκεί τίθεται για πρώτη φορά επιστημονικά το θέμα της τριβής και της οριακής ισορροπίας. Από εκεί και μετά είμαστε στις σύγχρονες θεωρήσεις.

Για τον σχεδιασμό των οχυρώσεων της Κρήτης με το προμαχωνικό σύστημα βρισκόμαστε στην εποχή που οι ίδιοι λίγο πολύ στρατιωτικοί μηχανικοί της Βενετίας σχεδιάζουν τις οχυρώσεις των κυρίων πόλεων του νησιού. Michele Sanmichielli, Savorgnano, Pallavicini . Λόγω της μακράς διάρκειας της κατασκευής τους, από έλλειψη πόρων, ο αρχικός σχεδιασμός δέχεται συνεχείς τροποποιήσεις από τους στρατιωτικούς διοικητές, και τους προβλεπτές. Το χρονικό διάστημα κατασκευής των τειχών ξεκινά από το τέλος του 1500 και εκτείνεται μέχρι τις πρώτες δεκάδες του 1600.



Μέγιστος μεταξύ των μηχανικών της εποχής ο αρχιτέκτονας Michele Sanmichieli από την Verona στην υπηρεσία της Γαληνοτάτης.

ΚΑΝΟΝΕΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ

Σε ότι αφορά την αντοχή των τειχών στις βολές του πυροβολικού, όσο και σε ότι αφορά την ευστάθεια τους έναντι των ωθήσεων γαιών, υπήρχαν προφανώς **κανόνες σχεδιασμού** που χρησιμοποιούσαν οι στρατιωτικοί μηχανικοί σε αυτή την περίοδο μετάβασης από τις εμπειρικές στις μαθηματικοποιημένες γνώσεις.

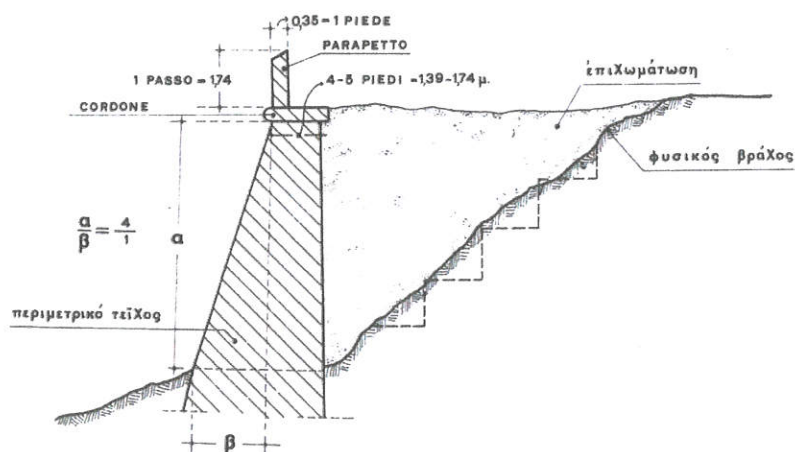
Θα προσπαθήσουμε να καταγράψουμε μερικούς από αυτούς με βάση την διαθέσιμη βιβλιογραφία.

Το πρώτο βιβλίο που καταπιάνεται συστηματικά στην φρουριακή αρχιτεκτονική της περιόδου είναι η διατριβή της Ιωάννας Στεριώτου «Οι Βενετικές οχυρώσεις του Ρεθύμνου (1540-1646) με τον ευρύτερο υπότιτλο «Συμβολή στη φρουριακή αρχιτεκτονική του 16^{ου} και του 17^{ου} αιώνα.»

Εκεί, με βάση έρευνα στα αρχεία της Βενετίας, καταγράφονται πλήθος σχετικών πραγματειών της εποχής, γραμμένες από στρατιωτικούς μηχανικούς, που περιέχουν κανόνες χαράξεων, οδηγίες κατασκευής καθώς και διαστασιολόγησης των διατομών των τειχών. Βασική φροντίδα ήταν και η οικονομία των χωματισμών όπου φρόντιζαν οι ποσότητες από την εκσκαφή της τάφρου να επαρκούν για τα επιχώματα πίσω από τους τοίχους. Υπήρχαν επίσης κανόνες συμπύκνωσης και στεγάνωσης (αργιλικής) των επιχωμάτων.

Οι κανόνες αυτοί γεωμετρικοί και εμπειρικοί παρουσιάζουν αρκετή ποικιλία και προφανώς παρέχουν περιθώρια προσαρμογής στις επι τόπου συνθήκες κάθε έργου.

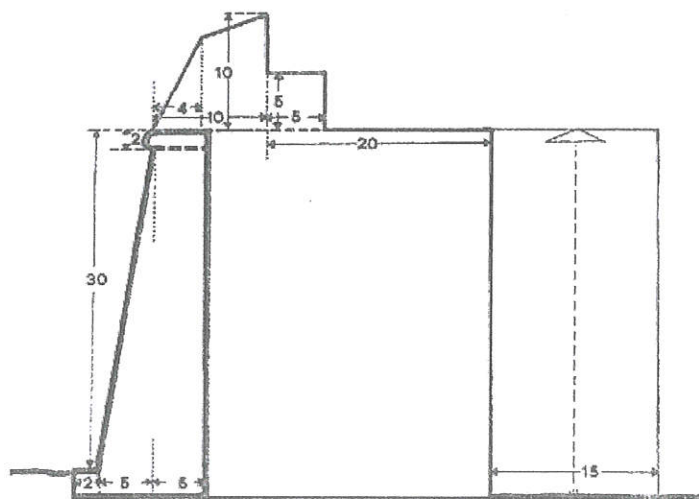
Με βάση την τεκμηρίωση αυτή η κα Στεριώτου καταλήγει στην παρακάτω διατομή για τα τείχη της Φορτέζας Ρεθύμνου.



Θεωρητική τομή στο τείχος του περιβάλλου της Φορτέζας του Ρεθύμνου, σύμφωνα με την έκθεση του Ascanio Andreasi, 1 Μαρτίου 1575 (Βενετία, Museo Civico Correr, B.1210, Candia LXXXI, 2681, f.81r-97v).

Παρατηρούμε εδώ ότι η κλίση της σκάρπας είναι συντηρητική 1:4 πιθανόν επειδή η θεωρητική διατομή είναι χωρίς αντηρίδες.

Αντίστοιχο υπόδειγμα διαστασιολόγησης βρίσκουμε στην εργασία της Μαρίας Αρακαδάκη « Το προμαχωνικό σύστημα Οχύρωσης του ΙΣΤ-ΙΗ αιώνα στην Ελληνική βιβλιογραφία. Προβλήματα ορισμών και ορολογίας» ΑΠΘ 1995.



Σχήμα 21. Τομή στο τείχος προμαχωνικού οχυρού, σύμφωνα με το κείμενο του εγγρ. ASV, Arch. Corr., R. 85 [τέλη sec. XVI]. Οι διαστάσεις δίδονται σε piedi [1 piede=0,35m].

Βλέπουμε ότι εδώ η κλίση της έξω παρειάς του τοίχου είναι 1:6 παρ' ότι δεν φαίνεται να υπάρχουν αντηρίδες στο υπόδειγμα αυτό .

Η δεύτερη πηγή που μπορούμε να αντλήσουμε κάποιες πληροφορίες είναι το βιβλίο της Ιωάννας Στεριώτου « Τα Βενετικά τείχη του Χάνδακα (τον 16^ο και 17^ο αιώνα)».

Σε αυτό και υπό τον αριθμό 27 είναι δημοσιευμένος χάρτης υπό τον τίτλο CANDIA REPLICATAMENTE ATTACATA με χρονολογία 1648-1649 που υπογράφεται από τον Filippo Besseti di Verneda , ingegnere maggiore in Regno. Στο κάτω μέρος αυτού του χάρτη εκατέρωθεν του υπομνήματος σχεδιάζονται δύο τομές των τειχών. Τις τομές αυτές αναφέρει και ο Gerola από το βιβλίο του οποίου τις αναδημοσιεύουμε.

Η μία τομή αναφέρεται στον προμαχώνα Martinengo και κοιτάζει προς την πύλη του Ιησού και η δεύτερη τέμνει τον προμαχώνα της Βηθλεέμ και κοιτάζει προς την πύλη του Παντοκράτορα.

Με εστιγμένη γραμμή έχουν σχεδιαστεί οι στοές των ανθυπονομήσεων. (contramina)

pure Martinengo), della Piattaforma rovescia (o di S. Francesco), del Vitturi (o di S. Liberale, già Calergi), del Gesh, del Martinengo, del Betlemme, di Panigrà (o Pandocratora, già di S. Antonio) e di S. Andrea (o S. Spirito)⁽¹⁾.

La muraglia vi è costruita di sassi del luogo⁽²⁾, non troppo grandi, per lo più squadrati e ben connessi con calce⁽³⁾: piccole diversità nella dimensione delle pietre fanno distinguere le varie epoche di costruzione. Raramente le mura sono munite di cordone, e manca completamente il murello per le ronde. Abbondano

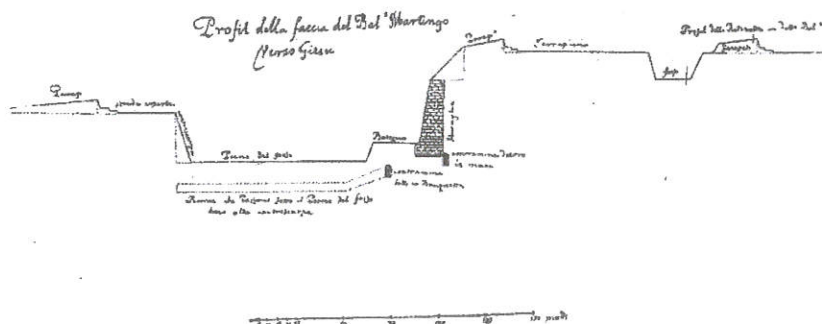


FIG. 192 — SPACCATO DELLE MURA AL MARTINENGO A CANDIA — 1666 — (XLIV, m.).

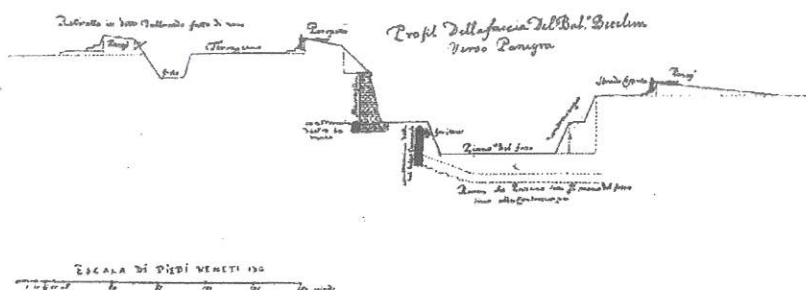


FIG. 193 — SPACCATO DELLE MURA AL BETLEMME A CANDIA — 1666 — (XLIV, m.).

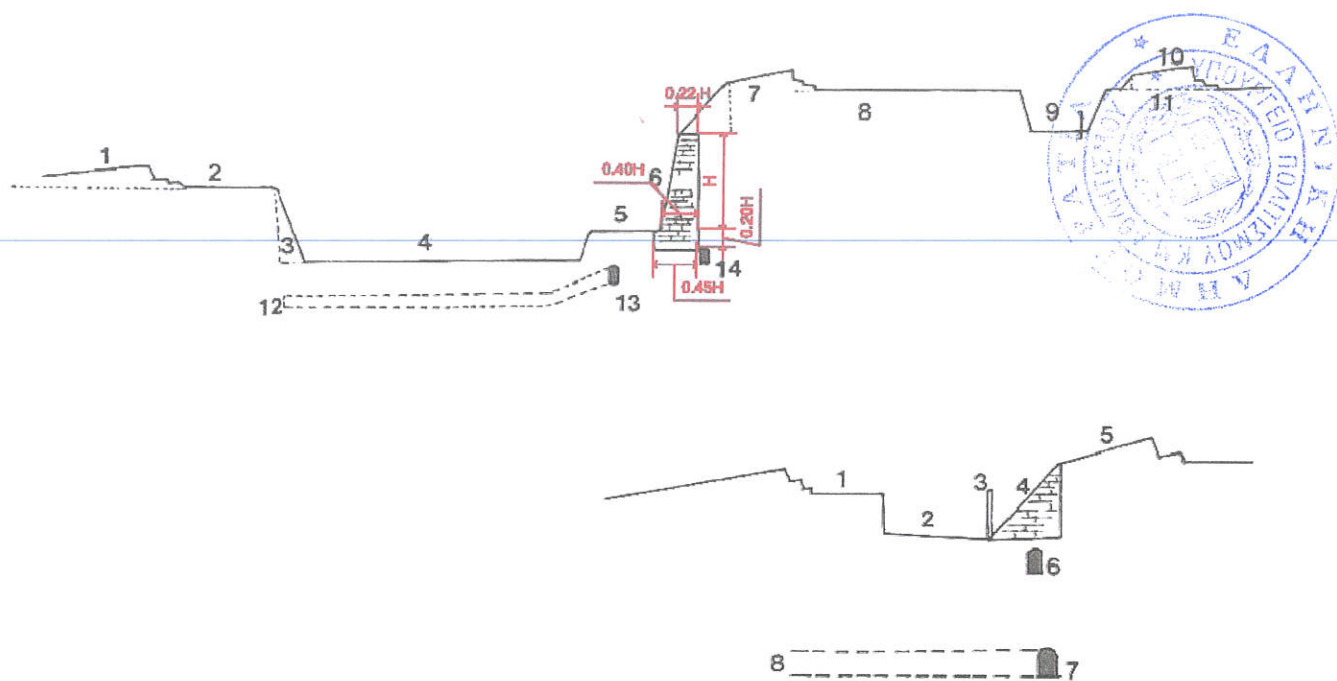
(¹) Per quanto riguarda la pianta ed il profilo delle mura, sono abbastanza fedeli i disegni degli ingegneri veneziani, e perciò noi possiamo senz'altro rimandare ad essi.

(²) È abbastanza frequente trovar detto negli scrittori moderni che le mura di Candia sono in gran parte formate colle pietre tolte dalle rovine della vicina città di Cnosso. Nulla di più falso di tale leg-

genda, a nostro modo di vedere. I documenti infatti da noi citati parlano chiaramente di pietre tagliate dalle rocce circonvicine; nè mai ci è occorso trovar menzione di materiale preso da Cnosso. Né una sola delle pietre di Candia presenta frammenti architettonici od epigrafici che ci possano far pensare ad una sua provenienza dai ruderi cnossici.

(³) Vedi tavola 9.

Οι τομές αυτές ανασχεδιάστηκαν από τον Gerola και τις μεταφέρουμε εδώ μαζί με τον σχετικό υπομνηματισμό.



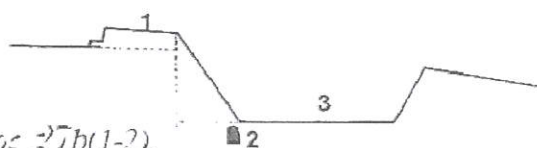
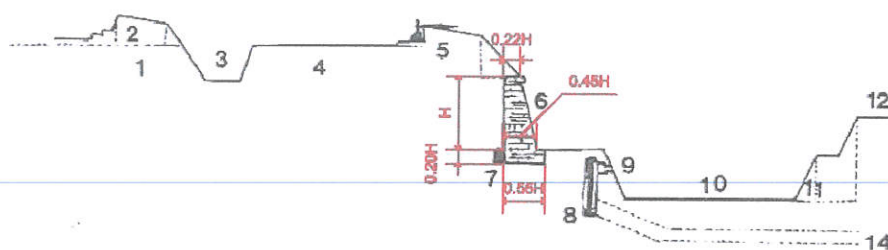
Πίν. 27α-α. Υπομνηματισμός σχεδιαγράμματος 27α(1-2).

Υπόμνημα 27α 1

1. Parapetto
2. Strada coperta
3. Contrascarpa
4. Piano del fosso
5. Banchetta
6. Muraglia
7. Parap(ett)o
8. Terrapieno
9. Fosso
10. Parapetto
11. Profil della Retiratta in ditto Bal(oard)o
12. Rami che passono sotto il Piano del fosso sino alla contrascarpa
13. Contramina sotto la banchetta
14. Contramina dentro in mura

Υπόμνημα 27α 2

1. Strada coperta
2. Fosso
3. Paleficata
4. Scarpa
5. Parapetto
6. Contramina d' alta
7. Contramina bassa
8. rami



Πίν. 27b-α. Υπόμνημα-τιτμός σχεδιαγράμματος 27b(1-2).

Υπόμνημα 27b 1

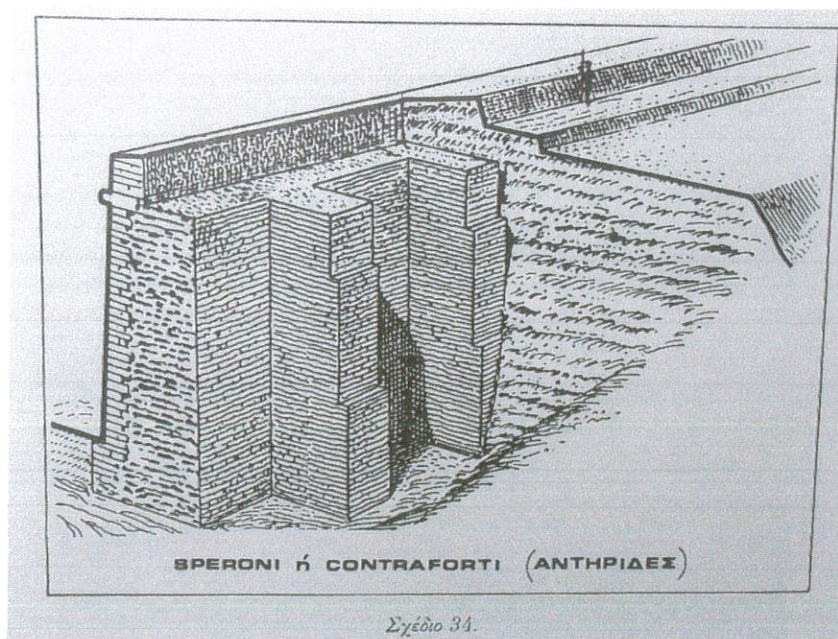
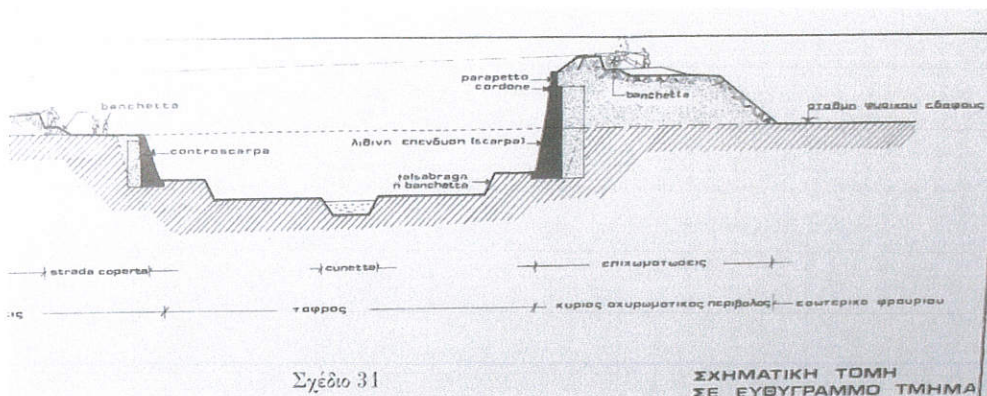
15. Retirata in ditto Balloardo fatto di novo
16. Parapetto
17. Fosso
18. Terrapieno
19. Parapetto
20. Muraglia
21. Contramina dentro in mura
22. Contramina detta del vulgo cunicoli
23. Feritoie
24. Piano del fosso
25. Contrascarpa
26. Strada coperta
27. Parapetto
28. Rami che [assono sotto il piano del fosso sino alla contrascarpa

Υπόμνημα 27b 2

1. Parap(ett)o
2. Contramina
3. fossa

Όπως αναφέραμε οι τομές αυτές ανασχεδιάστηκαν από τον Gerola. Η κλίμακα τους δεν επιτρέπει ακριβείς μετρήσεις, ωστόσο θα ήταν λάθος να θεωρήσουμε ότι έχουν σχεδιαστεί εκτός κλίμακας. Επιχειρούμε λοιπόν μια στοιχειώδη ανάγνωση των αναλογιών με τις οποίες σχεδιάστηκαν. Τα σκίτσα που προηγήθηκαν φαίνεται ότι έχουν σχεδιαστεί με κλίση της έξω πλευράς 1:5 και πάχος στην στέψη περίπου 0,2 Η του ύψους. Αυτό σε έναν τοίχο ύψους 10,0 μ θα έδινε πάχος στην στέψη 2,0 μέτρα και πάχος στην βάση 4,0 μέτρα. Τα νούμερα αυτά είναι πολύ κοντά σε τοίχους χωρίς αντηρίδες, όπως είναι αυτοί που φαίνονται στα σκίτσα, άρα τα σκίτσα αυτά δεν σχεδιάστηκαν αυθαίρετα. Τα υπογράφει άλλωστε ένας σπουδαίος μηχανικός της Γαληνοτάτης, ο Verneda, ingegnere maggiore όπως αυτοαποκαλείται.

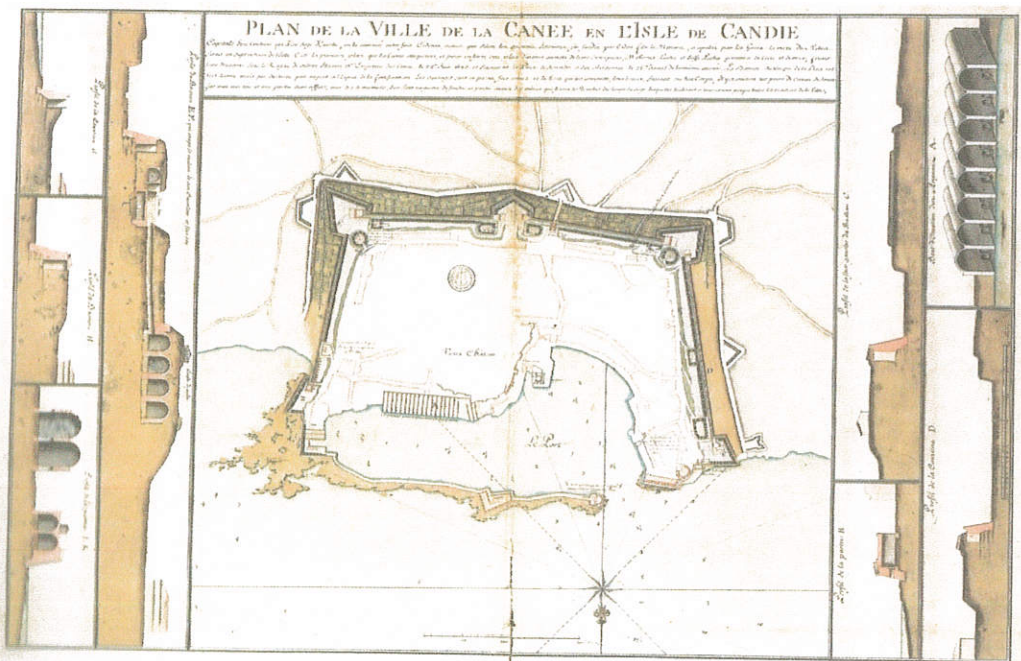
Τέλος από το βιβλίο της Χρυσούλας Τζομπανάκη για τον Χάνδακα είναι και οι ακόλουθες δύο εικόνες για την διάταξη και την δομή των τειχών του Ηρακλείου.

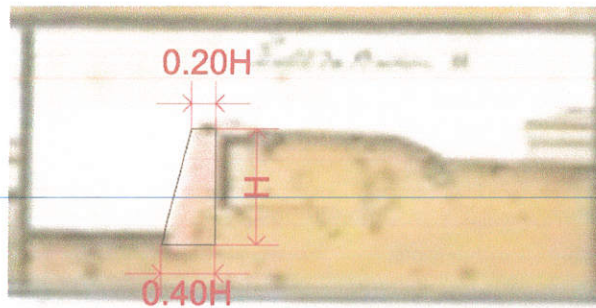


Αντίστοιχο ενδιαφέρον παρουσιάζει , λόγω των τομών που τον συνοδεύουν και ο ακόλουθος χάρτης. Είναι βέβαια στα Γαλλικά αλλά αγνοούμε τον συντάκτη του. Ενδιαφέρον παρουσιάζει κατ' αρχήν ότι όπως και σε όλους τους αντίστοιχους χάρτες ο προμαχώνας του Μονσενίγκο φαίνεται να εδράζεται σε βράχο στα ανατολικά και να μην έχει μέτωπο στην θάλασσα. Η βραχώδης περιοχή εξ' άλλου και πίσω από τα νεώρια φαίνεται πολύ πιο εκτεταμένη. Σύμφωνα με μία εκδοχή η σημερινή εικόνα οφείλεται σε λατόμηση των μεταγενέστερων χρόνων.

Οι τομές που συνοδεύουν το σχέδιο αφορούν τον προμαχώνα Moncenigo , όπου ο τοίχος σχεδιάζεται λανθασμένα με αντηρίδες, την Cortina του ανατολικού τείχους που σχεδιάζεται σωστά με αντηρίδες , και την περιοχή του προμαχώνα και επιπρομαχώνα της Santa Lucia που δεν υπάρχει πιά.

2. *Anonimo*, Pianta della città della Canea nell'isola di Candia e profili delle sue fortificazioni, XVIII sec., *BNP*





Και στον χάρτη αυτό η κλίση είναι 1:5

Η συστηματοποίηση των κανόνων του προμαχωνικού συστήματος γίνεται όπως είναι γνωστό από τον Vauban, που ονομάζεται το 1678 από τον Λουδοβίκο τον 14^ο Γενικός Επιθεωρητής όλων των Γαλλικών οχυρώσεων.

Το 1684 ο τύπωσε πίνακες σχεδιασμού τοίχων αντιστήριξης με ύψη από 3 έως 25 μέτρα και λίγα χρόνια αργότερα παρέδωσε στο Σώμα των Στρωτικών Μηχανικών το Profil general pour les murs de soutienement που υιοθετήθηκε για πάνω από 100 χρόνια από αξιωματικούς όπως ο Belidor (1729) και ο Poncelet (1840).

Το τυπολόγιο που σύστηνε ο Vauban είναι το παρακάτω:

Για τοίχο με αντηρίδες κάθε 5,75 μ και κλίση της ελευθερης πλευράς 1:5

Το πλάτος στην βάση είναι $b = 1/5 H + 1,48$

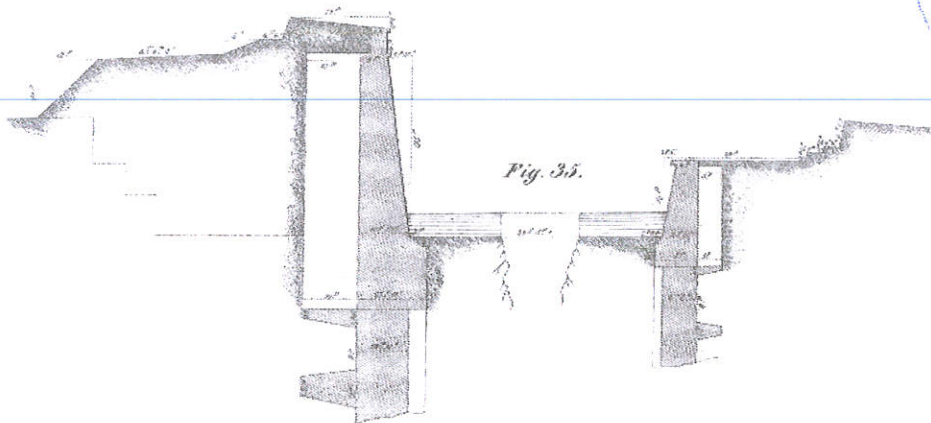
Για κλίση 1:6 αντίστοιχα $b = 1/6 H + 1,625$

Στην περίπτωση επίχωσης στην στέψη $b = 1/5 H + 1,625$

Οι σχέσεις του Vauban παρουσιάζουν μικρότερο γενικά πάχος στην στέψη του τοίχου σε σχέση με τις Ιταλικές χαράξεις. Ο Poncelet που θεωρούσε ότι οι σχέσεις του Vauban αποτελούσαν την μεγαλύτερη δυνατή βελτιστοποίηση του προβλήματος, παρουσίασε στα μαθήματα του την παρακάτω σχηματοποίηση.



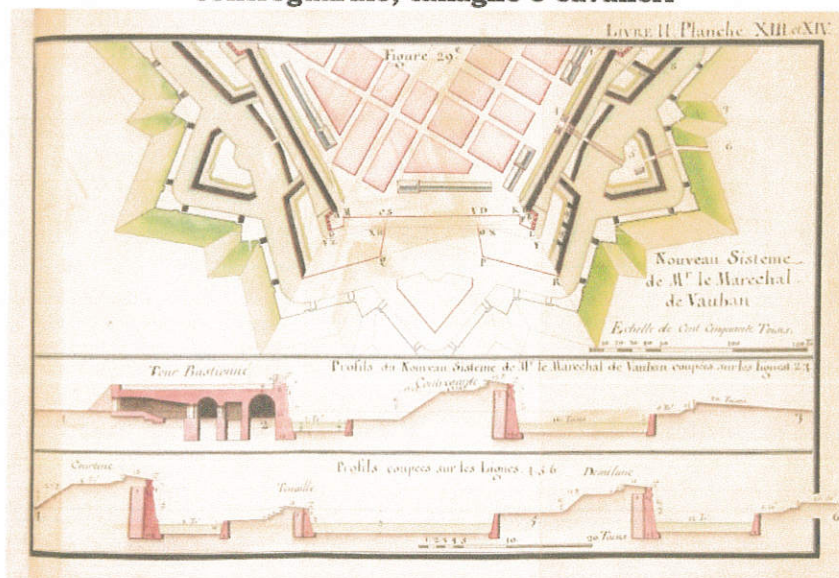
Profil der rechten Seite der Bastion 63.



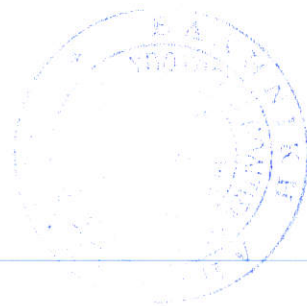
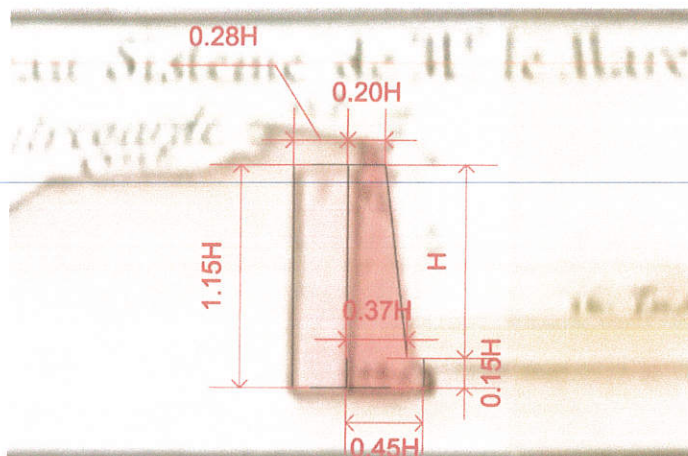
Ενδιαφέρον παρουσιάζει η παρακάτω εικόνα από διάλεξη του Massimo Corradi καθηγητή αρχιτεκτονικής στην Γένοβα. Ο χάρτης συνοψίζει τις αρχές οχυρωματικής του Vauban. Προσέξτε την ομοιότητα του τρόπου σχεδίασης με τον προηγούμενο χάρτη των Χανίων.

Gli ingegneri militari del Rinascimento

Fronti bastionati, fossati, cortine, rivellini, *coprifacce* o
controguardie, tanaglie e cavalieri



Sébastien Le Prestre de Vauban. *Manuscrit du traité des fortifications. Première partie: De l'art de fortifier les places où l'on explique les différents systèmes qui ont été mis en usage ... Seconde partie. De l'attaque et de la défense des places. Où l'on explique tout ce qui s'est pratiqué de nouveau dans les sièges, soit pour l'attaque, soit pour la deffense jusqu'à l'année 1714 [circa 1714].*

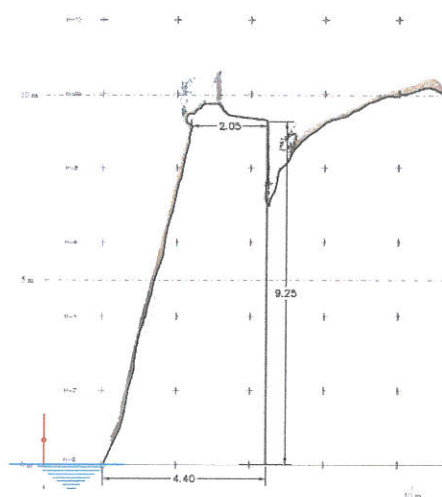


Εδώ η κλίση είναι περίπου 1:6 ενώ εμφανίζεται και η ύπαρξη πεδίου και αντηρίδας με τις αντίστοιχες αναλογίες. Η εικόνα ακολουθεί την σχηματοποίηση του Poncelet.

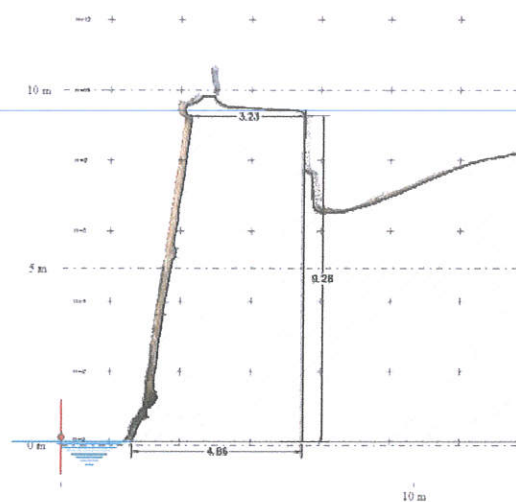
ΑΠΟΤΥΠΩΣΗ ΔΙΑΤΟΜΩΝ ΤΕΙΧΩΝ

Μετά την ιστορική αναδρομή στους κανόνες σχεδιασμού των τοίχων αντιστήριξης παραθέτουμε τις διατομές των τειχών όπως πραγματικά μετρήθηκαν επί τόπου.

ΠΡΟΜΑΧΩΝΑΣ ΜΟΝCΕΝΙΓΟ



Διατομή ανατολικής πλευράς προς το μέσο του μήκους της



The drawing consists of two parts. The left part is a cross-section of a retaining wall, labeled 'Τομή Τείχους' (Wall Section). It shows a vertical wall with a sloped backfill. Key dimensions include a top width of 0.50m, a base width of 3.75m, and a total height of 7.50m. A horizontal line 'A-A' is drawn across the wall. The right part is a detail of the reinforcement, labeled 'τομή Α-Α' (Section A-A). It shows a cross-section of a reinforced concrete wall with two horizontal reinforcement bars. The dimensions for the reinforcement are: total width 3.80m, bar spacing 1.15m, bar diameter 12.50m, and bar length 7.70m. The reinforcement is shown in a cross-section with a width of 0.50m and a height of 1.15m.

13

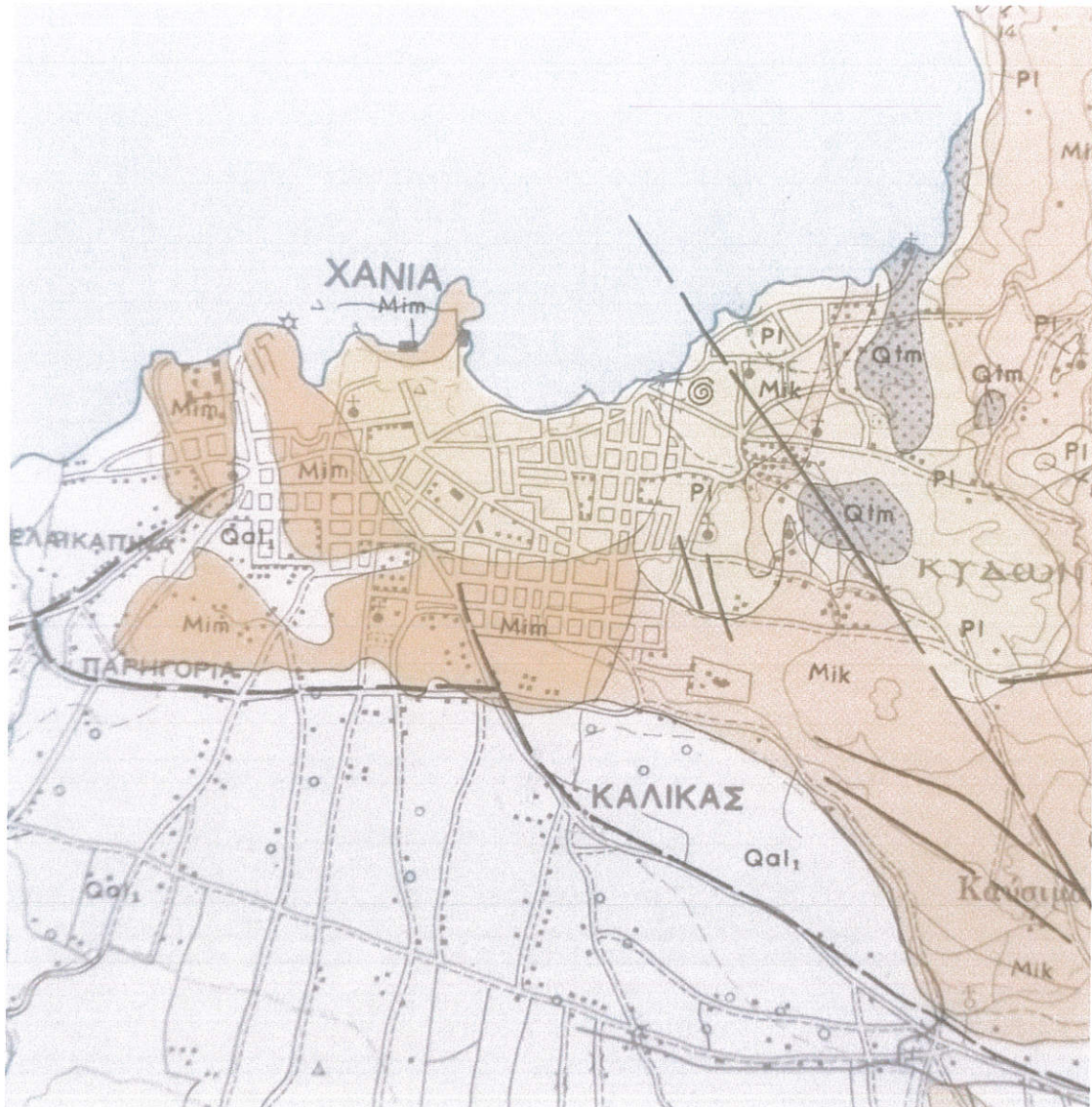


Η εικόνα της αποχωμάτωσης του San Salvatore με τις αντηρίδες .

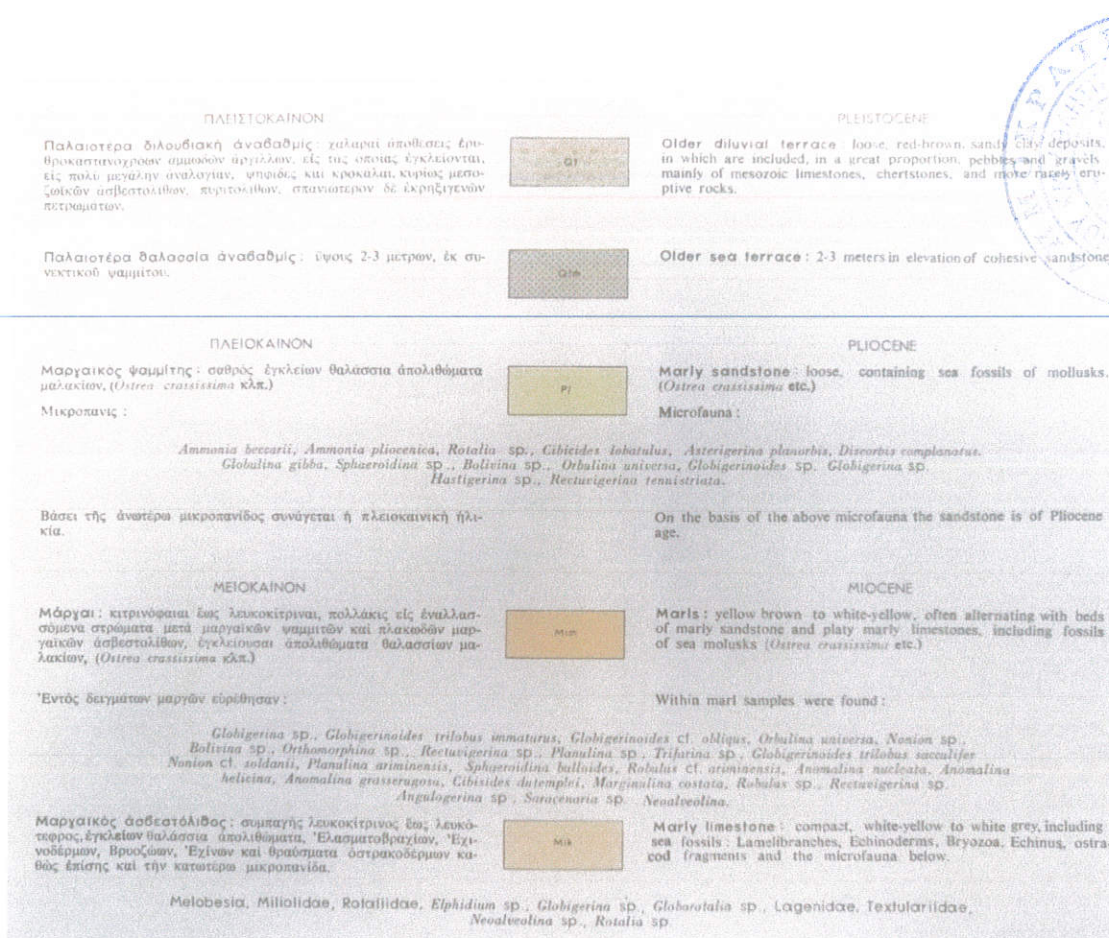
3. ΕΚΘΕΣΗ ΑΞΙΟΛΟΓΗΣΗΣ ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΗΣ ΕΡΕΥΝΑΣ ΜΟΝΣΕΝΙΓΟ

3.1 ΓΕΩΛΟΓΙΑ ΤΗΣ ΠΕΡΙΟΧΗΣ

Σύμφωνα με τον γεωλογικό χάρτη του ΙΓΜΕ η περιοχή των τειχών βρίσκεται σε περιοχή μαργαϊκού σχηματισμού που εμφανίζεται στην επιφάνεια προς το βόρειο μέρος στον προμαχώνα του Μονσενίγκο και την περιοχή του λιμενοβραχίονα ,ενώ νοτιότερα, στο μέγιστο μέρος του ανατολικού τείχους επικαλύπτονται από μικρό σχετικά πάχος απολιθωματοφόρους μαργαϊκούς ψαμμίτες του Πλειόκαινου.



Ο βασικός υποκείμενος Μαργαϊκός σχηματισμός του Μειόκαινου περιγράφεται ως κίτρινης απόχρωσης Μάργες με εναλλασσόμενα στρώματα μαργαϊκών ψαμμιτών και πλακωδών μαργαϊκών ασβεστολίθων.



3.2 ΣΕΙΣΜΙΚΟΤΗΤΑ

Σύμφωνα με τον χάρτη σεισμικών ζωνών της Ελλάδας η περιοχή ανήκει στην ζώνη II σεισμικής επικινδυνότητας, με βασικό συντελεστή $\alpha = 0,24$, ενώ το έδαφος θα μπορούσε να χαρακτηριστεί στην κατηγορία A του Ευρωκώδικα κυρίως με βάση τις δοκιμές SPT που παρουσιάζονται παρακάτω, και την γεωλογική εικόνα που εμφανίζει επιφανειακή εμφάνιση του μαργαϊκού σχηματισμού.

3.3 ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΗ ΕΡΕΥΝΑ

Η γεωτεχνική έρευνα περιλάμβανε 1 γεώτρηση που σχεδιάστηκε σχεδόν σε επαφή με το τείχος κυρίως για την εύρεση τυχόν διαπλάτυνσεων του τείχους προς τα κάτω καθώς και των μέσων γεωτεχνικών τιμών για τον υπολογισμό των ωθήσεων γαιών και της ευστάθειας των υπάρχοντων λίθινων τοίχων αντιστήριξης. Επίσης για τον υπολογισμό των γεωτεχνικών παραμέτρων που μπορούν να επηρεάσουν τις γαιοκατασκευές, επιχώσεις κλπ, που είναι απαραίτητες για την διαμόρφωση που θα προταθεί από την αρχιτεκτονική μελέτη.

Η γεώτρηση έγινε με γεωτρήπανο LONGYEAR 34 με κοπτικό άκρο (κορώνα) T 101W.

Η εκπόνηση των γεωτεχνικών ερευνών και μελετών του έργου γίνονται σύμφωνα με τις απαιτήσεις της Υπουργικής Απόφασης με αρ. ΔΜΕΟ/δ/ο/212/27.02.2004 περί "Έγκρισης Οδηγιών Μελετών Οδικών Έργων (Ο.Μ.Ο.Ε.) – Τεύχος 11, Γεωλογικών - Γεωτεχνικών" αλλά και του Κανονισμού Προεκτιμωμένων Αμοιβών μελετών και υπηρεσιών (ΦΕΚ Β2519/20-7-2017).

Έχουν επίσης εφαρμογή οι παρακάτω προδιαγραφές εκπόνησης των ερευνών και δοκιμών. Ε. 101-83 (ΦΕΚ 363/24-6-83, Τεύχος Β') Τεχνικές Προδιαγραφές Δειγματοληπτικών Γεωτρήσεων Ξηράς για Γεωτεχνικές Έρευνες.

Ε. 106-86 (ΦΕΚ 955/31-12-86, Τεύχος Β') Τεχνικές Προδιαγραφές Επί Τόπου Δοκιμών Εδαφομηχανικής.

Ε. 105-86 (ΦΕΚ 955/31-12-86, Τεύχος Β') Τεχνικές Προδιαγραφές Εργαστηριακών Δοκιμών Εδαφομηχανικής.

Ε. 103-84 (ΦΕΚ 70/8-2-85, Τεύχος Β') Τεχνικές Προδιαγραφές Εργαστηριακών Δοκιμών Βραχομηχανικής και Επί Τόπου Δοκιμών Βραχομηχανικής

3.3.1 Περιγραφή της κατασκευής των γεωτρήσεων

Για την εκτέλεση των γεωτρήσεων χρησιμοποιήθηκε ένα περιστροφικό δειγματοληπτικό γεωτρύπανο, τύπου LONGYEAR 34. Οι γεωτρήσεις έγιναν με συνεχή δειγματοληψία/πυρηνοληψία. Η οποία περιελάμβανε:

1. λήψη ημιδιαταραγμένων αντιπροσωπευτικών δειγμάτων με δειγματολήπτες απλών τοιχωμάτων και χρήση κοπτικής κεφαλής με καρβίδια (W) διαμέτρου 101mm, με διακοπή της παροχής νερού προς το κοπτικό άκρο (Φραγμός).

2. λήψη διαταραγμένων δειγμάτων με δειγματολήπτες απλών τοιχωμάτων και χρήση κοπτικής κεφαλής από διαμάντι (D) διαμέτρου 86mm.

3. λήψη αντιπροσωπευτικών δειγμάτων με τον διαιρετό δειγματολήπτη (split barrel sampler) κατά την εκτέλεση των πρότυπων δοκιμών διείδυσης (SPT).

Τα δείγματα μετά την περιγραφή και φωτογράφησή τους, μεταφέρθηκαν στο πιστοποιημένο εργαστήριο Της εταιρείας ΑΔΦ Σύμβουλοι Μηχανικοί ΕΠΕ για την εκτέλεση των εργαστηριακών δοκιμών, σύμφωνα με τις προδιαγραφές του ΥΠΕΧΩΔΕ οι οποίες γενικά ακολουθούν τις αντίστοιχες ASTM. Τα είδη των δοκιμών καθορίστηκαν σύμφωνα με το είδος του υπεδάφους που ερευνήθηκε, τη μέθοδο δειγματοληψίας των δοκιμών και τον σκοπό της έρευνας.

3.3.2Επιτόπου δοκιμές SPT

Οι δοκιμές τυποποιημένης διείδυσης (SPT) έγιναν με δειγματολήπτη εξωτερικής διαμέτρου 5,08cm, εσωτερικής διαμέτρου 3,48cm και μήκους 60cm, με τυποποιημένη αιχμή. Οι κρούσεις στο στέλεχος που έφερε τον δειγματολήπτη προκλήθηκαν με σφύρα βάρους 64kg, η οποία έπεφτε ελεύθερα από ύψος 76cm.

