



Χ. Κ. Μπανιωτόπουλος

Θ. Ν. Νικολαΐδης

# Κατασκευές από Χάλυβα

Παραδείγματα Σχεδιασμού  
στο Πλαίσιο του **Ευρωκώδικα 3**

Κάθε γνήσιο αντίτυπο υπογράφεται από το συγγραφέα

ISBN 978-960-456-323-4

© Copyright, Μάιος 2012, Χ. Μπανιωτόπουλος, Θ. Νικολαΐδης, Εκδόσεις Ζήτη

---

*Το παρόν έργο πνευματικής ιδιοκτησίας προστατεύεται κατά τις διατάξεις του ελληνικού νόμου (Ν.2121/1993 όπως έχει τροποποιηθεί και ισχύει σήμερα) και τις διεθνείς συμβάσεις περί πνευματικής ιδιοκτησίας. Απαγορεύεται απολύτως η άνευ γραπτής άδειας του εκδότη κατά οποιοδήποτε τρόπο ή μέσο αντιγραφή, φωτοανατύπωση και εν γένει αναπαραγωγή, εκμίσθωση ή δανεισμός, μετάφραση, διασκευή, αναμετάδοση στο κοινό σε οποιαδήποτε μορφή (ηλεκτρονική, μηχανική ή άλλη) και η εν γένει εκμετάλλευση του συνόλου ή μέρους του έργου.*

---

**Φωτοστοιχειοθεσία**  
**Εκτύπωση**  
**Βιβλιοδεσία**

**Π. ΖΗΤΗ & Σια ΟΕ**

18° χλμ Θεσσαλονίκης - Περαία  
Τ.Θ. 4171 • Περαία Θεσσαλονίκης • Τ.Κ. 570 19  
Τηλ.: 2392.072.222 - Fax: 2392.072.229 • e-mail: info@ziti.gr



**www.ziti.gr**

**ΒΙΒΛΙΟΠΩΛΕΙΟ ΘΕΣΣΑΛΟΝΙΚΗΣ - ΚΕΝΤΡΙΚΗ ΔΙΑΘΕΣΗ:**

Αρμενοπούλου 27 - 546 35 Θεσσαλονίκη • Τηλ.: 2310-203.720 • Fax 2310-211.305  
e-mail: sales@ziti.gr

**ΒΙΒΛΙΟΠΩΛΕΙΟ ΑΘΗΝΩΝ - ΕΝΩΣΗ ΕΚΔΟΤΩΝ ΒΙΒΛΙΟΥ ΘΕΣΣΑΛΟΝΙΚΗΣ:**

Στοά του Βιβλίου (Πεσμαζόγλου 5) - 105 64 ΑΘΗΝΑ • Τηλ.-Fax: 210-3211.097

**ΑΠΟΘΗΚΗ ΑΘΗΝΩΝ - ΠΩΛΗΣΗ ΧΟΝΔΡΙΚΗ:**

Ασκληπιού 60 - Εξάρχεια 114 71, Αθήνα • Τηλ.-Fax: 210-3816.650 • e-mail: athina@ziti.gr

**ΗΛΕΚΤΡΟΝΙΚΟ ΒΙΒΛΙΟΠΩΛΕΙΟ:** www.ziti.gr

## Πρόλογος

Μια χαλύβδινη κατασκευή σχεδιάζεται ώστε να ικανοποιεί τα κριτήρια αντοχής, τις τεθείσες αισθητικές απαιτήσεις, τη μορφολογική πολυπλοκότητα και τους δείκτες βιώσιμου σχεδιασμού και ταυτόχρονα να αποτελεί μια οικονομική, λειτουργική, αλλά και ανατάξιμη λύση στο πλαίσιο ενός βέλτιστου σχεδιασμού.

Απαραίτητη προϋπόθεση για έναν τέτοιο σχεδιασμό είναι η ακριβής εκτίμηση της στατικής λειτουργίας του φορέα, η τήρηση των προδιαγραφών σχεδιασμού που τίθενται κάθε φορά για το εκάστοτε έργο και η ανάλυση της χαλύβδινης κατασκευής με την βοήθεια του κανονιστικού πλαισίου των Ευρωκωδίκων.

Υπό το πρίσμα αυτό το παρόν βιβλίο φιλοδοξεί να αποτελέσει ένα χρήσιμο βοήθημα για την εκμάθηση, εμπάθυνση και ανάλυση της διαδικασίας σχεδιασμού χαλύβδινων κατασκευών, μέσα από απλά, αλλά πραγματικά και ταυτόχρονα συνηθισμένα παραδείγματα σχεδιασμού, όπως είναι αυτά που θα συναντήσει αφενός ο σπουδαστής στην εκμάθηση και αφετέρου ο μηχανικός στην πράξη.

Σήμερα που η δυνατότητα ανάλυσης των κατασκευών με τη βοήθεια υπολογιστικών προγραμμάτων ηλεκτρονικού υπολογιστή έχει προχωρήσει αλματωδώς, τούτο είναι ιδιαίτερα χρήσιμο ώστε να μπορεί ο μηχανικός να περιγράψει και να διαστασιολογήσει ορθότερα την κατασκευή, αλλά και να αποτιμήσει σωστά τα αποτελέσματα των υπολογισμών.

Τα παραδείγματα που χρησιμοποιούνται προς τούτο δεν αποτελούν πρότυπα σχεδιασμού κατασκευών, αλλά έχουν το χαρακτήρα αντιπροσωπευτικών και στις πιο πολλές περιπτώσεις εφαρμοσμένων περιπτώσεων σχεδιασμού ώστε να γίνει κατανοητή, ανάλογα με τον τύπο φορέα, η διαδικασία και τα στάδια υπολογισμού των χαλύβδινων κατασκευών.

Η διάρθρωση των κεφαλαίων και οι θεματικές ενότητες των παραδειγμάτων του βιβλίου αποτελούν προϊόν γόνιμης αναζήτησης των αναγκών όπως αυτές διαμορφώνονται από την εφαρμογή των Ευρωκωδίκων, τόσο στον τομέα της μελέτης και ανέγερσης χαλύβδινων κατασκευών, όσο και στο χώρο της συναφούς εκπαίδευσης των σπουδαστών.

Η διαμόρφωση και ολοκλήρωση της προσπάθειας αυτής έγινε με τη συμπαράσταση και την συναδελφική συνεργασία όλων των επιστημονικών μελών του Εργαστηρίου Μεταλλικών Κατασκευών του Τμήματος Πολιτικών Μηχανικών του Α.Π.Θ.

Ιδιαίτερες ευχαριστίες εκφράζονται προς τον καθηγητή κ. Χ. Μπίσμπο, τον επίκουρο καθηγητή κ. Ευθ. Κολτσάκη και τον Λέκτορα κ. Ε. Ευθυμίου για τις γόνιμες συζητήσεις και τις χρήσιμες παρατηρήσεις τους. Επιπρόσθετα, ευχαριστίες εκφράζονται προς το μέλος της εταιρείας μελετών DELCO ΕΠΕ, πολιτικό μηχανικό κ. Θ. Δεληγιαννίδη, για την τεχνική βοήθεια ώστε να παρουσιαστούν στο παρόν βιβλίο ορισμένα στοιχεία από παραδείγματα χαλύβδινων κατασκευών που μελετήθηκαν από τον ίδιο σε συνεργασία με τον δεύτερο των συγγραφέων.

*Θεσσαλονίκη, Μάρτιος 2012*

*Χ.Κ. Μπανιωτόπουλος & Θ.Ν. Νικολαΐδης*

# Περιεχόμενα

## Κεφάλαιο 1

### ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ ΑΠΟ ΧΑΛΥΒΑ

1.1	Εισαγωγή .....	11
1.2	Βάσεις σχεδιασμού χαλύβδινων κατασκευών στο πλαίσιο των Ευρωκωδίκων .....	15
1.2.1	Χαλύβδινες κατασκευές και Ευρωκώδικες .....	15
1.2.2	Οριακές καταστάσεις σχεδιασμού .....	16
1.3	Φορτία σχεδιασμού χαλύβδινων κατασκευών .....	23
1.3.1	Γενικά φορτία λειτουργίας .....	23
1.3.2	Φορτίο χιονιού .....	30
1.3.3	Φορτίο ανέμου .....	33
1.3.4	Φορτία θερμοκρασίας .....	43
1.4	Σχεδιασμός χαλύβδινων κατασκευών .....	46
1.4.1	Κριτήρια αντοχής χαλύβδινων κατασκευών στο πλαίσιο του Ευρωκώδικα 3 ....	46
1.4.2	Στατικός υπολογισμός φορέων με χαλύβδινα μέλη .....	52

## Κεφάλαιο 2

### ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΧΑΛΥΒΔΙΝΩΝ ΜΕΛΩΝ

2.1	Διάκριση μελών χαλύβδινων φορέων .....	55
2.2	Διαστασιολόγηση χαλύβδινων ράβδων .....	60
2.2.1	Κυκλική κοιλοδοκός CHS. Διαστασιολόγηση χαλύβδινης ράβδου στήριξης αντηρίδων διαφραγματικού τοίχου .....	60
2.2.2	Τετραγωνική κοιλοδοκός QHS. Διαστασιολόγηση χαλύβδινης ράβδου διαγώνιου συνδέσμου Λ βιομηχανικού κτιρίου .....	67
2.2.3	Ορθογωνική κοιλοδοκός RHS. Διαστασιολόγηση ράβδων δικτυωτού ζευκτού μονοκλινούς στέγης χαλύβδινου μονώροφου κτιρίου με διαμόρφωση φυτεμένου δώματος στην επικάλυψη .....	76
2.2.4	Ισοσκελές γωνιακό. Διαστασιολόγηση ράβδων δικτυώματος στήριξης πινακίδας σήμανσης οδού .....	99

2.3	Σχεδιασμός χαλύβδινων δοκών .....	114
2.3.1	Υψίκορμη δοκός ΙΡΕ. Διαστασιολόγηση αμφιέριστης δευτερεύουσας δοκού δαπέδου .....	114
2.3.2	Πλατύπελμη δοκός ΗΕΑ. Διαστασιολόγηση χαλύβδινης τεγίδας δύο ανοιγμάτων δίκλινης στέγης .....	124
2.3.3	Ορθογωνική κοιλοδοκός RHS. Διαστασιολόγηση κύριας χαλύβδινης δοκού στήριξης συστήματος φωτοβολταϊκών στοιχείων .....	136
2.4	Διαστασιολόγηση χαλύβδινων υποστυλωμάτων .....	147
2.4.1	Υποσύλωμα πλατύπελμης διατομής ΗΕΒ. Διαστασιολόγηση υποστυλωμάτων χαλύβδινου μονώροφου κτιρίου με διαμόρφωση φυτεμένου δώματος στην επικάλυψη .....	147
2.4.2	Υποσύλωμα πλατύπελμης διατομής ΗΕΑ. Διαστασιολόγηση χαλύβδινων υποστυλωμάτων ανοιχτού υπόστεγου με φύτευση στην επικάλυψη .....	176
2.4.3	Τετραγωνική κοιλοδοκός QHS. Διαστασιολόγηση χαλύβδινων υποστυλωμάτων στεγαστρου αντλιών καυσίμων πρατηρίου υγρών καυσίμων .....	218
2.4.4	Τετραγωνική κοιλοδοκός QHS υπό στρέψη. Διαστασιολόγηση χαλύβδινου υποστυλώματος πινακίδας σήμανσης σε πρατήριο υγρών καυσίμων .....	245

## Κεφάλαιο 3

### ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΚΤΙΡΙΩΝ ΜΕΓΑΛΟΥ ΑΝΟΙΓΜΑΤΟΣ ΜΕ ΧΑΛΥΒΔΙΝΑ ΖΕΥΚΤΑ. ΑΝΑΛΥΣΗ ΚΑΙ ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΧΑΛΥΒΔΙΝΟΥ ΒΙΟΜΗΧΑΝΙΚΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ ΜΕ ΔΙΚΤΥΩΤΑ ΖΕΥΚΤΑ

3.1	Περιγραφή της κατασκευής .....	261
3.2	Ανάλυση περιβαλλοντικών δράσεων στο κτίριο .....	267
3.2.1	Χαρακτηριστική πίεση ανέμου και κατανομή πιέσεων ανέμου στο κτίριο .....	267
3.2.2	Χαρακτηριστική τιμή φορτίου χιονιού στη στέγη του κτιρίου .....	270
3.3	Διαστασιολόγηση μελών χαλύβδινου σκελετού οροφής βιομηχανικού κτιρίου .....	271
3.3.1	Διαστασιολόγηση κύριου δικτυωτού φορέα .....	271
3.3.2	Διαστασιολόγηση τεγίδας .....	291
3.3.3	Έλεγχος τεγίδας δύο ανοιγμάτων σε θέση εγκαρσίου συνδέσμου .....	300
3.3.4	Διαστασιολόγηση εγκαρσίου συνδέσμου .....	302
3.4	Διαστασιολόγηση χιαστί συνδέσμου οροφής .....	305
3.5	Διαστασιολόγηση πλάγιου χιαστί συνδέσμου .....	309
3.6	Διαστασιολόγηση υποστυλώματος .....	320

**Κεφάλαιο 4****ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΧΑΛΥΒΔΙΝΩΝ ΠΑΤΑΡΙΩΝ.  
ΑΝΑΛΥΣΗ ΚΑΙ ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΧΑΛΥΒΔΙΝΟΥ ΠΑΤΑΡΙΟΥ  
ΒΙΒΛΙΟΘΗΚΗΣ**

4.1 Περιγραφή της κατασκευής .....	347
4.2 Προσδιορισμός τιμών φορτίων σχεδιασμού παταριού .....	350
4.3 Σχεδιασμός δοκών παταριού .....	358
4.3.1 Δευτερεύουσα δοκός παταριού. Σχεδιασμός και διαστασιολόγηση δευτε- ρεύουσας δοκού .....	358
4.3.2 Κύρια δοκός παταριού. Σχεδιασμός και διαστασιολόγηση κύριας δοκού .....	365
4.4 Υποστύλωμα χαλύβδινου παταριού. Σχεδιασμός και διαστασιολόγηση .....	372

