



**Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο  
Σχολή Πολιτικών Μηχανικών  
Τομέας Υδατικών Πόρων και Περιβάλλοντος  
Εργαστήριο Λιμενικών Έργων**

## **ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ**

### **Η ΕΠΙΔΡΑΣΗ ΤΗΣ ΠΕΡΙΟΔΟΥ ΤΟΥ ΚΥΜΑΤΟΣ ΣΤΟ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟ ΘΩΡΑΚΙΣΗΣ ΚΥΜΑΤΟΘΡΑΥΣΤΗ**

***ΠΟΛΥΤΙΜΗ ΚΑΙΝΑΚΗ***



Επιβλέπουσα: Βασιλική Τσουκαλά, Επίκουρη καθηγήτρια ΕΜΠ  
Συνεπιβλέπουσα: Δήμητρα Μαλλιούρη, Υποψήφια διδάκτορας ΕΜΠ

ΑΘΗΝΑ 2016





**Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο  
Σχολή Πολιτικών Μηχανικών  
Τομέας Υδατικών Πόρων και Περιβάλλοντος  
Εργαστήριο Λιμενικών Έργων**

## **ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ**

### **Η ΕΠΙΔΡΑΣΗ ΤΗΣ ΠΕΡΙΟΔΟΥ ΤΟΥ ΚΥΜΑΤΟΣ ΣΤΟ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟ ΘΩΡΑΚΙΣΗΣ ΚΥΜΑΤΟΘΡΑΥΣΤΗ**

***ΠΟΛΥΤΙΜΗ ΚΑΙΝΑΚΗ***

Επιβλέπουσα: Βασιλική Τσουκαλά, Επίκουρη καθηγήτρια ΕΜΠ  
Συνεπιβλέπουσα: Δήμητρα Μαλλιούρη, Υποψήφια διδάκτορας ΕΜΠ

ΑΘΗΝΑ 2016

Το περιεχόμενο της ανά χείρας διπλωματικής εργασίας αποτελεί προϊόν της δικής μου πνευματικής προσπάθειας. Η ενσωμάτωση σε αυτήν υλικού τρίτων, δημοσιευμένου ή μη, γίνεται με δόκιμη αναφορά στις πηγές, που δεν επιτρέπει ασάφειες ή παρερμηνείες.

Κλινάκη Πολυτίμη

### ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ

Αρχικά, θα ήθελα να ευχαριστήσω την επιβλέπουσα καθηγήτρια, κα Βασιλική Τσουκαλά, για την καθοδήγηση, την προσφορά υλικού και το χρόνο που αφιέρωσε για να απαντήσει σε ερωτήσεις μου. Επίσης, θα ήθελα να ευχαριστήσω την υποψήφια διδάκτορα Δήμητρα Μαλλιούρη για τις χρήσιμες συμβουλές και το υλικό που μου παρείχε. Τέλος, ευχαριστώ την οικογένειά μου για τη στήριξη που μου παρείχαν σε όλη τη διάρκεια των σπουδών μου.

Πηγή εικόνας εξωφύλλου: [gr.dreamstime.com](http://gr.dreamstime.com)

## ΠΕΡΙΛΗΨΗ

Στην παρούσα διπλωματική εργασία εξετάζεται η επίδραση της περιόδου του κύματος στο σχεδιασμό της θωράκισης κυματοθραύστη με πρηνή. Το ύψος κύματος είναι το γνωστότερο κυματικό φορτίο που χρησιμοποιείται στις εξισώσεις σχεδιασμού. Όμως, η ευστάθεια της θωράκισης επηρεάζεται επίσης από την περίοδο του κυματισμού, η σημασία της οποίας εκφράζεται συνήθως μέσω του αριθμού Iribarren  $\xi$  ή της καμπυλότητας του κύματος  $s$ . Μάλιστα, για κάθε κυματοθραύστη μπορεί να κατασκευαστεί ορισμένη καμπύλη αλληλεπίδρασης (H,T), μέσω της οποίας μπορεί να βρεθεί εάν ένας συνδυασμός φορτίων H,T οδηγεί σε αστοχία της θωράκισης ή όχι. Καταγράφηκαν, λοιπόν, μέθοδοι σχεδιασμού με βάση το ύψος κύματος, αλλά και μέθοδοι με βάση το ύψος και την περίοδο του κύματος, οι σημαντικότερες εκ των οποίων προσεγγίστηκαν και πιθανοτικά. Έτσι, υπολογίστηκε η θωράκιση διατομής του προσήνεμου μώλου του λιμένος Ρεθύμνου, τόσο με τις μεθόδους που χρησιμοποιούν το ύψος κύματος όσο και με τις μεθόδους που χρησιμοποιούν το ύψος και την περίοδο του κύματος και συγκρίθηκαν τα αποτελέσματα. Επίπλέον, με τη βοήθεια των μεθόδων που λαμβάνουν υπ' όψη την περίοδο υπολογίστηκε η απαιτούμενη θωράκιση για διάφορες τιμές περιόδου στο φάσμα των ανεμογενών κυματισμών. Τα αποτελέσματα επιβεβαίωσαν την επίδραση της περιόδου στην ευστάθεια της θωράκισης.

## ABSTRACT

This thesis examines the effect of the wave period on the design of breakwater armour. Wave height is the most known load used in design formulae. However, armour stability depends also on the wave period, which is usually expressed in formulae via Iribarren's number  $\xi$  or wave steepness  $s$ . It can be checked whether a certain combination of wave height and wave period leads to damage thanks to the interaction curve (H,T) of that particular breakwater. There have been set down wave height based design methods as well as wave height and period based design methods. Probabilistic design was also taken into account. Thus, the armour of the seaward pier of Rethymno harbour was computed using both wave height based formulae and wave height and period based formulae. In addition, the minimum required armour was computed supposing various values of period of wind generated waves. The results were compared and they confirmed the effect of the wave period on the breakwater armour stability.

# ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ.....	ii
ΠΕΡΙΛΗΨΗ.....	iii
ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ.....	iv
Κατάλογος σχημάτων .....	vi
Κατάλογος πινάκων .....	x
<b>ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ .....</b>	<b>1</b>
<b>ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2 ΓΕΝΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΓΙΑ ΤΟΥΣ ΚΥΜΑΤΟΘΡΑΥΣΤΕΣ .....</b>	<b>4</b>
2.1 Σημασία και ασφάλεια κυματοθραυστών .....	4
2.2 Είδη κυματοθραυστών και ο ρόλος τους .....	4
2.2.1 Κυματοθραύστες με πρηνή.....	4
2.2.2 Κυματοθραύστες με κατακόρυφο μέτωπο .....	8
2.2.3 Μη συμβατικοί κυματοθραύστες.....	10
2.3 Αρχές σχεδιασμού.....	17
2.4 Κυματικά φορτία για το σχεδιασμό των κυματοθραυστών .....	18
2.5 Τρόποι και μηχανισμοί αστοχίας κυματοθραύστη.....	23
2.5.1 Τρόποι αστοχίας κυματοθραύστη με πρηνή.....	23
2.5.2 Τρόποι αστοχίας κατακόρυφου κυματοθραύστη.....	28
<b>ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3 ΝΤΕΤΕΡΜΙΝΙΣΤΙΚΟΣ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΚΥΜΑΤΟΘΡΑΥΣΤΩΝ.....</b>	<b>31</b>
3.1 Ευστάθεια θωράκισης .....	31
3.1.1 Σχεδιασμός με βάση το ύψος κύματος.....	31
3.1.2 Σχεδιασμός με βάση το ύψος και την περίοδο του κύματος .....	37
3.2 Κυματοθραύστες με αναβαθμό (berm breakwaters) .....	60
<b>ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4 ΠΙΘΑΝΟΤΙΚΟΣ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΚΥΜΑΤΟΘΡΑΥΣΤΩΝ.....</b>	<b>67</b>
4.1 Πιθανοτική προσέγγιση .....	67
4.2 Μέθοδος μερικών συντελεστών ασφαλείας.....	72
<b>ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5 ΕΦΑΡΜΟΓΗ ΤΩΝ ΜΕΘΟΔΩΝ .....</b>	<b>77</b>
5.1 Διαθέσιμα δεδομένα.....	77
5.2 Εφαρμογή ντετερμινιστικών μεθόδων και συμπεράσματα .....	80
5.3 Εφαρμογή πιθανοτικών μεθόδων και συμπεράσματα.....	92

5.4	Υπολογισμός εξωτερικής θωράκισης σε διατομή με αναβαθμό.....	100
5.5	Σύνοψη και σύγκριση αποτελεσμάτων ντετερμινιστικής και πιθανοτικής προσέγγισης 102	
<b>ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6 ΣΥΝΟΨΗ ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΩΝ .....</b>		<b>104</b>
<b>ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΩΝ .....</b>		<b>106</b>
<b>ΑΝΑΦΟΡΕΣ - ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ.....</b>		<b>116</b>

## Κατάλογος σχημάτων

- Σχήμα 2.1: Κυματοθραύστης με πρανή
- Σχήμα 2.2: Ύφαλος κυματοθραύστης
- Σχήμα 2.3: Τεχνητός λίθος θωράκισης τύπου SHED
- Σχήμα 2.4: Μερικά είδη τεχνητών ογκολίθων
- Σχήμα 2.5: Κατακόρυφος κυματοθραύστης με πλωτά κιβώτια (caisson)
- Σχήμα 2.6: Κυψελωτοί ογκόλιθοι σε κατακόρυφο κυματοθραύστη
- Σχήμα 2.7: Ενδεικτική διατομή κυματοθραύστη με αναβαθμό
- Σχήμα 2.8: Σύνθετος κυματοθραύστης
- Σχήμα 2.9: Κυματοθραύστης σε πασσάλους στο Yeoho Port, Κορέα
- Σχήμα 2.10: Πλωτός κυματοθραύστης από δεμένες χαλύβδινες σφαίρες και χαλύβδινα τύμπανα αντίστοιχα
- Σχήμα 2.11: Διάφορες διάτρητες κατασκευές
- Σχήμα 2.12: Διάτρητος κυματοθραύστης στο λιμάνι ακτοφυλακής στην πόλη Busan, Κορέα
- Σχήμα 2.13: Σκαρίφημα αέριου κυματοθραύστη
- Σχήμα 2.14: Η τάξη μεγέθους της περιόδου των κυματισμών που απαντώνται στη φύση
- Σχήμα 2.15: Καμπύλη αλληλεπίδρασης (H,T) που ορίζει την περιοχή ευστάθειας ενός ορισμένου κυματοθραύστη
- Σχήμα 2.16: Καμπύλες αλληλεπίδρασης για διάφορα βάρη τεχνητών παραλληλεπίπεδων λίθων θωράκισης
- Σχήμα 2.17: Καμπύλες αλληλεπίδρασης για διαφορετικούς τύπους λίθων θωράκισης
- Σχήμα 2.18: Πίνακας ενδεικτικής κατηγοριοποίησης της τάξης ασφάλειας για μόνιμους κυματοθραύστες
- Σχήμα 2.19: Οι μηχανισμοί αστοχίας των κυματοθραυστών με πρανή
- Σχήμα 2.20: Ενδεικτικοί τρόποι μετακίνησης της θωράκισης
- Σχήμα 2.21: Τρόποι αστοχίας του στηθαίου της στέψης
- Σχήμα 2.22: Καθολικοί και τοπικοί τρόποι αστοχίας κατακόρυφου κυματοθραύστη
- Σχήμα 3.1: Τιμές συντελεστή ευστάθειας  $K_D$
- Σχήμα 3.2: Τιμές συντελεστή  $K_D$  (SPM 1977)
- Σχήμα 3.3: Τα είδη θραύσης των θαλάσσιων κυμάτων
- Σχήμα 3.4: Προφίλ διατομής κυματοθραύστη με φυσικούς ογκολίθους στη φάση της αστοχίας (πείραμα Iribarren)
- Σχήμα 3.5: Προφίλ διατομής κυματοθραύστη με τετράποδα στη φάση της αστοχίας (πείραμα Iribarren)



- Σχήμα 3.6: Οι συντελεστές αυτοσυσχέτισης που προέκυψαν εφαρμόζοντας γραμμική παλινδρόμηση στα δεδομένα του Iribarren μέσω των 4 μοντέλων που δοκίμασαν οι Losada & Gimenez-Curto
- Σχήμα 3.7: Τιμές των παραμέτρων  $A$ ,  $B$  και  $\xi_0$  στο προτεινόμενο μοντέλο Νο 4
- Σχήμα 3.8: Οι βασικές μεταβλητές που επηρεάζουν την ευστάθεια της θωράκισης
- Σχήμα 3.9: Η περιοχή  $A_2$  που χρησιμοποιείται στον υπολογισμό του επιπέδου ζημιών  $S$
- Σχήμα 3.10: Η επιρροή του αριθμού κυμάτων  $N$  στο επίπεδο ζημιών
- Σχήμα 3.11: Επιρροή της περιόδου στην ευστάθεια του πρανούς της θωράκισης
- Σχήμα 3.12: Το κατώτερο επίπεδο ζημιών (έναρξη αστοχίας) και το ανώτερο επίπεδο ζημιών (αστοχία) για διάφορες τιμές της κλίσης πρανούς
- Σχήμα 3.13: Η σημασία της ομαδικότητας των κυμάτων και του σχήματος του φάσματος στην ευστάθεια
- Σχήμα 3.14: Η σημασία της διαπερατότητας του πυρήνα στην ευστάθεια της θωράκισης
- Σχήμα 3.15: Η επιφάνεια  $A_e$  και ο δείκτης ζημιών  $S$
- Σχήμα 3.16: Οι ελάχιστες και μέγιστες τιμές του δείκτη ζημιών για στρώση θωράκισης πάχους  $2D_{n50}$
- Σχήμα 3.17: Ο συντελεστής διαπερατότητας  $P$  για διάφορους κυματοθραύστες
- Σχήμα 3.18: Η επιρροή του μεγέθους των ζημιών στην ευστάθεια της θωράκισης
- Σχήμα 3.19: Η επιρροή της κλίσης του πρανούς στην ευστάθεια της θωράκισης
- Σχήμα 3.20: Η επιρροή της διαπερατότητας στην ευστάθεια της θωράκισης
- Σχήμα 3.21: Η επιρροή της διάρκειας της καταιγίδας στην ευστάθεια της θωράκισης
- Σχήμα 3.22: Σύγκριση της ευστάθειας φυσικών λίθων, κύβων, τετράποδων και ακρόποδων συναρτήσει της καμπυλότητας του κύματος
- Σχήμα 3.23: Διατομή κυματοθραύστη με αναβαθμό
- Σχήμα 3.24: Η διατομή ενός κυματοθραύστη με αναβαθμό συγκριτικά με τη διατομή ενός συμβατικού κυματοθραύστη με πρανή
- Σχήμα 3.25: Χαρακτηριστική διατομή ενός κυματοθραύστη με αναβαθμό με ενιαία θωράκιση και ενός κυματοθραύστη με αναβαθμό ισλανδικού τύπου
- Σχήμα 3.26: Χαρακτηριστικά μεγέθη των κυματοθραυστών με αναβαθμό σύμφωνα με την κατάταξη των Van der Meer & Sigurdarson (2012)
- Σχήμα 3.27: Η υποχώρηση του αναβαθμού (recession of the berm)
- Σχήμα 3.28: Η μέση υποχώρηση του αναβαθμού  $Rec$  σε σχέση με το δείκτη ευστάθειας όπως προκύπτει από το σύνολο των δεδομένων των Van der Meer & Sigurdarson
- Σχήμα 4.1: Απεικόνιση της από κοινού συνάρτησης πυκνότητας πιθανότητας της φόρτισης και της αντοχής της κατασκευής
- Σχήμα 4.2: Παράδειγμα δενδριτικού διαγράμματος κυματοθραύστη
- Σχήμα 4.3: Συστήματα σε σειρά και εν παραλλήλω
- Σχήμα 4.4: Μερικοί συντελεστές ασφάλειας για τη φόρμουλα του Hudson (φυσικοί ογκόλιθοι)

- Σχήμα 4.5: Μερικοί συντελεστές ασφάλειας για τη φόρμουλα του Van der Meer (φυσικοί λίθοι, θραύση εκτινάξεως)
- Σχήμα 4.6: Μερικοί συντελεστές ασφάλειας για τη φόρμουλα του Van der Meer (φυσικοί λίθοι, θραύση εφορμήσεως)
- Σχήμα 4.7: Μερικοί συντελεστές ασφάλειας για τη φόρμουλα του Van der Meer (κύβιοι)
- Σχήμα 4.8: Μερικοί συντελεστές ασφάλειας για τη φόρμουλα του Van der Meer (τετράποδα)
- Σχήμα 4.9: Τιμές των συντελεστών  $k_a$  και  $k_b$
- Σχήμα 5.1: Κυματικές παράμετροι για Β άνεμο στο Ρέθυμνο
- Σχήμα 5.2: Εξεταζόμενη διατομή προσήνεμου μώλου λιμένος Ρεθύμνου
- Σχήμα 5.3: Το βάθος  $d = 10,00$  m όπως προκύπτει από την ήδη υπάρχουσα διατομή
- Σχήμα 5.4: Γράφημα  $T_m - D_{n50}$  για διάρκεια κυματικής καταιγίδας 3hr
- Σχήμα 5.5: Γράφημα  $T_m - H_s/(\Delta D_{n50})$  για διάρκεια κυματικής καταιγίδας 3hr
- Σχήμα 5.6: Γράφημα  $T_m - D_{n50}$  για διάρκεια κυματικής καταιγίδας 6hr
- Σχήμα 5.7: Γράφημα  $T_m - H_s/(\Delta D_{n50})$  για διάρκεια κυματικής καταιγίδας 6hr
- Σχήμα 5.8: Γράφημα  $T_m - D_{n50}$  για διάρκεια κυματικής καταιγίδας 12hr
- Σχήμα 5.9: Γράφημα  $T_m - H_s/(\Delta D_{n50})$  για διάρκεια κυματικής καταιγίδας 12hr
- Σχήμα 5.10: Σύγκριση απαιτούμενης θωράκισης από φυσικούς ογκόλιθους (Van der Meer) για διάρκεια κυματικής καταιγίδας 3hr, 6hr και 12hr
- Σχήμα 5.11: Σύγκριση δείκτη ευστάθειας θωράκισης από φυσικούς ογκόλιθους (Van der Meer) για διάρκεια κυματικής καταιγίδας 3hr, 6hr και 12hr
- Σχήμα 5.12: Διαγραμματική απεικόνιση των αποτελεσμάτων της σχέσης Van der Meer για τετράποδα και κυματική καταιγίδα 3hr
- Σχήμα 5.13: Διαγραμματική απεικόνιση των αποτελεσμάτων της σχέσης Van der Meer για τετράποδα και κυματική καταιγίδα 6hr
- Σχήμα 5.14: Διαγραμματική απεικόνιση των αποτελεσμάτων της σχέσης Van der Meer για τετράποδα και κυματική καταιγίδα 12hr
- Σχήμα 5.15: Αποτελέσματα υπολογισμού θωράκισης από τετράποδα για διάρκεια καταιγίδας 3hr με συνδυασμό των σχέσεων Van der Meer (1988c) και De Jong (1996)
- Σχήμα 5.16: Αποτελέσματα υπολογισμού θωράκισης από τετράποδα για διάρκεια καταιγίδας 6hr με συνδυασμό των σχέσεων Van der Meer (1988c) και De Jong (1996)
- Σχήμα 5.17: Αποτελέσματα υπολογισμού θωράκισης από τετράποδα για διάρκεια καταιγίδας 12hr με συνδυασμό των σχέσεων Van der Meer (1988c) και De Jong (1996)
- Σχήμα 5.18: Αποτελέσματα υπολογισμού θωράκισης από φυσικούς ογκόλιθους με τη σχέση του Hudson
- Σχήμα 5.19: Αποτελέσματα υπολογισμού θωράκισης από φυσικούς ογκόλιθους με τη σχέση του Van der Meer και καταιγίδα 3hr
- Σχήμα 5.20: Αποτελέσματα υπολογισμού θωράκισης από φυσικούς ογκόλιθους με τη σχέση του Van der Meer και καταιγίδα 6hr

- Σχήμα 5.21: Αποτελέσματα υπολογισμού θωράκισης από φυσικούς ογκόλιθους με τη σχέση του Van der Meer και καταιγίδα 12hr
- Σχήμα 5.22: Πιθανοτικός υπολογισμός θωράκισης με φυσικούς ογκόλιθους με τη σχέση του Van der Meer για καταιγίδα 3hr, 6hr και 12hr
- Σχήμα 5.23: Σύγκριση πιθανοτικού σχεδιασμού θωράκισης από φυσικούς ογκόλιθους με τη σχέση του Hudson και τη σχέση του Van der Meer
- Σχήμα 5.24: Αποτελέσματα υπολογισμού θωράκισης από τετράποδα με τη σχέση Van der Meer και καταιγίδα 3hr
- Σχήμα 5.25: Αποτελέσματα υπολογισμού θωράκισης από τετράποδα με τη σχέση Van der Meer και καταιγίδα 6hr
- Σχήμα 5.26: Αποτελέσματα υπολογισμού θωράκισης από τετράποδα με τη σχέση Van der Meer και καταιγίδα 12hr
- Σχήμα 5.27: Πιθανοτικός υπολογισμός θωράκισης με τετράποδα με τη σχέση Van der Meer για καταιγίδα 3hr, 6hr και 12hr
- Σχήμα 5.28: Αναλογία διαστάσεων φυσικού λίθου και υποχώρησης αναβαθμού στη διατομή με αναβαθμό που υπολογίστηκε

## Κατάλογος πινάκων

- Πίνακας 5.1: Απαιτούμενος ογκόλιθος για διάφορα επίπεδα ζημιάς (Hudson, SPM 1977)
- Πίνακας 5.2: Σύνοψη αποτελεσμάτων θωράκισης από φυσικούς λίθους για τα κυματικά φορτία  $H_{os}=3,94$  m και  $T_p=9,13$  sec
- Πίνακας 5.3: Σύνοψη αποτελεσμάτων θωράκισης από τετράποδα για τα κυματικά φορτία  $H_{os}=3,94$  m και  $T_p=9,13$  sec
- Πίνακας 5.4: Υπολογισμός θωράκισης από φυσικούς ογκόλιθους με τη σχέση του Hudson για διάφορες τιμές πιθανότητας αστοχίας
- Πίνακας 5.5: Υπολογισμός θωράκισης από φυσικούς ογκόλιθους με τη σχέση του Van der Meer για διάφορες τιμές πιθανότητας αστοχίας και καταίγδα 3hr
- Πίνακας 5.6: Υπολογισμός θωράκισης από φυσικούς ογκόλιθους με τη σχέση του Van der Meer για διάφορες τιμές πιθανότητας αστοχίας και καταίγδα 6hr
- Πίνακας 5.7: Υπολογισμός θωράκισης από φυσικούς ογκόλιθους με τη σχέση του Van der Meer για διάφορες τιμές πιθανότητας αστοχίας και καταίγδα 12hr
- Πίνακας 5.8: Υπολογισμός θωράκισης από τετράποδα με τη σχέση του Van der Meer για διάφορες τιμές πιθανότητας αστοχίας και καταίγδα 3hr
- Πίνακας 5.9: Υπολογισμός θωράκισης από τετράποδα με τη σχέση του Van der Meer για διάφορες τιμές πιθανότητας αστοχίας και καταίγδα 6hr
- Πίνακας 5.10: Υπολογισμός θωράκισης από τετράποδα με τη σχέση του Van der Meer για διάφορες τιμές πιθανότητας αστοχίας και καταίγδα 12hr
- Πίνακας 5.11: Αποτελέσματα διαστασιολόγησης θωράκισης από φυσικούς ογκόλιθους σε διατομή με αναβαθμό και εκτίμηση της αντίστοιχης υποχώρησης αναβαθμού
- Πίνακας 5.12: Ελάχιστος απαιτούμενος φυσικός ογκόλιθος σε συμβατική διατομή με πρηνή με τη σχέση του Van der Meer
- Πίνακας 5.13: Αποτελέσματα υπολογισμών (ντετερμινιστική προσέγγιση)
- Πίνακας 5.14: Αποτελέσματα υπολογισμών (πιθανοτική προσέγγιση)
- Πίνακας 5.15: Αποτελέσματα υπολογισμών (ντετερμινιστική προσέγγιση)
- Πίνακας 5.16: Αποτελέσματα υπολογισμών (πιθανοτική προσέγγιση)

## Κεφάλαιο 1 Εισαγωγή

Οι κυματοθραύστες είναι κατασκευές που χρησιμοποιούνται ως εξωτερικά λιμενικά έργα, αλλά και ως έργα προστασίας ακτής. Ως εξωτερικό λιμενικό έργο στοχεύουν στην εκτόνωση σημαντικού μέρους της κυματικής ενέργειας. Έτσι, η κατασκευή είναι ευσταθής και εξασφαλίζει συνθήκες ηρεμίας εντός της λιμενολεκάνης ώστε να επιτυγχάνεται η απρόσκοπτη κίνηση των πλοίων, η πρόσδεσή τους και η διαδικασία φορτοεκφόρτωσης. Επιπλέον, οι κυματοθραύστες κατασκευάζονται προκειμένου να παρέχουν παράκτια προστασία. Σε περιοχές όπου παρατηρείται έντονη στερεομεταφορά και διάβρωση ακτής, η παρουσία κυματοθραύστη μειώνει την κυματική ένταση περιορίζοντας τη διάβρωση ή ακόμα και δημιουργώντας συνθήκες απόθεσης ιζήματος.

Είναι φανερό, λοιπόν, ότι οι κυματοθραύστες αποτελούν ένα πολύ σημαντικό έργο που απαιτεί κατάλληλο σχεδιασμό ώστε να μην αστοχήσει στη διάρκεια ζωής του και να επιτελεί το λειτουργικό σκοπό για τον οποίο κατασκευάστηκε. Η τυχαιότητα που χαρακτηρίζει τη φύση των κυματικών φορτίων καθιστά πρόκληση τη δημιουργία κατάλληλων μεθόδων σχεδιασμού. Οι διαθέσιμες εξισώσεις είναι εμπειρικές και λαμβάνουν υπ' όψη διάφορες παραμέτρους. Ευρέως διαδεδομένη είναι η σχέση του Hudson, η οποία λαμβάνει ως φόρτιση μόνο το ύψος κύματος. Ωστόσο, η περίοδος του κύματος φαίνεται να επηρεάζει επίσης την ευστάθεια της θωράκισης. Το γεγονός αυτό απασχόλησε αρκετούς ερευνητές. Συγκεκριμένα, το 1965 ο Iribarren διεξήγαγε εργαστηριακά πειράματα και κατέληξε σε ορισμένη εξίσωση σχεδιασμού. Επισήμανε, ωστόσο, ότι η σχέση αυτή μπορούσε να εφαρμοστεί μόνο για κύματα με θραύση εκτινάξεως (plunging waves) και για κύματα των οποίων η θραύση εκδηλώνεται με γενική κατάρρευση της διατομής (collapsing waves). Συνεπώς, γίνεται φανερό η σημασία της περιόδου του κύματος μολονότι δεν περιλαμβάνεται ως μεταβλητή στην εξίσωση. Τα αποτελέσματα των πειραμάτων του Iribarren χρησιμοποιήθηκαν το 1979 από τους Losada & Gimenez-Curto οι οποίοι πίστευαν ότι η περίοδος του κύματος είναι καθοριστική για την ευστάθεια της θωράκισης, σε συνδυασμό με το ύψος κύματος. Έτσι, τροποποίησαν τη σχέση του Iribarren στην οποία συμπεριέλαβαν τον αριθμό του Iribarren  $\xi$  εκφράζοντας έτσι τη σημασία της περιόδου.

Οι σχέσεις που αναφέρθηκαν προηγουμένως είχαν παραχθεί μελετώντας μονοχρωματικούς κυματισμούς. Όταν, όμως, μια κατασκευή υπόκειται σε μονοχρωματικούς κυματισμούς (ορισμένου ύψους και συχνότητας), τότε παραμορφώνεται σχετικά γρήγορα και λαμβάνει το τελικό της προφίλ. Έτσι, όταν πλέον υπήρχε η δυνατότητα παραγωγής τυχαίων κυματισμών εργαστηριακά, διεξάχθηκαν πειράματα που ανέδειξαν την επιρροή της περιόδου του κύματος και της διάρκειας της κυματικής καταγίδας στο σχεδιασμό.

Συγκεκριμένα, το 1984 οι Pilarczyk & Van der Meer πραγματοποίησαν εργαστηριακά πειράματα όπου μελετούσαν την ευστάθεια της θωράκισης κυματοθραυστών υπό τη δράση τυχαίων κυματισμών. Παρήγαγαν, λοιπόν, ορισμένες εξισώσεις σχεδιασμού στις οποίες περιλαμβάνονταν ως παράμετροι το ύψος κύματος  $H$ , η περίοδος του κύματος  $T$  (μέσω του αριθμού Iribarren) και ο αριθμός των κυμάτων  $N$  που πλήττουν την κατασκευή. Η παράμετρος  $N$  εκφράζει τη διάρκεια της κυματικής καταγίδας, αλλά και την περίοδο του κύματος. Μερικά έτη αργότερα, ο Van der Meer κατέληξε στις ομώνυμες σχέσεις σχεδιασμού θωράκισης για φυσικούς ογκόλιθους (1987) και για τεχνητούς ογκόλιθους (1988c). Οι σχέσεις αυτές λαμβάνουν υπ' όψη την περίοδο του κύματος μέσω της καμπυλότητας  $s$  και του αριθμού των κυμάτων  $N$ . Μάλιστα, όσον αφορά τους φυσικούς

ογκόλιθους διατίθενται δύο εξισώσεις εκ των οποίων η μια αναφέρεται σε κύματα με θραύση εκτινάξεως και η άλλη σε κύματα με θραύση εφορμήσεως. Η διάκριση μεταξύ των διάφορων τύπων θραύσης γίνεται με τη βοήθεια του αριθμού Iribarren  $\xi$ , που εξαρτάται από την περίοδο του εκάστοτε κυματισμού, και της κρίσιμης παραμέτρου  $\xi_{mc}$ . Συμπληρωματικά με τη σχέση του Van der Meer για τετράποδα λειτουργεί η σχέση που εξήγαγε ο De Jong το 1996 για τετράποδα και η οποία εφαρμόζεται μόνο για κύματα με θραύση εκτινάξεως.

Το γεγονός ότι υπάρχουν σχέσεις σχεδιασμού θωράκισης που εξειδικεύονται για ορισμένες μορφές θραύσης αποδεικνύει την επιρροή της περιόδου του κύματος στην ευστάθεια της θωράκισης.

Βέβαια, υπάρχει σημαντική αβεβαιότητα στην εκτίμηση του ύψους και της περιόδου του κύματος σχεδιασμού, αλλά και στην εκτίμηση των παραμέτρων που συνεισφέρουν στην αντοχή της κατασκευής. Ένας κυματοθραύστης στη διάρκεια ζωής του υπόκειται σε πολλούς κυματισμούς διαφορετικού ύψους και περιόδου. Είναι, επομένως, πιθανό να δεχτεί φορτίσεις υψηλότερες από αυτές που αντιστοιχούν στο κύμα σχεδιασμού. Απαιτείται, λοιπόν, η κατασκευή να διαθέτει επαρκή αντίσταση ώστε να αντέχει τα επιβαλλόμενα φορτία και να μην αστοχεί. Η συγκεκριμένη απαίτηση δεν πρέπει ωστόσο να οδηγεί σε υπερδιαστασιολόγηση του έργου κάτι το οποίο είναι οικονομικά ασύμφορο. Για όλους αυτούς τους λόγους δημιουργήθηκαν πιθανοτικές μέθοδοι σχεδιασμού, οι οποίες λαμβάνουν υπ' όψη την τυχαιότητα που χαρακτηρίζει τόσο τις μεταβλητές φόρτισης όσο και τις μεταβλητές αντίστασης και τη σημασία τους στο σχεδιασμό. Η πιθανοτική προσέγγιση είναι γενικά περισσότερο ασφαλής από την ντετερμινιστική, η οποία αγνοεί την αβεβαιότητα που συνοδεύει τις χρησιμοποιούμενες μεταβλητές. Επίσης, μπορεί να συμβάλλει στην οικονομική βελτιστοποίηση του έργου μέσω της επιλογής ορισμένης αποδεκτής πιθανότητας αστοχίας. Πιο συγκεκριμένα, η αποδοχή ορισμένου επιπέδου ζημιών που επιτρέπεται να συμβεί στη θωράκιση, ανάλογα με τη σημαντικότητα του εκάστοτε έργου, οδηγεί σε απαιτούμενο ογκόλιθο επαρκώς διαστασιολογημένο, χωρίς περιττή οικονομική επιβάρυνση.

Η παρούσα διπλωματική εργασία έχει σκοπό να αναδείξει τη σημασία της περιόδου στο σχεδιασμό της θωράκισης κυματοθραύστη, λαμβάνοντας παράλληλα υπ' όψη το ύψος κύματος και τη διάρκεια της κυματικής καταιγίδας. Θα υπολογιστεί η θωράκιση του προσήνεμου μώλου του λιμένου Ρεθύμνου υποθέτοντας χρήση φυσικών ογκολίθων ή τετραπόδων. Ο σχεδιασμός θα προσεγγιστεί ντετερμινιστικά και πιθανοτικά ώστε να εντοπιστούν οι διαφορές στα αποτελέσματα που προκύπτουν. Επιπλέον, θα υπολογιστεί η απαιτούμενη θωράκιση θεωρώντας διατομή με αναβαθμό στο υπό εξέταση τμήμα του λιμένου, ώστε να εξαχθούν συμπεράσματα σχετικά με τις απαιτήσεις σε θωράκιση μιας συμβατικής διατομής με πρηνή και μιας διατομής με αναβαθμό.

Αρχικά, στο κεφάλαιο 2, παρέχονται πληροφορίες γενικής φύσεως για τους κυματοθραύστες. Εξηγείται η κατηγοριοποίηση των κυματοθραυστών σε συμβατικούς και μη συμβατικούς και παρουσιάζονται τα είδη που υπάγονται σε κάθε κατηγορία με σύντομη αναφορά στα χαρακτηριστικά τους. Οι συμβατικοί τύποι κυματοθραυστών είναι ο κυματοθραύστης με πρηνή και ο κυματοθραύστης με κατακόρυφο μέτωπο, των οποίων παρουσιάζονται επίσης οι βασικοί μηχανισμοί αστοχίας. Ειδική μνεία γίνεται στα κυματικά φορτία που εισέρχονται στο σχεδιασμό κυματοθραυστών και τα οποία, για συνήθη έργα στην Ελλάδα, είναι ανεμογενούς φύσεως.

Στην παρούσα εργασία θα εξεταστούν μόνο οι κυματοθραύστες με πρηνή και οι κυματοθραύστες με αναβαθμό. Έτσι, στο κεφάλαιο 3 καταγράφονται εξισώσεις ευστάθειας (ντετερμινιστική προσέγγιση) που αφορούν στο σχεδιασμό θωράκισης κυματοθραυστών με πρηνή. Ορισμένες από αυτές τις εξισώσεις λαμβάνουν υπ' όψη μόνο το ύψος κύματος κατά το σχεδιασμό, με γνωστότερη τη σχέση του Hudson, ενώ άλλες περιλαμβάνουν επίσης την επιρροή της περιόδου του κύματος, όπως οι σχέσεις του Van der Meer. Παρουσιάζονται επίσης στοιχεία για το ντετερμινιστικό σχεδιασμό θωράκισης διατομής με αναβαθμό, καθώς και οδηγίες για την επιλογή κατάλληλης εξίσωσης σχεδιασμού για μια τέτοια διατομή για την οποία δεν διατίθενται εξειδικευμένες σχέσεις.

Το κεφάλαιο 4 είναι αφιερωμένο στις μεθόδους σχεδιασμού θωράκισης από πιθανοτική σκοπιά. Οι πιθανοτικές μέθοδοι διακρίνονται σε επιπέδου III, επιπέδου II και επιπέδου I. Στην παρούσα εργασία αναλύονται η μέθοδος επιπέδου I, η οποία θα χρησιμοποιηθεί και στις μετέπειτα εφαρμογές για τον υπολογισμό της θωράκισης στο λιμάνι του Ρεθύμνου. Ουσιαστικά, πρόκειται για τη μέθοδο των μερικών συντελεστών ασφαλείας. Οι συντελεστές αυτοί εκφράζουν την αβεβαιότητα που χαρακτηρίζει τις μεταβλητές φόρτισης και αντοχής, αλλά και τη σημασία τους στην ευστάθεια. Οι γνωστές σχέσεις του Hudson και του Van der Meer τροποποιούνται κατάλληλα ώστε να συμπεριλάβουν στο σώμα τους τους εν λόγω συντελεστές. Οι τιμές των συντελεστών αυτών μεταβάλλονται ανάλογα με την αποδεκτή τιμή πιθανότητας αστοχίας, το είδος του ογκόλιθου και τη χρησιμοποιούμενη εξίσωση σχεδιασμού.

Το κεφάλαιο 5 αφορά τις εφαρμογές και τα αποτελέσματα που προέκυψαν από αυτές. Διαστασιολογήθηκε η θωράκιση της επέκτασης του προσήνεμου μώλου του λιμένος Ρεθύμνου για φυσικούς ογκόλιθους και για τετράποδα. Κατά το ντετερμινιστικό σχεδιασμό, χρησιμοποιήθηκαν η σχέση του Hudson και οι σχέσεις του Van der Meer για φυσικούς ογκόλιθους και η σχέση του Hudson, η σχέση του Van der Meer και η σχέση του De Jong για τα τετράποδα. Κατά τον πιθανοτικό σχεδιασμό, χρησιμοποιήθηκαν η σχέση του Hudson και η σχέση του Van der Meer για τους φυσικούς ογκόλιθους και η σχέση του Van der Meer για τα τετράποδα. Προκειμένου να ερευνηθεί η σημασία της περιόδου στο σχεδιασμό, υπολογίστηκε ο απαιτούμενος ογκόλιθος για διάφορες τιμές περιόδου στο φάσμα των ανεμογενών κυματισμών. Υπολογίστηκε, επίσης, η απαιτούμενη θωράκιση σε διατομή με αναβαθμό, καθώς και η αντίστοιχη υποχώρηση του αναβαθμού. Παρουσιάζονται τα διαγράμματα που προέκυψαν και τα εξαγόμενα συμπεράσματα.

Στο κεφάλαιο 6 συνοψίζονται τα συμπεράσματα που εξάχθηκαν από την παραπάνω διαδικασία.

Τέλος, διατίθενται παράρτημα με τους υπολογισμούς που εκτελέστηκαν.

## Κεφάλαιο 2 Γενικά στοιχεία για τους κυματοθραύστες

### 2.1 Σημασία και ασφάλεια κυματοθραυστών

Οι κυματοθραύστες είναι κατασκευές που χρησιμοποιούνται όταν επιθυμείται μείωση της κυματικής ενέργειας σε μια περιοχή. Για παράδειγμα, προκειμένου να εξασφαλιστεί η απρόσκοπτη λειτουργία ενός λιμένος, απαιτείται να επικρατεί σχετική ηρεμία στο εσωτερικό της λιμενολεκάνης. Έτσι, τα πλοία μπορούν να προσδένουν και να πραγματοποιείται με ασφάλεια η φορτοεκφόρτωσή τους, αλλά και η κίνηση επιβατών και εργαζόμενων. Επιπλέον, υπάρχουν ακτές όπου παρατηρείται διάβρωση λόγω αυξημένης στερεομεταφοράς με δυσμενείς επιπτώσεις στο περιβάλλον, σε παρακείμενες κατασκευές (κατοικίες, οδοί) και στον τοπικό τουρισμό. Σε τέτοιες περιπτώσεις η κατασκευή κυματοθραύστη μπορεί να επιλύσει το πρόβλημα, καθώς αναχαιτίζει τη δράση των κυμάτων. Μάλιστα, υπάρχουν διάφοροι τύποι κυματοθραύστη (αναλύονται σε επόμενη ενότητα), κάθε ένας από τους οποίους ενδείκνυται σε ορισμένες περιπτώσεις.

Όπως κάθε δομικό έργο, ο κυματοθραύστης σχεδιάζεται για ορισμένο χρόνο ζωής. Απαιτείται στο συγκεκριμένο χρονικό διάστημα η κατασκευή να είναι λειτουργική, ασφαλής έναντι αστοχίας και παράλληλα οικονομικά συμφέρουσα. Ο σχεδιασμός στοχεύει στην ευστάθεια του έργου και στην επιτυχή αναχαιτίση των προσπίπτοντων κυματισμών. Στην παρούσα διπλωματική εργασία εξετάζεται η ευστάθεια της εξωτερικής θωράκισης κυματοθραύστη με πρηνή. Παρουσιάζονται σχετικές ντετερμινιστικές και πιθανοτικές μέθοδοι, οι οποίες στη συνέχεια εφαρμόζονται σε πραγματικά δεδομένα.

### 2.2 Είδη κυματοθραυστών και ο ρόλος τους

#### 2.2.1 Κυματοθραύστες με πρηνή

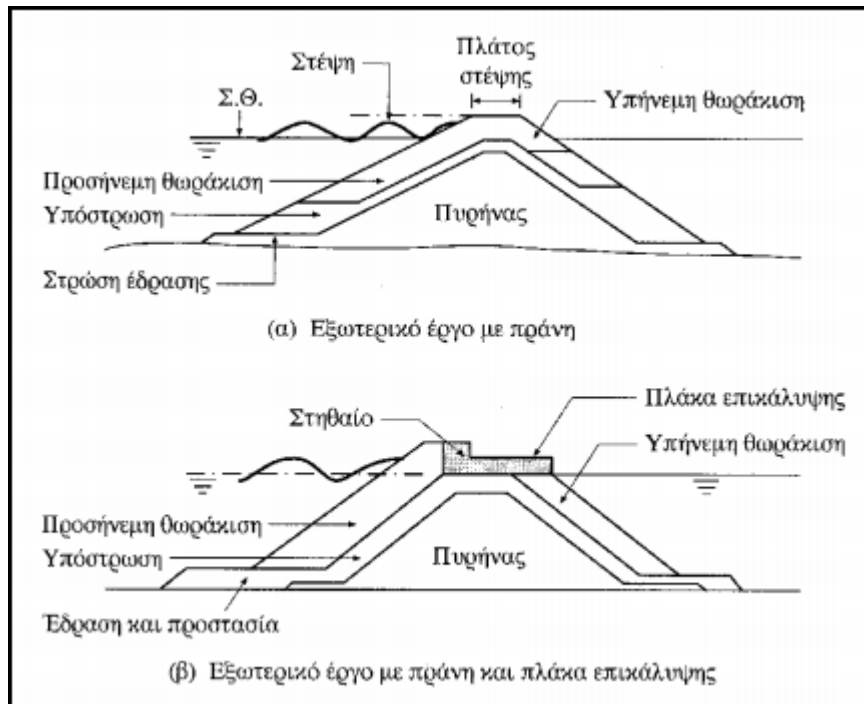
Οι κυματοθραύστες αυτοί μορφώνονται ώστε να έχουν τραπεζοειδή πρισματική μορφή και κατασκευάζονται με λιθορριπές (tubble mound breakwaters). Τυπικό παράδειγμα φαίνεται στο σχήμα 1.1. Χρησιμοποιούνται διαβαθμισμένοι λίθοι με μέγεθος και βάρος που ποικίλλει. Πιο συγκεκριμένα, τα μικρότερα τεμάχια χρησιμοποιούνται για την κατασκευή του πυρήνα, ενώ στην εξωτερική θωράκιση τοποθετούνται τα μεγαλύτερα και βαρύτερα τεμάχια ώστε να αντιστέκονται στη δράση των κυμάτων και να εμποδίζουν τη διάβρωση του πυρήνα. Η λειτουργία αυτού του κυματοθραύστη βασίζεται στη δημιουργία συνθηκών θραύσης του προσπίπτοντος κυματισμού.

Αυτός ο τύπος προστασίας χρησιμοποιείται κυρίως στα ρηγά καθώς κατασκευάζεται και θεμελιώνεται εύκολα. Αυτός ο τύπος κυματοθραύστη πλεονεκτεί έναντι άλλων λόγω της εύκαμπτης μορφής του. Εάν υπό τη δράση των κυμάτων μετακινηθούν κάποιοι ογκολίθοι, θεωρούμε ότι έχουμε μερική αστοχία του έργου, το οποίο επισκευάζεται εύκολα με την αναπλήρωση των εν λόγω ογκολίθων. Βέβαια, δεν μπορεί να αγνοηθεί το γεγονός ότι απαιτείται σημαντικός όγκος υλικών για την κατασκευή, διότι τέτοια έργα έχουν μεγάλες διαστάσεις. Ωστόσο το κόστος μπορεί να κρατηθεί σχετικά χαμηλό χάρη στην κατασκευαστική ευκολία.



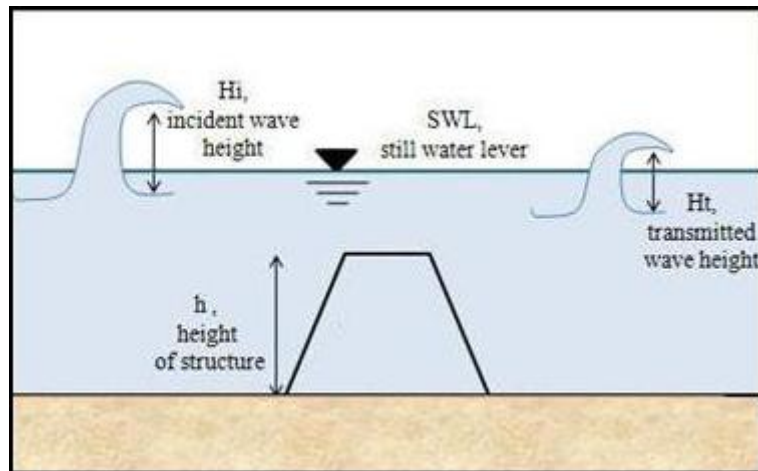
Το αποδεκτό ποσοστό υπερπήδησης των κυμάτων είναι ο καθοριστικός παράγοντας για την εύρεση του υψόμετρου της στέψης. Κατά το σχεδιασμό θα πρέπει επίσης να προβλεφθεί επαρκής χώρος επί της στέψης ώστε να είναι δυνατή εκεί η κίνηση μηχανημάτων για τη συντήρηση και ενδεχόμενες επισκευές του έργου.

Η συμβατική μορφή των κυματοθραυστών συνίσταται από λιθορριπές που σχηματίζουν τον πυρήνα, τις στρώσεις θωράκισης, αλλά και τη στέψη. Η στέψη μπορεί επίσης να διαμορφωθεί και με στηθαίο και πλάκα επικάλυψης, ώστε να διευκολύνεται η κίνηση μηχανημάτων.



Σχήμα 2.1: Κυματοθραύστες με πρηνή  
(Πηγή: Μέμος, 2008)

Γενικά οι κυματοθραύστες με πρηνή σχεδιάζονται έξαλοι. Σε ορισμένες περιπτώσεις όμως επιλέγεται η κατασκευή ύφαλων κυματοθραυστών (Σχήμα 2.2). Πρόκειται και πάλι για κυματοθραύστες με πρηνή αποτελούμενους από λίθους θωράκισης με την ειδοποιό διαφορά ότι είναι ύφαλοι. Προτιμώνται για την παράκτια προστασία όταν είναι αποδεκτή μέτρια μετάδοση κυματικής ενέργειας στα κατάντη του έργου. Αυτό συμβαίνει συνήθως όταν συνδυάζεται με προστασία μέσω φυτοκάλυψης ή όταν κάποια υπάρχουσα κατασκευή έχει υποστεί ζημιά ή έχει υποδιαστασιολογηθεί με αποτέλεσμα να χρειάζονται συμπληρωματικά προστατευτικά μέτρα. Αρκετά συχνά εφαρμόζονται και για τουριστικούς ή περιβαλλοντικούς λόγους προκειμένου να αποφευχθεί η αισθητική αλλοίωση του τοπίου (ανεμπόδιστη θέα). Οι ύφαλοι κυματοθραύστες είναι ιδιαίτερα ευαίσθητοι στη μεταβολή της στάθμης της θάλασσας και συνεπακόλουθα μεταβάλλεται η απόδοσή τους, η οποία είναι χαμηλή συγκριτικά με την απόδοση των συμβατικών κυματοθραυστών με έξαλη στέψη (Seabrook and Hall, 1998).

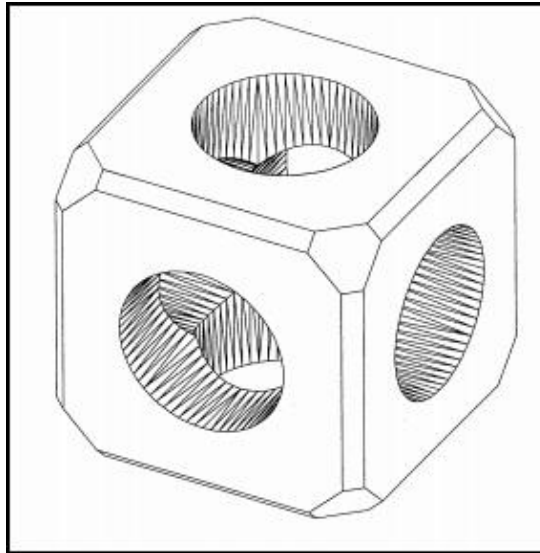


Σχήμα 2.2: Ύφαλος κυματοθραύστης  
(Πηγή: [homepages.cae.wisc.edu](http://homepages.cae.wisc.edu))

Όπως φαίνεται και στο Σχήμα 2.2, καθώς ο κυματισμός φτάνει στον ύφαλο κυματοθραύστη ένα μέρος του αναχαιτίζεται, ενώ ο υπόλοιπος συνεχίζει να μεταδίδεται εγκάρσια στον κυματοθραύστη, αφού παρατηρηθεί έναρξη θραύσης. Σ' αυτή τη φάση συμβαίνει απόσβεση κυματικής ενέργειας τόσο μέσω της θραύσης όσο και μέσω μηχανισμών όπως η τριβή στη διεπιφάνεια κυματοθραύστη και οριακού στρώματος, ο εγκλεισμός αέρα και η εκτόνωση ενέργειας λόγω εισόδου τμήματος της ροής στα κενά μεταξύ των λίθων θωράκισης. Τέλος, ο διαδιδόμενος κυματισμός απομακρύνεται από τον κυματοθραύστη.

Συνηθίζεται οι κυματοθραύστες με πρηνή να κατασκευάζονται με φυσικούς ογκόλιθους λατομείου. Όμως, σε περίπτωση μη διαθεσιμότητας φυσικών λίθων κατάλληλου βάρους, χρησιμοποιούνται τεχνητοί ογκόλιθοι. Πρόκειται για προκατασκευασμένα τυποποιημένα τεμάχια από σκυρόδεμα από των οποίων το σχήμα εξαρτάται και ο τρόπος με τον οποίο συνισφέρουν στην ευστάθεια της κατασκευής. Όπως αναφέρουν οι Palmer and Christian (1998), σύμφωνα με αποτελέσματα ερευνών του φορέα PIANC (1985) χρησιμοποιούνται τεχνητοί ογκόλιθοι όταν το χαρακτηριστικό ύψος κύματος σχεδιασμού  $H_s$  υπερβαίνει τα 5 m. Επιπλέον, είναι πιθανό η επιλογή μεταξύ φυσικών λίθων και τεχνητών από σκυρόδεμα να επηρεαστεί από την ανάγκη εναρμονισμού του έργου είτε με το φυσικό περιβάλλον είτε με υπάρχουσες κατασκευές.

Όπως αναφέρθηκε παραπάνω, το σχήμα των λίθων θωράκισης καθορίζει τον τρόπο ευστάθειας του έργου. Οι συμπαγείς λίθοι, συμπεριλαμβανομένου και των φυσικών λίθων θωράκισης, αντιστέκονται στην κυματική δράση κυρίως με τη βοήθεια του βάρους τους και σε μικρότερο βαθμό με τη βοήθεια της τριβής. Επιπλέον, κυκλοφορούν και τύποι ογκολίθων, όπως ο δόλος, που συνεισφέρουν στην ευστάθεια χάρη στην αλληλοεμπλοκή μεταξύ γειτονικών τεμαχίων, ενώ τα κενά που δημιουργούνται μεταξύ τους προσφέρουν τη δυνατότητα πρόσθετης εκτόνωσης ενέργειας. Βασικό μειονέκτημα αυτού του τύπου λίθων θωράκισης είναι ότι, σε περίπτωση μετακίνησης ελάχιστων ογκολίθων, η ολική αστοχία της θωράκισης είναι αναπόφευκτη. Τέλος, υπάρχουν και κοίλα/ κούφια τεμάχια θωράκισης, των οποίων το εσωτερικό κενό εξασφαλίζει επαρκή χώρο για την εκτόνωση ενέργειας. Χαρακτηριστικά παραδείγματα αποτελούν ο λίθος SHED (Shephard Hill Energy Dissipator) που παρουσιάζεται στο Σχήμα 2.3 και τα ακρόποδα.



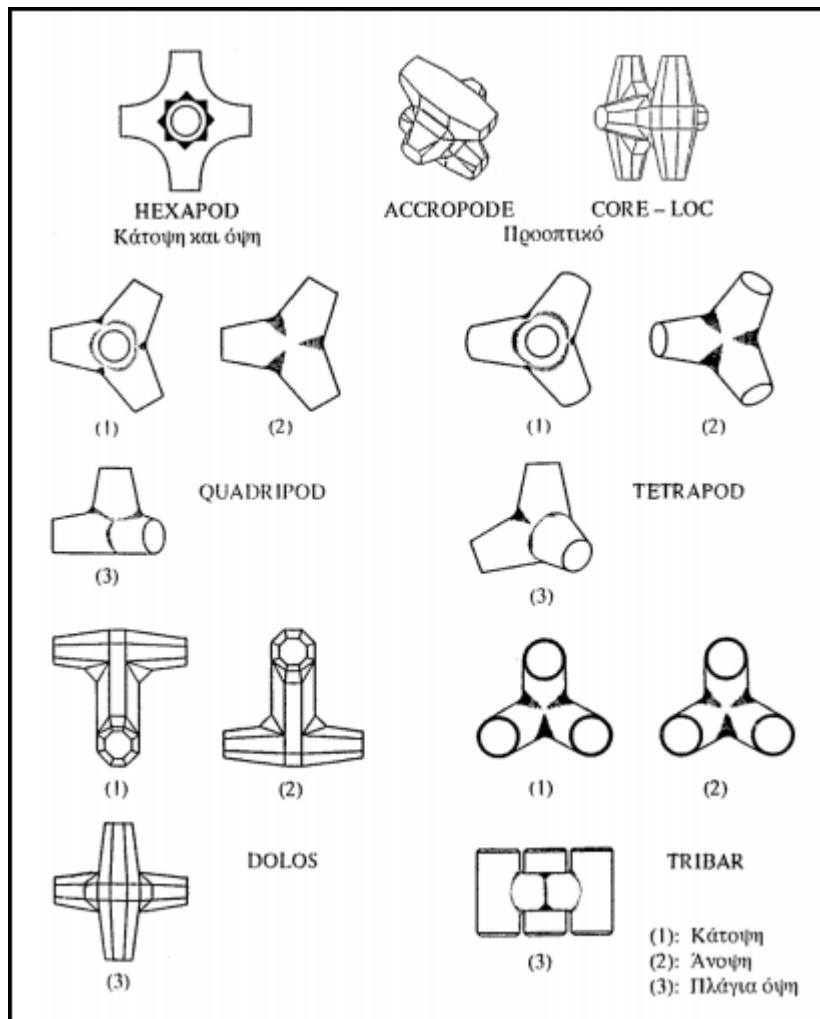
Σχήμα 2.3: Τεχνητός λίθος θωράκισης τύπου SHED  
(Πηγή: Palmer and Christian, 1998)

Στα πλαίσια σύντομης ιστορικής αναδρομής, το τετράποδο ήταν ο πρώτος προκατασκευασμένος λίθος θωράκισης από σκυρόδεμα. Δημιουργήθηκε το 1953 από τη γαλλική εταιρεία Neyrpic που επιδίωκε τη δημιουργία ογκολίθων κατάλληλης διαπερατότητας και με ικανότητα αλληλοεμπλοκής ώστε να μην απαιτείται υψηλό ίδιο βάρος για την ευστάθεια. Το 1966 αναζητήθηκε νέος τύπος λίθων θωράκισης για την αποκατάσταση και επισκευή του κυματοθραύστη στο λιμένα East London στη νότια Αφρική λόγω του υψηλού κόστους των ήδη υπάρχοντων. Έτσι, το 1967 οι Merrifield & Zwamborn εφηύραν το δόλο ύστερα από πολλά εργαστηριακά πειράματα και παρατηρήσεις στο πεδίο χρησιμοποιώντας ξύλινα προσομοιώματα.

Γενικά, συνηθίζεται σε μια στρώση θωράκισης να εφαρμόζεται μόνο ένας τύπος ογκολίθου και να μη γίνεται συνδυασμός διαφορετικών ειδών. Βέβαια, ενδέχεται να υπάρχει διακύμανση του βάθους της θάλασσας και του ύψους κύματος σχεδιασμού  $H_s$  κατά μήκος ενός κυματοθραύστη, αλλά είναι φρόνιμο να διατηρείται ενιαίος τύπος ογκολίθων σταθερού βάρους για οικονομικούς λόγους και προς αποφυγή λαθών. Άλλωστε, ο Foster (1985a) διαπίστωσε προβλήματα κατά την εφαρμογή συνδυασμού δόλων και λίθων Tribar, ειδικά κοντά στην ελεύθερη στάθμη της θάλασσας όπου εμφανίζεται η μέγιστη συγκέντρωση κυματικής ενέργειας.

Κατά τη συντήρηση και επισκευή κυματοθραυστών απαιτείται ιδιαίτερη προσοχή στη σύνδεση των νέων με τα υπάρχοντα τεμάχια θωράκισης.

Ακολουθεί το Σχήμα 2.4 στο οποίο απεικονίζονται διάφοροι τύποι λίθων θωράκισης.



