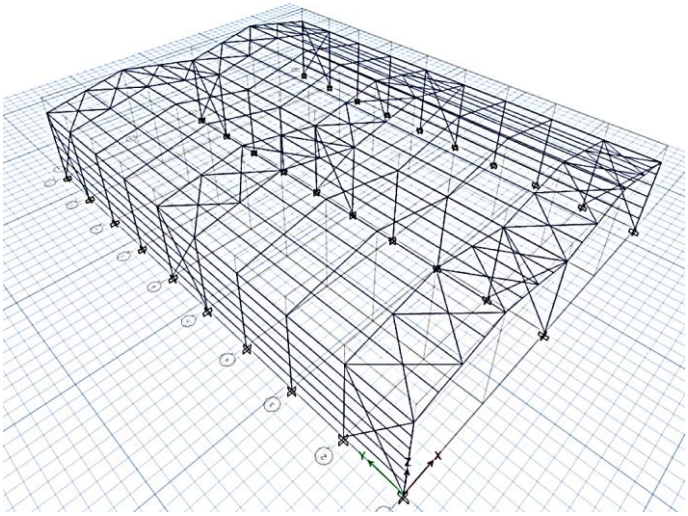
ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ
Σχολή Πολιτικών Μηχανικών
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών

Σχεδιασμός Μεταλλικού Υποστέγου με Γερανογέφυρα



Διπλωματική Εργασία
ΙΩΑΝΝΗΣ ΦΕΛΛΟΥΖΗΣ

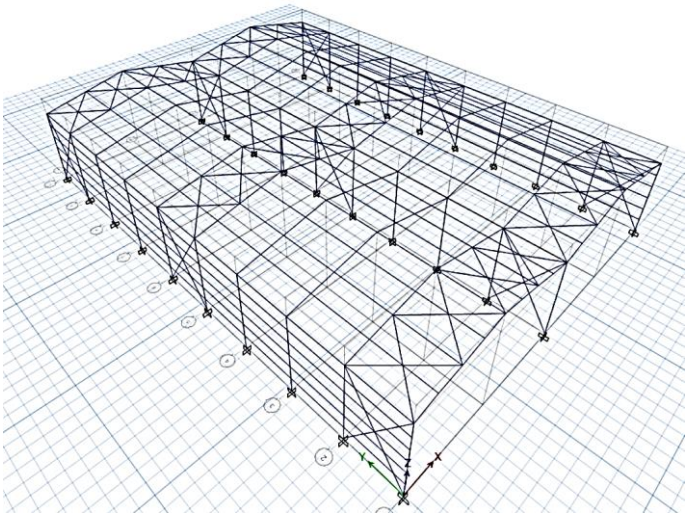
ΕΜΚ ΔΕ 2022 18

Επιβλέπων: Καθηγητής Τάσος Αβραάμ

Αθήνα, Ιούλιος 2022

ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ
Σχολή Πολιτικών Μηχανικών
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών

Σχεδιασμός Μεταλλικού Υποστέγου με Γερανογέφυρα



Διπλωματική Εργασία
ΙΩΑΝΝΗΣ ΦΕΛΛΟΥΖΗΣ

ΕΜΚ ΔΕ 2022 18

Επιβλέπων: Καθηγητής Τάσος Αβραάμ

Αθήνα, Ιούλιος 2022

Copyright © Ιωάννης Φελλουζής, 2022
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 διπλωματικής εργασίας από τη Σχολή Πολιτικών Μηχανικών του Εθνικού Μετσόβιου Πολυτεχνείου δεν υποδηλώνει αποδοχή των απόψεων του συγγραφέα (Ν. 5343/1932, Άρθρο 202).

Copyright © Ioannis Fellouzis, 2022
All Rights Reserved

Neither the whole nor any part of this 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).

Ιωάννης Φελλουζής (2022)
Σχεδιασμός Μεταλλικού Υποστέγου με Γερανογέφυρα
Διπλωματική Εργασία ΕΜΚ ΔΕ 2022 18
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα.

Ioannis Fellouzis (2022)
Diploma Thesis EMK ΔE 2022 18
Design of a Steel-Made Shed with a Crane Bridge
Institute of Steel Structures, National Technical University of Athens, Greece

Ευχαριστίες

Με το πέρας της διπλωματικής μου εργασίας, θα ήταν συνετό να αναφέρω και να ευχαριστήσω σημαντικά πρόσωπα που συνεισέφεραν στην εκπόνηση της. Η περίοδος που εκπονήθηκε η διπλωματική εργασία, ήταν περίοδος με πολλές δυσκολίες, όπου διαδραματίζονταν πολλές και συνεχείς μεταβολές στο εξωτερικό περιβάλλον, αν αναλογιστεί κανείς τις συνθήκες που επέβαλε στην καθημερινή ζωή η πανδημία COVID-19 καθώς και η παγκόσμια οικονομική κρίση. Επομένως, οι θερμές ευχαριστίες είναι το λιγότερο που θα μπορούσα να εκφράσω προς αυτά τα άτομα.
Ιδιαίτερες ευχαριστίες να εκφράσω στον επιβλέποντα καθηγητή μου, κο Τάσο Αβραάμ, για τη δεκτικότητα, διάθεση και εμπιστοσύνη που έδειξε από την αρχή να αναλάβω ένα θέμα διπλωματικής εργασίας που αφορά την μελέτη μιας μεταλλικής κατασκευής η οποία έχει προοπτική να υλοποιηθεί στο νησί της Καρπάθου. Ο συνδυασμός της εμπειρίας του και της ταχείας ανταπόκρισής του σε όλα τα στάδια της εργασίας, αποτέλεσαν καθοριστικούς παράγοντες για την εκπόνησή της.

ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ
ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ
ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΜΕΤΑΛΛΙΚΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ

ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ
ΕΜΚ ΔΕ 2022 18

Σχεδιασμός μεταλλικού υποστέγου με γερανογέφυρα

Ιωάννης Φελλουζής

Επιβλέπων: Καθηγητής Τάσος Αβραάμ

Ιούλιος 2022

ΠΕΡΙΛΗΨΗ

Σκοπός της εργασίας είναι η στατική μελέτη και διαστασιολόγηση ενός βιομηχανικού μεταλλικού κτιρίου με επαναλαμβανόμες στέγες και γερανογέφυρα, με 2 ανοίγματα μήκους 20 m και πλάτος 54m. Στην κατασκευή εδράζεται γερανογέφυρα ανυψωτικής ικανότητας 10 τόνων. Η ανάλυση και διαστασιολόγηση του κτιρίου έγινε με βάση τους Ευρωκώδικες 0, 1, 3 και τους αντίστοιχους Ελληνικούς Κανονισμούς εξασφαλίζοντας την επάρκεια και τη λειτουργικότητα της κατασκευής. Για το σκοπό αυτό έγινε χρήση του προγράμματος ETABS υπό δυσμενείς συνδυασμούς φορτίσεων. Η ποιότητα του δομικού χάλυβα που χρησιμοποιήθηκε είναι S275 και όλες οι διατομές, είναι πρότυπες και ελατές.

Με το πέρας της εργασίας θα έχει ολοκληρωθεί η περιγραφή των παραδοχών που χρησιμοποιούνται και της διαδικασίας για την ολοκληρωμένη μελέτη της κατασκευής με σκοπό την υλοποίηση του έργου στη Νήσο Κάρπαθο.

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

DIPLOMA THESIS
EMK ΔΕ 2022 18

Design of a steel-made shed with a crane bridge

Ioannis Fellouzis

Supervisor: Professor Tasos Avraam

March 2022

ABSTRACT

The purpose of the present work is the static design and dimensioning of an industrial steel structure with repeatable roofs of two openings 20m long and a width of 54m with one crane in the first opening. The analysis and dimensioning of the structure is based on eurocodes 0, 1, 3 and the corresponding Greek regulations ensuring the adequacy and functionality of the construction. For this purpose, ETABS program was used under adverse combinations of loads. The quality of the steel material used is S275 and all sections are standard and fir. At the end of the work, this design is going to be applied for the construction of a steel shed in Karpathos island.

ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ 1

1.1 Κατασκευαστικές Ανάγκες που Σχετίζονται με τον Τουρισμό 1

1.2 Μεταλλικές Κατασκευές και Αντικείμενο Μελέτης 1

2 ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΤΟΥ ΦΟΡΕΑ 3

2.1 Κύριοι Φορείς 3

2.2 Τεγίδες 3

2.3 Μηκίδες 4

2.4 Οριζόντιοι Σύνδεσμοι Δυσκαμψίας 4

2.5 Κατακόρυφοι Σύνδεσμοι Δυσκαμψίας 5

2.6 Μετωπικά Υποστυλώματα 5

2.7 Φύλλα Επικάλυψης – Πλευρικής Επένδυσης 6

2.7 Γενικά χαρακτηριστικά Κτιρίου-Γεωμετρία 6

2.7 Υλικό – Δομικός Χάλυβας 7

2.7 Γενικά Στοιχεία Γερανογέφυρας 8

2.7 Δοκός Κυλίσεως της Γερανογέφυρας 9

3 ΦΟΡΤΙΑ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ 7

3.1 Εισαγωγικά Στοιχεία στις Φορτίσεις 7

3.2 Μόνιμες Δράσεις 7

3.3 Μεταβλητές Δράσεις 8

3.4 Φορτία Χιονιού 8

3.5 Συντελεστής Μορφής Χιονιού 10

3.6 Υπολογισμός φορτίου χιονιού 11

3.7 Δίκλινες Στέγες 12

3.8 Υπολογισμός φορτίου ανέμου 18

Κανονισμός υπολογισμού φορτίου ανέμου 19

Συντελεστής εξωτερικών πιέσεων 21

Πιέσεις σε κατακόρυφους τοίχους 23

Πιέσεις σε κατακόρυφους τοίχους 24

Πιέσεις σε κατακόρυφους τοίχους 25

Δεδομένα για τον άνεμο 26

3.9 Γερανογέφυρα 26

3.10 Φορτία Γερανογέφυρας 29

3.11 Κατακόρυφα Φορτία 31

3.12 Οριζόντια Φορτία από την Γερανογέφυρα 34

3.13 Οριζόντια Φορτία Οφειλόμενα στην Επιτάχυνση/Επιβράδυνση της Γερανογέφυρας 34

3.14 Οριζόντια Φορτία Οφειλόμενα στην Παραγωγή (λοξή ως προς τις τροχιές) Κίνηση της Γερανογέφυρας....36
3.15 Οριζόντια Φορτία Οφειλόμενα στην Παραγωγή (λοξή ως προς τις τροχιές) Κίνηση της Γερανογέφυρας....38
3.15 Υπολογισμός Δυναμικών Συντελεστών....39
3.16 Υπολογισμός Κατακόρυφων Φορτίων από τη Γερανογέφυρα....39
I) Ελάχιστες τιμές κατακόρυφων φορτίων (γερανογέφυρα αφόρτιστη με το φορείο σε μία ακραία θέση πχ τροχιά 1)....39
II) Μέγιστες τιμές κατακόρυφων φορτίων (γερανογέφυρα φορτισμένη με το φορείο σε ακραία θέση πχ τροχιά 2)....40
3.17 Υπολογισμός Οριζόντιων Φορτίων από τη Γερανογέφυρα....41
Κατά μήκος δυνάμεις $H_{L,i}$....41
Εγκάρσιες δυνάμεις H_{Ti}....41
Οριζόντια φορτία λόγω παράγωγης (λοξής ως προς τις τροχιές) κίνηση της γερανογέφυρας 42
3.18 Σεισμική Δράση....43
Κατηγορία Εδάφους....44
Κατηγορία και συντελεστής σπουδαιότητας....45
Ζώνες σεισμικής επικινδυνότητας – εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού....45
Βασική προσομοίωση της σεισμικής δράσης....46
Διορθωτικός συντελεστής απόσβεσης....47
Οριζόντια συνιστώσα της σεισμικής δράσης....47
Κατακόρυφη συνιστώσα της σεισμικής δράσης....49
Μέθοδοι ανάλυσης....49
Σύντομη Περιγραφή της μεθόδου....50
Υπολογισμός σεισμικών δράσεων....50
3.19 Συνδυασμοί Φορτίσεων....52
Οριακή Κατάσταση Αστοχίας (ΟΚΑ)....54
Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας (ΟΚΛ)....54
Συνδυασμοί δράσεων κτιρίου μελέτης....55

4 ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΚΑΙ ΕΛΕΓΧΟΣ ΔΟΚΟΥ ΚΥΛΙΣΕΩΣ....57

4.1 Χαρακτηριστικά και Κατάταξη Διατομής....57
4.2 Οριακή Κατάσταση Αστοχίας....58
Εντατικά Μεγέθη Σχεδιασμού....58
Έλεγχος διατομής....59
Έλεγχος τοπικής έντασης υπό το φορτίο τροχού....60
Έλεγχος Μέλους....61
Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας....62

5 ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΜΕΛΩΝ ΤΟΥ ΦΟΡΕΑ....63

5.1 Υπολογισμοί – Υποστυλώματα....63
Έλεγχος σε ΟΚΛ....63
5.2 Υπολογισμοί – Ζυγώματα....64
Έλεγχος σε ΟΚΛ....64
5.3 Υπολογισμοί – Μετωπικοί Στύλοι....65
Έλεγχος σε ΟΚΛ....66

5.4 Υπολογισμοί – Τεγίδες....66
5.5 Υπολογισμοί – Κατακόρυφοι Σύνδεσμοι Δυσκαμψίας....67
5.6 Υπολογισμοί – Οριζόντιοι Σύνδεσμοι Δυσκαμψίας....68
5.7 Υπολογισμοί – Κεφαλοδοκοί....68
5.8 Υπολογισμοί – Πρόβολοι Έδρασης Δοκών....68
5.9 Υπολογισμοί – Πλάγια Δοκός....69
5.10 Υπολογισμοί – Μηκίδες....69
5.11 Λοιποί έλεγχοι μετακινήσεων λόγω ύπαρξης της γερανογέφυρας....70
5.12 Έλεγχος περιορισμού βλαβών....71
5.13 Έλεγχος έναντι φαινομένων 2ας τάξης....71
5.12 Διαστασιολόγηση Έδρασης Θεμελίων και Αγκυρίων....71

6 ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ....137

ΚΑΤΑΛΟΓΟΣ ΣΧΗΜΑΤΩΝ

Σχήμα 1.1: Τοποθεσία Βιομηχανικού κτηρίου..... 2

Σχήμα 2.1: Χωρικό Προσωμοίωμα – 3D 7

Σχήμα 3.1: Ζώνες χιονιού και χαρακτηριστικές τιμές..... 9
Σχήμα 3.2: Συντελεστές σχήματος φορτίου χιονιού για δικλινείς στέγες..... 11
Σχήμα 3.3: Συντελεστές μορφής φορτίου χιονιού για κεκλιμένες στέγες. 11
Σχήμα 3.4: Φορτίο Χιονιού – S 12
Σχήμα 3.5: Κατανομή πιέσεων για να ληφθούν υπόψη στρεπτικές επιδράσεις..... 13
Σχήμα 3.6: Όψη για δίκλινες στέγες με θετική και αρνητική κλίση στη στέγη. 13
Σχήμα 3. 7: Όρισμός ζωνών για γωνία ανέμου $\theta=0^0$..... 14
Σχήμα 3.8: Ορισμός ζωνών για γωνία ανέμου 90^0. 15
Σχήμα 3.9: Πρώτη Περίπτωση θ=0 (Ο άνεμος έρχεται εγκάρσια στην πλευρά με μήκος 54μ. Στις επαναλαμβανόμενες στέγες ως d ορίζεται το μήκος του ενός φατνώματος. Επομένως d= 20 κι όχι 40μ. 17
Σχήμα 3.10: Δεύτερη Περίπτωση $\theta=90^0$ (Ο άνεμος έρχεται εγκάρσια στην πλευρά με μήκος 40μ. Επομένως d= 54..... 17
Σχήμα 3.11: Μεταβολή του συντελεστή εξωτερικής πίεσης σε κτίρια, συναρτήσει της 22
Σχήμα 3.12: Συμβολισμοί για επαναλαμβανόμενες στέγες. 23
Σχήμα 3.13: Κατανομή πιέσεων για h<b. 23
Σχήμα 3.14: Συμβολισμοί για κατακόρυφους τοίχους..... 24
Σχήμα 3.15: Συμβολισμοί για δικλινείς στέγες..... 25
Σχήμα 3.16: Γεωμετρικά χαρακτηριστικά γερανογέφυρας. 29
Σχήμα 3.17: Διάταξη φορτίων στον φορτισμένο γερανό για επίτευξη της δυσμενέστερης φόρτισης της δοκού κυλίσεως..... 32
Σχήμα 3.18: Έκκεντρη δράση φορτίου τροχού ως προς τη δοκό κυλίσεως..... 34
Σχήμα 3.19: Πλευρικές και κατά μήκος δυνάμεις επί των δοκών κυλίσεως λόγω της επιτάχυνσης/επιβράδυνσης της γερανογέφυρας..... 35
Σχήμα 3.20: Χάρτης Ζωνών Σεισμικής Επικινδυνότητας της Ελλάδος. 46
Σχήμα 3.21: Ελαστικό φάσμα EC8 κατά την οριζόντια διεύθυνση με απόσβεση 5%..... 47
Σχήμα 3.22: Ανελαστικό φάσμα σχεδιασμού EK 8 για q = 1,5..... 51
Σχήμα 3.23: $1^η$ Ιδιομορφή – Διεύθυνση Χ 52
Σχήμα 3.24: $4^η$ Ιδιομορφή – Διεύθυνση Υ 52

Σχήμα 4.1: Διατομή HEB400..... 57

Σχήμα 5.1: Διατομή Υποστυλώματος – HEB 400 63
Σχήμα 5.2: Υποστυλώματα – Έλεγχος σε ΟΚΑ..... 64
Σχήμα 5.3: Διατομή Ζυγώματος – HEB 400 65
Σχήμα 5.4: Ζυγώματα – Έλεγχος σε ΟΚΑ..... 65
Σχήμα 5.5: Διατομή Μετωπικού Υποστυλώματος – HEB 300..... 66

Σχήμα 5.6: Μετωπικά Υποστυλώματα – Έλεγχος σε ΟΚΑ 66
Σχήμα 5.7: Διατομή Τεγίδας – IPE 200 67
Σχήμα 5.8: Τεγίδες – Έλεγχος σε ΟΚΑ.....67
Σχήμα 5.9: Διατομή Κατακόρυφου Συνδέσμου Δυσκαμψίας – TUBO 80x40x5.....68
Σχήμα 5.10: Κατακόρυφοι Σύνδεσμοι Δυσκαμψίας – Έλεγχος σε ΟΚΑ 68
Σχήμα 5.11: Διατομή Μηκίδας – IPE 270.....69
Σχήμα 5.12: Μηκίδες – Έλεγχος σε ΟΚΑ 70
Σχήμα 5. 13: Ποσοστό εκμετάλευσης διατομών.....70
Σχήμα 5.14: Ποσοστό εκμετάλευσης διατομών.....71
Σχήμα 5.15: Σύγκριση Αρθρωτού και Πακτωμένου Μοντέλου.....72

ΚΑΤΑΛΟΓΟΣ ΠΙΝΑΚΩΝ

Πίνακας 2.1:..... 7

Πίνακας 3.1: Συντελεστές σχήματος φορτίου χιονιού 11
Πίνακας 3.2: Συντελεστές φόρτισης για την Πρώτη Περίπτωση θ=0 (Ο άνεμος έρχεται εγκάρσια στην πλευρά με μήκος 54μ. Στις επαναλαμβανόμενες στέγες ως d ορίζεται το μήκος του ενός φατνώματος. Επομένως d= 20 κι όχι 40μ. 15
Πίνακας 3.3: Συντελεστές φόρτισης για την Δεύτερη Περίπτωση θ=90 (Ο άνεμος έρχεται εγκάρσια στην πλευρά με μήκος 40μ. Επομένως d= 54. 16
Πίνακας 3.4: Συντελεστές φόρτισης για την Πρώτη Περίπτωση θ=0 (Ο άνεμος έρχεται εγκάρσια στην πλευρά με μήκος 54μ. Στις επαναλαμβανόμενες στέγες ως d ορίζεται το μήκος του ενός φατνώματος. Επομένως d= 20 κι όχι 40μ. 16
Πίνακας 3.5: Συντελεστές φόρτισης για την Δεύτερη Περίπτωση θ=90 (Ο άνεμος έρχεται εγκάρσια στην πλευρά με μήκος 40μ. Επομένως d= 54. 17
Πίνακας 3.6: Συντελεστές φόρτισης για την Τρίτη Περίπτωση θ=180 (Ο άνεμος έρχεται εγκάρσια στην πλευρά με μήκος 54μ. Στις επαναλαμβανόμενες στέγες ως d ορίζεται το μήκος του ενός φατνωματος. Επομένως d= 20 κι όχι 40μ. Όπως η πρώτη περίπτωση 18
Πίνακας 3.7: Κατηγορία Εδάφους.....21
Πίνακας 3.8: Συντελεστής εξωτερικής πίεσης για κατακόρυφους τοίχους κτιρίων. 24
Πίνακας 3.9 : Δεδομένα για τον άνεμο. 26
Πίνακας 3.10: Κατηγορία Γερανογέφυρας 28
Πίνακας 3.11: Δυναμικοί συντελεστές φόρτισης. 30
Πίνακας 3.12: Μέγιστες και ελάχιστες αντιδράσεις γερανογέφυρας επί των τροχών της. 33
Πίνακας 3.13: Καθορισμός των a_f ,a_v ,a_0. 37
Πίνακας 3.14: Υπολογισμός απόστασης h (πίνακας 2.8 του Ευρωκώδικα). 37
Πίνακας 3.15: Υπολογισμός συντελεστών λS,i, j,k. 37
Πίνακας 3.16: Τυποποιημένος πίνακας γεωμετρικών χαρακτηριστικών. 38
Πίνακας 3.17: Τελικά γεωμετρικά χαρακτηριστικά της γερανογέφυρας. 38
Πίνακας 3.18: Συγκεντρωτικός πίνακας κατακόρυφων και οριζόντιων φορτίων της γερανογέφυρας στη δοκό κύλισης. 43
Πίνακας 3.19: Κατηγορίες εδάφους. 45
Πίνακας 3.20: Κατηγορίες σπουδαιότητας για κτίρια. 45
Πίνακας 3.21: Τιμές αναφοράς agR μέγιστης σεισμικής επιτάχυνσης σε έδαφος κατηγορίας Α. 45
Πίνακας 3.22: Τιμές συντελεστή συμπεριφοράς q. 46
Πίνακας 3.23: Τιμές ποσοστού απόσβεσης ζ. 47
Πίνακας 3.24: Παράμετροι οριζόντιου ελαστικού φάσματος ΕΚ8. 47
Πίνακας 3.25: Απόσπασμα πίνακα σεισμικής επικινδυνότητας για Νομούς και Δήμους. .....**Error! Bookmark not defined.**
Πίνακας 3.27: Επιμέρους συντελεστές ασφαλείας των δράσεων. 53
Πίνακας 3.28: Προτεινόμενες τιμές των συντελεστών ψ σύμφωνα με Ευρωκώδικα 1. 53
Πίνακας 3.29: Συντελεστές ψ για φορτία γερανών. 54

Πίνακας 4.1: Χαρακτηριστικά Διατομής ΗΕΒ400 57

1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ

1.1 Κατασκευαστικές Ανάγκες που Σχετίζονται με τον Τουρισμό

Ο τουρισμός είναι η τελευταία σανίδα για την ελληνική οικονομία και παράλληλα ένας από τους πιο ανταγωνιστικούς κλάδους στον οποίο μπορεί να δραστηριοποιηθεί μία επιχείρηση. Σημαντικός παράγοντας για την εξασφάλιση του τουρισμού είναι οι σωστές υποδομές και η προσφορά ενός ευχάριστου και φιλόξενου περιβάλλοντος διαμονής, παράγοντες που θα λειτουργήσουν ως πόλος έλξης για τους τουρίστες. Σε ένα κλάδο με διεθνή ανταγωνισμό όπως ο τουρισμός δεν υπάρχει η δυνατότητα της στασιμότητας και συνεπώς είναι επιτακτική ανάγκη η καινοτομία και η ενδυνάμωση του κατασκευαστικού τομέα στην ολότητά του. Στα αστικά κέντρα είναι ευκολότερη η γρήγορη ανταπόκριση στις κατασκευαστικές ανάγκες που δημιουργεί ο τουρισμός εξαιτίας της εύκολης προσβασιμότητας και της μεγάλης παροχής υπηρεσιών. Σε αντίθεση, στην επαρχία και ιδιαίτερα στα νησιά χρειάζεται η δημιουργία οργανωμένων εγκαταστάσεων και μηχανισμών που θα παρέχουν τη δυνατότητα να πραγματοποιούνται κατασκευαστικές επεμβάσεις σε σύντομο χρόνο χωρίς να προκαλούνται αρνητικές επιπτώσεις στον τουρισμό του τόπου.

Η διακίνηση και φόρτωση υλικών επί πλοίων προς τους ελληνικούς νήσους προκαλεί διάφορα προβλήματα, όπως για παράδειγμα όταν υπάρχουν καθυστερήσεις λόγω της κακοκαιρίας και τα πλοία δεν μπορούν να σταθμεύσουν στο λιμάνι. Ένας τρόπος αντιμετώπισης του συγκεκριμένου προβλήματος είναι η δημιουργία χώρων αποθήκευσης υλικών. Κατασκευές τέτοιου τύπου προσφέρουν αρκετά πλεονεκτήματα διότι σε περίοδο που ο τουρισμός είναι σε ακμή μπορεί να χρειαστεί να γίνουν επισκευές ή ακόμα και κατασκευές οι οποίες αν καθυστερούν να προκαλούν προβλήματα στον τουρισμό. Για παράδειγμα μπορεί κάποιος κεντρικός δρόμος ενός νησιού να υποστεί ζημιές που τον κάνουν μη λειτουργικό και να χρειάζεται άμεσα επισκευή. Είναι προφανές πως η μη έγκαιρη επισκευή του δρόμου θα προκαλέσει προβλήματα τόσο στην κυκλοφορία όσο και στην εικόνα του νησιού που θα έχουν αντίκτυπο στον τουρισμό.

1.2 Μεταλλικές Κατασκευές και Αντικείμενο Μελέτης

Τα τελευταία χρόνια ο δομικός χάλυβας έχει πρωταγωνιστικό ρόλο στο χώρο των κατασκευών. Τα πρώτα κτίρια που κατασκευάστηκαν από δομικό χάλυβα ήταν κτίρια με βιομηχανική χρήση, όπως βιομηχανικές εγκαταστάσεις, στέγαστρα και αποθήκες. Στην πορεία οι μελέτες για τον δομικό χάλυβα και η εμπειρία των μηχανικών στις μεταλλικές κατασκευές οδήγησαν στην πρόοδο του Ευρωκώδικα 3 προσφέροντας αρκετά πλεονεκτήματα σε σχέση με τις κατασκευές από οπλισμένο σκυρόδεμα. Τα πλεονεκτήματα του συγκεκριμένου τρόπου κατασκευής σε συνδυασμό με την ποιότητα κατασκευής ώθησαν τους μελετητές και τους κατασκευαστές να εισαγάγουν το δομικό χάλυβα και σε κτίρια άλλων χρήσεων (γέφυρες, σήραγγες, ιστοί τηλεπικοινωνιών, πολυώροφα κτίρια, σταθμοί διοδίων, κατοικίες κ.α.). Η κατασκευή ενός κτιρίου από χάλυβα μας δίνει τη δυνατότητα δημιουργίας κτιρίων με μεγάλα ανοίγματα, χωρίς να υπάρχει ανάγκη από ενδιάμεσα υποστυλώματα. Με αυτό τον τρόπο μπορεί να δημιουργηθεί περισσότερος αξιοποιήσιμος χώρος, ο οποίος εξυπηρετεί κάθε είδους βιομηχανική δραστηριότητα. Επίσης ένα μεταλλικό κτίριο μπορεί ανά πάσα στιγμή να επεκταθεί γρήγορα και απλά, ως επίσης και να αποσυναρμολογηθεί και να μεταφερθεί.

Τα σημαντικότερα πλεονεκτήματα που χαρακτηρίζουν τα μονώροφα κτίρια από χάλυβα είναι:

- Το σχετικά μικρό ίδιο βάρος τους το οποίο συνεπάγεται ευχερέστερη θεμελίωση ιδίως σε κακής ποιότητας εδάφη και σεισμικές δυνάμεις,
- Η ταχύτητα κατασκευής. Με επαρκή συντονισμό, περιλαμβανομένης της φάσης των μελετών, είναι δυνατή η πραγματοποίηση της βιομηχανικής κατεργασίας των χαλύβδινων στοιχείων κατά τη φάση εκτέλεσης των εκσκαφών, της θεμελίωσης, της επίχωσης και διαμόρφωσης της

υπόβασης του δαπέδου, έτσι ώστε η εργοταξιακή συναρμολόγηση, που συνήθως εξελίσσεται με ταχείς ρυθμούς, να μπορεί να αρχίσει αμέσως μετά.

- Το υψηλό ποσοστό βιομηχανικής προκατασκευής του έργου με θετικές συνέπειες και στην ποιότητά του.
- Η πολύ ικανοποιητική και ελεγχόμενη απόκρισή τους σε συνθήκες σεισμού, οφειλόμενη κυρίως στην μεγάλη ολκιμότητα του χάλυβα.
- Η επισκευασιμότητά τους.
- Η ευχερής ενίσχυσή τους προς παραλαβή μεγαλύτερων φορτίων, εφόσον απαιτηθεί.

Στην παρούσα εργασία αντικείμενο μελέτης αποτελεί η κατασκευή μεταλλικού υπόστεγου με δύο φατνώματα. Το βιομηχανικό κτίριο θα κατασκευαστεί στη νήσο Κάρπαθο στη περιοχή του Βρόντη κοντά στο εργοστάσιο της ΔΕΗ και προορίζεται για μελλοντική ανάγκη της ΤΕ.ΛΑ.ΚΑ ΑΕ για ιδιωτικά και δημόσια έργα ως αποθήκη υλικών. Το συγκεκριμένο οικόπεδο έχει συνολικό εμβαδό 3620m^2, και μέσο υψόμετρο 4m. Η προσομοίωση και ανάλυση της κατασκευής έγινε με χρήση του προγράμματος ETABS και βασίστηκε στους Ευρωκώδικες 0, 1, 3. Με το πέρας της εργασίας θα έχει ολοκληρωθεί η μελέτη βάση της οποίας θα υλοποιηθεί η κατασκευή στην περιοχή ΒΡΟΝΤΗ της Καρπάθου.

Σχήμα 1.1: Τοποθεσία Βιομηχανικού κτηρίου

2 ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΤΟΥ ΦΟΡΕΑ

2.1 Κύριοι Φορείς

Τα πλαίσια είναι οι κύριοι φορείς, τα οποία συνήθως βρίσκονται σε ίση απόσταση μεταξύ τους (στην περίπτωση αυτή κάθε 6 m) και έχουν την ικανότητα να αναλαμβάνουν κατακόρυφα και οριζόντια φορτία εντός των επιπέδων για να μεταφέρουν αυτά τα φορτία στο έδαφος μέσω των θεμελίων. Οι κόμβοι αυτών των πλαισίων πρέπει να μπορούν να δέχονται ροπές. Οι κύριοι φορείς αυτού του μεταλλικού κτιρίου είναι δίστηλοι με ολόσωμα υποστυλώματα και ζυγώματα. Αυτός είναι ένας από τους πιο κοινούς τύπους πλαισίων σε βιομηχανικά κτίρια και αποθήκες. Σε σύγκριση με ένα πλαίσιο με ολόσωμα υποστυλώματα και δικτυωτό ζύγωμα δίνει συνολικά πιο οικονομικό αποτέλεσμα για ανοίγματα πλαισίων μικρότερα από 25 μέτρα, όπου λόγω εξοικονόμησης βάρους επιτυγχάνεται μια πιο οικονομική λύση. Οι κύριοι φορείς καταπονούνται κυρίως σε κάμψη. Τα ολόσωμα μέλη των κύριων φορέων έχουν διατομές διπλού ταυ. Όσο το υλικό της διατομής κατανέμεται μακριά από το κέντρο βάρος της τόσο καλύτερη ανταπόκριση έχει σε κάμψη, διότι το υλικό συγκεντρώνεται στα πέλματα (θέσεις αυξημένων τάσεων). Αυτό έχει ως αποτέλεσμα την αύξηση της καμπτικής δυσκαμψίας καμπτικής αντοχής, δηλαδή της ροπής αδράνειας και της ροπής αντίστασης αντίστοιχα. Τα ζυγώματα κατασκευάζονται από υψίκορμες διατομές ενώ τα υποστυλώμτα κατασκευάζονται από πλατύπελμες διατομές. Για τη μελέτη των κύριων φορέων γίνεται η παραδοχή πως τα φορτία της κατασκευής αναλαμβάνονται από το ιδεατό εμβαδόν που προκύπτει από τις ευθείες που διέρχονται από τα μέσα των αποστάσεων δύο διαδοχικών πλαισίων. Αυτή η παραδοχή βασίζεται στο γεγονός ότι οι κύριοι φορείς είναι στην ίδια ευθεία και ισαπέχουν μεταξύ τους, οπότε πρακτικά το σφάλμα είναι μικρό σε σχέση με την πραγματικότητα.

2.2 Τεγίδες

Οι τεγίδες είναι δοκοί που γεφυρώνουν τις αποστάσεις μεταξύ των κύριων φορέων και μεταφέρουν σε αυτούς τα φορτία τα οποία ασκούνται στην επιστέγαση, όπως το βάρος των φύλλων επικάλυψης, το φορτίο χιονιού, την ανεμοπίεση και τυχόν ωφέλιμο φορτίο. Σε ορισμένες περιπτώσεις είναι δυνατό από τις τεγίδες (ή ορισμένες εξ αυτών) να αναρτώνται στοιχεία του μηχανολογικού εξοπλισμού του κτιρίου (π.χ. κανάλια κλιματισμού) ή ο σκελετός ψευδοροφής. Οι τεγίδες διατάσσονται, κατά κανόνα, ανά ίσες μεταξύ τους αποστάσεις που κυμαίνονται μεταξύ 1,30m και 4,00m με την απόσταση κοντά στο 1,80m να θεωρείται οικονομικότερη. (εδώ ανά 2,5 m). Ο ρόλος των τεγίδων στην κατασκευή, εκτός από το να μεταφέρουν δράσεις από τα φύλλα επικάλυψης στους κύριους φορείς, μπορεί να είναι η συμμετοχή στους οριζόντιους συνδέσμους δυσκαμψίας και να προσφέρουν πλευρική εξασφάλιση στα ζυγώματα. Αποτελούν στοιχεία καταπονούμενα σε κάμψη κατά κύριο λόγο και σχεδιάζονται συνήθως με ελατές ή διαμορφωμένες εν ψυχρώ διατομές. Από τις ελατές διατομές καταλληλότερες είναι οι διατομές διπλού ταυ, συνηθέστερα από τη σειρά ΙΡΕ. Σε περιπτώσεις μεγάλων κλίσεων όπου η κάμψη και ως προς τους δύο άξονες είναι έντονη, χρησιμοποιούνται πλατύπελμες διατομές διπλού ταυ (συνηθέστερα από τη σειρά ΗΕΑ).Οι τεγίδες που συμμετέχουν στους συνδέσμους δυσκαμψίας ονομάζονται ειδικές τεγίδες και επιλέγονται συχνά διατομές από τη σειρά ΗΕΒ λόγω της χρησιμότητας τους και ως θλιβόμενα στοιχεία, πέραν της κύριας καμπτικής τους καταπόνησης, με ύψος το ίδιο με τις υπόλοιπες. Τα φορτία τα οποία ασκούνται επί της κεκλιμένης τεγίδας είναι κατακόρυφα, όπως τα μόνιμα βάρη και το φορτίο χιονιού ή κάθετα στην επιφάνεια της επιστέγασης όπως η ανεμοπίεση. Ως προς το στατικό τους σύστημα, οι τεγίδες μπορεί να κατασκευάζονται ως αμφιέρειστα στοιχεία μεταξύ διαδοχικών κύριων πλαισίων ή ως συνεχείς δοκοί. Στην δεύτερη περίπτωση μπορεί να τοποθετούνται διαδοχικά τμήματα συνεχή επί δύο ανοιγμάτων ή η συνέχεια να καταλαμβάνει μεγάλο μέρος ή και ολόκληρο το μήκος του υπόστεγου. Επίσης αρκετά συνηθισμένες είναι οι συνεχείς τεγίδες με αρθρώσεις (δοκοί Gerber), όπου διαμορφωνονται κατα το μήκος τους τόσες αρθρώσεις, ώστε η δοκός

να γίνει ισοστατική. Στην συγκεκριμένη περίπτωση, έχει επιλεγεί οι τεγίδες να σχεδιαστούν ως αμφιέρειστες μήκους 6 m (όσο δηλαδή είναι η απόσταση μεταξύ των κύριων πλαισίων) λόγω της μεγάλης ευκολίας σύνδεσης και ανέγερσης, έστω και αν αποτελεί την δυσμενέστερη περίπτωση από πλευράς κατανομών καμπτικών ροπών και παραμορφώσεων.

2.3 Μηκίδες

Οι μηκίδες είναι οριζόντιες δοκοί που τοποθετούνται, ανά αποστάσεις, σε όλες τις όψεις του κτιρίου, γεφυρώνουν τις αποστάσεις μεταξύ των υποστυλωμάτων (πλαισιωτών και μετωπικών) και δέχονται τα φύλλα πλευρικής επένδυσης της κατασκευής. Οι μηκίδες σχεδιάζονται κατά παρόμοιο τρόπο με εκείνο των τεγίδων και πολλές φορές έχουν την ίδια με αυτές διατομή. Η κύρια φόρτιση είναι η ανεμοπίεση. Οι παραμορφώσεις λόγω κατακόρυφων φορτίων (ίδιο βάρος μηκίδων, βάρος επένδυσης) αναιρούνται σε μεγάλο βαθμό από την πρόβλεψη των ελκυστήρων, οι οποίοι άνω ή και σε ενδιάμεσες θέσεις μεταφέρουν τα φορτία αυτά στα υποστυλώματα μέσω λοξών ράβδων κατ'αντιστοιχία προς όσα αναφέρθηκαν για τις τεγίδες. Οι μηκίδες διαμορφώνονται συνήθως ως αμφιέριστα, για τα οριζόντια φορτία, στοιχεία. Μπορεί όμως να κατασκευάζονται και ως αρθρωτές δοκοί. Οι συνηθισμένες αποστάσεις μεταξύ μηκίδων είναι 1,50m έως 2,50m. Στις στάθμες ποδιών και πρεκιών των παραθύρων τοποθετούνται πάντοτε μηκίδες, συνήθως από ελατή διατομή U, με το κορμό προς τη πλευρά του κουφώματος. Στην παρούσα διπλωματική η απόσταση μεταξύ τους είναι 1,5 m με διατομή IPE180.

