



Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο
Σχολή Μηχανικών Μεταλλείων – Μεταλλουργών
Τομέας Γεωλογικών Επιστημών

**Διερεύνηση των συνθηκών ευστάθειας των τειχών του Χάνδακα
με την εφαρμογή αριθμητικών επιλύσεων**

Διπλωματική Εργασία

Αντωνιάδης Νικόλαος

Επιβλέπων Καθηγητής: Κωνσταντίνος Λουπασάκης,
Αναπληρωτής Καθηγητής, ΕΜΠ

Αθήνα, Ιούλιος 2021



Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο
Σχολή Μηχανικών Μεταλλείων – Μεταλλουργών
Τομέας Γεωλογικών Επιστημών

Διερεύνηση των συνθηκών ευστάθειας των τειχών του Χάνδακα με την εφαρμογή αριθμητικών επιλύσεων

Διπλωματική Εργασία

Αντωνιάδης Νικόλαος

Επιβλέπων Καθηγητής: Κωνσταντίνος Λουπασάκης, Αναπληρωτής Καθηγητής, ΕΜΠ

Εγκρίθηκε από την τριμελή επιτροπή στις 26/07/2021:

Λουπασάκης Κ., Αναπληρωτής Καθηγητής, ΕΜΠ(Υπογραφή)

Αθανασάς Κ., Επίκουρος Καθηγητής, ΕΜΠ(Υπογραφή)

Φραγκιαδάκης Μ., Αναπληρωτής Καθηγητής, ΕΜΠ(Υπογραφή)

Αθήνα, Ιούλιος 2021

Copyright © Αντωνιάδης Νικόλαος, 2021

Με επιφύλαξη κάθε δικαιώματος. All rights reserved.

Αφιερωμένη στους γονείς και τον αδελφό μου

Ευχαριστίες

Καταρχάς οφείλω να ευχαριστήσω τον επιβλέποντα καθηγητή της διπλωματικής μου εργασίας, κ. Κωνσταντίνο Λουπασάκη, Αναπληρωτή καθηγητή του Ε.Μ.Π., για την ευκαιρία επιλογής ενός τόσο ενδιαφέροντος θέματος, για τη συνεχή καθοδήγηση και υποστήριξη, τις καίριες συμβουλές, την πολύτιμη συμπαράσταση και ενθάρρυνση που αφειδώς μου παρείχε καθ' όλη τη διάρκεια του εαρινού εξαμήνου, καθώς και για τον ενδελεχή έλεγχο της εργασίας μου.

Παράλληλα, θα ήθελα να ευχαριστήσω τα μέλη της επιτροπής εξέτασης της διπλωματικής μου εργασίας, τον κ. Κωνσταντίνο Αθανασά, Επίκουρο Καθηγητή Ε.Μ.Π. και τον κ. Μιχαήλ Φραγκιαδάκη, Αναπληρωτή Καθηγητή Ε.Μ.Π. για τον χρόνο που διέθεσαν για την αξιολόγησή της.

Ακόμα, θα επιθυμούσα να ευχαριστήσω όλους τους καθηγητές της Σχολής για το αμέριστο ενδιαφέρον, τις σοφές συμβουλές και τις παρατηρήσεις τους, καθώς και τους συμφοιτητές μου για την ανταλλαγή απόψεων, το γόνιμο διάλογο και την άδολη φιλία τους κατά τη διάρκεια των (5) πέντε ετών φοίτησής μου στη Σχολή.

Τέλος, το μεγαλύτερο ευχαριστώ απευθύνεται στους γονείς μου για τη συνεχή προσπάθειά τους να μου προσφέρουν ερεθίσματα και να δημιουργούν τις καλύτερες δυνατές συνθήκες, προκειμένου να προοδεύσω και να γίνω καλύτερος άνθρωπος. Ήταν και είναι ανεκτίμητο στήριγμα για εμένα και σε αυτούς οφείλω τη διαδρομή μου μέχρι σήμερα. Το ίδιο ισχύει και για τον αδελφό μου, που αποτελεί για μένα παράδειγμα προς μίμηση για την επιμονή του και την άοκνη προσπάθειά του να κατακτά υψηλούς στόχους παρά τις δυσκολίες του.

Αθήνα, Ιούλιος 2021

Αντωνιάδης Νικόλαος

Εισαγωγή

Στα πλαίσια του Προγράμματος Σπουδών της Σχολής Μηχανικών Μεταλλείων Μεταλλουργών του Εθνικού Μετσόβιου Πολυτεχνείου προβλέπεται η συγγραφή μιας εξαμηνιαίας Διπλωματικής Εργασίας κατά το 10^ο εξάμηνο του κύκλου σπουδών.

Σκοπός της παρούσας διπλωματικής εργασίας είναι η διερεύνηση των συνθηκών ευστάθειας του ευθυγράμμου τμήματος Μπέμπο-Αγίου Φραγκίσκου του τείχους του Χάνδακα καθώς και η αξιολόγηση προτεινόμενων μεθόδων αντιστήριξης του. Η ιστορική κατασκευή βρίσκεται στο Ηράκλειο της Κρήτης.

Η εργασία χωρίζεται σε επτά (7) κεφάλαια. Στο πρώτο κεφάλαιο περιγράφεται η ιστορία της πόλης του Ηρακλείου και η εξέλιξη της οχύρωσης από την πρώιμη μορφή της κατά τους βυζαντινούς χρόνους έως την τελική μορφή της σήμερα.

Το δεύτερο κεφάλαιο εστιάζει στη μορφολογία της περιοχής μελέτης. Πραγματοποιήθηκε χαρακτηρισμός των κατασκευαστικών φάσεων του τείχους ως προς τα γεωμετρικά τους χαρακτηριστικά και τα υλικά από τα οποία αποτελούνται, ενώ γίνεται και αναφορά στις προϋπάρχουσες μετακινήσεις και ζημιές του τείχους. Τέλος, περιγράφεται η γεωλογία της λεκάνης του νομού Ηρακλείου καθώς και το γεωλογικό υπόβαθρο στην περιοχή κατασκευής του υπό εξέταση ευθύγραμμου τμήματος του τείχους.

Το τρίτο κεφάλαιο αναφέρεται στην απόκριση των κατασκευασμένων από τοιχοποιία δομών, όταν σε αυτές ασκούνται φορτία τόσο εντός όσο και εκτός επιπέδου, καθώς και στη συμπεριφορά των αρμών κλίνης, όταν αυτοί υπόκεινται σε διάτμηση και εφελκυσμό.

Στο τέταρτο κεφάλαιο γίνεται ανασκόπηση των μεθόδων μοντελοποίησης τοιχοποιίας καθώς και των μεθοδολογιών για τον υπολογισμό των ωθήσεων γαιών.

Στο πέμπτο κεφάλαιο, μετά από μία σύντομη εισαγωγή στο πρόγραμμα πεπερασμένων στοιχείων Plaxis, καταγράφονται τα γεωμετρικά και μηχανικά χαρακτηριστικά των υλικών από τα οποία είναι κατασκευασμένο το τείχος. Έμφαση δίνεται στις διάφορες εξισώσεις και μοντέλα υπολογισμού του μέτρου ελαστικότητας της τοιχοποιίας. Τέλος, περιγράφονται οι τρεις (3) ομάδες παραμετρικών αναλύσεων και παρατίθενται τα μηχανικά χαρακτηριστικά που χρησιμοποιούνται.

Στο έκτο κεφάλαιο αναλύονται τα αποτελέσματα που έχουν προκύψει από τις παραμετρικές αναλύσεις και προτείνονται τρόποι αντιστήριξης και αποκατάστασης του τείχους.

Τέλος, στο έβδομο κεφάλαιο ανακεφαλαιώνονται, εν συντομία, τα βασικά σημεία στα οποία εστίασε η διπλωματική εργασία και τα αποτελέσματα των παραμετρικών αναλύσεων.



Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο
Σχολή Μηχανικών Μεταλλείων – Μεταλλουργών
Τομέας Γεωλογικών Επιστημών

Διερεύνηση των συνθηκών ευστάθειας των τειχών του Χάνδακα με την εφαρμογή αριθμητικών επιλύσεων

Διπλωματική Εργασία του **Αντωνιάδη Νικολάου**

Επιβλέπων Καθηγητής: Κωνσταντίνος Λουπασάκης, Αναπληρωτής Καθηγητής, ΕΜΠ

Αθήνα 2021

Περίληψη

Η παρούσα εργασία διερευνά, μέσω παραμετρικών αναλύσεων, τις συνθήκες ευστάθειας του τείχους του Χάνδακα στην πόλη του Ηρακλείου, στην Κρήτη, Ελλάδα και προτείνει μεθόδους αντιστήριξης και επιδιόρθωσης του ευθύγραμμου τμήματος Μπέμπο-Αγ. Φραγκίσκου.

Η κατασκευή της ενετικής οχύρωσης ξεκίνησε το 1462 από τους Βενετούς, πέρασε πολλές φάσεις και προσαρμογές και διήρκεσε περισσότερο από δύο (2) αιώνες μέχρι να ολοκληρωθεί το 1642. Χτίστηκε με βάση το σύστημα οχύρωσης με προμαχώνες, με συνολικά επτά προμαχώνες συνδεδεμένους μεταξύ τους με ευθύγραμμο τμήματα. Το έτος 1982 σημειώθηκαν καθιζήσεις στο πεζοδρόμιο και στο δρόμο πίσω από το ευθύγραμμο τμήμα Μπέμπο-Αγ.Φραγκίσκου, με αποτέλεσμα να εμφανιστούν τόσο κάθετες όσο και οριζόντιες ρωγμές πάνω σε αυτό, να παραμορφωθεί και να διογκωθεί. Οι περισσότερες από τις ζημιές εμφανίζονται στην οθωμανική κατασκευαστική φάση, όπου το κονίαμα είναι εξαλλοιωμένο και εντοπίζονται εκτεταμένες ρωγμές.

Το τείχος λειτουργεί ως τοίχος βαρύτητας λόγω της ύπαρξης υλικού πλήρωσης πίσω από αυτό. Οι αναλύσεις λαμβάνουν υπόψη τα διαφορετικά υλικά και διαστάσεις για το κονίαμα και τα λιθосώματα της τοιχοποιίας, που χρησιμοποιήθηκαν κατά τις διάφορες φάσεις κατασκευής του τείχους. Το ευθύγραμμο τμήμα Μπέμπο-Αγ.Φραγκίσκου έχει σταδιακά αυξανόμενο ύψος από 10,75μ. έως 19,6μ. και συνολικό μήκος 240μ.. Το κατώτερο

τμήμα του ευθυγράμμου τμήματος αποτελείται από μεγάλους ορθογώνιους λίθους ασβεστιτικού ψαμμίτη και απολιθωματοφόρου ασβεστόλιθου, που συνδέονται με λεπτές στρώσεις ισχυρού ασβεστοκονιάματος (Ενετική φάση). Το ανώτερο τμήμα αποτελείται κυρίως από μικρούς λίθους δολομιτωμένου ασβεστόλιθου που συνδέονται με παχιές στρώσεις κονιάματος (Οθωμανική φάση).

Χρησιμοποιήθηκαν διάφορες μέθοδοι και μοντέλα για την ομογενοποίηση του τείχους και τον υπολογισμό του μέτρου ελαστικότητας, όπως ο Eurocode 6 (1996), Brooks (2014), D.M. Farshchi et al. (2008) και άλλα. Τα αποτελέσματα τοποθετήθηκαν στο πρόγραμμα πεπερασμένων στοιχείων Plaxis 2D, όπου η συνολική ευστάθεια του τείχους θεωρείται οριακά επαρκής λόγω των υπολογιζόμενων χαμηλών τιμών συντελεστή ασφαλείας (1,173).

Ο κύριος παράγοντας, που προκάλεσε τις παραμορφώσεις, πιστεύεται ότι είναι η αδυναμία της οθωμανικής κατασκευαστικής φάσης να δεχθεί ωθήσεις γαιών λόγω της κατώτερης ποιότητας του υλικού κονιάματος, καθώς και του γεγονότος ότι αυτή η φάση κατασκευάστηκε με παχιές στρώσεις κονιάματος και μικρότερους λίθους.

Τέλος, προτείνονται πέντε (5) μέθοδοι αντιστήριξης, οι οποίες περιλαμβάνουν μία σειρά από πασσάλους με ή χωρίς αγκύρια στον κεφαλόδεσμό τους. Οι πέντε μέθοδοι διαφέρουν ως προς τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά των πασσάλων και την ύπαρξη ή όχι προέντασης του αγκυρίου. Εφαρμόζοντας τις μεθόδους αυτές, ο συντελεστής ασφαλείας αυξάνεται έως και 1,74.



National Technical University of Athens
School of Mining and Metallurgical Engineering
Section of Geological Sciences

Investigation of the stability conditions of the masonry wall of Chandakas with the application of numerical solutions

Diploma Thesis by **Antoniadis Nikolaos**

Supervisor: Constantinos Loupasakis, Associate Professor, NTUA

Athens, 2021

Abstract

The current research investigates, by means of parametric simulations, the stability conditions of the masonry wall of Chandakas in the city of Heraklion, Crete, Greece and proposes methods of support and repairs for the line-segment Bembo-Saint Francis.

The construction of the walls began in 1462, by the Venice Candia, went through many phases and lasted more than two centuries before its completion (1642). It was built based on the Bastion fortification system, with a total of seven bastions connected with line-segments (cortine). In the year of 1982, sedimentations in the sidewalk and road behind the line-segment Bembo-Saint Francis happened, causing both vertical and horizontal cracks to appear in the wall, as well as causing it to deform and swell. Most of the damages are located in the Ottoman construction phase, where the mortar has deteriorated and extensive cracks have been identified.

The wall acts as a gravity retaining wall, due to the existence of backfilling material. The analysis take into consideration the different materials and dimensions for the mortar and the units of the masonry that were used during the several construction phases of the wall. The cortina Bembo-Saint Francis has progressively increasing height from 10.75m up to 19.6m and a total length of 240m. The lower segment of the cortina is composed of large rectangular stones of calcareous sandstone and fossiliferous limestone, connected with thin layers of strong lime mortar (phase built the Venetians). The upper segment is mainly

composed of small stones of dolomitized limestone connected with thick layers of mortar (phase built by the Ottomans).

Various methods and models for the homogenization of the wall and the calculation of the Elastic modulus were used, such as Eurocode 6 (1996), Brooks (2014), D.M. Farshchi et al. (2008) and other. The results were implemented into the finite element program Plaxis 2D, where the overall stability of the wall is considered marginally sufficient due to the calculated low safety factor values (1,173).

The main factor that caused the deformations is believed to be the inability of the Ottoman construction phase to receive earth pressures due to the inferior quality of mortar material, as well as the fact that this phase was built with thick layers of mortar and smaller stones.

Finally, five (5) different methods of support are evaluated. A sheet piles wall and a sheet piles wall with the use of anchors were proposed. The five methods differed in the geometrical characteristics of the piles and the existence of pre-tension for the anchors. By applying these methods the safety factor increases up to 1,74.

ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ	6
ΕΙΣΑΓΩΓΗ	7
ΠΕΡΙΛΗΨΗ	9
ABSTRACT	11
ΕΥΡΕΤΗΡΙΟ ΕΙΚΟΝΩΝ	17
ΕΥΡΕΤΗΡΙΟ ΔΙΑΓΡΑΜΜΑΤΩΝ	20
ΕΥΡΕΤΗΡΙΟ ΠΙΝΑΚΩΝ	21
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1: ΙΣΤΟΡΙΚΗ ΑΝΑΔΡΟΜΗ ΣΤΗΝ ΟΧΥΡΩΣΗ ΤΟΥ ΗΡΑΚΛΕΙΟΥ	23
1.1. ΟΧΥΡΩΣΗ ΤΗΣ Α΄ ΒΥΖΑΝΤΙΝΗΣ ΠΕΡΙΟΔΟΥ (ΑΡΧΕΣ ΒΥΖΑΝΤΙΝΗΣ ΠΕΡΙΟΔΟΥ ΕΩΣ ΤΡΙΤΗ ΔΕΚΑΕΤΙΑ ΤΟΥ 9 ^{ΟΥ} ΑΙΩΝΑ)	23
1.2. ΑΡΑΒΙΚΕΣ ΟΧΥΡΩΣΕΙΣ (ΑΠΟ ΤΗΝ 3 ^Η ΔΕΚΑΕΤΙΑ ΤΟΥ 9 ^{ΟΥ} ΑΙΩΝΑ ΕΩΣ 961 Μ.Χ.)	25
1.3. ΟΧΥΡΩΣΗ ΤΗΣ Β΄ ΒΥΖΑΝΤΙΝΗΣ ΠΕΡΙΟΔΟΥ (961 Μ.Χ. ΕΩΣ ΑΡΧΕΣ 13 ^{ΟΥ} ΑΙΩΝΑ)	26
1.4. ΕΠΕΜΒΑΣΕΙΣ ΤΩΝ ΓΕΝΟΥΑΤΩΝ ΚΑΙ ΤΩΝ ΒΕΝΕΤΩΝ ΣΤΗΝ ΥΠΑΡΧΟΥΣΑ ΒΥΖΑΝΤΙΝΗ ΟΧΥΡΩΣΗ (ΑΡΧΕΣ 13 ^{ΟΥ} ΑΙΩΝΑ ΕΩΣ ΜΕΣΑ 15 ^{ΟΥ} ΑΙΩΝΑ)	28
1.5. Η ΝΕΑ ΟΧΥΡΩΜΑΤΙΚΗ ΤΕΧΝΙΚΗ ΚΑΙ Η ΕΦΑΡΜΟΓΗ ΤΗΣ ΣΤΗΝ ΠΟΛΗ ΤΟΥ ΗΡΑΚΛΕΙΟΥ (1462-1669)	29
1.5.1. ΣΗΜΑΝΤΙΚΑ ΣΗΜΕΙΑ ΦΑΣΕΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ ΚΑΙ ΑΛΛΑΓΕΣ ΣΤΟ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟ	35
1.5.1.1. 1 ^Η ΦΑΣΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ (1462-1562)	35
1.5.1.2. 2 ^Η ΦΑΣΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ (1562-1642)	39
1.5.1.3. 3 ^Η ΦΑΣΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ (1642-1669)	39
1.5.1.4. Η ΟΡΙΣΤΙΚΗ ΜΟΡΦΗ ΤΟΥ ΟΧΥΡΟΥ ΠΕΡΙΒΟΛΟΥ	40
1.6. ΤΟΥΡΚΙΚΕΣ ΕΠΕΜΒΑΣΕΙΣ ΣΤΗΝ ΕΝΕΤΙΚΗ ΟΧΥΡΩΣΗ (1669-1897)	41
1.7. Η ΟΧΥΡΩΣΗ ΤΟΝ 20 ^Ο ΑΙΩΝΑ	42
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2: ΠΕΡΙΟΧΗ ΜΕΛΕΤΗΣ	44
2.1. ΜΟΡΦΟΛΟΓΙΑ-ΑΣΤΙΚΟ ΠΕΡΙΒΑΛΛΟΝ	44
2.2. ΕΞΕΤΑΖΟΜΕΝΟ ΤΜΗΜΑ ΤΕΙΧΩΝ	45
2.3. ΙΣΤΟΡΙΚΟ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΩΝ ΚΑΙ ΚΑΤΑΓΕΓΡΑΜΜΕΝΕΣ ΖΗΜΙΕΣ ΣΤΟ ΕΥΘΥΓΡΑΜΜΟ ΤΜΗΜΑ ΜΠΕΜΠΟ-ΑΓ.ΦΡΑΓΚΙΣΚΟΥ	48
2.4. ΤΟ ΓΕΩΛΟΓΙΚΟ ΠΕΡΙΒΑΛΛΟΝ ΤΟΥ ΕΡΓΟΥ	55
2.4.1. ΓΕΩΛΟΓΙΑ ΛΕΚΑΝΗΣ ΗΡΑΚΛΕΙΟΥ	55
2.4.1.1. ΝΕΟΓΕΝΗ ΙΖΗΜΑΤΑ	55
2.4.1.2. ΤΕΤΑΡΤΟΓΕΝΗ ΙΖΗΜΑΤΑ	56
2.4.2. ΓΕΩΛΟΓΙΑ ΠΟΛΗΣ ΗΡΑΚΛΕΙΟΥ	56
2.4.3. ΓΕΩΛΟΓΙΑ ΣΤΕΝΗΣ ΠΕΡΙΟΧΗΣ ΜΕΛΕΤΗΣ	56
2.5. ΣΕΙΣΜΙΚΟΤΗΤΑ	60
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3: ΘΕΩΡΗΣΗ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΩΝ ΣΕ ΤΟΙΧΟΥΣ ΑΠΟ ΔΙΘΛΟΔΟΜΗ	62
3.1. ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑ ΤΗΣ ΤΟΙΧΟΠΟΙΑΣ ΕΝΑΝΤΙ ΘΛΙΨΗΣ (BEHAVIOR UNDER COMPRESSION)	62
3.1.1. ΜΟΝΟΑΞΟΝΙΚΗ ΘΛΙΨΗ (UNIAXIAL COMPRESSION)	64
3.1.2. ΔΙΑΞΟΝΙΚΗ ΘΛΙΨΗ (BIAXIAL COMPRESSION)	67
3.2. ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑ ΤΟΙΧΟΠΟΙΑΣ ΕΝΑΝΤΙ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ (BEHAVIOR UNDER SHEAR)	68

3.3. ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑ ΤΟΙΧΟΠΟΙΑΣ ΕΝΑΝΤΙ ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΥ ΕΝΤΟΣ ΕΠΙΠΕΔΟΥ (IN-PLAIN TENSILE BEHAVIOR)	70
3.4. ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑ ΤΟΙΧΟΠΟΙΑΣ ΕΝΑΝΤΙ ΚΑΜΨΗΣ (FLEXURAL BEHAVIOR)	71
3.5. ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑ ΤΩΝ ΑΡΜΩΝ ΚΛΙΝΗΣ (BED JOINT BEHAVIOR)	72
3.6. ΜΕΤΡΟ ΕΛΑΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ ΤΟΙΧΟΠΟΙΑΣ	77
3.7. ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ	77
3.8. ΣΥΝΟΧΗ-ΓΩΝΙΑ ΤΡΙΒΗΣ	78

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4: ΜΕΘΟΔΟΙ ΜΟΝΤΕΛΟΠΟΙΗΣΗΣ ΤΟΙΧΟΠΟΙΑΣ ΚΑΙ ΜΕΘΟΔΟΛΟΓΙΕΣ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΥ ΩΘΗΣΕΩΝ ΓΑΙΩΝ

4.1. ΜΟΝΤΕΛΟΠΟΙΗΣΗ ΤΟΙΧΟΠΟΙΑΣ	79
4.1.1. ΜΙΚΡΟ-ΜΟΝΤΕΛΟΠΟΙΗΣΗ (MICRO-MODELLING)	80
4.1.1.1. ΛΕΠΤΟΜΕΡΗΣ ΜΙΚΡΟ-ΜΟΝΤΕΛΟΠΟΙΗΣΗ (DETAILED MICRO-MODELLING)	80
4.1.1.2. ΑΠΛΟΥΣΤΕΥΜΕΝΗ ΜΙΚΡΟ-ΜΟΝΤΕΛΟΠΟΙΗΣΗ (SIMPLIFIED MICRO-MODELLING)	80
4.1.2. ΜΑΚΡΟ-ΜΟΝΤΕΛΟΠΟΙΗΣΗ (MACRO-MODELLING)	81
4.2. ΜΕΘΟΔΟΛΟΓΙΕΣ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΥ ΩΘΗΣΕΩΝ ΓΑΙΩΝ	82
4.2.1. ΘΕΩΡΙΑ RANKINE	82
4.2.2. ΘΕΩΡΙΑ COULOMB	83
4.2.3. ΑΝΑΛΥΣΗ ΒΑΣΕΙ ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑ 7	84

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5: ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΕΩΝ ΣΤΟ ΤΜΗΜΑ ΥΠΟ ΕΞΕΤΑΣΗ ΜΕ ΛΟΓΙΣΜΙΚΟ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑ ΠΕΠΕΡΑΣΜΕΝΩΝ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ

5.1. ΣΥΝΤΟΜΗ ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑΤΟΣ ΠΕΠΕΡΑΣΜΕΝΩΝ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ PLAXIS	87
5.2. ΓΕΩΜΕΤΡΙΚΑ ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΤΕΙΧΟΥΣ	87
5.3. ΜΗΧΑΝΙΚΑ ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΤΕΙΧΟΥΣ	88
5.3.1. ΘΛΙΠΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ	89
5.3.2. ΜΕΤΡΟ ΕΛΑΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ	90
5.3.3. ΓΩΝΙΑ ΤΡΙΒΗΣ ΚΑΙ ΣΥΝΟΧΗ	104
5.3.4. ΛΟΓΟΣ POISSON	105
5.3.5. ΜΗΧΑΝΙΚΑ ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΕΔΑΦΙΚΩΝ ΣΤΡΩΣΕΩΝ	105
5.4. ΠΑΡΑΜΕΤΡΙΚΕΣ ΑΝΑΛΥΣΕΙΣ	105
5.4.1. ΑΝΑΛΥΣΕΙΣ ΜΕ ΣΤΑΘΕΡΟ ΜΕΤΡΟ ΕΛΑΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ ΤΟΙΧΟΠΟΙΑΣ-ΜΕΤΑΒΟΛΗ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΩΝ ΑΝΤΟΧΗΣ ΤΩΝ ΕΔΑΦΙΚΩΝ ΣΤΡΩΣΕΩΝ-ΣΤΑΘΕΡΟ ΜΕΤΡΟ ΕΛΑΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ ΕΔΑΦΙΚΩΝ ΣΤΡΩΣΕΩΝ (ΚΑΤΩΤΕΡΟ ΟΡΙΟ)	107
5.4.2. ΑΝΑΛΥΣΕΙΣ ΜΕ ΣΤΑΘΕΡΟ ΜΕΤΡΟ ΕΛΑΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ ΤΟΙΧΟΠΟΙΑΣ-ΜΕΤΑΒΟΛΗ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΩΝ ΑΝΤΟΧΗΣ ΤΩΝ ΕΔΑΦΙΚΩΝ ΣΤΡΩΣΕΩΝ-ΣΤΑΘΕΡΟ ΜΕΤΡΟ ΕΛΑΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ ΕΔΑΦΙΚΩΝ ΣΤΡΩΣΕΩΝ (ΑΝΩΤΕΡΟ ΟΡΙΟ)	109
5.4.3. ΔΙΑΤΗΡΗΣΗ ΣΤΑΘΕΡΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ ΠΑΡΑΜΕΤΡΩΝ ΤΩΝ ΕΔΑΦΙΚΩΝ ΣΤΡΩΣΕΩΝ (ΔΥΣΜΕΝΕΣΤΕΡΩΝ) ΚΑΙ ΜΕΤΑΒΟΛΗ ΤΟΥ ΜΕΤΡΟΥ ΕΛΑΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ ΤΗΣ ΤΟΙΧΟΠΟΙΑΣ, ΒΑΣΕΙ ΤΩΝ ΜΟΝΤΕΛΩΝ ΠΟΥ ΥΠΟΛΟΓΙΣΤΗΚΑΝ ΑΠΟ ΤΟΥΣ ΕΜΠΕΙΡΙΚΟΥΣ ΤΥΠΟΥΣ, ΕΞΙΣΩΣΕΙΣ ΚΑΙ ΜΟΝΤΕΛΑ	111
5.5. ΑΝΑΛΥΣΗ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ ΠΑΡΑΜΕΤΡΙΚΩΝ ΑΝΑΛΥΣΕΩΝ	118

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6: ΠΡΟΤΑΣΗ ΜΕΘΟΔΩΝ ΑΠΟΚΑΤΑΣΤΑΣΗΣ ΚΑΙ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗΣ

6.1. ΜΕΘΟΔΟΙ ΑΠΟΚΑΤΑΣΤΑΣΗΣ	131
6.1.1. ΠΡΟΤΥΠΑ ΚΑΙ ΔΙΑΔΙΚΑΣΙΕΣ ΠΑΡΕΜΒΑΣΕΩΝ	131
6.1.1.1. ΑΡΧΗ ΤΗΣ ΕΛΑΧΙΣΤΗΣ ΠΑΡΕΜΒΑΣΗΣ	131
6.1.1.2. ΚΑΤΑΓΡΑΦΗ	131
6.1.1.3. ΠΡΟΣΤΑΣΙΑ ΚΑΙ ΣΥΝΤΗΡΗΣΗ	132
6.1.1.4. ΑΝΑΣΤΡΕΨΙΜΟΤΗΤΑ	132

6.1.2. ΤΕΧΝΙΚΕΣ ΕΠΙΔΙΟΡΘΩΣΗΣ ΙΣΤΟΡΙΚΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ	132
6.1.2.1. REPOINTING	132
6.1.2.2. ΑΝΤΙΚΑΤΑΣΤΑΣΗ	133
6.1.2.3. ΕΝΕΜΑΤΩΣΗ	134
6.1.2.4. ΕΝΙΣΧΥΜΕΝΗ ΕΝΕΜΑΤΩΣΗ	134
6.1.2.5. CENTER CORING	134
6.1.2.6. ΕΞΩΤΕΡΙΚΗ ΕΝΙΣΧΥΣΗ	135
6.1.2.7. ΑΓΚΥΡΩΣΗ	135
6.1.2.8. ΕΝΙΣΧΥΤΙΚΗ ΕΠΙΚΑΛΥΨΗ (OVERLAYS)	135
6.2. ΠΡΟΤΑΣΕΙΣ ΓΙΑ ΤΟ ΥΠΟ ΕΞΕΤΑΣΗ ΤΜΗΜΑ ΤΟΥ ΤΕΙΧΟΥΣ	136
6.2.1. ΠΡΟΤΑΣΕΙΣ ΓΙΑ ΤΑ ΤΟΠΙΚΗΣ ΣΗΜΑΣΙΑΣ ΠΡΟΒΛΗΜΑΤΑ	137
6.2.2. ΠΡΟΤΑΣΕΙΣ ΓΙΑ ΤΑ ΠΡΟΒΛΗΜΑΤΑ ΟΛΙΚΗΣ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑΣ ΤΟΥ ΣΥΣΤΗΜΑΤΟΣ ΤΕΙΧΟΥΣ-ΕΔΑΦΟΥΣ/ ΠΑΡΑΜΕΤΡΙΚΕΣ ΑΝΑΛΥΣΕΙΣ ΓΙΑ ΤΙΣ ΠΡΟΤΕΙΝΟΜΕΝΕΣ ΜΕΘΟΔΟΥΣ ΥΠΟΣΤΗΡΙΞΗΣ	137
<u>ΚΕΦΑΛΑΙΟ 7: ΣΥΝΟΨΗ - ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ</u>	<u>162</u>
<u>ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ</u>	<u>165</u>

Ευρετήριο εικόνων

ΕΙΚΟΝΑ 1. ΠΙΘΑΝΟ ΠΕΡΙΓΡΑΜΜΑ ΟΧΥΡΟΥ ΠΕΡΙΒΟΛΟΥ ΚΑΤΑ ΤΗΝ Α' ΒΥΖΑΝΤΙΝΗ ΠΕΡΙΟΔΟ (ΤΖΟΜΠΑΝΑΚΗ, 2012)	24
ΕΙΚΟΝΑ 2. ΠΙΘΑΝΟ ΠΕΡΙΓΡΑΜΜΑ ΟΧΥΡΟΥ ΠΕΡΙΒΟΛΟΥ ΣΤΙΣ ΑΡΧΕΣ ΤΗΣ ΑΡΑΒΟΚΡΑΤΙΑΣ (ΤΖΟΜΠΑΝΑΚΗ, 2012)	26
ΕΙΚΟΝΑ 3. ΟΧΥΡΩΣΗ ΚΑΤΑ ΤΗΝ Β' ΒΥΖΑΝΤΙΝΗ ΠΕΡΙΟΔΟ (ΤΖΟΜΠΑΝΑΚΗ, 2012)	28
ΕΙΚΟΝΑ 4. ΣΧΗΜΑΤΙΚΗ ΤΟΜΗ ΤΟΥ ΠΕΡΙΒΟΛΟΥ, ΤΗΣ ΤΑΦΡΟΥ ΚΑΙ ΤΩΝ ΕΞΩΤΕΡΙΚΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ (ΤΖΟΜΠΑΝΑΚΗ, 2012).....	30
ΕΙΚΟΝΑ 5. ΟΡΕCCHIONE ΤΟΥ ΠΡΟΜΑΧΩΝΑ ΜΑΡΤΙΝΕΝΓΚΟ	32
ΕΙΚΟΝΑ 6. ΠΡΟΑΣΤΙΑ ΚΑΤΑ ΤΗΝ Β' ΒΥΖΑΝΤΙΝΗ ΠΕΡΙΟΔΟ-ΠΡΩΙΜΗ ΕΝΕΤΙΚΗ (13ος-Α' ΜΙΣΟ 14ΟΥ ΑΙΩΝΑ) (ΤΖΟΜΠΑΝΑΚΗ, 2012)	34
ΕΙΚΟΝΑ 7. ΠΡΟΑΣΤΙΑ ΚΑΤΑ ΤΗΝ ΜΕΣΗ ΕΝΕΤΙΚΗ ΠΕΡΙΟΔΟ (Β' ΜΙΣΟ 14ΟΥ-15ΟΥ ΑΙΩΝΑ) (ΤΖΟΜΠΑΝΑΚΗ, 2012)	35
ΕΙΚΟΝΑ 8. ΠΑΛΑΙΑ ΟΧΥΡΩΣΗ, ΠΡΟΑΣΤΙΑ ΚΑΙ Η ΠΡΩΤΗ ΠΙΘΑΝΗ ΧΑΡΑΞΗ ΤΟΥ ΝΕΟΥ ΕΝΕΤΙΚΟΥ ΠΕΡΙΒΟΛΟΥ (ΤΖΟΜΠΑΝΑΚΗ, 2012)	36
ΕΙΚΟΝΑ 9. Η ΠΡΟΤΑΣΗ ΒΕΛΤΙΩΣΗΣ ΤΟΥ G. DA CAMPOFREGOSO (13ος-Α' ΜΙΣΟ 14ΟΥ ΑΙΩΝΑ) (ΤΖΟΜΠΑΝΑΚΗ, 2012)	37
ΕΙΚΟΝΑ 10. Ο ΝΕΟΣ ΕΝΕΤΙΚΟΣ ΟΧΥΡΟΣ ΠΕΡΙΒΟΛΟΣ ΤΟΥ ΧΑΝΔΑΚΑ ΟΠΩΣ ΕΙΧΕ ΔΙΑΜΟΡΦΩΘΕΙ ΣΤΑ ΜΕΣΑ ΤΟΥ 16ΟΥ ΑΙΩΝΑ (ΤΖΟΜΠΑΝΑΚΗ, 2012)	38
ΕΙΚΟΝΑ 11. Ο ΝΕΟΣ ΕΝΕΤΙΚΟΣ ΟΧΥΡΟΣ ΠΕΡΙΒΟΛΟΣ ΤΟΥ ΧΑΝΔΑΚΑ ΟΠΩΣ ΕΙΧΕ ΔΙΑΜΟΡΦΩΘΕΙ ΤΟ 1614 (ΤΖΟΜΠΑΝΑΚΗ, 2012)	39
ΕΙΚΟΝΑ 12. Ο ΠΕΡΙΒΟΛΟΣ ΤΟΥ ΧΑΝΔΑΚΑ ΟΠΩΣ ΕΙΧΕ ΔΙΑΜΟΡΦΩΘΕΙ ΣΤΑ ΤΕΛΗ ΤΗΣ ΕΝΕΤΟΚΡΑΤΙΑΣ (ΤΖΟΜΠΑΝΑΚΗ, 2012)	41
ΕΙΚΟΝΑ 13. Ο ΠΕΡΙΒΟΛΟΣ ΤΟΥ ΧΑΝΔΑΚΑ ΜΕ ΤΑ ΟΡΥΓΜΑΤΑ ΚΑΙ ΤΙΣ ΚΑΤΕΔΑΦΙΣΕΙΣ ΤΟΝ 20ο ΑΙΩΝΑ (ΤΖΟΜΠΑΝΑΚΗ, 2012)	43
ΕΙΚΟΝΑ 14. Η ΠΟΛΗ ΤΟΥ ΗΡΑΚΛΕΙΟΥ ΤΟΝ 21ο ΑΙΩΝΑ ΚΑΙ ΤΑ ΕΝΕΤΙΚΑ ΤΕΙΧΗ (ΦΩΤΟΓΡΑΦΙΑ ΑΠΟ GOOGLE EARTH)	44
ΕΙΚΟΝΑ 15. ΕΥΘΥΓΡΑΜΜΟ ΤΜΗΜΑ ΜΠΕΜΠΟ-ΑΓ.ΦΡΑΓΚΙΣΚΟΥ ΣΤΟ ΧΑΡΤΗ (ΦΩΤΟΓΡΑΦΙΑ ΑΠΟ GOOGLE EARTH)	45
ΕΙΚΟΝΑ 16. ΑΝΑΛΥΤΙΚΗ ΟΡΙΖΟΝΤΙΟΓΡΑΦΙΑ ΤΟΥ ΕΥΘΥΓΡΑΜΜΟΥ ΤΜΗΜΑΤΟΣ ΜΠΕΜΠΟ- ΑΓ.ΦΡΑΓΚΙΣΚΟΥ (ΧΑΤΖΗΣΤΕΡΓΙΟΥ & ΣΚΟΠΕΛΙΤΗΣ, 2010).....	46
ΕΙΚΟΝΑ 17. ΕΥΘΥΓΡΑΜΜΟ ΤΜΗΜΑ ΜΠΕΜΠΟ-ΑΓ.ΦΡΑΓΚΙΣΚΟΥ (ΜΕΤΑΞΕΑΣ Ι. Κ.Α., 2010) ..	47
ΕΙΚΟΝΑ 18. ΚΑΤΟΨΗ ΕΥΘΥΓΡΑΜΜΟΥ ΤΜΗΜΑΤΟΣ ΜΠΕΜΠΟ-ΑΓ.ΦΡΑΓΚΙΣΚΟΥ (ΦΩΤΟΓΡΑΦΙΑ ΑΠΟ GOOGLE EARTH)	49
ΕΙΚΟΝΑ 19.ΟΡΙΖΟΝΤΙΟΓΡΑΦΙΑ ΤΟΥ ΕΥΘΥΓΡΑΜΜΟΥ ΤΜΗΜΑΤΟΣ ΜΠΕΜΠΟ-ΑΓ. ΦΡΑΓΚΙΣΚΟΥ ΜΕ ΑΝΑΠΑΡΑΣΤΑΣΗ ΤΩΝ ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΕΩΝ-ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΩΝ (ΑΝΔΡΟΠΟΥΛΟΣ & ΤΖΙΡΙΤΑ, 1982)	51
ΕΙΚΟΝΑ 20. ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΗ ΡΩΓΜΗ ΣΤΟ ΕΥΘΥΓΡΑΜΜΟ ΤΜΗΜΑ ΜΠΕΜΠΟ-ΑΓ. ΦΡΑΓΚΙΣΚΟΥ	54
ΕΙΚΟΝΑ 21. ΜΕΡΟΣ ΤΟΥ ΓΕΩΛΟΓΙΚΟΥ ΧΑΡΤΗ ΗΡΑΚΛΕΙΟΥ (ΑΝΑΓΡΑΦΟΝΤΑΙ ΟΙ ΣΧΗΜΑΤΙΣΜΟΙ ΠΟΥ ΣΧΕΤΙΖΟΝΤΑΙ ΜΕ ΤΗΝ ΠΕΡΙΟΧΗ ΜΕΛΕΤΗΣ) (Ι.Γ.Μ.Ε., 1983).....	57
ΕΙΚΟΝΑ 22. ΣΤΡΩΜΑΤΟΓΡΑΦΙΚΗ ΣΤΗΛΗ ΠΟΛΗΣ ΗΡΑΚΛΕΙΟΥ (ΤΣΙΑΜΠΑΣ, 1988).....	58
ΕΙΚΟΝΑ 23. ΤΟΜΗ ΕΥΘΥΓΡΑΜΜΟΥ ΤΜΗΜΑΤΟΣ ΜΠΕΜΠΟ-ΑΓ. ΦΡΑΓΚΙΣΚΟΥ (ΑΥΤΟCAD)...	59
ΕΙΚΟΝΑ 24. ΑΝΑΠΑΡΑΣΤΑΣΗ ΦΟΡΤΙΣΗΣ ΕΝΤΟΣ ΕΠΙΠΕΔΟΥ (IN-PLANE), ΕΚΤΟΣ ΕΠΙΠΕΔΟΥ (OUT-OF-PLANE) (ΜΟΗΥΕΔΔΙΝ-ΚΕΡΜΑΝΙ, 2011).....	62

ΕΙΚΟΝΑ 25. ΑΡΜΟΙ ΚΛΙΝΗΣ (BED JOINTS) ΚΑΙ ΑΡΜΟΙ ΚΕΦΑΛΗΣ (HEAD JOINTS) (LOURENCO, 1998).....	64
ΕΙΚΟΝΑ 26. ΣΚΙΤΣΟ ΔΟΚΙΜΗΣ STACKED BOND PRISM (ΑΡΙΣΤΕΡΑ) ΚΑΙ RILEM (ΔΕΞΙΑ) (LOURENCO, 1998).....	64
ΕΙΚΟΝΑ 27. ΜΟΝΟΑΞΟΝΙΚΗ ΣΥΜΠΙΕΣΗ ΣΕ ΔΕΔΟΜΕΝΗ ΓΩΝΙΑ (ΑΡΙΣΤΕΡΑ) ΚΑΙ ΔΙΑΞΟΝΙΚΗ ΦΟΡΤΙΣΗ ΣΕ ΔΕΔΟΜΕΝΗ ΓΩΝΙΑ (ΔΕΞΙΑ) (LOURENCO, 1998).....	67
ΕΙΚΟΝΑ 28. ΜΟΡΦΕΣ ΑΣΤΟΧΙΑΣ ΛΟΠΛΗΣ ΤΟΙΧΟΠΟΙΑΣ ΥΠΟ ΔΙΑΤΜΗΣΗ: ΟΛΙΣΘΗΣΗ (Α), ΔΙΑΓΩΝΙΑ ΡΩΓΜΗ (Β), ΕΦΕΛΚΥΣΤΙΚΕΣ ΡΩΓΜΕΣ ΑΝΥΨΩΜΕΝΗΣ ΠΛΕΥΡΑΣ (C), ΡΩΓΜΕΣ ΘΛΙΒΟΜΕΝΗΣ ΠΛΕΥΡΑΣ (D) (OYGUC & OYGUC, 2017).....	69
ΕΙΚΟΝΑ 29. ΔΟΚΙΜΗ ASTM E519-E518M-20 (ASTM E519/E519M-20, 2020).....	70
ΕΙΚΟΝΑ 30. Α) ΔΟΚΙΜΗ ΚΑΘΟΡΙΣΜΟΥ ΑΝΤΟΧΗΣ ΣΕ ΚΑΜΨΗ ΒΑΣΕΙ EN1052-2 (VASCONCELOS, 2015) Β) ΚΑΜΨΗ ΠΑΡΑΛΛΗΛΑ (ΑΡΙΣΤΕΡΑ) ΚΑΙ ΣΤΗΝ ΚΑΝΟΝΙΚΗ ΚΑΤΕΥΘΥΝΣΗ (ΔΕΞΙΑ) ΤΩΝ ΑΡΜΩΝ (ΚΟΡΟΜΠΛΙΑΣ, 2015).....	72
ΕΙΚΟΝΑ 31. Α) ΔΟΚΙΜΗ ΚΑΜΨΗΣ ΤΡΙΩΝ ΣΗΜΕΙΩΝ ΜΕ ΕΝΑΝ ΑΡΜΟ Β) ΔΟΚΙΜΗ ΚΑΜΨΗΣ ΤΕΣΣΑΡΩΝ ΣΗΜΕΙΩΝ C) ΔΟΚΙΜΗ BOND-WRENCH D) ΔΟΚΙΜΗ ΔΙΑΜΕΤΡΙΚΗΣ ΘΛΙΨΗΣ (SPLITTING TEST) (LOURENCO, 1998).....	73
ΕΙΚΟΝΑ 32. ΔΙΑΤΑΞΕΙΣ ΔΟΚΙΜΩΝ Α) VAN DER PLUIJM Β) COUPLET C) TRIPLET (ZHANG ET AL., 2018)	75
ΕΙΚΟΝΑ 33. ΔΙΑΓΡΑΜΜΑ ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗΣ ΤΑΣΗΣ-ΜΕΤΑΤΟΠΙΣΗΣ (VASCONCELOS, 2015).....	76
ΕΙΚΟΝΑ 34. ΤΕΧΝΙΚΕΣ ΜΟΝΤΕΛΟΠΟΙΗΣΗΣ ΓΙΑ ΤΗΝ ΤΟΙΧΟΠΟΙΑ (KOMURCU & GEDIKLI, 2019).....	79
ΕΙΚΟΝΑ 35. Α) ΛΕΠΤΟΜΕΡΗΣ ΜΙΚΡΟ-ΜΟΝΤΕΛΟΠΟΙΗΣΗ Β) ΑΠΛΟΥΣΤΕΥΜΕΝΗ ΜΙΚΡΟ-ΜΟΝΤΕΛΟΠΟΙΗΣΗ C) ΜΑΚΡΟ-ΜΟΝΤΕΛΟΠΟΙΗΣΗ (LOURENCO, 2002).....	81
ΕΙΚΟΝΑ 36. ΕΠΙΜΕΡΟΥΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΔΡΑΣΕΩΝ	85
ΕΙΚΟΝΑ 37. ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΜΕΝΗ ΤΟΜΗ ΜΕΤΑ ΤΗΝ ΑΝΑΛΥΣΗ	118
ΕΙΚΟΝΑ 38. ΑΝΑΠΑΡΑΣΤΑΣΗ ΜΕΓΙΣΤΩΝ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΩΝ.....	118
ΕΙΚΟΝΑ 39. ΑΝΑΠΑΡΑΣΤΑΣΗ ΤΩΝ ΣΗΜΕΙΩΝ ΟΠΟΥ ΕΓΙΝΕ ΚΑΤΑΜΕΤΡΗΣΗ ΤΩΝ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΩΝ	120
ΕΙΚΟΝΑ 40. ΑΝΑΠΑΡΑΣΤΑΣΗ ΤΩΝ ΕΠΙΠΕΔΩΝ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ	128
ΕΙΚΟΝΑ 41. ΣΗΜΕΙΑ ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΥ ΚΑΙ ΣΗΜΕΙΑ ΠΛΑΣΤΙΚΩΝ ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΕΩΝ	129
ΕΙΚΟΝΑ 42. ΤΟΜΗ Α-Α' ΚΑΙ ΑΝΑΠΑΡΑΣΤΑΣΗ ΤΩΝ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΩΝ ΣΤΗΝ ΟΘΩΜΑΝΙΚΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΑΣΤΙΚΗ ΦΑΣΗ	130
ΕΙΚΟΝΑ 43. ΑΝΑΠΑΡΑΣΤΑΣΗ ΤΗΣ ΤΕΧΝΙΚΗΣ ΕΝΙΣΧΥΤΙΚΗΣ ΕΠΙΚΑΛΥΨΗΣ.....	136
ΕΙΚΟΝΑ 44. ΤΟΠΟΘΕΤΗΣΗ ΠΑΣΣΑΛΩΝ ΚΑΙ ΑΓΚΥΡΙΩΝ	140
ΕΙΚΟΝΑ 45. ΣΥΝΟΛΙΚΕΣ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΙΣ ΣΤΗΝ ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ ΧΡΗΣΗΣ ΠΑΣΣΑΛΩΝ 21Μ ΜΕ ΜΙΑ ΣΕΙΡΑ ΠΡΟΕΝΤΕΤΑΜΕΝΩΝ ΑΓΚΥΡΙΩΝ	142
ΕΙΚΟΝΑ 46. ΣΗΜΕΙΑ ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΥ ΚΑΙ ΣΗΜΕΙΑ ΠΛΑΣΤΙΚΩΝ ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΕΩΝ ΣΤΗΝ ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ ΧΡΗΣΗΣ ΠΑΣΣΑΛΩΝ 21Μ ΜΕ ΜΙΑ ΣΕΙΡΑ ΠΡΟΕΝΤΕΤΑΜΕΝΩΝ ΑΓΚΥΡΙΩΝ	143
ΕΙΚΟΝΑ 47. ΣΥΝΟΛΙΚΕΣ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΙΣ ΠΑΣΣΑΛΩΝ 21Μ	144
ΕΙΚΟΝΑ 48. ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΕΣ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΙΣ ΠΑΣΣΑΛΩΝ 21Μ.....	144
ΕΙΚΟΝΑ 49. ΟΡΙΖΟΝΤΙΕΣ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΙΣ ΠΑΣΣΑΛΩΝ 21Μ.....	145
ΕΙΚΟΝΑ 50. ΚΑΜΠΤΙΚΕΣ ΡΟΠΕΣ ΠΑΣΣΑΛΩΝ 21Μ.....	146
ΕΙΚΟΝΑ 51. ΜΕΓΙΣΤΕΣ ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΕΣ ΔΥΝΑΜΕΙΣ ΠΑΣΣΑΛΩΝ 21Μ.....	146
ΕΙΚΟΝΑ 52. ΣΥΝΟΛΙΚΕΣ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΙΣ ΠΑΣΣΑΛΩΝ 23Μ	147
ΕΙΚΟΝΑ 53. ΟΡΙΖΟΝΤΙΕΣ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΙΣ ΠΑΣΣΑΛΩΝ 23Μ.....	148
ΕΙΚΟΝΑ 54. ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΕΣ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΙΣ ΠΑΣΣΑΛΩΝ 23Μ.....	148
ΕΙΚΟΝΑ 55 ΚΑΜΠΤΙΚΕΣ ΡΟΠΕΣ ΠΑΣΣΑΛΩΝ 23Μ.....	149

ΕΙΚΟΝΑ 56. ΜΕΓΙΣΤΕΣ ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΕΣ ΔΥΝΑΜΕΙΣ ΠΑΣΣΑΛΩΝ 23Μ.....	150
ΕΙΚΟΝΑ 57. ΣΥΝΟΛΙΚΕΣ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΙΣ ΠΑΣΣΑΛΩΝ 21Μ ΜΕ ΜΙΑ ΣΕΙΡΑ ΑΓΚΥΡΙΩΝ	151
ΕΙΚΟΝΑ 58. ΟΡΙΖΟΝΤΙΕΣ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΙΣ ΠΑΣΣΑΛΩΝ 21Μ ΜΕ ΜΙΑ ΣΕΙΡΑ ΑΓΚΥΡΙΩΝ.....	151
ΕΙΚΟΝΑ 59. ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΕΣ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΙΣ ΠΑΣΣΑΛΩΝ 21Μ ΜΕ ΜΙΑ ΣΕΙΡΑ ΑΓΚΥΡΙΩΝ	152
ΕΙΚΟΝΑ 60. ΚΑΜΠΤΙΚΕΣ ΡΟΠΕΣ ΠΑΣΣΑΛΩΝ 21Μ ΜΕ ΜΙΑ ΣΕΙΡΑ ΑΓΚΥΡΙΩΝ.....	153
ΕΙΚΟΝΑ 61. ΜΕΓΙΣΤΕΣ ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΕΣ ΔΥΝΑΜΕΙΣ ΠΑΣΣΑΛΩΝ 21Μ ΜΕ ΜΙΑ ΣΕΙΡΑ ΑΓΚΥΡΙΩΝ	153
ΕΙΚΟΝΑ 62. ΣΥΝΟΛΙΚΕΣ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΙΣ ΠΑΣΣΑΛΩΝ 23Μ ΜΕ ΜΙΑ ΣΕΙΡΑ ΑΓΚΥΡΙΩΝ	154
ΕΙΚΟΝΑ 63. ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΕΣ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΙΣ ΠΑΣΣΑΛΩΝ 23Μ ΜΕ ΜΙΑ ΣΕΙΡΑ ΑΓΚΥΡΙΩΝ	155
ΕΙΚΟΝΑ 64. ΟΡΙΖΟΝΤΙΕΣ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΙΣ ΠΑΣΣΑΛΩΝ 23Μ ΜΕ ΜΙΑ ΣΕΙΡΑ ΑΓΚΥΡΙΩΝ.....	155
ΕΙΚΟΝΑ 65. ΚΑΜΠΤΙΚΕΣ ΡΟΠΕΣ ΠΑΣΣΑΛΩΝ 23Μ ΜΕ ΜΙΑ ΣΕΙΡΑ ΑΓΚΥΡΙΩΝ.....	156
ΕΙΚΟΝΑ 66. ΜΕΓΙΣΤΕΣ ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΕΣ ΔΥΝΑΜΕΙΣ ΠΑΣΣΑΛΩΝ 23Μ ΜΕ ΜΙΑ ΣΕΙΡΑ ΑΓΚΥΡΙΩΝ	157
ΕΙΚΟΝΑ 67. ΣΥΝΟΛΙΚΕΣ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΙΣ ΠΑΣΣΑΛΩΝ 21Μ ΜΕ ΜΙΑ ΣΕΙΡΑ ΠΡΟΕΝΤΕΤΑΜΕΝΩΝ ΑΓΚΥΡΙΩΝ.....	158
ΕΙΚΟΝΑ 68. ΟΡΙΖΟΝΤΙΕΣ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΙΣ ΠΑΣΣΑΛΩΝ 21Μ ΜΕ ΜΙΑ ΣΕΙΡΑ ΠΡΟΕΝΤΕΤΑΜΕΝΩΝ ΑΓΚΥΡΙΩΝ.....	158
ΕΙΚΟΝΑ 69. ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΕΣ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΙΣ ΠΑΣΣΑΛΩΝ 21Μ ΜΕ ΜΙΑ ΣΕΙΡΑ ΠΡΟΕΝΤΕΤΑΜΕΝΩΝ ΑΓΚΥΡΙΩΝ.....	159
ΕΙΚΟΝΑ 70. ΚΑΜΠΤΙΚΕΣ ΡΟΠΕΣ ΠΑΣΣΑΛΩΝ 21Μ ΜΕ ΜΙΑ ΣΕΙΡΑ ΠΡΟΕΝΤΕΤΑΜΕΝΩΝ ΑΓΚΥΡΙΩΝ	160
ΕΙΚΟΝΑ 71. ΜΕΓΙΣΤΕΣ ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΕΣ ΔΥΝΑΜΕΙΣ ΠΑΣΣΑΛΩΝ 21Μ ΜΕ ΜΙΑ ΣΕΙΡΑ ΠΡΟΕΝΤΕΤΑΜΕΝΩΝ ΑΓΚΥΡΙΩΝ.....	160

Ευρετήριο Διαγραμμάτων

ΔΙΑΓΡΑΜΜΑ 1. ΥΠΟΛΟΓΙΖΟΜΕΝΑ ΜΕΤΡΑ ΕΛΑΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ ΤΟΙΧΟΠΟΙΑΣ ΓΙΑ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟ ΛΙΘΟΣΩΜΑΤΩΝ ΜΕ ΥΓΙΕΣ ΚΟΝΙΑΜΑ	97
ΔΙΑΓΡΑΜΜΑ 2. ΥΠΟΛΟΓΙΖΟΜΕΝΑ ΜΕΤΡΑ ΕΛΑΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ ΤΟΙΧΟΠΟΙΑΣ ΓΙΑ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟ ΛΙΘΟΣΩΜΑΤΩΝ ΜΕ ΕΞΑΛΛΟΙΩΜΕΝΟ ΚΟΝΙΑΜΑ	98
ΔΙΑΓΡΑΜΜΑ 3. ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΜΕΤΡΟΥ ΕΛΑΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ ΓΙΑ ΑΠΟΛΙΘΩΜΑΤΟΦΟΡΟ ΑΣΒΕΣΤΟΛΙΘΟ-ΥΓΙΕΣ ΚΟΝΙΑΜΑ	101
ΔΙΑΓΡΑΜΜΑ 4. ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΜΕΤΡΟΥ ΕΛΑΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ ΓΙΑ ΑΠΟΛΙΘΩΜΑΤΟΦΟΡΟ ΑΣΒΕΣΤΟΛΙΘΟ-ΥΓΙΕΣ ΚΟΝΙΑΜΑ	101
ΔΙΑΓΡΑΜΜΑ 5. ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΜΕΤΡΟΥ ΕΛΑΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ ΓΙΑ ΑΣΒΕΣΤΙΤΙΚΟ ΨΑΜΜΙΤΗ-ΕΞΑΛΛΟΙΩΜΕΝΟ ΚΟΝΙΑΜΑ	102
ΔΙΑΓΡΑΜΜΑ 6. ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΜΕΤΡΟΥ ΕΛΑΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ ΓΙΑ ΑΣΒΕΣΤΙΤΙΚΟ ΨΑΜΜΙΤΗ-ΕΞΑΛΛΟΙΩΜΕΝΟ ΚΟΝΙΑΜΑ	103
ΔΙΑΓΡΑΜΜΑ 7. ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΜΕΤΡΟΥ ΕΛΑΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ ΓΙΑ ΔΟΛΟΜΙΤΙΩΜΕΝΟ ΑΣΒΕΣΤΟΛΙΘΟ-ΥΓΙΕΣ ΚΟΝΙΑΜΑ	103
ΔΙΑΓΡΑΜΜΑ 8. ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΜΕΤΡΟΥ ΕΛΑΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ ΓΙΑ ΔΟΛΟΜΙΤΙΩΜΕΝΟ ΑΣΒΕΣΤΟΛΙΘΟ-ΕΞΑΛΛΟΙΩΜΕΝΟ ΚΟΝΙΑΜΑ	104
ΔΙΑΓΡΑΜΜΑ 9. ΣΥΝΟΛΙΚΕΣ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΙΣ ΑΝΑ ΑΝΑΛΥΣΗ ΓΙΑ ΤΗΝ ΟΜΑΔΑ ΠΑΡΑΜΕΤΡΙΚΩΝ ΑΝΑΛΥΣΕΩΝ 1	122
ΔΙΑΓΡΑΜΜΑ 10. ΣΥΝΟΛΙΚΕΣ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΙΣ ΑΝΑ ΑΝΑΛΥΣΗ ΓΙΑ ΤΗΝ ΟΜΑΔΑ ΠΑΡΑΜΕΤΡΙΚΩΝ ΑΝΑΛΥΣΕΩΝ 2	123
ΔΙΑΓΡΑΜΜΑ 11. ΣΥΝΟΛΙΚΕΣ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΙΣ ΑΝΑ ΑΝΑΛΥΣΗ ΓΙΑ ΤΗΝ ΟΜΑΔΑ ΠΑΡΑΜΕΤΡΙΚΩΝ ΑΝΑΛΥΣΕΩΝ 3	125
ΔΙΑΓΡΑΜΜΑ 12. ΣΥΝΟΛΙΚΕΣ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΙΣ ΣΤΑ ΣΗΜΕΙΑ ΠΑΡΑΤΗΡΗΣΗΣ ΑΝΑ ΑΝΑΛΥΣΗ ..	126
ΔΙΑΓΡΑΜΜΑ 13. ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΙΣ ΣΤΗ ΣΤΕΨΗ ΑΝΑΛΟΓΩΣ ΤΗΣ ΜΕΘΟΔΟΥ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΥ ΤΟΥ ΜΕΤΡΟΥ ΕΛΑΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ	128
ΔΙΑΓΡΑΜΜΑ 14. ΣΥΝΟΛΙΚΕΣ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΙΣ ΜΕΤΑ ΤΗΝ ΕΦΑΡΜΟΓΗ ΤΩΝ ΠΡΟΤΕΙΝΟΜΕΝΩΝ ΜΕΘΟΔΩΝ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗΣ	141

Ευρετήριο Πινάκων

ΠΙΝΑΚΑΣ 1. ΣΥΓΧΡΟΝΟΙ ΣΕΙΣΜΟΙ (Γεωδυναμικό Ινστιτούτο, 2021)	60
ΠΙΝΑΚΑΣ 2. Γεωμετρικά στοιχεία λιθωμάτων και κονιαμάτων	88
ΠΙΝΑΚΑΣ 3. Θλιπτική αντοχή λιθωμάτων και κονιαμάτων (Χατζηστεργίου & Σκοπελίτης, 2010)	89
ΠΙΝΑΚΑΣ 4. Μέτρο ελαστικότητας λιθωμάτων και κονιαμάτων (Χατζηστεργίου & Σκοπελίτης, 2010)	89
ΠΙΝΑΚΑΣ 5. Πόρωδες λιθωμάτων (Χατζηστεργίου & Σκοπελίτης, 2010)	89
ΠΙΝΑΚΑΣ 6. Θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας	90
ΠΙΝΑΚΑΣ 7. Τιμές μέτρου ελαστικότητας τοιχοποιίας όπως υπολογίστηκε από τους εμπειρικούς τύπους.....	96
ΠΙΝΑΚΑΣ 8. Μηχανικά χαρακτηριστικά εδαφικών στρώσεων.....	105
ΠΙΝΑΚΑΣ 9. Περιγραφή των αναλύσεων, της μεθόδου υπολογισμού του μέτρου ελαστικότητας και των υλικών κατασκευής του τείχους.....	106
ΠΙΝΑΚΑΣ 10. Μηχανικά χαρακτηριστικά εδαφικών στρώσεων και τοιχοποιίας στην ανάλυση 1	108
ΠΙΝΑΚΑΣ 11. Μηχανικά χαρακτηριστικά εδαφικών στρώσεων και τοιχοποιίας στην ανάλυση 2.....	108
ΠΙΝΑΚΑΣ 12. Μηχανικά χαρακτηριστικά εδαφικών στρώσεων και τοιχοποιίας στην ανάλυση 1-2.....	108
ΠΙΝΑΚΑΣ 13. Μηχανικά χαρακτηριστικά εδαφικών στρώσεων και τοιχοποιίας στην ανάλυση 2-2.....	109
ΠΙΝΑΚΑΣ 14. Μηχανικά χαρακτηριστικά εδαφικών στρώσεων και τοιχοποιίας στην ανάλυση 3.....	110
ΠΙΝΑΚΑΣ 15. Μηχανικά χαρακτηριστικά εδαφικών στρώσεων και τοιχοποιίας στην ανάλυση 4.....	110
ΠΙΝΑΚΑΣ 16. Μηχανικά χαρακτηριστικά εδαφικών στρώσεων και τοιχοποιίας στην ανάλυση 3-2.....	110
ΠΙΝΑΚΑΣ 17. Μηχανικά χαρακτηριστικά εδαφικών στρώσεων και τοιχοποιίας στην ανάλυση 4-2.....	111
ΠΙΝΑΚΑΣ 18. Μηχανικά χαρακτηριστικά εδαφικών στρώσεων και τοιχοποιίας στην ανάλυση 5 - Υπολογισμός μέτρου ελαστικότητας κατά Ciseilski.....	112
ΠΙΝΑΚΑΣ 19. Μηχανικά χαρακτηριστικά εδαφικών στρώσεων και τοιχοποιίας στην ανάλυση 6 - Υπολογισμός μέτρου ελαστικότητας κατά Matysek.....	112
ΠΙΝΑΚΑΣ 20. Μηχανικά χαρακτηριστικά εδαφικών στρώσεων και τοιχοποιίας στην ανάλυση 7 - Υπολογισμός μέτρου ελαστικότητας κατά Brooks.....	112
ΠΙΝΑΚΑΣ 21. Μηχανικά χαρακτηριστικά εδαφικών στρώσεων και τοιχοποιίας στην ανάλυση 8 - Υπολογισμός μέτρου ελαστικότητας κατά Jonaitis.....	113
ΠΙΝΑΚΑΣ 22. Μηχανικά χαρακτηριστικά εδαφικών στρώσεων και τοιχοποιίας στην ανάλυση 9 - Υπολογισμός μέτρου ελαστικότητας κατά Marciukaišis.....	113
ΠΙΝΑΚΑΣ 23. Μηχανικά χαρακτηριστικά εδαφικών στρώσεων και τοιχοποιίας στην ανάλυση 10 - Υπολογισμός μέτρου ελαστικότητας κατά Farshchi.....	113
ΠΙΝΑΚΑΣ 24. Μηχανικά χαρακτηριστικά εδαφικών στρώσεων και τοιχοποιίας στην ανάλυση 11 - Υπολογισμός μέτρου ελαστικότητας κατά Tomazevic (200fk)	114

ΠΙΝΑΚΑΣ 25. ΜΗΧΑΝΙΚΑ ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΕΔΑΦΙΚΩΝ ΣΤΡΩΣΕΩΝ ΚΑΙ ΤΟΙΧΟΠΟΙΑΣ ΣΤΗΝ ΑΝΑΛΥΣΗ 12 - ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΜΕΤΡΟΥ ΕΛΑΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ ΚΑΤΑ ΤΟΜΑΖΕΒΙΤΣ (2000FK)	114
ΠΙΝΑΚΑΣ 26. ΜΗΧΑΝΙΚΑ ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΕΔΑΦΙΚΩΝ ΣΤΡΩΣΕΩΝ ΚΑΙ ΤΟΙΧΟΠΟΙΑΣ ΣΤΗΝ ΑΝΑΛΥΣΗ 13 - ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΜΕΤΡΟΥ ΕΛΑΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ ΚΑΤΑ ΤΟΜΑΖΕΒΙΤΣ (200FK)	115
ΠΙΝΑΚΑΣ 27. ΜΗΧΑΝΙΚΑ ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΕΔΑΦΙΚΩΝ ΣΤΡΩΣΕΩΝ ΚΑΙ ΤΟΙΧΟΠΟΙΑΣ ΣΤΗΝ ΑΝΑΛΥΣΗ 14 - ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΜΕΤΡΟΥ ΕΛΑΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ ΚΑΤΑ EC6	115
ΠΙΝΑΚΑΣ 28. ΜΗΧΑΝΙΚΑ ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΕΔΑΦΙΚΩΝ ΣΤΡΩΣΕΩΝ ΚΑΙ ΤΟΙΧΟΠΟΙΑΣ ΣΤΗΝ ΑΝΑΛΥΣΗ 15 - ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΜΕΤΡΟΥ ΕΛΑΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ ΚΑΤΑ ΤΟΜΑΖΕΒΙΤΣ (2000FK)	115
ΠΙΝΑΚΑΣ 29. ΜΗΧΑΝΙΚΑ ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΕΔΑΦΙΚΩΝ ΣΤΡΩΣΕΩΝ ΚΑΙ ΤΟΙΧΟΠΟΙΑΣ ΣΤΗΝ ΑΝΑΛΥΣΗ 16 - ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΜΕΤΡΟΥ ΕΛΑΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ ΚΑΤΑ CIESEILSKI.....	116
ΠΙΝΑΚΑΣ 30. ΜΗΧΑΝΙΚΑ ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΕΔΑΦΙΚΩΝ ΣΤΡΩΣΕΩΝ ΚΑΙ ΤΟΙΧΟΠΟΙΑΣ ΣΤΗΝ ΑΝΑΛΥΣΗ 17 - ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΜΕΤΡΟΥ ΕΛΑΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ ΚΑΤΑ ΜΑΤΥΣΕΚ	116
ΠΙΝΑΚΑΣ 31. ΜΗΧΑΝΙΚΑ ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΕΔΑΦΙΚΩΝ ΣΤΡΩΣΕΩΝ ΚΑΙ ΤΟΙΧΟΠΟΙΑΣ ΣΤΗΝ ΑΝΑΛΥΣΗ 18 - ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΜΕΤΡΟΥ ΕΛΑΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ ΚΑΤΑ BROOKS.....	116
ΠΙΝΑΚΑΣ 32. ΜΗΧΑΝΙΚΑ ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΕΔΑΦΙΚΩΝ ΣΤΡΩΣΕΩΝ ΚΑΙ ΤΟΙΧΟΠΟΙΑΣ ΣΤΗΝ ΑΝΑΛΥΣΗ 19 - ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΜΕΤΡΟΥ ΕΛΑΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ ΚΑΤΑ JONAITIS	117
ΠΙΝΑΚΑΣ 33. ΜΗΧΑΝΙΚΑ ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΕΔΑΦΙΚΩΝ ΣΤΡΩΣΕΩΝ ΚΑΙ ΤΟΙΧΟΠΟΙΑΣ ΣΤΗΝ ΑΝΑΛΥΣΗ 20 - ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΜΕΤΡΟΥ ΕΛΑΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ ΚΑΤΑ MARCIUKAITIS	117
ΠΙΝΑΚΑΣ 34. ΜΗΧΑΝΙΚΑ ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΕΔΑΦΙΚΩΝ ΣΤΡΩΣΕΩΝ ΚΑΙ ΤΟΙΧΟΠΟΙΑΣ ΣΤΗΝ ΑΝΑΛΥΣΗ 21 - ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΜΕΤΡΟΥ ΕΛΑΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ ΚΑΤΑ FARSHCHI	117
ΠΙΝΑΚΑΣ 35. ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ ΚΑΙ ΣΥΝΟΛΙΚΕΣ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΙΣ ΑΝΑ ΣΗΜΕΙΟ ΠΑΡΑΤΗΡΗΣΗΣ ΑΝΑΛΟΓΑ ΤΗΝ ΑΝΑΛΥΣΗ	121
ΠΙΝΑΚΑΣ 36. ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΙΣ ΚΑΙ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ ΠΡΙΝ ΚΑΙ ΜΕΤΑ ΤΗΝ ΤΟΠΟΘΕΤΗΣΗ ΤΩΝ ΜΕΤΡΩΝ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗΣ	140
ΠΙΝΑΚΑΣ 37. ΣΥΓΚΕΝΤΡΩΤΙΚΑ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΓΙΑ ΤΙΣ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΙΣ ΚΑΙ ΤΙΣ ΔΥΝΑΜΕΙΣ ΣΤΟΥΣ ΠΑΣΣΑΛΟΥΣ.....	161

Κεφάλαιο 1: Ιστορική αναδρομή στην οχύρωση του Ηρακλείου

Ο πρώτος οικισμός στην περιοχή του Ηρακλείου σχηματίστηκε κατά την πρώτη χιλιετία π.Χ., ωστόσο μέχρι και τον 6^ο αιώνα μ.Χ. γνωρίζουμε ελάχιστα πράγματα για αυτόν. Η Τζομπανάκη έχει καταγράψει την ιστορία της πόλης και των τειχών από τις αρχές της Βυζαντινής περιόδου μέχρι και τον 20^ο αιώνα στο βιβλίο της «Χάνδακας, Η πόλη και τα τείχη», το οποίο αποτελεί και τη βιβλιογραφική πηγή αναφοράς για το κεφάλαιο που ακολουθεί.

1.1. Οχύρωση της Α΄ Βυζαντινής περιόδου (αρχές Βυζαντινής περιόδου έως τρίτη δεκαετία του 9^{ου} αιώνα)

Αρχικά πολλά ήταν τα ερωτήματα για το αν η μικρή πόλη της πρώτης Βυζαντινής περιόδου ήταν οχυρωμένη, και αν ναι, ποια ήταν η μορφή και οι διαστάσεις της οχύρωσής της. Εξαιτίας φυσικών καταστροφών που συνέβησαν κατά τη πάροδο των αιώνων, αλληλοεπικαλύψεων από οικοδομικά υλικά και τροποποιήσεων των ορίων των κατοικημένων περιοχών, δεν έχει αποκαλυφθεί κάποιο τμήμα της οχύρωσης της περιόδου αυτής. Ωστόσο, ισχυρή ένδειξη ότι η πόλη προστατευόταν από οχυρώσεις αποτελεί το όνομα «Κάστρο», που έφερε η πόλη κατά τη Βυζαντινή εποχή, ένα προσωνύμιο που οι Βυζαντινοί χρησιμοποιούσαν για τις οχυρωμένες πόλεις ή περιοχές.

