

# ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

Σχολή Πολιτικών Μηχανικών

Τομέας Δομοστατικής

Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών

## Μελέτη Σύνθετων Υποστυλωμάτων Δικτυωτής Μορφής από Λεπτότοιχες και μη Διατομές



ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

## ΙΩΑΝΝΗΣ Σ. ΜΟΥΤΑΦΗΣ

Επιβλέπων: Τάσος Αβραάμ, Λέκτορας Ε.Μ.Π.

Αθήνα, Μάρτιος 2015 ΕΜΚ ΔΕ 2015/02

Μουτάφης Ι.Σ. (2015). Μελέτη σύνθετων υποστυλωμάτων δικτυωτής μορφής από λεπτότοιχες και μη διατομές Διπλωματική Εργασία ΕΜΚ ΔΕ 2015/02 Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα.

Moutafis I.S. (2015) Study of built-up columns with lacing bars constructed by regular and thin-walled crosssections Diploma Thesis EMK ΔE 2015/02 Institute of Steel Structures, National Technical University of Athens, Greece

### Ευχαριστίες

Με το πέρας της παρούσας διπλωματικής εργασίας ολοκληρώνεται και επίσημα ο κύκλος των προπτυχιακών σπουδών μου. Στο σημείο αυτό θα ήθελα να ευχαριστήσω όσους με στήριξαν καθ' όλη τη διάρκεια αυτών των χρόνων καθώς και εκείνους που συνέβαλαν στην εκπόνησης της εργασίας μου.

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

Τέλος, θα ήθελα να ευχαριστήσω θερμά τον Λέκτορα Ε.Μ.Π. κ. Τάσο Αβραάμ για την αμέριστη στήριξή του, τις πολύτιμες συμβουλές του και τις γνώσεις που μου μετέδωσε καθ' όλη τη διάρκεια της συνεργασίας μας.

Ιωάννης Μουτάφης Αθήνα Μάρτιος 2015

# Πίνακας Περιεχομένων

ПЕРІЛНΨН
ABSTRACT
Κεφάλαιο 1:Εισαγωγή
1.1.Δομικός Χάλυβας5
1.2.Σύνθετα Υποστυλώματα7
1.2.1. Πολυμελείς διατομές με ράβδους δικτυωτής σύνδεσης8
1.2.2.Πολυμελή υποστυλώματα με λεπίδες σύνδεσης12
1.3.Ευρωπαϊκός Κανονισμός
1.3.1.Θλιβόμενα μέλη πολυμελούς διατομής18
1.3.2.Δικτυωτά θλιβόμενα μέλη21
1.3.3.Θλιβόμενα μέλη με λεπίδες σύνδεσης22
Κεφάλαιο 2:Διατομές Ψυχρής Έλασης από Δομικό Χάλυβα
2.1.Διαδικασίες παραγωγής διατομών ψυχρής έλασης25
2.2.Κατάταξη διατομών27
2.3. Υλικά χαλύβδινων διατομών ψυχρής έλασης
2.4.Ειδικά προβλήματα διαστασιολόγησης διατομών ψυχρής έλασης
2.4.1.Ευστάθεια μελών ψυχρής έλασης31
2.4.2.Συμπεριφορά και αντοχή μελών
2.5. Υπολογισμός φορτίου αντοχής διατομής ψυχρής έλασης με βάση τον ΕC3
Κεφάλαιο 3:Υπολογισμός φορτίου αντοχής αμφιαρθρωτών σύνθετων υποστυλωμάτων με αναλυτικές μεθόδους
3.1. Διατομή UPN κατηγορίας :1 ή 2
3.1.1.Καθολικός λυγισμός περί τον άξονα x-x (εκτός του επιπέδου του υποστυλώματος)41
3.1.2.Καθολικός λυγισμός περί τον άξονα z-z (εντός του επιπέδου του υποστυλώματος)41
3.1.3.Τοπικός λυγισμός
3.1.4. Έλεγχος διαγωνίου
3.2. Διατομή UPN κατηγορίας: 3-4 (λεπτότοιχη διατομή ψυχρής διαμόρφωσης)43
Κεφάλαιο 4:Υπολογισμός κρίσιμου φορτίου με χρήση προγράμματος πεπερασμένων στοιχείων (ADINA)
4.1 Γενικά
4.2 Περιγραφή προσομοίωσης ενός φορέα με το πρόγραμμα ADINA με γραμμικά στοιχεία για τον προσδιορισμό του φορτίου αντοχής Ρ45
4.2.1.Ανάλυση σύνθετου υποστυλώματος διατομής U με ράβδους δικτύωσης με χρήση γραμμικών στοιχείων (beam elements)45
4.2.2.Μη-Γραμμική Ανάλυση Υλικού και Γεωμετρίας με Αρχικές Ατέλειες (GMNIA)53
4.3 Περιγραφή προσομοίωσης ενός φορέα με το πρόγραμμα ADINA με επιφανειακά στοιχεία για προσδιορισμό φορτίου αντοχής P
4.3.1.Ανάλυση σύνθετου υποστυλώματος διατομής U με ράβδους δικτύωσης με χρήση επιφανειακών στοιχείων (shell elements)

4.3.2.Μη-Γραμμική Ανάλυση Υλικού και Γεωμετρίας με Αρχικές Ατέλειες (GMNI	A) 62
Κεφάλαιο 5: Παρουσίαση Αποτελεσμάτων	63
5.1. Σύνθετα υποστυλώματα από πρότυπα ελάσματα κατηγορίας 1	63
5.1.1. Υποστύλωμα ύψους 6m	63
5.1.2. Υποστύλωμα ύψους 8m	66
5.1.3. Υποστύλωμα ύψους 10m	69
5.1.4. Υποστύλωμα ύψους 12m	71
5.2. Σύνθετα υποστυλώματα από πρότυπα ελάσματα κατηγορίας 3 ή 4	74
5.2.1. Διατομή #200.100.6	74
5.2.2. Διατομή #200.100.3	
5.2.3. Διατομή #200.100.1,5	
Κεφάλαιο 6: Συμπεράσματα	93
6.1. Διατομή κατηγορίας 1	93
6.2.Διατομή κατηγορίας 3 ή 4	94
6.3. Γενικά	
ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ	



### ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ ΤΟΜΕΑΣ ΔΟΜΟΣΤΑΤΙΚΗΣ ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΜΕΤΑΛΛΙΚΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ

### Διπλωματική Εργασία Μελέτη σύνθετων υποστυλώματων δικτυωτής μορφής από λεπτότοιχες και μη διατομές Επιβλέπων: Τάσος Αβραάμ, Λέκτορας Ε.Μ.Π.

### ПЕРІЛНΨН

Στην παρούσα διπλωματική εργασία μελετήθηκαν σύνθετα υποστυλώματα δικτυωτής μορφής αποτελούμενα από λεπτότοιχες και μη διατομές. Οι διατομές που χρησιμοποιήθηκαν είναι μορφής *C*, ενώ οι ράβδοι δικτύωσης είναι γωνιακά *L*. Οι φορείς αναλύθηκαν με τη μέθοδο του Ευρωκώδικα 3, καθώς και με το πρόγραμμα πεπερασμένων στοιχείων ADINA 9.0. Τα αποτελέσματα που προέκυψαν συγκρίθηκαν μεταξύ τους.

Στο πρώτο κεφάλαιο, παρατίθενται εισαγωγικά στοιχεία σχετικά με το δομικό χάλυβα, καθώς και οι θεωρητικές έννοιες που αφορούν τα σύνθετα υποστυλώματα σύμφωνα με τη θεωρία αλλά και με τον Ευρωκώδικα 3.

Στο δεύτερο κεφάλαιο αναπτύσσονται εισαγωγικά στοιχεία σχετικά με τις χαλύβδινες διατομές ψυχρής έλασης. Επίσης, περιγράφεται η διαδικασία παραγωγής, καθώς και τα διάφορα είδη και τα πλεονεκτήματα χρήσης των διατομών ψυχρής έλασης στις μεταλλικές κατασκευές. Τέλος, γίνεται αναφορά στις μορφές αστοχίας των λεπτότοιχων διατομών, τόσο ως καθολικός λυγισμός μέλους (καμπτικός, στρεπτικός, στρεπτοκαμπτικός), όσο και ως λυγισμός της διατομής (τοπικός λυγισμός και λυγισμός με στρέβλωση).

Στο τρίτο κεφάλαιο, αναλύεται ο τρόπος υπολογισμού του φορτίου αντοχής αμφιαρθρωτών σύνθετων υποστυλώματων με ράβδους δικτύωσης με τη μέθοδο του Ευρωκώδικα 3.

Στο τέταρτο κεφάλαιο, περιγράφεται διεξοδικά η διαδικασία προσομοιώσης των φορέων στο πρόγραμμα πεπερασμένων στοιχείων ADINA για γραμμική και μηγραμμική ανάλυση. Μέσω της γραμμικής ανάλυσης εξάγονται οι ιδιομορφές και τα κρίσιμα φορτία λυγισμού, ενώ μέσω της μη-γραμμική ανάλυσης, που εισάγονται μηγραμμικό υλικό και γεωμετρία με ατέλειες, υπολογίζεται το φορτίο αντοχής. Η παραπάνω διαδικασία έγινε και με γραμμικά (Beam elements) και με επιφανειακά στοιχεία (Shell elements).

Στο πέμπτο κεφάλαιο, παρουσιάζονται τα αποτελέσματα από την ανάλυση των φορέων με τις παραπάνω μεθόδους για τα δύο διαφορετικά είδη εξεταζόμενων διατομών, ενώ, τέλος στο έκτο κεφάλαιο συνοψίζονται τα κυριότερα συμπεράσματα που προέκυψαν από τη σύγκριση των αποτελεσμάτων αυτών.



### NATIONAL TECHNICAL UNIVERSITY OF ATHENS DEPARTMENT OF CIVIL ENGINEERING DIVISION OF STRUCTURAL ENGINEERING LABORATORY OF STEEL STRUCTURES

### **Diploma** Thesis

### Study of built-up columns with lacing bars constructed by regular and thin-walled cross-sections

Supervisor: Dr. Tassos Avraam, Lecturer N.T.U.A.

#### ABSTRACT

The present thesis examines the behavior of built-up columns with lacing bars, constructed by thin-walled cross-sections and regular cross-sections. The cross-section type which has been examined is that of a *C-shaped* and the lacing bars consist of *L-shaped* cross-sections. The members' analysis was carried out through the method of *Eurocode 3* and the use of the finite element program *ADINA 9.0*. The results from both methods were compared.

The first chapter provides introductive information about structural steel. The theory of built-up columns, according to the *Eurocode 3*, is presented, where the importance of the shear deformation effect on the deflection is pointed out. The strength load of the member is restricted by the case of premature local buckling of a specific element of the section.

The second chapter produces introductive information about cold formed crosssections. There is, also, a description of the production process, as well as the different types of cold formed cross-section and the advantages of their use in metallic structures. Lastly, the different types of instability are displayed, which originate from global member's buckling (torsional, flexural, torsional-flexural) and local buckling.

The third chapter includes the process for the calculation of the strength load of builtup cross-sections with lacing bars according to *Eurocode 3*, for the two different types of cross sections.

