



**ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ**  
**NATIONAL TECHNICAL UNIVERSITY OF ATHENS**

ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ

FACULTY OF CIVIL ENGINEERING

ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΛΙΜΕΝΙΚΩΝ ΕΡΓΩΝ

LABORATORY OF HARBOUR



WORKS

**ΕΚΜΕΤΑΛΛΕΥΣΗ ΠΡΟΣΗΝΕΜΗΣ ΠΑΡΕΙΑΣ ΕΞΩΤΕΡΙΚΩΝ  
ΛΙΜΕΝΙΚΩΝ ΕΡΓΩΝ ΓΙΑ ΤΗΝ ΧΩΡΟΘΕΤΗΣΗ ΘΕΣΗΣ ΠΑΡΑΒΟΛΗΣ**

ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

Κλεάνθους Στέλιος

**Επιβλέπων :** Σαμψών Αζοράκος

Λέκτορας Ε.Μ.Π.

Αθήνα 2014

## ΠΡΟΛΟΓΟΣ

Λαμβάνοντας εφόδια από τη θέση του να εκμεταλλεύεται κανείς σε όσο πιο μεγάλο βαθμό μπορεί κάτι προς όφελος των ανθρώπων, έχει γραφεί η εργασία τούτη. Η εργασία κατατάσσεται στον τομέα των λιμενικών έργων και αφορά τη βελτιστοποίηση και πολυμορφικότητα των λιμένων. Έχει σκοπό να καταδείξει πως είναι εφικτό να τύχει εκμετάλλευσης όχι μόνο η υπήνεμη περιοχή των λιμένων αλλά και η προσήνεμη. Απευθύνεται σε πολιτικούς μηχανικούς κυρίως, αλλά και σε άλλους ερευνητές με υποτυπώδη υπόβαθρο μαθηματικής κατάρτισης για να είναι δυνατή η παρακολούθηση ολόκληρης της εργασίας.

Ευχαριστίες στον άνθρωπο και λέκτορα κ. Αζοράκο Σαμψών για την άψογη συνεργασία που είχαμε καθ' όλη τη διάρκεια της εκπόνησης της εργασίας αλλά και την αμέριστη βοήθεια που μου παρείχε. Επίσης, τον κ. Ιωάννη Τερζή, πλοίαρχο Β' του εμπορικού ναυτικού για τις σημαντικές πληροφορίες με τις οποίες με τροφοδότησε.

## ΠΕΡΙΛΗΨΗ

Στο τεύχος που κρατάτε στα χέρια σας, παρουσιάζεται η ιδέα της εκμετάλλευσης της προσήνεμης πλευράς ενός λιμένα. Σκοπός είναι να χωροθετούνται θέσεις παραβολής τόσο εντός λιμενολεκάνης όσο και εκτός, αυξάνοντας έτσι τις δυνατότητες εξυπηρέτησης του λιμένα. Ακολουθείται η πιο κάτω διαδικασία. Επιλέγεται τυχαία ένα μέρος στο οποίο θα σχεδιαστεί ένας λιμένας και θα δειχθεί κατά πόσο δόκιμο είναι να χρησιμοποιηθεί η προσήνεμη πλευρά του εξωτερικού έργου του για χωροθέτηση θέσης παραβολής. Στην εν λόγω περιοχή εκτιμάται η κυματική δίαιτα κάνοντας χρήση του φάσματος jonswar. Επιλέγεται ακολούθως ένα μέρος των εξωτερικών έργων του λιμένα, στο οποίο θα γίνει επίδειξη για να δειχθεί κατά πόσο κατάλληλο είναι να χρησιμοποιηθεί η προσήνεμη παρειά για χωροθέτηση θέσης παραβολής. Στην εξωτερική παρειά δε θα τοποθετηθεί η κλασσική λιθορριπή που αποσκοπεί στην απορρόφηση της κυματικής ενέργειας αλλά κατασκευή με κατακόρυφο μέτωπο για να επιτρέπεται η πρόσδεση πλοίων σε αυτό. Ο κανονικός συμπαγής κρηπιδότοιχος όμως, δεν αποτελεί καλή λύση λόγω σχεδόν καθόλου απορρόφησης ενέργειας που συνεπάγεται δημιουργία στάσιμου κύματος, διάβρωση των παρακείμενων ακτών και προβλήματα στη ναυσιπλοΐα. Παρουσιάζονται ορισμένες κατασκευές με κατακόρυφο και απορροφητικό μέτωπο και επιλέγεται η αποδοτικότερη εξ' αυτών που προκύπτει να είναι το caisson με απορροφητικό μέτωπο σε τμήμα του, στην προκειμένη περίπτωση. Στη συνέχεια, μέσω των σχέσεων Natale αναπτύσσονται τρόποι με τους οποίους ελέγχεται η απορροφητική δυνατότητα του μετώπου (συντελεστής ανάκλασης) και επιλέγεται μια κατάλληλη λύση. Ελέω των σχέσεων Takahashi, Tanimoto και Shimosako σχεδιάζεται εξυγιαντική στρώση στον πόδα του έργου που αποτρέπει την υποσκαφή η οποία αποτελεί ένα σημαντικό πρόβλημα για το έργο. Εν συνεχεία, παρουσιάζεται μια άποψη του έργου με τις εγκαταστάσεις που πιθανόν να φέρει και τέλος γίνεται ένας έλεγχος ευστάθειας της κατασκευής. Γίνονται έλεγχοι σε ανατροπή, ολίσθηση και τάσεων έδρασης. Οι έλεγχοι πραγματοποιούνται για 2 σενάρια φόρτισης. Το πρώτο περιλαμβάνει σεισμική φόρτιση ενώ το δεύτερο όχι. Σημειώνεται πως η δυναμική φόρτιση των κυματισμών στο εν λόγω μέτωπο έχει βρεθεί μέσω των σχέσεων Tanimoto, Shimosako και Sakaki ενώ η σεισμική φόρτιση μέσω του ευρωκώδικα 8. Το αποτέλεσμα που προκύπτει από την εργασία είναι πως εφόσον η κυματική δίαιτα είναι μη απαγορευτική, είναι δυνατόν να χρησιμοποιηθούν τα εξωτερικά έργα για να αυξηθούν οι θέσεις παραβολής σε ένα λιμένα χωρίς κατασκευή επιπλέον έργων αλλά με εκμετάλλευση της προσήνεμης παρειάς των εξωτερικών έργων.

## ABSTRACT

This project, aims to show that under certain conditions, the external waterfront side of a port can be utilized for the creation of additional berthing positions. The procedure followed is described below. An appropriate area for the construction of a port is randomly selected. The wave characteristics of that area are estimated using Jonswap's spectrum and a layout of a port is created. Typically, the external side of a port consists of solid face walls with the ubiquitous rock revetment. However, the rock revetment would be an obstacle for vessels approaching the jetty for mooring. Thus, it could not be included in the design of the proposed external structure. Furthermore, it was investigated and proven that a mere solid face structure could not be an efficient solution since it does not absorb wave energy. Reflected waves may create a standing wave which rises up to double the value of the incident wave height. Increased wave height could make the berthing of a vessel infeasible and unsafe and erode the adjacent coastlines. Various structures with vertical perforated face were thoroughly examined and compared but the one selected was the partially perforated caisson. Then, using Natale's formulae, the absorption ability (reflection coefficient) of the caisson was estimated. It was found to be adequate thus the jetty is operable throughout the year according to the wave characteristics of the area. The structural integrity of the structure was then checked. Using Takahashi's, Tanimoto's and Shimosako's formulae, a reinforced block is designed for the protection of the toe of the structure. That block provides protection to the structure against undermining. The structure was tested moreover against overturn, sliding and sea-bottom stresses. Two scenarios were considered for conducting the above tests. The first scenario included seismic load while the second not. It should also be mentioned that the dynamic load caused by the waves on the structure was calculated using Tanimoto's, Shimosako's and Sakaki's formulae while the seismic load using Eurocode 8. The check showed that the structure is stable. Finally, the conclusion obtained from the project is that a port can be optimized to receive a greater number of ships. This can only be achieved though, if the external side of a port is designed and constructed with perforated caissons instead of the typical solid face jetty and the rock revetment.

# ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1: ΕΙΣΑΓΩΓΗ .....	17
1.1 Γενικά .....	17
1.2 Δομή εργασίας .....	18
1.3 Παραδείγματα λιμένων στα οποία γίνεται χρήση της προσήνεμης παρειάς ως θέση παραβολής .....	20
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2: ΕΠΙΛΟΓΗ ΤΥΧΑΙΑΣ ΠΕΡΙΟΧΗΣ ΟΠΟΥ ΠΡΟΚΕΙΤΑΙ ΝΑ ΚΑΤΑΣΚΕΥΑΣΤΕΙ ΤΟ ΕΡΓΟ ΚΑΙ ΕΥΡΕΣΗ ΚΥΜΑΤΙΚΗΣ ΔΙΑΤΑΞ ΣΤΗΝ ΕΝ ΛΟΓΩ ΠΕΡΙΟΧΗ .....	21
2.1 Γενικά.....	21
2.2 Παρουσίαση περιοχής και στοιχεία που ενδιαφέρουν .....	21
2.2.1 Παρουσίαση περιοχής .....	21
2.2.2 Βαθυμετρικός χάρτης περιοχής .....	24
2.2.3 Χάρτης σεισμικής επικινδυνότητας .....	25
2.2.4 Υλικό πυθμένα περιοχής .....	26
2.3 Εκτίμηση κυματικής δίαταξ της περιοχής μελέτης κάνοντας χρήση του φάσματος jonswap.....	27
2.3.1 Γενικά .....	27
2.3.2 Ανεμολογικά στοιχεία περιοχής.....	27
2.3.3 Υπολογισμός ενεργού αναπτύγματος πελάγους.....	30
2.3.4 Φάσμα jonswap .....	33
2.3.5 Ρήχωση.....	34
2.3.6 Χαρακτηριστικά κυματισμών στη θέση του έργου.....	35
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3: ΔΙΑΤΑΞΗ ΛΙΜΕΝΑ ΣΤΗΝ ΠΕΡΙΟΧΗ ΚΑΙ ΕΠΙΛΟΓΗ ΘΕΣΗΣ ΠΡΟΤΕΙΝΟΜΕΝΟΥ ΕΡΓΟΥ.....	38
3.1 Γενικά.....	38
3.2 Προσανατολισμός εισόδου λιμένα .....	38
3.3 Άποψη διάταξης λιμένα .....	39
3.4 Επιλογή θέσης του προτεινόμενου έργου.....	41
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4: ΜΕΛΕΤΗ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟΥ ΚΑΙ ΣΥΜΠΑΓΟΥΣ ΜΕΤΩΠΟΥ ΩΣ ΛΥΣΗ.....	43
4.1 Γενικά.....	43
4.2 Είδη διατομών με κατακόρυφο και συμπαγές μέτωπο .....	43
4.3 Επίδραση κατακόρυφου και συμπαγούς μετώπου στους κυματισμούς.....	45
4.3.1 Συντελεστής ανάκλασης .....	45
4.3.2 Επίδραση στο ύψος κύματος.....	45
4.3.3 Επίδραση στις όμορες ακτές .....	47

4.3.4 Επίδραση στη ναυσιπλοΐα .....	48
4.4 Συμπέρασμα.....	48
<b>ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5: ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΔΙΑΤΑΞΕΩΝ ΜΕ ΑΠΟΡΡΟΦΗΤΙΚΟ ΜΕΤΩΠΟ ΚΑΙ ΕΠΙΛΟΓΗ ΚΑΤΑΛΛΗΛΟΤΕΡΗΣ.....</b>	<b>49</b>
5.1 Παρουσίαση διατάξεων.....	49
5.1.1 Γενικά .....	49
5.1.2 Ανοιχτό μέτωπο παραβολής.....	50
5.1.3 Διαμόρφωση κατακόρυφου μετώπου με ειδικούς τεχνητούς ογκολίθους (E.T.O) από σκυρόδεμα (IGLOO).....	52
5.1.4 Διαμόρφωση κατακόρυφου μετώπου με ειδικούς τεχνητούς ογκολίθους (E.T.O.) από σκυρόδεμα (WARROCK).....	54
5.1.5 caisson με απορροφητικό μέτωπο σε όλο το ύψος του .....	56
5.1.6 caisson με απορροφητικό μέτωπο σε τμήμα του στην περιοχή της ισάλου.....	58
5.2 Σύγκριση διατάξεων απορροφητικού μετώπου .....	60
5.3 Επιλογή του καταλληλότερης διάταξης - χαρακτηριστικά.....	61
<b>ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6: ΕΚΤΙΜΗΣΗ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗ ΑΝΑΚΛΑΣΗΣ ΑΠΟΡΡΟΦΗΤΙΚΟΥ ΜΕΤΩΠΟΥ .....</b>	<b>62</b>
6.1 Γενικά.....	62
6.2 Μηχανισμός απορρόφησης ενέργειας.....	62
6.3 Σχέσεις Natale.....	64
6.3.1 Γενικά .....	64
6.3.2 Καταγραφή σχέσεων.....	64
6.4 Παράγοντες που επηρεάζουν το συντελεστή ανάκλασης .....	66
6.4.1 Γενικά .....	66
6.4.2 Συσχέτιση πορώδους με συντελεστή ανάκλασης.....	67
6.4.3 Συσχέτιση μήκους πρώτου θαλάμου με συντελεστή ανάκλασης.....	68
6.5 Εύρεση επιθυμητού συντελεστή ανάκλασης .....	69
<b>ΚΕΦΑΛΑΙΟ 7: ΥΠΟΣΚΑΦΗ ΚΑΙ ΠΡΟΣΤΑΣΙΑ ΕΝΑΝΤΙ ΤΗΣ .....</b>	<b>70</b>
7.1 Γενικά.....	70
7.2 Η διεργασία της υποσκαφής και λόγοι που την προκαλούν .....	70
7.3 Βάση προστασίας του τοιχίου, έναντι υποσκαφής που προκαλείται από κυματισμούς .....	73
7.3.1 Γενικά .....	73
7.3.2 Σχέσεις Takahashi, Tanimoto και Shimosako.....	74
7.3.3 Εφαρμογή σχέσεων Takahashi, Tanimoto και Shimosako στους κυματισμούς που προσβάλλουν το τοιχίο.....	76
7.3.4 Διάταξη βάσης προστασίας πόδα – επιλογή διαστάσεων .....	76

7.4 Έλεγχος επάρκειας βάσης προστασίας σχετικά με την κίνηση πλοίων στην περιοχή .....	78
7.4.1 Γενικά .....	78
7.4.2 Υπολογισμός βάθους υποσκαφής .....	78
<b>ΚΕΦΑΛΑΙΟ 8: ΟΛΟΚΛΗΡΩΜΕΝΗ ΑΠΟΨΗ ΤΟΥ ΤΟΙΧΙΟΥ, ΠΑΡΟΧΕΣ ΚΑΙ ΣΥΝΤΗΡΗΣΗ ΤΟΥ</b> .....	<b>81</b>
8.1 Γενικά.....	81
8.2 Σχέδια έργου.....	81
8.3 Εγκαταστάσεις που φιλοξενεί το τοιχίο .....	86
8.4 Παροχές που προσφέρει η εγκατάσταση.....	91
8.5 Συντήρηση τοιχίου .....	91
<b>ΚΕΦΑΛΑΙΟ 9: ΕΛΕΓΧΟΣ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑΣ ΕΡΓΟΥ</b> .....	<b>92</b>
9.1 Γενικά.....	92
9.2 Υπολογισμός δυναμικών φορτίων λόγω κυματισμών στο μέτωπο.....	92
9.2.1 Γενικά .....	92
9.2.2 Θεωρία Goda .....	92
9.2.1 Θεωρία Tanimoto, Shimosako και Sakaki .....	94
9.3 Ίδιο βάρος κατασκευής και μικρές λοιπές φορτίσεις .....	101
9.4 Σεισμική φόρτιση .....	102
9.5 Σενάρια φόρτισης.....	106
9.5.1 Γενικά .....	106
9.5.2 Σενάριο α' .....	106
9.5.3 Σενάριο β' .....	108
9.6 Έλεγχος σε ανατροπή.....	109
9.6.1 Γενικά .....	109
9.6.2 Έλεγχος σε ανατροπή (σενάριο α') .....	109
9.6.3 Έλεγχος σε ανατροπή (σενάριο β') .....	109
9.7 Έλεγχος σε ολίσθηση.....	109
9.7.1 Γενικά .....	109
9.7.2 Έλεγχος σε ολίσθηση (σενάριο α') .....	110
9.7.3 Έλεγχος σε ολίσθηση (σενάριο β') .....	110
9.8 Έλεγχος τάσεων έδρασης .....	110
9.8.1 Γενικά .....	110
9.8.2 Έλεγχος τάσεων έδρασης (σενάριο α').....	112
9.8.3 Έλεγχος τάσεων έδρασης (σενάριο β').....	113

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 10: ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ .....	114
ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ.....	115
ΠΑΡΑΡΤΗΜΑΤΑ.....	117
Παράρτημα α' (συντελεστής ανάκλασης) .....	117
Παράρτημα β' (φόρτιση τοιχίου που προκαλείται από κυματισμούς).....	121
Παράρτημα γ' (προστασία πόδα από υποσκαφή) .....	126



## ΣΧΗΜΑΤΑ

Σχήμα 1: λιμένας Λέσβου, πηγή: <a href="http://www.plomarinews.gr/?p=18005">http://www.plomarinews.gr/?p=18005</a> .....	17
Σχήμα 2: περιοχή μελέτης σε σχέση με την Ελλάδα. Η περιοχή ενδιαφέροντος είναι σημαδεμένη με κόκκινο σημάδι, πηγή: google maps .....	22
Σχήμα 3: περιοχή μελέτης σε σχέση με το χωριό Μαντούδι, πηγή: google maps .....	23
Σχήμα 4: βαθυμετρικός χάρτης ευρύτερης περιοχής Μαντούδι, πηγή: γεωγραφική υπηρεσία στρατού.....	24
Σχήμα 5: χάρτης σεισμικής επικινδυνότητας Ελλάδας, πηγή: οργανισμός αντισεισμικού σχεδιασμού και προστασίας,( <a href="http://www.oasp.gr/node/87">http://www.oasp.gr/node/87</a> ).....	25
Σχήμα 6: φωτογραφία περιοχής μελέτης, πηγή: google maps .....	26
Σχήμα 7: ανεμολογικά στοιχεία Σκοπέλου, πηγή: μετεωρολογική υπηρεσία Ελλάδος, σταθμός Σκόπελος.....	28
Σχήμα 8: μετατροπή ταχύτητας ανέμου από beaufort σε m/s, πηγή: θαλάσσια υδραυλική, Κ.Ι. Μουντζούρη, Αθήνα 2009.....	29
Σχήμα 9: αναπτύγματα πελάγους σχεδιασμένα σε αρχείο autocad πηγή χάρτη: google maps.....	31
Σχήμα 10: ενεργό ανάπτυγμα πελάγους για κάθε διεύθυνση .....	32
Σχήμα 11: χαρακτηριστικά κυματισμών για κάθε διεύθυνση στη θέση του έργου .....	37
Σχήμα 12: ποσοστό ετήσιας διάρκειας κυματισμών που υπερβαίνουν σε ύψος τα 0,5m .....	38
Σχήμα 13: άποψη διάταξης λιμένα, πηγή χάρτη: google maps .....	40
Σχήμα 14: ποσοστό ετήσιας διάρκειας κυματισμών που υπερβαίνουν σε ύψος τα 2m.....	42
Σχήμα 15: διατομή με προκατασκευασμένους ογκόλιθους, πηγή: Κ. Μέμος (2008) Εισαγωγή στα λιμενικά έργα, Αθήνα, Εκδόσεις Συμμετρία .....	43
Σχήμα 16: διατομή caisson, πηγή: Κ. Μέμος (2008) Εισαγωγή στα λιμενικά έργα, Αθήνα, Εκδόσεις Συμμετρία .....	44
Σχήμα 17: κάτοψη μετώπου με πασσαλοσανίδες, πηγή: Κ. Μέμος (2008) Εισαγωγή στα λιμενικά έργα, Αθήνα, Εκδόσεις Συμμετρία.....	44
Σχήμα 18 διατομή μετώπου με πασσαλοσανίδες, πηγή: Κ. Μέμος (2008) Εισαγωγή στα λιμενικά έργα, Αθήνα, Εκδόσεις Συμμετρία.....	45
Σχήμα 19: Επίδραση κατακόρυφου και συμπαγούς μετώπου στους κυματισμούς ανατολικής διεύθυνσης .....	46
Σχήμα 20: Επίδραση κατακόρυφου και συμπαγούς μετώπου στους κυματισμούς βόρειας διεύθυνσης .....	46
Σχήμα 21: Ανοιχτό μέτωπο παραβολής, πηγή: Technical note 4/99: the design of wave absorbing seawall (1999).....	51
Σχήμα 22: Ανοιχτό μέτωπο παραβολής, πηγή: Technical note 4/99: the design of wave absorbing seawall (1999).....	51
Σχήμα 23: Διαμόρφωση κατακόρυφου μετώπου με ειδικούς τεχνητούς ογκολίθους (E.T.O) από σκυρόδεμα (IGLOO), πηγή: Technical note 4/99: the design of wave absorbing seawall (1999).....	53
Σχήμα 24: Διαμόρφωση κατακόρυφου μετώπου με ειδικούς τεχνητούς ογκολίθους (E.T.O) από σκυρόδεμα (IGLOO), πηγή: Technical note 4/99: the design of wave absorbing seawall (1999).....	53
Σχήμα 25: Διαμόρφωση κατακόρυφου μετώπου με ειδικούς τεχνητούς ογκολίθους (E.T.O.) από σκυρόδεμα (WARROCK), πηγή: Technical note 4/99: the design of wave absorbing seawall (1999).....	55

Σχήμα 26: caisson με απορροφητικό μέτωπο σε όλο το ύψος του, πηγή: Technical note 4/99: the design of wave absorbing seawall (1999).....	57
Σχήμα 27: κατανομή ταχυτήτων υγρών σωματιδίων κύματος καθ' ύψος, πηγή: <a href="http://www.exo.net/~pauld/summer_institute/2006summer.htm">http://www.exo.net/~pauld/summer_institute/2006summer.htm</a> .....	58
Σχήμα 28: caisson με απορροφητικό μέτωπο σε τμήμα του στην περιοχή της ισάλου, πηγή: Technical note 4/99: the design of wave absorbing seawall (1999).....	59
Σχήμα 29: σύγκριση κατασκευών με απορροφητικό μέτωπο, πηγή: Technical note 4/99: the design of wave absorbing seawall (1999).....	60
Σχήμα 30: μηχανισμός απορρόφησης ενέργειας απορροφητικού μετώπου, πηγή: LEICHTWEISS-INSTITUT FÜR WASSERBAU der Technischen Universität Braunschweig, MITTEILUNGEN, Heft 147/2001.....	63
Σχήμα 31: προσομοίωμα τοιχίου με κατακόρυφο και διάτρητο μέτωπο και ένα θάλαμο απορρόφησης κυματικής ενέργειας. Πηγή: Fugazza and Natale (1992) Hydraulic design of perforated breakwaters.....	64
Σχήμα 32: γραφική απεικόνιση συσχέτισης πορώδους – συντελεστή ανάκλασης.....	67
Σχήμα 33: γραφική απεικόνιση συσχέτισης πλάτους πρώτου θαλάμου – συντελεστή ανάκλασης.....	68
Σχήμα 34: Το αποτέλεσμα της υποσκαφής σε ένα τοίχο αντιστήριξης πηγή: Coastal engineering manual (2002).....	71
Σχήμα 35: διάβρωση πυθμένα από προπέλα πλοίου (1), πηγή: recommendations of the committee for waterfront structures harbours and waterways, EAU 2004, Ernst & Sohn.....	72
Σχήμα 36: διάβρωση πυθμένα από προπέλα πλοίου (2), πηγή: recommendations of the committee for waterfront structures harbours and waterways, EAU 2004, Ernst & Sohn.....	73
Σχήμα 37: βάση προστασίας πόδα, πηγή: Coastal engineering manual (2002).....	75
Σχήμα 38: μπλοκ προστασίας, πηγή: Coastal engineering manual (2002).....	77
Σχήμα 39: κάτοψη τοιχίου.....	82
Σχήμα 40: τομή A - A'.....	83
Σχήμα 41: τομή B – B'.....	84
Σχήμα 42: τυπική διατομή έργου.....	85
Σχήμα 43: υπόδειγμα γερανού σταθερής τροχιάς.....	88
Σχήμα 44: αγωγοί φορτοεκφόρτωσης καυσίμων, πηγή: Safe berthing and mooring, Trelleborg marine systems (2008).....	89
Σχήμα 45: κάτοψη εγκαταστάσεων εξωτερικού έργου για μια θέση παραβολής.....	90
Σχήμα 46: κατανομή πιέσεων σε κατακόρυφο και συμπαγές μέτωπο, θεωρία Goda, πηγή: Coastal engineering manual (2002).....	93
Σχήμα 47: κατανομή πιέσεων σε κατακόρυφο και διάτρητο μέτωπο, θεωρία Goda, πηγή: Coastal engineering manual (2002).....	95
Σχήμα 48 προφίλ πρόσπτωσης κύματος στο μέτωπο, πηγή: Coastal engineering manual (2002).....	97
Σχήμα 49: υπολογισμός συντελεστών τροποποίησης για διάτρητο μέτωπο, πηγή: Coastal engineering manual (2002).....	97
Σχήμα 50: υπολογισμένοι συντελεστές τροποποίησης για την περίπτωση της παρούσας μελέτης.....	98
Σχήμα 51: κατανομή πιέσεων που προκύπτει από το δυσμενέστερο κύμα της βορειοανατολικής διεύθυνσης.....	99

Σχήμα 52: κατανομή πιέσεων που προκύπτει από το δυσμενέστερο κύμα της ανατολικής διεύθυνσης .....	100
Σχήμα 53: σεισμικά χαρακτηριστικά εδάφους, πηγή: EC 8 .....	103
Σχήμα 54: κατηγορία σπουδαιότητας κατασκευής, πηγή: EC 8 .....	104
Σχήμα 55: συντελεστής σπουδαιότητας κατασκευής, πηγή: EC 8 .....	104
Σχήμα 56: σεισμικό φάσμα επιτάχυνσης κατασκευής, πηγή: EC 8.....	105
Σχήμα 57: α' σενάριο φόρτισης .....	107
Σχήμα 58: β' σενάριο φόρτισης .....	108
Σχήμα 59: κατανομή τάσεων έδρασης, πηγή: Κ. Μέμος (2008) Εισαγωγή στα λιμενικά έργα, Αθήνα, Εκδόσεις Συμμετρία.....	111

## ΣΥΜΒΟΛΙΣΜΟΙ

$\bar{X}$ : ενεργό ανάπτυσμα πελάγους

B: μήκος πρώτου θαλάμου, πλάτος κρηπιδώματος

b: πλάτος τοιχίου

b=l: πάχος θαλάμου πρώτου τοιχίου

Bm: πλάτος της βάσης κατασκευής

C: ταχύτητα φάσεως στη θέση του έργου

Cc: συντελεστής συστολής της ροής μέσω της τρύπας

C<sub>o</sub>: ταχύτητα φάσεως σε βαθιά νερά

d: βάθος νερού στη θέση του έργου

D: διάμετρος τρύπας στο τοίχιο

d': βάθος μέχρι το οποίο φτάνει η διάτρητη επιφάνεια του μετώπου

Dn50: ισοδύναμη ακμή κύβου μέσου ογκολίθου

e: εκκεντρότητα

g: επιτάχυνση της βαρύτητας

g: επιτάχυνση της βαρύτητας, λαμβάνεται ίση με 9,81

H: άθροισμα των οριζόντιων δυνάμεων

h: βάθος νερού μπροστά από το μέτωπο

h': βάθος νερού μέχρι την βάση προστασίας της κατασκευής, εξαιρείται η πρώτη στρώση προστασίας

hb: βάθος νερού σε απόσταση 5.Hd από το μέτωπο προς τη θάλασσα

hc1, hc2: ύψος στέψης από την ελεύθερη επιφάνεια ύδατος

Hd: ύψος κύματος σχεδιασμού

Hmax: ύψος κύματος στα βαθιά

hs, h', d, Bm, hw, hc: λοιπές διαστάσεις τοιχίου βλέπε (συσχέτιση σχήματος 46 με σχήμα 41 )

Hs: ύψος κύματος που προκύπτει με τη χρήση φάσματος jonswap

k: αριθμός κύματος

Ks: συντελεστής ρήχωσης

L: μήκος κύματος

L: μήκος κύματος στη θέση του έργου

Lo: μήκος κύματος στα βαθιά

M: μάζα

n\*: ύψος αναρρίχησης

n: αριθμός υπολογισθέντων αναπτυγμάτων πελάγους ανα διεύθυνση, συντελεστής απόσβεσης

Ns: αριθμός ευστάθειας

p1, p2, p3: μεγέθη δυναμικών πιέσεων που σχηματίζουν το προφίλ της κατανομής πίεσης στο μέτωπο

ps: πυκνότητα ογκολίθων

pu: μέγιστη τιμή ανωστικής πίεσης

pw: πυκνότητα νερού

r: πορώδες του τοιχείου

S: συντελεστής εδάφους

Se: σεισμική επιτάχυνση κατασκευής

T: περίοδος

time: διάρκεια καταιγίδας

Tm: μέση περίοδος κύματος σχεδιασμού

u: μέση ωριαία ταχύτητα έτους ανέμου μετρημένη 10 μέτρα πάνω από την επιφάνεια θαλάσσης

V: άθροισμα των κατακόρυφων δυνάμεων

w: βάρος

Xi: ανάπτυγμα πελάγους

$\alpha_{gr}$ : σεισμική επιτάχυνση εδάφους

$\beta, \theta$ : γωνία πρόσπτωσης κυματισμού

$\gamma_i$ : συντελεστής σπουδαιότητας έργου

$\Delta$ :  $(p_s/p_w) - 1$

$\theta$ : αδιάστατη διάρκεια πνοής ανέμου

$\lambda_1, \lambda_2, \lambda_3$ : συντελεστές τροποποίησης εξαρτώμενοι από την διάταξη της κατασκευής.

$\mu$ : συντελεστής τριβής

$M_a$ : άθροισμα ροπών ανατροπής

$M_e$ : άθροισμα ροπών ευστάθειας

$\nu$ : συντελεστής ασφαλείας

$\xi$ : αδιάστατο ενεργό ανάπτυσμα πελάγους, απόσβεση κατά το σεισμό

$\sigma$ : τάση

$\Sigma_1, \Sigma_2, \Sigma_3$ : κατηγορίες σπουδαιότητας έργου

$\omega$ : κυκλική συχνότητα

# ΕΞΟΙΚΕΙΩΣΗ ΤΟΥ ΑΝΑΓΝΩΣΤΗ ΜΕ ΟΡΟΥΣ ΠΟΥ ΧΡΗΣΙΜΟΠΟΙΟΥΝΤΑΙ ΣΤΗ ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

## Γενικά

Λόγω συχνής χρήσης ορισμένων όρων που παρουσιάζονται κατά την ανάγνωση της εργασίας τούτης, θεωρήθηκε φρόνιμο να δοθεί ερμηνεία των όρων στο κεφάλαιο αυτό ούτως ώστε να υπάρχει πλήρης σύλληψη των εγγεγραμμένων από τον αναγνώστη.

### Προσπίπτων κύμα

Προσπίπτων κυματισμός είναι ένα κύμα που προσκρούει σε ένα σημείο. Στην περίπτωση μας, στο υπό μελέτη εξωτερικό έργο.

### Ανακλώμενο κύμα

Κάθε προσπίπτων κυματισμός που προσκρούει σε ένα στερεό όριο ανακλάται. Το κύμα αυτό έχει τις εξής ιδιότητες: η γωνία πρόσπτωσης είναι ίση με τη γωνία ανάκλασης, έχει ίδια συχνότητα και ίσο ή μικρότερο ύψος κύματος από το προσπίπτων κύμα.

### Συντελεστής ανάκλασης

Συντελεστής ανάκλασης καλείται ο λόγος των υψών κυμάτων του ανακλώμενου κύματος προς το προσπίπτων κύμα. Αναφέρεται πως για συμπαγές και λείο μέτωπο λιμενικού έργου η τιμή του συντελεστή ανάκλασης έχει σχεδόν τιμή 1. Δίδεται από την πιο κάτω σχέση:

$$K_r = \text{Ηανακλώμενου} / \text{Ηπροσπίπτωντος}$$

### Στάσιμο κύμα

Το στάσιμο κύμα είναι το κύμα που προκύπτει σε ένα υλικό μέσο από τη συμβολή δυο κυμάτων με ίδια συχνότητα που κινούνται μέσα στο μέσο προς αντίθετες κατευθύνσεις. Στη δική μας περίπτωση, το μέσο είναι η θάλασσα και τα 2 κύματα που συμβάλλουν είναι το προσπίπτων και το ανακλώμενο. Για να παρατηρηθεί στάσιμο κύμα στο εξωτερικό λιμενικό έργο πρέπει η πορεία διάδοσης του προσπίπτοντος κυματισμού να είναι κάθετη προς τον άξονα του έργου. Επίσης πρέπει ο συντελεστής ανάκλασης του λιμενικού έργου να είναι ίσος με τη μονάδα. Τότε το στάσιμο κύμα αποκτά μέγιστο ύψος ίσο με 2 φορές το ύψος κύματος του προσπίπτοντος κύματος.

### Μερικώς ανεπτυγμένο στάσιμο κύμα

Σε διαφορετική περίπτωση, όπου ο συντελεστής ανάκλασης είναι μικρότερος από τη μονάδα το κύμα λέγεται μερικώς στάσιμο. Το μέγιστο ύψος του εν λόγω κύματος υπολογίζεται από τη σύνθεση του προσπίπτοντος και του ανακλώμενου κυματισμού και πάλι, μόνο που αυτή τη φορά ο ανακλώμενος κυματισμός έχει ύψος ίσο με το συντελεστή ανάκλασης επί το ύψος κύματος του προσπίπτοντος κύματος. Άρα το ύψος κύματος του δίδεται από τη σχέση πιο κάτω:

$$H=H_{\text{προσπίπτωντος}}*(1+Kr)$$

### **Ανάπτυγμα πελάγους**

Ανάπτυγμα πελάγους είναι το μέγιστο μήκος στην επιφάνεια του νερού όπου ο αέρας μπορεί να φυσήξει. Δηλαδή, η απόσταση σε μια θαλάσσια περιοχή μεταξύ 2 στερεών ορίων.

### **Ενεργό ανάπτυγμα πελάγους**

Η ανηγμένη σε γραμμή περιοχή στην οποία αναπτύσσονται κυματισμοί ελέω ανέμων.

### **Στερεομεταφορά**

Η μεταφορά ιζήματος από τον πυθμένα της θάλασσας

### **Πορώδες μετώπου**

Ο λόγος των κενών του μετώπου προς τη συνολική επιφάνεια του (συμπεριλαμβανομένων και των κενών).

### **Βαθεία νερά**

Θαλάσσια περιοχή όπου ο λόγος του ύψους κύματος προς το μήκος κύματος είναι μεγαλύτερο ή ίσο του 0,5.

### **Ρηχά νερά**

Θαλάσσια περιοχή όπου ο λόγος του ύψους κύματος προς το μήκος κύματος είναι μικρότερο ή ίσο του 0,5.



# ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1: ΕΙΣΑΓΩΓΗ

## 1.1 Γενικά

Σε ένα εξωτερικό λιμενικό έργο, για την απορρόφηση της κυματικής ενέργειας στην προσήνεμη παρειά, ως επί το πλείστον χρησιμοποιείται λιθορριπή προστασίας (βλέπε σχήμα 1). Ο λόγος που τοποθετείται λιθορριπή, είναι να απορροφάται κυματική ενέργεια ούτως ώστε να αποφεύγεται το φαινόμενο της υπερπήδησης των κυματισμών και να υπάρχει ηρεμία εντός λιμενολεκάνης. Εντός αυτής, χρειάζεται να υπάρχει ηρεμία και οι κυματισμοί να μην υπερβαίνουν τα 0,5 m για να διεξάγονται με ασφάλεια οι δραστηριότητες στον λιμένα. Οι κυματισμοί εντός λιμενολεκάνης, προέρχονται συνήθως από στροβιλισμούς προπέλας πλοίων και θα ήταν ιδιαίτερα επικίνδυνο να υπήρχε επιπλέον διαταραχή λόγω υπερπήδησης των κυμάτων από τα εξωτερικά έργα.



Σχήμα 1: λιμένας Λέσβου, πηγή: <http://www.plomarinews.gr/?p=18005>

Ο σκοπός που εξυπηρετεί η συγγραφή αυτής της διπλωματικής εργασίας είναι να δειχθεί πως είναι δυνατόν, να εκμεταλλευθεί η προσήνεμη παρειά των

εξωτερικών λιμενικών έργων για χωροθέτηση θέσης παραβολής χωρίς να προκαλούνται προβλήματα σχετικά με την ηρεμία λιμενολεκάνης ή σε οποιοδήποτε άλλο τομέα (π.χ θέμα ευστάθειας έργου). Για να δημιουργηθεί θέση παραβολής πρέπει να δημιουργηθεί κατακόρυφο μέτωπο στην προσήνεμη παρειά του εξωτερικού έργου ούτως ώστε να καθίσταται εφικτή η πρόσδεση πλοίων.

## 1.2 Δομή εργασίας

Εγείρεται ακολούθως το ερώτημα γιατί να μην κατασκευαστεί κανονικό κρηπίδωμα με συμπαγές μέτωπο. Η απάντηση είναι ότι ένα τέτοιο μέτωπο έχει συντελεστή ανάκλασης περίπου ίσο με τη μονάδα. Αυτό συνεπάγεται πως το κύμα που προσπίπτει στο μέτωπο θα ανακλάται σχεδόν απόλυτα και θα δημιουργεί τα εξής προβλήματα :

- Όσον αφορά τους κυματισμούς που προσπίπτουν κάθετα στο μέτωπο.

Αυτοί θα ανακλώνται σχεδόν απόλυτα δημιουργώντας στάσιμο κύμα. Το στάσιμο κύμα έχει ύψος διπλάσιο από το προσπίπτων. Δηλαδή, αν ο προσπίπτων κυματισμός έχει ύψος 1m το στάσιμο κύμα που θα δημιουργηθεί από το προσπίπτων κύμα και το ανακλώμενό του θα έχει ύψος 2m. Η εγκατάσταση θα σχεδιαστεί για να εξυπηρετεί πλοία ξηρού χύδην φορτίου αλλά και πλοία που μεταφέρουν καύσιμα. Αυτού του είδους τα πλοία μπορούν να προσδέσουν και να φορτοεκφορτώνουν με ένα ύψος κύματος μέχρι τα 2m. Παρουσιάζουν δηλαδή μικρότερη ευαισθησία από τα πλοία που μεταφέρουν εμπορευματοκιβώτια τα οποία ανέχονται διαταραχή ύψους κύματος έως 0,5m. Παρατίθεται ένα παράδειγμα για να δειχθεί η σημαντικότητα της επίδρασης του στάσιμου κύματος στη λειτουργία του κρηπιδώματος. Έστω ότι υπάρχει ένα κατακόρυφο και συμπαγές μέτωπο στο οποίο προσπίπτει κάθετος κυματισμός ύψους 1,3 m για 30 μέρες ανά έτος. Λόγω δημιουργίας στάσιμου κύματος το ύψος του θα είναι πλέον 2,6 m. Άρα για 30 μέρες του έτους το κρηπίδωμα θα βρίσκεται σε μη λειτουργήσιμη κατάσταση.