**Κεφάλαιο 5****ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΧΑΛΥΒΔΙΝΩΝ ΔΙΚΤΥΩΤΩΝ ΠΕΖΟΓΕΦΥΡΩΝ.  
ΑΝΑΛΥΣΗ ΚΑΙ ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΧΑΛΥΒΔΙΝΗΣ ΠΕΖΟΓΕΦΥ-  
ΡΑΣ ΜΕ ΔΙΚΤΥΩΤΟΥΣ ΦΟΡΕΙΣ**

5.1 Περιγραφή της κατασκευής .....	383
5.2 Φορτία πεζογέφυρας. Ανάλυση φορτίων σχεδιασμού δικτυωτής πεζογέ- φυρας .....	389
5.3 Χαλύβδινο δικτύωμα πεζογέφυρας. Ανάλυση και διαστασιολόγηση μελών τυπικού δικτύωματος πεζογέφυρας .....	398
5.4 Ανάλυση και σχεδιασμός δοκών καταστρώματος .....	415
5.4.1 Επιτεγίδα καταστρώματος πεζογέφυρας. Διαστασιολόγηση δευτερεύου- σας δοκού καταστρώματος πεζογέφυρας .....	415
5.4.2 Κύρια εγκάρσια δοκός καταστρώματος πεζογέφυρας. Διαστασιολόγηση κύριας εγκάρσιας δοκού καταστρώματος πεζογέφυρας .....	425
5.5 Οριζόντια δικτύωματα διαφραγματικής λειτουργίας .....	434
5.5.1 Οριζόντιο δικτύωμα οροφής πεζογέφυρας. Διαστασιολόγηση οριζόντιου δικτύωματος εγκάρσιας εξασφάλισης άνω πέλματος .....	434
5.5.2 Οριζόντιο δικτύωμα καταστρώματος πεζογέφυρας. Διαστασιολόγηση διαγωνίων ράβδων εγκάρσιας εξασφάλισης διαφραγματικής λειτουργίας καταστρώματος .....	437

## Παραρτήματα

A	Ειδικά θέματα σχεδιασμού με εφαρμογή του Ευρωκώδικα 3 .....	441
A.1	Πλευρική αντιστήριξη διαφραγμάτων .....	441
A.2	Αντοχές σχεδιασμού ράβδων RHS συγκολλητών κόμβων .....	444
B	Διαγράμματα εντατικών μεγεθών και βυθίσεων τυπικών χαλύβδινων δοκών .....	451
B.1	Διαγράμματα εντατικών μεγεθών και βυθίσεων τυπικών ισοστατικών δοκών .....	451
B.2	Διαγράμματα εντατικών μεγεθών και βυθίσεων τυπικών υπερστατικών δοκών .....	456
Γ	Βοηθητικοί πίνακες καμπτικού λυγισμού και στρέβλωσης .....	462
Γ.1	Καμπύλες ατελειών λυγισμού, γενική περίπτωση (καμπύλες $a$ , $b$ , $c$ και $d$ ) .....	462
Γ.2	Καμπύλες ατελειών στρεπτοκαμπτικού (πλευρικού) λυγισμού $\alpha_{LT}$ ( $a$ , $b$ , $c$ και $d$ ) για ελατές ή ισοδύναμες συγκολλητές διατομές .....	470
Γ.3	Συντελεστές $C1$ , $C2$ και $C3$ μορφής διαγράμματος ροπής για τον υπολογισμό της κρίσιμης ροπής στρέβλωσης .....	478
Δ	Πίνακες προσδιορισμού κατηγορίας και χαρακτηριστικών πρότυπων ελατών διατομών .....	480
Δ.1	Πίνακες προσδιορισμού κατηγορίας (κλάσης) πρότυπων ελατών διατομών .....	480
Δ.2	Πίνακες πρότυπων χαλύβδινων διατομών .....	483
	<b>Βιβλιογραφία</b> .....	509
A	Ελληνική Βιβλιογραφία .....	509
B	Διεθνής Βιβλιογραφία .....	512
	<b>Ευρετήριο όρων</b> .....	515



# 1<sup>ο</sup>

## Κεφάλαιο

# Σχεδιασμός κατασκευών απο χάλυβα

## 1.1

## Εισαγωγή

Οι κατασκευές από χάλυβα αποτελούν για την τέχνη και την επιστήμη του Μηχανικού πεδίο δραστηριότητας σχεδιασμού τολμηρών και καινοτόμων τεχνικών έργων, τα οποία πρέπει ταυτόχρονα να πληρούν τα κριτήρια βιώσιμου σχεδιασμού τόσο στη φάση κατασκευής τους, όσο και στη φάση λειτουργίας τους. Ο σχεδιασμός και η υλοποίηση έργων από χάλυβα στο πλαίσιο του Ευρωκώδικα 3 τα τελευταία χρόνια οδήγησε σε συσσώρευση εμπειρίας και δημιουργία βάσης δεδομένων για την αποτίμηση στοιχείων που πρέπει να διερευνηθούν σε βάθος στο μέλλον. Η υιοθέτηση πλέον του συνολικού πλαισίου σχεδιασμού των Ευρωκωδίκων με τη μορφή προτύπου ως επίσημου νομικού πλαισίου σχεδιασμού των κατασκευών, τόσο για τα φορτία και τις καταστάσεις σχεδιασμού, όσο και για το σχεδιασμό σχεδόν όλων των τύπων των συμβατικών κατασκευών αποτελεί σήμερα γεγονός. Το σχετικό θεωρητικό υπόβαθρο και η ανάλυση των αρχών σχεδιασμού στο πλαίσιο του Ευρωκώδικα 3 έχει ήδη παρουσιαστεί σε αρκετά συγγράμματα τα τελευταία χρόνια τόσο στην Ελληνική βιβλιογραφία [2], [3], [4], [13], [16], [19] όσο και στη διεθνή [56], [58], [70], [74].

Το παρόν βιβλίο έχει ως στόχο να καλύψει θέματα σχεδιασμού κατασκευών χάλυβα που προέκυψαν τόσο από την καθολική εφαρμογή του πλαισίου των Ευρωκωδίκων, όσο και από την απαίτηση για σχεδιασμό έργων βιώσιμης ανάπτυξης με ειδικές απαιτήσεις και προδιαγραφές. Για τον λόγο αυτό παρουσιάζεται με πρακτικό τρόπο ο σχεδιασμός μελών σύγχρονων τύπων χαλύβδινων κατασκευών στο πλαίσιο των Ευρωκωδίκων, με έμφαση στην ανάλυση της συνολικής και τμηματικής διαμόρφωσης της κατασκευής, αλλά και με σχόλια και παρατηρήσεις από την εμπειρία της έρευνας και του σχεδιασμού τέτοιων κατασκευών που έχουν ήδη μελετηθεί και ανεγερθεί. Για τον ίδιο λόγο δίδονται επίσης σε συγκεκριμένα κεφάλαια του βιβλίου, αλλά και στα παραρτήματά του, χρήσιμοι βοηθητικοί πίνακες για πιο εύκολη εφαρμογή των Κανονισμών.

Το *Κεφάλαιο 1*, αφορά σε μια συνοπτική παρουσίαση του κανονιστικού πλαισίου των Ευρωκωδίκων. Συγκεκριμένα, έμφαση δίδεται στα σημεία εκείνα από κάθε έναν επιμέρους Ευρωκώδικα που είναι απαραίτητα για το σωστό σχεδιασμό μιας χαλύβδινης κατασκευής (βλ. §1.2). Ειδικότερα για τον καθορισμό των οριακών καταστάσεων σχεδιασμού χαλύβδινης κατασκευής (βλ. §1.2.2), αναλύονται τα κρίσιμα σημεία και δίδονται βοηθητικοί πίνακες με τους συντελεστές ασφαλείας φορτίων και τους μειωτικούς συντελεστές κινητών φορτίων που περιγράφονται στον Ευρωκώδικα 0 [ΕΛΟΤ EN 1990] για τους πιο χαρακτηριστικούς τύπους έργων. Αναλύονται στη συνέχεια τα βασικά φορτία σχεδιασμού χαλύβδινων κατασκευών και παρέχονται χρήσιμοι βοηθητικοί πίνακες φορτίων και συντελεστών φορτίων για τις περιπτώσεις κινητών φορτίων λειτουργίας κτιριακών κατασκευών, οδικών γεφυρών, πεζογεφυρών και σιδηροδρομικών γεφυρών (βλ. §1.3.1), χαρακτηριστικού φορτίου χιονιού (βλ. §1.3.2) και φορτίων ανέμου (βλ. §1.3.3), ενώ αναλύονται ειδικά και τα φορτία θερμοκρασίας (βλ. §1.3.4) για κτίρια και γέφυρες. Επικεντρώνοντας στη συνέχεια στο σχεδιασμό χαλύβδινων κατασκευών δίδονται με συνοπτικό τρόπο τα βήματα και τα κριτήρια του ελέγχου αντοχής χαλύβδινων μελών (βλ. §1.4.1) στο πλαίσιο του Ευρωκώδικα 3 ανάλογα με την απαίτηση απόκρισης.

Στο *Κεφάλαιο 2*, αφού πρώτα γίνει η διάκριση σχεδιασμού ενός χαλύβδινου μέλους σε ράβδο, δοκό ή υποστυλώμα ανάλογα με τη στατική λειτουργία του μέλους και τα φορτία που αυτό φέρει (βλ. §2.1), για την κατανόηση των κριτηρίων σχεδιασμού παρουσιάζεται για κάθε κατηγορία μελών σειρά ολοκληρωμένων παραδειγμάτων, τα οποία είναι παρόμοια με αυτά που αντιμετωπίζει ο σύγχρονος μηχανικός στην πράξη. Συγκεκριμένα παρουσιάζεται ο σχεδιασμός ράβδων διαφόρων μορφών όπως είναι η κυκλική κοιλοδοκός **CHS** ως ράβδος υποστήριξης σε διάφραγμα αντιστήριξης (βλ. §2.2.1), η τετράγωνη κοιλοδοκός **QHS** (βλ. §2.2.2) ως ράβδος διαγωνίου συνδέσμου  $\Lambda$  σε βιομηχανικό κτίριο, η ορθογωνική κοιλοδοκός **RHS** (βλ. §2.2.3) ως ράβδος δικτύματος βιοκλιματικού κτιρίου που στην οροφή φέρει από τις προδιαγραφές σχεδιασμού στρώσεις φύτευσης και το ισοσκελές γωνιακό **L** (βλ. §2.2.4) ως ράβδος δικτύματος στήριξης πινακίδας σήμανσης. Στη συνέχεια παρουσιάζεται ο σχεδιασμός δοκών σε διάφορες μορφές και εφαρμογές όπως είναι η υψίκορμη δοκός **IPE** (βλ. §2.3.1) δευτερεύουσας δοκού χαλύβδινου πατώματος, η πλατύπελμη δοκός **HEA** (βλ. §2.3.2) τεγίδας δύο ανοιγμάτων και η ορθογωνική κοιλοδοκός **RHS** (βλ. §2.3.3) ως ράβδος υποστήριξης συστήματος φωτοβολταϊκών στοιχείων. Το κεφάλαιο ολοκληρώνεται με την παρουσίαση του σχεδιασμού υποστυλωμάτων διαφόρων μορφών και εφαρμογών όπως είναι η πλατύπελμη διατομή **HEB** (βλ. §2.4.1) τυπικού υποστυλώματος μονώροφου χαλύβδινου βιοκλιματικού κτιρίου με διαμόρφωση φυτεμένης οροφής όπου οι συντελεστές αλληλεπίδρασης προσδιορίζονται για έλεγχο αστοχίας σε κάμψη και αξονική θλίψη σύμφωνα με την εναλλακτική μέθοδο 2 [ΕΛΟΤ EN1993-1, Παράρτημα Β], η πλατύπελμη διατομή **HEA** (βλ. §2.4.2) τυπικού υποστυλώματος ανοιχτού υποστέγου με φύτευση στην επικά-

λυση όπου οι συντελεστές αλληλεπίδρασης προσδιορίζονται για έλεγχο αστοχίας σε κάμψη και αξονική θλίψη τόσο με την εναλλακτική μέθοδο 1 [ΕΛΟΤ EN1993-1, Παράρτημα Α] όσο και για σύγκριση με την εναλλακτική μέθοδο 2 [ΕΛΟΤ EN1993-1, Παράρτημα Β], η τετραγωνική κοιλοδοκός **QHS** ως υποστύλωμα ανοιχτού στεγάστρου πρατηρίου αντλιών καυσίμων (βλ. §2.4.3) και ως υποστύλωμα στήριξης πινακίδας σήμανσης πρατηρίου καυσίμων (βλ. §2.4.4) όπου αντιμετωπίζεται και η περίπτωση ελέγχου αστοχίας υποστύλωματος σε στρέψη.

Στο *Κεφάλαιο 3* παρουσιάζεται αναλυτικά η διαδικασία σχεδιασμού κτιρίων μεγάλου ανοίγματος με χαλύβδινα ζευκτά, μέσα από το παράδειγμα σχεδιασμού κλειστής βιομηχανικής αίθουσας. Η ανάλυση ξεκινά με την περιγραφή της κατασκευής (βλ. §3.1), τον καθορισμό των περιβαλλοντικών φορτίων σχεδιασμού (βλ. §3.2) και προχωρά στην πλήρη ανάλυση και διαστασιολόγηση του τυπικού δικτύωματος και των λοιπών μελών οροφής όπως είναι η τεγίδα, ο εγκάρσιος σύνδεσμος και ο χιαστί σύνδεσμος οροφής (βλ. §3.3). Η ανάλυση συνεχίζεται με τον πλάγιο χιαστί και διαμορφωμένο με εκκεντρότητα σύνδεσμο (βλ. §3.4) και ολοκληρώνεται με το τυπικό υψίκορμο υποστύλωμα **IPE** στήριξης των κυρίων φορέων του κτιρίου στα άκρα τους (βλ. §3.5).