The fourth chapter describes the simulation of the members with the finite element program. Both the linear and non-linear analysis are included. Through the linear analysis, modes and critical buckling loads are exported, whereas, through the non-linear analysis, where initial geometrical imperfections are implemented and the material is non-linear, the strength loads are calculated. This process is carried out for both *Beam* and *Shell* elements.

The fifth chapter presents the results of the analysis of the members with the above described methods, for the two types of cross-sections concerned, whilst the most interesting conclusions are summarized in the sixth and final chapter.

### Κεφάλαιο 1:Εισαγωγή

### 1.1.Δομικός Χάλυβας

Ο φέρων οργανισμός των χαλύβδινων και λοιπών τεχνικών έργων συνίσταται κατά βάση από δομικό χάλυβα, ο οποίος είναι κράμα, κύριο συστατικό του οποίου είναι ο Σίδηρος (Fe) και διάφορα άλλα μεταλλικά και μη στοιχεία σε μικρή αναλογία, όπως Άνθρακας (C), Μαγγάνιο (Mn), Πυρίτιο (Si), Νικέλιο (Ni), Χαλκός (Cu), Χρώμιο (Cr), Μολυβδαίνιο (Mo), Βανάδιο (V), Ζιρκόνιο (Zr), Θείο (S), Φωσφόρος (P) κλπ. Μερικά από τα παραπάνω είναι ανεπιθύμητα και επηρεάζουν αρνητικά κάποια χαρακτηριστικά του χάλυβα. Οι χαρακτηριστικές ιδιότητες του χάλυβα (αντοχή, συγκολλησιμότητα, ευαισθησία στη διάβρωση, ολκιμότητα κλπ.) εξαρτώνται σε μεγάλο βαθμό από την ποσοστιαία συμμετοχή των στοιχείων αυτών.

Τα κυριότερα πλεονεκτήματα του χάλυβα, τα οποία του προσδίδουν το χαρακτηρισμό του πλέον ευέλικτου και ίσως του καλύτερου δομικού υλικού στις μέρες μας, είναι τα εξής:

- Μεγάλη ανοικτή ή μεγάλος λόγος αντοχής προς το ίδιο βάρος. Αυτό οδηγεί σε λεπτές διατομές, μείωση των ιδίων βαρών του φέροντος οργανισμού, οικονομία χώρου και υλικού, ζεύξη μεγάλων ανοιγμάτων χωρίς ενδιάμεση υποστύλωση κλπ.
- Ομογένεια υλικού. Τα χαρακτηριστικά του είναι σταθερά σε κάθε σημείο της μάζας του υλικού, γεγονός που εξασφαλίζει την ακρίβεια των παραδοχών ανάλυσης των ελέγχων αντοχής
- Μονιμότητα. Τα χαρακτηριστικά του είναι αμετάβλητα στο χρόνο, εφόσον δε παρέχεται η κατάλληλη συντήρηση, εξασφαλίζεται απεριόριστη διάρκεια ζωής της κατασκευής
- Ελαστικότητα. Ο χάλυβας συμπεριφέρεται ελαστικά μέχρι σχετικά υψηλές τάσεις, τα δε γεωμετρικά και αδρανειακά χαρακτηριστικά του προσδιορίζονται με μεγάλη ακρίβεια.
- Ολκιμότητα (βλ. Σχήμα 1.1.). Είναι η ικανότητα του χάλυβα να υπόκειται σε μεγάλες παραμορφώσεις χωρίς να αστοχεί. Η ολκιμότητα στο χάλυβα, επιτρέπει την ανάπτυξη διαρροής σε σημεία όπου εμφανίζεται συγκέντρωση υψηλών τάσεων υπό τα φορτία σχεδιασμού, με αποτέλεσμα την ανακατανομή της έντασης και την πρόληψη πρόωρης αστοχίας. Επίσης, εάν η κατασκευή υπερφορτισθεί, οι μεγάλες παραμορφώσεις λόγω της ολκιμότητας, είναι ορατές και μπορεί να οδηγήσουν στην πρόληψη της επερχόμενης αστοχίας.
- Η ταχύτητα εκτέλεσης.
- Βιομηχανικό κατά το μεγαλύτερο μέρος του προϊόντος με ελεγχόμενη ποιότητα.
- Το σχετικά μικρό βάρος των χαλύβδινων κατασκευών συνεπάγεται μικρότερες αδρανειακές σεισμικές δυνάμεις. Σε συνδυασμό με την ικανότητα ανάπτυξης σημαντικών πλαστικών παραμορφώσεων και απορρόφησης εξ αυτού προ της αστοχίας σημαντικής ενέργειας, καθιστά τον χάλυβα ιδανικό υλικό για αντισεισμικές κατασκευές.
- Ευχέρεια διάνοιξης οπών για τη διέλευση καναλιών κλιματισμού και άλλων ηλεκτρομηχανολογικών εγκαταστάσεων

 Άλλα πλεονεκτήματα του χάλυβα είναι: η δυνατότητα επαναχρησιμοποίησής του, η ευκολία ενίσχυσης υπαρχουσών κατασκευών, η ευκολία στην τυποποίηση και την προκατασκευή κλπ.



Σχ.1.1. Η ολκιμότητα του χάλυβα

Στα μειονεκτήματα του χάλυβα συγκαταλέγονται:

- Η ευαισθησία σε υψηλές θερμοκρασίες (οι θερμοκρασίες που αναπτύσσονται σε περίπτωση πυρκαγιάς, προκαλούν έντονη απομείωση της αντοχής του χάλυβα) και η ανάγκη λήψης μέτρων πυροπροστασίας.
- Η ευαισθησία σε φαινόμενα αστάθειας (η οποία οδηγεί σε αναγκαία αύξηση του υλικού που θα χρησιμοποιηθεί σε θλιβόμενα στοιχεία, για να αποτραπεί το φαινόμενο του λυγισμού)
- Η ευαισθησία έναντι κόπωσης (σε περίπτωση μεγάλου αριθμού κύκλων επαναλαμβανόμενης φόρτισης) κλπ.

Η χρήση του χάλυβα ως δομικό υλικό ξεκίνησε τον 19° αιώνα στις γέφυρες, τις στεγάσεις χώρων και τα μονώροφα υπόστεγα, όμως εφαρμογές σε κτίρια άρχισαν στις αρχές του 20<sup>ου</sup> αιώνα στις ΗΠΑ. Ο μεταλλικός φέρων οργανισμός αποτέλεσε τη βέλτιστη επιλογή καθώς προσέφερε ευελιξία και ταχύτητα ανέγερσης, γεγονός που του επέτρεψε να ανταπεξέλθει στην απαίτηση για καθ' ύψος ανάπτυξης των κτιρίων και τη συντόμευση του χρόνου κατασκευής που προήλθε από τον τεράστιο όγκο των οικοδομικών εργασιών, λόγω της ταχείας βιομηχανικής ανάπτυξης των μεσοδυτικών Πολιτειών και τις αυξημένες ανάγκες για γραφεία, καταστήματα και χώρους αποθήκευσης.

Οι σημερινές μεταλλικές κατασκευές διακρίνονται για την αρχιτεκτονική της πολυμορφία, τα μεγάλα ανοίγματα, το φυσικό φωτισμό, τη σύνθεση των χρωμάτων, την πολυμορφικότητα των προσόψεων, τα υαλοστάσια και γενικώς την εντύπωση που δίνουν ως σύγχρονες καλαίσθητες κατασκευές. Βασικότερες εφαρμογές αποτελούν κτίρια γραφείων, τράπεζες, στάδια (βλ. Εικόνα 1.1.), ξενοδοχεία, πολυκαταστήματα,

πολυώροφα γκαράζ κλπ. Οι λόγοι ανάπτυξης των κτιρίων από μεταλλικό φέροντα οργανισμό είναι σταθεροί διεθνώς. Σημαντικότεροι είναι: η ταχύτητα κατασκευής, η δυνατότητα επίτευξης μεγάλων ανοιγμάτων, η μορφολογική ελευθερία, η αντισεισμικότητα και η ανθεκτικότητα στο χρόνο.



Εικόνα 1.1. Κατασκευή του Olympic Baku Stadium

### 1.2.Σύνθετα Υποστυλώματα

Η ποικιλία των υφιστάμενων διατομών από πρότυπα ελάσματα είναι αδιαμφισβήτητη αλλά σε ορισμένες ειδικές περιπτώσεις οι αυξημένες απαιτήσεις της μελέτης καθιστούν αναγκαία το σχηματισμό σύνθετων διατομών.

Αυτό μπορεί να γίνει όταν προβλέπονται διατομές με μεγάλη φέρουσα ικανότητα, οι οποίες δεν συμπεριλαμβάνονται μεταξύ των πρότυπων διατομών του εμπορίου. Η κατασκευή αυτών των σύνθετων διατομών γίνεται μέσω συγκόλλησης, ήλωσης ή κοχλίωσης.

Οι διατομές αυτές συνδυάζουν μεγάλη φέρουσα ικανότητα με πολύ μικρό ίδιο βάρος. Οι σύνθετες διατομές, είτε είναι στέρεες (ολόσωμες) διατομές χωρίς ανοίγματα, είτε αποτελούνται από δύο ή περισσότερα πρότυπα ελάσματα (πολυμελείς διατομές), συνδεόμενα μεταξύ τους μέσω ράβδων δικτυωτής σύνδεσης ή λεπίδων σύνδεσης. Σύνθετες διατομές μορφώνονται και μέσω ελασμάτων σχηματιζόμενα από διάτρητες πλάκες επικάλυψης. Στην περίπτωση των σύνθετων υποστυλωμάτων με πολυμελείς διατομές οι πρότυπες διατομές είναι συνήθως διατομές U, διατομές I ή γωνιακά L.

Στην περίπτωση υποστυλωμάτων από στέρεες σύνθετες διατομές κατά τον υπολογισμό των γεωμετρικών ιδιοτήτων της διατομής και των επιτρεπόμενων φορτίων λαμβάνεται υπ'όψιν ολόκληρη η διατομή ενώ στην περίπτωση των πολυμελών σύνθετων διατομών οι ράβδοι δικτύωσης (βλ. Εικόνα 1.2.) και οι λεπίδες σύνδεσης δεν λαμβάνονται υπ'όψιν. Στα υποστυλώματα με διάτρητες πλάκες επικάλυψης λαμβάνεται υπ'όψιν μόνο η καθαρή διατομή των πλακών επικάλυψης.



Εικόνα 1.2. Σύνθετο υποστύλωμα με χιαστί δικτύωση

Τα υποστυλώματα με σύνθετη διατομή με ανοίγματα έχουν τελείως διαφορετική συμπεριφορά συγκριτικά μ 'ένα υποστύλωμα στέρεας διατομής. Η επιρροή της διατμητικής παραμόρφωσης στο βέλος κάμψης καθώς και τον ενδεχόμενο πρόωρο τοπικό λυγισμό σε κάποιο από τα επιμέρους στοιχεία της διατομής δε γίνεται να αγνοηθεί. Στην περίπτωση των στέρεων διατομών η διατμητική επιρροή αμελείται. Αντίθετα, στην μελέτη σύνθετων υποστυλωμάτων με ανοίγματα επηρεάζεται ο υπολογισμός του κρίσιμου φορτίου λυγισμού.