- Όσον αφορά τους κυματισμούς που προσπίπτουν με γωνιές διάφορες των  $90^\circ$

Αυτοί ανακλώνται σχεδόν απόλυτα αλλά επειδή δεν έχουν κάθετη διεύθυνση με το μέτωπο δεν δημιουργούν στάσιμο κύμα. Το πρόβλημα με αυτούς είναι πως ανακλώνται, δεν απορροφάται σχεδόν καθόλου ενέργεια από αυτούς και

συνεχίζουν να ταξιδεύουν. Όταν το μέτωπο έχει τέτοιο προσανατολισμό που τους στέλνει στις παρακείμενες ακτές, η κυματική ενέργεια τους διοχετεύεται σε αυτές προκαλώντας διάβρωση και με την πάροδο του χρόνου οικολογικό πρόβλημα. Το ύψος κύματος συμμετέχει υψωμένο στο τετράγωνο στην εξίσωση της κυματικής ενέργειας. Άρα μια μείωση του ανακλώμενου ύψους κύματος θα προκαλέσει ακόμα περισσότερη μείωση της ενέργειας των κυματισμών.

Επίσης, δημιουργούνται προβλήματα ναυσιπλοΐας. Αν όλοι οι κυματισμοί που θα προσπίπτουν στα εξωτερικά έργα θα ανακλώνται απόλυτα, μαζί με τους προσπίπτοντες κυματισμούς θα δημιουργούν μια μίξη κυματισμών διαφόρων χαρακτηριστικών. Προκαλείται έτσι, μια επικίνδυνη και μη προβλέψιμη κατάσταση στην εξωτερική πλευρά του λιμένα. Και αν αυτό δεν επηρεάζει όλη την περίμετρο των εξωτερικών έργων, δεν ισχύει το ίδιο για το διάυλο προσέγγισης και την είσοδο του λιμένα. Εκεί όπου ο καπετάνιος του εκάστοτε πλοίου που προσεγγίζει το λιμένα θα αντιμετωπίζει δυσκολίες στο να κατευθύνει το πλοίο με ακρίβεια και ασφάλεια στο εσωτερικό του. Ορατός τότε, θα ήταν ο κίνδυνος να προσκρούσει κάποιο πλοίο σε κάποια από τις πλευρές της εισόδου του λιμένα.

Συμπεραίνεται πως πρέπει με κάποιο τρόπο να κατασκευαστεί κατακόρυφο μέτωπο τέτοιο ώστε να απορροφά αρκετή από την κυματική ενέργεια, μειώνοντας επίσης το ύψος του ανακλώμενου κύματος απαμβλύνοντας τα πιο πάνω προβλήματα. Υπάρχουν οκ ολίγες κατασκευές που φέρουν απορροφητικό μέτωπο για αυτό παρουσιάζονται οι σημαντικότερες εξ αυτών στο κεφάλαιο 5. Όμως, για να γίνει μια σαφής επίδειξη και για καλύτερη κατανόηση των όσων θα παρουσιαστούν, έχει επιλεγεί αρχικά περιοχή στην οποία θα βρεθεί η κυματική δίαυτα και θα σχεδιαστεί λιμένας. Επιλέγεται μέρος (προσήνεμο) των εξωτερικών έργων του λιμένα το οποίο θα μελετηθεί κατά πόσο δόκιμο είναι να χρησιμοποιηθεί σαν θέση παραβολής. Επιλέγεται αναλόγως της περιοχής η κατάλληλη κατασκευή με απορροφητικό μέτωπο. Στην προκειμένη περίπτωση αλλά και στην πλειονότητα των περιπτώσεων, καταλληλότερη λύση είναι η κατασκευή ενός caisson με απορροφητικό μέτωπο σε τμήμα του.

Στη συνέχεια, από τις σχέσεις Natale αναπτύσσονται τρόποι με τους οποίους ελέγχεται η απορροφητική δυνατότητα του μετώπου (συντελεστής ανάκλασης) και επιλέγεται μια κατάλληλη λύση που ανταποκρίνεται στα προβλήματα που έχουν αναφερθεί πιο πάνω.

Τα προβλήματα υποσκαφής της κατασκευής αντιμετωπίζονται με σχεδιασμό εξυγιαντικής στρώσης στον πόδα της κατασκευής ελέω των σχέσεων Takahashi, Tanimoto και Shimosako.

Εν συνεχεία, στην εργασία παρουσιάζεται ολοκληρωμένη άποψη για το έργο και τέλος ένας έλεγχος ευστάθειας. Οι έλεγχοι αφορούν έλεγχο σε ανατροπή, ολίσθηση και τάσεων έδρασης.

### **1.3 Παραδείγματα λιμένων στα οποία γίνεται χρήση της προσήνεμης παρειάς ως θέση παραβολής**

Για τη συγκομιδή των πιο κάτω πληροφοριών, καθοριστική ήταν η βοήθεια του κ. Τερζή Ιωάννη, πλοίαρχος ΄Β του εμπορικού ναυτικού ο οποίος έχει αναφέρει 2 λιμένες όπου υπάρχουν θέσεις παραβολής στην προσήνεμη παρειά των εξωτερικών έργων. Αυτοί είναι ο λιμένας Victoria στο Hong Kong και του Pasir Panjang στη Σιγκαπούρη. Στους λιμένες αυτούς, η προσήνεμη παρειά χρησιμοποιείται για θέση παραβολής πλοίων που μεταφέρουν εμπορευματοκιβώτια. Αναφέρει επίσης πως ο χρόνος που απαιτείται για πρόσδεση εξωτερικά είναι λιγότερος σε σχέση με το χρόνο για πρόσδεση εντός λιμενολεκάνης ενώ μειώνεται και ο κίνδυνος ατυχήματος καθώς λιγότερα πλεούμενα βρίσκονται σε κοντινή απόσταση στην εξωτερική πλευρά του λιμένα.

## **ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2: ΕΠΙΛΟΓΗ ΤΥΧΑΙΑΣ ΠΕΡΙΟΧΗΣ ΟΠΟΥ ΠΡΟΚΕΙΤΑΙ ΝΑ ΚΑΤΑΣΚΕΥΑΣΤΕΙ ΤΟ ΕΡΓΟ ΚΑΙ ΕΥΡΕΣΗ ΚΥΜΑΤΙΚΗΣ ΔΙΑΙΤΑΣ ΣΤΗΝ ΕΝ ΛΟΓΩ ΠΕΡΙΟΧΗ**

### **2.1 Γενικά**

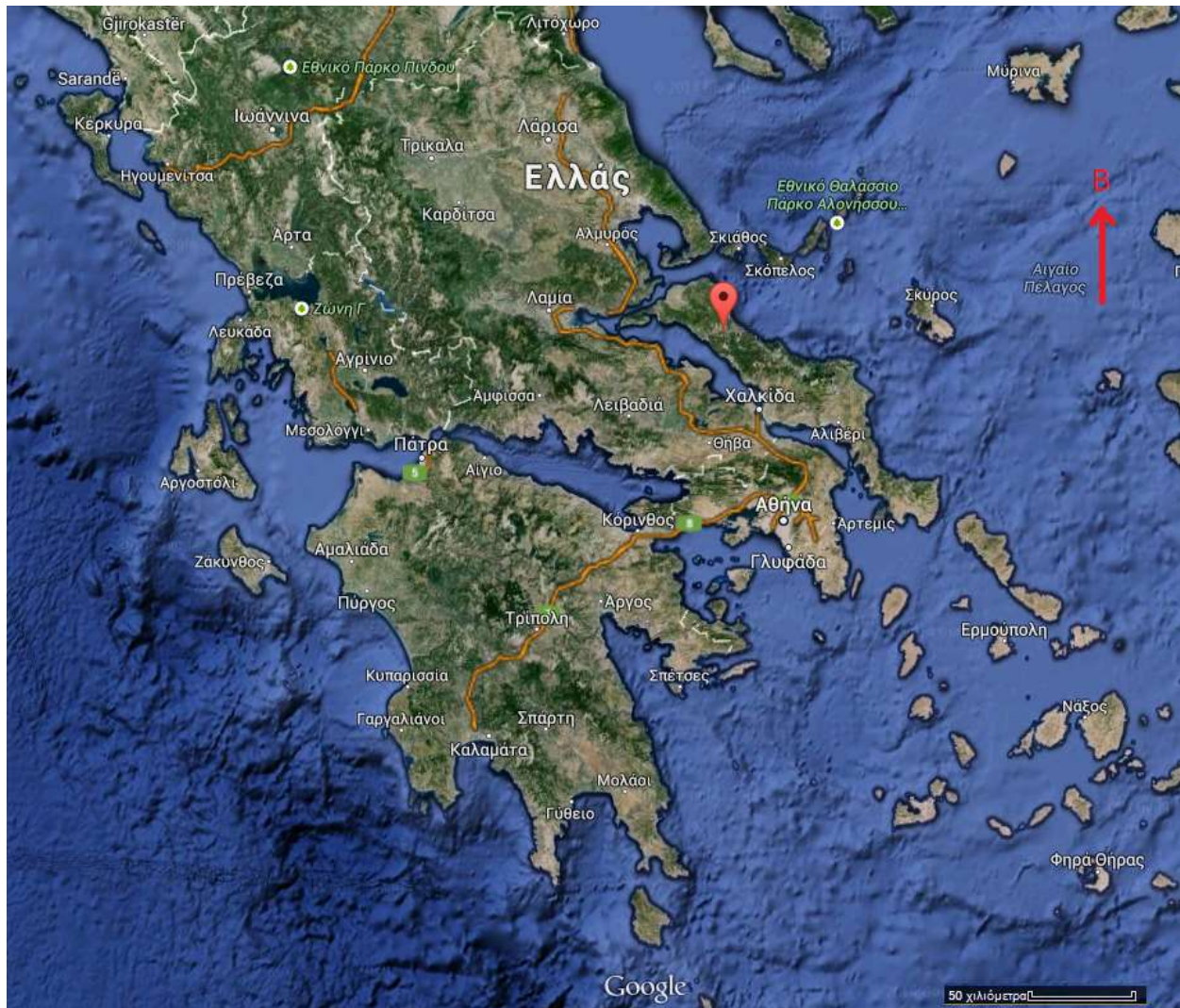
Για καλύτερη κατανόηση της διαδικασίας που ακολουθείται σε όλη τη μελέτη, κρίνεται σκόπιμο να επιλεγεί μια θέση στην οποία θα βρεθεί η κυματική δίαιτα. Μ' αυτό τον τρόπο θα επιτύχουμε να μην γενικολογούμε και να γίνει μια σωστή επίδειξη για να καταδειχθεί κατά πόσο δόκιμη είναι η κατασκευή του έργου που προτείνεται στη μελέτη αυτή. Η επιλογή της θέσης έγινε εντελώς τυχαία και πρέπει να αναφερθεί ότι δεν έγινε κάποια προμελέτη. Η μόνη πρόνοια που έχει ληφθεί στην επιλογή θέσης ήταν να υπάρχει μετεωρολογικός σταθμός σε κοντινή απόσταση για να γίνει χρήση των ανεμολογικών του στοιχείων. Στη θέση αυτή θα μπορούσε να μην ήταν δόκιμο να εφαρμοστεί η ιδέα που παρουσιάζεται στη μελέτη αν και των υστέρων αποδεικνύεται το αντίθετο.

Ας μην ξεχνάμε ότι για να αποφανθούμε αν η κατασκευή ενός τέτοιου έργου είναι συμφέρουσα, πρέπει να γίνει ειδική μελέτη στην περιοχή ενδιαφέροντος για να δειχθεί το μέγεθος και η διάρκεια των κυματισμών που αναπτύσσονται. Αν και εφόσον, μπορεί να περιοριστεί το ύψος κύματος (μερικώς στάσιμου) ώστε να μην υπερβαίνει τα 2 μέτρα (όριο που έχει τεθεί για την ομαλή λειτουργία του κρηπιδώματος), τότε ενδείκνυται η κατασκευή του έργου. Η υπέρβαση του ύψους των 2 μέτρων δεν αποτελεί τροχοπέδη για την κατασκευή, φτάνει το χρονικό διάστημα της υπέρβασης να είναι σχετικά μικρό.

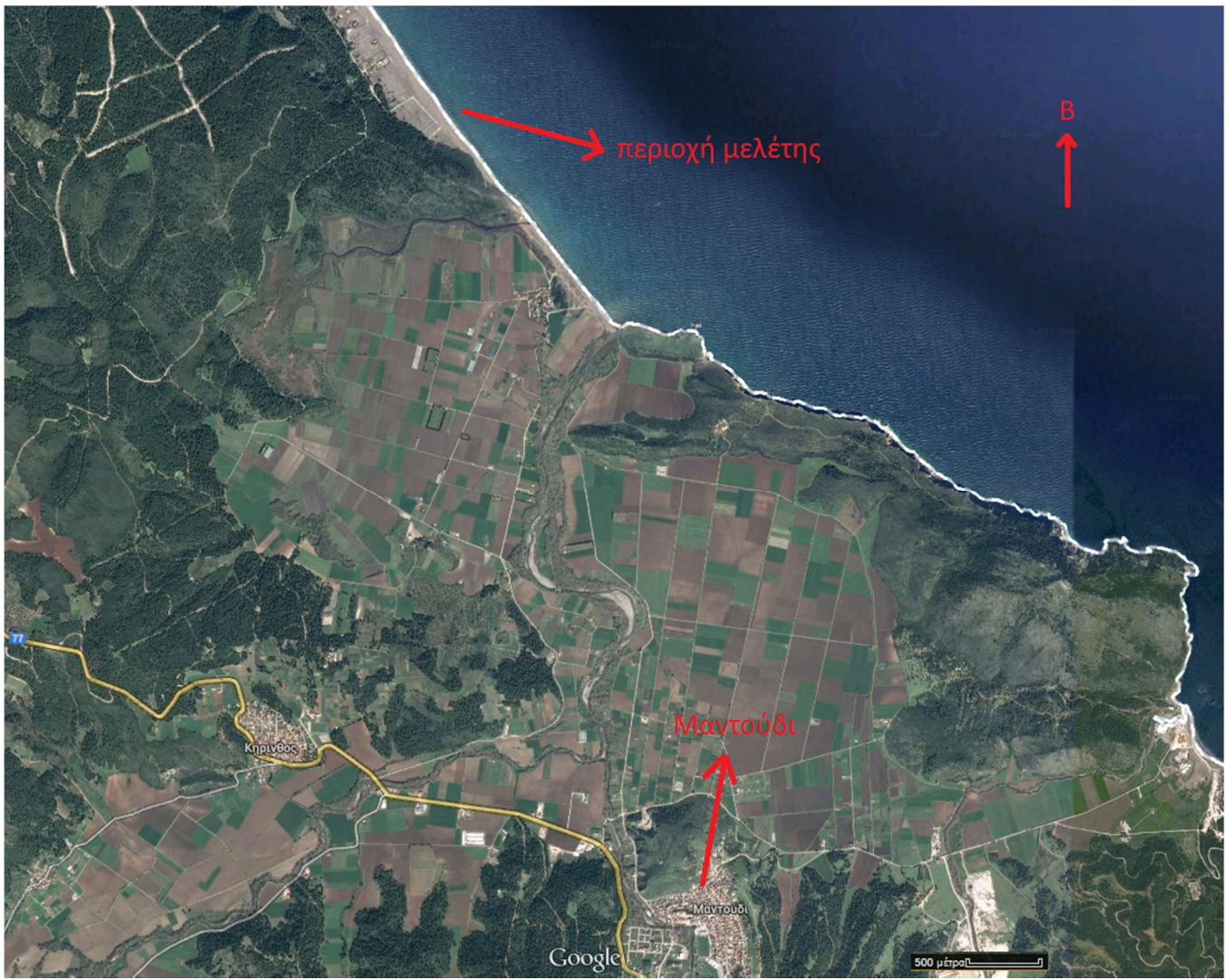
### **2.2 Παρουσίαση περιοχής και στοιχεία που ενδιαφέρουν**

#### **2.2.1 Παρουσίαση περιοχής**

Η περιοχή που έχει επιλεγεί βρίσκεται κοντά στο χωριό Μαντούδι Εύβοιας. Βρίσκεται σε υψόμετρο 20 μέτρα από την επιφάνεια θαλάσσης. Η περιοχή ενδιαφέροντος απέχει περίπου 5 χιλιόμετρα από το Μαντούδι. Στη συνέχεια φαίνονται χάρτες της περιοχής οι οποίοι έχουν ληφθεί από την εφαρμογή google maps.

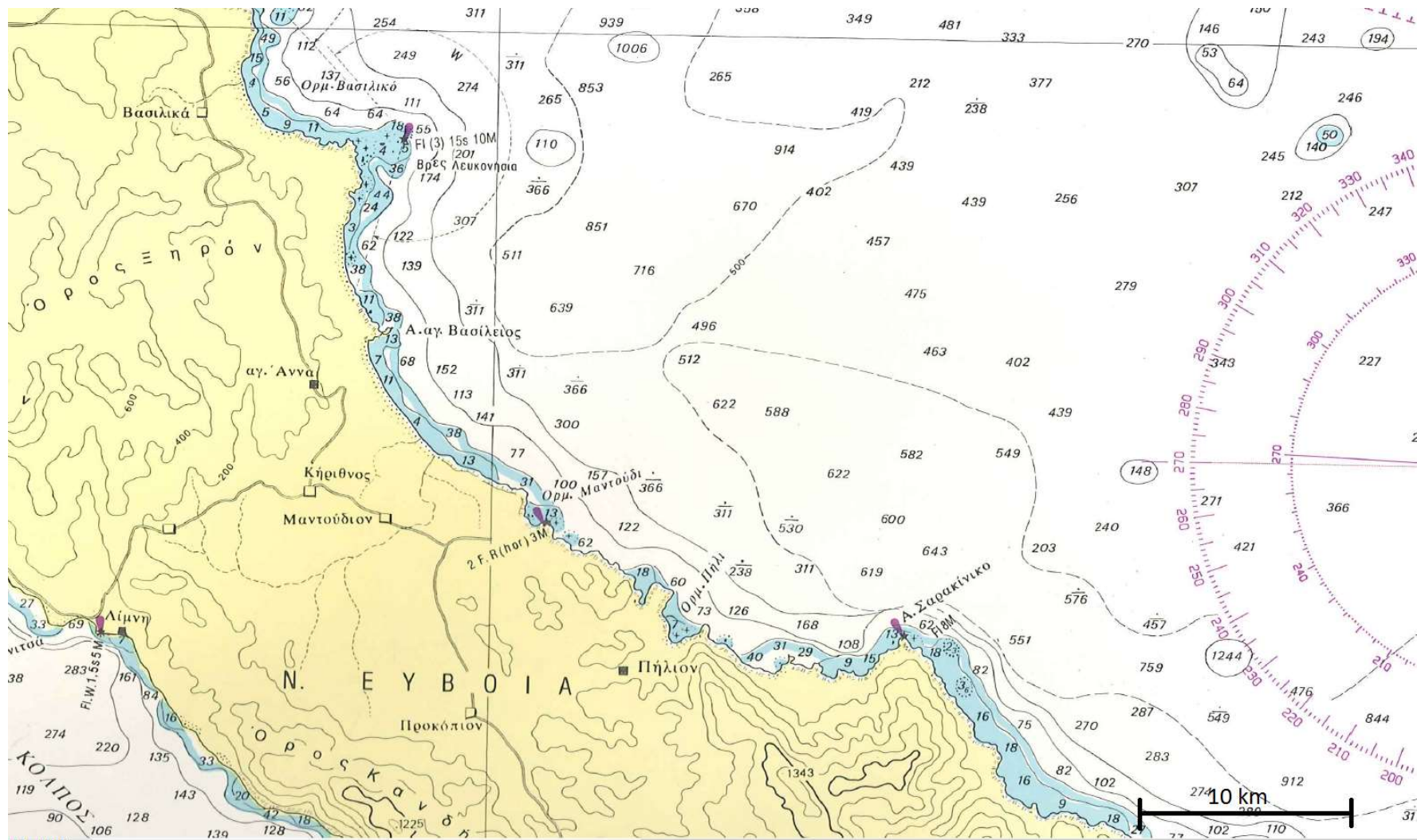


Σχήμα 2: περιοχή μελέτης σε σχέση με την Ελλάδα. Η περιοχή ενδιαφέροντος είναι σημαδεμένη με κόκκινο σημάδι, πηγή: google maps



Σχήμα 3: περιοχή μελέτης σε σχέση με το χωριό Μαντούδι, πηγή: google maps

## 2.2.2 Βαθυμετρικός χάρτης περιοχής



Σχήμα 4: βαθυμετρικός χάρτης ευρύτερης περιοχής Μαντούδι, πηγή: γεωγραφική υπηρεσία στρατού



### 2.2.3 Χάρτης σεισμικής επικινδυνότητας

Όσον αφορά τη σεισμική δραστηριότητα της περιοχής, αυτή εντάσσεται στη σεισμική ζώνη II που φαίνεται με πράσινο χρώμα στο χάρτη που επισυνάπτεται πιο κάτω (σχήμα 5). Η σεισμική επιτάχυνση στη ζώνη αυτή ισούται με 0,16g.



Σχήμα 5: χάρτης σεισμικής επικινδυνότητας Ελλάδας, πηγή: οργανισμός αντισεισμικού σχεδιασμού και προστασίας,( <http://www.oasp.gr/node/87>)

#### 2.2.4 Υλικό πυθμένα περιοχής

Από φωτογραφία της περιοχής μελέτης που έχει ληφθεί από την εφαρμογή google maps διαπιστώνεται πως το υλικό πυθμένα είναι μια μίξη άμμου με χαλίκι.



Σχήμα 6: φωτογραφία περιοχής μελέτης, πηγή: google maps

## **2.3 Εκτίμηση κυματικής δίαιτας της περιοχής μελέτης κάνοντας χρήση του φάσματος jonswap**

### **2.3.1 Γενικά**

Για την εύρεση των χαρακτηριστικών των κυματισμών, θα γίνει χρήση του φάσματος jonswap. Για τη χρήση αυτού απαιτούνται ορισμένες πληροφορίες. Χρειάζεται να βρεθεί η ταχύτητα ανέμου και το ενεργό ανάπτυσμα πελάγους αρχικά. Ακολούθως, εν μέσω ρήχωσης, καταλήγουμε στα τελικά χαρακτηριστικά των κυμάτων της περιοχής μελέτης.

### **2.3.2 Ανεμολογικά στοιχεία περιοχής**

Τα ανεμολογικά στοιχεία για την περιοχή Μαντούδι, έχουν ληφθεί από το μετεωρολογικό σταθμό του παρακείμενου νησιού Σκόπελος. Ο μετεωρολογικός σταθμός απέχει 35 περίπου χιλιόμετρα από την περιοχή μελέτης. Για το λόγο αυτό, τα ανεμολογικά στοιχεία είναι αντιπροσωπευτικά. Ο σταθμός βρίσκεται σε γεωγραφικό πλάτος  $39^{\circ}07'$  και γεωγραφικό μήκος  $23^{\circ}44'$ . Οι ταχύτητες ανέμων που αναγράφονται στον πίνακα πιο κάτω (σχήμα 7) είναι οι μέσες ωριαίες έτους για κάθε διεύθυνση και έχουν ληφθεί από ύψος 11 μέτρων πάνω από τη στάθμη θαλάσσης. Υπάρχει επίσης, η ετήσια διάρκεια πνοής για κάθε διεύθυνση ανέμου. Αυτή εγγράφεται στον πίνακα σαν ποσοστό της διάρκειας του έτους. Πιο κάτω παρουσιάζεται ο πίνακας με τα ανεμολογικά στοιχεία και στη συνέχεια ένας πίνακας μετατροπής της ταχύτητας ανέμου από beaufort σε m/s (σχήμα 8).

HELLENIC NATIONAL METEOROLOGICAL SERVICE  
 DIRECTION OF CLIMATOLOGY  
 SECTION OF STATISTICAL CLIMATOLOGY

CLIMATOLOGICAL DATA BASE

D A T C L I M

STATION ΣΚΟΠΕΛΟΣ 662  
 LATITUDE 39° 07' N LONGITUDE 23° 44' E ALTITUDE OF BAROMETER 11.0 METERS

PERIOD 1956-1997

ANNUAL FREQUENCY (PER CENT) OF WIND DIRECTION AND FORCES IN BEAUFORT SCALE  
 FROM OBSERVATIONS 06H, 12H, 18H GMT

MONTH =00 YEAR =00

BEAUF	N	NE	E	SE	S	SW	W	NW	CALM	SUM
0									47.488	47.488
1	.569	.167	.022	.033	.201	.089	.022	.045		1.148
2	5.108	2.888	.201	.368	1.506	.491	.145	.580		11.287
3	4.818	3.847	.290	.558	1.662	.848	.167	1.316		13.506
4	3.836	2.799	.123	.401	.970	.680	.167	1.316		10.292
5	3.401	2.197	.089	.245	.613	.379	.100	.937		7.961
6	2.509	1.282	.022	.112	.379	.145	.056	.636		5.141
7	1.349	.468	.011	.045	.112	.056	.022	.268		2.331
8	.357	.089	.000	.011	.033	.011	.011	.045		.557
9	.123	.011	.000	.000	.011	.011	.011	.011		.178
10	.067	.011	.000	.000	.000	.011	.011	.011		.111
>11	.000	.000	.000	.000	.000	.000	.000	.000		.000
=										
SUM	22.137	13.759	.758	1.773	5.487	2.721	.712	5.165	47.488	100.000

Σχήμα 7: ανεμολογικά στοιχεία Σκοπέλου, πηγή: μετεωρολογική υπηρεσία Ελλάδος, σταθμός Σκόπελος

Κλίμακα Beaufort	Όνομασία ανέμου	Ταχύτητα ανέμου		
		m/sec	km/hr	miles/hr
0	Νηνεμία	0. – 0.2	0 – 1	0 – 1
1	Υποπνέων	0.3 – 1.5	1 – 5	1 – 3
2	Ασθενής	1.6 – 3.3	6 – 11	4 – 7
3	Λεπτός	3.4 – 5.4	12 – 19	8 – 12
4	Μέτριος	5.5 – 7.9	20 – 28	13 – 18
5	Λαμπρός	8.0 – 10.7	29 – 38	19 – 24
6	Ισχυρός	10.8 – 13.8	39 – 49	25 – 31
7	Σφοδρός	13.9 – 17.1	50 – 61	32 – 38
8	Θυελλώδης	17.2 – 20.7	62 – 74	39 – 46
9	Θύελλα	20.8 – 24.4	75 – 88	47 – 54
10	Ισχυρή θύελλα	24.5 – 28.4	89 – 102	55 – 63
11	Σφοδρή θύελλα	28.5 – 32.6	103 – 117	64 – 72
12	Τυφώνας	32.7 – 36.9	118 - 133	73 - 82

Μονάδες : 1 mile = 1.609 km  
1 knot = 1.151 mile/hr  
= 1.852 km/hr

Σχήμα 8: μετατροπή ταχύτητας ανέμου από beaufort σε m/s, πηγή: θαλάσσια υδραυλική, Κ.Ι. Μουντζούρη, Αθήνα 2009

### 2.3.3 Υπολογισμός μέσου γεωμετρικού αναπτύγματος πελάγους

Η διαδικασία που ακολουθήθηκε για τον υπολογισμό των μέσων γεωμετρικών αναπτυγμάτων πελάγους παρουσιάζεται παρακάτω:

- Για όλες τις διευθύνσεις ανέμων σχεδιάστηκαν και μετρήθηκαν σε αρχείο Autocad τα αναπτύγματα πελάγους ( $X_i$ ), κάνοντας χρήση κατάλληλου και υπό κλίμακα χάρτη της περιοχής από την εφαρμογή google maps. Κάθε τομέας προκύπτει από μια γωνιά 30 μοιρών, από  $-15^\circ$  έως  $+15^\circ$  για κάθε διεύθυνση (π.χ. βόρεια, βορειοανατολική κ.ο.κ.), με υποδιαιρέσεις των  $3^\circ$  (σχήμα 9).
- Για κάθε διεύθυνση άνεμου που δύναται να προκαλέσει κυματισμούς υπολογίσαμε το μέσο γεωμετρικό ανάπτυγμα πελάγους ( $\bar{X}$ ). Το  $\bar{X}$  για κάθε κύρια διεύθυνση υπολογίζεται από τον παρακάτω τύπο (σχέση 1) και παρατίθενται τα αποτελέσματα (σχήμα 10).

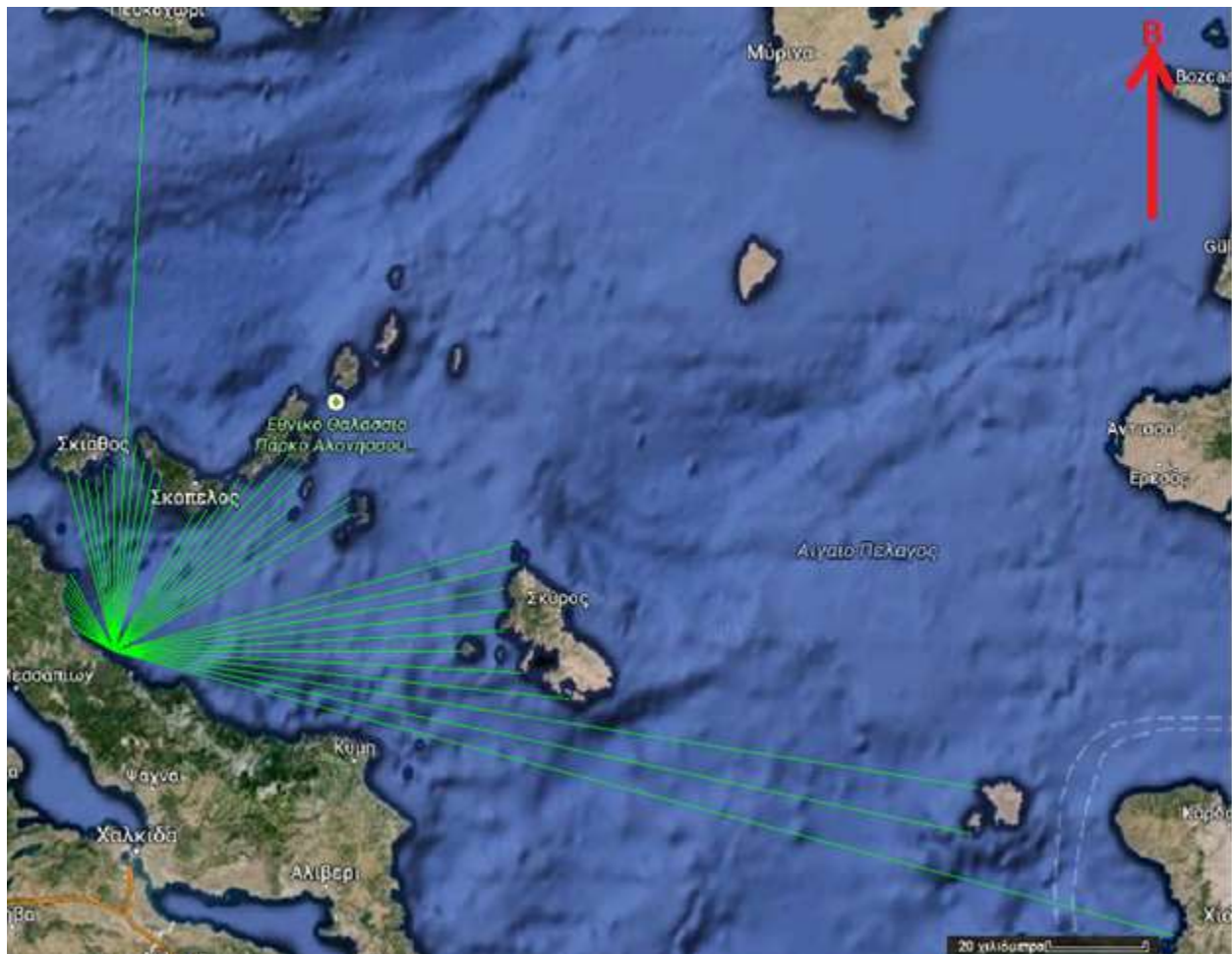
$$\bar{X} = \sum X_i / n \quad (1)$$

Όπου:

n: αριθμός υπολογισθέντων αναπτυγμάτων πελάγους ανά διεύθυνση

$X_i(m)$ : ανάπτυγμα πελάγους

$\bar{X}(m)$ : μέσο γεωμετρικό ανάπτυγμα πελάγους



Σχήμα 9: αναπτύγματα πελάγους σχεδιασμένα σε αρχείο autocad  
πηγή χάρτη: google maps

ΒΟΡΕΙΟΔΥΤΙΚΗ ΚΑΤΕΥΘΥΝΣΗ	
Γωνία(σε μοίρες)	X(m)
-15	3748
-12	4229
-9	4654
-6	4803
-3	4865
0	6190
3	6411
6	6709
9	7184
12	7767
15	7680
$\bar{X}(m)$	5840

ΒΟΡΕΙΑ ΚΑΤΕΥΘΥΝΣΗ	
Γωνία(σε μοίρες)	X(m)
-15	39201
-12	37963
-9	37324
-6	35734
-3	39037
0	39428
3	132832
6	44547
9	41277
12	39573
15	39508
$\bar{X}(m)$	47857

ΒΟΡΕΙΟΑΝΑΤΟΛΙΚΗ ΚΑΤΕΥΘΥΝΣΗ	
Γωνία(σε μοίρες)	X(m)
-15	44645
-12	48243
-9	60939
-6	63043
-3	75274
0	75889
3	70847
6	66167
9	62858
12	80475
15	78103
$\bar{X}(m)$	66044

ΑΝΑΤΟΛΙΚΗ ΚΑΤΕΥΘΥΝΣΗ	
Γωνία(σε μοίρες)	X(m)
-15	84515
-12	84349
-9	80576
-6	80464
-3	78885
0	70614
3	83116
6	93167
9	178223
12	178788
15	223645
$\bar{X}(m)$	112395

Σχήμα 10: μέσο γεωμετρικό ανάπτγμα πελάγους για κάθε διεύθυνση



### 2.3.4 Φάσμα jonswap

Η γενική αρχή του φάσματος jonswap είναι ότι καθώς ο άνεμος πνέει στην ανοικτή θάλασσα, μεταφέρεται ενέργεια από τον άνεμο στη θαλάσσια επιφάνεια. Όσο πιο σφοδρής εντάσεως είναι ο άνεμος τόσο μεγαλύτερη θα είναι η μεταφερόμενη ενέργεια με άμεσο αποτέλεσμα την αύξηση των κυματικών χαρακτηριστικών. Για τον υπολογισμό των κυματικών χαρακτηριστικών το φάσμα jonswap, εκτός από την ενέργεια του ανέμου, λαμβάνει υπόψη και το ανάπτυσμα πελάγους. Ο άνεμος δεν πνέει με σταθερή ένταση και διεύθυνση σε όλο το ανάπτυσμα πελάγους. Για το λόγο αυτό, γίνεται χρήση του ενεργού αναπτύγματος πελάγους αντί του γεωμετρικού αναπτύγματος.

Οι σχέσεις που χρησιμοποιούνται είναι οι εξής:

$$\theta = g / u \cdot \text{time}$$

$$\xi = g / u^2 \cdot \bar{X}$$

$$v = \max( 0,16 ; 2,84 \cdot \xi^{-0,3} ; 16,8 \cdot \theta^{-3/7} )$$

$$H_s = 0,0094 \cdot v^{-5/3} \cdot u^2 / g$$

$$T_m = ((11,1 + 14,3)/2) \cdot \sqrt{(H_{\max} / g)} \quad (2)$$

Όπου:

$\theta$ : αδιάστατη διάρκεια πνοής ανέμου

$\xi$ : αδιάστατο ενεργό ανάπτυσμα πελάγους

$H_s(m)$ : ύψος κύματος που προκύπτει με τη χρήση φάσματος jonswap

$g(m/s^2)$ : επιτάχυνση της βαρύτητας

$u(m/s)$ : μέση ωριαία ταχύτητα έτους ανέμου μετρημένη 10 μέτρα πάνω από την επιφάνεια θαλάσσης. Στα ανεμολογικά στοιχεία (σχήμα 7), η ταχύτητα δίδεται στην κλίμακα beaufort οπότε γίνεται η μετατροπή (σχήμα 8) σε m/s για να εισαχθεί στη σχέση. Επιλέγεται η μέγιστη ταχύτητα από το διάστημα που προκύπτει μετά την μετατροπή. Επίσης εισάγεται στη σχέση πολλαπλασιασμένη με 0,91 λόγω του ότι στα ανεμολογικά στοιχεία η ταχύτητα αυτή αναφέρεται σε 10 λεπτά και όχι σε ωριαία ταχύτητα.

$\bar{X}(m)$ : το μέσο γεωμετρικό ανάπτυγμα πελάγους που έχει υπολογιστεί στο κεφάλαιο 2.3.3

time(s): διάρκεια καταιγίδας. Λαμβάνεται ίση με 3 ώρες, δηλαδή 10800s.

$T_m$ (s): μέση περίοδος κύματος σχεδιασμού

### 2.3.5 Ρήχωση

Ρήχωση είναι η μεταβολή των χαρακτηριστικών του κυματισμού λόγω μεταβολής του βάθους της θάλασσας κατά τη διεύθυνση της διάδοσης του. Ο,τι μέγεθος έχει βρεθεί μέχρι στιγμής αφορά βαθειά νερά. Για να βρεθούν τα μεγέθη στην ακριβή θέση του προτεινόμενου έργου εφαρμόζεται ρήχωση. Με την ομάδα σχέσεων (3) που φαίνεται πιο κάτω υπολογίζονται τα τελικά χαρακτηριστικά των κυματισμών:

- Όσον αφορά το μήκος κύματος:

$$L = L_0 \cdot (\tanh(2\pi \cdot d / L_0))^{3/4} \cdot 2/3$$

$$L_0 = g \cdot T_m^2 / 2 \cdot \pi$$

- Όσον αφορά το ύψος κύματος:

$$H_d = K_s \cdot H_s$$

$$K_s = \sqrt{(C_0 / 2 \cdot n \cdot C)}$$

$$C_0 = L_0 / T_m$$

$$C = L / T_m$$

$$n = 0,5 \cdot (1 + 2 \cdot k \cdot d / \sinh(2 \cdot k \cdot d))$$

$$k = 2 \cdot \pi / L \tag{3}$$

Όπου:

$C_0$ (m/s): ταχύτητα φάσεως στα βαθειά

$C$ (m/s): ταχύτητα φάσεως στη θέση του έργου

$L_0$ (m): μήκος κύματος στα βαθειά

$L$ (m): μήκος κύματος στη θέση του έργου

$k$ ( $m^{-1}$ ): αριθμός κύματος

$K_s$ : συντελεστής ρήχωσης

$H_d$ (m): ύψος κύματος σχεδιασμού στη θέση του έργου

$H_s$ (m): ύψος κύματος στα βαθειά (έχει βρεθεί στο κεφάλαιο 2.3.4)

$d$ (m): βάθος νερού στη θέση του έργου (το έργο θα βρίσκεται σε βάθος 18 μέτρα)

### **2.3.6 Χαρακτηριστικά κυματισμών στη θέση του έργου**

Εφόσον ακολουθηθεί η διαδικασία που περιγράφεται από την αρχή του κεφαλαίου 2.3, με χρήση φύλλου excel καταλήγουμε στα χαρακτηριστικά των κυματισμών της περιοχής. Πιο κάτω παρουσιάζονται τα αποτελέσματα σε μορφή πίνακα (σχήμα 11).