Σε περιπτώσεις μαλακών εδαφών ο δειγματολήπτης εισχωρεί κατά 45cm εντός του εδάφους και καταγράφεται ο αριθμός των κρούσεων για τη διείδυση των τελευταίων 30cm. Σε περιπτώσεις σκληρών εδαφών ή στην περίπτωση παρουσίας χαλίκων, όπου συναντάται άρνηση στην ανωτέρω διείδυση καταγράφεται το βάθος εμπήξεως σε εκατοστά για 50 τυποποιημένες κρούσεις στη σφύρα

3.4 ΕΚΤΙΜΗΣΗ ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΩΝ ΠΑΡΑΜΕΤΡΩΝ

Η εκτίμηση των γεωτεχνικών παραμέτρων που χρησιμοποιήθηκαν στις αναλύσεις (φ-γωνία εσωτερικής τριβής, c-συνοχή, γ- φαινόμενο βάρος) ευστάθειας του τείχους, έγινε με βάση τα αποτελέσματα των εργαστηριακών δοκιμών των δειγμάτων της γεώτρησης (κατάταξης και φυσικών χαρακτηριστικών), καθώς και από βιβλιογραφικές αναφορές.

Το πρώτο εδαφικό στρώμα (0-2,60μ) που χαρακτηρίστηκε αργιλώδης άμμος με λεπτούς χάλικες αποτελεί την πρώτη εδαφική στρώση των γεωτεχνικών μοντέλων.

Οι ασβεστολιθικοί όγκοι και οι χάλικες που εντοπίστηκαν στην γεώτρηση μετά τα 6,18 μέτρα δεν λήφθηκαν υπόψιν σαν ξεχωριστή εδαφική στρώση στα γεωτεχνικά μοντέλα και ενσωματώθηκαν στην στρώση της αμμώδους αργίλου (4,00-6,18μ). Η παραδοχή αυτή έγινε διότι οι βελτιωμένες από άποψη αντοχής στρώσεις που αναφέρθηκαν δεν είναι απόλυτο ότι εμφανίζονται σε όλη την έκταση του τείχους οπότε συντηρητικά αγνοήθηκαν.

Το βραχώδες μαργαικό υπόβαθρο της περιοχής τοποθετήθηκε στον πόδα του τείχους (μετά τα 12,20μ.) όπου εντοπίστηκαν και στρώσεις σκληρής αργίλου (SPT 5/15/22).

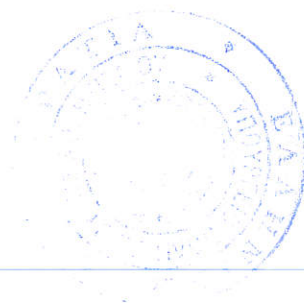
Αναφορικά με τις συνθήκες φόρτισης έγιναν οι εξής παραδοχές:

- Λόγω της δημιουργίας στρώσης στεγάνωσης που περιλαμβάνεται στην πρόταση αποκατάστασης του προμαχώνα τα ανώτερα στρώματα θεωρήθηκαν ότι φορτίζονται υπό στραγγιζόμενες συνθήκες.
- Τα κατώτερα στρώματα (από το 6,18μ) εμφανίζουν μικρά ποσοστά συνεκτικών οπότε θεωρείται ότι επίσης φορτίζονται υπό στραγγιζόμενες συνθήκες.

Οι εδαφικές παράμετροι που χρησιμοποιήθηκαν στις γεωτεχνικές αναλύσεις παρουσιάζονται στον παρακάτω πίνακα.

ΣΤΡΩΣΗ	Βάθος από την αρχή της γεώτρησης Γ5 (μ)	Φαινόμενο βάρος (kN/m ³)	Ενεργός συνοχή c (kPa)	Γωνία εσωτερικής τριβής (°)
1	0,00 – 2,60	18,00	0	28
2	2,60 – 12,20	18,00	2,0	35
3	12,20-	25,00	40,00	38

Πίνακας 1. Εδαφικό προφίλ γεωτεχνικών μοντέλων



ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Ι

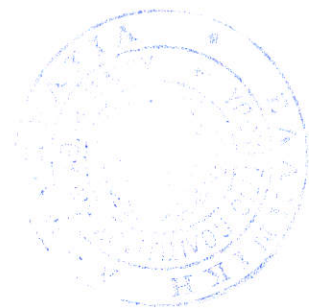


ΜΗΤΡΩΑ ΓΕΩΤΡΗΣΗΣ



Θέση και συντεταγμένες γεώτρησης

ΔΕΙΓΜΑΤΟΛΗΠΤΙΚΗ ΓΕΩΤΡΗΣΗ Γ-5



Γ-5 (βάθος 0-4m)



Γ-5 (βάθος 4.00-9.20m)



Γ-5 (βάθος 9.20-12.45m)

ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΑ ΕΡΓΑ

Δ. ΔΙΑΜΑΝΤΑΚΗΣ- ΜΕΤΑΛΛΕΙΟΛΟΓΟΣ ΜΗΧΑΝΙΚΟΣ Ε.Μ.Π.

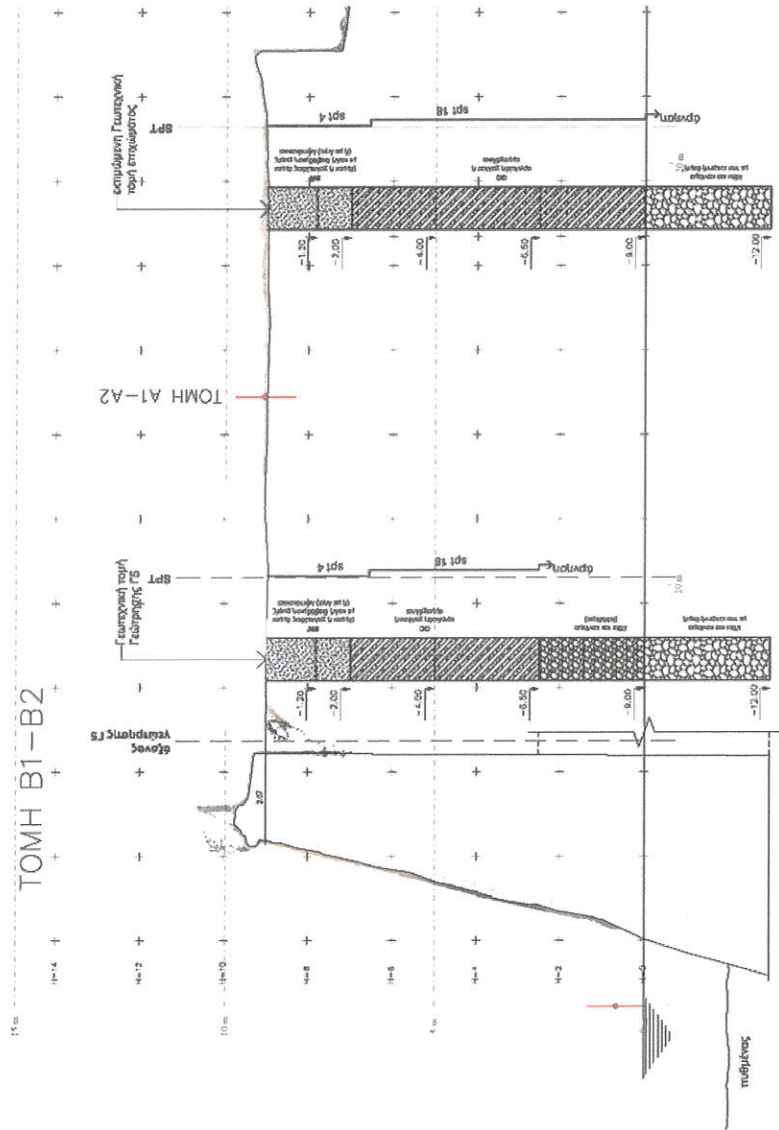
Αγ. Παντελεήμονος 7 Σούδα, 71135 Χανιά Τηλ.: 28210-70579 Fax: 28210-93647 e-mail: dimdiamantakis@gmail.com , Web: www.geotech-crete.gr

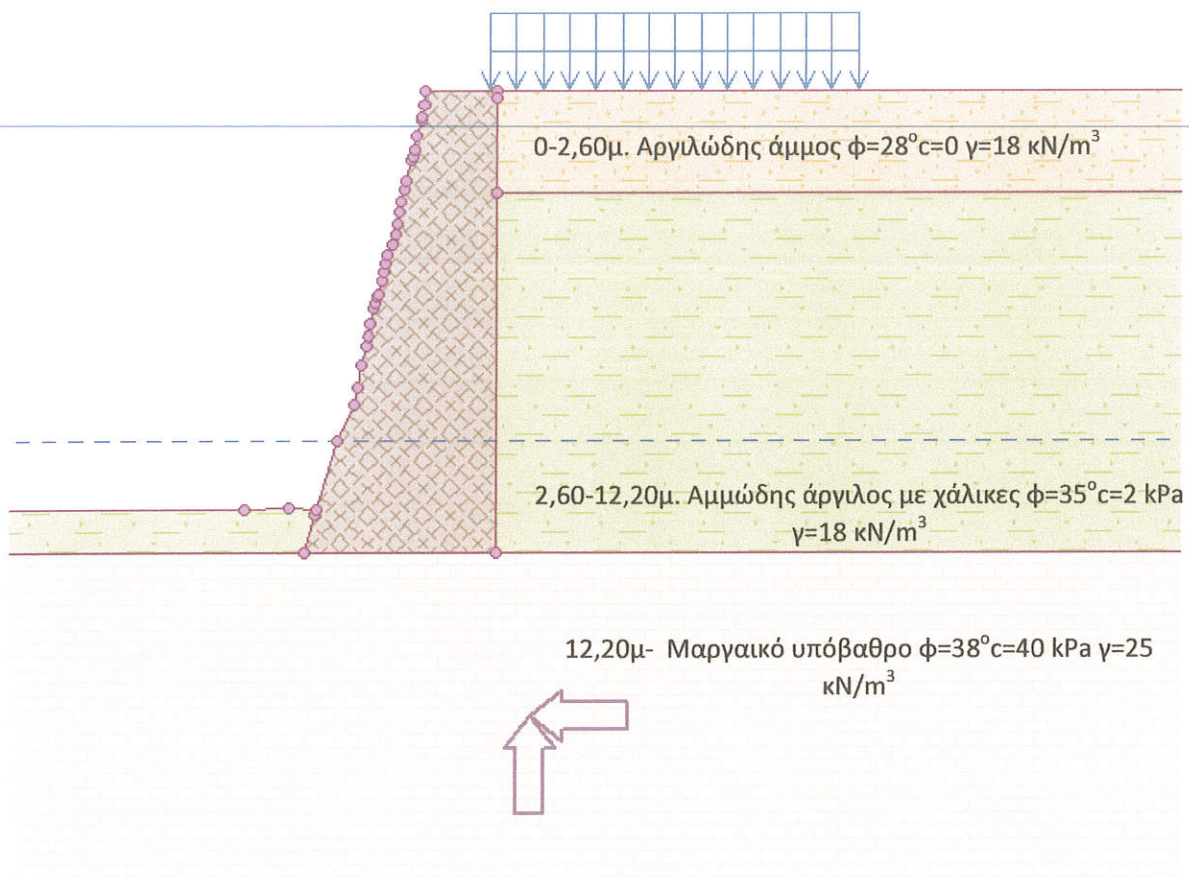
ΕΡΓΟ: Προμαχώνας Monceningo		ΤΟΠΟΘΕΣΙΑ:		ΑΡΙΘΜ. ΦΥΛΛΟΥ: 1/1	
1. ΑΡΙΘΜΟΣ ΓΕΩΤΡΗΣΗΣ: Γ5		8. ΥΨΟΜΕΤΡΙΚΗ ΑΦΕΤΗΡΙΑ : 9,00			
2. ΟΝΟΜΑ ΓΕΩΤΡΥΠΑΝΙΣΤΗ: ΤΟΠΟΥΖΙΔΗΣ ΝΙΚΟΣ		9. ΜΟΝΤΕΛΟ ΓΕΩΤΡΥΠΑΝΟΥ : LONGYEAR 34			
3. ΚΑΤΕΥΘΥΝΣΗ ΓΕΩΤΡΗΣΗΣ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟΣ Χ ΚΕΚΛΙΜΕΝΗ ΑΠΟΚΛ. ΑΠΟ		10. ΑΡΙΘΜ. ΔΕΙΓΜΑΤΩΝ ΕΔΑΦΟΥΣ :		ΔΙΑΤΑΡΑΓΜΕ ΝΑ	ΑΔΙΑΤΑΡΑΚΤΑ
4. ΠΑΧΟΣ ΥΠΕΡΚΕΙΜΕΝΟΥ ΕΔΑΦΟΥΣ (m) : 0,00		11. ΣΤΑΘΜΗ ΥΠΟΓΕΙΩΝ ΥΔΑΤΩΝ (m): 00,00 m			
5. ΒΑΘΟΣ ΓΕΩΤΡΗΣΗΣ ΕΝΤΟΣ ΒΡΑΧΟΥ (m) : 0,00		12. ΗΜΕΡΟΜΗΝΙΑ ΓΕΩΤΡΗΣΗΣ:		ΕΝΑΡΞΗ 14/10/2020	ΛΗΞΗ 16/10/2020
6. ΟΛΙΚΟ ΒΑΘΟΣ ΓΕΩΤΡΗΣΗΣ (m): 12,45 m					
7. ΜΕΓΕΘΟΣ & ΤΥΠΟΣ ΚΟΡΩΝΑΣ : T-101 W .		13. ΣΧΕΤΙΚΟ ΥΨΟΜΕΤΡΟ ΕΠΙΦΑΝΕΙΑΣ ΕΔΑΦΟΥΣ ΓΕΩΤΡΗΣΗΣ (m) :			
ΒΑΘΟΣ (m)	ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΥΛΙΚΩΝ	N _{SPT}	ΑΠΟΛΗΨΗ	RQD %	ΠΑΡΑΤΗΡΗΣΕΙΣ
0,00-					
1,00-	Καστανή αργιλωδης αμμος, χάλικες λεπτοί				
2,00-		6 2 2			SPT 2,00-2,45 (6/2/2)
2,60-	Λευκοκίτρ. αμμώδης άργιλος				
2,95-					
3,00-	Αμμος, άργιλος χάλικες μεσαίου μεγέθους				
4,00-		14 11 7			SPT 4,00-4,45 (14/11/7)
5,00-	Αμμώδης άργιλος, χάλικες μικρού-μεσαίου μεγέθους				
5,55-					
6,00-		6			SPT 6,00-6,18 6/50-3 cm
6,18-		50-3cm			
7,00-					
8,00-	Χάλικες μεσαίου μεγέθους, άργιλος				
9,00-					
9,20-	Λευκοκίτρινη άργιλος				
9,45-	Ασβεστολιθικός όγκος Μ.Α.				
10,00-	Καστανή άργιλος	5 13 42			SPT 10,00-10,45 (5/13/42)
10,45-	Ασβεστολιθικός όγκος Μ.Α.				
10,65-	Λευκοκίτρινη άργιλος				
11,00-					
11,20-	Ασβεστολιθικός όγκος Μ.Α.				
12,00-	Λευκοκίτρινη άργιλος	5 15 22			SPT 12,00-12,45 (5/15/22)
12,45-	ΤΕΛΟΣ ΓΕΩΤΡΗΣΗΣ				



ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ II

ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΕΣ ΤΟΜΕΣ





Απλοποιημένο γεωτεχνικό προφίλ το οποίο λήφθηκε υπόψη στις επιλύσεις με τα διάφορα λογισμικά



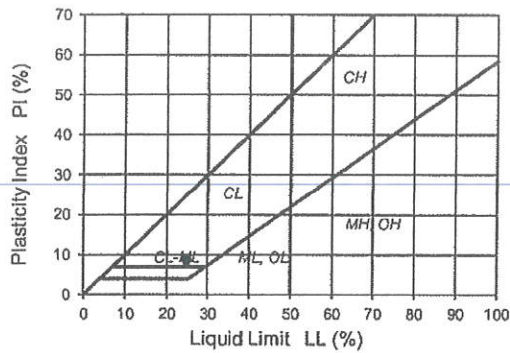
ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ ΙΙΙ



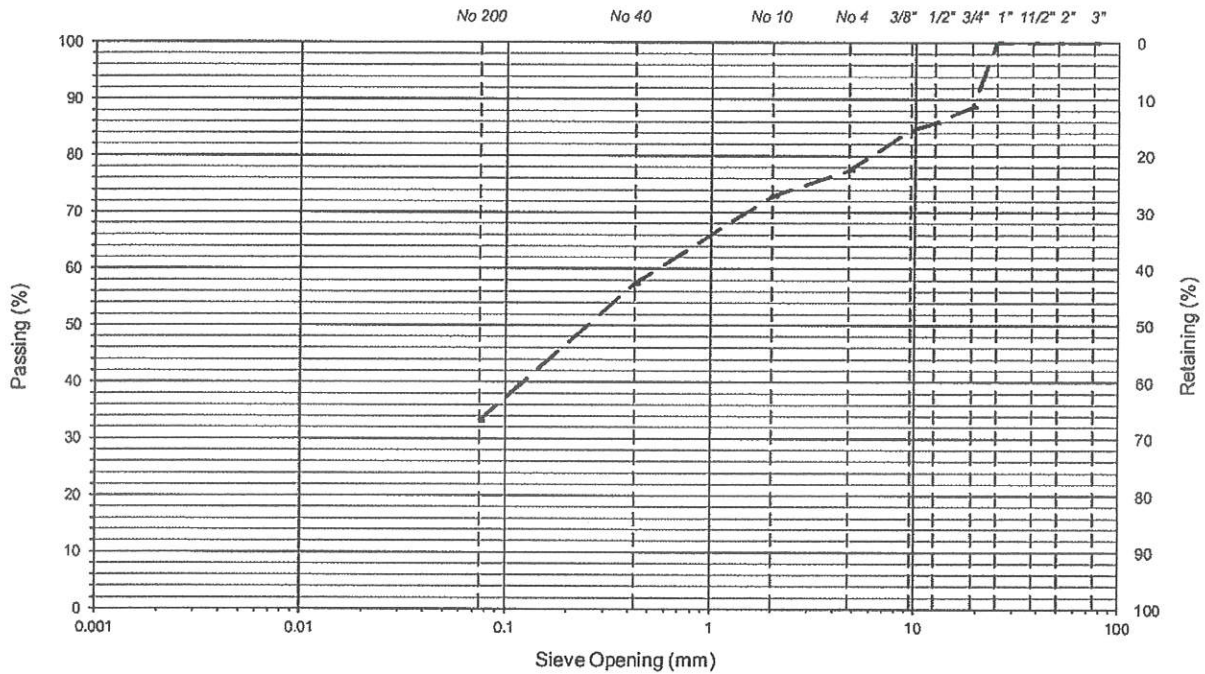
ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΑΚΕΣ ΔΟΚΙΜΕΣ

ΔΟΚΙΜΕΣ ΚΑΤΑΤΑΞΗΣ - CLASSIFICATION TESTS
ASTM D 2487-00, ASTM D3282-93 (1997)

E105-86/5&6, ASTM D 4318-00



E105-86/7&8, ASTM C 136-96a, ASTM D 1140-00



ΚΟΚΚΟΜΕΤΡΙΚΗ ΔΙΑΒΑΘΜΙΣΗ - ΠΟΣΟΣΤΑ ΔΙΕΡΧΟΜΕΝΩΝ - PASSING (%)										
3"	2"	1 1/2"	1"	3/4"	1/2"	3/8"	No 4	No 10	No 40	No 200
100	100	100	100	89	86	84	77	73	57	33.2

d_{50} (mm)
0.251

d_{60} (mm)	d_{30} (mm)	d_{10} (mm)
0.553		

ΧΑΛΙΚΕΣ GRAVEL (%)	ΑΜΜΟΣ SAND (%)	ΛΕΠΤΟΚΟΚ FINES (%)	$U = \frac{d_{60}}{d_{10}}$	$C = \frac{(d_{30})^2}{(d_{10}d_{60})}$	ΟΡΙΑ ATTERBERG			w	γ	γ_d	G_s	e	S_r	ΟΡΓΑΝΙΚΑ ORGANICS (%)	ΑΝΘΡΑΚΙΚΑ CaCO ₃ (%)	ΚΑΤΑΤΑΞΗ	
					LL	PL	PI									AUSCS	AASHTO
23	44	33			24.8	16.0	8.8									SC	M-145

ΓΙΑ ΤΗΝ ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΗ
ΣΤΕΛΙΟΣ ΦΕΛΕΚΟΣ
ΠΟΛΙΤΙΚΟΣ ΜΗΧΑΝΙΚΟΣ

ΤΟ ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΤΕΛΕΙ ΥΠΟ ΤΗΝ ΕΠΟΠΤΕΙΑ ΤΟΥ Υ ΥΠΟ ΜΕ ΔΙ / Κ Ε Δ Ε

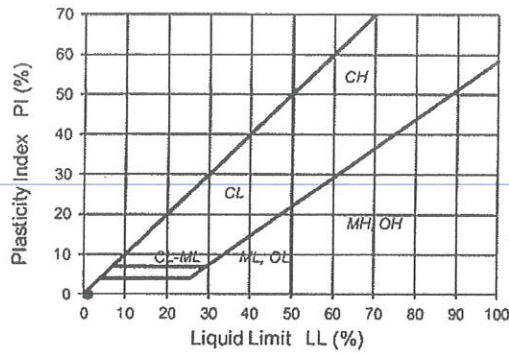
ΓΕΩΤΡΗΣΗ-BORING:		ΔΕΙΓΜΑ-SAMPLE:	ΒΑΘΟΣ-DEPTH:
Γ-5		2278	2.45-2.70
ΕΡΓΟ-PROJECT:		ΕΡΓΟΔΟΤΗΣ-CLIENT:	
ΠΡΟΜΑΧΩΝΑΣ MONCENINGO		ΔΗΜΗΤΡΗΣ ΔΙΑΜΑΝΤΑΚΗΣ	
ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΗ ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΕΔΑΦΟΜΗΧΑΝΙΚΗΣ Αγ. Αναργύρων 25, Νέα Χαλκηδόνα 143 43 ΑΘΗΝΑ Τηλ.: 210 2515 452, Fax: 210 2520 211		ΣΕΛ. PAGE:	

SIEVE_KOKO / 10η

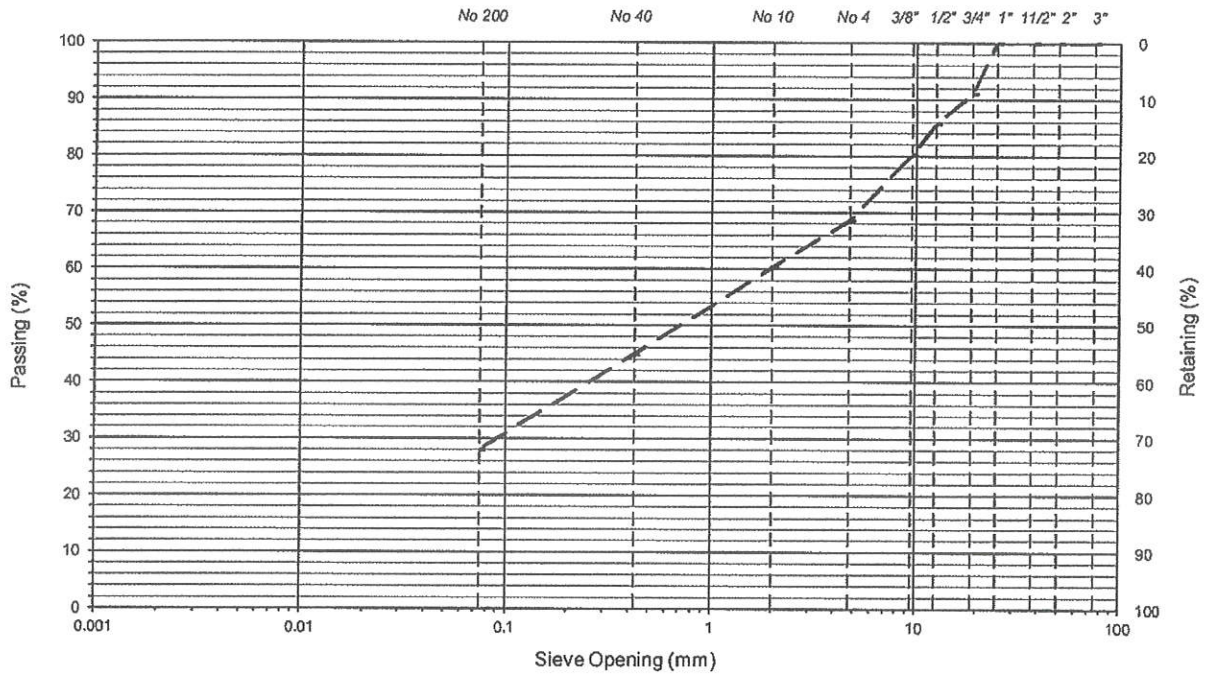
ΕΝΤΥΠΟ ΠΑΡΟΥΣΙΑΣΗΣ

ΔΟΚΙΜΕΣ ΚΑΤΑΤΑΞΗΣ - CLASSIFICATION TESTS
ASTM D 2487-00, ASTM D3282-93 (1997)

E105-86/5&6, ASTM D 4318-00



E105-86/7&8, ASTM C 136-96a, ASTM D 1140-00



ΚΟΚΚΟΜΕΤΡΙΚΗ ΔΙΑΒΑΘΜΙΣΗ - ΠΟΣΟΣΤΑ ΔΙΕΡΧΟΜΕΝΩΝ - PASSING (%)											
3"	2"	1 1/2"	1"	3/4"	1/2"	3/8"	No 4	No 10	No 40	No 200	
100	100	100	100	91	86	80	69	60	45	28.0	

d_{50} (mm)
0.712

d_{60} (mm)	d_{30} (mm)	d_{10} (mm)
1.943	0.092	

ΧΑΛΙΚΕΣ GRAVEL (%)	ΑΜΜΟΣ SAND (%)	ΛΕΠΤΟΚΟΚ. FINES (%)	$U = \frac{d_{60}}{d_{10}}$	$C = \frac{(d_{30})^2}{(d_{10}d_{60})}$	ΟΡΙΑ ATTERBERG			w	γ	γ_d	G_s	e	S_r	ΟΡΓΑΝΙΚΑ ORGANICS (%)	ΑΝΘΡΑΚΙΚΑ CaCO ₃ (%)	ΚΑΤΑΤΑΞΗ	
					LL	PL	PI									AUSCS	AASHTO
31	41	28			N.P.	N.P.	N.P.									SM	M-145

ΓΙΑ ΤΗΝ ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΗ
ΣΤΕΛΙΟΣ ΦΕΛΕΚΟΣ
ΠΟΛΙΤΙΚΟΣ ΜΗΧΑΝΙΚΟΣ

ΤΟ ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΤΕΛΕΙ ΥΠΟ ΤΗΝ ΕΠΟΠΤΕΙΑ ΤΟΥ Υ.ΥΠΟ ΜΕ ΔΙ / Κ.Ε.Δ.Ε

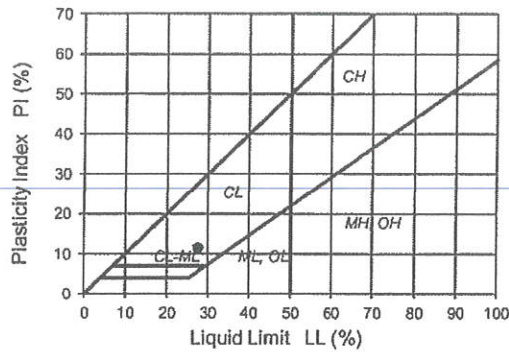
ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΗ		ΓΕΩΤΡΗΣΗ-BORING:		ΔΕΙΓΜΑ-SAMPLE:		ΒΑΘΟΣ-DEPTH:	
ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΕΔΑΦΟΜΗΧΑΝΙΚΗΣ		Γ-5		2279		3.45-3.65	
Αγ. Αναργύρων 25, Νέα Χαλκηδόνα		ΕΡΓΟ-PROJECT:		ΕΡΓΟΔΟΤΗΣ-CLIENT:		ΣΕΛ.	
143 43 ΑΘΗΝΑ		ΠΡΟΜΑΧΩΝΑΣ ΜΟΝCENINGO		ΔΗΜΗΤΡΗΣ ΔΙΑΜΑΝΤΑΚΗΣ		PAGE:	
Τηλ.: 210 2515 452, Fax: 210 2520 211							

SIEVE_KOKO / 10η

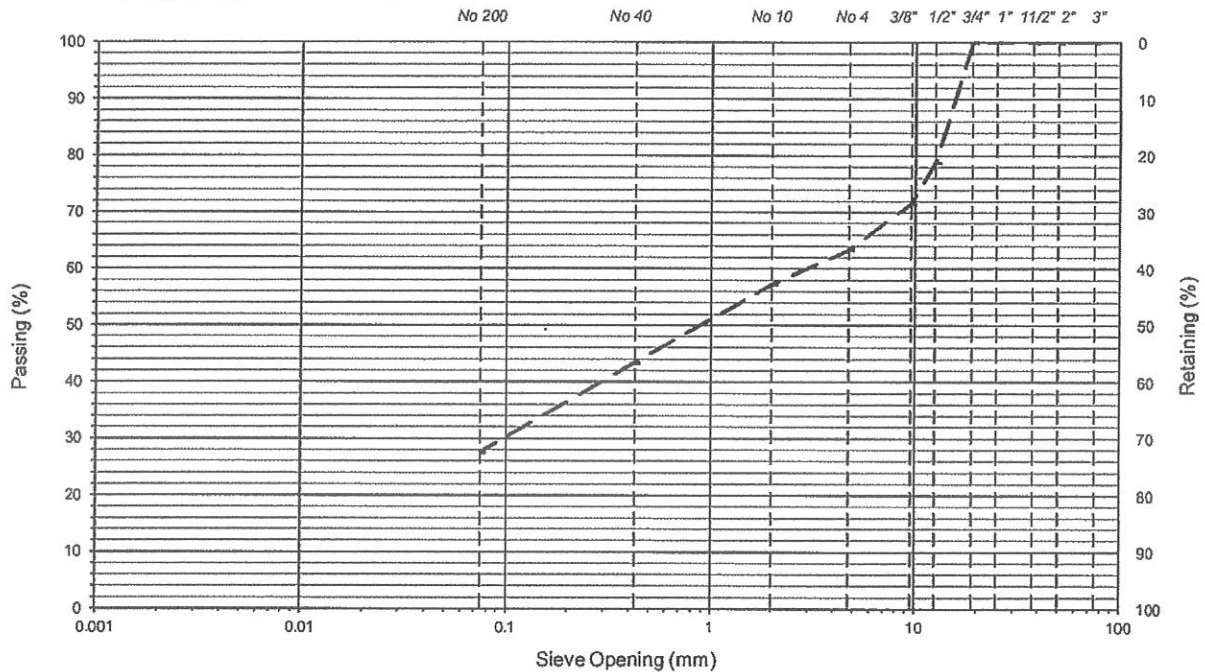
ΕΝΤΥΠΟ ΠΑΡΟΥΣΙΑΣΗΣ

ΔΟΚΙΜΕΣ ΚΑΤΑΤΑΞΗΣ - CLASSIFICATION TESTS
ASTM D 2487-00, ASTM D3282-93 (1997)

E105-86/5&6, ASTM D 4318-00



E105-86/7&8, ASTM C 136-96a, ASTM D 1140-00



ΚΟΚΚΟΜΕΤΡΙΚΗ ΔΙΑΒΑΘΜΙΣΗ - ΠΟΣΟΣΤΑ ΔΙΕΡΧΟΜΕΝΩΝ - PASSING (%)										
3"	2"	1 1/2"	1"	3/4"	1/2"	3/8"	No 4	No 10	No 40	No 200
100	100	100	100	100	79	72	63	57	43	27.6

d_{50} (mm)
0.891

d_{60} (mm)	d_{30} (mm)	d_{10} (mm)
2.952	0.098	

ΧΑΛΙΚΕΣ GRAVEL (%)	ΑΜΜΟΣ SAND (%)	ΛΕΠΤΟΚΟΚ. FINES (%)	$U = \frac{d_{60}}{d_{10}}$	$C = \frac{(d_{30})^2}{(d_{10}d_{60})}$	ΟΡΙΑ ATTERBERG			w	γ	γ_d	G_s	e	S_r	ΟΡΓΑΝΙΚΑ ORGANICS (%)	ΑΝΘΡΑΚΙΚΑ CaCO ₃ (%)	ΚΑΤΑΤΑΞΗ	
					LL	PL	PI									AUSCS	AASHTO
37	35	28			27.6	16.1	11.5	15.5								SC	M-145

ΓΙΑ ΤΗΝ ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΗ
ΣΤΕΛΙΟΣ ΦΕΛΕΚΟΣ
ΠΟΛΙΤΙΚΟΣ ΜΗΧΑΝΙΚΟΣ

ΤΟ ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΤΕΛΕΙ ΥΠΟ ΤΗΝ ΕΠΟΠΤΕΙΑ ΤΟΥ Υ ΥΠΟ ΜΕ ΔΙ / Κ Ε Δ Ε.

ΓΕΩΤΡΗΣΗ-BORING:		ΔΕΙΓΜΑ-SAMPLE:	ΒΑΘΟΣ-DEPTH:
Γ-5		2280	4.45-4.65
ΕΡΓΟ-PROJECT:		ΕΡΓΟΔΟΤΗΣ-CLIENT:	ΣΕΛ. PAGE:
ΠΡΟΜΑΧΩΝΑΣ ΜΟΝΕΝΙΝΓΟ		ΔΗΜΗΤΡΗΣ ΔΙΑΜΑΝΤΑΚΗΣ	

ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΗ
ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΕΔΑΦΟΜΗΧΑΝΙΚΗΣ
Αγ. Αναργύρων 25, Νέα Χαλκηδόνα
143 43 ΑΘΗΝΑ
Τηλ.: 210 2515 452, Fax: 210 2520 211

SIEVE_KOKO / 10η

ΕΝΤΥΠΟ ΠΑΡΟΥΣΙΑΣΗΣ

4. ΕΡΕΥΝΑ ΥΛΙΚΩΝ ΔΟΜΗΣ ΠΡΟΜΑΧΩΝΑ ΜΟΝΣΕΝΙΓΚΟ-ΤΕΙΧΩΝ ΧΑΝΙΩΝ

ΔΕΙΓΜΑΤΟΛΗΨΙΑ

Για την διακρίβωση των μηχανικών χαρακτηριστικών των υλικών δομής των τειχών έγινε κατόπιν σχετικής αδείας εκτεταμένη δειγματοληψία λίθων και κονιάματος. Η δειγματοληψία έγινε τόσο από τμήματα του υφισταμένου τείχους και των παρακειμένων διατομών των κατεδαφισμένων τμημάτων, όσο και από τα διάσπαρτα λίθινα μέλη που βρίσκονται μέσα στον χώρο του προμαχώνα και αποκαλύφθηκαν με την ανασκαφή.

Αναλυτικά το αίτημα δειγματοληψίας περιελάμβανε

Οι προτεινόμενες δειγματοληψίες και έρευνες για τις οποίες ζητείται άδεια είναι οι παρακάτω.

Σε ότι αφορά την αντοχή των λίθων θα ληφθούν δείγματα από τους υπάρχοντες ήδη καθαιρεθέντες λίθους του προμαχώνα, που αποκαλύφθηκαν από την ερευνητική ανασκαφή που διενέργησε η Υπηρεσία σας . Θέση δειγματοληψίας θα είναι επίσης η τελευταία προς νότο αντηρίδα της Cortina που ορίζει το άνοιγμα που δημιουργήθηκε στην πύλη της Άμμου. Στην θέση αυτή είναι ορατή η πλήρης διατομή του τείχους και μας δίνεται η δυνατότητα για δειγματοληψία τόσο των λίθων της εξωτερικής (επιδερμικής)λαξευτής στρώσης του τείχους , όσο και του κατά κανόνα αργού και υπό τύπον λιθοδέματος κυρίου όγκου της διατομής του τείχους. Τα δείγματα αυτά θα αποσταλούν για δοκιμές μονοαξονικής θλίψης στα πιστοποιημένα «Εργαστήρια Δοκιμών Γεωέρευνας ΟΤΜ ΑΕ» . Το πλήθος των δειγμάτων θα είναι από 6 έως 10 αναλόγως της ομοιομορφίας.

Για τους λίθους επίσης και κυρίως για την διακρίβωση της ύπαρξης ομοιομορφίας αντοχών και ιδιοτήτων θα διενεργηθεί πλήθος κρουσιμετρήσεων το οποίο θα αξιολογηθεί σε συνδυασμό με τα εργαστηριακά αποτελέσματα της μονοαξονικής θλιπτικής αντοχής των λίθων. Επίσης θα γίνει ορυκτολογική ανάλυση των λίθων για προσδιορισμό και των χημικών ιδιοτήτων των λίθων που μπορεί να συμβάλλουν στην παρατηρούμενη παθολογία.

Για το κονίαμα δόμησης θα ληφθούν επίσης δοκίμια από τα διατρήματα που θα γίνουν στην εμφανή διατομή του τείχους στην νότια αντηρίδα και από δύο διατρήματα που προτείνεται να γίνουν στην εσωτερική , επιχωμένη, παρειά των τειχών που αποκαλύφθηκε στις πρόσφατες αποχωματώσεις.

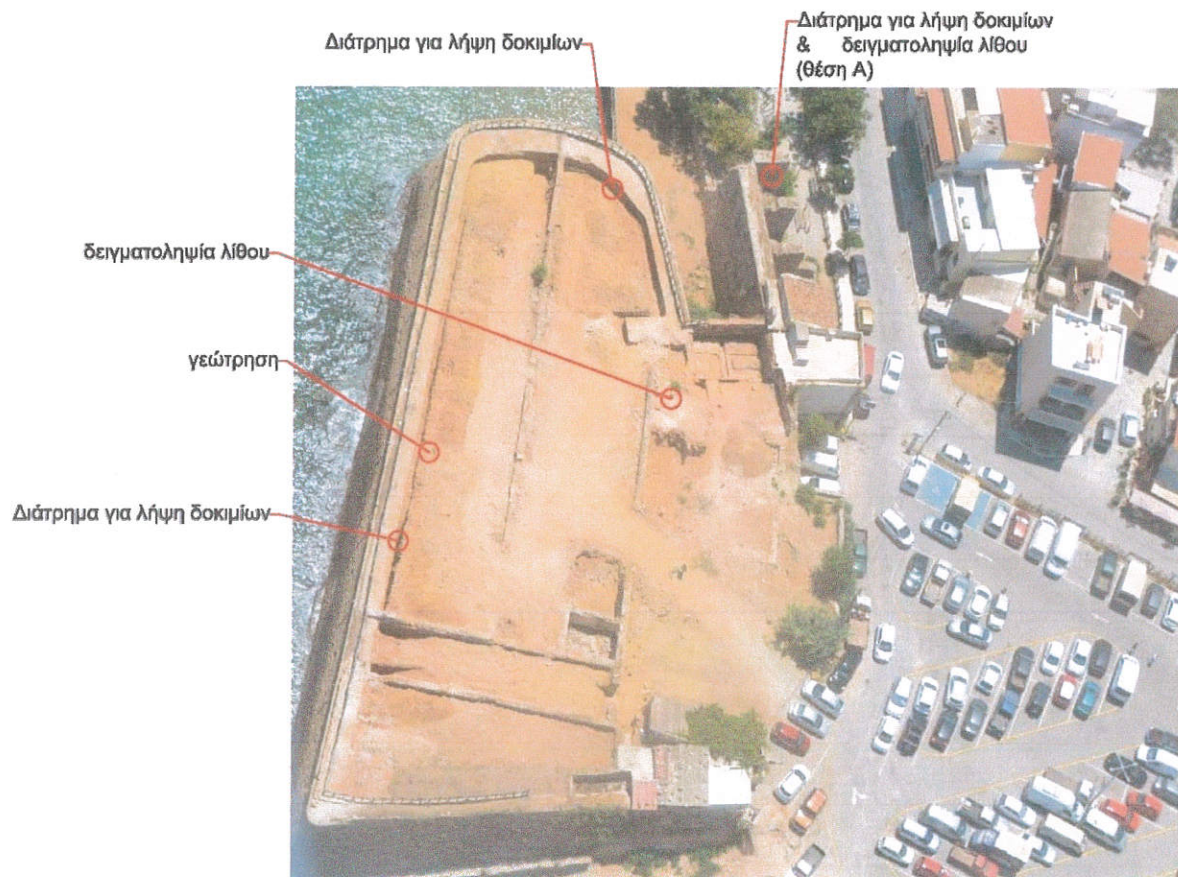
Θα ληφθεί επίσης δείγμα λίθου από την ανατολική πλευρά με την έντονη επιφανειακή μαύρη εξαλλοίωση για να προσδιοριστεί με χημική ανάλυση η φύση της φθοράς αυτής.

Τέλος προτείνεται μια γεώτρηση βάθους μέχρι 10,0 μέτρων για την διακρίβωση πιθανού αναβαθμού βαθύτερα στην διατομή του τείχους, αλλά και την έρευνα των ιδιοτήτων του υλικού της επίχωσης και του βάθους του βραχώδους υποβάθρου.

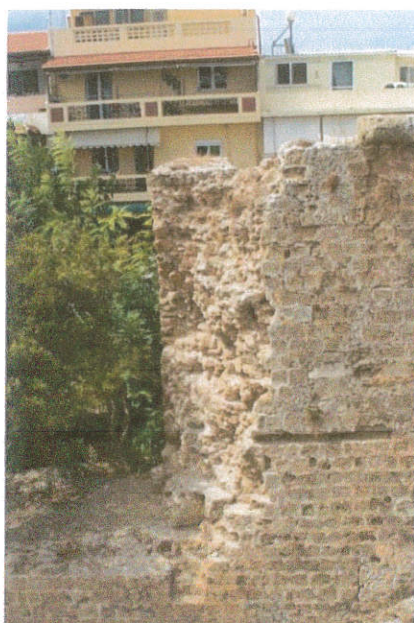
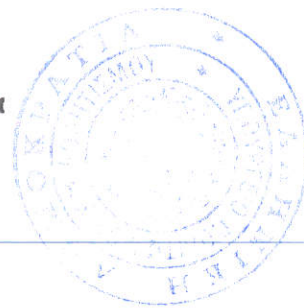
Οι θέσεις των παραπάνω ερευνών εμφανίζονται στο σχέδιο που συνοδεύει την παρούσα αίτηση.



Οι θέσεις προσδιορίστηκαν όπως φαίνεται στις παρακάτω εικόνες.



Θέση δειγματοληψίας για
χημική ανάλυση της
μαύρης εξαλλοίωσης



Θέση Α



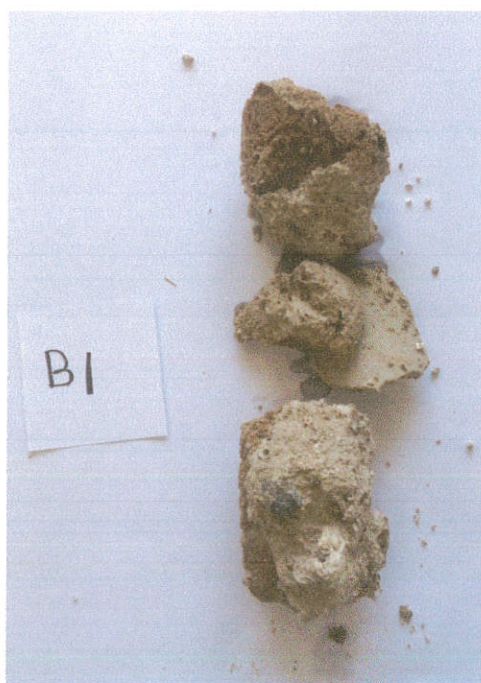
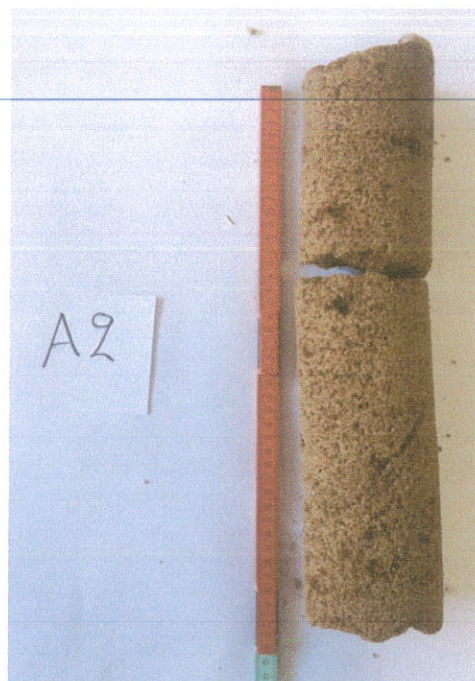
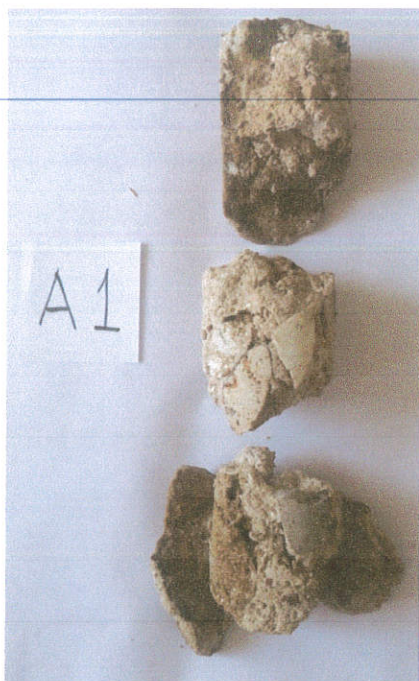
Πιθανή θέση Β

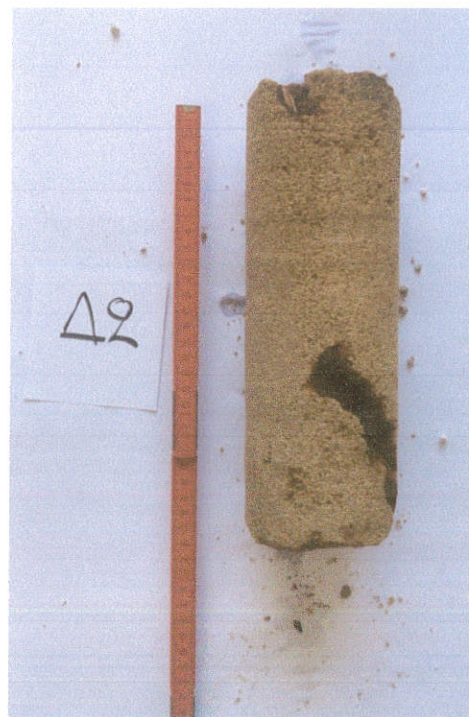
Με βάση το παραπάνω πρόγραμμα διενεργήθηκε η δειγματοληψία και οι κρουσιμετρήσεις.

