



# ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ  
ΤΟΜΕΑΣ ΔΟΜΟΣΤΑΤΙΚΗΣ  
ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΜΕΤΑΛΛΙΚΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ

## Μελέτη Μονώροφου Βιομηχανικού Κτιρίου με Γερανογέφυρα



ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

**Μπέτσης Ιωάννης**

Επιβλέπων: Βάγιας Ιωάννης, Καθηγητής Ε.Μ.Π.

Αθήνα, Νοέμβριος 2013

ΕΜΚ ΔΕ 2013/62



Μπέτσης Ε. Ιωάννης  
Μελέτη μονώροφου βιομηχανικού κτιρίου με γερανογέφυρα  
Διπλωματική Εργασία ΕΜΚ ΔΕ 2013/64  
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα

Betsis E. Ioannis  
Analysis of an industrial shed Equipped with a cranebridge  
Diploma Thesis ΕΜΚ ΔΕ 2013/64  
Institute of Steel Structures, National Technical University of Athens, Greece



## Ευχαριστίες

Με το πέρας αυτής της διπλωματικής εργασίας ολοκληρώνεται επίσημα ο κύκλος των προπτυχιακών μου σπουδών. Είμαι σίγουρος πως τα 5 χρόνια που πέρασα στην σχολή Πολιτικών Μηχανικών θα τα θυμάμαι για πάντα και θα τα αναπολώ.

Ως εκ τούτου θα ήθελα πρωτίστως να ευχαριστήσω την οικογένειά μου για την αμέριστη συμπαράσταση και υπομονή τους σε όλα αυτά τα χρόνια των σπουδών μου καθώς και όλους τους φίλους μου που ήταν δίπλα μου στις όμορφες αλλά και στις δύσκολες στιγμές που όλοι μας συναντήσαμε στη διάρκεια των σπουδών μας.

Θα ήθελα να ευχαριστήσω θερμά τον καθηγητή του Ε.Μ.Π., κύριο Ιωάννη Βάγια για τη βοήθεια και τις πολύτιμες συμβουλές του κατά την διάρκεια της εκπόνησης της διπλωματικής εργασίας.

Επίσης θα ήθελα να ευχαριστήσω θερμά τον κ. Γιώργο Μπαλτζόγλου, πολιτικό μηχανικό της ΔΕΗ Α.Ε. καθώς και τον κ. Σωτήρη Μπιτζαράκη, πολιτικό μηχανικό της Sofistik Hellas για την αμέριστη βοήθεια τους στην κατανόηση του λογισμικού Sofistik.

Τέλος, ευχαριστώ τον συμφοιτητή μου, Κώστα Καλαμαρά για την βοήθεια του στην εκπόνηση της διπλωματικής μου εργασίας.

Μπέτσης Ιωάννης  
Αθήνα  
Νοέμβριος 2013



## **Μελέτη μονώροφου βιομηχανικού κτιρίου με γερανογέφυρα**

Μπέτσης Ε. Ιωάννης  
Επιβλέπων: Βάγιας Ιωάννης, Καθηγητής Ε.Μ.Π.

### **Περίληψη**

Η παρούσα διπλωματική εργασία ασχολείται με τη στατική μελέτη ενός μονώροφου βιομηχανικού κτιρίου κατασκευασμένου εξ ολοκλήρου από χάλυβα, στο εσωτερικό του οποίου λειτουργεί γερανογέφυρα ανυψωτικής ικανότητας 5 τόνων για τη ανύψωση και μεταφορά φορτίων. Το μεταλλικό κτίριο βρίσκεται στην περιοχή της Μεγαλόπολης Αρκαδίας και χρησιμοποιείται ως αποθηκευτικός χώρος νηζελογεννητριών για λογαριασμό της ΔΕΗ Α.Ε..

Στο πρώτο κεφάλαιο γίνεται αναφορά γενικά περί μεταλλικών κτιρίων και περιγράφονται τα διάφορα μέλη τους. Επίσης γίνεται εκτενής αναφορά για τη χρήση της γερανογέφυρας σε βιομηχανικά κτίρια, τα διάφορα είδη της καθώς και τα μέλη του κτιρίου με τα οποία συνδέεται.

Στο δεύτερο κεφάλαιο γίνεται περιγραφή των φορτίων που λαμβάνονται υπόψη στο σχεδιασμό των μονώροφων μεταλλικών κτιρίων με γερανογέφυρα σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 1 μέρος 1 και 3.

Στο τρίτο κεφάλαιο περιγράφονται οι μέθοδοι ελέγχου με βάση τον Ευρωκώδικα 1993 μέρος 1.1 που αφορά την αντοχή και την ευστάθεια μελών των μεταλλικών κτιρίων καθώς και οι έλεγχοι μελών που υπόκεινται σε δράσεις γερανογέφυρας σύμφωνα με τον EN1993 μέρος 6.

Στο τέταρτο κεφάλαιο γίνεται εφαρμογή των όσων περιγράφηκαν προηγουμένως σε πραγματικό μονώροφο κτίριο με διαστάσεις 18.4x29.70x9.50m. αρχικά παρουσιάζονται οι προδιαγραφές της γερανογέφυρας. Στη συνέχεια γίνεται ο υπολογισμός των δράσεων που πρέπει να ληφθούν υπόψη όπως περιγράφηκε στο δεύτερο κεφάλαιο.

Στο πέμπτο κεφάλαιο περιγράφεται η ανάλυση που έγινε με το λογισμικό πεπερασμένων στοιχείων Sofistik. Αρχικά περιγράφονται οι διάφορες φορτίσεις που εισήχθησαν στο πρόγραμμα και ορίζονται οι συνδυασμοί των φορτίων αυτών για τις οριακές καταστάσεις αστοχίας και λειτουργικότητας. Τέλος για τους διάφορους συνδυασμούς δράσεων γίνεται ο έλεγχος των διάφορων μελών του κτιρίου με τη βοήθεια του προγράμματος Steel Members καθώς και έλεγχος των αποτελεσμάτων του προγράμματος για την οριακή κατάσταση λειτουργικότητας.

Στο έκτο κεφάλαιο γίνεται ο έλεγχος τις δοκού κυλίσεως της γερανογέφυρας σύμφωνα με τον κανονισμό καθώς και ο έλεγχος των μηκίδων.

NATIONAL TECHNICAL UNIVERSITY OF ATHENS  
FACULTY OF CIVIL ENGINEERING  
DIVISION OF STRUCTURAL ENGINEERING  
INSTITUTE OF STEEL STRUCTURES

DIPLOMA THESIS  
EMK ΔΕ 2013/64

## **Analysis of an industrial shed Equipped with a cranebridge**

Betsis E. Ioannis  
Supervisor: Vayas Ioannis, Professor N.T.U.A.

### **Abstract**

This diploma thesis presents the static study of a one-storey industrial building made entirely from steel, situated in the larger area of Megalopolis in Arcadia. This building is used for storing diesel generators, propriety of the Hellenic Public Power Corporation s.a. and in its interior operates cranebridge of 5 tones capacity.

The first chapter makes a general reference of steel buildings and their parts. It is also reported the importance of a cranebridge in industrial buildings, its types, as well as the numbers of the buildings which it is connected with.

The second chapter describes the cargo which is taken into consideration in order to design a one-storey steel building with cranebridge according to Eurocode 1, parts 1 and 3.

In the third chapter a description of control devices takes place according to Eurocode 1993 part 1.1 about the strength and stability of steel buildings, as well as of the operational check of members which are tested with cranebridge activity according to EN 1993 part 6.

In the fourth chapter all the aforementioned are implemented on an actual one-storey building measured 18.4x29.70x9.50 m. At first the technical specifications of the cranebridge are presented. Then as mentioned in the second chapter, the relevant activities are calculated.

The fifth chapter refers to the analysis made by the finite element software Sofistic and Steel Members. Initially it describes the range of loads that were used in the program and defines the combination of these charges for the ultimate limit state and service limit state. As far as the combination of activities is concerned, the finite element software Steel members is used for cheking the members of the buiding Finally the building is being checked for the service limit states according to the results of the analysis of the software.

In the sixth chapter it is described the check of the cranebeam of the cranebridge according to regulations, as well as the check of the rafters.



# ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1 : ΕΙΣΑΓΩΓΗ

1.1	Γενικά περί βιομηχανικών μονώροφων κτιρίων .....	1
1.2	Στοιχεία ενός τυπικού μονώροφου κτιρίου.....	1
1.2.1	Κύριοι Φορείς .....	2
1.2.2	Κεφαλοδοκοί.....	2
1.2.3	Τεγίδες .....	2
1.2.4	Οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας .....	3
1.2.5	Κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας .....	4
1.2.6	Μετωπικά υποστυλώματα.....	5
1.2.7	Μηκίδες.....	5
1.2.8	Επικάλυψη .....	6
1.2.9	Θεμελίωση .....	6
1.3	Γερανογέφυρα.....	7
1.3.1	Γενικά στοιχεία .....	7
1.3.2	Δοκός κύλισεως της γερανογέφυρας .....	8
1.3.2.1	Τροχιές κύλισης .....	9

## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2 : ΦΟΡΤΙΑ

2.1	Εισαγωγή .....	1
2.1.1	Μεταβλητές δράσεις .....	11
2.1.2	Επιβαλλόμενες(μεταβλητές) δράσεις.....	11
2.1.3	Άλλες δράσεις .....	12
2.2	Ίδιο βάρος.....	12
2.3	Φορτίο Χιονιού .....	12
2.3.1	Συντελεστές μορφής φορτίου χιονιού .....	14
2.4	Δράσεις ανέμου.....	15
2.5	Σεισμικά φορτία .....	17
2.5.1	Γενικά στοιχεία .....	17
2.5.2	Κατηγορίες και συντελεστές σπουδαιότητας.....	18
2.5.3	Κατηγορία εδάφους .....	18
2.5.4	Σεισμική δράση.....	19
2.5.5	Βασική προσομοίωση της σεισμικής δράσης .....	20
2.5.5.1	Οριζόντια συνιστώσα της σεισμικής δράσης.....	20
2.5.5.2	Κατακόρυφη συνιστώσα της σεισμικής δράσης.....	21
2.5.5.3	Μέθοδοι ανάλυσης.....	22
2.6	Φορτία Γερανογέφυρας (στη δοκό κύλισης) .....	22
2.6.1	Γενικά.....	22
2.6.2	Δυναμικοί συντελεστές .....	23
2.6.3	Συνδυασμοί δράσεων .....	24
2.6.4	Κατακόρυφα φορτία .....	25
2.6.5	Οριζόντια φορτία .....	26
2.6.5.1	Γενικά.....	26
2.6.5.2	Οριζόντια φορτία οφειλόμενα στην επιτάχυνση/επιβράδυνση της γερανογέφυρας.....	26

2.6.5.3	Οριζόντια φορτία οφειλόμενα στη παράγωγη (λοξή ως προς τις τροχιές) κίνηση της γερανογέφυρας .....	28
2.7	Θερμοκρασία .....	30
2.8	Συνδυασμοί δράσεων .....	30
2.8.1	Γενικά στοιχεία .....	30
2.8.2	Οριακή Κατάσταση Αστοχίας (ΟΚΑ) .....	31
2.8.3	Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας (ΟΚΛ) .....	32

### **ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3 : ΑΠΑΙΤΟΥΜΕΝΟΙ ΕΛΕΓΧΟΙ ΕΠΑΡΚΕΙΑΣ**

3.1	Γενικά.....	33
3.2	Έλεγχος επάρκειας μεταλλικών διατομών-μελών .....	33
3.2.1	Κατάταξη διατομής.....	33
3.2.2	Έλεγχοι στην οριακή κατάσταση αστοχίας(ULS) .....	33
3.2.2.1	Έλεγχος σε αξονικό εφελκυσμό.....	33
3.2.2.2	Έλεγχος σε αξονική θλίψη .....	34
3.2.2.3	Έλεγχος σε διάτμηση ανά άξονα .....	34
3.2.2.4	Έλεγχος σε κάμψη ανά άξονα.....	35
3.2.2.5	Έλεγχος σε στρέψη .....	35
3.2.2.6	Έλεγχος σε κάμψη με ταυτόχρονη δράση τέμνουσας.....	36
3.2.2.7	Έλεγχος σε κάμψη με ταυτόχρονη παρουσία αξονικής δύναμης .....	37
3.2.2.8	Έλεγχος σε διαξονική κάμψη με ταυτόχρονη παρουσία αξονικής δύναμης N .....	38
3.2.2.9	Κάμψη, διάτμηση και αξονική δύναμη .....	38
3.2.2.10	Έλεγχος έναντι καμπτικού λυγισμού (Μέλη με σταθερή διατομή υπό θλίψη) .....	38
3.2.2.11	Έλεγχος έναντι στρεπτοκαμπτικού λυγισμού .....	40
3.2.2.12	Έλεγχος έναντι στρεπτοκαμπτικού λυγισμού (Μέλη με σταθερή διατομή υπό κάμψη και αξονική θλίψη).....	41
3.2.2.13	Έλεγχος έναντι στρεπτοκαμπτικού λυγισμού (Μέλη με σταθερή διατομή υπό διαξονική κάμψη και θλίψη).....	42
3.2.3	Έλεγχοι στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας(SLS) .....	42
3.2.4	Έλεγχος περιορισμού βλαβών .....	44
3.2.5	Έλεγχος έναντι φαινομένων 2ας τάξης.....	45
3.3	Έλεγχος της δοκού κυλίσεως της γερανογέφυρας .....	45
3.3.1	Γενικά Στοιχεία.....	45
3.3.2	Έλεγχος στην οριακή κατάσταση αστοχίας .....	49
3.3.2.1	Έλεγχος κορμού σε διάτμηση (λόγω εγκάρσιων φορτίων).....	49
3.3.2.2	Έλεγχος του άνω πέλματος σε διάτμηση (λόγω οριζόντιων φορτίων) .....	49
3.3.2.3	Έλεγχος απομείωσης της αντοχής σε κάμψη λόγω διάτμησης .....	49
3.3.2.4	Έλεγχος σε διαξονική(λοξή) κάμψη και αξονική δύναμη .....	49
3.3.2.5	Έλεγχος σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό .....	49
3.3.2.6	Έλεγχος επάρκειας αντοχής κορμού σε εγκάρσια φορτία .....	50
3.3.3	Έλεγχος στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας .....	51
3.3.4	Έλεγχος σε κόπωση .....	52

### **ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4 : ΕΦΑΡΜΟΓΗ ΣΕ ΣΥΓΚΡΕΚΡΙΜΕΝΟ ΜΕΤΑΛΛΙΚΟ ΚΤΙΡΙΟ**

4.1	Προδιαγραφές κτιρίου και γερανογέφυρας.....	55
4.2	Υπολογισμός φορτίων.....	57
4.2.1	Ίδιο βάρος .....	57
4.2.2	Φορτίο Χιονιού .....	57

4.2.3	Φορτίο Ανέμου.....	57
4.2.4	Σεισμική δράση.....	60
	4.2.4.1 Σεισμική δράση στην οριζόντια διεύθυνση .....	60
	4.2.4.2 Σεισμική δράση στην κατακόρυφη διεύθυνση.....	61
4.2.5	Φορτία Γερανογέφυρας στη δοκό κυλίσεως.....	61
	4.2.5.1 Δυναμικοί συντελεστές.....	61
	4.2.5.2 Κατακόρυφα φορτία.....	62
	4.2.5.3 Οριζόντια φορτία λόγω επιτάχυνσης και επιβράδυνσης της γερανογέφυρας.....	64
	4.2.5.4 Οριζόντια φορτία λόγω παράγωγης(λοξής ως προς τις τροχιές) της γερανογέφυρας.....	64
4.2.6	Συνολικά φορτία σχεδιασμού από τη γερανογέφυρα.....	65
4.3	Φορτία λόγω θερμοκρασίας.....	66

## **ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5 : ΕΛΕΓΧΟΣ ΤΩΝ ΜΕΛΩΝ ΜΕ ΤΑ ΛΟΓΙΣΜΙΚΑ ΠΕΠΕΡΑΣΜΕΝΩΝ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ SOFISTIK-STEEL MEMBERS**

5.1	Περιγραφή του προσομοιώματος.....	67
5.2	Φορτίσεις στη κατασκευή.....	67
5.3	Έλεγχος μελών στην οριακή κατάσταση αστοχίας(ULS).....	69
	5.3.1 Έλεγχος Υποστυλωμάτων.....	69
	5.3.2 Έλεγχος Ζυγωμάτων .....	70
	5.3.3 Έλεγχος Κεφαλοδοκών.....	71
	5.3.4 Έλεγχος Μετωπικών στύλων .....	72
	5.3.5 Έλεγχος κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας L.....	73
	5.3.6 Έλεγχος οριζόντιων συνδέσμων δυσκαμψίας.....	73
	5.3.7 Έλεγχος προβόλων έδρασης γερανοδοκών.....	74
	5.3.8 Έλεγχος δικτύωματος.....	75
	5.3.9 Έλεγχος τεγίδων.....	75
5.4	Έλεγχος αποτελεσμάτων για την οριακή κατάσταση λειτουργικότητας(SLS).....	77
	5.4.1 Έλεγχος κατακόρυφων μετατοπίσεων .....	77
	5.4.2 Έλεγχος οριζόντιων μετατοπίσεων μετατοπίσεων.....	77
	5.4.3 Έλεγχος έναντι περιορισμού βλαβών .....	78

## **ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6 : ΕΛΕΓΧΟΣ ΤΗΣ ΔΟΚΟΥ ΚΥΛΙΣΕΩΣ ΚΑΙ ΤΩΝ ΜΗΚΙΔΩΝ**

6.1	Έλεγχος της δοκού κυλίσεως της γερανογέφυρας.....	81
	6.1.1 Εντατικά μεγέθη σχεδιασμού.....	81
	6.1.2 Κατάταξη της διατομής.....	83
	6.1.3 Έλεγχος στην οριακή κατάσταση αστοχίας (ULS).....	84
	6.1.4 Έλεγχος στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας (SLS).....	87
	6.1.4.1 Παραμόρφωση υπό τα κατακόρυφα φορτία .....	87
	6.1.4.2 Παραμόρφωση υπό τα οριζόντια φορτία .....	87
	6.1.4.3 Λοιποί περιορισμοί λειτουργικότητας .....	87
	6.1.4.4 Έλεγχος δυνατότητας ταλάντωσης του κάτω πέλματος .....	87
	6.1.5 Έλεγχος σε κόπωση (της σύνδεση κορμού-άνω πέλματος).....	88
	6.1.5.1 Ιδεατά ισοδύναμα φορτία κοπώσεως.....	88
	6.1.5.2 Έλεγχος έναντι ορθών τάσεων.....	88
	6.1.5.3 Έλεγχος έναντι διατμητικών τάσεων .....	89
	6.1.5.4 Αλληλεπίδραση ορθών και διατμητικών τάσεων .....	89
6.2	Έλεγχος μηκίδων .....	89
	6.2.1 Φορτία.....	90

6.2.2	Εντατικά μεγέθη.....	90
6.2.3	Έλεγχος στην οριακή κατάσταση αστοχίας.....	90
6.2.3.1	Έλεγχος σε τέμνουσα.....	90
6.2.3.2	Έλεγχος απομείωσης αντοχής σε κάμψη λόγω παρουσίας τέμνουσας.....	91
6.2.3.3	Έλεγχος σε διαξονική κάμψη.....	91
6.2.4	Έλεγχος στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας .....	91

## **ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ**

## **ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ**

## **ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ**

## 1.1 Γενικά περί βιομηχανικών μονώροφων κτιρίων

Τα μονώροφα κτίρια για βιομηχανικές και αποθηκευτικές χρήσεις αλλά και άλλες παραγωγικές εμπορικές ή αθλητικές δραστηριότητες, ιδιαίτερα όταν τα ανοίγματα είναι σχετικά μεγάλα, αποτελούν και στην Ελλάδα, παραδοσιακό και προνομαϊκό πεδίο εφαρμογής φερόντων οργανισμών από χάλυβα. Τα κτίρια αυτά συνδέονται, κατά κανόνα, με την απουσία ωφελίμων φορτίων επί της οροφής τους και με τη χρήση ελαφρών υλικών για την επικάλυψη και πλευρική επένδυσή τους. Τα σημαντικότερα πλεονεκτήματα που χαρακτηρίζουν τα μονώροφα κτίρια από χάλυβα είναι:

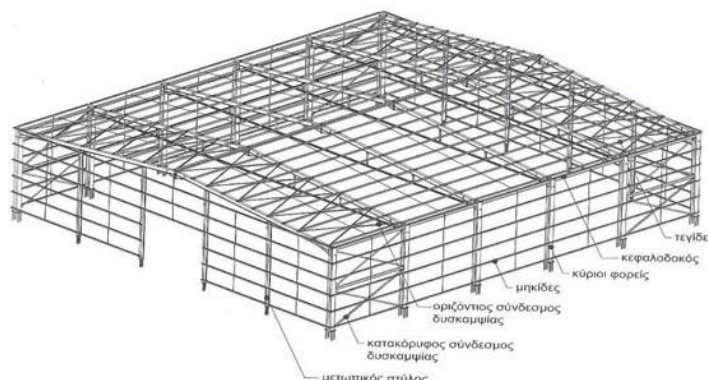
- Το σχετικά μικρό ίδιο βάρος τους το οποίο συνεπάγεται ευχερέστερη θεμελίωση, ιδίως σε κακής ποιότητας εδάφη και μικρές σεισμικές δυνάμεις.
- Η ταχύτητα κατασκευής. Με επαρκή συντονισμό, περιλαμβανομένης της φάσης των μελετών, είναι δυνατή η πραγματοποίηση της βιομηχανικής κατεργασίας των χαλύβδινων στοιχείων κατά τη φάση εκτέλεσης των εκσκαφών, της θεμελίωσης, της επίχωσης και διαμόρφωσης της υπόβασης του δαπέδου, ενώ η εργοταξιακή συναρμολόγηση, που συνήθως εξελίσσεται με ταχείς ρυθμούς, 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 στη μεγάλη ολκιμότητα του χάλυβα.
- Η επισκευασιμότητά τους και η ευχερής ενίσχυσή τους προς παραλαβή μεγαλύτερων φορτίων, εφ' όσον απαιτηθεί.
- Η δυνατότητα στέγασης μεγάλων ανοιγμάτων και οι μικρές διαστάσεις των υποστρωμάτων προσφέρουν εσωτερικούς χώρους μεγάλης επιφάνειας, με ευελιξία στη διαμόρφωση και τη διαρρύθμισή τους.

Υπάρχουν, όμως, και κάποια μειονεκτήματα που παρουσιάζουν τα μεταλλικά κτίρια. Αυτά είναι:

- Οι κατασκευαστικές ατέλειες των μελών και των συνδέσεων.
- Η ευαισθησία στη διάβρωση και την πυρκαγιά.
- Η απαίτηση εξειδικευμένου εργατοτεχνικού προσωπικού.
- Το μεγάλο κόστος μελέτης.

## 1.2 Στοιχεία ενός τυπικού μονώροφου κτιρίου

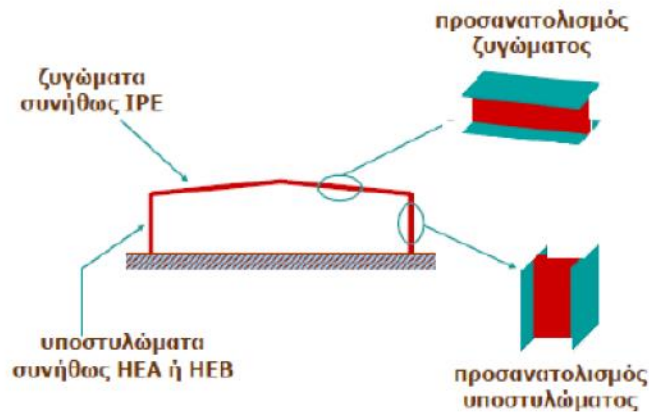
Ο φέροντας οργανισμός ενός βιομηχανικού μεταλλικού κτιρίου ή ενός μεταλλικού υπόστεγου αποτελείται από τους κύριους φορείς, τις κεφαλοδοκούς, τις τεγίδες, τις μηκίδες πλευρικών και μετωπικών όψεων, τους μετωπικούς στύλους, τους οριζόντιους και κατακόρυφους συνδέσμους δυσκαμψίας και τέλος τους ελκυστήρες τεγίδων και τους ελκυστήρες μηκίδων πλευρικών όψεων.



Σχήμα 1.1: Στοιχεία μεταλλικού φέροντος οργανισμού τυπικού υπόστεγου.

### 1.2.1 Κύριοι Φορείς

Οι κύριοι φορείς είναι συνήθως πλαίσια, που διατάσσονται κατά κανόνα ανά ίσες μεταξύ τους αποστάσεις και έχουν τη δυνατότητα παραλαβής (μέσα στο επίπεδο τους) κατακόρυφων και οριζόντιων φορτίων (ανέμου, σεισμού, από λειτουργία γερανογεφυρών). Οι κόμβοι των πλαισίων αυτών (ή τουλάχιστον ορισμένοι εξ αυτών) πρέπει να έχουν τη δυνατότητα παραλαβής ροπών. Τα πλαίσια είναι οι τελικοί αποδέκτες των φορτίων που δρουν επί της κατασκευής και τα μεταφέρουν μέσω της θεμελίωσης τους στο έδαφος. Τα μέλη των κύριων φορέων μπορεί να είναι ολόσωμα σταθερής ή μεταβλητής διατομής, ή δικτυωτά.



Σχήμα 1.2: Προσανατολισμός διατομών κύριων φορέων.

Οι κύριοι φορείς αποτελούνται από τα υποστυλώματα και τα ζυγώματα τα οποία είναι συνήθως δίρρυχτα με κλίση ώστε τα κατακόρυφα φορτία να παραλαμβάνονται με καμπτική και αξονική δράση. Εφ' όσον είναι ολόσωμα, προτιμούνται διατομές διπλού ταυ επειδή όσο πιο απομακρυσμένο είναι το υλικό μιας διατομής από το κέντρο βάρους της τόσο καλύτερη συμπεριφορά έχει στη κάμψη. Για τα ζυγώματα χρησιμοποιούνται συνήθως υψίκορμες διατομές όπως είναι οι ΙΡΕ ενώ για τα υποστυλώματα πλατύπελμες όπως είναι οι ΗΕΑ, ΗΕΒ. Τέλος τα πλαίσια μπορεί να μορφωθούν ως αμφίπακτα ή ως αμφιαρθρωτά.

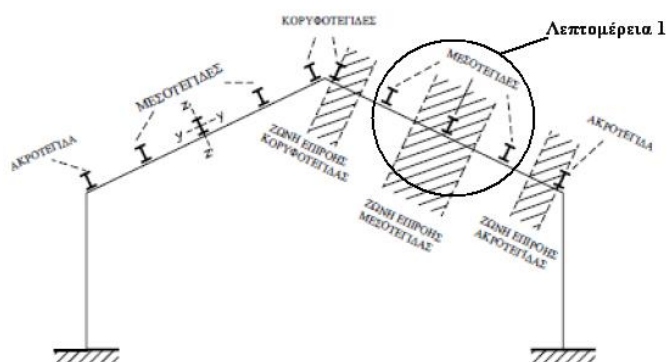
### 1.2.2 Κεφαλοδοκοί

Η κεφαλοδοκός είναι οριζόντιο γραμμικό στοιχείο, που συνδέει τις κεφαλές των υποστυλωμάτων κάθε κινοστοιχίας και διατρέχει το μήκος του κτιρίου κατά τη διεύθυνση την κάθετη προς τα επίπεδα των κύριων φορέων (εκτός ενδεχομένως των φατνωμάτων στα οποία διαμορφώνονται αρμοί διαστολής). Μέσω των κεφαλοδοκών οι σεισμικές και λοιπές οριζόντιες δυνάμεις που ασκούνται στο επίπεδο της επικάλυψης και παραλαμβάνονται από τα οριζόντια συστήματα (συνδέσμους) δυσκαμψίας, μεταφέρονται και κατά προσέγγιση ισοκατανέμονται στα κατακόρυφα (μεταξύ υποστυλωμάτων) συστήματα δυσκαμψίας, έτσι ώστε οι ωθήσεις να καταλήγουν στη θεμελίωση μέσω περισσότερων θέσεων στήριξης και να υπάρχουν περισσότερες θέσεις απορρόφησης σεισμικής ενέργειας σε περίπτωση σεισμικής καταπόνησης. Οι κεφαλοδοκοί αποτελούν επιπλέον σημαντικό στοιχείο συναρμολόγησης της κατασκευής κατά τη φάση της ανέγερσης, επειδή συνδέουν εγκάρσια τους ανεγειρόμενους διαδοχικά επίπεδους φορείς. Η σύνδεση, εξ' άλλου, κατά τη φάση αυτή ενός νέου τοποθετούμενου υποστυλώματος με το προηγούμενό του μέσω της κεφαλοδοκού, καθοδηγεί στην τήρηση της ακριβούς θέσης του, οριζοντιογραφικά και υψομετρικά.

### 1.2.3 Τεγίδες

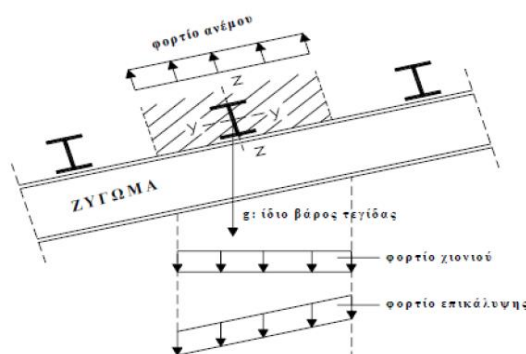
Οι τεγίδες είναι δοκοί που γεφυρώνουν τις αποστάσεις μεταξύ των κύριων φορέων και μεταφέρουν σε αυτούς τα φορτία τα οποία ασκούνται στην επιστέγαση, όπως το βάρος των φύλλων επικάλυψης, το φορτίο χιονιού, την ανεμοπίεση και τυχόν ωφέλιμο φορτίο. Σε ορισμένες περιπτώσεις είναι

δυνατόν 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 οι οποίες κυμαίνονται μεταξύ 1,30m έως 4,0m.



Σχήμα 1.3: Τοποθέτηση τεγίδων επί του ζυγώματος.

Η τοποθέτηση τους γίνεται όπως φαίνεται στο παραπάνω σχήμα, δηλαδή με το κάτω πέλμα τους να εδράζεται στο πάνω πέλμα των δοκών του ζυγώματος. Έτσι επιτυγχάνεται η ενεργοποίηση του ισχυρού άξονα τους έναντι της κύριας δράσης των κατακόρυφων φορτίων. Ο ρόλος των τεγίδων στο κτίριο είναι κυρίως να μεταφέρουν τις δράσεις από τα φύλλα επικάλυψης στους κύριους φορείς και δευτερευόντως να συμμετέχουν στους οριζόντιους συνδέσμους δυσκαμψίας και να προσφέρουν πλευρική στήριξη στα ζυγώματα. Οι τεγίδες είναι στοιχεία καταπονούμενα κυρίως σε κάμψη, μπορεί δε να σχεδιάζονται με ελατές ή διαμορφωμένες εν ψυχρώ διατομές. Από τις ελατές διατομές καταλληλότερες είναι οι διατομές I, συνηθέστερα από τη σειρά IPE (συνήθη μεγέθη από IPE100 έως IPE200). Χρησιμοποιούνται επίσης διατομές U. Σε περιπτώσεις μεγάλων κλίσεων όπου η κάμψη και ως προς τους δύο άξονες είναι έντονη, χρησιμοποιούνται πλατύπελμες διατομές διπλού ταυ (συνηθέστερα από τη σειρά HEA). Όταν ορισμένες τεγίδες χρησιμοποιούνται και ως θλιβόμενα στοιχεία οριζόντιων αντιανέμων συνδέσμων, πέραν της κύριας καμπτικής τους καταπόνησης, επιλέγονται συχνά γι' αυτές διατομές από τη σειρά HEB. Τέλος μία τυπική μορφή των φορτίων που παραλαμβάνουν οι τεγίδες δίνεται στο παρακάτω σχήμα.

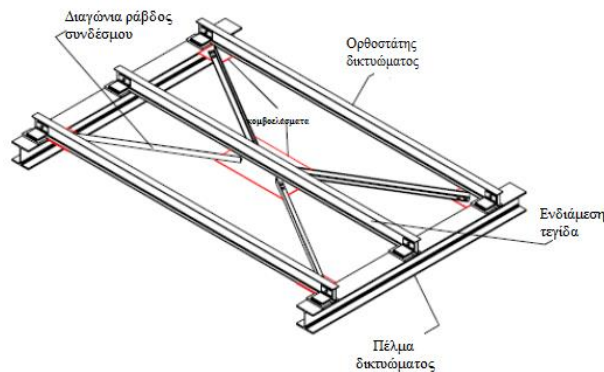


Σχήμα 1.4: Λεπτομέρεια 1-Διεύθυνση φορτίων τεγίδας.

#### 1.2.4 Οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας

Οι οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας (ή αλλιώς αντιανέμιοι σύνδεσμοι) είναι κατά κανόνα δικτυωτοί φορείς που διατάσσονται στο επίπεδο των ζυγωμάτων των πλαισίων, παρακολουθούν τη κλίση τους και καταλαμβάνουν το εύρος μεταξύ 2 διαδοχικών κύριων φορέων. Το δικτύωμα συγκροτείται από τα ζυγώματα των εκατέρωθεν πλαισίων (ως πελμάτων), ορισμένες τεγίδες και πρόσθετες διαγώνιες ράβδους. Σκοπός των επιμέρους αυτών φορέων είναι η μεταφορά οριζόντιων δυνάμεων, που ασκούνται στο επίπεδο της επιστέγασης καθέτως προς τα επίπεδα των κύριων φορέων, στα

κατακόρυφα συστήματα δυσκαμψίας. Σε περιπτώσεις δίκλινων πλαισίων με τις συνήθεις, σχετικά μικρές, κλίσεις οι δικτυωτοί αυτοί φορείς, όταν γίνονται αρχικοί ή απλοποιημένοι υπολογισμοί, επιτρέπεται να θεωρούνται ως επίπεδοι, χαρακτηρίζονται δε ως «οριζόντιοι», παρ' όλο που δεν είναι παράλληλοι προς το δάπεδο του κτιρίου. Σύνδεσμοι δυσκαμψίας στέγης τοποθετούνται υποχρεωτικά στα δύο ακραία φατνώματα της κατασκευής για να παραλάβουν τα θλιπτικά ή εφελκυστικά φορτία των κεφαλών των μετωπικών στύλων. Ύπαρξη επιπλέον συνδέσμων δυσκαμψίας σε ενδιάμεσα φατνώματα του υπόστεγου, κρίνεται απαραίτητη για μεγάλους μήκους κτίρια. Επίσης επειδή είναι δικτυωτοί φορείς όλα τα μέλη τους καταπονούνται αξονικά. Κατά τη εφαρμογή των οριζόντιων δυνάμεων (άνεμος, σεισμού) επιτρέπεται να θεωρείται ότι ενεργός είναι μόνο η εφελκυσόμενη εκ των 2 διαγωνίων κάθε φατνώματος. οι συνδέσεις των διαγώνιων ράβδων στους κόμβους εκτελούνται στο εργοτάξιο και για το λόγο αυτό προβλέπονται κοχλιωτές (με χρήση κομβοελασμάτων). Η συνήθως χρησιμοποιούμενη διατομή είναι τα ισοσκελή γωνιακά ή κοίλες κυκλικές διατομές.



Σχήμα 1.5: Τυπική μορφή οριζόντιου συνδέσμου δυσκαμψίας.

Τέλος οι κύριες λειτουργίες των συνδέσμων της κατηγορίας αυτής είναι:

- Η 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.
- Η μεταφορά στα κατακόρυφα συστήματα δυσκαμψίας των οριζόντιων σεισμικών δυνάμεων που ασκούνται στο επίπεδο των ζυγωμάτων.
- Η διαμόρφωση στοιχείου δυσκαμψίας στο οποίο αγκυρώνονται οι τεγίδες εκείνες που προσφέρουν πλευρική στήριξη (εξασφάλιση έναντι στρεπτοκαμπτικού λυγισμού) στα ζυγώματα.
- Η συμβολή στην ευστάθεια της κατασκευής κατά τη διάρκεια της ανέγερσης.

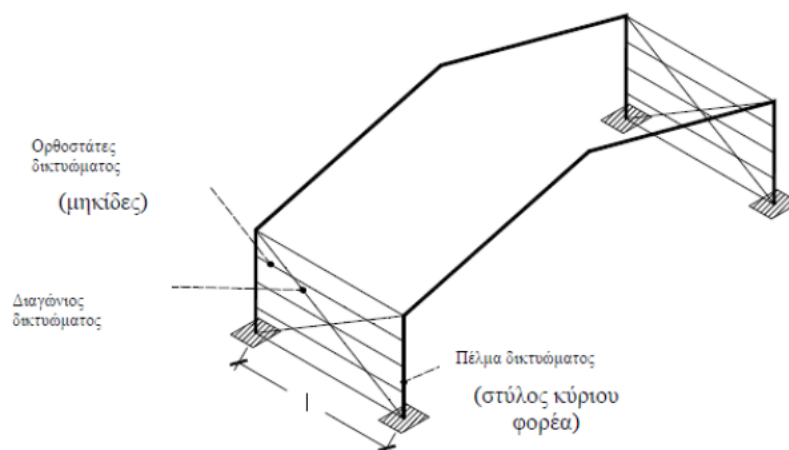
### 1.2.5 Κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας

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 παραλαμβάνονται από τους οριζόντιους συνδέσμους και τις κεφαλοδοκούς. Στα παραπάνω δικτυώματα, πέλματα αποτελούν τα εκατέρωθεν υποστυλώματα, ανώτερο οριζόντιο στοιχείο η κεφαλοδοκός, συμπληρώνονται δε με πρόσθετα διαγώνια και ενδεχομένως πρόσθετα οριζόντια στοιχεία. Συνίσταται οι κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας 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 συστημάτων εγκάρσιας δυσκαμψίας των υπόστεγων μπορούν να συνοψισθούν ως εξής:

- Παραλαβή από τα οριζόντια συστήματα δυσκαμψίας των οριζόντιων φορτίων που δρουν κατά τη διαμήκη διεύθυνση του υπόστεγου και μεταφορά τους στη θεμελίωση.
- Παροχή προσωρινής ευστάθειας στην κατασκευή κατά τη διάρκεια της ανέγερσής της.



- Παροχή ενός δύσκαμπτου συστήματος στο οποίο να απολήγουν οι μηκίδες που παρέχουν πλευρική στήριξη στα υποστυλώματα.



Σχήμα 1.6: Μέλη δικτύωματος οριζόντιου συνδέσμου δυσκαμψίας.

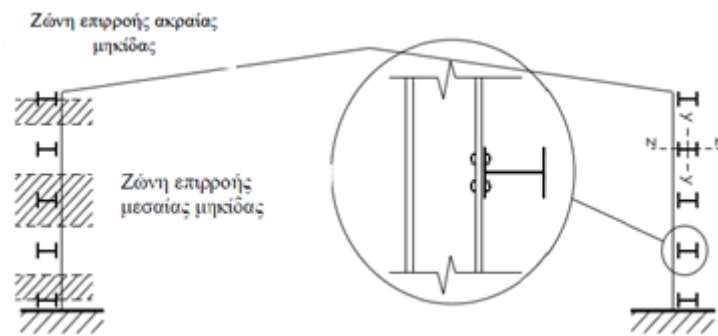
Οι τύποι των οριζόντιων συνδέσμων δυσκαμψίας που χρησιμοποιούνται συνήθως είναι οι χιαστοί ράβδοι,  $\Lambda$  με εκκεντρότητα και  $\Lambda$  χωρίς εκκεντρότητα. Τέλος οι διατομές που χρησιμοποιούνται συνήθως για τις διαγώνιους είναι τα απλά ή διπλά γωνιακά, κοίλες διατομές, διπλές διατομές U ή ακόμη και συρματόσχοινα.

### 1.2.6 Μετωπικά υποστυλώματα

Προκειμένου να καλυφθούν τα μέτωπα του κτιρίου, που αντιστοιχούν στα δύο ακραία κύρια πλαίσια (πρώτο και τελευταίο) του κτιρίου, τοποθετούνται ανά αποστάσεις (ή μεμονωμένα στο κέντρο του πλαισίου) μετωπικά υποστυλώματα τα οποία εδράζονται σε θεμέλια ενώ άνω στηρίζονται στα ακραία πλαίσια. 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). Σε ορισμένες περιπτώσεις, τα φύλλα πλευρικής επένδυσης μπορεί να τοποθετούνται απευθείας επί των μετωπικών στύλων (με οριζόντιες τις νευρώσεις των φύλλων), χωρίς την παρεμβολή μηκίδων, οπότε οι αποστάσεις μεταξύ των μετωπικών στύλων πρέπει να προσαρμόζονται στη φέρουσα ικανότητα των φύλλων. Κύρια καταπόνηση για μετωπικούς στύλους αποτελεί η ανεμοπίεση, πρόκειται δηλαδή για στοιχεία κυρίως καταπονούμενα σε κάμψη, ενώ κατά κανόνα χρησιμοποιούμενη διατομή είναι τα I με πέλματα παράλληλα προς την όψη. Όταν τα μέτωπα έχουν μεγάλο ύψος οι μετωπικοί στύλοι μπορεί να κατασκευάζονται δικτυωτοί με επίπεδα δικτυώματα ή χωρικά τριγωνικής διατομής, για την εξασφάλιση της ευστάθειας του εσωτερικού πέλματος του δικτύωματος. Τέλος τα μετωπικά υποστυλώματα μπορεί να είναι πακτωμένα ή αρθρωτά στη βάση τους.

### 1.2.7 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.

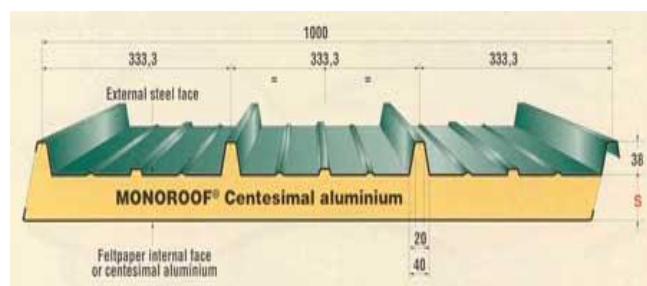
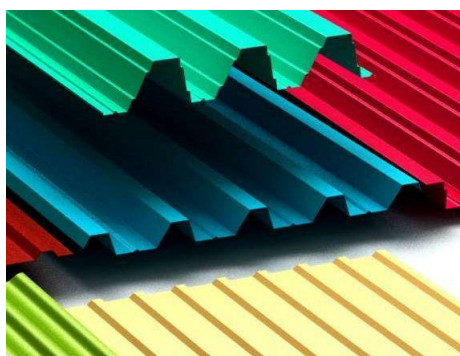


Σχήμα 1.7: Τυπική διάταξη και πλάτη επιρροής των μηκίδων.

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. Τέλος ένας άλλος συνηθισ τύπος λεπτότοιχης στραντζαριστής μηκίδας που αποτελεί ταυτοχρόνως και φύλλο επένδυσης της όψης είναι οι λεγόμενες κασέτες.

### 1.2.8 Επικάλυψη

Τα φύλλα με τα οποία επικαλύπτεται και επενδύεται πλευρικά ο φέρων οργανισμός ή τα ισοδύναμα συστήματα που μπορεί εναλλακτικά να εφαρμόζονται για την επικάλυψη και την πλευρική επένδυση πρέπει να έχουν επαρκή αντοχή και να έχουν επίσης επαρκώς αγκυρωθεί 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 υποπίεσεις που εξασκούν ο άνεμος και οι άλλες δράσεις. Τα συστήματα επικάλυψης και επένδυσης πρέπει επιπλέον να διαθέτουν την απαιτούμενη θερμομονωτική ικανότητα. Τα μονωτικά φύλλα επικάλυψης και επένδυσης δεν θεωρείται γενικά ότι αποτελούν στοιχείο του φέροντος οργανισμού της κατασκευής προς το οποίο μεταφέρουν φορτία. Υπό ειδικές προϋποθέσεις μπορεί να θεωρηθεί ότι το υλικό επικάλυψης, κατάλληλα και επαρκώς αγκυρωμένο επί του μεταλλικού σκελετού, αποτελεί διάφραγμα ικανό να μεταφέρει οριζόντια φορτία μέσα στο επίπεδό του.

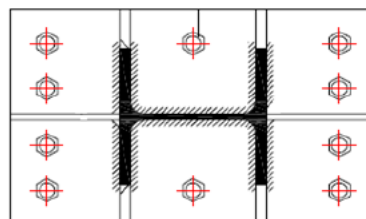


Σχήμα 1.8: Μερικές μορφές επικάλυψης με χαλυβδόφυλλο.