Βόρειοδυτική διεύθυνση										
ταχύτητα ανέμου (beaufort)	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
διάρκεια πνοής( ποσοστό έτους)	0.045	0.580	1.316	1.316	0.937	0.636	0.268	0.045	0.011	0.011
Tm(sec)	0.93	1.38	1.76	2.13	2.48	2.82	3.14	3.45	3.75	4.04
L(m)	1.35	2.97	4.86	7.10	9.62	12.41	15.38	18.60	21.91	25.46
Hd(m)	0.05	0.12	0.19	0.28	0.37	0.48	0.60	0.73	0.86	1.00

Βόρεια διεύθυνση										
ταχύτητα ανέμου (beaufort)	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
διάρκεια πνοής( ποσοστό έτους)	0.569	5.108	4.818	3.836	3.401	2.509	1.349	0.357	0.123	0.067
Tm(sec)	1.08	2.06	2.83	3.61	4.39	5.17	5.93	6.71	7.46	8.22
L(m)	1.81	6.63	12.49	20.35	29.91	40.93	52.67	65.10	77.27	89.67
Hd(m)	0.07	0.26	0.49	0.79	1.17	1.61	2.07	2.58	3.13	3.76

Βόρειοανατολική διεύθυνση										
ταχύτητα ανέμου (beaufort)	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
διάρκεια πνοής( ποσοστό έτους)	0.167	2.888	3.847	2.799	2.197	1.282	0.468	0.089	0.011	0.011
Tm(sec)	1.08	2.06	2.83	3.61	4.39	5.17	5.93	6.71	7.46	8.22
L(m)	1.81	6.63	12.49	20.35	29.91	40.93	52.67	65.10	77.27	89.67
Hd(m)	0.07	0.26	0.49	0.79	1.17	1.61	2.07	2.58	3.13	3.76

Ανατολική διεύθυνση							
ταχύτητα ανέμου (beaufort)	1	2	3	4	5	6	7
διάρκεια πνοής( ποσοστό έτους)	0.022	0.201	0.290	0.123	0.089	0.022	0.011
Tm(sec)	1.51	2.07	2.07	2.65	3.22	3.79	4.35
L(m)	3.56	6.71	6.71	10.95	16.17	22.40	29.39
Hd(m)	0.14	0.26	0.26	0.43	0.63	0.87	1.15

Σχήμα 11: χαρακτηριστικά κυματισμών για κάθε διεύθυνση στη θέση του έργου

## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3: ΔΙΑΤΑΞΗ ΛΙΜΕΝΑ ΣΤΗΝ ΠΕΡΙΟΧΗ ΚΑΙ ΕΠΙΛΟΓΗ ΘΕΣΗΣ ΠΡΟΤΕΙΝΟΜΕΝΟΥ ΕΡΓΟΥ

### 3.1 Γενικά

Στο σημείο αυτό θα σχεδιασθεί μια διάταξη λιμένα στην περιοχή μελέτης. Μετά και απ' αυτή τη διαδικασία, διαφαίνεται πως το έργο που προτείνεται στην εργασία αυτή δεν επηρεάζει ούτε κατ' ελάχιστο τη λειτουργία του λιμένα στον οποίο θα φιλοξενηθεί. Βάσει του κυματικού κλίματος που έχει βρεθεί στο κεφάλαιο 2.3.6, θα παρουσιαστεί η περισσότερο πιθανή διάταξη. Κριτήριο για τη διάταξη, θα είναι η είσοδος των πλοίων να είναι προσανατολισμένη με τέτοιο τρόπο ώστε να δέχεται τους μικρότερους και λιγότερο συχνούς κυματισμούς. Στη συνέχεια, θα επιλεγεί μια θέση- εκεί όπου θα υπήρχε ένα κανονικό εξωτερικό έργο προστασίας- και θα τοποθετηθεί το προτεινόμενο έργο. Το έργο μπορεί να έχει εφαρμογή σε ήδη υπάρχων ή σε υπό ανέγερση λιμένα.

### 3.2 Προσανατολισμός εισόδου λιμένα

Γενικά σε λιμένες, το όριο για το ύψος κύματος στη λιμενολεκάνη είναι 0,5 μέτρα. Για κυματισμούς μεγαλύτερους των 0,5 μέτρων, παύει η λειτουργία του λιμένα. Παρατηρώντας τους κυματισμούς που έχουν εκτιμηθεί στο κεφάλαιο 2.3.6 (σχήμα 11), εξάγεται το εξής συμπέρασμα: για τους ανατολικούς κυματισμούς η τιμή της ετήσιας διάρκειας υπέρβασης των 0,5 μέτρων είναι η μικρότερη (βλ. Σχήμα 12).

	συνολική διάρκεια πνοής που προκαλεί κυματισμό άνω του 0,5m (σε %)
ΒΔ	0.335
Β	11.642
ΒΑ	6.857
Α	0.122

Σχήμα 12: ποσοστό ετήσιας διάρκειας κυματισμών που υπερβαίνουν σε ύψος τα 0,5m

Το ποσοστό 0,122 % μεταφράζεται σε κάτι λιγότερο από μια μέρα ανά έτος. Συνεπώς η είσοδος του λιμένα θα είναι προσανατολισμένη προς την ανατολή αφού η διεύθυνση αυτή είναι η ευμενέστερη σύμφωνα με το κριτήριο που έχει τεθεί.

### **3.3 Άποψη διάταξης λιμένα**

Βάσει όσον έχουν αναφερθεί δίδεται μια διάταξη λιμένα στο σχήμα 13 που ακολουθεί.



Σχήμα 13: άποψη διάταξης λιμένα, πηγή χάρτη: google maps



### 3.4 Επιλογή θέσης του προτεινόμενου έργου

Μέχρι αυτό το σημείο, παρατηρούμε πως δεν έχει γίνει λόγος για το προτεινόμενο εξωτερικό έργο, ούτε έχει ληφθεί κάπου υπόψη. Όπερ σημαίνει πως δεν επηρεάζει την κατασκευή του υπόλοιπου λιμένα. Από τις πολλές λύσεις που θα μπορούσαν να υπάρξουν σαν διάταξη λιμένα έχει επιλεγεί αυτή που φαίνεται στο σχήμα 13 η οποία είναι μια λογική διάταξη παρατηρώντας και διατάξεις άλλων λιμένων ανά το παγκόσμιο. Και ενώ θα μπορούσε το λιμάνι να λειτουργήσει κανονικά εξυπηρετώντας πλοία στο εσωτερικό του, με την κατασκευή που προτείνεται στη μελέτη αυτή, παρέχεται χώρος για θέση παραβολής στην προσήνεμη πλευρά του εξωτερικού έργου. Όπως έχει αναφερθεί πρόκειται για θέσεις παραβολής που αφορούν φορτοεκφόρτωση χύδην φορτίου και πλοίων που μεταφέρουν καύσιμα οι οποίες παρουσιάζουν μικρότερη ευαισθησία ως προς τη διαταραχή που προκαλούν τα κύματα (όριο ύψους κύματος 2 μέτρα έναντι 0,5 μέτρων όταν πρόκειται για φορτοεκφόρτωση εμπορευματοκιβωτίων).

Αν το κυματικό κλίμα της περιοχής το επιτρέπει, θα μπορούσε να χρησιμοποιηθεί όλη η περίμετρος των εξωτερικών έργων ως θέσεις παραβολής. Στην εργασία αυτή, δεν υπάρχει νόημα να γίνει χρήση όλης της περιμέτρου αφού σκοπός είναι να γίνει μια σαφής επίδειξη. Για το λόγο αυτό, επιλέγεται να υπάρχει μόνο μια θέση παραβολής στην προσήνεμη πλευρά του εξωτερικού έργου. Το όριο του ύψους κύματος για την ομαλή λειτουργία του εξωτερικού κρηπιδώματος όπως έχει αναφερθεί είναι 2m. Για την εξεύρεση της βέλτιστης λύσης, δηλαδή τον καλύτερο προσανατολισμό που θα έχει το προτεινόμενο έργο θα γίνει το εξής:

- Εκτίμηση κυματικού κλίματος περιοχής (βλ. Κεφάλαιο 2.3.6)
- Προσδιορισμός των διαθέσιμων εξωτερικών έργων για κατασκευή του προτεινόμενου έργου
- Εύρεση βέλτιστης θέσης των εξωτερικών έργων συναρτήσει της ετήσιας διάρκειας των κυματισμών. Δηλαδή, επιλέγεται η θέση η οποία προσβάλλεται από ύψη κυμάτων μικρότερα των 2 μέτρων με τη μικρότερη ετήσια συχνότητα.

Πιο κάτω παρουσιάζεται ένας πίνακας στον οποίο φαίνονται όλοι οι κυματισμοί και η ετήσια διάρκεια κατά την οποία υπερβαίνεται το όριο των 2 μέτρων (σχήμα 14):

	συνολική διάρκεια πνοής που προκαλεί κυματισμό άνω του 2m (σε %)
BΔ	0
B	1.896
BA	0.579
A	0

Σχήμα 14: ποσοστό ετήσιας διάρκειας κυματισμών που υπερβαίνουν σε ύψος τα 2m

Απορρίπτεται καταρχήν το ενδεχόμενο να χρησιμοποιηθεί το βόρειο μέρος των εξωτερικών έργων του λιμένα καθώς παρατηρείται πως αθροιστικά οι βόρειοι και βορειοανατολικοί κυματισμοί έχουν μεγαλύτερο ποσοστό υπέρβασης από τους ανατολικούς και βορειοανατολικούς. Παρατηρείται πως κανένας ανατολικός κυματισμός δεν ξεπερνά τα 2 μέτρα καθ' όλη τη διάρκεια του χρόνου. Θα μπορούσε, για την τοποθέτηση του προτεινόμενου έργου, να έχει επιλεγθεί το μέλος που έχει κατεύθυνση κάθετη με την ανατολή (φαίνεται με κίτρινο στο σχήμα 13). Επιλέγεται εν τέλει, το μέλος που φαίνεται με κόκκινο χρώμα (σχηματίζει γωνία 60° περίπου με την ανατολή) λόγω του ότι απέχει λιγότερο από το χερσαίο χώρο, συνεπώς χρειάζονται λιγότερα μέσα για τη μεταφορά του φορτίου (π.χ. μήκος ταινιόδρομου). Προσβάλλεται κυρίως από βορειοανατολικούς και ανατολικούς κυματισμούς.

## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4: ΜΕΛΕΤΗ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟΥ ΚΑΙ ΣΥΜΠΑΓΟΥΣ ΜΕΤΩΠΟΥ ΩΣ ΛΥΣΗ

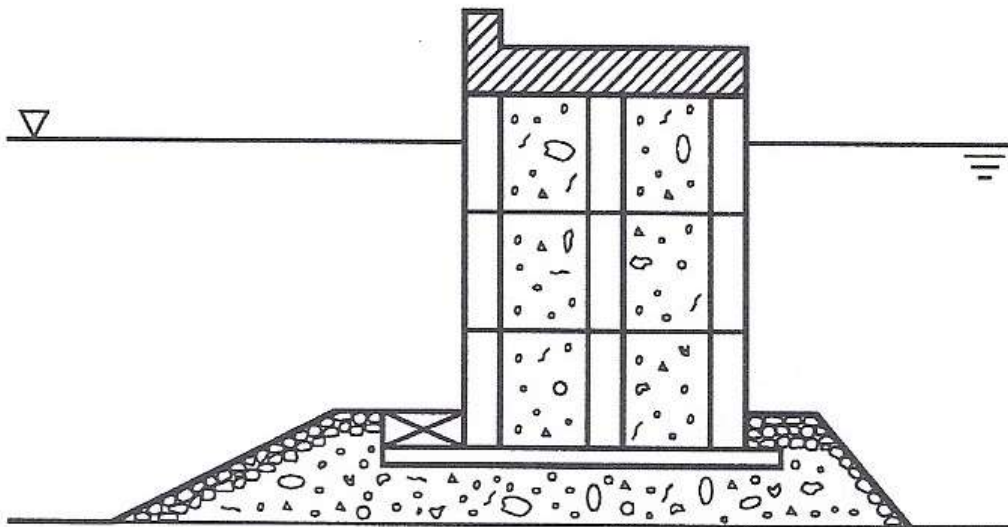
### 4.1 Γενικά

Στο προηγούμενο κεφάλαιο είχε γίνει επιλογή της θέσης στην οποία θα τοποθετείτο το προτεινόμενο έργο. Στο σημείο αυτό, στην επιλεχθείσα θέση θα παρουσιαστεί ένα συμβατικό συμπαγές εξωτερικό έργο ως λύση για την εκμετάλλευση της προσήνεμης πλευράς του λιμένα. Θα μελετηθεί ο βαθμός καταλληλότητας μιας τέτοιας κατασκευής.

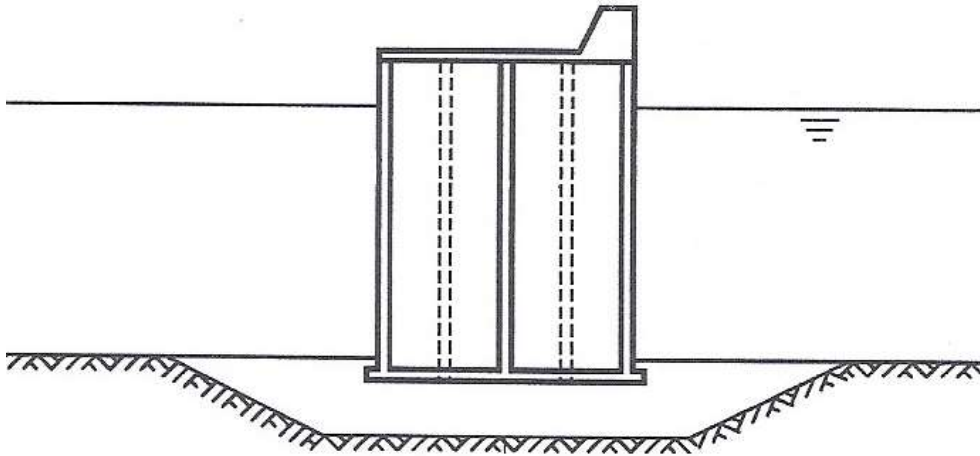
### 4.2 Είδη διατομών με κατακόρυφο και συμπαγές μέτωπο

Η μόρφωση μιας διατομής με κατακόρυφο και συμπαγές μέτωπο γίνεται συνήθως με έναν από τους πιο κάτω τρόπους:

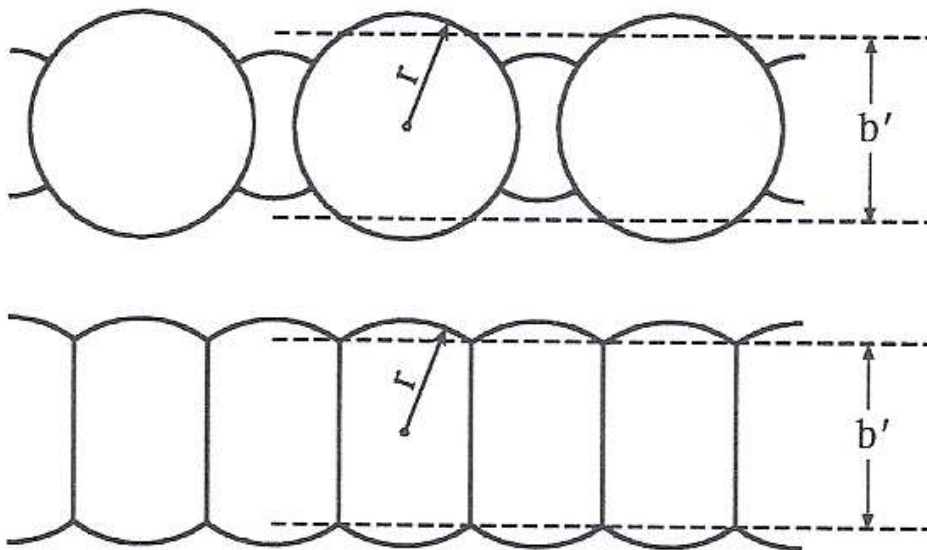
- με προκατασκευασμένους ογκόλιθους (σχήμα 15)
- κυβελωτά κιβώτια από σπλισμένο σκυρόδεμα (άλλη ονομασία: caisson, βλ. σχήμα 16)
- με πασσαλοσανίδες (σχήματα 17, 18)



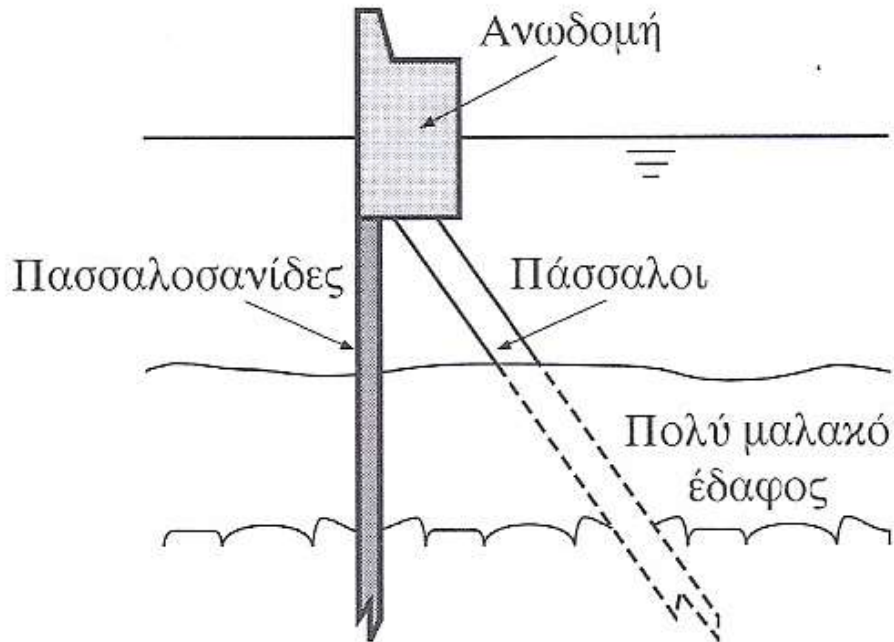
Σχήμα 15: διατομή με προκατασκευασμένους ογκόλιθους, πηγή: Κ. Μέμος (2008) Εισαγωγή στα λιμενικά έργα, Αθήνα, Εκδόσεις Συμμετρία



Σχήμα 16: διατομή caisson, πηγή: Κ. Μέμος (2008) Εισαγωγή στα λιμενικά έργα, Αθήνα, Εκδόσεις Συμμετρία



Σχήμα 17: κάτοψη μετώπου με πασσαλοσανίδες, πηγή: Κ. Μέμος (2008) Εισαγωγή στα λιμενικά έργα, Αθήνα, Εκδόσεις Συμμετρία



Σχήμα 18 διατομή μετώπου με πασσαλοσανίδες, πηγή: Κ. Μέμος (2008) Εισαγωγή στα λιμενικά έργα, Αθήνα, Εκδόσεις Συμμετρία

### 4.3 Επίδραση κατακόρυφου και συμπαγούς μετώπου στους κυματισμούς

#### 4.3.1 Συντελεστής ανάκλασης

Για κατασκευές με μέτωπο κατακόρυφο και συμπαγές, έχει υπολογισθεί πειραματικά πως ο συντελεστής ανάκλασης λαμβάνει τιμές πολύ κοντά στη μονάδα(0,9-1,0), συνεπώς είναι ότι καλύτερο για τη δημιουργία ενός τέλειου στάσιμου κύματος.

#### 4.3.2 Επίδραση στο ύψος κύματος

Συνεπάγεται δημιουργία στάσιμου κυματισμού για τα κύματα που προσπίπτουν στο μέτωπο υπό γωνία έως και  $30^\circ$ . Στην κατηγορία αυτή, εμπíπτουν μόνο οι ανατολικοί κυματισμοί. Στον πιο κάτω πίνακα (σχήμα 19) φαίνεται η επίδραση που θα έχει το συμπαγές μέτωπο στο ύψος κύματος. Η διάρκεια πνοής ανέμου είναι σε ποσοστό έτους, στη δεύτερη σειρά παρουσιάζεται ο προσπίπτων κυματισμός όπως είχαν βρεθεί στο κεφ. 2.3.6 και στην τρίτη σειρά το ύψος του στάσιμου κύματος που δημιουργείται.

Ανατολική διεύθυνση							
ταχύτητα ανέμου (beaufort)	1	2	3	4	5	6	7
διάρκεια πνοής (ποσοστό έτους)	0.022	0.201	0.290	0.123	0.089	0.022	0.011
Hd(m)	0.14	0.26	0.26	0.43	0.63	0.87	1.15
Hστ(m)	0.28	0.52	0.52	0.85	1.26	1.75	2.30

Σχήμα 19: Επίδραση κατακόρυφου και συμπαγούς μετώπου στους κυματισμούς ανατολικής διεύθυνσης

Όπως παρατηρείται, το μόνο ύψος κύματος που είναι απαγορευτικό για την λειτουργία του κρηπιδώματος είναι αυτό που αντιστοιχεί σε ταχύτητα ανέμου 7 beaufort. Το δε ποσοστό 0.011% μεταφράζεται σε κάτι λιγότερο από μια μέρα ανά έτος. Αυτό το παράδειγμα δεν καταδεικνύει τη δυσμέγεια που παρουσιάζεται όταν υπάρχει συμπαγές μέτωπο. Παρόλα αυτά, δεν την αναιρεί. Δηλαδή, έστω ότι είχε επιλεγθεί το έργο να κατασκευαστεί στην βόρεια πλευρά των εξωτερικών έργων (σχήμα 13). Δηλαδή, θα είχε κάθετη πρόσπτωση των βόρειων κυματισμών δημιουργώντας στάσιμο κύμα. Τα αποτελέσματα φαίνονται πιο κάτω:

Βόρεια διεύθυνση				
ταχύτητα ανέμου (beaufort)	1	2	3	4
διάρκεια πνοής (ποσοστό έτους)	0.569	5.108	4.818	3.836
Hd(m)	0.07	0.26	0.49	0.79
Hστ(m)	0.14	0.52	0.97	1.59

5	6	7	8	9	10
3.401	2.509	1.349	0.357	0.123	0.067
1.17	1.61	2.07	2.58	3.13	3.76
2.34	3.21	4.14	5.16	6.26	7.52

Σχήμα 20: Επίδραση κατακόρυφου και συμπαγούς μετώπου στους κυματισμούς βόρειας διεύθυνσης

Παρατηρείται πως ενώ οι κυματισμοί που αντιστοιχούν σε ταχύτητα ανέμου 5 και 6 beaufort δεν ήταν απαγορευτικοί για τη λειτουργία του κρηπιδώματος, έχουν γίνει μη αποδεκτοί λόγω του συμπαγούς

μετώπου. Αυτό, αν αθροιστούν τα ποσοστά πνοής των ανέμων που προκαλούν τους κυματισμούς, μεταφράζεται σε σχεδόν 22 μέρες μη λειτουργίας της εγκατάστασης.

Κατόπιν, συνεχίζεται η διαδικασία κρατώντας σαν θέση κατασκευής του έργου αυτήν που έχει αποφασιστεί προηγουμένως, στο κεφάλαιο 3.4. Χάριν επίδειξης, θα γίνει προσπάθεια να βρεθεί συντελεστής ανάκλασης τέτοιος ώστε να μην δημιουργείται καθόλου ανατολικό στάσιμο κύμα, παρόλο που έχει αναφερθεί πως δεν κρίνεται αναγκαίο για μια τόσο μικρή διάρκεια πνοής ανέμου.

#### **4.3.3 Επίδραση στις όμορες ακτές**

Ένα άλλο, εξίσου σημαντικό θέμα στο οποίο πρέπει να γίνει αναφορά είναι η επίδραση των κυματισμών στις όμορες ακτές. Παρατηρώντας κανείς το σχήμα 13, βλέπει ότι υπάρχουν ακτές ανατολικά και δυτικά του έργου. Είτε γίνεται λόγος για την κόκκινη περιοχή (που είναι η επιλεχθείσα), είτε για την κίτρινη, οι βορειοανατολικοί και ανατολικοί κυματισμοί που προσπίπτουν στα εξωτερικά έργα θα ανακλώνται χωρίς να χάνεται κάποιο ποσοστό της ενέργειας τους με αποτέλεσμα να διοχετεύεται η κυματική ενέργεια στην ακτή. Επακόλουθο τούτου είναι να επέλθει διάβρωση των ακτών με πιθανές οικολογικές καταστροφές, διατάραξη του οικοσυστήματος και αντιδράσεις της κοινότητας. Το ίδιο ισχύει για τη δυτική ακτή. Σημειώνεται δε, πως η κυματική ενέργεια δίδεται από τη σχέση:

$$E = \rho_w \cdot g \cdot H^2 \cdot L \quad (4)$$

Όπου:

E: κυματική ενέργεια

$\rho_w$ : πυκνότητα νερού

g: επιτάχυνση της βαρύτητας

H: ύψος κύματος

L: μήκος κύματος

Η σημαντικότητα του ύψους κύματος αναδεικνύεται από το γεγονός πως αυτό συμμετέχει υψωμένο στο τετράγωνο στην εξίσωση της ενέργειας. Άρα όσο μικρότερος είναι ο συντελεστής ανάκλασης, που

συνεπάγεται μικρότερο ύψος ανακλώμενου κυματισμού, τόσο λιγότερες θα είναι οι οικολογικές καταστροφές που θα προκληθούν στις ακτές.

#### **4.3.4 Επίδραση στη ναυσιπλοΐα**

Στο σημείο όπου τα πλοία εισέρχονται στο λιμένα, υπάρχουν διάφοροι κυματισμοί. Οι ανατολικοί κυματισμοί, οι βορειοανατολικοί κυματισμοί, η ανάκλασή τους (ανάκλαση στο εξωτερικό έργο που φαίνεται με κίτρινο χρώμα στο σχήμα 13), ενώ πιθανώς να υπάρχουν κυματισμοί που δημιουργούνται από την κίνηση πλοίων στην περιοχή που και αυτοί με τη σειρά τους θα ανακλώνται απόλυτα. Προκαλείται έτσι, μια επικίνδυνη και μη προβλέψιμη κατάσταση στην εξωτερική πλευρά και κοντά στην είσοδο του λιμένα. Εκεί όπου ο καπετάνιος του εκάστοτε πλοίου που προσεγγίζει το λιμένα θα αντιμετωπίζει δυσκολίες στο να κατευθύνει το πλοίο με ακρίβεια και ασφάλεια στο εσωτερικό του. Ορατός τότε, θα ήταν ο κίνδυνος να προσκρούσει κάποιο πλοίο σε κάποια από τις πλευρές της εισόδου του λιμένα. Δηλαδή, να μην στοχεύετε η περιοχή με κόκκινο χρώμα (σχήμα 13) προς εκμετάλλευση, λόγω ευμενέστερων συνθηκών, αλλά αναφέρονται όλα τα πιθανά προβλήματα που θα παρουσιάζονταν γιατί πιθανώς να είχε επιλεγεί η κίτρινη περιοχή. Γενικά πάντως, πρέπει να υπάρχει πρόνοια για απορροφητικό μέτωπο σε όλη την περίμετρο των εξωτερικών έργων για τους λόγους που έχουν αναφερθεί.

#### **4.4 Συμπέρασμα**

Παρατηρείται πως η επιλογή ενός τοιχίου με κατακόρυφο και συμπαγές μέτωπο δυσχεραίνει την δραστηριότητα της πρόσδεσης πλοίων στην προσήνεμη πλευρά του καθώς διπλασιάζεται η διαταραχή του ύδατος λόγω στάσιμου κύματος. Επίσης, προκαλεί διάβρωση των γειτονικών ακτών λόγω μη καταστροφής της κυματικής ενέργειας και κατόπιν διοχέτευσής της. Προβλήματα παρατηρούνται επίσης στη ναυσιπλοΐα.

Κρίνεται λοιπόν φρόνιμο να βρεθεί λύση και για τα προαναφερθέντα προβλήματα. Σαφώς, για να επιτευχθεί η πιο πάνω θέση, πρέπει να υπάρχει ένας μηχανισμός καταστροφής της κυματικής ενέργειας. Για τους πιο πάνω λόγους, στο επόμενο κεφάλαιο θα παρουσιαστούν ορισμένες κατασκευές που φέρουν απορροφητικό μέτωπο και ίσως αποτελέσουν λύση για τη χωροθέτηση θέσεως παραβολής στην προσήνεμη πλευρά του λιμένα.



# ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5: ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΔΙΑΤΑΞΕΩΝ ΜΕ ΑΠΟΡΡΟΦΗΤΙΚΟ ΜΕΤΩΠΟ ΚΑΙ ΕΠΙΛΟΓΗ ΚΑΤΑΛΛΗΛΟΤΕΡΗΣ

## 5.1 Παρουσίαση διατάξεων

### 5.1.1 Γενικά

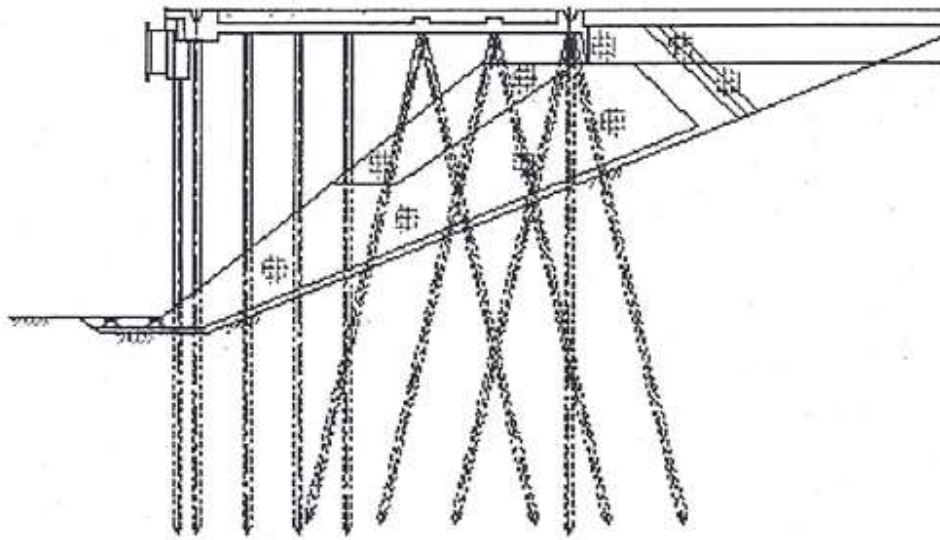
Στο κεφάλαιο αυτό θα παρουσιαστούν τα είδη κατασκευών που θα μπορούσαν να αποτελέσουν λύση για την περίπτωση μας. Θα μπορούν καταρχάς να φιλοξενήσουν ορισμένες εγκαταστάσεις όπως ένα γερανό που κινείται σε σιδηροτροχιά, ένα στηθαίο προστασίας του εσωτερικού του λιμένα, δρόμο κλπ. Δεύτερη αλλά όχι λιγότερο σημαντική προϋπόθεση, είναι ότι το τοιχίο θα πρέπει να έχει τέτοια συμπεριφορά ούτως ώστε να περιορίζει τη δημιουργία στάσιμων κυματισμών οι οποίοι ως γνωστόν προσδίδουν διπλάσια διαταραχή ( $2*H$ ) απ' αυτήν του προσπίπτοντος κυματισμού ( $H$ ). Αυτό θα επιτευχθεί αν με κάποιο τρόπο μειωθεί ο συντελεστής ανάκλασης και από τέλεια ανεπτυγμένο στάσιμο κύμα, παρουσιαστεί μερικώς ανεπτυγμένο στάσιμο κύμα.

Οι κατασκευές που θα παρουσιαστούν έχουν όλες τη δυνατότητα να φιλοξενήσουν τις προαναφερθέντες εγκαταστάσεις, για το λόγο αυτό θα γίνεται ένα σχόλιο για το συντελεστή ανάκλασης τους ο οποίος είναι άμεσα συνδεδεμένος με τη δημιουργία στάσιμου κύματος. Θα παρουσιαστούν με τη σειρά: ανοιχτό μέτωπο παραβολής, διαμόρφωση κατακόρυφου μετώπου με ειδικούς τεχνητούς ογκολίθους από σκυρόδεμα (IGLOO), διαμόρφωση κατακόρυφου μετώπου με ειδικούς τεχνητούς ογκολίθους από σκυρόδεμα (WARROCK), caisson με απορροφητικό μέτωπο σε όλο το ύψος του και caisson με απορροφητικό μέτωπο σε τμήμα του στην περιοχή της ισάλου. Τα τοιχία που περιγράφονται όπως και σημαντικές πληροφορίες γι' αυτά προέρχονται από μελέτη που έχει εκπονηθεί από το πανεπιστήμιο του Hong Kong. Το εν λόγω πανεπιστήμιο κλήθηκε από κυβερνητικό φορέα για τη μελέτη αυτή με σκοπό την κατασκευή απορροφητικού τοίχου για το λιμάνι της πόλης Victoria. Ακολουθούν όλες οι πιθανές κατασκευές:

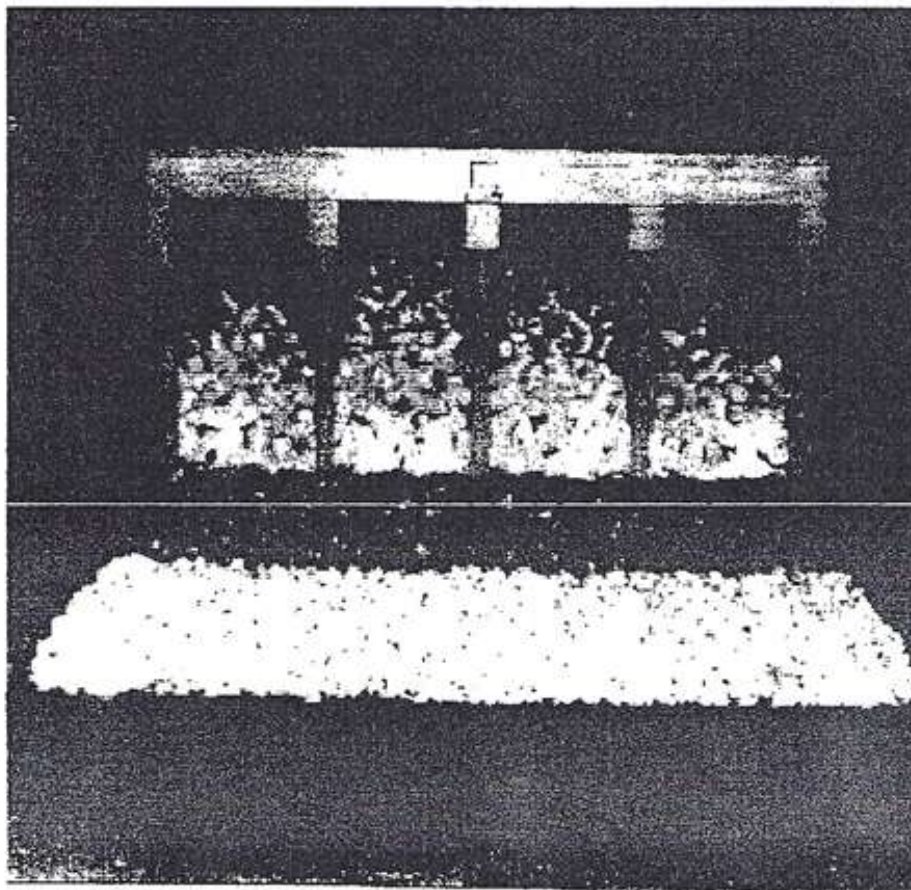
### **5.1.2 Ανοιχτό μέτωπο παραβολής**

Ο φορέας του δαπέδου κυκλοφορίας εδράζεται σε πασσάλους. Η συναρμογή του δαπέδου κυκλοφορίας με τον πυθμένα διαμορφώνεται με πρανές που θωρακίζεται κατάλληλα (σχήματα 21,22). Όσο πιο μεγάλη είναι η επικλινή διαδρομή, τόσο πιο αποδοτικό είναι το έργο ως προς την απορρόφηση ενέργειας άρα και ο συντελεστής ανάκλασης μικρότερος. Άλλοι παράγοντες που επηρεάζουν το συντελεστή ανάκλασης αυτής της κατασκευής είναι η κλίση που δίδεται, ο τύπος καθώς και το μέγεθος των ογκολίθων θωράκισης. Η κλίση που δίδεται είναι συνήθως από 1:1,5 έως 1:2,0. Για τη θωράκιση χρησιμοποιούνται συνήθως κατασκευασμένα από οπλισμένο σκυρόδεμα μπλοκς, λιθορριπή ή τετράποδα επίσης κατασκευασμένα από οπλισμένο σκυρόδεμα. Από μελέτες που έχουν γίνει εξάγεται ότι η κατασκευή μπορεί να έχει ένα συντελεστή ανάκλασης που κυμαίνεται από 0,2 έως 0,5.

Το βασικό πλεονέκτημα της κατασκευής είναι ότι είναι πολύ αποδοτικό ως προς την απορρόφηση ενέργειας για μεγάλο εύρος συχνοτήτων και γωνιών πρόσπτωσης των κυματισμών. Στα αρνητικά καταγράφεται το γεγονός πως για τη διαμόρφωση του επικλινούς επιπέδου χρειάζεται περισσότερος χώρος εν συγκρίσει με άλλες κατασκευές που εξυπηρετούν τους ίδιους σκοπούς. Επίσης το κόστος κατασκευής της πλάκας με πασσαλοσανίδες είναι μεγάλο.



Σχήμα 21: Ανοιχτό μέτωπο παραβολής, πηγή: Technical note 4/99: the design of wave absorbing seawall (1999)

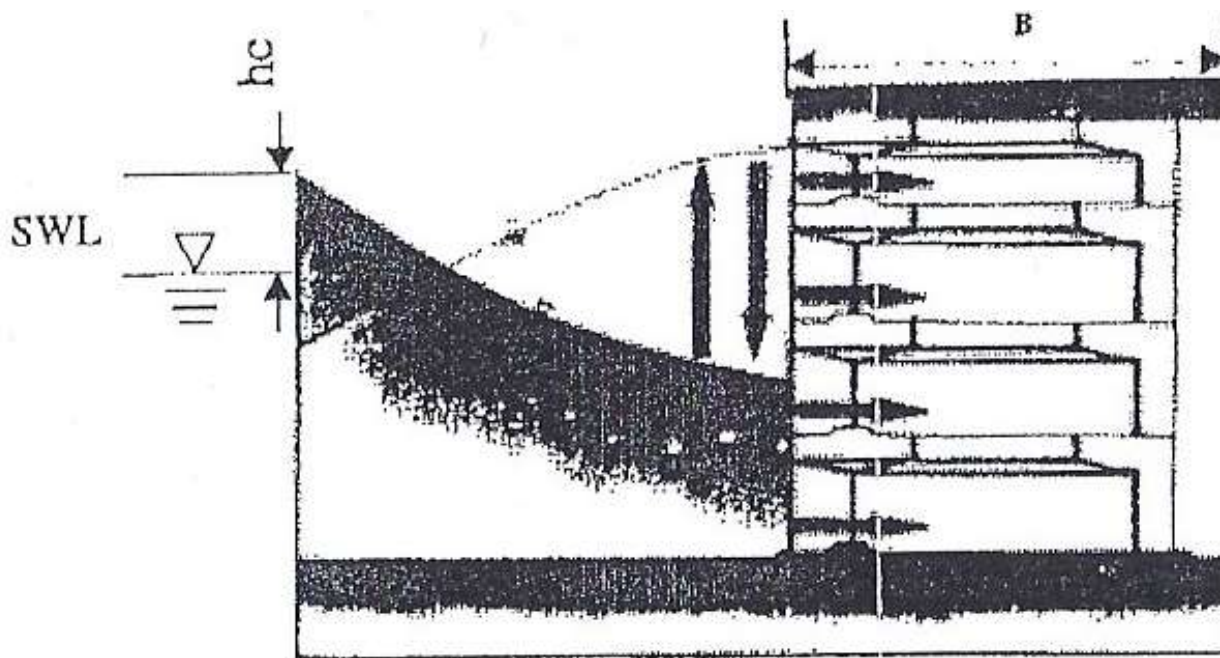


Σχήμα 22: Ανοιχτό μέτωπο παραβολής, πηγή: Technical note 4/99: the design of wave absorbing seawall (1999)

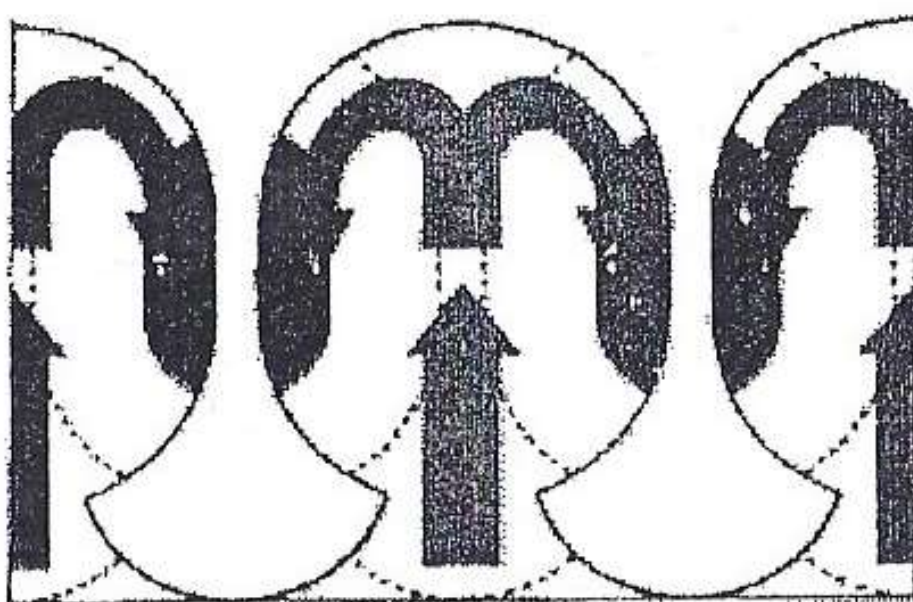
### **5.1.3 Διαμόρφωση κατακόρυφου μετώπου με ειδικούς τεχνητούς ογκολίθους (Ε.Τ.Ο) από σκυρόδεμα (IGLOO)**

Το τοιχίο αυτό βασίζει τη λειτουργία του στο ότι μετατρέπει την κατακόρυφη και οριζόντια κίνηση του κυματισμού σε μόνο οριζόντια ροή. Το κατακόρυφο μέτωπο διαμορφώνεται με ειδικούς τεχνητούς ογκολίθους (Ε.Τ.Ο.) από σκυρόδεμα (σχήματα 23 και 24). Δημιουργείται θάλαμος στο πίσω μέρος του τοιχίου. Κατά την πρόσκρουση των κυματισμών, αυτοί θραύονται με αποτέλεσμα να χάνεται αρκετή από την ενέργεια τους ενώ η υπόλοιπη καταναλίσκεται λόγω τυρβώδους ροής στο θάλαμο και τριβής του ύδατος με τα στερεά όρια. Μελέτες έχουν υποδείξει ότι το τοιχίο έχει μέγιστη αποδοτικότητα όσον αφορά το συντελεστή ανάκλασης όταν το μήκος του θαλάμου προς το μήκος κύματος κυμαίνεται από 0,14 έως 0,19. Επίσης όταν το βάθος νερού προς το μήκος κύματος είναι μικρότερο του 0,5, η απόδοση του τοιχίου κρίνεται μη ικανοποιητική. Παρουσιάζει ένα εύρος τιμών του συντελεστή ανάκλασης από 0,3 έως 0,5.