Ακολούθως στο *Κεφάλαιο 4* παρουσιάζεται η ανάλυση και διαστασιολόγηση χαλύβδινων παταριών μέσα από το παράδειγμα του σχεδιασμού χαλύβδινου παταριού εντός υφιστάμενου διατηρητέου κτιρίου. Η ανάλυση ξεκινά με την περιγραφή της κατασκευής (βλ. §4.1), συνεχίζεται με τον καθορισμό των φορτίων σχεδιασμού (βλ. §4.2), τη διαστασιολόγηση της δευτερεύουσας (βλ. §4.3.1) και κύριας (βλ. §4.3.2) δοκού του παταριού και ολοκληρώνεται με την διαστασιολόγηση του χαρακτηριστικού εσωτερικού υποστύλωματος στήριξης από κυκλική κοιλοδοκό **CHS**.

Τέλος, στο *Κεφάλαιο 5* η ανάλυση επεκτείνεται και σε άλλους τύπους χαλύβδινων κατασκευών με την εισαγωγή στο σχεδιασμό χαλύβδινων δικτυωτών πεζογεφυρών, μέσα από συγκεκριμένο παράδειγμα σχεδιασμού. Η ανάλυση ξεκινά και εδώ με την περιγραφή της κατασκευής (βλ. §5.1), συνεχίζεται με τον καθορισμό των φορτίων σχεδιασμού της πεζογέφυρας (βλ. §5.2), τον σχεδιασμό και την διαστασιολόγηση του τυπικού δικτυωτού κύριου φορέα στήριξης της (βλ. §5.3) και των μελών του καταστρώματος (όπως είναι οι επιτεγίδες και οι κύριες εγκάρσιες δοκοί (βλ. §5.4)) και ολοκληρώνεται με τον σχεδιασμό και τη διαστασιολόγηση των οριζοντίων διαφραγμάτων της οροφής και του καταστρώματος (βλ. §5.5).

Το βιβλίο ολοκληρώνεται με την προσθήκη ορισμένων χρήσιμων παραρτημάτων που περιέχουν ειδικούς ελέγχους (βλ. ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Α), στατικά βοηθήματα (βλ. ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β) και πίνακες για τον εύκολο και ταχύ προσδιορισμό παραμέτρων υπολογισμού κατ' εφαρμογή του Κανονισμού. Στο πλαίσιο αυτό περιλαμβάνεται τυπικός προσδιορισμός με τη μορφή πίνακα των καμπυλών ατελειών στρεπτοκαμπτικού (πλευρικού) λυγισμού  $a$ ,  $b$ ,  $c$  και  $d$ , γενική περίπτωση [ΕΛΟΤ EN1993-1, 6.3.1.2] (βλ. ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Γ.1), αλλά και τυπικός προσδιορισμός με τη μορφή πί-

νακα των καμπυλών ατελειών στρεπτοκαμπτικού (πλευρικού) λυγισμού  $a_{LT}$  ( $a$ ,  $b$ ,  $c$  και  $d$ ) για ελατές ή ισοδύναμες συγκολλητές διατομές [ΕΛΟΤ EN1993-1, 6.3.2.3] (βλ. ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Γ.2), ενώ δίδεται υποβοηθητικά και πίνακας προσδιορισμού των συντελεστών  $C1$ ,  $C2$  και  $C3$  για τον προσδιορισμό της κρίσιμης ροπής στρέβλωσης (βλ. ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Γ.3) σε περιπτώσεις γενικής εφαρμογής. Τέλος περιλαμβάνονται και πίνακες προσδιορισμού κατηγορίας (κλάσης) διατομών (βλ. ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Δ.1), αλλά και πίνακες αναλυτικών χαρακτηριστικών ελατών διατομών (βλ. ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Δ.2).

Σημειώνεται εδώ ότι οι περιπτώσεις και οι μορφές των κατασκευών που παρουσιάζονται δεν αποτελούν πρότυπα κατασκευής, καθώς κάτι τέτοιο θα ακύρωνε το ρόλο του μηχανικού στο σχεδιασμό ενός έργου, αλλά περιγράφεται η διαδικασία, η μεθοδολογία και η ανάλυση που απαιτείται να γίνεται προκειμένου να υλοποιηθεί ο σχεδιασμός χαλύβδινων έργων. Ακόμη, οι έλεγχοι που παρουσιάζονται αφορούν μόνο στα κύρια μέλη των φορέων και όχι στις συνδέσεις τους, θέμα εξίσου σημαντικό για τη λειτουργία και την αξιοπιστία του φορέα [13]. Ο λόγος που η θεματική του βιβλίου αφορά κατά κύριο λόγο στο σχεδιασμό χαλύβδινων μελών είναι ότι στόχος είναι η βαθύτερη κατανόηση της λογικής του σχεδιασμού στο πλαίσιο των νέων Κανονισμών. Σε κάθε περίπτωση, για τις συνδέσεις των μελών από χάλυβα ο μηχανικός πρέπει να αφιερώσει σημαντικό χρόνο της ανάλυσης και του σχεδιασμού του λαμβάνοντας υπ' όψιν εκτός από τα κείμενα των Ευρωκωδίκων, τόσο την πλούσια σχετικά σύγχρονη βιβλιογραφία [49], [63], [64], [66], όσο και τις επιστημονικές ανακοινώσεις στον τομέα αυτό [5], [7], [8], [12]. Με την ίδια λογική δεν αναλύθηκαν στο βιβλίο σημαντικά κεφάλαια του σχεδιασμού όπως είναι ο έλεγχος κόπωσης, ενώ για την περίπτωση του αντισεισμικού υπολογισμού των χαλύβδινων κατασκευών δεν γίνεται αναλυτική παρουσίαση του σχεδιασμού ο οποίος πρέπει να περιλαμβάνει πλήρες υπολογιστικό προσομοίωμα, συνήθως δυναμικό υπολογισμό, σχεδιασμό ειδικών χαλύβδινων συνδέσμων δυσκαμψίας και άλλων ειδικών διατάξεων, αλλά δίδεται μια πρώτη εκτίμηση της απαίτησης που μπορεί να προκύψει με απλούς υπολογισμούς, οι οποίοι όμως θα πρέπει να ολοκληρώνονται με κάθε λεπτομέρεια.

Σημειώνεται στο σημείο αυτό ότι η χρήση του βιβλίου αυτού δεν υποκαθιστά σε καμιά περίπτωση την ανάγκη συνεχούς αναζήτησης στα κείμενα των προτύπων κανονισμών των Ευρωκωδίκων και των Εθνικών Κειμένων Εφαρμογής και Προσαρτημάτων, όπως εκδόθηκαν για την Ελλάδα. Η ανάγνωση όμως και η χρήση του βιβλίου μπορεί να διευκολύνει τον σπουδαστή, τον ερευνητή αλλά και τον μηχανικό της πράξης στο να αναγνώσει κριτικά ευκολότερα τους Ευρωκώδικες και να τους εφαρμόσει σωστά στην πράξη. Μπορεί επιπρόσθετα να δημιουργήσει το ερέθισμα για μεγαλύτερη και σε βάθος διερεύνηση των κανονισμών αυτών με στόχο τον βέλτιστο σχεδιασμό βιώσιμων χαλύβδινων κατασκευών.

## 1.2

**Βάσεις σχεδιασμού χαλύβδινων κατασκευών  
στο πλαίσιο των Ευρωκωδίκων****1.2.1 Χαλύβδινες κατασκευές και Ευρωκώδικες**

Τα τελευταία χρόνια στο χώρο της Ευρωπαϊκής Ένωσης έγινε συστηματική προσπάθεια και διαμορφώθηκε ένα ενιαίο πλαίσιο Ευρωπαϊκών κανονισμών για τη μελέτη των φορέων στις κατασκευές. Όπως είναι φυσικό η διαμόρφωση αυτών των κανόνων επηρέασε τη μελέτη και το σχεδιασμό των κατασκευών από χάλυβα, τα οποία αποτελούν σημαντικό τμήμα του κατασκευαστικού κλάδου. Στο διάστημα αυτό έγινε με ευθύνη κάθε Κράτους Μέλους της Ευρωπαϊκής Ένωσης και ο καθορισμός σε εθνικό επίπεδο των τιμών ορισμένων παραμέτρων σχεδιασμού που σχετίζονται με θέματα ασφαλείας και εν πολλοίς διαφοροποιούνται από χώρα σε χώρα. Η σημαντικότερη συμβολή της εισαγωγής των Ευρωκωδίκων στο σχεδιασμό έργων είναι η χρήση κοινών κριτηρίων και μεθόδων για την εκπλήρωση των απαιτήσεων για μηχανική αντίσταση, ευστάθεια κ.τ.λ., αλλά και η ύπαρξη ενός συνολικού και ενιαίου πλαισίου παραδοχών, τόσο για τους αναλυτικούς υπολογισμούς, όσο και για τις υπολογιστικές προσομοιώσεις.

Σε μια χαλύβδινη κατασκευή είναι απαραίτητο να λαμβάνονται υπ' όψιν κατά περίπτωση στην ανάλυση και τον σχεδιασμό δεδομένα και παράμετροι από τις προδιαγραφές πολλών επιμέρους πλαισίων Ευρωκωδίκων όπως έχουν υιοθετηθεί για εφαρμογή σε έργα στην Ελλάδα με κυριότερα τα εξής:

- **Ευρωκώδικας 0:** Βάσεις σχεδιασμού [ΕΛΟΤ EN1990]. Στο πλαίσιο του κανονισμού αυτού πρέπει να καθορίζονται οι απαιτήσεις και οι καταστάσεις σχεδιασμού του έργου ανάλογα με τη φύση του και τον σκοπό της κατασκευής του.
- **Ευρωκώδικας 1:** Δράσεις στους φορείς [ΕΛΟΤ EN1991-1]. Στο πλαίσιο του κανονισμού αυτού πρέπει να καθορίζονται οι δράσεις σχεδιασμού για τον δομοστατικό σχεδιασμό του κτιρίου.
- **Ευρωκώδικας 3:** Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα [ΕΛΟΤ EN1993-1]. Στο πλαίσιο του κανονισμού αυτού καθορίζονται οι αρχές και απαιτήσεις για αντοχή, λειτουργικότητα και ανθεκτικότητα της χαλύβδινης κατασκευής.
- **Ευρωκώδικας 4:** Σχεδιασμός σύμμικτων φορέων από χάλυβα και σκυρόδεμα [ΕΛΟΤ EN1994]. Από το πλαίσιο αυτού μπορούν να ληφθούν κανονιστικές απαιτήσεις για ειδικά θέματα σχεδιασμού χαλύβδινων φορέων.
- **Ευρωκώδικας 7:** Γεωτεχνικός σχεδιασμός [ΕΛΟΤ EN1997-1]. Στο πλαίσιο του κα-

νονισμού αυτού καθορίζονται οι αρχές και απαιτήσεις για αντοχή, λειτουργικότητα και ανθεκτικότητα της θεμελίωσης της χαλύβδινης κατασκευής.

- **Ευρωκώδικας 8:** Αντισεισμικός σχεδιασμός [ΕΛΟΤ EN1998]. Στο πλαίσιο του κανονισμού αυτού καθορίζονται οι αρχές και απαιτήσεις της κατασκευής για την αποτελεσματική της απόκριση σε σεισμό ανάλογα με τη σεισμικότητα της περιοχής με στόχο την προστασία της ανθρώπινης ζωής, τον περιορισμό των βλαβών και σε ορισμένες περιπτώσεις τη μη διακοπή της λειτουργίας της.
- **Ευρωκώδικας 9:** Σχεδιασμός κατασκευών από αλουμίνιο [ΕΛΟΤ EN1999]. Από το πλαίσιο αυτού μπορούν να ληφθούν κανονιστικές απαιτήσεις για ειδικά θέματα σχεδιασμού φορέων αλουμινίου αλλά και χάλυβα με αντίστοιχη δομική συμπεριφορά.

Σημειώνεται ότι τα Εθνικά Προσαρτήματα που συνοδεύουν τους Ευρωκώδικες περιέχουν πληροφορίες είτε για συγκεκριμένες παραμέτρους όπου στο γενικό κείμενο δίνεται μόνο κάποιο σύμβολο, είτε για ειδικά δεδομένα (π.χ. γεωγραφικά, κλιματολογικά κ.τ.λ.).

Ο σχεδιασμός μιας χαλύβδινης κατασκευής στο πλαίσιο των Ευρωκωδίκων απαιτεί την πλήρη κατανόηση των εννοιών που περιλαμβάνονται σε αυτούς έτσι ώστε να μπορεί να γίνει κατά την ανάλυση η κατάλληλη, αλλά αν είναι εφικτό η βέλτιστη σύνθεση των δεδομένων σχεδιασμού.

## 1.2.2 Οριακές καταστάσεις σχεδιασμού

Ο σχεδιασμός των κατασκευών στο πλαίσιο των Ευρωκωδίκων έχει ως βασική αρχή την ικανοποίηση από την δομή, τη σύνθεση και τις ιδιότητες των μελών τους συγκεκριμένων κριτηρίων επάρκειας σε οριακές καταστάσεις. Ειδικότερα ο σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα βασίζεται σε πρώτο στάδιο σε δύο κύριες κατηγορίες οριακών καταστάσεων, τις Οριακές Καταστάσεις Λειτουργικότητας (Ο.Κ.Λ.) και τις Οριακές Καταστάσεις Αστοχίας (Ο.Κ.Α.). Στην πραγματικότητα οι καταστάσεις σχεδιασμού καθορίζουν κάθε φορά την περιβάλλουσα των φορτίων και την βαρύτητα του καθενός φορτίου ξεχωριστά μέσω επιμέρους συντελεστών από το σύνολο των φορτίων που είναι πιθανόν να δράσουν στη συγκεκριμένη κατασκευή.

Η ικανοποίηση των Οριακών Καταστάσεων Λειτουργικότητας καλύπτει την απαίτηση για δόμηση κατασκευών χωρίς ανεπιθύμητες βυθίσεις οι οποίες, πέρα από το αντιαισθητικό αποτέλεσμα, μπορεί να προκαλέσουν βλάβη σε άλλα μη φέροντα στοιχεία που συνδέονται με τους υπό σχεδιασμό φορείς. Ακόμα καλύπτει την απαίτηση για περιορισμό του εύρους των ταλαντώσεων κατά τη βύθιση ή μετακίνηση

του δομικού στοιχείου και την ικανοποίηση συγκεκριμένων κριτηρίων άνεσης και δεν πρέπει να αγνοείται εκτός αν αφορά σε μη ευαίσθητο μέλος.