### 1.2.9 Θεμελίωση

Το ιδιαίτερο στοιχείο το οποίο χαρακτηρίζει τα θεμέλια (πέδιλα) των μονώροφων κτιρίων από χάλυβα είναι το σχετικά μικρό κατακόρυφο φορτίο, το οποίο καταλήγει στην έδραση των υποστυλωμάτων (άνω στάθμη θεμελίου) σε σχέση προς τα οριζόντια φορτία (από άνεμο, σεισμό, γερανογέφυρες κ.α.). Για το λόγο αυτό τα θεμέλια ελέγχονται έναντι ανατροπής (είτε ο έλεγχος

γίνεται άμεσα είτε έμμεσα μέσω περιορισμού της εκκεντρότητας) και έναντι ολίσθησης, που μπορεί να αποτελούν τις κρίσιμες οριακές καταστάσεις. Για την αύξηση των κατακόρυφων φορτίων και την ενίσχυση της ευστάθειας του θεμελίου, το τελευταίο κατασκευάζεται με σημαντικό όγκο σκυροδέματος, σε μορφή ορθογώνιου παραλληλεπίπεδου, κεντρικά συνήθως ως προς το υποστύλωμα, δεδομένου ότι οι οριζόντιες δυνάμεις (άνεμος, σεισμός) είναι εναλλασσόμενης φοράς. Για αμφίπακτα πλαίσια η θεμελίωση γίνεται μέσω μικροπασσάλων γύρω από τη περιοχή διατομής.

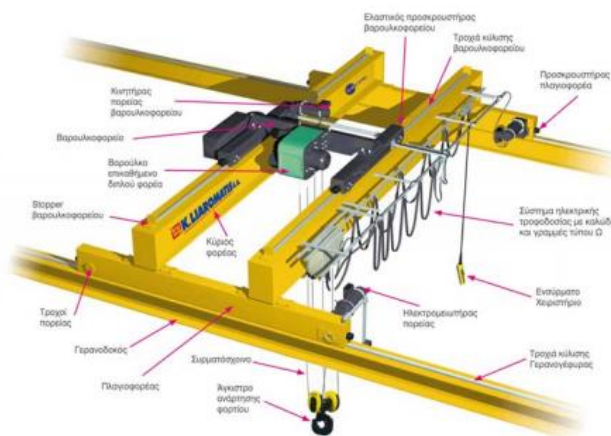


Σχήμα 1.9: Έδραση υποστύλωματος με τη μορφή πάκτωσης.

## 1.3 Γερανογέφυρα

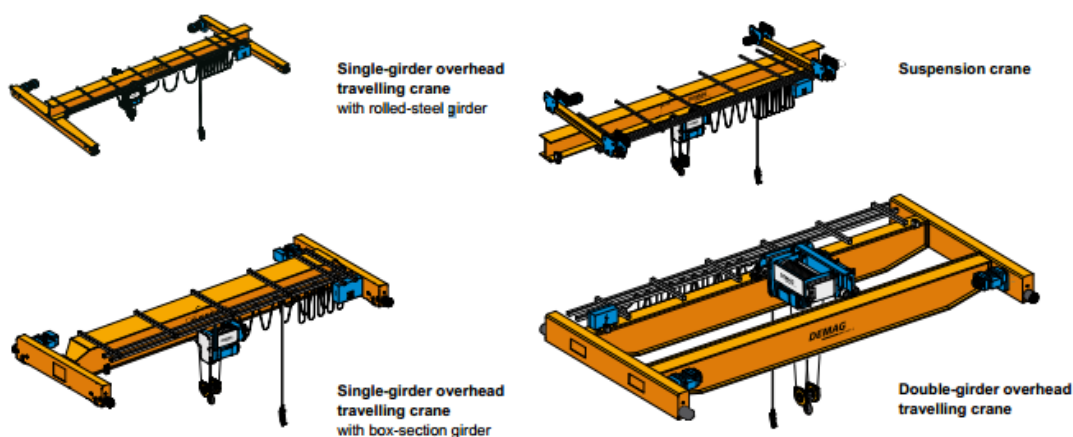
### 1.3.1 Γενικά στοιχεία

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, εργοστάζια 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, κυβωτοειδούς 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 κυλίνουν 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 κυλιέται η γερανογέφυρα.



Σχήμα 1.10: Τυπική διάταξη γερανογέφυρας διπλού φορέως.

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.



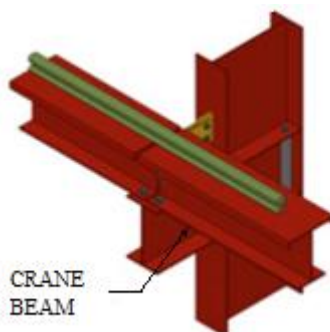
Σχήμα 1.11: Βασικά είδη γερανογεφυρών.

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.

### 1.3.2 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 αμφιέριστα 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.

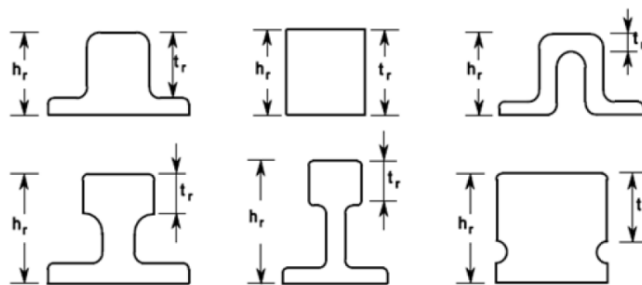


Σχήμα 1.12: Σύνδεση δοκού κύλισης με το υποστύλωμα.

Προκειμένου η δοκός κύλισης να μπορεί να πραγματοποιήσει τις κατακόρυφες παραμορφώσεις της και να μην ασκηθούν εφελκυστικές δυνάμεις μοχλού στους κοχλίες με τους οποίους το κάτω πέλμα της συνδέεται με το υποστύλωμα, διαμορφώνεται λεπτομέρεια με έδραση μέσω σχετικά στενού ενδιάμεσου ελάσματος. Η πρόβλεψη αυτή είναι απαραίτητη προκειμένου για γερανογέφυρες σχετικά μεγάλων ανυψωτικών ικανοτήτων (>20t). Πάνω στις δοκούς κυλίσεως εδράζονται οι τροχιές επί των οποίων κυλίνουν οι τροχοί.

### 1.3.2.1 Τροχιές κύλισης

Οι τροχιές μπορεί να είναι ορθογωνικές συμπαγείς ράβδοι (καρυδάκια) για περίπτωση μικρής ανυψωτικής ικανότητας ή ράβδοι με συνήθεις διατομές τροχιών για μεγαλύτερα φορτία.

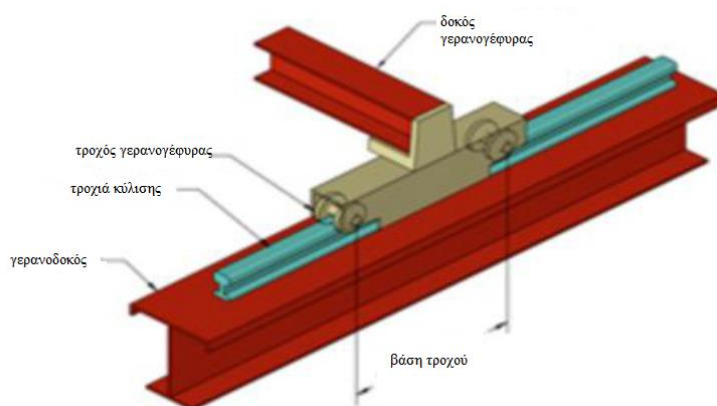


Σχήμα 1.13: Μορφές τροχιών.

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 επ' αυτών με ειδικά σταθεροποιητικά μέσα. Στις πρώτες περιπτώσεις επιτρέπεται



να θεωρηθεί στους υπολογισμούς ότι οι τροχιά αποτελεί μέρος της διατομής της δοκού κύλισης υπό την προϋπόθεση ότι τα συνδετικά μέσα μπορούν να μεταφέρουν τις δυνάμεις στη διεπιφάνεια τροχιάς-δοκού (δυνάμεις ολίσθησης). Στην περίπτωση των απλών μέσων στερέωσης, το καθένα υπολογίζεται να επαρκεί για την πλευρική ώθηση που ασκεί ένας μεμονωμένος τροχός, συνήθως δε μεταξύ τροχιάς και δοκού κύλισης παρεμβάλλεται ελαστομερές φύλλο μικρού πάχους. 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 0,25t. Στους ελέγχους κόπωσης λαμβάνεται υπόψη το μισό της απομείωσης αυτής.



Σχήμα 1.14: Δοκός κύλισης-τροχιά.

Για τις τροχιές χρησιμοποιούνται ειδικοί χάλυβες με αυξημένη σκληρότητα και εφελκυστική αντοχή μεταξύ 500 και 1200MPa. Το Παράρτημα Α του EN 1993-6 περιέχει μια μέθοδο για τον έλεγχο επάρκειας της διατομής τους. 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. Σε περίπτωση κτιρίων που θεμελιώνονται επί κακών εδαφών με ενδεχόμενες μελλοντικές μικρές καθιζήσεις, λαμβάνεται μέριμνα για τη δυνατότητα ρύθμισής τους (π.χ. στήριξη τροχιών μέσω ανεξάρτητων στηριγμάτων).



Σχήμα 1.15: Βιομηχανικό κτίριο με γερανογέφυρα.



## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2 : ΦΟΡΤΙΑ

Στο κεφάλαιο αυτό περιγράφονται τα φορτία που πρέπει να ληφθούν υπ' όψιν στους υπολογισμούς κατά το σχεδιασμό μονώροφων μεταλλικών κτιρίων.

### 2.1 Εισαγωγή

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:

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

Οι δράσεις κατηγοριοποιούνται επίσης βάσει:

1. 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 στηρίζεων, ή επιβαλλόμενη επιτάχυνση λόγω σεισμού)
2. Της χωρικής τους μεταβολής, ως σταθερές (π.χ. ίδιο βάρος) ή ελεύθερες (π.χ. κινητά επιβαλλόμενα φορτία γερανογεφυρών) και
3. 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. Δράσεις, οι οποίες προκαλούνται από νερό μπορεί να θεωρηθούν ως μόνιμες και/ή μεταβλητές, ανάλογα με τις διακυμάνσεις του μεγέθους τους με το χρόνο.

#### 2.1.1 Μεταβλητές 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. Περιλαμβάνονται 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). Με εξαίρεση τα φέροντα στοιχεία, για τα οποία προηγείται μια αρχική εκτίμηση, οι υπόλοιπες δράσεις μπορούν να προσδιοριστούν με ικανοποιητική ακρίβεια εξ αρχής.

#### 2.1.2 Επιβαλλόμενες (μεταβλητές) δράσεις

Στη κατηγορία αυτή εντάσσονται τα κατακόρυφα φορτία που προκύπτουν από τη χρήση του κτιρίου και προέρχονται από τη παρουσία ανθρώπων, επίπλων, κινητού εξοπλισμού, οχημάτων,





αποθηκευτικών αγαθών κλπ. Λόγω της φύσεως των φορτίων αυτών, δεν είναι επακριβές το βάρος και η θέση τους, γι' αυτό και προσδιορίζονται στατιστικά, ενώ οι τιμές εφαρμογής τους δίνονται από τους κανονισμούς. Οι μεταβλητές δράσεις θα πρέπει να τοποθετούνται κατά τον πλέον δυσμενή τρόπο στο φορέα, ώστε να καλύπτονται όλες οι ενδεχόμενες φορτικές καταστάσεις (δυσμενείς φορτίσεις), και να προσδιορίζεται η δυσμενέστερη επιρροή τους. Παρ' όλα αυτά, επειδή η πιθανότητα ταυτόχρονης φόρτισης όλου του φορέα με τις επιβαλλόμενες δράσεις είναι σχετικά μικρή, οι κανονισμοί κάποια ποσοστά απομείωσής τους σε συγκεκριμένες περιπτώσεις. Σε καταστάσεις σχεδιασμού, όπου τα επιβαλλόμενα φορτία δρουν ταυτόχρονα με άλλες μεταβλητές δράσεις (π.χ. άνεμος, χιόνι κλπ), το σύνολο των επιβαλλόμενων φορτίων που λαμβάνονται υπόψη στη συγκεκριμένη περίπτωση φόρτισης, θα θεωρείται ως μια ενιαία δράση. Σε στέγες, τα επιβαλλόμενα φορτία δεν εφαρμόζονται ταυτόχρονα με τα φορτία χιονιού ή ανέμου και δεν εισάγονται στη σεισμική καταπόνηση.

### 2.1.3 Άλλες δράσεις

Πέραν των δράσεων που περιγράφηκαν στις προηγούμενες παραγράφους, πρέπει να λαμβάνονται υπόψη και μια σειρά από άλλες δράσεις κατά περίπτωση, όπως: θερμοκρασιακές μεταβολές, πυρκαγιά, γερανογέφυρες, φορτία κόπωσης, ωθήσεις γαιών ή υδροστατικές πιέσεις, τυχηματικές δράσεις (εκρήξεις, πρόσκρουση οχημάτων, τρένων ή πλοίων, βίαη προσγείωση ελικοπτέρου σε ελικοδρόμιο επί στέγης), και τέλος δράσεις κατά την ανέγερση.

### 2.2 Ίδιο βάρος

Στους υπολογισμούς θα χρησιμοποιηθεί το ίδιο βάρος των διαφόρων στοιχείων της δεξαμενής και το ίδιο βάρος του περιεχόμενου σε αυτήν υγρού.

### 2.3 Φορτίο Χιονιού

Τα φορτία λόγω χιονιού αντιμετωπίζονται παραδοσιακά, ορίζοντας μια συγκεντρωμένη απλή τιμή φορτίου, με πιθανές μειώσεις για απότομες κλίσεις στεγών. Η προσέγγιση αυτή δεν λαμβάνει υπόψη περιπτώσεις όπως αυξημένη χιονόπτωση σε μεγαλύτερα υψόμετρα ή τοπικά υψόμετρα λόγω κίνησης της μάζας του χιονιού, γεγονός που μπορεί να προκαλέσει πλήρη ή μερική κατάρρευση. Μια καλύτερη προσέγγιση είναι η χρησιμοποίηση κατάλληλου χάρτη, που δίνει τις βασικές εντάσεις των φορτίων χιονιού για ένα συγκεκριμένο υψόμετρο και περίοδο επαναφοράς, ενώ μπορεί να εφαρμοστούν εν συνεχεία διορθώσεις για διαφορετικά υψόμετρα ή διάρκεια ζωής σχεδιασμού.

Τα φορτία χιονιού θεωρούνται ως στατικά και κατατάσσονται στις μεταβλητές, σταθερές δράσεις. Σε ειδικές περιπτώσεις, όταν οι καταγραφές της χιονόπτωσης δίνουν ακραίες τιμές οι οποίες δεν μπορούν να αξιοποιηθούν μέσω των συνήθων στατικών μεθόδων για τον προσδιορισμό της χαρακτηριστικής τιμής τους φορτίου χιονιού, οι ακραίες αυτές τιμές μπορεί να θεωρούνται ως τυχηματικές δράσεις.

Το φορτίο χιονιού προκαλείται από την εναπόθεση του χιονιού σε οριζόντιες ή κεκλιμένες στέγες και είναι ιδιαίτερα σημαντικό σε περιοχές όπου επικρατεί κρύος καιρός και είναι συνήθεις οι μεγάλες οι μεγάλες χιονοπτώσεις. Ανάλογα λοιπόν με τη μορφή της στέγης (κλίση), τα θερμικά χαρακτηριστικά, την τραχύτητα της επιφάνειας, το ποσό της θερμότητας που εκλύεται κάτω από τη στέγη, την απόσταση των γειτονικών κτιρίων, τον περιβάλλοντα χώρο και τις τοπικές κλιματολογικές συνθήκες, το χιόνι μπορεί να αποθεθεί πάνω σε μία στέγη κατά διάφορους τρόπους. Ιδιαίτερη σημασία έχει το κατά πόσο είναι εκτεθειμένη η οροφή στον άνεμο, οι μεταβολές της θερμοκρασίας καθώς και η πιθανότητα συγκέντρωσης λόγω κατακρήμνισης ή βροχόπτωσης. Όσον αφορά την πυκνότητα μέσω της οποίας προσδιορίζεται το αντίστοιχο φορτίο λόγω χιονιού, αυτή δεν είναι σταθερή και εξαρτάται από το βαθμό συμπύκνωσης του στη συγκεκριμένη θέση. Η επιρροή της μορφής της στέγης λαμβάνεται υπόψη με τη χρήση συντελεστών μορφής. Καλύπτονται επίσης ειδικότερες καταστάσεις όπως συσσωρεύσεις χιονιού πίσω από τα στηθαία, σε κοιλάδες και σε απότομες αλλαγές του ύψους της στέγης. Το μέρος 1-3 του EN 1991 παρέχει οδηγίες για τα φορτία λόγω χιονόπτωσης, η οποία λαμβάνει χώρα υπό συνθήκες νηνεμίας ή με ταυτόχρονη ύπαρξη ανέμων και αναφέρονται σε κτίρια η

γενικά έργα πολιτικού μηχανικού για υψόμετρα κάτω των 1500 μέτρων. Για περιοχές με ιδιαίτερες κλιματικές συνθήκες (υψηλές ταχύτητες ανέμου και λιώσιμο χιονιού), μπορεί να εφαρμοστεί το παράρτημα Β (παράρτημα Β) του EN1991-3 στο οποίο δίνονται ειδικές μορφές συγκέντρωσης χιονιού και οι αντίστοιχοι συντελεστές μορφής. Το φορτίο χιονιού  $s$  που ασκείται επί στέγης, θεωρείται ότι ενεργεί κατακόρυφα, αναφέρεται στην οριζόντια προβολή της στέγης και προσδιορίζεται από τις εξής σχέσεις:

$$A) \text{ Για καταστάσεις διαρκείας ή παροδικές: } s = \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k \quad (2.1)$$

$$B) \text{ Για τυχηματικές καταστάσεις: } s = \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_{Ad} \quad (2.2)$$

όπου  $\mu_i$  συντελεστής μορφής χιονιού  $s_k$  η χαρακτηριστική τιμή του φορτίου χιονιού επί του εδάφους και  $C_e$  συντελεστής έκθεσης, ο οποίος για κανονικές συνθήκες λαμβάνεται ίσος με 1. Συνιστώμενες τιμές για άλλες συνθήκες είναι:

- Επίπεδες εκτάσεις χωρίς εμπόδια εκτεθειμένες από όλες τις πλευρές χωρίς καθόλου, ή με λίγη προστασία από το φυσικό ανάγλυφο, τις υψηλότερες κατασκευές, ή τα δέντρα  $C_e = 0,8$
- Περιοχές όπου δεν υπάρχει σημαντική μετακίνηση του χιονιού από τον άνεμο στις κατασκευές, λόγω του φυσικού ανάγλυφου, των υψηλότερων κατασκευών, ή των δέντρων  $C_e = 1$
- Περιοχές όπου η θεωρούμενη κατασκευή είναι σημαντικά χαμηλότερη από το φυσικό ανάγλυφο, ή περιβάλλεται από υψηλά δένδρα ή/και από υψηλότερες κατασκευές  $C_e = 1.2$

$C_t$  θερμικός συντελεστής, ο οποίος είναι συνήθως 1 για κανονικές συνθήκες θερμικής μόνωσης της στέγης. Μπορεί να επιτρέπονται μικρότερες τιμές, προκειμένου να ληφθεί υπόψη η επιρροή της απώλειας θερμότητας μέσω της στέγης.

$s_{Ad} = C_{est} \cdot s_k$  η τιμή σχεδιασμού του φορτίου χιονιού επί του εδάφους για την τυχηματική κατάσταση. ( $C_{est} = 2$  για εξαιρετικά φορτία χιονιού)

Για τις χώρες της Ευρωπαϊκής Ένωσης, οι τιμές του  $s_k$  για περίοδο επαναφοράς 50 ετών δίνονται στο παράρτημα C του EN1991-μέρος 1-3. Για την Ελλάδα, σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα, ορίζονται οι παρακάτω 3 ζώνες χιονιού, με τις αντίστοιχες χαρακτηριστικές τιμές  $s_{k,0}$  των φορτίων για έδαφος που βρίσκεται στη στάθμη της θάλασσας.

- Ζώνη I ( $s_{k,0} = 0,4 \text{ KN} / \text{m}^2$ ): Νομοί Αρκαδίας, Ηλείας, Λακωνίας, Μεσσηνίας και όλα τα νησιά πλην των Σποράδων και Ευβοίας
- Ζώνη II ( $s_{k,0} = 1,7 \text{ KN} / \text{m}^2$ ): Νομοί Μαγνησίας, Φθιώτιδας, Καρδίτσας, Τρικάλων, Λάρισας, Σποράδες και Εύβοια.
- Ζώνη III ( $s_{k,0} = 0,8 \text{ KN} / \text{m}^2$ ) για την υπόλοιπη χώρα.

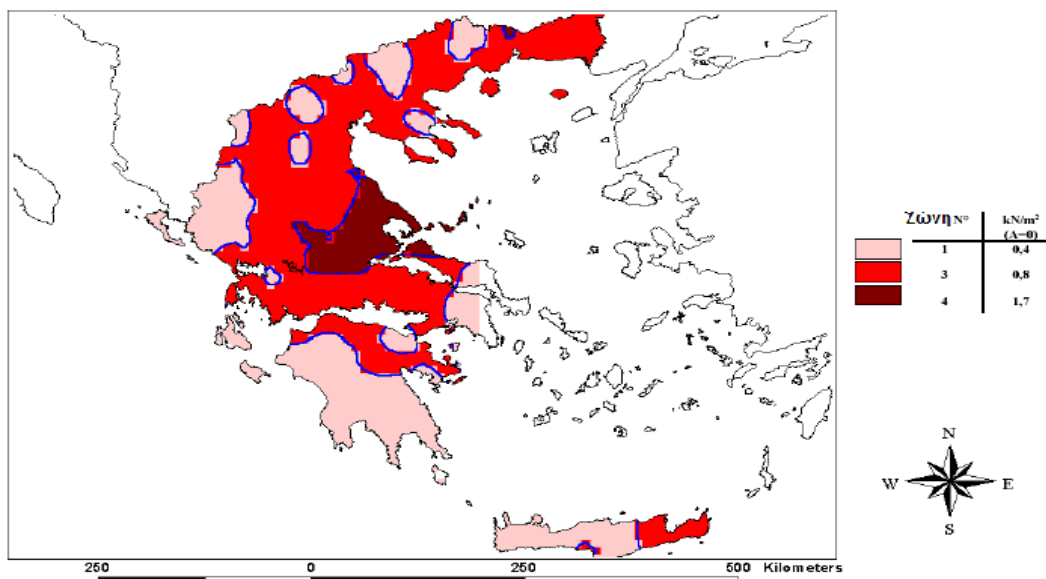
Για τοποθεσίες με υψόμετρο μεγαλύτερο από 1500m πρέπει να γίνεται ειδική μελέτη και αξιολόγηση. Περισσότερες πληροφορίες για ειδικές περιπτώσεις περιέχονται στο Εθνικό Προσάρτημα.

Η χαρακτηριστική τιμή  $s_k$  του φορτίου χιονιού επί του εδάφους σε  $\text{KN} / \text{m}^2$  συναρτήσει της ζώνης και του αντίστοιχου υψομέτρου (A), για μια συγκεκριμένη τοποθεσία δίνεται από τη σχέση:

$$s_k = s_{k,0} \left( 1 + \left( \frac{A}{917} \right)^2 \right) \quad (2.3)$$

όπου  $s_{k,0}$  είναι η χαρακτηριστική τιμή του φορτίου χιονιού στη στάθμη της θάλασσας σε  $\text{KN} / \text{m}^2$  και A το υψόμετρο της συγκεκριμένης τοποθεσίας από τη στάθμη της θάλασσας σε m.

### Ελλάς: Φορτίο χιονιού για $A=0$



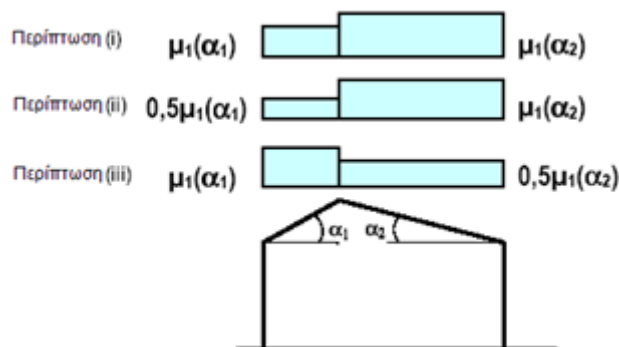
Σχήμα 2.1: Ζώνες χιονιού για την Ελλάδα και χαρακτηριστικές τιμές.

#### 2.3.1 Συντελεστές μορφής φορτίου χιονιού

Γενικά θα χρησιμοποιούνται οι συντελεστές μορφής οι οποίοι δίνονται σ αυτή τη παράγραφο, εκτός εάν η Αρμόδια Εθνική Υπηρεσία επιβάλλει λόγω ιδιαίτερων κλιματολογικών συνθηκών τη χρήση των συντελεστών που δίνονται στο παράρτημα Β του μέρους 1-3. Για τον προσδιορισμό των αντίστοιχων συντελεστών μορφής λαμβάνονται υπόψη 2 μορφές κατανομής φορτίου:

1. Η πρώτη μορφή προκύπτει από μια ομοιόμορφη κατανομή του χιονιού πάνω σε ολόκληρη τη στέγη, εάν το χιόνι πέφτει με μικρή πνοή ανέμου.
2. 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.

Στο επόμενο σχήμα φαίνονται οι προβλεπόμενες διατάξεις το συντελεστή μορφής φορτίου για δικλινείς στέγες.



Σχήμα 2.2: Συντελεστές σχήματος φορτίου χιονιού για δικλινείς στέγες.

Οι συντελεστές  $\mu_1$ ,  $\mu_2$  δίνονται στον παρακάτω πίνακα για τις διάφορες τιμές της γωνίας  $\alpha$  της στέγης, όταν η ολίσθηση του χιονιού δεν παρεμποδίζεται.

Κλίση στέγης	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
$\mu_1$	0,8	0,8 (60- $\alpha$ )/30	0,0
$\mu_2$	0,8+0,8 $\alpha$ /30	1,6	--

Πίνακας 2.1: Συντελεστές σχήματος φορτίου χιονιού.

## 2.4 Δράσεις 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 θεωρηθούν 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 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 10m 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 περιοχές 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 τη 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 υποπίεσεις 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 υποπίεσεις), 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.

Για τον υπολογισμό της πίεσης που προκαλεί ο άνεμος χρησιμοποιείται το μέρος 1-4 του EN 1991. Η πίεση που ασκείται από τον άνεμο σε εξωτερικές επιφάνειες δίνεται από τη σχέση (2.4).

$$w_e = q_p(z_e) \cdot c_{pe} \quad (2.4)$$

όπου  $q_p$  είναι η κορυφαία τιμή της πίεσης (πίεση αιχμής) λόγω της ταχύτητας του ανέμου,  $z_e$  είναι το ύψος αναφοράς (που λαμβάνεται ως το μέγιστο ύψος πάνω από το έδαφος) και  $c_{pe}$  είναι ο συντελεστής εξωτερικής πίεσης και υπολογίζεται όπως θα αναφερθεί στη συνέχεια.

Ισχύουν οι πιο κάτω σχέσεις (από EN1991-4):

Η πίεση ταχύτητας αιχμής  $q_p(z)$  σε ύψος  $z$  η οποία περιλαμβάνει μέσης και μικρής και διάρκειας διακυμάνσεις της ταχύτητας και προσδιορίζεται από τη σχέση:

$$q_p(z) = [1 + 7 \cdot I_v(z)] \cdot \frac{1}{2} \rho v_m^2(z) = c_e(z) \cdot q_b \quad (2.5)$$

όπου  $\rho$  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  $1,25 \text{ kg/m}^3$ ).  $v_m(z)$  είναι η μέση ταχύτητα του ανέμου σε ύψος  $z$  από την επιφάνεια και υπολογίζεται σύμφωνα με τη σχέση:

$$v_m(z) = c_r(z) \cdot c_o(z) \cdot v_b \quad (2.6)$$

Όπου:  $c_r(z)$  είναι ο συντελεστής τραχύτητας που δίνεται από τις σχέσεις:

$$c_r(z) = k_r \cdot \ln\left(\frac{z}{z_o}\right) \quad \text{για } z_{\min} \leq z \leq z_{\max} \quad (2.7)$$

$$c_r(z) = c_r(z_{\min}) \quad \text{για } z \leq z_{\min} \quad (2.8)$$

$c_o(z)$  ο συντελεστής ανάγλυφου του εδάφους που λαμβάνεται ίσος με 1 εκτός αν ορίζεται διαφορετικά.

Το μήκος τραχύτητας  $z_o$  και το ελάχιστο ύψος  $z_{\min}$  εξαρτώνται από το είδος της επιφάνειας και υπολογίζονται με βάση τον πίνακα (2.1).

Κατηγορία εδάφους		$z_o$ (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.	1,0	10

Πίνακας 2.2: Κατηγορίες επιφανειών και εδαφικές παράμετροι.

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 (2.9).

$$k_r = 0,19 \cdot \left( \frac{z_0}{z_{0,II}} \right)^{0,07} \quad (2.9)$$

όπου  $z_{0,II} = 0,05 \text{ m}$  (η τιμή προκύπτει από τον πίνακα 4.1 για κατηγορία επιφάνειας II)

Ο συντελεστής ανάγλυφου  $c_o$  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).

$v_b$  είναι η βασική ταχύτητα του ανέμου, που είναι συνάρτηση της κατεύθυνσης και της εποχής της πνοής και υπολογίζεται σε ύψος 10m από την επιφάνεια για επιφάνεια κατηγορίας II. Η βασική ταχύτητα ανέμου υπολογίζεται από τη σχέση:

$$v_b = C_{dir} \cdot C_{season} \cdot v_{b,0} \quad (2.10)$$

$v_{b,0}$  είναι η θεμελιώδης βασική ταχύτητα ανέμου δηλαδή η μέση ταχύτητα του ανέμου διάρκειας 10 λεπτών, ανεξάρτητη της κατεύθυνσης του ανέμου, σε ύψος 10m, σε ανοιχτή επίπεδη περιοχή με χαμηλή βλάστηση και μεμονωμένα εμπόδια που απέχουν μεταξύ τους τουλάχιστον 20 φορές το ύψος τους (επιφάνεια κατηγορίας II όπως ορίζεται στον πίνακα 2.2). Η θεμελιώδης βασική ταχύτητα του ανέμου καθορίζεται από το Εθνικό Προσάρτημα και είναι ίση με 33 m/s για τα νησιά και τα παράλια μέχρι 10 Km από την ακτή 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 ένταση των στροβιλισμών,  $I_v(z)$ , σε ύψος  $z$  από την επιφάνεια του εδάφους και προσδιορίζεται από τις σχέσεις:

$$I_v(z) = \frac{\sigma_v}{v_m(z)} = \frac{k_I}{c_0(z) \cdot \ln(z/z_0)} \quad \text{για } z_{\min} < z < z_{\max} \quad (2.11)$$

$$I_v(z) = I_v(z_{\min}) \quad \text{για } z < z_{\min} \quad (2.12)$$

## 2.5 Σεισμικά φορτία

### 2.5.1 Γενικά στοιχεία

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 σχεδιάζονται με τέτοιο τρόπο ώστε να ικανοποιούνται οι εξής θεμελιώδεις απαιτήσεις.

- ✓ Απαιτηση μη-κατάρρευσης: Ο φορέας θα σχεδιάζεται και θα κατασκευάζεται ώστε να αναλαμβάνει την σεισμική δράση σχεδιασμού χωρίς τοπική ή γενική κατάρρευση, διατηρώντας κατά συνέπεια τη στατική ακεραιότητά του και παραμένονσα φέρουσα ικανότητα μετά τα σεισμικά γεγονότα. Η σεισμική δράση σχεδιασμού εκφράζεται με: α) την τιμή αναφοράς της σεισμικής δράσης που αντιστοιχεί στην τιμή αναφοράς της πιθανότητας υπέρβασης,  $P_{NCR}$ , σε 50 έτη ή σε εκείνη της περιόδου επαναφοράς,  $T_{NCR}$ , και β) τον συντελεστή σπουδαιότητας  $\chi$  ώστε να ληφθεί υπόψη διαφοροποίηση αξιοπιστίας.

- ✓ Απαίτηση περιορισμού βλαβών: Ο φορέας θα σχεδιάζεται και θα κατασκευάζεται για να αναλαμβάνει σεισμική δράση 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 την δαπάνη του ίδιου του φορέα. Η σεισμική δράση που λαμβάνεται υπόψη για την "απαίτηση περιορισμού βλαβών" έχει πιθανότητα υπέρβασης,  $P_{DLR}$ , σε 10 έτη και περίοδο επαναφοράς,  $T_{DLR}$ . Κατά τα Ελληνικά πρότυπα η πιθανότητα υπέρβασης ορίζεται σε  $P_{DLR} = 10\%$  και η περίοδος επαναφοράς  $T_{DLR} = 95$  χρόνια.

## 2.5.2 Κατηγορίες και συντελεστές σπουδαιότητας

Κατηγορία Σπουδαιότητας	Κτίρια	Συντελεστής Σπουδαιότητας $\gamma_I$
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

Πίνακας 2.3: Κατηγορίες σπουδαιότητας για κτίρια.

## 2.5.3 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,  $v_{s,30}$ :

$$v_{s,30} = \frac{30}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{v_i}} \quad (2.13)$$

όπου  $h_i$  και  $v_i$  είναι το πάχος (σε m) και η ταχύτητα διατμητικών κυμάτων (σε διατμητική παραμόρφωση 10–5 ή μικρότερη) του σχηματισμού ή στρώματος  $i$  από  $N$  συνολικά. Αν δεν είναι διαθέσιμη η τιμή της  $v_{s,30}$ , μπορεί να χρησιμοποιείται για την κατάταξη σε κατηγορία ο αριθμός κρούσεων/0,3m στην Πρότυπη Δοκιμή Διείσδυσης, NSPT. Αν ούτε αυτός είναι διαθέσιμος, μπορεί να χρησιμοποιείται η αστράγγιστη αντοχή,  $c_u$ .



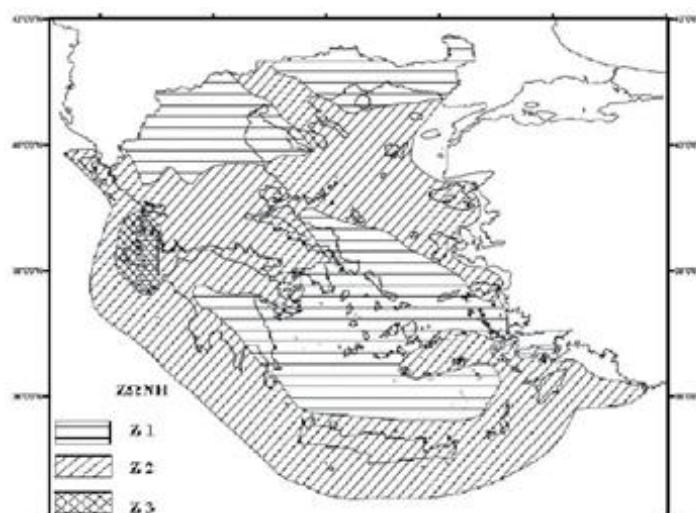
Κατηγορία εδάφους		$v_{s,30}$ (m/s)	$N_{SPPT}$	$c_u$ (kPa)
A	Βράχος με έως 5m ασθενέστερο επιφανειακό υλικό	>800	-	-
B	Πολύ πυκνή άμμος ή αμμοχάλικο, ή πολύ σκληρή άργιλος, δεκάδων m με αύξηση μηχανικών ιδιοτήτων με το βάθος	360-800	>50	>250
C	Πυκνή άμμος ή αμμοχάλικο, ή σκληρή άργιλος, αρκετών δεκάδων ή εκατοντάδων m	180-360	15-50	70-250
D	Χαλαρή έως μετρίως χαλαρή άμμος ή αμμοχάλικο ή μαλακή έως μετρίως σκληρή άργιλος	<180	<15	<70
E	Επιφανειακό στρώμα C ή D πάχους 5-20m και υπόστρωμα με $v_s > 800$ m/s			
S <sub>1</sub>	≥10m μαλακή άργιλος/ίλυς με δείκτη πλαστιμότητας PI>40 και υψηλή περιεκτικότητα νερού	<100	-	10-20
S <sub>2</sub>	Ευαίσθητη άργιλος, εδάφη ρευστοποιήσιμα ή εκτός A-E ή S <sub>1</sub>		-	

Πίνακας 2.4: Κατηγορίες εδάφους.

## 2.5.4 Σεισμική δράση

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, δηλ. την τιμή της μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης αναφοράς  $a_{gR}$  σε έδαφος κατηγορίας A. 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  $\gamma$  ίσος με 1.0. Για τιμή της περιόδου επαναφοράς διαφορετική από την τιμή αναφοράς, η εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού σε έδαφος τύπου A,  $a_g$ , είναι ίση με  $a_{gR}$  επί τον συντελεστή σπουδαιότητας  $\gamma$  ( $a_g = \gamma \cdot a_{gR}$ )

Ζώνη	$a_{gR}/g$
Z1	0,16
Z2	0,24
Z3	0,36

Πίνακας 2.5: Τιμές αναφοράς  $a_{gR}$  μέγιστης σεισμικής επιτάχυνσης σε έδαφος κατηγορίας A.

Σχήμα 2.3: Ελλαδικός χάρτης Ζωνών Σεισμικής Επικινδυνότητας.

## 2.5.5 Βασική προσομοίωση της σεισμικής δράσης

Στο πλαίσιο του EN 1998, η σεισμική κίνηση σε ένα δεδομένο σημείο στην επιφάνεια προσομοιώνονται με ένα ελαστικό φάσμα απόκρισης εδαφικής επιτάχυνσης, αποκαλούμενο εφεξής "ελαστικό φάσμα απόκρισης".

### 2.5.5.1 Οριζόντια συνιστώσα της σεισμικής δράσης

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

$$0 \leq T \leq T_B : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \left[ 1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 2,5 - 1) \right] \quad (2.14)$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \quad (2.15)$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \cdot \left[ \frac{T_C}{T} \right] \quad (2.16)$$

$$T_D \leq T \leq 4s : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \cdot \left[ \frac{T_C T_D}{T^2} \right] \quad (2.17)$$

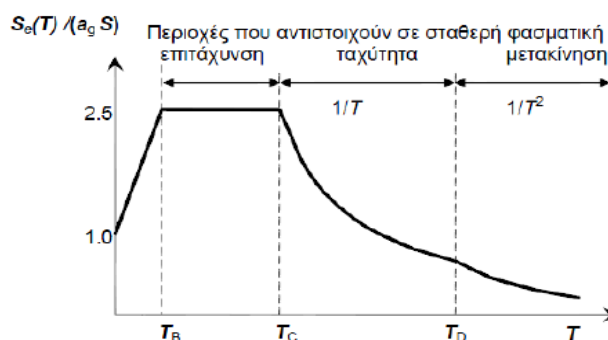
όπου  $S_e(T)$  είναι το ελαστικό φάσμα απόκρισης,  $T$  είναι η περίοδος ταλάντωσης ενός γραμμικού συστήματος μίας ελευθερίας κίνησης  $a_g$  είναι η εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού σε έδαφος κατηγορίας  $A$  ( $a_g = \gamma_I a_{gR}$ ),  $T_B$  είναι η περίοδος κάτω ορίου του κλάδου σταθερής φασματικής 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  $\eta$  είναι ο διορθωτικός συντελεστής απόσβεσης, με τιμή αναφοράς  $\eta = 1$  για 5% ιξώδη απόσβεση.

Η τιμή του διορθωτικού συντελεστή απόσβεσης μπορεί να ληφθεί από την έκφραση:  $\eta = \sqrt{7 / (5 + \xi)} \geq 0,55$  όπου  $\xi$  είναι ο λόγος ιξώδους απόσβεσης του φορέα, εκπεφρασμένος σαν ποσοστό επί τις εκατό.

Οι τιμές των περιόδων  $T_B$ ,  $T_C$  και  $T_D$  καθώς και αυτή του συντελεστή εδάφους  $S$ , που περιγράφουν την μορφή του ελαστικού φάσματος απόκρισης εξαρτώνται από την κατηγορία του εδάφους.

Εδαφικός Τύπος	$S$	$T_B$ (s)	$T_C$ (s)	$T_D$ (s)
A	1,0	0,15	0,4	2,0
B	1,2	0,15	0,5	2,0
C	1,15	0,20	0,6	2,0
D	1,35	0,20	0,8	2,0
E	1,4	0,15	0,5	2,0

Πίνακας 2.6: Τιμές των παραμέτρων που περιγράφουν τα συνιστώμενα φάσματα ελαστικής απόκρισης.



Σχήμα 2.4: Ελαστικό φάσμα απόσβεσης στην οριζόντια διεύθυνση για απόσβεση 5%.

Για να αποφευχθεί η εκτέλεση πλήρως ανελαστικής ανάλυσης στην μελέτη, η ικανότητα του φορέα για απόδοση ενέργειας, κυρίως μέσω της πλαστικής συμπεριφοράς των στοιχείων του ή/και άλλων μηχανισμών, λαμβάνεται υπόψη με εκτέλεση ελαστικής ανάλυσης βασισμένης σε φάσμα απόκρισης μειωμένο σε σχέση με το ελαστικό, που ονομάζεται εφεξής "φάσμα σχεδιασμού". Η μείωση αυτή επιτυγχάνεται με την εισαγωγή του συντελεστή συμπεριφοράς  $q$ .

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 στην μελέτη, με ένα συμβατικό προσομοίωμα ελαστικής ανάλυσης, εξασφαλίζοντας όμως 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.

Τελικώς το φάσμα σχεδιασμού στην οριζόντια διεύθυνση δίνεται από τις σχέσεις:

$$0 \leq T \leq T_B : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[ \frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left( \frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad (2.18)$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \quad (2.19)$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[ \frac{T_C}{T} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad (2.20)$$

$$T_D \leq T : S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[ \frac{T_C T_D}{T^2} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad (2.21)$$

### 2.5.5.2 Κατακόρυφη συνιστώσα της σεισμικής δράσης

Η κατακόρυφη συνιστώσα της σεισμικής δράσης θα προσομοιώνεται από ένα φάσμα ελαστικής απόκρισης  $S_{ve}(T)$ , που ορίζεται από τις (3.8)-(3.11).

$$0 \leq T \leq T_B : S_{ve}(T) = a_{vg} \cdot \left[ 1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 3,0 - 1) \right] \quad (2.22)$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_{ve}(T) = a_{vg} \cdot \eta \cdot 3,0 \quad (2.23)$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_{ve}(T) = a_{vg} \cdot \eta \cdot 3,0 \left[ \frac{T_C}{T} \right] \quad (2.24)$$

$$T_D \leq T \leq 4s : S_{ve}(T) = a_{vg} \cdot \eta \cdot 3,0 \left[ \frac{T_C T_D}{T^2} \right] \quad (2.25)$$

Η μέγιστη κατακόρυφη επιτάχυνση  $a_{vg}$  και οι τιμές των περιόδων  $T_B, T_C, T_D$  δίνονται στον επόμενο πίνακα και ο συντελεστής συμπεριφοράς  $q$  επιτρέπεται να λαμβάνεται μεγαλύτερος από 1,5 εκτός αν τεκμηριώνεται από κατάλληλη μελέτη.

Φάσμα	$a_{vg}/a_g$	$T_B$ (s)	$T_C$ (s)	$T_D$ (s)
Τύπου 1	0,90	0,05	0,15	1,0
Τύπου 2	0,45	0,05	0,15	1,0

**Πίνακας 2.7:** Συνιστώμενες τιμές παραμέτρων που περιγράφουν τα φάσματα κατακόρυφης ελαστικής απόκρισης.

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 Z3, καθώς και στην Z2 μόνον για τις κατηγορίες σπουδαιότητας III και IV) αλλά και πάλιν 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.

### 2.5.5.3 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)

## 2.6 Φορτία Γερανογέφυρας (στη δοκό κύλισης)

### 2.6.1 Γενικά

Τα φορτία επί των δοκών κύλισης, τα οποία οφείλονται κατα κύριο λόγο στην ύπαρξη και τη λειτουργία της γερανογέφυρας, σύμφωνα με τον EN1991-3, ταξινομούνται ως μεταβλητές και τυχηματικές δράσεις. Οι τυχηματικές δράσεις οι οποίες προέρχονται από συγκρούσεις σε προσκρουστήρες ή συγκρούσεις του ανυψούμενου φορτίου με διάφορα εμπόδια, λαμβάνονται υπόψη στο σχεδιασμό μόνο όταν δεν παρέχεται κατάλληλη προστασία.