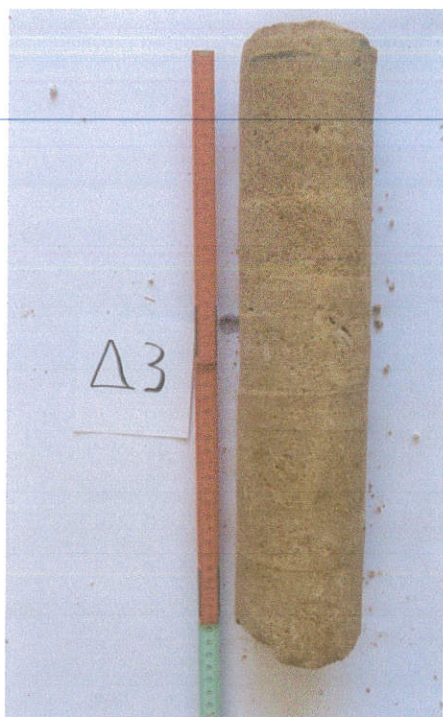


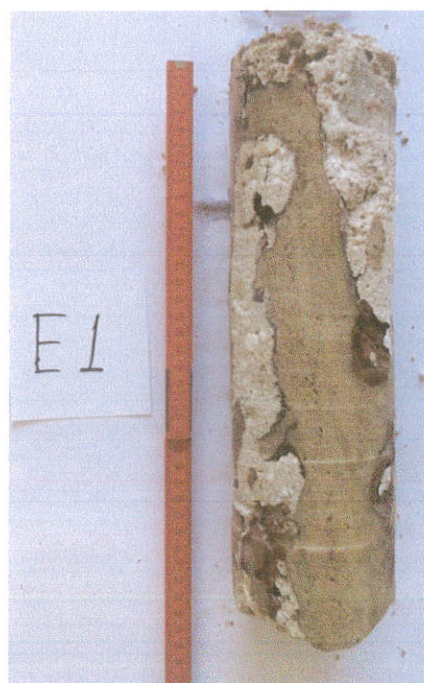
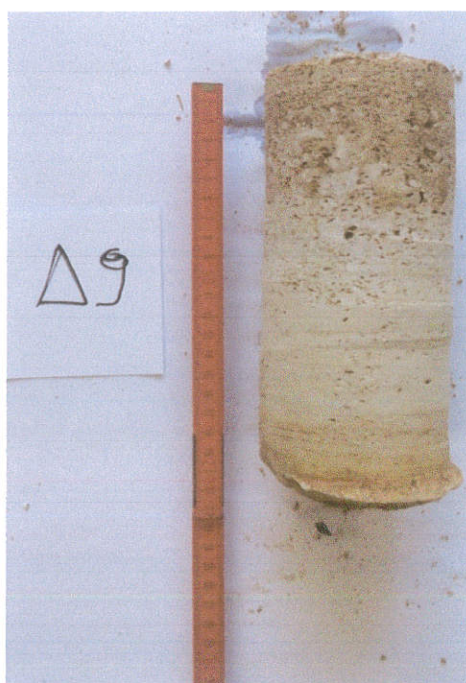
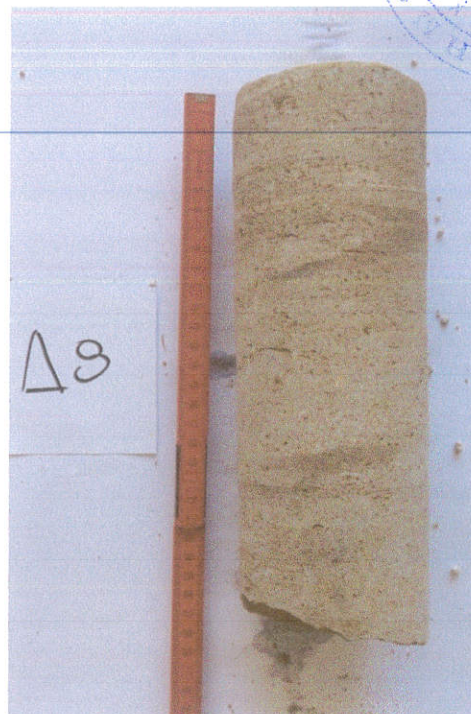


ΔΟΚΙΜΙΑ

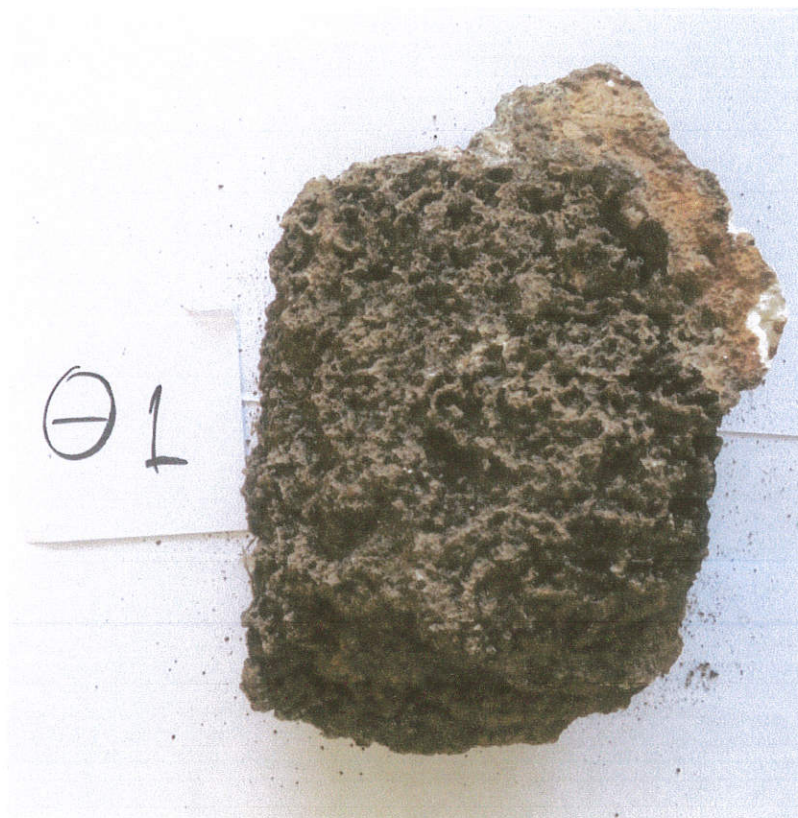












Από την χημική ανάλυση της μαύρης χρωστικής προκύπτει ότι έχει οργανική σύσταση. Επειδή η χρωστική αυτή ρύπανση υπάρχει και σε φωτογραφίες του 1950, είναι φανερό ότι πρόκειται για τις χρωστικές των βυρσοδεψείων που βρίσκονταν στην απέναντι περιοχή και λειτουργούσαν μέχρι πρόσφατα.



ΚΡΟΥΣΙΜΕΤΡΗΣΕΙΣ

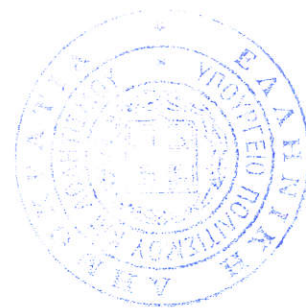
Για τον προσδιορισμό της σκληρότητας και της αντοχής των λιθοσωμάτων των βάθρων διενεργήθηκαν κρουσιμετρήσεις σε διάφορα σημεία του βάθρου, περίπου ανά 1,5 m. Οι κρουσιμετρήσεις έγιναν με Schmidt Hammer τύπου N, σύμφωνα με το πρότυπο EN 12504-2.



Εκτέλεση κρουσιμετρήσεων

Οι έλεγχοι έγιναν σε 5 θέσεις της εξωτερικής πλευράς του προμαχώνα Moncenigo, σε 6 θέσεις της εσωτερικής πλευράς, κα σε 2 θέσεις του κυρίου τείχους.

Διενεργήθηκαν δοκιμές σε τρία διαφορετικά πετρώματα: καφέ πορώδη λίθο, λευκό ασβεστόλιθο και σκληρή μαρμαρόπετρα.



Τα αποτελέσματα των τιμών του κρουσιμέτρου παρουσιάζονται παρακάτω

ΔΟΚΙΜΗ ΣΕ ΚΑΦΕ ΠΟΡΩΔΗ ΛΙΘΟ					
	ΕΞΩΤΕΡΙΚΗ ΠΛΕΥΡΑ ΜΟCΕΝΙΓΟ			ΚΥΡΙΟ ΤΕΙΧΟΣ	
ΤΙΜΗ	A	B	Γ	A	B
1	14	20	16	24	20
2	11	24	15	18	26
3	12	20	17	22	29
4	15	25	16	27	25
5	12	22	13	18	24
6	12	25	13	19	27
7	14	19	15	21	22
8	11	21	15	26	28
9	13	21	18	23	24
10	13	23	12	22	29
Average	12.7	22	15	22	25.4

ΔΟΚΙΜΗ ΣΕ ΚΑΦΕ ΠΟΡΩΔΗ ΛΙΘΟ					
	ΕΞΩΤΕΡΙΚΗ ΠΛΕΥΡΑ ΜΟCΕΝΙΓΟ		ΕΣΩΤΕΡΙΚΗ ΠΛΕΥΡΑ ΜΟCΕΝΙΓΟ		
ΤΙΜΗ	A	B	A	B	Γ
1	38	35	21	16	22
2	33	31	28	18	14
3	39	27	24	17	23
4	35	29	22	17	16
5	31	34	21	23	15
6	37	37	28	23	16
7	37	30	28	19	17
8	38	31	29	18	18
9	32	37	28	17	20
10	33	35	25	17	18
Average	35.3	32.6	25.4	18.5	17.9

ΣΚΛΗΡΗ ΜΑΡΜΑΡΟΠΕΤΡΑ		
	ΕΣΩΤΕΡΙΚΗ ΠΛΕΥΡΑ ΜΟCΕΝΙΓΟ	
ΤΙΜΗ	A	B
1	55	40
2	57	32
3	55	40
4	55	36
5	60	34
6	58	42
7	58	44
8	57	40
9	56	34
10	55	37
Average	56.6	37.9



Παίρνοντας τον μέσο όρο για κάθε λίθο προκύπτει:

Καφέ πορώδης λίθος : 19.42

Λευκός ασβεστόλιθος:25.94

Σκληρή μαρμαρόπετρα: 47.25

Στην βιβλιογραφία πολλές φορές ο υπολογισμός της θλιπτικής αντοχής γίνεται με βάσει τις τιμές Schmidt Hammer τύπου L. Η συσχέτιση μεταξύ τιμών των Schmidt Hammer τύπου N και L, δίνεται από την παρακάτω εξίσωση:

$$R_N = 1.0646R_L + 6.3673 \quad (\text{Aydin et al., 2005})$$

Από την εξίσωση αυτή παίρνουμε την τιμή $R_L=38.11$

Χρησιμοποιούνται δύο εξισώσεις από την βιβλιογραφία. Αρχικά ο γενικός τύπος από τους Deere & Miller (1966) για διαφόρους τύπους πετρωμάτων με βάσει την πυκνότητα του λίθου.

$$\sigma_c = 9.97 * e^{(0.02 * R_L * \rho)}$$

Όπου ρ η πυκνότητα του λίθου

Από την εξίσωση του Katz et al (2000) για ασβεστόλιθους έχουμε

$$\sigma_c = 2.21 * e^{(0.07 * R_N)}$$

Εφαρμόζοντας τους παραπάνω τύπους (θεωρείται πυκνότητα 15, 20 και 22 kN/m³ αντίστοιχα) και επιλέγοντας την συντηρητικότερη τιμή λαμβάνονται οι παρακάτω εκτιμώμενες θλιπτικές αντοχές:

Καφέ πορώδης λίθος : 8.60MPa

Λευκός ασβεστόλιθος:13.58MPa

Σκληρή μαρμαρόπετρα:54.01MPa

Όπως παρατηρείται υπάρχει μεγάλη διαφοροποίηση στις τιμές των αντοχών των διαφορετικών λίθων. Η διαφορά αυτή αντικατοπτρίζεται και στους εργαστηριακούς ελέγχους.

ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΑΚΟΙ ΕΛΕΓΧΟΙ

Τα αποτελέσματα των εργαστηριακών ελέγχων παρουσιάζονται αναλυτικά στο ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Α. Παρακάτω παρουσιάζονται συγκεντρωτικά οι αντοχές των δοκιμών:

ΔΟΚΙΜΙΟ	ΕΙΔΟΣ ΛΙΘΟΥ	$\sigma_{\text{compr}}(\text{MPa})$
Z1	Καστανός βιογενής πορώδης Τραβερίνης	1.84
ZE ΕΞ	Καστανός βιογενής πορώδης Τραβερίνης	3.26
Z3 ΕΣ	Καστανός βιογενής πορώδης Τραβερίνης	10.89
Z5 ΕΞ	Καστανός βιογενής πορώδης Τραβερίνης	3.75
Z5 ΕΣ	Λευκοκάστανος , βιογενής Μαργαϊκός Ασβεστόλιθος	14.93
Γ1	Λευκοκάστανος , βιογενής Μαργαϊκός Ασβεστόλιθος	39.58
A2	Καστανός βιογενής πορώδης Τραβερίνης	2.6
B2	Καστανός βιογενής πορώδης Τραβερίνης	3.19
Δ1	Καστανός βιογενής πορώδης Τραβερίνης	3.79
Δ8	Λευκοκάστανος , βιογενής Μαργαϊκός Ασβεστόλιθος	24.3
E5	Καστανός βιογενής πορώδης Τραβερίνης	7.81

Οι εργαστηριακοί έλεγχοι έδειξαν μεγάλη διαφοροποίηση στις αντοχές των δύο διαφορετικών πετρωμάτων, του καστανού πορώδους λίθου και του λευκού ασβεστόλιθου. Συγκεκριμένα ο καστανός τραβερίνης είχε μια μέση θλιπτική αντοχή ίση με 4.64 MPa, ενώ ο λευκός ασβεστόλιθος αντοχή ίση με 26.27 MPa. Όσον αφορά τον καστανό τραβερίνη, οι αντοχές των δοκιμών που ελήφθησαν από την εξωτερική, εκτεθειμένη στο περιβάλλον, πλευρά του τείχους ήταν σημαντικά μικρότερες από αυτές των δοκιμών από την εσωτερική πλευρά. Συγκεκριμένα οι λίθοι τη εξωτερικής στρώσης του τείχους είχαν μέση αντοχή 3.07 MPa, ενώ της εσωτερικής 9.35 MPa. Η διαφορά αυτή οφείλεται στην έντονη διάβρωση της εξωτερικής στρώσης λίθων από τις περιβαλλοντικές συνθήκες.

Όσον αφορά το κονίαμα δόμησης τα αποτελέσματα των ελέγχων παρουσιάζονται παρακάτω:

ΔΟΚΙΜΙΟ	ΕΙΔΟΣ ΔΟΚΙΜΙΟΥ	σ_{compr} (Mpa)
A1	KONIAMA	0.6
E1	KONIAMA+ΛΙΘΟΣ	31.18
E3	KONIAMA+ΛΙΘΟΣ	2.89

ΔΟΚΙΜΙΟ	ΕΙΔΟΣ ΔΟΚΙΜΙΟΥ	σ_{tensile} (Mpa)
A1	KONIAMA	0.05
Γ2	KONIAMA	0.129
E3	KONIAMA	0.06

Παρατηρούνται ιδιαίτερως μικρές αντοχές θλιπτικής και εφελκυστικής αντοχής του κονιάματος. Στην περίπτωση ελέγχου δοκιμίων όπου συνυπάρχουν κονίαμα και λίθοι οι τιμές θλιπτικής αντοχής είναι σημαντικά πιο υψηλές. Οι τιμές αυτές μας δίνουν μια εικόνα για την αντοχή της τοιχοποιίας σαν ενιαίο υλικό. Το δοκίμιο E1 έχει πολύ υψηλή αντοχή, λόγω του ότι διαθέτει τεμάχια από ακανόνιστη μαρμαρόπετρα υψηλής αντοχής. Συνεπώς η αντοχή του δοκιμίου φαίνεται να επηρεάστηκε κυρίως από το λίθο. Για αυτό το λόγο η τιμή του δοκιμίου E3 που διέθετε τεμάχια μαλακού λίθου έδωσε σημαντικά μικρότερη τιμή αντοχής.

ΕΚΤΙΜΗΣΗ ΠΑΡΑΜΕΤΡΩΝ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ

Για την προσομοίωση της συμπεριφοράς του τείχους είναι απαραίτητος ο προσδιορισμός αντοχής τοιχοποιίας σαν ενιαίο υλικό.

Λόγω των πολύ μικρών αντοχών των λαξευτών λίθων της εξωτερικής στρώσης και του μικρού πάχους της στρώσης αυτής, η συνεισφορά τους αγνοείται από τη συνολική αντοχή του τείχους. Εν τούτοις σαν αντοχή θεωρείται αυτή του συσσωματώματος κονιάματος και λίθων που καταλαμβάνει το μεγαλύτερο μέρος του πάχους αυτού.

Η αντοχή αυτή εκτιμάται με βάσει την προσεγγιστική εξίσωση που προτείνεται στο προσχέδιο του ΚΑΔΕΤ:

$$f_{wc} = \xi \left[\left\{ \frac{2}{3} \sqrt{f_{bc}} - f_0 \right\} + \lambda f_{mc} \right]$$

όπου,

f_{wc} η θλιπτική αντοχή της τοιχοποιίας

V_m, V_w ο όγκος του κονιάματος και ο όγκος της τοιχοποιίας

f_{bc} η θλιπτική αντοχή του λιθοσώματος

f_{mc} η θλιπτική αντοχή του κονιάματος

λ συντελεστής συνάφειας λιθοσώματος-κονιάματος, ο οποίος λαμβάνεται ίσος με 0,50 για τραχείς λίθους και ίσος με 0,1 για πολύ λείους λίθους.

f_0 συντελεστής (σε MPa), ο οποίος λαμβάνει υπ' όψη τον βαθμό λάξευσης των λίθων και παίρνει τις ακόλουθες τιμές:

0,00 για λαξευτή λιθοδομή

0,50-1,00 για λιθοδομή από ημικανονικούς λίθους

1,50-2,50 για αργολιθοδομή, ανάλογα με την ποιότητα δομήσεως

ξ , συντελεστής ο οποίος λαμβάνει υπ' όψη την δυσμενή επιρροή του πάχους των αρμών κονιάματος

$$\xi=1:[1+3,5(k-k_0)]<1,0$$

$$k=(\text{όγκος κονιάματος}):(\text{όγκος τοιχοποιίας})=V_m/V_w\geq 0,30$$

$$k_0=0,30$$

εάν $V_m/V_w\leq 0,30$, τότε λαμβάνεται $\xi=1,00$.

η σχέση μπορεί να ισχύσει για $f_{bc}=25-75$ MPa και $f_{mc}=0,5-2,5$ MPa, χρησιμοποιήθηκε όμως ελλείψει ακριβέστερων εξισώσεων εκτίμησης αντοχής αργολιθοδομών.

Μέση αντοχή του λίθου θεωρήθηκε ο μέσος όρος αντοχών των δυο διαφορετικών λίθων που ελέγχθηκαν (τραβερίνη 4.64 MPa και ασβεστόλιθου 26.27 MPa).

Όσον αφορά το κονίαμα λήφθηκε υπόψιν η μέση εφελκυστική αντοχή του κονιάματος ίση με 0.079 MPa. Η θλιπτική αντοχή λαμβάνεται ίση με 10 φορές την εφελκυστική, όπως συμβαίνει στα συνήθη παραδοσιακά κονιάματα (όπως παρατηρείται και στο δοκίμιο A1). Συνεπώς λαμβάνεται $f_{mc}=0.79$ MPa.

Θωρώντας $f_{bc}=15.45$ MPa, $f_{mc}=0.79$ MPa $V_m/V_w<0.3$, $\lambda=0.5$ (τραχείς λίθοι), $f_0=0.75$ (συνδυασμός λαξευτής με αργολιθοδομή) προκύπτει:

$$f_{wc}=2.27 \text{ MPa}$$

Η αντοχή αυτή πλησιάζει την προσεγγιστική αντοχή που προτείνει ο καθηγητής Κ. Σπυράκος στο βιβλίο Κατασκευές από Τοιχοποιία : Αποτίμηση & Επεμβάσεις για Σεισμικά Φορτία.

Πίνακας 5.1.: Τιμές αναφοράς για τα μηχανικά χαρακτηριστικά διαφορετικών τύπων τοιχοποιίας¹: μέσες τιμές² και συντελεστής διακύμανσης³.

Τύπος τοιχοποιίας		f [MPa]	f_t [MPa]	f_{t0} [MPa]	E [MPa]	G [MPa]	w [kN/m ²]
I Ακατέργαστοι (αργοί) λίθοι με μη κανονική δόμηση (Αργολιθοδομή)	μ	1.5	0.039	-	870	290	19
	c.o.v.	0.29	0.24	-	0.21	0.21	
II Εξωτερικές στρώσεις από ημικατεργασμένους (ημιλαξευτούς) λίθους και εσωτερική στρώση (πυρήνας) περιορισμένου πάχους με φτωχά μηχανικά χαρακτηριστικά (δίστρωτες, τρίστρωτες τοιχοποιίες)	μ	2.5	0.065	-	1230	410	20
	c.o.v.	0.20	0.19	-	0.17	0.17	
III Ακατέργαστοι (αργοί) λίθοι με κανονική δόμηση	μ	3.2	0.097	-	1740	580	21
	c.o.v.	0.19	0.14	-	0.14	0.14	
IV Μαλακοί λαξευτοί λίθοι με μη κανονική δόμηση	μ	1.8	0.052	-	1080	360	
	c.o.v.	0.23	0.14	-	0.17	0.17	13 έως 16
V Μαλακοί λαξευτοί λίθοι με κανονική δόμηση	μ	2.6	-	0.145	1410	470	
	c.o.v.	0.23	-	0.31	0.15	0.15	
VI Λαξευτοί λίθοι με κανονική δόμηση	μ	7.0	-	0.220	2800	860	22
	c.o.v.	0.14	-	0.14	0.14	0.09	
VII Συμπαγείς οπτόπλινθοι και ασβεστοκονίαμα	μ	3.4	0.114	0.160	1500	500	18
	c.o.v.	0.26	0.21	0.21	0.20	0.20	
VIII Διάτρητοι οπτόπλινθοι (ποσοστό οπών < 40%) και ασβεστοσιμεντοκονίαμα	μ	6.5	-	0.280	4550	1138	15
	c.o.v.	0.24	-	0.14	0.24	0.24	

¹Καθορίζονται από το Εθνικό Προσάρτημα.

²μ: μέση τιμή.

³Η χρήση του συντελεστή διακύμανσης (coefficient of variation (c.o.v.)) λαμβάνει υπόψη τη διατιθέμενη ακρίβεια των δεδομένων μέσω διερευνητικών μεθόδων.

Τιμές αναφοράς μηχανικών χαρακτηριστικών τοιχοποιίας. (Κατασκευές από Τοιχοποιία : Αποτίμηση & Επεμβάσεις για Σεισμικά Φορτία, Σπυράκος Κ.)

Πίνακας 5.2.: Διορθωτικοί συντελεστές (πολλαπλασιαστές) λ_i που εφαρμόζονται στα μηχανικά χαρακτηριστικά της τοιχοποιίας η οποία συμμορφώνεται με τους κανόνες καλής πρακτικής.¹

Τύπος τοιχοποιίας	Καλό κονίαμα ²	Κανονική αλληλεμπλοκή ³	Εγκάρσια σύνδεση ³
	λ_1	λ_2	λ_3
I Ακατέργαστοι (αργοί) λίθοι με μη κανονική δόμηση (Αργολιθοδομή)	1.5	1.3	1.3
II Εξωτερικές στρώσεις από ημικατεργασμένους (ημιλαξευτούς) λίθους και εσωτερική στρώση (πυρήνας) περιορισμένου πάχους με φτωχά μηχανικά χαρακτηριστικά (δίστρωτες, τρίστρωτες τοιχοποιίες)	1.3	1.2	1.5
III Ακατέργαστοι (αργοί) λίθοι με κανονική δόμηση	1.4	1.1	1.3
IV Μαλακοί λαξευτοί λίθοι με μη κανονική δόμηση	1.5	1.2	1.3
V Μαλακοί λαξευτοί λίθοι με κανονική δόμηση	1.6	-	1.2
VI Λαξευτοί λίθοι με κανονική δόμηση	1.2	-	1.2
VII Συμπαγείς οπτόπλινθοι και ασβεστοκονίαμα	1.5	-	1.3
VIII Διάτρητοι οπτόπλινθοι (ποσοστό οπών < 40%) και ασβεστοσιμεντοκονίαμα	1.2	-	-

¹Καθορίζονται από το Εθνικό Προσάρτημα.

²Διορθωτικοί συντελεστές που εφαρμόζονται σε όλα τα μηχανικά χαρακτηριστικά της τοιχοποιίας (f_c, f_t, f_w, E, G).

³Διορθωτικοί συντελεστές που εφαρμόζονται στις παραμέτρους αντοχής (f, f_t, f_w), αλλά όχι στα μέτρα ελαστικότητας και διάτμησης (E, G).

90

Κατασκευές από Τοιχοποιία

Διορθωτικοί συντελεστές μηχανικών χαρακτηριστικών (Κατασκευές από Τοιχοποιία : Αποτίμηση & Επεμβάσεις για Σεισμικά Φορτία, Σπυράκος Κ.)

Στον πίνακα τιμών αναφοράς αναγράφεται προτεινόμενη τιμή θλιπτικής αντοχής ίση με 1.5 MPa, με απόκλιση ± 0.29 . Λόγω παρουσίας καλού κονιάματος εφαρμόζεται διορθωτικός συντελεστής 1.5, με αποτέλεσμα η προτεινόμενη τιμή αναφοράς να ισούται με 2.25 MPa. Συνεπώς η τιμή θλιπτικής αντοχής που υιοθετήθηκε ανταποκρίνεται στο εύρος τιμών αναφοράς.

Το μέτρο ελαστικότητας ελήφθη ίσο με 1000 φορές τη θλιπτική αντοχή σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 6.

$$E_{wc} = 1000 f_{wc} = 2.27 \text{ GPa}$$

Η εφελκυστική αντοχή λαμβάνεται ίση με αυτή του κονιάματος

$$f_{wt} = 0.08 \text{ MPa}$$

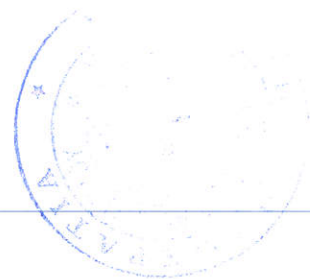
ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

Κατασκευές από Τοιχοποιία : Αποτίμηση & Επεμβάσεις για Σεισμικά Φορτία, Σπυράκος Κ.)

Aydin, Adnan, and Arindam Basu. "The Schmidt hammer in rock material characterization." *Engineering Geology* 81.1 (2005): 1-14.

Deere, D.U., Miller, R.P., 1966. *Engineering classification and index properties for intact rocks*. Tech Report. Air Force Weapons Lab., New Mexico, No. AFNL-TR, pp. 65-116. Kirtland.

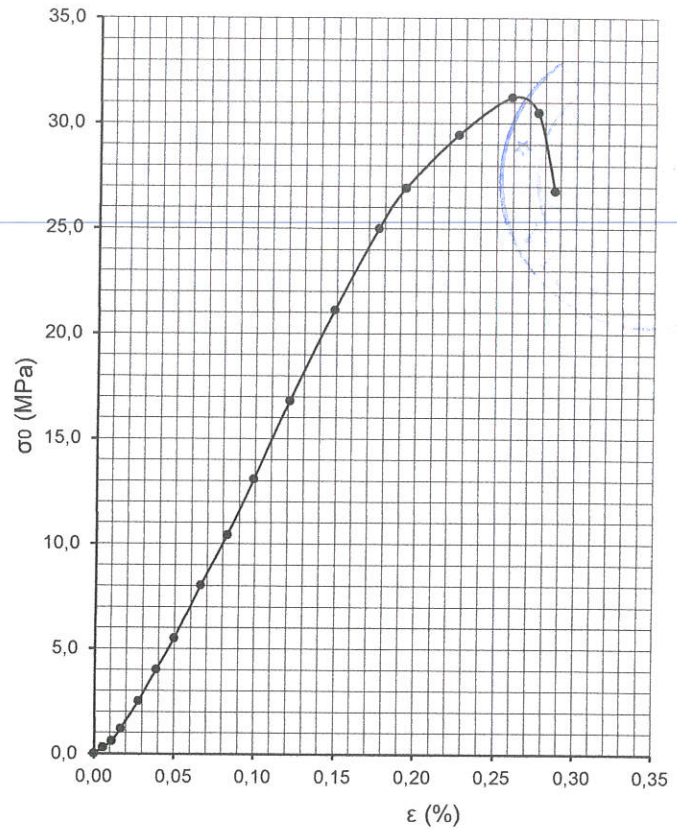
Katz, O., Reches, Z., Roegiers, J.-C., 2000. *Evaluation of mechanical rock properties using a Schmidt Hammer*. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.* 37, 723–728.



ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ
ΑΠΟΤΕΛΕΜΑΤΑ ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΑΚΩΝ ΔΟΚΙΜΩΝ

ΔΟΚΙΜΗ ΜΟΝΟΑΞΟΝΙΚΗΣ ΘΑΛΨΗΣ UNIAXIAL COMPRESSION TEST

Α/Α ΔΟΚΙΜΗΣ - TEST No			
1	ΔΥΝΑΜΗ ΘΡΑΥΣΗΣ FAILURE LOAD	P (kg)	21000
2	ΥΨΟΣ HEIGHT	H (cm)	18,16
3	ΔΙΑΜΕΤΡΟΣ DIAMETER	D (cm)	9,25
4	ΛΟΓΟΣ RATIO	H/D	1,96
5	ΑΝΤΟΧΗ (ΩΣ ΕΧΕΙ) STRENGTH (INITIAL)	σ_0 (MPa)	31,25
6	ΔΙΟΡΘΩΜΕΝΗ ΑΝΤΟΧΗ CORRECTED STRENGTH $\sigma_c = \frac{\sigma_0 * 0,889}{\frac{D}{H} * 0,222 + 0,778}$	σ_c (MPa)	31,18
7	ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΗ FAILURE STRAIN	ϵ (%)	0,26
8	ΜΕΤΡΟ ΕΛΑΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ YOUNG MODULUS	E (MPa)	
9	ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ POISSON POISSON RATIO	ν	
10	ΣΚΛΗΡΟΤΗΤΑ ΚΑΤΑ MOHS MOHS HARDNESS		
11	ΦΑΙΝΟΜΕΝΟ ΒΑΡΟΣ APP. WEIGHT	γ (kN/m ³)	22,72
12	ΥΓΡΑΣΙΑ ΔΟΚΙΜΗΣ MOISTURE OF TEST	(%)	
13	ΤΑΧΥΤΗΤΑ ΦΟΡΤΙΣΕΩΣ RATE OF SHEAR	(%/min)	0,05



ΠΕΤΡΟΓΡΑΦΙΚΗ ΕΞΕΤΑΣΗ LITHOLOGICAL DESCRIPTION

ΑΠΟΨΗ ΔΟΚΙΜΙΟΥ - ΠΑΡΑΤΗΡΗΣΕΙΣ --- SPECIMEN VIEW - REMARKS



ΕΠΕΞΕΡΓΑΣΙΑ

Δ. Μασσαούτη

ΕΛΕΓΧΟΣ

Κ. Πλυντάς

Ημερομηνία / Date: 13/11/20



**"ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΑ ΔΟΚΙΜΩΝ
ΓΕΩΕΡΕΥΝΑΣ - ΟΤΜ" ΑΕ**
Νάξου 4 Μεταμόρφωση
Τηλ. 210 8625123 - Fax. 210 8663830
e-mail: geoerev@otenet.gr

ΑΡ. ΔΕΙΓΜΑΤΟΣ / SAMPLE No **540**
ΒΑΘΟΣ (μ) / DEPTH (m)
ΓΕΩΤΡΗΣΙΣ
BOREHOLE **ME1**
ΕΡΓΟΝ
PROJECT **ΤΕΙΧΗ ΧΑΝΙΩΝ**

ΕΡΓ. ΑΡΙΘ./LAB.No.
20-86

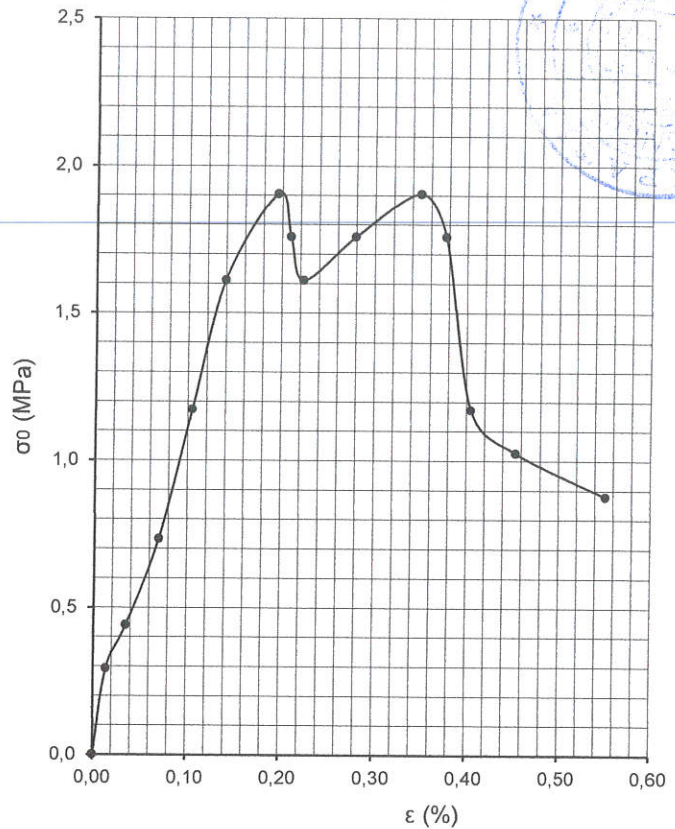
ΑΡ. ΠΡΩΤ
5402

ΣΧ./FIG.



ΔΟΚΙΜΗ ΜΟΝΟΑΞΟΝΙΚΗΣ ΘΛΙΨΗΣ UNIAXIAL COMPRESSION TEST

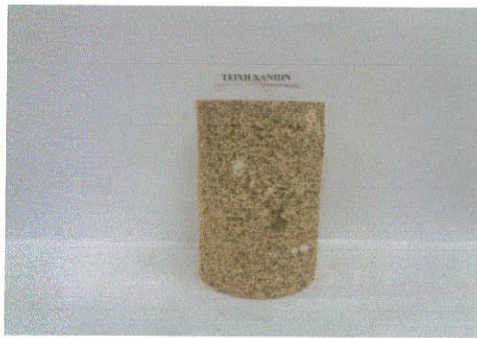
Α/Α ΔΟΚΙΜΗΣ - TEST No			
1	ΔΥΝΑΜΗ ΘΡΑΥΣΗΣ FAILURE LOAD	P (kg)	1300
2	ΥΨΟΣ HEIGHT	H (cm)	14,33
3	ΔΙΑΜΕΤΡΟΣ DIAMETER	D (cm)	9,32
4	ΛΟΓΟΣ RATIO	H/D	1,54
5	ΑΝΤΟΧΗ (ΩΣ ΕΧΕΙ) STRENGTH (INITIAL)	σ ₀ (MPa)	1,91
6	ΔΙΟΡΘΩΜΕΝΗ ΑΝΤΟΧΗ CORRECTED STRENGTH σ _c = $\frac{\sigma_0 * 0,889}{\frac{D}{H} * 0,222 + 0,778}$	σ _c (MPa)	1,84
7	ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΗ FAILURE STRAIN	ε (%)	0,20
8	ΜΕΤΡΟ ΕΛΑΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ YOUNG MODULUS	E (MPa)	
9	ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ POISSON POISSON RATIO	ν	
10	ΣΚΛΗΡΟΤΗΤΑ ΚΑΤΑ ΜΟΗΣ MOHS HARDNESS		
11	ΦΑΙΝΟΜΕΝΟ ΒΑΡΟΣ APP. WEIGHT	γ (kN/m ³)	12,84
12	ΥΓΡΑΣΙΑ ΔΟΚΙΜΗΣ MOISTURE OF TEST	(%)	
13	ΤΑΧΥΤΗΤΑ ΦΟΡΤΙΣΕΩΣ RATE OF SHEAR	(%/min)	0,13



ΠΕΤΡΟΓΡΑΦΙΚΗ ΕΞΕΤΑΣΗ LITHOLOGICAL DESCRIPTION

Καστανός βιογενής πορώδης Τραβερτίνης, ασθενούς αντοχής.

ΑΠΟΨΗ ΔΟΚΙΜΙΟΥ - ΠΑΡΑΤΗΡΗΣΕΙΣ — SPECIMEN VIEW - REMARKS



ΕΠΕΞΕΡΓΑΣΙΑ

Δ. Μασσαούτη

ΕΛΕΓΧΟΣ

Κ. Πλυτάς

Ημερομηνία / Date: 12/11/20



**"ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΑ ΔΟΚΙΜΩΝ
ΓΕΩΕΡΕΥΝΑΣ - ΟΤΜ" ΑΕ**
Νάξου 4 Μεταμόρφωση
Τηλ. 210 8625123 - Fax. 210 8663830
e-mail: geoerev@otenet.gr

ΑΡ. ΔΕΙΓΜΑΤΟΣ / SAMPLE No **542**
ΒΑΘΟΣ (μ) / DEPTH (m)
ΓΕΩΤΡΗΣΙΣ
BOREHOLE **ATZ1**
ΕΡΓΟΝ
PROJECT **ΤΕΙΧΗ ΧΑΝΙΩΝ**

ΕΡΓ. ΑΡΙΘ./LAB.No.
20-86

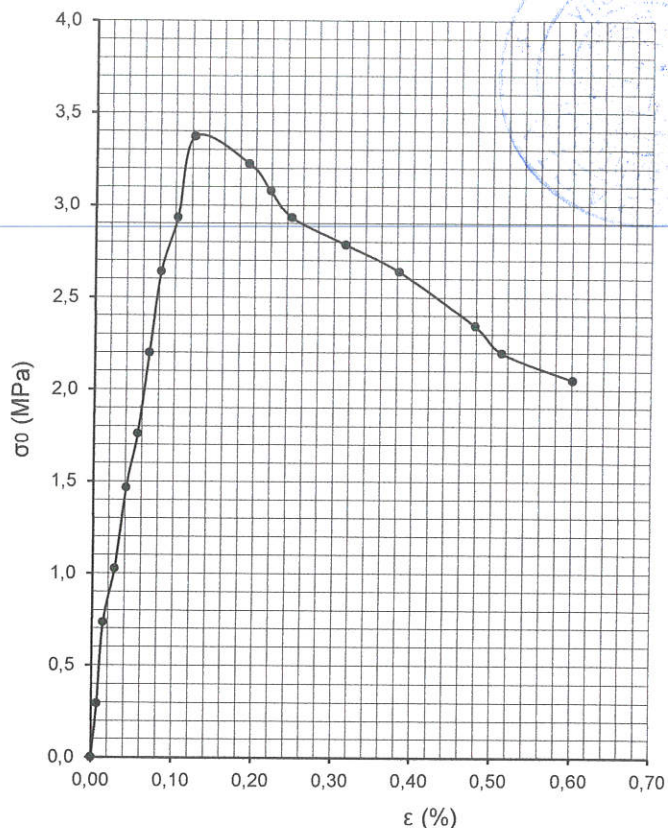
ΑΡ. ΠΡΩΤ
5402

ΣΧ./FIG.



ΔΟΚΙΜΗ ΜΟΝΟΑΞΟΝΙΚΗΣ ΘΛΙΨΗΣ UNIAXIAL COMPRESSION TEST

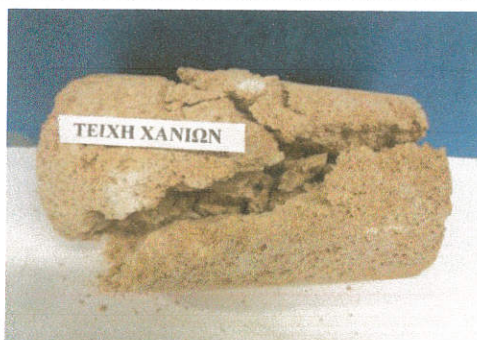
Α/Α ΔΟΚΙΜΗΣ - TEST No			
1	ΔΥΝΑΜΗ ΘΡΑΥΣΗΣ FAILURE LOAD	P (kg)	2300
2	ΥΨΟΣ HEIGHT	H (cm)	14,64
3	ΔΙΑΜΕΤΡΟΣ DIAMETER	D (cm)	9,32
4	ΛΟΓΟΣ RATIO	H/D	1,57
5	ΑΝΤΟΧΗ (ΩΣ ΕΧΕΙ) STRENGTH (INITIAL)	σ₀ (MPa)	3,37
6	ΔΙΟΡΘΩΜΕΝΗ ΑΝΤΟΧΗ CORRECTED STRENGTH $\sigma_c = \frac{\sigma_0 * 0,889}{\frac{D}{H} * 0,222 + 0,778}$	σ_c (MPa)	3,26
7	ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΗ FAILURE STRAIN	ε (%)	0,12
8	ΜΕΤΡΟ ΕΛΑΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ YOUNG MODULUS	E (MPa)	
9	ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ POISSON POISSON RATIO	ν	
10	ΣΚΛΗΡΟΤΗΤΑ ΚΑΤΑ MOHS MOHS HARDNESS		
11	ΦΑΙΝΟΜΕΝΟ ΒΑΡΟΣ APP. WEIGHT	γ (kN/m³)	15,73
12	ΥΓΡΑΣΙΑ ΔΟΚΙΜΗΣ MOISTURE OF TEST	(%)	
13	ΤΑΧΥΤΗΤΑ ΦΟΡΤΙΣΕΩΣ RATE OF SHEAR	(%/min)	0,11



ΠΕΤΡΟΓΡΑΦΙΚΗ ΕΞΕΤΑΣΗ LITHOLOGICAL DESCRIPTION

Καστανός βιογενής πορώδης Τραβερτίνης, ασθενούς αντοχής.

ΑΠΟΨΗ ΔΟΚΙΜΙΟΥ - ΠΑΡΑΤΗΡΗΣΕΙΣ ---- SPECIMEN VIEW - REMARKS



ΕΠΕΞΕΡΓΑΣΙΑ

Δ. Μασσαούνη

ΕΛΕΓΧΟΣ

Κ. Πλυντάς

Ημερομηνία / Date: 12/11/20



**"ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΔΟΚΙΜΩΝ
ΓΕΩΠΕΡΕΥΝΑΣ - ΟΤΜ" ΑΕ**
Νάξου 4 Μεταμόρφωση
Τηλ.210 8625123 - Fax.210 8663830
e-mail: geoerev@otenet.gr

ΑΡ. ΔΕΙΓΜΑΤΟΣ / SAMPLE No **544**
ΒΑΘΟΣ (μ) / DEPTH (m)
ΓΕΩΤΡΗΣΙΣ
BOREHOLE **ΑΤΖ3 ΕΞΩΤΕΡΙΚΟ**
ΕΡΓΟΝ
PROJECT **ΤΕΙΧΗ ΧΑΝΙΩΝ**

ΕΡΓ. ΑΡΙΘ./LAB.No.
20-86

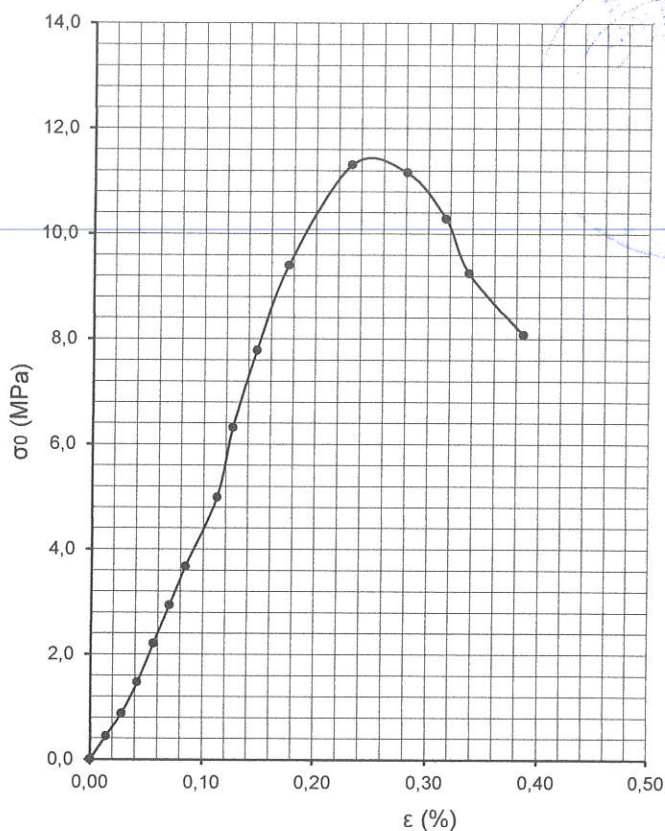
ΑΡ. ΠΡΩΤ
5402

ΣΧ./FIG.



ΔΟΚΙΜΗ ΜΟΝΟΑΞΟΝΙΚΗΣ ΘΛΙΨΗΣ UNIAXIAL COMPRESSION TEST

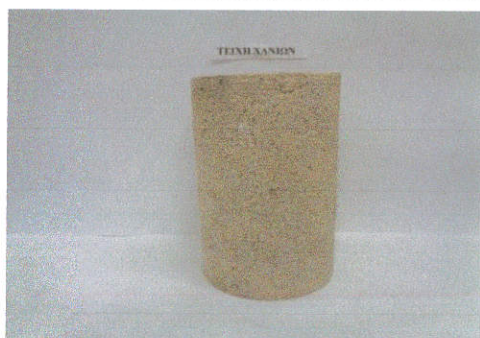
Α/Α ΔΟΚΙΜΗΣ - TEST No			
1	ΔΥΝΑΜΗ ΘΡΑΥΣΗΣ FAILURE LOAD	P (kg)	7700
2	ΥΨΟΣ HEIGHT	H (cm)	14,25
3	ΔΙΑΜΕΤΡΟΣ DIAMETER	D (cm)	9,31
4	ΛΟΓΟΣ RATIO	H / D	1,53
5	ΑΝΤΟΧΗ (ΩΣ ΕΧΕΙ) STRENGTH (INITIAL)	σ_0 (MPa)	11,31
6	ΔΙΟΡΘΩΜΕΝΗ ΑΝΤΟΧΗ CORRECTED STRENGTH $\sigma_c = \frac{\sigma_0 * 0,889}{\frac{D}{H} * 0,222 + 0,778}$	σ_c (MPa)	10,89
7	ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΗ FAILURE STRAIN	ϵ (%)	0,23
8	ΜΕΤΡΟ ΕΛΑΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ YOUNG MODULUS	E (MPa)	
9	ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ POISSON POISSON RATIO	ν	
10	ΣΚΛΗΡΟΤΗΤΑ ΚΑΤΑ ΜΟΗΣ MOHS HARDNESS		
11	ΦΑΙΝΟΜΕΝΟ ΒΑΡΟΣ APP. WEIGHT	γ (kN/m ³)	19,86
12	ΥΓΡΑΣΙΑ ΔΟΚΙΜΗΣ MOISTURE OF TEST	(%)	
13	ΤΑΧΥΤΗΤΑ ΦΟΡΤΙΣΕΩΣ RATE OF SHEAR	(%/min)	0,07



ΠΕΤΡΟΓΡΑΦΙΚΗ ΕΞΕΤΑΣΗ LITHOLOGICAL DESCRIPTION

Καστανός βιογενής πορώδης Τραβερτίνης, ασθενούς αντοχής.

ΑΠΟΨΗ ΔΟΚΙΜΙΟΥ - ΠΑΡΑΤΗΡΗΣΕΙΣ — SPECIMEN VIEW - REMARKS



ΕΠΕΞΕΡΓΑΣΙΑ

Δ. Μασσαούτη

ΕΛΕΓΧΟΣ

Κ. Πλυτάς

Ημερομηνία / Date: 12/11/20



**"ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΑ ΔΟΚΙΜΩΝ
ΓΕΩΕΡΕΥΝΑΣ - ΟΤΜ" ΑΕ**
Νάξου 4 Μεταμόρφωση
Τηλ. 210 8625123 - Fax. 210 8663830
e-mail: geoerev@otenet.gr

ΑΡ. ΔΕΙΓΜΑΤΟΣ / SAMPLE No

543

ΒΑΘΟΣ (μ) / DEPTH (m)

ΓΕΩΤΡΗΣΙΣ
BOREHOLE

ΕΡΓΟΝ
PROJECT

ΑΤΖ3 ΕΣΩΤΕΡΙΚΟ

ΤΕΙΧΗ ΧΑΝΙΩΝ

ΕΡΓ. ΑΡΙΘ./LAB.No.

20-86

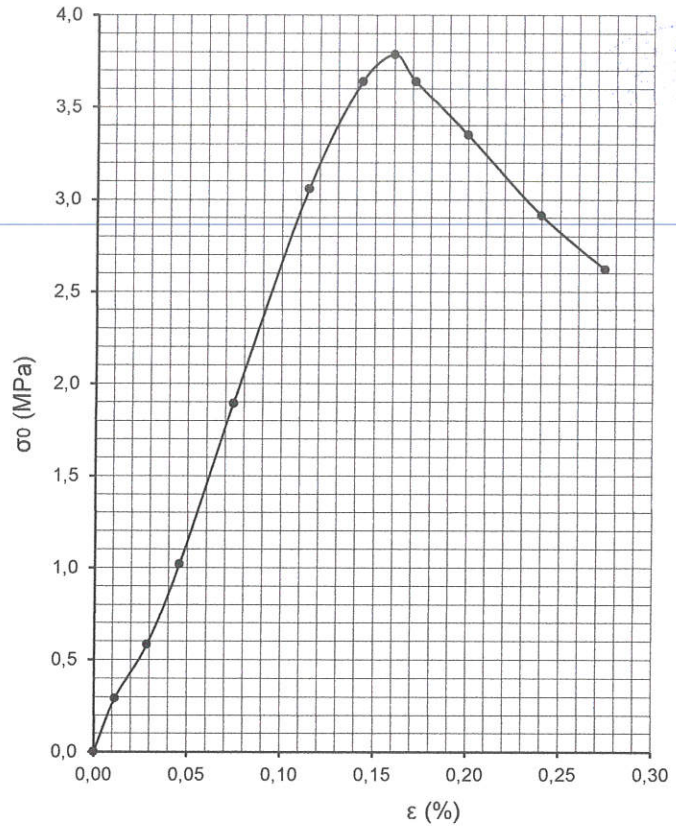
ΑΡ. ΠΡΩΤ
5402

ΣΧ./FIG.



ΔΟΚΙΜΗ ΜΟΝΟΑΞΟΝΙΚΗΣ ΘΛΙΨΗΣ UNIAXIAL COMPRESSION TEST

Α/Α ΔΟΚΙΜΗΣ - TEST No			
1	ΔΥΝΑΜΗ ΘΡΑΥΣΗΣ FAILURE LOAD	P (kg)	2600
2	ΥΨΟΣ HEIGHT	H (cm)	17,51
3	ΔΙΑΜΕΤΡΟΣ DIAMETER	D (cm)	9,35
4	ΛΟΓΟΣ RATIO	H/D	1,87
5	ΑΝΤΟΧΗ (ΩΣ ΕΧΕΙ) STRENGTH (INITIAL)	σ_0 (MPa)	3,79
6	ΔΙΟΡΘΩΜΕΝΗ ΑΝΤΟΧΗ CORRECTED STRENGTH $\sigma_c = \frac{\sigma_0 * 0,889}{\frac{D * 0,222 + 0,778}{H}}$	σ_c (MPa)	3,75
7	ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΗ FAILURE STRAIN	ϵ (%)	0,16
8	ΜΕΤΡΟ ΕΛΑΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ YOUNG MODULUS	E (MPa)	
9	ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ POISSON POISSON RATIO	ν	
10	ΣΚΛΗΡΟΤΗΤΑ ΚΑΤΑ ΜΟΗΣ MOHS HARDNESS		
11	ΦΑΙΝΟΜΕΝΟ ΒΑΡΟΣ APP. WEIGHT	γ (kN/m ³)	15,86
12	ΥΓΡΑΣΙΑ ΔΟΚΙΜΗΣ MOISTURE OF TEST	(%)	
13	ΤΑΧΥΤΗΤΑ ΦΟΡΤΙΣΕΩΣ RATE OF SHEAR	(%/min)	0,07



ΠΕΤΡΟΓΡΑΦΙΚΗ ΕΞΕΤΑΣΗ LITHOLOGICAL DESCRIPTION

Καστανός βιογενής πορώδης Τραβερτίνης, ασθενούς αντοχής.