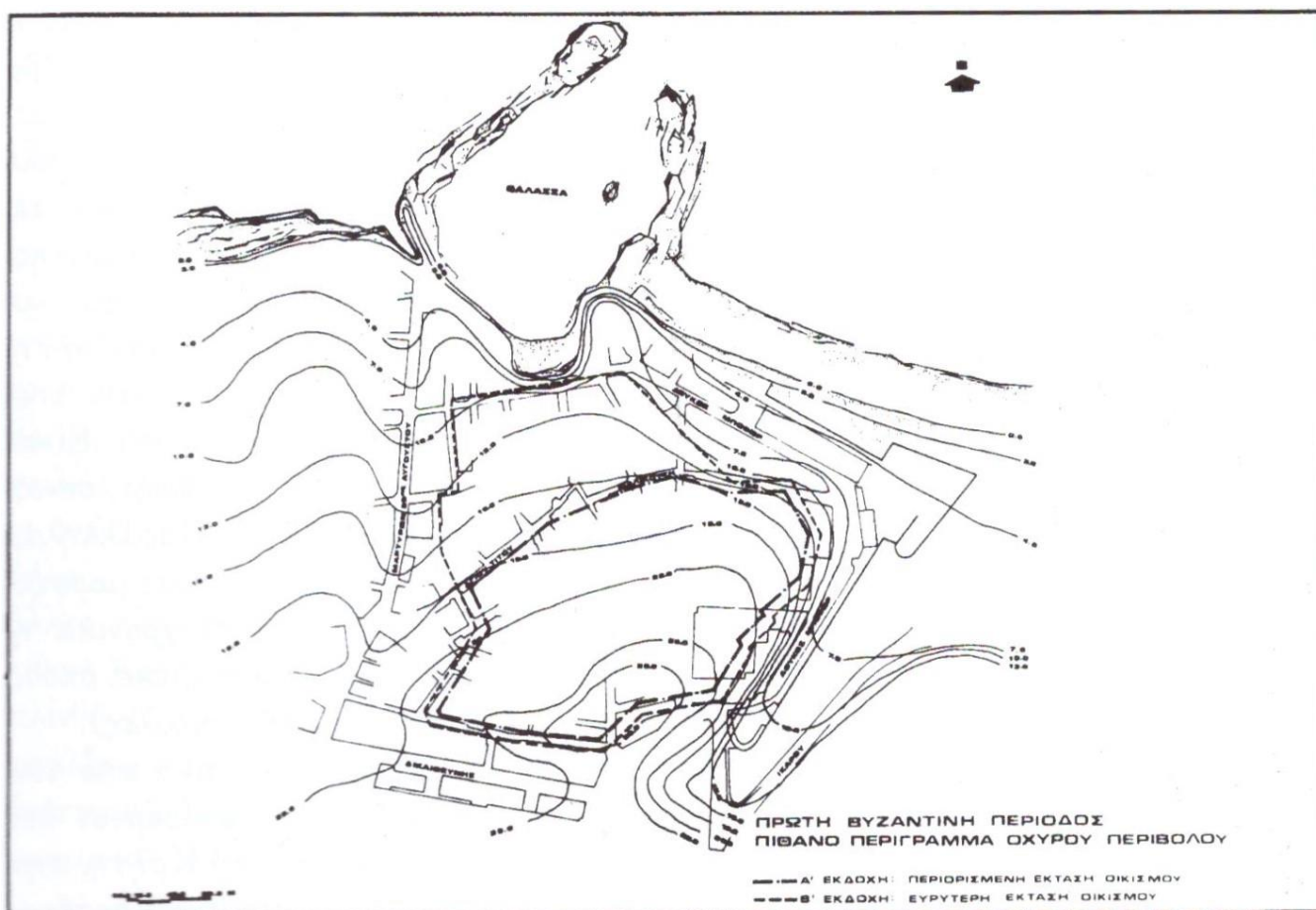
Η μορφή της οχύρωσης αυτής δε θεωρείται πως διέφερε από αυτές των υπολοίπων φρουρίων που κατασκεύαζαν τότε οι Βυζαντινοί. Η περίμετρος του οχυρωμένου περιβάλλοντος θα αποτελείτο από πύργους με κυκλική ή τετραγωνική μορφή, οι οποίοι θα ενώνονταν μεταξύ τους με κατακόρυφα τμήματα του τείχους. Οι πύργοι θα είχαν στην απόληξή τους οδοντωτές επάλξεις και εσωτερικό περίδρομο. Το τείχος θα πρέπει να ήταν κατασκευασμένο από λιθοδομή και η οχύρωση θα περιέκλειε μία περιοχή όχι ιδιαίτερα εκτεταμένη.

Προκειμένου να υπολογιστεί η έκταση του φρουρίου, οι ερευνητές έλαβαν υπόψη τους τόσο παράγοντες πολεμικούς όσο και γεωτεχνικούς. Με δεδομένο ότι η πειρατεία και οι επιδρομές ήταν συχνές εκείνη την εποχή, οι οικισμοί έπρεπε να βρίσκονται σε κάποια απόσταση από τις παραλίες και στο ψηλότερο σημείο της περιοχής προκειμένου να γίνονται αντιληπτές οι επιθέσεις έγκαιρα. Παράλληλα, λόγω έλλειψης τεχνογνωσίας και τεχνολογίας

την εποχή εκείνη, οι Βυζαντινοί απέφευγαν την έδραση οχυρώσεως σε αμμώδη εδάφη και σε παραθαλάσσιες περιοχές στα σημεία που βρέχονταν από τη θάλασσα.

Σύμφωνα με τα παραπάνω, οι ερευνητές κατέληξαν στο συμπέρασμα ότι η πόλη και το φρούριο θα κατασκευάστηκαν στην έκταση που περικλείεται από τις σημερινές οδούς Δαιδάλου, Περδικάρη, Μεραμβέλλου, Παπαγιάμαλη, Πατρός Αντωνίου, Επεμενίδου και της νοτιής παράλληλης γραμμής προς τη δυτική παρειά της Δουκός Μποφάρ έως την οδό Διαδάλου. Πιθανή είναι και η υπόθεση ότι το βόρειο και βορειοδυτικό όριο του φρουρίου οριζόταν από τον άξονα των σημερινών οδών Μαλικούτη-Αγίου Τίτου. Οι δύο αυτές πιθανές εκδοχές για το περίγραμμα του οχυρού περιβόλου αναπαρίστανται στην Εικόνα 14.

Σύμφωνα με τις υποθέσεις αυτές, στην πρώτη περίπτωση το φρούριο θα καταλάμβανε μία έκταση 110 στρεμμάτων, ενώ στη δεύτερη 80 στρεμμάτων, που για μία μικρή πόλη της εποχής αυτής οπωσδήποτε θεωρούνται αρκετά μεγάλες.



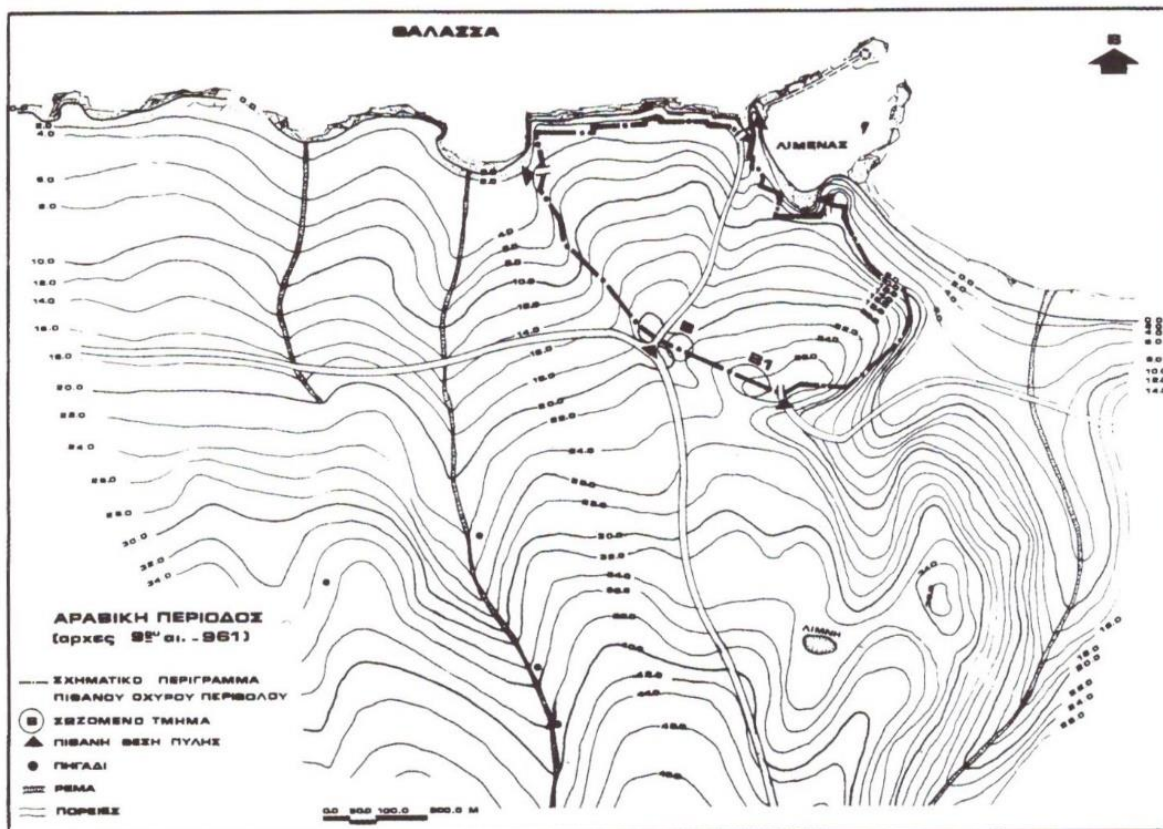
Εικόνα 1. Πιθανό περίγραμμα οχυρού περιβόλου κατά την Α' Βυζαντινή περίοδο (Τζομπανάκη, 2012)

1.2. Αραβικές οχυρώσεις (από την 3^η δεκαετία του 9^{ου} αιώνα έως 961 μ.Χ.)

Με την κατάκτηση της Κρήτης από τους Άραβες, ακολούθησε η μεταφορά της πρωτεύουσας του νησιού από την Γόρτυνα στο «Κάστρο». Στόχος των Αράβων κατακτητών ήταν η κατασκευή ισχυρού φρουρίου και λιμανιού που θα τους χρησίμευε ως βάση για τις επιδρομές τους στα νησιά του Αιγαίου.

Οι μελετητές έχουν καταλήξει στο συμπέρασμα ότι η έκταση που χρησιμοποίησαν οι Άραβες ήταν μεγαλύτερη από αυτήν που χρησιμοποιήθηκε κατά την Α΄ Βυζαντινή περίοδο διότι πρόσφατες ανασκαφές έφεραν στο φως εκτεταμένα αραβικά κτηριακά συγκροτήματα, ενώ είναι γνωστό ότι η πόλη υπήρξε κέντρο εμπορίου και σ' αυτήν διενεργούνταν το μεγαλύτερο εμπόριο σκλάβων όλης της ανατολικής Μεσογείου, ενώ παράλληλα λειτουργούσε ως σημείο συνάντησης μορφωμένων μουσουλμάνων μεταξύ Κρήτης, Αιγύπτου και Ισπανίας.

Η επέκταση του οικισμού ήταν εφικτή προς τα βόρεια και τα δυτικά και όχι προς τα ανατολικά λόγω υψομετρικής διαφοράς μεταξύ του οικισμού και της αμμώδους περιοχής κάτω από αυτόν, αλλά ούτε και προς τα νότια καθώς η φυσική τοπογραφία καθόριζε το νότιο όριο του παλιού βυζαντινού φρουρίου. Αντιθέτως, στα δυτικά το έδαφος ήταν βραχώδες και κατάλληλο για τη θεμελίωση του οχυρού. Πρόσφατες ανασκαφές βοήθησαν στον καθορισμό των δυτικών ορίων του τείχους, καθώς ανακαλύφθηκαν οικοδομικά λείψανα κτηρίων, των οποίων η χρήση ανάγεται στην εποχή της Αραβοκρατίας. Για τη διερεύνηση των δυτικών ορίων του οικισμού, κατεδαφίστηκαν τα προϋπάρχοντα βυζαντινά τείχη. Σύμφωνα με ιστορικές μαρτυρίες, το φρούριο ήταν επιβλητικό και υποδειγματικά διαρθρωμένο. Η περιοχή, που θα δυνητικά θα προστάτευε ο αραβικός περίβολος, απεικονίζεται στην Εικόνα 2.



Εικόνα 2. Πιθανό περίγραμμα οχυρού περιβόλου στις αρχές της Αραβοκρατίας (Τζομπανάκη, 2012)

Το 961 μ.Χ. το φρούριο καταλήφθηκε από τους Βυζαντινούς. Το μεγαλύτερο μέρος της οχύρωσης κατεδαφίστηκε και η τάφος γέμισε με το χώμα και τα οικοδομικά υλικά από την ισοπέδωση των αραβικών κτηρίων της πόλης. Οι Βυζαντινοί γκρέμισαν το τμήμα του τείχους που αποτελείτο από πλίνθους, καθώς κατεδαφιζόταν εύκολα, αλλά άφησαν την λίθινη κρηπίδα της βάσης η οποία ήταν δύσκολο να καθαιρεθεί. Όταν αργότερα, κατά τη δεύτερη Βυζαντινή περίοδο, το φρούριο χτίστηκε εκ νέου, εκεί εδράστηκε το νέο τείχος κατά το μεγαλύτερο μέρος.

1.3. Οχύρωση της Β΄ Βυζαντινής περιόδου (961 μ.Χ. έως αρχές 13^{ου} αιώνα)

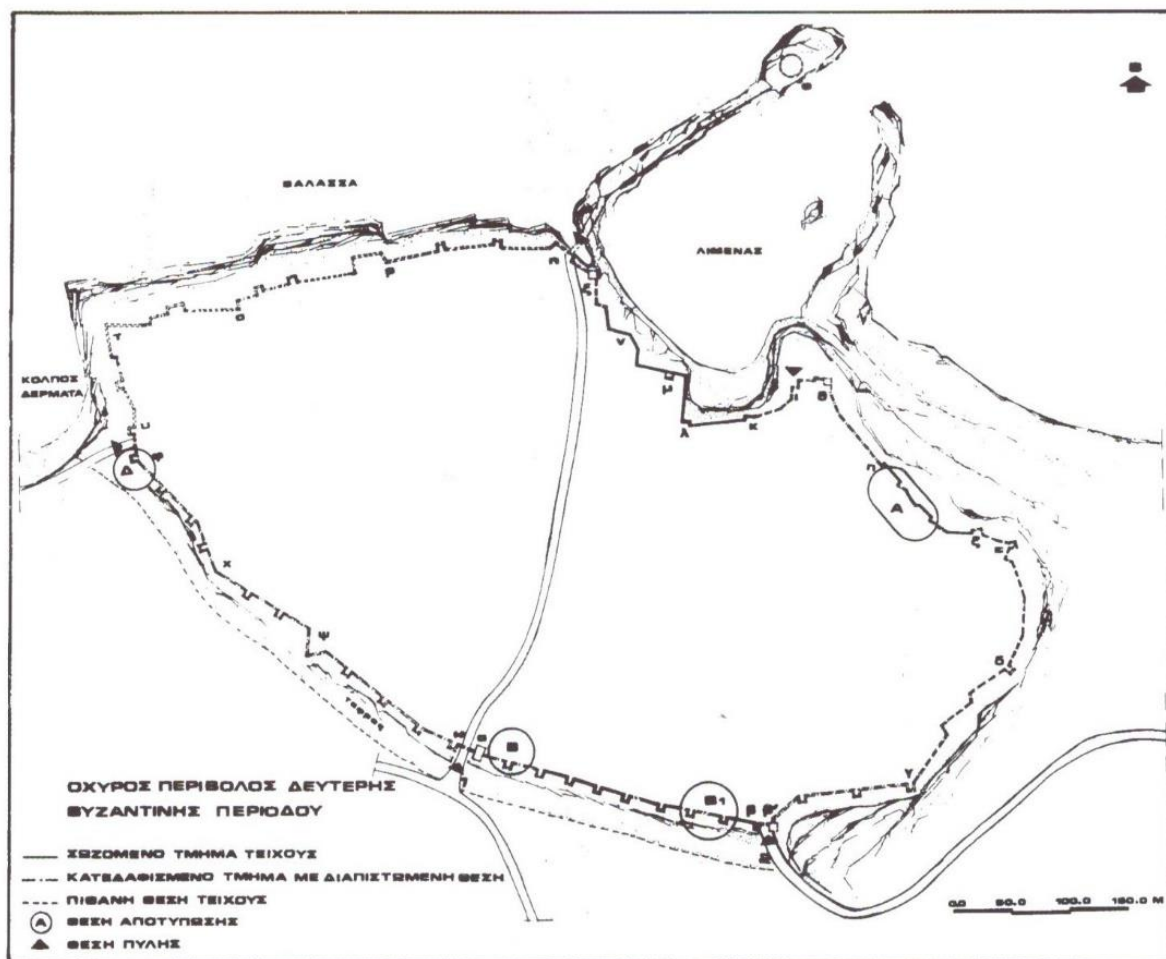
Όπως προαναφέρθηκε, η κατάληψη του Χάνδακα από τους Βυζαντινούς συνοδεύτηκε από την κατεδάφιση κτηρίων και τειχών και την πλήρωση της υπάρχουσας τάφρου. Ωστόσο, η συνεχόμενη απειλή των αραβικών επιδρομών ανάγκασε τους Βυζαντινούς να κατασκευάσουν εξ αρχής την οχύρωση. Κατά τις κατασκευές δεν υπήρξε ανάγκη ούτε επέκτασης της κατοικημένης αστικής έκτασης ούτε περιορισμού της. Συνεπώς, η λίθινη κρηπίδα, που δεν είχε κατεδαφιστεί, χρησιμοποιήθηκε σε πολλά σημεία ως η βάση

του νέου τείχους. Μέχρι και το 1948 υπήρχε η άποψη πως η μεγάλη σεισμικότητα της Κρήτης είχε καταρρίψει τα τείχη της Β΄ βυζαντινής οχύρωσης. Το έτος εκείνο, όμως, οι ανασκαφές που πραγματοποιήθηκαν στη Λεωφόρο Δημοκρατίας έφεραν στο φως στοιχεία που επιβεβαίωναν το γεγονός ότι η δεύτερη βυζαντινή οχύρωση δεν είχε καταστραφεί, αλλά είχε ενσωματωθεί στη μεταγενέστερη ενετική οχύρωση.

Η μορφολογία των τειχών της Β΄ Βυζαντινής περιόδου δε διέφερε σημαντικά από άλλων πόλεων της εποχής εκείνης, όπως της Θεσσαλονίκης και της Κωνσταντινούπολης. Ο οχυρωματικός περίβολος αποτελείτο από τετράγωνους, κατακόρυφους πύργους με οδοντωτές επάλξεις, οι οποίοι ενώνονταν με ενδιάμεσα ευθύγραμμα τμήματα.

Οι πύργοι και τα μεταπύργια ευθύγραμμα τμήματα θεμελιώθηκαν, κατά το μεγαλύτερο μέρος τους, πάνω σε φυσικό βράχο, ο οποίος εξομαλύνθηκε στην επιφάνεια θεμελίωσης και από τη πλευρά της τάφρου κόπηκε κάθετα. Η θεμελίωση σε βράχο ήταν ευκολότερη και δεν επέτρεπε στους πολιορκητές τη δυνατότητα δημιουργίας ορυγμάτων κάτω από τα θεμέλια της οχύρωσης. Ως υλικά κατασκευής χρησιμοποιήθηκαν ακανόνιστοι ημικατεργασμένοι λίθοι και μικρές πέτρες, που τοποθετούνταν ενδιάμεσα στους αρμούς. Ως συνδετικό υλικό χρησιμοποιήθηκε πηλάσβεστος, αναμεμειγμένη με μικρά κομμάτια κεραμιδιών.

Σήμερα, κανένα από τα ανώτερα τμήματα της οχύρωσης της Β΄ Βυζαντινής περιόδου δε σώζονται, καθώς από τις αρχές του 13^{ου} έως τον 16^ο αιώνα, οι Βενετοί, στην προσπάθειά τους να εκσυγχρονίσουν την προϋπάρχουσα οχύρωση, κατεδάφισαν και τροποποίησαν μέρη αυτής. Το ίχνος του οχυρού περιβόλου κατά τη Β΄ Βυζαντινή περίοδο αναπαρίσταται στην Εικόνα 3.



Εικόνα 3. Οχύρωση κατά την Β' Βυζαντινή περίοδο (Τζομπανάκη, 2012)

1.4. Επεμβάσεις των Γενουατών και των Βενετών στην υπάρχουσα βυζαντινή οχύρωση (αρχές 13^{ου} αιώνα έως μέσα 15^{ου} αιώνα)

Παρόλο που στις αρχές του 13^{ου} αιώνα η Κρήτη είχε περάσει στην κυριαρχία των Βενετών, οι τελευταίοι δεν είχαν αποφασίσει να ασχοληθούν με αυτήν, πράγμα που έδωσε την ευκαιρία στον Γενουάτη πειρατή Ερρίκο Pescatore να καταλάβει το νησί το 1206. Μέχρι τότε η οχύρωση ήταν παραμελημένη και η φρουρά ολιγάριθμη και κακοεκπαιδευμένη. Μετά την κατάληψη του νησιού ο Pescatore φρόντισε για την άμεση επισκευή της υπάρχουσας οχύρωσης. Επειδή ο πειρατής παρέμεινε στο νησί μόνο ενάμιση χρόνο, θεωρείται αδύνατο να κατασκεύασε εξ ολοκλήρου νέα οχύρωση, αλλά πιθανότατα επισκεύασε την προϋπάρχουσα.

Ωστόσο, η κατάληψη του νησιού προκάλεσε οργή στους Βενετούς, οι οποίοι το 1207 κατέλαβαν το Χάνδακα και τελικά το 1211 εκδίωξαν οριστικά τους Γενουάτες που κατείχαν την ύπαιθρο του νησιού. Η Κρήτη θα εξακολουθούσε να αποτελεί διαμετακομιστικό σταθμό

του βενετικού εμπορίου και σταυροδρόμι όλων των εμπορικών δρόμων της Ανατολής. Λογικό είναι, λοιπόν, οι Βενετοί να μεριμνούσαν για την οχύρωση του Χάνδακα και την αναβάθμιση του προϋπάρχοντος λιμανιού.

Σύμφωνα με ιστορικούς, χάρτες μηχανικών και δημόσια έγγραφα, τα οποία απέστειλαν οι αρχές του Χάνδακα στη μητρόπολη για να ζητήσουν οικονομικές ενισχύσεις και οδηγίες, συμπεραίνεται ότι οι Βενετοί σταδιακά επισκεύαζαν, συμπλήρωναν και τροποποιούσαν την προϋπάρχουσα βυζαντινή οχύρωση μέχρι και τα μέσα του 15^{ου} αιώνα. Μάλιστα η χερσαία περίμετρος του οχυρωματικού περιβόλου δεν τροποποιήθηκε καθόλου αυτούς τους δύο αιώνες, μόνο επισκευάστηκε. Αντιθέτως υπήρξαν σοβαρές τροποποιήσεις στα παράκτια τείχη, μαζί με την τροποποίηση και της λιμενικής περιοχής.

1.5. Η νέα οχυρωματική τεχνική και η εφαρμογή της στην πόλη του Ηρακλείου (1462-1669)

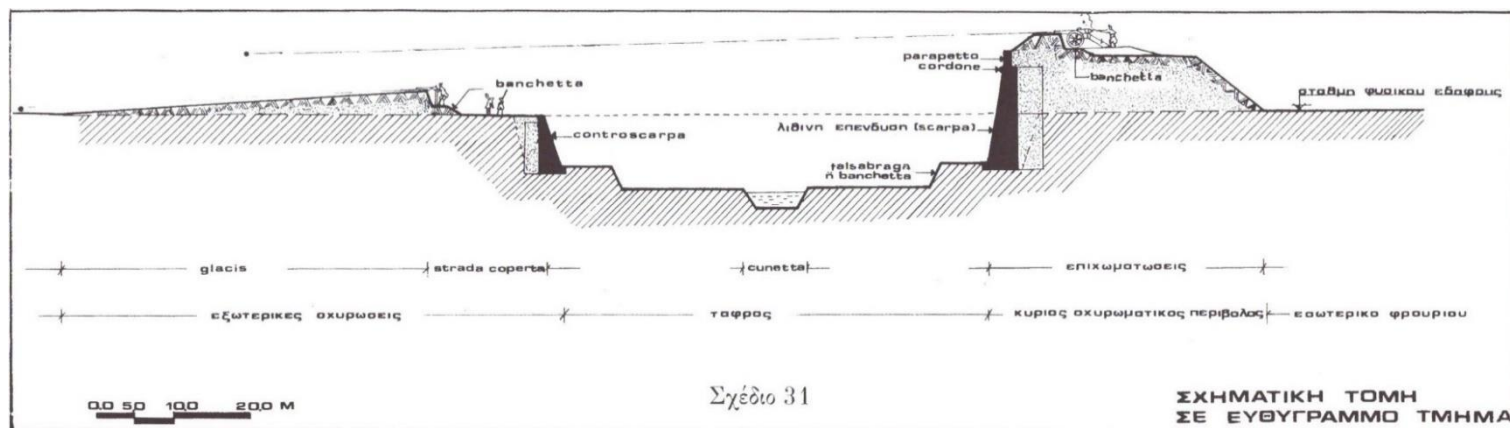
Η ανάπτυξη της πυρίτιδας και η χρήση των πυροβόλων όπλων ανάγκασε τους μηχανικούς της εποχής να σχεδιάσουν νέα αμυντικά συστήματα. Έπρεπε, λοιπόν, είτε να προσαρμόσουν είτε να βελτιώσουν την υπάρχουσα οχύρωση.

Το νέο οχυρωματικό σύστημα, γνωστό και ως «οχύρωση με προμαχώνες» ή Fronte Bastiano, καθιερώθηκε πλήρως κατά τον 16^ο αιώνα και ολοκληρώθηκε κατά τον 17^ο. Κάποιες από τις κύριες αλλαγές ήταν ότι τα υψηλά, κατακόρυφα τείχη των βυζαντινών οχυρώσεων μειώθηκαν σε ύψος και η εξωτερική τους πλευρά έλαβε έντονη κλίση προς τη βάση της. Οι πύργοι από κυκλικές ή τετραγωνικές κατασκευές μετατράπηκαν σε πολυγωνικές πλατφόρμες, γνωστές και ως προμαχώνες.

Σημαντικό ρόλο στο σχεδιασμό της οχύρωσης αυτής έπαιξε η μορφολογία του εδάφους, οι τοπικές συνθήκες, το έδαφος θεμελίωσης, τα διαθέσιμα υλικά, το σχήμα του οικισμού τον οποίο θα περιέβαλλε κ.λπ.. Πολλές φορές, ωστόσο, λόγω της ταχείας εξέλιξης των πυροβόλων όπλων, φρούρια που μόλις είχαν κατασκευαστεί ή κατασκευάζονταν θεωρούνταν ήδη ξεπερασμένα. Αυτό συνέβη και στον Χάνδακα. Μέσα σε 150 χρόνια ο σχεδιασμός του τροποποιήθηκε τρεις (3) φορές.

Τα κύρια κατασκευαστικά τμήματα της νέας αυτής τεχνικής αναπαρίστανται στην Εικόνα 4 και ήταν τα εξής:

ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΤΩΝ ΣΥΝΘΗΚΩΝ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑΣ ΤΩΝ ΤΕΙΧΩΝ ΤΟΥ ΧΑΝΔΑΚΑ ΜΕ ΤΗΝ ΕΦΑΡΜΟΓΗ
ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΩΝ ΕΠΙΛΥΣΕΩΝ



Εικόνα 4. Σχηματική τομή του περιβόλου, της τάφρου και των εξωτερικών κατασκευών (Τζομπανάκη, 2012)

1. Ο οχυρωματικός περίβολος

Ο οχυρωματικός περίβολος πρόκειται για ένα πολύγωνο που περιέκλειε μία πόλη και αποτελείτο από τους προμαχώνες (baluardi ή belonardi) και τα ευθύγραμμα τμήματα του τείχους (cortine) με τα οποία ενώνονταν οι προμαχώνες.

Προκειμένου να σχηματιστεί ο οχυρωματικός περίβολος απαιτείτο η δημιουργία επιχωματώσεων (ramparo ή giraro ή recinto), οι οποίες και αποτελούσαν την πραγματική ισχύ του κάθε φρουρίου. Οι επιχωματώσεις ήταν τεράστιοι όγκοι χώματος που είχαν μεταφερθεί από διάφορα σημεία της γύρω περιοχής και είχαν συμπυκνωθεί και τοποθετηθεί έτσι ώστε να δημιουργήσουν ένα συνεχή, αρκετά υψηλό, περιμετρικό λόφο. Το πάχος των επιχωματώσεων ήταν αρκετά μεγάλο και μάλιστα η επάνω επιφάνεια είχε πλάτος από 15 έως και 50 μέτρα. Η εξωτερική τους πλευρά ήταν επενδυμένη με ισχυρή τοιχοποιία, της οποίας η επιφάνεια είχε έντονη κλίση προς τη βάση της.

Οι προμαχώνες αντικατέστησαν από τα μέσα του 15^{ου} αιώνα τους τετράγωνους ή κυκλικούς πύργους της βυζαντινής εποχής. Αρχικά οι προμαχώνες είχαν στρογγυλό ή πολυγωνικό σχήμα και εντός αυτών τοποθετούνταν τα πυροβόλα όπλα. Η εξέλιξη, όμως, των πυροβόλων όπλων και η συνεχής αύξηση του μεγέθους τους οδήγησε στην τοποθέτηση των κανονιών επάνω στα δώματα των πύργων (riazze). Ο σκοπός των προμαχώνων ήταν να εμποδίσει την εχθρική προέλαση με διασταυρωμένα πυρά προερχόμενα από κανόνια τοποθετημένα σε σταθερές θέσεις, ώστε να υπάρχουν περιοχές που να μη βάλλονται από δύο τουλάχιστον πηγές πυρών.

Τα ευθύγραμμα τμήματα (cortine) ένωναν τους προμαχώνες μεταξύ τους. Ο κύριος κορμός των τμημάτων σχηματιζόταν είτε από φυσικό έδαφος είτε από επιχωματώσεις. Η εξωτερική πλευρά ήταν επενδυμένη με ισχυρή τοιχοποιία από λίθους και τούβλα και είχε

έντονη κλίση (scarpa) από τη βάση έως και αρκετά επάνω από το ήμισυ του συνολικού ύψους, έπειτα από το οποίο συνέχιζε κατακόρυφα έως την απόληξή της.

Η κατασκευή της θεμελίωσης (fondamento) της εξωτερικής τοιχοποιίας των ευθύγραμμων τμημάτων και των προμαχώνων απαιτούσε εξαιρετική προσοχή, καθώς τα θεμέλια θα έπρεπε να αντέχουν μεγάλα υπερκείμενα βάρη και τις ωθήσεις όλης της οχύρωσης. Προκειμένου να επιτευχθεί αυτό, οι μηχανικοί κατέβαιναν σε μεγάλο βάθος για να βρουν σταθερό έδαφος. Όταν αυτό δεν ήταν εφικτό, μεγάλωναν το πάχος της θεμελίωσης ή ενίσχυαν τη γη με πασσάλους από ξύλα.

Όσον αφορά το επικλινές τμήμα της τοιχοποιίας (scarpa), αυτό ξεκινούσε από το επίπεδο της τάφρου ή το επίπεδο της εξωτερικής ενισχυτικής κρηπίδας και κατέληγε στο cordone. Η κατασκευή του πραγματοποιούνταν σε στάδια και η σύνδεσή του με τις εσωτερικές επιχωματώσεις γινόταν σε ορισμένες περιπτώσεις με εγκάρσιες προς τις επιχωματώσεις αντηρίδες. Ανάλογα με τα σημεία που η τοιχοποιία δεχόταν τις μεγαλύτερες καταπονήσεις, οι αντηρίδες τοποθετούνταν σε πυκνότερη διάταξη. Το πλάτος της τοιχοποιίας των επιχωματώσεων ήταν μεγαλύτερο στη βάση σε σχέση με την κορυφή και πάντα εξαρτημένο από το συνολικό ύψος του τείχους. Όσον αφορά την κλίση της τοιχοποιίας, στην πρώιμη φάση ήταν έντονη, μερικές φορές και σχεδόν κατακόρυφη, ενώ το 17^ο αιώνα έγινε ηπιότερη, εξασφαλίζοντας έτσι και τη στατική λειτουργία της κατασκευής αλλά και τον εξοστρακισμό των εχθρικών βλημάτων.

Το cordone ήταν ένα είδος διαζώματος ημικυκλικού σχήματος, το οποίο προεξείχε από το τείχος και όριζε το τέλος της scarpa και την αρχή του parapetto. Σκοπός του ήταν να εμποδίσει την προσπάθεια των πολιορκητών να τοποθετήσουν σκάλες στο τείχος.

Ως parapetto ονομάζεται το τελευταίο άνω τμήμα της τοιχοποιίας, που διαμορφωνόταν ακριβώς επάνω από το cordone και ήταν συνήθως κατακόρυφο στην εξωτερική πλευρά. Κατασκευαζόταν για να καλύψει τις υψηλές πλατείες των προμαχώνων και τα επίπεδα κίνησης των αμυνόμενων στα ευθύγραμμα τμήματα των τειχών. Αποτελούσε και το πιο ευάλωτο τμήμα των τειχών και δεχόταν τις περισσότερες εχθρικές βολές.

Σε περιπτώσεις που οι μηχανικοί ήθελαν να βελτιώσουν τις συνθήκες κατόπτευσης τόσο σε περιοχές εκτός της τάφρου όσο και σε περιοχές εντός του φρουρίου, κατασκεύαζαν τους επιπρομαχώνες. Με τις κατασκευές αυτές οι αμυνόμενοι μπορούσαν να καλύπτουν την άμυνα στην εξωτερική πλευρά της τάφρου, να παρακολουθούν τις κινήσεις των εχθρών έξω από το φρούριο και να επιτηρούν την τάφρο. Λόγω του μεγάλου τους ύψους κατασκευάζονταν σε απόσταση από τον οχυρωματικό περίβολο, έτσι ώστε σε περίπτωση κατάπτωσης να μην υπάρχει εμπόδιο στις κανονιοθυρίδες των προμαχώνων ή ζημίες στα τείχη.



Εικόνα 5. Orecchione του προμαχώνα Μαρτινένγκο

2. Η τάφρος

Η τάφρος ήταν μια κατασκευή η οποία είχε ξεκινήσει από την Α΄ Βυζαντινή περίοδο να εμφανίζεται στις οχυρώσεις του Χάνδακα. Σκοπός της ήταν να κρατά τους επιτιθέμενους μακριά από το φρούριο, εμποδίζοντάς τους να φτάσουν στη βάση του τείχους. Ενώ αρχικά οι τάφροι ήταν γεμάτες με νερό, στη συνέχεια κρίθηκε ότι δεν αποτελούσαν σημαντικό εμπόδιο, διότι τα πυροβόλα όπλα δε χρειαζόταν να πλησιάζουν κοντά στο φρούριο για να είναι αποτελεσματικές οι βολές τους. Ωστόσο, επειδή η κρουστική δύναμη των όπλων

αυτών μειωνόταν αισθητά όσο αυξανόταν η απόσταση, οι μηχανικοί αποφάσισαν το πλάτος της τάφρου να αυξηθεί σημαντικά σε σχέση με πριν.

Με την εκσκαφή της τάφρου εξασφαλιζόταν και το κατάλληλο χώμα για τη διαμόρφωση των επιχωματώσεων, ενώ, σε περίπτωση κατάρρευσης του τείχους, μπορούσε να δεχτεί τα κατεστραμμένα κομμάτια. Στο κέντρο της τάφρου υπήρχε ένας ανοικτός αγωγός για την απορροή των όμβριων υδάτων. Σε περιόδους ειρήνης η τάφρος χρησιμοποιείτο για καλλιέργεια.

3. Το σύνολο των εξωτερικών κατασκευών

Στις πρώτες εφαρμογές του Fronte Bastionato ο περίβολος αποτελείτο από την περίμετρο των τειχών και την τάφρο. Με την πάροδο των χρόνων, όμως, και την αύξηση της ισχύος των πυροβόλων όπλων προέκυψε η ανάγκη δημιουργίας νέων γραμμών άμυνας.

Για το λόγο αυτό κατασκευάστηκαν επιπλέον νέα εξωτερικά οχυρωματικά έργα. Ο ρόλος τους ήταν να ενισχύσουν τα πιο αδύναμα σημεία του κύριου οχυρωματικού περιβόλου. Αυτές οι οχυρώσεις κατασκευάζονταν κυρίως απέναντι από το μέσο των ευθυγράμμων τμημάτων ή τις γωνίες των προμαχόνων. Αποτελούνταν από μεγάλους όγκους επιχωματώσεων και συχνά ήταν επενδεδυμένα με τοιχοποιία.

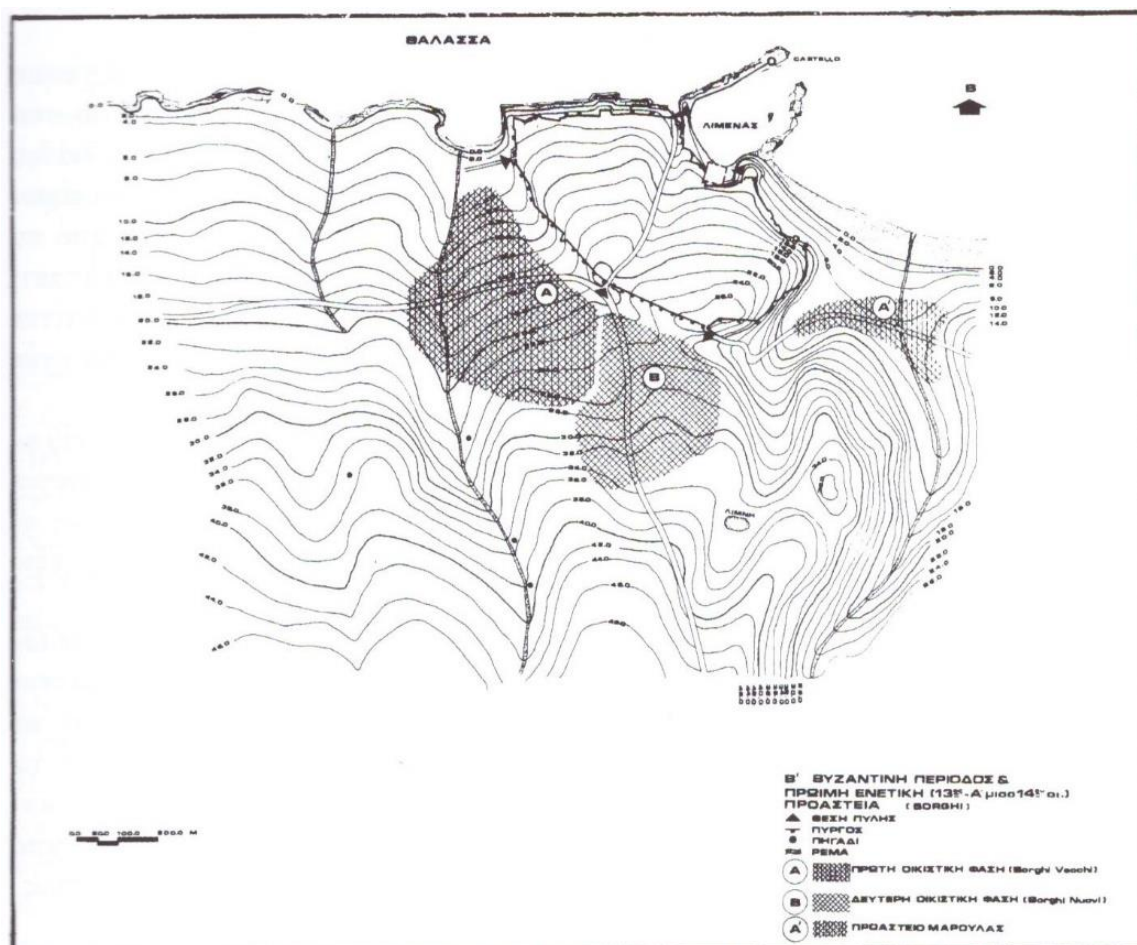
Έως και τα μέσα του 15^{ου} αιώνα οι Βενετοί βελτίωναν και προσάρμοζαν τις προϋπάρχουσες βυζαντινές οχυρώσεις. Ωστόσο, όπως προαναφέραμε, εξαιτίας της ταχείας εξέλιξης των πολυβόλων όπλων, η Γαληνοτάτη στέλνει μηχανικούς, τεχνικούς και στρατιωτικούς συμβούλους στο Ηράκλειο, προκειμένου να προβούν σε ριζική αλλαγή της οχύρωσης του Χάνδακα. Έτσι, λοιπόν, το τελευταίο τέταρτο του 15^{ου} αιώνα αρχίζουν οι εργασίες κατασκευής του οχυρωματικού περιβόλου. Ο νέος περίβολος θα περιελάμβανε και τα προάστια του Χάνδακα εκτός των τειχών, των οποίων η έκταση είχε υπερδιπλασιαστεί από τη δεύτερη Βυζαντινή περίοδο και αποτελούσαν πλέον αναπόσπαστο κομμάτι της πόλης. Τα προάστια καταλάμβαναν όλη τη δυτική και νότια περιοχή έξω από το παλαιό φρούριο όπως αναπαρίστανται στην Εικόνα 6 και Εικόνα 7. Έως και τις πρώτες δεκαετίες του 16^{ου} αιώνα δόθηκε έμφαση στο σχεδιασμό και την εκτέλεση κάποιων εργασιών, οι οποίες όμως θεωρήθηκαν αμέσως ξεπερασμένες λόγω της ταχείας εξέλιξης της οχυρωματικής τεχνικής.

ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΤΩΝ ΣΥΝΘΗΚΩΝ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑΣ ΤΩΝ ΤΕΙΧΩΝ ΤΟΥ ΧΑΝΔΑΚΑ ΜΕ ΤΗΝ ΕΦΑΡΜΟΓΗ ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΩΝ ΕΠΙΠΛΥΣΕΩΝ

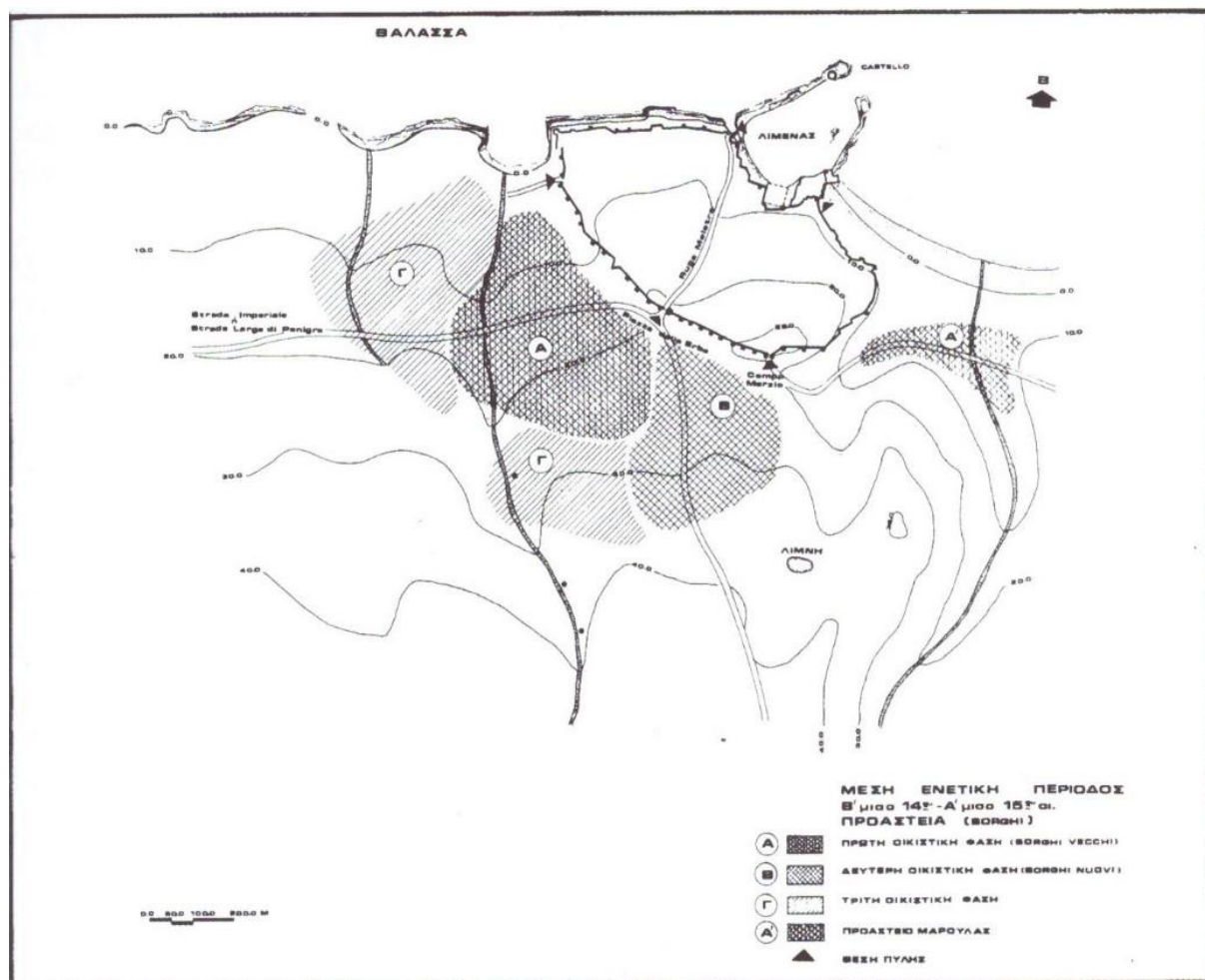
Η εξάπλωση των Οθωμανών είχε ως αποτέλεσμα μετά το 1571 η Κρήτη να αποτελεί μία από τις λίγες κτήσεις των Βενετών στον ελλαδικό χώρο και για αυτό οι Βενετοί άρχισαν την κατασκευή ενός μεγάλου οχυρωματικού προγράμματος, κύριο μέρος του οποίου αποτελούσε η οχύρωση του Χάνδακα.

Στο πρόγραμμα αυτό εργάστηκαν αρχιτέκτονες και μηχανικοί, οι οποίοι είχαν αποκτήσει εμπειρία από τις αποικίες στην Ανατολή και ήταν από τα μεγαλύτερα ονόματα της Ιταλίας και αργότερα, κατά τον 17^ο αιώνα, όλης της Ευρώπης.

Ως χρόνος έναρξης του έργου θεωρείται το 1462, όταν δόθηκε η αρχική εντολή για την κατασκευή του νέου οχυρωματικού περιβόλου. Το ίχνος του νέου οχυρωματικού περιβόλου είχε ήδη καθοριστεί κατά την πρώτη φάση των εργασιών και μάλιστα τελείωσε τις πρώτες δεκαετίες του 17^{ου} αιώνα. Επιπρόσθετες οχυρωματικές εργασίες συνεχίστηκαν έως και το 1669 όταν ο Χάνδακας έπεσε στα χέρια των Τούρκων. Μέσα στους υπολογισμούς για τη διαμόρφωση του ίχνους του νέου περιβόλου προβλέφθηκε και η αύξηση της επιφάνειας της αστικής γης που θα απαιτείτο για τα επόμενα χρόνια.



Εικόνα 6. Προάστια κατά την Β' Βυζαντινή περίοδο-Πρώιμη Ενετική (13^{ος}-Α' μισό 14^{ου} αιώνα) (Τζομπανάκη, 2012)



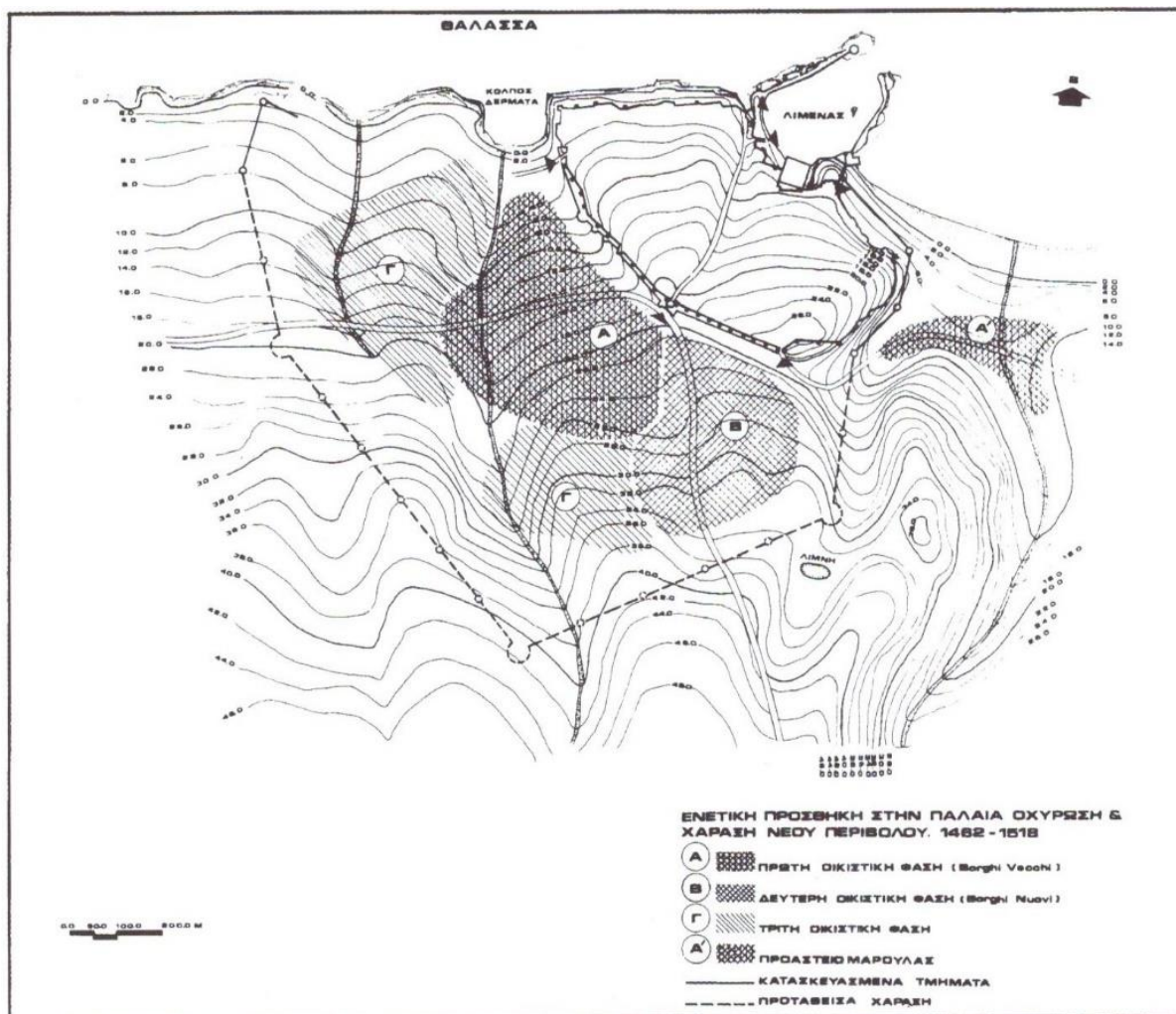
Εικόνα 7. Προάστια κατά την μέση Ενετική περίοδο (Β' μισό 14^{ου}-15^{ου} αιώνα) (Τζομπανάκη, 2012)

1.5.1. Σημαντικά σημεία φάσεων κατασκευής και αλλαγές στο σχεδιασμό

1.5.1.1. 1^η φάση κατασκευών (1462-1562)

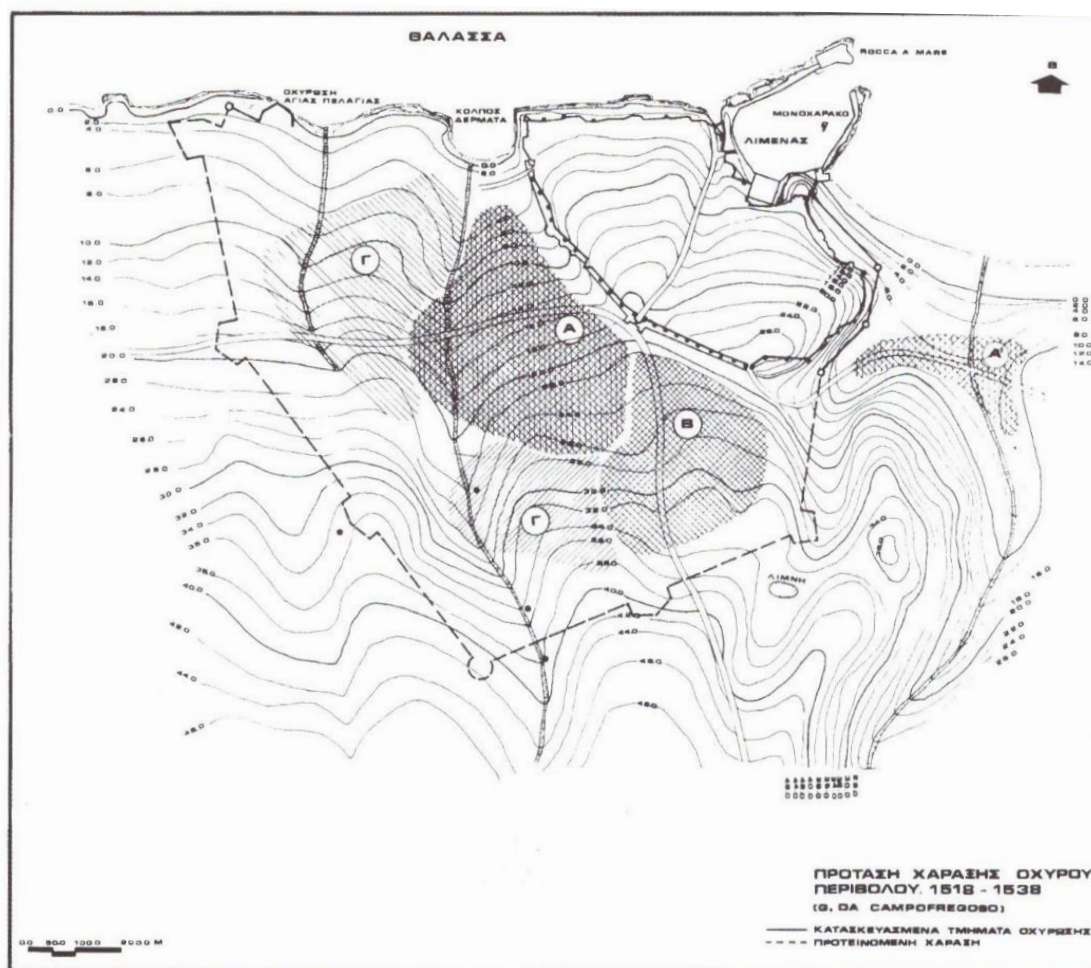
Όπως προαναφέρθηκε, η άδεια για την κατασκευή του νέου οχυρωματικού περιβάλλοντος δόθηκε από τη Γαλινοτάτη το Νοέμβριο του 1462. Ωστόσο, ο πρώτος μηχανικός έφτασε στο Ηράκλειο το 1469, οπότε και έγινε η πρώτη προσπάθεια χάραξης της περιμέτρου (Εικόνα 8). Το 1471 αρχίζει η κατασκευή τριών κυκλικών πύργων, της δυτικής τάφρου και ενός ευθύγραμμου τμήματος στη δυτική πλευρά. Οι πύργοι βρίσκονταν στη δυτική πλευρά, στο ανατολικό άκρο και το νοτιοανατολικό αντίστοιχα. Το 1502 αρχίζει η κατασκευή δύο ακόμη κυκλικών πύργων, ενώ ολοκληρώθηκε η κατασκευή του ευθυγράμμου τμήματος της ανατολικής πλευράς και συνεχίζεται η κατασκευή της τάφρου της.

ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΤΩΝ ΣΥΝΘΗΚΩΝ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑΣ ΤΩΝ ΤΕΙΧΩΝ ΤΟΥ ΧΑΝΔΑΚΑ ΜΕ ΤΗΝ ΕΦΑΡΜΟΓΗ ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΩΝ ΕΠΙΠΛΥΣΕΩΝ



Εικόνα 8. Παλαιά οχύρωση, προάστια και η πρώτη πιθανή χάραξη του νέου ενετικού περιβόλου (Τζομπανάκη, 2012)

Το 1518 η Βενετία στέλνει στο Χάνδακα τον Giano da Campofregoso, ο οποίος, λόγω της ταχείας εξέλιξης της οχυρωματικής τέχνης, όρισε το πρώτο γνωστό και συνολικό σχέδιο για την οχύρωση του Ηρακλείου, όπως αναπαρίσταται στην Εικόνα 9. Το σχέδιό του περιελάμβανε τη κατασκευή 3 προμαχώνων και 2 ενδιάμεσων προμαχώνων με πενταγωνικές κατόψεις. Η ένωση αυτών θα γινόταν με ευθύγραμμα τμήματα μεγάλου μήκους. Στο νοτιότερο τμήμα θα κατασκευαζόταν κυκλικός πύργος αντί για προμαχώνας.



Εικόνα 9. Η πρόταση βελτίωσης του G. da Campofregoso (13^{ος}-Α' μισό 14^{ου} αιώνα)
(Τζομπανάκη, 2012)

Ένα χρόνο αργότερο τοποθετούνται στο Ηράκλειο οι μηχανικοί Sebastiano Giustinian και Gabriele Tadini Martinengo, οι οποίοι εκτελούν το σχέδιο του Campofregoso.

Ύστερα από πρόταση του Martinengo, οι εργασίες ξεκινούν με την κατασκευή των τριών προμαχόνων και των τάφρων τους και του ενός εκ των πύργων, αυτού στο νότιο τμήμα του περιβόλου. Τρία (3) χρόνια αργότερα, λόγω ελλιπούς χρηματοδότησης, μόνο ένας πύργος έχει κατασκευαστεί και οι εργασίες έχουν ουσιαστικά σταματήσει.

Το 1537, ωστόσο, ξεσπά ο τρίτος (3^{ος}) Βενετοτουρκικός πόλεμος και η Γαληνοτάτη στέλνει στην Κρήτη τον Giovanni Moro και τον Michele Sanmicheli. Ο Sanmicheli πρόσθεσε έναν ακόμα προμαχώνα στην ανατολική παραλία της πόλης και πρότεινε την οχύρωση από το κόλπο του Δερματά έως και τον Προμαχόνα του Αγίου Πνεύματος.

Από το έτος 1539 έως και το 1541 πραγματοποιήθηκε μεγάλο μέρος των έργων που είχε σχεδιάσει ο Sanmicheli.

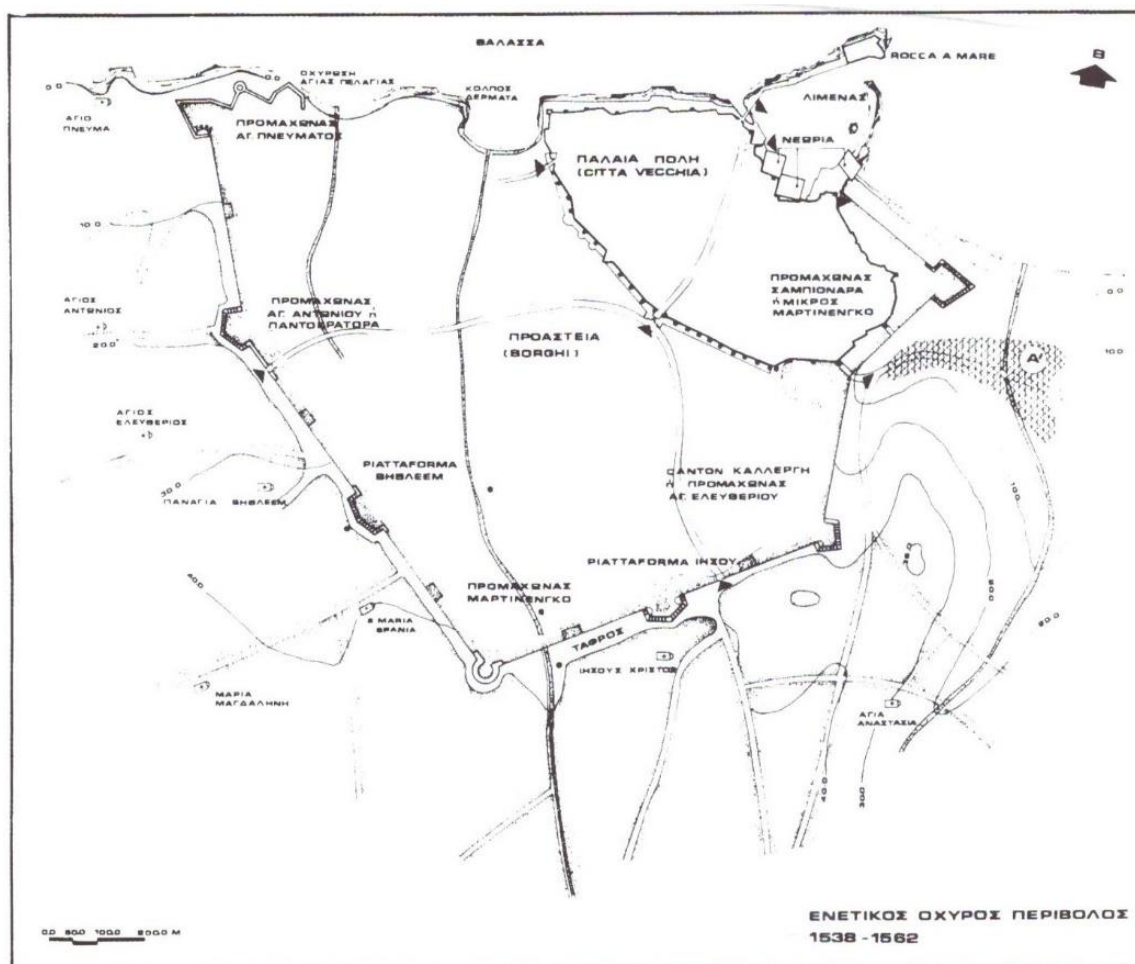
ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΤΩΝ ΣΥΝΘΗΚΩΝ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑΣ ΤΩΝ ΤΕΙΧΩΝ ΤΟΥ ΧΑΝΔΑΚΑ ΜΕ ΤΗΝ ΕΦΑΡΜΟΓΗ ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΩΝ ΕΠΙΠΛΥΣΕΩΝ

Συγκεκριμένα:

- Κατασκευάστηκε ο προμαχώνας του Αγίου Ελευθερίου (Βιτούρι), από επιχωματώσεις και με λίθινη επένδυση.
- Κατασκευάστηκε ο ενδιάμεσος προμαχώνας Ιησού από χώμα και ξύλα.
- Κατασκευάστηκε ο προμαχώνας του Αγίου Αντωνίου (Παντοκράτορα) από χώμα και ξύλα.
- Κατασκευάστηκε ο προμαχώνας του Αγίου Πνεύματος (Αγίου Ανδρέα).

Από το 1543 έως και το 1544 ολοκληρώθηκε το ευθύγραμμο τμήμα μεταξύ των προμαχόνων του Αγίου Αντωνίου (Παντοκράτορα) και του Αγίου Πνεύματος (Αγίου Ανδρέα).

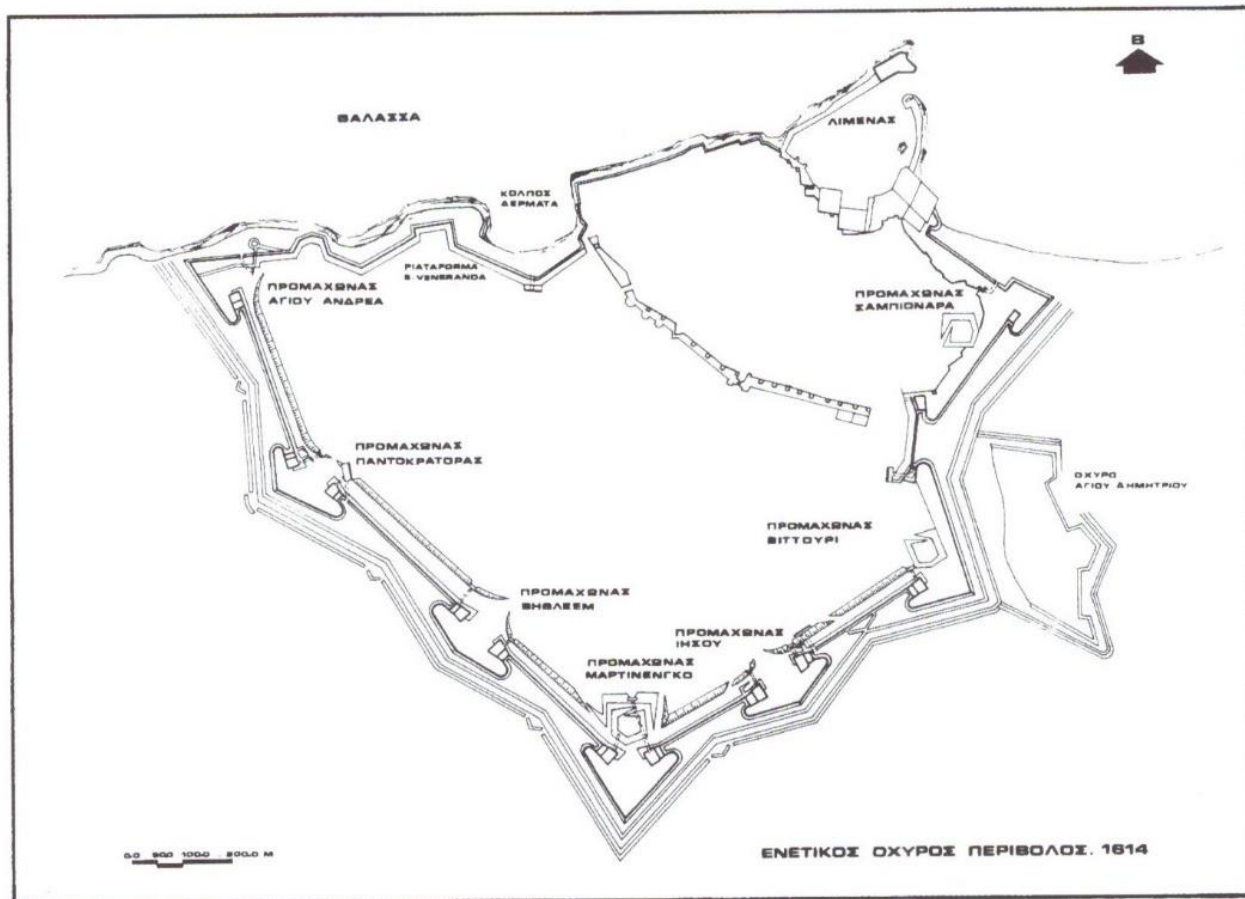
Η εικόνα που είχε ο νέος οχυρωματικός περίβολος αναπαρίσταται στην Εικόνα 10.



Εικόνα 10. Ο νέος ενετικός οχυρός περίβολος του Χάνδακα όπως είχε διαμορφωθεί στα μέσα του 16^{ου} αιώνα (Τζομπανάκη, 2012)

1.5.1.2. 2^η φάση κατασκευών (1562-1642)

Κατά τη δεύτερη (2^η) φάση εργασιών ο οχυρωματικός περίβολος έλαβε την οριστική του μορφή και ολοκληρώθηκε (Εικόνα 11) υπό την καθοδήγηση του Gulio Savorgnan, ο οποίος αναδιαμόρφωσε το σχεδιασμό του περιβόλου και του τρόπου κατασκευής του.



Εικόνα 11. Ο νέος ενετικός οχυρός περίβολος του Χάνδακα όπως είχε διαμορφωθεί το 1614 (Τζομπανάκη, 2012)

1.5.1.3. 3^η φάση κατασκευών (1642-1669)

Κατά την τρίτη (3^η) φάση εργασιών πραγματοποιήθηκε κατασκευή πρόσθετων έργων για την ενίσχυση του κύριου οχυρωματικού περιβόλου.

Το 1648 ξεκινάει η πολιορκία από τους Οθωμανούς, που διήρκεσε από 1648 έως το 1669 και ήταν μία μακρά σειρά συγκρούσεων, ακολουθούμενη από μικρότερες μάχες, εξόδους, επιθέσεις και αντεπιθέσεις.

Τα είκοσι ένα (21) αυτά χρόνια τα οχυρωματικά έργα βρίσκονται σε τραγική κατάσταση από τη μακροχρόνια καταπόνηση και έχουν δεχτεί πολλαπλές επισκευές,

αρκετές εκ των οποίων είναι πρόχειρες. Τελικά, ο Χάνδακας πέφτει στα χέρια των Οθωμανών το 1669.

1.5.1.4. Η οριστική μορφή του οχυρού περιβόλου

Το σχήμα του τελικού περιβόλου μοιάζει με ισοσκελές τρίγωνο, του οποίου η βάση είναι το βόρειο παραθαλάσσιο τμήμα και γωνία των σκελών η αιχμή του Προμαχώνα Μαρτινένγκο.

Με τις επιχωματώσεις δημιουργήθηκε ένα μεγάλο πολύγωνο στις ακμές του οποίου κατασκευάστηκαν οι επτά (7) προμαχώνες που συνδέονταν μεταξύ τους με ευθύγραμμα τμήματα, οι εξής:

- Προμαχώνας Σαμπιονάρα
- Προμαχώνας Βιττούρι
- Προμαχώνας Ιησού
- Προμαχώνας Μαρτινένγκο
- Προμαχώνας Βηθλεέμ
- Προμαχώνας Παντοκράτορα
- Προμαχώνας Αγίου Ανδρέα

Η τελική μορφή του οχυρού περιβόλου στα τέλη της Ενετοκρατίας αναπαρίσταται στην Εικόνα 12.

Κάποια σημεία του οχυρού απαιτούσαν ολοκληρωτική ανακατασκευή, όπως ο προμαχώνας του Αγίου Ανδρέα που ήταν εντελώς κατεστραμμένος. Επιπλέον, οι Οθωμανοί ενίσχυσαν το λιμάνι, επισκεύασαν τα εξωτερικά οχυρώματα και προσέθεσαν και άλλα τμήματα στα τείχη.