Στα πλεονεκτήματα αναφέρεται η πολύ καλή απορροφητική ικανότητα ανεξαρτήτως γωνίας πρόσπτωσης του κυματισμού. Τα μειονεκτήματα είναι τα εξής: απαιτείται εξειδικευμένο προσωπικό για την κατασκευή του, έχει μεγάλο κόστος έγερσης ενώ υπάρχει πάντα ο κίνδυνος να γεμίσουν οι θάλαμοι με άχρηστα αντικείμενα που παρασύρονται από το νερό.



Σχήμα 23: Διαμόρφωση κατακόρυφου μετώπου με ειδικούς τεχνητούς ογκολίθους (E.T.O) από σκυρόδεμα (IGLOO), πηγή: Technical note 4/99: the design of wave absorbing seawall (1999)

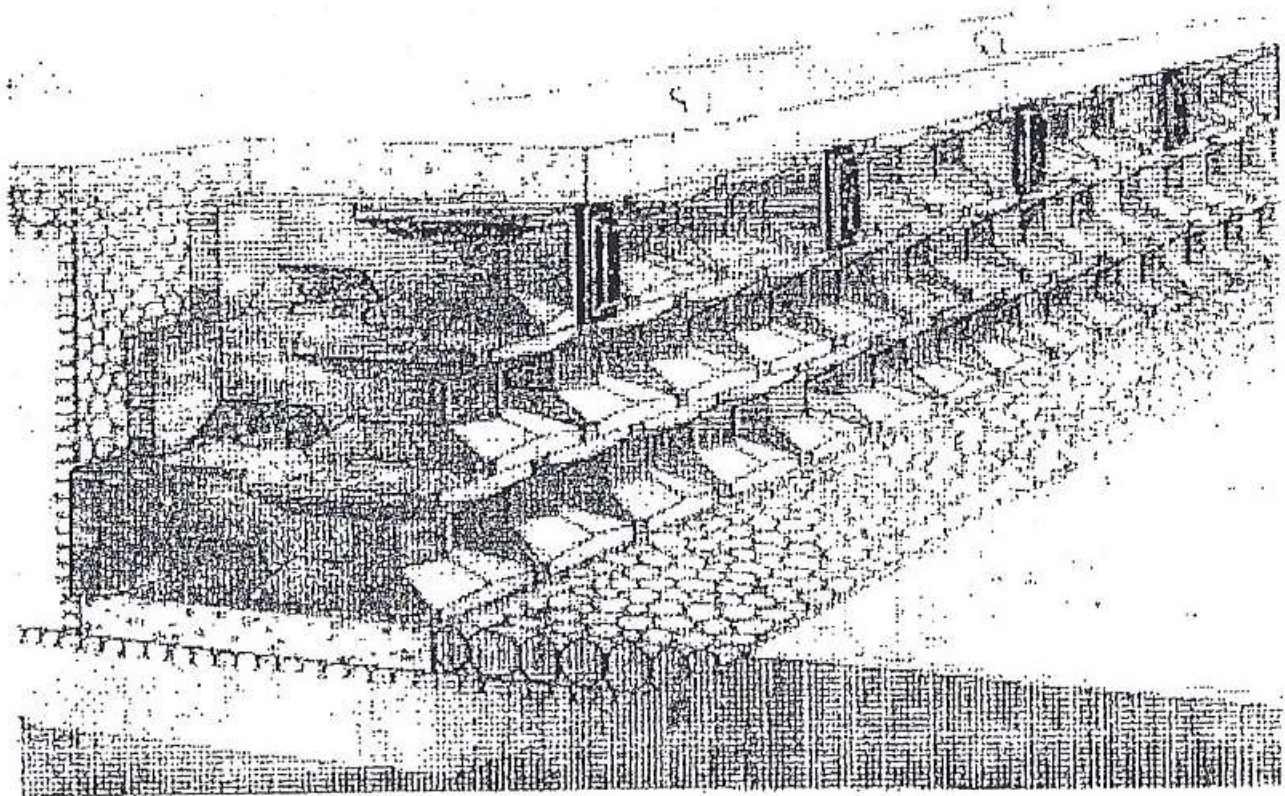


Σχήμα 24: Διαμόρφωση κατακόρυφου μετώπου με ειδικούς τεχνητούς ογκολίθους (E.T.O) από σκυρόδεμα (IGLOO), πηγή: Technical note 4/99: the design of wave absorbing seawall (1999)

#### **5.1.4 Διαμόρφωση κατακόρυφου μετώπου με ειδικούς τεχνητούς ογκολίθους (E.T.O.) από σκυρόδεμα (WARROCK)**

Η λειτουργία του τοιχίου αυτού είναι όμοια με αυτήν του τοιχίου με σύστημα IGLOO. Η προσήνεμη του πλευρά αποτελείται από εξάγωνες στήλες κατασκευασμένες από οπλισμένο σκυρόδεμα που σχηματίζουν κενά μεταξύ τους δημιουργώντας στο πίσω μέρος του τοίχου ένα θάλαμο (σχήμα 25). Οι στήλες αυτές θα μπορούσαν να παρομοιαστούν με τούβλα τα οποία κτίζονται έως ότου επιτευχθεί στο επιθυμητό ύψος στέψης. Το μέσο πορώδες (λόγος κενών προς συνολικό εμβαδόν προσήνεμης πλευράς) της κατασκευής ανέρχεται περίπου στο 0,48.

Η θεμελίωση ενός τέτοιου τοιχίου καθώς και η στερεότητα του είναι θέματα τα οποία χρίζουν ιδιαίτερης προσοχής. Τα πλεονεκτήματα και μειονεκτήματα του είναι παρόμοια με αυτά του τοιχίου με σύστημα IGLOO. Παρουσιάζει μικρότερο κίνδυνο να γεμίσουν οι θάλαμοι με άχρηστα αντικείμενα καθώς έχει μεγαλύτερα ανοίγματα σε σχέση με το σύστημα IGLOO.



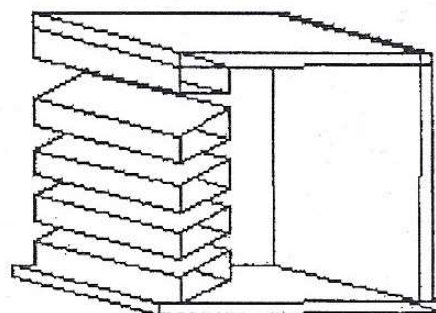
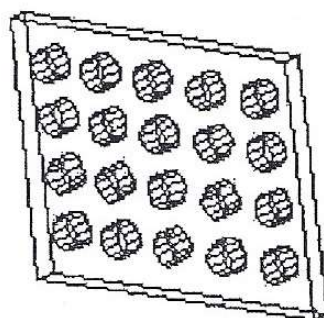
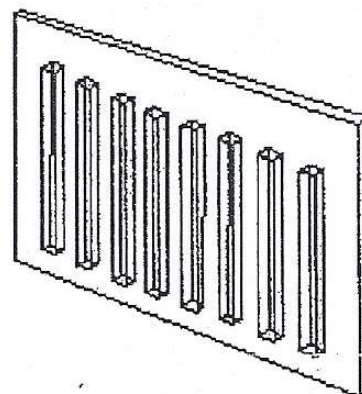
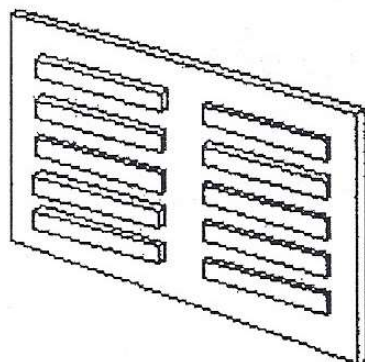
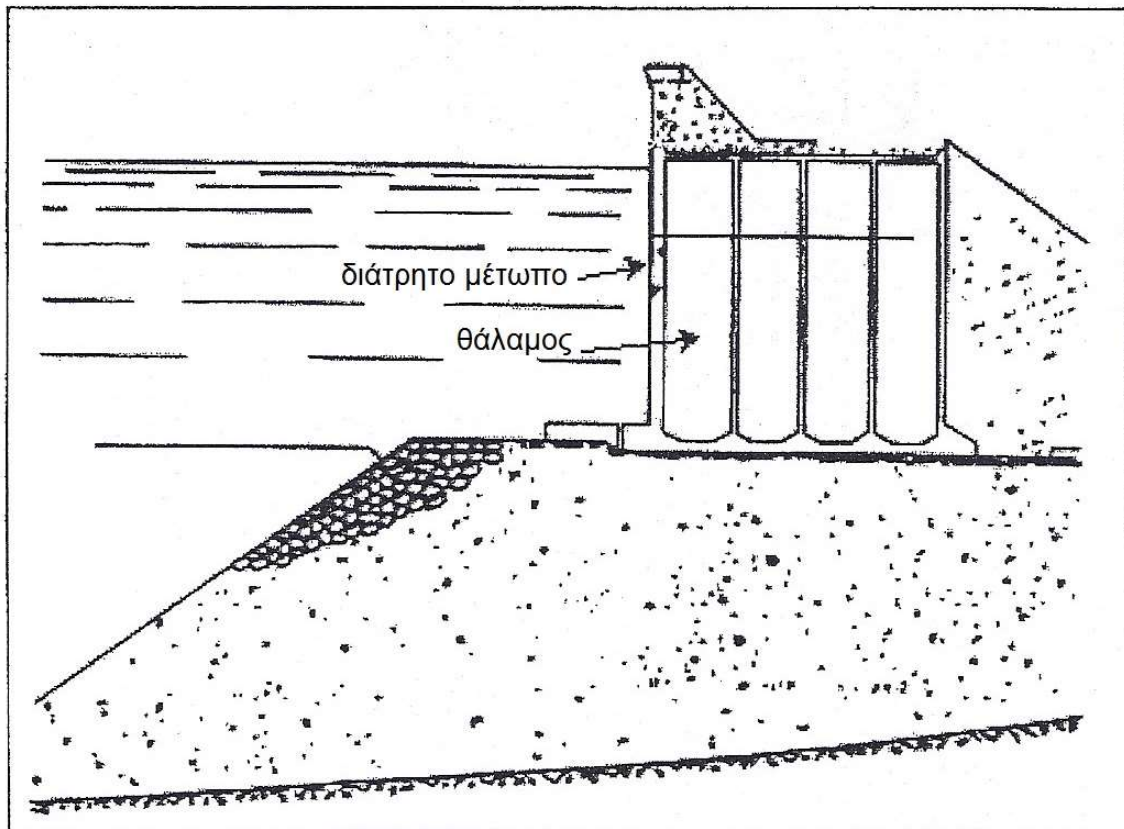
Σχήμα 25: Διαμόρφωση κατακόρυφου μετώπου με ειδικούς τεχνητούς ογκολίθους (E.T.O.) από σκυρόδεμα (WARROCK), πηγή: Technical note 4/99: the design of wave absorbing seawall (1999)

### **5.1.5 caisson με απορροφητικό μέτωπο σε όλο το ύψος του**

caisson είναι προκατασκευασμένα κυψελωτά κιβώτια από οπλισμένο σκυρόδεμα (σχήμα 26). Τα caissons προκατασκευάζονται, καθελκύονται και μεταφέρονται πλωτά για πόντιση στην προβλεπόμενη θέση. Υπάρχουν 3 τρόποι για να δημιουργηθεί το διάτρητο μέτωπο: με κατακόρυφες σχισμές, οριζόντιες σχισμές και κυκλικές οπές όπως φαίνεται στο σχήμα 4. Συνήθως, οι θάλαμοι είναι γεμάτοι με λιθοσυντρίμματα. Ο πρώτος θάλαμος είναι διάτρητος και εισέρχονται σε αυτόν κυματισμοί. Σ' αυτόν το θάλαμο είναι που γίνεται η αλληλεπίδραση του στάσιμου ή λιγότερο διαταραγμένου νερού με το νερό του κυματισμού. Αυτός είναι ένας λόγος για τον οποίο έχουμε απορρόφηση της κυματικής ενέργειας. Άλλοι λόγοι είναι η τριβή του νερού με τα τοιχώματα της κατασκευής όπως επίσης και η διαφορά φάσης που προκαλείται από το διάτρητο μέτωπο μεταξύ του προσπίπτοντος και του ανακλώμενου κυματισμού. Πειράματα έχουν δείξει ότι έχει συνήθως ένα τέτοιο τοίχιο μπορεί να έχει συντελεστή ανάκλασης από 0,2 έως 0,6 για κάθετη πρόσπτωση κυματισμού. Πρέπει να αναφερθεί ότι για γωνίες πρόσπτωσης διάφορες των  $90^\circ$  ο συντελεστής ανάκλασης επηρεάζεται αλλά δεν μπορεί να εξαχθεί κάποιο ασφαλές συμπέρασμα για τη συμπεριφορά του λόγω των πολλών παραγόντων που τον επηρεάζουν. Σημαντικός παράγοντας που καθορίζει το συντελεστή ανάκλασης του τοιχίου τούτου είναι το πορώδες. Τέλος, πειραματική διερεύνηση του πανεπιστημίου του Hong Kong έχει δείξει πως όταν το πλάτος του πρώτου θαλάμου προς το μήκος κύματος του προσπίπτοντος κυματισμού ανέρχεται στο 0,15, ο τοίχος έχει μέγιστη απορροφητική ικανότητα.

Τα πλεονεκτήματα του έναντι των υπόλοιπων λύσεων είναι η εύκολη κατασκευή του, η εύκολη τοποθέτηση του στην προβλεπόμενη θέση αφού το τοίχιο αυτό κατασκευάζεται εν πλω και μεταφέρεται σαν πλεύσιμο στη θέση πόντισης του. Έχει επίσης ικανοποιητική απόδοση ως προς την απορρόφηση ενέργειας. Μοναδικό ίσως μειονέκτημα του είναι ο κίνδυνος να παγιδευτούν άχρηστα αντικείμενα στον θάλαμο στον οποίο εισέρχεται το κύμα.





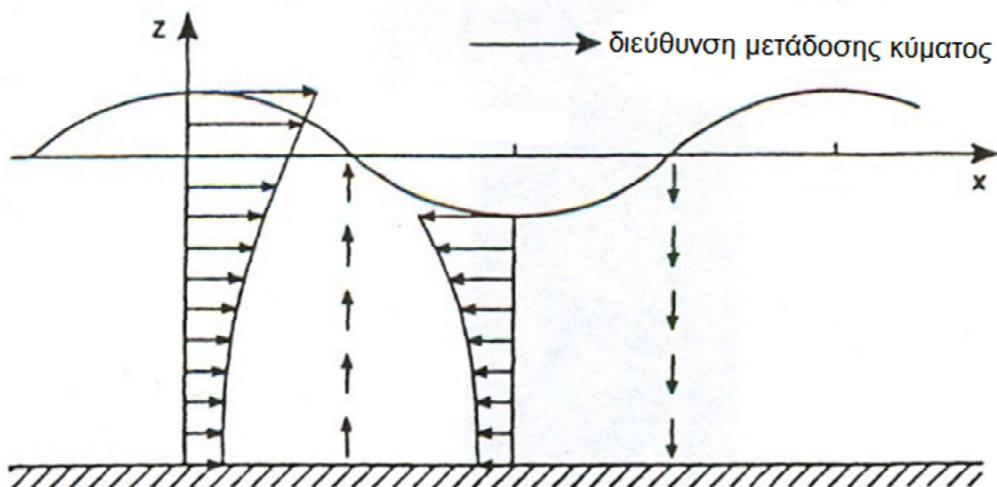
πιθανές διατάξεις διάτρητου μετώπου

Σχήμα 26: caisson με απορροφητικό μέτωπο σε όλο το ύψος του, πηγή: Technical note 4/99: the design of wave absorbing seawall (1999)

### 5.1.6 caisson με απορροφητικό μέτωπο σε τμήμα του στην περιοχή της ισάλου

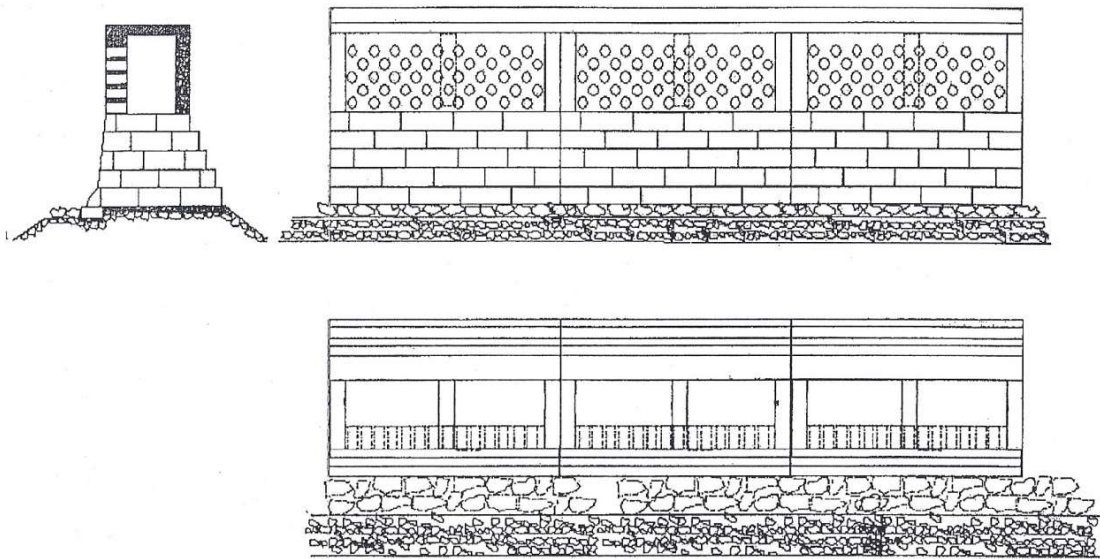
Όταν πρόκειται για κατασκευή σε βαθιά νερά (ο λόγος του βάθους προς το μήκος κύματος είναι μεγαλύτερος του 0,5) όπως είναι η δική μας μπορεί να κατασκευαστεί ένα μερικώς διάτρητο τοίχιο caisson (σχήμα 28). Δηλαδή τα κενά στο μέτωπο της κατασκευής δε θα εκτείνονται σε όλο της το ύψος αλλά από τη στέψη έως ένα ωφέλιμο ύψος κάτω από την ελεύθερη στάθμη ύδατος αναλόγως του ύψους κύματος του προσπίπτοντος κυματισμού. Αναφέρεται σε μελέτη που έχει εκπονηθεί για την κατασκευή του λιμανιού Victoria στο Hong Kong, ότι το μερικώς διάτρητο caisson παρουσιάζει ελάχιστη έως καθόλου αλλαγή στην απορροφητική του ικανότητα σε σχέση με το εντελώς διάτρητο caisson. Αυτό ισχύει, νοουμένου ότι το διάτρητο μέτωπο θα εκτείνεται μέχρι ένα βάθος το οποίο κρίνει ο μελετητής ωφέλιμο λαμβάνοντας υπόψη τα ύψη κύματος των κυματισμών που προσβάλλουν το έργο.

Η πιο πάνω θέση δικαιολογείται από την κατανομή των ταχυτήτων του ρευστού καθ' ύψος. Παρατηρώντας κανείς πιο κάτω (σχήμα 27), βλέπει πως στην ψηλότερο σημείο όπου υπάρχουν υγρά σωματίδια εμφανίζεται και η μέγιστη ταχύτητα. Δηλαδή, το συμπέρασμα που εξάγεται είναι πως η περιοχή κοντά στην ελεύθερη επιφάνεια ύδατος συγκεντρώνει το μεγαλύτερο μέρος της ενέργειας του κύματος.



Σχήμα 27: κατανομή ταχυτήτων υγρών σωματιδίων κύματος καθ' ύψος, πηγή: [http://www.exo.net/~pauld/summer\\_institute/2006summer.htm](http://www.exo.net/~pauld/summer_institute/2006summer.htm)

Συνεπώς, με το μερικώς διάτρητο μέτωπο διατηρούμε τα πλεονεκτήματα του εντελώς διάτρητου μετώπου μειώνοντας παράλληλα το κόστος και χρόνο κατασκευής του αφού δεν θα χρειαστεί να φέρει τόσες πολλές οπές οι οποίες είναι απαιτητικές στην όπλιση τους.



Σχήμα 28: caisson με απορροφητικό μέτωπο σε τμήμα του στην περιοχή της ισάλου, πηγή: Technical note 4/99: the design of wave absorbing seawall (1999)

## 5.2 Σύγκριση διατάξεων απορροφητικού μετώπου

Οι προαναφερθείσες λύσεις θα παρουσιαστούν πιο κάτω σε ένα πίνακα (σχήμα 29) ο οποίος παρουσιάζει συγκεντρωτικά τα πλεονεκτήματα και μειονεκτήματα κάθε μιας.

	Πλεονεκτήματα	Μειονεκτήματα
Ανοιχτό μέτωπο παραβολής	1) καλή απορρόφησης ενέργειας για μεγάλο φάσμα μηκών κυμάτων και γωνιών πρόσπτωσης	1) απαίτηση μεγάλου χώρου για την κατασκευή του 2) μεγάλο κόστος κατασκευής
Διαμόρφωση κατακόρυφου μετώπου με ειδικούς τεχνητούς ογκολίθους (E.T.O) από σκυρόδεμα (IGLOO)	1) ο συντελεστής ανάκλασης δεν εξαρτάται από τη γωνία πρόσπτωσης	1) απαιτείται εξειδικευμένη τεχνογνωσία και τεχνολογία για την κατασκευή του 2) παρουσιάζει ευαισθησία όταν εισέρχονται σ'αυτό άχρηστα αντικείμενα
Διαμόρφωση κατακόρυφου μετώπου με ειδικούς τεχνητούς ογκολίθους (E.T.O.) από σκυρόδεμα (WARROCK)	1) ο συντελεστής ανάκλασης δεν εξαρτάται από τη γωνία πρόσπτωσης του κύματος	1) απαιτείται εξειδικευμένη τεχνογνωσία και τεχνολογία για την κατασκευή του 2) παρουσιάζει ευαισθησία όταν εισέρχονται σ'αυτό άχρηστα αντικείμενα
caisson με απορροφητικό μέτωπο σε όλο το ύψος του	1) εύκολη κατασκευή και τοποθέτηση	1) ανταποκρίνεται σε σχετικά μικρό φάσμα συχνοτήτων 2) λιγότερο αποδοτικό για γωνίες πρόσπτωσης διάφορες των 90° 3) πιθανά προβλήματα συντήρησης λόγω παγιδευμένων άχρηστων αντικειμένων
caisson με απορροφητικό μέτωπο σε τμήμα του στην περιοχή της ισάλου	1) εύκολη κατασκευή και τοποθέτηση 2) διατηρεί τη βασική δομή του διάτρητου caisson 3) μικρότερο σχετικά κόστος για κατασκευές σε βαθειά νερά	1) ανταποκρίνεται σε σχετικά μικρό φάσμα συχνοτήτων 2) λιγότερο αποδοτικό για γωνίες πρόσπτωσης διάφορες των 90° 3) πιθανά προβλήματα συντήρησης λόγω παγιδευμένων άχρηστων αντικειμένων

Σχήμα 29: σύγκριση κατασκευών με απορροφητικό μέτωπο, πηγή: Technical note 4/99: the design of wave absorbing seawall (1999)

### **5.3 Επιλογή του καταλληλότερης διάταξης - χαρακτηριστικά**

Μετά την παρουσίαση και σύγκριση των διατάξεων μεταξύ τους, επιλέγεται το caisson με απορροφητικό μέτωπο σε τμήμα του στην περιοχή της ισάλου. Κυρίως για την εύκολη έγερση και την εύκολη μεταφορά στη θέση πόντισης του. Το κόστος επίσης, είναι χαμηλό σε σχέση με τις υπόλοιπες λύσεις και γενικά είναι μια λύση η οποία ενδείκνυται για σχετικά μεγάλα βάθη.

Το τμήμα μέχρι το οποίο θα φτάνουν τα κενά έχει αποφασιστεί να είναι μέχρι 8m κάτω από τη στέψη της κατασκευής εφόσον έχει παρατηρηθεί η κυματική δίαιτα στην περιοχή (βλέπε κεφάλαιο 2.3.6).

Όσον αφορά το σχήμα των κενών που θα δημιουργηθούν στο μέτωπο του έργου, επιλέγεται να είναι κυκλικής διατομής καθώς δεν αναφέρεται πουθενά ότι οι σχισμές παρουσιάζουν διαφορετική συμπεριφορά από τα κυκλικής διατομής κενά.

Τέλος, στο τοιχίο επιλέγεται να γίνει χρήση μόνο του πρώτου θαλάμου για την καταστροφή της κυματικής ενέργειας. Δηλαδή, οι υπόλοιποι θάλαμοι δε θα έχουν διάτρητη επιφάνεια. Δυνατότητα να χρησιμοποιηθούν και οι υπόλοιποι θάλαμοι υπάρχει. Αυτό δε θα γίνει όμως καθώς είναι αντιοικονομικό και ούτος ή άλλως πιστεύεται πως ένας θάλαμος αρκεί. Σε διαφορετική περίπτωση, θα μελετηθεί χρήση περισσότερων θαλάμων.

## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6: ΕΚΤΙΜΗΣΗ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗ ΑΝΑΚΛΑΣΗΣ ΑΠΟΡΡΟΦΗΤΙΚΟΥ ΜΕΤΩΠΟΥ

### 6.1 Γενικά

Στο σημείο αυτό, μετά την επιλογή του caisson με απορροφητικό μέτωπο σε τμήμα του στην περιοχή της ισάλου σαν λύση, θα γίνει μια μελέτη για να δειχθεί ποιοί παράγοντες επηρεάζουν τον συντελεστή ανάκλασης του τοιχίου και ελέω ποιού μηχανισμού αυτός μειώνεται.

Οι λόγοι για τους οποίους επιλέγεται κατασκευή με απορροφητικό μέτωπο είναι αυτοί που έχουν αναφερθεί στο κεφάλαιο 4.3. Θα γίνει προσπάθεια να μη δημιουργείται μερικώς στάσιμο κύμα μεγαλύτερο των 2m. Από την πιο κάτω σχέση, βλέπουμε ποιος είναι ο επιθυμητός συντελεστής ανάκλασης για τους κυματισμούς που προσπίπτουν κάθετα ή σχεδόν κάθετα στο μέτωπο.

$$(1 + Kr) \cdot Hd < 2m \quad (5)$$

Όπου:

r: πορώδες του τοιχίου

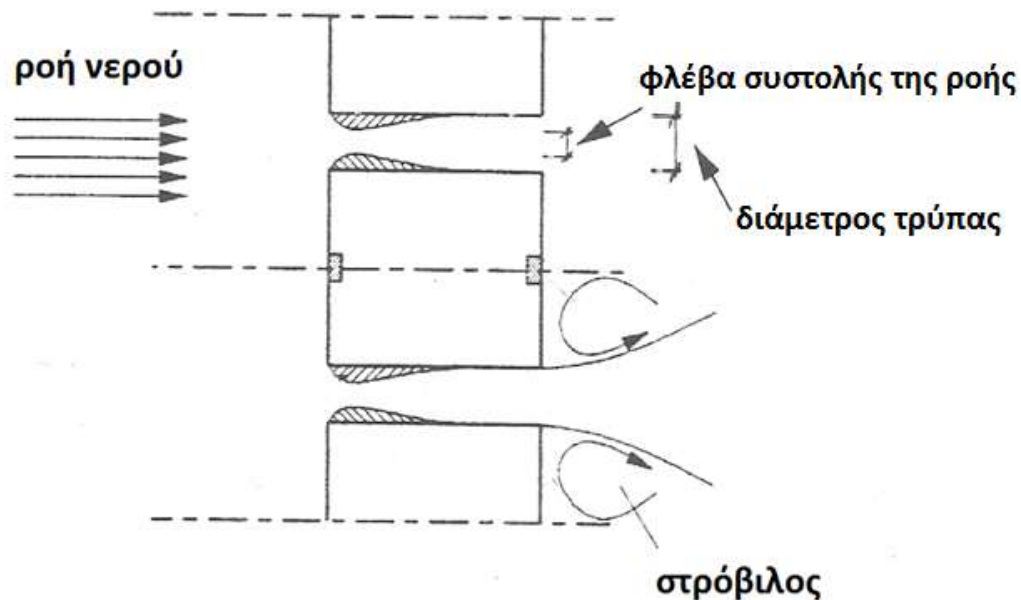
Hd(m): ύψος κύματος προσπίπτοντος κυματισμού. Επιλέγεται το ύψος κύματος 1,15 m που αφορά τη δημιουργία στάσιμου κύματος.

Προκύπτει ότι με ένα συντελεστή κοντά στο 0,57 μπορούν οι ανατολικοί κυματισμοί (κεφ. 2.3.6) να μην αποτελούν ανασταλτικό παράγοντα για τη λειτουργία του εξωτερικού κρηπιδώματος. Με το συντελεστή ανάκλασης του τοιχίου να λαμβάνει την τιμή 0,57 μπορεί το κρηπίδωμα να είναι λειτουργήσιμο ολόκληρο το έτος. Στη συνέχεια, και αφού κατανοηθεί η θεωρία υπολογισμού του συντελεστή ανάκλασης, θα επιχειρηθεί να δοθεί η επιθυμητή τιμή στο συντελεστή ανάκλασης του προτεινόμενου έργου.

### 6.2 Μηχανισμός απορρόφησης ενέργειας

Ο λόγος που παρατηρείται μειωμένος συντελεστής ανάκλασης στο διάτρητο μέτωπο είναι το γεγονός πως μέσω ενός μηχανισμού απορροφάται ενέργεια. Ενώ η κυματική ενέργεια διαδίδεται μέχρι το μέτωπο του έργου, μετά τη διεργασία που γίνεται στο θάλαμο, αυτή χωρίζεται σε ενέργεια που ανακλάται και ενέργεια που απορροφάται. Επιθυμητό είναι φυσικά να υπάρχει όσο το δυνατόν περισσότερη απορρόφηση ενέργειας. Πιο κάτω, στο σχήμα 30, φαίνεται πως

απορροφάται η ενέργεια. Παρατηρείται πως το νερό εισέρχεται σε μια στένωση (τρύπες του διάτρητου μετώπου) αποκτώντας μεγαλύτερη ταχύτητα από όση είχε αρχικά. Στο σημείο αυτό υπάρχουν τριβές. Στην έξοδο επίσης του νερού από την τρύπα, κατά την εκτόνωση, δημιουργείται ένας στρόβιλος ο οποίος ευθύνεται για την μετατροπή της κινητικής ενέργειας σε θερμότητα, τριβές και άλλα είδη ενέργειας. Στο σχήμα φαίνεται επίσης, η συστολή της ροής μέσω της τρύπας. Στην αρχή της τρύπας, το νερό δεν καταλαμβάνει ολόκληρη τη διατομή αλλά ένα μέρος της. Το μέρος αυτό προς τη συνολική διατομή της τρύπας καλείται συντελεστής συστολής ( $C_c$ ).



Σχήμα 30: μηχανισμός απορρόφησης ενέργειας απορροφητικού μετώπου, πηγή: LEICHTWEISS-INSTITUT FÜR WASSERBAU der Technischen Universität Braunschweig, MITTEILUNGEN, Heft 147/2001

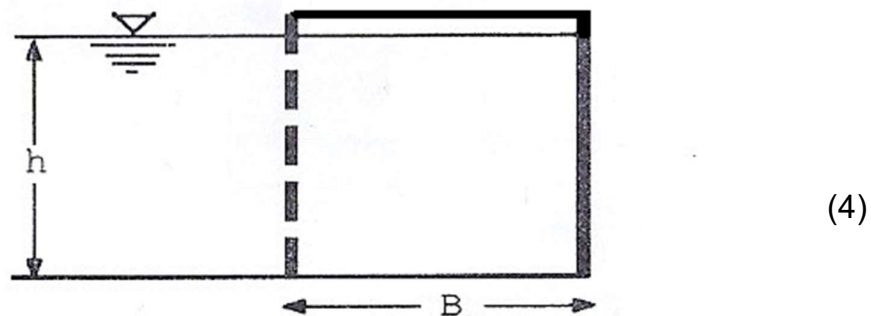
## 6.3 Σχέσεις Natale

### 6.3.1 Γενικά

Το 1992, ο Natale επιχείρησε να αναπτύξει σχέσεις που υπολογίζουν το συντελεστή ανάκλασης πλήρως διάτρητου τοιχίου caisson. Στην δική μας περίπτωση, όπου έχει επιλεγθεί caisson με απορροφητικό μέτωπο σε τμήμα του στην περιοχή της ισάλου, θα γίνει χρήση των σχέσεων αυτών μιας και πειραματικά έχει αποδειχθεί ότι η διαφορά στην τιμή του συντελεστή ανάκλασης του πλήρως και μερικώς διάτρητου caisson δεν διαφέρει σημαντικά (βλ. κεφάλαιο 5.1.5-5.1.6). Θα θεωρηθεί πως γίνεται χρήση εντελώς διάτρητου μετώπου χάριν υπολογισμών και στη συνέχεια θα προσαρμοστεί το μέτωπο να αποτελείται από ένα μέρος διάτρητης και ένα μέρος συμπαγούς επιφάνειας.

### 6.3.2 Καταγραφή σχέσεων

Δε θα γίνει ιδιαίτερη μνεία για τον τρόπο που προέκυψαν οι σχέσεις του Natale. Αναφέρεται όμως ότι, ο συγκεκριμένος μελετητής κατέληξε σε ορισμένες σχέσεις που εκ των υστέρων διορθώθηκαν συσχετίζοντας τα αποτελέσματά του με πειραματικά αποτελέσματα. Πιο κάτω παρουσιάζονται το προσομοίωμα (σχήμα 31) και οι τελικές σχέσεις (σχέσεις 6)



Σχήμα 31: προσομοίωμα τοιχίου με κατακόρυφο και διάτρητο μέτωπο και ένα θάλαμο απορρόφησης κυματικής ενέργειας. Πηγή: Fugazza and Natale (1992) Hydraulic design of perforated breakwaters



$$K_r = \frac{\sqrt{(C^2 + W^2)^2 + W^2 R^2 (W^2 R^2 + 2C^2 - 2W^2)}}{C^2 + W^2(1 + R)^2}$$

$$P = lk, \quad R = \beta \left( \frac{k}{\omega} \right), \quad W = \tan(kB), \quad C = 1 - PW$$

$$\beta = \frac{8\alpha}{9\pi} H\omega \frac{W}{\sqrt{W^2(R+1)^2 + C^2}} \frac{5 + \cosh(2kh)}{2kh + \sinh(2kh)}$$

$$\alpha = \left( \frac{1}{rC_c} \right)^2 - 1$$

$$C_c = 0.55$$

(6)

Όπου:

H(m): ύψος κύματος

B(m): μήκος πρώτου θαλάμου

L(m): μήκος κύματος

$\kappa$ (m<sup>-1</sup>): αριθμός κύματος (= 2π/L)

h(m): βάθος νερού μπροστά από το τοιχίο

Tm(sec): μέση περίοδος κύματος

D(m): διάμετρος τρύπας στο τοιχίο

$\omega$ : κυκλική συχνότητα

b(m)=l(m): πάχος μετώπου τοιχίου

C<sub>c</sub>: συντελεστής συστολής της ροής μέσω της τρύπας

r: πορώδες

## **6.4 Παράγοντες που επηρεάζουν το συντελεστή ανάκλασης**

### **6.4.1 Γενικά**

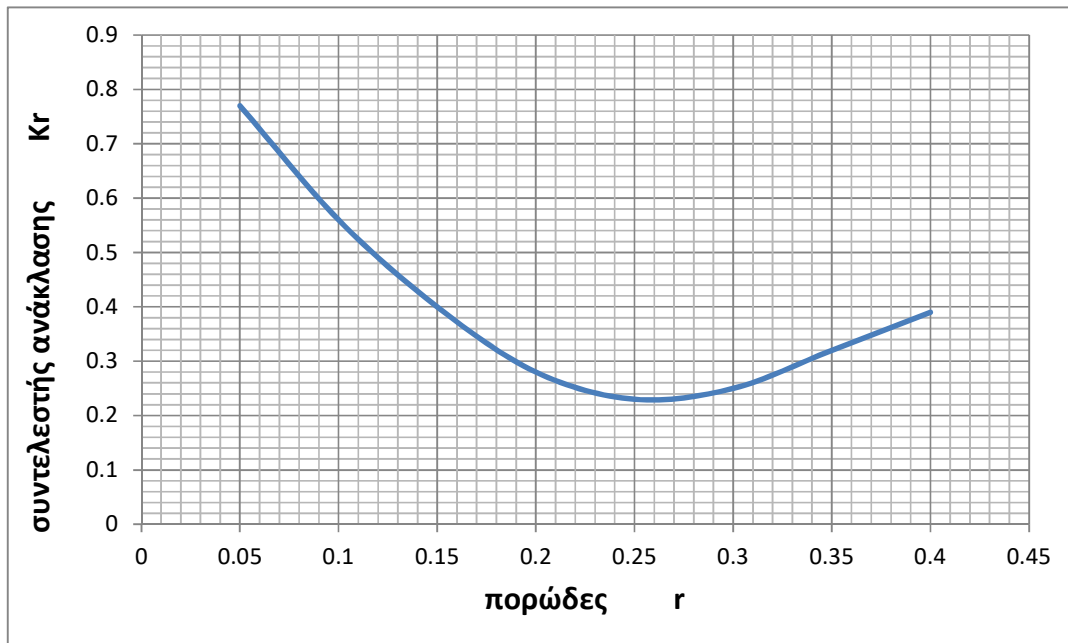
Όπως φαίνεται και από τις σχέσεις που δίνονται στο κεφ. 6.3.2, οι παράγοντες που επηρεάζουν το συντελεστή ανάκλασης είναι αρκετοί. Ύψος κύματος, μήκος κύματος, βάθος νερού, πάχος μετώπου, πορώδες τοιχίου και μήκος του πρώτου θαλάμου του caisson. Όσον αφορά τους παράγοντες που μπορούν να ελεγχθούν, αυτοί θα έχουν σχέση με το κατασκευαστικό κομμάτι του τοιχίου. Κάνοντας χρήση των σχέσεων αυτών, θα γίνει μια συσχέτιση του πορώδους του τοιχίου με το συντελεστή ανάκλασης κρατώντας όλες τις υπόλοιπες μεταβλητές σταθερές. Ακολούθως θα επαναληφθεί η ίδια διαδικασία, μεταβάλλοντας αυτή τη φορά μόνο το μήκος του πρώτου θαλάμου του caisson.