ΔΙΟΡΘΩΜΕΝΗ ΑΝΤΟΧΗ - ΠΑΡΑΤΗΡΗΣΕΙΣ --- SPECIMEN VIEW - REMARKS



ΕΠΙΞΕΡΓΑΣΙΑ

Δ. Μασσαούτη

ΕΛΕΓΧΟΣ

Κ. Πλυτάς

Ημερομηνία / Date: 12/11/20



**"ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΑ ΔΟΚΙΜΩΝ
ΓΕΩΕΡΕΥΝΑΣ - ΟΤΜ" ΑΕ**
Νάξου 4 Μεταμόρφωση
Τηλ. 210 8625123 - Fax. 210 8663830
e-mail: geoerev@otenet.gr

ΑΡ. ΔΕΙΓΜΑΤΟΣ / SAMPLE No

546

ΒΑΘΟΣ (μ) / DEPTH (m)

ΓΕΩΤΡΗΣΙΣ
BOREHOLE

ΕΡΓΟΝ
PROJECT

ΑΤΖ5 ΕΞΩΤΕΡΙΚΟ

ΤΕΙΧΗ ΧΑΝΙΩΝ

ΕΡΓ. ΑΡΙΘ./LAB.No.

20-86

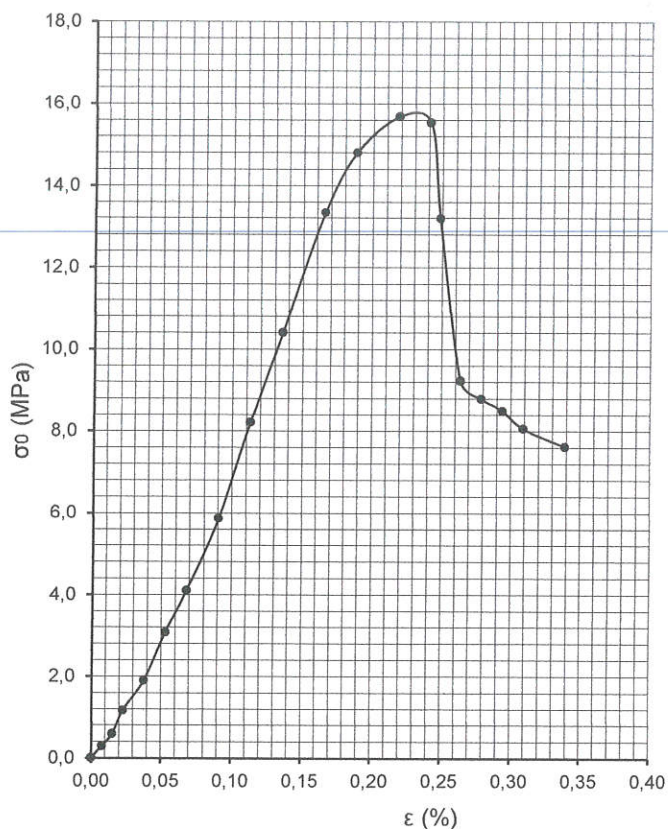
ΑΡ. ΠΡΩΤ
5402

ΣΧ./FIG.



ΔΟΚΙΜΗ ΜΟΝΟΑΞΟΝΙΚΗΣ ΘΛΙΨΗΣ UNIAXIAL COMPRESSION TEST

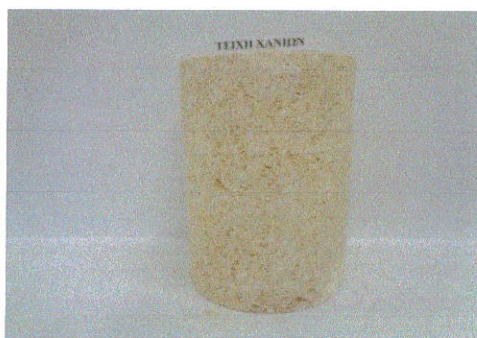
Α/Α ΔΟΚΙΜΗΣ - TEST No			
1	ΔΥΝΑΜΗ ΘΡΑΥΣΗΣ FAILURE LOAD	P (kg)	10700
2	ΥΨΟΣ HEIGHT	H (cm)	13,28
3	ΔΙΑΜΕΤΡΟΣ DIAMETER	D (cm)	9,32
4	ΛΟΓΟΣ RATIO	H/D	1,42
5	ΑΝΤΟΧΗ (ΩΣ ΕΧΕΙ) STRENGTH (INITIAL)	σ_0 (MPa)	15,68
6	ΔΙΟΡΘΩΜΕΝΗ ΑΝΤΟΧΗ CORRECTED STRENGTH $\sigma_c = \frac{\sigma_0 * 0,889}{\frac{D}{H} * 0,222 + 0,778}$	σ_c (MPa)	14,93
7	ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΗ FAILURE STRAIN	ϵ (%)	0,22
8	ΜΕΤΡΟ ΕΛΑΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ YOUNG MODULUS	E (MPa)	
9	ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ POISSON POISSON RATIO	ν	
10	ΣΚΛΗΡΟΤΗΤΑ ΚΑΤΑ ΜΟΗΣ MOHS HARDNESS		
11	ΦΑΙΝΟΜΕΝΟ ΒΑΡΟΣ APP. WEIGHT	γ (kN/m ³)	20,14
12	ΥΓΡΑΣΙΑ ΔΟΚΙΜΗΣ MOISTURE OF TEST	(%)	
13	ΤΑΧΥΤΗΤΑ ΦΟΡΤΙΣΕΩΣ RATE OF SHEAR	(%/min)	0,05



ΠΕΤΡΟΓΡΑΦΙΚΗ ΕΞΕΤΑΣΗ LITHOLOGICAL DESCRIPTION

Λευκοκάστανος, βιογενής Μαργακός Ασβεστόλιθος, μέτριας υψηλής αντοχής.

ΑΠΟΨΗ ΔΟΚΙΜΙΟΥ - ΠΑΡΑΤΗΡΗΣΕΙΣ — SPECIMEN VIEW - REMARKS



ΕΠΕΞΕΡΓΑΣΙΑ

Δ. Μασσαούτη

ΕΛΕΓΧΟΣ

Κ. Πλυτάς

Ημερομηνία / Date: 12/11/20



**"ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΑ ΔΟΚΙΜΩΝ
ΓΕΩΕΡΕΥΝΑΣ - ΟΤΜ" ΑΕ**
Νάξου 4 Μεταμόρφωση
Τηλ. 210 8625123 - Fax. 210 8663830
e-mail: geoerev@otenet.gr

ΑΡ. ΔΕΙΓΜΑΤΟΣ / SAMPLE No

545

ΒΑΘΟΣ (μ) / DEPTH (m)

ΓΕΩΤΡΗΣΙΣ

BOREHOLE

ΕΡΓΟΝ

PROJECT

ΑΤΖ5 ΕΣΩΤΕΡΙΚΟ

ΤΕΙΧΗ ΧΑΝΙΩΝ

ΕΡΓ. ΑΡΙΘ./LAB.No.

20-86

ΑΡ. ΠΡΩΤ

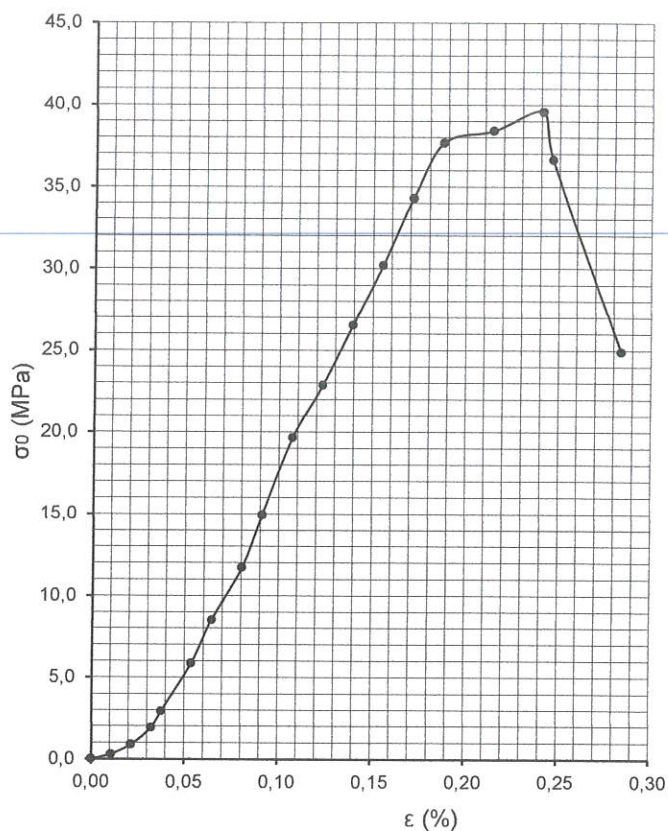
5402

ΣΧ./FIG.



ΔΟΚΙΜΗ ΜΟΝΟΑΞΟΝΙΚΗΣ ΘΛΙΨΗΣ UNIAXIAL COMPRESSION TEST

Α/Α ΔΟΚΙΜΗΣ - TEST No		
1	ΔΥΝΑΜΗ ΘΡΑΥΣΗΣ FAILURE LOAD	P (kg) 27000
2	ΥΨΟΣ HEIGHT	H (cm) 18,67
3	ΔΙΑΜΕΤΡΟΣ DIAMETER	D (cm) 9,32
4	ΛΟΓΟΣ RATIO	H/D 2,00
5	ΑΝΤΟΧΗ (ΩΣ ΕΧΕΙ) STRENGTH (INITIAL)	σ_0 (MPa) 39,58
6	ΔΙΟΡΘΩΜΕΝΗ ΑΝΤΟΧΗ CORRECTED STRENGTH $\sigma_c = \frac{\sigma_0 * 0,889}{\frac{D}{H} * 0,222 + 0,778}$	σ_c (MPa) 39,58
7	ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΗ FAILURE STRAIN	ϵ (%) 0,24
8	ΜΕΤΡΟ ΕΛΑΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ YOUNG MODULUS	E (MPa)
9	ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ POISSON POISSON RATIO	ν
10	ΣΚΛΗΡΟΤΗΤΑ ΚΑΤΑ ΜΟΗΣ MOHS HARDNESS	
11	ΦΑΙΝΟΜΕΝΟ ΒΑΡΟΣ APP. WEIGHT	γ (kN/m ³) 22,75
12	ΥΓΡΑΣΙΑ ΔΟΚΙΜΗΣ MOISTURE OF TEST	(%)
13	ΤΑΧΥΤΗΤΑ ΦΟΡΤΙΣΕΩΣ RATE OF SHEAR	(%/min) 0,05



ΠΕΤΡΟΓΡΑΦΙΚΗ ΕΞΕΤΑΣΗ LITHOLOGICAL DESCRIPTION

Λευκοκάστανος, βιογενής Μαργαϊκός Ασβεστόλιθος, μέτριας υψηλής αντοχής.

ΑΠΟΨΗ ΔΟΚΙΜΙΟΥ - ΠΑΡΑΤΗΡΗΣΕΙΣ ---- SPECIMEN VIEW - REMARKS



ΕΠΕΞΕΡΓΑΣΙΑ

Δ. Μασσαούτη

ΕΛΕΓΧΟΣ

Κ. Πλωτάς

Ημερομηνία / Date: 12/11/20

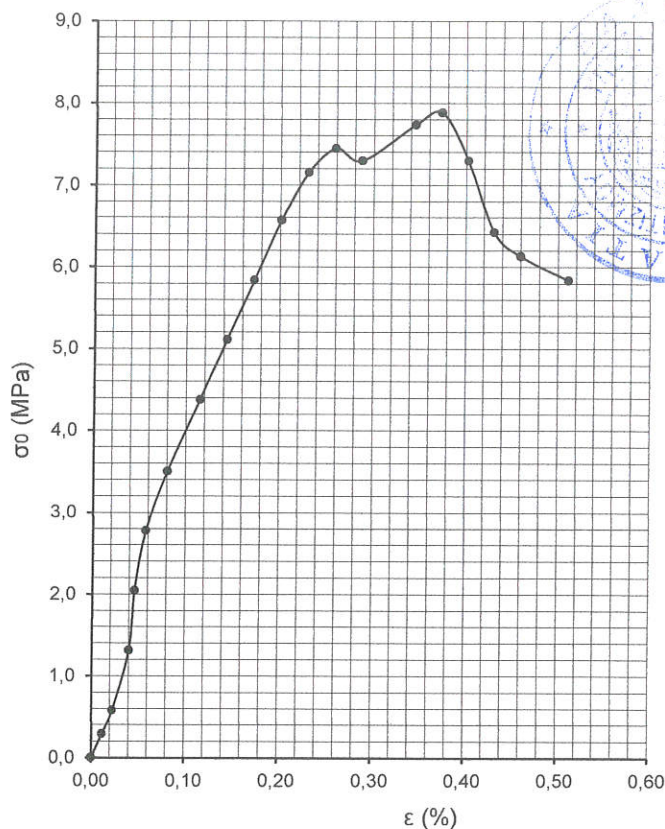


**"ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΑ ΔΟΚΙΜΩΝ
ΓΕΩΕΡΕΥΝΑΣ - ΟΤΜ" ΑΕ**
Νάξου 4 Μεταμόρφωση
Τηλ. 210 8625123 - Fax. 210 8663830
e-mail: geoerev@otenet.gr

ΑΡ. ΔΕΙΓΜΑΤΟΣ / SAMPLE No	535	ΕΡΓ. ΑΡΙΘ./LAB.No.
ΒΑΘΟΣ (μ) / DEPTH (m)		20-86
ΓΕΩΤΡΗΣΙΣ BOREHOLE	ΜΓ1	ΑΡ. ΠΡΩΤ 5402
ΕΡΓΟΝ PROJECT	ΤΕΙΧΗ ΧΑΝΙΩΝ	ΣΧ./FIG.

ΔΟΚΙΜΗ ΜΟΝΟΑΞΟΝΙΚΗΣ ΘΛΙΨΗΣ UNIAXIAL COMPRESSION TEST

Α/Α ΔΟΚΙΜΗΣ - TEST No			
1	ΔΥΝΑΜΗ ΘΡΑΨΗΣ FAILURE LOAD	P (kg)	5400
2	ΥΨΟΣ HEIGHT	H (cm)	17,4
3	ΔΙΑΜΕΤΡΟΣ DIAMETER	D (cm)	9,34
4	ΛΟΓΟΣ RATIO	H/D	1,86
5	ΑΝΤΟΧΗ (ΩΣ ΕΧΕΙ) STRENGTH (INITIAL)	σ_0 (MPa)	7,88
6	ΔΙΟΡΘΩΜΕΝΗ ΑΝΤΟΧΗ CORRECTED STRENGTH $\sigma_c = \frac{\sigma_0 * 0,889}{\frac{D}{H} * 0,222 + 0,778}$	σ_c (MPa)	7,81
7	ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΗ FAILURE STRAIN	ϵ (%)	0,37
8	ΜΕΤΡΟ ΕΛΑΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ YOUNG MODULUS	E (MPa)	
9	ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ POISSON POISSON RATIO	ν	
10	ΣΚΛΗΡΟΤΗΤΑ ΚΑΤΑ ΜΟΗΣ MOHS HARDNESS		
11	ΦΑΙΝΟΜΕΝΟ ΒΑΡΟΣ APP. WEIGHT	γ (kN/m ³)	17,93
12	ΥΓΡΑΣΙΑ ΔΟΚΙΜΗΣ MOISTURE OF TEST	(%)	
13	ΤΑΧΥΤΗΤΑ ΦΟΡΤΙΣΕΩΣ RATE OF SHEAR	(%/min)	0,09



ΠΕΤΡΟΓΡΑΦΙΚΗ ΕΞΕΤΑΣΗ LITHOLOGICAL DESCRIPTION

Καστανός βιογενής πορώδης Τραβερτινής μέτριας ασθενούς αντοχής

ΑΠΟΨΗ ΔΟΚΙΜΙΟΥ - ΠΑΡΑΤΗΡΗΣΕΙΣ --- SPECIMEN VIEW - REMARKS



ΕΠΙΞΕΡΓΑΣΙΑ

Δ. Μασαούτη

ΕΛΕΓΧΟΣ

Κ. Πλυτάς

Ημερομηνία / Date: 12/11/20



**"ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΑ ΔΟΚΙΜΩΝ
ΓΕΩΠΕΡΕΥΝΑΣ - ΟΤΜ" ΑΕ**
Νάξου 4 Μεταμόρφωση
Τηλ.210 8625123 - Fax.210 8663830
e-mail: geoerev@otenet.gr

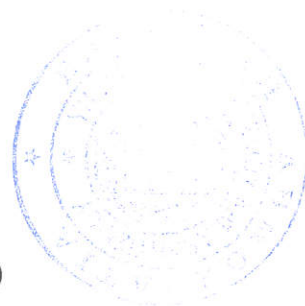
ΑΡ. ΔΕΙΓΜΑΤΟΣ / SAMPLE No **538**
ΒΑΘΟΣ (μ) / DEPTH (m)
ΓΕΩΤΡΗΣΙΣ
BOREHOLE **ΜΔ5**
ΕΡΓΟΝ
PROJECT **ΤΕΙΧΗ ΧΑΝΙΩΝ**

ΕΡΓ. ΑΡΙΘ./LAB.No.
20-86
ΑΡ. ΠΡΩΤ
5402

ΣΧ./FIG.



ΣΤΑΤΙΚΗ ΜΕΛΕΤΗ ΠΡΟΜΑΧΩΝΑ ΜΟCΕΝΙGΟ



ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

1. ΓΕΝΙΚΕΣ ΠΑΡΑΔΟΧΕΣ.....	4
1.1. ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΕΣ ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ.....	4
1.2. ΣΕΙΣΜΙΚΟΤΗΤΑ.....	5
1.3. ΦΟΡΤΙΑ.....	5
2. ΔΙΣΔΙΑΣΤΑΤΗ ΑΝΑΛΥΣΗ.....	6
2.1. ΑΝΑΛΥΣΗ ΟΛΙΚΗΣ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑΣ.....	6
2.1.1. ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ.....	7
2.1.2. ΠΡΟΤΑΣΗ ΕΠΕΜΒΑΣΕΩΝ.....	9
2.2. ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΑΝΑΤΡΟΠΗ, ΟΛΙΣΘΗΣΗ ΚΑΙ ΦΕΡΟΥΣΑ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑ ΕΔΑΦΟΥΣ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ.....	11
2.2.1. ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ.....	12
2.2.2. ΠΡΟΤΑΣΗ ΕΠΕΜΒΑΣΕΩΝ.....	15
2.3. ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ ΔΙΣΔΙΑΣΤΑΤΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ.....	17
3. ΤΡΙΣΔΙΑΣΤΑΤΗ ΑΝΑΛΥΣΗ.....	18
3.1. ΜΕΛΕΤΗ ΑΠΟΤΙΜΗΣΗΣ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΗΣ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗΣ	18
3.1.1. ΜΟΝΤΕΛΟΠΟΙΗΣΗ.....	18
3.1.2. ΜΗΧΑΝΙΚΑ ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΑΣ.....	19
3.1.3. ΦΟΡΤΙΑ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ.....	19
3.1.4. ΣΕΙΣΜΙΚΟ ΦΟΡΤΙΟ.....	20
3.1.5. ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΙ ΦΟΡΤΙΣΕΩΝ.....	20
3.1.6. ΙΔΙΟΜΟΡΦΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ	23
3.1.7. ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΑΝΑΛΥΣΕΩΝ.....	25
3.1.8. ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ.....	36
3.2. ΜΕΛΕΤΗ ΑΠΟΤΙΜΗΣΗΣ ΕΝΙΣΧΥΜΕΝΟΥ ΦΟΡΕΑ.....	37
3.2.1. ΜΟΝΤΕΛΟΠΟΙΗΣΗ.....	37
3.2.2. ΜΗΧΑΝΙΚΑ ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΑΣ.....	38
3.2.3. ΦΟΡΤΙΑ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ.....	38
3.2.4. ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΑΝΑΛΥΣΕΩΝ.....	40
3.2.5. ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ.....	45
ΠΑΡΑΡΤΗΜΑΤΑ.....	46
Α. ΔΙΣΔΙΑΣΤΑΤΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΤΕΙΧΟΥΣ.....	47
Α.1. ΤΕΥΧΟΣ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΩΝ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑΣ ΠΡΑΝΟΥΣ ΜΟΝΙΜΗΣ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΗΣ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗΣ.....	47

A.2. ΤΕΥΧΟΣ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΩΝ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑΣ ΠΡΑΝΟΥΣ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΗΣ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗΣ.....	71
A.3. ΤΕΥΧΟΣ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΩΝ ΤΟΙΧΟΥ ΒΑΡΥΤΗΤΑΣ ΜΟΝΙΜΗΣ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΗΣ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗΣ.....	96
A.4. ΤΕΥΧΟΣ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΩΝ ΤΟΙΧΟΥ ΒΑΡΥΤΗΤΑΣ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΗΣ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗΣ.....	105
A.5. ΤΕΥΧΟΣ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΩΝ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑΣ ΠΡΑΝΟΥΣ ΜΟΝΙΜΗΣ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΠΡΟΤΑΣΗΣ ΕΠΕΜΒΑΣΕΩΝ.....	114
A.6. ΤΕΥΧΟΣ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΩΝ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑΣ ΠΡΑΝΟΥΣ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΠΡΟΤΑΣΗΣ ΕΠΕΜΒΑΣΕΩΝ.....	138
A.7. ΤΕΥΧΟΣ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΩΝ ΤΟΙΧΟΥ ΒΑΡΥΤΗΤΑΣ ΜΟΝΙΜΗΣ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΠΡΟΤΑΣΗΣ ΕΠΕΜΒΑΣΕΩΝ.....	167
A.8. ΤΕΥΧΟΣ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΩΝ ΤΟΙΧΟΥ ΒΑΡΥΤΗΤΑΣ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΠΡΟΤΑΣΗΣ ΕΠΕΜΒΑΣΕΩΝ.....	179
B. ΤΡΙΣΔΙΑΣΤΑΤΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΤΕΙΧΟΥΣ.....	193
B.1. ΤΕΥΧΟΣ ΣΤΑΤΙΚΩΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΩΝ ΑΠΟΤΙΜΗΣΗΣ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΗΣ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗΣ.....	193
B.2. ΤΕΥΧΟΣ ΣΤΑΤΙΚΩΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΩΝ ΑΠΟΤΙΜΗΣΗΣ ΕΝΙΣΧΥΜΕΝΟΥ ΦΟΡΕΑ.....	271
Γ. ΔΙΣΔΙΑΣΤΑΤΕΣ ΕΠΙΛΥΣΕΙΣ ΕΣΩΤΕΡΙΚΩΝ ΔΙΑΜΟΡΦΩΣΕΩΝ.....	347

1. ΓΕΝΙΚΕΣ ΠΑΡΑΔΟΧΕΣ

1.1. ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΕΣ ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ

Συνοψίζονται οι γεωτεχνικές παράμετροι που χρησιμοποιήθηκαν στο μοντέλο των στατικών αναλύσεων όπως αναφέρονται στην έκθεση αξιολόγησης.

Το πρώτο εδαφικό στρώμα (0-2,60μ) που χαρακτηρίστηκε αμμώδης άργιλος με λεπτούς χάλικες αποτελεί την πρώτη εδαφική στρώση των γεωτεχνικών μοντέλων.

Οι ασβεστολιθικοί όγκοι και οι χάλικες που εντοπίστηκαν στην γεώτρηση μετά τα 6,18 μέτρα δεν λήφθηκαν υπόψιν σαν ξεχωριστή εδαφική στρώση στα γεωτεχνικά μοντέλα και ενσωματώθηκαν στην στρώση της αμμώδους αργίλου (4,00-6,18μ). Η παραδοχή αυτή έγινε διότι οι βελτιωμένες από άποψη αντοχής στρώσεις που αναφέρθηκαν δεν είναι απόλυτο ότι εμφανίζονται σε όλη την έκταση του τείχους οπότε συντηρητικά αγνοήθηκαν. Στην ανάλυση του τοίχου ως στερεό σώμα, δηλαδή στους ελέγχους σε ολίσθηση, ανατροπή και φέρουσας ικανότητας εδάφους, οι εδαφικές στρώσεις κάτω από τα 6,50 μέτρα που αποτελούνται από λίθους και συχνά συνδετικό υλικό ενσωματώθηκαν στην γεωμετρία του τοίχου ως μια εξοχή πλάτους 70 εκ.

Το βραχώδες μαργακικό υπόβαθρο της περιοχής τοποθετήθηκε στον πόδα του τείχους (μετά τα 12,20μ.) όπου εντοπίστηκαν και στρώσεις σκληρής αργίλου (SPT 5/15/22).

Αναφορικά με τις συνθήκες φόρτισης έγιναν οι εξής παραδοχές:

- Λόγω της δημιουργίας στρώσης στεγάνωσης που περιλαμβάνεται στην πρόταση αποκατάστασης του προμαχώνα τα ανώτερα στρώματα θεωρήθηκαν ότι φορτίζονται υπό στραγγιζόμενες συνθήκες.
- Τα κατώτερα στρώματα (από το 6,18μ) εμφανίζουν μικρά ποσοστά συνεκτικών οπότε θεωρείται ότι επίσης φορτίζονται υπό στραγγιζόμενες συνθήκες.

Οι εδαφικές παράμετροι που χρησιμοποιήθηκαν στις γεωτεχνικές αναλύσεις παρουσιάζονται στον παρακάτω πίνακα.

ΣΤΡΩΣΗ	Βάθος από την αρχή της γεώτρησης Γ5 (μ)	Φαινόμενο βάρος (kN/m ³)	Ενεργός συνοχή c (kPa)	Γωνία εσωτερικής τριβής (°)
1	0,00 – 2,60	18,00	0	28
2	2,60 – 12,20	18,00	2,0	35
3	12,20-	25,00	40,00	38

Πίνακας 1. Γεωτεχνικές παράμετροι στρώσεων μοντέλων

Στις δυσδιάστατες αναλύσεις που ακολουθούν το τείχος αντιμετωπίζεται ως στερεό σώμα και εξετάζεται ως τοίχος αντιστήριξης βαρύτητας. Στην τρισδιάστατη ανάλυση εξετάζεται η συμπεριφορά της φέρουσας τοιχοποιίας του τείχους, οι συγκεντρώσεις τάσεων και η πιθανότητα εμφάνισης ρηγματώσεων.

1.2. ΣΕΙΣΜΙΚΟΤΗΤΑ

Στον Ευρωκώδικα 8 (EN1998-5:2004), και συγκεκριμένα στο παράρτημα 5 συνίσταται η χρήση της απλοποιημένης ψευδοστατικής μεθόδου για την ανάλυση της οριακής κατάστασης αστοχίας των συστημάτων αντιστήριξης. Σύμφωνα με το παράρτημα 5 του EC8 (EC8-5 7.3.2.2) η σεισμική δράση υπεισέρχεται με την εφαρμογή δύο συντελεστών, του οριζόντιου σεισμικού συντελεστή k_h και του κατακόρυφου σεισμικού συντελεστή k_v . Για κατηγορία εδάφους A, ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας II με σεισμική επιτάχυνση εδάφους $A=0,24g$ προκύπτει $a=0,24 \times 1,2 = 0,288$ (Κατηγορία σπουδαιότητας Σ3).

$$K_h = a \frac{S}{r}$$

$$K_v = 0,5 K_h$$

r : Ο συντελεστής αυτός αφορά την δυνατότητα μετακίνησης της βάσης του τοίχου και προκύπτει από τον πίνακα 7.1 του Ευρωκώδικα 8 (EC8, 7.3.2.2, Table 7.1) ανάλογα με τον τύπο του φορέα αντιστήριξης. Ο συντελεστής αυτός λήφθηκε σταθερός σε όλο το ύψος του τοίχου και ίσος με 2, δηλαδή αποδεκτή μετακίνηση $d_r = 300aS = 8,64$ εκατοστά. Στον ΕΑΚ 2000 στο κεφάλαιο 5.3 ο συντελεστής r του Ευρωκώδικα αναφέρεται ως συντελεστής συμπεριφοράς (q_w) και λαμβάνει τις ίδιες τιμές με αυτές του Ευρωκώδικα.

S : Ο συντελεστής αυτός ονομάζεται συντελεστής εδάφους και εξαρτάται από το είδος του εδάφους. Για έδαφος A και φάσμα ελαστικής απόκρισης τύπου 1, από τον πίνακα 3.2 του EC8 (1998-1:2004 3.2.2.2) ο συντελεστής αυτός λήφθηκε ίσος με 1.

Οι σεισμικοί συντελεστές διαμορφώνονται σε:

$$K_h = a \frac{S}{r} = 0,288 \frac{1}{2} = 0,144$$

$$K_v = 0,5 K_h = 0,072$$

Η επαύξηση των ωθήσεων γαιών που προκύπτουν από τους 2 αυτούς συντελεστές μέσω του τύπου των Mononobe-Okabe εισήλθε και στην τρισδιάστατη ανάλυση.

1.3. ΦΟΡΤΙΑ

Μόνιμο φορτίο στην στέψη του τείχους: $1,00 \text{ KN/m}^2$

Κινητό φορτίο στην στέψη του τείχους: $2,00 \text{ KN/m}^2$

2. ΔΙΣΔΙΑΣΤΑΤΗ ΑΝΑΛΥΣΗ

2.1 ΑΝΑΛΥΣΗ ΟΛΙΚΗΣ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑΣ

Η ανάλυση της ολικής ευστάθειας του τείχους στην μόνιμη περίπτωση σχεδιασμού πραγματοποιήθηκε με την μέθοδο των λωρίδων μέσω του λογισμικού Έυστάθεια πρυνών GEO5 2020 της Fine (Αρ. Αδείας 8747/1) με εφαρμογή του Τρόπου Ανάλυσης 3 (DA-3) του EC7. Σύμφωνα με τον DA-3, εφαρμόζονται επιμέρους συντελεστές στις δράσεις και στις εδαφικές παραμέτρους οι οποίοι φαίνονται στους παρακάτω πίνακες.

Δράση		Σύμβολο	Ομάδα	
			A1	A2
Μόνιμη	Δυσμενής	γ_G	1,35	1,0
	Ευνοϊκή		1,0	1,0
Μεταβλητή	Δυσμενής	γ_Q	1,5	1,3
	Ευνοϊκή		0	0

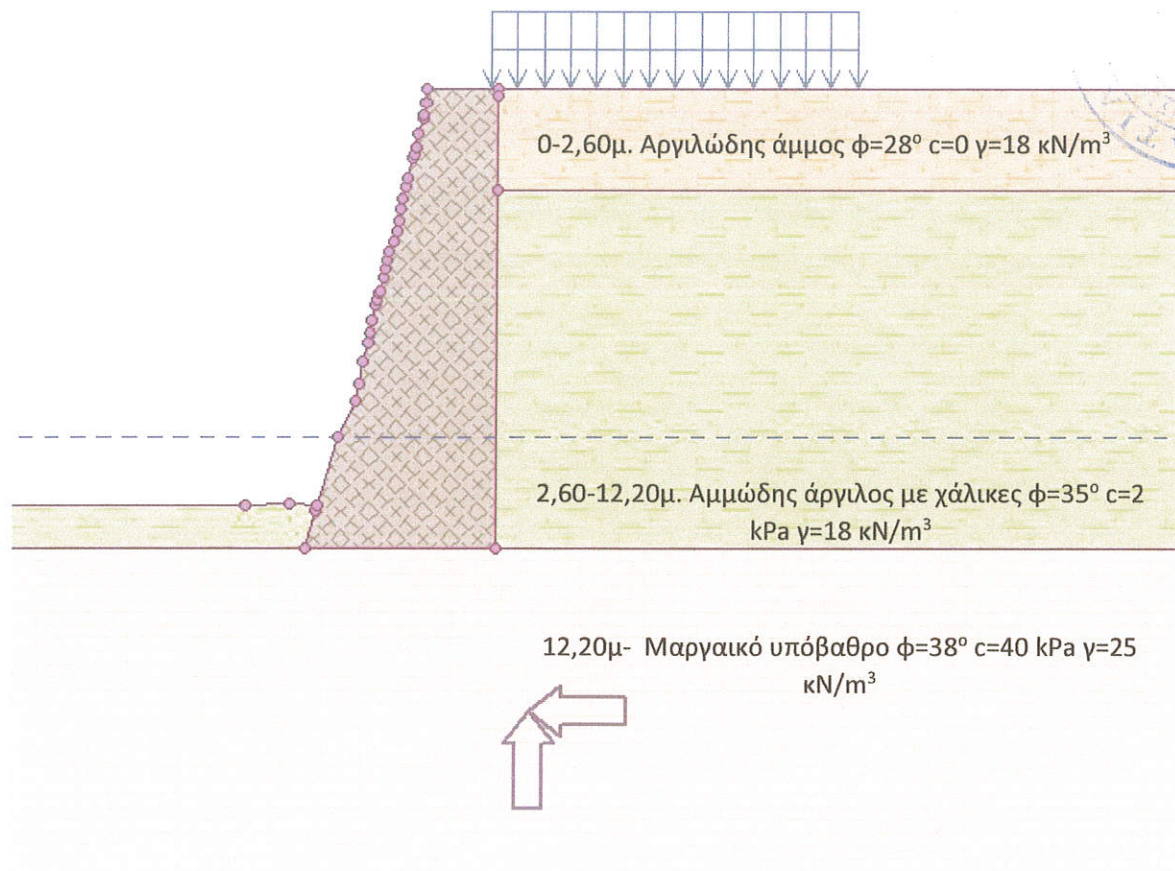
Πίνακας 2. Επιμέρους συντελεστές στις δράσεις

Εδαφική παράμετρος	Σύμβολο	Ομάδα	
		M1	M2
Γωνία διατμητικής αντίστασης	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
Ενεργός συνοχή	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Αστράγγιστη διατμητική αντοχή	γ_{cu}	1,0	1,4
Ανεμπόδιστη αντοχή	γ_{qu}	1,0	1,4
Ειδικό βάρος	γ_γ	1,0	1,0

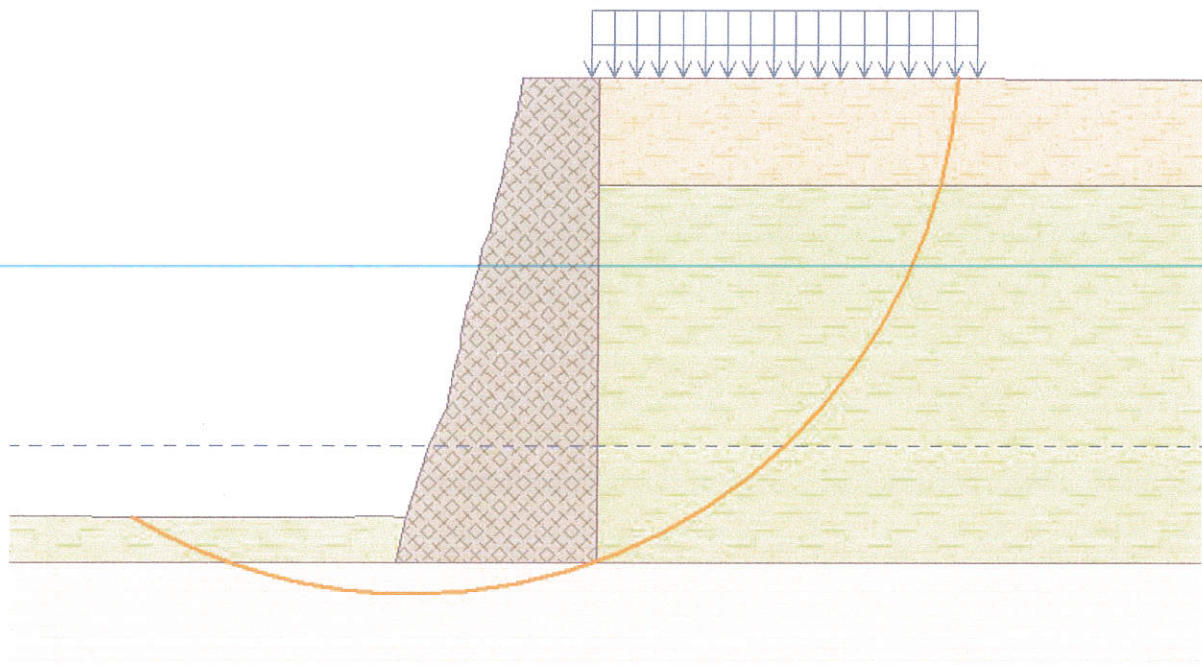
Πίνακας 3. Επιμέρους συντελεστές εδαφικών παραμέτρων

Για την σεισμική περίπτωση σχεδιασμού κατά τον EC8-5 και το Εθνικό Προσάρτημα εφαρμόστηκε ο Τρόπος Ανάλυσης 2 (DA-2*) όπου οι επιμέρους συντελεστές των σεισμικών δράσεων και των εδαφικών παραμέτρων λήφθηκαν ίσοι με την μονάδα. Ο συντελεστής προσομοίωσης λήφθηκε ίσος με $\gamma_m=1.1$. Εξετάστηκαν κυκλικές επιφάνειες αστοχίας με τις μεθόδους Janbu, Spencer και Bishop ώστε να βρεθεί η πιο κρίσιμη.

2.1.1 ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ



Εικόνα 1. Δυσδιάστατο μοντέλο του τείχους στην υφιστάμενη κατάσταση, για τον έλεγχο σε ολική ευστάθεια.



Εικόνα 2. Πιθανότερος κύκλος αστοχίας (κατά Bishop) στην υφιστάμενη κατάσταση χωρίς σεισμική επαύξηση

Επαλήθευση ευστάθειας κλίσης (Bishop)

Άθροισμα ενεργών δυνάμεων : $F_a = 1039,70 \text{ kN/m}$

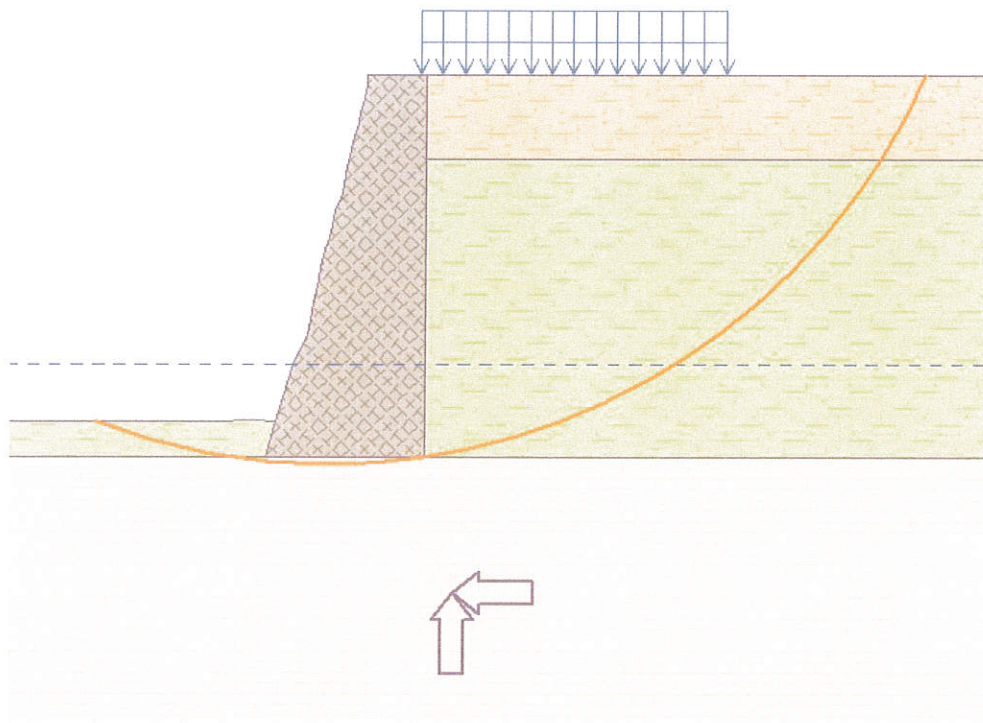
Άθροισμα παθητικών δυνάμεων : $F_p = 1751,18 \text{ kN/m}$

Ροπή ολίσθησης : $M_a = 14701,36 \text{ kNm/m}$

Ροπή αντίστασης : $M_p = 24761,64 \text{ kNm/m}$

Χρησιμοποίηση : 59,4 %

Ευστάθεια πρανών ΔΕΚΤΟ



Εικόνα 3. Πιθανότερος κύκλος αστοχίας (κατά Bishop) στην υφιστάμενη κατάσταση με σεισμική επαύξηση

Επαλήθευση ευστάθειας κλίσης (Bishop)

Άθροισμα ενεργών δυνάμεων : $F_a = 1382,35 \text{ kN/m}$

Άθροισμα παθητικών δυνάμεων : $F_p = 2339,20 \text{ kN/m}$

Ροπή ολίσθησης : $M_a = 29596,17 \text{ kNm/m}$

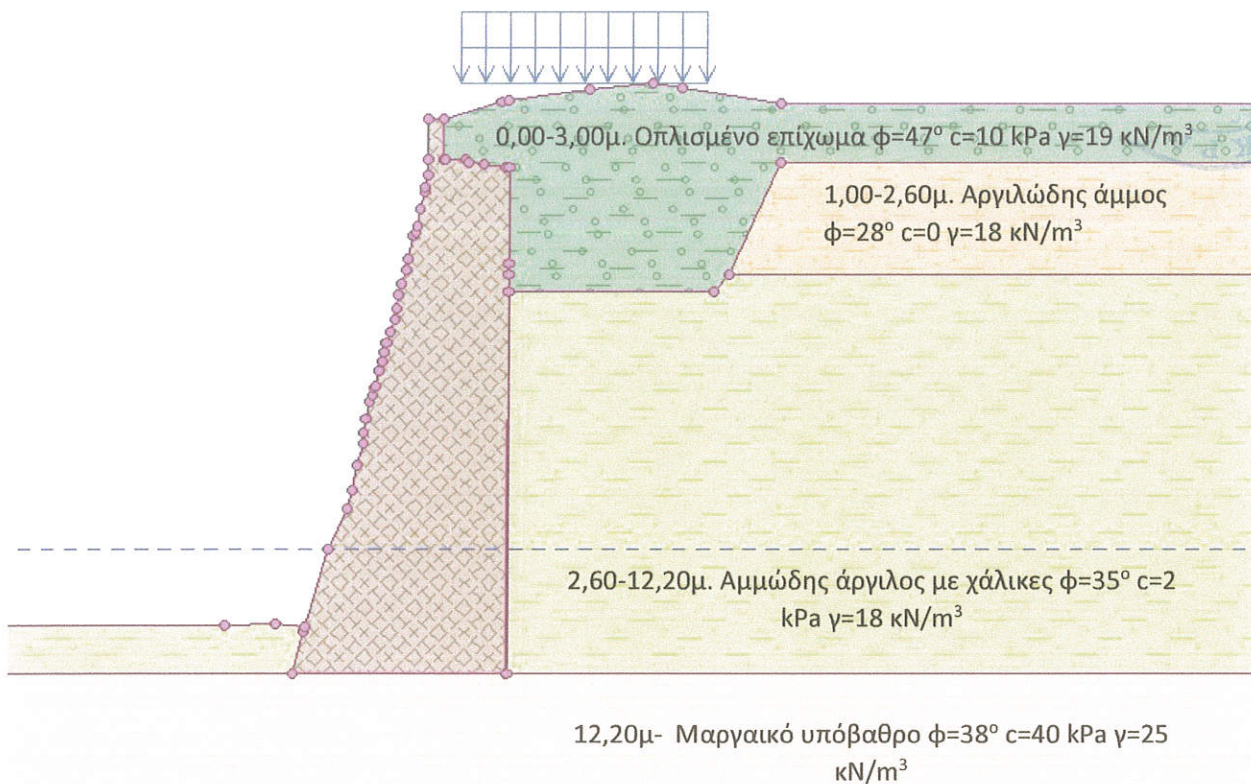
Ροπή αντίστασης : $M_p = 50082,28 \text{ kNm/m}$

Χρησιμοποίηση : 59,1 %

Ευστάθεια πρανών ΔΕΚΤΟ

Τα αποτελέσματα της υφιστάμενης κατάστασης τόσο στην μόνιμη περίπτωση σχεδιασμού όσο και στην σεισμική είναι μακριά από την αστοχία (χρησιμοποίηση δυνάμεων αντίστασης περίπου 60 %).

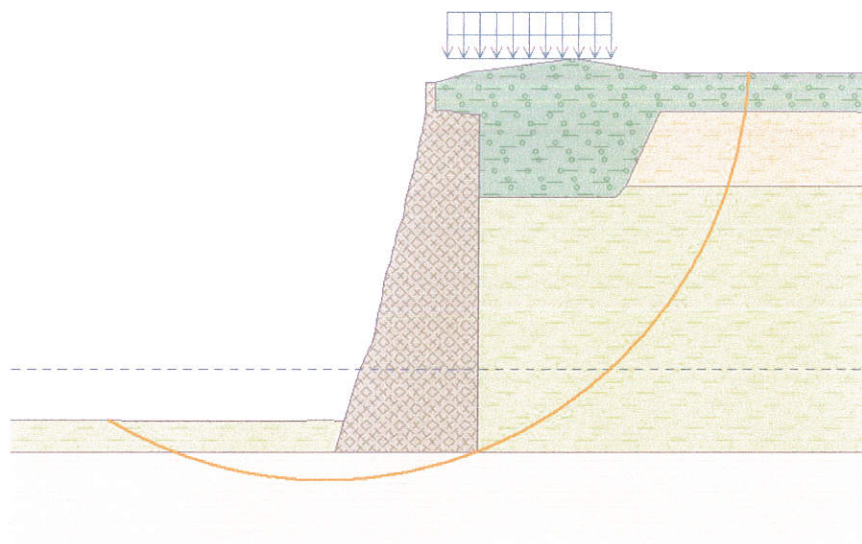
2.1.2. ΠΡΟΤΑΣΗ ΕΠΕΜΒΑΣΕΩΝ



Εικόνα 4. Δυσδιάστατο μοντέλο του τείχους μετά τις προτεινόμενες επεμβάσεις, για τον έλεγχο σε ολική ευστάθεια.

Όπως φαίνεται και στην εικόνα 6, προτείνεται η εκσκαφή του υφιστάμενου επιχώματος κοντά στην εσωτερική παρειά του τείχους σε βάθος 3,00 μέτρων (από την στάθμη της γεώτρησης) και σε απόσταση 5,00 μ. από το τείχος. Η αποκατάστασή του θα γίνει με οπλισμένο επίχωμα το οποίο περιγράφεται στο κεφάλαιο των επεμβάσεων. Μετά την προσθήκη του παραπέτου, η επίχωση θα γίνει με το ίδιο οπλισμένο επίχωμα.

Η φιλοσοφία σχεδιασμού του οπλισμένου επιχώματος είναι να μην ασκεί ωθήσεις στο τείχος, αλλά να είναι αυτοφερόμενο. Προκειμένου να αντιστοιχηθεί η ικανότητα του επιχώματος να φέρει το βάρος του με ισοδύναμες εδαφικές παραμέτρους ώστε να εισέλθει στα γεωτεχνικά μοντέλα, χρησιμοποιήθηκε το λογισμικό Slide της Rocscience. Προσομοιώθηκε κατακόρυφο επίχωμα το οποίο αποτελούνταν από επίλεκτα θραυστά υλικά, οπλίστηκε με γεώπλεγμα εφελκυστικής αντοχής 50 kN/m και ελέγχθηκε ο συντελεστής ασφαλείας του. Στην συνέχεια προσομοιώθηκε το ίδιο κατακόρυφο πρανές χωρίς τον οπλισμό (γεώπλεγμα) και αναζητήθηκαν οι εδαφικές παράμετροι που θα έδιναν τον ίδιο συντελεστή ασφαλείας με την πρώτη ανάλυση. Οι εδαφικές παράμετροι που τελικά λήφθηκαν για το οπλισμένο επίχωμα ήταν (υπό στραγγιζόμενες συνθήκες) $\phi=47^\circ$ $c=10$ kPa $\gamma=19$ kN/m³.