Σχήμα 2.4: Μερικά είδη τεχνητών ογκολίθων

(Πηγή: Μέμος, 2008)

## 2.2.2 Κυματοθραύστες με κατακόρυφο μέτωπο

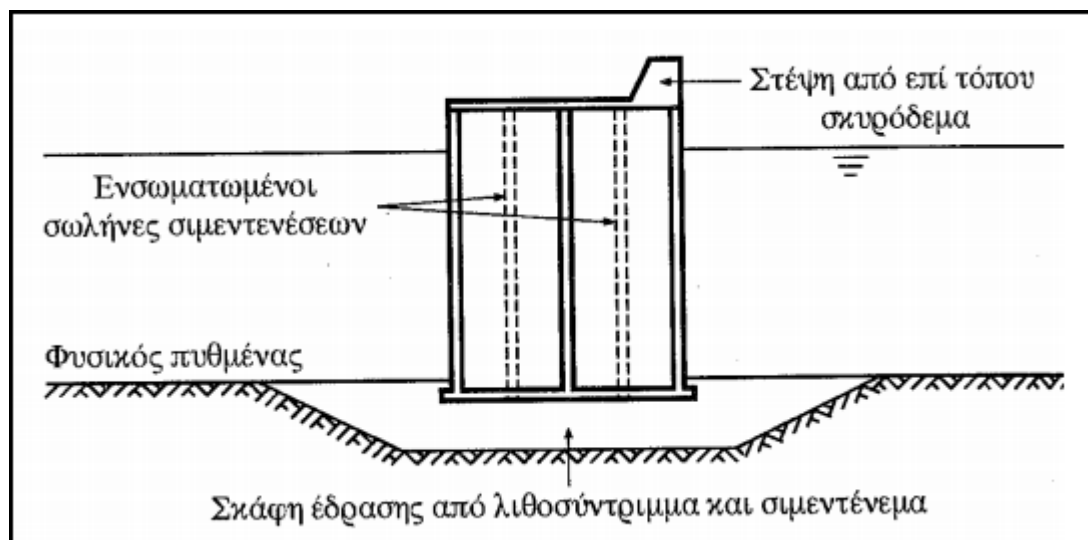
Οι κατακόρυφοι κυματοθραύστες (vertical breakwaters), όπως υποδεικνύει η ονομασία τους, έχουν κατακόρυφο μέτωπο αντί για πρηνή από λιθορριπές, όπου οι προσερχόμενοι κυματισμοί θραύονται και έτσι απορροφάται η ενέργειά τους. Αντίθετως, στο κατακόρυφο μέτωπο οι προσπίπτοντες κυματισμοί ανακλώνται με αποτέλεσμα να δημιουργείται στάσιμο κύμα. Αυτό έχει σαν αποτέλεσμα την εμφάνιση υψηλών ταχυτήτων εκεί απειλώντας τον πόδα της κατασκευής με υποσκαφή, ενώ ταυτόχρονα πιθανές ζημιές δεν είναι εύκολο να επιδιορθωθούν. Επιπρόσθετα, οι τάσεις που μεταβιβάζει το έργο στον πυθμένα θεμελίωσης είναι μεγαλύτερες σε σχέση με τις τάσεις έδρασης ενός κυματοθραύστη με πρηνή. Αυτό είναι λογικό καθώς ο κατακόρυφος κυματοθραύστης μεταφέρει τις δυνάμεις σε μικρότερη επιφάνεια έδρασης. Για όλους αυτούς τους λόγους τα έργα με κατακόρυφα πρηνή θα πρέπει να θεμελιώνονται πολύ προσεκτικά.

Ένα ακόμη μειονέκτημα αυτού του τύπου κυματοθραύστη είναι το γεγονός ότι το κόστος κατασκευής αυξάνει σημαντικά με το βάθος, γεγονός που οδηγεί στη λύση σύνθετης διατομής ( με πρηνή και κατακόρυφο μέτωπο), που αναλύεται στην επόμενη υποενοότητα.

Παρ'όλ'αυτά, οι κυματοθραύστες με κατακόρυφο μέτωπο παρουσιάζουν και αξιόλογα πλεονεκτήματα, ένα από τα οποία είναι η μικρότερη κατάληψη χώρου σε σύγκριση με τους κυματοθραύστες με πρηνή. Η κατασκευή τους μπορεί να λάβει χώρα οπουδήποτε, ακόμα και στην ξηρά, με αποτέλεσμα στη φάση της κατασκευής να μην εμποδίζονται οι παρακείμενες λιμενικές, ή γενικά παράκτιες, δραστηριότητες και έτσι έχουμε λιγότερες περιβαλλοντικές επιπτώσεις. Δεν απαιτείται μεγάλος όγκος υλικών και επομένως αποτελούν ιδανική λύση όταν η χρήση λίθων λατομείου είναι απαγορευτική είτε από οικονομική είτε από περιβαλλοντική άποψη. Ιδιαίτερα σημαντικό είναι το γεγονός ότι οι κατακόρυφοι κυματοθραύστες εξασφαλίζουν ασφαλέστερη πλοήγηση τω πλοίων κοντά σε αυτούς, καθώς τα τελευταία μπορούν να πλησιάσουν πιο κοντά στο έργο.

Κυματοθραύστες με κατακόρυφο μέτωπο μπορούν να κατασκευαστούν με δύο τρόπους.

Ο ένας τύπος κατακόρυφου κυματοθραύστη είναι με πλωτά κιβώτια οπλισμένου σκυροδέματος (caisson), όπως η κατασκευή που απεικονίζεται στο σχήμα 1.5. Τα κιβώτια αυτά κατασκευάζονται σε νεωκό ή μόνιμη δεξαμενή στην ξηρά και στη συνέχεια ποντίζονται στη θέση για την οποία προορίζονται. Έπειτα, το εσωτερικό τους συμπληρώνεται με υλικά όπως αμμοχάλικο, λιθοσύντριμμα, κ.τ.λ., ώστε να αποκτήσουν το κατάλληλο βάρος και να μείνουν σταθερά στη θέση τους. Τα caisson κατασκευάζονται από οπλισμένο ή προεντεταμένο σκυρόδεμα με ή χωρίς πυθμένα. Συνεπώς, χαρακτηρίζονται ως κλειστού ή ανοικτού τύπου αντίστοιχα.

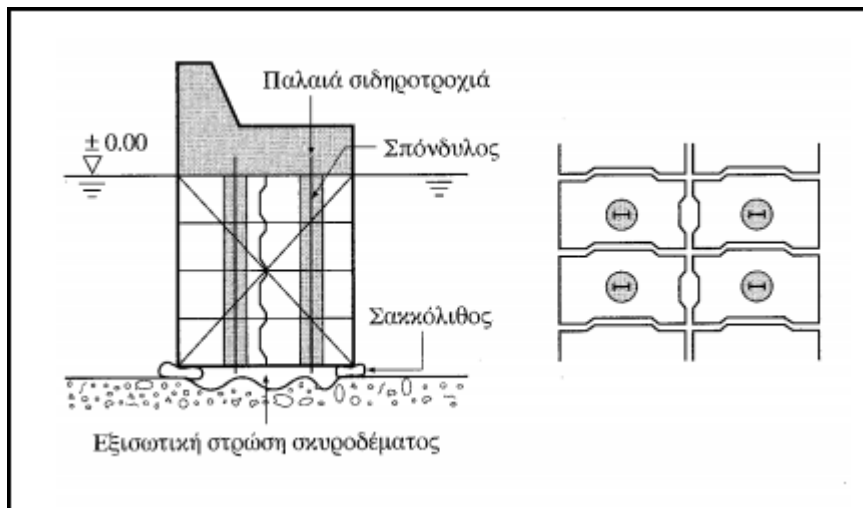


Σχήμα 2.5: Κατακόρυφος κυματοθραύστης με πλωτά κιβώτια (caisson)

(Πηγή: Μέμος, 2008)

Ο επόμενος τύπος κυματοθραύστη με κατακόρυφο μέτωπο κατασκευάζεται με προκατασκευασμένους ογκολίθους, οι οποίοι μπορεί είτε να είναι συμπαγείς είτε όχι. Προκειμένου να μην αποδιοργανωθεί η κατασκευή υπό την υδροδυναμική φόρτιση που επιβάλλουν οι κυματισμοί, χρειάζεται να ληφθούν μέτρα που να εξασφαλίζουν τη διατήρηση της αλληλοεμπλοκής των λίθων και κατ' επέκταση τη μονολιθικότητα της κατασκευής. Αυτό μπορεί να επιτευχθεί με κατάλληλη διάταξη των ογκολίθων ή με χρήση σπονδυλωτών στοιχείων. Οι σπόνδυλοι διατάσσονται με τρόπο ώστε να εμποδίζεται όσο το δυνατόν η

σχετική μετακίνηση τους, ενώ τα κενά μεταξύ τους συμπληρώνονται με ύφαλο σκυρόδεμα. Εάν οι σπόνδυλοι έχουν κενά μεγάλων διαστάσεων καλούνται κυψελωτοί (Σχήμα 2.6) και σ' αυτή την περίπτωση το σκυρόδεμα πλήρωσης καλείται να αναλάβει σημαντικά φορτία. Ωστόσο, το ύφαλο χυτό σκυρόδεμα είναι αρκετές φορές αμφιβόλου ποιότητας, οπότε καλό είναι να αποφεύγονται οι κυψελωτοί σπόνδυλοι σε κυματοθραύστες με κατακόρυφο μέτωπο.



Σχήμα 2.6: Κυψελωτοί ογκόλιθοι σε κατακόρυφο κυματοθραύστη  
(Πηγή: Μέμος, 2008)

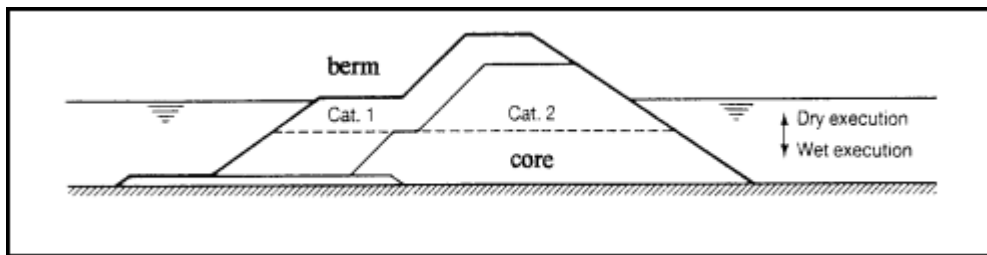
### 2.2.3 Μη συμβατικοί κυματοθραύστες

- Κυματοθραύστες ευσταθούς διατομής (berm breakwaters)

Σε προηγούμενη ενότητα αναλύθηκε η κατηγορία κυματοθραυστών με πρηνή, των οποίων η πρισματική τραπεζοειδής μορφή τους δεν είναι στατικά ευσταθής εάν εκτεθεί στη δράση των κυματισμών χωρίς την προστατευτική στρώση της θωράκισης. Με άλλα λόγια, θα είχαμε παραμόρφωση της διατομής (η οποία θα έτεινε να λάβει σχήμα S) και αναπόφευκτα αστοχία του έργου σε περίπτωση που ο πυρήνας αφηνόταν εκτεθειμένος χωρίς θωράκιση. Έχει παρατηρηθεί στην πράξη ότι συνήθως η παραμορφωμένη διατομή διαθέτει ένα οριζόντιο τμήμα, η διαμόρφωση του οποίου εξαρτάται από την κοκκομετρία του υλικού και από το τοπικό κυματικό κλίμα. Στο τμήμα αυτό συμβαίνει θραύση των κυματισμών και εκτόνωση κυματικής ενέργειας με αποτέλεσμα ο κυματισμός που συνεχίζει μετά την κατασκευή να είναι χαμηλότερου ύψους. Συνεπώς, η κατασκευή αυτή, που θεωρητικά έχει αστοχήσει, εξακολουθεί να επιτελεί γενικά τη λειτουργία για την οποία προοριζόταν.

Έτσι, άρχισαν να σχεδιάζονται οι κυματοθραύστες ευσταθούς διατομής. Πρακτικά ο κυματοθραύστης αυτός αποτελείται από ένα βασικό πυρήνα ο οποίος προστατεύεται στην προσήνεμη πλευρά από μια μεγάλη στοίβα λίθων διαμορφωμένη σχετικά οριζόντια που σχηματίζουν αναβαθμό (berm type breakwater). Ενδεικτική διατομή αυτού του τύπου κυματοθραύστη φαίνεται στο Σχήμα 2.7. Ο αναβαθμός κατασκευάζεται εύκολα και χωρίς ιδιαίτερο σχεδιασμό, καθώς οι λίθοι που την αποτελούν απλώς απορρίπτονται στην προσήνεμη πλευρά του κυματοθραύστη με γερανό ή μπουλντόζα. Χαρακτηριστικό αυτού

του τύπου είναι ότι η ανώτατη στάθμη του αναβαθμού θα πρέπει να βρίσκεται υψηλότερα της μέγιστης στάθμης παλίρροιας. Σε περίπτωση μεγάλου εύρους παλίρροιας ενδείκνυται η κατασκευή κεκλιμένου αναβαθμού μεγάλου πλάτους.



Σχήμα 2.7: Ενδεικτική διατομή κυματοθραύστη με αναβαθμό

(Πηγή: Van der Meer, 1998)

Ο τρόπος κατασκευής του αναβαθμού οδηγεί σε ιδιαίτερα απότομη κλίση πρανούς της τάξης 1:1 έως 1:1,5, με αποτέλεσμα να παραμορφώνεται υπό τη δράση των κυμάτων. Οι πρώτες θαλασσοταραχές και τρικυμίες θα προκαλέσουν μετατόπιση των λίθων του αναβαθμού και σταδιακά η κατασκευή θα αποκτήσει προφίλ σχήματος S. Επομένως, αυτός ο τύπος κυματοθραύστη είναι αρχικά ασταθής, αλλά μεταβάλλεται σε στατικά ευσταθή στη διάρκεια ζωής του καθώς η κλίση του αναβαθμού γίνεται πιο ήπια. Γενικά, ένας κυματοθραύστης με αναβαθμό θεωρείται στατικά ευσταθής για  $N_s < 4$ , ενώ δυναμικά ευσταθής για  $4 < N_s < 6$ . Το  $N_s$  ορίζεται ως δείκτης ευστάθειας του αναβαθμού και είναι  $N_s = H_s / \Delta D_{n50}$ .

Βέβαια, η εύκολη κατασκευαστική πρακτική δεν είναι το μόνο προτέρημα αυτού του τύπου κυματοθραύστη. Η παρουσία του αναβαθμού παρέχει τη δυνατότητα να χρησιμοποιηθούν μικρότεροι λίθοι σε σχέση με τους κοινούς κυματοθραύστες με πρανή, αφού δεν υπάρχει πλέον η ανάγκη θωράκισης. Έτσι, το έργο έχει τη δυναμική να γίνει πιο οικονομικό παρά την απαίτηση μεγαλύτερου όγκου υλικών.

Αξίζει να αναφερθεί ότι είναι σκόπιμη η κατασκευή στρώσης έδρασης στη θέση αρχικής έδρασης του αναβαθμού συμπεριλαμβανομένης και της περιοχής την οποία ενδέχεται να καταλάβει η παραμορφωμένη ευσταθής διατομή. Ωστόσο, κάτι τέτοιο δεν κρίνεται απαραίτητο στην περίπτωση που ο πυθμένας είναι υγιής βράχος.

Έως σήμερα δεν έχει οριστεί γενικά αποδεκτή μέθοδος σχεδιασμού κυματοθραύστη με αναβαθμό. Το πλάτος και το υψόμετρο του αναβαθμού, η ακριβής μορφή της διατομής και άλλα σχεδιαστικά χαρακτηριστικά λαμβάνονται πραγματοποιώντας προσομοιώματα σε εργαστήριο, εάν πρόκειται να ολοκληρωθεί η κατασκευή σε ένα στάδιο. Αντίθετα, όταν η διατομή παίρνει την τελική της μορφή σταδιακά μέσω της φυσικής διεργασίας που αναφέρθηκε παραπάνω, πρόκειται για έργο που ολοκληρώνεται σε δύο στάδια. Τότε, δεν συνηθίζεται να γίνονται εργαστηριακά πειράματα εκ των προτέρων.

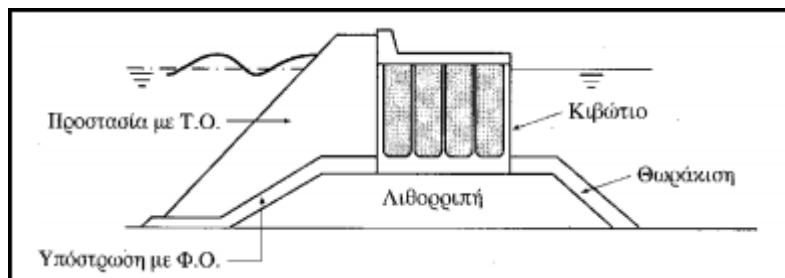
- Σύνθετοι κυματοθραύστες (armoured caisson breakwaters)

Ουσιαστικά πρόκειται για υβριδικό τύπο κυματοθραύστη διότι είναι το αποτέλεσμα συνδυασμού κυματοθραυστών με πρηνή και κυματοθραυστών με κατακόρυφο μέτωπο, όπως φαίνεται στο Σχήμα 2.8. Ονομάζονται και ιαπωνικού τύπου. Συνδυάζουν πρηνές από ογκολίθους στην προσήνεμη πλευρά με κατακόρυφο μέτωπο στην υπήνεμη. Συνήθως, το κατακόρυφο μέτωπο είναι caisson, ώστε να διευκολύνεται η πρόσδεση των πλοίων.

Ο σκοπός για τον οποίο τοποθετούνται λίθοι θωράκισης μπροστά από το κατακόρυφο μέτωπο είναι να μειωθούν τα φορτία που αυτό δέχεται. Επιπλέον, αποτρέπεται η ανάκλαση του προσπίπτοντος στο προσήνεμο πρηνές κυματισμού, αλλά και η συμβολή του ανακλώμενου με τον επερχόμενο κυματισμό. Έτσι εξασφαλίζονται ευνοϊκές συνθήκες ναυσιπλοΐας μετά τον κυματοθραύστη. Για όλους αυτούς τους λόγους, οι σύνθετοι κυματοθραύστες συνήθως εφαρμόζονται σε περιοχές με δυσμενές κυματικό κλίμα, το οποίο οδηγεί στην ανάγκη χρήσης αρκετά μεγάλων και βαριών ογκολίθων για τη θωράκιση. Όμως, η εύρεση φυσικών ογκολίθων των απαιτούμενων διαστάσεων είναι δύσκολη και επομένως οι σύνθετοι κυματοθραύστες κατασκευάζονται κυρίως με τεχνητά τεμάχια θωράκισης (π.χ. τετράποδα).

Χάρη στην προστασία του caisson από το πρηνές ογκολίθων, αυτό μπορεί να σχεδιαστεί βάσει υπολογισμών που θα λαμβάνουν μειωμένα υδροδυναμικά φορτία. Επίσης, το υψόμετρο της στέψης καθορίζεται σύμφωνα με τις απαιτήσεις για υπερπήδηση του έργου.

Ωστόσο, η κατασκευή σύνθετου κυματοθραύστη σε μεγάλα βάθη είναι απαγορευτική από οικονομική άποψη.



Σχήμα 2.8: Σύνθετος κυματοθραύστης

(Πηγή: Μέμος, 2008)

Τέλος, αξ σημειωθεί ότι οι σύνθετοι κυματοθραύστες μπορεί να είναι μικτοί είτε καθ' ύψος είτε κατά πλάτος.

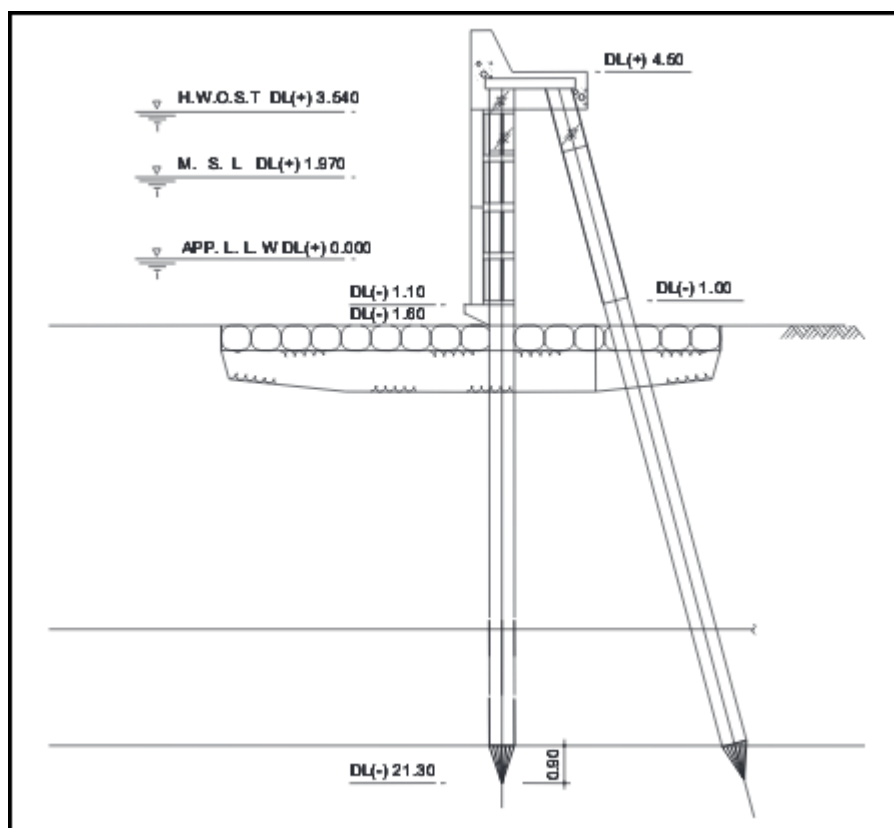
- Κυματοθραύστες σε πασσάλους (curtainwall-pile breakwaters)

Πρόκειται για ελαφριά κατασκευή που ενδείκνυται σε περιπτώσεις σαθρού πυθμένα θεμελίωσης λόγω της δυνατότητας βαθιάς θεμελίωσης που παρέχουν οι πάσσαλοι. Αποτελείται από ένα κατακόρυφο πέτασμα, το οποίο σχεδιάζεται ώστε να αναχαιτίζει τους κυματισμούς που αναπτύσσονται στην επιφάνεια της θάλασσας, και από πασσάλους που θεμελιώνονται στον πυθμένα και μεταφέρουν σε αυτόν τα φορτία που δέχεται η ανωδομή



(πέτασμα). Οι πασσαλοσανίδες θεμελιώνονται όσο βαθιά απαιτείται ώστε τα φορτία να μεταφέρονται σε υγιές υπόβαθρο και η κατασκευή να είναι ευσταθής. Συνηθίζεται να τοποθετούνται και πλάγιες πασσαλοσανίδες για την ανάληψη των οριζόντιων φορτίων. Τα παραπάνω απεικονίζονται στο σκαρίφημα στο Σχήμα 2.9 που αφορά πραγματικό κυματοθραύστη με πασσάλους στην Κορέα.

Ο συγκεκριμένος τύπος κυματοθραύστη θα μπορούσε να καταταγεί και στην κατηγορία των κυματοθραυστών με κατακόρυφο μέτωπο. Επισημαίνεται, όμως, ξεχωριστά λόγω της ιδιαιτερότητας του να επιτρέπει την κίνηση του ιζήματος στο βυθό. Κατ' αυτόν τον τρόπο δεν αλλοιώνεται ιδιαίτερα το τοπικό περιβάλλον και οι συνθήκες στερεομεταφοράς συγκριτικά με τις επιπτώσεις που θα επέφερε ένας συμβατικός κατακόρυφος κυματοθραύστης.



Σχήμα 2.9: Κυματοθραύστης σε πασσάλους στο Yeoho Port, Κορέα

(Πηγή: Suh and Pyun, 2007)

Οι κυματοθραύστες με πασσάλους είναι περισσότερο αποδοτικοί για κύματα μικρής περιόδου, άρα και μικρού μήκους κύματος.

- Πλωτοί κυματοθραύστες (floating breakwaters)

Οι κυματοθραύστες με πρηνή και αυτοί με κατακόρυφο μέτωπο μπορούν να προστατέψουν αποτελεσματικά ένα λιμενικό έργο ή μια ακτή από τη δράση των κυμάτων. Όμως, αυτοί οι τύποι απαιτούν θεμελίωση στον πυθμένα, με αποτέλεσμα σε μεγάλα βάθη το κόστος

κατασκευής τους να είναι απαγορευτικό. Επίσης, αλλοιώνουν τα τοπικά χαρακτηριστικά μεταφοράς ιζήματος προκαλώντας ενδεχομένως ανεπιθύμητες αποθέσεις ιζήματος σε περιοχές δυσχεραίνοντας τη διέλευση των πλοίων. Τέλος, μπορεί να οδηγήσουν σε αύξηση της συγκέντρωσης ρυπαντών στο θαλάσσιο νερό εντός λιμενολεκάνων λόγω περιορισμένης ανανέωσης των υδάτων. Για όλους αυτούς τους λόγους υπάρχουν περιπτώσεις που προτιμούνται οι πλωτοί κυματοθραύστες.

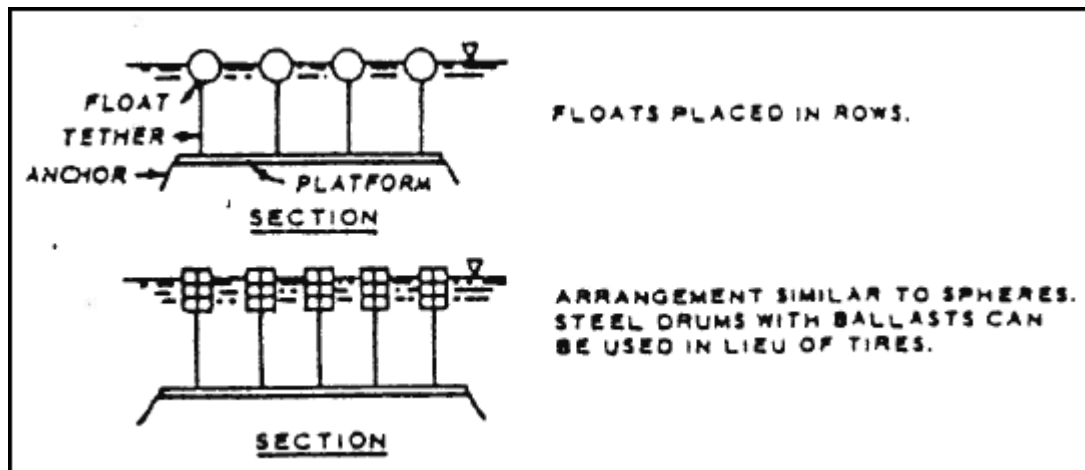
Ένα ακόμη πλεονέκτημα των πλωτών κυματοθραυστών αποτελεί το γεγονός ότι μπορούν να χρησιμοποιηθούν και για προσωρινή προστασία. Όταν πλέον δεν χρειάζεται η προστασία που παρέχουν, μπορούν απλά να αποσυναρμολογηθούν και να μεταφερθούν σε άλλη θέση.

Εντούτοις, οι επιπλέοντες κυματοθραύστες έχουν το μειονέκτημα ότι δεν προσφέρουν αποτελεσματική προστασία ως εξωτερικά λιμενικά έργα.

Οι πλωτοί κυματοθραύστες αγκυρώνονται στον θαλάσσιο πυθμένα με αλυσίδες. Εφαρμόζονται επιτυχώς σε περιοχές που περιβάλλονται από ξηρά και επομένως χαρακτηρίζονται από μέτριο κυματικό κλίμα (λόγω του περιορισμένου αναπτύγματος πελάγους). Έτσι, είναι προφυλαγμένοι από κύματα μεγάλης περιόδου  $T$  (άρα και μεγάλου μήκους κύματος) στα οποία η απόδοσή τους είναι πολύ μικρή. Γενικά, η λειτουργία ενός πλωτού κυματοθραύστη καθιστάται αδύνατη υπό τη δράση κυμάτων μεγάλου μήκους κύματος  $L$ . Σ' αυτή την περίπτωση ο κυματοθραύστης μπορεί να παρομοιαστεί με μια μπάλα που επιπλέει στη μέση του ωκεανού η οποία κινείται πάνω-κάτω σε φάση ίδια με τα δρώντα κύματα (Performance of a circular cross-section moored floating breakwater, Wesley Neal Whiteside). Προκειμένου να είναι αποδοτικός ο κυματοθραύστης θα πρέπει το πλάτος και το βάθος του να είναι της ίδιας τάξης μεγέθους με τα δρώντα κύματα. Ακριβώς λόγω της ελευθερίας κινήσεων που έχει, το μήκος κύματος και η γωνία πρόσπτωσης του επερχόμενου κυματισμού και η γεωμετρία της κατασκευής μπορεί για ορισμένους συνδυασμούς να οδηγήσουν σε συντονισμό. Προτιμάται, λοιπόν, η κατασκευή να έχει χαμηλή ιδιοσυχνότητα ώστε να μη διεγείρεται από τα κύματα. Επιπλέον, η κατασκευή πλωτού κυματοθραύστη επιλέγεται όταν η κλίση του πυθμένα είναι πολύ απότομη, οπότε η θεμελίωση επί αυτού είναι τεχνικά δύσκολη και αρκετά δαπανηρή.

Κατά τη διάρκεια του Β' Παγκοσμίου Πολέμου, στην απόβαση της Νορμανδίας, κατασκευάστηκαν οι πρώτοι επιπλέοντες κυματοθραύστες. Έπειτα από 10 περίπου χρόνια, ξεκίνησαν να εκτελούνται πειράματα για ένα νέο τύπο πλωτού κυματοθραύστη από χάλυβα αποτελούμενο από τρία διαφράγματα ενωμένα μέσω δικτυωμάτων. Έκτοτε, έχουν αναπτυχθεί πολλοί τύποι επιπλεόντων κυματοθραυστών, οι οποίοι μπορεί να ποικίλλουν από απλές διατάξεις έως πιο σύνθετες κατασκευές. Ομοίως, χρησιμοποιείται και μεγάλη ποικιλία υλικών για το σκοπό αυτό, για παράδειγμα παλιά ελαστικά αυτοκινήτων όπως φαίνεται στο Σχήμα 1.12 και στ Σχήμα 1.13. Ο Wesley Neal Whiteside στην εργασία του «Performance of a circular cross-section moored floating breakwater» αναφέρει ότι έως το 1992 το ναυτικό των Ηνωμένων Πολιτειών είχε καταγράψει 52 διαφορετικούς τύπους, κάθε ένας από τους οποίους έχει σχεδιαστεί σύμφωνα με κάποια από τις παρακάτω αρχές λειτουργίας ή με συνδυασμό τους. Ένας τρόπος με τον οποίο μπορεί ένας πλωτός κυματοθραύστης να μειώσει τα ύψη κύματος στην υπήνεμη περιοχή είναι μέσω κυματικής ανάκλασης. Το έργο αποτελεί τεχνητό εμπόδιο στο μέτωπο του οποίου ανακλάται μέρος της κυματικής ενέργειας.

Εναλλακτικά, ένας πλωτός κυματοθραύστης μπορεί να σχεδιαστεί ώστε η τυρβώδης/στροβιλώδης ροή που προκαλείται από τη θραύση του κυματισμού και εν γένει την αλληλεπίδραση κύματος – κατασκευής (τριβή στο οριακό στρώμα, παγίδευση αέρα, κ.τ.λ.) να εκτονώνει την κυματική ενέργεια. Τέλος, ενδέχεται ο σχεδιασμός να στοχεύει στην μετατροπή κυματικής ενέργειας σε κινητική ενέργεια του κυματοθραύστη.

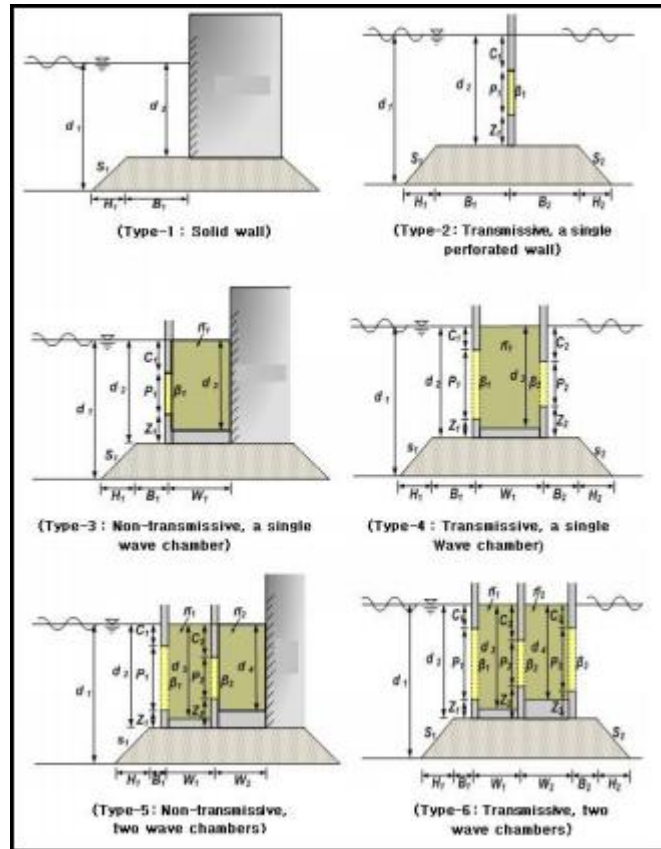


Σχήμα 2.10: Πλωτός κυματοθραύστης από δεμένες χαλύβδινες σφαίρες και χαλύβδινα τύμπανα αντίστοιχα (Πηγή: Whiteside, 1994)

- Διάτρητοι κυματοθραύστες (perforated wall breakwaters)

Ο συγκεκριμένος τύπος μορφολογικά θυμίζει κυματοθραύστη τύπου caisson με τη διαφορά ότι μπροστά (στην προσήνεμη πλευρά) διαθέτει κενό θάλαμο στον οποίο γίνεται εκτόνωση ενέργειας. Ενδεικτικά παραδείγματα παρουσιάζονται στα Σχήματα 2.11 και 2.12. Το εμπροσθεν κατακόρυφο μέτωπο είναι διάτρητο εξαιτίας της παρουσίας οπών, συνήθως κυκλικών, ενώ το κατάντη κατακόρυφο μέτωπο είναι πλήρες και συμπαγές. Ο κυματισμός που κατευθύνεται προς τον κυματοθραύστη εισέρχεται εντός του κενού θαλάμου μέσω των οπών. Η εκτόνωση της ενέργειας γίνεται καθώς ταλαντώνεται η ελεύθερη στάθμη του υδάτινου όγκου εντός του θαλάμου. Πιο συγκεκριμένα, έχουμε συνεχή εναλλαγή μεταξύ δυναμικής και κινητικής ενέργειας του κύματος, ενώ σε κάθε κύκλο συμβαίνει απόσβεση μέρους της ενέργειας λόγω των δυνάμεων συνεκτικότητας και τύρβης που αναπτύσσονται κατά την έξοδο του νερού από τις οπές, την πρόσκρουση του κυματισμού στο πλήρες μέτωπο και τη σύγκρουσή του με το νέο εισερχόμενο κυματισμό. Μάλιστα, ο θάλαμος εκτόνωσης συνήθως χωρίζεται σε περισσότερους θαλάμους με τοιχώματα τα οποία είναι επίσης διάτρητα.

Οι διάτρητοι κυματοθραύστες έχουν τύχει περιορισμένης εφαρμογής, διότι η απόδοσή τους μεταβάλλεται σημαντικά ανάλογα με το ύψος και την περίοδο του προσπίπτοντος κυματισμού. Ωστόσο, όσο η συχνότητα του προσπίπτοντος κύματος προσεγγίζει την ιδιοσυχνότητα της κατασκευής, τόσο μεγαλύτερη θα είναι η απορρόφηση ενέργειας.



Σχήμα 2.11: Διάφορες διάτρητες κατασκευές (Οι type-3 και type-5 που χαρακτηρίζονται ως non-transmissive μπορούν να λειτουργήσουν ικανοποιητικά ως κυματοθραύστες. Όσοι χαρακτηρίζονται transmissive χρησιμοποιούν για την ανανέωση των υδάτων εντός λιμενολεκάνων.)

(Πηγή: Chun et al., 2013)



Σχήμα 2.12: Διάτρητος κυματοθραύστης στο λιμάνι ακτοφυλακής στην πόλη Busan, Κορέα

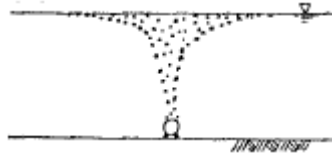
(Πηγή: Chun et al., 2013)

- Αέριοι κυματοθραύστες

Εδώ η απομείωση της κυματικής ενέργειας, όπως φαίνεται στο σκαρίφημα του Σχήματος 2.13, γίνεται με τη χρήση πεπιεσμένου αέρα. Συγκεκριμένα, τοποθετούνται αγωγοί στον πυθμένα οι οποίοι εισάγουν αέρα κατακόρυφα προς τα πάνω προς την ελεύθερη επιφάνεια. Έτσι, στα ανώτερα στρώματα της θαλάσσης δημιουργούνται στρόβιλοι αντίθετης φοράς από αυτής του κύματος απομειώνοντας κατά αυτόν τον τρόπο το ύψος κύματος του επερχόμενου

κυματισμού. Ουσιαστικά, προκαλείται τεχνητή ρήγωση και αύξηση της καμπυλότητας  $\gamma$  του κυματισμού οδηγώντας σε θραύση.

Το συγκεκριμένο είδος κυματοθραύστη παρουσιάζει υψηλό κόστος λειτουργίας και χαμηλή απόδοση. Εφαρμόζονται σχεδόν αποκλειστικά στην είσοδο λιμένων.



Σχήμα 2.13: Σκαρίφημα αέριου κυματοθραύστη  
(Πηγή: Takahashi, 1996 )

- Υδραυλικοί κυματοθραύστες

Βασίζεται στην ίδια αρχή λειτουργίας με τους αέριους κυματοθραύστες με τη διαφορά ότι εισαγεται πεπιεσμένη υδάτινη φλέβα οριζοντίως σε στάθμη λίγο χαμηλότερη της κοιλίας του κύματος. Έτσι, δημιουργούνται στρόβιλοι αντίθετης φοράς από αυτής του κύματος προκαλώντας αύξηση της κυρτότητας του και συνεπακόλουθα θραύση. Έχουν περιορισμένη εφαρμογή για τους ίδιους λόγους με τους αέριους κυματοθραύστες (μικρή αποτελεσματικότητα και υψηλό κόστος λειτουργίας).

- Κυματοθραύστες τύπου Considère

Ο κυματοθραύστης θεμελιώνεται σε σενάζ που αγκυρώνεται στον πυθμένα. Ο πυρήνας της κατασκευής αποτελείται από ξηρολιθοδομή και περικλείεται από θωράκιση τοιχοποιίας ενισχυμένης με σκυρόδεμα. Η δεδομένη μορφή κυματοθραύστη δεν απολαμβάνει σε καμία περίπτωση ευρεία εφαρμογή λόγω των τεχνικών περιορισμών που τη συνοδεύουν. Ειδικότερα, μπορεί να κατασκευαστεί μόνο σε περιοχές ήπιας κυματικής δράσης, μικρού βάθους και σε γερό βραχώδες υπόβαθρο πυθμένα. Επιπλέον, η σκυροδέτηση ύφαλου σκυροδέματος υψηλής ποιότητας απαιτεί ιδιαίτερη προσοχή.

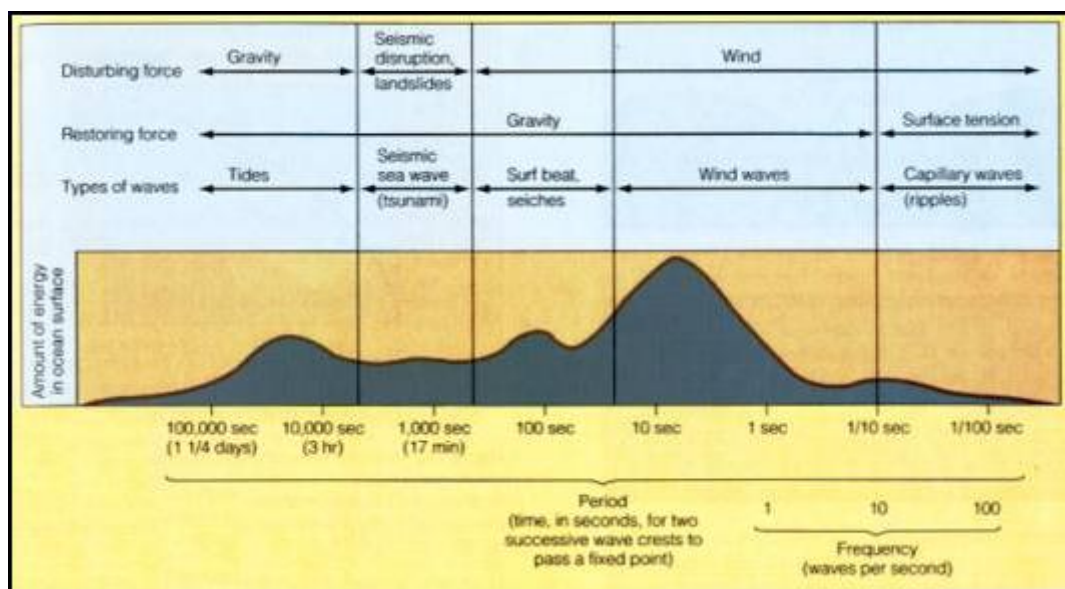
### 2.3 Αρχές σχεδιασμού

Συμβατικά ο σχεδιασμός των κυματοθραυστών γίνεται με ντετερμινιστικές μεθόδους με στόχο το επιλεγμένο φορτίο σχεδιασμού να μην υπερβαίνει την αντοχή (φέρουσα ικανότητα) του έργου. Σ' αυτές τις μεθόδους ως ύψος κύματος σχεδιασμού χρησιμοποιούνται χαρακτηριστικές τιμές (για παράδειγμα  $H_{1/3}$  ή  $H_{1/10}$ ) που θεωρείται ότι αντιπροσωπεύουν το κυματικό κλίμα μιας συγκεκριμένης περιοχής. Σε όσες σχέσεις υπεισέρχεται και η περίοδος του κυματισμού χρησιμοποιούνται συνήθως η μέση περίοδος  $T_m$  ή η περίοδος αιχμής  $T_p$ . Στην πραγματικότητα, όμως, ο κυματοθραύστης είναι εκτεθειμένος σε μια ποικιλία κυμάτων διαφόρων χαρακτηριστικών με διαφορετική συχνότητα εμφάνισης το κάθε ένα. Είναι πιθανό, λοιπόν, η θωράκιση να δεχτεί φορτίσεις υψηλότερες αυτών που χρησιμοποιήθηκαν κατά το σχεδιασμό και έτσι να επέλθει αστοχία. Γι' αυτό το λόγο έχουν αναπτυχθεί και πιθανοτικές

μέθοδοι σχεδιασμού. Σύμφωνα με αυτές η θωράκιση σχεδιάζεται για ορισμένη αποδεκτή πιθανότητα αστοχίας (π.χ.  $P_f = 0,05$ ). Έτσι, υπάρχει δυνατότητα καλύτερης πρόβλεψης της απόκρισης της κατασκευής για διάφορα επιβαλλόμενα φορτία και των ζημιών που ενδέχεται να προκληθούν. Η οικονομική βελτιστοποίηση του έργου καθίσταται πλέον εφικτή, αφού μπορεί να κατασκευαστεί θωράκιση με την απαραίτητη ευστάθεια και ασφάλεια και χωρίς περιττή οικονομική δαπάνη.

## 2.4 Κυματικά φορτία για το σχεδιασμό των κυματοθραυστών

Ο σωστός σχεδιασμός του κυματοθραύστη, τόσο από άποψη ασφάλειας όσο και από οικονομική άποψη, προϋποθέτει καλή γνώση του κυματικού κλίματος στην περιοχή που πρόκειται να κατασκευαστεί το έργο. Ωστόσο, η θαλάσσια επιφάνεια είναι έντονα ανώμαλη και μη περιοδική στον χρόνο και στο χώρο, γι' αυτό και αποκαλείται «τυχαία θάλασσα». Η μορφή της θαλάσσιας επιφάνειας προκύπτει από την επαλληλία διαφόρων κυματισμών, οι οποίοι μπορεί να είναι ανεμογενείς κυματισμοί, κυματισμοί προκαλούμενοι από βαρυτικές δυνάμεις και από την κίνηση του ήλιου και της σελήνης (παλίρροια) και σπανιότερα κυματισμοί οφειλόμενοι σε σεισμικές δυνάμεις (τσουνάμι). Στο Σχήμα 2.14 που ακολουθεί παρουσιάζεται το εύρος περιόδων κυματισμών ανάλογα με το φυσικό αίτιο που τους δημιουργεί. Οι ανεμογενείς κυματισμοί δημιουργούνται στα βαθιά και ταξιδεύουν προς την ακτή, με αποτέλεσμα να μεταβάλλονται τα χαρακτηριστικά τους λόγω ρήχωσης και διάθλασης. Ενώ η κύρια μεταφορά ενέργειας συμβαίνει κατά τη διεύθυνση του ανέμου, μεταφέρεται ενέργεια και εκτός της ανεμογενούς περιοχής γνωστή ως φουσκοθαλασιά (swell), η οποία επαλληλίζεται στα εκάστοτε τοπικά κύματα. Επίσης, πρέπει να αναφερθεί και το φαινόμενο της περίθλασης, κατά το οποίο δημιουργούνται κυματισμοί εκτός της διεύθυνσης του ανέμου λόγω φυσικών ή τεχνητών εμποδίων. Συνεπώς, είναι φανερό ότι η ακριβής γνώση του κυματικού κλίματος μιας περιοχής παραμένει ακόμα πρακτικά αδύνατη.



Σχήμα 2.14: Η τάξη μεγέθους της περιόδου των κυματισμών που απαντώνται στη φύση

(Πηγή: misclab.umeoce.maine.edu)

Προκειμένου, λοιπόν, να σχεδιαστεί ένα λιμενικό έργο, αρχικά διεξάγονται μετρήσεις για ένα ορισμένο χρονικό διάστημα, ανάλογα με τη διάρκεια ζωής του έργου, από τις οποίες προκύπτουν κάποια μεγέθη σχεδιασμού. Η βασική παράμετρος σχεδιασμού είναι το χαρακτηριστικό ύψος κύματος  $H_s$ , το οποίο περιλαμβάνεται σε πολλές φόρμουλες σχεδιασμού κυματοθραυστών με δημοφιλέστερη αυτή του Hudson (αναλύεται σε επόμενο κεφάλαιο). Για το σχεδιασμό κυματοθραύστη τραπεζοειδούς διατομής το ύψος  $H_s$  είναι πρακτικά το  $H_{1/3}$ , δηλαδή ο μέσος όρος των 33% υψηλότερων κυμάτων (1/3) επί του συνολικού δείγματος που προέκυψε από τις μετρήσεις. Βέβαια, ανάλογα με το είδος του έργου και την αποδεκτή πιθανότητα αστοχίας, επιλέγονται ως μεγέθη σχεδιασμού και άλλα ύψη κύματος, όπως το  $H_{max}$ , το  $H_{2\%}$  ή το  $H_{1/10}$ , όπου  $H_{max}$  είναι το μέγιστο ύψος κύματος που έχει καταγραφεί για δεδομένη θέση,  $H_{2\%}$  είναι ο μέσος όρος των 2% υψηλότερων κυμάτων του δείγματος και αντίστοιχα  $H_{1/10}$  είναι ο μέσος όρος των 10% υψηλότερων κυμάτων (1/10) της κυματοσειράς που προέκυψε από τις μετρήσεις.

Όπως προέκυψε από έρευνες, μια άλλη παράμετρος που επηρεάζει την ευστάθεια των κυματοθραυστών και επομένως τον σχεδιασμό τους είναι η περίοδος του κύματος  $T$ , ή ισοδύναμα το μήκος κύματος  $L$ , αφού τα δύο αυτά μεγέθη συνδέονται με τη σχέσεις:

$$L_o = \frac{gT^2}{2\pi} \quad (\text{βαθιά νερά}) \quad (2.1)$$

$$L = \frac{gT^2}{2\pi} \tanh\left(\frac{2\pi h}{L}\right) \quad (\text{λόγω ρήχωσης}) \quad (2.2)$$

όπου:  $L_o$  : μήκος κύματος στα βαθιά νερά

$L$  : μήκος κύματος λόγω ρήχωσης

$T$  : περίοδος κυματισμού

$g$  : επιτάχυνση της βαρύτητας

$h$  : βάθος σε ορισμένη θέση

Συγκεκριμένα, ο Jentsje W. Van der Meer (1987, σ. 219) αναφέρεται σε πείραμα του Ahrens (1975), που έδειξε τη σημασία της περιόδου  $T$  στην ευστάθεια των λίθων θωράκισης του κυματοθραύστη και το οποίο οδήγησε τους Pilarczyk & Boer (1983) και τους Losada & Gimenez-Curto (1979) να παράγουν αντίστοιχα εξισώσεις σχεδιασμού. Οι τελευταίες περιελάμβαναν την περίοδο του κύματος. Ιδιαίτερα διαδεδομένη είναι η σχέση του Van der Meer (αναλύεται σε επόμενο κεφάλαιο) στην όποια η επιρροή της περιόδου, επομένως και του μήκους κύματος, εκφράζεται μέσω του αριθμού Iribarren (Surf Similarity Parameter):

$$\xi = \frac{\tan \alpha}{\sqrt{H/L_o}} \quad (2.3)$$

όπου:  $\xi$  : αριθμός Iribarren

$\theta$  : γωνία πρανούς κυματοθραύστη

$H$  : χαρακτηριστικό ύψος του προσπίπτοντος κυματισμού

$L_0$  : μήκος κύματος στα βαθιά νερά

Μάλιστα, οι Losada & Gimenez-Curto (1979, σ. 80,81) κατέγραψαν σχέση (αναλύεται σε επόμενο κεφάλαιο) του Iribarren για τον υπολογισμό του βάρους των λίθων θωράκισης κυματοθραύστη η οποία περιλαμβάνει στις παραμέτρους της το ύψος κύματος, όχι όμως την περίοδο του κυματισμού. Αξιοσημείωτο, ωστόσο, είναι το γεγονός ότι ο Iribarren τόνισε ότι η εφαρμογή της εν λόγω σχέσης περιορίζεται μόνο σε κύματα ορισμένου τύπου θραύσης, και συγκεκριμένα σε κύματα με θραύση εκτίναξης (plunging waves) ή με θραύση κατάρρευσης (collapsing waves). Συνάγεται, συνεπώς το συμπέρασμα ότι ο Iribarren είχε αντιληφθεί την επίδραση της περιόδου του κυματισμού στην ευστάθεια των πρικών κυματοθραύστη από λίθους θωράκισης.

Πιο αναλυτικά, η περίοδος του κύματος αποτελεί πολύ σημαντική παράμετρο σχεδιασμού, διότι σχετίζεται με το φαινόμενο του συντονισμού. Γενικά, εξαναγκασμένη ταλάντωση καλείται το φαινόμενο κατά το οποίο μια εξωτερική περιοδική δύναμη (σταθερής περιόδου ή όχι) αναγκάζει ένα σύστημα σε ταλάντωση με περίοδο ίση με αυτή του διεγέρτη. Στην περίπτωση που η συχνότητα ταλάντωσης του διεγέρτη προσεγγίζει την ιδιοσυχνότητα του ταλαντωτή (η οποία είναι η συχνότητα με την οποία εκτελεί ελεύθερη ταλάντωση), τότε το πλάτος της ταλάντωσης γίνεται μέγιστο και η ενέργεια γίνεται μέγιστη. Το φαινόμενο αυτό ονομάζεται συντονισμός. Όσον αφορά το αντικείμενο της παρούσας εργασίας, ο θαλάσσιος κυματισμός είναι ο διεγέρτης ο οποίος ασκεί διεγείρουσα δύναμη στον κυματοθραύστη με αποτέλεσμα αυτός να ταλαντώνεται με περίοδο ίση με αυτή του κυματισμού. Εάν η συχνότητα του δρόντος κυματισμού προσεγγίσει την ιδιοσυχνότητα του κυματοθραύστη, θα συμβεί συντονισμός. Αυτό είναι ιδιαίτερα επικίνδυνο διότι μπορεί να προκληθούν ζημιές στην κατασκευή, ακόμα και αστοχία. Επομένως, είναι προφανές ότι κύματα υψηλού ύψους, αλλά με περίοδο που να απέχει αρκετά από την ιδιοπερίοδο της κατασκευής, μπορεί να μην αποτελούν πρόβλημα για την ευστάθεια. Αντίθετα, ενδέχεται κύματα χαμηλού ύψους, αλλά με περίοδο κοντά στην ιδιοπερίοδο της κατασκευής, να οδηγήσουν σε σημαντικές βλάβες.

Η συνδυασμένη επιρροή του ύψους κύματος  $H$  και του μήκους κύματος  $L$  (συνεπώς και της περιόδου  $T$ ) στην ευστάθεια κυματοθραύστη αποδείχτηκε διαγραμματικά από τους Losada and Gimenez – Curto (1979) οι οποίοι χρησιμοποίησαν τα δεδομένα από πειράματα που είχε πραγματοποιήσει ο Iribarren. Ο Iribarren το 1965 εισήγαγε σχέση για τον υπολογισμό του βάρους των λίθων θωράκισης η οποία επιγραμματικά είναι:

$$P = QRH^3 \quad (2.4)$$

Ο τύπος αυτός αναλύεται διεξοδικότερα σε επόμενο κεφάλαιο. Μάλιστα, βρέθηκε ότι οι παράμετροι  $Q$  και  $\xi$  συνδέονται μεταξύ τους με τη σχέση:

$$Q = A(\xi - \xi_0)\exp[B(\xi - \xi_0)], \quad \xi > \xi_0 \quad (2.5)$$

Οι μεταβλητές και οι παράμετροι που περιέχονται στις δύο αυτές σχέσεις εξηγούνται αναλυτικά σε επόμενο κεφάλαιο.



Λαμβάνοντας υπ' όψιν την τελευταία σχέση, καθώς και τις ακόλουθες τρεις, οι Losada and Gimenez – Curto (1979) δημιούργησαν την καμπύλη αλληλεπίδρασης ύψους κύματος H και μήκους κύματος L.

$$H = \left( \frac{P}{QR} \right)^{1/3} \quad (2.6)$$

$$\xi = \frac{\tan \alpha}{\sqrt{H/L_o}} \quad (2.3)$$

$$L_o = \frac{gT^2}{2\pi} \quad (2.1)$$

Όπου:  $\xi$ : αριθμός Iribarren

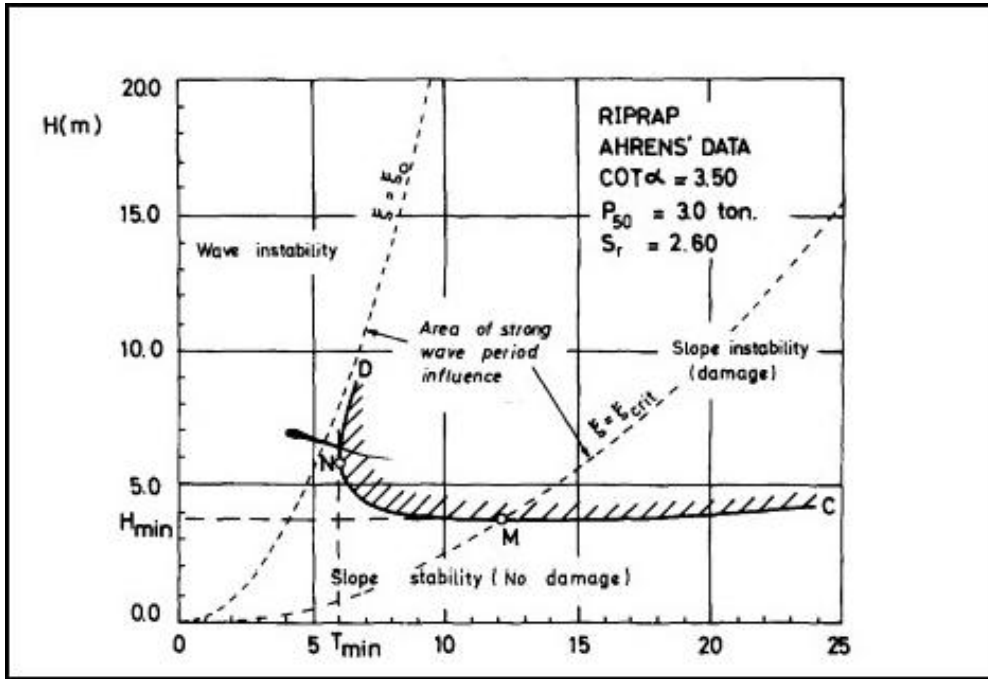
T: περίοδος κυματισμού

H: ύψος κύματος

$L_o$ : μήκος κύματος στα βαθιά νερά

$\alpha$ : κλίση πρανούς κυματοθραύστη

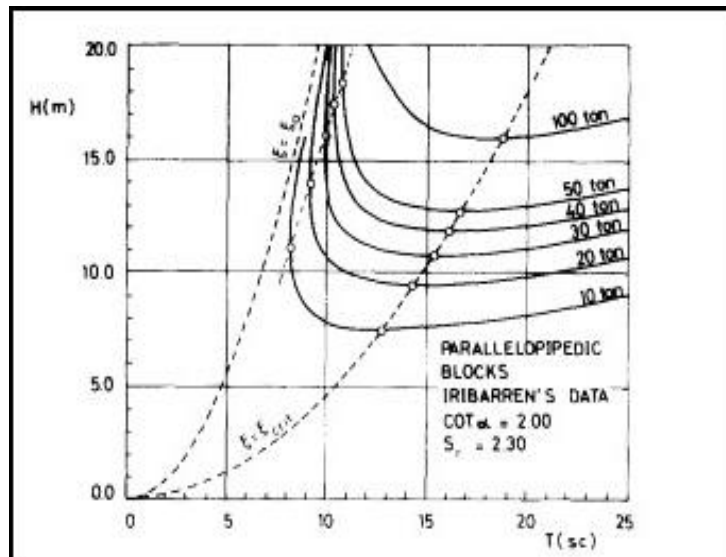
Η καμπύλη αλληλεπίδρασης είναι ουσιαστικά μια καμπύλη σε διάγραμμα (H,T) και παρέχει σημαντικές πληροφορίες για την έναρξη της αστοχίας του κυματοθραύστη, ενώ στο Σχήμα 2.15 παρουσιάζεται ενδεικτικό παράδειγμα. Ένα συγκεκριμένο κύμα απεικονίζεται στο διάγραμμα ως ένα σημείο και προκαλεί ζημιά στον κυματοθραύστη εάν το σημείο αυτό βρίσκεται στο εσωτερικό της καμπύλης. Αντίθετα, όσα κύματα αναπαριστώνται με σημεία εκτός της καμπύλης δεν επηρεάζουν την ευστάθεια του κυματοθραύστη, και συνεπώς δεν οδηγούν σε αστοχία. Με τη βοήθεια μιας καμπύλης αλληλεπίδρασης μπορούμε να προσδιορίσουμε το ελάχιστο ύψος κύματος ή την ελάχιστη περίοδο κυματισμού ικανού να προκαλέσει αστοχία. Στο σχήμα που ακολουθεί το σημείο M αντιστοιχεί στο ελάχιστο απαιτούμενο ύψος κύματος  $H_{min}$  για να ξεκινήσει η αστοχία της κατασκευής, ενώ το σημείο N αντιστοιχεί στην ελάχιστη απαιτούμενη περίοδο  $T_{min}$ . Τα δύο αυτά σημεία οριοθετούν το τμήμα MN της καμπύλης στο οποίο η επιρροή της περιόδου T στην ευστάθεια του κυματοθραύστη είναι ιδιαίτερα σημαντική. Μάλιστα, όσο αυξάνεται η περίοδος (εντός του τμήματος MN), τόσο μειώνεται το απαιτούμενο ύψος κύματος για την πρόκληση αστοχίας. Στα υπόλοιπα τμήματα της καμπύλης αλληλεπίδρασης όσο αυξάνει η περίοδος του κυματισμού, τόσο αυξάνει και το απαιτούμενο ύψος κύματος για την έναρξη της αστοχίας. Στο τμήμα MC η επιρροή της περιόδου είναι αμελητέα, ενώ, αντιθέτως, είναι πολύ σημαντική στο τμήμα ND.