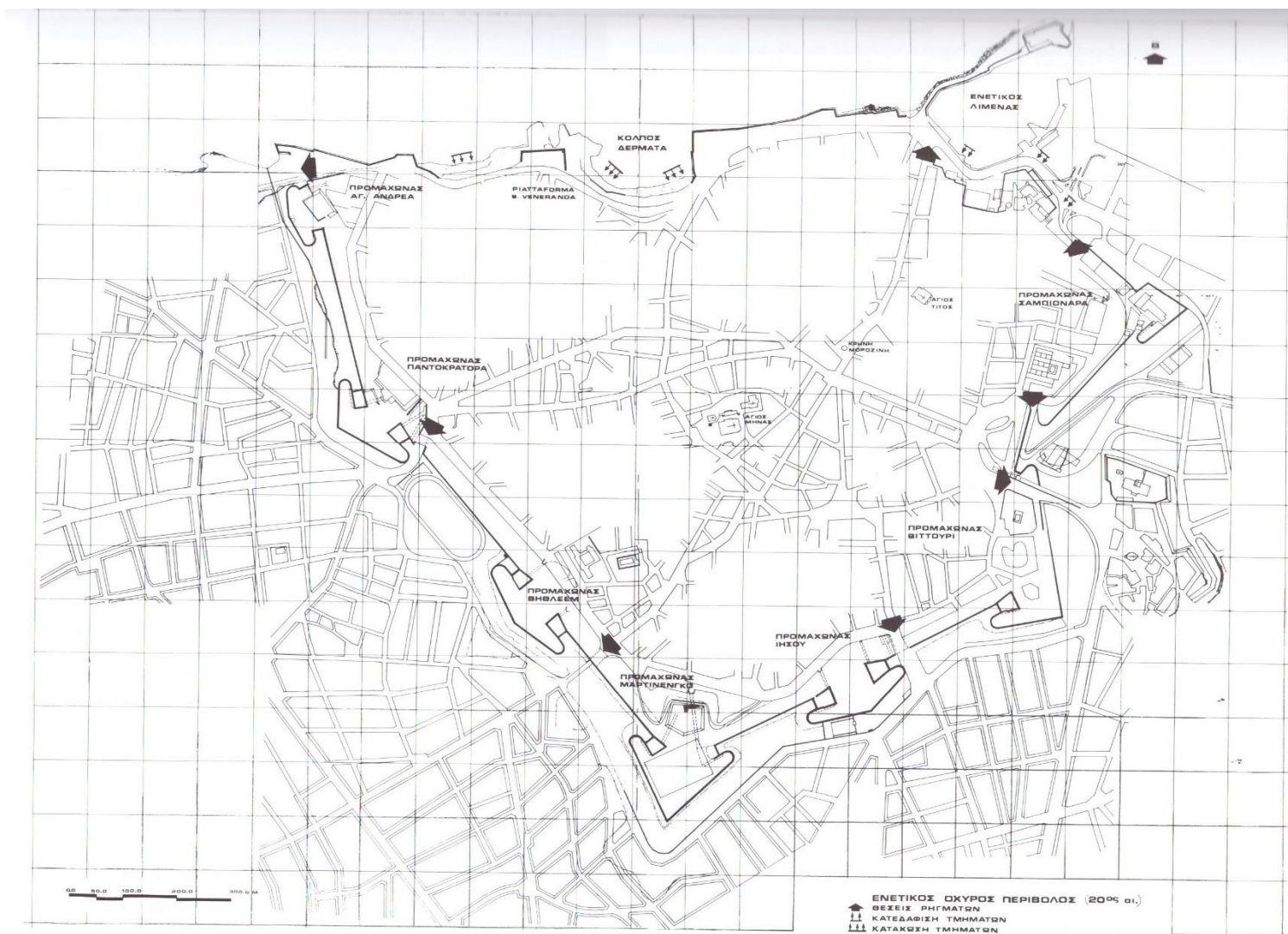
1.7. Η οχύρωση τον 20^ο αιώνα

Προκειμένου να διευκολυνθεί η μετακίνηση των αυτοκινήτων, ανοίχθηκαν ρήγματα στα τείχη που συνέδεσαν την πόλη με την ύπαιθρό της. Τα ορύγματα αυτά βρίσκονταν:

- Νότια από τον προμαχώνα Παντοκράτορα και την ενετική πύλη του Παντοκράτορα.
- Ανατολικά από τον προμαχώνα Ιησού και την Πύλη Ιησού.
- Βόρεια από τον προμαχώνα Αγίου Ανδρέα και την πύλη Αγίου Ανδρέα.
- Διαμόρφωση του δυτικού τμήματος της λεωφόρος Ικάρου για να δημιουργηθεί μία κατωφερική διάβαση.
- Νότια από το προμαχώνα Βηθλεέμ.
- Βόρεια από τον προμαχώνα Σαμπινάρα. Κατεδαφίστηκε το Βορειοδυτικό τμήμα της cortina καθώς και ο ημιπρομαχώνας των Νεωρίων.

Με το πέρας του χρόνου διάφορα μέρη του τείχους κατεδαφίστηκαν και άλλα ορύγματα ανοίχθηκαν, όπως αναπαρίστανται στην Εικόνα 13.

ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΤΩΝ ΣΥΝΘΗΚΩΝ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑΣ ΤΩΝ ΤΕΙΧΩΝ ΤΟΥ ΧΑΝΔΑΚΑ ΜΕ ΤΗΝ ΕΦΑΡΜΟΓΗ
ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΩΝ ΕΠΙΛΥΣΕΩΝ



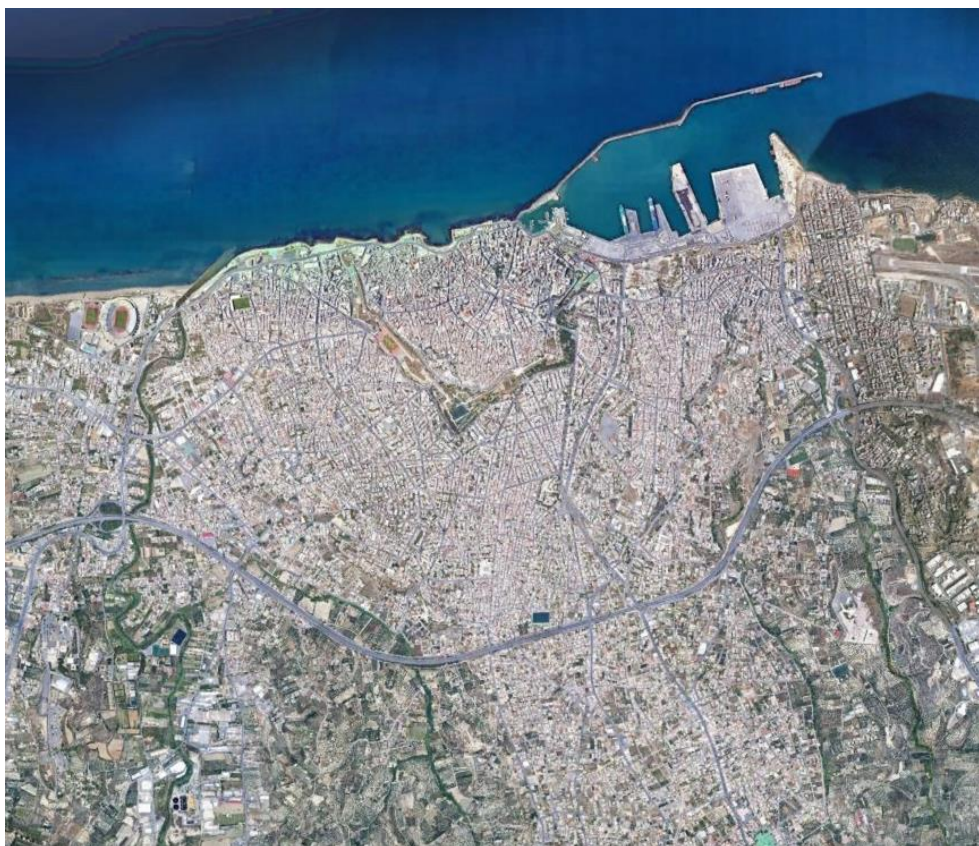
Εικόνα 13. Ο περίβολος του Χάνδακα με τα ορύγματα και τις κατεδαφίσεις τον 20^ο αιώνα (Τζομπανάκη, 2012)

Κεφάλαιο 2: Περιοχή μελέτης

2.1. Μορφολογία-αστικό περιβάλλον

Οι οχυρώσεις του Χάνδακα αρχικά κατασκευάστηκαν προκειμένου να περιβάλλουν και να προστατεύουν την πόλη του Ηρακλείου. Με το πέρασμα των χρόνων και την είσοδο στον 20^ο αιώνα πραγματοποιήθηκαν σημαντικές παρεμβάσεις στα τείχη για να εξυπηρετήσουν την ολοένα και αυξανόμενη κίνηση των αυτοκινήτων. Τα τείχη πλέον απέκτησαν διακοσμητικό χαρακτήρα και απλά περιέχονται εντός της ολοένα και αυξανόμενης νέας πόλης, της οποίας ο πολεοδομικός ιστός αναπτύσσεται γύρω από την παλαιά πόλη (που οριοθετείται από τα ενετικά τείχη) (Εικόνα 14).

Τα τείχη του Ηρακλείου έχουν συνολικό μήκος 7 χλμ. και καταλαμβάνουν έκταση 200 στρεμμάτων. Η εξωτερική πλευρά των τειχών περιτριγυρίζεται από τάφρο πλάτους 40-60 μ.. Η τάφρος είχε σκοπό να κρατάει τον εχθρό μακριά από τα τείχη και αρχικά ήταν γεμάτη με νερό. Ωστόσο, με την εξέλιξη των πυροβόλων όπλων κρίθηκε ότι δεν αποτελούσε σημαντικό εμπόδιο. Σε περιόδους ειρήνης χρησίμευε σαν καλλιεργήσιμο έδαφος. (Γκολεμής, 2008)



Εικόνα 14. Η πόλη του Ηρακλείου τον 21^ο αιώνα και τα ενετικά τείχη (Φωτογραφία από Google Earth)

2.2. Εξεταζόμενο τμήμα τειχών

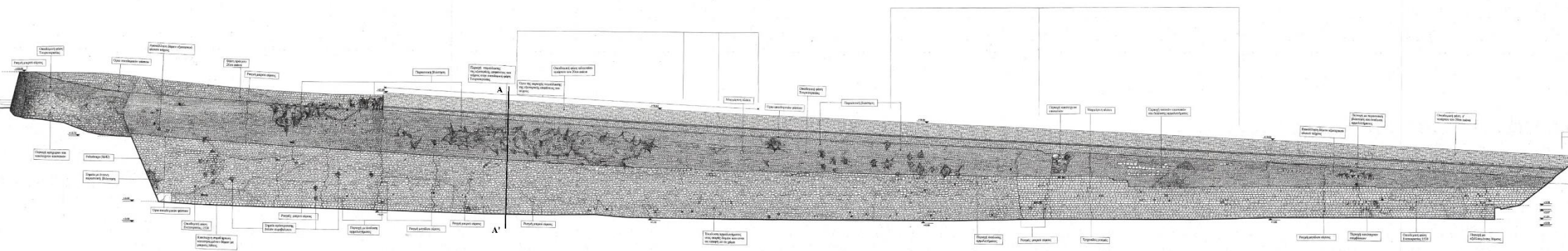
Το τμήμα του τείχους που θα εξεταστεί σε αυτή την εργασία είναι αυτό του ευθύγραμμου τμήματος Μπέμπο-Αγ. Φραγκίσκου (Εικόνα 15).



Εικόνα 15. Ευθύγραμμο τμήμα Μπέμπο-Αγ.Φραγκίσκου στο χάρτη (Φωτογραφία από Google Earth)

Ακριβώς πάνω από το εξεταζόμενο τμήμα του τείχους υπάρχει πεζοδρόμιο, ενώ παράλληλα προς αυτό διέρχεται η λεωφόρος Δουκός Μποφώρ. Απέναντι από το εξεταζόμενο τμήμα βρίσκεται το Αρχαιολογικό μουσείο Ηρακλείου. Το ευθύγραμμο τμήμα έχει προοδευτικά αυξανόμενο ύψος ξεκινώντας από 10,75μ. έως και 19,6μ. και συνολικό μήκος 240μ.. Η τομή του ευθυγράμμου τμήματος που εξετάζεται (Α-Α') αναπαρίσταται στην παρακάτω οριζοντιογραφία (Εικόνα 16).

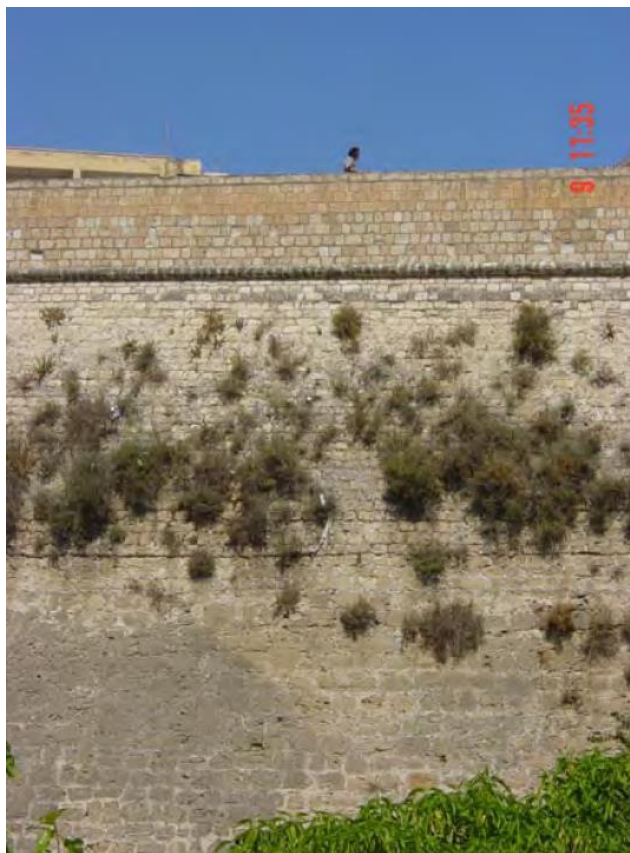
ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΤΩΝ ΣΥΝΘΗΚΩΝ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑΣ ΤΩΝ ΤΕΙΧΩΝ ΤΟΥ ΧΑΝΔΑΚΑ ΜΕ ΤΗΝ ΕΦΑΡΜΟΓΗ ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΩΝ ΕΠΙΛΥΣΕΩΝ



Εικόνα 16. Αναλυτική οριζοντιογραφία του ευθυγράμμου τμήματος Μπέμπο-Αγ. Φραγκίσκου (Χατζηστεργίου & Σκοπελίτης, 2010)

Στο τείχος διακρίνονται 3 φάσεις κατασκευής, όπως είναι εμφανές στην Εικόνα 17 (Χατζηστεργίου & Σκοπελίτης, 2010):

1. Μία κατώτερη φάση ύψους 5,5-10 μ. κατασκευασμένη με κανονικές και λεπτές στρώσεις ισχυρού ασβεστοκονιάματος και με μεγάλους ορθογωνισμένους λίθους. Οι λίθοι αυτοί προέρχονται από τα λατομεία της γύρω περιοχής και χαρακτηρίζονται ως ασβεστιτικοί ψαμμίτες και απολιθωματοφόροι ασβεστόλιθοι. Η φάση αυτή έχει κατασκευαστεί από τους Ενετούς (1538-1642 μ.Χ.).



Εικόνα 17. Ευθύγραμμα τμήμα Μπέμπο-Αγ. Φραγκίσκου (Μεταξάς Ι. κ.α., 2010)

2. Μία μεσαία φάση ύψους 2-6,5μ κατασκευασμένη με παχύ αρμολόγημα και μικρότερους λίθους. Οι λίθοι αυτοί χαρακτηρίζονται ως δολομιτωμένοι ασβεστόλιθοι. Η φάση αυτή αποτελεί είτε προσθήκη από τους Οθωμανούς είτε ριζική επισκευή των φθορών που προκλήθηκαν από τη μακρόχρονη πολιορκία (μετά το 1669 μ.Χ.).
3. Μία ανώτερη φάση η οποία είναι κατασκευασμένη με καλά πελεκημένους πωρόλιθους και αποτελεί σύγχρονη κατασκευή για τον εγκιβωτισμό της οδού Δουκός Μποφώρ (20^{ος} αιώνας)

Το τείχος πλέον δεν εξυπηρετεί το ρόλο για τον οποίο κατασκευάστηκε, δηλαδή ως οχυρωματικό έργο, αλλά δρα ως τοίχος βαρύτητας για μία περιοχή της πόλης και αναγκάζεται να ανταπεξέλθει σε διαφορετικές απαιτήσεις. Θα μπορούσε να χαρακτηριστεί ως τοίχος αντιστηρίξεως βαρύτητας, εύκαμπτος μεν, αλλά μη δυνατόν να παραλάβει εφελκυστικές τάσεις λόγω των συνδέσεων των λίθων.

2.3. Ιστορικό μετακινήσεων και καταγεγραμμένες ζημιές στο ευθύγραμμο τμήμα Μπέμπο-Αγ.Φραγκίσκου

Από το έτος 1982 έως και το 1984 πραγματοποιήθηκαν διάφορες μελέτες από το Τεχνικό Επιμελητήριο Ελλάδος (Ζερβαντωνάκης κ.α., 1982) και το Ινστιτούτο Γεωλογικών και Μεταλλευτικών Ερευνών (Ανδρόπουλος & Τζιρίτα, 1982), αλλά και από ανεξάρτητους μελετητές. Στις μελέτες αυτές καταγράφηκαν αναλυτικά οι εδαφικές μετακινήσεις και οι ζημιές στο τείχος, καθώς και τα αίτια που τις προκάλεσαν. Σύμφωνα με τις παραπάνω εκθέσεις παρατηρούνται:

- Καθιζήσεις του οδοστρώματος σε διάφορες θέσεις και κυρίως στη συμβολή της οδού Χατζηδάκη με την οδό Δουκός Μποφώρ μπροστά από το αρχαιολογικό μουσείο. Η καθίζηση αυτή ξεκίνησε να εκδηλώνεται το έτος 1968 και είχε τελική κατακόρυφη μετατόπιση 60 εκ..
- Καθίζηση του πεζοδρομίου στη θέση του γηπέδου τένις με μέγιστη κατακόρυφη μετατόπιση περίπου στα 60 εκ.. Ως αποτέλεσμα προκλήθηκε θραύση και μετατόπιση τωντσιμεντένιων τοίχων του περιβόλου του γηπέδου.
- Καθίζηση του κατάντη πεζοδρομίου της οδού Μποφώρ σε μήκος 60-70 μ. με κατακόρυφη μετατόπιση μέχρι 50 εκ..
- Αποκόλληση και οριζόντια μετακίνηση κατά 3-4 εκ. του πλακόστρωτου πεζοδρομίου στην επαφή του με το λιθόκτιστο τοίχο κατάντη του Μουσείου Ηρακλείου. Οι μετακινήσεις αυτές χαρακτηρίζονται ως δευτερογενείς εδαφικές μετακινήσεις που συνδέονται με τις έντονες τοπικές καθιζήσεις στην οδό Μποφώρ.
- Εφελκυστικές ρωγμές στη στάθμη της τάφρου που σβήνουν κοντά στη θεμελίωση του τείχους.

Όσον αφορά το τείχος παρατηρούνται:

- Ρωγμές σε κατακόρυφο επίπεδο με εύρος μέχρι 10-15 εκ. Αυτές οι ρωγμές παρατηρούνται στο τείχος κατάντη του καγκελόφραχτου ανωφερικού τμήματος της οδού Μποφώρ και στην περιοχή του γηπέδου τένις.
- Ρωγμές σε οριζόντιο επίπεδο. Η σημαντικότερη με εύρος λίγα εκατοστά παρατηρείται σε απόσταση 5,5 μ. περίπου χαμηλότερα από τη στέψη του τείχους.
- Παραμόρφωση (διόγκωση) της επένδυσης του τείχους, που παρατηρείται σε τμήμα μήκους περίπου 50μ. και πλάτους μερικών μέτρων στην κεντρική ζώνη του τείχους.



Εικόνα 18. Κάτοψη ευθύγραμμου τμήματος Μπέμπο-Αγ.Φραγκίσκου (Φωτογραφία από Google Earth)

Όπως αναφέρθηκε, κάποιες από τις καθιζήσεις είχαν ήδη εμφανιστεί και έγιναν εντονότερες το πρώτο δεκαήμερο του Φεβρουάριου 1982, σε μία περίοδο έντονων βροχοπτώσεων και σεισμικής δραστηριότητας.

Επιπλέον, στην οδό Χατζηδάκη, που καταλήγει στην οδό Μποφώρ, υπήρχε αποχετευτικός αγωγός από τον οποίο, σύμφωνα με πληροφορίες της Διεύθυνσης Τεχνικών Υπηρεσιών του Δήμου Ηρακλείου αλλά και ιδιωτικών τεχνικών γραφείων, παρατηρήθηκαν διαρροές του δικτύου. Το γεγονός αυτό, σε συνδυασμό με τα υπόγεια ύδατα, που αυξήθηκαν λόγω βροχοπτώσεων επηρέασε αρνητικά τις συνθήκες ευστάθειας του τείχους εξαιτίας της αύξησης των ωθήσεων γαιών. Στη Εικόνα 18 αναπαρίσταται η κάτοψη του εξεταζόμενου τμήματος και αναγράφονται οι προαναφερόμενοι οδοί.

Να σημειωθεί, επίσης, ότι κατά μήκος της οδού Μποφώρ, το εν λόγω χρονικό διάστημα, παρατηρούνταν μεγάλη κυκλοφοριακή κίνηση, ενώ σε τμήμα της στέγης του τείχους λειτουργούσε Parking τουριστικών λεωφορείων. Η παρουσία των οχημάτων αυτών αποτελούσε δυσμενή παράγοντα για την ευστάθεια του τείχους, καθώς το βάρος των σταθμευμένων ή διερχόμενων αυτοκινήτων μετέφερε στατικά ή δυναμικά φορτία στο τείχος.

Τέλος, σύμφωνα με την Εφορεία Βυζαντινών Αρχαιοτήτων, εσωτερικά του τείχους και χαμηλά στη βάση του, από την κατασκευή ακόμη, πιθανότατα να υπήρχε μια υπόγεια

**ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΤΩΝ ΣΥΝΘΗΚΩΝ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑΣ ΤΩΝ ΤΕΙΧΩΝ ΤΟΥ ΧΑΝΔΑΚΑ ΜΕ ΤΗΝ ΕΦΑΡΜΟΓΗ
ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΩΝ ΕΠΙΛΥΣΕΩΝ**

στοά που έτρεχε παράλληλα κατά μήκος του και χρησίμευε για την αντιμετώπιση εχθρικών δολιοφθορών. Είναι μία κατασκευή που σχεδόν πάντα γινόταν σε οχυρώσεις του 16^{ου} αιώνα και 17^{ου} αιώνα και υπάρχει και σε άλλα σημεία των τειχών του Χάνδακα. (Ανδρόπουλος & Τζιρίτα, 1982) (Ζερβαντωνάκης κ.α., 1982)

Στην Εικόνα 19 αναπαρίστανται οι παραμορφώσεις και οι μετακινήσεις του εξεταζόμενου ευθυγράμμου τμήματος το έτος 1982.

ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΤΩΝ ΣΥΝΘΗΚΩΝ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑΣ ΤΩΝ ΤΕΙΧΩΝ ΤΟΥ ΧΑΝΔΑΚΑ ΜΕ ΤΗΝ ΕΦΑΡΜΟΓΗ ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΩΝ ΕΠΙΛΥΣΕΩΝ

Παρακάτω καταγράφεται αναλυτικά η χρονική εξέλιξη του φαινομένου, σύμφωνα με τη μελέτη του Πασχαλάκη (1983).

1972: Πρώτα ίχνη καθιζήσεων πάνω στον τοίχο αντιστηρίξεως του τένις και στο παρακείμενο τμήμα του πεζοδρομίου.

1979: Επιδείνωση της κατάστασης με καθίζηση του τοίχου αντιστήριξης του τένις και του εγγύτατου τμήματος του πεζοδρομίου και εμφάνιση μικρών ρωγμών και καθιζήσεων σε όλο το μήκος του πεζοδρομίου ανάντη του τείχους.

1980-1981: Συνέχιση της επιδείνωσης της κατάστασης.

Το πρώτο 10ήμερο του Φεβρουαρίου 1982 εμφανίστηκε ένταση των βλαβών αυτών.

15-2-1982:

Διαπιστώνονται:

- Καθιζήσεις και ρωγμές στο χώρο του τένις και του τοίχου αντιστήριξής του.
- Καθίζηση του πεζοδρομίου παρά το τένις και στο δρόμο.
- Εδαφικές παραμορφώσεις κατάντη της συμβολής των δρόμων Δουκός Μποφώρ και Χατζηδάκη και ρωγμές στο πεζοδρόμιο, καθώς και έντονες παραμορφώσεις του πεζοδρομίου στη θέση αυτή και σε μεγάλο μήκος, απόκλιση παρκόμετρου από την κατακόρυφο.
- Αποσύνδεση των λίθων σε τμήμα του τείχους κατάντη της συμβολής των δρόμων Μποφώρ και Χατζηδάκη στο ύψος της οθωμανικής φάσης κατασκευής.
- Παραμόρφωση της *contrascarpa*¹ με διόγκωση του κάτω από το *cordone*² του τείχους.
- Κατακόρυφη ρωγμή κατάντη του Αρχαιολογικού Μουσείου με προεξοχή του χείλους και μεγάλο άνοιγμα.
- Κατακόρυφες ρωγμές στο δυτικό *orechione*³ του προμαχώνα Sabbionara.

Νοέμβριος 1982: Επιπλέον αποκόλληση και οριζόντια μετακίνηση του πλακόστρωτου πεζοδρομίου στην επαφή του με τον λιθόκτιστο τοίχο κατάντη του Μουσείου.

¹ *contrascarpa*: Η απέναντι από το τείχος παρειά της τάφρου. (Τζομπανάκη, 2012)

² *cordone*: Είδος διαζώματος το οποίο κατασκευαζόταν από μία σειρά λίθων που προεξείχαν από την υπόλοιπη επιφάνεια του τείχους έχοντας ημικυκλικά διαμορφωμένη την ορατή επιφάνειά τους. (Τζομπανάκη, 2012)

³ *orechione*: Το τμήμα εκείνου του πλευρού του προμαχώνα, το οποίο, στην εξελιγμένη μορφή του, προεξείχε ως προς το υπόλοιπο τμήμα του και είχε διατομή ημικυκλική. (Τζομπανάκη, 2012)

4-10-1983: Επιδείνωση των παραπάνω και επιπλέον ρωγμή στο μέσον περίπου τον πεζοδρομίου κατάντη του τοίχου αντιστήριξης του Μουσείου και σειρά λοξών ρωγμών στη στάθμη της τάφρου μέχρι την μεγάλη κατακόρυφη ρωγμή του τείχους κατάντη του Αρχαιολογικού Μουσείου.

Οκτώβριος 1984:

Παρατηρούνται:

- Επιδείνωση της παραπάνω ρωγμής του μέσα πεζοδρομίου.
- Ρωγμή στην άσφαλτο με διεύθυνση προς την άνω άκρη της παραπάνω ρωγμής του πεζοδρομίου προς τη θέση της μεγάλης κατακόρυφης ρωγμής του τείχους κατάντη του Αρχαιολογικού Μουσείου.
- Ρωγμή στο μέσο περίπου του πεζοδρομίου αυτού εγκάρσια προς την προηγούμενη ρωγμή.
- Ρωγμή στη συμβολή των οδών Χατζηδάκη-Μποφόρ ανάντη σε συνέχεια εκείνης του ανάντη πεζοδρομίου (κατά μήκος) που συνεχίζεται πέραν της οδού Χατζηδάκη.
- Λοξές ρωγμές στον αυλότοιχο του Μουσείου στη γωνία των οδών Μποφόρ και Χατζηδάκη.

Σήμερα στο τείχος εξακολουθούν να παρατηρούνται οι ζημιές από τις τότε καθιζήσεις, όπως είναι εμφανές στην Εικόνα 20. Σύμφωνα με τη γεωτεχνική έκθεση του Χατζηστεργίου & Σκοπελίτης (2010), η σημερινή κατάσταση του τείχους έχει ως εξής:

- Το βορειότερο τμήμα του ευθυγράμμου τμήματος δεν παρουσιάζει σημαντικά στατικά προβλήματα παρά μόνο τοπικής σημασίας. Εμφανίζονται λίγες κατακόρυφες ρωγμές μικρού εύρους κατά μήκος του τείχους και σε διάφορες θέσεις παρατηρούνται εξαλλοιωμένοι λίθοι. Επιπλέον, σε κάποιες περιοχές έχουμε κακότεχνη αντικατάσταση φθαρμένων δόμων με άλλους διαφορετικού μεγέθους και υλικού και σε λίγα μόνο σημεία παρατηρείται παρασιτική βλάστηση.
- Το κεντρικό τμήμα του ευθυγράμμου τμήματος διαφοροποιείται ωστόσο. Το κύριο πρόβλημα εντοπίζεται στην οθωμανική οικοδομική φάση, η οποία παρουσιάζει διόγκωση προς τα έξω σε όλο το μήκος του τμήματος αυτού. Η παραμόρφωση στην εξωτερική πλευρά έχει μέγεθος 25-30 εκ., μεταβάλλεται κατά μήκος του τείχους και μηδενίζεται στα βόρεια, ενώ προς τα νότια τερματίζει σε μία πολύ σημαντική

κατακόρυφη ρωγμή, τα χείλη της οποίας βρίσκονται σε διαφορετικό επίπεδο με μέγιστη μετατόπιση 10 εκ.. Η κατακόρυφη αυτή ρωγμή εκτείνεται σε όλο το ύψος του τείχους και βρίσκεται κάτω από το όριο των αποθηκών του Αρχαιολογικού Μουσείου με το φαρδύ πεζοδρόμιο της οδού Δουκός Μποφώρ. Σε όλο το μήκος της οθωμανικής φάσης, όπου παρουσιάζεται η διόγκωση, παρουσιάζεται και μία οριζόντια ρωγμή περίπου 1μ. πάνω από το όριο της ενετικής-οθωμανικής οικοδομικής φάσης. Επιπλέον, εμφανίζεται έντονη έκπλυση του



Εικόνα 20. Κατακόρυφη ρωγμή στο ευθύγραμμο τμήμα Μπέμπο-Αγ. Φραγκίσκου

κονιάματος του αρμολογήματος, καθώς και παρουσία παρασιτικής βλάστησης, η οποία είναι εκτεταμένη σε όλο το μήκος και ύψος αυτής της ζώνης. Στην ενετική ζώνη παρουσιάζονται κατακόρυφες και λοξές ρωγμές μικρού εύρους κατά μήκος του τείχους, πέραν της κύριας κατακόρυφης ρωγμής που αναφέρθηκε προηγουμένως. Σε κάποιες περιοχές έχουμε εξαλλοιωμένους αρμούς και έκπλυση του κονιάματος σε σειρές των δομών που είναι σε επαφή με το χώμα.

- Το νοτιότερο τμήμα της cortina⁴ με μήκος περίπου 50μ. δεν παρουσιάζει σημαντικά στατικά προβλήματα, παρά μόνο τοπικής σημασίας. Συγκεκριμένα εμφανίζονται λίγες κατακόρυφες ρωγμές μικρού εύρους κατά μήκος του τείχους. Στην οθωμανική φάση παρουσιάζεται έκπλυση του κονιάματος. Στα σημεία, που έγιναν φθορές από τις βολές του πυροβολικού κατά τη διάρκεια της πολιορκίας της πόλης από τους Οθωμανούς, έχουμε κακότεχνη συμπλήρωσή τους από δόμους διαφορετικού μεγέθους και υλικού. Τέλος, παρατηρείται παρασιτική βλάστηση μόνο στο όριο μεταξύ οθωμανικής και σύγχρονης φάσης και σε διάσπαρτες θέσεις της οθωμανικής οικοδομικής φάσης.

⁴ cortina: το ευθύγραμμο τμήμα του τείχους που ενώνει δύο προμαχώνες

Προκειμένου να χαρακτηρίσουμε καλύτερα τις αστοχίες και τους μηχανισμούς που τις προκάλεσαν, στο Κεφάλαιο 3 αναλύουμε τη συμπεριφορά της τοιχοποιίας έναντι διάφορων ειδών φορτίσεων.

2.4. Το γεωλογικό περιβάλλον του έργου

2.4.1. Γεωλογία λεκάνης Ηρακλείου

Σύμφωνα με τον Τσιαμπάο (1988) και το χάρτη του Ι.Γ.Μ.Ε. (Εικόνα 21), καταλαβαίνουμε ότι η γεωλογία της νήσου Κρήτης είναι πολύπλοκη. Στη συγκεκριμένη εργασία θα επικεντρωθούμε στη λεκάνη του Ηρακλείου, η οποία χαρακτηρίζεται κυρίως από μεταλλικά ιζήματα. Τα ιζήματα αυτά περιλαμβάνουν νεογενείς και τεταρτογενείς αποθέσεις.

2.4.1.1. Νεογενή ιζήματα

Όσον αφορά τα Νεογενή ιζήματα στην περιοχή του Ηρακλείου, αυτά χωρίζονται στην ενότητα Τεφελίου, Ενότητα Βρυσσών και Φοινικιάς.

Η ενότητα Τεφελίου, αποτελείται από μάργες, αργίλους, άμμους, ψαμμίτες και κροκαλοπαγή, με εμφανίσεις λιγνιτών. Στα κατώτερα τμήματα εναλλάσσονται λιμναία, υφάλμυρα και θαλάσσια ιζήματα, ενώ στα ανώτερα επικρατούν τα θαλάσσια.

Στην ενότητα Βρυσσών ανήκει ο σχηματισμός της Αγίας Βαρβάρας που έχει ηλικία άνω Τορτόνιο-Μεσσήνιο. Στα κατώτερα τμήμα του σχηματισμού επικρατούν οργανογενείς ασβεστόλιθοι και απολιθωματοφόρες μάργες, ενώ στα ανώτερα τμήματα εναλλαγές μαργαϊκού ασβεστόλιθου και φυλλωδών ή άστρωτων μαργών. Κατά θέσεις συναντώνται πολυάριθμα κοιτάσματα γύψου, που περιλαμβάνονται μέσα ή πάνω στις ομογενείς-φυλλώδεις μάργες. Το πάχος του σχηματισμού φθάνει τα 100 μέτρα.

Στην ενότητα Φοινικιάς περιλαμβάνονται οι σχηματισμοί Κουρτών, Φοινικιάς και Σταυρωμένου, που έχουν ηλικία κάτω-μέσο Πλειόκαινο. Η βάση της ενότητας αποτελείται από μαργαϊκό λατυποπαγές, με στοιχεία της υποκείμενης ενότητας Βρυσσών και των προνεογενών πετρωμάτων. Το μεγαλύτερο τμήμα αποτελούν υπόλευκες, λευκοκίτρινες, ομογενείς μάργες και μαργαϊκοί ασβεστόλιθοι με συχνές ενστρώσεις φυλλωδών μαργών ή διατομιτών και βιοκλαστικών ασβεστόλιθων. Το ανώτερο τμήμα της ενότητας Φοινικιάς αποτελείται από φυλλώδεις τεφρές μάργες ή διατομίτες με απολιθώματα ψαριών, βελόνων σπόγγων, φυτών. Προς τα πάνω αυτές μεταβαίνουν προς υπόλευκες-καστανοκίτρινες

απολιθωματοφόρες ομοιογενείς μάργες που καλύπτονται από λευκοκίτρινους ασβεστόλιθους. Το πάχος των εναλλαγών των φυλλωδών και ομοιογενών μαργών κυμαίνεται από μερικά εκατοστά μέχρι 10 μέτρα, ενώ το συνολικό πάχος του σχηματισμού φθάνει τα 100 μέτρα.

2.4.1.2. Τεταρτογενή ιζήματα

Όσον αφορά στα Τεταρτογενή ιζήματα, αυτά ανήκουν στην ενότητα του Ηρακλείου. Υπέρκεινται ασύμφωνα στις μάργες του σχηματισμού του Σταυρωμένου και συναντώνται στα περίχωρα της πόλης του Ηρακλείου. Αποτελούνται από οργανογενείς ασβεστόλιθους, ψαμμίτες, κροκαλοπαγή, ιλύες και μάργες. Η περιεχόμενη πανίδα των μαλακίων και των οστρακιδών δείχνει πλειοστοκαινική ηλικία. Πρόκειται, προφανώς, για μία αναβαθμίδα της θάλασσας της εποχής εκείνης που είχε περίπου ίδια θέση με τη σημερινή.

2.4.2. Γεωλογία πόλης Ηρακλείου

Από τις υπάρχουσες γεωτρήσεις που είχαν πραγματοποιηθεί εντός της πόλεως, αλλά και από βιβλιογραφικά δεδομένα, ο Τσιαμπάος (1988) κατασκεύασε την παρακάτω στρωματογραφική στήλη (Εικόνα 22).

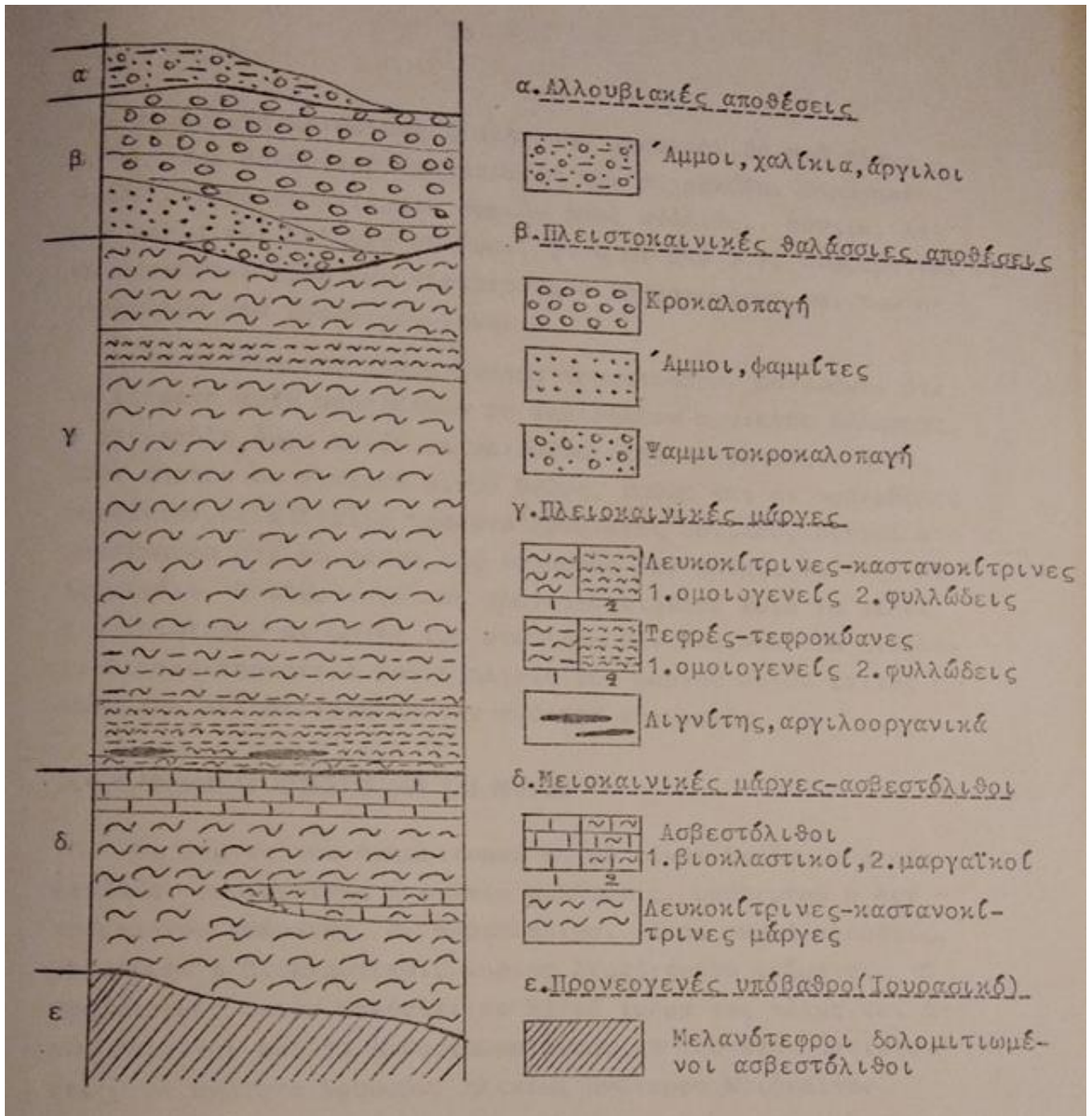
2.4.3. Γεωλογία στενής περιοχής μελέτης

Σύμφωνα με τις γεωτρήσεις που έκανε το Ι.Γ.Μ.Ε. (Ανδρόπουλος & Τζιρίτα, 1982), το ευθύγραμμο τμήμα Μπέμπο-Αγ. Φραγκίσκου θεμελιώνεται πάνω στο μαργαϊκό υπόβαθρο. Πίσω από το τείχος υπάρχει υλικό πλήρωσης, το οποίο χαρακτηρίζεται ως μπαζώματα-επιχώσεις πάνω στο κεκλιμένο υγιές πετρώδες υπόβαθρο.

Αναλυτικά παρατηρούνται 4 στρώσεις υλικών, όπως αναπαρίστανται στην Εικόνα 23.

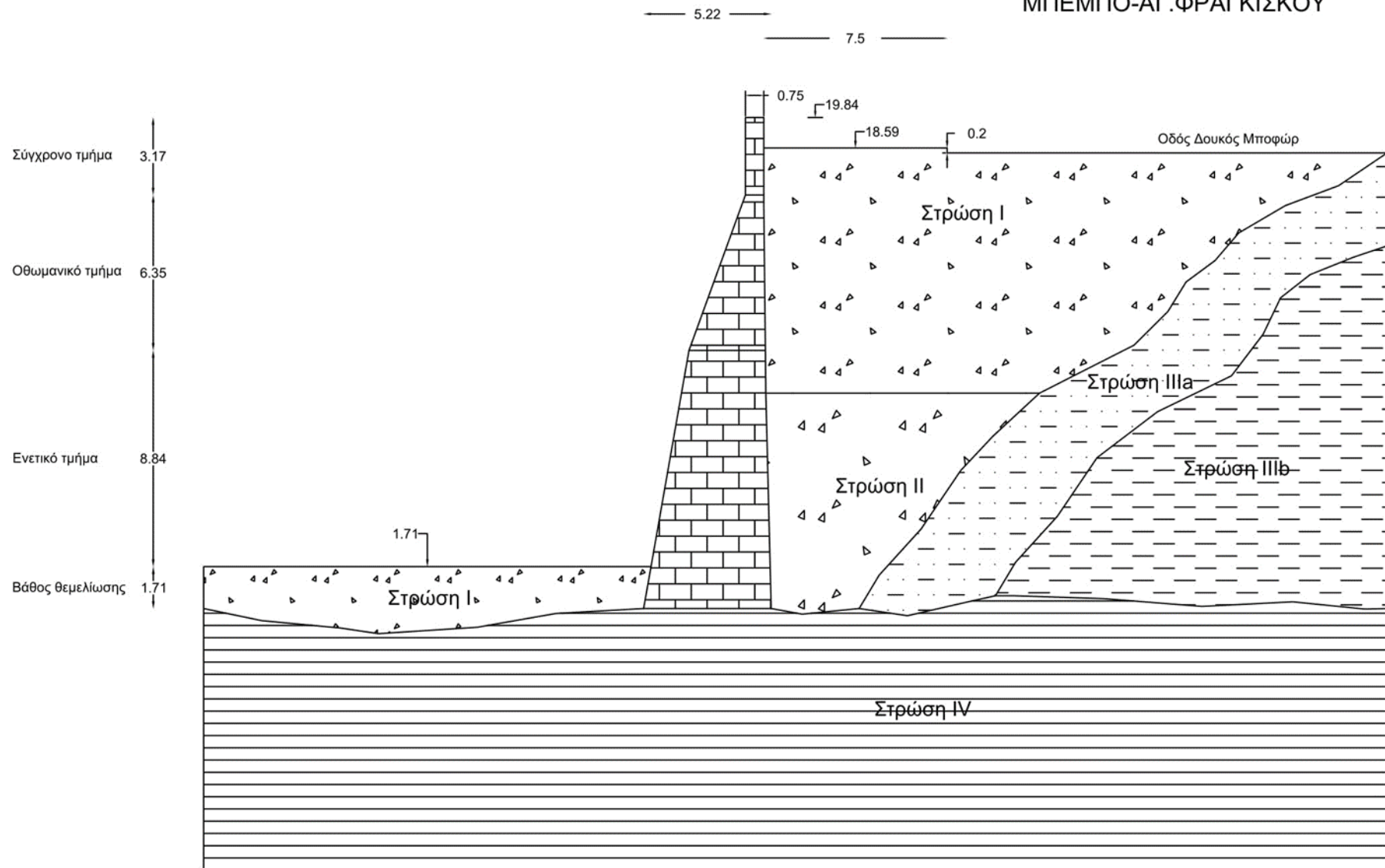
- Στρώση I: Τεχνητό επίχωμα αποτελούμενο από αργιλοϊλύ, άμμο και λίγα ασβεστολιθικά και ψαμμιτικά θραύσματα.
- Στρώση II: Τεχνητό επίχωμα αποτελούμενο από αργιλοϊλύ με άμμο φαιότεφρη-καστανόφαιη.
- Στρώση IIIa: Μανδύας αποσαθρώσεως μάργας, χρώματος τεφρόμαυρου.
- Στρώση IIIb: Τεφρόμαυρη μάργα.
- Στρώση IV: Κυανότεφρη μάργα, αποτελούμενη από αργιλοϊλύ με λίγη άμμο.

ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΤΩΝ ΣΥΝΘΗΚΩΝ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑΣ ΤΩΝ ΤΕΙΧΩΝ ΤΟΥ ΧΑΝΔΑΚΑ ΜΕ ΤΗΝ ΕΦΑΡΜΟΓΗ
ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΩΝ ΕΠΙΛΥΣΕΩΝ



Εικόνα 22. Στρωματογραφική στήλη πόλης Ηρακλείου (Τσιαμπάς, 1988)

ΤΟΜΗ ΕΥΘΥΓΡΑΜΜΟΥ ΤΜΗΜΑΤΟΣ
ΜΠΕΜΠΟ-ΑΓ.ΦΡΑΓΚΙΣΚΟΥ



Εικόνα 23. Τομή ευθυγράμμου τμήματος Μπέμπο-Αγ. Φραγκίσκου (AutoCad)

2.5. Σεισμικότητα

Στην Κρήτη και στη γύρω θαλάσσια περιοχή εντοπίζονται μεγάλες ρηξιγενείς ζώνες που συνδέονται άμεσα με τη σεισμική δραστηριότητα που παρουσιάζει το νησί. Η κυριότερη σεισμική δραστηριότητα έχει παρατηρηθεί στο κέντρο του νησιού και συνδέεται με την τεκτονική τάφρο του Ηρακλείου, στον κόλπο του οποίου βρίσκεται η σημαντικότερη εστία μεγάλων σεισμών.

Παρακάτω παρατίθενται κάποιοι από τους κυριότερους ιστορικούς σεισμούς.

- 1980 π.Χ. και 1570 π.Χ., καταστροφή της Κνωσσού από μεγάλους σεισμούς,
- 66 μ.Χ. μεγάλος σεισμός που συνοδεύθηκε από θαλάσσιο σεισμικό κύμα και προξένησε μεγάλες καταστροφές στο Ηράκλειο και την Κνωσσό,
- 365 μ.Χ., η Κνωσσός, η Γόρτυς και άλλες πόλεις της Κρήτης καταστράφηκαν από ισχυρό σεισμό που προκάλεσε και μεγάλο θαλάσσιο κύμα. Οι νεκροί από το σεισμό υπολογίζονταν στους 50.000,
- 1501 μ.Χ. καταστροφικός σεισμός και πυρκαγιά που κατέστρεψε όλο το Ηράκλειο και είχε 300 θύματα,
- 1681 σειρά σεισμών κατέστρεψε μεγάλο μέρος της πόλης του Ηρακλείου,
- 1856 ολοκληρωτική καταστροφή του Ηρακλείου από πολύ ισχυρό σεισμό που προξένησε καταστροφές και στην υπόλοιπη Κεντρική και Ανατολική Κρήτη. Η περιοχή βλαβών έφθασε μέχρι την Κύπρο, Συρία και Κάιρο,
- 1910 μεγάλος σεισμός μεγέθους 7 Ρίχτερ έπληξε τα Χανιά,
- 1930 σοβαρός σεισμός 6,7 Ρίχτερ στη βόρεια πλευρά της κεντρικής Κρήτης που κατέστρεψε 3 χωριά.

(Τσιαμπάος, 1988) (Τζομπανάκη, 2012)

Στον Πίνακα 1 παρατίθενται οι πιο σύγχρονοι σεισμοί άνω των 5 ρίχτερ.

Πίνακας 1. Σύγχρονοι σεισμοί (Γεωδυναμικό Ινστιτούτο, 2021)

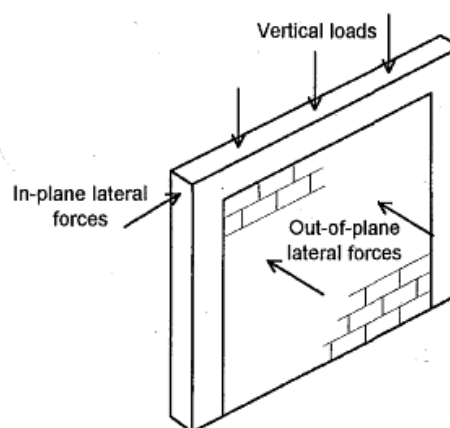
Επίκεντρο	Μέγεθος	Ημερομηνία
38.7 χμ ΑΒΑ του Ηρακλείου	5.4	18/7/1964
49.3 χμ ΝΑ του Ηρακλείου	5.9	17/10/1964
92.5 χμ Ν του Ηρακλείου	5.6	12/6/1969
70.1 χμ ΝΑ του Ηρακλείου	5.4	29/1/1978

**ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΤΩΝ ΣΥΝΘΗΚΩΝ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑΣ ΤΩΝ ΤΕΙΧΩΝ ΤΟΥ ΧΑΝΔΑΚΑ ΜΕ ΤΗΝ ΕΦΑΡΜΟΓΗ
ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΩΝ ΕΠΙΛΥΣΕΩΝ**

93.0 χμ Ν του Ηρακλείου	5.1	7/3/1978
85.1 χμ Ν του Ρεθύμνου	5.4	15/5/1979
71.3 χμ ΝΝΔ του Ρεθύμνου	5.1	15/6/1979
15.6 χμ Α του Ηρακλείου	5.2	19/3/1983
23.8 χμ Α του Ρεθύμνου	5.6	23/5/1994
73.6 χμ ΝΝΑ του Ηρακλείου	5.0	22/2/2000
76.5 χμ ΝΝΔ του Ρεθύμνου	5.0	26/11/2001
83.6 χμ Δ της Καρπάθου	5.2	6/6/2002
39.4 χμ ΝΝΑ του Ηρακλείου	5.1	28/3/2008
99.2 χμ ΑΝΑ του Ηρακλείου	5.0	12/6/2008
111.2 χμ ΝΝΑ του Ηρακλείου	5.8	1/7/2009
46.5 χμ ΝΑ του Ηρακλείου	5.2	28/2/2011
51.3 χμ ΝΔ της Θήρας	5.3	26/1/2012
48.1 χμ ΝΔ της Θήρας	5.2	27/1/2012
83.6 χμ ΝΝΔ του Ρεθύμνου	5.5	12/9/2012
68.9 χμ ΝΝΔ του Ρεθύμνου	5.1	6/4/2013
109.7 χμ Ν του Ηρακλείου	5.8	15/6/2013
116.2 χμ Ν του Ηρακλείου	5.6	16/6/2013
104.2 χμ ΝΔ της Καρπάθου	5.5	25/5/2016
63.8 χμ ΝΝΑ του Ηρακλείου	5.3	15/7/2017
23.2 χμ ΔΒΔ του Ηρακλείου	5.2	31/7/2019
111.3 χμ ΝΝΑ του Ηρακλείου	6.0	2/5/2020
120.3 χμ ΝΝΑ του Ηρακλείου	5.2	18/5/2020
45.9 χμ ΝΝΑ του Ηρακλείου	5.3	18/9/2020

Κεφάλαιο 3: Θεώρηση μηχανικών χαρακτηριστικών σε τοίχους από λιθοδομή

Η τοιχοποιία είναι ένα σύνθετο υλικό, το οποίο αποτελείται από τα λιθοσώματα και το κονίαμα, που τοποθετείται στους αρμούς. Η μηχανική της συμπεριφορά εξαρτάται τόσο από τα μηχανικά χαρακτηριστικά των επιμέρους στοιχείων όσο και από τον τρόπο τοποθέτησής τους. Με τον όρο μηχανική αντοχή, εννοούμε την ικανότητα του υλικού να παραλαμβάνει φορτία εξωτερικά, χωρίς, ωστόσο, να καταστρέφεται η δομή του. Για την περίπτωση της τοιχοποιίας, οι κυριότεροι τύποι μηχανικών αντοχών που μας ενδιαφέρουν είναι η αντοχή σε θλίψη, διάτμηση, εφελκυσμό και κάμψη. Να υπενθυμίσουμε ότι η τοιχοποιία αποτελεί ένα σύνθετο υλικό που χαρακτηρίζεται ως ανομοιογενές και ανισοτροπικό τόσο όσο προς τις φυσικές όσο και ως προς τις μηχανικές του ιδιότητες. Η τοιχοποιία μπορεί να υπόκειται είτε σε φόρτιση εντός επιπέδου (In-plane) είτε εκτός επιπέδου (Out-of-plane), όπως αναπαρίσταται στην Εικόνα 24.



Εικόνα 24. Αναπαράσταση φόρτισης εντός επιπέδου (in-plane), εκτός επιπέδου (out-of-plane) (Mohyeddin-Kermani, 2011)

3.1. Συμπεριφορά της τοιχοποιίας έναντι θλίψης (Behavior under compression)

Η θλιπτική αντοχή της τοιχοποιίας είναι η κύρια μηχανική ιδιότητα που χαρακτηρίζει την δομική σταθερότητά της.

Η συμπεριφορά της τοιχοποιίας σε θλίψη είναι σημαντική όταν η τοιχοποιία υποβάλλεται σε πλευρική φόρτιση (lateral loading), και αυτό επειδή η εντός επιπέδου συμπεριφορά εξαρτάται από τις ιδιότητες συμπίεσης της τοιχοποιίας, ειδικά εάν κυριαρχούν οι μηχανισμοί αντοχής στην κάμψη.

Η αριθμητική ανάλυση με τη μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων για την τοιχοποιία, με βάση τη μακρο-μοντελοποίηση, απαιτεί, επίσης, δεδομένα σχετικά με τη

μηχανική συμπεριφορά της τοιχοποιίας υπό συμπίεση και τις βασικές μηχανικές ιδιότητες, δηλαδή την αντοχή σε θλίψη, το μέτρο ελαστικότητας και την ενέργεια θραύσης.

Όπως προαναφέρθηκε, η τοιχοποιία είναι ένα σύνθετο υλικό κατασκευασμένο από λιθοσώματα και κονίαμα, επομένως είναι ευρέως αποδεκτό ότι ο μηχανισμός αστοχίας και η αντίσταση σε αυτόν διέπονται από την αλληλεπίδραση μεταξύ των συστατικών της.

Όταν το κονίαμα έχει χαμηλότερη αντοχή σε θλίψη από τα λιθοσώματα της τοιχοποιίας, οι διαδρομές που ακολουθούν οι ρωγμές και η συνολική συμπεριφορά της τοιχοποιίας θεωρείται πως ελέγχονται σε σημαντικό βαθμό από τις μηχανικές ιδιότητες του κονιάματος και των λιθοσωμάτων.

Από το πρωτοποριακό έργο του Hilsdorf (1969) έγινε αποδεκτό από την κοινότητα τοιχοποιίας ότι η διαφορά στις ελαστικές ιδιότητες των λιθοσωμάτων και του κονιάματος είναι ο πρόδρομος της αποτυχίας. Το κονίαμα παρουσιάζει μια τάση να επεκτείνεται πλευρικά εντός των αρμών και να συγκρατείται από τα λιθοσώματα, με δεδομένο ότι έχει γενικά χαμηλότερο μέτρο ελαστικότητας από αυτά. Αυτή η αλληλεπίδραση οδηγεί σε κατάσταση τριαξονικής θλίψης (triaxial compression) του κονιάματος και σε κατάσταση θλίψης-πλευρικού εφελκυσμού (compression-lateral tensile state) των λιθοσωμάτων της τοιχοποιίας.

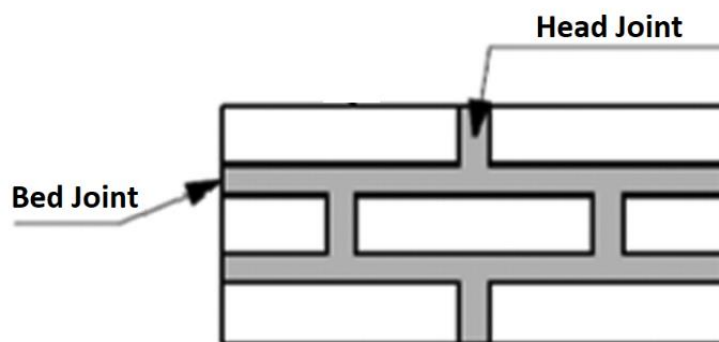
Η θλιπτική αντοχή της τοιχοποιίας είναι πάντα υψηλότερη από αυτήν του κονιάματος σε θλίψη και χαμηλότερη από αυτή των λιθοσωμάτων. Ωστόσο, η θλιπτική αντοχή των λιθοσωμάτων διαδραματίζει κεντρικό ρόλο στη θλιπτική αντοχή της τοιχοποιίας. Λιθοσώματα με υψηλή θλιπτική αντοχή οδηγούν σε υψηλότερη αντοχή τοιχοποιίας.

Η κατεύθυνση κατά την οποία συμπιέζεται η τοιχοποιία είναι, επίσης, ένας σημαντικός παράγοντας που πρέπει να ληφθεί υπ' όψιν, καθώς η τοιχοποιία είναι ένα ανισοτροπικό υλικό. Η αντοχή σε θλίψη κατά την παράλληλη κατεύθυνση προς τους αρμούς κλίνης (bed joints) μειώνεται σημαντικά σε σχέση με την αντοχή σε θλίψη κατά την κανονική κατεύθυνση προς τους αρμούς κλίνης. Οι τρόποι αστοχίας είναι, επίσης, διακριτοί, καθώς η αστοχία στην παράλληλη κατεύθυνση είναι πιο όλκιμη. (Vasconcelos, 2015)

Οι δοκιμές σε θλίψη παράλληλα προς τους αρμούς κλίνης λαμβάνουν λιγότερη προσοχή από την κοινότητα. Ωστόσο, στην περίπτωση χαμηλής διαμήκους αντοχής σε θλίψη των λιθοσωμάτων λόγω της υψηλής ή δυσμενούς διάτρησης (perforation), η

αντίσταση στα θλιπτικά φορτία παράλληλα με τους αρμούς κλίνης μπορεί να έχει καθοριστική επίδραση στη φέρουσα ικανότητα. (Lourenco, 1998)

Στην Εικόνα 25 αναπαρίστανται οι αρμοί κλίνης και οι αρμοί κεφαλής.



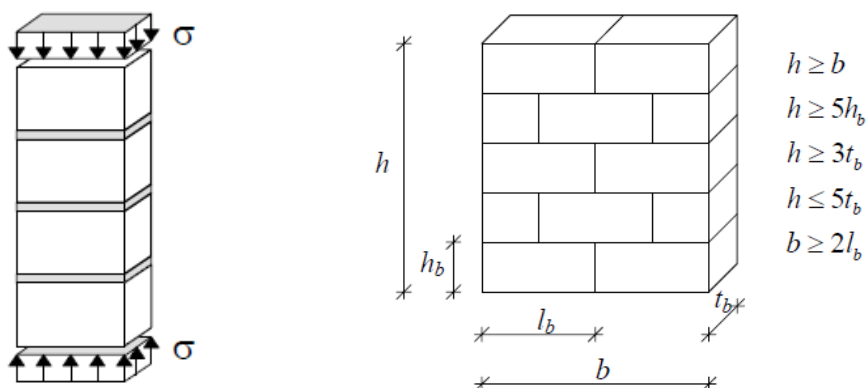
Εικόνα 25. Αρμοί κλίνης (bed joints) και αρμοί κεφαλής (head joints) (Lourenco, 1998)

3.1.1. Μονοαξονική θλίψη (Uniaxial compression)

Μια εργαστηριακή δοκιμή, που χρησιμοποιείται συχνά για τον υπολογισμό της μονοαξονικής θλιπτικής αντοχής, είναι η θλίψη στοιβαγμένων πρισμάτων (stacked bond prism). Ακόμη, ωστόσο, είναι κάπως ασαφές ποιες είναι οι επιπτώσεις στην αντοχή της τοιχοποιίας κάνοντας χρήση αυτής της δοκιμής.

Η πραγματική μονοαξονική αντοχή σε θλίψη της τοιχοποιίας προς την κανονική κατεύθυνση των αρμών κλίνης μπορεί να ληφθεί από τη δοκιμή RILEM. Το δείγμα RILEM είναι, ωστόσο, σχετικά μεγάλο και δαπανηρό να κατασκευαστεί. (Lourenco, 1998)

Στην Εικόνα 26 αναπαρίστανται οι πειραματικές διατάξεις των δύο δοκιμών που προαναφέρθηκαν.



Εικόνα 26. Σκίτσο δοκιμής stacked bond prism (αριστερά) και RILEM (δεξιά) (Lourenco, 1998)

**ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΤΩΝ ΣΥΝΘΗΚΩΝ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑΣ ΤΩΝ ΤΕΙΧΩΝ ΤΟΥ ΧΑΝΔΑΚΑ ΜΕ ΤΗΝ ΕΦΑΡΜΟΓΗ
ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΩΝ ΕΠΙΛΥΣΕΩΝ**

Η αντοχή σε συμπίεση της τοιχοποιίας μπορεί να εκτιμηθεί, επίσης, μέσω εμπειρικών τύπων που βασίζονται στα αποτελέσματα των πειραματικών δοκιμών.

Ο Ευρωκώδικας 6⁵ (British Standards Institution, 1996), στο παράρτημα 1-1 στην παράγραφο 3.6.1., για άοπλη τοιχοποιία κατασκευασμένη με κονίαμα γενικής εφαρμογής προτείνει για τον υπολογισμό της θλιπτικής αντοχής την παρακάτω εξίσωση:

$$f_k = k f_b^{0.7} f_m^{0.3} \quad (1)$$

Όπου:

f_k , η θλιπτική αντοχή της τοιχοποιίας

f_b , η θλιπτική αντοχή των λιθοσωμάτων

f_m , η θλιπτική αντοχή του κονιάματος

Ο συντελεστής K λαμβάνει τιμές ανάλογα με τον τύπο και το μέγεθος των επιμέρους δομικών υλικών της τοιχοποιίας και του τρόπου δόμησής τους.

Εναλλακτικά, για λιθοδομές του ελληνικού χώρου υπάρχει και η σχέση: (Τάσιος, 1986)

$$f_{wc} = \xi \left(\left(\frac{2}{3} \sqrt{f_b} - a \right) + \beta * f_{mc} \right) \quad (2)$$

Όπου:

a : συντελεστής που εκφράζει την επιρροή της μορφής του λιθοσώματος (και του τρόπου δομήσεως)

- 0 για τούβλα ή κανονικές πέτρες (λαξευτές)
- 1,5 MPa για πέτρες με μέτρια ακανονικότητα (ημιλαξευτές)
- 2,5 MPa για πέτρες με μεγάλη ακανονικότητα (αργές πέτρες)

⁵ Ο Ευρωκώδικας 6 αποτελεί έναν ευρωπαϊκό κανονισμό, ο οποίος εφαρμόζεται στο σχεδιασμό κτηρίων από άοπλη, οπλισμένη, προεντεταμένη ή και διαζωματική τοιχοποιία.

**ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΤΩΝ ΣΥΝΘΗΚΩΝ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑΣ ΤΩΝ ΤΕΙΧΩΝ ΤΟΥ ΧΑΝΔΑΚΑ ΜΕ ΤΗΝ ΕΦΑΡΜΟΓΗ
ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΩΝ ΕΠΙΛΥΣΕΩΝ**

β: συντελεστής που εκφράζει την επιρροή της ποιότητας του κονιάματος (λιθοδομή ή πλινθοδομή)

- 0,5 για λιθοδομές
- 0,1 για πλινθοδομές

ξ: συντελεστής που εκφράζει την επιρροή του πάχους των αρμών και του όγκου του κονιάματος

$$\xi = [1 - 0,8 (\kappa - \kappa_0)]^{\frac{1}{3}} \quad (3)$$

$$\text{ή} \quad \xi = 1/[1 + 3,5 (\kappa - \kappa_0)] \quad (4)$$

Όπου:

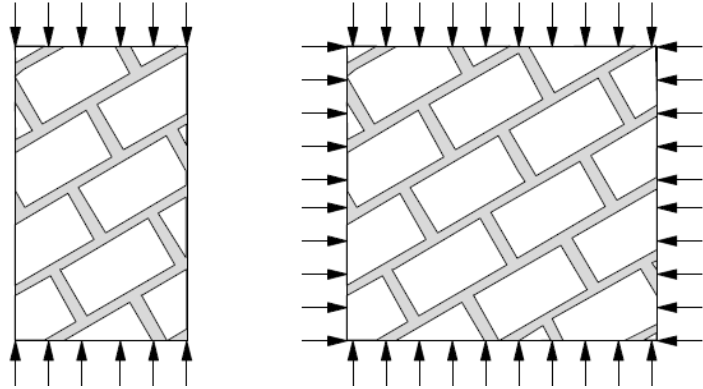
κ = όγκος κονιάματος / όγκος τοιχοποιίας

- $\kappa_0 \approx 0,10$ για ημιλαξευτές πέτρες
- 0,20 για λαξευτές πέτρες
- 0,30 για αργές πέτρες
- 0,25 για πλινθοδομές
- 0,30 για πλινθοδομές με συμπαγή τούβλα
- 0,20 για πλινθοδομές με διάτρητα τούβλα

3.1.2. Διαξονική θλίψη (Biaxial compression)

Η συμπεριφορά της τοιχοποιίας υπό διαξονικές συνθήκες φόρτισης δεν μπορεί να περιγραφεί πλήρως από τη συμπεριφορά υπό μονοαξονικές συνθήκες φόρτισης.

Επομένως, η διαξονική αντοχή της τοιχοποιίας πρέπει να περιγραφεί είτε με όρους του πλήρους διανύσματος τάσης (stress vector) σε ένα σταθερό σύνολο αξόνων υλικού είτε ως συσχέτιση των κύριων τάσεων και της γωνίας περιστροφής θ , μεταξύ των κύριων τάσεων και των αξόνων του υλικού.



Εικόνα 27. Μονοαξονική συμπίεση σε δεδομένη γωνία (αριστερά) και διαξονική φόρτιση σε δεδομένη γωνία (δεξιά) (Lourenco, 1998)

Έχουν χρησιμοποιηθεί δύο διαφορετικές πειραματικές ρυθμίσεις για τον προσδιορισμό της αντοχής της τοιχοποιίας υπό διαξονικές συνθήκες φόρτισης, όπως αναπαρίστανται στην Εικόνα 27. Αρχικά, η μονοαξονική συμπίεση προσανατολισμένη σε δεδομένη γωνία σε σχέση με τους αρμούς κλίνης και κατόπιν η πραγματική διαξονική φόρτιση σε δεδομένη γωνία σε σχέση με τους αρμούς κλίνης. (Lourenco, 1998)

Στις κατασκευές από φέρουσα τοιχοποιία τα φορτία που καταλαμβάνουν σπάνια μπορούν να θεωρηθούν ως μονοαξονικά, καθώς καλούνται να παραλάβουν τόσο τα κατακόρυφα όσο και τα οριζόντια φορτία.

Επιπλέον, λόγοι για τους οποίους πρέπει να μελετάται η επίδραση ενός πολυαξονικού συστήματος δυνάμεων, αποτελούν: (Κορομπίλιας, 2015)

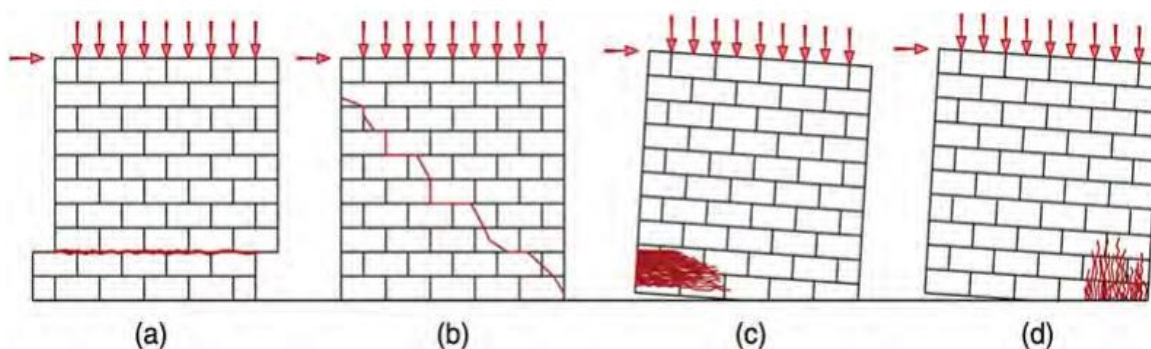
- Η ανισοτροπία που εμφανίζει μια τοιχοποιία κάθετα και παράλληλα στους αρμούς, κυρίως όσον αφορά τις μηχανικές αντοχές και τα ελαστικά χαρακτηριστικά της.
- Η αυξημένη αντοχή σε θλίψη προς μια συγκεκριμένη διεύθυνση, όταν η τοιχοποιία καταπονείται και από πλευρικά θλιπτικά φορτία.

3.2. Συμπεριφορά τοιχοποιίας έναντι διάτμησης (Behavior under shear)

Οι φέρουσες τοιχοποιίες υπόκεινται σε κάθετα και πλευρικά φορτία στο επίπεδο του τοίχου. Οι μηχανισμοί εξαρτώνται κυρίως από την γεωμετρία της λιθοδομής (λόγος ύψους/μήκους), από τις οριακές συνθήκες, από το μέγεθος των κατακόρυφων φορτίων και από τις ιδιότητες της τοιχοποιίας. Οι τυπικοί τρόποι αστοχίας των φερουσών τοιχοποιιών υπό διάτμηση είναι τρεις.

- Ολίσθηση: Σε έναν τοίχο με χαμηλή αντοχή κονιάματος ή χαμηλή προ-συμπίεση, είναι πιθανό να προκληθεί αστοχία με ολίσθηση κατά μήκος των αρμών κλίνης (Εικόνα 28a). Η ολίσθηση συμβαίνει όταν ξεπεραστεί η αντίσταση τριβής κατά μήκος των αρμών κλίνης. Τα επίπεδα ολίσθησης μπορούν, επίσης, να σχηματιστούν με τη σύνδεση ρωγμών εφελκυσμού λόγω κάμψης που αναπτύσσονται κατά τη διάρκεια κυκλικών κινήσεων. (Petersen, 2009)
- Διαγώνια ρωγή: Σε τοίχους με χαμηλές αναλογίες διαστάσεων (ύψος/μήκος) και υψηλά αξονικά φορτία, είναι πιθανόν να προκληθεί αστοχία μορφής διαγώνιας ρωγμής (Εικόνα 28b). Η διαγώνια ρωγή λόγω διάτμησης μπορεί να εμφανιστεί με διάφορα μοτίβα είτε κατά μήκος των αρμών με μορφή σκαλοπατιών, είτε διαμέσου των αρμών και των λιθωμάτων. Η τελευταία μορφή αστοχίας αποτελεί συνδυασμό αστοχίας του αρμού και διάσπαση λόγω διάτμησης-εφελκυσμού του λιθωμάτος. Στη διαγώνια ρωγή κατά μήκος της διεπαφής λιθωμάτος-κονιάματος, η διατμητική συμπεριφορά των αρμών κλίνης παίζει σημαντικό ρόλο στην απόκριση των λιθοδομών. (Vasconcelos, 2015)
- Περιστροφή: Σε τοίχους με υψηλές αναλογίες ροπής/διάτμησης ή βελτιωμένη αντίσταση στη διάτμηση, ο τοίχος μπορεί να οδηγηθεί σε περιστροφή, που έχει ως αποτέλεσμα την ανύψωση της μίας πλευράς και τη σύνθλιψη της άλλης. (Petersen, 2009). Καθώς η πλευρική δύναμη αυξάνεται, η τοιχοποιία υφίσταται εφελκυστική ρωγή στα ακραία τμήματα (οριζόντιες ρωγμές στην Εικόνα 28c) και βιώνει περιστροφή (ως άκαμπτο σώμα) έως ότου εμφανιστεί σύνθλιψη στα συμπιεσμένα δάχτυλα των ποδιών (κάθετες ρωγμές στην Εικόνα 28d). (Oyguc & Oyguc, 2017)

ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΤΩΝ ΣΥΝΘΗΚΩΝ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑΣ ΤΩΝ ΤΕΙΧΩΝ ΤΟΥ ΧΑΝΔΑΚΑ ΜΕ ΤΗΝ ΕΦΑΡΜΟΓΗ
ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΩΝ ΕΠΙΛΥΣΕΩΝ



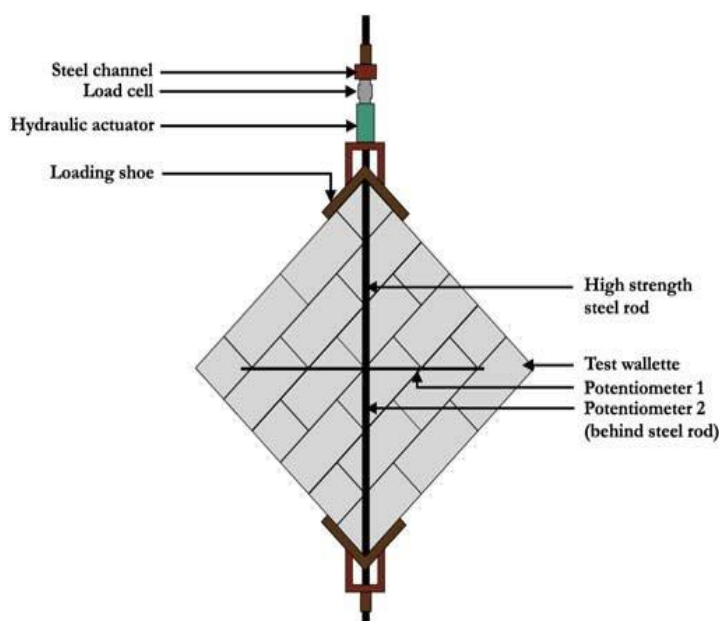
Εικόνα 28. Μορφές αστοχίας άοπλης τοιχοποιίας υπό διάτμηση: ολίσθηση (a), διαγώνια ρωγμή (b), εφελκυστικές ρωγμές ανυψωμένης πλευράς (c), ρωγμές θλιβόμενης πλευράς (d) (Oyguc & Oyguc, 2017)

Λόγω της αλληλεπίδρασης μεταξύ των λιθοσωμάτων και των αρμών καθώς και της ορθοτροπίας κατά μήκος των δύο κατευθύνσεων της τοιχοποιίας, η απόκριση των τοιχομάτων της τελευταίας υπό διάτμηση είναι πολύπλοκη. Κατά συνέπεια, η προσομοίωση της συμπεριφοράς της τοιχοποιίας απαιτεί απλουστεύσεις και παραδοχές για την αριθμητική ανάλυση.

