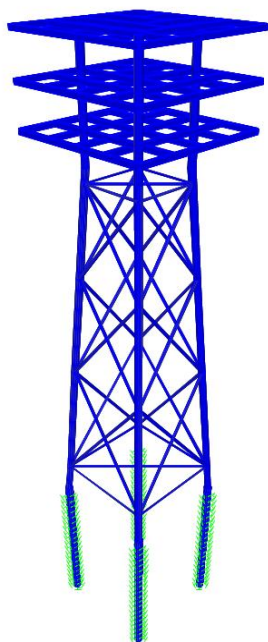




ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ
Σχολή Πολιτικών Μηχανικών
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών

ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΘΑΛΑΣΣΙΑΣ ΜΕΤΑΛΛΙΚΗΣ ΠΛΑΤΦΟΡΜΑΣ



Μεταπτυχιακή Διπλωματική Εργασία
Νεκτάριος Χνάρης

ΕΜΚ ΔΕ 2019/7

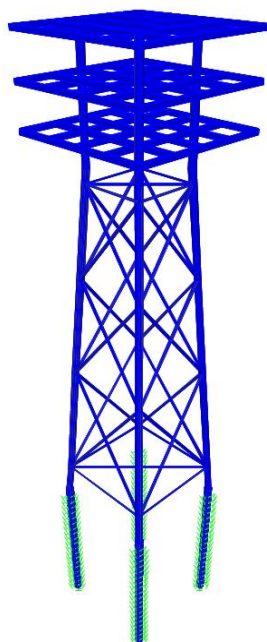
Επιβλέπων: Καθηγητής Χάρης Γαντές

Αθήνα, Ιούνιος 2019



ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ
Σχολή Πολιτικών Μηχανικών
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών

ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΘΑΛΑΣΣΙΑΣ ΜΕΤΑΛΛΙΚΗΣ ΠΛΑΤΦΟΡΜΑΣ



Μεταπτυχιακή Διπλωματική Εργασία
Νεκτάριος Χνάρης

ΕΜΚ ΔΕ 2019/7

Επιβλέπων: Καθηγητής Χάρης Γαντές

Αθήνα, Ιούνιος 2019

Copyright © Νεκτάριος Χνάρης, 2019
Με επιφύλαξη παντός δικαιώματος

Απαγορεύεται η αντιγραφή, αποθήκευση σε αρχείο πληροφοριών, διανομή, αναπαραγωγή, μετάφραση ή μετάδοση της παρούσας εργασίας, εξ ολοκλήρου ή τμήματος αυτής, για εμπορικό σκοπό, υπό οποιαδήποτε μορφή και με οποιοδήποτε μέσο επικοινωνίας, ηλεκτρονικό ή μηχανικό, χωρίς την προηγούμενη έγγραφη άδεια του συγγραφέα. Επιτρέπεται η αναπαραγωγή, αποθήκευση και διανομή για σκοπό μη κερδοσκοπικό, εκπαιδευτικής ή ερευνητικής φύσης, υπό την προϋπόθεση να αναφέρεται η πηγή προέλευσης και να διατηρείται το παρόν μήνυμα. Ερωτήματα που αφορούν στη χρήση της εργασίας για κερδοσκοπικό σκοπό πρέπει να απευθύνονται προς τον συγγραφέα.

Η έγκριση της μεταπτυχιακής διπλωματικής εργασίας από τη Σχολή Πολιτικών Μηχανικών του Εθνικού Μετσοβίου Πολυτεχνείου δεν υποδηλώνει αποδοχή των απόψεων του συγγραφέα (Ν. 5343/1932, Άρθρο 202).

Copyright © Nektarios Chnaris, 2019
All Rights Reserved

Neither the whole nor any part of this postgraduate diploma thesis may be copied, stored in a retrieval system, distributed, reproduced, translated, or transmitted for commercial purposes, in any form or by any means now or hereafter known, electronic or mechanical, without the written permission from the author. Reproducing, storing and distributing this thesis for non-profitable, educational or research purposes is allowed, without prejudice to reference to its source and to inclusion of the present text. Any queries in relation to the use of the present thesis for commercial purposes must be addressed to its author.

Approval of this diploma thesis by the School of Civil Engineering of the National Technical University of Athens (NTUA) does not constitute in any way an acceptance of the views of the author contained herein by the said academic organisation (L. 5343/1932, art. 202).

Νεκτάριος Χνάρης (2019)
Σχεδιασμός Θαλάσσιας Μεταλλικής Πλατφόρμας
Μεταπτυχιακή Διπλωματική Εργασία ΕΜΚ ΔΕ 2019/7
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα.

Nektarios Chnaris (2019)
Postgraduate Diploma Thesis ΕΜΚ ΔΕ 2019/7
Design of Offshore Steel Jacket Platform
Institute of Steel Structures, National Technical University of Athens, Greece

Ευχαριστίες

Θα ήθελα να ευχαριστήσω ιδιαίτερω τον επιβλέποντα της παρούσας μεταπτυχιακής διπλωματικής εργασίας τον κ. Χάρη Γαντέ, Καθηγητή της σχολής Πολιτικών Μηχανικών ΕΜΠ για την πολύτιμη βοήθεια και τις χρήσιμες συμβουλές που προσέφερε αλλά και την επιστημονική καθοδήγηση και στήριξη που παρείχε κατά τη διάρκεια εκπόνησης της διπλωματικής εργασίας, συστατικά στοιχεία που συνεισέφεραν τα μέγιστα για την ολοκλήρωση της εργασίας.

Επίσης, θα ήθελα να ευχαριστήσω τον κ. Παύλο Θανόπουλο, Λέκτορα της σχολής Πολιτικών Μηχανικών ΕΜΠ, για τις αξιόλογες επισημάνσεις και συμβουλές αλλά και τον πολύτιμο χρόνο που αφιέρωσε με το επιστημονικό ενδιαφέρον του για τη μελέτη αυτή, τα οποία συνέβαλαν καθοριστικά στην εκπόνηση της διπλωματικής εργασίας.

Τέλος, το μεγαλύτερο ευχαριστώ, το οφείλω στην οικογένειά μου για τη συνεχή ηθική, πνευματική και υλική υποστήριξη και συμπαράσταση που παρείχε καθ' όλη τη διάρκεια των σπουδών μου, καθώς και την υπομονή και τη στήριξή της, αποτελώντας το σημαντικότερο αρωγό στην εκπαιδευτική μου πορεία στο Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο.

Στην οικογένειά μου



ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ
ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ
ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΜΕΤΑΛΛΙΚΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ

ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΗ ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ
ΕΜΚ ΔΕ 2019/7

ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΘΑΛΑΣΣΙΑΣ ΜΕΤΑΛΛΙΚΗΣ ΠΛΑΤΦΟΡΜΑΣ

Νεκτάριος Χνάρης

Επιβλέπων: Καθηγητής Χάρης Γαντές
Ιούνιος 2019

ΠΕΡΙΛΗΨΗ

Αντικείμενο της παρούσας μεταπτυχιακής διπλωματικής εργασίας αποτελεί ο σχεδιασμός, η ανάλυση και η διαστασιολόγηση μίας θαλάσσιας μεταλλικής πλατφόρμας τύπου Jacket, τόσο σε δομοστατικούς όσο και σε εδαφοτεχνικούς ελέγχους. Σκοπός της εργασίας είναι η διερεύνηση της συμπεριφοράς και της λειτουργίας των θαλάσσιων μεταλλικών πλατφορμών, μέσα από τον καθορισμό των φορτίων που ασκούνται σε αυτές τις κατασκευές.

Στο πρώτο κεφάλαιο, γίνεται μια αναφορά στους διάφορους τύπους φορέων των θαλάσσιων κατασκευών, κατατάσσοντας τις σε δύο κατηγορίες-τις παράκτιες και τις υπεράκτιες κατασκευές-ανάλογα με την τοποθεσία στην οποία βρίσκονται. Εξηγούνται τα βασικά μέρη της θαλάσσιας μεταλλικής πλατφόρμας τύπου jacket και περιγράφονται οι παράγοντες που επηρεάζουν την επιλογή του φορέα.

Η διαδικασία υπολογισμού των υδροδυναμικών φορτίων, που ασκούνται στην κατασκευή, περιγράφεται στο δεύτερο κεφάλαιο. Γίνεται αναφορά στους ανεμογενείς κυματισμούς και στην επίδραση των κυματισμών από το βάθος του πυθμένα της θάλασσας. Αναλύεται επίσης η επιλογή της θεωρίας κυματισμού ανάλογα με τα χαρακτηριστικά του κύματος σχεδιασμού και το βάθος του πυθμένα.

Στο τρίτο κεφάλαιο, παρουσιάζεται ο αρχιτεκτονικός σχεδιασμός της θαλάσσιας μεταλλικής κατασκευής. Έπειτα, η πραγματική κατασκευή προσομοιώνεται με τη χρήση πεπερασμένων στοιχείων στο λογισμικό στατικής ανάλυσης SAP2000. Ακολουθεί η προσομοίωση του εδάφους μέσω γραμμικών ελατηρίων για την απεικόνιση των εδαφικών συνθηκών και γίνεται αναφορά στα υλικά, στις διατομές των μελών της κατασκευής και στο πλαίσιο των κανονισμών που χρησιμοποιούνται.

Ο προσδιορισμός των φορτίων, που ασκούνται στην κατασκευή, πραγματοποιείται στο τέταρτο κεφάλαιο. Ουσιαστικά, αναφέρονται τα μόνιμα φορτία που λαμβάνονται υπόψιν στο σχεδιασμό της κατασκευής αλλά και τα διάφορα κινητά φορτία, όπως ο εξοπλισμός και τα μηχανήματα, ο άνεμος και οι κυματισμοί, τα οποία υπολογίζονται κατά τις διατάξεις του Ευρωκώδικα 1. Επίσης, προσδιορίζονται τα σεισμικά φορτία που ασκούνται στην κατασκευή, αφού προηγουμένως έχει οριστεί η ζώνη

σεισμικής επικινδυνότητας για την περιοχή του Αιγαίου πελάγους, όπου οριοθετείται η κατασκευή αλλά και ο συντελεστής σπουδαιότητας της κατασκευής.

Στο πέμπτο κεφάλαιο, παρουσιάζονται οι αναλύσεις που πραγματοποιούνται στην κατασκευή. Αυτές είναι ελαστικές στατικές αναλύσεις υπό τη δράση των κατακόρυφων φορτίων, των κυματισμών και των φορτίων του ανέμου. Επίσης, πραγματοποιείται ιδιομορφική ανάλυση για να προκύψουν οι ιδιοπερίοδοι ταλάντωσης της κατασκευής και δυναμική φασματική ανάλυση κατά τον Ευρωκώδικα 8 για τη διαστασιολόγηση της κατασκευής. Η πραγματοποίηση της γραμμικής ανάλυσης λυγισμού αφορά την πιθανή επίδραση των φαινομένων δευτέρας τάξεως στην κατασκευή.

Η διαστασιολόγηση των μελών της κατασκευής πραγματοποιείται κατά τις διατάξεις του Ευρωκώδικα 3 στο έκτο κεφάλαιο. Πιο συγκεκριμένα, ελέγχονται τα υποστυλώματα και οι σύνδεσμοι δυσκαμψίας του Jacket και οι δοκοί των καταστρωμάτων σε οριακή κατάσταση αστοχίας, ενώ τα καταστρώματα και οι δοκοί τους ελέγχονται έναντι οριακής κατάστασης λειτουργικότητας.

Το έβδομο κεφάλαιο αποτελεί το κεφάλαιο των συνδέσεων. Παρατίθενται χαρακτηριστικές συνδέσεις μεταξύ των μελών της κατασκευής. Μερικές χαρακτηριστικές συνδέσεις, που ελέγχονται κατά τις διατάξεις του Ευρωκώδικα 3 είναι η σύνδεση των υποστυλωμάτων με τους χιαστί συνδέσμους τόσο στην κορυφή όσο και στη βάση του jacket και η σύνδεση στο μέσον των χιαστί συνδέσμων. Επιπλέον, οι συνδέσεις μεταξύ δοκού και υποστυλώματος αλλά και δύο δοκών ολοκληρώνουν το κεφάλαιο αυτό.

Στο όγδοο κεφάλαιο, περιγράφονται τα χαρακτηριστικά του εδάφους, που λαμβάνεται υπόψη για το γεωτεχνικό σχεδιασμό και υπολογίζονται ο οριζόντιος δείκτης εδάφους και η δυσκαμψία των ελατηρίων με σκοπό την εξαγωγή των καμπύλων "p-γ" των πασσάλων για διάφορα βάθη κάτω από την επιφάνεια του πυθμένα. Επίσης, πραγματοποιείται ο έλεγχος της φέρουσας ικανότητας των πασσάλων έναντι κατακόρυφων και οριζόντιων φορτίων κατά τις διατάξεις του Ευρωκώδικα 7 και ελέγχονται οι μεταλλικοί πάσσαλοι σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 3.

Η μεταπτυχιακή εργασία ολοκληρώνεται με το ένατο κεφάλαιο, στο οποίο συνοψίζονται τα συμπεράσματα της εργασίας αυτής.



NATIONAL TECHNICAL UNIVERSITY OF ATHENS
SCHOOL OF CIVIL ENGINEERING
INSTITUTE OF STEEL STRUCTURES

POSTGRADUATE DIPLOMA THESIS
EMK ΔΕ 2019/7

DESIGN OF OFFSHORE STEEL JACKET PLATFORM

Nektarios Chnaris

Supervisor: Professor Charis Gantes
June 2019

ABSTRACT

The subject of this postgraduate diploma thesis is the design, analysis and dimensioning of an offshore steel jacket platform, both in structural and in geotechnical tests. The aim of the thesis is to investigate the behaviour and operation of marine steel platforms, by determining the loads exerted on these structures.

In the first chapter, a reference is made to the various types of marine structures, classifying them in two categories-coastal and offshore constructions- according to the location in which they are located. The key parts of the offshore steel jacket platform are explained and the factors that influence the carrier selection are described.

The procedure for calculating the hydrodynamic loads, which are carried out in the construction, is described in the second chapter. Reference is made to wind turbulence and the effects of waves from the depth of the sea bed. The selection of the wave theory is also analyzed according to the design wave characteristics and depth of the bottom.

In the third chapter, the architectural design of the marine steel structure is presented. Then, the actual construction is simulated by the use of finite elements in SAP2000 static analysis software. The simulation of the soil through linear springs is followed for the visualization of the soil conditions and reference is made to the materials, cross-sections of the members of the structure and to the regulations that are used.

The determination of the loads involved in the construction is carried out in the fourth chapter. In fact, the permanent loads taken into account in the design of the construction, as well as the various movable loads, such as equipment and machinery, wind and waves, are calculated according to the provisions of Eurocode 1. Also, the seismic loads, exerted on the structure, are determined after the defining of the seismic zone for the Aegean Sea area, where the construction is located, and the factor of importance of the construction.

In chapter five, the analyzes made in the construction are presented. These are elastic static analyzes under the action of vertical loads, waves and wind loads. Furthermore, a modal analysis is performed to produce the oscillation periods of the structure and the dynamic response spectrum analysis is

carried out for the dimensioning of the structure according to Eurocode 8. The applying of the linear buckling analysis concerns the possible effect of the second order phenomena on the construction.

The dimensioning of the members of the structure is carried out in accordance with the provisions of Eurocode 3 in the sixth chapter. In particular, the Jacket's legs and the vertical braces as well as the deck's beams are checked in the ultimate limit state, while the decks and their beams are also checked against the serviceability limit state.

Seventh chapter is the chapter of connections. Typical connections are made between the members of the structure. Some typical connections, checked by the provisions of Eurocode 3, are the joint of the columns with the vertical and horizontal braces at the top and bottom of the jacket and the connection at the middle of the cross-links. In addition, the joints between a beam and a column and two beams complete this chapter.

In the eighth chapter, it is described the soil characteristics taken into consideration for the geotechnical design and calculated the horizontal soil index and the stiffness of the springs in order to be extracted the "p-y" curves of the piles for different depths below the surface of the sea bed. Also, the check of the piles' load bearing capacity against vertical and horizontal loads is carried out in accordance with the provisions of Eurocode 7 and the steel piles are checked in accordance with Eurocode 3.

The postgraduate thesis ends with the ninth chapter, in which the conclusions of this thesis are summarized.

ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

1	ΕΙΔΗ ΘΑΛΑΣΣΙΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ	1
1.1	Εισαγωγή	1
1.2	Ιστορική αναδρομή	1
1.3	Κατηγοριοποίηση θαλάσσιων κατασκευών	3
1.3.1	Παράκτιες κατασκευές	3
1.3.1.1	Κυματοθραύστες (Breakwaters)	3
1.3.1.2	Προβλήτες (Piers)	4
1.3.1.3	Θαλάσσιοι τοίχοι (Seawalls)	4
1.3.1.4	Πασσαλότοιχοι (Sheet Pile Walls)	5
1.3.1.5	Προστατευτικά κρηπιδώματα (Groins)	5
1.3.1.6	Θυροφράγματα (Locks)	6
1.3.1.7	Παλιρροιακές θύρες (Tidal gates)	6
1.3.1.8	Υποθαλάσσια τούνελ (Submarine tunnels)	7
1.3.1.9	Προβλήτες φορτοεκφόρτωσης εμπορευμάτων (Jetties)	7
1.3.2	Υπεράκτιες κατασκευές	8
1.3.2.1	Σταθερές κατασκευές (Fixed structures)	9
1.3.2.2	Κινητές ή πλωτές κατασκευές (Movable or Floating structures)	10
1.3.2.3	Εγκαταστάσεις αγκυροβόλησης (Mooring system facilities)	12
1.3.2.4	Εύκαμπτες κατασκευές (Compliant or Complimentary structures)	13
1.3.2.5	Υποθαλάσσιες εγκαταστάσεις (Submarine facilities)	15
1.3.2.6	Τεχνητά νησιά (Artificial islands)	16
1.3.2.7	Θαλάσσιες ανεμογεννήτριες (Offshore wind turbines)	16
1.4	Παράγοντες που επηρεάζουν την επιλογή φορέα	17
1.5	Σύνθεση της πλατφόρμας τύπου Jacket	18
2	ΥΔΡΟΔΥΝΑΜΙΚΑ ΦΟΡΤΙΑ ΣΤΙΣ ΘΑΛΑΣΣΙΕΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΕΣ	21
2.1	Εισαγωγή στους κυματισμούς	21
2.2	Ανεμογενείς κυματισμοί	23
2.3	Βραχυπρόθεσμη φασματική πρόβλεψη κυματισμών	24
2.3.1	Μεθοδολογία πρόβλεψης χαρακτηριστικών κυματισμού SMB	26
2.4	Επιδράσεις του πυθμένα	28
2.4.1	Παραμορφώσεις της διατομής του κύματος	28
2.5	Επιλογή θεωρίας κυματισμού	29
2.5.1	Θεωρία κύματος απειροστού ύψους (θεωρία Airy)	30
2.5.2	Θεωρία Stokes	32

2.5.3	Υπολογισμός φορτίων κυμάτων σε θαλάσσιες κατασκευές.....	35
2.5.4	Φάσματα κυμάτων.....	36
2.6	Θαλάσσια ρεύματα.....	37
3	ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΤΟΥ ΦΟΡΕΑ-ΠΡΟΣΟΜΙΩΣΗ.....	41
3.1	Περιγραφή του φορέα.....	41
3.2	Προσομοίωση της κατασκευής.....	46
3.2.1	Δείκτης εδάφους σε οριζόντια διεύθυνση.....	48
3.2.2	Σταθερά ελατηρίων K.....	49
3.3	Υλικά και κανονιστικό πλαίσιο.....	52
4	ΦΟΡΤΙΑ ΚΑΙ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΙ ΦΟΡΤΙΩΝ.....	55
4.1	Γενικά.....	55
4.2	Μόνιμες δράσεις.....	56
4.3	Μεταβλητές δράσεις.....	56
4.3.1	Κινητά φορτία καταστρωμάτων.....	56
4.3.2	Φορτίο ανέμου.....	57
4.3.3	Φορτίο κυμάτων.....	63
4.3.3.1	Διαδικασία υπολογισμού.....	66
4.3.4	Σεισμικό φορτίο.....	68
4.3.4.1	Γενικά.....	68
4.3.4.2	Συντελεστής σπουδαιότητας.....	69
4.3.4.3	Ελαστικό φάσμα EK8.....	69
4.4	Συνδυασμοί δράσεων.....	70
4.4.1	Συνδυασμοί δράσεων για Οριακή Κατάσταση Αστοχίας.....	71
4.4.2	Συνδυασμοί δράσεων για Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας.....	72
5	ΑΝΑΛΥΣΕΙΣ.....	73
5.1	Γενικά.....	73
5.2	Ιδιομορφική και δυναμική φασματική ανάλυση.....	74
5.3	Γραμμική στατική ανάλυση.....	78
5.3.1	Κατακόρυφα φορτία.....	79
5.3.2	Κύματα.....	79
5.3.3	Άνεμος.....	80
5.4	Γραμμική ανάλυση λυγισμού (Linear Buckling Analysis).....	80
6	ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΤΗΣ ΘΑΛΑΣΣΙΑΣ ΜΕΤΑΛΛΙΚΗΣ ΠΛΑΤΦΟΡΜΑΣ ΚΑΤΑ ΤΟΝ ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑ 3.....	83
6.1	Οριακή κατάσταση αστοχίας.....	83
6.1.1	Υποστυλώματα Jacket.....	85
6.1.2	Κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας jacket.....	90
6.1.3	Κύρια δοκός του καταστρώματος Production deck.....	94

6.2	Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας	96
6.2.1	Κατακόρυφες παραμορφώσεις	96
6.2.2	Οριζόντιες παραμορφώσεις	98
7	ΣΥΝΔΕΣΕΙΣ	99
7.1	Γενικά	99
7.2	Συνδέσεις του jacket.....	100
7.2.1	Έλεγχος κατά τις διατάξεις του Ευρωκώδικα 3	100
7.2.2	Αριθμητική ανάλυση του κόμβου.....	104
7.3	Σύνδεση δοκού-υποστυλώματος του production deck.....	107
7.4	Σύνδεση διαγωνίων χιαστί συνδέσμων	110
7.5	Σύνδεση μεταξύ κυρίων δοκών του καταστρώματος	111
7.6	Σύνδεση μελών στην κορυφή του jacket.....	113
8	ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΟΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΠΑΣΣΑΛΩΝ	117
8.1	Γενικά χαρακτηριστικά για τη θεμελίωση των πασσάλων	117
8.2	Τρόποι εγκατάστασης των πασσάλων	118
8.3	Χαλύβδινοι εμπηγνυόμενοι πάσσαλοι	119
8.4	Φέρουσα ικανότητα πασσάλου-Αντοχή σε κατακόρυφη φόρτιση	120
8.5	Φέρουσα ικανότητα πασσάλου-Αντοχή σε πλευρική φόρτιση.....	121
8.5.1	Δείκτης εδάφους σε οριζόντια διεύθυνση	122
8.6	Σταθερά ελατηρίων	122
8.7	Θεμελίωση των πασσάλων σε συνεκτικά εδάφη.....	124
8.8	Θεμελίωση των πασσάλων σε μη συνεκτικά εδάφη.....	126
8.9	Γεωτεχνικός και δομοστατικός έλεγχος των πασσάλων	129
8.9.1	Δεδομένα του εδάφους θεμελίωσης της κατασκευής και των πασσάλων	129
8.9.2	Φέρουσα ικανότητα πασσάλου έναντι κατακόρυφων φορτίων.....	130
8.9.3	Φέρουσα ικανότητα πασσάλου έναντι οριζόντιων φορτίων.....	133
8.9.4	Δομοστατικός σχεδιασμός των πασσάλων	136
9	ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ	141
	ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ.....	147

1 ΕΙΔΗ ΘΑΛΑΣΣΙΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ

1.1 Εισαγωγή

Σκοπός της παρούσας διπλωματικής εργασίας είναι ο σχεδιασμός, η ανάλυση και η διαστασιολόγηση μίας θαλάσσιας μεταλλικής πλατφόρμας τύπου fixed Jacket-type platform, μελετώντας την κατασκευή σε δομοστατικούς αλλά και εδαφοτεχνικούς ελέγχους.

Οι θαλάσσιες κατασκευές και συγκεκριμένα οι υπεράκτιες κατασκευές έχουν ειδικά χαρακτηριστικά από οικονομική και τεχνική άποψη. Η παραγωγή πετρελαίου και φυσικού αερίου εξαρτάται από πλατφόρμες ανοικτής θάλασσας, οι οποίες σχετίζονται άμεσα με τις παγκόσμιες επενδύσεις, καθώς έχουν άμεση επίδραση στην τιμή του πετρελαίου.

Υπάρχουν πολύ λιγότερες υπεράκτιες (offshore) κατασκευές σε όλο τον κόσμο από ό,τι μεταλλικές κατασκευές για τα κοινά κτίρια στη στεριά και η μεγαλύτερη καθοδήγηση στη μελέτη για υπεράκτιες κατασκευές έγκειται στην έρευνα και την ανάπτυξη, η οποία εξελίσσεται πολύ γρήγορα για να συμβαδίσει με την ανάπτυξη στην παγκόσμια αγορά πετρελαίου και φυσικού αερίου. Ως εκ τούτου, όλες οι μεγάλες εταιρείες εξερεύνησης και παραγωγής πετρελαίου και φυσικού αερίου υποστηρίζουν και χορηγούν τις έρευνες για την βελτίωση της μελέτης και της αξιοπιστίας των υπεράκτιων κατασκευών, προκειμένου να αυξήσουν τα έσοδα από τα έργα τους σχετικά με την εξόρυξη πετρελαίου και τα πάγια περιουσιακά τους στοιχεία.

Η Offshore τεχνολογία και η παραγωγή πετρελαίου και φυσικού αερίου έχει αναπτυχθεί αρκετά πέρα από τις αρχικές πλατφόρμες που χρησιμοποιούσαν ξύλινους πασσάλους για τη στήριξη της βάσης τους. Παρόλα αυτά όμως η κατασκευή τέτοιων δομημάτων είναι πολύ δαπανηρή και γι'αυτό πρωτού γίνει οποιαδήποτε δραστηριότητα, απαιτείται μελέτη και εξερεύνηση για την εξακρίβωση ύπαρξης ή μη πετρελαίου ή φυσικού αερίου. Αυτό γίνεται μέσω κινητών εξεδρών με ειδικά συστήματα γεώτρησης, που αν διαπιστώσουν επαρκή ποσότητα παραμένουν στην πηγή έως ότου κατασκευαστεί μια μόνιμη πλατφόρμα παραγωγής [El-Reedy, 2015].

1.2 Ιστορική αναδρομή

Η υπεράκτια εξερεύνηση του πετρελαίου και του φυσικού αερίου χρονολογείται από τον δέκατο ένατο αιώνα. Ήδη από το 1909 ή το 1910 ξύλινες δεξαμενές είχαν ανεγερθεί σε ξύλινες πλατφόρμες κατασκευασμένες πάνω από ξύλινους πασσάλους. Ωστόσο, η γέννηση της υπεράκτιας βιομηχανίας

θεωρείται συνήθως ως το 1947, όταν η Kerr-McGee ολοκλήρωσε την πρώτη επιτυχημένη υπεράκτια κατασκευή στον Κόλπο του Μεξικό. Η γεώτρηση στηρίχθηκε σε μια ξύλινη πλατφόρμα ύψους από 11,6m έως 21,6m και θεμελιώθηκε σε βάθος πυθμένα περί τα 31,7m. Από την εγκατάσταση αυτή και έπειτα, η βιομηχανία ανοικτής θάλασσας έχει δει πολλές καινοτόμες κατασκευές, σταθερές και πλωτές, τοποθετημένες σε σταδιακά βαθύτερα νερά και σε πιο δύσκολα και εχθρικά περιβάλλοντα από απόψεως περιβαλλοντικών φορτίσεων. Τα τελευταία 50 χρόνια υπήρξαν δύο μεγάλες κατηγορίες σταθερών πλατφορμών- αναπτύχθηκε ο τύπος από πρότυπο χάλυβα, ο οποίος πρωτοστάτησε στον Κόλπο του Μεξικό και ο τύπος βαρύτητας του σκυροδέματος, ο οποίος αναπτύχθηκε για πρώτη φορά στη Βόρεια Θάλασσα. Πρόσφατα, χρησιμοποιήθηκε ένας τρίτος τύπος υπεράκτιας μεταλλικής κατασκευής, η tension leg platform, λόγω της ανάγκης για διάνοιξη γεωτρήσεων και της ανάπτυξης έργων φυσικού αερίου σε βαθιά νερά. Μέχρι το 1975, το βάθος του νερού επεκτάθηκε στα 144 m. Μέσα στα επόμενα τρία χρόνια το βάθος του νερού διπλασιάστηκε με την εγκατάσταση της πλατφόρμας COGNAC, η οποία απαρτίζεται από τρεις χωριστές κατασκευές, ένα σετ πάνω από το άλλο, σε βάθος πυθμένα περί τα 312m. Το COGNAC κατείχε το παγκόσμιο ρεκόρ για το βάθος του νερού για μια σταθερή πλατφόρμα από το 1978 έως το 1991. Πέντε σταθερές κατασκευές χτίστηκαν σε βάθη νερού μεγαλύτερα από 328m τη δεκαετία του 1990. Το πιο βαθύ από αυτά είναι η Shell Bullwinkle πλατφόρμα σε βάθος πυθμένα 412m, που εγκαταστάθηκε το 1991.

Από το 1995, το 30% της παγκόσμιας παραγωγής αργού πετρελαίου προήλθε από την ανοικτή θάλασσα. Πρόσφατα, νέες ανακαλύψεις έχουν γίνει όλο και πιο βαθιά του νερού. Οι σταθερές κατασκευές έγιναν όλο και πιο δαπανηρές και η δυσκολία να εγκατασταθούν για μεγαλύτερα βάθη του νερού αυξήθηκε. Μια καινοτόμος και φθηνότερη εναλλακτική λύση στη σταθερή μορφή πλατφόρμας, εισήχθη το 1983, με τον τύπο guyed tower platform. Η πλατφόρμα φτιάχτηκε με τέτοιο τρόπο ώστε το πάνω μέρος της κατασκευής θα μπορούσε να εκτρέπεται από τις δυνάμεις των κυμάτων και του ανέμου. Η πλατφόρμα Lena εγκαταστάθηκε σε βάθος 305m από νερό. Δύο ακόμα "εύκαμποι" πύργοι εγκαταστάθηκαν στον Κόλπο του Μεξικό το 1998: ο πύργος Amerada Hess Baldrate σε βάθος 502m και ο πύργος ChevronTexaco Petronius βάθους 535m.

Παρόλο που σχεδόν όλες αυτές οι πλατφόρμες είναι κατασκευασμένες από χάλυβα, γύρω στις δύο δωδεκάδες μεγάλες δομές από σκυρόδεμα έχουν εγκατασταθεί στα πολύ εχθρικά ύδατα της Βόρειας Θάλασσας στις αρχές της δεκαετίας του 1990 και αρκετές άλλες στη Βραζιλία, τον Καναδά και στις Φιλιππίνες. Μεταξύ αυτών, η πλατφόρμα αερίου Troll A από τις μεγαλύτερες πλατφόρμες σκυροδέματος. Το 1996 εγκαταστάθηκε στην ανοικτή θάλασσα στη Νορβηγία. Το συνολικό ύψος της είναι 369m.

Οι κατασκευές βαρύτητας διαφέρουν από τις άλλες σταθερές κατασκευές στο ότι κρατούνται στη θέση τους αυστηρά από το βάρος που περιέχεται στις κατασκευές βάσης τους. Η πλατφόρμα Troll, για παράδειγμα, δεισδύει 36m στον πυθμένα με το δικό της βάρος. Το πρώτο πλωτό σύστημα παραγωγής, ημι-υποβρύχιο, εγκαταστάθηκε στη Βόρεια Θάλασσα στην περιοχή του Ηνωμένου Βασιλείου το 1975. Η πρώτη μορφή σχήματος πλωτού σκάφους για παραγωγή και αποθήκευση εγκαταστάθηκε το 1977 από τη Shell International για το πεδίο Castellon στην Ισπανία [CHAKRABARTI, 2005].

Οι βασικές απαιτήσεις για το σχεδιασμό σταθερών υπεράκτιων πλατφορμών είναι τρεις:

1. Αντιμετώπιση όλων των φορτίων που αναμένονται κατά την κατασκευή, τη μεταφορά και την εγκατάσταση.
2. Αντοχή στα φορτία που προκύπτουν από σοβαρές καταιγίδες και σεισμούς.
3. Παροχή λειτουργικής ασφάλειας ως συνδυασμένη εγκατάσταση γεώτρησης, παραγωγής και στέγασης.

Για το λόγο αυτό, οι σχεδιαστές εγκατέλειψαν τις συνθήκες των 25 και 50 ετών και άρχισαν να σχεδιάζουν ένα διάστημα επανάληψης καταιγίδας 100 ετών.

1.3 Κατηγοριοποίηση θαλάσσιων κατασκευών

Οι θαλάσσιες κατασκευές ανάλογα με την τοποθεσία στην οποία βρίσκονται, διακρίνονται σε δύο μεγάλες κατηγορίες: α) τις παράκτιες κατασκευές και β) τις υπεράκτιες κατασκευές. Στο κεφάλαιο αυτό θα παρουσιαστούν διάφορα παραδείγματα των κατασκευών, που ανήκουν στις δύο αυτές κατηγορίες.

1.3.1 Παράκτιες κατασκευές

Οι επιμέρους κατασκευές που ανήκουν στην πρώτη μεγάλη κατηγορία θαλάσσιων κατασκευών είναι οι ακόλουθες:

- A. Κυματοθραύστες (Breakwaters)
- B. Προβλήτες (Piers)
- C. Θαλάσσιοι τοίχοι (Seawalls)
- D. Πασσαλότοιχοι (Sheet Pile Walls)
- E. Προστατευτικά κρηπιδώματα (Groins)
- F. Θυροφράγματα (Locks)
- G. Παλιρροιακές θύρες (Tidal Gates)
- H. Υποθαλάσσια τούνελ (Submarine tunnels)
- I. Προβλήτες φορτοεκφόρτωσης εμπορευμάτων (Jetties)

1.3.1.1 Κυματοθραύστες (Breakwaters)

Πρόκειται για επιμήκεις κατασκευές, οι οποίες περικλείουν το λιμάνι ή την παραλία και τα προστατεύουν από τα κύματα (Εικόνα 1.1).



Εικόνα 1.1 Τυπική οριοθέτηση του κυματοθραύστη σε ένα σύγχρονο λιμμένα [Γαντές & Θανόπουλος, 2019]

1.3.1.2 Προβλήτες (Piers)

Μια προβλήτα είναι μια ανυψωμένη κατασκευή στο σώμα του νερού, συνήθως υποστηριζόμενη από σωστά τοποθετημένους πυλώνες ή πασσάλους. Κατασκευές όπως γέφυρες και κτίρια μπορούν να υποστηριχθούν από πασσάλους (Εικόνα 1.2).



Εικόνα 1.2 Τυπική διάταξη μελών προβλήτας [Γαντές & Θανόπουλος , 2019]

1.3.1.3 Θαλάσσιοι τοίχοι (Seawalls)

Ένας θαλάσσιος τοίχος είναι μια μορφή παράκτιας άμυνας, που κατασκευάζεται όπου η θάλασσα και οι συναφείς παράκτιες διαδικασίες, επηρεάζουν άμεσα τις χερσαίες μορφές της ακτής (Εικόνα 1.3).



Εικόνα 1.3 Θαλάσσιος τοίχος (Seawall) [Γαντές & Θανόπουλος , 2019]

1.3.1.4 Πασσαλότοιχοι (Sheet Pile Walls)

Οι θαλάσσιοι πασσαλότοιχοι χρησιμοποιούνται ευρέως τόσο για μεγάλες όσο και για μικρότερες θαλάσσιες κατασκευές, που κυμαίνονται από μικρές εγκαταστάσεις ελλιμενισμού σκαφών αναψυχής έως μεγάλες αποβάθρες όπου πλοία που εκτελούν ωκεάνια ταξίδια μπορούν να αναλάβουν ή να εκφορτώσουν φορτίο (Εικόνα 1.4).



(α)



(β)

Εικόνα 1.4 α) Πασσαλότοιχος λιμανιού, β) Κατασκευή πασσαλότοιχου [Γαντές & Θανόπουλος , 2019]

1.3.1.5 Προστατευτικά κρηπιδώματα (Groins)

Τα προστατευτικά κρηπιδώματα είναι μακριές, στενές κατασκευές, χτισμένες μέσα στο νερό κοντά σε μία παραλία, προκειμένου να αποφευχθεί η διάβρωση στην παραλία ή να παγιδευτεί και να συσσωρευτεί άμμος, που διαφορετικά θα μπορούσε να απομακρυνθεί κατά μήκος της παραλίας και της πλησιέστερης ζώνης υπό την επίδραση κυμάτων που πλησιάζουν την παραλία υπό γωνία (Εικόνα 1.5).



Εικόνα 1.5 Προστατευτικά κρηπιδώματα (groins) κατά μήκος της παραλίας [Γαντές & Θανόπουλος , 2019]

1.3.1.6 Θυροφράγματα (Locks)

Ένα θυροφράγμα είναι μια συσκευή που χρησιμοποιείται για την ανύψωση και το κατέβασμα βαρκών, πλοίων και άλλων ειδών σκαφών από ύδατα διαφόρων επιπέδων σε ποτάμια και κανάλια (Εικόνα 1.6).



(α)



(β)

Εικόνα 1.6 α, β) Θυροφράγματα στον Παναμά [Γαντές & Θανόπουλος , 2019]

1.3.1.7 Παλιρροιακές θύρες (Tidal gates)

Οι παλιρροϊκές πύλες είναι ανοίγματα μέσω των οποίων μπορεί να ρέει νερό ελεύθερα, όταν η παλίρροια κινείται προς μια κατεύθυνση αλλά κλείνει αυτόματα και αποτρέπει τη ροή του νερού στην άλλη διεύθυνση (Εικόνα 1.7).



Εικόνα 1.7 Παλιρροιακή θύρα [Γαντές & Θανόπουλος , 2019]

1.3.1.8 Υποθαλάσσια τούνελ (Submarine tunnels)

Μια υποθαλάσσια σήραγγα (τούνελ) είναι μία κατασκευή, η οποία είναι εν μέρει ή εξ ολοκλήρου κατασκευασμένη κάτω από το νερό. Συχνά χρησιμοποιούνται όταν η κατασκευή γέφυρας είναι αδύνατη ή για την ανακούφιση για υφιστάμενων γεφυρών (Εικόνα 1.8).

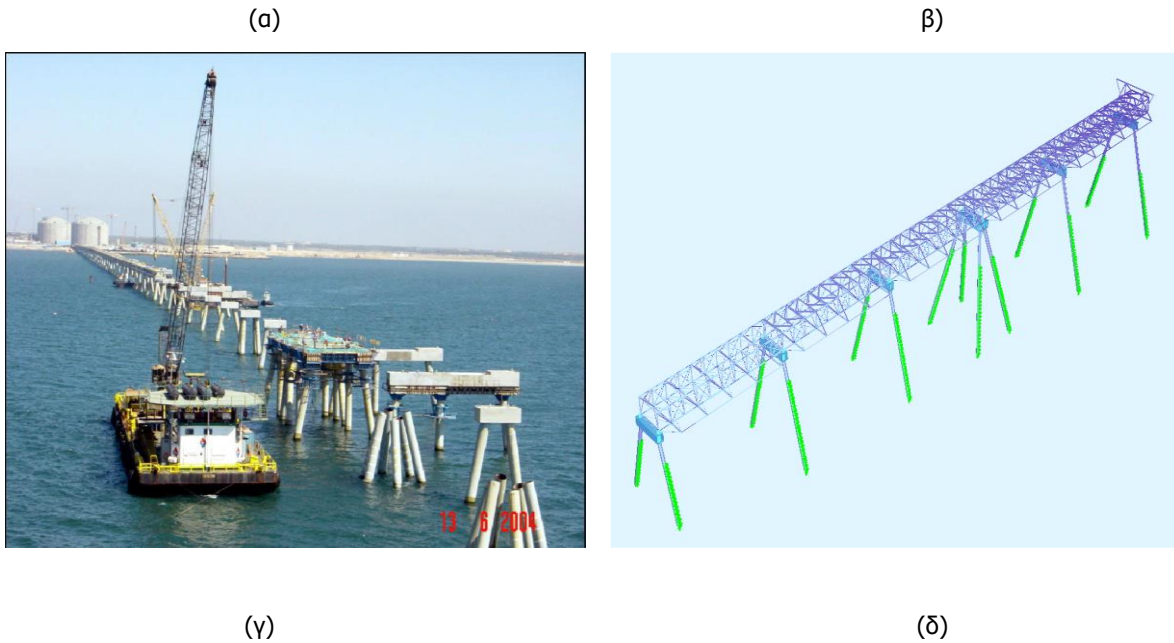


Εικόνα 1.8 Υποθαλάσσιο τούνελ [Γαντές & Θανόπουλος , 2019]

1.3.1.9 Προβλήτες φορτοεκφόρτωσης εμπορευμάτων (Jetties)

Οι προβλήτες φορτοεκφόρτωσης εμπορευμάτων ή με την διεθνή τους έννοια τα **Jetties** είναι κατασκευές , οι οποίες βρίσκονται μέσα αλλά και πάνω από το νερό. Μερικές ενδεικτικές φωτογραφίες τόσο από πραγματικές κατασκευές όσο και από την προσομοίωση των κατασκευών αυτών παρατίθενται παρακάτω [Γαντές & Θανόπουλος , 2019] (Εικόνα 1.9).





Εικόνα 1.9 α, β, γ) Κατασκευή του Jetty και δ) Προσομοίωμα της κατασκευής σε πρόγραμμα πεπερασμένων στοιχείων [Γαντές & Θανόπουλος, 2019]

1.3.2 Υπεράκτιες κατασκευές

Σ' αυτή την παράγραφο μελετώνται οι υπεράκτιες κατασκευές και διακρίνονται στα διάφορα είδη τους. Η περιγραφή των κατασκευών αυτών πραγματοποιείται με αναλυτικότερο τρόπο, καθώς το αντικείμενο της παρούσας διπλωματικής εργασίας εξ' όσων υποδηλώνει και ο τίτλος της, είναι ο σχεδιασμός θαλάσσιας μεταλλικής πλατφόρμας (offshore fixed jacket platform). Μια υπεράκτια κατασκευή δεν έχει σταθερή πρόσβαση σε ξηρή γη και ενδέχεται να υποχρεωθεί να παραμείνει στη θέση της σε όλες τις καιρικές συνθήκες. Οι υπεράκτιες κατασκευές μπορούν να στερεωθούν στον πυθμένα ή μπορεί να είναι κινητές ή πλωτές (movable or floatings). Οι κινητές κατασκευές μπορούν να αγκυρωθούν στον πυθμένα, τοποθετημένες δυναμικά από προωθητές ή μπορεί να επιτρέπεται να επιπλέουν ελεύθερα. Ενώ η πλειοψηφία των υπεράκτιων κατασκευών υποστηρίζει την εξερεύνηση και παραγωγή πετρελαίου και αερίου, άλλες σημαντικές δομές (π.χ. για την αξιοποίηση της δύναμης από τη θάλασσα), οι υπεράκτιες βάσεις, οι υπεράκτιοι αερολιμένες δημιουργούνται επίσης. Το βασικό αντικείμενο σε αυτή τη διπλωματική αποτελούν κατασκευές, που χρησιμοποιούνται για την παραγωγή, την αποθήκευση και την εκφόρτωση των υδρογονανθράκων και σε μικρότερο βαθμό εκείνες που χρησιμοποιούνται για την εξερεύνηση [CHAKRABARTI, 2005]. Οι κατασκευές, που ανήκουν σε αυτή την κατηγορία είναι οι ακόλουθες:

- Σταθερές κατασκευές (Fixed structures)
- Κινητές ή πλωτές κατασκευές (Movable or Floating structures)
- Εγκαταστάσεις αγκυροβόλησης (Mooring system facilities)
- Εύκαμπτες κατασκευές (Compliant or Complimentary structures)
- Υποθαλάσσιες εγκαταστάσεις (Submarine facilities)
- Τεχνητά νησιά (Artificial islands)
- Θαλάσσιες ανεμογεννήτριες (Offshore wind turbines)

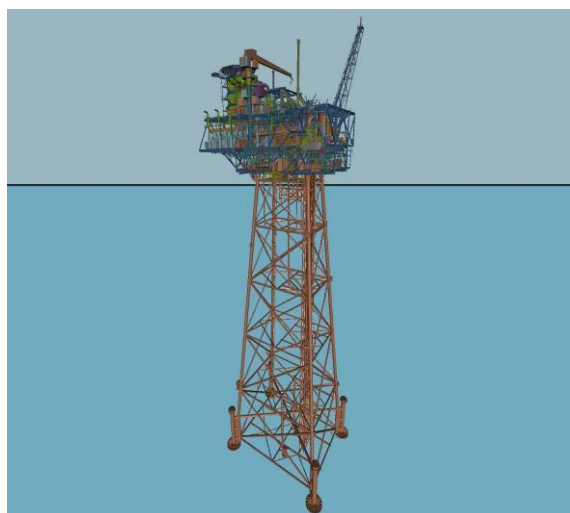
1.3.2.1 Σταθερές κατασκευές (Fixed structures)

Οι σταθερές πλατφόρμες αναφέρονται στην εξερεύνηση και παραγωγή πετρελαίου και αερίου μέσω του χαλύβδινου πλαισίου, που στηρίζει το κατάστρωμα κατασκευάζοντας μια σταθερή πλατφόρμα ανοικτής θάλασσας. Αυτές οι πλατφόρμες είναι χτισμένες από πυλώνες σκυροδέματος ή χάλυβα, αγκυρωμένους κατευθείαν πάνω στον πυθμένα, υποστηρίζοντας το κατάστρωμα. Μερικά παραδείγματα των κατασκευών αυτών αποτελούν οι jacket platforms, gravity platforms και οι compliant tower platforms.

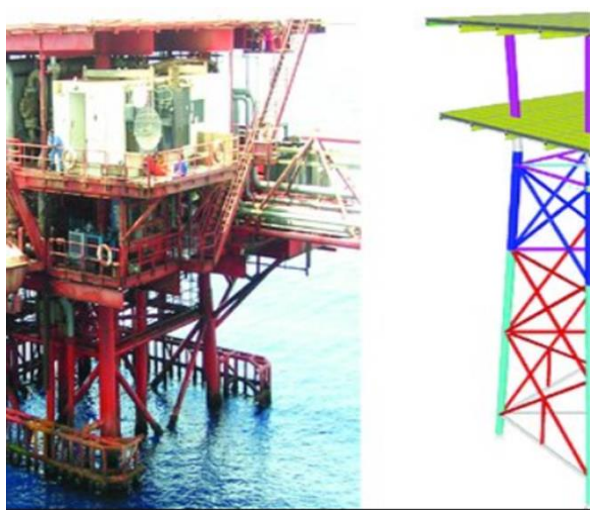
Οι **jacket platforms** αφορούν συμβατικές σταθερές πλατφόρμες, οι οποίες κατασκευάζονται για βάθη πυθμένα 100 έως 150m. Μερικές χαρακτηριστικές εικόνες φαίνονται παρακάτω (Εικόνα 1.10):



(α)



(β)



(γ)



(δ)

Εικόνα 1.10 α),β) Offshore jacket platforms [Γαντές & Θανόπουλος, 2019], γ),δ) Offshore jacket platforms [Abdel Raheem, 2013]

Οι **πλατφόρμες βαρύτητας** ή **gravity platforms** είναι κατασκευές, των οποίων η θεμελίωση πραγματοποιείται από πολύ μεγάλους πυλώνες σκυροδέματος, που βρίσκονται στον πυθμένα της θάλασσας χωρίς να στερεώνονται (Εικόνα 1.11).

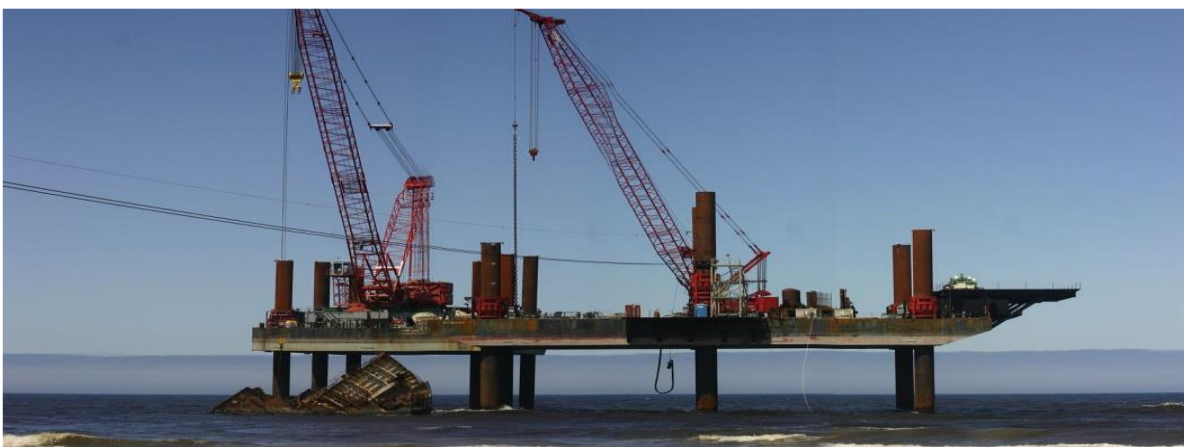


Εικόνα 1.11 α) και β) Gravity offshore platforms [Γαντές & Θανόπουλος , 2019]

1.3.2.2 Κινητές ή πλωτές κατασκευές (Movable or Floating structures)

Σε αυτή την κατηγορία ανήκουν οι κατασκευές Jack-up platforms, bottom supported platforms, semi-submersible platforms και floating drilling ships. Μετά τις εξέδρες Mr. Charlie (με κατασκευή στον πυθμένα) και Western Explorer (πλευούμενη χωρίς κατασκευή στον πυθμένα) ως τις πρώτες κινητές υπεράκτιες μονάδες εξόρυξης (MODUs), μια νέα ιδέα για τέτοιου είδους εξέδρα έκανε την εμφάνισή της, με τη μορφή μιας jack-up πλατφόρμας. Αυτό το είδος της εξέδρας επιπλέει στη θέση εργασίας πάνω σε μια γάστρα με πολλαπλά πόδια που προεξέχουν κάτω από το σώμα της γάστρας. Όταν βρίσκεται στο σημείο εγκατάστασης, τα πόδια βυθίζονται ηλεκτρικά ή υδραυλικά μέχρι τον πυθμένα και στη συνέχεια η γάστρα της εξέδρας ανυψώνεται έξω από το νερό. Με την προσέγγιση αυτή, είναι διαθέσιμη μια σταθερή πλατφόρμα από την οποία πραγματοποιείται η γεώτρηση. Παρόλο που οι jack-up πλατφόρμες αρχικά σχεδιάστηκαν με 6 έως 8 πόδια και στη συνέχεια μερικές με 4, η συντριπτική πλειοψηφία των μονάδων αυτών σήμερα έχουν 3 πόδια.

Ουσιαστικά η **jack-up platform** είναι μια κινητή-πλωτή κατασκευή που αποτελείται από ένα πλωτό κέλυφος στηριζόμενο σε κινητά πόδια. Το πλωτό κέλυφος επιτρέπει τη μεταφορά της κατασκευής και όλων των συνδεδεμένων μηχανημάτων σε μια επιθυμητή θέση. Μόλις η κατασκευή αυτή φθάσει στην τοποθεσία του έργου, ανυψώνεται στο απαιτούμενο ύψος πάνω από την επιφάνεια της θάλασσας και στηρίζεται σε πυλώνες πάνω από τη θάλασσα (Εικόνα 1.12).

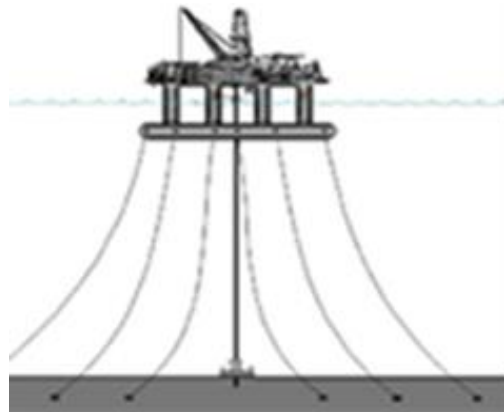


Εικόνα 1.12 Jack-up platform

Η ημι-υποθαλάσσια πλατφόρμα ή **semi-submersible platform** είναι μία εξειδικευμένη θαλάσσια κατασκευή, που χρησιμοποιείται σε διάφορους ειδικούς υπεράκτιους ρόλους, συμπεριλαμβανομένων των υπεράκτιων γεωτρήσεων, των σκαφών ασφαλείας, των πλατφορμών παραγωγής πετρελαίου και των βαρέων ανυψωτικών γερανών [CHAKRABARTI, 2005] (Εικόνα 1.13).



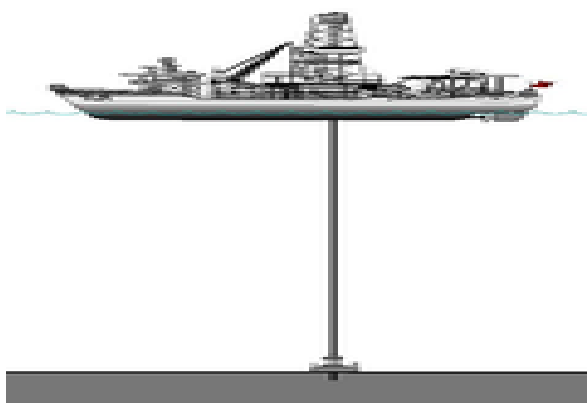
(α)



(β)

Εικόνα 1.13 α) και β) Semi-submersible platforms [Γαντές & Θανόπουλος, 2019]

Η πρώτη πλωτή εξέδρα που χρησιμοποιούσε υποθαλάσσιο έλεγχο της πηγής ήταν το **γεωτρητικό σκάφος** ή **drilling ship** Western Explorer που άνηκε στην εταιρία Chevron, το οποίο έσκαψε την πρώτη γεώτρηση το 1955 στο κανάλι της Santa Barbara. Γρήγορα ακολούθησαν κι άλλοι, οι οποίοι ήταν ευαισθητοποιημένοι όσον αφορά το θαλάσσιο περιβάλλον και είχαν την τεχνολογία που τους επέτρεπε να σκάψουν ακόμα και σε κακοκαιρία. Το 1956, το γεωτρητικό σκάφος CUSS 1 κατασκευάστηκε από μια άλλη φορηγίδα. Η μονάδα αυτή, που χτίστηκε από την CUSS group (Continental, Union, Shell, and Superior Oil), είχε μήκος 86 m και πλάτος 16 m. Η CUSS group τελικά εξελίχθηκε στη σημερινή Global Santa Fe [Μελισσάρης, 2015]. Μερικές ενδεικτικές εικόνες φαίνονται παρακάτω: (Εικόνα 1.14)



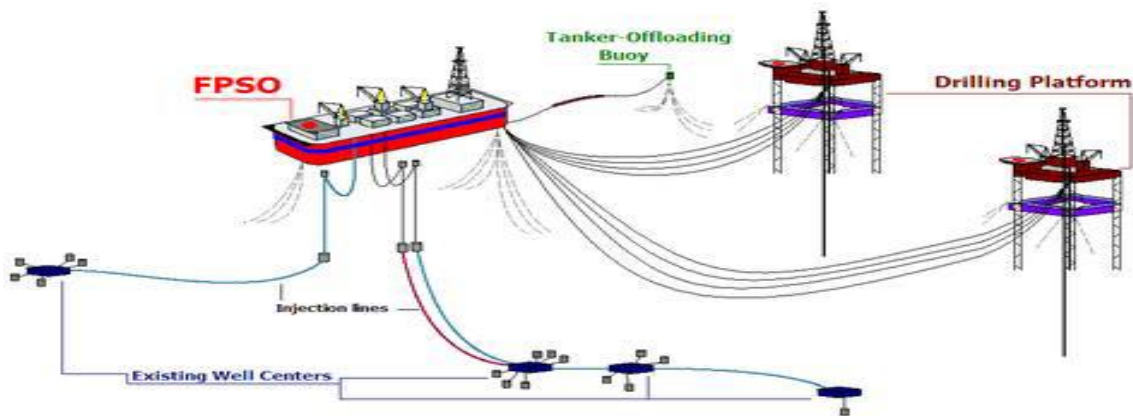
(α)



(β)

Εικόνα 1.14 α),β) Drilling ships [Μελισσάρης, 2015]

Μία πλωτή μονάδα αποθήκευσης και εκφόρτωσης (FPSO) είναι ένα πλωτό πλοίο που χρησιμοποιείται από την υπεράκτια βιομηχανία πετρελαίου και φυσικού αερίου για την παραγωγή υδρογονανθράκων και για την αποθήκευση πετρελαίου (Εικόνα 1.15).

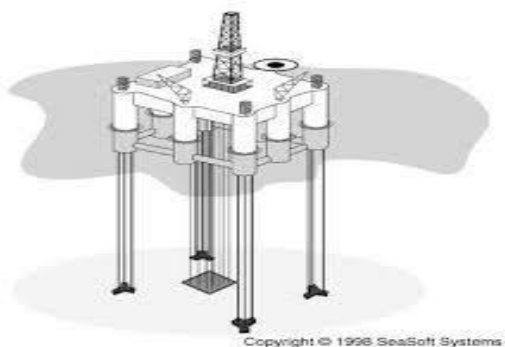


Εικόνα 1.15 Floating production systems [Γαντές & Θανόπουλος , 2019]

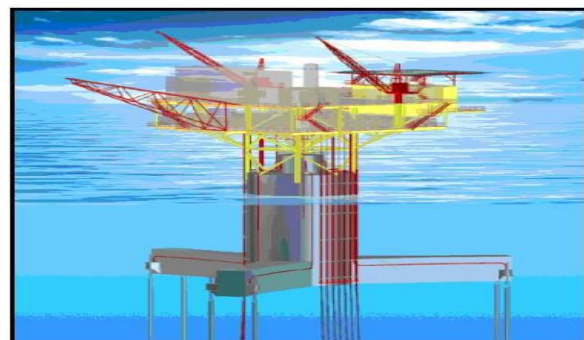
1.3.2.3 Εγκαταστάσεις αγκυροβόλησης (Mooring system facilities)

Οι **πλατφόρμες με συστήματα αγκύρωσης στον πυθμένα ή Mooring system platforms** είναι κατασκευές που παραμένουν στη θέση ισορροπίας τους με τη βοήθεια προεντεταμένων συρματόσχοινων (Tension-Leg-Platforms-TLP). Οι κατασκευές με ουδέτερη άνωση, όπως οι ημι-υποβρύχιες πλατφόρμες, οι Spars και τα Drillships, όπως αναφέρθηκε στην προηγούμενη παράγραφο, είναι δυναμικά ανεξέλεγκτες κατασκευές και επιτρέπεται να έχουν έξι βαθμούς πλευστότητας-ελευθερίας. Οι πλατφόρμες Tension (TLPs) και Tethered ,οι πλωτοί πύργοι (TBTs) ή οι κατακόρυφες κατασκευές ποδιών (BL) συνδέονται στον πυθμένα και είναι συγκρατημένες. Όλες αυτές οι κατασκευές έχουν καθολική συγκράτηση και είναι δομικά άκαμπτες. Η αγκύρωσή τους επιτυγχάνεται με το σύστημα πρόσδεσης. Το μέγεθος των πλωτών κατασκευών προκύπτει από τις θεωρήσεις πλευστότητας και σταθερότητας. Το υψηλό βάρος για αυτές τις κατασκευές είναι πιο κρίσιμο από ό, τι για μία κατασκευή που θεμελιώνονται στο κάτω μέρος. Οι ημι-υποβρύχιες κατασκευές (semi-submersibles) και οι κατασκευές σχήματος πλοίου (drillships) θεμελιώνονται στην περιοχή του υδάτινου ιστίου για σταθερότητα. Το κέντρο βάρους είναι τυπικά πάνω από το κέντρο της πλευστότητας. Η πλατφόρμα Spar είναι σχεδιασμένη έτσι ώστε το κέντρο βάρους της είναι χαμηλότερο από το κέντρο της πλευστότητας [CHAKRABARTI, 2005].

Οι πλατφόρμες, που ισορροπούν με την αγκύρωση των συρματόσχοινων στον πυθμένα, γνωστές ως **Tension-leg platforms**, είναι κατάλληλες για ένα εύρος βάθους νερού περίπου 300-1500 m, ενώ μπορούν να χρησιμοποιηθούν και σαν πλωτές ανεμογεννήτριες. Η πρώτη πλατφόρμα με προεντεταμένα καλώδια κατασκευάστηκε στη Βόρεια θάλασσα στο πεδίο Hutton στις αρχές της δεκαετίας του 1980 (Εικόνα 1.16).