#### 6.4.2 Συσχέτιση πορώδους με συντελεστή ανάκλασης

Για να μελετηθεί η επίδραση του πορώδους μέσω των σχέσεων του Natale, το πορώδες θα είναι μεταβλητό στις σχέσεις ενώ οι υπόλοιποι παράγοντες των σχέσεων έχουν σταθερή τιμή και έχουν λάβει συγκεκριμένα τις ακόλουθες τιμές:

H=	1,17m
B=	5,00m
L=	29,91m
$\kappa$ =	0,21
h=	15m
Tm=	4,39sec
D=	1m
$\omega$ =	1,43
b=l=	0,45m
Cc=	0,55

Πιο κάτω, στο σχήμα 32 φαίνεται η γραφική απεικόνιση της συσχέτισης πορώδους – συντελεστή ανάκλασης.



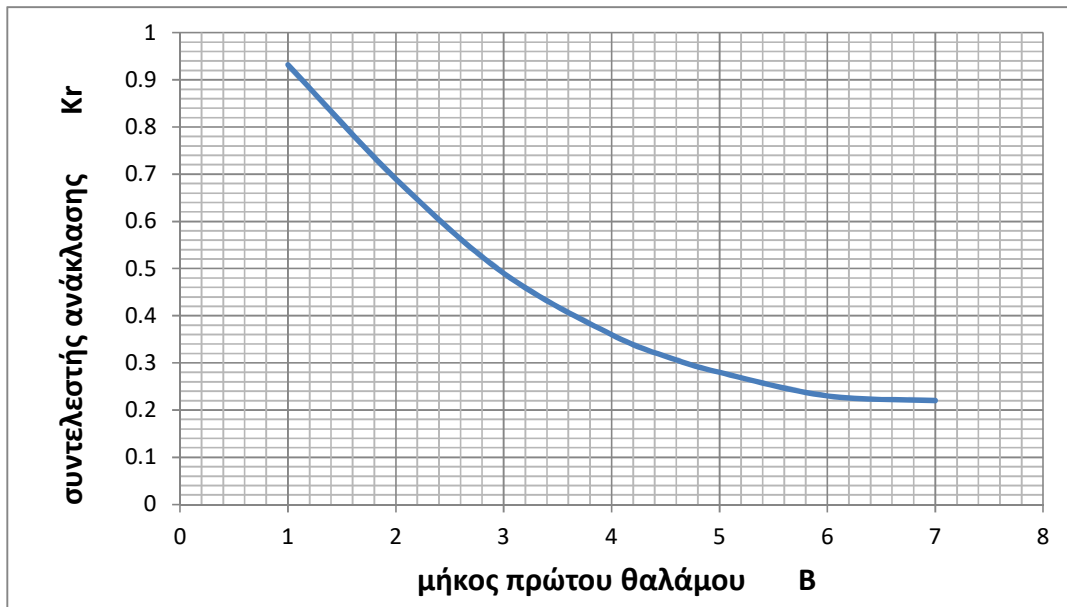
Σχήμα 32: γραφική απεικόνιση συσχέτισης πορώδους – συντελεστή ανάκλασης

### 6.4.3 Συσχέτιση μήκους πρώτου θαλάμου με συντελεστή ανάκλασης

Αντίστοιχα, όσον αφορά το ρόλο τον οποίο διαδραματίζει το μήκος του πρώτου θαλάμου στην τιμή του συντελεστή ανάκλασης του τοιχίου, θα ακολουθηθεί αντίστοιχη διαδικασία με το κεφάλαιο 6.4.2. Οι τιμές των υπόλοιπων παραγόντων λαμβάνουν τις εξής τιμές:

H= 1,17m  
L= 29,91m  
κ= 0,21  
h= 15m  
Tm= 4,39sec  
D= 1m  
ω= 1,43  
b=l= 0,45m  
Cc= 0,55  
Au= 103,67m<sup>2</sup>  
Atot= 530,1m<sup>2</sup>  
r= 0,2

Ακολούθως, στο σχήμα 33 παρουσιάζεται η γραφικά απεικόνιση της συσχέτισης μήκους πρώτου θαλάμου – συντελεστή ανάκλασης.



Σχήμα 33: γραφική απεικόνιση συσχέτισης πλάτους πρώτου θαλάμου – συντελεστή ανάκλασης

## 6.5 Εύρεση επιθυμητού συντελεστή ανάκλασης

Για τους ανατολικούς κυματισμούς (κεφ. 2.3.6) που είναι οι κρίσιμοι για την ομαλή λειτουργία του κρηπιδώματος έχουν δοκιμαστεί διάφορα πορώδη που θα μπορούσε να έχει το τοιχίο. Έχουν επίσης δοκιμαστεί διάφορα μήκη πρώτου θαλάμου. Στόχος ήταν, μεταβάλλοντας αυτά τα δύο μεγέθη, να βρεθεί ένα ζεύγος τιμών (μήκος πρώτου θαλάμου, πορώδες) για το οποίο θα προκύπτει ένας συντελεστής ανάκλασης μικρότερος ή έστω ίσος του 0,57. Έτσι, κανένας κυματισμός δε θα δημιουργούσε μερικώς στάσιμο κύμα με ύψος μεγαλύτερο των 2m (βλέπε κεφάλαιο 6.1). Εκτός αυτού, όσο μικρότερος είναι για τους υπό γωνία προσπίπτοντες κυματισμούς, τόσο το καλύτερο.

Έχει επιλεγθεί το πορώδες του τοιχίου να είναι ίσο με 0,2 και το μήκος του πρώτου θαλάμου ίσο με 5m. Ενδεικτικά αναφέρεται πως ο συντελεστής ανάκλασης έχει τιμή 0,27 για τον ανατολικό κυματισμό με το μέγιστο ύψος κύματος και τιμή 0,69 για τον αντίστοιχο βορειοανατολικό. Ο συντελεστής ανάκλασης μεταβάλλεται συναρτήσει και των κυματικών χαρακτηριστικών. Ολοκληρωμένη άποψη του τοιχίου παρουσιάζεται κατόπιν, στο κεφάλαιο 8.2.

## **ΚΕΦΑΛΑΙΟ 7: ΥΠΟΣΚΑΦΗ ΚΑΙ ΠΡΟΣΤΑΣΙΑ ΕΝΑΝΤΙ ΤΗΣ**

### **7.1 Γενικά**

Το θέμα που θίγεται σε αυτό το κεφάλαιο είναι η υποσκαφή στην οποία εκτίθενται τα παράκτια λιμενικά έργα, οι λόγοι για τους οποίους αυτή παρουσιάζεται και ο τρόπος που αντιμετωπίζεται το πρόβλημα στο δικό μας προτεινόμενο έργο.

### **7.2 Η διεργασία της υποσκαφής και λόγοι που την προκαλούν**

Η υποσκαφή ορίζεται σαν διαβρωτική δύναμη που προκαλείται από την κίνηση του ύδατος. Οποιαδήποτε κατασκευή που εδράζεται σε άμμο ή σε διαβρώσιμο έδαφος μπορεί να παρουσιάσει προβλήματα λόγω υποσκαφής. Συνήθως λαμβάνει χώρα στον πόδα κατασκευών που εδράζονται στον πυθμένα της θάλασσας. Οι συνέπειες είναι ανησυχητικές. Καθώς ο πόδας υποσκάπτεται, υπάρχει το ενδεχόμενο να αποκτήσει κλίση ολόκληρη η κατασκευή και να ανατραπεί..

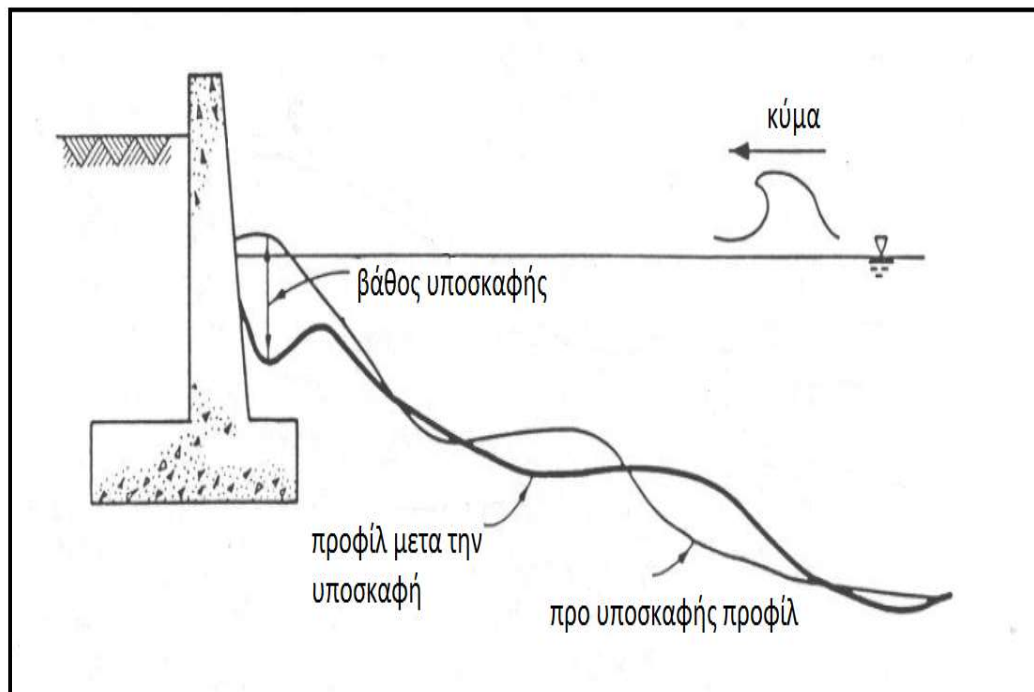
Η υποσκαφή παρατηρείται εκεί όπου οι διατμητικές τάσεις που ασκούνται από το νερό στο έδαφος είναι αρκετά μεγάλες ώστε να προκαλούν στερεομεταφορά. Μιλώντας όμως για στερεομεταφορά, πρέπει να ληφθεί υπόψη πως το υλικό του πυθμένα μπορεί να μεταφέρεται από και προς την περιοχή του πόδα της κατασκευής. Αν η στερεομεταφορά από και προς την περιοχή που μας ενδιαφέρει είναι ίσες, τότε δεν υπάρχει πρόβλημα. Διαισθητικά και μόνο, είναι πολύ δύσκολο να βρεθούμε σε μια τέτοια κατάσταση, συνήθως έχουμε απομάκρυνση υλικού από τον πόδα. Άλλωστε οι παράμετροι που επηρεάζουν το φαινόμενο είναι πολλές και αλληλοσυνδεόμενες, άρα δύσκολα επέρχεται ισορροπία ως προς την εναπόθεση και απομάκρυνση πυθμενικού υλικού. Κάποιες από τις παραμέτρους είναι η τοποθεσία όπου βρίσκεται η κατασκευή, το βάθος, η διαπερατότητα και η γεωμετρία της κατασκευής.

Έστω και αν γίνονται κατανοητοί οι παράγοντες που λαμβάνουν μέρος στο φαινόμενο, εύκολα γίνεται αντιληπτό πως λόγω της αλληλεπίδρασης πολλών παραγόντων είναι δύσκολο να ποσοτικοποιηθεί. Αν και έχουν γίνει ορισμένες προσπάθειες προς αυτή την κατεύθυνση, οι κανόνες που έχουν ληφθεί υπόψη είναι

απλουστευτικοί και έχουν βάση τους εμπειρικές μεθόδους και εργαστηριακά αποτελέσματα. Στο τεύχος αυτό, ούτως ή άλλως δεν ενδιαφέρει η ποσοτικοποίηση του φαινομένου της υποσκαφής αυτού καθ' αυτού αλλά η λήψη μέτρων για την προστασία έναντι του. Περισσότερα επί του θέματος θα παρουσιαστούν στο κεφάλαιο 7.3.

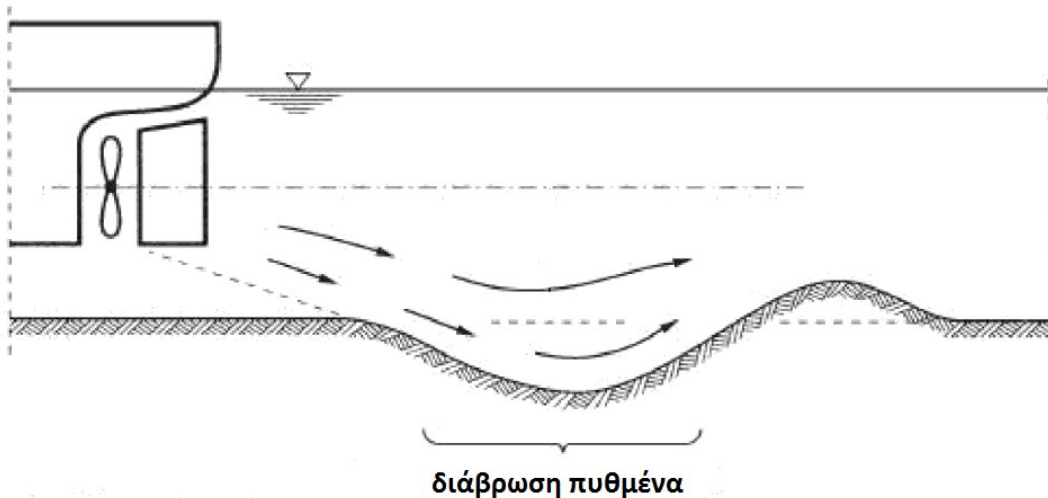
Στη συνέχεια θα γίνει αναφορά στους λόγους που προκαλούν την υποσκαφή. Ένας λόγος είναι η κυματική δράση (σχήμα 34). Αναφέρονται ορισμένες συνθήκες κάτω από τις οποίες παρουσιάζεται οξυμμένο το πρόβλημα της υποσκαφής και αφορούν την κυματική δράση:

- Στην περιοχή ανάκλασης του κυματισμού, εκεί όπου αλληλεπιδρούν η ενέργεια του προσπίπτοντος και του ανακλώμενου κυματισμού
- Σε σημεία όπου παρατηρείται θραύση κυματισμού διότι παρουσιάζεται τυρβώδης ροή η οποία οξύνει το φαινόμενο
- Σε σημεία όπου υπάρχουν στενώσεις που ως γνωστόν προκαλούν αύξηση της ταχύτητας ροής του νερού
- Μετάβαση από μη διαβρώσιμο υλικό πυθμένα σε διαβρώσιμο



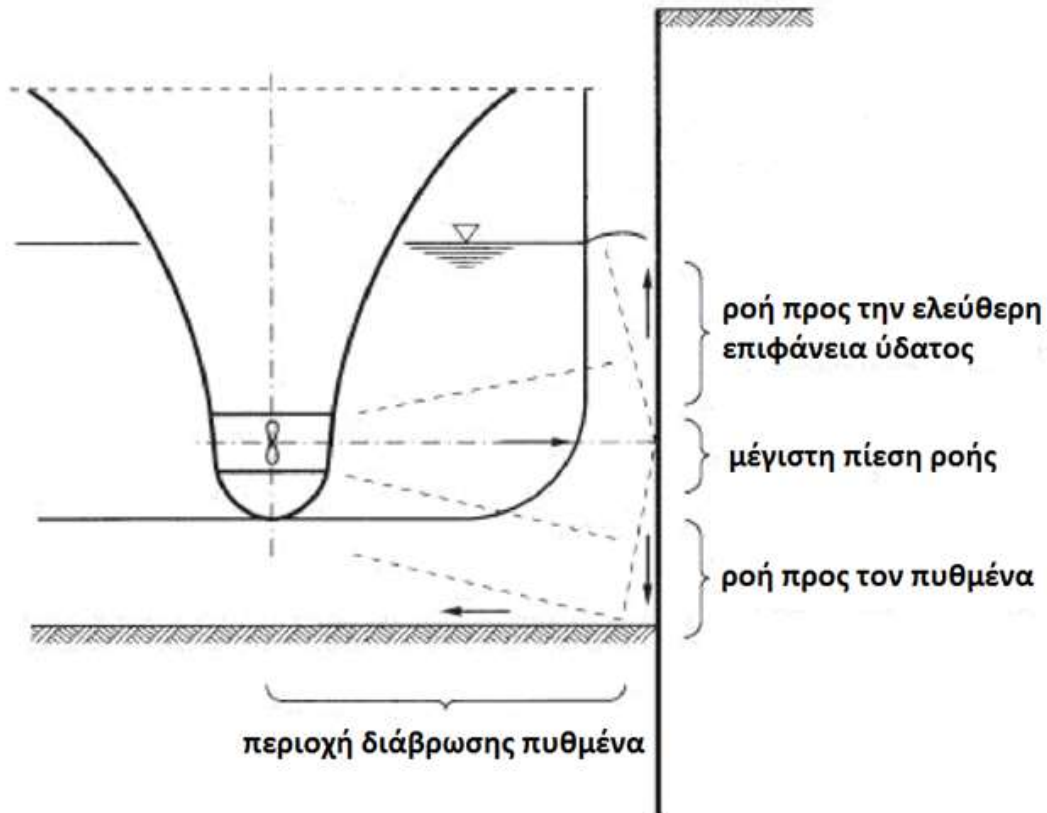
Σχήμα 34: Το αποτέλεσμα της υποσκαφής σε ένα τοίχο αντιστήριξης πηγή: Coastal engineering manual (2002)

Σημαντικός όμως λόγος για τον οποίο παρατηρείται το φαινόμενο της υποσκαφής στην συγκεκριμένη περίπτωση, είναι και η κίνηση του ύδατος που προκαλείται από τις προπέλες των πλοίων. Όπως φαίνεται πιο κάτω, στα σχήματα 35 και 36, η προπέλα του πλοίου προκαλεί διάβρωση του πυθμένα. Όταν το πλοίο απομακρύνεται από τη θέση παραβολής χρησιμοποιεί αρχικά την προπέλα που του επιτρέπει να κινείται εγκάρσια με τον άξονα του (σχήμα 36). Στη συνέχεια χρησιμοποιεί μια άλλη προπέλα, για να λάβει κίνηση διαμήκη προς τον άξονα του και να κατευθυνθεί προς τα ανοιχτά (σχήμα 35). Τόσο η εγκάρσια όσο και η διαμήκης προς τον άξονα του κίνηση προκαλούν διατμητικές τάσεις στον πυθμένα με αποτέλεσμα να υποσκάπτεται η περιοχή κοντά στον πόδα του έργου. Εντονότερη είναι η υποσκαφή που προκαλείται από την εγκάρσια προς τον άξονα του πλοίου κίνηση.



Σχήμα 35: διάβρωση πυθμένα από προπέλα πλοίου (1), πηγή: recommendations of the committee for waterfront structures harbours and waterways, EAU 2004, Ernst & Sohn





Σχήμα 36: διάβρωση πυθμένα από προπέλα πλοίου (2), πηγή: recommendations of the committee for waterfront structures harbours and waterways, EAU 2004, Ernst & Sohn

## 7.3 Βάση προστασίας του τοιχίου, έναντι υποσκαφής που προκαλείται από κυματισμούς

### 7.3.1 Γενικά

Για την αντιμετώπιση της υποσκαφής, έχουν αναπτυχθεί ορισμένες μέθοδοι αναλόγως των χαρακτηριστικών των κυματισμών που προσβάλλουν την κατασκευή. Η κατασκευή που παρουσιάζεται σ' αυτή την εργασία δέχεται κυματισμούς που έχουν βρεθεί με χρήση του φάσματος jonswap (βλ. κεφ. 2.3.6). Επίσης η πρόσπτωση των κυματισμών γίνεται σχεδόν κάθετα στον άξονα του έργου αλλά και πλάγια.

### 7.3.2 Σχέσεις Takahashi, Tanimoto και Shimosako

Σύμφωνα με τις πιο πάνω πληροφορίες, οι καταλληλότερες σχέσεις για χρήση είναι αυτές που έχουν αναπτυχθεί το 1990 από τους Takahashi, Tanimoto και Shimosako. Πιο κάτω φαίνονται οι σχέσεις (ομάδα σχέσεων 7):

$$N_s = \frac{H_s}{\Delta D_{n50}} \geq \max \left\{ 1.8, 1.3 \frac{1 - \kappa}{\kappa^{1/3}} \frac{h'}{H_s} + 1.8 \exp \left( -1.5 \frac{(1 - \kappa)^2}{\kappa^{1/3}} \frac{h'}{H_s} \right) \right\}$$

$\swarrow$   
 $\alpha$

$\swarrow$   
 $\beta$

και:

$$\begin{aligned} \kappa &= \kappa_1 \kappa_2 \\ \kappa_1 &= 2kh' / \sinh(2kh') \\ \kappa_2 &= \max \left\{ 0.45 \sin^2 \theta \cos^2(kB \cos \theta), \cos^2 \theta \sin^2(kB \cos \theta) \right\} \end{aligned}$$

(7)

Όπου:

$N_s$ : αριθμός ευστάθειας (αδιάστατο)

$L$ (m): μήκος κύματος

$H_s$ (m): χαρακτηριστικό ύψος κύματος

$\Delta = (\rho_s/\rho_w) - 1$  (αδιάστατο)

$\rho_s$ ( $\text{tn/m}^3$ ): πυκνότητα ογκολίθων

$\rho_w$ (σε  $\text{tn/m}^3$ ): πυκνότητα νερού

$D_{n50}$ (m): ισοδύναμη ακμή κύβου μέσου ογκολίθου

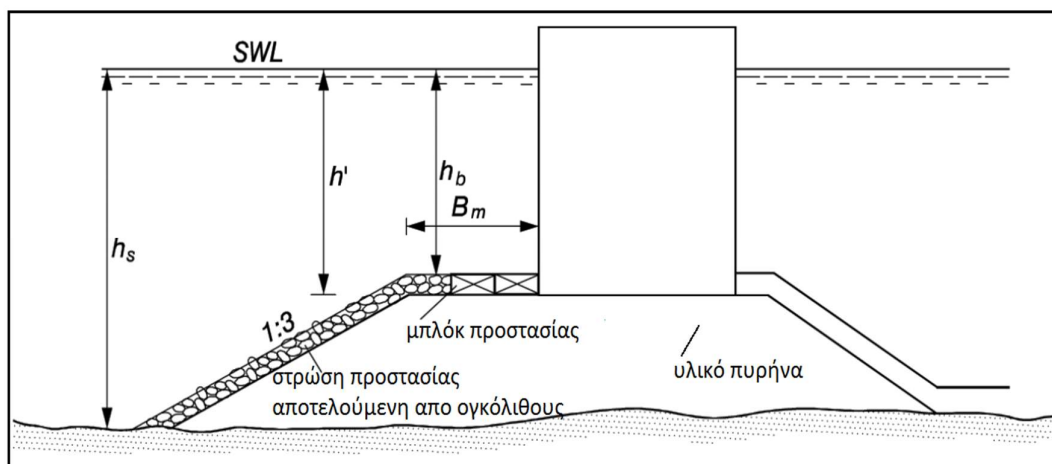
$h'$ (m): βάθος νερού μέχρι την βάση προστασίας της κατασκευής, εξαιρείται η πρώτη στρώση προστασίας (βλέπε σχήμα 37)

$B_m$ (m): πλάτος της βάσης κατασκευής

$\kappa$ ( $\text{m}^{-1}$ ): αριθμός κύματος ( $= 2\pi/L$ )

$\theta$ (σε μοίρες): γωνία πρόσπτωσης κύματος

Η αντοχή της βάσης προστασίας του πόδα δίδεται από το μέλος  $\alpha$  της σχέσης το οποίο θα πρέπει να έχει μεγαλύτερη τιμή από την δράση της υποσκαφής που δίδεται από το μέλος  $\beta$ .



Σχήμα 37: βάση προστασίας πόδα, πηγή: Coastal engineering manual (2002)

### **7.3.3 Εφαρμογή σχέσεων Takahashi, Tanimoto και Shimosako στους κυματισμούς που προσβάλλουν το τοιχίο**

Για την εφαρμογή της σχέσης οι παράγοντες  $B_m$ ,  $h'$  και  $\Delta$  λαμβάνουν τις τιμές 6m, 16m και 1,65 αντίστοιχα. Οι υπόλοιποι παράγοντες του μέλους  $\beta$  της σχέσης λαμβάνονται από τα χαρακτηριστικά των κυματισμών που προσκρούουν στο τοιχίο. Από τους κυματισμούς αυτούς που έχουν βρεθεί στο κεφάλαιο 2.3.6, επιλέγεται για κάθε διεύθυνση το κύμα με το μεγαλύτερο ύψος κύματος. Με βάση αυτά τα 3 κύματα που καθένα τους εκπροσωπεί μια διεύθυνση εφαρμόζεται το μέλος  $\beta$  της σχέσης. Τα αποτελέσματα είναι τα εξής:

- Βορειοανατολική διεύθυνση: 10,64
- Ανατολική διεύθυνση: 93,87

Προκύπτει ότι η μεγαλύτερη τιμή που μπορεί να λάβει η  $D_{n50}$  ισούται με 0,22m.

### **7.3.4 Διάταξη βάσης προστασίας πόδα – επιλογή διαστάσεων ογκολίθων**

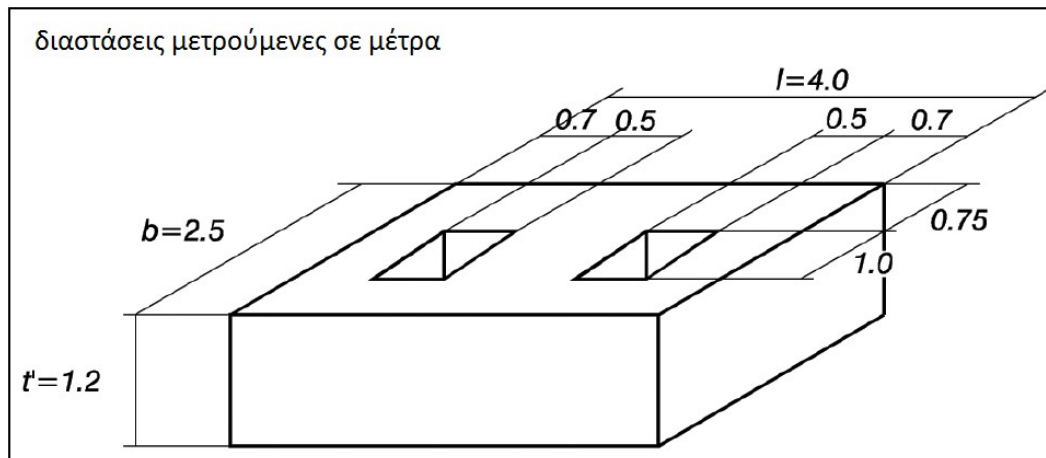
Η διάταξη της βάσης προστασίας του πόδα γίνεται με βάση το σχήμα 37, με μερικές διευκρινίσεις που περιγράφονται πιο κάτω. Στο κεφάλαιο 8.2 όπου φαίνονται τα ολοκληρωμένα σχέδια του έργου, στο σχήμα 42, φαίνεται επίσης μια πιο ολοκληρωμένη άποψη της βάσης προστασίας που έχει σχεδιαστεί σε αρχείο autocad.

Η μέθοδος των Takahashi, Tanimoto και Shimosako περιγράφει λύση που αφορά στρώση αποτελούμενη από 2 ογκολίθους και έχει βρεθεί ο κάθε ογκολίθος έχει ισοδύναμη ακμή κύβου 0,22m. Για λειτουργία υπέρ της ασφαλείας ο κάθε ογκολίθος- αν αυτός είναι περίπου κύβος- επιλέγεται να έχει ακμή 0,50m περίπου. Δηλαδή, στο σύνολό της η στρώση θα έχει ύψος 1m.

Στην προσήνεμη πλευρά, η κλίση της στρώσης προστασίας θα έχει τιμή 1:3 ενώ στην υπήνεμη μπορεί να έχει μια κλίση κοντά στο 1:2.

Το υλικό πυρήνα μπορεί να είναι λιθοσυντρίμματα και χάλικες.

Τέλος, στον πόδα εγκαθίσταται ένα μπλοκ προστασίας του πόδα όπως αυτό προτείνεται από την Ιαπωνική σχολή. Η προστασία του πόδα κρίνεται επιτακτική όμως μια τέτοια κατασκευή θα δημιουργούσε προβλήματα υποπίεσεων που πιθανόν να προκαλέσουν αποκόλληση του μπλοκ από την υπόλοιπη κατασκευή. Η τοποθέτηση ενός μπλοκ με κενό εξυπηρετεί την ανακούφιση των υποπίεσεων ώστε αυτές να δρουν με μικρότερη ένταση. Στο σχήμα 38 παρουσιάζεται το αποτελούμενο από οπλισμένο σκυρόδεμα μπλοκ.



Σχήμα 38: μπλοκ προστασίας, πηγή: *Coastal engineering manual (2002)*

## 7.4 Έλεγχος επάρκειας βάσης προστασίας σχετικά με την κίνηση πλοίων στην περιοχή

### 7.4.1 Γενικά

Όπως έχει αναφερθεί στο κεφάλαιο 7.2, σημαντικός λόγος για τον οποίο προκαλείται διάβρωση σε ένα έργο όπως αυτό που προτείνεται στην παρούσα εργασία είναι η κίνηση των πλοίων και συγκεκριμένα η κίνηση του ύδατος που προκαλείται από τις προπέλες τους. Για το λόγο αυτό θα γίνει ένας έλεγχος επάρκειας της βάσης προστασίας που έχει ήδη υπολογισθεί με βάση την κυματική δράση. Με τη βοήθεια σχέσεων θα υπολογισθεί το βάθος υποσκαφής που δύναται να προκαλέσουν οι προπέλες που κινούν το πλοίο εγκάρσια προς τον άξονα του, αφού η κίνηση αυτή προκαλεί πιο έντονη υποσκαφή από την κίνηση κατά τη διεύθυνση του άξονα του πλοίου. Αν η ισοδύναμη ακμή κύβου μέσου ογκολίθου που απαιτείται, υπολογισθεί μικρότερη από την επιλεχθείσα ( $=0,5m$ , βλέπε κεφάλαιο 7.3.4), τότε ο έλεγχος πληρείται.

### 7.4.2 Υπολογισμός βάθους υποσκαφής

Με τις πιο κάτω σχέσεις (ομάδα σχέσεων 8), υπολογίζεται η ισοδύναμη ακμή κύβου μέσου ογκολίθου που απαιτείται για το άνω μέρος της βάσης προστασίας.

$$d_{req} \geq \frac{v_{bottom}^2}{B^2 * g * \Delta}$$

$$\frac{v_{bottom}}{v_{0,B}} = 2 * \left(\frac{L}{D_B}\right)^{-1.0}$$

$$v_{0,B} = 1.04 * \left(\frac{P_B}{\rho_w * D_B^2}\right)^{\frac{1}{3}} \quad (8)$$

Όπου:

$d_{req}(m)$ : ισοδύναμη ακμή κύβου μέσου ογκολίθου που απαιτείται

$v_{bottom}(m/s)$ : ταχύτητα νερού στον πυθμένα

B: συντελεστής σταθερότητας αναλόγως του μηχανισμού που χρησιμοποιείται για την κίνηση του πλοίου. Λαμβάνεται ίσος με 1,2 για εγκάρσια προπέλα

$g(m/s^2)$ : επιτάχυνση της βαρύτητας

$\Delta' = (p_s / p_w) - 1$  (αδιάστατο)

$v_{0,B}(m/s)$ : ταχύτητα νερού στην προπέλα

L(m): απόσταση προπέλας – μετώπου του τοιχίου

$D_B(m)$ : διάμετρος πτερυγίων προπέλας

$P_B(kW)$ : ισχύς εξόδου προπέλας

$\rho_w(tn/m^3)$ : πυκνότητα νερού

$\rho_s(tn/m^3)$ : πυκνότητα ογκολίθων

Για τον πιο πάνω υπολογισμό έχουν ληφθεί ορισμένα μεγέθη που αφορούν χαρακτηριστικά πλοίου μεγάλου μεγέθους με βύθισμα 15m όσο είναι και το μέγιστο βύθισμα πλοίου που μπορεί να φιλοξενήσει το κρηπίδωμα. Πιο κάτω φαίνονται οι τιμές που λαμβάνουν όλα τα μεγέθη που απαρτίζουν τις σχέσεις:

$$g=9,81m/s^2$$

$$\Delta= 1,65$$

$$L=25m$$

$$D_B=3m$$

$$P_B=2500kW$$

$$\rho_w=1,03tn/m^3$$

Συνεπώς, προκύπτει:

$$v_{0,B} = 6,72 \text{ m/s}$$

$$v_{\text{bottom}} = 1,61 \text{ m/s}$$

$$d_{\text{req}} = 0,11\text{m}$$

Εφόσον προκύπτει ισοδύναμη ακμή μέσου ογκολίθου ίση με 0,11m που είναι κατά πολύ μικρότερη από αυτήν που έχει επιλεγεί (=0,5m, βλέπε κεφάλαιο 7.3.4), τότε ο έλεγχος πληρείται. Η βάση προστασίας επαρκεί τόσο για την κυματική δράση όσο και την κίνηση πλοίων στην περιοχή, ούτως ώστε να αποφεύγεται η υποσκαφή της κατασκευής.



## **ΚΕΦΑΛΑΙΟ 8: ΟΛΟΚΛΗΡΩΜΕΝΗ ΑΠΟΨΗ ΤΟΥ ΤΟΙΧΙΟΥ, ΠΑΡΟΧΕΣ ΚΑΙ ΣΥΝΤΗΡΗΣΗ ΤΟΥ**

### **8.1 Γενικά**

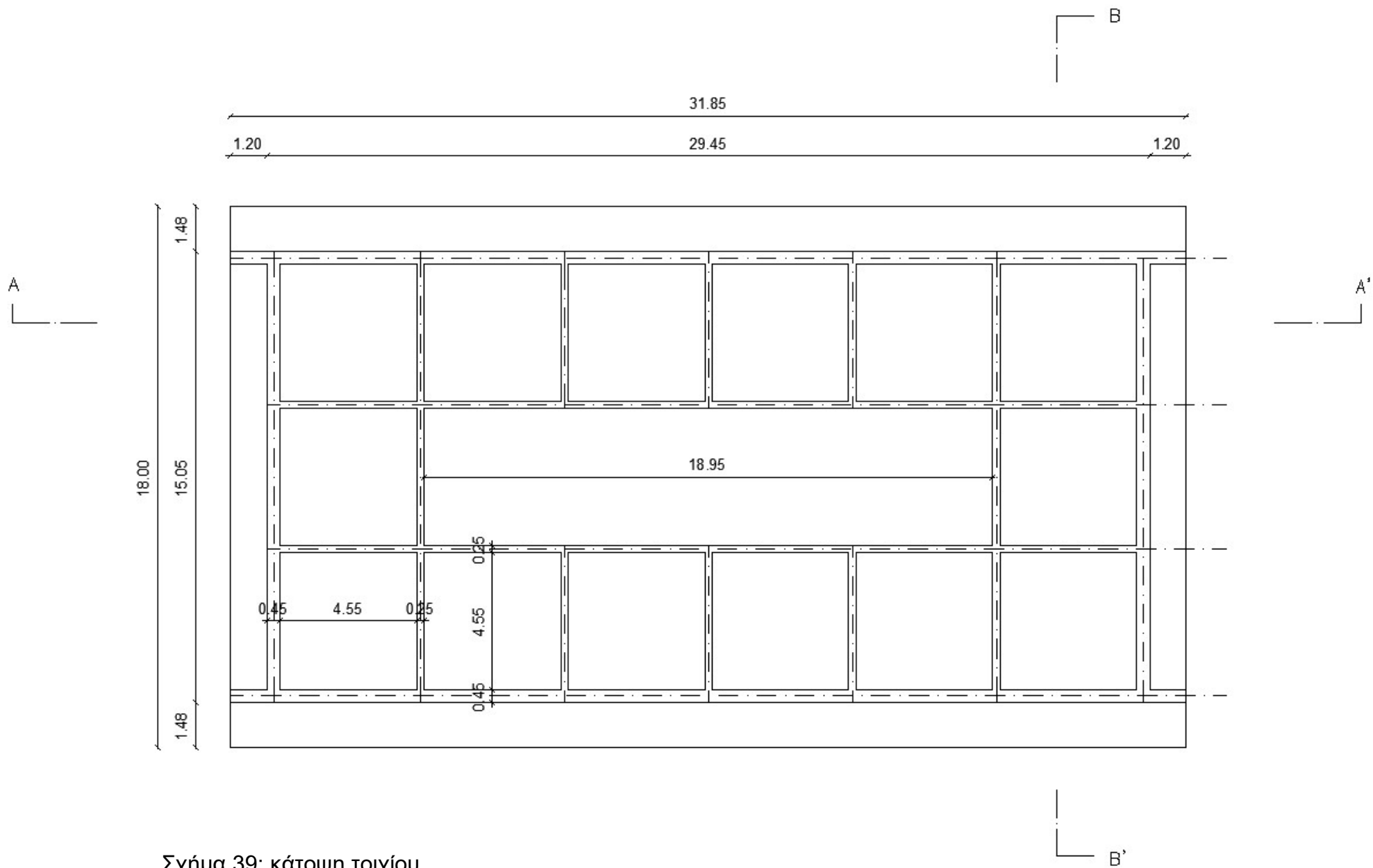
Στο κεφάλαιο αυτό παρουσιάζεται η ολοκληρωμένη άποψη του τοιχίου. Σχέδια πρόσοψης, κάτοψης, πλάγιας όψης και τυπικής διατομής του τοιχίου. Προτείνονται εγκαταστάσεις και δίδεται επίσης μια διάταξη με αυτές. Οι συγκεκριμένες εγκαταστάσεις έχουν επιλεγεί με σκοπό να εξυπηρετούνται πλοία ξηρού χύδην φορτίου καθώς και πλοία που μεταφέρουν καύσιμα. Γίνεται επίσης λόγος για τις παροχές που προσφέρει το έργο.