Ο έλεγχος των Οριακών Καταστάσεων Αστοχίας αφορά άμεσα την ασφάλεια της κατασκευής με βασικό κριτήριο την αποφυγή της κατάρρευσης και της απώλειας ανθρώπινων ζώων. Στο πλαίσιο των Ευρωκωδίκων περιγράφονται πολλές και διαφορετικές καταστάσεις αστοχίας, αλλά εδώ θα αναλυθεί μόνον η περίπτωση της κατασκευαστικής αστοχίας (STR) ως η πλέον χαρακτηριστική και κρίσιμη για το σχεδιασμό μιας κατασκευής χάλυβα.

Στις πιο πολλές περιπτώσεις η ικανοποίηση των Οριακών Καταστάσεων Λειτουργικότητας πέραν των άλλων αποτελεί και ένα πολύ καλό εργαλείο για την επιλογή αρχικής διατομής για το μέλος που ελέγχεται γι' αυτό είναι καλό αν είναι εφικτό να προηγείται. Έτσι αν τεθούν συγκεκριμένα κριτήρια λειτουργικότητας (π.χ. μέγιστες επιτρεπόμενες βυθίσεις) μπορεί να προκύψει η απαιτούμενη ροπή αδρανείας, άρα και η χαλύβδινη διατομή που την διαθέτει με επάρκεια, οπότε στη συνέχεια απαιτούνται πολύ λίγες αλλαγές διατομής ώστε να προκύψει η βέλτιστη και από τους ελέγχους Ο.Κ.Α.

## 1 Θεμελιώδεις συνδυασμοί για μόνιμες ή παροδικές καταστάσεις Σχεδιασμού (Ο.Κ.Α.)

Οι συνδυασμοί φόρτισης μιας κατασκευής από χάλυβα για μόνιμες ή παροδικές καταστάσεις σχεδιασμού θα πρέπει να προκύπτουν από την πιο δυσμενή κάθε φορά σχέση από τις ακόλουθες:

$$\Sigma \gamma_{G,j} \times G_{k,j} + \gamma_p \times P + \gamma_{Q,1} \times \psi_{0,1} \times Q_{k,1} + \Sigma \gamma_{Q,i} \times \psi_{0,i} \times Q_{k,i} \quad \text{ΕΛΟΤ EN1990 εξ.6.10α}$$

$$\Sigma \xi_j \times \gamma_{G,j} \times G_{k,j} + \gamma_p \times P + \gamma_{Q,1} \times Q_{k,1} + \Sigma \gamma_{Q,i} \times \psi_{0,i} \times Q_{k,i} \quad \text{ΕΛΟΤ EN1990 εξ.6.10β}$$

όπου  $j \geq 1$  αύξοντας αριθμός μόνιμου φορτίου και  $i > 1$  κινητού φορτίου,

$0.85 \leq \xi \leq 1.0$  μειωτικός συντελεστής μόνιμου φορτίου,

$G_{k,j}$  χαρακτηριστική τιμή μόνιμου φορτίου  $j$ ,

$Q_{k,1}$  χαρακτηριστική τιμή δεσπόζοντος κάθε φορά κινητού φορτίου ( $i=1$ ),

$Q_{k,i}$  χαρακτηριστική τιμή κινητού φορτίου  $i$ ,

$P$  χαρακτηριστική τιμή προέντασης (εφόσον υφίσταται),

$\gamma_{G,j}$  επιμέρους συντελεστής ασφαλείας μόνιμων φορτίων (βλ. Πίν. 1.2.1) ανάλογα με το είδος της κατασκευής, ο οποίος μεταβάλλεται σχετικά με το εάν έχει **δυσμενή ή ευμενή συμμετοχή** στο τελικό αποτέλεσμα ενώ,

$\gamma_{Q,1}, \gamma_{Q,i}$  είναι οι επιμέρους συντελεστές ασφαλείας κινητών φορτίων (βλ. Πίν. 1.2.1) ανάλογα με το είδος της κατασκευής και

$\psi_{Q,1}, \psi_{Q,i}$  οι μειωτικοί συντελεστές ταυτόχρονης δράσης κινητών φορτίων (βλ.

Πίν. 1.2.2 και 1.2.3) ανάλογα με το είδος του φορτίου και της κατασκευής.

Η πρώτη από τις πιο πάνω σχέσεις [ΕΛΟΤ EN1990 εξ.6.10α], θέτει σε όλα τα κινητά φορτία που μπορεί να δρουν ταυτόχρονα, τον μειωτικό συντελεστή  $\psi_{0,i}$  που αντιστοιχεί στην κατηγορία φορτίου που ανήκουν. Από την άλλη πλευρά η δεύτερη σχέση [ΕΛΟΤ EN1990 εξ.6.10β] θέτει το δεσπόζον κάθε φορά κινητό φορτίο χωρίς μειωτικό συντελεστή, ενώ σε όλα τα υπόλοιπα κινητά φορτία που μπορεί να δρουν ταυτόχρονα θέτει τον μειωτικό συντελεστή  $\psi_{0,i}$  που αντιστοιχεί στην κατηγορία φορτίου που ανήκει το καθένα και ταυτόχρονα επιτρέπει τη μείωση της επίδρασης των μόνιμων φορτίων με τον συντελεστή  $\xi$ .

## 2 Συντελεστές ασφαλείας των χαρακτηριστικών τιμών φορτίων για μόνιμες ή παροδικές καταστάσεις σχεδιασμού

Οι συντελεστές ασφαλείας  $\gamma_{G,j}$  των μόνιμων ή παροδικών φορτίων μιας χαλύβδινης κατασκευής παρουσιάζονται στη συνέχεια διακριτά για κτίρια ΕΛΟΤ EN Παράρτημα Α πιν.Α.1.2(Β) ή γέφυρες ΕΛΟΤ EN Παράρτημα Α πιν.Α.2.4(Β) και για δυσμενή ή ευμενή συμμετοχή στην τελική τιμή του φορτίου σχεδιασμού.

**Πίνακας 1.2.1:** Συντελεστές ασφαλείας φορτίων κατασκευών για μόνιμες ή παροδικές καταστάσεις σχεδιασμού

Είδος έργου Συντελεστής $\gamma_k$	Συντελεστής ασφαλείας μόνιμων φορτίων $\gamma_{G,j}$ ( $\xi=0.925$ )		Συντελεστής ασφαλείας κινητών φορτίων $\gamma_{Q,i}$	
	Δυσμενής	Ευνοϊκή	Δυσμενής	Ευνοϊκή
α) Κτιριακά έργα	1.35	1.00	1.50	0
β) Οδικές γέφυρες	1.35	1.00	1.35	0
γ) Πεζογέφυρες	1.35	1.00	1.35	0
δ) Σιδηροδρομικές γέφυρες				
* ομάδα φορτίων 11 ως 31	1.35	1.00	1.45	0
** ομάδα φορτίων 16 ως 17			1.20	0

## 3 Θεμελιώδεις συνδυασμοί για τυχηματικές καταστάσεις σχεδιασμού και για κατάσταση σεισμικού σχεδιασμού

Οι συνδυασμοί φόρτισης μιας κατασκευής για τυχηματικές καταστάσεις σχεδιασμού θα πρέπει να προκύπτουν από την ακόλουθη σχέση:



$$\Sigma G_{k,j} + P + A_d + (\psi_{1,1} \text{ ή } \psi_{2,1}) \times Q_{k,1} + \Sigma \psi_{2,i} \times Q_{k,i} \quad \text{ΕΛΟΤ EN1990 εξ.6.11β}$$

όπου  $j \geq 1$  αύξοντας αριθμός μόνιμων φορτίων και  $i > 1$  κινητών φορτίων. Στη σχέση αυτή η επιλογή μειωτικού συντελεστή  $\psi_{1,1}$  ή  $\psi_{2,1}$  εξαρτάται από την φύση της τυχηματικής δράσης και την εξάρτησή της με την επιβίωση μετά από το συμβάν.

Αντίστοιχα οι συνδυασμοί φόρτισης για κατάσταση **σεισμικού συνδυασμού** θα πρέπει να προκύπτουν από την ακόλουθη σχέση:

$$\Sigma G_{k,j} + P + A_{Ed} + \Sigma \psi_{2,i} \times Q_{k,i} \quad \text{ΕΛΟΤ EN1990 εξ.6.12β}$$

όπου  $j \geq 1$  αύξοντες αριθμοί μόνιμων φορτίων και  $i \geq 1$  κινητών φορτίων.

Στις δύο τελευταίες σχέσεις οι παράμετροι που συμμετέχουν ορίζονται ως,

$G_{k,j}$  χαρακτηριστική τιμή μόνιμου φορτίου  $j$ ,

$Q_{k,1}$  χαρακτηριστική τιμή δεσπόζοντος κάθε φορά κινητού φορτίου ( $i=1$ ),

$Q_{k,i}$  χαρακτηριστική τιμή κινητού φορτίου  $i$ ,

$P$  χαρακτηριστική τιμή προέντασης (εφόσον υφίσταται),

$A_d$  χαρακτηριστική τιμή του **τυχηματικού** φορτίου,

$A_{Ed}$  χαρακτηριστική τιμή του **σεισμικού** φορτίου και

$\psi_{1,1}$ ,  $\psi_{2,1}$ ,  $\psi_{2,i}$  οι μειωτικοί συντελεστές ταυτόχρονης δράσης κινητών φορτίων (βλ. Πιν. 1.2.2 και 1.2.3) ανάλογα με το είδος του φορτίου και της κατασκευής.

#### 4 Συνδυασμοί δράσεων για τις Οριακές Καταστάσεις Λειτουργικότητας (Ο.Κ.Λ.)

Οι συνδυασμοί φόρτισης μιας κατασκευής για Οριακές Καταστάσεις Λειτουργικότητας θα πρέπει να προκύπτουν ανάλογα με τις συνέπειες που θα έχει η συνδυασμένη δράση στη λειτουργία του φορέα. Διακρίνονται τρεις περιπτώσεις:

α) ο χαρακτηριστικός συνδυασμός για σπάνιες-μη αναστρέψιμες καταστάσεις από την ακόλουθη σχέση:

$$\Sigma G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \Sigma \psi_{0,i} \times Q_{k,i} \quad \text{ΕΛΟΤ EN1990 εξ.6.14β}$$

β) ο συχνός συνδυασμός δράσεων για την συνήθη λειτουργία του φορέα από την ακόλουθη σχέση:

$$\Sigma G_{k,j} + P + \psi_{1,1} \times Q_{k,1} + \Sigma \psi_{2,i} \times Q_{k,i} \quad \text{ΕΛΟΤ EN1990 εξ.6.15β}$$

γ) ο οιονεί-μόνιμος συνδυασμός δράσεων για την λειτουργία του φορέα με κινητά φορτία που έχουν χαρακτήρα μόνιμου (όπως νερό δεξαμενής, υλικά αποθήκευσης κ.τ.λ.) για την αποτροπή ανεπιθύμητων βυθίσεων ή μετακινήσεων από τη συνεχή παραμονή των φορτίων αυτών, από την ακόλουθη σχέση:

$$\Sigma G_{k,j} + P + \Sigma \psi_{2,i} \times Q_{k,i}$$

ΕΛΟΤ EN1990 εξ.6.16β

όπου και στις τρεις αυτές σχέσεις  $j \geq 1$  οι αύξοντες αριθμοί μόνιμων φορτίων και  $i > 1$  των κινητών φορτίων.

Στις σχέσεις αυτές οι παράμετροι που συμμετέχουν ορίζονται ως:

$G_{k,j}$  χαρακτηριστική τιμή μόνιμου φορτίου  $j$ ,

$Q_{k,i}$  χαρακτηριστική τιμή κινητού φορτίου  $i$ ,

$P$  χαρακτηριστική τιμή προέντασης (εφόσον υφίσταται) και

$\psi_{1,1}$ ,  $\psi_{2,1}$ ,  $\psi_{2,i}$  οι μειωτικοί συντελεστές ταυτόχρονης δράσης κινητών φορτίων (βλ. Πιν. 1.2.3 και 1.2.4) ανάλογα με το είδος του φορτίου και της κατασκευής.