(α)



(β)



(γ)



(δ)

Εικόνα 1.16 α, β, γ, δ) Τυπική μορφή μιας πλατφόρμας με προεντεταμένα καλώδια (Tension Leg Platform-TLP) [Γαντές & Θανόπουλος, 2019]

Οι **Spar platforms** είναι κατασκευές, οι οποίες αγκυρώνονται στον πυθμένα όπως τις Tension-leg platforms με τη διαφορά ότι αποτελούνται από έναν μεγάλης διαμέτρου ενιαίο κατακόρυφο κύλινδρο που υποστηρίζει το κατάστρωμα, ενώ συγκρατείται στη θέση ισορροπίας του με ένα σύστημα αγκύρωσης, που αποτελείται από 6-20 προεντεταμένα συρματόσχοινα τόσο κατακόρυφα όσο και υπό γωνία, τα οποία αγκυρώνονται στον πυθμένα της θάλασσας (Εικόνα 1.17)



(α)

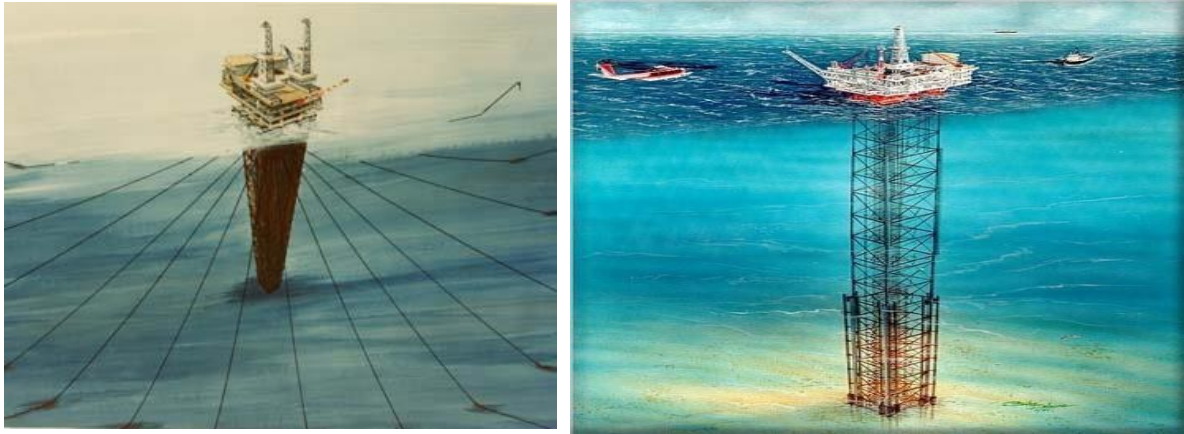


(β)

Εικόνα 1.17 α, β) Spar platforms [Γαντές & Θανόπουλος, 2019]

1.3.2.4 Εύκαμπτες κατασκευές (Compliant or Complimentary structures)

Οι “**εύκαμπτοι**” **θαλάσσιοι πύργοι** ή **Compliant tower platforms** είναι κατασκευές που στηρίζονται σε ένα μεταλλικό πύργο, ο οποίος στηρίζεται στον πυθμένα της θάλασσας σε βάθος περί τα 900m. Ονομάζονται “εύκαμπτοι” ή compliant, διότι μπορούν να ταλαντώνονται ακολουθώντας την κίνηση του ωκεανού. Είναι κατάλληλες κατασκευές για περιοχές με έντονα καιρικά φαινόμενα (τυφώνες) όπως στον κόλπο του Μεξικό [CHAKRABARTI, 2005]. Οι δυνάμεις επαναφοράς που απαιτούνται για τη συγκράτηση της κατασκευής στη θέση ισορροπίας της δημιουργούνται από σύστημα αγκυρώσεων. Η πλατφόρμα της ExxonMobil Lena ήταν η πρώτη εξέδρα τέτοιου τύπου και κατασκευάστηκε στον κόλπο του Μεξικό σε βάθος 330m το 1984. [James F. Wilson, 2003] (Εικόνα 1.18)

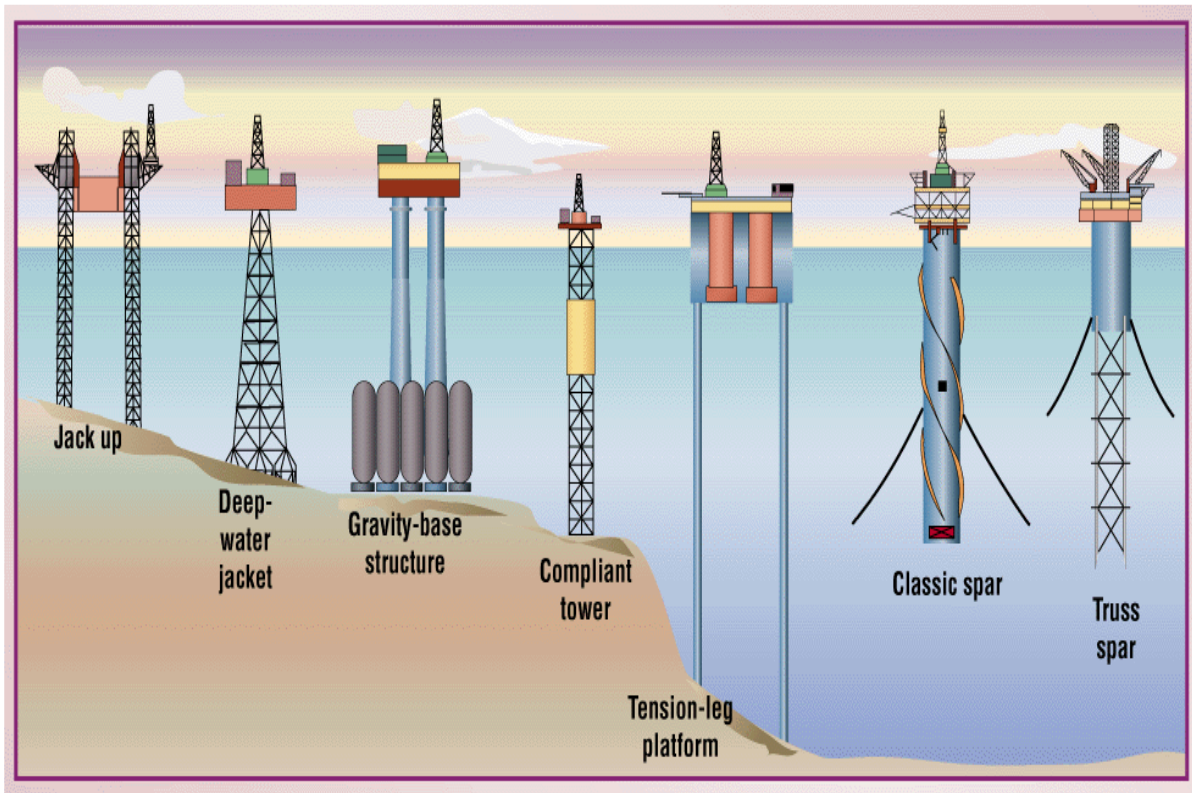


(α)

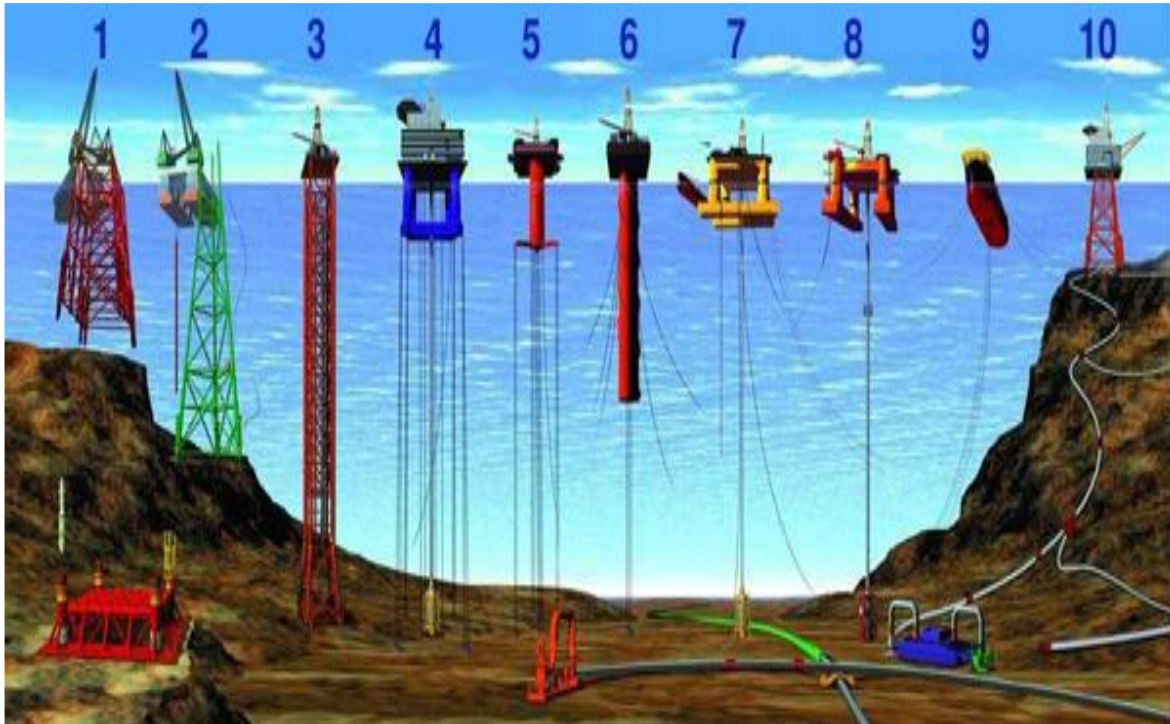
(β)

Εικόνα 1.18 α) Compliant tower platform και β) Πρώτη πλατφόρμα Guyed tower στον κόλπο του Μεξικό [Μελισσάρης, 2015]

Συνολικά, παρατίθενται ενδεικτικές εικόνες με τις τέσσερις πρώτες κατηγορίες υπεράκτιων κατασκευών και τα εύρη βάθους πυθμένα ώστε να πραγματοποιηθεί μία συγκεντρωτική ανακεφαλαίωση. Παρατηρείται ότι για μεγαλύτερα βάθη πυθμένα (μεγαλύτερα των 900m) η κατασκευή θαλάσσιων πλατφορμών, οι οποίες θα στηρίζονται στον πυθμένα μέσω συστημάτων καλωδίωσης είναι αναπόφευκτη, λόγω του μεγάλου εύρους των ταλαντώσεων που υποβάλλονται οι κατασκευές αυτές από τις περιβαλλοντικές φορτίσεις (κύματα, ρεύματα, άνεμος). Ακολουθούν κάποιες ενδεικτικές εικόνες:



Εικόνα 1.19 1) Jack-up, 2) Deep water jacket, 3) Gravity-base structure, 4) Compliant tower, 5) Tension-leg platform, 6) Spar platform, 7) Truss spar



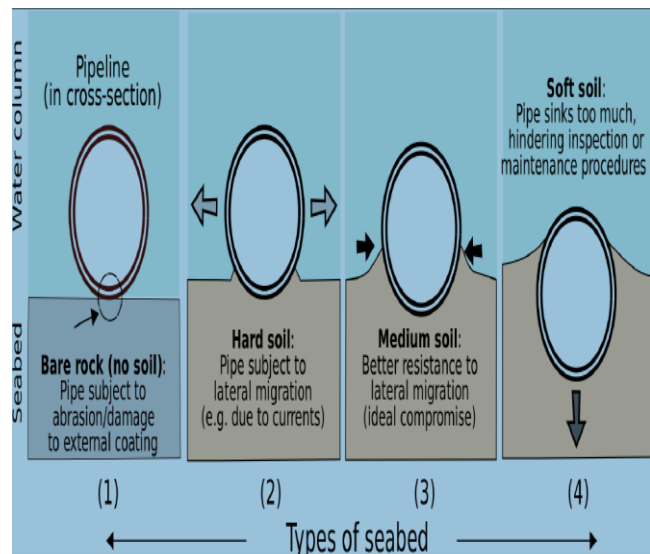
Εικόνα 1.20 1),2) Fixed platforms, 3) Compliant tower, 4,5) Vertically-moored tension-leg and mini tension-leg platforms, 6) Spar, 7,8) Semi-submersibles, 9) Floating production system, 10) Sub-sea completion [Γαντές & Θανόπουλος, 2019]

1.3.2.5 Υποθαλάσσιες εγκαταστάσεις (Submarine facilities)

Ένας υποθαλάσσιος αγωγός, επίσης γνωστός ως θαλάσσιος, υποθαλάσσιος ή υπεράκτιος αγωγός, είναι ένας αγωγός που τοποθετείται στον πυθμένα ή κάτω από αυτόν μέσα σε μια τάφρο. Οι υποθαλάσσιες σωληνώσεις χρησιμοποιούνται για τη μεταφορά πετρελαίου από τις πλατφόρμες παραγωγής στις εγκαταστάσεις αποθήκευσης.



(α)



(β)

Εικόνα 1.21 α, β) Υποθαλάσσιοι αγωγοί [Γαντές & Θανόπουλος, 2019]

1.3.2.6 Τεχνητά νησιά (Artificial islands)

Ένα τεχνητό νησί είναι ένα νησί που έχει κατασκευαστεί από ανθρώπους και όχι από φυσικά μέσα. Τα τεχνητά νησιά μπορεί να ποικίλουν σε μέγεθος από μικρά νησάκια που αποκαθίστανται αποκλειστικά για να στηρίξουν ένα ενιαίο υποστυλώμα ενός κτιρίου ή μιας δομής, σε αυτά που υποστηρίζουν ολόκληρες κοινότητες και πόλεις. Τα πρώιμα τεχνητά νησιά περιλάμβαναν πλωτές κατασκευές στα νερά, ή ξύλινες ή μεγαλιθικές κατασκευές που ανεγέρθηκαν σε ρηχά νερά. [Wikipedia]



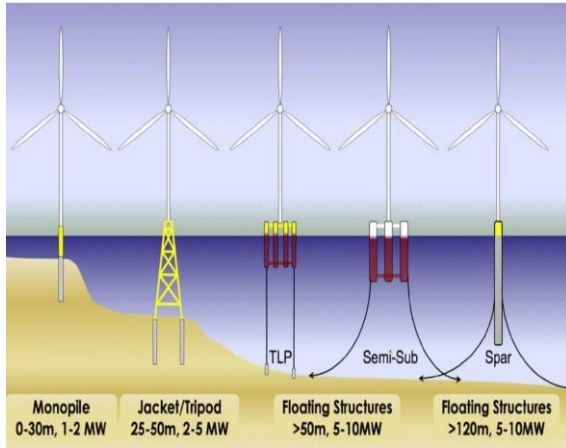
Εικόνα 1.22 Τεχνητό νησί Palm Jumerah [Palm island, 2011]<http://engineeringchallenges.blogspot.com/2011/09/palm-island.html>

1.3.2.7 Θαλάσσιες ανεμογεννήτριες (Offshore wind turbines)

Οι υπεράκτιες ανεμογεννήτριες αποτελούν μια εξέλιξη των ανεμογεννητριών της στεριάς, των οποίων η κατασκευή είναι αρκετά διαδεδομένη με αποτέλεσμα να αποτελούν μια από τις κύριες μορφές παροχής ανανεώσιμης ενέργειας. Προκειμένου να καταστεί η αιολική ενέργεια που παράγεται περισσότερο ανταγωνιστική σε σχέση με τις υπόλοιπες συμβατικές, εξαντλήσιμες και υψηλών περιβαλλοντικών επιπτώσεων πηγές ενέργειας, η προσοχή έχει στραφεί προς την εκμετάλλευση της υπεράκτιας αιολικής ενέργειας.

Εκτός του ότι χαρακτηρίζονται από μειωμένο οπτικό αντίκτυπο, δεδομένου ότι βρίσκονται μακριά από την ακτή, οι υπεράκτιες ανεμογεννήτριες μπορούν να επωφεληθούν από τον πιο ισχυρό και πιο σταθερό αέρα που πνέει στις υπεράκτιες περιοχές, κάτι που μπορεί να αυξήσει την παραγωγικότητά τους και να τις καταστήσει περισσότερο αποδοτικές σε σχέση με άλλες πηγές ενέργειας. Από μια γενική άποψη, μια υπεράκτια ανεμογεννήτρια αποτελείται τόσο από μηχανικά όσο και από δομικά στοιχεία. Ωστόσο, δεν είναι μια συνηθισμένη κατασκευή πολιτικού μηχανικού. Συμπεριφέρεται διαφορετικά, ανάλογα με τις διάφορες καταστάσεις λειτουργίας της (αδρανής, σε κατάσταση παραγωγής ενέργειας κ.α.), και υποβάλλεται σε μεταβλητά φορτία (φορτία ανέμου, φορτία κυμάτων, φορτία θαλάσσιων ρευμάτων). Κατά την διαδικασία σχεδιασμού, έχουν υιοθετηθεί διάφορα είδη διαμόρφωσης του φορέα

στήριξης και της θεμελίωσης μιας ανεμογεννήτριας, κυρίως ανάλογα με το βάθος της κατασκευής το οποίο καθορίζει το μέγεθος των υδροδυναμικών φορτίων που ασκούνται στη κατασκευή. Επιπλέον, δεδομένου ότι η δομική συμπεριφορά μιας υπεράκτιας ανεμογεννήτριας είναι μη-γραμμική και επηρεάζεται από αβεβαιότητες και αλληλεπιδράσεις, οι υπεράκτιες ανεμογεννήτριες μπορούν να χαρακτηριστούν ως σύνθετα δομικά συστήματα [Μπέντας , 2013]



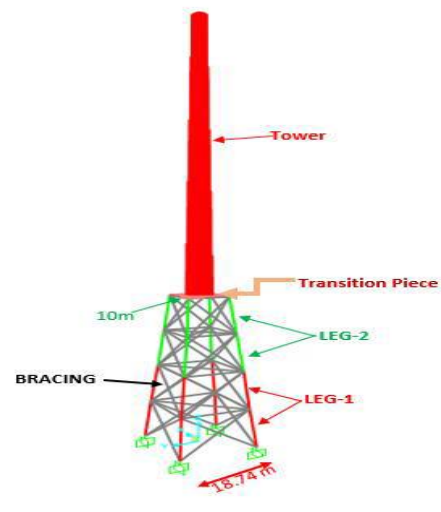
(α)



(β)



(γ)



(δ)

Εικόνα 1.23 α, β, γ) Τυπικές μορφές θαλάσσιας ανεμογεννήτριας και δ) Προσομοίωση θαλάσσιας ανεμογεννήτριας [Dhamsaniya1, Prof. Dipak , & Dr. Dhamsaniya, 2018]

1.4 Παράγοντες που επηρεάζουν την επιλογή φορέα

- Συνθήκες εδάφους

Το γεγονός ότι οι συνθήκες εδάφους μπορεί να μεταβάλλονται σημαντικά ανάλογα με την τοποθεσία, έχει οδηγήσει στην ανάπτυξη μεγάλου αριθμού από είδη θαλάσσιων εξεδρών. Επομένως, αν το έδαφος είναι χαλαρό με μικρή αντοχή προτείνεται η στήριξη σε πασσάλους, οι οποίοι θα καταλήγουν σε βράχο ή άλλο ισχυρό στρώμα. Με λίγα λόγια, έχει ιδιαίτερη σημασία η λεπτομερής και προσεκτική γεωτεχνική μελέτη, η οποία, πολλές φορές, καθορίζει και τον τύπο της πλατφόρμας που τελικά θα κατασκευαστεί.

- Κυματισμοί

Η πιο βασική κατηγορία περιβαλλοντικών φορτίων είναι αυτή των θαλάσσιων κυματισμών. Η ταυτόχρονη δράση δυνάμεων απομακρύνσεως των σωματιδίων της θάλασσας από τη θέση ηρεμίας και δυνάμεων επαναφοράς των σωματιδίων στις αρχικές τους θέσεις, σε συνδυασμό με τη μεγάλη κινητικότητα των σωματιδίων, προκαλεί κάτω από ορισμένες συνθήκες τη δημιουργία ταλαντωτικών κινήσεων στα σωματίδια. Η συνισταμένη διαταραχή της θαλάσσιας μάζας από τις ταλαντώσεις των σωματιδίων οδηγεί στο θαλάσσιο κυματισμό. Συνεπώς, ανάλογα με τα χαρακτηριστικά μεγέθη κυματισμών, που επικρατούν στην περιοχή εγκατάστασης της πλατφόρμας, όπως το χαρακτηριστικό ύψος κύματος $H(m)$, η περίοδος $T(sec)$ και το μήκος του κυματισμού $L(m)$, επηρεάζουν σημαντικά την επιλογή του φορέα και θα πρέπει να ερευνηθούν σε ένα μεγάλο εύρος χρόνων ώστε να προκύψουν οι χαρακτηριστικές τιμές σχεδιασμού.

- Εμπειρία της κατασκευής

Η κατασκευαστική εμπειρία για την υλοποίηση αυτών των κατασκευών κρίνεται απαραίτητη, καθώς πρόκειται για κατασκευές που υποβάλλονται σε εξαιρετικά δυσμενείς περιβαλλοντικές συνθήκες, οπότε η συνέπεια εφαρμογής των κανονισμών και των διατάξεων που διέπουν την κατασκευή αυτών των έργων αλλά και η ακρίβεια στην κατασκευή καθίστανται απαραίτητα. Υπάρχουν κανονισμοί και διατάξεις, που έχουν ευρεία εφαρμογή όπως οι:

- American Petroleum Institute (API)-RP2A-LRFD-93,
- American Petroleum Institute (API)-RP2A-WSD
- BS 6349-1-2:2016, Maritime works (Βρετανικός κανονισμός)
- Gerwick, Construction of Marine and Offshore Structures
- DNV-OS-2012-LRFD METHOD (Νορβηγικός κανονισμός)

- Εξοπλισμός

Για τέτοιας κλίμακας έργα απαιτείται εξειδικευμένος και βαρύς εξοπλισμός, οπότε πρέπει να διασφαλιστεί ότι η κατασκευαστική εταιρεία, που αναλαμβάνει την υλοποίηση ενός τέτοιου έργου, δύναται να ανταποκριθεί στις αυξημένες απαιτήσεις κατασκευής του έργου.

- Υλικά

Τα βασικά υλικά που χρησιμοποιούνται για τις κατασκευές αυτές είναι ο χάλυβας για την πλειοψηφία των θαλάσσιων εξεδρών και το σκυρόδεμα για τις πλατφόρμες βαρύτητας.

- Ο χρόνος και το κόστος κατασκευής

Δύο από τα βασικότερα κριτήρια για την επιλογή φορέα σε μεγάλης κλίμακας έργα αποτελούν ο χρόνος και το κόστος της κατασκευής.

1.5 Σύνθεση της πλατφόρμας τύπου Jacket

Μία θαλάσσια μεταλλική πλατφόρμα μορφής Jacket αποτελείται από πολλά και διαφορετικά κατασκευαστικά μέλη, τα οποία μπορούν να κατανεμηθούν σε τρεις βασικές κατηγορίες:

A. Τη θεμελίωση της κατασκευής στον πυθμένα με πασσάλους (piles)

Η διατομή (κυρίως είναι κοίλες κυκλικές διατομές), ο τρόπος εγκατάστασης των πασσάλων (εμπηγνύομενοι ή δΐεκσκαφής) αλλά και το υλικό κατασκευής του πασσάλου (μεταλλικοί ή από

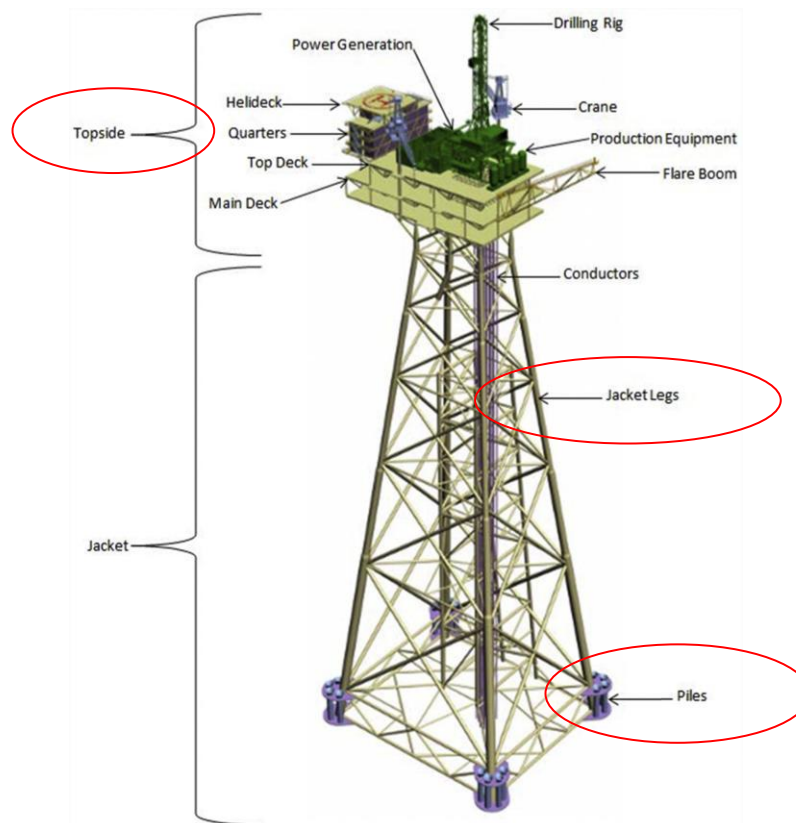
σκυρόδεμα), ποικίλουν ανάλογα με τις συνθήκες του εδάφους αλλά και το έργο που πρόκειται να θεμελιωθεί (Εικόνα 1.24).

B. Το φορέα στήριξης της μεταλλικής πλατφόρμας σε μία κατασκευή δικτυωτής μορφής, γνωστής με την ευρεία έννοια ως jacket

Ουσιαστικά πρόκειται για ένα δικτύωμα, το οποίο αποτελείται από τα "πόδια" ή πυλώνες του Jacket (jacket legs), κοίλης κυκλικής διατομής αλλά και από τους κατακόρυφους και οριζόντιους χιαστί συνδέσμους (Braces), των οποίων η επικρατούσα διατομή είναι επίσης η κοίλη κυκλική (Εικόνα 1.24).

C. Τον ίδιο το φορέα της μεταλλικής πλατφόρμας (Topside)

Ο φορέας της μεταλλικής πλατφόρμας μπορεί να αποτελείται από διαφορετικά καταστρώματα, για εργασία, παραγωγή ενέργειας και αποθήκευση του εξοπλισμού αλλά και ελικοδρόμιο (production decks, cellar decks, helidecks), όπως επίσης και τον απαραίτητο μηχανολογικό εξοπλισμό για τη διάνοιξη των γεωτρήσεων (Drilling Rig, Production equipment, Crane) (Εικόνα 1.24)



Εικόνα 1.24 Συστατικά μέλη της θαλάσσιας μεταλλικής πλατφόρμας τύπου Jacket

2 ΥΔΡΟΔΥΝΑΜΙΚΑ ΦΟΡΤΙΑ ΣΤΙΣ ΘΑΛΑΣΣΙΕΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΕΣ

2.1 Εισαγωγή στους κυματισμούς

Η βασική πηγή για τη μελέτη, την κατανόηση και τη συγγραφή της λειτουργίας των κυματισμών αποτελεί το βιβλίο του Κ.Ι. Μουτζούρη με τίτλο "Θαλάσσια Υδραυλική" [Μουτζούρης, 2009].

Η ταυτόχρονη δράση δυνάμεων απομακρύνσεως των υδάτινων σωματιδίων της θαλάσσιας μάζας από τη θέση ηρεμίας τους (γενεσιουργές δυνάμεις) και δυνάμεων επαναφοράς των σωματιδίων στις αρχικές θέσεις τους (επαναφέρουσες δυνάμεις), σε συνδυασμό με τη μεγάλη κινητικότητα των σωματιδίων, προκαλεί κάτω από ορισμένες συνθήκες τη δημιουργία κινήσεων ταλαντώσεως στα σωματίδια. Η συνισταμένη διαταραχή της θαλάσσιας μάζας από τις ταλαντώσεις των σωματιδίων οδηγεί στο θαλάσσιο κυματισμό.

Τα κυριότερα γενεσιουργά αίτια των ταλαντώσεων είναι ο άνεμος (ανεμογενείς κυματισμοί), οι σεισμικές δονήσεις (τσουνάμικ), οι γρήγορες μεταβολές της ατμοσφαιρικής πίεσης (seiches) και η έλξη της σελήνης (παλίρροια).

Οι κυριότερες επαναφέρουσες δυνάμεις προέρχονται από τη βαρύτητα, τη δύναμη Coriolis και την επιφανειακή τάση. Η δύναμη Coriolis υπεισέρχεται στους κυματισμούς μεγάλης κλίμακας ενώ η επιφανειακή τάση υπεισέρχεται στους κυματισμούς μικρής κλίμακας με μήκος κύματος μερικά μόνο εκατοστά.

Η συνηθέστερη διάκριση στους κυματισμούς γίνεται με βάση την περίοδο των ταλαντώσεων των σωματιδίων. Για περιόδους μεγαλύτερες των 5min οι κυματισμοί ονομάζονται μεγάλης περιόδου. Οι κυματισμοί μικρότερων περιόδων – και ιδιαίτερα περιόδων μικρότερων από 30sec – ονομάζονται κυματισμοί μικρής περιόδου. Στους κυματισμούς μικρής περιόδου η γενεσιουργός δύναμη προέρχεται από τον άνεμο και η επαναφέρουσα δύναμη από τη βαρύτητα. Για το λόγο αυτό οι όροι "κυματισμοί μικρής περιόδου", "κυματισμοί βαρύτητας" και "ανεμογενείς κυματισμοί" χρησιμοποιούνται για την ίδια κατηγορία κυματισμών.

Οι πιο κοινοί κυματισμοί στη φύση είναι οι ανεμογενείς κυματισμοί. Η δύναμη από την πνοή του ανέμου απομακρύνει τα υγρά σωματίδια από τη θέση ισορροπίας. Η φορά κινήσεων αντιστρέφεται από την επενέργεια της δυνάμεως βαρύτητας στα σωματίδια,

οπότε αυτά τείνουν να επανέλθουν στην αρχική τους θέση. Οι αδρανειακές δυνάμεις τα επαναπομακρύνουν.

Μια άλλη διάκριση που μπορεί να γίνει στους κυματισμούς είναι σε δισδιάστατους και τρισδιάστατους. Στη πρώτη κατηγορία οι τροχιές των ταλαντούμενων σωματιδίων είναι επίπεδες ενώ στη δεύτερη τρισδιάστατες.

Ένας κυματισμός μεταδιδόμενος σε μια κατεύθυνση ονομάζεται προοδευτικός κυματισμός. Η επαλληλία δύο ή περισσότερων κυματισμών προοδευτικών κυματισμών δίνει κυματισμούς περισσότερο πολύπλοκης υφής. Η πολυπλοκότητα αυξάνει, αν οι διευθύνσεις μεταδόσεως και οι συχνότητες των κυματισμών είναι διαφορετικές. Από επαλληλία δύο κυματισμών της ίδιας διευθύνσεως και συχνότητας αλλά διαφορετικής φοράς μεταδόσεως προκύπτει ένας στάσιμος κυματισμός.

Τέλος οι κυματισμοί διακρίνονται σε αναπτυσσόμενους, ανεπτυγμένους και αποσβηνόμενους ανάλογα με το αν τα μέσα χαρακτηριστικά διαδοχικών ομάδων κυματισμών αυξάνουν, μένουν σταθερά ή μειώνονται.

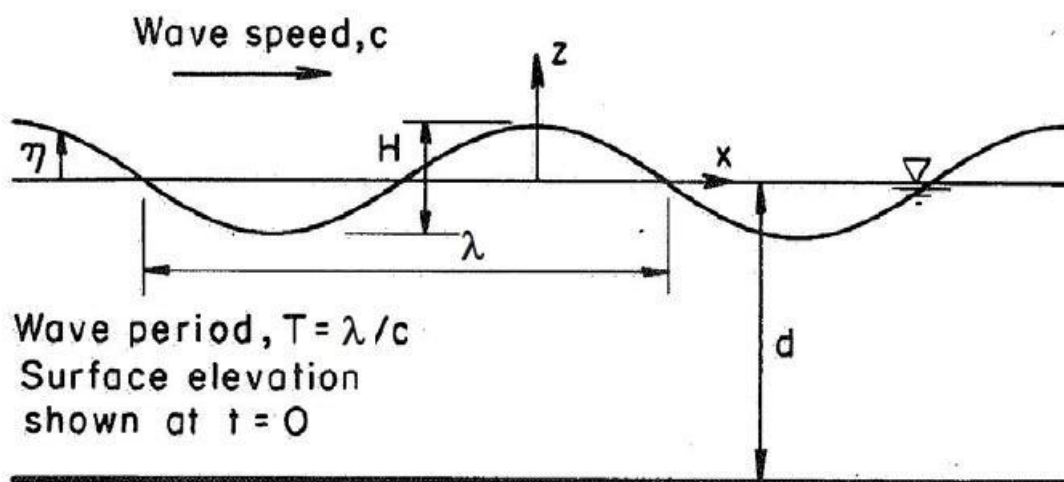
Οι κυματισμοί είναι ένας σημαντικός φυσικός μηχανισμός. Ανακατανέμουν και διασπείρουν τη θερμότητα, το οξυγόνο και άλλα αέρια στη θαλάσσια μάζα. Αυξάνουν την εξάτμιση του νερού και το ανάπτυγμα της θαλάσσιας επιφάνειας. Μεταβάλλουν την ταχύτητα μεταδόσεως του φωτός και του ήχου στη θάλασσα και ανακλούν τα ηλεκτρομαγνητικά κύματα. Προξενούν μικροσεισμικές δονήσεις στη γήινη επιφάνεια. Δημιουργούν μεταφορά ιζημάτων, που μπορεί να αλλοιώσει εκτεταμένες παράκτιες περιοχές.

Οι ορισμοί των σημαντικότερων γεωμετρικών και άλλων χαρακτηριστικών των δισδιάστατων μονοχρωματικών προοδευτικών ανεμογενών κυματισμών είναι οι εξής:

- **Ύψος κύματος (H)** είναι η κατακόρυφη απόσταση μεταξύ της κορυφής και της κοιλιάς του κύματος. Ισούται με το διπλάσιο του εύρους ταλαντώσεως των σωματιδίων.
- **Μήκος κύματος (L)** είναι η οριζόντια απόσταση μεταξύ δύο σωματιδίων που βρίσκονται στην ίδια φάση ταλαντώσεως. Μετράται κατά μήκος της διευθύνσεως μεταδόσεως.
- **Περίοδος κύματος (T)** είναι ο χρόνος μιας πλήρους ταλάντωσης των σωματιδίων. Ορίζεται σαν το χρονικό διάστημα μεταξύ της διελεύσεως δυο διαδοχικών κορυφών κύματος από ένα ορισμένο σημείο.
- **Μέτωπο κύματος** είναι ένα επίπεδο κάθετο προς το επίπεδο ταλαντώσεως και εφαπτόμενο στη διατομή του κύματος.
- **Διεύθυνση μεταδόσεως** είναι η κάθετη γραμμή προς το μέτωπο του κύματος.
- **Ταχύτητα κύματος (c)** είναι η απόσταση που διανύεται από το μέτωπο του κύματος στη μονάδα του χρόνου. Εξ ορισμού είναι $c = L/T$.
- **Διατομή κύματος** είναι η κατακόρυφη διατομή του κατά τη διεύθυνση μεταδόσεως.
- **Κορυφή κύματος** είναι το υψηλότερο σημείο πάνω από την ελεύθερη επιφάνεια της θάλασσας σε ηρεμία.
- **Κοιλιά κύματος** είναι το χαμηλότερο σημείο του κάτω από την ελεύθερη επιφάνεια της θάλασσας σε ηρεμία.
- **Συχνότητα κύματος** είναι το αντίστροφο της περιόδου του κύματος: $f = 1/T$
- **Γωνιακή ταχύτητα κύματος:** $\omega = 2\pi/T$
- **Σχετικό βάθος νερού:** d/L

- **Αριθμός κύματος:** $k = 2\pi/L$
- **ΣΗΥ** είναι η ελεύθερη επιφάνεια της θάλασσας σε ηρεμία (Στάθμη Ηρεμούντος Ύδατος)
- **Υψόμετρο επιφάνειας** είναι η απόσταση ανάμεσα στη στάθμη της ελεύθερης επιφάνειας της θάλασσας σε ηρεμία και της επιφάνειας του κύματος $z = \eta(x,y,t)$.
- **Βάθος πυθμένα (d)** είναι η απόσταση ανάμεσα στη ελεύθερη επιφάνεια της θάλασσας σε ηρεμία και του πυθμένα της θάλασσας.

Στο παρακάτω σχήμα (Σχήμα 2.1) απεικονίζονται κάποια από τα χαρακτηριστικά του κυματισμού:



Σχήμα 2.1 Χαρακτηριστικά μεγέθη του κυματισμού [RECOMMENDED PRACTICE, DNV-RP-C205, 2010]

2.2 Ανεμογενείς κυματισμοί

Η δημιουργία, η διάδοση και η αλληλεπίδραση των ανεμογενών κυματισμών καθιστούν δύσκολη την θεωρητική αλλά και την αριθμητική περιγραφή τους. Η μέθοδος που χρησιμοποιείται για την προσομοίωση τους, προκειμένου να γίνει ο σχεδιασμός των παράκτιων λιμενικών έργων, είναι η στατιστική περιγραφή τους.

Η ενέργεια του ανέμου που πνέει πάνω από την επιφάνεια της θάλασσας μεταφέρεται στο νερό και παίρνει τη μορφή επιφανειακού ρεύματος και κυματισμού βαρύτητας. Το επιφανειακό ρεύμα δημιουργείται από τη διατμητική τάση που επιβάλλει η πνοή του ανέμου στην ελεύθερη επιφάνεια. Ο κυματισμός βαρύτητας δημιουργείται από τις διακυμάνσεις του πεδίου της πίεσης που επιβάλλει η πνοή του ανέμου στην ελεύθερη επιφάνεια. Προκειμένου να γίνει ο σχεδιασμός των παράκτιων λιμενικών έργων χρειάζεται η πλήρης περιγραφή του κυματισμού μέσα από το μοναδικό «χαρακτηριστικό» ύψος κύματος και τη μοναδική «χαρακτηριστική» περίοδο κύματος. Ο καθορισμός του «κύματος σχεδιασμού» γίνεται κυρίως με την ανάλυση κυματικών καταγραφών. Οι κυματικές καταγραφές είναι σημειακές μετρήσεις της χρονικής μεταβολής της ανύψωσης της ελεύθερης επιφάνειας για ένα χρονικό διάστημα αρκετών λεπτών. Οι μετρήσεις γίνονται συνήθως από πλωτήρα με επιταχυνσιόμετρο. Οι κυματικές καταγραφές δεν παρέχουν πληροφορίες για τη διεύθυνση των κυματισμών. Άλλες μέθοδοι συμπεριλαμβάνουν φωτογραφίες και ραντάρ από αεροπλάνα ή δορυφόρους.

Η ανάλυση των κυματικών καταγραφών γίνεται με δύο τρόπους:

- Στατιστική ανάλυση της κυματικής καταγραφής απευθείας στο πεδίο χρόνου
- Φασματική ανάλυση της κυματικής καταγραφής στο πεδίο συχνοτήτων

Σε μια κυματική καταγραφή, το χαρακτηριστικό ύψος H_s του κυματισμού ισούται συνήθως με το ύψος $H_{1/3}$ που είναι η μέση τιμή από το 1/3 των μεγαλύτερων τιμών της καταγραφής. Παρόμοια ορίζεται και η χαρακτηριστική περίοδος T_s του κυματισμού.

Το χαρακτηριστικό ύψος H_s , η χαρακτηριστική περίοδος T_s και το φάσμα του κυματισμού εξαρτώνται από:

- Την ταχύτητα του ανέμου σε ύψος 10m από την επιφάνεια της θάλασσας (W)
- Το μήκος αναπτύγματος του κυματισμού (F)
- Τη διάρκεια πνοής του ανέμου (t_d)

2.3 Βραχυπρόθεσμη φασματική πρόβλεψη κυματισμών

Για τον υπολογισμό του χαρακτηριστικού ύψους H_s και της χαρακτηριστικής περιόδου T_s του κυματισμού πρέπει να είναι γνωστά:

- Η ταχύτητα του ανέμου σε ύψος 10m από την επιφάνεια της θάλασσας (W)
- Το μήκος αναπτύγματος του κυματισμού (F)
- Η διάρκεια πνοής του ανέμου (t_d)

Για τον υπολογισμό των χαρακτηριστικών του κυματισμού υπάρχουν δύο μεθοδολογίες οι οποίες βασίζονται σε εμπειρικές σχέσεις για τον καθορισμό σχέσεων μεταξύ αδιάστατων παραμέτρων:

- Μεθοδολογία πρόβλεψης SMB
- Μεθοδολογία πρόβλεψης SPM-JONSWAP

Και οι σχέσεις είναι της μορφής εξ.(2-1)

$$\frac{gH_s}{W^2} + \frac{gT_s}{2\pi W} = f\left(\frac{gF}{W^2}, \frac{gt_d}{W}\right) \quad (2-1)$$

Στοιχεία για την ένταση (ταχύτητα) και τη διεύθυνση των ανέμων χορηγούνται από την Εθνική Μετεωρολογική Υπηρεσία (ΕΜΥ) σε μορφή στατιστικών αναλύσεων μετρήσεων ταχύτητας και διεύθυνσης πνοής ανέμων. Η κλίμακα Beaufort κατατάσσει τους ανέμους ανάλογα με την έντασή τους σε βαθμούς όπως φαίνεται παρακάτω (Πίνακας 2.1).

Πίνακας 2.1 Κλίμακα beaufort έντασης ανέμου [Δήμας, Παράκτια Υδραυλική]

(1 knot = 1 κόμβος = 1 ναυτικό μίλι ανά ώρα = 1,852 km/hr = 0,515 m/s)

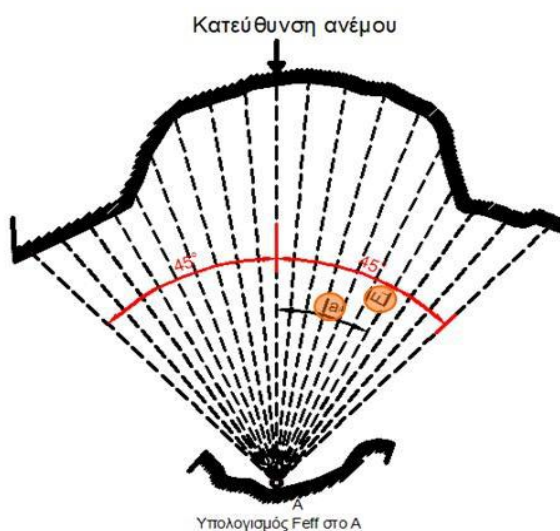
Αριθμός Beaufort	W (m/s)	W (knots)	Περιγραφή
0	<0,20	<1	Νηνεμία
1	0,3-1,5	1-3	Αύρα

Αριθμός Beaufort	W (m/s)	W (knots)	Περιγραφή
2	1,6-3,3	4-6	Ασθενής άνεμος
3	3,4-5,4	7-10	Λεπτός άνεμος
4	5,5-7,9	11-16	Μέτριος άνεμος
5	8,0-10,7	17-21	Λαμπρός άνεμος
6	10,8-13,8	22-27	Ισχυρός άνεμος
7	13,9-17,1	28-33	Σφοδρός άνεμος
8	17,2-20,7	34-40	Θυελλώδης άνεμος
9	20,8-24,4	41-47	Θύελλα
10	24,5-28,4	48-55	Ισχυρή θύελλα
11	28,5-32,6	56-63	Σφοδρή θύελλα
12-17	32,7<	64<	Τυφώνας

Το μήκος αναπτύγματος F υπολογίζεται, για κάθε μια από τις οκτώ διευθύνσεις ανέμου, θεωρώντας τομέα γωνίας 90° γύρω από τη διεύθυνση του ανέμου σύμφωνα με την εξ.(2-2) :

$$F = \frac{\sum_{j=-N}^N F_j \cos^2 a_j}{\sum_{i=-N}^N \cos a_i} \quad (2-2)$$

όπου F_i είναι το μήκος αναπτύγματος στη διεύθυνση με γωνία $a_i = i \cdot \Delta a$ ως προς τη διεύθυνση του ανέμου. Συνήθως $\Delta a = 5^\circ$ και $N=9$ έτσι ώστε $-45^\circ \leq a_i \leq +45^\circ$ (Σχήμα 2.2).



Σχήμα 2.2 Υπολογισμός μήκους αναπτύγματος F στο σημείο A για τη συγκεκριμένη διεύθυνση ανέμου

2.3.1 Μεθοδολογία πρόβλεψης χαρακτηριστικών κυματισμού SMB

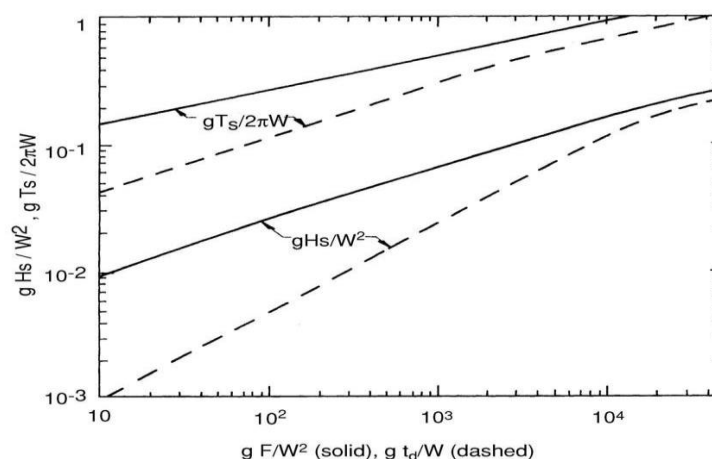
Το πιο διαδεδομένο μοντέλο βραχυπρόθεσμης περιγραφής της καταστάσεως διαταραχής της θαλάσσιας επιφάνειας είναι το μοντέλο SMB (Sverdrup – Munk – Bretschneider). Σύμφωνα με αυτό το μοντέλο τα κύματα διαιρούνται σε τρεις κατηγορίες [Μουτζούρης, Θαλάσσια Υδραυλική, 2009]:

- Στη πρώτη κατηγορία ανήκουν τα κύματα πλήρως ανεπτυγμένης θάλασσας. Δημιουργούνται από την πνοή του ανέμου μακράς διάρκειας κατά μήκος μεγάλου αναπτύγματος πελάγους
- Στη δεύτερη κατηγορία ανήκουν τα κύματα που δημιουργούνται από την μακρά πνοή ανέμου κατά μήκος περιορισμένου αναπτύγματος πελάγους. Τα κύματα αυτά είναι περιορισμένα από το μήκος αναπτύγματος
- Στη τρίτη κατηγορία ανήκουν τα κύματα που δημιουργούνται από την πνοή ανέμου σύντομης διάρκειας κατά μήκος μεγάλου αναπτύγματος πελάγους. Τα κύματα αυτά είναι περιορισμένα από τη διάρκεια πνοής του ανέμου

Το χαρακτηριστικό ύψος κύματος H_s καθώς και το μήκος κύματος L_0 μεγαλώνουν με την αύξηση της διάρκειας πνοής του ανέμου και του αναπτύγματος πελάγους.

Η βασική παραδοχή του μοντέλου SMB είναι ότι υπάρχει ένα κύμα, που κατά κάποιο τρόπο αντιπροσωπεύει τη διαταραχή της θαλάσσιας επιφάνειας, το οποίο και ονομάζεται χαρακτηριστικό. Αντιστοιχεί προσεγγιστικά με το φυσικό κύμα του οποίου το ύψος είναι δυνατό να εκτιμηθεί από την ακτή. Το ύψος του ισούται με το μέσο ύψος του 1/3 των υψηλότερων κυμάτων που εμφανίζονται.

Η μεθοδολογία βασίζεται στο νομογράφημα του Σχήματος 2.3 όπου για δεδομένες τιμές των gF/W^2 και gt_d/W προκύπτουν δύο ζεύγη τιμών H_s και T_s . Οι συνεχείς καμπύλες του σχήματος αντιστοιχούν σε περιορισμένους από το μήκος αναπτύγματος κυματισμούς ενώ οι διακεκομμένες καμπύλες αντιστοιχούν σε περιορισμένους από τη διάρκεια πνοής του ανέμου κυματισμούς. Το ζεύγος με τη μικρότερη τιμή χαρακτηριστικού ύψους κύματος H_s είναι το επικρατέστερο και ανάλογα με την προέλευσή του ο κυματισμός είναι περιορισμένος από το μήκος αναπτύγματος (gF/W^2) ή από τη διάρκεια πνοής του ανέμου (gt_d/W).



Σχήμα 2.3 Αδιάστατες παράμετροι μεθοδολογίας SMB πρόβλεψης χαρακτηριστικού ύψους και χαρακτηριστικής περιόδου ανεμογενών κυματισμών [Δήμας, Παράκτια Υδραυλική]

Αν ο κυματισμός είναι περιορισμένος από το μήκος αναπτύγματος, τότε για δεδομένο μήκος αναπτύγματος κυματισμού (F) και δεδομένη ταχύτητα ανέμου (W) υπολογίζεται ο λόγος gF/W^2 . Στη συνέχεια, από τις συνεχείς καμπύλες του Σχήματος 2.3 διαβάζεται το πρώτο ζεύγος gH_s/W^2 και

$gT_s/2\pi W$. Γνωρίζοντας την ταχύτητα του ανέμου (W) υπολογίζεται το χαρακτηριστικό ύψος H_s και η χαρακτηριστική περίοδος T_s του κυματισμού.

Αν ο κυματισμός είναι περιορισμένος από τη διάρκεια πνοής του ανέμου, τότε για δεδομένη διάρκεια πνοής του ανέμου (t_d) και δεδομένη ταχύτητα ανέμου (W) υπολογίζεται ο λόγος gt_d/W . Στη συνέχεια από τις διακεκομμένες καμπύλες του Σχήματος 2.3 διαβάζεται το δεύτερο ζεύγος gH_s/W^2 και $gT_s/2\pi W$. Γνωρίζοντας την ταχύτητα του ανέμου (W) υπολογίζεται το χαρακτηριστικό ύψος H_s και η χαρακτηριστική περίοδος T_s του κυματισμού.

Οι συνεχείς καμπύλες του Σχήματος 2.3, οι οποίες αντιστοιχούν σε περιορισμένους από το μήκος αναπτύγματος κυματισμούς δίνονται και σε αναλυτική μορφή:

$$\frac{gH_s}{W^2} = 0,283 \tanh(0,0125(\frac{gF}{W^2})^{0,42}) \quad (2-3)$$

$$\frac{gT_s}{2\pi W} = 1,2 \tanh(0,077(\frac{gF}{W^2})^{0,25}) \quad (2-4)$$

Η ελάχιστη κρίσιμη διάρκεια πνοής του ανέμου t_{\min} η οποία προκαλεί κυματισμούς περιορισμένους από το μήκος αναπτύγματος δίνεται σε αναλυτική μορφή:

$$\frac{gt_{\min}}{W} = 6,5882 \exp[(0,0161 \ln^2(\frac{gF}{W^2}) - 0,3692 \ln(\frac{gF}{W^2}) + 2,2024)^{0,5} + 0,8798 \ln(\frac{gF}{W^2})] \quad (2-5)$$

Γνωρίζοντας το μήκος αναπτύγματος του κυματισμού (F) και την ταχύτητα του ανέμου (W) υπολογίζεται από την εξίσωση 2.5 ο λόγος gt_{\min}/W και στη συνέχεια υπολογίζεται ο χρόνος t_{\min} .

1. Αν $t_d > t_{\min}$ τότε ο κυματισμός είναι περιορισμένος από το μήκος αναπτύγματος και με δεδομένο το μήκος αναπτύγματος (F) και τη ταχύτητα του ανέμου (W) από τις σχέσεις 2.3 και 2.4 υπολογίζεται το χαρακτηριστικό ύψος H_s και η χαρακτηριστική περίοδος T_s του κυματισμού.

2. Αν $t_d < t_{\min}$ τότε ο κυματισμός είναι περιορισμένος από τη διάρκεια πνοής του ανέμου. Σε αυτή τη περίπτωση ορίζεται ισοδύναμο μήκος αναπτύγματος $F_{eq} < F$ τέτοιο ώστε:

$$\frac{gt_d}{W} = 6,5882 \exp[(0,0161 \ln^2(\frac{gF_{eq}}{W^2}) - 0,3692 \ln(\frac{gF_{eq}}{W^2}) + 2,2024)^{0,5} + 0,8798 \ln(\frac{gF_{eq}}{W^2})] \quad (2-6)$$

Γνωρίζοντας τη διάρκεια πνοής του ανέμου t_d επιλύεται η εξίσωση 2.6 και προκύπτει το ισοδύναμο μήκος αναπτύγματος F_{eq} . Με δεδομένο το μήκος αναπτύγματος (F_{eq}) και τη ταχύτητα του ανέμου (W) από τις σχέσεις 2.3 και 2.4 υπολογίζεται το χαρακτηριστικό ύψος H_s και η χαρακτηριστική περίοδος T_s του κυματισμού.

3. Το ζεύγος με τη μικρότερη τιμή χαρακτηριστικού ύψους κύματος H_s είναι το επικρατέστερο και ανάλογα με την προέλευσή του ο κυματισμός είναι περιορισμένος από το μήκος αναπτύγματος (gF/W^2) ή από τη διάρκεια πνοής του ανέμου (gt_d/W).

2.4 Επιδράσεις του πυθμένα

Ο θαλάσσιος πυθμένας επιδρά στους κυματισμούς. Η επίδραση εκδηλώνεται κατά κύριο λόγο στην υψή και μορφή των κυμάτων καθώς και στη διεύθυνση μεταδόσεως. Η επίδραση του πυθμένα γίνεται αισθητή από τα κύματα όταν μειωθεί το βάθος του νερού. Κατά τις θεωρίες κυμάτων, για βάθη μεγαλύτερα του μισού μήκους κύματος η επίδραση είναι αμελητέα. Οι κυριότερες μορφές επιδράσεως του πυθμένα στους θαλάσσιους κυματισμούς είναι οι παραμορφώσεις, η θραύση και η διάθλαση των κυμάτων.

2.4.1 Παραμορφώσεις της διατομής του κύματος

Η διατομή του κύματος μεταβάλλεται ριζικά στη περιοχή των μικρών σχετικών βαθών d/L . Οι σημαντικότερες μεταβολές σε μια διατομή είναι η μείωση του μήκους κύματος, η μείωση και στη συνέχεια η αύξηση του ύψους κύματος, η αύξηση της καμπυλότητας, η εμφάνιση υψηλότερων αρμονικών, η σταδιακή μετατροπή της ημιτονοειδούς διατομής σε τροχοειδή διατομή και στη συνέχεια σε διατομή μακρού κύματος (κύμα σε ρηχό νερό).

Τα χαρακτηριστικά του κυματισμού (χαρακτηριστικό ύψος H_s και χαρακτηριστική περίοδος T_s) που προσδιορίστηκαν με τη μέθοδο SMB αναφέρονται σε συνθήκες ανοικτής θάλασσας. Είναι δηλαδή τα χαρακτηριστικά του κυματισμού στη περιοχή των βαθέων υδάτων ($d/L > 0,5$). Συγκεκριμένα:

- Το χαρακτηριστικό ύψος κύματος H_s ισούται με το ύψος κύματος στη περιοχή των βαθέων υδάτων H_0 . Άρα ισχύει $H_0 = H_s$
- Η περίοδος του κύματος δεν μεταβάλλεται σε όλη τη διάρκεια της μεταδόσεως του κύματος πάνω στον κεκλιμένο πυθμένα. Άρα ισχύει: $T = T_s$
- Το μήκος κύματος είναι αυτό της περιοχής των βαθέων υδάτων: $L_0 = \frac{gT^2}{2\pi}$

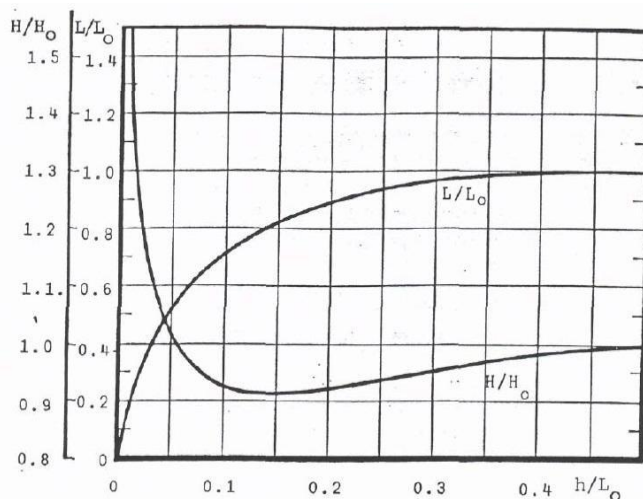
Το μήκος κύματος (L) και το ύψος κύματος (H) μεταβάλλονται κατά τη διάρκεια μεταδόσεως του κυματισμού σε κεκλιμένο πυθμένα. Μια σχετικά απλή μέθοδος υπολογισμού των H και L σε ένα τυχαίο βάθος πυθμένα d , σε συνάρτηση με τα H_0 και L_0 είναι η ενεργειακή μέθοδος. Βασίζεται στη παραδοχή ότι η ανάκλαση της ενέργειας του κυματισμού από τον πυθμένα και οι λοιπές απώλειες μεταξύ των εξεταζόμενων βαθών είναι αμελητέες. Ισχύει στη περιοχή μεταξύ της ανοικτής θάλασσας και της θραύσεως.

Από το γράφημα του Σχήματος 2.4 και γνωρίζοντας:

- Το ύψος κύματος στη περιοχή των βαθέων υδάτων (H_0)
- Το μήκος κύματος στη περιοχή των βαθέων υδάτων (L_0)
- Τα βάθος του πυθμένα της θάλασσας ($d=h$)

Προκύπτουν:

- Το ύψος κύματος του κυματισμού που φτάνει στο έργο (H)
- Το μήκος κύματος του κυματισμού που φτάνει στο έργο (L)



Σχήμα 2.4 Μεταβολές μήκους και ύψους κύματος συναρτήσει του βάθους πυθμένα [Μουτζούρης, Θαλάσσια Υδραυλική, 2009]

2.5 Επιλογή θεωρίας κυματισμού

Το σχετικό βάθος νερού είναι μια σημαντική παράμετρος και χαρακτηρίζει τις θεωρίες των κυμάτων. Η θαλάσσια περιοχή χαρακτηρίζεται από το σχετικό βάθος, που βέβαια δεν είναι μόνο συνάρτηση του βάθους της (d) αλλά και του μήκους κύματος (L). Οι κατηγορίες που διακρίνονται είναι οι εξής:

- Βαθιά νερά για σχετικό βάθος νερού: $\frac{d}{L} \geq 0,50$
- Ενδιάμεσα νερά για σχετικό βάθος νερού: $0,04 \leq \frac{d}{L} \leq 0,50$
- Ρηχά νερά για σχετικό βάθος νερού: $\frac{d}{L} \leq 0,04$

Οι μαθηματικές θεωρίες περιγραφής των θαλάσσιων κυματισμών κατατάσσονται ανάλογα με τη χρησιμοποιούμενη παράμετρο και τις παραδοχές [Μουτζούρης, Θαλάσσια Υδραυλική, 2009]:

- Για μικρά ύψη κύματος εισάγεται σαν μικρή παράμετρος ο λόγος H/L με πεδίο ισχύος όλο το φάσμα των βαθών d . Η αντίστοιχη θεωρία ονομάζεται “θεωρία κύματος απειροστού ύψους” ή “θεωρία Airy” ή “θεωρία Stokes 1ης τάξεως”
- Για σχετικά μεγαλύτερα ύψη κύματος οι σπουδαιότερες από τις υφιστάμενες θεωρίες κύματος πεπερασμένου ύψους είναι οι παρακάτω:
 1. Θεωρία Stokes (2^{ης}, 3^{ης} και ανωτέρων τάξεων) στην οποία χρησιμοποιείται ακόμη σαν μικρή παράμετρος ο λόγος H/L
 2. Θεωρία κύματος σε μικρό βάθος νερού στην οποία χρησιμοποιείται σαν παράμετρος ο λόγος d/L
 3. Θεωρία μοναχικού κύματος
 4. Θεωρία ελλειπτικού κύματος

Πέραν της μικρής παραμέτρου, κάθε θεωρία έχει ένα ορισμένο πεδίο εφαρμογής. Ένα πρώτο κριτήριο βασίζεται στις τιμές του σχετικού βάθους d/L [Μουτζούρης, Θαλάσσια Υδραυλική, 2009]:

- Η θεωρία Airy εφαρμόζεται για όλες τις τιμές d/L
- Η θεωρία Stokes υψηλότερης τάξεως εφαρμόζεται για ενδιάμεσα σχετικά βάθη: $d/L > 0,10$
- Οι θεωρίες μοναχικού κύματος, κύματος σε μικρό βάθος νερού και ελλειπτικού κύματος εφαρμόζονται για μικρά σχετικά βάθη: $d/L < 0,02$

Οι θεωρίες Airy και Stokes δεν είναι για μικρά σχετικά βάθη d/L . Στις περιοχές μικρών και πολύ μικρών τιμών d/L οι λοιπές θεωρίες προβλέπουν καλύτερα τα χαρακτηριστικά της ροής. Η θεωρία Airy είναι η απλούστερη και πιθανόν η σημαντικότερη δεδομένου ότι δίνει ικανοποιητικά αποτελέσματα σε ένα ευρύ φάσμα τιμών d/L . Η θεωρία Stokes 1^{ης} τάξεως συμπίπτει με τη θεωρία Airy. Στις υψηλότερες της τάξεις εισάγει πρόσθετους όρους που κάθε ένας βελτιώνει την ακρίβεια του προηγούμενου.

Ο Νορβηγικός κανονισμός θαλάσσιων ανεμογεννητριών [DNV-OS-J101] προτείνει την επιλογή της κατάλληλης θεωρίας κυματισμού ανάλογα με τις τιμές τριών παραμέτρων του κύματος. Αυτές είναι το ύψος του κύματος (H), η περίοδος του κύματος (T) και το βάθος του πυθμένα (d). Οι τρεις αυτές παράμετροι χρησιμοποιούνται για τον ορισμό τριών αδιάστατων παραμέτρων οι οποίοι ορίζουν τα όρια εφαρμογής της κάθε θεωρίας κυματισμού. Οι αδιάστατες παράμετροι είναι:

- Wave steepness parameter: $S = 2\pi \frac{H}{gT^2} = \frac{H}{L_o}$
- Shallow water parameter: $\mu = 2\pi \frac{d}{gT^2} = \frac{d}{L_o}$
- Ursell parameter: $U_r = \frac{H}{k_o^2 d^3} = \frac{1}{4\pi^2} \frac{S}{\mu^3}$

Όπου L_o είναι το μήκος κύματος στη περιοχή των βαθών υδάτων και k_o είναι ο αριθμός κύματος ($k_o = 2\pi/L_o$) που αντιστοιχούν σε περίοδο κύματος T . Στον Πίνακα 2.2 απεικονίζονται τα όρια εφαρμογής της κάθε θεωρίας κυματισμού ανάλογα με τις τιμές των αδιάστατων παραμέτρων.

Πίνακας 2.2 Όρια εφαρμογής κάθε θεωρίας κυματισμού [OFFSHORE STANDARD, DNV-OS-J101, 2011]

Θεωρία Κυματισμού	Εφαρμογή		
	Βάθος	Όρια εφαρμογής	
Θεωρία Airy	Βαθιά και ρηχά νερά	$S < 0,006$	$S/\mu < 0,03$
Θεωρία Stokes 2 ^{ης} τάξεως	Βαθιά νερά	$U_r < 0,65$	$S < 0,04$
Θεωρία Stokes 5 ^{ης} τάξεως	Βαθιά νερά	$U_r < 0,65$	$S < 0,14$
Θεωρία ελλειπτικού κύματος	Ρηχά νερά	$U_r < 0,65$	$\mu < 0,125$

2.5.1 Θεωρία κύματος απειροστού ύψους (θεωρία Airy)

Η θεωρία Airy είναι η πιο απλή θεωρία κυματισμού η οποία δίνει μια γραμμικοποιημένη περιγραφή της διάδοσης των κυμάτων βαρύτητας επί της επιφάνειας ενός ομοιογενούς στρώματος ρευστού. Η θεωρία υποθέτει ότι το υγρό στρώμα έχει ένα ομοιόμορφο μέσο βάθος και ότι η ροή του ρευστού είναι ασυμπίεστη και αστρόβιλη. Η θεωρία αυτή ισχύει όταν το ύψος του κύματος (H) είναι πολύ μικρό σε σχέση με το μήκος κύματος (L) και το βάθος του πυθμένα της θάλασσας (d). Η θεωρία κύματος απειροστού ύψους ισχύει για όλα τα σχετικά βάθη d/L .

Η ελεύθερη επιφάνεια του νερού δίνεται από τη σχέση:

$$n = \frac{H}{2} \cos \theta = \frac{H}{2} \cos(kx - \omega t) \quad (2-7)$$

Η εξ.(2-7) είναι περιοδική ως προς x και t . Η σταθερά περιοδικότητας ως προς x είναι ο αριθμός κύματος k ($=2\pi/L$), όπου L είναι το μήκος κύματος, H είναι το ύψος κύματος και ω είναι η γωνιακή ταχύτητα του κύματος.

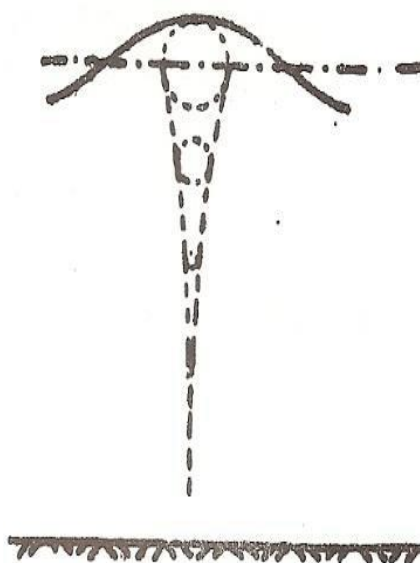
Στον παρακάτω πίνακα (Πίνακας 2.3) δίνονται οι τιμές των υπερβολικών συναρτήσεων στη περίπτωση των μικρών ($d/L < 0,5$) και των μεγάλων ($d/L > 0,5$) σχετικών βαθών. Οι παραστάσεις απλοποιούνται λόγω των ασυμπτωτικών τιμών στις οποίες τείνουν οι υπερβολικές συναρτήσεις.

Πίνακας 2.3 Ασυμπτωτικές τιμές υπερβολικών συναρτήσεων

	$d/L < 0,5$	$d/L > 0,5$
\tanh	$2\pi d/L$	$1/2e^{2\pi d/L}$
$\sinh(2\pi d/L)$	$2\pi d/L$	$1/2e^{2\pi d/L}$
$\cosh(2\pi d/L)$	1	$1/2e^{2\pi d/L}$

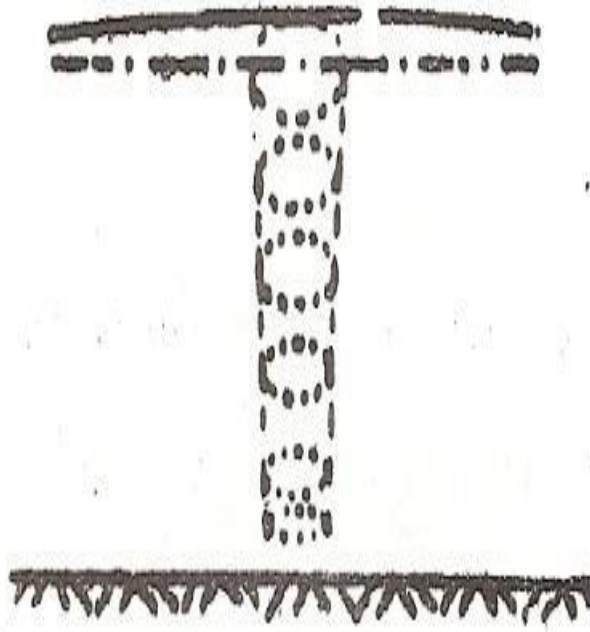
Κάτω από την επιφάνεια υπάρχει μια κίνηση ρευστού που συνδέεται με την κίνηση της ελεύθερης επιφάνειας. Τα υγρά σωματίδια διαγράφουν τροχιές σε μια περίοδο κύματος, η εξίσωση των οποίων επιτυγχάνεται με μια ολοκλήρωση σε μια περίοδο T_0 των εξισώσεων των ταχυτήτων u και v . Για το κύμα απειροστού ύψους οι τροχιές είναι κλειστές, που σημαίνει ότι ένα υγρό σωματίδιο διαγράφει μια τροχιά και επανέρχεται στην αρχική του θέση μετά από χρόνο T . Καθώς το κύμα διαδίδεται, τα υγρά σωματίδια ακολουθούν την τροχιά τους (ουσιαστικά ταλαντώνονται) γύρω από τη μέση θέση τους. Κατά συνέπεια, κατά τη θεωρία κύματος απειροστού ύψους δεν υφίσταται μετακίνηση μάζας λόγω κυματικής κινήσεως. Με τη κίνηση διάδοσης του κύματος, τα ρευστά σωματίδια μεταφέρουν ενέργεια στη κατεύθυνση διάδοσης των κυμάτων χωρίς αυτά να έχουν μια μέση ταχύτητα.

Στη περιοχή των βαθιών νερών ($d/L > 0,5$) οι τροχιές των ρευστών σωματιδίων είναι κυκλικές. Η ακτίνα τους μειώνεται εκθετικά με το βάθος (Σχήμα 2.5).



Σχήμα 2.5 Τροχιές σωματιδίων στα βαθιά νερά [Μουτζούρης, Θαλάσσια Υδραυλική, 2009]

Στις περιοχές με $d/L < 0,50$ οι τροχιές γίνονται ελλειπτικές. Στην ελεύθερη επιφάνεια ο μικρός άξονας της ελλείψεως έχει μήκος ίσο με H και ο μεγάλος άξονας (μέγιστη οριζόντια μετατόπιση του σωματιδίου) με $H \cdot \coth kd$. Από την επιφάνεια προς τον πυθμένα οι ελλείψεις πλατύνονται και τείνουν σε ευθύγραμμα τμήματα μήκους $H/\sinh kd$. Οι ελλείψεις γίνονται περισσότερο πεπλατυσμένες όταν μειώνεται το βάθος d/L (Σχήμα 2.6).



Σχήμα 2.6 Τροχιές σωματιδίων σε ρηχά νερά [Μουτζούρης, Θαλάσσια Υδραυλική, 2009]

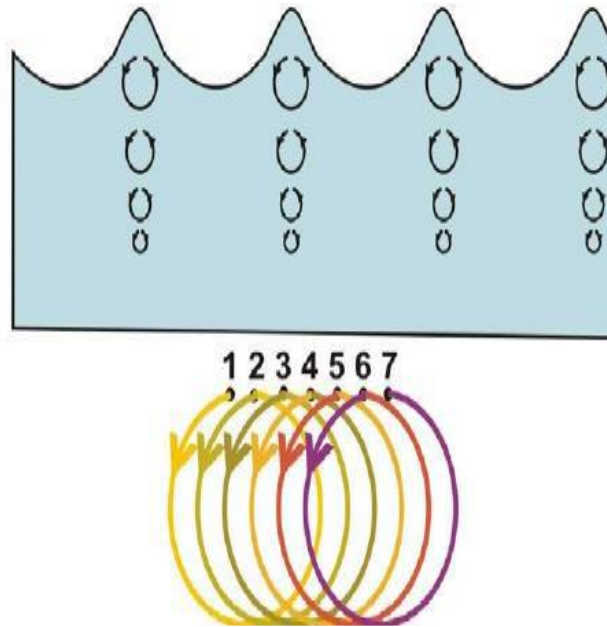
2.5.2 Θεωρία Stokes

Ο Stokes παρατήρησε ότι η θεωρία του Airy δεν είναι αρκετή για να εξηγήσει τις περιπτώσεις στις οποίες έχουμε μεταφορά μάζας κατά τη διεύθυνση μετάδοσης των κυμάτων. Η ανεπάρκεια της θεωρίας του Airy προέρχεται από την προϋπόθεση ότι το ύψος του κύματος (H) πρέπει να είναι πολύ μικρότερο από το μήκος του (L). Αυτό δεν συμβαίνει πάντα στη πράξη και έτσι ο Stokes έλαβε υπόψη στους υπολογισμούς του και το ύψος του κύματος (H). Η θεωρία Stokes ισχύει για σχετικά βάθη $d/L > 0,1$.