Υπενθυμίζεται ότι η διατμητική επιρροή στο βέλος κάμψης στην περίπτωση στέρεας διατομής είναι εν γένει, αμελητέα. Αντιθέτως, όπως εκτίθεται κατωτέρω, η επιρροή αυτή είναι σημαντική κατά τον υπολογισμό του κρίσιμου φορτίου σύνθετων υποστυλωμάτων με ανοίγματα. Για την ευκολότερη κατανόηση του προβλήματος θα ακολουθήσει παράδειγμα καθορισμού του κρίσιμου φορτίου λυγισμού ενός αμφιέρειστου υποστυλώματος στέρεας διατομής, λαμβάνοντας υπ'όψιν την επιρροή της διάτμησης στο βέλος κάμψης.

### 1.2.1. Πολυμελείς διατομές με ράβδους δικτυωτής σύνδεσης

Για τον υπολογισμό του κρίσιμου φορτίου υποστυλωμάτων αυτή της μορφής θα ακολουθηθεί η μέθοδος των *Timoshenko* και *Gere*, η οποία οδηγεί στον τύπο που κατέληξε ο *Engesser*. Η μέθοδος αυτή βασίζεται στην θεωρία λυγισμού υποστυλωμάτων στέρεας διατομής κατά την οποία λαμβάνεται υπ'όψιν η επιρροή της διάτμησης.

Από το σχήμα 1.2. παρατηρούμε ότι η σύνθετη διμελής διατομή του αμφιαρθρωτού υποστυλώματος αποτελείται από δύο πρότυπα ελάσματα μορφής *C* (τα οποία φέρουν το αξονικό φορτίο), συνδεόμενα μεταξύ τους μέσω ράβδων πληρώσεως (δικτύωσης *N*). Η συμβολή των ράβδων πλήρωσης (ορθοστάτη και διαγωνίου) για την ανάληψη του αξονικού φορτίου θεωρείται αμελητέα, λόγω του πολύ μικρού εμβαδού της διατομής τους σε σύγκριση με τη διατομή των πρότυπων ελασμάτων των πελμάτων.



Σχ.1.2. Σύνθετη διατομή από πρότυπα ελάσματα συνδεόμενα μέσω ράβδων δικτύωσης

Η προσεγγιστική μέθοδος που θα ακολουθήσουμε βασίζεται στις παρακάτω παραδοχές:

- Ο αριθμός των ίσων φατνωμάτων ανοίγματος *a* και ύψους *h*<sub>0</sub> πρέπει να είναι πρακτικώς μεγαλύτερος του τέσσερα, ώστε η παρακάτω προσεγγιστική μέθοδος να δίνει ικανοποιητικής ακρίβειας αποτελέσματα.
- Τα σημεία συνάντησης ράβδων πλήρωσης και πελμάτων θεωρούνται αρθρώσεις, αμελουμένης της επιρροής της συνέχεια των πρότυπων ελασμάτων των πελμάτων στους κόμβους του δικτυώματος. Αυτό οδηγεί σε υπερεκτίμηση της επιρροής της διάτμησης, η οποία είναι υπέρ της ασφάλειας, επειδή μειώνει το κρίσιμο φορτίο.

Είναι φανερό ότι η διμελής αυτή διατομή κατά την κάμψη του υποστυλώματος (λόγω λυγισμού) με ροπή M(z)=Nw λειτουργεί ως ενιαία σύνθετη διατομή, η δε αναπτυσσόμενη διατμητική παραμόρφωση αναλαμβάνεται από τις ράβδους πλήρωσης.

Στην περίπτωση που το υποστύλωμα έχει ένα επαρκώς μεγάλο αριθμό φατνωμάτων μπορούμε να προσαρμόσουμε την εξίσωση (1.12), που δίνει το κρίσιμο φορτίο υποστυλωμάτων στέρεας διατομής, στην περίπτωση υπολογισμού του κρίσιμου φορτίου σύνθετου υποστυλώματος.

Τότε έχουμε:

$$N_{cr} = \frac{N_E}{1 + \frac{N_E}{S_v}} \tag{1.13}$$

όπου η ποσότητα η  $I/S_{\nu}$  του δικτυωτού υποστυλώματος αντιστοιχεί στο λόγο  $\frac{1}{K'AG}$  της στέρεας διατομής. Δηλαδή, η ποσότητα  $I/S_{\nu}$ , αν πολλαπλασιαστεί με την κάθετη στον παραμορφωμένο άξονα τέμνουσα δύναμη Q ( $Q = Nsinw' \approx Nw'$ ), τότε λόγω των τύπων (1.4) και (1.5) δίνει τη πρόσθετη γωνία γ (γωνιακή παραμόρφωση) της ελαστικής γραμμής λόγω διάτμησης. Άρα:

$$\gamma = \frac{Q}{S_{\nu}} \tag{1.14}$$

Για τον προσδιορισμό της ποσότητας  $1/S_{\nu}$  πρέπει να υπολογίσουμε το βέλος από διάτμηση (που συνδέεται με την τέμνουσα δύναμη Q), το οποίο αναπτύσσεται λόγω μεταβολής του μήκους των ράβδων πλήρωσης. Κατά τον υπολογισμό του βέλους που αναπτύσσεται μόνο λόγω κάμψης, ούτε η τέμνουσα δύναμη Q, ούτε οι παραμορφώσεις των ράβδων πλήρωσης λαμβάνονται υπ'όψιν.

Η κλίση λόγω διατμητικής παραμόρφωσης ενός φατνώματος αποτελείται από δύο μέρη, δηλαδή:

$$\gamma = \gamma_1 + \gamma_2 \tag{1.15}$$

Όπου  $\gamma_1$  είναι η γωνιακή παραμόρφωση λόγω μεταβολής του μήκους *d* της διαγωνίου ράβδου, ενώ αμφότεροι οι ορθοστάτες δεν εντείνονται. Η γωνιακή παραμόρφωση  $\gamma_2$ οφείλεται στην μεταβολή του μήκους  $h_0$  του ορθοστάτη. Η επιμήκυνση της διαγωνίου ράβδου, που εφελκύεται με δύναμη  $Q/cos \varphi$ , δίνεται από τη σχέση:

$$\delta_1 \cos \varphi = \frac{Q}{\cos \varphi} \frac{d}{A_d E} = \frac{Qa}{A_d E \cos \varphi \sin \varphi}$$
(1.16)

και συνεπώς:

$$\gamma_1 = \frac{\delta_1}{\alpha} = \frac{Q}{A_d E} \frac{1}{\cos^2 \varphi \sin \varphi}$$
(1.17)

Όπου  $\varphi$  η κλίση της διαγωνίου ράβδου και  $A_d$  το εμβαδό της διατομής των δύο διαγωνίων ράβδων, βρισκόμενη στις δύο αντίστοιχες όψεις του υποστυλώματος.

Η γωνιακή παραμόρφωση γ<sub>2</sub>, λόγω μεταβολής του μήκους της οριζόντιας ράβδου, υπολογίζεται από τη σχέση:

$$\gamma_2 = \frac{\delta_2}{\alpha} = \frac{Q}{A_v E} \frac{1}{\tan \varphi}$$
(1.18)

Όπου  $A_h$  το εμβαδό της διατομής των δύο ορθοστατών, στις αντίστοιχες όψεις του υποστυλώματος.

Συνδυάζοντας τις σχέσεις (1.14), (1.15), (1.17) και (1.18), βρίσκουμε:

$$\frac{1}{S_v} = \frac{1}{A_d E \cos^2 \varphi \sin \varphi} + \frac{1}{A_v E \tan \varphi}$$

(1.20)

Συνδυάζοντας τις σχέσεις (1.13) και (1.20) καταλήγουμε στον ακόλουθο τύπο για το κρίσιμο φορτίο λυγισμού (στον οποίο κατάληξε και ο *Engesser* με διαφορετικό τρόπο):

$$N_{cr} = \frac{N_E}{1 + N_E \left(\frac{1}{A_d E \cos^2 \varphi \sin \varphi} + \frac{1}{A_\nu E \tan \varphi}\right)}$$
(1.21)

Όπου  $N_E = \pi^2 E I/l^2$  είναι το κρίσιμο φορτίο (ολόκληρου) του υποστυλώματος, όταν υπολογίζεται ως υποστύλωμα στέρεας διατομής. Εάν η δικτυωτή σύνδεση ήταν τελείως άκαμπτη, τότε  $A_d = A_h = \infty$  και συνεπώς από (1.21),  $N_{cr} = N_E$ .

Αμελώντας την καμπτική αντίσταση των πελμάτων, η ροπή αδρανείας I ισούται με  $A_{ch}ho^2/2$ , όπου  $A_{ch}$  το εμβαδόν του ενός πρότυπου ελάσματος,  $h_0$  η απόσταση των κέντρων βάρους των πελμάτων, όπως φαίνεται στο σχήμα 1.3., και  $I_{ch}$  η ροπή αδρανείας του πέλματος ως προς τον ασθενή του άξονα (κεντροβαρικό άξονα, παράλληλο ως προς y-y). Στην περίπτωση που η καμπτική αντίσταση των πελμάτων δεν αμεληθεί, τότε λόγω της επιρροής της συνέχειας των πελμάτων πρέπει να τεθεί:



Σχ.1.3. Σύνθετη διατομή από δύο πρότυπα ελάσματα μορφής U

$$I = I_{y} = \frac{A_{ch}h_{0}^{2}}{2} + 2I_{ch}$$
(1.22)

Στις περισσότερες περιπτώσεις η ροπή αδρανείας,  $I_{ch}$ , είναι πολύ μικρότερο από τον όρο  $A_{ch}h_0^2/2$  και αμελείται.

Από τους τύπους (1.21) και (1.22) συμπεραίνουμε ότι, ένα δικτυωτό υποστύλωμα έχει μικρότερη φέρουσα ικανότητα από το αντίστοιχο υποστύλωμα στέρεας διατομής με την ίδια ροπή αδρανείας, αλλά μπορεί να είναι οικονομικότερο λόγω μικρότερης ποσότητας υλικού.



Σχ.1.4. Διάφορες μορφές δικτύωσης

Ο τύπος (1.21) μπορεί να γενικευτεί και να ισχύει για κάθε μορφή διάταξης. Στην περίπτωση δύο διαγωνίων ράβδων σε κάθε φάτνωμα σε διάταξη X (σχήμα 1.4-α,β), η μία διαγώνιος εφελκύεται και η άλλη θλίβεται. Επίσης, στην πρώτη διάταξη, οι οριζόντιες ράβδοι πρακτικώς δεν συμμετέχουν στην ανάληψη της τέμνουσας δύναμης και συνεπώς το υποστύλωμα αυτής της μορφής είναι ισοδύναμο με το υποστύλωμα της δεύτερης διάταξης, γεγονός που καθιστά την πρώτη διάταξη μη συμφέρουσα. Το κρίσιμο φορτίο λυγισμού προκύπτει ως εξής:

$$N_{cr} = \frac{N_E}{1 + N_E (\frac{1}{A_d E \cos^2 \varphi \sin \varphi})}$$
(1.23)

Όπου A<sub>d</sub> παριστά το εμβαδό της διατομής και των τεσσάρων διαγωνίων (δύο σε κάθε πλευρά του υποστυλώματος).