Σχήμα 2.15: Καμπύλη αλληλεπίδρασης (H,T) που ορίζει την περιοχή ευστάθειας ενός ορισμένου κυματοθραύστη

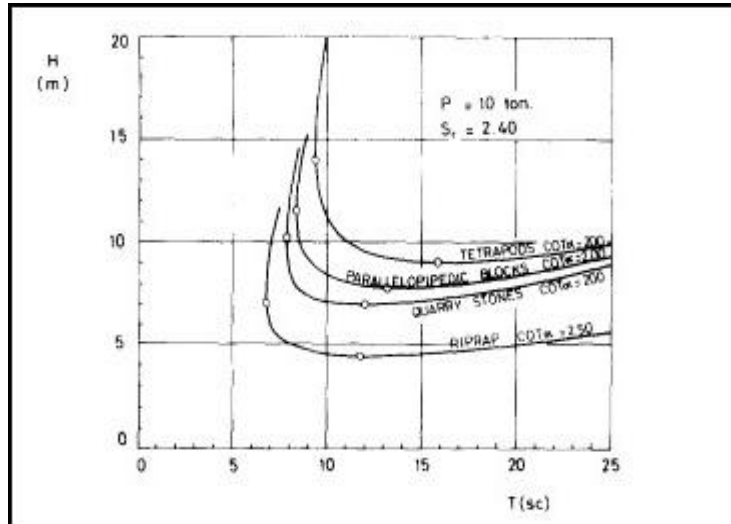
(Πηγή: Losada and Gimenez-Curto, 1979)

Για διαφορετικά είδη λίθων θωράκισης ή λίθους ίδιου τύπου αλλά διαφορετικού βάρους προκύπτουν διαφορετικές καμπύλες αλληλεπίδρασης, όπως φαίνεται στο Σχήμα 2.16 και στο Σχήμα 2.17.



Σχήμα 2.16: Καμπύλες αλληλεπίδρασης για διάφορα βάρη τεχνητών παραλληλεπίπεδων λίθων θωράκισης

(Πηγή: Losada and Gimenez-Curto, 1979)



Σχήμα 2.17: Καμπύλες αλληλεπίδρασης για διαφορετικούς τύπους λίθων θωράκισης  
(Πηγή: Losada and Gimenez-Curto, 1979)

Τέλος, υπάρχουν σχέσεις στις οποίες συναντάται η παράμετρος καμπυλότητα  $\gamma$  του κύματος, η οποία εκφράζει την επίδραση του ύψους και του μήκους κύματος.

$$\gamma = \frac{H}{L} \quad (2.7)$$

όπου :  $\gamma$  : καμπυλότητα / κυρτότητα του κύματος

$H$  : χαρακτηριστικό ύψος κύματος

$L_0$  : μήκος κύματος σχεδιασμού

## 2.5 Τρόποι και μηχανισμοί αστοχίας κυματοθραύστη

Οι κυματοθραύστες κατασκευάζονται με σκοπό να επιτελέσουν συγκεκριμένες λειτουργίες οι οποίες δεν είναι άλλες από την εξασφάλιση ευνοϊκών συνθηκών πλοήγησης και πρόσδεσης των πλοίων στους λιμένες και την προστασία των ακτών. Είναι πιθανό, όμως, το έργο να υποστεί κάποια στιγμή στη διάρκεια ζωής του ζημιές, με αποτέλεσμα να αρθεί η αποδοτικότητά του. Σε αυτή την περίπτωση ο κυματοθραύστης έχει αστοχήσει. Τα αίτια και οι μηχανισμοί αστοχίας ενδέχεται να διαφέρουν ανάλογα με το είδος του κυματοθραύστη, ενώ μπορεί να σχετίζονται είτε με την ίδια την κατασκευή και τα φορτία που αυτή δέχεται είτε με τις συνθήκες θεμελίωσης και τα χαρακτηριστικά του πυθμένα.

### 2.5.1 Τρόποι αστοχίας κυματοθραύστη με πρανή

Σύμφωνα με τον Pilarczyk (2011) δεν έχουν οριστεί ευρέως αποδεκτά επίπεδα αστοχίας, αλλά αντίθετα αφήνεται στην κρίση του μηχανικού να επιλέξει το συντελεστή ασφαλείας σύμφωνα με τον οποίο θα σχεδιάσει την κατασκευή. Υπάρχουν διάφοροι μηχανισμοί σύμφωνα με τους οποίους μπορεί να αστοχήσει ένας κυματοθραύστης με πρανή. Επομένως,

είναι τόσο υπέρ της ασφαλείας όσο και συμφέρον οικονομικά ο σχεδιασμός να λάβει υπ' όψη επιμέρους συντελεστές ασφαλείας, κάθε ένας από τους οποίους θα αντιστοιχεί σε διαφορετικό τρόπο αστοχίας. Μάλιστα, τα αποδεκτά επίπεδα αστοχίας καθορίζονται λαμβάνοντας υπ' όψη το εύρος και την ένταση τυχουσών επιπτώσεων (περιβαλλοντικών και οικονομικών), αλλά και την πιθανότητα πρόκλησης ανθρώπινης βλάβης (Σχήμα 2.18).

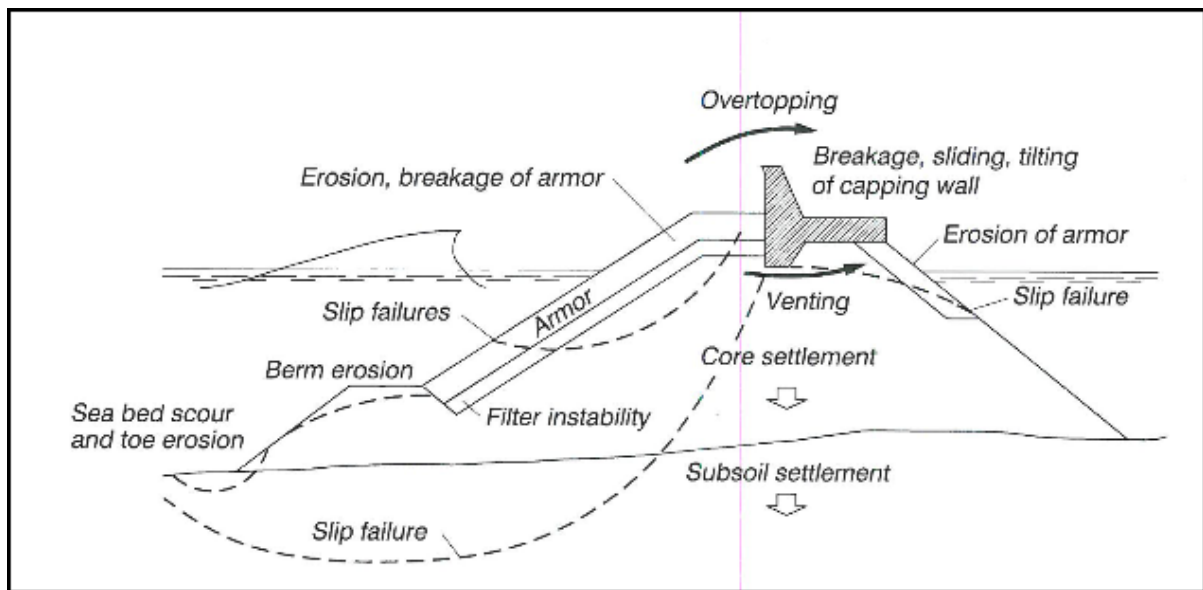
<u>Safety classes:</u>	<u>failure implies:</u>
Very low	<u>no</u> risk of human injury and <u>small</u> environmental and economic consequences
Low	<u>no</u> risk of human injury and <u>some</u> environmental and/or economic consequences
Normal	<u>risk</u> of human injury and <u>significant</u> environmental pollution or <u>high</u> economic or political consequences
High	<u>risk</u> of human injury and <u>significant</u> environmental pollution or <u>very high</u> economic or political consequences

Limit states: Ultimate Limit State (ULS) and Serviceability Limit State (SLS)

Limit State	Failure probability within 50 years structure lifetime			
	Safety class			
	Very low	Low	Normal	High
SLS	0.4	0.2	0.1	0.05
ULS	0.2	0.1	0.05	0.01

Σχήμα 2.18: Πίνακας ενδεικτικής κατηγοριοποίησης της τάξης ασφαλείας για μόνιμους κυματοθραύστες (Πηγή: Pilarczyk, 2011)

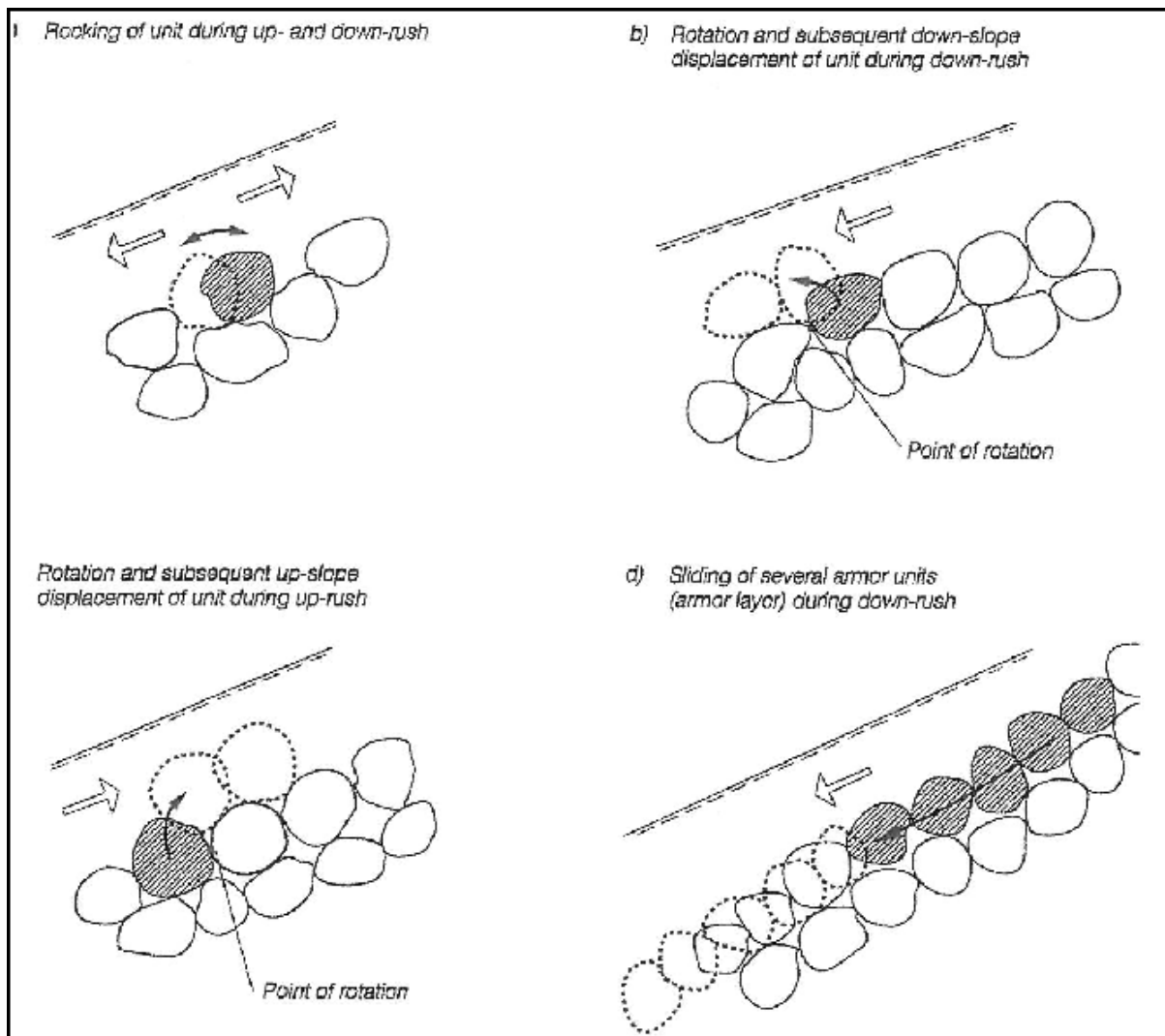
Στο Σχήμα 2.19 παρουσιάζονται συνοπτικά οι τρόποι αστοχίας ενός κυματοθραύστη με πρηνή.



Σχήμα 2.19: Οι μηχανισμοί αστοχίας των κυματοθραυστών με πρανή  
(Πηγή: Burcharth)

Σημαντικότερο αίτιο αστοχίας αποτελεί η διάβρωση, η μετακίνηση και η θραύση των λίθων θωράκισης (erosion, breakage of armor). Θωράκιση τοποθετείται τόσο στο εμπρόσθιο τμήμα όσο και στο οπίσθιο τμήμα για να προστατέψει τον πυρήνα από τους κυματισμούς που φτάνουν εκεί λόγω υπερπήδησης. Πιο συγκεκριμένα, κατά την αναρρίχηση του κυματισμού στο πρανές είναι πιθανό κάποιοι λίθοι θωράκισης να περιστραφούν και να μετακινηθούν από την αρχική τους θέση και τελικά, κατά την απομάκρυνση του κύματος, να ισοροπήσουν σε νέα θέση (Σχήμα 2.20). Η παραπάνω διαδικασία συμβαίνει διαρκώς σε διαφορετική ένταση κατά τη διάρκεια ζωής του έργου, με αποτέλεσμα το υλικό της θωράκισης να υφίσταται κόπωση και τελικά να ρωγματώνεται και να θραύεται. Έτσι, προκύπτουν μικρότεροι λίθοι θωράκισης που σε καμία περίπτωση δεν διαθέτουν το απαραίτητο βάρος (για φυσικούς ογκόλιθους) και σχήμα (για τεχνητούς ογκόλιθους) ώστε να επιτελέσουν τη λειτουργία τους. Με αυτόν τον τρόπο αδυνατίζουν ορισμένα σημεία της στρώσης θωράκισης αφήνοντας εκτεθειμένο τον πυρήνα. Αυτός ο τρόπος αστοχίας μπορεί να οφείλεται στη θεώρηση μεγεθών σχεδιασμού κατώτερα των πραγματικών φορτίσεων και συνεπακόλουθα στην υποδιαστασιολόγηση των τεμαχών θωράκισης.

Όσον αφορά το οπίσθιο τμήμα είναι σημαντικό, όπως ήδη αναφέρθηκε, να προβλέπεται και εκεί θωράκιση. Διαφορετικά, είναι πιθανό να διαβρωθεί ο πυρήνας στη θέση αυτή καθώς δε θα προφυλλάσσεται από τα κύματα που φτάνουν εκεί λόγω υπερπήδησης, οδηγώντας και σε μετακίνηση ή στροφή του τοίχου στέψης. Ωστόσο, το υλικό θωράκισης του οπισθίου τμήματος θα πρέπει να είναι πορώδες ώστε να εκτονώνεται η υδραυλική πίεση πόρων που αναπτύσσεται στο εσωτερικό του πυρήνα.

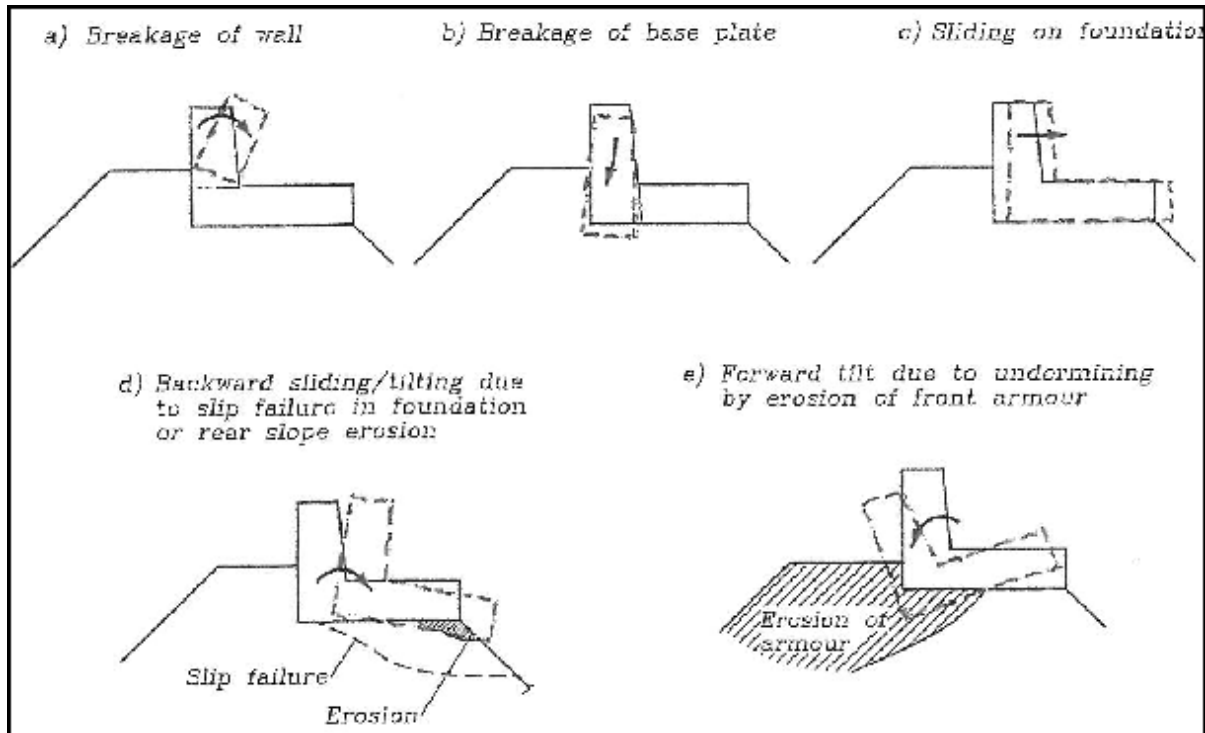


Σχήμα 2.20: Ενδεικτικοί τρόποι μετακίνησης της θωράκισης  
(Πηγή: Burcharth)

Η εφαρμογή λίθων θωράκισης επαρκούς βάρους και κατάλληλου σχήματος είναι ιδιαίτερα κρίσιμη για την προστασία του πόδα της κατασκευής επίσης. Οι τρόποι αστοχίας του πόδα και της θωράκισης του είναι οι ίδιοι με αυτούς που καταγράφηκαν παραπάνω (μετακίνηση, διάβρωση, θραύση) και μπορούν να οδηγήσουν σε έκπλυση του υλικού του πυρήνα, μετακίνηση και αστοχία της θωράκισης που στηρίζεται στο πρίσμα του πόδα και καθίζηση του τοίχου στέψης και της συνολικής κατασκευής γενικότερα.

Η κίνηση του τοίχου στέψης είναι ένα ακόμη αίτιο αστοχίας των κυματοθραυστών με πρανή. Το στηθαίο της στέψης είναι συνήθως μορφής «γάμμα» που διαμορφώνεται με μια οριζόντια πλάκα σκυροδέματος και έναν κατακόρυφο τοίχο σκυροδέματος. Θεωρείται ότι αστόχησε σε περίπτωση οριζόντιας ολίσθησής του επί της κατασκευής ή σε περίπτωση περιστροφής και καθίζησής του εάν διαβρωθεί η θωράκιση εμπροσθεν ή όπισθεν. Υπάρχει, όμως, και το ενδεχόμενο αστοχίας λόγω θραύσης του στηθαίου. Εάν πραγματοποιηθεί θραύση και αποχωρισμός του τοίχου του στηθαίου, τότε το τοιχείο ανατρέπεται και απομακρύνεται από τη θέση του. Αυτό έχει σαν συνέπεια να συμβαίνει υπερπήδηση και για μικρότερα ύψη

κύματος. Εάν πραγματοποιηθεί θραύση και αποχωρισμός της οριζόντιας πλάκας της στέψης, τότε ενδέχεται να ολισθήσει και να μετακινηθεί. Ταυτόχρονα, ο τοίχος, λόγω του περιορισμένου πλάτους του, θα διεισδύσει εντός του σώματος της κατασκευής, επιτρέποντας υπερπήδηση για χαμηλότερα ύψη κύματος και ευκολότερη διάβρωση. Τα παραπάνω αποτυπώνονται στο Σχήμα 2.21 που ακολουθεί.



Σχήμα 2.21: Τρόποι αστοχίας του στηθαίου της στέψης

(Πηγή: Burcharth)

Όπως γίνεται φανερό σύμφωνα με τα παραπάνω, η υπερπήδηση είναι καθοριστικός παράγοντας σχεδιασμού κυματοθραυστών με πρηνή, διότι μπορεί να οδηγήσει σε σοβαρές αστοχίες. Αρχικά, τα κύματα που υπερπηδούν τη στέψη καταπονούν ιδιαίτερα τους λίθους στο οπίσθιο τμήμα του κυματοθραύστη κάνοντας επιτακτική την ανάγκη κατασκευής κατάλληλης θωράκισης εκεί. Επιπλέον, εάν συμβαίνει εκτεταμένη υπερπήδηση και μάλιστα από κύματα σημαντικά υψηλότερα του κύματος σχεδιασμού, τότε κατάντη του έργου θα συνεχίζουν υψηλοί κυματισμοί, οι οποίοι δε γίνεται να αγνοηθούν. Συνεπώς, δε θα εξυπηρετείται ο σκόπος για τον οποίο δημιουργήθηκε το έργο, που δεν είναι άλλος από την εξασφάλιση συνθηκών μειωμένης κυματικής δράσης ή ακόμη και ηρεμίας κατάντη.

Εκτός από τους λίθους θωράκισης, είναι εξίσου σημαντικό να διαστασιολογείται σωστά και το υλικό του πυρήνα. Εάν οι λίθοι του πυρήνα έχουν διαστάσεις μικρότερες από τα κενά της θωράκισης, τότε υπάρχει ο κίνδυνος διαρροής του υλικού του πυρήνα (ripping) χωρίς να έχει αστοχήσει η θωράκιση. Επομένως, επέρχεται αστοχία της κατασκευής.

Τέλος, μπορεί να παρατηρηθούν και αστοχίες γεωτεχνικής φύσης στους κυματοθραύστες με πρηνή. Μετά την ολοκλήρωση της κατασκευής του έργου και την επιβολή των κυματικών

φορτίων μπορεί να σημειωθεί καθίζηση του πυρήνα ή λόγω χαλαρού πυθμένα θεμελίωσης ομοιόμορφη καθίζηση ολόκληρου του κυματοθραύστη. Ο κυριότερος λόγος που κάτι τέτοιο συνιστά αστοχία είναι το γεγονός ότι υποβαθμίζεται το υψόμετρο της στέγης επιτρέποντας μεγαλύτερη υπερπήδηση. Επιπλέον, ενδέχεται να δημιουργηθούν κυκλικές επιφάνειες αστοχίας στην περιοχή κάτω από τη θωράκιση και στην περιοχή γύρω από τη θωράκιση και το πρίσμα ποδός. Σε περίπτωση ολίσθησης των αντιστοιχών μαζών επί αυτών των επιφανειών αποδιοργανώνεται η θωράκιση, έπειτα διαρρέει το υλικό του πυρήνα και καταστρέφεται το έργο. Κυκλική επιφάνεια αστοχίας μπορεί να δημιουργηθεί και στον πυθμένα όπου θεμελιώνεται το έργο, εάν η φέρουσα ικανότητα του πυθμένα έδρασης δεν επαρκεί ώστε να αναλάβει τα φορτία της ανωδομής σε συνδυασμό με τα υδροστατικά και υδροδυναμικά φορτία που αυτή δέχεται.

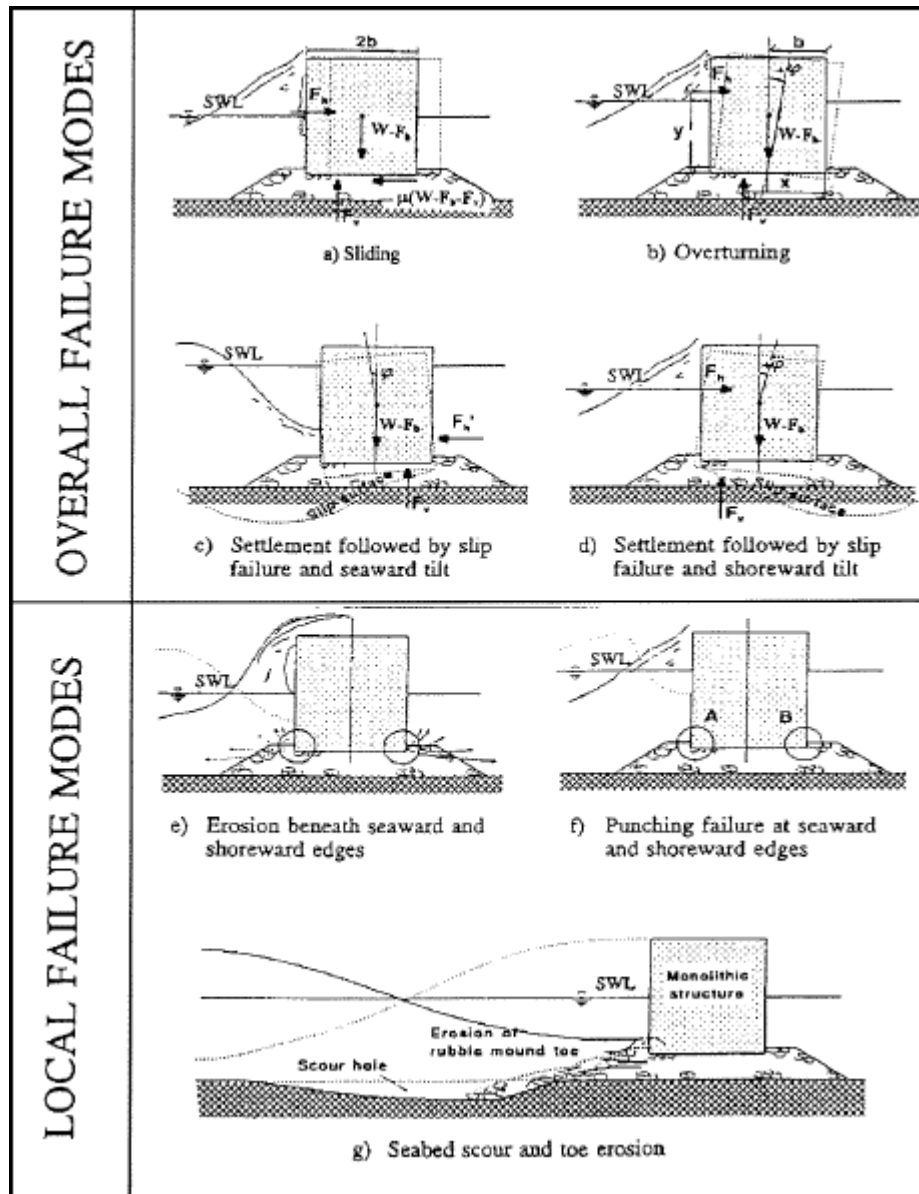
### 2.5.2 Τρόποι αστοχίας κατακόρυφου κυματοθραύστη

Ο σχεδιασμός των κατακόρυφων κυματοθραυστών οφείλει να λαμβάνει υπ' όψη όλους τους δυνατούς τρόπους αστοχίας που μπορεί να συμβούν. Όμοια με τους κυματοθραύστες με πρηνή, η αστοχία μπορεί να οφείλεται στις υδραυλικές συνθήκες και τα επιβαλλόμενα φορτία. Ειδικότερα, εάν τα κυματικά φορτία που δέχεται η κατασκευή είναι μεγαλύτερα των μεγεθών σχεδιασμού, τότε το έργο απειλείται. Η υπερπήδηση από τους κυματισμούς και η αστοχία της θεμελίωσης λόγω καθίζησης, διάβρωσης ή θραύσης του πυθμένα έδρασης μπορούν επίσης να καταργήσουν τη χρηστικότητα του έργου.

Ωστόσο, υπάρχουν και εξίσου σημαντικοί μηχανισμοί που σχετίζονται με τη φύση των κατακόρυφων κυματοθραυστών. Αυτός ο τύπος κυματοθραύστη επιτυγχάνει την απομείωση της κυματικής ενέργειας μέσω της ανάκλασης του προσπίπτοντος κυματισμού στο κατακόρυφο μέτωπο, οπότε η μη επιτυχής ανάκλαση συνιστά αστοχία. Αυτό μπορεί να συμβεί εάν η στέγη της κατασκευής είναι υπερβολικά χαμηλή ή εάν το πρίσμα του πόδα είναι υπερβολικά υψηλό, με αποτέλεσμα να προκαλείται τεχνητή ρήχωση και θραύση του κυματισμού ανάντη. Ιδιαίτερα σημαντικό για τη σωστή λειτουργία και απόδοση του έργου είναι η εξασφάλιση και διατήρηση της μονολιθικότητάς του. Σε αντίθετη περίπτωση συμβαίνει αποδιοργάνωση της κατασκευής και αστοχία.

Όπως απεικονίζεται παρακάτω στο Σχήμα 2.22, οι μηχανισμοί αστοχίας ενός κατακόρυφου κυματοθραύστη διακρίνονται σε καθολικούς και σε τοπικούς (Schaap, 1999).





Σχήμα 2.22: Καθολικοί και τοπικοί τρόποι αστοχίας κατακόρυφου κυματοθραύστη (Πηγή: Schaap, 1999)

Οι καθολικοί τρόποι αστοχίας εμπλέκουν την κατασκευή συνολικά. Εάν η οριζόντια δύναμη που ασκείται από τον κυματισμό στο μέτωπο είναι μεγαλύτερη από την δύναμη ευστάθειας, που εξαρτάται από το ίδιο βάρος και την τριβή στη διεπιφάνεια caisson – στρώσης έδρασης ( $\mu V$ ), τότε θα συμβεί ολίσθηση. Εάν οι ροπές ευσταθείας που οφείλονται στο ίδιο βάρος της κατασκευής υπό άνοση είναι μικρότερες των ροπών ανατροπής από τους κυματισμούς, τότε υπάρχει ο κίνδυνος ανατροπής. Επιπλέον, στην περίπτωση χαλαρού πυθμένα έδρασης και στρώσης έδρασης χαμηλής φέρουσας ικανότητας ελλοχεύει ο κίνδυνος καθίζησης του caisson και σχηματισμού κυκλικής επιφάνειας ολίσθησης στο έδαφος θεμελίωσης. Αυτό μπορεί να οδηγήσει σε γενικευμένη θραύση του εδάφους και αστοχία του έργου.

Από την άλλη πλευρά, οι τοπικοί τρόποι αστοχίας αφορούν μεμονωμένα τμήματα του κυματοθραύστη. Ιδιαίτερα επικίνδυνο είναι το ενδεχόμενο διαβρωσης του αναχώματος

θεμελίωσης στα άκρα του caisson ή ακόμη και η διάβρωση του πόδα, οδηγώντας σε υποσκαφή της κατασκευής. Τέλος, τα σημεία Α και Β της παραπάνω εικόνας (σχήμα f) είναι σημεία στα οποία είναι πιθανό να ανοίξουν τρύπες στο caisson λόγω της αυξημένης καταπόνησης από τις κινήσεις του.

## Κεφάλαιο 3 Ντετερμινιστικός υπολογισμός κυματοθραυστών

### 3.1 Ευστάθεια θωράκισης

Η θωράκιση κυματοθραυστών και εξωτερικών λιμενικών έργων διαστασιολογείται χρησιμοποιώντας μεθόδους (ντετερμινιστική θεώρηση στο παρόν κεφάλαιο) οι οποίες λαμβάνουν υπ' όψη κρίσιμες παραμέτρους σχεδιασμού, όπως το ύψος και η περίοδος του κύματος. Ανεξαρτήτως της μεθόδου που επιλέγεται, ο επιδιωκόμενος στόχος είναι η κατασκευή ευσταθούς θωράκισης που να αντιστέκεται στη δράση των κυματισμών, να προστατεύει τον πυρήνα του έργου και να διατηρεί τη συνοχή της κατασκευής γενικότερα, τόσο κατά την πρόσπτωση και αναρρίχηση του κυματισμού, όσο και κατά τη φάση καθόδου του κύματος. Μάλιστα, η φάση καθόδου, οπότε εξέρχεται μάζα νερού από το εσωτερικό της κατασκευής, είναι αρκετά επικίνδυνη για την ευστάθεια, καθώς τότε εμφανίζονται οι δυσμενέστερες υποπίεσεις που απειλούν με παράσυρση τους ογκολίθους. Η τοποθέτηση των ογκολίθων γίνεται είτε με τυχαίο τρόπο είτε όχι, κυρίως όταν χρησιμοποιούνται τεχνητά τεμάχια και ο βασικός μηχανισμός ευστάθειας τους είναι η μεταξύ τους αλληλοεμπλοκή. Αντιθέτα, οι φυσικοί ογκολίθοι απορρίπτονται στη θέση τους με τυχαίο τρόπο και ισορροπούν λόγω του βάρους τους.

#### 3.1.1 Σχεδιασμός με βάση το ύψος κύματος

Οι πιο γνωστές μέθοδοι σχεδιασμού με βάση το ύψος κύματος που κυκλοφορούν στη βιβλιογραφία είναι οι ακόλουθες:

##### ❖ Σχέση του Hudson

Πρόκειται για ημιεμπειρική μέθοδο που αναπτύχθηκε μετά από έρευνα στο Waterways Experiment Station των ΗΠΑ τη δεκαετία του 1950. Συγκεκριμένα, το 1974 ο Hudson, εισήγαγε την ομώνυμη σχέση που αφορούσε μονοχρωματικούς κυματισμούς:

$$M_{50} = \frac{\rho_s H^3}{K_D \Delta^3 \cot \alpha} \quad (3.1)$$

Όπου:  $M_{50}$  : η απαιτούμενη μέση μάζα ενός τεμάχιου της θωράκισης, με περίπου 50% του πλήθους των ογκολίθων να έχουν μάζα πάνω από  $M_{50}$

$H$  : ύψος κύματος σχεδιασμού

$\rho_s$ : πυκνότητα ογκολίθων

$\rho_w$ : πυκνότητα θαλασσινού νερού

$K_D$  : εμπειρικός συντελεστής ευστάθειας. Εισήχθη στη φόρμουλα με σκοπό να συμπεριλάβει την επιρροή παραμέτρων που δεν περιέχονται στον τύπο. Ωστόσο, όπως αναφέρεται και στο paper «Recent advances in stability formulae and damage description of breakwater armour layer» των Babak Kamali and Roslan Hashim, δεν διευκρινίζεται ποιοί ακριβώς είναι αυτοί οι παράγοντες και με ποιό

τρόπο επηρεάζουν την ευστάθεια της θωράκισης. Η τιμή της συγκεκριμένης παραμέτρου, όπως γίνεται αντιληπτό και με τη βοήθεια του Σχήματος 2.1, εξαρτάται από τον τύπο ογκολίθου, τον τρόπο τοποθέτησης του και τη φύση του κυματισμού (θραυόμενος ή μη).

$$\Delta : (\rho_s/\rho_w) - 1$$

$\alpha$  : η γωνία του πρανούς της κατασκευής ως προς την οριζόντιο

Ο τύπος του Hudson προέκυψε εκτιμώντας τη δύναμη του ρευστού που τείνει να θέσει σε κίνηση ένα λίθο θωράκισης, αλλά και τις αδρανειακές δυνάμεις, και εξισώνοντας τις δυνάμεις αυτές με το βάρος ενός μεμονωμένου ογκολίθου. Η τριβή μεταξύ των τεμαχών αγνοείται, αλλά θεωρείται ότι η επιρροή της εκφράζεται μέσω του συντελεστή  $K_D$  (Palmer and Christian, 1998). Οι τιμές του συντελεστή  $K_D$  ορίζονται μέσω πειραματικών μοντέλων όπου υπολογίζεται η τιμή του ύψους κύματος  $H$  υπό τη δράση του οποίου προκαλείται ζημιά στην κατασκευή που υπερβαίνει ένα καθορισμένο όριο.

Η σχέση εφαρμόζεται για κλίση πρανούς που κυμαίνεται μεταξύ 1:1,5 και 1:4.

Θωράκιση	n*	Τοπο- θέτηση	Κορμός έργου**		Αερομόλιο		
			(1)	(2)	(1)	(2)	σφθ
<b>Φυσικοί ογκολίθοι</b>							
Λείοι καμπύλης μορφής	2	Τυχαία	1.2	2.4	1.1	1.9	1.5-3.0
Λείοι καμπύλης μορφής	≥3	Τυχαία	1.6	3.2	1.4	2.3	1.5-3.0
Τραχείς γωνιώδεις	2	Τυχαία	2.0	4.0	1.9	3.2	1.5
					1.6	2.8	2.0
					1.3	2.3	3.0
Τραχείς γωνιώδεις	≥3	Τυχαία	2.2	4.5	2.1	4.2	1.5-3.0
Τραχείς γωνιώδεις	2	Ειδική #	5.8	7.0	5.3	6.4	1.5-3.0
Τραχ. διαβαθμ. ( $K_{RR}$ )	##	Τυχαία	2.2	2.5			
<b>Τεχνητοί ογκολίθοι</b>							
<b>Τετράποδα</b>							
(Tetrapod/Quadripod)	2	Τυχαία	7.0	8.0	5.0	6.0	1.5
					4.5	5.5	2.0
					3.5	4.0	3.0
Τρίραβδα (Tribar)	2	Τυχαία	9.0	10.0	8.3	9.0	1.5
					7.8	8.5	2.0
Τρίραβδα (Tribar)	1	Ομοιόμ.	12.0	15.0	7.5	9.5	1.5-3.0
Δόλοι (Dolos)	2	Τυχαία	15.8 <sup>§</sup>	31.8 <sup>§</sup>	8.0	16.0	2.0
Εξάποδα (Hexapod)	2	Τυχαία	8.0	9.5	5.0	7.0	1.5-3.0
<b>Σημειώσεις</b>							
Ο παραπάνω πίνακας ισχύει για περιορισμένη υπερπήδηση και μετακίνηση έως 5% των ογκολίθων (κριτήριο αμελητέων ζημιών)							
(1) Θραυόμενοι κυματισμοί							
(2) Μη θραυόμενοι κυματισμοί							
n*: πλήθος λίθων κατά το πάχος της θωράκισης							
** Οι τιμές $K_D$ για τον κορμό ισχύουν για σφθ = 1.5 + 5.0							
# ο διαμήκης άξονας του ογκολίθου κάθετος στο πρανές							
## το ελάχιστο πάχος ορίζεται στη συνέχεια, εδαφ. (ε)							
§ για αποφυγή μικροκινήσεων (rocking) μείωση του $K_D$ κατά 50%.							

Σχήμα 3.1: Τιμές συντελεστή ευστάθειας  $K_D$

(Πηγή: Μέμος, 2008)

Στο σύγγραμμα «Εισαγωγή στα λιμενικά έργα» του Κ. Μέμου αναφέρεται, επίσης, ότι σε περίπτωση μέτριας κυματικής αναταραχής η στρώση θωρακισής μπορεί να διαμορφωθεί από υλικό ευρείας διαβάθμισης. Σ' αυτή την περίπτωση μπορεί να χρησιμοποιηθεί η ακόλουθη τροποποιημένη σχέση:

$$B_{50} = \frac{\rho_s H^3}{K_{RR} \Delta^3 \cot \alpha} \quad (3.2)$$

Όπου :  $B_{50}$ : το βάρος που αντιστοιχεί στο 50% της διαβάθμισης. Το μέγιστο όριο της διαβάθμισης είναι το  $4 B_{50}$ , ενώ το ελάχιστο όριο είναι  $0,125 B_{50}$ .

$K_{RR}$  : συντελεστής αντίστοιχος του  $K_D$ . Τιμές του  $K_{RR}$  μπορούν να ληφθούν από τον πίνακα τιμών του  $K_D$ .

Ο τύπος αυτός είναι δυνατόν να χρησιμοποιηθεί για ύψος κύματος έως 1,5 m. Δεν επιτρέπεται η χρήση του στα ακρομώλια.

Το 1984 δημοσιεύτηκε στο Shore Protection Manual μια απλουστευμένη μορφή του τύπου του Hudson, η οποία είναι:

$$\frac{H_s}{\Delta D_{n50}} = (K_D \cot \alpha)^{1/3} \quad (3.3)$$

Όπου:  $D_{n50}$  : η μέση ονομαστική διάμετρος (μήκος ισοδύναμου κύβου)

$K_D$  : συντελεστής ευστάθειας που λαμβάνει υπ' όψη διάφορες παραμέτρους που λαμβάνει υπ' όψη παραμέτρους που δεν εμπεριέχονται στη φόρμουλα. Οι τιμές που λαμβάνει η παράμετρος  $K_D$  αντιστοιχούν σε επίπεδο ζημιών όπου έχει μετακινηθεί το 5% των λίθων.

Στην έκδοση του 1973 του Shore Protection Manual προτείνεται η τιμή  $K_D = 3,5$  για θραυόμενους κυματισμούς και η τιμή  $K_D = 4,0$  για μη θραυόμενους κυματισμούς. Οι τιμές αυτές αφορούν τραχείς γωνιώδεις λίθους σε δύο στρώσεις στον κορμό κυματοθραύστη. Αξίζει να σημειωθεί ότι εδώ με τον όρο «θραυόμενοι κυματισμοί» αναφερόμαστε σε αυτούς που θραύονται λόγω ρήξης (όποτε και αυξάνεται η καμπυλότητά τους έως τη θραύση) και όχι λόγω της κλίσης του πρανούς του κυματοθραύστη.

Στην έκδοση του 1977 του Shore Protection Manual προτάθηκαν τιμές του συντελεστή  $K_D$  για τραχείς γωνιώδεις δυσικούς ογκόλιθους για διάφορα επίπεδα ζημιών και για κατασκευές με κλίση πρανούς  $1,5 \leq \cot \alpha \leq 3,0$ . Η επί τοις εκατό ζημιά ορίζεται ως ο όγκος των ογκολίθων που έχουν μετακινηθεί από την ενεργό ζώνη. Η ενεργός ζώνη εκτείνεται από το μέσο της στέψης του κυματοθραύστη προς το προσήνεμο πρανός έως βάθος κάτω από τη στάθμη ήρεμης θάλασσας ισοδύναμο με το ύψος που προκαλεί μηδενικές ζημιές στο έργο. Μάλιστα, διευκρινίζεται ότι σ' αυτή την περίπτωση χρησιμοποιείται το χαρακτηριστικό ύψος κύματος  $H_s$ .

τύπος ογκόλιθου	τοποθέτηση	Ζημιά			
		0 - 5 %		5 - 10 %	10 - 15 %
		θραυόμ.	μη θραυόμ.	μη θραυόμ.	μη θραυόμ.
φυσικός, τραχύς γωνιώδης	τυχαία	3,5	4,0	4,9	6,6

Σχήμα 3.2: Τιμές συντελεστή  $K_D$  (SPM 1977)

(Πηγή: CEM 2011)

Αργότερα, το 1984, στο Shore Protection Manual προτείνεται η χρήση του  $H_{1/10}$  ως ύψος κύματος σχεδιασμού, δηλαδή του μέσου όρου των 10% υψηλότερων κυμάτων της καταγραφής. Τότε, θα πρέπει να χρησιμοποιείται η τιμή  $K_D = 2,0$  για θραυόμενους κυματισμούς και η τιμή  $K_D = 4,0$  για μη θραυόμενους κυματισμούς, με αποτέλεσμα η θωράκιση που διαστασιολογείται να αποτελείται από ογκολίθους μεγαλύτερου βάρους. Ειδικότερα, για τεχνητά τεμάχια θωράκισης από σκυρόδεμα προτάθηκαν οι ακόλουθες τιμές για θραυόμενους κυματισμούς:  $K_D = 6,5$  (για κύβους),  $K_D = 7,0$  (για τετράποδα) και  $K_D = 15,8$  (για δόλους). Οι αντίστοιχες τιμές για μη θραυόμενους κυματισμούς είναι:  $K_D = 7,5$  (για κύβους),  $K_D = 8,0$  (για τετράποδα) και  $K_D = 31,8$  (για δόλους).

Ο τύπος του Hudson χρησιμοποιείται ευρέως λόγω της απλότητας του. Επίσης, ένα ακόμη πλεονέκτημα της συγκεκριμένης σχέσης είναι ότι μπορεί να εξειδικευτεί για διάφορα είδη λίθων θωράκισης, αφού έχει προσδιοριστεί ο συντελεστής  $K_D$  για μεγάλη ποικιλία τύπων λίθων.

Ωστόσο, ο τύπος του Hudson συνοδεύεται και από ορισμένα μειονεκτήματα. Ο Hudson παρήγαγε τη συγκεκριμένη εξίσωση μελετώντας μονοχρωματικούς κυματισμούς, χωρίς να λαμβάνει καθόλου υπ' όψιν τους τυχαίους κυματισμούς. Όπως έχει αποδειχθεί από αρκετούς ερευνητές καθοριστικές για την ευστάθεια της θωράκισης είναι η περίοδος του κύματος (Ahrens 1975, Losada & Gimenez – Curto 1979, Pilarczyk & De Boer 1983) και η διαπερατότητα της κατασκευής (Hedar 1960, 1986), μεταβλητές οι οποίες δεν περιλαμβάνονται στον τύπο. Μάλιστα, ο τύπος Hudson αφορά μόνο κατασκευές με διαπερατό πυρήνα στις οποίες δεν επιτρέπεται η υπερπήδηση (Application and stability criteria for rock and artificial units, Jentsje W. Van der Meer). Άλλες παράμετροι που επηρεάζουν την ευστάθεια της θωράκισης και δεν λαμβάνονται υπ' όψη εδώ είναι το σχήμα του φάσματος ενέργειας, η ομαδικότητα των κυμάτων και το ύψος της στέψης (Kamali & Hashim, 2009). Τέλος, καθοριστικό ρόλο για το σχεδιασμό της θωράκισης διαδραματίζουν ο αριθμός των κυμάτων που δρουν πάνω σε μια κατασκευή (ή αλλιώς η διάρκεια της καταιγίδας) και το επίπεδο ζημιών που αυτά προκαλούν (Van der Meer & Pilarczyk, 1984), παράμετροι οι οποίες επίσης δεν εμπεριέχονται στη σχέση του Hudson.

#### ❖ Σχέση του Iribarren

Γενικά, οι εξισώσεις σχεδιασμού θωράκισης κυματοθραύστη εκτιμούν το ελάχιστο απαιτούμενο βάρος ογκόλιθου ώστε να αντιστέκεται στις κυματικές δυνάμεις, αφήνοντας παράλληλα το περιθώριο να συμβαίνει ορισμένο (μικρό) αποδεκτό επίπεδο ζημιών. Οι δυνάμεις που ασκούνται στον κυματοθραύστη είναι η ανυψωτική δύναμη της άνωσης (κατακόρυφη) και η οριζόντια δύναμη από τα κύματα. Σύμφωνα με τους Kamali &

Hashim (2009), εάν θεωρήσουμε ότι οι προαναφερθείσες δυνάμεις αναχαιτίζονται από το βάρος της θωράκισης υπό άνωση, έχουμε:

$$\frac{F_D + F_L}{F_G} \approx \frac{\rho_w D_n^2 v^2}{g(\rho_s - \rho_w) D_n^3} = \frac{v^2}{g \Delta D_n} \quad (3.4)$$

Όπου:  $\rho_w$ : πυκνότητα νερού στην περιοχή του έργου

$\rho_s$ : πυκνότητα του υλικού των ογκολίθων της θωράκισης

$\Delta = \rho_s / \rho_w - 1$  : σχετική πυκνότητα υπό άνωση των λίθων θωράκισης

$D_n$ : ονομαστική διάμετρος του λίθου θωράκισης

$v$  : στιγμιαία ταχύτητα του ρευστού (κύμα)

$g$  : επιτάχυνση της βαρύτητας ( $g = 9,81 \text{ m/sec}^2$ )

$F_D$ : ανυψωτική δύναμη άνωσης (lift force)

$F_L$ : οριζόντια δύναμη κύματος

$F_G$  : βάρος ογκολίθου

Για θραυόμενο κυματισμό ύψους  $H$  η στιγμιαία ταχύτητα του ρευστού δίνεται από τη σχέση:

$$v = \sqrt{gH} \quad (3.5)$$

Έτσι, ορίζεται ο δείκτης ευστάθειας  $N_s$  (stability number):

$$N_s = \frac{v^2}{g \Delta D_n} = \frac{H}{\Delta D_n} \quad (3.6)$$

Έτσι, ο Iribarren το 1938 εισήγαγε την ακόλουθη σχέση:

$$\frac{H}{\Delta D_n} = K (\tan \varphi \cos \alpha \pm \sin \alpha) \quad (3.7)$$

Όπου:  $K$ : συντελεστής ζημιών που εξαρτάται από το σχήμα των λίθων θωράκισης και το επίπεδο ζημιών

$\alpha$ : η κλίση του πρανούς της κατασκευής

$\varphi$ : η γωνία της νέας κλίσης του πρανούς της θωράκισης μετά την μετακίνηση ογκολίθων και τη δημιουργία νέου πιο ευσταθούς προφίλ διατομής

Αργότερα, το 1965 ο Iribarren διεξήγαγε εργαστηριακά πειράματα σε τρία διαφορετικά είδη λίθων θωράκισης (1. τραχείς γωνιώδεις λίθοι λατομείου, 2. τεχνητά παραλληλεπίπεδα τεμάχια  $a \cdot a \cdot 1,5a$ , και 3. τετράποδα) και κατέληξε σε μια νέα σχέση. Τα πειράματα πραγματοποιήθηκαν σε κανάλι εργαστηρίου (wave flume) μήκους 31,5 m, πλάτους 1,0 m και βάθους 1,5 m, ενώ χρησιμοποιήθηκε γεννήτρια μονοχρωματικών κυματισμών. Τα πειράματα επαναλήφθηκαν για διάφορες τιμές της κλίσης του πρανού της θωράκισης και για διάφορες τιμές βάρους των ογκολίθων. Έτσι, ο Iribarren κατέληξε στην ακόλουθη σχέση για τον υπολογισμό του βάρους των λίθων θωράκισης ενός κυματοθραύστη με πρανή:

$$P = \frac{N}{(f \cos \alpha - \sin \alpha)^3} \frac{S_r}{(S_r - 1)^3} H^3 \quad (3.8)$$

$$\text{ή αλλιώς εάν θέσουμε: } Q = \frac{N}{(f \cos \alpha - \sin \alpha)^3} \text{ και } R = \frac{S_r}{(S_r - 1)^3} \text{ έχουμε}$$

$$P = QRH^3 \quad (3.9)$$

Όπου: P: το βάρος ενός λίθου θωράκισης

$\alpha$ : η γωνία του πρανού ως προς την οριζόντιο

$\gamma_r$ : το ειδικό βάρος των λίθων θωράκισης

$\gamma_w$ : το ειδικό βάρος του νερού στην περιοχή του έργου

$S_r = \gamma_r / \gamma_w$ : το σχετικό ειδικό βάρος

H: το στιγμιαίο ύψος κύματος

N, f: εμπειρικοί συντελεστές

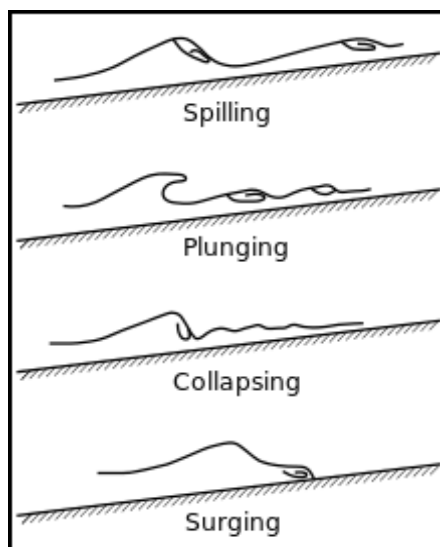
Ο συντελεστής f αφορά την αλληλεπλοκή και την τριβή μεταξύ των τεμαχίων της θωράκισης και είναι συνάρτηση του αριθμού των λίθων του πρανού. Γενικά, οι τιμές των συντελεστών N και f δεν είναι εύκολο να εκτιμηθούν με ακρίβεια και γι' αυτό προτιμάται η χρήση της μεταβλητής Q που τους συμπεριλαμβάνει.

Η συγκεκριμένη μέθοδος σχεδιασμού της θωράκισης, όπως και ο τύπος του Hudson, δε λαμβάνει υπ' όψη τη δράση τυχαίων κυματισμών. Επίσης, υπάρχει ένα κάτω όριο καμπυλότητας των κυμάτων για τα οποία μπορεί να εφαρμοστεί. Εάν κάποιο κύμα έχει καμπυλότητα μικρότερη από αυτό το όριο, τότε η φόρμουλα δεν δίνει σωστά αποτελέσματα.

Ιδιαίτερα σημαντικό είναι το γεγονός ότι ο Iribarren περιόρισε την εφαρμογή του τύπου μόνο για κύματα που εμφανίζουν θραύση στην κορυφή (θραύση εκτόξευσης, plunging) και για κύματα των οποίων η θραύση εκδηλώνεται με γενική κατάρρευση της διατομής (collapsing), επισημαίνοντας ότι δεν αποδίδει για άλλους τύπους θραύσης. Οι τύποι της θραύσης απεικονίζονται στο Σχήμα 3.3. Επομένως, είναι φανερό ότι είχε αντιληφθεί τη



σημασία της περιόδου του κύματος  $T$  για την ευστάθεια της θωράκισης κυματοθραυστών με πρανή.



Σχήμα 3.3: Τα είδη θραύσης των θαλάσσιων κυμάτων  
(Πηγή: [https://en.wikipedia.org/wiki/Breaking\\_wave](https://en.wikipedia.org/wiki/Breaking_wave))

### 3.1.2 Σχεδιασμός με βάση το ύψος και την περίοδο του κύματος

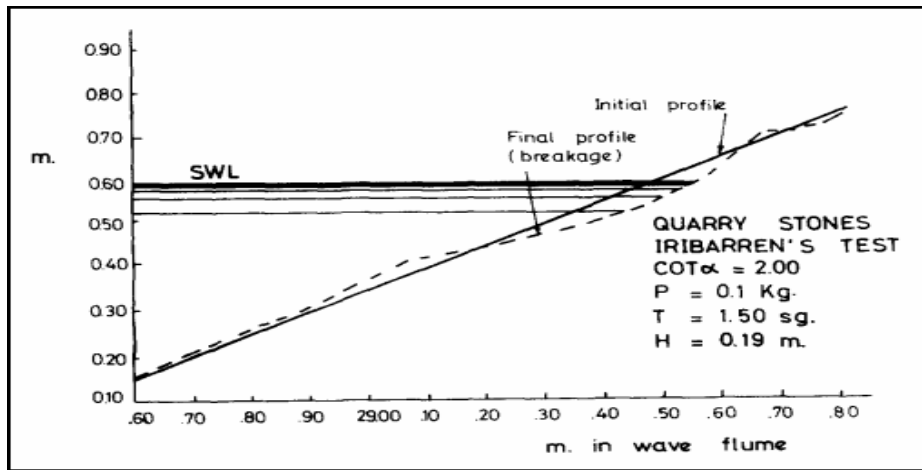
Οι πιο γνωστές μέθοδοι σχεδιασμού θωράκισης με πρανή είναι οι ακόλουθες:

#### ❖ Σχέση των Losada & Gimenez – Curto

Το 1979 οι Losada & Gimenez – Curto επεξεργάστηκαν τα πειραματικά δεδομένα του Iribarren και τη σχέση που παρήγαγε (1965) και η οποία αναλύθηκε προηγουμένως, με σκοπό να συμπεριλάβουν στην εξίσωση μεταβλητή που να εκφράζει την επιρροή της περιόδου του κύματος στο σχεδιασμό.