Η ελεύθερη επιφάνεια του νερού δίνεται από τη σχέση:

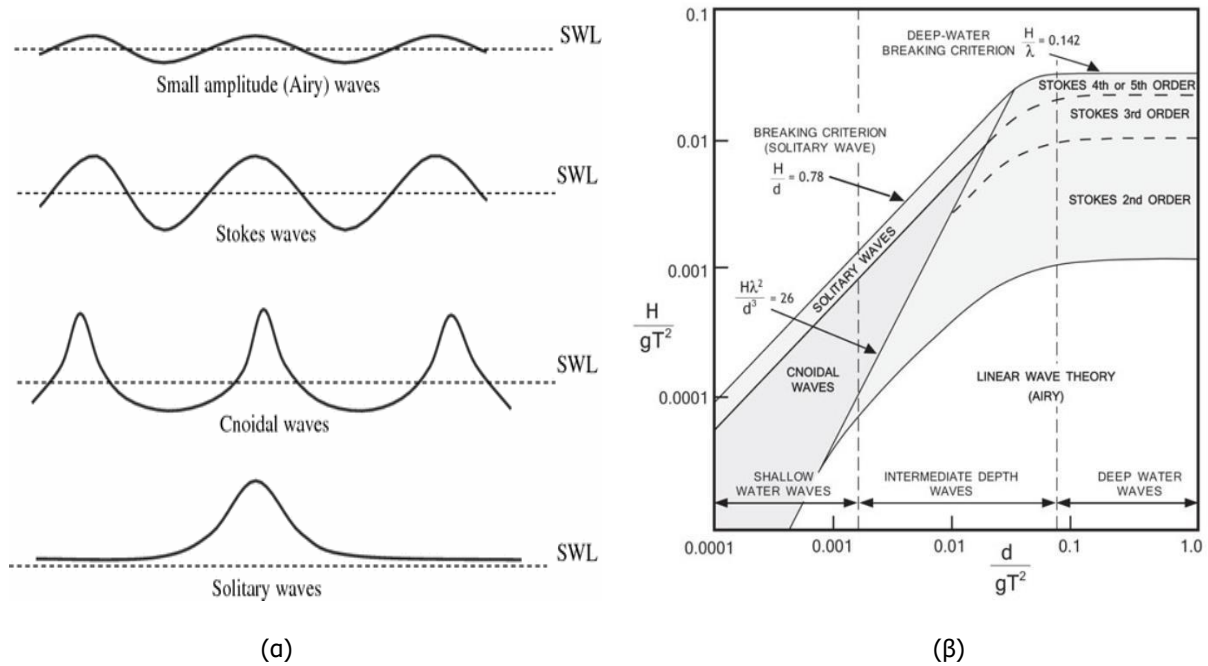
$$n = \frac{H}{2} \cos \theta + \frac{\pi H^2}{8L} \frac{\cosh(kd)}{\sinh^3(kd)} [2 + \cosh(2kd)] \cos 2\theta \quad (2-8)$$

Κατά τη θεωρία Stokes οι κινήσεις των υγρών σωματιδίων είναι μεν κυκλικές τροχιές (όπως στη θεωρία Airy) αλλά τα σωματίδια δεν διαγράφουν πλήρεις κύκλους σε μια πλήρη περίοδο (T), αλλά τόξα λίγο μικρότερα από 360° . Το αποτέλεσμα είναι τα υγρά σωματίδια κάθε φορά που διαγράφουν μια πλήρη τροχιά της ταλάντωσης να σταματούν λίγο πιο μπροστά από εκεί που ξεκίνησαν. Με αυτό τον τρόπο γίνεται σταδιακή μετάδοση μάζας κατά τη διεύθυνση διάδοσης του κύματος (Σχήμα 2.7).



Σχήμα 2.7 Κύματα Stokes (α) Η ταλάντωση κατά Stokes έχει οξύτερες κορυφές και πλατύτερες κοιλίες (β) Η πορεία ενός σωματιδίου μετά από διέλευση έξι ταλαντώσεων όπου από τη θέση 1 μετατοπίστηκε στη θέση 7.

Οι περιοχές ισχύος για τις διαφορετικές θεωρίες κυμάτων δίνονται στο παρακάτω Σχήμα 2.8.



Σχήμα 2.8 α, β)Περιοχές ισχύος διάφορων θεωριών κυμάτων

Στο παρακάτω σχήμα (Σχήμα 2.9) παρουσιάζονται οι τιμές των χαρακτηριστικών μεγεθών του κυματισμού στη περίπτωση της θεωρίας Airy (για ενδιάμεσα νερά $d/L < 0,5$ και για βαθιά νερά $d/L > 0,5$) και στη περίπτωση της θεωρίας Stokes 2^{ης} τάξης.

Parameter	Airy wave theory		Stokes second-order wave theory
	General water depth	Deep water	
Velocity potential, ϕ	$\frac{\pi H}{kT} \frac{\cosh[k(z+d)]}{\sinh(kd)} \sin \theta$ = $\frac{gH}{2\omega} \frac{\cosh[k(z+d)]}{\cosh(kd)} \sin \theta$	$\frac{\pi H}{kT} e^{kz} \sin \theta$ = $\frac{gH}{2\omega} e^{kz} \sin \theta$	$\phi_l + \frac{3}{8} \frac{\pi H}{kT} \left(\frac{\pi H}{\lambda} \right) \frac{\cosh[2k(z+d)] \sin 2\theta}{\sinh^4(kd)}$ Note that in deep water the Stokes second-order wave potential is equal to the first order Airy wave potential.
Phase velocity, celerity, c	$\sqrt{\frac{g}{k} \tanh(kd)}$	$gT/(2\pi)$	$\sqrt{\frac{g}{k} \tanh(kd)}$
Wavelength, λ	cT	$gT^2/(2\pi)$	cT
Surface elevation, η	$\frac{H}{2} \cos \theta$	$\frac{H}{2} \cos \theta$	$\eta_l + \frac{\pi H^2}{8\lambda} \frac{\cosh kd}{\sinh^3 kd} [2 + \cosh 2kd] \cos 2\theta$
Horizontal particle displacement, ξ	$-\frac{H}{2} \frac{\cosh[k(z+d)]}{\sinh(kd)} \sin \theta$	$-\frac{H}{2} e^{kz} \sin \theta$	$\xi_l + \frac{H}{8} \left(\frac{\pi H}{\lambda} \right) \frac{1}{\sinh^2(kd)} \left\{ 1 - \frac{3 \cosh[2k(z+d)]}{2 \sinh^2(kd)} \right\} \sin 2\theta$ $+ \frac{H}{4} \left(\frac{\pi H}{\lambda} \right) \frac{\cosh[2k(z+d)]}{\sinh^2(kd)} (\omega t)$
Vertical particle displacement, ζ	$-\frac{H}{2} \frac{\sinh[k(z+d)]}{\sinh(kd)} \cos \theta$	$\frac{H}{2} e^{kz} \cos \theta$	$\zeta_l + \frac{3H}{16} \left(\frac{\pi H}{\lambda} \right) \frac{\sinh[2k(z+d)]}{\sinh^4(kd)} \cos 2\theta$
Horizontal particle velocity, u	$\frac{\pi H}{T} \frac{\cosh[k(z+d)]}{\sinh(kd)} \cos \theta$	$\frac{\pi H}{T} e^{kz} \cos \theta$	$u_l + \frac{3}{4} \frac{\pi H}{T} \left(\frac{\pi H}{\lambda} \right) \frac{\cosh[2k(z+d)]}{\sinh^4(kd)} \cos 2\theta$
Vertical particle velocity, w	$\frac{\pi H}{T} \frac{\sinh[k(z+d)]}{\sinh(kd)} \sin \theta$	$\frac{\pi H}{T} e^{kz} \sin \theta$	$w_l + \frac{3}{4} \frac{\pi H}{T} \left(\frac{\pi H}{\lambda} \right) \frac{\sinh[2k(z+d)]}{\sinh^4(kd)} \sin 2\theta$
Horizontal particle acceleration, \dot{u}	$\frac{2\pi^2 H}{T^2} \frac{\cosh[k(z+d)]}{\sinh(kd)} \sin \theta$	$\frac{2\pi^2 H}{T^2} e^{kz} \sin \theta$	$\dot{u}_l + \frac{3\pi^2 H}{T^2} \left(\frac{\pi H}{\lambda} \right) \frac{\cosh[2k(z+d)]}{\sinh^4(kd)} \sin 2\theta$
Vertical particle acceleration, \dot{w}	$-\frac{2\pi^2 H}{T^2} \frac{\sinh[k(z+d)]}{\sinh(kd)} \cos \theta$	$-\frac{2\pi^2 H}{T^2} e^{kz} \cos \theta$	$\dot{w}_l - \frac{3\pi^2 H}{T^2} \left(\frac{\pi H}{\lambda} \right) \frac{\sinh[2k(z+d)]}{\sinh^4(kd)} \cos 2\theta$
Subsurface pressure, p	$-\rho g z + \frac{1}{2} \rho g H \frac{\cosh[k(z+d)]}{\cosh(kd)} \cos \theta$	$-\rho g z + \frac{1}{2} \rho g H e^{kz} \cos \theta$	$p_l + \frac{3}{4} \rho g H \frac{\pi H}{\lambda \sinh(2kd)} \left\{ \frac{\cosh[2k(z+d)]}{\sinh^2(kd)} - \frac{1}{3} \right\} \cos 2\theta$ $-\frac{1}{4} \rho g H \frac{\pi H}{\lambda \sinh(2kd)} \{ \cosh[2k(z+d)] - 1 \}$
Group velocity, c_g	$\frac{c}{2} \left[1 + \frac{2kd}{\sinh(2kd)} \right]$	$\frac{c}{2}$	$(c_g)_l$
Average energy density, E	$\frac{1}{8} \rho g H^2$	$\frac{1}{8} \rho g H^2$	$\frac{1}{8} \rho g H^2$
Energy flux, F	$E c_g$	$\frac{1}{2} E c$	$E c_g$

Notation: d = mean water depth, g = acceleration of gravity, H = trough-to-crest wave height, $k = 2\pi/\lambda$ = wave number, λ = wave length, T = wave period; t = time; x = distance of propagation; z = distance from mean free surface positive upward; $\theta = kx - \omega t = k(x - ct)$; $\omega = 2\pi/T$ = angular wave frequency. Subscript l denotes linear small-amplitude theory.

Σχήμα 2.9 Χαρακτηριστικά μεγέθη του κύματος σύμφωνα με τη θεωρία Airy και σύμφωνα με τη θεωρία Stokes 2^{ης} τάξης [RECOMMENDED PRACTICE, DNV-RP-C205, 2010]

2.5.3 Υπολογισμός φορτίων κυμάτων σε θαλάσσιες κατασκευές

Τα φορτία κυμάτων, που εφαρμόζονται στις θαλάσσιες μεταλλικές κατασκευές, μπορούν να ταξινομηθούν σε τρεις κατηγορίες ανάλογα με τον τύπο και το μέγεθος της κατασκευής αλλά και με τη φύση των κυματικών συνθηκών. Έτσι διακρίνονται οι ακόλουθες δυνάμεις:

- Δυνάμεις έλξης ή οπισθέλκουσες (Drag forces)

Οι δυνάμεις αυτές προκαλούνται ως αποτέλεσμα του διαχωρισμού της ροής. Είναι περισσότερο σημαντικές για διατομές κοίλες κυκλικές μικρής διαμέτρου για κύματα μεγάλου χαρακτηριστικού ύψους.

- Αδρανειακές δυνάμεις (Inertia forces)

Προκαλούνται λόγω της πίεσης που σχετίζεται με τη σχετική επιτάχυνση της ροής του νερού. Είναι οι πλέον σημαντικές δυνάμεις για κατασκευαστικά μέλη με μεγάλες διαστάσεις διατομής.

- Δυνάμεις διάθλασης (Diffraction forces)

Προκαλούνται από τη διασκόρπιση του ανακλώμενου κύματος, που ασκείται στην κατασκευή. Είναι σημαντικές δυνάμεις για μεγάλες κατασκευές, με διαστάσεις συγκρίσιμες με το μήκος κύματος (L).

Οι δυνάμεις έλξης (Drag forces) υπολογίζονται σύμφωνα με την εξ.(2-9)

$$q_D = \frac{1}{2} \rho C_D D u |u| \quad (2-9)$$

όπου:

- ρ : η πυκνότητα του νερού
- D : η διάμετρος του κυλίνδρου
- u : η ταχύτητα του κύματος
- C_D : συντελεστής που εξαρτάται από την τραχύτητα της επιφάνειας, τον αριθμό Reynolds, τον αριθμό Kulegan-Carpenter, τα χαρακτηριστικά του κυματισμού και τον προσανατολισμό του μέλους

Οι αδρανειακές δυνάμεις (Inertia forces) υπολογίζονται σύμφωνα με την εξ.(2-10)

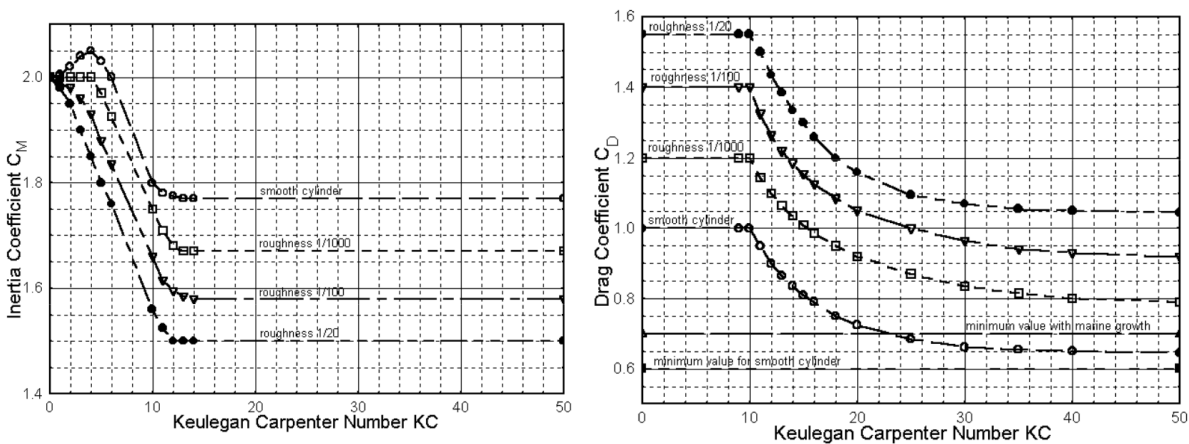
$$q_I = \frac{\pi}{4} \rho C_M D^2 \dot{u} \quad (2-10)$$

όπου:

- ρ : η πυκνότητα του νερού
- D : η διάμετρος του κυλίνδρου
- \dot{u} : η επιτάχυνση του κύματος
- C_M : αδρανειακός συντελεστής

Το άθροισμα των δύο παραπάνω δυνάμεων είναι η εξίσωση του Morison:

$$q = q_D + q_I = \frac{1}{2} \rho C_D D u |u| + \frac{\pi}{4} \rho C_M D^2 \dot{u} \quad (2-11)$$



Πίνακας 2.4 Χαρακτηριστικοί συντελεστές C_D και C_M [Γαντές & Θανόπουλος, 2019] και [RECOMMENDED PRACTICE, DNV-RP-C205, 2010]

	Smooth		Rough	
	C_D	C_M	C_D	C_M
API	0,65	1,60	1,05	1,20
SNAME	0,65	2,00	1,00	1,80

όπου:

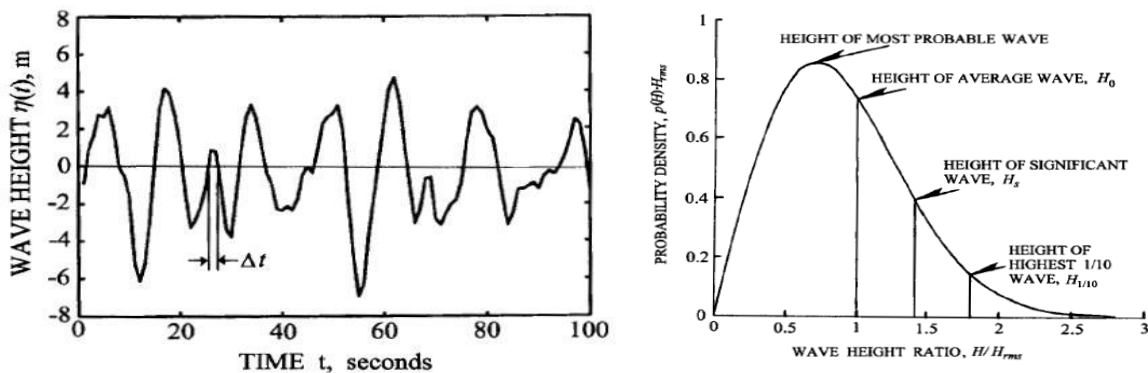
- Για $D/H < 0,10$, κυριαρχεί ο όρος των δυνάμεων έλξης, οπότε οι αδρανειακές δυνάμεις μπορούν να αμεληθούν.
- Για $0,5 < D/H < 1$, κυριαρχούν οι αδρανειακές δυνάμεις, οπότε οι δυνάμεις έλξης μπορούν να αμεληθούν.

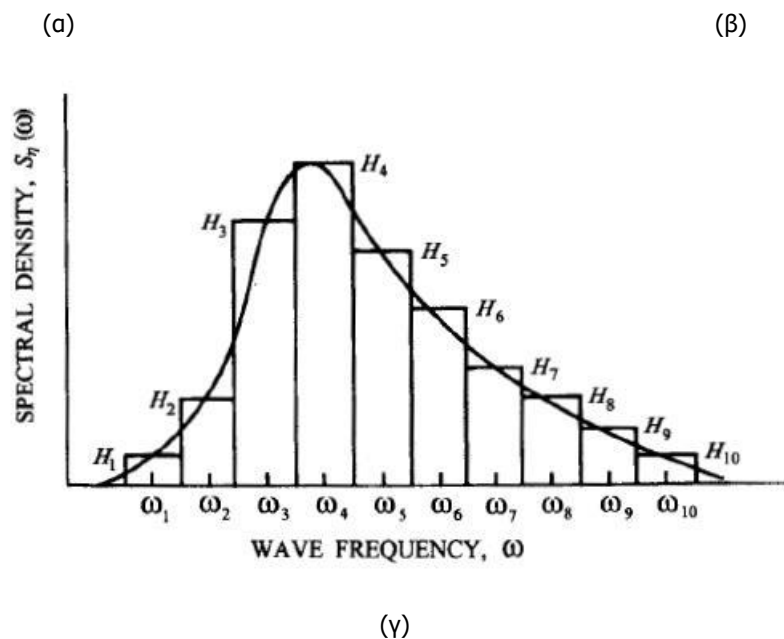
Απλοποιητικά ο αριθμός Keulegan-Carpenter ορίζεται ως:

$$k = u_\alpha \frac{T}{D} = 2\pi \frac{x_m}{D} \tag{2-12}$$

2.5.4 Φάσματα κυμάτων

Η επιλογή ενός κυματικού φάσματος για το σχεδιασμό μίας κατασκευής εξαρτάται από τον ιδιοκτήτη ως ένα επίπεδο επικινδυνότητας, που ορίζει ο κύριος του έργου, και από την τοποθεσία της κατασκευής. Από τα φάσματα κυμάτων προσδιορίζονται τα χαρακτηριστικά του κύματος όπως το ύψος (H), η περίοδος (T) και το μήκος του κύματος (L) (Σχήμα 2.10).





Σχήμα 2.10 α) Φάσμα κύματος, β, γ) Φασματικές επιταχύνσεις συναρτήσει του ύψους κύματος [Γαντές & Θανόπουλος, 2019]

2.6 Θαλάσσια ρεύματα

Οι κυριότεροι παράγοντες που συντελούν στη δημιουργία θαλάσσιων ρευμάτων είναι:

- 1. Ο άνεμος.** Πρόκειται για σημαντικό παράγοντα, γιατί εκτός του ότι μετέχει ενεργά στη γένεση των κυμάτων, παρασύρει ταυτόχρονα κατά τη διεύθυνση της πνοής του και τις επιφανειακές μάζες νερού. Επομένως από τη δράση των κυμάτων δημιουργούνται ρεύματα.
- 2. Η παλίρροια.** Συνιστά μια άλλη αιτία δημιουργίας των ρευμάτων που μπορεί βέβαια να είναι μικρής σημασίας για τις ανοικτές θαλάσσιες λεκάνες, αλλά όταν λαμβάνει χώρα σε κλειστές λεκάνες με ιδιαίτερα χαρακτηριστική μορφολογία, τότε είναι δυνατό να προκαλέσει πολύ ισχυρά ρεύματα κατά τις φάσεις της αμπωτίδας και της πλημμυρίδας.
- 3. Οι διαφορές της υδροστατικής πίεσης.** Και αυτές επίσης δημιουργούν θαλάσσια ρεύματα, λόγω της παρουσίας διαφορετικών τιμών πυκνοτήτων, που προκαλούν τη μετακίνηση της πυκνότερης μάζας προς την περιοχή της αραιότερης.
- 4. Η περιστροφή της γης.** Ο παράγοντας αυτός επηρεάζει την πορεία και την εξέλιξη των θαλάσσιων ρευμάτων, όπως άλλωστε αυτός εκφράζεται από τις δυνάμεις Coriolis.

Τα είδη των θαλάσσιων ρευμάτων που προκαλούνται διακρίνονται στις παρακάτω κατηγορίες:

- Ρεύματα που προκαλούνται από καταιγίδα
- Παλιρροιακά ρεύματα
- Ρεύματα μορφής βρόγχου
- Solition ρεύματα (solition currents)
- Ρεύματα μεγάλου μήκους

Η ταχύτητα των ρευμάτων μεταβάλλεται με το βάθος της θάλασσας. Στη πραγματικότητα η ταχύτητα των ρευμάτων μεταβάλλεται στο χώρο και στο χρόνο. Στις περισσότερες εφαρμογές η ταχύτητα των ρευμάτων μπορεί να θεωρηθεί ως ένα πεδίο σταθερής ροής όπου το διάνυσμα της ταχύτητας (μέγεθος και κατεύθυνση) είναι μόνο συνάρτηση του βάθους.

Η συνολική ταχύτητα του ρεύματος σε μια δεδομένη θέση (x,y) μπορεί να ληφθεί ως το διανυσματικό άθροισμα της κάθε συνιστώσας του ρεύματος:

- Ταχύτητα των ρευμάτων που δημιουργούνται εξαιτίας της πνοής του ανέμου
- Ταχύτητα των ρευμάτων που δημιουργούνται εξαιτίας της παλίρροιας

$$u_{\rho\epsilon\upsilon}(z) = u_{\rho\epsilon\upsilon, \alpha\nu\epsilon}(z) + u_{\rho\epsilon\upsilon, \pi\alpha\lambda}(z) \quad (2-13)$$

όπου:

$u_{\rho\epsilon\upsilon}(z)$: είναι η συνολική ταχύτητα του ρεύματος στο βάθος z

$u_{\rho\epsilon\upsilon, \alpha\nu\epsilon}(z)$: είναι η ταχύτητα του ρεύματος στο βάθος z που δημιουργείται εξαιτίας της πνοής του ανέμου

$u_{\rho\epsilon\upsilon}(z)$: είναι η ταχύτητα του ρεύματος στο βάθος z που δημιουργείται εξαιτίας της παλίρροιας

Η μεταβολή της ταχύτητας των ρευμάτων που δημιουργούνται εξαιτίας της πνοής του ανέμου μπορεί να θεωρηθεί ένα γραμμικό προφίλ της μορφής:

$$u_{\rho\epsilon\upsilon, \alpha\nu\epsilon}(z) = u_{\rho\epsilon\upsilon, \alpha\nu\epsilon}(0) \left(\frac{d_0 + z}{d_0} \right) \quad (2-14)$$

όπου:

$u_{\rho\epsilon\upsilon, \alpha\nu\epsilon}(z)$: είναι η ταχύτητα του ρεύματος στο βάθος z που δημιουργείται εξαιτίας της πνοής του ανέμου

z : είναι η απόσταση από την ελεύθερη επιφάνεια με θετική φορά προς τα πάνω

$u_{\rho\epsilon\upsilon, \alpha\nu\epsilon}(z)$: είναι η ταχύτητα του ρεύματος που παράγεται από τον άνεμο στο ύψος της ελεύθερης επιφάνειας

d_0 : είναι ένα ύψος αναφοράς που δηλώνει ότι η επιρροή του ανέμου στη δημιουργία ρευμάτων εξαλείφεται μετά από κάποιο βάθος ($d_0=50m$)

Η ταχύτητα του ρεύματος (που δημιουργείται εξαιτίας της πνοής του ανέμου) στο ύψος της ελεύθερης επιφάνειας είναι ίση με:

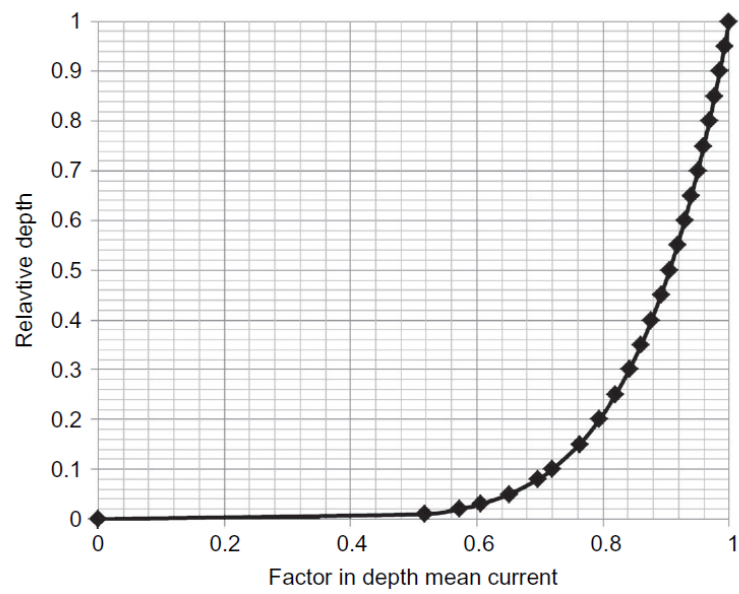
$$u_{\rho\epsilon\upsilon, \alpha\nu\epsilon}(0) = kU_{0,10m} \quad (2-15)$$

όπου:

$U_{0,10m}$: είναι η μέση ταχύτητα ανέμου κατά τη διάρκεια 1 ώρας σε ύψος 10m από την επιφάνεια της θάλασσας

k : είναι ένας μειωτικός συντελεστής που κυμαίνεται από 0,015 έως 0,03

Μία ενδεικτική εικόνα της επίδρασης των ρευμάτων συναρτήσει του βάθους του πυθμένα φαίνεται παρακάτω (Σχήμα 2.11):

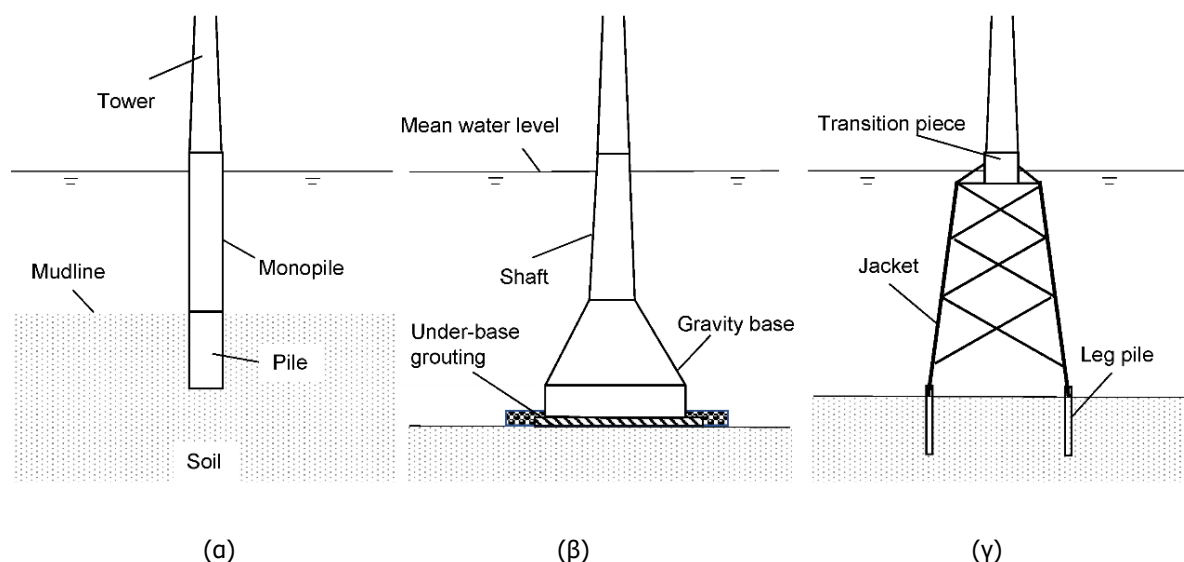


Σχήμα 2.11 Συντελεστής ρεύματος συναρτήσει του βάθους πυθμένα [Γαντές & Θανόπουλος , 2019]

3 ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΤΟΥ ΦΟΡΕΑ-ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ

3.1 Περιγραφή του φορέα

Η μορφή των θαλάσσιων κατασκευών βασίζεται στις πλατφόρμες άντλησης πετρελαίου και φυσικού αερίου. Αποτελούνται γενικά από κατασκευή έδρασης στην οποία στηρίζεται πολυώροφο πλαίσιο που στεγάζει τον απαραίτητο ηλεκτρομηχανολογικό εξοπλισμό. Συνηθέστεροι τύποι κατασκευών έδρασης είναι με δικτύωμα τύπου jacket, με μονοπάσσαλο και με βαρύτητα (Σχήμα 3.1).



Σχήμα 3.1 Τυπική διάταξη θαλάσσιων πλατφορμών και υποσταθμών α) με μονοπάσσαλο, β) με βάση βαρύτητας και γ) με jacket [Κούνε, 2018]

Η εξεταζόμενη πλατφόρμα είναι μια σταθερή πλατφόρμα τύπου Jacket, η οποία εγκαθίσταται επί του παρόντος στον κόλπο του Suez, στην Ερυθρά θάλασσα στην περιοχή της Αιγύπτου, με το έτος κατασκευής της να είναι το 1988, όπως φαίνεται και στην εικόνα παρακάτω (Εικόνα 3.1).

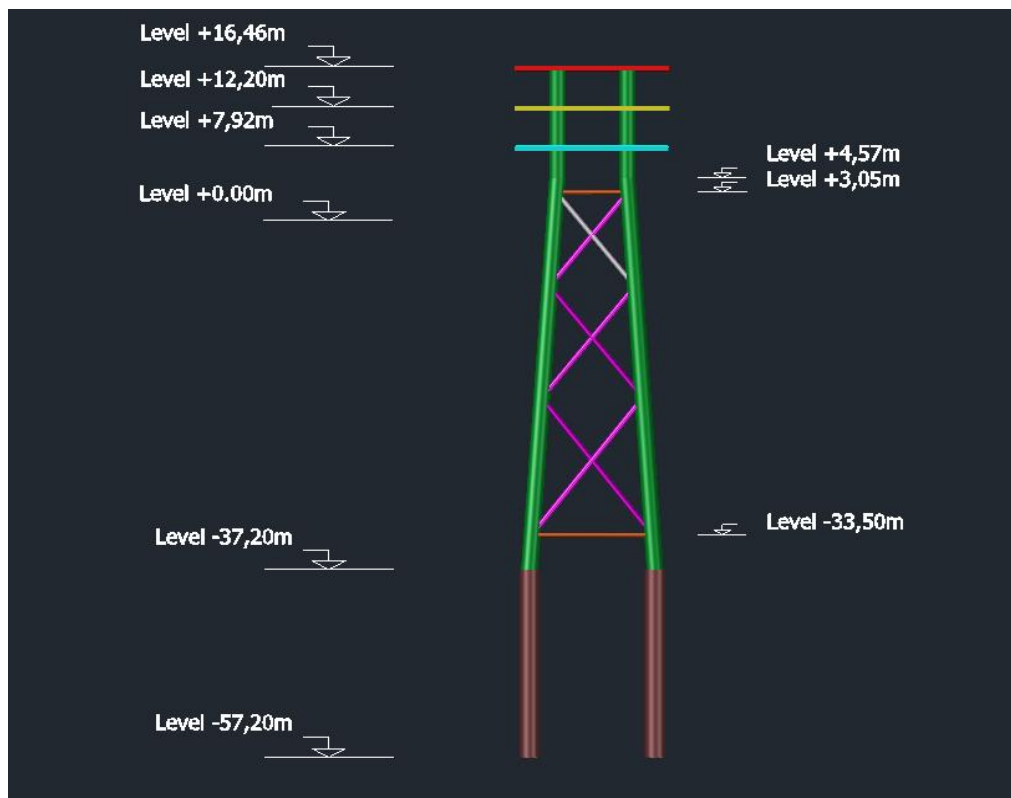


Εικόνα 3.1 Θαλάσσια μεταλλική πλατφόρμα στον κόλπο του Suez στην Ερυθρά θάλασσα [Aeran, Langen, Mikkelsen, & Siriwardane,, 2017]

Η υπεράκτια κατασκευή διαθέτει μία κατασκευή έδρασης τύπου jacket, αποτελούμενη από τέσσερα υποστυλώματα (legs), κοίλης κυκλικής διατομής διαμέτρου $D=813\text{mm}$ και πάχους τοιχώματος $t=25\text{mm}$ (πρότυπη διατομή). Τα υποστυλώματα του jacket συνδέονται μεταξύ τους τόσο με κατακόρυφους όσο και με οριζόντιους συνδέσμους δυσκαμψίας για ενίσχυση της δυσκαμψίας της κατασκευής. Η διατομή των κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας είναι πρότυπη κοίλη κυκλική διατομή διαμέτρου $D=323,9\text{mm}$ και πάχους τοιχώματος $t=16\text{mm}$, ενώ η διατομή των οριζόντιων συνδέσμων δυσκαμψίας είναι επίσης πρότυπη κοίλη κυκλική διατομή διαμέτρου $D=244,5\text{mm}$ και πάχους τοιχώματος $t=10\text{mm}$. Το συνολικό ύψος της κατασκευής έδρασης είναι $41,80\text{ m}$, ενώ το βάθος της θάλασσας στην περιοχή του έργου είναι ίσο με $d=37,20\text{m}$. Το μήκος των πλευρών της κατασκευής έδρασης της πλατφόρμας είναι $7,28\text{m}$ στο ανώτερο τμήμα της και $12,20\text{m}$ στη βάση της. Οι κατακόρυφοι χιαστί σύνδεσμοι συνδέονται με τα υποστυλώματα του jacket στα υψόμετρα $-18,90\text{m}$, $-7,00\text{m}$ και $+3,05\text{m}$ από το βάθος του πυθμένα.

Στο σημείο αυτό αξίζει να σημειωθεί ότι η εργασία βασίστηκε στις επιστημονικές δημοσιεύσεις (papers) των Shehata E. Abdel Raheem, Elsayed M. A. Abdel Aal και Aly G. A. Abdel Shafy & Fayed K. Abdel Seed με τίτλο εργασίας "Nonlinear Analysis of Offshore Structures under Wave Loadings" [Shehata , Elsayed , Abdel Shafy, & Abdel Seed, 2012], των Ashish Aeran, Ivar Langen, Ove Mikkelsen και Sudath Siriwardane με τίτλο "A framework to assess structural integrity of ageing offshore jacket structures for life extension" [Aeran, Langen, Mikkelsen, & Siriwardane,, 2017], του Shehata E. Abdel Raheem με τίτλο "Nonlinear response of fixed jacket offshore platform under structural and wave loads" [Abdel Raheem, 2013] και Shehab Mourad, Mohamed Fayed, Mostafa Zidan, Mohamed Harb με τίτλο "Dynamic Response of Fixed Offshore Structures under Environmental Loads" [MOURAD, FAYED, ZIDAN, & HARB, 2005]

Η κατασκευή απεικονίζεται στην παρακάτω εικόνα (Εικόνα 3.2), όπως έχει σχεδιαστεί σε σχεδιαστικό-αρχιτεκτονικό πρόγραμμα.



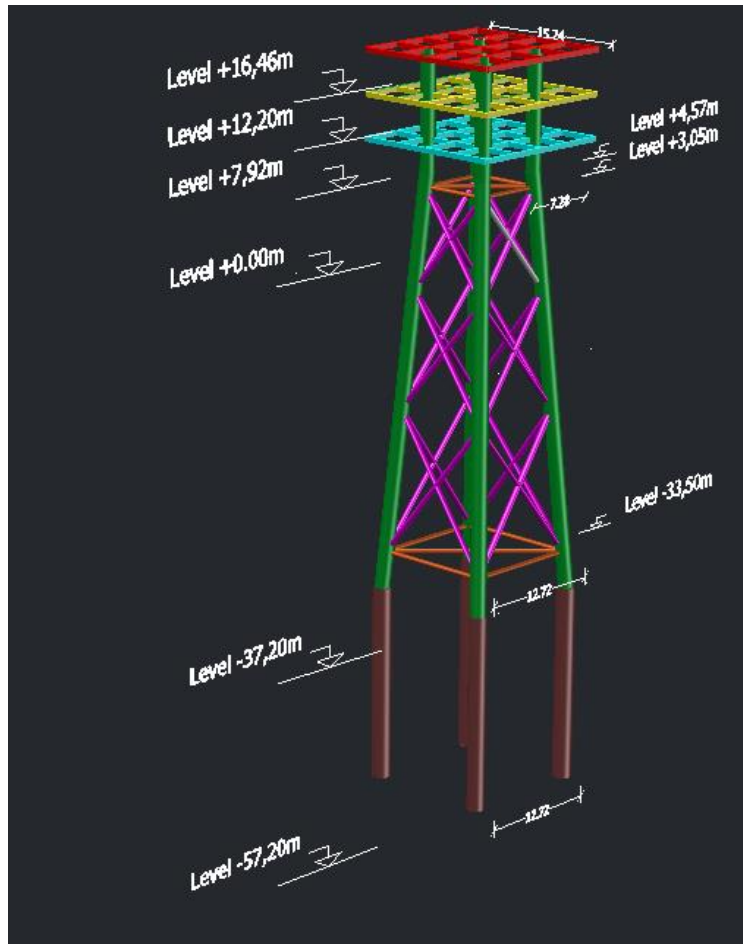
Εικόνα 3.2 Απεικόνιση της κατασκευής σε σχεδιαστικό πρόγραμμα

Στην κατασκευή αυτή του jacket στηρίζονται τα καταστρώματα εργασίας της θαλάσσιας πλατφόρμας (work platform) , τα οποία είτε είναι τρία με βάση την επιστημονική εργασία των Ashish Aeran, Ivar Langen, Ove Mikkelsen και Sudath Siriwardane και ονομάζονται από πάνω προς τα κάτω Helideck(3^ο), Cellar deck(2^ο) και Production deck (1^ο) είτε είναι δύο, σύμφωνα με τη δημοσίευση των Shehata E. Abdel Raheem, Elsayed M. A. Abdel Aal και Aly G. A. Abdel Shafy & Fayez K. Abdel Seed και τα οποία είναι μόνο το Helideck (2^ο) και το Production deck (1^ο). Σε κάθε περίπτωση πραγματοποιήθηκε προσομοίωση της κατασκευής και με τους δύο τρόπους και εντοπίστηκαν οι όποιες διαφορές. Τα ύψη των καταστρωμάτων φαίνονται στην παραπάνω εικόνα (Εικόνα 3.2) και είναι 7,92m για το Production deck, 12,20m για το Cellar deck και 16,46m για το Helideck.

Η ανάληψη των κατακόρυφων φορτίων στα καταστρώματα πραγματοποιείται με τη συνέχιση των υποστυλωμάτων του jacket και στα καταστρώματα, δηλαδή τα υποστυλώματα αυτά είναι κοίλης κυκλικής διατομής διαμέτρου $D=813\text{mm}$ και πάχους τοιχώματος $t=20\text{mm}$. Κάθε κατάστρωμα διαθέτει χαλύβδινη πλάκα πάχους ενός εκατοστού, η οποία εδράζεται σε ένα σύστημα δοκών, πρότυπων κοίλων ορθογωνικών διατομών σε κάθε περίπτωση. Για τα καταστρώματα Production deck και Cellar deck χρησιμοποιήθηκαν πρότυπες κοίλες ορθογωνικές διατομές ύψους $h=500\text{mm}$ και πλάτους $b=300\text{mm}$ με πάχη τοιχώματος κορμού και πελμάτων $t=20\text{mm}$. Το σύστημα των δοκών και στα δύο αυτά καταστρώματα αποτελείται από πέντε δοκούς κατά τη διεύθυνση x και πέντε δοκούς κατά τη διεύθυνση y , τοποθετημένες σε αποστάσεις περίπου ίσες μεταξύ τους στα μήκη των $L=15,24\text{m}$ των καταστρωμάτων αυτών, οπότε τοποθετούνται ανά αποστάσεις 3m περίπου.

Όσον αφορά το κατάστρωμα Helideck, το οποίο χρησιμοποιείται για την προσγείωση μικρών ελικοπτέρων αποτελείται από χαλύβδινη πλάκα πάχους ενός εκατοστού, η οποία εδράζεται σε ένα σύστημα δοκών, πρότυπων κοίλων ορθογωνικών διατομών ύψους $h=450\text{mm}$, πλάτους $b=250\text{mm}$ με πάχη τοιχώματος κορμού και πελμάτων $t=16\text{mm}$. Τοποθετούνται πέντε δοκοί κατά x και y , όπως ακριβώς και στην περίπτωση των άλλων καταστρωμάτων σε αποστάσεις περί τα 3m μεταξύ τους. Οι

διατομές, που χρησιμοποιήθηκαν στο Helideck είναι μικρότερες από τις αντίστοιχες των άλλων δύο καταστρώματων, διότι τα φορτία που ασκούνται σε αυτό το κατάστρωμα είναι μικρότερα σε σχέση με τα άλλα δύο. Ακολουθεί μία ενδεικτική εικόνα, όπου φαίνονται τα καταστρώματα με διάφορα ύψη αλλά και αποστάσεις μεταξύ των μελών του φορέα (Εικόνα 3.3).



Εικόνα 3.3 3D-απεικόνιση της κατασκευής με αποστάσεις και υψομετρικά μεγέθη

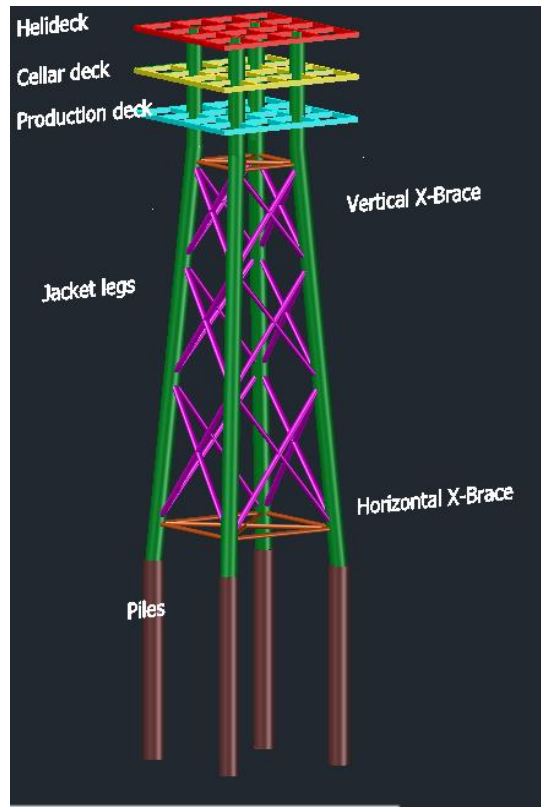
Οι πάσσαλοι αποτελούν τον συνηθέστερο τρόπο βαθιάς θεμελιώσεως και προτιμώνται έναντι των επιφανειακών θεμελιώσεων στη περίπτωση των υπερράκτιων κατασκευών, γιατί το τυπικό εδαφικό προφίλ του πυθμένα της θάλασσας αποτελείται από μια στρώση πολύ μαλακού εδάφους στην επιφάνεια, η οποία δίνει πολύ μικρή εδαφική πλευρική αντίσταση. Για το λόγο αυτό χρησιμοποιούνται επιμήκη στοιχεία (πάσσαλοι) οι οποίοι μεταφέρουν τα φορτία της κατασκευής με ασφάλεια σε μεγάλα βάθη όπου οι εδαφικές στρώσεις είναι επαρκώς πιο ανθεκτικές, περιορίζοντας ταυτόχρονα τις μετατοπίσεις της κατασκευής.

Η κατασκευή της θεμελίωσης πραγματοποιείται με τέσσερις εμπειγνύομενους χαλύβδινους πασσάλους, ως συνέχεια των υποστυλωμάτων του jacket, κοίλης κυκλικής διατομής με διάμετρο $D=1\text{m}$ και πάχος τοιχώματος $t=40\text{mm}$. Οι πάσσαλοι εμπηγνύονται σε βάθος θεμελιώσεως που φθάνει τα $L=20\text{m}$, φθάνοντας το τελικό βάθος θεμελιώσεως της κατασκευής στα $57,20\text{m}$, όπως απεικονίζεται και στην ανωτέρω εικόνα (Εικόνα 3.3). Για την θεμελίωση των πασσάλων αλλά και την προσομοίωση του εδάφους πραγματοποιείται γεωτεχνική μελέτη, η οποία θα παρουσιαστεί σε επόμενο κεφάλαιο.

Για τη περίπτωση των υπερράκτιων κατασκευών οι μεταλλικοί σωλήνες που χρησιμοποιούνται έχουν τα εξής γεωμετρικά χαρακτηριστικά:

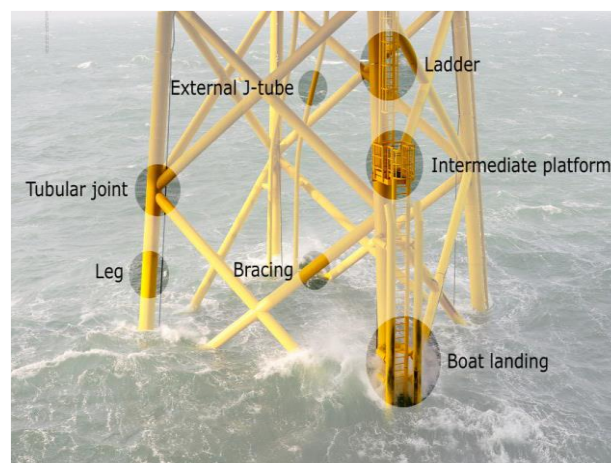
- Διάμετρο (**D**) που κυμαίνεται μεταξύ 3.5m και 6.0m
- Βάθος θεμελίωσης (**L**) που κυμαίνεται από 20m έως 40m
- Λόγο διαμέτρου (**D**) προς πάχος τοιχώματος (**t**) μεταξύ 25 και 120

Ακολουθεί ενδεικτική εικόνα με όλα τα κατασκευαστικά μέλη, που αναφέρθηκαν παραπάνω (Εικόνα 3.4).



Εικόνα 3.4 Κατασκευαστικά μέλη του jacket

Παρατίθεται, επίσης ενδεικτική εικόνα με λεπτομέρειες της κατασκευής στο jacket , με τα υποστυλώματα και τους χιαστί συνδέσμους αλλά και τα άλλα δομικά μέλη της κατασκευής (Εικόνα 3.5).

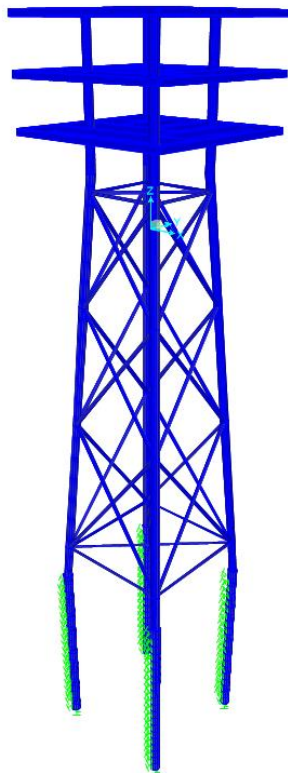


Εικόνα 3.5 Λεπτομέρειες του jacket [Μπέντας, 2013]

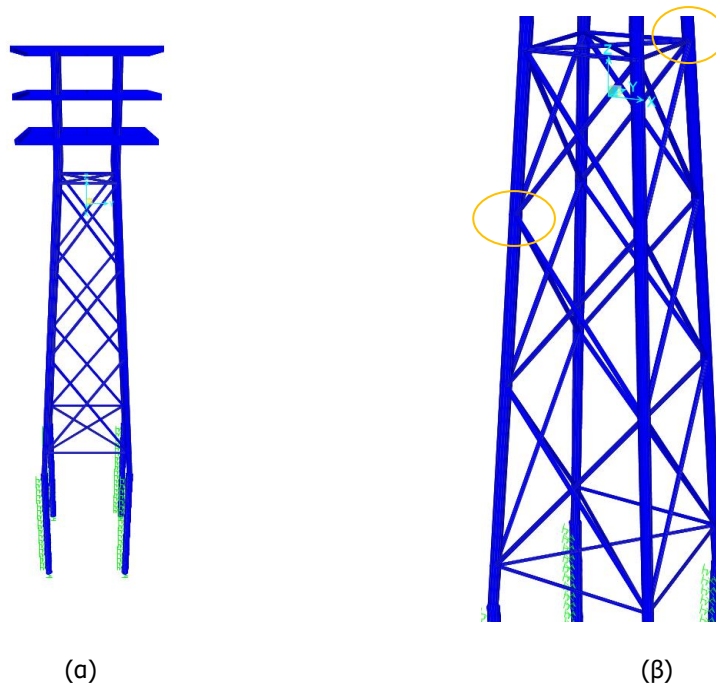
3.2 Προσομοίωση της κατασκευής

Για τις ανάγκες της προσομοίωσης, της ανάλυσης αλλά και της διαστασιολόγησης της θαλάσσιας μεταλλικής πλατφόρμας χρησιμοποιήθηκε εκπαιδευτική άδεια από το τμήμα Πολιτικών Μηχανικών του Εθνικού Μετσόβιου Πολυτεχνείου του προγράμματός πεπερασμένων στοιχείων SAP2000 v20.0.0 [SAP2000, CSI, Computers and Structures Inc], ενός λογισμικού διεθνώς καταξιωμένου και εξελιγμένου στην τεχνολογία της τρισδιάστατης ανάλυσης και διαστασιολόγησης δομικών στοιχείων. Διαθέτει ένα εύκολο στη χρήση γραφικό περιβάλλον, προσφέροντας συγχρόνως εξελιγμένες υπολογιστικές τεχνικές με εξαιρετικές δυνατότητες δημιουργίας προσομοιωμάτων μεγάλης γκάμας, όπως θαλάσσιων κατασκευών, γεφυρών, δεξαμενών και κτιρίων.

Στην παρούσα διπλωματική εργασία τα δομικά μέλη του φορέα της μεταλλικής πλατφόρμας προσομοιώνονται ως frame elements (ή beam elements). Το δομικό υλικό όλων των μελών είναι ο δομικός χάλυβας S355. Τα υποστυλώματα του jacket, διατομής CHS (D=813mm, t=25mm) αλλά και οι χιαστί σύνδεσμοι δυσκαμψίας τόσο οι κατακόρυφοι όσο και οι οριζόντιοι διατομών CHS (D=323,9mm, t=16mm και D=244,5mm, t=10mm αντίστοιχα) προσομοιώνονται ως frame elements με τις συνδέσεις μεταξύ των υποστυλωμάτων του jacket και των χιαστί συνδέσμων να είναι πλήρους αντοχής, που σημαίνει ότι οι χιαστί σύνδεσμοι εκτός από αξονική δύναμη καταπονούνται και από καμπτική ροπή. Οι σύνδεσμοι δυσκαμψίας συνδέονται στο μέσο τους με σκοπό να δεσμεύεται η μετακίνηση στο σημείο αυτό, διατηρώντας ελεύθερη τη στροφή, ένα υπολογιστικό τέχνασμα που πραγματοποιείται για να αντιληφθεί το λογισμικό ότι το μήκος λυγισμού των χιαστί συνδέσμων πρέπει να ληφθεί ως το μισό (L/2) του συνολικού μήκους των μελών των χιαστί συνδέσμων. Παρατίθενται ενδεικτικές εικόνες της προσομοίωσης του φορέα αλλά και της λεπτομέρειας στη σύνδεση των υποστυλωμάτων με τους χιαστί συνδέσμους (Εικόνα 3.6 και Εικόνα 3.7):

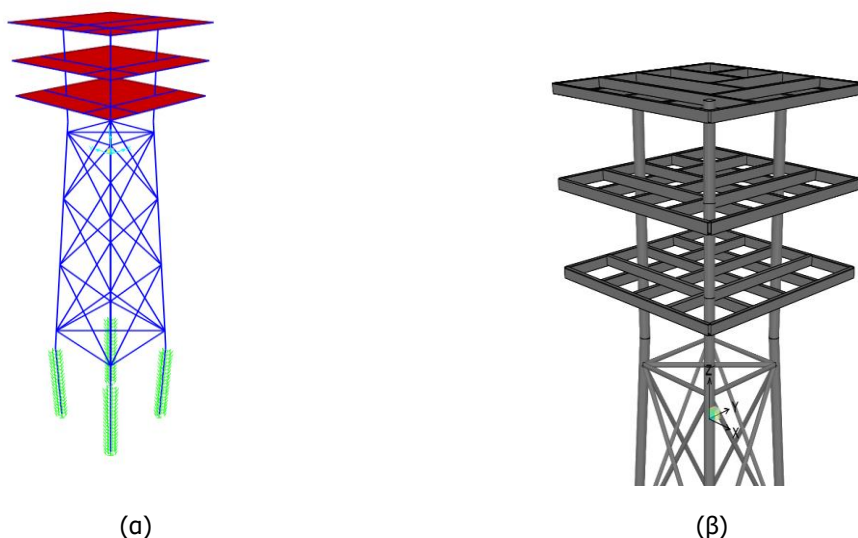


Εικόνα 3.6 3D-προσομοίωση της θαλάσσιας μεταλλικής πλατφόρμας στο λογισμικό πεπερασμένων στοιχείων



Εικόνα 3.7 α) Όψη της κατασκευής, β) Λεπτομέρεια σύνδεσης υποστυλωμάτων-χιαστί συνδέσμων

Σε κάθε κατάστρωμα η χαλύβδινη πλάκα ενός εκατοστού που διατίθεται, προσομοιώνεται ως shell element (shell thin), ώστε να επιβληθούν τα φορτία ως επιφανειακά στα καταστρώματα και στη συνέχεια να μεταφερθούν στο σύστημα των δοκών, πάνω στο οποίο στηρίζεται η πλάκα του κάθε ορόφου. Το σύστημα των δοκών αποτελείται από δοκούς διατομής RHS (500x300mm, $t=20\text{mm}$ για τα Cellar και Production deck και 450x250, $t=16\text{mm}$ για το Helideck), δοκοί οι οποίες προσομοιώνονται ως frame elements και συνδέονται με τα υποστυλώματα των ορόφων με συνδέσεις πλήρους αντοχής (προσομοίωση σύνδεσης ροπή). Το δάπεδο του κάθε ορόφου θεωρείται ότι δρα ως διάφραγμα με αποτέλεσμα όλοι οι κόμβοι του να κινούνται ως ένας στερεός δίσκος. Επομένως, σε κάθε όροφο η κίνηση εντός του επιπέδου περιγράφεται από τρεις βαθμούς ελευθερίας (δύο μεταφορικούς και ένα στροφικό) και οι δοκοί δεν υπόκεινται σε αξονική καταπόνηση. Ακολουθούν ενδεικτικές εικόνες των καταστρωμάτων.



Εικόνα 3.8 α) 3D φορέας με τα καταστρώματα και β) Λεπτομέρεια προσομοίωσης των καταστρωμάτων

Η έδραση του jacket πραγματοποιείται με μεταλλικούς πασσάλους κοίλης κυκλικής διατομής διαμέτρου $D=1000\text{mm}$ και πάχους τοιχώματος $t=40\text{mm}$, οι οποίοι προσομοιώνονται ως frame elements με μήκος $L=20\text{m}$ ο καθένας πάσσαλος. Στην περίπτωση αυτή οι πάσσαλοι είναι χαλύβδινοι και εμπεγνύονται στο έδαφος θεμελιώσεως, συνεπώς το πάχος του πασσάλου θα πρέπει να είναι αρκετά σημαντικό, ώστε να μπορεί να παραλάβει με ασφάλεια τα επιβαλλόμενα αξονικά και πλευρικά φορτία που ασκούνται στην κατασκευή, καθώς και τις επιβαλλόμενες τάσεις κατά τη διάρκεια της έμπηξης. Οι χαλύβδινοι πάσσαλοι χρησιμοποιούνται ευρέως λόγω της αυξημένης αντοχής τους και της ευχέρειας χειρισμού τους. Είναι ικανοί για μεταφορά μεγάλων θλιπτικών φορτίων ιδιαίτερα όταν καταλήγουν σε συμπαγή εδαφική στρώση. Έχουν τη δυνατότητα έμπηξης σε μεγάλο βάθος, μέχρι να συναντήσουν το κατάλληλο εδαφικό στρώμα ή να αναπτύξουν υψηλή πλευρική τριβή. Επίσης, διαθέτουν υψηλή αντοχή και ανθεκτικότητα έναντι κάμψης και λυγισμού. Μειονέκτημα τους το αυξημένο κόστος ανά μέτρο βάθους έμπηξης.

Οι χαλύβδινοι πάσσαλοι αποτελούν τον ιδανικότερο τρόπο θεμελίωσης στη περίπτωση των υπεράκτιων κατασκευών, καθώς η κατασκευή τους δεν επηρεάζεται από τα υπόγεια ύδατα, επανεμπεγνύονται σε περίπτωση «ανύψωσης» και είναι κατάλληλοι για τις περιπτώσεις όπου σχετικώς μεγάλου πάχους μαλακές αποθέσεις υπέρκεινται της βάσης έδρασης. Όσο βέβαια αυξάνεται η διατομή του πασσάλου, τόσο δυσκολότερη γίνεται η έμπηξη του και εμφανίζονται δυσκολίες κατά την κατασκευή του.

Η θεμελίωση της κατασκευής μέσω πασσάλων επιτρέπει τη θεμελίωση σε μεγάλα βάθη με αποτέλεσμα η φέρουσα ικανότητα του εδάφους (διατμητική αστοχία-θραύση του εδάφους θεμελιώσεως) να είναι σημαντικά μεγαλύτερη σε σχέση με άλλες μεθόδους θεμελιώσεως. Ένα πρόσθετο πλεονέκτημα των θεμελιώσεων με πασσάλους είναι η δραστική μείωση των αναμενόμενων καθιζήσεων. Στη περίπτωση των πασσάλων, η παράπλευρη επιφάνεια του πασσάλου στην οποία αναπτύσσεται πλευρική τριβή είναι αρκετά μεγάλη με αποτέλεσμα οι καθιζήσεις της κατασκευής να είναι πολύ μικρές.

3.2.1 Δείκτης εδάφους σε οριζόντια διεύθυνση

Η αντίδραση του εδάφους στην παράπλευρη επιφάνεια του πασσάλου λόγω την οριζόντιων φορτίων που ασκούνται στη κατασκευή μπορεί να εκφραστεί με διάφορους τρόπου οι κυριότεροι από τους οποίους είναι:

- Ο δείκτης εδάφους σε οριζόντια διεύθυνση k_h
- Το μέτρο ελαστικότητας του Young (E)
- Καμπύλες πιέσεων-υποχωρήσεων "p-y"

Οι καμπύλες αυτές συνδέουν τις εδαφικές αντιδράσεις με την παραμόρφωση του πασσάλου, για διάφορα βάθη κατά μήκος του πασσάλου κάτω από την επιφάνεια του εδάφους (αναλυτική ερμηνεία στο κεφάλαιο "**Γεωτεχνικός Σχεδιασμός Πασσάλων**").

Ο δείκτης εδάφους σε οριζόντια διεύθυνση (k_h) αποτελεί ένα τρόπο έκφρασης της αντίδρασης του εδάφους στην παράπλευρη επιφάνεια του πασσάλου λόγω των οριζόντιων φορτίων που ασκούνται στη κατασκευή.

Στα συνεκτικά εδάφη, για την περίπτωση των οριζόντιων φορτίσεων μικρής διάρκειας, ο δείκτης εδάφους κατά την οριζόντια διεύθυνση (k_h), αυξάνει με την αύξηση του μέτρου ελαστικότητας και κατά συνέπεια με την αύξηση της αστράγγιστης διατμητικής αντοχής (c_u) του εδαφικού υλικού [Broms, 1964]. Έτσι για την περίπτωση των κανονικά φορτισμένων (NC) αργίλων όπου η αστράγγιστη διατμητική τους αντοχή αυξάνεται με το βάθος, αναμένεται και ο δείκτης εδάφους (k_h) να αυξάνεται

αναλογικά με το βάθος. Για την περίπτωση όμως των προφορτισμένων (O.C) αργίλων όπου η αστράγγιστη διατμητική τους αντοχή είναι πρακτικά σταθερή για ορισμένο βάθος, αναμένεται και ο δείκτης εδάφους (k_h) να είναι αντίστοιχα σταθερός για το βάθος αυτό.

Στα μη συνεκτικά εδάφη, ο δείκτης εδάφους κατά την οριζόντια διεύθυνση (k_h) είναι ανάλογος προς το μέτρο ελαστικότητας του εδάφους [Broms, 1964]. Επειδή όμως στα εδάφη αυτά το μέτρο ελαστικότητας εξαρτάται από τη σχετική πυκνότητα του εδάφους (D_r), καθώς και από την ενεργό πίεση των υπερκειμένων γαιών (σ'_v), ο δείκτης εδάφους (k_h) θα αυξάνεται γραμμικά με το βάθος.

Συμπερασματικά λοιπόν προκύπτει:

- Στη περίπτωση των κανονικά φορτισμένων αργίλων ο δείκτης εδάφους (k_h) αυξάνει με το βάθος.
- Στη περίπτωση των προφορτισμένων αργίλων ο δείκτης εδάφους (k_h) παραμένει σταθερός με το βάθος.
- Στη περίπτωση των μη συνεκτικών εδαφών ο δείκτης εδάφους (k_h) αυξάνει με το βάθος.

Σε αυτό το σημείο γίνεται σύνδεση του δείκτη εδάφους σε οριζόντια διεύθυνση (k_h) με τη σταθερά των ελατηρίων (K):

Σταθερά ελατηρίου (K) = Δείκτης εδάφους (k_h) · Διάμετρος πασσάλου (D) · Επιφάνεια επιρροής ελατηρίου.

3.2.2 Σταθερά ελατηρίων K

Η επιρροή του εδάφους στους πασσάλους προσομοιώνεται με τη χρήση γραμμικών ελατηρίων που τοποθετούνται σε όλες τις διευθύνσεις. Η δυσκαμψία των ελατηρίων εξαρτάται από τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά του πασσάλου καθώς και από τις ιδιότητες των εδαφικών στρώσεων. Για το λόγο αυτό υπολογίζονται οι εδαφικές σταθερές στη περιοχή που θα τοποθετηθούν οι πάσσαλοι.

Παρότι δεν είναι φυσικώς δυνατό, οι αναλύσεις γίνονται θεωρώντας ενιαίο εδαφικό προφίλ για όλο το βάθος έμπηξης του πασσάλου προκειμένου να διερευνηθεί η επιρροή μόνο της μεταβολής της σταθεράς των ελατηρίων στην απόκριση της κατασκευής. Στο πλαίσιο της εργασίας δεν τοποθετούνται γραμμικά ελατήρια κατά τη διεύθυνση του άξονα του πασσάλου αφού η πλευρική τριβή που αναπτύσσεται κατά μήκος του πασσάλου είναι αρκετά μεγάλη και άρα οι καθιζήσεις της κατασκευής είναι ελάχιστες, παρά μόνο στη βάση των πασσάλων τοποθετείται ένα αξονικό ελατήριο κατά τη διεύθυνση z με δυσκαμψία $K=1.000.000$ kN/m, προκειμένου να προσομοιωθεί η έδραση σε ισχυρό εδαφικό στρώμα. Κατά την εγκάρσια διεύθυνση του πασσάλου τοποθετούνται γραμμικά ελατήρια τα οποία προσομοιώνουν τη δυσκαμψία του εδάφους. Για την περίπτωση των μη συνεκτικών εδαφών ο δείκτης εδάφους κατά την οριζόντια διεύθυνση είναι ανάλογος με το μέτρο ελαστικότητας του εδάφους, όπως αναφέρθηκε παραπάνω, οπότε ο δείκτης εδάφους k_h αυξάνεται γραμμικά με το βάθος και μπορεί να εκτιμηθεί από ένα σταθερό δείκτη n_h κατά την εξίσωση [Γεωργιάννου, 2015]:

$$k_h = n_h \cdot \frac{z}{B} \quad (3-1)$$

όπου:

B: η διάμετρος του πασσάλου

z: το βάθος και

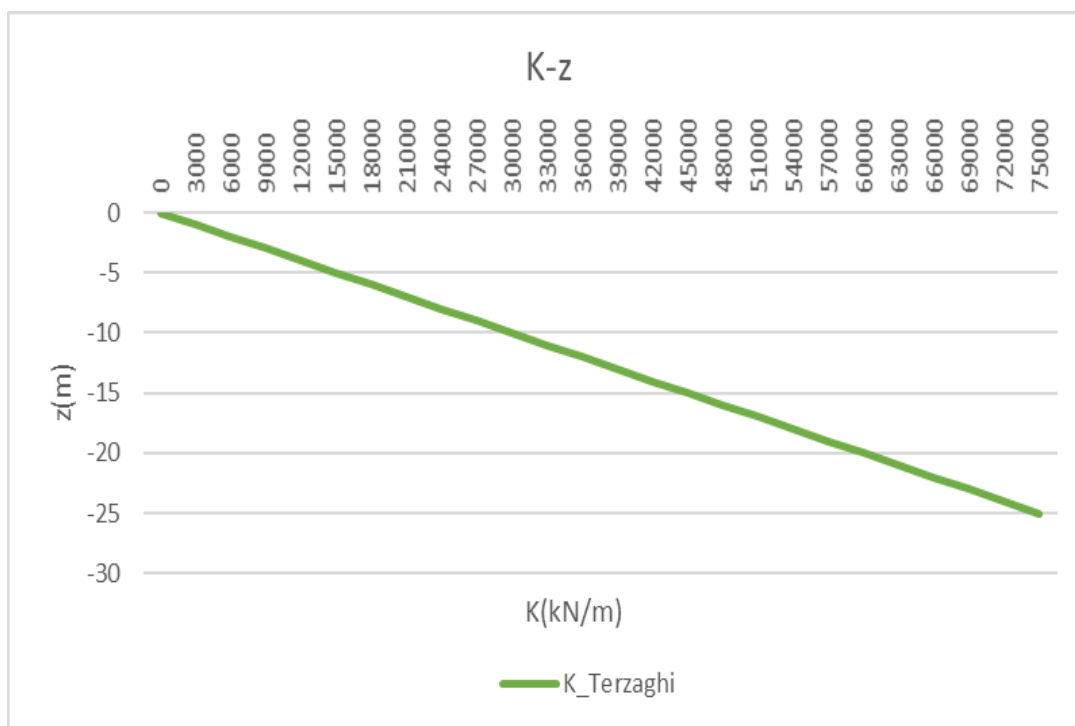
n_h : σταθερά του δείκτη εδάφους σε οριζόντια διεύθυνση (constant of horizontal subgrade reaction) η οποία εκφράζει την ταχύτητα αύξησης του k_h με το βάθος σε μονάδες kN/m³.