Ο ανωτέρω τύπος ισχύει και για το υποστύλωμα της μορφής του σχήμα 1.4-γ, όπου όμως το A<sub>d</sub> είναι τώρα το εμβαδόν των δύο διαγωνίων. Η χρήση όμως αυτή είναι ασύμφορη, λόγω της αμελητέας προσφοράς του ορθοστάτη. Τέλος, ο ανωτέρω τύπος μπορεί να χρησιμοποιηθεί και στην περίπτωση υποστυλώματος με ράβδους δικτύωσης διάταξης V, όπου Ad το εμβαδόν της διατομής δύο διαγωνίων, μία σε κάθε όψη του υποστυλώματος. Στη περίπτωση αυτή η γωνία φ μετριέται όπως φαίνεται στο σχήμα 1.4-δ.

### 1.2.2.Πολυμελή υποστυλώματα με λεπίδες σύνδεσης

Η εξαγωγή του κρίσιμου φορτίου λυγισμού ενός αμφιαρθρωτού υποστυλώματος με λεπίδες σύνδεσης ακολουθεί την ίδια συλλογιστική με αυτή που χρησιμοποιήθηκε προηγουμένως. Το υποστύλωμα αυτό, χωρισμένο μέσω των οριζόντιων λεπίδων σε φατνώματα, αποτελεί ενά κλειστό γραμμικό φορέα μορφής Vierendeel μεγάλης στατικής αοριστίας, του οποίου η ακριβής ανάλυση είναι δυσχερής. Εν αντιθέσει με ό,τι ισχύει στα δικτυωτά υποστυλώματα, στα υποστυλώματα αυτής της δικτύωσης τα πέλματα αναλαμβάνουν εκτός της αξονικής δύναμης και την τέμνουσα, η οποία μεταβιβάζεται από φάτνωμα σε φάτνωμα μέσω των λεπίδων σύνδεσης. Από στατική ανάλυση του φορέα συμπεραίνουμε ότι οι ροπές κάμψης στα μέσα των πελμάτων είναι προσεγγιστικά μηδενικές, όπως επίσης και στις οριζόντιες λεπίδες σύνδεσης. Απλοποιητικά, μπορούμε να θεωρήσουμε το συγκεκριμένο υπερστατικό σύστημα ως ισοστατικό με την τοποθέτηση αρθρώσεων στα μέσα των οριζόντιων λεπίδων και στα πέλματα κάθε φατνώματος, σύμφωνα με την προσεγγιστική μέθοδο του Bleich, όπως φαίνεται και στο σχήμα 1.5.



Σχ.1.5. Παραμόρφωση λόγω διάτμησης από μέσο σε μέσο φατνώματος

Ακολουθώντας τη μέθοδο των Timoshenko και Gere και υπολογίζοντας τα παρακάτω μεγέθη: δ-σχετική μετάθεση των άκρων κάθε πέλματος από το μέσο του φατνώματος μέχρι το μέσο της λεπίδας, το βέλος  $\delta_{1}$ - το βέλος λόγω κάμψης της λεπίδας, το βέλος  $\delta_{2}$ - το βέλος λόγω κάμψης των πελμάτων και θεωρώντας:  $S_{\nu}$ - τη διατμητική δυσκαμψία του σύνθετου υποστυλώματος με λεπίδες σύνδεσης,  $h_0$ - την απόσταση των κέντρων βάρους των πρότυπων διατομών των ελασμάτων και  $EI_b$ - την καμπτική δυσκαμψία των δύο οριζόντιων λεπίδων καταλήγουμε στις δύο παρακάτω σχέσεις για το κρίσιμο φορτίο:

$$N_{cr} = \frac{N_E}{1 + N_E (\frac{a^2 h_0^2}{12EI_b} + \frac{a^2}{24EI_{ch}})}$$
(1.24)

$$N_{cr} = \frac{N_E}{1 + N_E (\frac{a^2 h_0^2}{12EI_b} + \frac{a^2}{24EI_{ch}} + \frac{a}{h_0 K' A_b G})}$$
(1.25)

Όπου  $A_b$  το εμβαδό των δύο λεπίδων. Ο τύπος 1.25 μπορεί να απλοποιηθεί επειδή οι όροι  $ah_0/12EI_b$  και  $a/h_0K'A_bG$  είναι αμελητέοι σε σύγκριση με τον όρο  $a^2/24EI_{cb}$ 

$$N_{cr} = \frac{N_E}{1 + N_E \frac{a^2}{24EI_{ch}}}$$
(1.26)

1.2.1.1.Η διατμητική επιρροή σε υποστύλωμα στέρεας (μονομελούς) διατομής

Κατά την εξαγωγή του τύπου ο οποίος δίνει το κρίσιμο φορτίο λυγισμού του υποστυλώματος *Euler* προσμετρήθηκε μόνο το έργο από κάμψη κατά την μετάβαση από την ευθύγραμμη (ασταθή) μορφή ισορροπίας στην καμπυλωμένη (ευσταθή) μορφή ισορροπίας.

Η διαφορική εξίσωση ισορροπίας ενός αξονικώς θλιβόμενου υποστυλώματος στην παραμορφωμένη κατάσταση, από την οποία υπολογίζεται το κρίσιμο φορτίο, αμελουμένης της διατμητικής επιρροής, είναι:

$$w'' + \frac{N}{EI}w = 0 \tag{1.1}$$

Η λύση της διαφορικής εξίσωσης δίνει το κρίσιμο φορτίο του Euler:

$$N_E = \frac{\pi^2 EI}{(KL)^2}$$

Στην περίπτωση όπου το μήκος l των υποστυλωμάτων δεν είναι πολλές φορές μεγαλύτερο του ύψους h της διατομής (π.χ. αν l < 10h) τότε το πρόσθετο βέλος που προκαλείται από την ανάπτυξη διατμητικών τάσεων κατά τον καμπτικό λυγισμό δεν δύναται να αμεληθεί. Σε αυτή την περίπτωση η ανωτέρω διαφορική εξίσωση πρέπει να τροποποιηθεί

Η τέμνουσα δύναμη, που αναπτύσσεται μετά τον λυγισμό του υποστυλώματος και ενεργεί σε διατομές κάθετες προς τον παραμορφωμένο άξονα όπως φαίνεται και στο σχήμα 1.6. ισούται με:

$$Q = Nsinw' \approx Nw', \tag{1.2}$$

ενώ η αξονική δύναμη είναι ίση με:

$$N' = N \cos w' \approx N \tag{1.3}$$

όπου  $w' = \frac{dw}{dz}$ είναι η κλίση της ελαστικής γραμμής.







Σχ.1.7. Βέλος κάμψης dwb και βέλος διάτμησης dws σε στοιχειώδες τμήμα

Το σχετικό βέλος κάμψης μεταξύ δύο διατομών, οι οποίες απέχουν κατά  $d_z$ , είναι άθροισμα του βέλους  $d_{wB}$ , λόγω έργου ροπών, και του πρόσθετου βέλους  $d_{ws}$ , λόγω έργου διατμητικών τάσεων. Η κλίση της ελαστικής γραμμής λόγω διατμητικών τάσεων, η οποία είναι η γωνιακή ή διατμητική παραμόρφωση, δίνεται από τη σχέση:

$$w'_s = \gamma = \frac{\tau}{G} \tag{1.4}$$

όπου G είναι το μέτρο διάτμησης (ή εγκάρσιας ολίσθησης), τ η μέση διατμητική τάση υπολογιζόμενη από τη σχέση:

$$\tau = \frac{Q}{K'A} \tag{1.5}$$

Όπου A και K' είναι το εμβαδόν της διατομής του υποστυλώματος και ο συντελεστής σχήματος της διατομής αντίστοιχα. Επίσης, ο συντελεστής σχήματος είναι γνωστός και ως συντελεστής διάτμησης του Timoshenko. Στον πίνακα 1.1. παρακάτω δίνονται ακριβείς τιμές του συντελεστή σύμφωνα με τον Cowper (εφαρμόζοντας τη μαθηματική θεωρία ελαστικότητας).



Πίνακας 1.1. Τιμές διατμητικού συντελεστή διάφορων διατομών

Συνεπώς συνδυάζοντας τις σχέσεις παίρνουμε

$$w'_{s} = \frac{N}{K'AG} w'' \tag{1.6}$$

Η ροπή κάμψης, που οφείλεται μόνο στην κάμψη, συνδέεται με την καμπυλότητα μέσω της σχέσης:

$$M(z) = -EIw_B^{\prime\prime} \tag{1.7}$$

Δεδομένου ότι η εξωτερική ροπή ισούται με M(z)=Nw, η τελευταία σχέση οδηγεί στην εξίσωση:

$$EIw_B'' = -Nw \tag{1.8}$$

Η συνολική καμπυλότητα προκύπτει ως εξής:

$$w'' = w_B'' + w_s'' \tag{1.9}$$

Επομένως προκύπτει:

$$w" + \frac{N}{EI(1 - \frac{N}{K'AG})}w = 0 \tag{1.10}$$

Παρατηρώντας τις σχέσεις (1.1) και (1.8) διαπιστώνουμε ότι η μόνη διαφορά μεταξύ των δύο σχέσεων είναι ο παράγοντας  $1/(1 - \frac{N}{K'AG})$ , στο συντελεστή του βέλους w. Επειδή ο παράγοντας αυτός δεν είναι συναρτήση του βέλους w, η μορφή της μαθηματικής λύσης του συγκεκριμένου προβλήματος λυγισμού δεν μεταβάλλεται. Ακολουθώντας τη γνωστή διαδικασία προσδιορισμού του κρίσιμου φορτίου βρίσκουμε ότι καθώς το φορτίο αυξάνει, το υποστύλωμα λυγίζει, όταν ο συντελεστής του w γίνει ίσος με:  $\frac{\pi^2}{I^2}$ .

Άρα, έχουμε: 
$$\frac{N_{cr}}{EI(1-\frac{N_{cr}}{K'AG})} = \frac{\pi^2}{l^2}$$
(1.11)

Και επιλύοντας την (1.11) ως προς N<sub>cr</sub> προκύπτει:

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{l^2} \frac{1}{1 + \frac{\pi^2 EI}{K' A G l^2}}$$
(1.12)

αν θέσουμε:  $N_E = \frac{\pi^2 E I}{l^2}$ 

$$N_{cr} = \frac{N_E}{1 + \frac{N_E}{K'AG}}$$
(1.13)

τότε:

Από τον τελευταίο τύπο παρατηρούμε ότι η επιρροή της διάτμησης έχει ως αποτέλεσμα την μείωση του κρίσιμου φορτίου κατά τον παράγοντα:  $1/(1 + \frac{N_E}{K'AG})$ 

και γνωρίζοντας ότι 
$$\frac{E}{G} = 2(1 + \nu), \ \lambda^2 = \frac{Al^2}{I},$$

έχουμε:

$$\frac{N_{cr}}{N_E} = \frac{1}{1 + \frac{2(1+\nu)\pi^2}{K'\lambda^2}}$$
(1.14)

Θέτοντας v=0,30 που είναι δεδομένο για όλους τους δομικούς χάλυβες και  $\lambda=50$ (που αντιστοιχεί σε υποστυλώματα, που λυγίζουν λόγω πλαστικού και όχι ελαστικού λυγισμού) καθώς και K' = 0,53 που αντιστοιχεί σε λεπτότοιχη σωληνωτή διατομή, προκύπτει:  $\frac{N_{cr}}{N_{F}} = 0,981$ 

Το οποίο δηλώνει ότι η διατμητική επιρροή προκαλεί μείωση του κρίσιμου φορτίου υποστυλωμάτων με στέρεα διατομή μικρότερη του 5%.