2.4 Οριζόντιοι Σύνδεσμοι Δυσκαμψίας

Οι οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας είναι συνήθως δικτυωτοί φορείς, που διατάσσονται στο επίπεδο των ζυγωμάτων των πλαισίων και καταλαμβάνουν το εύρος μεταξύ δύο διαδοχικών κύριων φορέων. Το δικτύωμα συγκροτείται από τα ζυγώματα των εκατέρωθεν πλαισίων (ως πελμάτων), ορισμένες τεγίδες, και πρόσθετες διαγώνιες ράβδους
Οι σύνδεσμοι αυτοί παρακολουθούν την κλίση των ζυγωμάτων των κύριων φορέων, και δεν είναι επίπεδοι φορείς, αν και συνήθως αντιμετωπίζονται ως τέτοιοι.
Οι κύριες λειτουργίες των συνδέσμων της κατηγορίας αυτής είναι:

- Μεταφορά στα κατακόρυφα (μεταξύ υποστυλωμάτων) συστήματα δυσκαμψίας των οριζόντιων ανεμοπιέσεων οι οποίες ασκούνται στα μέτωπα και φτάνουν στο επίπεδο των ζυγωμάτων μέσω των μετωπικών υποστυλωμάτων.
- Μεταφορά στα κατακόρυφα συστήματα δυσκαμψίας των οριζόντιων σεισμικών δυνάμεων που ασκούνται στο επίπεδο των ζυγωμάτων.
- Διαμόρφωση στοιχείου δυσκαμψίας στο οποίο αγκυρώνονται οι τεγίδες εκείνες που προσφέρουν πλευρική στήριξη (εξασφάλιση έναντι στρεπτοκαμπτικού λυγισμού) στα ζυγώματα.
- Συμβολή στην ευστάθεια της κατασκευής κατά τη διάρκεια της ανέγερσης.

Επειδή οι σύνδεσμοι δυσκαμψίας είναι δικτυωτοί φορείς, όλα τους τα μέλη θεωρούνται ότι καταπονούνται αξονικά. Έτσι, ακόμα και για τις τεγίδες (ορθοστάτες), αλλά και για τους κύριους φορείς (πέλματα) - μέλη για τα οποία δεχτήκαμε πως κάμπτονται όταν εξετάστηκαν ανεξάρτητα - γίνεται η παραδοχή πως καταπονούνται μόνο αξονικά, όταν συμμετέχουν στους σύνδεσμους δυσκαμψίας στέγης. Οι διαγώνιοι των δικτυωμάτων είτε εφελκύονται, είτε θλίβονται, και δεν παραλαμβάνουν καμπτικά φορτία, γιατί δεν έρχονται σε επαφή με την επικάλυψη. Η επικάλυψη στέγης είναι τοποθετημένη πάνω στις τεγίδες, οι οποίες με τη σειρά τους τοποθετούνται πάνω στους κύριους φορείς. Σύνδεσμοι δυσκαμψίας στέγης τοποθετούνται αναγκαστικά στα δύο ακραία φατνώματα του κτιρίου, για να παραλάβουν τα εφελκυστικά ή θλιπτικά φορτία των κεφαλών των μετωπικών στύλων.

Ύπαρξη επιπλέον συνδέσμων δυσκαμψίας κρίνεται απαραίτητη σε μεγάλου μήκους κτίρια και μορφώνονται στο μεσαίο φάτνωμα, ή ακόμα και στα δύο μεσαία φατνώματα. Κατά κανόνα, για την τυποποίηση των κατασκευαστικών λεπτομερειών και την ομοιομορφία, χρησιμοποιείται η ίδια διατομή για όλες τις διαγώνιες ράβδους. Η διαστασιολόγηση μπορεί επομένως να γίνεται με βάση τις διαγωνίους των ακραίων φατνωμάτων, οι οποίες είναι οι περισσότερο καταπονούμενες. Μπορεί να χρησιμοποιούνται διατομές από απλά ή διπλά γωνιακά, κοίλες διατομές, διπλές διατομές U ή ακόμη και συρματόσχοινα υπό κάποιες προυποθέσεις. Στο υπό μελέτη κτίριο τοποθετήθηκαν οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας στα ακραία και στο μεσαίο φάτνωμα.

2.5 Κατακόρυφοι Σύνδεσμοι Δυσκαμψίας

Οι κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας είναι συνήθως δικτυωτοί σχηματισμοί, διαφόρων μορφών, που τοποθετούνται μεταξύ δύο διαδοχικών υποστυλωμάτων και μεταφέρουν στη θεμελίωση τα οριζόντια φορτία, τα οποία παραλαμβάνουν από τους οριζόντιους συνδέσμους και τις κεφαλοδοκούς. Στα δικτυώματα που σχηματίζονται, πέλματα αποτελούν τα εκατέρωθεν υποστυλώματα, ανώτερο οριζόντιο στοιχείο η κεφαλοδοκός και συμπληρώνονται με πρόσθετα διαγώνια και ενδεχομένως πρόσθετα οριζόντια στοιχεία. Οι κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας συνίσταται να τοποθετούνται στα ίδια φατνώματα στα οποία έχουν διαταχθεί και οριζόντιοι σύνδεσμοι έτσι ώστε η μεταφορά των οριζόντιων δυνάμεων (άνεμος, σεισμός) να γίνεται άμεσα και ταυτόχρονα να διευκολύνεται η διαδικασία ανέγερσης.
Οι κύριες λειτουργίες των κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας είναι:

- Παραλαβή από τα οριζόντια συστήματα δυσκαμψίας των οριζόντιων φορτίων που δρουν κατά τη διαμήκη διεύθυνση του κτιρίου και μεταφορά τους στη θεμελίωση.
- Παροχή ενός δύσκαμπτου συστήματος στο οποίο να καταλήγουν οι μηκίδες που παρέχουν πλευρική στήριξη στα υποστυλώματα.
- Παροχή προσωρινής ευστάθειας στην κατασκευή κατά τη διάρκεια της ανέγερσής της.

Οι τύποι των οριζόντιων συνδέσμων δυσκαμψίας που χρησιμοποιούνται συνήθως είναι οι χιαστοί ράβδοι , Λ με εκκεντρότητα και Λ χωρίς εκκεντρότητα. Τέλος οι διατομές που χρησιμοποιούνται συνήθως για τις διαγώνιους είναι τα απλά ή διπλά γωνιακά, κοίλες διατομές, διπλές διατομές U ή ακόμη και συρματόσχοινα. Η διαστασιολόγηση των συνδέσμων έγινε με την υπόθεση ότι κατά τη δράση των οριζόντιων δυνάμεων ενεργός είναι μόνο η εφελκυόμενη διαγώνιος ράβδος. Οι διαγώνιοι και οι οριζόντιοι ράβδοι συνδέονται αμφιαρθρωτά με τα υποστυλώματα και δεν δέχονται καμπτικά φορτία πέραν του ιδίου βάρους τους. Στο κτίριο έχουν επιλεγεί κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας χωρίς εκκεντρότητα με χιαστί ράβδους καθ' ύψος του υποστυλώματος. Η διατομή που επιλέχθηκε είναι κοίλη κυκλική διατομή (CHS) καθώς στους κατακόρυφους συνδέσμους οι χρησιμοποιούμενες διατομές πρέπει να οδηγούν σε στοιχεία με σχετικά μικρή λυγηρότητα και σημαντική αντοχή σε θλίψη.

2.6 Μετωπικά Υποστυλώματα

Τα μετωπικά υποστυλώματα τοποθετούνται ανά αποστάσεις προκειμένου να καλυφθούν τα μέτωπα του κτιρίου, που αντιστοιχούν στα δύο ακραία κύρια πλαίσια (πρώτο και τελευταίο). Εδράζονται σε θεμέλια ενώ άνω στηρίζονται στα ακραία πλαίσια. Κύρια καταπόνηση για τους μετωπικούς στύλους αποτελεί η ανεμοπίεση, πρόκειται δηλαδή για στοιχεία κυρίως καταπονούμενα σε κάμψη, ενώ κατά κανόνα η χρησιμοποιούμενη διατομή είναι διπλού ταυ με πέλματα παράλληλα προς την όψη, προσανατολισμένη δηλαδή έτσι ώστε ο ισχυρός άξονας να παραλαμβάνει την ανεμοπίεση. Οι μετωπικοί στύλοι προσφέρουν στήριξη στις μηκίδες και επομένως οι αποστάσεις μεταξύ τους συνδέονται με το άνοιγμα που οι χρησιμοποιούμενες διατομές μηκίδων μπορούν να γεφυρώσουν

(συνήθως 4,0m έως 7,0m). Η θέση των μετωπικών στύλων επιλέγεται επίσης σε συνδυασμό με τη διάταξη των τεγίδων και των οριζόντιων συστημάτων δυσκαμψίας. Επιδιώκεται οι στύλοι να τοποθετούνται σε θέσεις στις οποίες αντιστοιχούν κόμβοι του οριζόντιου συνδέσμου. Η θέση επιπλέον καθορίζεται και από τα ανοίγματα που διαμορφώνονται στην όψη, ώστε να εξυπηρετούνται οι λειτουργικές ανάγκες του κτιρίου. Στην κατασκευή που σχεδιάζεται θα τοποθετηθούν μετωπικοί στύλοι στο πρώτο και στο τελευταίο πλαίσιο. Οι στύλοι θα είναι συνδεδεμένοι αρθρωτά από τη βάση απευθείας με το ζύγωμα του πλαισίου και θα τοποθετηθούν σε θέσεις στις οποίες υπάρχουν κόμβοι του οριζόντιου συνδέσμου δυσκαμψίας. Στη σύνδεση με το ζύγωμα, δόθηκε ιδιαίτερη προσοχή ώστε οι μετωπικοί στύλοι να μην παραλαμβάνουν αξονικό φορτίο, απελευθερώνοντας τον κατάλληλο βαθμό ελευθερίας στη σύνδεση των δυο διατομών. Με τον τρόπο αυτόν πετυχαίνουμε μια σύνδεση σαν κύλιση, διότι δεν είναι επιθυμητή η παρεμπόδιση της ελεύθερης παραμόρφωσης των ζυγωμάτων. Ανάμεσα των δύο μεσαίων στύλων θα κατασκευαστεί μία θύρα για την είσοδο και την έξοδο οχημάτων στο κτίριο.

2.7 Φύλλα Επικάλυψης – Πλευρικής Επένδυσης

Το μεταλλικό κτίριο δεν διακρίνεται μόνο από το χαλύβδινο φέροντα οργανισμό του, ο οποίος δεν είναι συχνά ορατός στο χρήστη. Για το πλατύ κοινό, το κύριο χαρακτηριστικό των μεταλλικών κτιρίων είναι το εξωτερικό περίβλημα του κτιρίου, του οποίου πρέπει να ικανοποιεί ταυτόχρονα περισσότερες απαιτήσεις. Τα φύλλα με τα οποία επικαλύπτεται και επενδύεται πλευρικά ο φέρων οργανισμός, δεν θεωρείται γενικά ότι αποτελούν στοιχείο του φέροντος οργανισμού της κατασκευής. Όμως, πρέπει να έχουν επαρκή αντοχή και να έχουν επίσης αγκυρωθεί επαρκώς, επί των στοιχείων επί των οποίων στηρίζονται, ώστε να μπορούν να μεταφέρουν σε αυτά (τεγίδες για τα φύλλα επικάλυψης και μηκίδες για τα φύλλα πλευρικής επένδυσης) τις πιέσεις και υποπιέσεις που εξασκούν ο άνεμος ή άλλα φορτία.

Οι απαιτήσεις ως προς τα στοιχεία επικάλυψης στεγών είναι οι ακόλουθες:

- Μεταφορά των φορτίων (κινητό στέγης, χιόνι, ανεμοπίεση) στο φέροντα οργανισμό.
- Θερμομόνωση
- Υγρομόνωση

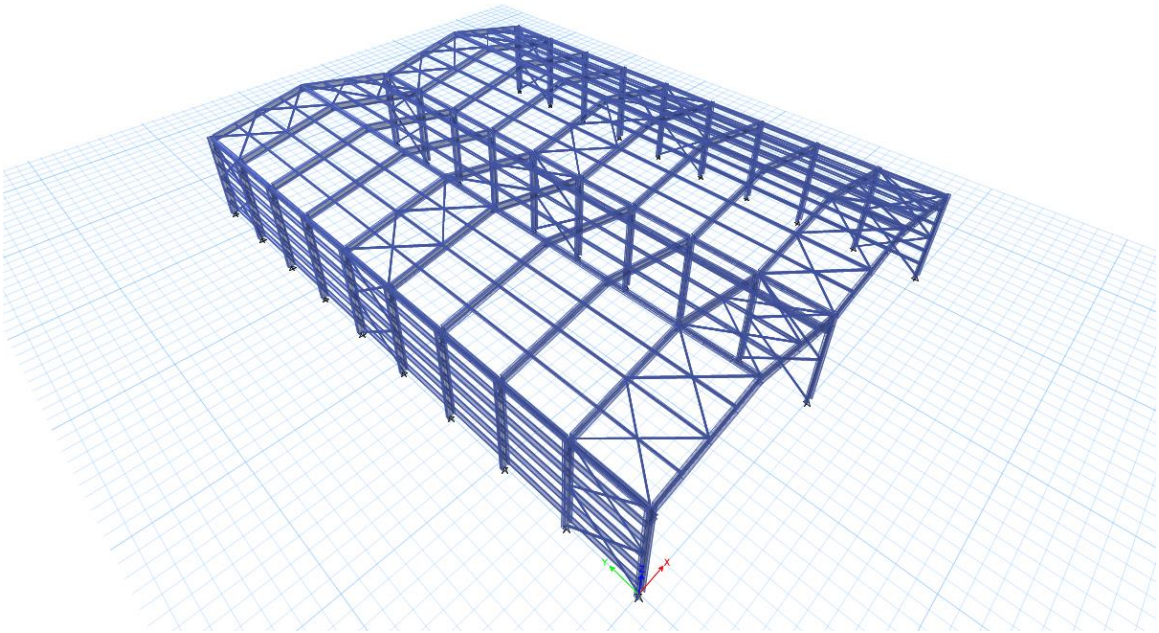
Τα συνήθη στοιχεία επικάλυψης είναι από απλά μεταλλικά χαλυβδόφυλλα ή θερμομονωτικά πανέλα. Τα μεταλλικά φύλλα διακρίνονται σε κουμπωτά, κυματοειδή τραπεζοειδή και συρταρωτά. Τα θερμομονωτικά πανέλα σάντουιτς μπορεί να είναι τραπεζοειδή ή επίπεδα σε διάφορα πάχη και πλάτη και στηρίζονται στη φέρουσα κατασκευή με κατάλληλες βίδες.

Στο υπό μελέτη κτίριο χρησιμοποιούνται για την πλευρική επένδυση αλλά και την επικάλυψη της στέγης θερμομονωτικά πανέλλα τύπου «σάντουιτς», τα οποία αποτελούνται από ένα εσωτερικό και ένα εξωτερικό φύλλο χάλυβα και έχουν εσωτερικό πολυουρεθάνης πάχους 5cm (ίδιο βάρος περίπου 0,15 kN/m2).

2.7 Γενικά χαρακτηριστικά Κτιρίου-Γεωμετρία

Οι διαστάσεις του είναι 54×40 m2 συνολικού εμβαδού 2160 m2 με μέγιστο ύψος στον κορφιά τα 11m ενώ στην ανώτατη στάθμη των υποστυλωμάτων τα 9m. Ο σκελετός αποτελείται (κατά την διεύθυνση y) από 10 όμοια δίρριχτα πλαίσια με κλίση 11,21^{0} διατεταγμένα σε απόσταση μεταξύ τους ανά 6m, ενώ το άνοιγμα του καθενός είναι 20m. Τα πλαίσια αυτά σχηματίζονται από ολόσωμα υποστυλώματα

και ζυγώματα. Στο πρώτο, στο μεσαίο και στο τελευταίο φάτνωμα, κατά μήκος, έχουν τοποθετηθεί οριζόντιοι χιαστί σύνδεσμοι δυσκαμψίας για την εξασφάλιση της διαφραγματικής λειτουργίας. Κατά αντιστοιχία, έχουν τοποθετηθεί κατακόρυφοι χιαστί σύνδεσμοι δυσκαμψίας μεταξύ του 1ου και του 2ου πλαισίου, των ενδιάμεσων 5ου και 6ου και των 9ου και 10ου. Επιπρόσθετα για την πλευρική εξασφάλιση έναντι λυγισμού τοποθετούνται περιμετρικά στη στάθμη των 9 m οριζόντιες κεφαλοδοκοί κοίλης τετραγωνικής διατομής. Όσον αφορά τη στήριξή τους τα πλαίσια διαμορφώθηκαν ως αμφίπακτα κατά τη διεύθυνση του ανοίγματος, ενώ κατά τη διαμήκη διεύθυνση των κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας η στήριξη που επιλέχθηκε ήταν άρθρωση. Μηκίδες ανά 1,5m και τεγίδες ανά 2,5m διατρέχουν τις πλευρικές όψεις και τη στέγη, αντίστοιχα, για την παραλαβή των φορτίων κυρίως από τα φύλλα επικάλυψης, την ανεμοπίεση, το χιόνι ενώ στα 2 ακραία πλαίσια τοποθετήθηκαν μετωπικοί στύλοι σε απόσταση 5 m ο καθένας, εκτός από τους δύο μεσαίους που τοποθετήθηκαν σε απόσταση 7,4m. Τέλος, έχει προβλεφθεί στο εσωτερικό του κτιρίου να λειτουργήσει γερανογέφυρα ανυψωτικής ικανότητας 10tn η οποία βρίσκεται σε ύψος 6,5m από την στάθμη του δαπέδου εργασίας και διατρέχει το πλάτος του κτιρίου (20m).



Σχήμα 2.1: Χωρικό Προσωμοίωμα – 3D

2.7 Υλικό – Δομικός Χάλυβας

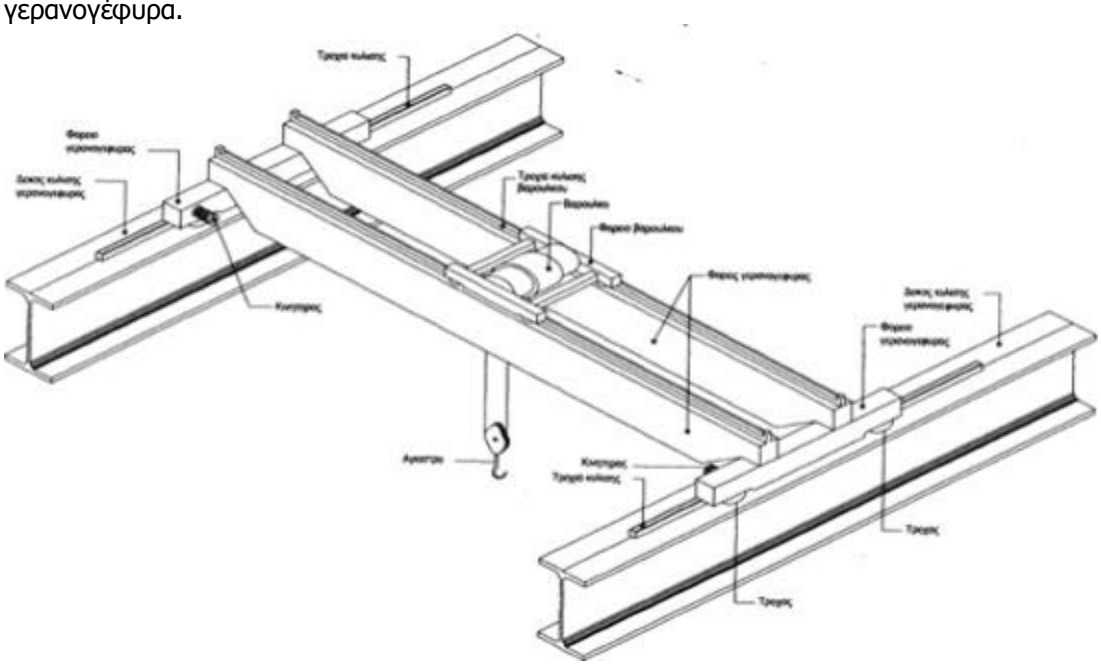
Ο χάλυβας που χρησιμοποιήθηκε για όλα τα δομικά στοιχεία της κατασκευής είναι κατηγορίας S275 και οι ονομαστικές τιμές του ορίου διαρροής fy και θραύσης fu για εν θερμώ ελατούς χάλυβες δίνονται στα Ευρωπαϊκά Πρότυπα EN 10025-2 και EN 1993-1-1§3.2.3. Τα χαρακτηριστικά του χάλυβα της κατασκευής παρουσιάζονται στον Πίνακα 1.1.

Πίνακας 2.1:

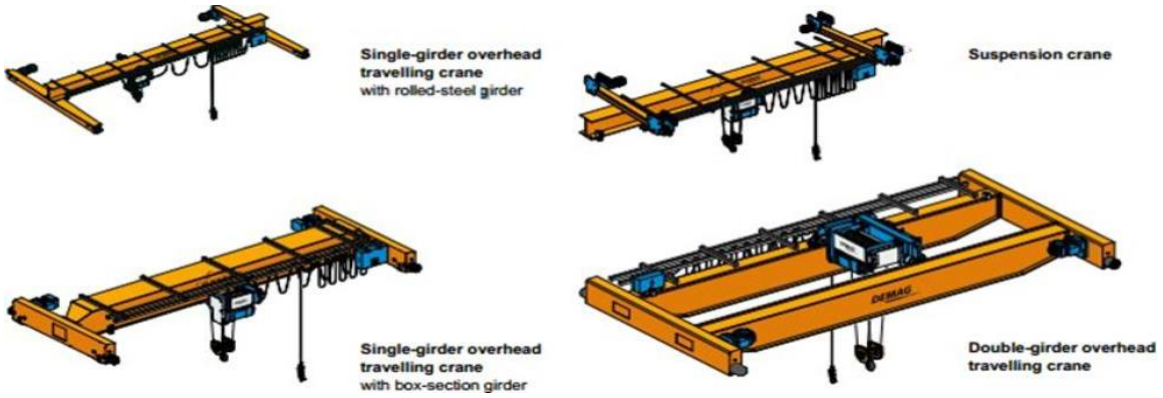
Κατηγορία κατά EN 10025	Ονομαστικό πάχος στοιχείο t (mm)			
	t ≤ 40mm		40mm ≤ t ≤ 80mm	
	fy (Mpa)	fu (Mpa)	fy (Mpa)	fu (Mpa)
S275	275	430	255	410

2.7 Γενικά Στοιχεία Γερανογέφυρας

Η ύπαρξη γερανογέφυρας στα βιομηχανικά κτίρια και στους αποθηκευτικούς χώρους κρίνεται πολύ χρήσιμη μιας και διευκολύνει σε σημαντικό βαθμό τη μετακίνηση έτοιμων προϊόντων στο εσωτερικό τους. Η συνηθέστερη ανάρτηση του φορτίου γίνεται μέσω αγκίστρου. Τα ανυψωτικά συστήματα τύπου γερανογέφυρας χρησιμοποιούνται ευρέως για τη μετακίνηση υλικών σε μεγάλο πλήθος βιομηχανικών χώρων, όπως σε ναυπηγεία, εργοτάξια οικοδομικών κατασκευών, χαλυβουργεία, αποθήκες logistics, εργοστάσια παραγωγής ενέργειας κ.α. Αναλόγως όμως και του είδους των μετακινούμενων στοιχείων, το φορτίο μπορεί να συγκρατείται με αρπάγες, με κάδους ή με μαγνήτες, όπως για παράδειγμα στην περίπτωση μετακίνησης επίπεδων ελασμάτων (λαμαρινών) σε ναυπηγικούς χώρους ή χαλυβουργεία. Η γερανογέφυρα αποτελεί βιομηχανικό προϊόν και έχει γενικά τυποποιημένες διαστάσεις και πάχη ελασμάτων αναλόγως προς το άνοιγμα και τη φέρουσα ικανότητά της (ωφέλιμο φορτίο), διατίθεται δε ως σύνολο με το μηχανολογικό εξοπλισμό της (βαρούλκο, φορείο, συρματόσχοινα και άγκιστρο ανάρτησης, κινητήρες). Κατά κανόνα δεν αποτελεί αντικείμενο μελέτης του στατικού μηχανικού. Συνήθως αποτελείται από δύο παράλληλους φορείς, κυβωτιοειδούς διατομής οι οποίοι απολήγουν στα φορεία. Κάθε φορείο έχει συνήθως δύο τροχούς ή σε περιπτώσεις γερανογεφυρών με μεγάλη ανυψωτική ικανότητα (π.χ. 100 τόνοι) τέσσερις. Οι τροχοί κυλίονται επί τροχιάς που εδράζεται στις δοκούς κύλισης της γερανογέφυρας. Όπως αναφέραμε παραπάνω τα μέρη από τα οποία αποτελείται μια γερανογέφυρα είναι: οι κύριοι φορείς, το βαρούλκο, τα δύο φορεία επί των οποίων εντάσσονται οι τροχοί ,οι κινητήρες για την κίνηση των τροχών και του βαρούλκου, οι τροχιές, τα τερματικά στοιχεία των τροχών, τα φρένα των τροχών, το άγκιστρο ανάρτησης, το χειριστήριο και τέλος οι δοκοί κύλισης διατομής διπλού ταυ επί των οποίων εντάσσονται κυλίεται η γερανογέφυρα.



Ανάλογα με τις εκάστοτε ανάγκες (σε ανυψούμενο φορτίο και άνοιγμα κτιρίου) έχουμε 2 είδη γερανογέφυρας: τις γερανογέφυρες μονού φορέα (single girder) και τις γερανογέφυρες διπλού φορέα(double girder). Αυτές του μονού φορέα προβλέπονται για χρήση σε μικρά σχετικά ανοίγματα και για μικρές απαιτήσεις ανυψούμενου φορτίου ενώ αυτές του διπλού φορέα προορίζονται για εφαρμογές όπου ο χώρος εργασίας έχει μεγάλο άνοιγμα στήριξης αλλά και όπου υπάρχει ανάγκη για διακίνηση βαρύτερου φορτίου.



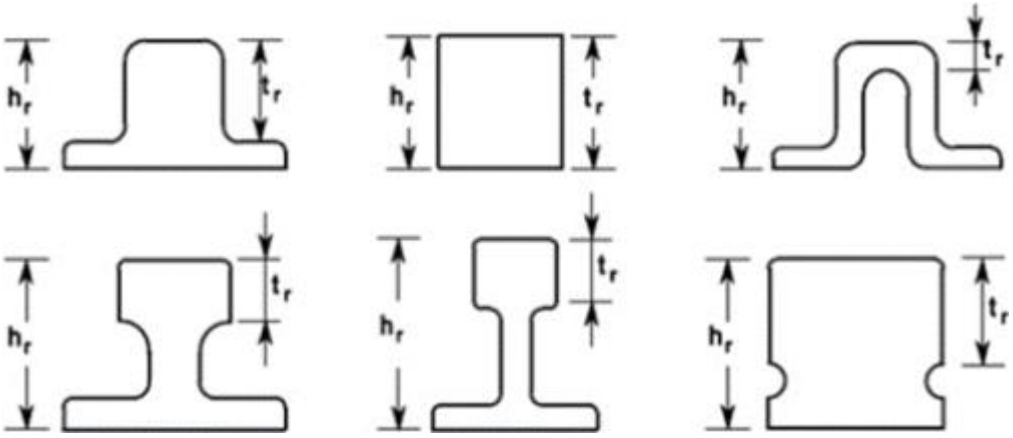
Οι γερανογέφυρες μεταφέρουν φορτία (κατακόρυφα και οριζόντια) επί των δοκών κυλίσεως, τα οποία εν συνεχεία μεταφέρονται στο έδαφος μέσω των υποστυλωμάτων αλλά και άλλων στοιχείων του φέροντος οργανισμού (σύνδεσμοι δυσκαμψίας μεταξύ των υποστυλωμάτων, πλευρικά στηρίγματα άνω πέλματος δοκών κυλίσεως κ.α.).Τα φορτία της γερανογέφυρας επί του φέροντος οργανισμού χρησιμοποιούνται για τη διαστασιολόγηση της δοκού κυλίσεως ενώ συμπεριλαμβάνονται και στους συνδυασμούς φορτίσεων που θα εξεταστούν.

2.7 Δοκός Κυλίσεως της Γερανογέφυρας

Οι δοκοί κύλισης της γερανογέφυρας είναι φέρουσες κατασκευές ιδιάζουσας σημασίας και αυτό από δύο διαφορετικές απόψεις, τη στατική και τη λειτουργική. Από λειτουργική άποψη, οι δοκοί κύλισης αποτελούν ζωτικό τμήμα του συστήματος διακίνησης των φορτίων μέσα στο κτίριο, και επομένως ελαττωματική λειτουργία τους, πολλοί νεκροί χρόνοι για συντήρηση και επισκευές, ακόμη και αστοχίες, μπορεί να έχουν ως αποτέλεσμα σοβαρότατες οικονομικές επιπτώσεις για τον ιδιοκτήτη της εγκατάστασης. Από στατική άποψη, οι δοκοί κύλισης είναι φορείς ξεχωριστής σημασίας για δύο βασικούς λόγους. Πρώτον, γιατί είναι από τις λίγες εκείνες κατασκευές που τα μέγιστα φορτία υπολογισμού πραγματοποιούνται στο ακέραιο και μάλιστα πολύ συχνά, ανάλογα με τη χρήση των γερανογεφυρών που εξυπηρετούν. Δεύτερον, γιατί σε ότι αφορά τις καταπονήσεις, υπόκεινται σε συνεχείς ακραίες εναλλαγές των τάσεων στις διάφορες διατομές με αποτέλεσμα να είναι κατασκευές ευαίσθητες σε φαινόμενα κόπωσης από τα οποία πολύ συχνά πάσχουν.

Οι δοκοί κύλισης κατασκευάζονται συνήθως ως αμφιέρειστα στοιχεία, μεταξύ δύο διαδοχικών κύριων φορέων, ή ως συνεχείς δοκοί επί δύο ίσων ανοιγμάτων. Στην πρώτη περίπτωση η δοκός κύλισης διευκολύνει την ανέγερση και η τοποθέτησή της σταθεροποιεί κάθε νεοανεγειρόμενο πλαίσιο. Στη δεύτερη περίπτωση μειώνονται οι παραμορφώσεις, κρίσιμες συνήθως για τη διαστασιολόγηση και τα δυσμενή μεγέθη παραμορφώσεως προκύπτουν όταν και τα δύο φορτία από τους τροχούς της γερανογέφυρας βρίσκονται στο ίδιο άνοιγμα ενώ το άλλο παραμένει αφόρτιστο. Οι διατομές των δοκών κυλίσεως είναι ελατές ή συγκολλητές. Οι ελατές διατομές είναι πλατύπελμες HEA, HEB, HEM λόγω της μεγαλύτερης αντοχής και δυσκαμψίας τους περί τον άξονα, που απαιτείται για την παραλαβή των πλευρικών φορτίων. Οι ελατές διατομές προτιμώνται για γερανογέφυρες μικρής ανυψωτικής ικανότητας (μέχρι 20t),όταν εξασφαλίζεται η επάρκεια με πλατύπελμες διατομές μεσαίου μεγέθους (ενδεικτικά μέχρι HEB500). Σε αντίθετη περίπτωση προτιμώνται συγκολλητές διατομές, οι οποίες έχουν μικρότερο βάρος αλλά επί πλέον κόστος και επιμέλεια κατασκευής, ιδιαίτερα στην εκτέλεση των ραφών κορμού-άνω πέλματος όπου προτιμώνται.

Τροχιές κύλισης ονομάζονται οι τροχιές επί των οποίων κυλίονται οι τροχοί της γερανογέφυρας και εδράζονται πάνω στις δοκούς κυλίσεως όπως φαίνεται στο σχήμα 1.12. Μπορεί να είναι ορθογωνικές συμπαγείς ράβδοι (καρυδάκια) για περίπτωση μικρής ανυψωτικής ικανότητας ή ράβδοι με συνήθεις διατομές τροχιών για μεγαλύτερα φορτία.



Οι τροχιές μπορεί να συγκολλούνται επί των δοκών κυλίσεως (συνήθης περίπτωση) με διακεκομμένες ραφές, να συνδέονται με αυτές μέσω εφαρμοσμένων ή προεντεταμένων κοχλιών ή να στερεώνονται απλώς επί αυτών με ειδικά σταθεροποιητικά μέσα. Στις πρώτες περιπτώσεις επιτρέπεται να θεωρηθεί στους υπολογισμούς ότι οι τροχιά αποτελεί μέρος της διατομής της δοκού κυλίσεως υπό την προϋπόθεση ότι τα συνδετικά μέσα μπορούν να μεταφέρουν τις δυνάμεις στη διεπιφάνεια τροχιάς-δοκού (δυνάμεις ολίσθησης). Ο χρόνος ζωής της τροχιάς πρέπει να προσδιορίζεται στην προδιαγραφή του έργου και μπορεί να είναι μικρότερος από το χρόνο ζωής του έργου, να προβλέπεται δηλαδή αντικατάστασή της σε ενδιάμεσες χρονικές στιγμές. Ως χρόνος ζωής μπορεί να ορίζονται τα 25 χρόνια. Σε περίπτωση ίδιου χρόνου ζωής με το έργο λαμβάνεται υπόψη η απομείωση της διατομής λόγω φθοράς. Στον EN1993-6 υποδεικνύεται στους ελέγχους αντοχής να λαμβάνεται υπόψη μειωμένη διατομή ίση προς 0,25tr. Στους ελέγχους κόπωσης λαμβάνεται υπόψη το μισό της απομείωσης αυτής. Για τις τροχιές χρησιμοποιούνται ειδικοί χάλυβες με αυξημένη σκληρότητα και εφελκυστική αντοχή μεταξύ 500 και 1200MPa. Οι τροχιές μπορεί να κατασκευάζονται με αρμούς ή συνεχείς (χωρίς αρμούς). Στην πρώτη περίπτωση λαμβάνεται μέριμνα ώστε να μην προκαλείται «τράνταγμα» κατά τη διέλευση των τροχών πάνω από τον αρμό (π.χ. διαμόρφωση λοξού αρμού ως προς τον κατά μήκος άξονα). Οι τροχιές τοποθετούνται μετά την ολοκλήρωση της ανέγερσης του υπόστεγου (και των δοκών κύλισης) με μεγάλη ακρίβεια οριζοντιογραφικά και υψομετρικά.

3 ΦΟΡΤΙΑ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

3.1 Εισαγωγικά Στοιχεία στις Φορτίσεις

Ο φορέας πρέπει να σχεδιάζεται και να κατασκευάζεται με τέτοιο τρόπο, ώστε με κατάλληλο βαθμό αξιοπιστίας και κατά τρόπο οικονομικό, να αντιμετωπίζει όλες τις δράσεις (φορτία) και τις επιδράσεις από το περιβάλλον, οι οποίες είναι πιθανόν να εμφανιστούν κατά την εκτέλεση και τη διάρκεια ζωής του και να παραμένει κατάλληλος για τη χρήση για την οποία προορίζεται για όλη τη διάρκεια αυτή. Ο φορέας πρέπει να σχεδιάζεται ώστε να είναι επαρκής ως προς την α) αντοχή, β) λειτουργικότητα και γ) ανθεκτικότητα. Ανάλογα με τη χρήση, τη θέση και τη μορφή ενός έργου, προσδιορίζονται οι δράσεις με βάση τις οποίες ο μελετητής θα προβεί στην ανάλυση του φορέα, για να προσδιορισθούν τα δυσμενέστερα εντατικά και παραμορφωσιακά μεγέθη των μελών του.

Οι δράσεις αυτές, ανάλογα με τις διακυμάνσεις τους στο χρόνο, κατατάσσονται στις εξής κατηγορίες:

- Μόνιμες δράσεις (G): ίδιο βάρος κατασκευής, σταθερός εξοπλισμός, επιστρώσεις κ.ά.
- Μεταβλητές δράσεις (Q): επιβαλλόμενα φορτία σε πατώματα (ωφέλιμα κλπ.), πιέσεις ανέμου (W), φορτία χιονιού (S), φορτία από γερανογέφυρες (C).
- Τυχηματικές δράσεις (A): εκρήξεις, πρόσκρουση οχήματος, πυρκαγιά κ.ά.

Οι δράσεις κατηγοριοποιούνται επίσης βάσει:

- Της προέλευσής τους, ως άμεσες (π.χ. συγκεντρωμένα ή ομοιόμορφα κατανεμημένα γραμμικά και επιφανειακά φορτία) ή έμμεσες (π.χ. επιβαλλόμενη παραμόρφωση λόγω θερμοκρασιακής μεταβολής ή υποχώρησης στηρίξεων, ή επιβαλλόμενη επιτάχυνση λόγω σεισμού)
- Της χωρικής τους μεταβολής, ως σταθερές (π.χ. ίδιο βάρος) ή ελεύθερες (π.χ. κινητά επιβαλλόμενα φορτία γερανογεφυρών) και
- Της φύσης τους και/ή της απόκρισης της κατασκευής, ως στατικές ή δυναμικές.

Τέλος, υπάρχει και η σεισμική δράση (E) επί της κατασκευής, η οποία μπορεί να θεωρείται είτε ως τυχηματική ή και μεταβλητή δράση, ανάλογα με την περιοχή της κατασκευής. Σημειώνεται ότι οι έμμεσες δράσεις, οι οποίες προκαλούνται από επιβαλλόμενες παραμορφώσεις, μπορεί να είναι είτε μόνιμες είτε μεταβλητές.

3.2 Μόνιμες Δράσεις

Με τον όρο αυτό νοούνται όλες οι δράσεις, οι οποίες αναμένεται να επενεργήσουν κατά τη διάρκεια μιας δεδομένης περιόδου επαναφοράς και για την οποία η διαφοροποίηση του μεγέθους τους στο χρόνο είναι αμελητέα. Παλαιότερος όρος για τις μόνιμες δράσεις ήταν "νεκρά φορτία", περιλαμβάνονται δε στην κατηγορία αυτή των δράσεων όλα τα κατακόρυφα φορτία που δρουν καθ' όλη τη διάρκεια ζωής της κατασκευής, όπως τα ίδια βάρη (φέροντα στοιχεία, τοίχοι πληρώσεως, ψευδοροφές, επικαλύψεις και επενδύσεις, επιστρώσεις και μονώσεις δαπέδων, ηλεκτρικά και υδραυλικά δίκτυα, κλιματιστικά συστήματα κ.λ.π.). Στην παρούσα εργασία εκτιμήθηκε μόνιμο φορτίο από την επικάλυψη στέγης 0,15 kN/m2 και το ίδιο βάρος.