Η μακρο-μοντελοποίηση, που θα χρησιμοποιηθεί στη συγκεκριμένη εργασία και θα αναλυθεί παρακάτω, γενικά περιλαμβάνει κάποιο βαθμό προσέγγισης στην υπολογιστική μοντελοποίηση της τοιχοποιίας λόγω των πολύπλοκων μηχανισμών μεταφοράς φορτίου. Ωστόσο, μόνο η αλληλεπίδραση μεταξύ των λιθοσωμάτων και του κονιάματος στην ολική δομική συμπεριφορά θα ήταν αρκετή για μεγάλες και πρακτικές αναλύσεις. (Koksal et al., 2016)

3.3. Συμπεριφορά τοιχοποιίας έναντι εφελκυσμού εντός επιπέδου (In-plane tensile behavior)

Η άλλη προσέγγιση για την αντοχή στη διάτμηση της τοιχοποιίας βασίζεται στο κριτήριο των Turnsek & Sheppard (1980), το οποίο βασίζεται στην υπόθεση ότι η διαγώνια ρωγμή συμβαίνει όταν η μέγιστη κύρια τάση στο κέντρο του τοίχου φτάσει την αντοχή εφελκυσμού της τοιχοποιίας. Η ρωγμή, που εμφανίζεται, αναπτύσσεται κατά την κάθετη κατεύθυνση προς τις τάσεις εφελκυσμού. Η κατάσταση καταπόνησης υπολογίζεται



Εικόνα 29. Δοκιμή ASTM E519-E518M-20 (ASTM E519/E519M-20, 2020)

δοκιμών διαγώνιας θλίψης ακολουθώντας τη σύσταση του προτύπου ASTM E519/E519M-20 (2020), όπως αναπαρίσταται στην Εικόνα 29.

Η τυπική μορφή αστοχίας στη σύγχρονη μη ενισχυμένη τοιχοποιία, αποτελούμενη από κανονικά λιθοσώματα, εμφανίζεται με τη μορφή σκαλοπατιών κατά μήκος της διεπαφής λιθοσώματος-κονιάματος που αναπτύσσεται προς την κατεύθυνση του φορτίου. Η αποτυχία της μη ενισχυμένης τοιχοποιίας συμβαίνει ξαφνικά.

Ο τύπος κονιάματος επηρεάζει την αντοχή σε εφελκυσμό της τοιχοποιίας, καθώς και τις αντοχές σε εφελκυσμό και διάτμησης των αρμών της, ιδιαίτερα στην περίπτωση ρωγμών που αναπτύσσονται κατά μήκος των διεπαφών λιθοσωμάτων-κονιάματος. (Vasconcelos, 2015)

υποθέτοντας ότι η τοιχοποιία είναι ένα ιστροπικό και ομοιογενές υλικό, πράγμα το οποίο δεν αντιστοιχεί στην πραγματική του συμπεριφορά, καθώς η αντοχή σε εφελκυσμό εξαρτάται από τον προσανατολισμό της κύριας τάσης σε σχέση με τους αρμούς κλίνης.

Η αντοχή έναντι εφελκυσμού της τοιχοποιίας εντός του επιπέδου της μπορεί να ληφθεί πειραματικά μέσω

Σε τοιχοποιία με λιθοσώματα χαμηλής αντοχής σε εφελκυσμό και με δεσμό αρμού-λιθοσώματος μεγαλύτερης αντοχής σε εφελκυσμό, μπορεί να προκύψει αστοχία ως αποτέλεσμα της υπέρβασης της αντοχής εφελκυσμού του λιθοσώματος. Κατά προσέγγιση, η αντοχή εφελκυσμού της τοιχοποιίας στην περίπτωση αυτή μπορεί να εξομοιωθεί με την αντοχή εφελκυσμού του λιθοσώματος. (Lourenco, 1998)

3.4. Συμπεριφορά τοιχοποιίας έναντι κάμψης (Flexural behavior)

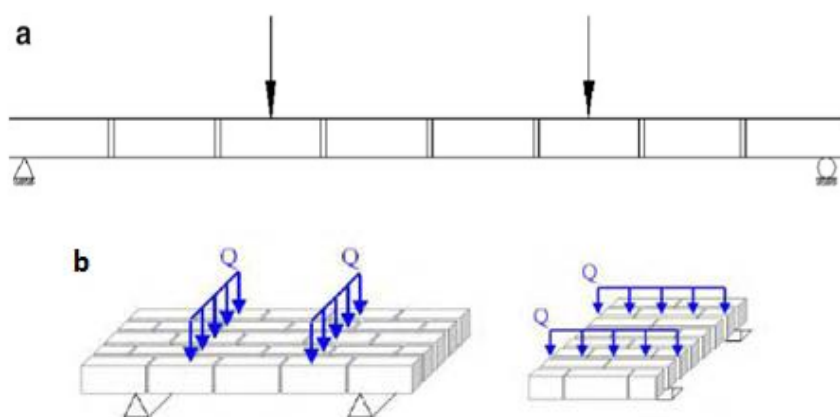
Η κάμψη αποτελεί ένα είδος φόρτισης το οποίο προκαλεί ταυτόχρονα στην τοιχοποιία εφελκυστικά, διατμητικά και θλιπτικά φορτία. Για το λόγο αυτό οι εφελκυστικές τάσεις που εμφανίζονται σε μια τοιχοποιία οφείλονται κυρίως σε καμπτικές ροπές που προκαλούνται από την ύπαρξη έκκεντρων κατακόρυφων φορτίων, εντός ή εκτός του επιπέδου της, και από οριζόντιες δυνάμεις που ασκούνται κάθετα στο επίπεδο αυτής (π.χ. άνεμος, οριζόντια σεισμικά φορτία, ωθήσεις γαιών κτλ.). (Κορομπίλιας, 2015)

Ανάλογα με τις οριακές συνθήκες και την γεωμετρία, η κάμψη μπορεί να αναπτυχθεί γύρω από τον κάθετο άξονα, τον οριζόντιο άξονα ή και τους δύο άξονες. Συνεπώς, η αντοχή εφελκυσμού αναφέρεται σε σχέση με την κατεύθυνση της τάσης, που μπορεί να αναπτυχθεί είτε κατά την κανονική κατεύθυνση προς τους αρμούς κλίνης είτε κατά την παράλληλη κατεύθυνση προς τους αρμούς κλίνης.

Η αντοχή σε κάμψη της τοιχοποιίας μπορεί να ληφθεί πειραματικά σύμφωνα με το πρότυπο BS EN 1052-2 (2016), θεωρώντας μία διάταξη φόρτισης τεσσάρων σημείων, όπως αναπαρίσταται στην Εικόνα 30.

Η μη ενισχυμένη τοιχοποιία υπό κάμψη χαρακτηρίζεται από μία πολύ εύθραυστη συμπεριφορά, η οποία σχετίζεται με την εντοπισμένη κεντρική ρωγμή. Η τελευταία οφείλεται στην αποτυχία της διεπαφής λιθοσώματος-κονιάματος και των λιθοσωμάτων. Όταν η κάμψη αναπτύσσεται στην κανονική κατεύθυνση προς τους αρμούς κλίνης, συνήθως οι διαδρομές των ρωγμών αναπτύσσονται κατά μήκος ενός αρμού κλίνης (αποκόλληση του κονιάματος από τα λιθοσώματα).

Σε κάμψη παράλληλη προς τους αρμούς κλίνης, τα συνήθως παρατηρούμενα μοτίβα ρωγμών είναι κλιμακωτές ρωγμές κατά μήκος της διεπαφής λιθοσώματος-κονιάματος, όταν η τοιχοποιία αποτελείται από ισχυρά λιθοσώματα και ασθενή κονιάματα και ρωγμές που διέρχονται από τους αρμούς κεφαλής και τα λιθοσώματα της τοιχοποιίας.



Εικόνα 30. a) Δοκιμή καθορισμού αντοχής σε κάμψη βάσει EN1052-2 (Vasconcelos, 2015) b) Κάμψη παράλληλα (αριστερά) και στην κανονική κατεύθυνση (δεξιά) των αρμών (Κορομπίλιας, 2015)

Η αντοχή σε κάμψη κατά την κάθετη κατεύθυνση προς τους αρμούς της κλίνης μπορεί, επίσης, να ληφθεί ως η αντοχή εφελκυσμού των αρμών κονιάματος. Σημαντικό ρόλο παίζει και η εργασιμότητα του κονιάματος, καθώς η αντοχή σε εφελκυσμό του δεσμού εξαρτάται από την επαρκή προσκόλληση του κονιάματος στα λιθοσώματα. Η αντοχή σε κάμψη εξαρτάται, επίσης, από την αντοχή εφελκυσμού των λιθοσωμάτων της τοιχοποιίας, ιδιαίτερα όταν αναπτύσσεται κάμψη κατά την παράλληλη κατεύθυνση προς τους αρμούς κλίνης. (Vasconcelos, 2015)

Συνεπώς, για τις ανάγκες σχεδιασμού μιας κατασκευής από τοιχοποιία μεγαλύτερη σημασία έχει ο προσδιορισμός της καμπτικής ροπής που προκαλεί αστοχία σε εφελκυσμό, παρά η καθαρή αντοχή σε εφελκυσμό.

3.5. Συμπεριφορά των αρμών κλίνης (Bed joint behavior)

Η επίδραση των αρμών, που ενεργούν ως στοιχείο αδυναμίας στη σύνθετη συμπεριφορά της τοιχοποιίας, είναι ιδιαίτερα σημαντική σε περίπτωση ισχυρών λιθοσωμάτων με ασθενείς αρμούς, που είναι χαρακτηριστικοί της αρχαίας τοιχοποιίας. (Vasconcelos & Lourenco, 2009)

Δύο βασικοί τρόποι αστοχίας που μπορούν να συμβούν στη διεπαφή λιθοσώματος–κονιάματος είναι οι κάτωθι:

ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΤΩΝ ΣΥΝΘΗΚΩΝ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑΣ ΤΩΝ ΤΕΙΧΩΝ ΤΟΥ ΧΑΝΔΑΚΑ ΜΕ ΤΗΝ ΕΦΑΡΜΟΓΗ
ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΩΝ ΕΠΙΛΥΣΕΩΝ

- αστοχία εφελκυσμού, που σχετίζεται με τάσεις που λειτουργούν κανονικά ως προς τους αρμούς και οδηγούν στο διαχωρισμό της διεπαφής
- αστοχία διάτμησης, που αντιστοιχεί σε μηχανισμό ολίσθησης των λιθοσωμάτων ή στη διατμητική αστοχία του αρμού.

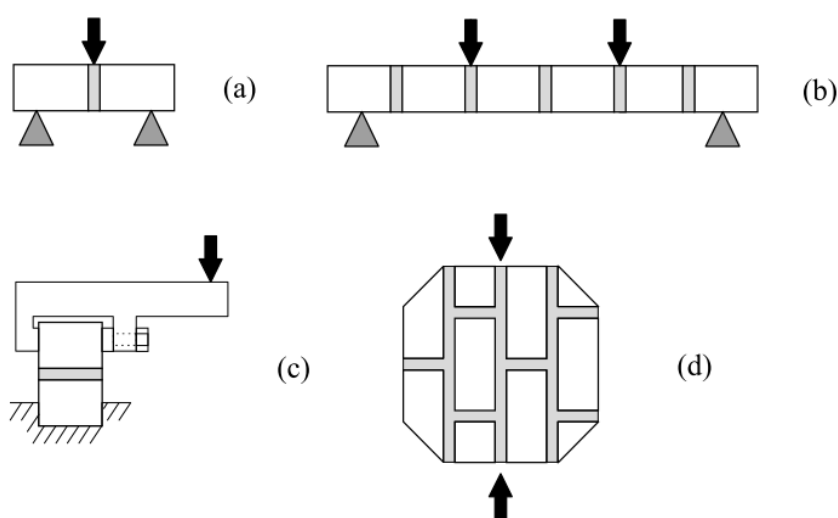
Η υπεροχή μίας μορφής αστοχίας έναντι μίας άλλης ή ο συνδυασμός διαφόρων μορφών αστοχίας σχετίζεται ουσιαστικά με τον προσανατολισμό των αρμών κλίνης σε σχέση με τις κύριες τάσεις και με την αναλογία μεταξύ των κύριων τάσεων. (Vasconcelos, 2015)

Όσον αφορά στην αστοχία σε εφελκυσμό των αρμών κλίνης, έχουν χρησιμοποιηθεί διάφορες πειραματικές διατάξεις για τον προσδιορισμό της εφελκυστικής συμπεριφοράς της διεπαφής λιθοσώματος-κονιάματος, οι οποίες περιλαμβάνουν:

- Τις δοκιμές κάμψης (τριών σημείων, τεσσάρων σημείων, bondwrench).
- Τη διαμετρική θλίψης (splitting test).
- Τη δοκιμή άμεσης τάσης (direct tension testing).

Για σκοπούς αριθμητικής προσομοίωσης, η δοκιμή άμεσης τάσης πρέπει να προτιμάται, καθώς επιτρέπει την πλήρη αναπαράσταση του διαγράμματος τάσης-μετατόπισης και αποδίδει τη σωστή τιμή δύναμης. Τα αποτελέσματα αντοχής από άλλες δοκιμές πρέπει να ρυθμίζονται με συντελεστή διόρθωσης. (Lourenco, 1998)

Οι δοκιμές αυτές αναπαρίστανται στην Εικόνα 31.



Εικόνα 31. a) Δοκιμή κάμψης τριών σημείων με έναν αρμό b) Δοκιμή κάμψης τεσσάρων σημείων c) Δοκιμή Bond-wrench d) Δοκιμή διαμετρικής θλίψης (splitting test) (Lourenco, 1998)

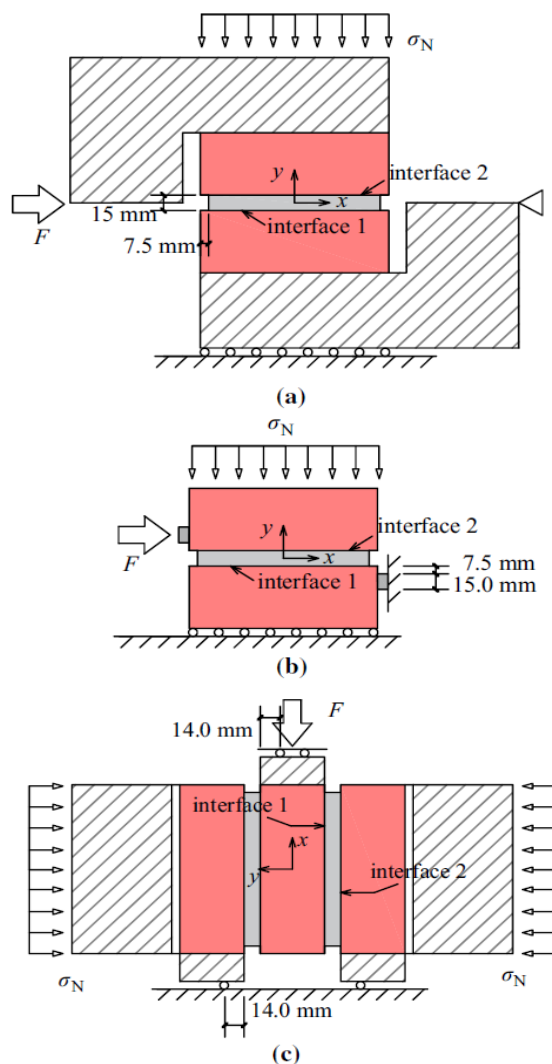
Η αντοχή σε διάτμηση του δεσμού μεταξύ των λιθοσωμάτων και του κονιάματος είναι ο ασθενέστερος κρίκος σε μία τοιχοποιία. Έχουν αναπτυχθεί διάφορες δοκιμές προκειμένου να μπορέσουμε να χαρακτηρίσουμε τη συμπεριφορά του δεσμού, όπως:

- Δοκιμή που προτάθηκε από τον Van der Pluijm (Εικόνα 32a). Τα αποτελέσματα αυτής της σειράς δοκιμών έχουν χρησιμοποιηθεί ευρέως για τη βαθμονόμηση αριθμητικών μοντέλων. Το φορτίο μεταδίδεται στο δείγμα μέσω χαλύβδινων πλακών με τέτοιο τρόπο ώστε μία ροπή μηδενικής κάμψης να δρα στην περιοχή του αρμού, ενώ συνεχής διάτμηση δρα σε όλο το μήκος του δείγματος. (Zhang et al., 2018)
- Δοκιμή που προτάθηκε από τον Lourenco και τους συνεργάτες του (couplet test), η οποία είναι παρόμοια με την κλασική δοκιμή διάτμησης που χρησιμοποιείται στη γεωμηχανική (Εικόνα 32b). Σε αυτή τη μέθοδο γίνεται συνδυασμός κατακόρυφων φορτίων και οριζόντιου φορτίου, που εφαρμόζονται σε ένα couplet, όπου τα δύο λιθοσώματα αλληλεπικαλύπτονται. Μία παραλλαγή της δοκιμής είναι τα δύο λιθοσώματα να επικαλύπτονται κατά το ήμισυ περίπου του μήκους τους. (Zhang et al., 2018)

Στις παραπάνω δύο διατάξεις, το δείγμα είναι το μικρότερο αντιπροσωπευτικό τμήμα της τοιχοποιίας, που αποτελείται από δύο λιθοσώματα ενωμένα με κονίαμα.

- Η δοκιμή triplet, η οποία έχει υιοθετηθεί από την Ευρωπαϊκή Επιτροπή Κανονικοποίησης (European Committee for Normalization) ως τυπική δοκιμή για τον προσδιορισμό των ιδιοτήτων διάτμησης των αρμών (Εικόνα 32c). Συνήθως, δύο άκαμπτες χαλύβδινες πλάκες είναι τοποθετημένες στο πάνω και κάτω μέρος του δείγματος. Στη συνέχεια, μια συνδυασμένη εφαρμογή κατακόρυφης πίεσης στην άνω πλάκα και μια οριζόντια δύναμη στο ασυγκράτητο πλευρικό άκρο του δείγματος προκαλεί την ολίσθηση της κεντρικής ζώνης του δείγματος σε δύο οριζόντιες επιφάνειες. Η δοκιμή αυτή παρέχει την καλύτερη αξιολόγηση των παραμέτρων διάτμησης της τοιχοποιίας. Ωστόσο, αυτή η δοκιμή χρησιμοποιήθηκε για τοιχοποιία από τούβλα. Δυστυχώς, δεν υπάρχουν πρότυπα για τις δοκιμές σε δείγματα τοιχοποιίας από ακανόνιστα καταναμημένες πέτρινες λιθοδομές. (Angiolilli & Gregori, 2020)

ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΤΩΝ ΣΥΝΘΗΚΩΝ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑΣ ΤΩΝ ΤΕΙΧΩΝ ΤΟΥ ΧΑΝΔΑΚΑ ΜΕ ΤΗΝ ΕΦΑΡΜΟΓΗ ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΩΝ ΕΠΙΛΥΣΕΩΝ



Εικόνα 32. Διατάξεις δοκιμών a) Van der Pluijm b) couplet c) triplet (Zhang et al., 2018)

Για διαφορετικές πειραματικές διατάξεις, η συνοχή είναι γνωστό ότι είναι η πιο ευαίσθητη παράμετρος, ενώ ο συντελεστής τριβής είναι λιγότερο ευαίσθητος κατά τη δημιουργία της διάταξης. (Zhang et al., 2018)

Ωστόσο, μία σημαντική πτυχή στον προσδιορισμό της διάτμησης των αρμών είναι η ικανότητα της δοκιμαστικής διάταξης να δημιουργήσει μια ομοιόμορφη κατάσταση πίεσης στους αρμούς. (Lourenco, 1998)

Η διατμητική αντοχή των αρμών της τοιχοποιίας κάτω από μέτριες φυσιολογικές θλιπτικές τάσεις, για τις οποίες η μη γραμμική συμπεριφορά του κονιάματος είναι αμελητέα και η αντίσταση στην τριβή παίρνει τον κεντρικό ρόλο, μπορεί να δοθεί από το κριτήριο Coulomb:

$$\tau = c + \mu\sigma \quad (5)$$

Όπου:

c , αντοχή σε διάτμηση σε μηδενική θλιπτική τάση (συνοχή)

μ , συντελεστής τριβής ή εφαπτομένη της γωνίας τριβής

Για ξηρούς αρμούς, η συνοχή είναι μηδενική.

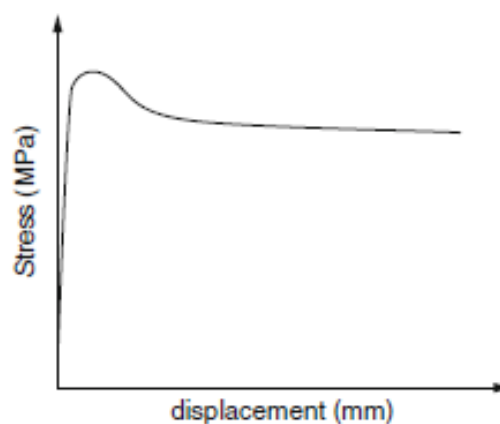
Για υψηλότερες φυσιολογικές θλιπτικές τάσεις, το κριτήριο αστοχίας Coulomb δεν ισχύει και παρατηρείται σύνθλιψη/διάτμηση των λιθοσωμάτων, συνοδευόμενη από ρωγμές. (Lourenco et al., 2004)

Η τυπική συμπεριφορά των αρμών τοιχοποιίας υπό αυξανόμενο φορτίο διάτμησης και σταθερό φορτίο προ-συμπίεσης παρουσιάζεται στην Εικόνα 33.

Στο γενικό διάγραμμα της διατμητικής τάσης-μετατόπισης, που αναπαρίσταται στην Εικόνα 33 παρατηρείται μια απότομη αρχική γραμμική

κίνηση. Το μέγιστο φορτίο επιτυγχάνεται γρήγορα για πολύ μικρές μετατοπίσεις. Οι μη γραμμικές παραμορφώσεις αναπτύσσονται λίγο πριν επιτευχθεί το μέγιστο φορτίο. Αφού επιτευχθεί, παρατηρείται μία εξομάλυνση που αντιστοιχεί στην προοδευτική μείωση της συνοχής του αρμού, έως ότου επιτευχθεί μια σταθερή τιμή ξηρής τριβής. Αυτή η σταθεροποίηση ακολουθείται από την ανάπτυξη μεγάλων πλαστικών παραμορφώσεων. (Vasconcelos, 2015)

Ο Ευρωκώδικας 6 προτείνει τη χρήση δοκιμών για τον υπολογισμό της διατμητικής αντοχής της τοιχοποιίας ή την παρακάτω εξίσωση, για άοπλη τοιχοποιία, κατασκευασμένη με κονίαμα γενικής εφαρμογής και πλήρως γεμισμένους αρμούς:



Εικόνα 33. Διάγραμμα διατμητικής τάσης-μετατόπισης (Vasconcelos, 2015)

$$f_{vk} = 0.7 \min[f_{vko} + 0.4\sigma_d, \max(0.065f_b, f_{vko}), f_{vk,lim}] \quad (6)$$

Όπου:

f_{vko} , η συνοχή (εφόσον δεν υπάρχει, δίνεται από πίνακες)

$f_{vk,lim}$, η οριακή τιμή διατμητικής αντοχής που δίνεται από πίνακες

3.6. Μέτρο ελαστικότητας τοιχοποιίας

Το μέτρο ελαστικότητας της τοιχοποιίας μπορεί να προσδιοριστεί βάσει:

- Πειραματικών αποτελεσμάτων, λαμβάνοντας την εφαπτομένη τιμή στο 1/3 της θλιπτικής αντοχής της τοιχοποιίας στα διαγράμματα τάσης-μετατόπισης ή λαμβάνοντας τις τιμές της τέμνουσας σε εύρος μεταξύ 0,1 και 0,4 της θλιπτικής αντοχής. (Vasconcelos, 2015)
- Αλλιώς, μπορεί να υπολογιστεί μέσω εργαστηριακών δοκιμών θλίψης, βάσει του πρότυπου BS EN 1052-1 ή δοκιμών Flat jack. (Amorosi et al., 2014)

Στο πλαίσιο της συγκεκριμένης εργασίας, το μέτρο ελαστικότητας της τοιχοποιίας υπολογίστηκε από εξισώσεις, φόρμουλες και μοντέλα που έχουν προκύψει από πειραματικά προγράμματα και από διεθνείς κώδικες.

3.7. Συντελεστής διάτμησης

Η τιμή του συντελεστή διάτμησης (G) μπορεί να εκτιμηθεί:

- πολλαπλασιάζοντας το μέτρο ελαστικότητας επί 0,4 (Ευρωκώδικας 6).

$$G = E * 0,4 \quad (7)$$

Ουσιαστικά ο Ευρωκώδικας θεωρεί στην παρακάτω σχέση τον λόγο Poisson $\nu=0,25$. Ωστόσο, αυτή η παραδοχή μπορεί να οδηγήσει σε υπερεκτίμηση.

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)} \quad (8)$$

- μέσω δοκιμών triplet βάση του προτύπου BS EN 1052-3, όπως προαναφέρθηκε.

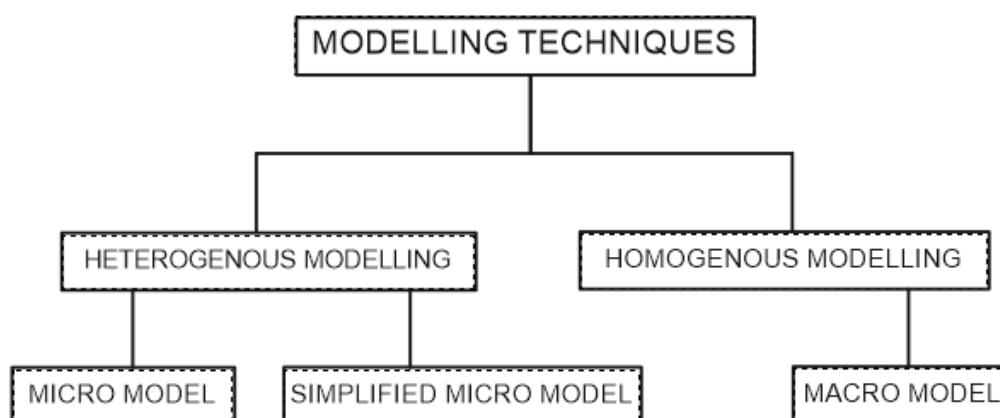
3.8. Συνοχή-Γωνία τριβής

Για τον εντοπισμό της συνοχής και του συντελεστή τριβής μπορούν να χρησιμοποιηθούν, επίσης, δοκιμές triplet, βάσει του προτύπου BS EN 1052-3. (Lourenco et al., 2004)

Κεφάλαιο 4: Μέθοδοι μοντελοποίησης τοιχοποιίας και μεθοδολογίες υπολογισμού ωθήσεων γαιών

4.1. Μοντελοποίηση τοιχοποιίας

Η μοντελοποίηση της τοιχοποιίας είναι ένα δύσκολο ζήτημα λόγω της σύνθετης δομής της. Ο κύριος στόχος της μοντελοποίησης είναι να δημιουργήσει ένα μοντέλο που έρχεται όσο πιο κοντά γίνεται στη συμπεριφορά της πραγματικής δομής. Διάφορες μέθοδοι, ανάλογα με το επίπεδο ακρίβειας και την επιθυμητή απλότητα, χρησιμοποιούνται στη μοντελοποίηση της τοιχοποιίας. Η τοιχοποιία μπορεί να μοντελοποιηθεί είτε μέσω ετερογενούς είτε μέσω ομοιογενούς μοντελοποίησης. Τα λεπτομερή μικρο-μοντέλα και απλοποιημένα μικρο-μοντέλα ανήκουν στην ετερογενή μοντελοποίηση, ενώ τα μακρο-μοντέλα θεωρούνται ομοιογενής τεχνική μοντελοποίησης (Εικόνα 34). (Komurcu & Gedikli, 2019)



Εικόνα 34. Τεχνικές μοντελοποίησης για την τοιχοποιία (Komurcu & Gedikli, 2019)

Η πρώτη προσέγγιση για την ομογενοποίηση τοιχοποιίας οφείλεται στους Pande, Liang & Middleton (1989), οι οποίοι εξέφρασαν τις ελαστικές ιδιότητες του ισοδύναμου υλικού βάσει των ελαστικών ιδιοτήτων του τούβλου και του κονιάματος μαζί με το σχετικό πάχος. Υπέθεσαν συνεχείς αρμούς κεφαλής και χωρίς ολίσθηση μεταξύ των στρώσεων κονιάματος και των τούβλων.

Αργότερα οι de Buhan & de Felice (1997) πραγματοποίησαν ομογενοποίηση περιοδικών δομών από τούβλα στο πλαίσιο της θεωρίας σχεδιασμού απόδοσης (yield design

theory) και καθόρισαν ένα κριτήριο αντοχής για αυτό το είδος τοιχοποιίας. Αυτό το κριτήριο προκύπτει από μια διαδικασία ομογενοποίησης της τοιχοποιίας που υλοποιήθηκε στο πλαίσιο της θεωρίας σχεδιασμού απόδοσης. Βασίζεται στις ικανότητες αντοχής του συστατικού υλικού, στους νόμους επαφής μεταξύ των μπλοκ (που θεωρούνται ως κριτήριο αντοχής Mohr - Coulomb ανάλογα με τη συνοχή και τη γωνία τριβής των αρμών) και την εικονική κινηματική που επιβάλλεται σε κάθε μπλοκ. (Colas et al., 2008)

4.1.1. Μικρο-μοντελοποίηση (Micro-modelling)

Διαφορετικές προσεγγίσεις είναι δυνατόν να αντιπροσωπεύουν ετερογενή μέσα, με τη μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων να παραμένει το πιο χρησιμοποιούμενο εργαλείο για την αριθμητική ανάλυση.

Ένα πλήρες μικρο-μοντέλο πρέπει να περιλαμβάνει όλους τους μηχανισμούς αστοχίας της τοιχοποιίας, δηλαδή το σπάσιμο των αρμών, την ολίσθηση πάνω στον αρμό κεφαλής, το σπάσιμο των λιθοσωμάτων και τη σύνθλιψη της τοιχοποιίας. (Lourenco, 2015)

Οι μελέτες μικρο-μοντελοποίησης είναι απαραίτητες για την καλύτερη κατανόηση της τοπικής συμπεριφοράς της τοιχοποιίας. (Lourenco, 2002)

4.1.1.1. Λεπτομερής μικρο-μοντελοποίηση (detailed micro-modelling)

Τα λιθοσώματα και το κονίαμα στους αρμούς αντιπροσωπεύονται από συνεχόμενα στοιχεία, ενώ η διεπαφή λιθοσώματος-κονιάματος αντιπροσωπεύεται από στοιχεία ασυνεχή (discontinuum elements).

Λαμβάνεται υπ' όψιν το μέτρο ελαστικότητας, ο λόγος Poisson και, προαιρετικά, οι ανελαστικές ιδιότητες τόσο των λιθοσωμάτων όσο και του κονιάματος. Η διεπαφή αντιπροσωπεύει ένα πιθανό επίπεδο ρωγμής/ολίσθησης. Αυτό καθιστά δυνατή τη μελέτη της συνδυασμένης δράσης λιθοσώματος, κονιάματος και της διεπαφής τους υπό μεγέθυνση. (Lourenco, 2002)

4.1.1.2. Απλουστευμένη μικρο-μοντελοποίηση (simplified micro-modelling)

Τα επεκταμένα λιθοσώματα αντιπροσωπεύονται από στοιχεία συνεχή, ενώ η συμπεριφορά των αρμών και της διεπαφής λιθοσώματος-κονιάματος αντιπροσωπεύεται από στοιχεία ασυνεχούς φύσης (discontinuum elements).

Στην προσέγγιση αυτή, κάθε αρμός, που αποτελείται από το κονίαμα και τις δύο διεπαφές λιθοσωμάτων-κονιάματος, περιλαμβάνεται σε μια μέση διεπαφή, ενώ τα λιθοσώματα επεκτείνονται προκειμένου να διατηρηθεί αμετάβλητη η γεωμετρία. Η τοιχοποιία θεωρείται, συνεπώς, ως ένα σύνολο ελαστικών μπλοκ που συνδέονται με πιθανά επίπεδα θραύσης/ολίσθησης στους αρμούς. Η ακρίβεια χάνεται, αφού δεν περιλαμβάνεται ο λόγος Poisson του κονιάματος. (Lourenco, 2002)

4.1.2. Μακρο-μοντελοποίηση (Macro-modelling)

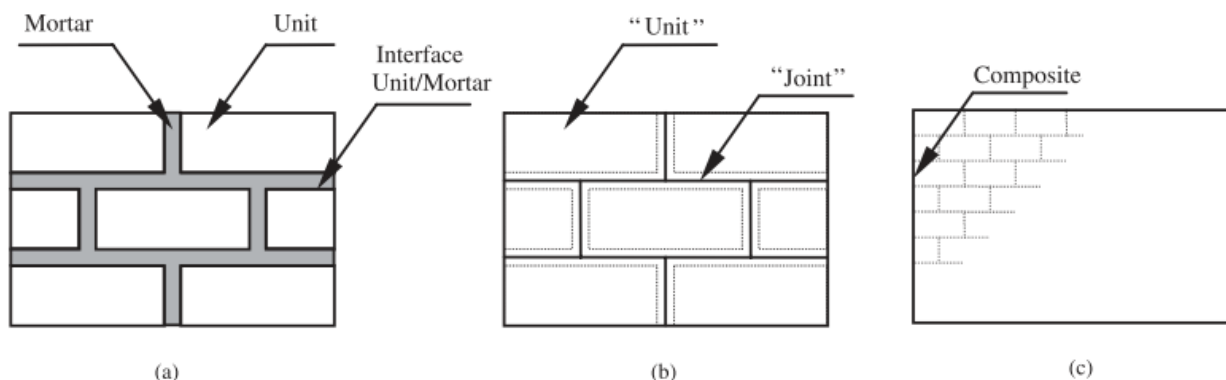
Οι δυσκολίες σύλληψης και εφαρμογής μακρο-μοντέλων για την ανάλυση δομών τοιχοποιίας προκύπτουν λόγω (Lourenco, 2015):

- του γεγονότος ότι λίγα πειραματικά αποτελέσματα είναι διαθέσιμα
- της εγγενούς πολυπλοκότητας της δημιουργίας φόρμουλας για την ανισοτροπική και ανελαστική συμπεριφορά της τοιχοποιίας.

Στη μακρο-μοντελοποίηση τα λιθοσώματα και το κονίαμα μοντελοποιούνται ως ένα υλικό. Θεωρείται πιο σωστό να χρησιμοποιούμε τμήματα της τοιχοποιίας τα οποία επαναλαμβάνονται περιοδικά στον τοίχο σε αυτού του είδους τη μοντελοποίηση. (Koksal et al., 2016)

Τα μακρο-μοντέλα εφαρμόζονται όταν η δομή αποτελείται από συμπαγείς τοίχους με αρκετά μεγάλες διαστάσεις ώστε οι τάσεις παράλληλα (along) ή κατά μήκος (across) ενός μακρο-μήκους να είναι ουσιαστικά ομοιόμορφες. (Lourenco, 2002)

Στην Εικόνα 35 αναπαρίστανται οι προαναφερόμενες μέθοδοι μοντελοποίησης.



Εικόνα 35. α) Λεπτομερής μικρο-μοντελοποίηση β) Απλουστευμένη μικρο-μοντελοποίηση γ) Μακρο-μοντελοποίηση (Lourenco, 2002)

4.2. Μεθοδολογίες υπολογισμού ωθήσεων γαιών

Όπως προαναφέρθηκε, στη συγκεκριμένη μελέτη θεωρούμε το τείχος ως τοίχο βαρύτητας στον οποίο ασκούνται ωθήσεις γαιών από τις επιχώσεις που βρίσκονται πίσω από αυτόν. Για τον υπολογισμό των ωθήσεων γαιών σε κατασκευές αντιστήριξης έχουν αναπτυχθεί διάφορες θεωρίες υπολογισμού. Παρακάτω αναλύονται οι θεωρίες υπολογισμού ενεργητικών και παθητικών τάσεων.

4.2.1. Θεωρία Rankine

Η θεωρία Rankine εξετάζει την περίπτωση ωθήσεων γαιών σε λεία κατακόρυφη διεπιφάνεια τοίχου-εδάφους, με οριζόντια ελεύθερη επιφάνεια εδάφους. Οι πλευρικές τάσεις, που αναπτύσσονται στις δύο οριακές καταστάσεις (ενεργητική και παθητική), υπολογίζονται από το εντατικό πεδίο θεωρώντας ότι ικανοποιείται το κριτήριο αστοχίας.

Στην ενεργητική κατάσταση, όταν ο τοίχος μετατοπίζεται οριζόντια, η τάση στη διεπιφάνεια εδάφους-τοίχου μειώνεται και το έδαφος ακολουθεί τη μετατόπιση του τοίχου. Συνεπώς, έχουμε πλευρική αποφόρτιση, η οποία οδηγεί στην εφελκυστική παραμόρφωση του εδάφους στην οριζόντια διεύθυνση και στην αστοχία του, μόλις η οριζόντια τάση του εδάφους μειωθεί τόσο ώστε να ικανοποιεί το κριτήριο αστοχίας.

Στην παθητική κατάσταση, όταν ο τοίχος μετατοπίζεται προς το έδαφος, η τάση στη διεπιφάνεια εδάφους-τοίχου αυξάνεται και το έδαφος σπρώχνεται από τον τοίχο. Συνεπώς, έχουμε πλευρική φόρτιση και το έδαφος παραμορφώνεται θλιπτικά στην οριζόντια διεύθυνση και αστοχεί μόλις η οριζόντια τάση του εδάφους αυξηθεί τόσο ώστε να ικανοποιεί το κριτήριο αστοχίας.

Για τον υπολογισμό των τάσεων χρησιμοποιούνται οι παρακάτω εξισώσεις:

$$\text{Ενεργητική κατάσταση:} \quad \sigma'_a = \sigma'_v K_a - 2c' \sqrt{K_a} \quad (9)$$

$$\text{Παθητική κατάσταση:} \quad \sigma'_p = \sigma'_v K_p + 2c' \sqrt{K_p} \quad (10)$$

Με τους συντελεστές ενεργητικών και παθητικών ωθήσεων να υπολογίζονται από:

$$K_a = \frac{1 - \sin\varphi'}{1 + \sin\varphi'} \quad (11)$$

$$K_p = \frac{1 + \sin\varphi'}{1 - \sin\varphi'} \quad (12)$$

Η θεωρία υστερεί στο γεγονός ότι θεωρεί λεία τη διεπιφάνεια τοίχους-εδάφους, κάτι που δεν ισχύει στην πραγματικότητα. Η διεπιφάνεια είναι τραχεία και αυτό οδηγεί στη δημιουργία διατμητικών τάσεων και άρα οι κύριες τάσεις δεν είναι κατακόρυφες και οριζόντιες και οι εξισώσεις Rankine δεν ισχύουν. Ως αποτέλεσμα, η θεωρία Rankine δε μπορεί να θεωρείται έγκυρη για τον υπολογισμό των παθητικών ωθήσεων. (Ζευγώλης, 2020)

4.2.2. Θεωρία Coulomb

Η θεωρία του Coulomb βασίζεται στη μέθοδο της οριακής ισορροπίας και υπολογίζει τις ωθήσεις γαιών όταν ο μηχανισμός αστοχίας του εδάφους αποτελείται από μία επίπεδη επιφάνεια αστοχίας και ένα απαραμόρφωτο εδαφικό πρίσμα. Στη θεωρία αυτή λαμβάνεται υπ' όψιν η τραχύτητα της διεπιφάνειας τοίχου-εδάφους, η ελεύθερη επιφάνεια του εδάφους μπορεί να είναι κεκλιμένη και ο τοίχος δε χρειάζεται να είναι απαραίτητα κατακόρυφος.

Πίσω από τον τοίχο αναπτύσσονται ενεργητικές ωθήσεις, καθώς το εδαφικό πρίσμα κινείται προς τον τοίχο, δημιουργώντας, ωστόσο, τριβή στη διεπιφάνεια. Οι παθητικές ωθήσεις αναπτύσσονται στην εμπρός μεριά του τοίχου.

Για τον υπολογισμό των ενεργητικών ωθήσεων χρησιμοποιούνται:

$$P_a = \frac{1}{2} K_a \gamma H^2 \quad (13)$$

Όπου:

$$K_a = \frac{\sin^2(a + \varphi')}{\sin^2 a * \sin(a - \delta) * \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi' + \delta) * \sin(\varphi' - \beta)}{\sin(a - \delta) * \sin(a + \beta)}}\right]^2} \quad (14)$$

Για τον υπολογισμό των παθητικών ωθήσεων χρησιμοποιούνται:

$$P_p = \frac{1}{2} K_p \gamma H^2 \quad (15)$$

Όπου:

$$K_p = \frac{\sin^2(a - \varphi')}{\sin^2 a * \sin(a + \delta) * \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi' + \delta) * \sin(\varphi' + \beta)}{\sin(a + \delta) * \sin(a + \beta)}}\right]^2} \quad (16)$$

Η θεωρία υστερεί στο γεγονός ότι θεωρεί επίπεδη επιφάνεια αστοχίας, κάτι το οποίο δεν ισχύει στην πραγματικότητα. Επιπλέον, ο Coulomb θεωρεί ομοιογενές έδαφος με μηδενική συνοχή και ότι στην επιφάνεια του εδάφους δεν ασκούνται εξωτερικά φορτία. Τέλος, η θεωρία αυτή οδηγεί σε υπερεκτίμηση των παθητικών ωθήσεων όταν η τριβή στη διεπιφάνεια είναι μεγάλη. (Ζευγώλης, 2020)

4.2.3. Ανάλυση βάσει Ευρωκώδικα 7

Ο Ευρωκώδικας 7⁶ (British Standards Institution, 1995) παρουσιάζει τρεις (3) διαφορετικούς τρόπους ανάλυσης οι οποίοι διαφέρουν ως προς τις χαρακτηριστικές τιμές, τις τιμές σχεδιασμού και τους συντελεστές ασφαλείας. Η επιλογή του Τρόπου Ανάλυσης αποτελεί εθνική επιλογή. Στην Ελλάδα χρησιμοποιείται ο Τρόπος Ανάλυσης 2 DA-2*.

⁶ Ο Ευρωκώδικας 7 αποτελεί έναν ευρωπαϊκό κανονισμό, ο οποίος εφαρμόζεται στα γεωτεχνικά θέματα του σχεδιασμού κτηριακών έργων και έργων πολιτικού μηχανικού.

**ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΤΩΝ ΣΥΝΘΗΚΩΝ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑΣ ΤΩΝ ΤΕΙΧΩΝ ΤΟΥ ΧΑΝΔΑΚΑ ΜΕ ΤΗΝ ΕΦΑΡΜΟΓΗ
ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΩΝ ΕΠΙΛΥΣΕΩΝ**

Ο Ευρωκώδικας θεωρεί:

- Τις παθητικές ωθήσεις, που συγκρατούν τον τοίχο, ως αντιστάσεις.
- Τις ενεργητικές ωθήσεις ως δυσμενείς γεωτεχνικές δράσεις.
- Τις δυνάμεις εξισορρόπησης του συστήματος (αγκυρώσεις, αντηρίδες) ως ευμενείς δράσεις.

Επιπλέον, διαχωρίζει δύο οριακές καταστάσεις σχεδιασμού:

- Οριακή κατάσταση λειτουργίας (Serviceability Limit State-SLS)

Παραμορφώσεις εδάφους επιφέρουν προβλήματα στη λειτουργικότητα της κατασκευής ή δημιουργούν μη αποδεκτές μετακινήσεις γενικότερα.

- Οριακή κατάσταση αστοχίας (Ultimate Limit State-ULS).

Δημιουργία μηχανισμού θραύσεως μέσα στο έδαφος ή πρόκληση αστοχιών στην κατασκευή λόγω μεγάλων παραμορφώσεων του εδάφους.

$$E_d < R_d \quad (17)$$

Όπου:

E_d , η συνισταμένη τιμή σχεδιασμού της έντασης

R_d , η συνισταμένη των τιμών σχεδιασμού αντίστασης.

Η εκτίμηση των ανωτέρω μεγεθών γίνεται ύστερα από τον υπολογισμό των χαρακτηριστικών τιμών με τη βοήθεια των επιμέρους συντελεστών που ορίζει ο Ευρωκώδικας 7 (Εικόνα 36). Οι συντελεστές αυτοί, καθορίζουν και την ασφάλεια του έργου.

Δράση		Σύμβολο	Ομάδα	
			A1	A2
Μόνιμη	Δυσμενής	γ_G	1.35	1.00
	Ευνοϊκή		1.00	1.00
Μεταβλητή	Δυσμενής	γ_Q	1.50	1.30
	Ευνοϊκή		0	0

Εικόνα 36. Επιμέρους συντελεστές δράσεων

**ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΤΩΝ ΣΥΝΘΗΚΩΝ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑΣ ΤΩΝ ΤΕΙΧΩΝ ΤΟΥ ΧΑΝΔΑΚΑ ΜΕ ΤΗΝ ΕΦΑΡΜΟΓΗ
ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΩΝ ΕΠΙΛΥΣΕΩΝ**

Ο υπολογισμός των τιμών σχεδιασμού γίνεται μέσω των χαρακτηριστικών τιμών.

Για τον υπολογισμό των χαρακτηριστικών τιμών στην ενεργητική και παθητική κατάσταση χρησιμοποιούνται οι εξής τύποι:

$$\sigma_a(z) = K_a * [\gamma * z * q] - 2c\sqrt{K_a} \quad (18)$$

$$\sigma_p(z) = K_p * [\gamma * z * q] + 2c\sqrt{K_p} \quad (19)$$

Οι συντελεστές K_a και K_p υπολογίζονται βάσει διαγραμμάτων που δίνονται από τον Ευρωκώδικα. (Ζευγώλης, 2020)

Κεφάλαιο 5: Υπολογισμός παραμορφώσεων στο τμήμα υπό εξέταση με λογισμικό πρόγραμμα πεπερασμένων στοιχείων

5.1. Σύντομη περιγραφή προγράμματος πεπερασμένων στοιχείων Plaxis

Στη γεωτεχνική μηχανική για την προσομοίωση πολύπλοκων μοντέλων εδάφους σε σύντομο χρονικό διάστημα απαιτούνται μέθοδοι αριθμητικής ανάλυσης. Οι μέθοδοι αυτοί παρείχαν το πρώτο εργαλείο για την εύρεση ακριβέστερων λύσεων και ταυτόχρονα τη δυνατότητα ανάλυσης ιδιαίτερα σύνθετων προβλημάτων, όπως είναι τα έργα αντιστηρίξεων.

Οι μέθοδοι πεπερασμένων στοιχείων, που ανήκουν στις αριθμητικές μεθόδους ανάλυσης, δίνουν την δυνατότητα διακριτοποίησης του χώρου, δηλαδή το διαχωρισμό του σε μικρών διαστάσεων υποχώρους. Με αυτό το τρόπο ένα ανομοιογενές συνεχές μέσο, μπορεί να μετατραπεί σε διακριτό μέσο, αποτελούμενο από μικρότερα στοιχεία με διαφορετικές μηχανικές ιδιότητες το καθένα, τα οποία αλληλοεπιδρούν μέσω των κοινών κόμβων. Η μέθοδος εξασφαλίζει τη συνολική ισορροπία του κάθε στοιχείου καθώς και την ισορροπία των δράσεων στους κόμβους. Για την περιγραφή της συμπεριφοράς των στοιχείων, που προκύπτουν από τη διακριτοποίηση του συνεχούς μέσου, χρησιμοποιούνται μαθηματικά προσομοιώματα που βασίζονται σε διάφορες θεωρίες. (Βγενοπούλου, 2015)

Στην παρούσα διπλωματική εργασία έγινε χρήση του δισδιάστατου προγράμματος πεπερασμένων στοιχείων Plaxis v8. Προκειμένου να γίνει χρήση του προγράμματος Plaxis, αρχικά εκτιμήθηκαν τα απαραίτητα μηχανικά χαρακτηριστικά των εδαφικών στρώσεων και της τοιχοποιίας, τα οποία και παρατίθενται παρακάτω.

5.2. Γεωμετρικά χαρακτηριστικά τείχους

Για την κατασκευή της γεωμετρίας του τείχους, δηλαδή το ύψος της κάθε οικοδομικής φάσης, το βάθος θεμελίωσης του τείχους και το μήκος του πεζοδρομίου, χρησιμοποιήθηκαν τα στοιχεία που δίνονται στη μελέτη των Χατζηστεργίου & Σκοπελίτη (2010). Για το πάχος της έδρασης του τείχους χρησιμοποιήθηκε η τιμή που αναφέρεται στο βιβλίο της Τζομπανάκη (2012).

Να σημειώσουμε ότι υπάρχει η υποψία ότι στην πίσω πλευρά του ενετικού τμήματος του τείχους υπάρχουν κατασκευασμένες αντιρρίδες (speroni), καθώς παρόμοια ευρήματα

υπάρχουν και σε άλλα τμήματα του τείχους. Η κατασκευή θα γινόταν ταυτόχρονα με το τείχος και προχωρούσε σταδιακά προς τα άνω (Ζερβαντωνάκης κ.α., 1982). Στη συγκεκριμένη μελέτη, ωστόσο, δε λήφθηκαν υπ' όψιν στις αναλύσεις.

5.3. Μηχανικά χαρακτηριστικά τείχους

Παρακάτω παρουσιάζονται τα μηχανικά χαρακτηριστικά και οι διαστάσεις του κονιάματος και των λιθοσωμάτων του τείχους, που είναι απαραίτητα για τους υπολογισμούς. Να σημειωθεί ότι για την ανώτερη φάση (20^{ος} αιώνας) έχουν χρησιμοποιηθεί οι μηχανικοί παράμετροι της Ενετικής φάσης.

Τα γεωμετρικά στοιχεία των λιθοσωμάτων και του κονιάματος, σύμφωνα με τους Χατζηστεργίου & Σκοπελίτη (2010) και την Τζομπανάκη (2012), αναγράφονται στον Πίνακα 2.

Πίνακας 2. Γεωμετρικά στοιχεία λιθοσωμάτων και κονιάματος

	Μέγεθος λιθοσωμάτων (Μήκος-Ύψος-Πάχος) (cm)	Πάχος κονιάματος (cm)
Ενετική φάση	40 – 30 – 50	0,5-2
Οθωμανική φάση	25 – 20 – 25	1-4

Το πάχος του κονιάματος ποικίλει όχι μόνο με βάση την οικοδομική φάση αλλά και με βάση τα διάφορα σημεία του τείχους. Για τη συγκεκριμένη ανάλυση επιλέχθηκαν πάχη κονιάματος 2 cm και 4 cm για την Ενετική και Οθωμανική κατασκευαστική φάση, αντίστοιχα.

Η αντοχή της λιθοδομής και το μέτρο ελαστικότητάς της εξαρτάται από τα φυσικά και μηχανικά χαρακτηριστικά των υλικών που την συνθέτουν. Τα χαρακτηριστικά αυτά έχουν υπολογιστεί μέσω εργαστηριακών δοκιμών και αναγράφονται στους Πίνακες 3, 4 και 5.

**ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΤΩΝ ΣΥΝΘΗΚΩΝ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑΣ ΤΩΝ ΤΕΙΧΩΝ ΤΟΥ ΧΑΝΔΑΚΑ ΜΕ ΤΗΝ ΕΦΑΡΜΟΓΗ
ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΩΝ ΕΠΙΛΥΣΕΩΝ**

Πίνακας 3. Θλιπτική αντοχή λιθοσωμάτων και κονιάματος (Χατζηστεργίου & Σκοπελίτης, 2010)

f_b - Θλιπτική Αντοχή λιθοσωμάτων (MPa)		f_m - Θλιπτική Αντοχή κονιάματος (MPa)	
Ασβεστιτικός ψαμμίτης	7,36	Κονίαμα	8,22
Απολιθωματοφόρος Ασβεστόλιθος	17,3	Εξαλλοιωμένο Κονίαμα	0,1
Δολομιτωμένος Ασβεστόλιθος	39,7 ± 20		

Πίνακας 4. Μέτρο Ελαστικότητας λιθοσωμάτων και κονιάματος (Χατζηστεργίου & Σκοπελίτης, 2010)

E_b - Μέτρο Ελαστικότητας λιθοσωμάτων (GPa)		E_m - Μέτρο Ελαστικότητας κονιάματος (GPa)	
Ασβεστιτικός ψαμμίτης	4,14	Κονίαμα	0,89
Απολιθωματοφόρος Ασβεστόλιθος	8,83	Εξαλλοιωμένο Κονίαμα	0,03
Δολομιτωμένος Ασβεστόλιθος	30		

Πίνακας 5. Πορώδες λιθοσωμάτων (Χατζηστεργίου & Σκοπελίτης, 2010)

n - Πορώδες (%)	
Ασβεστιτικός ψαμμίτης	16%
Απολιθωματοφόρος Ασβεστόλιθος	8%
Δολομιτωμένος Ασβεστόλιθος	5%

Όπου:

f_b , η θλιπτική αντοχή του λίθου

f_m , η θλιπτική αντοχή του κονιάματος

E_b , το μέτρο ελαστικότητας του λίθου

E_m , το μέτρο ελαστικότητας του κονιάματος

Τα χαρακτηριστικά του δολομιτωμένου ασβεστόλιθου έχουν βρεθεί βιβλιογραφικά. (Κατσιώτη, 2015)

5.3.1. Θλιπτική αντοχή

Η θλιπτική αντοχή χρησιμοποιήθηκε για τον υπολογισμό του μέτρου ελαστικότητας, βάσει του παραρτήματος 1-1 του Ευρωκώδικα 6. Ο Ευρωκώδικας 6 προτείνει διάφορες εξισώσεις για τον υπολογισμό της θλιπτικής αντοχής της τοιχοποιίας αναλόγως του τύπου

**ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΤΩΝ ΣΥΝΘΗΚΩΝ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑΣ ΤΩΝ ΤΕΙΧΩΝ ΤΟΥ ΧΑΝΔΑΚΑ ΜΕ ΤΗΝ ΕΦΑΡΜΟΓΗ
ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΩΝ ΕΠΙΛΥΣΕΩΝ**

του κονιάματος που χρησιμοποιείται, του πάχους της στρώσης και της ύπαρξης οπλισμού ή όχι στην τοιχοποιία. Ο υπολογισμός έγινε για άοπλη τοιχοποιία κατασκευασμένη με κονίαμα γενικής εφαρμογής.

$$f_k = k f_b^{0.7} f_m^{0.3} \quad (20)$$

Ο συντελεστής K λαμβάνει τιμές ανάλογα με τον τύπο και το μέγεθος των επιμέρους δομικών υλικών της τοιχοποιίας και του τρόπου δόμησής τους. Στη συγκεκριμένη περίπτωση τα λιθοσώματα κατατάσσονται στην ομάδα 1, καθώς ο όγκος των κενών ως ποσοστό % του μικτού όγκου είναι μικρότερος του 25%. Συνεπώς, $k = 0,6$.

Τα υπολογιζόμενα αποτελέσματα αναγράφονται στον Πίνακα 6.

Πίνακας 6. Θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας

Λιθοσώματα	Κονίαμα	Θλιπτική αντοχή τείχους - f_k (MPa)
Ενετική οικοδομική φάση		
Ασβεστιτικός Ψαμμίτης	Υγιές Κονίαμα	4,56
Απολιθωματοφόρος Ασβεστόλιθος	Υγιές Κονίαμα	8,30
Ασβεστιτικός Ψαμμίτης	Εξαλλοιωμένο Κονίαμα	1,22
Απολιθωματοφόρος Ασβεστόλιθος	Εξαλλοιωμένο Κονίαμα	2,21
Οθωμανική οικοδομική φάση		
Δολομιτωμένος Ασβεστόλιθος	Υγιές Κονίαμα	9,00
Δολομιτωμένος Ασβεστόλιθος	Εξαλλοιωμένο Κονίαμα	2,40

5.3.2. Μέτρο ελαστικότητας

Στο πλαίσιο αυτής της διπλωματικής εργασίας, χρησιμοποιήθηκαν διάφορες εξισώσεις, μοντέλα και κώδικες για τον υπολογισμό του μέτρου ελαστικότητας της τοιχοποιίας τα οποία αναλύονται παρακάτω.

1. Υπολογισμός του Μέτρου Ελαστικότητας σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 6

Σύμφωνα με τη παράγραφο 3.7.2. του παραρτήματος 1-1 του Ευρωκώδικα 6, το μέτρο ελαστικότητας της τοιχοποιίας μπορεί να εκτιμηθεί από την αντοχή σε συμπίεση της τοιχοποιίας. Συγκεκριμένα:

$$E_{mas} = k_E f_k \quad (21)$$

Όπου:

E_{mas} , το υπολογιζόμενο μέτρο ελαστικότητας της τοιχοποιίας

k_E , σταθερά την οποία ο Ευρωκώδικας θέτει ίση με 1000

f_k , η θλιπτική αντοχή της τοιχοποιίας

Το μέτρο ελαστικότητας που υπολογίζεται είναι το βραχυχρόνιο. Προκειμένου να υπολογιστεί το μακροχρόνιο χρησιμοποιούμε τον εξής τύπο:

$$E_{mas_{μακρ.}} = \frac{E_{mas}}{(1 + \varphi_\infty)} \quad (22)$$

Όπου:

φ_∞ = συντελεστής ερπυσμού, ο οποίος στη συγκεκριμένη εργασία για φυσικούς λίθους ισούται με 0.

Συνεπώς, το μακροχρόνιο ισούται με το βραχυχρόνιο μέτρο ελαστικότητας.

2. Υπολογισμός του Μέτρου Ελαστικότητας σύμφωνα με τον Tomazevic (1999)

Όπως παρατηρείται, στον Ευρωκώδικα η θλιπτική αντοχή του τείχους πολλαπλασιάζεται με τον συντελεστή K , οποίος θεωρείται ίσος με 1000 προκειμένου να υπολογιστεί το μέτρο ελαστικότητας. Ωστόσο, σύμφωνα με τον Tomazevic οι τιμές αυτές πολλές φορές δεν είναι αντιπροσωπευτικές. Για αυτό και ο ίδιος προτείνει τα εξής όρια:

$$200 * f_k < E_{mas} < 2000 * f_k \quad (23)$$

Εντός αυτών των ορίων βρίσκονται και άλλα πρότυπα όπως: FEMA 36, IBC 2003 και MSJC 2002, το καναδικό πρότυπο τοιχοποιίας, ο ιταλικός κανονισμός NTC 2018 και ICBO 1991 που προτείνουν $E = 550 * f_k$, $E = 700 * f_k$, $E = 850 * f_k$, $E = 1000 * f_k$ και $E = 750 * f_k$ αντίστοιχα. (Guadagnuolo et al., 2020)

Οι Zavalis et al. (2014) και οι Malono et al. (2019) έχουν παρουσιάσει τις παρακάτω φόρμουλες και εξισώσεις (Εξισώσεις 24-28) για την εύρεση του μέτρου ελαστικότητας της τοιχοποιίας.

3. Υπολογισμός του Μέτρου Ελαστικότητας σύμφωνα με τους Ciesielski et al. (1999)

$$E_{mas} = \frac{1,2 * E_b * E_m}{0,2 * E_b + E_m} \quad (24)$$

Στην παραπάνω εμπειρική σχέση οι συγγραφείς έχουν λάβει υπόψη το μέτρο ελαστικότητας του λιθοσώματος που ορίζεται ως E_b και το μέτρο ελαστικότητας του κονιάματος που ορίζεται ως E_m .

4. Υπολογισμός του Μέτρου Ελαστικότητας σύμφωνα με τους Matysek et al. (1999)

$$E_{mas} = \frac{1,25 * \xi + 1}{1,25 * \xi + \beta} * E_b \quad (25)$$

Στην παραπάνω εμπειρική σχέση οι συγγραφείς έχουν λάβει υπόψη το μέτρο ελαστικότητας του λιθοσώματος που ορίζεται ως E_b και το μέτρο ελαστικότητας του κονιάματος που ορίζεται ως E_m . Επιπλέον, έχουν ορίσει όπου $\beta = E_b/E_m$ και $\xi = h_b/h_m$. Το πάχος του λίθου ορίζεται ως h_b και το πάχος του κονιάματος ως h_m .

5. Υπολογισμός του Μέτρου Ελαστικότητας σύμφωνα με τον Brooks (2014)

Ο συγγραφέας προτείνει, εφόσον η επίδραση των κάθετων αρμών αγνοηθεί, τότε το μέτρο ελαστικότητας της τοιχοποιίας να υπολογιστεί από την παρακάτω εξίσωση:

$$\frac{1}{E_{mas}} = \frac{0,86}{E_b} + \frac{0,14}{E_m} \quad (26)$$

Στην παραπάνω εμπειρική σχέση ο συγγραφέας έχει λάβει υπόψη το μέτρο ελαστικότητας του λιθοσώματος που ορίζεται ως E_b και το μέτρο ελαστικότητας του κονιάματος που ορίζεται ως E_m .

Ο παραπάνω τύπος έχει χρησιμοποιηθεί κυρίως για τον υπολογισμό του μέτρου ελαστικότητας σε τοιχοποιίες κατασκευασμένες από τούβλα.

6. Υπολογισμός του Μέτρου Ελαστικότητας σύμφωνα με τους Jonatais et al. (2001)

Οι συγγραφείς παρουσιάζουν τον παρακάτω τύπο για την εκτίμηση του μέτρου ελαστικότητας εφαρμόζοντας τη θεωρία της ομογενοποίησης στρώσεων υλικών.

$$E_{mas} = \frac{1}{2} \left(E_b * \frac{h_b}{h_{sum}} + E_m * \frac{h_m}{h_{sum}} + \frac{E_b * E_m}{E_m * \frac{h_b}{h_{sum}} + E_b * \frac{h_m}{h_{sum}}} \right) \quad (27)$$

Στην παραπάνω εμπειρική σχέση οι συγγραφείς έχουν λάβει υπόψη το μέτρο ελαστικότητας του λιθοσώματος που ορίζεται ως E_b και το μέτρο ελαστικότητας του

κονιάματος που ορίζεται ως E_m . Επιπλέον, έχουν ορίσει το πάχος του λίθου ως h_b , το πάχος του κονιάματος ως h_m και το άθροισμα τους ως $h_{sum} = h_m + h_b$.

7. Υπολογισμός του Μέτρου Ελαστικότητας σύμφωνα με τους Marciukaitis et al. (2004)

Οι παραπάνω συγγραφείς πρότειναν μια παραλλαγή του προηγούμενου μοντέλου. Υπολόγισαν το μέτρο ελαστικότητας του τοίχου εντάσσοντας όμως το ενεργό (efficient) μέτρο ελαστικότητας του αρμού κλίνης.

$$E_{mas} = \frac{1}{2} \left(E_b * \frac{h_b}{h_{sum}} + E_{m,eff} * \frac{h_m}{h_{sum}} + \frac{E_b * E_{m,eff}}{E_{m,eff} * \frac{h_b}{h_{sum}} + E_b \frac{h_m}{h_{sum}}} \right) \quad (28)$$

Στην παραπάνω εμπειρική σχέση οι συγγραφείς έχουν λάβει υπόψη το μέτρο ελαστικότητας του λιθοσώματος που ορίζεται ως E_b και το μέτρο ελαστικότητας του κονιάματος που ορίζεται ως E_m . Επιπλέον έχουν ορίσει το πάχος του λίθου ως h_b , το πάχος του κονιάματος ως h_m και το άθροισμα τους ως $h_{sum} = h_m + h_b$. Το ενεργό μέτρο ελαστικότητας ορίζεται ως $E_{m,eff}$ και υπολογίζεται μέσω του εξής τύπου:

$$E_{m,eff} = \frac{h_m - 2 * a}{2 * h_m} E_m \quad (29)$$

Ως a ορίζεται το πάχος της ζώνης σε επαφή μεταξύ του κονιάματος και του λίθου και υπολογίζεται από:

$$a = 0,33 * h_m^{0,5} \quad (30)$$

Όπως αναφέρεται και από τους Zavalis et al. (2014), τα δύο τελευταία μοντέλα δίνουν μεγαλύτερες τιμές σε σχέση με αυτές που υπολογίζονται από την πειραματική διαδικασία.

8. Υπολογισμός του Μέτρου Ελαστικότητας σύμφωνα με τους Farshchi et al. (2009)

Οι συγγραφείς χρησιμοποίησαν πειραματικές δοκιμές για τον υπολογισμό του μέτρου ελαστικότητας της τοιχοποιίας. Στη συνέχεια, κατασκεύασαν ένα μικρομοντέλο μέσω του οποίου εξήγαγαν μία εξίσωση για τον υπολογισμό του μέτρου ελαστικότητας των λιθοσωμάτων. Η σχέση μπορεί να χρησιμοποιηθεί και αντίστροφα. Συνεπώς, για πλευρική (lateral) φόρτιση σε τοίχο, οι συγγραφείς προτείνουν τον υπολογισμό του μέτρου ελαστικότητας μέσω του παρακάτω τύπου:

$$E_m = \frac{E_{mas} * E_b}{\left(\frac{h_b}{h_m}\right) * (E_b - E_{mas}) + E_b} \quad (31)$$

Οι συγγραφείς έχουν λάβει υπόψη το μέτρο ελαστικότητας του λιθοσώματος που ορίζεται ως E_b και το μέτρο ελαστικότητας του κονιάματος που ορίζεται ως E_m . Επιπλέον, έχουν ορίσει το πάχος του λίθου ως h_b και το πάχος του κονιάματος ως h_m .

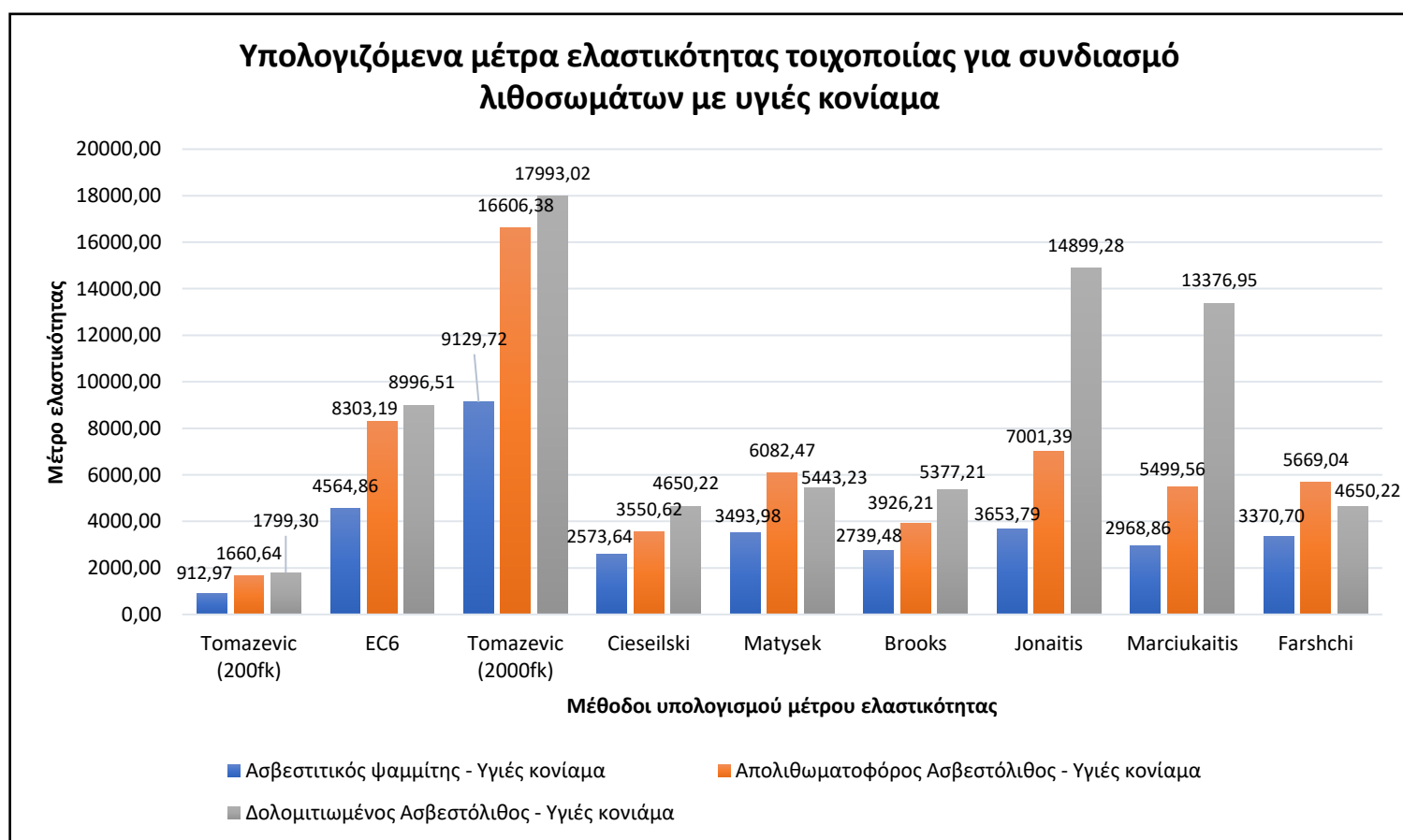
Όπως έχει προαναφερθεί, στο τείχος είναι διακριτές τρεις (3) φάσεις κατασκευής. Η Ενετική φάση που έχει κατασκευαστεί με λεπτές στρώσεις ισχυρού κονιάματος και με μεγάλους ορθογωνισμένους λίθους, η Οθωμανική φάση που έχει κατασκευαστεί με παχύ αρμολόγημα και μικρότερους λίθους και βρίσκεται σε κακή κατάσταση και τέλος η σύγχρονη φάση κατασκευής, η οποία έχει μοντελοποιηθεί με τα μηχανικά χαρακτηριστικά της ενετικής κατασκευαστικής φάσης. Αυτό που αναμένεται είναι οι εξισώσεις, οι φόρμουλες και οι κώδικες να υπολογίσουν μεγαλύτερο μέτρο ελαστικότητας για την Ενετική φάση σε σχέση με αυτό της Οθωμανικής.