#### 1.2.1.2.Η διατμητική επιρροή σε υποστυλώματα πολυμελούς διατομής

Η συμβολή της διατμητικής επιρροής στο συνολικό βέλος και κατ' επέκταση στο κρίσιμο φορτίο ενός θλιβόμενου υποστυλώματος, του οποίου η διατομή συνίσταται από δύο ή περισσότερα πρότυπα ελάσματα (συνδεόμενα είτε με ράβδους δικτύωσης, είτε με οριζόντιες λεπίδες σύνδεσης) δεν γίνεται να αμεληθεί, σε αντίθεση με ό,τι ίσχυε για τις στέρεες διατομές. Η μείωση της φέρουσας ικανότητας λόγω διάτμησης των σύνθετων υποστυλώματων εξαρτάται από τις διαστάσεις, τις μεταξύ των πελμάτων αποστάσεις και τον τρόπο διάταξης των ράβδων ή λεπίδων δικτύωσης. Τα πρότυπα ελάσματα παίζουν τον ρόλο του άνω-κάτω πέλματος και οι ράβδοι δικτύωσης, Συνεπώς, τα πρότυπα ελάσματα παραλαμβάνουν κυρίως διάτμηση.

Αστοχίες θλιβόμενων υποστυλωμάτων σύνθετης διατομής αποτέλεσαν αφορμή για εκτεταμένες θεωρητικές και πειραματικές έρευνες. Ο Engesser, αρχικά το 1889 και αργότερα το 1909, δημοσίευσε τις πρώτες θεωρητικές έρευνες πάνω στο πρόβλημα. Στα επόμενα χρόνια δημοσιεύτηκαν αρκετές μελέτες και από άλλους ερευνητές όπως: ο Man (μελέτη που αφορούσε τον λυγισμό πολυμελών υποστυλωμάτων με οριζόντιες λεπίδες σύνδεσης θεωρώντας το υποστύλωμα ως πλαισιωτή κατασκευή τύπου Vierendeel), οι Ljungberg (1922) και οι Mises και Ratzersdorfer (1925), οι οποίοι μελέτησαν τον λυγισμό σύνθετων υποστυλωμάτων με ράβδους δικτυωτής σύνδεσης ως τριγωνικά δικτυώματα, ο Wentzel (1929) και τέλος ο Chwalla.

Χαρακτηριστικό όλων των ανωτέρω μελετών είναι ότι ουσιαστικά δεν πρόσφεραν κάτι παραπάνω από το πρωτοποριακό έργο του Engesser, τα αποτελέσματα του οποίου επαλήθευσαν. Συνεπώς, οι τύποι του Engesser μπορούν να χρησιμοποιηθούν καθώς εξασφαλίζουν επαρκή ακρίβεια. Κατά την μελέτη σύνθετων υποστυλωμάτων πρέπει να ερευνηθεί το ενδεχόμενο τοπικού λυγισμού των πελμάτων ή τοπικής αστοχίας των στοιχείων σύνδεσης, που μπορεί να εκδηλωθεί πριν το υποστύλωμα να εξαντλήσει τη φέρουσα ικανότητά του.

#### 1.2.1.3.Τοπική αστοχία υποστυλωμάτων πολυμελών διατομών

Ένα υποστύλωμα πολυμελούς διατομής αποτελεί ένα φορέα ο οποίος αστοχεί, αν οποιοδήποτε μέλος του αρχίσει να διαρρέει (τοπικά) πριν το εξωτερικό φορτίο του φτάσει την κρίσιμη τιμή του, N<sub>cr</sub>, για την οποία σχεδιάστηκε. Είναι αναγκαίο, λοιπόν να ληφθεί μέριμνα, ώστε να αποφευχθεί πρόωρη αστοχία του υποστυλώματος

οφειλόμενη σε τοπική αστοχία οποιουδήποτε μέλους του. Η βασική λειτουργία των ράβδων πλήρωσης και των λεπίδων σύνδεσης ενός υποστυλώματος πολυμελούς διατομής είναι η ανάληψη των αναπτυσσόμενων τεμνουσών δυνάμεων, όταν το υποστύλωμα κάμπτεται λόγω λυγισμό, υποβαλλόμενο σε φορτίο N<sub>cr</sub>. Η τοπική αστοχία πολυμελών υποστυλωμάτων συμβαίνει πάντα πριν ή σε ιδανικές περιπτώσεις, ταυτόχρονα με την καθολική αστοχία του φορέα.

Επομένως, για μία οικονομική σχεδίαση πρέπει οι αντοχές των μελών να είναι παραπλήσιες των φορτίων που θα αναλάβει ο φορέας έτσι ώστε να επέρχεται αστοχία κοντά στη φέρουσα ικανότητα του υποστυλώματος. Συνεπώς, ένας ασφαλής σχεδιασμός των ράβδων πλήρωσης και των λεπίδων σύνδεσης βασίζεται σ' ένα λογικό κριτήριο για το μέγεθος της τέμνουσας δύναμης.

Οι βασικοί παράγοντες που επηρεάζουν το μέγεθος του προβλήματος της τοπικής αστοχίας είναι:

- Η λυγηρότητα των μελών σε σχέση με τη λυγηρότητα του φορέα. Πρέπει δηλαδή τα μέλη να σχεδιάζονται ώστε να μη λυγίζουν, πριν λυγίσει καθολικά ο φορέας. Για παράδειγμα, για καθολικό φορτίο λυγισμού N<sub>cr</sub>, ενός σύνθετου υποστυλώματος με 2 πέλματα, πρέπει το κάθε πέλμα να φέρει με ασφάλεια φορτίο ίσο με N<sub>cr</sub>/2 χωρίς να λυγίσει στο μηκος του ενός φατνώματος. Το ίδιο ισχύει και για τα μέσα σύνδεσης.
- Η εκκεντρότητα της φόρτισης στα άκρα του υποστυλώματος. Λόγω της έκκεντρης δύναμης το υποστύλωμα κάμπτεται, με αποτέλεσμα κάποια μέλη του να επιβαρύνονται, αποτελώντας και τα κρίσιμα στοιχεία για τοπική αστοχία και άλλα να ελαφρύνονται. Εγκάρσια φόρτιση προκαλεί ίδια αποτελέσματα.
- Το μέγεθος των κατασκευαστικών ατελειών. Οι κατασκευαστικές ατέλειες λειτουργούν όπως μία έκκεντρη ή εγκάρσια φόρτιση, δηλαδή προκαλούν καμπτικές ροπές στο υποστύλωμα.

Μία άλλη προσέγγιση περιλαμβάνει τη χρήση αρχικών ατελειών (είτε λόγω έκκεντρης φόρτισης, είτε λόγω αρχικής καμπυλότητας του υποστυλώματος). Υπολογίζοντας τις λεπίδες και τις ράβδους πλήρωσης με βάσει την μέγιστη τέμνουσα δύναμη, η οποία είναι προσδιορίσιμη στην περίπτωση μοντέλου με αρχικές ατέλειες, τα στοιχεία αυτά θα διαρρεύσουν συγχρόνως με τις ακραίες ίνες του ανωτέρου πέλματος. Έτσι, συνηθίζεται η μελέτη αυτών των δευτερευόντων στοιχείων να χρησιμοποιεί την παραδοχή ότι μπορούν να αναλάβουν την τέμνουσα δύναμη που αναπτύσσεται όταν το βέλος κάμψης φτάσει εκείνο το μέγεθος κατά το οποίο το περισσότερο θλιβόμενο από τα δύο πέλματα του καμφθέντος υποστυλώματος αρχίσει να διαρρέει.

1.3.Ευρωπαϊκός Κανονισμός1.3.1.Θλιβόμενα μέλη πολυμελούς διατομήςΓενικά

 Θλιβόμενα μέλη πολυμελούς διατομής με αρθρώσεις στα άκρα, τα οποία στηρίζονται πλευρικά, πρέπει να σχεδιάζονται με το παρακάτω προσομοίωμα, σχ.1.8.

- Το μέλος μπορεί να θεωρείται ως υποστύλωμα με μία ατέλεια:  $e_0 = \frac{L}{500}$
- Οι ελαστικές παραμορφώσεις των ράβδων δικτύωσης ή των λεπίδων σύνδεσης, σχ.1.8., μπορούν να λαμβάνονται υπόψιν με μια συνεχή διατμητική δυσκαμψία S<sub>ν</sub> του υποστυλώματος
- 2. Το μοντέλο ενός θλιβόμενου μέλους σύνθετης διατομής εφαρμόζεται όταν:
  - Οι ράβδοι δικτύωσης ή οι λεπίδες σύνδεσης αποτελούνται από ίσα τμήματα με παράλληλα πέλματα
  - Ο ελάχιστος αριθμός τμημάτων ενός μέλους είναι τρία
- Η διαδικασία σχεδιασμού είναι εφαρμόσιμη σε μέλη σύνθετης διατομής με ράβδους δικτύωσης σε δύο διευθύνσεις.
- 4. Τα πέλματα μπορούν να είναι συμπαγή μέλη ή μπορεί τα ίδια να είναι δικτυωτά ή με λεπίδες σύνδεσης στο κατακόρυφο επίπεδο.
- 5. Πρέπει να εκτελούνται έλεγχοι για τα πέλματα χρησιμοποιώντας τις δυνάμεις σχεδιασμού των πελμάτων N<sub>ch,Ed</sub> από τις θλιπτικές δυνάμεις N<sub>Ed</sub> και τις ροπές M<sub>Ed</sub> στο μέσον του ανοίγματος του σύνθετου μέλους.
- 6. Για ένα μέλος με δύο ίδια πέλματα η δύναμη σχεδιασμού N<sub>ch,Ed</sub> θα πρέπει να καθορίζεται από:

$$N_{ch,Ed} = 0,5N_{Ed} + \frac{M_{Ed}h_0A_{ch}}{2I_{eff}}$$
  
Orav  $M_{Ed} = \frac{N_{Ed}e_0 + M_{Ed}^{I}}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr}} - \frac{N_{Ed}}{S_v}}$ 

 $N_{cr} = \frac{\pi^2 E I_{eff}}{L^2}$  το ενεργό κρίσιμο φορτίο του μέλους πολυμελούς διατομής

N<sub>Ed</sub> η τιμή σχεδιασμού της θλιπιτκής δύναμης του μέλους πολυμελούς διατομής

M<sub>Ed</sub> η τιμή σχεδιασμού της μέγιστης ροπής στο μέσον του μέλους πολυμελούς διατομής θεωρώντας επιδράσεις δεύτερης τάξης

*M<sup>I</sup><sub>Ed</sub>* η τιμή σχεδιασμού της μέγιστης ροπής στο μέσον του μέλους πολυμελούς διατομής χωρίς επιδράσεις δεύτερης τάξης

 $h_0$ η απόσταση μεταξύ των κέντρων βάρους των πελμάτων (βλ.σχήμα 1.8.)