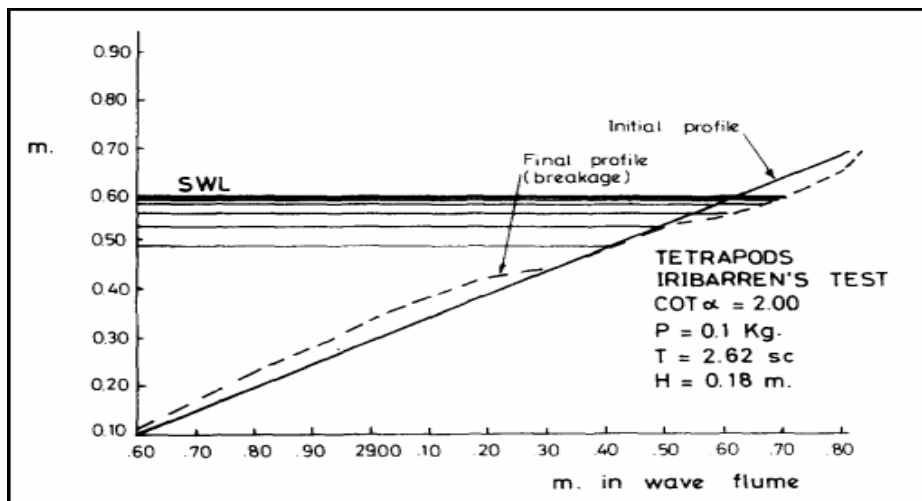
Προκειμένου να αναλυθούν τα αποτελέσματα των πειραμάτων έπρεπε πρώτα να οριστεί σαφώς η έννοια της ζημιάς/αστοχίας. Γενικά, η ζημιά που προκαλείται υπολογίζεται ως ποσοστό των λίθων θωράκισης που απομακρύνονται από την αρχική τους θέση συγκριτικά με το συνολικό αριθμό λίθων της κατασκευής. Με χρήση αυτού του ορισμού, όμως, δεν είναι δυνατή η σύγκριση μεταξύ διαφορετικών κυματοθραυστών ή διαφορετικών τύπων λίθων θωράκισης, καθώς δεν λαμβάνεται υπ' όψη η σχέση αναλογίας μεταξύ των διαστάσεων ενός μεμονωμένου ογκολίθου και των διαστάσεων της θωράκισης συνολικά. Σε μια προσπάθεια να ξεπεραστεί αυτό το πρόβλημα, η ζημιά που προκαλείται ορίστηκε ως το ποσοστό των λίθων που μετακινούνται από την αρχική τους θέση ως προς τον αριθμό των λίθων θωράκισης που περιέχονται σε μια οριζόντια ζώνη γύρω από τη Στάθμη Ήρεμης Θάλασσας (Van de Kreeke 1969, Ouellet 1972, Günbak 1978). Όμως, αυτός ο ορισμός δεν παρέχει επαρκείς πληροφορίες για τη γενική κατάσταση του κυματοθραυστή και το επίπεδο ζημιών που έχει υποστεί.

Ιδιαίτερα χρήσιμος για τους Losada & Gimenez – Curto αποδείχτηκε ο ορισμός που πρότεινε ο ίδιος ο Iribarren το 1965, σύμφωνα με τον οποίο ένας κυματοθραύστης θεωρείται ότι έχει φτάσει σε ένα κρίσιμο επίπεδο ζημιών όταν το «βάθος» της ζημιάς στη στρώση της εξωτερικής θωράκισης έχει γίνει ίσο με  $(P / \gamma_r)^{1/3}$ , όπου P είναι το βάρος ενός τεμάχου της θωράκισης και  $\gamma_r$  είναι το ειδικό βάρος του υλικού της θωράκισης. Σ' αυτό το στάδιο ουσιαστικά έχει απομακρυνθεί τέτοιο τμήμα της εξωτερικής θωράκισης ώστε να αποκαλύπτεται τουλάχιστον ένας λίθος της επόμενης στρώσης και να εκτίθεται στην άμεση δράση των κυματισμών. Τότε, η ολική καταστροφή του κυματοθραύστη, ο οποίος έχει φτάσει το όριο της αστοχίας του, είναι πια θέμα χρόνου. Στα Σχήματα 3.4 και 3.5 παρουσιάζονται τα προφίλ διατομών που έχουν αστοχήσει και τα οποία προέρχονται από τα πειράματα του Iribarren.



Σχήμα 3.4: Προφίλ διατομής κυματοθραύστη με φυσικούς ογκόλιθους στη φάση της αστοχίας (πείραμα Iribarren)

(Πηγή: Losada and Gimenez – Curto, 1979)



Σχήμα 3.5: Προφίλ διατομής κυματοθραύστη με τετράποδα στη φάση της αστοχίας (πείραμα Iribarren)

(Πηγή: Losada and Gimenez – Curto, 1979)

Η έναρξη της αστοχίας σχετίζεται με το ελάχιστο ύψος κύματος που είναι ικανό να διασπάσει την αλληλεμπλοκή μεταξύ των ογκολίθων. Οι Losada & Gimenez – Curto όρισαν το ύψος κύματος που αντιστοιχεί στην έναρξη της αστοχίας ως το ελάχιστο ύψος κύματος ίκανο να προκαλέσει τη μετακίνηση ποσοστού λίθων ίσο με τουλάχιστον το 10% από αυτούς που θα έχουν μετακινηθεί συνολικά έως την ολοκλήρωση της αστοχίας.

Όπως προαναφέρθηκε, οι Losada & Gimenez – Curto αξιοποίησαν τη σχέση του Iribarren σύμφωνα με την οποία το απαιτούμενο βάρος λίθου θωράκισης προκειμένου να αντισταθεί στην κυματική δράση είναι ανάλογο των συντελεστών Q και R και ανάλογο της τρίτης δύναμης του ύψους κύματος H.

$$P = QRH^3 \quad (3.9)$$

$$\text{Όπου } Q = \frac{N}{(f \cos \alpha - \sin \alpha)^3} \text{ και } R = \frac{S_r}{(S_r - 1)^3}$$

Συγκεκριμένα, επιδίωξαν να βρουν μια έκφραση του συντελεστή Q (ο οποίος έχει διαστάσεις ειδικού βάρους) που να περιλαμβάνει παραμέτρους που να δηλώνουν τη σημασία της περιόδου T στο σχεδιασμό. Το μήκος κύματος  $L_0$  στα βαθιά νερά συνδέεται με την περίοδο T με την ακόλουθη σχέση:

$$L_0 = \frac{gT^2}{2\pi} \quad (2.1)$$

Επίσης, με τη βοήθεια του μήκους κύματος στα βαθιά νερά ορίζεται ο αριθμός Iribarren (Surf Similarity Parameter) ως εξής:

$$\xi = \frac{\tan \alpha}{\sqrt{H/L_0}} \quad (2.3)$$

Εάν  $H_i$  είναι το ύψος κύματος που αντιστοιχεί στην έναρξη της αστοχίας,  $L_0$  το μήκος κύματος στα βαθιά και  $\xi$  ο αριθμός Iribarren, τότε έχουμε:

$$Q = \frac{P}{RH^3} \quad (3.10)$$

και

$$\xi = \frac{\tan \alpha}{\sqrt{H_i/L_0}} \quad (3.11)$$

Από τα αποτελέσματα των πειραμάτων του Iribarren προκύπτουν διάφορα ζεύγη τιμών ( $H_i$ , Q) ανάλογα με το είδος του λίθου και την κλίση του πρανούς. Με στόχο να βρεθεί η

συσχέτιση μεταξύ των  $\xi$  και  $Q$  εφαρμόστηκε γραμμική παλινδρόμηση στα ακόλουθα τέσσερα μοντέλα:

$$\text{Μοντέλο 1: } Q = A\xi + B \quad (3.12)$$

$$\text{Μοντέλο 2: } Q = A\xi^B \quad (3.13)$$

$$\text{Μοντέλο 3: } Q = A\xi \exp(B\xi) \quad (3.14)$$

$$\text{Μοντέλο 4: } Q = A(\xi - \xi_0) \exp[B(\xi - \xi_0)] \quad , \xi \geq \xi_0 \quad (3.15)$$

Η τιμή  $\xi_0$  αντιστοιχεί σε  $(H / L_0)_{\max} = 0,142$  και είναι  $\xi_0 = 2,65 \tan \alpha$  (Michell, 1983).

Προέκυψαν οι συντελεστές συσχέτισης που φαίνονται στο Σχήμα 3.6, οδηγώντας στο συμπέρασμα ότι το μοντέλο Νο 4 ταιριάζει καλύτερα στα πειραματικά αποτελέσματα.

Correlation coefficients for initiation of damage (After Iribarren's data)						
Armour unit	Cota	Number of tests	Model			
			1	2	3	4
Quarry stones	1.50	7	0.839	0.814	0.987	0.991
	2.00	10	0.793	0.735	0.988	0.987
	3.00	7	0.315	0.328	0.951	0.985
	4.00	7	0.294	0.291	0.951	0.963
Parallelopipedic blocks	1.50	17	0.388	0.328	0.729	0.850
	2.00	14	0.152	0.137	0.763	0.915
	3.00	9	0.187	0.132	0.835	0.944
Tetrapods	1.33	8	0.189	0.214	0.840	0.913
	1.50	7	0.064	0.054	0.779	0.927
	2.00	7	0.078	0.061	0.792	0.924

Σχήμα 3.6: Οι συντελεστές αυτοσυσχέτισης που προέκυψαν εφαρμόζοντας γραμμική παλινδρόμηση στα δεδομένα του Iribarren μέσω των 4 μοντέλων που δοκίμασαν οι Losada & Gimenez – Curto

(Πηγή: Losada and Gimenez – Curto, 1979)

Συνεπώς, η παράμετρος  $Q$  εκφράζεται συναρτήσει του αριθμού του Iribarren συνδέοντας έτσι το απαιτούμενο βάρος ενός ογκολίθου θωράκισης  $P$  με το μήκος κύματος στα βαθιά νερά  $L_0$ , και κατά συνέπεια με την περίοδο  $T$  του κυματισμού:

$$Q = A(\xi - \xi_0) \exp[B(\xi - \xi_0)] \quad , \xi \geq \xi_0 \quad (3.16)$$

Οι συντελεστές  $A$  και  $B$  δίνονται στο ακόλουθο Σχήμα 3.7:

Armour unit	Cota	A	B	$\xi_0$
Quarry stones	1.50	0.09035	-0.5879	1.77
	2.00	0.05698	-0.6627	1.33
	3.00	0.04697	-0.8084	0.88
	4.00	0.04412	-0.9339	0.66
Parallelopipedic blocks	1.50	0.06819	-0.5148	1.77
	2.00	0.03968	-0.6247	1.33
	3.00	0.03410	-0.7620	0.88
Tetrapods	1.33	0.03380	-0.3141	1.99
	1.50	0.02788	-0.3993	1.77
	2.00	0.02058	-0.5078	1.33

**Note: These values yield Q in ton/m<sup>3</sup>.**

Σχήμα 3.7: Τιμές των παραμέτρων A, B και  $\xi_0$  στο προτεινόμενο μοντέλο Νο 4

(Πηγή: Losada and Gimenez – Curto, 1979)

Η μέγιστη τιμή του Q αντιστοιχεί στην λιγότερο ευσταθή θωράκιση κυματοθραύστη. Σ' αυτή την κατάσταση αντιστοιχεί η κρίσιμη τιμή  $\xi_{crit}$ :

$$\xi_{crit} = -\frac{1}{B} + \xi_0 \quad (3.17)$$

❖ Σχέσεις των J. W. Van der Meer & K. W. Pilarczyk

Οι πρώτες μέθοδοι σχεδιασμού της θωράκισης κυματοθραυστών βασίστηκαν σε πειράματα με μονοχρωματικούς κυματισμούς. Όταν ένας κυματοθραύστης υπόκειται στη δράση μονοχρωματικών κυματισμών, δηλαδή δέχεται κατ' επανάληψη δυνάμεις από κύματα ορισμένου ύψους και ορισμένης συχνότητας, τότε η ολική ζημιά που μπορεί να προκληθεί ολοκληρώνεται γρήγορα και η διατομή παίρνει την τελική μορφή στην οποία ισορροπεί. Συνεπώς, η σημασία της διάρκειας της καταιγίδας, δηλαδή του αριθμού των κυμάτων που πλήττουν την κατασκευή, και του σχήματος του φάσματος ενέργειας δεν ήταν δυνατόν να αναδειχθεί από μελέτες με μονοχρωματικά κύματα. Βέβαια, από το 1970 περίπου και μετά υπάρχει η δυνατότητα παραγωγής τυχαίων κυματισμών εργαστηριακά και αξιοποιήθηκε από διάφορους μελετητές κατά τις έρευνές τους.

Οι Pilarczyk & Van der Meer (1984) διεξήγαγαν εργαστηριακά πειράματα υπό τη δράση τυχαίων κυματισμών και κατέληξαν σε ορισμένα αποτελέσματα σχετικά με την εξάρτηση της ευστάθειας της θωράκισης από διάφορες παραμέτρους. Εκτός από το ύψος κύματος σχεδιασμού, την περίοδο του κύματος, τη γωνία του πρανούς της θωράκισης και το ειδικό βάρος της θωράκισης (ή εναλλακτικά την πυκνότητα του υλικού της θωράκισης), εξετάστηκε και η επιρροή στην ευστάθεια χαρακτηριστικών όπως η ονομαστική διάμετρος των ογκολίθων, το επίπεδο των ζημιών, η διάρκεια της καταιγίδας, η διαβάθμιση του υλικού της θωράκισης, το σχήμα του φάσματος, η ομαδικότητα των κυμάτων και ο βαθμός

διαπερατότητας της κατασκευής. Στο Σχήμα 3.8 παρακάτω παρουσιάζονται οι συμβολισμοί που χρησιμοποιούνται για αυτές τις παραμέτρους, αλλά και οι μονάδες μέτρησής τους.

ΜΕΤΑΒΛΗΤΗ	ΣΥΜΒΟΛΙΣΜΟΣ	ΜΟΝΑΔΑ ΜΕΤΡΗΣΗΣ
ονομαστική διάμετρος	D <sub>n50</sub>	m
σχετική πυκνότητα υπό άνωση	Δ	-
χαρακτηριστικό ύψος κύματος	H <sub>s</sub>	m
μέση περίοδος κύματος	T <sub>z</sub>	sec
γωνία πρσανούς	α	μπίρες
δείκτης ζημιών	S	-
αριθμός κυμάτων	N	-
διαβάθμιση υλικού θωράκισης	D <sub>85</sub> /D <sub>15</sub>	-
σχήμα φάσματος	ε5%, Q <sub>p</sub>	-
ομαδικότητα κυμάτων	G.F.	-
διαπερατότητα πυρήνα	-	-

Σχήμα 3.8: Οι βασικές μεταβλητές που επηρεάζουν την ευστάθεια της θωράκισης

(Πηγή: Van der Meer and Pilarczyk, 1984, μετά από προσαρμογή)

Στα πειράματα χρησιμοποιήθηκαν λίθοι με βάρος  $W_{50} = 0,123$  kg, πυκνότητα  $\rho_a = 2630$  kg/m<sup>3</sup> και ονομαστική διάμετρο  $D_{n50} = 0,036$  m, ενώ το πάχος της θωράκισης ήταν 0,080 m. Αξιοποιήθηκαν, επίσης, για λόγους σύγκρισης τα αποτελέσματα ερευνών των Thompson & Shuttler (1975).

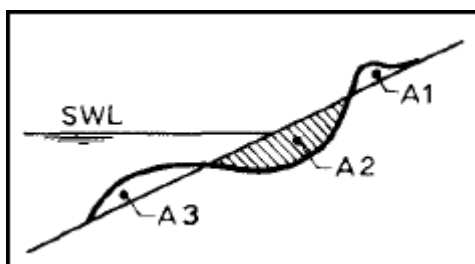
Προκειμένου να περιγράψουν τις ζημιές που προκαλούνται από τα κύματα στην κατασκευή χρησιμοποίησαν τον αδιάστατο παράγοντα «επίπεδο ζημιών» (Σχήμα 3.9), ο οποίος συμβολίζεται με S ή αλλιώς  $S_2$  και ορίζεται ως εξής:

$$S_2 = \frac{A_2}{D_{n50}^2} \quad (3.18)$$

Όπου:  $D_{n50}$ : η ονομαστική διάμετρος του ογκολίθου

$A_2$ : η επιφάνεια της διαβρωμένης περιοχής της διατομής γύρω από τη ΣΗΘ

Η φυσική ερμηνεία του S (ή  $S_2$ ) είναι ότι πρόκειται για τον αριθμό των κυβικών λίθων πλευράς 1  $D_{n50}$  που έχουν απομακρυνθεί από ζώνη πλάτους 1  $D_{n50}$ . Θεωρείται ότι ισχύει το κριτήριο μηδενικών ζημιών (“no-damage” criterion) όταν το S κυμαίνεται μεταξύ 1 και 3, ενώ η αστοχία συμβαίνει όταν το S κυμαίνεται μεταξύ 8 και 17.



Σχήμα 3.9: Η περιοχή  $A_2$  που χρησιμοποιείται στον υπολογισμό του επιπέδου ζημιών  $S$

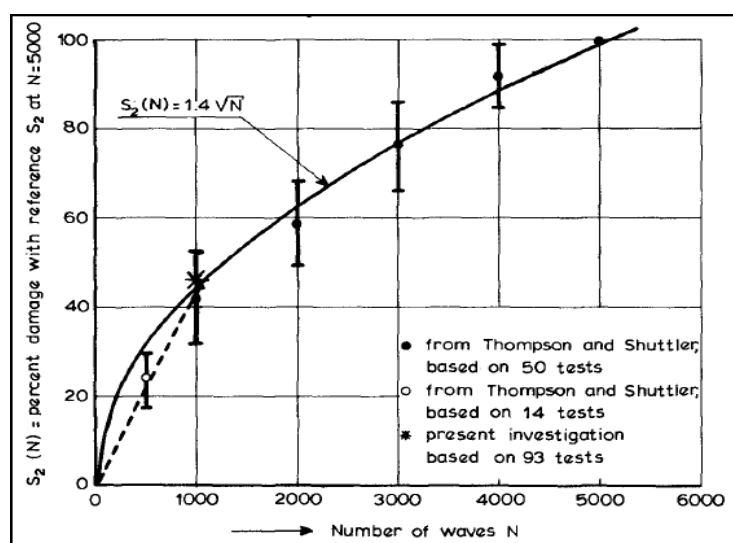
(Πηγή: Van der Meer and Pilarczyk, 1984)

Οι περιοχές  $A_1$  και  $A_3$  του Σχήματος 3.9 έχουν προσχωθεί με το υλικό της διαβρωμένης περιοχής  $A_2$ .

Η διάρκεια της καταιγίδας επηρεάζει σημαντικά την ευστάθεια της θωράκισης και εκφράζεται ποσοτικά μέσω του αριθμού των κυμάτων  $N$ . Οι Pilarczyk & Van der Meer βρήκαν ότι οι παράμετροι  $S$  και  $N$  συνδέονται μέσω της σχέσης:

$$S(N) = 0,014 \sqrt{N} S(5000) \quad (3.19)$$

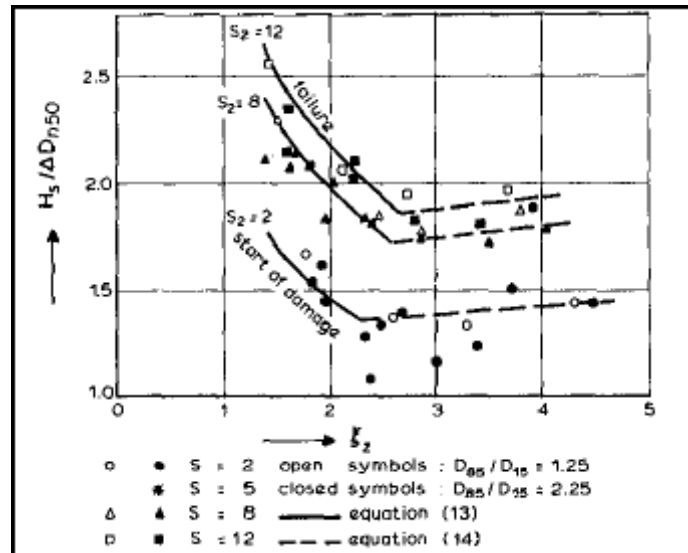
Συνεπώς, η επιρροή του επιπέδου ζημιών  $S$  που προκαλείται από  $N$  κύματα στην ευστάθεια της θωράκισης μπορεί να εκφραστεί με την παράμετρο  $S/\sqrt{N}$ , όπου το  $N$  κυμαίνεται μεταξύ 1000 και 7000 κυμάτων. Γενικά, προκειμένου να λάβει μια διατομή πιο ευσταθή μορφή μέσω της παραμόρφωσής της και των ζημιών που υφίσταται υπό τη δράση τυχαίων κυματισμών απαιτούνται τουλάχιστον  $N = 10000$  κύματα. Ο αντίστοιχος αριθμός για μονοχρωματικούς κυματισμούς είναι  $N = 1000 \div 2000$  κύματα (Van der Meer & Pilarczyk, 1984). Η επιρροή του αριθμού των κυμάτων  $N$  που πλήττουν την κατασκευή, και κατ' επέκταση της διάρκειας της κυματικής καταιγίδας, φαίνεται στο Σχήμα 3.10.



Σχήμα 3.10: Η επιρροή του αριθμού των κυμάτων  $N$  στο επίπεδο ζημιών

(Πηγή: Van der Meer and Pilarczyk, 1984)

Από τα πειράματα προέκυψαν διαγράμματα που αποδεικνύουν τη σημασία της περιόδου του κύματος T στην ευστάθεια του πρανούς (Σχήμα 3.11). Η περίοδος T εκφράζεται εμμέσως μέσω του αριθμού Iribarren  $\xi$ . Μάλιστα, η ευστάθεια της θωράκισης επηρεάζεται περισσότερο από την περίοδο του κύματος όταν υπόκειται σε θραυόμενους κυματισμούς ( $\xi < 2,5 \div 3,5$ ), (Van der Meer & Pilarczyk, 1984).



Σχήμα 3.11: Επιρροή της περιόδου στην ευστάθεια του πρανούς της θωράκισης (Το διάγραμμα προέκυψε για  $N = 3000$ ,  $cota = 3$  και αδιαπέρατο πυρήνα.)

(Πηγή: Van der Meer and Pilarczyk, 1984)

Βρέθηκε, ακόμη, ότι η κλίση της θωράκισης επηρεάζει την έκταση της ζημιάς που συμβαίνει (Σχήμα 3.12). Όσο πιο ήπια είναι η κλίση, τόσο περισσότεροι ογκόλιθοι χρειάζεται να μετακινηθούν ώστε να επιτευχθεί η έναρξη της αστοχίας.

<i>cota</i>	έναρξη ζημιών	αστοχία
2	S = 2	S = 8
3	S = 2	S = 12
4	S = 3	S = 17
6	S = 3	S = 17

Σχήμα 3.12: Το κατώτερο επίπεδο ζημιών (έναρξη αστοχίας) και το ανώτερο επίπεδο ζημιών (αστοχία) για διάφορες τιμές της κλίσης του πρανούς

(Πηγή: Van der Meer and Pilarczyk, 1984, μετά από προσαρμογή)

Οι Van der Meer & Pilarczyk εκτέλεσαν τα πειράματα αυτά δύο φορές, για διαβάθμιση υλικού  $D_{85}/D_{15} = 2,25$  και  $D_{85}/D_{15} = 1,25$  (σχεδόν ομοιόμορφο υλικό) και διαπίστωσαν ότι για τιμές διαβάθμισης μεταξύ αυτών των ορίων δεν παρατηρείται διαφορά στην ευστάθεια της θωράκισης, αλλά ούτε και στο επίπεδο ζημιών στο οποίο σημειώνεται αστοχία. Κατά συνέπεια, δεν απαιτείται να συμπεριληφθεί στη σχέση παράμετρος που να εκφράζει τη διαβάθμιση του υλικού, αλλά επαρκεί η χρήση της ονομαστικής διαμέτρου  $D_{n50}$ .



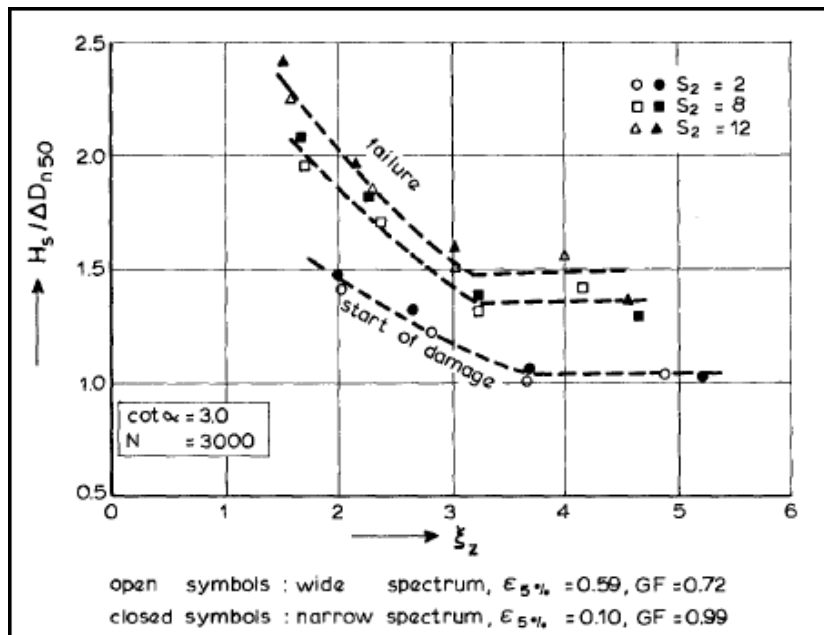
Τα δεδομένα των πειραμάτων αναλύθηκαν τόσο με στενό φάσμα (narrow spectrum), όσο και με ευρύ φάσμα (wide spectrum), αλλά και με φάσμα Pierson – Moskowitz (PM). Σε κάθε περίπτωση υπολογίστηκε ο συντελεστής ομαδικότητας των κυμάτων GF (Groupiness Factor):

$$GF = \frac{(m_{0,group})^{0.5}}{m_0} \quad (3.20)$$

Όπου:  $m_0$ : η ροπή μηδενικής τάξης στο φάσμα πυκνότητας ενέργειας

$m_{0,group}$ : η φασματική ροπή στο φάσμα SIWEH (Funke & Mansard)

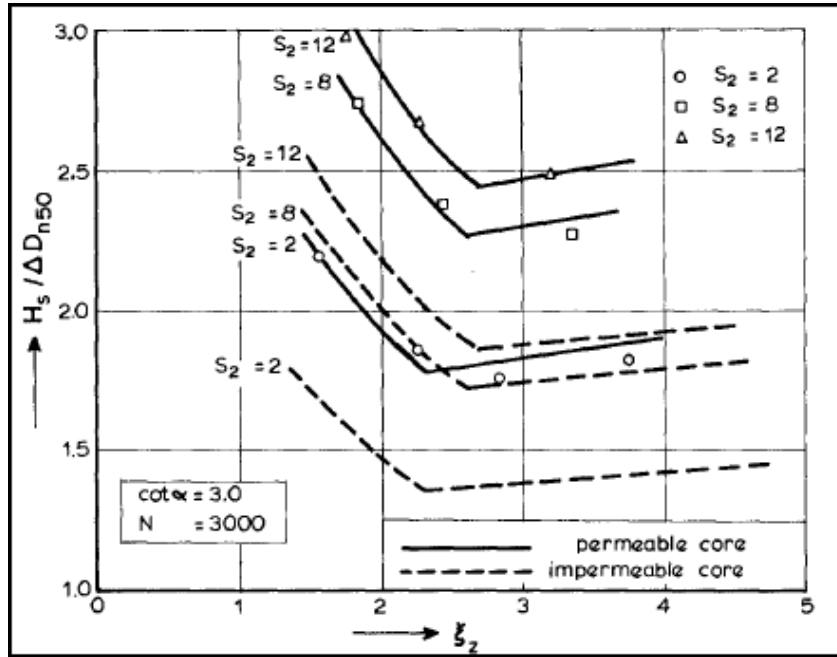
Κατέληξαν, λοιπόν, στο συμπέρασμα ότι η ευστάθεια της θωράκισης δεν επηρεάζεται από την ομαδικότητα των κυμάτων (groupiness of waves), αλλά ούτε και από το σχήμα του φάσματος (spectrum shape), όπως φαίνεται στο Σχήμα 3.13.



Σχήμα 3.13: Η σημασία της ομαδικότητας των κυμάτων και του σχήματος του φάσματος στην ευστάθεια

(Πηγή: Van der Meer and Pilarczyk, 1984)

Στο διάγραμμα που ακολουθεί (Σχήμα 3.14) φαίνεται ότι η διαπερατότητα της κατασκευής παίζει καθοριστικό ρόλο στην ευστάθεια, με αποτέλεσμα να προκύπτουν διαφορετικές σχέσεις για κατασκευές με διαπερατό ή αδιαπερατό πυρήνα.



Σχήμα 3.14: Η σημασία της διαπερατότητας του πυρήνα στην ευστάθεια της θωράκισης  
(Πηγή: Van der Meer and Pilarczyk, 1984)

Έτσι, προέκυψαν οι ακόλουθοι τύποι για αδιαπέρατο πυρήνα:

Για μη θραυόμενους κυματισμούς ( $\xi_z > 2,5 \div 3,5$  και  $\cot \alpha < 3$ ) →

$$\frac{H_s}{\Delta D_{n50}} = 1,25 \sqrt{\cot \alpha} \left( \frac{S}{\sqrt{N}} \right)^{1/6} \xi_z^{0,1} \quad (3.21)$$

Για μη θραυόμενους κυματισμούς ( $\xi_z > 2,5 \div 3,5$  και  $\cot \alpha > 3$ ) →

$$\frac{H_s}{\Delta D_{n50}} = 1,25 \sqrt{3} \left( \frac{S}{\sqrt{N}} \right)^{1/6} \xi_z^{0,1} \quad (3.22)$$

Για θραυόμενους κυματισμούς ( $\xi_z < 2,5 \div 3,5$ ) →

$$\frac{H_s}{\Delta D_{n50}} = 4,4 \left( \frac{S}{\sqrt{N}} \right)^{0,22} \xi_z^{-0,54} \quad (3.23)$$

Όπου:  $T_z$ : η μέση τιμή της περιόδου των κυμάτων της καταγραφής

$\xi_z$ : ο αριθμός Iribarren που αντιστοιχεί σε περίοδο  $T_z$

Όμως, η επιρροή της περιόδου του κύματος μπορεί να περιγραφεί και από τον αδιάστατο παράγοντα  $\sqrt{(gT_z^2 / D_{n50})}$ , εκτός από τον αριθμό Iribarren. Συνεπώς, για θραυόμενους κυματισμούς προκύπτει επιπλέον ο τύπος:

$$\frac{H_s}{\Delta D_{n50}} \sqrt{\frac{gT_z^2}{D_{n50}}} \tan \alpha = 31 \left( \frac{S}{\sqrt{N}} \right)^{1/3} \quad (3.24)$$

Οι αντίστοιχοι τύποι για κατασκευή με διαπερατό πυρήνα είναι:

Για μη θραυόμενους κυματισμούς ( $\xi_z > 2,5 \div 3,5$  και  $\cot \alpha < 3$ )  $\rightarrow$

$$\frac{H_s}{\Delta D_{n50}} = 1,65 \sqrt{\cot \alpha} \left( \frac{S}{\sqrt{N}} \right)^{1/6} \xi_z^{0,1} \quad (3.25)$$

Για μη θραυόμενους κυματισμούς ( $\xi_z > 2,5 \div 3,5$  και  $\cot \alpha > 3$ )  $\rightarrow$

$$\frac{H_s}{\Delta D_{n50}} = 1,65 \sqrt{3} \left( \frac{S}{\sqrt{N}} \right)^{1/6} \xi_z^{0,1} \quad (3.26)$$

Για θραυόμενους κυματισμούς ( $\xi_z < 2,5 \div 3,5$ )  $\rightarrow$

$$\frac{H_s}{\Delta D_{n50}} = 5,8 \left( \frac{S}{\sqrt{N}} \right)^{0,22} \xi_z^{-0,54} \quad (3.27)$$

Επίσης, για τους θραυόμενους κυματισμούς με χρήση του αδιάστατου παράγοντα  $\sqrt{(gT_z^2/D_{n50})}$  έχουμε:

$$\frac{H_s}{\Delta D_{n50}} \sqrt{\frac{gT_z^2}{D_{n50}}} \tan \alpha = 49 \left( \frac{S}{\sqrt{N}} \right)^{1/3} \quad (3.28)$$

#### ❖ Σχέσεις του Jentsje W. Van der Meer

Πολλοί ερευνητές από το 1970 εκμεταλλεύτηκαν τη δυνατότητα παραγωγής τυχαίων κυματισμών εργαστηριακά προκειμένου να δημιουργήσουν εξισώσεις σχεδιασμού της θωράκισης κυματοθραύστη που θα λαμβάνουν υπ' όψη αυτούς τους κυματισμούς. Ανάμεσα σε αυτούς συγκαταλέγονται οι Thompson & Shuttler (1975), στον οποίων τα εργαστηριακά αποτελέσματα και συμπεράσματα βασίστηκε ο Van der Meer και πραγματοποίησε εκτεταμένη σειρά πειραμάτων στο Delft Hydraulics (Van der Meer (1987), Van der Meer (1988a), Van der Meer (1988b)).

Συγκεκριμένα, το 1987 ο Van der Meer κατέληξε σε δύο εξισώσεις ευστάθειας, εκ των οποίων η μια αφορά κύματα που εμφανίζουν θραύση στην κορυφή (θραύση εκτόξευσης, plunging) και η άλλη αφορά κύματα που εμφανίζουν θραύση στη βάση (θραύση εφορμήσεως, surging). Ωστόσο, τα κύματα με θραύση εφορμήσεως προέρχονται από κυματισμούς μεγάλης περιόδου και μικρής καμπυλότητας και εμφανίζονται κυρίως σε ακτές απότομης κλίσης. Το αποτέλεσμα είναι ότι η βάση του κύματος κινείται γρήγορα, ενώ το μέτωπο και η κορυφή του κύματος παραμένουν σχετικά ομαλά, οδηγώντας σε σχετικά μικρή ζώνη θραύσης ή ακόμη και σε απουσία θραύσης. Έτσι, τα κύματα με θραύση εφορμήσεως (surging) χαρακτηρίζονται συχνά και ως μη θραυόμενα, ενώ τα κύματα με θραύση εκτινάξεως (plunging) είναι καθαρά θραυόμενα.

Για κύματα με θραύση εκτινάξεως (plunging ή breaking waves,  $\xi_m < \xi_{mc}$ ) →

$$\frac{H_s}{\Delta D_{n50}} \sqrt{\xi_m} = 6,2 P^{0,18} \left( \frac{S}{\sqrt{N}} \right)^{0,2} \quad (3.29)$$

Για κύματα με θραύση εφορμήσεως (surging ή non-breaking waves,  $\xi_m > \xi_{mc}$ ) →

$$\frac{H_s}{\Delta D_{n50}} = 1,0 P^{-0,13} \left( \frac{S}{\sqrt{N}} \right)^{0,2} \xi_m^P \sqrt{\cot \alpha} \quad (3.30)$$

Όπου:  $H_s$ : το χαρακτηριστικό ύψος κύματος σχεδιασμού στον πόδα της κατασκευής

$\xi_m$ : ο αριθμός Iribarren που αντιστοιχεί σε περίοδο  $T_m$

$T_m$ : η μέση τιμή της περιόδου των κυμάτων της καταγραφής

$\alpha$ : η γωνία του προσήνεμου πρανούς του κυματοθραύστη ως προς την οριζόντιο

$\Delta$ : η σχετική πυκνότητα των λίθων θωράκισης ( $\Delta = \rho_s / \rho_w - 1$ )

$\rho_s$ : η πυκνότητα του υλικού της θωράκισης

$\rho_w$ : η πυκνότητα του νερού στη θέση του έργου

$D_{n50}$ : η ονομαστική διάμετρος των ογκολίθων της θωράκισης

$P$ : ο συντελεστής διαπερατότητας της κατασκευής

$N$ : ο αριθμός των κύματων που προσπίπτουν στην κατασκευή (εκφράζει τη διάρκεια της καταιγίδας και ισούται με το λόγο της διάρκειας της κυματικής καταιγίδας προς τη μέση περίοδο του κυματισμού σχεδιασμού)

$S$ : δείκτης ζημιών

Οι σχέσεις αυτές παράχθηκαν για κυματοθραύστη με πρανή με μια στρώση θωράκισης από φυσικούς ογκόλιθους (βραχώδη τεμάχια) και με ενιαία κλίση πρανούς. Επίσης, υποτίθεται ότι συμβαίνει μικρή ή και καθόλου υπερπήδηση (overtopping) της κατασκευής και συγκεκριμένα ότι συμβαίνει υπερπήδηση για ποσοστό κυμάτων μικρότερο από το 10%÷15% του συνόλου των κυμάτων.

Η ονομαστική διάμετρος  $D_{n50}$  υπολογίζεται από τη σχέση:

$$D_{n50} = \left( \frac{M_{50}}{\rho_s} \right)^{1/3} \quad (3.31)$$

Όπου:  $M_{50}$ : η τιμή της μάζας που αντιστοιχεί στο 50% στην καμπύλη κατανομής της μάζας που προκύπτει λόγω της διαβάθμισης του υλικού

Όταν χρησιμοποιούνται τεχνητοί ογκόλιθοι από σκυρόδεμα, δεν υπάρχει διαβάθμιση. Η θωράκιση είναι παντού ομοιόμορφη διότι όλοι οι ογκόλιθοι είναι ίδιων διαστάσεων. Σ' αυτή την περίπτωση χρησιμοποιείται η παράμετρος  $D_n$  αντι για  $D_{n50}$ .

Γενικά, η σχέση εφαρμόζεται για τιμές της  $\cot\alpha$  μεταξύ 1,5 και 6. Ο διαχωρισμός μεταξύ κυμάτων με θραύση εκτινάξεως και κυμάτων με θραύση εφορμήσεως για τους οποίους έχουν παραχθεί οι παραπάνω τύποι μπορεί να γίνει με τον υπολογισμό της κρίσιμης παραμέτρου  $\xi_{mc}$  η οποία δίνεται από τη σχέση:

$$\xi_{mc} = \left(6,2P^{0,31}\sqrt{\tan\alpha}\right)^{\frac{1}{P+0,5}} \quad (3.32)$$

Για κλίση  $\cot\alpha > 3$  η μετάβαση από κύματα εκτινάξεως σε κύματα εφορμήσεως συμβαίνει μόνο για κύματα πολύ μικρής καμπυλότητας (άρα μεγάλου μήκους κύματος). Σ' αυτή την περίπτωση, ισχύει ο ακόλουθος τύπος ο οποίος προκύπτει από τον προηγούμενο εάν θέσω  $\cot\alpha = 3$ . Μάλιστα, θα πρέπει να τίθεται  $\cot\alpha = 3$  και στον τύπο του Van der Meer σ' αυτή την περίπτωση.

$$\xi_{mc} = \left(3,58P^{0,31}\right)^{\frac{1}{P+0,5}} \quad (3.33)$$

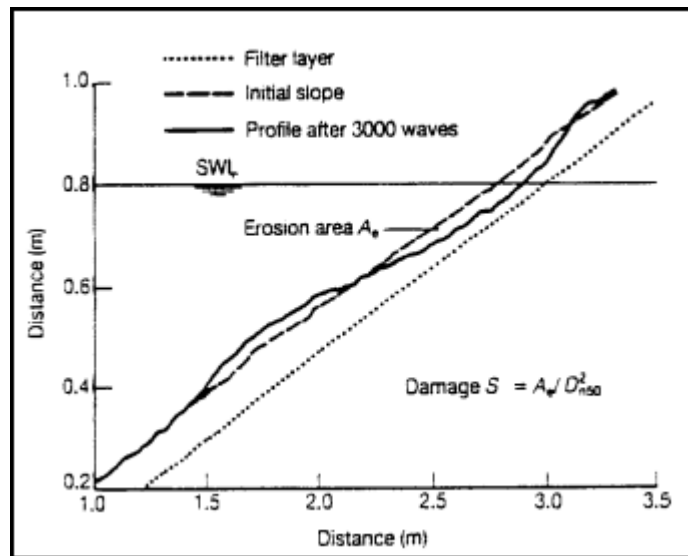
Ως ύψος κύματος σχεδιασμού χρησιμοποιείται το χαρακτηριστικό ύψος  $H_s$  που θεωρείται ως το αντιπροσωπευτικότερο ύψος του συνόλου των κυμάτων. Ως  $H_s$  συνήθως λαμβάνεται η τιμή  $H_{1/3}$ , δηλαδή η μέση τιμή του ύψους των 33% υψηλότερων κυμάτων. Εναλλακτικά, μπορεί να χρησιμοποιηθεί το  $H_{m0} = 4\sqrt{m_0}$  που προκύπτει από ανάλυση στην περιοχή συχνοτήτων, όπου  $m_0$  είναι η ροπή μηδενικής τάξεως του φάσματος πυκνότητας.

Η εξωτερική θωράκιση κατασκευάζεται με σκοπό, όπως έχει ήδη αναφερθεί, να προστατεύσει τον πυρήνα έναντι διάβρωσης. Συνεπώς, οι λίθοι της θωράκισης θα πρέπει να ευσταθούν υδραυλικά, ώστε να επιτελούν το σκοπό αυτό χωρίς να καταγράφονται σημαντικές ζημιές. Ένας τρόπος εκτίμησης των ζημιών που υφίσταται η κατασκευή είναι η μελέτη του προφίλ της διατομής, μέθοδος που εφαρμόστηκε από αρκετούς ερευνητές όπως ο Iribarren (1938), ο Hudson (1959), ο Ahrens (1975) και οι Thompson & Shuttler (1975), ενώ ο Hedar (1960) εκτιμούσε τη ζημιά σε κυματοθραύστες μετρώντας τον αριθμό των ογκολίθων που είχαν απομακρυνθεί από την αρχική τους θέση. Αρχικά, το μέγεθος ζημιών ορίστηκε ως το ποσοστό των μετατοπισμένων από την αρχική τους θέση λίθων αναφορικά με μια καθορισμένη περιοχή (είτε ολόκληρη τη θωράκιση είτε τμήμα αυτής). Ο ορισμός αυτός, όμως, δεν επιτρέπει την εξαγωγή συμπερασμάτων από τη σύγκριση διαφορετικών κατασκευών. Γι' αυτό το λόγο το μέγεθος ζημιών ορίστηκε ως το ποσοστό των μετακινημένων από την αρχική τους θέση ογκολίθων ως προς το συνολικό αριθμό ογκολίθων που βρίσκονται σε ορισμένη ζώνη γύρω από τη ΣΗΘ και η οποία καλείται ενεργός ζώνη (zone of active armour removal, Ouellet (1973)). Η ενεργός ζώνη έχει πλάτος  $2H_s$ , καθώς το άνω όριο της βρίσκεται πάνω από τη ΣΗΘ κατά  $H_s$ , ενώ το κάτω όριο της βρίσκεται κάτω από τη ΣΗΘ κατά  $H_s$  (Recent advances in stability formulae and damage description of breakwater armour layer, Babak Kamali & Roslan Hashim, 2009). Μάλιστα, στο Shore Protection Manual (έκδοση 1984) δόθηκε μια περιγραφή της ενεργού ζώνης ως μια περιοχή που εκτείνεται από το μέσο της στέψης έως το νοητό οριζόντιο επίπεδο στο προσήνεμο πρανές που βρίσκεται χαμηλότερα από τη ΣΗΘ κατά  $H_s$  (Recent advances in stability formulae and damage description of breakwater armour layer, Babak Kamali & Roslan Hashim, 2009). Πρέπει να σημειωθεί, ωστόσο, ότι οι ορισμοί αυτοί δεν εφαρμόζονται για ύφαλους κυματοθραύστες ή κυματοθραύστες χαμηλής στέψης.

Το 1983 ο Broderick πρότεινε τη χρήση της αδιάστατης παραμέτρου  $S$ , που καλείται δείκτης ζημιών, για την εκτίμηση του μεγέθους των ζημιών σε θωράκιση από φυσικούς ογκολίθους (Σχήμα 3.15). Η παράμετρος αυτή συμπεριλήφθηκε στις σχέσεις του Van der Meer. Ορίζεται ως εξής:

$$S = \frac{A_e}{D_{n50}^2} \quad (3.34)$$

Όπου:  $A_e$ : η επιφάνεια της διαβρωμένης επιφάνειας σε τομή



Σχήμα 3.15: Η επιφάνεια  $A_e$  και ο δείκτης ζημιών  $S$

(Πηγή: Van der Meer, 1998)

Ο δείκτης ζημιών  $S$  λαμβάνει υπ' όψη τόσο την καθίζηση της κατασκευής όσο και τη μετακίνηση των λίθων, χωρίς να διαχωρίζει ποιά από τα δύο είναι η αιτία της μεταβολής του προφίλ της διατομής σε κάθε ξεχωριστή περίπτωση. Η παράμετρος  $S$  μπορεί να ερμηνευτεί ως το πλήθος τετραγώνων πλευράς  $D_{n50}$  που χωρούν μέσα στην επιφάνεια της διαβρωμένης περιοχής. Μια άλλη φυσική ερμηνεία του  $S$  είναι το πλήθος των κυβικών τεμαχών πλευράς  $D_{n50}$  που έχουν διαβρωθεί/μετακινηθεί εντός ζώνης πλάτους  $1 D_{n50}$ . Βέβαια, ο πραγματικός αριθμός των λίθων που έχουν διαβρωθεί/μετακινηθεί εντός αυτής της ζώνης ενδέχεται να είναι διαφορετικός από την υπολογισμένη τιμή του  $S$ , καθώς παίζουν σημαντικό ρόλο το πορώδες της κατασκευής, η διαβάθμιση του υλικού της θωράκισης και το σχήμα των ογκολίθων. Συνήθως, ο πραγματικός αριθμός των λίθων ισούται με  $0,7 \div 1,0$  φορές το  $S$ . Ο δείκτης ζημιών  $S$  εξαρτάται από την κλίση του πρανού. Η έναρξη των ζημιών ορίζεται εδώ όπως και από τους Hudson (1958) και Ahrens (1975) ως ποσοστό ζημιάς  $0 \div 5\%$ . Θεωρούμε ότι συμβαίνει έναρξη των ζημιών όταν  $S=2$  για ηπια κλίση πρανού ή  $S=3$  για απότομη κλίση πρανού, ενώ η αστοχία επέρχεται όταν είναι πλέον ορατή η στρώση του φίλτρου (Σχήμα 3.16).

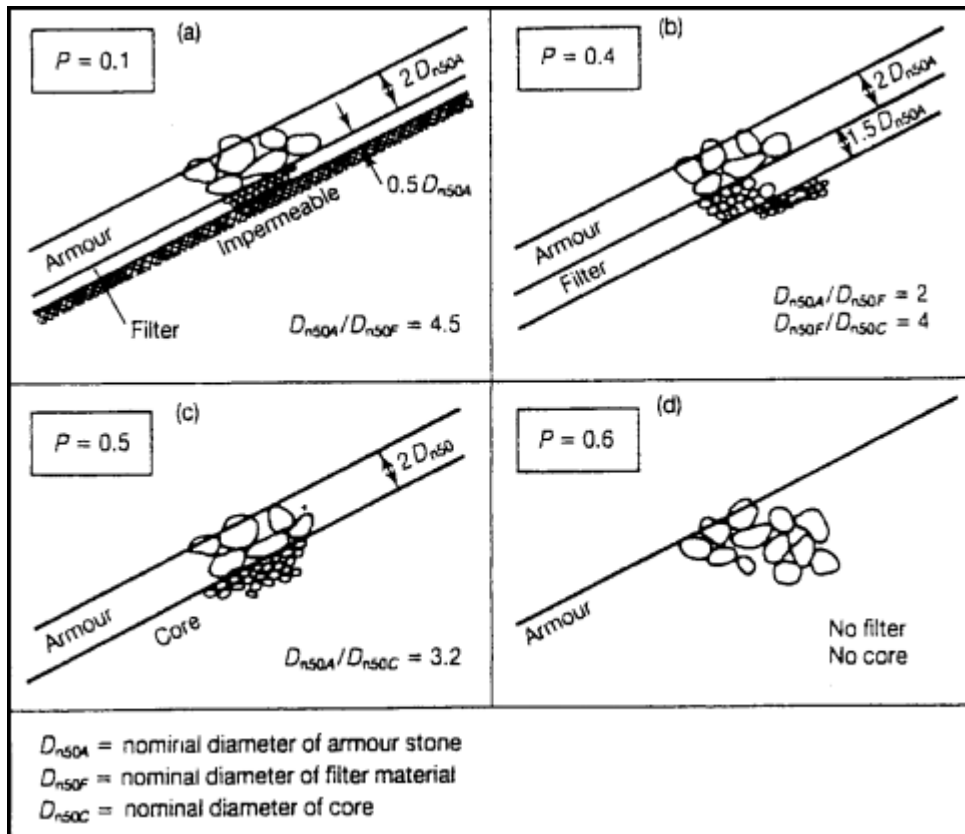
cotα (1)	Damage Level $S = A/D_{n50}^2$	
	Start of damage (2)	Filter layer visible (3)
1.5	2	8
2.0	2	8
3.0	2	12
4.0	3	17
6.0	3	17

Σχήμα 3.16: Οι ελάχιστες και μέγιστες τιμές του δείκτη ζημιών για στρώση θωράκισης πάχους  $2D_{n50}$

(Πηγή: Van der Meer, 1988)

Στην εξίσωση σχεδιασμού εισάχθηκε, επίσης, μεταβλητή που εκφράζει το βαθμό διαπερατότητας της κατασκευής. Ο βαθμός διαπερατότητας εξαρτάται από τη διαβάθμιση του υλικού της θωράκισης, την κοκκομετρία του υλικού του πυρήνα και την παρουσία ή όχι φίλτρων μεταξύ της θωράκισης και του πυρήνα και επηρεάζει άμεσα την ευστάθεια της κατασκευής. Όσο πιο διαπερατός είναι ο πυρήνας και το φίλτρο (εάν υπάρχει), τόσο περισσότερο νερό διεισδύει στην κατασκευή κατά την αναρρίχηση του κυματισμού (wave run-up), με αποτέλεσμα να εκτονώνεται σημαντικό μέρος της κυματικής ενέργειας. Έτσι, κατά τη φάση καθόδου του κυματισμού (wave run-down) οι ογκόλιθοι δέχονται μικρότερες δυνάμεις, γεγονός το οποίο είναι υπέρ της ευστάθειας της θωράκισης.

Χρησιμοποιείται, λοιπόν, ο συντελεστής διαπερατότητας  $P$ , ο οποίος εκφράζει το βαθμό διαπερατότητας μιας κατασκευής, αλλά όχι το πορώδες του υλικού. Η ελάχιστη τιμή του  $P$  είναι  $P = 0,1$  και αντιστοιχεί σε κατασκευή με θωράκιση πάχους  $2D_{n50}$ , ένα λεπτό φίλτρο και αδιαπέρατο πυρήνα (από άργιλο, ιλύ ή άμμο). Η μέγιστη τιμή του  $P$  είναι  $P = 0,6$  και αφορά ομοιογενή κατασκευή από φυσικούς ογκόλιθους (ίδιων διαστάσεων). Για κατασκευή με στρώση θωράκισης πάχους  $2D_{n50}$  επί διαπερατού πυρήνα ο συντελεστής διαπερατότητας λαμβάνει τιμή  $P = 0,5$ . Τυπικές τιμές του συντελεστή διαπερατότητας  $P$  παρουσιάζονται στο Σχήμα 3.16, όπως και τα σκαριφήματα των τρόπων θωράκισης στους οποίους αντιστοιχούν. Για κυματοθραύστες κατασκευάσμενους με τρόπο διαφορετικό από αυτούς που αναφέρθηκαν παραπάνω η τιμή του  $P$  επιλέγεται προσεγγιστικά.



Σχήμα 3.17: Ο συντελεστής διαπερατότητας P για διάφορους κυματοθραύστες

(Πηγή: Van der Meer, 1998)

Η διάρκεια της καταιγίδας (storm duration) επηρεάζει το μέγεθος των ζημιών που προκαλούνται και περιγράφεται μέσω της μεταβλητής  $N$ , η οποία ουσιαστικά είναι το πλήθος των κυμάτων που πλήττουν την κατασκευή. Οι τύποι του Van der Meer μπορούν να εφαρμοστούν για αριθμό κυμάτων που να κυμαίνεται στο εύρος  $N = 1000 \div 7500$ . Για μεγαλύτερο αριθμό κυμάτων η διατομή έχει ήδη παραμορφωθεί επαρκώς ώστε να λάβει τη μορφή στην οποία ισορροπεί.

Επιπλέον, οι τύποι αυτοί εφαρμόζονται για κύματα καμπυλότητας μεταξύ 0,005 και 0,06. Εάν η καμπυλότητα του κύματος είναι μεγαλύτερη από 0,06, τότε το κύμα είναι ασταθές και θραύεται. Όσον αφορά την πυκνότητα του υλικού της θωράκισης, θα πρέπει να ανήκει στο εύρος  $2000 \text{ kg/m}^3 \div 3100 \text{ kg/m}^3$ .

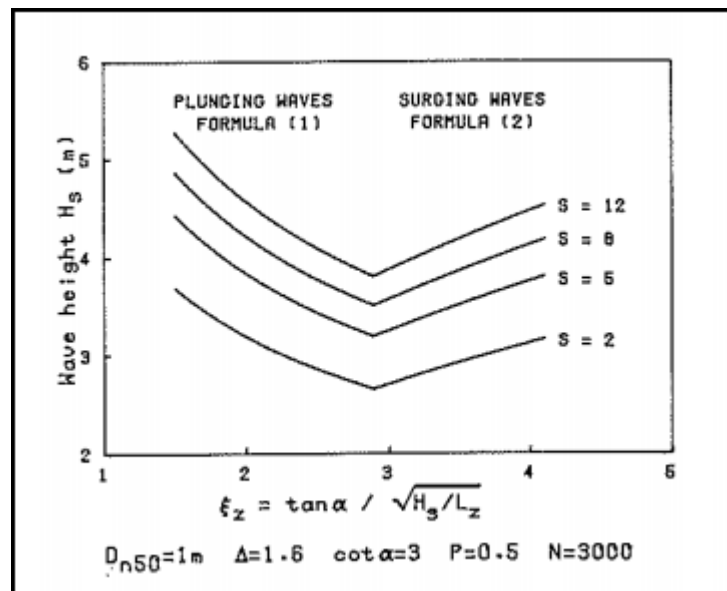
Οι σχέσεις σχεδιασμού του Van der Meer δεν περιλαμβάνουν παραμέτρους όπως η ομαδικότητα των κυμάτων, το σχήμα του φάσματος και η διαβάθμιση των λίθων της θωράκισης. Άλλωστε, έρευνες που έγιναν από τον Van der Meer έδειξαν ότι οι συγκεκριμένες μεταβλητές δεν επηρεάζουν την ευστάθεια της θωράκισης, εφ' όσον για το σχεδιασμό χρησιμοποιείται η μέση περίοδος  $T_m$  και όχι η μέγιστη καταγεγραμμένη περίοδος  $T_p$  (peak period).

Ο Van der Meer προκειμένου να απεικονίσει σχηματικά τη σημασία των μεταβλητών που περιέχονται στους τύπους του για την ευστάθεια της θωράκισης παρήγαγε διαγράμματα

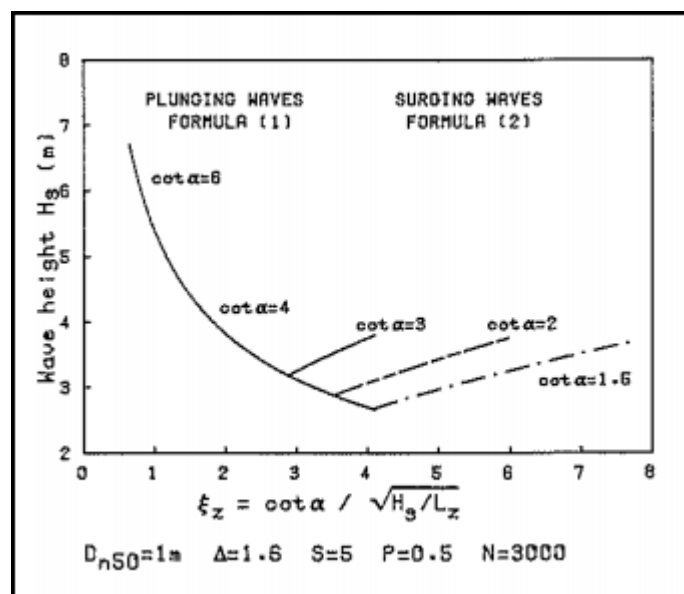


χρησιμοποιώντας τους εν λόγω τύπους. Για τη διαδικασία αυτή υπέθεσε κατασκευή με τα εξής χαρακτηριστικά:  $D_{n50} = 1 \text{ m}$ ,  $\rho_s = 2600 \text{ kg/m}^3$ ,  $\rho_w = 1000 \text{ kg/m}^3$ ,  $\Delta = 1,6$ ,  $\cot\alpha = 3$ ,  $S = 5$ ,  $P = 0,5$  και  $N = 3000 \text{ waves}$ .

Η επιρροή του ύψους κύματος  $H$ , της περιόδου  $T$ , του δείκτη ζημιών  $S$ , αλλά και της γωνίας του πρανού  $\alpha$ , στην ευστάθεια της θωράκισης φαίνεται στα ακόλουθα διαγράμματα σε σύστημα αξόνων  $H_s - \xi_m$  (Σχήματα 3.18 και 3.19).