Στον Πίνακα 7 και στα Διαγράμματα 1 και 2 που ακολουθούν παρατίθενται και αναπαρίστανται τα αποτελέσματα των υπολογισμών από τους παραπάνω τύπους.

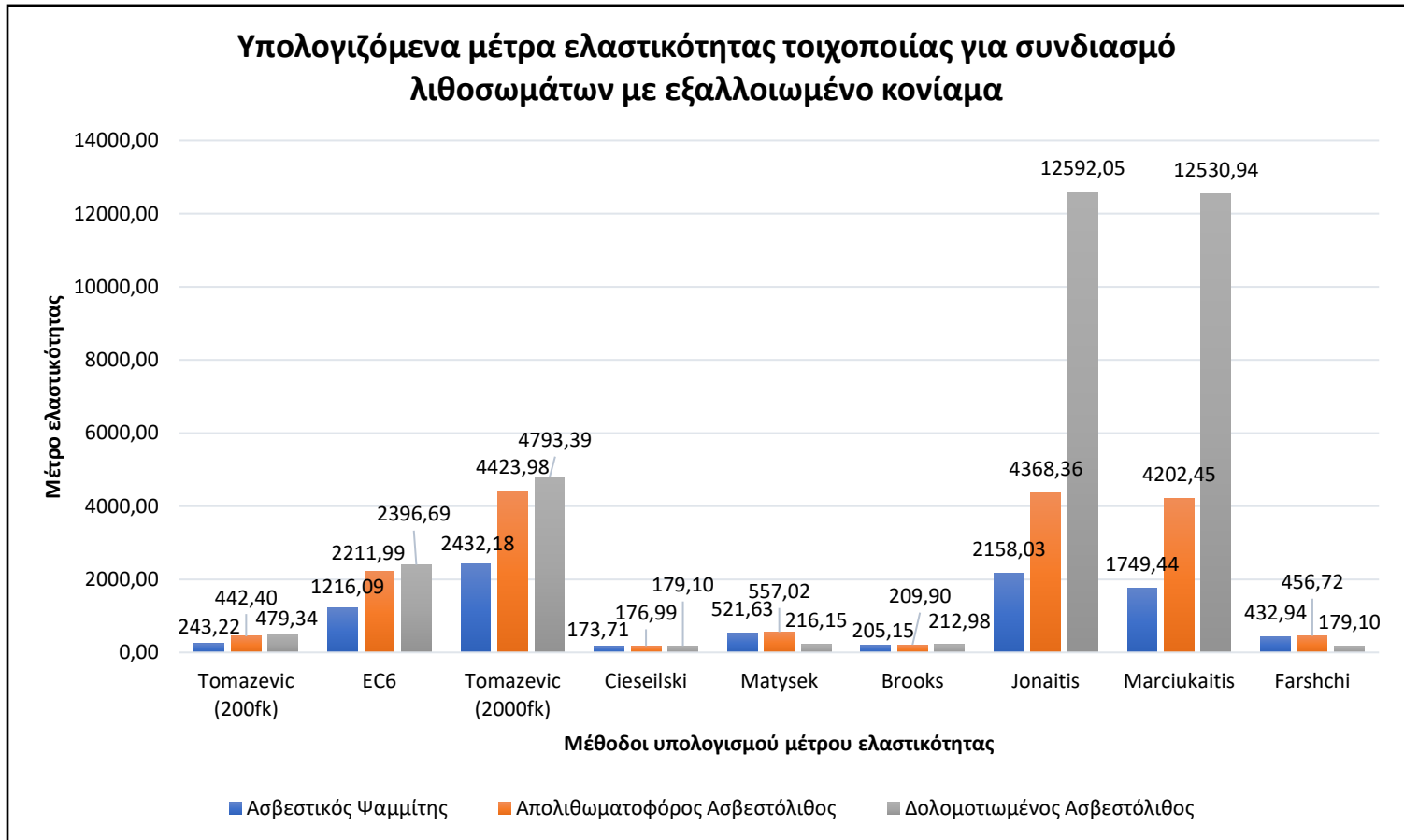
ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΤΩΝ ΣΥΝΘΗΚΩΝ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑΣ ΤΩΝ ΤΕΙΧΩΝ ΤΟΥ ΧΑΝΔΑΚΑ ΜΕ ΤΗΝ ΕΦΑΡΜΟΓΗ ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΩΝ ΕΠΙΛΥΣΕΩΝ

Πίνακας 7. Τιμές μέτρου ελαστικότητας τοιχοποιίας όπως υπολογίστηκε από τους εμπειρικούς τύπους

Λιθοσώματα	Κονίαμα	Tomazevic (MPa)	EC6 (MPa)	Tomazevic (MPa)	Cieseilski et al. (MPa)	Matysek et al. (MPa)	Brooks (MPa)	Jonaitis et al. (MPa)	Marciukaitis et al. (MPa)	Farshchi et al. (MPa)
Ενετική οικοδομική φάση		200*fk	1000*fk	2000*fk						
Ασβεστιτικός Ψαμμίτης	Υγιές Κονίαμα	912,97	4564,9	9129,72	2573,64	3494	2739,48	3653,789	2968,858	3370,703
Απολιθωματοφόρος Ασβεστόλιθος	Υγιές Κονίαμα	1660,6	8303,2	16606,4	3550,62	6082,47	3926,21	7001,393	5499,561	5669,035
Ασβεστιτικός Ψαμμίτης	Εξαλλοιωμένο Κονίαμα	243,22	1216,1	2432,18	173,71	521,633	205,15	2158,033	1749,436	432,9412
Απολιθωματοφόρος Ασβεστόλιθος	Εξαλλοιωμένο Κονίαμα	442,4	2212	4423,98	176,99	557,02	209,9	4368,362	4202,452	456,7241
Οθωμανική οικοδομική φάση										
Δολομιτωμένος Ασβεστόλιθος	Υγιές Κονίαμα	1799,3	8996,5	17993	4650,22	5443,23	5377,21	14899,28	13376,95	4650,218
Δολομιτωμένος Ασβεστόλιθος	Εξαλλοιωμένο Κονίαμα	479,34	2396,7	4793,39	179,1	216,15	213	12592,05	12530,94	179,1045



Διάγραμμα 1. Υπολογιζόμενα μέτρα ελαστικότητας τοιχοποιίας για συνδυασμό λιθοσωμάτων με υγιές κονίαμα



Διάγραμμα 2. Υπολογιζόμενα μέτρα ελαστικότητας τοιχοποιίας για συνδιασμό λιθοσωμάτων με εξαλλοιωμένο κονίαμα

Συμπεράσματα επί των αποτελεσμάτων:

1. Σύμφωνα με τον EC6

Αυτό που παρατηρείται είναι ότι το μέτρο ελαστικότητας της Οθωμανικής οικοδομικής φάσης του τείχους είναι μεγαλύτερο από αυτό της Ενετικής οικοδομικής φάσης. Πράγμα μη αναμενόμενο, εξαιτίας της κακής συναρμολόγησης και των παχέων στρώσεων του κονιάματος που διαπιστώνονται στην Οθωμανική. Η απόκλιση μπορεί να αποδοθεί στο ότι ο Ευρωκώδικας δε λαμβάνει υπ' όψιν το πάχος των επιμέρους υλικών του τείχους, αλλά μόνο τη θλιπτική αντοχή αυτών.

2. Σύμφωνα με τον Tomazevic

Ο Tomazevic, όπως προαναφέρθηκε, ορίζει τα άνω και κάτω όρια για τα υπολογιζόμενα μέτρα ελαστικότητας και για αυτό οι τιμές, που υπολογίζονται, είναι από τις υψηλότερες, αν

όχι οι υψηλότερες τιμές σε κάθε υπολογισμό ή από τις χαμηλότερες, αν όχι οι χαμηλότερες. Εντός αυτών των ορίων θεωρούμε ότι βρίσκεται μία λογική τιμή.

3. Σύμφωνα με τους Cieseilski et al.

Σε αυτή την περίπτωση, παρατηρείται ότι το μέτρο ελαστικότητας της Οθωμανικής οικοδομικής φάσης του τείχους είναι μεγαλύτερο από αυτό της Ενετικής οικοδομικής φάσης, πράγμα που μπορεί να αποδοθεί στο ότι δε λαμβάνεται υπόψη το πάχος του κονιάματος αλλά μόνο το μέτρο ελαστικότητας αυτού.

4. Σύμφωνα με τους Matysek et al.

Παρατηρείται πλέον ότι, με την ένταξη του πάχους του κονιάματος και των λιθοσωμάτων στους υπολογισμούς, το μέτρο ελαστικότητας του Οθωμανικού τμήματος του τείχους είναι μικρότερο από αυτό του Ενετικού, όταν το τελευταίο είναι κατασκευασμένο από απολιθωματοφόρο ασβεστόλιθο.

5. Σύμφωνα με τον Brooks

Ομοίως και σε αυτό το μοντέλο, η έλλειψη του πάχους του κονιάματος και των λιθοσωμάτων στους υπολογισμούς οδηγεί στο αυξημένο μέτρο ελαστικότητας της κακοχτισμένης Οθωμανικής φάσης έναντι της καλοχτισμένης Ενετικής.

6. Σύμφωνα με τους Jonaitis et al. - Marciukaitis et al.

Όπως αναφέρεται από τους Zavalis et al. (2014) και τους Malono et al. (2019), τα μοντέλα αυτά δίνουν μεγαλύτερες τιμές σε σχέση με αυτές που υπολογίζονται από τις πειραματικές διαδικασίες, γεγονός που είναι εμφανές στα αποτελέσματα. Οι μεγάλες τιμές που υπολογίζονται στην περίπτωση του Ενετικού τμήματος του τείχους, όταν αυτό αποτελείται είτε από ασβεστιτικό ψαμμίτη με εξαλλοιωμένο κονίαμα είτε από απολιθωματοφόρο ασβεστόλιθο με εξαλλοιωμένο κονίαμα, μπορούν να αποδοθούν στο μεγάλο πάχος των λιθοσωμάτων. Παρατηρήθηκε σε αυτά τα δύο μοντέλα ότι όσο αυξάνεται το πάχος του λιθοσώματος τόσο αυξάνονται και οι τιμές που λαμβάνονται από αυτό.

Επιπλέον, όσον αφορά το Οθωμανικό τμήμα του τείχους, όταν αυτό αποτελείται είτε από δολομιτωμένο ασβεστόλιθο με υγιές κονίαμα, είτε από δολομιτωμένο ασβεστόλιθο με εξαλλοιωμένο κονίαμα, παρατηρείται επίσης ότι οι εμπειρικοί τύποι των Jonaitis et al. και των Marciukaitis et al. δίνουν μεγάλες τιμές. Αυτό μπορεί να αποδοθεί στο υψηλό μέτρο ελαστικότητας του δολομιτωμένου ασβεστόλιθου και στο πάχος των λιθοσωμάτων. Παρατηρήθηκε σε αυτά τα δύο μοντέλα ότι όσο αυξάνεται το μέτρο ελαστικότητας του λιθοσώματος τόσο αυξάνονται και οι τιμές που υπολογίζονται από αυτό.

7. Σύμφωνα με τους Farshchi et al.

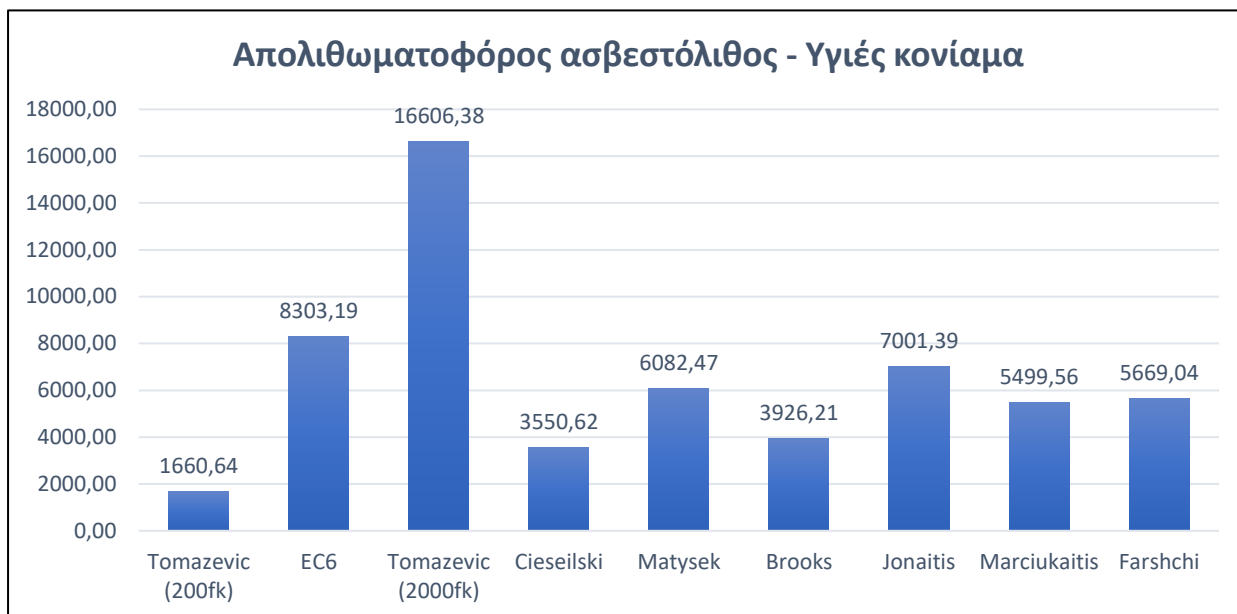
Ομοίως και σε αυτό το μοντέλο με την ένταξη του πάχους του κονιάματος και του πάχους των λιθοσωμάτων στους υπολογισμούς, το μέτρο ελαστικότητας του Οθωμανικού τμήματος του τείχους είναι μικρότερο από αυτό του Ενετικού.

Τέλος, το γεγονός ότι το μέτρο ελαστικότητας της Οθωμανικής φάσης υπολογίζεται σε πολλούς τύπους ως μεγαλύτερο από αυτό της Ενετικής οφείλεται στο ότι τα μακρομοντέλα δε λαμβάνουν υπόψη τις φθορές στους αρμούς και στα λιθοσώματα, την παρασιτική βλάστηση που τα έχει αντικαταστήσει καθώς και άλλα μηχανικά χαρακτηριστικά όπως η δυσκαμψία των αρμών, κ.α..

Στα παρακάτω διαγράμματα αναπαραστάθηκαν ξεχωριστά οι υπολογιζόμενες τιμές του μέτρου ελαστικότητας από όλους τους πιθανούς συνδυασμούς και ακολουθεί ανάλυση επί αυτών.

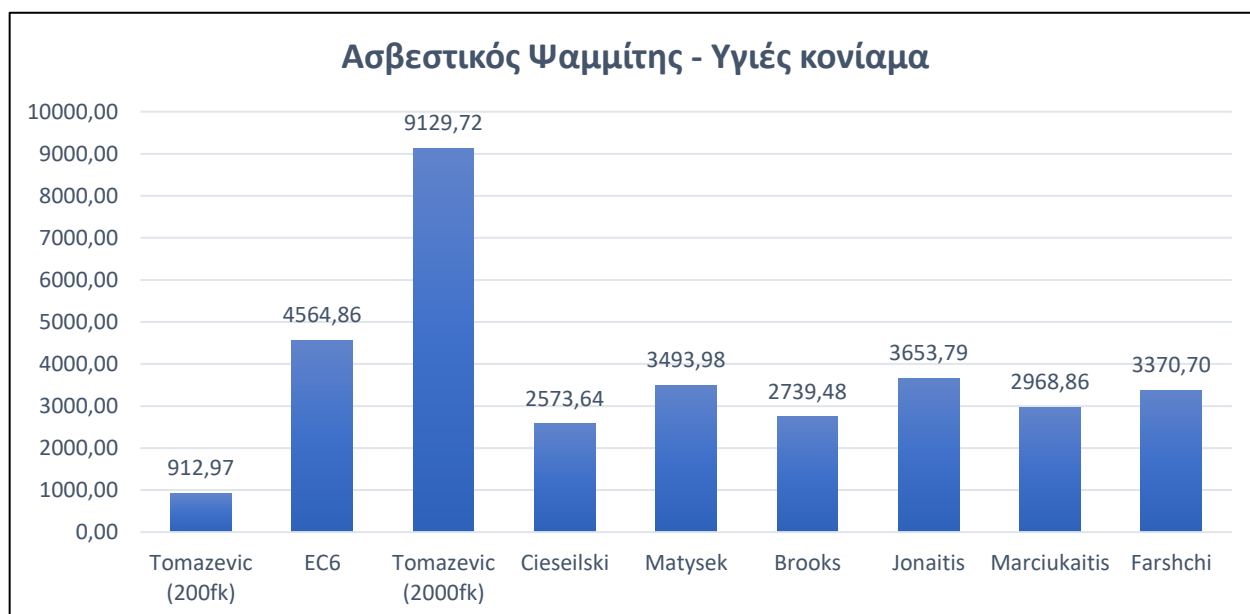
Στο Διάγραμμα 3 αναπαρίστανται τα αποτελέσματα των υπολογισμών για το Ενετικό τμήμα του τείχους, όταν αυτό αποτελείται από απολιθωματοφόρο ασβεστόλιθο και υγιές κονίαμα. Η εξίσωση του Tomazevic (2000fk) δίνει την υψηλότερη τιμή, ακολουθούμενη από την εξίσωση του Ευρωκώδικα και τον εμπειρικό τύπο των Jonaitis et al.. Οι επόμενες τρεις εξισώσεις των Matysek et al., Marciukaitis et al. και Farschi et al. δίνουν αρκετά κοντινές τιμές, με έναν μέσο όρο 5750,35 MPa. Οι χαμηλότερες τιμές υπολογίζονται από τα μοντέλα των Brooks και Ciesielski et al..

**ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΤΩΝ ΣΥΝΘΗΚΩΝ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑΣ ΤΩΝ ΤΕΙΧΩΝ ΤΟΥ ΧΑΝΔΑΚΑ ΜΕ ΤΗΝ ΕΦΑΡΜΟΓΗ
ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΩΝ ΕΠΙΛΥΣΕΩΝ**



Διάγραμμα 3. Αποτελέσματα μέτρου ελαστικότητας για απολιθωματοφόρο ασβεστόλιθο-υγιές κονίαμα

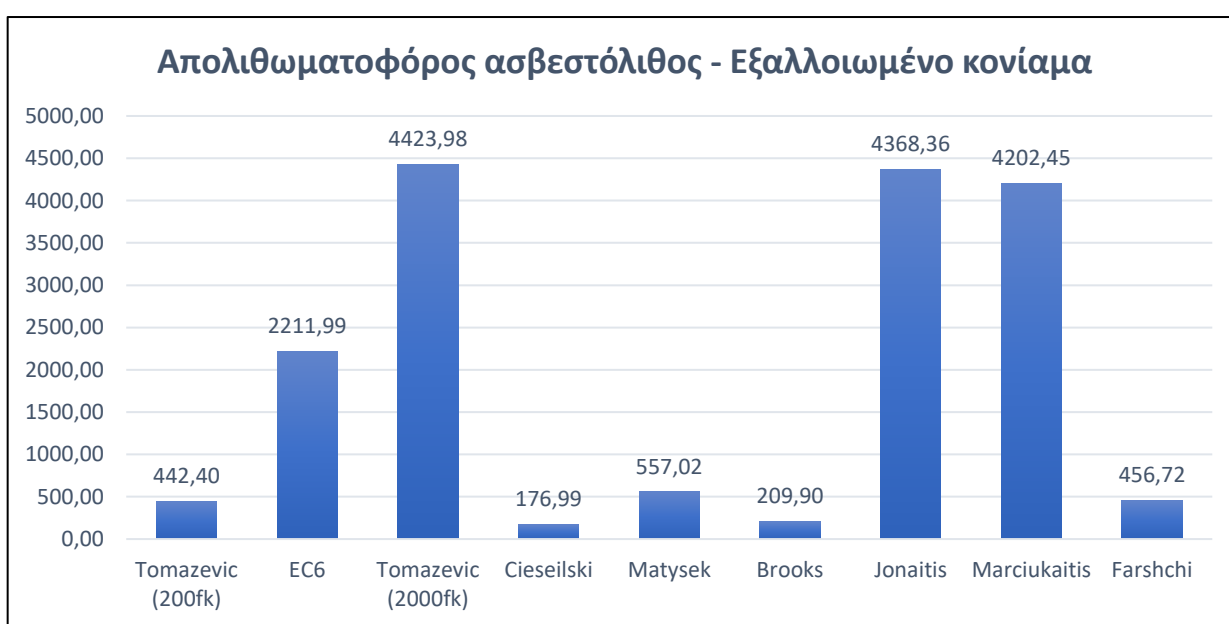
Στο Διάγραμμα 4 τα αποτελέσματα για το Ενετικό τμήμα του τείχους όταν αυτό αποτελείται από ασβεστιτικό ψαμμίτη και υγιές κονίαμα. Η εξίσωση του Tomazevic (2000fk) δίνει την υψηλότερη τιμή και ακολουθεί η εξίσωση του Ευρωκώδικα. Τα υπόλοιπα μοντέλα (Jonaitis et al., Matysek et al., Marciukaitis et al., Brooks και Farschi et al.) δίνουν σχετικά κοντινά αποτελέσματα, με έναν μέσο όρο 3133,41 MPa. Ακολουθεί η εμπειρική σχέση των Cieseilski et al., ενώ η χαμηλότερη τιμή υπολογίζεται από την εξίσωση του Tomazevic (200fk).



Διάγραμμα 4. Αποτελέσματα μέτρου ελαστικότητας για απολιθωματοφόρο ασβεστόλιθο-υγιές κονίαμα

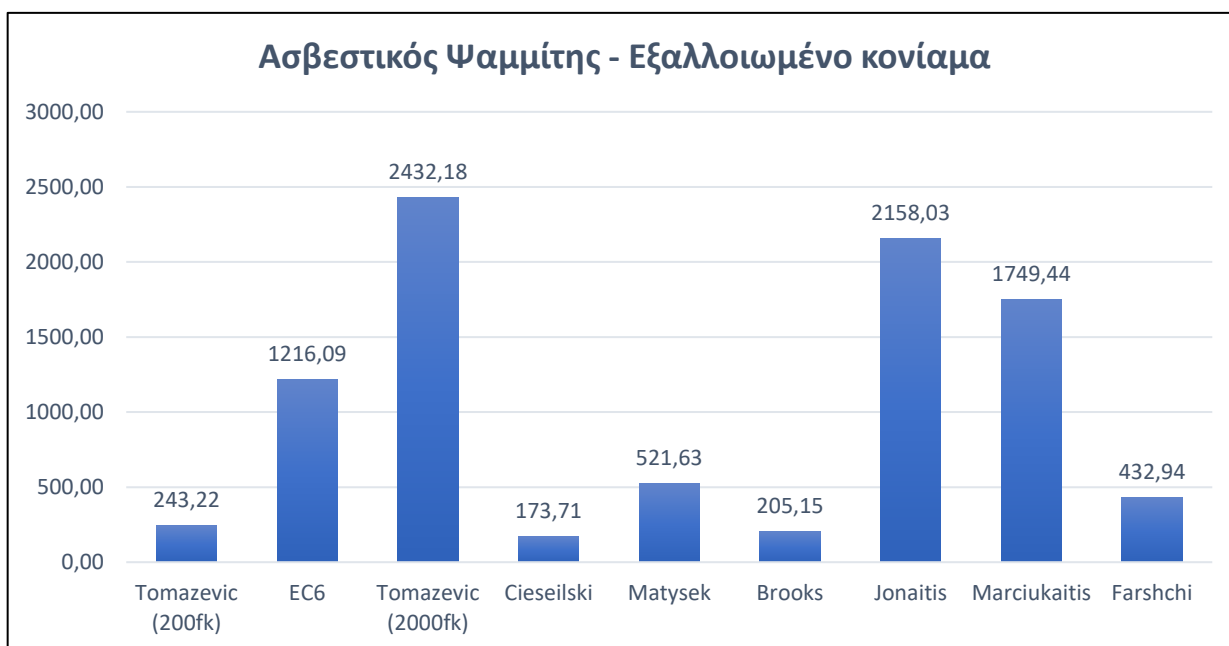
ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΤΩΝ ΣΥΝΘΗΚΩΝ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑΣ ΤΩΝ ΤΕΙΧΩΝ ΤΟΥ ΧΑΝΔΑΚΑ ΜΕ ΤΗΝ ΕΦΑΡΜΟΓΗ ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΩΝ ΕΠΙΛΥΣΕΩΝ

Στο Διάγραμμα 5 αναπαρίστανται τα αποτελέσματα για το Ενετικό τμήμα του τείχους, όταν αυτό αποτελείται από απολιθωματοφόρο ασβεστόλιθο και εξαλλοιωμένο κονίαμα. Από την εξίσωση του Tomazevic (2000fk) και τα μοντέλα των Jonaitis et al. και Marciukaitis et al. υπολογίζονται οι υψηλότερες τιμές. Οι συγγραφείς Zavalis et al. (2014) έχουν αναφέρει πως τα μοντέλα των Jonaitis et al. και Marciukaitis et al. δίνουν μεγαλύτερες τιμές σε σχέση με αυτά που υπολογίζονται από τις πειραματικές διατάξεις. Ακολουθεί η τιμή που υπολογίστηκε από την εξίσωση του Ευρωκώδικα. Τέλος, οι τιμές που υπολογίστηκαν από τις εμπειρικές σχέσεις των Cieseilski et al., Matysek et al., Brooks, Farshchi et al. και Tomazevic (200fk) συγκλίνουν και δίνουν έναν μέσο όρο 368,61 MPa.



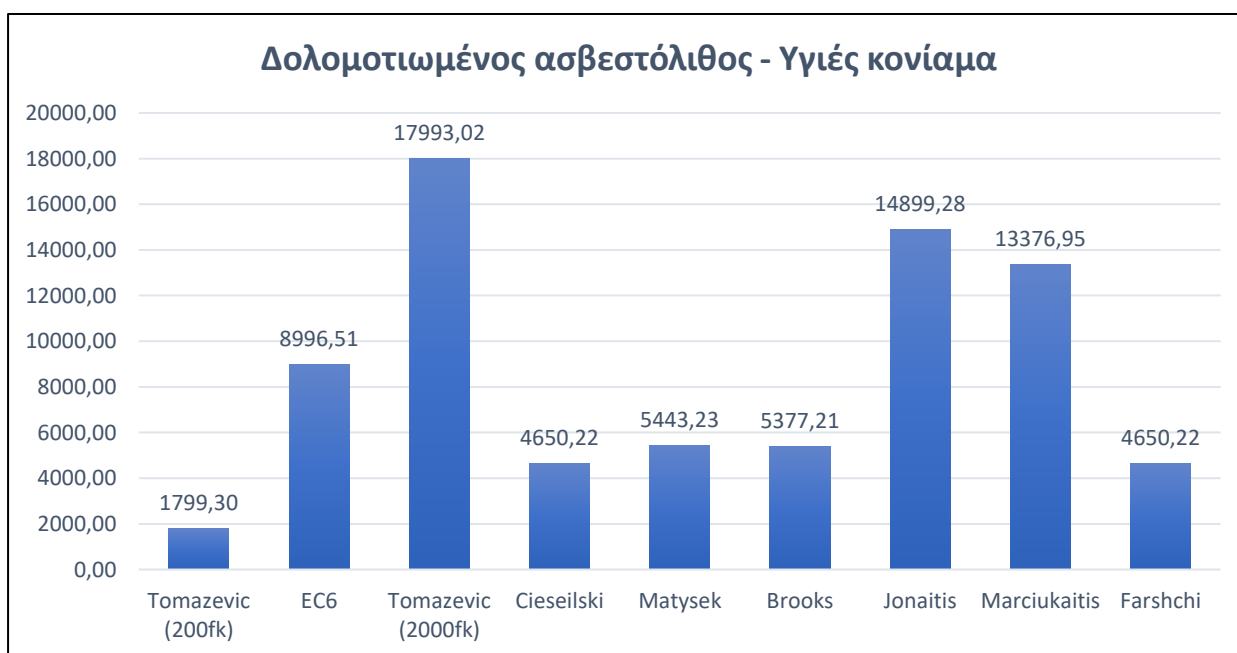
Διάγραμμα 5. Αποτελέσματα μέτρου ελαστικότητας για ασβεστιτικό ψαμμίτη-εξαλλοιωμένο κονίαμα

Στο Διάγραμμα 6 αναπαρίστανται τα αποτελέσματα για το Ενετικό τμήμα του τείχους, όταν αυτό αποτελείται από ασβεστιτικό ψαμμίτη και εξαλλοιωμένο κονίαμα. Ομοίως, και σε αυτή την περίπτωση, η εξίσωση του Tomazevic (2000fk) και τα μοντέλα των Jonaitis et al. και Marciukaitis et al. δίνουν με διαφορά τις υψηλότερες τιμές σε σχέση με τα υπόλοιπα μοντέλα και εξισώσεις. Ακολουθεί η υπολογιζόμενη τιμή από τον Ευρωκώδικα. Οι τιμές που υπολογίστηκαν από τις εμπειρικές σχέσεις των Cieseilski et al., Matysek et al., Brooks, Farshchi et al. και Tomazevic (200fk) συγκλίνουν και δίνουν έναν μέσο όρο 333,36 MPa.



Διάγραμμα 6. Αποτελέσματα μέτρου ελαστικότητας για ασβεστικό ψαμμίτη-εξαλλοιωμένο κονίαμα

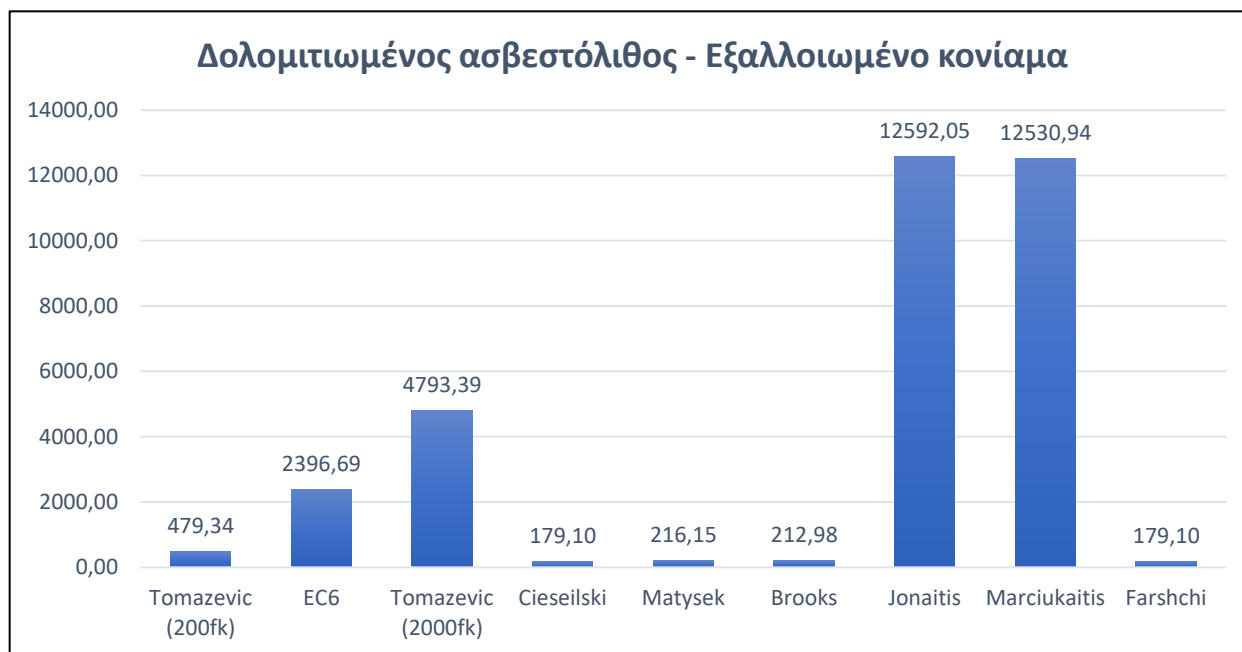
Στο Διάγραμμα 7 αναπαρίστανται τα αποτελέσματα για το Οθωμανικό τμήμα του τείχους, όταν αυτό αποτελείται από δολομιτωμένο ασβεστόλιθο και υγιές κονίαμα. Οι εξισώσεις του Tomazevic (2000fk), των Jonaitis et al. και των Marciukaitis et al. δίνουν τις υψηλότερες τιμές. Ακολουθεί η τιμή που υπολογίστηκε από τον Ευρωκώδικα και οι τιμές που υπολογίστηκαν από τις εμπειρικές σχέσεις των Cieseilski et al., Matysek et al., Brooks και Farshchi et al., οι οποίες συγκλίνουν και δίνουν μέσο όρο 5030,22 MPa. Τελευταία είναι η τιμή που υπολογίστηκε από την εξίσωση του Tomazevic (200fk).



Διάγραμμα 7. Αποτελέσματα μέτρου ελαστικότητας για δολομιτωμένο ασβεστόλιθο-υγιές κονίαμα

ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΤΩΝ ΣΥΝΘΗΚΩΝ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑΣ ΤΩΝ ΤΕΙΧΩΝ ΤΟΥ ΧΑΝΔΑΚΑ ΜΕ ΤΗΝ ΕΦΑΡΜΟΓΗ ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΩΝ ΕΠΙΛΥΣΕΩΝ

Στο Διάγραμμα 8 αναπαρίστανται τα αποτελέσματα για το Οθωμανικό τμήμα του τείχους, όταν αυτό αποτελείται από δολομιτωμένο ασβεστόλιθο και εξαλλοιωμένο κονίαμα. Τα μοντέλα των Jonaitis et al. και των Marciukaitis et al. δίνουν με διαφορά τις υψηλότερες τιμές σε σχέση με τα υπόλοιπα μοντέλα. Ακολουθεί η τιμή που υπολογίστηκε από την εξίσωση του Tomazevic (2000fk) και του Ευρωκώδικα. Οι εμπειρικές σχέσεις των Cieseilski et al., Matysek et al., Brooks, Farshchi et al. και Tomazevic (200fk) δίνουν τις χαμηλότερες τιμές και συγκλίνουν δίνοντας έναν μέσο όρο 253,33 MPa.



Διάγραμμα 8. Αποτελέσματα μέτρου ελαστικότητας για δολομιτωμένο ασβεστόλιθο-εξαλλοιωμένο κονίαμα

5.3.3. Γωνία τριβής και συνοχή

Όπως προαναφέρθηκε, ο δεσμός λιθοσώματος και κονιάματος θεωρείται ότι είναι το πιο ευαίσθητο σημείο μίας τοιχοποιίας. Συνεπώς, οι τιμές της γωνίας τριβής και της συνοχής της διεπαφής χρησιμοποιούνται για τη μοντελοποίηση της τοιχοποιίας. Εφόσον δεν υπάρχουν οι τιμές αυτές, μπορούν να χρησιμοποιηθούν οι τιμές του κονιάματος ή βιβλιογραφικές τιμές.

Ο Ευρωκώδικας 6, στην παράγραφο 3.6.2. του παραρτήματος 1-1, θεωρεί συντελεστή τριβής $\mu = 0,4$ δηλαδή γωνία τριβής ίση με $\varphi = 21^\circ$.

Επιπλέον, θεωρεί τη συνοχή βάσει πίνακα ίση με 0,15-1 MPa. Στη συγκεκριμένη μελέτη, λόγω της υψηλής θλιπτικής αντοχής της τοιχοποιίας, θεωρούμε όρια 0,5-1 MPa.

5.3.4. Λόγος Poisson

Ο λόγος Poisson για τοιχοποιίες μπορεί να θεωρηθεί 0,15- 0,3. Στη συγκεκριμένη μελέτη τέθηκε ίσος με 0,3. (Κορομπίλιας, 2015)

5.3.5. Μηχανικά χαρακτηριστικά εδαφικών στρώσεων

Τα μηχανικά χαρακτηριστικά των εδαφικών στρώσεων δίνονται από προγενέστερες μελέτες και γεωτρήσεις στην περιοχή ενδιαφέροντος. (Μεταξάς κ.α., 2010)

Στον Πίνακα 8 αναγράφονται τα μηχανικά χαρακτηριστικά των εδαφικών στρώσεων.

Πίνακας 8. Μηχανικά χαρακτηριστικά εδαφικών στρώσεων

Παράμετρος	I	II	IIIa	IIIb	IV
c (kPa)	10 - 20	10-20	15-25	15-25	20
φ	22,5-25	22,5	30-33	30-33	32
γ _{unsat} (KN/m ³)	18	19	19,3	19,3	18,6
γ _{sat} (KN/m ³)	20	20	20,5	20,5	20
ν	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3
E (kPa)	12500	13000-15000	15000-30000	90000-100000	100000

5.4. Παραμετρικές αναλύσεις

Πραγματοποιήθηκαν συνολικά 25 αναλύσεις για το ευθύγραμμο τμήμα Μπέμπο-Αγ. Φραγκίσκου. Συγκεκριμένα πραγματοποιήθηκαν οι ακόλουθες τρεις ομάδες παραμετρικών αναλύσεων.

1. Μεταβολή των μηχανικών παραμέτρων αντοχής των εδαφικών στρώσεων (συνοχή και γωνία τριβής) με διατήρηση σταθερού μέτρου ελαστικότητας των εδαφικών στρώσεων στο κατώτερο όριο και διατήρηση σταθερού μέτρου ελαστικότητας της τοιχοποιίας (βάσει της τιμής που υπολογίστηκε από το μοντέλο του EC6). Σε αυτή την ομάδα παραμετρικών αναλύσεων έχουν ληφθεί υπόψη και τα διαφορετικά υλικά κατασκευής των φάσεων του τείχους.

**ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΤΩΝ ΣΥΝΘΗΚΩΝ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑΣ ΤΩΝ ΤΕΙΧΩΝ ΤΟΥ ΧΑΝΔΑΚΑ ΜΕ ΤΗΝ ΕΦΑΡΜΟΓΗ
ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΩΝ ΕΠΙΛΥΣΕΩΝ**

2. Μεταβολή των μηχανικών παραμέτρων αντοχής των εδαφικών στρώσεων (συνοχή και γωνία τριβής) με διατήρηση σταθερού μέτρου ελαστικότητας των εδαφικών στρώσεων στο ανώτερο όριο και διατήρηση σταθερού μέτρου ελαστικότητας της τοιχοποιίας (βάσει της τιμής που υπολογίστηκε από το μοντέλο του EC6). Σε αυτή την ομάδα παραμετρικών αναλύσεων έχουν ληφθεί υπόψη και τα διαφορετικά υλικά κατασκευής των φάσεων του τείχους.
3. Διατήρηση σταθερών μηχανικών παραμέτρων των εδαφικών στρώσεων (δυσμενέστερα) και μεταβολή του μέτρου ελαστικότητας της τοιχοποιίας, βάσει των αποτελεσμάτων που υπολογίστηκαν από τους εμπειρικούς τύπους, εξισώσεις και μοντέλα. Σε αυτή την ομάδα παραμετρικών αναλύσεων έχουν ληφθεί υπόψη και τα διαφορετικά υλικά κατασκευής των φάσεων του τείχους.

Στον Πίνακα 9 περιγράφονται οι αναλύσεις, η μέθοδος υπολογισμού του μέτρου ελαστικότητας του τείχους και τα υλικά κατασκευής του.

Πίνακας 9. Περιγραφή των αναλύσεων, της μεθόδου υπολογισμού του μέτρου ελαστικότητας και των υλικών κατασκευής του τείχους

Ανάλυση	Περιγραφή παραμετρικής ανάλυσης	Μέθοδος υπολογισμού μέτρου ελαστικότητας	Υλικά κατασκευαστικών φάσεων	
ΑΝΑΛΥΣΗ 1	Σταθερό μέτρο ελαστικότητας τοιχοποιίας-Μεταβολή μηχανικών χαρακτηριστικών αντοχής των εδαφικών στρώσεων-Σταθερό μέτρο ελαστικότητας εδαφικών στρώσεων (κατώτερο όριο)	EC6	Οθωμανική φάση: Δολομιτωμένος ασβεστόλιθος-υγιές κονίαμα	Ενετική φάση: Απολιθωματοφόρος ασβεστόλιθος-υγιές κονίαμα
ΑΝΑΛΥΣΗ 2		EC6		
ΑΝΑΛΥΣΗ 1_2		EC6	Οθωμανική φάση: Δολομιτωμένος ασβεστόλιθος-υγιές κονίαμα	Ενετική φάση: Ασβεστιτικός ψαμμίτης-υγιές κονίαμα
ΑΝΑΛΥΣΗ 2_2		EC6		
ΑΝΑΛΥΣΗ 3	Σταθερό μέτρο ελαστικότητας τοιχοποιίας-Μεταβολή μηχανικών χαρακτηριστικών αντοχής των εδαφικών στρώσεων-Σταθερό μέτρο ελαστικότητας εδαφικών στρώσεων (ανώτερο όριο)	EC6	Οθωμανική φάση: Δολομιτωμένος ασβεστόλιθος-υγιές κονίαμα	Ενετική φάση: Απολιθωματοφόρος ασβεστόλιθος-υγιές κονίαμα
ΑΝΑΛΥΣΗ 4		EC6		
ΑΝΑΛΥΣΗ 3_2		EC6	Οθωμανική φάση: Δολομιτωμένος ασβεστόλιθος-υγιές κονίαμα	Ενετική φάση: Ασβεστιτικός ψαμμίτης-υγιές κονίαμα
ΑΝΑΛΥΣΗ 4_2		EC6		

**ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΤΩΝ ΣΥΝΘΗΚΩΝ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑΣ ΤΩΝ ΤΕΙΧΩΝ ΤΟΥ ΧΑΝΔΑΚΑ ΜΕ ΤΗΝ ΕΦΑΡΜΟΓΗ
ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΩΝ ΕΠΙΛΥΣΕΩΝ**

ΑΝΑΛΥΣΗ 5	Διατήρηση σταθερών μηχανικών παραμέτρων των εδαφικών στρώσεων (δυσμενέστερες)- Μεταβολή του μέτρου ελαστικότητας της τοιχοποιίας	Cieseilski	Οθωμανική φάση: Δολομιτωμένος ασβεστόλιθος-υγιές κονίαμα	Ενετική φάση: Απολιθωματοφόρος ασβεστόλιθος-υγιές κονίαμα		
ΑΝΑΛΥΣΗ 6		Matysek				
ΑΝΑΛΥΣΗ 7		Brooks				
ΑΝΑΛΥΣΗ 8		Jonaitis				
ΑΝΑΛΥΣΗ 9		Marciukaitis				
ΑΝΑΛΥΣΗ 10		Farshchi				
ΑΝΑΛΥΣΗ 11		Tomazevic (200fk)				
ΑΝΑΛΥΣΗ 12		Tomazevic (2000fk)				
ΑΝΑΛΥΣΗ 13		Tomazevic (200fk)			Οθωμανική φάση: Δολομιτωμένος ασβεστόλιθος-υγιές κονίαμα	Ενετική φάση: Ασβεστιτικός ψαμμίτης-υγιές κονίαμα
ΑΝΑΛΥΣΗ 14		EC6				
ΑΝΑΛΥΣΗ 15		Tomazevic (2000fk)				
ΑΝΑΛΥΣΗ 16		Cieseilski				
ΑΝΑΛΥΣΗ 17		Matysek				
ΑΝΑΛΥΣΗ 18		Brooks				
ΑΝΑΛΥΣΗ 19		Jonaitis				
ΑΝΑΛΥΣΗ 20		Marciukaitis				
ΑΝΑΛΥΣΗ 21		Farshchi				

5.4.1. Αναλύσεις με σταθερό μέτρο ελαστικότητας τοιχοποιίας-Μεταβολή μηχανικών χαρακτηριστικών αντοχής των εδαφικών στρώσεων-σταθερό μέτρο ελαστικότητας εδαφικών στρώσεων (κατώτερο όριο)

Όπως προαναφέρθηκε, το μέτρο ελαστικότητας της τοιχοποιίας διατηρείται σταθερό στις πρώτες οκτώ αναλύσεις, ενώ τα μηχανικά χαρακτηριστικά των εδαφικών στρώσεων μεταβάλλονται. Οι τιμές του μέτρου ελαστικότητας της τοιχοποιίας, που χρησιμοποιήθηκαν, υπολογίστηκαν από τον Ευρωκώδικα 6, αναλόγως τα διάφορα υλικά κατασκευής του τείχους.

Οι πρώτες τέσσερις αναλύσεις (Ανάλυση 1, 2 και 1-2, 2-2) πραγματοποιήθηκαν χρησιμοποιώντας τις κατώτερες τιμές του μέτρου ελαστικότητας για τις εδαφικές στρώσεις.

Οι Αναλύσεις 1 και 2 πραγματοποιήθηκαν θεωρώντας ότι το Οθωμανικό τμήμα του τείχους είναι κατασκευασμένο από δολομιτωμένο ασβεστόλιθο και υγιές κονίαμα και το Ενετικό τμήμα από απολιθωματοφόρο ασβεστόλιθο και υγιές κονίαμα.

Αντιθέτως, οι Αναλύσεις 1-2 και 2-2 πραγματοποιήθηκαν θεωρώντας ότι το Οθωμανικό τμήμα του τείχους είναι κατασκευασμένο από δολομιτωμένο ασβεστόλιθο και υγιές κονίαμα και το Ενετικό τμήμα από ασβεστιτικό ψαμμίτη και υγιές κονίαμα.

**ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΤΩΝ ΣΥΝΘΗΚΩΝ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑΣ ΤΩΝ ΤΕΙΧΩΝ ΤΟΥ ΧΑΝΔΑΚΑ ΜΕ ΤΗΝ ΕΦΑΡΜΟΓΗ
ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΩΝ ΕΠΙΛΥΣΕΩΝ**

Στους παρακάτω πίνακες παρατίθενται τα μηχανικά χαρακτηριστικά των εδαφικών στρώσεων και της τοιχοποιίας για τις Αναλύσεις 1, 2, 1-2 και 2-2.

Πίνακας 10. Μηχανικά χαρακτηριστικά εδαφικών στρώσεων και τοιχοποιίας στην Ανάλυση 1

Mohr - Coulomb	I	II	IIIa	IIIb	IV	Μέτρο ελαστικότητας - Οθωμανικό τμήμα (kPa)	Μέτρο ελαστικότητας - Ενετικό τμήμα (kPa)
c (kPa)	10	10	15	15	20	500	500
ϕ	25	22,5	33	33	32	21	21
γ_{unsat} (KN/m ³)	18	19	19,3	19,3	18,6	24	24
γ_{sat} (KN/m ³)	20	20	20,5	20,5	20	25	25
ν	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3
E (kPa)	12500	13000	15000	90000	100000	8996509	8303192

Πίνακας 11. Μηχανικά χαρακτηριστικά εδαφικών στρώσεων και τοιχοποιίας στην Ανάλυση 2

Mohr - Coulomb	I	II	IIIa	IIIb	IV	Μέτρο ελαστικότητας - Οθωμανικό τμήμα (kPa)	Μέτρο ελαστικότητας - Ενετικό τμήμα (kPa)
c (kPa)	20	20	25	25	20	500	500
ϕ	22,5	22,5	30	30	32	21	21
γ_{unsat} (KN/m ³)	18	18	19,3	19,3	18,6	24	24
γ_{sat} (KN/m ³)	20	20	20,5	20,5	20	25	25
ν	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3
E (kPa)	12500	13000	15000	90000	100000	8996509	8303192

Πίνακας 12. Μηχανικά χαρακτηριστικά εδαφικών στρώσεων και τοιχοποιίας στην Ανάλυση 1-2

Mohr - Coulomb	I	II	IIIa	IIIb	IV	Μέτρο ελαστικότητας - Οθωμανικό τμήμα (kPa)	Μέτρο ελαστικότητας - Ενετικό τμήμα (kPa)
c (kPa)	10	10	15	15	20	500	500
ϕ	25	22,5	33	33	32	21	21
γ_{unsat} (KN/m ³)	18	19	19,3	19,3	18,6	24	24
γ_{sat} (KN/m ³)	20	20	20,5	20,5	20	25	25
ν	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3
E (kPa)	12500	13000	15000	90000	100000	8996509	4564858

**ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΤΩΝ ΣΥΝΘΗΚΩΝ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑΣ ΤΩΝ ΤΕΙΧΩΝ ΤΟΥ ΧΑΝΔΑΚΑ ΜΕ ΤΗΝ ΕΦΑΡΜΟΓΗ
ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΩΝ ΕΠΙΛΥΣΕΩΝ**

Πίνακας 13. Μηχανικά χαρακτηριστικά εδαφικών στρώσεων και τοιχοποιίας στην Ανάλυση 2-2

Mohr - Coulomb	I	II	IIIa	IIIb	IV	Μέτρο ελαστικότητας - Οθωμανικό τμήμα (kPa)	Μέτρο ελαστικότητας - Ενετικό τμήμα (kPa)
c (kPa)	20	20	25	25	20	500	500
ϕ	22,5	22,5	30	30	32	21	21
γ_{unsat} (KN/m ³)	18	18	19,3	19,3	18,6	24	24
γ_{sat} (KN/m ³)	20	20	20,5	20,5	20	25	25
ν	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3
E (kPa)	12500	13000	15000	90000	100000	8996509	4564858

5.4.2. Αναλύσεις με σταθερό μέτρο ελαστικότητας τοιχοποιίας-Μεταβολή μηχανικών χαρακτηριστικών αντοχής των εδαφικών στρώσεων-σταθερό μέτρο ελαστικότητας εδαφικών στρώσεων (ανώτερο όριο)

Οι επόμενες τέσσερις αναλύσεις (Ανάλυση 3, 4 και 3-2, 4-2) πραγματοποιήθηκαν χρησιμοποιώντας τις ανώτερες τιμές του μέτρου ελαστικότητας για τις εδαφικές στρώσεις.

Οι Αναλύσεις 3 και 4 πραγματοποιήθηκαν θεωρώντας ότι το Οθωμανικό τμήμα του τείχους είναι κατασκευασμένο από δολομιτωμένο ασβεστόλιθο και υγιές κονίαμα και το Ενετικό τμήμα από απολιθωματοφόρο ασβεστόλιθο και υγιές κονίαμα.

Οι Αναλύσεις 3-2 και 4-2 πραγματοποιήθηκαν θεωρώντας ότι το Οθωμανικό τμήμα του τείχους είναι κατασκευασμένο από δολομιτωμένο ασβεστόλιθο και υγιές κονίαμα και το Ενετικό τμήμα από ασβεστιτικό ψαμμίτη και υγιές κονίαμα.

Στους παρακάτω πίνακες παρατίθενται τα μηχανικά χαρακτηριστικά των εδαφικών στρώσεων και της τοιχοποιίας για τις Αναλύσεις 3, 4, 3-2 και 4-2.

**ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΤΩΝ ΣΥΝΘΗΚΩΝ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑΣ ΤΩΝ ΤΕΙΧΩΝ ΤΟΥ ΧΑΝΔΑΚΑ ΜΕ ΤΗΝ ΕΦΑΡΜΟΓΗ
ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΩΝ ΕΠΙΛΥΣΕΩΝ**

Πίνακας 14. Μηχανικά χαρακτηριστικά εδαφικών στρώσεων και τοιχοποιίας στην Ανάλυση 3

Mohr - Coulomb	I	II	IIIa	IIIb	IV	Μέτρο ελαστικότητας - Οθωμανικό τμήμα (kPa)	Μέτρο ελαστικότητας - Ενετικό τμήμα (kPa)
c (kPa)	10	10	15	15	20	500	500
ϕ	25	22,5	33	33	32	21	21
γ_{unsat} (KN/m ³)	18	19	19,3	19,3	18,6	24	24
γ_{sat} (KN/m ³)	20	20	20,5	20,5	20	25	25
ν	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3
E (kPa)	12500	15000	30000	100000	100000	8996509	8303192

Πίνακας 15. Μηχανικά χαρακτηριστικά εδαφικών στρώσεων και τοιχοποιίας στην Ανάλυση 4

Mohr - Coulomb	I	II	IIIa	IIIb	IV	Μέτρο ελαστικότητας - Οθωμανικό τμήμα (kPa)	Μέτρο ελαστικότητας - Ενετικό τμήμα (kPa)
c (kPa)	20	20	25	25	20	500	500
ϕ	22,5	22,5	30	30	32	21	21
γ_{unsat} (KN/m ³)	18	18	19,3	19,3	18,6	24	24
γ_{sat} (KN/m ³)	20	20	20,5	20,5	20	25	25
ν	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3
E (kPa)	12500	15000	30000	100000	100000	8996509	8303192

Πίνακας 16. Μηχανικά χαρακτηριστικά εδαφικών στρώσεων και τοιχοποιίας στην Ανάλυση 3-2

Mohr - Coulomb	I	II	IIIa	IIIb	IV	Μέτρο ελαστικότητας - Οθωμανικό τμήμα (kPa)	Μέτρο ελαστικότητας - Ενετικό τμήμα (kPa)
c (kPa)	10	10	15	15	20	500	500
ϕ	25	22,5	33	33	32	21	21
γ_{unsat} (KN/m ³)	18	19	19,3	19,3	18,6	24	24
γ_{sat} (KN/m ³)	20	20	20,5	20,5	20	25	25
ν	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3
E (kPa)	12500	15000	30000	100000	100000	8996509	4564858

**ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΤΩΝ ΣΥΝΘΗΚΩΝ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑΣ ΤΩΝ ΤΕΙΧΩΝ ΤΟΥ ΧΑΝΔΑΚΑ ΜΕ ΤΗΝ ΕΦΑΡΜΟΓΗ
ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΩΝ ΕΠΙΛΥΣΕΩΝ**

Πίνακας 17. Μηχανικά χαρακτηριστικά εδαφικών στρώσεων και τοιχοποιίας στην Ανάλυση 4-2

Mohr - Coulomb	I	II	IIIa	IIIb	IV	Μέτρο ελαστικότητας - Οθωμανικό τμήμα (kPa)	Μέτρο ελαστικότητας - Ενετικό τμήμα (kPa)
c (kPa)	20	20	25	25	20	500	500
ϕ	22,5	22,5	30	30	32	21	21
γ_{unsat} (KN/m ³)	18	18	19,3	19,3	18,6	24	24
γ_{sat} (KN/m ³)	20	20	20,5	20,5	20	25	25
ν	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3
E (kPa)	12500	15000	30000	100000	100000	8996509	4564858

5.4.3. Διατήρηση σταθερών μηχανικών παραμέτρων των εδαφικών στρώσεων (δυσμενέστερων) και μεταβολή του μέτρου ελαστικότητας της τοιχοποιίας, βάσει των μοντέλων που υπολογίστηκαν από τους εμπειρικούς τύπους, εξισώσεις και μοντέλα

Στις υπόλοιπες δεκαεπτά αναλύσεις χρησιμοποιήθηκαν τα πιο δυσμενή μηχανικά χαρακτηριστικά των εδαφικών στρώσεων, ενώ γινόταν μεταβολή του μέτρου ελαστικότητας της τοιχοποιίας βάσει των τιμών που υπολογίστηκαν από τους εμπειρικούς τύπους, εξισώσεις και μοντέλα.

Στις Αναλύσεις 5-12, χρησιμοποιήθηκε το μέτρο ελαστικότητας που υπολογίστηκε όταν το Οθωμανικό τμήμα του τείχους είναι κατασκευασμένο από δολομιτωμένο ασβεστόλιθο και υγιές κονίαμα και το Ενετικό τμήμα όταν είναι κατασκευασμένο από απολιθωματοφόρο ασβεστόλιθο και υγιές κονίαμα. Στους παρακάτω πίνακες παρατίθενται τα μηχανικά χαρακτηριστικά των εδαφικών στρώσεων και της τοιχοποιίας για τις αναλύσεις αυτές.

**ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΤΩΝ ΣΥΝΘΗΚΩΝ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑΣ ΤΩΝ ΤΕΙΧΩΝ ΤΟΥ ΧΑΝΔΑΚΑ ΜΕ ΤΗΝ ΕΦΑΡΜΟΓΗ
ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΩΝ ΕΠΙΛΥΣΕΩΝ**

*Πίνακας 18. Μηχανικά χαρακτηριστικά εδαφικών στρώσεων και τοιχοποιίας στην Ανάλυση 5 -
Υπολογισμός μέτρου ελαστικότητας κατά Ciesielski*

Mohr - Coulomb	I	II	IIIa	IIIb	IV	Μέτρο ελαστικότητας - Οθωμανικό τμήμα (kPa)	Μέτρο ελαστικότητας - Ενετικό τμήμα (kPa)
c (kPa)	10	10	15	15	20	500	500
φ	25	22,5	33	33	32	21	21
γ _{unsat} (KN/m ³)	18	19	19,3	19,3	18,6	24	24
γ _{sat} (KN/m ³)	20	20	20,5	20,5	20	25	25
v	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3
E (kPa)	12500	13000	15000	90000	100000	4650218	3550618

*Πίνακας 19. Μηχανικά χαρακτηριστικά εδαφικών στρώσεων και τοιχοποιίας στην Ανάλυση 6 -
Υπολογισμός μέτρου ελαστικότητας κατά Matysek*

Mohr - Coulomb	I	II	IIIa	IIIb	IV	Μέτρο ελαστικότητας - Οθωμανικό τμήμα (kPa)	Μέτρο ελαστικότητας - Ενετικό τμήμα (kPa)
c (kPa)	10	10	15	15	20	500	500
φ	25	22,5	33	33	32	21	21
γ _{unsat} (KN/m ³)	18	19	19,3	19,3	18,6	24	24
γ _{sat} (KN/m ³)	20	20	20,5	20,5	20	25	25
v	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3
E (kPa)	12500	13000	15000	90000	100000	5443238	6082466

*Πίνακας 20. Μηχανικά χαρακτηριστικά εδαφικών στρώσεων και τοιχοποιίας στην Ανάλυση 7 -
Υπολογισμός μέτρου ελαστικότητας κατά Brooks*

Mohr - Coulomb	I	II	IIIa	IIIb	IV	Μέτρο ελαστικότητας - Οθωμανικό τμήμα (kPa)	Μέτρο ελαστικότητας - Ενετικό τμήμα (kPa)
c (kPa)	10	10	15	15	20	500	500
φ	25	22,5	33	33	32	21	21
γ _{unsat} (KN/m ³)	18	19	19,3	19,3	18,6	24	24
γ _{sat} (KN/m ³)	20	20	20,5	20,5	20	25	25
v	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3
E (kPa)	12500	13000	15000	90000	100000	5377210	3926209

**ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΤΩΝ ΣΥΝΘΗΚΩΝ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑΣ ΤΩΝ ΤΕΙΧΩΝ ΤΟΥ ΧΑΝΔΑΚΑ ΜΕ ΤΗΝ ΕΦΑΡΜΟΓΗ
ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΩΝ ΕΠΙΛΥΣΕΩΝ**

*Πίνακας 21. Μηχανικά χαρακτηριστικά εδαφικών στρώσεων και τοιχοποιίας στην Ανάλυση 8 -
Υπολογισμός μέτρου ελαστικότητας κατά Jonaitis*

Mohr - Coulomb	I	II	IIIa	IIIb	IV	Μέτρο ελαστικότητας - Οθωμανικό τμήμα (kPa)	Μέτρο ελαστικότητας - Ενετικό τμήμα (kPa)
c (kPa)	10	10	15	15	20	500	500
φ	25	22,5	33	33	32	21	21
γ _{unsat} (KN/m ³)	18	19	19,3	19,3	18,6	24	24
γ _{sat} (KN/m ³)	20	20	20,5	20,5	20	25	25
v	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3
E (kPa)	12500	13000	15000	90000	100000	14899276	7001393

*Πίνακας 22. Μηχανικά χαρακτηριστικά εδαφικών στρώσεων και τοιχοποιίας στην Ανάλυση 9 -
Υπολογισμός μέτρου ελαστικότητας κατά Marciukaitis*

Mohr - Coulomb	I	II	IIIa	IIIb	IV	Μέτρο ελαστικότητας - Οθωμανικό τμήμα (kPa)	Μέτρο ελαστικότητας - Ενετικό τμήμα (kPa)
c (kPa)	10	10	15	15	20	500	500
φ	25	22,5	33	33	32	21	21
γ _{unsat} (KN/m ³)	18	19	19,3	19,3	18,6	24	24
γ _{sat} (KN/m ³)	20	20	20,5	20,5	20	25	25
v	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3
E (kPa)	12500	13000	15000	90000	100000	13376953	5499561

*Πίνακας 23. Μηχανικά χαρακτηριστικά εδαφικών στρώσεων και τοιχοποιίας στην Ανάλυση 10 -
Υπολογισμός μέτρου ελαστικότητας κατά Farshchi*

Mohr - Coulomb	I	II	IIIa	IIIb	IV	Μέτρο ελαστικότητας - Οθωμανικό τμήμα (kPa)	Μέτρο ελαστικότητας - Ενετικό τμήμα (kPa)
c (kPa)	10	10	15	15	20	500	500
φ	25	22,5	33	33	32	21	21
γ _{unsat} (KN/m ³)	18	19	19,3	19,3	18,6	24	24
γ _{sat} (KN/m ³)	20	20	20,5	20,5	20	25	25
v	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3
E (kPa)	12500	13000	15000	90000	100000	4650218	5669035

**ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΤΩΝ ΣΥΝΘΗΚΩΝ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑΣ ΤΩΝ ΤΕΙΧΩΝ ΤΟΥ ΧΑΝΔΑΚΑ ΜΕ ΤΗΝ ΕΦΑΡΜΟΓΗ
ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΩΝ ΕΠΙΛΥΣΕΩΝ**

Πίνακας 24. Μηχανικά χαρακτηριστικά εδαφικών στρώσεων και τοιχοποιίας στην Ανάλυση 11 - Υπολογισμός μέτρου ελαστικότητας κατά Tomazevic (200fk)

Mohr - Coulomb	I	II	IIIa	IIIb	IV	Μέτρο ελαστικότητας - Οθωμανικό τμήμα (kPa)	Μέτρο ελαστικότητας - Ενετικό τμήμα (kPa)
c (kPa)	10	10	15	15	20	500	500
ϕ	25	22,5	33	33	32	21	21
γ_{unsat} (KN/m ³)	18	19	19,3	19,3	18,6	24	24
γ_{sat} (KN/m ³)	20	20	20,5	20,5	20	25	25
ν	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3
E (kPa)	12500	13000	15000	90000	100000	1799302	1660638

Πίνακας 25. Μηχανικά χαρακτηριστικά εδαφικών στρώσεων και τοιχοποιίας στην Ανάλυση 12 - Υπολογισμός μέτρου ελαστικότητας κατά Tomazevic (2000fk)

Mohr - Coulomb	I	II	IIIa	IIIb	IV	Μέτρο ελαστικότητας - Οθωμανικό τμήμα (kPa)	Μέτρο ελαστικότητας - Ενετικό τμήμα (kPa)
c (kPa)	10	10	15	15	20	500	500
ϕ	25	22,5	33	33	32	21	21
γ_{unsat} (KN/m ³)	18	19	19,3	19,3	18,6	24	24
γ_{sat} (KN/m ³)	20	20	20,5	20,5	20	25	25
ν	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3
E (kPa)	12500	13000	15000	90000	100000	17993018	16606384

Στις Αναλύσεις 13-21 χρησιμοποιήθηκε το μέτρο ελαστικότητας που υπολογίστηκε όταν το Οθωμανικό τμήμα του τείχους είναι κατασκευασμένο από δολομιτωμένο ασβεστόλιθο και υγρές κονίαμα και το Ενετικό τμήμα όταν είναι κατασκευασμένο από ασβεστοπυλινό ψαμμίτη και υγρές κονίαμα. Στους παρακάτω πίνακες παρατίθενται τα μηχανικά χαρακτηριστικά των εδαφικών στρώσεων και της τοιχοποιίας για τις αναλύσεις αυτές.

**ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΤΩΝ ΣΥΝΘΗΚΩΝ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑΣ ΤΩΝ ΤΕΙΧΩΝ ΤΟΥ ΧΑΝΔΑΚΑ ΜΕ ΤΗΝ ΕΦΑΡΜΟΓΗ
ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΩΝ ΕΠΙΛΥΣΕΩΝ**

*Πίνακας 26. Μηχανικά χαρακτηριστικά εδαφικών στρώσεων και τοιχοποιίας στην Ανάλυση 13 -
Υπολογισμός μέτρου ελαστικότητας κατά Tomazevic (200fk)*

Mohr - Coulomb	I	II	IIIa	IIIb	IV	Μέτρο ελαστικότητας - Οθωμανικό τμήμα (kPa)	Μέτρο ελαστικότητας - Ενετικό τμήμα (kPa)
c (kPa)	10	10	15	15	20	500	500
φ	25	22,5	33	33	32	21	21
γ _{unsat} (KN/m ³)	18	19	19,3	19,3	18,6	24	24
γ _{sat} (KN/m ³)	20	20	20,5	20,5	20	25	25
ν	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3
E (kPa)	12500	13000	15000	90000	100000	1799302	912972

*Πίνακας 27. Μηχανικά χαρακτηριστικά εδαφικών στρώσεων και τοιχοποιίας στην Ανάλυση 14 -
Υπολογισμός μέτρου ελαστικότητας κατά EC6*

Mohr - Coulomb	I	II	IIIa	IIIb	IV	Μέτρο ελαστικότητας - Οθωμανικό τμήμα (kPa)	Μέτρο ελαστικότητας - Ενετικό τμήμα (kPa)
c (kPa)	10	10	15	15	20	500	500
φ	25	22,5	33	33	32	21	21
γ _{unsat} (KN/m ³)	18	19	19,3	19,3	18,6	24	24
γ _{sat} (KN/m ³)	20	20	20,5	20,5	20	25	25
ν	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3
E (kPa)	12500	13000	15000	90000	100000	8996509	4564858

*Πίνακας 28. Μηχανικά χαρακτηριστικά εδαφικών στρώσεων και τοιχοποιίας στην Ανάλυση 15 -
Υπολογισμός μέτρου ελαστικότητας κατά Tomazevic (2000fk)*

Mohr - Coulomb	I	II	IIIa	IIIb	IV	Μέτρο ελαστικότητας - Οθωμανικό τμήμα (kPa)	Μέτρο ελαστικότητας - Ενετικό τμήμα (kPa)
c (kPa)	10	10	15	15	20	500	500
φ	25	22,5	33	33	32	21	21
γ _{unsat} (KN/m ³)	18	19	19,3	19,3	18,6	24	24
γ _{sat} (KN/m ³)	20	20	20,5	20,5	20	25	25
ν	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3
E (kPa)	12500	13000	15000	90000	100000	17993018	9129716

**ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΤΩΝ ΣΥΝΘΗΚΩΝ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑΣ ΤΩΝ ΤΕΙΧΩΝ ΤΟΥ ΧΑΝΔΑΚΑ ΜΕ ΤΗΝ ΕΦΑΡΜΟΓΗ
ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΩΝ ΕΠΙΛΥΣΕΩΝ**

*Πίνακας 29. Μηχανικά χαρακτηριστικά εδαφικών στρώσεων και τοιχοποιίας στην Ανάλυση 16 -
Υπολογισμός μέτρου ελαστικότητας κατά Ciesielski*

Mohr - Coulomb	I	II	IIIa	IIIb	IV	Μέτρο ελαστικότητας - Οθωμανικό τμήμα (kPa)	Μέτρο ελαστικότητας - Ενετικό τμήμα (kPa)
c (kPa)	10	10	15	15	20	500	500
φ	25	22,5	33	33	32	21	21
γ _{unsat} (KN/m ³)	18	19	19,3	19,3	18,6	24	24
γ _{sat} (KN/m ³)	20	20	20,5	20,5	20	25	25
ν	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3
E (kPa)	12500	13000	15000	90000	100000	4650218	2573644

*Πίνακας 30. Μηχανικά χαρακτηριστικά εδαφικών στρώσεων και τοιχοποιίας στην Ανάλυση 17 -
Υπολογισμός μέτρου ελαστικότητας κατά Matysek*

Mohr - Coulomb	I	II	IIIa	IIIb	IV	Μέτρο ελαστικότητας - Οθωμανικό τμήμα (kPa)	Μέτρο ελαστικότητας - Ενετικό τμήμα (kPa)
c (kPa)	10	10	15	15	20	500	500
φ	25	22,5	33	33	32	21	21
γ _{unsat} (KN/m ³)	18	19	19,3	19,3	18,6	24	24
γ _{sat} (KN/m ³)	20	20	20,5	20,5	20	25	25
ν	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3
E (kPa)	12500	13000	15000	90000	100000	5443238	3493979

*Πίνακας 31. Μηχανικά χαρακτηριστικά εδαφικών στρώσεων και τοιχοποιίας στην Ανάλυση 18 -
Υπολογισμός μέτρου ελαστικότητας κατά Brooks*

Mohr - Coulomb	I	II	IIIa	IIIb	IV	Μέτρο ελαστικότητας - Οθωμανικό τμήμα (kPa)	Μέτρο ελαστικότητας - Ενετικό τμήμα (kPa)
c (kPa)	10	10	15	15	20	500	500
φ	25	22,5	33	33	32	21	21
γ _{unsat} (KN/m ³)	18	19	19,3	19,3	18,6	24	24
γ _{sat} (KN/m ³)	20	20	20,5	20,5	20	25	25
ν	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3
E (kPa)	12500	13000	15000	90000	100000	5377210	2739480

**ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΤΩΝ ΣΥΝΘΗΚΩΝ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑΣ ΤΩΝ ΤΕΙΧΩΝ ΤΟΥ ΧΑΝΔΑΚΑ ΜΕ ΤΗΝ ΕΦΑΡΜΟΓΗ
ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΩΝ ΕΠΙΛΥΣΕΩΝ**

*Πίνακας 32. Μηχανικά χαρακτηριστικά εδαφικών στρώσεων και τοιχοποιίας στην Ανάλυση 19 -
Υπολογισμός μέτρου ελαστικότητας κατά Jonaitis*

Mohr - Coulomb	I	II	IIIa	IIIb	IV	Μέτρο ελαστικότητας - Οθωμανικό τμήμα (kPa)	Μέτρο ελαστικότητας - Ενετικό τμήμα (kPa)
c (kPa)	10	10	15	15	20	500	500
φ	25	22,5	33	33	32	21	21
γ _{unsat} (KN/m ³)	18	19	19,3	19,3	18,6	24	24
γ _{sat} (KN/m ³)	20	20	20,5	20,5	20	25	25
ν	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3
E (kPa)	12500	13000	15000	90000	100000	14899276	3653789

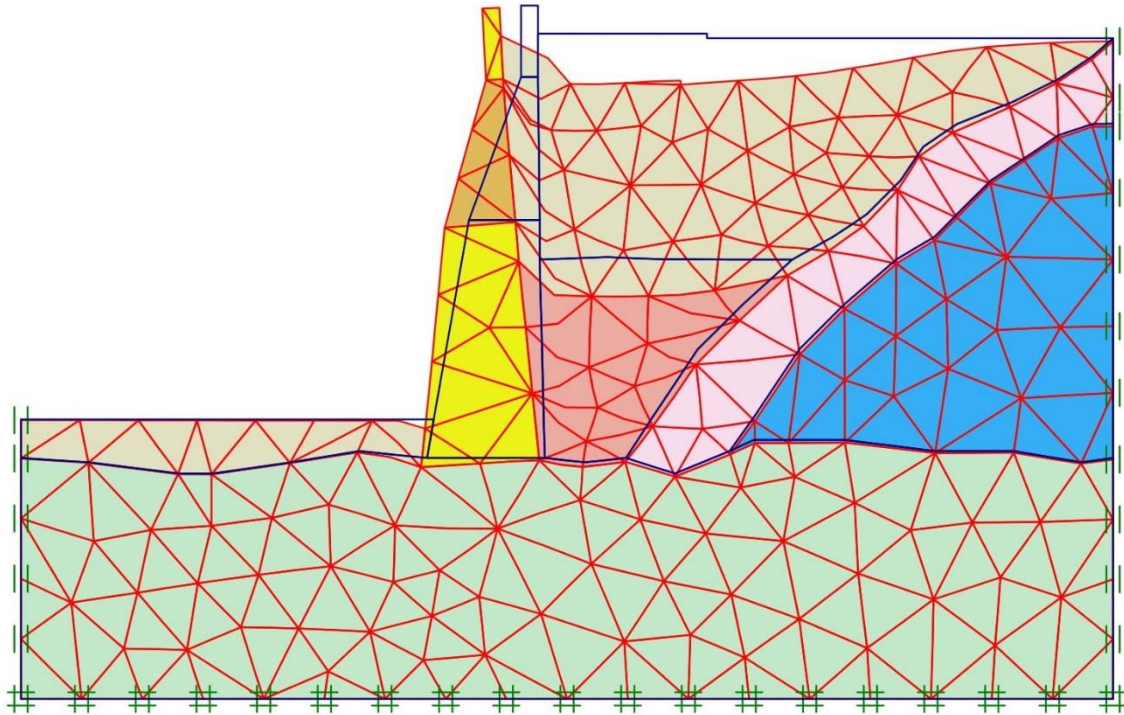
*Πίνακας 33. Μηχανικά χαρακτηριστικά εδαφικών στρώσεων και τοιχοποιίας στην Ανάλυση 20 -
Υπολογισμός μέτρου ελαστικότητας κατά Marciukaitis*

Mohr - Coulomb	I	II	IIIa	IIIb	IV	Μέτρο ελαστικότητας - Οθωμανικό τμήμα (kPa)	Μέτρο ελαστικότητας - Ενετικό τμήμα (kPa)
c (kPa)	10	10	15	15	20	500	500
φ	25	22,5	33	33	32	21	21
γ _{unsat} (KN/m ³)	18	19	19,3	19,3	18,6	24	24
γ _{sat} (KN/m ³)	20	20	20,5	20,5	20	25	25
ν	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3
E (kPa)	12500	13000	15000	90000	100000	13376953	2968858

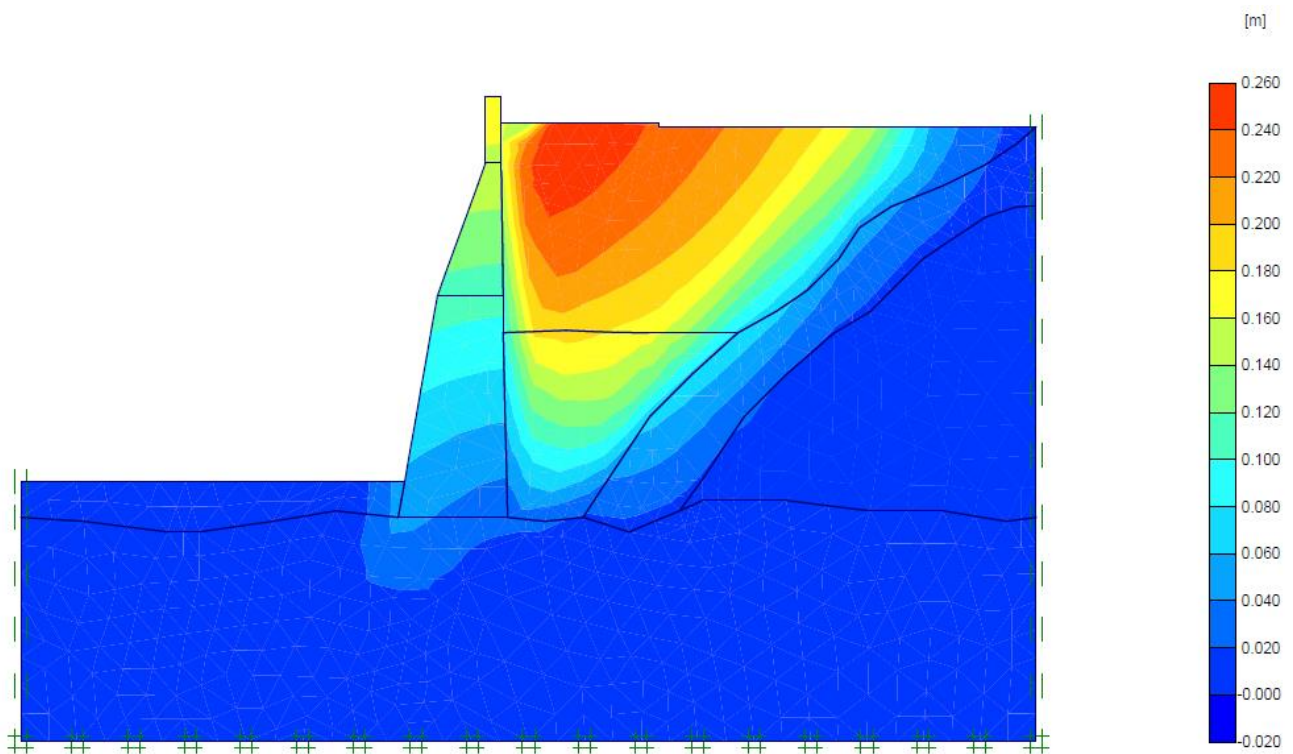
*Πίνακας 34. Μηχανικά χαρακτηριστικά εδαφικών στρώσεων και τοιχοποιίας στην Ανάλυση 21 -
Υπολογισμός μέτρου ελαστικότητας κατά Farshchi*

Mohr - Coulomb	I	II	IIIa	IIIb	IV	Μέτρο ελαστικότητας - Οθωμανικό τμήμα (kPa)	Μέτρο ελαστικότητας - Ενετικό τμήμα (kPa)
c (kPa)	10	10	15	15	20	500	500
φ	25	22,5	33	33	32	21	21
γ _{unsat} (KN/m ³)	18	19	19,3	19,3	18,6	24	24
γ _{sat} (KN/m ³)	20	20	20,5	20,5	20	25	25
ν	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3
E (kPa)	12500	13000	15000	90000	100000	4650218	3370703

5.5. Ανάλυση αποτελεσμάτων παραμετρικών αναλύσεων



Εικόνα 37. Παραμορφωμένη τομή μετά την ανάλυση



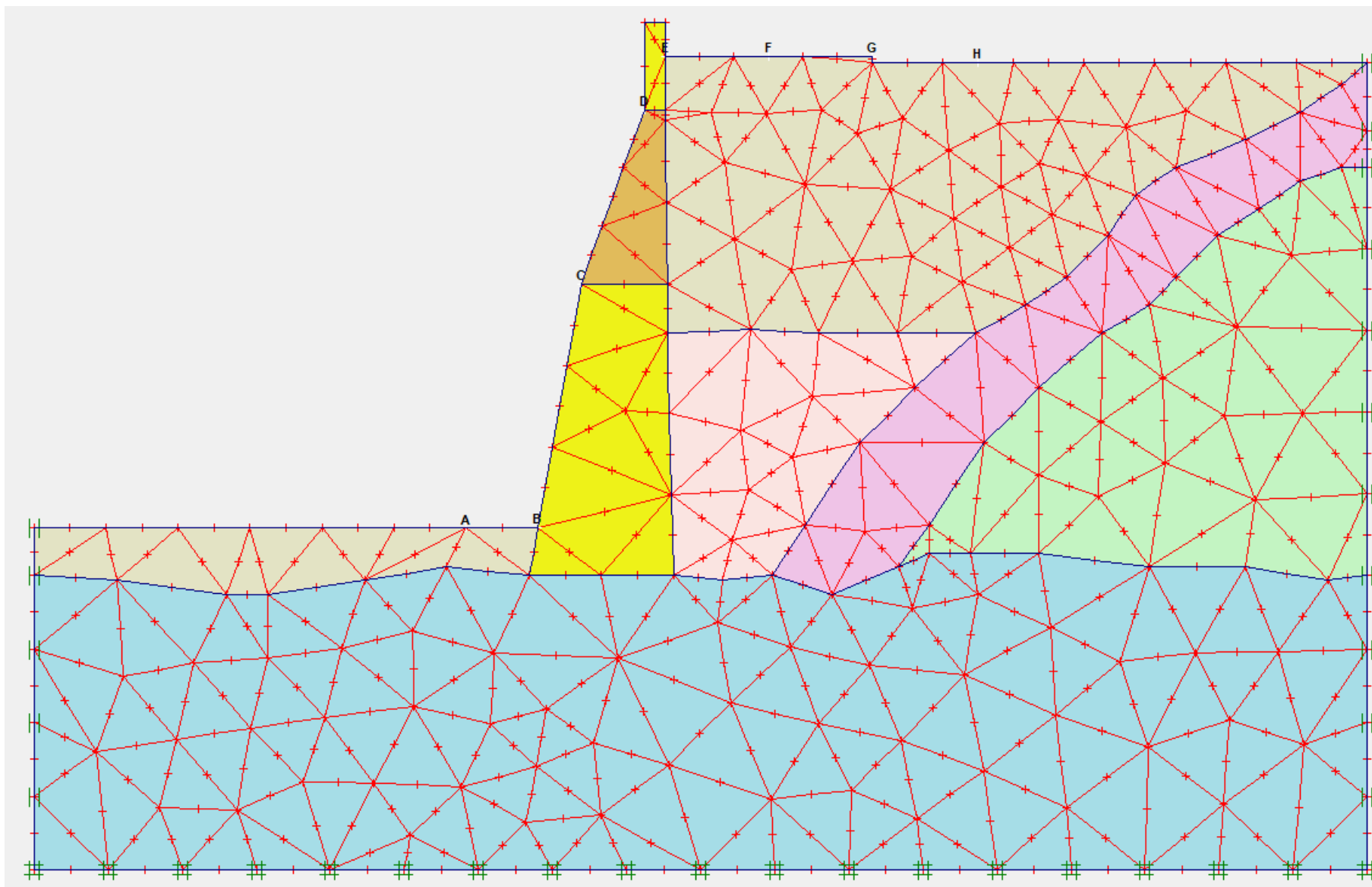
Εικόνα 38. Αναπαράσταση μέγιστων μετακινήσεων

**ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΤΩΝ ΣΥΝΘΗΚΩΝ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑΣ ΤΩΝ ΤΕΙΧΩΝ ΤΟΥ ΧΑΝΔΑΚΑ ΜΕ ΤΗΝ ΕΦΑΡΜΟΓΗ
ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΩΝ ΕΠΙΛΥΣΕΩΝ**

Από τις αναλύσεις λήφθηκε η παραμορφωμένη τομή (Εικόνα 37), καθώς και οι υπολογιζόμενες μετακινήσεις (Εικόνα 38). Κατά τη διάρκεια των αναλύσεων τοποθετήθηκαν οκτώ σημεία παρατήρησης στην τομή, προκειμένου να γίνει καταμέτρηση των ολικών μετακινήσεων στα σημεία αυτά. Τα σημεία αυτά αναπαρίστανται στην Εικόνα 39.

Από την Εικόνα 38 παρατηρείται ότι οι συνολικές μετακινήσεις εντοπίζονται στην περιοχή πίσω από το τείχος και συγκεκριμένα στην περιοχή του πεζοδρομίου και κάτω από αυτό. Οι μετακινήσεις αυτές είναι της τάξης των 0,26 m.

Οι μετακινήσεις, που υπολογίστηκαν, καθώς και ο συντελεστής ασφαλείας, παρουσιάζονται στον Πίνακα 35.

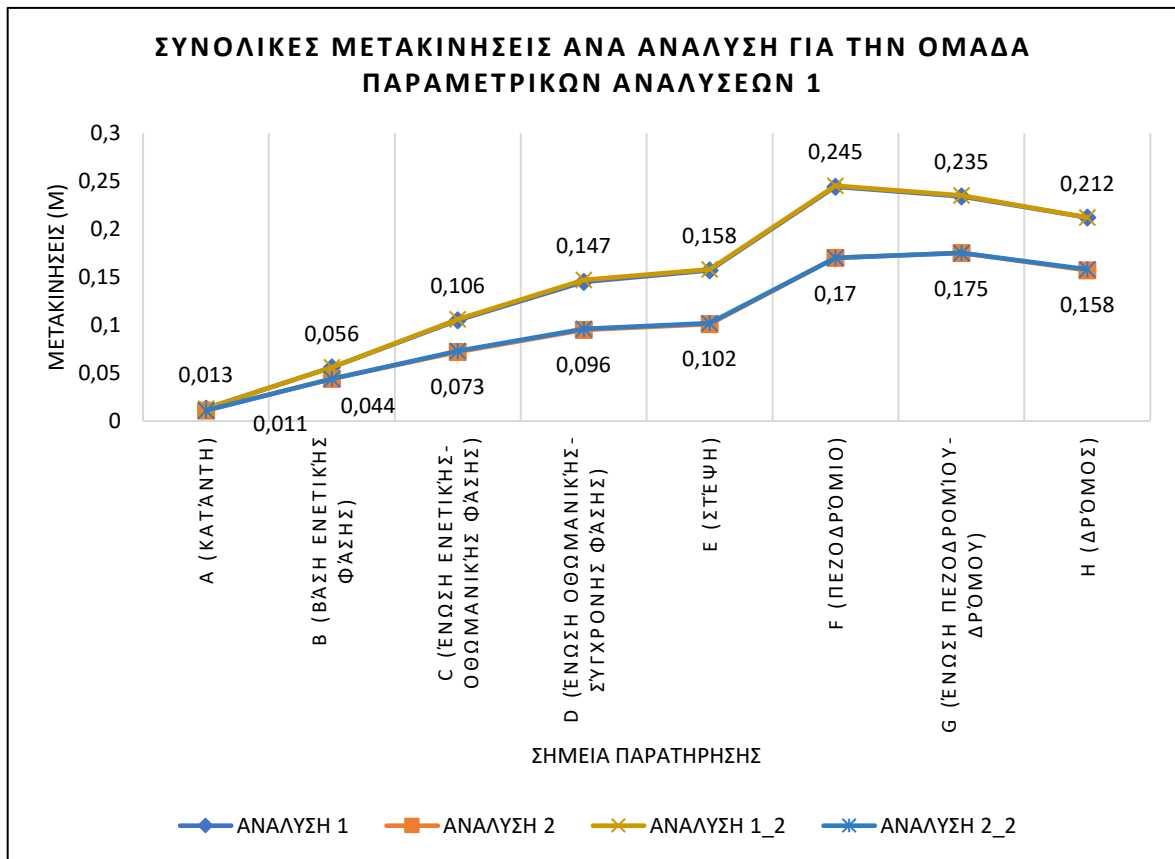


Εικόνα 39. Αναπαράσταση των σημείων όπου έγινε καταμέτρηση των μετακινήσεων

**ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΤΩΝ ΣΥΝΘΗΚΩΝ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑΣ ΤΩΝ ΤΕΙΧΩΝ ΤΟΥ ΧΑΝΔΑΚΑ ΜΕ ΤΗΝ ΕΦΑΡΜΟΓΗ
ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΩΝ ΕΠΙΛΥΣΕΩΝ**

Πίνακας 35. Συντελεστής ασφαλείας και συνολικές μετακινήσεις ανά σημείο παρατήρησης ανάλογα την ανάλυση

ΑΝΑΛΥΣΗ	SF	A	B	C	D	E	F	G	H
ΑΝΑΛΥΣΗ 1	1,173	0,013	0,056	0,105	0,145	0,157	0,244	0,234	0,212
ΑΝΑΛΥΣΗ 2	1,326	0,011	0,044	0,072	0,095	0,101	0,17	0,175	0,157
ΑΝΑΛΥΣΗ 1_2	1,175	0,013	0,056	0,106	0,147	0,158	0,245	0,235	0,212
ΑΝΑΛΥΣΗ 2_2	1,328	0,011	0,044	0,073	0,096	0,102	0,17	0,175	0,158
ΑΝΑΛΥΣΗ 3	1,172	0,013	0,055	0,102	0,141	0,152	0,226	0,218	0,197
ΑΝΑΛΥΣΗ 4	1,327	0,011	0,042	0,067	0,087	0,092	0,153	0,157	0,14
ΑΝΑΛΥΣΗ 3_2	1,176	0,013	0,055	0,103	0,142	0,154	0,227	0,218	0,198
ΑΝΑΛΥΣΗ 4_2	1,328	0,011	0,042	0,067	0,088	0,093	0,153	0,157	0,140
ΑΝΑΛΥΣΗ 5	1,173	0,013	0,056	0,106	0,147	0,157	0,245	0,235	0,213
ΑΝΑΛΥΣΗ 6	1,175	0,013	0,056	0,106	0,145	0,156	0,244	0,235	0,212
ΑΝΑΛΥΣΗ 7	1,175	0,013	0,056	0,106	0,146	0,157	0,242	0,235	0,213
ΑΝΑΛΥΣΗ 8	1,173	0,013	0,056	0,105	0,146	0,158	0,244	0,235	0,212
ΑΝΑΛΥΣΗ 9	1,176	0,013	0,056	0,106	0,146	0,158	0,242	0,235	0,212
ΑΝΑΛΥΣΗ 10	1,176	0,013	0,056	0,106	0,145	0,156	0,245	0,235	0,212
ΑΝΑΛΥΣΗ 11	1,174	0,013	0,056	0,109	0,15	0,159	0,247	0,237	0,214
ΑΝΑΛΥΣΗ 12	1,169	0,013	0,056	0,105	0,145	0,157	0,244	0,235	0,212
ΑΝΑΛΥΣΗ 13	1,173	0,013	0,056	0,112	0,155	0,164	0,25	0,239	0,216
ΑΝΑΛΥΣΗ 14	1,175	0,013	0,056	0,106	0,147	0,158	0,245	0,235	0,212
ΑΝΑΛΥΣΗ 15	1,172	0,013	0,056	0,105	0,145	0,158	0,244	0,234	0,212
ΑΝΑΛΥΣΗ 16	1,173	0,013	0,056	0,107	0,148	0,159	0,246	0,236	0,213
ΑΝΑΛΥΣΗ 17	1,173	0,013	0,056	0,107	0,147	0,158	0,245	0,235	0,213
ΑΝΑΛΥΣΗ 18	1,173	0,013	0,056	0,107	0,148	0,159	0,246	0,236	0,213
ΑΝΑΛΥΣΗ 19	1,175	0,013	0,056	0,107	0,148	0,160	0,245	0,235	0,213
ΑΝΑΛΥΣΗ 20	1,172	0,013	0,056	0,107	0,149	0,160	0,246	0,236	0,213
ΑΝΑΛΥΣΗ 21	1,172	0,013	0,056	0,107	0,147	0,157	0,245	0,235	0,213



Διάγραμμα 9. Συνολικές μετακινήσεις ανά ανάλυση για την ομάδα παραμετρικών αναλύσεων 1

Στο Διάγραμμα 9 αναπαρίστανται οι μετακινήσεις ανά σημείο για την ομάδα αναλύσεων, που περιγράφουν τη μεταβολή των μηχανικών χαρακτηριστικών αντοχής των εδαφικών στρώσεων, ενώ το μέτρο ελαστικότητας των στρώσεων (κάτω όριο) καθώς και της τοιχοποιίας διατηρείται σταθερό.

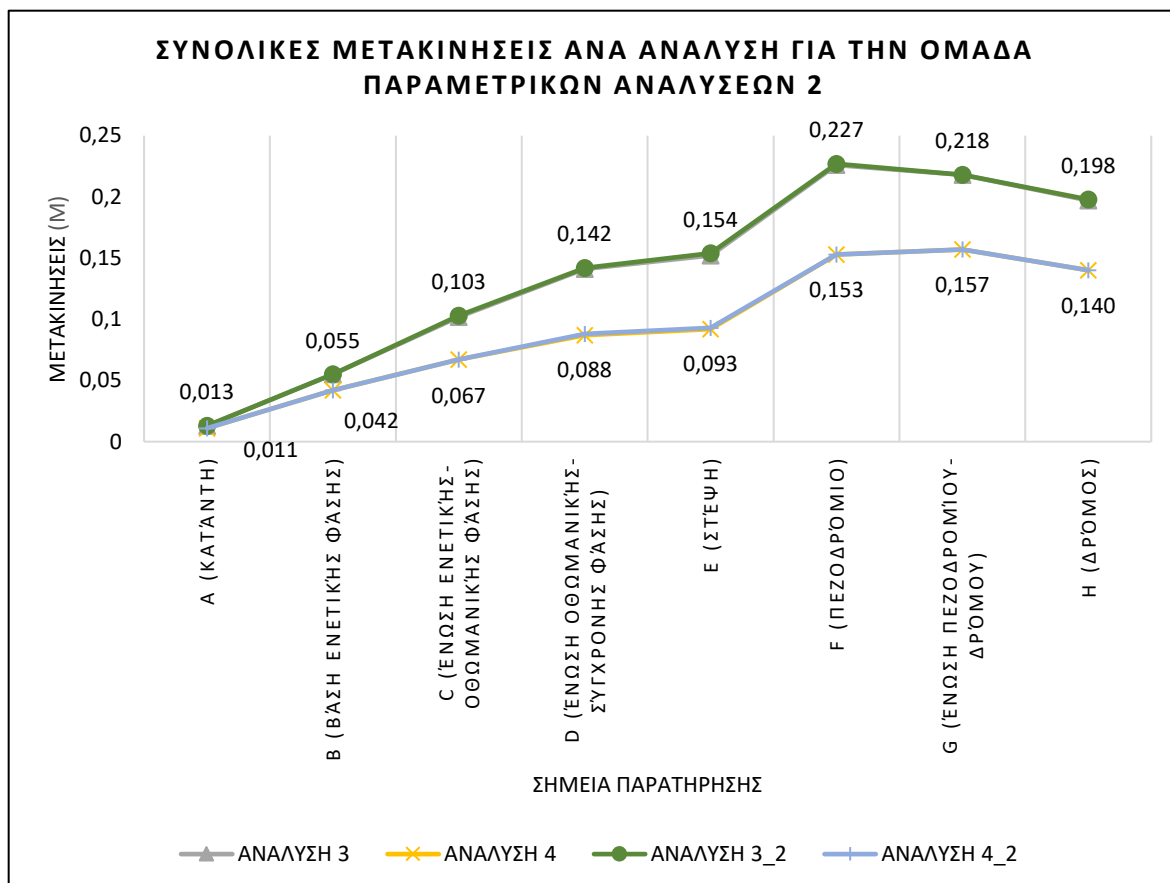
Παρατηρείται ότι οι Αναλύσεις 1 και 1-2 συγκλίνουν ως προς τις υπολογιζόμενες τιμές μέγιστων μετακινήσεων στα σημεία παρατήρησης. Ομοίως και οι Αναλύσεις 2 και 2-2. Συμπεραίνεται, λοιπόν, ότι το είδος του υλικού από το οποίο είναι κατασκευασμένη η τοιχοποιία δεν επηρεάζει σημαντικά τα αποτελέσματα.

Επιπλέον, παρατηρείται ότι η αύξηση της συνοχής των εδαφικών στρώσεων, σε συνδυασμό με τη μείωση της γωνίας τριβής, εμφανίζει σημαντική μείωση στις μετακινήσεις έως και 30,61%.

Η Ανάλυση 1 εμφανίζει τις υψηλότερες τιμές μετακινήσεων και έχει πραγματοποιηθεί για τα δυσμενέστερα μηχανικά χαρακτηριστικά εδαφικών στρώσεων ενώ το μέτρο ελαστικότητας της τοιχοποιίας έχει υπολογιστεί όταν το Οθωμανικό τμήμα του τείχους είναι κατασκευασμένο από δολομιτωμένο ασβεστόλιθο και το Ενετικό τμήμα από απολιθωματοφόρο ασβεστόλιθο.

ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΤΩΝ ΣΥΝΘΗΚΩΝ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑΣ ΤΩΝ ΤΕΙΧΩΝ ΤΟΥ ΧΑΝΔΑΚΑ ΜΕ ΤΗΝ ΕΦΑΡΜΟΓΗ ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΩΝ ΕΠΙΛΥΣΕΩΝ

Η Ανάλυση 1 εμφανίζει και το μικρότερο συντελεστή ασφαλείας ($SF=1,173$), ενώ ο μεγαλύτερος ($SF=1,328$) υπολογίζεται από την Ανάλυση 2-2. Στην τελευταία έχουμε θεωρήσει τα καλύτερα μηχανικά χαρακτηριστικά για τις εδαφικές στρώσεις και το Οθωμανικό τμήμα του τείχους είναι κατασκευασμένο από δολομιτωμένο ασβεστόλιθο και το Ενετικό τμήμα από ασβεστιτικό ψαμμίτη.



Διάγραμμα 10. Συνολικές μετακινήσεις ανά ανάλυση για την ομάδα παραμετρικών αναλύσεων 2

Στο Διάγραμμα 10 αναπαρίστανται οι μετακινήσεις ανά σημείο για την ομάδα αναλύσεων, που περιγράφουν τη μεταβολή των μηχανικών χαρακτηριστικών αντοχής των εδαφικών στρώσεων, ενώ το μέτρο ελαστικότητας των στρώσεων (άνω όριο) καθώς και της τοιχοποιίας διατηρείται σταθερό.

Παρατηρείται ότι οι Αναλύσεις 3 και 3-2 συγκλίνουν ως προς τις υπολογιζόμενες τιμές μέγιστων μετακινήσεων στα σημεία παρατήρησης. Ομοίως και οι Αναλύσεις 4 και 4-2. Συμπεραίνεται, λοιπόν, ότι και σε αυτή την ομάδα παραμετρικών αναλύσεων το είδος του υλικού από το οποίο είναι κατασκευασμένη η τοιχοποιία δεν επηρεάζει σημαντικά τα αποτελέσματα.

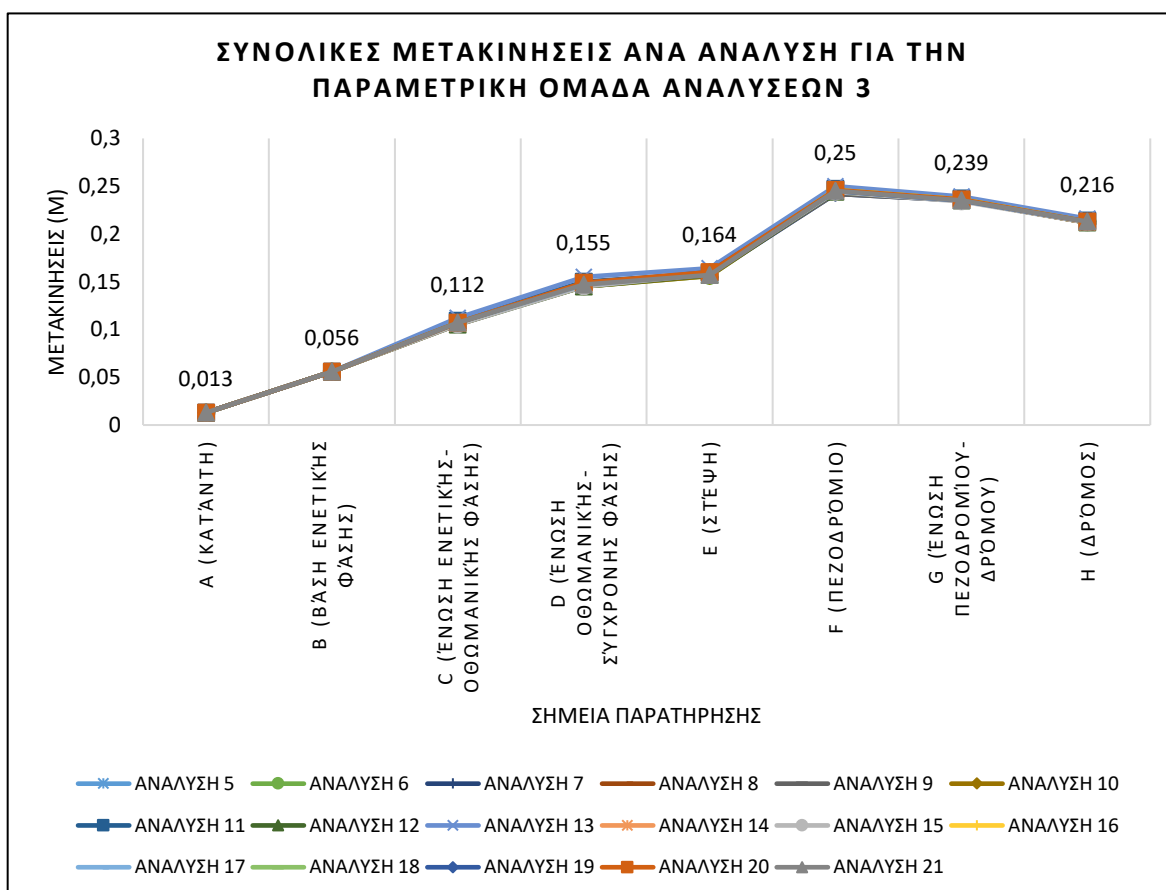
ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΤΩΝ ΣΥΝΘΗΚΩΝ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑΣ ΤΩΝ ΤΕΙΧΩΝ ΤΟΥ ΧΑΝΔΑΚΑ ΜΕ ΤΗΝ ΕΦΑΡΜΟΓΗ ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΩΝ ΕΠΙΛΥΣΕΩΝ

Επιπλέον, παρατηρείται ότι η αύξηση της συνοχής των εδαφικών στρώσεων σε συνδυασμό με τη μείωση της γωνίας τριβής εμφανίζει σημαντική μείωση στις μετακινήσεις έως και 32,6%.

Η Ανάλυση 3 εμφανίζει τις υψηλότερες τιμές και έχει πραγματοποιηθεί για τα χειρότερα μηχανικά χαρακτηριστικά για τις εδαφικές στρώσεις και το μέτρο ελαστικότητας της τοιχοποιίας έχει υπολογιστεί, όταν το Οθωμανικό τμήμα του τείχους είναι κατασκευασμένο από δολομιτωμένο ασβεστόλιθο και το Ενετικό τμήμα από απολιθωματοφόρο ασβεστόλιθο.

Η Ανάλυση 3 εμφανίζει και το μικρότερο συντελεστή ασφαλείας ($SF=1,172$), ενώ ο μεγαλύτερος ($SF=1,328$) υπολογίζεται από την Ανάλυση 4-2. Στη τελευταία έχουμε θεωρήσει τα καλύτερα μηχανικά χαρακτηριστικά για τις εδαφικές στρώσεις και το Οθωμανικό τμήμα του τείχους είναι κατασκευασμένο από δολομιτωμένο ασβεστόλιθο και το Ενετικό τμήμα από ασβεστιτικό ψαμμίτη.

Και στις δύο προηγούμενες ομάδες παραμετρικών αναλύσεων, παρατηρείται ότι οι αναλύσεις, για τις οποίες έχει χρησιμοποιηθεί το μέτρο ελαστικότητας που υπολογίστηκε όταν το Ενετικό τμήμα του τείχους είναι κατασκευασμένο από απολιθωματοφόρο ασβεστόλιθο, εμφανίζουν μικρότερες μετακινήσεις, οι οποίες ωστόσο είναι ασήμαντες και διαφοροποιούνται ως προς το τρίτο δεκαδικό ψηφίο.



Διάγραμμα 11. Συνολικές μετακινήσεις ανά ανάλυση για την ομάδα παραμετρικών αναλύσεων 3

Στο Διάγραμμα 11 αναπαρίστανται οι μετακινήσεις ανά σημείο για την ομάδα αναλύσεων, που περιγράφουν τη μεταβολή του μέτρου ελαστικότητας της τοιχοποιίας, βάσει των αποτελεσμάτων που υπολογίστηκαν από τους εμπειρικούς τύπους, εξισώσεις και μοντέλα, ενώ ταυτόχρονα τα μηχανικά χαρακτηριστικά αντοχής των εδαφικών στρώσεων και το μέτρο ελαστικότητά τους (κάτω όριο) διατηρείται σταθερό.

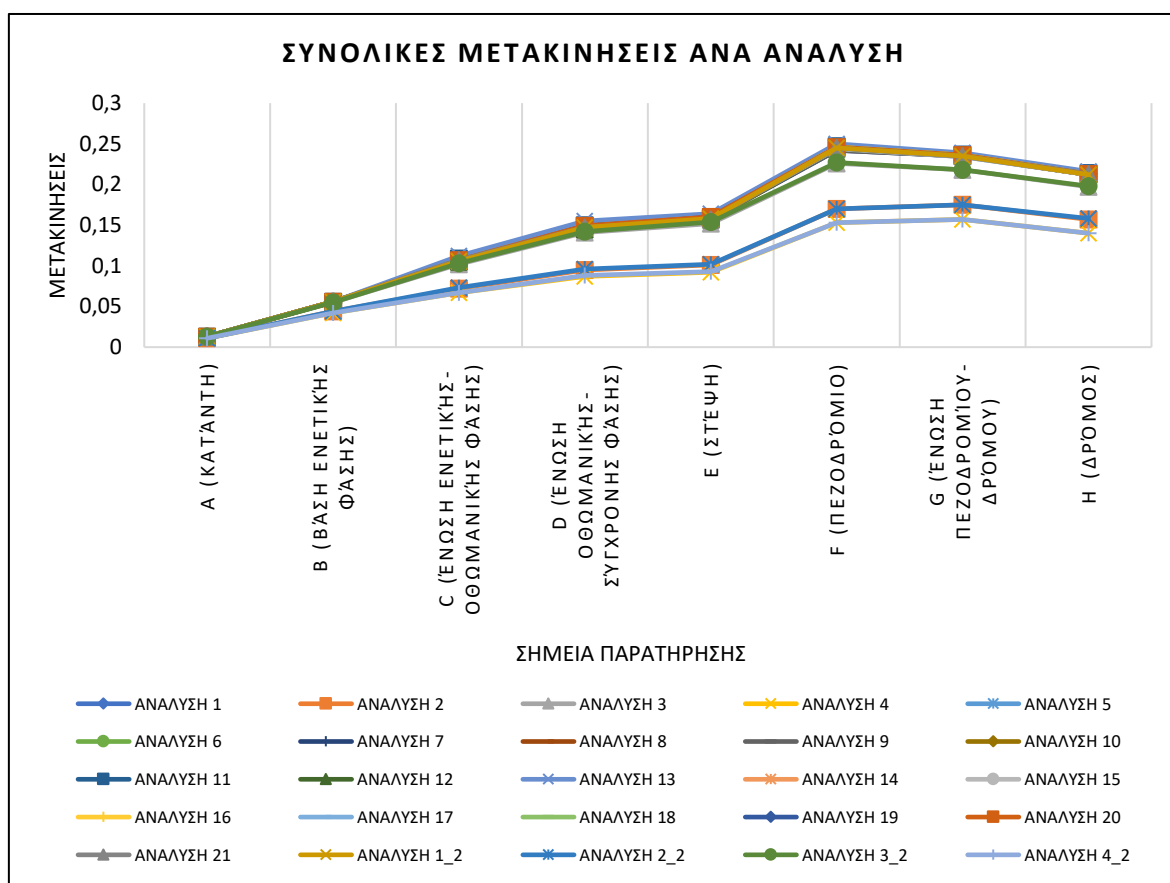
Παρατηρείται ότι όλες οι αναλύσεις συγκλίνουν ως προς τις υπολογιζόμενες τιμές μέγιστων μετακινήσεων στα σημεία παρατήρησης. Συνεπώς η μεταβολή του μέτρου ελαστικότητας των δύο κατασκευαστικών φάσεων του τείχους δεν επιδρά σημαντικά στην ολική ευστάθειά του και τις μετακινήσεις που προκαλούνται.

Η Ανάλυση 13 εμφανίζει τις μεγαλύτερες μετακινήσεις σε αυτή την ομάδα παραμετρικών αναλύσεων. Η τιμή του μέτρου ελαστικότητας έχει υπολογιστεί μέσω της εξίσωσης του Tomazevic (200fk), όταν το Οθωμανικό τμήμα του τείχους είναι κατασκευασμένο από δολομιτωμένο ασβεστόλιθο και το Ενετικό τμήμα από ασβεστιτικό ψαμμίτη. Ο συντελεστής ασφαλείας στην ανάλυση αυτήν είναι ίσος με $SF=1,173$.

ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΤΩΝ ΣΥΝΘΗΚΩΝ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑΣ ΤΩΝ ΤΕΙΧΩΝ ΤΟΥ ΧΑΝΔΑΚΑ ΜΕ ΤΗΝ ΕΦΑΡΜΟΓΗ ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΩΝ ΕΠΙΛΥΣΕΩΝ

Η Ανάλυση 12 εμφανίζει και το μικρότερο συντελεστή ασφαλείας (SF=1,169). Το Οθωμανικό τμήμα του τείχους σε αυτή την ανάλυση είναι κατασκευασμένο από δολομιτωμένο ασβεστόλιθο και το Ενετικό τμήμα από απολιθωματοφόρο ασβεστόλιθο, ενώ τα μέτρα ελαστικότητας έχουν υπολογιστεί μέσω της εξίσωσης του Tomazenic (2000fk).

Ο μεγαλύτερος συντελεστής ασφαλείας (SF=1,176) υπολογίζεται από τις Αναλύσεις 9 και 10. Σε αυτές τις αναλύσεις έχουμε θεωρήσει τα δυσμενέστερα μηχανικά χαρακτηριστικά για τις εδαφικές στρώσεις και το Οθωμανικό τμήμα του τείχους είναι κατασκευασμένο από δολομιτωμένο ασβεστόλιθο και το Ενετικό τμήμα από απολιθωματοφόρο ασβεστόλιθο. Το μέτρο ελαστικότητας του τείχους σε αυτές τις αναλύσεις έχει υπολογιστεί μέσω των εξισώσεων του Marciukaitis και Farshchi αντίστοιχα.



Διάγραμμα 12. Συνολικές μετακινήσεις στα σημεία παρατήρησης ανά ανάλυση

Στο Διάγραμμα 12 έχουν συγκεντρωθεί όλες οι αναλύσεις. Παρατηρείται ότι η πλειοψηφία των αναλύσεων δίνουν συγκλίνουσες μετακινήσεις.

Αναλυτικά μπορούμε να διακριθούν τρεις (3) συγκεντρωτικές ομάδες.

Η πρώτη ομάδα περιλαμβάνει τις Αναλύσεις 4 και 4-2, οι οποίες εμφανίζουν τις μικρότερες μετακινήσεις. Αυτό είναι λογικό, καθώς σε αυτές τις αναλύσεις έχουμε θεωρήσει τα καλύτερα μηχανικά χαρακτηριστικά για τις εδαφικές στρώσεις σε σχέση με τις υπόλοιπες αναλύσεις. Το ίδιο ισχύει και για τις αναλύσεις 2 και 2-2.

Στην επόμενη ομάδα περιλαμβάνονται οι Αναλύσεις 3 και 3-3, στις οποίες χρησιμοποιήθηκαν ενδιάμεσα μηχανικά χαρακτηριστικά για τις εδαφικές στρώσεις.

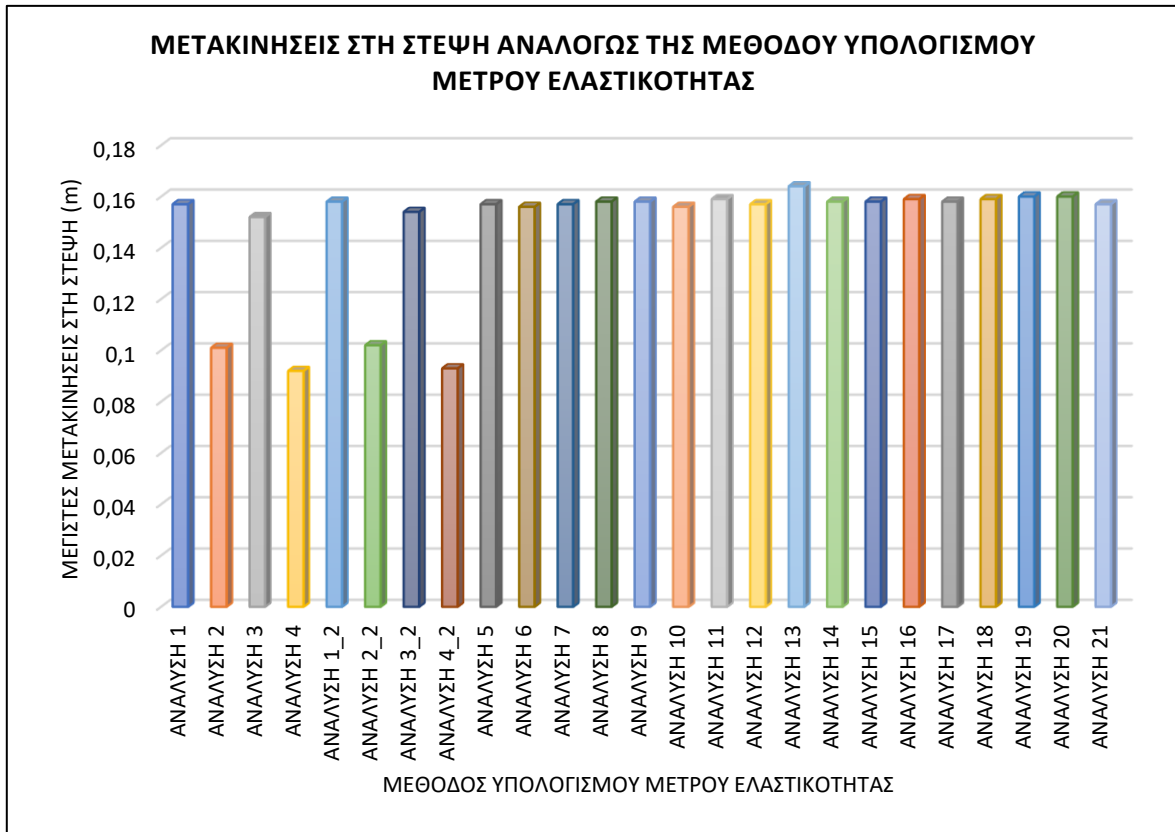
Η τελευταία ομάδα περιλαμβάνει τις υπόλοιπες αναλύσεις, οι οποίες και δίνουν τις υψηλότερες μετακινήσεις.

Η Ανάλυση 13 δίνει τις υψηλότερες μετακινήσεις από όλες τις αναλύσεις. Στην ανάλυση αυτή έχουν θεωρηθεί τα χειρότερα μηχανικά χαρακτηριστικά για τις εδαφικές στρώσεις, ενώ το μέτρο ελαστικότητας των κατασκευαστικών φάσεων έχει υπολογιστεί βάσει του μοντέλου του Tomazevic για τιμή του συντελεστή $K=200$. Το μέτρο ελαστικότητας, που υπολογίστηκε και στις δύο φάσεις με αυτό το μοντέλο, είναι το χαμηλότερο σε σχέση με τα άλλα μοντέλα. Στην ανάλυση έχει θεωρηθεί πως η Ενετική οικοδομική φάση έχει κατασκευαστεί από ασβεστιτικό ψαμμίτη και υγιές κονίαμα και η Οθωμανική από δολομιτωμένο ασβεστόλιθο και υγιές κονίαμα.

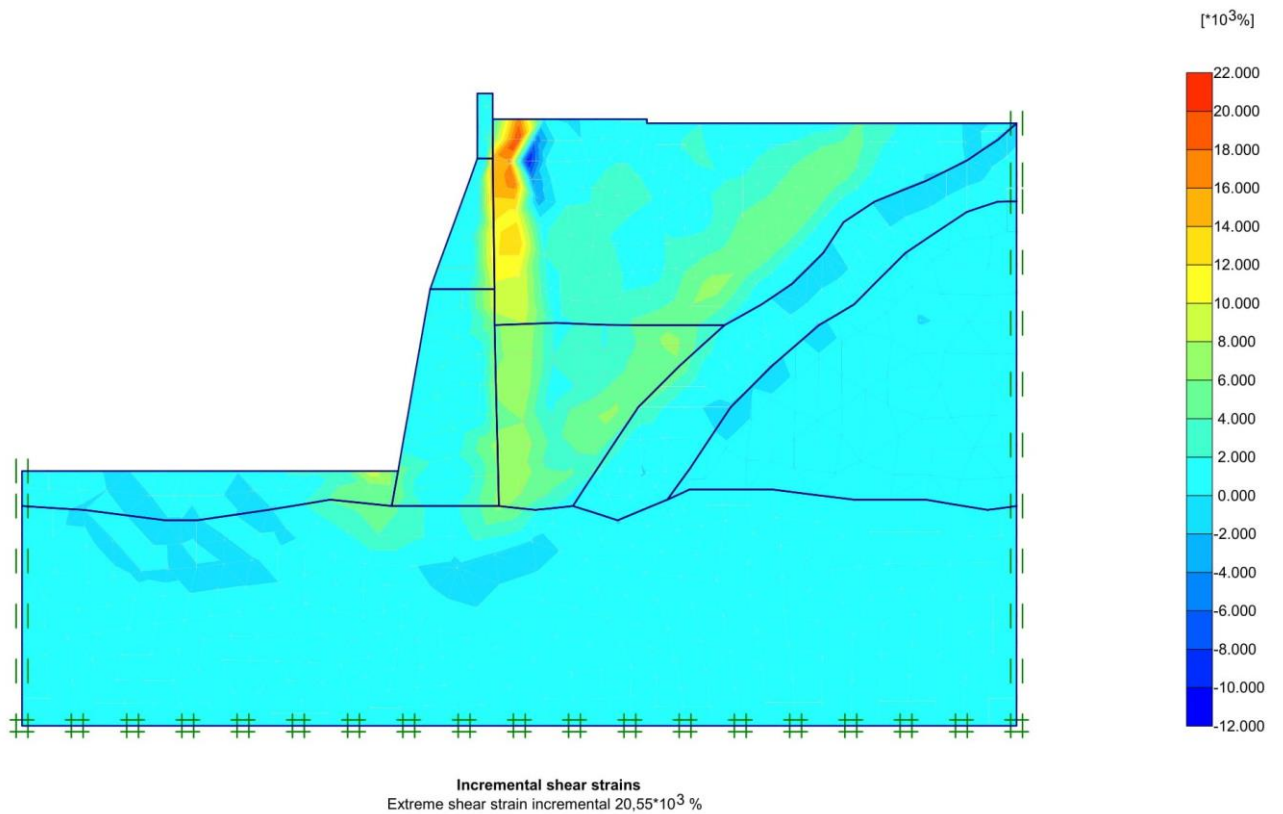
Από τις μετακινήσεις συμπεραίνεται ότι όσο αυξάνεται το ύψος του τείχους τόσο αυξάνονται και οι μετακινήσεις σε αυτό. Επιπλέον, παρατηρείται ότι πίσω από το τείχος διαμορφώνεται ένας κώνος, λόγω των παραμορφώσεων, ο οποίος εκτείνεται έως και το σημείο G (ένωση πεζοδρομίου-δρόμου). Στο σημείο H (δρόμος) οι μετακινήσεις μειώνονται, καθώς πλέον απομακρυνόμαστε της περιοχής επιρροής.

Στη συνέχεια, έγινε κατηγοριοποίηση των αποτελεσμάτων για τις μετακινήσεις στη στέψη (Σημείο E). Όπως προαναφέρθηκε, η Ανάλυση 13 εμφανίζει τις μεγαλύτερες μετακινήσεις, ενώ οι αναλύσεις 2,4 και 2-2, 4-2 εμφανίζουν τις μικρότερες μετακινήσεις, καθώς έχουμε θεωρήσει τα καλύτερα μηχανικά χαρακτηριστικά για τις εδαφικές στρώσεις. (Διάγραμμα 13).

ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΤΩΝ ΣΥΝΘΗΚΩΝ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑΣ ΤΩΝ ΤΕΙΧΩΝ ΤΟΥ ΧΑΝΔΑΚΑ ΜΕ ΤΗΝ ΕΦΑΡΜΟΓΗ ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΩΝ ΕΠΙΛΥΣΕΩΝ

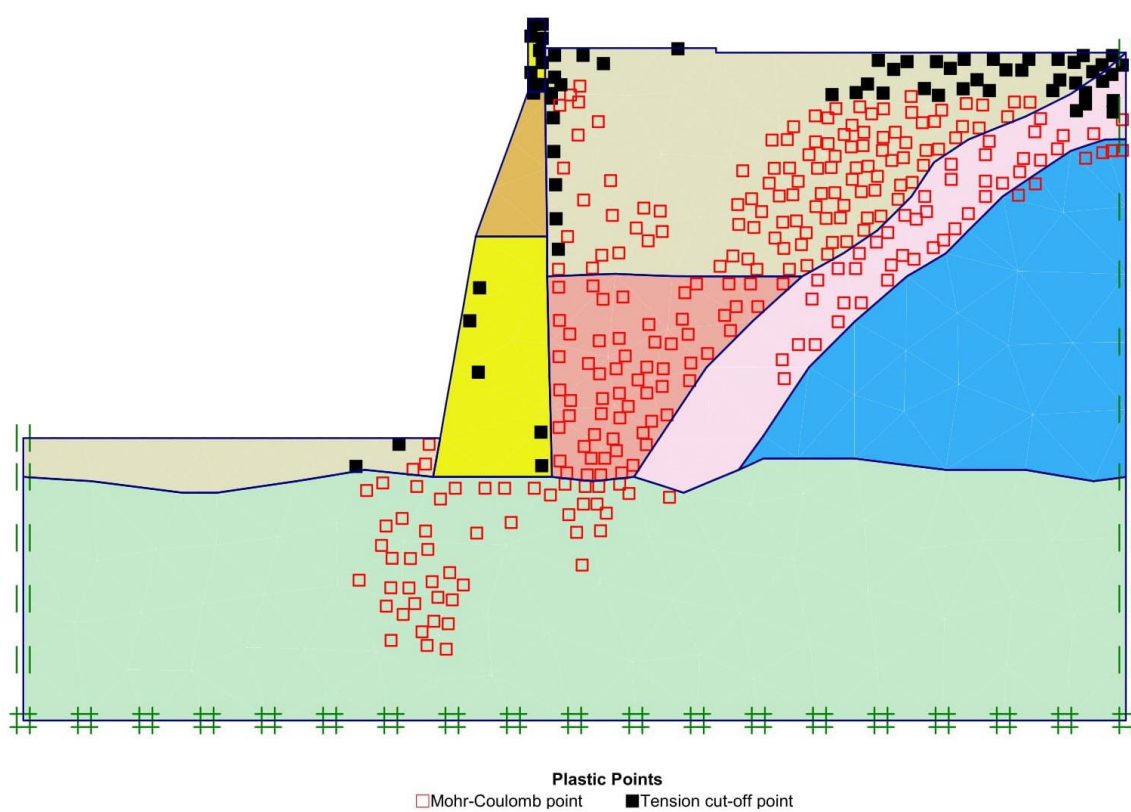


Διάγραμμα 13. Μετακινήσεις στη στέψη αναλόγως της μεθόδου υπολογισμού του μέτρου ελαστικότητας



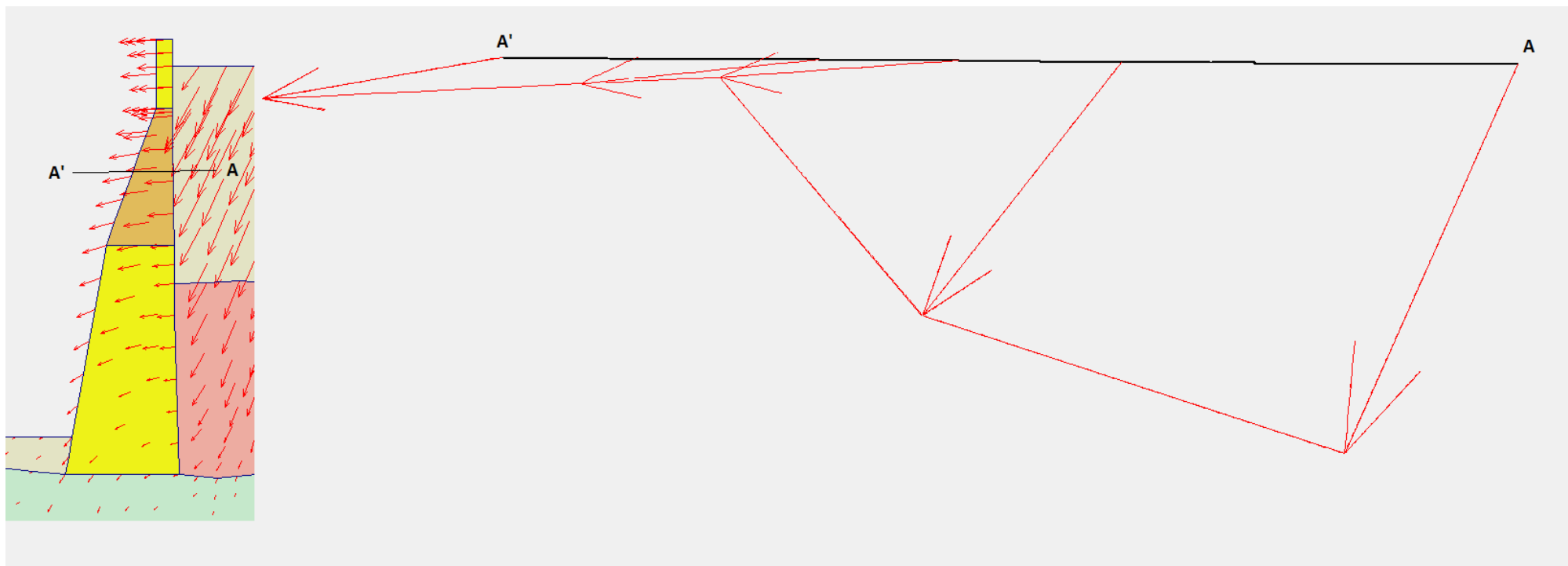
Εικόνα 40. Αναπαράσταση των επιπέδων διάτμησης

Στην Εικόνα 40 αναπαρίσταται η αύξηση των διατμητικών τάσεων (incremental strains). Παρατηρούνται δύο επίπεδα διάτμησης: ένα επίπεδο μεταξύ του τείχους και των επιχωματώσεων και ένα μεταξύ των επιχωματώσεων και του βραχώδους υπόβαθρου. Αναλυτικά, αναμένουμε να εκδηλωθεί αστοχία κατά μήκος μίας επιφάνειας εντός των ανθρωπογενών αποθέσεων (επιχωματώσεων) σε επαφή με το μανδύα αποσάθρωσης της μάργας (βραχώδες υπόβαθρο). Επιπλέον, οι επιχωματώσεις πίσω από το τείχος ασκούν ωθήσεις γαιών προκαλώντας την κάμψη και διάτμησή του. Χαρακτηριστικά μπορούμε να παρατηρήσουμε τα εφελκυστικά σημεία τόσο στο τείχος όσο και στο πεζοδρόμιο, καθώς και τις πλαστικές παραμορφώσεις στις ανθρωπογενείς αποθέσεις στην Εικόνα 41.



Εικόνα 41. Σημεία εφελκυσμού και σημεία πλαστικών παραμορφώσεων

Η εξωτερική πλευρά του τείχους έχει εμφανώς παραμορφωθεί και διογκωθεί. Πραγματοποιώντας μία τομή στην Οθωμανική κατασκευαστική φάση (Εικόνα 42), βλέπουμε την κατεύθυνση των μετακινήσεων, που επιβεβαιώνουν αυτό που παρατηρείται στο πεδίο.



Εικόνα 42. Τομή A-A' και αναπαράσταση των μετακινήσεων στην Οθωμανική κατασκευαστική φάση

Κεφάλαιο 6: Πρόταση μεθόδων αποκατάστασης και αντιστήριξης

6.1. Μέθοδοι αποκατάστασης

Προκειμένου να πραγματοποιηθούν παρεμβάσεις αποκατάστασης σε μνημεία πρέπει να τηρούνται ορισμένα πρότυπα και διαδικασίες. Αυτά τα πρότυπα ορίζονται από κανονισμούς, όπως The Venice Charter (1964) και ICOMOS (2003). Παρακάτω αναφέρονται αυτά τα πρότυπα και οι διαδικασίες παρεμβάσεων σε μνημεία κατασκευασμένα από τοιχοποιία σύμφωνα με τον Korany (2011).

6.1.1. Πρότυπα και διαδικασίες παρεμβάσεων

6.1.1.1. Αρχή της Ελάχιστης παρέμβασης

Η επιδιόρθωση και η αποκατάσταση μιας ιστορικής κατασκευής έχουν ως μοναδικό στόχο τη σταθεροποίηση της κατασκευής, συνεπώς θα πρέπει να στοχεύουμε στην όσο το δυνατόν μικρότερη παρέμβαση. Η επισκευή/επιδιόρθωση θα πρέπει να προτιμάται έναντι της αντικατάστασης μέρους της κατασκευής. Για παράδειγμα είναι προτιμητέος:

- ο περιορισμός των επισκευών σε φθαρμένα ή ελλείποντα τμήματα παρά η πλήρης αντικατάσταση δομικών στοιχείων ή
- η αντικατάσταση μόνο των εξαλλοιωμένων αρμών κονιάματος ή λιθοσωμάτων από την αντικατάσταση των ανέπαφων αρμών ή λιθοσωμάτων, προκειμένου να επιτευχθεί ομοιόμορφη εξωτερική επιφάνεια.

6.1.1.2. Καταγραφή

Τα εξωτερικά και εσωτερικά στοιχεία των ιστορικών κατασκευών θα πρέπει να καταγράφονται ως προς το υλικό και την κατάστασή τους πριν από την έναρξη των εργασιών.

6.1.1.3. Προστασία και συντήρηση

Πριν αλλά και κατά τη διάρκεια των εργασιών αποκατάστασης, οι ιστορικές κατασκευές πρέπει να προστατεύονται από τα καιρικά στοιχεία, όπως διαρροή νερού και διείσδυση υγρασίας και να συντηρούνται.

6.1.1.4. Αναστρεψιμότητα

Ιδανικά η μέθοδος αποκατάστασης, που εφαρμόζεται σε μια ιστορική κατασκευή, θα πρέπει να είναι αναστρέψιμη, έτσι ώστε να μπορεί να αφαιρεθεί και να αντικατασταθεί από μία άλλη καταλληλότερη στο μέλλον. Όταν μια μέθοδος δεν είναι εντελώς αναστρέψιμη, η αποκατάσταση δεν θα πρέπει να θέτει σε κίνδυνο τυχόν μεταγενέστερες παρεμβάσεις.

6.1.2. Τεχνικές επιδιόρθωσης ιστορικών κατασκευών

Υπάρχουν αρκετές μέθοδοι οι οποίες μπορούν να χρησιμοποιηθούν για την αποκατάσταση κατασκευών από τοιχοποιία. Παρακάτω θα αναφέρουμε μερικές από αυτές που μπορούν να εφαρμοστούν στην περίπτωση του ευθυγράμμου τμήματος Μπέμπο-Αγ. Φραγκίσκου και θα προτείνουμε τις πιο κατάλληλες για τη συγκεκριμένη περίπτωση.

Κάποιες μέθοδοι, όπως η επανατοποθέτηση και η αντικατάσταση δομικών στοιχείων της τοιχοποιίας, στοχεύουν στην αποκατάσταση της αρχικής κατάστασης της τοιχοποιίας. Άλλες μέθοδοι, όπως η ενεμάτωση και η ενισχυτική επικάλυψη (overlays), στοχεύουν στην αύξηση της δομικής ικανότητας της τοιχοποιίας. Τεχνικές, όπως εξωτερική ενίσχυση και αγκύρωση, έχουν ως σκοπό την ενίσχυση της τοιχοποιίας έναντι πλευρικών φορτίων.

6.1.2.1. Repointing

Οι αρμοί κονιάματος μπορούν να ξεπλυθούν, να εξαλλοιωθούν και να διαβρωθούν με την πάροδο του χρόνου λόγω των κύκλων ψύξης-απόψυξης, της επαφής με το νερό ή της μη σωστής πλήρωσης των αρμών. Η διαδικασία κατά την οποία αφαιρείται το εξαλλοιωμένο κονίαμα και αντικαθίσταται με νέο κονίαμα ονομάζεται repointing. Το νέο κονίαμα τοποθετείται σε στρώσεις και θα πρέπει να ταιριάζει, όσο πιο πολύ γίνεται, με το υπάρχον κονίαμα σε χρώμα, υφή και ιδιότητες. Παρακάτω παρατίθενται κάποια κριτήρια τα οποία έχουν προταθεί για να προσδιοριστεί πότε πρέπει να εφαρμοστεί η παραπάνω διαδικασία.

- Βαθιά διάβρωση του κονιάματος (πάνω από 13 mm) ή πλήρης έλλειψή του από τους αρμούς
- Σχηματισμός ρωγμών στο κονίαμα
- Έλλειψη συμπαγούς ένωσης μεταξύ της τοιχοποιίας και του κονιάματος, με αποτέλεσμα να υπάρχει ρωγμή ή κενό μεταξύ των δύο ή το κονίαμα να είναι χαλαρό εντός του αρμού.

Όταν γίνει σωστά, η διαδικασία αυτή αποκαθιστά την οπτική και φυσική ακεραιότητα της τοιχοποιίας.

Αν η τεχνική αυτή εφαρμοσθεί λανθασμένα, τότε όχι μόνο μειώνεται η εξωτερική εμφάνιση της κατασκευής, αλλά μπορεί να προκληθεί και δομική βλάβη στα λιθοσώματα της τοιχοποιίας.

Για παράδειγμα, προκειμένου μια δομή από τοιχοποιία να απορροφήσει τις μικρές κινήσεις, όπως διακυμάνσεις της θερμοκρασίας και δονήσεις, οι αρμοί κονιάματος πρέπει να είναι ασθενέστεροι από τα λιθοσώματα της τοιχοποιίας. Διαφορετικά, τα λιθοσώματα της τοιχοποιίας γίνονται το πιο αδύναμο τμήμα της και οι κινήσεις θα προκαλέσουν την καταστροφή τους. Το νέο κονίαμα μπορεί, επίσης, να έχει μειωμένη διαπερατότητα όσον αφορά την υγρασία σε σχέση με τα λιθοσώματα και σαν αποτέλεσμα η υγρασία να διέρχεται από τα τελευταία. Έτσι αποτρέπεται η ξήρανση μέσω των αρμών και τα λιθοσώματα οδηγούνται σε αστοχία.

6.1.2.2. Αντικατάσταση

Η αντικατάσταση είναι μια τεχνική επιδιόρθωσης που εφαρμόζεται κυρίως όταν μια μικρή περιοχή της τοιχοποιίας υφίσταται σημαντική επιδείνωση στη δομική της λειτουργία. Τα φθαρμένα λιθοσώματα και κονίαμα απομακρύνονται τοπικά και αντικαθίστανται με νέα που ταιριάζουν με τις φυσικές και μηχανικές ιδιότητες των προϋπαρχόντων. Όταν η αντικατάσταση εφαρμόζεται σε μικρές περιοχές της κατασκευής, είναι πιθανώς μία από τις πιο οικονομικές τεχνικές για τη διατήρηση της δομικής ακεραιότητάς της. Ωστόσο, όσο αυξάνεται η περιοχή που πρέπει να αντικατασταθεί, τόσο αυξάνεται και το κόστος. Ένα από τα κύρια πλεονεκτήματα αυτής της τεχνικής είναι ότι είναι αναστρέψιμη.

6.1.2.3. Ενεμάτωση

Η ενεμάτωση είναι μια τεχνική που περιλαμβάνει την πλήρωση των ρωγμών και κενών για την αποκατάσταση της αρχικής αντοχής της τοιχοποιίας, τόσο εσωτερικά όσο και εξωτερικά. Το ένεμα χρησιμοποιείται για να ενώσει τα δομικά υλικά της τοιχοποιίας ή να την ενισχύσει γεμίζοντας τις κενές λιθοδομές ή ανοιχτές κοιλότητες. Είναι σημαντικό να διασφαλιστεί η πλήρης πλήρωση και να αποφευχθεί αργότερα συρρίκνωση, καθώς μπορεί να απορροφηθεί νερό από το κονίαμα. Έρευνες έχουν δείξει ότι κατάλληλα σχεδιασμένα τσιμεντοειδείς ενέματα μπορούν να εγχυθούν σε τοιχοποιίες για να γεμίσουν ρωγμές πάχους που κυμαίνονται από 0,08 mm έως 12 mm, καθώς και μεγαλύτερες.

Στις τοιχοποιίες, οι οποίες είναι πολύ κατακερματισμένες, οι ενεματώσεις πραγματοποιούνται μέσω βαρύτητας ή υπό πίεση. Για μικρές παρεμβάσεις πραγματοποιούνται ενεματώσεις μέσω κενού. Σε παλιές κατασκευές, πρέπει να χρησιμοποιούνται μη οργανικά ενέματα, όπως υδραυλικό κονίαμα, κυρίως λόγω συμβατότητας.

6.1.2.4. Ενισχυμένη ενεμάτωση

Για την ενισχυμένη ενεμάτωση ακολουθούνται διαδικασίες και χρησιμοποιείται εξοπλισμός παρόμοιος με αυτόν της απλής ενεμάτωσης. Η διαφορά ευρίσκεται στο γεγονός ότι τα διατρήματα, που έχουν πραγματοποιηθεί στην τοιχοποιία, είναι πιο συχνά και βαθύτερα. Ο ακριβής αριθμός και η θέση των διατρημάτων εξαρτώνται από τη δομική κατάσταση της κατασκευής. Πριν την εισπίεση του ενέματος τοποθετούνται ράβδοι από χάλυβα σε κάθε διάτρημα. Το ένεμα πρέπει να παρέχει επαρκή αντοχή συγκόλλησης μεταξύ του χάλυβα και των δομικών στοιχείων της τοιχοποιίας για να πραγματοποιείται η μεταφορά φορτίων. Τέλος, πρέπει να υπάρχει συμβατότητα μεταξύ των φυσικών, χημικών και μηχανικών ιδιοτήτων των υλικών της τοιχοποιίας και του ενέματος.

6.1.2.5. Center coring

Η τεχνική του center coring χρησιμοποιείται για να ενισχύσει την ικανότητα κάμψης, εντός και εκτός του επιπέδου, των μη ενισχυμένων δομών τοιχοποιίας.

Αρχικά, δημιουργούνται διαδρομές για κάθετη ενίσχυση μέσω διάτρησης κατά το ύψος του τοίχου. Εισάγονται ράβδοι και τα διατρήματα γεμίζουν ή με ένα μείγμα από ρητίνη

πολυεστέρα και άμμο ή με ένα τσιμεντοειδές ρευστοκονίαμα. Αυτή η τεχνική παρέχει, επίσης, ενίσχυση έναντι διάτμησης στην οριζόντια διεύθυνση.

Χρησιμοποιώντας τη μέθοδο αυτή, η αντοχή σε διάτμηση για τις κατασκευασμένες από τούβλα τοιχοποιίες βρέθηκε να αυξάνεται κατά 56% έως και 111%. Πρέπει να σημειωθεί ότι η εισαγωγή οπλισμού μπορεί να αλλάξει δραστικά τη δομική απόκριση μιας κατασκευής. Για παράδειγμα, η περίσσεια ενίσχυσης μπορεί να προκαλέσει αποτυχία της τοιχοποιίας σε διάτμηση, η οποία διαφορετικά θα είχε ημι-όλκιμη απόκριση. Η τεχνική έχει δεχθεί σημαντική κριτική καθώς πρόκειται για μια εντελώς μη αναστρέψιμη παρέμβαση, κατά την οποία ενδέχεται να εισαχθούν υλικά μη συμβατά με τα υπάρχοντα υλικά.

6.1.2.6. Εξωτερική ενίσχυση

Μία ακόμα μέθοδος, που χρησιμοποιείται, είναι η τοποθέτηση μεταλλικών πλακών στην επιφάνεια της τοιχοποιίας για την ενίσχυσή της. Σε ορισμένες περιπτώσεις, τα μη ενισχυμένα τοιχώματα της τοιχοποιίας μπορούν απλά να θεωρηθούν ως πλατφόρμες για τις μεταλλικές πλάκες και οι υπολογισμοί αντοχής μπορούν να πραγματοποιηθούν λαμβάνοντας υπόψη μόνο τον χάλυβα. Η παραπάνω μέθοδος, ωστόσο, εμφανίζει μεγάλη οπτική παρέμβαση στην τοιχοποιία.

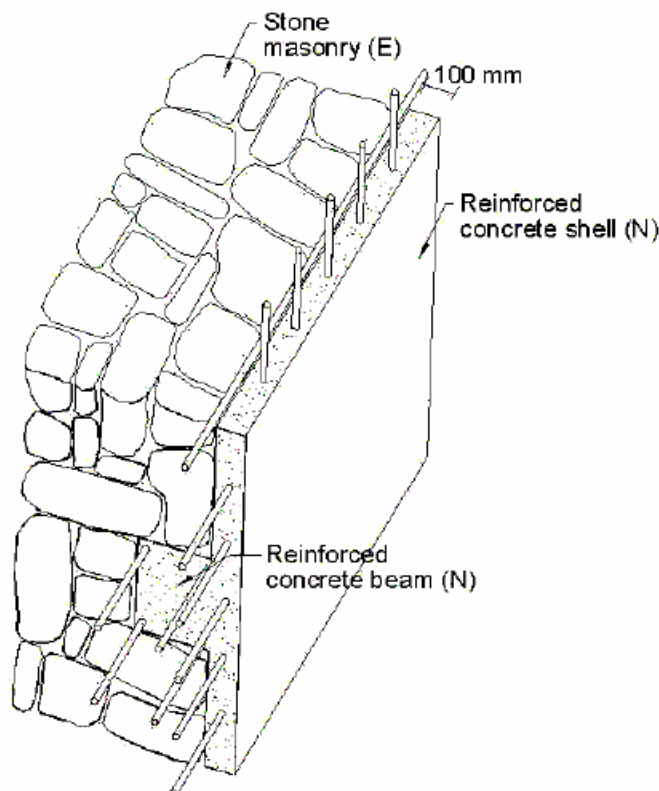
6.1.2.7. Αγκύρωση

Η αγκύρωση ενισχύει τα δομικά στοιχεία της τοιχοποιίας και τη βοηθά να συμπεριφερθεί ως μία δομή, με αποτέλεσμα να μην παρατηρείται μεμονωμένη απόκριση των υλικών της. Ωστόσο, η έλλειψη σωστής αγκύρωσης περιορίζει τη σταθερότητα της τοιχοποιίας υπό πλευρικά φορτία. Η τοιχοποιία, που έχει αγκυρωθεί λανθασμένα, είναι ευάλωτη σε σεισμικά φορτία.

6.1.2.8. Ενισχυτική Επικάλυψη (Overlays)

Όταν η επικάλυψη της τοιχοποιίας με επιφανειακό στρώμα είναι αποδεκτή, τότε μπορεί να εφαρμοστεί η τεχνική ενισχυτικής επικάλυψης. Η τεχνική αυτή χρησιμοποιείται κυρίως για την αύξηση της αντοχής και της ολκιμότητας της τοιχοποιίας σε κάμψη εκτός επιπέδου λόγω σεισμικής φόρτισης. Ωστόσο, η τεχνική είναι μη αναστρέψιμη και η διάρκεια ζωής της νέας δομής που προκύπτει περιορίζεται σε αυτήν της ενισχυτικής επικάλυψης.

Οι επικαλύψεις με οπλισμένο σκυρόδεμα επιτυγχάνονται είτε με τη χρήση εκτοξευόμενου σκυροδέματος είτε με δομές οπλισμένου σκυροδέματος. Το ελάχιστο πάχος επικάλυψης οπλισμένου σκυροδέματος πρέπει να είναι της τάξης των 100 mm. Το πάχος του εκτοξευόμενου σκυροδέματος πρέπει να είναι 30-50 mm. Οι νέοι τοίχοι είναι αυτοφερόμενοι, ακόμη και αν είναι δομικά συνδεδεμένοι με την προϋπάρχουσα τοιχοποιία. Η τεχνική αυτή αναπαρίσταται στην Εικόνα 43.



Εικόνα 43. Αναπαράσταση της τεχνικής ενισχυτικής επικάλυψης

6.2. Προτάσεις για το υπό εξέταση τμήμα του τείχους

Όπως προαναφέρθηκε, η εξωτερική όψη της λίθινης επένδυσης του τείχους εμφανίζει αρκετά προβλήματα, όπως κατακόρυφες, λοξές και οριζόντιες ρωγμές, έκπλυση του κονιάματος και αντικατάστασή του από παρασιτική βλάστηση. Παρακάτω θα προταθούν τρόποι αντιμετώπισης τόσο για τις ζημιές που έχουν υποστεί τα λιθοσώματα και το κονίαμα όσο και για το πρόβλημα ευστάθειας του συστήματος τείχους-εδάφους.