Εικόνα 5. Πιθανότερος κύκλος αστοχίας (κατά Bishop) στην προτεινόμενη κατάσταση χωρίς σεισμική επαύξηση

Επαλήθευση ευστάθειας κλίσης (Bishop)

Άθροισμα ενεργών δυνάμεων : $F_a = 1282,83 \text{ kN/m}$

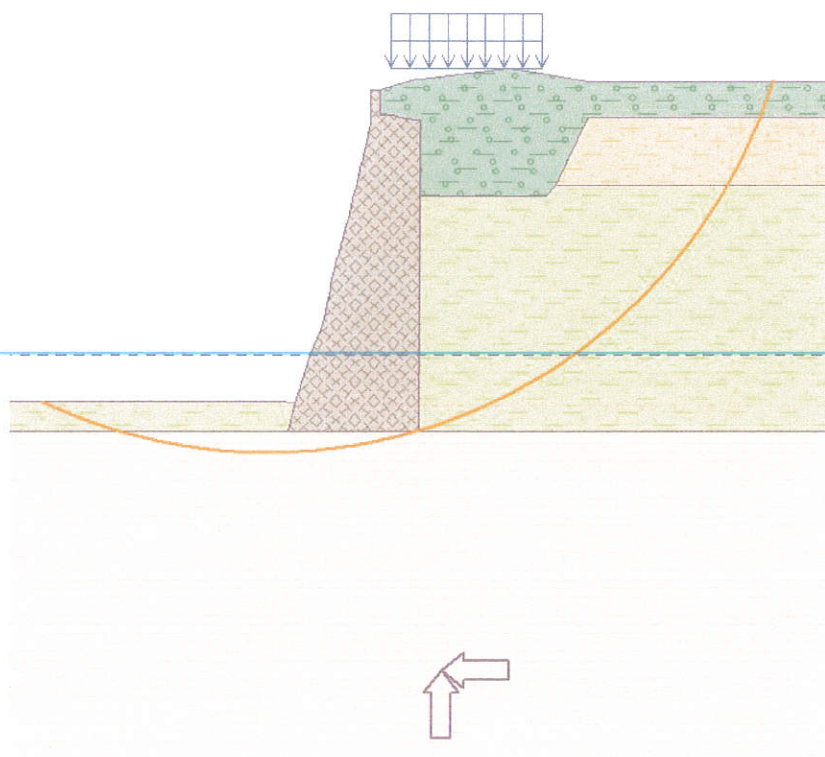
Άθροισμα παθητικών δυνάμεων : $F_p = 2043,64 \text{ kN/m}$

Ροπή ολίσθησης : $M_a = 19819,78 \text{ kNm/m}$

Ροπή αντίστασης : $M_p = 31574,30 \text{ kNm/m}$

Χρησιμοποίηση : 62,8 %

Ευστάθεια πρανών ΔΕΚΤΟ



Εικόνα 6. Πιθανότερος κύκλος αστοχίας (κατά Bishop) στην προτεινόμενη κατάσταση με σεισμική επαύξηση

Επαλήθευση ευστάθειας κλίσης (Bishop)Άθροισμα ενεργών δυνάμεων : $F_a = 1649,63 \text{ kN/m}$ Άθροισμα παθητικών δυνάμεων : $F_p = 2632,54 \text{ kN/m}$ Ροπή ολίσθησης : $M_a = 34510,20 \text{ kNm/m}$ Ροπή αντίστασης : $M_p = 55072,67 \text{ kNm/m}$

Χρησιμοποίηση : 62,7 %

Ευστάθεια πρανών ΔΕΚΤΟ

Η αύξηση στην χρησιμοποίηση των δυνάμεων αντίστασης οφείλεται στο ότι προστέθηκε το βάρος του επιχώματος (του παραπέτου) σύμφωνα με την αρχιτεκτονική πρόταση. Η συνεισφορά του οπλισμένου επιχώματος δεν αντικατοπτρίζεται τόσο στον έλεγχο της ολικής ευστάθειας όσο στους ελέγχους που ακολουθούν στο κεφάλαιο 2.2.

2.2 ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΑΝΑΤΡΟΠΗ, ΟΛΙΣΘΗΣΗ ΚΑΙ ΦΕΡΟΥΣΑ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑ ΕΔΑΦΟΥΣ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ

Ο έλεγχος πραγματοποιήθηκε μέσω του λογισμικού 'Τοίχος Βαρύτητας' GEO5 2020 της Fine (Αρ. Αδείας 8747/1). Στον έλεγχο του τείχους σε ολίσθηση, ανατροπή και φέρουσα ικανότητα του εδάφους θεμελίωσης θεωρήθηκε ότι ανάντη του τοίχους η βάση του εκτείνεται κατά 0,80 μέτρα έξω από την θεωρητική γεωμετρία του τείχους. Η παραδοχή έγινε λόγω των ασβεστολιθικών όγκων που βρέθηκαν στην γεώτρηση Γ5 σε βάθος από 6,50μ μέχρι το πέρας της γεώτρησης και κρίθηκε ότι έχουν θετική συνεισφορά στην ικανοποίηση των παραπάνω ελέγχων.

Παραδοχές ανάλυσης τοίχου:

- Υπολογισμός ενεργητικών ωθήσεων γαιών κατά Coulomb
- Υπολογισμός παθητικών ωθήσεων γαιών κατά Caquot-Kerisel
- Σεισμική ανάλυση κατά Mononobe-Okabe
- Επιτρεπόμενη εκκεντρότητα 0,333
- Εφαρμόστηκε ο Τρόπος Ανάλυσης DA-2(σύμφωνα με το εθνικό προσάρτημα) του EC7

Μερικοί συντελεστές δράσεων για την Μόνιμη κατάσταση σχεδιασμού, σύμφωνα με τον DA-2:

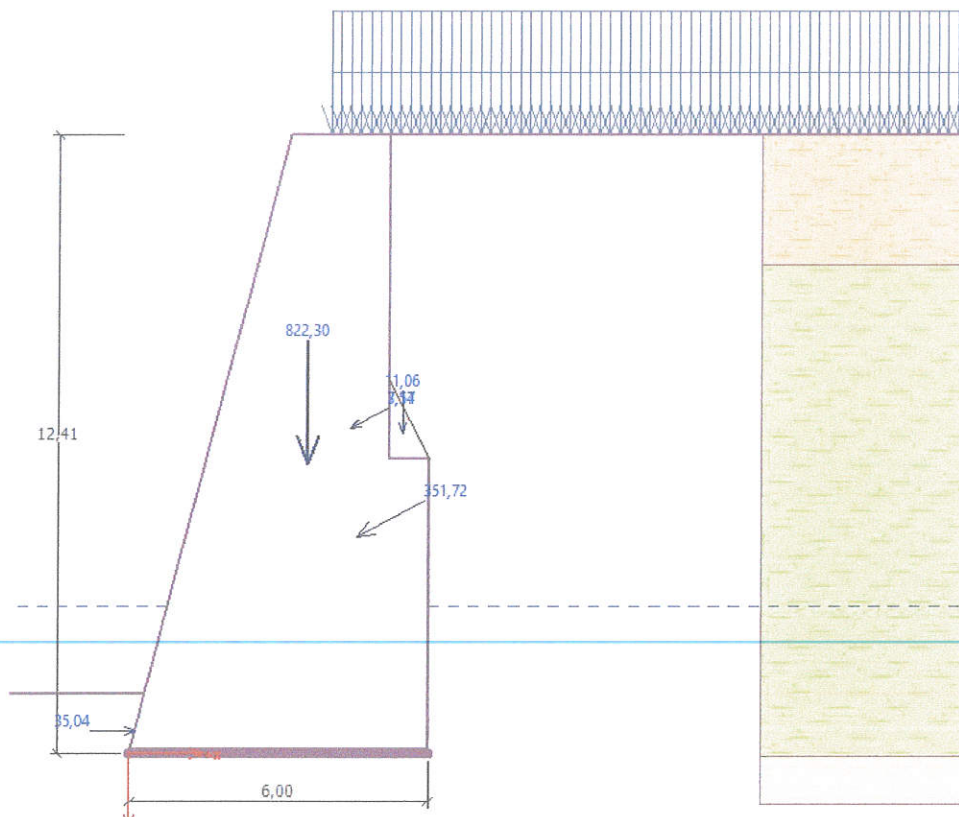
		Δυσμενής	Ευνοϊκός
Μόνιμες δράσεις	γ_G	1,35	1,00
Μεταβλητές δράσεις	γ_Q	1,50	0,00
Φορτίο νερού	γ_W	1,35	
Μερικός συντελεστής ανατροπής	γ_{Rv}	1,40	
Μερικός συντελεστής ανίστ. ολίσθησης	γ_{Rh}	1,10	
Μερικός συντελεστής φέρουσας ικανότητας	γ_{Re}	1,40	
Συντελεστής για τιμή σχεδιασμού	ψ_0	0,70	
Συντελεστής συχνής τιμής	ψ_1	0,50	
Συντελεστής ημι-μόνιμων τιμών	ψ_2	0,30	

Μερικοί συντελεστές δράσεων για την Σεισμική κατάσταση σχεδιασμού, σύμφωνα με τον DA-2:

		Δυσμενής	Ευνοϊκός
Μόνιμες δράσεις	γ_G	1,10	1,00
Μεταβλητές δράσεις	γ_Q	1,10	0,00
Φορτίο νερού	γ_W	1,10	
Μερικός συντελεστής ανατροπής	γ_{Rv}	1,20	
Μερικός συντελεστής ανίστ. ολίσθησης	γ_{Rh}	1,10	
Μερικός συντελεστής φέρουσας ικανότητας	γ_{Re}	1,20	

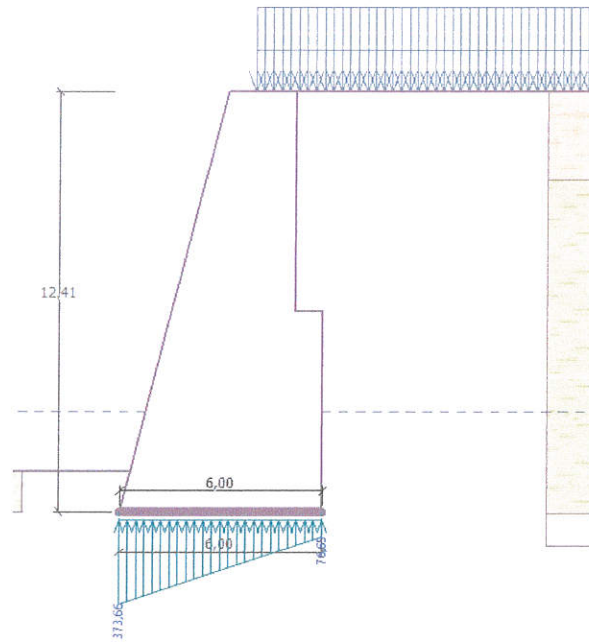
Λόγω του βραχώδους εδάφους στο οποίο θεμελιώνεται το τείχος η επιτρεπόμενη τάση εδάφους λήφθηκε σεπ.= 1.350 kN/m².

2.2.1 ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ



Εικόνα 7. Υφιστάμενο τείχος και οι δυνάμεις που δρουν σε αυτό κατά την μόνιμη κατάσταση σχεδιασμού

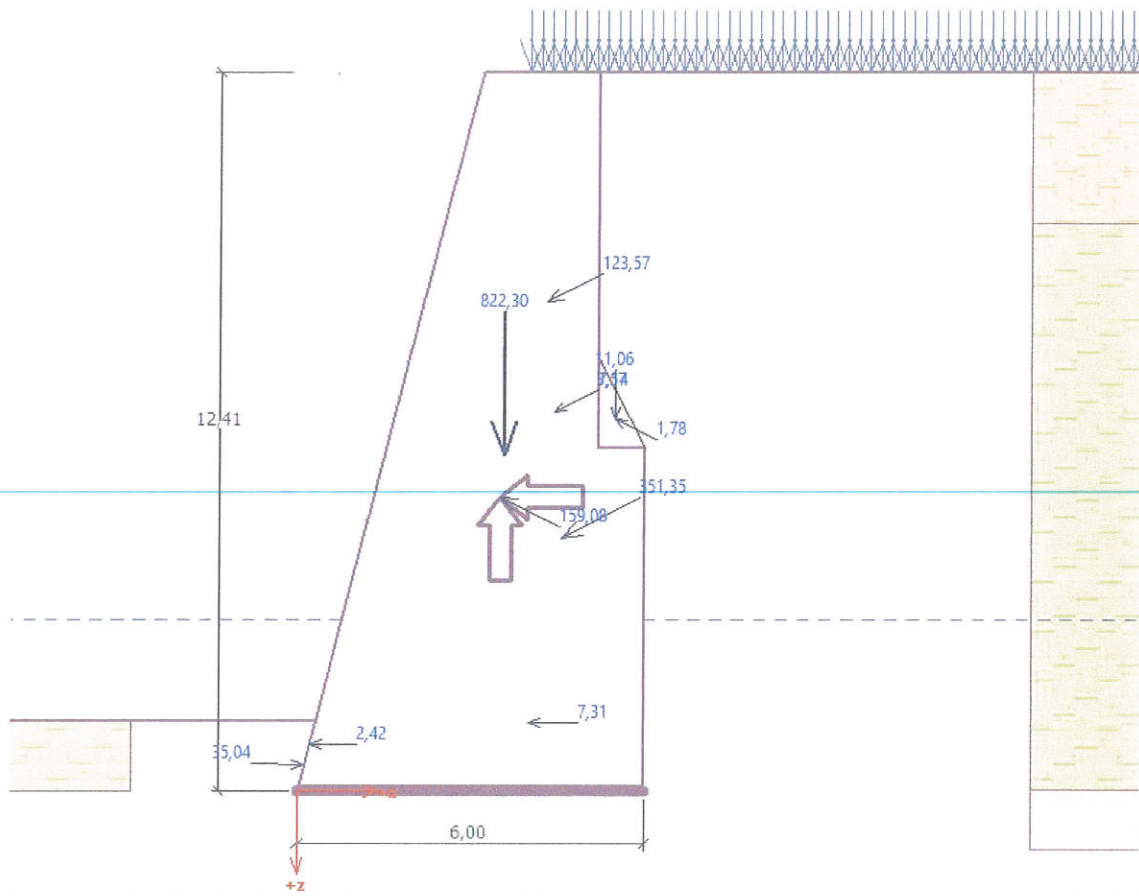
ΑΝΑΤΡΟΠΗ : **ΙΚΑΝΟΠΟΙΗΤΙΚΟ** (66,5%)
ΟΛΙΣΘΗΣΗ : **ΙΚΑΝΟΠΟΙΗΤΙΚΟ** (58,8%)



Εικόνα 8. Τάσεις εδάφους στο υφιστάμενο τείχος κατά την μόνιμη κατάσταση σχεδιασμού

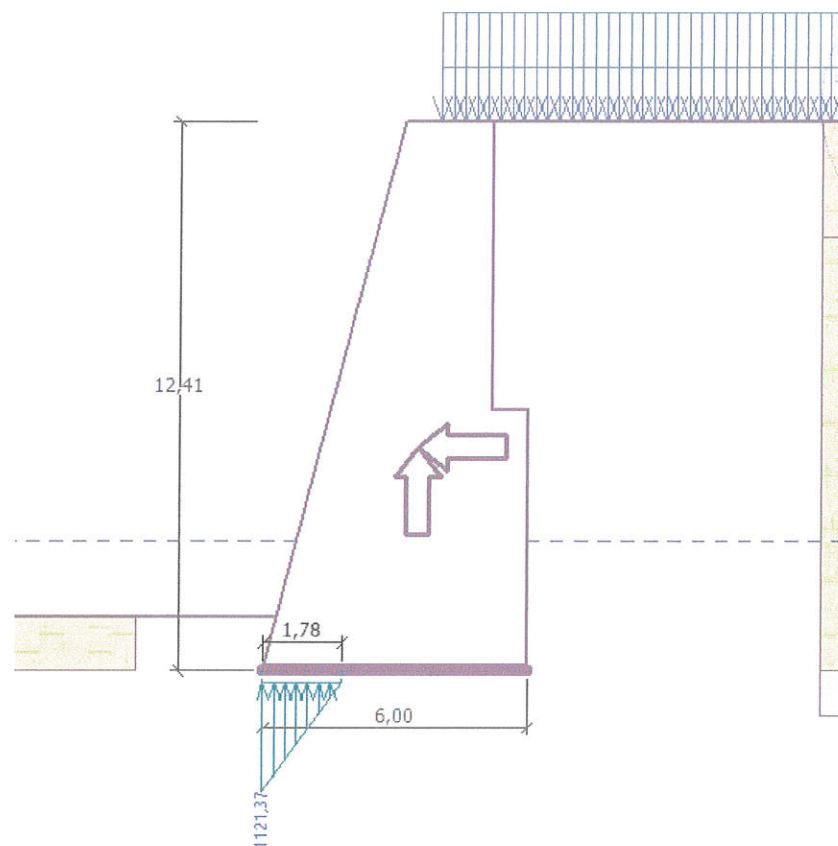
ΕΚΚΕΝΤΡΟΤΗΤΑ: **ΙΚΑΝΟΠΟΙΗΤΙΚΟ** (50,5%)

ΕΔΑΦΟΣ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ: **ΙΚΑΝΟΠΟΙΗΤΙΚΟ** (38,8%)



Εικόνα 9. Υφιστάμενο τείχος και οι δυνάμεις που δρουν σε αυτό κατά την σεισμική κατάσταση σχεδιασμού

ΑΝΑΤΡΟΠΗ : **ΔΕΝ ΕΙΝΑΙ ΕΝΤΑΞΕΙ** (101,3%)
ΟΛΙΣΘΗΣΗ : **ΙΚΑΝΟΠΟΙΗΤΙΚΟ** (70,2%)

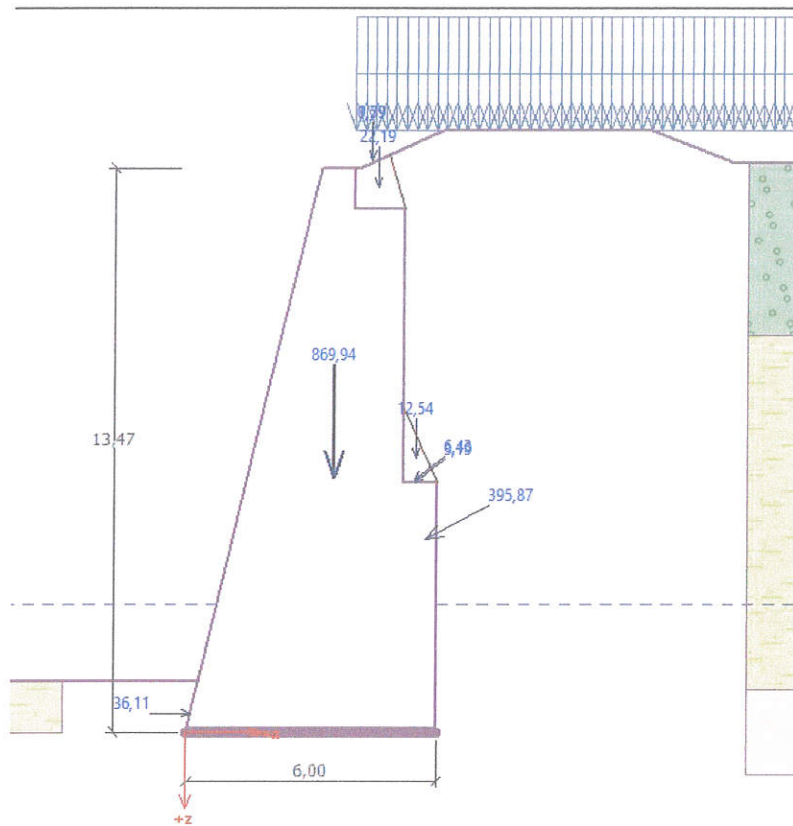


Εικόνα 10. Τάσεις εδάφους στο υφιστάμενο τείχος κατά την σεισμική κατάσταση σχεδιασμού

ΕΚΚΕΝΤΡΟΤΗΤΑ: **ΔΕΝ ΕΙΝΑΙ ΕΝΤΑΞΕΙ** (120,4%)
ΕΔΑΦΟΣ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ: **ΙΚΑΝΟΠΟΙΗΤΙΚΟ** (99,7%)

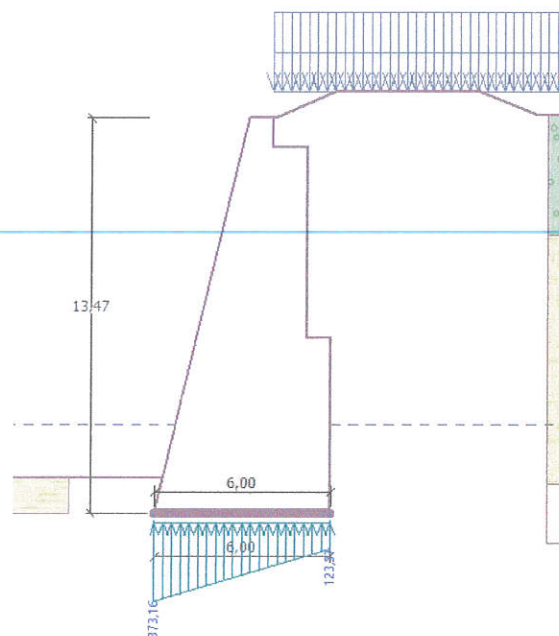
Από τις αναλύσεις προκύπτει οριακή ανεπάρκεια του τείχους σε ανατροπή κατά την σεισμική κατάσταση σχεδιασμού και υπέρβαση κατά 20% των διατάξεων περί εκκεντρότητας.

2.2.2. ΠΡΟΤΑΣΗ ΕΠΕΜΒΑΣΕΩΝ



Εικόνα 11. Διατομή τείχους με τις προτεινόμενες επεμβάσεις και οι δυνάμεις που δρουν σε αυτό κατά την μόνιμη κατάσταση σχεδιασμού

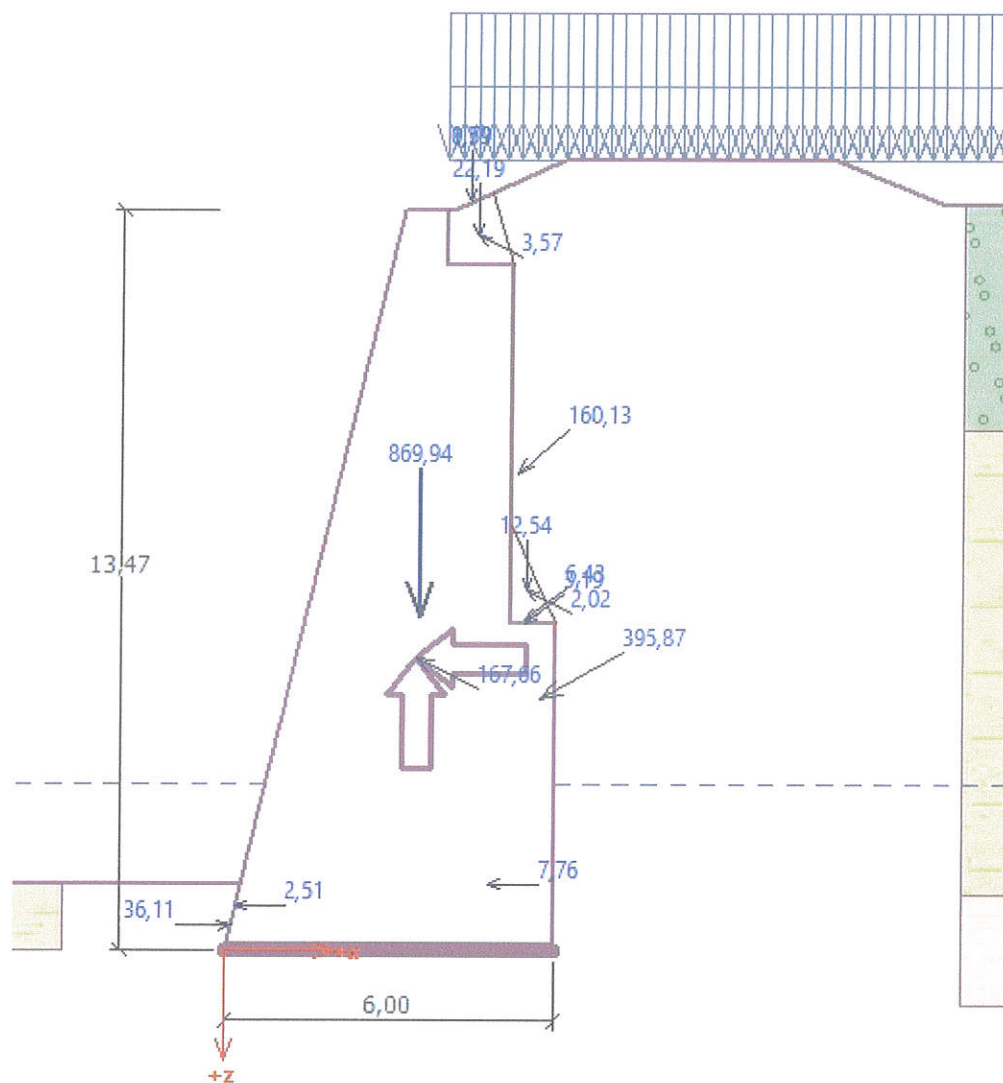
ΑΝΑΤΡΟΠΗ : **ΙΚΑΝΟΠΟΙΗΤΙΚΟ** (64,2%)
ΟΛΙΣΘΗΣΗ : **ΙΚΑΝΟΠΟΙΗΤΙΚΟ** (44,4%)



Εικόνα 12. Τάσεις εδάφους κατά την μόνιμη κατάσταση σχεδιασμού

ΕΚΚΕΝΤΡΟΤΗΤΑ: **ΙΚΑΝΟΠΟΙΗΤΙΚΟ** (40,1%)

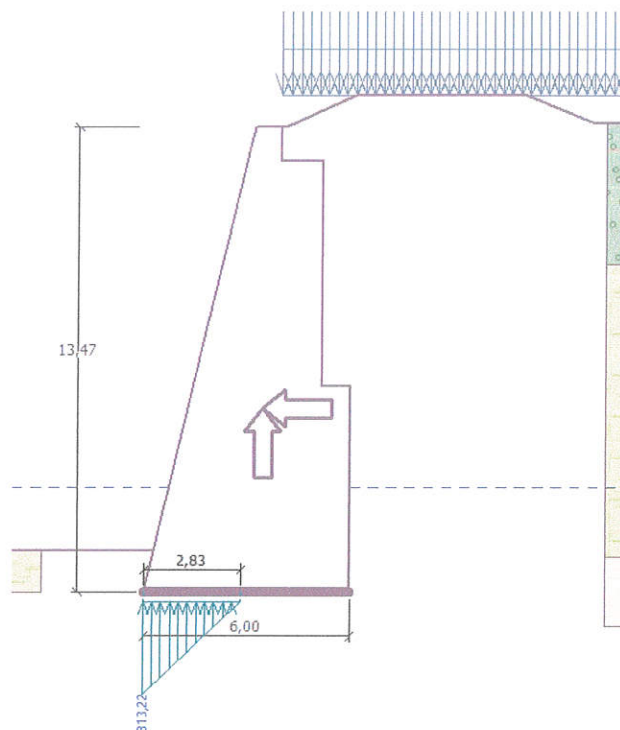
ΕΔΑΦΟΣ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ: **ΙΚΑΝΟΠΟΙΗΤΙΚΟ** (38,7%)



Εικόνα 13. Διατομή τείχους με τις προτεινόμενες επεμβάσεις και οι δυνάμεις που δρουν σε αυτό κατά την σεισμική κατάσταση σχεδιασμού.

ΑΝΑΤΡΟΠΗ: **ΙΚΑΝΟΠΟΙΗΤΙΚΟ** (92,7%)

ΟΛΙΣΘΗΣΗ: **ΙΚΑΝΟΠΟΙΗΤΙΚΟ** (65,4%)



Εικόνα 14. Τάσεις εδάφους κατά την σεισμική κατάσταση σχεδιασμού

ΕΚΚΕΝΤΡΟΤΗΤΑ: **ΔΕΝ ΕΙΝΑΙ ΕΝΤΑΞΕΙ** (103,0%)

ΕΔΑΦΟΣ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ: **ΙΚΑΝΟΠΟΙΗΤΙΚΟ** (72,3%)

2.3 ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ ΔΙΣΔΙΑΣΤΑΤΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ

Στην σεισμική κατάσταση σχεδιασμού της υφιστάμενης κατάστασης του τείχους υπήρξε μικρή υπέρβαση των δυνάμεων ευστάθειας (αστοχία ανατροπής). Η αστοχία βέβαια αυτή προέκυψε με τους σύγχρονους κανονισμούς (EC7-EC8) και τους συντελεστές ασφαλείας που προβλέπουν. Οι υπέρβαση της επιτρεπόμενης εκκεντρότητας αφορά στην γεωμετρία του τείχους και εξαρτάται άμεσα από την θεωρούμενη διατομή, έλεγχος τον οποίο μπορούμε να αγνοήσουμε καθώς δεν μπορούν να πραγματοποιηθούν αλλαγές στον φορέα. Με την εκσκαφή και την κατασκευή του οπλισμένου επιχώματος παρατηρείται ικανοποίηση του ελέγχου ευστάθειας (92,7%) και οριακή υπέρβαση της εκκεντρότητας (103%).

Στην αντιμετώπιση μιας ενδεχόμενης ανατροπής του τείχους συνεισφέρει το οπλισμένο επίχωμα που κατασκευάζεται στην στέψη του τείχους το οποίο θα κινητοποιήσει μεγάλο όγκο εδαφικού υλικού μέσω του γεωπλέγματος, ο οποίος θα αντισταθεί στην τάση του τείχους για στροφή. Όσον αφορά την φέρουσα ικανότητα του εδάφους, δεν είναι ξεκάθαρο το πλάτος της θεμελίωσης του τείχους ώστε να υπολογιστεί επακριβώς στην ανάλυση. Από τα δεδομένα της γεώτρησης και την φύση του εδάφους θεμελίωσης κρίνεται ότι δεν υπάρχει κίνδυνος υπέρβασης της φέρουσας ικανότητας του εδάφους. Από την ανάλυση δεν προκύπτει ανάγκη ενίσχυσης της βάσης του τοίχου για ανάληψη τέμνουσας δύναμης.

3. ΤΡΙΣΔΙΑΣΤΑΤΗ ΑΝΑΛΥΣΗ

3.1 ΜΕΛΕΤΗ ΑΠΟΤΙΜΗΣΗΣ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΗΣ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗΣ

3.1.1. ΜΟΝΤΕΛΟΠΟΙΗΣΗ

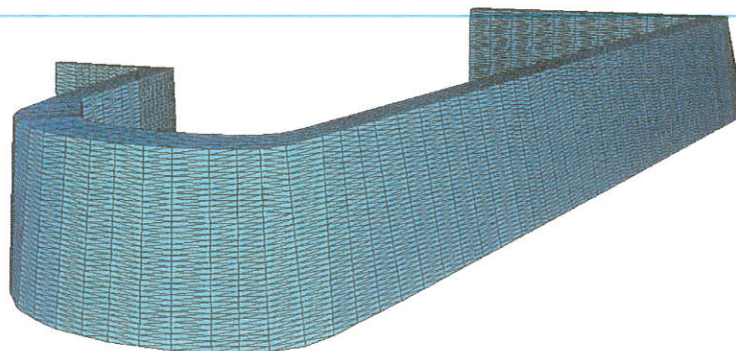
Η μοντελοποίηση ιστορικών κατασκευών από φέρουσα τοιχοποιία αποτελεί ένα σύνθετο πρόβλημα που απαιτεί γνώση εξελιγμένων μεθόδων ανάλυσης και μοντελοποίησης για την επίλυσή του. Μια σειρά από διαφορετικές πρακτικές έχουν δοκιμαστεί τα τελευταία χρόνια με σκοπό την καλύτερη κατανόηση της συμπεριφοράς τέτοιων κατασκευών. Από τις μεθόδους αυτή η πιο διαδεδομένη είναι η μέθοδος των πεπερασμένων στοιχείων με την θεώρηση της τοιχοποιίας ως ομοιογενούς υλικού (macromodelling). Η μέθοδος αυτή θεωρείται ιδανική καθώς προσφέρει επαρκή ακρίβεια σε σχέση με πιο απλοποιημένες μεθόδους (γραμμικός φορέας) και ταυτόχρονα μικρότερο υπολογιστικό κόστος σε σχέση με πιο αναλυτικές μεθόδους (micromodelling, discrete element analysis). Στην μέθοδο αυτή το γεγονός ότι ένα ανομοιογενές υλικό σαν την τοιχοποιία προσομοιώνεται ως ομοιογενές καθιστά την επιλογή των μηχανικών χαρακτηριστικών μια ιδιαίτερη δύσκολη διαδικασία.

Η προσομοίωση του φέροντος οργανισμού έγινε με τη βοήθεια του λογισμικού SSD της εταιρείας SOFISTIK, με τη χρήση πεπερασμένων στοιχείων.

Λόγω του μεγάλου πάχους των διατομών του τοίχους, το οποίο φτάνει πλάτος 5.3 m στη βάση, επιλέχτηκαν χωρικά πεπερασμένα στοιχεία (solid elements). Η έδραση των τειχών προσομοιώθηκε με τη βοήθεια γραμμικών ελατηρίων. Σύμφωνα με την Γεωτεχνική έκθεση ο δείκτης εδάφους υπολογίστηκε ίσος με $k_s=200.000 \text{ kN/m}^3$. Για τα οριζόντια ελατήρια στη διεπιφάνεια εδάφους-πλάκας πυθμένα υιοθετείται η τιμή $k_{fr}=0,1 \times 200.000=20.000 \text{ kN/m}^3$.



Τρισδιάστατη αποτύπωση προμαχώνα



Προσομοίωμα προμαχώνα στο λογισμικό SOFISTIK

3.1.2. ΜΗΧΑΝΙΚΑ ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΑΣ

Οι ιδιότητες της τοιχοποιίας ελήφθησαν από την έκθεση τεκμηρίωσης:

Θλιπτική αντοχή:

$$f_{wc}=2.27 \text{ MPa}$$

Μέτρο Ελαστικότητας:

$$E_{wc}=1000f_{wc}=2.27 \text{ GPa}$$

Εφελκυστική αντοχή:

$$f_{wt}=0.08 \text{ MPa}$$



3.1.3. ΦΟΡΤΙΑ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

Η κατασκευή φορτίζεται με βάσει την κατανομή των ενεργητικών ωθήσεων γαιών των αναχωμάτων καθ' ύψος.

Οι εδαφικές παράμετροι που χρησιμοποιήθηκαν, με βάση την γεωτεχνική έρευνα, παρουσιάζονται στον παρακάτω πίνακα.

ΣΤΡΩΣΗ	Βάθος από την αρχή της γεώτρησης Γ5 (μ)	Φαινόμενο βάρος (kN/m ³)	Ενεργός συνοχή c (kPa)	Γωνία εσωτερικής τριβής (°)
1	0,00 – 2,60	18,00	0	28
2	2,60 – 12,20	18,00	2,0	35
3	12,20-	25,00	40,00	38

Οι τιμές των ωθήσεων γαιών για κάθε στρώση, υπολογίστηκαν με βάσει τις ανώτερες παραμέτρους, με εφαρμογή των κατάλληλων συντελεστών ασφαλείας για κάθε συνδυασμό φόρτισης.

Συνολικά λήφθηκαν υπόψιν οι παρακάτω φορτίσεις:

Μόνιμα φορτία G:

Ενεργητικές ωθήσεις γαιών

Υδροστατική πίεση υδροφόρου ορίζοντα

Μόνιμα φορτία επί του επιχώματος (1 kN/m²)

Κινητά φορτία Q:

Κινητά φορτία επί του επιχώματος (2 kN/m²)

Τυχηματικές φορτίσεις E:

Σεισμικό φορτίο

Σεισμικές ωθήσεις γαιών

3.1.4. ΣΕΙΣΜΙΚΟ ΦΟΡΤΙΟ

Στον Ευρωκώδικα 8 (EN1998-5:2004), και συγκεκριμένα στο παράρτημα 5 συνίσταται η χρήση της απλοποιημένης ψευδοστατικής μεθόδου για την ανάλυση της οριακής κατάστασης αστοχίας των συστημάτων αντιστήριξης. Σύμφωνα με το παράρτημα 5 του EC8 (EC8-5 7.3.2.2) η σεισμική δράση υπεισέρχεται με την εφαρμογή δύο συντελεστών, του οριζόντιου σεισμικού συντελεστή k_h και του κατακόρυφου σεισμικού συντελεστή k_v . Για κατηγορία εδάφους A, ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας II με σεισμική επιτάχυνση εδάφους $A=0,24g$ προκύπτει $a=0,24 \times 1,2 = 0,288$ (Κατηγορία σπουδαιότητας Σ3).

$$K_h = a \frac{S}{r}$$

$$K_v = 0,5K_h$$

r : Ο συντελεστής αυτός αφορά την δυνατότητα μετακίνησης της βάσης του τοίχου και προκύπτει από τον πίνακα 7.1 του Ευρωκώδικα 8 (EC8, 7.3.2.2, Table 7.1) ανάλογα με τον τύπο του φορέα αντιστήριξης. Ο συντελεστής αυτός λήφθηκε σταθερός σε όλο το ύψος του τοίχου και ίσος με 2, δηλαδή αποδεκτή μετακίνηση $d_r = 300aS = 8,64$ εκατοστά. Στον ΕΑΚ 2000 στο κεφάλαιο 5.3 ο συντελεστής r του Ευρωκώδικα αναφέρεται ως συντελεστής συμπεριφοράς (q_w) και λαμβάνει τις ίδιες τιμές με αυτές του Ευρωκώδικα.

S : Ο συντελεστής αυτός ονομάζεται συντελεστής εδάφους και εξαρτάται από το είδος του εδάφους. Για έδαφος A και φάσμα ελαστικής απόκρισης τύπου 1, από τον πίνακα 3.2 του EC8 (1998-1:2004 3.2.2.2) ο συντελεστής αυτός λήφθηκε ίσος με 1.

Οι σεισμικοί συντελεστές διαμορφώνονται σε:

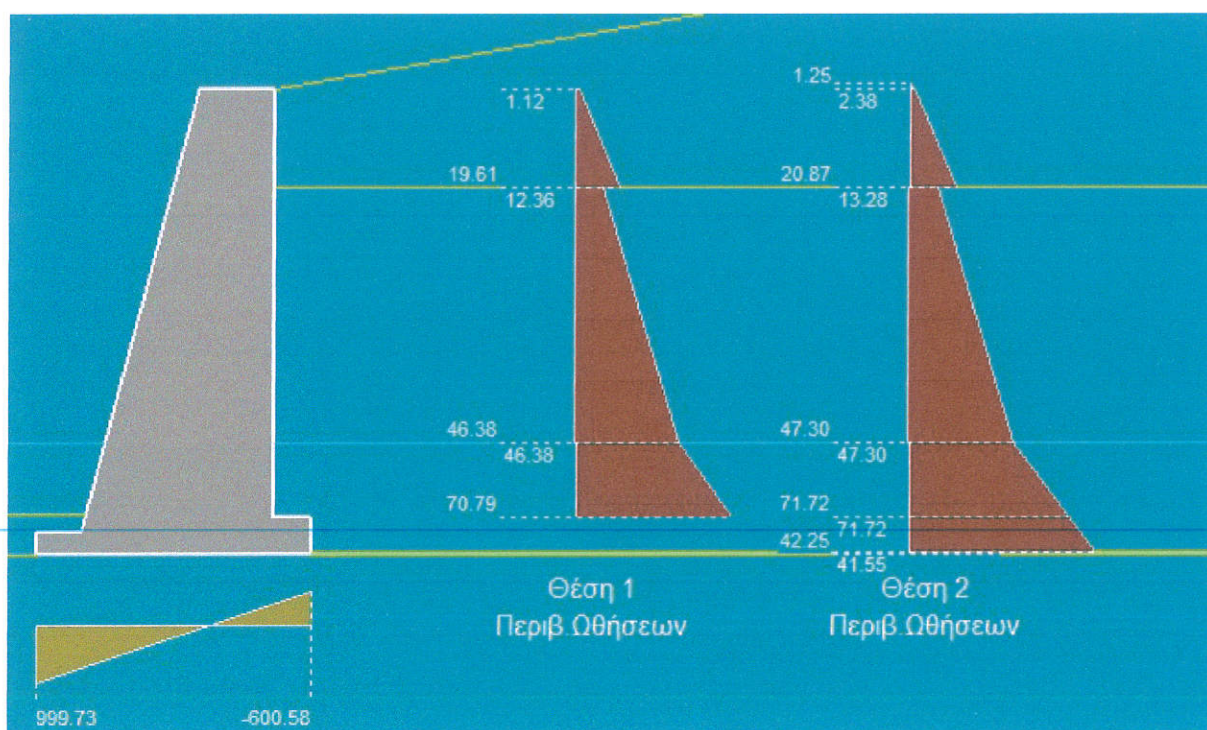
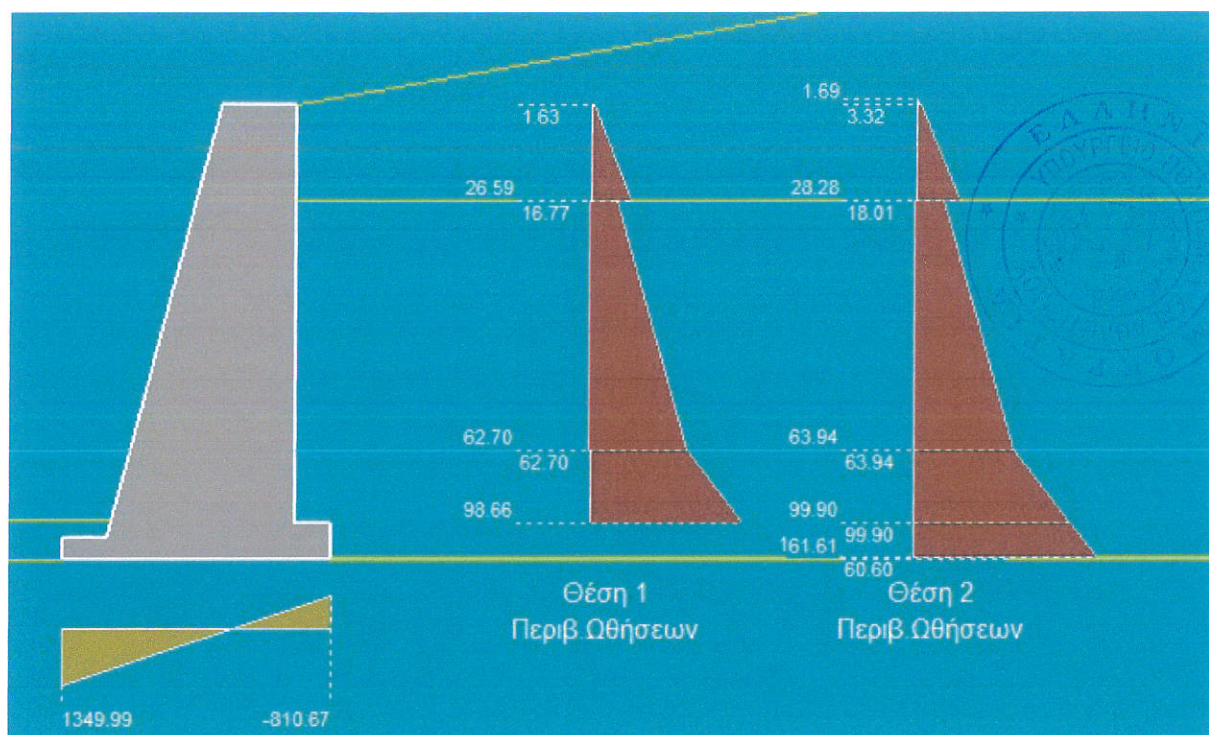
$$K_h = a \frac{S}{r} = 0,288 \frac{1}{2} = 0,144$$

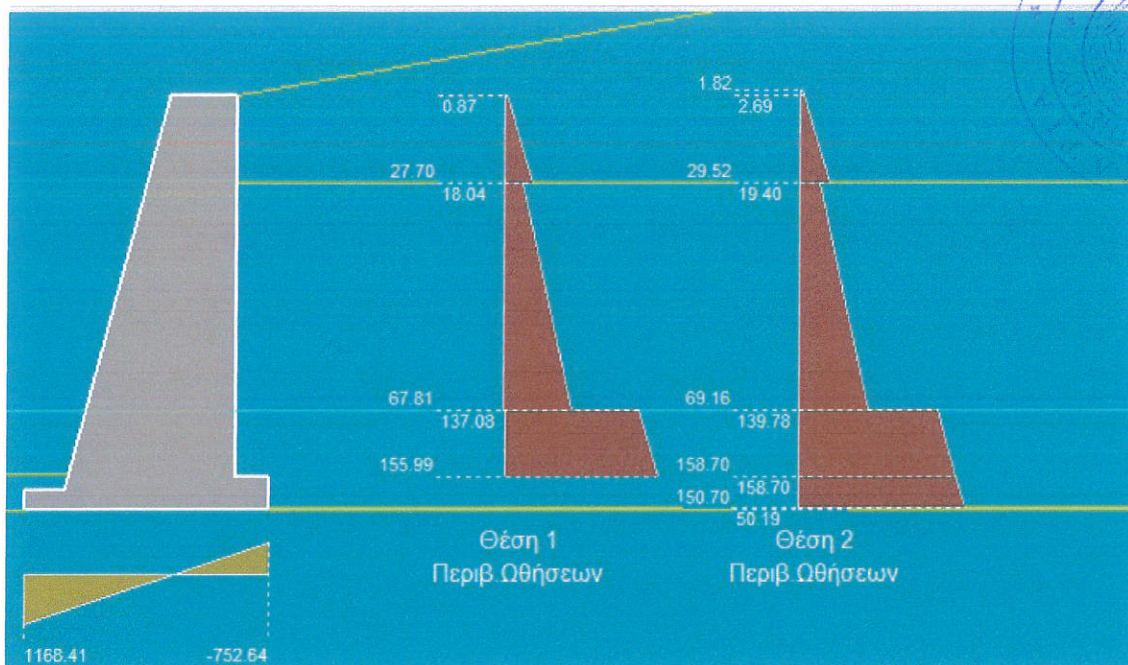
$$K_v = 0,5K_h = 0,072$$

Η επαύξηση των ωθήσεων γαιών που προκύπτουν από τους 2 αυτούς συντελεστές μέσω του τύπου των Monopobe-Okabe εισήλθε στην τρισδιάστατη ανάλυση.

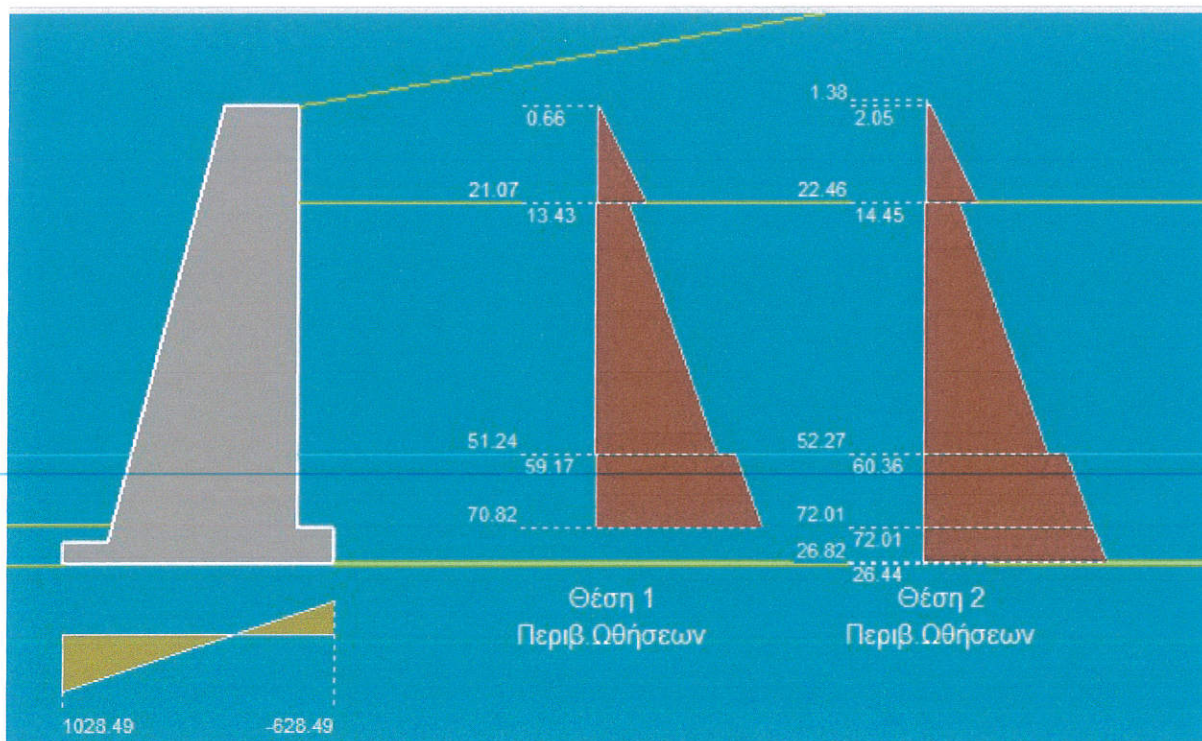
3.1.5. ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΙ ΦΟΡΤΙΣΕΩΝ

Παρακάτω παρουσιάζονται τα φορτία της κατασκευής. Οι φορτίσεις αυτές είναι για το συνολικό ύψος της κατασκευής. Επειδή η προσομοίωση της παρούσας μελέτης έγινε από την γραμμή εδάφους και άνω, ενώ ο παρακάτω υπολογισμός των ωθήσεων έγινε μέχρι τη στάθμη θεμελίωσης (υψομετρική διαφορά 1.20 m), η μέγιστη τιμή ωθήσεων στην βάση είναι μικρότερη από αυτή που αναγράφονται στα παρακάτω διαγράμματα. Η τελική μέγιστη τιμή αναγράφεται στον τίτλο κάθε εικόνας.





$G + 0.3Q + E$ Μέγιστη τιμή 156.52 στο +1.20 (γραμμή εδάφους)



$G + 0.3Q + 0.3E$ Μέγιστη τιμή 70.66 στο +1.20 (γραμμή εδάφους)

Όσον αφορά τους συνδυασμούς των προαναφερθέντων δράσεων η λογική εφαρμογής έχει ως εξής:

Όλες οι φορτίσεις ωθήσεων γαιών ($1.35G+1.5Q$) εφαρμόζονται ως έχει με συντελεστή 1.00, καθώς οι συντελεστές δράσεων έχουν ήδη συνυπολογιστεί στις τιμές που παρουσιάστηκαν παραπάνω.

Για τη σεισμική φόρτιση εφαρμόζονται τα εξής:

- Στους τοίχους κάθετα στο κύριο σεισμικό φορτίο (E) εφαρμόζεται η φόρτιση $G+0.3Q+E$
- Στους τοίχους κάθετα στο δευτερεύων σεισμικό φορτίο ($0.3E$) εφαρμόζεται η φόρτιση $G+0.3Q+0.3E$
- Στους υπόλοιπους τοίχους, εφόσον δεν δρα σεισμικό φορτίο, εφαρμόζεται η φόρτιση $G+Q$

Οι άνω φορτίσεις δρουν αθροιστικά στην κατασκευή με συντελεστή 1.00 (οι συντελεστές δράσεων έχουν ήδη εισαχθεί στην φόρτιση που παρουσιάστηκε).