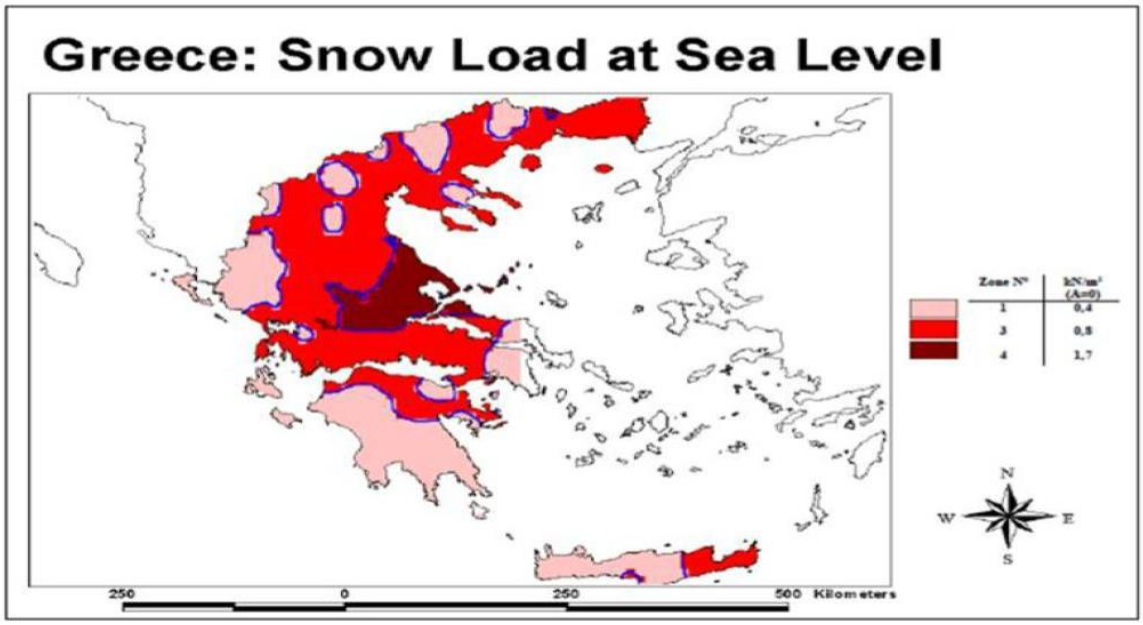
3.3 Μεταβλητές Δράσεις

Τα Κινητά ή Μεταβλητά φορτία είναι φορτία βαρύτητας ή πλευρικά φορτία που δρουν, όταν η κατασκευή βρίσκεται πλέον σε λειτουργία, και μεταβάλλονται ως προς τη θέση και το μέγεθός τους. Αυτά μπορεί να έχουν μόνιμο ή και παροδικό χαρακτήρα. Περιλαμβάνουν τα επιβαλλόμενα φορτία, τα φορτία χιονιού και ανέμου και τα φορτία λόγω θερμοκρασιακών μεταβολών. Στα κτίρια τα φορτία αυτά λαμβάνονται ως ομοιόμορφα κατανεμημένα. Στην παρούσα διπλωματική εκτιμήθηκε μεταβλητό φορτίο 0.50 kN/m2.

3.4 Φορτία Χιονιού

Τα φορτία χιονιού κατ᾽εξοχήν λογίζονται θεωρώντας μια συγκεντρωμένη τιμή φορτίου, με αντίστοιχες μειώσεις στην περίπτωση στεγών με μεγάλες κλίσεις. Η προσέγγιση αυτή δεν λαμβάνει υπόψη το ενδεχόμενο αυξημένων χιονοπτώσεων σε μεγάλα υψόμετρα ή σε τοπικά φαινόμενα λόγω κίνησης της μάζας του χιονιού, γεγονός ιδιαίτερα σημαντικό που μπορεί να προκαλέσει μερική ή ολική κατάρρευση. Σαφώς καλύτερη προσέγγιση είναι η χρησιμοποίηση ειδικών χαρτών, που παρέχουν τις βασικές εντάσεις των φορτίων χιονιού σε συνάρτηση με το υψόμετρο και για δεδομένη περίοδο επαναφοράς. Με κατάλληλες διορθώσεις, μπορούν να προσαρμοστούν τα διαφορετικά κατά τόπους υψόμετρα ή η συνολική διάρκεια ζωής του κάθε έργου. Τα φορτία χιονιού αντιμετωπίζονται ως στατικά και συμπεριλαμβάνονται στις μεταβλητές δράσεις. Σε ειδικές περιπτώσεις, όταν οι καταγεγραμμένες χιονοπτώσεις προσεγγίζουν ακραίες τιμές που δεν είναι δυνατόν να αναλυθούν με τις συνήθεις στατικές μεθόδους προσδιορισμού της χαρακτηριστικής τιμής του φορτίου χιονιού, μπορούν να λογίζονται ως τυχηματικές δράσεις. Το φορτίο χιονιού κατατάσσεται στις μεταβλητές σταθερές δράσεις. Προκαλείται από την εναπόθεση του χιονιού σε οριζόντιες ή κεκλιμένες στέγες και είναι ιδιαίτερα σημαντικό για περιοχές όπου επικρατεί κρύος καιρός και είναι συνήθεις οι μεγάλες χιονοπτώσεις. Η σπουδαιότητά του ποικίλει αναλόγως της περιοχής του έργου. Η επιρροή της μορφής της στέγης υπεισέρχεται στον υπολογισμό του φορτίου χιονιού μέσω της χρήσης κατάλληλων συντελεστών μορφής. Αντιμετωπίζονται επίσης ειδικές περιπτώσεις όπως συσσώρευση χιονιού πίσω από στηθαία, σε απότομες αλλαγές του ύψους της στέγης ή ακόμα και σε αλλαγές της γεωμορφολογίας της περιοχής π.χ. συσσώρευση χιονιού σε κοιλάδες. Για την αρχική εκτίμηση του φορτίου χιονιού, συνήθως λαμβάνεται το ομοιόμορφο χιόνι που συγκεντρώνεται υπό συνθήκες νηνεμίας. Ενώ στην τελική μορφή υπεισέρχεται και ο παράγοντας του ανέμου που πνέει στην περιοχή. Σε περιοχές όπου επικρατούν κανονικές συνθήκες (χωρίς την πιθανότητα εμφάνισης εξαιρετικής χιονόπτωσης ή μεταφοράς λόγω ανέμων), λαμβάνεται ο συνδυασμός που αντιστοιχεί σε καταστάσεις διαρκείας ή παροδικές. Στον EN 1991, Μέρος 1-3 υπάρχουν οι σχετικές οδηγίες που αφορούν τα φορτία χιονόπτωσης τα οποία λαμβάνουν χώρα σε συνθήκες νηνεμίας ή και με ταυτόχρονη πνοή ανέμων. Τα παραπάνω φορτία αφορούν κτίρια ή έργα πολιτικού μηχανικού γενικά, και για υψόμετρα κάτω των 1500m. Για την Ελλάδα, σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα, ορίζονται οι παρακάτω τρεις ζώνες χιονιού με τις αντίστοιχες χαρακτηριστικές τιμές sk,0 των φορτίων για έδαφος που βρίσκεται στη στάθμη της θάλασσας:

- Ζώνη I (sk,0 = 0,4 kN/ m²) : Νομοί Αρκαδίας, Ηλείας, Λακωνίας, Μεσσηνίας, και όλα τα νησιά πλην των Σποράδων και της Εύβοιας.
- Ζώνη II (sk,0 = 1,7 kN/m²) : Νομοί Μαγνησίας, Φθιώτιδας, Καρδίτσας, Τρικάλων, Λάρισας, Σποράδες και Εύβοια.
- Ζώνη III (sk,0 = 0,8 kN/m²) : Υπόλοιπη χώρα.



Σχήμα 3.1: Ζώνες χιονιού και χαρακτηριστικές τιμές.

Για τοποθεσίες με υψόμετρο μεγαλύτερο από 1500m πρέπει να γίνεται ειδική μελέτη και αξιολόγηση. Περισσότερες πληροφορίες για ειδικές περιπτώσεις περιέχονται στο Εθνικό προσάρτημα. Η χαρακτηριστική τιμή sk του φορτίου χιονιού επί του εδάφους σε kN/m^2 συναρτήσει της ζώνης και του αντίστοιχου υψομέτρου (A), για μία συγκεκριμένη τοποθεσία, δίνεται από τη σχέση:

$$s_k = s_{k,0}\left(1 + \left(\frac{A}{917}\right)^2\right) \tag{3.1}$$

Όπου

- sk.0 είναι η χαρακτηριστική τιμή του φορτίου χιονιού στη στάθμη της θάλασσας (δηλ. για A=0), σε. kN / m^2

- A είναι το υψόμετρο της συγκεκριμένης τοποθεσίας από τη στάθμη της θάλασσας, σε m.

Για τον υπολογισμό του φορτίου χιονιού σε μια στέγη λαμβάνεται μια εκ των παρακάτω σχέσεων:

A) Για καταστάσεις διαρκείας ή παροδικές: $s=\mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k$ (3.2)

B) Για τυχηματικές καταστάσεις: $s=\mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_{Ad}$ (3.3)

όπου

μ_i : συντελεστής μορφής χιονιού

s_k : η χαρακτηριστική τιμή του φορτίου χιονιού επί του εδάφους

C_e : συντελεστής έκθεσης, ο οποίος για κανονικές συνθήκες λαμβάνεται ίσος με 1.

Συνιστώμενες τιμές για άλλες συνθήκες είναι:

- Για έκθεση σε ισχυρούς ανέμους C_e = 0,8
- Για κατασκευές προστατευόμενες (από κτίρια ή δέντρα) C_e = 1,2
- C_t είναι ο θερμικός συντελεστής, ο οποίος είναι συνήθως ίσος με 1 για κανονικές συνθήκες θερμικής μόνωσης της στέγης.
- $s_{Ad} = C_{esl}*s_k$ είναι η τιμή σχεδιασμού του φορτίου χιονιού επί του εδάφους.

Το φορτίο s θεωρείται ότι ενεργεί κατακόρυφα και αναφέρεται στην οριζόντια προβολή της στέγης.

3.5 Συντελεστής Μορφής Χιονιού

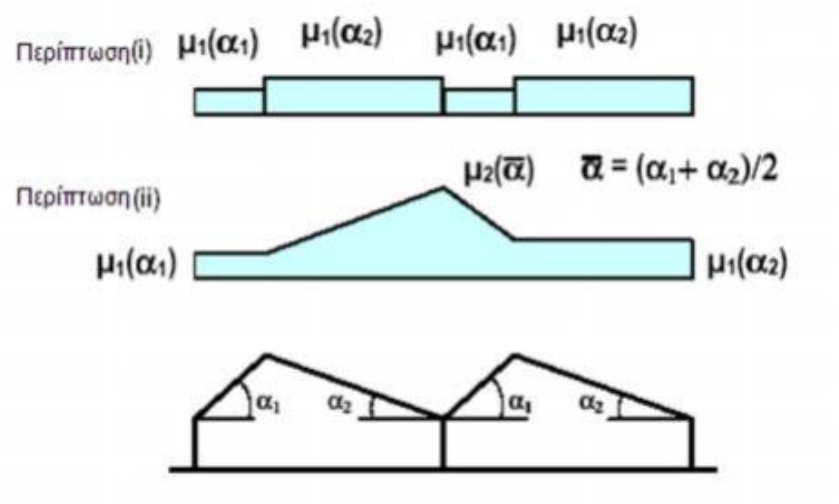
Οι συντελεστές σχήματος της στέγης χρησιμοποιούνται για την αναγωγή από το φορτίο χιονιού στο έδαφος, σε φορτίο χιονιού στη στέγη. Γενικά το φορτίο χιονιού στη στέγη εξαρτάται από:

- το σχήμα της στέγης και την κλίση της στέγης. Γενικώς θεωρείται ότι το χιόνι δεν μπορεί να παραμείνει σε στέγες με κλίση μεγαλύτερη των 60°, εκτός αν υπάρχουν εμπόδια, προεξοχές ή φράχτες.
- τις θερμικές ιδιότητες της στέγης και την παραγόμενη θερμότητα κάτω από τη στέγη.
- την τραχύτητα της επιφάνειας της στέγης
- την γειτνίαση με άλλα υψηλότερα κτίρια
- την τοπογραφία της περιοχής
- το μικροκλίμα της περιοχής (και κυρίως την έκθεση στον άνεμο).

Οι συντελεστές σχήματος στέγης μ , δίνονται στην παράγραφο 5.3 του Ευρωκώδικα για παρασυρόμενο και για μη παρασυρόμενο χιόνι για περιπτώσεις μη εξαιρετικής μετατόπισης. Ενώ για περιπτώσεις εξαιρετικής μετατόπισης του χιονιού, οι συντελεστές σχήματος δίνονται στο παράρτημα Β του Ευρωκώδικα. Για τον προσδιορισμό των αντίστοιχων συντελεστών μορφής λαμβάνονται υπόψη 2 μορφές κατανομής φορτίου:

- Η πρώτη μορφή προκύπτει από μια ομοιόμορφη κατανομή του χιονιού πάνω σε ολόκληρη τη στέγη, εάν το χιόνι πέφτει με μικρή πνοή ανέμου.
- Η δεύτερη μορφή προκύπτει από μία αρχική ασύμμετρη κατανομή, ή από τοπική συγκέντρωση σε εμπόδια, ή από ανακατανομή του χιονιού που επηρεάζει την κατανομή του φορτίου στο σύνολο της στέγης.

Στη παρούσα εργασία ενδιαφέρει η τιμή και η κατανομή του φορτίου χιονιού πάνω σε κεκλιμένες επαναλαμβανόμενες στέγες. Συνεπώς ,για περιπτώσεις επαναλαμβανόμενων στεγών λαμβάνεται υπόψη η πλέον δυσμενής περίπτωση μεταξύ αυτών της εικόνας

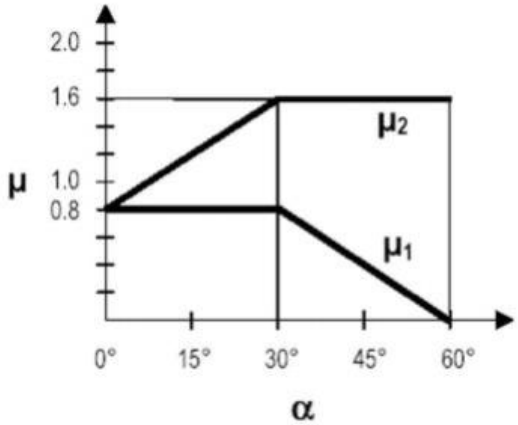


Σχήμα 3.2: Συντελεστές σχήματος φορτίου χιονιού για δικλινείς στέγες.

Οι συντελεστές μ_1, μ_2 δίνονται στον παρακάτω πίνακα για τις διάφορες τιμές της γωνίας α της στέγης, όταν η ολίσθηση του χιονιού δεν παρεμποδίζεται.

Πίνακας 3.1: Συντελεστές σχήματος φορτίου χιονιού

	$0^0 \leq a \leq 30^0$	$30^0 < a < 60^0$	$a \geq 60^0$
μ_1	0,8	0,8(60-a)/30	0,0
μ_2	0,8+0,8 a/30	1,6	0,0



Σχήμα 3.3: Συντελεστές μορφής φορτίου χιονιού για κεκλιμένες στέγες.

Για μεγάλες συγκεντρώσεις χιονιού σε επαναλαμβανόμενες στέγες θεωρείται ότι το χιόνι συγκεντρώνεται μεταξύ των κορφιάδων.

3.6 Υπολογισμός φορτίου χιονιού

Το υπόστεγο που μελετάμε βρίσκεται στο Νομό Δωδεκανήσου δηλαδή βρίσκεται στη Ζώνη Ι (sk,0=0,4KN/m²) και σε υψόμετρο 4m από τη στάθμη της θάλασσας.

- Η χαρακτηριστική τιμή sk του φορτίου χιονιού επί του εδάφους προκύπτει:

$$s_k = s_{k0} \times (1 + \frac{A}{917})^2$$

- Ο συντελεστής μορφής χιονιού μ_1 για κλίση στέγης α=6.3 (00≤α≤300) είναι 0,8.
- Ο συντελεστής έκθεσης C_e λαμβάνεται για κανονικές συνθήκες ίσος με 1.
- Ο θερμικός συντελεστής C_t λαμβάνεται για κανονικές συνθήκες θερμικής μόνωσης της στέγης ίσος με 1.

Άρα για καταστάσεις διαρκείας ή παροδικές το φορτίο χιονιού είναι:

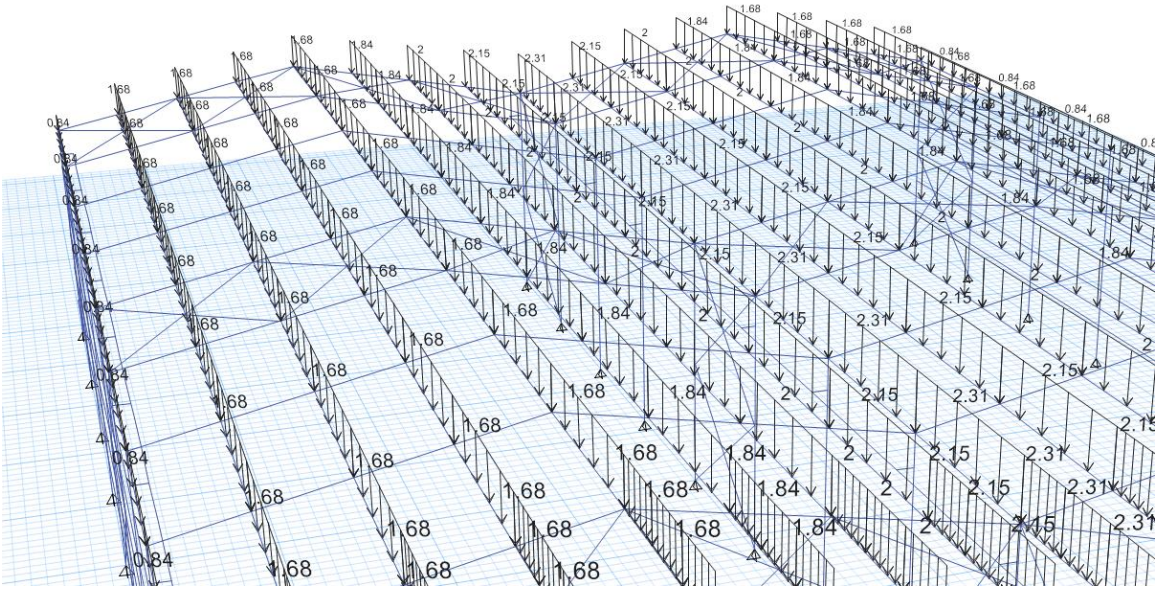
$sk = \mu_1 \cdot c_e \cdot c_t \cdot s_k = 0.32\ k/m^2$

Χαρακτηριστική τιμή φορτίου:

- Ζώνη εδάφους Β
- Υψόμετρο → A=4 m
- Χαρακτηριστική τιμή φορτίου χιονιού sk=0.4 kN/m^2

Τελικό Φορτίο χιονιού:

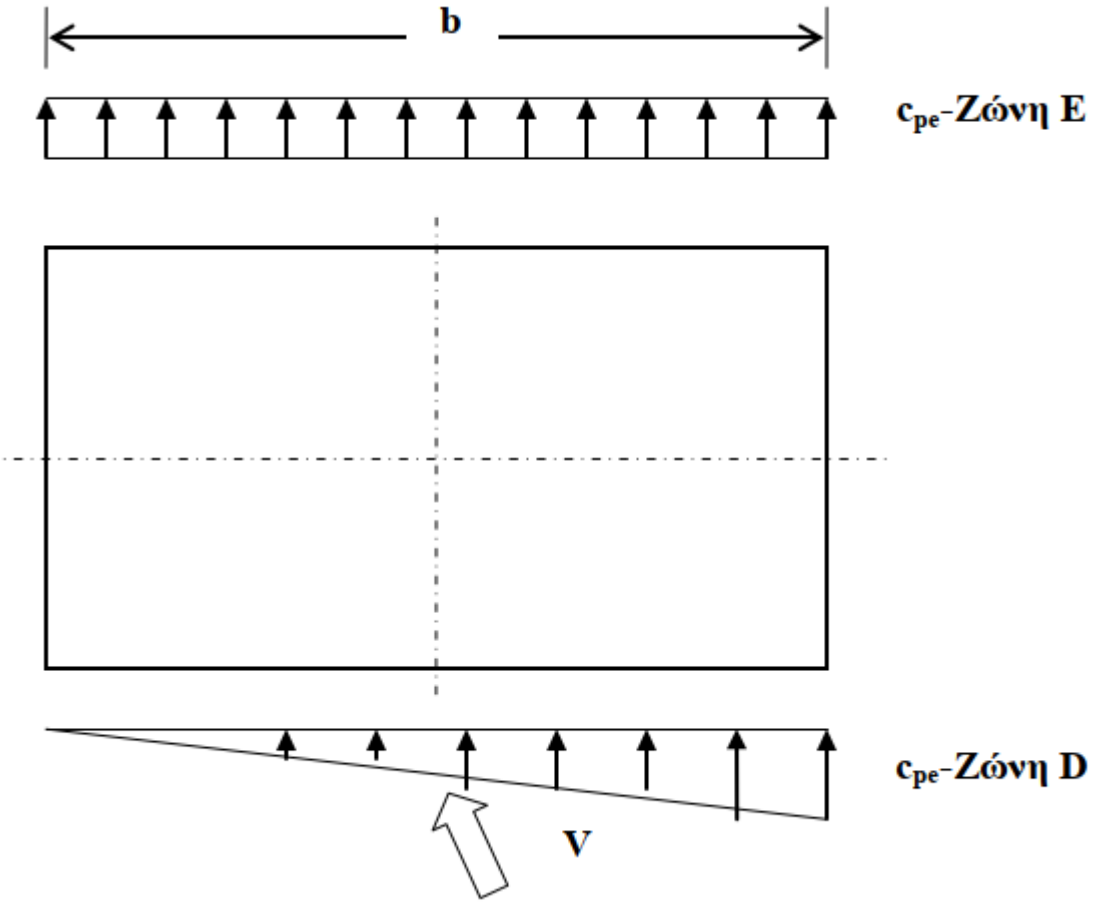
- Συντελεστής εκθέσεως → C_e=1.00
- Θερμικός συντελεστής → C_t=1.00
- Συντελεστής σχήματος για α=6.3ο → μ_1=0.8, μ_2=1
- Τελικά φορτίο → s=0.4kN/m^2 για συντελεστή μ1, → s=0.4 kN/m^2.



Σχήμα 3.4: Φορτίο Χιονιού – S

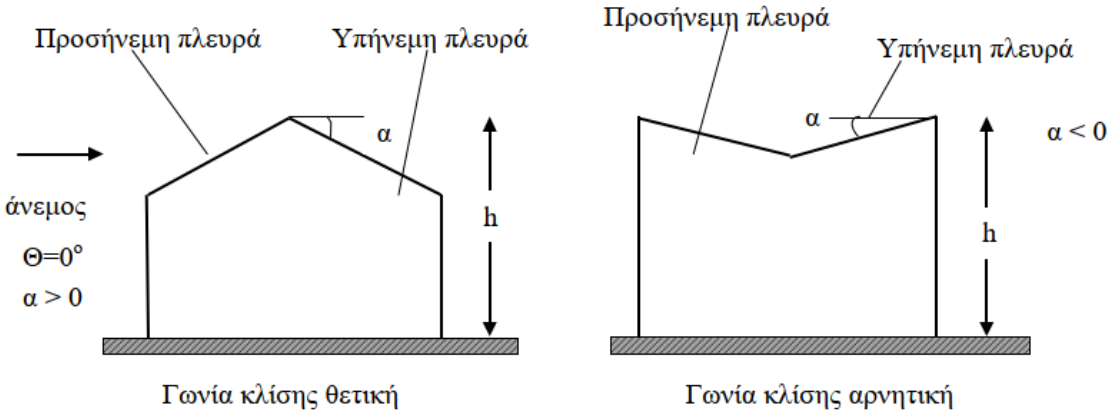
3.7 Δίκλινες Στέγες

Στο σχήμα 3.4 δίνεται ο τρόπος υποδιαίρεσης των δίκλινων στεγών σε ζώνες, ενώ στους πίνακες 4.7α και 4.7β οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης.



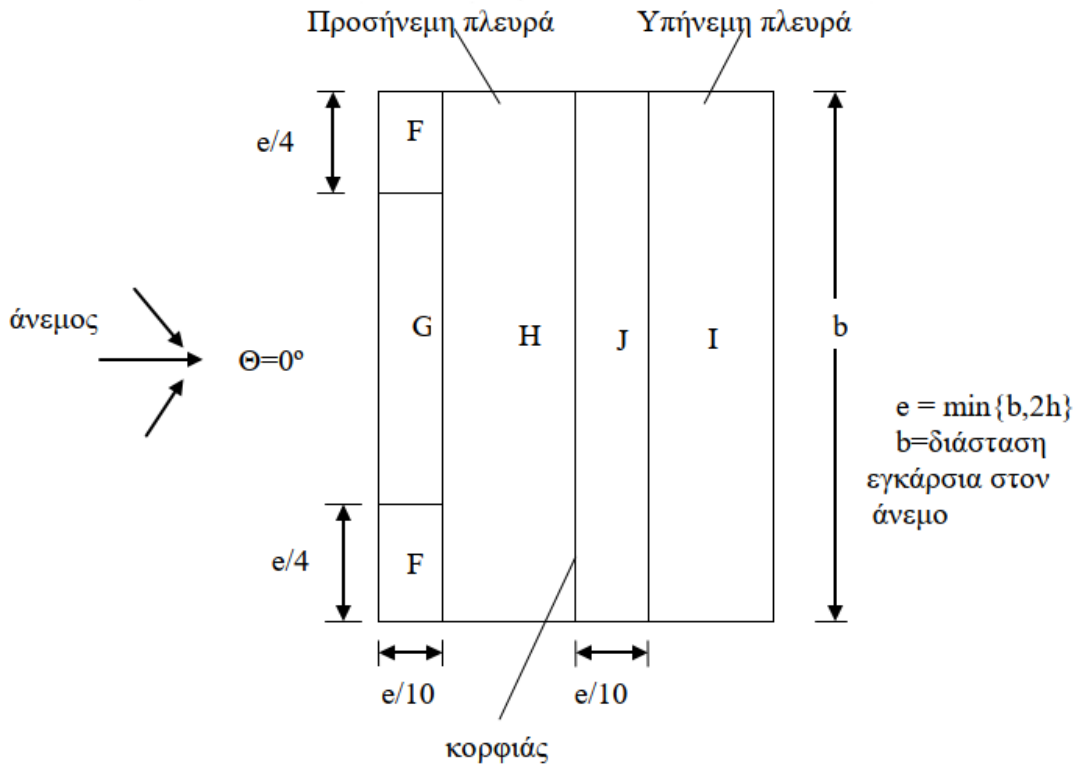
Σχήμα 3.5: Κατανομή πιέσεων για να ληφθούν υπόψη στρεπτικές επιδράσεις.

Α) Γενικά



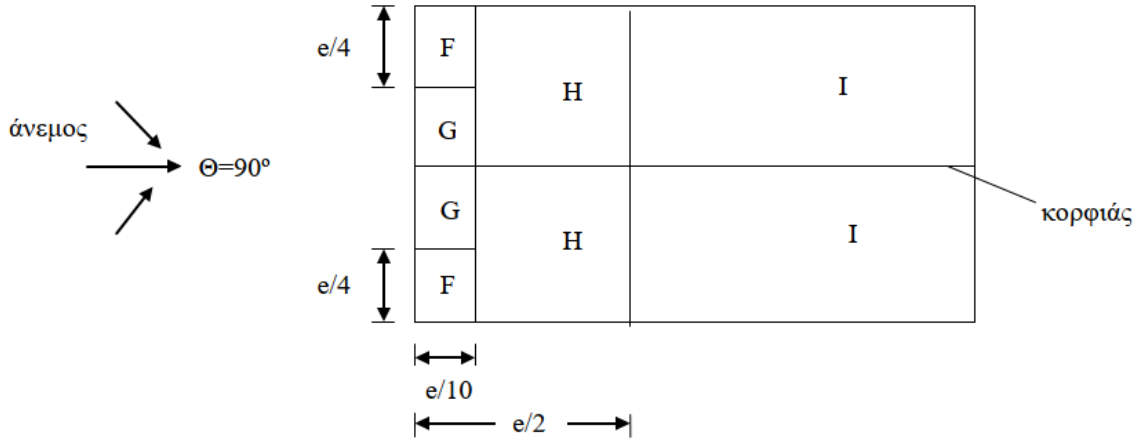
Σχήμα 3.6: Όψη για δίκλινες στέγες με θετική και αρνητική κλίση στη στέγη.

Β) Διεύθυνση ανέμου θ=0^0



Σχήμα 3. 7: Ορισμός ζωνών για γωνία ανέμου θ=0^0

Γ) Διεύθυνση ανέμου θ=90^0



Σχήμα 3.8: Ορισμός ζωνών για γωνία ανέμου 90^0.

Πίνακας 3.2: Συντελεστές φόρτισης για την Πρώτη Περίπτωση θ=0 (Ο άνεμος έρχεται εγκάρσια στην πλευρά με μήκος 54μ. Στις επαναλαμβανόμενες στέγες ως d ορίζεται το μήκος του ενός φατνώματος. Επομένως d= 20 κι όχι 40μ.

Γωνία κλίσης α	Ζώνη για διεύθυνση ανέμου θ = 0°									
	F		G		H		I		J	
	$c_{pe.10}$	$c_{pe.1}$	$c_{pe.10}$	$c_{pe.1}$	$c_{pe.10}$	$c_{pe.1}$	$c_{pe.10}$	$c_{pe.1}$	$c_{pe.10}$	$c_{pe.1}$
-45°	-0,6		-0,6		-0,8		-0,7		-1,0	-1,5
-30°	-1,1	-2,0	-0,8	-1,5	-0,8		-0,6		-0,8	-1,4
-15°	-2,5	-2,8	-1,3	-2,0	-0,9	-1,2	-0,5		-0,7	-1,2
-5°	-2,3	-2,5	-1,2	-2,0	-0,8	-1,2	+0,2		+0,2	
							-0,6		-0,6	
5°	-1,7	-2,5	-1,2	-2,0	-0,6	-1,2	-0,6		+0,2	
	+0,0		+0,0		+0,0				-0,6	
15°	-0,9	-2,0	-0,8	-1,5	-0,3		-0,4		-1,0	-1,5
	+0,2		+0,2		+0,2		+0,0		+0,0	+0,0
30°	-0,5	-1,5	-0,5	-1,5	-0,2		-0,4		-0,5	
	+0,7		+0,7		+0,4		+0,0		+0,0	
45°	-0,0		-0,0		-0,0		-0,2		-0,3	
	+0,7		+0,7		+0,6		+0,0		+0,0	
60°	+0,7		+0,7		+0,7		-0,2		-0,3	
75°	+0,8		+0,8		+0,8		-0,2		-0,3	

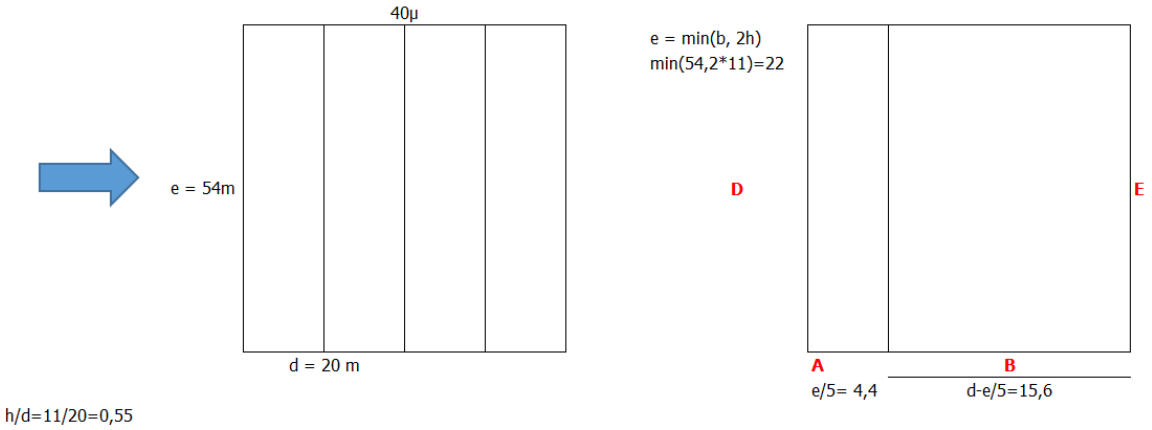
Πίνακας 3.3: Συντελεστές φόρτισης για την Δεύτερη Περίπτωση θ=90 (Ο άνεμος έρχεται εγκάρσια στην πλευρά με μήκος 40μ. Επομένως d= 54.

Γωνία Κλίσης α	Ζώνη για διεύθυνση ανέμου θ = 90°							
	F		G		H		I	
	$c_{pe.10}$	$c_{pe.1}$	$c_{pe.10}$	$c_{pe.1}$	$c_{pe.10}$	$c_{pe.1}$	$c_{pe.10}$	$c_{pe.1}$
-45°	-1,4	-2,0	-1,2	-2,0	-1,0	-1,3	-0,9	-1,2
-30°	-1,5	-2,1	-1,2	-2,0	-1,0	-1,3	-0,9	-1,2
-15°	-1,9	-2,5	-1,2	-2,0	-0,8	-1,2	-0,8	-1,2
-5°	-1,8	-2,5	-1,2	-2,0	-0,7	-1,2	-0,6	-1,2
5°	-1,6	-2,2	-1,3	-2,0	-0,7	-1,2	-0,6	
15°	-1,3	-2,0	-1,3	-2,0	-0,6	-1,2	-0,5	
30°	-1,1	-1,5	-1,4	-2,0	-0,8	-1,2	-0,5	
45°	-1,1	-1,5	-1,4	-2,0	-0,9	-1,2	-0,5	
60°	-1,1	-1,5	-1,2	-2,0	-0,8	1,0	-0,5	
75°	-1,1	-1,5	-1,2	-2,0	-0,8	1,0	-0,5	

Σημείωση : στην περίπτωση που Θ=0º, δίνονται και οι θετικές και οι αρνητικές τιμές μιας και η πίεση μεταβάλλεται γρήγορα μεταξύ τους για γωνίες κλίσης α = -5º έως α = +45º. Για αυτές τις στέγες γίνονται τέσσερις διαφορετικές παραδοχές, κατά τις οποίες οι μικρότερες ή οι μεγαλύτερες τιμές των επιφανειών F,G και H συνδυάζονται με τις μικρότερες ή τις μεγαλύτερες τιμές των επιφανειών I και J. Η ανάμιξή των θετικών και των αρνητικών τιμών στην ίδια επιφάνεια δεν επιτρέπεται. Για τις ενδιάμεσες γωνίες κλίσης του ίδιου προσήμου, μπορεί να εφαρμοστεί γραμμική παρεμβολή μεταξύ τιμών του ίδιου πρόσημου αλλά όχι μεταξύ των κλίσεων με γωνίες α = +5º και α = -5º όπου χρησιμοποιούνται οι τιμές για επίπεδες στέγες που δίνονται στην παράγραφο §4.6.1.3.

Πίνακας 3.4: Συντελεστές φόρτισης για την Πρώτη Περίπτωση θ=0 (Ο άνεμος έρχεται εγκάρσια στην πλευρά με μήκος 54μ. Στις επαναλαμβανόμενες στέγες ως d ορίζεται το μήκος του ενός φατνώματος. Επομένως d= 20 κι όχι 40μ.

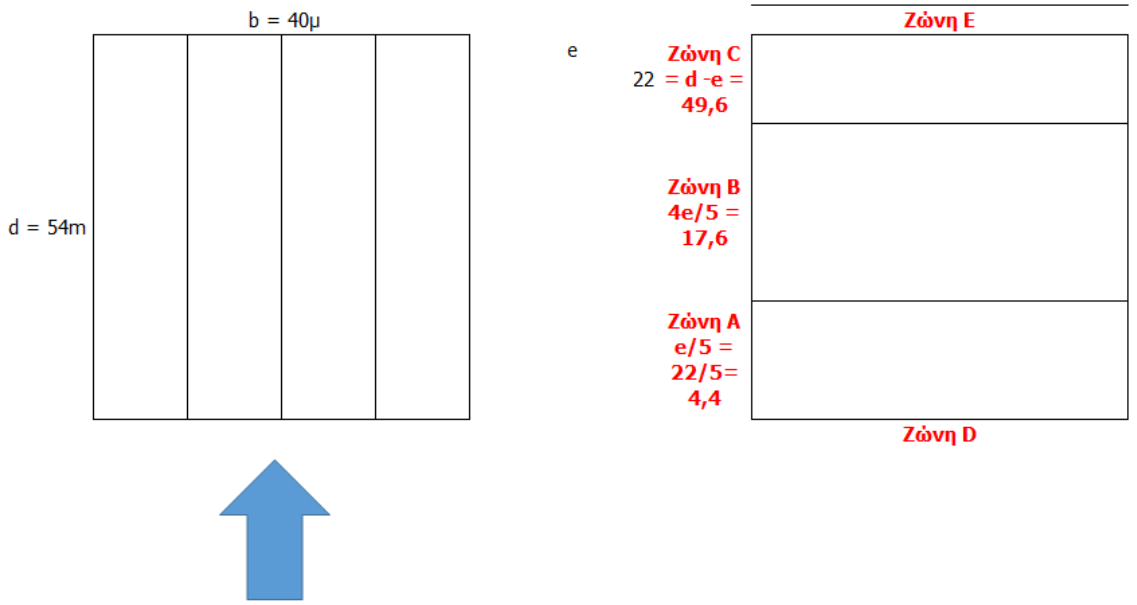
ΖΩΝΗ	A		B		C		D		E	
h/d	Cpe,10	Cpe,1	Cpe,10	Cpe,1	Cpe,10	Cpe,1	Cpe,10	Cpe,1	Cpe,10	Cpe,1
5	-1.2	-1.4	-0.8	-1.1	-0.5		0.8	1	-0.7	
1	-1.2	-1.4	-0.8	-1.1	-0.5		0.8	1	-0.5	
<0,25	-1.2	-1.4	-0.8	-1.1	-0.5		0.7	1	-0.3	



Σχήμα 3.9: Πρώτη Περίπτωση θ=0 (Ο άνεμος έρχεται εγκάρσια στην πλευρά με μήκος 54μ. Στις επαναλαμβανόμενες στέγες ως d ορίζεται το μήκος του ενός φατνώματος. Επομένως d= 20 κι όχι 40μ.

Πίνακας 3.5: Συντελεστές φόρτισης για την Δεύτερη Περίπτωση θ=90 (Ο άνεμος έρχεται εγκάρσια στην πλευρά με μήκος 40μ. Επομένως d= 54.

ΖΩΝΗ	A		B		C		D		E	
h/d	Cpe,10	Cpe,1	Cpe,10	Cpe,1	Cpe,10	Cpe,1	Cpe,10	Cpe,1	Cpe,10	Cpe,1
0.5	-1.2	-1.4	-0.8	-1.1	-0.5		0.74	1	-0.38	



Σχήμα 3.10: Δεύτερη Περίπτωση θ=90^0 (Ο άνεμος έρχεται εγκάρσια στην πλευρά με μήκος 40μ. Επομένως d= 54.

Πίνακας 3.6: Συντελεστές φόρτισης για την Τρίτη Περίπτωση θ=180 (Ο άνεμος έρχεται εγκάρσια στην πλευρά με μήκος 54μ. Στις επαναλαμβανόμενες στέγες ως d ορίζεται το μήκος του ενός φατνωματος. Επομένως d= 20 κι όχι 40μ. Όπως η πρώτη περίπτωση

ΖΩΝΗ	A		B		C		D		E	
h/d	Cpe,10	Cpe,1	Cpe,10	Cpe,1	Cpe,10	Cpe,1	Cpe,10	Cpe,1	Cpe,10	Cpe,1
<0,20	-1.2	-1.4	-0.8	-1.1	-0.5		0.7	1	-0.3	

3.8 Υπολογισμός φορτίου ανέμου

Οι δράσεις λόγω ανέμου στις κατασκευές από χάλυβα, παίζουν ιδιαίτερα σημαντικό ρόλο και σε πολλές περιπτώσεις αποτελούν τη βασική φόρτιση, ανεξάρτητα από τον τύπο τους. Το μέγεθος των δράσεων αυτών μεταβάλλεται ανάλογα με την τοποθεσία, το ύψος της κατασκευής, το είδος του περιβάλλοντα χώρου κλπ.