Για την περίπτωση των άμμων ο Terzaghi (1955), ο Broms (1964), καθώς και οι Reese et al (1974) δίνουν μέσες τιμές της σταθεράς n_h (Πίνακας 3.1) ανάλογα με τη σχετική τους πυκνότητα και την ύπαρξη ή όχι στάθμης υπογείων υδάτων. Οι τιμές αυτές βασίζονται στη ρεαλιστική παραδοχή ότι το μέτρο ελαστικότητας της άμμου εξαρτάται από την ενεργό πίεση λόγω υπερκειμένων γαιών και τη σχετική πυκνότητα [Αναγνωστόπουλος & Παπαδόπουλος, 2011].

Πίνακας 3.1 Τιμές της σταθεράς n_h για άμμους

Σχετική πυκνότητα	Χαλαρή	Μέση	Πυκνή	
n_h Ξηρής ή υγρής άμμου (MN/m^3)	2,5	7,5	20	Broms
n_h Ξηρής ή υγρής άμμου (MN/m^3)	1,4	5	12	Terzaghi
n_h Ξηρής ή υγρής άμμου (MN/m^3)	5,3	16,3	34	Reese

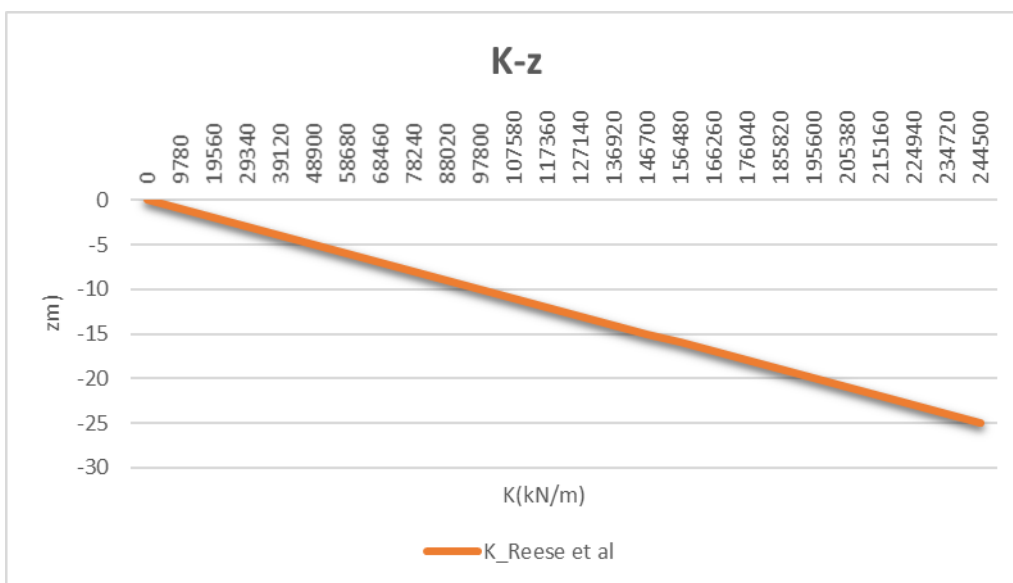
Για στάθμη υδροφόρου οριζοντα κοντά στην επιφάνεια λαμβάνεται το 60% των ανωτέρω τιμών. Επομένως, σύμφωνα με τα παραπάνω ο δείκτης εδάφους k_h , οπότε και η σταθερά των ελατηρίων $K = k_h \cdot D_{\text{πασσάλου}} \cdot A_{\text{επιρροής, ελατηρίου}}$ υπολογίζονται με τη βοήθεια του λογισμικού excel και τα διαγράμματα της δυσκαμψίας των ελατηρίων συναρτήσει του βάθους από τον πυθμένα της θάλασσας για καθεμιά από τις ανωτέρω μεθόδους είναι:



Σχήμα 3.2 Δυσκαμψία ελατηρίων συναρτήσει του βάθους από τον πυθμένα της θάλασσας κατά Terzaghi ($\phi=35$, $D=1m$)

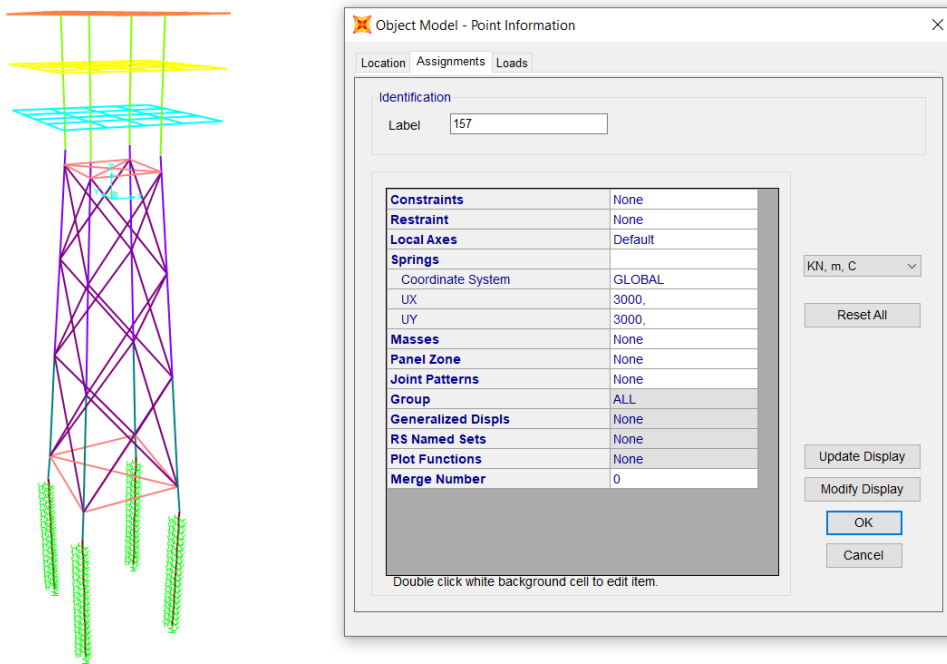


Σχήμα 3.3 Δυσκαμψία ελατηρίων συναρτήσει του βάθους από τον πυθμένα της θάλασσας κατά Broms ($\phi=35$, $D=1m$)

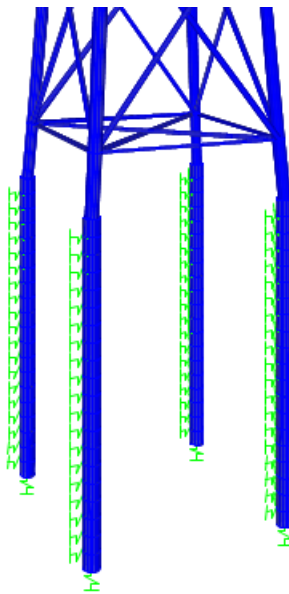


Σχήμα 3.4 Δυσκαμψία ελατηρίων συναρτήσει του βάθους από τον πυθμένα της θάλασσας κατά Reese et al ($\phi=35$, $D=1m$)

Για την προσομοίωση των ελατηρίων κατά τις δύο οριζόντιες διευθύνσεις x και y χρησιμοποιούνται οι τιμές, που λαμβάνονται από τη μέθοδο του Terzaghi. Συνεπώς, οι τιμές των ελατηρίων αυξάνονται γραμμικά με το βάθος και παρατίθενται παρακάτω ενδεικτικές εικόνες από την προσομοίωση των ελατηρίων.



Εικόνα 3.9 Τιμή δυσκαμψίας ελατηρίου σε βάθος 1m κάτω από τον πυθμένα της θάλασσας δηλαδή σε βάθος $z=-38,20\text{m}$



Εικόνα 3.10 Προσομοίωση του εδάφους με γραμμικά ελατήρια κατά x και y

3.3 Υλικά και κανονιστικό πλαίσιο

Στο σχεδιασμό και την ανάλυση του φορέα χρησιμοποιήθηκε χάλυβας S355. Οι ιδιότητες του δίνονται στον παρακάτω πίνακα (Πίνακας 3.2).

Πίνακας 3.2 Ιδιότητες χάλυβα

f_y	355	MPa
f_u	510	MPa
E	210.000	MPa
G	81.000	MPa
v	0,30	
a_t	12·10 ⁻⁶	/C°
γ	78,50	kN/m ³
ρ	7850	kg/m ³

Οι συντελεστές ασφαλείας λαμβάνονται ως:

- $\gamma_{M0} = 1.00$
- $\gamma_{M1} = 1.00$
- $\gamma_{M2} = 1.25$

Η μελέτη της κατασκευής πραγματοποιείται σύμφωνα με το κανονιστικό πλαίσιο , που ισχύει στην Ελλάδα και κατ' επέκταση στην Ευρώπη, δηλαδή με βάση τους Ευρωκώδικες 0 και 1 για τον καθορισμό των φορτίων, τον Ευρωκώδικα 3 για το σχεδιασμό των μεταλλικών κατασκευών, τον Ευρωκώδικα 8 για τον αντισεισμικό σχεδιασμό και τον Ευρωκώδικα 7 για το γεωτεχνικό σχεδιασμό. Επίσης, χρησιμοποιούνται οι Αμερικάνικοι κανονισμοί API-RP2A LRFD και API-RP2A WSD για τον υπολογισμό των φορτίων κυμάτων στην κατασκευή.

4 ΦΟΡΤΙΑ ΚΑΙ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΙ ΦΟΡΤΙΩΝ

4.1 Γενικά

Ανάλογα με τη χρήση, τη θέση αλλά και τη μορφή του έργου προσδιορίζονται οι δράσεις βάσει των οποίων γίνεται η ανάλυση και διαστασιολόγηση του φορέα, αφού προσδιοριστούν τα μέγιστα εντατικά μεγέθη στα δομικά στοιχεία. Οι δράσεις καθορίζονται σύμφωνα με τις διατάξεις του EN1991-1-1 [EN1991-1, ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑΣ 1] και κατηγοριοποιούνται ανάλογα με τη χρονική διακύμανσή τους σε:

- Μόνιμες δράσεις (G), πχ. Ίδιο βάρος φορέα, σταθερός εξοπλισμός, οδοστρωσία, έμμεσες δράσεις λόγω συστολής και διαφορικών καθιζήσεων
- Μεταβλητές δράσεις (Q), πχ. Επιβαλλόμενα φορτία πατωμάτων, δοκών και στεγών, φορτία ανέμου και χιονιού
- Τυχηματικές δράσεις (A), πχ. Εκρήξεις, προσκρούσεις οχημάτων

Επιπλέον οι δράσεις κατηγοριοποιούνται και σύμφωνα με:

- Την προέλευσή τους σε άμεσες και έμμεσες
- Την μεταβολή τους στο χώρο σε σταθερές ή ελεύθερες
- Την φύση ή/και την απόκριση της κατασκευής σε στατικές και δυναμικές

Τα μόνιμα φορτία, τα κινητά, οι δράσεις ανέμου και οι σεισμικές δράσεις επιβάλλονται στο φορέα σύμφωνα με τις διατάξεις του EN1991-1-1 [EN1991-1, ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑΣ 1] με όλες τις απαιτούμενες προσαρμογές για την παρούσα κατασκευή. Για την Οριακή Κατάσταση Αστοχίας και το σεισμό σχεδιασμού αλλά και την Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας δημιουργήθηκαν οι απαραίτητοι συνδυασμοί, όπου και παρουσιάζονται παρακάτω.

Αναφέρεται ότι τα φορτία χιονιού δεν συμπεριλήφθηκαν στην ανάλυση, διότι θεωρήθηκαν αμελητέα. Συγκεκριμένα το φορτίο χιονιού δε λαμβάνεται υπόψη, αφού η στέγη ή το τρίτο κατάστρωμα, το οποίο λειτουργεί ως Helideck, θεωρείται προσβάσιμο και λαμβάνεται κινητό φορτίο 3,0 kN/m² ως επιφανειακό φορτίο στο κατάστρωμα αλλά και φορτίο ελικοπτέρου ως κινητό επιφανειακό φορτίο ίσο με 3,0 kN/m² (όπως αναφέρεται αναλυτικά παρακάτω), το οποίο είναι δυσμενέστερο σε σχέση με το χιόνι, που αντιστοιχεί στην ελληνική επικράτεια. Όσον αφορά τις θερμοκρασιακές δράσεις, δεν έδιναν σημαντική ένταση στο φορέα, οπότε αμελήθηκαν.

4.2 Μόνιμες δράσεις

Ως μόνιμες δράσεις θεωρούνται οι δράσεις των οποίων η μεταβολή στον χρόνο είναι αμελητέα. Στην παρούσα μελέτη ελήφθησαν υπ' όψη δύο κατηγορίες μόνιμων δράσεων:

- Τα ίδια βάρη, τα οποία υπολογίζονται αυτόματα κατά την στατική επίλυση με βάση τις επιλεγμένες διατομές των μελών και περιλαμβάνουν τα βάρη των υποστυλωμάτων, των δοκών, των συνδέσμων δυσκαμψίας, των πλακών και των πασσάλων.
- Τα πρόσθετα μόνιμα φορτία στα οποία περιλαμβάνονται τα βάρη επικαλύψεων, χωρισμάτων και το βάρος του ηλεκτρομηχανολογικού εξοπλισμού. Λαμβάνονται ως επιφανειακό φορτίο ίσο με $5,0 \text{ kN/m}^2$ στις πλάκες των ορόφων με εξαίρεση την οροφή όπου εκεί λαμβάνονται ως $2,0 \text{ kN/m}^2$.

4.3 Μεταβλητές δράσεις

Ως μεταβλητές ορίζονται οι δράσεις των οποίων η θέση και το μέγεθος δεν είναι σταθερά και δεν μπορούν να οριστούν με ακρίβεια. Για το λόγο αυτό προσδιορίζονται στατιστικά και δίνονται από τους κανονισμούς οι χαρακτηριστικές τιμές τους. Στον υπό μελέτη φορέα προσδιορίζεται το κινητό φορτίο ορόφων και οροφής, ενώ προσδιορίζονται επιπλέον φορτία από άνεμο, κύματα και πλάγια φορτία λόγω σεισμικών δράσεων.

4.3.1 Κινητά φορτία καταστρωμάτων

Τα κινητά αυτά φορτία περιλαμβάνουν βάρη λόγω της παρουσίας προσωπικού, της πραγματοποίησης εργασιών συντήρησης και αναβάθμισης καθώς και της χρήσης και μεταφοράς του απαιτούμενου εξοπλισμού για τις εργασίες αυτές. Το φορτίο δαπέδων θα ληφθεί ως κατανεμημένο επιφανειακό φορτίο με τιμή $10,00 \text{ kN/m}^2$, σύμφωνα και με τις επιστημονικές εργασίες, που αναφέρθηκαν στο κεφάλαιο 3 [Abdel Raheem, 2013] και [Aeran, Langen, Mikkelsen, & Siriwardane, 2017]. Το φορτίο οροφής λαμβάνεται από τους αντίστοιχους πίνακες του ΕΚ1, στον οποίο ορίζονται τρεις κατηγορίες με βάση την χρήση και την προσβασιμότητα (Πίνακας 4.1). Στη συγκεκριμένη περίπτωση η οροφή ανήκει στην κατηγορία Κ, ενώ το φορτίο λαμβάνεται ως ομοιόμορφα κατανεμημένο με αυξημένη τιμή σε σχέση με τις επιστημονικές εργασίες που αναφέρθηκαν παραπάνω, καθώς η τοποθεσία της κατασκευής είναι ο κόλπος του Suez στην Ερυθρά θάλασσα αλλά στην παρούσα εργασία οριοθετείται στο Αιγαίο πέλαγος, διαφοροποιώντας κατ' αυτόν τον τρόπο τα επιβαλλόμενα φορτία στην κατασκευή. Συνεπώς στην οροφή ή στο κατάστρωμα Helideck λαμβάνεται κινητό φορτίο επιφανειακά κατανεμημένο ίσο με $3,0 \text{ kN/m}^2$, καθώς και κινητό φορτίο ελικοπτερού επιφανειακά κατανεμημένο με τιμή ίση με $3,0 \text{ kN/m}^2$, προσαυξημένη σε σχέση με την τιμή $2,45 \text{ kN/m}^2$, που λαμβάνεται υπόψιν στις επιστημονικές δημοσιεύσεις. Εξάλλου, το Helideck έχει διαστάσεις $15,24 \times 15,24 \text{ m}^2$, συνεπώς αναμένεται να φιλοξενεί μικρά ελικόπτερα, οπότε γι' αυτό λαμβάνεται το κινητό φορτίο ελικοπτερού ως $3,0 \text{ kN/m}^2$.

Πίνακας 4.1 Κατηγορίες οροφής κατά ΕΚ1

Categories of loaded area	Specific Use
H	Roofs not accessible except for normal maintenance and repair.
I	Roofs accessible with occupancy according to categories A to G.
K	Roofs accessible for special services, such as helicopter landing areas.

4.3.2 Φορτίο ανέμου

Τα φορτία ανέμου έχουν σημαντική επίδραση στις μεταλλικές κατασκευές, ενώ σε πολλές περιπτώσεις αποτελούν βασικό φορτίο του φορέα, ιδιαίτερα σε κατασκευές μικρού βάρους ή μεγάλης επιφάνειας. Επιπλέον, το μέγεθος και η διεύθυνσή τους μεταβάλλονται διαρκώς με αποτέλεσμα να υπάρχει μεγάλη δυσκολία και αβεβαιότητα στον προσδιορισμό τους ενώ ενδέχεται να προκαλέσουν ταλαντώσεις, ιδιαίτερα σε εύκαμπτες κατασκευές. Στην πλειονότητα των κατασκευών το δυναμικό μέρος της φόρτισης ανέμου είναι αμελητέο σε μέγεθος και μπορεί να αγνοηθεί υπό προϋποθέσεις. Αποτέλεσμα της δράσης του ανέμου είναι η άσκηση πιέσεων κάθετα σε επιφάνειες της κατασκευής τόσο στο σύνολό της όσο και σε μεμονωμένα ,φέροντα και μη, στοιχεία. Επιπροσθέτως, σε κατασκευές με επιμήκη ή με μεγάλη επιφάνεια στοιχεία αναπτύσσονται εφαπτόμενες δυνάμεις τριβής που ενδέχεται να αποτελούν σημαντικό ποσοστό της συνολικής φόρτισης ανέμου. Γενικώς η φόρτιση της κατασκευής λόγω ανέμου εξαρτάται από μεγάλο πλήθος παραγόντων στους οποίους περιλαμβάνονται [Βάγιας, Ερμόπουλος, & Ιωαννίδης, 2013]:

- *Η γεωγραφική θέση:* Ορισμένες περιοχές έχουν στατιστικά μεγαλύτερες τιμές ταχυτήτων ανέμου.
- *Η φυσική θέση:* Σε εκτεθειμένες περιοχές εμφανίζονται γενικά μεγαλύτερες ταχύτητες ανέμου σε σχέση με προστατευμένες περιοχές. Η διαφορά αυτή οφείλεται στην τραχύτητα των επιφανειών.
- *Η τοπογραφία:* Οι τοπικές συνθήκες επηρεάζονται από τα τοπογραφικά χαρακτηριστικά της περιοχής.
- *Οι διαστάσεις και το σχήμα της κατασκευής:* Οι ταχύτητες ανέμου αυξάνονται γενικώς με αύξηση του ύψους από την στάθμη του εδάφους, ενώ το σχήμα της κατασκευής επηρεάζει την κατανομή πιέσεων.

Βασικό βήμα για τον καθορισμό των φορτίων ανέμου κατά ΕΚ1 [EN1991-1, ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑΣ 1] είναι ο καθορισμός της κατηγορίας εδάφους και των παραμέτρων z_0 και z_{min} . Πιθανές κατηγορίες εδάφους και οι αντίστοιχες παράμετροι δίνονται στον παρακάτω πίνακα.

Πίνακας 4.2 Κατηγορίες εδάφους και αντίστοιχες παράμετροι

Κατηγορία εδάφους	z_0 m	z_{min} m
0 Θάλασσα ή παράκτια περιοχή εκτεθειμένη σε ανοικτή θάλασσα	0,003	1
I Λίμνες ή επίπεδες και οριζόντιες περιοχές με αμελητέα βλάστηση και χωρίς εμπόδια	0,01	1
II Περιοχή με χαμηλή βλάστηση όπως γρασιδί και μεμονωμένα εμπόδια (δέντρα, κτίρια) με απόσταση τουλάχιστον 20 φορές το ύψος των εμποδίων	0,05	2
III Περιοχή με κανονική κάλυψη βλάστησης ή με κτίρια ή με μεμονωμένα εμπόδια με μέγιστη απόσταση το πολύ 20 φορές το ύψος των εμποδίων (όπως χωριά, προάστια, μόνιμα δάση)	0,3	5
IV Περιοχή όπου τουλάχιστον το 15% της επιφάνειας καλύπτεται με κτίρια των οποίων το μέσο ύψος ξεπερνά τα 15m.	1,0	10

Για κατασκευή μέσα στην θάλασσα είναι $z_0 = 0,003\text{m}$ και $z_{min} = 1\text{m}$. Υπολογίζεται επιπλέον ο συντελεστής $k_r = 0,19 \cdot (z_0/z_{0,II})^{0,07} = 0,156$ όπου $z_{0,II} = 0,05\text{m}$. Στην συνέχεια υπολογίζεται η βασική ταχύτητα ανέμου v_b από την παρακάτω σχέση:

$$v_b = C_{dir} \cdot C_{season} \cdot v_{b,0} \quad (4-1)$$

Όπου C_{dir} και C_{season} οι συντελεστές διεύθυνσης και εποχής αντίστοιχα, ίσοι με 1 και $v_{b,0}$ η θεμελιώδης τιμή της βασικής ταχύτητας ανέμου. Ισούνται με την χαρακτηριστική μέση ταχύτητα ανέμου για διάρκεια 10 λεπτών, για έδαφος κατηγορίας 0 και σύμφωνα με το εθνικό προσάρτημα λαμβάνεται ίση με 33 m/s για νησιά και παράλια μέχρι 10 km από την ακτή. Με εφαρμογή των παραπάνω λαμβάνεται $v_b = 33$ m/s.

Η μέση ταχύτητα ανέμου δίνεται από την Εξ.(4-2), όπου $c_r(z)$ ο συντελεστής τραχύτητας από την Εξ.(4-3), c_0 ο συντελεστής τοπογραφικής διαμόρφωσης ίσος με ένα και z το μέγιστο ύψος της κατασκευής πάνω από την μέση στάθμη της θάλασσας ίσο με 16,46m.

$$v_m = c_r(z) \cdot c_0(z) \cdot v_b \quad (4-2)$$

$$c_r(z) = k_r \cdot \ln(z / z_0) \quad \text{για } z_{min} \leq z \leq z_{max} \quad (4-3)$$

Οι Εξ.(4-2), Εξ.(4-3), δίνουν $v_m = 44,34$ m/s με $c_r(z=16,46m)=1,34$, $v_m = 42,79$ m/s με $c_r(z=12,20m)=1,30$ και $v_m = 40,56$ m/s με $c_r(z=7,92m)=1,23$. Επιπλέον υπολογίζεται η τιμή της έντασης στροβιλισμού σε ύψη $z=16,46m$, $12,20m$ και $7,92m$ ίση με 0,116 m/s, 0,12 m/s και 0,127 m/s από την Εξ.(4-4):

$$I_v(z) = k_1 / c_0(z) \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \quad \text{για } z_{min} \leq z \leq z_{max} \quad (4-4)$$

καθώς και η πίεση ταχύτητας αιχμής σε ύψη z ίση με 2,464 kN/m² από τη σχέση:

$$q_p(z) = [1 + 7 \cdot I_v(z)] \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_m^2(z) = c_e(z) \cdot q_b \quad (4-5)$$

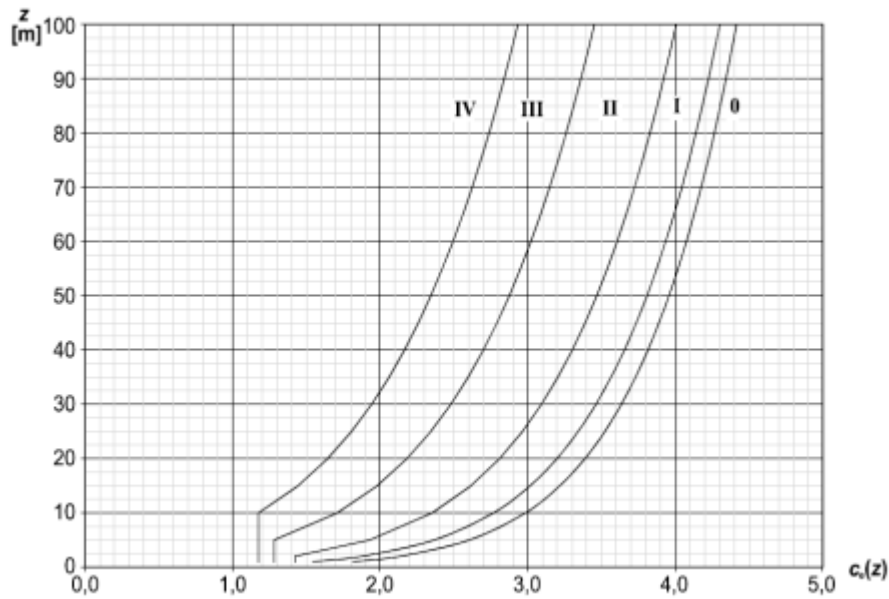
Όπου:

$$c_e(z) = \frac{q_p(z)}{q_b} \quad , \text{ ο συντελεστής έκθεσης} \quad (4-6)$$

$$q_b = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2 \quad , \text{ η βασική πίεση ανέμου} \quad (4-7)$$

$$\rho = 1,25 \text{ kg / m}^3 \quad , \text{ η πυκνότητα του αέρα} \quad (4-8)$$

Παρατίθεται το σχήμα από τον Ευρωκώδικα 1 με τον υπολογισμό του συντελεστή έκθεσης ανάλογα με το ύψος της κατασκευής πάνω από τη στάθμη της θάλασσας, μέσω του οποίου προκύπτει η πίεση αιχμής, η οποία μετατρέπεται σε σημειακή δύναμη στα διαφράγματα των καταστρωμάτων (Σχήμα 4.1), καθώς και το σχήμα με τους συντελεστής δύναμης σε ορθογωνικές διατομές για τις δοκούς των καταστρωμάτων αλλά και κυκλικές διατομές για τα υποστυλώματα των καταστρωμάτων, τα οποία αποτελούν συνέχεια των υποστυλωμάτων του jacket.

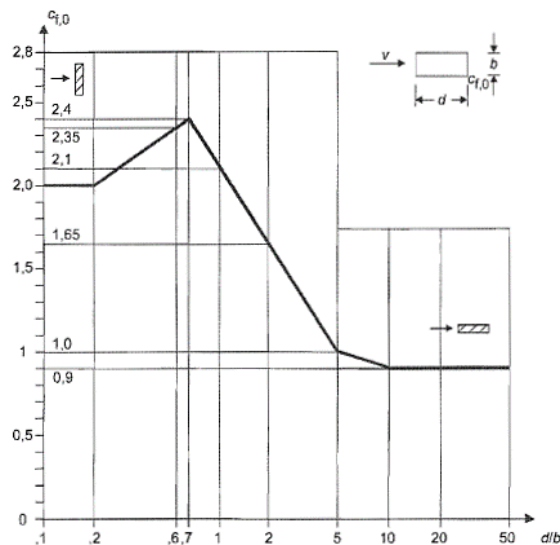


Σχήμα 4.1 Συντελεστής έκθεσης $c_e(z)$ [EN1991-1, ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑΣ 1]

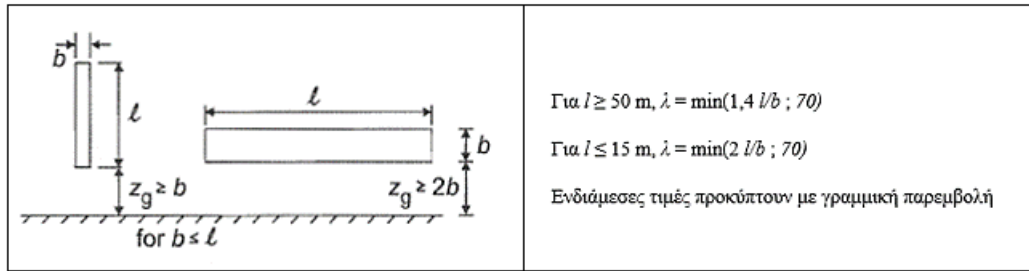
Λόγω των μεγάλων διαστάσεων των εκτεθειμένων στον άνεμο κύριων δοκών ορθογωνικής διατομής πραγματοποιήθηκε υπολογισμός των δυνάμεων του ανέμου σε αυτές. Για τις δυνάμεις που δρουν κάθετα στην επιφάνεια των δοκών απαιτείται η εύρεση του συντελεστή δύναμης c_f μέσω της εξίσωσης Εξ.(4-9):

$$C_f = C_{f,0} \cdot \psi_t \cdot \psi_\lambda \quad (4-9)$$

Όπου $c_{f,0}$ ο συντελεστής δύναμης για ορθογωνικές διατομές, ψ_t συντελεστής απομείωσης δύναμης για διατομές με στρογγυλεμένες γωνίες ίσος με 1 και ψ_λ παράγοντας φαινομένων ροής, εξαρτώμενος από το σχήμα του μέλους που εξετάζεται. Το $c_{f,0}$ λαμβάνεται προσεγγιστικά ίσο με 2,16 από το (Σχήμα 4.2), ενώ το ψ_λ βρίσκεται ως συνάρτηση της ενεργού λυγηρότητας, της δοκού σύμφωνα με το (Σχήμα 4.3) ίσο με 0,92 και για τα τρία καταστρώματα.



Σχήμα 4.2 Συντελεστής δύναμης $c_{f,0}$ για ορθογωνικές διατομές [EN1991-1, ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑΣ 1]



Σχήμα 4.3 Ενεργός λυγηρότητα ορθογωνικής διατομής [EN1991-1, ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑΣ 1]

Η επιφάνεια αναφοράς A_{ref} , η οποία λαμβάνεται υπόψιν για τον υπολογισμό του φορτίου ανέμου στις δοκούς των καταστρωμάτων και κατ' επέκταση στα διαφράγματα προσδιορίζεται από τη σχέση:

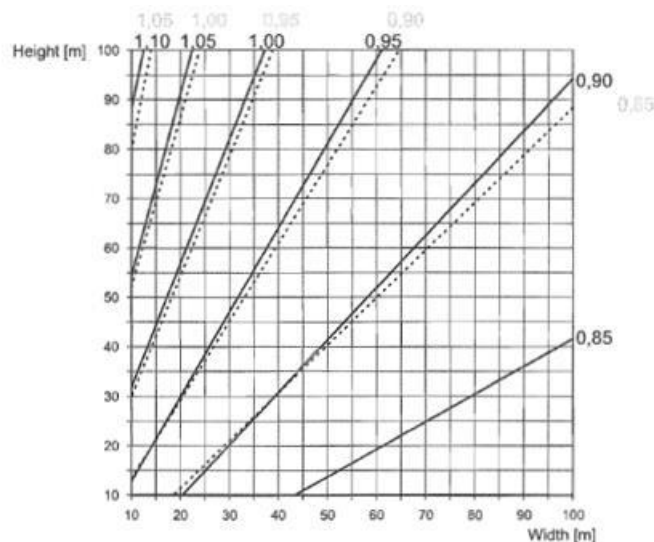
$$A_{ref} = b \cdot l \quad (4-10)$$

Όπου:

l το μήκος του εξεταζόμενου δομικού στοιχείου

b το ύψος του εξεταζόμενου δομικού στοιχείου

Τα φορτία ανέμου πολλαπλασιάζονται με $c_s \cdot c_d$, όπου c_s συντελεστής που συνεκτιμά την επίδραση της μη ταυτόχρονης εμφάνισης των μέγιστων πιέσεων ανέμου σε όλη την επιφάνεια και c_d δυναμικός συντελεστής ταλάντωσης του κτηρίου λόγω αναταράξεων. Λόγω της υψηλής δυσκαμψίας της κατασκευής δεν απαιτείται αναλυτικός υπολογισμός τους και λαμβάνονται προσεγγιστικά ίσοι με 1 από το (Σχήμα 4.4).

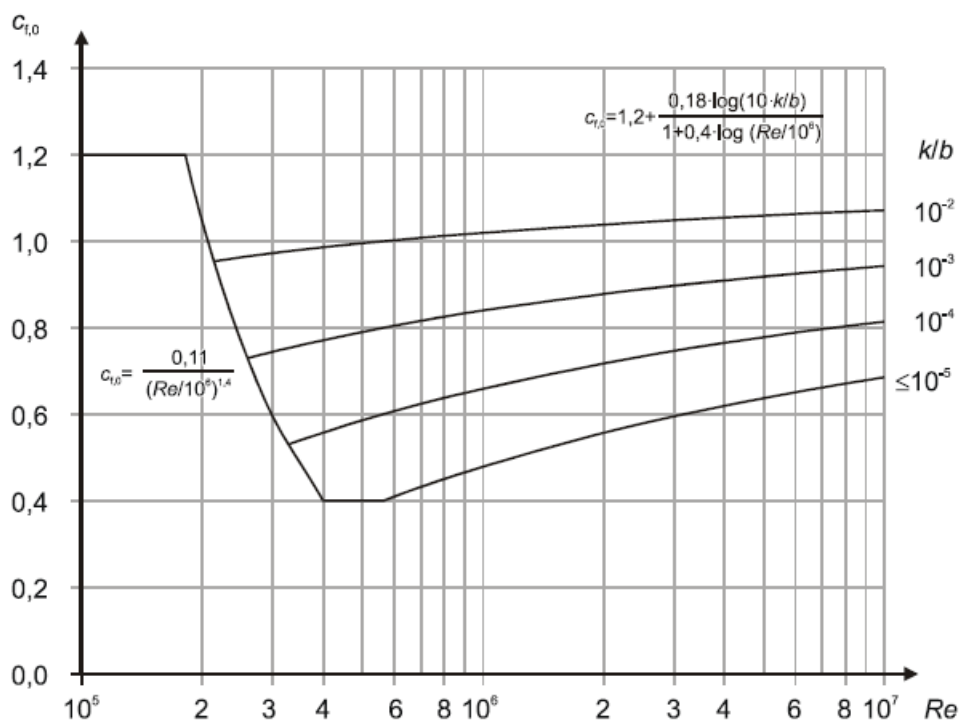


Σχήμα 4.4 Τιμές συντελεστών $c_s \cdot c_d$ για πολυώροφα μεταλλικά κτήρια [EN1991-1, ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑΣ 1]

Για τις δυνάμεις που ασκούνται στα υποστυλώματα της θαλάσσιας μεταλλικής πλατφόρμας χρησιμοποιούνται τα παρακάτω σχήματα και πίνακες :

Πίνακας 4.3 Ισοδύναμη τραχύτητα επιφάνειας

Type of surface	Equivalent roughness k mm	Type of surface	Equivalent roughness k mm
glass	0,0015	smooth concrete	0,2
polished metal	0,002	planed wood	0,5
fine paint	0,006	rough concrete	1,0
spray paint	0,02	rough sawn wood	2,0
bright steel	0,05	rust	2,0
cast iron	0,2	brickwork	3,0
galvanised steel	0,2		

Σχήμα 4.5 Συντελεστής δύναμης $c_{f,0}$ για κυκλικούς κυλίνδρους χωρίς ροή ελευθέρων άκρων και για διάφορες ισοδύναμες τραχύτητες k/b [EN1991-1, ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑΣ 1]

Όπου:

$$Re = \frac{b \cdot v(z_e)}{\nu} \quad , \text{ ο αριθμός Reynolds (b: η διάμετρος του κυλίνδρου)} \quad (4-11)$$

$$v = \sqrt{\frac{2q_p}{\rho}}, \text{ η ταχύτητα του ανέμου σε m/s} \quad (4-12)$$

$$\frac{k}{b} < 5 \cdot 10^{-4}, \text{ η ισοδύναμη τραχύτητα} \quad (4-13)$$

$$c_f = c_{f,0} \cdot \psi_\lambda, \text{ ο συντελεστής δύναμης} \quad (4-14)$$

$$A_{ref} = b \cdot l, \text{ η επιφάνεια αναφοράς} \quad (4-15)$$

Για $k=0,2$ mm, δηλαδή για γαλβανισμένο χάλυβα από τον (Πίνακας 4.3) λαμβάνονται τα ακόλουθα αποτελέσματα για την περίπτωση των υποστυλωμάτων που στηρίζουν το Helideck:

$$v(z_e) = \sqrt{\frac{2 \cdot 2,227}{0,00125}} = 59,70 \text{ m/sec} \quad (4-16)$$

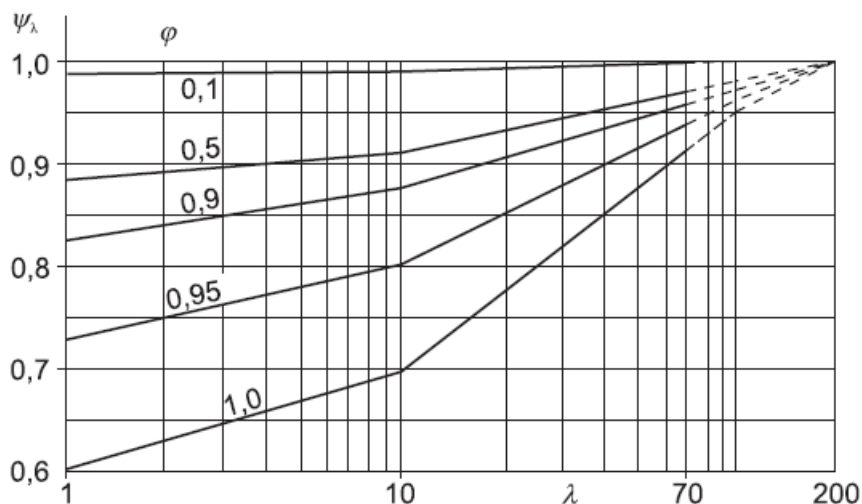
$$\nu = 15 \cdot 10^{-6} \text{ η κινηματική συνεκτικότητα} \quad (4-17)$$

$$Re = \frac{0,813 \cdot 59,70}{15 \cdot 10^{-6}} = 3.235.515,04 \quad (4-18)$$

$$c_{f,0} = 1,2 + \frac{0,18 \cdot \log(10 \cdot k / b)}{1 + 0,4 \cdot \log(Re / 10^6)} = 1,2 + \frac{0,18 \cdot \log(10 \cdot 0,0002 / 0,813)}{1 + 0,4 \cdot \log(3.235.515,04 / 10^6)} = 0,81 \quad (4-19)$$

$$\lambda = \min\left(2 \cdot \frac{l}{b}; 70\right) = \min\left(2 \cdot \frac{8,54}{0,813}; 70\right) = 21,01 \quad (4-20)$$

Το ψ_λ υπολογίζεται ίσο με 0,8 από το σχήμα του Ευρωκώδικα:



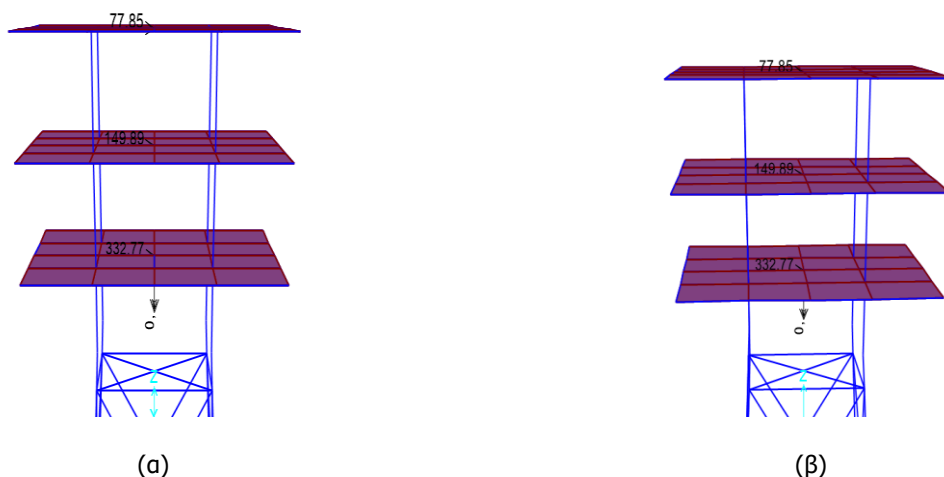
Σχήμα 4.6 Συντελεστής ψ_λ συναρτήσεως της λυγηρότητας λ [EN1991-1, ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑΣ 1]

Επομένως, η πίεση του ανέμου, η οποία επιδρά στα υποστυλώματα των καταστροφών είναι:

$$c_f = c_{f,0} \cdot \psi_\lambda = 0,81 \cdot 0,80 = 0,65 \quad (4-21)$$

$$q_w = 0,65 \cdot 2,227 \cdot 0,813 = 1,18 \text{ kN/m} \quad (4-22)$$

Επομένως, πραγματοποιώντας την ίδια διαδικασία και για τις δοκούς των καταστρωμάτων και κατ' επέκτασιν για τα διαφράγματα της κατασκευής, εξάγονται οι οριζόντιες δυνάμεις ανέμου κατά x και y, οι οποίες ασκούνται στα διαφράγματα. Ο υπολογισμός των δυνάμεων αυτών επιβεβαιώνεται και με τον αντίστοιχο αυτοματοποιημένο τρόπο του λογισμικού, μέσω του οποίου προκύπτουν οι δυνάμεις ανέμου κατά x και y όπως φαίνονται παρακάτω:

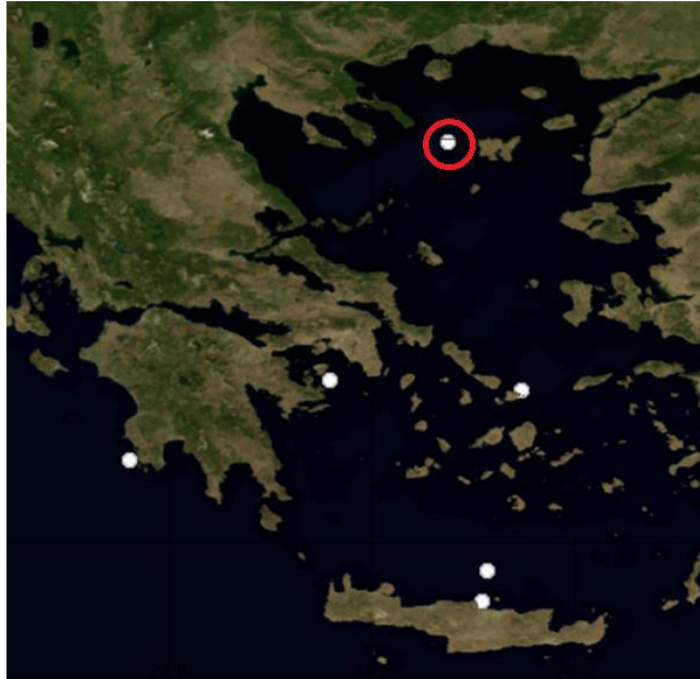


Εικόνα 4.1 Άνεμος α) κατά x και β) κατά y

4.3.3 Φορτίο κυμάτων

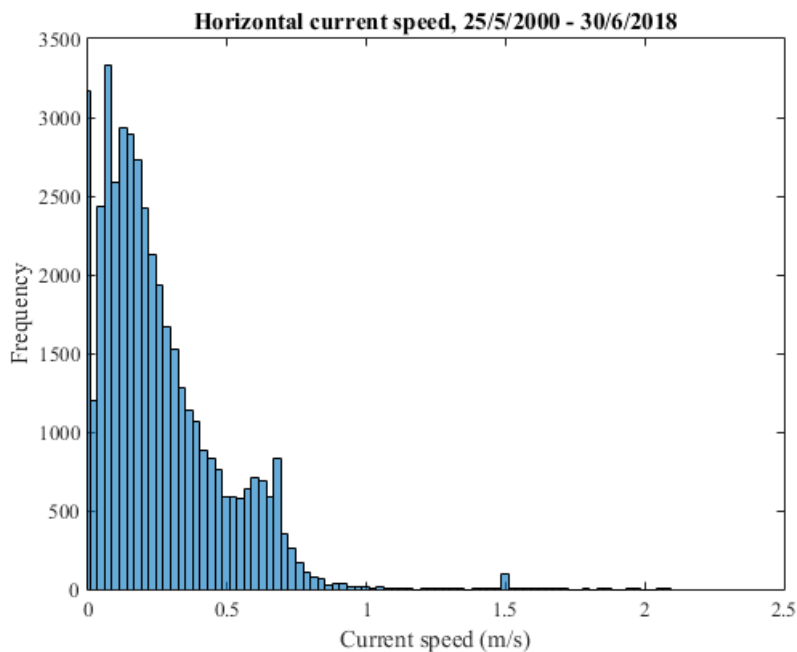
Ομοίως με την φόρτιση από άνεμο, η φόρτιση από κύματα είναι από τη φύση της δυναμική, με τη διεύθυνση και έντασή της να μεταβάλλονται διαρκώς. Για συνήθη έργα ανοιχτής θάλασσας σε σχετικά μικρά βάθη, μπορεί να θεωρηθεί ότι οι φορτίσεις αυτές περιγράφονται με ικανοποιητική ακρίβεια μόνο από το στατικό μέρος τους. Το δυναμικό μέρος μπορεί να αγνοηθεί αφού όπως φαίνεται παρακάτω η μέση περίοδος κύματος στην κορυφή του φάσματος διαφέρει σημαντικά από την ιδιοπερίοδο της κατασκευής [API RECOMMENDED PRACTICE 2A-WSD, 2000].

Απαραίτητη προϋπόθεση για τον ακριβή υπολογισμό της φόρτισης λόγω κυμάτων στην κατασκευή είναι η επαρκής γνώση των κυματικών συνθηκών και ταχυτήτων των ρευμάτων στην περιοχή. Τα δεδομένα που χρησιμοποιούνται παρακάτω για τον καθορισμό των δράσεων σχεδιασμού προέρχονται από μετρήσεις του σημαντικού ύψους κύματος καθώς και της ταχύτητας ρεύματος από πλωτό σταθμό, ποντισμένο ανοικτά του Άθω (Εικόνα 4.2), τις οποίες παρείχε το Ελληνικό Κέντρο Θαλάσσιων Ερευνών [Ελληνικό Κέντρο Θαλάσσιων Ερευνών, 2005]. Στις μετρήσεις αυτές περιέχονται επίσης πληροφορίες για την διεύθυνση διάδοσης κυμάτων και ρευμάτων, καθώς και δεδομένα θερμοκρασίας, αλατότητας, ταχύτητας ανέμου κ.α. Οι παρατηρήσεις καλύπτουν διάστημα από τις 25/5/2000 έως τις 30/6/2018 και λαμβάνονται ανά τρεις ώρες. Κάθε μέτρηση συνοδεύεται από δείκτη ελέγχου ποιότητας που υποδεικνύει την αξιοπιστία και την ορθότητα της μέτρησης. Στα παρακάτω έχουν χρησιμοποιηθεί μόνο μετρήσεις καλής ποιότητας ενώ οι υπόλοιπες απορρίπτονται. Επίσης, δεν χρησιμοποιήθηκαν καταγραφές που είναι εμφανώς εσφαλμένες ενώ σε ορισμένες περιπτώσεις δεν υπάρχουν καταγραφές. Τελικά προέκυψαν 43.455 έγκυρες καταγραφές ταχύτητας ρεύματος και 43.656 έγκυρες καταγραφές ύψους κύματος από τις 46.057 συνολικά [Κούνε, 2018].

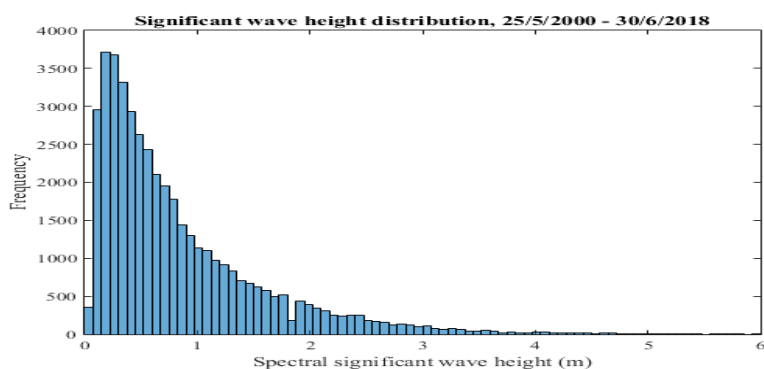


Εικόνα 4.2 Τοποθεσία του πλωτού σταθμού ανοικτά του Άθω [Κούνε, 2018]

Η κατανομή των καταγεγραμμένων τιμών δίνεται στα επόμενα σχήματα (Σχήμα 4.7 και Σχήμα 4.8). Από τα δεδομένα αυτά βρέθηκαν για κάθε χρόνο στο διάστημα 2000 έως 2018 οι μέγιστες τιμές ταχύτητας ρεύματος και ύψους κύματος, οι οποίες δίνονται στον Πίνακα 4.4.



Σχήμα 4.7 Κατανομή ταχυτήτων ρευμάτων για την περίοδο 25/5/2000 – 30/6/2018 στην τοποθεσία του πλωτού σταθμού.



Σχήμα 4.8 Κατανομή σημαντικού ύψους κύματος για την περίοδο 25/5/2000 – 30/6/2018 στην περιοχή του πλωτού σταθμού [Κούνε, 2018].

Πίνακας 4.4 Μέγιστη ταχύτητα ρεύματος και σημαντικό ύψος κύματος για τα έτη 2000 έως 2018.

Έτος	Μέγιστη ταχύτητα ρεύματος (m/s)	Μέγιστο σημαντικό ύψος κύματος (m)
2000	2,086	5,371
2001	2,047	5,998
2002	1,699	5,112
2003	2,092	5,370
2004	1,654	5,329
2005	1,597	5,230
2006	1,963	4,541
2007	1,342	4,668
2008	1,043	3,828
2009	0,979	4,375
2010	1,031	5,625
2011	1,128	5,000
2012	0,797	4,922
2013	0,155	- ¹
2014	0,861	5,391
2015	0,920	5,156
2016	0,838	4,453
2017	1,052	4,219
2018	0,995	4,417

¹ Δεν βρέθηκαν αξιόπιστες μετρήσεις του σημαντικού ύψους κύματος για αυτό το έτος

4.3.3.1 Διαδικασία υπολογισμού

Λαμβάνοντας υπόψιν τα δεδομένα από το ΕΛ.ΚΕ.Θ.Ε [Ελληνικό Κέντρο Θαλάσσιων Ερευνών, 2005] αλλά και την επεξεργασία των αποτελεσμάτων από την διπλωματική εργασία του [Κούνε, 2018], προέκυψαν οι μέγιστες τιμές ταχύτητας ρεύματος και ύψους κύματος για $t=50$ χρόνια, οι οποίες είναι ίσες με $u=2,45$ m/s και $H=5,93$ m. Κατ' αντιστοιχία προέκυψε και η μέση τιμή της φασματικής περιόδου στην κορυφή του φάσματος (wave period at spectral peak), ίση με $T=4,63$ sec.

Με γνωστή την περίοδο κύματος καθώς και την ταχύτητα ρευμάτων και το ύψος κυμάτων στη περιοχή της κατασκευής υπολογίζεται η επίδραση της κίνησης της υδάτινης μάζας στην περίοδο κύματος. Προκύπτει η φαινόμενη περίοδος T_{app} από τις εξισώσεις Εξ.(4-23), Εξ.(4-24), Εξ. (4-25).

$$\frac{\lambda}{T} = \frac{\lambda}{T_{app}} + V_1 \quad (4-23)$$

$$T_{app}^2 = \frac{2\pi\lambda}{g \tanh(2\pi d / \lambda)} \quad (4-24)$$

$$V_1 = \frac{(4\pi / \lambda)}{\sinh(4\pi d / \lambda)} \int_{-d}^0 U_c(z) \cosh\left[\frac{4\pi(z+d)}{\lambda}\right] dz \quad (4-25)$$

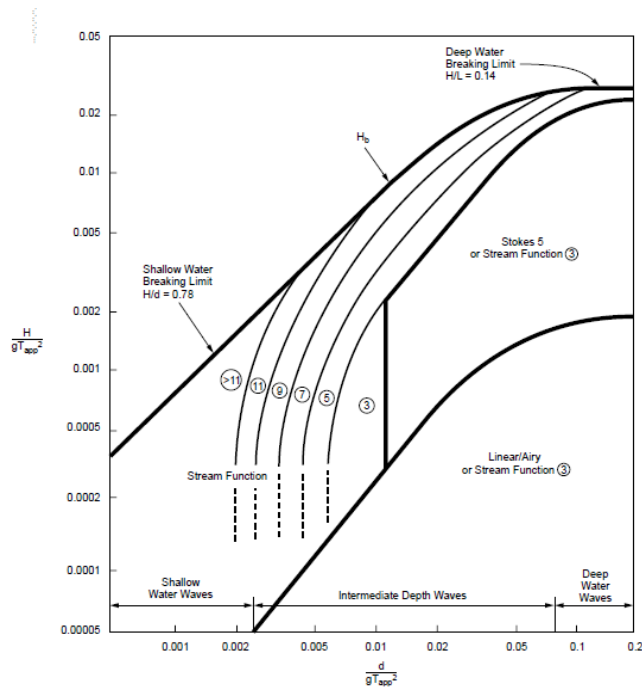
Όπου:

- d: Το βάθος του πυθμένα.
- λ : Το μήκος κύματος.
- V_1 : Η ενεργός ταχύτητα του ρεύματος στην διεύθυνση του κύματος.
- z: Υψόμετρο μετρούμενο από την στάθμη ηρεμούντος ύδατος (Σ.Η.Υ.)
- U_c : Συνιστώσα της καθ' ύψος κατανομής της ταχύτητας ρεύματος στην διεύθυνση διάδοσης κύματος.

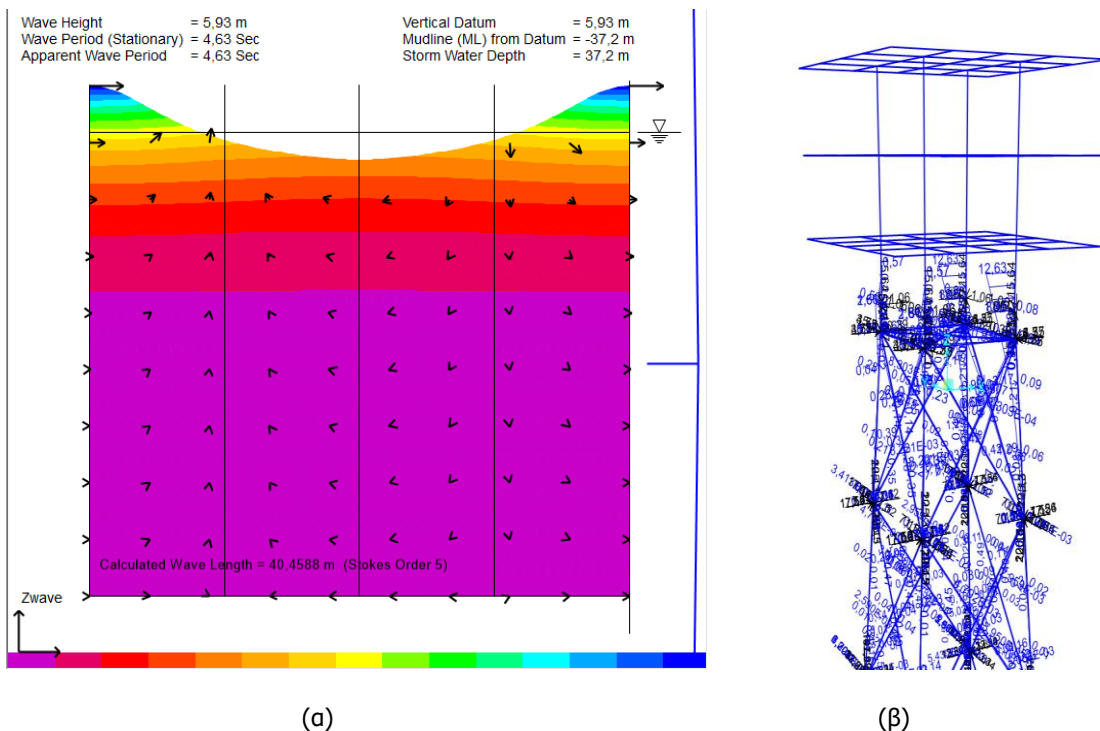
Στη συνέχεια γίνεται εφαρμογή της κατάλληλης θεωρίας κύματος με βάση το Σχήμα 4.9. Για $d = 37,20$ m είναι $T_{app} = 5,88$ s, $H/gT_{app}^2 = 0,028$ και $d/gT_{app}^2 = 0,176$, επομένως καταλληλότερη είναι η θεωρία Stokes 5^{ης} τάξεως. Για τους παραπάνω υπολογισμούς θεωρήθηκε πως η διεύθυνση διάδοσης του κύματος συμπίπτει με την διεύθυνση της ταχύτητας του ρεύματος. Επιπλέον αγνοήθηκε η μείωση της ταχύτητας ρεύματος, που προκαλεί η κατασκευή στην περιοχή σε σχέση με τις συνθήκες ανοιχτής θάλασσας, παρεμποδίζοντας την ελεύθερη κίνηση των υδάτινων σωματιδίων και δημιουργώντας απόκλιση της ροής. Καθορίζεται επιπλέον ο κινηματικός παράγοντας κύματος μέσω του οποίου λαμβάνονται υπ' όψη οι αλλαγές στη φορά διάδοσης του κύματος, ανωμαλίες στο σχήμα της διατομής του, καθώς και η υπερεκτίμηση των δυνάμεων κυμάτων που προκαλεί η υπόθεση διάδοσης κυματισμών σε μία διεύθυνση. Λαμβάνεται εδώ ίσος με 1 υπέρ της ασφάλειας. Με εφαρμογή της θεωρίας Stokes 5^{ης} τάξεως υπολογίζεται η καθ' ύψος κατανομή ταχυτήτων και επιταχύνσεων των υδάτινων σωματιδίων οι οποίες πολλαπλασιάζονται με τον κινηματικό παράγοντα κύματος.

Υπολογίζεται επιπλέον η μεταβολή της κατανομής ταχυτήτων στην υδάτινη μάζα λόγω ρευμάτων με βάση το ύψος του κύματος σε κάθε σημείο. Για το σκοπό αυτό επιλύεται με επαναληπτική διαδικασία η Εξ. (4-26) Η τελική εικόνα και τα χαρακτηριστικά του κύματος που προκύπτουν, καθώς και οι ταχύτητες των υδάτινων σωματιδίων παρουσιάζονται στην (Εικόνα 4.3).

$$z = z' + n \cdot \frac{\sinh(2\pi(z' + d) / \lambda_n)}{\sinh(2\pi d / \lambda_n)} \quad (4-26)$$



Σχήμα 4.9 Πεδίο εφαρμογής των διάφορων θεωριών κύματος συναρτήσει του βάθους d , ύψους κύματος H , και φαινόμενης περιόδου T_{app} [RECOMMENDED PRACTICE, DNV-RP-C205, 2010]



Εικόνα 4.3 α) Διάγραμμα κύματος και διανύσματα ταχυτήτων υδάτινων σωματιδίων λαμβάνοντας υπ' όψη την ταχύτητα ρεύματος και β) Κύμα κατά τη διεύθυνση x

Η ταχύτητα των ρευμάτων στην περιοχή της κατασκευής είναι μειωμένη σε σχέση με την αντίστοιχη σε συνθήκες ανοιχτής θάλασσας, αφού αυτή παρεμποδίζει την ελεύθερη κίνηση των υδάτινων σωματιδίων και προκαλεί απόκλιση της ροής. Η αλλαγή αυτή της ταχύτητας λαμβάνεται υπ' όψη μέσω μειωτικού συντελεστή που για κατασκευές τύπου Jacket με τέσσερα υποστυλώματα είναι ίσος με 0,8 [API RECOMMENDED PRACTICE 2A-WSD, 2000]. Οι τελικές ταχύτητες υδάτινων σωματιδίων λόγω κυμάτων και ρευμάτων που βρέθηκαν αθροίζονται διανυσματικά και η δύναμη που ασκείται σε κάθε βυθισμένο μέλος του φορέα υπολογίζεται για μέλη με κυκλική διατομή με εφαρμογή της εξίσωσης Morison Εξ.(4-27):

$$F = F_D + F_I = C_D \frac{w}{2g} AU |U| + C_m \frac{w}{g} V \frac{dU}{dt} \quad (4-27)$$

Όπου:

F: Υδροδυναμική δύναμη ανά μονάδα μήκους, ασκούμενη κάθετα στον διαμήκη άξονα του μέλους.

F_D: Δύναμη αντίστασης ανά μονάδα μήκους.

F_I: Αδρανειακή δύναμη ανά μονάδα μήκους.

C_D: Συντελεστής αντίστασης.

A: Προβολή της επιφάνειας του μέλους κάθετα στον διαμήκη άξονά του.

V: Εκτόπισμα μέλους ανά μονάδα μήκους.

U: Συνιστώσα της ταχύτητας υδάτινου σωματιδίου που δρα κάθετα στον διαμήκη άξονα του μέλους.

C_m: Συντελεστής αδράνειας.

Το SAP2000 δίνει στον χρήστη την δυνατότητα αυτόματης επίλυσης των παραπάνω μετά από εισαγωγή των απαραίτητων δεδομένων [Computers & Structures Inc. , 2011]. Ορίζεται η διεύθυνση κύματος, η αρχική θέση της κορυφής του στο καθολικό σύστημα συντεταγμένων και ο αριθμός των θέσεων της κορυφής του κύματος για τον οποίο θα γίνει επίλυση, ώστε να βρεθούν τα φορτία στην κατασκευή για επαρκές εύρος θέσεων της κορυφής του κύματος στην εκάστοτε διεύθυνση διάδοσης.

4.3.4 Σεισμικό φορτίο

4.3.4.1 Γενικά

Τα σεισμικά φορτία αποτελούν την κυριότερη δράση επί της κατασκευής για αυτή τη μελέτη. Κατά την διάρκεια ενός σεισμού αναπτύσσονται στην κατασκευή οριζόντια και κατακόρυφα αδρανειακά φορτία, προκαλούμενα από την διέγερση της λόγω των εδαφικών επιταχύνσεων. Θεωρούνται σημαντικότερες και λαμβάνονται υπόψιν στο σχεδιασμό οι οριζόντιες σεισμικές δυνάμεις ενώ οι κατακόρυφες θα θεωρηθούν αμελητέες. Επιπλέον, μέσω δοκιμών προέκυψε πως η επίδραση της μάζας νερού εντός και γύρω από τα βυθισμένα μέλη έχει ασήμαντη επίδραση στην σεισμική συμπεριφορά και τις αναπτυσσόμενες δυνάμεις. Η διαδικασία υπολογισμού των σεισμικών δράσεων απαιτεί σε πρώτο στάδιο τον καθορισμό των εδαφικών συνθηκών στην περιοχή της κατασκευής, αφού η απόκριση της και οι δράσεις που θα αναπτυχθούν εξαρτώνται σε μεγάλο βαθμό από το έδαφος θεμελίωσης. Επιπροσθέτως, κατά τον Ελληνικό αντισεισμικό κανονισμό ΕΑΚ2000 αλλά και τον Ευρωκώδικα 8 καθορίζονται τρεις ζώνες σεισμικής επικινδυνότητας Z1, Z2 και Z3 με μέγιστη εδαφική επιτάχυνση αναφοράς 0,16g, 0,24g και 0,36g αντίστοιχα. Με την υπόθεση ότι η κατασκευή ανήκει στη ζώνη Z2 και για κατηγορία εδάφους C, λαμβάνονται οι παράμετροι του Πίνακα 4.5.

Πίνακας 4.5 Επιτάχυνση αναφοράς και παράμετροι φάσματος απόκρισης για ζώνη Z2 και κατηγορία εδάφους C

$a_{gR}(g)$	$T_B(sec)$	$T_C(sec)$	$T_D(sec)$	S
0,240	0,20	0,60	2,50	1,15

4.3.4.2 Συντελεστής σπουδαιότητας

Για κατασκευές μεγάλης αξίας ή σπουδαιότητας, οι τιμές 0,16g, 0,24g και 0,36g πολλαπλασιάζονται με το συντελεστή σπουδαιότητας γ_I . Οι κατασκευές κατατάσσονται σε τέσσερις κατηγορίες σπουδαιότητας ανάλογα με τις κοινωνικοοικονομικές συνέπειες που μπορεί να έχει μία ενδεχόμενη καταστροφή ή διακοπή της λειτουργίας τους. Σε κάθε κατηγορία σπουδαιότητας αντιστοιχεί μια τιμή του συντελεστή σπουδαιότητας γ_I .

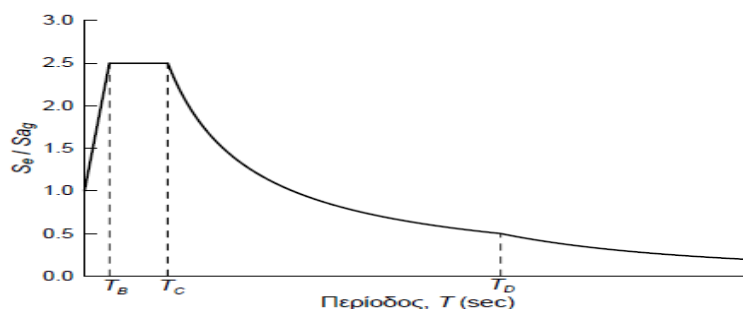
Πίνακας 4.6 Τιμές συντελεστή σπουδαιότητας γ_I κατά EC8

Κατηγορία σπουδαιότητας		Συντελεστής σπουδαιότητας γ_I	Είδος κατασκευής
I	Μικρή σπουδαιότητα	0.8	Κτίρια με μικρή σημασία για την δημόσια ασφάλεια (π.χ αγροτικά κτίρια)
II	Συνήθης σπουδαιότητα	1.0	Συνήθεις κατασκευές που δεν ανήκουν σε κάποια από τις υπόλοιπες κατηγορίες
III	Μεγάλη σπουδαιότητα	1.2	Κτίρια των οποίων η κατάρρευση θα επιφέρει σημαντικές επιπτώσεις (π.χ σχολεία, χώροι συνάθροισης κοινού)
IV	Πολύ μεγάλη σπουδαιότητα	1.4	Κτίρια ζωτικής σημασίας για την προστασία του κοινού (νοσοκομεία, πυροσβεστικοί σταθμοί, ηλεκτρικοί σταθμοί)

Λόγω της σπουδαιότητας της κατασκευής, καθώς πρόκειται για μία θαλάσσια μεταλλική πλατφόρμα, η οποία πρόκειται να λειτουργήσει ως κατασκευή για εξόρυξη και αποθήκευση πετρελαίου, κρίνεται σημαντική η απρόσκοπτη λειτουργία της ακόμη και σε συνθήκες έντονης σεισμικής φόρτισης, συνεπώς λαμβάνεται η κατηγορία IV με μία προσαύξηση του συντελεστή σπουδαιότητας από 1.4 σε 1.5 με αποτέλεσμα η φασματική επιτάχυνση να είναι ίση με: $a_g = \gamma_{IV} \cdot a_{gR} = 1.5 \cdot 0,24g = 0,36g$.