6.2.1. Προτάσεις για τα τοπικής σημασίας προβλήματα

Η επίλυση των τοπικής σημασίας προβλημάτων θα βοηθήσει στην αποκατάσταση της μονολιθικότητας του τείχους. Προτείνονται:

- Καθαρισμός και επισκευή των αποσαθρωμένων και ρωγματωμένων αρμών και τοπική αντικατάστασή τους με παχύρρευστα ενέματα. Η σύνθεση των ενεμάτων θα πρέπει είναι συμβατή με τα ασβεστοκονιάματα που είχαν χρησιμοποιηθεί, με τα λιθосώματα και με τον τρόπο αρμολόγησης. Η αρμολόγηση θα γίνει σε βάθος όπου είναι δυνατόν και όπου απαιτείται.
- Αφαίρεση και αντικατάσταση των αποσαθρωμένων λίθων και συμπλήρωση των ελλειπόντων λίθων στις τελευταίες σειρές του τείχους και σε σημεία της Οθωμανικής φάσης.
- Αφαίρεση των πρόχειρων επισκευάσεων και αντικατάστασή τους.
- Καθαρισμός της παρασιτικής βλάστησης και σφράγισμα των αρμών όπου αυτή παρατηρείται.
- Κατασκευή δικτύου αποστράγγισης.

6.2.2. Προτάσεις για τα προβλήματα ολικής ευστάθειας του συστήματος τείχους-εδάφους/ Παραμετρικές αναλύσεις για τις προτεινόμενες μεθόδους υποστήριξης

Για τα προβλήματα ολικής ευστάθειας ελέγχθηκαν πέντε (5) μέθοδοι υποστήριξης του συστήματος.

1. **Τοποθέτηση σειράς κατακόρυφων πασσάλων όπισθεν του τείχους, στο σημείο του πεζοδρομίου, ύψους 21m.** Στόχος της σειράς των πασσάλων είναι η ανάληψη του μεγαλύτερου μέρους των ωθήσεων που ασκούνται στο τείχος από τις επιχωματώσεις, το δρόμο και τα κτήρια. Ο λόγος που επιλέχθηκαν οι πάσσαλοι είναι επειδή είναι εύκολοι στην τοποθέτηση, δεν πρόκειται να επηρεάσουν την κυκλοφορία στην οδό Δουκός Μποφώρ ούτε την εξωτερική όψη του μνημείου. Οι πάσσαλοι θα τοποθετηθούν σε απόσταση 2,5m από τη στέψη του τείχους και θα είναι κατασκευασμένοι από σκυρόδεμα Φ1m. Υπολογίζουμε τις ιδιότητες των πασσάλων μέσω των παρακάτω τύπων:

**ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΤΩΝ ΣΥΝΘΗΚΩΝ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑΣ ΤΩΝ ΤΕΙΧΩΝ ΤΟΥ ΧΑΝΔΑΚΑ ΜΕ ΤΗΝ ΕΦΑΡΜΟΓΗ
ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΩΝ ΕΠΙΛΥΣΕΩΝ**

$$\text{Δυστένεια: } Eb \cdot Ab = 25 \cdot 10^6 \text{ kPa} \cdot \frac{\pi \cdot 1^2}{4} \text{ m}^2 = 19.625.000 \text{ kN}$$

$$\text{Δυσκαμψία: } Eb \cdot I = 25 \cdot 10^6 \text{ kPa} \cdot \frac{\pi \cdot 1^4}{64} \text{ m}^4 = 1.226.562,5 \text{ kN} \cdot \text{m}^2/\text{m}$$

Τα παραπάνω μεγέθη αφορούν τον μεμονωμένο πάσσαλο, αλλά στην εισαγωγή των δεδομένων ανάγονται ανά μέτρο μήκους, επομένως διαιρούνται με την αξονική απόσταση κατά την οριζόντια έννοια s . Οι αναλύσεις έγιναν για αποστάσεις $s=2\text{m}$, οπότε οι εισαγόμενες τιμές είναι:

$$E \cdot A = 19.625.000 \text{ kN} / 2 \text{ m} = 9.812.500 \text{ kN/m}$$

$$E \cdot J = 1.226.562,5 \text{ kN} \cdot \text{m}^2 / 2 \text{ m} = 613.281,25 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Το πάχος των πασσάλων υπολογίζεται αυτόματα με την εισαγωγή των EA και EI και είναι ίσο με $d = 0,866\text{m}$

Το βάρος (w) των στοιχείων υπολογίζεται από τον τύπο $w = \gamma \cdot d$, όπου $\gamma = 24 \text{ kN/m}^3$ και $d = 0,866\text{m}$, άρα: $w = \gamma \cdot d = 24 \text{ kN/m}^3 \cdot 0,866\text{m} \cdot 1\text{m} \cdot 1\text{m} = 20,784 \text{ kN/mm}$

Η τιμή του δείκτη Poisson λαμβάνεται ίση με 0,15.

2. Τοποθέτηση σειράς κατακόρυφων πασσάλων όπισθεν του τείχους, στο σημείο του πεζοδρομίου, ύψους 23m. Χρησιμοποιήθηκαν τα ίδια μηχανικά χαρακτηριστικά για τους πασσάλους με τη μέθοδο 1.

3. Τοποθέτηση σειράς κατακόρυφων πασσάλων όπισθεν του τείχους, στο σημείο του πεζοδρομίου, ύψους 21m με τοποθέτηση μίας σειράς αγκυρίων. Για τα χαρακτηριστικά των πασσάλων έχουν χρησιμοποιηθεί αυτά που υπολογίστηκαν στην μέθοδο 1. Θεωρήθηκαν αγκύρια με δύο τένοντες και συνολική $\Phi 0,6\text{m}$ με συνολικής επιφάνειας διατομής $A_s = 2 \cdot 1,39\text{cm}^2 = 2,78 \text{ cm}^2$. Ο χάλυβας, που θα χρησιμοποιηθεί, θα είναι ποιότητας S1700/1900. Το μήκος του σώματος των αγκυρίων θεωρήθηκε ίσο με 25,2 m. Υπολογίστηκαν οι ιδιότητες των αγκυρίων μέσω των παρακάτω τύπων:

$$\text{Δυστένεια: } E \cdot A_s = 200 \cdot 10^6 \text{ kPa} \cdot 2 \cdot 1,39 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 = 55.600 \text{ kN}.$$

**ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΤΩΝ ΣΥΝΘΗΚΩΝ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑΣ ΤΩΝ ΤΕΙΧΩΝ ΤΟΥ ΧΑΝΔΑΚΑ ΜΕ ΤΗΝ ΕΦΑΡΜΟΓΗ
ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΩΝ ΕΠΙΛΥΣΕΩΝ**

Θεωρήθηκε βολβός πακτώσεως Φ0,1m και μήκους 5m, άρα η συνολική δυστένεια του βολβού είναι το άθροισμα των αντιστοίχων μεγεθών του χάλυβα των τενόντων αφενός και του τσιμεντοκονιάματος αφετέρου ως εξής:

$$\Sigma EA = Eb \cdot Ab + E \cdot As = 15 \cdot 10^6 \text{ kPa} \cdot \left(\frac{\pi \cdot 10^2}{4} - 2 \cdot 1,39 \right) \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 + 55.600 \text{ kN} = 113.580 + 55.600 = 169.180 \text{ kN}$$

Τα αγκύρια τοποθετήθηκαν με κλίση 20° και σε βάθος 0,5m από την επιφάνεια της κεφαλής του πασσάλου.

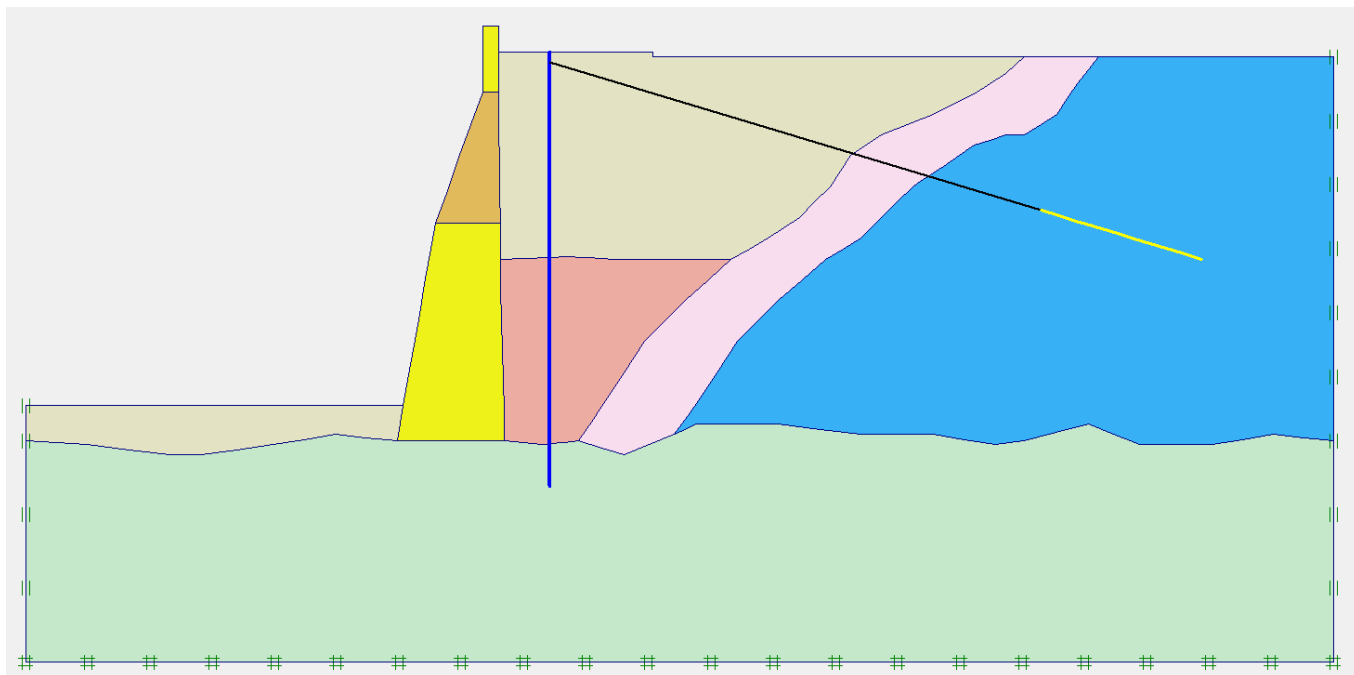
4. Τοποθέτηση σειράς κατακόρυφων πασσάλων όπισθεν του τείχους, στο σημείο του πεζοδρομίου, ύψους 23m με τοποθέτηση μίας σειράς αγκυρίων. Τα μηχανικά χαρακτηριστικά των αγκυρίων και των πασσάλων που χρησιμοποιήθηκαν είναι ίδια με αυτά που υπολογίστηκαν στην περίπτωση 3.

5. Τοποθέτηση σειράς κατακόρυφων πασσάλων όπισθεν του τείχους, στο σημείο του πεζοδρομίου, ύψους 21m με τοποθέτηση σειράς προεντεταμένων αγκυρίων. Τα μηχανικά χαρακτηριστικά των αγκυρίων και των πασσάλων που χρησιμοποιήθηκαν είναι ίδια με αυτά που υπολογίστηκαν στην περίπτωση 3. Η προένταση του αγκυρίου θα είναι ίση με 200 kN/m.

Η θέση τοποθέτησης των πασσάλων και της σειράς αγκυρίων αναπαρίσταται στην Εικόνα 44.

Στον Πίνακα 36 καταγράφονται οι μετακινήσεις που υπολογίστηκαν για την Ανάλυση 13, πριν και μετά την εφαρμογή των προτεινόμενων μεθόδων αντιστήριξης, καθώς σε αυτή υπολογίστηκαν οι μεγαλύτερες μετακινήσεις.

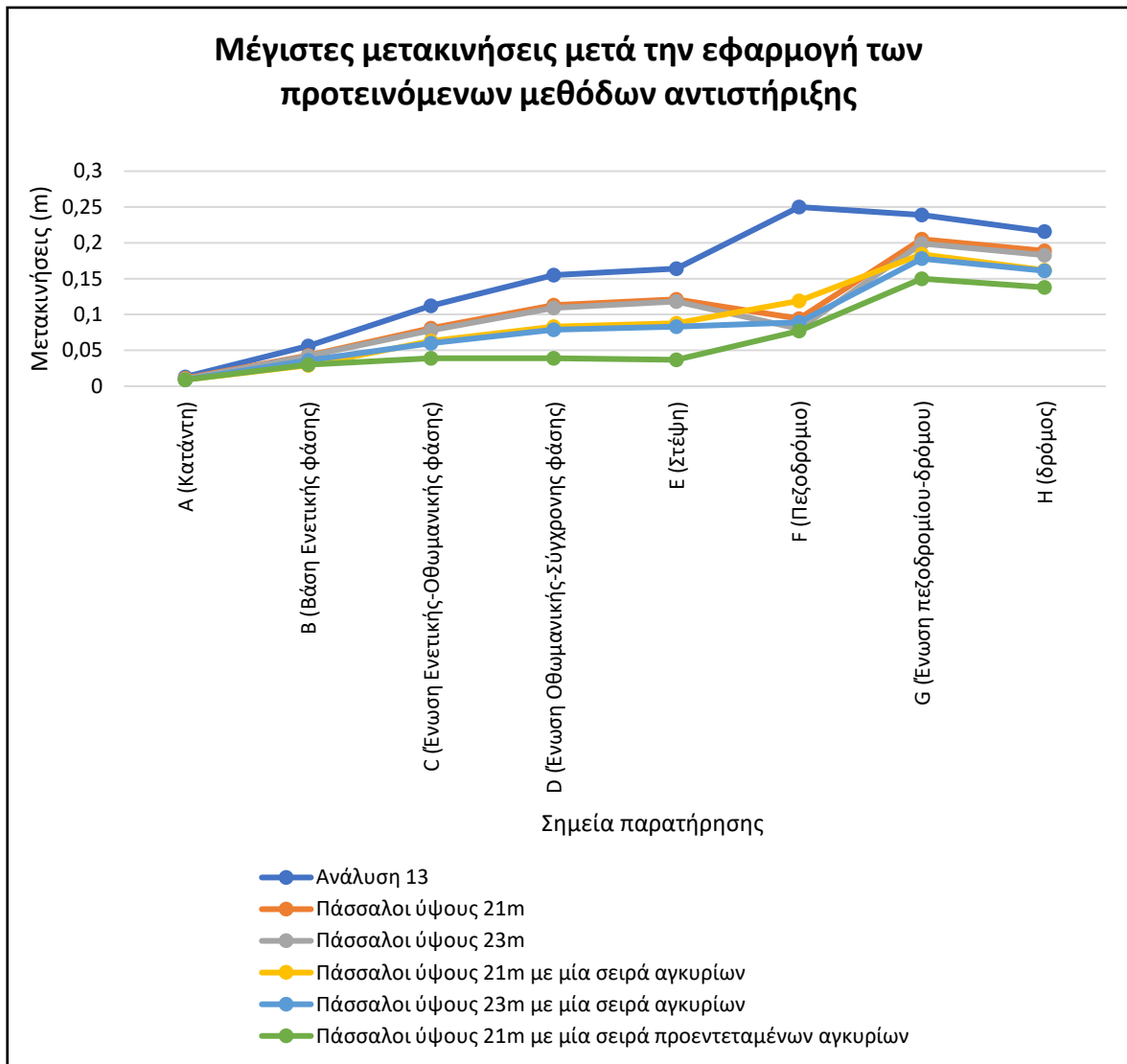
**ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΤΩΝ ΣΥΝΘΗΚΩΝ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑΣ ΤΩΝ ΤΕΙΧΩΝ ΤΟΥ ΧΑΝΔΑΚΑ ΜΕ ΤΗΝ ΕΦΑΡΜΟΓΗ
ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΩΝ ΕΠΙΛΥΣΕΩΝ**



Εικόνα 44. Τοποθέτηση πασσάλων και αγκυρίων

Πίνακας 36. Μετακινήσεις και συντελεστής ασφαλείας πριν και μετά την τοποθέτηση των μέτρων αντιστήριξης

Σημεία παρατήρησης	Ανάλυση 13	Πάσσαλοι ύψους 21m	Πάσσαλοι ύψους 23m	Πάσσαλοι ύψους 21m με μία σειρά αγκυρίων	Πάσσαλοι ύψους 23m με μία σειρά αγκυρίων	Πάσσαλοι ύψους 21m με μία σειρά προεντεταμένων αγκυρίων
A	0,013	0,011	0,010	0,009	0,009	0,009
B	0,056	0,043	0,042	0,029	0,036	0,030
C	0,112	0,081	0,078	0,063	0,060	0,039
D	0,155	0,113	0,109	0,083	0,079	0,039
E	0,164	0,121	0,118	0,088	0,083	0,037
F	0,25	0,094	0,080	0,119	0,089	0,077
G	0,239	0,205	0,199	0,184	0,178	0,150
H	0,216	0,189	0,183	0,162	0,161	0,138
SF	1,173	1,273	1,384	1,731	1,739	1,730



Διάγραμμα 14. Συνολικές μετακινήσεις μετά την εφαρμογή των προτεινόμενων μεθόδων αντιστήριξης

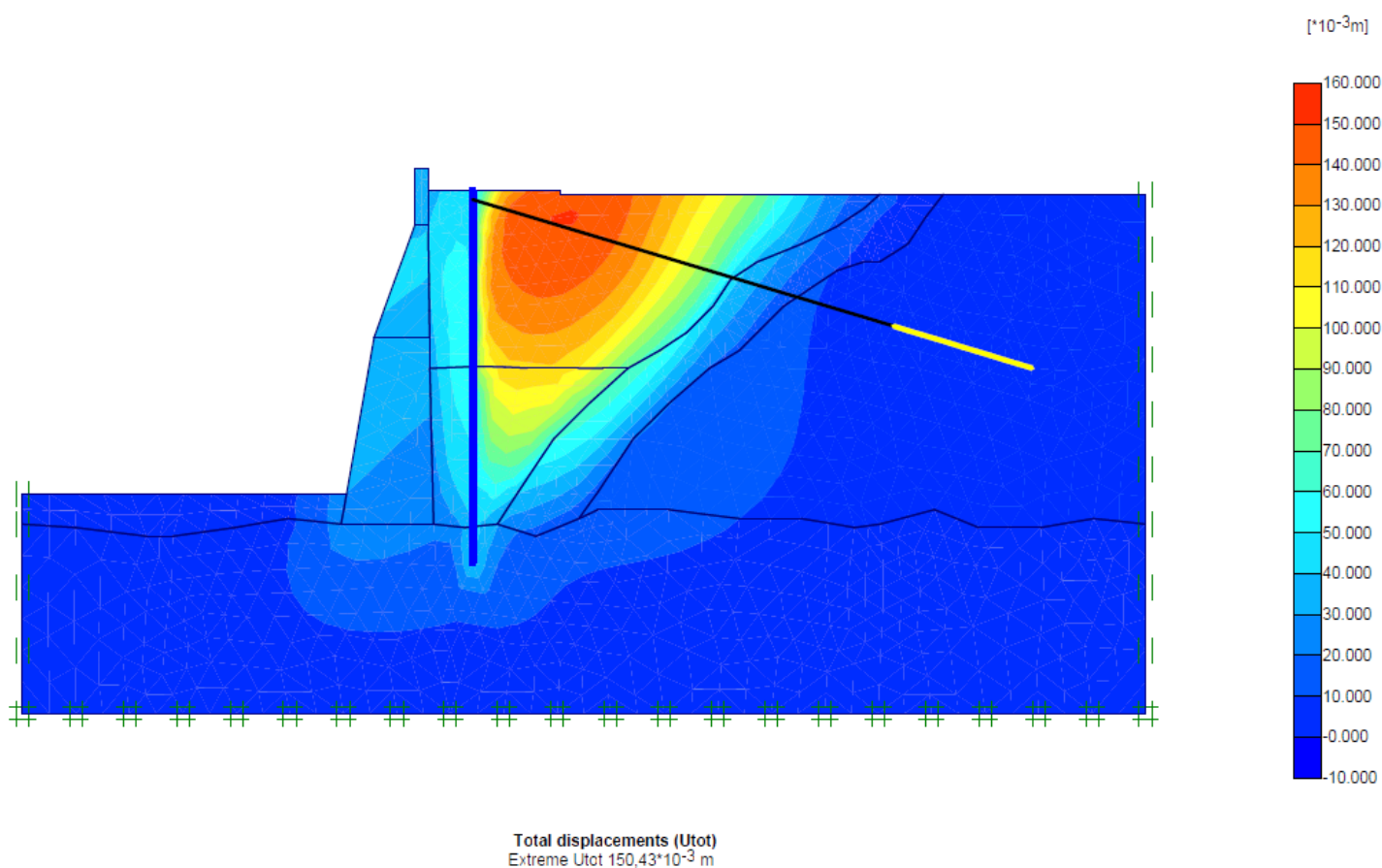
Εμφανώς οι μετακινήσεις σε όλες τις περιπτώσεις έχουν μειωθεί και ο συντελεστής ασφαλείας έχει αυξηθεί από 1,173 σε:

- 1,273 με τη χρήση σειράς πασσάλων ύψους 21m
- 1,384 με τη χρήση σειράς πασσάλων ύψους 23m
- 1,731 με τη χρήση σειράς πασσάλων 21m και μιας σειράς αγκυρίων στην κορυφή τους
- 1,739 με τη χρήση σειράς πασσάλων 23m και μιας σειράς αγκυρίων στην κορυφή τους
- 1,73 με τη χρήση σειράς πασσάλων 21m και μιας σειράς προεντεταμένων αγκυρίων στην κορυφή τους

ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΤΩΝ ΣΥΝΘΗΚΩΝ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑΣ ΤΩΝ ΤΕΙΧΩΝ ΤΟΥ ΧΑΝΔΑΚΑ ΜΕ ΤΗΝ ΕΦΑΡΜΟΓΗ ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΩΝ ΕΠΙΛΥΣΕΩΝ

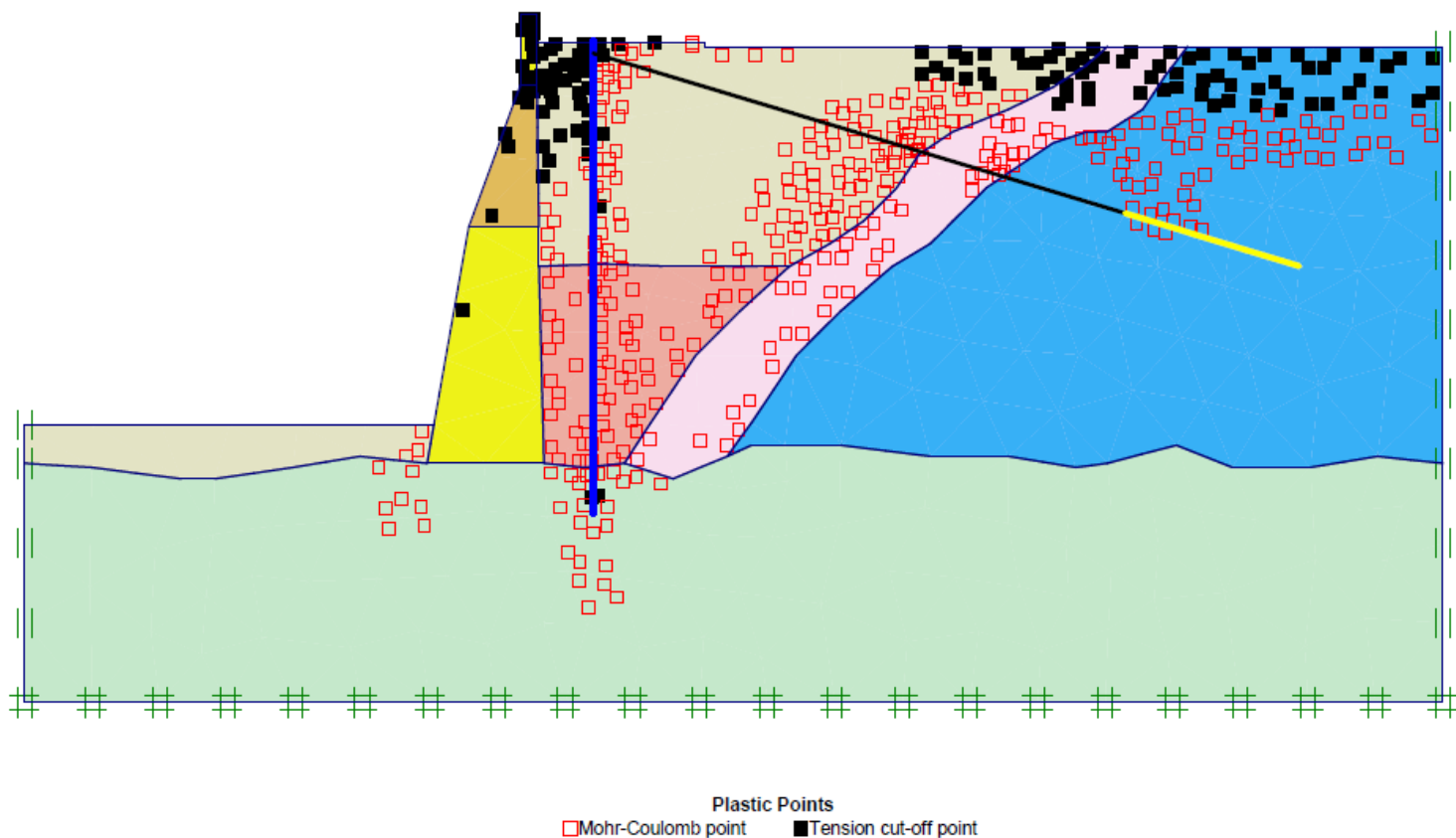
Όπως παρατηρείται και από το Διάγραμμα 14, η εφαρμογή πασσάλων ύψους 21m με μία σειρά προεντεταμένων αγκυρίων μειώνει τις μετακινήσεις αρκετά σε σχέση με τις υπόλοιπες προτεινόμενες μεθόδους.

Αυτό που παρατηρείται στην τελευταία μέθοδο είναι ότι οι συνολικές μετακινήσεις εμφανίζονται πίσω από τον πασσαλότοιχο (Εικόνα 45). Ο πασσαλότοιχος συγκρατεί τις ωθήσεις των γαιών που ασκούνται σε αυτόν και σαν αποτέλεσμα εμφανίζεται χαλάρωση των εδαφικών στρώσεων πίσω από το τείχος. Η χαλάρωση αυτή αναπαρίσταται με μορφή εφελκυστικών σημείων (Εικόνα 46).



Εικόνα 45. Συνολικές μετακινήσεις στην περίπτωση χρήσης πασσάλων 21m με μία σειρά προεντεταμένων αγκυρίων

ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΤΩΝ ΣΥΝΘΗΚΩΝ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑΣ ΤΩΝ ΤΕΙΧΩΝ ΤΟΥ ΧΑΝΔΑΚΑ ΜΕ ΤΗΝ ΕΦΑΡΜΟΓΗ
ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΩΝ ΕΠΙΛΥΣΕΩΝ

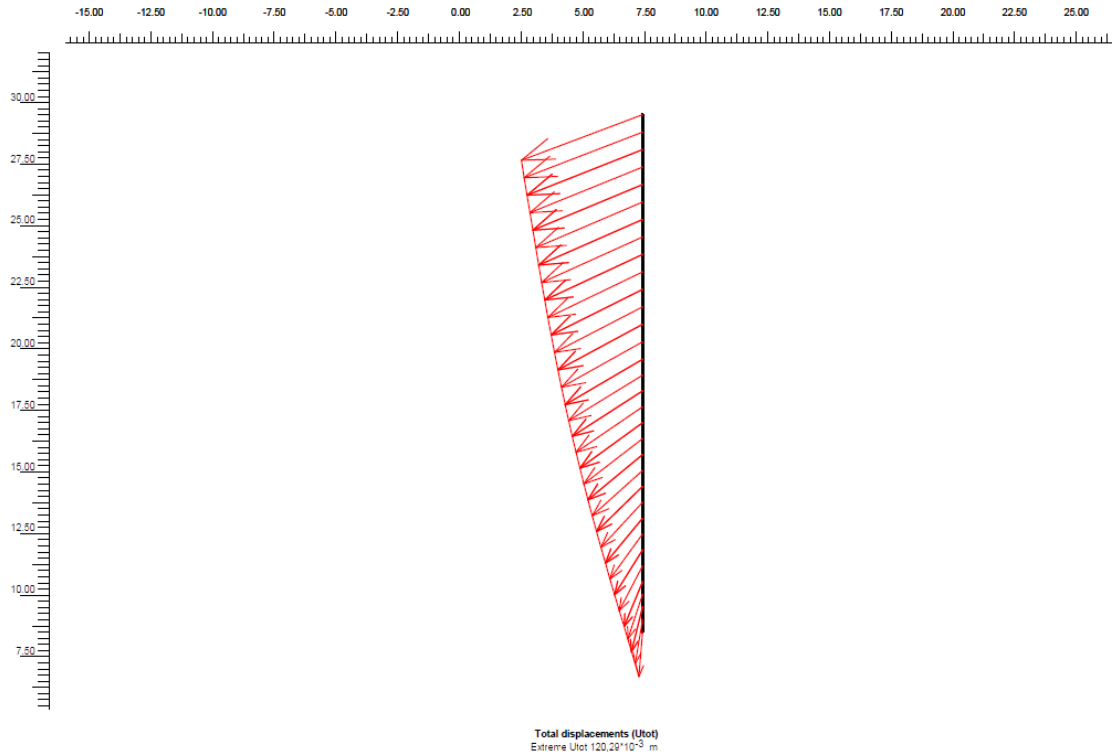


Εικόνα 46. Σημεία εφελκυσμού και σημεία πλαστικών παραμορφώσεων στην περίπτωση χρήσης πασσάλων 21m με μία σειρά προεντεταμένων αγκυρίων

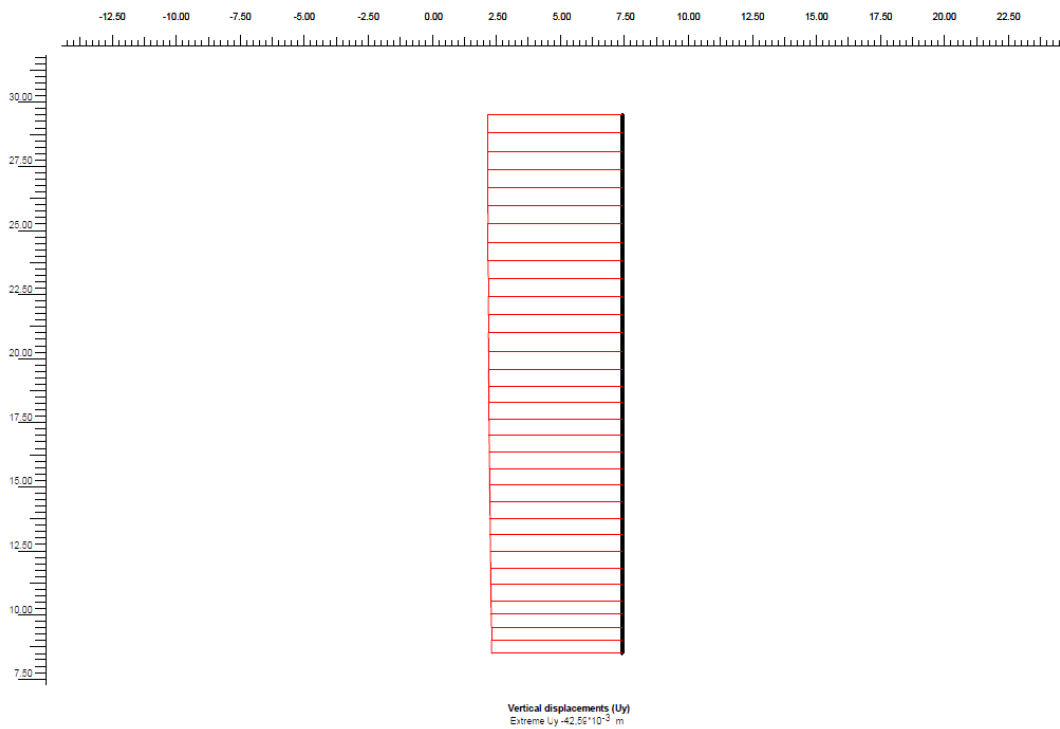
Συνεπώς, προτείνεται η εφαρμογή της τελευταίας μεθόδου, καθώς μειώνει αισθητά τις μετακινήσεις σε σχέση με τις υπόλοιπες μεθόδους και δίνει έναν ικανοποιητικό συντελεστή ασφαλείας $SF=1,73$.

Στην περίπτωση που έχουν χρησιμοποιηθεί πάσσαλοι ύψους 21m, οι συνολικές μετακινήσεις είναι ίσες με 0,12m (Εικόνα 47). Οι κατακόρυφες μετακινήσεις εμφανίζονται σταθερές σε όλο το βάθος των πασσάλων και θεωρούνται μηδαμινές, ενώ οι οριζόντιες μετακινήσεις είναι πιο έντονες στη στέψη και συγκεκριμένα της τάξης των 0,11m (Εικόνα 48 και Εικόνα 49).

ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΤΩΝ ΣΥΝΘΗΚΩΝ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑΣ ΤΩΝ ΤΕΙΧΩΝ ΤΟΥ ΧΑΝΔΑΚΑ ΜΕ ΤΗΝ ΕΦΑΡΜΟΓΗ
ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΩΝ ΕΠΙΛΥΣΕΩΝ

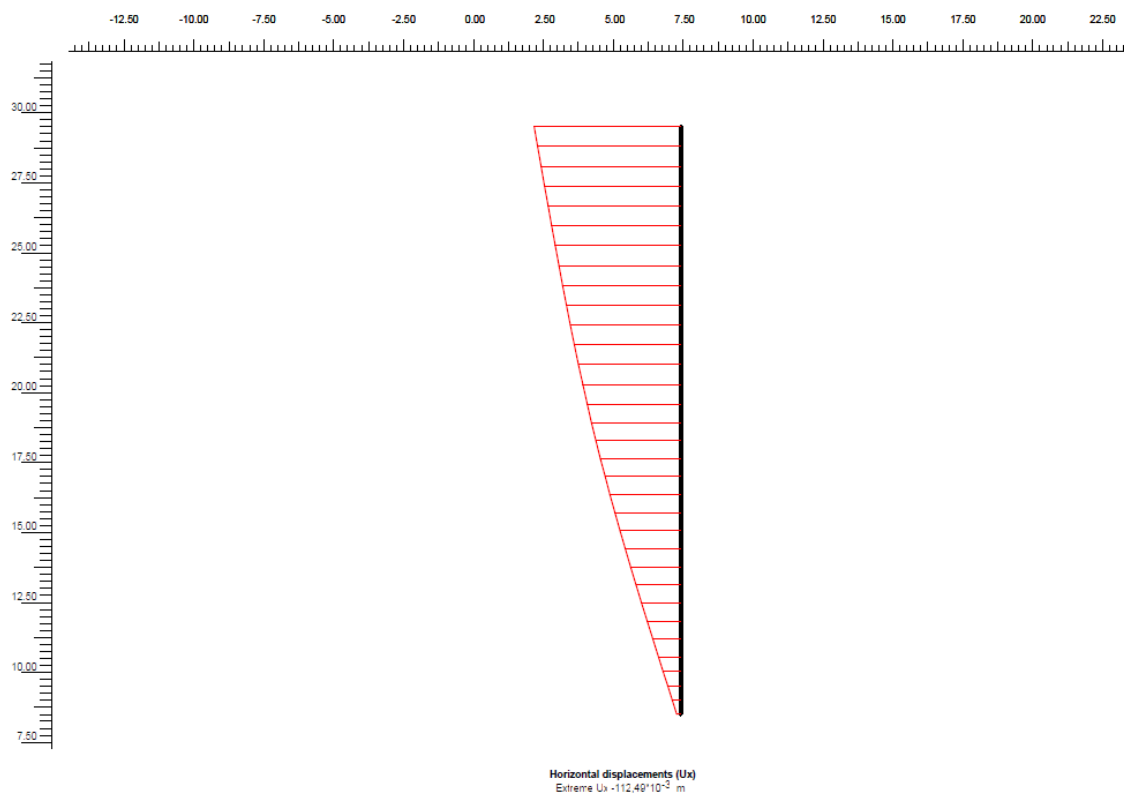


Εικόνα 47. Συνολικές μετακινήσεις πασσάλων 21m



Εικόνα 48. Κατακόρυφες μετακινήσεις πασσάλων 21m

ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΤΩΝ ΣΥΝΘΗΚΩΝ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑΣ ΤΩΝ ΤΕΙΧΩΝ ΤΟΥ ΧΑΝΔΑΚΑ ΜΕ ΤΗΝ ΕΦΑΡΜΟΓΗ ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΩΝ ΕΠΙΛΥΣΕΩΝ

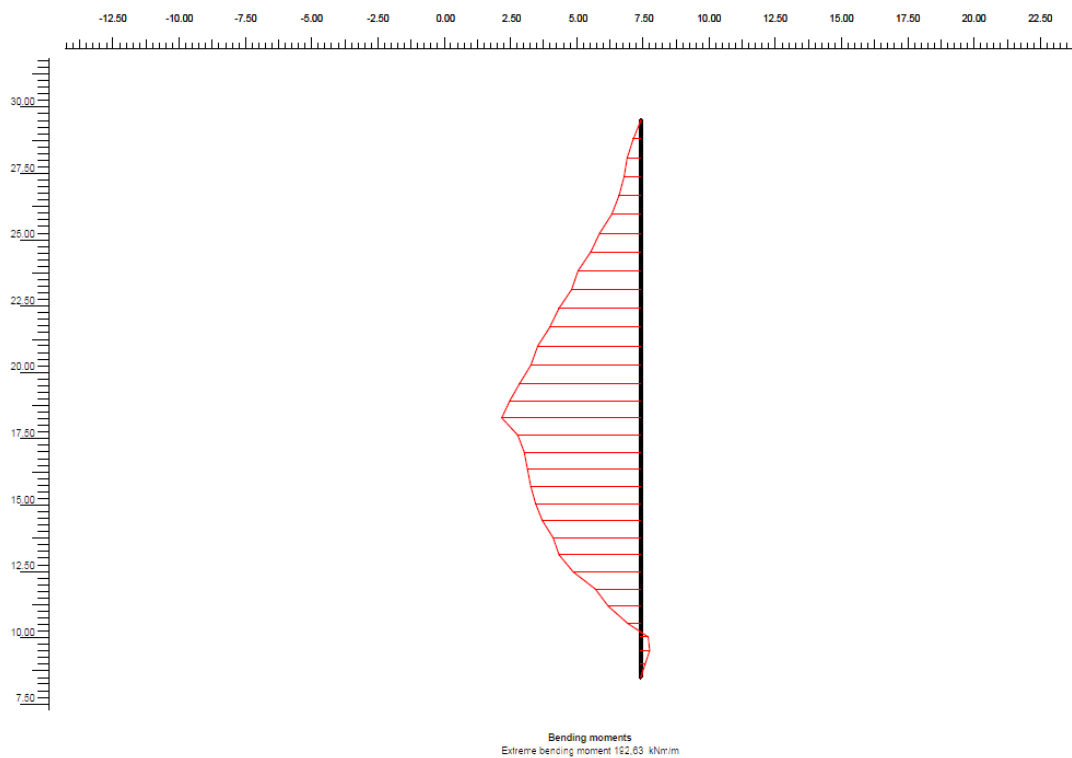


Εικόνα 49. Οριζόντιες μετακινήσεις πασσάλων 21m

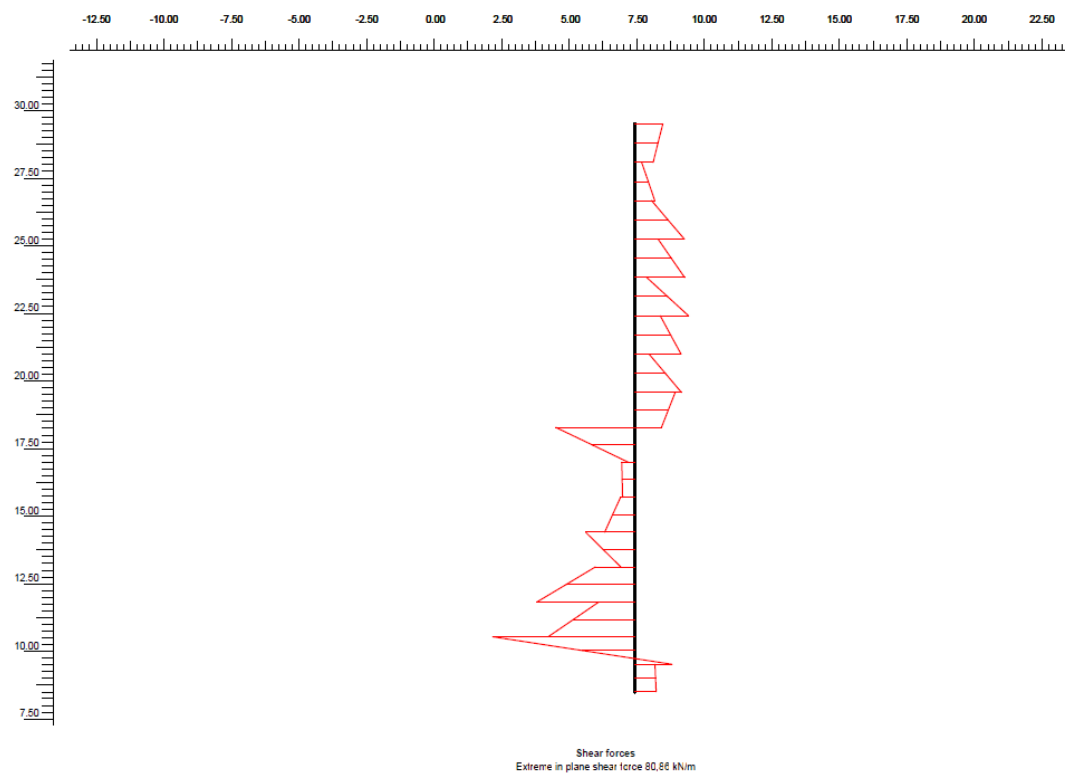
Οι καμπτικές ροπές, που προκύπτουν, είναι ίσες με 192,63 kNm/m (Εικόνα 50). Η τιμή αυτή δίνεται ανά μονάδα μήκους και θα πρέπει να πολλαπλασιαστεί επί την αξονική απόσταση των πασσάλων (2m). Η τελική απόλυτη τιμή προκύπτει ίση με 385,26 kNm/m.

Οι μέγιστες διατμητικές δυνάμεις, που προκύπτουν, είναι ίσες με 80,86 kN/m (Εικόνα 51). Η τιμή αυτή δίνεται ανά μονάδα μήκους και θα πρέπει να πολλαπλασιαστεί επί την αξονική απόσταση των πασσάλων (2m). Η τελική απόλυτη τιμή προκύπτει ίση με 161,72 kN/m.

ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΤΩΝ ΣΥΝΘΗΚΩΝ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑΣ ΤΩΝ ΤΕΙΧΩΝ ΤΟΥ ΧΑΝΔΑΚΑ ΜΕ ΤΗΝ ΕΦΑΡΜΟΓΗ
ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΩΝ ΕΠΙΛΥΣΕΩΝ



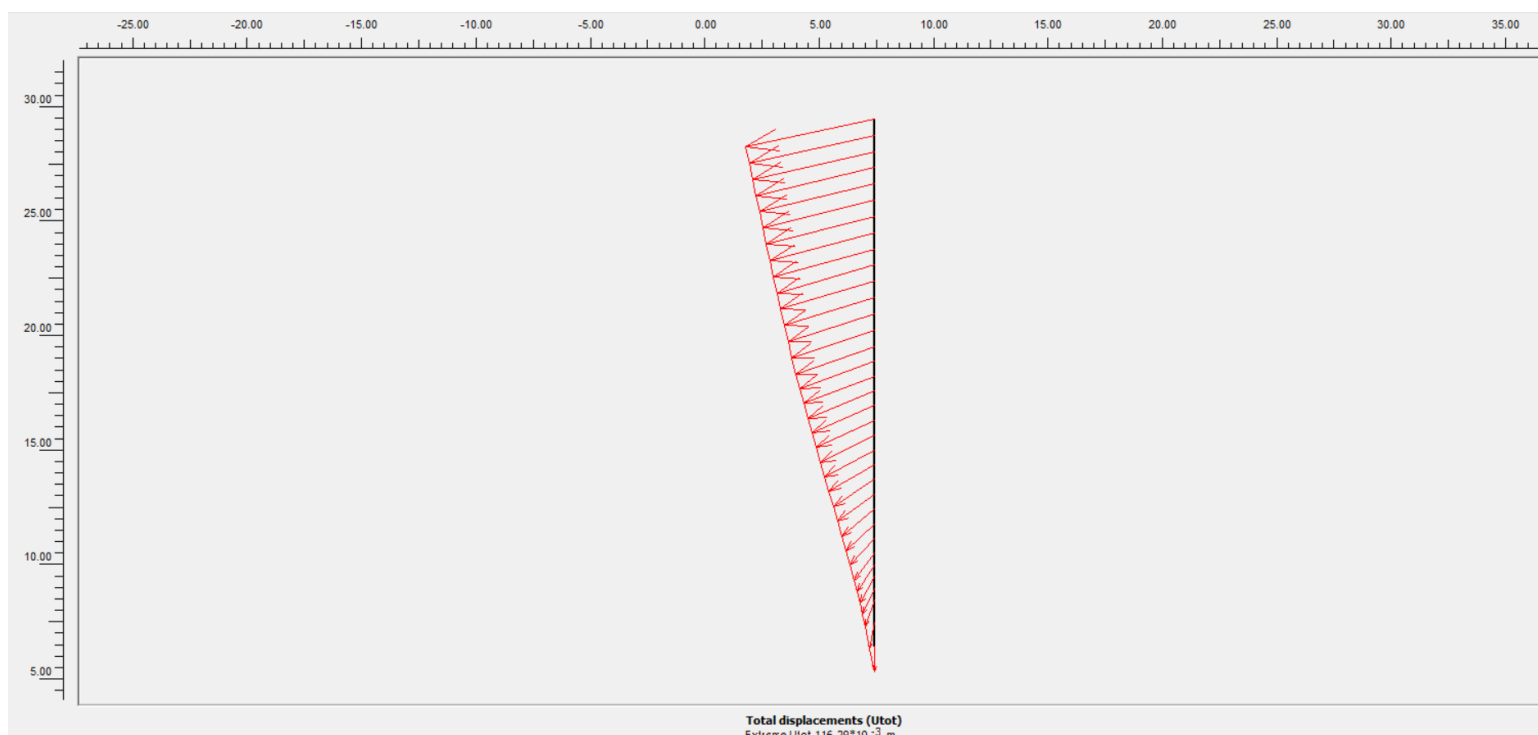
Εικόνα 50. Καμπτικές ροπές πασσάλων 21m



Εικόνα 51. Μέγιστες διατμητικές δυνάμεις πασσάλων 21m

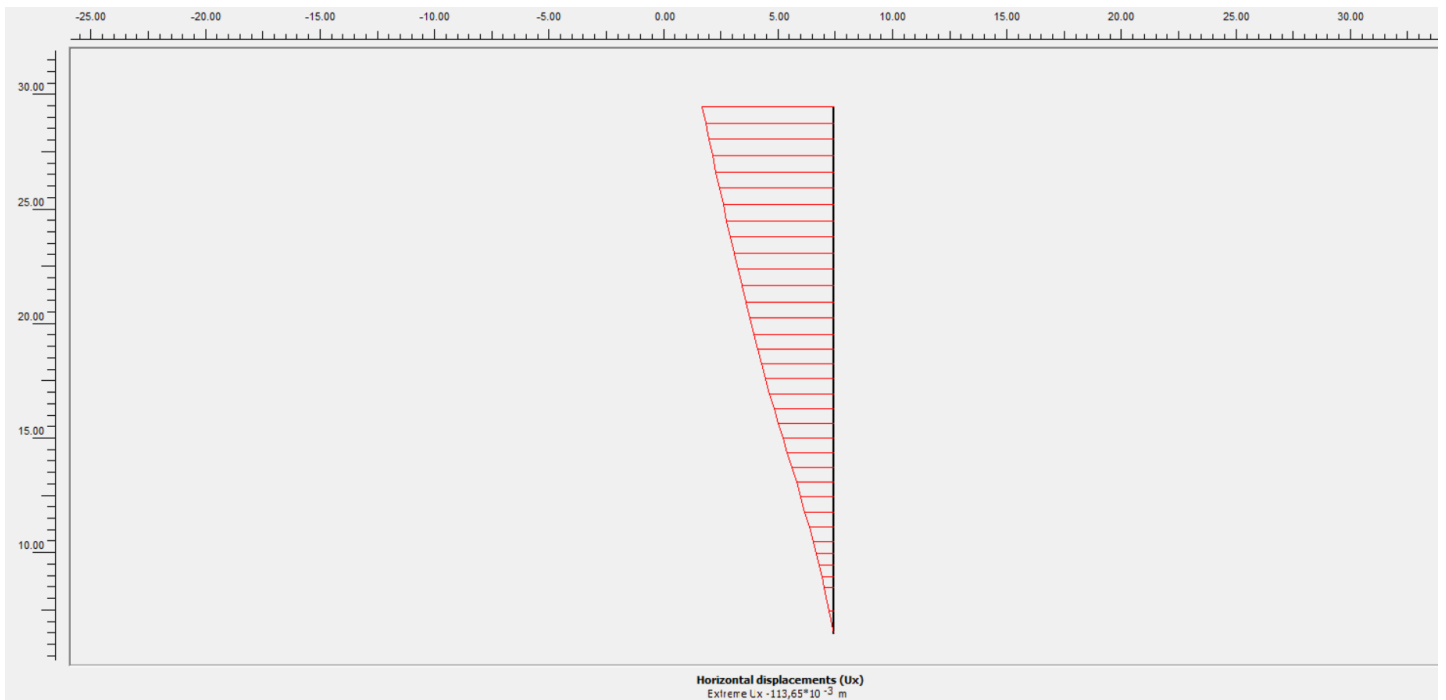
ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΤΩΝ ΣΥΝΘΗΚΩΝ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑΣ ΤΩΝ ΤΕΙΧΩΝ ΤΟΥ ΧΑΝΔΑΚΑ ΜΕ ΤΗΝ ΕΦΑΡΜΟΓΗ ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΩΝ ΕΠΙΛΥΣΕΩΝ

Στην περίπτωση που έχουν χρησιμοποιηθεί πάσσалоι ύψους 23m, οι συνολικές μετακινήσεις είναι ίσες με 0,11m (Εικόνα 52). Οι κατακόρυφες μετακινήσεις εμφανίζονται σταθερές σε όλο το βάθος των πασσάλων και θεωρούνται μηδαμινές, ενώ οι οριζόντιες μετακινήσεις είναι πιο έντονες στη στέψη και συγκεκριμένα της τάξης των 0,11m (Εικόνα 53 και Εικόνα 54).

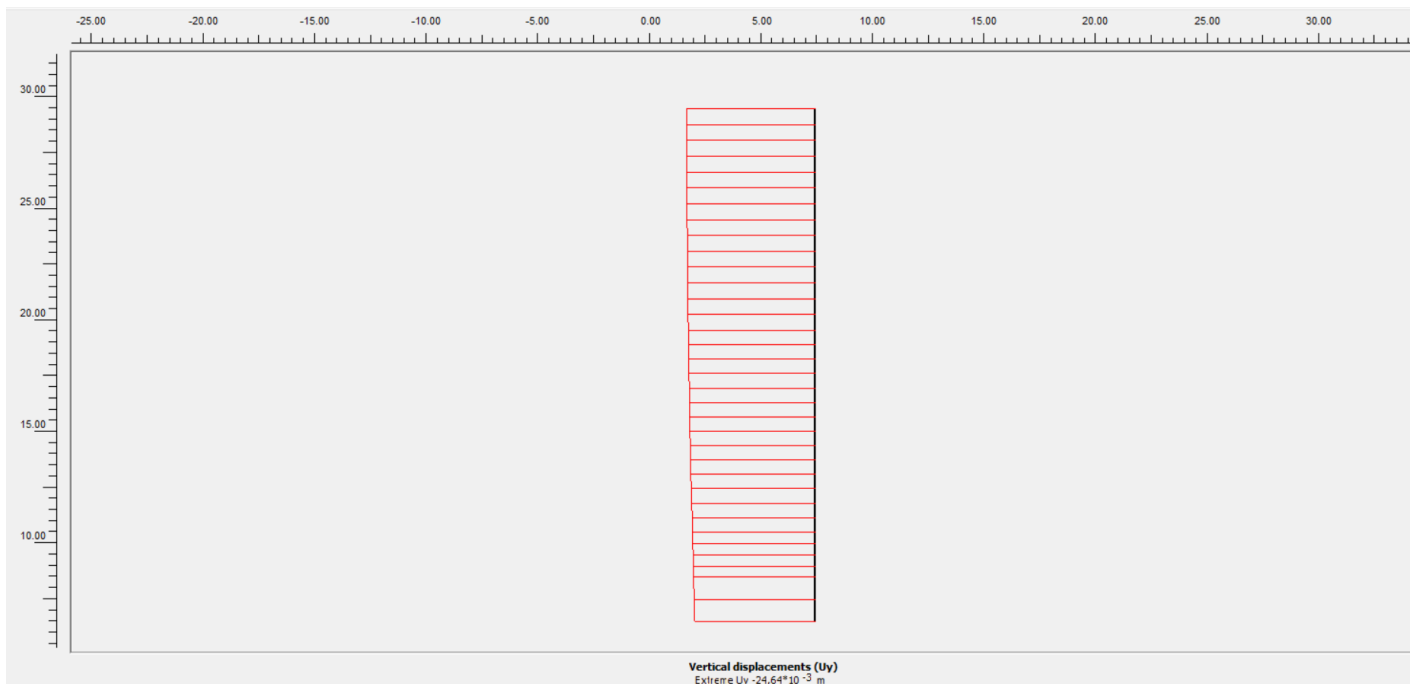


Εικόνα 52. Συνολικές μετακινήσεις πασσάλων 23m

ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΤΩΝ ΣΥΝΘΗΚΩΝ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑΣ ΤΩΝ ΤΕΙΧΩΝ ΤΟΥ ΧΑΝΔΑΚΑ ΜΕ ΤΗΝ ΕΦΑΡΜΟΓΗ
ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΩΝ ΕΠΙΛΥΣΕΩΝ



Εικόνα 53. Οριζόντιες μετακινήσεις πασσάλων 23m

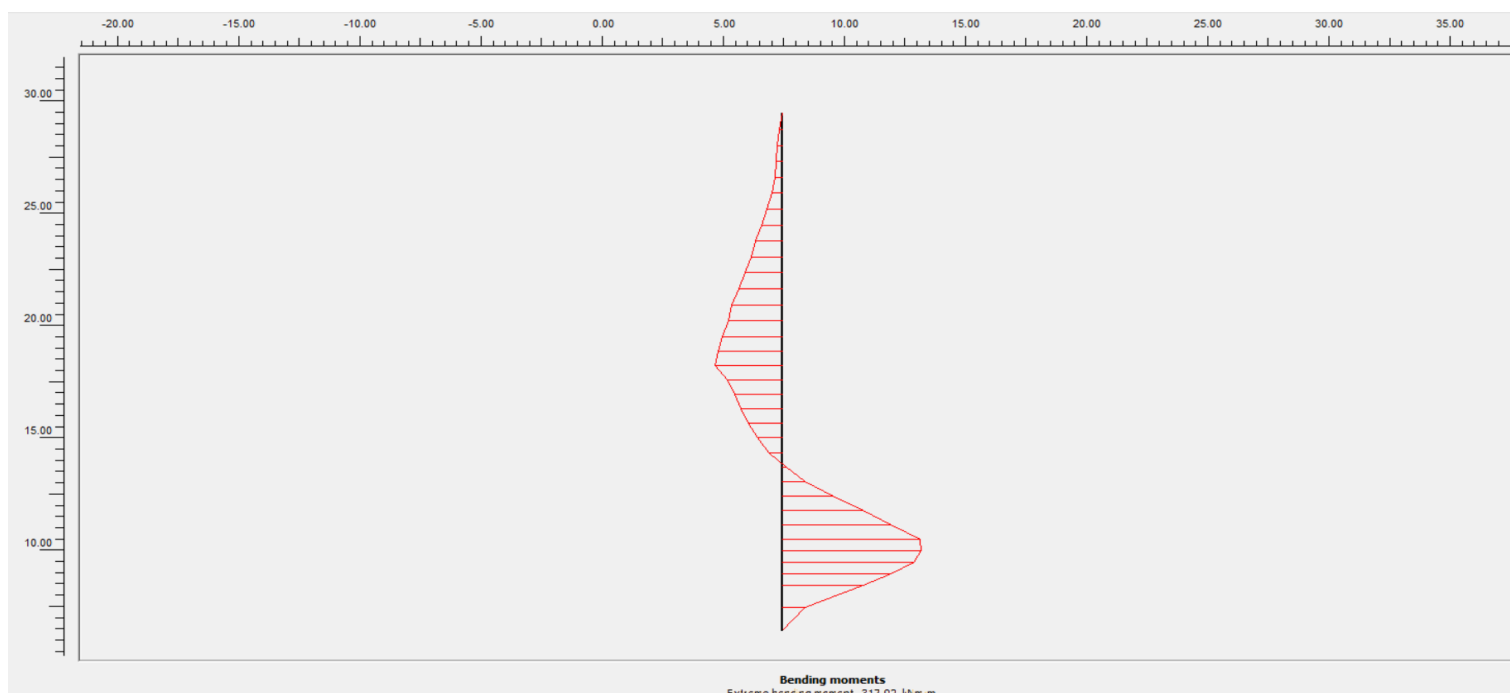


Εικόνα 54. Κατακόρυφες μετακινήσεις πασσάλων 23m

ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΤΩΝ ΣΥΝΘΗΚΩΝ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑΣ ΤΩΝ ΤΕΙΧΩΝ ΤΟΥ ΧΑΝΔΑΚΑ ΜΕ ΤΗΝ ΕΦΑΡΜΟΓΗ ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΩΝ ΕΠΙΛΥΣΕΩΝ

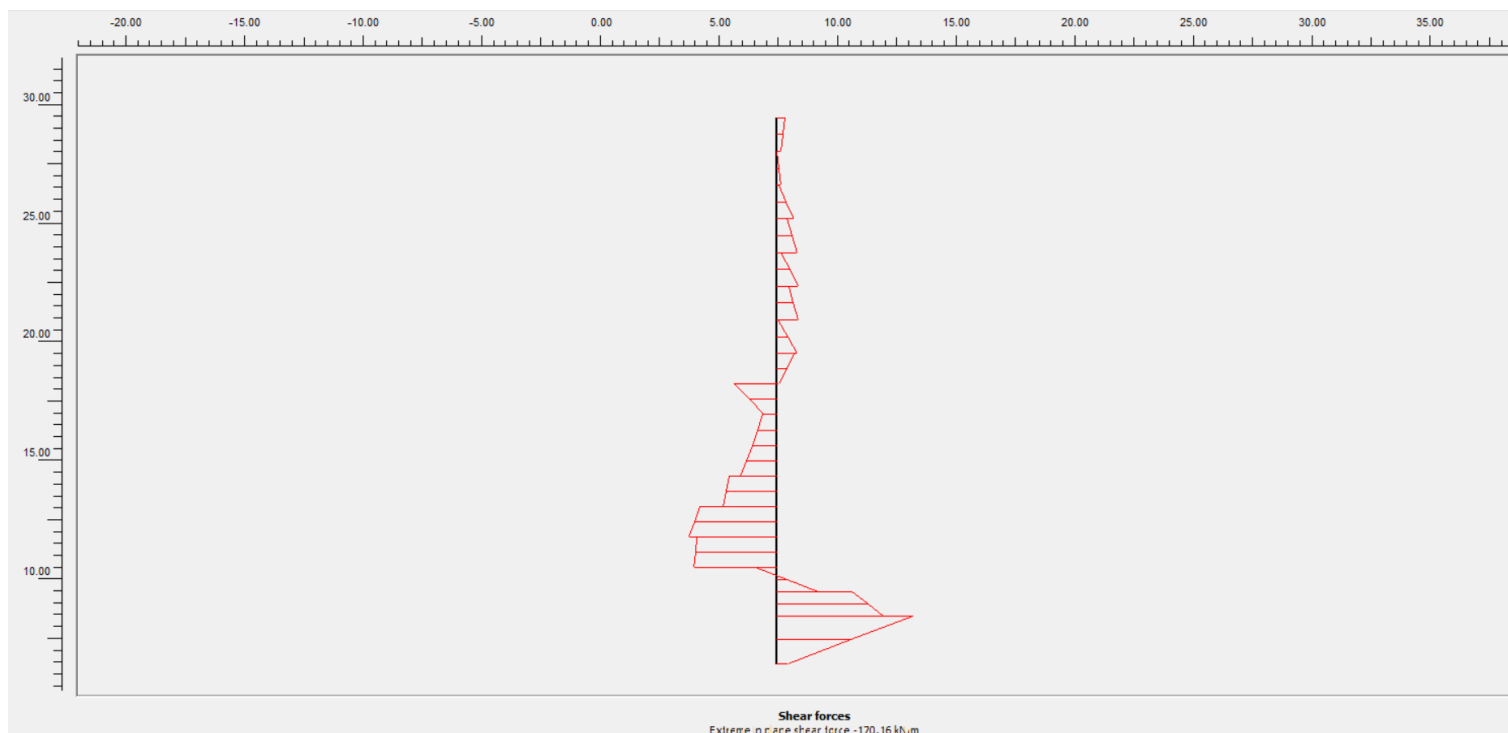
Οι καμπτικές ροπές, που προκύπτουν, είναι ίσες με 317,92 kNm/m (Εικόνα 55). Η τιμή αυτή δίνεται ανά μονάδα μήκους και θα πρέπει να πολλαπλασιαστεί επί την αξονική απόσταση των πασσάλων (2m). Η τελική απόλυτη τιμή προκύπτει ίση με 635,84 kNm/m.

Οι μέγιστες διατμητικές δυνάμεις, που προκύπτουν, είναι ίσες με 170,16 kN/m (Εικόνα 56). Η τιμή αυτή δίνεται ανά μονάδα μήκους και θα πρέπει να πολλαπλασιαστεί επί την αξονική απόσταση των πασσάλων (2m). Η τελική απόλυτη τιμή προκύπτει ίση με 340,32 kN/m.



Εικόνα 55 Καμπτικές ροπές πασσάλων 23m

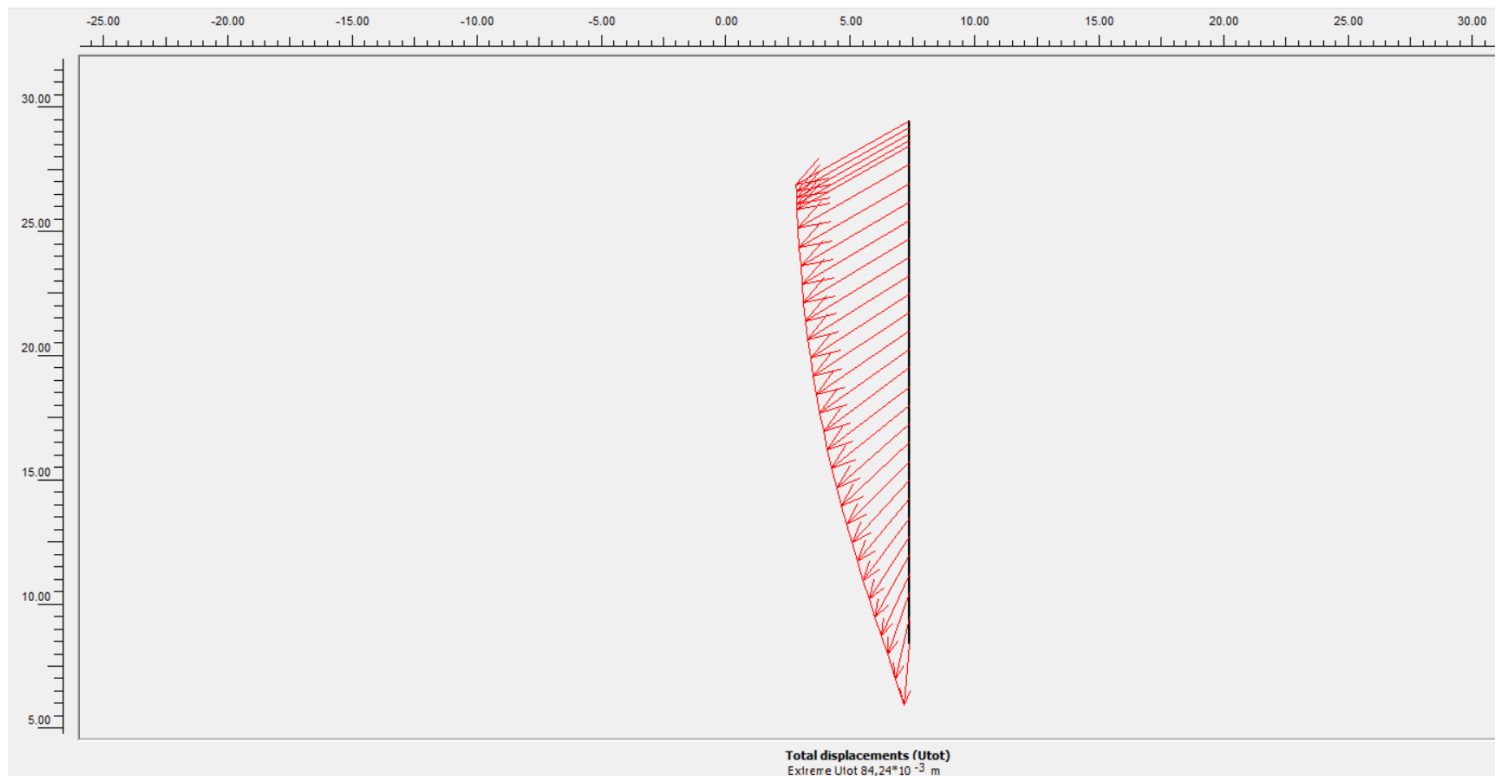
ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΤΩΝ ΣΥΝΘΗΚΩΝ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑΣ ΤΩΝ ΤΕΙΧΩΝ ΤΟΥ ΧΑΝΔΑΚΑ ΜΕ ΤΗΝ ΕΦΑΡΜΟΓΗ
ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΩΝ ΕΠΙΛΥΣΕΩΝ



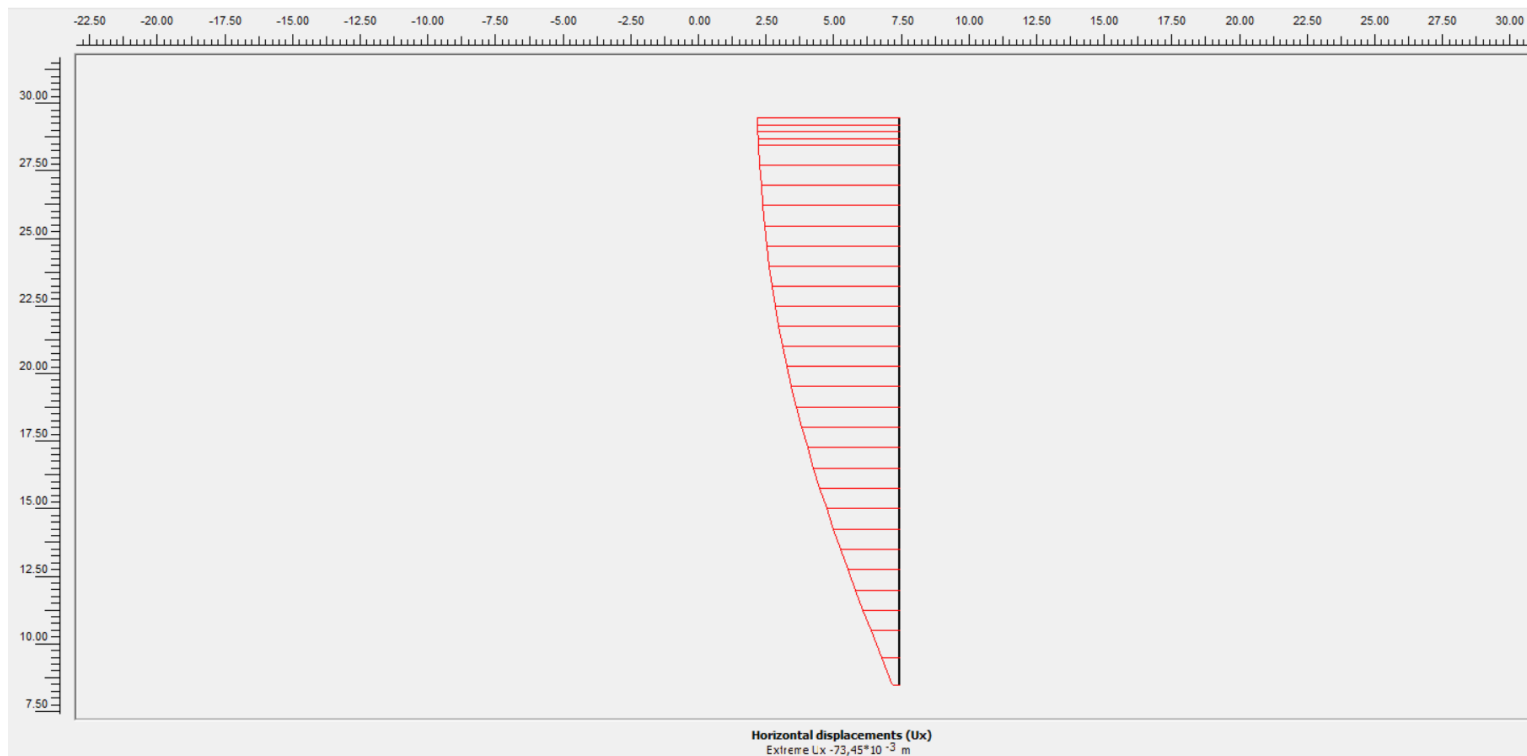
Εικόνα 56. Μέγιστες διατμητικές δυνάμεις πασσάλων 23m

Στην περίπτωση που έχουν χρησιμοποιηθεί πάσσαλοι ύψους 21m με τη χρήση μίας σειράς αγκυριών, οι συνολικές μετακινήσεις είναι ίσες με 0,084m (Εικόνα 57). Οι κατακόρυφες μετακινήσεις εμφανίζονται σταθερές σε όλο το βάθος των πασσάλων και θεωρούνται μηδαμινές, ενώ οι οριζόντιες μετακινήσεις είναι πιο έντονες στη στέψη και συγκεκριμένα της τάξης των 0,073m (Εικόνα 58 και Εικόνα 59).

ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΤΩΝ ΣΥΝΘΗΚΩΝ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑΣ ΤΩΝ ΤΕΙΧΩΝ ΤΟΥ ΧΑΝΔΑΚΑ ΜΕ ΤΗΝ ΕΦΑΡΜΟΓΗ
ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΩΝ ΕΠΙΛΥΣΕΩΝ



Εικόνα 57. Συνολικές μετακινήσεις πασσάλων 21m με μία σειρά αγκυρίων



Εικόνα 58. Οριζόντιες μετακινήσεις πασσάλων 21m με μία σειρά αγκυρίων

ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΤΩΝ ΣΥΝΘΗΚΩΝ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑΣ ΤΩΝ ΤΕΙΧΩΝ ΤΟΥ ΧΑΝΔΑΚΑ ΜΕ ΤΗΝ ΕΦΑΡΜΟΓΗ
ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΩΝ ΕΠΙΛΥΣΕΩΝ

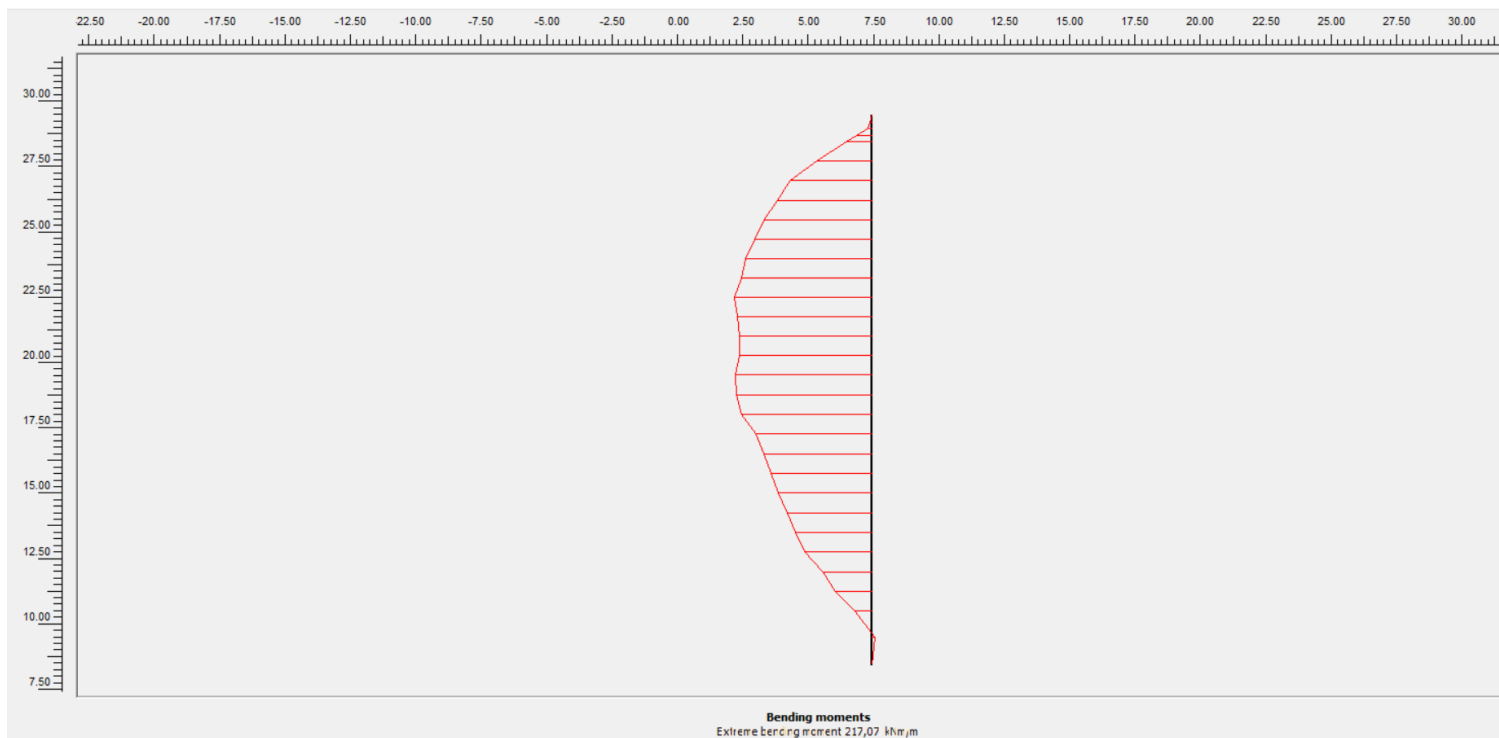


Εικόνα 59. Κατακόρυφες μετακινήσεις πασσάλων 21m με μία σειρά αγκυρίων

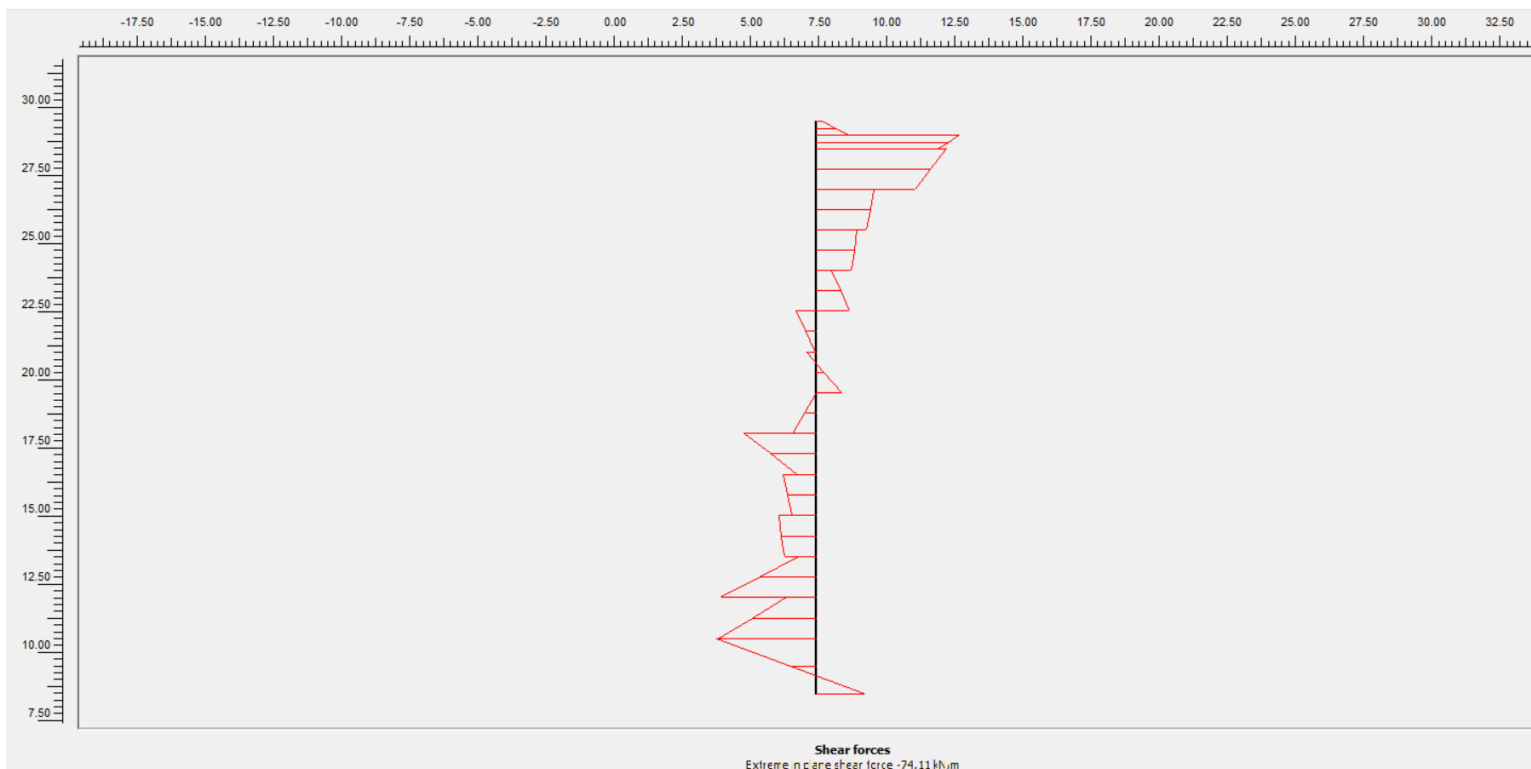
Οι καμπτικές ροπές, που προκύπτουν, είναι ίσες με 217,07 kNm/m (Εικόνα 60). Η τιμή αυτή δίνεται ανά μονάδα μήκους και θα πρέπει να πολλαπλασιαστεί επί την αξονική απόσταση των πασσάλων (2m). Η τελική απόλυτη τιμή προκύπτει ίση με 434,14 kNm/m.

Οι μέγιστες διατμητικές δυνάμεις, που προκύπτουν, είναι ίσες με 74,11 kN/m (Εικόνα 61). Η τιμή αυτή δίνεται ανά μονάδα μήκους και θα πρέπει να πολλαπλασιαστεί επί την αξονική απόσταση των πασσάλων (2m). Η τελική απόλυτη τιμή προκύπτει ίση με 148,22 kN/m.

ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΤΩΝ ΣΥΝΘΗΚΩΝ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑΣ ΤΩΝ ΤΕΙΧΩΝ ΤΟΥ ΧΑΝΔΑΚΑ ΜΕ ΤΗΝ ΕΦΑΡΜΟΓΗ
ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΩΝ ΕΠΙΛΥΣΕΩΝ



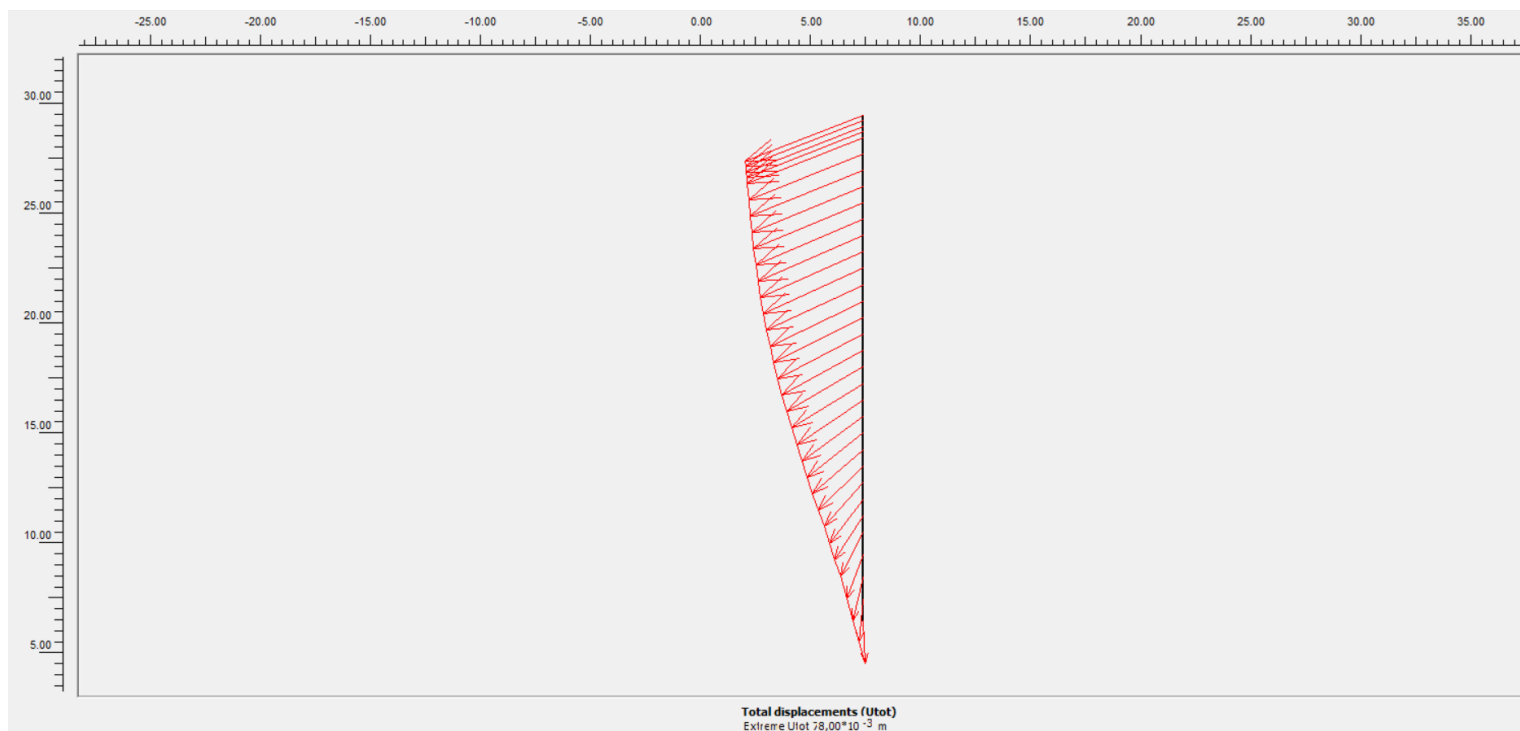
Εικόνα 60. Καμπτικές ροπές πασσάλων 21m με μία σειρά αγκυρίων



Εικόνα 61. Μέγιστες διατμητικές δυνάμεις πασσάλων 21m με μία σειρά αγκυρίων

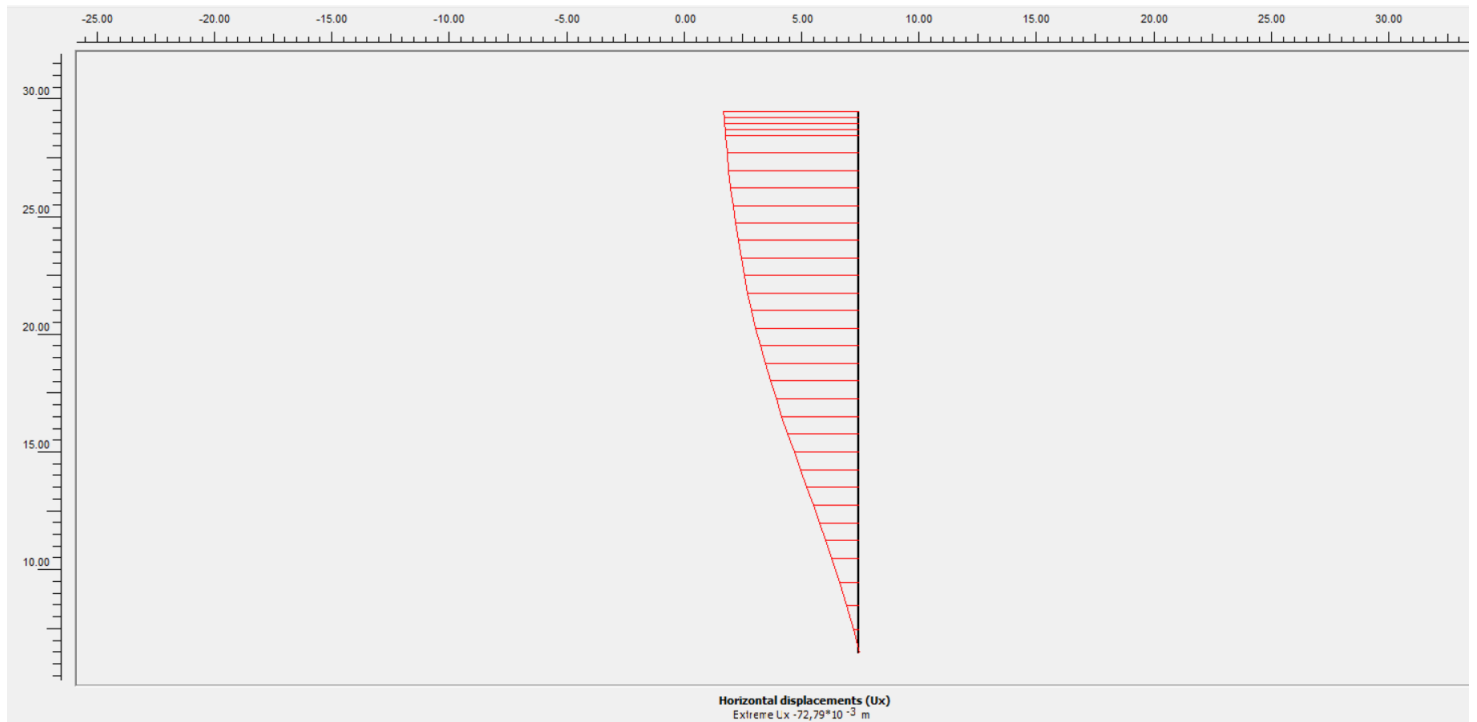
ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΤΩΝ ΣΥΝΘΗΚΩΝ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑΣ ΤΩΝ ΤΕΙΧΩΝ ΤΟΥ ΧΑΝΔΑΚΑ ΜΕ ΤΗΝ ΕΦΑΡΜΟΓΗ ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΩΝ ΕΠΙΛΥΣΕΩΝ

Στην περίπτωση που έχουν χρησιμοποιηθεί πάσσαλοι ύψους 23m με τη χρήση μίας σειράς αγκυρίων, οι συνολικές μετακινήσεις είναι ίσες με 0,078m (Εικόνα 62). Οι κατακόρυφες μετακινήσεις εμφανίζονται σταθερές σε όλο το βάθος των πασσάλων και θεωρούνται μηδαμινές, ενώ οι οριζόντιες μετακινήσεις είναι πιο έντονες στη στέψη και συγκεκριμένα της τάξης των 0,072m (Εικόνα 63 και Εικόνα 64).

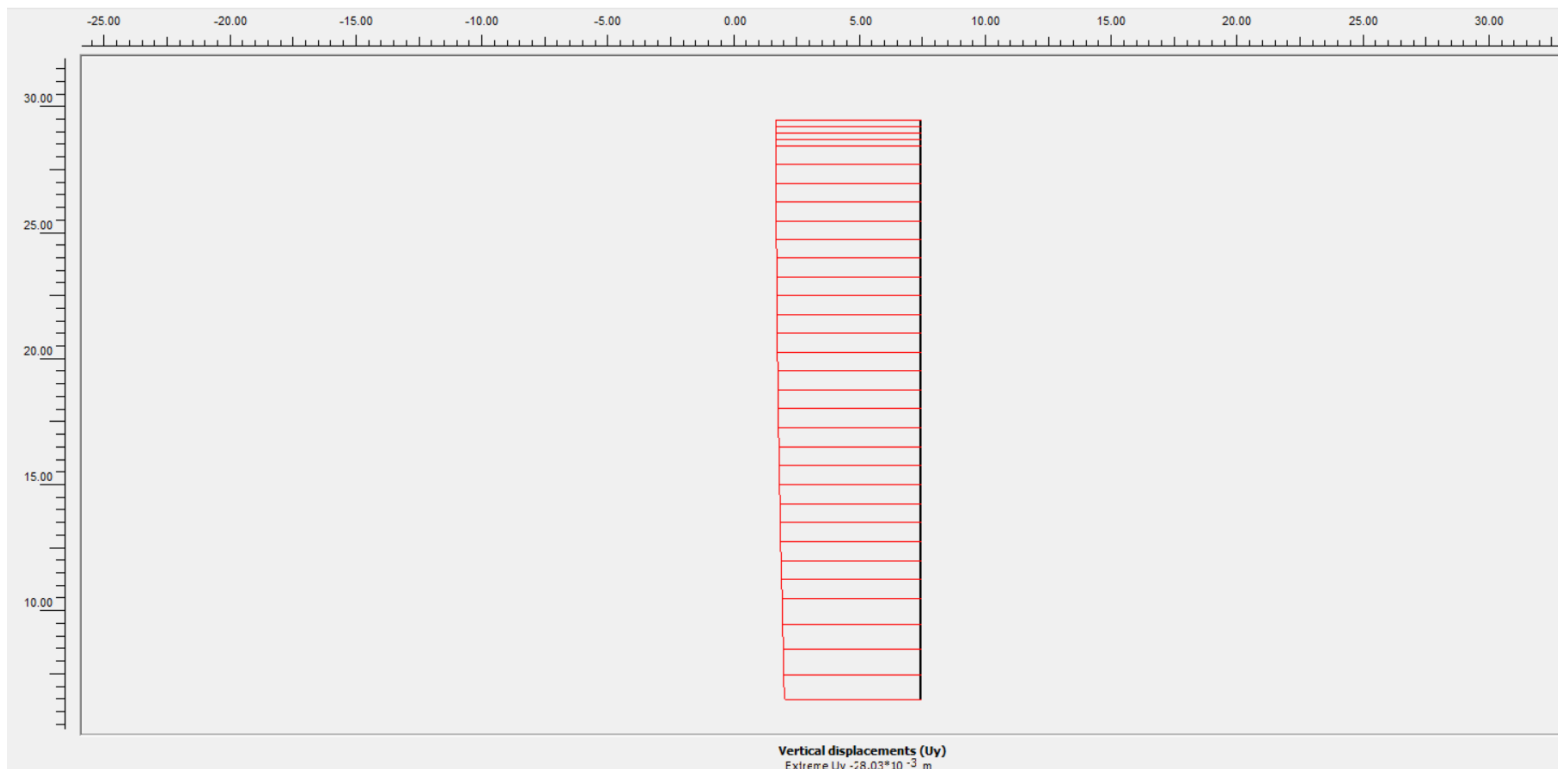


Εικόνα 62. Συνολικές μετακινήσεις πασσάλων 23m με μία σειρά αγκυρίων

ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΤΩΝ ΣΥΝΘΗΚΩΝ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑΣ ΤΩΝ ΤΕΙΧΩΝ ΤΟΥ ΧΑΝΔΑΚΑ ΜΕ ΤΗΝ ΕΦΑΡΜΟΓΗ
ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΩΝ ΕΠΙΛΥΣΕΩΝ



Εικόνα 63. Κατακόρυφες μετακινήσεις πασσάλων 23m με μία σειρά αγκυρίων

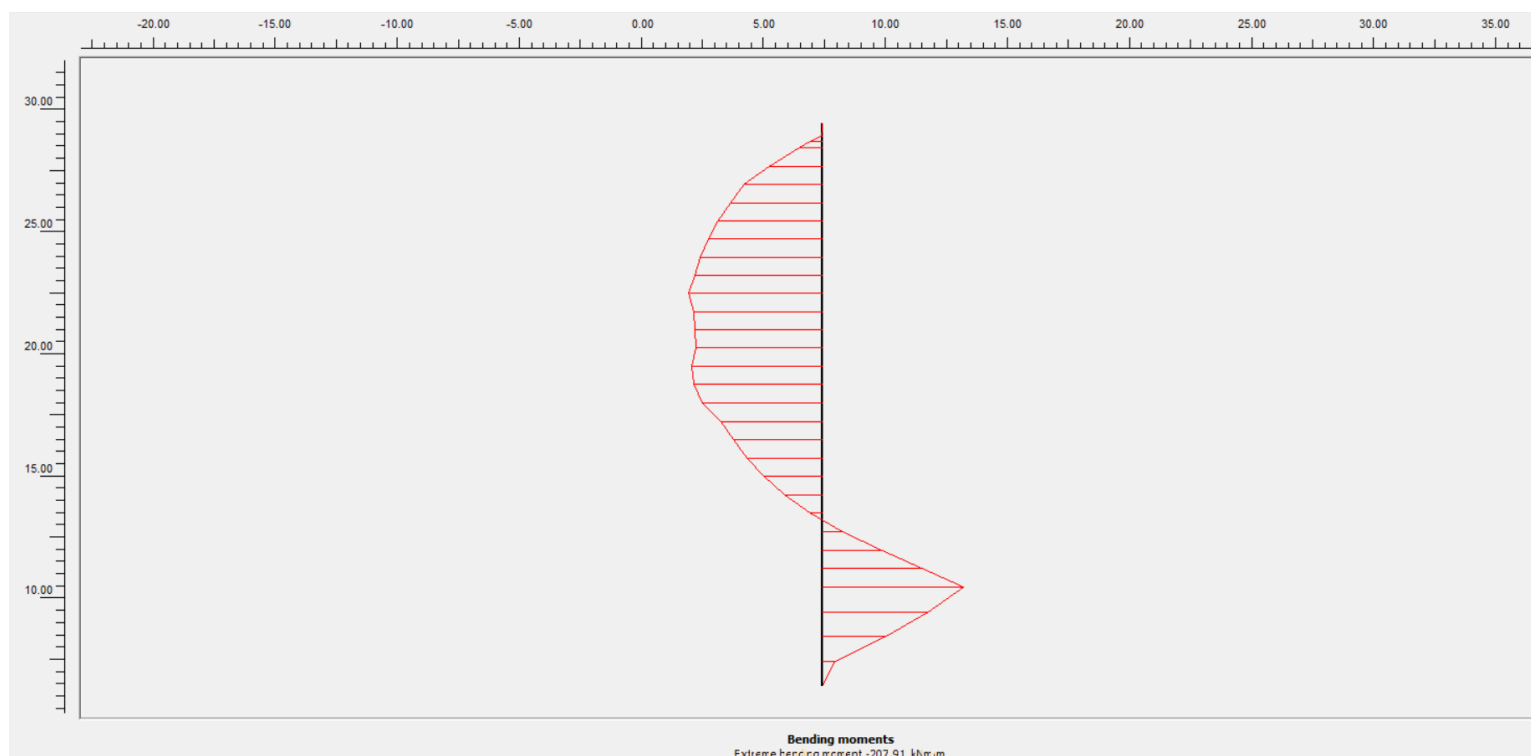


Εικόνα 64. Οριζόντιες μετακινήσεις πασσάλων 23m με μία σειρά αγκυρίων

ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΤΩΝ ΣΥΝΘΗΚΩΝ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑΣ ΤΩΝ ΤΕΙΧΩΝ ΤΟΥ ΧΑΝΔΑΚΑ ΜΕ ΤΗΝ ΕΦΑΡΜΟΓΗ ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΩΝ ΕΠΙΛΥΣΕΩΝ

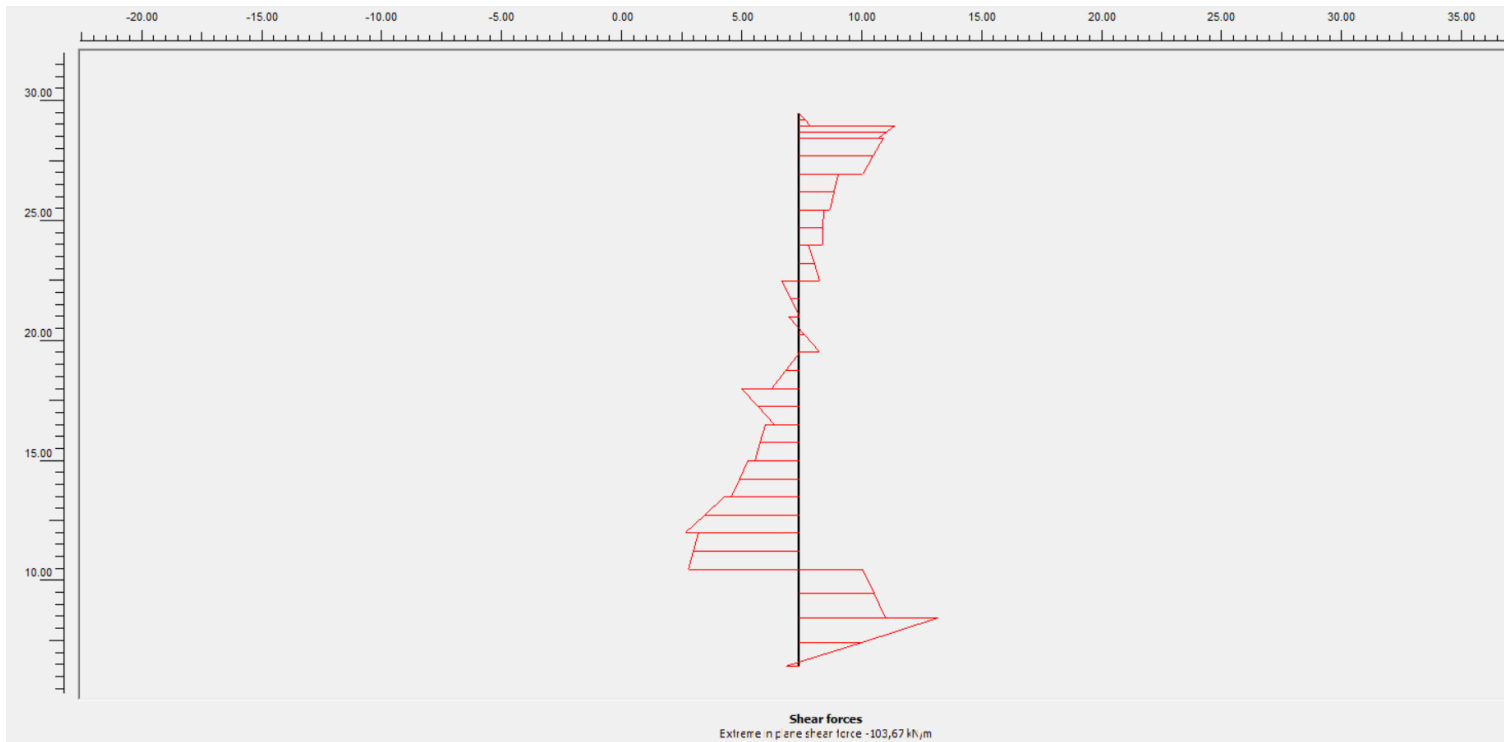
Οι καμπτικές ροπές, που προκύπτουν, είναι ίσες με 207,91 kNm/m (Εικόνα 65). Η τιμή αυτή δίνεται ανά μονάδα μήκους και θα πρέπει να πολλαπλασιαστεί επί την αξονική απόσταση των πασσάλων (2m). Η τελική απόλυτη τιμή προκύπτει ίση με 415,82 kNm/m.

Οι μέγιστες διατμητικές δυνάμεις, που προκύπτουν, είναι ίσες με 103,67 kN/m (Εικόνα 66). Η τιμή αυτή δίνεται ανά μονάδα μήκους και θα πρέπει να πολλαπλασιαστεί επί την αξονική απόσταση των πασσάλων (2m). Η τελική απόλυτη τιμή προκύπτει ίση με 207,34 kN/m.



Εικόνα 65. Καμπτικές ροπές πασσάλων 23m με μία σειρά αγκυρίων

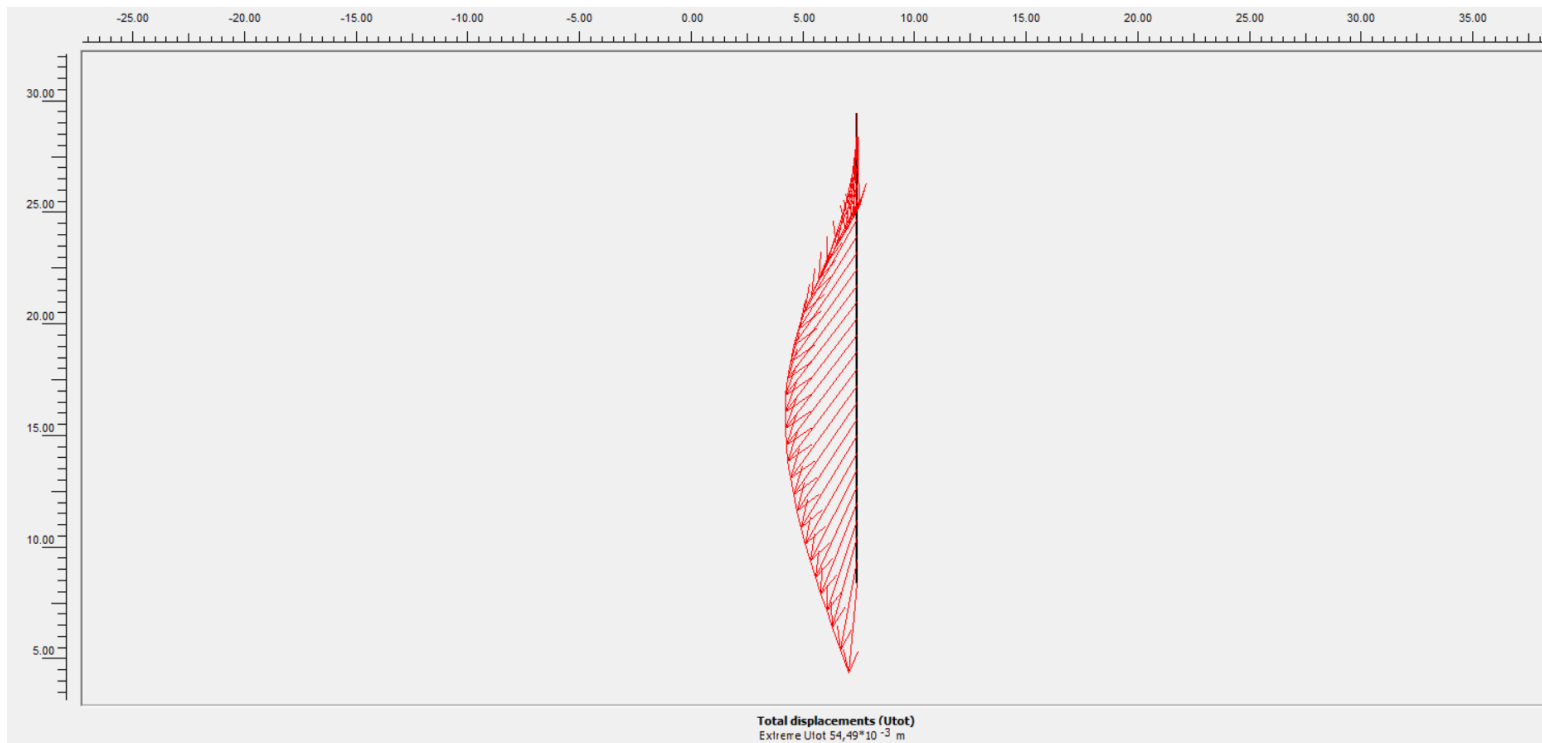
ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΤΩΝ ΣΥΝΘΗΚΩΝ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑΣ ΤΩΝ ΤΕΙΧΩΝ ΤΟΥ ΧΑΝΔΑΚΑ ΜΕ ΤΗΝ ΕΦΑΡΜΟΓΗ
ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΩΝ ΕΠΙΛΥΣΕΩΝ



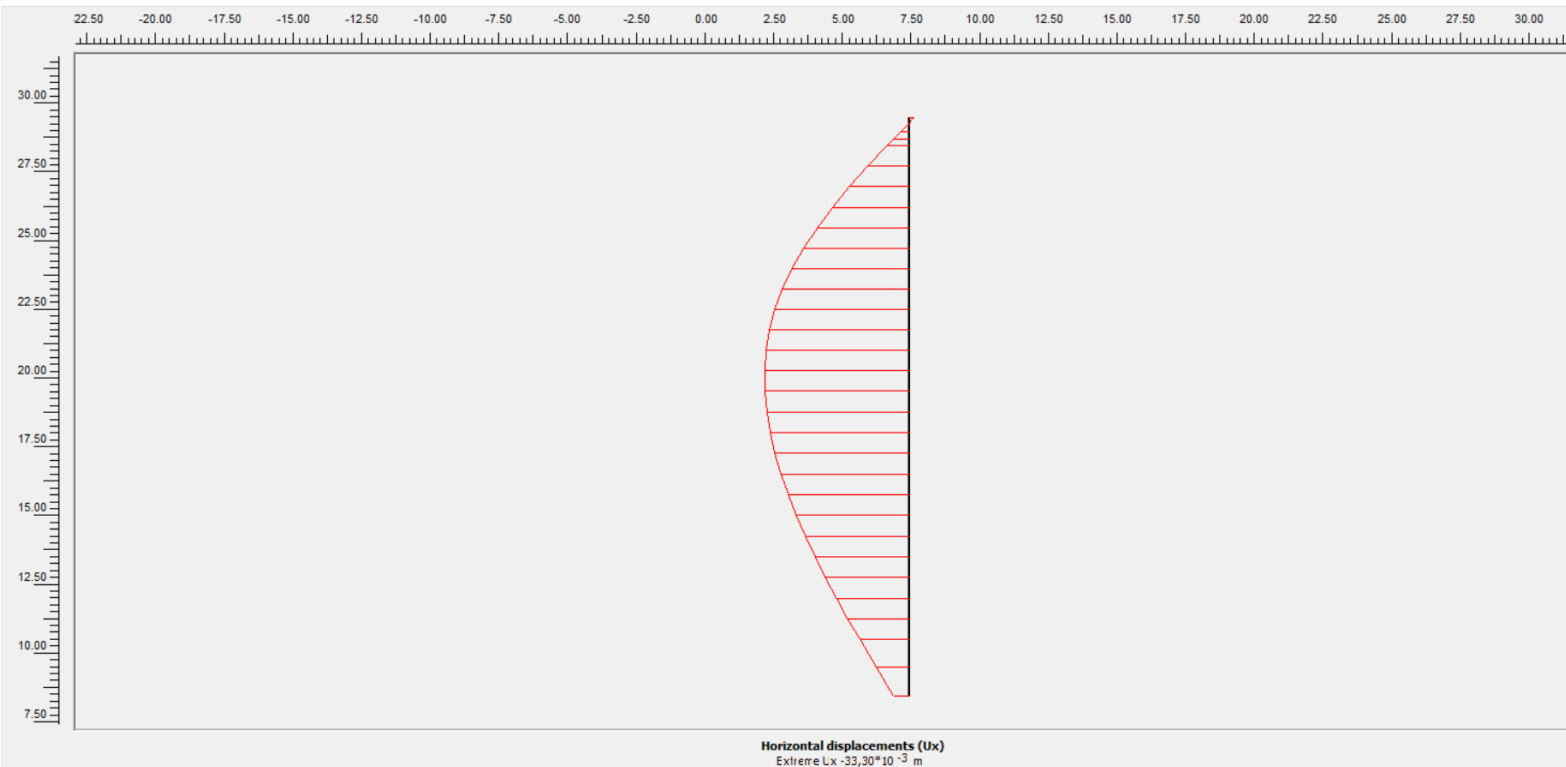
Εικόνα 66. Μέγιστες διατμητικές δυνάμεις πασσάλων 23m με μία σειρά αγκυρίων

Στην περίπτωση που έχουν χρησιμοποιηθεί πάσσαλοι ύψους 21m με τη χρήση μίας σειράς προεντεταμένων αγκυρίων, οι συνολικές μετακινήσεις είναι ίσες με 0,054m (Εικόνα 67). Οι κατακόρυφες μετακινήσεις εμφανίζονται σταθερές σε όλο το βάθος των πασσάλων και θεωρούνται μηδαμινές, ενώ οι οριζόντιες μετακινήσεις είναι πιο έντονες στο μέσο του πασσάλου και συγκεκριμένα της τάξης των 0,033m (Εικόνα 68 και Εικόνα 69).

ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΤΩΝ ΣΥΝΘΗΚΩΝ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑΣ ΤΩΝ ΤΕΙΧΩΝ ΤΟΥ ΧΑΝΔΑΚΑ ΜΕ ΤΗΝ ΕΦΑΡΜΟΓΗ
ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΩΝ ΕΠΙΛΥΣΕΩΝ

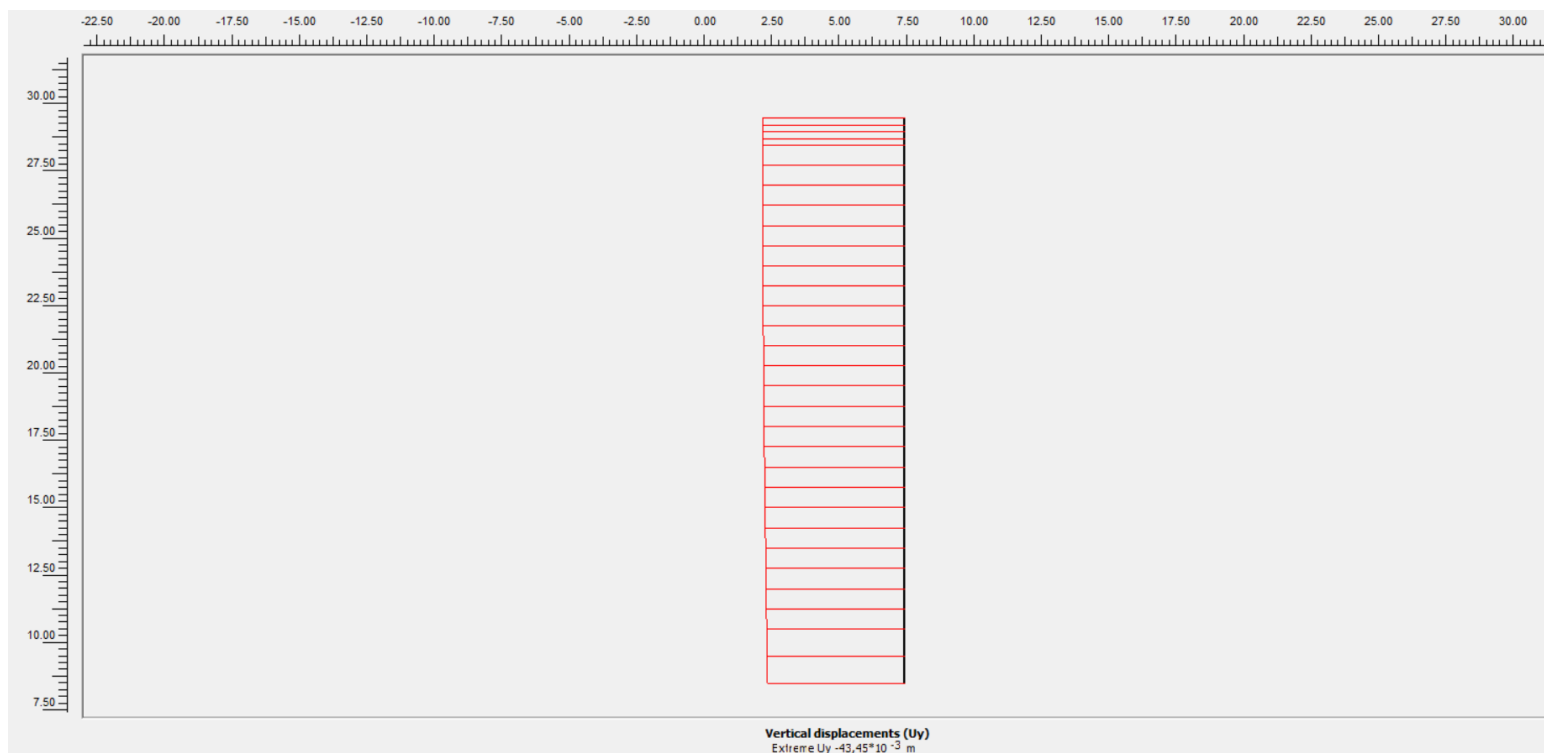


Εικόνα 67. Συνολικές μετακινήσεις πασσάλων 21m με μία σειρά προεντεταμένων αγκυρίων



Εικόνα 68. Οριζόντιες μετακινήσεις πασσάλων 21m με μία σειρά προεντεταμένων αγκυρίων

**ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΤΩΝ ΣΥΝΘΗΚΩΝ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑΣ ΤΩΝ ΤΕΙΧΩΝ ΤΟΥ ΧΑΝΔΑΚΑ ΜΕ ΤΗΝ ΕΦΑΡΜΟΓΗ
ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΩΝ ΕΠΙΛΥΣΕΩΝ**

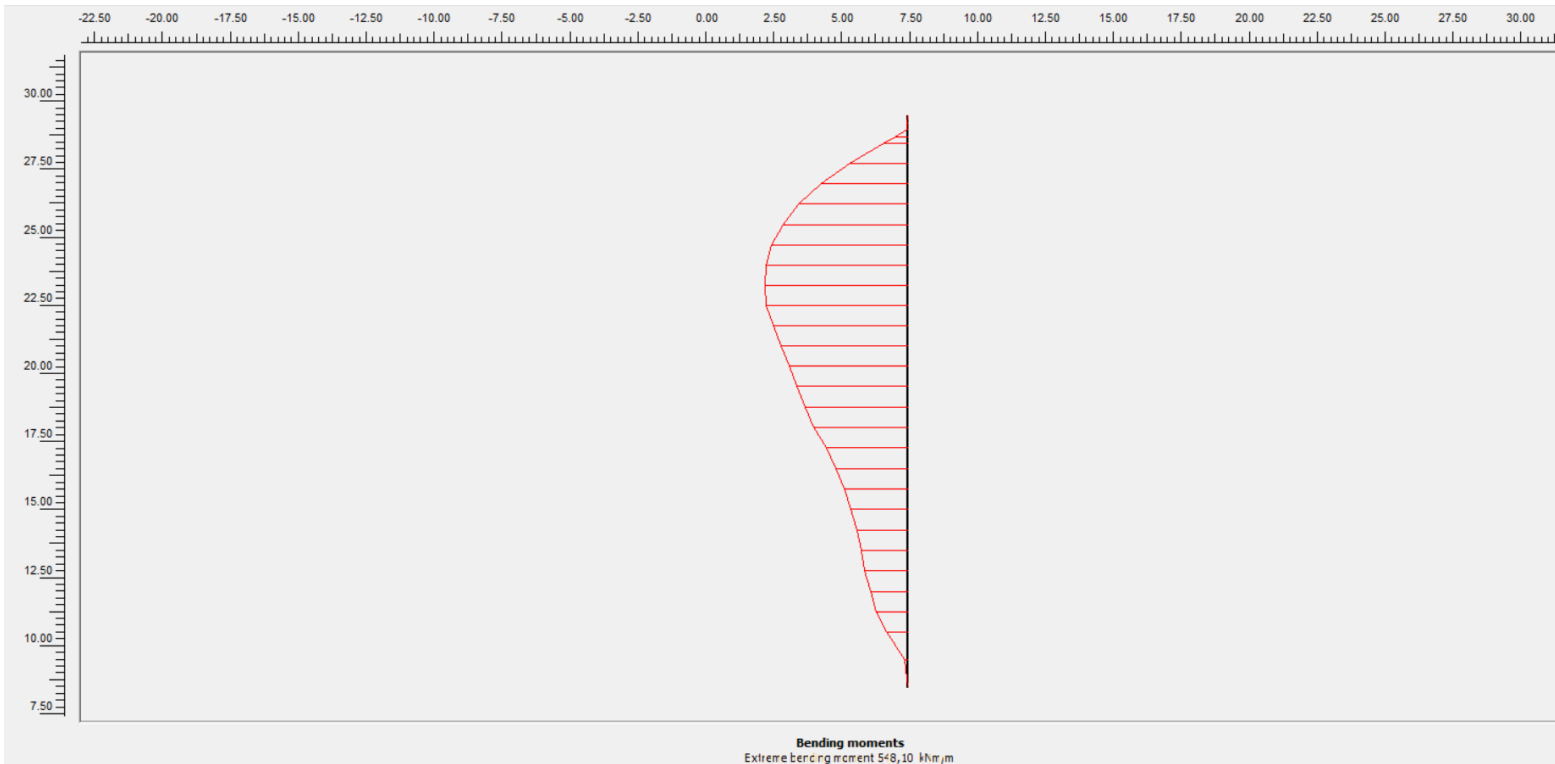


Εικόνα 69. Κατακόρυφες μετακινήσεις πασσάλων 21m με μία σειρά προεντεταμένων αγκυρίων

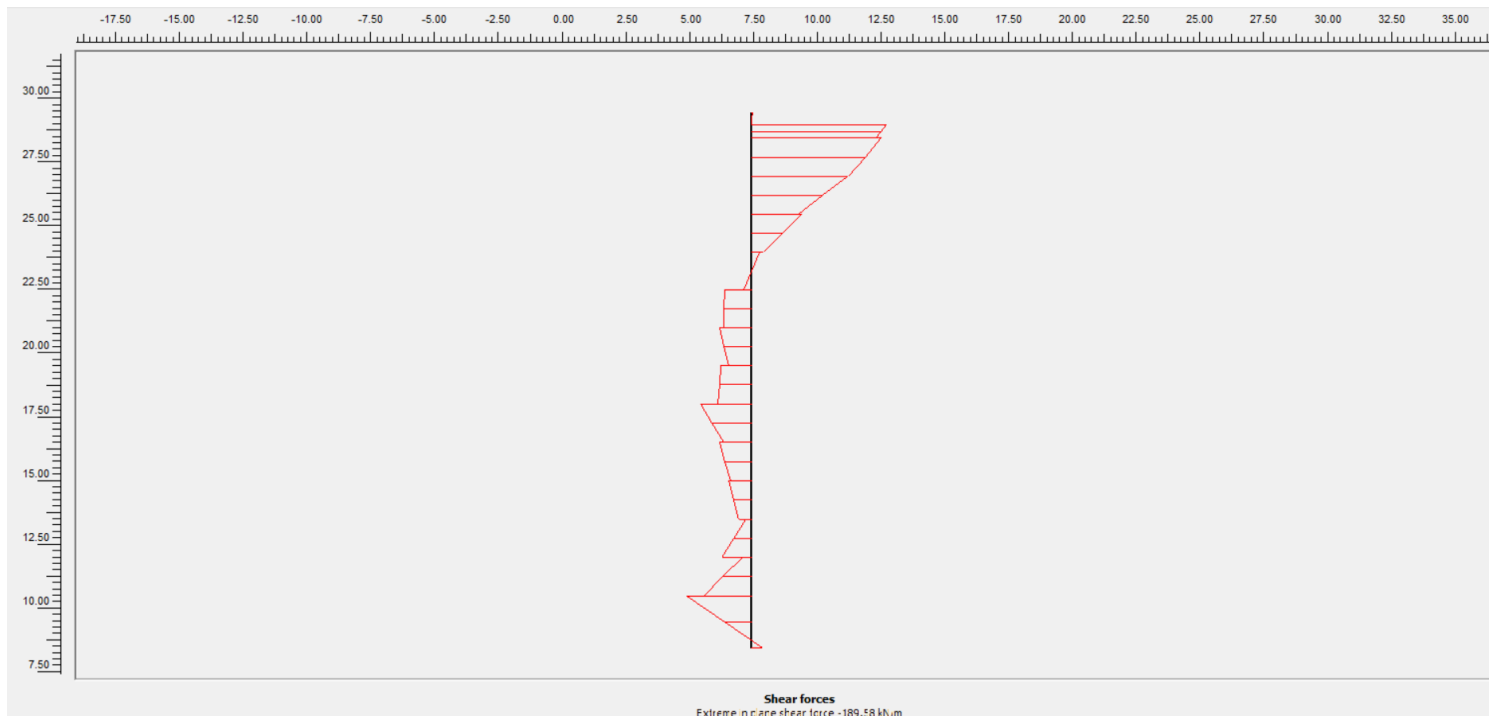
Οι καμπτικές ροπές, που προκύπτουν, είναι ίσες με 548,10 kNm/m (Εικόνα 70). Η τιμή αυτή δίνεται ανά μονάδα μήκους και θα πρέπει να πολλαπλασιαστεί επί την αξονική απόσταση των πασσάλων (2m). Η τελική απόλυτη τιμή προκύπτει ίση με 1096,2 kNm/m.

Οι μέγιστες διατμητικές δυνάμεις, που προκύπτουν, είναι ίσες με 189,58 kN/m (Εικόνα 71). Η τιμή αυτή δίνεται ανά μονάδα μήκους και θα πρέπει να πολλαπλασιαστεί επί την αξονική απόσταση των πασσάλων (2m). Η τελική απόλυτη τιμή προκύπτει ίση με 379,16 kN/m.

ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΤΩΝ ΣΥΝΘΗΚΩΝ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑΣ ΤΩΝ ΤΕΙΧΩΝ ΤΟΥ ΧΑΝΔΑΚΑ ΜΕ ΤΗΝ ΕΦΑΡΜΟΓΗ
ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΩΝ ΕΠΙΛΥΣΕΩΝ



Εικόνα 70. Καμπτικές ροπές πασσάλων 21m με μία σειρά προεντεταμένων αγκυριών



Εικόνα 71. Μέγιστες διατμητικές δυνάμεις πασσάλων 21m με μία σειρά προεντεταμένων αγκυριών

**ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΤΩΝ ΣΥΝΘΗΚΩΝ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑΣ ΤΩΝ ΤΕΙΧΩΝ ΤΟΥ ΧΑΝΔΑΚΑ ΜΕ ΤΗΝ ΕΦΑΡΜΟΓΗ
ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΩΝ ΕΠΙΛΥΣΕΩΝ**

Πίνακας 37. Συγκεντρωτικά αποτελέσματα για τις μετακινήσεις και τις δυνάμεις στους πασσάλους

	Πάσσαλοι ύψους 21m	Πάσσαλοι ύψους 23m	Πάσσαλοι ύψους 21m με μία σειρά αγκυρίων	Πάσσαλοι ύψους 23m με μία σειρά αγκυρίων	Πάσσαλοι ύψους 21m με μία σειρά προεντεταμένων αγκυρίων
Μέγιστες μετακινήσεις	0,12	0,11	0,084	0,078	0,054
Οριζόντιες μετακινήσεις	0,11	0,11	0,073	0,072	0,033
Καμπτικές ροπές	385,26	635,84	434,14	415,82	1096,2
Μέγιστες διατμητικές δυνάμεις	161,72	340,32	148,22	207,34	379,16

Όπως παρατηρείται από τον Πίνακα 37, η περίπτωση κατά την οποία τοποθετήσαμε πασσάλους ύψους 21m και μία σειρά προεντεταμένων αγκυρίων εμφανίζει τις μικρότερες μετακινήσεις στους πασσάλους, αλλά και τις μεγαλύτερες καμπτικές και μέγιστες διατμητικές δυνάμεις.

Κεφάλαιο 7: Σύνοψη - Συμπεράσματα

Συνοψίζοντας, στην εργασία αυτή εξετάστηκε η ευστάθεια του ευθυγράμμου τμήματος Μπέμπο-Αγίου Φραγκίσκου του Χάνδακα στο Ηράκλειο της Κρήτης, μέσω του προγράμματος πεπερασμένων στοιχείων Plaxis. Στη συνέχεια προτάθηκαν πέντε (5) μέθοδοι αντιστήριξης για το ευθύγραμμο τμήμα.

Συγκεκριμένα:

- Μελετήθηκε η ιστορική διαδρομή της κατασκευής του τείχους.
- Καταγράφηκε η μορφολογία της περιοχής και το ιστορικό μετακινήσεων και ζημιών του ευθύγραμμου τμήματος του τείχους.
- Περιγράφηκε αναλυτικά η γεωλογία της λεκάνης του Ηρακλείου, της πόλης του Ηρακλείου και της στενής περιοχής μελέτης.
- Αναλύθηκαν οι τρόποι με τους οποίους ανταπεξέρχονται οι κατασκευασμένες από τοιχοποιία δομές στα διάφορα φορτία που μπορεί να ασκηθούν σε αυτές.
- Παρουσιάστηκαν οι μέθοδοι μοντελοποίησης της τοιχοποιίας και οι μέθοδοι υπολογισμού ωθήσεων γαιών.
- Καταγράφηκαν τα γεωμετρικά και μηχανικά χαρακτηριστικά των υλικών του τείχους, όπως αυτά υπολογίστηκαν από γεωτεχνικές μελέτες.
- Υπολογίστηκε το μέτρο ελαστικότητας των διάφορων κατασκευαστικών φάσεων του τείχους βάσει διάφορων εξισώσεων και μοντέλων.
- Έγινε έλεγχος της επίδρασης της μεταβολής επιλεγμένων στοιχείων στην ευστάθεια του τείχους μέσω της πραγματοποίησης τριών (3) ομάδων παραμετρικών αναλύσεων.
- Προτάθηκαν πέντε (5) μέθοδοι αντιστήριξης για το ευθύγραμμο τμήμα.

Τα κύρια συμπεράσματα, που μπορούν να εξαχθούν από τις παραμετρικές αναλύσεις, είναι τα εξής:

- Το μέτρο ελαστικότητας της τοιχοποιίας δεν παίζει σημαντικό ρόλο στην ευστάθεια του τείχους. Στις αναλύσεις, όπου τα μηχανικά χαρακτηριστικά των εδαφικών στρώσεων διατηρήθηκαν σταθερά, η μεταβολή του μέτρου ελαστικότητας της τοιχοποιίας επηρέασε ελάχιστα τις υπολογιζόμενες μετακινήσεις και το συντελεστή ασφαλείας. Αντιθέτως, τα μηχανικά χαρακτηριστικά των εδαφικών παραμέτρων επηρεάζουν σημαντικά την ευστάθεια του συστήματος τείχους-εδάφους. Αυτό είναι

ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΤΩΝ ΣΥΝΘΗΚΩΝ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑΣ ΤΩΝ ΤΕΙΧΩΝ ΤΟΥ ΧΑΝΔΑΚΑ ΜΕ ΤΗΝ ΕΦΑΡΜΟΓΗ ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΩΝ ΕΠΙΛΥΣΕΩΝ

εμφανές καθώς στις αναλύσεις, που έχουν χρησιμοποιηθεί τα καλύτερα μηχανικά χαρακτηριστικά, παρατηρήθηκαν οι μικρότερες μετακινήσεις και οι μεγαλύτεροι συντελεστές ασφαλείας.

- Η Ανάλυση 13 δίνει τις υψηλότερες μετακινήσεις από όλες τις αναλύσεις. Στην ανάλυση αυτή έχουν χρησιμοποιηθεί τα δυσμενέστερα μηχανικά χαρακτηριστικά για τις εδαφικές στρώσεις, ενώ το μέτρο ελαστικότητας των κατασκευαστικών φάσεων του τείχους, που υπολογίστηκε και στις δύο φάσεις με το μοντέλο του Tomazevic, είναι το χαμηλότερο.
- Αναμένεται να εκδηλωθεί αστοχία κατά μήκος μιας επιφάνειας εντός των ανθρωπογενών αποθέσεων (επιχωματώσεων) σε επαφή με το μανδύα αποσάθρωσης της μάργας.
- Η τοποθέτηση σειράς κατακόρυφων πασσάλων, ύψους 21m και 23m όπισθεν του τείχους, στο σημείο του πεζοδρομίου, αυξάνει ελάχιστα το συντελεστή ασφαλείας από 1,173 σε 1,273 και 1,384 αντίστοιχα.
- Η χρήση πασσάλων ύψους 21m και 23 m, με μία σειρά αγκυρίων στη κορυφή τους αυξάνει το συντελεστή ασφαλείας σημαντικά από 1,173 σε 1,731 και 1,739 αντίστοιχα και μειώνει τις μετακινήσεις.
- Η χρήση πασσάλων ύψους 21m, με μία σειρά προεντεταμένων αγκυρίων στην κορυφή τους αυξάνει το συντελεστή ασφαλείας από 1,173 σε 1,730 και μειώνει περισσότερο τις μετακινήσεις σε σχέση με τις άλλες μεθόδους.
- Οι προτεινόμενες μέθοδοι υποστήριξης μειώνουν το φορτίο που ασκείται στο τείχος από τις ωθήσεις γαιών και δε παρεμβαίνουν καθόλου στη δομή του ή στην εξωτερική του εμφάνιση, διατηρώντας έτσι το μνημείο αμετάβλητο.

Βιβλιογραφία

- Amorosi, A., Boldini, D., de Felice, G., Malena, M., & Mucci, G. (2014). Numerical modelling of the interaction between a deep excavation and an ancient masonry wall. *Proceedings of the 8th Int. Symposium on Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground*, pp. 245-250. doi:10.1201/b17240-46
- Angiolilli, M., & Gregori, A. (2020, March 9). Triplet Test on Rubble Stone Masonry: Numerical Assessment of the Shear Mechanical Parameters. *Buildings*, 10(3). doi:https://doi.org/10.3390/buildings10030049
- ASTM E519/E519M-20. (2020). In ASTM International, *Standard Test Method for Diagonal Tension (Shear) in Masonry Assemblages*. West Conshohocken, PA. doi:10.1520/E0519_E0519M-20
- British Standards Institution. (1995). *Eurocode 7*. London: British Standards Institution.
- British Standards Institution. (1996). *Eurocode 6: Design of masonry structures - Part 1-1: General rules for reinforced and unreinforced masonry structures*. London: British Standards Institution.
- Brooks, J. J. (2014). *Concrete and Masonry Movements*. Elsevier.
- BS EN 1052-1. (1998). *Methods of test for masonry - Part 1: Determination of compressive strength*.
- BS EN 1052-2. (2016). *Methods of test for masonry -Determination of flexural strength*. London: British Standards Institution.
- BS EN 1052-3 . (2002). *Methods of test for masonry. Determination of initial shear strength*.
- Colas, A.-S., Morel, J.-C., & Garnier, D. (2008, October). Yield design of dry-stone masonry retaining structures - Comparisons with analytical, numerical, and experimental data. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 32(14), σσ. 1817-1832. doi: https://doi.org/10.1002/nag.697
- de Buhan, P., & de Felice, G. (1997). A homogenization approach to the ultimate strength of brick masonry. *Journal of the Mechanics and Physics of Solids*, 45(7), pp. 1085-1104. doi:https://doi.org/10.1016/S0022-5096(97)00002-1

- Farshchi, D. M., Motavalli, M., Schumacher, A., & Marefat, M. S. (2009). Numerical modelling of in-plane behaviour of URM walls and an investigation into the aspect ratio, vertical and horizontal post-tensioning and head joint as a parametric study. *Archives of Civil and Mechanical Engineering*, 9(1), pp. 5-27.
doi:[https://doi.org/10.1016/S1644-9665\(12\)60037-5](https://doi.org/10.1016/S1644-9665(12)60037-5)
- Guadagnuolo, M., Aurilio, M., Basile, A., & Faella, G. (2020, April). Modulus of elasticity and compressive strength of tuff masonry: Results of a wide set of flat-jack tests. *Buildings*, 5. doi:10.3390/BUILDINGS10050084
- Hilsdorf, H. K. (1969). Investigation into the Failure Mechanism of Brick Masonry Loaded in Axial Compression. In F. B. Johnson, *Designing Engineering and Constructing with Masonry Products* (pp. 34-41). Houston, Texas: Gulf Publishing Company.
- Koksal, O. H., Doran, B., Kuruscu, O. A., & Kocak, A. (2016). Elastoplastic Finite Element analysis of masonry shear walls. *KSCE Journal of Civil Engineering*(20), pp. 784-791. doi:<https://doi.org/10.1007/s12205-015-0393-1>
- Komurcu, S., & Gedikli, A. (2019). Macro and Micro Modeling of the Unreinforced Masonry Shear Walls. *European Journal of Engineering and Natural Sciences*, 3(2), pp. 116-123.
- Korany, Y. (2011). Effective techniques for restoration of heritage masonry. *International Journal of Materials and Structural Integrity*, 5(No.2/3), pp. 136-150.
doi:10.1504/IJMSI.2011.041931
- Lourenco, P. B. (1998). Experimental and numerical issues in the modelling of the mechanical behaviour of masonry. (P. Roca, J. L. Gonzalez, E. Onate, & P. B. Lourenco, Eds.) *Structural analysis of historical constructions II*, pp. 57-91.
- Lourenco, P. B. (2002). Computations on historic masonry structures. *Progress in Structural Engineering and Materials*, 4(3), pp. 301-319. doi:
<https://doi.org/10.1002/pse.120>
- Lourenco, P. B. (2015). Masonry Modeling. In M. Beer, I. A. Kougiontzoglou, E. Patelli, & S.-K. Au, *Encyclopedia of Earthquake Engineering*. Berlin, Heidelberg: Springer. doi:https://doi.org/10.1007/978-3-642-35344-4_153

- Lourenco, P. B., Barros, J. A., & Oliveira, J. T. (2004, March). Shear testing of stack bonded masonry. *Construction and Building Materials*, 18(2), pp. 125-132.
doi:<https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2003.08.018>
- Malono, D., DeJong, M. J., & Penna, A. (2019, June). Distinct Element modelling of the in-plane cyclic response of URM walls subjected to shear-compression. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 48(12). doi:10.1002/eqe.3178
- Milosevic, J., Gago, A. S., Lopes, M., & Bento, R. (2013). Experimental assessment of shear strength parameters on rubble stone masonry specimens. *Construction and Building Materials*(47), pp. 1372-1380.
doi:<https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2013.06.036>
- Mohyeddin-Kermani, A. (2011). *Modelling and performance of RC frames with masonry infill under in-plane and out-of-plane loading*. PhD Thesis, The University of Melbourne, Department of Infrastructure Engineering. Ανάκτηση από <http://hdl.handle.net/11343/36698>
- Oyguc, R., & Oyguc, E. (2017, October). 2011 Van Earthquakes: Lessons from Damaged Masonry Structures. *Journal of Performance of Constructed Facilities*(31).
doi:10.1061/(ASCE)CF.1943-5509.0001057
- Pande, G. N., Liang, J. X., & Middleton, J. (1989). Equivalent elastic moduli for brick masonry. *Computers and Geotechnics*, 8(3), pp. 243-265.
doi:[https://doi.org/10.1016/0266-352X\(89\)90045-1](https://doi.org/10.1016/0266-352X(89)90045-1)
- Petersen, R. B. (2009). *In-plane Shear Behaviour of Unreinforced Masonry Panels Strengthened with Fibre Reinforced Polymer Strips*. PhD Thesis, University of Newcastle, School of Engineering, Australia.
- ResearchGate. (2014, November 26). Retrieved April 22, 2021, from <https://www.researchgate.net/post/How-can-you-differentiate-between-in-plane-and-out-plane-bending-moments>
- Rots, J. G. (1991). Numerical Simulation of Cracking in Structural Masonry. *Heron*(36), pp. 49-63.
- Tomazevic, M. (1999). *Earthquake-Resistant Design of Masonry Buildings* (Vol. Series on Innovation in Structures and Construction: Volume 1). London: Imperial College Press. doi:<https://doi.org/10.1142/p055>

- Turnsek, V., & Sheppard, P. (1980). The shear and flexural resistance of masonry walls. *International research conference on earthquake engineering* (pp. 517-573). Skopje: Yugoslavia.
- Vasconcelos, G. (2015). Masonry Components. In M. Beer, I. A. Kougiomtzoglou, E. Patelli, & S.-K. Au, *Encyclopedia of Earthquake Engineering*. Berlin, Heidelberg: Springer. doi:https://doi.org/10.1007/978-3-642-35344-4_152
- Vasconcelos, G., & Lourenco, P. B. (2009, November). Experimental characterization of stone masonry in shear and compression. *Construction and Building Materials*, 23(11), pp. 3337-3345. doi:<https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2009.06.045>
- Zavalis, R., Jonaitis, B., & Lourenco, P. B. (2014). Analysis of bed joint influence on masonry modulus of elasticity. *9th International Masonry Conference*. Guimarães. doi:10.13140/2.1.1643.3442
- Zhang, S., Richart, N., & Beyer, K. (2018, August). Numerical evaluation of test setups for determining the shear strength of masonry. *Materials and Structures*, 51(4), pp. 1-12. doi:<https://doi.org/10.1617/s11527-018-1236-6>
- Ανδρόπουλος, Β., & Τζιρίτα, Α. (1982). *Γεωτεχνική Μελέτη: Στην περιοχή των ενετικών τειχών Ηρακλείου Κρήτης*. Αθήνα: Ινστιτούτο Γεωλογικών και Μεταλλευτικών Ερευνών (Ι.Γ.Μ.Ε.).
- Βγενοπούλου, Ε., Μυλωνάκης, Γ., Κλουκίνας, Π., & Λυραντζάκη, Φ. (2015). *Υποέργο: 10 - Πρόταση τροποποίησης διατάξεων Ε.Α.Κ. για ανάλυση και σχεδιασμό κατασκευών αντιστήριξης - Τεχνική έκθεση παραδοτέων Π.Ε.4 - Διερεύνηση των Παραπάνω με Χρήση Αριθμητικών Μεθόδων*. Πάτρα: Αρχιμήδης ΙΙΙ - Ενίσχυση ερευνητικών ομάδων στο ΤΕΙ ΔΥΤΙΚΗΣ ΑΤΤΙΚΗΣ. Ανάκτηση από http://www.archimedes.teiwest.gr/images/ypoergo_10/PE4_26112015.pdf
- Γεωδυναμικό Ινστιτούτο. (2021, Απρίλιος 27). (Εθνικό Αστεροσκοπείο Αθηνών) Ανάκτηση Απρίλιος 27, 2021, από <http://www.gein.noa.gr/el/>
- Γκολεμής, Κ. (2008, Φεβρουάριος). *Ηράκλειο και ενετικά τείχη - η πολεοδομική σχέση*. Διάλεξη, Σχολή Αρχιτεκτόνων Ε.Μ.Π., Τομέας Πολεοδομίας και Χωροταξίας, Αθήνα. Ανάκτηση Ιούνιος 7, 2021, από <http://courses.arch.ntua.gr/fsr/124031/HRAKLEIO%20KAI%20ENETIKA%20TEI%20XH%20-%20h%20poleodomiki%20sxesh.pdf>

- Ζερβαντωνάκης, Κ., Θεοδωράκης, Ι., Καλίτσα-Ζερβαντωνάκη, Τ., & Στεριώτου, Ι. (1982). *Πραγματογνωμοσύνη: Για τις βλάβες τμήματος Ενετικών Τειχών Ηρακλείου στον Προμαχώνα SABBIONARA, στο ευθύγραμμο (Cortina) τμήμα, στην οδο Μποφόρ. Τμήμα Ανατολικής Κρήτης. Ηράκλειο: Τεχνικό Επιμελητήριο Ελλάδας (Τ.Ε.Ε.).*
- Ζευγώλης, Ι. Ε. (2020). *Ωθήσεις Γαιών - Αντιστηρίξεις*. Αθήνα: ΕΜΠ.
- Ι.Γ.Μ.Ε. (1983). *Γεωλογικός χάρτης της Ελλάδος - Φύλλο Ηράκλειο*. Ηράκλειο: Ινστιτούτο Γεωλογικών και Μεταλλευτικών Ερευνών (Ι.Γ.Μ.Ε.).
- Κατσιώτη, Μ. (2015). *Ειδικά κεφάλαια ανόργανης χημείας*. Αθήνα: Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο.
- Κορομπίλιας, Δ. Ν. (2015). *Μελέτη ανελαστικής συμπεριφοράς του γεφυριού της Κόνιτσας με χρήση ανελαστικού προσομοιώματος για τοιχοποιία και εφαρμογή μεθόδων ενίσχυσης*. Πάτρα: Πανεπιστήμιο Πατρών. Ανάκτηση από <http://hdl.handle.net/10889/8762>
- ΜΕΤΑΞΑΣ, Ι., ΚΟΥΜΟΥΛΟΣ, Δ., & ΚΑΒΟΥΚΛΗΣ, Π. (2010). *Ιστορικά Στοιχεία και η Σημασία τους στον Γεωτεχνικό Σχεδιασμό Έργων - Η περίπτωση του Χάνδακα Ηρακλείου Κρήτης. 6ο Πανελλήνιο Συνέδριο Γεωτεχνικής & Γεωπεριβαλλοντικής Μηχανικής*. Βόλος: ΤΕΕ.
- Πασχαλάκης, Χ. (1983). *Υποχώρηση πεζοδρομίου οδού Δ. Μποφόρ επί των ενετικών τειχών πόλεως Ηρακλείου*.
- Ροδιτάκη, Α. (2011). *Τοπογραφία και Γεωμορφολογία της λεκάνης Ηρακλείου*. Πτυχιακή εργασία, Τ.Ε.Ι. Κρήτης - Παράρτημα Χανίων, Τμήμα Φυσικών Πόρων και Περιβάλλοντος.
- Τάσιος, Θ. (1986). *Η μηχανική της τοιχοποιίας*. Αθήνα: ΕΜΠ.
- Τζομπανάκη, Χ. (2012). *ΧΑΝΔΑΚΑΣ Η πόλη και τα τείχη* (2η Έκδοση εκδ.). Ηράκλειο, Ελλάδα: ΒΙΚΕΛΑΙΑ ΔΗΜΟΤΙΚΗ ΒΙΒΛΙΟΘΗΚΗ.
- Τσιαμπάος, Γ. (1988). *ΤΕΧΝΙΚΟΓΕΩΛΟΓΙΚΟΙ ΧΑΡΑΚΤΗΡΕΣ ΤΩΝ ΜΑΡΓΩΝ ΗΡΑΚΛΕΙΟΥ ΚΡΗΤΗΣ*. Διδακτορική διατριβή, Πανεπιστήμιο Πάτρας, Τμήμα Γεωλογίας, ΠΑΤΡΑ.
- Χατζηστεργίου, Γ., & Σκοπελίτης, Ι. (2010). *ΣΤΑΤΙΚΗ ΜΕΛΕΤΗ ΣΤΕΡΕΩΣΗΣ ΚΑΙ ΑΠΟΚΑΤΑΣΤΑΣΗΣ ΤΟΥ ΕΥΘΥΓΡΑΜΜΟΥ ΤΜΗΜΑΤΟΣ ΤΩΝ ΕΝΕΤΙΚΩΝ*

ΤΕΙΧΩΝ ΜΠΕΜΠΙΟ-ΑΓ. ΦΡΑΓΚΙΣΚΟΥ ΚΑΙ ΟΡΕΚΙΟΝΕ ΠΡΟΜΑΧΩΝΑ
ΣΑΜΠΙΝΑΡΑ. Ηράκλειο: Χατζηστεργίου & Συνεργάτες.