## 5 Μειωτικοί συντελεστές συνδυασμού κινητών φορτίων οριακών καταστάσεων

**Πίνακας 1.2.2:** Προτεινόμενοι μειωτικοί συντελεστές  $\psi$  κινητών φορτίων κατασκευών για εφαρμογή σε κτιριακά έργα [ΕΛΟΤ EN 1990 Παράρτημα Α1]

Είδος κινητού φορτίου/ $\psi_{k,i}$ [( $k=0, 1, 2$ ), ( $i>0$ )]	$\psi_{0,i}$	$\psi_{1,i}$	$\psi_{2,i}$
<i>Κινητά φορτία σε κτίρια</i> [ΕΛΟΤ EN1991-1-1]			
<i>Κατηγορία Α:</i> Κτίρια κατοικιών	0.7	0.5	0.3
<i>Κατηγορία Β:</i> Χώροι γραφείων	0.7	0.5	0.3
<i>Κατηγορία C:</i> Χώροι συνάθροισης κοινού (C1 έως C5)	0.7	0.7	0.6
<i>Κατηγορία D:</i> Χώροι καταστημάτων	0.7	0.7	0.6
<i>Κατηγορία E:</i> Χώροι αποθήκευσης	1.0	0.9	0.8
<i>Κατηγορία F:</i> Χώροι κυκλοφορίας οχημάτων $\leq 30$ kN	0.7	0.7	0.6
<i>Κατηγορία G:</i> Χώροι κυκλοφορίας $30 \leq$ οχημάτων $\leq 100$ kN	0.7	0.5	0.3
<i>Κατηγορία Η:</i> Στέγες	0	0	0
<i>Φορτίο χιονιού σε κτίρια</i> [ΕΛΟΤ EN1991-1-3]			
Τοποθεσία σε υψόμετρο $H > 1000$ m	0.7	0.5	0.2
Τοποθεσία σε υψόμετρο $H < 1000$ m	0.5	0.2	0
<i>Φορτίο ανέμου σε κτίρια</i> [ΕΛΟΤ EN1991-1-4]			
Φορτίο ανέμου	0.6	0.2	0
<i>Φορτία θερμοκρασίας σε κτίρια</i> [ΕΛΟΤ EN1991-1-5]			
Φορτία θερμοκρασίας	0.6	0.5	0

**Πίνακας 1.2.3α:** Προτεινόμενοι μειωτικοί συντελεστές  $\psi$  κινητών φορτίων κατασκευών για εφαρμογή σε **οδικές γέφυρες** [ΕΛΟΤ EN 1990 Παράρτημα Α2]

Είδος κινητού φορτίου/ $\psi_{k,i}$ [( $k=0, 1, 2$ ), ( $i>0$ )]	$\Psi_{0,i}$	$\Psi_{1,i}$	$\Psi_{2,i}$
<b>Φορτία κυκλοφορίας</b> [ΕΛΟΤ EN1991-2]			
<i>gr1a</i> (LM1+φορτία πεζοδρομίων)			
<i>TS</i>	0.75	0.75	0
<i>UDL</i>	0.40	0.40	0
φορτία πεζοδρομίων	0.40	0.40	0
<i>Gr1b</i> (φορτίο μονοαξονικό)	0	0.75	0
<i>Gr2</i> (οριζόντια φορτία)	0	0	0
<i>Gr3</i> (φορτία πεζών)	0	0	0
<i>Gr4</i> (ανθρωποσυνωστισμός)	0	0.75	0
<i>Gr5</i> (ειδικά οχήματα)	0	0	0
<b>Φορτίο χιονιού</b> [ΕΛΟΤ EN1991-3 Εθν. Προσάρτημα]			
$S_{n,k}$ (κατά την εκτέλεση)	0.8	-	-
<b>Φορτίο ανέμου</b> [ΕΛΟΤ EN1991-4 Εθν. Προσάρτημα]			
$F_{Wk}$ (συνεχής δράση)	0.6	0.2	0
(κατά την εκτέλεση)	0.8	-	-
<b>Φορτία θερμοκρασίας</b> [ΕΛΟΤ EN1991-2 Εθν. Προσάρτημα]			
$T_k$ (φορτία θερμοκρασίας)	0.6	0.6	0.5
<b>Φορτία κατασκευής</b>			
$Q_c$	1.0	-	1.0

**Πίνακας 1.2.3β:** Προτεινόμενοι μειωτικοί συντελεστές  $\psi$  κινητών φορτίων κατασκευών για εφαρμογή σε **πεζογέφυρες** [ΕΛΟΤ EN 1990 Παράρτημα Α2]

Είδος κινητού φορτίου/ $\psi_{k,i}$ [( $k=0, 1, 2$ ), ( $i>0$ )]	$\Psi_{0,i}$	$\Psi_{1,i}$	$\Psi_{2,i}$
<b>Φορτία κυκλοφορίας</b> [ΕΛΟΤ EN1991-2]			
<i>gr1</i>	0.40	0.40	0
$Q_{fwb}$	0	0	0
<i>gr2</i>	0.40	0.40	0
<i>Gr4</i> (Ανθρωποσυνωστισμός)	0	0.75	0
<b>Φορτίο χιονιού</b> [ΕΛΟΤ EN1991-3 Εθν. Προσάρτημα]			
$S_{n,k}$ (κατά την εκτέλεση)	0.8	-	-
<b>Φορτίο ανέμου</b> [ΕΛΟΤ EN1991-4 Εθν. Προσάρτημα]			
$F_{Wk}$ (συνεχής δράση)	0.3	0.2	0
<b>Φορτία θερμοκρασίας</b> [ΕΛΟΤ EN1991-2 Εθν. Προσάρτημα]			
$T_k$ (φορτία θερμοκρασίας)	0.6	0.6	0.5
<b>Φορτία κατασκευής</b>			
$Q_c$	1.0	-	1.0

**Πίνακας 1.2.3α:** Προτεινόμενοι μειωτικοί συντελεστές  $\psi$  κινητών φορτίων κατασκευών για εφαρμογή σε **σιδηροδρομικές γέφυρες** [ΕΛΟΤ EN 1990 Παράρτημα A2]

Είδος κινητού φορτίου/ $\psi_{k,i}$ [( $k=0, 1, 2$ ), ( $i>0$ )]	$\psi_{0,i}$	$\psi_{1,i}$	$\psi_{2,i}$
<b>Φορτία κυκλοφορίας</b> [ΕΛΟΤ EN1991-2]			
<i>LM71</i> (1 ή 2 γραμμές ταυτόχρονα)	0.80	0.80 ή 0.70	0
<i>SW /0</i> (1 ή 2 γραμμές ταυτόχρονα)	0.80	0.80 ή 0.70	0
<i>SW /2</i>	0	1.00	0
Αφόρτιστος συρμός	1.00	–	–
<i>HSLM</i>	1.00	0.8 ή 0.7	0
Δυνάμεις ρύγχους	1.00	0.80	0
Φορτία πεζοδιαδρόμων (μη δημόσιοι)	0.80	0.50	0
Πραγματικοί συρμοί	0.80	0.80	0
Ωθήσεις σιδηρ. κινητών (1 ή δύο γρ.)	0.80	0.80 ή 0.70	0
Αεροδυναμικές δράσεις	0.80	0.50	0
Φόρτιση γενικής συντήρησης	0.80	0.50	0
<i>gr11</i> έως <i>gr17</i>	0.80	0.80	0
<i>gr21</i> έως <i>gr27</i>	0.80	0.70	0
<i>gr31</i> (ομάδες φορτίων)	0.80	0.60	0
<b>Φορτία ανέμου</b> [ΕΛΟΤ EN1991-4 Εθν. Προσάρτημα]			
$F_{Wk}$	0.75	0.50	0
$F_w^{**}$	1.0	0	0
<b>Φορτία θερμοκρασίας</b> [ΕΛΟΤ EN1991-2 Εθν. Προσάρτημα]			
$T_k$ (φορτία θερμοκρασίας)	0.6	0.6	0.5
<b>Φορτίο χιονιού</b> [ΕΛΟΤ EN1991-3 Εθν. Προσάρτημα]			
$S_{n,k}$ (κατά την εκτέλεση)	0.8	–	0
<b>Φορτία κατασκευής</b>			
$Q_c$	1.0	–	1.0

### 1.3.2 Φορτίο χιονιού

#### 1 Χαρακτηριστική τιμή φορτίου χιονιού στο έδαφος

Ένα από τα χαρακτηριστικά κινητά φορτία, το οποίο ανήκει και στην κατηγορία των περιβαλλοντικών φορτίων, είναι το φορτίο χιονιού στη στέγη και τις εκτεθειμένες επιφάνειες της κατασκευής.

Για την περίπτωση επιβεβλημένου φορτίου χιονιού  $S$ , πρέπει να υπολογίζεται η χαρακτηριστική τιμή φορτίου χιονιού επί της στέγης ως γινόμενο της χαρακτηριστικής τιμής φορτίου χιονιού επί του εδάφους πλησίον της στάθμης της θάλασσας για την περιοχή του έργου, με τους κατάλληλους συντελεστές. Οι ζώνες της Ελληνικής επικράτειας για τις οποίες δίδεται η τιμή αυτή είναι οι  $A$ ,  $B$  και  $\Gamma$  (βλ. Πιν. 1.3.2).

**Πίνακας 1.3.2:** Πίνακας προτεινόμενων Ζωνών χαρακτηριστικού φορτίου χιονιού στο έδαφος για την Ελλάδα [EN1991-1-3 Εθνικό Προσάρτ. 1.1(3)]

Ζώνη A	Ζώνη B	Ζώνη Γ
Νομοί Αρκαδίας, Ηλείας, Λακωνίας, Μεσσηνίας και όλα τα νησιά πλην Εύβοιας και Σποράδων	Όλοι οι Νομοί της Μακεδονίας, Θράκης, Ηπείρου, οι Νομοί Αργολίδος, Αχαΐας και Κορινθίας και όλοι οι Νομοί της Στερεάς Ελλάδος πλην Εύβοιας και Φθιώτιδας	Νομοί Μαγνησίας, Καρδίτσας, Τρικάλων, Λαρίσης, Φθιώτιδας, Εύβοιας και τα νησιά Σποράδες

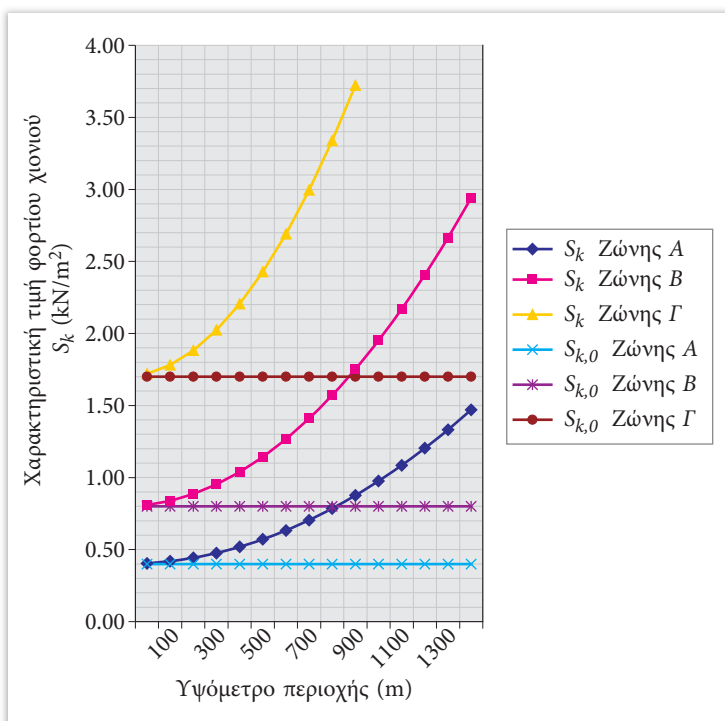
Η χαρακτηριστική τιμή του φορτίου χιονιού στο υψόμετρο κατασκευής του έργου προκύπτει από την σχέση:

$$S_{k,A} = S_{k,0} \times \left( 1 + \left( \frac{A}{917} \right)^2 \right) \quad \text{EN1991-1-3 Εθνικό Προσάρτημα 4.1(1)}$$

Για τον προσδιορισμό αυτό (βλ. Πιν. 1.3.3),  $A$  είναι το υψόμετρο περιοχής κατασκευής του έργου με μέτρηση υψών ανά 100m, ενώ για τη Ζώνη  $A$  η τιμή του φορτίου αυτού στη στάθμη της θάλασσας είναι  $S_{k,0}^A = 0.4 \text{ kN/m}^2$ , για τη Ζώνη  $B$  είναι  $S_{k,0}^B = 0.8 \text{ kN/m}^2$  και για τη Ζώνη  $\Gamma$  είναι  $S_{k,0}^{\Gamma} = 1.7 \text{ kN/m}^2$  [EN1991-1-3 Εθνικό Προσάρτημα 4.1(1)].

**Πίνακας 1.3.3:** Πίνακας και διάγραμμα τιμών χαρακτηριστικού φορτίου χιονιού στο έδαφος σε υψόμετρο  $A$  για τις τρεις Ζώνες της Ελλάδας

Υψόμετρο $A$ (m)	$S_k$ Ζώνης A	$S_k$ Ζώνης B	$S_k$ Ζώνης Γ	$S_{k,0}$ Ζώνης A	$S_{k,0}$ Ζώνης B	$S_{k,0}$ Ζώνης Γ
100	0.40	0.81	1.72	0.40	0.80	1.70
200	0.42	0.84	1.78	0.40	0.80	1.70
300	0.44	0.89	1.88	0.40	0.80	1.70
400	0.48	0.95	2.02	0.40	0.80	1.70
500	0.52	1.04	2.21	0.40	0.80	1.70
600	0.57	1.14	2.43	0.40	0.80	1.70
700	0.63	1.27	2.69	0.40	0.80	1.70
800	0.70	1.41	2.99	0.40	0.80	1.70
900	0.79	1.57	3.34	0.40	0.80	1.70
1000	0.88	1.75	3.72	0.40	0.80	1.70
1100	0.98	1.95		0.40	0.80	1.70
1200	1.08	2.17		0.40	0.80	1.70
1300	1.20	2.41		0.40	0.80	1.70
1400	1.33	2.66		0.40	0.80	1.70
1500	1.47	2.94		0.40	0.80	1.70



## 2 Χαρακτηριστική τιμή φορτίου χιονιού στην στέγη – κατασκευή

Η χαρακτηριστική τιμή φορτίου χιονιού στην στέγη ή την εκτεθειμένη επιφάνεια της κατασκευής προκύπτει με τον κατάλληλο πολλαπλασιασμό της αντίστοιχης τιμής στο έδαφος που προσδιορίστηκε όπως προηγουμένως και τους κατάλληλους διορθωτικούς συντελεστές που εξαρτώνται, από τη μορφή, τη φύση και τη θέση της κατασκευής σύμφωνα με την ακόλουθη σχέση:

$$S = \mu_i \times C_e \times C_t \times S_{k,A} \quad \text{EN1991-1-3 εξ.5.1}$$

όπου οι συντελεστές που συμμετέχουν στον υπολογισμό είναι:

- ο συντελεστής έκθεσης μορφολογίας της περιοχής  $C_e$ , όπου λαμβάνεται  $C_e = 1.0$  για κανονικά τοπογραφικά χαρακτηριστικά,  $C_e = 0.8$  για εκτεθειμένα και  $C_e = 1.2$  για προστατευμένα [EN1991-1-3 πιν.5.1],
- ο θερμικός συντελεστής  $C_t$ , όπου λαμβάνεται  $C_t = 1.0$  όταν η στέγη δεν έχει υψηλή θερμική διάδοση ώστε να λιώνει το χιόνι πιο γρήγορα (όπως π.χ. όταν είναι γυάλινη) [EN1991-1-3 5.2(8)],
- ο συντελεστής σχήματος  $\mu_i$  θα είναι ο μεγαλύτερος από τις περιπτώσεις:
  - α) συντελεστής σχήματος στέγης  $\mu_1$ , όπου για μονοκλινή στέγη με γωνία  $0 \leq a \leq 30^\circ \rightarrow \mu_1 = 0.8$ , ενώ για μεγαλύτερες κλίσεις  $30 \leq a \leq 60^\circ \rightarrow 0.8 \leq \mu_1 \leq 0$ ,
  - β) συντελεστής σχήματος  $\mu_i = \mu_s + \mu_w$  για την περίπτωση συσσώρευσης χιονιού εξαιτίας της επαφής κεκλιμένης στέγης με υψηλότερες κατασκευές [EN1991-1-3 5.3.6]. Συγκεκριμένα ο συντελεστής  $\mu_s$  για μονοκλινή στέγη με γωνία  $0 \leq a \leq 15^\circ$  τείνει στο μηδέν, ενώ για μεγαλύτερες κλίσεις ανέρχεται στο 50% του φορτίου χιονιού που υπολογίζεται για την υψηλότερη στέγη. Αντίστοιχα ο συντελεστής σχήματος του φορτίου χιονιού  $\mu_w$  λόγω του ανέμου προκύπτει από τον τύπο  $\mu_w = \gamma_S \times h / S_{k,A}$ , ο οποίος εξαρτάται από την πυκνότητα βάρους του χιονιού  $\gamma_S = 2 \text{ kN/m}^2$ , την υψομετρική διαφορά μεταξύ στεγών  $h$  και την τιμή του χαρακτηριστικού φορτίου χιονιού  $S_{k,0}$  στη στάθμη της θάλασσας.