Οι δυνάμεις λόγω ανέμου είναι χρονικά μεταβαλλόμενες και μπορεί να προκαλέσουν ταλαντώσεις. Για πολλές όμως κατασκευές (π.χ. σε δύσκαμπτες) η δυναμική αυτή επίδραση είναι μικρή, οπότε τα φορτία του ανέμου μπορούν να θεωρούνται στατικά. Σε εύκαμπτες κατασκευές οι δυναμικές επιρροές μπορεί να είναι σημαντικές, οπότε πρέπει να λαμβάνεται υπόψη η δυναμική τους συμπεριφορά.

Η πλέον σημαντική παράμετρος για τον προσδιορισμό των δράσεων ανέμου είναι η ταχύτητα του ανέμου. Η βάση σχεδιασμού είναι η μέγιστη ταχύτητα που προβλέπεται για τη διάρκεια ζωής σχεδιασμού της κατασκευής. Οι παράγοντες που επηρεάζουν το μέγεθος της ταχύτητας και της ασκούμενης πίεσης είναι:

- Η γεωγραφική θέση. Οι ταχύτητες του ανέμου είναι στατικώς μεγαλύτερες σε ορισμένες περιοχές από τις άλλες. Για πολλές περιοχές υπάρχουν διαθέσιμα σημαντικά στατιστικά στοιχεία και οι βασικές ταχύτητες του ανέμου δημοσιεύονται συνήθως με τη μορφή ισοϋψών καμπύλων, οι οποίες είναι γραμμές ίσης βασικής ταχύτητας του ανέμου τοποθετημένες σε ένα χάρτη. Η βασική ταχύτητα ανέμου αναφέρεται στον Ευρωκώδικα 1 ως η ταχύτητα αναφοράς του ανέμου και αντιστοιχεί στη μέση ταχύτητα στα 10μ πάνω από το επίπεδο γυμνού εδάφους, λαμβάνοντας τον μέσο όρο για μια περίοδο 10 λεπτών και με περίοδο επαναφοράς τα 50 χρόνια.
- Η φυσική θέση. Οι ριπές του ανέμου με υψηλές ταχύτητες απαντώνται σε εκτεθειμένες περιοχές όπως οι ακτές ,παρά σε πιο προστατευμένες περιχοές όπως είναι τα κέντρα πόλεων λόγω των μεταβολών στη τραχύτητα των επιφανειών ,που συνεπάγεται μείωση της ταχύτητας του ανέμου στο επίπεδο του εδάφους. Η μεταβολή αυτή λαμβάνεται υπόψη μέσω του συντελεστή τραχύτητας, ο οποίος σχετίζεται με τν τραχύτητα του εδάφους και το ύψος πάνω από το επίπεδο του εδάφους.
- Η τοπογραφία. Τα ιδιαίτερα χαρακτηριστικά της τοποθεσίας σε σχέση με τους λόφους ή τους γκρεμούς λαμβάνονται υπόψη με το συντελεστή τοπογραφίας.

- Οι διαστάσεις των κτιρίων. Το ύψος του κτιρίου είναι ιδιαίτερα σημαντικό, επειδή οι ταχύτητες του ανέμου αυξάνονται με το ύψος πάνω από το επίπεδο του εδάφους.
- Η μέση ταχύτητα του ανέμου. Προσδιορίζεται από τη βασική ταχύτητα ,που προσαυξάνεται για ληφθεί υπόψη το ύψος του κτιρίου, η τραχύτητα του εδάφους και η τοπογραφία. Η πίεση του ανέμου είναι ανάλογη προς το τετράγωνο της μέσης ταχύτητας του
- Το σχήμα της κατασκευής. Τα φορτία του ανέμου δεν είναι απλώς μια μετωπική πίεση που ασκείται στην πρόσοψη της κατασκευής, αλλά το αποτέλεσμα μιας σύνθετης κατανομής πιέσεων σε όλες τις όψεις της ,λόγω της κίνησης του ανέμου γύρω από την κατασκευή. Γενικά

αναπτύσσονται θετικές και αρνητικές πιέσεις στις διάφορες όψεις της κατασκευής αντίστοιχα προς τα αεροδυναμικά φαινόμενα που παρατηρούνται όταν ένα εμπόδιο (κτίριο) παρεμβάλλεται σε μια υπάρχουσα ροή (άνεμος).Η κατανομή είναι επιπλέον περίπλοκη λόγω των γειτονικών κατασκευών και των φυσικών εμποδίων/μεταβολών, όπως λόφοι, κοιλάδες, δασικές εκτάσεις που μπορούν να επηρεάσουν τη μορφή της κίνησης του ανέμου και τη σχετική κατανομή της πίεσης. Γενικά ως προς τις κατακόρυφες επιφάνειες του κτιρίου, πιέσεις αναπτύσσονται στις προσήνεμες και υποπιέσεις στις υπήνεμες όψεις του κτιρίου.

- Η κλίση της στέγης. Η παράμετρος αυτή είναι σημαντική ως προς το είδος των πιέσεων που αναπτύσσονται επί της κατασκευής. Είναι αξιοσημείωτο ότι στέγες με μικρές κλίσεις μπορεί να υπόκεινται σε υφαρπαγή ή αναρρόφηση (αρνητικές τάσεις ή υποπιέσεις), ενώ σε στέγες με μεγαλύτερη κλίση (μεγαλύτερη από 20 μοίρες) μάλλον υπόκεινται σε πίεση προς τα κάτω.
- Η διεύθυνση του ανέμου. Οι κατανομές της πίεσης μεταβάλλονται για διαφορετικές διευθύνσεις του ανέμου.

Οι παραπάνω παράμετροι λαμβάνονται κατά πρώτο λόγο στον υπολογισμό της ταχύτητας σχεδιασμού του ανέμου ,και κατά δεύτερο λόγο στη μετατροπή της ταχύτητας του ανέμου σε ένα σύστημα δυνάμεων επί της κατασκευής. Ωστόσο, πρέπει να ληφθούν επίσης υπόψη και συγκεκριμένα επιπρόσθετα χαρακτηριστικά του ανέμου, όπως

Κανονισμός υπολογισμού φορτίου ανέμου

Προκειμένου να απλοποιηθεί η διαδικασία εισαγωγής των δράσεων λόγω ανέμου στις κατασκευές, λαμβάνοντας υπόψη τους προαναφερθέντες παράγοντες, οι δράσεις ανάγονται σε δυνάμεις ή πιέσεις επί των εξωτερικών ή και εσωτερικών επιφανειών και μάλιστα με ομοιόμορφη κατανομή σε όλη την επιφάνεια μιας όψης ή σε τμήμα της. Για τον υπολογισμό της πίεσης που προκαλεί ο άνεμος χρησιμοποιείται το μέρος 4 του EN 1991.

Πίεση ανέμου σε εξωτερικές επιφάνειες:

$$w_e = q_p(z_e) \times c_{pe} \tag{3.4}$$

Όπου:

- $q_p(z_e)$ είναι η πίεση ταχύτητας αιχμής.
- z_e είναι το ύψος αναφοράς για την εξωτερική πίεση.
- c_{pe} είναι ο συντελεστής εξωτερικής πίεσης.

Πίεση ανέμου σε εσωτερικές επιφάνειες:

$$w_i = q_p(z_i) \times c_{pi} \tag{3.5}$$

Όπου:

- q_p είναι η πίεση ταχύτητας αιχμής.
- c_{pi} είναι ο συντελεστής εσωτερικής πίεσης.
- z_i είναι το ύψος αναφοράς για την εσωτερική πίεση.

Η βασική ταχύτητα του ανέμου:

$$v_b = C_{dir} \times C_{season} \times v_{b.0}$$

(3.6)

Όπου:

- v_b είναι η βασική ταχύτητα του ανέμου, που είναι συνάρτηση της κατεύθυνσης και της εποχής της πνοής και υπολογίζεται σε ύψος 30m επιφάνεια για επιφάνεια κατηγορίας ΙΙ.
- $v_{b,0}$ είναι η θεμελιώδης βασική ταχύτητα ανέμου δηλαδή η μέση ταχύτητα του ανέμου διάρκειας 10 λεπτών, ανεξάρτητη της κατεύθυνσης του ανέμου σε ύψος 30m , σε ανοιχτή επίπεδη περιοχή με χαμηλή βλάστηση και μεμονωμένα εμπόδια που απέχουν μεταξύ τους τουλάχιστον 20 φορές τους (επιφάνεια κατηγορίας ΙΙ όπως ορίζεται στον πίνακα). Η θεμελιώδης βασική ταχύτητα του ανέμου καθορίζεται από το Εθνικό Προσάρτημα είναι ίση με 33 m/s για τα νησιά και τα παράλια μέχρι 10 Km από την και ίση με 27 m/s για την υπόλοιπη χώρα.
- C_{dir} είναι ο συντελεστής κατεύθυνσης και η προτεινόμενη τιμή είναι 1
- C_{season} είναι ο συντελεστής που εξαρτάται από την εποχή και η προτεινόμενη τιμή του είναι 1.

Η πίεση ταχύτητας αιχμής

$$q_p(z) = [1 + 7I_v(z)] \times \frac{1}{2}\rho \times v_m{}^2(z) = c_e(z) \times q_b$$

(3.7)

Όπου :

- ρ είναι η πυκνότητα του αέρα που εξαρτάται από το υψόμετρο, τη θερμοκρασία και την αναμενόμενη βαρομετρική πίεση κατά τη διάρκεια πνοής των ανέμων. (Η προτεινόμενη τιμή είναι 1,25 kg/m^3).
- $v_m(z)$ είναι η μέση ταχύτητα του ανέμου σε ύψος z από την επιφάνεια και υπολογίζεται σύμφωνα με τη σχέση:

$$v_m(z) = C_r(z) \times C_0(z) \times v_b$$

(3.8)

- Cr(z) είναι ο συντελεστής τραχύτητας που δίνεται από τις σχέσεις:

$$C_r(z) = k_r \times \ln(z/z_0) \quad \text{για} \quad z_{min} < z < z_{max}$$
$$C_r(z) = C_r(z_{min}) \quad \text{για} \quad z \le z_{min}$$

(3.9)

- $C_o(z)$ ο συντελεστής ανάγλυφου του εδάφους που χρησιμοποιείται για να ληφθεί υπ' όψιν η μεταβολή της ταχύτητας του ανέμου λόγω της κλίσης του εδάφους (για κλίσεις του εδάφους μικρότερες από 0,05 ο συντελεστής λαμβάνεται ίσος με 1).
- Το μήκος τραχύτητας και το ελάχιστο ύψος z_{min} εξαρτώνται από το είδος της επιφάνειας και υπολογίζονται με βάση τον πίνακα2.2.

Πίνακας 3.7: Κατηγορία Εδάφους

Κατηγορία εδάφους		z_0 (m)	z_{min} (m)
0	Θάλασσα ή παράκτια περιοχή	0,003	1
I	Λίμνη ή επίπεδη και οριζόντια περιοχή με αμελητέα βλάστηση χωρίς εμπόδια	0,01	1
II	Περιοχή με χαμηλή βλάστηση όπως γρασίδι και μεμονωμένα εμπόδια (δέντρα, κτίρια) που απέχουν τουλάχιστον 20 φορές το ύψος τους	0,05	2
III	Περιοχή με κανονική βλάστηση ή κτίρια ή μεμονωμένα εμπόδια που απέχουν τουλάχιστον 20 φορές το ύψος τους (χωριά, προάστια, μόνιμα δάση)	0,3	5
IV	Περιοχή στην οποία τουλάχιστον το 15% της επιφάνειάς της έχει κτίρια των οποίων το μέσο ύψος ξεπερνά τα 15 m.	1	10

- Το μέγιστο ύψος z_{max} είναι ίσο με 200m εκτός αν ορίζεται διαφορετικά στο Εθνικό Προσάρτημα.
- Ο συντελεστής k_r που εξαρτάται από την επιφάνεια δίνεται από τη σχέση:

$$k_r = 0.19 \times (z_0 / z_{0II})^{0.07}$$

Όπου:
z_{0II}=0,003m (η τιμή προκύπτει από τον πίνακα για κατηγορία επιφάνειας II).

- Η ένταση των στροβιλισμών, Iv(z), σε ύψος z από την επιφάνεια του εδάφους και προσδιορίζεται από τις σχέσεις.

$$I_v(z) = \frac{\sigma_v}{v_m(z)} = \frac{k_1}{c_0(z) * \ln(z/z_0)} \quad \text{για} \quad z_{min} < z < z_{max}$$
$$I_v(z) = I_v(z_{min}) \quad \text{για} \quad z \le z_{min}$$

(3.10)

Όπου

- k_1 είναι ο συντελεστής στροβιλισμού. Λαμβάνεται ίσος προς 1.00
- c_0 είναι ο συντελεστής τοπογραφικής διαμόρφωσης του εδάφους
  Επίσης ίσος προς 1.

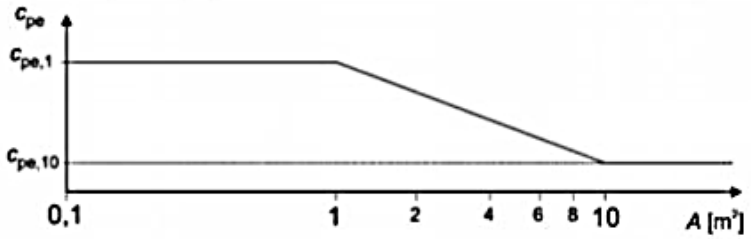
<u>Συντελεστής εξωτερικών πιέσεων</u>

Ο συντελεστής εξωτερικής πίεσης cpe για κτίρια και τμήματα κτιρίων εξαρτάται από τις διαστάσεις της φωτιζόμενης επιφάνειας A. Ως φορτιζόμενη επιφάνεια, θεωρείται η επιφάνεια A, η οποία μεταφέρει στο εξεταζόμενο στοιχείο της κατασκευής τη δράση της ανεμοπίεσης και προκαλεί την αντίστοιχη καταπόνησή του.

Για $A \leq 1m^2$ είναι $c_{pe}=c_{pe,1}$

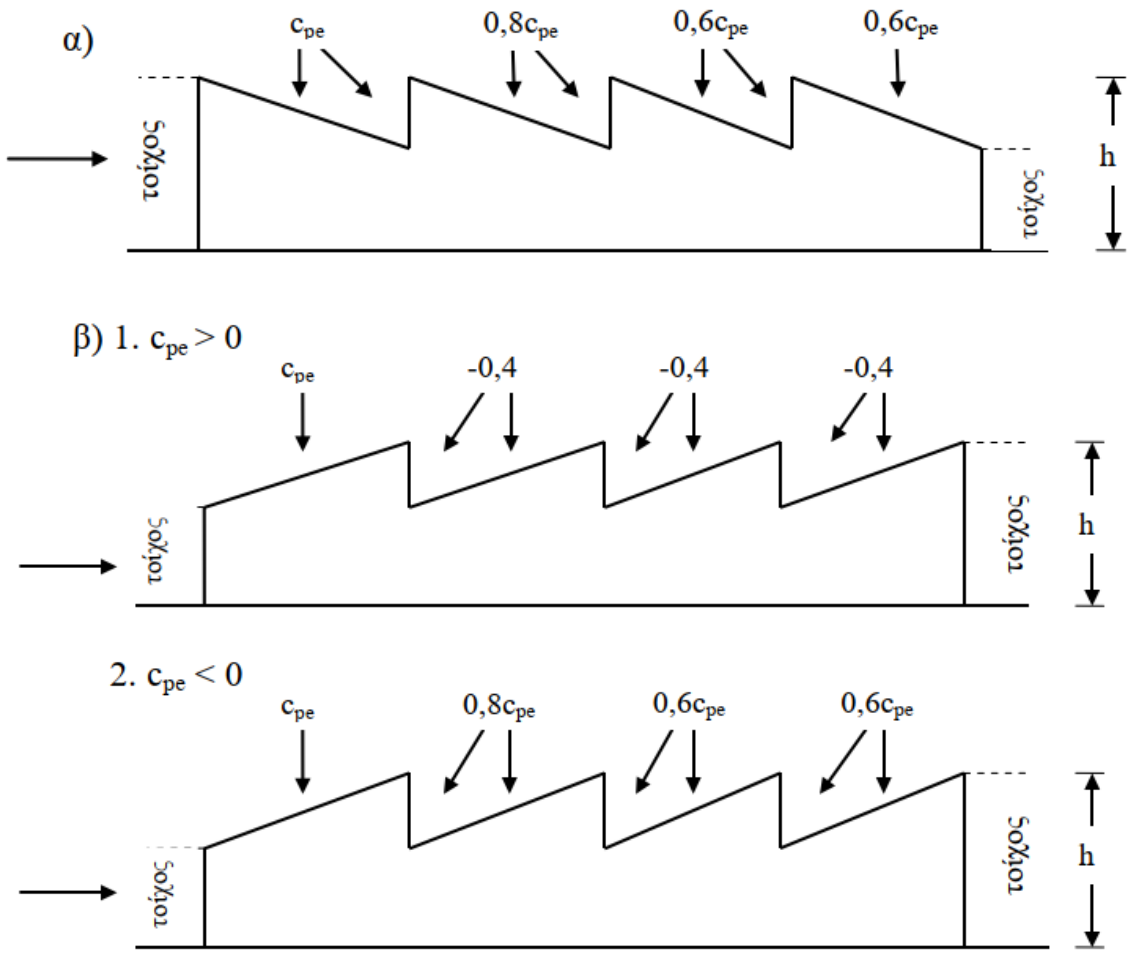
Για $1\ m^2 \leq A \leq 10\ m^2$ είναι $c_{pe}=c_{pe,1}+(c_{pe,10}-c_{pe,1})*logA$

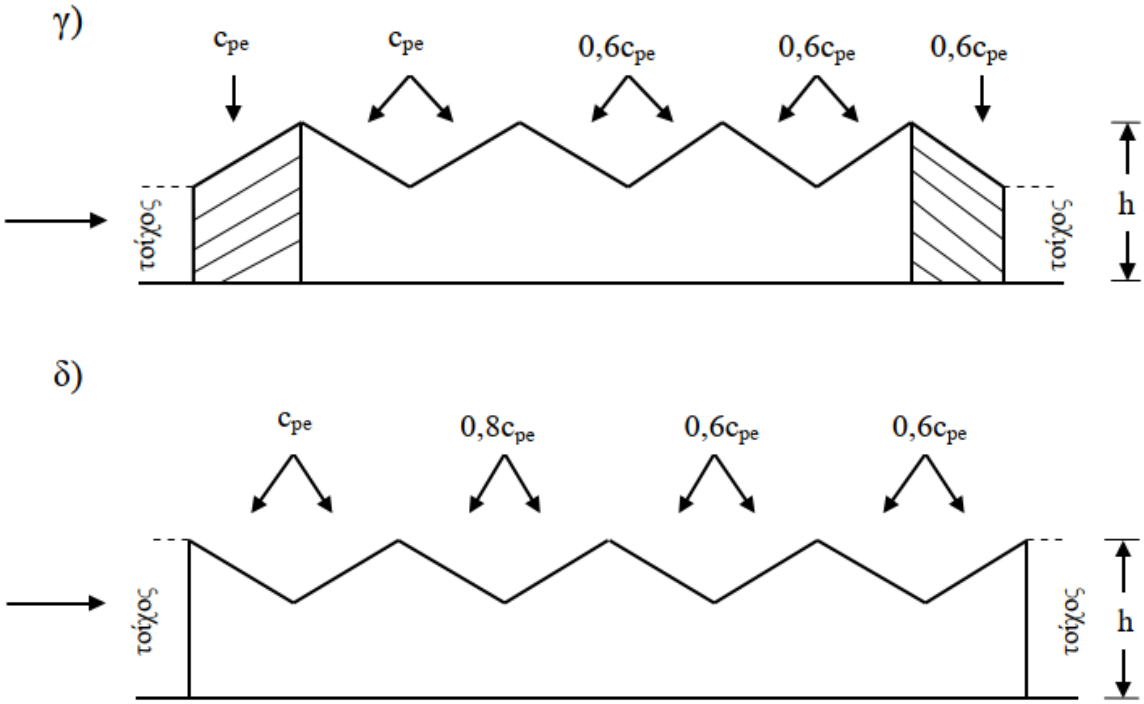
Για $A \geq 10m2$ είναι $c_{pe}=c_{pe,10}$



Σχήμα 3.11: Μεταβολή του συντελεστή εξωτερικής πίεσης σε κτίρια, συναρτήσει της φορτιζομένης επιφάνειας Α.

Στις επαναλαμβανόμενες στέγες, οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης για κάθε άνοιγμα και για διευθύνσεις ανέμου υπό γωνία 0º, 90º και 180º, θα δίνονται από το συντελεστή πίεσης για την κάθε περίπτωση ανοίγματος.



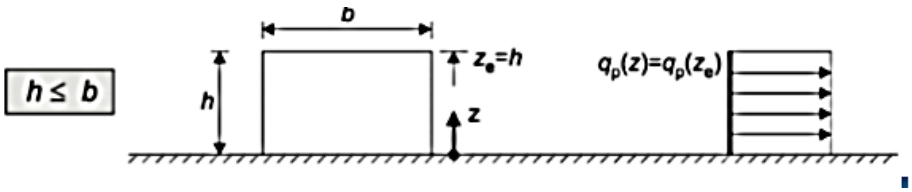


Σχήμα 3.12: Συμβολισμοί για επαναλαμβανόμενες στέγες.

Πιέσεις σε κατακόρυφους τοίχους

Ο προσδιορισμός του ύψους αναφοράς ze για τους προσήνεμους τοίχους κτιρίων ορθογωνικής κάτοψης εξαρτάται από τη σχέση μεταξύ του ύψους h και του πλάτους b του κτιρίου. Συμφώνα με το Σχήμα διακρίνονται οι παρακάτω περιπτώσεις:

- Για h ≤b λαμβάνεται ως ένα τμήμα με ze=h Για b ≤ h ≤2b το και ze=h για το υπερκείμενο.
- Για h ≥2b το κτίριο θεωρείται ότι απαρτίζεται από πολλά τμήματα, εκ των οποίων το χαμηλότερο έχει ύψος ze=b, το υψηλότερο έχει ύψος ze=h, ενώ το μεταξύ αυτών διάστημα υποδιαιρείται σε τμήματα με μέγιστο ύψος κάθε τμήματος ίσο με b.



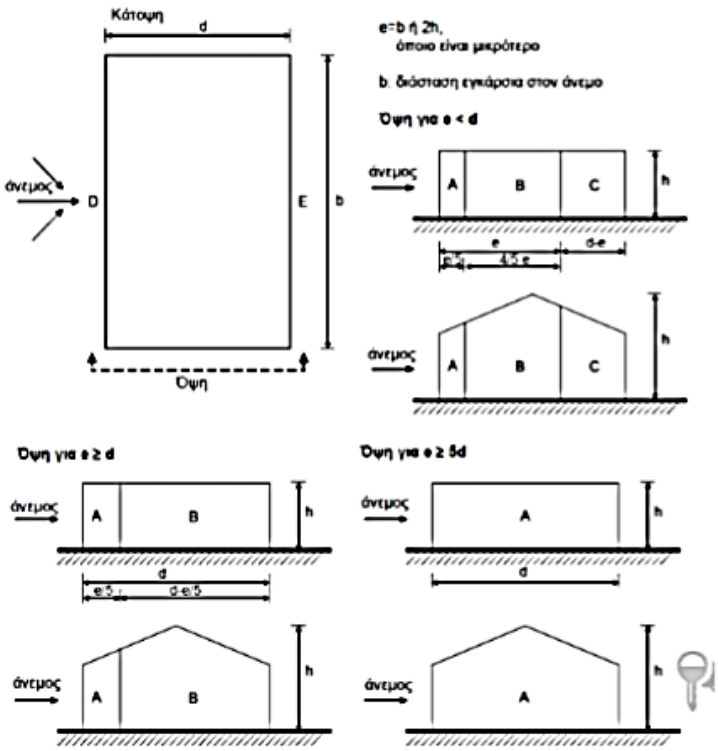
Σχήμα 3.13: Κατανομή πιέσεων για h<b.

Στους υπήνεμους και παράπλευρους τοίχους κτιρίων το ύψος αναφοράς λαμβάνεται ίσο με το ύψος h του κτιρίου. Στον Πίνακα δίνονται οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης συναρτήσει του λόγου h/d και των ζωνών υποδιαίρεσης των κατακόρυφων τοίχων του κτιρίου.

Πίνακας 3.8: Συντελεστής εξωτερικής πίεσης για κατακόρυφους τοίχους κτιρίων.

ΖΩΝΗ	A		B		C		D		E	
h/d	Cpe,10	Cpe,1	Cpe,10	Cpe,1	Cpe,10	Cpe,1	Cpe,10	Cpe,1	Cpe,10	Cpe,1
5	-1.2	-1.4	-0.8	-1.1	-0.5		0.8	1	-0.7	
1	-1.2	-1.4	-0.8	-1.1	-0.5		0.8	1	-0.5	
≤0.25	-1.2	-1.4	-0.8	-1.1	-0.5		0.8	1	-0.3	

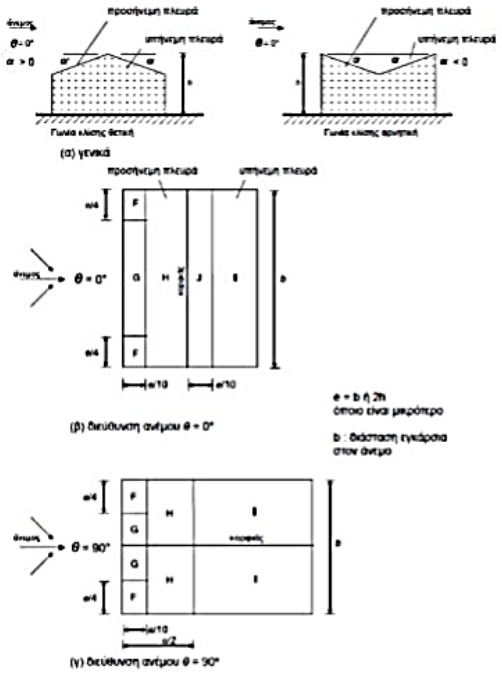
Οι ζώνες A, B, C, D και E ορίζονται στο σχήμα.



Σχήμα 3.14: Συμβολισμοί για κατακόρυφους τοίχους.

<u>Πιέσεις σε κατακόρυφους τοίχους</u>

Όμοια για τις δικλινείς στέγες δίνονται οι συντελεστές εξωτερικής φόρτισης για άνεμο υπό γωνία 0° και 90° από τους πίνακες για τις ζώνες F,G,H,I που φαίνονται στο σχήμα.



Σχήμα 3.15: Συμβολισμοί για δικλινείς στέγες.

<u>Πιέσεις σε κατακόρυφους τοίχους</u>

Στα πλαίσια της παρούσας διπλωματικής θεωρήθηκε πως όταν στην περιοχή πνέουν δυνατοί άνεμοι δηλαδή όταν έχουμε μεγάλα φορτία άνεμου οι πόρτες της κατασκευής παραμένουν κλειστές και σαν αποτέλεσμα δεν υπάρχουν εσωτερικές πιέσεις στην οριακή κατάσταση αστοχίας γι΄ αυτό και δεν υπολογίζονται.

Δεδομένα για τον άνεμο

Πίνακας 3.9 : Δεδομένα για τον άνεμο.

Περιοχή:	Κάρπαθος
Vb,0:	33000m/s
Qb,0:	0.68kPa
ΗΛΙΚΙΑ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ:	50 Χρόνια
K:	0.2
kl:	1
Vb,0(p):	33000m/s
Qb,0(p):	0.68kPa
Cdir:	1
CsCd:	1
Cseason:	1
Vb:	33000m/s
Qb:	0.68kPa
ΤΥΠΟΣ ΕΔΑΦΟΥΣ:	III-Βιομηχανικές και Προαστικές Περιοχές, Δάση
kr:	0.215
z0:	0.003m
Zmin:	1m

z=9	Crz: 0.733	Ce(z): 1.641	q(z): 1.12 kPa
z=10.1	Crz: 0.757	Ce(z): 1.716	q(z): 1.17 kPa

3.9 Γερανογέφυρα

Σε πολλά βιομηχανικά κτίρια η μετακίνηση έτοιμων ή ενδιάμεσων προϊόντων στο εσωτερικό γίνεται από μία ή περισσότερες γερανογέφυρες. Η συνηθέστερη ανάρτηση του φορτίου γίνεται μέσω αγκιστρίου. Αναλόγως όμως και του είδους των μετακινούμενων στοιχείων , το φορτίο μπορεί να συγκρατείται με αρπάγες μαγνήτες ή κάδους.

Η γερανογέφυρα αποτελεί βιομηχανικό προϊόν και έχει γενικά τυποποιημένες διαστάσεις και πάχη ελασμάτων αναλόγως προς το άνοιγμα και τη φέρουσα ικανότητα της (ωφέλιμο φορτίο) διατίθεται δε ως σύνολο με το μηχανολογικό εξοπλισμό της (βαρούλκο, φορείο, συρματόσχοινα και άγκυστροανάρτησης, κινητήρες) και δεν αποτελεί αντικείμενο μελέτης του στατικού μηχανικού. Οι γερανογέφυρες μεταφέρουν φορτία (κατακόρυφα και οριζόντια) επί των δοκών κυλίσεως, τα οποία εν συνεχεία μεταφέρονται στο έδαφος μέσω των υποστυλωμάτων αλλά και άλλων στοιχείων του φέροντος οργανισμού (σύνδεσμοι δυσκαμψίας μεταξύ των υποστυλωμάτων, πλευρικά στηρίγματα άνω πέλματος δοκών κυλίσεως κ.α.). Τα φορτία της γερανογέφυρας επί του φέροντος οργανισμού χρησιμοποιούνται για τη διαστασιολόγηση της δοκού κυλίσεως ενώ συμπεριλαμβάνονται και στους συνδυασμούς φορτίσεων που θα εξεταστούν.

Ανάλογα με τις εκάστοτε ανάγκες (σε ανυψούμενο φορτίο και άνοιγμα κτιρίου) έχουμε 2 είδη γερανογέφυρας: τις γερανογέφυρες μονού φορέα (single girder) και τις γερανογέφυρες διπλού φορέα(double girder). Αυτές του μονού φορέα προβλέπονται για χρήση σε μικρά σχετικά ανοίγματα

και για μικρές απαιτήσεις ανυψούμενου φορτίου ενώ αυτές του διπλού φορέα προορίζονται για εφαρμογές όπου ο χώρος εργασίας έχει μεγάλο άνοιγμα στήριξης αλλά και όπου υπάρχει ανάγκη για διακίνηση βαρύτερου φορτίου.

Στην παρούσα μελέτη χρησιμοποιήθηκε γερανογέφυρα 10 τόνων διπλού φορέα η οποία είναι τοποθετημένη σε ύψος 6.5 μ και άνοιγμα 20 μ.

Απο τον πίνακα τυποποιημένων διαστάσεων

- Απόσταση ακραίας θέσης αγκίστρου από τον άξονα της δοκού κύλισης είναι 900 mm
- Η απόσταση μεταξύ των δύο τροχών σε κάθε πλευρά είναι 3.5 m
- Οι κινητήριοι τροχοί έχουν ανεξάρτητη κίνηση ο ένας από τον άλλο και οι άξονες όλων τον τροχών είναι σταθερά συνδεδεμένοι επ΄αυτών(σύστημαIFF)
- Οι τροχοί κυλίονται επι τροχιάς από συμπαγής ορθογωνική διατομή 50 x 30mm
- Η ταχύτητα ανύψωσης του αναρτημένου φορτίου είναι 8m/min
- Για γερανογέφυρες εργαστηρίου (workshop cranes) η κατηγορία ανύψωσης είναι HC2 και η κατηγορία κόπωσης S3(Annex B, Eurocode 1 –Πίνακας)

Η γερανογέφυρα από το ίδιο βάρος της καθώς και από την λειτουργία της μεταφέρει κατακόρυφα φορτία και οριζόντια φορτία στις δοκούς κύλισης ,τα οποία εν συνεχεία μεταφέρονται στο έδαφος μέσω των υποστυλωμάτων αλλά και άλλων στοιχείων του φέροντος οργανισμού.

Πίνακας 3.10: Κατηγορία Γερανογέφυρας

Item	*Type of crane*	*Hoisting class*	*S-classes*
1	Hand-operated cranes	HC1	S0, S1
2	Assembly cranes	HC1, HC2	S0, S1
3	Powerhouse cranes	HC1	S1, S2
4	Storage cranes – with intermittent operation	HC2	S4
5	Storage cranes, spreader bar cranes, scrap yard cranes – with continuous operation	HC3, HC4	S6, S7
6	Workshop cranes	HC2, HC3	S3, S4
7	Overhead travelling cranes, ram cranes – with grab or magnet operation	HC3, HC4	S6, S7
8	Casting cranes	HC2, HC3	S6, S7
9	Soaking pit cranes	HC3, HC4	S7, S8
10	Stripper cranes, charging cranes	HC4	S8, S9
11	Forging cranes	HC4	S6, S7
12	Transporter bridges, semi-portal cranes, portal cranes with trolley or slewing crane – with hook operation	HC2	S4, S5
13	Transporter bridges, semi-portal cranes, portal cranes with trolley or slewing crane – with grab or magnet operation	HC3, HC4	S6, S7
14	Travelling belt bridge with fixed or sliding belt(s)	HC1	S3, S4
15	Dockyard cranes, slipway cranes, fitting-out cranes – with hook operation	HC2	S3, S4
16	Wharf cranes, slewing, floating cranes, level luffing slewing – with hook operation	HC2	S4, S5
17	Wharf cranes, slewing, floating cranes, level luffing slewing – with grab or magnet operation	HC3, HC4	S6, S7
18	Heavy duty floating cranes, gantry cranes	HC1	S1, S2
19	Shipboard cargo cranes – with hook operation	HC2	S3, S4
20	Shipboard cargo cranes – with grab or magnet operation	HC3, HC4	S4, S5
21	Tower slewing cranes for the construction industry	HC1	S2, S3
22	Erection cranes, derrick cranes – with hook operation	HC1, HC2	S1, S2
23	Rail mounted slewing cranes – with hook operation	HC2	S3, S4
24	Rail mounted slewing cranes – with grab or magnet operation	HC3, HC4	S4, S5
25	Railway cranes authorized on trains	HC2	S4
26	Truck cranes, mobile cranes – with hook operation	HC2	S3, S4
27	Truck cranes, mobile cranes – with grab or magnet operation	HC3, HC4	S4, S5
28	Heavy duty truck cranes, heavy duty mobile cranes	HC1	S1, S2

Γεωμετρικά Χαρακτηριστικά Γερανογεφυρών											
	H	S	g	a_1	a_2	e_1	L	d_1	t	x	b
	m	m	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm
12,5 t	4	14	-150	900	900	2500	3150	400	1400	1385	200
		20	-150	900	900	3150	3800	400	1400	1385	200
		25	-150	1000	900	4000	4650	400	2240	1385	200
		30	-250	1100	900	4560	5350	500	2800	1485	250
	6	14	50	900	900	2500	3150	400	1400	1500	200
		20	50	900	900	3150	3800	400	1400	1500	200
		25	50	1000	900	4000	4650	400	2240	1500	200
		30	-50	1100	900	4560	5350	500	2800	1600	250
16,0 t	**6**	**11**	**50**	**900**	**900**	**2500**	**3150**	**400**	**1400**	**1470**	**200**
		25	**-50**	**1000**	**900**	**4000**	**4790**	**500**	**2240**	**1600**	**250**
		30	**-50**	**1100**	**900**	**4560**	**5350**	**500**	**2800**	**1600**	**250**
20,0 t	6	25	-50	1000	900	4000	4790	500	2240	1600	250
		30	-50	1100	900	4560	5350	500	2800	1600	250

Σχήμα 3.16: Γεωμετρικά χαρακτηριστικά γερανογέφυρας.

3.10 Φορτία Γερανογέφυρας

Ο προσδιορισμός των φορτίων των γερανογεφυρών γίνεται βάση του Μέρους 3 του Ευρωκώδικα 1. Τα φορτία τα οποία εξασκούνται στην κατασκευή από τη λειτουργία της γερανογέφυρας διακρίνονται σε κατακόρυφα και οριζόντια, όπως επίσης σημαντικές περιπτώσεις φόρτισης αποτελούν το δοκιμαστικό φορτίο και οι τυχηματικές δράσεις. Τα κατακόρυφα φορτία οφείλονται στο ανυψούμενο φορτίο, το ίδιο βάρος της γερανογέφυρας και το βάρος του βαρουλκοφορείου. Τα οριζόντια φορτία που ασκούνται προκαλούνται από την επιτάχυνση ή επιβράδυνση κατά την κίνηση της γερανογέφυρας και από τη λοξή κίνηση της γερανογέφυρας ως προς τις τροχιές. Τα φορτία από τη γερανογέφυρα μεταφέρονται στο φορέα μέσω των δοκών κυλίσεως. Στην παρούσα διπλωματική τα φορτία και οι δυναμικοί συντελεστές έχουν ληφθεί από τον κατασκευαστή.

Ο δυναμικός χαρακτήρας των φορτίων λαμβάνεται υπόψη στους διάφορους κανονισμούς μέσω της εφαρμογής επί των στατικώς προσδιοριζόμενων δράσεων δυναμικών προσαυξητικών συντελεστών. Οι

παραπάνω αναφερόμενοι δυναμικοί συντελεστές είναι οι φ_1, φ_2, φ_3, φ_4, φ_5, φ_6, φ_7 και ορίζονται οι ίδιοι αλλά και η εφαρμογή τους στα διάφορα φορτία σύμφωνα με τον παρακάτω πίνακα.

Πίνακας 3.11: Δυναμικοί συντελεστές φόρτισης.