Για κανονικές συνθήκες λειτουργίας, οι μεταβλητές δράσεις της γερανογέφυρας περιλαμβάνουν φορτία βαρύτητας (συμπεριλαμβανομένου του ανυψούμενου φορτίου) καθώς και αδρανειακές δυνάμεις λόγω της κίνησης της γερανογέφυρας. Για το λόγο αυτό διακρίνονται σε κατακόρυφα φορτία λόγω ίδιου βάρους της γερανογέφυρας(μαζί με το βάρος του βαρουλκοφορείου) και ανυψούμενου φορτίου και σε οριζόντια φορτία που οφείλονται στην επιτάχυνση/επιβράδυνση της γερανογέφυρας και στην παράγωγη (λοξή ως προς τις τροχιές) κίνηση της γερανογέφυρας. Η επιβολή των φορτίων αυτών επί των δοκών κυλίσεως γίνεται κατά δυναμικό τρόπο. Ο δυναμικός χαρακτήρας των φορτίων λαμβάνεται υπόψη στους διάφορους κανονισμούς μέσω της εφαρμογής επί των στατικών προσδιοριζόμενων δράσεων δυναμικών προσαυξητικών συντελεστών. Δηλαδή η χαρακτηριστική τιμή ενός φορτίου γερανογέφυρας δίνεται σύμφωνα με τον EN1991-3(section 2) από την παρακάτω σχέση:

$$F_{\varphi,k} = \varphi_i \cdot F_k \quad (2.26)$$

όπου  $F_{\varphi,k}$  η χαρακτηριστική τιμή της δράσης της γερανογέφυρας

$\varphi_i$  ο δυναμικός συντελεστής

$F_k$  η στατικώς προσδιοριζόμενη δράση της γερανογέφυρας

Οι τυχηματικές δράσεις οι οποίες προέρχονται από συγκρούσεις σε προσκρουστήρες ή συγκρούσεις του ανυψούμενου φορτίου με διάφορα εμπόδια, λαμβάνονται υπόψη στο σχεδιασμό μόνο όταν δεν παρέχεται κατάλληλη προστασία.

## 2.6.2 Δυναμικοί συντελεστές $\varphi_i$

Οι δυναμικοί συντελεστές  $\varphi_i$  που αναφέρονται παραπάνω, το πως ορίζονται καθώς και για ποια φορτία εφαρμόζονται, δίνονται στον παρακάτω πίνακα:

Δυναμικοί συντελεστές	Επιδράσεις που πρέπει να ληφθούν υπόψη	Εφαρμόζονται στο
$\varphi_1$	-διέγερση του φορέα του γερανού λόγω ανύψωσης του φορτίου βαρούλκου από το έδαφος	ίδιο βάρος του γερανού
$\varphi_2$ ή $\varphi_3$	-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
$\varphi_4$	-δυναμικές επιδράσεις λόγω κίνησης του γερανού σε τροχιές ή δοκούς κυλίσεως	ίδιο βάρος του γερανού και του φορτίου βαρούλκου
$\varphi_5$	-δυναμικές επιδράσεις λόγω δυνάμεων οδήγησης	δράσεις οδήγησης
$\varphi_6$	-δυναμικές επιδράσεις λόγω κίνησης του φορτίου δοκιμής σε οδηγούς κατά τον τρόπο που χρησιμοποιείται ο γερανός	φορτίο δοκιμής
$\varphi_7$	-δυναμικές ελαστικές επιδράσεις λόγω πρόσκρουσης στα προστατευτικά άκρων	φορτία πρόσκρουσης

**Πίνακας 2.8:** Δυναμικοί συντελεστές.

Οι τιμές των δυναμικών συντελεστών για τα κατακόρυφα και τα οριζόντια φορτία υπολογίζονται με βάση τους παρακάτω πίνακες:

	Τιμές των δυναμικών συντελεστών
$\varphi_1$	$0,9 < \varphi_1 < 1,1$ Οι τιμές 1,1 και 0,9 αντικατοπτρίζουν τις ανώτερες και τις κατώτερες τιμές των παλμών δόνησης.
$\varphi_2$	$\varphi_2 = \varphi_{2,\min} + \beta_2 \cdot V_h$ $V_h$ η ταχύτητα ανύψωσης του φορτίου σε m/s Τα $\varphi_{2,\min}$ και $\beta_2$ προκύπτουν σύμφωνα με τον πίνακα 2.10
$\varphi_3$	$\varphi_3 = 1 - \frac{\Delta m}{m} (1 + \beta_3)$ Όπου: $\Delta m$ $m$ η συνολική μάζα ανύψωσης $\beta_3 = 0,5$ για γερανογέφυρες με αρπάγες $\beta_3 = 1$ για γερανογέφυρες με μαγνήτες ή παρόμοιες ξαφνικής αποδέσμευσης συσκευές
$\varphi_4$	$\varphi_4 = 1$ εφόσον έχουν τηρηθεί οι ανοχές για τα φορεία τροχών που καθορίζονται στον Ευρωκώδικα (EN1993-6).

**Πίνακας 2.9:** Δυναμικοί συντελεστές  $\varphi_i$  για κατακόρυφα φορτία (πίνακας 2.4 EN1991-3:2006).

Κατηγορία ανύψωσης φορτίου	$\beta_2$	$v_{2,\min}$
HC1	0,17	1,05
HC2	0,34	1,10
HC3	0,51	1,15
HC4	0,68	1,20

**Πίνακας 2.10:** Τιμές των  $\beta_2$ ,  $v_{2,\min}$  (πίνακας 2.5 EN1991-3:2006).

Τιμές του δυναμικού συντελεστή $\varphi_5$	Συγκεκριμένη χρήση
$\varphi_5 = 1$	Για φυγόκεντρες δυνάμεις
$1,0 \leq \varphi_5 \leq 1,5$	Συστήματα στα οποία οι δυνάμεις μεταβάλλονται ομαλά
$1,5 \leq \varphi_5 \leq 2,0$	Για απότομες αλλαγές των δυνάμεων
$\varphi_5 = 3$	Καθοδήγηση με σημαντικές νεκρές διαδρομές

Πίνακας 2.11: Δυναμικός συντελεστής  $\varphi_5$  (πίνακας 2.6 EN1991-3).

Δυναμικός συντελεστής  $\varphi_6$ : για δυναμικώς επιβαλλόμενο δοκιμαστικό φορτίο είναι  $\varphi_6 = 0,5 \cdot (1 + \varphi_2)$

ενώ για στατικά επιβαλλόμενο δοκιμαστικό φορτίο λαμβάνεται  $\varphi_6 = 1$

Και τέλος:

Τιμές δυναμικού συντελεστή $\varphi_7$	Χαρακτηριστικά προσκρουστήρα
$\varphi_7 = 1,25$	$0,0 \leq \xi_b \leq 0,5$
$\varphi_7 = 1,25 + (\xi_b - 0,5)$	$0,5 \leq \xi_b \leq 1$

Πίνακας 2.12: Δυναμικός συντελεστής  $\varphi_7$  (πίνακας 2.10 EN1991-3).

### 2.6.3 Συνδυασμοί δράσεων

		Σύμβολο	Παράγραφος	Ομάδες φορτίων									
				ULS							Φορτίο δοκιμής	Τυχηματικό	
				1	2	3	4	5	6	7			
1	Ίδιο βάρος γερανού	$Q_c$	2.6	$\varphi_1$	$\varphi_1$	1	$\varphi_4$	$\varphi_4$	$\varphi_4$	1	$\varphi_1$	1	1
2	Φορτίο βαρούλκου	$Q_h$	2.6	$\varphi_2$	$\varphi_3$	-	$\varphi_4$	$\varphi_4$	$\varphi_4$	$\eta^1$	-	1	1
3	Επιτάχυνση γερανογέφυρας	$H_L, H_T$	2.7	$\varphi_5$	$\varphi_5$	$\varphi_5$	$\varphi_5$	-	-	-	$\varphi_5$	-	-
4	Λοξότητα γερανογέφυρας	$H_s$	2.7	-	-	-	-	1	-	-	-	-	-
5	Επιτάχυνση ή πέδηση του φορείου ή του φορείου βαρούλκου	$H_{T3}$	2.7	-	-	-	-	-	1	-	-	-	-
6	Ανεμοπίεση κατά τη λειτουργία	$F_w^*$	Παράρτ.Α	1	1	1	1	1	-	-	1	-	-
7	Φορτίο δοκιμής	$Q_T$	2.10	-	-	-	-	-	-	-	$\varphi_6$	-	-
8	Δύναμη πρόσκρουσης	$H_B$	2.11	-	-	-	-	-	-	-	-	$\varphi_7$	-
9	Δύναμη πλάγιας πρόσκρουσης	$H_{TA}$	2.11	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1

ΣΗΜΕΙΩΣΗ: Για ανεμοπίεση χωρίς λειτουργία, βλ. Παράρτημα Α.

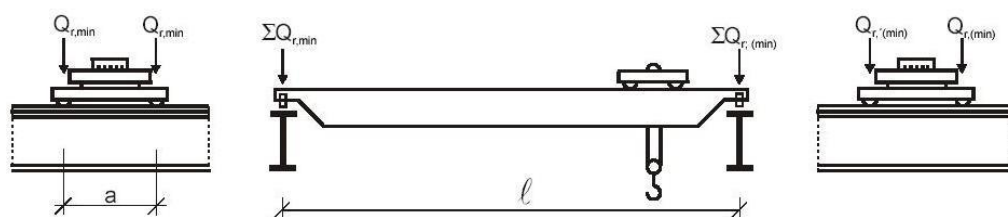
<sup>1)</sup>  $\eta$  είναι ο λόγος του φορτίου βαρούλκου που παραμένει προς το φορτίο ανάρτησης όταν αυτό αφαιρείται, το οποίο όμως δεν περιλαμβάνεται στο ίδιο βάρος του γερανού.

Πίνακας 2.13: Συνδυασμοί φορτίων και συντελεστών για τις δράσεις της γερανογέφυρας.

### 2.6.4 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:

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



Σχήμα 2.5: Διάταξη φορτίων στον αφόρτιστο γερανό για επίτευξη της ευμενέστερης φόρτισης της δοκού κύλισεως.

$$\text{Είναι: } \sum Q_r^{\min} = \frac{1}{2} \cdot (\varphi_i \cdot Q_c) \cdot L_{kr} + (\varphi_i \cdot G_c) \cdot \frac{L_{kr} - l_{an2}}{L_{kr}} \quad (2.27)$$

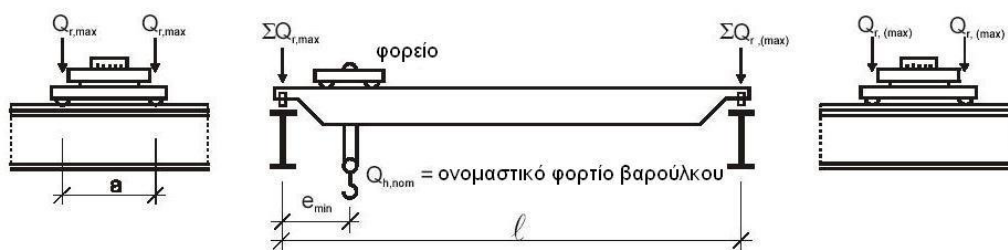
$$\sum Q_{r,\min} = \frac{1}{2} \cdot (\varphi_i \cdot Q_c) \cdot L_{kr} + (\varphi_i \cdot G_c) \cdot \frac{l_{an2}}{L_{kr}} \quad (2.28)$$

$$\text{και } (Q_r^{\min} = \frac{\sum Q_r^{\min}}{2}, Q_{r,\min} = \frac{\sum Q_{r,\min}}{2}) \quad (2.29), (2.30)$$

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
- $l_{an2} = e_{\min}$  όπως φαίνεται στο παραπάνω σχήμα

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



Σχήμα 2.6: Διάταξη φορτίων στον φορτισμένο γερανό για επίτευξη της δυσμενέστερης φόρτισης της δοκού κύλισεως.

$$\text{Είναι: } \sum Q_r^{\max} = \frac{1}{2} \cdot (\varphi_i \cdot Q_c) \cdot L_{kr} + (\varphi_i \cdot G_c + \varphi_i \cdot Q_h) \cdot \frac{L_{kr} - l_{an2}}{L_{kr}} \quad (2.31)$$

$$\sum Q_{r,\max} = \frac{1}{2} \cdot (\varphi_i \cdot Q_c) \cdot L_{kr} + (\varphi_i \cdot G_c + \varphi_i \cdot Q_h) \cdot \frac{l_{an2}}{L_{kr}} \quad (2.32)$$

$$\text{και } (Q_r^{\max} = \frac{\sum Q_r^{\max}}{2}, Q_{r,\max} = \frac{\sum Q_{r,\max}}{2}) \quad (2.33), (2.34)$$

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
- $l_{an2} = e_{\min}$  όπως φαίνεται στο παραπάνω σχήμα

## 2.6.5 Οριζόντια φορτία

### 2.6.5.1 Γενικά

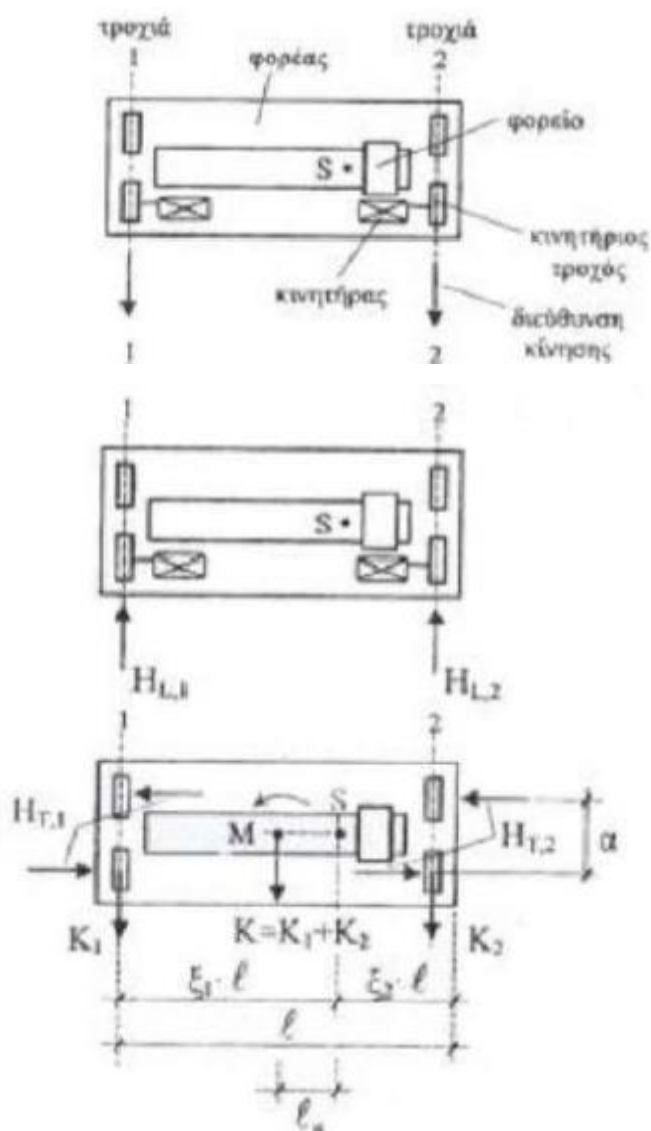
Τα οριζόντια φορτία που προέρχονται από τη λειτουργία (κίνηση) της γερανογέφυρας σύμφωνα με τον EN1991-3 παράγραφος 2.5.4 είναι:

- 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.

### 2.6.5.2 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  $ls$ . 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 2.5). 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 παρακάτω σχήμα σύμφωνα με τον EN1991-3:2002.





Σχήμα 2.7: Πλευρικές και κατά μήκος δυνάμεις επί των δοκών κύλισης λόγω της επιτάχυνσης/επιβράδυνσης της γερανογέφυρας.

A) Οι κατά μήκος δυνάμεις  $H_{L,i}$  υπολογίζονται σύμφωνα με τη σχέση (EN1991-3:2006)

$$H_{L,i} = \varphi_5 \cdot K \cdot \frac{1}{n_r} \quad (2.35)$$

όπου  $\varphi_5$  δυναμικός συντελεστής,  $K$  η κινητήρια δύναμη και  $n_r$  ο αριθμός των δοκών κύλισης  
Η κινητήρια δύναμη υπολογίζεται από τη σχέση:

$$K = \mu \cdot \sum Q_{r,\min}^* = \mu \cdot m_w \cdot Q_{r,\min} \quad (2.36)$$

όπου  $\mu$  ο συντελεστής τριβής τροχού-τροχιάς ο οποίος λαμβάνει τις εξής τιμές:

- $\mu = 0.2$  για χάλυβα-χάλυβα
- $\mu = 0.5$  για χάλυβα-καουτσούκ

$m_w$  ο αριθμός των ανεξάρτητων κινητήριων τροχών

B) Εγκάρσιες δυνάμεις  $H_{T,i}$

$$\text{Είναι :} \quad H_{T,1} = \varphi_5 \cdot \xi_2 \cdot \frac{M}{a} \quad (2.37)$$

$$\text{και} \quad H_{T,2} = \varphi_5 \cdot \xi_1 \cdot \frac{M}{a} \quad (2.38)$$

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

$$\xi_1 = \sum Q_{r,\max} / \sum Q_r = \sum Q_{r,\max} / (\sum Q_{r,\max} + \sum Q_r^{\max}) \quad (2.39)$$

και  $\xi_2 = 1 - \xi_1$

$\varphi_5$  ο δυναμικός συντελεστής

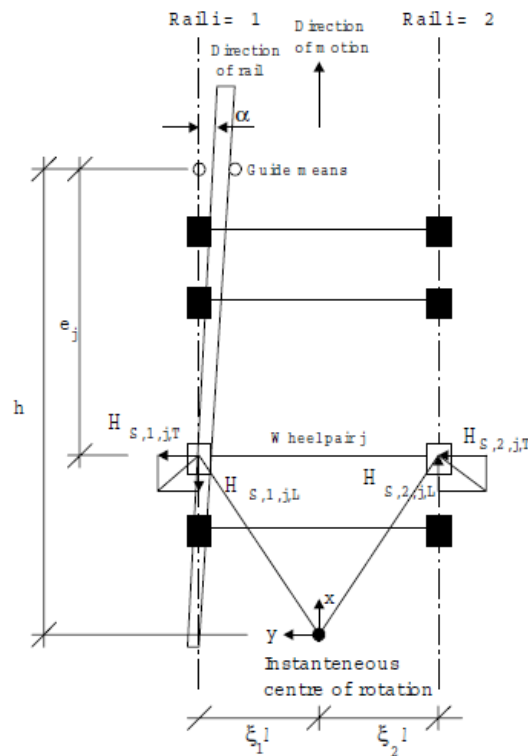
$M$  η ροπή στροφής από την κινητήρια δύναμη και είναι:

$$M = K \cdot l_s \quad (2.40)$$

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

### 2.6.5.3 Οριζόντια φορτία οφειλόμενα στη παράγωγη (λοξή ως προς τις τροχιές) κίνηση της γερανογέφυρας

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.



Σχήμα 2.8: Ορισμός της γωνίας  $\alpha$  και της απόστασης  $h$  (EN1991-3 σχήμα 2.8).

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:

$$S = f \cdot \lambda_{S,j} \cdot \sum Q_r \quad (2.40)$$

$$H_{S,1,j,L} = f \cdot \lambda_{S,1,j,L} \cdot \sum Q_r \quad (2.41)$$

$$H_{S,2,j,L} = f \cdot \lambda_{S,2,j,L} \cdot \sum Q_r \quad (2.42)$$

$$H_{S,1,j,T} = f \cdot \lambda_{S,1,j,T} \cdot \sum Q_r \quad (2.43)$$

$$H_{S,2,j,T} = f \cdot \lambda_{S,2,j,T} \cdot \sum Q_r \quad (2.44)$$

όπου:  $f = 0,3 \cdot (1 - \exp(-250 \cdot a)) \leq 0,3$  (2.45)

$\lambda_{S,i,j,T}$  ο συντελεστής δύναμης

$i$  η τροχιά (1ή 2) και  $j$  το ζευγάρι των τροχών

και  $k$  η διεύθυνση της δύναμης(L= κατά μήκος και T= εγκάρσια)

Η γωνία λοξότητας  $\alpha$  (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  $0,015rad$  ή να υπολογίζεται από τη σχέση  $\alpha = \alpha_F + \alpha_V + \alpha_0 \leq 0,015rad$ , όπου τα  $\alpha_F, \alpha_V, \alpha_0$  καθορίζονται στον επόμενο πίνακα (πίνακας 2.7 EN1991-3:2006).

Γωνίες $\alpha_i$	Ελάχιστες τιμές της γωνίας $\alpha_i$
$\alpha_F = 0,75 \cdot x / \alpha_{ext}$	0,75x ≥ 5mm για κυλινδρικούς οδηγούς 0,75x ≥ 10mm για ελάσματα τροχών
$\alpha_V = y / \alpha_{ext}$	y ≥ 0,03b σε mm για κυλινδρικούς οδηγούς y ≥ 0,10b σε mm για ελάσματα τροχών
$\alpha_0$	$\alpha_0 = 0,001$

Όπου:

$\alpha_{ext}$  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

$\alpha_0$  είναι η δυνατή απόκλιση μεταξύ των διευθύνσεων της τροχιάς και των τροχών

**Πίνακας 2.14:** Καθορισμός των  $\alpha_F, \alpha_V, \alpha_0$

Οι τιμές των συντελεστών  $\lambda_S$  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 2.8 και 2.9 του EN1991-3:2006 αντίστοιχα.

	Combination of wheel pairs		$h$
	coupled (c)	independent (i)	
Fixed/Fixed FF			$\frac{m\xi_1\xi_2\ell^2 + \Sigma e_j^2}{\Sigma e_j}$
Fixed/Movable FM			$\frac{m\xi_1\ell^2 + \Sigma e_j^2}{\Sigma e_j}$

**Πίνακας 2.15:** Υπολογισμός απόστασης  $h$  (πίνακας 2.8 του Ευρωκώδικα).

System	$\delta_{Sj}$	$\delta_{S1jL}$	$\delta_{S1jT}$	$\delta_{S2jL}$	$\delta_{S2jT}$
CFF	$1 - \frac{\Sigma e_j}{nh}$	$\frac{\xi_1\xi_2}{n} \frac{\ell}{h}$	$\frac{\xi_2}{n} \left(1 - \frac{e_j}{h}\right)$	$\frac{\xi_1\xi_2}{n} \frac{\ell}{h}$	$\frac{\xi_1}{n} \left(1 - \frac{e_j}{h}\right)$
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	$\xi_2 \left(1 - \frac{\Sigma e_j}{nh}\right)$	$\frac{\xi_1\xi_2}{n} \frac{\ell}{h}$	$\frac{\xi_2}{n} \left(1 - \frac{e_j}{h}\right)$	$\frac{\xi_1\xi_2}{n} \frac{\ell}{h}$	0
IFM		0	$\frac{\xi_2}{n} \left(1 - \frac{e_j}{h}\right)$	0	0

**Πίνακας 2.16 :** Υπολογισμός συντελεστών  $\lambda_{S,i,j,k}$

όπου :  $\xi_1$  είναι η απόσταση του στιγμιαίου πόλου περιστροφής S από την τροχιά 1  
 $\xi_2$  είναι η απόσταση του στιγμιαίου πόλου περιστροφής S από την τροχιά 2  
 $n$  ο αριθμός των ζευγών τροχών  
 $l$  είναι το άνοιγμα της γερανογέφυρας  
 $e_j$  η απόσταση του ζεύγους τροχών  $j$  από τα σχετικά μέσα καθοδήγησης.

## 2.7 Θερμοκρασία

Μια κατασκευή υποβάλλεται κατά τη διάρκεια της ζωής της σε θερμοκρασιακές μεταβολές. Οι μεταβολές αυτές είναι μεγαλύτερες για κατασκευές στην ύπαιθρο (π.χ. γέφυρες) από άλλων των οποίων τα φέροντα προστατεύονται έναντι θερμοκρασιακών επιρροών από μη φέροντα στοιχεία (π.χ. κτίρια). Επειδή οι θερμοκρασιακές μεταβολές έχουν μικρή διάρκεια, τα εντατικά μεγέθη λόγω των επιρροών τους δεν υπόκεινται σε ερπυσμό και συνεπώς τα αδρανειακά στοιχεία της διατομής υπολογίζονται για βραχυχρόνια φόρτιση. Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 1, Μέρος 1-5, οι δράσεις λόγω θερμοκρασιακών μεταβολών είναι έμμεσες και κατατάσσονται στις μεταβλητές, ελεύθερες δράσεις και πρέπει να προσδιορίζονται για κάθε κατάσταση σχεδιασμού που προβλέπεται από τον Ευρωκώδικα 1. Για ομοιόμορφη μεταβολή θερμοκρασίας, που οφείλονται στην ολική μεταβολή θερμοκρασίας περιβάλλοντος (π.χ. χειμώνας-καλοκαίρι) υπολογίζονται οι χαρακτηριστικές τιμές μέγιστης διακύμανσης της θετικής και της αρνητικής ενεργού θερμοκρασίας. Η διαφορά θερμοκρασίας (ομοιόμορφη αύξηση ή μείωση της θερμοκρασίας ολόκληρου του σκελετού σε σχέση με τη θερμοκρασία συναρμολόγησής του) λήφθηκε στην περίπτωση μας ίση με  $\pm 20^\circ \text{C}$ .

## 2.8 Συνδυασμοί δράσεων

### 2.8.1 Γενικά στοιχεία

Ανάλογα με το είδος, τη μορφή και τη θέση της κατασκευής, προσδιορίζονται οι διάφορες χαρακτηριστικές τιμές των δράσεων, οι οποίες επενεργούν επ' αυτής. Οι δράσεις αυτές, πολλαπλασιασμένες με κατάλληλους συντελεστές (επιμέρους συντελεστές ασφαλείας  $\gamma$ ), συνδυάζονται μεταξύ τους καταλλήλως (συντελεστές συνδυασμού  $\psi$ ) για κάθε μία από τις δύο οριακές καταστάσεις και στη συνέχεια εφαρμόζονται επί του φορέα. Είναι προφανές ότι οι δράσεις που υπεισέρχονται στους συνδυασμούς, επενεργούν και εκδηλώνονται ταυτόχρονα.

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 δίνονται παρακάτω:

	Οριακές καταστάσεις αστοχίας		Οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας	
	Δυσμενής επίδραση	Ευμενής επίδραση	Δυσμενής επίδραση	Ευμενής επίδραση
$\gamma_G$	1,35	1,0	1,0	1,0
$\gamma_Q$	1,5	0	1,0	0
$\gamma_A, \gamma_F$	1,0	0	-	-

Πίνακας 2.17: Επιμέρους συντελεστές ασφαλείας των δράσεων.

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  $\psi$ . 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.

Δράσεις	$\Psi_0$	$\Psi_1$	$\Psi_2$
Επιβαλλόμενα φορτία σε κτήρια, κατηγορία (βλέπε EN 1991-1-1)			
Κατηγορία Α: κατοικίες, συνήθη κτήρια κατοικιών	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία Β: χώροι γραφείων			
Κατηγορία C: χώροι συνάθροισης	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία D: χώροι καταστημάτων	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία E: χώροι αποθήκευσης	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία F: χώροι κυκλοφορίας οχημάτων βάρος οχημάτων $\leq 30\text{kN}$	1,0	0,9	0,8
Κατηγορία G: χώροι κυκλοφορίας οχημάτων $30\text{kN} < \text{βάρος οχημάτων} \leq 160\text{kN}$	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία H: στέγες	0,7	0,5	0,3
	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 $H > 1000\text{ m}$	0,70	0,50	0,20
Υπόλοιπα Κράτη Μέλη του CEN για τοποθεσίες που βρίσκονται σε υψόμετρο $H \leq 1000\text{ m}$	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

Πίνακας 2.18: Προτεινόμενες τιμές των συντελεστών  $\psi$  για κτήρια.

Οι συντελεστές  $\psi$  για φορτία γερανών είναι όπως δίνονται στον Πίνακα 2.19.

Δράση	Συμβολισμός	$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$
Μεμονωμένος γερανός ή ομάδες φορτίων από γερανούς	$Q_r$	$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$

Πίνακας 2.19: Συντελεστές  $\psi$  για φορτία γερανών.

ΣΗΜΕΙΩΣΗ: Το Εθνικό Προσάρτημα μπορεί να δίδει τιμές για τους συντελεστές  $\psi$ . Συνιστώνται οι ακόλουθες τιμές για τους  $\psi$ :

$$\psi_0 = 1,0$$

$$\psi_1 = 0,9$$

$$\psi_2 = \text{λόγος της μόνιμης δράσης του γερανού προς τη συνολική δράση του γερανού.}$$

## 2.8.2 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 κτλ). Οι συνδυασμοί σχεδιασμού για τον έλεγχο στην οριακή κατάσταση αστοχίας είναι οι ακόλουθοι:

A) Για καταστάσεις διάρκειας ή παροδικές:

$$\sum \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (2.46)$$

B) Για τυχηματικές καταστάσεις:

$$\sum G_{k,j} + P + A_d + (\psi_{1,1} \acute{\eta} \psi_{2,1}) Q_{k,1} + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (2.47)$$

Γ) Για καταστάσεις σεισμού:

$$\sum G_{k,j} + P + A_{ED} + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (2.48)$$

### 2.8.3 Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας (ΟΚΛ)

A) Χαρακτηριστικός συνδυασμός:

$$\Sigma G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \Sigma \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (2.49)$$

B) Συχνός συνδυασμός:

$$\Sigma G_{k,j} + P + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \Sigma \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (2.50)$$

Γ) Οιονεί-μόνιμος συνδυασμός:

$$\Sigma G_{k,j} + P + \Sigma \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (2.51)$$

## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3 : ΑΠΑΙΤΟΥΜΕΝΟΙ ΕΛΕΓΧΟΙ ΕΠΑΡΚΕΙΑΣ

### 3.1 Γενικά

Για τον προσδιορισμό των απαιτούμενων ελέγχων χρησιμοποιούνται τα μέρη 1-1 (Γενικοί κανόνες και κανόνες για κτίρια) και 6 (Κατασκευές που στηρίζουν γερανογέφυρες) του Ευρωκώδικα 3 που αφορά τις μεταλλικές κατασκευές.

### 3.2 Έλεγχος επάρκειας μεταλλικών διατομών-μελών (απαιτούμενοι έλεγχοι σύμφωνα με τον EC3)

#### 3.2.1 Κατάταξη διατομής

Με βάση τη μέθοδο ανάλυσης και υπολογισμού της αντοχής των διατομών για την οριακή κατάσταση αστοχίας, αλλά και με την έκταση στην οποία η αντοχή και η τροφική ικανότητα των διατομών περιορίζεται από τον τοπικό λυγισμό, οι διατομές κατατάσσονται στις ακόλουθες 4 κατηγορίες:

- Διατομές κατηγορίας 1 είναι εκείνες που μπορούν να σχηματίσουν πλαστική άρθρωση με την απαιτούμενη από την πλαστική ανάλυση δυνατότητα στροφής χωρίς μείωση της αντοχής τους.
- Διατομές κατηγορίας 2 είναι εκείνες που μπορούν να αναπτύξουν την πλαστική ροπή αντοχής τους, αλλά έχουν περιορισμένη δυνατότητα στροφής λόγω τοπικού λυγισμού.
- Διατομές κατηγορίας 3 είναι εκείνες στις οποίες η τάση στην ακραία θλιβόμενη ίνα του χαλύβδινου μέλους, υποθέτοντας ελαστική κατανομή των τάσεων, μπορεί να φθάσει την αντοχή διαρροής, αλλά τοπικός λυγισμός είναι πιθανόν να εμποδίσει την ανάπτυξη της πλαστικής ροπής αντοχής.
- Διατομές κατηγορίας 4 είναι εκείνες στις οποίες τοπικός λυγισμός θα συμβεί πριν την ανάπτυξη της τάσης διαρροής σε ένα ή περισσότερα μέρη της διατομής.

Η κατάταξη μιας συγκεκριμένης διατομής εξαρτάται από το λόγο πλάτους προς πάχος  $c/t$  καθενός από τα λόγω αξονικής δύναμης ή/και καμπτικής ροπής θλιβόμενα στοιχεία της. Επιπλέον, η κατηγορία στην οποία ανήκει μία διατομή εξαρτάται τόσο από τη γεωμετρία της, όσο κι από το τύπο της φόρτισης που επιβάλλεται σ' αυτή. Τα επιμέρους θλιβόμενα πλακοειδή στοιχεία μιας διατομής (π.χ. κορμός ή το πέλμα) μπορούν, γενικά, να ανήκουν σε διαφορετικές κατηγορίες, η δε διατομή κατατάσσεται σύμφωνα με την υψηλότερη κατηγορία (λιγότερο ευμενή) των θλιβόμενων στοιχείων της.

#### 3.2.2 Έλεγχοι στην οριακή κατάσταση αστοχίας(ULS)

Σύμφωνα με τον EC3 Μέρος 1.1, όλα τα μέλη (πλην της δοκού κυλίσεως της γερανογέφυρας) ενός μονώροφου μεταλλικού κτιρίου ελέγχονται σε επίπεδο διατομής και σε επίπεδο μέλους. Οι έλεγχοι που πρέπει να πραγματοποιηθούν σε επίπεδο διατομής είναι οι εξής:

##### 3.2.2.1 Έλεγχος σε αξονικό εφελκυσμό

Η τιμή σχεδιασμού της εφελκυστικής δύναμης  $N_{Ed}$  σε κάθε διατομή πρέπει να ικανοποιεί:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} \leq 1,0 \quad (3.1)$$

Όπου  $N_{t,Rd}$  η εφελκυστική αντοχή σχεδιασμού της διατομής. Για διατομές με οπές η αντοχή σχεδιασμού σε εφελκυσμό  $N_{t,Rd}$  πρέπει να λαμβάνεται ως η μικρότερη από:

α) την πλαστική αντοχή σχεδιασμού της ολικής διατομής

$$N_{pl,Rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}} \quad (3.2)$$

β) την οριακή αντοχή σχεδιασμού της καθαρής διατομής στις θέσεις με σπές κοχλιών

$$N_{u,Rd} = \frac{0,9A_{net} f_u}{\gamma_{M2}} \quad (3.3)$$

### 3.2.2.2 Έλεγχος σε αξονική θλίψη

Η τιμή σχεδιασμού της θλιπτικής δύναμης  $N_{Ed}$  σε κάθε διατομή πρέπει να ικανοποιεί:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} \leq 1,0 \quad (3.4)$$

Η αντοχή σχεδιασμού της διατομής για ομοιόμορφα επιβεβλημένη θλίψη  $N_{c,Rd}$  πρέπει να καθορίζεται όπως παρακάτω:

$$N_{c,Rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{για διατομές κατηγορίας 1, 2 ή 3} \quad (3.5)$$

$$N_{c,Rd} = \frac{A_{eff} f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{για διατομές κατηγορίας 4} \quad (3.6)$$

### 3.2.2.3 Έλεγχος σε διάτμηση ανά άξονα

Η τιμή σχεδιασμού της διατμητικής δύναμης  $V_{Ed}$  σε κάθε διατομή πρέπει να ικανοποιεί:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1,0 \quad (3.7)$$

όπου  $V_{c,Rd}$  είναι η αντοχή σχεδιασμού σε τέμνουσα. Για πλαστικό σχεδιασμό  $V_{c,Rd}$  είναι η πλαστική διατμητική αντοχή  $V_{pl,Rd}$  η οποία για απουσία στρέψης δίνεται από τη σχέση:

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} \quad (3.8)$$

όπου  $A_v$  είναι η επιφάνεια διάτμησης η οποία μπορεί να λαμβάνεται ως εξής:

α) ελατές διατομές I και H, με φορτίο παράλληλο στον κορμό  $A - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + 2r) \cdot t_f$  (3.9)

αλλά όχι μικρότερη από  $\eta \cdot h_w \cdot t_w$

β) ελατές διατομές U, με φορτίο παράλληλο στον κορμό  $A - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + r) \cdot t_f$  (3.10)

γ) ελατές διατομές T, με φορτίο παράλληλο στον κορμό  $0,9 \cdot (A - b \cdot t_f)$  (3.11)

δ) συγκολλητές διατομές I, H και κιβωτιοειδείς, με φορτίο παράλληλο στον κορμό  $\eta \sum (h_w t_w)$  (3.12)

ε) συγκολλητές διατομές I, H, U και κιβωτιοειδείς, με φορτίο παράλληλο στα πέλματα

$$A - \sum (h_w t_w) \quad (3.13)$$

ζ) ελατές κοίλες ορθογωνικές διατομές, ομοιόμορφου πάχους:

φορτίο παράλληλο προς το ύψος  $A \cdot h / (b + h)$  (3.14)

φορτίο παράλληλο προς το πλάτος  $A \cdot b / (b + h)$  (3.15)

η) κοίλες κυκλικές διατομές και σωλήνες ομοιόμορφου πάχους  $2 \cdot A / \pi$  (3.16)

όπου  $A$  είναι η επιφάνεια της διατομής,  $b$  είναι το συνολικό πλάτος,  $h$  είναι το συνολικό ύψος,  $h_w$  είναι το ύψος του κορμού,  $r$  είναι η ακτίνα συναρμογής κορμού-πέλματος,  $t_f$  είναι το πάχος του πέλματος,  $t_w$  είναι το πάχος του κορμού (Εάν το πάχος του κορμού δεν είναι σταθερό, ως  $t_w$  θα πρέπει να λαμβάνεται το ελάχιστο πάχος).



Για ελαστικό σχεδιασμό  $V_{c,Rd}$  είναι η ελαστική διατμητική αντοχή  $V_{el,Rd}$ . Για έλεγχο της ελαστικής αντοχής σχεδιασμού σε τέμνουσα  $V_{c,Rd}$  μπορεί να χρησιμοποιηθεί το παρακάτω κριτήριο για ένα κρίσιμο σημείο της διατομής, εκτός εάν εφαρμόζεται ο έλεγχος λυγισμού του Κεφαλαίου 5 του EN 1993-1-5:

$$\frac{\tau_{Ed}}{f_y / (\sqrt{3} \gamma_{M0})} \leq 1,0 \quad (3.17)$$

όπου  $\tau_{Ed}$  μπορεί να λαμβάνεται από:

$$\tau_{Ed} = \frac{V_{Ed} \cdot S}{I \cdot t} \quad (3.18)$$

όπου  $V_{Ed}$  είναι η τιμή σχεδιασμού της διατμητικής δύναμης  $S$  είναι η στατική ροπή αδρανείας πάνω από το εξεταζόμενο σημείο  $I$  είναι η ροπή αδρανείας ολόκληρης της διατομής  $t$  είναι το πάχος στο υπό εξέταση σημείο.

Για διατομές I- ή H- η διατμητική τάση στον κορμό μπορεί να λαμβάνεται ως:

$$\tau_{Ed} = \frac{V_{Ed}}{A_w} \quad \text{εάν} \quad A_f / A_w \geq 0,6 \quad (3.19)$$

όπου  $A_f$  είναι η επιφάνεια ενός πέλματος,

$A_w$  είναι η επιφάνεια του κορμού: ( $A_w = h_w \cdot t_w$ )

### 3.2.2.4 Έλεγχος σε κάμψη ανά άξονα

Η τιμή σχεδιασμού της ροπής κάμψης  $M_{Ed}$  σε κάθε διατομή πρέπει να ικανοποιεί:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1,0 \quad (3.20)$$

Η αντοχή σχεδιασμού για κάμψη  $M_{c,Rd}$  περί ένα κύριο άξονα μιας διατομής καθορίζεται ως εξής:

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{για διατομές κατηγορίας 1 ή 2} \quad (3.21)$$

$$M_{c,Rd} = M_{el,Rd} = \frac{W_{el,min} f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{για διατομές κατηγορίας 3} \quad (3.22)$$

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{eff,min} f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{για διατομές κατηγορίας 4} \quad (3.23)$$

όπου  $W_{el,min}$  και  $W_{eff,min}$  αντιστοιχούν στην ίνα με τη μεγαλύτερη ελαστική τάση.

### 3.2.2.5 Έλεγχος σε στρέψη

Για μέλη που υπόκεινται σε στρέψη στα οποία η επιρροή των παραμορφώσεων μπορεί να αγνοείται, η τιμή σχεδιασμού της στρεπτικής ροπής  $T_{Ed}$  σε κάθε διατομή πρέπει να ικανοποιεί:

$$\frac{T_{Ed}}{T_{Rd}} \leq 1,0 \quad (3.24)$$

όπου  $T_{Rd}$  είναι η αντοχή της διατομής σε στρέψη.

Η ολική στρεπτική ροπή  $T_{Ed}$  σε κάθε διατομή πρέπει να θεωρείται ως το άθροισμα δύο εσωτερικών ροπών:

$$T_{Ed} = T_{t,Ed} + T_{w,Ed} \quad (3.25)$$

όπου  $T_{t,Ed}$  είναι η εσωτερική ροπή στρέψης κατά Saint-Venant

$T_{w,Ed}$  είναι η εσωτερική ροπή στρέψης λόγω στρέβλωσης.

Οι τιμές των  $T_{t,Ed}$  και  $T_{w,Ed}$  σε κάθε διατομή μπορούν να καθορίζονται από το  $T_{Ed}$  με ελαστική ανάλυση, λαμβάνοντας υπόψη τις ιδιότητες διατομής του μέλους, τις συνθήκες στήριξης και την

κατανομή των δράσεων κατά μήκος του μέλους. Για συνδυασμένη διατμητική δύναμη και στρεπτική ροπή, η πλαστική αντοχή σε διάτμηση που λαμβάνει υπόψη τη στρεπτική επιρροή πρέπει να μειώνεται από  $V_{pl,Rd}$  σε  $V_{pl,T,Rd}$  και η διατμητική δύναμη σχεδιασμού πρέπει να ικανοποιεί την:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{pl,T,Rd}} \leq 1 \quad (3.26)$$

στην οποία η  $V_{pl,T,Rd}$  μπορεί να λαμβάνεται ως εξής:

- για I ή H διατομή:

$$V_{pl,T,Rd} = \sqrt{1 - \frac{\tau_{t,Ed}}{1,25 (f_y / \sqrt{3}) / \gamma_{M0}}} V_{pl,Rd} \quad (3.27)$$

- για διατομή U:

$$V_{pl,T,Rd} = \left[ \sqrt{1 - \frac{\tau_{t,Ed}}{1,25 (f_y / \sqrt{3}) / \gamma_{M0}} - \frac{\tau_{w,Ed}}{(f_y / \sqrt{3}) / \gamma_{M0}}} \right] V_{pl,Rd} \quad (3.28)$$

- για κοίλη διατομή:

$$V_{pl,T,Rd} = \left[ 1 - \frac{\tau_{t,Ed}}{(f_y / \sqrt{3}) / \gamma_{M0}} \right] V_{pl,Rd} \quad (3.29)$$

όπου η  $V_{pl,Rd}$  δίνεται από τη σχέση (3.8)

### 3.2.2.6 Έλεγχος σε κάμψη με ταυτόχρονη δράση τέμνουσας

Όταν υπάρχει διατμητική δύναμη πρέπει να γίνεται πρόβλεψη για την επίδρασή της στη ροπή αντοχής. Όπου η διατμητική δύναμη είναι μικρότερη από τη μισή πλαστική διατμητική αντοχή, η επίδρασή της στη ροπή αντοχής μπορεί να αγνοείται εκτός από εκεί όπου ο λυγισμός λόγω τέμνουσας μειώνει την αντοχή της διατομής. Διαφορετικά, η μειωμένη ροπή αντοχής πρέπει να λαμβάνεται ως η αντοχή σχεδιασμού της διατομής, υπολογισμένη χρησιμοποιώντας μειωμένη αντοχή  $(1 - \rho) f_y$  για την επιάνεια διάτμησης όπου:

$$\rho = \left( \frac{2V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} - 1 \right)^2 \quad (3.30)$$

και  $V_{pl,Rd}$  δίνεται από τη σχέση (3.8)

Όταν υπάρχει στρέψη το  $\rho$  πρέπει να λαμβάνεται από  $\rho = \left( \frac{2V_{Ed}}{V_{pl,T,Rd}} - 1 \right)^2$ , αλλά πρέπει να λαμβάνεται

ίσο με 1 για  $V_{Ed} < 0,5 \cdot V_{pl,T,Rd}$ .