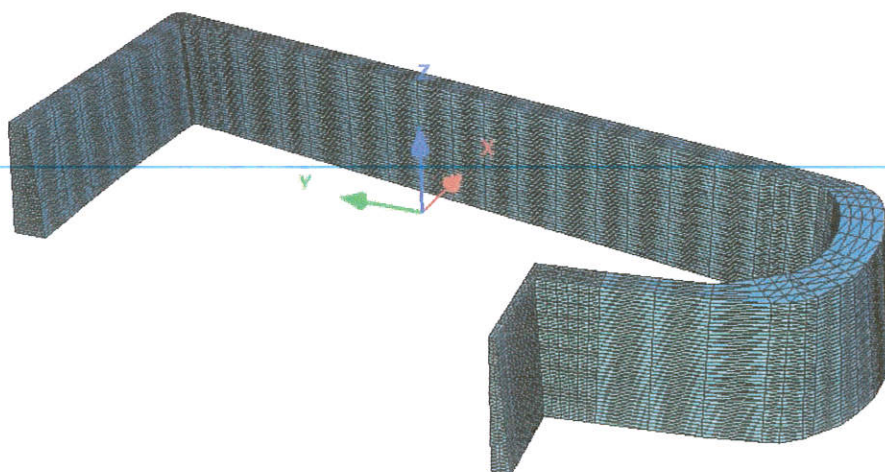
Τα φορτία και οι συνδυασμοί τους παρουσιάζονται αναλυτικά στο τεύχος υπολογισμού.

Η κατασκευή αναλύεται με στατική γραμμική ανάλυση.

3.1.6. ΙΔΙΟΜΟΡΦΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ

Παρότι η ανάλυση που επιλέχθηκε για την εφαρμογή του σεισμικού φορτίου είναι η ψευδοστατική ανάλυση, εκτελέστηκε μια συμπληρωματική ιδιομορφική ανάλυση για τη περαιτέρω διερεύνηση της συμπεριφοράς της κατασκευής. Λόγω του μεγάλου αριθμού πεπερασμένων στοιχείων, το λογισμικό δεν ήταν σε θέση να εκτελέσει την ιδιομορφική ανάλυση λόγω όγκου δεδομένων. Για αυτό το λόγο επιλέχτηκε ένα προσομοίωμα με ίδιες ακριβώς παραδοχές και μεγαλύτερο μέγεθος πεπερασμένων στοιχείων.

Τα αποτελέσματα της ανάλυσης παρουσιάζονται παρακάτω



Προσομοίωμα κατασκευής με μικρότερο μέγεθος πεπερασμένων στοιχείων

Eigenfrequencies

Using Lanczos Method

Iterationsvectors

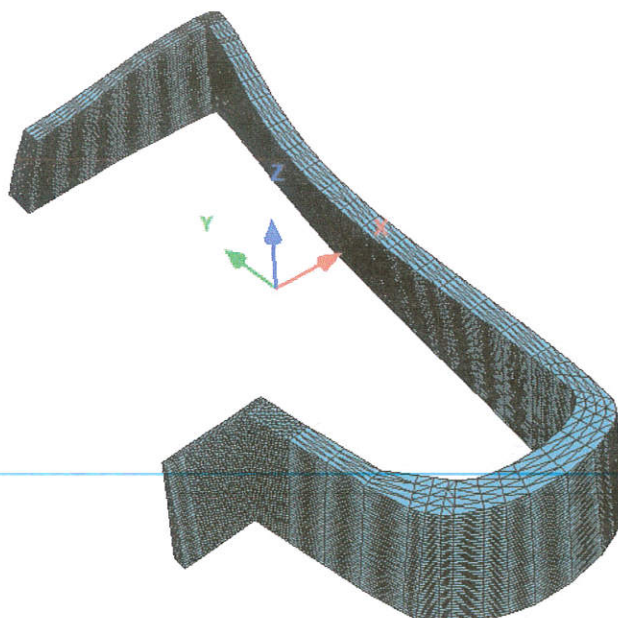
No.	LC	Eigenvalue [1/Sec ²]	Relativ error	frequency [Hertz]	Period [sec]	modal damping
1	2001	2.77254E+02	1.27E-01	2.650	0.377347	0.00000
2	2002	4.91526E+02	3.25E-01	3.529	0.283404	0.00000
3	2003	7.33728E+02	2.97E-01	4.311	0.231960	0.00000
4	2004	1.13967E+03	4.35E-01	5.373	0.186119	0.00000
5	2005	2.64425E+03	8.11E-01	8.184	0.122188	0.00000
6	2006	1.48992E+04	1.72E+00	19.427	0.051475	0.00000

Πίνακας 6 πρώτων ιδιομορφών

Modal masses - activated mass

No.	LC	frequency [Hertz]	effective modal Mass			factor		
			X[t]	Y[t]	Z[t]	X[%]	Y[%]	Z[%]
1	2001	2.650	38009	30	4	83.94	0.18	0.08
2	2002	3.529	1468	176	0	3.24	1.05	0.00
3	2003	4.311	190	65	0	0.42	0.39	0.00
4	2004	5.373	98	34	2	0.22	0.21	0.04
5	2005	8.184	42	11	0	0.09	0.06	0.01
6	2006	19.427	7	1	1	0.02	0.01	0.03
sum			39813	316	8	87.92	1.89	0.16

Συμμετοχή μαζών 6 πρώτων ιδιομορφών



1^η δεσπόζουσα ιδιομορφή κατά X, T= 0.377 s, f= 2.65 Hz, Ενεργοποίηση μάζας κατά X: 83.94%

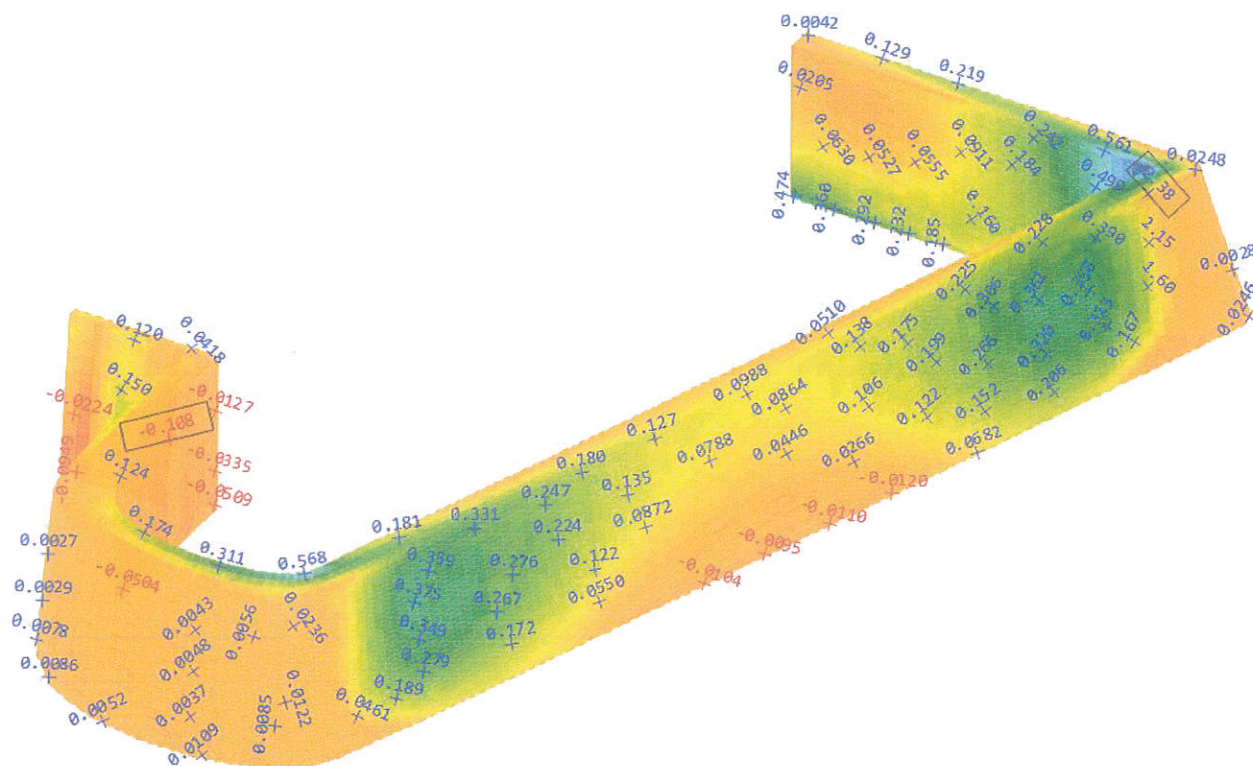
Παρατηρείται ότι υπάρχει μόνο μια δεσπόζουσα ιδιομορφή για τη κατασκευή κατά τη διεύθυνση X (κάθετα στη διαμήκη πλευρά). Οι ιδιομορφές των υπόλοιπων διευθύνσεων δεν ενεργοποιούν σημαντικό ποσοστό μάζας. Όσον αφορά την 1^η δεσπόζουσα ιδιομορφή η μορφή της φαίνεται να ακολουθεί ομοιόμορφη κατανομή καθ' ύψος του τοίχου. Συνεπώς η

εφαρμογή του σεισμικού φορτίου ως ομοιόμορφου στατικού, ανταποκρίνεται στην πραγματική ιδιομορφική απόκριση της κατασκευής.

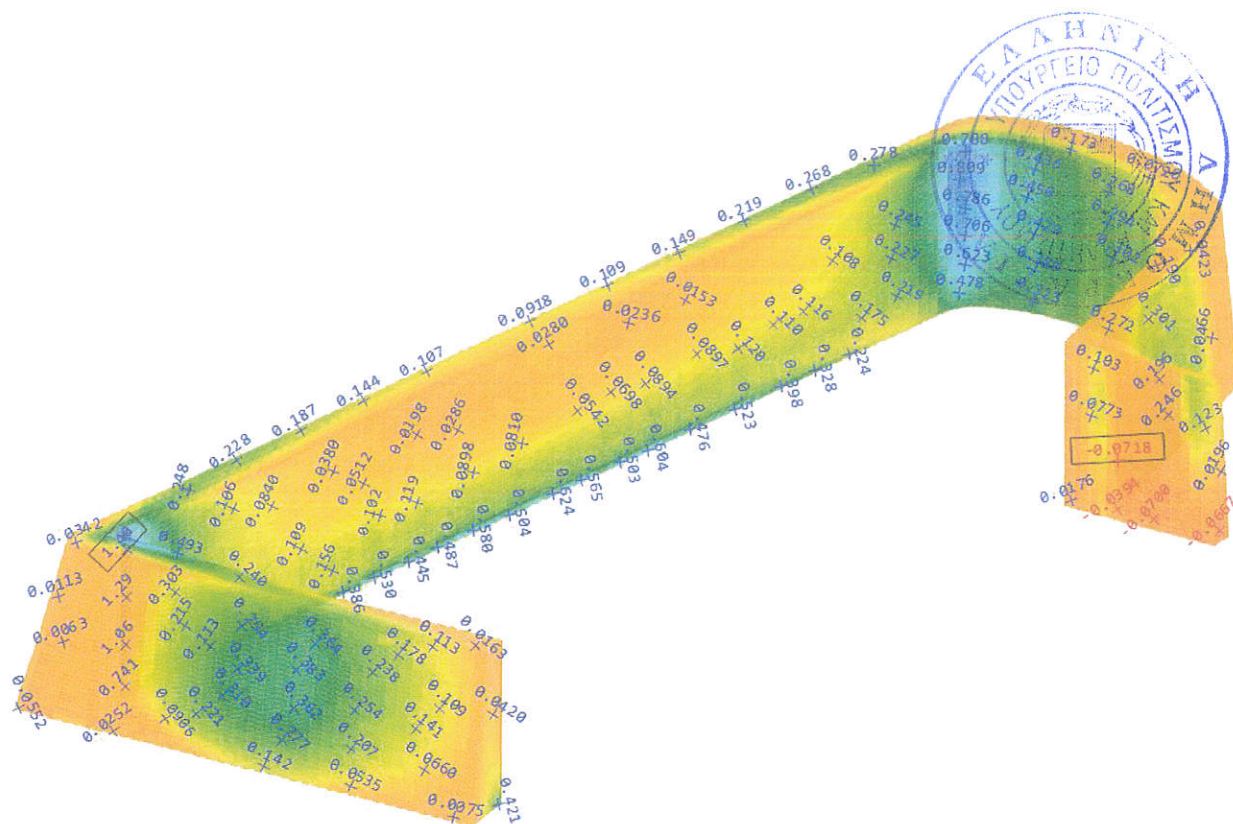


3.1.7. ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΑΝΑΛΥΣΕΩΝ

Παρουσιάζονται τα αποτελέσματα των κύριων τάσεων σ_i για τον υφιστάμενο φορέα. Η εφελκυστική αντοχή της τοιχοποιίας θεωρήθηκε ίση με 0.08 MPa. Οι πράσινες και μπλε περιοχές απεικονίζουν την υπέρβαση της εφελκυστικής αντοχής της τοιχοποιίας, συνεπώς την πιθανή ρηγμάτωση της διατομής.

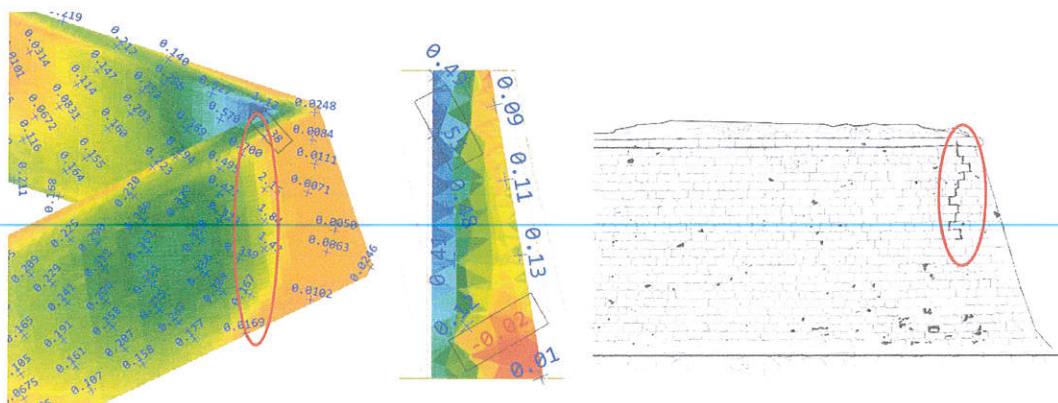


Κύριες τάσεις σ_i για σεισμό κάθετα στη διαμήκη πλευρά $G+0.3Q+Ex+0.3Ey$

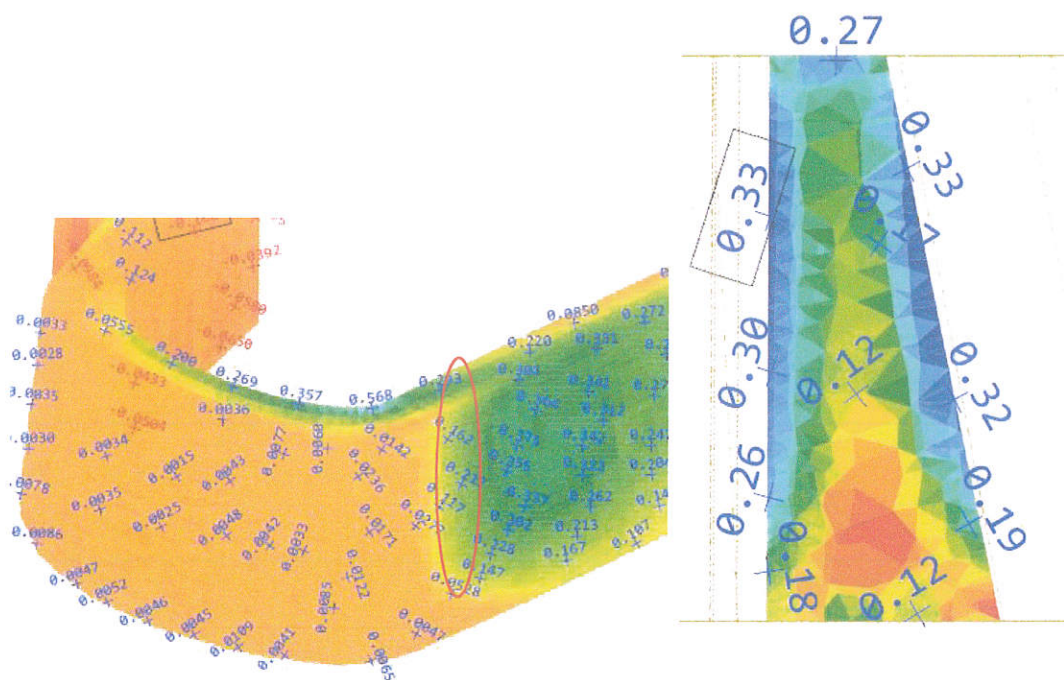
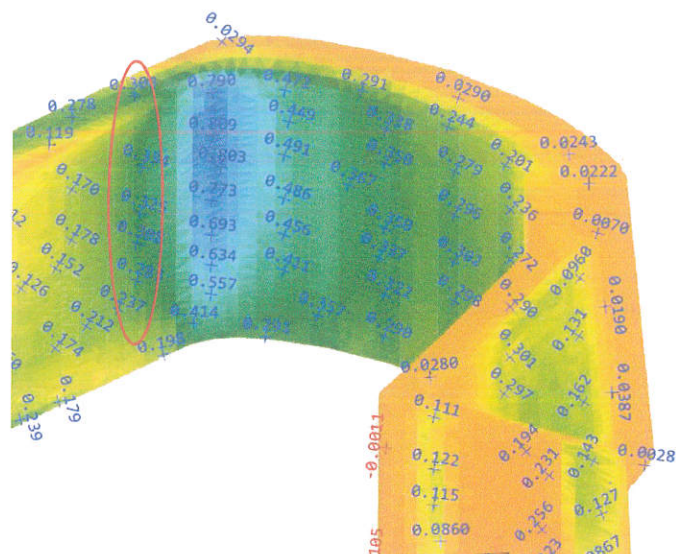


Κύριες τάσεις σ_1 για σεισμό κάθετα στη διαμήκη πλευρά $G+0.3Q+Ex+0.3Ey$

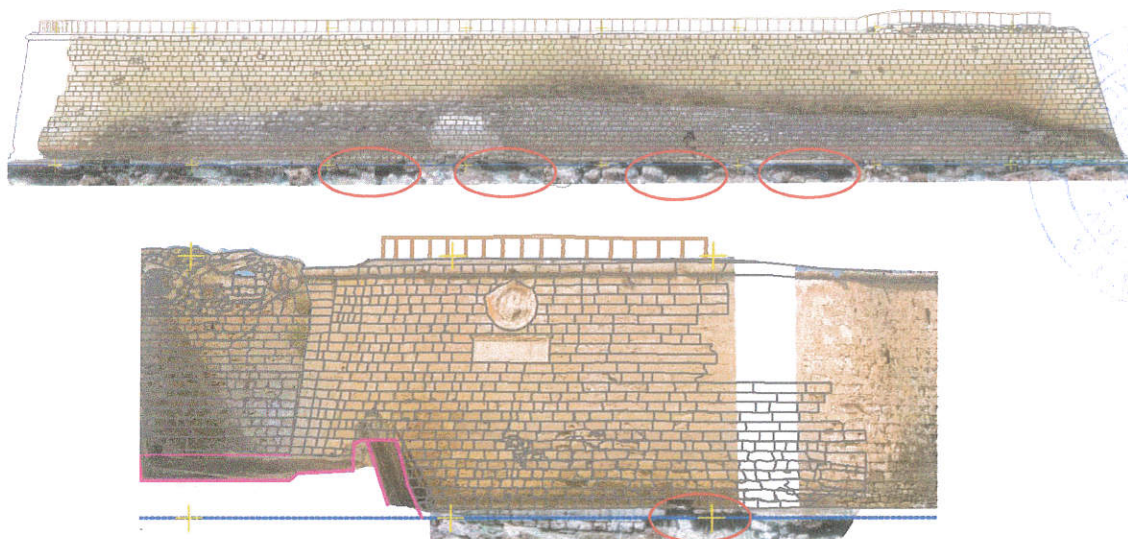
Όπως παρατηρείται υπάρχουν αρκετές περιοχές υπέρβασης της εφελκυστικής αντοχής. Οι σημαντικότερες είναι στις εσωτερικές γωνίες των τειχών. Η υπέρβαση αυτή γίνεται μόνο στην εσωτερική πλευρά του τοίχου συνεπώς δεν είναι δυνατόν να διαπιστωθεί η ύπαρξη της εν λόγω παθολογίας. Στην βορειοανατολική γωνία είναι πιθανόν η ρωγμή που παρατηρήθηκε να είναι αποτέλεσμα της συγκέντρωσης τάσεων που παρατηρήθηκαν στην εσωτερική παρειά.



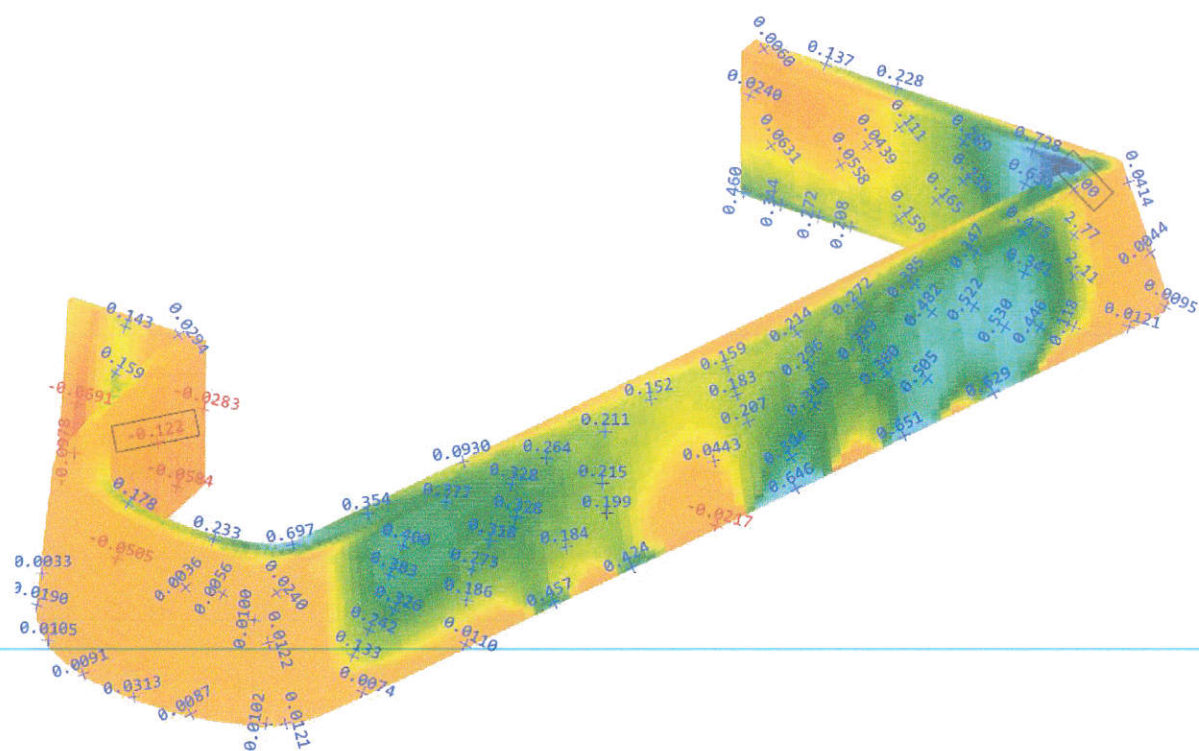
Στην νοτιοανατολική πλευρά βλέπουμε μια περιοχή όπου η υπέρβαση της εφελκυστικής αντοχής γίνεται στο ίδιο σημείο και στις δύο πλευρές της διατομής. Η συγκέντρωση αυτή μπορεί να ταυτιστεί με την διαμπερή ρωγμή που εντοπίστηκε στην περιοχή αυτή.



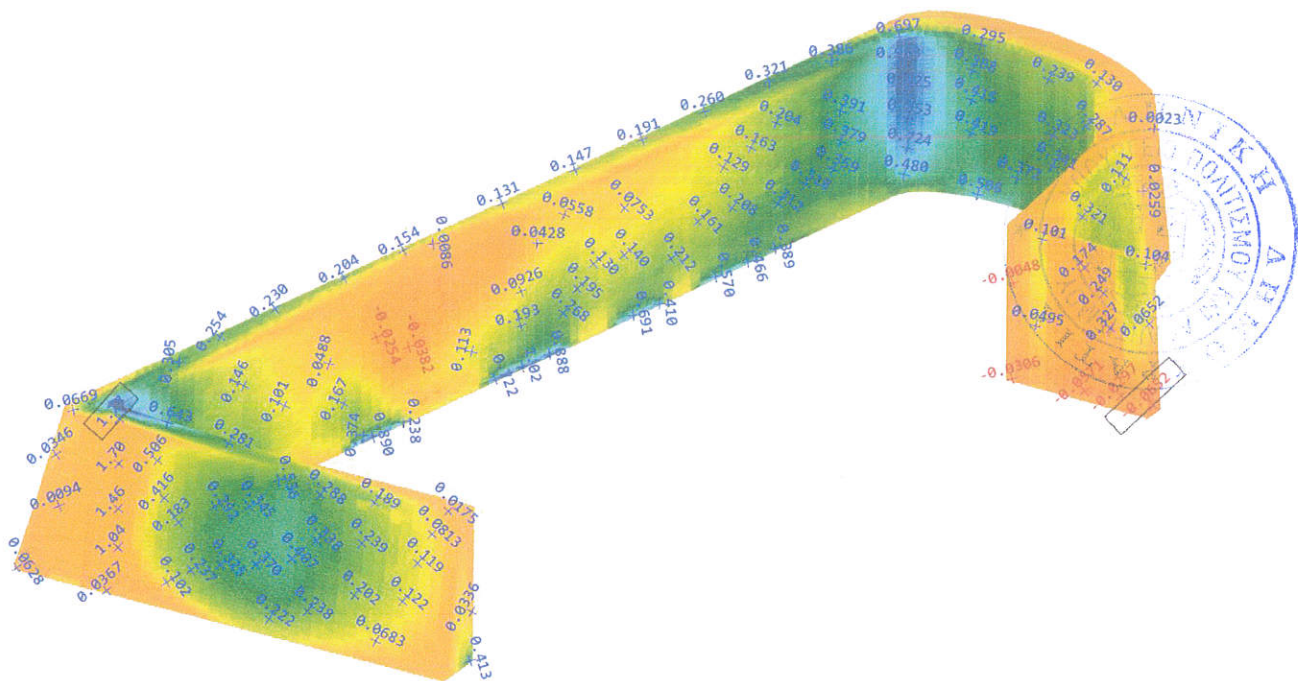
Για την διερεύνηση και την εξακρίβωση της παθολογίας, εφαρμόστηκε μια συμπληρωματική ανάλυση με την εφαρμογή υποχώρησης του εδάφους σε σημεία όπου παρατηρήθηκε υποσκαφή των τειχών από την ροή της θάλασσας. Η υποσκαφή προσομοιώθηκε με την υιοθέτηση μικρότερων τιμών δυσκαμψίας των ελατηρίων στις συγκεκριμένες περιοχές, συγκεκριμένα το 1/10 των αρχικών.



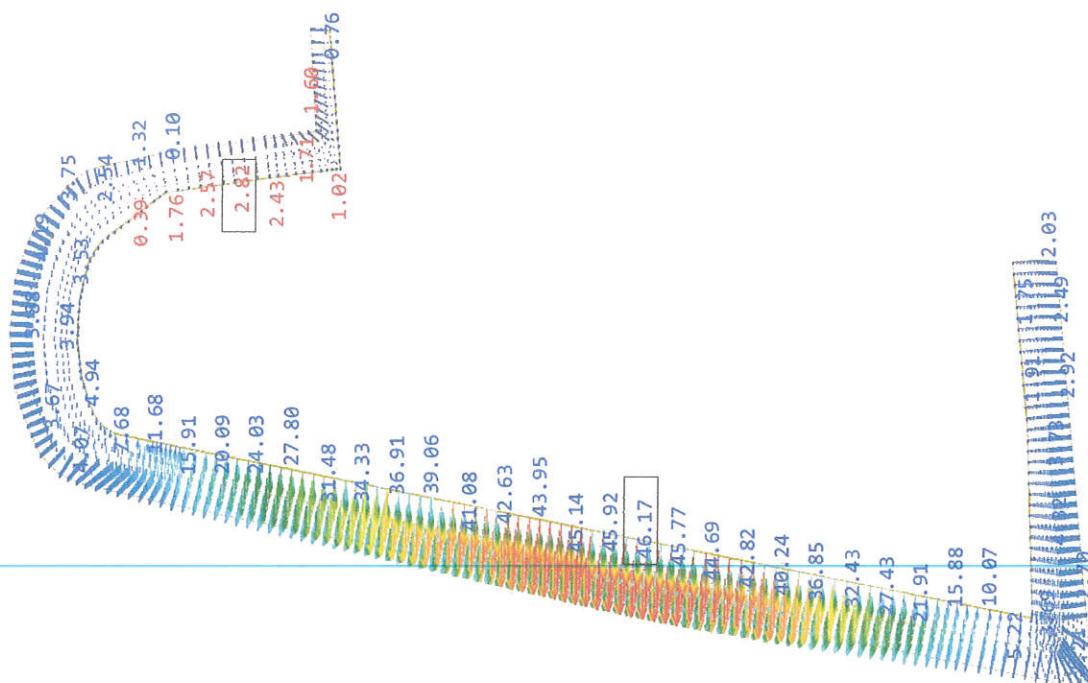
Περιοχές υποσκαφών τειχών, όπου προσομοιώθηκαν



Κύριες τάσεις σ_1 για σεισμό κάθετα στη διαμήκη πλευρά $G+0.3Q+Ex+0.3Ey$

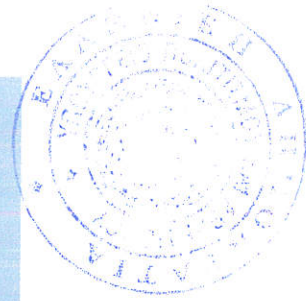
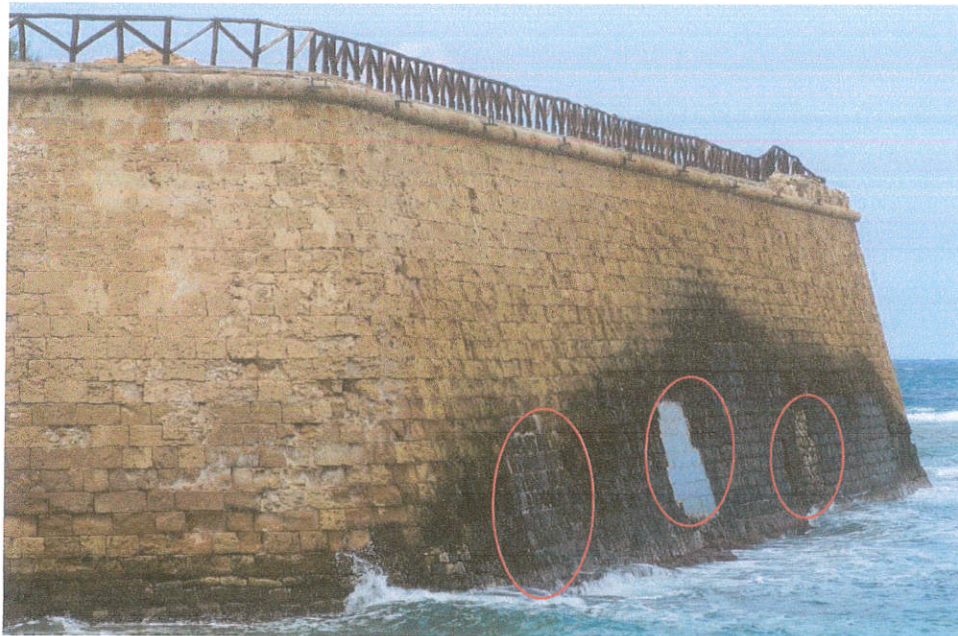


Κύριες τάσεις σ_1 για σεισμό κάθετα στη διαμήκη πλευρά $G+0.3Q+Ex+0.3Ey$



Μέγιστες μετακινήσεις για σεισμό κάθετα στη διαμήκη πλευρά $Ex+0.3Ey$

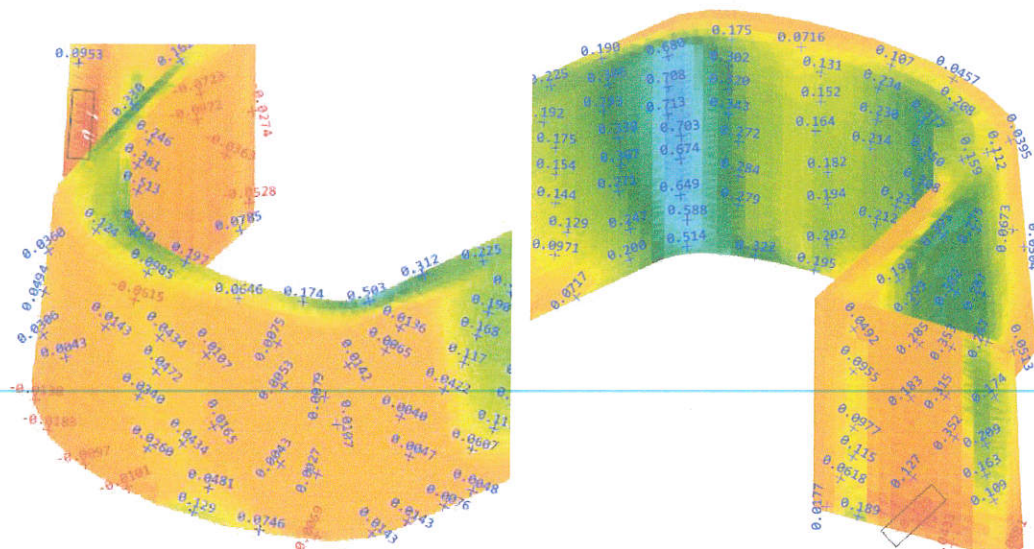
Όπως παρατηρείται η γενικότερη συμπεριφορά του φορέα δεν διαφοροποιείται σημαντικά. Η βασική διαφορά είναι η δημιουργία περιοχών συγκέντρωσης τάσεων στις θέσεις των υποσκαφών. Στις θέσεις αυτές παρατηρείται αποκόλληση λίθινων τεμαχίων, καθώς και τοπική επαναδόμηση τμημάτων του τείχους, πιθανόν λόγω παλαιότερης βλάβης.



Τοπικές επαναδομήσεις

Με βάση τις παρατηρήσεις αυτές συμπεραίνεται ότι οι υποσκαφές αυτές επηρεάζουν μέχρι στιγμής μόνο τοπικά την ευστάθεια του φορέα. Περαιτέρω συνέχιση του φαινομένου αυτού αναμένεται να επηρεάσει σε μεγαλύτερο βαθμό τον φορέα.

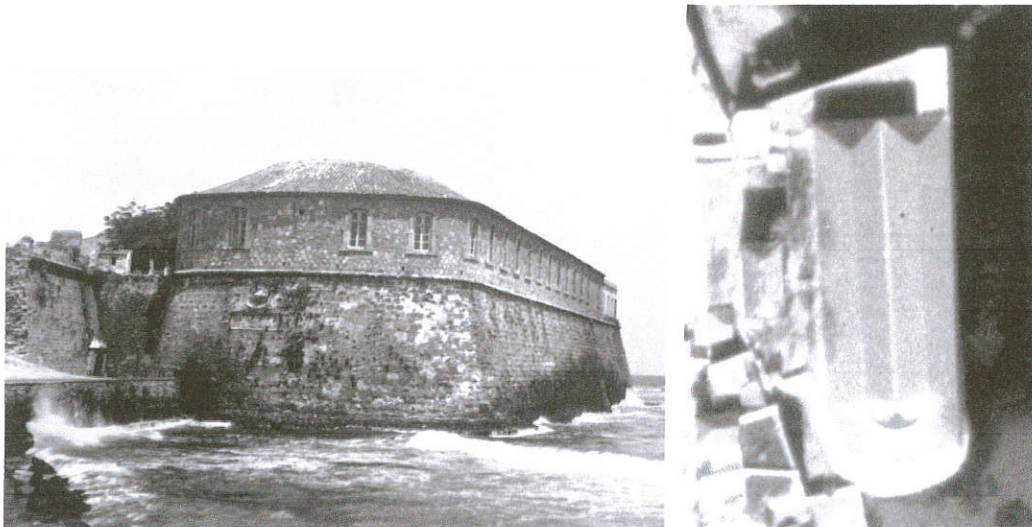
Όσον αφορά τη διαμπερή ρωγμή της νότιας πλευράς, οι μέχρι τώρα αναλύσεις ανέδειξαν υπέρβαση εφελκυστικών τάσεων μόνο στην εσωτερική παρειά.



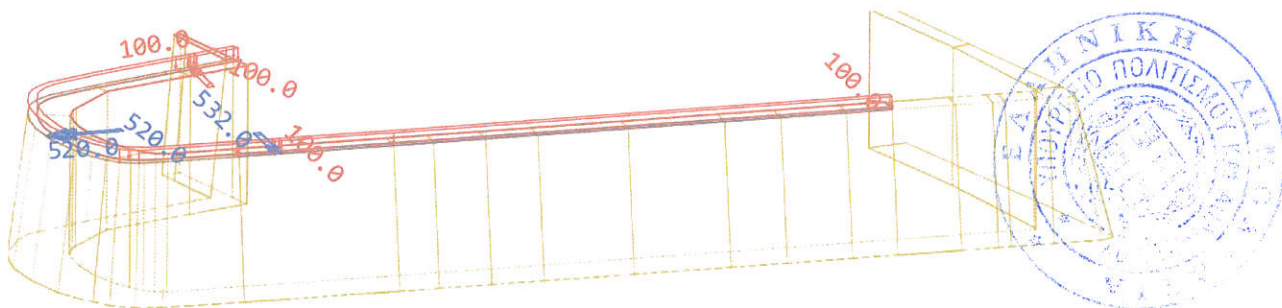
Κύριες τάσεις σι τάσεις για σεισμό κάθετα στη διαμήκη πλευρά $G+0.3Q+0.3E_x-E_y$



Στην προσπάθεια απόδοσης της παθολογίας αυτής λήφθηκε υπόψιν το ιστορικό του προμαχώνα. Στις αρχές του 20^{ου} αιώνα έγινε η κατασκευή του κτιρίου της Κρητικής Χωροφυλακής, το οποίο εδράστηκε επί των υφισταμένων τειχών. Παρακάτω φαίνεται το κτίριο της χωροφυλακής σε φωτογραφία και αεροφωτογραφία της δεκαετίας του 40.



Εκτελέστηκε μια συμπληρωματική ανάλυση για την διερεύνηση της συμπεριφοράς του φορέα εκείνης της περιόδου. Η γεωμετρία και οι συνδυασμοί φορτίσεων του φορέα παράμεινε ίδια, ενώ η επιρροή του κτιρίου προσομοιώθηκε με την προσθήκη κατακόρυφων φορτίων στους τοίχους και στις επιχώσεις των τειχών (με συνέπεια την αύξηση των ωθήσεων γαιών). Επιπρόσθετα εφαρμόστηκαν οριζόντια φορτία από την πλευρική ώθηση της στέγης οροφής του κτιρίου. Οι επιβαλλόμενες φορτίσεις παρουσιάζονται στην παρακάτω εικόνα (επιφανειακή φόρτιση σε kN/m^2).



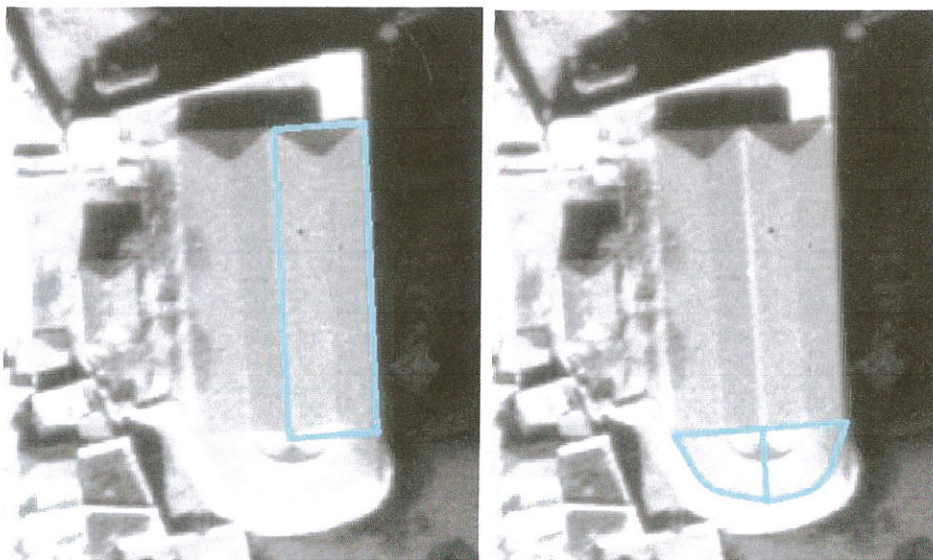
Οι φορτίσεις υπολογίστηκαν ως εξής:

Θεωρήθηκε ύψος λιθοδομής 5 m. Για ειδικό βάρος 20 kN/m^3 , προκύπτει συνολικό κατακόρυφο φορτίο $5 \times 20 = 100 \text{ kN/m}^2$.

Όσον αφορά την πλευρική ώθηση της στέγης, επιλέχθηκε το εξής μόνιμο φορτίο:

Μόνιμα φορτία $g = 0.5$ (επικάλυψη) + 0.15 (βάρος πλαισίου στέγης) + 1.5 (άνεμος) + 0.06 (χιόνι) = 2.21 kN/m^2 .

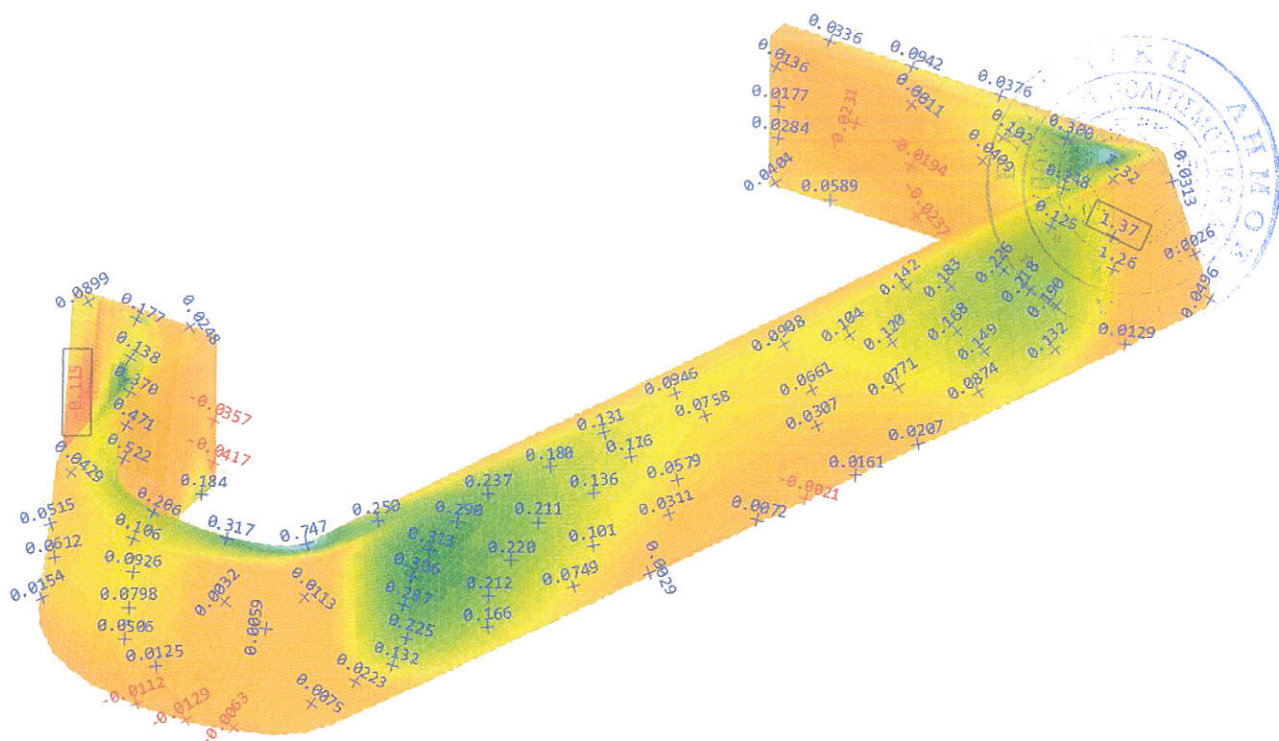
Η οριζόντια συνιστώσα του φορτίου της στέγης κατανέμεται σαν οριζόντιο κατανεμημένο φορτίο.



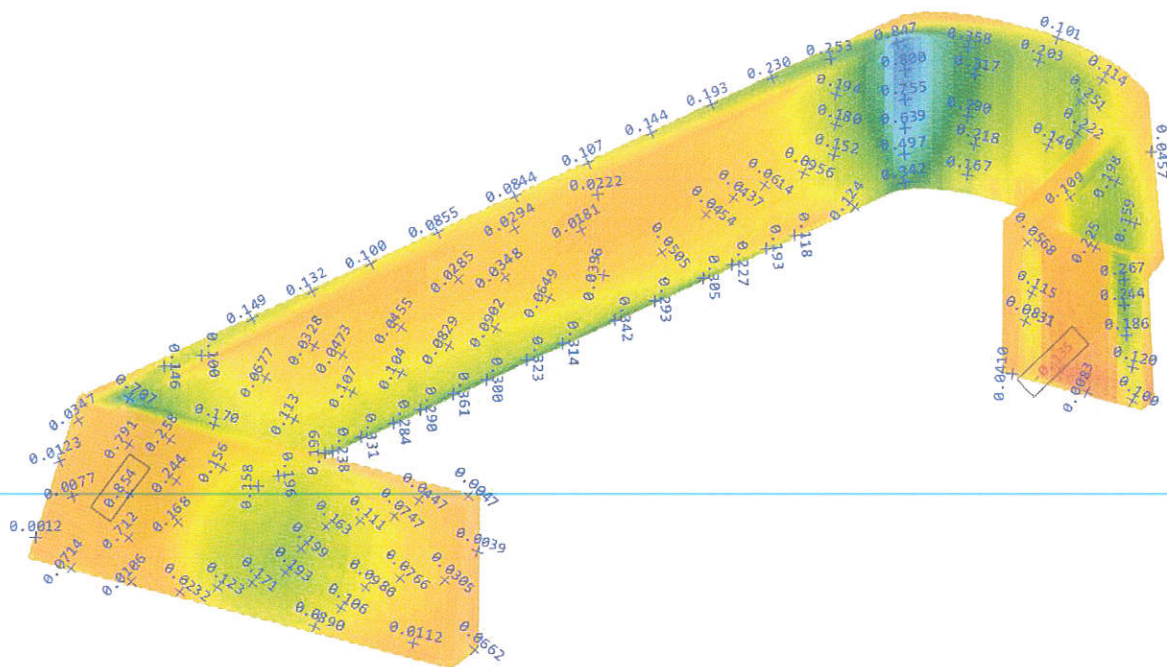
Περιοχή στέγης που κατανέμει φορτίο στον ανατολικό και νότιο τοίχο αντίστοιχα

Στο νότιο τοίχο η οριζόντια ώθηση του ημικυκλικού τμήματος της στέγης θεωρείται ότι κατανέμεται με τρεις οριζόντιες δοκούς στους κατακόρυφους τοίχους.

Τα αποτελέσματα της ανάλυσης παρουσιάζονται παρακάτω.