4.3.4.3 Ελαστικό φάσμα EK8

Για τον προσδιορισμό της φασματικής επιτάχυνσης περιγράφονται στον EK8 δύο τύποι ελαστικών φασμάτων απόκρισης εδαφικής επιτάχυνσης. Το φάσμα τύπου 2 χρησιμοποιείται όταν η πλειοψηφία των σεισμών που συμβάλουν στον καθορισμό της σεισμικής επικινδυνότητας έχουν επιφανειακό μέγεθος $M_s \leq 5,5$. Παρακάτω χρησιμοποιήθηκε το φάσμα τύπου 1, η μορφή του οποίου δίνεται στο Σχήμα 4.10.



Σχήμα 4.10 Μορφή ελαστικού φάσματος σχεδιασμού EK8 τύπου 1 [EN1998-1, 2004]

$$Se(T) = a_g \cdot S \cdot n \cdot 2,5 \left[\frac{T_c}{T} \right] \text{ για } T_c \leq T \leq T_D \quad (4-28)$$

Όπου:

$Se(T)$ είναι η ελαστική φασματική επιτάχυνση του σχεδιασμού

T είναι η περίοδος ταλάντωσης ενός γραμμικού συστήματος μιας ελεύθερης κίνησης

a_g είναι η εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού σε έδαφος κατηγορίας A

T_B είναι η περίοδος κάτω ορίου του κλάδου σταθερής φασματικής επιτάχυνσης

T_C είναι η περίοδος άνω ορίου του κλάδου σταθερής φασματικής επιτάχυνσης

T_D είναι η τιμή της περιόδου, που ορίζεται ως έναρξη της σταθερής μετακίνησης του φάσματος

S είναι ο συντελεστής εδάφους

$$n = \sqrt{\frac{10}{5 + \zeta}} \geq 0,55, \text{ ο συντελεστής απόσβεσης και } \zeta \text{ η απόσβεση της κατασκευής}$$

Η κατασκευή θεμελίωσης και επομένως όλος ο φορέας θα σχεδιαστεί για ελαστική συμπεριφορά, θεωρώντας $q = 1,5$.

4.4 Συνδυασμοί δράσεων

Έχουν προσδιοριστεί για την κατασκευή οι χαρακτηριστικές τιμές των δράσεων που επιβάλλονται σε αυτή. Για τις δράσεις αυτές εξετάζεται αν η κατασκευή πληροί τα κριτήρια σχεδιασμού της με τον έλεγχο της στις οριακές καταστάσεις, πέραν των οποίων θεωρείται πως η κατασκευή ή μέρος της δεν ικανοποιεί τις απαιτήσεις ασφαλείας ή τις προϋποθέσεις για την σωστή λειτουργία της. Χωρίζονται σε δύο κατηγορίες:

- Τις οριακές καταστάσεις αστοχίας, που αφορούν την ασφάλεια των χρηστών, της κατασκευής και σε ειδικές περιπτώσεις την ασφάλεια του περιεχομένου που στεγάζει.
- Τις οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας, που αφορούν την σωστή λειτουργία της κατασκευής, την ασφάλεια και άνεση των χρηστών καθώς και την εξωτερική εμφάνιση της.

Για τον έλεγχο της κατασκευής στις καταστάσεις αυτές, οι χαρακτηριστικές τιμές των φορτίων πολλαπλασιάζονται με αυξητικούς συντελεστές ασφαλείας και συνδυάζονται κατάλληλα με σκοπό να καλυφθούν οι ακραίες περιπτώσεις φόρτισης, που είναι πιθανό να εμφανιστούν στην διάρκεια ζωής της κατασκευής. Κατά τον συνδυασμό τους οι δράσεις πολλαπλασιάζονται επιπλέον με συντελεστές συνδυασμού, μέσω των οποίων λαμβάνεται υπ' όψη η μειωμένη πιθανότητα ταυτόχρονης εμφάνισης των ακραίων τιμών των δράσεων. Οι τιμές των συντελεστών ασφαλείας και των συντελεστών συνδυασμού δίνονται στον Πίνακα 4.7 και στον

Πίνακα 4.8 αντίστοιχα.

Πίνακας 4.7 Συντελεστές ασφαλείας δράσεων στις οριακές καταστάσεις αστοχίας και λειτουργικότητας.

Συντελεστής ασφαλείας	Οριακή κατάσταση αστοχίας	Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας
γ_G	1,35	1,00
γ_Q	1,50	1,00

Πίνακας 4.8 Συντελεστές ψ για το συνδυασμό δράσεων

Δράση	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Κινητό ορόφων	0,7	0,5	0,3
Κινητό οροφής	0,0	0,0	0,0
Άνεμος	0,6	0,2	0,0
Κύματα	0,6	0,2	0,0

4.4.1 Συνδυασμοί δράσεων για Οριακή Κατάσταση Αστοχίας

Στην οριακή κατάσταση αστοχίας εξετάζεται η αστοχία της κατασκευής λόγω υπερβολικών παραμορφώσεων, θραύσης, μετατροπής της κατασκευής ή μέρους της σε μηχανισμό και καθολικής ή τοπικής αστάθειας. Εξετάζονται οι ακόλουθοι συνδυασμοί δράσεων [EN1991-1, ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑΣ 1]:

Για καταστάσεις διαρκείας ή παροδικές

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (4-29)$$

Για καταστάσεις σεισμού

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_{Ed} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (4-30)$$

Όπου χρησιμοποιούνται οι ακόλουθοι συμβολισμοί:

"+":	Επαλληλία δράσεων
$G_{k,j}$:	Χαρακτηριστική τιμή των μόνιμων δράσεων
P:	Χαρακτηριστική τιμή της προέντασης
$Q_{k,1}$:	Χαρακτηριστική τιμή της επικρατέστερης μεταβλητής δράσης
$Q_{k,i}$:	Χαρακτηριστική τιμή των λοιπών μεταβλητών δράσεων
A_{Ed} :	Τιμή σχεδιασμού της σεισμικής δράσης

Για την παρουσίαση των συνδυασμών των δράσεων ακολουθούνται οι συντομογραφίες των φορτίων σύμφωνα με το εγχειρίδιο χρήσης του λογισμικού SAP2000 , όπου είναι:

Ίδιο βάρος:	DL (Dead load)
Πρόσθετο μόνιμο:	SD (Super dead)
Κινητό:	LL (Live load)
Άνεμος:	WI (Wind load)
Κύμα:	WA (Wave load)
Κινητό φορτίο ελικοπύρου:	LLH (Live load Helicopter)
Σεισμός:	E (Seismic load)

Με εφαρμογή της Εξ.(4-29) προκύπτουν οι παρακάτω συνδυασμοί δράσεων για την οριακή κατάσταση αστοχίας:

$$1,35 \cdot (DL + SD) + 1,5 \cdot LL \quad (4-31)$$

$$1,35 \cdot (DL + SD) + 1,5 \cdot LL + 1,5 \cdot 0,6 \cdot (WI + WA) \quad (13 \text{ συνδυασμοί}) \quad (4-32)$$

$$1,35 \cdot (DL + SD) + 1,5 \cdot WI + 1,5 \cdot 0,6 \cdot WA + 1,5 \cdot 0,7 \cdot LL \quad (14 \text{ συνδυασμοί}) \quad (4-33)$$

$$1,35 \cdot (DL + SD) + 1,5 \cdot WA + 1,5 \cdot 0,6 \cdot WI + 1,5 \cdot 0,7 \cdot LL \quad (13 \text{ συνδυασμοί}) \quad (4-34)$$

$$1,35 \cdot (DL + SD) + 1,5 \cdot LLH + 1,5 \cdot 0,7 \cdot LL + 1,5 \cdot 0,6 \cdot (WI + WA) \quad (6 \text{ συνδυασμοί}) \quad (4-35)$$

Με εφαρμογή της Εξ.(4-30) προκύπτουν οι παρακάτω σεισμικοί συνδυασμοί :

$$1,00 \cdot (DL + SD) + 0,3 \cdot LL \pm Ex \pm 0,3Ey \quad (4 \text{ συνδυασμοί}) \quad (4-36)$$

$$1,00 \cdot (DL + SD) + 0,3 \cdot LL \pm Ey \pm 0,3Ex \quad (4 \text{ συνδυασμοί}) \quad (4-37)$$

4.4.2 Συνδυασμοί δράσεων για Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας

Στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας ορίζονται οι εξής συνδυασμοί δράσεων:

Χαρακτηριστικός συνδυασμός

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (4-38)$$

$$1,00 \cdot (DL + SD) + 1,00 \cdot LL + 0,6 \cdot (WI + WA) \quad (6 \text{ συνδυασμοί}) \quad (4-39)$$

$$1,00 \cdot (DL + SD) + 1,00 \cdot WI + 0,7 \cdot LL + 0,6 \cdot WA \quad (4 \text{ συνδυασμοί}) \quad (4-40)$$

$$1,00 \cdot (DL + SD) + 1,00 \cdot WA + 0,7 \cdot LL + 0,6 \cdot WI \quad (4 \text{ συνδυασμοί}) \quad (4-41)$$

Συχνός συνδυασμός

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (4-42)$$

$$1,00 \cdot (DL + SD) + 0,5 \cdot LL \quad (4-43)$$

$$1,00 \cdot (DL + SD) + 0,2 \cdot WI + 0,3 \cdot LL \quad (4-44)$$

$$1,00 \cdot (DL + SD) + 0,2 \cdot WA + 0,3 \cdot LL \quad (4-45)$$

Οιονεί μόνιμος συνδυασμός

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (4-42)$$

$$1,00 \cdot (DL + SD) + 0,3 \cdot LL \quad (4-43)$$

5 ΑΝΑΛΥΣΕΙΣ

5.1 Γενικά

Πραγματοποιείται γραμμική στατική ανάλυση υπό τα μόνιμα και τα ωφέλιμα φορτία και τα μέλη της θαλάσσιας μεταλλικής πλατφόρμας διαστασιολογούνται σύμφωνα με τις διατάξεις του Ευρωκώδικα 3 EN1993 [EN1993-1, Ευρωκώδικας 3] για τους συνδυασμούς σε Οριακή Κατάσταση Αστοχίας και Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας. Οι εσωτερικές δυνάμεις που οφείλονται σε σεισμική φόρτιση υπολογίζονται με τη συμβατική μέθοδο της Δυναμικής Φασματικής Ανάλυσης, όπου ο αριθμός των ιδιομορφών ταλάντωσης που λαμβάνονται σε κάθε κατεύθυνση είναι τέτοιος, ώστε το άθροισμα της ενεργούς μάζας να αποτελεί τουλάχιστον το 90% της συνολικής μάζας.

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8, τα σεισμικά αποτελέσματα και τα αποτελέσματα των μη σεισμικών δράσεων που περιλαμβάνονται στους σεισμικούς συνδυασμούς, μπορούν να υπολογιστούν με βάση τη γραμμική – ελαστική συμπεριφορά του φορέα. Μπορεί λοιπόν να χρησιμοποιηθεί ένας από τους ακόλουθους δύο τύπους γραμμικής – ελαστικής ανάλυσης:

- Μέθοδος ανάλυσης οριζόντιας φόρτισης (στατική μέθοδος)
- Ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης (δυναμική μέθοδος)

Η Δυναμική Φασματική Ανάλυση επιλέχθηκε ως μέθοδος «ισοδύναμης» γραμμικής ανάλυσης. Η δυναμική φασματική μέθοδος περιλαμβάνει πλήρη ιδιομορφική ανάλυση του συστήματος και υπολογισμό της μέγιστης σεισμικής απόκρισης για κάθε ιδιομορφή ταλάντωσης. Με τη μέθοδο αυτή υπολογίζονται οι πιθανές ακραίες τιμές τυχόντος μεγέθους απόκρισης με τετραγωνική επαλληλία των ιδιομορφικών τιμών του υπόψη μεγέθους. Οι ιδιομορφές είναι ανεξάρτητες της φόρτισης και εξαρτώνται μόνο από το μητρώο μάζας [m] και το μητρώο ακαμψίας της κατασκευής [K]. Επειδή η χρήση των φασμάτων δίνει μέγιστες τιμές, οι οποίες προφανώς δεν συμβαίνουν ταυτόχρονα και αφετέρου δεν έχουν κατ' ανάγκη το ίδιο πρόσημο, οι συμμετοχές των ιδιομορφών σε κάποιο μέγεθος X συνδυάζονται με έναν εκ των παρακάτω τρόπων:

- SRSS: Square Root of the Sum of Squares
- CQC: Complete Quadratic Combination

Στο πρόγραμμα ορίστηκε το φάσμα σχεδιασμού όπως περιεγράφηκε αναλυτικά στην παράγραφο §4.3.4 με συντελεστή συμπεριφοράς $q=1,5$ για όλο τον φορέα. Επίσης ορίστηκαν στα load cases οι συνιστώσες QuakeX (Response Spectrum) και QuakeY (Response Spectrum) και για τον σύνδεση των ιδιομορφών εφαρμόστηκε ο κανόνας της απλής τετραγωνικής επαλληλίας, γνωστός και ως SRSS.

Κατά την επίλυση και διαστασιολόγηση του φορέα ορίζονται 50 ιδιομορφές έτσι ώστε το άθροισμα των δρῶσων ιδιομορφικών μαζών να φτάσει στο 90% της συνολικής ταλαντούμενης μάζας του συστήματος. Απαιτήθηκαν 50 ιδιομορφές, διότι η επιρροή των γραμμικών ελατηρίων ήταν σημαντική λόγω της αλληλεπίδρασης του εδάφους με την κατασκευή (κεφάλαιο γεωτεχνικού σχεδιασμού) Συνολική ταλαντούμενη μάζα είναι η μάζα άνωθεν της διεπιφάνειας κατασκευής- εδάφους, η οποία υφίσταται ελεύθερη μετατόπιση κατά την θεωρούμενη διεύθυνση υπολογισμού. Δρώσα ιδιομορφική μάζα είναι το μέρος της συνολικής ταλαντούμενης μάζας που ενεργοποιείται για κάθε ιδιομορφή ταλάντωσης.

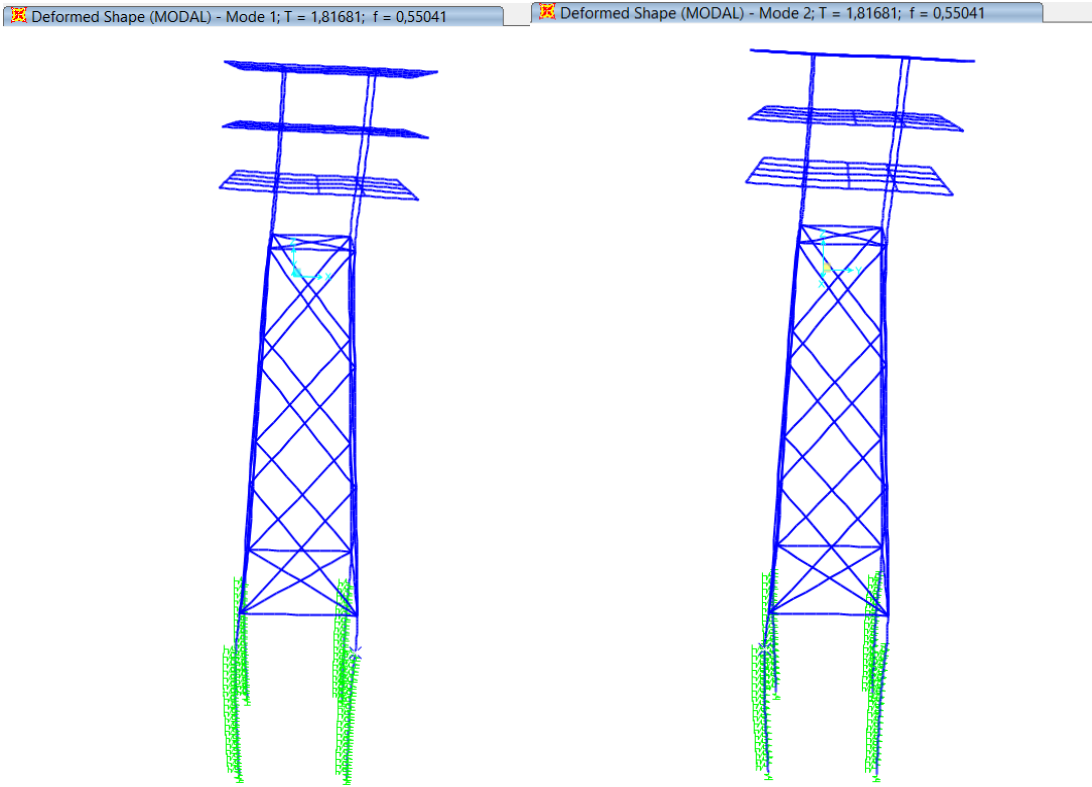
5.2 Ιδιομορφική και δυναμική φασματική ανάλυση

Παρακάτω παρουσιάζονται ενδεικτικά τα αποτελέσματα των 10 πρώτων ιδιομορφών για την περίπτωση της κατασκευής με τα τρία καταστρώματα (Production deck, Cellar deck και Helideck). Η πρώτη και η δεύτερη ιδιομορφή είναι μεταφορικές, ενώ η τρίτη είναι περιστροφική και για τις δύο διευθύνσεις.

Πίνακας 5.1 Χαρακτηριστικά ιδιομορφών ταλάντωσης της κατασκευής

StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
1	1,817	0,788	0,003	0,000	0,788	0,003	0,000	0,001	0,197	0,000	0,001	0,197	0,000
2	1,817	0,003	0,788	0,000	0,791	0,791	0,000	0,197	0,001	0,000	0,198	0,198	0,000
3	1,361	0,000	0,000	0,000	0,791	0,791	0,000	0,000	0,000	0,701	0,198	0,198	0,701
4	0,495	0,074	0,007	0,000	0,865	0,798	0,000	0,015	0,150	0,000	0,213	0,348	0,701
5	0,495	0,007	0,074	0,000	0,872	0,872	0,000	0,150	0,015	0,000	0,363	0,363	0,701
6	0,419	0,000	0,000	0,000	0,872	0,872	0,000	0,000	0,000	0,103	0,363	0,363	0,803
7	0,321	0,000	0,000	0,556	0,872	0,872	0,556	0,000	0,000	0,000	0,363	0,363	0,803
8	0,314	0,007	0,001	0,000	0,879	0,873	0,556	0,002	0,026	0,000	0,365	0,389	0,803
9	0,314	0,001	0,007	0,000	0,880	0,880	0,556	0,026	0,002	0,000	0,391	0,391	0,803
10	0,301	0,000	0,000	0,000	0,880	0,880	0,556	0,000	0,000	0,000	0,391	0,391	0,803

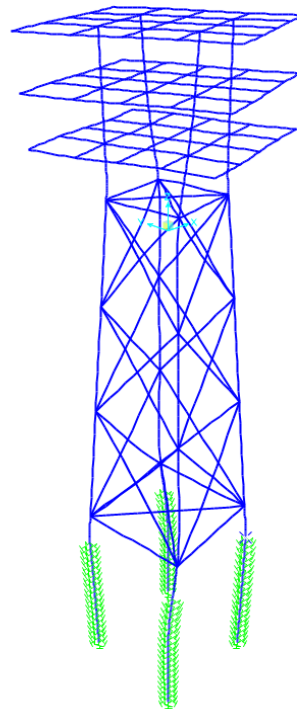
Σύμφωνα με τον Πίνακα 5.1 παρατηρείται ότι η πρώτη ιδιομορφή είναι δεσπόζουσα κατά τη διεύθυνση x με πρώτη ιδιοπερίοδο ταλάντωσης της κατασκευής $T_1=1,817$ sec και δρώσα ιδιομορφική μάζα $m_x^*=78,8\%$. Η δεύτερη ιδιομορφή είναι δεσπόζουσα κατά τη διεύθυνση y με ιδιοπερίοδο ταλάντωσης της κατασκευής $T_2=1,817$ sec και δρώσα ιδιομορφική μάζα $m_y^*=79,1\%$ και η τρίτη είναι η στρεπτική ιδιομορφή με ιδιοπερίοδο ταλάντωσης της κατασκευής ίση με $T_3=1,361$ sec και δρώσα ιδιομορφική μάζα $m_{rz}^*=70,1\%$. Επίσης, διαπιστώνεται ότι και η τέταρτη ιδιομορφή είναι η δεύτερη κύρια κατά τη x διεύθυνση με έντονη την επιρροή της στροφής περί τον άξονα y . Αντιστοίχως, η πέμπτη ιδιομορφή είναι η δεύτερη κύρια κατά τη y διεύθυνση με έντονη την επιρροή της στροφής περί τον άξονα x , όπως συμβαίνει και με την δεύτερη ιδιομορφή, η οποία είναι κύρια κατά y . Επιπλέον, πραγματοποιείται ιδιομορφική ανάλυση, οπότε και δυναμική ανάλυση φάσματος απόκρισης για την περίπτωση της κατασκευής μόνο με τα δύο καταστρώματα (Production deck και Helideck) σύμφωνα με την επιστημονική εργασία του [Abdel Raheem, 2013], τα αποτελέσματα της οποίας παρουσιάζονται στη συνέχεια.



(α) 1^η ιδιομορφή κατά x με $T_1=1,817$ sec

(β) 2^η ιδιομορφή κατά y με $T_2=1,817$ sec

Deformed Shape (MODAL) - Mode 3; T = 1,36148; f = 0,7345



(γ) 3^η ιδιομορφή στρεπτική με $T_3=1,361$ sec

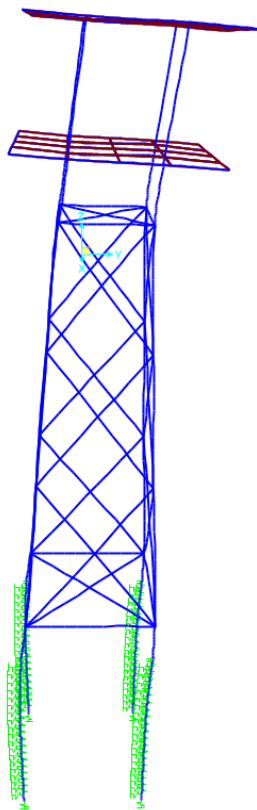
Εικόνα 5.1 Ιδιομορφές και ιδιοπερίοδοι ταλάντωσης της κατασκευής

Παρακάτω παρουσιάζονται ενδεικτικά τα αποτελέσματα των 10 πρώτων ιδιομορφών για την περίπτωση της κατασκευής με τα δύο καταστρώματα (Production deck και Helideck). Η πρώτη και η δεύτερη ιδιομορφή είναι μεταφορικές, ενώ η τρίτη είναι περιστροφική και για τις δύο διευθύνσεις όπως και για την ανωτέρω ανάλυση.

Πίνακας 5.2 Χαρακτηριστικά ιδιομορφών ταλάντωσης της κατασκευής με τα δύο καταστρώματα

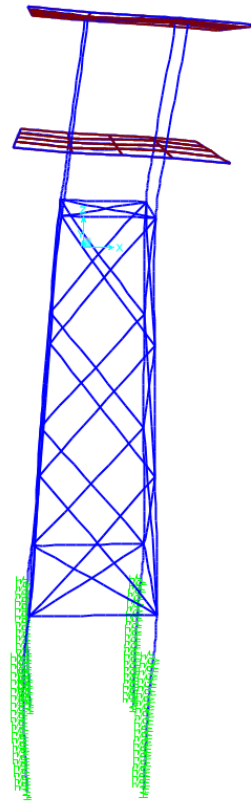
StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
1	1,568	0,020	0,684	0,000	0,020	0,684	0,000	0,257	0,008	0,000	0,257	0,008	0,000
2	1,568	0,684	0,020	0,000	0,705	0,705	0,000	0,008	0,257	0,000	0,264	0,264	0,000
3	1,165	0,000	0,000	0,000	0,705	0,705	0,000	0,000	0,000	0,590	0,264	0,264	0,590
4	0,557	0,070	0,038	0,000	0,775	0,743	0,000	0,023	0,042	0,000	0,287	0,306	0,590
5	0,557	0,038	0,070	0,000	0,812	0,812	0,000	0,042	0,023	0,000	0,329	0,329	0,590
6	0,488	0,000	0,000	0,000	0,812	0,812	0,000	0,000	0,000	0,127	0,329	0,329	0,717
7	0,319	0,009	0,008	0,000	0,821	0,821	0,000	0,032	0,033	0,000	0,361	0,362	0,717
8	0,319	0,008	0,009	0,000	0,829	0,829	0,000	0,033	0,032	0,000	0,394	0,394	0,717
9	0,313	0,000	0,000	0,401	0,829	0,829	0,401	0,000	0,000	0,000	0,394	0,394	0,717
10	0,306	0,000	0,000	0,000	0,829	0,829	0,401	0,000	0,000	0,000	0,394	0,394	0,717

Deformed Shape (MODAL) - Mode 1; T = 1,56829; f = 0,63764



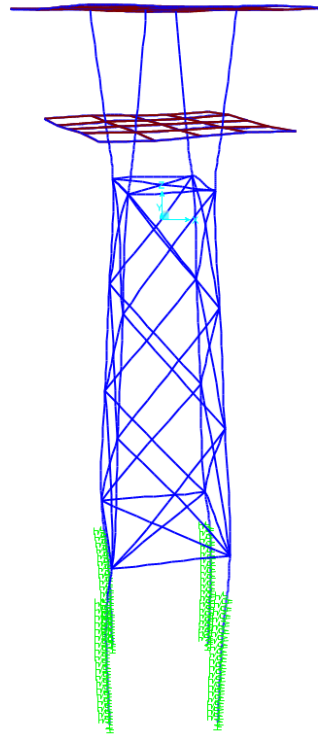
(α) 1η ιδιομορφή κατά γ με $T_1=1,568\text{sec}$

Deformed Shape (MODAL) - Mode 2; T = 1,56829; f = 0,63764



(β) 2η ιδιομορφή κατά γ με $T_2=1,568\text{ sec}$

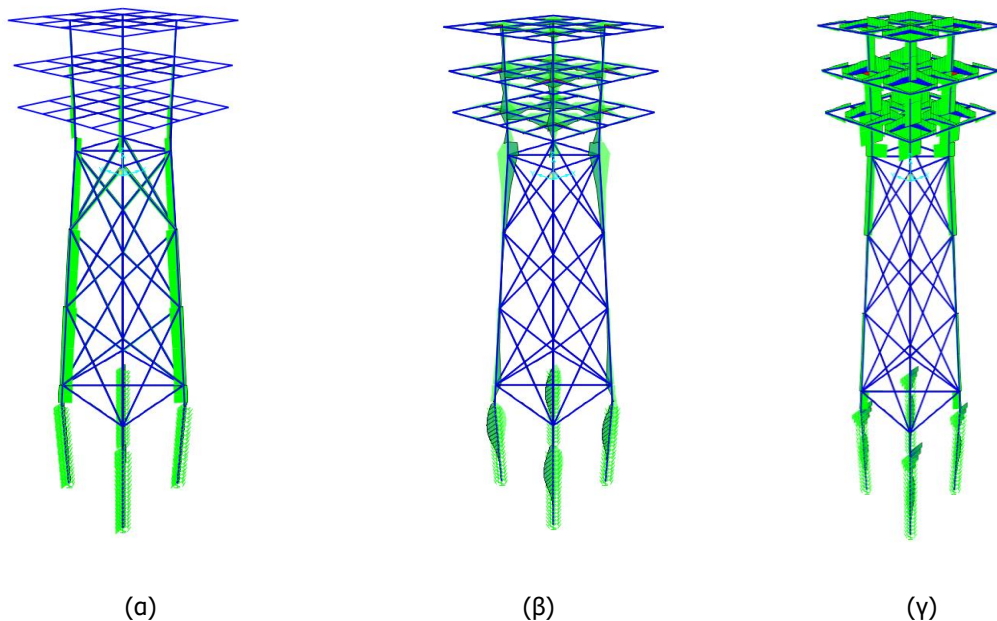
Deformed Shape (MODAL) - Mode 3; T = 1,1648; f = 0,85852

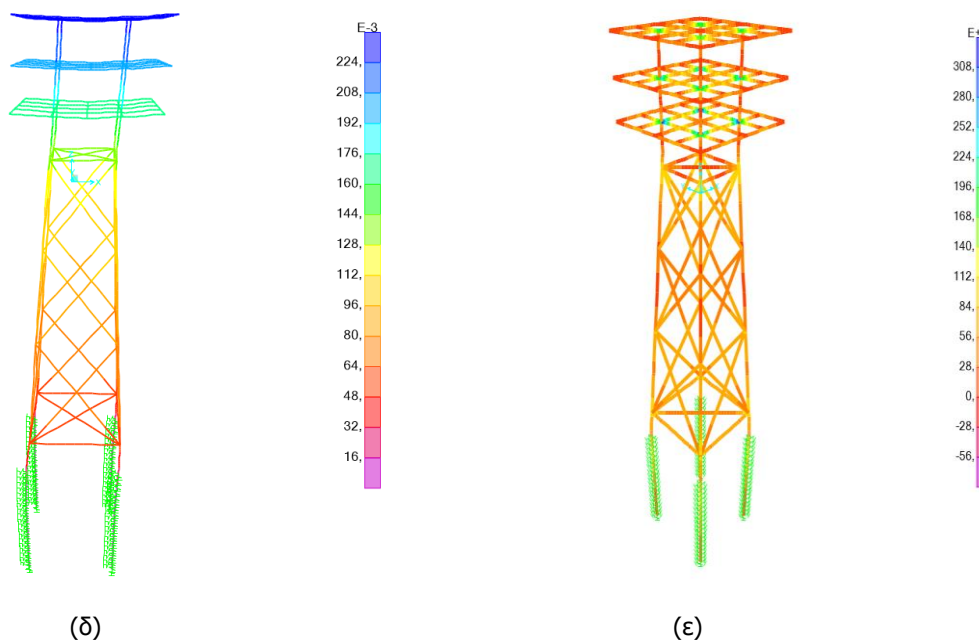


(γ) 3η ιδιομορφή στρεπτική με $T_3=1,165$ sec

Εικόνα 5.2 Ιδιομορφές και ιδιοπερίοδοι ταλάντωσης της κατασκευής με τα δύο καταστρώματα

Για τη Δυναμική Φασματική Ανάλυση της κατασκευής παρουσιάζονται παρακάτω επιλεκτικά τα σημαντικότερα διαγράμματα εντατικών μεγεθών των μελών του φορέα. Σημειώνεται πως τα διαγράμματα είναι ποιοτικά και υπό διαφορετική κλίμακα για κάθε συνδυασμό, επομένως είναι αντιπροσωπευτικά μόνο της κατανομής των εντατικών μεγεθών και όχι του μέτρου τους. Η παρουσίαση δε των αποτελεσμάτων αφορά μόνο την περίπτωση της κατασκευής με τα τρία καταστρώματα, αφού η μέθοδος είναι ίδια και για τις δύο κατασκευές.





Εικόνα 5.3 α) Περιβάλλουσα αξονικών δυνάμεων N, β) Περιβάλλουσα ροπών M33, γ) Περιβάλλουσα τεμνουσών δυνάμεων V22, δ) Μετακινήσεις κατά x, ε) τάσεις S11 συνδυασμό για envelope quake

Τα εντατικά μεγέθη, τα οποία αναπτύσσονται στην κατασκευή για το συνδυασμό της περιβάλλουσας των σεισμικών συνδυασμών (envelope quake) είναι παρατίθενται σε πίνακα:

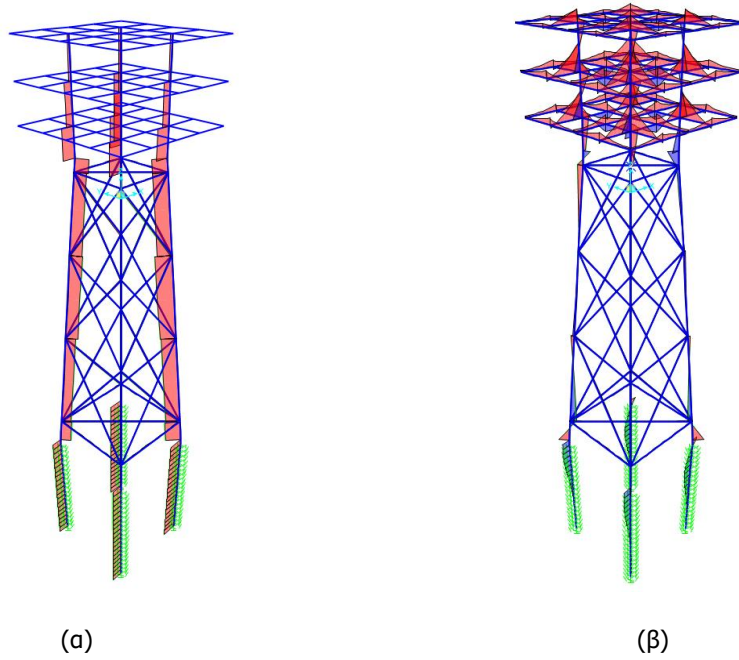
Πίνακας 5.3 Εντατικά μεγέθη σε διάφορα μέλη της κατασκευής

Envelope Quake							
Μέλος	$N_{max}(kN)$	$N_{min}(kN)$	$M33_{max}(kNm)$	$M33_{min}(kNm)$	$V22_{max}(kN)$	$V22_{min}(kN)$	$\delta(cm)$
Decks	0	0	795,75	-1315,55	478,91	-478,91	23,24
Jacket (top & bottom)	2491,75	-7649,89	1219,20 & 751,59	-1264,13 & -624,65	190,89	-505,78	14,34
piles	2451,24	-9670,24	1994 ,00	-1943,26	813,42	-813,42	3,47

5.3 Γραμμική στατική ανάλυση

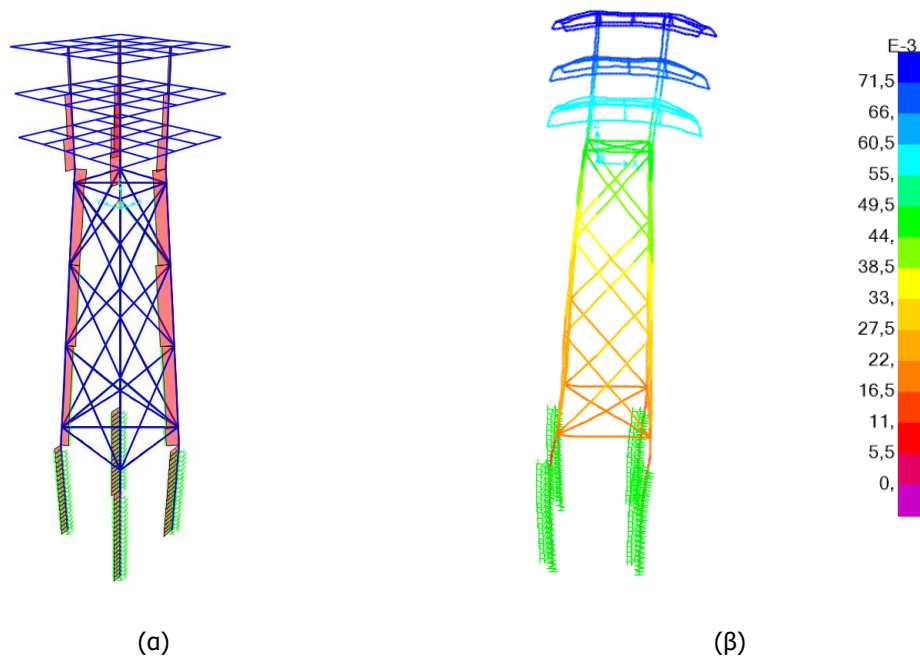
Πραγματοποιείται γραμμική στατική ανάλυση υπό τα μόνιμα και τα ωφέλιμα φορτία, τον άνεμο κατά τις διευθύνσεις x και y αλλά και το κύμα κατά τις διευθύνσεις x ($\theta=0^\circ$), y ($\theta=90^\circ$) και xy ($\theta=45^\circ$), καθώς η μέθοδος της στατικής ανάλυσης για την εφαρμογή του ανέμου και των κυμάτων αποτελεί μια αξιόπιστη μέθοδο προσέγγισης της δυναμικής φύσης των φορτίσεων αυτών. Παρατίθενται ενδεικτικές εικόνες με τα εντατικά μεγέθη για τους ελέγχους σε οριακή κατάσταση αστοχίας αλλά και οι μετακινήσεις, που αναπτύσσονται στην κατασκευή από την εφαρμογή των δυνάμεων του ανέμου και των κυμάτων για ελέγχους στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας.

5.3.1 Κατακόρυφα φορτία



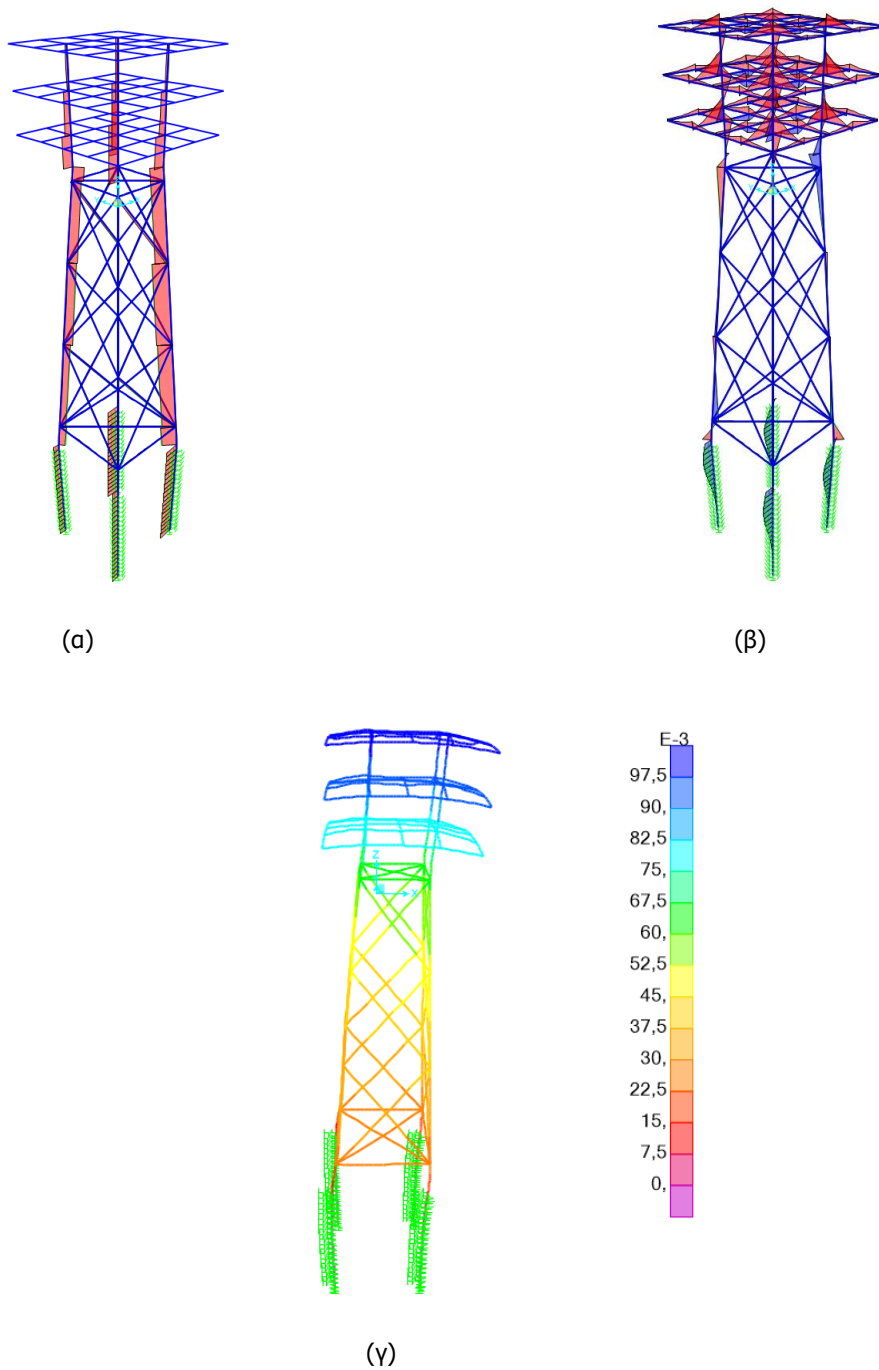
Εικόνα 5.4 α) Αξονικές δυνάμεις N και β) Καμπτικές ροπές M33 υπό τα κατακόρυφα φορτία

5.3.2 Κύματα



Εικόνα 5.5 α) Αξονικές δυνάμεις N και β) Μετακινήσεις κατά x από την εφαρμογή της φόρτισης Wave x με $\delta_{top}=7,34$ cm και $\delta_{base}=1,45$ cm

5.3.3 Άνεμος



Εικόνα 5.6 α) Αξονικές δυνάμεις N, β) Καμπτικές ροπές M33 και γ) Μετακινήσεις κατά x από την εφαρμογή της φόρτισης Wind x με $\delta_{top}=10,17$ cm και $\delta_{nos}=1,74$ cm

5.4 Γραμμική ανάλυση λυγισμού (Linear Buckling Analysis)

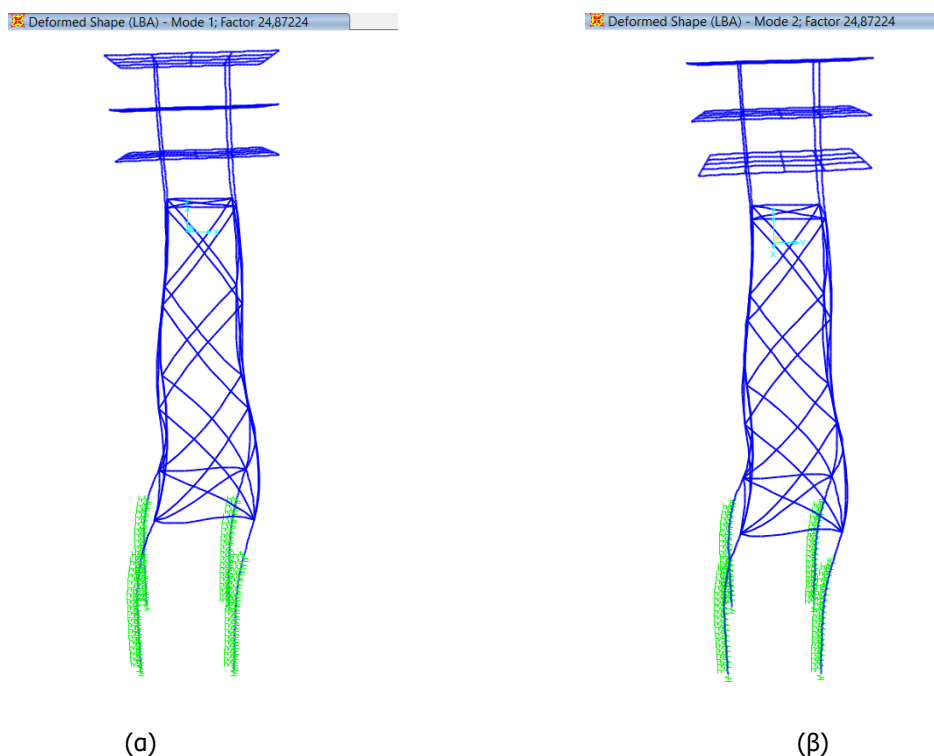
Η πιθανή επίδραση των φαινομένων δευτέρας τάξης λαμβάνεται υπόψη με το συντελεστή ευαισθησίας των σχετικών παραμορφώσεων ορόφων θ σύμφωνα με τις διατάξεις του EN1998-1 [EN1998-1, 2004]. Ο συντελεστής θ υπολογίζεται με ανάλυση γραμμικού λυγισμού μέσω του συντελεστή α_{cr} , ο

συντελεστής με τον οποίο το φορτίο σχεδιασμού πρέπει να αυξηθεί προκειμένου να προκληθεί καθολική ελαστική αστάθεια.

Πραγματοποιήθηκαν δύο γραμμικές αναλύσεις λυγισμού. Η μία ανάλυση γραμμικού λυγισμού διεξάγεται υπό τα σταθερά φορτία βαρύτητας του σεισμικού σχεδιασμού $1,0 \cdot G + 0,3 \cdot Q$ και η άλλη διεξάγεται υπό τα σταθερά φορτία βαρύτητας και την εφαρμογή του ανέμου κατά x και προκύπτουν κατ' αυτόν τον τρόπο οι ιδιομορφές λυγισμού.

Για την πρώτη περίπτωση, δηλαδή μόνο με εφαρμογή των σταθερών κατακόρυφων φορτίων η κυρίαρχη ιδιομορφή λυγισμού για την κατεύθυνση X είναι η ιδιομορφή λυγισμού No.1 (Εικόνα 5.7) με συντελεστή $\alpha_{cr}=24,87$, καθώς και για την κατεύθυνση Y η κυρίαρχη ιδιομορφή είναι η ιδιομορφή λυγισμού No.2 (Εικόνα 5.7) με συντελεστή $\alpha_{cr}=24,87$. Άρα, με συντελεστή συμπεριφοράς $q=1,5$ υπολογίζεται:

$$\theta_x = \theta_y = \frac{q}{\alpha_{cr}} = \frac{1,5}{24,87} = 0,06 < 0,10 \quad (5-1)$$



Εικόνα 5.7 α) 1^η ιδιομορφή λυγισμού και β) 2^η ιδιομορφή λυγισμού για το συνδυασμό $1,0 \cdot G + 0,3 \cdot Q$

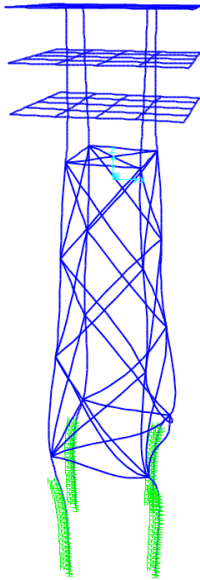
Οι διατάξεις του EN1998-1 δηλώνουν ότι αν $\theta < 0,1$, τα φαινόμενα δευτέρας τάξης μπορούν να αγνοηθούν.

Όμοια και για τη δεύτερη περίπτωση δηλαδή υπό τα σταθερά φορτία βαρύτητας και την εφαρμογή του ανέμου κατά x η πρώτη ιδιομορφή λυγισμού είναι στρεπτική με $\alpha_{cr}=19,85$, ενώ η κυρίαρχη ιδιομορφή λυγισμού για την κατεύθυνση X είναι η ιδιομορφή λυγισμού No.2 (Εικόνα 5.8) με συντελεστή $\alpha_{cr}=23,19$, καθώς και για την κατεύθυνση Y η κυρίαρχη ιδιομορφή είναι η ιδιομορφή λυγισμού No.3 (Εικόνα 5.8) με συντελεστή $\alpha_{cr}=30,56$. Άρα, με συντελεστή συμπεριφοράς $q=1,5$ υπολογίζεται:

$$\theta_x = \frac{q}{\alpha_{cr}} = \frac{1,5}{23,18} = 0,063 < 0,10 \quad (5-2)$$

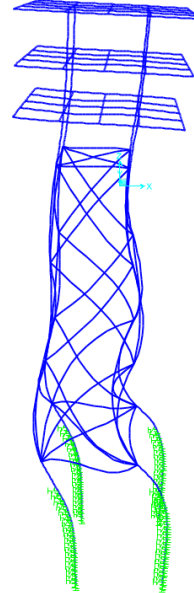
$$\theta_y = \frac{q}{\alpha_{cr}} = \frac{1,5}{30,56} = 0,049 < 0,10 \quad (5-3)$$

Deformed Shape (LBA_WIND) - Mode 1; Factor 19,84626



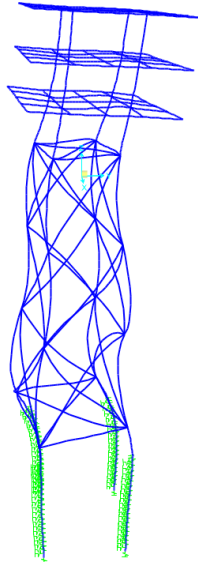
(α)

Deformed Shape (LBA_WIND) - Mode 2; Factor 23,18785



(β)

Deformed Shape (LBA_WIND) - Mode 3; Factor 30,56508



(γ)

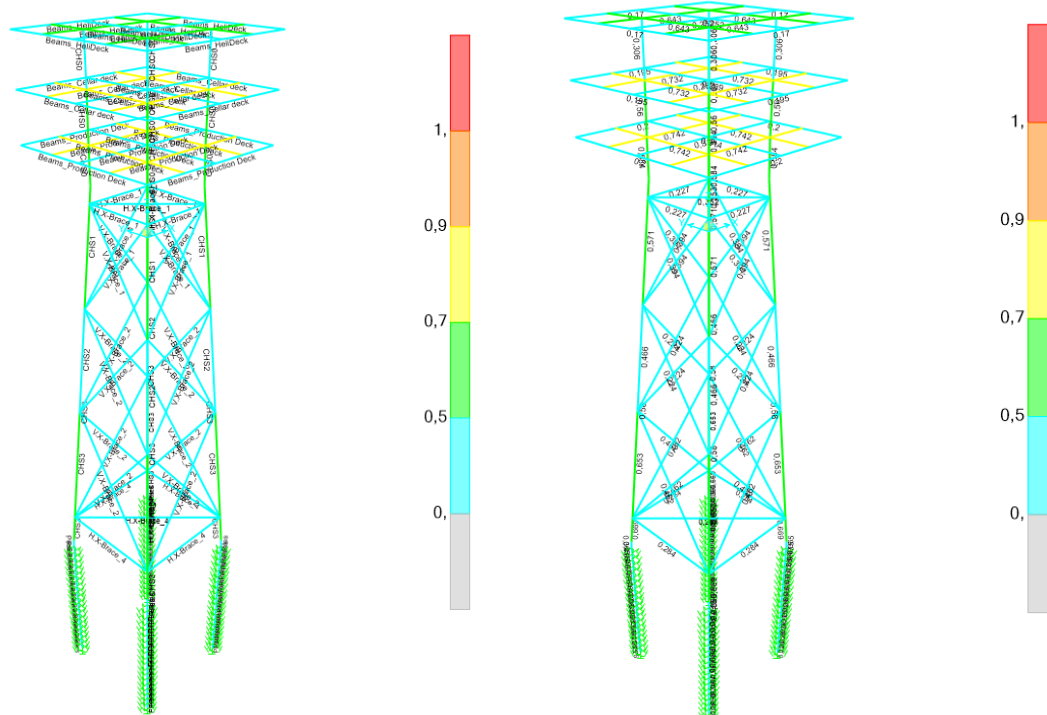
Εικόνα 5.8 α) 1^η ιδιομορφή λυγισμού και β) 2^η ιδιομορφή λυγισμού γ) 3^η ιδιομορφή λυγισμού $1,0 \cdot G + 0,3 \cdot Q + W I_x$

Όμοια και εδώ οι διατάξεις του EN1998-1 δηλώνουν ότι αφού $\theta < 0,1$, τα φαινόμενα δευτέρας τάξης μπορούν να αγνοηθούν.

6 ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΤΗΣ ΘΑΛΑΣΣΙΑΣ ΜΕΤΑΛΛΙΚΗΣ ΠΛΑΤΦΟΡΜΑΣ ΚΑΤΑ ΤΟΝ ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑ 3

6.1 Οριακή κατάσταση αστοχίας

Έχοντας ορίσει τον Ευρωκώδικα 3 [EN1993-1, Ευρωκώδικας 3] ως τον κανονισμό με τον οποίο θα ελεγχθούν όλα τα μέλη της κατασκευής πραγματοποιείται διαστασιολόγηση των μελών για τα δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη, όπως προέκυψαν από την ελαστική στατική και την ελαστική δυναμική ανάλυση των συνδυασμών δράσεων στην οριακή κατάσταση αστοχίας. Πραγματοποιώντας τον έλεγχο των μελών από το λογισμικό εξαγονται οι παρακάτω εικόνες (Εικόνα 6.1) και πίνακες στους οποίους συνοψίζονται οι έλεγχοι κατά τον Ευρωκώδικα 3 και τα ποσοστά αξιοποίησης του κάθε μέλους ξεχωριστά σε όρους δυνάμεων προς αντοχών.



(α)

(β)

Εικόνα 6.1 α) Σχεδιασμός των μελών της κατασκευής και β) Ποσοστά αξιοποίησης των μελών

Πίνακας 6.1 Έλεγχος τυπικών μελών για όλους τους συνδυασμούς φορτίσεων

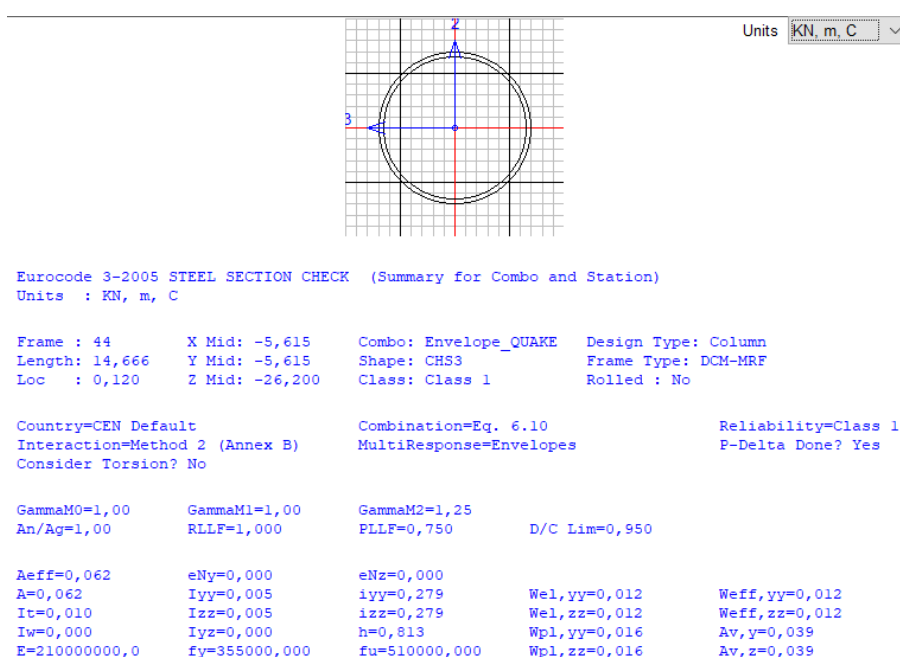
TABLE: Steel Design 2 - PMM Details - Eurocode 3-2005									
Frame	DesignSect	Combo	Pu	MuMajor	MuMinor	VuMajor	VuMinor	Equation	TotalRatio
Text	Text	Text	KN	KN-m	KN-m	KN	KN	Text	Unitless
1	Beams_H.Deck	ULS33	0,00	-714,91	0,00	244,42	0,00	6.2.9.1(6y)	0,643
4	Beams_H.Deck	ULS31	0,00	-714,88	0,00	244,43	0,00	6.2.9.1(6y)	0,643
7	Beams_H.Deck	ULS34	0,00	-714,88	0,00	244,44	0,00	6.2.9.1(6y)	0,643
10	Beams_H.Deck	ULS34	0,00	-714,91	0,00	244,42	0,00	6.2.9.1(6y)	0,643
13	Beams_H.Deck	ULS34	0,00	-280,26	0,00	-105,49	0,00	6.2.9.1(6y)	0,252
108	Beams_P. Deck	QUAKE_1	-11,50	-1315,35	-0,09	-77,71	-0,05	6.2.9.1(6y)	0,742
111	Beams_P. Deck	QUAKE_1	-11,50	-1315,35	-0,09	-387,80	-0,05	6.2.9.1(6y)	0,742
115	Beams_P. Deck	QUAKE_5	-11,50	-1315,35	-0,09	-77,71	-0,05	6.2.9.1(6y)	0,742
118	Beams_P. Deck	QUAKE_5	-11,50	-1315,35	-0,09	-387,80	-0,05	6.2.9.1(6y)	0,742
122	Beams_P. Deck	Env.QUAKE	-12,17	-552,13	-0,26	-232,75	-0,15	6.3.3(4)-6.61	0,314
125	Beams_P. Deck	Env.QUAKE	-12,17	-552,13	-0,26	-232,75	-0,15	6.3.3(4)-6.61	0,314
197	Piles	Env.QUAKE	-9239,39	-1144,89	-1144,89	-813,42	-813,42	6.2.1(7)	0,365
198	Piles	Env.QUAKE	-9262,11	-1516,96	-1516,96	-710,10	-710,10	6.2.1(7)	0,415
199	Piles	Env.QUAKE	-9284,83	-1776,42	-1776,42	-542,00	-542,00	6.2.1(7)	0,449
200	Piles	Env.QUAKE	-9307,54	-1906,71	-1906,71	-345,30	-345,30	6.2.1(7)	0,467
201	Piles	Env.QUAKE	-9330,24	1994,00	1994,00	48,42	48,42	6.2.1(7)	0,478
202	Piles	Env.QUAKE	-9330,47	1994,00	1994,00	54,02	54,02	6.2.1(7)	0,478
203	Piles	Env.QUAKE	-9353,16	1973,23	1973,23	179,39	179,39	6.2.1(7)	0,476
204	Piles	Env.QUAKE	-9375,85	1838,28	1838,28	265,44	265,44	6.2.1(7)	0,459
205	Piles	Env.QUAKE	-9398,53	1623,56	1623,56	314,76	314,76	6.2.1(7)	0,432
206	Piles	Env.QUAKE	-9421,20	1363,45	1363,45	332,47	332,47	6.2.1(7)	0,398
207	Piles	Env.QUAKE	-9443,87	1088,70	1088,70	320,16	320,16	6.2.1(7)	0,363
208	Piles	Env.QUAKE	-9466,54	824,11	824,11	286,22	286,22	6.2.1(7)	0,329
209	Piles	Env.QUAKE	-9489,20	587,58	587,58	238,99	238,99	6.2.1(7)	0,298
210	Piles	Env.QUAKE	-9511,85	390,07	390,07	185,98	185,98	6.2.1(7)	0,273
285	H.X-Brace_4	Env.QUAKE	318,94	-31,06	5,66	-31,98	-0,89	6.2.1(7)	0,284
286	H.X-Brace_4	Env.QUAKE	318,94	-31,06	5,66	-31,98	-0,89	6.2.1(7)	0,284
287	H.X-Brace_4	Env.QUAKE	318,94	-31,06	5,66	31,98	-0,89	6.2.1(7)	0,284
291	V.X-Brace_2	Env.QUAKE	-808,56	-64,94	28,83	-11,33	-1,56	6.3.3(4)-6.61	0,462
292	V.X-Brace_2	Env.QUAKE	-808,56	-64,94	-28,83	-15,31	-2,16	6.3.3(4)-6.61	0,462
293	V.X-Brace_2	Env.QUAKE	-808,56	-64,94	28,83	-11,33	-1,56	6.3.3(4)-6.61	0,462
307	V.X-Brace_1	Env.QUAKE	-978,41	-59,18	-31,27	4,55	-2,72	6.3.3(4)-6.61	0,394
308	V.X-Brace_1	Env.QUAKE	-978,41	-59,18	31,27	13,38	-3,03	6.3.3(4)-6.61	0,394
309	V.X-Brace_1	Env.QUAKE	-978,41	-59,18	-31,27	4,55	-2,72	6.3.3(4)-6.61	0,394
28	CHS0	Env.QUAKE	-2240,13	-1132,13	1132,13	547,23	-547,23	6.2.1(7)	0,560
29	CHS0	Env.QUAKE	-742,11	-687,97	687,97	298,61	-298,61	6.2.1(7)	0,306
30	CHS0	Env.QUAKE	-2240,13	-1132,13	-1132,13	-276,79	-276,79	6.2.1(7)	0,560
31	CHS0	Env.QUAKE	-742,11	-687,97	-687,97	-81,82	-81,82	6.2.1(7)	0,306
38	CHS3	Env.QUAKE	-9215,09	715,24	-882,08	-377,98	499,22	6.2.1(7)	0,669
40	CHS3	Env.QUAKE	-9215,09	715,24	882,08	57,59	499,22	6.2.1(7)	0,669
42	CHS3	Env.QUAKE	-9215,09	715,24	882,08	57,59	499,22	6.2.1(7)	0,669
44	CHS3	Env.QUAKE	-8025,10	779,82	853,53	84,50	100,81	6.3.3(4)-6.62	0,653
46	CHS3	Env.QUAKE	-8025,10	779,82	-853,53	-47,24	100,81	6.3.3(4)-6.62	0,653
48	CHS3	Env.QUAKE	-8025,10	779,82	853,53	84,50	100,81	6.3.3(4)-6.62	0,653
50	CHS3	Env.QUAKE	-8025,10	779,82	853,53	84,50	100,81	6.3.3(4)-6.62	0,653
52	CHS3	Env.QUAKE	-7856,30	-336,40	-362,81	-51,99	-117,96	6.3.3(4)-6.62	0,580
54	CHS3	Env.QUAKE	-7856,30	-336,40	362,81	121,15	-117,96	6.3.3(4)-6.62	0,580
56	CHS3	Env.QUAKE	-7856,30	-336,40	362,81	121,15	-117,96	6.3.3(4)-6.62	0,580
59	CHS3	Env.QUAKE	-7856,30	-336,40	-362,81	-51,99	-117,96	6.3.3(4)-6.62	0,580
61	CHS2	Env.QUAKE	-7055,57	-245,96	-357,06	-48,14	-64,12	6.3.3(4)-6.62	0,466
63	CHS2	Env.QUAKE	-7055,57	-245,96	357,06	38,41	-64,12	6.3.3(4)-6.62	0,466
65	CHS2	Env.QUAKE	-7055,57	-245,96	357,06	38,41	-64,12	6.3.3(4)-6.62	0,466
67	CHS2	Env.QUAKE	-7055,57	-245,96	-357,06	-48,14	-64,12	6.3.3(4)-6.62	0,466
69	CHS1	Env.QUAKE	-4611,34	-1184,11	-1139,33	-147,19	-168,21	6.2.1(7)	0,571
71	CHS1	Env.QUAKE	-4611,34	-1184,11	1139,33	175,83	-168,21	6.2.1(7)	0,571
73	CHS1	Env.QUAKE	-4611,34	-1184,11	1139,33	175,83	-168,21	6.2.1(7)	0,571
75	CHS1	Env.QUAKE	-4611,34	-1184,11	1139,33	175,83	-168,21	6.2.1(7)	0,571

Στη συνέχεια πραγματοποιείται αναλυτικός έλεγχος κατά τον Ευρωκώδικα 3 για κάποια από τα βασικά μέλη της κατασκευής, ένα από κάθε κατηγορία μελών, δηλαδή για ένα υποστυλώμα του jacket, μία κύρια δοκό του πρώτου καταστρώματος (Production deck), ένα κατακόρυφο χιαστί σύνδεσμο και ένα πάσσαλο ως προς το δομοστατικό σχεδιασμό του, ουσιαστικά αυτά τα μέλη με τις μεγαλύτερες εντάσεις. Οι πάσσαλοι ελέγχονται σε ξεχωριστό κεφάλαιο ως προς το κομμάτι του εδαφοτεχνικού σχεδιασμού.

6.1.1 Υποστυλώματα Jacket

Τα υποστυλώματα του jacket αποτελούνται από σωληνωτές διατομές διαμέτρου $d = 81,3$ cm και πάχους τοιχώματος $t = 2,5$ cm. Κάθε υποστυλώμα χωρίζεται σε τρία τμήματα με μήκη 14.67, 11.95 και 11.62 m. Τα χαρακτηριστικά της διατομής δίνονται στον παρακάτω πίνακα:

Πίνακας 6.2 Γεωμετρικά και αδρανειακά χαρακτηριστικά σωληνωτής διατομής υποστυλωμάτων jacket



A (cm^2) =	619	$W_{el,y}$ (cm^3) =	11.829	d (cm)	81,3
I_y (cm^4) =	480.856	$W_{el,z}$ (cm^3) =	11.829	t (cm)	2,5
I_z (cm^4) =	480.856	$W_{pl,y}$ (cm^3) =	15.529	d/t	32,52
I_t (cm^4) =	961.713	$W_{pl,z}$ (cm^3) =	15.529		
i_y (cm) =	27,9	A_{vy} (cm^2) =	394,07		
i_z (cm) =	27,9	A_{vz} (cm^2) =	394,07		

Είναι $d/t = 32,52 \leq 50 \cdot \varepsilon^2 = 50 \cdot ((235/355)^{1/2})^2 = 33,10$, επομένως η διατομή ανήκει στην κατηγορία 1. Η αντοχή της διατομής σε αξονική δύναμη, κάμψη και διάτμηση είναι:

$$N_{c,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{619 \cdot 35,5}{1,00} = 21974,50 kN \quad (6-1)$$

$$M_{pl,Rd,y} = \frac{W_{pl,Rd,y} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 5512,80 \text{ kNm} \quad (6-2)$$

$$M_{pl,Rd,z} = \frac{W_{pl,Rd,z} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 5512,80 \text{ kNm} \quad (6-3)$$

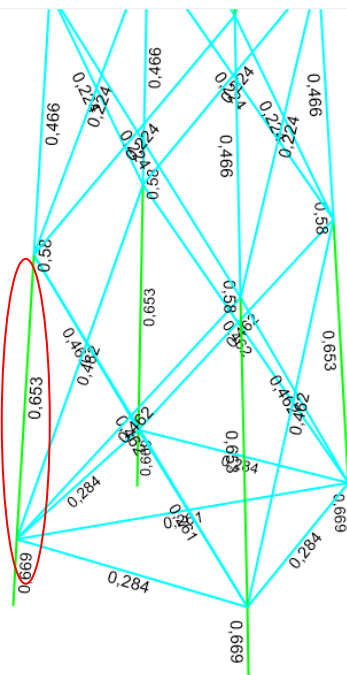
$$M_{el,Rd,y} = \frac{W_{el,Rd,y} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 4199,30 \text{ kNm} \quad (6-4)$$

$$M_{el,Rd,z} = \frac{W_{el,Rd,z} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 4199,30 \text{ kNm} \quad (6-5)$$

$$V_{Rd,y} = \frac{A_{v,y} \cdot \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}}\right)}{\gamma_{M0}} = 8076,78 \text{ kN} \quad (6-6)$$

$$V_{Rd,z} = \frac{A_{v,z} \cdot \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}}\right)}{\gamma_{M0}} = 8076,78 \text{ kN} \quad (6-7)$$

Το τμήμα του υποστυλώματος του jacket που πρόκειται να ελεγχθεί για αντοχή σε καμπτικό λυγισμό είναι αυτό με το μέγιστο κρίσιμο μήκος λυγισμού, δηλαδή το $L_{cr} = 14,67\text{m}$:



Εικόνα 6.2 Τμήμα υποστυλώματος του jacket για έλεγχο σε καμπτικό λυγισμό

Τα δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη του τμήματος του υποστυλώματος για συνδυασμούς στην οριακή κατάσταση αστοχίας, για καταστάσεις διάρκειας ή παροδικές και για καταστάσεις σεισμού δίνονται παρακάτω:

Πίνακας 6.3 Δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη της διατομής τμήματος μήκους $L=14.67\text{m}$ του υποστυλώματος jacket για συνδυασμούς στην οριακή κατάσταση αστοχίας

$N_{Ed} =$	-8025,10 kN	<	$N_{cRd} =$	21974,5 kN
$M_{Ed,y} =$	779,82 kNm	<	$M_{Rd,pl,y} =$	5512,80 kNm
$M_{Ed,z} =$	853,53 kNm	<	$M_{Rd,pl,z} =$	5512,80 kNm
$V_{Ed,y} =$	100,81 kN	<	$0,5V_{Rd,y} =$	4038,39 kN
$V_{Ed,z} =$	84,50 kN	<	$0,5V_{Rd,z} =$	4038,38 kN

Επειδή $V_{Ed} \leq 0,5 \cdot V_{Rd}$ δεν απαιτείται απομείωση της αντοχής σε κάμψη λόγω διάτμησης. Επομένως πραγματοποιείται ο έλεγχος των υποστυλωμάτων υπό θλίψη, κάμψη και συνδυασμένη κάμψη-θλίψη για το συνδυασμό Envelope make, κάνοντας την παραδοχή ότι ο έλεγχος αυτός είναι δυσμενέστερος από τους ελέγχους διατομής, οι οποίοι θα ικανοποιούνται εφόσον ικανοποιούνται και οι έλεγχοι μέλους.