Εναλλακτικώς η μειωμένη πλαστική ροπή αντοχής που λαμβάνει υπόψη τη διάτμηση, μπορεί να λαμβάνεται για I-διατομές με ίσα πέλματα και κάμψη περί τον ισχυρό άξονα ως εξής:

$$M_{y,V,Rd} = \frac{\left[ W_{pl,y} - \frac{\rho A_w^2}{4t_w} \right] f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{αλλά} \quad M_{y,V,Rd} \leq M_{y,c,Rd} \quad (3.31)$$

όπου  $M_{y,c,Rd}$  λαμβάνεται από μία εκ των σχέσεων (3.21) έως (3.23) και  $A_w = h_w \cdot t_w$

### 3.2.2.7 Έλεγχος σε κάμψη με ταυτόχρονη παρουσία αξονικής δύναμης

#### A) Διατομές κατηγορίας 1 και 2

Όπου υπάρχει αξονική δύναμη, πρέπει να γίνεται πρόβλεψη για την επίδρασή της στην πλαστική ροπή αντοχής. Για διατομές κατηγορίας 1 και 2, πρέπει να ικανοποιείται το παρακάτω κριτήριο:

$$M_{Ed} < M_{N,Rd} \quad (3.32)$$

όπου  $M_{N,Rd}$  είναι η πλαστική ροπή αντοχής μειωμένη λόγω της αξονικής δύναμης  $N_{Ed}$ . Διακρίνουμε τις παρακάτω περιπτώσεις:

Για μια τετραγωνική συμπαγή διατομή χωρίς οπές κοχλιών το  $M_{N,Rd}$  πρέπει να λαμβάνεται ως:

$$M_{N,Rd} = M_{pl,Rd} \left[ 1 - \left( N_{Ed} / N_{pl,Rd} \right)^2 \right] \quad (3.33)$$

Για διατομές διπλής συμμετρίας I- και H- ή άλλες διατομές με πέλματα, δεν χρειάζεται να γίνει πρόβλεψη για την επίδραση της αξονικής δύναμης στην πλαστική ροπή αντοχής περί τον άξονα y-y όταν ικανοποιούνται και τα δύο παρακάτω κριτήρια:

$$N_{Ed} \leq 0,25 N_{pl,Rd} \quad (3.34)$$

$$\text{και} \quad N_{Ed} \leq \frac{0,5 h_w t_w f_y}{\gamma_{M0}} \quad (3.35)$$

Για διατομές διπλής συμμετρίας I- και H-, δεν χρειάζεται να γίνει πρόβλεψη για την επίδραση της αξονικής δύναμης στην πλαστική ροπή αντοχής περί τον άξονα z-z όταν:

$$N_{Ed} \leq \frac{h_w t_w f_y}{\gamma_{M0}} \quad (3.36)$$

Για διατομές όπου οι οπές κοχλιών δεν λαμβάνονται υπόψη, οι παρακάτω προσεγγίσεις μπορούν να χρησιμοποιούνται για ελατές διατομές I ή H και για συγκολλητές διατομές I ή H με ίσα πέλματα:

$$M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd} \cdot (1-n) / (1-0,5 \cdot a) \quad \text{αλλά} \quad M_{N,y,Rd} \leq M_{pl,y,Rd} \quad (3.37)$$

$$\text{για} \quad n \leq a: \quad M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd} \quad (3.38)$$

$$\text{για} \quad n > a: \quad M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd} \left[ 1 - \left( \frac{n-a}{1-a} \right)^2 \right] \quad (3.39)$$

όπου  $n = N_{Ed} / N_{pl,Rd}$  και

$$a = (A - 2 \cdot b \cdot t_f) / A \quad \text{και} \quad a \leq 0,5$$

Για διατομές όπου οι οπές κοχλιών δεν λαμβάνονται υπόψη, οι παρακάτω προσεγγίσεις μπορούν να χρησιμοποιούνται για κοίλες ορθογωνικές διατομές σταθερού πάχους και για συγκολλητές κλειστές διατομές με ίσα πέλματα και ίσους κορμούς:

$$M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd} \cdot (1-n) / (1-0,5 \cdot a_w) \quad \text{αλλά} \quad M_{N,y,Rd} \leq M_{pl,y,Rd} \quad (3.40)$$

$$M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd} \cdot (1-n) / (1-0,5 \cdot a_f) \quad \text{αλλά} \quad M_{N,z,Rd} \leq M_{pl,z,Rd} \quad (3.41)$$

όπου  $a_w = (A - 2 \cdot b \cdot t) / A$  αλλά  $a_w \leq 0,5$  για κοίλες διατομές

$a_w = (A - 2 \cdot b \cdot t_f) / A$  αλλά  $a_w \leq 0,5$  για συγκολλητές κιβωτιοειδείς διατομές

$a_f = (A - 2 \cdot h \cdot t) / A$  αλλά  $a_f \leq 0,5$  για κοίλες διατομές

$a_f = (A - 2 \cdot h \cdot t_w) / A$  αλλά  $a_f \leq 0,5$  για συγκολλητές κιβωτιοειδείς διατομές

#### B) Διατομές κατηγορίας 3

Σε περίπτωση απουσίας διατμητικής δύναμης, για διατομές κατηγορίας 3, η μέγιστη διαμήκης τάση θα πρέπει να ικανοποιεί το κριτήριο:

$$\sigma_{x,Ed} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \quad (3.42)$$

όπου  $\sigma_{x,Ed}$  είναι η τιμή σχεδιασμού της τοπικής διαμήκους τάσης λόγω της ροπής και της αξονικής δύναμης λαμβάνοντας υπόψη τις οπές κοχλιών όπου απαιτείται.

### Γ) Διατομές κατηγορίας 4

Σε περίπτωση απουσίας διατμητικής δύναμης, για διατομές κατηγορίας 4, η μέγιστη διαμήκης τάση  $\sigma_{x,Ed}$  υπολογισμένη χρησιμοποιώντας τις ενεργές διατομές πρέπει να ικανοποιεί το προηγούμενο κριτήριο. Επίσης πρέπει να ικανοποιείται το παρακάτω κριτήριο:

$$\frac{N_{Ed}}{A_{eff} f_y / \gamma_{M0}} + \frac{M_{y,Ed} + N_{Ed} e_{Ny}}{W_{eff,y,min} f_y / \gamma_{M0}} + \frac{M_{z,Ed} + N_{Ed} e_{Nz}}{W_{eff,z,min} f_y / \gamma_{M0}} \leq 1 \quad (3.43)$$

όπου  $A_{eff}$  είναι η ενεργός επιφάνεια της διατομής όταν υπόκειται σε ομοιόμορφη θλίψη,  $W_{eff,min}$  είναι η ενεργός ροπή αντίστασης (που αντιστοιχεί στην ίνα με τη μεγαλύτερη ελαστική τάση) της διατομής, όταν υπόκειται μόνο σε ροπή περί τον αντίστοιχο άξονα  $e_N$  είναι η μετατόπιση του αντίστοιχου κεντροβαρικού άξονα όταν η διατομή υπόκειται μόνο σε θλίψη.

#### 3.2.2.8 Έλεγχος σε διαξονική κάμψη με ταυτόχρονη παρουσία αξονικής δύναμης N

Για διαξονική κάμψη μπορεί να χρησιμοποιείται το παρακάτω κριτήριο:

$$\left[ \frac{M_{y,Ed}}{M_{N,y,Rd}} \right]^\alpha + \left[ \frac{M_{z,Ed}}{M_{N,z,Rd}} \right]^\beta \leq 1 \quad (3.44)$$

στο οποίο  $\alpha$  και  $\beta$  είναι σταθερές, που συντηρητικά μπορούν να λαμβάνονται ως μονάδα, ή αλλιώς ως εξής:

- I και H διατομές:  $\alpha = 2 ; \beta = 5n$  αλλά  $\beta \geq 1$
- Κοίλες κυκλικές διατομές:  $\alpha = 2 ; \beta = 2$
- Κοίλες ορθογωνικές διατομές:  $\alpha = \beta = \frac{1,66}{1-1,13n^2}$  αλλά  $\alpha = \beta \leq 6$

Τα  $M_{N,y,Rd}, M_{N,z,Rd}$  υπολογίζονται από τους τύπους (3.37) έως (3.41) ανάλογα με τον τύπο της διατομής και  $n = N_{Ed} / N_{pl,Rd}$ .

#### 3.2.2.9 Κάμψη, διάτμηση και αξονική δύναμη

Όπου τέμνουσα και αξονική δύναμη είναι παρούσες, πρέπει να γίνεται πρόβλεψη για την επίδραση τόσο της τέμνουσας όσο και της αξονικής δύναμης στη ροπή αντοχής. Η απομείωση της ροπής αντοχής γίνεται πρώτα για την τέμνουσα (όταν το  $V_{Ed}$  υπερβαίνει το 50% της  $V_{pl,Rd}$ ) και κατόπιν για την αξονική δύναμη.

**Σε επίπεδο μέλους οι έλεγχοι που πρέπει να γίνουν είναι οι εξής:**

#### 3.2.2.10 Έλεγχος έναντι καμπτικού λυγισμού (Μέλη με σταθερή διατομή υπό θλίψη)

Αποτελεί τη συνηθέστερη μορφή αστάθειας θλιβόμενων μελών μεταλλικών κατασκευών. Η απώλεια της ευστάθειας του αρχικώς ευθύγραμμου μέλους εκδηλώνεται με μετάπτωσή του σε μία καμπλωμένη μορφή, με κάμψη περί τον ισχυρό ή τον ασθενή άξονα της διατομής του μέλους, χωρίς την ταυτόχρονη εμφάνιση σχετικής στροφής των διατομών. Όπως και στις άλλες μορφές αστοχίας

λόγω λυγισμού, το φαινόμενο συμβαίνει πριν το μέλος αναπτύξει την πλαστική αντοχή της διατομής του. Ένα θλιβόμενο μέλος πρέπει να ελέγχεται έναντι λυγισμού ως εξής:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1,0 \quad (3.45)$$

όπου  $N_{Ed}$  είναι η τιμή σχεδιασμού της θλιπτικής δύναμης και  $N_{b,Rd}$  είναι η αντοχή του θλιβόμενου μέλους σε λυγισμό

Η αντοχή ενός θλιβόμενου μέλους σε λυγισμό πρέπει να λαμβάνεται ως:

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi A f_y}{\gamma_{M1}} \quad \text{για διατομές κατηγορίας 1, 2 και 3} \quad (3.46)$$

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi A_{eff} f_y}{\gamma_{M1}} \quad \text{για διατομές κατηγορίας 4} \quad (3.47)$$

όπου  $\chi$  είναι ο μειωτικός συντελεστής για την αντίστοιχη μορφή λυγισμού.

Σε μέλη υπό αξονική θλίψη, η τιμή του  $\chi$  για την κατάλληλη ανηγμένη λυγηρότητα  $\bar{\lambda}$  πρέπει να καθορίζεται από την αντίστοιχη καμπύλη λυγισμού σύμφωνα με τη σχέση:

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \quad \text{αλλά} \quad \chi \leq 1,0 \quad (3.48)$$

$$\text{όπου} \quad \Phi = 0,5 \left[ 1 + \alpha (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2 \right] \quad (3.49)$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A f_y}{N_{cr}}} \quad \text{για διατομές κατηγορίας 1, 2 και 3} \quad (3.50)$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A_{eff} f_y}{N_{cr}}} \quad \text{για διατομές κατηγορίας 4} \quad (3.51)$$

$\alpha$  είναι ένας συντελεστής ατελειών και  $N_{cr}$  είναι το ελαστικό κρίσιμο φορτίο για την αντίστοιχη μορφή λυγισμού βασισμένο στις ιδιότητες της πλήρους διατομής.

Καμπύλη λυγισμού	a <sub>0</sub>	a	b	c	d
Συντελεστής ατελειών $\alpha$	0,13	0,21	0,34	0,49	0,76

**Πίνακας 3.1:** Συντελεστές ατελειών για καμπύλες λυγισμού.

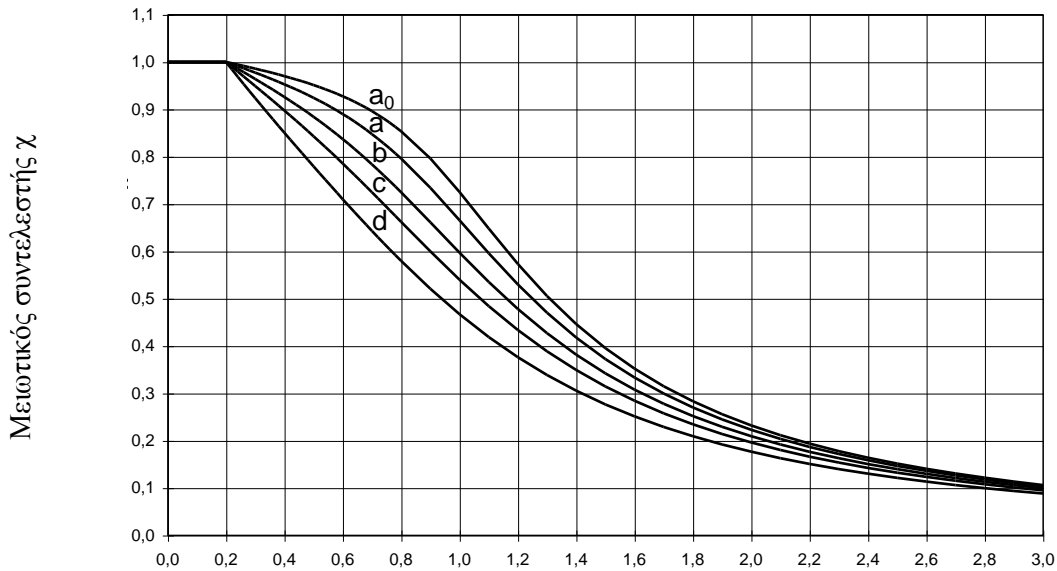
Πιο συγκεκριμένα στη περίπτωση του καμπτικού λυγισμού η ανηγμένη λυγηρότητα  $\bar{\lambda}$  δίνεται από τις σχέσεις:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A f_y}{N_{cr}}} = \frac{L_{cr}}{i} \frac{1}{\lambda_1} \quad \text{για διατομές κατηγορίας 1, 2 και 3} \quad (3.52)$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A_{eff} f_y}{N_{cr}}} = \frac{L_{cr}}{i} \frac{\sqrt{\frac{A_{eff}}{A}}}{\lambda_1} \quad \text{για διατομές κατηγορίας 4} \quad (3.53)$$

όπου  $L_{cr}$  είναι το μήκος λυγισμού στο υπό θεώρηση επίπεδο λυγισμού,  $i$  είναι η ακτίνα αδρανείας περί τον αντίστοιχο άξονα, υπολογιζόμενη χρησιμοποιώντας τις ιδιότητες της πλήρους διατομής

$$\text{και} \quad \lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93,9\varepsilon \quad \text{όπου} \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \quad (f_y \text{ σε N/mm}^2)$$



Σχήμα 3.1: Καμπύλες λυγισμού.

Τέλος, για λυγηρότητα  $\bar{\lambda} \leq 0,2$  ή για  $\frac{N_{Ed}}{N_{cr}} \leq 0,04$  οι επιδράσεις του λυγισμού μπορούν να αγνοούνται και να εφαρμόζονται μόνο έλεγχοι διατομών.

### 3.2.2.11 Έλεγχος έναντι στρεπτοκαμπτικού λυγισμού (Μέλη με σταθερή διατομή υπό κάμψη)

Μία πλευρικά μη προστατευμένη δοκός που υπόκειται σε κάμψη περί τον ισχυρό άξονα πρέπει να ελέγχεται έναντι στρεπτοκαμπτικού λυγισμού ως εξής:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1,0 \quad (3.54)$$

όπου  $M_{Ed}$  είναι η τιμή σχεδιασμού της ροπής

$M_{b,Rd}$  είναι η ροπή αντοχής σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό.

Δοκοί με ικανοποιητική πλευρική στήριξη στα θλιβόμενα πέλματα δεν είναι ευαίσθητες σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό. Επιπρόσθετα, δοκοί με κάποιους τύπους διατομών, όπως τετραγωνικές ή κυκλικές κοίλες διατομές, κατασκευασμένοι κυκλικοί σωλήνες ή τετραγωνικές κιβωτιοειδείς διατομές δεν είναι ευαίσθητες σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό.

Η ροπή αντοχής σε λυγισμό μιας πλευρικά μη προστατευμένης δοκού πρέπει να λαμβάνεται ως:

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} W_y \frac{f_y}{\gamma_{M1}} \quad (3.55)$$

όπου  $W_y$  είναι η κατάλληλη ροπή αντίστασης της διατομής ως εξής:

- $W_y = W_{pl,y}$  για διατομές κατηγορίας 1 ή 2
- $W_y = W_{el,y}$  για διατομές κατηγορίας 3
- $W_y = W_{eff,y}$  για διατομές κατηγορίας 4

$\chi_{LT}$  είναι ο μειωτικός συντελεστής για στρεπτοκαμπτικό λυγισμό

Στον καθορισμό του  $W_y$  δεν χρειάζεται να λαμβάνονται υπόψη οπές για κοχλίες στην άκρη της δοκού. Εκτός εάν ορίζεται διαφορετικά, για καμπτόμενα μέλη σταθερής διατομής, η τιμή του  $\chi_{LT}$  για την αντίστοιχη ανηγμένη λυγηρότητα  $\bar{\lambda}_{LT}$ , πρέπει να καθορίζεται από:

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} \quad \text{αλλά} \quad \chi_{LT} \leq 1,0 \quad (3.56)$$

$$\text{όπου } \Phi_{LT} = 0,5 \left[ 1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right] \quad \text{και} \quad \bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y f_y}{M_{cr}}}$$

$\alpha_{LT}$  είναι συντελεστής ατελειών

$M_{cr}$  είναι η ελαστική κρίσιμη ροπή στρεπτοκαμπτικού λυγισμού

Η  $M_{cr}$  βασίζεται στις ιδιότητες της πλήρους διατομής και λαμβάνει υπόψη τις συνθήκες φορτίσεως, την πραγματική κατανομή της ροπής και τις πλευρικές δεσμεύσεις. Στην περίπτωση μιας δοκού σταθερής διατομής, συμμετρικής ως προς τον ασθενή άξονα αδρανείας της και καμπτόμενης περί τον ισχυρό άξονα αδρανείας της, η κρίσιμη ελαστική ροπή πλευρικού λυγισμού υπολογίζεται από την εξίσωση:

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 EI_z}{(kL_T)^2} \left\{ \left[ \left[ \frac{k}{k_w} \right]^2 \frac{I_w}{I_z} + \frac{(kL_T)^2 GI_T}{\pi^2 EI_z} + (C_2 z_g - C_3 z_j)^2 \right]^{0,5} - (C_2 z_g - C_3 z_j) \right\} \quad (3.57)$$

Καμπύλη λυγισμού	a	b	c	d
Συντελεστής ατελειών $\alpha_{LT}$	0,21	0,34	0,49	0,76

**Πίνακας 3.2:** Συντελεστές ατελειών για καμπύλες στρεπτοκαμπτικού λυγισμού.

Διατομή	Όρια	Καμπύλη λυγισμού
Ελατές διατομές I	$h/b \leq 2$	a
	$h/b > 2$	b
Συγκολλητές διατομές I	$h/b \leq 2$	c
	$h/b > 2$	d
Άλλες διατομές	-	d

**Πίνακας 3.3:** Καμπύλη στρεπτοκαμπτικού λυγισμού.

Για λυγηρότητα  $\bar{\lambda}_{LT} \leq 0,2$  (ή  $\bar{\lambda}_{LT} \leq 0,4$ ) ή για  $\frac{M_{Ed}}{M_{cr}} \leq 0,04$  (ή  $\frac{M_{Ed}}{M_{cr}} \leq 0,16$ ) οι επιδράσεις στρεπτοκαμπτικού λυγισμού μπορούν να αγνοούνται και να γίνονται μόνο έλεγχοι διατομής.

### 3.2.2.12 Έλεγχος έναντι στρεπτοκαμπτικού λυγισμού (Μέλη με σταθερή διατομή υπό κάμψη και αξονική θλίψη)

Μέλη που υπόκεινται σε συνδυασμένη κάμψη και θλίψη πρέπει να ικανοποιούν:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\gamma_{M1} M_{y,Rk}} + k_{yz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\gamma_{M1} M_{z,Rk}} \leq 1 \quad (3.58)$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\gamma_{M1} M_{y,Rk}} + k_{zz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\gamma_{M1} M_{z,Rk}} \leq 1 \quad (3.59)$$

όπου  $N_{Ed}, M_{y,Ed}, M_{z,Ed}$  είναι οι τιμές σχεδιασμού της θλιπτικής δύναμης και των μεγίστων ροπών ως προς τους y-y και z-z άξονες κατά μήκος του μέλους, αντίστοιχα

$\Delta M_{y,Ed}, \Delta M_{z,Ed}$  είναι οι ροπές λόγω της μετατόπισης του κεντροβαρικού άξονα

$\chi_y$  και  $\chi_z$  είναι οι μειωτικοί συντελεστές λόγω καμπτικού λυγισμού

$k_{yy}, k_{yz}, k_{zy}, k_{zz}$  είναι οι συντελεστές αλληλεπίδρασης

### 3.2.2.13 Έλεγχος έναντι στρεπτοκαμπτικού λυγισμού (Μέλη με σταθερή διατομή υπό διαξονική κάμψη και θλίψη)

Για ταυτόχρονη παρουσία διαξονικής κάμψης και αξονικής δύναμης τα μέλη πρέπει να ικανοποιούν:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1 \quad (3.60)$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1 \quad (3.61)$$

Όπου  $\chi_{LT}$  είναι ο μειωτικός συντελεστής λόγω στρεπτοκαμπτικού λυγισμού ο υπολογισμός του οποίου δίνεται στην παράγραφο 3.2.2.11. Επίσης τα  $N_{Ed}$ ,  $M_{y,Ed}$ ,  $M_{z,Ed}$ ,  $\Delta M_{y,Ed}$ ,  $\Delta M_{z,Ed}$ ,  $k_{zy}$ ,  $k_{zz}$ ,  $k_{yz}$ ,  $k_{yy}$  όπως ορίζονται στην παράγραφο 3.2.2.12.

Κατηγορία διατομής	1,2	3
$N_{Rk}$	$f_y \cdot A$	$f_y \cdot A$
$M_{y,Rk}$	$f_y \cdot W_{pl,y}$	$f_y \cdot W_{el,y}$
$M_{z,Rk}$	$f_y \cdot W_{pl,z}$	$f_y \cdot W_{el,z}$

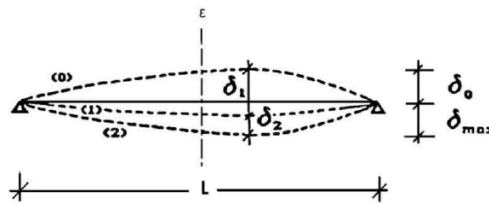
Πίνακας 3.4: Μεγέθη αντοχής των εξισώσεων (3.58) έως (3.61).

### 3.2.3 Έλεγχοι στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας(SLS)

Η Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας αφορά γενικά την επιβεβαίωση ότι οι μετατοπίσεις (μετακινήσεις και οι στροφές) δεν είναι υπερβολικές κάτω από κανονικές συνθήκες χρήσης. Σε ορισμένες περιπτώσεις είναι επίσης αναγκαίο να εξασφαλίζεται ότι η κατασκευή δεν υπόκειται σε υπερβολικές ταλαντώσεις. Περιπτώσεις όπου αυτό είναι ιδιαίτερα σημαντικό, περιλαμβάνουν κατασκευές εκτεθειμένες σε σημαντικές δυναμικές καταπονήσεις ή εκείνες που περιέχουν ευαίσθητο εξοπλισμό. Τόσο οι μετακινήσεις όσο και οι ταλαντώσεις συνδέονται περισσότερο με την δυσκαμψία παρά με την αντοχή του φορέα. Επειδή οι οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας αναφέρονται στην συμπεριφορά του φορέα υπό συνθήκες φορτίσεως λειτουργίας, ο έλεγχος γίνεται με τους αντίστοιχους συνδυασμούς φορτίων και με βάση την ελαστική ανάλυση ανεξάρτητα από την ανάλυση που έχει χρησιμοποιηθεί για τον σχεδιασμό στην οριακή κατάσταση αστοχίας.

Οι υπερβολικές μετατοπίσεις είναι δυνατόν να προκαλέσουν ένα πλήθος ανεπιθύμητων αποτελεσμάτων τόσο αισθητικών αλλά κυρίως λειτουργικών. Μερικά από αυτά είναι οι ζημιές στα τελειώματα και τα υλικά πλήρωσης (χωρίσματα) της κατασκευής (ειδικά όταν χρησιμοποιούνται εύθραυστα υλικά, όπως γυαλί, γύψινες κατασκευές και ασβεστοκονίαμα), οι συσσωρεύσεις νερού σε επίπεδες στέγες (οι οποίες μπορεί να οδηγήσουν σε διαρροές ή ακόμη και σε καταρρεύσεις σε εξαιρετικές περιπτώσεις), η δυσχέρεια στη λειτουργία γερανογεφυρών, η οπτική ενόχληση στους χρήστες και σε εξαιρετικές περιπτώσεις, αλλαγές στην στατική λειτουργία του φορέα, που μπορεί να αρκεί για να προκαλέσει ακόμα και αστοχίες. Ο σχεδιασμός περιλαμβάνει προσδιορισμό βελών και σύγκρισή τους με τα επιτρεπόμενα όρια, τα οποία εξαρτώνται από το είδος των μη φέροντων στοιχείων. Το συνολικό βέλος  $\delta_{max}$  αποτελείται ως γνωστόν από επιμέρους συνιστώσες ως εξής:





Σχήμα 3.1: Βέλη κάμψης.

Δηλαδή το συνολικό βέλος ισούται με:  $\delta_{max} = \delta_1 + \delta_2 - \delta_0$  όπου:

$\delta_{max}$  είναι το συνολικό βέλος κάμψης στην τελική κατάσταση με την ευθεία γραμμή που ενώνει τις στηρίξεις  $\delta_1$  είναι το βέλος λόγω μονίμων φορτίων  $\delta_2$  είναι το βέλος λόγω μεταβλητών δράσεων  $\delta_0$  είναι το αρχικό αντιβέλος κάμψης στην αφόρτιστη κατάσταση

Οι οριακές τιμές των κατακόρυφων και οριζόντιων μετακινήσεων και των δυναμικών επιρροών καθορίζονται στο Εθνικό Προσάρτημα του EN1993-1-1 όπου ορίζονται τα ακόλουθα:

A) Για τα όρια των κατακόρυφων βελών ισχύουν οι παρακάτω τιμές:

Φορέας	$\delta_{max}$	$\delta_2$
Μη βατές στέγες	$L/200$	$L/250$
Πατώματα και βατές στέγες	$L/250$	$L/300$

Πίνακας 3.5: Μέγιστες αποδεκτές τιμές βελών κάμψης

B) Οι προβλέψεις του Ευρωκώδικα 3 σχετικά με τις οριζόντιες μετατοπίσεις είναι οι ακόλουθες:

Μονώροφα υπόστεγα:  $h/150$

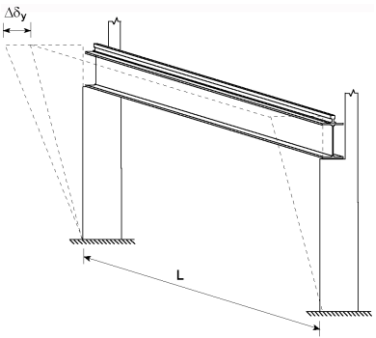
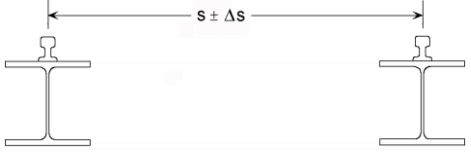
Μονώροφα κτίρια:  $h/300$

Πολυώροφα κτίρια: Σχετικές μετατοπίσεις ορόφων:  $h/300$

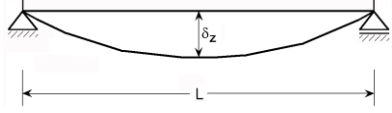

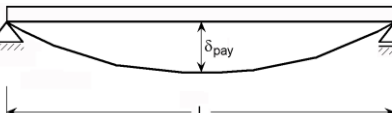
Συνολική μετατόπιση κτιρίου:  $h_0/300$

Επιπλέον, για μονώροφα κτίρια με γερανογέφυρες, σύμφωνα με το πρότυπο EN 1993-6, τα όρια των οριζόντιων και κατακόρυφων μετατοπίσεων των μελών που συνδέονται με τη γερανογέφυρα δίνονται στους παρακάτω πίνακες:

Περιγραφή της απόκλισης (παραμόρφωση ή μετακίνηση)	Σχήμα
<p>α) Οριζόντια παραμόρφωση <math>\delta_y</math> της δοκού κυλίσεως, μετρούμενη στην ανώτερη στάθμη της τροχιάς:</p> $\delta_y \leq L/600$	
<p>β) Οριζόντια μετακίνηση <math>\delta_y</math> ενός πλαισίου (ή ενός υποστυλώματος) στη στάθμη στήριξης της γερανογέφυρας, λόγω των φορτίων από τη γερανογέφυρα:</p> $\delta_y \leq h_c/400$ <p>όπου: <math>h_c</math> είναι το ύψος μέχρι τη στάθμη στην οποία στηρίζεται η γερανογέφυρα (επί μιας τροχιάς ή ενός πέλματος)</p>	

<p>γ) Διαφορά <math>\Delta\delta_y</math> μεταξύ των οριζοντίων μετακινήσεων γειτονικών πλαισίων (ή υποστυλωμάτων) που στηρίζουν τις δοκούς κυλίσεως σε γερανογέφυρες εσωτερικού χώρου:</p> $\Delta\delta_y \leq L/600$	
<p>δ) Διαφορά <math>\Delta\delta_y</math> μεταξύ των οριζοντίων μετακινήσεων γειτονικών υποστυλωμάτων (ή πλαισίων) που υποστηρίζουν τις δοκούς μιας εξωτερικής γερανογέφυρας :</p> <p>- λόγω των πλευρικών δυνάμεων από τη γερανογέφυρα και τον άνεμο που συνδυάζεται με αυτές:</p> $\Delta\delta_y \leq L/600$ <p>- λόγω των φορτίων ανέμου</p> $\Delta\delta_y \leq L/400$	
<p>ε) Μεταβολή της απόστασης <math>\Delta s</math> μεταξύ των κέντρων των τροχιών περιλαμβανομένης της επιρροής των θερμικών συστολοδιαστολών :</p> $\Delta s \leq 10 \text{ mm}$	

Πίνακας 3.6: Οριακές τιμές των οριζοντίων παραμορφώσεων.

Περιγραφή της παραμόρφωσης (παραμόρφωση ή μετακίνηση)	Διάγραμμα
<p>α) Κατακόρυφη παραμόρφωση <math>\delta_z</math> μιας δοκού κυλίσεως:</p> $\delta_z \leq L/600 \text{ και } \delta_z \leq 25 \text{ mm}$ <p>Η κατακόρυφη παραμόρφωση <math>\delta_z</math> πρέπει να λαμβάνεται ως η συνολική παραμόρφωση η οφειλόμενη στα κατακόρυφα φορτία, μείον το πιθανό αρχικό αντιβέλος, όπως για το <math>\delta_{\max}</math> στο σχήμα A1.1 του EN 1990.</p>	
<p>β) Διαφορική κατακόρυφη παραμόρφωση <math>\Delta h_c</math> των δύο δοκών κυλίσεως που υποστηρίζουν μια γερανογέφυρα:</p> $\Delta h_c \leq s/600$	
<p>δ) Κατακόρυφη παραμόρφωση <math>\delta_{\text{pay}}</math> μιας δοκού κυλίσεως, λόγω μιας μονοτροχιάς, οφειλόμενη μόνο στο συγκεντρωμένο φορτίο:</p> $\delta_{\text{pay}} \leq L/500$	

Πίνακας 3.7: Οριακές τιμές των κατακόρυφων παραμορφώσεων.

### 3.2.4 Έλεγχος περιορισμού βλαβών

Όσον αφορά την απαίτηση περιορισμού βλαβών, αυτή αποτελεί θεμελιώδη αρχή και πρέπει να καλύπτεται με ικανοποιητική αξιοπιστία για φορείς σε σεισμογενείς περιοχές. Έτσι, ο φορέας σχεδιάζεται και κατασκευάζεται για να αναλάβει σεισμική δράση με μεγαλύτερη πιθανότητα εμφάνισης από τη σεισμική δράση σχεδιασμού, χωρίς την εμφάνιση βλαβών και κατ'επέκταση περιορισμούς χρήσης, οι δαπάνες των οποίων θα ήταν δυσανάλογα υψηλές σε σύγκριση με την δαπάνη του ίδιου του φορέα. Προκειμένου να ικανοποιείται η απαίτηση περιορισμού βλαβών, πρέπει να ισχύουν τα ακόλουθα όρια, για κάθε περίπτωση, για την τιμή σχεδιασμού της σχετικής μετακίνησης του ορόφου  $d_r$ , η οποία λαμβάνεται ως η διαφορά των μέσων οριζοντίων μετακινήσεων  $d_s$  των δαπέδων του υπό εξέταση ορόφου.

- για κτίρια με μη-φέροντα στοιχεία από ψαθυρό υλικό, συνδεδεμένα με το φορέα:  $d_{rV} < 0,005h$
- για κτίρια με πλάστιμα μη-φέροντα στοιχεία:  $d_{rV} < 0,0075h$
- για κτίρια με μη φέροντα στοιχεία αγκυρωμένα με τέτοιο τρόπο ώστε να μην επηρεάζονται από τις παραμορφώσεις του φορέα, ή για κτίρια που δεν έχουν μη φέροντα στοιχεία:  $d_{rV} < 0,010h$

Όπου:  $h$  το ύψος του ορόφου

$\nu$  ο συντελεστής μείωσης που λαμβάνει υπόψη τη μικρότερη περίοδο επαναφοράς της σεισμικής δράσης που συνδέεται με την απαίτηση περιορισμού βλαβών. οι συνιστώμενες τιμές του  $\nu$  είναι 0,4 για κατηγορίες σπουδαιότητας III και IV και 0,5 για κατηγορίες I, II.

Σύμφωνα με τις διατάξεις του Ευρωκώδικα 8, εάν γίνεται γραμμική ανάλυση, οι μετακινήσεις που προκαλούνται από τη σεισμική δράση σχεδιασμού υπολογίζονται βάσει των ελαστικών παραμορφώσεων του στατικού συστήματος με τη βοήθεια της ακόλουθης απλουστευμένης έκφρασης:

$$d_s = q_d \cdot d_e \quad (3.62)$$

Όπου:  $d_s$  είναι η μετακίνηση σημείου του στατικού συστήματος που προκαλείται από τη σεισμική δράση σχεδιασμού

$q_d$  είναι ο συντελεστής συμπεριφοράς μετακίνησης

$d_e$  είναι η μετακίνηση του ίδιου σημείου του στατικού συστήματος

### 3.2.5 Έλεγχος έναντι φαινομένων 2ας τάξεως

Σύμφωνα με τις διατάξεις του Ευρωκώδικα 8, αποτελέσματα δευτέρας τάξεως δεν χρειάζεται να λαμβάνονται υπόψη εάν η ακόλουθη συνθήκη ικανοποιείται σε όλους τους ορόφους:

$$\theta = \frac{P_{tot} \cdot d_r}{V_{tot} \cdot h} \leq 1,0 \quad (3.63)$$

Όπου:

$\theta$  είναι ο συντελεστής ευαισθησίας σχετικής μετακίνησης ορόφου

$P_{tot}$  είναι το συνολικό φορτίο βαρύτητας στη σεισμική κατάσταση σχεδιασμού του ορόφου που εξετάζεται και των υπερκείμενων ορόφων

$d_r$  είναι η τιμή σχεδιασμού της σχετικής μετακίνησης ορόφου, που λαμβάνεται ως η διαφορά των μέσων οριζόντιων μετακινήσεων των δαπέδων του υπό εξέταση ορόφου

$V_{tot}$  είναι η συνολική τέμνουσα ορόφου

$h$  το ύψος του ορόφου

## 3.3 Έλεγχος της δοκού κύλισης της γερανογέφυρας

### 3.3.1 Γενικά Στοιχεία

Οι δοκοί κύλισης ελέγχονται ως προς την επάρκειά τους έναντι των οριακών καταστάσεων αστοχίας, λειτουργικότητας και κόπωσης. Πρέπει δηλαδή να διαπιστώνεται ότι η διατομή της δοκού είναι επαρκής και ότι η δοκός ως μέλος ανταποκρίνεται στη σύνθετη καταπόνηση στην οποία υποβάλλεται, χωρίς να παρουσιάζει παραμορφώσεις που δυσχεραίνουν την κίνηση και τη λειτουργία της γερανογέφυρας. Λόγω, εξ' άλλου, του μεγάλου αριθμού κύκλων φόρτισης πρέπει να διαπιστώνεται ότι δεν υπάρχει κίνδυνος αστοχίας λόγω κόπωσης.

**Ως προς την αντοχή της δοκού κύλισης πρέπει να γίνονται οι παρακάτω έλεγχοι:**

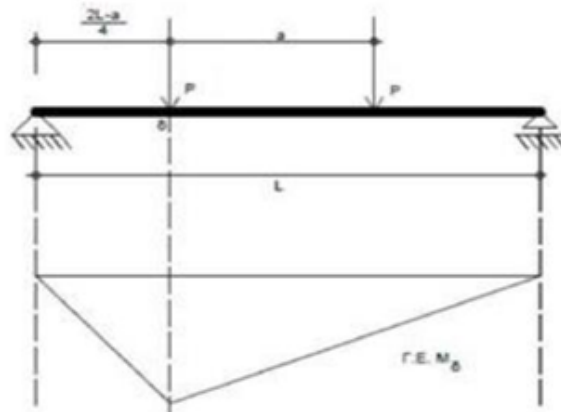
**A) Έλεγχος της διατομής για το δυσμενέστερο συνδυασμό εντατικών μεγεθών.**

Τα κατακόρυφα φορτία από τους δύο τροχούς πρέπει να τοποθετηθούν στη δυσμενέστερη δυνατή θέση. Για μια αμφιέρειστη δοκό κύλισης ανοίγματος I, 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 (Σχήμα 3.2):

$$\max M = \frac{P}{8l} (2l - a)^2 \quad (3.64)$$

Η μέγιστη αυτή καμπτική ροπή πραγματοποιείται όταν το πρώτο φορτίο απέχει από το άκρο της δοκού απόσταση  $\chi = (2l - a)/4$ . Η παραπάνω μέγιστη ροπή ισχύει εφ' όσον  $a < 0,586L$ . Σε αντίθετη περίπτωση, δυσμενέστερη θέση είναι όταν το ένα φορτίο βρίσκεται στο μέσον του ανοίγματος. Τα οριζόντια φορτία θεωρείται ότι ασκούνται 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.



**Σχήμα 3.2:** Θέση ζεύγους φορτίων  $P$  που προκαλεί μέγιστη ροπή στην αμφιέριστη δοκό κύλισης ( $a < 0,586L$ ).

### **B) Έλεγχος του μέλους.**

Οι αξονικές δυνάμεις επί της δοκού κύλισης, οι οφειλόμενες στην επιτάχυνση ή επιβράδυνση της γερανογέφυρας, είναι σχετικά μικρές, επομένως κίνδυνος καμπτικού λυγισμού δεν υπάρχει. Αντιθέτως, πρέπει η δοκός να ελέγχεται έναντι στρεπτοκαμπτικού λυγισμού. Συνήθως η πλευρική παραμόρφωση των δοκών κύλισης παρεμποδίζεται μέσω των στοιχείων που τοποθετούνται ειδικά για το σκοπό αυτό, οπότε δεν αναπτύσσονται σημαντικές καμπτικές ροπές περί το δευτερεύοντα άξονα αδρανείας της διατομής ούτε υπάρχει κίνδυνος στρεπτοκαμπτικού λυγισμού.

### **Γ) Τοπικός έλεγχος τάσεων στον κορμό της δοκού κύλισης κάτω από το φορτίο τροχού.**

Στο ανώτερο σημείο του κορμού υπάρχουν σημαντικές πρόσθετες εγκάρσιες ορθές και διατμητικές τάσεις λόγω του συγκεντρωμένου φορτίου. Επομένως, το πάχος του κορμού δεν πρέπει να είναι πολύ μικρό. Η συνδυασμένη ισοδύναμη τάση πρέπει να ελέγχεται.

### **Δ) Τοπικός έλεγχος ορθών τάσεων εκ κάμψεως στον κορμό, λόγω της εκκεντρότητας των φορτίων τροχού.**

### **Ε) Έλεγχος σε ρητίδωση και κύρτωση του κορμού.**

Ο Ευρωκώδικας 3–Μέρος 6 για τη διευκόλυνση των παραπάνω ελέγχων δέχεται τις εξής απλοποιητικές παραδοχές:

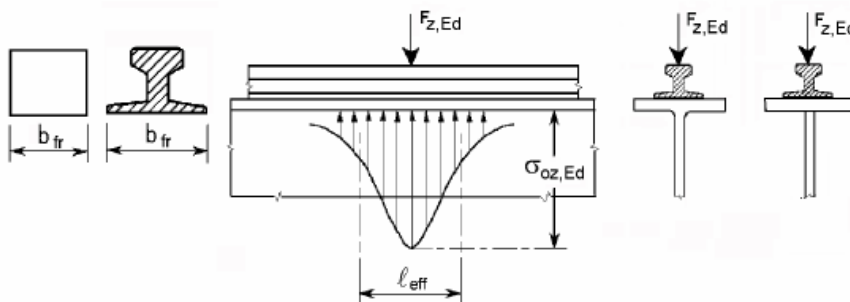
- Τα κατακόρυφα φορτία των τροχών παραλαμβάνονται από τη δοκό κύλισης.
- Τα πλευρικά φορτία παραλαμβάνονται από το άνω πέλμα της δοκού.
- Οι στρεπτικές ροπές παραλαμβάνονται από ζεύγη δυνάμεων που δρουν οριζόντια στο πάνω και στο κάτω πέλμα της δοκού κύλισης.

Οι τοπικές θλιπτικές τάσεις επί του κορμού της δοκού κύλισης κάτω από το φορτίο τροχού θεωρούνται ότι διανέμονται ομοιόμορφα όπως φαίνεται στο σχήμα 2.10 σε κάποιο ενεργό μήκος  $l_{eff}$

του κορμού για τον προσδιορισμό του οποίου χρησιμοποιείται ο πίνακας 3.5. Η θλιπτική τάση υπολογίζεται από τη σχέση:

$$\sigma_{z,Ed} = \frac{F_{z,Ed}}{l_{eff} \cdot t_w} \quad (3.65)$$

όπου  $F_{z,Ed}$  το φορτίο σχεδιασμού του τροχού,  $t_w$  το πάχος του κορμού ενώ το  $l_{eff}$  εξαρτάται από τη γεωμετρία της τροχιάς, τον τρόπο σύνδεσής της επί της δοκού κύλισης και τις διαστάσεις του άνω πέλματος της. Οι πρόσθετες διαμητικές τάσεις  $\tau_{xz,Ed}$  λόγω του συγκεντρωμένου φορτίου του τροχού λαμβάνονται κατά προσέγγιση ίσες προς το 20% της  $\sigma_{z,Ed}$ .



Σχήμα 3.3: Ενεργό μήκος  $l_{eff}$ .

Οι τοπικές ορθές τάσεις στον κορμό λόγω της εκκεντρότητας των φορτίων τροχού προσδιορίζονται από τη θεωρητική σχέση:

$$\sigma_{T,Ed} = \frac{6T_{Ed}}{at_w^2} n \cdot \tanh(n) \quad (3.66)$$

$$n = \left[ \frac{0,75 \cdot a \cdot t_w^3}{I_t} \cdot \frac{\sinh^2(\pi h_w / a)}{\sinh(2\pi h_w / a) - 2\pi h_w / a} \right]^{0,5} \quad (3.67)$$

όπου:

$a$  η απόσταση μεταξύ εγκάρσιων νευρώσεων του κορμού της δοκού κύλισης

$h_w$  το καθαρό ύψος του κορμού μεταξύ των πέλματων

$I_t$  η σταθερά στρέψεως του άνω πέλματος

$t_w$  το πάχος του κορμού

$T_{Ed}$  η στρεπτική ροπή που οφείλεται στην εκκεντρότητα  $e_y$  του φορτίου τροχού  $F_{z,Ed}$ , δηλαδή  $T_{Ed} = F_{z,Ed} \cdot e_y$  (λαμβάνεται  $e_y > 0,5 t_w$ )

Περίπτωση	Περιγραφή	Ενεργό φορτιζόμενο μήκος $l_{eff}$
(α)	Τροχιά δύσκαμπτα συνδεδεμένη στο πέλμα	$l_{eff} = 3,25 \cdot [I_{rf} / t_w]^{1/3}$
(β)	Τροχιά δύσκαμπτα μη συνδεδεμένη στο πέλμα	$l_{eff} = 3,25 \cdot [(I_r + I_{f,eff}) / t_w]^{1/3}$
(γ)	Τροχιά τοποθετημένη επάνω σε ελαστομερές υπόστρωμα πάχους τουλάχιστον 6mm	$l_{eff} = 4,25 \cdot [(I_r + I_{f,eff}) / t_w]^{1/3}$

Πίνακας 3.6: Ενεργό φορτιζόμενο μήκος  $l_{eff}$ .

Για τον έλεγχο της λειτουργικότητας των γερανογεφυρών πρέπει να λαμβάνονται τα υπόψη:

α) Το μέγεθος των κατακόρυφων παραμορφώσεων των δοκών κύλισης ώστε να αποφεύγονται υπερβολικές ταλαντώσεις κατά την ανύψωση του φορτίου και τη λειτουργία της γερανογέφυρας καθώς και υπερβολικές κλίσεις της τροχιάς.

β) Τυχόν διαφορικές κατακόρυφες παραμορφώσεις των απέναντι δοκών κύλισης για την αποφυγή υπερβολικής κλίσης της γερανογέφυρας.