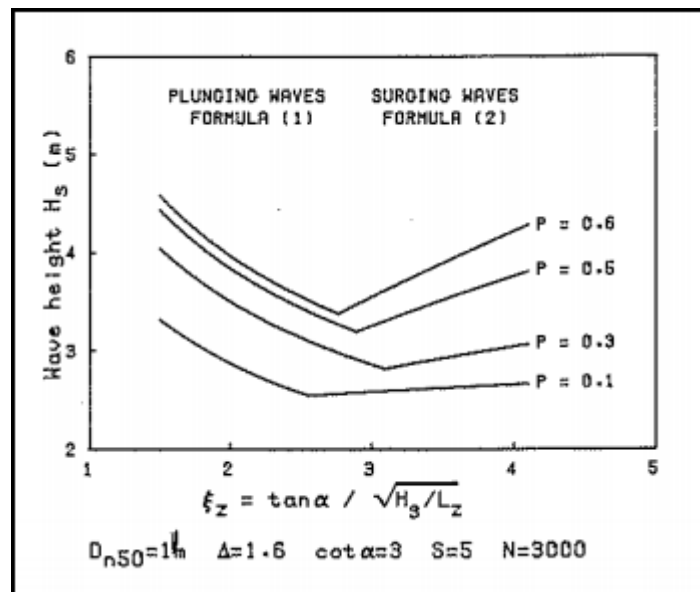


Σχήμα 3.18: Η επιρροή του μεγέθους των ζημιών στην ευστάθεια της θωράκισης (Πηγή: Van der Meer, 1988)



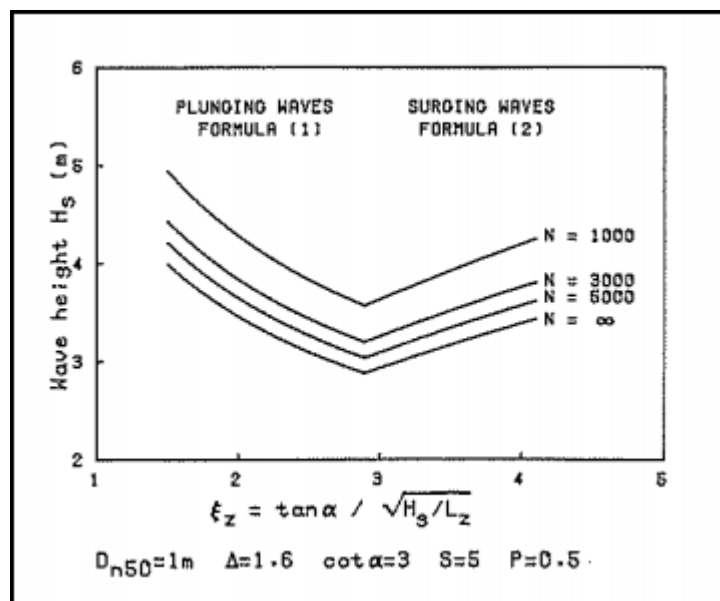
Σχήμα 3.19: Η επιρροή της κλίσης του πρανού στην ευστάθεια της θωράκισης (Πηγή: Van der Meer, 1988)

Σε διάγραμμα αξόνων  $H_s - \xi_m$  (Σχήμα 3.20) φαίνεται επίσης η σημασία της διαπερατότητας της κατασκευής για την ευστάθειά της. Όσο αυξάνει η διαπερατότητα μιας κατασκευής, τόσο πιο ευσταθής γίνεται.



Σχήμα 3.20: Η επιρροή της διαπερατότητας στην ευστάθεια της θωράκισης  
(Πηγή: Van der Meer, 1988)

Τέλος, στο παρακάτω διαγραμμα του Σχήματος 3.21, ίδιου συστήματος αξόνων με τα προηγούμενα, γίνεται φανερή η σημασία της διάρκειας της καταιγίδας στην ευστάθεια της θωράκισης. Στο διάγραμμα αυτό υπάρχουν καμπύλες που αντιστοιχούν σε διαφορετικό πλήθος κυμάτων  $N$  έως ότου επιτευχθεί μέγεθος ζημιών  $S = 5$ . Το πλήθος των κυμάτων  $N$  είναι καθοριστική παράμετρος όταν ο σχεδιασμός λαμβάνει υπ' όψη τους τυχαίους κυματισμούς. Υπό τη δράση μονοχρωματικών κυματισμών η διατομή έχει παραμορφωθεί αρκετά ώστε να λάβει τη μορφή στην οποία ισορροπεί μετά από περίπου  $N = 1000$  κυματισμούς. Αυτός είναι ο λόγος για τον οποίο οι σχέσεις που έχουν παραχθεί μελετώντας μονοχρωματικούς κυματισμούς δεν ενδείκνυται να εφαρμόζονται σε πεδίο τυχαίων κυματισμών.



Σχήμα 3.21: Η επιρροή της διάρκειας της καταιγίδας στην ευστάθεια της θωράκισης  
(Πηγή: Van der Meer, 1988)

Σε συνθήκες ρηχών νερών η κατανομή των υψών των κυματισμών που φτάνουν στον πόδα της κατασκευής αποκλίνει σημαντικά από την κατανομή Rayleigh. Σε τέτοιες ακτές όπου οι κυματισμοί είναι θραυόμενοι (depth – limited) ο Van der Meer (1988a), έχοντας πραγματοποιήσει πειράματα σε ακτή κλίσης 1:30, διαπίστωσε ότι η τιμή  $H_{2\%}$  ενδείκνυται για το σχεδιασμό ευσταθούς θωράκισης αντί για το χαρακτηριστικό ύψος  $H_s$ . Εφ’ όσον ισχύει  $H_{2\%} / H_s = 1,4$ , οι τύποι Van der Meer μετασχηματίζονται ώστε να ισχύουν σε ρηγά νερά ως εξής:

Για κύματα με θραύση εκτινάξεως (plunging waves) →

$$\frac{H_{2\%}}{\Delta D_{n50}} = 8,7 P^{0,18} \left( \frac{S}{\sqrt{N}} \right)^{0,2} \xi_m^{-0,5} \quad (3.35)$$

Για κύματα με θραύση εφορμήσεως (surging waves) →

$$\frac{H_{2\%}}{\Delta D_{n50}} = 1,4 P^{-0,13} \left( \frac{S}{\sqrt{N}} \right)^{0,2} \sqrt{\cot \alpha} \xi_m^P \quad (3.36)$$

Ωστόσο, ο Van der Meer επισημαίνει ότι οι σχέσεις αυτές θα πρέπει να χρησιμοποιούνται μόνο εάν έχει γίνει πολύ καλή εκτίμηση του  $H_{2\%}$ . Διαφορετικά είναι υπέρ της ασφαλείας να χρησιμοποιούνται οι γενικοί τύποι του Van der Meer που αναφέρθηκαν παραπάνω. Ο λόγος  $H_{2\%} / H_s = 1,4$  ισχύει όταν η κατανομή των υψών των κυμάτων είναι κατανομή Rayleigh, κάτι το οποίο δεν ισχύει σε ρηγά νερά. Εκεί, ο λόγος αυτός είναι μειωμένος λόγω της θραύσης των κυμάτων και η τιμή του δεν είναι εύκολο να εκτιμηθεί. Για τον υπολογισμό της τιμής αυτής συχνά χρησιμοποιούνται τα φάσματα ενέργειας. Για παράδειγμα, ο υπολογισμός του  $H_s$  βασίζεται στη ροπή μηδενικής τάξης. Στη

συγκεκριμένη περίπτωση, όμως, το ύψος  $H_s = H_{1/3}$  διαφέρει σημαντικά από το  $H_{m0}$ , γεγονός που αποδεικνύει τη δυσκολία υπολογισμού του  $H_{2\%}$ .

Οι φυσικοί ογκόλιθοι προμηθεύονται από λατομείο και το βάρος στο οποίο διατίθενται δεν είναι δυνατόν να υπερβεί ένα ορισμένο όριο. Η χρήση τους, λοιπόν, οδηγεί σε πρηνή ομαλά ώστε η θωράκιση να είναι ευσταθής. Η κατασκευή, όμως, τεχνητών ογκολίθων από σκυρόδεμα μεγαλύτερου βάρους, έως και  $20 \div 30$  tons, επιτρέπει την κατασκευή κυματοθραυστών με πιο απότομα πρηνή (της τάξης του 1:1,33 με 1:1,5). Έτσι, προκύπτουν έργα μικρότερου όγκου και με μικρότερη κατάληψη επιφάνειας έδρασης.

Ο Van der Meer (1988c) διεξήγαγε έρευνα σε κυματοθραύστες με λίθους θωράκισης από σκυρόδεμα και κατέληξε σε κάποιες σχέσεις. Καθώς, όμως, η έρευνα περιορίστηκε σε μια μόνο διατομή κυματοθραύστη, απουσιάζουν από τους τύπους παράμετροι, όπως η διαπερατότητα της κατασκευής, η κλίση πρηνών και ο αριθμός Iribarren  $\xi_m$ . Η κλίση πρηνούς των κατασκευών με κυβικά τεμάχια και με αρθρώποδα που εξετάστηκαν ήταν 1:1,5. Αντίστοιχα, η κλίση πρηνούς των κατασκευών με ακρόποδα που εξετάστηκαν ήταν 1:1,33. Για όλες τις παραπάνω κατασκευές ο συντελεστής διαπερατότητας ήταν  $P = 0,4$  και η ακτή είχε παντού ομοιόμορφη κλίση και ίση με 1:30.

Όσον αφορά την εκτίμηση της ζημιάς που προκαλείται στη θωράκιση, προτάθηκε ένας διαφορετικός ορισμός από τον Van der Meer (1988b). Συγκεκριμένα, η ζημιά ορίζεται ως η σχετική ζημιά  $N_o$ , δηλαδή ο πραγματικός αριθμός ογκολίθων που έχουν απομακρυνθεί από τη θέση τους ή που ταλαντεύονται στη θέση τους υπό τη δράση των κυμάτων σε μια καθορισμένη ζώνη πλάτους  $D_n$  που εκτείνεται από τη κορυφή (στέψη) έως τη βάση της θωράκισης. Στο σημείο αυτό ας αναφερθεί ότι στη θωράκιση με λίθους σκυροδέματος αστοχία θεωρείται ακόμη και όταν οι ογκόλιθοι παραμένουν μεν στη θέση τους, αλλά κουνιούνται δε (rocking). Αυτό μπορεί να οδηγήσει στη θραύση τους, με αποτέλεσμα την διάσπαση της αλληλεμπλοκής μεταξύ γειτονικών λίθων και την προοδευτική καταστροφή της θωράκισης. Για τους κύβους  $D_n$  είναι η διάσταση της πλευράς τους, για τα τετράποδα ισχύει  $D_n = 0,65D$  ( $D$  είναι το ύψος του τεμάχου), για τα ακρόποδα ισχύει  $D_n = 0,7D$  και για τους δόλους  $D_n = 0,54D$ .

Η σχετική ζημιά μπορεί να διευκρινιστεί περαιτέρω:

$N_{od}$ : για ογκολίθους που έχουν απομακρυνθεί από τη θέση τους

$N_{or}$ : για ογκολίθους που κουνιούνται στη θέση τους χωρίς να απομακρύνονται από αυτή

$N_{omov}$ : για ογκολίθους που εμφανίζουν γενικά κίνηση

$$\text{Ισχύει: } N_{omov} = N_{od} + N_{or} \quad (3.37)$$

Ο όρος  $N_{od}$  είναι παρόμοιος με το δείκτη ζημιών  $S$ , με τη διαφορά ότι η παράμετρος  $S$  περιλαμβάνει μετακίνηση ογκολίθων, αλλά και καθίζηση της θωράκισης. Ουσιαστικά,  $N_{od}$  είναι το σχετικό μέγεθος ζημιών που προκαλείται από τυχαίους κυματισμούς χαρακτηριστικού ύψους  $H_s$  και μέσης περιόδου  $T_m$  που προκύπτουν από  $N$  κυματισμούς καμπυλότητας  $s_{om}$  ( $s_{om}$  είναι η καμπυλότητα που αντιστοιχεί στη μέση περίοδο  $T_m$ ).

Οι σχέσεις που προέκυψαν (Van der Meer (1988c)) είναι οι ακόλουθες:

Για κύβους →

$$\frac{H_s}{\Delta D_n} = \left( 6,7 \frac{N_{od}^{0,4}}{N^{0,3}} + 1,0 \right) s_{om}^{-0,1} \quad (3.38)$$

Για τετράποδα →

$$\frac{H_s}{\Delta D_n} = \left[ 3,75 \left( \frac{N_{od}}{\sqrt{N}} \right)^{0,5} + 0,85 \right] s_{om}^{-0,2} \quad (3.39)$$

Υποθέτωντας ότι δεν παρατηρούνται καθόλου ζημιές (no-damage criterion) η παράμετρος  $N_{od}$  ισούται με μηδέν και οι τύποι παίρνουν τη μορφή:

Για κύβους →

$$\frac{H_s}{\Delta D_n} = 1,0 s_{om}^{-0,1} \quad (3.40)$$

Για τετράποδα →

$$\frac{H_s}{\Delta D_n} = 0,85 s_{om}^{-0,2} \quad (3.41)$$

Βέβαια, η απαίτηση να μη συμβαίνει καθόλου ζημιά είναι προφανώς κοστοβόρα. Γι' αυτό το λόγο συνηθίζεται ο σχεδιασμός να γίνεται θεωρώντας ως αποδεκτό το όριο εκείνο στο οποίο αρχίζουν να καταγράφονται ζημιές ("start of damage" criterion). Αυτό το στάδιο σύμφωνα με τον Van der Meer (1988b) αντιστοιχεί σε  $S = 2$  ή  $3$  για φυσικούς ογκόλιθους και σε  $N_{od} = 0,5$  για τεχνητούς από σκυρόδεμα.

Όσον αφορά τα ακρόποδα, οι έρευνες του Van der Meer έδειξαν ότι η ευστάθεια θωράκισης κατασκευασμένης με αυτό τον τύπο λίθου δεν επηρεάζεται από τη διάρκεια της καταγίδας και την περίοδο των κυματισμών. Πρότείνει, λοιπόν, τις ακόλουθες σχέσεις για τα ακρόποδα:

Για την αρχή των ζημιών ( $N_{od} = 0$ ) →

$$\frac{H_s}{\Delta D_n} = 3,7 \quad (3.42)$$

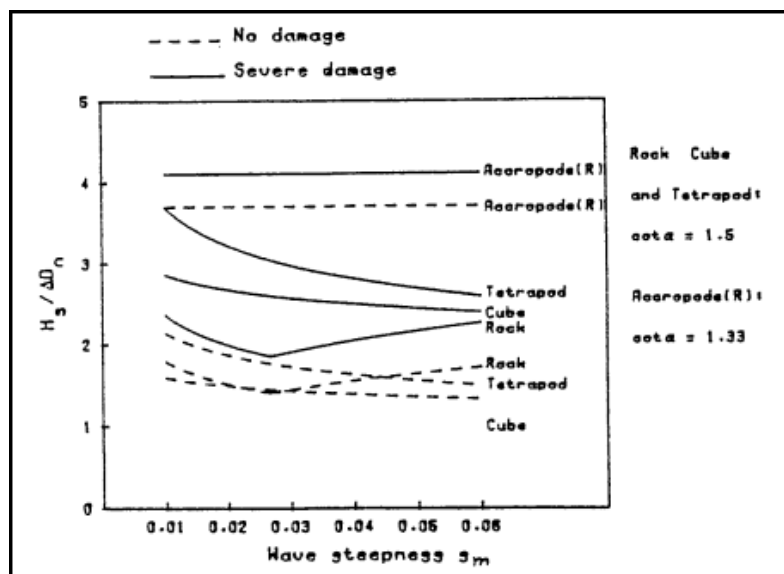
Για την αστοχία ( $N_{od} > 0,5$ ) →

$$\frac{H_s}{\Delta D_n} = 4,1 \quad (3.43)$$

Από τις τελευταίες δύο σχέσεις συμπεραίνεται ότι τα ακρόποδα εμφανίζουν υψηλή αντοχή, καθώς η έναρξη των ζημιών παρατηρείται για υψηλή τιμή του κύματος  $H_s$ . Το μειονέκτημα, ωστόσο, είναι ότι η ολική αστοχία της θωράκισης συμβαίνει πολύ σύντομα μετά την έναρξη των ζημιών. Έτσι, προτείνεται η χρήση συντελεστή ασφαλείας ίσου με 1,5. Κατά συνέπεια, η σχέση με την οποία θα υπολογίζεται η θωράκιση με ακρόποδα είναι:

$$\frac{H_s}{\Delta D_n} = 2,5 \quad (3.44)$$

Ο Van der Meer μέσω των ερευνών του, τα αποτελέσματα των οποίων απεικονίζονται και στο γράφημα του Σχήματος 3.22 κατέληξε σε ορισμένα συμπεράσματα σχετικά με την ευστάθεια διαφόρων τύπων θωράκισης. Συγκεκριμένα, η έναρξη των ζημιών συμβαίνει περίπου το ίδιο γρήγορα για φυσικούς ογκόλιθους και τεχνητούς κύβους. Επιπλέον, η αρχική ευστάθεια των τετραπόδων είναι υψηλότερη της αντίστοιχης των φυσικών λίθων και των κύβων, ενώ η αρχική ευστάθεια των ακρόποδων είναι υψηλότερη όλων. Τέλος, η ολική αστοχία της θωράκισης συμβαίνει πρώτα σε φυσικούς λίθους, ύστερα σε κύβους, ύστερα σε τετράποδα και τελευταία σε ακρόποδα. Τα παραπάνω φαίνονται στο διάγραμμα που ακολουθεί:



Σχήμα 3.22: Σύγκριση της ευστάθειας φυσικών λίθων, κύβων, τετράποδων και ακρόποδων συναρτήσει της καμπυλότητας του κύματος

(Πηγή: Van der Meer, 1998)

#### ❖ Σχέση των Van der Meer & Heydra (1991)

Στην περίπτωση των αρκετά μεγάλων λίθων από σκυρόδεμα σημαντικό ρόλο διαδραματίζει και η δομική αντοχή τους, εκτός από την απαίτηση να είναι ευσταθείς υδραυλικά. Εάν ταλαντεύονται γύρω από τη θέση τους (rocking), είναι πιθανό να ξεπεραστεί η δομική αντοχή τους και να ρωγματοθούν. Έτσι, οι Van der Meer & Heydra (1991) ανέπτυξαν τις ακόλουθες σχέσεις, ώστε να συμπεριλάβουν τις καθοριστικές παραμέτρους  $N_{or}$  και  $N_{omov}$  (Van der Meer (1988b)):

Για κύβους →

$$\frac{H_s}{\Delta D_n} = \left( 6,7 \frac{N_{omov}^{0,4}}{N^{0,3}} + 1,0 \right) s_{om}^{-0,1} - 0,5 \quad (3.45)$$

Για τετράποδα →

$$\frac{H_s}{\Delta D_n} = \left( 3,75 \frac{N_{omov}^{0,5}}{N^{0,25}} + 0,85 \right) S_{om}^{-0,2} - 0,5 \quad (3.46)$$

❖ Τύπος του De Jong

Ο De Jong (1996) βασιζόμενος στα αποτελέσματα του Van der Meer (1988c) πραγματοποίησε περαιτέρω έρευνα για τα τετράποδα στο Delft Hydraulics και κατέληξε στην παρακάτω σχέση. Η σχέση αυτή εφαρμόζεται μόνο για κύματα με θραύση εκτινάξεως (plunging waves).

$$\frac{H_s}{\Delta D_n} = \left[ 8,6 \left( \frac{N_{od}}{\sqrt{N}} \right)^{0,5} + 3,94 \right] S_{om}^{0,2} \quad (3.47)$$

❖ Τύποι των Vidal et al.

Οι Vidal et al. (2006) απέδειξαν ότι η μέση τιμή του ύψους των 50 υψηλότερων κυμάτων που πλήττουν την κατασκευή στη διάρκεια ζωής της αντιπροσωπεύει καλύτερα την κατανομή των υψών των κυμάτων, όταν αυτή ακολουθεί κατανομή Rayleigh. Μετασχημάτισαν, λοιπόν, τις σχέσεις του Van der Meer ώστε να συμπεριλάβουν το ύψος  $H_{50}$  και έτσι προέκυψαν:

Για κύματα με θραύση εκτινάξεως (plunging waves) →

$$\frac{H_{50}}{\Delta D_{n50}} = 4,4 P^{0,18} S^{0,2} \xi_m^{-0,5} \quad (3.48)$$

Για κύματα με θραύση εφορμήσεως (surging waves) →

$$\frac{H_{50}}{\Delta D_{n50}} = 0,716 P^{-0,13} S^{0,2} \sqrt{\cot a} \xi_m^P \quad (3.49)$$

❖ Τύπος των Holtzhausen & Zwamborn

Οι Holtzhausen & Zwamborn (1992) διερεύνησαν την ευστάθεια δόλων. Για την περιγραφή του μεγέθους των ζημιών έλαβαν υπ' όψη μόνο τους λίθους που απομακρύνονται από τη θέση τους, δηλαδή χρησιμοποίησαν την παράμετρο  $N_{od}$ . Σε περίπτωση, όμως, που οι χρησιμοποιούμενοι δόλοι έχουν βάρος μεγαλύτερο από 10÷15 tons, θα πρέπει να συμπεριληφθούν και οι λίθοι που κουνιούνται στη θέση τους χωρίς να απομακρύνονται από αυτή. Κατέληξαν στην εξής σχέση:

$$N_{od} = 6250 \left( \frac{H_s}{\Delta^{0,74} D_n} \right) s_{op}^3 w_r^{20s_{op}^{0,45}} + E \quad (3.50)$$

Όπου:  $s_{op}$ : η καμπυλότητα που αντιστοιχεί στη μέγιστη περίοδο  $T_p$  (peak period)

$w_r$ : ο λόγος της μέσης του δόλου (κυμαίνεται μεταξύ 0,33 και 0,4)

$E$ : παράγοντας σφάλματος

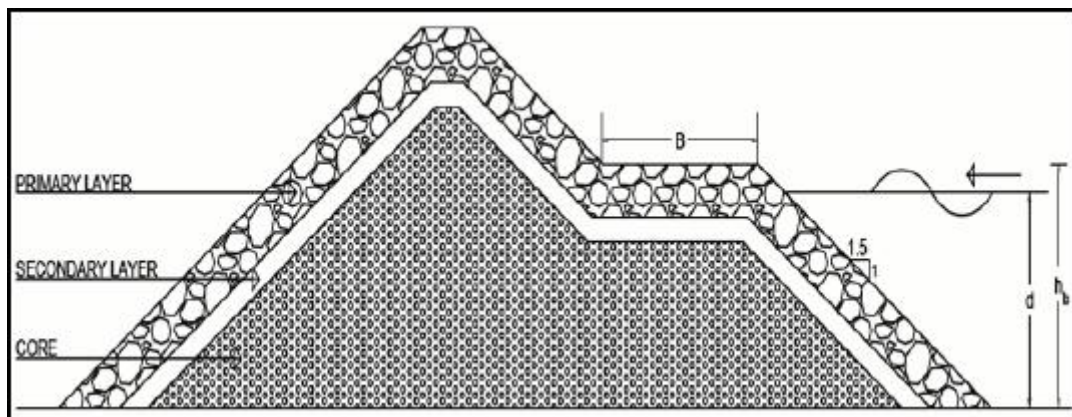
Όσο αυξάνει η τιμή του  $w_r$ , ο δόλος είναι πιο ανθεκτικός.

Ο όρος  $E$  ακολουθεί κανονική κατανομή με μέση τιμή 0 και τυπική απόκλιση  $\sigma(E)$ :

$$\sigma(E) = 0,01936 \left( \frac{H_s}{\Delta^{0,74} D_n} \right)^{3,32} \quad (3.51)$$

### 3.2 Κυματοθραύστες με αναβαθμό (berm breakwaters)

Πρόκειται για μη συμβατικό τύπο κυματοθραύστη. Διαφοροποιείται από τους κλασικούς κυματοθραύστες με πρανή λόγω της παρουσίας αναβαθμού στο προσήνεμο πρανές, όπως φαίνεται στο Σχήμα 3.23 και στο Σχήμα 3.24.



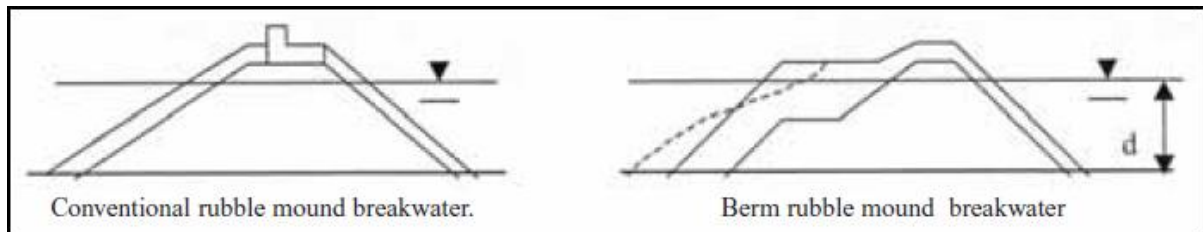
Σχήμα 3.23: Διατομή κυματοθραύστη με αναβαθμό

(Πηγή: [www.researchgate.net](http://www.researchgate.net))

Οι συμβατικοί κυματοθραύστες με πρανή σχεδιάζονται ώστε να ευσταθούν στατικά υπό τη δράση των θαλάσσιων κυμάτων. Αντίθετα, οι κυματοθραύστες με αναβαθμό έχουν τη δυνατότητα να παραμορφώνονται λόγω των κυματικών φορτίων αποκτώντας στατικά ευσταθές ή δυναμικά ευσταθές προφίλ σχήματος S. Η παρουσία του αναβαθμού έχει ως αποτέλεσμα μικρότερες απαιτήσεις σε ογκόλιθο (ως προς τη διάμετρο και το βάρος) για τη θωράκιση του έργου διότι εκεί καταστρέφεται μέρος της κυματικής ενέργειας που προσπίπτει στην κατασκευή. Εάν δεν υπήρχε ο αναβαθμός, το ερχόμενο κύμα θα προσέκρουε στην κατασκευή με μεγαλύτερη ορμή, με αποτέλεσμα να καταπονείται



περισσότερο η θωράκιση. Σε περιπτώσεις που για την κατασκευή συμβατικού κυματοθραύστη με πρανή απαιτείται αρκετά μεγάλος ογκόλιθος, οικονομικά απαγορευτικός, τότε προτιμάται η κατασκευή κυματοθραύστη με αναβαθμό καθώς επιτρέπει τη χρήση ογκολίθων με μικρότερες διαστάσεις. Βέβαια, η απόφαση για την επιλογή του τύπου του κυματοθραύστη που θα κατασκευαστεί βασίζεται τόσο σε τεχνικές και λειτουργικές απαιτήσεις όσο και σε οικονομικούς περιορισμούς.



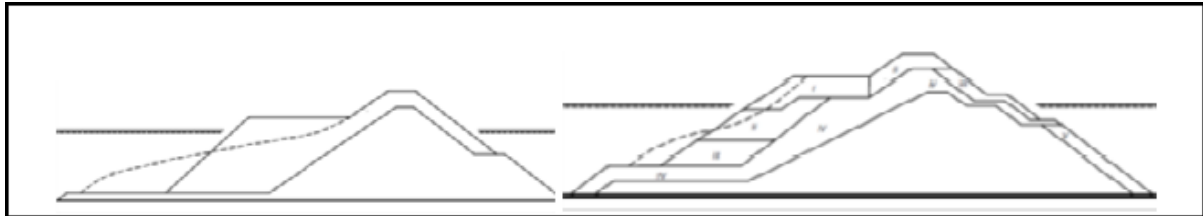
Σχήμα 3.24: Η διατομή ενός κυματοθραύστη με αναβαθμό συγκριτικά με τη διατομή ενός συμβατικού κυματοθραύστη με πρανή

(Πηγή: PIANC, 2003)

Πρόσφατα, υιοθετήθηκε και η ιδέα της κατασκευής τέτοιων κυματοθραυστών χωρίς όμως να υπάρχει η δυνατότητα μετασχηματισμού της διατομής. Η ανάγκη αυτή προέκυψε από το γεγονός ότι ορισμένοι ογκόλιθοι της θωράκισης καταπονούνται τόσο κατά τη διάρκεια του μετασχηματισμού της διατομής ώστε να σπάνε σε μικρότερες μονάδες. Έτσι, σύμφωνα με την PIANC (2003) οι κυματοθραύστες με αναβαθμό διακρίνονται τελικά σε στατικά ευσταθείς χωρίς δυνατότητα μετασχηματισμού (statically stable non-reshaped), σε στατικά ευσταθείς με δυνατότητα μετασχηματισμού (statically stable reshaped) και σε δυναμικά ευσταθείς με δυνατότητα μετασχηματισμού (dynamically stable reshaped). Στους στατικά ευσταθείς χωρίς δυνατότητα μετασχηματισμού κυματοθραύστες με αναβαθμό επιτρέπεται η κίνηση μικρού αριθμού ογκολίθων, όπως και στους συμβατικούς κυματοθραύστες με πρανή. Στους στατικά ευσταθείς με δυνατότητα μετασχηματισμού κυματοθραύστες η διατομή μπορεί να λάβει ένα νέο προφίλ όπου τα τεμάχια της θωράκισης θα ισορροπούν. Τέλος, στους δυναμικά ευσταθείς με δυνατότητα μετασχηματισμού κυματοθραύστες η διατομή παραμορφώνεται και λαμβάνει ένα πιο σταθερό προφίλ, ενώ οι ογκόλιθοι εξακολουθούν να μετακινούνται πάνω και κάτω στο πρανές ανάλογα με την επιβαλλόμενη κυματική δράση.

Το 2012 οι Sigurdarson και Van der Meer εισήγαγαν έναν νέο τρόπο κατάταξης των κυματοθραυστών με αναβαθμό (Σχήμα 3.26), ο οποίος ουσιαστικά προέκυψε ύστερα από τροποποίηση και αναβάθμιση της κατάταξης (PIANC 2003) που παρουσιάστηκε παραπάνω. Αρχικά, οι κυματοθραύστες με αναβαθμό διακρίνονται σε αυτούς με θωράκιση από ομοιόμορφους λίθους ορισμένης τάξης διαμέτρου, οι οποίοι συμβολίζονται με MA (mass armoured berm breakwaters), και σε αυτούς των οποίων η θωράκιση αποτελείται από τμήματα με ογκόλιθους διαφορετικής τάξης μεγέθους, οι οποίοι συμβολίζονται με IC (Icelandic-type berm breakwater). Οι δύο αυτοί τύποι κυματοθραύστη με αναβαθμό παρουσιάζονται στο Σχήμα 3.25. Το μέγεθος των χρησιμοποιούμενων ογκολίθων καθορίζει και το βαθμό στον οποίο μπορεί να μετασχηματιστεί ο κάθε τύπος κυματοθραύστη. Εάν χρησιμοποιηθούν μικροί ογκόλιθοι σε κυματοθραύστη με αναβαθμό με ενιαία θωράκιση, τότε η διατομή μπορεί να μετασχηματιστεί πλήρως. Ένας τέτοιος κυματοθραύστης χαρακτηρίζεται ως fully reshaping berm breakwater και συμβολίζεται με FR-MA. Αντίθετα, εάν χρησιμοποιηθούν πολύ μεγάλοι ογκόλιθοι σε κυματοθραύστη ισλανδικού τύπου, τότε η

διατομή ευσταθεί στατικά χωρίς να παρατηρείται αξιόλογη μεταβολή του προφίλ της διατομής. Μια τέτοια κατασκευή συμβολίζεται με HR-IC (hardly reshaping Icelandic-type berm breakwater). Σε περίπτωση που χρησιμοποιηθούν ογκόλιθοι ενδιάμεσης τάξης μεγέθους, τότε η διατομή μετασχηματίζεται μερικώς, οπότε προκύπτουν οι συμβολισμοί PR-MA (partly reshaping mass armoured berm breakwater) και PR-IC (partly reshaping Icelandic-type berm breakwater).



Σχήμα 3.25: Χαρακτηριστική διατομή ενός κυματοθραύστη με αναβαθμό με ενιαία θωράκιση και ενός κυματοθραύστη με αναβαθμό ισλανδικού τύπου (Η διακεκομμένη γραμμή αναπαριστά την πιθανή μεταβολή της διατομής.)

(Πηγή: Van der Meer and Sigurdarson, CEM, 2014)

Table 1. Classification of berm breakwaters based on 100-years wave condition.				
	Abbreviation	$H_s/\Delta D_{n50}$	$S_d$	$Rec/D_{n50}$
Hardly reshaping Icelandic-type berm breakwater	HR-IC	1.7 - 2.0	2 - 8	0.5 - 2
Partly reshaping Icelandic-type berm breakwater	PR-IC	2.0 - 2.5	10 - 20	1 - 5
Partly reshaping mass armoured berm breakwater	PR-MA	2.0 - 2.5	10 - 20	1 - 5
Reshaping mass armoured berm breakwater	FR-MA	2.5 - 3.0	–	3 - 10

Σχήμα 3.26: Χαρακτηριστικά μεγέθη των κυματοθραυστών με παγκίνα σύμφωνα με την κατάταξη των Van der Meer and Sigurdarson (2012)

(Πηγή: Van der Meer and Sigurdarson, CEM, 2014)

Ένας κυματοθραύστης με αναβαθμό θεωρείται στατικά ευσταθής για τιμές του δείκτη ευστάθειας  $N_s < 4$ , ενώ δυναμικά ευσταθής θεωρείται για τιμές  $4 < N_s < 6$ . Ας σημειωθεί ότι ο δείκτης ευστάθειας  $N_s$  αναφέρεται στη θωράκιση του αναβαθμού.

$$N_s = \frac{H_s}{\Delta D_{n50}} \quad (3.6)$$

Ο ελάχιστος απαιτούμενος ογκόλιθος για τη θωράκιση του αναβαθμού μπορεί να εκτιμηθεί από τις ακόλουθες σχέσεις, υποθέτοντας ότι ο αναβαθμός έχει διαβρωθεί σε όλο το πλάτος του:

- $N_s < 3,0$ : για το ακρομώλιο
- $N_s < 3,5$ : για τον κορμό του κυματοθραύστη σε κύματα μικρής κλίσης (surging waves)

- $N_s < 4,0$ : για τον κορμό του κυματοθραύστη σε κύματα μεγάλης κλίσης (plunging waves)

Γενικά, δεν υπάρχει αποδεκτή μέθοδος σχεδιασμού των κυματοθραυστών με αναβαθμό. Τα βασικά χαρακτηριστικά τους (διάμετρος ογκόλιθου, πλάτος και υψόμετρο αναβαθμού, κ.τ.λ.) καθορίζονται είτε με εμπειρικούς κανόνες είτε με τη βοήθεια εργαστηριακών ομοιωμάτων. Εναλλακτικά, αφού κατασκευαστεί το κύριο σώμα του έργου, αφήνεται να λάβει την τελική του μορφή υπό τη δράση των κυμάτων και στη συνέχεια τοποθετείται η εξωτερική θωράκιση.

Ωστόσο, σύμφωνα με τον Leo C. Van Rijn (Ιούνιος 2014), για το σχεδιασμό ενός κυματοθραύστη με αναβαθμό μπορεί να χρησιμοποιηθεί η σχέση του Van der Meer (1987), με την προϋπόθεση ότι θα ληφθεί τιμή του συντελεστή διαπερατότητας ίση με  $P=0,6$ . Επίσης, οι Andersen et al. (2012) βρήκαν ότι είναι καταλληλότερο να χρησιμοποιηθεί η σχέση του Van der Meer που εξειδικεύεται για κύματα με θραύση εκτινάξεως (plunging waves), καθώς η παρουσία του αναβαθμού οδηγεί στην εκδήλωση τέτοιων κυμάτων.

Το κύριο φορτίο που επηρεάζει το σχεδιασμό των κυματοθραυστών με αναβαθμό είναι ο θαλάσσιος κυματισμός. Παρακάτω παρατίθενται οι πιο συχνά χρησιμοποιούμενες παράμετροι στο σχεδιασμό κυματοθραυστών με αναβαθμό.

- Δείκτης ευστάθειας:  $N_s = H_o = \frac{H_s}{\Delta D_{n50}}$  (3.6)

- Αδιάστατη παράμετρος της περιόδου του κύματος:  $H_o T_o = \frac{H_s}{\Delta D_{n50}} \sqrt{\frac{g}{D_{n50}}} T_z$  (3.52)

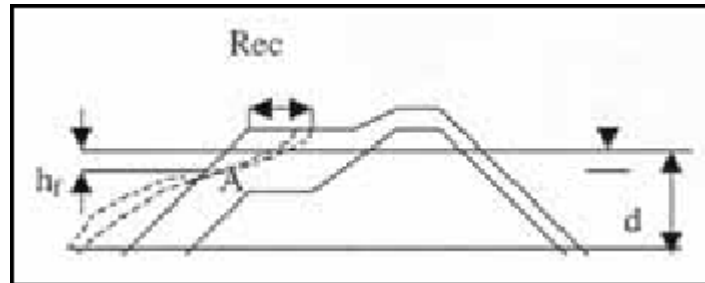
- Τροποποιημένος δείκτης ευστάθειας:  $N_s^* = \frac{(H_s^2 L_0)^{1/3}}{\Delta D_{n50}}$  (3.53)

- Συντελεστής διαβάθμισης:  $f_g = \frac{D_{n85}}{D_{n15}}$  (3.54)

- $\Delta = \frac{\rho_s}{\rho_w} - 1$  (3.55)

Η παράμετρος  $H_o$  (ή αλλιώς δείκτης ευστάθειας  $N_s$ ) εισήχθη το 1958 από το Hudson. Η παράμετρος  $H_o T_o$  εισήχθη από τον Van der Meer το 1988 ως η αδιάστατη παράμετρος της περιόδου του κύματος. Τυπικές τιμές για κυματοθραύστες με αναβαθμό είναι:  $H_o < 3$  και  $H_o T_o < 100$ .

Καθώς ένας κυματοθραύστη με αναβαθμό υπόκειται στη δράση των κυμάτων, η διατομή του μετασχηματίζεται για να λάβει ένα πιο ευσταθές προφίλ. Ουσιαστικά, όπως φαίνεται στο Σχήμα 3.27, ορισμένοι ογκόλιθοι της θωράκισης του αναβαθμού μετακινούνται στον πόδα του πρανούς, με αποτέλεσμα το προσήνεμο πρανές να αποκτήσει σχήμα S. Το φαινόμενο αυτό ονομάζεται υποχώρηση του αναβαθμού (recession of the berm) και συμβολίζεται με Rec.



Σχήμα 3.27: Η υποχώρηση του αναβαθμού (recession of the berm)

(Πηγή: PIANC 2003)

Ύστερα από εργαστηριακά πειράματα και μαθηματικές προσομοιώσεις από διάφορους ερευνητές που ασχολήθηκαν με τη μελέτη της υποχώρησης του αναβαθμού (Torum (1998), Torum et al. (1999), Torum και Krogh (2000), Menze (2000)) προέκυψε η ακόλουθη σχέση για τον υπολογισμό της Rec. Η ακόλουθη σχέση αφορά ομοιογενή αναβαθμό και ισχύει για τιμές του συντελεστή διαβάθμισης στο διάστημα  $1,3 < f_g < 1,8$ .

$$\frac{Rec}{D_{n50}} = 0,0000027(H_o T_o)^3 + 0,000009(H_o T_o)^2 + 0,11(H_o T_o) - (-9,9 f_g^2 + 23,9 f_g - 10,5) - f_d \quad (3.56)$$

Εάν d είναι το βάθος του νερού ανάντη του κυματοθραύστη, τότε  $f_d$  είναι ο συντελεστής βάθους και δίνεται από τη σχέση:

$$f_d = -0,16 \left( \frac{d}{D_{n50}} \right) + 4,0 \quad (3.57)$$

Η σχέση αυτή ισχύει όταν ο λόγος  $d/D_{n50}$  λαμβάνει τιμές στο διάστημα  $12,5 < d/D_{n50} < 25,0$ .

Για τον υπολογισμό της υποχώρησης ομοιογενούς αναβαθμού προορίζεται επίσης η παρακάτω σχέση που εισήχθη από τους Hall & Kao (1991):

$$\frac{Rec_{KH}}{D_{50}} = \left[ -10,4 + 0,51 \left( \frac{H_s}{\Delta D_{50}} \right)^{2,5} \right] + 7,52 \frac{D_{85}}{D_{15}} - 1,07 \left( \frac{D_{85}}{D_{15}} \right)^2 + 6,12 P_R \quad (3.58)$$

Όπου:  $D \approx 1,2D_n$  : η διάμετρος της οπής του κόσκινου (Tvinnereim, 1981)

$D_{85}$ : η διάμετρος όπου το 85% των λίθων έχουν διάμετρο μικρότερη από αυτή

$D_{15}$ : η διάμετρος όπου το 15% των λίθων έχουν διάμετρο μικρότερη από αυτή

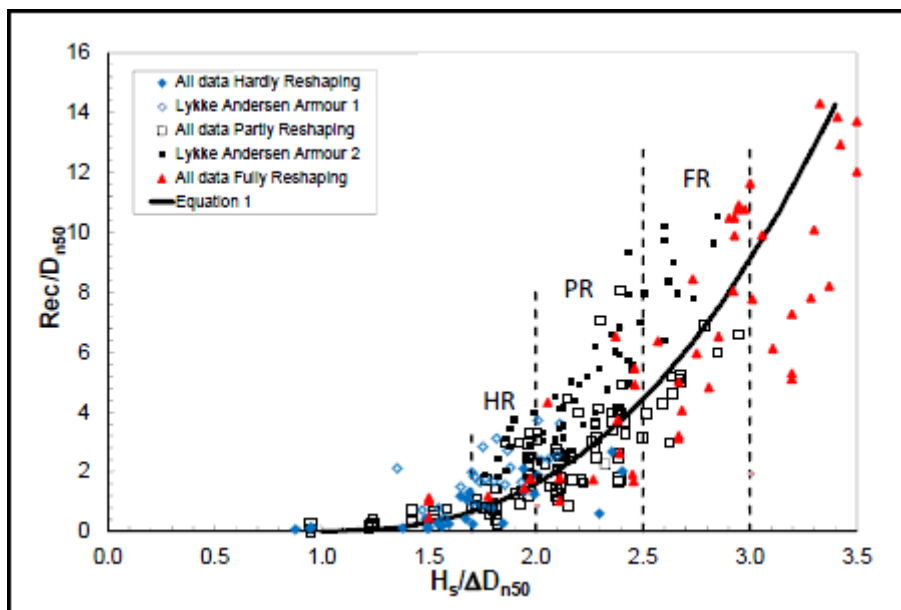
$P_R$ : το ποσοστό των στρογγυλεμένων ογκολίθων στη θωράκιση

Γενικά, η υποχώρηση του αναβαθμού είναι μεγαλύτερη σε κυματοθραύστες ισλανδικού τύπου συγκριτικά με κυματοθραύστες με ενιαία θωράκιση αναβαθμού (Menze, 2000).

Στο Coastal Engineering Manual (1998) δημοσιεύτηκε μια ακόμη σχέση για τον υπολογισμό της υποχώρησης του αναβαθμού. Παράχθηκε από τον Alf Torum ύστερα από την προσαρμογή δευτεροβάθμιας πολυωνμικής καμπύλης σε πειραματικά αποτελέσματα.

$$\frac{Rec}{D_{n50}} = 0,00073908(H_o T_o)^2 + 0,0498855(H_o T_o) + 0,604 \quad (3.59)$$

Το 2011 οι Sigurdarson και Van der Meer ανέλυσαν τόσο πειραματικά όσο και πραγματικά δεδομένα από κατασκευσμένους κυματοθραύστες για την υποχώρηση του αναβαθμού και παράγααν το διάγραμμα του Σχήματος 3.28:



Σχήμα 3.28: Η μέση υποχώρηση του αναβαθμού  $Rec$  σε σχέση με το δείκτη ευστάθειας όπως προκύπτει από το σύνολο των δεδομένων των Sigurdarson και Van der Meer

(Πηγή: Coastal Engineering Manual, 2014)

Βασισμένοι σε αυτά τα δεδομένα εξήγααν την ακόλουθη σχέση για τον υπολογισμό της υποχώρησης του αναβαθμού.

$$\frac{Rec_{av}}{D_{n50}} = 1,6 \left( \frac{H_s}{\Delta D_{n50}} - 1,0 \right)^{2,5} \quad (3.60)$$

Όπου  $\frac{Rec_{av}}{D_{n50}} = 0$  όταν  $\frac{H_s}{\Delta D_{n50}} < 1,0$

Σύμφωνα με τους Sigurdarson και Van der Meer (2011) η μεγάλη διασπορά των δεδομένων στο παραπάνω διάγραμμα οφείλεται στο γεγονός ότι η υποχώρηση του αναβαθμού δεν εξαρτάται μόνο από το δείκτη ευστάθειας  $H_s$ . Επηρεάζεται επίσης από την κλίση του πρανούς, το υψόμετρο του επιπέδου του αναβαθμού και το βάθος στον πόδα του έργου.

## Κεφάλαιο 4 Πιθανοτικός υπολογισμός κυματοθραυστών

### 4.1 Πιθανοτική προσέγγιση

Κάθε λιμενικό ή παράκτιο έργο, όπως κάθε έργο πολιτικού μηχανικού, σχεδιάζεται ώστε να είναι ασφαλές και λειτουργικό κατά τη διάρκεια ζωής του. Η ασφάλεια εξασφαλίζεται μόνο όταν ληφθούν υπ' όψη όλοι οι δυνατοί μηχανισμοί αστοχίας του έργου, αλλά και οι τρόποι με τους οποίους μπορεί να αλληλεπιδρούν μεταξύ τους. Για κάθε τέτοιο μηχανισμό μπορεί να παραχθεί μια συνάρτηση αστοχίας της μορφής:

$$g = R - S \quad (4.1)$$

$$\text{Όπου: } R = R(X_1^{res}, X_2^{res}, \dots, X_m^{res})$$

$$S = S(X_1^{load}, X_2^{load}, \dots, X_n^{load})$$

Η μεταβλητή  $R$  αναπαριστά την αντοχή της κατασκευής και είναι συνάρτηση διάφορων παραμέτρων αντοχής  $X_i^{res}$ . Μια μεταβλητή εκφράζει αντίσταση όταν, αυξανόμενου της τιμής της, προκύπτει ασφαλέστερη κατασκευή. Η μεταβλητή  $S$  αναπαριστά τη μέγιστη επίδραση της επιβαλλόμενης φόρτισης στην κατασκευή για ορισμένη περίοδο επαναφοράς και είναι συνάρτηση των παραμέτρων φόρτισης  $X_j^{load}$ . Όταν αυξάνει η τιμή μιας μεταβλητής φόρτισης, τότε προκύπτει λιγότερο ευσταθής κατασκευή. Απαιτείται ιδιαίτερη προσοχή διότι είναι δυνατόν μια ορισμένη παράμετρος να λειτουργεί ως μεταβλητή φόρτισης για κάποια σχέση και ως μεταβλητή αντίστασης για κάποια άλλη. Για παράδειγμα, η καμπυλότητα του κύματος  $s$  αποτελεί μεταβλητή φόρτισης στη σχέση του Van der Meer (1988a) για φυσικούς ογκόλιθους από βράχο για κύματα με θραύση εφορμήσεως (surging waves), ενώ αποτελεί μεταβλητή αντοχής στην αντίστοιχη σχέση του Van der Meer για κύματα με θραύση εκτινάξεως (plunging waves).

Με τη βοήθεια της συνάρτησης αστοχίας μπορούμε να ελέγξουμε εάν η κατασκευή μας ευσταθεί και είναι ασφαλής ή κινδυνεύει να αστοχήσει.

$$g = R - S < 0 \rightarrow \text{Αστοχία}$$

$$g = R - S = 0 \rightarrow \text{Οριακή κατάσταση (αστοχία)}$$

$$g = R - S > 0 \rightarrow \text{Ασφαλής περιοχή}$$

Η οριακή κατάσταση  $g = 0$  ορίζει την επιφάνεια που διαχωρίζει την ασφαλή περιοχή από την περιοχή που συμβαίνει αστοχία.

Η παράμετρος  $S$  αναπαριστά την επίδραση των μέγιστων φορτίων για ένα ορισμένο χρονικό διάστημα  $T$  ετών (περίοδος επαναφοράς). Οι κατανομές των παραμέτρων  $R$  και  $S$  είναι ανεξάρτητες του χρόνου. Η πιθανότητα αστοχίας ορίζεται ως η πιθανότητα να εμφανιστεί

κύμα υψηλότερο του κύματος σχεδιασμού. Η πιθανότητα αστοχίας της κατασκευής  $P_f$  για το συγκεκριμένο διάστημα  $T$  ετών είναι:

$$P_f = P(g \leq 0) \quad (4.2)$$

Συνεπώς, η αξιοπιστία της κατασκευής υπολογίζεται ως εξής:

$$R_f = 1 - P_f \quad (4.3)$$

Οι συνηθέστερες μεταβλητές φόρτισης είναι το ύψος κύματος του κυματισμού, η περίοδος του και το βάθος του νερού στο οποίο είναι κατασκευασμένο το έργο. Το ύψος κύματος είναι μια μεταβλητή εξαρτώμενη από το χρόνο και επομένως είναι καλύτερο να αντιμετωπίζεται ως στοχαστικό μέγεθος. Διάκριση γίνεται μεταξύ της βραχυπρόθεσμης (short-term statistics) και της μακροπρόθεσμης καταγραφής (long-term statistics) του ύψους κύματος. Στη βραχυπρόθεσμη ανάλυση καταγράφονται όλες οι τιμές του ύψους που παρατηρούνται στη διάρκεια μιας κυματικής καταιγίδας. Στη μακροπρόθεσμη ανάλυση παράγεται η κατανομή του μέγιστου ύψους κύματος από πολλές κυματικές καταιγίδες. Η πραγματική κατανομή του  $H_s$  εκτιμάται προσεγγιστικά από την κατανομή των μέγιστων υψών κύματος των καταιγίδων  $T$  ετών, οπότε προκύπτει η κατανομή του  $H_s^T$ . Η περίοδος του κύματος αποτελεί επίσης μεταβλητή φόρτισης αφού επηρεάζει το σχεδιασμό του κυματοθραύστη και τον υπολογισμό του απαιτούμενου ογκόλιθου για ευσταθή θωράκιση. Περιλαμβάνεται σε αρκετές εξισώσεις σχεδιασμού με γνωστότερες αυτές του Van der Meer. Η σημασία της στο σχεδιασμό της θωράκισης κυματοθραύστη αποδεικνύεται επίσης στην παρούσα διπλωματική εργασία. Τέλος, το βάθος του νερού στο οποίο είναι κατασκευασμένο το έργο μπορεί να θεωρηθεί ως μεταβλητή φόρτισης διότι πολλές φορές καθορίζει την επιλογή της κατάλληλης για κάθε περίπτωση φόρμουλας σχεδιασμού. Πιο συγκεκριμένα, αποτελεί γνώμονα για την εύρεση των συνθηκών που επικρατούν στη θέση του έργου (βαθιά ή ρηχά νερά) και του είδους των κυματισμών που πλήττουν την κατασκευή (θραυόμενοι ή μη).

Η διάρκεια ζωής ενός κυματοθραύστη κυμαίνεται μεταξύ 20 και 100 ετών. Σ' αυτό το χρονικό διάστημα αναμένεται μείωση της αντοχής της κατασκευής. Η ποιότητα των υλικών ακολουθεί φθίνουσα πορεία με την πάροδο του χρόνου. Αυτό μπορεί να οφείλεται στις θερμοκρασιακές μεταβολές κατά τη διάρκεια του έτους που προκαλούν διαδοχικές συστολοδιαστολές στα υλικά, καθώς και σε χημικές αντιδράσεις των υλικών με ενώσεις που υπάρχουν στον αέρα και το θαλασσινό νερό που περιβάλλει την κατασκευή. Επιπλέον, οι επαναλαμβανόμενες φορτίσεις που δέχεται η θωράκιση σε βάθος χρόνου προκαλούν κόπωση του βράχου ή του σκυροδέματος από το οποίο είναι κατασκευασμένοι οι ογκόλιθοι. Ωστόσο, είναι δύσκολο να εκτιμηθεί ποσοτικά η επίδραση αυτών των φαινομένων στην αντοχή της κατασκευής. Γι' αυτό το λόγο είναι ασφαλέστερο να αντιμετωπιστεί η αντοχή της ως στοχαστικό μέγεθος.

Παράλληλα, οι σχέσεις σχεδιασμού που έχουν διατυπωθεί είναι κυρίως εμπειρικές και εμφανίζουν συχνά απόκλιση από εργαστηριακές μετρήσεις και πραγματικές μετρήσεις στο πεδίο. Τα αποτελέσματα, λοιπόν, που παράγουν εμπεριέχουν σφάλματα, ενώ ταυτόχρονα εντοπίζεται σημαντική αβεβαιότητα και στα κυματικά δεδομένα που εισάγουμε σε αυτές. Αιτία είναι η υπαρκτή πιθανότητα σφάλματος των οργάνων μέτρησης και των σφαλμάτων



των διαθέσιμων μοντέλων πρόβλεψης κυματικών χαρακτηριστικών. Ο μηχανισμός δημιουργίας των ανεμογενών κυματισμών δεν έχει κατανοηθεί πλήρως ως φυσικό φαινόμενο, γεγονός που αναπόφευκτα δυσχεραίνει τη δυνατότητα ακριβούς υπολογισμού των κυματικών φορτίων. Το μέγεθος του στατιστικού δείγματος αποτελεί έναν ακόμη παράγοντα που επηρεάζει τη διαδικασία αυτή. Όσο μεγαλύτερη είναι η χρονοσειρά υψών κύματος (παραδείγματος χάριν), τόσο μικρότερο θα είναι το σφάλμα κατά την εκτίμηση του ύψους σχεδιασμού. Στην πραγματικότητα, όμως, τα διαθέσιμα δεδομένα είναι περιορισμένα.

Όλα τα παραπάνω αποδεικνύουν ότι η τυχαιότητα είναι ένα στοιχείο που δε θα πρέπει να αγνοείται κατά το σχεδιασμό. Ο σχεδιασμός της θωράκισης γίνεται θεωρώντας ότι το επιβαλλόμενο κύμα χαρακτηρίζεται από ορισμένο ύψος κύματος και περίοδο. Στην πραγματικότητα, όμως, ο κυματοθραύστης εκτίθεται σε μεγάλο εύρος υψών κύματος και περιόδων και ενδέχεται να δεχτεί φορτία υψηλότερα αυτών που χρησιμοποιήθηκαν στο σχεδιασμό. Συνεπώς, είναι φανερό ότι υπάρχει σημαντική αβεβαιότητα όσον αφορά τα επιβαλλόμενα φορτία. Είναι πιθανό να προσβάλλουν την κατασκευή κυματικές φορτίσεις μη αναμενόμενες με δυσμενείς συνέπειες. Προκειμένου να ποσοτικοποιηθούν οι συνέπειες της αστοχίας, είναι σημαντικό να εκπονείται μελέτη ανάλυσης επικινδυνότητας. Ταυτόχρονα, αβεβαιότητα χαρακτηρίζει, επίσης, την εκτίμηση των χαρακτηριστικών του πυθμένα θεμελίωσης. Αν και συνήθως λαμβάνονται γεωλογικά δείγματα από το χώρο κατάληψης του έργου, δεν είναι δυνατός ο ακριβής υπολογισμός της φέρουσας ικανότητας του πυθμένα θεμελίωσης.

Η πιθανοτική προσέγγιση μπορεί να γίνει είτε λαμβάνοντας υπ' όψη μεμονωμένους τρόπους αστοχίας (Single Failure Mode Probability Analysis) είτε λαμβάνοντας υπ' όψη συστήματα αστοχιών που αλληλεπιδρούν μεταξύ τους (Failure Probability Analysis of Failure Mode Systems).

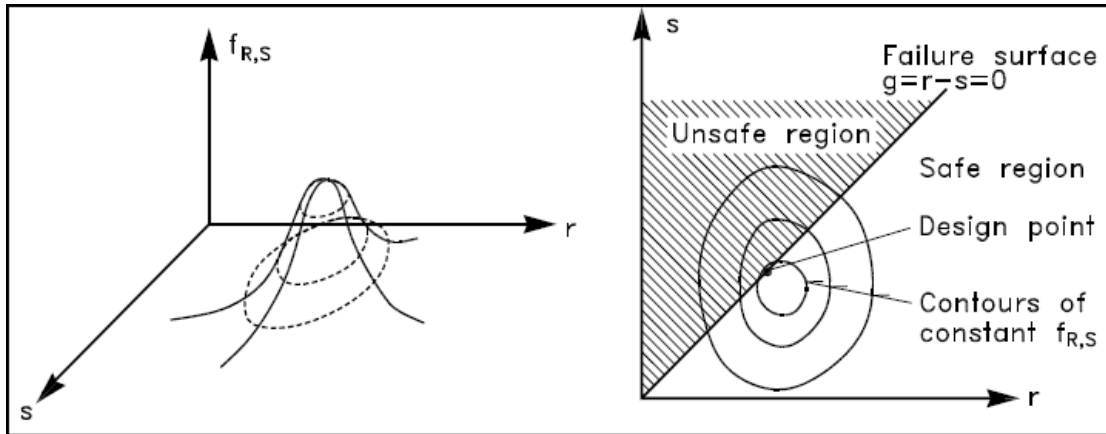
Η πιθανοτική ανάλυση μεμονωμένων τρόπων αστοχίας περιλαμβάνει μεθόδους επιπέδου I, μεθόδους επιπέδου II και μεθόδους επιπέδου III.

- Μέθοδοι επιπέδου III

Η πιθανότητα αστοχίας  $P_f$  υπολογίζεται ως το ολοκλήρωμα της από κοινού συνάρτησης πυκνότητας πιθανότητας των μεταβλητών  $R$  και  $S$ .

$$P_f = \int_{R \leq S} f_{(R,S)}(r,s) dr ds \quad (4.4)$$

Έτσι, προκύπτει η εξής διαγραμματική αναπαράσταση (Σχήμα 4.1).



Σχήμα 4.1: Απεικόνιση της από κοινού συνάρτησης πυκνότητας πιθανότητας της φόρτισης και της αντοχής της κατασκευής

(Πηγή: Coastal Engineering Manual, 2003)

Διακρίνονται η ασφαλής περιοχή (safe region) και η περιοχή αστοχίας (unsafe region), οι οποίες διαχωρίζονται μεταξύ τους από την επιφάνεια αστοχίας  $g = R - S = 0$ . Μάλιστα, υπάρχει το σημείο σχεδιασμού (design point) το οποίο ανήκει στην επιφάνεια αστοχίας  $g = R - S = 0$  και το οποίο αναπαριστά το συνδυασμό μεταβλητών φόρτισης και αντίστασης όπου είναι πιθανότερο να συμβεί αστοχία. Εκεί, η από κοινού συνάρτηση πυκνότητας πιθανότητας λαμβάνει τη μέγιστη τιμή.