Η αντοχή των υποστυλωμάτων σε καμπτικό λυγισμό υπολογίστηκε για το μέγιστο κρίσιμο μήκος λυγισμού $L_{cr} = 14,67\text{m}$ (σύμφωνα και με την ανάλυση LBA). Για σωληνωτές διατομές ψυχρής έλασης επιλέγεται καμπύλη λυγισμού c που αντιστοιχεί σε συντελεστή ατελειών $a = 0,49$. Οπότε είναι:

– Έλεγχος έναντι καμπτικού λυγισμού:

$$\lambda_1 = 93,9 \cdot \varepsilon = 93,9 \cdot \sqrt{\frac{235}{355}} = 76,41 \quad (6-8)$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}} = \frac{L_{cr}}{i} \cdot \frac{1}{\lambda_1} = \frac{1467}{29,70} \cdot \frac{1}{76,41} = 0,68 \quad (6-9)$$

$$\Phi = 0,5 \cdot \left[1 + a \cdot (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2 \right] = 0,5 \cdot \left[1 + 0,49 \cdot (0,68 - 0,2) + 0,68^2 \right] = 0,85 \quad (6-10)$$

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} = \frac{1}{0,85 + \sqrt{0,85^2 - 0,68^2}} = 0,735 \quad (6-11)$$

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \cdot f_y \cdot A}{\gamma_{M1}} = \frac{0,735 \cdot 35,5 \cdot 619}{1,00} = 16151,26 \text{ kN} > N_{Ed} = 8025,1 \text{ kN} \quad (6-12)$$

Αφού το μέλος έχει επαρκή αντοχή σε θλίψη συνεπάγεται ότι και ο έλεγχος της διατομής σε θλίψη ικανοποιείται, καθώς είναι ευμενέστερος.

– Έλεγχος έναντι στρεπτοκαμπτικού λυγισμού:

Το υποστυλωμα έχει τριγωνικό διάγραμμα ροπών με $\psi = -0,206$, οπότε κάνοντας γραμμική παρεμβολή για λόγο ακραίων ροπών $\psi = -0,25$ και $\psi = 0$ και θεωρώντας απλές στρεπτικές στηρίξεις στα άκρα, λαμβάνονται: $k = k_w = 1,0 \rightarrow C_1 = 1,961, C_2 = 0$. Επιλέγεται καμπύλη λυγισμού d με συντελεστή ατελειών $a_{LT} = 0,76$.

Η κρίσιμη ελαστική ροπή είναι:

$$\begin{aligned}
 M_{cr} &= C_1 \cdot \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{(k \cdot L)^2} \cdot \sqrt{\left(\frac{k}{K_w}\right)^2 \cdot \frac{I_w}{I_t} + \frac{(k \cdot L)^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}} = \\
 &= 1,961 \cdot \frac{\pi^2 \cdot 21000 \cdot 480856}{(1 \cdot 1467)^2} \cdot \sqrt{\left(\frac{1}{1}\right)^2 \cdot \frac{0}{961713} + \frac{(1 \cdot 1467)^2 \cdot 8077 \cdot 961713}{\pi^2 \cdot 21000 \cdot 480856}} \\
 &= 371041,93 \text{ kNm}
 \end{aligned} \tag{6-13}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_{pl,Rd,y} \cdot f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{15529 \cdot 35,5}{371041,93 \cdot 100}} = 0,122 \tag{6-14}$$

$$\Phi_{LT} = 0,5 \cdot \left[1 + a_{LT} \cdot (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right] = 0,5 \left[1 + 0,76(0,122 - 0,2) + 0,122^2 \right] = 0,478 \tag{6-15}$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} = \frac{1}{0,478 + \sqrt{0,478^2 - 0,122^2}} = 1,0 \tag{6-16}$$

$$M_{b,Rd} = \frac{\chi_{LT} \cdot f_y \cdot W_y}{\gamma_{M1}} = \frac{1,0 \cdot 35,5 \cdot 15529}{1,00} = 551279,5 \text{ kNcm} = \tag{6-17}$$

$$M_{b,Rd} = 5512,8 \text{ kNm} > M_{Ed,y} = 779,82 \text{ kNm}$$

Αφού το μέλος έχει επαρκή αντοχή σε έναντι στρεπτοκαμπτικού λυγισμού, δεδομένου ότι πρόκειται για μία κοίλη κυκλική διατομή συνεπάγεται ότι και ο έλεγχος της διατομής σε κάμψη ικανοποιείται, καθώς είναι ευμενέστερος.

– Έλεγχος έναντι συνδυασμένης θλίψης - κάμψης:

Για διαξονική κάμψη και θλίψη ο έλεγχος μέλους καλύπτεται από τις εξισώσεις:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yz} \cdot \frac{M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1,0 \tag{6-18}$$

και

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zy} \cdot \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zz} \cdot \frac{M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1,0$$

Υπολογίζονται οι συντελεστές αλληλεπίδρασης k_{yy} , k_{zz} , k_{yz} , k_{zy} με τη Μέθοδο 2 και τον πίνακα για μέλη που δεν υπόκεινται σε στρεπτικές παραμορφώσεις.

$$\begin{aligned}
k_{yy} &= C_{my} \cdot \left[1 + (\bar{\lambda}_y - 0,2) \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} \right] \leq C_{my} \cdot \left[1 + 0,8 \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} \right] \\
&= 0,496 \cdot \left[1 + (0,688 - 0,2) \cdot \frac{8065,1}{0,735 \cdot \frac{21974,5}{1}} \right] \leq 0,496 \cdot \left[1 + 0,8 \cdot \frac{8065,1}{0,735 \cdot \frac{21974,5}{1}} \right] \quad (6-19) \\
k_{yy} &= 0,572 < 0,69 \Rightarrow k_{yy} = 0,572
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
k_{zz} &= C_{mz} \cdot \left[1 + (\bar{\lambda}_z - 0,2) \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} \right] \leq C_{mz} \cdot \left[1 + 0,8 \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} \right] \\
&= 0,76 \cdot \left[1 + (0,688 - 0,2) \cdot \frac{8065,1}{0,735 \cdot \frac{21974,5}{1}} \right] \leq 0,76 \cdot \left[1 + 0,8 \cdot \frac{8065,1}{0,735 \cdot \frac{21974,5}{1}} \right] \quad (6-20) \\
k_{zz} &= 0,953 < 1,072 \Rightarrow k_{zz} = 0,953
\end{aligned}$$

Επομένως είναι:

$$\begin{aligned}
\frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yz} \cdot \frac{M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} &\leq 1,0 \\
\frac{8065,1}{0,735 \cdot \frac{21970,5}{1,0}} + 0,572 \cdot \frac{779,82}{1,0 \cdot \frac{5512,8}{1,0}} + 0,573 \cdot \frac{853,53}{\frac{5512,8}{1,0}} &\leq 1,0 \quad (6-21) \\
= 0,496 + 0,0809 + 0,0887 &= 0,66 \leq 1,0
\end{aligned}$$

και

$$\begin{aligned}
\frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zy} \cdot \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zz} \cdot \frac{M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} &\leq 1,0 \\
\frac{8065,1}{0,735 \cdot \frac{21974,5}{1,0}} + 0,343 \cdot \frac{779,82}{1,0 \cdot \frac{5512,8}{1,0}} + 0,955 \cdot \frac{853,53}{\frac{5512,8}{1,0}} &\leq 1,0 \quad (6-22) \\
= 0,496 + 0,0485 + 0,145 &= 0,66 \leq 1,0
\end{aligned}$$

Στους επόμενους ελέγχους μελών οι αντίστοιχες εξισώσεις παρουσιάζονται με τη μορφή πινάκων, καθώς έχει ήδη διατυπωθεί η μορφή τους. Επίσης, ακολουθεί η παρακάτω (Εικόνα 6.3) από το λογισμικό, μέσω της οποίας ερμηνεύονται όλοι οι συντελεστές αλλά και τα μεγέθη που προηγήθηκαν παραπάνω.

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS						
Location	Ned	Med,yy	Med,zz	Ved,z	Ved,y	Ted
0,120	-6632,315	779,815	853,527	84,501	100,814	-29,443
PMM DEMAND/CAPACITY RATIO (Governing Equation EC3 6.3.3(4)-6.62)						
D/C Ratio:	0,653	= 0,497 + sqrt[(0,049)^2 + (0,148)^2]	<	0,950	OK	
= Ned/(Chi_z NRk/GammaM1) + sqrt[(kzy (My,Ed+NEd eNy)/(Chi_LT						
My,Rk/GammaM1))^2 + (kzz (Mz,Ed+NEd eNz)/(Mz,Rk/GammaM1))^2] (EC3 6.3.3(4)-						
6.62)						
AXIAL FORCE DESIGN						
	Ned Force	Nc,Rd Capacity	Nt,Rd Capacity			
Axial	-8025,101	21970,728	21970,728			
	Npl,Rd	Nu,Rd	Ncr,T	Ncr,TF	An/Ag	
	21970,728	22725,779	4998757,234	47063,692	1,000	
Curve	Alpha	Ncr	LambdaBar	Phi	Chi	Nb,Rd
Major (y-y)	c 0,490	47063,692	0,683	0,852	0,735	16149,155
MajorB (y-y)	c 0,490	47148,890	0,683	0,851	0,735	16157,507
Minor (z-z)	c 0,490	47063,692	0,683	0,852	0,735	16149,155
MinorB (z-z)	c 0,490	47114,862	0,683	0,851	0,735	16154,174
Torsional TF	c 0,490	47063,692	0,683	0,852	0,735	16149,155
MOMENT DESIGN						
	Med Moment	Med,span Moment	Mc,Rd Capacity	Mv,Rd Capacity	Mn,Rd Capacity	Mb,Rd Capacity
Major (y-y)	943,577	779,815	5512,727	5512,727	5512,727	5512,727
Minor (z-z)	1032,767	853,527	5512,727	5512,727	5512,727	5512,727
Curve	AlphaLT	LambdaBarLT	PhiLT	ChiLT	C1	Mcr
LTB	d 0,760	0,122	0,478	1,000	1,941	371041,933
Factors	kyy	kyz	kzy	kzz		
	0,572	0,573	0,343	0,955		
SHEAR DESIGN						
	Ved Force	Ted Torsion	Vc,Rd Capacity	Stress Ratio	Status Check	
Major (z)	84,501	35,626	8075,394	0,010	OK	
Minor (y)	100,814	35,626	8075,394	0,012	OK	

Εικόνα 6.3 Αναλυτικοί έλεγχοι υποστυλώματος κατά τον EC3

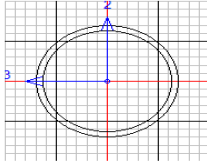
Σύμφωνα με τα παραπάνω όλοι οι έλεγχοι (μέλους και διατομής) ικανοποιούνται.

6.1.2 Κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας jacket

Οι κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας του jacket αποτελούνται από σωληνωτές διατομές διαμέτρου $d = 32,39$ cm και πάχους τοιχώματος $t = 1,6$ cm. Το μήκος του συνδέσμου είναι $L=18,45$ m, ωστόσο το κρίσιμο μήκος λυγισμού είναι ίσο με το μισό δηλαδή $L_{cr}=L/2=18,45/2=9,225$ m. Τα χαρακτηριστικά της διατομής δίνονται παρακάτω:

Πίνακας 6.4 Γεωμετρικά και αδρανειακά χαρακτηριστικά σωληνωτής διατομής συνδέσμου δυσκαμψίας του jacket

Units:



Eurocode 3-2005 STEEL SECTION CHECK (Summary for Combo and Station)				
Units : kN, m, C				
Frame : 291	X Mid: -0,493	Combo: Envelope_QUAKE	Design Type: Brace	
Length: 18,450	Y Mid: -5,615	Shape: V.X-Brace_2	Frame Type: DCM-MRF	
Loc : 0,000	Z Mid: -26,197	Class: Class 1	Rolled : No	
Country=CEN Default	Interaction=Method 2 (Annex B)	Combination=Eq. 6.10	Reliability=Class 1	
Consider Torsion? No		MultiResponse=Envelopes	P-Delta Done? Yes	
GammaM0=1,00	GammaM1=1,00	GammaM2=1,25	D/C Lim=0,950	
An/Ag=1,00	RLLF=1,000	FLRF=0,750		
Aeff=0,015	eNy=0,000	eNz=0,000		
A=0,015	Iyy=1,839E-04	Iyy=0,109	Wpl,yy=0,001	Weff,yy=0,001
It=3,678E-04	Izz=1,839E-04	Izz=0,109	Wpl,zz=0,001	Weff,zz=0,001
Iw=0,000	Iyz=0,000	h=0,324	Wpl,yy=0,002	Av,y=0,010
E=210000000,0	Iyz=355000,000	Iu=510000,000	Wpl,zz=0,002	Av,z=0,010

$$V_{Rd,y} = \frac{A_{v,y} \cdot \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}}\right)}{\gamma_{M0}} = 2022,54 \text{ kN} \quad (6-26)$$

$$V_{Rd,z} = \frac{A_{v,z} \cdot \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}}\right)}{\gamma_{M0}} = 2022,54 \text{ kN} \quad (6-27)$$

Τα δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη του τμήματος του συνδέσμου δυσκαμψίας για συνδυασμούς στην οριακή κατάσταση αστοχίας, για καταστάσεις διάρκειας ή παροδικές και για καταστάσεις σεισμού δίνονται παρακάτω:

Πίνακας 6.5 Δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη του συνδέσμου δυσκαμψίας του jacket για συνδυασμούς στην οριακή κατάσταση αστοχίας

$N_{Ed} =$	-808,56 kN	<	$N_{cRd} =$	5502,5 kN
$M_{Ed,y} =$	-64,94 kNm	<	$M_{pl,Rd,y} =$	538,89 kNm
$M_{Ed,z} =$	28,83 kNm	<	$M_{pl,Rd,z} =$	538,89 kNm
$V_{Ed,y} =$	-1,56 kN	<	$0,5V_{Rdy} =$	1011,27 kN
$V_{Ed,z} =$	-11,33 kN	<	$0,5V_{Rdz} =$	1011,27 kN

Αναπτύσσονται ροπές περί τους άξονες y και z , διότι οι σύνδεσμοι δυσκαμψίας είναι συνδεδεμένοι στα υποστυλώματα του jacket ως συγκολλητές συνδέσεις, δηλαδή συνδέσεις πλήρους αντοχής. Επειδή $V_{Ed} \leq 0,5 \cdot V_{Rd}$ δεν απαιτείται απομείωση της αντοχής σε κάμψη λόγω διάτμησης. Επομένως, πραγματοποιείται ο έλεγχος των συνδέσμων δυσκαμψίας υπό θλίψη, κάμψη και συνδυασμένη κάμψη-θλίψη για το συνδυασμό Envelope quake, κάνοντας την παραδοχή ότι ο έλεγχος αυτός είναι δυσμενέστερος από τους ελέγχους διατομής, οι οποίοι θα ικανοποιούνται εφόσον ικανοποιούνται και οι έλεγχοι μέλους. Τα αποτελέσματα παρουσιάζονται στους παρακάτω πίνακες (Πίνακας 6.6) :

Πίνακας 6.6 Συντελεστές λυγισμού συνδέσμων δυσκαμψίας

$\bar{\lambda}$	1,108
Καμπύλη λυγισμού	c
Συντελεστής ατελειών a	0,49
Φ	1,336
χ	0,48
$N_{b,Rd} \text{ (kN)}$	2641,20

Ισχύει ότι :

$$N_{b,Rd} = 2641,20 \text{ kN} > N_{Ed} = -808,56 \text{ kN} \quad (6-28)$$

Αφού το μέλος έχει επαρκή αντοχή σε θλίψη συνεπάγεται ότι και ο έλεγχος της διατομής σε θλίψη ικανοποιείται, καθώς είναι ευμενέστερος.

Οι συντελεστές και ο έλεγχος υπό συνδυασμένη θλίψη και κάμψη του μέλους είναι:

Πίνακας 6.7 Έλεγχος των συνδέσμων δυσκαμψίας υπό συνδυασμένη θλίψη-κάμψη

Envelope Quake	
N_{Ed} (kN)	808,56
$M_{Ed,y}$ (kNm)	-64,94
$M_{Ed,z}$ (kNm)	28,83
k_{yy}	1,245
k_{zz}	1,245
k_{zy}	0,747
k_{yz}	0,747
$B.A.y$	0,462
$B.A.z$	0,462

```

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS
Location      Ned      Med,yy      Med,zz      Ved,z      Ved,y      Ted
0,000        -808,558   -64,941     28,830     -11,327    -1,558     -1,337

MOM DEMAND/CAPACITY RATIO (Governing Equation EC3 6.3.3(4)-6.61)
D/C Ratio:    0,462 = 0,306 + sqrt[(0,151)^2 + (0,040)^2 ] < 0,950      OK
              = Ned/(Chi_y NRk/GammaM1) + sqrt[(kyy (My,Ed+NEd eNy)/(Chi_LT
My,Rk/GammaM1))^2 + (kyz (Mz,Ed+NEd eNz)/(Mz,Rk/GammaM1))^2] (EC3 6.3.3(4)-
6.61)

AXIAL FORCE DESIGN
              Ned      Nc,Rd      Nt,Rd
              Force   Capacity   Capacity
Axial        -808,558   5494,243   5494,243

              Npl,Rd      Nu,Rd      Ncr,T      Ncr,TF      An/Ag
              5494,243   5683,060   1250044,550  4479,030    1,000

              Curve Alpha      Ncr      LambdaBar      Phi      Chi      Nb,Rd
Major (y-y)  c  0,490   4479,030   1,108   1,336   0,480   2638,601
MajorB(y-y)  c  0,490   4479,030   1,108   1,336   0,480   2638,601
Minor (z-z)  c  0,490   4479,030   1,108   1,336   0,480   2638,601
MinorB(z-z)  c  0,490   4479,030   1,108   1,336   0,480   2638,601
Torsional TF c  0,490   4479,030   1,108   1,336   0,480   2638,601

MOMENT DESIGN
              Med      Med,span      Mc,Rd      Mv,Rd      Mn,Rd      Mb,Rd
              Moment   Moment         Capacity   Capacity   Capacity   Capacity
Major (y-y)  -64,941   -64,941        538,962   538,962   538,962   538,962
Minor (z-z)  28,830    28,830         538,962   538,962   538,962

              Curve AlphaLT      LambdaBarLT      PhiLT      ChiLT      C1      Mcr
LTB          d  0,760    0,205           0,523       0,996       1,116   12870,834

              kyy      kyz      kzy      kzz
Factors      1,245    0,747    0,747    1,245

SHEAR DESIGN
              Ved      Ted      Vc,Rd      Stress      Status
              Force   Torsion   Capacity   Ratio       Check
Major (z)    15,308    2,191    2019,422   0,008       OK
Minor (y)    2,163     2,191    2019,422   0,001       OK

              Vpl,Rd      Eta      LambdabarW
Reduction    2019,422   1,200    0,000

BRACE MAXIMUM AXIAL LOADS
              P      P
              Comp   Tens
Axial        -808,558   596,539

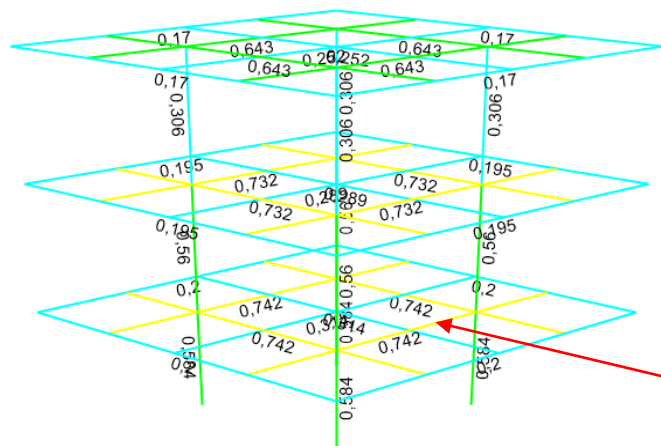
```

Εικόνα 6.5 Αναλυτικοί έλεγχοι συνδέσμου δυσκαμψίας κατά τον EC3

Σύμφωνα με τα παραπάνω όλοι οι έλεγχοι (μέλους και διατομής) ικανοποιούνται.

6.1.3 Κύρια δοκός του καταστρώματος Production deck

Οι δοκοί του πλαισίου εκτός του ότι μεταφέρουν τα κατακόρυφα φορτία των πλακών στα υποστυλώματα συνδέονται στα άκρα με τα υποστυλώματα με συνδέσεις ροφής και λειτουργούν ως μέρη του συστήματος παραλαβής σεισμικών φορτίων της κατασκευής. Όλες οι δοκοί των ορόφων του πλαισίου έχουν κοίλη ορθογωνική διατομή RHS 500x300, ενώ οι δοκοί της οροφής έχουν διατομή RHS 450x250. Οι διατομές RHS επιλέχθηκαν, επειδή προσφέρουν στρεπτική δυσκαμψία έναντι του ελέγχου του στρεπτοκαμπτικού λυγισμού. Η αξονική δύναμη, όπου εμφανίζεται, έχει μικρή τιμή και μπορεί να θεωρηθεί αμελητέα λόγω της διαφραγματικής λειτουργίας σε κάθε κατάστρωμα. Δίνεται επομένως έμφαση στους ελέγχους διατομής για κάμψη, διάτμηση και την συνδυασμένη δράση τους καθώς επίσης και στον έλεγχο των μελών σε πλευρικό λυγισμό. Η δοκός που επιλέγεται να παρουσιαστεί στους ελέγχους, απεικονίζεται παρακάτω:



Εικόνα 6.6 Κύρια δοκός του Production deck που ελέγχεται κατά τον EC3

Τα χαρακτηριστικά της διατομής δίνονται παρακάτω (Πίνακας 6.8):

Πίνακας 6.8 Γεωμετρικά και αδρανειακά χαρακτηριστικά σωληνωτής διατομής συνδέσμου δυσκαμψίας του jacket

Units: kN, m, C

```

Eurocode 3-2005 STEEL SECTION CHECK (Summary for Combo and Station)
Units : kN, m, C

Frame : 111          X Mid: 0,000          Combo: Envelope_QUAKE   Design Type: Beam
Length: 15,240      Y Mid: -3,536         Shape: Beams_Production Frame Type: DCM-MRF
Loc   : 4,084       Z Mid: 7,920          Class: Class 1         Rolled : No

Country=CEN Default
Interaction=Method 2 (Annex B)
Consider Torsion? No

Combination=Eq. 6.10
MultiResponse=Envelopes
Reliability=Class 1
P-Delta Done? Yes

GammaM0=1,00      GammaM1=1,00      GammaM2=1,25
An/Ag=1,00        RLLF=1,000        PLLF=0,750          D/C Lim=0,950

Aeff=0,030        eNy=0,000         eNz=0,000
A=0,030           Iyy=0,001         iyy=0,183           Wel,yy=0,004      Weff,yy=0,004
It=9,507E-04     Izz=4,513E-04    izz=0,122          Wel,zz=0,003      Weff,zz=0,003
Iw=0,000         Iyz=0,000        h=0,500            Wpl,yy=0,005      Aw,y=0,012
E=210000000,0    fy=355000,000    fu=510000,000      Wpl,zz=0,003      Aw,z=0,022
    
```


$A (cm^2) =$	300	$W_{el,y} (cm^3) =$	3951	$c (cm)$	26
$I_y (cm^4) =$	98777	$W_{el,z} (cm^3) =$	2939	$t (cm)$	2
$I_z (cm^4) =$	44078	$W_{pl,y} (cm^3) =$	4885	c/t	13
$I_t (cm^4) =$	97447	$W_{pl,z} (cm^3) =$	3408		
$i_y (cm) =$	18,2	$A_{vy} (cm^2) =$	120		
$i_z (cm) =$	12,1	$A_{vz} (cm^2) =$	220,80		

Απλοποιητικά η κατάταξη της διατομής θα γίνει με την θεώρηση της κάμψης.

- Πέλαμα: $c/t = 13 < 58,32 = 72 \cdot \epsilon$, επομένως ανήκει στην κατηγορία 1.
- Συνολικά η διατομή ανήκει στην κατηγορία 1.

Αφού η διατομή ανήκει στην κατηγορία 1 υπολογίζονται τα πλαστικά μεγέθη αντοχής και συγκρίνονται με τα μέγιστα εντατικά μεγέθη που αναπτύσσονται :

Πίνακας 6.9 Δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη της δοκού του Production deck για συνδυασμούς στην οριακή κατάσταση αστοχίας

$N_{Ed} =$	0 kN	<	$N_{pl,Rd} =$	10650 kN
$M_{Ed,y} =$	-1315,34 kNm	<	$M_{pl,Rd,y} =$	1773,5 kNm
$M_{Ed,z} =$	0,00 kNm	<	$M_{pl,Rd,z} =$	1209 kNm
$V_{Ed,y} =$	0 kN	<	$0,5V_{Rd,y} =$	1229,76 kN
$V_{Ed,z} =$	478,91kN	<	$0,5V_{Rd,z} =$	2262,5 kN

Ισχύει ότι :

$$V_{Ed,z} = 478,91kN < 0,50 \cdot V_{Rd,z} = 2262,5kN \quad (6-29)$$

Επομένως, δεν απαιτείται απομείωση λόγω διάτμησης. Επειδή πρόκειται για κοίλη ορθογωνική διατομή ο έλεγχος του μέλους σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό δεν είναι κρίσιμος, διότι δεν είναι ευαίσθητο σε στρεπτικές παραμορφώσεις. Συνεπώς, οι ροπές κάμψης ελέγχονται σε επίπεδο διατομής.

Οπότε, ο έλεγχος των ροπών είναι:

$$M_{Ed,y} = -1315kNm < M_{pl,Rd,y} = 1773,5kNm \Rightarrow$$

$$\frac{M_{Ed,y}}{M_{pl,Rd,y}} = \frac{1315kNm}{1773,5kNm} = 0,742 < 1,00 \quad (6-30)$$

Ο έλεγχος αυτός επιβεβαιώνεται και από την παρακάτω εικόνα, όπου παρουσιάζονται αναλυτικά όλοι οι έλεγχοι κατά τον Ευρωκώδικα 3.

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS							
Location	Ned	Med,yy	Med,zz	Ved,z	Ved,y	Ted	
4,084	-11,503	-1315,348	-0,281	-232,753	-0,159	-42,379	
PMM DEMAND/CAPACITY RATIO (Governing Equation EC3 6.2.9.1(6y))							
D/C Ratio:	0,742	<	0,950	OK			
	=	(My,Ed/Mn,y,Rd)		(EC3 6.2.9.1(6y))			
AXIAL FORCE DESIGN							
Axial	Ned Force	Nc,Rd Capacity	Nt,Rd Capacity				
	-11,503	10792,000	10792,000				
	Np1,Rd	Nu,Rd	Ncr,T	Ncr,TF	An/Ag		
	10792,000	11162,880	1590902,543	42116,212	1,000		
Major (y-y)	Curve	Alpha	Ncr	LambdaBar	Phi	Chi	Nb,Rd
MajorB(y-y)	c	0,490	42116,212	0,506	0,703	0,840	9060,049
Minor (z-z)	c	0,490	42116,212	0,506	0,703	0,840	9060,049
MinorB(z-z)	c	0,490	56063,851	0,439	0,655	0,877	9460,594
Torsional TF	c	0,490	56063,851	0,439	0,655	0,877	9460,594
MOMENT DESIGN							
Major (y-y)	Med Moment	Med,span Moment	Mc,Rd Capacity	Mv,Rd Capacity	Mn,Rd Capacity	Mb,Rd Capacity	
Minor (z-z)	-1315,348	-1315,348	1773,580	1773,580	1773,580	1773,580	
	-0,281	-0,281	1233,980	1233,980	1233,980		
LTB	Curve	AlphaLT	LambdaBarLT	PhiLT	ChiLT	C1	Mcr
	d	0,760	0,100	0,467	1,000	2,700	177153,880
Factors	Kyy	Kyz	Kzy	Kzz			
	0,400	0,600	0,240	1,000			
SHEAR DESIGN							
Major (z)	Ved Force	Ted Torsion	Vc,Rd Capacity	Stress Ratio	Status Check		
Minor (y)	478,907	90,188	4525,500	0,106	OK		
	0,159	90,188	2459,511	6,466E-05	OK		
Reduction	Vp1,Rd	Eta	LambdaBarW				
	4525,500	1,200	0,327				
CONNECTION SHEAR FORCES FOR BEAMS							
Major (V2)	VMajor Left	VMajor Right					
	396,177	396,177					

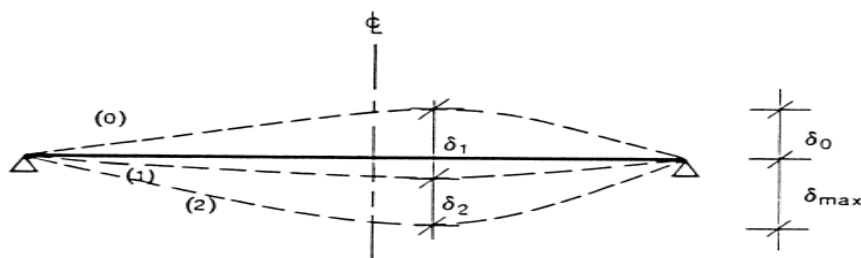
Εικόνα 6.7 Αναλυτικοί έλεγχοι συνδέσμου δυσκαμψίας κατά τον EC3

Σύμφωνα με τα παραπάνω όλοι οι έλεγχοι (μέλους και διατομής) ικανοποιούνται.

6.2 Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας

6.2.1 Κατακόρυφες παραμορφώσεις

Για τα εντατικά μεγέθη του φορέα στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας πραγματοποιούνται έλεγχοι που εξασφαλίζουν πως η κατασκευή ικανοποιεί τις απαιτήσεις λειτουργικότητας και ασφάλειας που έχουν τεθεί υπό τις κανονικές συνθήκες χρήσης. Η εμφάνιση υπερβολικών παραμορφώσεων στο φορέα οδηγεί σε σημαντικά προβλήματα στην λειτουργία όπως ζημιές στα χωρίσματα και τελειώματα, συσσώρευση και διαρροή νερού στην στέγη και αισθήματα ανασφάλειας στους χρήστες [Βάγιας, Ερμόπουλος, & Ιωαννίδης, 2013]. Στις σύγχρονες κατασκευές επικρατεί γενικώς η χρήση χαλύβων υψηλής αντοχής και μεγάλων ανοιγμάτων, γεγονός που οδηγεί σε κατασκευές με μικρή δυσκαμψία οπού ο έλεγχος των παραμορφώσεων είναι απαραίτητος, ενώ συχνά αποτελεί το κρίσιμο κριτήριο σχεδιασμού. Για τον σκοπό αυτό στην παρούσα μελέτη πραγματοποιήθηκε ο έλεγχος των παραμορφώσεων των πλακών και των κυρίων δοκών υπό τα φορτία του χαρακτηριστικού, συχνού και οιονεί μόνιμου συνδυασμού και επιβεβαιώθηκε πως δεν υπερβαίνουν τα όρια που θέτει ο ΕΚ3. Τα μεγέθη των κατακόρυφων παραμορφώσεων δίνονται στο Σχήμα 6.1:



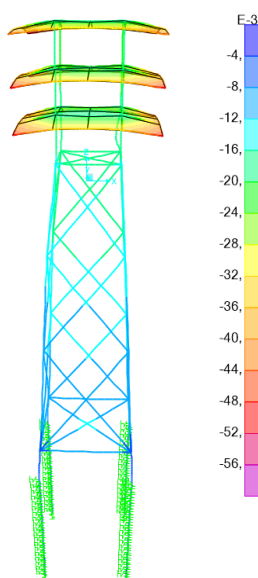
Σχήμα 6.1 Μεγέθη κατακόρυφων παραμορφώσεων

Όπου $\delta_{\max} = \delta_1 + \delta_2 - \delta_0$, με δ_1 το βέλος λόγω μόνιμων δράσεων, δ_2 το βέλος λόγω μεταβλητών δράσεων και δ_0 το αρχικό αντί-βέλος της δοκού στην αφόρτιστη κατάσταση. Η υπό μελέτη κατασκευή δεν περιλαμβάνει ψαθυρά τελειώματα ή μη εύκαμπτα χωρίσματα. Θεωρείται επιπλέον πως δεν θα φέρει προσωπικό πέρα από αυτό για την περιστασιακή συντήρηση και επισκευή του ηλεκτρομηχανολογικού εξοπλισμού. Υπό τις προϋποθέσεις αυτές τίθεται αποδεκτό όριο παραμορφώσεων $\delta_{\max} = L/250$ γενικά. Οι μέγιστες παραμορφώσεις στους συνδυασμούς της οριακής κατάστασης λειτουργικότητας για τις δοκούς των καταστρωμάτων με μήκος $L = 15,24\text{m}$ δίνονται στον Πίνακα 6.10 και βρίσκονται εντός των αποδεκτών ορίων:

Πίνακας 6.10 Μέγιστες κατακόρυφες παραμορφώσεις και αντίστοιχα μέγιστα όρια δοκών και πλακών της κατασκευής.

Μέλος	$\delta(\text{cm})$	$\delta_{\max}(\text{cm})$
Δοκοί RHS 500x300, L=15,24m	5,40	6,10
Δοκοί RHS 450x250, L=15,24m	4,80	6,10
Production deck	5,40	6,10
Helideck	4,80	6,10

Ακολουθεί και μία εικόνα με τα μέγιστα βέλη κατά την εφαρμογή των κατακόρυφων φορτίων για την οριακή κατάσταση λειτουργικότητας:



Εικόνα 6.8 Παραμορφώσεις κατά την εφαρμογή των κατακόρυφων φορτίων για την οριακή κατάσταση λειτουργικότητας

6.2.2 Οριζόντιες παραμορφώσεις

Για τις κατασκευές τα όρια που τίθενται για οριζόντια βέλη κάμψης στην κορυφή των υποστυλωμάτων είναι [EN1993-1, Ευρωκώδικας 3]:

- Βιομηχανικά πλαίσια χωρίς γερανογέφυρες: $h/150$
- Άλλα μονώροφα κτίρια: $h/300$
- Πολυώροφα κτίρια: $h/300$ ανά όροφο
 $h_0/500$ συνολικά

Θεωρώντας την περίπτωση των πολυώροφων κτιρίων ($h/300$) με τα ύψη για τα Helideck, Cellar deck, Production deck να είναι 4,26m, 4,28m και 4,87m αντίστοιχα, προκύπτει ο ακόλουθος πίνακας με τα οριζόντια βέλη για καθεμιά από τις φορτίσεις του ανέμου και των κυμάτων κατά την οριακή κατάσταση λειτουργικότητας:

Πίνακας 6.11 Μέγιστες σχετικές οριζόντιες παραμορφώσεις και αντίστοιχα μέγιστα όρια των καταστρωμάτων και πασσάλων της κατασκευής.

Μέλος	$\delta x_{wind, \text{σχετικό}} (\text{cm})$	$\delta x_{wave, \text{σχετικό}} (\text{cm})$	$\delta x_{max} (\text{cm}) = h/300$
Helideck($h=4,26\text{m}$)	0,65	0,43	1,42
Cellar deck($h=4,28\text{m}$)	0,84	0,55	1,427
Production deck($h=4,87\text{m}$)	0,87	0,47	1,62
Piles ($h=20\text{m}$)	1,18	0,98	6,67

7 ΣΥΝΔΕΣΕΙΣ

7.1 Γενικά

Κατά την διαδικασία κατασκευής και ανέγερσης μεταλλικών κτηρίων, προκατασκευασμένα τμήματα του φορέα μεταφέρονται στο εργοτάξιο, όπου συνδέονται κατάλληλα ώστε να μορφώσουν τον τελικό φορέα. Το σύνολο των επιμέρους τμημάτων που συνδέουν μηχανικά τα συνδεόμενα μέλη αποτελούν τις συνδέσεις.

Η τελική διαμόρφωση των συνδέσεων σε ένα φορέα οφείλει να ικανοποιεί τις απαιτήσεις της μελέτης, να μεταφέρει δηλαδή με ασφάλεια τα φορτία των μελών που συνδέονται. Επιπλέον, είναι απαραίτητο ο σχεδιασμός να είναι πραγματοποιήσιμος πρακτικά, λαμβάνοντας υπόψιν τις συνθήκες και τα διαθέσιμα μέσα, ενώ τα χαρακτηριστικά της σύνδεσης (είδος σύνδεσης, αντοχή, δυσκαμψία) πρέπει να περιλαμβάνονται στο υπολογιστικό προσομοίωμα ώστε να μπορεί να υπολογιστεί με ακρίβεια η συμπεριφορά της κατασκευής. Η συμπεριφορά και αντοχή της σύνδεσης καθορίζει επιπλέον το είδος του κόμβου και κατ' επέκταση την στατική λειτουργία των μελών του φορέα. Με βάση τα χαρακτηριστικά αυτά διακρίνονται οι εξής κατηγορίες συνδέσεων:

- Απλές συνδέσεις, οι οποίες μεταφέρουν μόνο αξονική και τέμνουσα δύναμη. Θεωρείται απλοποιητικά πως επιτρέπουν την σχετική στροφή των συνδεόμενων μελών χωρίς την ανάπτυξη ροπής.
- Συνδέσεις ροπής, που παραλαμβάνουν δυνάμεις και ροπή, χωρίς να επιτρέπουν την ελεύθερη στροφή μεταξύ των συνδεόμενων μελών.

Στις συνδέσεις ροπής διακρίνεται επιπλέον ο διαχωρισμός με βάση την αντοχή τους σε σχέση με την αντοχή σε ροπή των συνδεόμενων μελών. Για ροπή αντοχής μεγαλύτερη αυτής των συνδεόμενων μελών η σύνδεση χαρακτηρίζεται ως πλήρους αντοχής ενώ στην αντίθετη περίπτωση πρόκειται για σύνδεση μερικής αντοχής. Παρακάτω παρουσιάζεται η διαδικασία σχεδιασμού τυπικών συνδέσεων του φορέα. Σημειώνεται πως λόγω της προκατασκευής των δύο τμημάτων του φορέα σε ναυπηγείο, δίνεται η δυνατότητα σύνδεσης με συγκόλληση για τα περισσότερα τμήματα του φορέα. Η δυνατότητα αυτή δεν θα υπήρχε στην περίπτωση της ανέγερσης σε εργοταξιακές συνθήκες όπως συνηθίζεται στις μεταλλικές κατασκευές [Βάγιας, Ερμόπουλος, & Ιωαννίδης, 2013].

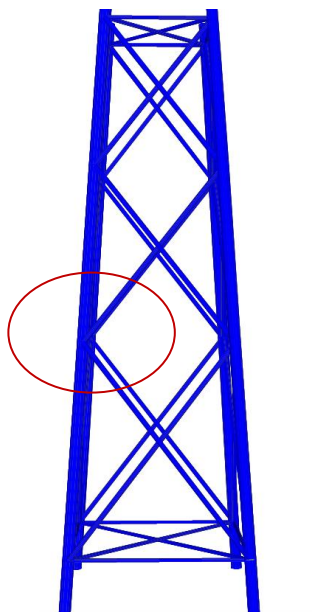
7.2 Συνδέσεις του jacket

Παρουσιάζεται ο σχεδιασμός και ο έλεγχος της αντοχής των συνδέσεων μεταξύ σωληνωτών διατομών του jacket με την διαδικασία που περιγράφεται στον Ευρωκώδικα 3 [EN 1993-1-8, 2005]. Γενικά απαιτείται έλεγχος της αντοχής των συνδέσεων έναντι των παρακάτω μορφών αστοχίας:

- Αστοχία πλευράς υποστυλώματος λόγω πλαστικοποίησης.
- Αστοχία πλευρικών τοιχωμάτων υποστυλώματος από διαρροή ή αστάθεια.
- Αστοχία υποστυλώματος σε διάτμηση.
- Διάτρηση τοιχώματος υποστυλώματος από έναρξη ρηγμάτωσης που οδηγεί σε αποκόλληση των συνδεόμενων μελών.
- Αστοχία συνδέσμου με μειωμένο ενεργό πλάτος λόγω ρηγμάτωσης της συγκόλλησης ή του μέλους.
- Τοπικός λυγισμός μέλους στο σημείο της σύνδεσης.

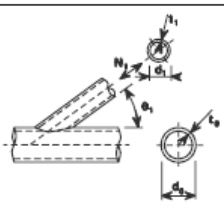
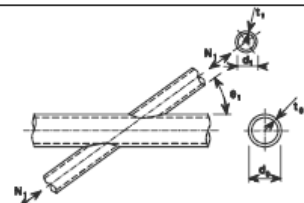
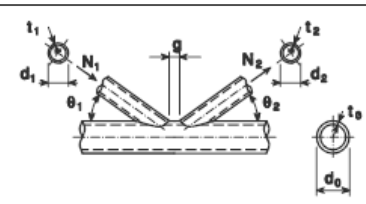
7.2.1 Έλεγχος κατά τις διατάξεις του Ευρωκώδικα 3

Ελέγχθηκε αρχικά πως ικανοποιούνται οι περιορισμοί που θέτει ο κανονισμός. Επιβάλλεται οι διατομές να ανήκουν στην κατηγορία 1 ή 2, απαίτηση που ικανοποιείται σύμφωνα με τις Παραγράφους 6.1.1 και 6.1.2. Επιπλέον ικανοποιούνται οι απαιτήσεις περί ελάχιστης επιτρεπόμενης γωνίας και ελάχιστου διάκενου μεταξύ συνδεόμενων μελών. Οι απαιτήσεις που αφορούν τις διαμέτρους και τα πάχη τοιχωμάτων των συνδεόμενων μελών δίνονται στον Πίνακα 7.1. Για συνδέσεις όπου τα συνδεόμενα μέλη ικανοποιούν αυτούς τους περιορισμούς απαιτείται μόνο έλεγχος σε αστοχία πλευράς λόγω πλαστικοποίησης και σε διάτρηση, ενώ οι λοιποί έλεγχοι μπορούν να αγνοηθούν. Η σύνδεση που πρόκειται να ελεγχθεί είναι μορφής K και φαίνεται παρακάτω (Εικόνα 7.1):



Εικόνα 7.1 Σύνδεση τύπου K

Στο ακόλουθο σχήμα διατυπώνονται οι σχέσεις από τον Ευρωκώδικα 3 για τους ελέγχους σε αστοχία όψης πέλματος με διάκενο ή υπερκάλυψη και σε αστοχία από διάτρηση. Έπειτα, ακολουθεί ο έλεγχος του κόμβου μορφής K (σε κόκκινο πλαίσιο).

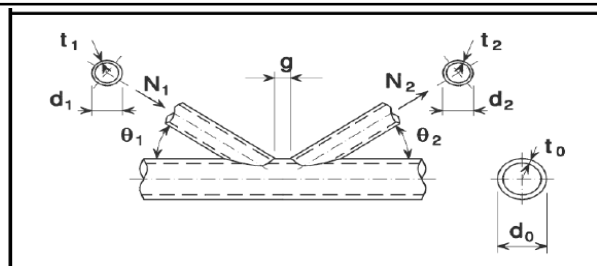
Chord face failure - T and Y joints	
	$N_{1,Rd} = \frac{\gamma^{0.2} k_t f_t d_0^2 (2.8 + 14.2\beta^2)}{\sin \theta_1} / \gamma_{M5}$
Chord face failure - X joints	
	$N_{1,Rd} = \frac{k_t f_t d_0^2}{\sin \theta_1} \frac{5.2}{(1 - 0.81\beta)} / \gamma_{M5}$
Chord face failure - K and N gap or overlap joints	
	$N_{1,Rd} = \frac{k_t k_{\beta} f_t d_0^2}{\sin \theta_1} \left(1.8 + 10.2 \frac{d_1}{d_0} \right) / \gamma_{M5}$ $N_{2,Rd} = \frac{\sin \theta_1}{\sin \theta_2} N_{1,Rd}$
Punching shear failure - K, N and KT gap joints and all T, Y and X joints [i = 1, 2 or 3]	
When $d_i \leq d_0 - 2t_0$: $N_{i,Rd} = \frac{f_{y0}}{\sqrt{3}} t_0 \pi d_i \frac{1 + \sin \theta}{2 \sin^2 \theta} / \gamma_{M5}$	

Σχήμα 7.1 Έλεγχοι διαφόρων τύπων κόμβων

Πριν όμως πραγματοποιηθεί ο έλεγχος του κόμβου σε αστοχία πρέπει να ελεγχθεί εάν ικανοποιούνται τα όρια ισχύος για συγκολλητούς κόμβους μεταξύ διαγωνίων CHS και πελμάτων CHS σύμφωνα με τον Πίνακα 7.1.

Πίνακας 7.1 Όρια ισχύος συγκολλητών κόμβων μεταξύ διαγωνίων και πελμάτων διατομών CHS

0.2	≤	d_i / d_0	≤	1.0	
Κατηγορία 2 αλλά	και	10	≤	d_0 / t_0 ≤ 50	γενικά για κόμβους X
		10	≤	d_0 / t_0 ≤ 40	
Κατηγορία 2	και	10	≤	d_i / t_i ≤ 50	
λ_{ov}	≥	25%			
g	≥	$t_1 + t_2$			



Ο έλεγχος των ορίων ισχύος του κόμβου που πραγματοποιήθηκε στο excel είναι:

Πίνακας 7.2 Γεωμετρικά και αδρανειακά στοιχεία του κόμβου

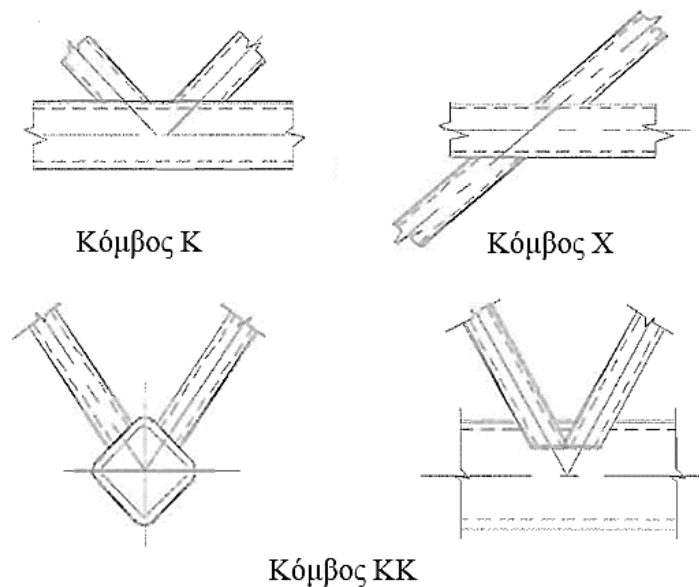
	Ιδιότητες Διατομών				
	Άνω Πέλαμα	Κάτω Πέλαμα	Διαγ. 1	Διαγ.	
	CHS	CHS	CHS	CHS	
	813x25	813x25	323,9x16	323,9x16	
d	813	813	323,9	323,9	[mm]
t	25	25	16	16	[mm]
A	619	619	155	155	[cm ²]
I	480856	480856	18390	18390	[cm ⁴]
W _{el}	11829	11829	1136	1136	[cm ³]
f _y	23,5	23,5	23,5	23,5	[kN/cm ²]
N _{ed,1}	-5831,05	-6632,45	553,98	-808,56	[kN]
M _{ed,y}	-245,96	-336,22	-43,37	-64,94	[kNm]
M _{ed,z}	-357,06	-362,71	7,32	11,19	[kNm]
V _{ed,y}	-53	83,22	1,04	-2,16	[kN]
V _{ed,z}	-39,77	83,02	-10,86	15,3	[kN]
Class	1	1	1	1	-
L _{memb}	11950	14660	15200	18449	[mm]
L _{memb}	11950	14660	15200	18449	[mm]
Επικάλυψη	-	-	-	-	-
γ _{M5}	1,00				-

Γεωμετρία κόμβου			
θ ₁ =	35	°	
θ ₂ =	41	°	
g=	100	[mm]	
Δε γίνεται επικάλυψη των διαγωνίων			
λ _{ov} =	-	-	
e=	-	[mm]	

Πίνακας 7.3 Έλεγχος ισχύος διατάξεων του Ευρωκώδικα

Έλεγχος ισχύος διατάξεων Ευρωκώδικα				
α)	d ₁ /d ₀ =	0,398	€ [0,2, 1,0]	
	d ₂ /d ₀ =	0,398	€ [0,2, 1,0]	
β)	d ₀ /t ₀ =	32,52	€ [10, 50]	
	d ₁ /t ₁ =	20,24	€ [10, 50]	
γ)	d ₂ /t ₂ =	20,24	€ [10, 50]	
	λ _{ov} =	-	-	
ε)	g=	100	≥Σt=	32 mm
Οι προϋποθέσεις του Πίνακα 7.1 ικανοποιούνται				
Πρόσθετοι έλεγχοι				
α)	L ₀ /d ₀ =	14,70	≥	6,0
β)	L ₀ /d ₀ =	14,70	≥	6,0
γ)	L ₁ /d ₁ =	46,93	≥	6,0
δ)	L ₂ /d ₂ =	56,96	≥	6,0
ε)	f _{y,max} =	35,5	kN/cm ²	≤35,5
στ)	t _{min} =	16	mm	≥2,5
ζ)	t _{max} =	25	mm	≤25
η)	θ _{min} =	35	°	≥30

Είναι d_0 , t_0 η διάμετρος και το πάχος τοιχωμάτων του υποστυλώματος και d_i , t_i τα αντίστοιχα μεγέθη των συνδέσμων. Οι τιμές αυτές βρίσκονται εντός του εύρους εφαρμογής της μεθόδου. Στον φορέα χρησιμοποιούνται κυρίως κόμβοι τύπου ΚΚ (Σχήμα 7.2) μεταξύ των συνδέσμων και των υποστυλωμάτων, καθώς και κόμβοι τύπου Χ στην ενδιάμεση σύνδεση μεταξύ των συνδέσμων. Τα εντατικά μεγέθη που αναγράφονται στον Πίνακα 7.2 έχουν προκύψει από τη δυναμική φασματική ανάλυση της κατασκευής και πρόκειται για τα μέγιστα εντατικά μεγέθη, που αναπτύσσονται στον κόμβο.



Σχήμα 7.2 Κατηγορίες κόμβων σωληνωτών διατομών

Για τον έλεγχο του κόμβου χρησιμοποιούνται οι παρακάτω εξισώσεις Εξ.(7-1), (7-3) και (7-4):

$$N_{1,Rd} = \frac{k_g \cdot k_p \cdot f_{y0} \cdot t_0^2}{\sin(\theta_1)} \cdot (1,8 + 10,2 \cdot \frac{d_1}{d_0}) / \gamma_{M5}$$

και

(7-1)

$$N_{2,Rd} = \frac{\sin(\theta_1)}{\sin(\theta_2)} \cdot N_{1,Rd}$$

Όπου:

$$k_g = \gamma^{0,2} \cdot \left(1 + \frac{0,024 \cdot \gamma^{1,2}}{1 + e^{(0,5\gamma/t_0 - 1,33)}}\right)$$

και

$$k_p = 1 - 0,3 \cdot n_p \cdot (1 + n_p) \leq 1,00 \quad \text{για } n_p > 0$$

(7-2)

ή

$$k_p = 1,00 \quad \text{για } n_p > 0$$

β : Λόγος διαμέτρου συνδέσμου προς διάμετρο υποστυλώματος.

γ : Λόγος διαμέτρου υποστυλώματος προς το διπλάσιο του πάχους τοιχωμάτων.

γ_{M5} : Συντελεστής ασφαλείας ίσος με 1,0.

Η αντοχή έναντι διάτρησης είναι:

$$N_{i,Rd} = \frac{f_{y,0}}{\sqrt{3}} \cdot t_0 \cdot \pi \cdot d_i \cdot \frac{(1 + \sin \theta_i)}{(2 \sin^2 \theta_i)} / \gamma_{M5} \quad (7-3)$$

Οι ορθές και διατμητικές τάσεις στη συγκόλληση πρέπει να ικανοποιούν τις παρακάτω εξισώσεις:

$$\sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)} \leq \frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{M2}}$$

και

$$\sigma_{\perp} \leq \frac{f_u}{\gamma_{M2}} \quad (7-4)$$

Εφαρμόζοντας όλα τα παραπάνω προκύπτουν οι ακόλουθοι πίνακες:

Πίνακας 7.4 Έλεγχος αστοχίας επιφάνειας πέλματος στην περιοχή της θλιβόμενης διαγωνίου

$\beta =$	0,398	-
$\gamma =$	16,26	-
$g/t_0 =$	4	-
$k_g =$	2,150	-
$n_p =$	0,456	-
$k_p =$	0,8422218	-
$\sin(\theta_1) =$	0,574	-
$\sin(\theta_2) =$	0,656	-
$N_{1,Rd} =$	4106,7917	$\geq 553,98$ KN
$N_{2,Rd} =$	3590,468	$\geq 808,56$ KN

Πίνακας 7.5 Έλεγχος αστοχίας από διάτρηση

$d_0 - 2t_0 =$	763	mm	$\geq d_1 =$	323,9
$d_0 - 2t_0 =$	763	mm	$\geq d_2 =$	323,9
$N_{1,Rd} =$	6309,284	\geq	553,98	[kN]
$N_{2,Rd} =$	6640,00	\geq	808,56	[kN]

Πίνακας 7.6 Έλεγχος ορθών τάσεων και τάσεων Von Mises στον κόμβο

$\sigma_{0,Ed} =$	16,62	kN/cm ²	$\leq 32,27$
$\sigma_{VM} =$	16,63	kN/cm ²	$\leq 28,4$

Όλοι οι έλεγχοι ικανοποιούνται, συνεπώς ο κόμβος είναι επαρκής κατά τις διατάξεις του Ευρωκώδικα 3.

7.2.2 Αριθμητική ανάλυση του κόμβου

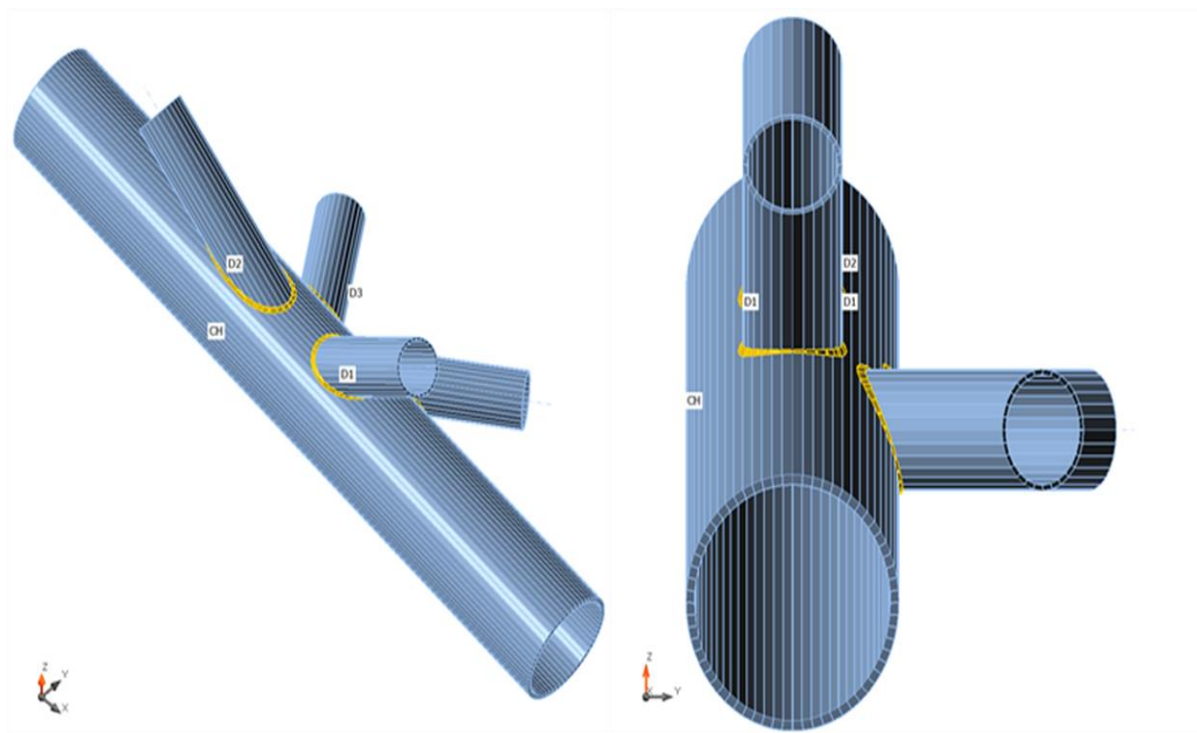
Η συγκόλληση των μελών πραγματοποιείται με εξωραφές. Με τον τρόπο αυτό εξασφαλίζεται πως η αντοχή της σύνδεσης είναι τουλάχιστον ίση με την αντοχή των συνδεόμενων μελών με ελάχιστο επιτρεπόμενο πάχος συγκόλλησης $t=3\text{mm}$ και μέγιστο $t=0,7t_{\min}$ αντίστοιχα. Στις συγκολλήσεις της παρούσας μελέτης χρησιμοποιήθηκε το μέγιστο επιτρεπόμενο πάχος συγκόλλησης ανάλογα με τα συνδεόμενα μέλη. Ο μεγάλος λόγος διαμέτρων υποστυλώματος – συνδέσμου καθιστά απαραίτητη την προετοιμασία των άκρων των συνδέσμων [Wardenier, Kurobane, Packer, & Dutta, 1991].

Σε αυτό το σημείο παρουσιάζεται η προσομοίωση της σύνδεσης μορφής K, η οποία πραγματοποιήθηκε στο λογισμικό IdeaStatica (Steel Connections), ένα λογισμικό που εξειδικεύεται στην επίλυση των

συνδέσεων. Αντίστοιχα και οι υπόλοιπες συνδέσεις, που παρουσιάζονται παρακάτω έγιναν με τη χρήση του λογισμικού αυτού. Ακολουθούν πίνακες και εικόνες με τα γεωμετρικά στοιχεία του κόμβου, την προσομοίωση του, τα εντατικά μεγέθη που ασκούνται στον κόμβο και την ανάλυση όπως προέκυψε με τη βοήθεια των πεπερασμένων στοιχείων.

Πίνακας 7.7 Γεωμετρικά χαρακτηριστικά κόμβου K

Name	Cross-section	β – Direction [°]	γ – Pitch [°]	α – Rotation [°]	Offset ex [mm]	Offset ey [mm]	Offset ez [mm]	Forces in	X[mm]
CH	CHS 813x25	-3,0	0	0,0	0	0	0	Node	0
D1	CHS 323.9x16	-3,0	-44,0	0,0	0	0	0	Node	0
D2	CHS 323.9x16	180,0	-35,0	0,0	0	0	0	Node	0
D3	CHS 323.9x16	145,0	0,0	0,0	0	0	0	Node	0
D4	CHS 323.9x16	44,0	0,0	0,0	0	0	0	Node	0



Εικόνα 7.2 Προσομοίωση του κόμβου

Πίνακας 7.8 Εντατικά μεγέθη κόμβου από το συνδυασμό Envelope Quake

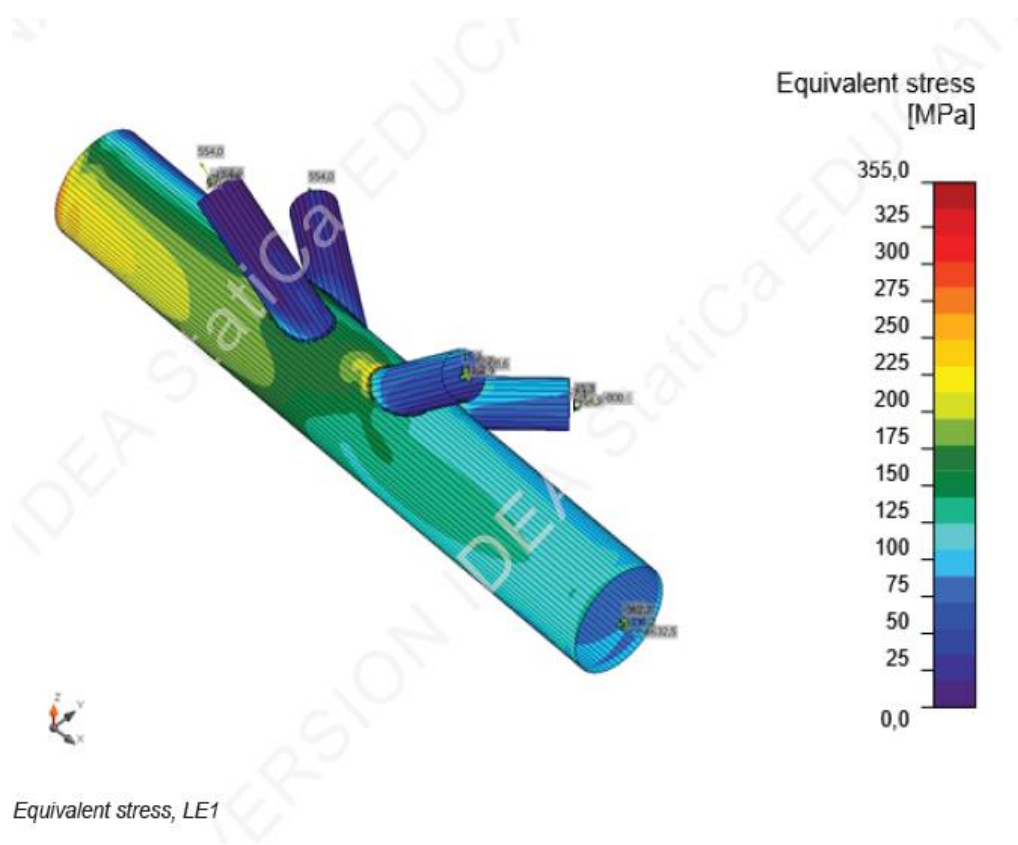
Name of Combination	Member	Material	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
Envelope Quake	CH	S355	-5831,1	-53	-39,8	0,0	-246,0	-357,1
	CH	S355	-6632,5	-83,2	83,0	0,0	-336,2	-362,7
	D1	S355	-808,6	-2,2	15,3	0,0	-64,9	11,2
	D2	S355	554,0	1,0	-10,9	0,0	-43,4	7,3
	D3	S355	554,0	1,0	-10,0	0,0	-43,4	7,3
	D4	S355	-808,6	-2,2	15,3	0,0	-64,9	-7,1

Πίνακας 7.9 Αποτελέσματα ανάλυσης

Name	Thickness [mm]	Loads	σ_{Ed} [MPa]	ϵ_{pl} [1e-4]	Status
CH	30,0	LE1	280,5	0	OK
D1	16,0	LE1	228,5	0,0	OK
D2	16,0	LE1	355,5	22,4	OK
D3	16,0	LE1	223,5	12,0	OK
D4	16,0	LE1	301,5	46,7	OK

Name	Value	Status
Analysis	100,0%	OK
Plates	0,2 < 5%	OK
Welds	98 < 100%	OK
Buckling	Not calculated	

Item	Edge	Throat th. [mm]	Length [mm]	Loads	$\sigma_{w, Ed}$ [MPa]	ϵ_{pl} [%]	σ_{\perp} [MPa]	$\tau_{ }$ [MPa]	τ_{\perp} [MPa]	Ut [%]	Ut _c [%]	Status
CH	D1	▲10,5	1271	LE1	153,8	0,0	-10,6	79,0	-40,0	35,3	15,8	OK
CH	D2	▲10,5	1829	LE1	396,6	0,0	61,9	-205,0	-95,5	91,1	27,1	OK
CH	D3	▲10,5	1157	LE1	427,0	0,1	-215,5	99,7	188,0	98,0	28,0	OK
CH	D4	▲10,5	1442	LE1	420,3	0,0	-193,7	54,3	208,4	96,5	23,1	OK



Εικόνα 7.3 Αποτελέσματα ανάλυσης

Όπου:

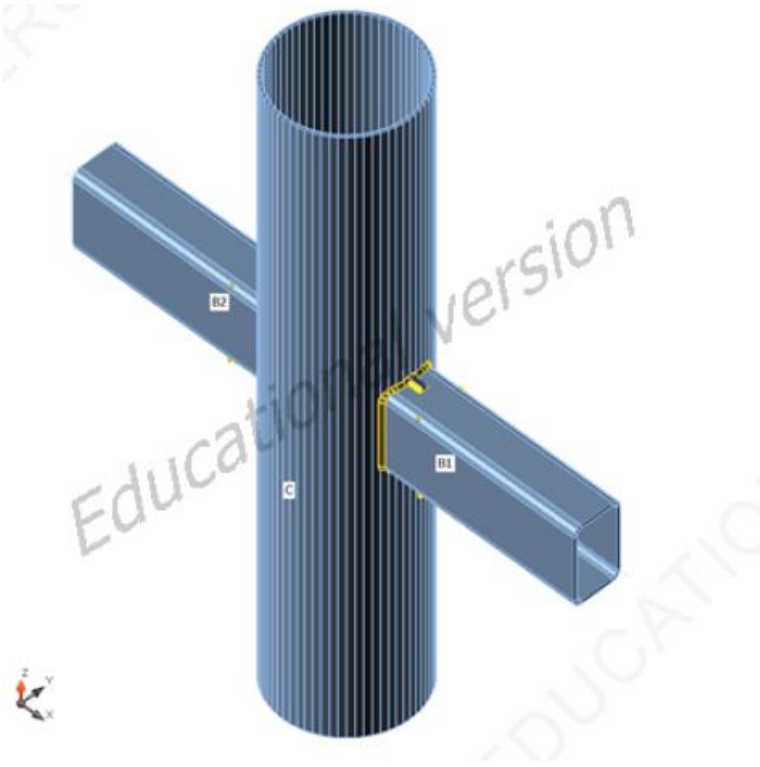
ϵ_{PI}	Παραμόρφωση
$\sigma_{w,Ed}$	Ορθή δρώσα τάση
$\sigma_{w,Rd}$	Ισοδύναμη αντοχή
σ_{\perp}	Ορθή τάση κάθετα στη ραφή
$\tau_{ }$	διατμητική τάση παράλληλα στο επίπεδο της συγκόλλησης
τ_{\perp}	διατμητική τάση κάθετα στο επίπεδο της συγκόλλησης
0.9σ	Αντίσταση έναντι ορθής τάσης - $0.9 \cdot f_u / \gamma_{M2}$
β_w	συντελεστής συσχέτισης
U_t	αξιοποίηση σύνδεσης
U_{tc}	αξιοποίηση συγκολλήσεων

7.3 Σύνδεση δοκού-υποστυλώματος του production deck

Η προσομοίωση της σύνδεσης που μελετάται και τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά του κόμβου προκύπτουν παρακάτω:

Πίνακας 7.10 Γεωμετρικά χαρακτηριστικά κόμβου

Name	Cross-section	β – Direction [°]	γ – Pitch [°]	α – Rotation [°]	Offset ex [mm]	Offset ey [mm]	Offset ez [mm]	Forces in	X[mm]
C	CHS 813x20	0	-90	0,0	0	0	0	Node	0
B1	RHS 500X300x20	0	0	0,0	0	0	0	Node	0
B2	RHS 500X300x20	180	0	0,0	0	0	0	Node	0



Εικόνα 7.4 Προσομοίωση του κόμβου

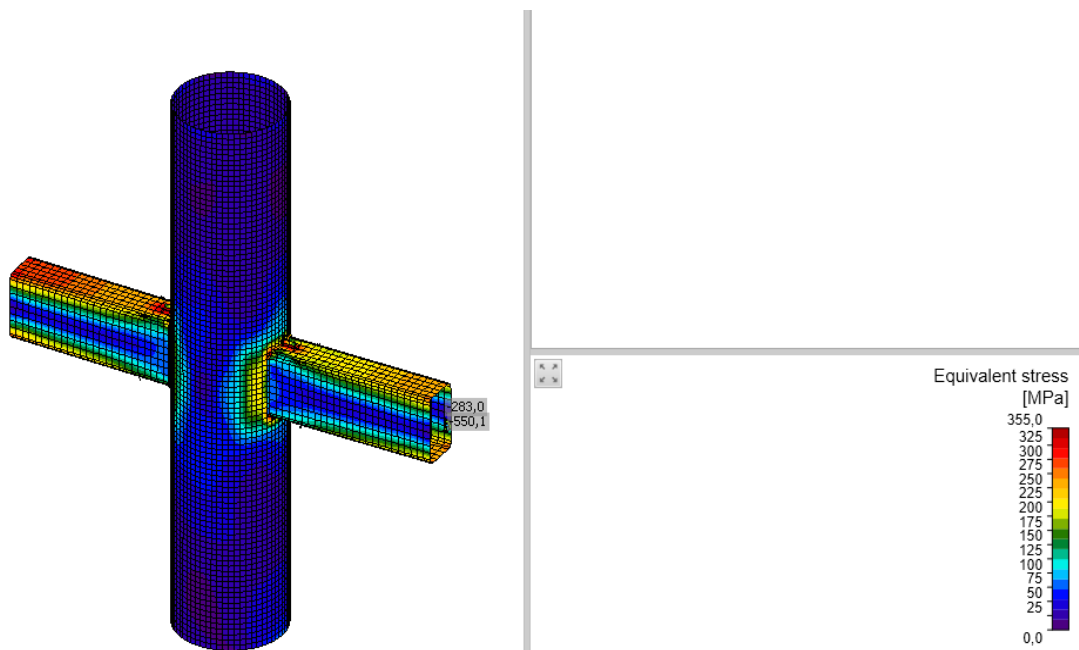
Τα εντατικά μεγέθη, όπως προέκυψαν κατά την επίλυση στο sap2000 και εισήχθησαν στον κόμβο αυτό για την περίπτωση φόρτισης Envelope Quake αλλά και τα αντίστοιχα αποτελέσματα της ανάλυσης παρουσιάζονται σε πίνακες. Επίσης, παρουσιάζεται η παραμορφωμένη εικόνα της σύνδεσης με την κατανομή των τάσεων στα μέλη του κόμβου αλλά και στις συγκολλήσεις, όπως ακριβώς εξάγεται από το λογισμικό Idea Statica.