### **8.2 Σχέδια έργου**

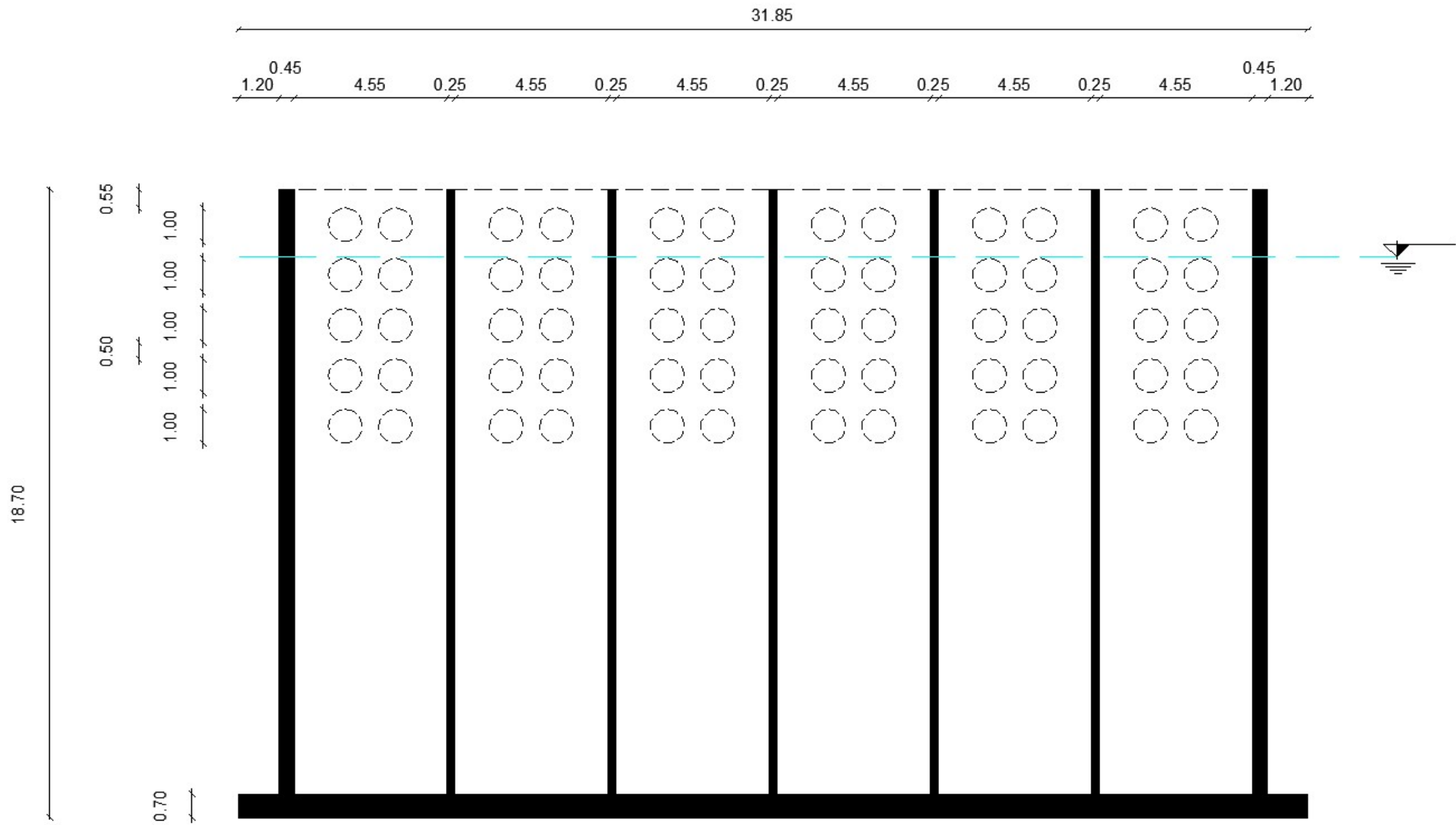
Στα σχήματα 39, 40 και 41 φαίνονται η κάτοψη και τομές του τοιχίου που θα χρησιμοποιηθεί για να κατασκευαστεί το εξωτερικό έργο του λιμένα. Ταυτόχρονα, θα αποτελεί και θέση παραβολής για πλοία. Αναφέρεται πως για τη δημιουργία του μετώπου που έχει μήκος 383m θα χρειαστούν 13 caisson τα οποία θα τοποθετηθούν σε ευθεία γραμμή για να δημιουργηθεί η περιοχή που φαίνεται με κόκκινο στο σχήμα 13 στο κεφάλαιο 3.3. Στο σχήμα 42 φαίνεται επίσης τυπική διατομή του έργου.

Όσον αφορά τις διαστάσεις του τοιχίου αυτές θα μπορούσε να ήταν διαφορετικές, κυρίως το πλάτος του τοιχίου. Πιστεύεται ότι 15,6m πλάτους είναι αρκετά για να φιλοξενηθούν εγκαταστάσεις που θα εξυπηρετούν τη χωροθέτηση και τις λειτουργίες μιας θέσης παραβολής.

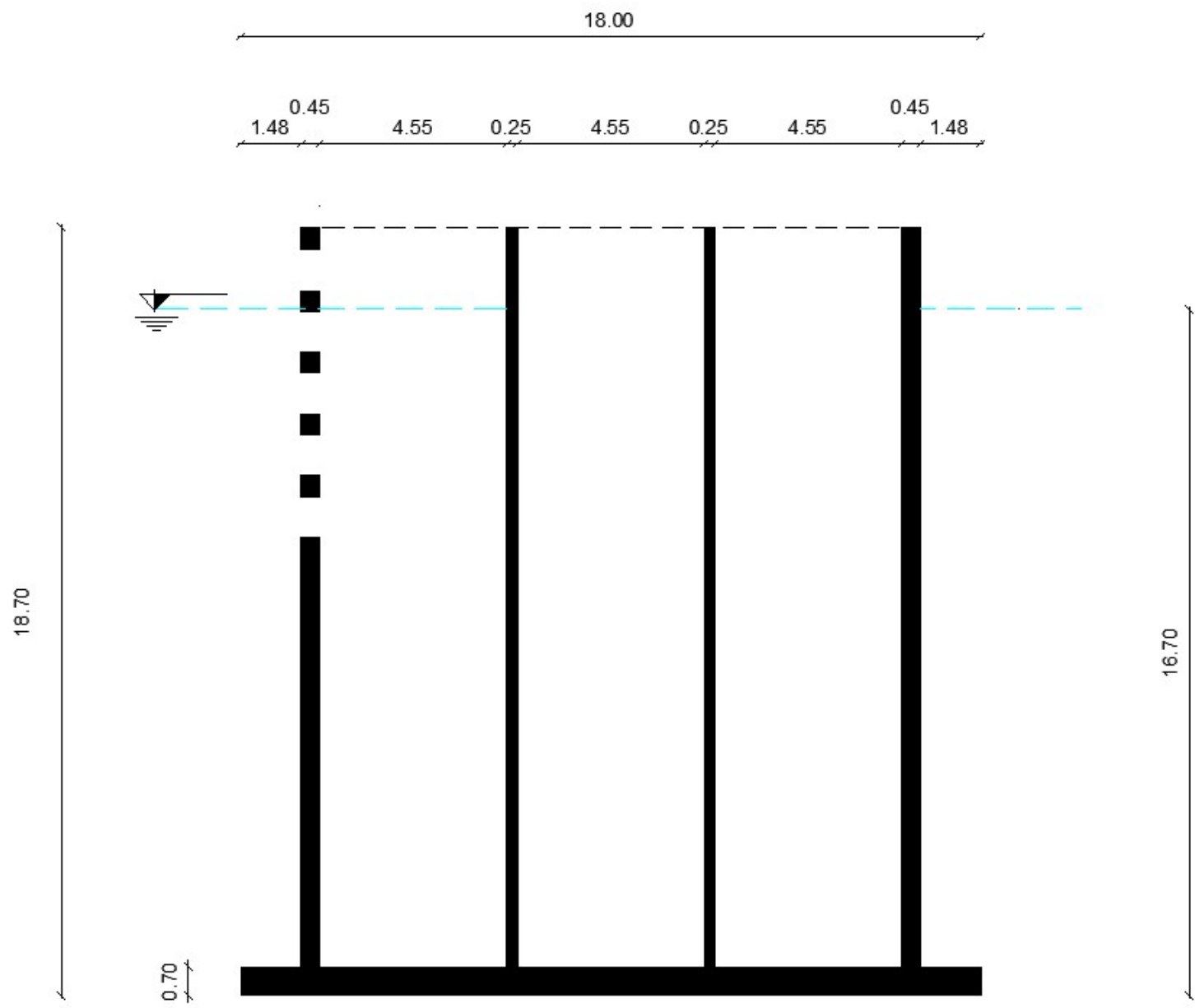
Παρουσιάζονται στη συνέχεια τα σχέδια:



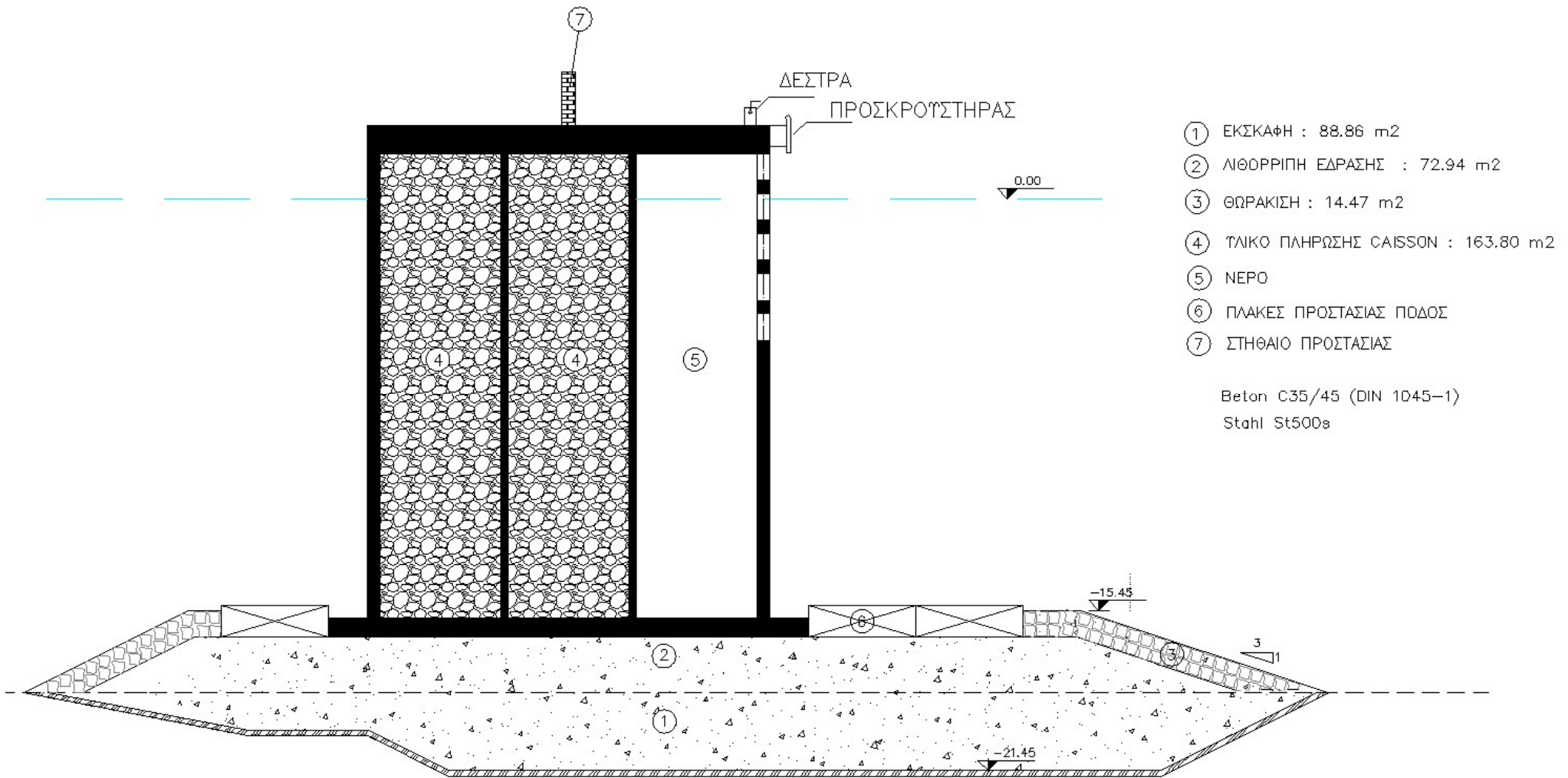
Σχήμα 39: κάτοψη τοιχίου



Σχήμα 40: τομή A - A'



Σχήμα 41: τομή Β – Β'



Σχήμα 42: τυπική διατομή έργου

### 8.3 Εγκαταστάσεις που φιλοξενεί το τοιχίο

Όπως έχει αναφερθεί, το προτεινόμενο έργο πρόκειται να εξυπηρετεί φορτοεκφόρτωση πλοίων ξηρού χύδην φορτίου και πλοίων που μεταφέρουν καύσιμα. Για το λόγο αυτό, χρειάζονται ορισμένες εγκαταστάσεις στο τοιχίο. Αυτές θα είναι:

- Δρόμος μιας λωρίδας για τη μετακίνηση οχημάτων (δε θα κινούνται συχνά οχήματα στο τοιχίο, θα υπάρχει όμως πρόσβαση με όχημα σε περίπτωση εκτέλεσης εργασιών συντήρησης, βλαβών κλπ).
- Στηθαίο προστασίας (ύψους 2m) της εσωτερικής πλευράς του λιμένα σε περίπτωση υπερπήδησης κυμάτων από το εξωτερικό έργο. Σε ένα ακραίο φαινόμενο όπου οι κυματισμοί ξεπερνούν τη στέψη του εξωτερικού έργου, δε θα πρέπει το κύμα να κατευθυνθεί προς τη λιμενολεκάνη διαταράσσοντας την ηρεμία της. Αυτός είναι ο κύριος λόγος τοποθέτησης στηθαίου. Μοιράζει επίσης την επιφάνεια ανωδομής του τοιχίου στα 2, ώστε να διαχωρίζεται ο χώρος της εξωτερικής και εσωτερικής πλευράς του έργου. Στην εσωτερική πλευρά μπορεί να διεκπεραιώνονται άλλου είδους εργασίες.
- Ταινιόδρομος για μεταφορά του ξηρού χύδην φορτίου σε αποθήκη που βρίσκεται στο χερσαίο χώρο του λιμένα
- Σιδηροτροχιές για κίνηση γερανού σταθερής τροχιάς
- Γερανός σταθερής τροχιάς που προορίζεται για τη φορτοεκφόρτωση ξηρού χύδην φορτίου από τα πλοία
- Σύστημα αγωγών για τη φορτοεκφόρτωση υγρού καυσίμου από και προς τα πλοία
- Συρόμενη πύλη (διαχωρίζει το τοιχίο στα 2, την εσωτερική και εξωτερική πλευρά του λιμένα. Όταν γίνεται υπερπήδηση του τοιχίου, ο γερανός και οτιδήποτε μπορεί να μετακινηθεί μεταφέρεται στην εσωτερική πλευρά του λιμένα για να προστατευτεί)

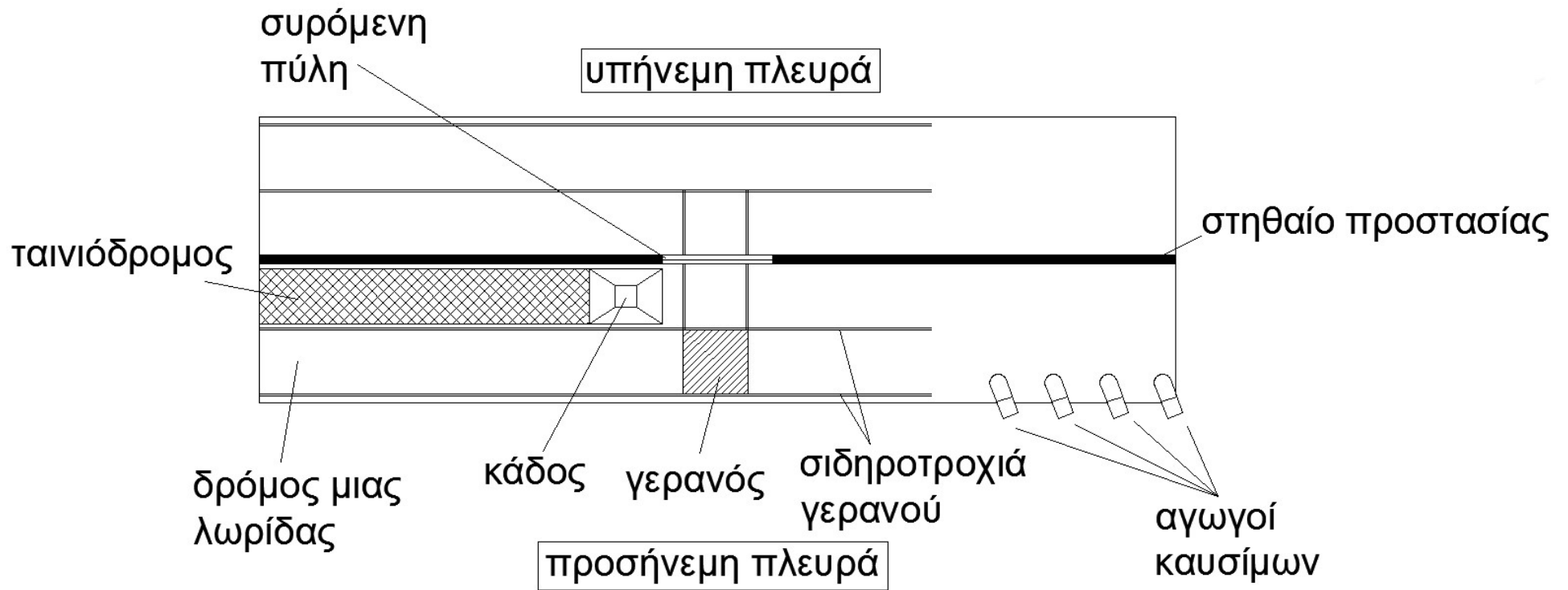
Σημειώνεται πως στο τοιχίο μπορεί να φιλοξενηθούν διαφορετικές εγκαταστάσεις από αυτές που προτείνονται στο κεφάλαιο αυτό. Οι εγκαταστάσεις επιλέγονται αναλόγως των χρήσεων του έργου. Ακολούθως, σύμφωνα με τις εγκαταστάσεις επιλέγονται και οι διαστάσεις του τοιχίου. Στη μελέτη αυτή, έχει επιλεγεί να εξυπηρετούνται πλοία ξηρού χύδην φορτίου και πλοία που μεταφέρουν καύσιμα γι' αυτό και οι ανάλογες εγκαταστάσεις. Δίδεται ένα υπόδειγμα γερανού σταθερής τροχιάς ο οποίος πρόκειται να τοποθετηθεί στο κρηπίδωμα (σχήμα 43). Κατόπιν, παρουσιάζεται μια άποψη των αγωγών που φορτοεκφορτώνουν καύσιμο (σχήμα 44). Πιο κάτω, στο σχήμα 45 που έχει γίνει με χρήση αρχείου autocad παρουσιάζεται σκαριφηματικά η κάτοψη μιας πιθανής διάταξης των εγκαταστάσεων που έχουν περιγραφεί.







Σχήμα 44: αγωγοί φορτοεκφόρτωσης καυσίμων, πηγή: Safe berthing and mooring, Trelleborg marine systems (2008)



Σχήμα 45: κάτοψη εγκαταστάσεων εξωτερικού έργου για μια θέση παραβολής

## 8.4 Παροχές που προσφέρει η εγκατάσταση

- Δυνατότητα πρόσδεσης για πλοία με βύθισμα μέχρι 15m
- Δυνατότητα φορτοεκφόρτωσης πλοίων ξηρού χύδην φορτίου μεγέθους μέχρι 125.000 dwt\*. Το φορτίο μπορεί να είναι δημητριακά, καλαμπόκι, σόγια ή κάρβουνο.
- Δυνατότητα φορτοεκφόρτωσης πλοίων που μεταφέρουν καύσιμα μεγέθους μέχρι 100.000 dwt\*
- Λειτουργία 365 μέρες ανά έτος
- Εκμετάλλευση και της εσωτερικής πλευράς του έργου για διεκπεραίωση ίδιων ή άλλου είδους εργασιών.

## 8.5 Συντήρηση τοιχίου

Συνήθως, τόσο στις οπές όσο και στους θαλάμους του caisson παγιδεύονται άχρηστα αντικείμενα ή και βλάστηση. Οι οπές θα πρέπει να έχουν διάμετρο μεγαλύτερη των 0,7 m για να αποφεύγεται όσο περισσότερο γίνεται αυτή η ανεπιθύμητη κατάσταση που επηρεάζει το συντελεστή ανάκλασης του μετώπου.

Πίσω από τη διάτρητη πλάκα, στο εσωτερικό του θαλάμου, τοποθετείται μεταλλικός διάδρομος επενδυμένος με αντιολισθητικό υλικό σε ύψος 1,5 m από την ελεύθερη επιφάνεια ύδατος. Αυτός εξυπηρετεί την επιθεώρηση του εσωτερικού του θαλάμου.

Στην ανωδομή της κατασκευής, στην πλάκα, ανοίγονται τρύπες διαμέτρου 1 m και τοποθετούνται μεταλλικά καπάκια. Στην τρύπα, εγκαθίσταται σκάλα η οποία οδηγεί στο διάδρομο επιθεώρησης που έχει αναφερθεί προηγουμένως.

\*όπου dwt : “deadweight tonnage” που είναι η διαφορά μεταξύ έμφορτου και άφορτου εκτοπίσματος. Εκτόπισμα είναι το βάρος του νερού που εκτοπίζεται από το πλοίο.

## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 9: ΕΛΕΓΧΟΣ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑΣ ΕΡΓΟΥ

### 9.1 Γενικά

Εφόσον έχει δοθεί η τελική μορφή που θα έχει η κατασκευή, αυτό που απομένει είναι να γίνει ένας έλεγχος για να δειχθεί κατά πόσο αυτή η κατασκευή ευσταθεί αν ασκούνται τα φορτία από τους κυματισμούς, το σεισμικό φορτίο, τα βάρη των εγκαταστάσεων και οι λοιπές φορτίσεις που προξενούνται από λειτουργίες σε αυτό. Θα δειχθεί ο υπολογισμός των φορτίων. Στη συνέχεια, θα γίνουν με την ακόλουθη σειρά, οι εξής έλεγχοι:

- Έλεγχος σε ανατροπή
- Έλεγχος σε ολίσθηση
- Έλεγχος τάσεων έδρασης

Σημειώνεται πως θα προταθούν 2 σενάρια φόρτισης καθώς δεν συγκεντρώνει πολλές πιθανότητες το ενδεχόμενο να παρουσιαστούν ταυτόχρονα όλες οι φορτίσεις στο έργο.

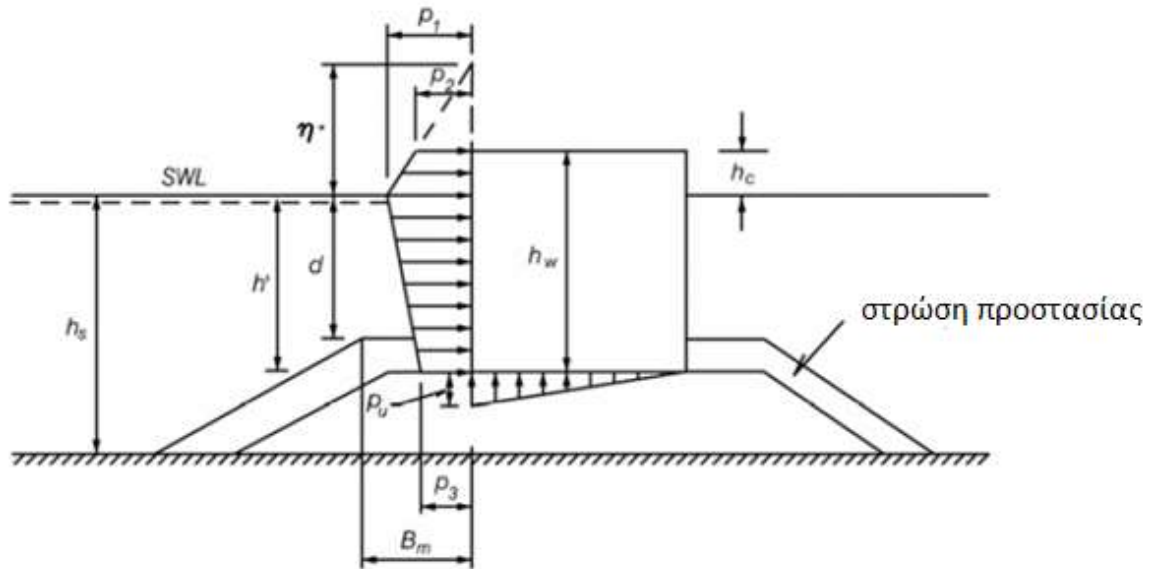
### 9.2 Υπολογισμός δυναμικών φορτίων λόγω κυματισμών στο μέτωπο

#### 9.2.1 Γενικά

Για τον υπολογισμό των φορτίων σε κατακόρυφο και διάτρητο μέτωπο από τους κυματισμούς έχει αναπτυχθεί μια θεωρία από τους Tanimoto, Shimosako και Sakaki το 1991. Η θεωρία τούτη, βασίζεται σε μια προηγούμενη θεωρία του Goda (1974). Αυτή αφορούσε υπολογισμό φορτίων σε κατακόρυφο και συμπαγές μέτωπο. Τροποποιώντας τη θεωρία Goda καταλήγουμε στη θεωρία Tanimoto, Shimosako και Sakaki. Η τελευταία, θα χρησιμοποιηθεί για τον υπολογισμό των φορτίων. Πιο κάτω παρουσιάζεται η θεωρία Goda, ακολούθως η θεωρία των Tanimoto, Shimosako και Sakaki και κατόπιν η εφαρμογή της τελευταίας για τον υπολογισμό των φορτίων στο μέτωπο.

#### 9.2.2 Θεωρία Goda

Όπως έχει αναφερθεί, πρόκειται για τη θεωρία που αφορά υπολογισμό φορτίων σε κατακόρυφο και συμπαγές μέτωπο λόγω της κυματικής δράσης. Φαίνονται πιο κάτω, ένα κατατοπιστικό σχήμα και οι σχέσεις (ομάδα σχέσεων 6) στις οποίες καταλήγει η θεωρία.



Σχήμα 46: κατανομή πιέσεων σε κατακόρυφο και συμπαγές μέτωπο, θεωρία Goda, πηγή: Coastal engineering manual (2002)

$$\eta^* = 0.75(1 + \cos\beta) \lambda_1 H_{design}$$

$$p_1 = 0.5(1 + \cos\beta)(\lambda_1 \alpha_1 + \lambda_2 \alpha_* \cos^2\beta) \rho_w g H_{design}$$

$$p_2 = \begin{cases} \left(1 - \frac{h_c}{\eta^*}\right) p_1 & \text{for } \eta^* > h_c \\ 0 & \text{for } \eta^* \leq h_c \end{cases}$$

$$p_3 = \alpha_3 p_1$$

$$p_u = 0.5(1 + \cos\beta) \lambda_3 \alpha_1 \alpha_3 \rho_w g H_{design}$$

$$\alpha_* = \alpha_2$$

$$\alpha_1 = 0.6 + 0.5 \left[ \frac{4\pi h_s/L}{\sinh(4\pi h_s/L)} \right]^2$$

$$\alpha_2 = \text{το μικρότερο των } \frac{h_b - d}{3h_b} \left( \frac{H_{design}}{d} \right)^2 \text{ και } \frac{2d}{H_{design}}$$

$$\alpha_3 = 1 - \frac{h_w - h_c}{h_s} \left[ 1 - \frac{1}{\cosh(2\pi h_s/L)} \right]$$

(9)

όπου:

$p_1, p_2, p_3$  (kPa) : μεγέθη πιέσεων που σχηματίζουν το προφίλ της κατανομής πίεσης στο μέτωπο

$p_u$ (kPa) : μέγιστη τιμή ανωστικής πίεσης

$n^*(m)$  : ύψος αναρρίχησης

$h_s, h', d, B_m, h_w, h_c$  (m) : λοιπες διαστάσεις τοιχίου (συσχέτιση σχήματος 46 με σχήμα 41), το  $h_s$  λαμβάνεται ίσο με 18m

$h_b(m)$  : βάθος νερού σε απόσταση 5. $H_{design}$  από το μέτωπο προς τη θάλασσα

$B(m)$  : πλάτος κρηπιδώματος

$g(m/s^2)$  : επιτάχυνση της βαρύτητας, λαμβάνεται ίση με 9,81

$L$  (m) : μήκος κύματος που αντιστοιχεί σε περίοδο ίση με 1,1. $T_m$  όπου  $T_m$  είναι η μέση περίοδος όπως έχει βρεθεί στο κεφ. 2.3.6. Η σχέση που χρησιμοποιείται για την εύρεση του μήκους κύματος είναι:

$$L = g \cdot (1,1 \cdot T_m)^2 / 2\pi$$

$\beta$ (rad) : γωνία πρόσπτωσης κυματισμού

$H_{design}(m)$  : ισούται με 1,8. $H_d$  και όπου  $H_d$  το ύψος κύματος που έχει βρεθεί στο κεφ. 2.3.6

$\lambda_1, \lambda_2, \lambda_3$ : συντελεστές τροποποίησης εξαρτώμενοι από την διάταξη της κατασκευής. Λαμβάνονται ίσοι με τη μονάδα όταν πρόκειται για συμπαγές μέτωπο.

$\rho_w(KN/m^3)$  : ειδικό βάρος νερού

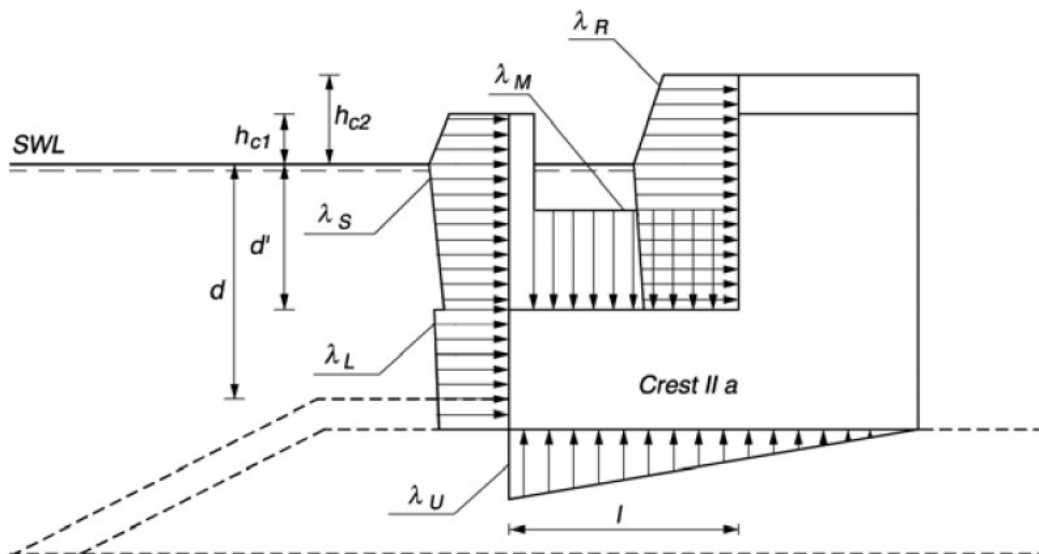
σημείωση: οι διαστάσεις έχουν ληφθεί από τα σχήματα 39-41

### **9.2.1 Θεωρία Tanimoto, Shimosako και Sakaki**

Παραδοχή: η θεωρία αυτή βρίσκει εφαρμογή σε κατακόρυφα και διάτρητα μέτωπα με πορώδες 33% που δημιουργείται από κατακόρυφες λωρίδες ενώ αφορά φασματικούς κυματισμούς. Στο προτεινόμενο έργο έχει ήδη επιλεγθεί το πορώδες να είναι 20% (βλέπε κεφάλαιο 6.5) και να δημιουργείται από τρύπες (βλέπε κεφάλαιο 5.3) ώστε ο συντελεστής ανάκλασης να έχει την επιθυμητή τιμή. Γίνεται η παραδοχή ότι αυτή η διαφορά στην τιμή του πορώδους και στη

μόρφωση της διατομής των κενών δε θα έχει σημαντική επίδραση στα αποτελέσματα των φορτίσεων.

Στο σημείο αυτό παρουσιάζεται το προφίλ κατανομής των πιέσεων στην κατασκευή:



Σχήμα 47: κατανομή πιέσεων σε κατακόρυφο και διάτρητο μέτωπο, θεωρία Goda, πηγή: Coastal engineering manual (2002)

Όπου:

$d'$  (m) : βάθος μέχρι το οποίο φτάνει η διάτρητη επιφάνεια του μετώπου

$l$  (m) : μήκος πρώτου θαλάμου του τοιχίου

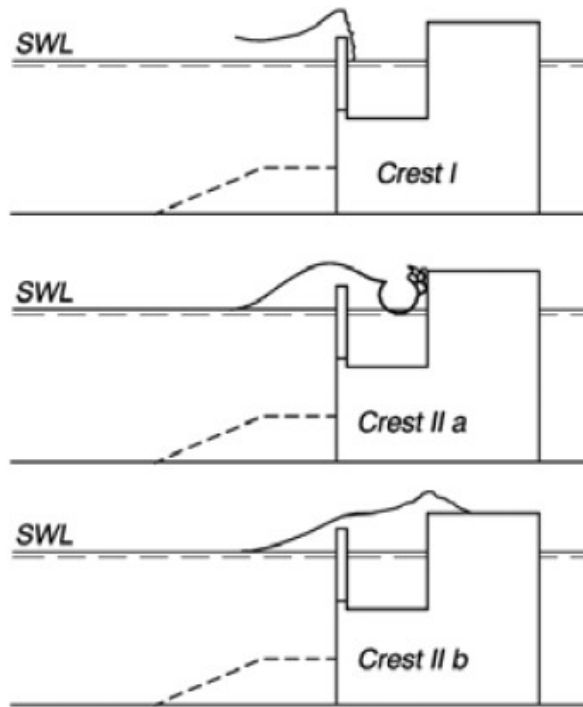
$h_{c1}, h_{c2}$  (m) : ύψος στέψης από την ελεύθερη επιφάνεια ύδατος. Το τοιχίο που προτείνεται σε αυτή τη μελέτη έχει τα δύο αυτά μεγέθη ίσα (=2,5m)

Η θεωρία των Θεωρία Tanimoto, Shimosako και Sakaki απαιτεί χρήση των σχέσεων της θεωρίας Goda με τη διαφορά ότι οι συντελεστές  $\lambda_1, \lambda_2$

και λ3 δε θα λαμβάνουν την τιμή 1 που αντιστοιχούσε σε συμπαγές μέτωπο. Στη συνέχεια παρουσιάζεται η πορεία που ακολουθήθηκε για τον υπολογισμό των φορτίων:

- Επιλογή δυσμενέστερου κυματισμού για κάθε διεύθυνση. Η κατασκευή προσβάλλεται από 2 διευθύνσεις κυματισμών: τους βορειοανατολικούς και ανατολικούς όπως αυτοί έχουν βρεθεί στο κεφάλαιο 2.3.6. Η σχέση υπολογισμού των φορτίων περιλαμβάνει μεταβλητές όπως είναι το ύψος κύματος και το μήκος κύματος. Κατά τον υπολογισμό των φορτίων, κρισιμότερο μέγεθος είναι το ύψος κύματος έναντι του μήκους κύματος. Άρα για κάθε διεύθυνση επιλέγεται ο κυματισμός με το μέγιστο ύψος κύματος.
- Για τις δύο διευθύνσεις τα χαρακτηριστικά των κυμάτων είναι:  
Βορειοανατολική:  $H_d=3,76\text{m}$   $L=89,67\text{m}$   $T_m=8,22\text{sec}$   $\beta=75^\circ$   
Ανατολική:  $H_d=1,15\text{m}$   $L=29,39\text{m}$   $T_m=4,35\text{sec}$   $\beta=30^\circ$
- Εν συνεχεία, από το σχήμα που φαίνεται πιο κάτω (σχήμα 48), πρέπει κανείς να αποφανθεί πιο από τα προφίλ θα παρουσιαστεί όταν το κύμα προσπίπτει στην κατασκευή. Βάσει αυτού που έχει επιλεγεί, λαμβάνονται οι τιμές των συντελεστών λ1, λ2 και λ3 από τον πίνακα που φαίνεται κατόπιν (σχήμα 49). Και ενώ θα έπρεπε σε κάθε περίπτωση να έχει προβλεφθεί το προφίλ που έχει το κύμα όταν προσπίπτει στο μέτωπο, για λειτουργία υπέρ της ασφαλείας επιλέγεται ο συντελεστής που έχει τη μεγαλύτερη τιμή.





Σχήμα 48 προφίλ πρόσπτωσης κύματος στο μέτωπο, πηγή: Coastal engineering manual (2002)

		Crest-I	Crest-IIa	Crest-IIb
Slit wall	$\lambda_{S1}$	0.85	0.7	0.3
	$\lambda_{S2}$	0.4 ( $\alpha^* \leq 0.75$ ) 0.3/ $\alpha^*$ ( $\alpha^* > 0.75$ )	0	0
Impermeable part of front wall	$\lambda_{L1}$	1	0.75	0.65
	$\lambda_{L2}$	0.4 ( $\alpha^* \leq 0.5$ ) 0.2/ $\alpha^*$ ( $\alpha^* > 0.5$ )	0	0
Wave chamber rear wall	$\lambda_{R1}$	0	20l/3L' ( $l/L' \leq 0.15$ ) 1.0 ( $l/L' > 0.15$ )	1.4 ( $H/h \leq 0.1$ ) 1.6 - 2H/h ( $0.1 < H/h < 0.3$ ) 1.0 ( $H/h \geq 0.3$ )
	$\lambda_{R2}$	0	0.56 ( $\alpha^* \leq 25/28$ ) 0.5/ $\alpha^*$ ( $\alpha^* > 25/28$ )	0
Wave Chamber bottom slab	$\lambda_{M1}$	0	20l/3L' ( $l/L' \leq 0.15$ ) 1.0 ( $l/L' > 0.15$ )	1.4 ( $H/h \leq 0.1$ ) 1.6 - 2H/h ( $0.1 < H/h < 0.3$ ) 1.0 ( $H/h \geq 0.3$ )
	$\lambda_{M2}$	0	0	0
Uplift force	$\lambda_{U3}$	1	0.75	0.65

Σχήμα 49: υπολογισμός συντελεστών τροποποίησης για διάτρητο μέτωπο, πηγή: Coastal engineering manual (2002)

Όπου:

$L'$ (m): μήκος κύματος που αντιστοιχεί σε βάθος  $d$  (για  $d$  βλέπε σχήμα 42). Το φαινόμενο που λαμβάνει χώρα για τη μετάβαση από το  $L$  στο  $L'$  είναι η ρήχωση, όπως περιγράφεται και στο κεφ. 2.3.5. Έχουν βρεθεί για καθένα από τους 2 κυματισμούς το  $L'$ . Για το κύμα ανατολικής διεύθυνσης  $L'=29,23\text{m}$  ενώ της βορειοανατολικής  $L'=85.20\text{m}$ .