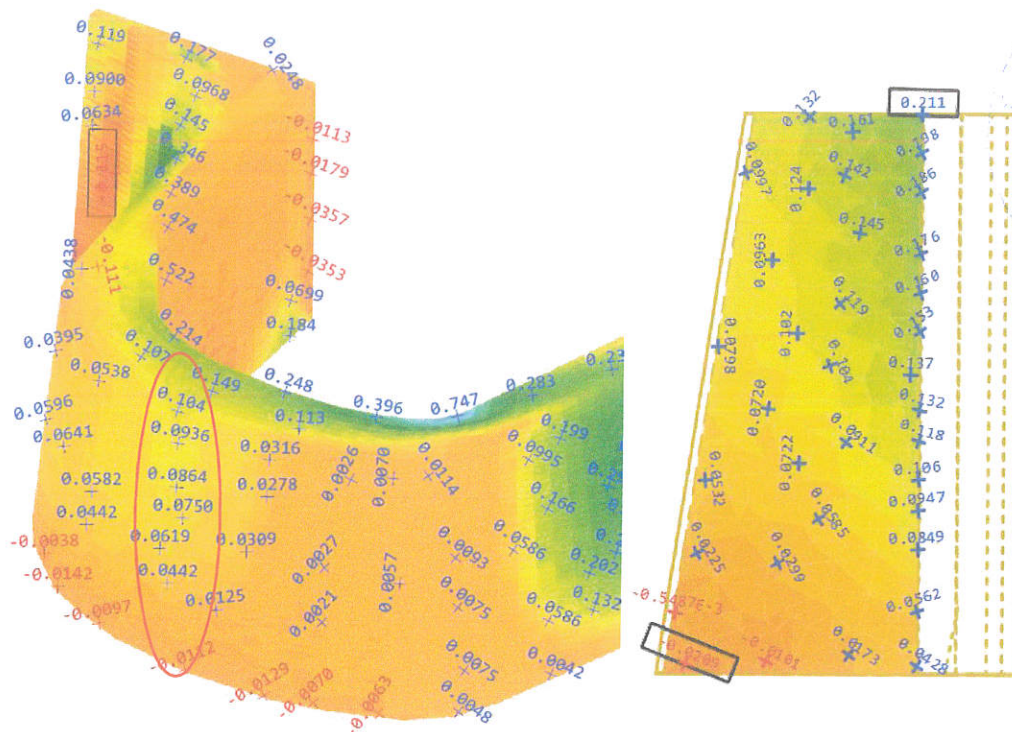


Κύριες τάσεις σ_1 για σεισμό παράλληλα στη διαμήκη πλευρά $G+0.3Q+0.3Ex-Ey$

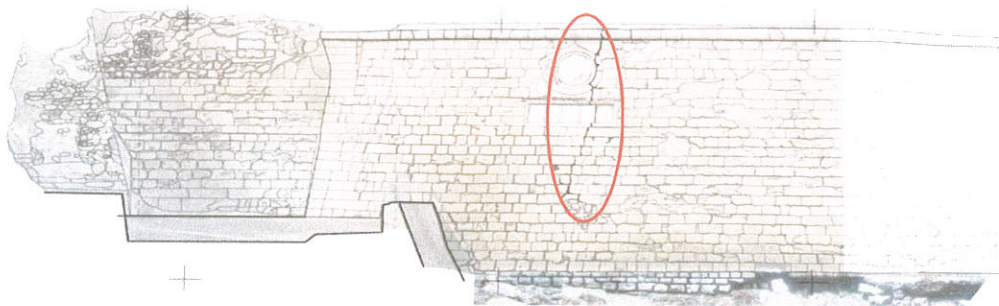


Κύριες τάσεις σ_2 για σεισμό παράλληλα στη διαμήκη πλευρά $G+0.3Q+0.3Ex-Ey$

Παρότι η συνολική εικόνα δεν μεταβλήθηκε παρατηρήθηκε αύξησης των εφελκυστικών τάσεων στην εξωτερική παρειά της νότιας πλευράς. Οι τιμές των τάσεων υπερβαίνουν την εφελκυστική αντοχή της τοιχοποιίας, σε περιοχή που ταυτίζεται με αυτή των ρηγματώσεων.

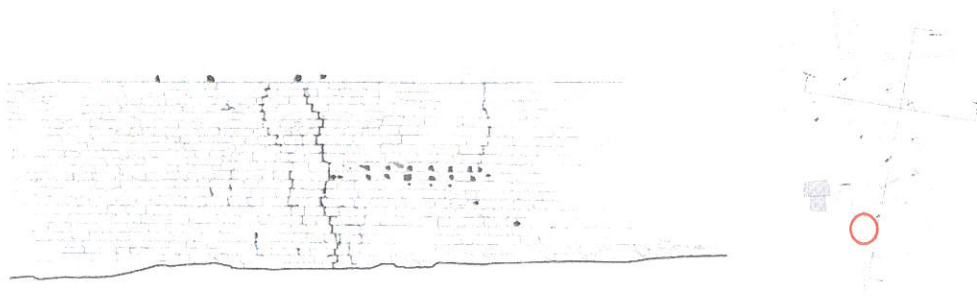


Περιοχή υπέρβασης της εφελκυστικής αντοχής (0.08 MPa)



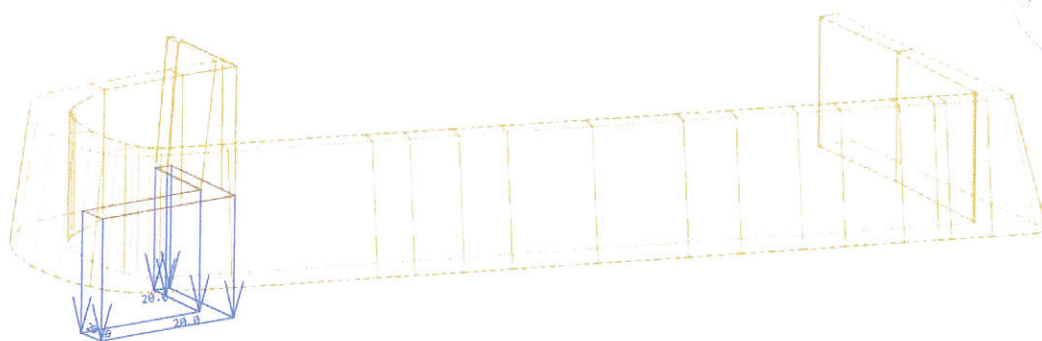
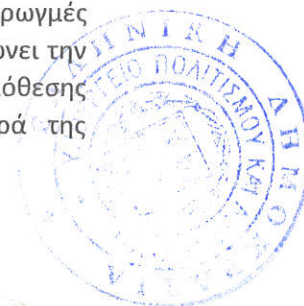
Ρηγμάτωση νότιου τοίχου προμαχώνα

Τέλος διερευνήθηκε η ρωγμή της δυτικής όψης του τοίχου.



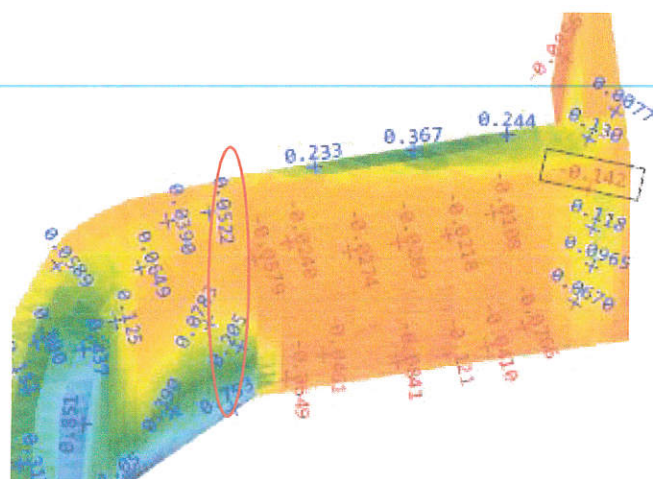
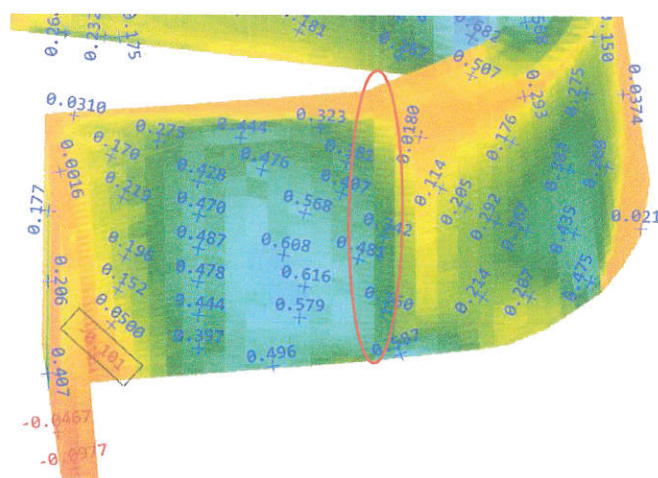
Θέση ρηγμάτωσης δυτικής όψης

Η διαφορά της συγκεκριμένης ρωγμής με τις υπόλοιπες, είναι ότι συνεχίζει σε όλο το ύψος του τείχους και φτάνει μέχρι το έδαφος, σε αντίθεση με τις υπόλοιπες κατακόρυφες ρωγμές του τείχους που βρίσκονται στο ανώτερο τμήμα αυτού. Η διαδρομή αυτή υποδηλώνει την πιθανότητα εκδήλωσης τοπικής καθίζησης των τειχών. Για την εξακρίβωση της υπόθεσης αυτής διενεργήθηκε μια ανάλυση με εφαρμογή καθίζησης στην μια πλευρά της κατακόρυφης ρωγμής.



Επιβολή καθίζησης περιοχής ενδιαφέροντος.

Τα αποτελέσματα της ανάλυσης παρουσιάζονται παρακάτω



Κύριες τάσεις σ_1 για καθίζηση δυτικής πλευράς. Υπέρβαση εφελκυστικής τάσης και στις δύο πλευρές της διατομής.

Παρατηρείται υπέρβαση της εφελκυστικής αντοχής και στις δύο πλευρές της διατομής στην εν λόγω περιοχή, κάτι που ενισχύει την υπόθεση για υποχώρηση του εδάφους του τμήματος αυτού των τειχών.

Το τελικό τεύχος στατικών υπολογισμών του υφιστάμενου φορέα περιλαμβάνει τις εξής φορτίσεις:

- Μόνιμα και κινητά φορτία ($1.35G+1.5Q$)
- Σεισμική φόρτιση σε συνδυασμό με σεισμική ώθηση γαιών
($G+0.3Q\pm E_i+0.3\pm E_j$)
- Καθίζηση δυτικής πλευράς ($G+W$)

Οι τρεις παραπάνω φορτίσεις εξετάζονται ξεχωριστά και δεν επαλληλίζονται μεταξύ τους. Η φόρτιση από το κτίριο της Χωροφυλακής δεν συμπεριλήφθη στο τεύχος υπολογισμών καθώς αποτελεί παροδική δράση που δεν είναι πλέον σε ισχύ, στον υφιστάμενο φορέα. Η εφαρμογή των φορτίων αυτών είχε διερευνητικό σκοπό, για την ερμηνεία των ρηγματώσεων της νότιας πλευράς.

3.1.8. ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Η παρούσα μελέτη επιχείρησε να δώσει ερμηνεία στην υπάρχουσα παθολογία της κατασκευής και με τον τρόπο αυτό να αποδώσει την επάρκεια της.

Οι σημαντικότερες ρωγμές ερμηνεύθηκαν με την εφαρμογή διαφορετικών σεναρίων ανάλυσης, λαμβάνοντας υπόψιν τα αποτελέσματα των διερευνητικών εργασιών καθώς και το ιστορικό του κτιρίου. Ο προμαχώνας έχει υποστεί μια σειρά από επεμβάσεις τους αιώνες ύπαρξής τους, συνεπώς η ακριβής ερμηνεία της παθολογίας ήταν ιδιαίτερως δύσκολη. Παρόλο αυτά επετεύχθη μια ικανοποιητική ποιοτική εκτίμηση της συμπεριφοράς του.

Συνοψίζοντας η κατασκευή έχει παρουσιάσει μια σειρά από βλάβες που οφείλονται σε σεισμικές ωθήσεις, ωθήσεις γαιών, καθιζήσεις, υποσκαφές θεμελίων, καθώς και ωθήσεις από παλαιότερα κτίσματα.

Οι ζημιές αυτές αν και εμφανείς, παρουσιάζουν τοπικό χαρακτήρα και δεν έχουν διαταράξει έως τώρα την συνολική ευστάθεια του φορέα. Παρόλο αυτά πρέπει να δοθεί έμφαση στην αποκατάσταση των βλαβών και στην περαιτέρω βελτίωση της συμπεριφοράς του φορέα. Τα κύρια σημεία που πρέπει να δοθεί σημασία είναι:

- Αποκατάσταση ρωγμών
- Αποκατάσταση ελλειπόντων λίθων και αποδιοργανωμένων περιοχών
- Προστασία βάσης τείχους από υποσκαφές που προκαλούν οι κυματισμοί
- Διερεύνηση της δυτικής πλευράς, ώστε να διαπιστωθεί αν υπάρχει υποχώρηση του εδάφους σε εξέλιξη, ή αν το αίτιο εκδήλωσης τη ρωγμής έχει παρέλθει. Θα γίνει εκσκαφή στη βάση της δυτικής πλευράς του τείχους και σε περίπτωση που εντοπιστούν υποσκαφές θα αποκατασταθεί η διατομή του τείχους.

3.2 ΜΕΛΕΤΗ ΑΠΟΤΙΜΗΣΗΣ ΕΝΙΣΧΥΜΕΝΟΥ ΦΟΡΕΑ

Με βάσει τα συμπεράσματα από τις στατικές αναλύσεις αποφασίστηκαν μια σειρά από επεμβάσεις στο φέροντα οργανισμό των τειχών για την βελτίωση της συμπεριφοράς αυτού. Οι βασικές επεμβάσεις για την αποκατάσταση του φορέα στην αρχική του κατάσταση είναι:

- Επισκευή ρηγματώσεων τείχους
- Αποκατάσταση ύφαλων καταπτώσεων και υποσκαφών τείχους.

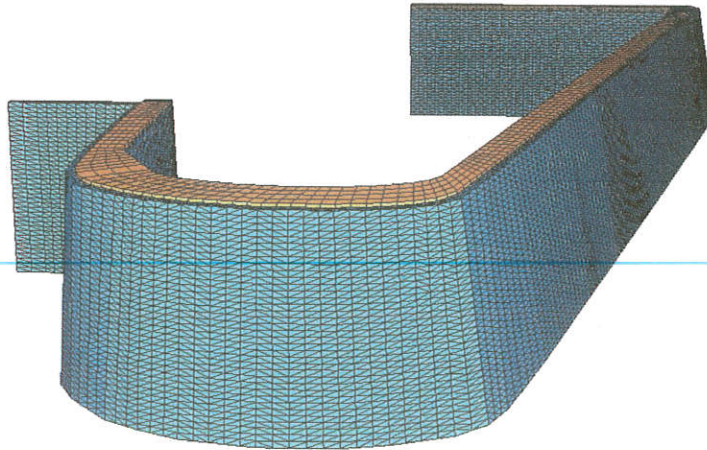
Για περαιτέρω βελτίωση της συμπεριφοράς του φορέα θα γίνει:

- Κατασκευή διαζώματος από οπλισμένο σκυρόδεμα με ανοξείδωτο οπλισμό
- Κατασκευή οπλισμένου επιχώματος σε ύψος 3 m από τη στέψη του τείχους. Το οπλισμένο επίχωμα θα έχει μεγαλύτερη ευστάθεια από τις υφιστάμενες επιχώσεις με αποτέλεσμα την μείωση των ωθήσεων στο ανώτερο τμήμα του τείχους.

3.2.1. ΜΟΝΤΕΛΟΠΟΙΗΣΗ

Η προσομοίωση του φέροντος οργανισμού έγινε με τη βοήθεια του λογισμικού SSD της εταιρείας SOFISTIK, με τη χρήση πεπερασμένων στοιχείων. Οι επεμβάσεις προσομοιώθηκαν με τον εξής τρόπο:

- Η αποκατάσταση των υποσκαφών αποδόθηκε με αύξηση των ελατηριακών σταθερών της βάσης του τείχους. Συγκεκριμένα στα σημεία των υποσκαφών η δυσκαμψία των ελατηρίων επανήλθε από τα 20.000 στα 200.000, δηλαδή ίση με τα υπόλοιπα σημεία της βάσης. Με αυτό τον τρόπο προσομοιώθηκε η αποκατάσταση της διάβρωσης της βάσης και η προστασία της με το διάζωμα και την ύφαλη λιθορριπή.
- Προσομοιώθηκε το διάζωμα οπλισμένου σκυροδέματος στην κορυφή του τείχους. Η προσομοίωση έγινε με επιφανειακά στοιχεία πάχους 35 cm από οπλισμένο σκυρόδεμα C30/37. Θεωρήθηκε πλήρης σύνδεση αυτού με το τείχος.



Προσομοίωμα ενισχυμένου φορέα στο λογισμικό SOFISTIK. Διάζωμα οπλισμένου σκυροδέματος στην κορυφή.

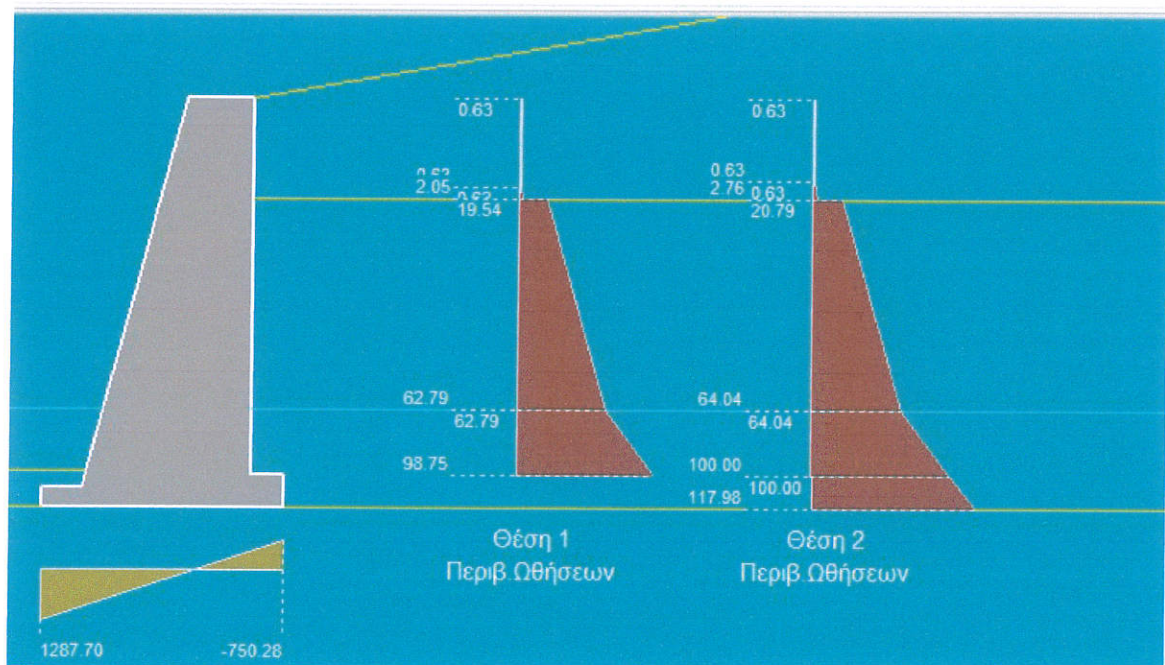
3.2.2. ΜΗΧΑΝΙΚΑ ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΑΣ

Πέραν των εργασιών αποκατάστασης των ρωγμών δεν θα γίνει περαιτέρω επέμβαση βελτίωσης των μηχανικών χαρακτηριστικών της τοιχοποιίας. Συνεπώς οι ιδιότητες της διατηρούνται ίδιες με τον υφιστάμενο φορέα

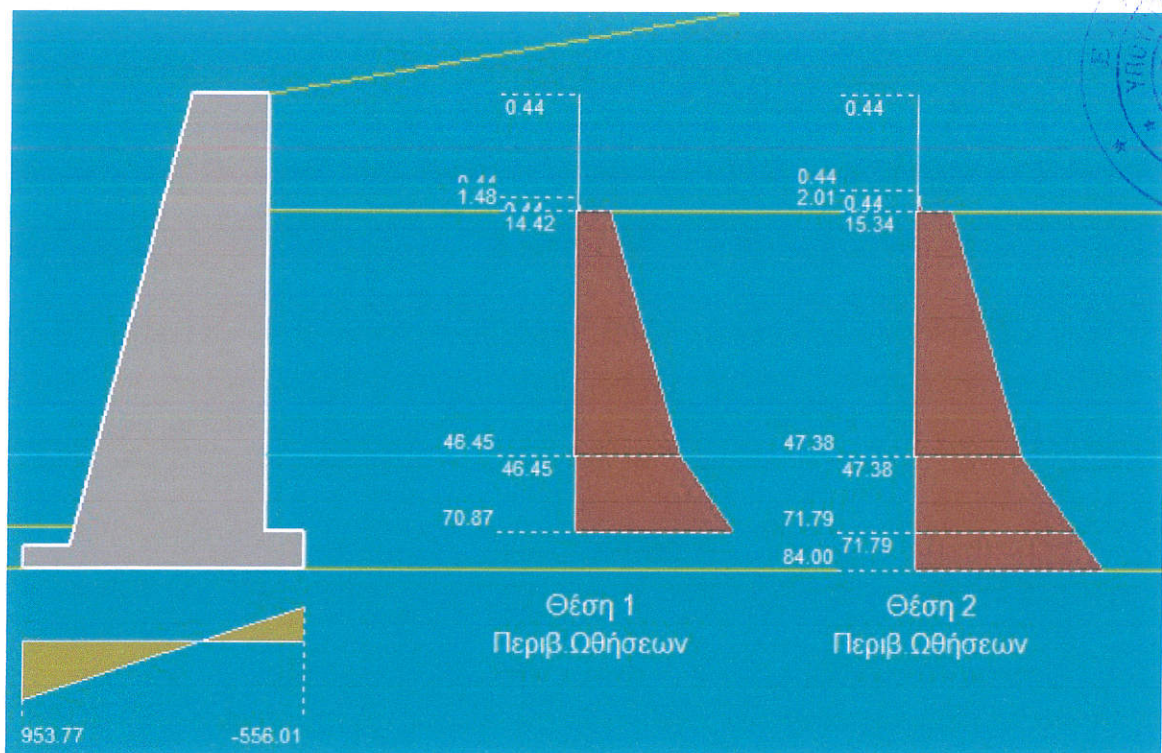


3.2.3. ΦΟΡΤΙΑ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

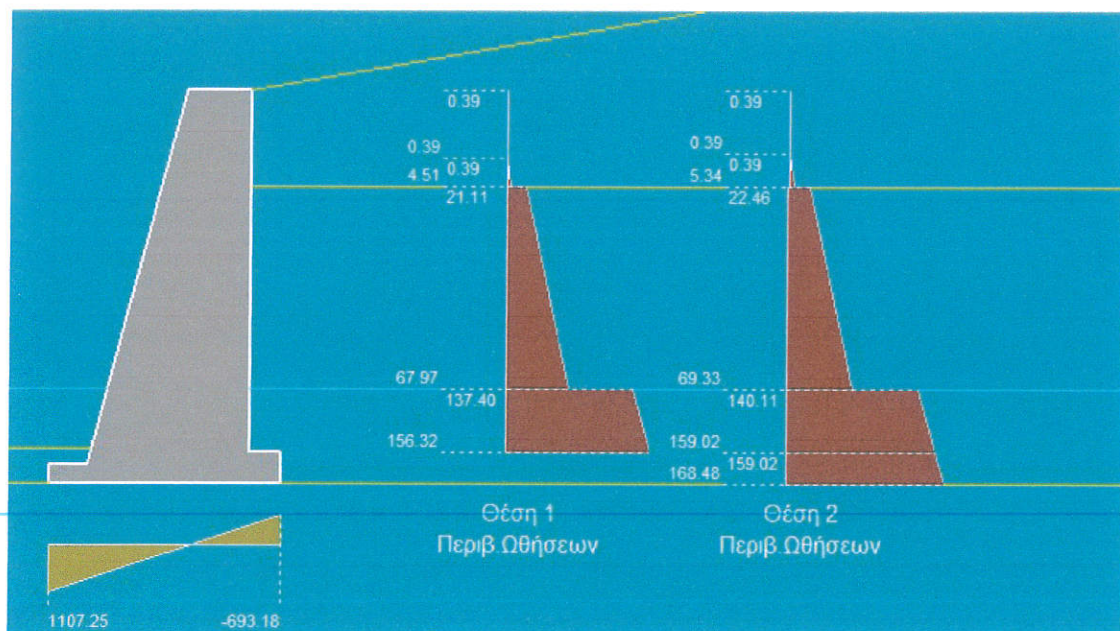
Η εφαρμογή του οπλισμένου επιχώματος σε ύψος 3m από τη κορυφή της στέψης του τείχους έχει ως αποτέλεσμα την μείωση των ωθήσεων γαιών για το συγκεκριμένο τμήμα. Οι νέες ωθήσεις που λαμβάνονται υπόψιν είναι οι παρακάτω. Οι συνδυασμοί των φορτίσεων αυτών παραμένουν ίδιοι με αυτούς της μελέτης υφιστάμενης κατάστασης.



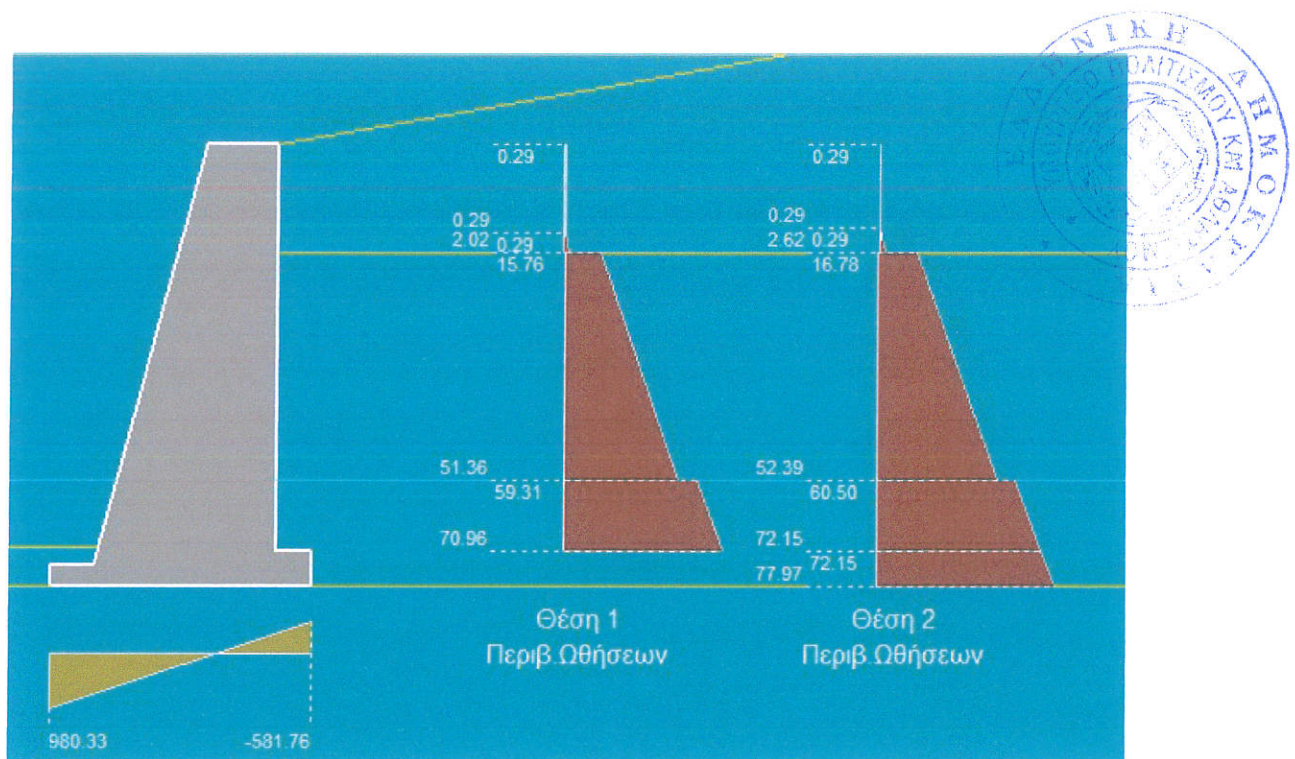
1.35G+1.5Q μέγιστη τιμή 96.40 στο +1.20 (γραμμή εδάφους)



G+Q Μέγιστη τιμή 69.35 στο +1.20 (γραμμή εδάφους)



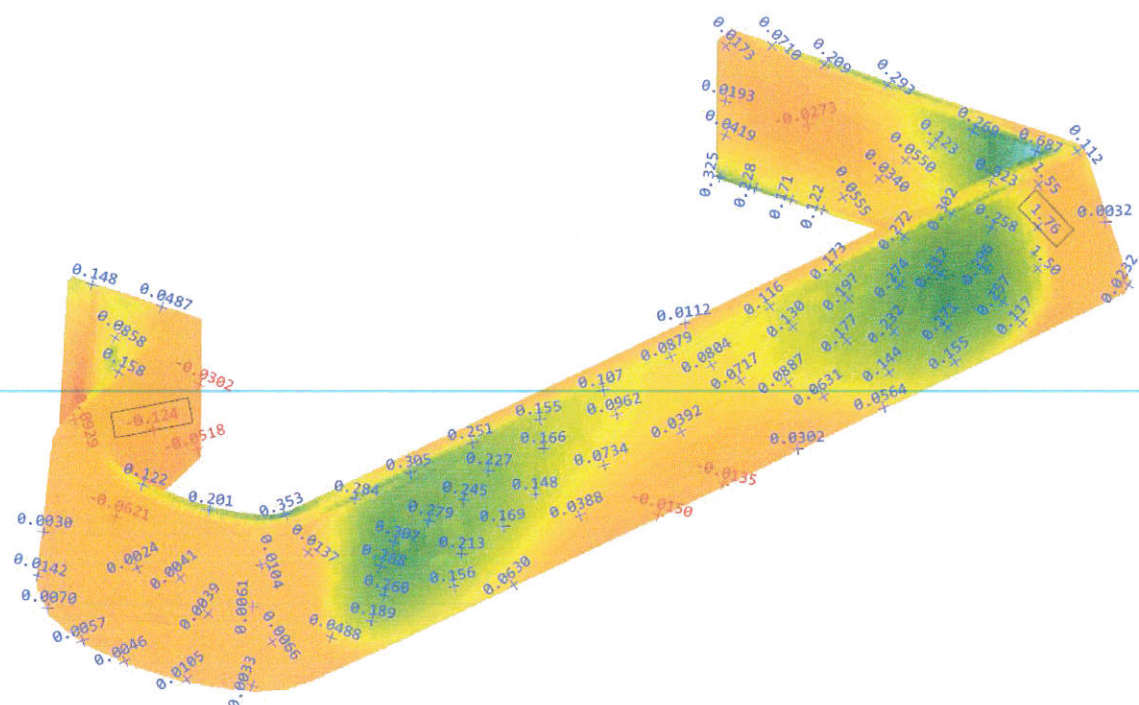
G+0.3Q+E Μέγιστη τιμή 157.13 στο +1.20 (γραμμή εδάφους)



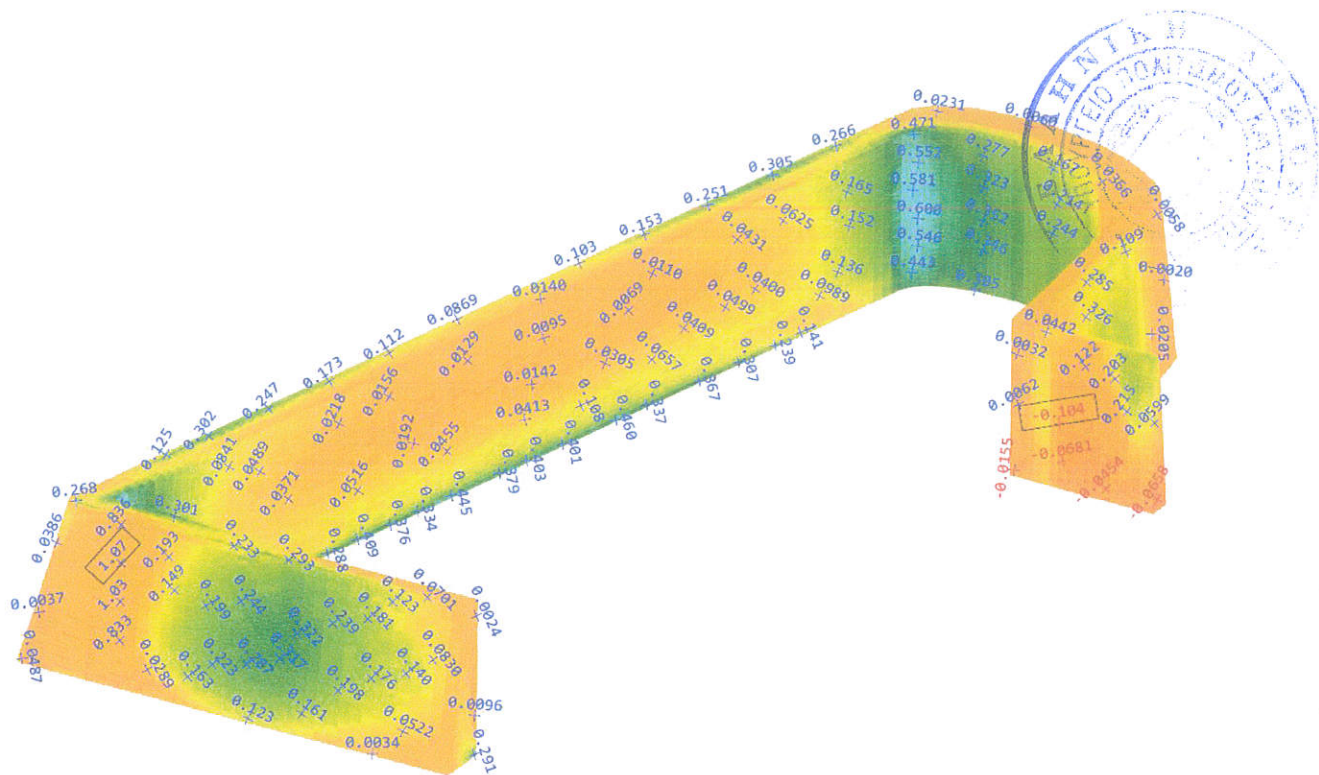
G+0.3Q+0.3E Μέγιστη τιμή 67.72 στο +1.20 (γραμμή εδάφους)

3.2.4. ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΑΝΑΛΥΣΕΩΝ

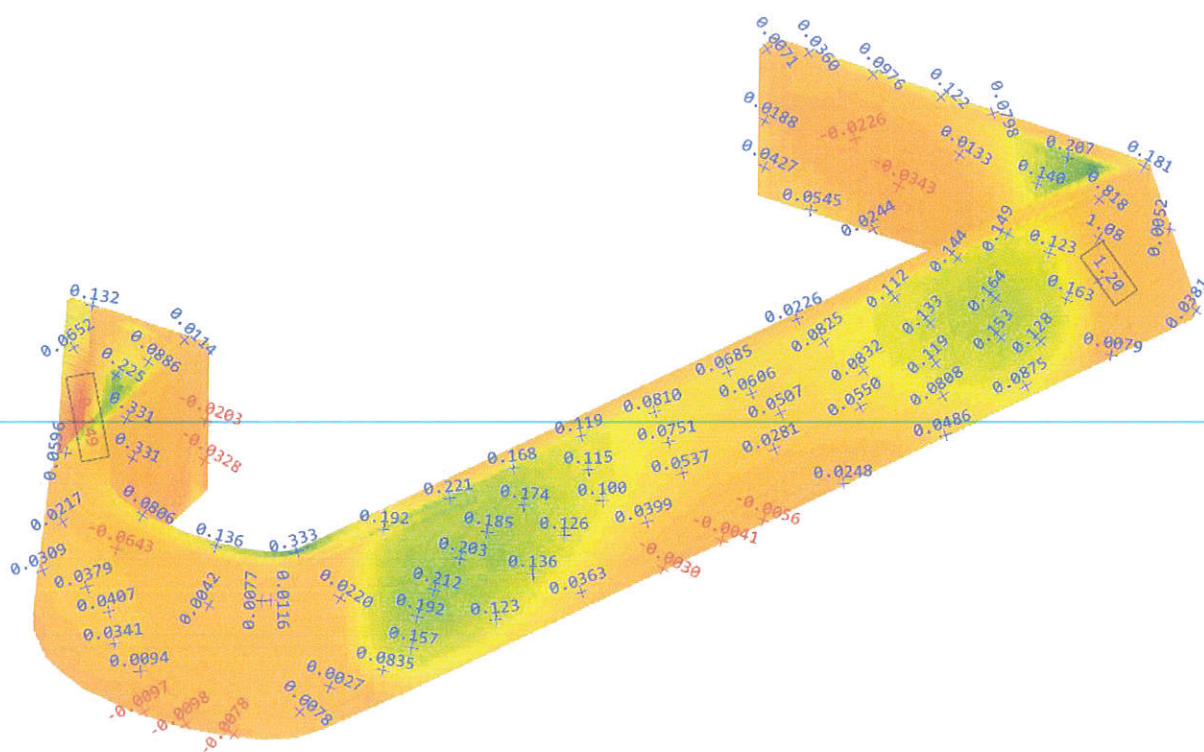
Παρουσιάζονται τα αποτελέσματα των κατακόρυφων κύριων τάσεων για τον υφιστάμενο φορέα.



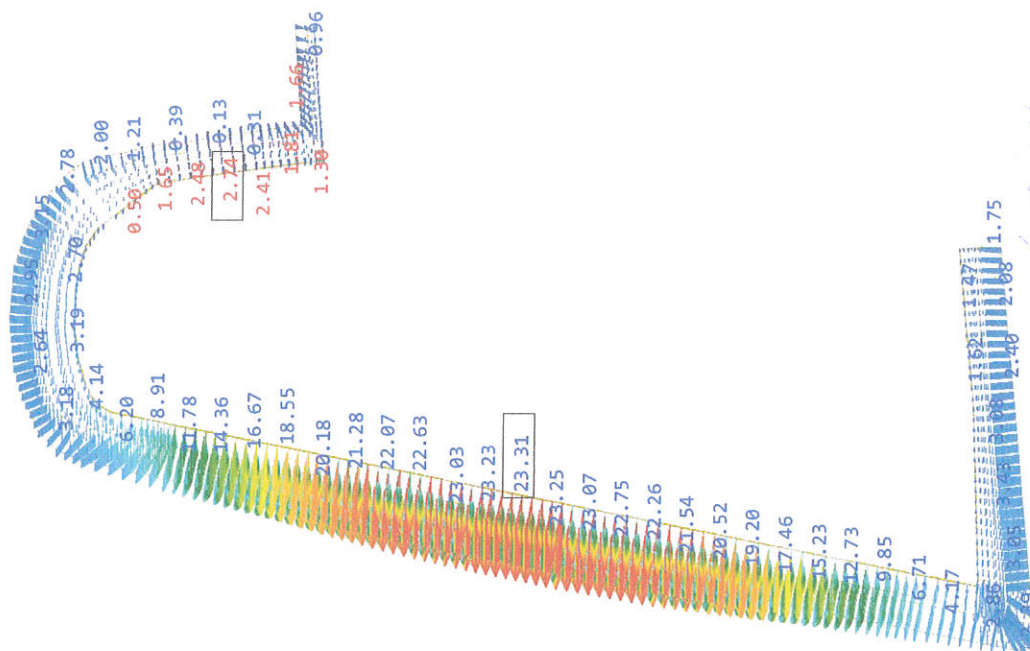
Κύριες τάσεις σ_i για σεισμό κάθετο στη διαμήκη πλευρά G+0.3Q+Ex+0.3Ey



Κύριες τάσεις σ_1 για σεισμό κάθετο στη διαμήκη πλευρά $G+0.3Q+Ex+0.3Ey$



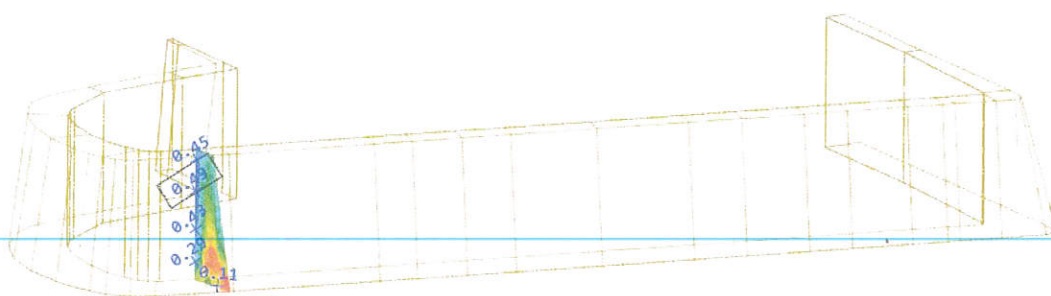
Κύριες τάσεις σ_1 για σεισμό παράλληλο στη διαμήκη πλευρά $G+0.3Q+0.3Ex+Ey$

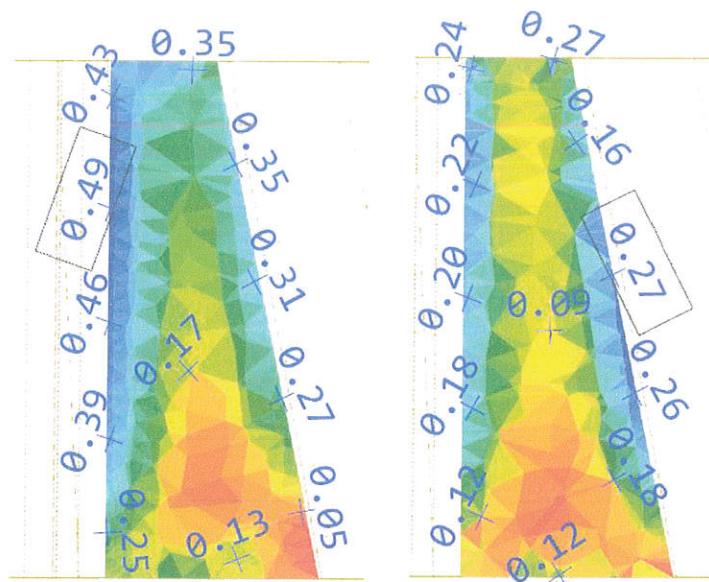


Μέγιστες μετακινήσεις για σεισμό κάθετα στη διαμήκη πλευρά $G+0.3Q+Ex+0.3Ey$

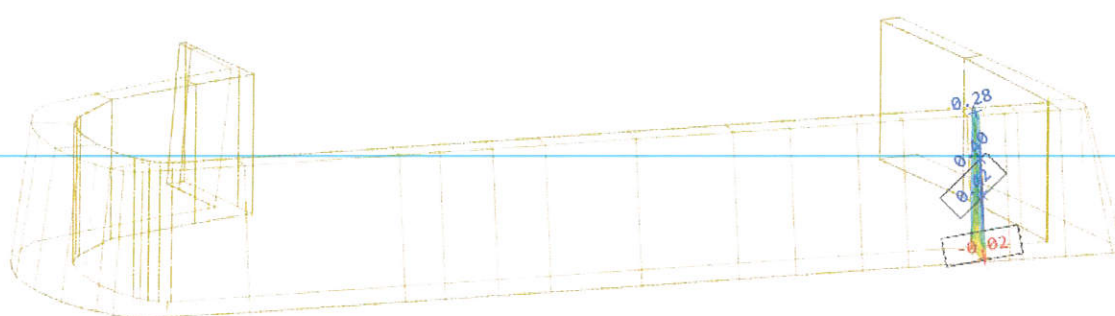
Όπως παρατηρείται υπάρχει σημαντική μείωση των τάσεων στον φορέα, αν και συνεχίζουν να υπάρχουν περιοχές υπέρβασης της εφελκυστικής αντοχής.

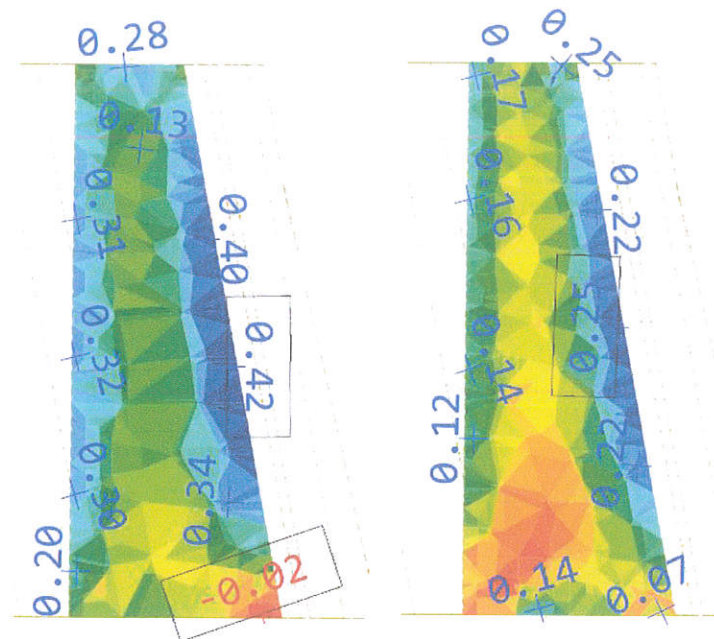
Πέραν των γενικών εικόνων τάσεων, μια πληρέστερη εικόνα για την συνεισφορά των επεμβάσεων μπορεί να δοθεί από τις τομές στα κύρια σημεία υπέρβασης των εφελκυστικών τάσεων.



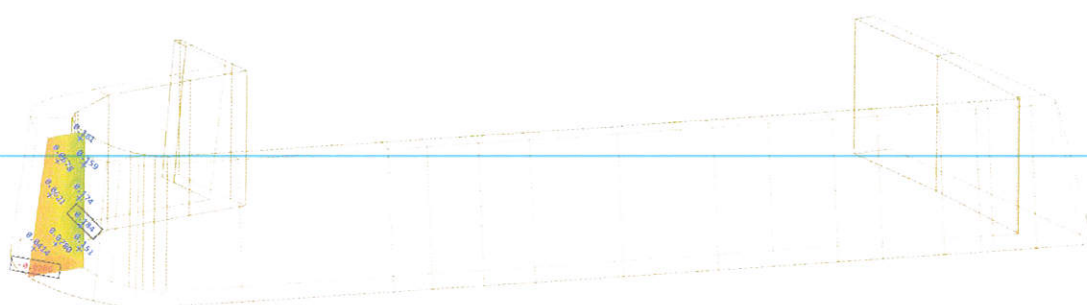


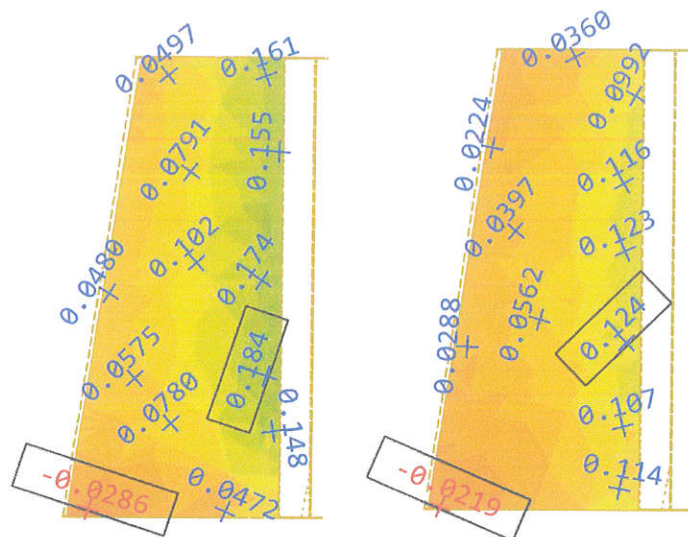
Τομή Α. Τομή κύριων τάσεων σ_1 στον υφιστάμενο (αριστερά) και τον ενισχυμένο φορέα (δεξιά)





Τομή Β. Τομή κύριων τάσεων σ_1 στον υφιστάμενο (αριστερά) και τον ενισχυμένο φορέα (δεξιά)





Τομή Γ. Τομή κύριων τάσεων σ₁ υφιστάμενο (αριστερά) και τον ενισχυμένο φορέα (δεξιά)

Παρατηρείται σημαντική μείωση τάσεων στις κρίσιμες τομές η οποία φτάνει έως και 50% σε ορισμένα σημεία. Στον ενισχυμένο φορέα είναι ότι, παρόλο που στις εξωτερικές παρειές η εφελκυστική τάση υπερβαίνεται, στο εσωτερικό της διατομής οι τάσεις οριακά υπερβαίνουν τα $f_t=0.08$ MPa. Αυτό σημαίνει ότι στις εν λόγω περιοχές οι πιθανές μικρορρηγματώσεις δεν θα είναι διαμπερείς, αλλά θα επικεντρώνονται στις εξωτερικές στρώσεις και συνεπώς θα είναι εύκολα επισκευάσιμες.

Ιδιαίτερα ευεργετική είναι η επίδραση των ενισχύσεων όσον αφορά τις μέγιστες μετακινήσεις του φορέα με μείωση αυτών από 46.17 mm σε 23.31 mm. Οι μειώσεις αυτές οφείλονται τόσο στην επίδραση του διαζώματος όσο και στην βελτίωση της θεμελίωσης του φορέα. Η μείωση μετακινήσεων είναι βελτίωση ιδιαιτέρως ευεργετική για φορείς από ψαθυρά υλικά όπως είναι η φέρουσα τοιχοποιία.

Όσον αφορά τη βάση του τείχους, η συμπεριφορά βελτιώθηκε σημαντικά λόγω της επισκευής των υποσκαφών, με σημαντική μείωση των τάσεων εφελκυσμού.

Περαιτέρω μείωση των τάσεων θα απαιτούσε ακόμα πιο εκτεταμένες παρεμβάσεις που θα αλλοίωναν τον αρχιτεκτονικό χαρακτήρα του μνημείου. Για αυτό το λόγο πρέπει να γίνει αποδεκτό ότι σε περίπτωση σεισμικής φόρτισης ο φορέας θα φέρει περιορισμένες μικρορρηγματώσεις, χωρίς όμως να τίθεται σε κίνδυνο η ολική ευστάθειά του φορέα.

3.2.5. ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Συνοψίζοντας, εφαρμόστηκαν μια σειρά από επεμβάσεις οι οποίες είχαν σαν στόχο κυρίως την επισκευή υφισταμένων βλαβών και την προστασία του προμαχώνα από περαιτέρω διάβρωση-φθορά.

Οι ενισχύσεις που εφαρμόστηκαν ήταν περιορισμένες, για αυτό το λόγο ο ενισχυμένος φορέας αναμένεται να παρουσιάσει μικρορρηγματώσεις σε περίπτωση σεισμού, οι οποίες όμως αναμένεται να έχουν τοπική επίδραση, συνεπώς δεν θα επηρεαστεί η συνολική ευστάθεια αυτού.