*Ach* η επιφάνεια διατομής ενός πέλματος

*I*<sub>eff</sub> η ενεργός ροπή αδρανείας του μέλους πολυμελούς διατομής

*S<sub>ν</sub>* η διατμητική δυσκαμψία των δικτυωμάτων ή των τμημάτων με λεπίδες σύνδεσης, όπως υποδεικνυέται στο σχήμα 1.10.

7. Οι έλεγχοι για τις ράβδους δικτύωσης των δικτυωτών σύνθετων μελών ή για τις πλαισιακές ροπές και τέμνουσες δυνάμεις των τμημάτων με λεπίδες σύνδεσης, θα πρέπει να εκτελούνται για το άκρο του μέλους λαμβάνοντας υπόψιν τη διατμητική δύναμη:  $V_{Ed} = \pi \frac{M_{Ed}}{L}$ 



Σχ.1.8. Στύλοι πολυμελούς διατομής με ράβδους δικτύωσης και λεπίδες σύνδεσης



Σχ.1.9. Ράβδοι δικτύωσης στις τέσσερις πλευρές και μήκους λυγισμού Lch των πελμάτων



Σχ.1.10. Διατμητική δυσκαμψία των σύνθετων μελών με ράβδους δικτύωσης

### 1.3.2. Δικτυωτά θλιβόμενα μέλη

1.3.2.1.Αντοχή των τμημάτων των δικτυωτών θλιβομένων μελών

- 1. Τα πέλματα και τα διαγώνια στοιχεία που υπόκεινται σε θλίψη πρέπει να σχεδιάζονται για λυγισμό (δευτερεύουσες ροπές μπορούν να αγνοούνται)
- 2. Για τα πέλματα ο έλεγχος λυγισμού πρέπει να εκτελείται ως εξής:

 $\frac{N_{\scriptscriptstyle ch, Ed}}{N_{\scriptscriptstyle b, Rd}}$  ≤ 1.0 όπου

 $N_{ch,Ed}$ η θλιπτική δύναμη στο πέλμα στο μέσο του μήκους του μέλους σύνθετης διατομής σύμφωνα με το σχ

 $N_{b,Rd}$  η τιμή της αντοχής σε λυγισμό του πέλματος λαμβάνοντας το μήκος λυγισμού L<sub>ch</sub> από το σχήμα 1.9.

- 3. Η διατμητική δυσκαμψία S<sub>ν</sub> των διαγώνιων στοιχείων πρέπει να λαμβάνεται από το σχήμα 1.10.
- Η ενεργός ροπή αδρανείας των δικτυωτών μελών σύνθετης διατομής μπορεί να λαμβάνεται ως:

 $I_{eff} = 0.5 h_0^2 A_{ch}$ 

### <u>Κατασκευαστικές λεπτομέρειες</u>

 Απλά συστήματα δικτύωσης που βρίσκονται στις δύο αντικείμενες όψεις του μέλους σύνθετης διατομής με δύο παράλληλα δικτυώματα θα πρέπει να είναι αντίστοιχα συστήματα όπως φαίνεται στο σχήμα 1.11., τοποθετημένα έτσι ώστε το ένα να είναι η σκιά του άλλου.

- 2. Όταν τα σύστηματα δικτύωσης, στις δύο αντικείμενες όψεις ενός μέλους σύνθετης διατομής με δύο παράλληλα δικτυώματα, είναι αμοιβαία αναντίστοιχα, διατεταγμένα όπως φαίνεται στο σχ., πρέπει να λαμβάνονται υπόψιν οι προκύπτουσες στρεπτικές επιδράσεις στο μέλος.
- Πρέπει να προβλέπονται συνδετικά στοιχεία στα άκρα των δικτυωμάτων, σε σημεία όπου το δικτύωμα διακόπτεται και σε θέσεις σύνδεσης με άλλα μέλη.



Σx.1.11. Δικτυώματα στις αντικείμενες όψεις ενός μέλους σύνθετης διατομής με δύο επίπεδα δικτύωσης

1.3.3. Θλιβόμενα μέλη με λεπίδες σύνδεσης

1.3.3.1.Αντοχή των στοιχείων θλιβόμενων σύνθετων μελών με λεπίδες σύνδεσης

- Τα πέλματα, οι λεπίδες σύνδεσης και οι συνδέσεις τους με τα πέλματα πρέπει να ελέγχονται για τις πραγματικές ροπές και δυνάμεις σ'ένα ακραίο φάτνωμα και στο μέσο του μήκους τους όπως φαίνεται στο σχήμα 1.12. Σημείωση: για απλούστευση, οι μέγιστες δυνάμεις των πελμάτων N<sub>ch,Ed</sub> μπορούν να συνδυάζονται με τη μέγιστη διατμητική δύναμη V<sub>Ed</sub>
- 2. Η διατμητική δυσκαμψία S<sub>v</sub> πρέπει να λαμβάνεται ως εξής:

$$S_{v} = \frac{24EI_{ch}}{a^{2}(1 + \frac{2I_{ch}}{nI_{b}}\frac{h_{0}}{a})} \le \frac{2\pi^{2}EI_{ch}}{a^{2}}$$

3. Οι ενεργές ροπές αδρανείας των μελών σύνθετης διατομής με λεπίδες σύνδεσης μπορούν να λαμβάνονται ως:

 $I_{eff} = 0.5h_0^2 A_{ch} + 2\mu I_{ch}$ 

Όπου *I<sub>ch</sub>* η εντός επιπέδου ροπή αδρανείας ενός πέλματος

- *I*<sub>b</sub> η εντός επιπέδου ροπή αδρανείας μίας λεπίδας σύνδεσης
- μ ο συντελεστής αποδοτικότητας από τον Πίνακα 1.2.



Σχ.1.12. Ροπές και δυνάμεις σ 'ένα ακραίο τμήμα ενός σύνθετου μέλους με λεπίδες σύνδεσης

- 4. Πρέπει να προβλέπονται λεπίδες σύνδεσης σε κάθε άκρο ενός μέλους.
- 5. Όπου προβλέπονται παράλληλα επίπεδα λεπίδων σύνδεσης, οι λεπίδες σε κάθε επίπεδο πρέπει να τοποθετούνται αντικρυστά η μία στην άλλη.
- 6. Λεπίδες σύνδεσης πρέπει επίσης να προβλέπονται σε ενδιάμεσα σημεία, όπου εφαρμόζονται φορτία ή υπάρχει πλευρική στήριξη.

Κριτήριο	Συντελεστής αποδοτικότητας μ	
$\lambda \geq 150$	0	
75 < λ < 150	$\mu = 2 - \frac{\lambda}{75}$	
$\lambda \le 75$	1,0	
όπου $\lambda = \frac{L}{i_0}$ , $i_0 = \sqrt{\frac{I_1}{2A_{ch}}}$ , $I_1 = 0.5h_0^2A_{ch} + 2I_{ch}$		

Πίνακας 1.2. Συντελεστής αποτελεσματικότητας μ

### Κεφάλαιο 2: Διατομές Ψυχρής Έλασης από Δομικό Χάλυβα

Διατομές από χάλυβα παράγονται με τις διαδικασίες της θερμής και της ψυχρής έλασης. Οι χάλυβες θερμής έλασης έχουν ευρύτερη χρήση, κάτι όμως που σταδιακά αλλάζει καθώς τα τελευταία χρόνια έγινε αντιληπτό, ότι χαλύβδινες διατομές ψυχρής έλασης δύναται να αποτελέσουν στοιχεία και του φέροντος οργανισμού.

Κυριότερες εφαρμογές των διατομών ψυχρής έλασης είναι ως τεγίδες και μηκίδες, καθώς και ως στοιχεία επικάλυψης και πλαγιοκάλυψης. Οι δυνατότητες των επιφανειακών στοιχείων εκτείνονται από χαμηλού κόστους χαλυβδόφυλλα έως αρχιτεκτονικώς καλαίσθητα επίπεδα πετάσματα τύπου «σάντουιτς» για προσόψεις σημαντικών κτιρίων. Η διεθνώς μεγάλη ανάπτυξη των μεταλλικών κατασκευών από λεπτότοιχα στοιχεία ψυχρής έλασης συνδέεται στενά με την οικονομική παραγωγή επιστρωμένων χαλυβδορολλών, με μεταλλικές επιστρώσεις από ψευδάργυρο ή ψευδάργυρο/αλουμίνιο. Οι ρολλοί μορφώνονται εν ψυχρώ σε λεπτότοιχες διατομές, οι οποίες ονομάζονται και ελαφρές διατομές, διότι το πάχος τους είναι συνήθως μικρότερο από 3mm. Με τις νεότερες εξελίξεις είναι δυνατή η εν ψυχρώ διαμόρφωση διατομών πάχους μέχρι και 25mm. Επιπλέον, με τη ψυχρή έλαση είναι δυνατή η παραγωγή πολύ πιο σύνθετων διατομών σε σύγκριση με τις διατομές θερμής έλασης, όπως διατομές *I* και *U*.

Η χρήση λεπτότοιχων διατομών υψηλής αντοχής οδηγεί σε ειδικά προβλήματα υπολογισμού, τα οποία δεν απαντώνται κατά την μελέτη των συνήθων μεταλλικών κατασκευών. Η εμφάνιση προβλημάτων αστάθειας, ως αποτέλεσμα των μικρότερων αντοχών έναντι τοπικού και καθολικού λυγισμού, είναι πολύ πιο συχνή.

### 2.1.Διαδικασίες παραγωγής διατομών ψυχρής έλασης

Διατομές ψυχρής διαμόρφωσης παράγονται συνήθως με τη βοήθεια δύο διαδικασιών: εν ψυχρώ έλαση ή αναδίπλωση και συμπίεση.

Κατά την εν ψυχρώ έλαση, ένα συνεχές φύλλο οδηγείται δια μίας σειράς απέναντι διατεταγμένων ελάστρων (ράουλα), τα οποία δίνουν σταδιακά μέσω πλαστικής παραμόρφωσης στο χάλυβα την επιθυμητή μορφή. Κάθε ζεύγος ελάστρων προκαλεί μια συγκεκριμένη σταθερή παραμόρφωση. Κάθε ζεύγος ελάστρων ονομάζεται βαθμίδα και όσο συνθετότερη είναι η διατομή, τόσο περισσότερες βαθμίδες χρειάζεται. Ένας σημαντικός περιορισμός κατά τη ψυχρή διαμόρφωση είναι ο απαιτούμενος γρόνος αλλαγής των ελάστρων για παραγωγή διατομών διαφορετικού μεγέθους. Η αναδίπλωση είναι η απλούστερη διαδικασία, κατά την οποία παράγονται στοιχεία μικρού μήκους και απλής γεωμετρίας μέσω μιας σειράς αναδιπλώσεων με μικρό όμως εύρος εφαρμογών. Τέλος η συμπίεση έχει ευρύτερη εφαρμογή, γεγονός που επιτρέπει την παραγωγή μεγάλης ποικιλίας διατομών. Εδώ, μορφώνεται η διατομή με συμπίεση ενός φύλλου συγκεκριμένου μήκους μεταξύ στραντζοπρεσσών (βλ.εικόνα 2.1.), με κάθε κάμψη να εκτελείται συνήθως ξεχωριστά. Η ανωτέρω διαδικασία έχει λόγω της επιτυγχανόμενης γεωμετρίας του προφίλ, αλλά ιδιαίτερα λόγω του περιορισμού του μήκους, περιορισμένη εφαρμογή. Τα μήκη των στοιχείων περιορίζονται συνήθως στα 5m, παρόλο που διατίθενται στραντζόπρεσσες που παράγουν στοιχεία μέχρι και 8m.