γ) Το μέγεθος των οριζόντιων παραμορφώσεων των δοκών κύλισης ώστε να αμβλύνονται οι επιπτώσεις από τη λοξή κίνηση της γερανογέφυρας.

δ) Οι πλευρικές παραμορφώσεις των σημείων στήριξης των δοκών κύλισης, ώστε να αποφεύγεται υπερβολικό εύρος ταλαντώσεως των κύριων πλαισίων του κτιρίου.

ε) Οι διαφορικές πλευρικές παραμορφώσεις των γειτονικών υποστυλωμάτων ώστε να αποφεύγονται απότομες αλλαγές στην ευθύτητα των τροχιών που μπορεί να προκαλέσουν αυξημένες δράσεις από τη λοξή κίνηση της γερανογέφυρας και παραμορφώσεις στην τελευταία.

στ) Οι πλευρικές παραμορφώσεις των κύριων φορέων που μπορεί να μεταβάλλουν την απόσταση ενός ζεύγους απέναντι τροχών και να προκαλέσουν εξ' αυτού φθορά στους όνυχες των τροχών, στα στηρίγματα των τροχών στην ίδια τη γερανογέφυρα ή και εκτροχιασμό της.

ζ) Η λυγηρότητα των επίπεδων ελασμάτων από τα οποία η δοκός κύλισης μπορεί να έχει κατασκευαστεί, ώστε να αποφεύγεται ορατός ελαστικός λυγισμός ή «τρεμούλιασμα» του κορμού.

η) Το μέγεθος των τάσεων ώστε να μην αναπτύσσονται πλαστικές παραμορφώσεις υπό τα φορτία λειτουργίας (να υπάρχει αναστρεψιμότητα των τάσεων).

Το μέγιστο βέλος  $f$  αμφιέριστης δοκού κύλισης ανοίγματος  $l$  υπό δύο συγκεντρωμένα φορτία  $P$  απέχοντα  $a$  μεταξύ τους, αντιστοιχεί σε συμμετρική διάταξη των φορτίων ως προς το μέσον της δοκού και δίδεται από τη σχέση:

$$f = \frac{P \cdot c}{24EI} \cdot (3l^2 - 4c^2) \quad (3.68)$$

όπου:

- $EI$  η δυσκαμψία της δοκού
- $c$  η απόσταση κάθε φορτίου από το άκρο ( $2c + a = l$ )

αν  $a > 0,65l$  η δυσμενέστερη τιμή του βέλους προκύπτει όταν το φορτίο βρίσκεται στο μέσον του ανοίγματος.

Τα αποδεκτά όρια παραμορφώσεων (κατακόρυφων και οριζόντιων) καθορίζονται από τους πίνακες 3.6 και 3.7 της παραγράφου 3.2.3.

Εκτός από τους ελέγχους αντοχής και λειτουργικότητας η δοκός κύλισης, λόγω της φύσεως των φορτίων που την καταπονούν με μεγάλο αριθμό επαναλήψεων, πρέπει να ελέγχονται επίσης και έναντι κοπώσεως. Ο έλεγχος σε κόπωση κατά τους Ευρωκώδικες 1 και 3 γίνεται με βάση ιδεατά φορτία, τα οποία, επαναλαμβανόμενα σε  $2 \times 10^6$  κύκλους, θεωρείται ότι φέρουν ισοδύναμο από πλευράς κοπώσεως, αποτέλεσμα με την πραγματική ιστορία φορτίσεως της δοκού κυλίσεως.

Οι γερανογέφυρες με βάση τη χρήση, τον τρόπο λειτουργίας, τους προβλεπόμενους κύκλους φόρτισης και τη στάθμη των κύκλων αυτών ως προς τη μέγιστη ανυψωτική ικανότητα τους, κατατάσσονται από πλευράς ευαισθησίας έναντι κόπωσης σε 10 κατηγορίες ( $S_0, S_1, \dots, S_9$ ). Η κατηγορία της γερανογέφυρας ορίζεται συνήθως από τον κατασκευαστή της.

Ευαίσθητο σημείο της δοκού κύλισης είναι η σύνδεση κορμού-άνω πέλματος ιδιαίτερα όταν η σύνδεση αυτή είναι συγκολλητή (κατασκευασμένη δοκό κύλισης). Έχει διαπιστωθεί ότι η συγκόλληση του κορμού επί του πέλματος μέσω δύο αμφίπλευρων εσωραφών πλήρους διεισδύσεως διαθέτει συγκριτικά πολύ μεγαλύτερη αντοχή σε κόπωση από σύνδεση μέσω αμφίπλευρων εξωραφών. Για το λόγο αυτό συνιστάται να προτιμάται ο πρώτος τρόπος σύνδεσης. Το αίτιο της διαφοράς αυτής έγκειται στο ότι στην περίπτωση των εξωραφών τα δύο συνδεόμενα ελάσματα (κορμός-άνω πέλμα) λόγω ατελειών δεν εφάπτονται πλήρως μεταξύ τους. Το υφιστάμενο, σε ορισμένες θέσεις, κενό μειώνεται όταν από τη θέση αυτή διέρχεται τροχός και επανέρχεται στην αρχική του διάσταση μετά, μεταβολή η οποία επιδεινώνει τη συμπεριφορά σε κόπωση. Η ατελής επαφή δεν υπάρχει στην περίπτωση των εσωραφών. Σχετικός είναι ο πίνακας από τον EN1993-6 που κατατάσσει τις πιθανές λεπτομέρειες σύνδεσης κορμού-πέλματος σε κατηγορίες κόπωσης.

### 3.3.2 Έλεγχος στην οριακή κατάσταση αστοχίας

#### 3.3.2.1 Έλεγχος κορμού σε διάτμηση (λόγω εγκάρσιων φορτίων)

Η τιμή σχεδιασμού της διατμητικής δύναμης  $V_{y,Sd}$  πρέπει να ικανοποιεί:

$$\frac{V_{y,Sd}}{V_{y,Rd}} \leq 1 \quad (3.69)$$

Όπου  $V_{y,Rd}$  η αντοχή του κορμού σε διάτμηση η οποία υπολογίζεται από τη σχέση (3.8) για επιφάνεια διάτμησης  $A_v$  ίση με την επιφάνεια του κορμού, δηλαδή  $A_v = h_w \cdot t_w$ .

Έλεγχος σε κύρτωση του κορμού απαιτείται μόνο αν  $d/t_w > 72 \cdot (\varepsilon/n)$  όπου  $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$ .

#### 3.3.2.2 Έλεγχος του άνω πέλματος σε διάτμηση (λόγω οριζόντιων φορτίων)

Η δυσμενέστερη τέμνουσα σχεδιασμού  $V_{z,Sd}$  πρέπει να ικανοποιεί την:

$$\frac{V_{z,Sd}}{V_{z,Rd}} \leq 1 \quad (3.70)$$

Όπου  $V_{z,Rd}$  η αντοχή σε τέμνουσα του άνω πέλματος η οποία υπολογίζεται από την σχέση (3.8) για  $A_v = h_f \cdot t_f$ .

#### 3.3.2.3 Έλεγχος απομείωσης της αντοχής σε κάμψη λόγω διάτμησης

Ο έλεγχος για την απομείωση των αντοχών σε κάμψη λόγω διατμητικών τάσεων που οφείλονται καμπτικές και στρεπτικές ροπές γίνεται με βάση τη σχέση:

$$\beta_v = \frac{V_{Sd} / A_v}{(f_y / \sqrt{3}) / \gamma_M} + \left[ \frac{\tau_{v,Ed}}{1,25(f_y / \sqrt{3}) / \gamma_{M0}} \right]^2 \leq 0,50 \quad (3.71)$$

όπου:  $V_{Sd}$  η τέμνουσα δύναμη σχεδιασμού λόγω των κινητών φορτίων τροχού

$A_v$  η επιφάνεια διάτμησης της διατομής

$\tau_{v,Ed}$  η διατμητική τάση λόγω στρέψης η οποία είναι:  $\tau_{v,Ed} = M_{t,Sd} \cdot t / I_t$  (3.72)

#### 3.3.2.4 Έλεγχος σε διαξονική(λοξή) κάμψη και αξονική δύναμη

Ο έλεγχος γίνεται με βάση τη σχέση:

$$\frac{N_{Sd}}{A \cdot f_y / \gamma_{M1}} + \frac{M_{\varphi,y,Sd}}{W_{pl} \cdot f_y / \gamma_{M1}} + \frac{M_{\varphi,z,Sd}}{a_T \cdot W_{el,z} \cdot f_y / \gamma_{M1}} + \frac{\sigma_{\varphi,w,Ed}}{a_T \cdot f_y / \gamma_{M1}} \leq 1 \quad (3.73)$$

όπου  $N_{Sd}$  το οριζόντιο φορτίο λόγω επιτάχυνσης/επιβράδυνσης της γερανογέφυρας,  $A$  το εμβαδόν διατομής άνω πέλματος  $M_{\varphi,y,Sd}$  η μέγιστη ροπή περί τον ισχυρό άξονα αδρανείας (λόγω κινητών φορτίων και ιδίου βάρους της γερανογέφυρας)  $M_{\varphi,z,Sd}$  η μέγιστη ροπή περί τον ασθενή άξονα αδρανείας (λόγω οριζόντιων φορτίων)  $\sigma_{\varphi,w,Ed}$  ορθή τάση λόγω στρέβλωσης  $a_T$  συντελεστής ο οποίος προκύπτει από  $a_T = \frac{W_{pl,z}}{W_{el,z}}$

#### 3.3.2.5 Έλεγχος σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό

Ο έλεγχος έναντι στρεπτοκαμπτικού (πλευρικού) λυγισμού μπορεί να εκτελεσθεί εναλλακτικώς, μέσω ελέγχου καμπτικού λυγισμού του θλιβόμενου πέλματος. Ως μήκος λυγισμού  $c$ , λαμβάνεται η απόσταση των πλευρικών στηρίξεων και ως διατομή, η διατομή του θλιβόμενου πέλματος + 1/5 του ύψους του κορμού. Η δοκός μπορεί να θεωρείται ως πλήρως πλευρικά προστατευμένη όταν:

$$c > 0,4 \cdot i_{z,g} \cdot \lambda_1 \cdot \left( M_{pl,y,Rd} / M_{y,Sd} \right)^{0,5} \quad (3.74)$$

όπου  $i_{z,g}$  η ακτίνα αδρανείας της διατομής,  $\lambda_1$  η λυγηρότητα,  $M_{pl,y,Rd}$  η πλαστική ροπή αντοχής.

Η επάρκεια της δοκού ελέγχεται με την σχέση ελέγχου:

$$N_{f, sd} \leq \chi \cdot A_{f, g} \cdot f_y / \gamma_{M1} \quad (3.75)$$

όπου  $\chi$  ο μειωτικός συντελεστής λυγισμού και  $A_{f, g}$  το εμβαδόν της θεωρημένης διατομής.

### 3.3.2.6 Έλεγχος επάρκειας αντοχής κορμού σε εγκάρσια φορτία

Ο κορμός των δοκών κυλίσεως που υποστηρίζουν επικαθήμενες γερανογέφυρες πρέπει να ελέγχεται για αντοχή έναντι εγκαρσίων δυνάμεων που εφαρμόζονται μέσω των τροχών της γερανογέφυρας. Σε αυτόν τον έλεγχο, τα αποτελέσματα της πλευρικής εκκεντρότητας των φορτίων τροχού μπορεί να αμελούνται. Η αντοχή σχεδιασμού των κορμών δοκών ελαττής διατομής ή συγκολλητής, υπό την προϋπόθεση ότι το θλιβόμενο πέλμα εξασφαλίζεται επαρκώς έναντι πλευρικής μετάθεσης, προσδιορίζεται με βάση την παρακάτω σχέση:

$$F_{Rd} = \frac{f_{yw} L_{eff} t_w}{\gamma_{M1}} \quad (3.76)$$

$t_w$  είναι το πάχος του κορμού,  $f_{yw}$  είναι το όριο διαρροής του κορμού,  $L_{eff}$  είναι το ενεργό μήκος για αντοχή σε εγκάρσιες δυνάμεις, που προσδιορίζεται από:

$$L_{eff} = \chi_F \ell_y \quad (3.77)$$

όπου  $\ell_y$  είναι το ενεργό φορτιζόμενο μήκος σχετικό με το μήκος της δύσκαμπτης έδρασης  $s_s$ ,  $\chi_F$  ο μειωτικός συντελεστής ενεργού μήκους.

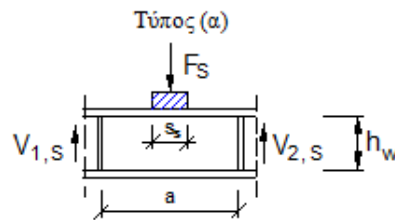
Το μήκος της δύσκαμπτης έδρασης  $s_s$  στο πέλμα λαμβάνεται ως η απόσταση επί της οποίας το εφαρμοζόμενο φορτίο κατανέμεται επαρκώς με κλίση 1:1. Εντούτοις, το  $s_s$  δεν πρέπει να λαμβάνεται μεγαλύτερο από το  $h_w$ . Εάν η επιφάνεια έδρασης του εφαρμοζόμενου φορτίου είναι υπό γωνία ως προς την επιφάνεια του πέλατος, το  $s_s$  πρέπει να λαμβάνεται ως μηδέν.

Ο μειωτικός συντελεστής  $\chi_F$  λαμβάνεται από τη σχέση:

$$\chi_F = \frac{0,5}{\bar{\lambda}_F} \leq 1,0 \quad (3.78)$$

$$\text{όπου } \bar{\lambda}_F = \sqrt{\frac{\ell_y t_w f_{yw}}{F_{cr}}} \quad \text{και} \quad F_{cr} = 0,9 k_F E \frac{t_w^3}{h_w} \quad (3.79), (3.80)$$

Για κορμούς χωρίς διαμήκεις νευρώσεις ο συντελεστής  $k_F$  λαμβάνεται σύμφωνα με το παρακάτω σχήμα:



Σχήμα 3.4: Συντελεστές λυγισμού για τον συγκεκριμένο τύπο εφαρμογής του φορτίου.

$$k_F = 6 + 2 \left( \frac{h_w}{a} \right)^2 \quad (3.81)$$

Το ενεργό φορτιζόμενο μήκος  $\ell_y$  υπολογίζεται ως εξής:

$$m_1 = \frac{f_{yf} b_f}{f_{yw} t_w} \quad (3.82)$$

$$m_2 = 0,02 \cdot \left( \frac{h_w}{t_f} \right)^2 \quad \text{εάν } \bar{\lambda}_F > 0,5 \quad (3.83)$$



$$m_2 = 0 \quad \text{εάν} \quad \bar{\lambda}_F < 0,5$$

$$\ell_y = s_s + 2 t_f \left( 1 + \sqrt{m_1 + m_2} \right) \quad (3.84)$$

αλλά  $\ell_y \leq$  της απόστασης μεταξύ γειτονικών εγκάρσιων νευρώσεων

Ο έλεγχος εκτελείται ως εξής:

$$\eta_2 = \frac{F_{Ed}}{\frac{f_{yw} L_{eff} t_w}{\gamma_{M1}}} \leq 1,0 \quad (3.85)$$

όπου  $F_{Ed}$  είναι η εγκάρσια δύναμη σχεδιασμού,  $L_{eff}$  είναι το ενεργό μήκος για αντοχή σε εγκάρσιες δυνάμεις, βλέπε 0(2),  $t_w$  είναι το πάχος του ελάσματος.

### 3.3.3 Έλεγχος στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας

#### A) Παραμόρφωση υπό τα κατακόρυφα φορτία

Λόγω συγκεντρωμένων κινητών φορτίων, η κατακόρυφη μετατόπιση δίνεται από την παρακάτω σχέση:

$$\delta_{1z} = \frac{P \cdot c}{24 \cdot E \cdot I_y} (3 \cdot l^2 - 4 \cdot c^2) \quad (3.86)$$

όπου  $EI$  η δυσκαμψία της δοκού,  $c$  η απόσταση κάθε φορτίου από το άκρο,  $l$  το μήκος της δοκού.

Ενώ η παραμόρφωση λόγω ιδίου βάρους προκύπτει από:

$$\delta_{2z} = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_d \cdot l^4}{E \cdot I_y} \quad (3.87)$$

όπου  $q_d$  το ίδιο βάρος της δοκού κυλίσεως περιλαμβανομένης της τροχιάς.

Η συνολική παραμόρφωση δίνεται από τη σχέση:  $\delta_z = \delta_{1z} + \delta_{2z}$  (3.88)

#### B) Παραμόρφωση υπό τα οριζόντια φορτία

$$\delta_y = \frac{P \cdot l^3}{48 \cdot E \cdot I_z} \quad (3.89)$$

όπου  $I_z$  η ροπή αδράνειας του άνω πέλματος.

Οι παραπάνω τιμές θα πρέπει να μην υπερβαίνουν τις αντίστοιχες οριακές τιμές των πινάκων 3.6 και 3.7.

#### Γ) Λοιποί περιορισμοί λειτουργικότητας

Κατά τη σύνταξη των μελετών, εκτός των περιορισμών των κατακόρυφων και οριζοντίων παραμορφώσεων των δοκών κυλίσεως, πρέπει επίσης να περιορίζονται και οι παραμορφώσεις των πλαισίων επί των οποίων οι δοκοί κυλίσεως εδράζονται, κατά τις προβλέψεις των πινάκων του EN1993-6 και ειδικότερα:

- η διαφορική κατακόρυφη μετακίνηση των εκατέρωθεν δοκών κυλίσεως
- η οριζόντια μετακίνηση των πλαισίων στη στάθμη εδράσεως επ' αυτών των δοκών κυλίσεως
- η διαφορική οριζόντια μετακίνηση των διαδοχικών πλαισίων στην ίδια, όπως παραπάνω, στάθμη

Οι έλεγχοι των παραμορφώσεων των Α,Β,Γ γίνονται με βάση τις οριακές τιμές των πινάκων 3.6 και 3.7 της παραγράφου 3.2.3

#### Δ) Δυνατότητα ταλάντωσης του κάτω πέλματος

Η λυγηρότητα του κάτω πέλματος πρέπει να ικανοποιεί την παρακάτω σχέση:

$$L / i_z < 250 \quad (3.90)$$

όπου:  $i_z$  η αντίστοιχη ακτίνα αδρανείας και είναι  $i_z = (I_z / t_f \cdot d_f)^{0,5}$  (3.91)

$I_z$  η ροπή αδρανείας κάτω πέλματος ως προς τον ασθενή άξονα αδρανείας της διατομής.

### 3.3.4 Έλεγχος σε κόπωση

Το ονομαστικό, τροποποιημένο ονομαστικό ή γεωμετρικό εύρος τάσεων λόγω των συχνών φορτίων  $\psi_1 Q_k$  δεν θα πρέπει να υπερβαίνει:

$$\begin{aligned} \Delta\sigma &\leq 1,5 f_y && \text{για εύρος ορθών τάσεων} \\ \Delta\tau &\leq 1,5 f_y / \sqrt{3} && \text{για εύρος διατμητικών τάσεων} \end{aligned}$$

Θα πρέπει να δειχθεί ότι για φορτία κόπωσης ισχύει:

$$\frac{\gamma_{Ff} \Delta\sigma_{E,2}}{\Delta\sigma_c / \gamma_{Mf}} \leq 1,0 \quad (3.92)$$

και

$$\frac{\gamma_{Ff} \Delta\tau_{E,2}}{\Delta\tau_c / \gamma_{Mf}} \leq 1,0 \quad (3.93)$$

Εκτός αν δηλώνεται διαφορετικά για τις κατηγορίες αντοχής, στην περίπτωση συνδυασμένου εύρους τάσεων  $\Delta\sigma_{E,2}$  και  $\Delta\tau_{E,2}$  θα πρέπει να γίνεται ο ακόλουθος έλεγχος:

$$\left( \frac{\gamma_{Ff} \Delta\sigma_{E,2}}{\Delta\sigma_c / \gamma_{Mf}} \right)^3 + \left( \frac{\gamma_{Ff} \Delta\tau_{E,2}}{\Delta\tau_c / \gamma_{Mf}} \right)^5 \leq 1,0 \quad (3.94)$$

Μέθοδος εκτίμησης	Επιπτώσεις αστοχίας	
	Χαμηλές	Υψηλές
Ανοχής βλαβών	1,00	1,15
Ασφαλούς ζωής	1,15	1,35

**Πίνακας 3.10:** Συνιστώμενοι επιμέρους συντελεστές ασφαλείας για αντοχή σε κόπωση.

Τα  $\Delta\sigma_{E,2}$ ,  $\Delta\tau_{E,2}$  είναι οι ισοδύναμες διακυμάνσεις ορθής ή διατμητικής τάσεως αντίστοιχα, σταθερού εύρους, για  $2 \cdot 10^6$  κύκλους φορτίσεων και υπολογίζονται με βάση τα φορτία κόπωσης. Για συνθήκες κανονικής λειτουργίας του γερανού τα φορτία κόπωσης μπορούν να εκφράζονται με φορτία κόπωσης ισοδύναμης βλάβης  $Q_e$  που μπορούν να λαμβάνονται σταθερά για όλες τις θέσεις του γερανού ώστε να καθορίζονται οι επιδράσεις από φορτία κόπωσης. Τα ισοδύναμα αυτά ιδεατά φορτία κοπώσεως προσδιορίζονται από τη σχέση:

$$Q_{e,i} = \lambda_i \cdot \varphi_{fat} \cdot Q_{max,i} \quad (3.95)$$

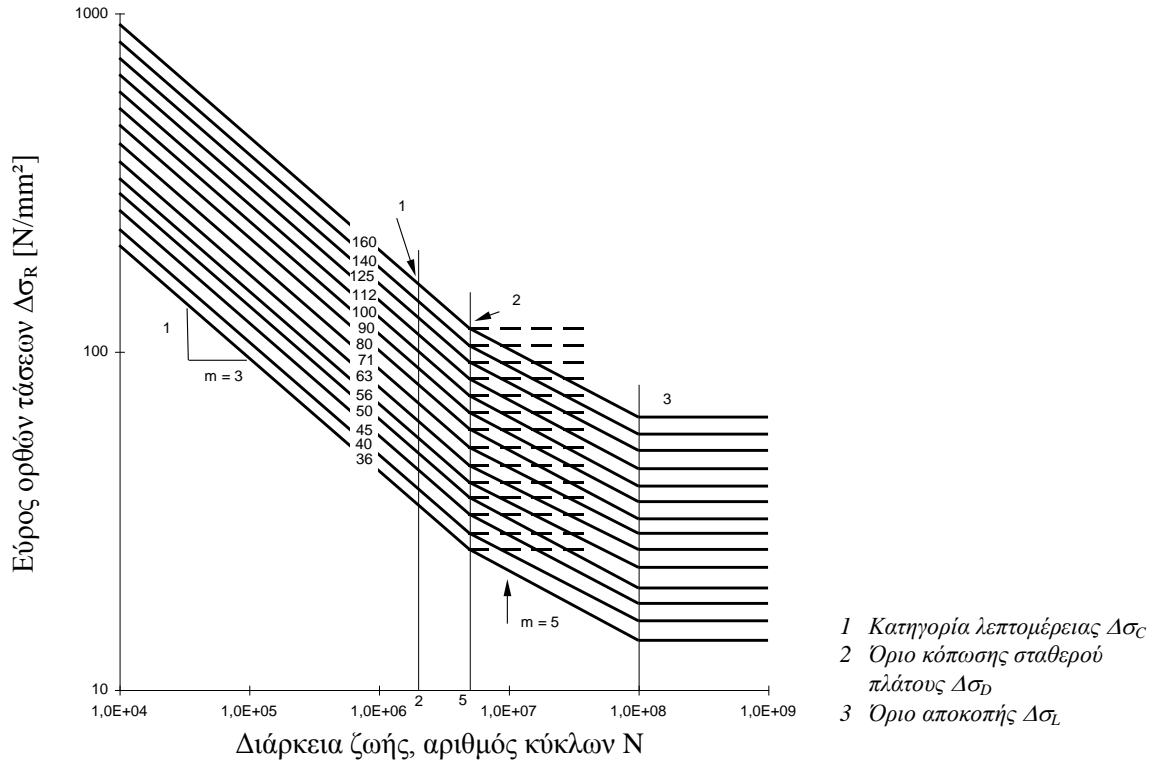
όπου  $Q_{max,i}$  είναι η μέγιστη αντίδραση τροχού,  $\lambda_i$  είναι ο συντελεστής ισοδύναμης βλάβης που λαμβάνει υπόψη το σχετικό πρότυπο φάσμα φορτίων κόπωσης και τον απόλυτο αριθμό κύκλων φόρτισης σε σχέση με τον  $N=2,0 \times 10^6$  κύκλους,  $\varphi_{fat}$  είναι ο δυναμικός συντελεστής ισοδύναμης βλάβης σε δυναμική κρούση ο οποίος μπορεί να λαμβάνεται ως ο δυσμενέστερος εκ των  $(1+\varphi_1)/2$  και  $(1+\varphi_2)/2$ .

Για τον καθορισμό της τιμής του  $\lambda$  η χρήση των γερανών μπορεί να ταξινομηθεί σύμφωνα με το φάσμα φορτίων και το συνολικό αριθμό κύκλων φορτίσεων όπως φαίνεται στον Πίνακα 3.11.

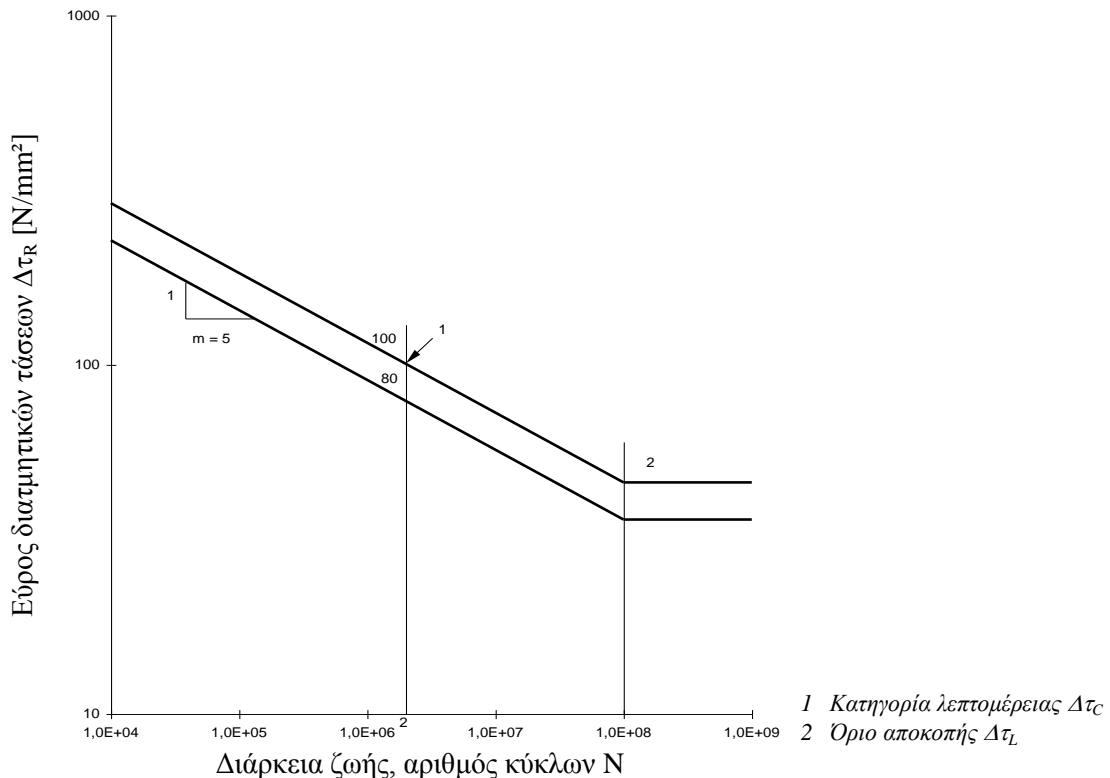
Κατηγορίες S	S <sub>0</sub>	S <sub>1</sub>	S <sub>2</sub>	S <sub>3</sub>	S <sub>4</sub>	S <sub>5</sub>	S <sub>6</sub>	S <sub>7</sub>	S <sub>8</sub>	S <sub>9</sub>
Ορθές τάσεις	0,198	0,250	0,315	0,397	0,500	0,630	0,794	1,00	1,260	1,587
Διατμητικές τάσεις	0,379	0,436	0,500	0,575	0,660	0,758	0,871	1,00	1,149	1,320

**Πίνακας 3.11:** Τιμές  $\lambda_i$  σύμφωνα με την κατηγορία γερανού.

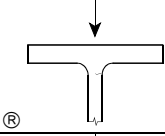
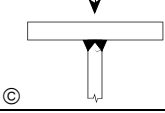
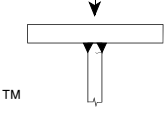
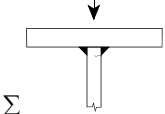
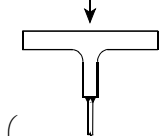
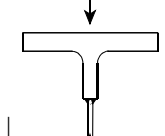
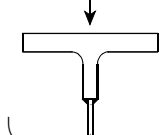
Τα  $\Delta\sigma_C$ ,  $\Delta\tau_C$  είναι οι αντοχές έναντι κοπώσεως για ορθές και διατμητικές τάσεις αντίστοιχα και αφορούν συγκεκριμένη κατηγορία λεπτομέρειας. Κάθε κατηγορία λεπτομερειών χαρακτηρίζεται από ένα αριθμό, σε  $N/mm^2$ , ο οποίος αντιπροσωπεύει τις τιμές αναφοράς  $\Delta\sigma_C$  και  $\Delta\tau_C$  αντοχής σε κόπωση για 2 εκατομμύρια κύκλους. Για τον προσδιορισμό της κατηγορίας λεπτομέρειας χρησιμοποιείται ο πίνακας 8.10 του EN1993 1-9 που αφορά συνδέσεις άνω πέλματος-κορμού γερανοδοκού.



Σχήμα 3.5: Καμπύλες αντοχής σε κόπωση για εύρη ορθών τάσεων.



Σχήμα 3.6: Καμπύλες αντοχής σε κόπωση για εύρη διατμητικών τάσεων.

Κατηγορία λεπτομερ.	Κατασκευαστική λεπτομέρεια	Περιγραφή	Απαιτήσεις
160		1) Ελατές διατομές I ή H	1) Εύρος κατακόρυφων θλιπτικών τάσεων $\Delta\sigma_{vert.}$ στον κορμό από φορτία τροχών
71		2) Ένωση Ταυ με ραφές πλήρους διείσδυσης	2) Εύρος κατακόρυφων θλιπτικών τάσεων $\Delta\sigma_{vert.}$ στον κορμό από φορτία τροχών
36*		3) Ένωση Ταυ με ραφές μερικής διείσδυσεως, ή ενεργές εσωραφές πλήρους διείσδυσης σύμφωνα με την EN 1993-1-8	3) Εύρος τάσεων $\Delta\sigma_{vert.}$ στο λαιμό ραφής λόγω κατακόρυφης θλίψης από φορτία τροχών
36*		4) Εξωραφές	4) Εύρος τάσεων $\Delta\sigma_{vert.}$ στο λαιμό ραφής λόγω κατακόρυφης θλίψης από φορτία τροχών
71		5) Πέλμα διατομής T με εσωραφές πλήρους διείσδυσης	5) Εύρος κατακόρυφων θλιπτικών τάσεων $\Delta\sigma_{vert.}$ στον κορμό από φορτία τροχών
36*		6) Πέλμα διατομής T με εσωραφές μερικής διείσδυσης, ή ενεργές εσωραφές πλήρους διείσδυσης σύμφωνα με EN 1993-1-8	6) Εύρος τάσεων $\Delta\sigma_{vert.}$ στο λαιμό ραφής λόγω κατακόρυφης θλίψης από φορτία τροχών
36*		7) Πέλμα διατομής T με εξωραφές	7) Εύρος τάσεων $\Delta\sigma_{vert.}$ στο λαιμό ραφής λόγω κατακόρυφης θλίψης από φορτία τροχών

**Πίνακας 3.11:** Συνδέσεις άνω πέλματος-κορμού γερανοδοκών.

## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4 : ΕΦΑΡΜΟΓΗ ΣΕ ΣΥΓΚΕΚΡΙΜΕΝΟ ΜΕΤΑΛΛΙΚΟ ΚΤΙΡΙΟ

### 4.1 Προδιαγραφές κτιρίου και γερανογέφυρας

Στο παρόν τεύχος παρουσιάζεται η στατική μελέτη του κτιρίου νηζελογεννητριών στο έργο «ΑΗΣ ΜΕΓΑΛΟΠΟΛΗΣ-ΜΕΛΕΤΗ, ΠΡΟΜΗΘΕΙΑ, ΜΕΤΑΦΟΡΑ, ΕΓΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΚΑΙ ΘΕΣΗ ΣΕ ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΑ ΜΟΝΑΔΑ Νο 5, ΣΥΝΔΥΑΣΜΕΝΟΥ ΚΥΚΛΟΥ, ΚΑΘΑΡΗΣ ΙΣΧΥΩΣ ΣΕ ΣΥΝΘΗΚΕΣ ΑΝΑΦΟΡΑΣ 811 MW, ΚΑΥΣΙΜΟ ΦΥΣΙΚΟ ΑΕΡΙΟ» στη Μεγαλόπολη Αρκαδίας. Ιδιοκτήτης του έργου είναι η Δημόσια Επιχείρηση Ηλεκτρισμού Α.Ε.. Πρόκειται για κατασκευή που φιλοξενεί το μηχανοστάσιο των 5 ηλεκτροπαραγωγών ζευγών με τα παρελκόμενα τους (BSDG Hall). Το BSDG Hall, διαστάσεις περίπου 18,60x30,10x9,50m, καλύπτεται από μεταλλικό στέγαστρο συμβατικής διάταξης (4 πλαίσια μονού ανοίγματος συνδεδεμένα με κεφαλοδοκούς, δεσμευόμενα έναντι πλευρικής μετάθεσης με διαγώνιους συνδέσμους κατακόρυφους και οροφής). Στα πλαίσια διατάσσονται τεγίδες και μηκίδες για στήριξη της επικάλυψης-πλαγιοκάλυψης του στεγάστρου. Στο εσωτερικό του λειτουργεί γερανογέφυρα ανοίγματος 14,80m και φορτωτικής ικανότητας 5t. Οι χρησιμοποιούμενες διατομές δίνονται στο παρακάτω πίνακα:

ΜΕΛΟΣ	ΔΙΑΤΟΜΗ
ΚΥΡΙΟΙ ΣΤΥΛΟΙ	HEA500
ΜΕΤΩΠΙΚΟΙ ΣΤΥΛΟΙ	HEA220
ΖΕΥΚΤΑ	IPE450
ΚΕΦΑΛΟΔΟΚΟΙ	SHS160x160x6.3
ΔΙΑΓΩΝΙΟΙ ΣΥΝΔΕΣΜΟΙ(ΑΝΩ)	CHS219.1x6.3
ΔΙΑΓΩΝΙΟΙ ΣΥΝΔΕΣΜΟΙ(ΚΥΡΙΟΙ)	SHS80x80x4.5
ΟΡΙΖΟΝΤΙΟΙ ΣΥΝΔΕΣΜΟΙ ΟΡΟΦΗΣ	SHS160x160x6.3
ΠΡΟΒΟΛΟΙ ΕΔΡΑΣΗΣ ΓΕΡΑΝΟΔΟΚΩΝ	HEA500
ΓΕΡΑΝΟΔΟΚΟΙ	HEA500
ΣΥΝΔΕΣΜΟΙ ΓΕΡΑΝΟΔΟΚΩΝ	SHS120X120X6.3
ΠΡΟΒΟΛΟΙ ΑΝΑΡΤΗΣΗΣ ΜΗΚΙΔΩΝ	HEA140
ΤΕΓΙΔΕΣ 9,00 m	HEA180
ΜΗΚΙΔΕΣ 9,00 m	UPN220
ΚΟΡΥΦΑΙΕΣ ΜΗΚΙΔΕΣ	UPN220+IPE270
ΤΕΓΙΔΕΣ 10.70m	HEA200
ΜΗΚΙΔΕΣ 10,70m	UPN240
ΝΤΙΖΕΣ	Φ16

Πίνακας 4.1

Η γερανογέφυρα όπως αναφέρθηκε παραπάνω είναι ανοίγματος 14,80m και ανυψωτικής ικανότητας 5t (DEMAG 5tx14,80m) και έχει τα ακόλουθα τεχνικά χαρακτηριστικά:

Βάρος γερανογέφυρας (χωρίς το βαρούλκο):  $Q_c = 4213 \text{ kg}$

Βάρος βαρουλκοφορείου:  $G_c = 450 \text{ kg}$

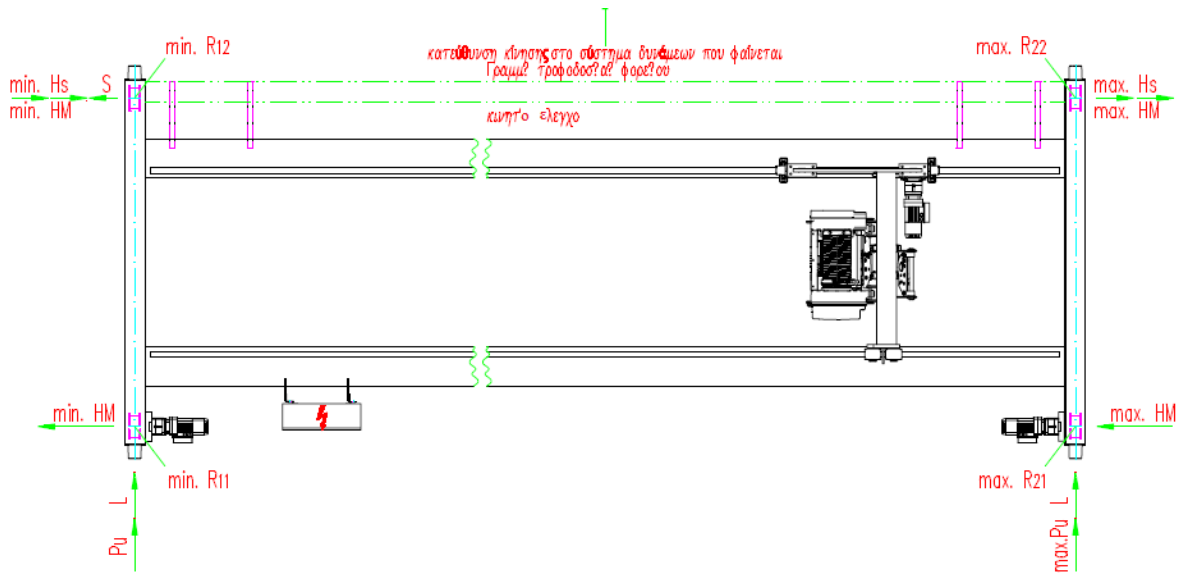
Μέγιστες τιμές κατακόρυφων φορτίων τροχών:

$$\max R_{11} = 3363 \text{ kg}, \quad \max R_{12} = 3648 \text{ kg}$$

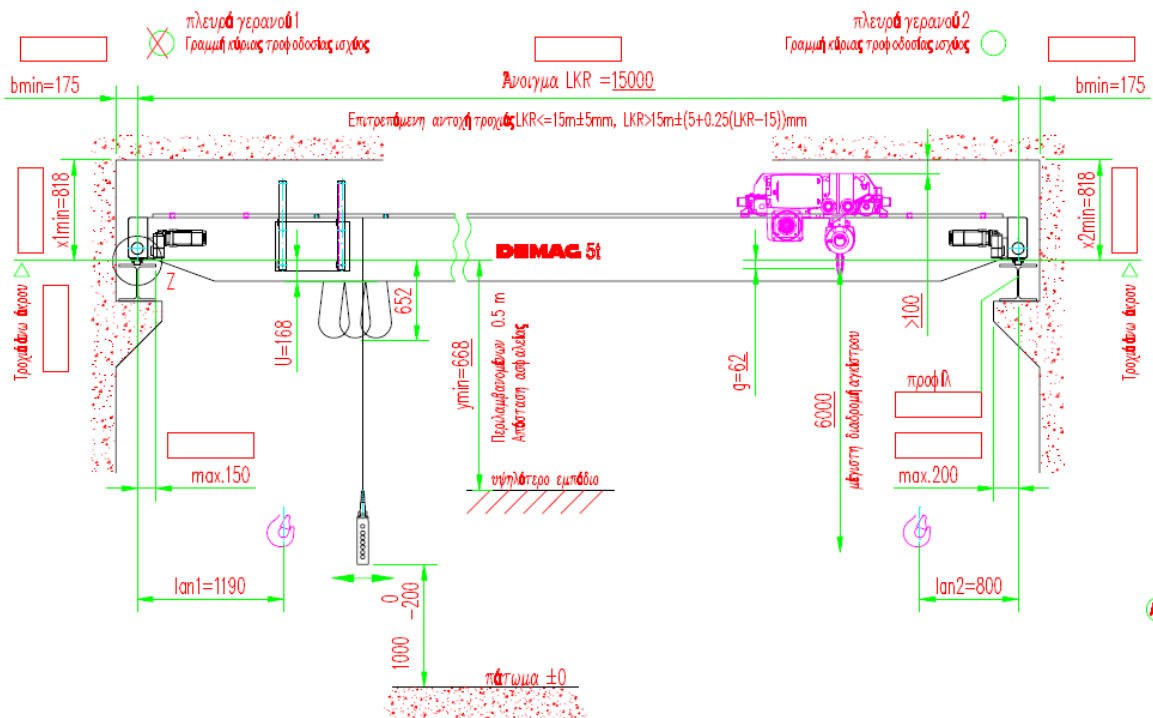
$$\min R_{21} = 1076 \text{ kg}, \quad \min R_{22} = 1127 \text{ kg}$$

$$\max R_{21} = 3354 \text{ kg}, \quad \max R_{22} = 3716 \text{ kg}$$

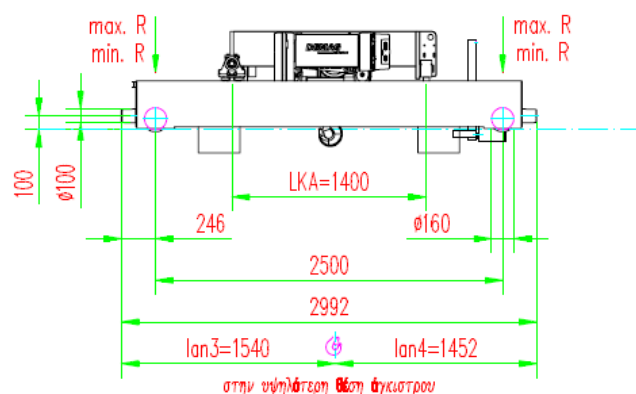
$$\min R_{11} = 1084 \text{ kg}, \quad \min R_{12} = 1058 \text{ kg}$$



Σχήμα 4.1: Κάτοψη της γερανογέφυρας.



Σχήμα 4.2: Όψη της γερανογέφυρας.



Σχήμα 4.3: Όψη (με διαστάσεις) του βαρουλκοφορείου.

Λοιπά τεχνικά χαρακτηριστικά:

Μέγιστο φορτίο προσκρουστήρα  $\max PU = 18,34 \text{ KN}$

Τύπος προσκρουστήρα DPZ 100

Οριζόντιες δυνάμεις:  $\max H_s = 9,73 \text{ KN}$ ,  $\min H_s = 2,89 \text{ KN}$ ,  $S = 12,63 \text{ KN}$  (οδηγούσα δύναμη)

$$\min H_M = 0,96 \text{ KN}, \max H_M = 3,17 \text{ KN}$$

## 4.2 Υπολογισμός φορτίων

### 4.2.1 Ίδιο βάρος

Το ειδικό βάρος του χάλυβα είναι ίσο με  $\gamma = 78,5 \text{ kN/m}^3$ . Το ίδιο βάρος της γερανογέφυρας είναι  $4663 \text{ kg}$  όπως προαναφέρθηκε ενώ το ίδιο βάρος του φορέα υπολογίζεται στο πρόγραμμα Sofistik.