6.ΠΡΟΤΑΣΕΙΣ ΣΤΕΡΕΩΤΙΚΩΝ ΕΡΓΑΣΙΩΝ ΑΠΟΚΑΤΑΣΤΑΣΗΣ ΚΑΙ ΠΡΟΣΤΑΣΙΑΣ

Με βάση την ερμηνεία της παρατηρούμενης παθολογίας και τις στατικές αναλύσεις που προηγήθηκαν προτείνονται οι παρακάτω εργασίες αποκατάστασης και προστασίας.



1. ΥΦΑΛΟΣ ΚΥΜΜΑΤΟΘΡΑΥΣΤΗΣ ΠΡΟΣΤΑΣΙΑΣ ΤΟΥ ΜΝΗΜΕΙΟΥ ΑΠΟ ΤΟΥΣ ΚΥΜΑΤΙΣΜΟΥΣ.

Για την προστασία του τείχους από τους κυματισμούς προτείνεται μία ύψαλη λιθορριπή προστασίας. Η πρόταση που γίνεται για την προστασία του προμαχώνα μπορεί να ενταχθεί σε ευρύτερη ακτομηχανική μελέτη που εκπονεί ο Δήμος για την περιοχή του Κούμ Καπί.

Η μελέτη του Δήμου προβλέπει και μέτρα προστασίας του παραλιακού μετώπου των καταστημάτων. Συζητήσαμε με τον μελετητή των λιμενικών κο Ρομπογιαννάκη και τον Πρόεδρο του Λιμενικού Ταμείου Χανίων κο Μανόλη Κοσσυφάκη οι οποίοι θεωρούν ότι η πρόταση μας, με κατάλληλη προσαρμογή, μπορεί να ενταχθεί μέσα στην συνολική λύση της περιοχής, η οποία θα σχεδιαστεί με παρόμοιες ύφαλες κατασκευές και αναπλήρωση της ακτής με άμμο.

Η λιθορριπή όπως σχεδιάστηκε θα έχει στέψη 0,30 μ κάτω από την στάθμη ηρεμίας, πλάτος 10,0 μ και θα απέχει 3,0 μέτρα από το μνημείο.

Η εργασία θα γίνει σύμφωνα με τις προδιαγραφές των λιμενικών έργων. Θα γίνει εκσκαφή του αμμώδους πυθμένα σε βάθος 0,5 μέτρα, θα διαστρωθεί αμμοχάλικο εξομάλυνσης και μη υφαντό γαιούφασμα. Στην συνέχεια το γεωύφασμα θα προστατευτεί από στρώση αμμοχάλικου και θα γίνει η τοποθέτηση του πρίσματος από φυσικούς ογκολίθους σύμφωνα με το σχετικό σχέδιο της μελέτης.

Η κατασκευή αυτή θα ενταχθεί στον ευρύτερο σχεδιασμό και θα λάβει τις σχετικές αδειοδοτήσεις στα πλαίσια της εκπονούμενης από τον Δήμο ακτομηχανικής μελέτης και μελέτης προστασίας της ακτής. Σαν έργο θα υλοποιηθεί επίσης από το Λιμενικό Ταμείο Χανίων.

Υπό την έννοια αυτή δεν αποτελεί μέρος των προς υλοποίηση εργασιών στα πλαίσια της παρούσας μελέτης.

2. ΑΠΟΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΥΦΑΛΩΝ ΚΑΤΑΠΤΩΣΕΩΝ, ΥΠΟΣΚΑΦΩΝ ΚΑΙ ΣΠΗΛΑΙΩΣΕΩΝ ΤΟΥ ΤΕΙΧΟΥΣ.

Η αποκατάσταση θα γίνει με ύφαλα σκυροδέματα με τελική λίθινη επένδυση. Αναλυτικά θα γίνουν τα παρακάτω:

1. καθαρισμός πυθμένα, συλλογή όλων των λίθων που προέρχονται από το τείχος και αποξήλωση των σκυροδεμάτων προγενέστερων επεμβάσεων.
2. καθαρισμός και κοπή των λίθων που προέρχονται από το τείχος με βάθος περίπου 30 εκ. για την επανατοποθέτηση τους στην πιθανή αρχική τους θέση
3. τοποθέτηση ξυλοτύπων και πλήρωση των κενών με ύφαλα σκυροδέματα σε βάθος έως 30 εκ. από την επιφάνεια του τείχους.
4. επαναδόμηση της όψης με τους αυτόχθονες λίθους, τοποθέτηση σωληνίσκων για την πλήρωση των κενών με τσινεντένεμα μετά την επαναδόμηση μεταξύ της επιδερμικής λιθοδομής και του ύφαλου σκυροδέματος πιθανές ανοξείδωτες μεταλλικές αγκυρώσεις.



4. ΑΠΟΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΜΕ ΟΠΛΙΣΜΕΝΑ ΕΠΙΧΩΜΑΤΑ -ΔΙΑΜΟΡΦΩΣΗ ΤΗΣ ΣΤΕΨΗΣ ΤΩΝ ΤΟΙΧΩΝ

Οι εργασίες που αφορούν την αποκατάσταση των ερευνητικών τομών και των επιχωμάτων μέχρι την το ύψος του cordone καθώς και την ενίσχυση της στέψης του μνημείου είναι οι παρακάτω:

1. Αποξήλωση παλαιών κιγκλιδωμάτων και καθαίρεση του υφιστάμενου στηθαίου από σκυρόδεμα με ήπια μέσα.
2. Επιφανειακή καθαίρεση υπολειμμάτων λιθοδομών της στέψης του τοίχου, πλην του cordone και εκτράχυνση επιφανειών
3. Κατασκευή διαζώματος οπλισμένου σκυροδέματος ποιότητας C20/25 με ανοξείδωτο οπλισμό. Στήριξη και του cordone επί του διαζώματος με την σποραδική χρήση βλήτρων από ανοξείδωτο χάλυβα. Σύνδεση του διαζώματος με το δικτυωτό του οπλισμένου επιχώματος για πρόσθετη ασφάλεια του τοίχου.
4. Εκβάθυνση μέχρι τα 3,0 μ και διαπλάτυνση των ερευνητικών σκαμμάτων κατά μήκος της ανατολικής-νότιας και τμήματος της δυτικής όψης. Επανακατασκευή των επιχωμάτων μέχρι την στάθμη του cordone η της στεγανής μεμβράνης.
5. Τα επιχώματα αυτά θα κατασκευαστούν οπλισμένα με το δικτυωτό κατάλληλα προστατευμένο από την διάβρωση πλέγμα ενδεικτικού τύπου GREENTERRAMESH της Maccaferri. Θα κατασκευαστούν σε στρώσεις με ύψος περίπου 50 εκατοστών με επιλεγμένα θραυστά υλικά μεταβατικού επιχώματος και με συμπίεση ανά στρώση με μικρό δονητικό οδοστρωτήρα. Έχει εφαρμογή η σχετική Εθνική Προδιαγραφή ΕΛΟΤ 1501-11-02-05-00:2009 Έργα αντιστηρίζεως από οπλισμένη γη, καθώς και οι οδηγίες του προμηθευτή.
6. Ανακατασκευή του παραπέτου από επιχρισμένη λιθοδομή
7. Ανακατασκευή του προστατευτικού επιχώματος (bancheta) από κατάλληλα συμπυκνωμένο οπλισμένο επίχωμα ενδεικτικού τύπου GREENTERRAMESH^R της Maccaferri. Επιφανειακό τελείωμα με σταθεροποιημένο χαλίκι η σταθεροποιημένο υλικό που να επιτρέπει την χαμηλή βλάστηση.

5. ΣΥΣΤΗΜΑ ΑΠΟΡΡΟΗΣ ΔΙΗΘΟΥΜΕΝΩΝ ΟΜΒΡΙΩΝ

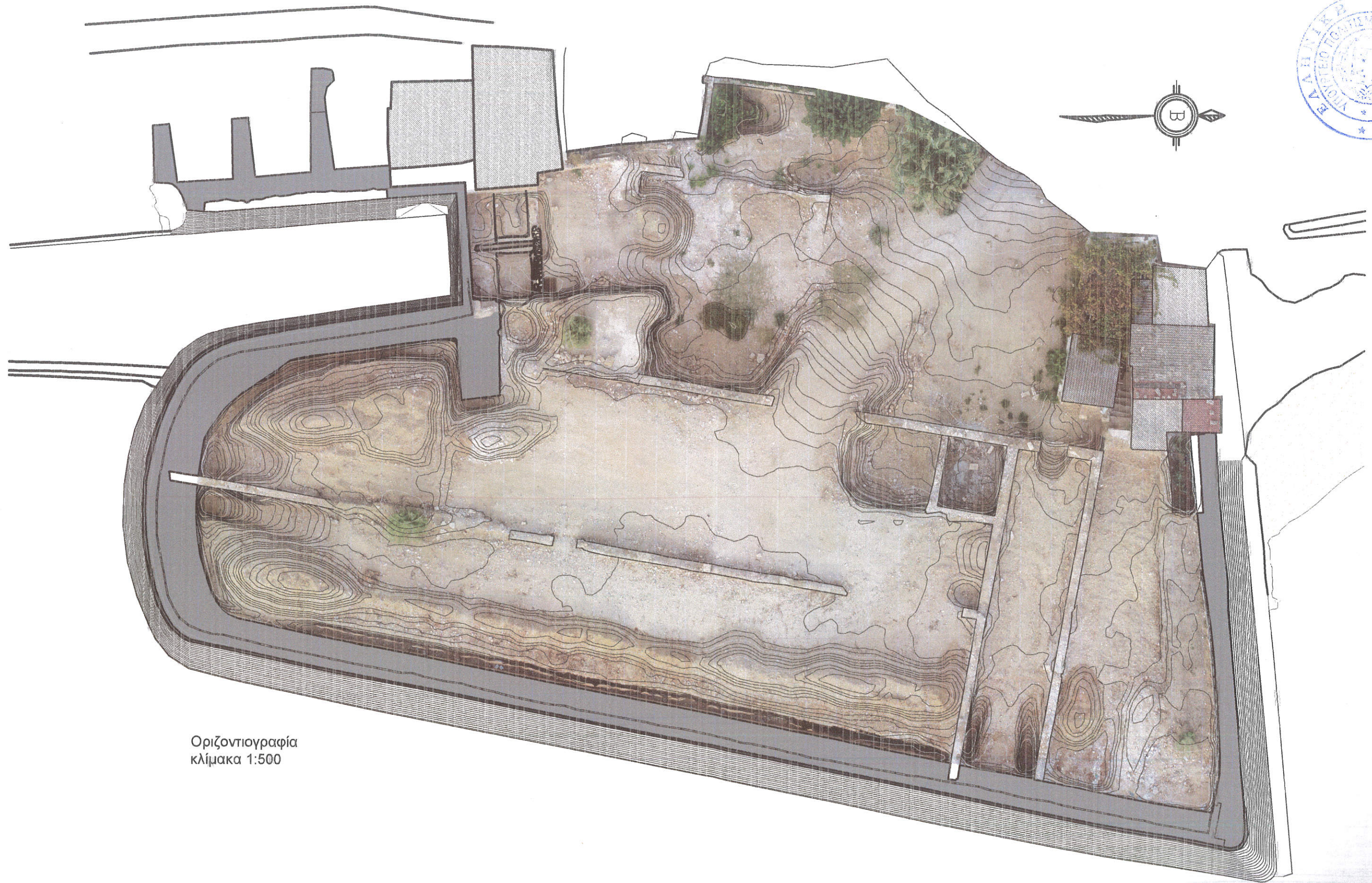
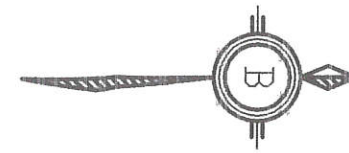
Πέραν του συστήματος επιφανειακής απορροής των ομβρίων είναι απαραίτητη και η παρεμπόδιση διείσδυσης των ομβρίων κατόντη προς το επίχωμα. Η εργασία αυτή είναι ζωτική όχι μόνο για την μείωση των ωθήσεων της επίχωσης προς τους περιμετρικούς τοίχους αλλά και για τον περιορισμό της παρασιτικής αυτοφυούς βλάστησης. Το σύστημα περιλαμβάνει την διαμόρφωση κατάλληλων κλίσεων σε ένα επίπεδο χαμηλότερο κατά 0,5 μέτρου περίπου από το επίπεδο της χαμηλής τελικής διαμόρφωσης του περιβάλλοντα χώρου. Την τοποθέτηση στεγανής ελαστομερούς μεμβράνης πάχους 1,5 χλστ σε στρώσεις άμμου και ενός δικτύου διάτρητων σωλήνων συλλογής και διοχέτευσης των διηθούμενων ομβρίων προς το δίκτυο απορροής. Τα παραπάνω φαίνονται στο σχετικό σχέδιο της μελέτης.

20-3-24
Αθήνα
Ο Προϊστάμενος της ΔΑΒΜΜ
Θεμιστοκλής Βλαχούλης
Αρχιτέκτων Μηχανικός με Α' βαθμίδα

Σύμβουλοι Πολιτικοί Μηχανικοί ΑΡΗΣ Χ.
Μονοπρόσωπη Ιδιωτική Κεφαλαιουχική Εταιρεία
ΔΑΣΚΑΛΟΓΙΑΝΝΗ 6, ΡΕΘΥΜΝΟ 74100
ΤΗΛ: 6973995888
ΑΦΜ: 800515600 ΔΟΥ ΡΕΘΥΜΝΟΥ
e-mail: chatzidakisaris@gmail.com



ΠΙΝΑΚΙΔΕΣ ΤΕΧΝΙΚΗΣ ΕΚΘΕΣΗΣ ΣΤΑΤΙΚΩΝ



Οριζοντιογραφία
κλίμακα 1:500

ΕΡΓΟ «Εκπόνηση μελέτης (αρχιτεκτονικής - στατικής) για την λήψη μέτρων στερέωσης - αποκατάστασης και προστασία του από τον κυματισμό, του επιθαλάσσιου προμαχώνα Mosenigo των ενετικών οχυρώσεων της Παλιάς πόλης Χανίων»

ΘΕΜΑ

ΥΠΑΡΧΟΥΣΑ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ

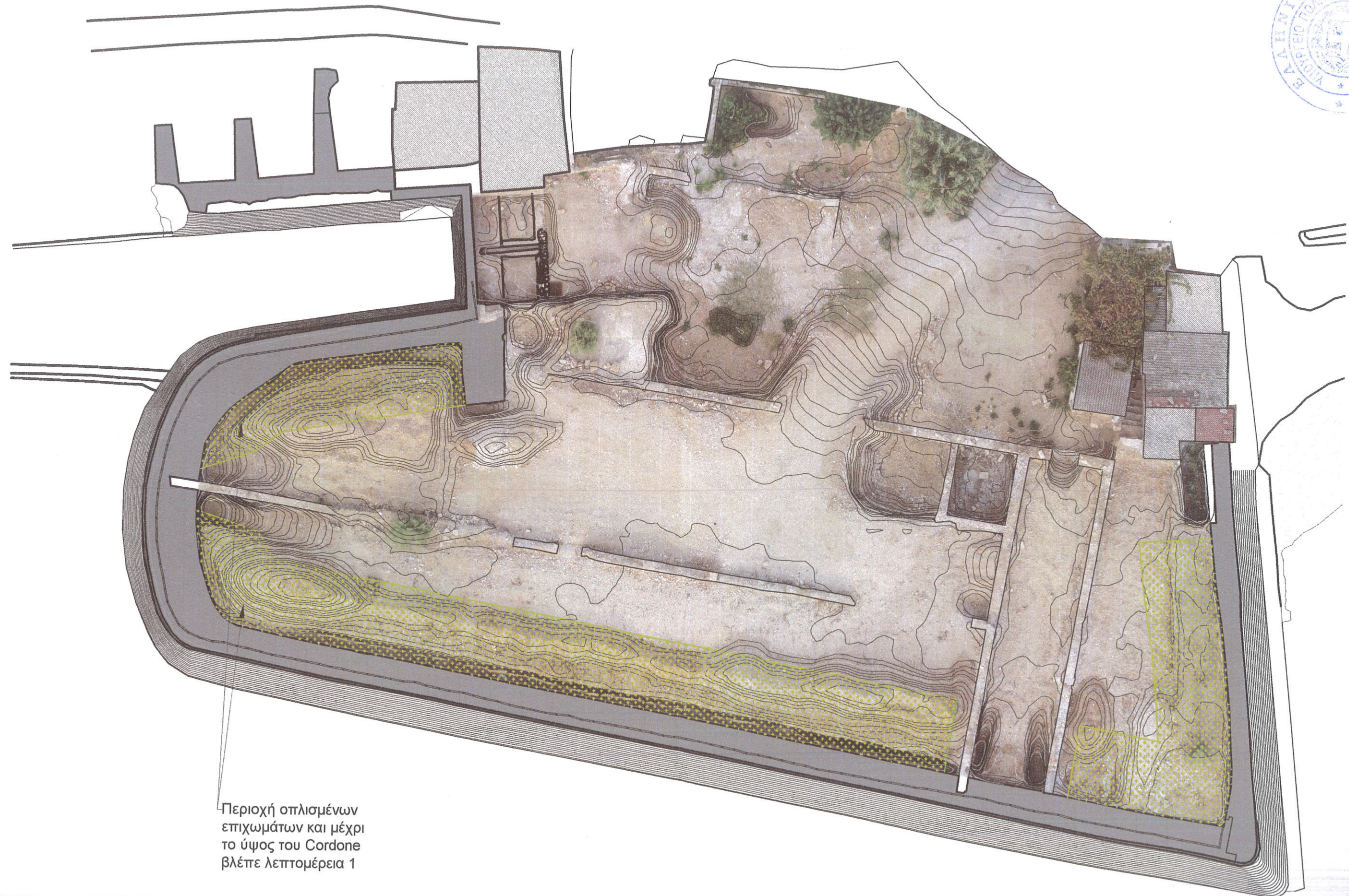
ΗΜΕΡΟΜΗΝΙΑ

Ιούνιος 2021

ΜΕΛΕΤΗΤΕΣ

ΣΥΜΒΟΥΛΟΙ ΠΟΛΙΤΙΚΟΙ ΜΗΧΑΝΙΚΟΙ ΑΡΗΣ Χ. ΜΟΝΟΠΡΟΣΩΠΗ ΙΚΕ

ΧΡΥΣΑΦΑΚΗ ΓΕΩΡΓΙΑ



Περιοχή οπλισμένων
επιχωμάτων και μέχρι
το ύψος του Cordone
βλέπε λεπτομέρεια 1

ΕΡΓΟ «Εκπόνηση μελέτης (αρχιτεκτονικής - στατικής) για την λήψη μέτρων στερέωσης - αποκατάστασης και προστασία του από τον κυματισμό, του επιθαλάσσιου προμαχώνα Mocenigo των ενετικών οχυρώσεων της Παλιάς πόλης Χανίων»

ΘΕΜΑ

ΠΡΟΤΑΣΗ ΤΟΠΟΘΕΤΗΣΗΣ ΟΠΛΙΣΜΕΝΩΝ ΕΠΙΧΩΜΑΤΩΝ

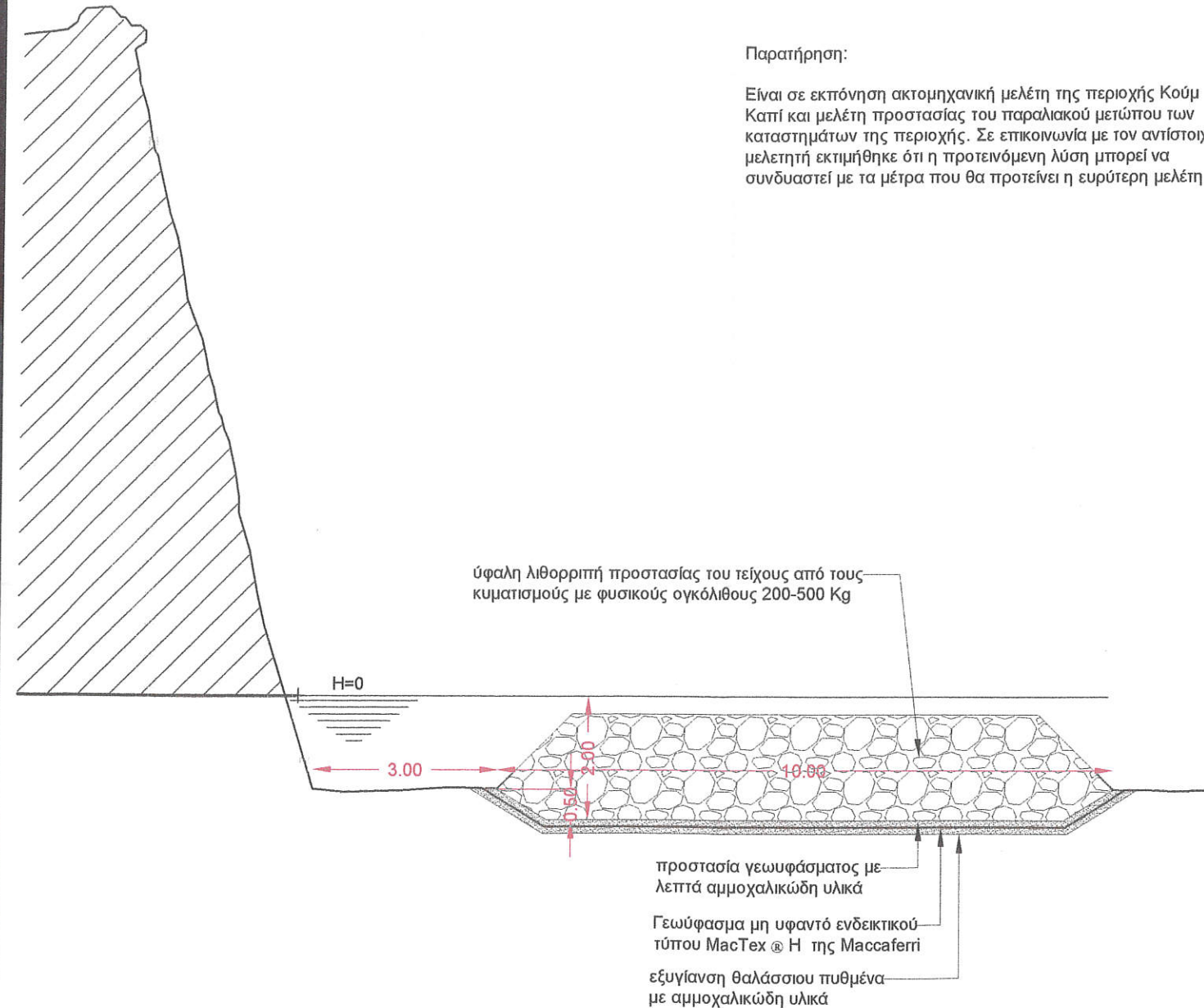
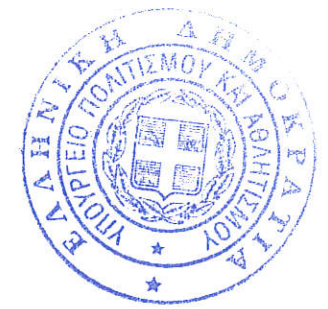
ΗΜΕΡΟΜΗΝΙΑ

Ιούνιος 2021

ΜΕΛΕΤΗΤΕΣ

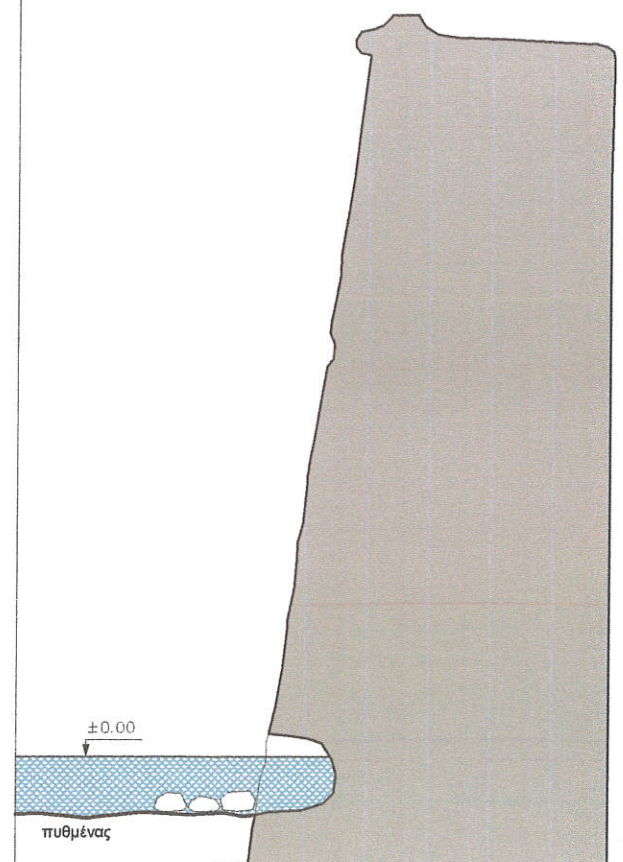
ΣΥΜΒΟΥΛΟΙ ΠΟΛΙΤΙΚΟΙ ΜΗΧΑΝΙΚΟΙ ΑΡΗΣ Χ. ΜΟΝΟΠΡΟΣΩΠΗ ΙΚΕ

ΧΡΥΣΑΦΑΚΗ ΓΕΩΡΓΙΑ





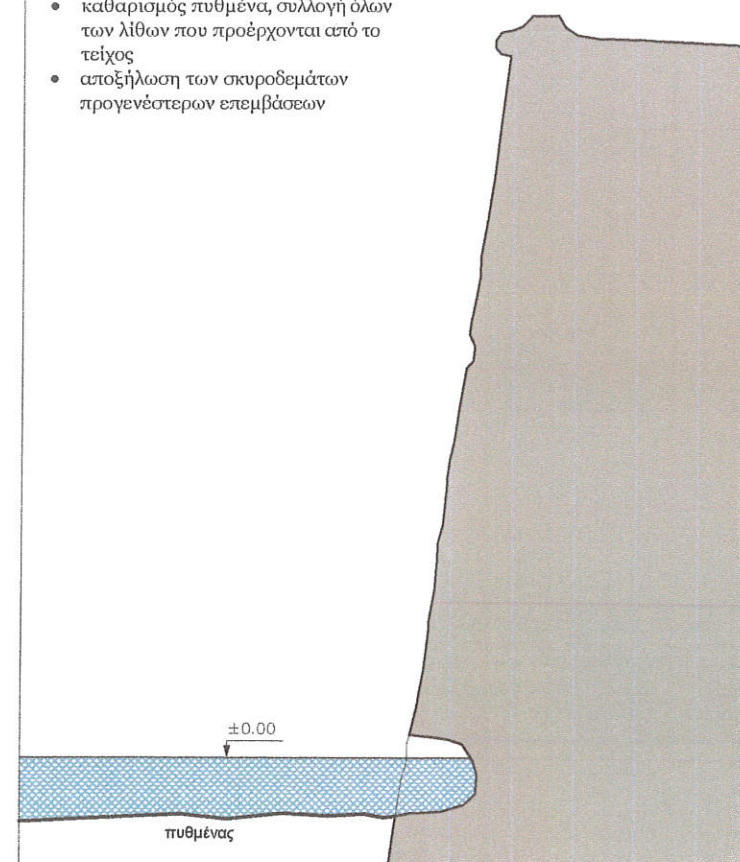
Εικόνα Αστοχίας



σχηματική τομή τείχους

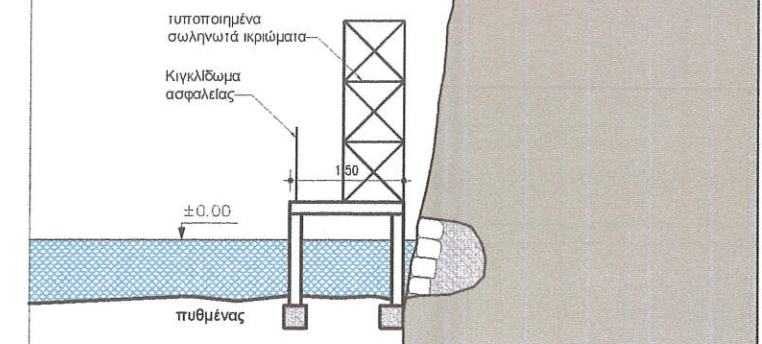
Βήμα 1

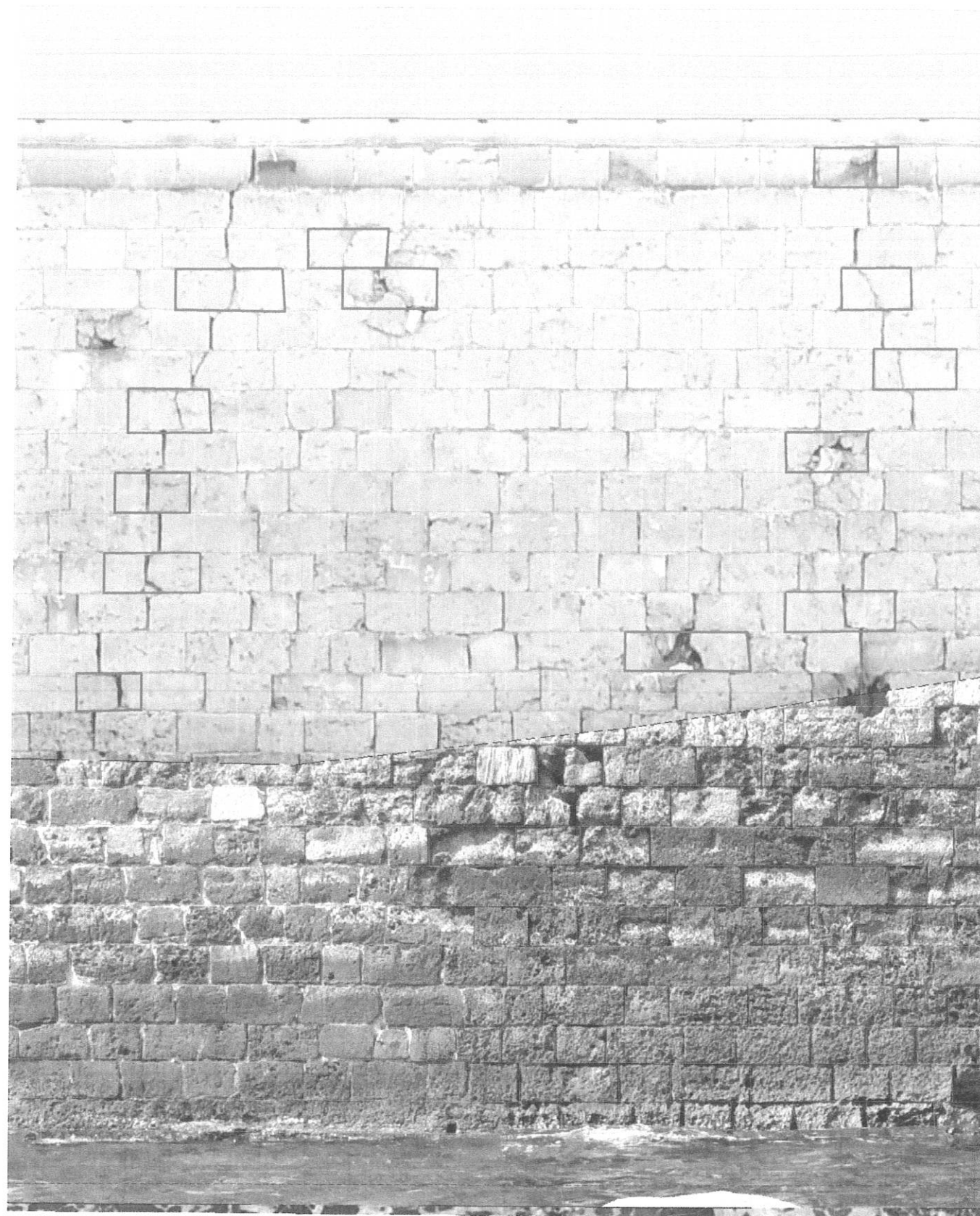
- καθαρισμός πυθμένα, συλλογή όλων των λίθων που προέρχονται από το τείχος
- αποξήλωση των σκυροδεμάτων προγενέστερων επεμβάσεων



Βήμα 2

- καθαρισμός και κοπή των λίθων που προέρχονται από το τείχος με βάθος περίπου 30 εκ. για την επανατοποθέτησή τους στην πιθανή αρχική τους θέση
- τοποθέτηση ξυλοτύπων και πλήρωση των κενών με ύφραλα σκυροδέματα σε βάθος έως 30 εκ. από την επιφάνεια του τείχους
- επαναδόμηση της όψης με τους αυτόχθονες λίθους, τοποθέτηση σωληνίσκων για την πλήρωση των κενών με τσιμεντένεμα μετά την επαναδόμηση μεταξύ της επιδερμικής λιθοδομής και του ύφραλου σκυροδέματος
- πιθανές ανοξείδωτες μεταλλικές αγκυρώσεις
- κατασκευή εξέδρας για την έδραση των απαιτούμενων κριωμάτων εργασίας στις όψεις του προμαχώνα



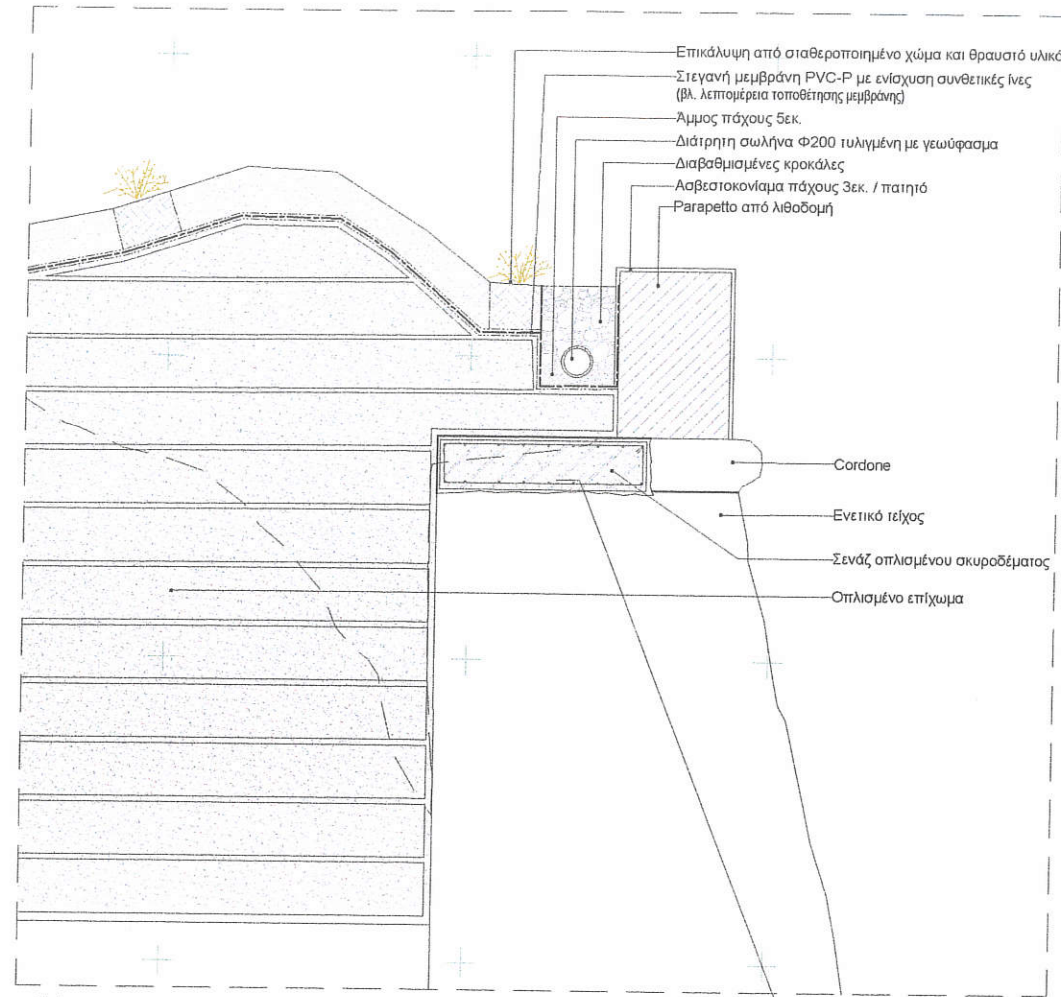


Λεπτομέρεια Λ.3
ΕΝΔΕΙΚΤΙΚΟΣ ΤΡΟΠΟΣ ΑΠΟΚΑΤΑΣΤΑΣΗΣ ΒΑΣΙΚΩΝ ΡΩΓΜΩΝ

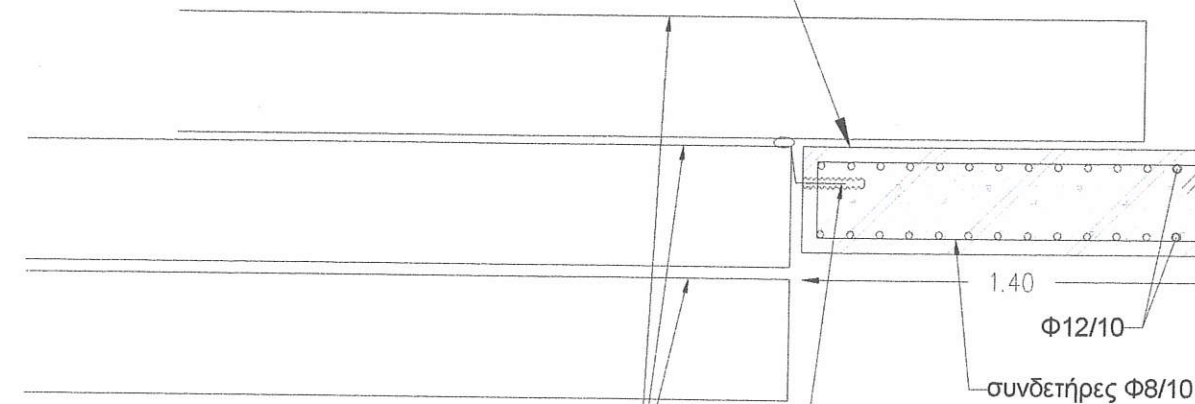
1. Συρραφή εμφανών ρωγμών με λαξευτά λίθινα κλειδιά
2. Στοκάρισμα των αρμών με κονίαμα λευκού τσιμέντου, ποζολάνης και τριμμένη πέτρα για επίτευξη της κατάλληλης απόχρωσης.
3. Μετά το στοκάρισμα και της πίσω πλευράς κατα το ορατό της μέρος θα γίνουν ενέματα μέσω σωληνίσκων απο την πλευρά αυτή.
4. Το ένεμα θα είναι από λευκό τσιμέντο υδράσβεστο και ποζολάνη.

τμήμα Ανατολικής όψης
κλίμακα 1:50

ΥΠΠΟΑ
Διεύθυνση Βυζαντινών & Μεταβυζαντινών Αρχαιοτήτων - Γραφείο Χανίων



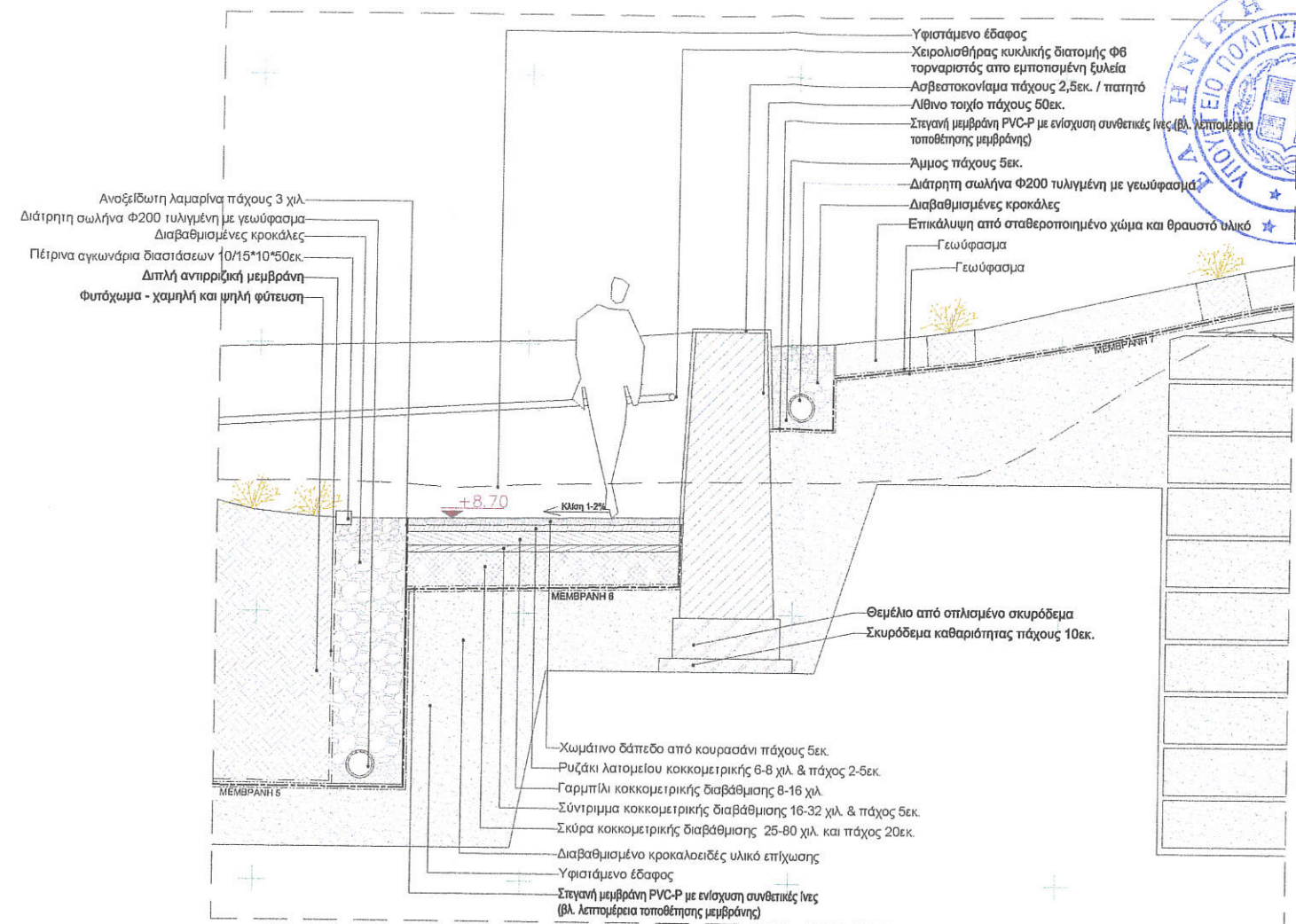
Λ1



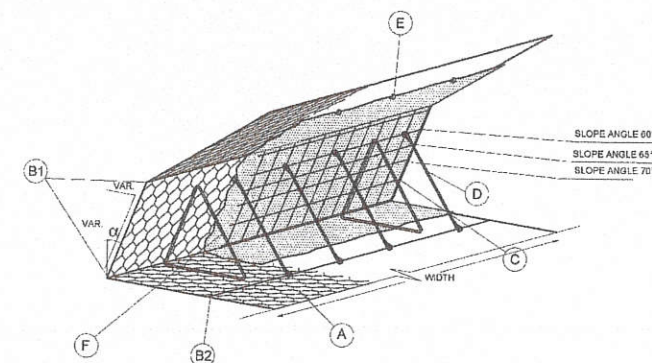
πλέγμα οπλισμού των επιχωμάτων ενδεικτικού τύπου
GREEN TERRAMESH® της Maccaferri

αγκυρωμένοι συρματίνοι σύνδεσμοι του διαζώματος με
τα πλέγματα οπλισμού των επιχωμάτων ανά 30εκ.

Λεπτομέρεια όπλισης διαζώματος



VIEW FROM INNER SIDE



A = GREEN TERRAMESH UNIT IN DOUBLE
TWISTED WIRE MESH, TYPE 8X10, WITH
GALMAC (Zn+Al 5%) AND POLIMAC COATED
WIRE Ø2.7/3.7mm OR Ø2.2/3.2mm ACCORDING TO
DESIGN ANALYSIS
B1 = REINFORCING STEEL BARS
GALVANIZED AND POLIMAC COATED Ø 3.4/4.4 mm
INSERTED THROUGH THE WIRE MESH
B2 = REINFORCING STEEL BARS
GALVANIZED AND POLIMAC COATED Ø 3.4/4.4 mm
INSERTED THROUGH THE BASE PANEL
AS A LOWER HOOK FOR THE STIFFENER

C = REINFORCING STEEL WELDED PANEL
D = STEEL TIES Ø 8 mm
ATTACHED TO THE WELDED MESH PANEL
E = GALMAC COATED STEEL RINGS, Ø3 00mm
F = TRIANGULAR PRE-FORMED STEEL BRACKETS
LINKED AS FASTENER TO WELDED MESH

ΕΡΓΟ «Εκπόνηση μελέτης (αρχιτεκτονικής - στατικής) για την λήψη μέτρων
στερέωσης - αποκατάστασης και προστασία του από τον κυματισμό,
του επιθαλάσσιου προμαχώνα Mocenigo των ενετικών οχυρώσεων
της Παλιάς πόλης Χανίων»

©ΕΜΑ

ΗΜΕΡΟΜΗΝΙΑ

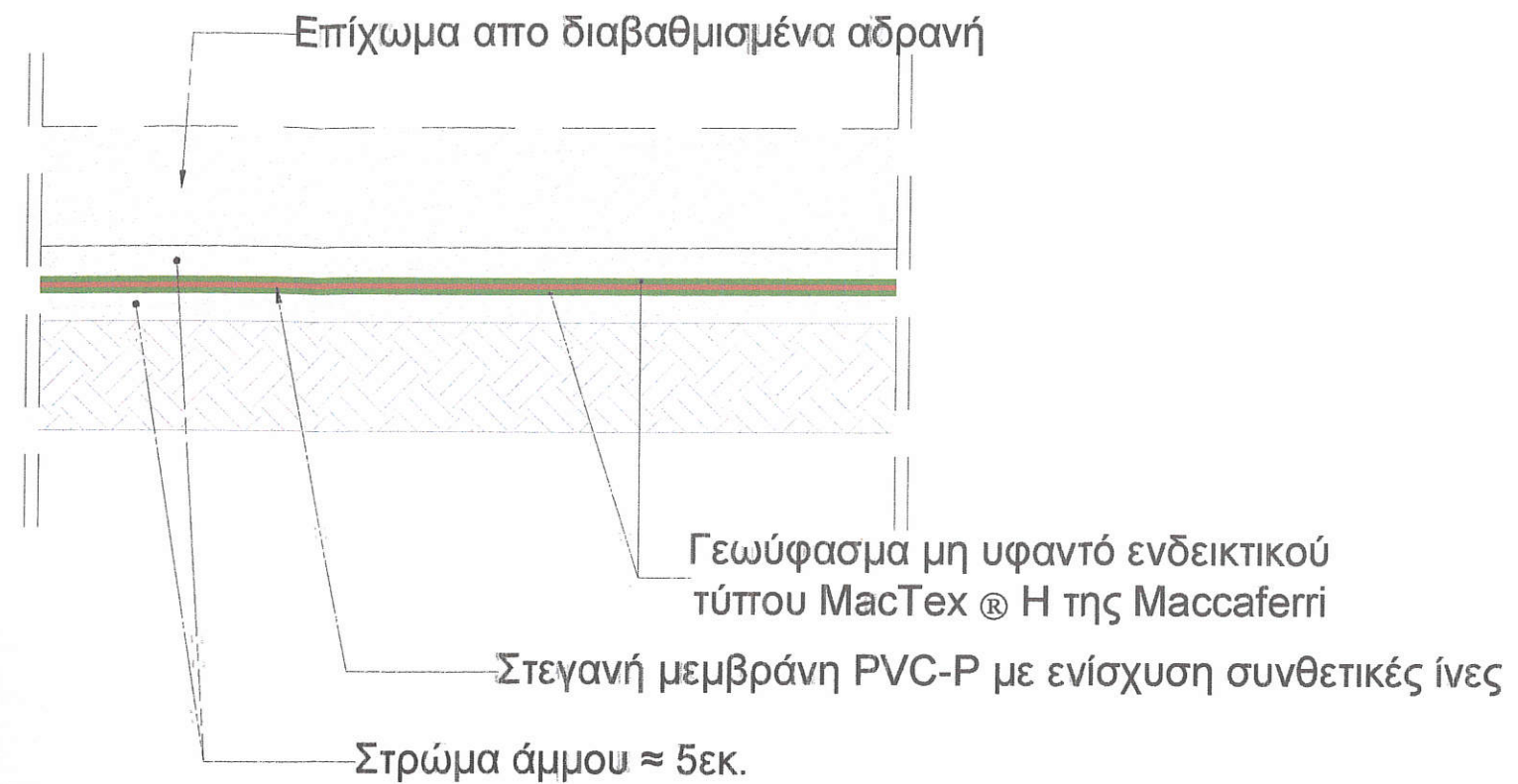
ΛΕΠΤΟΜΕΡΕΙΕΣ

Ιούλιος 2021

ΜΕΛΕΤΗΤΕΣ

ΣΥΜΒΟΥΛΟΙ ΠΟΛΙΤΙΚΟΙ ΜΗΧΑΝΙΚΟΙ ΑΡΗΣ Χ. ΜΟΝΟΠΡΟΣΩΠΗ ΙΚΕ

ΧΡΥΣΑΦΑΚΗ ΓΕΩΡΓΙΑ



Λεπτομέρεια τοποθέτησης μεμβράνης