### 1.3.3 Φορτίο ανέμου

#### 1 Πίεση ταχύτητας αιχμής

Για να υπολογιστεί το φορτίο ανέμου στις επιφάνειες μιας κατασκευής πρέπει να προσδιοριστεί πρώτα για την περιοχή και το ύψος της κατασκευής η πίεση ταχύτητας αιχμής  $q_p(z)$  με τη βοήθεια της σχέσης:

$$q_p(z) = \frac{1}{2} \times c_e(z) \times \rho \times v_b^2(z)$$

ΕΛΟΤ EN1991-1-4 εξ.4.8

Στη σχέση αυτή  $c_e(z)$  είναι ο συντελεστής έκθεσης ο οποίος εξαρτάται από το ύψος της κατασκευής και την κατηγορία τραχύτητας του εδάφους [ΕΛΟΤ EN1991-1-4 σχ.4.2],  $\rho = 1.25 \times 10^{-3} \text{ kN/m}^3$  η πυκνότητα του αέρα και  $v_b = 27.0 \text{ m/sec}$  η θεμελιώδης τιμή της βασικής ταχύτητας ανέμου [ΕΛΟΤ EN1991-1-4 ΕΘΝ. ΠΡΟΣΑΡΤ. 4.2(1)P & 4.5(1)].

**Πίνακας 1.3.4:** Πίνακας προσδιορισμού συντελεστή έκθεσης  $c_e(z)$  σε χαρακτηριστικά ύψη, ανάλογα με την κατηγορία τραχύτητας του εδάφους για φυσιολογικό ανάγλυφο εδάφους

Ύψος από το έδαφος	0	I	II	III	IV
2.5	2.20	2.00	1.50	1.28	1.18
5.0	2.60	2.35	1.90	1.28	1.18
7.5	2.80	2.60	2.15	1.50	1.18
10.0	3.00	2.75	2.35	1.70	1.18
12.5	3.10	2.90	2.50	1.85	1.30
15.0	3.20	3.02	2.62	2.00	1.45
17.5	3.32	3.12	2.72	2.08	1.55
20.0	3.40	3.20	2.82	2.18	1.65
30.0	3.65	3.45	3.10	2.50	1.95
40.0	3.82	3.65	3.30	2.70	2.15
50.0	3.96	3.80	3.46	2.88	2.35
60.0	4.08	3.92	3.60	3.02	2.50
70.0	4.18	4.05	3.72	3.15	2.62
80.0	4.28	4.15	3.82	3.25	2.75
90.0	4.35	4.22	3.92	3.37	2.84
100.0	4.40	4.30	4.00	3.45	2.92



Για τον προσδιορισμό (βλ. Πιν. 1.3.4) της τιμής του συντελεστή έκθεσης  $c_e(z)$ , το έδαφος της κατασκευής κατατάσσεται σε πέντε κατηγορίες τραχύτητας, 0 για θάλασσα ή παράκτιες εκτεθειμένες περιοχές, I για λίμνες και τελείως επίπεδες επιφάνειες με στοιχειώδη βλάστηση, II για χαμηλή βλάστηση και ύπαρξη μεμονωμένων εμποδίων (δέντρα ή σπίτια) σε απόσταση μεγαλύτερη από 20 φορές το ύψος τους, III για κανονική βλάστηση και ύπαρξη εμποδίων σε απόσταση μεγαλύτερη από 20 φορές το ύψος τους (δάση, προάστια, χωριά) και IV για περιοχές όπου το 15% της επιφάνειας του εδάφους καλύπτεται από κτίρια μέσου ύψους 15 μέτρων.

## 2 Δυνάμεις ανέμου στις επιφάνειες της κατασκευής

Για τον προσδιορισμό των δυνάμεων ανέμου στις επιφάνειες της κατασκευής, πολλαπλασιάζεται η πίεση ταχύτητας αιχμής που υπολογίζεται αρχικά με τον αντίστοιχο συντελεστή εξωτερικής πίεσης. Για τις περισσότερες κατασκευές χρήσιμος είναι συνήθως ο συντελεστής εξωτερικής πίεσης  $c_{pe,10}$  που αντιστοιχεί σε μεγάλες επιφάνειες (μεγαλύτερες των δέκα (10) τετραγωνικών μέτρων). Στη συνέχεια και σύμφωνα με το σχήμα, τις διαστάσεις και τον τρόπο τοποθέτησης δίδονται βοηθητικά σχήματα (1.3.1-1.3.8), όπου φαίνονται απ' ευθείας οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης σε κάθε επιμέρους επιφάνεια της κατασκευής, ανάλογα με τη θέση της ως προς τη διεύθυνση του ανέμου.

Ειδικά για τις πιέσεις ανέμου στην περίπτωση φόρτισης γεφυρών, ο τρόπος προσδιορισμού των χαρακτηριστικών τιμών ανά διεύθυνση φόρτισης φαίνεται στο παράδειγμα της πεζογέφυρας που περιγράφεται στη σχετική παράγραφο (βλ. §5.2).

Συντελεστές $C_{pe,10}$ εξωτερικής πίεσης για κατακόρυφους τοίχους κτιρίων ορθογωνικής κάτοψης $e = \min(b, 2h)$			
$e:d$ \ $h/d$	$h/d=5$	$h/d=1$	$h/d<0.25$
$e < d$			
$e > d$			
$e > 5d$			

Σχήμα 1.3.1: Συντελεστές  $C_{pe,10}$  σε κατακόρυφους τοίχους κτιρίων

Συντελεστές $C_{pe,10}$ εξωτερικής πίεσης για οριζόντιες στέγες			
Τύπος στέγης	$e = \min(b, 2h)$		
Αιχμηρά άκρα	$h$		
Στηθαία	$h_p/h=0.025$	$h_p/h=0.05$	$h_p/h=0.10$
Καμπυλωμένα άκρα	$r/h=0.05$	$r/h=0.10$	$r/h=0.20$
Σπαστά άκρα	$a=30^\circ$	$a=45^\circ$	$a=60^\circ$

Σχήμα 1.3.2: Συντελεστές  $C_{pe,10}$  σε οριζόντιες στέγες κτιρίων

## 2.3

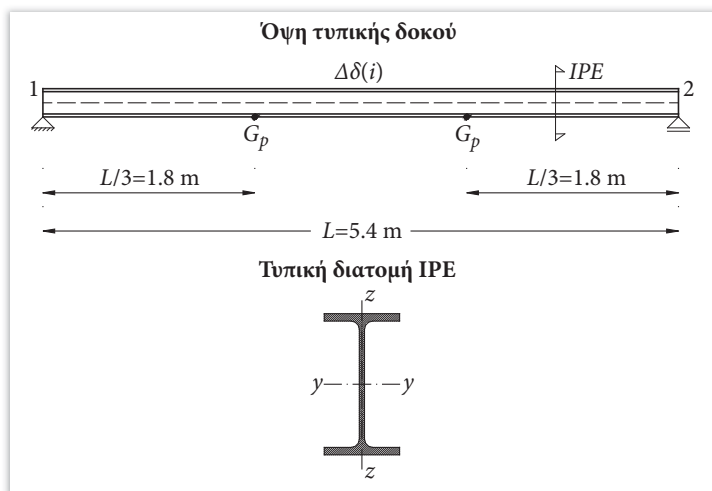
## Σχεδιασμός χαλύβδινων δοκών

## 2.3.1 Υψίκορμη δοκός IPE

## Διαστασιολόγηση αμφιέριστης δευτερεύουσας δοκού δαπέδου

## 1 Περιγραφή του προβλήματος

Να διαστασιολογηθεί αμφιέριστη χαλύβδινη δευτερεύουσα δοκός διατομής κατηγορίας υψίκορμων δοκών IPE, που φέρει ξύλινο δάπεδο παταριού με ίδιο βάρος  $g_k = 0.50 \text{ kN/m}^2$  (βλ. Σχ. 2.3.1.1). Η δοκός φέρει δυο συγκεντρωμένα μόνιμα φορτία  $G_p = 3.0 \text{ kN}$  στα τρίτα του μήκους της, ενώ ως προς τα επιβαλλόμενα φορτία το πατάρι θα διαμορφώνει εκθεσιακό χώρο. Ποιότητα χάλυβα S235.



Σχ. 2.3.1.1: Όψη και τυπική διατομή δευτερεύουσας δοκού

Η απόσταση μεταξύ των σημείων στήριξης της δοκού είναι  $L = 5.40 \text{ m}$  και η τυπική απόσταση μεταξύ διαδοχικών δοκών είναι σταθερή και ίση με  $a = 1.50 \text{ m}$ . Η επικάλυψη του δαπέδου υλοποιείται με ξύλινες σανίδες, οπότε μπορεί να γίνει η παραδοχή ότι παρέχεται συνεχής πλευρική αντιστήριξη στο άνω πέλμα της δοκού.

Μια δοκός διαστασιολογείται ως εξής: επιλέγεται μια διατομή και ακολούθως αυτό ελέγχεται για το εάν ικανοποιεί τις Ο.Κ.Λ. (Οριακές Καταστάσεις Λειτουργικότη-

τας) και Ο.Κ.Α. (Οριακές Καταστάσεις Αστοχίας) στο πλαίσιο των Ευρωκωδίκων. Πιο συγκεκριμένα η διαδικασία αυτή περιλαμβάνει τα ακόλουθα βήματα:

- 1) Ανάλυση του προβλήματος
- 2) Στατική επίλυση του φορέα
- 3) Καθορισμό κρίσιμων συνδυασμών φόρτισης για τις Ο.Κ.Λ. και Ο.Κ.Α.
- 4) Έλεγχο σε Ο.Κ.Λ. (Οριακές Καταστάσεις Λειτουργικότητας)
- 5) Προσδιορισμό κατηγορίας της διατομής
- 6) Έλεγχο σε Ο.Κ.Α. (Οριακές Καταστάσεις Αστοχίας).

## 2 Ανάλυση της κατασκευής

Οι δευτερεύουσες δοκοί του δαπέδου μήκους  $L=5.40$  m είναι τοποθετημένες κάθε  $a=1.50$  m πλάτους ώστε να παραλαμβάνουν και να μεταφέρουν τα ομοιόμορφα επιφανειακά φορτία του, μόνιμα και κινητά.

Κάθε δοκός φέρει εκτός από το ίδιο βάρος της (που εκτιμάται από αρχικούς ελέγ-

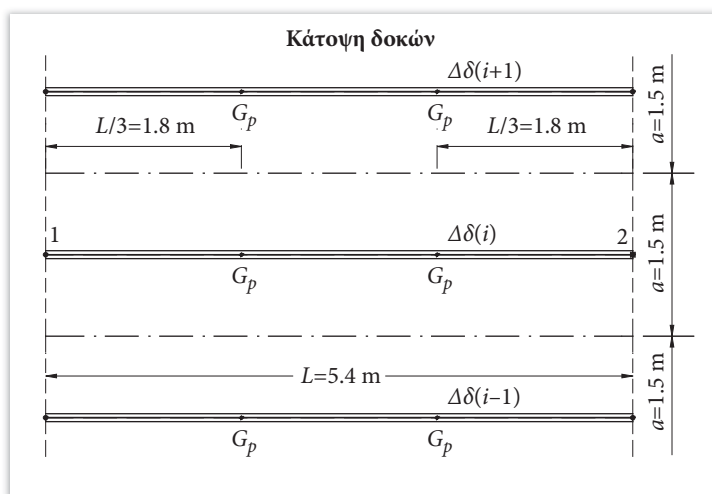


Σχ. 2.3.1.2: Άποψη διαμόρφωσης δαπέδου με ξύλινες σανίδες μεταλλικού παταριού εκθεσιακού χώρου

χους σε  $g_k^{IPE} = 0.262 \text{ kN/m}$ ) και δυο συγκεντρωμένα μόνιμα φορτία  $G_p = 3.0 \text{ kN}$  σε αποστάσεις  $L/3 = 1.80 \text{ m}$  από τα άκρα της. Με δεδομένο ότι το δάπεδο πρέπει να έχει ενιαίο ύψος, η διατομή των δοκών θα προκύψει από την διαστασιολόγηση μιας τυπικής (βλ. Σχ. 2.3.1.2) ενδιάμεσης δοκού (σε θέση όπου υπάρχει δάπεδο και από τις δυο πλευρές της).

Στο πλαίσιο του Ευρωκώδικα 1 γίνεται διάκριση των χώρων σε κατηγορίες ανάλογα με τη χρήση τους [ΕΛΟΤ EN1991-1-1 πιν.6.1]. Ο συγκεκριμένος χώρος του δαπέδου (εκθεσιακός χώρος) ανήκει στην κατηγορία C3.