Πίνακας 7.11 Εντατικά μεγέθη κόμβου

Name of Combination	Member	Material	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
Envelope Quake	CH	S355	0	0	0	0	-0	-0
	CH	S355	0	0	0	0,0	0	0
	B1	S355	0	0	-283,0	0,0	-550,1	0
	B2	S355	0	0	-283,1	0,0	-709,0	7,3

Πίνακας 7.12 Αποτελέσματα ανάλυσης

Item	Edge	Throat th. [mm]	Length [mm]	Loads	$\sigma_{w,Ed}$ [MPa]	ϵ_{p1} [%]	σ_{\perp} [MPa]	τ_{\parallel} [MPa]	τ_{\perp} [MPa]	Ut [%]	Ut _c [%]	Status
SP1	C-arc 16	▲14,0	560	LE1	427,2	0,2	55,6	22,6	-243,5	98,1	51,7	OK
SP1	C-arc 17	▲14,0	560	LE1	427,2	0,2	55,5	-22,5	-243,5	98,1	51,7	OK
SP1	C-arc 48	▲14,0	560	LE1	423,4	0,0	72,3	-38,5	237,8	97,2	42,0	OK
SP1	C-arc 49	▲14,0	560	LE1	423,3	0,0	72,2	38,5	237,7	97,2	42,0	OK
SP1	B1-w 1	▲14,0	94	LE1	427,3	0,3	-15,2	-245,3	-25,1	98,1	98,1	OK
SP1	B1-w 1	▲14,0	94	LE1	427,3	0,3	-15,3	245,3	-25,1	98,1	98,1	OK
SP1	B1-w 3	▲14,0	94	LE1	427,2	0,2	8,2	245,6	22,4	98,1	98,0	OK
SP1	B1-w 3	▲14,0	94	LE1	427,2	0,2	8,1	-245,6	22,4	98,1	98,0	OK
SP1	B2-w 1	▲14,0	94	LE1	430,5	2,1	2,5	-247,9	-17,5	98,8	98,7	OK
SP1	B2-w 1	▲14,0	94	LE1	430,6	2,1	2,5	248,0	-17,3	98,9	98,7	OK
SP1	B2-w 3	▲14,0	94	LE1	430,1	1,9	-13,8	247,7	15,6	98,7	98,7	OK
SP1	B2-w 3	▲14,0	94	LE1	430,1	1,9	-13,8	-247,7	15,6	98,7	98,7	OK
C-arc 45	B1	▲14,0	1360	LE1	427,4	0,3	88,9	-240,9	15,7	98,1	41,9	OK
SP2	B1	▲14,0	64	LE1	227,0	0,0	-30,1	60,5	-115,0	52,1	33,4	OK
C-arc 17	B2	▲14,0	1360	LE1	429,0	1,3	159,8	-143,3	179,8	98,5	54,1	OK
SP3	B2	▲14,0	64	LE1	282,3	0,0	-33,1	-73,9	-144,0	64,8	40,9	OK



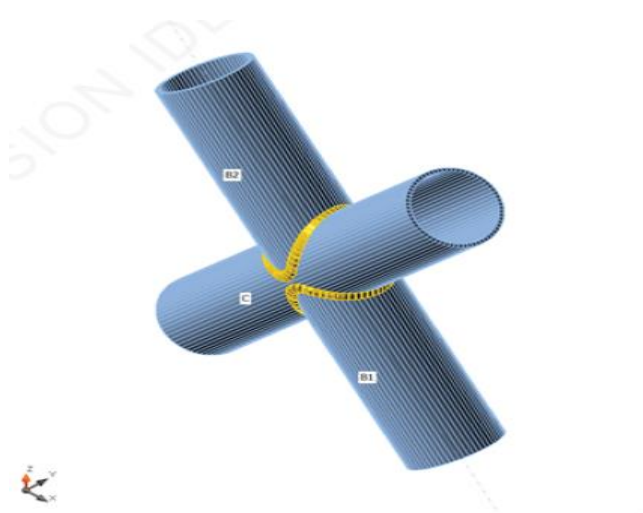
Εικόνα 7.5 Ανάλυση του κόμβου

7.4 Σύνδεση διαγωνίων χιαστί συνδέσμων

Η σύνδεση που μελετάται έχει γεωμετρικά χαρακτηριστικά, όπως προκύπτουν από την προσομοίωση του κόμβου παρακάτω:

Πίνακας 7.13 Γεωμετρικά χαρακτηριστικά κόμβου

Name	Cross-section	β – Direction [°]	γ – Pitch [°]	α – Rotation [°]	Offset ex [mm]	Offset ey [mm]	Offset ez [mm]	Forces in	X[mm]
C	CHS 323.9x16	0	-90	0,0	0	0	0	Node	0
B1	CHS 323.9x16	0	0	0,0	0	0	0	Node	0
B2	CHS 323.9x16	180	0	0,0	0	0	0	Node	0



Εικόνα 7.6 Προσομοίωση του κόμβου

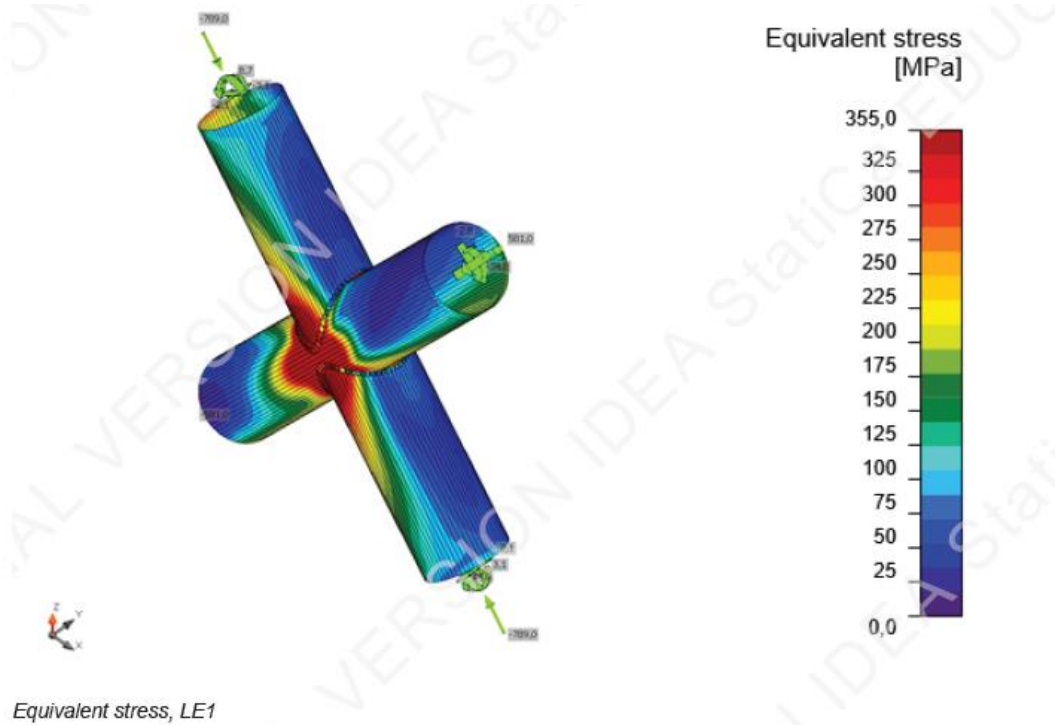
Τα εντατικά μεγέθη, όπως προέκυψαν κατά την επίλυση στο sap2000 και εισήχθησαν στον κόμβο αυτό για την περίπτωση φόρτισης Envelope Quake αλλά και τα αντίστοιχα αποτελέσματα της ανάλυσης παρουσιάζονται σε πίνακες. Επίσης, παρουσιάζεται η παραμορφωμένη εικόνα της σύνδεσης με την κατανομή των τάσεων στα μέλη του κόμβου αλλά και στις συγκολλήσεις, όπως ακριβώς εξάγεται από το λογισμικό Idea Statica.

Πίνακας 7.14 Εντατικά μεγέθη κόμβου

Name of Combination	Member	Material	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
Envelope Quake	C	S355	581	-1,6	2,8	0	24,8	8,8
	C	S355	581	1,6	-2,8	0,0	-24,8	-8,8
	B1	S355	-789	-2,1	3,1	0,0	24	-8,7
	B2	S355	-789	2,1	-3,1	0,0	-24	8,7

Πίνακας 7.15 Αποτελέσματα ανάλυσης

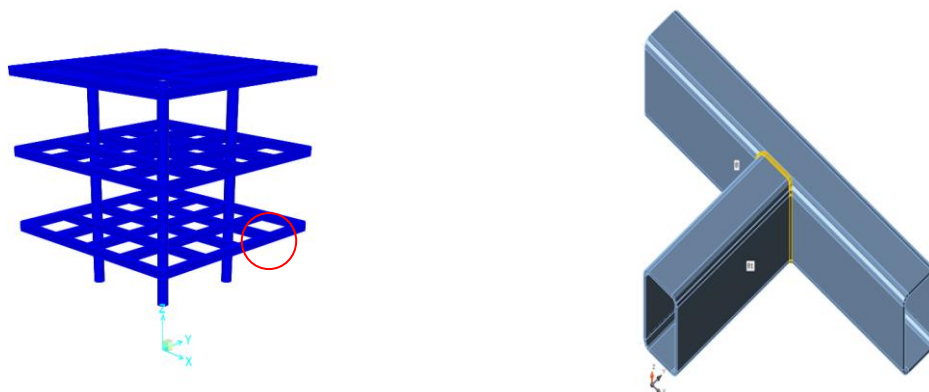
Item	Edge	Throat th. [mm]	Length [mm]	Loads	$\sigma_{w,Ed}$ [MPa]	ϵ_{p1} [%]	σ_{\perp} [MPa]	τ_{\parallel} [MPa]	τ_{\perp} [MPa]	Ut [%]	Ut _c [%]	Status
C-arc 38	B1	▲10,0	718	LE1	427,0	0,1	-156,4	197,4	-116,8	98,0	49,8	OK
C-arc 27	B2	▲10,0	718	LE1	427,1	0,2	-161,5	-170,2	-152,1	98,1	45,1	OK



Εικόνα 7.7 Ανάλυση του κόμβου

7.5 Σύνδεση μεταξύ κυρίων δοκών του καταστρώματος

Η σύνδεση που μελετάται είναι μεταξύ δύο δοκών του καταστρώματος Production deck όπως παρουσιάζεται στην εικόνα που ακολουθεί (Εικόνα 7.8) και έχει γεωμετρικά και αδρανειακά χαρακτηριστικά, όπως προκύπτουν από την προσομοίωση του κόμβου παρακάτω:



Εικόνα 7.8 Προσομοίωση της σύνδεσης

Πίνακας 7.16 Γεωμετρικά χαρακτηριστικά κόμβου

Name	Cross-section	β – Direction [°]	γ – Pitch [°]	α – Rotation [°]	Offset ex [mm]	Offset ey [mm]	Offset ez [mm]	Forces in	X[mm]
B	RHS 500x300x20	0	0	0,0	0	0	0	Node	0
B1	RHS 500x300x20	-90	0	0,0	0	0	0	Node	0

Τα εντατικά μεγέθη, όπως προέκυψαν κατά την επίλυση στο sap2000 και εισήχθησαν στον κόμβο αυτό για την περίπτωση φόρτισης $1,35(g+g') + 1,5q$ αλλά και τα αντίστοιχα αποτελέσματα της ανάλυσης παρουσιάζονται σε πίνακες. Επίσης, παρουσιάζεται η παραμορφωμένη εικόνα της σύνδεσης με την κατανομή των τάσεων στα μέλη του κόμβου αλλά και στις συγκολλήσεις, όπως ακριβώς εξάγεται από το λογισμικό Idea Statica.

Πίνακας 7.17 Εντατικά μεγέθη κόμβου

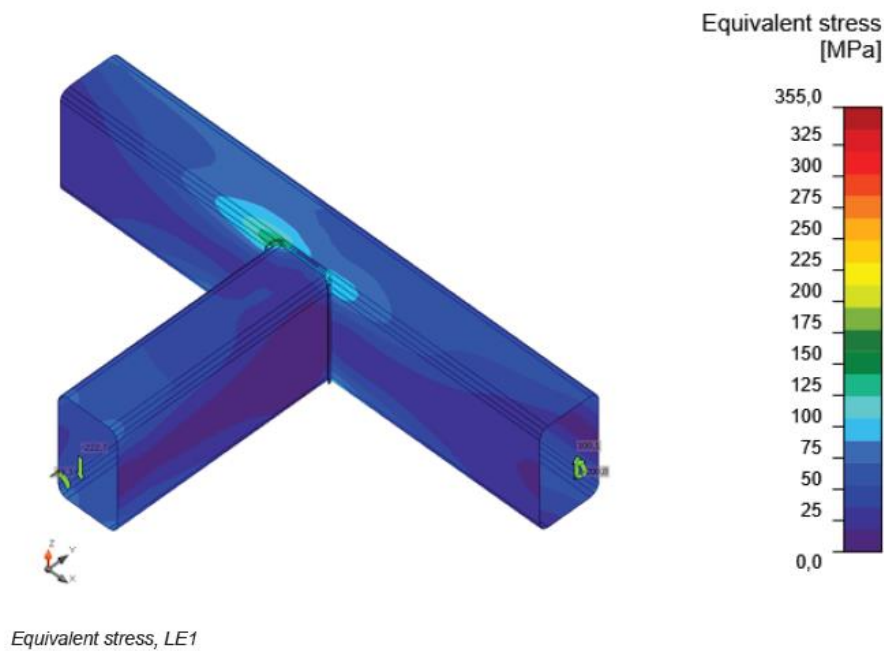
Name of Combination	Member	Material	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
1,35(g+g') + 1,5q	B	S355	0	0	122,5	0	330,1	0
	B	S355	0	0	100,1	0,0	-280,8	0
	B1	S355	0	0	-222,6	49,3	-24	0

Πίνακας 7.18 Αποτελέσματα ανάλυσης

Name	Value	Status
Analysis	100,0%	OK
Plates	0,0 < 5%	OK
Welds	44,1 < 100%	OK
Buckling	Not calculated	

Plates

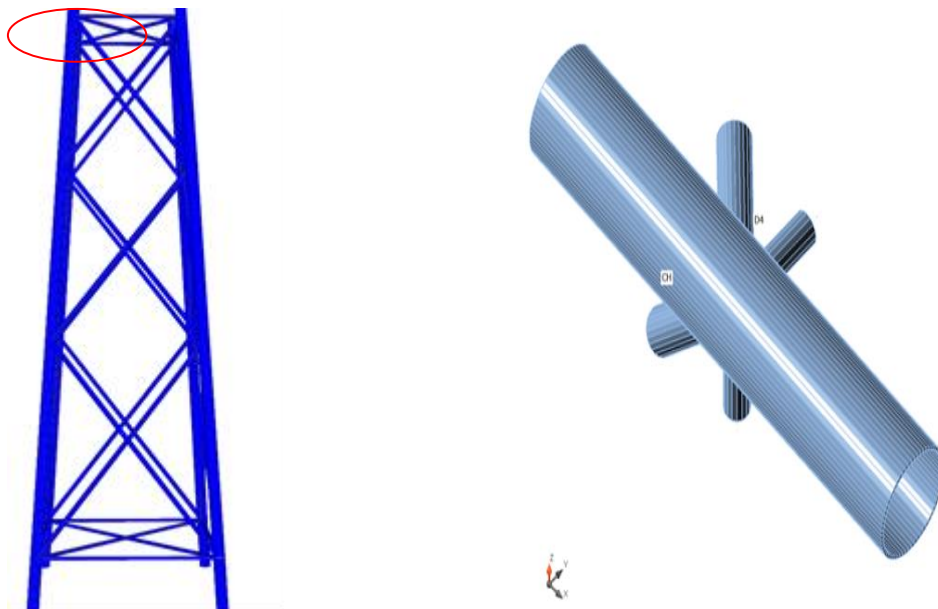
Name	Thickness [mm]	Loads	σ_{Ed} [MPa]	ϵ_{pl} [1e-4]	Status
B	20,0	LE1	143,8	0,0	OK
B1	20,0	LE1	107,0	0,0	OK



Εικόνα 7.9 Ανάλυση κόμβου

7.6 Σύνδεση μελών στην κορυφή του jacket

Η συγκόλληση των μελών πραγματοποιείται με εξωραφές. Οι συγκολλήσεις της παραγράφου αυτής πραγματοποιούνται κατά το μέγιστο επιτρεπόμενο πάχος συγκόλλησης ανάλογα με τα συνδεόμενα μέλη. Η σύνδεση που προσομοιώνεται, η προσομοίωσή της αλλά και τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά του κόμβου παρατίθενται παρακάτω:



Εικόνα 7.10 Προσομοίωση της σύνδεσης στην κορυφή του jacket

Πίνακας 7.19 Γεωμετρικά χαρακτηριστικά κόμβου

Name	Cross-section	β – Direction [°]	γ – Pitch [°]	α – Rotation [°]	Offset ex [mm]	Offset ey [mm]	Offset ez [mm]	Force sin	X[mm]
CH	CHS 813x25	0,0	3,0	0,0	0	0	0	Node	0
D1	CHS 244.5x10	0,0	90,0	0,0	0	0	0	Node	0
D2	CHS 323.9x16	180,0	44,0	0,0	0	0	0	Node	0
D3	CHS 244.5x10	90,0	0	0,0	0	0	0	Node	0
D4	CHS 323.9x16	136,0	0	0,0	0	0	0	Node	0
D5	CHS 244x10	90,0	45,0	0,0	0	0	0	Node	0

Τα εντατικά μεγέθη, όπως προέκυψαν κατά την επίλυση στο sap2000 και εισήχθησαν στον κόμβο αυτό για την περίπτωση φόρτισης Envelope Quake αλλά και τα αντίστοιχα αποτελέσματα της ανάλυσης παρουσιάζονται σε πίνακες. Επίσης, παρουσιάζεται η παραμορφωμένη εικόνα της σύνδεσης με την κατανομή των τάσεων στα μέλη του κόμβου αλλά και στις συγκολλήσεις, όπως ακριβώς εξάγεται από το λογισμικό Idea Statica.

Πίνακας 7.20 Εντατικά μεγέθη κόμβου

Name of Combination	Member	Material	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
Envelope Quake	CH	S355	-3236,0	-415	-505,6	0,0	1189,6	-1178,1
	CH	S355	-3206,0	-179,0	-141,2	0,0	-1189,6	1178,1
	D1	S355	48,3	0,0	0,0	0,0	-40,1	0,0
	D2	S355	-1002,4	13,4	-3,1	0,0	-59,2	31,3
	D3	S355	-48,3	0,0	-14,1	0,0	-40,1	0,0
	D4	S355	1002,4	13,4	0,0	0,0	-31,3	-59,2
	D5	S355	-33,4	0,0	-10,2	0,0	-32	0,0

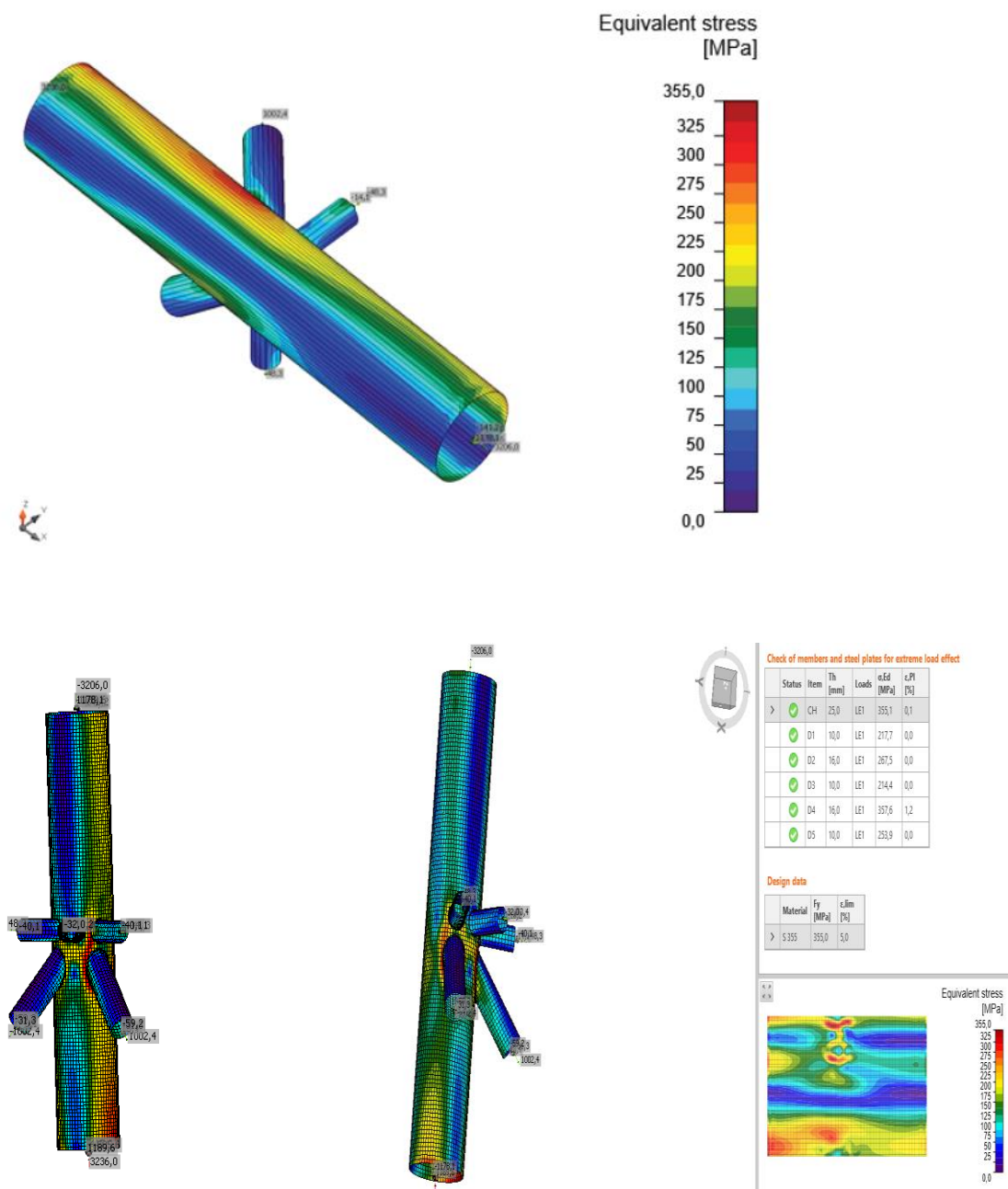
Πίνακας 7.21 Αποτελέσματα ανάλυσης

Name	Value	Status
Analysis	100,0%	OK
Plates	1,2 < 5%	OK
Welds	98,1 < 100%	OK
Buckling	Not calculated	

Plates

Name	Thickness [mm]	Loads	σ_{Ed} [MPa]	ϵ_{pl} [1e-4]	Status
CH	25,0	LE1	355,1	5,5	OK
D1	10,0	LE1	217,7	0,0	OK
D2	16,0	LE1	267,5	0,0	OK
D3	10,0	LE1	214,4	0,0	OK
D4	16,0	LE1	357,6	122,7	OK
D5	10,0	LE1	253,9	0,0	OK

Item	Edge	Throat th. [mm]	Length [mm]	Loads	$\sigma_{w,Ed}$ [MPa]	ϵ_{PI} [%]	σ_{\perp} [MPa]	τ_{\parallel} [MPa]	τ_{\perp} [MPa]	Ut [%]	Ut _c [%]	Status
CH-arc 50	D1	▲7,0	723	LE1	427,4	0,3	82,3	239,0	38,8	98,1	40,5	OK
CH-arc 47	D2	▲10,0	1135	LE1	427,0	0,1	264,5	36,1	-190,2	98,0	37,8	OK
CH-arc 62	D3	▲7,0	721	LE1	352,6	0,0	249,0	-2,4	144,1	80,9	42,9	OK
CH-arc 62	D4	▲10,0	1164	LE1	427,0	0,1	-187,5	-96,3	199,5	98,0	42,4	OK
CH-arc 54	D5	▲7,0	722	LE1	291,8	0,0	171,1	-105,9	86,0	67,0	28,8	OK



Εικόνα 7.11 Ανάλυση του κόμβου

8 ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΟΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΠΑΣΣΑΛΩΝ

8.1 Γενικά χαρακτηριστικά για τη θεμελίωση των πασσάλων

Οι πάσσαλοι αποτελούν τον συνηθέστερο τρόπο βαθιάς θεμελίωσης και προτιμώνται έναντι των επιφανειακών θεμελιώσεων στη περίπτωση των υπεράκτιων κατασκευών, γιατί το τυπικό εδαφικό προφίλ του πυθμένα της θάλασσας αποτελείται από μια στρώση πολύ μαλακού εδάφους στην επιφάνεια, η οποία δίνει πολύ μικρή εδαφική πλευρική αντίσταση. Για το λόγο αυτό χρησιμοποιούνται επιμήκη στοιχεία (πάσσαλοι) οι οποίοι μεταφέρουν τα φορτία της κατασκευής με ασφάλεια σε μεγάλα βάθη όπου οι εδαφικές στρώσεις είναι επαρκώς πιο ανθεκτικές, περιορίζοντας ταυτόχρονα τις μετατοπίσεις της κατασκευής. Για την επίλυση των προβλημάτων θεμελιώσεων με πασσάλους απαιτείται η κατανόηση της συμπεριφοράς του συστήματος πάσσαλος-έδαφος και κυρίως η κατανόηση του μηχανισμού μεταβίβασης των φορτίων από τον πάσσαλο στο έδαφος.

Οι πάσσαλοι ως στοιχεία θεμελιώσεων χρησιμοποιούνται συνήθως στις εξής περιπτώσεις:

- Όταν μαλακά εδάφη υπέρκεινται στιφρών
- Σε αποθέσεις μαλακών ή χαλαρών εδαφών μεγάλου πάχους
- Για μεταβίβαση στο έδαφος υψηλών φορτίων με ταυτόχρονο περιορισμό των καθιζήσεων
- Για ανάληψη οριζόντιων φορτίων

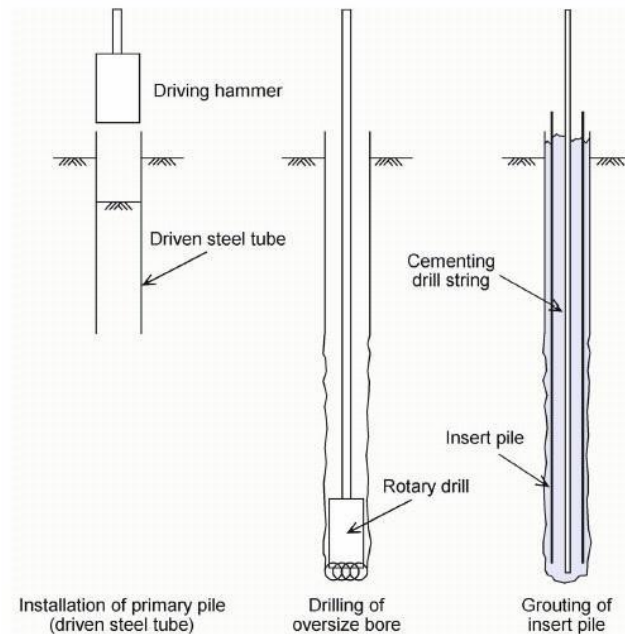
Στη περίπτωση των υπεράκτιων κατασκευών οι μεταλλικοί σωλήνες που χρησιμοποιούνται έχουν τα εξής γεωμετρικά χαρακτηριστικά:

- Διάμετρο (D) που κυμαίνεται μεταξύ 3.5m και 6.0m
- Βάθος θεμελίωσης (L) που κυμαίνεται από 20m έως 40m
- Λόγο διαμέτρου (D) προς πάχος τοιχώματος (t) μεταξύ 25 και 120

8.2 Τρόποι εγκατάστασης των πασσάλων

Η επιλογή της κατάλληλης μεθόδου εγκατάστασης του μονοπασσάλου εξαρτάται από τις τοπικές γεωλογικές συνθήκες και μπορεί να γίνει (Σχήμα 8.1):

- Μέσω έμπηξης με ειδικά σφυριά (driven piles)
- Μέσω εκσκαφής και ενίσχυσης (drilled and grouted piles)
- Με συνδυασμό των παραπάνω μεθόδων



Σχήμα 8.1 Τρόποι εγκατάστασης των πασσάλων: (από αριστερά) α) με έμπηξη, β) με εκσκαφή και ενίσχυση [Randolph & Gourvenec]

Στη περίπτωση των υπεράκτιων κατασκευών η πρώτη μέθοδος τοποθέτησης χρησιμοποιείται στη πλειοψηφία των περιπτώσεων. Ο πάσσαλος ο οποίος είναι ανοιχτός στη βάση του, εμπερνύεται μέσα στο πυθμένα μέσω ενός ειδικού σφυριού το οποίο είναι ατμοκίνητο είτε υδραυλικό είτε βενζινοκίνητο (Σχήμα 3.2).



Σχήμα 8.2 Διαδικασία έμπηξης μονοπασσάλου μέσω ειδικού σφυριού [Kaiser & Snyder]

Το σφυρί “σπρώχνει” ουσιαστικά τον πάσσαλο ο οποίος ελέγχεται από έναν οδηγό έτσι ώστε να αποτρέπεται τυχόν απόκλιση του πασσάλου από την κατακόρυφο. Τα σφυριά αυτά λόγω της κρούσης μεταφέρουν ένα ισχυρό θλιπτικό κύμα στην κεφαλή του πασσάλου το οποίο μεταφέρεται σε όλο το πάσσαλο με την ταχύτητα του ήχου. Το κύμα αυτό είναι ένα δυναμικό φαινόμενο επιβολής τάσεων το οποίο περνά στο έδαφος δια μέσου του πασσάλου. Το πάχος του πασσάλου θα πρέπει να είναι αρκετά μεγάλο έτσι ώστε να μπορεί να παραλάβει με ασφάλεια τα επιβαλλόμενα αξονικά και πλευρικά φορτία που ασκούνται στη κατασκευή, καθώς και τις επιβαλλόμενες τάσεις κατά τη διάρκεια της έμπηξης.

8.3 Χαλύβδινοι εμπηγνύομενοι πάσσαλοι

Στο πλαίσιο της μεταπτυχιακής εργασίας μελετώνται οι χαλύβδινοι εμπηγνύομενοι πάσσαλοι. Οι χαλύβδινοι πάσσαλοι χρησιμοποιούνται ευρέως λόγω της αυξημένης αντοχής τους και της ευχέρειας χειρισμού τους. Είναι ικανοί για μεταφορά μεγάλων θλιπτικών φορτίων ιδιαίτερα όταν καταλήγουν σε συμπαγή εδαφική στρώση. Έχουν τη δυνατότητα έμπηξης σε μεγάλο βάθος, μέχρι να συναντήσουν το κατάλληλο εδαφικό στρώμα ή να αναπτύξουν υψηλή πλευρική τριβή. Επίσης, διαθέτουν υψηλή αντοχή και ανθεκτικότητα έναντι κάμψης και λυγισμού. Μειονέκτημα τους το αυξημένο κόστος ανά μέτρο βάθους έμπηξης. Οι χαλύβδινοι πάσσαλοι αποτελούν τον ιδανικότερο τρόπο θεμελίωσης στη περίπτωση των υπεράκτιων ανεμογεννητριών καθώς η κατασκευή τους δεν επηρεάζεται από τα υπόγεια ύδατα, επανεμπηγνύονται σε περίπτωση «ανύψωσης» και είναι κατάλληλοι για τις περιπτώσεις όπου σχετικώς μεγάλου πάχους μαλακές αποθέσεις υπέρκεινται της βάσης έδρασης. Όσο βέβαια αυξάνεται η διατομή του πασσάλου, τόσο δυσκολότερη γίνεται η έμπηξη του και εμφανίζονται δυσκολίες κατά την κατασκευή του.

Η θεμελίωση της κατασκευής μέσω πασσάλων επιτρέπει τη θεμελίωση σε μεγάλα βάθη με αποτέλεσμα η φέρουσα ικανότητα του εδάφους (διατμητική αστοχία-θραύση του εδάφους θεμελιώσεως) να είναι σημαντικά μεγαλύτερη σε σχέση με άλλες μεθόδους θεμελιώσεως. Ένα πρόσθετο πλεονέκτημα των θεμελιώσεων με πασσάλους είναι η δραστική μείωση των αναμενόμενων καθιζήσεων. Στη περίπτωση των πασσάλων, η παράπλευρη επιφάνεια του πασσάλου στην οποία αναπτύσσεται πλευρική τριβή είναι αρκετά μεγάλη με αποτέλεσμα οι καθιζήσεις της κατασκευής να είναι πολύ μικρές.

Οι κοίλοι κυκλικοί πάσσαλοι (που είναι και οι πιο διαδεδομένοι) αποτελούνται από ελάσματα τα οποία έχουν μια διαμήκη ραφή και το μήκος του κάθε ελάσματος μπορεί να φτάσει έως και τα 4m. Οι διαμήκεις ραφές δύο γειτονικών κομματιών του πασσάλου πρέπει να έχουν περιστραφεί τουλάχιστον κατά 90°. Οι ισχύοντες αμερικάνικοι κανονισμοί API RP2A και API RP2B, δίνουν επιτρεπόμενες αντοχές για της εξωτερική διάμετρο και την αρχική οβαλοποίηση. Αν ο πάσσαλος αποτελείται από διαφορετικού πάχους μέρη, τότε αυτά τα μέρη δεν πρέπει να διαφέρουν παραπάνω από 3mm σε πάχος, αλλιώς χρειάζονται μια εξομόλυνση 4:1 (κατακόρυφα προς οριζόντια).

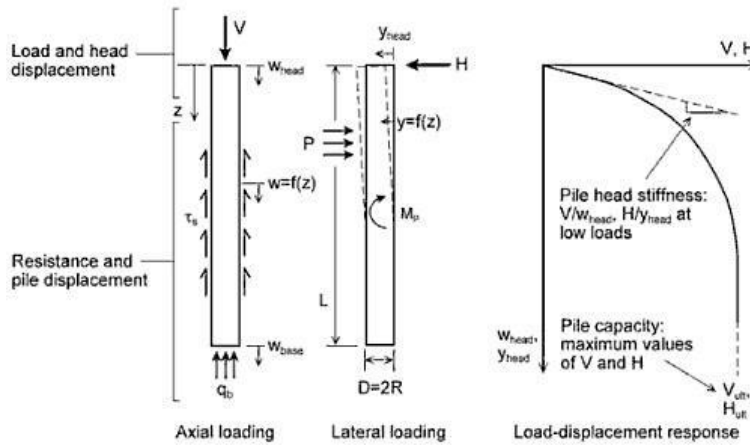
Για συνήθη εδαφικά στρώματα οι χαλύβδινες διατομές πρέπει να έχουν επαρκή αντοχή σε διάβρωση για τη περίοδο ζωής που σχεδιάζονται και το τμήμα του πασσάλου που βρίσκεται πάνω από τη στάθμη της θάλασσας ή το τμήμα που βρίσκεται σε διαβρωμένα εδαφικά στρώματα θα πρέπει να προστατεύεται έναντι διάβρωσης.

Τα βασικά κριτήρια για την επιλογή των γεωμετρικών χαρακτηριστικών του μονοπασσάλου είναι τα εξής:

- Το μέγεθος των υδροδυναμικών και αεροδυναμικών φορτίων που ασκούνται στην ανωδομή
- Τα εδαφικά χαρακτηριστικά του εδάφους θεμελιώσεως
- Τις δυνατότητες και το κόστος κατασκευής του

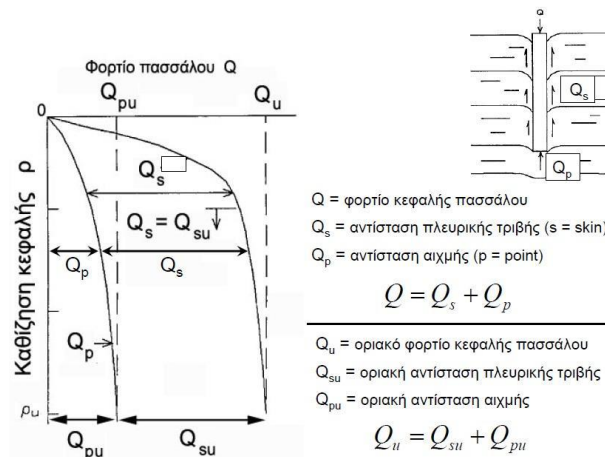
8.4 Φέρουσα ικανότητα πασσάλου-Αντοχή σε κατακόρυφη φόρτιση

Η φέρουσα ικανότητα του πασσάλου υπό κατακόρυφη φόρτιση ορίζεται ως το θεωρητικό φορτίο που οδηγεί σε διατμητική αστοχία-θραύση το έδαφος θεμελιώσεως. Στη περίπτωση των υπεράκτιων κατασκευών η κατακόρυφη φόρτιση δεν έχει κυρίαρχο λόγο καθώς πρόκειται για κατασκευές που φορτίζονται κυρίως πλευρικά και φορτίζονται λιγότερο κατά την κατακόρυφη διεύθυνση. Ο μηχανισμός ανάληψης φορτίσεων είναι διαφορετικός για αξονική και πλευρική φόρτιση, ωστόσο οι καμπύλες φόρτισης-μετατόπισης (p-y) είναι της ίδιας μορφής (Σχήμα 8.3):



Σχήμα 8.3 Μηχανισμός ανάληψης (από αριστερά) α) κατακόρυφων β) οριζόντιων φορτίσεων από πασσάλους και καμπύλες φόρτισης μετατόπισης (P-y) με θεώρηση μη-γραμμικής συμπεριφοράς του εδάφους [Καββαδάς, 2008]

Ο μηχανισμός ανάληψης φορτίων από θλιβόμενους πασσάλους φαίνεται στο παρακάτω σχήμα (Σχήμα 8.4):



Σχήμα 8.4 Μορφή καμπύλης αξονικής δύναμης-μετατόπισης στη κορυφή του πασσάλου [Καββαδάς, 2008]

Η φέρουσα ικανότητα ενός μεμονωμένου κατακόρυφου πασσάλου ο οποίος υποβάλλεται σε αξονική θλιπτική κατακόρυφη φόρτιση, δίνεται από την παρακάτω εξίσωση:

$$Q_u = Q_{su} + Q_{pu} - W_p \tag{8-1}$$

όπου:

Q_u είναι το οριακό φορτίο του πασσάλου

Q_{su} είναι η οριακή αντίσταση πλευρικής τριβής του πασσάλου

Q_{pu} είναι η οριακή αντίσταση αιχμής του πασσάλου

W_p είναι το ίδιο βάρος του πασσάλου

Η οριακή αντίσταση πλευρικής τριβής δίνεται από την εξίσωση:

$$Q_{su} = \pi \cdot D \int_0^L \tau_{su} dz = \pi \cdot D \cdot \sum_i \tau_{su} \Delta z_i = \pi \cdot D \cdot L \cdot q_s \quad (8-2)$$

όπου:

D είναι η διάμετρος του πασσάλου

$\tau_{su}=q_s$ είναι η οριακή πλευρική τριβή

Η οριακή αντίσταση αιχμής του πασσάλου δίνεται από την εξίσωση:

$$Q_{pu} = A_p \cdot q_{pu} \quad (8-3)$$

όπου:

A_p είναι το εμβαδό της αιχμής του πασσάλου

Q_{pu} είναι η οριακή μοναδιαία αντίσταση αιχμής του πασσάλου

8.5 Φέρουσα ικανότητα πασσάλου-Αντοχή σε πλευρική φόρτιση

Στη περίπτωση των θαλάσσιων κατασκευών οι πλευρικές φορτίσεις κυριαρχούν στην καταπόνηση της κατασκευής. Αυτές οι φορτίσεις προέρχονται κυρίως από το υδροδυναμικά και τα αεροδυναμικά φορτία που ασκούνται στην ανωδομή της κατασκευής. Οι πάσσαλοι αναλαμβάνουν τις οριζόντιες δυνάμεις με σύγχρονη κάμψη και πλευρική μετατόπιση, ενεργοποιώντας έτσι τόσο την αντοχή τους όσο και την αντοχή του εδάφους που τους περιβάλλει. Ο έλεγχος λοιπόν της φέρουσας ικανότητας του πασσάλου σε οριζόντια φορτία θα πρέπει να περιλαμβάνει:

- Τον έλεγχο της φέρουσας ικανότητας του περιβάλλοντος εδάφους
- Τον έλεγχο της αντοχής του πασσάλου ως φέροντος στοιχείου σε κάμψη λόγω των πλευρικών καταπονήσεων

Η φέρουσα ικανότητα των πασσάλων εκφράζεται συνήθως με μη-γραμμική ανάλυση σε όρους καμπύλων P-γ. Ο μηχανισμός αστοχίας διαφέρει ανάλογα με το αν ο πάσσαλος θεωρείται κοντός (άκαμπτος) ή μακρύς (εύκαμπτος). Ένας κοντός, άκαμπτος πάσσαλος που φορτίζεται πλευρικά, περιστρέφεται γύρω από ένα σημείο περιστροφής εντός του εδάφους και η εκτίμηση της φέρουσας ικανότητας του βασίζεται κυρίως στην αντοχή του περιβάλλοντος εδάφους. Αντίθετα στη περίπτωση ενός μακρού, εύκαμπτου πασσάλου η φέρουσα ικανότητα του συστήματος πάσσαλος-έδαφος συνδέεται κυρίως με τη κάμψη του πασσάλου λόγω των καμπτικών ροπών που προέρχονται από την πλευρική φόρτιση του πασσάλου [Αναγνωστόπουλος & Παπαδόπουλος, 2011].

Η αντίδραση του εδάφους στην παράπλευρη επιφάνεια του πασσάλου λόγω την οριζόντιων φορτίων που ασκούνται στη κατασκευή μπορεί να εκφρασθεί με διάφορους τρόπους οι κυριότεροι από τους οποίους είναι:

- Ο δείκτης εδάφους σε οριζόντια διεύθυνση k_h
- Το μέτρο ελαστικότητας του Young
- Καμπύλες πιέσεων-υποχωρήσεων "p-y"

Οι καμπύλες αυτές συνδέουν τις εδαφικές αντιδράσεις με την παραμόρφωση του πασσάλου, για διάφορα βάθη κατά μήκος του πασσάλου κάτω από την επιφάνεια του εδάφους.

8.5.1 Δείκτης εδάφους σε οριζόντια διεύθυνση

Ο δείκτης εδάφους σε οριζόντια διεύθυνση (k_h) αποτελεί ένα τρόπο έκφρασης της αντίδρασης του εδάφους στην παράπλευρη επιφάνεια του πασσάλου λόγω των οριζόντιων φορτίων που ασκούνται στη κατασκευή. Στα συνεκτικά εδάφη, για την περίπτωση των οριζόντιων φορτίσεων μικρής διάρκειας, ο δείκτης εδάφους κατά την οριζόντια διεύθυνση (k_h), αυξάνει με την αύξηση του μέτρου ελαστικότητας και κατά συνέπεια με την αύξηση της αστράγγιστης διατμητικής αντοχής (c_u) του εδαφικού υλικού [Broms, 1964]. Έτσι για την περίπτωση των κανονικά φορτισμένων (NC) αργίλων όπου η αστράγγιστη διατμητική τους αντοχή αυξάνεται με το βάθος, αναμένεται και ο δείκτης εδάφους (k_h) να αυξάνεται αναλογικά με το βάθος. Για την περίπτωση όμως των προφορτισμένων (O.C) αργίλων όπου η αστράγγιστη διατμητική τους αντοχή είναι πρακτικά σταθερή για ορισμένο βάθος, αναμένεται και ο δείκτης εδάφους (k_h) να είναι αντίστοιχα σταθερός για το βάθος αυτό. Στα μη συνεκτικά εδάφη, ο δείκτης εδάφους κατά την οριζόντια διεύθυνση (k_h) είναι ανάλογος προς το μέτρο ελαστικότητας του εδάφους [Broms, 1964]. Επειδή όμως στα εδάφη αυτά το μέτρο ελαστικότητας εξαρτάται από τη σχετική πυκνότητα του εδάφους (D_r) καθώς και από την ενεργό πίεση των υπερκειμένων γαιών (σ'_v), ο δείκτης εδάφους (k_h) θα αυξάνεται γραμμικά με το βάθος.

Συμπερασματικά λοιπόν προκύπτει:

- Στη περίπτωση των κανονικά φορτισμένων αργίλων ο δείκτης εδάφους (k_h) αυξάνει με το βάθος
- Στη περίπτωση των προφορτισμένων αργίλων ο δείκτης εδάφους (k_h) παραμένει σταθερός με το βάθος
- Στη περίπτωση των μη συνεκτικών εδαφών ο δείκτης εδάφους (k_h) αυξάνει με το βάθος

Σε αυτό το σημείο γίνεται σύνδεση του δείκτη εδάφους σε οριζόντια διεύθυνση (k_h) με τη σταθερά των ελατηρίων (K):

Σταθερά ελατηρίου (K) = Δείκτης εδάφους (k_h) · Διάμετρος πασσάλου (D) · Επιφάνεια επιρροής ελατηρίου

8.6 Σταθερά ελατηρίων

Η επιρροή του εδάφους στους πασσάλους προσομοιώνεται με τη χρήση γραμμικών ελατηρίων που τοποθετούνται σε όλες τις διευθύνσεις. Η δυσκαμψία των ελατηρίων εξαρτάται από τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά του πασσάλου καθώς και από τις ιδιότητες των εδαφικών στρώσεων. Για το λόγο αυτό υπολογίζονται οι εδαφικές σταθερές στη περιοχή που θα τοποθετηθούν οι πάσσαλοι.

Παρότι δεν είναι φυσικώς δυνατό, οι αναλύσεις γίνονται θεωρώντας ενιαίο εδαφικό προφίλ για όλο το βάθος έμπηξης του πασσάλου προκειμένου να διερευνηθεί η επιρροή μόνο της μεταβολής της σταθεράς των ελατηρίων στην απόκριση της κατασκευής. Στο πλαίσιο της εργασίας δεν τοποθετούνται γραμμικά ελατήρια κατά τη διεύθυνση του άξονα του πασσάλου αφού η πλευρική τριβή που αναπτύσσεται κατά μήκος του πασσάλου είναι αρκετά μεγάλη και άρα οι καθιζήσεις της κατασκευής είναι ελάχιστες, παρά μόνο στη βάση των πασσάλων τοποθετείται ένα αξονικό ελατήριο κατά τη διεύθυνση z με δυσκαμψία $K=1.000.000 \text{ kN/m}$, προκειμένου να προσομοιωθεί η έδραση σε ισχυρό εδαφικό στρώμα. Κατά την εγκάρσια διεύθυνση του πασσάλου τοποθετούνται γραμμικά ελατήρια τα οποία προσομοιώνουν τη δυσκαμψία του εδάφους. Για την περίπτωση των μη συνεκτικών εδαφών ο δείκτης εδάφους κατά την οριζόντια διεύθυνση είναι ανάλογος με το μέτρο ελαστικότητας του εδάφους, όπως αναφέρθηκε παραπάνω, οπότε ο δείκτης εδάφους k_h αυξάνεται γραμμικά με το βάθος και μπορεί να εκτιμηθεί από ένα σταθερό δείκτη n_h κατά την εξίσωση [Γεωργιάννου, 2015] και [(Αναγνωστόπουλος & Παπαδόπουλος, 2011)]:

$$k_h = n_h \cdot \frac{z}{B} \quad (8-4)$$

όπου:

B: η διάμετρος του πασσάλου

z: το βάθος και

n_h : σταθερά του δείκτη εδάφους σε οριζόντια διεύθυνση (constant of horizontal subgrade reaction) η οποία εκφράζει την ταχύτητα αυξήσεως του k_h με το βάθος σε μονάδες kN/m^3 .

Για την περίπτωση των άμμων ο Terzaghi (1955), ο Broms (1964), καθώς και οι Reese et al (1974) δίνουν μέσες τιμές της σταθεράς n_h (Πίνακας 8.1 ανάλογα με τη σχετική τους πυκνότητα και την ύπαρξη ή όχι στάθμης υπογείων υδάτων. Οι τιμές αυτές βασίζονται στη ρεαλιστική παραδοχή ότι το μέτρο ελαστικότητας της άμμου εξαρτάται από την ενεργό πίεση λόγω υπερκειμένων γαιών και τη σχετική πυκνότητα [Αναγνωστόπουλος & Παπαδόπουλος, 2011].

Πίνακας 8.1 Τιμές της σταθεράς n_h για τις άμμους

Σχετική πυκνότητα	Χαλαρή	Μέση	Πυκνή	
n_h ξηρής ή υγρής άμμου (MN/m^3)	2,5	7,5	20	Broms
n_h ξηρής ή υγρής άμμου (MN/m^3)	1,4	5	12	Terzaghi
n_h ξηρής ή υγρής άμμου (MN/m^3)	5,3	16,3	34	Reese

Για στάθμη υδροφόρου ορίζοντα κοντά στην επιφάνεια λαμβάνεται το 60% των ανωτέρω τιμών. Επομένως, σύμφωνα με τα παραπάνω ο δείκτης εδάφους k_h , οπότε και η σταθερά των ελατηρίων $K = k_h \cdot D_{\text{πασσάλου}} \cdot A_{\text{επιρροής,ελατηρίου}}$ και οι καμπύλες "p-γ" των πασσάλων υπολογίζονται με τη βοήθεια του λογισμικού Excel και παρατίθενται στην αντίστοιχη παράγραφο παρακάτω σχετικά με τα χαρακτηριστικά του εδάφους, το οποίο λαμβάνεται υπόψιν αλλά και η μεθοδολογία του κανονισμού που χρησιμοποιείται για την επίλυση αυτού του προβλήματος.

8.7 Θεμελίωση των πασσάλων σε συνεκτικά εδάφη

Στη περίπτωση των συνεκτικών εδαφών διακρίνονται δύο κατηγορίες εδαφών και άρα δύο κατανομές δυσκαμψίας του εδάφους:

- Η περίπτωση των προφορτισμένων (O.C) αργίλων όπου η αστράγγιστη διατμητική αντοχή του εδάφους (c_u) παραμένει σταθερή με το βάθος με αποτέλεσμα και το μέτρο ελαστικότητας του εδάφους να παραμένει σταθερό με το βάθος. Σε αυτή τη περίπτωση η δυσκαμψία των ελατηρίων παραμένει σταθερή με το βάθος και
- Η περίπτωση των κανονικά φορτισμένων (N.C) αργίλων όπου η αστράγγιστη διατμητική αντοχή του εδάφους (c_u) αυξάνεται με το βάθος με αποτέλεσμα και το μέτρο ελαστικότητας του εδάφους να αυξάνει με το βάθος. Σε αυτή τη περίπτωση η δυσκαμψία των ελατηρίων αυξάνει με το βάθος

Η μη-γραμμική κατανομή της δυσκαμψίας των ελατηρίων, η οποία προσδιορίζεται από την καμπύλη πιέσεων-υποχωρήσεων "p-y" εξαρτάται από διάφορους παράγοντες όπως:

- Το τύπο του εδάφους
- Τη διατμητική αντοχή του εδάφους
- Τη παραμορφωσιμότητα του εδάφους
- Το βάθος των ελατηρίων
- Τη διάμετρο του πασσάλου
- Τη καμπτική δυσκαμψία του πασσάλου

Η υπερβολική εξίσωση που ορίζει το σχήμα της καμπύλης η οποία καθορίζει τη σχέση μεταξύ πλευρικής πίεσης επί του πασσάλου και της αντίστοιχης πλευρικής μετατόπισης του πασσάλου (καμπύλη "p-y") για αστράγγιστες συνθήκες φόρτισης είναι η εξής [Georgiadis & Georgiadis]:

$$p = \frac{y}{\frac{1}{K_i} + \frac{y}{p_u}} \quad (8-5)$$

όπου:

p είναι πλευρικό φορτία ανά μέτρο μήκους που ασκείται στον πάσσαλο υπό αστράγγιστες συνθήκες φόρτισης [kN/m]

y η πλευρική μετατόπιση του πασσάλου [m]

K_i είναι η αρχική δυσκαμψία της καμπύλης "p-y" [kN/m²]

p_u το μέγιστο πλευρικό φορτίο ανά μέτρο μήκους πασσάλου υπό αστράγγιστες συνθήκες [kN/m]

Η αρχική δυσκαμψία στις καμπύλες "p-y" εξαρτάται από τα χαρακτηριστικά παραμορφωσιμότητας του εδάφους, τη διάμετρο του πασσάλου, την καμπτική δυσκαμψία του πασσάλου και δίνεται από τη σχέση:

$$K_i = 3E_{u,50} \left(\frac{E_{u,50} \cdot D^4}{E_p I_p} \right)^{1/12} \quad (8-6)$$

όπου:

K_i η αρχική δυσκαμψία της καμπύλης "p-y" [kN/m²]

$E_{u,50}$ το μέτρο ελαστικότητας που αντιστοιχεί στο 50% της τάσης αστοχίας η οποία καθορίζεται από δοκιμή τριαξονικής θλίψης υπό αστράγγιστες συνθήκες [kPa]

D είναι η διάμετρος του πασσάλου [m]

$E_p I_p$ είναι η καμπτική δυσκαμψία του πασσάλου [kNm²]

Στη τριαξονική δοκιμή υπό αστράγγιστες συνθήκες ισχύει:

$$E_{u,50} = \frac{c_u}{\varepsilon_{u,50}} \quad (8-7)$$

όπου:

c_u είναι η αστράγγιστη διατμητική αντοχή του εδάφους [kPa]

$\varepsilon_{u,50}$ η παραμόρφωση που αντιστοιχεί στο 50% της τάσης αστοχίας η οποία καθορίζεται από δοκιμή τριαξονικής θλίψης υπό αστράγγιστες συνθήκες

Στη περίπτωση των προφορτισμένων (O.C) αργίλων ισχύει η εξίσωση:

$$E_{u,50} = 300 \cdot c_u \rightarrow \frac{c_u}{E_{u,50}} = \frac{1}{300} \rightarrow \varepsilon_{u,50} = \frac{1}{300} \quad (8-8)$$

Όπως έχει αναφερθεί στη περίπτωση των προφορτισμένων αργίλων η αστράγγιστη διατμητική αντοχή του εδάφους παραμένει σταθερή με το βάθος. Συνεπώς από την Εξ.(8-7) προκύπτει ότι και το μέτρο ελαστικότητας $E_{u,50}$ παραμένει σταθερό με το βάθος. Επιπλέον, προκύπτει πως και η παραμόρφωση $\varepsilon_{u,50}$ παραμένει σταθερή με το βάθος. Συμπερασματικά προκύπτει ότι και η αρχική δυσκαμψία της καμπύλης "p-γ" (K_i) παραμένει σταθερή με το βάθος και εξαρτάται από την τιμή της αστράγγιστης διατμητικής αντοχής (c_u).

Στη περίπτωση των κανονικά φορτισμένων (N.C) αργίλων η αστράγγιστη διατμητική αντοχή του εδάφους (c_u) αυξάνεται με το βάθος με αποτέλεσμα το μέτρο ελαστικότητας $E_{u,50}$ να αυξάνει με το βάθος. Στο παρακάτω πίνακα φαίνονται οι τιμές της παραμόρφωσης $\varepsilon_{u,50}$ για διάφορες τιμές τις αστράγγιστης διατμητικής αντοχής για την περίπτωση των κανονικά στερεοποιημένων αργίλων.

Πίνακας 8.2 Τιμές παραμόρφωσης $\varepsilon_{u,50}$ για διάφορες τιμές της αστράγγιστης διατμητικής αντοχής (N.C άργιλοι)

	c_u (kPa)	$\varepsilon_{u,50}$
Στιφρή	<48	0,020
Πολύ στιφρή	48-96	0,010
Σκληρή	96-192	0,005

Συμπερασματικά προκύπτει πως η αρχική δυσκαμψία της καμπύλης "p-γ" (K_i) αυξάνει με το βάθος και εξαρτάται από την τιμή της αστράγγιστης διατμητικής αντοχής (c_u).

Το μέγιστο πλευρικό φορτίο ανά μέτρο μήκους πασσάλου υπό αστράγγιστες συνθήκες (p_u)

δίνεται από την εξίσωση:

$$p_u = N_p \cdot c_u \cdot D \quad (8-9)$$

όπου:

N_p είναι ο συντελεστής πλευρικής φέρουσας ικανότητας

c_u είναι η αστράγγιστη διατμητική αντοχή του εδάφους [kPa]

D είναι η διάμετρος του πασσάλου [m]

Ο συντελεστής πλευρικής φέρουσας ικανότητας (N_p) δίνεται από την εξίσωση:

$$N_p = N_{pu} - (N_{pu} - N_{po}) \cdot e^{-\lambda(z/D)} \quad (8-10)$$

όπου:

N_{pu} είναι ο μέγιστος συντελεστής πλευρικής φέρουσας ικανότητας

N_{po} είναι ο συντελεστής πλευρικής φέρουσας ικανότητας στην επιφάνεια του εδάφους

λ είναι ένας αδιάστατος συντελεστής ο οποίος εξαρτάται από την τραχύτητα στη διεπιφάνεια πασσάλου-εδάφους

z είναι το βάθος από την πυθμένα της θάλασσας [m]

D είναι η διάμετρος του πασσάλου [m]

Ο συντελεστής πλευρικής φέρουσας ικανότητας (N_p) αυξάνεται με το βάθος στο ανώτερο τμήμα του πασσάλου, ξεκινώντας από την τιμή N_{po} στην επιφάνεια του εδάφους και φτάνει στη μέγιστη τιμή του N_{pu} σε μεγαλύτερα βάθη όπου και παραμένει σταθερός. Ο αδιάστατος συντελεστής λ εξαρτάται από την τιμή του συντελεστή τραχύτητας στη διεπιφάνεια πασσάλου-εδάφους (α) ο οποίος ορίζεται σαν ο λόγος της διατμητικής αντοχής της διεπιφάνειας ($\alpha = \tau_{su}/c_u$). Συγκεκριμένα ο συντελεστής λ ορίζεται από την εξίσωση:

$$\lambda = 0,55 - 0,15\alpha \quad (8-11)$$

Ο συντελεστής λ παίρνει τιμές από 0.55 για $\alpha=0$ (λεία επιφάνεια) μέχρι 0.40 για $\alpha=1$ (τραχιά επιφάνεια).

Ο συντελεστής πλευρικής φέρουσας ικανότητας στην επιφάνεια του εδάφους (N_{po}) ορίζεται από την εξίσωση:

$$N_{po} = 2 + 1,5\alpha \quad (8-12)$$

Ο μέγιστος συντελεστής πλευρικής φέρουσας ικανότητας (N_{pu}) ορίζεται ως εξής:

$$N_{pu} = \pi + 2\Delta + 2 \cos \Delta + 4\left(\cos \frac{\Delta}{2} + \sin \frac{\Delta}{2}\right) \quad (8-13)$$

όπου $\Delta = \arcsin(\alpha)$.

8.8 Θεμελίωση των πασσάλων σε μη συνεκτικά εδάφη

Στη περίπτωση των μη-συνεκτικών εδαφών ο δείκτης εδάφους κατά την οριζόντια διεύθυνση (k_h) είναι ανάλογος με το μέτρο ελαστικότητας του εδάφους. Στα εδάφη αυτά το μέτρο ελαστικότητας εξαρτάται από τη σχετική πυκνότητα του εδάφους (D_r) καθώς και την ενεργό πίεση των υπερκειμένων γαιών (σ'_v) με αποτέλεσμα ο δείκτης εδάφους (k_h) να αυξάνει με το βάθος. Έτσι στη περίπτωση των μη-συνεκτικών εδαφών η δυσκαμψία των ελατηρίων αυξάνει με το βάθος.