### 4.2.2 Φορτίο Χιονιού

Το κτίριο νηζελογεννητριών της παρούσας μελέτης βρίσκεται στη περιοχή της Μεγαλόπολης στην Αρκαδία και σε υψόμετρο  $365 \text{ m}$  από τη στάθμη της θάλασσας. Βρίσκεται δηλαδή στη Ζώνη I ( $s_{k,0} = 0,4 \text{ KN/m}^2$ ) και σε υψόμετρο  $A=365 \text{ m}$  από τη στάθμη της θάλασσας, άρα η χαρακτηριστική τιμή του φορτίου χιονιού επί του εδάφους σύμφωνα με τη σχέση (2.3) είναι:

$$s_k = s_{k,0} \left( 1 + \left( \frac{A}{917} \right)^2 \right) = 0,4 \left( 1 + \left( \frac{365}{917} \right)^2 \right) = 0,4(1+0,158) = 0,46 \text{ KN/m}^2$$

Η κλίση στέγης είναι  $\alpha = 5^\circ$  δηλαδή  $0^\circ < \alpha < 30^\circ$  επομένως ο συντελεστής μορφής χιονιού σύμφωνα με τον πίνακα 2.1 είναι 0.8. Ο συντελεστής έκθεσης  $C_e$  λαμβάνει την τιμή 1 (Περιοχές όπου δεν υπάρχει σημαντική μετακίνηση του χιονιού από τον άνεμο στις κατασκευές) καθώς και ο θερμικός συντελεστής  $C_t$  (για κανονικές συνθήκες θερμικής μόνωσης της στέγης). Επομένως για καταστάσεις διαρκείας ή παροδικές το φορτίο χιονιού από τη σχέση (2.1) είναι:

$$s = \mu_1 \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k = 0,368 \text{ KN/m}^2$$

### 4.2.3 Φορτίο Ανέμου

Με βάση το κεφάλαιο 2.3 υπολογίζουμε τα παρακάτω:

1. Βασική ταχύτητα ανέμου  $v_{b,0}$ : Το υπό μελέτη κτίριο σε απόσταση μεγαλύτερη από  $10 \text{ km}$  οπότε λαμβάνεται  $v_{b,0} = 27 \text{ m/s}$
2. Το έδαφος είναι κατηγορίας II δηλαδή περιοχή με χαμηλή βλάστηση όπως γρασίδι και μεμονωμένα εμπόδια (δέντρα ή κτίρια) με απόσταση τουλάχιστον 20 φορές το ύψος των εμποδίων οπότε από τον πίνακα 2.2 λαμβάνεται  $z_0 = 0,03$  και  $z_{\min} = 2$  τραχύτητας σε  $m$ .
3. Η βασική ταχύτητα του ανέμου  $v_b$ : Είναι  $C_{dir} = 1$ ,  $C_{season} = 1$  (προτεινόμενες τιμές) και  $v_{b,0} = 27 \text{ m/s}$  οπότε σύμφωνα με τη σχέση (2.10) έχουμε:

$$v_b = 1 \cdot 1 \cdot 27 \text{ m/s} = 27 \text{ m/s}$$

4. Τραχύτητα του εδάφους: (ο συντελεστής τραχύτητας του εδάφους  $c_r(z)$  λαμβάνει υπόψη τη μεταβλητότητα της μέσης ταχύτητας ανέμου στη θέση της κατασκευής λόγω του ύψους πάνω από το έδαφος και λόγω της τραχύτητας του εδάφους της προσήνεμης περιοχής στη θεωρούμενη διεύθυνση του ανέμου). Από τις σχέσεις (2.7), (2.8) και (2.9) έχουμε:

$$c_r(z) = k_r \cdot \ln \left( \frac{z}{z_0} \right) \quad \text{για} \quad z_{\min} \leq z \leq z_{\max} \quad \text{ή}$$

$$c_r(z) = c_r(z_{\min}) \quad \text{για} \quad z \leq z_{\min}$$

$$k_r = 0,19 \cdot \left( \frac{z_0}{z_{0,H}} \right)^{0,07} = 0,19 \cdot \left( \frac{0,05}{0,05} \right)^{0,07} = 0,19$$

όπου:  $z_{0,II}=0,05$  (έδαφος κατηγορίας II)

$z_{\max}$  200m και είναι  $z_{\min} \leq z \leq z_{\max}$

$$\text{Άρα: } c_r(z) = k_r \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) = 0,19 \cdot \ln\left(\frac{9,5}{0,05}\right) = 0,996 = 1$$

5. Σύμφωνα με τη σχέση (2.6) η μέση ταχύτητα ανέμου θα είναι:

$$v_m(z) = c_r(z) \cdot c_0(z) \cdot v_b = 1 \cdot 1 \cdot 27 = 27 \text{ m/s}$$

6. Η ένταση του στροβιλισμού  $I_v(z)$  σε ύψος  $z$  δίνεται από τη σχέση (2.11) :

( $k_1$  ο συντελεστής στροβιλισμού και η τιμή του δίνεται από το Εθνικό προσάρτημα (προτεινόμενη τιμή 1)).Οπότε:

$$I_v(z) = \frac{k_1}{c_0(z) \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} = \frac{1}{1 \cdot \ln\left(\frac{9,5}{0,05}\right)} = \frac{1}{5,247} = 0,19$$

7. Με βάση το τύπο (2.5) προκύπτει η πίεση ταχύτητας αιχμής  $q_p(z)$  σε ύψος  $z$  :

$$q_p(z) = \left[1 + 7 \cdot I_v(z)\right] \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_m^2(z) = 1,06 \quad (v_m(z) = 27 \text{ m/s})$$

8. Επομένως σύμφωνα με τη σχέση (2.4) η εξωτερική πίεση δίνεται από τη σχέση:

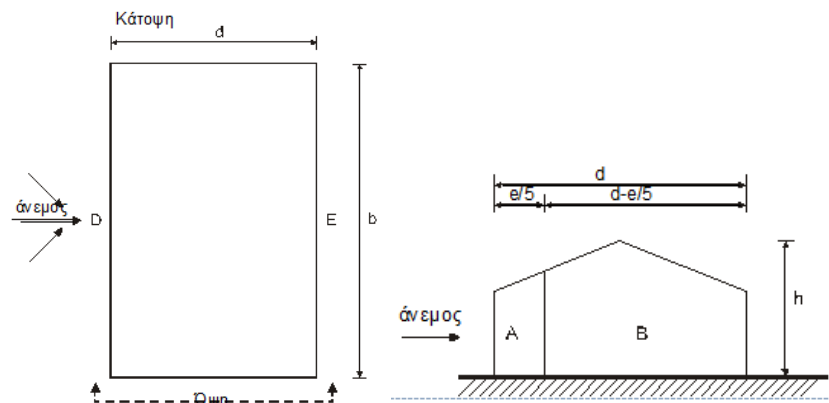
$$w_e = q_p(z_e) \cdot c_{pe} = 1,06 \cdot c_{pe}$$

Για κτίρια οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης  $c_{pe}$  εξαρτώνται από τις διαστάσεις της φορτιζόμενης επιφάνειας  $A$ , δίνονται δε στους πίνακες του Ευρωκώδικα για 2 χαρακτηριστικές τιμές της επιφάνειας, για  $1m^2$  ( $c_{pe,1}$ ) και για  $10m^2$  ( $c_{pe,10}$ ). Ως φορτιζόμενη θεωρείται η επιφάνεια, η οποία μεταφέρει στο εξεταζόμενο στοιχείο της κατασκευής τη δράση της ανεμοπίεσης και προκαλεί την αντίστοιχη καταπόνηση του. Φορτιζόμενες επιφάνειες θεωρούνται οι κατακόρυφοι εξωτερικοί τοίχοι και οι στέγες των κτιρίων. Για την εύρεση των δράσεων ανέμου, χρησιμοποιήθηκαν οι πίνακες του Ευρωκώδικα (EN1991 1-3) για τους συντελεστές εξωτερικής πίεσης για κατακόρυφους τοίχους ορθογωνικών κτιρίων για δικλινείς στέγες και για διευθύνσεις ανέμου α)  $\theta=0$  (διεύθυνση  $\gamma$ ) και β)  $\theta=90$  (διεύθυνση  $\chi$ ).

9. Εσωτερική πίεση  $w_i$  δεν έχουμε καθώς οι πόρτες (ανοίγματα) είναι πολύ μικρές σε σχέση με τις υπόλοιπες διαστάσεις του κτιρίου.

Υπολογίζουμε τους συντελεστές εξωτερικής πίεσης καθώς και τις τελικές πιέσεις για τις 2 διευθύνσεις ανέμου:

α) διεύθυνση ανέμου  $\theta=0$  (κάθετα στη πλάγια όψη του κτιρίου). Στο παρακάτω υπόμνημα δίνονται οι συμβολισμοί κατακόρυφων τοίχων για διεύθυνση ανέμου  $\theta=0$ .



Σχήμα 4.4: Ζώνες καταμερισμού ανεμοπίεσης κατακόρυφων τοίχων για  $\theta=0^\circ$ .



Είναι:  $d=18,6\text{ m}$ ,  $b=30,1\text{ m}$  και  $h=9,5\text{ m}$

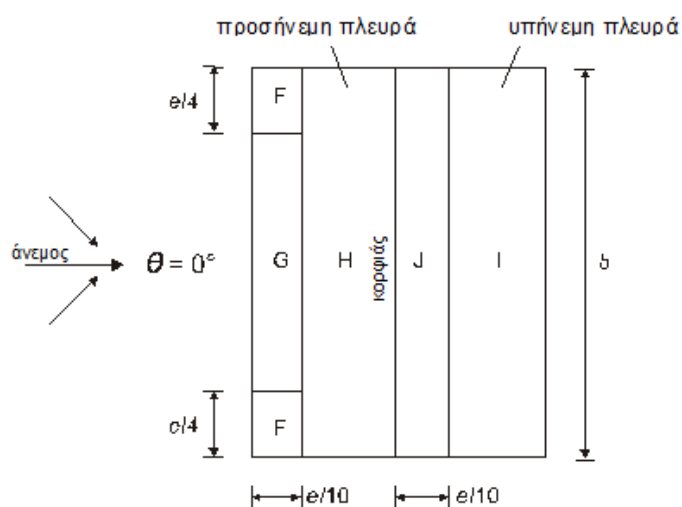
Άρα  $e = \min(b, 2h) = \min(30,1 ; 19) = 19 > 18,6$  οπότε  $h/d=9,5/18,6=0,51$  και κλίση στέγης  $\alpha=5^\circ$ .

Σύμφωνα με τον πίνακα 7.1 του EN1991-1-4:2005 και με γραμμική παρεμβολή για τις επιφάνειες των κατακόρυφων τοίχων του εν λόγω κτιρίου προκύπτει ο παρακάτω πίνακας των συντελεστών εξωτερικής πίεσης και των τελικών εξωτερικών πιέσεων:

	A	B	D	E
Μήκος (m)	$e/5=3.8$	$d-e/5=14.8$	$b=30.1$	$d=18.6$
$C_{pe,10}$	-1.2	-0.8	+0.735	-0.37
$w_e$	-1.27	-0.848	+0.779	-0.39

**Πίνακας 4.2:** Τελικές εξωτερικές πιέσεις  $w_e$  των κατακόρυφων τοίχων για άνεμο στη διεύθυνση  $\chi$ .

Η στέγη, συμπεριλαμβανομένων και των προεξεχόντων τμημάτων, θα διαιρείται σε ζώνες όπως φαίνεται στο παρακάτω σχήμα (σχήμα 7.6 EN1991-1-4:2005):



**Σχήμα 4.5:** Ζώνες καταμερισμού ανεμοπίεσης στέγης για  $\theta=0^\circ$ .

Οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης καθώς και οι τελικές πιέσεις  $w_e$  για τη στέγη για διεύθυνση ανέμου  $\theta=0$  οι οποίοι προκύπτουν με γραμμική παρεμβολή για  $\alpha=5^\circ$  από τις τιμές του πίνακα 7.4α EN1991-1-4:2005 δίνονται στον παρακάτω πίνακα:

	F	G	H	J	I
Μήκος (m)	$e/10=1.9$	$e/10=1.9$	$d/2-e/10=7.4$	$e/10=1.9$	$d/2-e/10=7.4$
Πλάτος (m)	$e/4=4.75$	$b-e/2=20.6$	$b=30.1$	$b=30.1$	$b=30.1$
$C_{pe,10}$	-1.7	-1.2	-0.6	-0.6	+0.2
$w_e$	-1.77	-1.25	-0.62	-0.62	+0.21

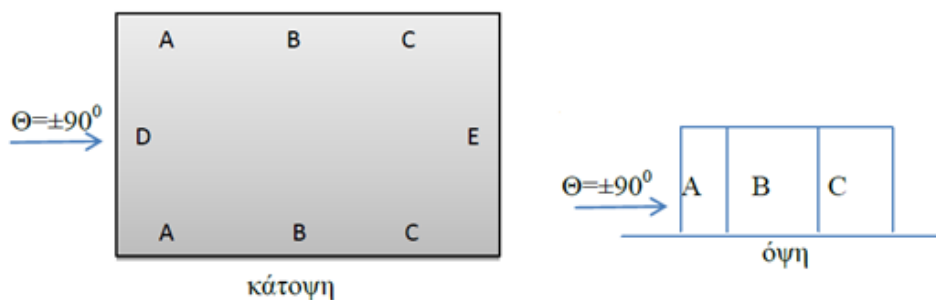
**Πίνακας 4.3:** Τελικές εξωτερικές πιέσεις  $w_e$  της στέγης για άνεμο στη διεύθυνση  $\chi$ .

β) διεύθυνση ανέμου  $\theta=90^\circ$

$d=30,1\text{ m}$ ,  $h=9,5\text{ m}$  και  $b=18,6\text{ m}$

$e = \min(b, 2h) = \min(18,6 ; 19) = 18,6 < d=30,1$  άρα  $h/d=9,5/30,1=0,316$

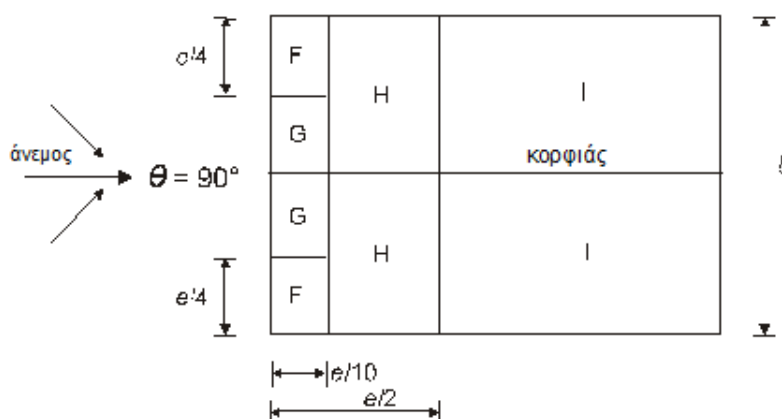
Όμοια με πριν (για  $\theta=0$ ) έχουμε τις ζώνες που διαιρούνται οι επιφάνειες των κατακόρυφων τοίχων και της στέγης σύμφωνα με τα σχήματα 7.5 και 7.8, του EN1991-1-4, αντίστοιχα και επιπλέον προκύπτουν οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης  $c_{pe}$  σύμφωνα με τους πίνακες 7.1 και 7.4β (EN1991 1-4:2005) και εν συνεχεία οι τελικές εξωτερικές πιέσεις. Έχουμε δηλαδή:



Σχήμα 4.6: Συμβολισμοί κατακόρυφων τοίχων για διεύθυνση  $\theta=90^\circ$ .

	A	B	C	D	E
Μήκος(m)	$e/5=3.72$	$4e/5=14.88$	$d-e=11.5$	$b=18.6$	$b=18.6$
$c_{pe,10}$	-1.2	-0.8	-0.5	+0.709	-0.318
$w_e$	-1.25	-0.83	-0.52	+0.74	-0.33

Πίνακας 4.4: Συντελεστές εξωτερικής πίεσης και τελικές πιέσεις για τους κατακόρυφους τοίχους για άνεμο στη διεύθυνση  $y$ .



Σχήμα 4.7: Ζώνες καταμερισμού ανεμοπίεσης στέγης για  $\theta=90^\circ$ .

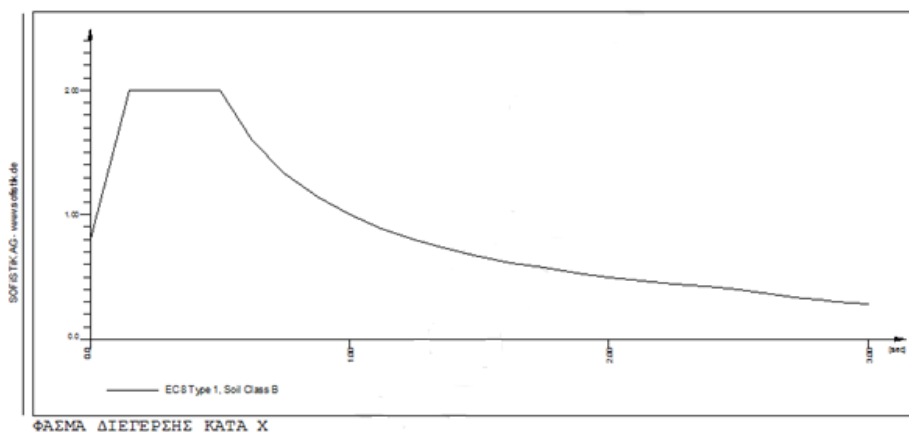
	F	G	H	I
Μήκος (m)	$e/10=1.86$	$e/10=1.86$	$e/2-e/10=7.44$	$d-e/2=20.8$
Πλάτος (m)	$e/4=4.65$	$e/4=4.65$	$b/2=9.3$	$b/2=9.3$
$c_{pe,10}$	-1.6	-1.3	-0.7	-0.6
$w_e$	-1.67	-1.35	-0.73	-0.62

Πίνακας 4.4: Τελικές εξωτερικές πιέσεις  $w_e$  της στέγης για άνεμο στη διεύθυνση  $y$ .

## 4.2.4 Σεισμική δράση

### 4.2.4.1 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 ( $\alpha_g=0,24g$ ). Η κατηγορία σπουδαιότητας για βιομηχανικά κτίρια είναι  $\gamma_1=1$  ωστόσο για την παρούσα μελέτη λαμβάνεται  $\gamma_1=1,3$ . Το έδαφος είναι κατηγορίας B επομένως σύμφωνα με τον πίνακα 2.6 είναι  $S=1,2$ ,  $T_B=0,15s$ ,  $T_C=0,5s$ . Η τιμή της απόσβεσης για μεταλλική κατασκευή με κοχλιώσεις είναι  $\xi=4\% \rightarrow n=(7/\xi+2)^{0,5}=1,08$ . Τέλος, ο συντελεστής συμπεριφοράς για κτίρια από χάλυβα προσδιορίζεται με βάση το δομικό σύστημα κάθε διεύθυνσης και είναι  $q=4$  (πλαισιακή λειτουργία) κατά τη διεύθυνση  $\psi$  και  $q=1,5$  (διαγώνιοι σύνδεσμοι τύπου V) κατά τη διεύθυνση  $\chi$ . Λαμβάνουμε τη δυσμενέστερη τιμή  $q=1,5$  και για τις δύο διευθύνσεις επομένως δεν απαιτείται να γίνει ικανοτικός έλεγχος.

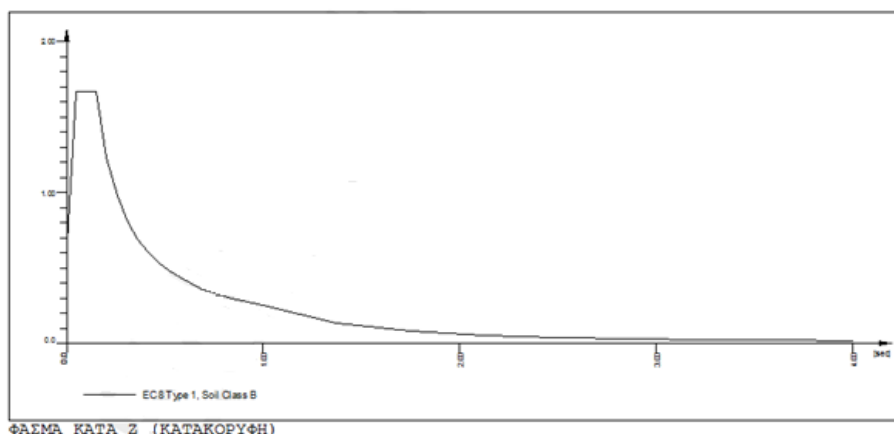


Σχήμα 4.8

Το φάσμα διέγερσης κατά  $y$  έχει ακριβώς την ίδια μορφή με το φάσμα διέγερσης κατά  $x$ . Αφού λοιπόν ορίστηκε στο πρόγραμμα η μορφή του φάσματος απόκρισης καθώς και οι συνιστώσες  $E_x$ ,  $E_y$ ,  $E_z$ , προσδιορίστηκαν οι 30 πρώτες ιδιομορφές του φορέα ώστε να ενεργοποιηθεί τουλάχιστον το 90% της δρώσας μάζας (εδώ 95,5%). Τέλος με βάση τις παραπάνω ιδιομορφές υπολογίστηκαν στο Sofistik οι οριζόντιες μετακινήσεις της κατασκευής με τη μέθοδο της πλήρους τετραγωνικής επαλληλίας CQC.

#### 4.2.4.1 Σεισμική δράση στην κατακόρυφη διεύθυνση

Επειδή στα μεταλλικά κτίρια η μάζα είναι πολύ μικρή και επειδή  $a_{vg}=0,24g$  η κατακόρυφη σεισμική συνιστώσα δεν λαμβάνεται υπόψη. Ωστόσο η μορφή του φάσματος απόκρισης θα είναι:



Σχήμα 4.9

#### 4.2.5 Φορτία Γερανογέφυρας στη δοκό κύλισης

##### 4.2.5.1 Δυναμικοί συντελεστές

Με βάση τους πίνακες 2.9 έως 2.12 του 2<sup>ου</sup> κεφαλαίου προκύπτουν διαδοχικά οι δυναμικοί συντελεστές  $\varphi_1 \rightarrow \varphi_5$  για τον υπολογισμό των δράσεων της γερανογέφυρας οι οποίες ασκούνται με δυναμικό τρόπο στη δοκό κύλισης.

- ✓  $\varphi_1$ : ( $0,9 < \varphi_1 < 1,1$ ) λαμβάνουμε  $\varphi_1 = 1,1$  δηλαδή τη δυσμενέστερη τιμή.
- ✓  $\varphi_2$ : είναι  $\varphi_2 = \varphi_{2,\min} + \beta_2 \cdot V_h$

Από το πίνακα 2.10 για κατηγορία ανύψωσης HC2 έχουμε:

$$\varphi_{2,\min} = 1,1 \text{ και } \beta_2 = 0,34 \text{ και } V_h = 8m/\min \text{ οπότε προκύπτει: } \varphi_2 = 1,1 + 0,34 \cdot 8/60 = 1,145.$$

- ✓  $\varphi_3$  : επειδή δεν υπάρχει περίπτωση ξαφνικής απελευθέρωσης συνόλου ή μέρους του αναρτήμενου φορτίου αφού δεν χρησιμοποιούνται αρπάγες η μαγνήτες λαμβάνεται  $\varphi_3=1$ .
- ✓  $\varphi_4$  : λαμβάνουμε  $\varphi_4=1$  επειδή θεωρούμε ότι έχουν τηρηθεί οι ανοχές για τα φορεία τροχών που καθορίζονται στον Ευρωκώδικα.
- ✓  $\varphi_5$  : με βάση τον πίνακα 2.11 και υποθέτοντας ότι οι δυνάμεις μεταβάλλονται ομαλά λαμβάνεται  $\varphi_5=1,5$
- ✓  $\varphi_6$  : για δυναμικώς επιβαλλόμενο δοκιμαστικό φορτίο είναι  $\varphi_6=0,5 \cdot (1+\varphi_2)=0,5 \cdot (1+1,145)=1,0725$  ενώ για στατικά επιβαλλόμενο δοκιμαστικό φορτίο λαμβάνεται  $\varphi_6=1$ .
- ✓  $\varphi_7$  : 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  $\varphi_7$  έτσι ώστε να μετατραπούν σε ισοδύναμα στατικά φορτία. Από τον Ευρωκώδικα λαμβάνεται η δυσμενέστερη τιμή  $\varphi_7=1,6$ .

#### 4.2.5.2 Κατακόρυφα φορτία

Θα γίνει η εύρεση των φορτίων που ασκεί η γερανογέφυρα στη δοκό κύλισης για τις περιπτώσεις αφόρτιστης και φορτισμένης γερανογέφυρας (ελάχιστες και μέγιστες τιμές φορτίων) για τους συνδυασμούς 1,2,3,4,5 του πίνακα 2.13. Αρχικά θα υπολογίσουμε τα βάρη σε  $KN$  της γερανογέφυρας. Η γερανογέφυρα έχει ανυψωτική ικανότητα  $5t$  και άνοιγμα  $14,8m$ . Επειδή  $1t$  αντιστοιχεί σε  $9,81KN$ , οι  $5t$  αντιστοιχούν σε  $49,05KN$ . Δηλαδή το φορτίο ανύψωσης είναι  $Q_h=49,05KN$ . Το ίδιο βάρος της γερανογέφυρας είναι  $4213kg$  δηλαδή  $Q_c=41,32KN$  το οποίο ανάγουμε σε κατανεμημένο δηλαδή  $41,32/14,8=2,79KN/m$ . Τέλος το ίδιο βάρος του φορείου είναι  $450kg$  δηλαδή  $G_c=4,41KN$ .

##### Εκκεντρότητα κατακόρυφων φορτίων στη τροχιά

Επειδή η τροχιά σταθμίζεται και ευθυγραμμίζεται μετά την ανέγερση του κτιρίου και την τοποθέτηση των δοκών κύλισης, είναι δυνατόν το κατακόρυφο φορτίο να ασκείται έκκεντρα ως προς τη δοκό κύλισης. Η εκκεντρότητα αυτή λαμβάνεται υπόψη και προσδιορίζεται στους κανονισμούς με μια ενδεικτική τιμή ίση με το  $\frac{1}{4}$  του πλάτους της τροχιάς  $b_r$ . Άρα για πλάτος τροχιάς  $50mm$  είναι  $e_y=0,25 \cdot 50=12,5mm$ .

**Δ)** Ελάχιστες τιμές κατακόρυφων φορτίων (γερανογέφυρα αφόρτιστη με το φορείο σε μία ακραία θέση πχ τροχιά 2)

Η ελάχιστη απόσταση για ακραία θέση αγκίστρου από σχήμα 4.2 είναι  $l_{an2}=800mm$

Με τη βοήθεια των τύπων (2.27) έως (2.30) και για τους διάφορους συνδυασμούς φορτίων του πίνακα 2.13 προκύπτουν οι παρακάτω τιμές των κατακόρυφων φορτίων:

##### A) Συνδυασμοί φορτίων 1,2

Το φορτίο της γερανογέφυρας, εκτός του φορείου, ανοιγμένο σε ομοιόμορφα διανεμημένο φορτίο όπως το υπολογίσαμε προηγουμένως είναι  $Q_c=2,79KN/m$ . Το συγκεντρωμένο φορτίο από το βαρούλκο είναι  $G_c=4,41KN$ .

Δυναμική προσαύξηση

$$\varphi_1 \cdot Q_c = 3,07KN/m$$

$$\varphi_1 \cdot G_c = 4,85KN/m$$

➤ Φορτίο που αντιστοιχεί στη περισσότερο φορτισμένη δοκό κυλίσεως (τροχιά 1):

$$\sum Q_r^{\min} = \frac{1}{2} \cdot 3,07 \cdot 14,8 + 4,85 \cdot \left( \frac{14}{14,8} \right) = 27,31KN \quad (L_{kr}=14,8m)$$

$$\text{και ανά τροχό: } Q_r^{\min} = 27,31/2 = 13,66KN$$

- Φορτίο που αντιστοιχεί στη λιγότερο φορτισμένη δοκό κυλίσεως (τροχιά 2):

$$\sum Q_{r,\min} = \frac{1}{2} \cdot 3,07 \cdot 14,8 + 4,85 \cdot \left( \frac{0,8}{14,8} \right) = 22,98 \approx 23 \text{KN}$$

Και ανά τροχό  $Q_{r,\min} = 11,5 \text{KN}$

### B) Συνδυασμοί φορτίων 3,4,5

Επειδή  $\varphi_3, \varphi_4, \varphi_5 = 1$  είναι  $Q_c = 2,79 \text{KN/m}$  και  $G_c = 4,41 \text{KN}$ . Άρα

- Φορτίο που αντιστοιχεί στη περισσότερο φορτισμένη δοκό κυλίσεως (τροχιά 1):

$$\sum Q_r^{\min} = \frac{1}{2} \cdot 2,79 \cdot 14,8 + 4,41 \cdot \left( \frac{14}{14,8} \right) = 24,82 \text{KN}$$

Και ανά τροχό  $Q_r^{\min} = 12,41 \text{KN}$

- Φορτίο που αντιστοιχεί στη λιγότερο φορτισμένη δοκό κυλίσεως (τροχιά 2):

$$\sum Q_{r,\min} = \frac{1}{2} \cdot 2,79 \cdot 14,8 + 4,41 \cdot \left( \frac{0,8}{14,8} \right) = 20,884 \approx 21 \text{KN}$$

Και ανά τροχό  $Q_{r,\min} = 10,5 \text{KN}$

**II) Μέγιστες τιμές κατακόρυφων φορτίων (γερανογέφυρα φορτισμένη με το φορείο σε ακραία θέση)**  
Με βάση τους τύπους (2.31) έως (2.34) και για τους διάφορους συνδυασμούς φορτίων του πίνακα 2.13 προκύπτουν τα παρακάτω:

### A) Συνδυασμός φορτίων 1

Το φορτίο ανύψωσης είναι  $Q_h = 49,05 \text{KN}$

Δυναμική προσαύξηση

$$\varphi_2 \cdot Q_h = 1,145 \cdot 49,05 = 56,16 \text{KN}$$

- Φορτίο που αντιστοιχεί στη περισσότερο φορτισμένη δοκό κυλίσεως (τροχιά 1):

$$\sum Q_r^{\max} = \frac{1}{2} \cdot 3,07 \cdot 14,8 + (4,85 + 56,16) \cdot \left( \frac{14}{14,8} \right) = 80,68 \text{KN} \quad (L_{kr}=14,8)$$

Και ανά τροχό  $Q_r^{\max} = 80,68 / 2 = 40,34 \text{KN}$ .

- Φορτίο που αντιστοιχεί στη λιγότερο φορτισμένη δοκό κυλίσεως (τροχιά 2):

$$\sum Q_{r,\max} = \frac{1}{2} \cdot 3,07 \cdot 14,8 + (4,85 + 56,16) \cdot \left( \frac{0,8}{14,8} \right) = 25,77 \text{KN}$$

Και ανά τροχό  $Q_{r,\max} = 12,88 \approx 13 \text{KN}$

### B) Συνδυασμός φορτίων 2

Το φορτίο ανύψωσης με τη δυναμική προσαύξηση είναι  $\varphi_3 \cdot Q_h = 49,05 \text{KN}$

- Φορτίο που αντιστοιχεί στη περισσότερο φορτισμένη δοκό κυλίσεως (τροχιά 1):

$$\sum Q_r^{\max} = \frac{1}{2} \cdot 3,07 \cdot 14,8 + (4,85 + 49,05) \cdot \left( \frac{14}{14,8} \right) = 73,71 \text{KN}$$

Και ανά τροχό  $Q_r^{\max} = 36,85 \approx 37 \text{KN}$

- Φορτίο που αντιστοιχεί στη λιγότερο φορτισμένη δοκό κυλίσεως (τροχιά 2):

$$\sum Q_{r,\max} = \frac{1}{2} \cdot 3,07 \cdot 14,8 + (4,85 + 49,05) \cdot \left( \frac{0,8}{14,8} \right) = 25,42 \text{KN}$$

Και ανά τροχό  $Q_{r,\max} = 12,71 \text{KN}$

### Γ) Συνδυασμοί φορτίων 3,4,5

Επειδή  $\varphi_4 = 1$  είναι  $\varphi_4 \cdot Q_n = 49,05 \text{ KN}$  και επιπλέον  $\varphi_3, \varphi_4, \varphi_5 = 1$  άρα  $Q_c = 2,79 \text{ KN/m}$  και  $G_c = 4,41 \text{ KN}$ .

➤ Φορτίο που αντιστοιχεί στη περισσότερο φορτισμένη δοκό κυλίσεως (τροχιά 1):

$$\sum Q_r^{\max} = \frac{1}{2} \cdot 2,79 \cdot 14,8 + (4,41 + 49,05) \cdot \left( \frac{14}{14,8} \right) = 71,22 \text{ KN}$$

Και ανά τροχό  $Q_r^{\max} = 35,61 \text{ KN}$ .

➤ Φορτίο που αντιστοιχεί στη λιγότερο φορτισμένη δοκό κυλίσεως (τροχιά 2):

$$\sum Q_{r,\max} = \frac{1}{2} \cdot 2,79 \cdot 14,8 + (4,41 + 56,16) \cdot \left( \frac{0,8}{14,8} \right) = 23,32 \text{ KN}$$

Και ανά τροχό  $Q_{r,\max} = 11,66 \approx 11,7 \text{ KN}$ .

### 4.2.5.3 Οριζόντια φορτία λόγω επιτάχυνσης και επιβράδυνσης της γερανογέφυρας

A) Κατά μήκος δυνάμεις  $H_{L,i}$

Για συντελεστή τροχού-τροχιάς  $\mu = 0,2$  (χάλυβας με χάλυβα) η κινητήρια δύναμη  $K$  δίνεται από τη σχέση (2.36):

$$K = 0,2 \cdot 2 \cdot 10,5 = 4,2 \text{ KN}$$

Επομένως από τον τύπο (2.35) προκύπτουν οι κατά μήκος δυνάμεις:

$$H_{L,1} = H_{L,2} = 1,5 \cdot 4,2 \cdot \frac{1}{2} = 3,15 \text{ KN}$$

B) Εγκάρσιες δυνάμεις  $H_{T,i}$

Ο συντελεστής  $\xi_1$  της απόστασης  $\xi_1 l$  του κέντρου βάρους  $S$  του συστήματος από την τροχιά 1 δίνεται από τη σχέση (2.39). Δηλαδή:

$$\xi_1 = \sum Q_{r,\max} / \sum Q_r = \sum Q_{r,\max} / (\sum Q_{r,\max} + \sum Q_r^{\max}) = 71,22 / (71,22 + 23,32) = 0,753$$

και  $\xi_2 = 1 - \xi_1 = 0,247$

Όπως υπολογίσαμε παραπάνω ο δυναμικός συντελεστής  $\varphi_5$  είναι ίσος με 1,5. Η απόσταση του κέντρου βάρους  $S$  του συστήματος από τον άξονα της κίνησης είναι:

$$l_s = (\xi_1 - 0,5) \cdot l = (0,753 - 0,5) \cdot 14,8 = 3,74 \text{ m}$$

Επομένως η ροπή στροφής από την κινητήρια δύναμη, η οποία δίνεται από τη σχέση (2.40), θα είναι:  $M = 4,2 \cdot 3,74 = 15,71 \approx 15,7 \text{ KNm}$  και συνεπώς:

$$H_{T,1} = 1,5 \cdot 0,247 \cdot \frac{15,7}{2,5} = 2,33 \text{ KN}$$

$$H_{T,2} = 1,5 \cdot 0,753 \cdot \frac{15,7}{2,5} = 7,1 \text{ KN}$$

### 4.2.5.4 Οριζόντια φορτία λόγω παράγωγης (λοξής ως προς τις τροχιές) της γερανογέφυρας

Με βάση τη παράγραφο 2.6.5.1 του κεφαλαίου 2 προκύπτουν διαδοχικά τα παρακάτω:

Λαμβάνεται η δυσμενέστερη τιμή για τη γωνία  $\alpha$  ( $\alpha = 0,015$ ). Επομένως από τη σχέση (2.45) προκύπτει:

$$f = 0,3 \cdot (1 - \exp(-250 \cdot \alpha)) = 0,3(1 - \exp(-250 \cdot 0,015)) = 0,293 \leq 0,3$$

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  $e_2=a=2,50\text{m}$ . Επειδή, εξ' άλλου, δεν υπάρχουν ζεύγη συνεχευγμένων τροχών είναι  $m=0$ . Είμαστε λοιπόν στην περίπτωση σταθερά συνδεδεμένων τροχών όπου οι τροχοί κάθε τροχιάς είναι μεταξύ τους ανεξάρτητοι (πίνακας 2.15 σύστημα IFF) άρα:

$$h = (m \cdot \xi_1 \cdot \xi_2 \cdot l^2 + \sum e_i^2) / \sum e_i = 2,5 \text{ m} \quad (m=0 \text{ για ανεξάρτητους τροχούς κάθε τροχιάς})$$

Από τον πίνακα 2.16 υπολογίζονται οι παρακάτω συντελεστές  $\lambda_{S,i,j,L}$  και  $\lambda_{S,i,j,T}$ :

$$\lambda_S = 1 - \left[ \sum e_j / (n \cdot h) \right] = 1 - [2,5 / (2 \cdot 2,5)] = 0,5$$

$$\lambda_{S,1,L} = \lambda_{S,2,L} = 0$$

Για το πρώτο ζεύγος (προηγούμενων) τροχών:

$$\lambda_{S,1,1,T} = (\xi_2 / n) \cdot [1 - (e_1 / h)] = \frac{0,247}{2} \cdot \left(1 - \frac{0}{2,5}\right) = 0,1235$$

$$\lambda_{S,2,1,T} = (\xi_1 / n) \cdot [1 - (e_1 / h)] = \frac{0,753}{2} \cdot \left(1 - \frac{0}{2,5}\right) = 0,3765$$

Για το δεύτερο ζεύγος τροχών:

$$\lambda_{S,1,2,T} = (\xi_2 / n) \cdot [1 - (e_2 / h)] = \frac{0,247}{2} \cdot \left(1 - \frac{2,5}{2,5}\right) = 0$$

$$\lambda_{S,2,2,T} = (\xi_1 / n) \cdot [1 - (e_2 / h)] = \frac{0,753}{2} \cdot \left(1 - \frac{2,5}{2,5}\right) = 0$$

Επομένως η οδηγούσα δύναμη  $S$  θα είναι :

$$S = f \cdot \lambda_S \cdot \sum Q_r^{\max} = 0,293 \cdot 0,5 \cdot 71,22 = 10,43 \text{ KN}$$

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

$$H_{S,1,1,L} = H_{S,2,1,L} = 0$$

$$H_{S,1,1,T} = f \cdot \lambda_{S,1,1,T} \cdot \sum Q_r^{\max} = 0,293 \cdot 0,1235 \cdot 71,22 = 2,58 \text{ KN}$$

$$H_{S,2,1,T} = f \cdot \lambda_{S,1,2,T} \cdot \sum Q_r^{\max} = 0,293 \cdot 0,3765 \cdot 71,22 = 7,86 \text{ KN}$$

$$H_{S,1,2,T} = H_{S,2,2,T} = 0$$

Άρα στη θέση του προπορευόμενου ζεύγους τροχών θα είναι:

$$\text{Επί τροχιάς 1 } H_{S,1,T} = H_{S,1,1,T} - S = 2,58 - 10,43 = -7,85 \text{ KN}$$

$$\text{και επί τροχιάς 2 } H_{S,2,T} = H_{S,2,1,T} = 7,86 \text{ KN}$$

Οι παραπάνω δυνάμεις  $H_S$  θα ενταχθούν μόνο στο συνδυασμό φορτίων 5

#### 4.2.6 Συνολικά φορτία σχεδιασμού από τη γερανογέφυρα

Με βάση τον πίνακα 2.13 και τις παραγράφους 4.2.5.2 έως 4.2.5.4 προκύπτει ο παρακάτω συγκεντρωτικός πίνακας στον οποίο συνοψίζονται τα κατακόρυφα και τα οριζόντια φορτία. Τα κατακόρυφα και οριζόντια φορτία υπολογίστηκαν ως φορτία λειτουργίας με  $\gamma=1$  συνεπώς για την μετατροπή τους σε φορτία σχεδιασμού πολλαπλασιάζονται με  $\gamma=1,35$ . Ο πρώτος αριθμός αντιστοιχεί σε φορτία λειτουργίας ( $\gamma=1$ ) και ο δεύτερος σε φορτία σχεδιασμού ( $\gamma=1,35$ ).

Συνδυασμός Φορτίων			1	2	3	4	5
Κατακόρυφα Φορτία	Ίδιο Βάρος Γερανογέφυρας	$Q_r^{\min}$	13,7	13,7	12,41	12,41	12,41
			18,5	18,5	16,75	16,75	16,75
		$Q_{r,\min}$	11,5	11,5	10,5	10,5	10,5
			15,53	15,53	14,18	14,18	14,18
	Ίδιο Βάρος Γερανογέφυρας και ανυψούμενου φορτίου	$Q_r^{\max}$	40,34	36,85	35,61	35,61	35,61
			54,46	49,75	48,07	48,07	48,07
		$Q_{r,\max}$	12,88	12,71	11,7	11,7	11,7
			17,39	17,61	15,8	15,8	15,8
Οριζόντια Φορτία	Επιτάχυνση και Επιβράδυνση Γερανογέφυρας	$H_{L,1}$	3,15	3,15	3,15	3,15	-
			4,25	4,25	4,25	4,25	-
		$H_{L,2}$	3,15	3,15	3,15	3,15	-
			4,25	4,25	4,25	4,25	-
		$H_{T,1}$	2,33	2,33	2,33	2,33	-
			3,15	3,15	3,15	3,15	-
$H_{T,2}$	7,1	7,1	7,1	7,1	-		
	9,59	9,59	9,59	9,59	-		
	Παράγωγη (Λοξή) κίνηση της γερανογέφυρας	$H_{S,1,T}$	-	-	-	-	7,85
			-	-	-	-	10,61
		$H_{S,2,T}$	-	-	-	-	7,86
			-	-	-	-	10,61

Πίνακας 4.5: Συγκεντρωτικός πίνακας κατακόρυφων και οριζόντιων φορτίων της γερανογέφυρας στη δοκό κύλισης.

### 4.3 Φορτία λόγω θερμοκρασίας

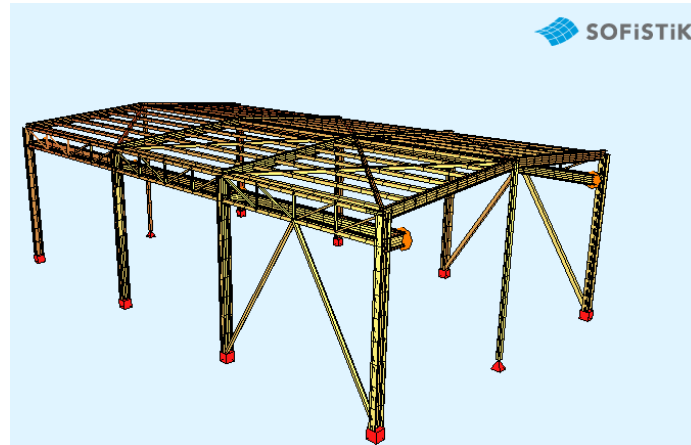
Λόγω των διαστάσεων του κτιρίου δεν απαιτείται να υπολογιστούν φορτία λόγω θερμοκρασίας.



# ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5 : ΕΛΕΓΧΟΣ ΤΩΝ ΜΕΛΩΝ ΜΕ ΤΟ ΛΟΓΙΣΜΙΚΟ ΠΕΠΕΡΑΣΜΕΝΩΝ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ SOFISTIK

## 5.1 Περιγραφή του προσομοιώματος

Το κτίριο που περιγράφεται στο κεφάλαιο 4 προσομοιώνεται στο λογισμικό πεπερασμένων στοιχείων Sofistik ώστε να προσδιοριστεί η συμπεριφορά του στις διάφορες φορτίσεις που πιθανώς θα δεχτεί στην διάρκεια ζωής του. Οι φορτίσεις αυτές έχουν περιγραφεί και προσδιοριστεί στα κεφάλαια 2 και 4 αντίστοιχα.



Σχήμα 5.1: Αναλυτικό προσομοίωμα του βιομηχανικού κτιρίου.