- Μέθοδοι επιπέδου II

Οι σχέσεις  $g = R - S$  και  $P_f = P(g \leq 0)$  ισχύουν υπό την προϋπόθεση ότι οι μεταβλητές  $R(x)$  και  $S(x)$  είναι ανεξάρτητες και ακολουθούν κανονική κατανομή. Εάν οι  $R(x)$  και  $S(x)$  είναι ανεξάρτητες, ακολουθούν κανονική κατανομή και είναι γνωστές η μέση τιμή και η τυπική απόκλισή τους, τότε και η συνάρτηση αστοχίας  $g = R - S$  ακολουθεί κανονική κατανομή ως γραμμικός μετασχηματισμός τους με:

$$\text{Μέση τιμή: } \mu_g = \mu_R - \mu_S \quad (4.5)$$

$$\text{Τυπική απόκλιση: } \sigma_g = \sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2} \quad (4.6)$$

Τότε η πιθανότητα αστοχίας θα είναι:

$$P_f = P(g \leq 0) = \Phi\left(\frac{0 - \mu_g}{\sigma_g}\right) = \Phi\left(\frac{-\mu_g}{\sigma_g}\right) = \Phi(-\beta) \quad (4.7)$$

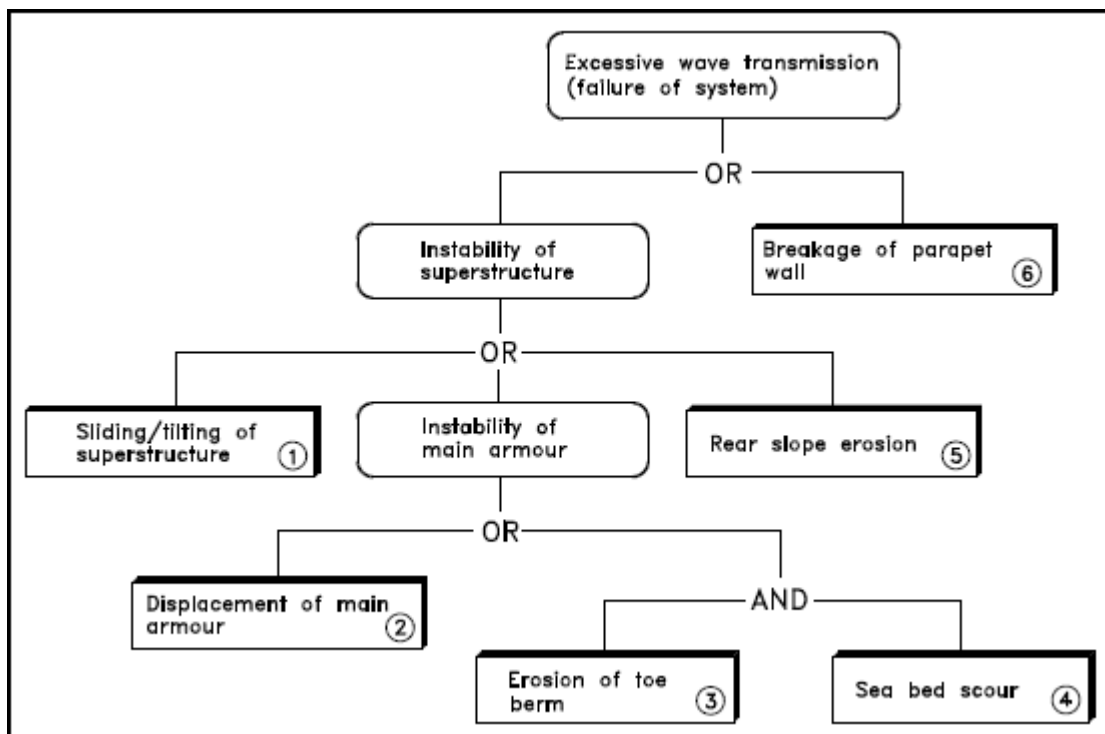
Σε περίπτωση που οι μεταβλητές  $R$  και  $S$  δεν πληρούν τις απαιτούμενες προϋποθέσεις, θα πρέπει να γίνουν οι απαραίτητοι μετασχηματισμοί.

- Μέθοδοι επιπέδου I

Οι μέθοδοι αυτοί δεν επιτρέπουν υπολογισμό της αξιοπιστίας και επομένως δεν είναι εύκολο να βελτιστοποιηθεί ο σχεδιασμός. Αναλύονται στην επόμενη ενότητα.

Κάθε κατασκευή αποτελείται από διάφορα τμήματα. Είναι σύνηθες η αστοχία ενός συγκεκριμένου τμήματος να λειτουργεί ως καταλύτης για την έναρξη της αστοχίας και άλλων τμημάτων. Για παράδειγμα, εάν απομακρυνθεί ένας ογκόλιθος της θωράκισης κάποιου κυματοθραύστη από τη θέση του, τότε είναι πιθανό να μετακινηθούν και γειτονικοί του ογκόλιθοι. Αυτό μπορεί να οδηγήσει σε ολική αστοχία της θωράκισης, η οποία με τη σειρά της ενδεχομένως να πυροδοτήσει την έναρξη της αστοχίας των κατώτερων στρώσεων και του πυρήνα. Επίσης, κάθε έργο αλληλεπιδρά με το περιβάλλον του (π.χ. έδαφος θεμελίωσης). Σε περίπτωση που αστοχήσει το έδαφος στο οποίο θεμελιώνεται η κατασκευή ενδεχομένως να προκληθεί αστοχία και της ίδιας. Επομένως, πολλές φορές είναι θεμιτό να αναλύεται η αστοχία του έργου ως ένα σύστημα μηχανισμών αστοχίας που αλληλεπιδρούν μεταξύ τους.

Στην πιθανοτική ανάλυση συστημάτων αστοχιών χρησιμοποιούνται δενδρτικά διαγράμματα (fault tree), όπως αυτό του Σχήματος 4.2.

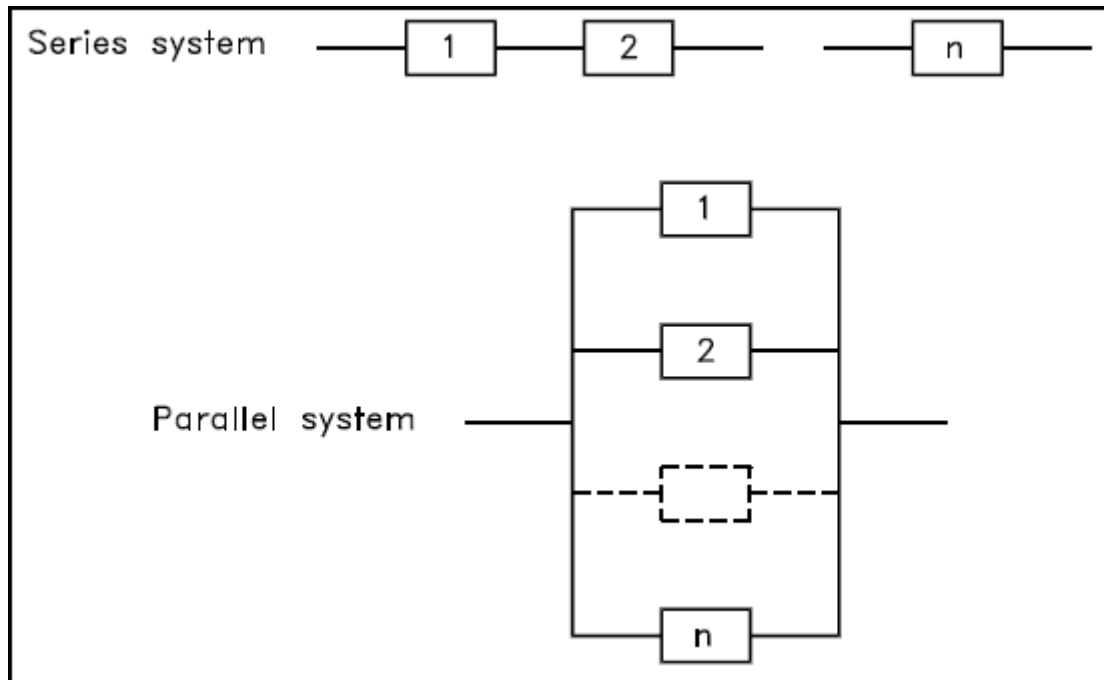


Σχήμα 4.2: Παράδειγμα δενδρτικού διαγράμματος κυματοθραύστη

(Πηγή: Coastal Engineering Manual, 2003)

Η πιθανοτική ανάλυση βασίζεται στη μετατροπή του εκάστοτε δενδρτικού διαγράμματος είτε σε σύστημα αστοχιών σε σειρά (series system) είτε σε σύστημα αστοχιών εν παραλλήλω

(parallel system). Σχηματική απεικόνιση των συστημάτων αυτών φαίνεται στο Σχήμα 4.3. Έπειτα υπολογίζονται οι πιθανότητες αστοχίας.



Σχήμα 4.3: Συστήματα σε σειρά και εν παραλλήλω

(Πηγή: Coastal Engineering Manual, 2003)

Στα συστήματα σε σειρά, το έργο αστοχεί συνολικά αρκεί να αστοχήσει έστω ένα στοιχείο του συστήματος. Αντίθετα, στα συστήματα εν παραλλήλω, η αστοχία επέρχεται μόνο εάν αστοχήσουν όλα τα στοιχεία.

#### 4.2 Μέθοδος μερικών συντελεστών ασφαλείας

Η μέθοδος μερικών συντελεστών ασφαλείας (Partial Safety Factors) αποτελεί πιθανοτική μέθοδο επιπέδου I. Οι μερικοί συντελεστές ασφαλείας εισάγονται στην εκάστοτε σχέση με σκοπό ο σχεδιασμός να γίνει περισσότερο αξιόπιστος δεδομένου της αβεβαιότητας που υπάρχει στον υπολογισμό των μεταβλητών φόρτισης και αντίστασης. Οι μεταβλητές φόρτισης και αντίστασης θεωρούνται στοχαστικά μεγέθη.

Οι μερικοί συντελεστές ασφαλείας  $\gamma_i$  λαμβάνουν τιμή μεγαλύτερη ή ίση της μονάδας. Έστω  $X_i^{load}$  οι μεταβλητές φόρτισης και  $X_j^{res}$  οι μεταβλητές αντοχής. Τότε, οι μερικοί συντελεστές ασφαλείας εφαρμόζονται ως εξής:

$$X_i^{design} = \gamma_i^{load} X_{i,ch}^{load} \quad (4.8)$$

$$X_i^{design} = \frac{X_{i,ch}^{res}}{\gamma_i^{res}} \quad (4.9)$$

Οι μερικοί συντελεστές ασφάλειας  $\gamma_i$  εισάγονται προκειμένου να εκφράσουν την αβεβαιότητα της μεταβλητής στην οποία αναφέρονται, αλλά και τη σημασία της στη φόρμουλα αστοχίας. Όσο μεγαλύτερη τιμή λαμβάνει κάποιος μερικός συντελεστής, τόσο μεγαλύτερη ευαισθησία παρουσιάζει η πιθανότητα αστοχίας στις μεταβολές της αντίστοιχης μεταβλητής. Αντίθετα, εάν λαμβάνει τιμή πολύ κοντά στην τιμή 1 ( $\gamma \approx 1$ ), τότε η αντίστοιχη μεταβλητή (φόρτισης ή αντοχής) δεν επηρεάζει ιδιαίτερα την πιθανότητα αστοχίας.

Κοντολογίς, εάν εφαρμοστεί ο κατάλληλος μερικός συντελεστής ασφάλειας στις παραμέτρους φόρτισης και αντίστασης μιας εξίσωσης, προκύπτει η αντίστοιχη εξίσωση πιθανοτικής προσέγγισης.

Οι μερικοί συντελεστές ασφάλειας μπορούν να εφαρμοστούν σε κάθε μεταβλητή ξεχωριστά, αλλά και σε ομάδα μεταβλητών (overall coefficients). Σ' αυτή την περίπτωση χρησιμοποιούνται οι μερικοί συντελεστές  $\gamma_{H_s}$  και  $\gamma_Z$  που αναφέρονται στις μεταβλητές φόρτισης και αντοχής αντίστοιχα.

Ακολουθούν γνωστές σχέσεις σχεδιασμού (πιθανοτική προσέγγιση) και πίνακες με τους μερικούς συντελεστές ασφαλείας που ενδείκνυνται σε κάθε περίπτωση (Σχήματα 4.4, 4.5, 4.6, 4.7 και 4.8). Οι τιμές αυτές έχουν προταθεί από τον οργανισμό PIANC, PTCII Working Group 12, 2003 (Analysis of rubble-mound breakwaters). Έχουν προκύψει για ορισμένες τιμές αποδεκτής πιθανότητας αστοχίας  $P_t = (0.01, 0.05, 0.10, 0.20 \text{ και } 0.40)$  και ορισμένες τιμές διάρκειας ζωής του έργου  $T_L = (20, 50 \text{ και } 100 \text{ έτη})$ . Επίσης, οι συγκεκριμένοι συντελεστές έχουν υπολογιστεί για δύο διαφορετικές τιμές του συντελεστή μεταβλητότητας  $\sigma'_{F_{H_s}} = (0.05 \text{ και } 0.20)$ . Εάν υπάρχει καλή γνώση των κυματικών χαρακτηριστικών επιλέγεται η τιμή  $\sigma'_{F_{H_s}} = 0.05$ . Διαφορετικά, επιλέγεται η δεύτερη τιμή συντελεστή μεταβλητότητας  $\sigma'_{F_{H_s}} = 0.20$ .

Οι παρακάτω μερικοί συντελεστές ασφάλειας μπορούν να χρησιμοποιηθούν τόσο σε βαθιά όσο και σε ρηγά νερά. Οι ακόλουθες εξισώσεις και οι αντίστοιχοι συντελεστές έχουν ληφθεί από το CEM 2003.

- Μερικοί συντελεστές ασφάλειας, σχέση του Hudson

Η εξίσωση σχεδιασμού είναι:

$$G = \frac{1}{\gamma_Z} \Delta D_{n50} (K_D \cot \alpha)^{1/3} - \gamma_H H_s^T \quad (4.10)$$

P <sub>f</sub>	σ <sub>FHs</sub> = 0,05		σ <sub>FHs</sub> = 0,2	
	γ <sub>H</sub>	γ <sub>Z</sub>	γ <sub>H</sub>	γ <sub>Z</sub>
0,01	1,70	1,04	2,00	1,00
0,05	1,40	1,06	1,60	1,02
0,10	1,30	1,04	1,40	1,06
0,20	1,20	1,02	1,30	1,00
0,40	1,00	1,08	1,10	1,00

Σχήμα 4.4: Μερικοί συντελεστές ασφάλειας για τη σχέση του Hudson (φυσικοί ογκόλιθοι)

(Πηγή: Coastal Engineering Manual, 2003)

Οι παραπάνω μερικοί συντελεστές ασφαλείας αφορούν αποκλειστικά φυσικούς ογκόλιθους θωράκισης.

- Μερικοί συντελεστές ασφάλειας, σχέση του Van der Meer για φυσικούς ογκόλιθους (θραύση εκτινάξεως - plunging waves)

Η εξίσωση σχεδιασμού είναι:

$$G = \frac{1}{\gamma_Z} 6,2 S^{0,2} P^{0,18} \Delta D_{n50} (\cot \alpha)^{0,5} s_{om}^{0,25} N_z^{-0,1} - \gamma_H H_S^T \quad (4.11)$$

P <sub>f</sub>	σ <sub>FHs</sub> = 0,05		σ <sub>FHs</sub> = 0,2	
	γ <sub>H</sub>	γ <sub>Z</sub>	γ <sub>H</sub>	γ <sub>Z</sub>
0,01	1,60	1,04	1,90	1,00
0,05	1,40	1,02	1,50	1,06
0,10	1,30	1,00	1,30	1,10
0,20	1,20	1,00	1,20	1,06
0,40	1,00	1,08	1,00	1,10

Σχήμα 4.5: Μερικοί συντελεστές ασφάλειας για τη σχέση του Van der Meer (φυσικοί λίθοι, θραύση εκτινάξεως)

(Πηγή: Coastal Engineering Manual, 2003)

- Μερικοί συντελεστές ασφάλειας, σχέση του Van der Meer για φυσικούς ογκόλιθους (θραύση εφορμήσεως - surging waves)

Η εξίσωση σχεδιασμού είναι:

$$G = \frac{1}{\gamma_Z} S^{0,2} P^{-0,13} \Delta D_{n50} (\cot \alpha)^{(0,5-P)} s_{om}^{-0,5P} N_z^{-0,1} - \gamma_H H_S^T \quad (4.12)$$

P <sub>f</sub>	σ <sub>FHs</sub> = 0,05		σ <sub>FHs</sub> = 0,2	
	γ <sub>H</sub>	γ <sub>Z</sub>	γ <sub>H</sub>	γ <sub>Z</sub>
0,01	1,70	1,00	1,90	1,02
0,05	1,30	1,10	1,60	1,00
0,10	1,30	1,02	1,40	1,04
0,20	1,10	1,10	1,20	1,08
0,40	1,00	1,08	1,10	1,00

Σχήμα 4.6: Μερικοί συντελεστές ασφάλειας για τη σχέση του Van der Meer (φυσικοί λίθοι, θραύση εφορμήσεως)

(Πηγή: Coastal Engineering Manual, 2003)

- Μερικοί συντελεστές ασφάλειας, σχέση του Van der Meer για κύβους από σκυρόδεμα

Η εξίσωση σχεδιασμού είναι:

$$G = \frac{1}{\gamma_Z} \left( 6,7 \frac{N_{od}^{0,4}}{N_z^{0,3}} + 1,0 \right) s_{om}^{-0,1} \Delta D_{n50} - \gamma_H H_S^T \quad (4.13)$$

P <sub>f</sub>	σ <sub>FHs</sub> = 0,05		σ <sub>FHs</sub> = 0,2	
	γ <sub>H</sub>	γ <sub>Z</sub>	γ <sub>H</sub>	γ <sub>Z</sub>
0,01	1,50	1,10	1,80	1,04
0,05	1,30	1,08	1,50	1,04
0,10	1,30	1,00	1,40	1,02
0,20	1,20	1,00	1,20	1,06
0,40	1,00	1,08	1,00	1,10

Σχήμα 4.7: Μερικοί συντελεστές ασφάλειας για τη σχέση του Van der Meer (κύβοι)

(Πηγή: Coastal Engineering Manual, 2003)

- Μερικοί συντελεστές ασφάλειας, σχέση του Van der Meer για τετράποδα από σκυρόδεμα

Η εξίσωση σχεδιασμού είναι:

$$G = \frac{1}{\gamma_Z} \left( 3,75 \frac{N_{od}^{0,5}}{N_z^{0,25}} + 0,85 \right) s_{om}^{-0,2} \Delta D_{n50} - \gamma_H H_S^T \quad (4.14)$$

P <sub>f</sub>	σ <sub>FHs</sub> = 0,05		σ <sub>FHs</sub> = 0,2	
	γ <sub>H</sub>	γ <sub>Z</sub>	γ <sub>H</sub>	γ <sub>Z</sub>
0,01	1,70	1,02	1,90	1,04
0,05	1,40	1,06	1,50	1,08
0,10	1,30	1,04	1,40	1,04
0,20	1,20	1,02	1,30	1,00
0,40	1,00	1,08	1,10	1,00

Σχήμα 4.8: Μερικοί συντελεστές ασφάλειας για τη σχέση του Van der Meer (τετράποδα)

(Πηγή: Coastal Engineering Manual, 2003)

Εκτός από τους παραπάνω πίνακες, υπάρχουν επίσης αναλυτικοί τύποι για τον υπολογισμό των μερικών συντελεστών ασφάλειας.

$$\gamma_Z = 1 - k_\alpha \ln P_f \quad (4.15)$$

$$\gamma_{H_s} = \frac{H_s^{T P_f}}{H_s^T} + \sigma_{F_{H_s}} \left[ 1 + \left( \frac{H_s^{3T}}{H_s^T} - 1 \right) k_\beta P_f \right] + \frac{k_s}{\sqrt{N P_f}} \quad (4.16)$$

Όπου: T: η διάρκεια ζωής του έργου

P<sub>f</sub>: η πιθανότητα αστοχίας στο χρόνο T

σ<sub>FHs</sub>: ο συντελεστής μεταβλητότητας των τιμών H<sub>s</sub>

T<sub>Pf</sub>: η περίοδος επαναφοράς που αντιστοιχεί στην πιθανότητα P<sub>f</sub>

N: το πλήθος των δεδομένων που χρησιμοποιούνται στον προσδιορισμό των κατανομών

H<sub>s</sub>, H<sub>s</sub><sup>3T</sup>, H<sub>s</sub><sup>T<sub>Pf</sub></sup>: υπολογίζονται από την στατιστική κατανομή ακροτάτων

k<sub>α</sub>, k<sub>β</sub>, k<sub>s</sub>: συντελεστές που προκύπτουν για κάθε μηχανισμό αστοχίας

Ο συντελεστής k<sub>s</sub> λαμβάνει για κάθε μηχανισμό την τιμή k<sub>s</sub> ≈ 0,05. Για τους συντελεστές k<sub>α</sub> και k<sub>β</sub> διατίθεται ο ακόλουθος πίνακας τιμών (Σχήμα 4.9) για τον υπολογισμό της κύριας θωράκισης.

Φόρμουλα	Ογκόλιθος	k <sub>α</sub>	k <sub>β</sub>
Hudson	φυσικός	0,036	151
Van der Meer (plunging)	φυσικός	0,027	38
Van der Meer (surging)	φυσικός	0,031	38
Van der Meer	τετράποδα	0,026	38
Van der Meer	κύβοι	0,026	38

Σχήμα 4.9: Τιμές των συντελεστών k<sub>α</sub> και k<sub>β</sub>

(Πηγή: Μέμος, 2012)



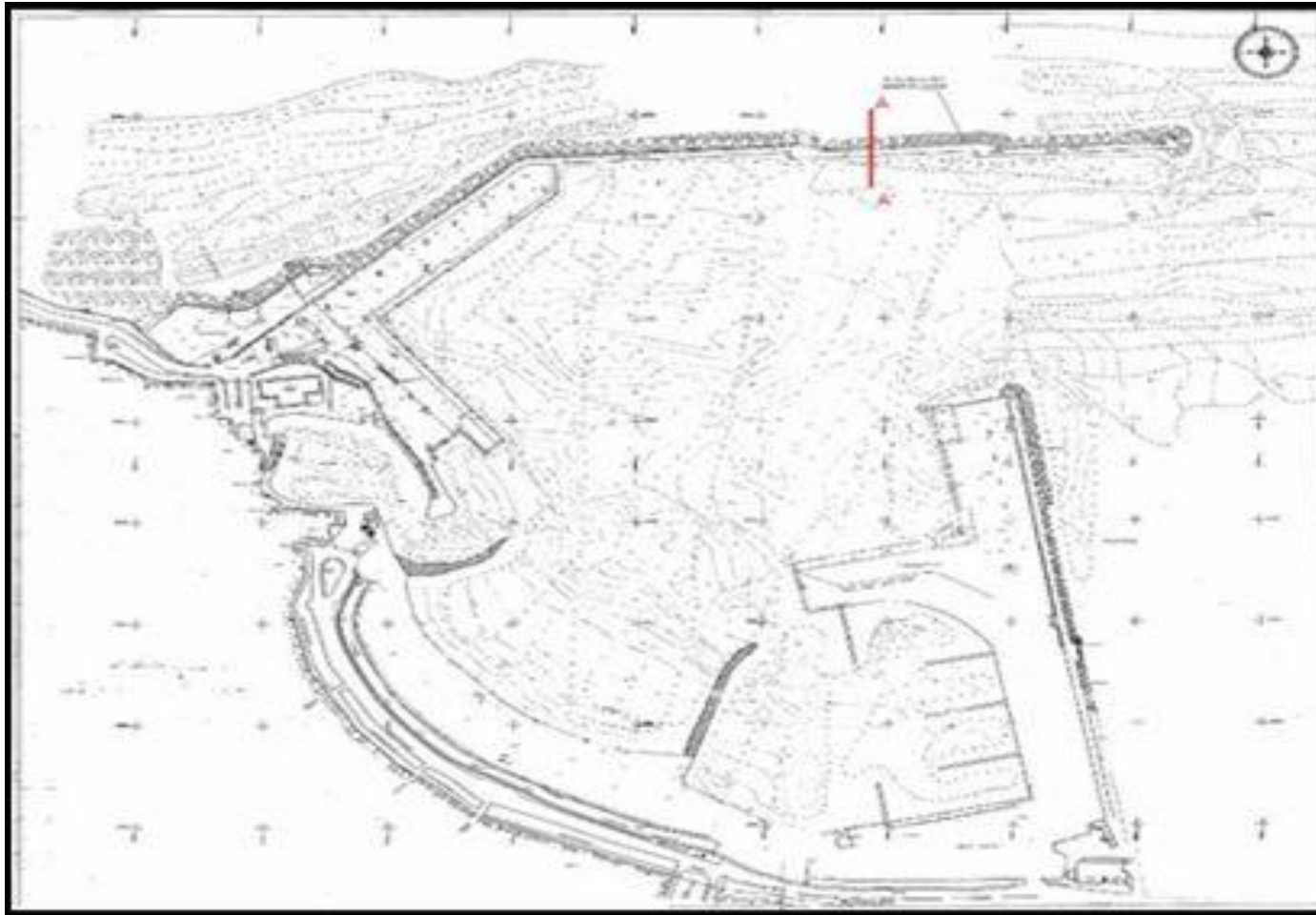
## Κεφάλαιο 5 Εφαρμογή των μεθόδων

### 5.1 Διαθέσιμα δεδομένα

Οι εφαρμογές που ακολουθούν αφορούν το σχεδιασμό της εξωτερικής θωράκισης της διατομής του προσήνεμου μώλου του λιμένος Ρεθύμνου. Θα υπολογιστεί θωράκιση από φυσικούς ογκόλιθους και επίσης από τετράποδα, ενώ ο σχεδιασμός θα γίνει με τη σχέση του Hudson, τις σχέσεις του Van der Meer και τη σχέση του De Jong. Το πρόβλημα θα προσεγγιστεί ντετερμινιστικά, αλλά και πιθανοτικά. Κάτοψη του εν λόγω λιμένος παρατίθεται παρακάτω (σχήμα 5.2, διατομή AA'). Ο τύπος του Hudson, όπως και οι τύποι του Van der Meer, εφαρμόζεται για κύματα που δρουν κατά μέτωπο στη διατομή. Η διατομή που μελετήθηκε προσβάλλεται κατά μέτωπο από ανέμους βόρειας διεύθυνσεως, οι οποίοι προκαλούν κυματισμούς των οποίων τα χαρακτηριστικά φαίνονται στο Σχήμα 5.1. Για την εφαρμογή των μεθόδων, λοιπόν, χρησιμοποιήθηκαν τα παρακάτω κυματικά δεδομένα, τα οποία έχουν προκύψει ύστερα από χρήση του μοντέλου SMB (Sverdrup – Munk – Bretschneider) και ανεμολογικών δεδομένων από το σταθμό Ρεθύμνου της EMY.

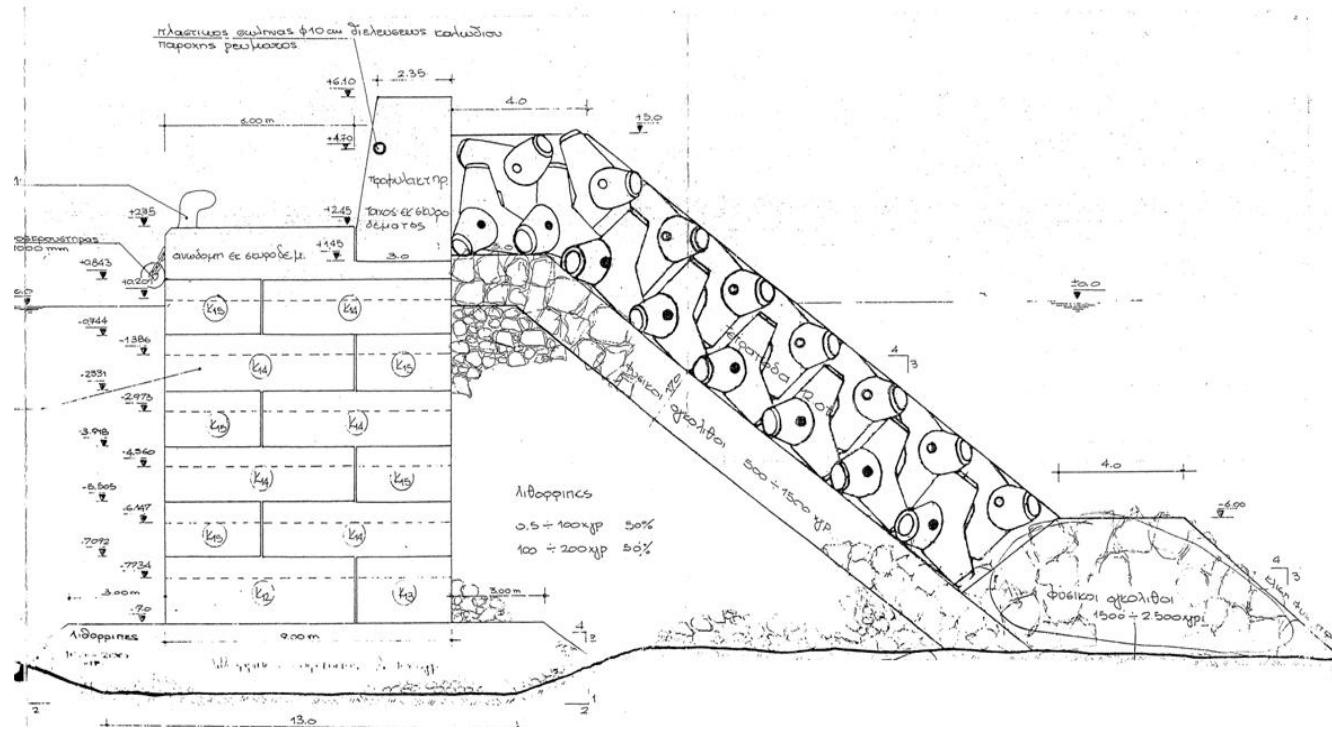
BF	U (m/s)	Συχνότητα εμφάνισης %	Hos (m)	Tp (sec)
4	7,0	3,535	1,21	5,80
5	9,8	1,491	1,97	7,16
6	12,7	1,248	2,63	7,98
7	15,7	0,696	3,26	8,57
8	19,0	0,221	3,94	9,13
9	22,5	0,000	4,67	9,41
10	26,0	0,000	5,40	9,88
>11	31,0	0,000	6,43	10,49
Σύνολο				

Σχήμα 5.1: Κυματικές παράμετροι για Β άνεμο στο Ρέθυμνο



Σχήμα 5.2: Εξεταζόμενη διατομή προσήνεμου μώλου λιμένος Ρεθύμνου  
(Πηγή: Λιμενικό Ταμείο Ρεθύμνου)

Τα μέγιστα κυματικά φορτία λόγω βόρειου ανέμου που παρατηρούνται στην περιοχή, όπως προκύπτει από το παραπάνω σχήμα είναι : ύψος κύματος στα βαθιά νερά  $H_{os} = 3,94$  m και περίοδος αιχμής  $T_p = 9,13$  sec. Το βάθος στον πόδα του έργου είναι  $d = 10,00$  m στοιχείο που αντλείται από το σχέδιο του Σχήματος 5.3.



Σχήμα 5.3: Το βάθος  $d = 10,00$  m όπως προκύπτει από την ήδη υπάρχουσα διατομή

(Πηγή: Λιμενικό Ταμείο Ρεθύμνου)

## 5.2 Εφαρμογή ντετερμινιστικών μεθόδων και συμπεράσματα

Υπολογίστηκε η εξωτερική θωράκιση χρησιμοποιώντας τις σχέσεις Hudson (1974) και Van der Meer (1987, 1988) τόσο για χρήση φυσικών ογκολίθων από βράχο όσο και για χρήση τετραπόδων.

Αρχικά, πρέπει να βρεθεί το ύψος κύματος στον πόδα του έργου ( $d = 10,00$  m) λόγω του φαινομένου της ρήχωσης, διότι το διαθέσιμο ύψος κύματος  $H_{os} = 3,94$  m αφορά συνθήκες βαθιών νερών. Καθώς το κύμα ταξιδεύει προς τα ρηχά νερά η διατομή του παραμορφώνεται λόγω της επίδρασης του πυθμένα. Ο πυθμένας επιδρά στον κυματισμό στις ζώνες των ενδιάμεσων ( $0,04 \leq d/L \leq 0,50$ ) και ρηχών νερών ( $d/L \leq 0,04$ ), ενώ στα βαθιά νερά δεν υπάρχει καμία επίδραση. Οι σημαντικότερες μεταβολές είναι η μείωση και στη συνέχεια αύξηση του ύψους κύματος έως τη θραύση, η μείωση του μήκους κύματος και η αύξηση της καμπυλότητας. Η περίοδος του κυματισμού παραμένει αμετάβλητη.

Είναι δεδομένη η περίοδος αιχμής που αντιστοιχεί στο μέγιστο ύψος κύματος που εμφανίζεται στην περιοχή από βόρειο άνεμο ( $T_p = 9,13$  sec). Ωστόσο, στους υπολογισμούς εισέρχεται η μέση περίοδος  $T_m$ . Σύμφωνα με το φάσμα Jonswap, για ανεμογενείς κυματισμούς, ο λόγος της μέσης περιόδου προς την περίοδο αιχμής για ορισμένη κυματική κατάσταση (sea state) κυμαίνεται μεταξύ 0,79 και 0,87. Έστω ότι  $T_m / T_p = 0,83$ . Η τιμή του λόγου  $T_m / T_p = 0,83$  προκύπτει εάν θέσουμε την αδιάστατη παράμετρο σχήματος κορυφής του φάσματος  $\gamma$  ίση με τη μέση τιμή της 3,3. Έτσι, προκύπτει η μέση περίοδος του κύματος σχεδιασμού  $T_m = 7,58$  sec.

Το μήκος κύματος στα βαθιά νερά υπολογίστηκε  $L_o = 89,658$  m με τη σχέση:

$$L_o = \frac{gT^2}{2\pi} \quad (2.1)$$

Σύμφωνα με τη θεωρία απειροστού ύψους το μήκος κύματος στη ζητούμενη θέση δίνεται από τον επαναληπτικό τύπο:

$$L = \frac{gT^2}{2\pi} \tanh\left(\frac{2\pi d}{L}\right) \quad (5.1)$$

Επίσης, υπάρχει και ο ακόλουθος προσεγγιστικός τύπος:

$$L = L_o \left[ \tanh\left(\frac{2\pi d}{L_o}\right)^{3/4} \right]^{2/3} \quad (5.2)$$

Στην παρούσα εργασία χρησιμοποιήθηκε ο επαναληπτικός τύπος (5.1) έως ότου επιτευχθεί σύγκλιση ( $dL < 0,05$  κατ' απόλυτη τιμή).

Προέκυψε το μήκος κύματος σε βάθος  $d = 10,00$  m είναι  $L = 66,24$  m. Οι υπολογισμοί φαίνονται αναλυτικά στο Παράρτημα υπολογισμών. Για λόγους σύγκρισης και επαλήθευσης χρησιμοποιήθηκε και ο προσεγγιστικός τύπος (5.2) και προέκυψε παραπλήσιο αποτέλεσμα.

Το ύψος στο βάθος που εξετάζουμε προκύπτει πολλαπλασιάζοντας την τιμή του ύψος κύματος στα βαθιά  $H_{0s}$  επί το συντελεστή ρήχωσης  $K_s$  με τη βοήθεια των ακόλουθων σχέσεων:

$$K_s = \sqrt{\frac{1}{2n} \frac{c_o}{c}} \quad (5.3)$$

$$n = \frac{1}{2} \left[ 1 + \frac{2kd}{\sinh(2kd)} \right] \quad (5.4)$$

Όπου:  $c_o$  : η ταχύτητα κύματος στα βαθιά νερά ( $c_o = L_o/T_m$ )

$c$  : η ταχύτητα κύματος σε κάποιο βάθος  $d$  ( $c = L/T_m$ )

Έτσι, το ύψος κύματος στο βάθος που εξετάζουμε προέκυψε  $H_s = H_{1/3} = 3,644$  m. Οι σχετικοί υπολογισμοί είναι διαθέσιμοι στο Παράρτημα υπολογισμών.

- Σχεδιασμός με τη σχέση του Hudson (1974) για φυσικούς ογκόλιθους

Υπολογίστηκε ο απαιτούμενος φυσικός ογκόλιθος για διάφορα επίπεδα ζημιών με την εξίσωση του Hudson χρησιμοποιώντας τις τιμές  $K_D$  του SPM (1977). Τα αποτελέσματα ακολουθούν στον πίνακα 5.3.

Πίνακας 5.1: Απαιτούμενος ογκόλιθος για διάφορα επίπεδα ζημιάς (Hudson, SPM 1977)

τύπος ογκόλιθου	τοποθέτηση	ζημιά		
		0 - 5 %	5 - 10 %	10 - 15 %
		μη θραυόμ.	μη θραυόμ.	μη θραυόμ.
φυσικός, τραχύς γωνιώδης	τυχαία	4,0	4,9	6,6
$D_{n50}$ (m)	-	1.305	1.220	1.104

Σύμφωνα με το Shore Protection Manual του 1984 προτείνεται να χρησιμοποιείται στον τύπο του Hudson το ύψος  $H_{1/10}$  ως ύψος κύματος σχεδιασμού. Ισχύει ότι :  $H_{1/10} = 1,27 H_{1/3}$ . Προέκυψε ότι  $H_{1/10} = 4,628$  m.

Για φυσικούς ογκόλιθους ο συντελεστής ευστάθειας είναι  $K_D = 2,0$  για θραυόμενους κυματισμούς και  $K_D = 4,0$  για μη θραυόμενους. Θα πρέπει να ελεγχθεί εάν ο κυματισμός είναι θραυόμενος ή όχι στο βάθος  $d = 10,00$  m σύμφωνα με το κριτήριο της θραύσης που θα χρησιμοποιηθεί είναι:

$$\frac{H_b}{d_b} = 0,80 \quad (5.5)$$

Προέκυψε  $H/d = 0,462805 < 0,80$ . Συνεπώς, ο κυματισμός στη θέση αυτή είναι μη θραυόμενος και θα χρησιμοποιηθεί ο κατάλληλος συντελεστής ευστάθειας  $K_D = 4,0$ . Το πρηνές θα έχει κλίση  $\cot\theta = 1,5$ . Θα χρησιμοποιηθούν οι σχέσεις (3.3) και (3.31) και οι ακόλουθες παράμετροι:

- $\rho_s = 2,6 \text{ t/m}^3$
- $\rho_w = 1,025 \text{ t/m}^3$
- $\cot\theta = 1,5$
- $K_D = 4$
- $\Delta = 1,537$
- $H_{1/10} = 4,628 \text{ m}$

Έτσι, προέκυψε ότι ο απαιτούμενος ογκόλιθος θα πρέπει να έχει τα ακόλουθα χαρακτηριστικά:

- ✓  $D_{n50} = 1,658 \text{ m}$
- ✓  $M_{50} = 11,84 \text{ t}$
- Σχεδιασμός με τη σχέση του Hudson (1974) για τετράποδα

Στο σχεδιασμό χρησιμοποιείται το ύψος  $H_{1/10}$ , όπως προτάθηκε από το SPM(1984), και το οποίο έχει υπολογιστεί προηγουμένως. Για τα τετράποδα ο συντελεστής ευστάθειας είναι  $K_D = 7,0$  για θραυόμενους κυματισμούς και  $K_D = 8,0$  για μη θραυόμενους. Προηγουμένως, διαπιστώθηκε ότι ο κυματισμός σε βάθος  $d = 10,00 \text{ m}$  είναι μη θραυόμενος, οπότε θα χρησιμοποιηθεί η κατάλληλη τιμή  $K_D$ . Ως πυκνότητα του τετράποδου λαμβάνεται η πυκνότητα του άοπλου σκυροδέματος  $\rho_s = 2,4 \text{ t/m}^3$ .

- $\rho_s = 2,4 \text{ t/m}^3$
- $\rho_w = 1,025 \text{ t/m}^3$
- $\cot\theta = 1,5$
- $K_D = 8$
- $\Delta = 1,341$
- $H_{1/10} = 4,628 \text{ m}$

Χρησιμοποιήθηκαν οι σχέσεις (3.3) και (3.31) και προέκυψαν τα ακόλουθα αποτελέσματα:

- ✓  $D_{n50} = 1,507 \text{ m}$

$$\checkmark M_{50} = 8,213 \text{ t}$$

Συγκρίνοντας τα αποτελέσματα του τύπου του Hudson για φυσικούς ογκόλιθους και για τετράποδα εξάγεται το συμπέρασμα ότι οι απαιτούμενες διαστάσεις ογκόλιθου είναι μικρότερες εάν χρησιμοποιηθούν τετράποδα. Αυτό εξηγείται φυσικά αφού τα τετράποδα εμφανίζουν σημαντική αλληλεμπλοκή μεταξύ τους, στοιχείο που συνεισφέρει στην ευστάθεια της θωράκισης. Αντίθετα, οι φυσικοί ογκόλιθοι δεν παρουσιάζουν αλληλεμπλοκή μεταξύ τους και ευσταθούν μόνο λόγω του βάρους τους.

- Σχεδιασμός με τη σχέση του Van der Meer για φυσικούς ογκόλιθους

Στη σχέση του Van der Meer εισάγεται το χαρακτηριστικό ύψος κύματος  $H_s = H_{1/3}$ . Τα κυματικά φορτία σε βάθος  $d = 10,00 \text{ m}$  υπολογίστηκαν παραπάνω. Η μέση περίοδος του κύματος υπολογίστηκε από την περίοδο αιχμής  $T_p = 9,13 \text{ sec}$  και προέκυψε  $T_m = 7,58 \text{ sec}$ . Στη θέση του πόδα του πρανούς ( $d = 10,00 \text{ m}$ ) υπολογίστηκαν  $H_s = H_{1/3} = 3,644 \text{ m}$  και  $L = 66,24 \text{ m}$ .

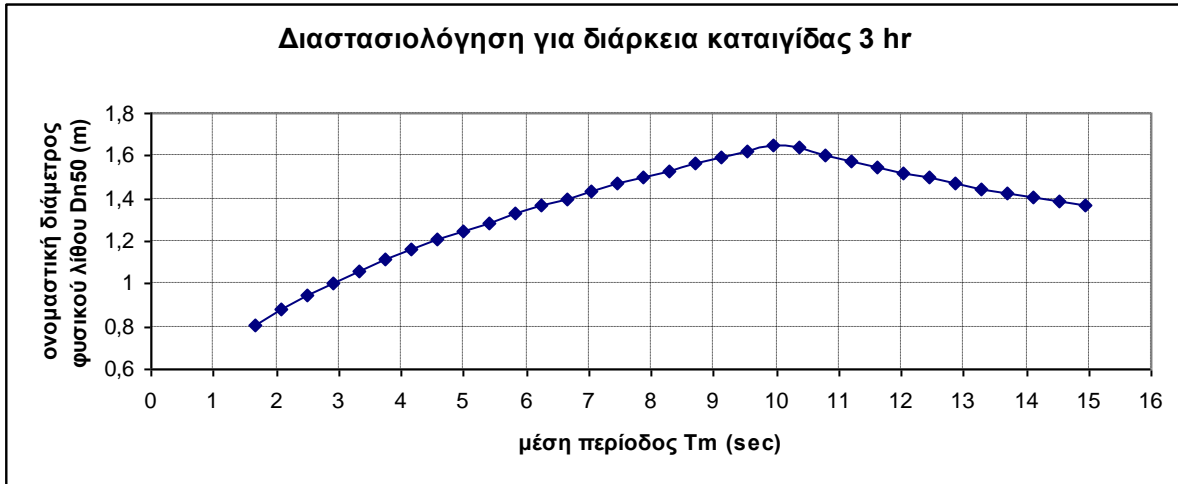
Απαιτείται να ελεγχθεί εάν στη θέση  $d = 10,00 \text{ m}$  ο κυματισμός θραύεται ή όχι. Προέκυψε  $H_s/d = 0,364414 < 0,80$ . Συνεπώς, ο κυματισμός είναι μη θραύομενος.

Η κλίση του πρανούς είναι, όπως και στις προηγούμενες περιπτώσεις, 1:1,5. Λαμβάνεται δείκτης ζημιών  $S = 2$  που αντιστοιχεί σε  $\text{cota} = 1,5$  και έναρξη της αστοχίας, καθώς και βαθμός διαπερατότητας  $P = 0,4$  που αντιστοιχεί σε συμβατικούς κυματοθραύστες (με θωράκιση, πυρήνα και ενδιάμεση στρώση ενδιάμεσης διαβάθμισης υλικού). Ας σημειωθεί, επίσης, ότι στους τύπους του Van der Meer για φυσικούς ογκόλιθους από βράχο ο αριθμός κυμάτων που πλήττει την κατασκευή  $N$  μπορεί να λαμβάνει τιμές στο διάστημα  $1000 \div 7500$ . Για μεγαλύτερο αριθμό κυμάτων θεωρείται ότι η διατομή δεν υφίσταται επιπλέον ζημιές, καθώς έχει παραμορφωθεί σε βαθμό που έχει λάβει το τελικό προφίλ στο οποίο ευσταθεί. Η πυκνότητα του βράχου είναι  $\rho_s = 2,6 \text{ t/m}^3$ , ενώ η αντίστοιχη τιμή για το θαλασσίνο νερό είναι  $\rho_w = 1,025 \text{ t/m}^3$ . Οι υπόλοιπες παράμετροι που χρησιμοποιήθηκαν στο σχεδιασμό είναι:

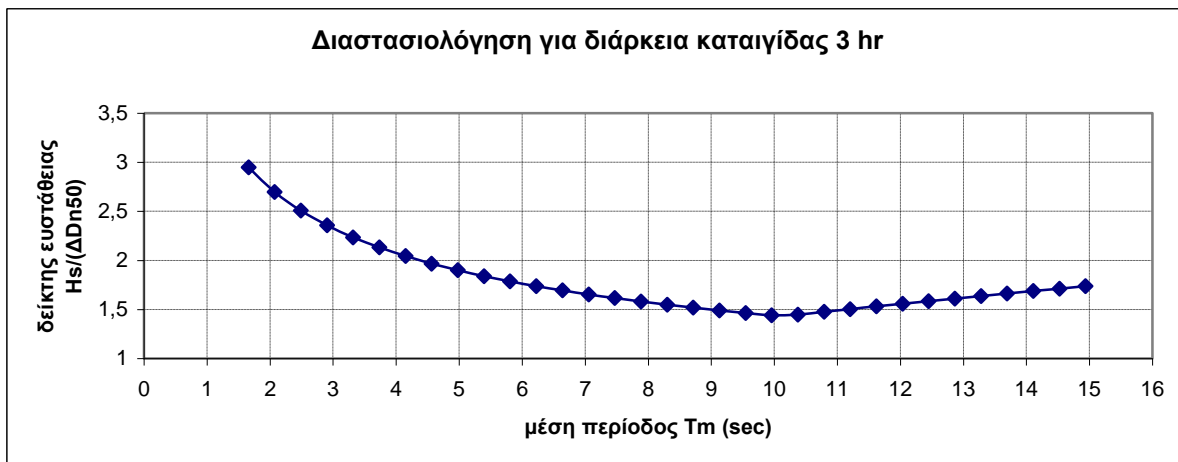
- $\Delta = 1,537$
- $\text{cota} = 1,5$
- $\text{tana} = 0,667$
- $S = 2$
- $P = 0,4$

Όσον αφορά το σχεδιασμό θωράκισης από βράχους ο Van der Meer έχει εισάγει δυο σχέσεις εκ των οποίων η μια εφαρμόζεται για κυματισμούς με θραύση εκτινάξεως (plunging waves) και η άλλη για κυματισμούς με θραύση εφορμήσεως (surging waves). Η διάκριση γίνεται συγκρίνοντας τον αριθμό Iribarren  $\xi_m$  με την κρίσιμη παράμετρο  $\xi_{mc}$ , η οποία υπολογίστηκε  $\xi_{mc} = 4,421183$ .

Η θωράκιση υπολογίστηκε για τρεις διαφορετικές τιμές διάρκειας κυματικής καταιγίδας (3hr, 6hr και 12hr) και για τιμές της περιόδου αιχμής σε ένα μεγάλο μέρος του φάσματος των ανεμογενών κυματισμών από 2 sec έως 18 sec ανά 0,5 sec. Οι υπολογισμοί που έγιναν παρατίθενται στο παράρτημα. Ακολουθούν γραφήματα των αποτελεσμάτων που προέκυψαν.

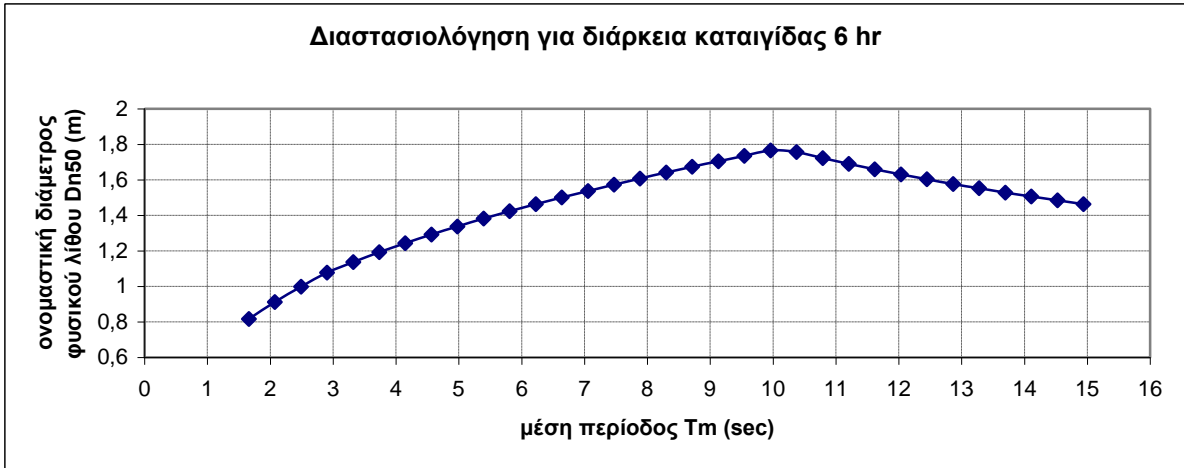


Σχήμα 5.4: Γράφημα  $T_m - D_{n50}$  για διάρκεια κυματικής καταιγίδας 3hr

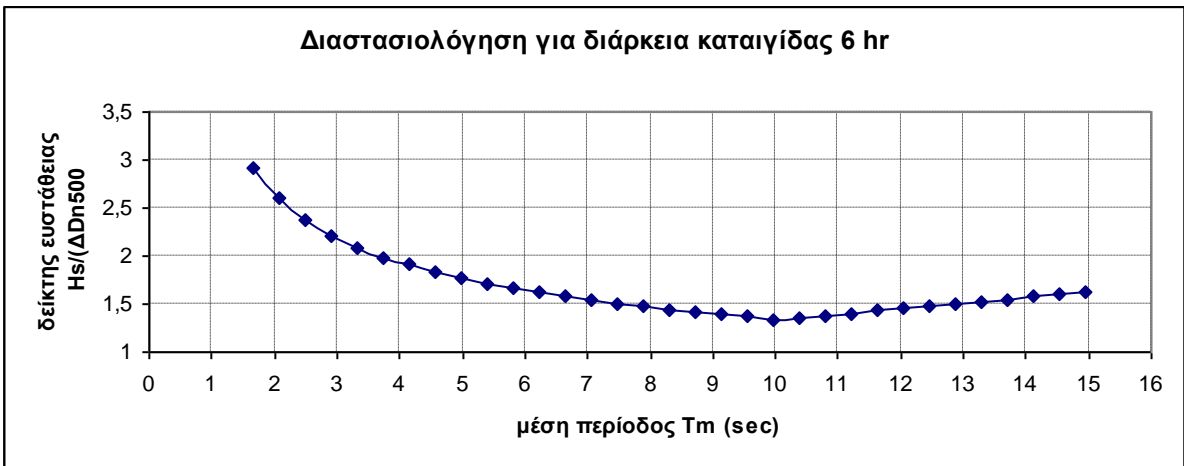


Σχήμα 5.5: Γράφημα  $T_m - H_s/(\Delta D_{n50})$  για διάρκεια κυματικής καταιγίδας 3 hr

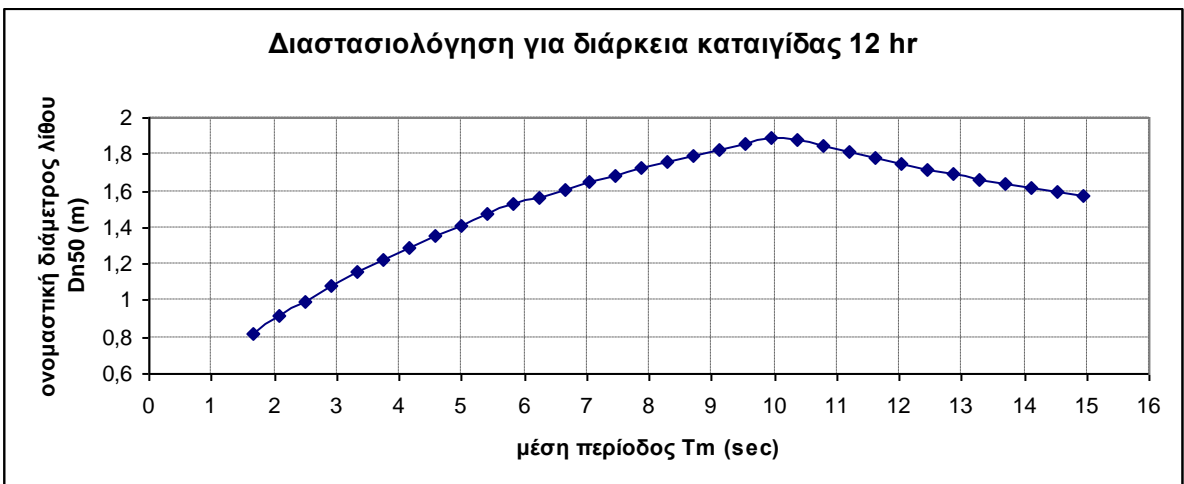




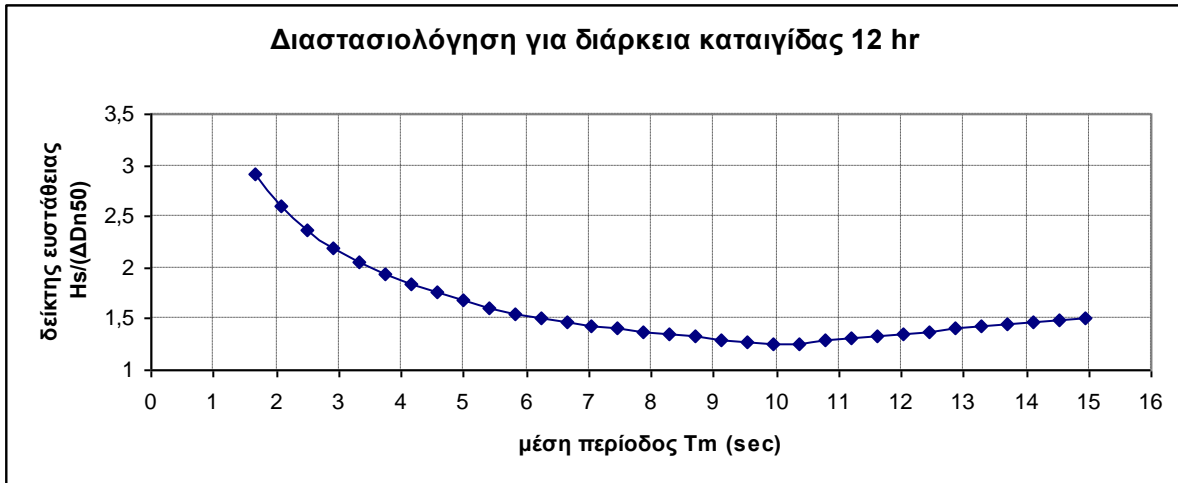
Σχήμα 5.6: Γράφημα  $T_m - D_{n50}$  για διάρκεια κυματικής καταιγίδας 6hr



Σχήμα 5.7: Γράφημα  $T_m - H_s / (AD_{n50})$  για διάρκεια κυματικής καταιγίδας 6 hr

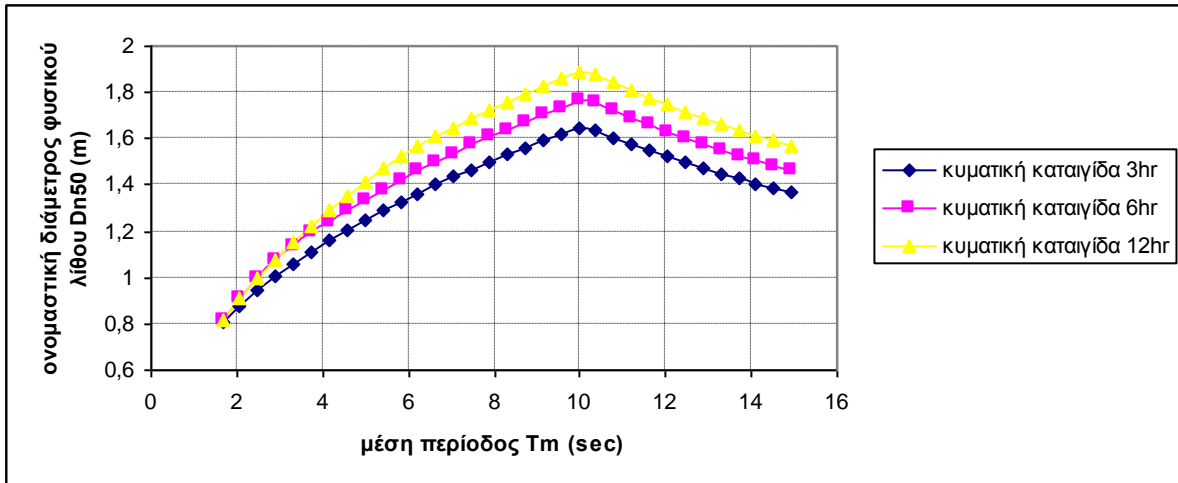


Σχήμα 5.8: Γράφημα  $T_m - D_{n50}$  για διάρκεια κυματικής καταιγίδας 12hr

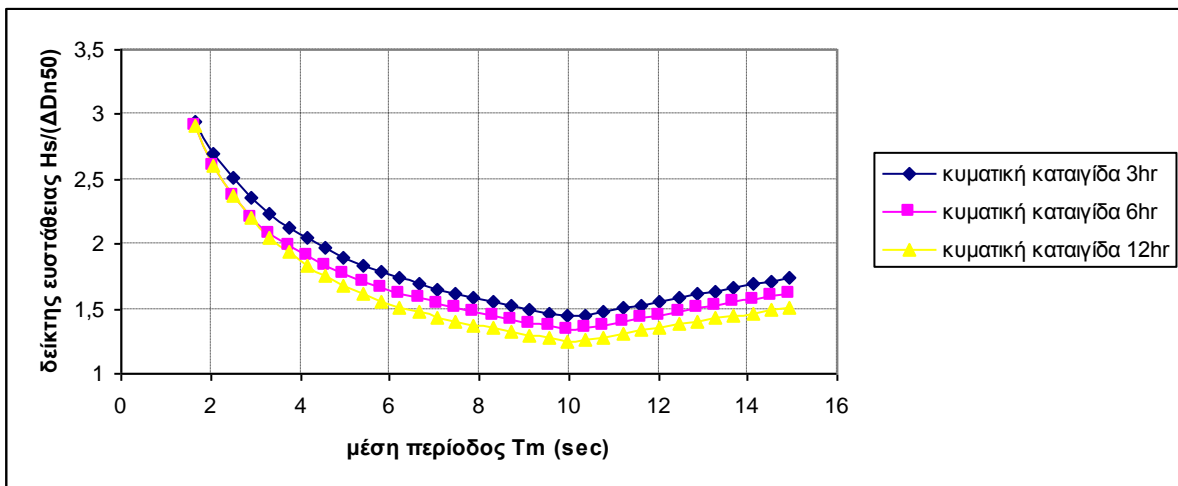


Σχήμα 5.9: Γράφημα  $T_m - H_s/(\Delta D_{n50})$  για διάρκεια κυματικής καταιγίδας 12hr

Με βάση τα παραπάνω αποτελέσματα και τα σχετικά γραφήματα προκύπτουν ορισμένα αποτελέσματα που ισχύουν και για τις τρεις διαφορετικές τιμές διάρκειας κυματικής καταιγίδας. Στο διάστημα τιμών περιόδου που αντιστοιχούν σε κύματα με θραύση εκτινάξεως (plunging) παρατηρείται ότι όσο αυξάνει η περίοδος η φόρτιση γίνεται δυσμενέστερη για την κατασκευή. Με άλλα λόγια, μειώνεται ο δείκτης ευστάθειας και αυξάνονται οι απαιτήσεις σε ογκόλιθο. Αντίθετα, στο διάστημα τιμών περιόδου που αντιστοιχούν σε κύματα με θραύση εφορμήσεως (surging) παρατηρείται ότι περαιτέρω αύξηση της περιόδου συνεπάγεται αύξηση του δείκτη ευστάθειας και συνεπώς μείωση των απαιτήσεων σε ογκόλιθο. Η δυσμενέστερη περίοδος για την κατασκευή είναι εκείνη για την οποία ο δείκτης ευστάθειας λαμβάνει την ελάχιστη τιμή, οπότε και απαιτείται η μέγιστη θωράκιση ώστε να αντέξει τα επιβαλλόμενα φορτία. Σύμφωνα με τα παραπάνω γραφήματα φαίνεται ότι η περίοδος αυτή είναι εκείνη η τιμή στην οποία γίνεται η μετάβαση από κύματα με θραύση εκτινάξεως σε κύματα με θραύση εφορμήσεως. Λαμβάνοντας υπόψη όλα τα παραπάνω είναι φανερό ότι η επίδραση της περιόδου στο σχεδιασμό της θωράκισης είναι καθοριστική και δε θα πρέπει να αγνοείται.