$h(m)$ : ισούται με  $h'$  (βλέπε σχήμα 46)

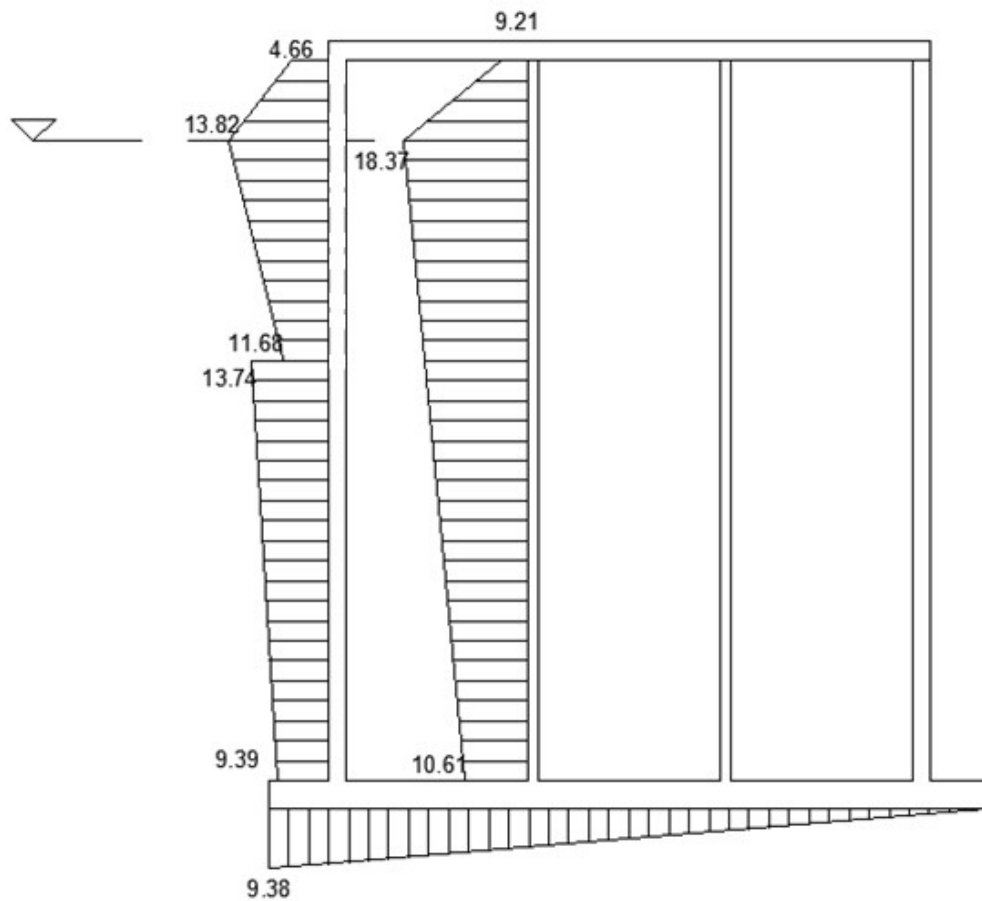
σημείωση: για τον υπολογισμό των πιέσεων στον πίσω τοίχο του θαλάμου λαμβάνονται υπόψη τα μεγέθη  $L'$  και  $d'$  αντί των  $L$  και  $d$ .

- Η πιο πάνω διαδικασία έχει γίνει 2 φορές αφού έχουμε 2 κυματισμούς να προσπίπτουν στο μέτωπο όπως επίσης και για όλα τα επί μέρους μέλη της κατασκευής π.χ. διάτρητη επιφάνεια, συμπαγής επιφάνεια, πισινός τοίχος θαλάμου κλπ.
- Μετά το πέρας της διαδικασίας τούτης, έχει κατασκευαστεί πίνακας (σχήμα 50), για τους δυο κυματισμούς, με τις τιμές των συντελεστών  $\lambda_1$ ,  $\lambda_2$  και  $\lambda_3$ . Οι πίνακες φαίνονται πιο κάτω:

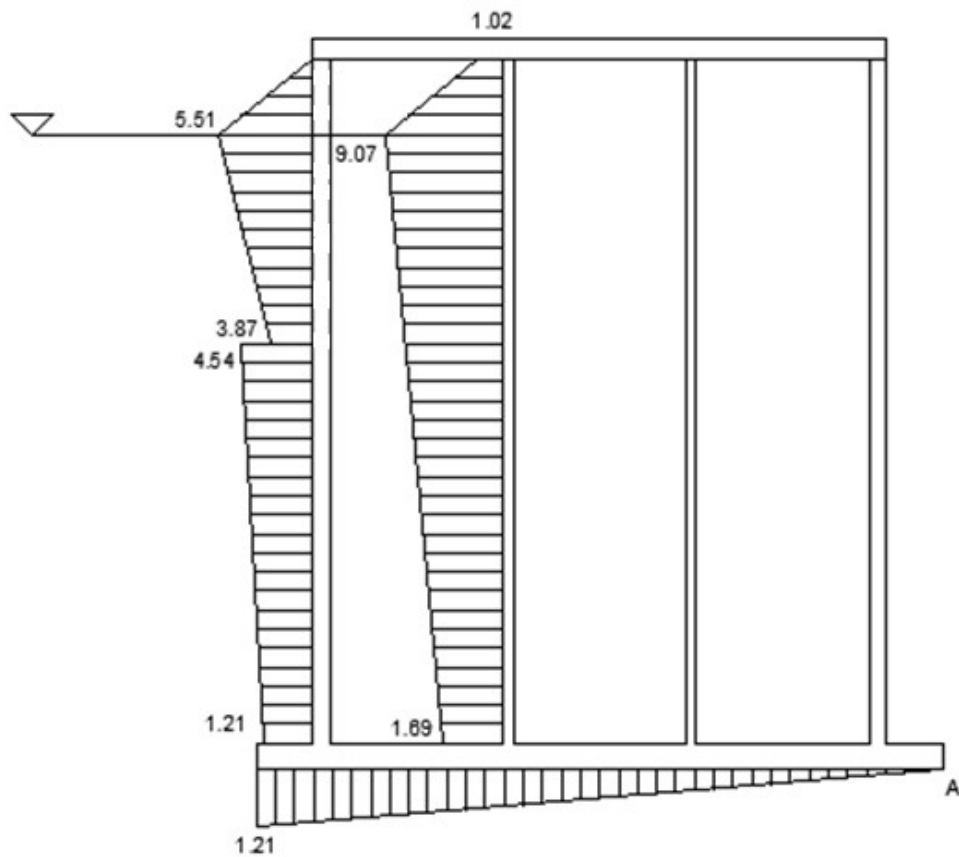
		βορειοανατολική διεύθυνση	ανατολική διεύθυνση
διάτρητο μέλος	$\lambda_{s1}$	0.85	0.85
	$\lambda_{s2}$	0.4	0.4
συμπαγές μέλος	$\lambda_{L1}$	1	1
	$\lambda_{L2}$	0.4	0.4
θάλαμος (πισινός τοίχος)	$\lambda_{R1}$	1.13	1.4
	$\lambda_{R2}$	0.56	0.56
θάλαμος (κάτω πλάκα)	$\lambda_{M1}$	1.13	1.4
	$\lambda_{M2}$	0	0
άνωση	$\lambda_{u3}$	1	1

Σχήμα 50: υπολογισμένοι συντελεστές τροποποίησης για την περίπτωση της παρούσας μελέτης

- Για να αποφανθούμε ποιός από τους δύο κυματισμούς είναι δυσμενέστερος εφαρμόζουμε τις σχέσεις υπολογισμού των πιέσεων και προκύπτουν 2 προφίλ κατανομής πίεσης τα οποία φαίνονται πιο κάτω:



Σχήμα 51: κατανομή πιέσεων που προκύπτει από το δυσμενέστερο κύμα της βορειοανατολικής διεύθυνσης



Σχήμα 52: κατανομή πιέσεων που προκύπτει από το δυσμενέστερο κύμα της ανατολικής διεύθυνσης

- Συμπεραίνουμε πως για την πραγματοποίηση των ελέγχων θα ληφθεί υπόψη ο κυματισμός που προκαλεί τη δυσμενέστερη φόρτιση και αυτός είναι ο βορειοανατολικός.

### 9.3 Ίδιο βάρος κατασκευής και μικρές λοιπές φορτίσεις

Το βάρος ενός τοιχίου caisson έχει βρεθεί μέσω μιας απλής πράξης και τη βοήθεια αρχείου autocad ως εξής: έχει γίνει μια ογκομέτρηση του σκυροδέματος που έχει χρειαστεί για την κατασκευή του τοιχίου. Αυτός ο όγκος θα πολλαπλασιαστεί με το ειδικό βάρος του σκυροδέματος ( $25\text{KN/m}^3$ ) και έτσι θα προκύψει το βάρος του ( $=40315\text{ KN}$ ). Επίσης, στη θέση πόντισης του, το τοιχίο θα έχει νερό στον πρώτο θάλαμο όπου και εισχωρεί ο κυματισμός ενώ στους άλλους 2 επιλέγεται έχει λιθοσυντρίμματα και χάλικες μικτού ειδικού βάρους  $20\text{ KN/m}^3$ . Οπότε γίνεται μια ογκομέτρηση του πρώτου θαλάμου μέχρι την ελεύθερη στάθμη ύδατος για να πολλαπλασιαστεί ο όγκος αυτός με  $10\text{KN/m}^3$  που είναι το ειδικό βάρος του νερού για να προκύψει βάρος ίσο με  $20087\text{ KN}$ . Υπολογίζεται επίσης ο όγκος των 2 άλλων θαλάμων, πολλαπλασιάζεται με το αντίστοιχο ειδικό βάρος και προκύπτει βάρος ίσο με  $90655\text{ KN}$ . Τα 3 βάρη προστίθενται. Αναφέρεται πως με τον πιο πάνω τρόπο έχει βρεθεί το βάρος του να είναι ίσο με περίπου  $151057\text{ KN}$  και σε όρους μάζας  $15398\text{ tn}$  περίπου.

Όπως φαίνεται στο κεφάλαιο 8.3, λόγω των εγκαταστάσεων που φιλοξενεί το τοιχίο, προστίθεται ένα βάρος στην κατασκευή. Υπό κανονικές συνθήκες και αφού έχει επιλεγθεί οτιδήποτε θα εγκαθίστατο στο έργο, γίνεται αναλυτικά η εύρεση του επιπλέον βάρους. Στη μελέτη αυτή κρίνεται φρόνιμο να μην σπαταληθεί χρόνος για να βρεθεί το επιπλέον βάρος αναλυτικά. Άλλωστε, για μια τέτοια προσέγγιση χρειάζεται να βρεθεί το μοντέλο του γερανού που θα εγκατασταθεί, του ταινιόδρομου και άλλες μικρές λεπτομέρειες αμφιβόλου σημασίας. Για τους παραπάνω λόγους, η προσέγγιση αυτού του προβλήματος, δηλαδή του επιπλέον βάρους, θα γίνει με μια προσαύξηση του ίδιου βάρους του τοιχίου κατά 10% περίπου που πιστεύεται πως είναι αντιπροσωπευτικό ποσοστό. Τελικά, το συνολικό βάρος του τοιχίου ανέρχεται στα  $166163\text{ KN}$  και σε όρους μάζας  $16938\text{ tn}$ . Το βάρος θα θεωρηθεί ότι ασκείται στο γεωμετρικό κέντρο της κατασκευής. Συνεπώς το γραμμικό βάρος του τοιχίου, ανηγμένο στη διάσταση του μήκους ( $29.45\text{m}$ ) του ανέρχεται στα  $5642\text{ KN/m}$ . Επίσης, ξανά με τη βοήθεια αρχείου autocad έχει βρεθεί το κέντρο βάρους του τοιχίου να βρίσκεται  $0,83\text{m}$  από το γεωμετρικό κέντρο και προς την πλευρά των θαλάμων στους οποίους υπάρχει υλικό πλήρωσης λιθοσυντρίμματα και χάλικες.

Επίσης, η έλξη της δέστρας ισούται με 24,5 KN/m.

Τέλος, υπάρχει ένα οριζόντιο φορτίο στην κατασκευή που προέρχεται από τους αγωγούς καυσίμων όταν αυτοί θα είναι προσδεμένοι στο πλοίο. Η φόρτιση αυτή θεωρείται πολύ μικρή και αμελείται.

#### 9.4 Σεισμική φόρτιση

Η σεισμική φόρτιση υπολογίζεται με βάση τον ευροκώδικα 8. Περιγράφεται στη συνέχεια η διαδικασία εύρεσης του σεισμικού φορτίου στην κατασκευή:

- Κατάταξη εδάφους

Από τον πίνακα που φαίνεται πιο κάτω, κατατάσσεται το έδαφος του πυθμένα της περιοχής σε μια κατηγορία. Όπως έχει περιγραφεί στο κεφάλαιο 2.2.4, αφού το έδαφος αποτελείται από άμμο και χαλίκι, προσεγγίζει την περιγραφή της κατηγορίας D άρα υπάγεται σε αυτήν.

#### Κατάταξη εδαφών

- A** Βραχώδη
- B** Αποθέσεις από πολύ πυκνά αμμοχάλικα ή πολύ σκληρές αργίλους μεγάλου πάχους
- C** Αποθέσεις από πυκνά αμμοχάλικα ή σκληρές αργίλους μεγάλου πάχους
- D** Αποθέσεις από χαλαρά έως μέτρια, μη συνεκτικά εδάφη ή μαλακά έως σκληρά συνεκτικά εδάφη
- E** Επιφανειακό αλλουβιακό στρώμα πάχους 5-20m με τιμή  $v_s$  αντίστοιχη των εδαφών C ή D, που υπέρκειται σκληρού εδάφους
- S1** Αποθέσεις που αποτελούνται ή περιλαμβάνουν στρώμα πάχους τουλάχιστον 10 m από μαλακές αργίλους και ιλύες με μεγάλο δείκτη πλαστικότητας ( $PI > 40$ ) και μεγάλο ποσοστό υγρασίας
- S2** Αποθέσεις από εδάφη επικίνδυνα για ρευστοποίηση ή ευαίσθητες αργίλους και εδάφη που δεν υπάγονται στις παραπάνω κατηγορίες

- Επιλογή χαρακτηριστικών εδάφους

Εφόσον το έδαφος, ανήκει στην κατηγορία D, έχει τις πιο κάτω χαρακτηριστικές τιμές (σχήμα 48) όπου S είναι ο συντελεστής εδάφους και  $T_B$ ,  $T_C$ ,  $T_D$  είναι χαρακτηριστικές τιμές περιόδων του φάσματος απόκρισης.

Έδαφος	S	$T_B$ (sec)	$T_C$ (sec)	$T_D$ (sec)
A	1.00	0.15	0.40	2.50
B	1.20	0.15	0.50	2.50
C	1.15	0.20	0.60	2.50
D	1.35	0.20	0.80	2.50
E	1.40	0.15	0.50	2.50

Σχήμα 53: σεισμικά χαρακτηριστικά εδάφους, πηγή: EC 8

- Κατηγοριοποίηση αναλόγως της σπουδαιότητας του έργου

Ακολουθως, αναλόγως της σπουδαιότητας της κατασκευής, αυτή κατατάσσεται σε άλλη μια κατηγορία. Οι κατηγορίες φαίνονται πιο κάτω (σχήμα 54). Η κατασκευή που περιγράφεται στη μελέτη αυτή θα είναι κατηγορίας Σ3, δηλαδή μεγάλης οικονομικής σημασίας.

Κατηγορία Σπουδαιότητας	
Σ1	Κτίρια μικρής σπουδαιότητας ως προς την ασφάλεια του κοινού, π.χ. αγροτικά οικήματα, υπόστεγα, στάβλοι κλπ.
Σ2	Συνήθη κτίρια κατοικιών και γραφείων, βιομηχανικά κτίρια, ξενοδοχεία κλπ.
Σ3	Εκπαιδευτικά κτίρια, κτίρια δημόσιων συναθροίσεων, αίθουσες αεροδρομίων και γενικώς κτίρια στα οποία ευρίσκονται πολλοί άνθρωποι κατά μεγάλο μέρος του 24ώρου. Κτίρια τα οποία στεγάζουν εγκαταστάσεις πολύ μεγάλης οικονομικής σημασίας (π.χ. κτίρια που στεγάζουν υπολογιστικά κέντρα, ειδικές βιομηχανίες) κλπ.
Σ4	Κτίρια των οποίων η λειτουργία, τόσο κατά την διάρκεια του σεισμού, όσο και μετά τους σεισμούς, είναι ζωτικής σημασίας, όπως κτίρια τηλεπικοινωνίας, παραγωγής ενέργειας, νοσοκομεία, πυροσβεστικοί σταθμοί, κτίρια δημόσιων επιτελικών υπηρεσιών. Κτίρια που στεγάζουν έργα μοναδικής καλλιτεχνικής αξίας (π.χ. μουσεία κλπ.).

Σχήμα 54: κατηγορία σπουδαιότητας κατασκευής, πηγή: EC 8

- Εκλογή συντελεστή σπουδαιότητας

Εφόσον το έργο ανήκει στην κατηγορία Σ3 (III), θα λαμβάνει την αντίστοιχη τιμή από τον πίνακα πιο κάτω (σχήμα 55), δηλαδή 1,20

Κατηγορία σπουδαιότητας	I	II	III	IV
$\gamma_I$	0.80	1.00	1.20	1.40

Σχήμα 55: συντελεστής σπουδαιότητας κατασκευής, πηγή: EC 8

- Εύρεση επιτάχυνσης σχεδιασμού εδάφους

Βρίσκεται από τη σχέση:  $a_g = \gamma_I \cdot a_{gR}$  όπου  $\gamma_I$  είναι ο συντελεστής σπουδαιότητας που έχει βρεθεί στο προηγούμενο βήμα και  $a_{gR} = 0,16g$  όπως έχει βρεθεί στο κεφάλαιο 2.2.3. Το  $g$  λαμβάνεται ίσο  $9,81 \text{ m/s}^2$



- Εύρεση συντελεστή απόσβεσης

Βρίσκεται από τη σχέση  $\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)} \geq 0,55$  όπου το  $\xi$  είναι η απόσβεση η οποία λαμβάνει τιμή 5 (δηλ. 5%) για κατασκευές από οπλισμένο σκυρόδεμα. Προκύπτει ίση με τη μονάδα.

- Εύρεση μέγιστης επιτάχυνσης κατασκευής στην οριζόντια διεύθυνση

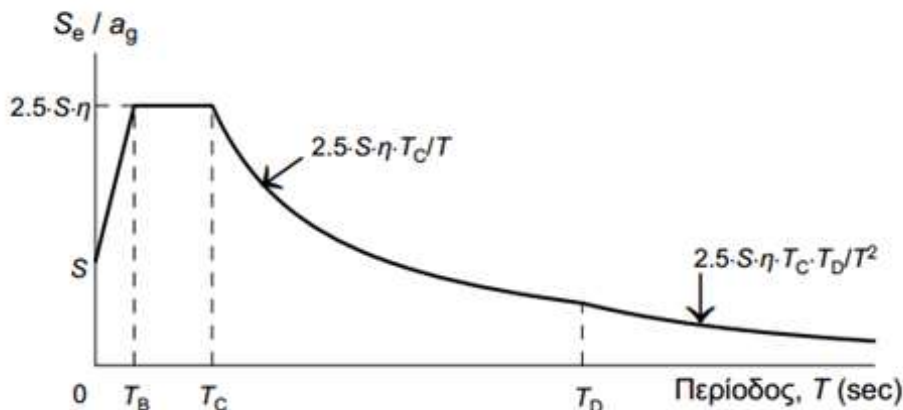
Βρίσκεται από τις πιο κάτω σχέσεις αναλόγως της ιδιοπεριόδου της κατασκευής. Στον ευρωκώδικα αναφέρεται ότι για μεγάλα τοιχεία όπως αυτό που μελετείται στην εργασία έχουν ιδιοπερίοδο μικρότερη των 0,5 sec. Δηλαδή, εφόσον έχουν βρεθεί τα  $T_B$ ,  $T_C$  και  $T_D$  να είναι ίσα με 0,2 0,8 και 2,5 αντίστοιχα, αυτό σημαίνει πως η σχέση με την οποία θα υπολογισθεί η τελική επιτάχυνση θα είναι είτε η πρώτη είτε η δεύτερη. Παρατηρώντας τώρα, το φάσμα της επιτάχυνσης (σχήμα 56), η δυσμενέστερη κατάσταση ισχύει όταν η επιτάχυνση λαμβάνει τη μέγιστη τιμή και αυτό συμβαίνει όταν χρησιμοποιείται η δεύτερη σχέση. Οπότε χρησιμοποιείται η δεύτερη σχέση για την εύρεση της επιτάχυνσης.

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \left[ 1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 2.5 - 1) \right] \text{ για } 0 \leq T \leq T_B$$

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2.5 \quad \text{για } T_B \leq T \leq T_C$$

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2.5 \cdot \frac{T_C}{T} \quad \text{για } T_C \leq T \leq T_D$$

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2.5 \cdot \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \quad \text{για } T_D \leq T \leq 4\text{sec} \quad (10)$$



Σχήμα 56: σεισμικό φάσμα επιτάχυνσης κατασκευής, πηγή: EC 8

- Εύρεση οριζόντιου σεισμικού φορτίου

Τέλος, χρησιμοποιείται η σχέση  $F_{\text{σεισ}} = M_{\text{κατ}} \cdot S_e$  για την εύρεση του σεισμικού φορτίου όπου:  $M_{\text{κατ}}$  είναι η μάζα ενός τοιχίου caisson όπως έχει βρεθεί στο κεφάλαιο 9.3 και  $S_e$  όπως περιγράφεται στο προηγούμενο βήμα. Εφαρμόζοντας την πιο πάνω σχέση λαμβάνεται οριζόντιο σεισμικό φορτίο ίσο με 2708 KN/m. Το σεισμικό φορτίο έχει σημείο εφαρμογής το κέντρο βάρους της κατασκευής. Σχήματα θα δοθούν κατόπιν όταν και θα αναπτυχθούν τα σενάρια φόρτισης.

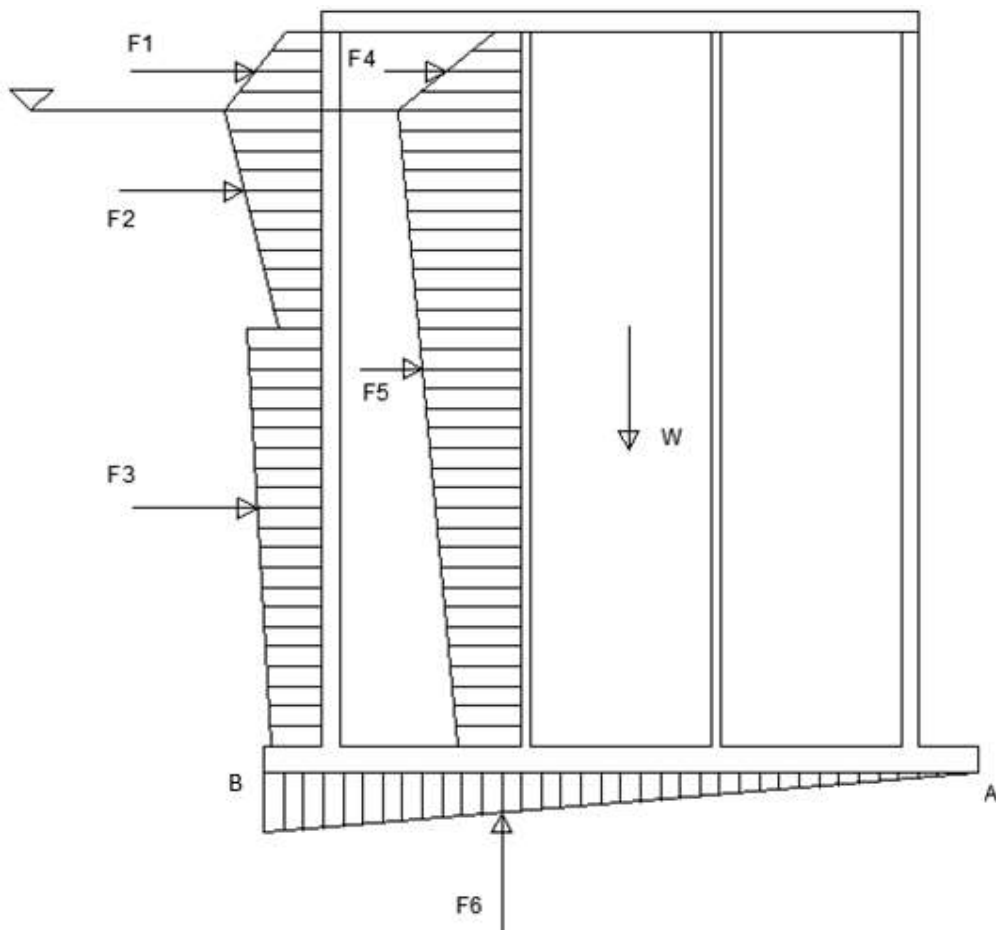
## 9.5 Σενάρια φόρτισης

### 9.5.1 Γενικά

Από τις φορτίσεις που έχουν περιγραφεί στα προηγούμενα κεφάλαια, διαμορφώνονται 2 σενάρια φόρτισης. Ο λόγος που διαμορφώνονται τα σενάρια είναι ότι το ενδεχόμενο να συμβούν στον ίδιο χρόνο όλες οι φορτίσεις που μπορεί να δεχτεί η κατασκευή, παρουσιάζει πολύ μικρή πιθανότητα.

### 9.5.2 Σενάριο α'

Στο σενάριο α' περιλαμβάνεται μόνο η δυσμενέστερη δυναμική φόρτιση που προκαλείται από τους κυματισμούς. Η έλξη της δέστρας δεν συμπεριλαμβάνεται καθώς όταν παρουσιαστεί η δυσμενέστερη δυναμική φόρτιση, δε θα υπάρχει πλοίο προσδεμένο στο μέτωπο. Παρουσιάζεται στο πιο κάτω σχήμα σχετικό σκαρίφημα:

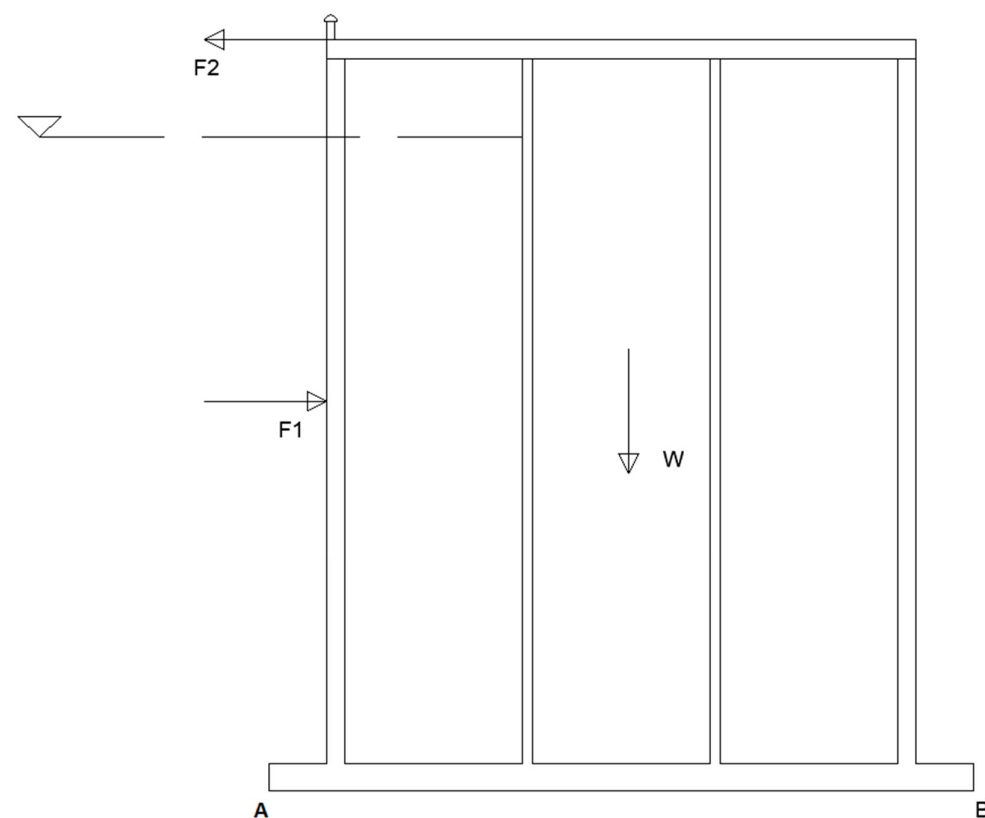


Σχήμα 57: α' σενάριο φόρτισης

ΔΥΝΑΜΗ	ΜΕΤΡΟ (KN/m)	ΜΟΧΛΟΒΡΑΧΙΟΝΑΣ ΑΠΟ Α(m)
F1	18,48	17,54
F2	70,13	13,01
F3	109,87	5,75
F4	27,58	17,59
F5	217,35	8,87
F6	84,42	12,00
W	5642,00	8,17

### 9.5.3 Σενάριο β'

Στο σενάριο β' περιλαμβάνεται μόνο η σεισμική φόρτιση καθώς θεωρείται απομακρυσμένο σενάριο ο σεισμός να συμπίσει όχι μόνο με το δυσμενέστερο κύμα σχεδιασμού αλλά και με οποιοδήποτε κύμα σε ένα σημείο της Ελλάδας όπου στη μισή διάρκεια του έτους υπάρχει άπνοια όπως φαίνεται στο κεφάλαιο 2.3.2. Εκτός τούτου, ακόμα και να προσπίπτει ένα κύμα μικρού ύψους κατά το σεισμό, η φόρτιση που προκαλεί στην κατασκευή είναι αμελητέα σε σχέση με τη φόρτιση που προκαλεί ο σεισμός και δεν λαμβάνεται καθόλου υπόψη στους υπολογισμούς. Τέλος, περιλαμβάνεται η έλξη της δέστρας καθώς δεν μπορούμε να αποκλείσουμε το ενδεχόμενο να υπάρχει προσδεμένο πλοίο την ώρα του σεισμού. Δίδεται πιο κάτω σχετικό σκαρίφημα:



Σχήμα 58: β' σενάριο φόρτισης

ΔΥΝΑΜΗ	ΜΕΤΡΟ (KN/m)	ΜΟΧΛΟΒΡΑΧΙΟΝΑΣ ΑΠΟ Β(m)
F1	2708,00	9,60
F2	24,50	19,20
W	5642,00	8,17

## 9.6 Έλεγχος σε ανατροπή

### 9.6.1 Γενικά

Στον έλεγχο αυτό πρέπει ο συντελεστής ασφαλείας να λαμβάνει τιμή ίση ή μεγαλύτερη του 2. Όταν στον υπολογισμό εμπλέκονται σεισμικά φορτία τότε ο συντελεστής μπορεί να είναι ίσος ή μεγαλύτερος του 1,5. Ο συντελεστής ασφαλείας ισούται με:

$$v_{\alpha} = M_{\epsilon} / M_{\alpha}$$

όπου:

$M_{\epsilon}$ : άθροισμα ροπών ευστάθειας

$M_{\alpha}$ : άθροισμα ροπών ανατροπής

### 9.6.2 Έλεγχος σε ανατροπή (σενάριο α')

Κάνοντας χρήση της σχέσης που περιγράφεται στο κεφάλαιο 9.6.1, με βάση το σενάριο α' και έλεγχο ροπών περί του Α (βλέπε σχήμα 57) προκύπτει ο συντελεστής ασφαλείας να είναι ίσος με 8.7 που είναι πολύ μεγαλύτερος του 2. Ο έλεγχος πληρείται.

### 9.6.3 Έλεγχος σε ανατροπή (σενάριο β')

Κάνοντας χρήση της σχέσης που περιγράφεται στο κεφάλαιο 9.6.1, με βάση το σενάριο β' και έλεγχο ροπών περί του Β (βλέπε σχήμα 58) προκύπτει ο συντελεστής ασφαλείας να είναι ίσος με 1,79 που είναι μεγαλύτερος του 1,5. Ο έλεγχος πληρείται.

## 9.7 Έλεγχος σε ολίσθηση

### 9.7.1 Γενικά

Ο συντελεστής ασφαλείας του ελέγχου ολίσθησης πρέπει να λαμβάνει τιμή μεγαλύτερη του 1,5 ενώ όταν στις φορτίσεις συμπεριλαμβάνεται ο σεισμός πρέπει να έχει τιμή μεγαλύτερη του 1,2. Ο συντελεστής ασφαλείας δίδεται από την εξής σχέση:

$$v_0 = \mu \cdot V / H$$

όπου:

$\mu$ : συντελεστής τριβής. Για επαφή σκυροδέματος λιθορριπής λαμβάνεται η τιμή του ίση με 0,6

$V$ : άθροισμα των κατακόρυφων δυνάμεων

H: άθροισμα των οριζόντιων δυνάμεων

### **9.7.2 Έλεγχος σε ολίσθηση (σενάριο α')**

Κάνοντας χρήση της σχέσης που περιγράφεται στο κεφάλαιο 9.7.1, με βάση το σενάριο α' (βλέπε σχήμα 57) προκύπτει ο συντελεστής ασφαλείας να είναι ίσος με 7.5 που είναι πολύ μεγαλύτερος του 1,5. Ο έλεγχος πληρείται.

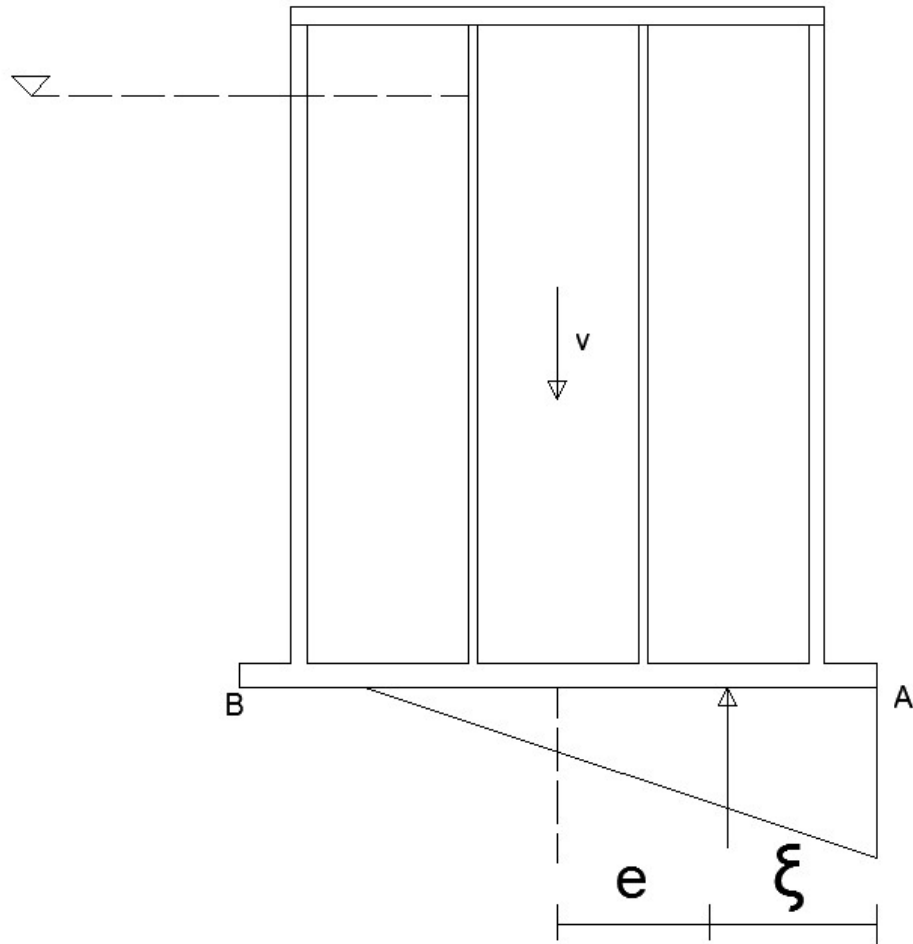
### **9.7.3 Έλεγχος σε ολίσθηση (σενάριο β')**

Κάνοντας χρήση της σχέσης που περιγράφεται στο κεφάλαιο 9.7.1, με βάση το σενάριο β' (βλέπε σχήμα 58) προκύπτει ο συντελεστής ασφαλείας να είναι ίσος με 1,26 που είναι μεγαλύτερος του 1,2. Ο έλεγχος πληρείται.

## **9.8 Έλεγχος τάσεων έδρασης**

### **9.8.1 Γενικά**

Κατά τον έλεγχο αυτό, θα βρεθούν οι τάσεις έδρασης στην λιθορριπή. Συνήθως, η επιτρεπόμενη ορθή τάση ορίζεται στους  $50 \text{ tn/m}^2$  ( $=490 \text{ KN/m}^2$ ). Όταν όμως, στους υπολογισμούς υπεισέρχονται σεισμικά φορτία τότε η επιτρεπόμενη τάση μπορεί να είναι κατά 50% μεγαλύτερη, δηλαδή  $75 \text{ tn/m}^2$  ( $=735 \text{ KN/m}^2$ ). Με βάση το πιο κάτω σχήμα (σχήμα 59) και τις γνωστές σχέσεις υπολογισμού που παρουσιάζονται πιο κάτω, έχουν βρεθεί οι τάσεις έδρασης:



Σχήμα 59: κατανομή τάσεων έδρασης, πηγή: Κ. Μέμος (2008)  
Εισαγωγή στα λιμενικά έργα, Αθήνα, Εκδόσεις Συμμετρία

Βρίσκεται αρχικά η εκκεντρότητα με την εξής σχέση:

$$e = b/2 - (M_e - M_a) / V$$

όπου:

$e(m)$  : εκκεντρότητα

$b(m)$ : πλάτος τοιχίου (=AB, βλέπε σχήμα 59)

$V(KN/m)$ : άθροισμα των κατακόρυφων δυνάμεων

$M_e(KNm/m)$ : άθροισμα ροπών ευστάθειας

$M_a(KNm/m)$ : άθροισμα ροπών ανατροπής

Ακολουθως, διακρίνονται 2 περιπτώσεις:

- Αν  $e < b/6$

Τότε οι τάσεις είναι :

$$\sigma_{\max} = (V / b.d) \cdot (1 + 6e / b)$$

$$\sigma_{\min} = (V / b.d) \cdot (1 - 6e / b)$$

όπου  $d$  : μήκος βάσης κατασκευής. Ο υπολογισμός γίνεται ανα μέτρο  
αρα το  $d$  λαμβάνει τιμή 1m

- Αν  $e > b/6$

Τότε:

$$\sigma_{\max} = 2.V / 3.\xi$$

$$\sigma_{\min} = 0$$

Σε αυτή την περίπτωση συνίσταται να ισχύει για την εκκεντρότητα:  $e < b/4$

### **9.8.2 Έλεγχος τάσεων έδρασης (σενάριο α')**

Με βάση το σχήμα του σεναρίου α' (σχήμα 57) και τις σχέσεις που έχουν περιγραφεί στο κεφάλαιο 9.8.1 έχουν βρεθεί:

$$e = 1,66 < b/6 = 3m$$

$$\sigma_{\max} = 480 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{\min} = 138 \text{ KPa}$$



Καμιά από τις 2 τάσεις δεν υπερβαίνει το όριο των 490 Kpa αρα ο έλεγχος πληρείται.

### **9.8.3 Έλεγχος τάσεων έδρασης (σενάριο β')**

Με βάση το σχήμα του σεναρίου β' (σχήμα 58) και τις σχέσεις που έχουν περιγραφεί στο κεφάλαιο 9.8.1 έχουν βρεθεί:

$$e = 5,35 > b/6 = 3m$$

$$\sigma_{\max} = 890 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{\min} = 0 \text{ KPa}$$

Παρατηρούμε πως προκύπτει μια διαφορά(=155 kPa) σε σχέση με την επιτρεπόμενη τάση και την δρώσα τάση για το σενάριο β' όμως αυτό μπορεί να αντιμετωπιστεί με τσιμεντενέσεις στην εξυγιαντική στρώση ώστε αυτή να αποκτήσει μεγαλύτερη αντοχή.

## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 10: ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

### Πλεονεκτήματα

- Η μελέτη καταδεικνύει ότι είναι εφικτή η αύξηση θέσεων παραβολής σε υφιστάμενο λιμένα.
- Εάν η κατασκευή της εξωτερικής πλευράς ενός λιμένα σχεδιάζεται εξ' αρχής με τοιχία caisson, το επιπλέον κόστος κατασκευής δεν αναμένεται να είναι μεγάλο διότι πρόκειται ουσιαστικά για αντικατάσταση του κλασσικού κρηπιδότοιχου με τοιχίο caisson.
- Καθιστά ένα λιμάνι περισσότερο πολυμορφικό. Πλοία τα οποία δεν μπορούν να εξυπηρετηθούν στο εσωτερικό του λιμένα λόγω περιορισμένου χώρου (π.χ. για ελιγμούς) και βυθίσματος θα μπορούν να εξυπηρετούνται στην εξωτερική πλευρά του λιμένα.