## 5.2 Φορτίσεις στη κατασκευή

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

LC1: Ιδίο βάρος του φορέα

LC2: Πρόσθετα μόνιμα φορτία (επικαλύψεων, τοίχων κλπ)

LC3: Φορτίο χιονιού

LC4: Κινητά φορτία οροφής

LC(5~8): Φορτία ανέμου

LC9: Φόρτιση γερανογέφυρας κοντά στο υποστήλωμα 1 για δυναμικό συνδυασμό 1

LC10: Φόρτιση γερανογέφυρας κοντά στο υποστήλωμα 2 για δυναμικό συνδυασμό 1

LC11: Φόρτιση γερανογέφυρας κοντά στο υποστήλωμα 3 για δυναμικό συνδυασμό 1

LC12: Φόρτιση γερανογέφυρας κοντά στο υποστήλωμα 4 για δυναμικό συνδυασμό 1

LC13: Φόρτιση γερανογέφυρας κοντά στο υποστήλωμα 1 για δυναμικό συνδυασμό 5

LC14: Φόρτιση γερανογέφυρας κοντά στο υποστήλωμα 2 για δυναμικό συνδυασμό 5

LC15: Φόρτιση γερανογέφυρας κοντά στο υποστήλωμα 3 για δυναμικό συνδυασμό 5

LC16: Φόρτιση γερανογέφυρας κοντά στο υποστήλωμα 4 για δυναμικό συνδυασμό 5

LC20: Φόρτιση γερανογέφυρας στο μεσαίο υποστήλωμα (χωρίς τα οριζόντια φορτία) για τους σεισμικούς συνδυασμούς

Από τις φορτίσεις της γερανογέφυρας LC9 έως LC16, η LC10 προκαλεί τα δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη ( $M_y, N_x$ ) στο υποστήλωμα γι' αυτό και τη θεωρούμε ως δυσμενέστερη φόρτιση της γερανογέφυρας η οποία θα υπεισέλθει στους συνδυασμούς φορτίσεων. Επιπλέον, για εξοικονόμηση χρόνου, οι συνδυασμοί στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας προσδιορίστηκαν με βάση τους

δυσμενέστερους συνδυασμούς στην ΟΚΑ όσον αφορά τις κατακόρυφες μετακινήσεις των ζυγωμάτων. Επομένως προέκυψαν οι παρακάτω συνδυασμοί φορτίσεων:

**A) Οριακή κατάσταση αστοχίας(ULS)**

- 1001:1,35·LC1+1,35·LC2+1,5·LC4+0,75·LC3+1,35·LC10  
 1002:1,35·LC1+1,35·LC2+1,5·LC4+0,75·LC3+0,9·LC5+1,35·LC10  
 1003:1,35·LC1+1,35·LC2+1,5·LC4+0,75·LC3+0,9·LC6+1,35·LC10  
 1004:1,35·LC1+1,35·LC2+1,5·LC4+0,75·LC3+0,9·LC7+1,35·LC10  
 1005:1,35·LC1+1,35·LC2+1,5·LC4+0,75·LC3+0,9·LC8+1,35·LC10  
 1006:1,35·LC1+1,35·LC2+1,5·LC5+1,05·LC4+0,75·LC3+1,35·LC10  
 1007:1,35·LC1+1,35·LC2+1,5·LC5+1,35·LC10  
 1008:1,35·LC1+1,35·LC2+1,5·LC6+1,05·LC4+0,75·LC3+1,35·LC10  
 1009:1,35·LC1+1,35·LC2+1,5·LC6+1,35·LC10  
 1010:1,35·LC1+1,35·LC2+1,5·LC7+1,05·LC4+0,75·LC3+1,35·LC10  
 1011:1,35·LC1+1,35·LC2+1,5·LC7+1,35·LC10  
 1012:1,35·LC1+1,35·LC2+1,5·LC8+1,05·LC4+0,75·LC3+1,35·LC10  
 1013:1,35·LC1+1,35·LC2+1,5·LC8+1,35·LC10  
 1014:1,35·LC1+1,35·LC2+1,35·LC10+1,05·LC4+0,75·LC3+0,9·LC5  
 1015:1,35·LC1+1,35·LC2+1,35·LC10+1,05·LC4+0,75·LC3+0,9·LC6  
 1016:1,35·LC1+1,35·LC2+1,35·LC10+1,05·LC4+0,75·LC3+0,9·LC7  
 1017:1,35·LC1+1,35·LC2+1,35·LC10+1,05·LC4+0,75·LC3+0,9·LC8

**B) Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας(SLS)**

- 1018:1,0·LC1+1,0·LC2+1,0·LC4+0,5·LC3+1,0·LC10  
 1019:1,0·LC1+1,0·LC2+1,0·LC4+0,5·LC3+0,6·LC7+1,0·LC10  
 1020:1,0·LC1+1,0·LC2+1,0·LC7+0,5·LC3+0,7·LC4+1,0·LC10  
 1021:1,0·LC1+1,0·LC2+1,0·LC10+0,5·LC3+0,7·LC4+0,6·LC7

**Γ) Σεισμικοί Συνδυασμοί**

101. $G_{ολ}+0,3S+0,48C+E_x+0,3E_y$   
 102. $G_{ολ}+0,3S+0,48C+E_x-0,3E_y$   
 103. $G_{ολ}+0,3S+0,48C-E_x+0,3E_y$   
 104. $G_{ολ}+0,3S+0,48C-E_x-0,3E_y$   
 105. $G_{ολ}+0,3S+0,48C+E_y+0,3E_x$   
 106. $G_{ολ}+0,3S+0,48C+E_y-0,3E_x$   
 107. $G_{ολ}+0,3S+0,48C-E_y+0,3E_x$   
 108. $G_{ολ}+0,3S+0,48C-E_y-0,3E_x$

Όπου:

$$G_{ολ} \rightarrow LC1+LC2$$

$$C \rightarrow LC10$$



















## 5.4 Έλεγχος αποτελεσμάτων για την οριακή κατάσταση λειτουργικότητας (SLS)

Η στέγη του υπό μελέτη κτιρίου ανήκει στην κατηγορία των μή βατών στεγών άρα σύμφωνα με τον πίνακα 3.5 για τα ζυγώματα και τη μεσαία κεφαλοδοκό έχουμε:

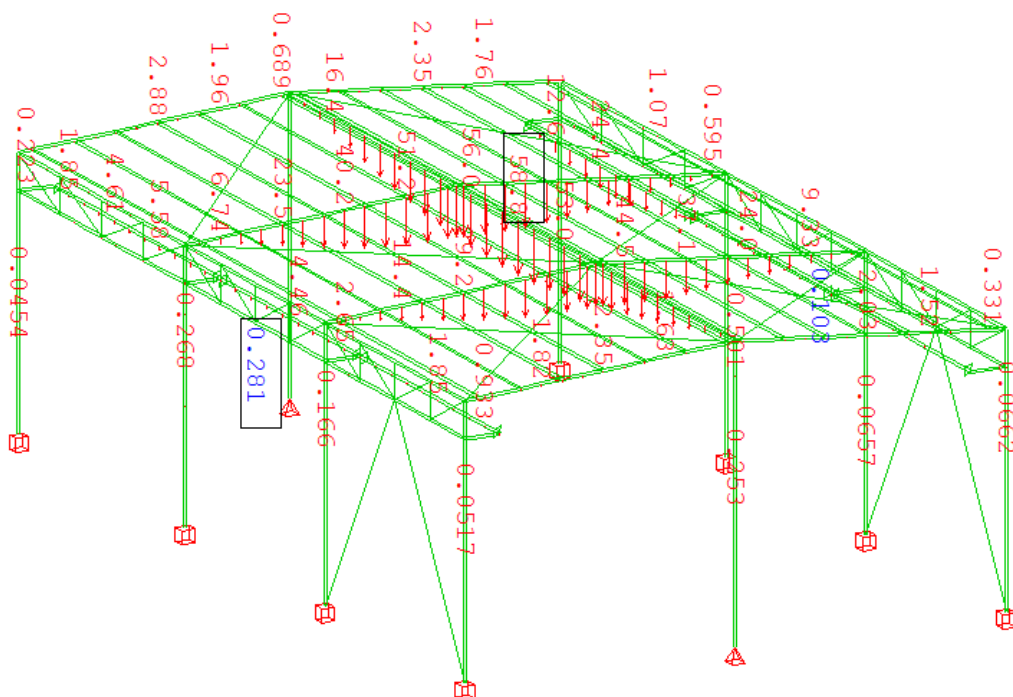
$$\delta_{\max} = L / 200 = 1700 / 200 = 8,5\text{cm}$$

Ενώ σύμφωνα με τα όρια των οριζόντιων μετατοπίσεων που αναφέρονται στην παράγραφο 3.2.3, για μονώροφα υπόστεγα θα πρέπει να ισχύει:

$$U_{\max} = H / 150 = 9500 / 150 = 6,33\text{cm}$$

### 5.4.1 Έλεγχος κατακόρυφων μετατοπίσεων

Για τα ζυγώματα διατομής IPE450 και την μεσαία κεφαλοδοκό διατομής SHS169x160x6.3, τα βέλη κάμψης που υπολογίστηκαν από το πρόγραμμα για τους συνδυασμούς 1018 έως 1021 στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας, γίνονται μέγιστα για τον συνδυασμό 1018. Δηλαδή:



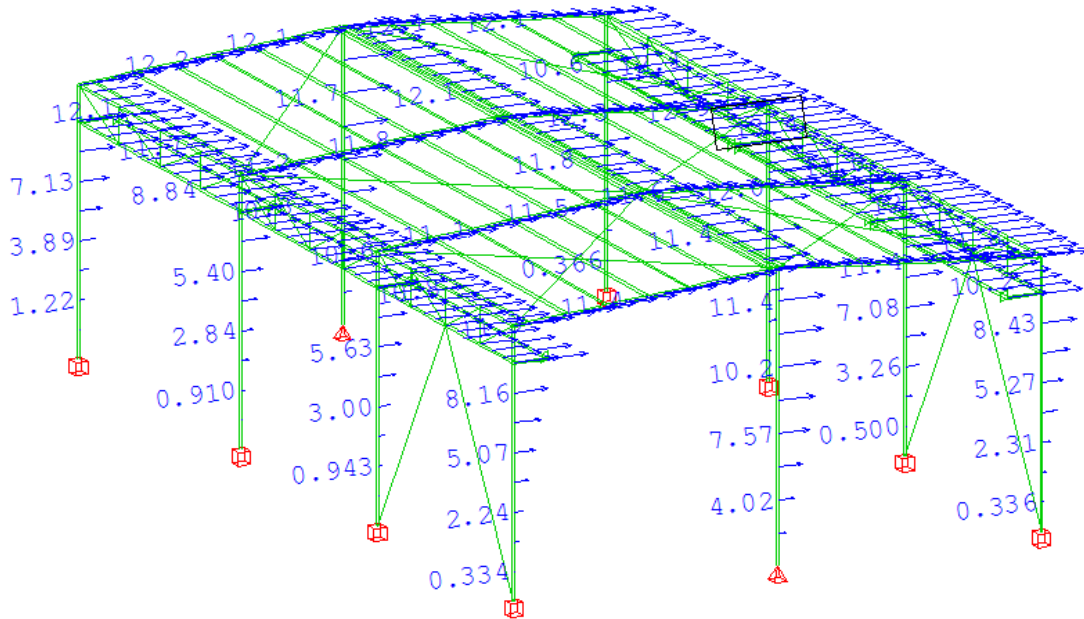
Σχήμα 5.2: Κατακόρυφες μετατοπίσεις για τον συνδυασμό φορτίσεων 1018.

Είναι για τα ζυγώματα:  $\delta = 5,9\text{cm} < \delta_{\max} = 8,5\text{cm} \rightarrow \text{O.K.}$  (ο έλεγχος ικανοποιείται, ωστόσο δεν έχει ληφθεί υπόψη η ενίσχυση στη σύνδεση των ζευκτών, οπότε το βέλος είναι ακόμη μικρότερο).

Ενώ για την μεσαία κεφαλοδοκό είναι:  $\delta = 5,6\text{cm} < \delta_{\max} = 8,5\text{cm} \rightarrow \text{O.K.}$

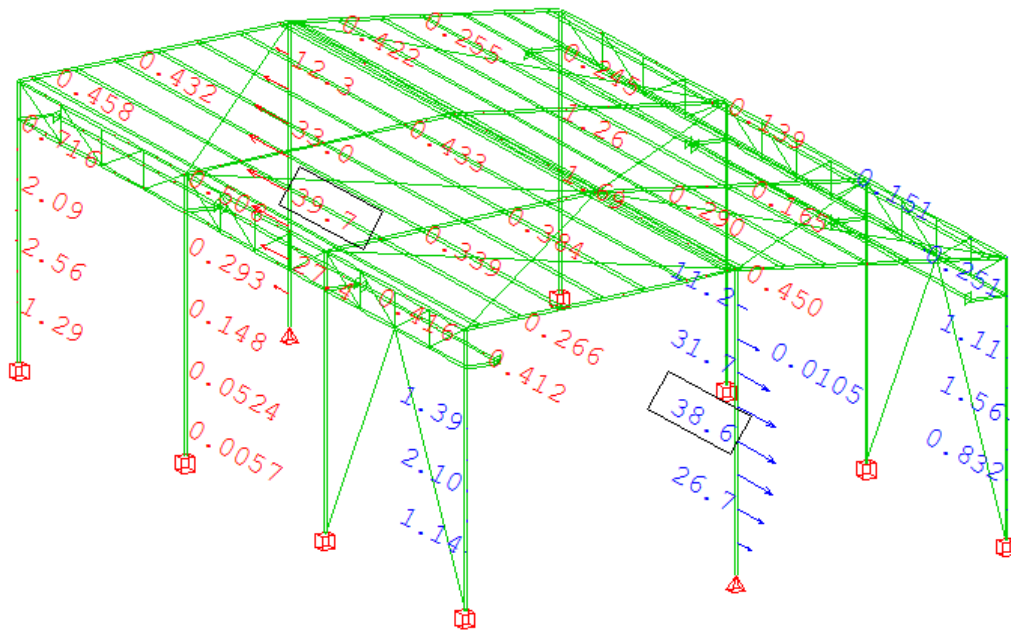
### 5.4.2 Έλεγχος οριζόντιων μετατοπίσεων μετατοπίσεων

Για τον συνδυασμούς 1020 προέκυψαν από την ανάλυση του προγράμματος οι μέγιστες μετακινήσεις στις διευθύνσεις x και y αντίστοιχα.



Σχήμα 5.3: Οριζόντιες μετατοπίσεις κατά y για τον συνδυασμό φορτίσεων 1020

Δηλαδή:  $U_{y,max} = 1,34cm < U_{max} = 6,33cm \rightarrow O.K.$



Σχήμα 5.4: Οριζόντιες μετατοπίσεις κατά x για τον συνδυασμό φορτίσεων 1020.

Είναι:  $U_{x,max} = 3,97cm < U_{max} = 6,33cm \rightarrow O.K.$

### 5.4.3 Έλεγχος έναντι περιορισμού βλαβών

Η κατασκευή ανήκει στην κατηγορία των κτιρίων με πλάστιμα μη φέροντα στοιχεία επομένως θα πρέπει:  $d_{r,v} < 0,0075h$

A) Σεισμός κατά x

$d_e = 17,2mm$  (για τον σεισμικό συνδυασμό 104)

$q_d = 1,5$ ,  $\nu = 0,5$

$$\Rightarrow d_r = q_d \cdot d_e = 1,5 \cdot 17,2 = 25,8 \text{ mm}$$

$$\text{Άρα: } d_{r,v} = 0,5 \cdot 25,8 = 12,9 \text{ mm} \leq 0,0075 \cdot h = 71,25 \text{ mm} \rightarrow \text{O.K.}$$

B) Σεισμός κατά y

$$d_e = 42,7 \text{ mm} \text{ (για τον σεισμικό συνδυασμό 105)}$$

$$q_d = 1,5, \nu = 0,5$$

$$\Rightarrow d_r = q_d \cdot d_e = 1,5 \cdot 42,7 = 64,05 \text{ mm}$$

$$\text{Άρα: } d_{r,v} = 0,5 \cdot 64,05 = 32,025 \text{ mm} \leq 0,0075 \cdot h = 71,25 \text{ mm} \rightarrow \text{O.K.}$$

Επομένως ο έλεγχος περιορισμού βλαβών ικανοποιείται.









# ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6 : ΕΛΕΓΧΟΣ ΤΗΣ ΔΟΚΟΥ ΚΥΛΙΣΕΩΣ ΚΑΙ ΤΗΣ ΜΗΚΙΔΑΣ

## 6.1 Έλεγχος της δοκού κυλίσεως της γερανογέφυρας

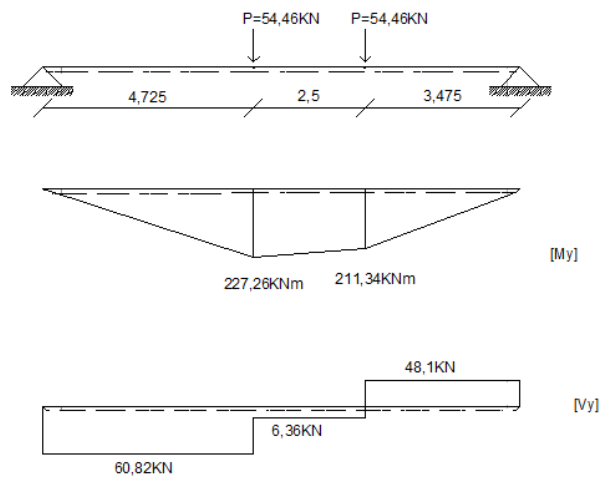
### 6.1.1 Εντατικά μεγέθη σχεδιασμού

A) Συνδυασμός 1, μέγιστη ροπή περί τον ισχυρό άξονα αδρανείας λόγω των κινητών φορτίων

$L=10,7\text{m}$  (Ο έλεγχος γίνεται στο συγκεκριμένο άνοιγμα αφού το κτίριο δεν είναι συμμετρικό ως προς  $\psi$  και επειδή τα εντατικά μεγέθη είναι μεγαλύτερα στο συγκεκριμένο άνοιγμα)

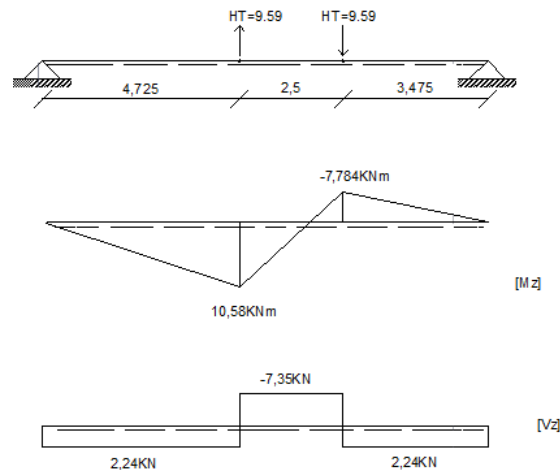
Η απόσταση μεταξύ των 2 τροχών είναι  $a=2,5\text{m}$  και  $0,586L = 6,26 > a$  οπότε έχουμε τη μέγιστη ροπή όταν το πρώτο φορτίο απέχει από το άκρο της δοκού απόσταση  $\chi = (2 \cdot l - a) / 4 = 4,725\text{m}$ . Επομένως η μέγιστη ροπή θα είναι:

$$\max M = M_{EDy} = \frac{P}{8l} \cdot (2l - a)^2 = \frac{Q_{r,\max}}{8 \cdot l} \cdot (2l - a)^2 = \frac{54,46}{8 \cdot 10,7} \cdot (2 \cdot 10,7 - 2,5)^2 = 227,26\text{KNm}$$



**Σχήμα 6.1:** Θέση κινητών φορτίων για την οποία προκαλείται μέγιστη καμπτική ροπή περί τον ισχυρό άξονα αδρανείας.

Ταυτόχρονα αναπτύσσονται καμπτικές ροπές περί τον ασθενή άξονα αδρανείας λόγω των δυνάμεων  $H_T$  ( $H_T=9,59\text{KN}$  από τον συγκεντρωτικό πίνακα φορτίων σχεδιασμού-συνδυασμός 1). Η φόρτιση και τα αντίστοιχα διαγράμματα καμπτικών ροπών και τέμνουσών δυνάμεων φαίνονται στο επόμενο σχήμα.



**Σχήμα 6.2:** Καμπτικές ροπές και τέμνουσες δυνάμεις λόγω των οριζόντιων δυνάμεων  $H_T$ .

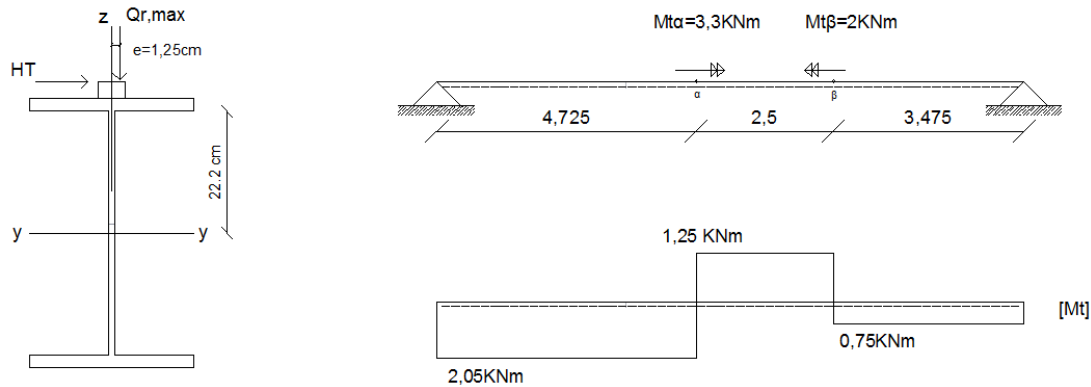
Λόγω της έκκεντρης δράσης των κατακόρυφων και οριζόντιων, μαζί με τα προηγούμενα εντατικά μεγέθη συνυπάρχουν στρεπτικές ροπές. Η διατομή της τροχιάς είναι συμπαγής ορθογωνική (50mm x 30mm) δηλαδή το πλάτος τροχιάς είναι  $b_r = 50mm$  οπότε η εκκεντρότητα είναι  $e = b_r / 4 = 12,5mm$ .

Οι συγκεντρωμένες αυτές στρεπτικές ροπές, στις θέσεις των συγκεντρωμένων φορτίων είναι:

$$\text{Θέση } \alpha: M_{\alpha} = P \cdot e + H_T \cdot (h_r + t_f + h_w / 2) = 54,46 \cdot 1,25 + 9,59 \cdot (24,5 + 3) = 3,3KNm$$

$$\text{Θέση } \beta: M_{\beta} = P \cdot e - H_T \cdot (h_r + t_f + h_w / 2) = 54,46 \cdot 1,25 - 9,59 \cdot (24,5 + 3) = -195,65KNcm \approx -2KNm$$

(οι οριζόντιες δυνάμεις θεωρήθηκε ότι ασκούνται στο ανώτερο σημείο της τροχιάς)



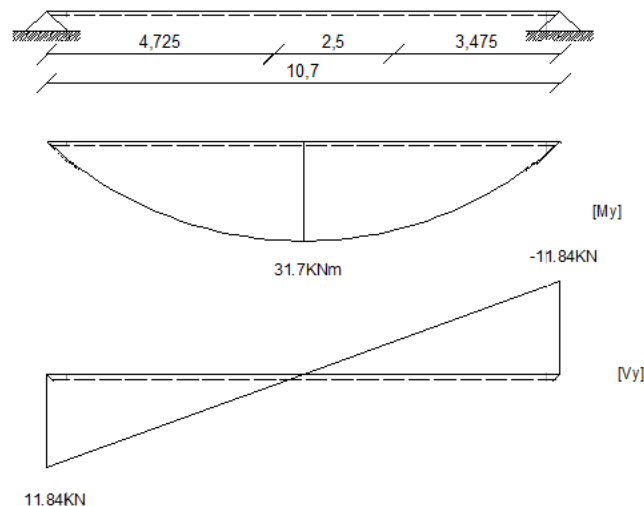
**Σχήμα 6.3:** Διάγραμμα στρεπτικών ροπών λόγω έκκεντρης δράσης των κατακόρυφων και οριζόντιων φορτίων.

### Β) Εντατικά μεγέθη λόγω ίδιου βάρους της δοκού κύλισης

Το ίδιο βάρος της δοκού κύλισης περιλαμβανομένης και της σιδηροτροχιάς είναι:  $q = 1,52KN/m + 0,12KN/m = 1,64KN/m$  (1,52KN/m το ίδιο βάρος της HEA500 και 0,12KN/m το ίδιο βάρος της ορθογωνικής τροχιάς). Επομένως προκύπτουν τα ακόλουθα εντατικά μεγέθη;

$$M_{g,sd} = (1,35 \cdot q \cdot l^2) / 8 = (1,35 \cdot 1,64 \cdot 10,7^2) / 8 = 31,69 \approx 31,7KNm$$

$$V_{g,sd} = (1,35 \cdot q \cdot l) / 2 = (1,35 \cdot 1,64 \cdot 10,7) / 2 = 11,84KN$$



**Σχήμα 6.4 :** Καμπτικές ροπές και τέμνουσες λόγω ίδιου βάρους της δοκού κύλισης.

Γ) Συνδυασμός 1, μέγιστη τέμνουσα δύναμη

Μέγιστη τέμνουσα δύναμη προκύπτει στο άκρο της δοκού κυλίσεως όταν το ένα από τα δύο κινητά συγκεντρωμένα κατακόρυφα φορτία βρίσκεται στο άκρο αυτό και είναι:

$$\max V_{y,Sd} = Q_r^{\max} \cdot \left(1 + \frac{L-a}{L}\right) + V_{g,Sd} = 54,46 \cdot \left(1 + \frac{8,2}{10,7}\right) + 11,84 = 108,04 \text{ KN}$$

Δ) Συνδυασμός 5, μέγιστη ροπή περί τον ισχυρό άξονα αδρανείας

$$\max M_y = 226,27 \cdot \frac{48,07}{54,46} = 199,72 \text{ KNm}$$

Ενώ περί τον ασθενή άξονα αδρανείας:

$$M_z = 10,61 \cdot 4,725 \frac{10,7 - 4,725}{10,7} = 27,99 \approx 28 \text{ KNm}$$

Ε) Συνδυασμός 5, μέγιστη ροπή περί τον ασθενή άξονα αδρανείας

Για συγκεντρωμένο φορτίο στο μέσον του ανοίγματος:

$$\max M_z = \frac{1}{4} \cdot H_{S,1,T} \cdot L = \frac{1}{4} \cdot 10,61 \cdot 10,7 = 28,38 \text{ KNm}$$

Ενώ η αντίστοιχη ροπή στον ισχυρό άξονα αδρανείας είναι:

$$M_y = \frac{1}{4} \cdot Q_r^{\max} \cdot L + \frac{1}{4} \cdot Q_r^{\max} \cdot (L - 2 \cdot a) = \frac{1}{4} \cdot 48,07 \cdot 10,7 + \frac{1}{4} \cdot 48,07 \cdot (10,7 - 2 \cdot 2,5) \approx 197,1 \text{ KNm}$$

Ζ) Επιρροές δευτέρας τάξεως-Αρχικές ατέλειες

Η επιρροή των παραμορφώσεων στην ένταση δεν λαμβάνεται υπόψη λόγω του μικρού μεγέθους των αξονικών δυνάμεων. Δεν απαιτείται, εξ' άλλου, να ληφθούν υπόψη αρχικές ατέλειες στη δοκό κύλισης.

**6.1.2 Κατάταξη της διατομής**Χαρακτηριστικά της διατομής (HEA500)

$$A = 197,5 \text{ cm}^2$$

Ροπές αδράνειας ως προς τους κύριους άξονες:

$$I_y = 86970,0 \text{ cm}^4 \quad I_z = 10370 \text{ cm}^4$$

Πλαστικές ροπές αντιστάσεως:

$$W_{pl,y} = 3949 \text{ cm}^3 \quad W_{pl,z} = 1059 \text{ cm}^3$$

Ελαστικές ροπές αντιστάσεως:

$$W_{el,y} = 3550 \text{ cm}^3 \quad W_{el,z} = 691,1 \text{ cm}^3$$

Σταθερά στρέψεως:

$$I_t = 309,3 \text{ cm}^4 \text{ και}$$

Σταθερά στρεύλωσης:

$$I_w = 5643 \times 10^{-3} \text{ cm}^6$$

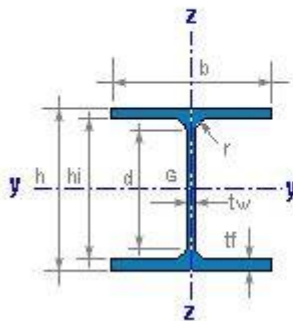
$$\text{Κορμός: } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0,92 \text{ άρα } c/t_w = \frac{390}{12} = 32,5 < 72\varepsilon = 66,24$$

Επομένως ο κορμός είναι κατηγορίας 1

Πέλμα:  $c/t_f = \frac{b/2}{t_f} = \frac{300/2}{23} = 6,52 < 9\varepsilon = 8,28$  άρα και το πέλμα είναι κατηγορίας 1

⇒ Όλη η διατομή είναι κατηγορίας

## HEA 500



$h = 490 \text{ mm}$	$r = 27 \text{ mm}$
$b = 300 \text{ mm}$	$d = 390.0 \text{ mm}$
$t_w = 12.0 \text{ mm}$	$h_i = 444.0 \text{ mm}$
$t_f = 23.0 \text{ mm}$	

$A_{nz} = 74,73 \text{ cm}^2$	$AL = 2110 \text{ m}^2/\text{m}$
$S_y = 1974,6 \text{ cm}^3$	$AG = 13.60 \text{ m}^2/\text{t}$

### 6.1.3 Έλεγχος στην οριακή κατάσταση αστοχίας (ULS)

#### ➤ Έλεγχος κορμού σε διάτμηση

Η επιφάνεια διάτμησης είναι  $A_v = 74,72 \text{ cm}^2$

Η αντοχή σε διάτμηση του κορμού σύμφωνα με τη σχέση (3.7) είναι:

$$V_{y,Rd} = A_v \cdot f_y / (\sqrt{3} \gamma_M) = 74,72 \cdot 27,5 / (\sqrt{3} \cdot 1,1) = 1078,5 \text{ KN}$$

Ο έλεγχος γίνεται με βάση τη σχέση (3.69) και είναι:

$$\frac{V_{yw,Sd}}{V_{yw,Rd}} = \frac{108,04}{1078,5} = 0,1 < 1 \rightarrow \text{O.K}$$

Και επειδή εξ' άλλου  $d/t_w = 390/12 = 32,5 < 72 \cdot \varepsilon = 66,56$  δεν απαιτείται έλεγχος σε κύρτωση.

#### ➤ Έλεγχος άνω πέλματος σε διάτμηση

Υποτίθεται ότι τα οριζόντια φορτία παραλαμβάνονται μόνο από τη λεπίδα του άνω πέλματος της δοκού. Η δυσμενέστερη τέμνουσα  $V_z$  προκαλείται από το φορτίο  $H_S$  όταν αυτό ασκείται στο άκρο της δοκού κυλίσεως. Είναι:  $V_{z,sd} = 10,61 \text{ KN}$  (από πίνακα 4.2). Η αντοχή σε διάτμηση δίνεται από τη σχέση (3.8).

$$V_{z,Rd} = 69 \cdot 27,5 / (1,1 \cdot \sqrt{3}) = 995,96 \text{ KN}$$

Από τη σχέση ελέγχου (3.70) έχουμε:  $\frac{V_{z,Sd}}{V_{z,Rd}} = \frac{10,61}{995,96} = 0,01 < 1 \rightarrow \text{O.K}$

#### ➤ Έλεγχος απομείωσης της αντοχής σε κάμψη λόγω διάτμησης

Λόγω παρουσίας στρέψης, έχουμε συνδυασμένη διάτμηση από κάμψη και στρέψη. Ο έλεγχος γίνεται για τη θέση των κινητών φορτίων στην οποία προκαλούνται οι μέγιστες ορθές τάσεις από κάμψη (η τέμνουσα δύναμη στη συγκεκριμένη διατομή, η οφειλόμενη στο ίδιο βάρος της δοκού κυλίσεως αμελείται). Από το σχήμα 6.1 και 6.3 αντίστοιχα είναι  $V_{Sd} = 60,82 \text{ KN}$  και  $M_{t,sd} = 2,05 \text{ KNm}$ .

Η διατμητική τάση λόγω στρέψης (υποτίθεται, επί το δυσμενέστερο, ότι ολόκληρη η στρεπτική ροπή παραλαμβάνεται μέσω ομοιόμορφης στρέψης Saint-Venant) είναι:

$$\tau_{v,Ed} = M_{t,sd} \cdot t / I_t = 205 \cdot 1,2 / 309,3 = 0,795 \approx 0,8 \text{ KN} / \text{cm}^2$$

Άρα από τη σχέση ελέγχου (3.71) προκύπτει:

$$\beta_v = \frac{V_{Sd} / A_v}{(f_y / \sqrt{3}) / \gamma_M} + \left[ \frac{\tau_{v,Ed}}{1,25(f_y / \sqrt{3}) / \gamma_{Mo}} \right]^2 = \frac{60,82 / 74,72}{(27,5 / \sqrt{3}) / 1,1} + \left[ \frac{0,8}{1,25(27,5 / \sqrt{3}) / 1,1} \right]^2 = 0,1 < 0,50 \rightarrow \text{O.K}$$

Επομένως δεν απαιτείται να γίνει απομείωση των αντοχών σε κάμψη λόγω διατμητικών τάσεων.

### ➤ Έλεγχος σε διαξονική (λόξη) κάμψη και αξονική δύναμη

Λόγω του μικρού μεγέθους της αξονικής δύναμης δεν γίνεται έλεγχος έναντι καμπτικού λυγισμού. Τα οριζόντια, κατά μήκος και εγκάρσια, φορτία θεωρείται ότι παραλαμβάνονται μόνο από τη λεπίδα του άνω πέλματος. Οι στρεπτικές ροπές αναλύονται σε ζεύγη δυνάμεων που ενεργούν οριζόντια στις στάθμες του άνω και κάτω πέλματος της δοκού (στις διατομές α και β Σχήμα 6.3). Πρόκειται, επίσης, για δυσμενή παραδοχή, διαδομένου ότι υποτίθεται παραλαβή από τη δοκό των στρεπτικών ροπών εξ' ολοκλήρου μέσω στρεβλώσεως των διατομών της. Είναι:

$$H_a = \frac{M_{t,a}}{z} = \frac{3,3}{0,49 - 2 \cdot \frac{0,023}{2}} = 7,066 \text{ KN} \quad \text{και}$$

$$H_b = \frac{M_{t,b}}{z} = \frac{-2}{0,49 - 2 \cdot \frac{0,023}{2}} = -4,28 \text{ KN}$$

Λόγω των πιο πάνω συγκεντρωμένων συγκεντρωμένων δυνάμεων προκύπτει καμπτική ροπή άνω πέλματος στη διατομή α η οποία είναι ίση με  $M_a = 12,1 \text{ KNm}$ . Επίσης έχουμε:

$$N_{Sd} = H_L = 4,25 \text{ KN} \quad (\text{πίνακας 4.2})$$

$$M_{\varphi,y,Sd} = \max M_y + M_{g,Sd} = 227,26 + 31,7 = 258,96 \text{ KNm}$$

$$M_{\varphi,z,Sd} = 10,58 \text{ KNm}$$

$$A = 30 \cdot 2,3 = 69 \text{ cm}^2 \quad (\text{εμβαδόν διατομής άνω πέλματος})$$

$$a_T = W_{pl,z} / W_{el,z} \approx 1,53 \quad \text{λαμβάνεται } a_T = 1,25$$

$$W_{e,\pi} = \frac{1}{6} \cdot 2,3 \cdot 30^2 = 345 \text{ cm}^3 \quad \text{και}$$

$$\sigma_{w,Ed} = M_a / W_{e,\pi} = 1210 / 345 = 3,51 \text{ KN} / \text{cm}^3$$

Οπότε από τη σχέση ελέγχου (3.73), αμελούμενης της επιρροής των φαινομένων β' τάξης προκύπτει:

$$\begin{aligned} & \frac{N_{Sd}}{A \cdot f_y / \gamma_{M1}} + \frac{M_{\varphi,y,Sd}}{W_{pl} \cdot f_y / \gamma_{M1}} + \frac{M_{\varphi,z,Sd}}{a_T \cdot W_{el,z} \cdot f_y / \gamma_{M1}} + \frac{\sigma_{\varphi,w,Ed}}{a_T \cdot f_y / \gamma_{M1}} = \\ & = \frac{4,25}{69 \cdot 27,5 / 1,1} + \frac{25896}{3949 \cdot 27,5 / 1,1} + \frac{1058}{1,25 \cdot 691,1 \cdot 27,5 / 1,1} + \frac{3,51}{1,25 \cdot 27,5 / 1,1} = \\ & = 0,42376 < 1 \rightarrow \text{O.K} \end{aligned}$$

### ➤ Έλεγχος σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό

Η δοκός κύλισης θεωρείται πλευρικά εξασφαλισμένη στις θέσεις των στηρίξεων της (θέσεις κύριων φορέων της κατασκευής) δηλαδή ανά αποστάσεις  $c = l = 10,7 \text{ m}$ . Η αντοχή σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό αμφιέριστων δοκών κυλίσεως μπορεί να επαληθευτεί ελέγχοντας ένα θλιβόμενο μέλος έναντι καμπτικού λυγισμού με διατομή αποτελούμενη από το θλιβόμενο πέλμα πλέον το ένα πέμπτο του κορμού. Ο έλεγχος πρέπει να γίνει για μία αξονική θλιπτική δύναμη ίση με το λόγο της καμπτικής ροπής που οφείλεται στα κατακόρυφα φορτία προς την απόσταση μεταξύ των κέντρων των πελμάτων. Η καμπτική ροπή που οφείλεται στις πλευρικές οριζόντιες δράσεις πρέπει επίσης να λαμβάνεται υπόψη σε συνδυασμό με τα αποτελέσματα της στρέψης. Εξετάζεται, κατ' αρχήν, εάν η δοκός μπορεί να θεωρηθεί ως πλήρως πλευρικά προστατευμένη. Είναι:

$$\text{Ροπή αδρανεΐας} \rightarrow I_{z,g} = \frac{1}{12} \cdot t_f \cdot b^3 = \frac{1}{12} \cdot 2,3 \cdot 30^3 = 5175 \text{ cm}^4$$

$$\text{Επιφάνεια ιδεατούς διατομής} \rightarrow A_{f,g} = 2,3 \cdot 30 + \frac{1}{5} \cdot 44,4 \cdot 1,2 = 79,66 \text{ cm}^2$$

$$\text{Ακτίνα αδρανεΐας} \rightarrow i_{z,g} = \left( I_{z,g} / A_{f,g} \right)^{0,5} = \left( 5175 / 79,66 \right)^{0,5} = 8,059 \approx 8,06 \text{ cm}$$

$$\lambda_1 = \pi \cdot \left( E / f_y \right)^{0,5} = \pi \cdot \left( 21000 / 27,5 \right)^{0,5} = 86,81$$

$$M_{pl,y,Rd} = W_{pl,y} \cdot f_y / (1,10 \cdot 100) = 987,25 \text{ KNm}$$

Επομένως η δοκός δεν μπορεί να θεωρηθεί ως πλήρως πλευρικά προστατευμένη αφού:

$$c = 10,7 > 0,4 \cdot i_{z,g} \cdot \lambda_1 \cdot \left( M_{pl,y,Rd} / M_{y,Sd} \right)^{0,5} = 0,4 \cdot 8,06 \cdot 86,81 \cdot \left( 987,25 / 258,9 \right)^{0,5} = 5,46 \text{ m}$$

$$\text{Λυγηρότητα} \rightarrow \lambda = l / i_{z,g} = 1070 / 8,06 = 132,75$$

$$\text{Ανοιγμένη λυγηρότητα} \rightarrow \bar{\lambda} = \lambda / \lambda_1 = 132,75 / 86,81 = 1,53$$

$$\chi = 0,32 \text{ (καμπύλη λυγισμού c)}$$

$$N_{f,Sd} = 258,9 / 0,467 = 554,39 \text{ KN}$$

$$N_{f,Sd} = 554,39 \text{ KN} \leq 0,32 \cdot 79,66 \cdot 27,5 / 1,10 = 637,28 \rightarrow \text{O.K.}$$

#### ➤ Έλεγχος επάρκειας αντοχής κορμού σε εγκάρσια φορτία

Επειδή η πλευρική εκκεντρότητα των φορτίων τροχού μπορεί να αμεληθεί, ο έλεγχος γίνεται με βάση τη διαδικασία του κεφαλαίου 6 του EN1993-1-5 που αναλύθηκε στην παράγραφο 3.3.2.3. Σε αντίθετη περίπτωση θα έπρεπε να ακολουθηθεί η διαδικασία του κεφαλαίου 5.7 του EN1993-6 η οποία περιγράφηκε στην παράγραφο 3.3.1. Επομένως προκύπτουν διαδοχικά τα παρακάτω:

$$m_1 = \frac{f_{yf} b_f}{f_{yw} t_w} = \frac{b_f}{t_w} = \frac{30}{1,2} = 25$$

$$m_2 = 0,02 \left( \frac{h_w}{t_f} \right)^2 = 0,02 \left( \frac{44,4}{2,3} \right)^2 = 7,45$$

$$\Rightarrow \ell_y = s_s + 2 t_f \left( 1 + \sqrt{m_1 + m_2} \right) = 5 + 2 \cdot 2,3 \cdot \left( 1 + \sqrt{25 + 7,45} \right) = 35,8 \text{ cm}$$

$$F_{cr} = 0,9 k_F E \frac{t_w^3}{h_w} = 0,9 \cdot 6 \cdot 21000 \cdot \frac{1,2^3}{44,4} = 4413 \text{ KN}$$

$$\bar{\lambda}_F = \sqrt{\frac{\ell_y t_w f_{yw}}{F_{cr}}} = \sqrt{\frac{35,8 \cdot 1,2 \cdot 27,5}{4413}} = 0,517$$

$$\Rightarrow \chi_F = \frac{0,5}{0,517} = 0,967 \leq 1,0$$

Επομένως το ενεργό μήκος για αντοχή σε εγκάρσιες δυνάμεις είναι:

$$L_{eff} = \chi_F \ell_y = 0,967 \cdot 35,8 = 34,6 \text{ cm}$$

$$\text{Αντοχή σχεδιασμού} : F_{Rd} = \frac{f_{yw} L_{eff} t_w}{\gamma_{M1}} = \frac{27,5 \cdot 34,6 \cdot 1,2}{1,25} = 913,44 \text{ KN}$$

Άρα από τη σχέση ελέγχου (3.85) έχουμε:

$$\eta_2 = \frac{F_{Ed}}{f_{yw} L_{eff} t_w} = \frac{54,46}{913,44} \leq 1,0 \rightarrow \text{O.K}$$

## 6.1.4 Έλεγχος στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας (SLS)

### 6.1.4.1 Παραμόρφωση υπό τα κατακόρυφα φορτία

Επειδή  $a = 2,5 < 0,65 \cdot l$  το βέλος κάμψεως γίνεται μέγιστο για συμμετρική θέση των δύο φορτίων ως προς το μέσο της δοκού, δηλαδή  $c = (10,7 - 2,5) / 2 = 4,1m$ . Η κατακόρυφη παραμόρφωση λόγω των συγκεντρωμένων κινητών φορτίων δίνεται από τη σχέση (3.86) και είναι:

$$\delta_{1z} = \frac{P \cdot c}{24 \cdot E \cdot I_y} (3 \cdot l^2 - 4 \cdot c^2) = \frac{40,34 \cdot 410}{24 \cdot 21000 \cdot 86970} (3 \cdot 1070^2 - 4 \cdot 410^2) = 1,041cm$$

Επιπλέον η κατακόρυφη παραμόρφωση λόγω του ίδιου βάρους της δοκού κυλίσεως προκύπτει σύμφωνα με τη σχέση (3.87):

$$\delta_{2z} = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_d \cdot l^4}{E \cdot I_y} = \frac{5}{384} \cdot \frac{2,79 \cdot 1070^4}{21000 \cdot 86970 \cdot 100} = 0,26cm$$

Επομένως η συνολική παραμόρφωση λόγω κατακόρυφων φορτίων δίνεται από τη σχέση (3.88):  $\delta_z = \delta_{1z} + \delta_{2z} = 1,041 + 0,26 = 1,301cm$  (αρχική αντιβέλος κάμψης δεν υπάρχει).