Δυναμικοί συντελεστες ασφάλειας	Επιδράσεις που πρέπει να ληφθούν υπόψη	Εφαρμόζονται στο:
φ1	διέγερση του φορέα του γερανού λόγω ανύψωσης του φορτίου βαρούλκου από το έδαφος	ίδιο βάρος του γερανού
φ2 ή φ3	δυναμικές επιδράσεις λόγω μεταφοράς του φορτίου βαρούλκου από το έδαφος στο γερανό δυναμικές επιδράσεις λόγω απότομης απελευθέρωσης του ανηρτημένου φορτίου εάν για παράδειγμα χρησιμοποιούνται δαγκάνες ή μαγνητικοί έλκτες	φορτίο βαρούλκου
φ4	δυναμικές επιδράσεις λόγω κίνησης του γερανού σε τροχιές ή δοκούς κυλίσεως	ίδιο βάρος του γερανού και του φορτίου βαρούλκου
φ5	δυναμικές επιδράσεις λόγω δυνάμεων οδήγησης	δράσεις οδήγησης
φ6	δυναμικές επιδράσεις λόγω κίνησης του φορτίου δοκιμής σε οδηγούς κατά τον τρόπο που χρησιμοποιείται ο γερανός	φορτίο δοκιμής
φ7	δυναμικές ελαστικές επιδράσεις λόγω πρόσκρουσης στα προστατευτικά άκρων	φορτία πρόσκρουσης

Α) Φ_1 Ισχύει $0,9<\varphi_1<1,1$. Λαμβάνουμε $\varphi_1=1,1$ (δυσμενέστερο).
Β) Φ_2 Ισχύει $\varphi_2=\varphi_2,min+\beta_2*V_h$
Τα φ2,min και β2 εξαρτώνται από την κατηγορία ανύψωσης της γερανογέφυρας, ενώ το Vh είναι η ταχύτητα ανύψωσης του φορτίου. Από τον αντίστοιχο πίνακα του Ευρωκώδικα και για κατηγορία ανύψωσης HC2, έχω: Φ2,min=1,10 και β2=0,34, ενώ η V_h=8m/min=8/60sec Άρα $\varphi_2=1,10+0,34*8/60=1,1425$
Γ) Φ_3 Ισχύει $\varphi_3=1- *(1+\beta_3)$. Υποθέτουμε ότι στην περίπτωσή μας δεν υπάρχει
δυνατότητα ξαφνικής απελευθέρωσης του συνόλου ή μέρους του αναρτημένου φορτίου, άρα Δm=0. Άρα $\varphi_3=1,0$.
Δ) Φ_4 Λαμβάνουμε $\varphi_4=1,0$, υπό τον όρο ότι έχουν τηρηθεί οι ανοχές για τα φορεία τροχών που καθορίζονται στον Ευρωκώδικα.
Ε) Φ_5 Εάν ο φ_5 δεν δίνεται στα έγγραφα προδιαγραφών του γερανού, τότε λαμβάνεται μία από τις ενδεικτικές τιμές του παρακάτω πίνακα του Εωρωκώδικα. Υποθέτοντας ότι οι δυνάμεις μεταβάλλονται ομαλά λαμβάνουμε $\varphi_5=1,5$.

ΣΤ) Φ6 Για τον υπολογισμό του φ_6 διακρίνονται δύο περιπτώσεις:

- Δυναμικά επιβαλλόμενο $\Phi_6=0,5*(1,0+\varphi_2)\rightarrow\varphi_6=0,5*(1,0+1,134)=1,067$
- Στατικά επιβαλλόμενο δοκιμαστικό φορτίο: Φ6=1,0

Ζ) Φ_7 Ο φ_7 λαμβάνει υπόψη την ελαστική επιρροή της δύναμης στα άκρα των
τροχών, που προκαλείται όταν η γερανογέφυρα συναντά κάποιο εμπόδιο.

Εφαρμόζεται στην περίπτωση της σύγκρουσης της γερανογέφυρας με τα εμπόδια που τοποθετούνται στα άκρα των ραγών για να εμποδιστεί η περαιτέρω κίνησή της. Οι δυνάμεις που προκαλούνται από αυτή τη σύγκρουση πολλαπλασιάζονται με τον φ_7 έτσι ώστε να μετατραπούν σε ισοδύναμα στατικά φορτία. Από τον Ευρωκώδικα λαμβάνεται η δυσμενέστερη τιμή φ_7=1,6.

* Στις πράξεις αντί για φ συμβολίζεται με ν.

3.11 Κατακόρυφα Φορτία

Τα κατακόρυφα φορτία επί των δοκών κυλίσεως της γερανογέφυρας οφείλονται στο ανυψούμενο φορτίο, το ίδιο βάρος της γερανογέφυρας και το βάρος του βαρουλκοφορείου. Επειδή το βαρουλκοφορείο και το φορείο ανύψωσης μπορούν να κινηθούν μεταξύ δύο ακραίων θέσεων συνεπάγεται ότι στη διαστασιολόγηση της δοκού κύλισης λαμβάνεται υπόψη η δυσμενέστερη κατάσταση. Όταν σε περίπτωση ανάρτησης του ονομαστικού ωφέλιμου φορτίου προκαλούνται επί της μίας τροχιάς οι μέγιστες δράσεις, επί της απέναντι τροχιάς προκαλούνται οι ελάχιστες. Το συνολικό φορτίο κάθε φορείου θεωρείται ότι επιμερίζεται εξ' ίσου και στους 2 τροχούς. Για τον προσδιορισμό των κατακόρυφων φορτίων διακρίνουμε τις εξής 2 περιπτώσεις:

Α) Ελάχιστες τιμές κατακόρυφων φορτίων (γερανογέφυρα αφόρτιστη με το φορείο στην ακραία θέση).

$$\sum Q_r^{\min} = \frac{1}{2} \cdot (\varphi_i \cdot Q_c) \cdot L_{kr} + (\varphi_i \cdot G_c) \cdot \frac{L_{kr} - l_{an2}}{L_{kr}}$$

(3.11)

$$\sum Q_{r,\min} = \frac{1}{2} \cdot (\varphi_i \cdot Q_c) \cdot L_{kr} + (\varphi_i \cdot G_c) \cdot \frac{l_{an2}}{L_{kr}}$$

(3.12)

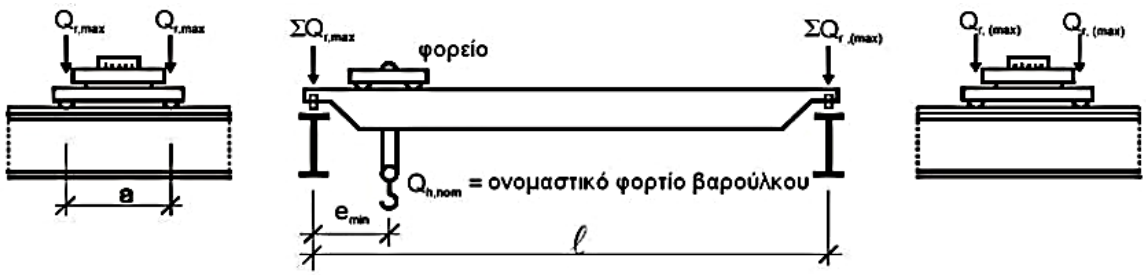
$$Q_r^{\min} = \frac{\sum Q_r^{\min}}{2}, Q_{r,\min} = \frac{\sum Q_{r,\min}}{2})$$

(3.13)

Για την περισσότερο και λιγότερο φορτισμένη δοκό κυλίσεως αντίστοιχα.
Όπου :

Q_r^{min} το ελάχιστο φορτίο ανά τροχό για αφόρτιστη γερανογέφυρα
$Q_{r,min}$ το συνοδευτικό φορτίο ανά τροχό για αφόρτιστη γερανογέφυρα
$\sum Q_r^{min}$ το άθροισμα των ελαχίστων φορτίων ανά τροχό για αφόρτιστη γερανογέφυρα
$\sum Q_{r,min}$ το άθροισμα των συνοδευτικών ελαχίστων φορτίων ανά τροχό για αφόρτιστη γερανογέφυρα
Q_c ίδιο βάρος της γερανογέφυρας ανηγμένο σε ομοιόμορφα διανεμημένο φορτίο
G_c συγκεντρωμένο φορτίο από το βάρος του βαρουλκοφορείου
L_{kr} το μήκος της γερανογέφυρας
$l_{ar2} = e_{min}$ όπως φαίνεται στο παραπάνω σχήμα

Β) Μέγιστες τιμές κατακόρυφων φορτίων (γερανογέφυρα φορτισμένη με το φορείο σε ακραία θέση)\



Σχήμα 3.17: Διάταξη φορτίων στον φορτισμένο γερανό για επίτευξη της δυσμενέστερης φόρτισης της δοκού κυλίσεως.

$$\sum Q_r^{max} = \frac{1}{2} \cdot (\varphi_i \cdot Q_c) \cdot L_{kr} + (\varphi_i \cdot G_c + \varphi_i \cdot Q_h) \cdot \frac{L_{kr} - l_{ar2}}{L_{kr}} \tag{3.14}$$

$$\sum Q_{r,max} = \frac{1}{2} \cdot (\varphi_i \cdot Q_c) \cdot L_{kr} + (\varphi_i \cdot G_c + \varphi_i \cdot Q_h) \cdot \frac{l_{ar2}}{L_{kr}} \tag{3.15}$$

$$Q_r^{max} = \frac{\sum Q_r^{max}}{2}, Q_{r,max} = \frac{\sum Q_{r,max}}{2} \tag{3.16}$$

Για την περισσότερο και λιγότερο φορτισμένη δοκό κυλίσεως αντίστοιχα. Όπου:

Q_r^{max} το μέγιστο φορτίο ανά τροχό για φορτισμένη γερανογέφυρα
$Q_{r,max}$ το συνοδευτικό φορτίο ανά τροχό για φορτισμένη γερανογέφυρα
$\sum Q_r^{max}$ το άθροισμα των μέγιστων φορτίων ανά τροχό για φορτισμένη γερανογέφυρα
$\sum Q_{r,max}$ το άθροισμα των συνοδευτικών μέγιστων φορτίων ανά τροχό για φορτισμένη γερανογέφυρα
Q_c ίδιο βάρος της γερανογέφυρας ανηγμένο σε ομοιόμορφα διανεμημένο φορτίο
G_c συγκεντρωμένο φορτίο από το βάρος του βαρουλκοφορείου
Q_h το βάρος του ανυψούμενου φορτίου
L_{kr} το μήκος της γερανογέφυρας
$l_{ar2} = e_{min}$ όπως φαίνεται στο παραπάνω σχήμα

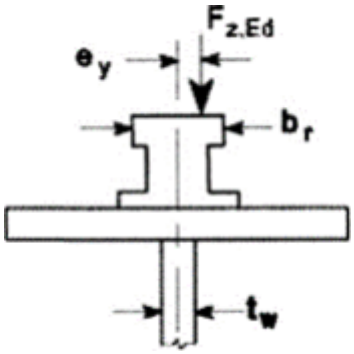
Πίνακας 3.12: Μέγιστες και ελάχιστες αντιδράσεις γερανογέφυρας επί των τροχών της.

Μέγιστες και ελάχιστες αντιδράσεις γερανογέφυρας επί των τροχών της

		6 m	8 m	10 m	12 m	14 m	16 m	18 m
2,0 t	max	1450	1550	1600	1750	1900	2000	2150
	min	450	500	500	600	750	800	950
3,2 t	max	2050	2200	2300	2400	2550	2650	2850
	min	550	550	550	650	750	850	1000
4,0 t	max	2450	2550	2700	2800	3000	3150	3350
	min	600	600	650	650	800	900	1100
5,0 t	max	2900	3100	3250	3400	3550	3750	3950
	min	650	650	700	750	850	1000	1200
6,3 t	max	3550	3750	3900	4100	4250	4450	4700
	min	750	700	750	850	950	1100	1300
8,0 t	max	4600	4850	5050	5250	5450	5700	6050
	min	950	900	950	1000	1150	1300	1650
10,0 t	max	5550	5850	6100	6300	6600	6850	7150
	min	1100	1050	1050	1150	1350	1500	1750
12,5 t	max	6500	6900	7200	7500	7800	8100	8400
	min	1500	1400	1350	1450	1600	1750	1950
16,0 t	max	8350	8800	9200	9700	9900	10350	10600
	min	1850	1600	1600	1800	1900	2050	2250
20,0 t	max	10300	10850	11300	11700	12000	12350	12750
	min	2350	2100	2050	2050	2150	2300	2550
25,0 t	max	11900	12900	13600	14150	14600	15150	15550
	min	3950	3350	3050	2950	2950	3100	3250

		20 m	22 m	24 m	26 m	28 m	30 m
2,0 t	max	2250	2950	3050	3350	3600	3900
	min	1050	1700	1850	2100	2400	2300
3,2 t	max	3100	3600	3900	4150	4300	4600
	min	1250	1750	2000	2250	2400	2700
4,0 t	max	3550	4050	4300	4600	4850	5150
	min	1300	1750	2000	2250	2550	2800
5,0 t	max	4150	4650	4850	5200	5400	5750
	min	1350	1850	2000	2400	2550	2900
6,3 t	max	4900	5350	5600	5900	6150	6450
	min	1500	1900	2150	2400	2650	2900
8,0 t	max	6300	6550	6800	7100	7500	7800
	min	1800	2000	2250	2550	2900	3200
10,0 t	max	7450	7650	7950	8350	8650	8950
	min	2000	2150	2400	2750	3050	3350
12,5 t	max	8650	9000	9300	9700	10100	10550
	min	2150	2450	2700	3000	3400	3850
16,0 t	max	11000	**11300**	**11700**	12150	12600	13000
	min	2550	**2750**	**3100**	3500	3900	4250
20,0 t	max	13150	13550	14100	14400	15250	15550
	min	2850	3200	3650	3900	4650	4950
25,0 t	max	16000	16550	16950			
	min	3500	3900	4150			

Επειδή η τροχιά σταθμίζεται και ευθυγραμμίζεται μετά την ανέγερση του κτιρίου και την τοποθέτηση των δοκών κυλίσεως, υπάρχει το ενδεχόμενο το κατακόρυφο φορτίο να ασκείται έκκεντρα ως προς τη δοκό κυλίσεως. Η εκκεντρότητα αυτή e_y (σχήμα 3.18) υπεισέρχεται στους υπολογισμούς σύμφωνα με τα καθοριζόμενα στον κανονισμό. Συνηθέστατα λαμβάνει την τιμή ¼ του πλάτους της τροχιάς b_r.



Σχήμα 3.18: Έκκεντρη δράση φορτίου τροχού ως προς τη δοκό κυλίσεως

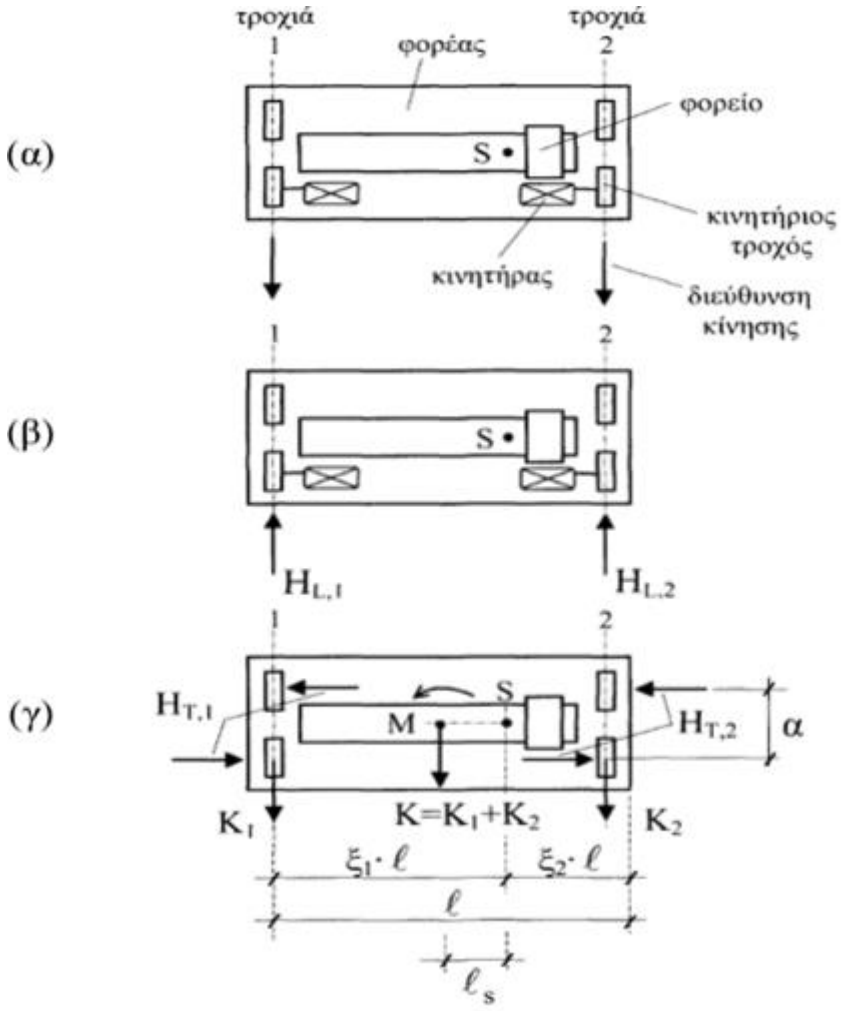
3.12 Οριζόντια Φορτία από την Γερανογέφυρα

Τα οριζόντια φορτία που προέρχονται από τη λειτουργία (κίνηση) της γερανογέφυρας σύμφωνα με τον EN1991-3 παράγραφος 2.5.4 είναι

- Οριζόντιες δυνάμεις οφειλόμενες στην επιτάχυνση ή επιβράδυνση της γερανογέφυρας σχετικές με την κίνηση της κατά μήκος της δοκού κύλισης.
- Οριζόντιες δυνάμεις οφειλόμενες στην επιτάχυνση ή επιβράδυνση του φορείου (βαρούλκου) σχετικές με τη κίνηση του κατά μήκος της γερανογέφυρας.
- Οριζόντιες δυνάμεις οφειλόμενες στη παράγωγη (λοξή ως προς τις τροχιές) κίνηση της γερανογέφυρας σχετικές με την κίνηση της κατά μήκος της δοκού κύλισης.
- Φορτία από τη σύγκρουση της γερανογέφυρας με τα εμπόδια που σταματούν τη κίνηση της στο τέλος της διαδρομής.
- Φορτία από τη σύγκρουση του φορείου της γερανογέφυρας με τα εμπόδια που σταματούν την κίνηση του στο τέλος της διαδρομής.

3.13 Οριζόντια Φορτία Οφειλόμενα στην Επιτάχυνση/Επιβράδυνση της Γερανογέφυρας

Αυτά τα φορτία προκαλούνται από την επιτάχυνση και την επιβράδυνση της γερανογέφυρας ως αποτέλεσμα της κινητήριας δύναμης στην διεπιφάνεια μεταξύ τροχών και τροχιάς κύλισης. Όταν η γερανογέφυρα επιβραδύνεται ή επιταχύνεται, η κινητήρια δύναμη K ασκείται στον άξονα κίνησης, ενώ κατά κανόνα το κέντρο βάρους S του κινούμενου συστήματος (γερανογέφυρα και αναρτημένο φορτίο) απέχει του άξονα αυτού απόσταση ίση με l_s. Η προκύπτουσα ροπή εξισορροπείται από ζεύγη εγκάρσιων δυνάμεων H_T που αναπτύσσονται μεταξύ τροχών και τροχιών. Συγχρόνως ασκούνται και κατά μήκος δυνάμεις H_L (Σχήμα 3.19). Οι εγκάρσιες δυνάμεις $H_{T,i}$ εξαρτώνται από τη θέση του αναρτώμενου φορτίου, για παράδειγμα αν το αναρτώμενο φορτίο είναι πιο κοντά προς μια τροχιά τότε οι εγκάρσιες δυνάμεις σε εκείνη την τροχιά είναι μεγαλύτερες, ενώ οι κατά μήκος δυνάμεις $H_{L,i}$ είναι ίσες μεταξύ τους. Η διάταξη των παραπάνω φορτίων δίνονται στο σχήμα 3.19 σύμφωνα με τον EN1991-3:2002.



Σχήμα 3.19: Πλευρικές και κατά μήκος δυνάμεις επί των δοκών κυλίσεως λόγω της επιτάχυνσης/επιβράδυνσης της γερανογέφυρας.

Α) Οι κατά μήκος δυνάμεις HL,i υπολογίζονται σύμφωνα με τη σχέση (EN1991-3:2006)

$$H_{L,i} = \varphi_5 \cdot K \cdot \frac{1}{n_r} \tag{3.17}$$

Όπου:

φ_5 δυναμικός συντελεστής, K η κινητήρια δύναμη και n_r αριθμός των δοκών κύλισης

Η κινητήρια δύναμη K υπολογίζεται από τη σχέση:

$$K = \mu \cdot \sum Q_{r,\min} = \mu \cdot m_w \cdot Q_{r,\min} \tag{3.18}$$

όπου μ ο συντελεστής τριβής τροχού-τροχιάς ο οποίος λαμβάνει τις εξής τιμές:

- μ = 0.2 για χάλυβα-χάλυβα
- μ = 0.5 για χάλυβα-καουτσούκ

m_w ο αριθμός των ανεξάρτητων κινητήριων τροχών

Β)Εγκάρσιες δυνάμεις $H_{T,i}$

Είναι:

$H_{T,1} = \varphi_5 \times \xi_2 \times M/a$

(3.19)

$H_{T,2} = \varphi_5 \times \xi_1 \times M/a$

(3.20)

όπου ξ_1 ο συντελεστής της απόστασης $\xi_1 l$ του κέντρου βάρους S του συστήματος από την τροχιά 1:

$$\xi_1 = \sum Q_{r,\max} / \sum Q_r = \sum Q_{r,\max} / \left(\sum Q_{r,\max} + \sum Q_r^{\max} \right)$$

(3.21)

και $\xi_2 = 1-\xi_1$

φ_5 ο δυναμικός συντελεστής

M η ροπή στροφής από την κινητήρια δύναμη και είναι: $M = K \times l_s$

l_s η απόσταση του κέντρου βάρους S του συστήματος από τον άξονα της κίνησης.

3.14 Οριζόντια Φορτία Οφειλόμενα στην Παραγωγή (λοξή ως προς τις τροχιές) Κίνηση της Γερανογέφυρας

Λόγω ανοχής c που πρέπει να υπάρχει μεταξύ τροχού και τροχιάς η γερανογέφυρα είναι δυνατόν να εγγράφεται κατά λοξό ως προς τις τροχιές τρόπο και επομένως ο στιγμιαίος άξονας κίνησης επί της τροχιάς να σχηματίζει με αυτή μικρή γωνιά α. Συνέπεια της παραπάνω λοξής κίνησης είναι να ασκούν οι τροχοί και μέσα καθοδήγησης οριζόντιες δυνάμεις επί των τροχιών όπως φαίνεται στο Σχήμα 2.21. Οι δυνάμεις αυτές αποτελούνται από την οδηγούσα δύναμη S, που ασκείται στη θέση που βρίσκονται τα μέσα καθοδήγησης, και από δύο (οριζόντιες) δυνάμεις σε κάθε τροχό (κατά μήκος και εγκάρσια), υπολογίζονται δε μέσω των συντελεστών f και $\lambda_{S,i,j}$ (i ο αριθμός της τροχιάς, 1 ή 2, και j η διεύθυνση, L η κατά μήκος και T η εγκάρσια). Ως μέσα καθοδήγησης χρησιμοποιούνται συνήθως ένσφαιροι τριβείς (ρουλεμάν) με κατακόρυφο άξονα ή ειδικά ελάσματα τα οποία μπορεί να προηγούνται ή να έπονται των τροχών ή να συμπίπτουν ως προς τη θέση με αυτούς για την περίπτωση των ελασμάτων.

Η οδηγούσα δύναμη S και οι εγκάρσιες δυνάμεις $H_{S,i,j,k}$ που οφείλονται στη λοξή κίνηση της γερανογέφυρας λαμβάνονται από τους κάτωθι τύπους:

$S = f \times \lambda_{s,ij} \times \sum Q_r$

(3.22)

$H_{S,1,j,L} = f \times \lambda_{S,1,j,L} \times \sum Q_r$

(3.23)

$H_{S,2,j,L} = f \times \lambda_{S,2,j,L} \times \sum Q_r$

(3.24)

$H_{S,1,j,T} = f \times \lambda_{S,1,j,T} \times \sum Q_r$

(3.25)

$H_{S,2,j,T} = f \times \lambda_{S,2,j,T} \times \sum Q_r$

(3.26)

όπου : $f = 0,3 \times [1 - \exp(-250 \times a)] \leq 0,3$

(3.27)

$\lambda_{S,i,j,k}$ ο συντελεστής δύναμης, i η τροχιά (1ή 2), j το ζευγάρι των τροχών και k η διεύθυνση της δύναμης (L= κατά μήκος και T= εγκάρσια).

Η γωνία λοξότητας α (skewing angle) εξαρτάται από το διάκενο μεταξύ των μέσων καθοδήγησης και της τροχιάς, το είδος των μέσων καθοδήγησης καθώς και από άλλους παράγοντες. Εάν για τα στοιχεία αυτά δεν υπάρχουν ακριβέστερα δεδομένα, η γωνία λοξότητας μπορεί, επί το δυσμενέστερο, να λαμβάνεται ίση με 0,015 rad ή να υπολογίζεται από τη σχέση $\alpha = \alpha_f + \alpha_v + \alpha_0 \leq 0{,}0150$, όπου τα α_f ,α_v ,α_0 καθορίζονται στον πίνακα 3.12 (πίνακας 2.7 EN1991-3:2006).

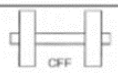
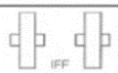
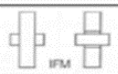
Πίνακας 3.13: Καθορισμός των α_f ,α_v,α_0.

Γωνίες α_i	*Ελάχιστες τιμές της γωνίας α_i*
α_F=0,75*x/ α_{ext}	0,75x≥5mm για κυλινδρικούς οδηγούς 0,75x≥10mm για ελάσματα τροχών
α_V=y/α_{ext}	y≥0,03b σε mm για κυλινδρικούς οδηγούς y≥0,10b σε mm για ελάσματα τροχών
α_0	α_0=0,001

Όπου:
α_{ext} είναι το διάστημα μεταξύ των εξωτερικών μέσων καθοδήγησης ή των ελασμάτων των τροχών κατά τη διεύθυνση της τροχιάς
b είναι το πλάτος της κεφαλής της ράγας
x είναι η μέγιστη καθαρή απόσταση μεταξύ της τροχιάς και των μέσων καθοδήγησης (απόσταση κάθετη στην τροχιά)
y είναι η φθορά της τροχιάς και των μέσων καθοδήγησης
α_0 είναι η δυνατή απόκλιση μεταξύ των διευθύνσεων της τροχιάς και των τροχών

Οι τιμές των συντελεστών λ_S εξαρτώνται από την απόσταση h μεταξύ των μέσων καθοδήγησης και του στιγμιαίου κέντρου στροφής, από το εάν οι αντίστοιχοι (απέναντι) τροχοί κάθε τροχιάς είναι μεταξύ τους ανεξάρτητοι (σύστημα I) ή συνδεδεμένοι με κοινό άξονα (σύστημα C) και από το εάν ο άξονας αυτός (πραγματικός ή ιδεατός) είναι σταθερά συνδεδεμένος και στους 2 τροχούς (σύστημα FF) ή σταθερά με τον ένα με δυνατότητα σχετικής πλευρικής μετακίνησης ως προς τον άλλο (σύστημα FM). Εδώ σύστημα IFF. Η απόσταση h και οι συντελεστές $\lambda_{S,i,j,k}$ προσδιορίζονται σύμφωνα με τους πίνακες 2.30 και 2.31 (2.8 και 2.9 του EN1991-3:2006) αντίστοιχα.

Πίνακας 3.14: Υπολογισμός απόστασης h (πίνακας 2.8 του Ευρωκώδικα).

	Συνδυασμός ζευγών τροχών		h
	συνεζευγμένοι (c)	Ανεξάρτητοι (i)	
Σταθερά/Σταθερά FF			$\frac{m \cdot \xi_1 \cdot \xi_2 \cdot \ell^2 + \sum e_i^2}{\sum e_i}$
Σταθερά/Κινητά FM			$\frac{m \cdot \xi_1 \cdot \ell^2 + \sum e_i^2}{\sum e_i}$

Πίνακας 3.15: Υπολογισμός συντελεστών λS,i, j,k.

System	$s_{S,j}$	$s_{S,1,j,L}$	$s_{S,1,j,T}$	$s_{S,2,j,L}$	$s_{S,2,j,T}$
CFF	$1 - \frac{\sum e_j}{nh}$	$\frac{\xi_1 \xi_2}{n} \frac{\ell}{h}$	$\frac{\xi_2}{n}\left(1 - \frac{e_j}{h}\right)$	$\frac{\xi_1 \xi_2}{n} \frac{\ell}{h}$	$\frac{\xi_1}{n}\left(1 - \frac{e_j}{h}\right)$
IFF		0	$\frac{\xi_2}{n}\left(1 - \frac{e_j}{h}\right)$	0	$\frac{\xi_1}{n}\left(1 - \frac{e_j}{h}\right)$
CFM	$\xi_2\left(1 - \frac{\sum e_j}{nh}\right)$	$\frac{\xi_1 \xi_2}{n} \frac{\ell}{h}$	$\frac{\xi_2}{n}\left(1 - \frac{e_j}{h}\right)$	$\frac{\xi_1 \xi_2}{n} \frac{\ell}{h}$	0
IFM		0	$\frac{\xi_2}{n}\left(1 - \frac{e_j}{h}\right)$	0	0

όπου :
ξ1 είναι η απόσταση του στιγμιαίου πόλου περιστροφής S από την τροχιά 1
ξ2 είναι η απόσταση του στιγμιαίου πόλου περιστροφής S από την τροχιά 2 n ο αριθμός των ζευγών τροχών
l είναι το άνοιγμα της γερανογέφυρας
ej η απόσταση του ζεύγους τροχών j από τα σχετικά μέσα καθοδήγησης.

3.15 Οριζόντια Φορτία Οφειλόμενα στην Παραγωγή (λοξή ως προς τις τροχιές) Κίνηση της Γερανογέφυρας

Στο κτίριο της μελέτης για τις ανάγκες που έχουν προσδιοριστεί εκ των προτέρων από τον Κύριο του έργου, θα λειτουργήσει γερανογέφυρα ανυψωτικής ικανότητας 10 tn με άνοιγμα 20 m. Η κίνησή της γίνεται σε κάθε άκρο επί δύο τροχών. Οι κινητήριοι τροχοί κινούνται ανεξάρτητα και οι άξονες όλων των τροχών είναι σταθερά συνδεδεμένοι επί αυτών (σύστημα IFF). Για τον προσδιορισμό των γεωμετρικών χαρακτηριστικών της γερανογέφυρας στο κτίριο της παρούσας μελέτης λήφθηκε υπόψη ο τυποποιημένος πίνακας 2.32, ενώ τα κρίσιμα για την μελέτη γεωμετρικά στοιχεία φαίνονται στον πίνακα 2.33. Επιλέχθηκε γερανογέφυρα με φορείο της εταιρείας ABUS βάρους 1100 kg.
Επιπλέον οι τροχιές πάνω στις οποίες κυλίονται οι τροχοί έχουν ληφθεί με συμπαγή ορθογωνική διατομή 50×30 mm, ενώ η κατηγορία ανύψωσης είναι HC2 και η κατηγορία κόπωσης S6 (πίνακας 2.34) για γερανογέφυρα εργαστηρίου (B.1 τον EN1993-6-Παράρτημα B).

Πίνακας 3.16: Τυποποιημένος πίνακας γεωμετρικών χαρακτηριστικών.

	H	S	g	a_1	a_2	e_1	L	d_1	t	x	b
	m	m	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm
2,0 t	3,5	12	0	750	750	2000	2470	250	1000	920	200
		16	0	750	750	2500	2970	250	1400	920	200
		20	+ 50	900	750	3150	3620	250	1400	920	200
		25	− 50	1100	750	4000	4650	400	2240	1040	200
		30	− 50	1100	750	4560	5210	400	2800	1040	200
	7	12	+ 150	750	750	2000	2470	250	1000	990	200
		16	+ 150	750	750	2500	2970	250	1400	990	200
		20	+ 150	900	750	3150	3620	250	1400	990	200
		25	+ 50	1100	750	4000	4650	400	2240	1100	200
		30	+ 50	1100	750	4560	5210	400	2800	1100	200
3,2 t	3,5	12	+ 150	750	750	2000	2470	250	1000	990	200
		16	+ 150	750	750	2500	2970	250	1400	990	200
		20	+ 150	900	750	3150	3620	250	1400	990	200
		25	+ 50	1100	750	4000	4650	400	2240	1100	200
		30	+ 50	1100	750	4560	5210	400	2800	1100	200
	7	12	+ 300	750	750	2000	2470	250	1000	1055	200
		16	+ 300	750	750	2500	2970	250	1400	1055	200
		20	+ 300	900	750	3150	3620	250	1400	1055	200
		25	+ 200	1100	750	4000	4650	400	2240	1165	200
		30	+ 200	1100	750	4560	5210	400	2800	1165	200
4,0 t	3,5	12	+ 150	750	750	2000	2470	250	1000	990	200
		16	+ 150	750	750	2500	2970	250	1400	990	200
		20	+ 150	900	750	3150	3620	250	1400	990	200
		25	+ 50	1100	750	4000	4650	400	2240	1100	200
		30	+ 50	1100	750	4560	5210	400	2800	1100	200
	7	12	+ 300	750	750	2000	2470	250	1000	1055	200
		16	+ 300	750	750	2500	2970	250	1400	1055	200
		20	+ 300	900	750	3150	3620	250	1400	1055	200
		25	+ 200	1100	750	4000	4650	400	2240	1165	200
		30	+ 200	1100	750	4560	5210	400	2800	1165	200
5,0 t	8	12	+ 350	750	750	2000	2470	250	1000	1115	200
		16	+ 350	750	750	2500	2970	250	1400	1115	200
		20	+ 350	900	750	3150	3620	250	1400	1115	200
		25	+ 300	1100	750	4000	4650	400	2240	1225	200
		30	+ 300	1100	750	4560	5210	400	2800	1225	200
6,3 t	3,5	12	+ 200	750	750	2000	2470	250	1000	1050	200
		16	+ 200	750	750	2500	2970	250	1400	1050	200
		20	+ 200	900	750	3150	3620	250	1400	1050	200
		25	+ 100	1100	750	4000	4650	400	2240	1160	200
		30	+ 100	1100	750	4560	5210	400	2800	1160	200
	8	12	+ 300	750	750	2000	2470	250	1000	1115	200
		16	+ 300	750	750	2500	2970	250	1400	1115	200
		20	+ 300	900	750	3150	3620	250	1400	1115	200
		25	+ 200	1100	750	4000	4650	400	2240	1225	200
		30	+ 200	1100	750	4560	5210	400	2800	1225	200
8,0 t	3,5	16	+ 100	750	750	2500	3150	400	1400	1165	200
		20	+ 100	900	750	3150	3800	400	1400	1165	200
		25	+ 100	1100	750	4000	4650	400	2240	1165	200
		30	+ 100	1100	750	4560	5210	400	2800	1165	200
	12	16	+ 450	750	750	2500	3150	400	1400	1355	200
		20	+ 450	900	750	3150	3800	400	1400	1355	200
		25	+ 450	1100	750	4000	4650	400	2240	1355	200
		30	+ 450	1100	750	4560	5210	400	2800	1355	200
10,0 t	4	16	+ 200	750	750	2500	3150	400	1400	1225	200
		20	+ 200	900	750	3150	3800	400	1400	1225	200
		25	+ 200	1100	750	4000	4650	400	2240	1225	200
		30	+ 200	1100	750	4560	5210	400	2800	1225	200
	12	16	+ 450	750	750	2500	3150	400	1400	1355	200
		20	+ 450	900	750	3150	3800	400	1400	1355	200
		25	+ 450	1100	750	4000	4650	400	2240	1355	200
		30	+ 450	1100	750	4560	5210	400	2800	1355	200
12,5 t	4	14	− 150	900	900	2500	3150	400	1400	1385	200
		20	− 150	900	900	3150	3800	400	1400	1385	200
		25	− 150	1000	900	4000	4650	400	2240	1385	200
		30	− 250	1100	900	4560	5350	500	2800	1485	250
	6	14	+ 50	900	900	2500	3150	400	1400	1500	200
		20	+ 50	900	900	3150	3800	400	1400	1500	200
		25	+ 50	1000	900	4000	4650	400	2240	1500	200
		30	− 50	1100	900	4560	5350	500	2800	1600	250
16,0 t	6	11	− 50	900	900	2500	3150	400	1400	1470	200
		25	− 50	1000	900	4000	4790	500	2240	1600	250
		30	− 50	1100	900	4560	5350	500	2800	1600	250
20,0 t	6	25	− 50	1000	900	4000	4790	500	2240	1600	250
		30	− 50	1100	900	4560	5350	500	2800	1600	250
25,0 t	6	20	100	1350	1350	4000	4790	500	2240	1850	250
		25	100	1500	1350	4000	4790	500	2240	1850	250

Πίνακας 3.17: Τελικά γεωμετρικά χαρακτηριστικά της γερανογέφυρας.

Άνοιγμα	**20 m**	Ανυψωτική ικανότητα	**10 tn**
Βάρος	**76,51 KN**	α1	**0,9 m**
Βάρος φορείου	**10,8 KN**	α2	**0,75 m**
Μετατρόχιο	**2,5 m**	Μήκος αγκίστρου	**6,5 m**
Ταχύτητα ανύψωσης	**6 m/min**		

3.15 Υπολογισμός Δυναμικών Συντελεστών

Με βάση τους πίνακα 3.10 προκύπτουν διαδοχικά οι δυναμικοί συντελεστές για τον υπολογισμό των δράσεων της γερανογέφυρας οι οποίες ασκούνται με δυναμικό τρόπο στη δοκό κύλισης.

- φ_1 : ($0,9 < \varphi_1 < 1,1$) λαμβάνουμε $\varphi_1 = 1,1$ δηλαδή τη δυσμενέστερη τιμή.
- φ_2 : είναι $\varphi_2 = \varphi_{2,min} + \beta_2 \times V_h$
  Για κατηγορία ανύψωσης HC2 έχουμε :
  $\varphi_{2,min} = 1,1$ και $\beta_2 = 0,34$ και $V_h = 6$ m/min οπότε προκύπτει τελικά
  $\varphi_2 = 1,1 + 0,34 \times 6/60 = 1,134$.
- φ_3 : επειδή δεν υπάρχει περίπτωση ξαφνικής απελευθέρωσης συνόλου ή μέρους του αναρτημένου φορτίου αφού δεν χρησιμοποιούνται αρπάγες η μαγνήτες λαμβάνεται $\varphi_3 = 1$.
- φ_4 : λαμβάνουμε $\varphi_4 = 1$ επειδή θεωρούμε ότι έχουν τηρηθεί οι ανοχές για τα φορεία τροχών που καθορίζονται στον Ευρωκώδικα.
- φ_5 : με βάση τον πίνακα 2.25 και υποθέτοντας ότι οι δυνάμεις μεταβάλλονται ομαλά λαμβάνεται $\varphi_5 = 1,5$
- φ_6 : για δυναμικώς επιβαλλόμενο δοκιμαστικό φορτίο είναι
  $\varphi_6 = 0,5 \times (1+\varphi_2) = 0,5 \times (1+1,134) = 1,067$, ενώ για στατικά επιβαλλόμενο δοκιμαστικό φορτίο λαμβάνεται $\varphi_6=1$.
- φ_7 : λαμβάνει υπόψη την ελαστική επιρροή της δύναμης στα άκρα των τροχών, που προκαλείται όταν η γερανογέφυρα συναντά κάποιο εμπόδιο. Εφαρμόζεται στην περίπτωση της σύγκρουσης της γερανογέφυρας με τα εμπόδια που τοποθετούνται στα άκρα των ραγών για να εμποδιστεί η περαιτέρω κίνησή της. Οι δυνάμεις που προκαλούνται από αυτή τη σύγκρουση πολλαπλασιάζονται με τον φ_7 έτσι ώστε να μετατραπούν σε ισοδύναμα στατικά φορτία. Από τον Ευρωκώδικα λαμβάνεται η δυσμενέστερη τιμή $\varphi_7 = 1,6$.