Για κατηγορία χώρου C3, τα επιβαλλόμενα φορτία σε δάπεδα [ΕΛΟΤ EN1991-1-1 πιν.6.2] είναι: ομοιόμορφο κατανεμημένο κινητό φορτίο  $q_k = 5.0 \text{ kN/m}^2$  και συγκεντρωμένο κινητό φορτίο  $Q_k = 4.0 \text{ kN}$ . Επισημαίνεται ότι το συγκεντρωμένο κινητό φορτίο πρέπει να εξεταστεί ξεχωριστά ως περίπτωση καθώς δεν συνδυάζεται με το ομοιόμορφο [ΕΛΟΤ EN1991-1-1 6.3.1.2(3)], ενώ λαμβάνεται υπόψη και το ότι η **δυσμενέστερη θέση** τοποθέτησης του στο χώρο του πατώματος είναι στο μέσον μιας δοκού.



Σχ. 2.3.1.3: Κάτοψη διάταξης δευτερευουσών δοκών

Η δοκός του προβλήματος είναι **αμφιέρειστη** οπότε τα κρίσιμα μεγέθη σχεδιασμού είναι το βέλος κάμψης  $w$ , η ροπή κάμψης  $M_y$  και η διάτμηση  $V_y$ . Σημειώνεται ότι η πλευρική αντιστήριξη που προσφέρει το ξύλινο δάπεδο στο άνω πέλαμα της δοκού, την εξασφαλίζει έναντι του κινδύνου εμφάνισης φαινομένων στρέβλωσης.

Αρχικά επιλέγεται διατομή ώστε να ικανοποιείται η απαίτηση ροπής αδρανείας  $I_y$  (από τον πίνακα διατομών IPE) κατά τον έλεγχο των Ο.Κ.Λ. δηλαδή τον έλεγχο της κατακόρυφης βύθισης  $w$  που θα αναπτυχθεί στο φορέα υπό τον κρίσιμο συν-

δυνασμού δράσεων σχεδιασμού. Ακολούθως για την επιλεγείσα διατομή προσδιορίζεται η κατηγορία της και ελέγχεται η επάρκειά της σε Ο.Κ.Α.

Στην περίπτωση που δεν ικανοποιείται κάποιο κριτήριο, τότε λαμβάνεται μεγαλύτερη διατομή από τον πίνακα (βλ. ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Δ.2) και η διαδικασία επαναλαμβάνεται έως ότου η επιλεγείσα τελικά διατομή ικανοποιήσει όλα τα κριτήρια των Ο.Κ.Α. Μέσα από τη διαδικασία αυτή διασφαλίζεται ότι η διατομή της δοκού που θα επιλεγεί τελικά θα είναι η βέλτιστη, δηλαδή ταυτόχρονα ασφαλής και οικονομική.

### 3 Στατική επίλυση του φορέα

Εξαιτίας των δύο διαφορετικών μεταξύ τους τύπων φόρτισης, χρησιμοποιείται η αρχή της επαλληλίας. Δηλαδή, επιλύεται η δοκός διακριτά για κάθε μια διαφορετική φόρτιση και στη συνέχεια με επαλληλία των σχετικών διαγραμμάτων προκύπτουν οι τελικές μετακινήσεις και εντάσεις:

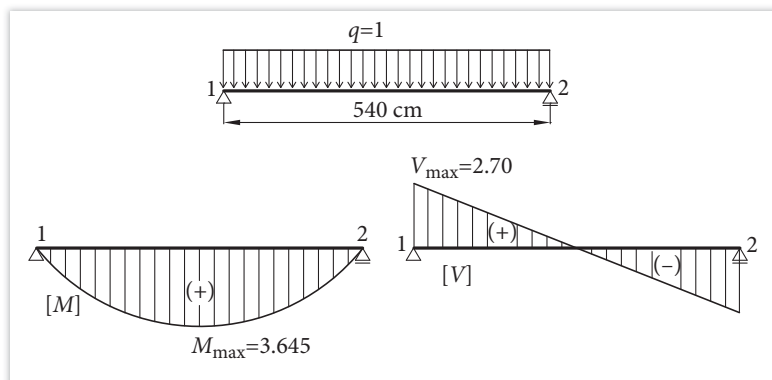
#### α) Αμφιέριστη δοκός υπό συνεχές φορτίο

Αρχικά γίνεται η επίλυση της δοκού με γραμμικό **μοναδιαίο** φορτίο (βλ. Σχ. 2.3.1.3), οπότε οι τελικές τιμές μετακινήσεων και εντάσεων για κάθε διακριτή περίπτωση φόρτισης ομοίου τύπου της δοκού είναι ανάλογες αυτών του μοναδιαίου.

$$M_{\max}^1 = \frac{q \times L^2}{8} = \frac{1.0 \times 5.40^2}{8} = 3.645 \quad V_{\max}^1 = \frac{q \times L}{2} = \frac{1.0 \times 5.40}{2} = 2.7$$

Κατακόρυφη βύθιση στο μέσον (βλ. ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β.1):

$$E \times I_y \times w_{\max}^1 = \frac{5}{384} \times q \times L^4 = \frac{5}{384} \times 1 \times 10^{-2} \times 540^4 = 11071687.5 \text{ cm}^3$$



Σχ. 2.3.1.4: Απεικόνιση φόρτισης και εντατικών μεγεθών αμφιέριστης δοκού υπό συνεχές μοναδιαίο φορτίο  $q=1$

⇒ Ομοιόμορφο μόνιμο βάρος πατώματος (πλάτος φόρτισης  $a=1.50$  m) :

$$g_k^{Floor} = g_k \times a = 0.50 \text{ (kN/m)} \times 1.50 \text{ (m)} = 0.75 \text{ kN/m}$$

⇒ Ίδιο βάρος δοκού (αρχική εκτίμηση):

$$g_k^{IPE} = 0.262 \text{ kN/m}$$

I) Συνολικό ομοιόμορφο μόνιμο φορτίο:

$$\sum g_k = 0.75 + 0.262 = 1.012 \text{ kN/m}$$

Εντατικά μεγέθη:

$$M_{\max}^{\sum g_k} = 3.645 \times 1.012 = 3.69 \text{ kNm}, \quad V_{\max}^{\sum g_k} = 2.7 \times 1.012 = 2.73 \text{ kNm}$$

II) Συνολικό ομοιόμορφο καταναμεμένο κινητό φορτίο στη δοκό:

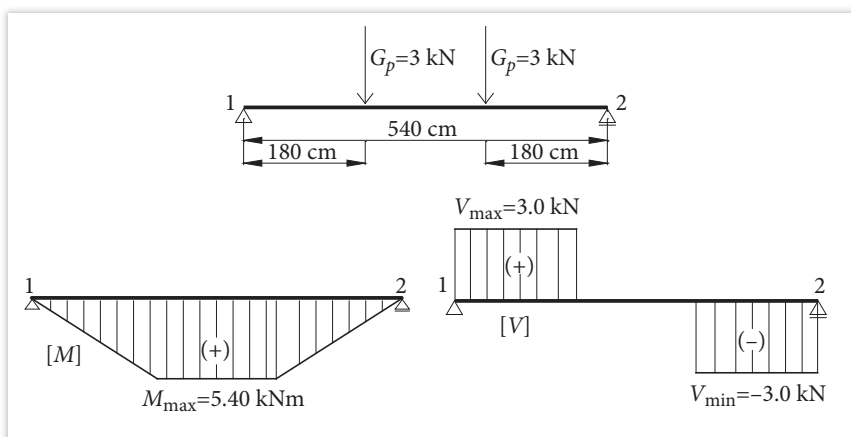
$$q_k = 5.0 \text{ (kN/m}^2\text{)} \times 1.5 \text{ (m)} = 7.50 \text{ kN/m}$$

Εντατικά μεγέθη:

$$M_{\max}^{q_k} = 3.645 \times 7.50 = 27.33 \text{ kNm}, \quad V_{\max}^{q_k} = 2.7 \times 7.50 = 20.25 \text{ kNm}$$

**β) Αμφιέριστη δοκός υπό 2 συγκεντρωμένα φορτία στα τρίτα του μήκους της:**

Στην περίπτωση αυτή η επίλυση γίνεται για τα 2 φορτία  $G_p$  (βλ. Σχ.2.3.1.5)



Σχ.2.3.1.5: Απεικόνιση φόρτισης και εντατικών μεγεθών αμφιέριστης δοκού υπό δύο συγκεντρωμένα φορτία  $G_p$

Εντατικά μεγέθη:

$$M_{\max}^{G_p} = \frac{G_p \times L}{3} = \frac{3.0 \times 5.40}{3} = 5.40 \text{ kNm}, \quad V_{\max}^{G_p} = \frac{2 \times G_p}{2} = \frac{6.0}{2} = 3.0 \text{ kN}$$



Κατακόρυφη βύθιση στο μέσον (βλ. ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β.1):

$$E \times I_y \times w_{\max}^{G_p} = \frac{G_p}{28.17} \times L^2 = \frac{3.0}{28.17} \times 540^3 = 16769330 \text{ cm}^3$$

γ) Αμφιέριστη δοκός υπό 1 μοναχικό φορτίο στο μέσο της:

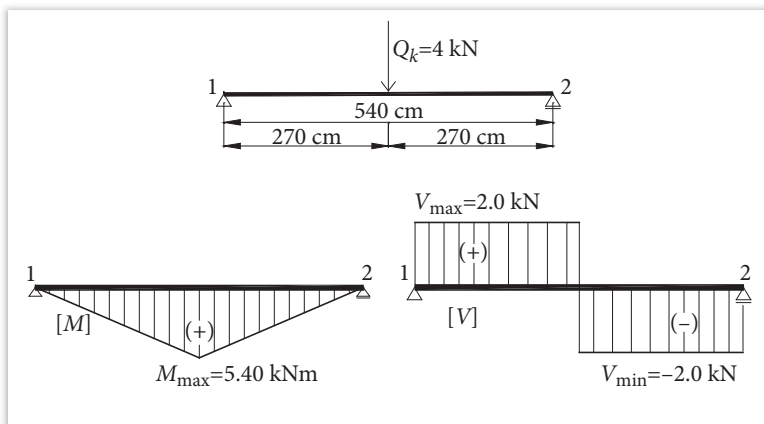
Στην περίπτωση αυτή η επίλυση γίνεται για το 1 φορτίο  $Q_k$  (βλ. Σχ. 2.3.1.6)

Εντατικά μεγέθη:

$$M_{\max}^{Q_k} = \frac{Q_k \times L}{4} = \frac{4.0 \times 5.40}{4} = 5.40 \text{ kNm}, \quad V_{\max}^{Q_k} = \frac{Q_k}{2} = \frac{4.0}{2} = 2.0 \text{ kN}$$

Κατακόρυφη βύθιση στο μέσον (βλ. ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β.1):

$$E \times I_y \times w_{\max}^{G_p} = \frac{Q_k}{48} \times L^3 = \frac{4.00}{48} \times 540^3 = 13122000 \text{ cm}^3.$$



Σχ. 2.3.1.6: Απεικόνιση φόρτισης και εντατικών μεγεθών αμφιέριστης δοκού υπό ένα συγκεντρωμένο φορτίο  $Q_k$

#### 4 Κρίσιμοι συνδυασμοί φορτίσεων για τις Ο.Κ.Λ. και Ο.Κ.Α.

Οι θεμελιώδεις συνδυασμοί δράσεων των Οριακών Καταστάσεων προκύπτουν από τις βασικές εξισώσεις για μόνιμες και παροδικές καταστάσεις σχεδιασμού στο πλαίσιο του Ευρωκώδικα 0, [ΕΛΟΤ EN1990 εξ.6.10 & 6.14α], (βλ. §1.2):

α) **Οριακές Καταστάσεις Λειτουργικότητας (Ο.Κ.Λ.):**

Προκύπτουν οι τέσσερις πλέον κρίσιμοι συνδυασμοί δράσεων [ΕΛΟΤ EN1990 εξ.6.14α] για τον έλεγχο Ο.Κ.Λ.:

$$C1: 1.0 \times (\sum g_k + G_p) + 1.0 \times (q_k) \rightarrow Mw_{\max}^1 = (3.69 + 5.4) + 27.33 = 36.42 \text{ kNm}$$

$$C2: 1.0 \times (\sum g_k + G_p) + 1.0 \times (Q_k) \rightarrow Mw_{\max}^2 = (3.69 + 5.4) + 5.4 = 14.49 \text{ kNm}$$

$$C3: 1.0 \times (q_k) \rightarrow Mw_3^1 = 27.33 \text{ kNm}$$

$$C4: 1.0 \times (Q_k) \rightarrow Mw_3^2 = 5.40 \text{ kNm}$$

### β) Οριακές Καταστάσεις Αστοχίας (Ο.Κ.Α.):

Εξετάζονται οι ακόλουθοι δύο πλέον κρίσιμοι συνδυασμοί δράσεων, [ΕΛΟΤ EN1990 εξ.6.10], καθώς οι κινητές δράσεις δεν μπορούν να συνδυαστούν ταυτόχρονα για τον έλεγχο Ο.Κ.Α.:

$$C5: 1.35 \times (\sum g_k + G_p) + 1.5 \times (q_k)$$

$$[M_{y,sd}^{C5}]: 1.35 \times (3.69 + 5.40) + 1.5 \times 27.33 = 53.26 \text{ kNm}$$

$$[V_{z,sd}^{C5}]: 1.35 \times (2.73 + 3.00) + 1.5 \times 20.25 = 38.11 \text{ kN}$$

$$C6: 1.35 \times (\sum g_k + G_p) + 1.5 \times (Q_k)$$

$$[M_{y,sd}^{C6}]: 1.35 \times (3.69 + 5.40) + 1.5 \times 5.40 = 20.37 \text{ kNm}$$

$$[V_{z,sd}^{C6}]: 1.35 \times (2.73 + 3.00) + 1.5 \times 2.0 = 10.73 \text{ kN}$$

Οπότε τα δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη της δοκού σε κάμψη και διάτμηση είναι από τον συνδυασμό C5:

$$M_{y,sd} = 53.26 \text{ kNm} \quad \text{και} \quad V_{z,sd} = 38.11 \text{ kN}.$$

## 5 Έλεγχος σε Οριακές Καταστάσεις Λειτουργικότητας (Ο.Κ.Λ.)

Η κατασκευή είναι **βατό** δάπεδο, οπότε τα όρια κατακόρυφης βύθισης [ΕΛΟΤ EN1990 Εθνικό Προσάρτημα 7.2.1 (1) B] είναι για την κατακόρυφη βύθιση υπό τον δυσμενέστερο συνδυασμό δράσεων  $w_{\max} = L/250 = 540/250 = 2.16 \text{ cm}$  και για τον συνδυασμό των δυσμενέστερων κινητών δράσεων  $w_3 = L/300 = 540/300 = 1.80 \text{ cm}$ . Αρχικά διερευνάται αν είναι κρίσιμο το  $w_{\max}$  ή το  $w_3$ :

$$C1/C3: \frac{Mw_{\max}^1}{Mw_3^1} = \frac{36.42}{27.33} = 1.33 > \frac{w_{\max}}{w_3} = \frac{L/250}{L/300} = \frac{2.16}{1.80} = 1.2 \quad (\text{κρίσιμο το } w_{\max}^1)$$

$$\begin{aligned}
 E \times I_y^{W_{\max}} \times w_{\max} &= \\
 &= 1.0 \times ((1.012 \times 11071687.5) + 16769330) + 1.0 \times (7.5 \times 11071687.5) \Rightarrow \\
 \Rightarrow 21000 \times I_y^{W_{\max}} \times 2.16 &= 111011534 \Rightarrow I_y^{W_{\max}} > 2447 \text{ cm}^4 \\
 I_y^{\text{IPE220}} &= 2770 \text{ cm}^4 > I_y^{W_{\max}} = 2447 \text{ cm}^4 \quad (\text{επαρκεί})
 \end{aligned}$$

Επομένως με βάση τα κριτήρια των Ο.Κ.Α. επιλέγεται από τους πίνακες προτύπων διατομών (βλ. ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Δ.2), διατομή **IPE220**.