Ο έλεγχος γίνεται για την περίπτωση α του πίνακα 3.7 (Κατακόρυφη παραμόρφωση  $\delta_z$  μιας δοκού κυλίσεως) και είναι:  $\delta_{z,max} = 1,3cm < L / 600 = 1,78cm \rightarrow O.K$  και  $\delta_{z,max} = 13mm < 25mm \rightarrow O.K$

### 6.1.4.2 Παραμόρφωση υπό τα οριζόντια φορτία

Δυσμενέστερη περίπτωση προκαλείται όταν το φορτίο  $H_s$  ασκηθεί στο μέσον του ανοίγματος. Όπως και στην περίπτωση των ελέγχων στην οριακή κατάσταση αστοχίας, θα υποθεθεί ότι το φορτίο αυτό θα παραληφθεί από το άνω πέλμα της δοκού κυλίσεως. Επομένως η ροπή αδρανείας πέλματος ισούται με:  $I_z = 5175cm^4$  (έχει υπολογιστεί στον έλεγχο για στρεπτοκαμπτικό λυγισμό). Η οριζόντια παραμόρφωση δίνεται από τη σχέση (3.89):

$$\delta_y = \frac{P \cdot l^3}{48 \cdot E \cdot I_z} = \frac{7,85 \cdot 1070^3}{48 \cdot 21000 \cdot 5175} = 1,74cm$$

Ο έλεγχος γίνεται για την περίπτωση α του πίνακα 3.6 (Οριζόντια παραμόρφωση  $\delta_y$  της δοκού κυλίσεως, μετρούμενη στην ανώτερη στάθμη της τροχιάς) και είναι:

$$\delta_y = 1,74cm < L / 600 = 1,78cm \rightarrow O.K$$

### 6.1.4.3 Λοιποί περιορισμοί λειτουργικότητας

Θα γίνει έλεγχος της διαφορικής κατακόρυφης μετακίνησης των εκατέρωθεν δοκών κύλισης, δηλαδή της περίπτωσης β του πίνακα 3.7. Θεωρούμε δυσμενέστερη περίπτωση αυτή κατά την οποία το αναρτημένο φορτίο βρίσκεται σε μια ακραία δυνατή θέση (έστω στη τροχιά 1). Τότε στην λιγότερο φορτισμένη δοκό κύλισης (τροχιά 2) ασκείται κατακόρυφο φορτίο  $P=12,88KN$ . Επομένως η κατακόρυφη μετατόπιση θα είναι (σχέση (3.88)):

$$\delta_z = \delta_{1z} + \delta_{2z} = \frac{P \cdot c}{24 \cdot E \cdot I_y} (3 \cdot l^2 - 4 \cdot c^2) + \frac{5}{384} \cdot \frac{q_d \cdot l^4}{E \cdot I_y} = 0,33 + 0,26 = 0,59cm$$

Άρα η διαφορική παραμόρφωση είναι:

$$\Delta h_c = 1,30 - 0,59 = 0,71cm < s / 600 = 1480 / 600 = 2,46cm \rightarrow O.K$$

### 6.1.4.4 Έλεγχος δυνατότητας ταλάντωσης του κάτω πέλματος

Η ροπή αδρανείας του κάτω πέλματος ως προς τον ασθενή άξονα αδρανείας της διατομής ισούται με:

$$I_z = \frac{1}{12} \cdot t_f \cdot b^3 = \frac{1}{12} \cdot 2,3 \cdot 30^3 = 5175cm^4$$

Η αντίστοιχη ακτίνα αδρανείας προκύπτει σύμφωνα με τη σχέση (3.91) και είναι:

$$i_z = (I_z / t_f \cdot d_f)^{0,5} = (5175 / 2,3 \cdot 30)^{0,5} = 8,66 \text{ cm}$$

Επομένως από τη σχέση ελέγχου (3.90) έχουμε:

$$L / i_z = 1070 / 8,66 = 123,56 < 250 \rightarrow \text{Ο.Κ}$$

### 6.1.5 Έλεγχος σε κόπωση (της σύνδεση κορμού-άνω πέλματος)

#### 6.1.5.1 Ιδεατά ισοδύναμα φορτία κοπώσεως

Η γερανογέφυρα είναι κατηγορίας  $S_6$  (Γερανοί αποθηκών, διασκόρπισης υλικών, μάντρες υλικών – με συνεχή λειτουργία) σύμφωνα με τον πίνακα Β.1 τον EN1993-6-Παράρτημα Β. Επομένως προκύπτουν από το πίνακα 3.11 οι ακόλουθες τιμές του συντελεστή  $\lambda_i$ :

$$\lambda_1 = 0,794 \text{ προκειμένου για ορθές τάσεις}$$

$$\lambda_2 = 0,871 \text{ προκειμένου για διατμητικές τάσεις}$$

Η μέγιστη αντίδραση του τροχού  $Q_{\max,i}$  λαμβάνεται από τον πίνακα 4.5 για τον συνδυασμό 4, δηλαδή

$$Q_{\max,i} = 35,61 \text{ KN}. \text{ Ο σχετικός με την κόπωση δυναμικός συντελεστής έχει τιμή:}$$

$$\varphi_{fat} = (1 + \varphi_2) / 2 = (1 + 1,145) / 2 = 1,0725$$

Επομένως τα ισοδύναμα ιδεατά φορτία κοπώσεως προκύπτουν σύμφωνα με τη σχέση (3.95):

$$Q_{e,i} = \lambda_i \cdot \varphi_{fat} \cdot Q_{\max,i} = 0,794 \cdot 1,0725 \cdot 35,61 = 30,32 \text{ KN για ορθές τάσεις και x}$$

$$Q_{e,i} = \lambda_i \cdot \varphi_{fat} \cdot Q_{\max,i} = 0,871 \cdot 1,0725 \cdot 35,61 = 33,26 \text{ KN για διατμητικές τάσεις}$$

#### 6.1.5.2 Έλεγχος έναντι ορθών τάσεων

Προκειμένου να ληφθεί υπόψη η φθορά, το ονομαστικό ύψος της τροχιάς πρέπει να απομειώνεται όταν υπολογίζονται τα χαρακτηριστικά της διατομής. Η απομείωση αυτή μπορεί γενικά να λαμβάνεται ως το 25 % του ελάχιστου ονομαστικού πάχους  $t_r$  κάτω από την φθειρόμενη επιφάνεια. Για έλεγχο έναντι κόπωσης το ήμισυ μόνον της μείωσης αυτής χρειάζεται να λαμβάνεται υπόψη.

$$\text{Δηλαδή: } \Delta t_r = (0,25 \cdot 3) / 2 = 0,375 \text{ cm}$$

Η απόσταση του ανώτερου σημείου της τροχιάς από το ανώτερο σημείο του κορμού είναι:

$$d_r = t_r - \Delta t_r + t_f = 3 - 0,375 + 2,3 = 4,925 \text{ cm}$$

$$\text{Άρα το ενεργό πλάτος του πέλματος είναι: } b_{eff} = b_r + d_r = 5 + 4,925 = 9,925 \text{ cm}$$

Η ροπή αδράνειας του ενεργού πλάτους  $b_{eff}$  του πέλματος ως προς τον οριζόντιο κεντροβαρικό της άξονα είναι:  $I_{f,eff} = b_{eff} \cdot t_f^3 / 12 = 9,925 \cdot 2,3^3 / 12 = 10,06 \text{ cm}^4$ .

Ενώ η ροπή αδράνειας της τροχιάς ως προς τον οριζόντιο κεντροβαρικό της άξονα ισούται με:

$$I_r = b_r \cdot \Delta t_r^3 / 12 = 5 \cdot 2,625^3 / 12 = 7,54 \text{ cm}^4$$

$\Rightarrow$  είναι η ροπή αδράνειας, ως προς τον οριζόντιο κεντροβαρικό άξονα της, της σύνθετης διατομής που περιλαμβάνει την τροχιά και μέρος του πέλματος με ενεργό πλάτος  $b_{eff}$  θα είναι ίση με:

$$I_{rf} = I_r + I_{f,eff} = 17,6 \text{ cm}^4$$

Το ενεργό φορτιζόμενο μήκος  $l_{eff}$  προκύπτει με βάση την περίπτωση α του πίνακα 3.6 (Τροχιά δύσκαμπτα συνδεδεμένη στο πέλμα), δηλαδή:

$$l_{eff} = 3,25 \cdot [I_{rf} / t_w]^{1/3} = 3,25 \cdot [17,6 / 1,2]^{1/3} = 7,96 \text{ cm}$$

#### A) Ορθή τάση λόγω συγκεντρωμένου φορτίου του τροχού:

Με βάση τη σχέση (3.65) έχουμε:

$$\sigma_1 = \sigma_{z,Ed} = \frac{F_{z,Ed}}{l_{eff} \cdot t_w} = \frac{Q_{e,i}}{l_{eff} \cdot t_w} = \frac{30,32}{7,96 \cdot 1,2} = 3,17 \text{ KN / cm}^2$$



**B) Ορθή τάση λόγω στροφής του άνω πέλματος**

Λόγω της έκκεντρης δράσης του κατακόρυφου φορτίου δημιουργείται μια στρεπτική ροπή:

$$T_{sd} = F_{zd} \cdot e_y = 30,32 \cdot 1,25 = 37,9 \text{ KNcm} \text{ η οποία έχει ως αποτέλεσμα μία επιπλέον ορθή τάση } \sigma_2.$$

Από τις σχέσεις (3.66) και (3.67) υπολογίζεται η τοπική ορθή τάση στο κορμό της δοκού:

$$\sigma_{w,Ed} = 2,64 \text{ KN/cm}^2 \text{ με βάση την οποία βρίσκουμε:}$$

$$\sigma_2 = \sigma_{w,Ed} \cdot (T_{sd} / M_{t,sd}) = 2,64 \cdot (37,9 / 118,9) = 0,842 \text{ KN/cm}^2$$

Επομένως η διακύμανση της ορθής τάσεως είναι:  $\Delta\sigma_{E2} = \sigma_1 + \sigma_2 = 3,17 + 0,842 = 4,012 \text{ KN/cm}^2$ .

Από τον πίνακα 3.11 και το σχήμα 3.4 προκύπτει  $\Delta\sigma_c = 16,0 \text{ KN/cm}^2$  για κατηγορία λεπτομέρειας 160(ελατές διατομές Ι ή Η). Συνεπώς από τη σχέση ελέγχου (3.92) έχουμε:

$$\frac{\gamma_{Ff} \Delta\sigma_{E,2}}{\Delta\sigma_c / \gamma_{Mf}} = \frac{1,0 \cdot 4,012}{16,0 / 1,25} = 0,313 \leq 1,0 \rightarrow \text{O.K}$$

**6.1.5.3 Έλεγχος έναντι διατμητικών τάσεων****A) Διατμητικές τάσεις λόγω ολισθήσεως**

Η μέγιστη τέμνουσα δύναμη που αντιστοιχεί σε φορτίο τροχού ίσο με το ιδεατό φορτίο κοπώσεως είναι:

$$V = Q_{e,i} \cdot (1 + \frac{L-a}{L}) = 33,26 \cdot (1 + \frac{8,2}{10,7}) = 58,75 \text{ KN}$$

Διατμητικές τάσεις λόγω κάμψης:

$$\tau_1 = V \cdot S / t_w \cdot I_y = 58,75 \cdot 30 \cdot 2,3 \cdot 24,5 / 1,2 \cdot 86970 = 0,952 \text{ KN/cm}^2$$

**B) Πρόσθετες διατμητικές τάσεις λόγω συγκεντρωμένου φορτίου τροχού**

Η μέγιστη τιμή της τοπικής διατμητικής τάσεως  $\tau_{\text{oxz},Ed}$  που οφείλεται σε ένα φορτίο τροχού, ενεργούσα σε κάθε πλευρά της θέσεως του φορτίου τροχού, μπορεί να υποτεθεί ότι είναι ίση προς το 20% της μέγιστης τοπικής κατακόρυφης τάσης  $\sigma_{\text{oz},Ed}$  στη συγκεκριμένη στάθμη του κορμού. Άρα:

$$\tau_2 = 0,2 \cdot \sigma_1 = 0,2 \cdot 3,17 = 0,634 \text{ KN/cm}^2$$

$$\Rightarrow \text{Διακύμανση τάσεως: } \Delta\tau_{E2} = \tau_1 + \tau_2 = 0,952 + 0,634 = 1,559 \text{ KN/cm}^2$$

Συνεπώς από τη σχέση ελέγχου (3.93) προκύπτει:

$$\frac{\gamma_{Ff} \Delta\tau_{E,2}}{\Delta\tau_c / \gamma_{Mf}} = \frac{1,0 \cdot 1,559}{16 / 1,25} = 0,12 \leq 1,0 \rightarrow \text{O.K}$$

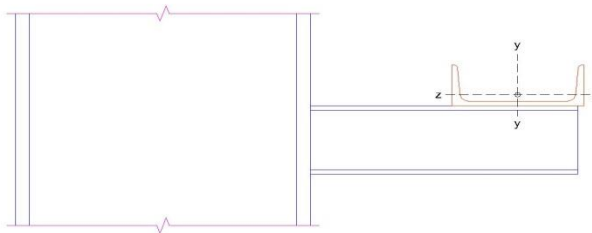
**6.1.5.4 Αλληλεπίδραση ορθών και διατμητικών τάσεων**

Ο έλεγχος γίνεται σύμφωνα με τη σχέση (3.94), δηλαδή:

$$\left( \frac{\gamma_{Ff} \Delta\sigma_{E,2}}{\Delta\sigma_c / \gamma_{Mf}} \right)^3 + \left( \frac{\gamma_{Ff} \Delta\tau_{E,2}}{\Delta\tau_c / \gamma_{Mf}} \right)^5 = (0,313)^3 + (0,12)^5 \leq 1,0 \rightarrow \text{O.K}$$

**6.2 Έλεγχος μηκίδων**

Εξετάζεται η πλευρική κάλυψη του κτιρίου με διατομή μηκίδας UPN240(για το άνοιγμα 10,7m). Οι μηκίδες τοποθετούνται “ξαπλωτές”, με τον ισχυρό άξονα τους (y-y) κατακόρυφο και στηρίζονται σε μικρούς προβόλους που με τη σειρά τους στηρίζονται στα εξωτερικά πέλματα των υποστυλωμάτων (βλέπε σχήμα παρακάτω). Καταπονούνται από εγκάρσια φορτία τα οποία προκαλούν κάμψη και περί τους 2 κύριους άξονες της διατομής. Ο έλεγχος αφορά τη δυσμενέστερη (ενδιάμεση) μηκίδα, η οποία μάλιστα δέχεται και το μεγαλύτερο φορτίο της ανεμοπίεσης και βρίσκεται στην πλάγια όψη του κτιρίου.



Σχήμα 6.5: Μορφή σύνδεσης μηκίδας με το υποστήλωμα.

## 6.2.1 Φορτία

Τα φορτία που λαμβάνονται υπόψη είναι:

- Ίδιο βάρος μηκίδας (σε οριζόντια προβολή)  $g=0,332\text{kN/m}$
- Φορτίο πλευρικής επένδυσης (πρόσθετο μόνιμο)  $g'=0,15\text{kN/m}^2$
- Υποπίεση ανέμου  $w=-1,27\text{kN/m}^2$

Η τιμή αυτή ισχύει για μήκος 3.80m από την αρχή της μηκίδας μόνο. Στα υπόλοιπα 6.90m υπάρχει φορτίο 0.85. Γι' αυτό θεωρώ ένα ομοιόμορφο φορτίο με τιμή:  $(3.8*1.27+6.9*0.85)/10.7\approx 1.00\text{ kN/m}^2$ .

Το πλάτος επιρροής της μηκίδας είναι 1,40m περίπου.

Επομένως η κατανομή των φορτίων ανά μηκίδα θα είναι:

- $g=0,332\text{kN/m}$
- $g'=0,15\text{kN/m}^2 \times 1,40\text{m}=0,21\text{kN/m}$
- $w=-1,00\text{kN/m}^2 \times 1,40\text{m}=-1,40\text{kN/m}$

## 6.2.2 Εντατικά μεγέθη

Λόγω των μόνιμων φορτίων  $q_z$ , που είναι παράλληλα με τον τοπικό άξονα  $z$  της μηκίδας, αναπτύσσονται καμπτικές ροπές  $M_y$  και τέμνουσες δυνάμεις  $V_z$ , ενώ λόγω των φορτίων  $q_y$ , που είναι παράλληλα με τον τοπικό άξονα  $y$  της μηκίδας, αναπτύσσονται αντίστοιχα καμπτικές ροπές  $M_z$ , και τέμνουσες δυνάμεις  $V_y$ . Επομένως προκύπτουν τα ακόλουθα εντατικά μεγέθη για την (ανεστραμμένη) μηκίδα.

A) Καμπτικές ροπές

$$M_{Ed,y}=q_z L^2/8=1,5 \times 1,40\text{kN/m} \times (10,7\text{m})^2/8=30,05\text{kNm}=3005\text{kNcm}$$

$$M_{Ed,z}=q_y L^2/8=1,35 \times 0,542\text{kN/m} \times (10,7\text{m})^2/8=10,47\text{kNm}=1047\text{kNcm}$$

B) Τέμνουσες

$$V_{Ed,z}=q_z L/2=1,5 \times 1,40\text{kN/m} \times 10,7\text{m}/2=11,24\text{kN}$$

$$V_{Ed,y}=q_y L/2=1,35 \times 0,542\text{kN/m} \times 10,7\text{m}/2=3,91\text{kN}$$

Η διατομή είναι κατηγορίας 1, επομένως εκτελούνται πλαστικοί έλεγχοι επάρκειας σε οριακή κατάσταση αστοχίας.

## 6.2.3 Έλεγχος στην οριακή κατάσταση αστοχίας

### 6.2.3.1 Έλεγχος σε τέμνουσα

Η αντοχή σε τέμνουσα της διατομής ως προς τον τοπικό άξονα  $z$  δίνεται από τη σχέση (3.8):

$$V_{c,Rd,z}=V_{pl,Rd,z}=A_{vz} \cdot \frac{f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}}=23,71 \cdot \frac{27,5}{\sqrt{3} \cdot 1,0}=376,45\text{ kN}$$

Επομένως από της σχέση ελέγχου προκύπτει:  $\frac{V_{Ed,z}}{V_{c,Rd,z}}=\frac{11,24}{376,45}=0,0298 \leq 1,0 \rightarrow \text{O.K.}$

Ομοίως για τον τοπικό άξονα  $y$  έχουμε:

$$A_{vy} = 2 \cdot b \cdot t_f = 2 \cdot 8,5 \cdot 1,3 = 22,1 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow V_{c,Rd,y} = V_{pl,Rd,y} = A_{vy} \cdot \frac{f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = 22,1 \cdot \frac{27,5}{\sqrt{3} \cdot 1,0} = 350,9 \text{ KN}$$

Άρα από τη σχέση ελέγχου είναι:

$$\frac{V_{Ed,y}}{V_{c,Rd,y}} = \frac{3,91}{350,9} = 0,011 \leq 1,0 \rightarrow \text{O.K.}$$

### 6.2.3.1 Έλεγχος απομείωσης αντοχής σε κάμψη λόγω παρουσίας τέμνουσας

Είναι:

$$V_{Ed,z} = 11,24 < 0,50 \cdot V_{pl,Rd,z} = 188,22 \text{ KN} \quad \text{και} \quad V_{Ed,y} = 3,91 < 0,50 \cdot V_{pl,Rd,y} = 175,45 \text{ KN}$$

Άρα δεν απαιτείται απομείωση των αντοχών σε ροπές κάμψης λόγω παρουσίας διάτμησης.

### 6.2.3.1 Έλεγχος σε διαξονική κάμψη

Από τη σχέση (3.21) προκύπτουν οι αντίστοιχες αντοχές σε κάμψη στους άξονες  $z, y$ :

$$M_{c,Rd,y} = M_{pl,Rd,y} = \frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{358 \cdot 27,5}{1,00} = 9845 \text{ KNm}$$

$$M_{c,Rd,z} = M_{pl,Rd,z} = \frac{W_{pl,z} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{75,7 \cdot 27,5}{1,00} = 2081,75 \text{ KNm}$$

Επομένως από τη σχέση ελέγχου (3.44) έχουμε:

$$\left[ \frac{M_{y,Ed}}{M_{N,y,Rd}} \right]^\alpha + \left[ \frac{M_{z,Ed}}{M_{N,z,Rd}} \right]^\beta = \left[ \frac{3005}{9845} \right]^2 + \left[ \frac{1047}{2081,75} \right]^1 = 0,59 \leq 1 \rightarrow \text{O.K.}$$

(για διατομές Ι,Η είναι:  $\alpha = 2$  ;  $\beta = 5n$  και  $n = N_{Ed} / N_{pl,Rd} = 0$ )

### 6.2.4 Έλεγχος στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας

Το μέγιστο βέλος της μηκίδας παρουσιάζεται στο μέσον του ανοίγματός της, λόγω των φορτίων κατά  $z$  και κατά  $y$ . Και κατά τους δύο άξονες η μηκίδα συμπεριφέρεται ως αμφιέρειστη.

$$w_z = \frac{5q_z L^4}{384EI_y} = \frac{5 \cdot 0,014 \cdot 1070^4}{384 \cdot 21000 \cdot 3600} = 3,16 \text{ cm}$$

$$w_y = \frac{5q_y L^4}{384EI_z} = \frac{5 \cdot 0,00542 \cdot 1070^4}{384 \cdot 21000 \cdot 248} = 17,76 \text{ cm}$$





## ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Αναντίλεκτα, η διπλωματική εργασία αποτελεί μια εξαιρετική ευκαιρία εφαρμογής των πολλών θεωρητικών γνώσεων που παρέχονται κατά τη διάρκεια των πέντε χρόνων σπουδών στο πολυτεχνείο. Αφομοιώνεται η λογική του σχεδιασμού, της ανάλυσης και της διαστασιολόγησης μιας κατασκευής και σε πολλές περιπτώσεις, όταν παρουσιαστούν δυσκολίες, είναι απαραίτητο να αναπτυχθεί η κριτική ικανότητα του μηχανικού από τον ίδιο τον συντάκτη της εργασίας.

Ο σχεδιασμός και η κατασκευή ενός μεταλλικού αποθηκευτικού κτιρίου γίνεται τόσο με βάση την επάρκειά του σε καταστάσεις αστοχίας και λειτουργικότητας, όσο και με γνώμονα την απαίτηση η κατασκευή να αποτελεί μια λειτουργική μονάδα για την ικανοποίηση των αναγκών για τις οποίες κατασκευάζεται, δηλαδή την ασφαλή αποθήκευση.

Ένα από τα συμπεράσματα που εξάγεται είναι ότι η ανεμοπίεση είναι τις περισσότερες φορές η κύρια καταπόνηση για τις διατομές των μελών των μεταλλικών κτιρίων, λόγω των μεγάλων επιφανειών φορτίσεως που αυτά διαθέτουν. Η τοποθέτηση των συνδέσμων δυσκαμψίας κατά τη διεύθυνση X είναι καθοριστικής σημασίας για την παραλαβή των φορτίων του ανέμου, ενώ κατά τη διεύθυνση Y, η πλαισιακή λειτουργία του φορέα είναι αρκετή για να παραλάβει τα φορτία αυτά.

Επιπλέον, η παρουσία της γερανογέφυρας καθιστά σύνθετη την μελέτη αυτού του είδους των κτιρίων λόγω της δυναμικότητας των φορτίσεων της καθώς και λόγω των πολλών δυνατών θέσεων της στο κτίριο οι οποίες αντιστοιχούν σε πληθώρα διαφορετικών φορτίσεων κατά τη διάρκεια του σχεδιασμού. Θα ήθελα επίσης να τονίσω ότι το λογισμικό Sofistik παρέχει πολλές δυνατότητες και ευκολίες για τη μελέτη οποιασδήποτε κατασκευής.

Τέλος, όσον αφορά τον έλεγχο του κτιρίου, από αυτόν προέκυψε ότι η κατασκευή επαρκεί ικανοποιητικά στις οριακές καταστάσεις αστοχίας και λειτουργικότητας με γενικά μικρούς συντελεστές εκμετάλλευσης των μελών της. Σε κάποια μέλη θα επάρκουσε και μικρότερη-οικονομικότερη διατομή.



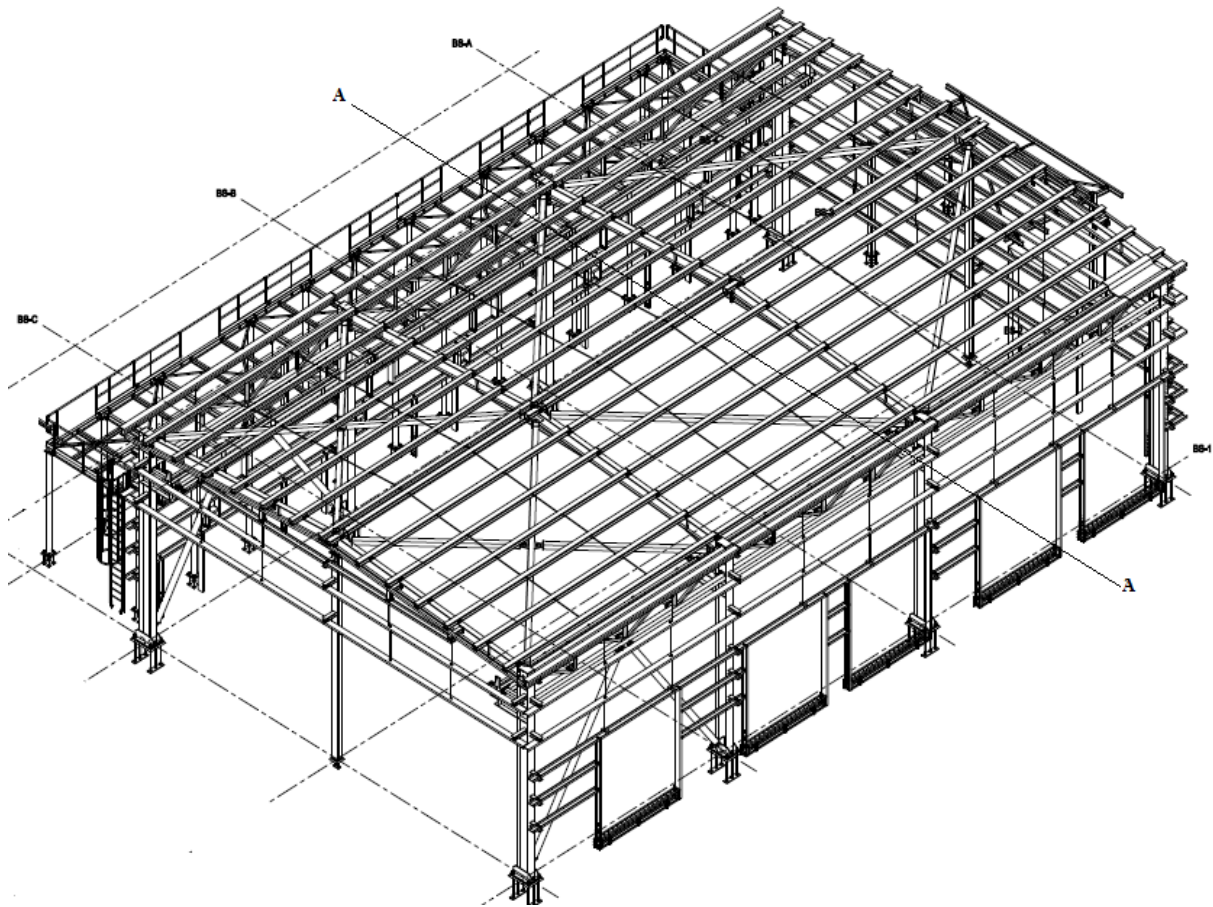
## ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

1. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ. (2005α). «Σχεδιασμός δομικών έργων από χάλυβα, 2η έκδοση», Εκδόσεις Κλειδάριθμος.
2. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ. (1999). «Σιδηρές κατασκευές, παραδείγματα εφαρμογής του Ευρωκώδικα 3, Τόμος ΙΙ». Εκδόσεις Κλειδάριθμος.
3. Ιωάννης Χ. Ερμόπουλος: «Ευρωκώδικας 1: Βασικές αρχές σχεδιασμού και δράσεις επί την κατασκευών. Ερμηνευτικά σχόλια και παραδείγματα εφαρμογής». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα 2005 2η έκδοση
4. Ι.Βάγιας «Σιδηρές Κατασκευές-Ανάλυση και Διαστασιολόγηση», Εκδόσεις Κλειδάριθμος.
5. Ευρωκώδικας 0: Βάσεις σχεδιασμού
6. Ευρωκώδικας 1: Δράσεις επί των κατασκευών—Μέρος 1.3: Φορτία Χιονιού.
7. Ευρωκώδικας 1: Δράσεις επί των κατασκευών—Μέρος 1.4: Δράσεις Ανέμου.
8. Ευρωκώδικας 1: Δράσεις επί των κατασκευών—Μέρος 3: Φορτία οφειλόμενα σε γερανούς και μηχανές.
9. Ευρωκώδικας 3: Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα—Μέρος 1.1: Γενικοί κανόνες και κανόνες για κτίρια.
10. Ευρωκώδικας 3: Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα—Μέρος 1.5: Μέλη από επίπεδα ελάσματα.
11. Ευρωκώδικας 3: Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα—Μέρος 1.9: Κόπωση.
12. Ευρωκώδικας 3: Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα—Μέρος 3: Κατασκευές που υποστηρίζουν γερανογέφυρες.
13. Ευρωκώδικας 8: Αντισεισμικός Σχεδιασμός—Μέρος 1: Γενικοί κανόνες, σεισμικές δράσεις και κανόνες για κτίρια.
14. Ηλεκτρονικές σημειώσεις μαθημάτων: Σιδηρές Κατασκευές Ι και Σιδηρές Κατασκευές ΙΙ  
Σχέδια του κτιρίου από την SDEngineering-steel & structural detail Engineers.  
Ιστοσελίδα εταιρείας DEMAG: <http://www.demagcranes.com>

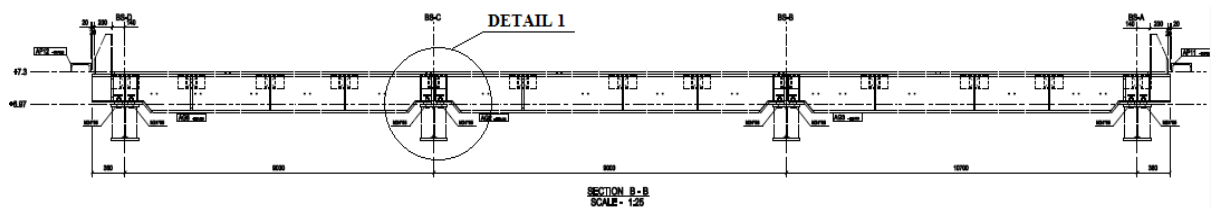




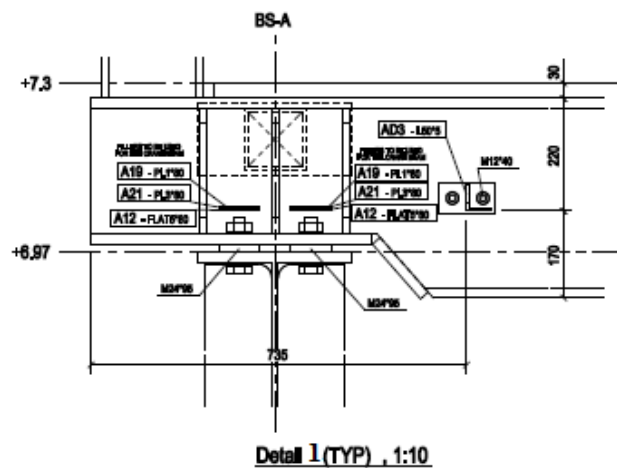
# ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ



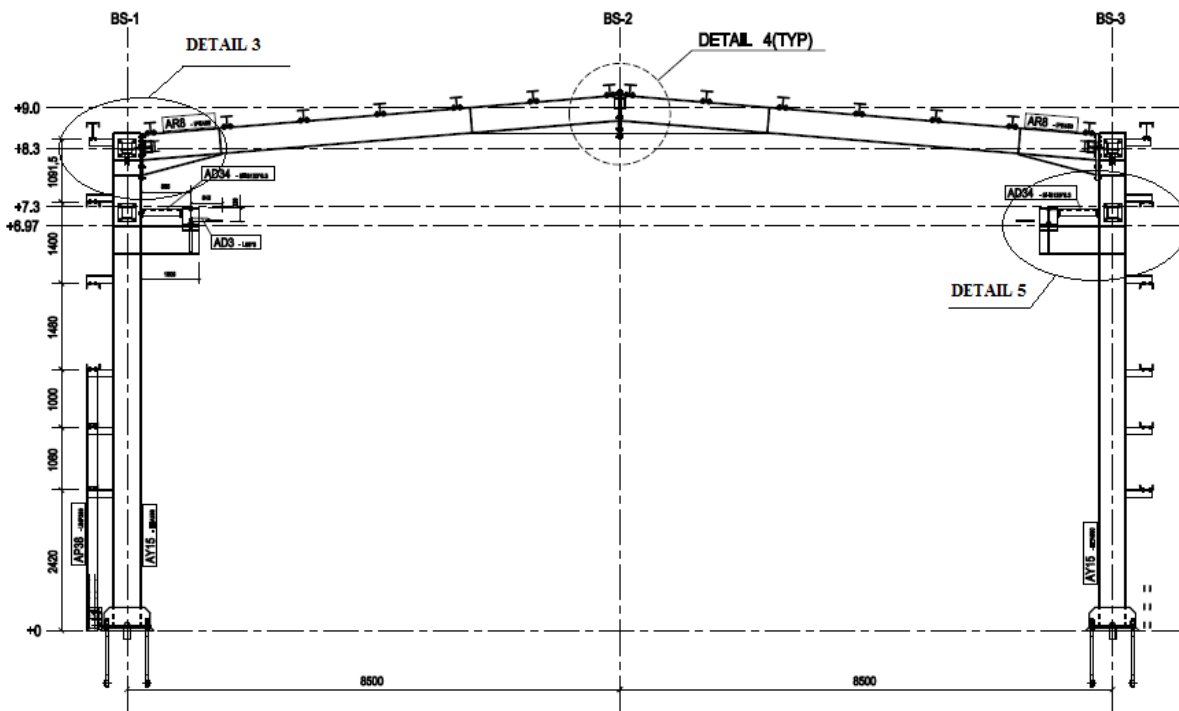
Σχέδιο 1: Προοπτική εικόνα του μεταλλικού φορέα.



Σχέδιο 2: Δοκός κύλισης της γερανογέφυρας.

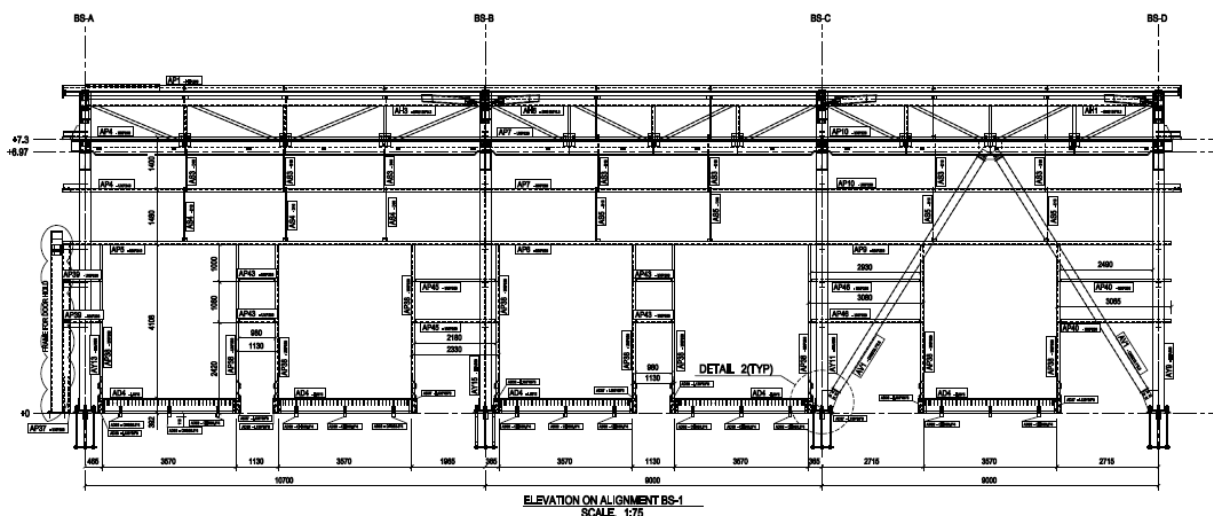


Σχέδιο 3: Λεπτομέρεια 1-Σύνδεση δοκού κύλισης με τον πρόβολο έδρασης γερανοδοκού.



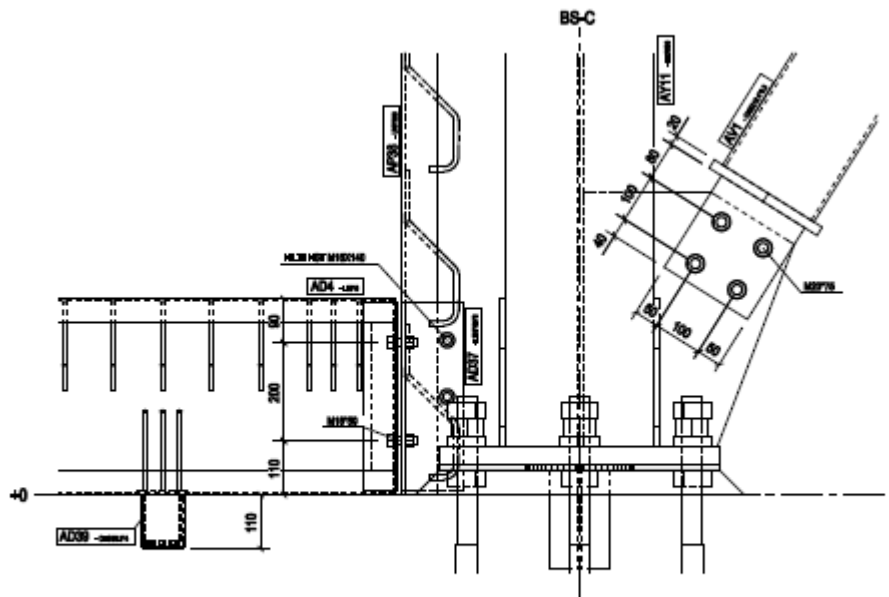
SCALE, 1:75

Σχέδιο 4: Τομή ΑΑ.



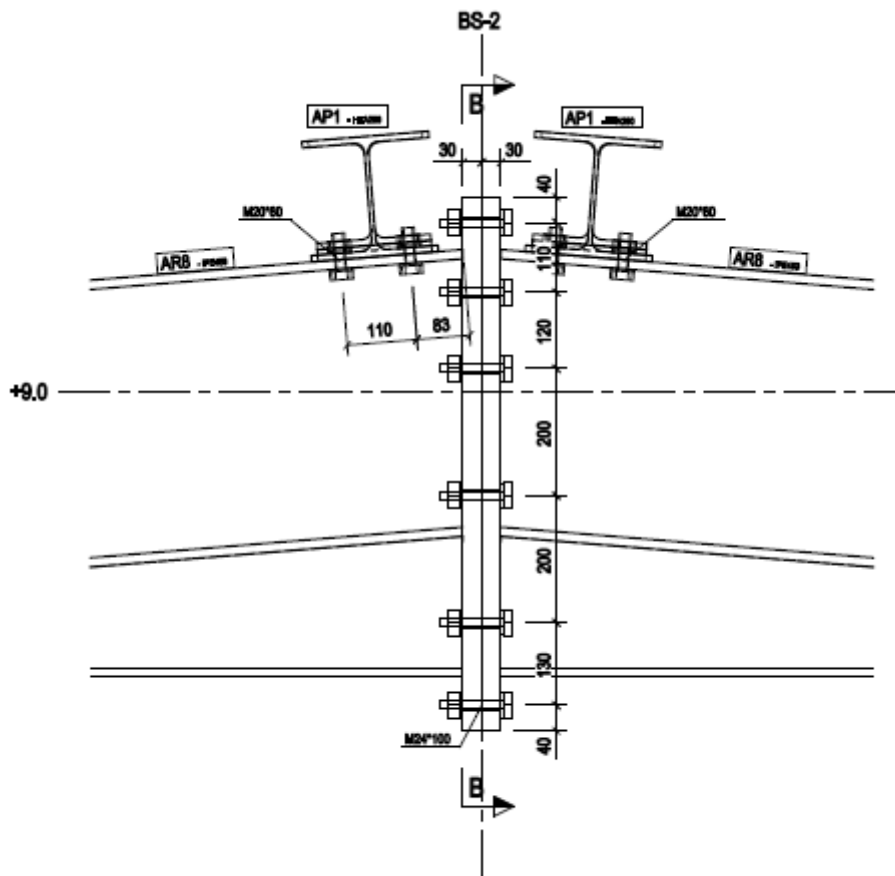
ELEVATION ON ALIGNMENT BS-1  
SCALE 1:75

Σχέδιο 5: Όψη κτιρίου στον άξονα x.



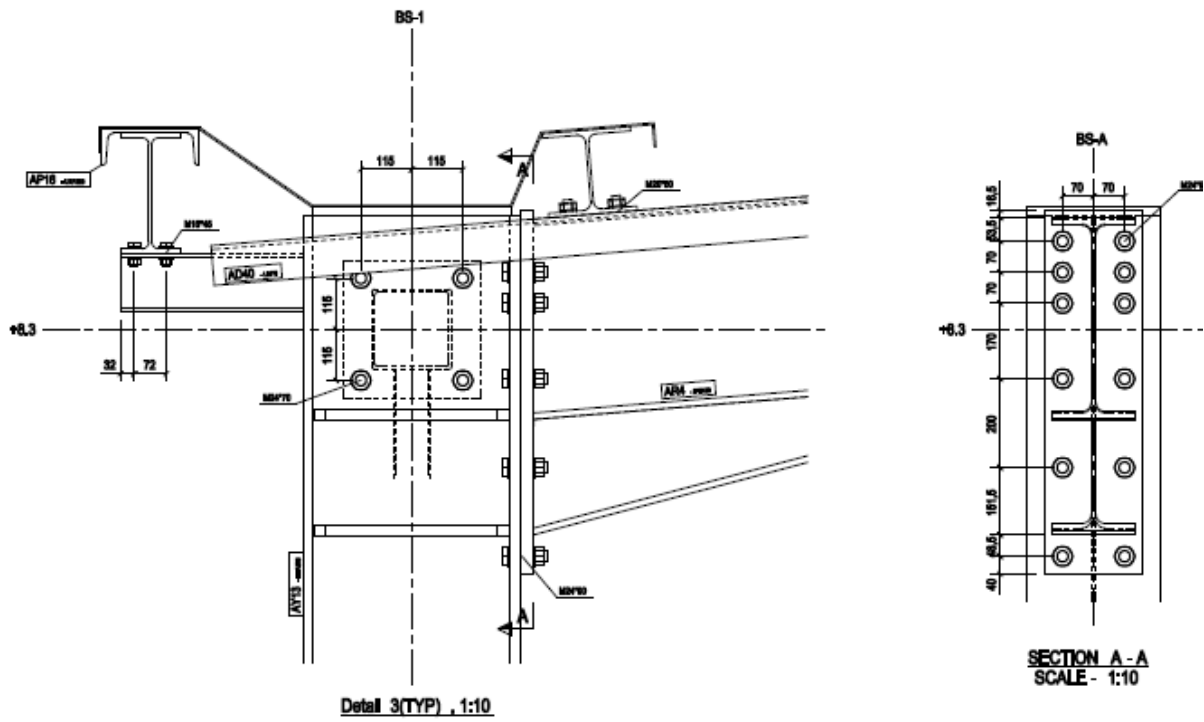
**Detail 2 (TYP) , 1:10**

**Σχέδιο 6:** Λεπτομέρεια 2-Σύνδεση δοκού με τον σύνδεσμο δυσκαμψίας Λ και θεμελίωση υποστύλματος.

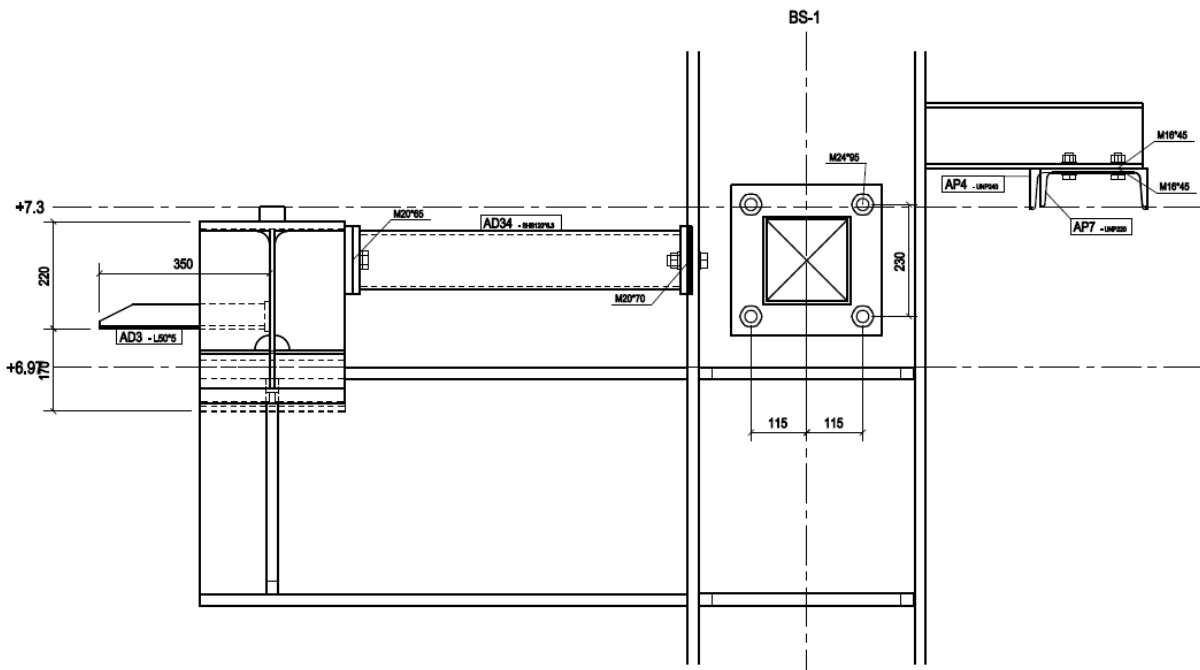


**Detail 4(TYP) , 1:10**

**Σχέδιο 7:** Λεπτομέρεια 4-Σύνδεση ζυγομάτων.



Σχέδιο 8: Λεπτομέρεια 3-Σύνδεση δοκού με το ζύγωμα.



Σχέδιο 9: Λεπτομέρεια 5-Σύνδεση δοκού-προβόλου έδρασης γερανοδοκού.