Εικόνα 2.1. Βιομηχανική στραντζόπρεσσα

Οι διατομές ψυχρής έλασης για χρήση στις κατασκευές έχουν τα ακόλουθα πλεονεκτήματα:

- Σε σύγκριση με παχύτερα προϊόντα θερμής έλασης, μπορούν να χρησιμοποιηθούν για ελαφρύτερα φορτία και/ή μικρότερα ανοίγματα, ελαφρότερα φέροντα στοιχεία.
- Συνθετότερες μορφές διατομών μπορούν να παραχθούν οικονομικότερα μέσω της ψυχρής διαμόρφωσης, έτσι ώστε να επιτυγχάνονται πλεονεκτικότεροι λόγοι φέρουσας ικανότητας προς ίδιο βάρος.
- Οι διατομές μπορούν να μορφωθούν με τρόπο ώστε να επιτυγχάνεται πλεονεκτική συσκευασία και μεταφορά.
- Φέροντα φύλλα δίνουν κατάλληλες για τη στέγη, τις όψεις και τις πλάκες ορόφων και μπορούν να μορφωθούν σε κλειστές κυψέλες από τις οποίες διέρχονται καλωδιώσεις, αγωγοί κλπ.
- Φέροντα φύλλα παραλαμβάνουν δυνάμεις όχι μόνο κάθετα στο επίπεδό τους, αλλά και εντός του επιπέδου τους, λειτουργώντας ως διαφράγματα, αν ενωθούν κατάλληλα με τα στοιχεία που τα στηρίζουν.

Οι διατομές ψυχρής έλασης παρουσιάζουν αρκετά πλεονεκτήματα και κατά την κατασκευή:

- απλή μόρφωση σε ένα ευρύ φάσμα δομικών και αρχιτεκτονικών μορφών.
- καλή και διατιθέμενη υποδομή για τις καλωδιώσεις και τις συνδέσεις.
- μεγάλη αναλογία προκατασκευασμένων στοιχείων, υπό βιομηχανικές συνθήκες.
- Απλή συναρμολόγηση στο εργοτάξιο.
- Μεγάλη ταχύτητα κατασκευής και ταχεία απόδοση του επενδυμένου κεφαλαίου.
- Δυνατότητα αλλαγών επί τόπου του έργου.
- Βέλτιστη χρήση υλικού οδηγεί σε ανταγωνιστικές λύσεις με μικρό κόστος υλικών.
- Μελέτη και εκτέλεση σύμφωνα με τους διατιθέμενους κανονισμούς και προδιαγραφές.
- Αποδοτικές μέθοδοι μελέτης και μόρφωσης λεπτομερειών, με αλληλεπίδραση μελετητή και κατασκευαστικής εταιρείας μέσω ηλεκτρονικού υπολογιστή.
- Απλή εφαρμογή της πυροπροστασίας. Κατάλληλες γυψοσανίδες δίνουν χρόνο πυραντίστασης μέχρι και 120 λεπτά.
- Περιορισμός των εργοταξιακών ελέγχων στο ελάχιστο.
- «Ξηρή» δόμηση που επιτρέπει γρήγορη εγκατάσταση και λιγότερα μελλοντικά προβλήματα.
- Καλή σύνδεση μεταξύ κυρίων πλαισίων και άλλων στοιχείων, μέσω μηχανικών συνδέσεων ή συγκολλήσεων.
- Μικρή επιρροή των εργοταξιακών συνθηκών.
- Βέλτιστη σχέση αντοχής προς βάρος, επιτρέπει τη χειρωνακτική μεταφορά των στοιχείων.

Επίσης πλεονεκτήματα απαντώνται και κατά τη χρήση:

- Δυνατότητα επίτευξης ελαφρών και αποτελεσματικών συστημάτων διαφορετικής μορφολογίας, π.χ. πλαίσια, δικτυώματα τόξα κλπ.
- Επίτευξη μεγαλύτερων ανοιγμάτων συγκριτικά με το ξύλο.
- Δύσκαμπτες κατασκευές με καλή συμπεριφορά υπό συνθήκες λειτουργίας.
- Ευκολία στη δημιουργία οδών διέλευσης καλωδιώσεων, αγωγών κλπ.
- Ευκολία στερεώσεων μέσω διατιθέμενων ειδικών διατομών.
- Καμία συμβολή στο πυροθερμικό φορτίο.
- Καλή πυραντίσταση και ευκολία αντικατάστασης των υλικών πυροπροστασίας μετά από ενδεχόμενη πυρκαγιά.
- Καλή θερμομόνωση και αποφυγή υδρατμών, μέσω κατάλληλων κατασκευαστικών λεπτομερειών. Έτσι, η εφαρμογή τους αναπτύσσεται τόσο σε περιοχές με ψυχρά κλίματα, όσο και με θερμά κλίματα.
- Μεγάλη περιβαλλοντική προστασία λόγω μεγάλου χρόνου χρήσης, επανάχρησης, ανακύκλωσης και περιορισμού των μπάζων στο ελάχιστο.

# 2.2.Κατάταξη διατομών

Ο σχεδιασμός ενός φορέα και των στοιχείων από τα οποία συντίθενται, προϋποθέτει την επιλογή μίας κατάλληλης μεθόδου ανάλυσης και ελέγχου. Η επιλογή αφορά αφενός την ανάλυση, μέσω της οποίας προσδιορίζονται τα εντατικά και παραμορφωσιακά μεγέθη, αφετέρου τον τρόπο υπολογισμού της αντοχής των διατομών.

Οι χάλυβες για την παραγωγή γραμμικών και επιφανειακών στοιχείων ψυχρής έλασης πρέπει να είναι κατάλληλοι για να υποστούν την ψυχρή διαμόρφωση. Επιπροσθέτως, πρέπει οι χάλυβες να είναι κατάλληλοι για συγκόλληση και γαλβανισμό. Οι προς τούτο προβλεπόμενες από τους ευρωπαϊκούς και διεθνείς κανονισμούς ποιότητες χάλυβα δίνονται από τον πίνακα 2.2., μαζί με τις τιμές του ορίου διαρροής και της εφελκυστικής αντοχής του μητρικού μετάλλου, οι οποίες χρησιμοποιούνται στους ελέγχους ως χαρακτηριστικές τιμές.

Υπάρχουν διάφοροι πιθανοί συνδυασμοί μεθόδων ανάλυσης και μεθόδων υπολογισμού της αντοχής των διατομών, για την οριακή κατάσταση αστοχίας, όπως φαίνεται και στον πίνακα 2.1.

ſ	Μάθοδος	Μέθοδος ανάλυσης (Υπολογισμός	Μέθοδοι ανάλυσης και προσδιορισμού
	νιευους	εντατικών μεγεθών)	της αντοχής διατομής μέλους
ſ	Ι	Πλαστική	Πλαστική
	II	Ελασπκή	Πλαστική
	III	Ελασπκή	Ελαστική
	IV	Ελασπκή	Ελαστική (με ενεργές διατομές)

Πίνακας 2.1. Οριακή Κατάσταση Αστοχίας

Η μέθοδος Ι αφορά τον πλαστικό σχεδιασμό των κατασκευών. Επιτρέπεται, εάν στις διατομές είναι δυνατή η ανάπτυξη πλήρους πλαστικοποίησης, δηλαδή η κατανομή των τάσεων να αντιστοιχεί σε πλήρες ορθογώνιο, έτσι ώστε να είναι δυνατή η δημιουργία πλαστικών αρθρώσεων, με σημαντική ικανότητα στροφής για το σχηματισμό πλαστικού μηχανισμού, ως αποτέλεσμα της ανακατανομής των ροπών.

Για ένα φορέα του οποίου οι διατομές είναι μεν δυνατόν να αναπτύξουν την πλαστική τους αντοχή, δεν έχουν όμως αρκετή ικανότητα στροφής, ώστε να επιτρέψουν τη δημιουργία πλαστικού μηχανισμού, η οριακή κατάσταση αστοχίας, αντιστοιχεί στη δημιουργία της πρώτης πλαστικής άρθρωσης. Έτσι, στη μέθοδο ΙΙ, τα εντατικά μεγέθη υπολογίζονται με ελαστική ανάλυση και συγκρίνονται με την πλαστική αντοχή των αντίστοιχων διατομών. Σε στατικώς ορισμένα συστήματα η δημιουργία της πρώτης άρθρωσης συνεπάγεται ένα πλαστικό μηχανισμό, οπότε οι δύο μέθοδοι Ι και ΙΙ οδηγούν στο ίδιο αποτέλεσμα. Αντίθετα, σε στατικώς αόριστα συστήματα, η μέθοδος ΙΙ, δεν επιτρέπει την ανακατανομή των τάσεων.

Όταν οι διατομές δεν είναι δυνατόν να φθάσουν την πλαστική αντοχή τους, η ανάλυση και ο υπολογισμός της αντοχής των διατομών πρέπει να γίνονται με ελαστική μέθοδο. Η οριακή κατάσταση αστοχίας σύμφωνα με τη μέθοδο ΙΙΙ επιτυγχάνεται μόλις εμφανιστεί διαρροή της δυσμενέστερης ίνας.

Τέλος, σε ορισμένες διατομές είναι αδύνατη ακόμα και η διαρροή της πλέον ακραίας ίνας εξαιτίας πρώιμου τοπικού λυγισμού σε ένα από τα πλακοειδή στοιχεία που συνθέτουν τη διατομή. Στις περιπτώσεις αυτές (μέθοδος IV), η οριακή κατάσταση αστοχίας της μεθόδου ΙΙΙ εφαρμόζεται για τις ενεργές διατομές. Η πλαστική ανακατανομή μεταξύ των διατομών μπορεί να πραγματοποιηθεί μόνον εφόσον δεν εμφανίζεται πρώιμος τοπικός λυγισμός, ο οποίος θα προκαλούσε μείωση της ικανότητας ανάληψης φορτίων.

Πρέπει λοιπόν να εξασφαλιστεί ότι δεν θα δημιουργηθεί τοπική αστάθεια πριν επιτευχθεί είτε η ελαστική (Μέθοδος ΙΙΙ), είτε η πλαστική (Μέθοδος ΙΙ), είτε πριν από το σχηματισμό πλήρους πλαστικού μηχανισμού (Μέθοδος Ι). Ο σχηματισμός πλαστικού μηχανισμού προϋποθέτει τη διάθεση επαρκούς στροφικής ικανότητας των διατομών στις οποίες σχηματίζονται διαδοχικά οι πλαστικές αρθρώσεις.