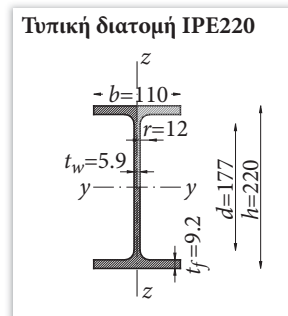
## 6 Προσδιορισμός κατηγορίας διατομής

Αρχικά αναλύεται η διατομή υψίκορμης δοκού **IPE220**, καθώς αυτή ήδη ικανοποιεί τον έλεγχο Ο.Κ.Α. Σε περίπτωση που από τον έλεγχο Ο.Κ.Α. προκύψει ανεπάρκεια αυτής της διατομής, θα πρέπει να επιλεγεί ισχυρότερη που να ικανοποιεί και αυτά τα κριτήρια, οπότε ο έλεγχος κατηγορίας επαναλαμβάνεται.

### α) Χαρακτηριστικά διατομής

Στοιχεία από τον πίνακα χαρακτηριστικών της διατομής **IPE220** (βλ. ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Δ.2):

Ύψος	$h = 220 \text{ mm}$
Πλάτος	$b = 110 \text{ mm}$
Πάχος κορμού	$t_w = 5.9 \text{ mm}$
Πάχος πέλματος	$t_f = 9.2 \text{ mm}$
Ακτίνα συναρμογής	$r = 12 \text{ mm}$
Ύψος κορμού	$d = 177 \text{ mm}$
Ροπή αδρανείας	$I_y = 2770 \text{ cm}^4$
Ροπή αδρανείας	$I_z = 205 \text{ cm}^4$
Εμβαδόν διατομής	$A = 33.4 \text{ cm}^2$
Βάρος διατομής	$g = 0.262 \text{ kN/m}$



Σταθερά παρεμποδιζόμενης στρέψης	$I_W = 22670 \text{ cm}^6$
Σταθερά στρέψης St. Venant	$I_T = 9.07 \text{ cm}^4$
Ελαστική ροπή αντίστασης $y-y$	$W_y = 252 \text{ cm}^3$
Πλαστική ροπή αντίστασης $y-y$	$W_{pl,y} = 2 \times S_y = 2 \times 143 = 286 \text{ cm}^3$
Ελαστική ροπή αντίστασης $z-z$	$W_z = 37.3 \text{ cm}^3$
Πλαστική ροπή αντίστασης $z-z$	$W_{pl,z} = 58.1 \text{ cm}^3$

**β) Χαρακτηριστικά υλικού διατομής δοκού**

Όριο διαρροής (S235,  $t \leq 40$  mm)  $f_y = 235$  N/mm<sup>2</sup> ΕΛΟΤ EN1993-1-1, πιν.3.1

Όριο θραύσεως (S235,  $t \leq 40$  mm)  $f_u = 360$  N/mm<sup>2</sup> ΕΛΟΤ EN1993-1-1, πιν.3.1

Μέτρο ελαστικότητας  $E = 210000$  N/mm<sup>2</sup> ΕΛΟΤ EN1993-1-1, 3.2.6(1)

Μέτρο διάτμησης  $G = 81000$  N/mm<sup>2</sup> ΕΛΟΤ EN1993-1-1, 3.2.6(1)

$$\varepsilon = \sqrt{235/f_y} = \sqrt{235/235} = 1.0 \quad \text{ΕΛΟΤ EN1993-1-1, πιν.5.2}$$

**γ) Κατηγορία πέλματος (προεξέχοντα τμήματα σε θλίψη)**

$$c = \frac{b - t_w - 2 \times r}{2} = \frac{110 - 5.9 - 2 \times 12}{2} = 40.05 \text{ mm}$$

$$\frac{c}{t_f} = \frac{40.05}{9.2} = 4.35 < 9 \times \varepsilon = 9.0 \times 1.0 = 9.0$$

Το πέλμα είναι κατηγορία **1** υπό θλίψη

ΕΛΟΤ EN1993-1-1, πιν.5.2

**δ) Κατηγορία κορμού (εσωτερικό τμήμα σε κάμψη)**

$$c = d = 177 \text{ mm}$$

$$\frac{c}{t_w} = \frac{177}{5.9} = 30 < 72 \times \varepsilon = 72 \times 1.0 = 72.0$$

Το πέλμα είναι κατηγορία **1** υπό κάμψη

ΕΛΟΤ EN1993-1-1, πιν.5.2

Επομένως η διατομή **IPE220** είναι κατηγορία **1** υπό κάμψη

**7 Έλεγχος σε Οριακές Καταστάσεις Αστοχίας (Ο.Κ.Α.)****α) Έλεγχος αστοχίας σε Τέμνουσα**

Από την ανάλυση των συνδυασμών φόρτισης σε Ο.Κ.Α. η μέγιστη διατμητική δύναμη είναι:  $V_{y,\max} = 38.11$  kN, ενώ διατομή ελέγχου είναι η **IPE220**.

Για τους υπολογισμούς  $A_v$  είναι η επιφάνεια διάτμησης:

$$A_v = A - 2 \times b \times t_f + (t_w + 2 \times r) \times t_f > \eta \times h_w \times t_w \Rightarrow \text{ΕΛΟΤ EN1993-1-1, 6.2.6(3)}$$

$$A_v = 33.4 \times 10^2 - 2 \times (110 \times 9.2) + (5.9 + 2 \times 12) \times 9.2 = 1591.08 \text{ mm}^2$$

οπότε:  $A_v = 1591.08 > \eta \times h_w \times t_w = 1.0 \times 177 \times 5.9 = 1044.3 \Rightarrow A_v = 1591.08 \text{ mm}^2$

Εδώ  $V_{c,Rd}$  είναι η πλαστική διατμητική αντοχή  $V_{pl,Rd}$ :

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v \times (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} \Rightarrow \text{ΕΛΟΤ EN1993-1-1, εξ.6.18}$$

$$\Rightarrow V_{pl,Rd} = \frac{A_v \times (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = \frac{1591.08 \times (235 / \sqrt{3})}{1.0} \times 10^{-3} = 215.87 \text{ kN}$$

Η τιμή σχεδιασμού της διατμητικής δύναμης  $V_{Ed} = V_{y,\max} = 38.11 \text{ kN}$  της δοκού πρέπει να ικανοποιεί τη σχέση:

$$V_{Ed} / V_{c,Rd} \leq 1.0 \quad \text{ΕΛΟΤ EN1993-1-1, εξ.6.17}$$

Οπότε  $n_{V_y} = \frac{38.11}{215.87} = 0.176 \leq 1.0$ , (η διατμητική αντοχή της διατομής επαρκεί).

Ισχύει επίσης ότι  $V_{y,\max} = 38.11 \text{ kN} < V_{c,Rd} / 2 = 215.87 / 2 = 107.93 \text{ kN}$ , οπότε δεν απαιτείται να μειωθεί η αντοχή της διατομής σε κάμψη εξαιτίας της εξάντλησης της αντοχής σε διάτμηση [ΕΛΟΤ EN1993-1-1, εξ.6.2.8\(2\)](#)

### β) Έλεγχος αστοχίας σε Ροπή Κάμψης

Από την ανάλυση των συνδυασμών φόρτισης σε Ο.Κ.Α. η μέγιστη ροπή κάμψης είναι:  $M_{y,\max} = 53.26 \text{ kNm}$ , ενώ διατομή ελέγχου είναι η **IPE220**.

Η αντοχή σχεδιασμού για κάμψη περί τον κύριο άξονα  $y-y$ , όταν η κατηγορία της είναι 1, δίνεται από την εξίσωση:

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl,yRd} \times f_y}{\gamma_{M0}} \Rightarrow \text{ΕΛΟΤ EN1993-1-1, εξ.6.13}$$

$$\Rightarrow M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl,yRd} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{246 \times 10^{-2} \times 23.5}{1.0} = 57.81 \text{ kNm}$$

Η τιμή σχεδιασμού της ροπής κάμψης  $M_{Ed} = M_{y,\max} = 53.26 \text{ kNm}$  πρέπει να ικανοποιεί τη σχέση:

$$M_{Ed} / M_{c,Rd} \leq 1.0 \quad \text{ΕΛΟΤ EN1993-1-1, εξ.6.12}$$

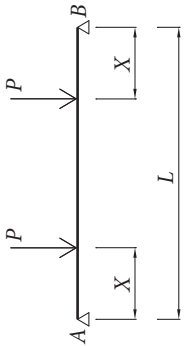
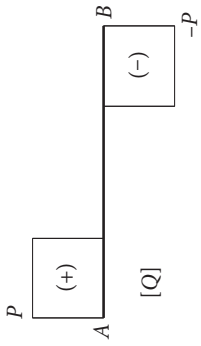
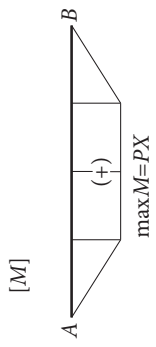

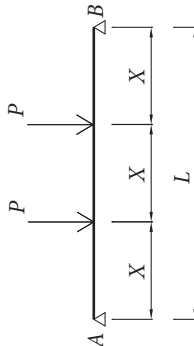
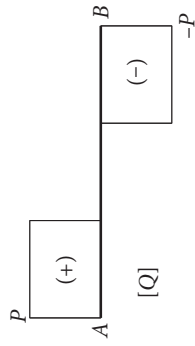
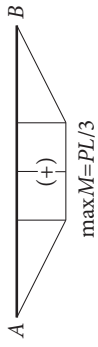
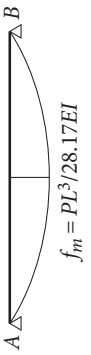
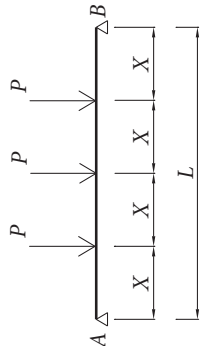
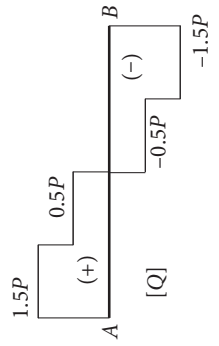
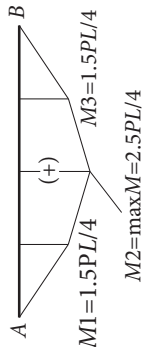
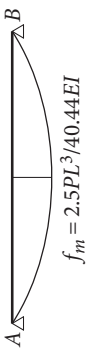
Οπότε  $m_y = \frac{53.26}{57.81} = 0.92 \leq 1.0$  (η αντοχή σε κάμψη της διατομής επαρκεί).

Επομένως για την υπό εξέταση δευτερεύουσα δοκό επιλέγεται διατομή **IPE220**.

**Διαγράμματα εντατικών μεγεθών και βυθίσεων τυπικών χαλύβδινων δοκών**

**B.1 Διαγράμματα εντατικών μεγεθών και βυθίσεων τυπικών ισοστατικών δοκών**

1) Αμφιεριστή δοκός [α]				
Τύπος φόρτισης	Διάγραμμα τεμνουσών	Διάγραμμα ροπών	Διάγραμμα βυθίσεων	
				$f_m = 5qL^4/384EI$
				$f_m = PL^3/48EI$
				$f_m = PL^3/48[3XL-4X^3]EI$

1) Αμφιρευστή δοκός [β]				
Τύπος φόρτισης	Διάγραμμα τεμνουσών	Διάγραμμα ροπών	Διάγραμμα βυθίσεων	
<p>[2 συμμετρικά φορτία P]</p> 		 <p style="text-align: center;">max M = PX</p>	 <p style="text-align: center;"><math>f_m = \frac{PXL^2}{24EI}</math></p>	
<p>[2 Φορτία P σε ίσες αποστάσεις]</p> 		 <p style="text-align: center;">max M = PL/3</p>	 <p style="text-align: center;"><math>f_m = \frac{PL^3}{28.17EI}</math></p>	
<p>[3 Φορτία P σε ίσες αποστάσεις]</p> 		 <p style="text-align: center;">M1 = 1.5PL/4 M2 = max M = 2.5PL/4 M3 = 1.5PL/4</p>	 <p style="text-align: center;"><math>f_m = \frac{2.5PL^3}{40.44EI}</math></p>	