3.16 Υπολογισμός Κατακόρυφων Φορτίων από τη Γερανογέφυρα

Έχουμε επιλέξει πλάτος τροχιάς 50 mm. Επομένως η εκκεντρότητα έχει τιμή: $e_y = (1/4)*50 \Rightarrow e_y = 12,5$ mm.

Ανυψωτική ικανότητα 10 tn $\rightarrow Q_{rnom} = 10 \times 9,81 = 98,1$ KN
Βάρος βαρουλκοφορείου 1,1 tn$\rightarrow G_c = 1,1 \times 9,81 = 10,8$ KN
Για τις max – min αντιδράσεις έχω maxV = 7,45 tn και
minV = 2 tn.
Επειδή έχουμε 2 τροχούς σε κάθε πλευρά είναι
$Q_{ολικό} = 2 \times (7,45 + 2) = 18,9$ tn ή 185,41 KN.
Όμως, $Q_{ολικό} = Q_C + Q_{rnom} + G_c \rightarrow Qc = 76,51$ KN
Δηλαδή το ίδιο βάρος της γερανογέφυρας είναι 76,51 KN.

<u>Ι) Ελάχιστες τιμές κατακόρυφων φορτίων (γερανογέφυρα αφόρτιστη με το φορείο σε μία ακραία θέση πχ τροχιά 1)</u>

Με τη βοήθεια των τύπων και για τους διάφορους συνδυασμούς φορτίων προκύπτουν οι παρακάτω τιμές των κατακόρυφων φορτίων:

(α) <u>Συνδυασμοί φορτίων 1 , 2</u>

Το φορτίο της γερανογέφυρας, εκτός του φορείου, ανοιγμένο σε ομοιόμορφα διανεμημένο στο μήκος της :

q_c = 76,51/20 = 3,83 KN/m
Δυναμική προσαύξηση
$\varphi_1 \times q_c$ = 1,10 × 3,83 = 4,21 KN/m
Συγκεντρωμένο φορτίο από το φορείο $\varphi_1 * G_c$ = 1,10 × 10,8 = 11,88 KN/m
Φορτίο που αντιστοιχεί στη περισσότερο φορτιζόμενη δοκό κυλίσεως
ΣQ_r^{min} = (1/2) × 4,21 × 20 + 11,88 × (19,1/20) = 53,44 KN
Και ανά τροχό αντιστοιχεί Q_r^{min} = 26,72 KN
Φορτίο που αντιστοιχεί στη λιγότερο φορτιζόμενη δοκό κυλίσεως ΣQ_{rmin} = (1/2) × 4,21 × 20 + 11,88 × (0,9/20) = 42,64 KN
Και ανά τροχό αντιστοιχεί Q_{rmin} = 21,32 KN

(β) <u>Συνδυασμοί φορτίων 3 , 4 , 5</u>

Για το ίδιο βάρος της γερανογέφυρας ισχύει ο συντελεστής φ_4 = 1,0
Φορτίο γερανογέφυρας ανηγμένο στο μήκος της:
q_c = 76,51/20 = 3,83 KN/m
Δυναμική προσαύξηση
$\varphi_4 \times qc$ = 1 × 3,83 = 3,83 KN/m
Συγκεντρωμένο φορτίο από το φορείο $\varphi_4 \times G_c$ = 1,0 × 10,8 = 10,8 KN/m
Φορτίο που αντιστοιχεί στη περισσότερο φορτιζόμενη δοκό κυλίσεως
Q_r^{min} = 26,72 KN × (1/1,1) = 24,3 KN
Φορτίο που αντιστοιχεί στη λιγότερο φορτιζόμενη δοκό κυλίσεως
Q_{rmin} = 21,32 KN × (1/1,1) = 19,38 KN

<u>ΙΙ) Μέγιστες τιμές κατακόρυφων φορτίων (γερανογέφυρα φορτισμένη με το φορείο σε ακραία θέση πχ τροχιά 2).</u>

Με βάση τους τύπους (2.18) έως (2.21) και για τους διάφορους συνδυασμούς φορτίων του πίνακα 2.27 προκύπτουν τα παρακάτω:

<u>(α) Συνδυασμοί φορτίων 1</u>

Φορτίο γερανογέφυρας ανηγμένο στο μήκος της:
q_c = 76,51/20 = 3,83 KN/m
Δυναμική προσαύξηση
$\varphi_1 \times q_c$ = 1,10 × 3,83 = 4,21 KN/m
Συγκεντρωμένο φορτίο από το φορείο $\varphi_1 \times G_c$ = 1,10 × 10,8 = 11,88 KN/m
Φορτίο ανύψωσης (με επιρροή δυναμικού συντελεστή προσαύξησης):
$Q_h = \varphi_2 \times Q_{rnom}$ = 1,134 × 98,1 = 111,25 KN
Φορτίο που αντιστοιχεί στη περισσότερο φορτιζόμενη δοκό κύλισης
ΣQ_{rmax} = (1/2) × 4,21 × 20 + (11,88 + 111,25) × (19,25/20) = 160,61 KN
Και ανά τροχό αντιστοιχεί Q_{rmax} = 80,31 KN
Φορτίο που αντιστοιχεί στη λιγότερο φορτιζόμενη δοκό κυλίσεως
ΣQ_r^{max} = (1/2) × 4,21 × 20 + (11,88 + 111,25) × (0,75/20) = 46,72 KN
Και ανά τροχό αντιστοιχεί Q_r^{max} = 23,36 KN.

(β) Συνδυασμοί φορτίων 2
Φορτίο γερανογέφυρας ανηγμένο στο μήκος της:
q_c = 76,51/20 = 3,83 KN/m
Δυναμική προσαύξηση
$\varphi_1 \times q_c$ = 1,10 × 3,83 = 4,21 KN/m
Συγκεντρωμένο φορτίο από το φορείο
$\varphi_1 \times G_c$ = 1,10 × 10,8 = 11,88 KN/m
Φορτίο ανύψωσης (με επιρροή δυναμικού συντελεστή προσαύξησης):
$Q_h = \varphi_3 \times Q_{rnom}$ = 1,0 × 98,1 = 98,1 KN
Φορτίο που αντιστοιχεί στη περισσότερο φορτιζόμενη δοκό κύλισης
ΣQ_{rmax} = (1/2) × 4,21 × 20 + (11,88 + 98,1) × (19,25/20) = 148 KN
Και ανά τροχό αντιστοιχεί Q_{rmax} = 74 KN
Φορτίο που αντιστοιχεί στη λιγότερο φορτιζόμενη δοκό κυλίσεως
ΣQ_r^{max} = (1/2) × 4,21 × 20 + (11,88 + 98,1) × (0,75/20) = 46,22 KN
Και ανά τροχό αντιστοιχεί Q_r^{max} = 23,11 KN
(γ) Συνδυασμοί φορτίων 4,5
Φορτίο γερανογέφυρας ανηγμένο στο μήκος της:
q_c = 76,51/20 = 3,83 KN/m
Δυναμική προσαύξηση
$\varphi_4 \times q_c$ = 1,0 × 3,83 = 3,83 KN/m
Συγκεντρωμένο φορτίο από το φορείο
$\varphi_4 \times G_c$ = 1,0 × 10,8 = 10,8 KN/m
Φορτίο ανύψωσης (με επιρροή δυναμικού συντελεστή προσαύξησης):
$Q_h = \varphi_4 \times Q_{rnom}$ = 1,0 × 98,1 = 98,1 KN
Φορτίο που αντιστοιχεί στη περισσότερο φορτιζόμενη δοκό κύλισης
ΣQ_{rmax} = (1/2) × 3,83 × 20 + (10,8 + 98,1) × (19,25/20) = 143,12 KN
Και ανά τροχό αντιστοιχεί Q_{rmax} = 71,56 KN
Φορτίο που αντιστοιχεί στη λιγότερο φορτιζόμενη δοκό κυλίσεως
ΣQ_r^{max} = (1/2) × 3,83 × 20 + (10,8 + 98,1) × (0,75/20) = 42,38 KN
Και ανά τροχό αντιστοιχεί Q_r^{max} = 21,19 KN

3.17 Υπολογισμός Οριζόντιων Φορτίων από τη Γερανογέφυρα

Κατά μήκος δυνάμεις $H_{L,i}$

Λαμβάνουμε συντελεστή τριβής τροχού – τροχιάς μ = 0,20 για διεπιφάνεια χάλυβα – χάλυβα και m_w = 2 για έναν κινητήριο τροχό με ανεξάρτητη κίνηση σε κάθε τροχιά. Από σχέσεις (2.22) και (2.23) προκύπτουν :
Η κινητήρια δύναμη:
$K = \mu \times \Sigma Q_{rmin} = \mu \times m_w \times Q_{rmin}$ = 0,20 × 2 × 19,38 = 7,75 KN
Οι οριζόντιες κατά μήκος δυνάμεις :
$H_{L1} = H_{L2} = \varphi_5 \times K \times (1/n_r)$ = 1,5 × 7,75 × 1/2 = 5,81 KN

Εγκάρσιες δυνάμεις H_{Ti}

Υπολογισμός συντελεστή ξ_1 της απόστασης ξ_1*l του κέντρου βάρους S του συστήματος από την τροχιά 1:

$\xi_1 = \Sigma Q_{rmax}/\Sigma Q_r = \Sigma Q_{rmax} /(\Sigma Q_{rmax} + \Sigma Q_{rmax}) = 143,12/(143,12 + 42,38) = 0,77$

$\xi_2 = 1 - \xi_1 = 0,23$

Απόσταση του κέντρου βάρους S του συστήματος από τον άξονα κίνησης

$ls = (\xi_1 – 0,5)*l = (0,77 – 0,50) \times 20 = 5,4$ m

Ροπή στροφής που προκαλείται από την κινητήρια δύναμη:

$M = K \times ls =7,75 \times 5,4 = 41,85$ KNm

Οριζόντιες δυνάμεις στη λιγότερο φορτιζόμενη τροχιά:

$H_{T1} = \varphi_5 \times \xi_2 \times (M/a) = 1,5 \times 0,23 \times (41,85/2,5) = 5,77$ KN

Οριζόντιες δυνάμεις στη περισσότερο φορτιζόμενη τροχιά:

$H_{T2} = \varphi_5 \times \xi_1 \times (M/a) = 1,5 \times 0,77 \times (41,85/2,5) = 19,33$ KN

<u>Οριζόντια φορτία λόγω παράγωγης (λοξής ως προς τις τροχιές) κίνηση της γερανογέφυρας</u>

Λαμβάνεται η δυσμενέστερη τιμή για τη γωνία α (α=0,015 rad). Επομένως από τη σχέση (2.32) προκύπτει ο συντελεστής *f*:

$f = 0,3 \times [1 – \exp(-250*a)] \leq 0,3 \rightarrow f = 0,3 \times (1 – \exp(-250*0,015) = 0,293 \leq 0,3$

Υποτίθεται, εν προκειμένω, ότι χρησιμοποιούνται τροχοί εφοδιασμένοι με επίπεδα ελάσματα καθοδήγησης. Επομένως η απόσταση e_1 του προηγούμενου ζεύγους τροχών από τα μέσα καθοδήγησης είναι μηδενική, e_1=0. Για το δεύτερο ζεύγος τροχών, επίσης είναι $e_2 = a = 2,50$ m. Επειδή δεν υπάρχουν ζεύγη συνεζευγμένων τροχών, είναι m = 0. Είμαστε λοιπόν στην περίπτωση σταθερά συνδεδεμένων τροχών όπου οι τροχοί κάθε τροχιάς είναι μεταξύ τους ανεξάρτητοι (πίνακας 2.30 σύστημα IFF) άρα:

$e_1 = 0$

$e_2 = 2,5$ m

m = 0 (δεν υπάρχουν ζεύγη συζευγμένων τροχών)

$h = (m \times \xi1 \times \xi2 \times l^2 + \Sigma e_i^2)/ \Sigma e_i = 2,5$

$\lambda_S = 1- [\Sigma e_j/(n \times h)] = 1 – [2,5/(2 \times 2,5)] = 0,5$

Για το πρώτο ζεύγος τροχών:

$\lambda_{s,1,1T} = (0,23/2)*(1 – 0) = 0,115$

$\lambda_{s,2,1T} = (0,77/2)*(1 – 0) = 0,385$

Για το δεύτερο ζεύγος τροχών:

$\lambda_{s,1,2T} = (0,23/2)*(1 – 2,5/2,5) = 0$

$\lambda_{s,2,2T} = (0,80/2)*(1 – 2,5/2,5) = 0$

Επομένως η οδηγούσα δύναμη S θα είναι :

$S = f \times \lambda_{S,ij} \times \Sigma Q_r \rightarrow S = 0,293 \times 0,5 \times 143,12 \rightarrow S = 20,97$ KN

Υπολογισμός των εγκάρσιων δυνάμεων $H_{S,i,j,k}$

$H_{S,1JL} = f \times \lambda_{s,1jL} \times \Sigma Q_r \rightarrow H_{S,1,1T} = 0,293 \times 0,115 \times 143,12 \rightarrow H_{S,1,1T} = 4,82$ KN

$H_{S,2JL} = f \times \lambda_{s,2jL} \times \Sigma Q_r \rightarrow H_{S,2,1T} = 0,293 \times 0,385 \times 143,12 \rightarrow H_{S,2,1T} = 16,14$ KN

$H_{S,1JT} = f \times \lambda_{s,1jT} \times \Sigma Q_r \rightarrow H_{S,1,2T} = 0$

$H_{S,2JT} = f \times \lambda_{s,2jT} \times \Sigma Q_r \rightarrow H_{S,2,2T} = 0$

Όπου : $\Sigma Q_r = \Sigma Q_{rmax}$ = 143,12 KN (από συνδυασμό φορτίων 4,5 φορτισμένης γερανογέφυρας)
Άρα στη θέση του προπορευόμενου ζεύγους τροχών θα είναι:
Επί τροχιάς 1 $H_{S,1T} = H_{S,1,1T} - S$ = 4.82 – 20.97 = -16.15 KN και
επί τροχιάς 2 $H_{S,2T} = H_{S,2,1T}$ = 16,14 KN

Οι παραπάνω δυνάμεις H_S θα ενταχθούν <u>μόνο στο συνδυασμό φορτίων 5.</u>

Το σύνολο των κατακόρυφων και οριζοντίων φορτίων, για όλους τους δυνατούς συνδυασμούς, που οφείλονται στην τοποθέτηση και λειτουργία της γερανογέφυρας εντός του βιομηχανικού κτιρίου φαίνονται στον ακόλουθο συγκεντρωτικό πίνακα 2.35. Επειδή αυτά υπολογίστηκαν ως φορτία λειτουργίας (γ = 1,0), όπου στις στήλες οι αναγραφόμενες τιμές με έντονη γραφή αφορούν στην μετατροπή τους σε φορτία σχεδιασμού (γ = 1,35).

Πίνακας 3.18: Συγκεντρωτικός πίνακας κατακόρυφων και οριζόντιων φορτίων της γερανογέφυρας στη δοκό κύλισης.

Συνδυασμός Φορτίων			1	2	3	4	5
Κατακόρυφα Φορτία	Ίδιο Βάρος Γερανογέφυρας	Q_r^{min}	26,72	26,72	24,3	24,3	24,3
			36,07	**36,07**	**32,81**	**32,81**	**32,81**
		$Q_{r,min}$	21,32	21,32	19,38	19,38	19,38
			28,78	**28,78**	**26,16**	**26,16**	**26,16**
	Ίδιο Βάρος Γερανογέφυρας και ανυψούμενου φορτίου	Q_r^{max}	80,31	74	0	71,56	71,56
			108,42	**99,9**	**0**	**96,61**	**96,61**
		$Q_{r,max}$	23,36	23,11	0	21,19	21,19
			31,54	**31,2**	**0**	**28,61**	**28,61**
Οριζόντια Φορτία	Επιτάχυνση και Επιβράδυνση Γερανογέφυρας	$H_{L,1}$	5,81	5,81	5,81	5,81	-
			7,84	**7,84**	**7,84**	**7,84**	-
		$H_{L,2}$	5,81	5,81	5,81	5,81	-
			7,84	**7,84**	**7,84**	**7,84**	-
		$H_{T,1}$	5,77	5,77	5,77	5,77	-
			7,79	**7,79**	**7,79**	**7,79**	-
		$H_{T,2}$	19,33	19,33	19,33	19,33	-
			26,1	**26,1**	**26,1**	**26,1**	-
	Παράγωγη (Λοξή) κίνηση της γερανογέφυρας	$H_{S,1,T}$	-	-	-	-	16,14
			-	-	-	-	**21,79**
		$H_{S,2,T}$	-	-	-	-	16,14
			-	-	-	-	**21,79**

3.18 Σεισμική Δράση

Κατά τη διάρκεια ενός σεισμού αναπτύσσονται στο έδαφος επιταχύνσεις (οριζόντιες και κατακόρυφες), που έχουν ως αποτέλεσμα τη δημιουργία αδρανειακών δυνάμεων επί των κατασκευών. Από τις δυνάμεις αυτές, οι οριζόντιες θεωρούνται οι πλέον σοβαρές, χωρίς αυτό να σημαίνει ότι και οι κατακόρυφες δεν μπορούν να αποβούν καταστροφικές υπό ορισμένες συνθήκες.

Η χώρα μας βρίσκεται σε μία εξαιρετικά σεισμογενή περιοχή και ως εκ τούτου οι σεισμικές δράσεις παίζουν σημαντικό ρόλο στο σχεδιασμό των κατασκευών.
Ως σεισμικές δράσεις σχεδιασμού θεωρούνται οι ταλαντώσεις του κτιρίου λόγω του σεισμού, οι οποίες ονομάζονται και σεισμικές διεγέρσεις ή σεισμικές δονήσεις. Οι σεισμικές δράσεις κατατάσσονται στις τυχηματικές και δεν συνδυάζονται με άλλες τυχηματικές δράσεις, όπως επίσης δεν συνδυάζονται με τις δράσεις λόγω ανέμου.
Οι σεισμικές δράσεις υπολογίζονται σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8. Με βάση λοιπόν τον EN1998-1 οι κατασκευές θα πρέπει να σχεδιάζονται με τέτοιο τρόπο ώστε να ικανοποιούνται οι εξής θεμελιώδεις απαιτήσεις:

- Ανάληψη της σεισμικής δράσης σχεδιασμού χωρίς τοπική ή γενική κατάρρευση, διατηρώντας κατά συνέπεια τη στατική ακεραιότητά του και παραμένουσα φέρουσα ικανότητα μετά τα σεισμικά γεγονότα. Μεγέθη που χαρακτηρίζουν τη σεισμική δράση σχεδιασμού είναι:
  η τιμή αναφοράς της σεισμικής δράσης , η οποία αντιστοιχεί στην τιμή αναφοράς της πιθανότητας υπέρβασης , P_{NCR} , σε 50 έτη ή σε εκείνη της περιόδου επαναφοράς T_{NCR} τον συντελεστή σπουδαιότητας γ_1
  Σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα η πιθανότητα υπέρβασης ορίζεται σε P_{NCR} =10% και η περίοδο επαναφοράς T_{NCR} σε 475 χρόνια.

- Ανάληψη της σεισμικής δράσης περιορισμού βλαβών, δηλαδή σεισμικής δράσης με μεγαλύτερη πιθανότητα εμφάνισης από τη σεισμική δράση σχεδιασμού, χωρίς την εμφάνιση βλαβών και συνεπακόλουθους περιορισμούς χρήσης, οι δαπάνες των οποίων θα ήταν δυσανάλογα υψηλές σε σύγκριση με τη δαπάνη του ίδιου του φορέα. Η σεισμική δράση που λαμβάνεται υπόψη για την «απαίτηση περιορισμού βλαβών» έχει πιθανότητα υπέρβασης σε 10 έτη και περίοδο επαναφοράς 95 χρόνια, σύμφωνα με τα Εθνικά Προσαρτήματα.

Κατηγορία Εδάφους

Οι κατηγορίες εδάφους A, B, C, D, και E, που καθορίζονται από την στρωματογραφία και τις παραμέτρους που περιγράφονται παρακάτω, μπορούν να χρησιμοποιηθούν για να αποτιμήσουν την επιρροή των τοπικών εδαφικών συνθηκών στη σεισμική δράση. Αυτό μπορεί επίσης να γίνει λαμβάνοντας επιπλέον υπόψη την επιρροή της γεωλογίας των βαθύτερων στρωμάτων στη σεισμική δράση.
Η βασική παράμετρος για την κατάταξη σε κατηγορία είναι η μέση τιμή της ταχύτητας διατμητικών κυμάτων στα ανώτατα 30m από την επιφάνεια, $v_{s,30}$:

$$v_{s,30} = \frac{30}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{v_i}} \tag{3.28}$$

όπου h_i και v_i, υποδηλώνουν το πάχος (σε μέτρα) και την ταχύτητα διατμητικών κυμάτων (σε τιμή ανηγμένης διατμητικής παραμόρφωσης ίση με 10^{-5} ή μικρότερη) του σχηματισμού ή στρώματος, από N συνολικά, που συναντώνται στα πρώτα 30 m από την επιφάνεια. Διαφορετικά χρησιμοποιείται η τιμή του αριθμού κρούσεων στην Πρότυπη Δοκιμή Διείσδυσης N_{SPT}/30cm.

Πίνακας 3.19: Κατηγορίες εδάφους.

	Κατηγορία εδάφους	$v_{s,30}$ (m/s)	N_{SPT}	c_u (kPa)
A	Βράχος με έως 5m ασθενέστερο επιφανειακό υλικό	>800	-	-
B	Πολύ πυκνή άμμος ή αμμοχάλικο, ή πολύ σκληρή άργιλος, δεκάδων m με αύξηση μηχανικών ιδιοτήτων με το βάθος	360-800	>50	>250
C	Πυκνή άμμος ή αμμοχάλικο, ή σκληρή άργιλος, αρκετών δεκάδων ή εκατοντάδων m	180-360	15-50	70-250
D	Χαλαρή έως μετρίως χαλαρρή άμμος ή αμμοχάλικο ή μαλακή έως μετρίως σκληρή άργιλος	<180	<15	<70
E	Επιφανειακό στρώμα C ή D πάχους 5-20m και υπόστρωμα με v_s>800m/s			
S_1	≥10m μαλακή άργιλος/ιλύς με δείκτη πλαστιμότητας PI>40 και υψηλή περιεκτικότητα νερού	<100	-	10-20
S_2	Ευαίσθητη άργιλος, εδάφη ρευστοποιήσιμα ή εκτός A-E ή S_1		-	

Κατηγορία και συντελεστής σπουδαιότητας

Πίνακας 3.20: Κατηγορίες σπουδαιότητας για κτίρια.

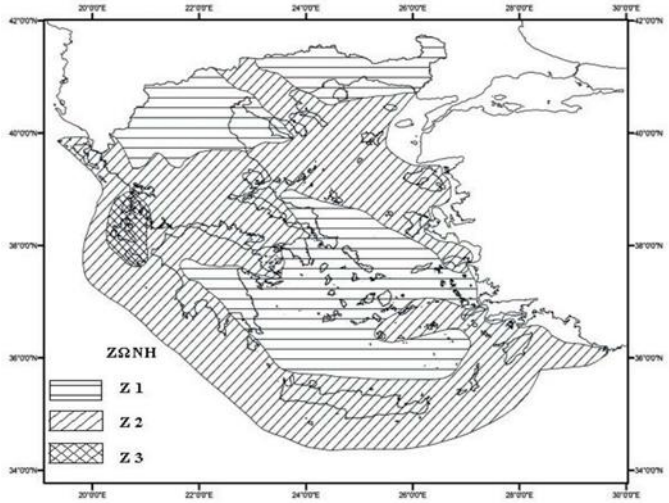
Κατηγορία Σπουδαιότητας	Κτίρια	Συντελεστής Σπουδαιότητας γ_I
I	Μικρής σπουδαιότητας για τη δημόσια ασφάλεια	0,80
II	Σύνηθες	1,00
III	Με μεγάλες συνέπειες κατάρρευσης (π.χ. σχολεία, χώροι συγκέντρωσης κοινού)	1,20
IV	Ζωτικής σημασίας για την Πολιτική Προστασία (π.χ. νοσοκομεία, πυροσβεστικοί σταθμοί, σταθμοί παραγωγής ενέργειας)	1,40

Ζώνες σεισμικής επικινδυνότητας – εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού

Για τους σκοπούς του EN1998, οι εθνικές περιοχές υποδιαιρούνται από τις εθνικές αρχές σε σεισμικές ζώνες, ανάλογα με την τοπική επικινδυνότητα. Εξ ορισμού υποτίθεται ότι μέσα σε κάθε ζώνη η επικινδυνότητα είναι σταθερή. Η επικινδυνότητα περιγράφεται από μια μοναδική παράμετρο, δηλαδή την τιμή της μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης αναφοράς a_{gR} σε έδαφος κατηγορίας Α. Η μέγιστη εδαφική επιτάχυνση αναφοράς που επιλέγεται από τις Εθνικές Αρχές για κάθε σεισμική ζώνη, αντιστοιχεί στην τιμή αναφοράς της περιόδου επαναφοράς T_{NCR} της σεισμικής δράσης για την απαίτηση μη κατάρρευσης (ή, αντίστοιχα, την τιμή αναφοράς της πιθανότητας υπέρβασης σε 50 έτη, P_{NCR}) που επιλέγεται από τις Εθνικές Αρχές. Γι' αυτήν την τιμή αναφοράς της περιόδου επαναφοράς ορίζεται συντελεστής σπουδαιότητας γ_I ίσος με 1.0. Για τιμή της περιόδου επαναφοράς διαφορετική από την τιμή αναφοράς, η εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού σε έδαφος τύπου Α, a_g , είναι ίση με a_{gR} επί τον συντελεστή σπουδαιότητας γ_I ($a_g = \gamma_I \times a_{gR}$).

Πίνακας 3.21: Τιμές αναφοράς agR μέγιστης σεισμικής επιτάχυνσης σε έδαφος κατηγορίας Α.

Ζώνη	a_{gR}/g
Z1	0,16
Z2	0,24
Z3	0,36



Σχήμα 3.20: Χάρτης Ζωνών Σεισμικής Επικινδυνότητας της Ελλάδος.

Βασική προσομοίωση της σεισμικής δράσης

Σύμφωνα με τις διατάξεις του Ευρωκώδικα 8, Μέρος 1, η σεισμική κίνηση σε ένα δεδομένο σημείο στην επιφάνεια προσομοιώνεται με ένα ελαστικό φάσμα απόκρισης εδαφικής επιτάχυνσης, αποκαλούμενο ως "ελαστικό φάσμα απόκρισης". Όμως, για να αποφευχθεί η εκτέλεση πλήρους ανελαστικής ανάλυσης στη μελέτη, η ικανότητα του φορέα για απόδοση ενέργειας, κυρίως μέσω της πλάστιμης συμπεριφοράς των στοιχείων του ή/και άλλων μηχανισμών, λαμβάνεται υπόψη με την εκτέλεση ελαστικής ανάλυσης βασισμένης σε φάσμα απόκρισης μειωμένο σε σχέση με το ελαστικό, που ονομάζεται "ανελαστικό φάσμα σχεδιασμού".
Η μείωση αυτή επιτυγχάνεται με την εισαγωγή του συντελεστή συμπεριφοράς q (πίνακας 2.39). Ο συντελεστής συμπεριφοράς q είναι μια προσέγγιση του λόγου των σεισμικών δυνάμεων στις οποίες θα υποβαλλόταν ο φορέας, εάν η απόκρισή του ήταν απεριόριστα ελαστική με ιξώδη απόσβεση 5%, προς τις σεισμικές δυνάμεις που μπορούν να χρησιμοποιηθούν στη μελέτη, με ένα συμβατικό προσομοίωμα ελαστικής ανάλυσης, εξασφαλίζοντας όμως την ικανοποιητική απόκριση του φορέα. Οι τιμές του συντελεστή συμπεριφοράς q, που περιλαμβάνουν επίσης την επιρροή ιξώδους απόσβεσης διαφορετικής από 5%, δίνονται για διάφορα υλικά και στατικά συστήματα σε εξάρτηση από τις σχετικές κατηγορίες πλαστιμότητας στα διάφορα Μέρη του EN1998. Η τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς q μπορεί να είναι διαφορετική σε διαφορετικές οριζόντιες διευθύνσεις του φορέα, αλλά η κατηγορία πλαστιμότητας θα είναι η ίδια σε όλες τις διευθύνσεις.

Πίνακας 3.22: Τιμές συντελεστή συμπεριφοράς q.

ΥΛΙΚΟ	ΔΟΜΙΚΟ ΣΥΣΤΗΜΑ	q
ΟΠΛΙΣΜΕΝΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ	α .Πλαίσια ή μικτά συστήματα	3,50
	β. Συστήματα τοιχωμάτων που λειτουργούν ως πρόβολοι	3,00
	γ. Συστήματα στα οποία τουλάχιστον το 50% της συνολικής μάζας βρίσκεται στο ανώτερο 1/3 του ύψους	2,00
ΧΑΛΥΒΑΣ	Πλαίσια	4,00
	Δικτυωτοί σύνδεσμοι με εκκεντρότητα	4,00
	Δικτυωτοί σύνδεσμοι χωρίς εκκεντρότητα:	
	• Διαγώνιοι σύνδεσμοι	3.00
	• Σύνδεσμοι τύπου V ή L	1.50
	• Σύνδεσμοι τύπου K (όπου επιτρέπεται)	1.00
ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΑ	Με οριζόντια διαζώματα	1.50
	Με οριζόντια και κατακόρυφα διαζώματα	2.00
	Οπλισμένη (κατακόρυφα και οριζόντια)	2.50
ΞΥΛΟ	Πρόβολοι	1.00
	Δοκοί-Τόξα-Κολλητά πετάσματα	1.50
	Πλαίσια με κοχλιώσεις	2.00
	Πετάσματα με ηλώσεις	3.00

Διορθωτικός συντελεστής απόσβεσης

Ο διορθωτικός συντελεστής απόσβεσης εκφράζει την αυξομείωση της επιρροής της ιξώδους απόσβεσης στην ελαστική περιοχή της συμπεριφοράς, όταν το ποσοστό της κρίσιμης απόσβεσης ζ είναι διάφορο του 5% και υπολογίζεται από τη σχέση:

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\zeta}} \geq 0,7 \qquad (2.34)$$

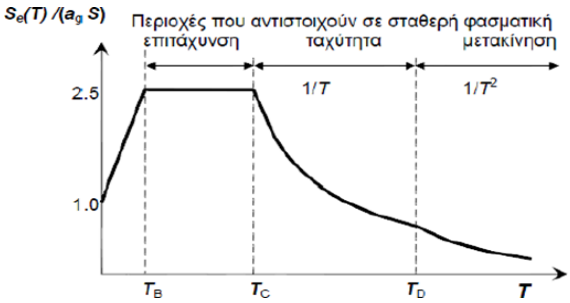
οι τιμές που λαμβάνει το ποσοστό απόσβεσης ζ συναρτήσει του είδους της κατασκευής φαίνονται στον πίνακα 2.40.

Πίνακας 3.23: Τιμές ποσοστού απόσβεσης ζ.

Είδος Κατασκευής		ζ%
Μεταλλική:	με συγκολλήσεις	2
	με κοχλιώσεις	4
Σκυρόδεμα:	άοπλο	3
	οπλισμένο	5
	προεντεταμένο	4
Τοιχοποιία:	οπλισμένη	6
	διαζωματική	5
Ξύλινη:	κολλητή	4
	κοχλιωτή	4
	ηλωτή	5

Οριζόντια συνιστώσα της σεισμικής δράσης

Στο οριζόντιο επίπεδο, οι σεισμικές δυνάμεις δρουν ταυτόχρονα και ανεξάρτητα σε κάθετες μεταξύ τους διευθύνσεις που ακολουθούν το ίδιο φάσμα απόκρισης.
Στο σχήμα 2.23 εικονίζεται το ελαστικό φάσμα επιταχύνσεων απόσβεσης 5% σύμφωνα με τον ΕΚ 8. Στο φάσμα υπάρχει μια περιοχή σταθερής φασματικής επιτάχυνσης, μεταξύ των περιόδων T_B και T_C με τιμή 2,5 φορές τη μέγιστη εδαφική επιτάχυνση a_{gS}. Εν συνεχεία εμφανίζεται μια περιοχή σταθερής φασματικής ταχύτητας από T_C έως T_D και η φασματική επιτάχυνση είναι αντιστρόφως ανάλογη της περιόδου(1/T). Ακολουθεί μια περιοχή σταθερής φασματικής μετακίνησης και εδώ η φασματική επιτάχυνση είναι αντιστρόφως ανάλογη του τετραγώνου της περιόδου. Οι χαρακτηριστικές τιμές των περιόδων T_B ,T_C ,T_D συναρτήσει της κατηγορίας εδάφους φαίνονται στον πίνακα 2.41.



Σχήμα 3.21: Ελαστικό φάσμα EC8 κατά την οριζόντια διεύθυνση με απόσβεση 5%

Πίνακας 3.24: Παράμετροι οριζόντιου ελαστικού φάσματος ΕΚ8.

Κατηγορία εδάφους	*S*	*T_B (s)*	*T_C (s)*	*T_D (s)*
A	1,00	0,15	0,4	2,5
B	1,20	0,15	0,5	2,5
C	1,15	0,20	0,6	2,5
D	1,35	0,20	0,8	2,5
E	1,40	0,15	0,5	2,5

Για τις οριζόντιες συνιστώσες της σεισμικής δράσης, το ελαστικό φάσμα απόκρισης $S_e(T)$ καθορίζεται από τις ακόλουθες εκφράσεις:

$$0 \le T \le T_B \longrightarrow S_e(T) = a_g \times S \times \left[1 + \left(\frac{T}{T_B}\right) \times (n \times 2{,}5 - 1)\right] \tag{3.29}$$

$$T_B \le T \le T_C \longrightarrow S_e(T) = a_g \times S \times n \times 2{,}5 \tag{3.30}$$

$$T_C \le T \le T_D \longrightarrow S_e(T) = a_g \times S \times n \times 2{,}5 \times \left[\frac{T_C}{T}\right] \tag{3.31}$$

$$T_C \le T \le 4s \longrightarrow S_e(T) = a_g \times S \times n \times 2{,}5 \times \left[\frac{T_C \times T_D}{T^2}\right] \tag{3.32}$$

Όπου:
$S_e(T)$ είναι το ελαστικό φάσμα απόκρισης
T είναι η περίοδος ταλάντωσης ενός γραμμικού συστήματος μίας ελευθερίας κίνησης
a_g είναι η εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού
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 ορίζει την αρχή της περιοχής σταθερής μετακίνησης του φάσματος
S είναι ο συντελεστής εδάφους
n είναι διορθωτικός συντελεστής απόσβεσης

Στις περιοχές σταθερής φασματικής επιτάχυνσης, ταχύτητας και μετακίνησης, το φάσμα σχεδιασμού προκύπτει από το ελαστικό με απόσβεση 5% διαιρώντας με το συντελεστή συμπεριφοράς q. Ο ανερχόμενος κλάδος για ιδιοπεριόδους $T \le T_B$ εκτιμάται με γραμμική παρεμβολή μεταξύ: (α) της μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης S_{ag} διαιρεμένου δια του συντελεστή υπεραντοχής (1,5) για T = 0, τιμή η οποία εκφράζει την υπεραντοχή σε σχέση με την αντοχή σχεδιασμού και την σταθερή επιτάχυνση σχεδιασμού (β) της τιμής $2{,}5a_g/q$ που ισχύει για $T = T_B$
Το κατώτατο όριο της φασματικής επιτάχυνσης σχεδιασμού ορίζεται στο 20% της μέγιστης επιτάχυνσης στο βράχο (a_g)
Με βάση τα παραπάνω, το φάσμα επιταχύνσεων σχεδιασμού κατά την οριζόντια διεύθυνση, για τις διάφορες περιοχές τιμών της ιδιοπεριόδου έχει ως εξής

$$0 \le T \le T_B \longrightarrow S_e(T) = a_g \times S \times \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \times \left(\frac{2{,}5}{q} - \frac{2}{3}\right)\right] \tag{3.33}$$

$$T_B \le T \le T_C \longrightarrow S_e(T) = a_g \times S \times \frac{2,5}{q} \tag{3.34}$$

$$T_C \le T \le T_D \longrightarrow S_e(T) = a_g \times S \times \frac{2,5}{q} \times \left[\frac{T_C}{T}\right] \ge \beta \times a_g \tag{3.35}$$

$$T_D \le T \longrightarrow S_e(T) = a_g \times S \times \frac{2,5}{q} \times \left[\frac{T_C \times T_D}{T^2}\right] \tag{3.36}$$

όπου ο συντελεστής β (τιμή κατώτατου ορίου οριζόντιου φάσματος σχεδιασμού) με βάση το Εθνικό Προσάρτημα λαμβάνει την τιμή 0,2.

Κατακόρυφη συνιστώσα της σεισμικής δράσης

Κατά τον EN1998, σε κτίρια η κατακόρυφη συνιστώσα χρειάζεται να λαμβάνεται υπόψη εάν η μέγιστη κατακόρυφη επιτάχυνση, a_{vg}, είναι μεγαλύτερη από 0,25g (δηλαδή, στη Ζώνη Επικινδυνότητας Ζ3, καθώς και στην Ζ2 μόνον για τις κατηγορίες σπουδαιότητας III και IV) αλλά και πάλι μόνον στις ακόλουθες περιπτώσεις:

- για (σχεδόν) οριζόντια μέλη με άνοιγμα τουλάχιστον 20m
- για (σχεδόν) οριζόντιους προβόλους με άνοιγμα μεγαλύτερο από 5m
- για (σχεδόν) οριζόντια προεντεταμένα μέλη
- για δοκούς που στηρίζουν φυτευτά υποστυλώματα
- σε κτίρια με σεισμική μόνωση.

Μέθοδοι ανάλυσης

Ανάλογα με τα χαρακτηριστικά του φορέα του κτιρίου, μπορεί να χρησιμοποιηθεί ένας από τους ακόλουθους δύο τύπους γραμμικής-ελαστικής ανάλυσης:

- Η μέθοδος ανάλυσης οριζόντιας φόρτισης για κτίρια η απόκριση των οποίων σε κάθε κύρια διεύθυνση δεν επηρεάζεται σημαντικά από τις συμμετοχές ιδιομορφών ταλάντωσης υψηλότερων από τη θεμελιώδη ιδιομορφή.
- Η ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης.

Επίσης μπορεί να χρησιμοποιηθεί, εφόσον ικανοποιούνται ορισμένες συνθήκες, εναλλακτικά της γραμμικής μεθόδου, μια μη γραμμική μέθοδος όπως:

- Μη γραμμική στατική ανάλυση (push-over)
- Μη γραμμική ανάλυση χρονοϊστορίας (δυναμική)

Στην παρούσα μελέτη έχει επιλεγεί να εφαρμοστεί η ιδιομορφική ανάλυση του φάσματος απόκρισης.