Σχήμα 5.10: Σύγκριση απαιτούμενης θωράκισης από φυσικούς ογκόλιθους (Van der Meer) για διάρκεια κυματικής καταιγίδας 3hr, 6hr και 12hr



Σχήμα 5.11: Σύγκριση δείκτη ευστάθειας θωράκισης από φυσικούς ογκόλιθους (Van der Meer) για διάρκεια καταιγίδας 3hr, 6hr και 12hr

Με τη βοήθεια των γραφημάτων των Σχημάτων 5.10 και 5.11 συμπεραίνεται ότι η διάρκεια της κυματικής καταιγίδας επηρεάζει επίσης το σχεδιασμό. Όσο μεγαλύτερη είναι η διάρκεια της καταιγίδας που πλήττει την κατασκευή, τόσο δυσμενέστερη είναι η κατάσταση. Συγκεκριμένα, παρατηρείται χαμηλότερος δείκτης ευστάθειας και συνεπώς χρειάζονται ογκόλιθοι μεγαλύτερων διαστάσεων ώστε να αντέχει η θωράκιση. Για πολύ μικρές τιμές της περιόδου φαίνεται επίσης ότι η διάρκεια της κυματικής καταιγίδας έχει αμελητέα επίδραση.

Πίνακας 5.2: Σύνοψη αποτελεσμάτων θωράκισης από φυσικούς λίθους για τα κυματικά φορτία  $H_{os} = 3,94 \text{ m}$  και  $T_p = 9,13 \text{ sec}$

Dn50 (m)		
Hudson	Van der Meer	
1,657517	t = 3hr	1,476331253
	t = 6hr	1,58223717
	t = 12hr	1,695770067

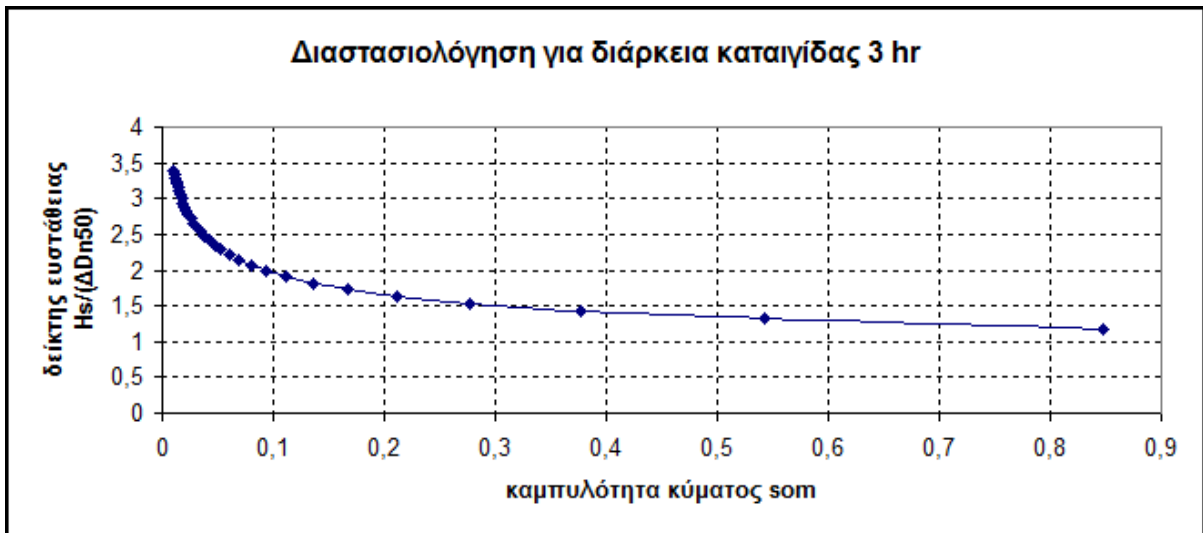
Ο τύπος του Hudson λαμβάνει υπ' όψη μόνο την επίδραση του ύψους κύματος και αγνοεί την επίδραση της περιόδου και του πλήθους των κυμάτων  $N$  που πλήττουν το έργο. Αντίθετα, στη σχέση του Van der Meer περιλαμβάνονται και αυτές οι παράμετροι. Στον Πίνακα 5.1 συνοψίζονται τα αποτελέσματα για φυσικούς ογκόλιθους. Συμπεραίνεται ότι για μικρές καταγιγίδες η σχέση του Hudson παράγει πιο συντηρητικά αποτελέσματα. Όμως, καθώς αυξάνει η διάρκεια της καταγιγίδας, η σχέση του Van der Meer είναι περισσότερο αυστηρή από τη σχέση του Hudson.

- Σχεδιασμός με τη σχέση του Van der Meer για τετράποδα

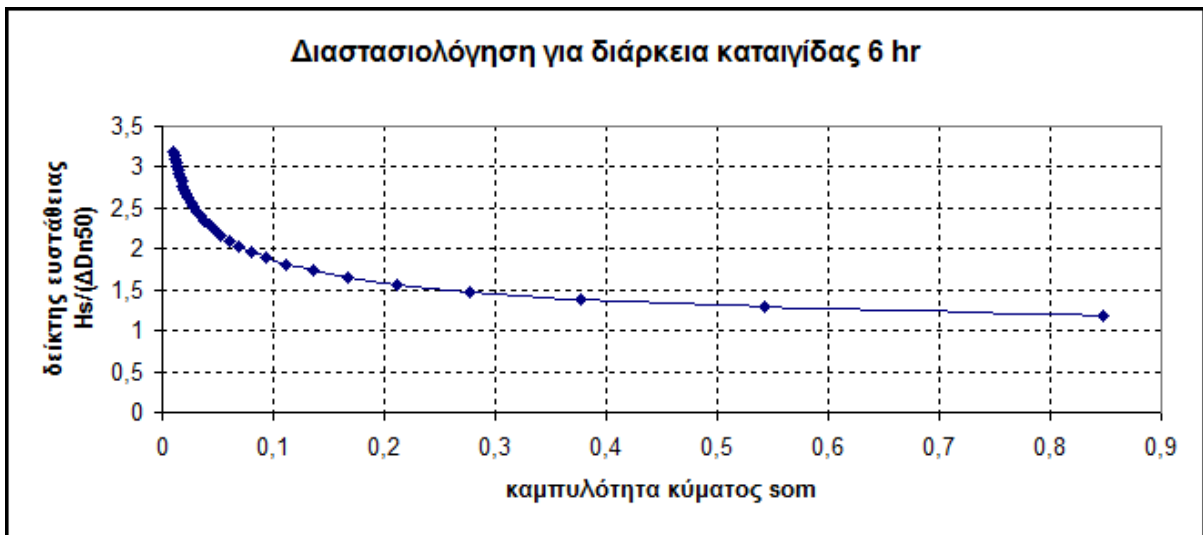
Χρησιμοποιούνται τα ίδια κυματικά φορτία όπως στο σχεδιασμό για φυσικούς ογκόλιθους με τη σχέση του Van der Meer. Για τα τετράποδα θα εφαρμοστεί η σχέση Van der Meer (1988c) που αφορά το συγκεκριμένο τύπο τεχνητού ογκολίθου. Η παράμετρος  $N_{od}$  για τεχνητούς ογκολίθους είναι αντίστοιχη του δείκτη ζημιών  $S$  για φυσικούς ογκολίθους. Για έναρξη της αστοχίας (“start of damage” criterion) και τεχνητά τεμάχια από σκυρόδεμα ο Van der Meer (1988b) προτείνει την τιμή  $N_{od} = 0,5$ . Στους τύπους του Van der Meer ο αριθμός κυμάτων που πλήττει την κατασκευή  $N$  μπορεί να λαμβάνει τιμές στο διάστημα  $1000 \div 7500$ . Για μεγαλύτερο αριθμό κυμάτων θεωρείται ότι η διατομή δεν υφίσταται επιπλέον ζημιές, καθώς έχει παραμορφωθεί σε βαθμό που έχει λάβει το τελικό προφίλ στο οποίο ευσταθεί.

Θα ακολουθηθεί όμοια διαδικασία όπως και με το σχεδιασμό με φυσικούς ογκόλιθους προηγουμένως, δηλαδή για περιόδους αιχμής από 2,0 sec έως 18,0 sec και για διάρκεια κυματικής καταγιγίδας 3hr, 6hr και 12hr. Η διερεύνηση αυτή γίνεται διότι στην πραγματικότητα η θωράκιση δέχεται κύματα διαφόρων συνδυασμών ύψους κύματος και περιόδου, ενώ ποικίλλει και ο χρόνος που διαρκεί μια κυματική καταγιγίδα. Οι υπολογισμοί που έγιναν παρατίθενται στο παράρτημα.

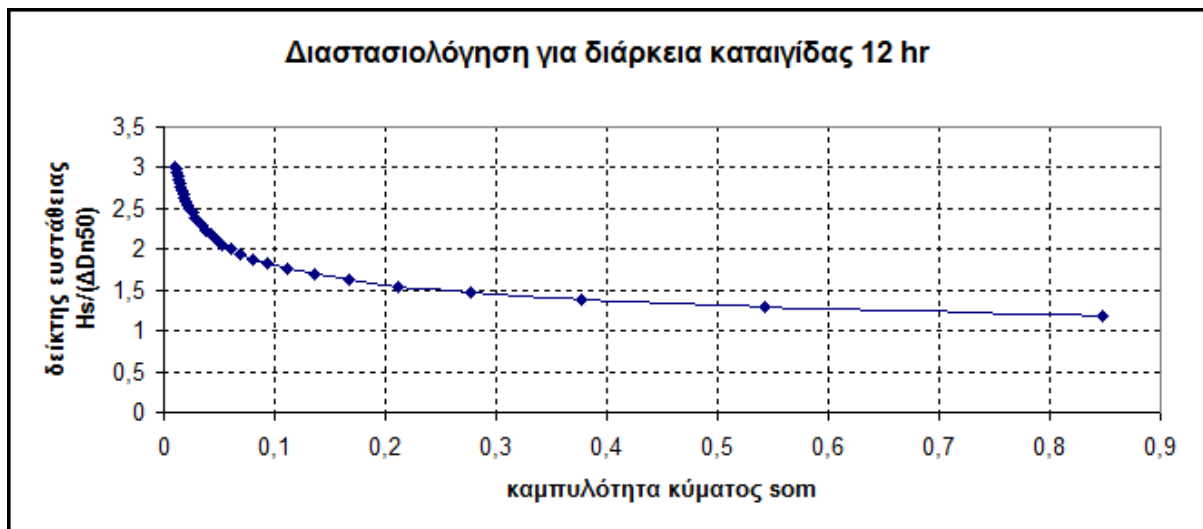
Με βάση αυτούς τους υπολογισμούς προκύπτουν αντίστοιχα τα παρακάτω γραφήματα:



Σχήμα 5.12: Διαγραμματική απεικόνιση των αποτελεσμάτων της σχέσης του Van der Meer για τετράποδα και κυματική καταιγίδα 3hr



Σχήμα 5.13: Διαγραμματική απεικόνιση των αποτελεσμάτων της σχέσης του Van der Meer για τετράποδα και κυματική καταιγίδα 6hr



Σχήμα 5.14: Διαγραμματική απεικόνιση των αποτελεσμάτων της σχέσης του Van der Meer για τετράποδα και κυματική καταιγίδα 12hr

Παρατηρώντας τα Σχήματα 5.12, 5.13 και 5.14 εξάγονται ορισμένα συμπεράσματα. Η εξίσωση του Van der Meer για τα τετράποδα δεν κάνει διάκριση μεταξύ κύματων με θραύση εκτινάξεως και κύματων με θραύση εφορμήσεως. Όσο αυξάνει η καμπυλότητα του κύματος, η θωράκιση γίνεται λιγότερο ευσταθής. Η μεταβλητή  $N$  που αντιπροσωπεύει τη διάρκεια της καταιγίδας αποτελεί σημαντικό στοιχείο στο σχεδιασμό και για τα τετράποδα που είναι τεχνητός ογκόλιθος. Όσο μεγαλύτερη είναι η διάρκεια της κυματικής καταιγίδας, προκύπτει χαμηλότερη τιμή του δείκτη ευστάθειας.

Dn50 (m)		
Hudson	Van der Meer	
1,506928	t = 3hr	1,117112266
	t = 6hr	1,180316019
	t = 12hr	1,239295668

Πίνακας 5.3: Σύνοψη αποτελεσμάτων θωράκισης από τετράποδα για τα κυματικά φορτία  $H_{os} = 3,94$  m και  $T_p = 9,13$  sec

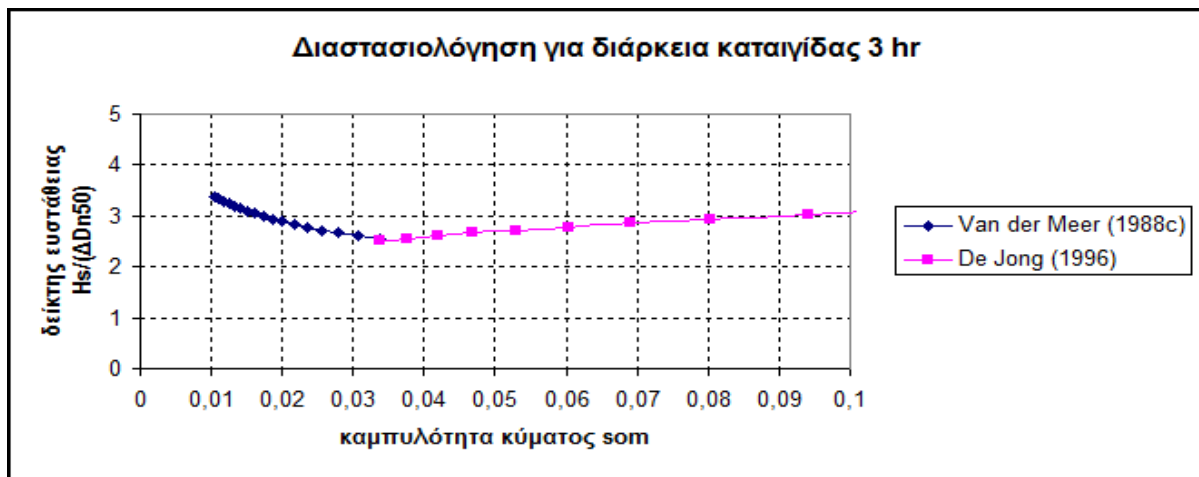
Για τα τετράποδα και τις εξεταζόμενες τιμές της διάρκειας καταιγίδας, όπως φαίνεται παραπάνω, η σχέση του Hudson οδηγεί σε πιο συντηρητικό σχεδιασμό συγκριτικά με την αντίστοιχη σχέση του Van der Meer για το συγκεκριμένο τύπο τεχνητού ογκολίθου.

- Σχεδιασμός με τη σχέση του De Jong για τετράποδα

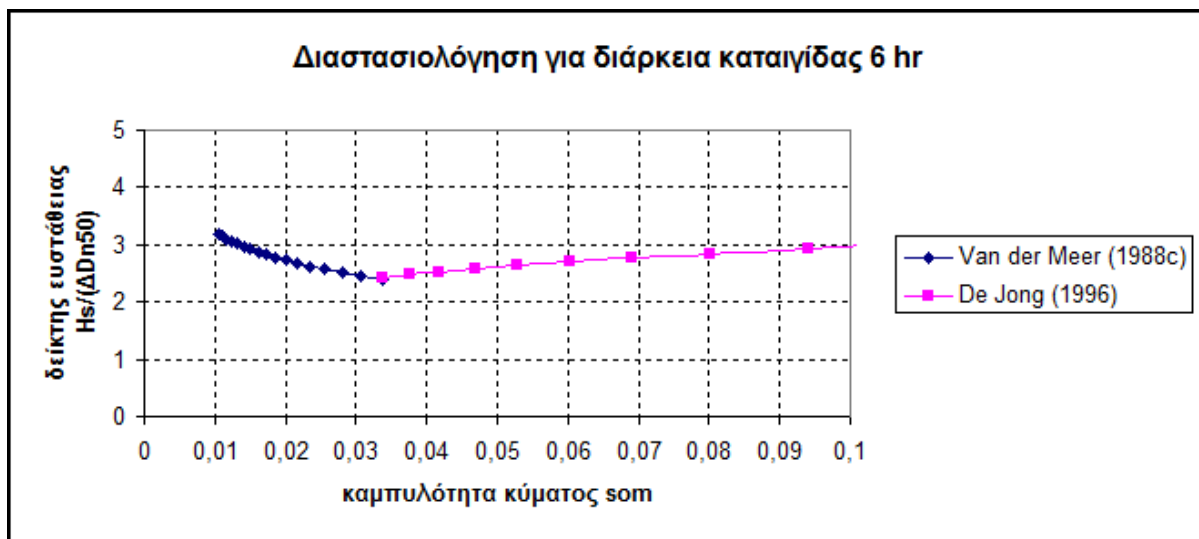
Ο Van der Meer (1988c) εξήγαγε την εξίσωση που αναφέρεται σε τετράποδα μελετώντας απότομες κλίσεις πυθμένα. Ο De Jong (1996) ανέλυσε και άλλα δεδομένα για τετράποδα και κατέληξε σε μια σχέση που αφορά μόνο κυματισμούς με θραύση εκτινάξεως (plunging waves), σε αντίθεση με την αντίστοιχη σχέση του Van der Meer (1988c) που αντιπροσωπεύει καλύτερα κύματα με θραύση εφορμήσεως (surging waves).

Κάνοντας χρήση των ίδιων κυματικών φορτίων και παραμέτρων σχεδιασμού όπως παραπάνω στο σχεδιασμό με τη φόρμουλα Van der Meer για τετράποδα, αλλά και της σχέσης (3.47), έγιναν υπολογισμοί οι οποίοι παρατίθενται στο παράρτημα.

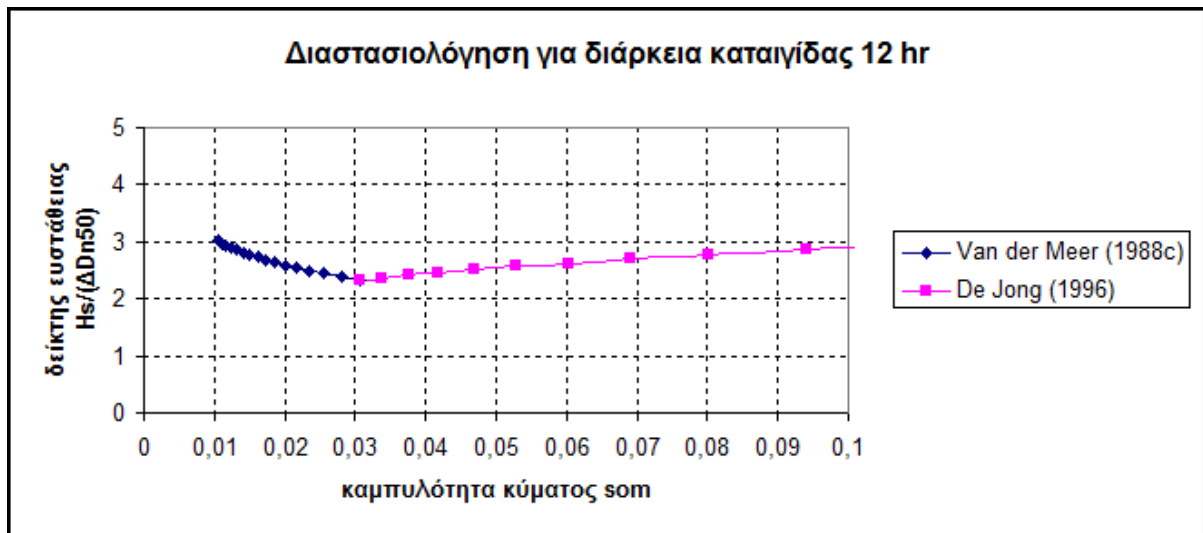
Παρουσιάζοντας σε κοινό γράφημα τα αποτελέσματα των υπολογισμών με τις σχέσεις Van der Meer (1988c) και De Jong (1996), και κρατώντας ταυτόχρονα μόνο τις τιμές που αντιστοιχούν σε κύματα με θραύση εκτινάξεως από την καμπύλη De Jong και τις τιμές που αντιστοιχούν σε κύματα με θραύση εφορμήσεως από την καμπύλη Van der Meer, προκύπτουν:



Σχήμα 5.15: Αποτελέσματα υπολογισμού θωράκισης από τετράποδα για διάρκεια καταιγίδας 3hr με συνδυασμό των σχέσεων Van der Meer (1988c) και De Jong (1996)



Σχήμα 5.16: Αποτελέσματα υπολογισμού θωράκισης από τετράποδα για διάρκεια καταιγίδας 6hr με συνδυασμό των σχέσεων Van der Meer (1988c) και De Jong (1996)



Σχήμα 5.17: Αποτελέσματα υπολογισμού θωράκισης από τετράποδα για διάρκεια καταιγίδας 12hr με συνδυασμό των σχέσεων Van der Meer (1988c) και De Jong (1996)

Παρατηρώντας τα σχήματα 5.15, 5.16 και 5.17 εξάγονται ορισμένα συμπεράσματα παρόμοια με αυτά που προέκυψαν ύστερα από τη διερεύνηση σχεδιασμού θωράκισης με φυσικούς ογκόλιθους με τη σχέση του Van der Meer. Συγκεκριμένα, για κύματα με θραύση εκτινάξεως, όπου εδώ εφαρμόστηκε η σχέση De Jong, όσο αυξάνεται η καμπυλότητα του κύματος (η περίοδος μειώνεται), τόσο αυξάνει η τιμή του δείκτη ευστάθειας. Συνεπώς, απαιτούνται μικρότεροι ογκόλιθοι. Παράλληλα, για κύματα με θραύση εφορμήσεως, όπου εδώ εφαρμόστηκε η σχέση Van der Meer, όσο αυξάνει η καμπυλότητα του κύματος, τόσο μειώνεται η τιμή του δείκτη ευστάθειας και αυξάνονται οι απαιτήσεις σε ογκόλιθο. Η επίδραση της περιόδου είναι, λοιπόν, καθοριστική και για το σχεδιασμό με τετράποδα που αποτελούν τεχνητό ογκόλιθο. Μάλιστα, η πιο κρίσιμη φόρτιση για τη θωράκιση αντιστοιχεί στην τιμή της περιόδου όπου συμβαίνει μετάβαση από κύματα με θραύση εφορμήσεως σε κύματα με θραύση εκτινάξεως. Τότε, ο δείκτης ευστάθειας λαμβάνει την ελάχιστη τιμή, γεγονός που σημαίνει ότι μεγιστοποιούνται οι απαιτήσεις σε ογκόλιθο.

Παρατηρείται, επίσης, ότι όσο αυξάνει η διάρκεια της κυματικής καταιγίδας, ο δείκτης ευστάθειας λαμβάνει χαμηλότερες τιμές. Συνεπώς, η θωράκιση καταπονείται περισσότερο και απαιτούνται μεγαλύτεροι ογκόλιθοι ώστε να αντέξει σ' αυτές τις φορτίσεις.

### 5.3 Εφαρμογή πιθανοτικών μεθόδων και συμπεράσματα

Τα εξεταζόμενα κυματικά φορτία είναι τα ίδια με αυτά που χρησιμοποιήθηκαν κατά το σχεδιασμό με τις ντετερμινιστικές μεθόδους. Συγκεκριμένα, η υπό μελέτη διατομή πλήττεται από το βόρειο άνεμο. Γι' αυτή τη διεύθυνση ανέμου το μέγιστο ύψος κύματος εμφανίζεται στα 8 BF και αντιστοιχεί σε περίοδο αιχμής  $T_p = 9,13$  sec και ύψος κύματος στα βαθιά  $H_{os} = 3,94$  m. Η μέση περίοδος υπολογίστηκε  $T_m = 7,58$  sec.

Ο πόδας του έργου βρίσκεται σε βάθος  $d = 10,00$  m. Το χαρακτηριστικό ύψος κύματος σχεδιασμού  $H_s$  και το ύψος  $H_{1/10}$  έχουν υπολογιστεί στη θέση αυτή  $H_s = H_{1/3} = 3,644$  m και  $H_{1/10} = 4,628$  m.



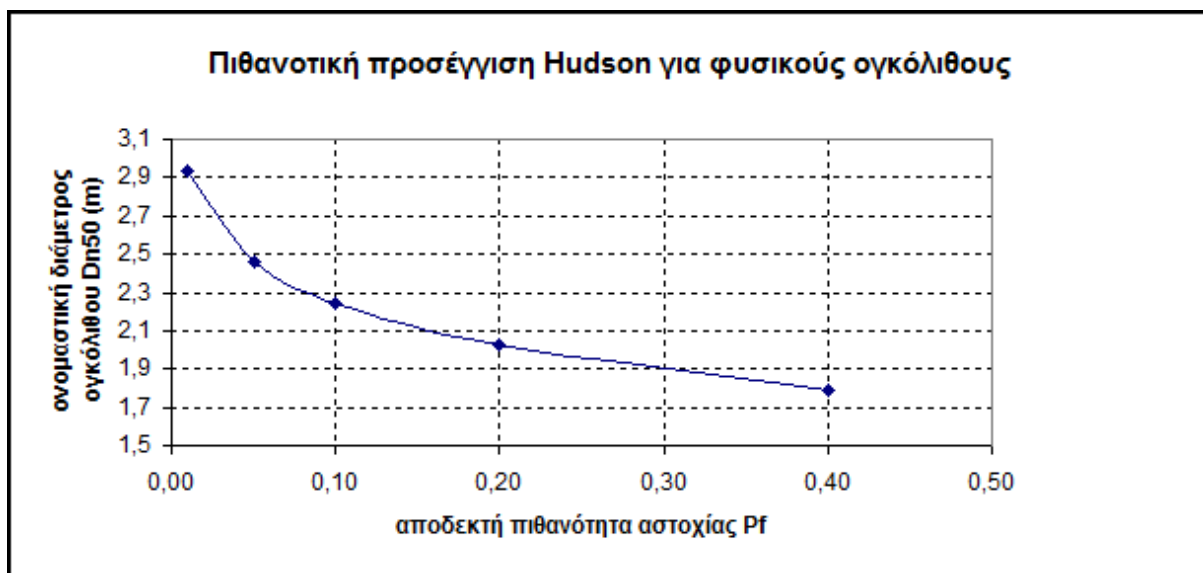
- Σχεδιασμός με τη σχέση του Hudson για φυσικούς ογκόλιθους

Σύμφωνα με το Shore Protection Manual (1984) προτείνεται η χρήση του ύψους  $H_{1/10}$  στη φόρμουλα του Hudson. Ο κυματισμός στην εν λόγω θέση είναι μη θραυόμενος εφ' όσον  $H_{1/10}/d = 0,4628 < 0,80$ . Συνεπώς, χρησιμοποιείται ο συντελεστής ευστάθειας  $K_D$  για μη θραυόμενους κυματισμούς και φυσικούς ογκόλιθους  $K_D = 4,0$ . Λαμβάνεται ακόμη  $\cot\theta = 1,5$ .

Θεωρώντας ότι τα διαθέσιμα κυματικά δεδομένα είναι καλής ποιότητας χρησιμοποιούνται οι μερικοί συντελεστές ασφάλειας που αντιστοιχούν σε συντελεστή μεταβλητότητας  $\sigma_{FH_s} = 0,05$  (Σχήμα 4.4). Εφαρμόστηκε η σχέση (4.10), η οποία επιλύθηκε στην οριακή κατάσταση αστοχίας  $g = 0$  προκειμένου να βρεθεί ο ελάχιστος απαιτούμενος ογκόλιθος.

Πίνακας 5.4: Υπολογισμός θωράκισης από φυσικούς ογκόλιθους με τη σχέση του Hudson για διάφορες τιμές πιθανότητας αστοχίας

$P_f$	$\gamma_H$	$\gamma_z$	$D_{n50}$ (m)	$M_{50}$ (t)
0.01	1.70	1.04	2.930	65.433
0.05	1.40	1.06	2.460	38.694
0.10	1.30	1.04	2.241	29.260
0.20	1.20	1.02	2.029	21.712
0.40	1.00	1.08	1.790	14.915



Σχήμα 5.18: Αποτελέσματα υπολογισμού θωράκισης από φυσικούς ογκόλιθους με τη σχέση του Hudson

Σύμφωνα με το γράφημα του Σχήματος 5.18 είναι φανερό ότι, όσο αυξάνει η αποδεκτή πιθανότητα αστοχίας, τόσο μειώνεται η διάμετρος του απαιτούμενου ογκόλιθου. Όταν αποδεχόμαστε μεγαλύτερη πιθανότητα αστοχίας, η προσέγγιση γίνεται λιγότερο συντηρητική. Επιτρέπεται στην κατασκευή να υποστεί μεγαλύτερη ζημιά και συνεπώς τοποθετείται μικρότερος ογκόλιθος.

- Σχεδιασμός με τη σχέση του Van der Meer για φυσικούς ογκόλιθους

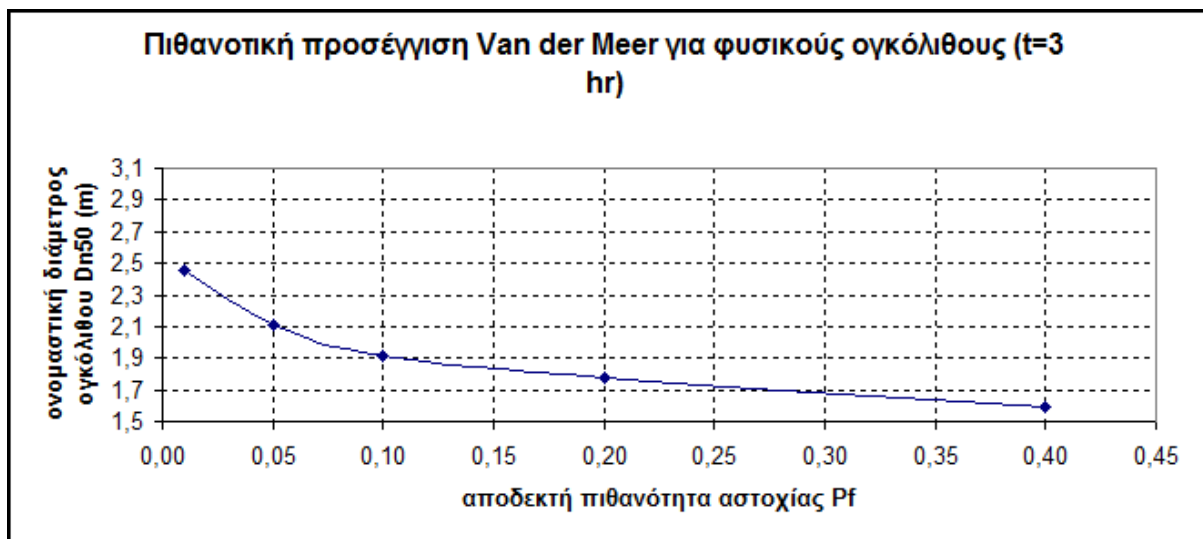
Στη σχέση του Van der Meer εισάγεται το χαρακτηριστικό ύψος κύματος σχεδιασμού  $H_s = H_{1/3}$ . Επίσης, θεωρείται  $S = 2$  για έναρξη της αστοχίας και συντελεστής διαπερατότητας  $P = 0,4$  που αντιστοιχεί σε συμβατικούς κυματοθραύστες (με πυρήνα, θωράκιση και ενδιάμεση στρώση ενδιάμεσης διαβάθμισης υλικού). Λαμβάνεται  $\cot\theta = 1,5$ .

Πρέπει να διαπιστωθεί εάν πρόκειται για κυματισμό με θραύση εφορμήσεως (surging wave) ή με θραύση εκτινάξεως (plunging wave). Υπολογίστηκε ο αριθμός Iribarren  $\xi_m$  με τη σχέση (2.3) και συγκρίθηκε με την κρίσιμη παράμετρο  $\xi_{mc}$ , η οποία έχει υπολογιστεί με τη σχέση (3.32). Προέκυψε  $\xi_m < \xi_{mc}$ , οπότε πρόκειται για κυματισμό με θραύση εκτινάξεως. Έτσι, χρησιμοποιείται η συνάρτηση αστοχίας (4.11), η οποία επιλύεται στην οριακή κατάσταση αστοχίας  $g = 0$ . Από το σχήμα 4.5 λαμβάνονται οι συντελεστές ασφάλειας που αντιστοιχούν σε συντελεστή μεταβλητότητας  $\sigma_{FH_s} = 0,05$  υποθέτοντας καλή γνώση κυματικών δεδομένων.

Για διάρκεια κυματικής καταγίδας  $t = 3\text{hr}$ :

Πίνακας 5.5: Υπολογισμός θωράκισης από φυσικούς ογκόλιθους με τη σχέση του Van der Meer για διάφορες τιμές πιθανότητας αστοχίας και καταγίδα 3hr

t (hr)	N	Pf	$\gamma_H$	$\gamma_z$	Dn50 (m)	M50 (t)
3	1426	0.01	1.60	1.04	2.457	38.546
		0.05	1.40	1.02	2.108	24.362
		0.10	1.30	1.00	1.919	18.380
		0.20	1.20	1.00	1.772	14.457
		0.40	1.00	1.08	1.594	10.539

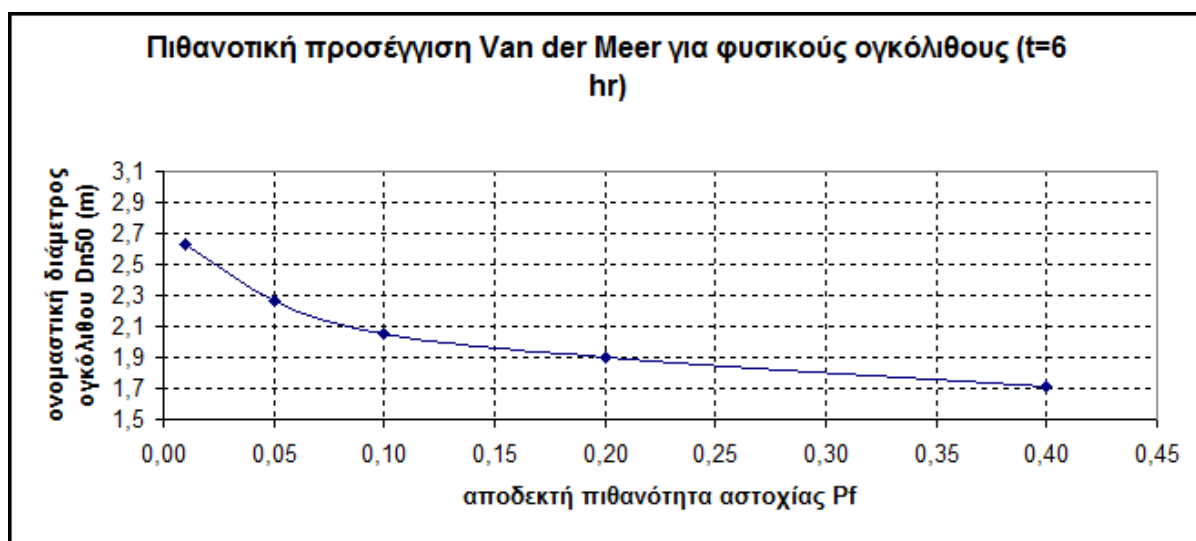


Σχήμα 5.19: Αποτελέσματα υπολογισμού θωράκισης από φυσικούς ογκόλιθους με τη σχέση του Van der Meer και καταγίδα 3hr

Για διάρκεια κυματικής καταιγίδας  $t = 6\text{hr}$ :

Πίνακας 5.6: Υπολογισμός θωράκισης από φυσικούς ογκόλιθους με τη σχέση του Van der Meer για διάφορες τιμές πιθανότητας αστοχίας και καταιγίδα 6hr

t (hr)	N	Pf	$\gamma_H$	$\gamma_z$	Dn50 (m)	M50 (t)
6	2851	0.01	1.60	1.04	2.633	47.451
		0.05	1.40	1.02	2.259	29.990
		0.10	1.30	1.00	2.057	22.627
		0.20	1.20	1.00	1.899	17.796
		0.40	1.00	1.08	1.709	12.974

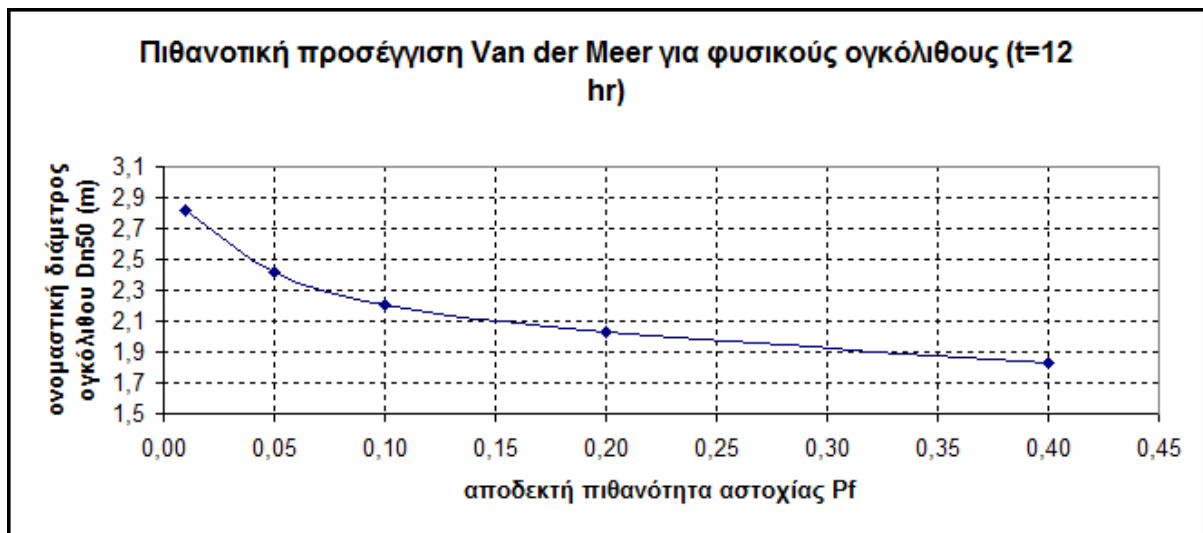


Σχήμα 5.20: Αποτελέσματα υπολογισμού θωράκισης από φυσικούς ογκόλιθους με τη σχέση του Van der Meer και καταιγίδα 6hr

Για διάρκεια κυματικής καταιγίδας  $t = 12\text{hr}$ :

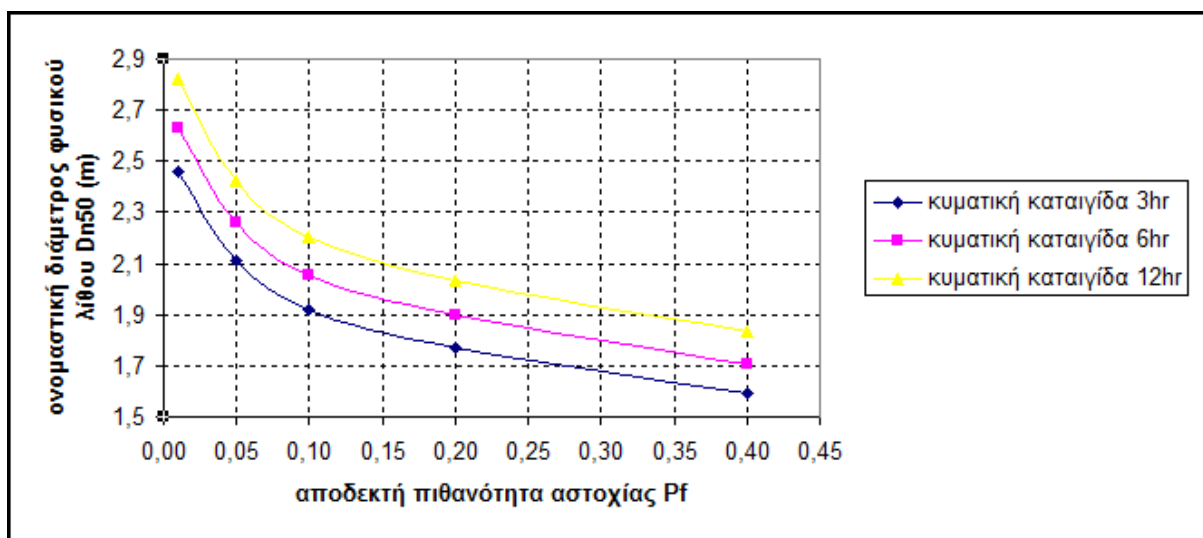
Πίνακας 5.7: Υπολογισμός θωράκισης από φυσικούς ογκόλιθους με τη σχέση του Van der Meer για διάφορες τιμές πιθανότητας αστοχίας και καταιγίδα 12hr

t (hr)	N	Pf	$\gamma_H$	$\gamma_z$	Dn50 (m)	M50 (t)
12	5701	0.01	1.60	1.04	2.822	58.416
		0.05	1.40	1.02	2.422	36.920
		0.10	1.30	1.00	2.205	27.855
		0.20	1.20	1.00	2.035	21.909
		0.40	1.00	1.08	1.831	15.971



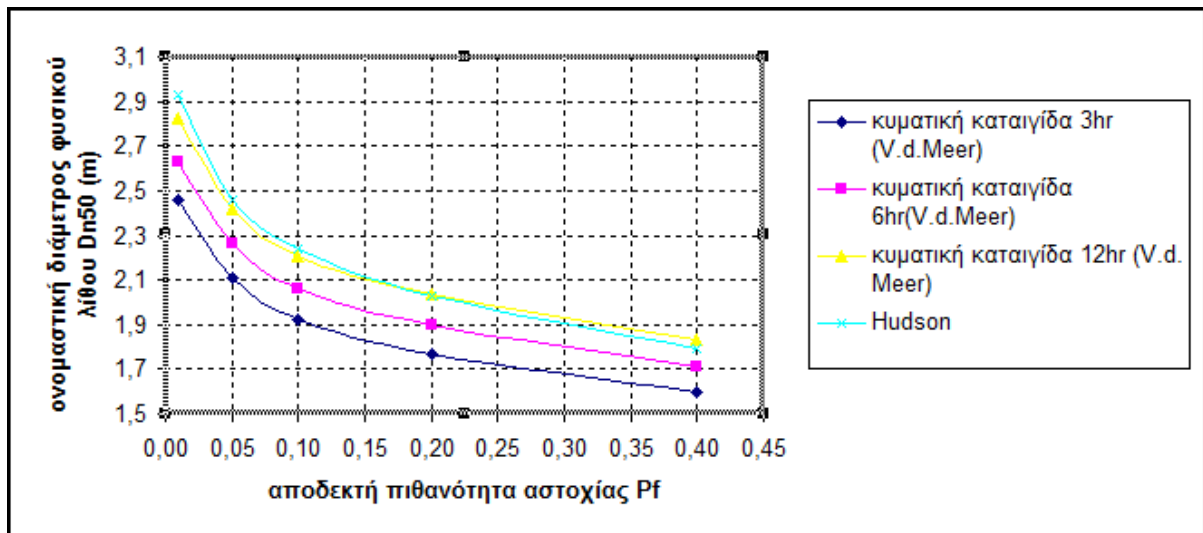
Σχήμα 5.21: Αποτελέσματα υπολογισμού θωράκισης από φυσικούς ογκόλιθους με τη σχέση του Van der Meer και καταιγίδα 12hr

Με βάση τα γραφήματα που προκύπτουν και για τις τρεις επιλεγθείσες τιμές κυματικής καταιγίδας εξάγεται το συμπέρασμα ότι αύξηση της πιθανότητας αστοχίας συνεπάγεται μείωση των διαστάσεων του απαιτούμενου ογκόλιθου. Με άλλα λόγια, ο σχεδιασμός γίνεται λιγότερο συντηρητικός.



Σχήμα 5.22: Πιθανοτικός υπολογισμός θωράκισης με φυσικούς ογκόλιθους με τη σχέση του Van der Meer για καταιγίδα 3hr, 6hr και 12hr

Στο παραπάνω σχήμα (Σχήμα 5.22) φαίνεται ότι για μεγαλύτερη διάρκεια καταιγίδας και ορισμένη πιθανότητα αστοχίας απαιτούνται μεγαλύτεροι ογκόλιθοι. Όσο αυξάνει η διάρκεια της κυματικής καταιγίδας, η κατασκευή καταπονείται περισσότερο λόγω του μεγαλύτερου πλήθους κυμάτων που την προσβάλλουν. Συνεπώς, αυξάνει η διάμετρος του ελάχιστου απαιτούμενου ογκόλιθου ώστε η θωράκιση να αντέξει στις φορτίσεις.



Σχήμα 5.23: Σύγκριση πιθανοτικού σχεδιασμού θωράκισης από φυσικούς λίθους με τη σχέση του Hudson και τη σχέση του Van der Meer

Σύμφωνα με το Σχήμα 5.23, για θωράκιση με φυσικούς ογκόλιθους, ο πιθανοτικός σχεδιασμός είναι πιο συντηρητικός με τη σχέση του Hudson για μικρές διάρκειες καταιγίδας. Όσο όμως αυξάνει η διάρκεια της κυματικής καταιγίδας ο σχεδιασμός με τη σχέση του Van der Meer τείνει να γίνει πιο συντηρητικός.

- Σχεδιασμός με τη σχέση του Van der Meer για τετράποδα

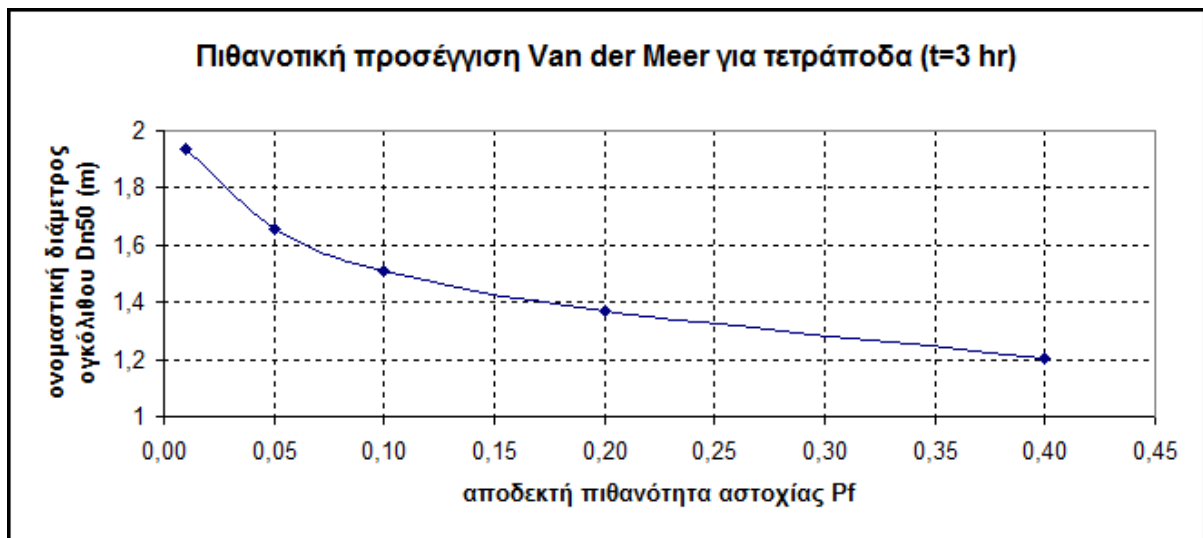
Τα κυματικά δεδομένα που θα χρησιμοποιηθούν τα ίδια με παραπάνω. Ας σημειωθεί ότι στη σχέση του Van der Meer εισάγεται το χαρακτηριστικό ύψος  $H_{1/3}$ . Επιπλέον, για έναρξη της αστοχίας και τεχνητούς ογκόλιθους από σκυρόδεμα ο Van der Meer προτείνει η παράμετρος  $N_{od}$  να λαμβάνει την τιμή  $N_{od} = 0,5$ .

Η συνάρτηση αστοχίας (4.14) επιλύεται στην οριακή κατάσταση  $g = 0$ , ενώ χρησιμοποιούνται οι μερικοί συντελεστές ασφαλείας του σχήματος (4.8) που αντιστοιχούν στο συντελεστή μεταβλητότητας  $\sigma_{FH_s} = 0,05$  υποθέτωντας καλή ποιότητα κυματικών δεδομένων.

Για διάρκεια κυματικής καταιγίδας  $t = 3hr$ :

Πίνακας 5.8: Υπολογισμός θωράκισης από τετράποδα με τη σχέση του Van der Meer για διάφορες τιμές πιθανότητας αστοχίας και καταιγίδα 3hr

t (hr)	N	Pf	$\gamma_H$	$\gamma_z$	Dn50 (m)	M50 (t)
3	1426	0.01	1.7	1.02	1.937	17.444
		0.05	1.4	1.06	1.658	10.935
		0.10	1.3	1.04	1.510	8.269
		0.20	1.2	1.02	1.367	6.135
		0.40	1.0	1.08	1.206	4.215

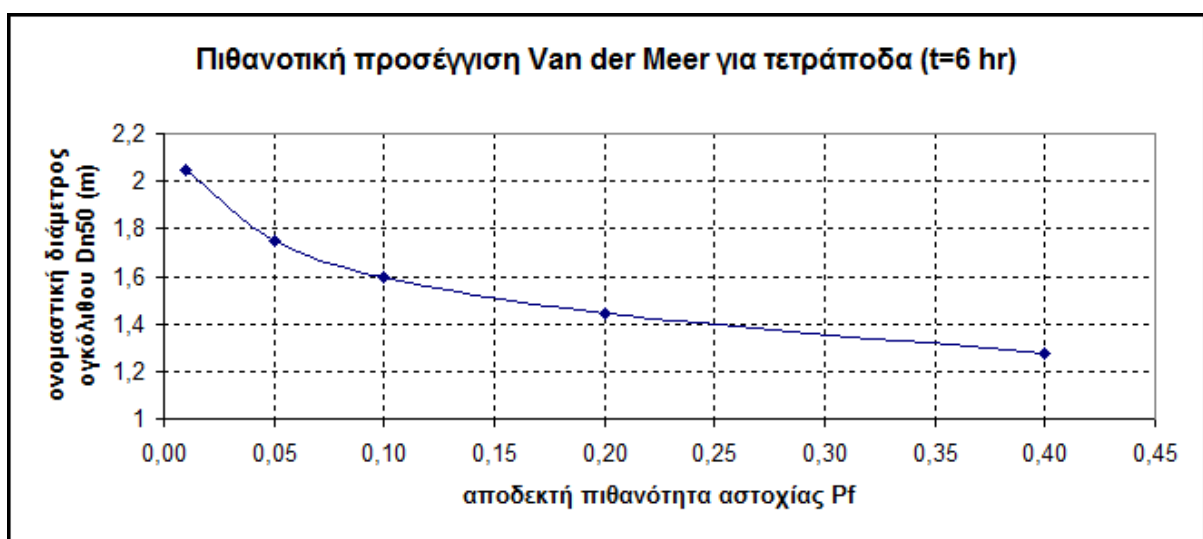


Σχήμα 5.24: Αποτελέσματα υπολογισμού θωράκισης από τετράποδα με τη σχέση του Van der Meer και καταγίδα 3hr

Για διάρκεια κυματικής καταγίδας  $t = 6hr$ :

Πίνακας 5.9: Υπολογισμός θωράκισης από τετράποδα με τη σχέση του Van der Meer για διάφορες τιμές πιθανότητας αστοχίας και καταγίδα 6hr

t (hr)	N	Pf	$\gamma_H$	$\gamma_z$	Dn50 (m)	M50 (t)
6	2851	0.01	1.7	1.02	2.047	20.576
		0.05	1.4	1.06	1.752	12.898
		0.10	1.3	1.04	1.596	9.753
		0.20	1.2	1.02	1.445	7.237
		0.40	1.0	1.08	1.275	4.971

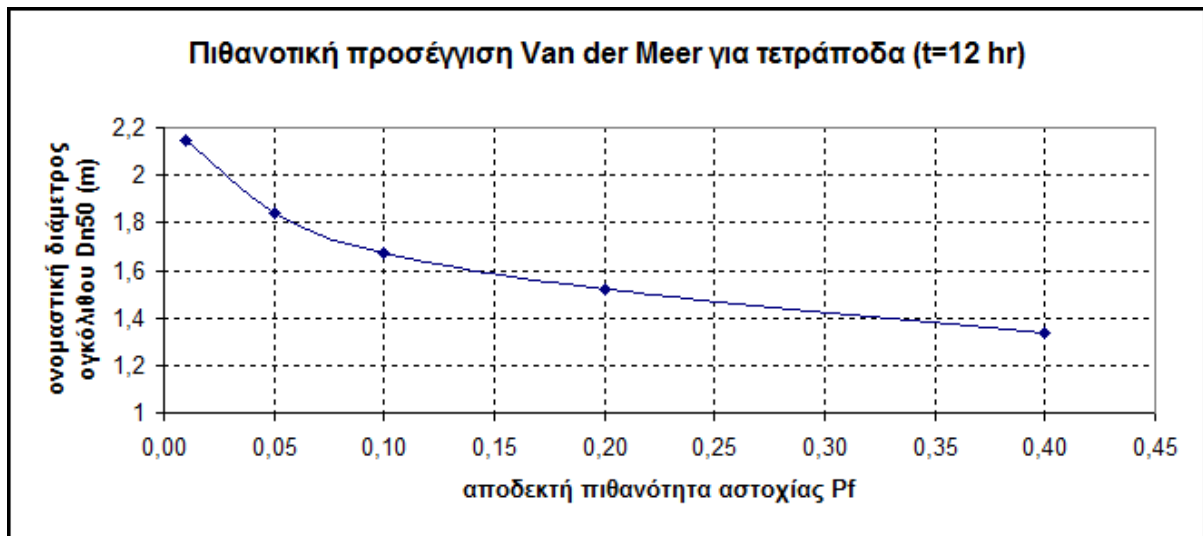


Σχήμα 5.25: Αποτελέσματα υπολογισμού θωράκισης από τετράποδα με τη σχέση του Van der Meer και καταγίδα 6hr

Για διάρκεια κυματικής καταγίδας  $t = 12\text{hr}$ :

Πίνακας 5.10: Υπολογισμός θωράκισης από τετράποδα με τη σχέση του Van der Meer για διάφορες τιμές πιθανότητας αστοχίας και καταγίδα 12hr

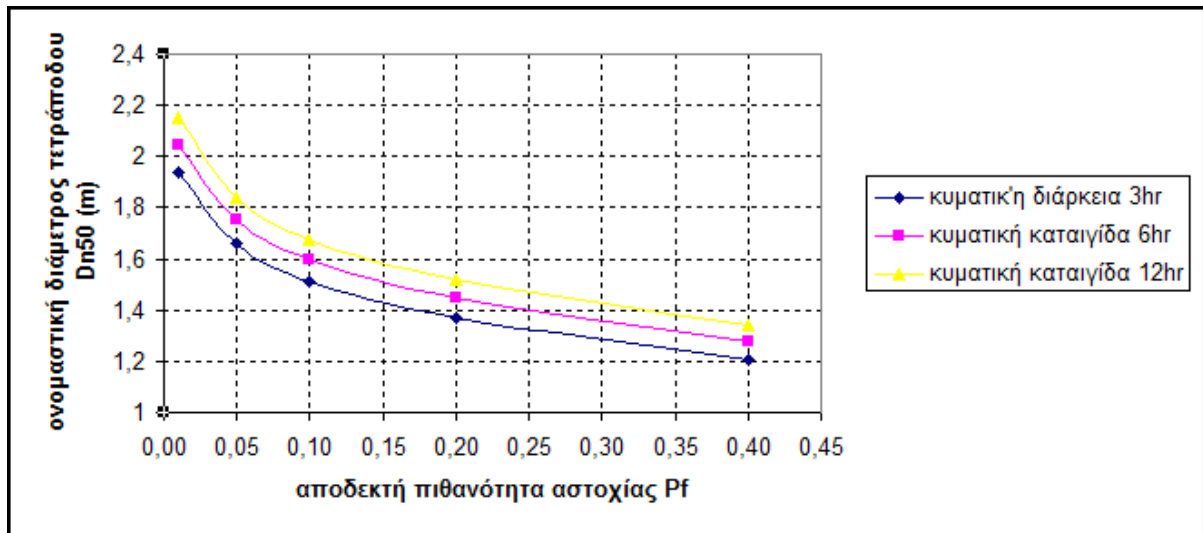
t (hr)	N	Pf	$\gamma_H$	$\gamma_z$	Dn50 (m)	M50 (t)
12	5701	0.01	1.7	1.02	2.149	23.817
		0.05	1.4	1.06	1.839	14.929
		0.10	1.3	1.04	1.676	11.289
		0.20	1.2	1.02	1.517	8.377
		0.40	1.0	1.08	1.338	5.754



Σχήμα 5.26: Αποτελέσματα υπολογισμού θωράκισης από τετράποδα με τη σχέση του Van der Meer και καταγίδα 12hr

Όπως φαίνεται στα παραπάνω σχήματα, κατά τον πιθανοτικό σχεδιασμό θωράκισης με τετράποδα, αύξηση της αποδεκτής πιθανότητας αστοχίας συνεπάγεται μικρότερους απαιτούμενους ογκόλιθους. Προέκυψε, δηλαδή, το ίδιο συμπέρασμα όπως και στον πιθανοτικό υπολογισμό θωράκισης από φυσικούς ογκόλιθους τόσο με τη σχέση του Van der Meer όσο και με τη σχέση του Hudson.