Η γραμμική κατανομή της δυσκαμψίας των ελατηρίων, η οποία προσδιορίζεται από την καμπύλη πιέσεων-υποχωρήσεων "p-γ" εξαρτάται από διάφορους παράγοντες όπως:

- Το τύπο του εδάφους
- Τη σχετική πυκνότητα του εδάφους
- Το βάθος των ελατηρίων
- Την ενεργό πίεση των υπερκειμένων γαιών
- Τη διάμετρο του πασσάλου

Η υπερβολική εξίσωση που ορίζει το σχήμα της καμπύλης η οποία καθορίζει τη σχέση μεταξύ πλευρικής πίεσης επί του πασσάλου και της αντίστοιχης πλευρικής μετατόπισης του πασσάλου (καμπύλη "p-γ") είναι η Εξ.(8-14) [API RECOMMENDED PRACTICE 2A-WSD, 2000] και [El-Reedy, Marine Structural Design Calculations, 2015]

$$p = A \cdot p_u \cdot \tanh\left(\frac{kz}{Ap_u} \gamma\right) \quad (8-14)$$

όπου:

- p είναι το πλευρικό φορτίο ανά μέτρο μήκους που ασκείται στον πάσσαλο [kN/m]
 γ η πλευρική μετατόπιση του πασσάλου [m]
 k είναι η σταθερά του δείκτη εδάφους σε οριζόντια διεύθυνση [kN/m³]
 z είναι το βάθος από την πυθμένα της θάλασσας [m]
 p_u το μέγιστο πλευρικό φορτίο ανά μέτρο μήκους πασσάλου [kN/m]
 A είναι ένας αδιάστατος συντελεστής που εξαρτάται από τις συνθήκες φόρτισης (στατική-δυναμική) και λαμβάνει την τιμή 0.9 για κυκλική φόρτιση

Η μέγιστη πλευρική φέρουσα ικανότητα (p_u) διαφέρει ανάλογα με απόσταση από την επιφάνεια του εδάφους. Για ένα συγκεκριμένο βάθος το μέγιστο πλευρικό φορτίο ανά μέτρο μήκους πασσάλου ορίζεται ως η μικρότερη τιμή από τις παρακάτω δύο εξισώσεις [El-Reedy, Marine Structural Design Calculations, 2015]:

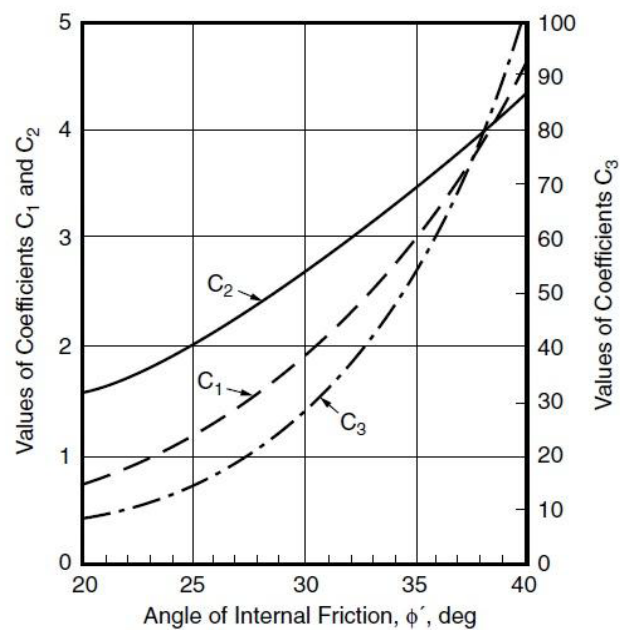
$$p_{us} = (C_1 z + C_2 D) \gamma' D \quad (8-15)$$

$$p_{ud} = C_3 D \gamma z \quad (8-16)$$

όπου:

- p_{us} είναι το μέγιστο πλευρικό φορτίο ανά μέτρο μήκους πασσάλου - ρηχά βάθη [kN/m]
 p_{ud} είναι το μέγιστο πλευρικό φορτίο ανά μέτρο μήκους πασσάλου - βαθιά βάθη [kN/m]
 z είναι το βάθος από την πυθμένα της θάλασσας [m]
 γ' είναι η ενεργός πίεση των υπερκειμένων γαιών [kN/m³]
 D είναι η διάμετρος του πασσάλου [m]
 C_{1,2,3} είναι συντελεστές οι οποίοι εξαρτώνται από τη γωνία εσωτερικής τριβής του εδάφους

Οι συντελεστές C_1, C_2, C_3 οι οποίοι εξαρτώνται από τη γωνία εσωτερικής τριβής του εδάφους, λαμβάνονται είτε από το διάγραμμα (Σχήμα 8.5) είτε από τον πίνακα που ακολουθεί:



Σχήμα 8.5 Συντελεστές C_1, C_2, C_3 συναρτήσει της γωνίας εσωτερικής τριβής του εδάφους [API RECOMMENDED PRACTICE 2A-WSD, 2000]

Πίνακας 8.3 Συντελεστές C_1, C_2, C_3 συναρτήσει της γωνίας εσωτερικής τριβής του εδάφους [El-Reedy, Marine Structural Design Calculations, 2015]

Angle of internal friction, ϕ	C_1	C_2	C_3
20	0.6	1.5	8.5
21	0.7	1.6	9.6
22	0.8	1.7	10.8
23	0.9	1.8	12.2
24	1.0	1.9	13.8
25	1.1	2.0	15.6
26	1.2	2.1	17.6
27	1.3	2.2	19.9
28	1.4	2.3	22.5
29	1.6	2.5	25.4
30	1.7	2.6	28.7
31	1.9	2.7	32.4
32	2.1	2.9	36.6
33	2.3	3.0	41.4
34	2.5	3.2	46.7
35	2.8	3.4	52.8
36	3.1	3.6	59.6
37	3.4	3.8	67.4
38	3.8	4.0	76.1
39	4.2	4.2	86.0
40	4.6	4.4	101.5

8.9 Γεωτεχνικός και δομοστατικός έλεγχος των πασσάλων

8.9.1 Δεδομένα του εδάφους θεμελιώσεως της κατασκευής και των πασσάλων

Κατά την πραγματοποίηση της γεωτεχνικής μελέτης θεωρήθηκε ως έδαφος θεμελιώσεως άμμος (μη συνεκτικό έδαφος) μέσης σχετικής πυκνότητας $D_r=60\%$, κάνοντας την παραδοχή ότι το εδαφικό προφίλ για όλο το βάθος έμπηξης του πασσάλου είναι ενιαίο, προκειμένου να διερευνηθεί η επιρροή μόνο της μεταβολής της σταθεράς των ελατηρίων στην απόκριση της κατασκευής. Θεωρείται γωνία εσωτερικής τριβής της άμμου $\varphi=35^\circ$ και μέτρο ελαστικότητας $E=30$ MPa με $\gamma_{\text{κορ}}= 20$ kN/m³. Οι εδαφικοί συντελεστές λαμβάνονται ως $\gamma_v=1,00$ και $\gamma_\varphi=1,00$ κατά τον Ευρωκώδικα 7.

Σημειώνεται ότι όλες οι παραπάνω τιμές αποτελούν γενικευμένες τιμές σε κορεσμένα αμμώδη εδάφη. Για ακριβέστερο υπολογισμό θα έπρεπε να πραγματοποιηθούν γεωτρήσεις στην περιοχή θεμελίωσης της κατασκευής, να ληφθούν εδαφικά δείγματα από μεγάλα βάθη, ώστε να προκύψει η στρωματογραφία του εδάφους. Ωστόσο, στο πλαίσιο της μεταπτυχιακής διπλωματικής εργασίας αυτό δεν είναι εφικτό, συνεπώς το έδαφος θεωρείται ως ενιαίο στρώμα αμμώδους υλικού με μήκος έμπηξης του πασσάλου στην άμμο ίσο με $L=20$ m. Ακολουθεί συνοπτικός πίνακας με τα δεδομένα του εδάφους αλλά και τα χαρακτηριστικά των πασσάλων:

:

Πίνακας 8.4 Δεδομένα του εδάφους θεμελιώσεως

Άμμος μέσης σχετικής πυκνότητας		
E	30	MPa
c	0	MPa
φ	35	°
γ_φ	1	
K_p	3,6902	
$\gamma_{\text{κορ}}$	20	kN/m ³
γ'	10	kN/m ³
γ_γ	1	
D_r	60	%
δ	21	
$\eta_{\text{h-Terzaghi}}$	5000	kN/m ³
$\eta_{\text{h, κορ}}$	3000	kN/m ³
$A_{\text{ελατηρίου}}$	1	m

όπου:

$K_p=\tan^2(45+\varphi/2)$: συντελεστής παθητικών ωθήσεων

δ : γωνία τριβής μεταξύ των κόκκων της άμμου και του μεταλλικού πασσάλου

η_{h} : σταθερά του δείκτη εδάφους σε οριζόντια διεύθυνση, η οποία εκφράζει την ταχύτητα αύξησεως του k_h με το βάθος σε μονάδες kN/m³.

Πίνακας 8.5 Γεωμετρικά και αδρανειακά χαρακτηριστικά μεταλλικών πασσάλων

Γεωμετρικά χαρακτηριστικά μεταλλικών πασσάλων		
D=B	1	m
t	0,04	m
D/t	25	
f _y	355	MPa
Υπασσάλου	78,5	kN/m ³
E _p	210000	MPa
I _p	0,0139	m ⁴
E _p I _p	2923,520884	MN*m ²
L _{εμπηξης}	20	m
L _c =10D	10	m
A _p	0,1206	m ²

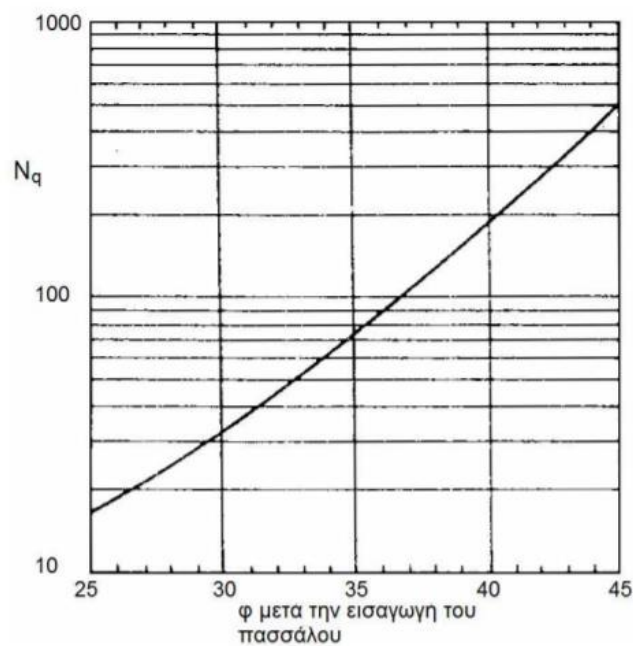
8.9.2 Φέρουσα ικανότητα πασσάλου έναντι κατακόρυφων φορτίων

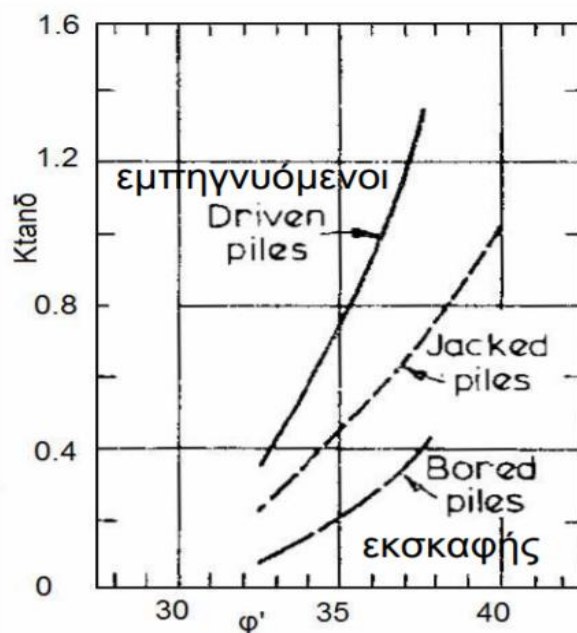
Για πασσάλους έμπηξης στην άμμο οι εξισώσεις για την αντοχή αιχμής και την πλευρική τριβή είναι οι ακόλουθες:

$$Q_{pu} = A_p \cdot q_{pu} = A_p \cdot N_q \cdot \sigma_v \quad (8-17)$$

$$Q_{su} = \pi \cdot D \cdot L \cdot q_s = \pi \cdot D \cdot L \cdot K \cdot \sigma'_v \cdot \tan \delta \quad (8-18)$$

Για τον υπολογισμό του N_q και του K·tanδ χρησιμοποιούνται τα παρακάτω σχήματα:

Σχήμα 8.6 N_q για διάφορες γωνίες φ [Γεωργιάννου, 2015]



Σχήμα 8.7 Υπολογισμός Κτανθ για διάφορες γωνίες φ

Χρησιμοποιώντας τις παραπάνω εξισώσεις υπολογισμού των αντοχών σε κατακόρυφη φόρτιση με επιμέρους συντελεστές ασφαλείας $\gamma_b=1,30$ και $\gamma_s=1,30$ κατά τον Ευρωκώδικα 7 [EN 1997-1, 2004] προκύπτουν οι ακόλουθοι πίνακες:

Πίνακας 8.6 Υπολογισμός αντίστασης αιχμής Q_{bu}

1) Αντίσταση αιχμής $Q_{bu}=A_p \cdot q_b$							
z(m)	σ_v'	Nq	q_b (kPa)	A_p (m ²)	$Q_{bu,k}$ (kN)	γ_b	$Q_{bu,d}$ (kN)
0	0	100	0	0,12	0,00	1,30	0,00
1	10	100	1000	0,12	120,64	1,30	92,80
2	20	100	2000	0,12	241,27	1,30	185,60
3	30	100	3000	0,12	361,91	1,30	278,39
4	40	100	4000	0,12	482,55	1,30	371,19
5	50	105	5250	0,12	633,35	1,30	487,19
6	60	113	6780	0,12	817,92	1,30	629,17
7	70	125	8750	0,12	1055,58	1,30	811,98
8	80	140	11200	0,12	1351,14	1,30	1039,34
9	90	140	12600	0,12	1520,03	1,30	1169,25
10	100	140	14000	0,12	1688,92	1,30	1299,17
11	110	140	15400	0,12	1857,81	1,30	1429,09
12	120	140	16800	0,12	2026,70	1,30	1559,00
13	130	140	18200	0,12	2195,60	1,30	1688,92
14	140	140	19600	0,12	2364,49	1,30	1818,84
15	150	140	21000	0,12	2533,38	1,30	1948,75
16	160	140	22400	0,12	2702,27	1,30	2078,67
17	170	140	23800	0,12	2871,16	1,30	2208,59
18	180	140	25200	0,12	3040,06	1,30	2338,50
19	190	140	26600	0,12	3208,95	1,30	2468,42
20	200	140	28000	0,12	3377,84	1,30	2598,34

Πίνακας 8.7 Υπολογισμός πλευρικής τριβής Q_{su}

2) Πλευρική τριβή $Q_{su}=(\pi DL)*q_s$							
K	$\tan(\delta)$	z(m)	σ_n' (kPa)	q_s (kPa)	$Q_{su,k}$ (kN)	γ_s	$Q_{su,d}$ (kN)
1	0,3839	0	0	0	0	1,3	0,00
1	0,3839	1	10	3,84	12,06	1,3	9,28
1	0,3839	2	20	7,68	48,24	1,3	37,11
1	0,3839	3	30	11,52	108,53	1,3	83,49
1	0,3839	4	40	15,35	192,95	1,3	148,42
1	0,3839	5	50	19,19	301,49	1,3	231,91
1	0,3839	6	60	23,03	434,14	1,3	333,95
1	0,3839	7	70	26,87	590,91	1,3	454,55
1	0,3839	8	80	30,71	771,80	1,3	593,70
1	0,3839	9	90	34,55	976,81	1,3	751,40
1	0,3839	10	100	38,39	1205,94	1,3	927,65
1	0,3839	11	110	42,23	1459,19	1,3	1122,46
1	0,3839	12	120	46,06	1736,56	1,3	1335,82
1	0,3839	13	130	49,90	2038,05	1,3	1567,73
1	0,3839	14	140	53,74	2363,65	1,3	1818,19
1	0,3839	15	150	57,58	2713,37	1,3	2087,21
1	0,3839	16	160	61,42	3087,22	1,3	2374,78
1	0,3839	17	170	65,26	3485,18	1,3	2680,91
1	0,3839	18	180	69,10	3907,26	1,3	3005,58
1	0,3839	19	190	72,93	4353,46	1,3	3348,81
1	0,3839	20	200	76,77	4823,78	1,3	3710,60

Πίνακας 8.8 Υπολογισμός ίδιου βάρους πασσάλου

3) Ίδιον βάρος πασσάλου $W_p=\gamma*Ap*L$	
z(m)	W_p
0	0,00
1	9,47
2	18,94
3	28,41
4	37,88
5	47,35
6	56,82
7	66,29
8	75,76
9	85,23
10	94,70
11	104,17
12	113,64
13	123,11
14	132,58
15	142,05
16	151,52
17	160,99
18	170,46
19	179,93
20	189,40

Πίνακας 8.9 Φέρουσα ικανότητα μεμονωμένου πασσάλου κατά EC7

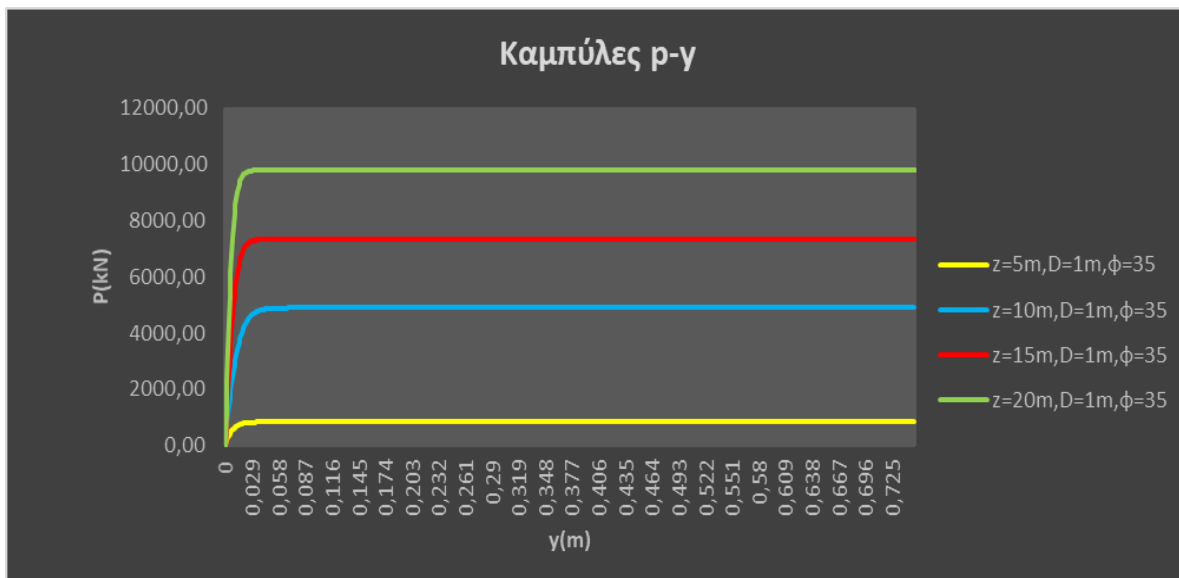
Αντίσταση πασσάλου(σε θλίψη) $Q_u=Q_{bu}+Q_{su}-W_p$		
z(m)	Q_u	$N_{Ed,max}$
0	0,00	
1	92,60	
2	203,76	
3	333,47	
4	481,74	
5	671,75	
6	906,30	
7	1200,24	
8	1557,27	
9	1835,42	
10	2132,12	
11	2447,37	
12	2781,18	
13	3133,54	
14	3504,45	
15	3893,92	
16	4301,93	
17	4728,50	
18	5173,63	
19	5637,31	
20	6119,54	$>N_{Ed,max}=5706$

Το μέγιστο θλιπτικό φορτίο από τους συνδυασμούς των κατακόρυφων φορτίσεων προκύπτει ίσο με $N_{Ed,max}=-5706$ kN. Επομένως, η φέρουσα ικανότητα του κατακόρυφου πασσάλου, που υποβάλλεται σε κατακόρυφη αξονική φόρτιση είναι επαρκής αφού:

$$Q_{du} = 6119,54 \text{ kN} > N_{Ed,max} = 5706 \text{ kN} \quad (8-19)$$

8.9.3 Φέρουσα ικανότητα πασσάλου έναντι οριζόντιων φορτίων

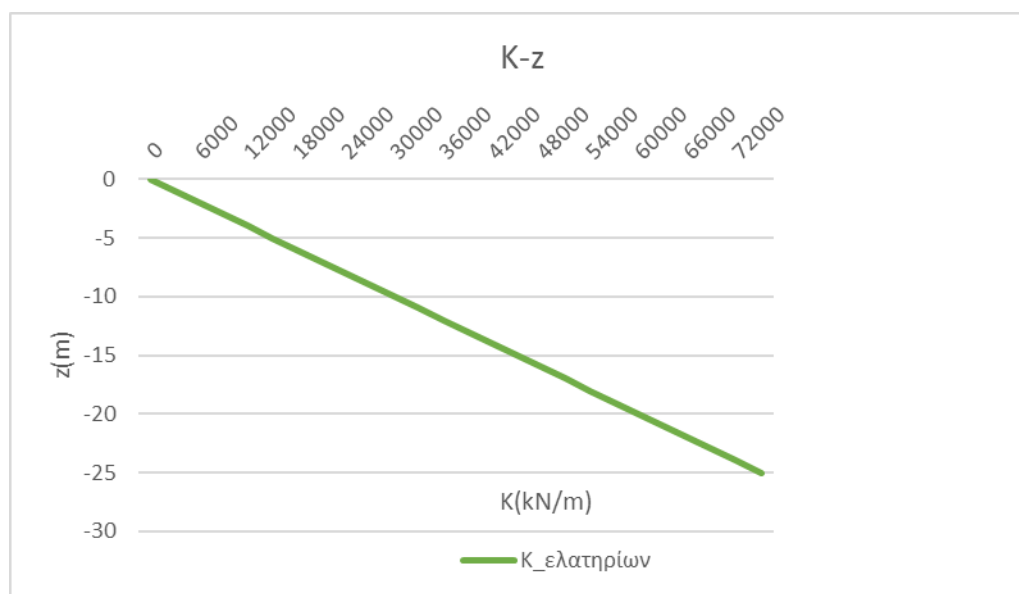
Χρησιμοποιώντας τις Εξ.(8-14), (8-15) και (8-16) για διάφορα βάρη κάτω από την επιφάνεια του εδάφους ($z=5\text{m}, 10\text{m}, 15\text{m}$ και 20m), για $\varphi=35^\circ$, $D=1\text{m}$ και λαμβάνοντας υπόψιν τους συντελεστές $C_{1,2,3}$ από τον Πίνακα 8.3 με συντελεστή ανακυκλιζόμενης φόρτισης $A=0,90$ κατά [API RECOMMENDED PRACTICE 2A-WSD, 2000] και [EN 1997-1, 2004], ενεργό βάρος εδάφους $\gamma'=10$ kN/m³ και συντελεστή ασφαλείας του εδαφικού υλικού για οριζόντια σεισμικά φορτία $\gamma_M=1,00$ προκύπτει ότι οι καμπύλες "p-γ" των πασσάλων για τα παραπάνω δεδομένα έχουν τη μορφή που απεικονίζεται στο σχήμα που ακολουθεί:



Σχήμα 8.8 Καμπύλες "p-γ" για διάφορα βάθη κάτω από την επιφάνεια του εδάφους

Αξιοποιώντας τις παραπάνω καμπύλες και με βάση τις εξισώσεις υπολογισμού των καμπύλων "p-γ" αλλά και για τον υπολογισμό της δυσκαμψίας των ελατηρίων, δηλαδή τις Εξ.(8-4), Εξ.(8-14), Εξ.(8-15) και Εξ.(8-16), η δυσκαμψία των ελατηρίων, η οποία προκύπτει από την Εξ(8-20) και ισχύει για διάφορα βάθη κάτω από την επιφάνεια του πυθμένα φαίνεται στο (Σχήμα 8.9) παρακάτω :

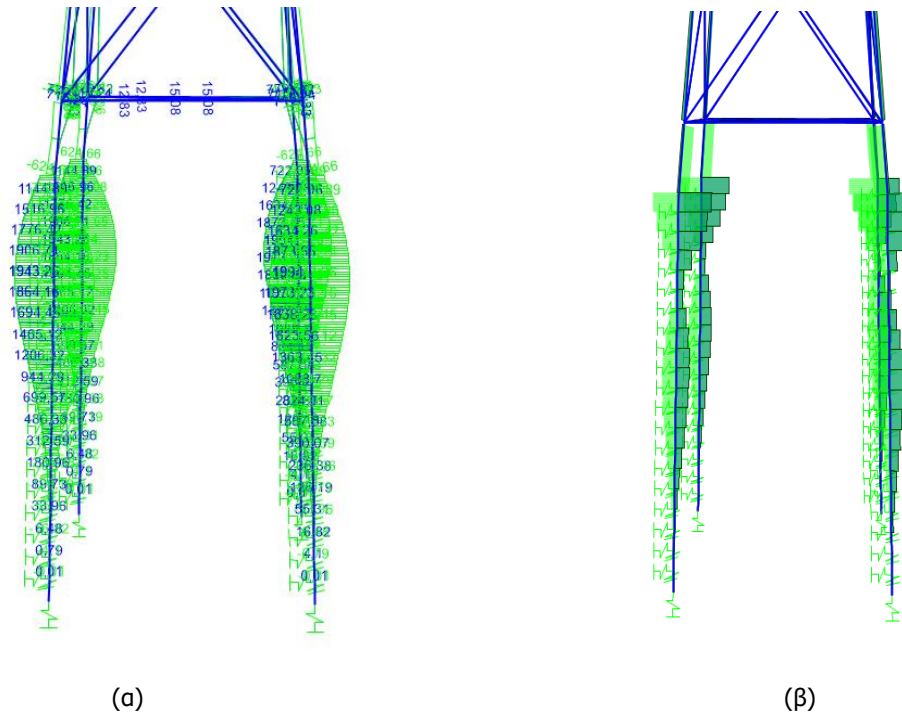
$$K_{ελ.} = k_h \cdot D_{\text{πασσάλου}} \cdot A_{\text{επιρροής,ελ.}} \quad (8-20)$$



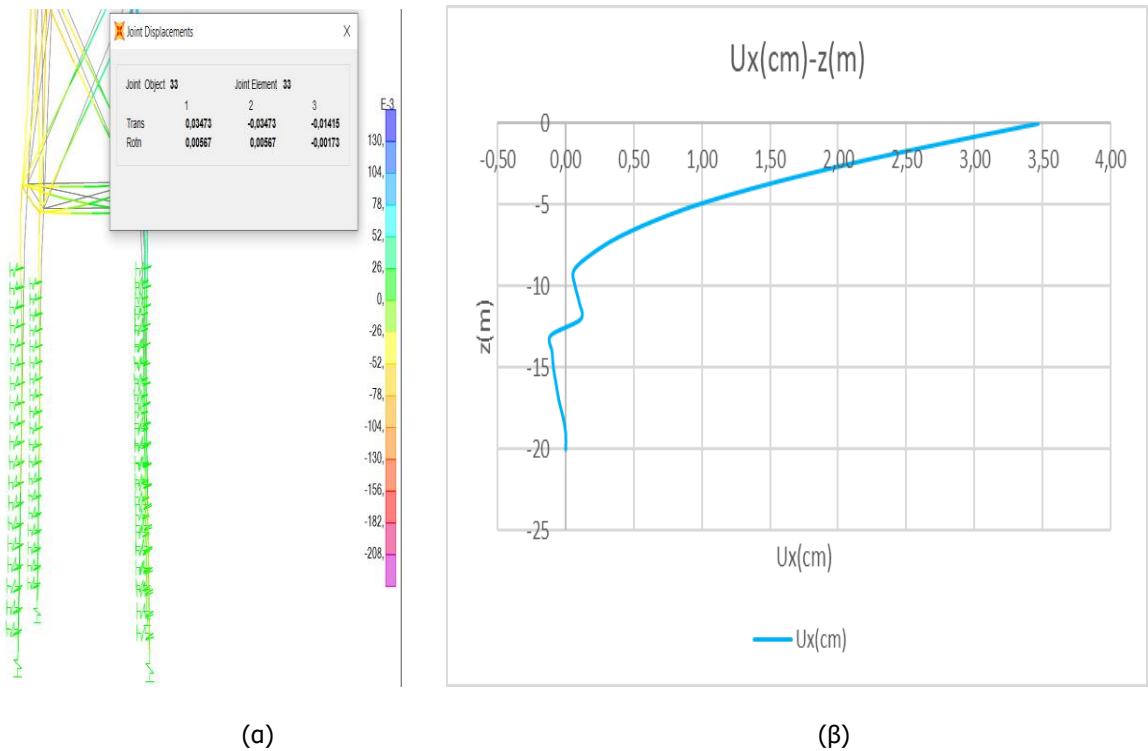
Σχήμα 8.9 Δυσκαμψία ελατηρίων συναρτήσει του βάθους από την επιφάνεια του πυθμένα με D=1m και φ=35

Παρατηρείται δηλαδή το φαινόμενο που αναφέρθηκε παραπάνω για τα μη συνεκτικά αμμώδη εδάφη, ότι ο δείκτης εδάφους k_h , οπότε και η σταθερά ελατηρίων $K_{ελ}$ είναι ανάλογα προς το μέτρο ελαστικότητας του εδάφους (E), τη σχετική πυκνότητα του εδάφους (D_r), καθώς και προς την ενεργό πίεση των υπερκειμένων γαιών (σ'_v), συνεπώς αυξάνονται γραμμικά με την αύξηση του βάθους.

Κατά τις αναλύσεις της κατασκευής προκύπτουν τα μέγιστα εντατικά μεγέθη (ροπή κάμψης M_{33} και τέμνουσα δύναμη V_{22}) και οι παραμορφώσεις των πασσάλων καθ' ύψος για το συνδυασμό φόρτισης Envelope quake και παρουσιάζονται παρακάτω (Εικόνα 8.1) και (Σχήμα 8.10):

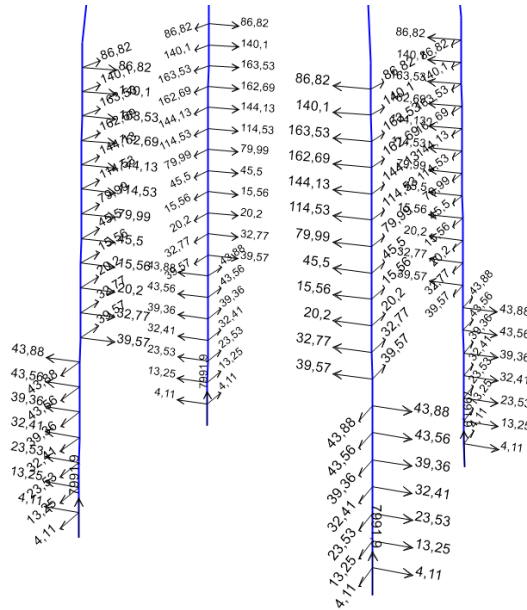


Εικόνα 8.1 α) M_{33} στους πασσάλους με $M_{max}=1994,26\text{kNm}$, β) V_{22} στους πασσάλους με $V_{Ed,max}=672,25\text{kN}$



Σχήμα 8.10 α) Παραμορφωμένη εικόνα του φορέα κατά x για το συνδυασμό Envelope Quake, β) Διάγραμμα μετατόπισης κατά x του πασσάλου καθ' ύψος

Οι αντιδράσεις των ελατηρίων για το συνδυασμό φόρτισης Envelope quake φαίνονται στην (Εικόνα 8.2).



Εικόνα 8.2 Αντιδράσεις ελατηρίων κατά x,y

Συγκρίνοντας τα μέγιστα εντατικά μεγέθη που ασκούνται στην κατασκευή με τη μέγιστη πλευρική φέρουσα ικανότητα του εδάφους (ρ_u) προκύπτει ότι η φέρουσα ικανότητα του εδάφους έναντι των πλευρικών φορτίων είναι επαρκής. Επίσης, από το σημείο μηδενισμού της μετακίνησης κατά x προκύπτει ότι το κρίσιμο μήκος έμπτυξης του πασσάλου είναι $L_{cr}=18m$. Τέλος γίνεται αντιληπτό πως στο μέγιστο βάθος θεμελιώσεως του πασσάλου οι αντιδράσεις των ελατηρίων είναι περίπου μηδενικές. Αυτό έχει σαν αποτέλεσμα να "σβήνει" η τέμνουσα δύναμη του πασσάλου στο μέγιστο βάθος έμπτυξης, πράγμα που σημαίνει ότι τα 20m μήκος θεμελιώσεως επαρκούν ως βάθος έμπτυξης.

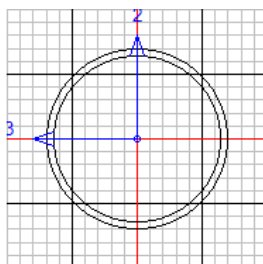
8.9.4 Δομοστατικός σχεδιασμός των πασσάλων

Οι πάσσαλοι αποτελούνται από σωληνωτές διατομές διαμέτρου $d = 100 \text{ cm}$ και πάχους τοιχώματος $t = 4 \text{ cm}$. Τα χαρακτηριστικά της διατομής δίνονται στον παρακάτω Πίνακα 8.10:

Πίνακας 8.10 Γεωμετρικά και αδρανειακά χαρακτηριστικά της διατομής του πασσάλου

$A \text{ (cm}^2\text{)} =$	1206,37	$W_{el,y} \text{ (cm}^3\text{)} =$	28.000	$d \text{ (cm)}$	100
$I_y \text{ (cm}^4\text{)} =$	1.400.000	$W_{el,z} \text{ (cm}^3\text{)} =$	28.000	$t \text{ (cm)}$	4
$I_z \text{ (cm}^4\text{)} =$	1.400.000	$W_{pl,y} \text{ (cm}^3\text{)} =$	37.000	d/t	25
$I_t \text{ (cm}^4\text{)} =$	2.800.000	$W_{pl,z} \text{ (cm}^3\text{)} =$	37.000		
$i_y \text{ (cm)} =$	34	$A_{vy} \text{ (cm}^2\text{)} =$	768		
$i_z \text{ (cm)} =$	34	$A_{vz} \text{ (cm}^2\text{)} =$	768		

Τα παραπάνω γεωμετρικά και αδρανειακά χαρακτηριστικά επιβεβαιώνονται και από το λογισμικό με την εικόνα της διατομής που ακολουθεί:

Units ▾

Eurocode 3-2005 STEEL SECTION CHECK (Summary for Combo and Station)
Units : kN, m, C

Frame : 261	X Mid: -6,358	Combo: Envelope_QUAKE	Design Type: Column
Length: 1,000	Y Mid: -6,358	Shape: Piles	Frame Type: DCM-MRF
Loc : 1,000	Z Mid: -41,700	Class: Class 1	Rolled : No

Country=CEN Default	Combination=Eq. 6.10	Reliability=Class 1
Interaction=Method 2 (Annex B)	MultiResponse=Envelopes	P-Delta Done? Yes
Consider Torsion? No		

GammaM0=1,00	GammaM1=1,00	GammaM2=1,25	
An/Ag=1,00	RLLF=1,000	PLLF=0,750	D/C Lim=0,950

Aeff=0,121	eNy=0,000	eNz=0,000		
A=0,121	Iyy=0,014	iyz=0,340	Wel,yy=0,028	Weff,yy=0,028
It=0,028	Izz=0,014	izz=0,340	Wel,zz=0,028	Weff,zz=0,028
Iw=0,000	Iyz=0,000	h=1,000	Wpl,yy=0,037	Av,y=0,077
E=210000000,0	fy=355000,000	fu=510000,000	Wpl,zz=0,037	Av,z=0,077

Εικόνα 8.3 Γεωμετρικά και αδρανειακά χαρακτηριστικά διατομής

Είναι $d/t = 25 \leq 50 \cdot \epsilon_2 = 50 \cdot ((235/355)^{1/2})^2 = 33,10$, επομένως η διατομή ανήκει στην κατηγορία 1. Η αντοχή της διατομής σε αξονική δύναμη, κάμψη και διάτμηση είναι:

$$N_{c,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{1206,37 \cdot 35,5}{1,00} = 42826,14 \text{ kN} \quad (8-21)$$

$$M_{pl,Rd,y} = \frac{W_{pl,Rd,y} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 13135 \text{ kNm} \quad (8-22)$$

$$M_{pl,Rd,z} = \frac{W_{pl,Rd,z} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 13135 \text{ kNm} \quad (8-23)$$

$$M_{el,Rd,y} = \frac{W_{el,Rd,y} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 9940 \text{ kNm} \quad (8-24)$$

$$M_{el,Rd,z} = \frac{W_{el,Rd,z} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 9940 \text{ kNm} \quad (8-25)$$

$$V_{Rd,y} = \frac{A_{v,y} \cdot \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}}\right)}{\gamma_{M0}} = 15740,88 \text{ kN} \quad (8-26)$$

$$V_{Rd,z} = \frac{A_{v,z} \cdot \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}}\right)}{\gamma_{M0}} = 15740,88 \text{ kN} \quad (8-27)$$

Τα δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη του τμήματος του πασσάλου που ελέγχεται για συνδυασμούς στην οριακή κατάσταση αστοχίας, για καταστάσεις διάρκειας ή παροδικές και για καταστάσεις σεισμού δίνονται παρακάτω:

Πίνακας 8.11 Δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη της διατομής του πασσάλου για τους συνδυασμούς οριακής κατάστασης αστοχίας και Envelope Quake

$N_{Ed} =$	-9330,24 kN	<	$N_{cRd} =$	42826,14 kN
$M_{Ed,y} =$	-2412,74 kNm	<	$M_{Rd,pl,y} =$	13135 kNm
$M_{Ed,z} =$	2412,74 kNm	<	$M_{Rd,pl,z} =$	13135kNm
$V_{Ed,y} =$	149,81 kN	<	$0,5V_{Rdy} =$	7870,44 kN
$V_{Ed,z} =$	149,81 kN	<	$0,5V_{Rdz} =$	7870,44 kN

Επειδή $V_{Ed} \leq 0,5 \cdot V_{Rd}$ δεν απαιτείται απομείωση της αντοχής σε κάμψη λόγω διάτμησης. Επομένως πραγματοποιείται ο έλεγχος των πασσάλων υπό θλίψη, κάμψη και συνδυασμένη κάμψη-θλίψη για το συνδυασμό Envelope quake, κάνοντας την παραδοχή ότι ο έλεγχος αυτός είναι δυσμενέστερος από τους ελέγχους διατομής, οι οποίοι θα ικανοποιούνται εφόσον ικανοποιούνται και οι έλεγχοι μέλους. Τα αποτελέσματα από τις αναλύσεις παρουσιάζονται στους πίνακες:

Πίνακας 8.12 Συντελεστές λυγισμού του πασσάλου

$\bar{\lambda}$	1,108
Καμπύλη λυγισμού	c
Συντελεστής ατελειών a	0,49
Φ	0,461
χ	1,08
$N_{b,Rd}$ (kN)	42826,19

$$N_{b,Rd} = 42826,19 \text{ kN} > N_{Ed} = 9330,24 \text{ kN} \quad (8-28)$$

Αφού το μέλος έχει επαρκή αντοχή σε θλίψη συνεπάγεται ότι και ο έλεγχος της διατομής σε θλίψη ικανοποιείται, καθώς είναι ευμενέστερος.

Οι συντελεστές αλληλεπίδρασης για μέλη που δεν υπόκεινται σε στρεπτικές παραμορφώσεις (k_{yy} , k_{yz} , k_{zz} , k_{zy}) καθώς και ο έλεγχος μέλους υπό συνδυασμένη κάμψη και θλίψη δίνονται στον πίνακα που ακολουθεί:

Πίνακας 8.13 Έλεγχος πασσάλου υπό συνδυασμένη κάμψη-θλίψη

Envelope Quake	
N_{Ed} (kN)	-9330,24
$M_{Ed,y}$ (kNm)	-2412,74
$M_{Ed,z}$ (kNm)	2412,74
k_{yy}	0,942
k_{zz}	0,942
k_{zy}	0,565
k_{yz}	0,565
$B.A.y$	0,478
$B.A.z$	0,478

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS

Location	Ned	Med,yy	Med,zz	Ved,z	Ved,y	Ted
1,000	-7710,942	-1993,999	1993,999	149,814	-149,814	0,000

PMM DEMAND/CAPACITY RATIO (Governing Equation EC3 6.2.1(7))
D/C Ratio: $0,478 = 0,218 + \sqrt{[(0,184)^2 + (0,184)^2]} < 0,950$ OK
= $(N_{Ed}/N_{Rd}) + \sqrt{[(M_{y,Ed}/M_{y,Rd})^2 + (M_{z,Ed}/M_{z,Rd})^2]}$ (EC3 6.2.1
(7))

AXIAL FORCE DESIGN

	Ned	Nc,Rd	Nt,Rd				
	Force	Capacity	Capacity				
Axial	-9330,240	42826,191	42826,191				
	Npl,Rd	Nu,Rd	Ncr,T	Ncr,TF	An/Ag		
	42826,191	44297,964	9743770,446	9743770,446	1,000		
	Curve	Alpha	Ncr	LambdaBar	Phi	Chi	Nb,Rd
Major (y-y)	c	0,490	28853994,59	0,039	0,461	1,000	42826,191
MajorB (y-y)	c	0,490	28853994,59	0,039	0,461	1,000	42826,191
Minor (z-z)	c	0,490	28853994,59	0,039	0,461	1,000	42826,191
MinorB (z-z)	c	0,490	28853994,59	0,039	0,461	1,000	42826,191
Torsional TF	c	0,490	9743770,446	0,066	0,469	1,000	42826,191

MOMENT DESIGN

	Med	Med,span	Mc,Rd	Mv,Rd	Mn,Rd	Mb,Rd	
	Moment	Moment	Capacity	Capacity	Capacity	Capacity	
Major (y-y)	-2412,739	-1993,999	13094,293	13094,293	13094,293	13094,293	
Minor (z-z)	2412,739	1993,999	13094,293	13094,293	13094,293		
	Curve	AlphaLT	LambdaBarLT	PhiLT	ChiLT	Cl	Mcr
LTB	d	0,760	0,040	0,440	1,000	1,024	8245632,224
	kyy	kzy	kzy	kzz			
Factors	0,942	0,565	0,565	0,942			

SHEAR DESIGN

	Ved	Ted	Vc,Rd	Stress	Status
	Force	Torsion	Capacity	Ratio	Check
Major (z)	149,814	0,000	15740,870	0,010	OK
Minor (y)	149,814	0,000	15740,870	0,010	OK

Εικόνα 8.4 Έλεγχος πασσάλου κατά τον EC3

Σύμφωνα με τους παραπάνω ελέγχους (μέλους και διατομής) οι πάσσαλοι είναι επαρκείς τόσο σε δομοστατικό όσο και σε γεωτεχνικό σχεδιασμό.

9 ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Στο κεφάλαιο αυτό ολοκληρώνεται η μεταπτυχιακή διπλωματική εργασία με την εξαγωγή χρήσιμων συμπερασμάτων κατά το σχεδιασμό της θαλάσσιας μεταλλικής πλατφόρμας τύπου jacket στα κεφάλαια που προηγήθηκαν. Ουσιαστικά, πραγματοποιείται σύνοψη των βασικών σημείων και των παραδοχών, που διέπουν τη μελέτη της κατασκευής αυτής.

Όσον αφορά τις θαλάσσιες μεταλλικές κατασκευές εξάγονται τα ακόλουθα:

- Οι θαλάσσιες κατασκευές και συγκεκριμένα οι υπεράκτιες κατασκευές έχουν ειδικά χαρακτηριστικά από οικονομική και τεχνική άποψη. Η παραγωγή πετρελαίου και φυσικού αερίου εξαρτάται από πλατφόρμες ανοικτής θάλασσας, οι οποίες σχετίζονται άμεσα με τις παγκόσμιες επενδύσεις, καθώς έχουν άμεση επίδραση στην τιμή του πετρελαίου. Η κατασκευή και η λειτουργία των θαλάσσιων μεταλλικών πλατφορμών θα έχει τα επόμενα χρόνια κυρίαρχο ρόλο στην αξιοποίηση του ενεργειακού πλούτου κάθε χώρας.
- Υπάρχουν διάφοροι τύποι φορέων θαλάσσιων κατασκευών, οι οποίες κατατάσσονται ανάλογα με την τοποθεσία, στην οποία βρίσκονται, σε δύο κατηγορίες: α) τις παράκτιες και β) τις υπεράκτιες. Οι επιμέρους κατασκευές που ανήκουν στην πρώτη μεγάλη κατηγορία θαλάσσιων κατασκευών είναι οι ακόλουθες:
 - Κυματοθραύστες (Breakwaters)
 - Προβλήτες (Piers)
 - Θαλάσσιοι τοίχοι (Seawalls)
 - Πασσαλότοιχοι (Sheet Pile Walls)
 - Προστατευτικά κρηπιδώματα (Groins)
 - Θυροφράγματα (Locks)
 - Παλιρροιακές θύρες (Tidal Gates)
 - Υποθαλάσσια τούνελ (Submarine tunnels)
 - Προβλήτες φορτοεκφόρτωσης εμπορευμάτων (Jetties)

Οι επιμέρους κατασκευές που ανήκουν στη δεύτερη μεγάλη κατηγορία θαλάσσιων κατασκευών είναι οι ακόλουθες:

- Σταθερές κατασκευές (Fixed structures για βάθη πυθμένα 100-150m)
- Κινητές ή πλωτές κατασκευές (Movable or Floating structures)
- Εγκαταστάσεις αγκυροβόλησης (Mooring system facilities για βάθη πυθμένα από 300m έως 1500m)
- Εύκαμπτες κατασκευές (Compliant or Complimentary structures για βάθη πυθμένα μεγαλύτερα από 900m)
- Υποθαλάσσιες εγκαταστάσεις (Submarine facilities)
- Τεχνητά νησιά (Artificial islands)
- Θαλάσσιες ανεμογεννήτριες (Offshore wind turbines)

Η επιλογή κάποιου από αυτούς τους φορείς εξαρτάται από ορισμένους βασικούς παράγοντες όπως είναι:

- οι συνθήκες του εδάφους
- οι κυματισμοί
- η εμπειρία της κατασκευής
- ο εξοπλισμός
- τα υλικά
- ο χρόνος και το κόστος της κατασκευής

Όσον αφορά τα υδροδυναμικά φορτία που ασκούνται στην κατασκευή:

- Για τον υπολογισμό του χαρακτηριστικού ύψους (H_s) και της χαρακτηριστικής περιόδου (T_s) του κυματισμού θα πρέπει να είναι γνωστά η ταχύτητα του ανέμου σε ύψος 10m από την επιφάνεια της θάλασσας (W), το μήκος αναπτύγματος του κυματισμού (F) και η διάρκεια πνοής του ανέμου (t_d).
- Ανάλογα με τα χαρακτηριστικά του κυματισμού χρησιμοποιείται και η αντίστοιχη θεωρία κυματισμού η οποία περιγράφει καλύτερα την κίνηση των υγρών σωματιδίων.
- Όσο πιο κοντά στη κορυφή του κύματος τόσο μεγαλύτερο γίνεται το εύρος τιμών της ταχύτητας και της επιτάχυνσης των υγρών σωματιδίων.
- Όσο πιο κοντά στη κορυφή του κυματισμού τόσο μεγαλύτερο είναι το φορτίο που ασκείται στα υποστυλώματα της κατασκευής.
- Καθώς αυξάνεται η ταχύτητα του ανέμου σε ύψος 10m από την επιφάνεια της θάλασσας (W), αυξάνεται το υδροδυναμικό φορτίο που ασκείται κατά μήκος των υποστυλωμάτων του jacket
- Καθώς αυξάνεται το μήκος αναπτύγματος του κυματισμού (F), αυξάνεται το υδροδυναμικό φορτίο που ασκείται κατά μήκος των υποστυλωμάτων του jacket μέχρις ότου ο κυματισμός περιοριστεί από τη διάρκεια πνοής του ανέμου (t_d) οπότε το φορτίο παραμένει σταθερό
- Καθώς αυξάνεται το βάθος του πυθμένα της θάλασσας, μειώνεται το υδροδυναμικό φορτίο που ασκείται κατά μήκος των υποστυλωμάτων του jacket.

Όσον αφορά τα φορτία και τους συνδυασμούς φορτίων που λαμβάνονται υπόψιν κατά το σχεδιασμό της κατασκευής:

- Για τον προσδιορισμό των μόνιμων και των κινητών φορτίων λαμβάνονται υπόψιν οι τιμές που περιλαμβάνονται στις επιστημονικές εργασίες, στις οποίες βασίζεται η μεταπτυχιακή εργασία με την παραδοχή ότι το φορτίο του ελικοπτέρου είναι $q=3 \text{ kN/m}^2$ αφού το κατάστρωμα, που λειτουργεί ως ελικοδρόμιο (Helideck) έχει διαστάσεις $15,24 \times 15,24 \text{ m}^2$, υποδηλώνοντας ότι φιλοξενεί ελικόπτερα μικρών διαστάσεων.
- Τα φορτία ανέμου και τα φορτία κυματισμού προσδιορίζονται με δεδομένη τη θέση της θαλάσσιας μεταλλικής πλατφόρμας στο Αιγαίο πέλαγος χρησιμοποιώντας τις διατάξεις του Ευρωκώδικα 1. Τα χαρακτηριστικά του κύματος, που εισάγονται στο λογισμικό για τον αυτόματο υπολογισμό των δυνάμεων του κυματισμού είναι το ύψος κύματος ίσο με $H_w=5,93\text{m}$, η περίοδος του κύματος ίση με $T_w=4,63 \text{ sec}$ και το βάθος του πυθμένα της θάλασσας ίσο με $d=37,20\text{m}$, ενώ για τον υπολογισμό των φορτίων του ανέμου χρησιμοποιείται βασική ταχύτητα ανέμου $v_b=33\text{m/s}$. Τα φορτία του ανέμου υπολογίζονται και αυτά με αυτόματο τρόπο από το λογισμικό ως οριζόντια φορτία στα διαφράγματα των καταστρωμάτων και κατανεμημένα στα υποστυλώματα του πλαισίου, που στηρίζεται στο jacket, αφού πρώτα επιβεβαιώθηκαν οι τιμές αυτές ακολουθώντας την πορεία εύρεσης του φορτίου ανέμου βάσει των εξισώσεων του Ευρωκώδικα 1 με επίλυση στο Excel.
- Τα σεισμικά φορτία λαμβάνονται έπειτα από την κατάταξη του εδάφους σε ζώνη 2, τον προσδιορισμό του συντελεστή σπουδαιότητας της κατασκευής ίσο με $\gamma=1,50$, όπου λόγω σπουδαιότητας της κατασκευής λαμβάνεται μεγαλύτερος από τις τιμές που περιλαμβάνονται στον Ευρωκώδικα 8, ώστε η εδαφική επιτάχυνση να προκύπτει ίση με $a_g=0,36g$.

Όσον αφορά την προσομοίωση, την ανάλυση και το σχεδιασμό της κατασκευής προκύπτουν τα ακόλουθα συμπεράσματα:

- Οι διατομές των υποστυλωμάτων και των χιαστί συνδέσμων του jacket που χρησιμοποιούνται είναι κοίλες κυκλικές CHS813x25, CHS323.9X16 και CHS244.5x10 αντίστοιχα και προσομοιώνονται με τη χρήση πεπερασμένων στοιχείων δοκού (beam elements). Επίσης, οι διατομές των δοκών των καταστρωμάτων είναι κοίλες ορθογωνικές RHS500x300x20 και RHS450x250x16 περιορίζοντας το φαινόμενο του στρεπτοκαμπτικού λυγισμού και οι οποίες προσομοιώνονται ως γραμμικά στοιχεία δοκού. Οι χαλύβδινοι πάσσαλοι είναι κοίλης κυκλικής διατομής με διάμετρο $D=100\text{cm}$, πάχος τοιχώματος $t=4\text{cm}$ και μήκος έμπηξης $L=20\text{m}$ και προσομοιώνονται ως γραμμικά πεπερασμένα στοιχεία δοκού, ενώ το έδαφος προσομοιώνεται με τη χρήση γραμμικών ελατηρίων αυξανόμενης δυσκαμψίας με το βάθος από τον πυθμένα, με τιμές που προκύπτουν από τις ιδιότητες των εδαφικών στρώσεων και των χαρακτηριστικών των πασσάλων. Οι πλάκες των καταστρωμάτων είναι χαλύβδινες πάχους ενός εκατοστού και προσομοιώνονται με πεπερασμένα στοιχεία κελύφους (shell elements). Η διαφραγματική λειτουργία των πλακών προσομοιώνεται με την εφαρμογή διαφραγμάτων στο επίπεδο των καταστρωμάτων.
- Οι αναλύσεις που εκτελούνται είναι:
 - Ελαστική στατική ανάλυση υπό τη δράση των κατακόρυφων φορτίων αλλά και των φορτίων ανέμου και κύματος, προκειμένου να βρεθούν οι μέγιστες αξονικές δυνάμεις που εφαρμόζονται στα υποστυλώματα του jacket
 - Ιδιομορφική ανάλυση ώστε να προκύψουν οι ιδιομορφές και οι ιδιοπερίοδοι ταλάντωσης της κατασκευής αλλά και η δυναμική φασματική ανάλυση για τη διαστασιολόγηση των μελών της κατασκευής, καθώς τα μέγιστα εντατικά μεγέθη που εφαρμόζονται στα μέλη της κατασκευής προέρχονται από τους σεισμικούς συνδυασμούς και δη από την περιβάλλουσα των σεισμικών συνδυασμών (Envelope Quake) και

- Γραμμική ανάλυση λυγισμού (Linear Buckling Analysis) υπό τα σταθερά φορτία βαρύτητας του σεισμικού συνδυασμού G+0,3Q με και χωρίς την εφαρμογή του ανέμου και προκύπτουν οι ιδιομορφές λυγισμού. Το αποτέλεσμα και στις δύο περιπτώσεις αυτής της ανάλυσης είναι ότι τα φαινόμενα δευτέρας τάξεως ή φαινόμενα P-Δ σε αυτού του είδους τις κατασκευές δεν είναι τα πλέον σημαντικά, καθώς ο συντελεστής ευαισθησίας σχετικής μετακίνησης ορόφου είναι μικρότερος από 0,10 ($\theta < 0,10$), ώστε σύμφωνα με τις διατάξεις του Ευρωκώδικα 8 να μην λαμβάνεται υπόψιν στο σχεδιασμό, οπότε να αγνοούνται τα φαινόμενα αυτά.
- Κατά τη διαστασιολόγηση της κατασκευής χρησιμοποιούνται οι διατάξεις του Ευρωκώδικα 3 για τους ελέγχους των μελών. Για τους ελέγχους οριακής κατάστασης αστοχίας τα ποσοστά αξιοποίησης των διατομών που χρησιμοποιούνται είναι:
 - για τα υποστυλώματα του jacket το μέγιστο ποσοστό αξιοποίησης είναι περί το 67%
 - για τις δοκούς των καταστρωμάτων είναι περί το 74% στο Production deck
 - για τους συνδέσμους δυσκαμψίας κυμαίνεται περί το 46,2% και
 - για τους πασσάλους κυμαίνεται περί το 47%
- Για την οριακή κατάσταση λειτουργικότητας ελέγχονται τα βέλη κάμψης των δοκών υπό την επίδραση των κατακόρυφων φορτίων για τους οιονεί μόνιμους, συχνούς και σπάνιους συνδυασμούς της λειτουργικότητας, όπου προκύπτει ότι σε κανένα σημείο δεν υπάρχει υπέρβαση του μέγιστου βέλους, το οποίο είναι $\delta_{\max} = 6,10\text{cm}$. Οι οριζόντιες μετακινήσεις ελέγχονται επίσης υπό τους χαρακτηριστικούς συνδυασμούς λειτουργικότητας των οριζόντιων φορτίων και προκύπτει ότι δεν υπερβαίνονται τα όρια του κανονισμού για κανένα συνδυασμό φόρτισης.

Όσον αφορά το σχεδιασμό των συνδέσεων:

- Οι συνδέσεις που σχεδιάζονται είναι μερικές τυπικές συνδέσεις μεταξύ των μελών του jacket αλλά και του τριώροφου πλαισίου. Ελέγχεται πρώτα η αντοχή του κόμβου στο σημείο σύνδεσης των υποστυλωμάτων με τους χιαστί συνδέσμους του jacket κατά τις διατάξεις του Ευρωκώδικα 3 για την περίπτωση κόμβων μορφής K. Προκύπτει ότι ο κόμβος είναι επαρκής τόσο σε επίπεδο αξονικών δυνάμεων όσο και σε επίπεδο ορθών και διατμητικών τάσεων. Έπειτα πραγματοποιείται προσομοίωση της σύνδεσης αυτής στο λογισμικό πεπερασμένων στοιχείων Idea Statica, το οποίο εξειδικεύεται στο σχεδιασμό των συνδέσεων. Οι συγκολλήσεις των μελών πραγματοποιούνται με εξωραφές και σε αυτή τη περίπτωση το μέγιστο πάχος συγκόλλησης μεταξύ των συνδεόμενων μελών είναι 10mm, μικρότερο από το $a_{\max} = 0,7 \cdot t_{\min} = 0,7 \cdot 16\text{mm} = 11,2\text{mm}$. Η αξιοποίηση της σύνδεσης προσεγγίζει το 98% λόγω των αυξημένων αξονικών φορτίων στα υποστυλώματα και τους χιαστί συνδέσμους του jacket.
- Αντίστοιχα και για το σχεδιασμό των υπόλοιπων συνδέσεων είτε μεταξύ των συνδέσμων δυσκαμψίας του jacket είτε μεταξύ δοκού και υποστυλώματος αλλά και μεταξύ δύο δοκών ακολουθείται η ίδια διαδικασία με τις συγκολλήσεις να πραγματοποιούνται με εξωραφές με το μέγιστο πάχος συγκόλλησης να μην υπερβαίνει την τιμή $0,7 \cdot t_{\min}$, όπου t_{\min} είναι το ελάχιστο πάχος των συνδεόμενων μελών σύμφωνα με τις διατάξεις του κανονισμού. Η αξιοποίηση των συνδέσεων αυτών υπό τα μέγιστα εντατικά μεγέθη προσεγγίζει στα δυσμενέστερα σημεία το 98%.

Όσον αφορά τη θεμελίωση και το γεωτεχνικό σχεδιασμό του πασσάλου προκύπτουν τα συμπεράσματα:

- Οι χαλύβδινοι πάσσαλοι είναι ο συνηθέστερος τρόπος θεμελίωσης των θαλάσσιων μεταλλικών πλατφορμών λόγω της δυνατότητας τους να αναπτύσσουν μεγάλη πλευρική τριβή και της ανθεκτικότητας τους έναντι κάμψης και λυγισμού
- Η σωστή επιρροή του εδάφους στους πασσάλους προσομοιώνεται με τη χρήση γραμμικών ελατηρίων. Η δυσκαμψία των ελατηρίων εξαρτάται από τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά του πασσάλου καθώς και από τις ιδιότητες των εδαφικών στρώσεων
- Στη περίπτωση χρήσης γραμμικών ελατηρίων με τη θεώρηση ότι η δυσκαμψία τους είναι αυτή που αντιστοιχεί στο 50% του οριακού πλευρικού φορτίου ή προσδιορίζεται ο δείκτης εδάφους με βάση τη σχέση του Terzaghi και στη συνέχεια πολλαπλασιάζεται με τη διάμετρο του πασσάλου και την επιφάνεια επιρροής του ελατηρίου, ώστε να προκύψει η δυσκαμψία των ελατηρίων καθ' ύψος του πασσάλου, συμπεραίνεται ότι η δυσκαμψία των ελατηρίων παραμένει σταθερή με το βάθος στη περίπτωση των μη συνεκτικών αμμωδών εδαφών. Στη συνέχεια, εξάγονται οι καμπύλες πλευρικού φορτίου ανά μέτρο μήκους του πασσάλου και πλευρικής μετατόπισης του πασσάλου για διάφορα βάθη κάτω από τον πυθμένα (καμπύλες "p-y") για τα χαρακτηριστικά του εδάφους που θεωρείται, δηλαδή για άμμο μέσης πυκνότητας ($D_r=60\%$), γωνίας εσωτερικής τριβής των κόκκων $\phi=35$ και μέτρου ελαστικότητας $E=30$ MPa. Αξίζει να σημειωθεί η παραδοχή που γίνεται για ενιαίο εδαφικό προφίλ για όλο το βάθος έμπηξης του πασσάλου, ώστε να διερευνηθεί μόνο η επιρροή της μεταβολής της δυσκαμψίας των ελατηρίων στην απόκριση της κατασκευής.
- Πραγματοποιείται έλεγχος της φέρουσας ικανότητας των πασσάλων έναντι κατακόρυφων και οριζόντιων φορτίων χρησιμοποιώντας τους συντελεστές ασφαλείας για την πλευρική τριβή και την αντοχή αιχμής και γενικότερα τις διατάξεις του Ευρωκώδικα 7. Επίσης, οι μεταλλικοί πάσσαλοι ελέγχονται σε επίπεδο μέλους και διατομής σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 3. Τέλος, ελέγχονται και οι μετακινήσεις καθ' ύψος του πασσάλου. Το γεγονός ότι ικανοποιούνται όλοι οι έλεγχοι καθιστά εφικτή την ολοκλήρωση της μελέτης και συνεπώς της μεταπτυχιακής διπλωματικής εργασίας.

ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

- [1] Abdel Raheem, S. E , "Nonlinear response of fixed jacket offshore platform under structural and wave loads" (pp. 111-126), Scientific Conference "*Coupled Systems Mechanics*", 2013.
- [2] Aeran, A., Langen, I., Mikkelsen, O., & Siriwardane,, S. C , "A framework to assess structural integrity of ageing offshore jacket structures for life extension" (pp. 237-259), Scientific Conference "*MARINE STRUCTURES*", ELSEVIER Publisher, 2017.
- [3] API RECOMMENDED PRACTICE 2A-WSD, "Recommended Practice for Planning, Designing and Constructing Fixed Offshore Platforms – Working Stress Design", Washington: American Petroleum Institute, 2000.
- [4] CHAKRABARTI, S. K , "Handbook of Offshore Engineering (pp. 2-4), Elsevier Publisher, 2005.
- [5] Computers & Structures Inc., "Automated Wave Loads-SAP2000 Technical note", Berkeley, California, May 2011
- [6] EUROCODE 3, PART 7.1, "Towers, masts and chimneys – Towers and masts", 2002.
- [7] Dhamsaniya1, P. R., Prof. Dipak , J. K., & Dr. Dhamsaniya, G. R. (2018), "A Comparative Analysis os Offshore Windmill Supporting Structure", Scientific Conference "*International Journal of Advance Engineering and Research Development*", 2018.
- [8] Dutta , D., Wardenier, J., Yeomans , N., Sakae , K., Bucak , Ö., & Packer , J, "Design guide for fabrication, assembly and erection of hollow section structures", Verlag TÜV Rheinland GmbH Publisher, Köln, Germany, 1998.
- [9] El-Reedy, M. A. , "Marine Structural Design Calculations", Elsevier Publisher, Chennai, India, 2015.
- [10] EN 1993-1-8, Part 1-8, "Design of steel structures - Design of joints", CEN, European committee for standardization, 2005.
- [11] EN1991-1, ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑΣ 1, "Βασικές αρχές σχεδιασμού και δράσεις στις κατασκευές".

- [12] James F. Wilson, "Dynamics of Offshore Structures", John Wiley & Sons Publishers, United States of America, 2003.
- [13] <http://meteo.chi.civil.ntua.gr>
- [14] MOURAD, S., FAYED, M., ZIDAN, M., & HARB, M. , "Dynamic Response of Fixed Offshore Structures under Environmental Loads", Scientific Conference "Eleventh International Colloquium on Structural and Geotechnical Engineering", Cairo, Egypt, 2005.
- [15] OFFSHORE STANDARD, DNV-OS-J101 "Design of Offshore Wind Turbine Structures" (p. 51), September 2011.
- [16] Palm island, Retrieved from Engineering Challenges, September 2015. <http://engineeringchallenges.blogspot.com/2011/09/palm-island.html>
- [17] RECOMMENDED PRACTICE, DNV-RP-C205, "Environmental Conditions and Environmental Loads" (p.25) , October 2010,
- [18] RECOMMENDED PRSCTICE, D.-O.-J- "DesIgn of Offshore Wind Turbine Structures".
- [19] SAP2000, CSI, Computers and Structures Inc. Retrieved from : <http://www.csiberkeley.com>
- [20] Shehata , A. E., Elsayed , A. M., Abdel Shafy, A. G., & Abdel Seed, F. K. , "Nonlinear Analysis of Offshore Structures", Scientific Conference "15 WCEE", Lisboa, 2012.
- [21] Wardenier , J., Kurobane , Y., Packer , J., & Dutta , D. , "Design guide for circular hollow section (CHS) joints under predominantly static loading", Verlag TÜV Rheinland GmbH Publisher, Köln, Germany, 1991.
- [22] Wikipedia, Τεχνητό νησί. Ανάκτηση 2019, από https://el.wikipedia.org/wiki/Τεχνητό_νησί
- [23] Αναγνωστόπουλος, Α. Γ., & Παπαδόπουλος, Β. Π. , "Επιφανειακές Θεμελιώσεις και Θεμελιώσεις με Πασσάλους", Εκδόσεις ΣΥΜΕΩΝ, Αθήνα, Ελλάδα, 2011.
- [24] Μπέντας Α. , "Φορτία, Ανάλυση, Συμπεριφορά και Δομοστατικός Σχεδιασμός Θαλάσσιων Ανεμογεννητριών", Διπλωματική εργασία, ΕΜΠ, Αθήνα, Ελλάδα, Οκτώβριος 2013.
- [25] Βάγιας, Ι. Κ., Ερμόπουλος, Ι. Χ., & Ιωαννίδης, Γ. Ι. , "Σχεδιασμός Δομικών Έργων από Χάλυβα με Παραδείγματα Εφαρμογής", Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα, Ελλάδα, 2013.
- [26] Γαντές, Χ., & Θανόπουλος , Π. , Σημειώσεις διαλέξεων "Θαλάσσιες Μεταλλικές Κατασκευές", ΕΜΠ, Αθήνα, Ελλάδα, 2019.
- [27] Γεωργιάννου, Β. Ν. , "Σημειώσεις Θεμελιώσεων", Ε.Μ.Π, Αθήνα, Ελλάδα, 2015.
- [28] Δήμας, Α. Α. , "Παράκτια Υδραυλική" ,Κεφάλαιο 4^ο (σ. 69 & σ.77), 2011
- [29] Ελληνικό Κέντρο Θαλάσσιων Ερευνών, Ποσειδών - Σύστημα παρακολούθησης, πρόγνωσης και πληροφόρησης για την κατάσταση των Ελληνικών θαλασσών, Αθήνα, Ελλάδα, 2005 Ανάκτηση από <http://poseidon.hcmr.gr>
- [30] EN1993-1, Ευρωκώδικας 3, "Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα", 2005
- [31] EN1998-1, Ευρωκώδικας 8, Μέρος 1 , "Αντισεισμικός σχεδιασμός: Γενικοί κανόνες, σεισμικές δράσεις και κανόνες για κτίρια", 2004
- [32] Μελισσάρης Θ. , "Συζευγμένη Ανάλυση Πλωτής Ανεμογεννήτριας με Χρήση Προσεγγιστικών και Ακριβών Μεθοδολογιών", Διπλωματική εργασία, ΕΜΠ, Αθήνα, Ελλάδα, Σεπτέμβριος 2015.

- [33] Κούνε, Ι.-Χ. , "Σχεδιασμός και σεισμική αποτίμηση μεταλλικού φορέα υποσταθμού ηλεκτρισμού για πάρκο θαλάσσιων ανεμογεννητριών", Διπλωματική εργασία ,ΕΜΠ, Αθήνα, Ελλάδα, Οκτώβριος 2018.
- [34] Μουτζούρης, Κ. Ι. , "Σημειώσεις Θαλάσσιας Υδραυλικής", ΕΜΠ, Αθήνα, Ελλάδα, 2009.
- [35] <https://www.ideastatica.com/steel/>
- [36] Georgiadis, K. & Georgiadis, M. , "Development of p-y curves for undrained response of piles".
- [37] Καββαδάς, Μ. , "Σημειώσεις Θεμελιώσεων Τεχνικών Έργων", ΕΜΠ, Αθήνα, Ελλάδα, 2008
- [38] EN 1997-1. , "Eurocode 7 Geotechnical design - Part 1: General rules" CEN, European committee for standardization, 2004.