Η μέθοδος μπορεί να εφαρμοστεί για όλους τους τύπους κτιρίων. Στη μέθοδο αυτή λαμβάνεται υπόψη η απόκριση όλων των ιδιομορφών ταλάντωσης που συμβάλλουν σημαντικά στη συνολική απόκριση. Τούτο θεωρείται ότι ικανοποιείται αν ισχύει ένα από τα παρακάτω:

- το άθροισμα των δρωσών ιδιομορφικών μαζών για τις ιδιομορφές που λαμβάνονται υπόψη είναι τουλάχιστον το 90% της συνολικής μάζας του φορέα.
- λαμβάνονται υπόψη όλες οι ιδιομορφές με δρώσες ιδιομορφικές μάζες μεγαλύτερες από το 5% της συνολικής μάζας.

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8, η δρώσα ιδιομορφική μάζα m_k, που αντιστοιχεί σε ιδιομορφή k, καθορίζεται έτσι ώστε η τέμνουσα δύναμη βάσης που δρα στην διεύθυνση εφαρμογής της σεισμικής δράσης, να μπορεί να εκφραστεί ως $Fb_k = S_d(T_k) \times m_k$. Αποδεικνύεται ότι το άθροισμα των δρωσών ιδιομορφικών μαζών (για όλες τις ιδιομορφές και μια δεδομένη διεύθυνση) είναι ίση με τη μάζα του φορέα.

Όσον αφορά τον συνδυασμό των ιδιομορφικών αποκρίσεων, βάση του Ευρωκώδικα 8, οι αποκρίσεις σε δύο ιδιομορφές ταλάντωσης i και j (που περιλαμβάνουν και μεταφορικές και στρεπτικές ιδιομορφές) μπορεί να ληφθούν ως ανεξάρτητες εφόσον οι περίοδοί τους T_i και T_j ικανοποιούν (με $T_j < T_i$) τη συνθήκη: $T_j < 0{,}9 \times Ti$.

Σύντομη Περιγραφή της μεθόδου

- Κατά την εφαρμογή της ιδιομορφικής ανάλυσης φάσματος αποκρίσεως στην υπό μελέτη κατασκευή, έγινε η θεώρηση ενός προσανατολισμού των δύο οριζοντίων, και καθέτων μεταξύ τους, συνιστωσών της σεισμικής δράσης ταυτίζοντάς της με τους άξονες χ και y, όπως αυτοί έχουν οριστεί στο προσομοίωμα που έχει εισαχθεί στο πρόγραμμα. Κατά την ιδιομορφική ανάλυση υπολογίστηκαν οι ιδιομορφές ταλάντωσης του συστήματος και οι αντίστοιχες ιδιοπερίοδοι και ιδιοσυχνότητες.
- Κατά την ιδιομορφική απόκριση, χρησιμοποιήθηκε το οριζόντιο φάσμα σχεδιασμού, όπως αυτό περιγράφηκε παραπάνω, υπολογίζοντας για κάθε συνιστώσα του σεισμού την ακραία απόκριση (μετακίνηση, ένταση), με καθορισμένο πρόσημο, που αντιστοιχεί σε κάθε ιδιομορφή ταλάντωσης.
- Για την ιδιομορφική επαλληλία, κατά την οποία υπολογίζεται για κάθε συνιστώσα του σεισμού η πιθανή ακραία τιμή του τυχόντος μεγέθους απόκρισης (με ακαθόριστο πρόσημο), χρησιμοποιήθηκε η Πλήρης Τετραγωνική Επαλληλία (CQC).
- Για την χωρική επαλληλία, κατά την οποία υπολογίζεται η πιθανή ακραία τιμή τυχόντος μεγέθους απόκρισης για ταυτόχρονη δράση των συνιστωσών του σεισμού (με ακαθόριστο πρόσημο), χρησιμοποιήθηκε η Απλή Τετραγωνική Επαλληλία (SRSS).

Υπολογισμός σεισμικών δράσεων

Σεισμική δράση στην οριζόντια διεύθυνση

Το παρόν κτίριο θα μελετηθεί με την βάση την ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης του EN1998-1.

Το κτίριο βρίσκεται σε ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας II (a_g=0,24g), όπως φαίνεται στον πίνακα 2.42 παρακάτω.

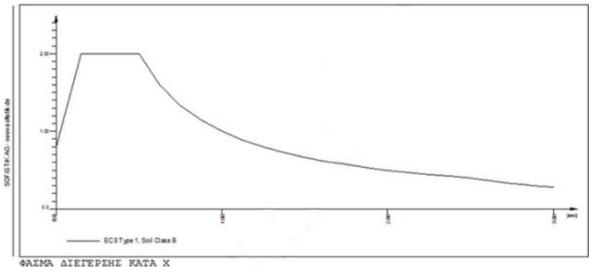
Η κατηγορία σπουδαιότητας για βιομηχανικά κτίρια είναι II με γ_1=1 (πίνακας 2.37).

Το έδαφος είναι κατηγορίας B, επομένως σύμφωνα με τον πίνακα 2.41 είναι S = 1,2 , T_B = 0,15s , T_C = 0,5s και T_D = 2,5s .

Η τιμή της απόσβεσης για μεταλλική κατασκευή με κοχλιώσεις είναι από πίνακα 2.40: ξ = 4% → n = $(10/(\xi+5))^{0,5}$ =1,054.

Τέλος, ο συντελεστής συμπεριφοράς για κτίρια από χάλυβα προσδιορίζεται με βάση το δομικό σύστημα (πίνακας 2.39) κάθε διεύθυνσης. κατά τη διεύθυνση Χ μπορούμε να λάβουμε τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς q = 4,00 αφού στο στατικό σύστημα που έχουμε διαμορφώσει, ο φορέας αναπτύσσει πλαισιακή λειτουργία. Ωστόσο για την αποφυγή ικανοτικών ελέγχων σχεδιασμού και την εξασφάλιση αξιόπιστου ελαστοπλαστικού μηχανισμού, δεδομένου ότι για την υπόψη κατασκευή ο σεισμός δεν αποτελεί την καθοριστική φόρτιση, τελικώς επιλέγεται: q = 1,50. Κατά τη διεύθυνση Υ ακολουθώντας παρόμοιο σκεπτικό, παρά την ύπαρξη κατακόρυφων χιαστί συνδέσμων δυσκαμψίας υιοθετούμε, πάλι, τιμή συντελεστή συμπεριφοράς ίση με: q = 1,50.

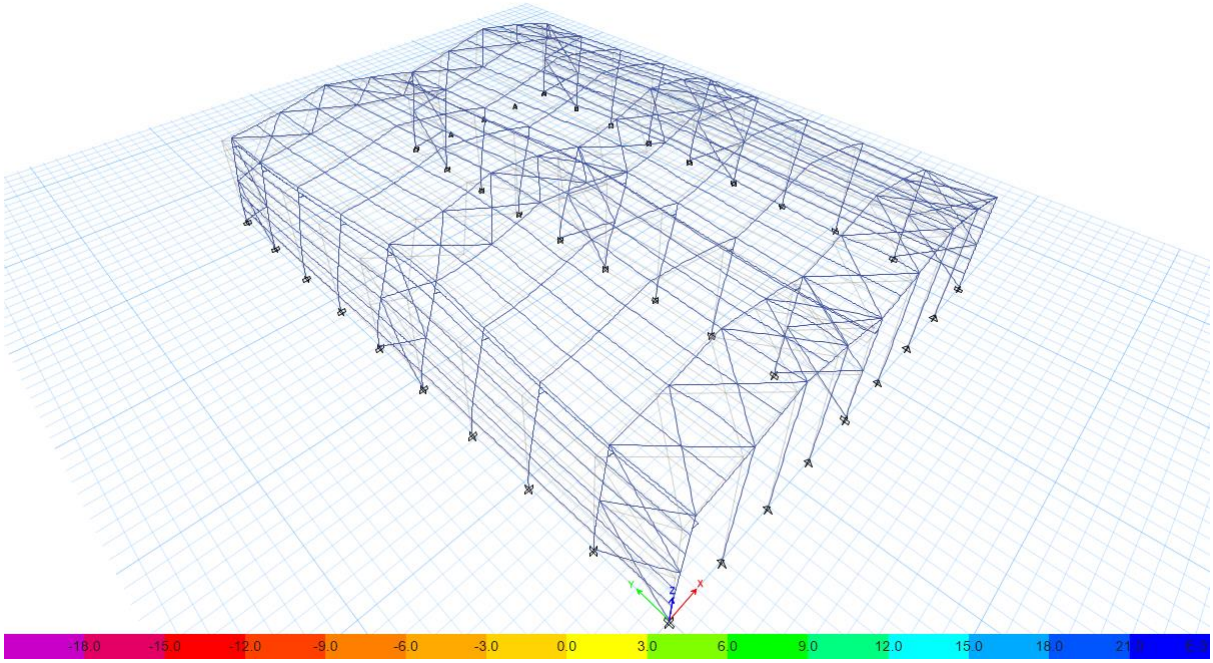
Για τις οριζόντιες συνιστώσες της σεισμικής δράσης το φάσμα σχεδιασμού $S_d(T)$, με βάση τον ΕΚ8, ορίζεται ως εξής:



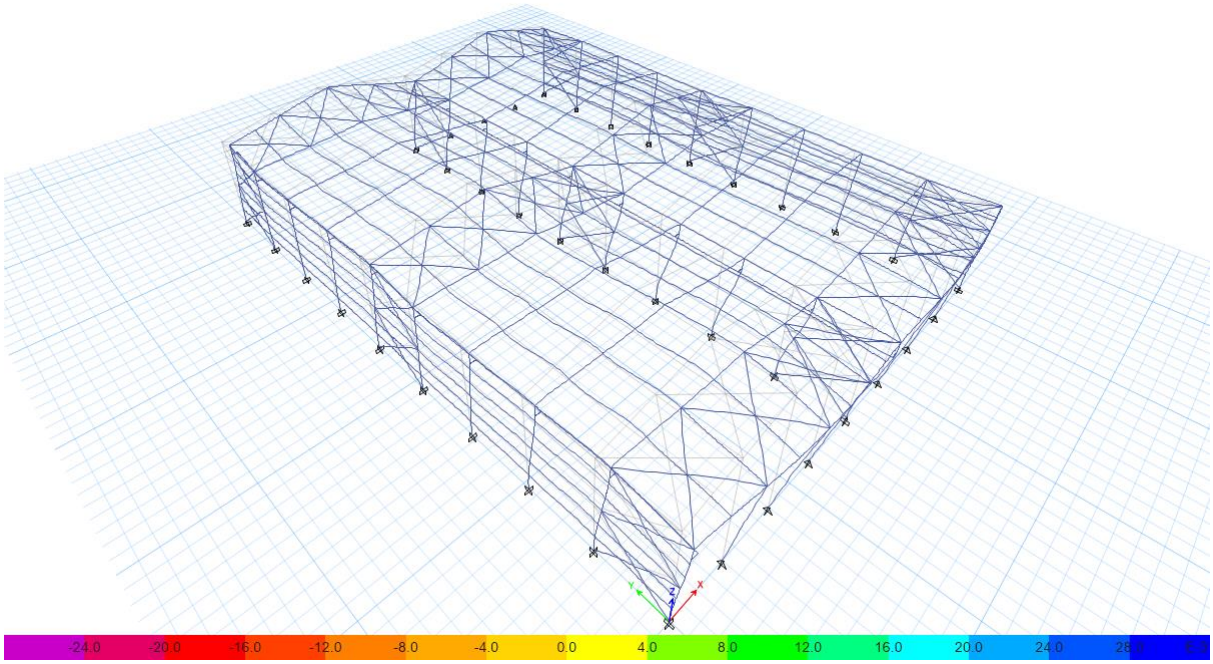
Σχήμα 3.22: Ανελαστικό φάσμα σχεδιασμού ΕΚ 8 για q = 1,5.

Το φάσμα διέγερσης κατά y έχει ακριβώς την ίδια μορφή με το φάσμα διέγερσης κατά χ. Αφού λοιπόν ορίστηκε στο πρόγραμμα η μορφή του φάσματος απόκρισης καθώς και οι συνιστώσες Ex, Ey προσδιορίστηκαν οι 43 πρώτες ιδιομορφές του φορέα ώστε να ενεργοποιηθεί τουλάχιστον το 90% της δρώσας μάζας (εδώ 93,9%) και στις 2 διευθύνσεις που θεωρούμε ότι ασκείται ο σεισμός. Παρατηρούμε ότι για να επιτευχθεί το επιθυμητό ποσοστό ιδιομορφικής μάζας (90%) κατά την διεύθυνση Χ απαιτήθηκαν 10 ιδιομορφές, ενώ κατά την διεύθυνση Υ απαιτήθηκαν 43. Αυτό είναι λογικό αφού ένας μεγάλος αριθμός ιδιομορφών αντιστοιχεί σε ταλαντώσεις μεμονομένων στοιχείων της κατασκευής και επομένως για να ληφθεί υπόψη ένα σημαντικό ποσοστό της ιδιομορφικής μάζας απαιτείται η θεώρηση μεγάλου αριθμού ιδιομορφών. Συμμετέχουσα μάζα θεωρηθήκαν τα μόνιμα φορτία συμπεριλαμβανομένων και των ιδίων βαρών των γερανογεφυρών. Τέλος με βάση τις παραπάνω ιδιομορφές υπολογίστηκαν στο ETABS οι οριζόντιες μετακινήσεις της κατασκευής με τη μέθοδο της πλήρους τετραγωνικής επαλληλίας CQC.

Τα αποτελέσματα της ιδιομορφικής ανάλυσης φαίνονται στον πίνακα 2.43. Η κύρια ιδιοπερίοδος κατά την διεύθυνση Χ ισούται με Τ= 1,231 sec η οποία δίνεται στην $1^η$ ιδιομορφή και δίνει ποσοστό ιδιομορφικής μάζας ίσο με 23%. Κατά την διεύθυνση Υ η κύρια ιδιοπερίοδος ισούται με Τ=0,413 sec, η οποία δίνεται στην $4^η$ ιδιομορφή και δίνει ποσοστό ιδιομορφικής μάζας ίσο με 53,73 %.



Σχήμα 3.23: 1η Ιδιομορφή – Διεύθυνση Χ



Σχήμα 3.24: 4η Ιδιομορφή – Διεύθυνση Υ

3.19 Συνδυασμοί Φορτίσεων

Ανάλογα με το είδος, τη μορφή και τη θέση της κατασκευής, εκτιμώνται οι διάφορες χαρακτηριστικές τιμές των δράσεων που ασκούνται πάνω σε αυτήν. Οι δράσεις πολλαπλασιασμένες με κατάλληλους συντελεστές (επιμέρους συντελεστές ασφαλείας γ) συνδυάζονται κατάλληλα μεταξύ τους (συντελεστές συνδυασμού ψ) για κάθε μία από τις δύο οριακές καταστάσεις και στη συνέχεια

εφαρμόζονται επί του φορέα. Επισημαίνεται ότι το σύνολο των δράσεων του κάθε συνδυασμού δρα επί της κατασκευής ταυτοχρόνως.
Οριακές καταστάσεις είναι οι καταστάσεις πέραν των οποίων ο φορέας ή τμήμα αυτού δεν ικανοποιεί πλέον τα κριτήρια σχεδιασμού του.

Διακρίνονται στις παρακάτω δύο κατηγορίες:

- Οριακές καταστάσεις Αστοχίας (ΟΚΑ)
- Οριακές καταστάσεις Λειτουργικότητας (ΟΚΛ)

Οι επιμέρους συντελεστές ασφαλείας χρησιμοποιούνται, προκειμένου να ληφθούν υπόψη πιθανές δυσμενείς αποκλίσεις ή πιθανή μη ακριβής προσομοίωση των δράσεων, καθώς και αβεβαιότητες στον προσδιορισμό των αποτελεσμάτων των δράσεων (εντατικά μεγέθη, μετακινήσεις κλπ). Οι τιμές των επιμέρους συντελεστών ασφαλείας των δράσεων φαίνονται στον πίνακα 2.44.

Πίνακας 3.25: Επιμέρους συντελεστές ασφαλείας των δράσεων.

	Οριακές καταστάσεις αστοχίας		Οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας	
	Δυσμενής επίδραση	Ευμενής επίδραση	Δυσμενής επίδραση	Ευμενής επίδραση
γ_G	1,35	1,0	1,0	1,0
γ_Q	1,5	0	1,0	0
γ_A, γ_F	1,0	0	-	-

Η πιθανότητα χρονικής σύμπτωσης των μέγιστων τιμών διαφόρων ανεξάρτητων δράσεων είναι μικρή. Για το λόγο αυτό κατά την εξέταση των συνδυασμών των μεταβλητών δράσεων εισάγονται οι συντελεστές συνδυασμού ψ. Οι συντελεστές αυτοί εκφράζουν το ποσοστό της χαρακτηριστικής τιμής μιας δράσης, το οποίο, για την εξεταζόμενη κατάσταση, έχει μεγάλη πιθανότητα χρονικής ταύτισης με άλλες δράσεις. Οι συντελεστές συνδυασμού ψ, αναλόγως της κατηγορίας δράσεων, δίνονται στον πίνακα 2.45.

Πίνακας 3.26: Προτεινόμενες τιμές των συντελεστών ψ σύμφωνα με Ευρωκώδικα 1.

Δράσεις	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Επιβαλλόμενα φορτία σε κτήρια, κατηγορία (βλέπε EN 1991-1-1)			
Κατηγορία A: κατοικίες, συνήθη κτήρια κατοικιών	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία B: χώροι γραφείων	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία C: χώροι συνάθροισης	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία D: χώροι καταστημάτων	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία E: χώροι αποθήκευσης	1,0	0,9	0,8
Κατηγορία F: χώροι κυκλοφορίας οχημάτων βάρος οχημάτων ≤ 30kN	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία G: χώροι κυκλοφορίας οχημάτων 30kN < βάρος οχημάτων ≤ 160kN	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία H: στέγες	0	0	0
Φορτία χιονιού επάνω σε κτήρια (βλέπε EN 1991-1-3)*			
Φιλανδία, Ισλανδία, Νορβηγία, Σουηδία	0,70	0,50	0,20
Υπόλοιπα Κράτη Μέλη του CEN για τοποθεσίες που βρίσκονται σε υψόμετρο H > 1000 m	0,70	0,50	0,20
Υπόλοιπα Κράτη Μέλη του CEN για τοποθεσίες που βρίσκονται σε υψόμετρο H ≤ 1000 m	0,50	0,20	0
Φορτία ανέμου σε κτήρια (βλέπε EN 1991-1-4)	0,6	0,2	0
Θερμοκρασία (μη-πυρκαϊάς) σε κτήρια (βλέπε EN 1991-1-5)	0,6	0,5	0

Οι συντελεστές ψ για φορτία γερανών είναι όπως δίνονται στον Πίνακα 2.46.

Πίνακας 3.27: Συντελεστές ψ για φορτία γερανών.

Δράση	Συμβολισμός	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Μεμονωμένος γερανός ή ομάδες φορτίων από γερανούς	Q_r	ψ_0	ψ_1	ψ_2

ΣΗΜΕΙΩΣΗ: Το Εθνικό Προσάρτημα μπορεί να δίδει τιμές για τους συντελεστές ψ.
Συνιστώνται οι ακόλουθες τιμές για τους ψ:
ψ_0 = 1,0
ψ_1 = 0,9
ψ_2 = λόγος της μόνιμης δράσης του γερανού προς τη συνολική δράση του γερανού.

Οριακή Κατάσταση Αστοχίας (ΟΚΑ)

Οι καταστάσεις αυτές συνδέονται με κατάρρευση ή με ισοδύναμες μορφές αστοχίας του φορέα ή τμήματός του (πλαστικές αντοχές, απώλεια ευστάθειας, θραύση, κόπωση, ανατροπή κλπ). Οι συνδυασμοί σχεδιασμού για τον έλεγχο στην οριακή κατάσταση αστοχίας είναι οι ακόλουθοι:

Α) Για καταστάσεις διαρκείας ή παροδικές:

$$\Sigma\gamma_{G,j}G_{k,j}\text{"+"}\gamma_P P\text{"+"}\gamma_{Q,1}Q_{k,1}\text{"+"}\Sigma\gamma_{Q,i}\psi_{0,i}Q_{k,i} \tag{3.37}$$

Β) Για τυχηματικές καταστάσεις:

$$\Sigma G_{k,j}\text{"+"}P\text{"+"}A_d\text{"+"}(\psi_{1,1}\text{ή}\psi_{2,1})Q_{k,1}\text{"+"}\Sigma\psi_{2,i}Q_{k,i} \tag{3.38}$$

Γ) Για καταστάσεις σεισμού:

$$\Sigma G_{k,j}\text{"+"}P\text{"+"}A_{ED}\text{"+"}\Sigma\psi_{2,i}Q_{k,I} \tag{3.39}$$

όπου:
"+" σημαίνει "επαλληλία με"
$Q_{k,1}$ χαρακτηριστική τιμή της επικρατέστερης μεταβλητής δράσης
$Q_{k,i}$ χαρακτηριστική τιμή των λοιπών μεταβλητών δράσεων i που συνυπάρχουν
A_{Ed} τιμή σχεδιασμού της σεισμικής δράσης
$\gamma_{G,j}$ επιμέρους συντελεστές ασφαλείας για τη μόνιμη δράση j
γ_p επιμέρους συντελεστές ασφαλείας για την προένταση
$\gamma_{Q,i}$ επιμέρους συντελεστές ασφαλείας για τη μεταβλητή δράση i
$\psi_{0,i}$, $\psi_{1,i}$, $\psi_{2,i}$ συντελεστές συνδυασμού των μεταβλητών δράσεων

Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας (ΟΚΛ)

Οι καταστάσεις αυτές συνδέονται με συνθήκες πέραν των οποίων δεν πληρούνται πλέον οι καθορισμένες λειτουργικές απαιτήσεις για το φορέα ή για μέλος αυτού (μετατοπίσεις, ταλαντώσεις, ρηγματώσεις κλπ). Οι συνδυασμοί σχεδιασμού που ορίζονται για τον έλεγχο στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας είναι οι ακόλουθοι:
Α) Χαρακτηριστικός συνδυασμός:

$$\Sigma G_{k,j}\text{"+"}P\text{"+"}Q_{k,1}\text{"+"}\Sigma\psi_{0,i}Q_{k,i} \tag{3.40}$$

Β) Συχνός συνδυασμός:

$$\Sigma G_{k,j}\text{"+"}P\text{"+"}\psi_{1,1}Q_{k,1}\text{"+"}\Sigma\psi_{2,i}Q_{k,i} \tag{3.41}$$

Γ) Οιονεί-μόνιμος συνδυασμός:

$$\Sigma G_{k,j}\text{"+"}P\text{"+"}\Sigma\psi_{2,i}Q_{k,i} \tag{3.42}$$

<u>Συνδυασμοί δράσεων κτιρίου μελέτης</u>

Τα φορτία που λήφθηκαν υπόψη για την ανάλυση της κατασκευής εισήχθησαν στο υπολογιστικό προσομοίωμα ως εξής:

- Μόνιμα φορτία

(DL1) : *ίδιο βάρος κατασκευής* (λήφθηκε αυτόματα από το πρόγραμμα).
(Gextra) : *Πρόσθετα μόνιμα φορτία* (panels επικαλύψεων, σωληνώσεις ψύξης – θέρμανσης, αναρτημένα συστήματα φωτισμού) → 0,18 kN/m^2 τα φύλλα επικάλυψης και 0,02 kN/m^2 προσεγγιστικά τα υπόλοιπα πρόσθετα μόνιμα).
*παρακάτω όπου G αντιστοιχεί στο άθροισμα του συνόλου των μόνιμων φορτίων δηλαδή: G = DL1 + Gextra
(Crane1) : συνολικά φορτία γερανογέφυρας (ΙΒ γερανογέφυρας, ανυψούμενο φορτίο και οριζόντια φορτία) για δυναμικό συνδυασμό 1
(Crane5) : συνολικά φορτία γερανογέφυρας (ΙΒ γερανογέφυρας, ανυψούμενο φορτίο και οριζόντια φορτία) για δυναμικό συνδυασμό 5
(Crane_seis) : Φόρτιση γερανογέφυρας (χωρίς τα οριζόντια φορτία) → για τους σεισμικούς συνδυασμούς

- Κινητά φορτία

(LROOF) LIVE ROOF : επιβαλλόμενο φορτίο στέγης (0,5 kN/m^2)
(SNOW) : φορτίο χιονιού (1,38 kN/m$^{2)}$
(Wi) : φορτία ανέμου

$W_1 = W_{e_0} - W_{i_+0.2} + W_{e_roof_0_1}$
$W_2 = W_{e_0} - W_{i_+0.2} + W_{e_roof_0_2}$
$W_3 = W_{e_0} - W_{i_+0.2} + W_{e_roof_0_3}$
$W_4 = W_{e_0} - W_{i_+0.2} + W_{e_roof_0_4}$
$W_5 = W_{e_0} - W_{i_-0.3} + W_{e_roof_0_1}$
$W_6 = W_{e_0} - W_{i_-0.3} + W_{e_roof_0_2}$
$W_7 = W_{e_0} - W_{i_-0.3} + W_{e_roof_0_3}$
$W_8 = W_{e_0} - W_{i_-0.3} + W_{e_roof_0_4}$
$W_9 = W_{e_90} - W_{i_+0.2} + W_{e_roof_90}$
$W_{10} = W_{e_90} - W_{i_-0.3} + W_{e_roof_90}$

όπου:
W_{e_0} : εξωτερικές πιέσεις στα κατακόρυφα στοιχεία για διεύθυνση ανέμου θ = 0º
W_{e_90} : εξωτερικές πιέσεις στα κατακόρυφα στοιχεία για διεύθυνση ανέμου θ = 90º
$W_{e_roof_0_1}$: εξωτερικές πιέσεις στη στέγη για θ = 0º (1^η περίπτωση φόρτισης)
$W_{e_roof_0_2}$: εξωτερικές πιέσεις στη στέγη για θ = 0º (2^η περίπτωση φόρτισης)
$W_{e_roof_0_3}$: εξωτερικές πιέσεις στη στέγη για θ = 0º (3^η περίπτωση φόρτισης)

$W_{e_roof_0_4}$: εξωτερικές πιέσεις στη στέγη για θ = 0º (4η περίπτωση φόρτισης)
$W_{e_roof_90}$: εξωτερικές πιέσεις στη στέγη για θ = 90º
$W_{i_+0.2}$: εσωτερικές πιέσεις για c_{pi} = + 0.2
$W_{i_-0.3}$: εσωτερικές πιέσεις για c_{pi} = - 0.3

(T^+) : θετική θερμοκρασιακή μεταβολή
(T^-) : αρνητική θερμοκρασιακή μεταβολή

Από πίνακες 2.46 – 2.46 προκύπτουν :
Για κατηγορία κτιρίου Ε (αποθηκευτικός χώρος) → $\psi_0 = 1$, $\psi_1 = 0,9$, $\psi_2 = 0,8$
Για τον άνεμο → $\psi_0 = 0,6$, $\psi_1 = 0,2$, $\psi_2 = 0$
Για το χιόνι → $\psi_0 = 0,5$, $\psi_1 = 0,2$, $\psi_2 = 0$
Για τη θερμοκρασία → $\psi_0 = 0,6$, $\psi_1 = 0,5$, $\psi_2 = 0$
Για τα φορτία της γερανογέφυρας → $\psi_0 = 1$, $\psi_1 = 0,9$, $\psi_2 = 76,51/185,41 = 0,41$

<u>Οριακή Κατάσταση Αστοχίας (ULS)</u>
Φορτία δυσμενή προς τα κάτω
- 1,35×G + 1,5×LROOF + 0,9×T + 1,35×Cranei (βασική φόρτιση η LROOF)
- 1,35×G + 1,5×SNOW + 0,9×T + 0,9×W_i + 1,35×Cranei (βασική φόρτιση το χιόνι)
- 1,35×G + 1,5×T + 0,75×SNOW + 0,9×W_i + 1,35×Cranei (βασική φόρτιση η θερμοκρασία)
- 1,35×G + 0,75×SNOW + 0,9×T + 0,9×W_i + 1,35×Cranei (βασική φόρτιση η γερανογέφυρα)
- 1,35×G + 0,75×SNOW + 0,9×T + 1,5×W_i + 1,35×Cranei (βασική φόρτιση η ανεμοπίεση)

Όπου $W_i = W_1, W_2, W_5 , W_6$ (για δυσμενή προς τα κάτω)
Cranei = Crane1, Crane5
$T = T^+ , T^-$

Φορτία δυσμενή προς τα πάνω
- 1×G + 0,9×T + 1,5×W_i + 1×Cranei (βασική φόρτιση η ανεμοπίεση W_i)
- 1×G + 1,5×T + 0,9×W_i + 1×Cranei (βασική φόρτιση η θερμοκρασία T)

Όπου $W_i = W_3, W_4 , W_7, W_8, W_9, W_{10}$ (για δυσμενή προς τα πάνω)
Cranei = Crane1, Crane5
$T = T^+, T^-$

<u>Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας (SLS)</u>
Φορτία δυσμενή προς τα κάτω
- 1×G + 1×LROOF + 0,6×T + 1×Cranei (βασική φόρτιση η LROOF)
- 1×G + 1×SNOW + 0,6×T + 0,6×W_i + 1×Cranei (βασική φόρτιση το χιόνι)
- 1×G + 0,5×SNOW + 0,6×T + 1×W_i + 1×Cranei (βασική φόρτιση η ανεμοπίεση)
- 1×G + 0,5×SNOW + 1×T + 0,6×W_i + 1×Cranei (βασική φόρτιση η θερμοκρασία)

Όπου Wi = W1, W2, W5 , W6 (για δυσμενή προς τα κάτω)
Cranei = Crane1, Crane5
$T = T^+ , T^-$

Φορτία δυσμενή προς τα πάνω
- 1×G + 0,6×T + 1×W_i + 1×Cranei (βασική φόρτιση η ανεμοπίεση)
- 1×G + 1×T + 0,6×W_i + 1×Cranei (βασική φόρτιση η θερμοκρασία)

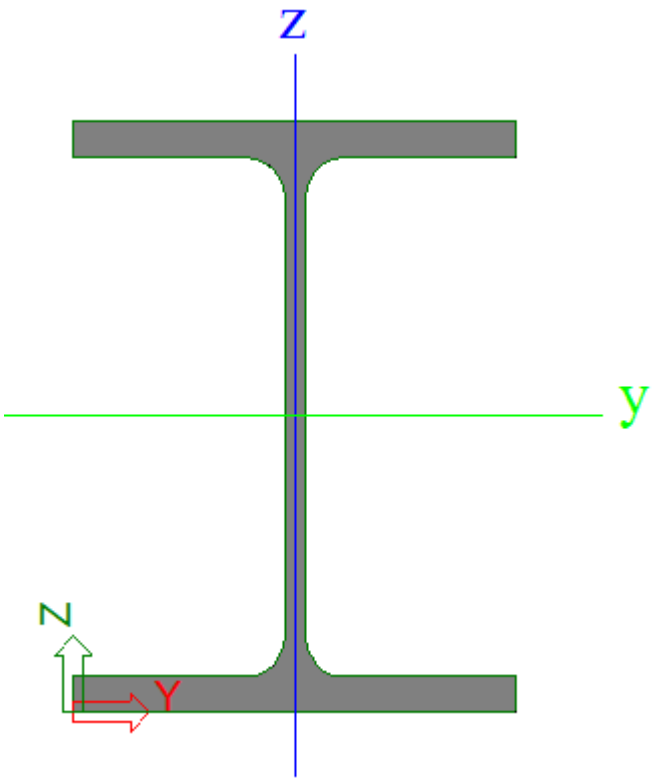
Όπου $W_i = W_3, W_4 , W_7, W_8, W_9, W_{10}$ (για δυσμενή προς τα πάνω)
Cranei = Crane1, Crane5
$T = T^+, T^-$

Σεισμικοί συνδυασμοί

1) 1×G + 0,5×Crane_seis + Ex + 0,3×Ey
2) 1×G + 0,5×Crane_seis + Ex - 0,3×Ey
3) 1×G + 0,5×Crane_seis - Ex + 0,3×Ey
4) 1×G + 0,5×Crane_seis - Ex - 0,3×Ey
5) 1×G + 0,5×Crane_seis + 0,3×Ex + Ey
6) 1×G + 0,5×Crane_seis - 0,3×Ex + Ey
7) 1×G + 0,5×Crane_seis + 0,3×Ex - Ey
8) 1×G + 0,5×Crane_seis - 0,3×Ex – Ey
9) Λόγω συμμετρίας του κτιρίου κατά χ και y έχει νόημα να εφαρμόσουμε έναν από τους 1-4 και ακόμη έναν από τους 5-8 όμως για λόγους πληρότητας τους αναφέραμε όλους.
10) Επίσης για τη γερανογέφυρα βρήκαμε πως ψ_2 = 0,41 όμως υπέρ της ασφαλείας εφαρμόσαμε ψ_2 = 0,5
11) ΣΗΜΕΙΩΣΗ : ΌΛΟΙ ΟΙ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΙ ΣΕ ΟΚΑ ΚΑΙ ΟΚΛ ΥΠΑΡΧΟΥΝ ΣΤΟ ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Α

4 ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΚΑΙ ΕΛΕΓΧΟΣ ΔΟΚΟΥ ΚΥΛΙΣΕΩΣ

4.1 Χαρακτηριστικά και Κατάταξη Διατομής



Σχήμα 4.1: Διατομή HEB400

Πίνακας 4.1: Χαρακτηριστικά Διατομής HEB400

Ίδιο βάρος	G = 155 kg/m = 1.55 kN/m
Ύψος	h = 400 mm
Πλάτος Πέλματος	b = 300 mm
Πάχος Κορμού	t_w = 13.5 mm
Πάχος Πέλματος	t_f = 24 mm
Καμπυλότητα	r = 27 mm
Εμβαδόν Διατομής	A = 198 cm^2
Ύψος Κορμού	h_i = 352 mm
Ύψος Κορμού χωρίς Καμπυλότητα	d = 390 mm
Ροπή Αδρανείας Y	I_y = 57680 cm^4
Ελαστική Ροπή Αντίστασης Y	$W_{el,y}$ = 2880 cm^3
Πλαστική Ροπή Αντίστασης Y	$W_{pl,y}$ = 3232 cm^3
Ροπή Αδρανείας Z	I_z = 10820 cm^4
Ελαστική Ροπή Αντίστασης Z	$W_{el,z}$ = 721 cm^3
Πλαστική Ροπή Αντίστασης Z	$W_{pl,z}$ = 1104 cm^3
Σταθερά Στρέψης	I_T = 357 cm^4
Σταθερά Στρέβλωσης	I_w = 3817000 cm^6

Υπενθυμίζονται:
L → μήκος δοκού κύλισης (6,0m)
a → απόσταση τροχών (2,5m)
Για S275 η διατομή για καθαρή θλίψη και καθαρή κάμψη ανήκει στην κατηγορία 1.

4.2 Οριακή Κατάσταση Αστοχίας

Έλεγχος της διατομής για το δυσμενέστερο συνδυασμό εντατικών μεγεθών. Τα κατακόρυφα φορτία από τους δύο τροχούς πρέπει να τοποθετηθούν στη δυσμενέστερη δυνατή θέση. Για μια αμφιέρειστη δοκό κύλισης ανοίγματος l, επί της οποίας ασκούνται κατακόρυφα φορτία σχεδιασμού P μέσω δύο τροχών που απέχουν απόσταση a μεταξύ τους, η μέγιστη καμπτική ροπή περί τον κύριο άξονα αδρανείας είναι maxM=P*(2*l-a)2/8*l

Η μέγιστη αυτή καμπτική ροπή πραγματοποιείται όταν το πρώτο φορτίο απέχει από το άκρο της δοκού απόσταση x=(2*l-a)/4. Η παραπάνω μέγιστη ροπή ισχύει εφ' όσον a<0,586*L. Σε αντίθετη περίπτωση, δυσμενέστερη θέση είναι όταν το ένα φορτίο βρίσκεται στο μέσον του ανοίγματος. Τα οριζόντια φορτία θεωρείται ότιασκούνται στο ανώτερο σημείο της τροχιάς. Επειδή τόσο τα οριζόντια όσο και τα κατακόρυφα φορτία ασκούνται έκκεντρα επί της δοκού και αναπτύσσονται, εκτός των καμπτικών ροπών ως προς τους δύο κύριους άξονες, και στρεπτικές ροπές, ο έλεγχος μπορεί να γίνεται σε επίπεδο τάσεων με ελαστική ανάλυση ή σε επίπεδο εντατικών μεγεθών μέσω κατάλληλων σχέσεων αλληλεπίδρασης.

<u>Εντατικά Μεγέθη Σχεδιασμού</u>

Συνδυασμός 1

- Μέγιστη ροπή περί τον ισχυρό άξονα από συνδυασμό φορτίσεων 1 (φορτίο στο μέσο της δοκού)

  Κάμψη M_y

  Q_{max} = 155.1
  a = 2.5m < 0.586*L = 3.516m
  $maxM_y = Q_{rmax}/8*L*(2*L-a)2$ = 233.4kN*m
  x = (2*L – a) / 4 = 2.375m

- Κάμψη M_z

  Καμπτικές Ροπές περί του ασθενούς άξονα

  Για οριζόντια δύναμη H_T
  H_T = 21.95kN
  M_{ta} = 8.01kN*m
  M_{tb} = 4.19kN*m

  Μέγιστη Τέμνουσα στην άκρη της δοκού
  $maxV_{zed} = Q_{rmax}*(1+(L-a)/L)$ = 220.1kN
  N = H_L = 8.82kN

Συνδυασμός 5

- Μέγιστη Ροπή περί τον ασθενή άξονα από συνδυασμό φορτίσεων 5

  Κάμψη M_z

  H_S = 32.06kN
  M_z = 43.71kN*m

  Κάμψη M_y
  Μεγίστη ροπή στον ισχυρό άξονα κατ αναλογία με την ροπή από συνδυασμό 1

  $maxM_{y,5}$ = 208.22kN*m

  Αντοχή περί του ισχυρού άξονα

  M_y = 172kNm

- Μέγιστη ροπή περί του ασθενή άξονα
  Για οριζόντια φορτία H_s
  H_s = 32.11kN
  $maxM_z$ = 48kN*m

- Μέγιστη οριζόντια τέμνουσα στο άκρο δοκού κυλίσεως από συνδυασμό 5
  $maxV_{yed}$ = 53.5kNm

- Ιδίο βάρος
  Εντατικά μεγέθη λόγο ιδίου βάρους δοκού
  g = 1.45kN*m
  M_{gsd} = 8.8kN*m
  V_{gsd} = 5.87kN

<u>Έλεγχος διατομής</u>

- Έλεγχος κορμού σε διάτμηση για συνδυασμό 1 ($maxV_{z,Ed}$)
  A_v = 64.38cm^2
  V_{yRd} = 929kN
  V_{ysd} = 225.97kN < 929kN

- Έλεγχος άνω πέλματος σε διάτμηση για συνδυασμό 5 ($maxV_{y,Ed}$)
  V_z = 1212kN >53.5kN

- Έλεγχος σε διαξονική κάμψη για το συνδυασμό 1 ($maxM_{y,Ed}$)

Τάση λόγω καμπτικής ροπής περί τον ισχυρό άξονα.
σ_{y1} = (max$M_{y,Ed,1}$+ $M_{g,Ed}$)/ $W_{el,y}$ =56.49MPa
Τάση λόγω καμπτικής ροπής περί τον ασθενή άξονα
Παρατήρηση: θεωρείται ότι αναλαμβάνεται από το άνω πέλμα μόνο.
σ_{y2}= $M_{z,Ed,1}$ / $W_{el,f,z}$=59.29MPa

Έλεγχος
σ_y= σ_{y1}+ σ_{y2}= 115.78MPa <f_y/γ_{M0}=355MPa

Έλεγχος σε διαξονική κάμψη για το συνδυασμό 5 (max$M_{y,Ed}$)
Τάση λόγω καμπτικής ροπής περί τον ασθενή άξονα
σ_{y1} = ($M_{y,Ed,5}$+ $M_{g,Ed}$)/ $W_{el,y}$=50.62MPa

Τάση λόγω καμπτικής ροπής περί τον ασθενή άξονα
Παρατήρηση: θεωρείται ότι αναλαμβάνεται από το άνω πέλμα μόνο
σ_{y2}= max$M_{z,Ed,5}$/ $W_{el,f,z}$=57.03MPa

Έλεγχος
σ_y = σ_{y1}+ σ_{y2}=107.65 MPa<fy/γ_{M0}=355MPa

<u>Έλεγχος τοπικής έντασης υπό το φορτίο τροχού</u>

- Ορθές κατά μήκος τάσεις από την κύρια κάμψη
  σ_x = (max$M_{y,Ed,1}$+ $M_{g,Ed}$) x0,222/I_y =46.88MPa

- Εγκάρσιες ορθές θλιπτικές τάσεις υπό το φορτίο τροχού
  Ενεργό πλάτος πέλματος(φθορά 25%)

  d_r = 3 – 0.25*3 + 2 (cm)
  b_{fr} = 5cm
  b_{eff} = 9.25cm

  Ροπή αδράνειας σύνθετης διατομής (τροχιά & πέλμα)

- Ροπή αδράνειας τροχιάς
  $I_r = b_{fr} * (h_r – 0.25 * t_r)^3 / 12 = 11.25\ cm^4$

- Ροπή αδράνειας πέλματος
  $I_{f,eff} = 7cm^4$
  $I_{rf} = 18cm^4$

- Ενεργό μήκος.
  $L_{eff} = 3.25 * (I_{rf} / t_w)1/3 = 7.51cm$
- Δυσμενέστερη κατακόρυφη δύναμη τροχού
  F_{zEd} = 155.1kN

  $\sigma_{0Ed} = F_{zEd} / (l_{eff} * t_w) = 142.3MPa$

- Πρόσθετες ορθές τάσεις λόγω εκκεντρότητας του κατακόρυφου φορτίου τροχού.