### Μειονεκτήματα

- Πρέπει να γίνεται ειδική μελέτη στο κυματικό κλίμα κάθε περιοχής για να αποφανθεί κανείς αν ενδείκνυται η κατασκευή ενός τέτοιου έργου. Πρέπει η κυματική δίαιτα να μην είναι απαγορευτική.

### Προτάσεις για συνέχιση της παρούσας εργασίας

- Κοστολόγηση κατασκευής κατακόρυφου μετώπου στην προσήνεμη παρειά ενός λιμένα και οικονομική σύγκριση με την κλασσική λιθορριπή.
- Μελέτη όσον αφορά τη βυθοκόρηση που θα προηγηθεί της κατασκευής. Περίοδος συντήρησης διαύλου που εξαρτάται από τη στερεομεταφορά που λαμβάνει χώρα στην περιοχή.

## **ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ**

1. Κ. Μέμος (2008) Εισαγωγή στα λιμενικά έργα, Αθήνα, Εκδόσεις Συμμετρία
2. Κ.Ι Μουτζούρη (2009) Θαλάσσια Υδραυλική, Αθήνα, Εκδόσεις ΕΜΠ
3. Coastal engineering manual (2002)
4. Guideline for the certification of offshore wind turbines (2012)
5. Minoo H. Patel (1989) Dynamics of offshore structures
6. Technical note 4/99: the design of wave absorbing seawall (1999)
7. Fugazza and Natale (1990) Hydraulic design of perforated breakwaters
8. C. Venkatramaiah (2006) Geotechnical engineering
9. Safe berthing and mooring, Trelleborg marine systems (2008)
10. recommendations of the committee for waterfront structures harbours and waterways, EAU 2004, Ernst & Sohn
11. LEICHTWEISS-INSTITUT FÜR WASSERBAU der Technischen Universität Braunschweig, MITTEILUNGEN, Heft 147/2001

**Από διαδικτυακό χώρο:**

1. <http://www.kgrgroup.gr/assets/Uploads/-CAISSON.pdf>
2. <http://worldwar2headquarters.com/HTML/normandy/mulberries/phoenix-breakwater.html>
3. [http://en.wikipedia.org/wiki/Caisson\\_%28engineering%29](http://en.wikipedia.org/wiki/Caisson_%28engineering%29)
4. [http://users.auth.gr/~sbandis/ENG\\_GEOLOGY\\_2/%CE%A4%CE%95%CE%A7%CE%9D%CE%99%CE%9A%CE%97%20%CE%93%CE%95%CE%A9%CE%9B%CE%9F%CE%93%CE%99%CE%91%20%CE%99%CE%99-%CE%A3%CE%97%CE%9C%CE%95%CE%99%CE%A9%CE%A3%CE%95%CE%99%CE%A3%202012a.pdf](http://users.auth.gr/~sbandis/ENG_GEOLOGY_2/%CE%A4%CE%95%CE%A7%CE%9D%CE%99%CE%9A%CE%97%20%CE%93%CE%95%CE%A9%CE%9B%CE%9F%CE%93%CE%99%CE%91%20%CE%99%CE%99-%CE%A3%CE%97%CE%9C%CE%95%CE%99%CE%A9%CE%A3%CE%95%CE%99%CE%A3%202012a.pdf)
5. <https://www.google.gr/maps/preview?source=newuser-ws>
6. <http://www.arabianoilandgas.com/article-5176-hst-completes-us306-million-expansion/>
7. [http://lee.civil.ntua.gr/pdf/mathimata/antiseismiki\\_texnologia\\_2/simeioseis/EC8.pdf](http://lee.civil.ntua.gr/pdf/mathimata/antiseismiki_texnologia_2/simeioseis/EC8.pdf)
8. <http://www.oasp.gr/node/87>

## **ΠΑΡΑΡΤΗΜΑΤΑ**

**Παράρτημα α' (συντελεστής ανάκλασης)**

of the perforated breakwater only in terms of interaction between the jets of water and the inertia of the water stored in the chamber. Sawaragi and Iwata (1973, 1978, 1979) interpreted the wave system generated at the barrier as a superposition of infinite number of progressive waves. These authors adjusted their formulas using experimental results.

Kondo (1979) considered only incident and reflected progressive waves in the open sea and in the chambers: Kondo's simplified approach is valid with hypotheses that are acceptable in many real situations (Natale 1983). In spite of the simplicity of the proposed method, Kondo did not give explicit formulas for the hydraulic design of the breakwater.

Other authors (Horiguchi 1976; Natale 1983; Hagiwara 1984) used a standard dividing region method to solve the boundary value problem derived from the linear description of the water wave system diffracted by the perforated breakwater. The first two authors considered the same water depth inside and outside the chamber. In this way they consistently reduced the complexity of the solution of the mathematical problem. Their approaches, which will be discussed in the next section, lead to design formulas of the perforated breakwater; the general approach of Hagiwara requires cumbersome computations. Horiguchi (1979) extended his procedure using Stokes' second-order wave theory. Fugazza (1983) gave the solution for the multichamber breakwater.

At present, in the engineering practice, simple formulas are not available for the preliminary design of perforated breakwaters; generally only qualitative observations and heuristic considerations have been reported (Goda 1985).

In the present paper the authors propose a very simple method that can be used for the optimized hydraulic design of Jarlan-type breakwaters.

#### THEORETICAL ANALYSIS

Let us consider the structure sketched in Fig. 1, where  $h$  is the stillwater depth and  $B$  is the length of the chamber, and suppose that the stillwater depth is the same inside and outside the chamber. Let us assume monochromatic, long-crested and small-amplitude waves normally incident on the barrier: The wave number of the incident wave is  $k = 2\pi/L$ , where  $L$  denotes the wave length, and the wave height is  $H$ .

The solution of the linearized wave problem, as presented in Appendix I, is set in the form of velocity potential  $\Phi$  of superposed systems of incident and reflected progressive waves and of evanescent waves, with  $(\partial_x \Phi, \partial_z \Phi) = (u, w)$  and  $\partial_z \Phi = -p/\rho$ .

The fluid velocity vector is  $\mathbf{v} = (u, w)$ ,  $p = p(z)$  is the dynamic pressure, and  $\rho$  is the density of the water.

The movement of the fluid in the external field  $\Omega_0$  (open sea) is connected to the movement in the inner field  $\Omega_1$  (wave chamber); for incompressible fluid the continuity equation at the perforated wall is:

$$u_0 = u_1 \dots \dots \dots (1)$$

and the dynamic equation is:

$$\frac{p_1}{\rho} - \frac{p_0}{\rho} + \frac{\alpha}{2} U|U| + \int_l \partial_z U dl = 0 \dots \dots \dots (2)$$

where  $U = ru_0$  is the mean velocity of the water in the pores;  $l$  = the length of the jet flowing through the pores; and  $\alpha$  = the loss coefficient. The

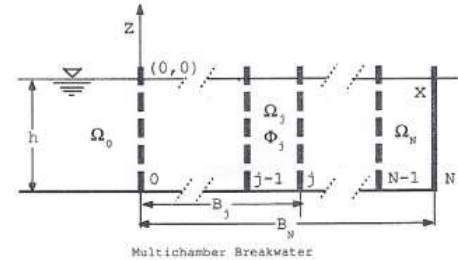
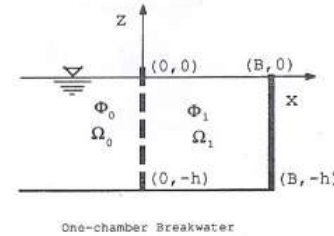


FIG. 1. Definition Sketch and Coordinate System

porosity of the wall  $r$  is defined as  $r = A_p / (A_p + A_s)$ , where  $A_p$  and  $A_s$  are, respectively, the area of the perforated and solid portion of the wall.

The importance of the local inertia term is feeble so that the length of the jet  $l$  may be assumed to be equal to the thickness of the wall  $b$ .

Indeed experiments of Urashima et al. (1986) have showed that the length  $l$  changes with the wavelength but its value is always very small: The results depend very weakly on the value of this length.

The head losses at the wall are computed using the plate orifice formula when the diameter of the pores  $D$  is relatively large ( $D/b > 0.5$ ); otherwise the pipe formula must be used.

In their experiences Hattori (1972) and Kondo (1979) evaluated the losses of head using the plate/orifice formula:

$$\alpha = \left( \frac{1}{rC_c} - 1 \right)^2 \dots \dots \dots (3)$$

where  $C_c$  = the contraction coefficient for the jet.

From the data presented by Kondo (1979) it seems that the contraction coefficient increases with decreasing  $D/b$ . When  $D/b$  is greater than 0.5, the contraction coefficient assumes the standard value for plate orifice  $C_c \approx 0.6$ ; when the wall is relatively thick,  $C_c$  assumes the meaning of discharge coefficient and  $1/C_c \approx 1.5$ . The coefficient does not seem to depend on Reynolds number in practical situations.

Hattori (1972) did not give any systematic interpretation of his experiments but concluded that the discharge coefficient ranged from 0.4 to 0.75.

The change of the aspect ratio of the pores could partially explain the scatter of the experimental results obtained by Hattori.

For the solution of the wave problem, the velocity potential must be introduced in (1) and (2). Usually the head-loss term in (2) is linearized as follows:

$$\partial_x \Phi_1 - \partial_x \Phi_0 - \beta \partial_x \Phi_0 - l \partial_x \Phi_0 = 0 \dots\dots\dots (4)$$

The expression of the parameter  $\beta$  will be obtained using Lorentz's transformation (Ippen 1966), which equals the dissipation of energy computed by means of a linear term to the nonlinear dissipation. Horiguchi (1976) took into account explicitly the variation of the linear loss coefficient  $\beta$  along the wall; he defines the coefficient  $\beta$  as a function of the depth of the pores,  $\beta = \beta(z)$ . Natale (1983) computed the loss coefficient by averaging the power along the wall so that  $\beta$  could be regarded constant. The assumption  $\beta = \text{constant}$  is partially consistent with the assumption of  $r = \text{constant}$  along the perforated wall. However, on ground of expediency, only walls with uniform porosity are usually constructed: The porous wall can have a solid heel without any influence on the reflective response of the breakwater when the relative depth is large enough.

The solutions proposed by the two different authors give equivalent results as shown in Fig. 2, where the same situations were examined: water depth  $h = 3$  m, wave height  $H = 1$  m, and chamber length  $B = 4$  m.

The design procedure discussed in this paper is based on the formulas proposed by Natale: For the sake of completeness the formulas are given in Appendix I.

After some algebraic manipulations, from (31) and (32) of Appendix I, the reflection coefficient  $K_r$  (ratio of the amplitude of the reflected wave to the amplitude of the incident wave) is obtained:

$$K_r = \frac{\sqrt{(C^2 + W^2)^2 + W^2 R^2 (W^2 R^2 + 2C^2 - 2W^2)}}{C^2 + W^2(1 + R^2)} \dots\dots\dots (5)$$

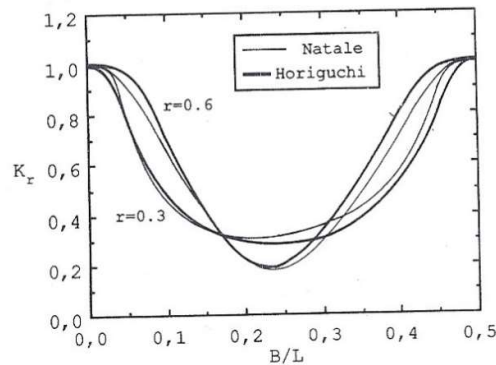


FIG. 2. Reflection Coefficient  $K_r$  versus  $B/L$ ; Comparison between Theoretical Results of Horiguchi (1976) and Natale (1983)

where the following dimensionless parameters are defined:

$$P = lk, \quad R = \beta \left( \frac{k}{\omega} \right), \quad W = \tan(kB), \quad C = 1 - PW$$

with  $\omega$  being the wave angular frequency of the progressive incident wave. Moreover, the reduction coefficient  $K_A$  (ratio of the amplitude of the partially standing wave at the front face of the breakwater to the amplitude of the perfect clapotis) of the perforated breakwater may be obtained:

$$K_A = \frac{\sqrt{(C^2 + W^2 R^2 + W^2 R^2)^2 + C^2 W^2}}{C^2 + W^2(1 + R^2)} \dots\dots\dots (6)$$

The dimensionless parameter  $\bar{R}$  is linked to the unknown linear dissipation coefficient  $\beta$ :

$$\beta = \frac{8\alpha}{9\pi} H\omega \frac{W}{\sqrt{W^2(R+1)^2 + C^2}} \frac{5 + \cosh(2kh)}{2kh + \sinh(2kh)} \dots\dots\dots (7)$$

**EXPERIMENTAL VALIDATION OF THE MODEL**

The validity of the formulas expressed by (5) and (6) was checked comparing the theoretical results to experimental measurements: Reference is made to the laboratory tests carried out with monochromatic waves by Liberatore (1974) and Kondo (1979) and to the experiments with irregular waves presented by Sawaragi and Iwata (1979).

These authors tested breakwaters having perforated walls with relatively large diameter of the pores.

Since the assumption of constant  $\beta$  in (5) and (6) underestimates slightly the head losses at the sudden enlargement, (3) was empirically modified:

$$\alpha = \left( \frac{1}{rC_c} \right)^2 - 1 \dots\dots\dots (8)$$

Slight improvement was obtained using  $C_c = 0.55$  instead of  $C_c = 0.6$  as will be shown in Fig. 3.

Liberatore considered breakwaters with one and two chambers; the different arrangements were tested changing the width of the chamber(s) and/or the porosity of the wall(s). The amplitude and the period of the incident wave were not changed; the partially standing wave in front of the porous wall was measured. For different porosities of the wall(s), Liberatore gave the reduction coefficient  $K_A$  as a function of the ratio of the total width of the breakwater  $B$  to the wavelength  $L$ .

The theoretical results are compared to the experimental data in Figs. 3 and 4, where  $r_1$  is the porosity of the seaward perforated wall and  $r_2$  the porosity of the intermediate wall.

Kondo (1979) tested breakwaters with one and two chambers; the width of the chamber(s) was kept constant, and the period of the incident wave was varied. Kondo gave the reflection coefficient  $K_r$  as a function of the relative width  $B/L$ . In Figs. 5(a) and 5(b) the values of  $K_r$  measured by Kondo are compared to the theoretical results.

In their experiments, Sawaragi and Iwata (1979) generated composite waves summing up a finite number of sinusoidal waves with given wave

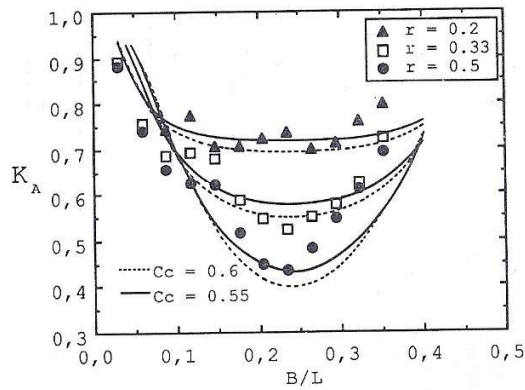


FIG. 3. Reduction Coefficient  $K_A$  versus  $B/L$ ; Comparison between Theoretical Results and Experimental Data for One-Chamber Breakwater (Liberatore 1974)

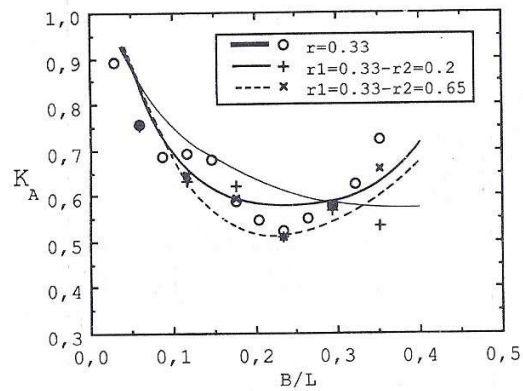


FIG. 4. Reduction Coefficient  $K_A$  versus  $B/L$ ; Comparison between Theoretical Results and Experimental Data for Two-Chambers Breakwater (Liberatore 1974)

phase to approximate irregular wind waves: Sawaragi and Iwata defined the efficiency of the breakwater by means of the parameter  $(K_{cp})_m$ ,  $(K_{cp})_{1/3}$ ,  $(K_{cp})_{1/10}$ , which is the ratio of the zero upcrossing height (maximum,  $1/3$ ,  $1/10$ ) of the standing wave at the point of the maximum water-level fluctuation seaward the breakwater, to the corresponding zero upcrossing height of the incident wave.

The tests of Sawaragi and Iwata were numerically simulated in the present work with the hypothesis that the component waves do not interfere each other strongly when they pass through the porous walls. In this case the linearized head loss due to each wave may not be affected by the presence

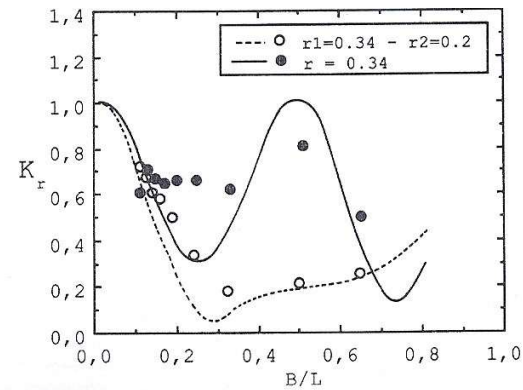


FIG. 5(a). Reflection Coefficient  $K_r$  versus  $B/L$ . Comparison between Theoretical Results and Experimental Data (Kondo 1979)

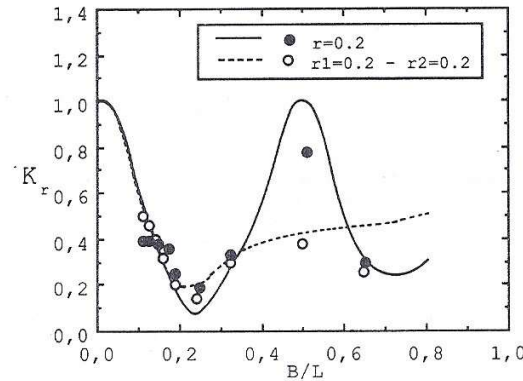


FIG. 5(b). Reflection Coefficient  $K_r$  versus  $B/L$ . Comparison between Theoretical Results and Experimental Data (Kondo 1979)

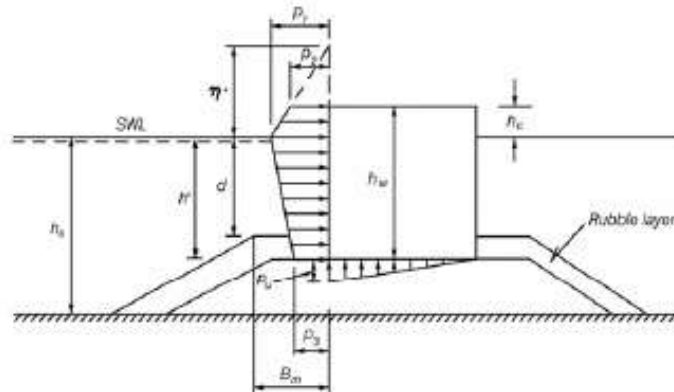
of the other components. Using the superposition of the computed results for each component with given height and period,  $(K_{cp})_m$  was deduced from the computed wave envelopes by means of the same procedure as the experiments: In Fig. 6, the computed values of  $(K_{cp})_m$  and the experimental values obtained in the test series W18 of Sawaragi and Iwata are given as a function of  $B/L$ .

Subsequently, for monochromatic waves with the heights  $H_{1/3}$  and  $H_{1/10}$  and the periods  $T_{1/3}$  and  $T_{1/10}$ , the parameters  $K_{cp}$  were computed. Fig. 7 shows that the theoretical values based on the monochromatic approximation agree rather well with the measurements when  $B/L$  is small enough.



## **Παράρτημα β' (φόρτιση τοιχίου που προκαλείται από κυματισμούς)**

Table VI-5-53  
Goda Formula for Irregular Waves (Goda 1974; Tanimoto et al. 1976) (Continued)



$$\eta^* = 0.75(1 + \cos\beta) \lambda_1 H_{design} \quad (VI-5-147)$$

$$p_1 = 0.5(1 + \cos\beta)(\lambda_1 \alpha_1 + \lambda_2 \alpha_2 \cos^2\beta) \rho_w g H_{design} \quad (VI-5-148)$$

$$p_2 = \begin{cases} \left(1 - \frac{h_c}{\eta^*}\right) p_1 & \text{for } \eta^* > h_c \\ 0 & \text{for } \eta^* \leq h_c \end{cases} \quad (VI-5-149)$$

$$p_3 = \alpha_3 p_1 \quad (VI-5-150)$$

$$p_u = 0.5(1 + \cos\beta) \lambda_3 \alpha_1 \alpha_3 \rho_w g H_{design} \quad (VI-5-151)$$

where

$\beta$  Angle of incidence of waves (angle between wave crest and front of structure)  
 $H_{design}$  Design wave height defined as the highest wave in the design sea state at a location just in front of the breakwater. If seaward of a surf zone Goda (1985) recommends for practical design a value of  $1.8 H_s$  to be used corresponding to the 0.15% exceedance value for Rayleigh distributed wave heights. This corresponds to  $H_{1/250}$  (mean of the heights of the waves included in 1/250 of the total number of waves, counted in descending order of height from the highest wave). Goda's recommendation includes a safety factor in terms of positive bias as discussed in Table VI-5-55. If within the surf zone,  $H_{design}$  is taken as the highest of the random breaking waves at a distance  $5H_s$  seaward of the structure.

$$\alpha_4 = \alpha_2$$

$$\alpha_1 = 0.6 + 0.5 \left[ \frac{4\pi h_s/L}{\sinh(4\pi h_s/L)} \right]^2$$

$$\alpha_2 = \text{the smallest of } \frac{h_b - d}{3h_s} \left( \frac{H_{design}}{d} \right)^2 \text{ and } \frac{2d}{H_{design}}$$

$$\alpha_3 = 1 - \frac{h_w - h_c}{h_s} \left[ 1 - \frac{1}{\cosh(2\pi h_s/L)} \right]$$

$L$  Wavelength at water depth  $h_s$  corresponding to that of the significant wave  $T_s \approx 1.1T_m$ , where  $T_m$  is the average period.

$h_b$  Water depth at a distance of  $5H_s$  seaward of the breakwater front wall.

$\lambda_1$ ,  $\lambda_2$  and  $\lambda_3$  are modification factors depending on the structure type. For conventional vertical wall structures,  $\lambda_1 = \lambda_2 = \lambda_3 = 1$ . Values for other structure types are given in related tables.

(Continued)

Table VI-5-53. (Concluded)

Uncertainty and bias of formulae: See Table VI-5-55.

Tested ranges:	water depth (cm)	wave height (cm)	wave period (s)	mound height (cm)
	35	7.1-31.2	2	0 & 15
	45	6.7-41.6	1.7	0 & 25
	45	7.6-32.8	1.3	0 & 25
	45	9.2-22.9	1	0 & 25

The formulae have been calibrated with the cases of 21 slidings and 13 nonslidings of the upright sections of the prototype breakwaters in Japan.

Table VI-5-54

Goda Formula Modified to Include Impulsive Forces from Head-on Breaking Waves  
(Takahashi, Tanimoto, and Shimosako 1994a)

The modification of Goda's formula concerns the formula for the pressure  $p_1$  at the still water level (SWL). The coefficient  $\alpha_s$  is modified as

$$\begin{aligned} \alpha_s &= \text{largest of } \alpha_2 \text{ and } \alpha_I \\ \alpha_2 &= \text{the smallest of } \frac{h_b - d}{3h_b} \left( \frac{H_{design}}{d} \right)^2 \text{ and } \frac{2d}{H_{design}} \\ \alpha_I &= \alpha_{I0} \cdot \alpha_{I1} \\ \alpha_{I0} &= \begin{cases} H_{design}/d & \text{for } H_{design}/d \leq 2 \\ 2.0 & \text{for } H_{design}/d > 2 \end{cases} \\ \alpha_{I1} &= \begin{cases} \frac{\cos \delta_2}{\cosh \delta_1} & \delta_2 \leq 0 \\ \frac{1}{\cosh \delta_1 - (\cosh \delta_2)^2} & \delta_2 > 0 \end{cases} \\ \delta_1 &= \begin{cases} 20 \cdot \delta_{11} & \text{for } \delta_{11} \leq 0 \\ 15 \cdot \delta_{11} & \text{for } \delta_{11} > 0 \end{cases} \\ \delta_{11} &= 0.93 \left( \frac{B_m}{L} - 0.12 \right) + 0.36 \left( \frac{h_s - d}{h_s} - 0.6 \right) \\ \delta_2 &= \begin{cases} 4.9 \cdot \delta_{22} & \text{for } \delta_{22} \leq 0 \\ 3 \cdot \delta_{22} & \text{for } \delta_{22} > 0 \end{cases} \\ \delta_{22} &= -0.36 \left( \frac{B_m}{L} - 0.12 \right) + 0.93 \left( \frac{h_s - d}{h_s} - 0.6 \right) \end{aligned}$$

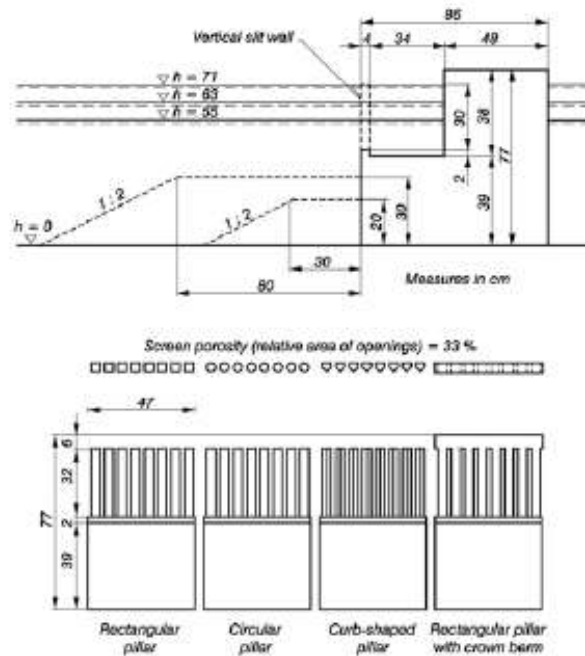
where  $H_{design}$ ,  $L$ ,  $d$ ,  $h_s$ ,  $h_b$ ,  $B_m$  are given in the figure and text of Table VI-5-53.

Range of tested parameters:	Regular waves	
	bottom slope 0.01	$h_s = 42 \text{ cm and } 54 \text{ cm}$
	$d = 7 - 39 \text{ cm}$	$B_m = 2.5 - 200 \text{ cm}$
	$H = 17.2 - 37.8 \text{ cm}$	$T = 1.8 - 3 \text{ sec.}$

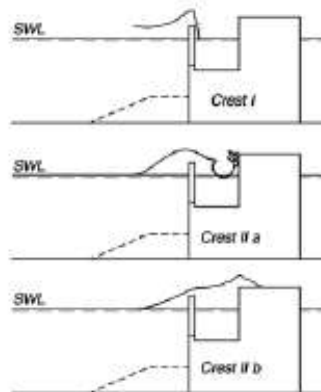
Table VI-5-59

Wave Pressures from Regular Head-on Waves on Caissons with Vertical Slit Front Face and Open Wave Chamber (Tanimoto, Takahashi, and Kitatani 1981; Takahashi, Shimosako, and Sakaki 1991) (Continued)

Cross sections



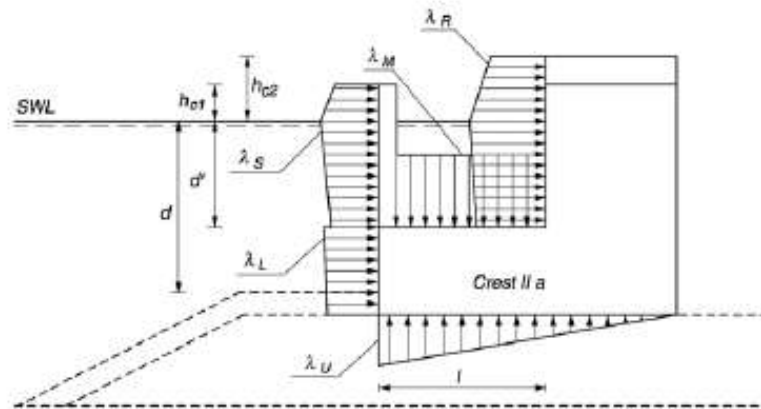
Tested wave range: Regular head-on waves  
 Incident wave height: 10-30 cm  
 Wave period: 1.5, 2.0, 2.5 s  
 Considered wave crest faces



(Continued)

Table VI-5-59. (Concluded)

Pressure distribution



Pressure calculation: Use the Goda formulae with modified  $\lambda_1$ ,  $\lambda_2$  and  $\lambda_3$  as given in the following table. For example, the wave pressure on the slit wall in the case of Crest-I is calculated by the Goda formulae with  $\lambda_1$  and  $\lambda_2$  replaced by  $\lambda_{S1}$  and  $\lambda_{S2}$ , respectively.

Modification factors for vertical slit wall caisson (From Takahashi et al. 1994b).

		Crest-I	Crest-IIa	Crest-IIb
Slit wall	$\lambda_{S1}$	0.85	0.7	0.3
	$\lambda_{S2}$	0.4 ( $\alpha^* \leq 0.75$ ) 0.3/ $\alpha^*$ ( $\alpha^* > 0.75$ )	0	0
Impermeable part of front wall	$\lambda_{L1}$	1	0.75	0.65
	$\lambda_{L2}$	0.4 ( $\alpha^* \leq 0.5$ ) 0.2/ $\alpha^*$ ( $\alpha^* > 0.5$ )	0	0
Wave chamber rear wall	$\lambda_{R1}$	0	20l/3L' ( $l/L' \leq 0.15$ ) 1.0 ( $l/L' > 0.15$ )	1.4 ( $H/h \leq 0.1$ ) 1.6 - 2H/h ( $0.1 < H/h < 0.3$ ) 1.0 ( $H/h \geq 0.3$ )
	$\lambda_{R2}$	0	0.56 ( $\alpha^* \leq 25/28$ ) 0.5/ $\alpha^*$ ( $\alpha^* > 25/28$ )	0
Wave Chamber bottom slab	$\lambda_{M1}$	0	20l/3L' ( $l/L' \leq 0.15$ ) 1.0 ( $l/L' > 0.15$ )	1.4 ( $H/h \leq 0.1$ ) 1.6 - 2H/h ( $0.1 < H/h < 0.3$ ) 1.0 ( $H/h \geq 0.3$ )
	$\lambda_{M2}$	0	0	0
Uplift force	$\lambda_{U3}$	1	0.75	0.65

In the calculation of  $\alpha^*$  for the rear wall,  $\alpha_1$  should be replaced by  $\alpha'_1$  which is obtained with the parameters  $d'$ ,  $L'$  and  $B'_M$  instead of  $d$ ,  $L$  and  $B_M$  respectively, where  $d'$  is the depth in the wave chamber,  $L'$  is the wavelength at water depth  $d$ ,  $B'_M = l - (d - d')$ , and  $l$  is the width of the wave chamber including the thickness of the perforated vertical wall.

## **Παράρτημα γ' (προστασία πόδα από υποσκαφή)**

Table VI-5-48  
Stability of Toe Berm Formed by Two Layers of Stones in Front of Vertical Impermeable Wall Structure

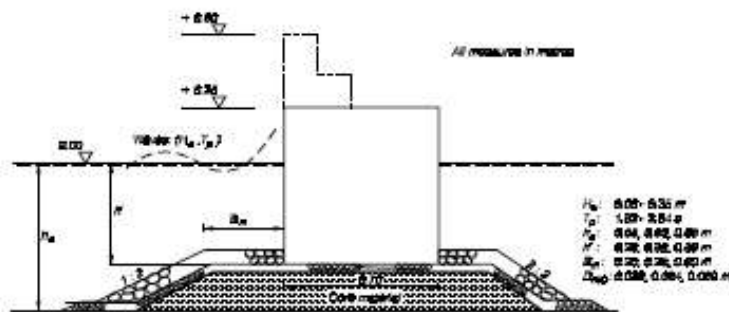
Madrigal and Valdés (1995) for two layers of quarystones

$$N_s = \frac{H_s}{\Delta D_{0.50}} = \left( 5.8 \frac{h'}{h_b} - 0.6 \right) N_{sd}^{0.19} \quad (\text{VI-5-109})$$

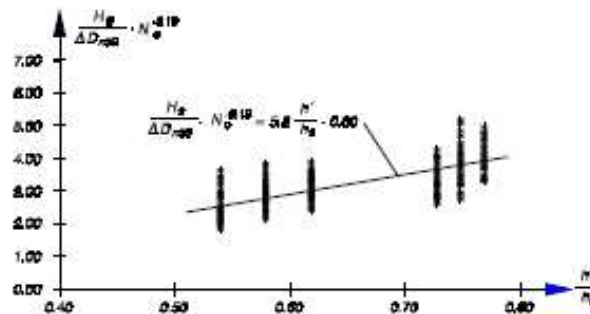
- where:
- $H_s$  Significant wave height in front of breakwater
  - $\Delta$   $(\rho_s/\rho_w) - 1$
  - $\rho_s$  Mass density of stones
  - $\rho_w$  Mass density of water
  - $D_{0.50}$  Equivalent cube length of median stone
  - $h'$  Water depth at top of toe berm
  - $h_b$  Water depth in front of toe berm
  - $N_{sd}$  Number of units displaced out of the armor layer within a strip width of  $D_{0.50}$

$$N_{sd} = \begin{cases} 0.5 & \text{start of damage (1-3\% of units displaced)} \\ 2 & \text{acceptable damage (5-10\% of units displaced)} \\ 5 & \text{severe damage (20-30\% of units displaced)} \end{cases}$$

Tested cross sections



Valid for: Irregular head-on waves. Toe berm formed of two layers of stones with  $\Delta = 1.65$   
 $0.5 < h_b/h_s < 0.8$ ;  $7.5 < h_b/D_{0.50} < 17.5$ ;  $0.3 < B_m/h_s < 0.55$



Uncertainty of the formula: Not given

(Continued)

Table VI-5-48 (Concluded)

Tanimoto, Yagyu, and Goda (1982), Takahashi, Tanimoto, and Shimosako (1990) for two layers of quarrrstones

$$N_s = \frac{H_s}{\Delta D_{n50}} = \max \left\{ 1.8, 1.3 \frac{1 - \kappa}{\kappa^{1/3}} \frac{h'}{H_s} + 1.8 \exp \left( -1.5 \frac{(1 - \kappa)^2}{\kappa^{1/3}} \frac{h'}{H_s} \right) \right\} \quad (\text{VI-5-110})$$

$$\kappa = \kappa_1 \kappa_2$$

$$\kappa_1 = 2kh' / \sinh(2kh')$$

$$\kappa_2 = \max \left\{ 0.45 \sin^2 \theta \cos^2(kB \cos \theta), \cos^2 \theta \sin^2(kB \cos \theta) \right\}$$

where	$H_s$	Significant wave height in front of breakwater
	$\Delta$	$(\rho_s / \rho_w) - 1$
	$\rho_s$	Mass density of stones
	$\rho_w$	Mass density of water
	$D_{n50}$	Equivalent cube length of median stone
	$h'$	Water depth on top of toe berm (excluding armor layer)
	$B$	Width of toe berm
	$k$	Wave number $k = 2\pi / L_p$
	$\theta$	Wave incident angle ( $\theta = 0^\circ$ for head-on)

Valid for: Irregular head-on and oblique waves  
 Toe berm formed by two layers of quarrrstones  
 $\Delta = 1.65$

Uncertainty of the formula: Not given



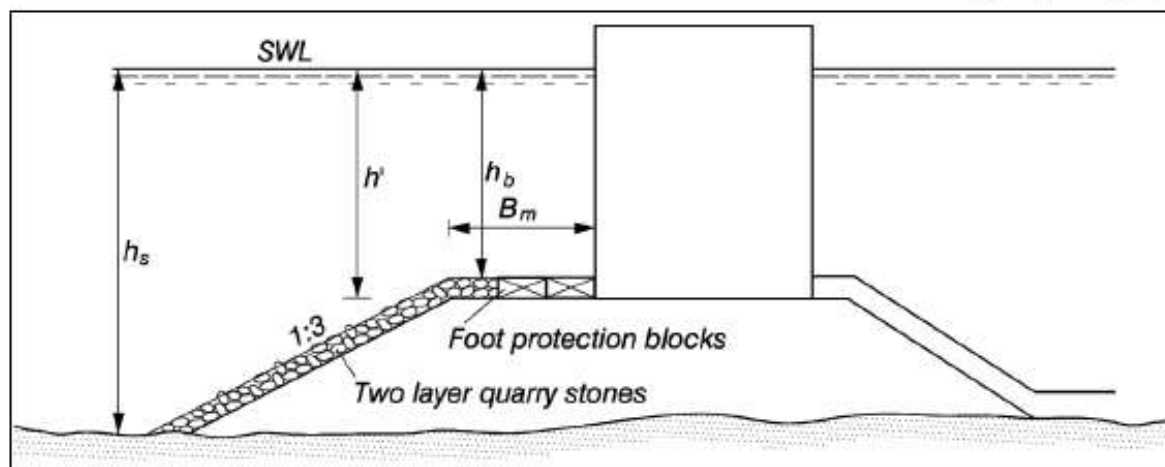


Figure VI-5-51. Illustration of foot protection blocks for vertical structures

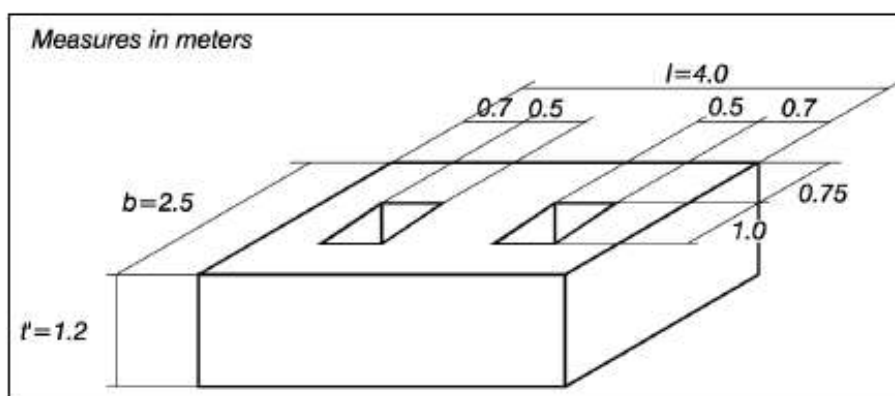


Figure VI-5-52. Example of Japanese foot protection block

Figure VI-5-53 shows a diagram taken from Takahashi (1996) for the determination of the necessary block thickness  $t'$  as functions of wave height  $H$  and the ratio of water depths  $h_b/h_s$  at the berm and in front of the structure as shown back on Figure VI-5-51.

(c) Stable foot protection blocks do reduce the pressure induced current in the mound, even when there are 10 percent openings in the blocks. Thus the risk of erosion of a sandy seabed underneath a thin rubble mound bedding layer is reduced too.

(4) Toe stability in combined waves and currents.

(a) Coastal structures, such as entrance jetties, are exposed to waves combined with currents running parallel to the structure trunk. In certain circumstances toe stability may be decreased due to the vectorial combination of current and maximum wave orbital velocity. For normal wave incidence the combined wave and current vector magnitude is not greatly increased. However, in the case of jetties where waves approach the jetty trunk at large oblique angles (relative to the normal), the combined velocity magnitude becomes large, and toe stability is jeopardized.