Με τη βοήθεια του παρακάτω σχήματος γίνεται φανερή και η επίδραση της διάρκειας καταγίδας στον πιθανοτικό σχεδιασμό θωράκισης με τετράποδα. Για μεγαλύτερες σε διάρκεια καταγίδες απαιτούνται τετράποδα μεγαλύτερων διαστάσεων.



Σχήμα 5.27: Πιθανοτικός υπολογισμός θωράκισης με τετράποδα με τη σχέση του Van der Meer για καταίγιδα 3hr, 6hr και 12hr

Συγκρίνοντας τα σχήματα (5.22) και (5.27), προκύπτει ότι, εάν χρησιμοποιηθούν τετράποδα, απαιτείται μικρότερη διάμετρος λίθου θωράκισης. Αυτό εξηγείται φυσικά διότι τα τετράποδα εμφανίζουν αλληλεμπλοκή μεταξύ τους, στοιχείο που συνεισφέρει στην ευστάθειά τους. Αντίθετα, οι φυσικοί λίθοι αντιστέκονται στην κυματική δράση μόνο λόγω του ίδιου βάρους τους. Συνεπώς, για να αποδώσουν την ίδια αντίσταση με τα τετράποδα, θα πρέπει να έχουν μεγαλύτερο όγκο και συνεπακόλουθα βάρος.

#### 5.4 Υπολογισμός εξωτερικής θωράκισης σε διατομή με αναβαθμό

Στη συγκεκριμένη ενότητα θα διαστασιολογηθεί η θωράκιση διατομής με αναβαθμό με φυσικούς ογκόλιθους για το τμήμα της επέκτασης του προσήνεμου μώλου του λιμένος Ρεθύμνου. Θα χρησιμοποιηθεί η σχέση του Van der Meer (Leo C.van Rijn, 2014) με συντελεστή διαπερατότητας  $P = 0,6$  και πιο συγκεκριμένα η σχέση που αφορά κυματισμούς με θραύση εκτινάξεως (Andersen et al., 2012).

Όπως έχει ήδη αναφερθεί, η θέση της διατομής είναι τέτοια που πλήττεται από το βόρειο άνεμο. Χρησιμοποιούνται τα διαθέσιμα κυματικά δεδομένα όπως προέκυψαν από την εφαρμογή του φαινομένου της ρήχωσης σε προηγούμενη ενότητα. Θεωρείται κλίση πρανών  $\cot\alpha = 1,5$  και δείκτης ζημιών  $S = 2$  (“start of damage” criterion).

Υπολογίζεται ο απαιτούμενος φυσικός ογκόλιθος για διάρκεια καταίγιδας 3hr, 6hr και 12hr. Για το σκοπό αυτό χρησιμοποιείται η σχέση (3.29). Στη συνέχεια, υπολογίζεται ο δείκτης ευστάθειας ως μια ένδειξη εάν η διατομή ευσταθεί ή όχι. Όταν η τιμή του δείκτη ευστάθειας είναι μεγαλύτερη της μονάδας, η διατομή θεωρητικά ευσταθεί. Τέλος, για κάθε μια περίπτωση υπολογίζεται η υποχώρηση του αναβαθμού με τη σχέση (3.60).



Πίνακας 5.11: Αποτελέσματα διαστασιολόγησης θωράκισης από φυσικούς ογκόλιθους σε διατομή με αναβαθμό και εκτίμηση της αντίστοιχης υποχώρησης αναβαθμού

t (hr)	N	Dn50 (m)	M50 (tn)	Hs/( $\Delta$ Dn50)	Rec (m)
3	1426	1.372	6.721	1.728	0.993
6	2851	1.471	8.274	1.612	0.691
12	5701	1.576	10.186	1.504	0.456

Σε προηγούμενη ενότητα έχει υπολογιστεί θωράκιση από φυσικούς λίθους υποθέτοντας συμβατική διατομή κυματοθραύστη με πρηνή με τη σχέση του Van der Meer. Τα αποτελέσματα συνοπτικά για λόγους σύγκρισης επαναλαμβάνονται εδώ:

Πίνακας 5.12: Ελάχιστος απαιτούμενος φυσικός ογκόλιθος σε συμβατική διατομή με πρηνή με τη σχέση του Van der Meer

t (hr)	Dn50 (m)	M50 (tn)	Hs/( $\Delta$ Dn50)
3	1.476	8.366	1.606
6	1.582	10.299	1.499
12	1.696	12.679	1.399

Με παρατήρηση των δύο παραπάνω σχημάτων προκύπτει ότι για τη διατομή με αναβαθμό απαιτείται μικρότερος ογκόλιθος, γεγονός που έχει φυσική εξήγηση. Ο αναβαθμός προκαλεί εκτόνωση μέρους της ενέργειας του προσπίπτοντος κυματισμού, με αποτέλεσμα οι δυνάμεις που ασκούνται στη θωράκιση του κύριου σώματος του κυματοθραύστη να είναι μικρότερες. Συνεπώς, μειώνονται και οι απαιτήσεις σε ογκόλιθο.

Αναπαριστώντας τις τιμές διαμέτρου του ογκολίθου και υποχώρησης του αναβαθμού που προέκυψαν προκύπτει το ακόλουθο γράφημα. Όσο μεγαλύτερος είναι ο ογκόλιθος που χρησιμοποιείται, τόσο μικρότερη εκτιμάται η υποχώρηση του αναβαθμού. Αυτό είναι λογικό καθώς οι φυσικοί ογκόλιθοι συμβάλουν στην ευστάθεια της θωράκισης μέσω του ίδιου βάρους τους. Επομένως, όσο μεγαλύτερος είναι ο ογκόλιθος, τόσο πιο δύσκολα μετακινείται υπό την κυματική δράση και ο αναβαθμός παραμορφώνεται λιγότερο.



Σχήμα 5.28: Αναλογία διαστάσεων φυσικού λίθου και υποχώρησης αναβαθμού στη διατομή με αναβαθμό που υπολογίστηκε

## 5.5 Σύνοψη και σύγκριση αποτελεσμάτων ντετερμινιστικής και πιθανοτικής προσέγγισης

Αρχικά, διαστασιολογήθηκε θωράκιση από φυσικούς ογκόλιθους με τη σχέση του Hudson. Επίσης, υπολογίστηκε η θωράκιση από φυσικούς ογκόλιθους και με τη σχέση του Van der Meer και παράχθηκαν τα παρακάτω αποτελέσματα. Ειδικότερα, συγκρίθηκαν τα αποτελέσματα που προέκυψαν για το κύμα σχεδιασμού ( $H_{os} = 3,94$  m και  $T_p = 9,13$  sec). Η ίδια διαδικασία ακολουθήθηκε και για διαστασιολόγηση της θωράκισης από τετράποδα με τη σχέση του Van der Meer.

Τα αποτελέσματα των υπολογισμών συνοψίζονται στους ακόλουθους πίνακες.

Πίνακας 5.13: Αποτελέσματα υπολογισμών (ντετερμινιστική προσέγγιση)

<b><i>D</i> n50 (m)</b>	Hudson	Van der Meer		
		3 hr	6 hr	12 hr
φυσικοί ογκόλιθοι	1,658	1,476	1,582	1,696
τετράποδα	1,507	1,117	1,180	1,239

Πίνακας 5.14: Αποτελέσματα υπολογισμών (πιθανοτική προσέγγιση)

<b><i>D</i> n50 (m)</b>	Hudson	Pf	0,01	0,05	0,10	0,20	0,40
		φυσικοί ογκ.	2,930	2,460	2,241	2,029	1,790
Van der Meer	t (hr)	Pf	0,01	0,05	0,10	0,20	0,40
		φυσικοί ογκ.	2,457	2,108	1,919	1,772	1,594
	3	τετράποδα	1,937	1,658	1,510	1,367	1,206
	6	φυσικοί ογκ.	2,633	2,259	2,057	1,899	1,709
		τετράποδα	2,047	1,752	1,596	1,445	1,275
	12	φυσικοί ογκ.	2,822	2,422	2,205	2,035	1,831
τετράποδα		2,149	1,839	1,676	1,517	1,338	

Πίνακας 5.15: Αποτελέσματα υπολογισμών (ντετερμινιστική προσέγγιση)

<b><i>M</i> 50 (t)</b>	Hudson	Van der Meer		
		3 hr	6 hr	12 hr
φυσικοί ογκόλιθοι	11,840	8,366	10,299	12,679
τετράποδα	8,213	3,346	3,946	4,568

Πίνακας 5.16: Αποτελέσματα υπολογισμών (πιθανοτική προσέγγιση)

<i>M</i> 50 (t)	Hudson	P <sub>f</sub>	0,01	0,05	0,10	0,20	0,40
		φυσικοί ογκ.	65,432 (338%)	38,694 (159%)	29,260 (96%)	21,711 (45%)	14,915
Van der Meer	t (hr)	P <sub>f</sub>	0,01	0,05	0,10	0,20	0,40
		φυσικοί ογκ.	38,546 (265%)	24,361 (131%)	18,380 (74%)	14,456 (37%)	10,539
	3	τετράποδα	17,444 (313%)	10,934 (159%)	8,268 (96%)	6,135 (45%)	4,215
	6	φυσικοί ογκ.	47,451 (265%)	29,989 (131%)	22,626 (74%)	17,796 (37%)	12,974
		τετράποδα	20,575 (313%)	12,897 (159%)	9,752 (96%)	7,236 (45%)	4,971
	12	φυσικοί ογκ.	58,416 (265%)	36,919 (131%)	27,855 (74%)	21,908 (37%)	15,971
τετράποδα		23,816 (313%)	14,929 (159%)	11,289 (96%)	8,376 (45%)	5,754	

Στον πίνακα 5.16 σημειώνεται η επί τοις εκατό διαφορά του βάρους του απαιτούμενου ογκόλιθου για διάφορες τιμές αστοχίας σε σχέση με τον ογκόλιθο που προκύπτει για P<sub>f</sub> = 0,40.

Για όλες τις παραπάνω περιπτώσεις ισχύει το εξής κοινό συμπέρασμα: Ο ντετερμινιστικός υπολογισμός απαιτεί μικρότερη διάμετρο ογκόλιθου, ενώ η πιθανοτική θεώρηση ήταν πιο συντηρητική για τις τιμές πιθανότητας αστοχίας που εξετάστηκαν. Είναι φανερό, λοιπόν, ότι η υιοθέτηση ντετερμινιστικής προσέγγισης στο σχεδιασμό της θωράκισης κάποιου έργου δεν εγγυάται σίγουρα τη μη αστοχία της. Υπάρχει ορισμένο περιθώριο αστοχίας παρότι δεν εκφράζεται με τη μορφή κάποιας πιθανότητας αστοχίας όπως στις πιθανοτικές μεθόδους. Βέβαια, η ύπαρξη αυτής της αβεβαιότητας δεν καθιστά απαγορευτική τη χρήση των ντετερμινιστικών μεθόδων σε καμία περίπτωση. Πρόκειται απλώς για μια παρατήρηση η οποία έχει σκοπό να διευκρινίσει ότι ένα έργο, είτε σχεδιάστηκε με ντετερμινιστικές μεθόδους είτε με πιθανοτικές, είναι πιθανό υπό τη δράση κυμάτων να εμφανίσει ζημιές που να βλάπτουν την ευστάθεια και τη λειτουργικότητά του.

## Κεφάλαιο 6 Σύνοψη συμπερασμάτων

Στο προηγούμενο κεφάλαιο υπολογίστηκε η θωράκιση του προσήνεμου μώλου του λιμένος Ρεθύμνου στο τμήμα της επέκτασης. Ο σχεδιασμός προσεγγίστηκε τόσο ντετερμινιστικά όσο και πιθανοτικά, ενώ οι υπολογισμοί εκτελέστηκαν χρησιμοποιώντας τη σχέση του Hudson (1974) και τις σχέσεις του Van der Meer (1987, 1988). Επίσης, ο σχεδιασμός πραγματοποιήθηκε για φυσικούς ογκόλιθους και για τετράποδα. Από τους παραπάνω υπολογισμούς προέκυψαν τα εξής συμπεράσματα:

Οι υπολογισμοί που έγιναν με τη σχέση του Hudson ντετερμινιστικά έδειξαν ότι η επιλογή τετραπόδων αντί για φυσικούς ογκόλιθους επιτρέπει την τοποθέτηση μικρότερων ογκολίθων. Αυτό εξηγείται λογικά αφού οι τεχνητοί ογκόλιθοι εμφανίζουν σημαντική αλληλεμπλοκή μεταξύ τους κάτι που δεν ισχύει στους φυσικούς ογκόλιθους. Συνεπώς, σε περίπτωση που απαιτούνται για τη θωράκιση κάποιου έργου αρκετά μεγάλοι φυσικοί ογκόλιθοι, με σημαντική οικονομική επιβάρυνση, η επιλογή τεχνητών ογκολίθων μικρότερων διαστάσεων ενδεχομένως να αποτελεί μια συμφέρουσα λύση. Το ίδιο συμπέρασμα προέκυψε και κατά τον πιθανοτικό σχεδιασμό.

Η σημασία της περιόδου του κύματος στο σχεδιασμό θωράκισης κυματοθραύστη αναδείχθηκε εξαιρετικά μέσω των υπολογισμών με τη σχέση του Van der Meer (1987) για φυσικούς ογκόλιθους και μέσω των υπολογισμών με τις σχέσεις του Van der Meer (1988c) και του De Jong (1996) για τετράποδα. Όσον αφορά τους φυσικούς ογκόλιθους εξάχθηκαν τα εξής συμπεράσματα. Για κύματα με θραύση εκτινάξεως η εμφάνιση κυμάτων με μεγαλύτερη περίοδο είναι δυσμενέστερη για την κατασκευή. Μειώνεται ο δείκτης ευστάθειας και απαιτούνται μεγαλύτεροι ογκόλιθοι. Για κύματα με θραύση εφορμήσεως αύξηση της περιόδου συνεπάγεται αύξηση του δείκτη ευστάθειας και μικρότερες απαιτήσεις σε ογκόλιθο. Οι απαιτήσεις σε ογκόλιθο γίνονται μέγιστες για την τιμή της περιόδου όπου συμβαίνει η μετάβαση από κύματα με θραύση εκτινάξεως σε κύματα με θραύση εφορμήσεως. Τα ίδια παρατηρήθηκαν και για χρήση τετραπόδων, όπου η σχέση του De Jong εφαρμόστηκε για τα κύματα με θραύση εκτινάξεως και η σχέση του Van der Meer για τα κύματα με θραύση εφορμήσεως.

Οι υπολογισμοί που έγιναν με τη σχέση του Hudson και του Van der Meer, ντετερμινιστικά και πιθανοτικά, για φυσικούς ογκόλιθους έδειξαν ότι η σχέση του Hudson παράγει πιο συντηρητικά αποτελέσματα για κυματικές καταιγίδες μικρής διάρκειας. Όμως, όσο αυξάνει η διάρκεια της κυματικής καταιγίδας η σχέση του Van der Meer απαιτεί μεγαλύτερο ογκόλιθο από την αντίστοιχη του Hudson. Υποθέτωντας χρήση τετραπόδων η σχέση του Hudson (ντετερμινιστική προσέγγιση) παρήγαγε πιο συντηρητικά αποτελέσματα από την αντίστοιχη του Van der Meer για τις εξεταζόμενες τιμές διάρκειας καταιγίδας.

Η απαιτούμενη διάμετρος φυσικού ογκολίθου υπολογίστηκε πιθανοτικά με τη σχέση του Hudson και τη σχέση του Van der Meer, ενώ η απαιτούμενη διάμετρος τετραπόδου υπολογίστηκε πιθανοτικά με τη σχέση του Van der Meer. Σε όλες αυτές τις περιπτώσεις, αυξανόμενης της αποδεκτής πιθανότητας αστοχίας προκύπτει μικρότερη διάμετρος απαιτούμενου ογκολίθου. Αυτό συμβαίνει διότι η αποδοχή μεγαλύτερης πιθανότητας αστοχίας καθιστά το σχεδιασμό λιγότερο συντηρητικό καθώς επιτρέπεται στην κατασκευή να υποστεί μεγαλύτερη ζημιά.

Οι υπολογισμοί που έγιναν με τις σχέσεις του Van der Meer για φυσικούς ογκόλιθους και για τετράποδα, τόσο ντετερμινιστικά όσο και πιθανοτικά, έδειξαν ότι η διάρκεια της κυματικής καταγίδας επηρεάζει επίσης το σχεδιασμό. Για κυματικές καταγίδες μεγαλύτερης διάρκειας απαιτούνται ογκόλιθοι μεγαλύτερων διαστάσεων.

Συγκρίνοντας τα αποτελέσματα που προέκυψαν από τους ντετερμινιστικούς υπολογισμούς και από τους πιθανοτικούς υπολογισμούς παρατηρείται ότι ο πιθανοτικός σχεδιασμός είναι περισσότερο συντηρητικός. Τα αποτελέσματα που προέκυψαν από τους ντετερμινιστικούς υπολογισμούς απαιτούσαν μικρότερους ογκόλιθους. Επομένως, ο σχεδιασμός μέσω ντετερμινιστικών μεθόδων εμπεριέχει κάποιο περιθώριο αστοχίας και δεν εξασφαλίζει τη μη αστοχία του έργου.

Ας σημειωθεί ότι οι φυσικοί ογκόλιθοι ταιριάζουν αισθητικά με το τοπίο περισσότερο από τους τεχνητούς ογκόλιθους από σκυρόδεμα. Βέβαια, θα πρέπει να ληφθούν υπ' όψη τυχούσες περιβαλλοντικές επιπτώσεις στη θέση λήψης του βραχώδους υλικού και στη θέση τοποθέτησής του σε περίπτωση που χρησιμοποιηθούν φυσικοί ογκόλιθοι.

Τέλος, η κατασκευή διατομής με αναβαθμό αντί της συμβατικής διατομής με πρηνή επιτρέπει τη χρήση μικρότερων ογκολίθων. Η παρουσία του αναβαθμού προκαλεί την εκτόνωση μέρους της ενέργειας του προσπίπτοντος κύματος με αποτέλεσμα το κύριο σώμα της θωράκισης να δέχεται μικρότερες δυνάμεις. Έτσι, μπορούν να τοποθετηθούν μικρότεροι ογκόλιθοι, με αποτέλεσμα να μειώνεται το κόστος της κατασκευής. Βέβαια, όσο μεγαλύτερος ογκόλιθος τοποθετείται σε μια διατομή με αναβαθμό τόσο λιγότερο παραμορφώνεται ο αναβαθμός υπό την κυματική δράση.

## Παράρτημα υπολογισμών

1. Υπολογισμός μήκους κύματος σε βάθος  $d = 10,00$  m λόγω ρήχωσης

d (m)	$L_0$ (m)	$k_0$ (1/m)	L (m)	k	dL
10	89,65755	0,07008	89	0,070598	-
			54,52499		-34,47501
			73,38748		18,862493
			62,24717		-11,14031
			68,63383		6,3866573
			64,88919		-3,744633
			67,05971		2,1705212
			65,79246		-1,267252
			66,52937		0,7369051
			66,09982		-0,429544
			66,34986		0,250036
			66,2042		-0,145663
			66,28902		0,0848192
			66,23961		-0,049403

2. Υπολογισμός ύψους κύματος σε βάθος  $d = 10,00$  m λόγω ρήχωσης

d (m)	$L_0$ (m)	$k_0$ (1/m)	L (m)	$c_0$	c	k	n	$K_s$	$H_s$ (ή $H_{1/3}$ ) (m)
10	89,65755	0,07008	66,23961	11,83145	8,7411569	0,094855405	0,79112	0,924908	3,644136204

3. Υπολογισμός θωράκισης για διάρκεια καταγίδας 3hr και φυσικούς ογκόλιθους με τη σχέση του Van der Meer

Tr (sec)	Tm (sec)	sm (-)	ξm (-)	κατάταξη	N (-)	Dn50 (m)	M50 (tn)	Hs/(ΔDn50) (-)
2,00	1,66	0,847011	0,724376	plunging	6507	0,804247	1,352515	2,948820638
2,50	2,075	0,542087	0,90547	plunging	5205	0,879323	1,767742	2,697052238
3,00	2,49	0,37645	1,086564	plunging	4338	0,945858	2,200146	2,50733206
3,50	2,905	0,276575	1,267658	plunging	3718	1,006008	2,647144	2,357417348
4,00	3,32	0,211753	1,448752	plunging	3254	1,061227	3,107406	2,234753805
4,50	3,735	0,167311	1,629846	plunging	2892	1,112404	3,578994	2,131941827
5,00	4,15	0,135522	1,81094	plunging	2603	1,160296	4,06144	2,043944113
5,50	4,565	0,112002	1,992034	plunging	2366	1,205367	4,553352	1,96751756
6,00	4,98	0,094112	2,173128	plunging	2169	1,248067	5,054608	1,90020237
6,50	5,395	0,08019	2,354222	plunging	2002	1,288664	5,564063	1,840341206
7,00	5,81	0,069144	2,535316	plunging	1859	1,327436	6,081541	1,786588264
7,50	6,225	0,060232	2,71641	plunging	1735	1,364574	6,606394	1,73796432
8,00	6,64	0,052938	2,897504	plunging	1627	1,400297	7,138945	1,693626682
8,50	7,055	0,046893	3,078598	plunging	1531	1,434642	7,677215	1,653082217
9,00	7,47	0,041828	3,259692	plunging	1446	1,467826	8,22237	1,615709773
9,50	7,885	0,037541	3,440786	plunging	1370	1,499928	8,773732	1,581129991
10,00	8,3	0,03388	3,62188	plunging	1302	1,531079	9,331814	1,54896048
10,50	8,715	0,030731	3,802974	plunging	1240	1,561253	9,894486	1,519023938
11,00	9,13	0,028	3,984068	plunging	1183	1,590491	10,46086	1,49109948
11,50	9,545	0,025618	4,165162	plunging	1132	1,619086	11,03528	1,464764726
12,00	9,96	0,023528	4,346256	plunging	1085	1,646911	11,61405	1,440017729
12,50	10,375	0,021683	4,52735	surgling	1041	1,638557	11,4382	1,447359457
13,00	10,79	0,020048	4,708444	surgling	1001	1,606743	10,78482	1,476017151
13,50	11,205	0,01859	4,889539	surgling	964	1,57672	10,19148	1,504122732
14,00	11,62	0,017286	5,070633	surgling	930	1,54838	9,651746	1,531653015
14,50	12,035	0,016114	5,251727	surgling	898	1,521461	9,157058	1,558752051
15,00	12,45	0,015058	5,432821	surgling	868	1,495877	8,702841	1,585411492
15,50	12,865	0,014102	5,613915	surgling	840	1,471552	8,285151	1,611618416
16,00	13,28	0,013235	5,795009	surgling	814	1,448421	7,900562	1,637355652
16,50	13,695	0,012445	5,976103	surgling	789	1,426246	7,543224	1,662812758
17,00	14,11	0,011723	6,157197	surgling	766	1,405153	7,213476	1,687773495
17,50	14,525	0,011063	6,338291	surgling	744	1,384913	6,906228	1,71244013
18,00	14,94	0,010457	6,519385	surgling	723	1,36548	6,61956	1,736811328
9,13	7,5779	0,040645	3,306777	plunging	1426	1,476331	8,366133	1,606401476

4. Υπολογισμός θωράκισης για διάρκεια καταγίδας 6hr και φυσικούς ογκόλιθους με τη σχέση του Van der Meer

Tr (sec)	Tm (sec)	sm (-)	ξm (-)	κατάταξη	N (-)	Dn50 (m)	M50 (tn)	Hs/(ΔDn50) (-)
2,00	1,66	0,847011	0,724376	plunging	7500	0,815751	1,411387	2,90723616
2,50	2,075	0,542087	0,90547	plunging	7500	0,912037	1,972473	2,600311072
3,00	2,49	0,37645	1,086564	plunging	7500	0,999087	2,592884	2,373748384
3,50	2,905	0,276575	1,267658	plunging	7436	1,078213	3,259017	2,199548161
4,00	3,32	0,211753	1,448752	plunging	6507	1,137377	3,825489	2,085131069
4,50	3,735	0,167311	1,629846	plunging	5784	1,192245	4,406259	1,98917206
5,00	4,15	0,135522	1,81094	plunging	5205	1,243551	4,999931	1,907103927
5,50	4,565	0,112002	1,992034	plunging	4732	1,29188	5,605834	1,835758795
6,00	4,98	0,094112	2,173128	plunging	4338	1,337646	6,222953	1,772951502
6,50	5,395	0,08019	2,354222	plunging	4004	1,381155	6,850165	1,717099061
7,00	5,81	0,069144	2,535316	plunging	3718	1,42271	7,487255	1,666945793
7,50	6,225	0,060232	2,71641	plunging	3470	1,462514	8,133426	1,621578049
8,00	6,64	0,052938	2,897504	plunging	3254	1,500801	8,789072	1,58020957
8,50	7,055	0,046893	3,078598	plunging	3062	1,537611	9,451761	1,542380246
9,00	7,47	0,041828	3,259692	plunging	2892	1,573177	10,12292	1,507510523
9,50	7,885	0,037541	3,440786	plunging	2740	1,607583	10,80173	1,475246446
10,00	8,3	0,03388	3,62188	plunging	2603	1,640907	11,48749	1,445286743
10,50	8,715	0,030731	3,802974	plunging	2479	1,673242	12,18007	1,417356611
11,00	9,13	0,028	3,984068	plunging	2366	1,704646	12,87882	1,391245009
11,50	9,545	0,025618	4,165162	plunging	2263	1,735217	13,58423	1,366734195
12,00	9,96	0,023528	4,346256	plunging	2169	1,765034	14,29659	1,343645982
12,50	10,375	0,021683	4,52735	surgling	2082	1,756162	14,08208	1,350434124
13,00	10,79	0,020048	4,708444	surgling	2002	1,722065	13,27767	1,377172698
13,50	11,205	0,01859	4,889539	surgling	1928	1,689887	12,54718	1,403396132
14,00	11,62	0,017286	5,070633	surgling	1859	1,659423	11,88078	1,42915965
14,50	12,035	0,016114	5,251727	surgling	1795	1,630571	11,27178	1,454448092
15,00	12,45	0,015058	5,432821	surgling	1735	1,603149	10,7126	1,479326464
15,50	12,865	0,014102	5,613915	surgling	1679	1,577077	10,1984	1,503782687
16,00	13,28	0,013235	5,795009	surgling	1627	1,552284	9,72494	1,527800714
16,50	13,695	0,012445	5,976103	surgling	1578	1,528613	9,286799	1,551459162
17,00	14,11	0,011723	6,157197	surgling	1531	1,505908	8,879091	1,57485118
17,50	14,525	0,011063	6,338291	surgling	1488	1,484313	8,502563	1,597763137
18,00	14,94	0,010457	6,519385	surgling	1446	1,463485	8,149635	1,620502269
9,13	7,5779	0,040645	3,306777	plunging	2851	1,582237	10,29883	1,498878139



5. Υπολογισμός θωράκισης για διάρκεια καταγίδας 12hr και φυσικούς ογκόλιθους με τη σχέση του Van der Meer

Tr (sec)	Tm (sec)	sm (-)	ξm (-)	κατάταξη	N (-)	Dn50 (m)	M50 (tn)	Hs/(ΔDn50) (-)
2,00	1,66	0,847011	0,724376	plunging	7500	0,815751	1,411387	2,90723616
2,50	2,075	0,542087	0,90547	plunging	7500	0,912037	1,972473	2,600311072
3,00	2,49	0,37645	1,086564	plunging	7500	0,999087	2,592884	2,373748384
3,50	2,905	0,276575	1,267658	plunging	7500	1,079137	3,267407	2,197663966
4,00	3,32	0,211753	1,448752	plunging	7500	1,153646	3,992005	2,055726403
4,50	3,735	0,167311	1,629846	plunging	7500	1,223626	4,763431	1,93815744
5,00	4,15	0,135522	1,81094	plunging	7500	1,289816	5,578997	1,838697592
5,50	4,565	0,112002	1,992034	plunging	7500	1,35277	6,436432	1,753129367
6,00	4,98	0,094112	2,173128	plunging	7500	1,412922	7,333782	1,678493579
6,50	5,395	0,08019	2,354222	plunging	7500	1,470616	8,269346	1,612644468
7,00	5,81	0,069144	2,535316	plunging	7436	1,524823	9,217893	1,55531542
7,50	6,225	0,060232	2,71641	plunging	6940	1,567484	10,01342	1,512985818
8,00	6,64	0,052938	2,897504	plunging	6507	1,608494	10,82012	1,474410319
8,50	7,055	0,046893	3,078598	plunging	6124	1,647971	11,63648	1,439091655
9,00	7,47	0,041828	3,259692	plunging	5784	1,686089	12,46278	1,406557053
9,50	7,885	0,037541	3,440786	plunging	5479	1,722933	13,29776	1,376478725
10,00	8,3	0,03388	3,62188	plunging	5205	1,758646	14,14194	1,348526119
10,50	8,715	0,030731	3,802974	plunging	4957	1,7933	14,99451	1,322467154
11,00	9,13	0,028	3,984068	plunging	4732	1,826995	15,85569	1,298077492
11,50	9,545	0,025618	4,165162	plunging	4526	1,85976	16,72414	1,275208094
12,00	9,96	0,023528	4,346256	plunging	4338	1,891716	17,60117	1,25366603
12,50	10,375	0,021683	4,52735	surgling	4164	1,882208	17,33708	1,25999959
13,00	10,79	0,020048	4,708444	surgling	4004	1,845663	16,34673	1,284947562
13,50	11,205	0,01859	4,889539	surgling	3856	1,811176	15,44739	1,309414891
14,00	11,62	0,017286	5,070633	surgling	3718	1,778526	14,62695	1,333453103
14,50	12,035	0,016114	5,251727	surgling	3590	1,747603	13,87719	1,357048055
15,00	12,45	0,015058	5,432821	surgling	3470	1,718213	13,18876	1,380260396
15,50	12,865	0,014102	5,613915	surgling	3358	1,690269	12,5557	1,403078859
16,00	13,28	0,013235	5,795009	surgling	3254	1,663697	11,97281	1,42548847
16,50	13,695	0,012445	5,976103	surgling	3155	1,638275	11,4323	1,447608459
17,00	14,11	0,011723	6,157197	surgling	3062	1,613992	10,93144	1,469388108
17,50	14,525	0,011063	6,338291	surgling	2975	1,590794	10,46683	1,490815822
18,00	14,94	0,010457	6,519385	surgling	2892	1,568524	10,03338	1,51198208
9,13	7,5779	0,040645	3,306777	plunging	5701	1,69577	12,67869	1,398527282

6. Υπολογισμός θωράκισης για διάρκεια καταγίδας 3hr και τετράποδα με τη σχέση του Van der Meer

<b>Tp (sec)</b>	<b>Tm (sec)</b>	<b>N (-)</b>	<b>Dn50 (m)</b>	<b>M50 (tn)</b>	<b>Hs/(ΔDn50) (-)</b>	<b>som (-)</b>
2,0	1,66	6507	2,294553	28,993843	1,183906996	0,847011
2,5	2,075	5205	2,068019	21,226338	1,313594011	0,542087
3,0	2,49	4338	1,898799	16,430398	1,430661283	0,37645
3,5	2,905	3718	1,76598	13,218075	1,53826128	0,276575
4,0	3,32	3254	1,65809	10,940451	1,63835409	0,211753
4,5	3,735	2892	1,568068	9,2534951	1,732410933	0,167311
5,0	4,15	2603	1,491484	7,9628303	1,821365173	0,135522
5,5	4,565	2366	1,425229	6,9480875	1,906035956	0,112002
6,0	4,98	2169	1,367194	6,1334069	1,986943831	0,094112
6,5	5,395	2002	1,315763	5,4669351	2,064610867	0,08019
7,0	5,81	1859	1,26978	4,9135635	2,139377002	0,069144
7,5	6,225	1735	1,22833	4,4479142	2,211570127	0,060232
8,0	6,64	1627	1,190741	4,0519444	2,28138382	0,052938
8,5	7,055	1531	1,156378	3,7111657	2,349178762	0,046893
9,0	7,47	1446	1,124855	3,4158706	2,41501063	0,041828
9,5	7,885	1370	1,095787	3,1578376	2,479074529	0,037541
10,0	8,3	1302	1,068893	2,9309862	2,541450114	0,03388
10,5	8,715	1240	1,043856	2,7298115	2,602407463	0,030731
11,0	9,13	1183	1,02045	2,5502738	2,662097211	0,028
11,5	9,545	1132	0,998625	2,3901144	2,720277991	0,025618
12,0	9,96	1085	0,978123	2,2459046	2,777297575	0,023528
12,5	10,375	1041	0,958768	2,115205	2,833361766	0,021683
13,0	10,79	1001	0,940562	1,9969801	2,888206699	0,020048
13,5	11,205	964	0,923354	1,889363	2,942034174	0,01859
14,0	11,62	930	0,907083	1,7912346	2,99480598	0,017286
14,5	12,035	898	0,89161	1,701124	3,046778318	0,016114
15,0	12,45	868	0,876885	1,6182277	3,097939765	0,015058
15,5	12,865	840	0,862867	1,5418529	3,148269276	0,014102
16,0	13,28	814	0,849519	1,4713989	3,197736764	0,013235
16,5	13,695	789	0,836711	1,4058475	3,246684663	0,012445
17,0	14,11	766	0,824512	1,3452455	3,294723712	0,011723
17,5	14,525	744	0,812794	1,288704	3,342220645	0,011063
18,0	14,94	723	0,801534	1,2358808	3,389174959	0,010457
9,13	7,5779	1426	1,117112	3,3458133	2,43175013	0,040645

7. Υπολογισμός θωράκισης για διάρκεια καταγίγδας 6hr και τετράποδα με τη σχέση του Van der Meer

<b>Tp (sec)</b>	<b>Tm (sec)</b>	<b>N (-)</b>	<b>Dn50 (m)</b>	<b>M50 (tn)</b>	<b>Hs/(ΔDn50) (-)</b>	<b>som (-)</b>
2,00	1,66	7500	2,315375	29,790327	1,173260437	0,847011
2,50	2,075	7500	2,117665	22,792043	1,282798465	0,542087
3,00	2,49	7500	1,968724	18,313264	1,379846988	0,37645
3,50	2,905	7436	1,850003	15,195963	1,468396829	0,276575
4,00	3,32	6507	1,738946	12,620303	1,562174647	0,211753
4,50	3,735	5784	1,646237	10,707498	1,650150344	0,167311
5,00	4,15	5205	1,567266	9,2393001	1,73329769	0,135522
5,50	4,565	4732	1,498934	8,0827511	1,812312613	0,112002
6,00	4,98	4338	1,43902	7,1517459	1,887768881	0,094112
6,50	5,395	4004	1,385892	6,3885008	1,960137473	0,08019
7,00	5,81	3718	1,338362	5,7535014	2,029747927	0,069144
7,50	6,225	3470	1,295495	5,2181688	2,09691169	0,060232
8,00	6,64	3254	1,256597	4,762108	2,161821183	0,052938
8,50	7,055	3062	1,221023	4,3690088	2,224804604	0,046893
9,00	7,47	2892	1,188373	4,0278177	2,28592993	0,041828
9,50	7,885	2740	1,158251	3,7292306	2,345379371	0,037541
10,00	8,3	2603	1,130334	3,4660232	2,403305754	0,03388
10,50	8,715	2479	1,104367	3,2325925	2,459815459	0,030731
11,00	9,13	2366	1,080122	3,0243307	2,515029522	0,028
11,50	9,545	2263	1,057429	2,8376921	2,569001896	0,025618
12,00	9,96	2169	1,036139	2,6697204	2,621788104	0,023528
12,50	10,375	2082	1,016079	2,5176388	2,673550385	0,021683
13,00	10,79	2002	0,997162	2,3796217	2,724270372	0,020048
13,50	11,205	1928	0,979275	2,2538509	2,774029785	0,01859
14,00	11,62	1859	0,962313	2,1387528	2,822924878	0,017286
14,50	12,035	1795	0,946219	2,0332296	2,870939498	0,016114
15,00	12,45	1735	0,9309	1,9360671	2,918184278	0,015058
15,50	12,865	1679	0,916311	1,8464602	2,964646137	0,014102
16,00	13,28	1627	0,902413	1,7637112	3,010303998	0,013235
16,50	13,695	1578	0,889126	1,6869468	3,055289611	0,012445
17,00	14,11	1531	0,87637	1,6153787	3,09975996	0,011723
17,50	14,525	1488	0,864212	1,5490745	3,143369377	0,011063
18,00	14,94	1446	0,852481	1,486844	3,186625631	0,010457
9,13	7,5779	2851	1,180316	3,9464458	2,301534381	0,040645

8. Υπολογισμός θωράκισης για διάρκεια καταγίδας 12hr και τετράποδα με τη σχέση του Van der Meer

<b>Tp (sec)</b>	<b>Tm (sec)</b>	<b>N (-)</b>	<b>Dn50 (m)</b>	<b>M50 (tn)</b>	<b>Hs/(ΔDn50) (-)</b>	<b>som (-)</b>
2,00	1,66	7500	2,315375	29,790327	1,173260437	0,847011
2,50	2,075	7500	2,117665	22,792043	1,282798465	0,542087
3,00	2,49	7500	1,968724	18,313264	1,379846988	0,37645
3,50	2,905	7500	1,850999	15,220524	1,467606565	0,276575
4,00	3,32	7500	1,754726	12,966993	1,548126428	0,211753
4,50	3,735	7500	1,673973	11,25787	1,622809097	0,167311
5,00	4,15	7500	1,60489	9,9208128	1,692662722	0,135522
5,50	4,565	7500	1,544857	8,84863	1,758439796	0,112002
6,00	4,98	7500	1,492014	7,9713111	1,820719017	0,094112
6,50	5,395	7500	1,445	7,2412782	1,879956372	0,08019
7,00	5,81	7436	1,40204	6,6144271	1,937561232	0,069144
7,50	6,225	6940	1,357932	6,0096005	2,000495822	0,060232
8,00	6,64	6507	1,317875	5,4933061	2,061301804	0,052938
8,50	7,055	6124	1,281254	5,0479668	2,120218821	0,046893
9,00	7,47	5784	1,247614	4,6607092	2,177386433	0,041828
9,50	7,885	5479	1,216551	4,3211811	2,232982702	0,037541
10,00	8,3	5205	1,187765	4,0216389	2,287100013	0,03388
10,50	8,715	4957	1,16098	3,7556526	2,339866303	0,030731
11,00	9,13	4732	1,13598	3,5182218	2,39136083	0,028
11,50	9,545	4526	1,112557	3,305053	2,441706008	0,025618
12,00	9,96	4338	1,090574	3,1129782	2,490925972	0,023528
12,50	10,375	4164	1,069855	2,9389046	2,539165569	0,021683
13,00	10,79	4004	1,050309	2,7807565	2,586416902	0,020048
13,50	11,205	3856	1,031823	2,6364951	2,632755496	0,01859
14,00	11,62	3718	1,014289	2,504357	2,678268447	0,017286
14,50	12,035	3590	0,997646	2,3830909	2,722947761	0,016114
15,00	12,45	3470	0,981801	2,2713399	2,766891564	0,015058
15,50	12,865	3358	0,966707	2,1681845	2,810093513	0,014102
16,00	13,28	3254	0,952322	2,0728279	2,852540152	0,013235
16,50	13,695	3155	0,938545	1,9841604	2,894413592	0,012445
17,00	14,11	3062	0,925362	1,9017215	2,935647275	0,011723
17,50	14,525	2975	0,912745	1,8249835	2,976230315	0,011063
18,00	14,94	2892	0,900618	1,7532095	3,016302627	0,010457
9,13	7,5779	5701	1,239296	4,5681046	2,192001446	0,040645

9. Υπολογισμός θωράκισης για διάρκεια καταγιάς 3hr και τετράποδα με τη σχέση του De Jong (1996)

<b>Tp (sec)</b>	<b>Tm (sec)</b>	<b>N (-)</b>	<b>Dn50 (m)</b>	<b>M50 (tn)</b>	<b>Hs/(ΔDn50) (-)</b>	<b>som (-)</b>
2,0	1,66	6507	0,608234	0,540037	4,466270293	0,847011
2,5	2,075	5205	0,659469	0,688326	4,119281577	0,542087
3,0	2,49	4338	0,704313	0,838509	3,857005193	0,37645
3,5	2,905	3718	0,744432	0,990115	3,649143439	0,276575
4,0	3,32	3254	0,780907	1,142905	3,47869369	0,211753
4,5	3,735	2892	0,814444	1,296566	3,335451732	0,167311
5,0	4,15	2603	0,84558	1,451028	3,212631796	0,135522
5,5	4,565	2366	0,874686	1,606081	3,105730342	0,112002
6,0	4,98	2169	0,902073	1,761719	3,011438021	0,094112
6,5	5,395	2002	0,92796	1,917778	2,927431464	0,08019
7,0	5,81	1859	0,95254	2,074246	2,851889918	0,069144
7,5	6,225	1735	0,97596	2,231037	2,783453078	0,060232
8,0	6,64	1627	0,998362	2,388223	2,720995802	0,052938
8,5	7,055	1531	1,019813	2,5455	2,663760453	0,046893
9,0	7,47	1446	1,040437	2,703075	2,610959669	0,041828
9,5	7,885	1370	1,060299	2,860855	2,562049722	0,037541
10,0	8,3	1302	1,07948	3,018943	2,516524656	0,03388
10,5	8,715	1240	1,098	3,177004	2,474079245	0,030731
11,0	9,13	1183	1,115897	3,334903	2,434399095	0,028
11,5	9,545	1132	1,1333	3,49338	2,397015841	0,025618
12,0	9,96	1085	1,150182	3,651832	2,361833292	0,023528
12,5	10,375	1041	1,166545	3,809921	2,328703534	0,021683
13,0	10,79	1001	1,182503	3,968428	2,297276857	0,020048
13,5	11,205	964	1,19805	4,127013	2,267466651	0,01859
14,0	11,62	930	1,213232	4,285911	2,239091324	0,017286
14,5	12,035	898	1,228023	4,444585	2,212122097	0,016114
15,0	12,45	868	1,242459	4,603169	2,186421374	0,015058
15,5	12,865	840	1,256572	4,761824	2,16186419	0,014102
16,0	13,28	814	1,270398	4,92074	2,138336481	0,013235
16,5	13,695	789	1,283878	5,07905	2,115884798	0,012445
17,0	14,11	766	1,297129	5,237945	2,094269386	0,011723
17,5	14,525	744	1,310084	5,396457	2,073559987	0,011063
18,0	14,94	723	1,322762	5,554652	2,053685352	0,010457
9,13	7,5779	1426	1,045692	2,744243	2,597837598	0,040645

10. Υπολογισμός θωράκισης για διάρκεια καταγίδας 6hr και τετράποδα με τη σχέση του De Jong (1996)

<b>Tp (sec)</b>	<b>Tm (sec)</b>	<b>N (-)</b>	<b>Dn50 (m)</b>	<b>M50 (tn)</b>	<b>Hs/(ΔDn50) (-)</b>	<b>som (-)</b>
2,0	1,66	7500	0,611362	0,54841	4,443423138	0,847011
2,5	2,075	7500	0,668439	0,716799	4,063999697	0,542087
3,0	2,49	7500	0,719009	0,892103	3,778167158	0,37645
3,5	2,905	7436	0,764506	1,072392	3,553325084	0,276575
4,0	3,32	6507	0,80257	1,240679	3,384799937	0,211753
4,5	3,735	5784	0,837616	1,41041	3,243179995	0,167311
5,0	4,15	5205	0,870174	1,581358	3,121831664	0,135522
5,5	4,565	4732	0,900651	1,753401	3,016192935	0,112002
6,0	4,98	4338	0,929346	1,926388	2,923063334	0,094112
6,5	5,395	4004	0,95649	2,100164	2,840109818	0,08019
7,0	5,81	3718	0,982283	2,274687	2,765533582	0,069144
7,5	6,225	3470	1,006877	2,449853	2,697985008	0,060232
8,0	6,64	3254	1,030414	2,625705	2,636356828	0,052938
8,5	7,055	3062	1,052969	2,801936	2,579883643	0,046893
9,0	7,47	2892	1,074665	2,978726	2,527799723	0,041828
9,5	7,885	2740	1,095571	3,155971	2,479563068	0,037541
10,0	8,3	2603	1,11575	3,333586	2,434719617	0,03388
10,5	8,715	2479	1,135262	3,511557	2,392872776	0,030731
11,0	9,13	2366	1,154155	3,689804	2,353703465	0,028
11,5	9,545	2263	1,172483	3,868392	2,31691097	0,025618
12,0	9,96	2169	1,190293	4,047369	2,282243249	0,023528
12,5	10,375	2082	1,207597	4,226468	2,249539743	0,021683
13,0	10,79	2002	1,22445	4,405897	2,218578184	0,020048
13,5	11,205	1928	1,240874	4,585578	2,189213739	0,01859
14,0	11,62	1859	1,256883	4,765366	2,161328398	0,017286
14,5	12,035	1795	1,27252	4,945438	2,134770862	0,016114
15,0	12,45	1735	1,287786	5,125578	2,109462971	0,015058
15,5	12,865	1679	1,302718	5,305937	2,085285322	0,014102
16,0	13,28	1627	1,317346	5,486696	2,062129207	0,013235
16,5	13,695	1578	1,331663	5,667537	2,039958812	0,012445
17,0	14,11	1531	1,345651	5,848023	2,018752924	0,011723
17,5	14,525	1488	1,359422	6,029403	1,998303348	0,011063
18,0	14,94	1446	1,372864	6,210035	1,978737412	0,010457
9,13	7,5779	2851	1,080176	3,024786	2,514903373	0,040645

11. Υπολογισμός θωράκισης για διάρκεια καταγιάς 12hr και τετράποδα με τη σχέση του De Jong (1996)

<b>Tp (sec)</b>	<b>Tm (sec)</b>	<b>N (-)</b>	<b>Dn50 (m)</b>	<b>M50 (tn)</b>	<b>Hs/(ΔDn50) (-)</b>	<b>som (-)</b>
2,0	1,66	7500	0,611362	0,54841	4,443423138	0,847011
2,5	2,075	7500	0,668439	0,716799	4,063999697	0,542087
3,0	2,49	7500	0,719009	0,892103	3,778167158	0,37645
3,5	2,905	7500	0,764739	1,073374	3,552241246	0,276575
4,0	3,32	7500	0,806696	1,259916	3,367485031	0,211753
4,5	3,735	7500	0,845612	1,451191	3,212511307	0,167311
5,0	4,15	7500	0,882011	1,646772	3,079935834	0,135522
5,5	4,565	7500	0,916286	1,846311	2,964726222	0,112002
6,0	4,98	7500	0,948739	2,049515	2,863315276	0,094112
6,5	5,395	7500	0,979606	2,256137	2,773092318	0,08019
7,0	5,81	7436	1,008772	2,463711	2,692916848	0,069144
7,5	6,225	6940	1,034432	2,656545	2,626115214	0,060232
8,0	6,64	6507	1,058997	2,850333	2,565198669	0,052938
8,5	7,055	6124	1,082566	3,044906	2,509351934	0,046893
9,0	7,47	5784	1,10524	3,240271	2,457870823	0,041828
9,5	7,885	5479	1,127093	3,436292	2,410217062	0,037541
10,0	8,3	5205	1,148202	3,633006	2,365905986	0,03388
10,5	8,715	4957	1,168624	3,830323	2,32456146	0,030731
11,0	9,13	4732	1,188416	4,028257	2,2858468	0,028
11,5	9,545	4526	1,207616	4,226667	2,249504281	0,025618
12,0	9,96	4338	1,22628	4,425679	2,21526776	0,023528
12,5	10,375	4164	1,244422	4,62503	2,182971194	0,021683
13,0	10,79	4004	1,262097	4,824909	2,152400751	0,020048
13,5	11,205	3856	1,279327	5,025234	2,123411146	0,01859
14,0	11,62	3718	1,296131	5,22586	2,095882533	0,017286
14,5	12,035	3590	1,312547	5,426946	2,069669517	0,016114
15,0	12,45	3470	1,328582	5,628283	2,044690286	0,015058
15,5	12,865	3358	1,344268	5,830008	2,020830128	0,014102
16,0	13,28	3254	1,359639	6,032287	1,99798486	0,013235
16,5	13,695	3155	1,374669	6,234558	1,976139657	0,012445
17,0	14,11	3062	1,389401	6,437158	1,955186189	0,011723
17,5	14,525	2975	1,40386	6,640229	1,935048412	0,011063
18,0	14,94	2892	1,418029	6,843315	1,915713959	0,010457
9,13	7,5779	5701	1,110994	3,291139	2,445142004	0,040645

## Αναφορές - Βιβλιογραφία

- Μέμος, Κ., Ειδικά Θέματα Λιμενικών Έργων, Πιθανοτικός Υπολογισμός Λιμενικών Έργων, Εκδόσεις ΕΜΠ, Αθήνα 2012
- Μέμος, Κ., Εισαγωγή στα Λιμενικά Έργα, Εκδόσεις Συμμετρία, Αθήνα 2008
- Οριστική μελέτη επέκτασης προσήνεμοι μώλου, γενικών εκσκαφών και εσωτερικών κρηπιδωμάτων λιμένος Ρεθύμνου, Τρίτων, Δεκέμβριος 1985, Λιμενικό Ταμείο Ρεθύμνου
- Παπάζογλου, Κ., Η επίδραση της ρήχωσης στα χαρακτηριστικά ανεμογενών κυματισμών, Αθήνα, 2015
- Burcharth, H.F. and Hughes, S.A. 2003. In: Part Chairman, Coastal Engineering Manual, Part VI-5, “Fundamentals of design”, Engineer Manual 1110-2-1100, U.S. Army Corps of Engineers, Washington, DC.
- Burcharth, H.F. 2003. In: Part Chairman, Coastal Engineering Manual, Part VI-5, “Fundamentals of design”, Engineer Manual 1110-2-1100, U.S. Army Corps of Engineers, Washington, DC.
- Burcharth, H.F. 2003. In: Part Chairman, Coastal Engineering Manual, Part VI-6, “Reliability based design of coastal structures”, Engineer Manual 1110-2-1100, U.S. Army Corps of Engineers, Washington, DC.
- Coastal Engineering Manual, Part VI-6, “Fundamentals of design”, Engineer Manual 1110-2-1100, U.S. Army Corps of Engineers, Washington, DC, 2011
- Burcharth, H.F., Design of rubble mound structures breakwaters, Aalborg university – short course, Denmark)
- Chun, I., Min, Y., Ha, D. and Park, K., A general purpose numerical tool for determining wave control capability of perforated coastal structures, *Journal of Coastal Research*, January 2013
- De Jong, R.J., Wave transmission at low-crested structures. Stability of tetrapods at front, crest and rear of a low crested breakwater, MSc thesis, Delft University of Technology, 1996
- Juhl, J. and Jensen O.J., Wave forces on breakwater armour units, *Coastal Engineering*, chapter 115, 1538-1551, 1990



- Kamali, B. and Hashim, R., Recent advances in stability formulae and damage description of breakwater armour layer, *Australian Journal of Basic and Applied Sciences*, 3(3), 2817-2827
- Losada, M. A. and Gimenez-Curto, L.A., The joint effect of the wave height and period on the stability of rubble mound breakwaters using Iribarren's number, *Coastal Eng.*, 3, 77-96, 1979
- Marinski, J.G. and Oumeraci, H., Dynamic Response of Vertical Structures to Breaking Wave Forces – Review of the CIS Design Experience, *Coastal Engineering*, chapter 104, 1357-1370, 1992
- Palmer, G.N. and Christian, C.D., Design and construction of rubble mound breakwaters, *IPENZ Transactions*, 25, 19-33, 1998
- PIANC, 2003. State-of-the Art of Designing and Constructing Berm Breakwaters. WG40.
- Pilarczyk, K.W. and Den Boer, K., Stability and profile development of coarse materials and their application in coastal engineering, 1983
- Pilarczyk, K.W., Hydraulic and coastal structures in international perspective, 2011
- Schaap, T.M.G., Wave impacts on a vertical breakwater, 1999
- Seabrook, S.R. and Hall, K.R., Wave transmission at submerged Rubblemound Breakwaters, *Coastal Engineering*, 2000-2013, 1998
- Setyandito, O., Yuwono, N., Triatmodjo, B., Bakti, T. E. and Kesuma, L.M., Stability of Armour Layer under Wave attack, 2-D Physical Model and Case Study in South Java Coastline, Indonesia, *World Applied Sciences Journal*, 32(3), 415-421, 2014
- Suh, K.D. and Pyun, C.K., Wave reflection and transmission by curtainwall - pile breakwaters using circular piles, *Ocean Engineering*, 34, 2100-2106, 2007
- Takahashi, S., Design of vertical breakwaters, Port and Airport Research Institute, Japan, 1996
- Torum, A., On the stability of berm breakwaters in shallow and deep water, *Coastal Engineering*, 1435-1448, 1998
- Van der Meer, J.W. and Pilarczyk, K.W., Dynamic stability of rock slopes and gravel beaches, Delft Hydraulics Communication No. 379, 1987

Van der Meer, J.W. and Pilarczyk, K.W., Stability of Rubble Mound Slopes under Random Wave Attack, *Coastal Engineering*, 2620-2634, 1984

Van der Meer, J.W. and Sigurdarson, S., Design of Berm Breakwaters: Recession, Overtopping and Reflection, 2012

Van der Meer, J.W. and Sigurdarson, S., Geometrical Design of Berm Breakwaters, *Coastal Engineering*, 2014

Van der Meer, J.W., Application and stability criteria for rock and artificial units, Chapter 11 in: "Seawalls, dikes and revetments", 1998

Van der Meer, J. W., Design of concrete armour layers, 1999

Van der Meer, J.W., Deterministic and probabilistic design of breakwater armor layers, *Journal of Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering*, 114(1), 66-80, 1988

Van der Meer, J. W., Stability of breakwater armour layers – Design formulae, *Coastal Eng.*, 11, 219-239, 1987

Van Rijn, L.C., Stability design of coastal structures (seadikes, revetments, breakwaters and groins), 2014

Whiteside, W.N., Performance of a circular cross-section moored floating breakwater, 1994

homepages.cae.wisc.edu

[http://en.wikipedia.org/wiki/Breaking\\_wave](http://en.wikipedia.org/wiki/Breaking_wave)

gr.dreamstime.com

misclab.umeoce.maine.edu

researchgate.net