  $I_T = 80cm^4$
  a = 6cm
  n = 6.45
  $e_y = b_r / 4 = 1.25mm$
  Στρεπτική ροπή για $F_{z,ed} = 155.10kN$

  $\tau_{Ed} = F_{z,Ed} * e_y = 1.939$ kNm

  $\sigma_{y2} = (6 * \tau_{Ed} * n * \tanh(n)) / (a * t_w^2) = 98.61MPa$

- Διατμητικές τάσεις και κάμψεις
  $V_{Ed} = \max V_{zEd} + V_{gEd} = 225.1kN$
  S = 1300cm
  $\tau_1 = V_{Ed} * S / (t_w * I_y) = 86.29MPa$
  $\tau_2 = 34.45Mpa$

- Έλεγχος ισοδύναμης τάσης
  $\sigma_\chi = 47MPa$
  $\tau = 121MPa$
  $\sigma_{eq} = (\sigma_y^2 + \sigma_\chi^2 - \sigma_x*\sigma_y + 3*\tau^2)*0.5 = 326.53MPa < 355MPa$

<u>Έλεγχος Μέλους</u>

Θλιπτική και καμπτική αντοχή

Ακτίνα αδρανείας

$A_{fg} = 8.1$ cm
Λυγηρότητα $\lambda_z = 74.1$

Ανοιγμένη λυγηρότητα $\lambda_{z'} = \lambda_z / (93.9 * (355/3555)1/2) = 0.78$

Για $t_f <= 40mm$ καμπύλη b

$X_z = 0.72$ (μειωτικός συντελεστής)

$N_{FRd} = 2251.6kN$

$M_{FZR} = W_{plfz}*f_y/\gamma_{M0} = 417kN*m$

Συνδυασμός 1
$N_{f,Ed} = (\max(M_{y,Ed,1}) + M_{g,Ed}) / h_{διατ.} = 441.5kN$

$M_{z,Ed} = M_{z,Ed,1} = 55kN*m$

C_{mz} = 0.9

k_{zz} = 1.1

$N_{f,Ed} / N_{f,Rd} + k_{zz} * (M_{z,Ed}/M_{f,z,Rd}) = 0.33$

Συνδυασμός 5

$N_{f,Ed} = \max(M_{y,Ed,5}) / h_{διατ.} = 425kN$

$M_{z,Ed} = M_{z,Ed,5} = 82.1kN*m$

C_{mz} = 0.9

k_{zz} = 1.05

$N_{f,Ed} / N_{f,Rd} + k_{zz} * (M_{z,Ed}/M_{f,z,Rd}) = 0.4$

<u>Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας</u>

Κατακόρυφες παραμορφώσεις δοκού κυλίσεως

- Στην περισσότερο φορτισμένη φόρτιση
  P = 116kN, ανά τροχό
  c = 1.25, Απόσταση φορτίου από άκρο δοκού
  $\delta_{z1} = (P * c) / (24 * E * I_y) * (3*L^2 - 4*c^2) = 2.5mm$
  $\delta_{z2} = (5 * g * L^4) / (384 * E * I_y) = 0.34mm$
  $\delta = \delta_{z1} + \delta_{z2} = 2.83mm$

- Στη λιγότερη φορτισμένη δοκό
  P = 30.58kN
  $\delta_{z1} = (P * c) / (24 * E * I_y) * (3*L^2 - 4*c^2) = 0.67mm$

  S = 19m απόσταση μεταξύ 2 δοκών κύλισης
  $\Delta_{hc} = \delta_{z1} - \delta_{z1'} = 2.5 - 0.66 = 1.84mm < S / 600 = 31.7mm$

  Οριζόντιες παραμορφώσεις δοκού κυλίσεως (αναλαμβάνονται από το πέλμα μόνο)
  $P = H_s = 23.75kN$
  $\delta_y = 4.04 < L / 600$
  $i_z = 6.6cm$
  $L / i_z = 600/6.6 = 90.9 < 250$

5 ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΜΕΛΩΝ ΤΟΥ ΦΟΡΕΑ

5.1 Υπολογισμοί – Υποστυλώματα

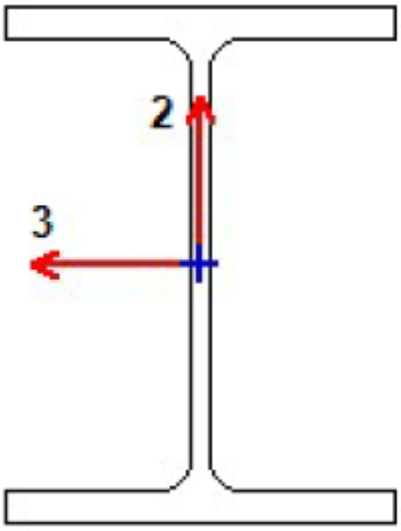
Διατομή: HEB 400
Κατάταξη διατομής:1
Συνολικό μήκος: 9 m
$L_{cr,y}$ = 15,93 m (αυτόματα από το πρόγραμμα)
$L_{cr,z}$ = 4,5 m (το γεωμετρικό ύψος πολλαπλασιασμένο με 0,5 λόγω ύπαρξης κατακόρυφων χιαστί συνδέσμων)

Έλεγχος σε:

- Θλίψη
- Διάτμηση
- Κάμψη σε ισχυρό και ασθενή άξονα
- Κάμψη και αξονική
- Κάμψη και διάτμηση
- Καμπτικό λυγισμό
- Στρεπτοκαμπτικό λυγισμό
- Συνδυασμένη θλίψη και κάμψη

<u>Έλεγχος σε ΟΚΛ</u>

Η οριζόντια μετακίνηση για τον δυσμενέστερο συνδυασμό G + S + 0,6×T^+ + 0,6 W2 + Crane1 είναι u_x = 6,9cm < H/150 = 7,3 cm



Σχήμα 5.1: Διατομή Υποστυλώματος – HEB 400

Stress Check Forces and Moments

Location (mm)	N_{Ed} (kN)	$M_{Ed,yy}$ (kN-m)	$M_{Ed,zz}$ (kN-m)	$V_{Ed,z}$ (kN)	$V_{Ed,y}$ (kN)	T_{Ed} (kN-m)
0	-318.241	0	0	57.1238	9.0967	0

Demand/Capacity (D/C) Ratio 6.3.3(4)-6.62

$$D/C\ Ratio = N_{Ed}/(\chi_z N_{Rk}/\gamma_{M1}) + k_{zy}[M_{y,Ed}/(\chi_{LT} M_{y,Rk}/\gamma_{M1})] + k_{zz}[M_{z,Ed}/(M_{z,Rk}/\gamma_{M1})]$$

0.438 = 0.073 + 0.316 + 0.048

Basic Factors

Buckling Mode	K Factor	L Factor	L Length (mm)	L_{cr}/i
Major (y-y)	2.18	0.959	8630.2	110.229
Major Braced	1	0.959	8630.2	50.564
Minor (z-z)	0.5	0.959	8630.2	58.373
Minor Braced	0.745	0.959	8630.2	86.955
LTB	0.5	0.959	8630.2	58.373

Moment Designs

	M_{Ed} Moment kN-m	$M_{Ed,span}$ Moment kN-m	$M_{c,Rd}$ Capacity kN-m	$M_{v,Rd}$ kN-m	$M_{n,Rd}$ kN-m	$M_{b,Rd}$ Capacity kN-m
Major (y-y)	0	-267.6254	888.8	888.8	888.8	830.6461
Minor (z-z)	0	-14.0611	303.6	303.6	303.6	

Moment Designs

	Section	Flange	Web	ε (Unitless)	α (Unitless)	ψ (Unitless)
Compactness	Class 1	Class 1	Class 1	0.924	0.644	-0.883

	Curve	α_{LT}	λ_{LT}	Φ_{LT}	χ_{LT}	C_1	M_{cr} (kN-m)
LTB	a	0.21	0.466	0.636	0.935	1.395	4096.6701

	C_{my}	C_{mz}	C_{mLT}	k_{yy}	k_{yz}	k_{zy}	k_{zz}
Factors	0.787	0.918	0.787	0.806	0.626	0.982	1.044

Σχήμα 5.2: Υποστυλώματα – Έλεγχος σε ΟΚΑ

5.2 Υπολογισμοί – Ζυγώματα

Διατομή: HEB 400
Κατάταξη διατομής:1
Συνολικό μήκος: 10,2 m
Μήκος λυγισμού L_{cry} =10,2 m (συντηρητικά) $L_{cr,z}$ = 3,4 m (η ύπαρξη των οριζόντιων συνδέσμων δυσκαμψίας μειώνει το μήκος λυγισμού στο 1/3 του συνολικού μήκους).

<u>Έλεγχος σε ΟΚΛ</u>

Η στέγη του υπό μελέτη κτιρίου ανήκει στην κατηγορία των μη βατών στεγών άρα για τα ζυγώματα δ_{max} = L/200 = 5,1 cm, ενώ σύμφωνα με τα όρια των οριζοντίων μετατοπίσεων για μονώροφα υπόστεγα u_{max} = H/150 = 1100/150 = 7.3 cm.

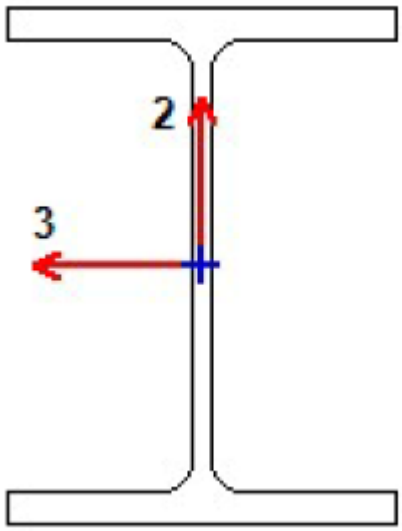
- Έλεγχος κατακόρυφων μετακινήσεων (βελών)

  Το μέγιστο κατακόρυφο βέλος προκύπτει για τον συνδυασμό:
  SLS 26 :G + SNOW + 0,6×T^- + Crane5 + 0,6×W5 ίσο με δ = 4 cm < 5,1 cm

- Έλεγχος οριζόντιων μετακινήσεων

  Κατά x : η μέγιστη οριζόντια μετακίνηση είναι u_x = 0,8 cm < 8 cm και προκύπτει από τον συνδυασμό SLS 37: G + 0,5 × SNOW + 0,6 × T^+ + W2 + Crane1

Κατά y : η μέγιστη οριζόντια μετακίνηση είναι u_y = 0,9 cm < 8cm και προκύπτει από τον συνδυασμό SLS 109: G + T⁻ + Crane1 + 0,6 × W9



Σχήμα 5.3: Διατομή Ζυγώματος – HEB 400

Stress Check Forces and Moments

Location (mm)	N_{Ed} (kN)	$M_{Ed,yy}$ (kN-m)	$M_{Ed,zz}$ (kN-m)	$V_{Ed,z}$ (kN)	$V_{Ed,y}$ (kN)	T_{Ed} (kN-m)
184.9	-35.4324	-274.454	-25.3663	-57.1809	-11.9788	-0.0399

Demand/Capacity (D/C) Ratio 6.3.3(4)-6.62

$$D/C\ Ratio = N_{Ed}/(\chi_z N_{Rk}/\gamma_{M1}) + k_{zy}[M_{y,Ed}/(\chi_{LT} M_{y,Rk}/\gamma_{M1})] + k_{zz}[M_{z,Ed}/(M_{z,Rk}/\gamma_{M1})]$$

0.408 = 0.007 + 0.317 + 0.084

Basic Factors

Buckling Mode	K Factor	L Factor	L Length (mm)	L_{cr}/i
Major (y-y)	1	0.982	10013.1	58.666
Major Braced	1	0.982	10013.1	58.666
Minor (z-z)	1	0.25	2549.5	34.489
Minor Braced	1	0.25	2549.5	34.489
LTB	1	0.25	2549.5	34.489

Moment Designs

	M_{Ed} Moment kN-m	$M_{Ed,span}$ Moment kN-m	$M_{c,Rd}$ Capacity kN-m	$M_{v,Rd}$ kN-m	$M_{n,Rd}$ kN-m	$M_{b,Rd}$ Capacity kN-m
Major (y-y)	-274.454	-274.454	888.8	888.8	888.8	863.0694
Minor (z-z)	-25.3663	-25.3663	303.6	303.6	303.6	

Moment Designs

	Section	Flange	Web	ε (Unitless)	α (Unitless)	ψ (Unitless)
Compactness	Class 1	Class 1	Class 1	0.924	0.516	-0.987

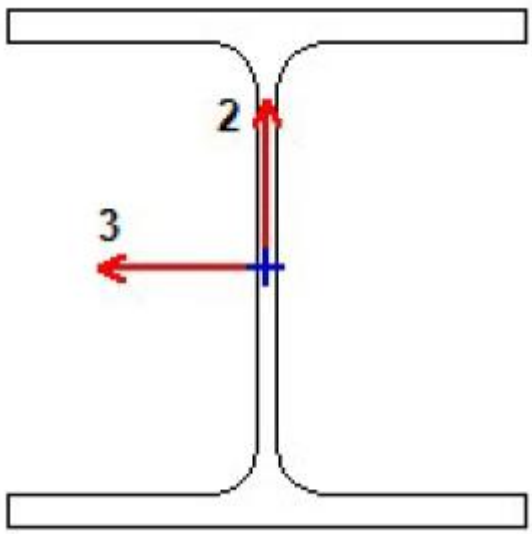
	Curve	α_{LT}	λ_{LT}	Φ_{LT}	χ_{LT}	C_1	M_{cr} (kN-m)
LTB	a	0.21	0.327	0.567	0.971	1.151	8301.56

Σχήμα 5.4: Ζυγώματα – Έλεγχος σε ΟΚΑ

5.3 Υπολογισμοί – Μετωπικοί Στύλοι

Διατομή: HEB 300

Κατάταξη διατομής:1
Συνολικό μήκος: 11 m
Οι μηκίδες έχουμε θεωρήσει ότι δεν τα εξασφαλίζουν πλευρικά γι' αυτό και σαν μήκος λυγισμού $L_{cr,y}$ = 11 m, $L_{cr,z}$ = 11 m



Σχήμα 5.5: Διατομή Μετωπικού Υποστυλώματος – HEB 300

Έλεγχος σε ΟΚΛ

Η μέγιστη οριζόντια μετακίνηση κατά χ είναι u_x = 1cm < h/150=7,3 cm και γίνεται μέγιστη για τον συνδυασμό SLS 37: G + 0,5×SNOW + 0,6×T^+ + W2 +Crane1 ενώ, κατά y είναι u_y = 6.8 cm < 7,3 cm και προκύπτει από τον συνδυασμό
SLS 99: G + T^+ + 0,6×W10 + Crane1.

Stress Check Forces and Moments

Location (mm)	N_{Ed} (kN)	$M_{Ed,yy}$ (kN-m)	$M_{Ed,zz}$ (kN-m)	$V_{Ed,z}$ (kN)	$V_{Ed,y}$ (kN)	T_{Ed} (kN-m)
0	-16.4588	0	0	0	53.6558	0

Demand/Capacity (D/C) Ratio 6.3.3(4)-6.62

D/C Ratio = $N_{Ed}/(\chi_z N_{Rk}/\gamma_{M1}) + k_{zy}[M_{y,Ed}/(\chi_{LT} M_{y,Rk}/\gamma_{M1})] + k_{zz}[M_{z,Ed}/(M_{z,Rk}/\gamma_{M1})]$
0.799 = 0.222 + 0 + 0.577

Basic Factors

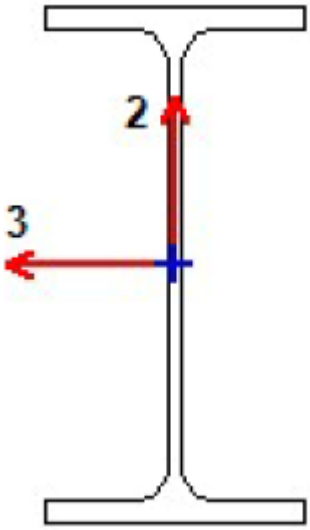
Buckling Mode	K Factor	L Factor	L Length (mm)	L_{cr}/i
Major (y-y)	4.453	0.966	10630.2	364.167
Major Braced	0.981	0.966	10630.2	80.225
Minor (z-z)	4.453	0.966	10630.2	624.352
Minor Braced	0.981	0.966	10630.2	137.542
LTB	4.453	0.966	10630.2	624.352

Σχήμα 5.6: Μετωπικά Υποστυλώματα – Έλεγχος σε ΟΚΑ

5.4 Υπολογισμοί – Τεγίδες

Διατομή: IPE 200
Κατάταξη διατομής:1
Συνολικό μήκος : 6.0m

Οι τεγίδες έχουν συνολικό μήκος 6.0 m διατομή IPE240, τοποθετούνται ανά 1,80m και έχουν κατασκευαστεί ως αμφιέριστα στοιχεία ενός ανοίγματος μεταξύ δυο διαδοχικών ζυγωμάτων.



Σχήμα 5.7: Διατομή Τεγίδας – IPE 200

Stress Check Forces and Moments

Location (mm)	N_{Ed} (kN)	$M_{Ed,yy}$ (kN-m)	$M_{Ed,zz}$ (kN-m)	$V_{Ed,z}$ (kN)	$V_{Ed,y}$ (kN)	T_{Ed} (kN-m)
3000	-38.2552	3.385	-0.2574	-1.6948	0.5275	-0.0016

Demand/Capacity (D/C) Ratio 6.3.3(4)-6.62

$$\text{D/C Ratio} = N_{Ed}/(\chi_z N_{Rk}/\gamma_{M1}) + k_{zy}[M_{y,Ed}/(\chi_{LT} M_{y,Rk}/\gamma_{M1})] + k_{zz}[M_{z,Ed}/(M_{z,Rk}/\gamma_{M1})]$$

0.804 = 0.521 + 0.247 + 0.036

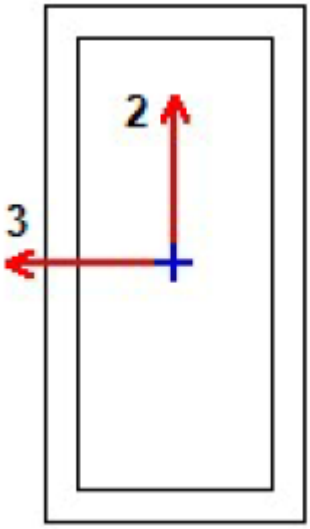
Basic Factors

Buckling Mode	K Factor	L Factor	L Length (mm)	L_{cr}/i
Major (y-y)	1	1	6000	72.667
Major Braced	1	1	6000	72.667
Minor (z-z)	1	1	6000	268.8
Minor Braced	1	1	6000	268.8
LTB	1	1	6000	268.8

Σχήμα 5.8: Τεγίδες – Έλεγχος σε ΟΚΑ

5.5 Υπολογισμοί – Κατακόρυφοι Σύνδεσμοι Δυσκαμψίας

Διατομή: TUBO 80×40X5
Κατάταξη διατομής:1
Συνολικό μήκος : 7,5 m
Μήκος λυγισμού L_{cry} = 3,75 m, L_{crz} = 3,75 m (συνδέονται στο μέσον).



Σχήμα 5.9: Διατομή Κατακόρυφου Συνδέσμου Δυσκαμψίας – TUBO 80x40x5

Stress Check Forces and Moments

Location (mm)	N_{Ed} (kN)	$M_{Ed,yy}$ (kN-m)	$M_{Ed,zz}$ (kN-m)	$V_{Ed,z}$ (kN)	$V_{Ed,y}$ (kN)	T_{Ed} (kN-m)
0	-148.639	0	0	-0.0974	-0.0015	0

Demand/Capacity (D/C) Ratio 6.3.3(4)-6.62

$$D/C\ Ratio = N_{Ed}/(\chi_z N_{Rk}/\gamma_{M1}) + k_{zy}[M_{y,Ed}/(\chi_{LT} M_{y,Rk}/\gamma_{M1})] + k_{zz}[M_{z,Ed}/(M_{z,Rk}/\gamma_{M1})]$$

0.545 = 0.542 + 0.002 + 0.001

Basic Factors

Buckling Mode	K Factor	L Factor	L Length (mm)	L_{cr}/i
Major (y-y)	0.1	1	7500	26.993
Major Braced	-0.1	1	7500	26.993
Minor (z-z)	0.1	1	7500	47.942
Minor Braced	-0.1	1	7500	47.942
LTB	0.1	1	7500	47.942

Σχήμα 5.10: Κατακόρυφοι Σύνδεσμοι Δυσκαμψίας – Έλεγχος σε ΟΚΑ

5.6 Υπολογισμοί – Οριζόντιοι Σύνδεσμοι Δυσκαμψίας

Διατομή: TUBO 80×40X5
Κατάταξη διατομής:1
Συνολικό μήκος : 6,65 m
Μήκος λυγισμού L_{cry} = 3,32 m, L_{crz} = 3,32 m (συνδέονται στο μέσον).

5.7 Υπολογισμοί – Κεφαλοδοκοί

Διατομή: TCAR 70×5 αμφιέρειστες
Κατάταξη διατομής:1, Συνολικό μήκος : 5,5 m , $L_{cr,y}$ = 5,5 m , $L_{cr,z}$ = 5,5 m

5.8 Υπολογισμοί – Πρόβολοι Έδρασης Δοκών

Διατομή: HEA 260
Κατάταξη διατομής:1
Συνολικό μήκος : 0,5 m

Μήκος λυγισμού Lcry = 1 m, Lcrz = 1 m

5.9 Υπολογισμοί – Πλάγια Δοκός

Διατομή: TRON 88×3,2
Κατάταξη διατομής:1
Συνολικό μήκος : 5,5 m
Μήκος λυγισμού L_{cry} = 5,5 m, L_{crz} = 5,5 m

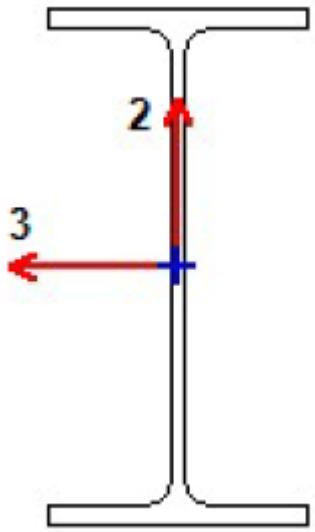
5.10 Υπολογισμοί – Μηκίδες

Διατομή: IPE270

Κατάταξη διατομής:1

Συνολικό μήκος : 6 m

Οι πλαϊνές μηκίδες έχουν μήκος 6,00m διατάσσονται ανά 1,70m και όπως και οι τεγίδες κατασκευάζονται ως αμφιέριστα στοιχεία ενός ανοίγματος μεταξύ δύο διαδοχικών υποστυλωμάτων χωρία όμως να είναι σε θέση να τα εξασφαλίσουν πλευρικά. Η διατομή τους είναι IPE270 και σαν μήκος λυγισμού έχουμε θεωρήσει LCR=1,80m λόγο της πλευρικής εξασφάλισης που τους παρέχουν τα φύλλα επικάλυψης.



Σχήμα 5.11: Διατομή Μηκίδας – IPE 270

Stress Check Forces and Moments

Location (mm)	N_{Ed} (kN)	$M_{Ed,yy}$ (kN-m)	$M_{Ed,zz}$ (kN-m)	$V_{Ed,z}$ (kN)	$V_{Ed,y}$ (kN)	T_{Ed} (kN-m)
1000	-84.8458	-1.8427	0.2276	-7.2884	0.9224	0.0008

Demand/Capacity (D/C) Ratio 6.3.3(4)-6.62

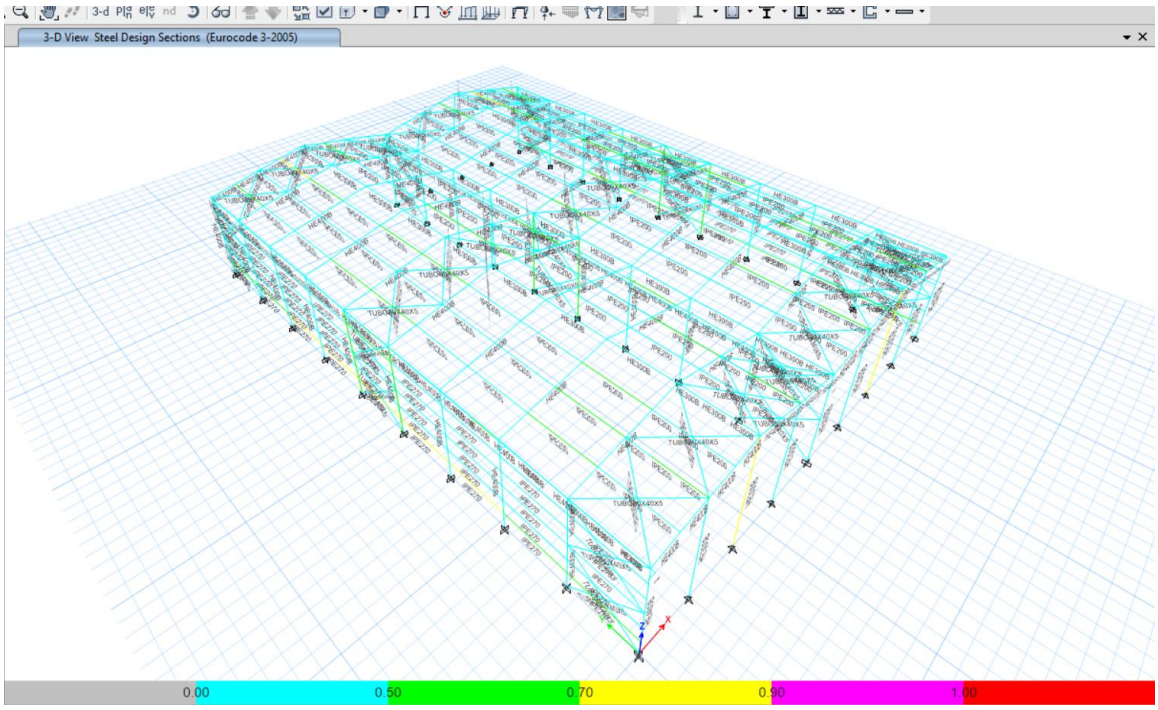
$$D/C\ Ratio = N_{Ed}/(\chi_z N_{Rk}/\gamma_{M1}) + k_{zy}[M_{y,Ed}/(\chi_{LT} M_{y,Rk}/\gamma_{M1})] + k_{zz}[M_{z,Ed}/(M_{z,Rk}/\gamma_{M1})]$$

0.551 = 0.408 + 0.102 + 0.041

Basic Factors

Buckling Mode	K Factor	L Factor	L Length (mm)	L_{cr}/i
Major (y-y)	1	1	6000	53.422
Major Braced	1	1	6000	53.422
Minor (z-z)	1	1	6000	198.35
Minor Braced	1	1	6000	198.35
LTB	1	1	6000	198.35

Σχήμα 5.12: Μηκίδες – Έλεγχος σε ΟΚΑ



Σχήμα 5. 13: Ποσοστό εκμετάλευσης διατομών

5.11 Λοιποί έλεγχοι μετακινήσεων λόγω ύπαρξης της γερανογέφυρας

Σύμφωνα με το πρότυπο EN 1993-6 (περιπτώσεις β και γ του πίνακα 3.2 – Γενικά στοιχεία 3^{ου} κεφαλαίου) πρέπει να ικανοποιούνται οι παρακάτω περιορισμοί :

- Η οριζόντια μετατόπιση δ_y πλαισίου (ή υποστυλώματος) στη στάθμη στηρίξεως της γερανογέφυρας (στα 6,5 m από το δάπεδο) λόγω φορτίων από τη γερανογέφυρα πρέπει να είναι $\delta_y < h_c/400$

  όπου hc : το ύψος της στάθμης στην οποία η γερανογέφυρα στηρίζεται

  Η δυσμενέστερη δ_y είναι δ_y = 1,6 cm < $h_c/400$ = 650/400 = 1,63 cm
- Η διαφορική οριζόντια μετατόπιση $\Delta\delta_y$ προσκείμενων πλαισίων (ή υποστυλωμάτων) που στηρίζουν τις δοκούς κυλίσεως μιας γερανογέφυρας κινούμενης στο εσωτερικό του χώρου πρέπει να είναι $\Delta\delta_y$ < L/600

  Όπου L: η απόσταση των πλαισίων

  Είναι $\Delta\delta_y$ = 1,1 + (-0,8) = 0,3 cm < L/600 = 600/600 = 0,91 cm

5.12 Έλεγχος περιορισμού βλαβών

Για πλάστιμα – μη φέροντα στοιχεία πρέπει: $d_r \times v \leq 0{,}0075 \times h$

<u>Σεισμός κατά χ</u>

d_e = 10,8 cm (στην ανώτερη στάθμη του κτιρίου)

q_d = 1,5 , v = 0,5

$d_r = d_s = q_d \times d_e = 1{,}5 \times 10.8 = 16{,}2$ cm

$d_{rx} \times v = 7{,}2 \times 0{,}5 = 8.1$ cm $< 0{,}0075 \times h = 0{,}0075 \times 1100 = 8.25$ cm

<u>Σεισμός κατά y</u>

de = 3.95 cm (στην ανώτερη στάθμη του κτιρίου)

qd = 1,5 , v = 0,5

dr = ds = qd × de = 1,5 × 6,4 = 5.925 cm

drx × v = 5.925 × 0,5 = 2.96 cm < 0,0075 × h = 0,0075 × 1200 = 8.25 cm

5.13 Έλεγχος έναντι φαινομένων 2ας τάξης

<u>Σεισμός κατά χ</u>

P_{tot} = 3245 kN

V_{tot} = 625 KN

h = 11 m

$d_{rx} = d_s = q_d \times d_e = 1{,}5 \times 10{,}8 = 16.2$ cm

Από σχέση (4.44) : $\theta_x = (3245 \times 16.2)/(625 \times 1100) = 0{,}007 < 0{,}1$

<u>Σεισμός κατά y</u>

P_{tot} = 3245 kN

V_{tot} = 1412 kN

h = 11 m

d_e = 3.95 cm

$d_{ry} = d_s = q_d \times d_e = 1{,}5 \times 3.95 = 5.96$ cm

$\theta_y = (3245 \times 5.925)/(1412 \times 1100) = 0{,}012 < 0{,}1$

Σχήμα 5.14: Ποσοστό εκμετάλευσης διατομών

5.12 Διαστασιολόγηση Έδρασης Θεμελίων και Αγκυρίων

Με το τέλος της εργασίας έγινε μία προσπάθεια διαστασιολόγησης της έδρασης των θεμελίων και αγκυρίων των υποστυλωμάτων για δύο διαφορετικά μοντέλα χρησιμοποιώντας το ελεύθερο λογισμικό της εταιρείας HIILTI. Ένα μοντέλο με αρθρωτά υποστυλώματα και ένα μοντέλο με πακτωμένα υποστυλώματα. Λαμβάνοντας υπόψη το μοντέλο με αρθρωτά υποστυλώματα και τις αντίστοιχες αντιδράσεις στήριξης, τα αγκύρια διαστασιολογούνται με επιτυχία χρησιμοποιώντας 8 αγκύρια Φ20 επί μιας μετωπικής μεταλλικής πλάκας. Ο δυσμενέστερους συνδυασμός είναι για εφελκυστική δύναμη ίση με 267KN στο υποστύλωμα και εφόσον τα υποστυλώματα είναι αρθρωτά δεν υπάρχει κάμψη της σε καμία διεύθυνση.

Στην περίπτωση της πάκτωσης εξαιτίας των μεγάλων ροπών η θεμελίωση θεωρείται ότι δεν μπορεί να υλοποιηθεί με απλές συμβατικές λύσεις, καθώς τα αναπτυσσόμενα μεγέθη είναι ακραία. Παρατηρούμε ότι έχουμε μία καμπτική ροπή 452 knm η οποία ακόμα και με 8 κοχλίες που δοκιμάστηκε διαμέτρου Φ30 ήταν αδύνατον να ανελήφθη με επιτυχία.

$T\chi = 1{,}231$sec	-	$Tx = 0{,}596$ sec
$Ty = 0{,}413$ sec	-	$Ty = 0{,}401$ sec
Ux,max (σεισμού) = 10,80 cm	-	Ux,max=6,3cm
Uy,max (σεισμού) = 3,95 cm	-	Uy,max (σεισμού) = 2,74 cm
$d_{rx}\times v = 10{,}8x1{,}5\times0{,}5=8.1cm<0{,}0075\times h$	-	$d_{rx}\times v = 6{,}3\times1{,}5x0{,}5=4{,}72cm<0{,}0075\times h$
$d_{ry}\times v = 3{,}95x1{,}5\times0{,}5=2{,}96cm<0{,}0075\times h$	-	$d_{ry}\times v = 2{,}74\times1{,}5x0{,}5=2{,}05cm<0{,}0075\times h$
$\theta_x = 0{,}07$, $\theta_y = 0{,}012$	-	$\theta_x = 0{,}0022$, $\theta_y = 0{,}000862$

Σχήμα 5.15: Σύγκριση Αρθρωτού και Πακτωμένου Μοντέλου

Το Πακτωμένο μοντέλο εμφανίζει μικρότερες μετακινήσεις και προκύπτουν ελάχιστα οικονομικότερες οι διατομές του φορέα. Ωστόσο εμφανίζεται δυσκολία υλοποίησης θεμελίωσης/αγκυρίων.

6 ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

1. Ι.Βάγιας, Ι.Ερμόπουλος, Γ.Ιωαννίδης «Σιδηρές Κατασκευές, Παραδείγματα εφαρμογής του Ευρωκώδικα 3», Κλειδάριθμος, Τόμος Ι, Αθήνα 2008
2. Ι.Βάγιας, Ι.Ερμόπουλος, Γ.Ιωαννίδης «Σιδηρές Κατασκευές, Παραδείγματα εφαρμογής του Ευρωκώδικα 3», Κλειδάριθμος, Τόμος ΙΙ, Αθήνα 2008
3. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ. (2014) «Σχεδιασμός δομικών έργων από χάλυβα με παραδείγματα εφαρμογής». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
4. Ιωάννης Χ. Ερμόπουλος: «Ευρωκώδικας 1: Βασικές αρχές σχεδιασμού και δράσεις επί την κατασκευών. Ερμηνευτικά σχόλια και παραδείγματα εφαρμογής». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα 2005 2η έκδοση
5. EN1990, Ευρωκώδικας 0, «Βασικές αρχές σχεδιασμού», CEN(2002).
6. EN1991-1-1, Ευρωκώδικας 1, «Βασικές αρχές σχεδιασμού και δράσεις στις κατασκευές», Μέρος 1-1: Γενικές δράσεις - Πυκνότητες, ίδιο βάρος, επιβαλλόμενα φορτία σε κτίρια, CEN, Απρίλιος 2002.
7. EN1991-1-3, Ευρωκώδικας 1, «Βασικές αρχές σχεδιασμού και δράσεις στις κατασκευές», Μέρος 1-3: Φορτία χιονιού, CEN, Ιούλιος 2003.
8. EN1991-1-4, Ευρωκώδικας 1, «Βασικές αρχές σχεδιασμού και δράσεις στις κατασκευές», Μέρος 1-4: Γενικές δράσεις - Δράσεις ανέμου, CEN, Απρίλιος 2005.
9. EN 1991-3, Ευρωκώδικας 1, «Βασικές αρχές σχεδιασμού και δράσεις στις κατασκευές», Μέρος 1-3: Δράσεις οφειλόμενες σε γερανούς και μηχανήματα, CEN, 2006
10. EN1993-1-1, Ευρωκώδικας 3, «Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα», Μέρος 1-1: Γενικοί κανόνες και κανόνες για κτίρια, CEN, Μάιος 2005.
11. EN1993-1-8, Ευρωκώδικας 3, «Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα», Μέρος 1-8: Σχεδιασμός κόμβων, CEN, Μάιος 2005.
12. EN 1993-1-9, Ευρωκώδικας 3, «Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα», Μέρος 1-9: Κόπωση,CEN, 2005.
13. EN 1993-6, Ευρωκώδικας 3, «Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα», Κατασκευές στήριξης γερανογεφυρών, Μέρος 6, CEN, 2007
14. EN1998-1, Ευρωκώδικας 8, «Αντισεισμικός σχεδιασμός», Μέρος 1: Γενικοί κανόνες, σεισμικές δράσεις και κανόνες για κτίρια, CEN, Δεκέμβριος 2004.
15. Ηλεκτρονικές σημειώσεις από τις παραδόσεις των μαθημάτων Σιδηρές Κατα- σκευές Ι & Σιδηρές Κατασκευές ΙΙ
16. Ιστοσελίδα του Τεχνικού Επιμελητηρίου Ελλάδος: https://web.tee.gr/
17. Ιστοσελίδα της εταιρείας ABUS: https://www.abuscranes.com/
18. Ιστοσελίδα της εταιρείας DEMAG: https://www.demagcranes.com/