Για να εξασφαλιστεί η απαραίτητη στροφική ικανότητα, πρέπει οι ακραίες ίνες να είναι ικανές να αναλάβουν μεγάλες παραμορφώσεις χωρίς μείωση της αντοχής. Στην περίπτωση του εφελκυσμού οι συνήθεις ποιότητες χάλυβα έχουν αρκετή πλαστιμότητα ώστε να είναι εφικτή η ανάπτυξη του επιθυμητού επιπέδου

παραμορφώσεων χωρίς μείωση της αντοχής πριν από τη θραύση. Στην περίπτωση όμως της θλίψης, δεν τίθεται θέμα σχετικό με την πλαστιμότητα του υλικού όσο θέμα ικανότητας να αναπτυχθούν οι ανάλογες παραμορφώσεις χωρίς να προκληθεί αστάθεια.

Με βάση λοιπόν τα προηγηθέντα, και ανάλογα με την έκταση στην οποία η αντοχή και η στροφική ικανότητα των διατομών περιορίζεται από τον τοπικό λυγισμό, οι διατομές κατατάσσονται στις ακόλουθες κατηγορίες:

- Διατομές κατηγορίας 1: είναι εκείνες που μπορούν να σχηματίσουν πλαστική άρθρωση με την απαιτούμενη από την πλαστική ανάλυση στροφική ικανότητα χωρίς μείωση της αντοχής τους.
- Διατομές κατηγορίας 2:είναι εκείνες που μπορούν να αναπτύξουν την πλαστική ροπή αντοχής τους, αλλά έχουν περιορισμένη στροφική ικανότητα 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 στο όριο διαρροής, αλλά ο τοπικός λυγισμός εμποδίζει την ανάπτυξη της πλαστικής ροπής αντοχής.
- Διατομές κατηγορίας 4: είναι εκείνες στις οποίες ο τοπικός λυγισμός θα συμβεί πριν την ανάπτυξη της τάσης διαρροής, σε ένα ή περισσότερα μέλη της διατομής.

Η κατάταξη μιας συγκρεκριμένης διατομής εξαρτάται από το λόγο πλάτους προς πάχος c/t καθενός από τα (εν μέρει ή πλήρως), λόγω αξονικής δύναμης ή/και καμπτικής ροπής, θλιβόμενα πλακοειδή στοιχεία της. Επομένως, η κατηγορία στην οποία ανήκει μία διατομή εξαρτάται τόσο από τη γεωμετρία της, όσο και από τον τύπο της φόρτισης που επιβάλλεται σ' αυτή.

Τα επιμέρους θλιβόμενα πλακοειδή στοιχεία μίας διατομής (π.χ. ο 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.

Το μερίδιο αγοράς των μεταλλικών κατασκευών από στοιχεία ψυχρής έλασης αυξάνεται συνεχώς στα βιομηχανικά κράτη. Αυτό οφείλεται κυρίως στις τεχνολογικές εξελίξεις σε σχέση με την παραγωγή και την προστασία έναντι διάβρωσης, με τις οποίες αυξάνεται η ανταγωνιστικότητα των προιόιντων και το πεδίο εφαρμογής τους. Τελευταίες μελέτες έδειξαν ότι απώλεια πάχους της επιφανειακής στρώσης γαλβανισμένων στοιχείων είναι τόσο μικρή, ώστε να μπορεί να επιτρέει μια διάρκεια ζωής μεγαλύτερη από 60 χρόνια.

Συνεπώς, οι δυνατότητες εφαρμογής χαλύβδινων διατομών ψυχρής έλασης ως φέροντα στοιχεία είναι πολύ μεγάλες και εκτείνονται από την αυτοκινητοβιομηχανία, στη ναυπηγική, την κατασκευή συρμών, την αεροναυπηγική, τη γεφυροποιία, κατασκευή μηχανημάτων για τη γεωργία, τη βιομηχανία, το γραφείο, τη χημική βιομηχανία, τη βιομηχανία πετρελαίου κλπ.

Οι διατομές αυτές απαντώνται σε ποικίλες διαστάσεις και πάχη γεγονός που εξυπηρετεί μεγάλο εύρος κατασκευών καθώς εκπληρώνονται οι κατασκευαστικές και υπολογιστικές απαιτήσεις. Οι συνηθέστερες διατομές είναι τα διπλά ταυ, οι διατομές πι, τα ισοσκελή ή ανισοσκελή γωνιακά. Επίσης, υπάρχει δυνατότητα κατασκευής

σύνθετων ή πολυμελών διατομών, μέσω κοχλίωσης ή συγκόλλησης, με βάση τις παραπάνω διατομές.

# 2.3. Υλικά χαλύβδινων διατομών ψυχρής έλασης

Οι προς παραγωγή γραμμικών και επιφανειακών στοιχείων ψυχρής έλασης χρησιμοποιούμενοι χάλυβες πρέπει να είναι κατάλληλοι για να υποστούν την ψυχρή διαμόρφωση. Επιπροσθέτως, πρέπει οι χάλυβες να είναι κατάλληλοι για συγκόλληση και γαλβανισμό. Οι προς τούτο προβλεπόμενες από τους ευρωπαϊκούς και διεθνείς κανονισμούς ποιότητες χάλυβες δίνονται στους παρακάτω πίνακες, μαζί με τις τιμές του ορίου διαρροής και της εφελκυστικής αντοχής του μητρικού μετάλλου, οι οποίες χρησιμοποιούνται στους ελέγχους ως χαρακτηριστικές τιμές. Η χρησιμοποίηση άλλων, πλην των στους ανωτέρω κανονισμούς προβλεπομένων, χαλύβων επιτρέπεται εάν ικανοποιούν της απαιτήσεις των κανονισμών αναφορικά με τη χημική σύνθεση και τις μηχανικές ιδιότητες. Για πάχη ελασμάτων μικρότερα από 3mm χρησιμοποιείται κατά προτίμηση θερμογαλβανισμένο υλικό.

Τρόπος παραγωγής	Κανονισμός	Ποιότητα	f <sub>yb</sub> [N/mm²]	f <sub>u</sub> [N/mm2]
Πλατέα θερμής έλασης από κοινούς δομικούς χάλυβες	EN 10025	S 235 S 275 S 355	235 275 355	360 430 510
Πλατέα θερμής έλασης από	ΕΝ 10113 Μέρος 2 (εξομαλυσμένοι χάλυβες)	S 275 N S 355 N S 420 N S 460 N	275 355 420 460	370 470 520 550
συγκολλήσιμους λεπτόκοκκους δομικούς χάλυβες	ΕΝ 10113 Μέρος 3 (θερμομηχανικώς επεξεργασμένοι χάλυβες)	S 275 N S 355 N S 420 N S 460 N	275 355 420 460	360 450 500 530

Πίνακας 2.2.α. Ποιότητες χαλύβων και αντίστοιχες οριακές τάσεις του βασικού μετάλλου

Πλατέα ψυχρής			CR 220	220	300
έλασης από κοινούς	ISO 4997		CR 250	250	330
δομικούς χάλυβες			CR 320	320	400
			Fe E 220 G	220	300
Έλασμα και ρόλλοι			Fe E 250 G	250	330
συνεχούς θερμογαλβανισμού			Fe E 280 G	280	360
από δομικούς χάλυβες	EN 10147		Fe E 320 G	320	390
			Fe E 350	350	420
			6		420
			S 315 MC	315	390
			S 355 MC	355	430
	prEN	10149	S 420 MC	420	480
	Μέρος 2		S 460 MC	460	520
			S 500 MC	500	550
			S 550 MC	550	600
Λεπτόκοκκοι δομικοί			S 260 NC	260	370
	<b>EN1</b>	10140	\$ 315 NC	315	430
χάλυβες για ψυχρή	pren	10149	3313140	010	
χάλυβες για ψυχρή παραμόρφωση	ρτειν Μέρος 3	10149	S 355 NC	355	470
χάλυβες για ψυχρή παραμόρφωση	ρτειν Μέρος 3	10149	S 355 NC S 420 NC	355 420	470 530

Πίνακας 2.2.β. Ποιότητες χαλύβων και αντίστοιχες οριακές τάσεις του βασικού μετάλλου

# 2.4.Ειδικά προβλήματα διαστασιολόγησης διατομών ψυχρής έλασης

Όπως αναφέρθηκε και προηγουμένως η χρήση διατομών ψυχρής έλασης οδηγεί, λόγω της διαδικασίας παραγωγής σε ειδικά προβλήματα σχεδιασμού σε σχέση με τις διατομές θερμής έλασης, τα οποία παρατίθενται στη συνέχεια εν συντομία.

#### 2.4.1.Ευστάθεια μελών ψυχρής έλασης

Η συμπεριφορά των χαλύβδινων διατομών επηρεάζεται από τέσσερις αστάθειες: τον τοπικό λυγισμό, τον καθολικό λυγισμό, το λυγισμό με στρέβλωση της διατομής και το διατμητικό λυγισμό. Οι διατομές ψυχρής διαμόρφωσης είναι πολύ ευαίσθητες έναντι τοπικού λυγισμού (κύρτωσης), όπως φαίνεται και στο σχήμα 2.1., ο οποίος χαρακτηρίζεται από το σχετικά μικρό μήκος κύματος της σχετικής ιδιομορφής λυγισμού. Αντίθετα το μήκος κύματος στον καθολικό λυγισμό, στον οποίο περιλαμβάνεται τόσο ο καμπτικός όσο και ο στρεπτοκαμπτικός λυγισμός είναι μεγάλο. Στον καθολικό λυγισμό οι διατομές παραμένουν απαραμόρφωτες, ως άκαμπτα διαφράγματα. Στον τοπικό λυγισμό με στρέβλωση της διατομής η αστάθεια προκαλείται με σχετική μετατόπιση των ακμών της διατομής. Το μήκος κύματος είναι ενδιάμεσο μεταξύ του τοπικού και του καθολικού λυγισμού. Ο λυγισμός αυτός εμφανίζεται όλο και περισσότερο, όσο συνθετότερες γίνονται οι μορφές των διατομών.



Σχ.2.1. Παραμορφώσεις διατομής λόγω α) τοπικού λυγισμού και β),γ) λυγισμού με στρέβλωση της διατομής

Η δυστρεψία των λεπτότοιχων διατομών είναι πολύ μικρή. Εξάλλου, οι διατομές είναι συνήθως απλής συμμετρίας και το κέντρο διάτμησης δεν ταυτίζεται με το κέντρο βάρους. Κάθε φόρτιση που δεν διέρχεται διά του κέντρου διάτμησης προκαλεί, πλην των καμπτικών, στρεπτικές παραμορφώσεις. Θλιβόμενα στοιχεία κινδυνεύουν έτσι από στρεπτοκαμπτικό λυγισμό. Για την αντιμετώπιση του φαινομένου, στοιχεία από λεπτότοιχες διατομές, όπως τεγίδες Z και C, πρέπει να στηρίζονται πλευρικά, είτε ανά ορισμένες αποστάσεις, είτε συνεχώς.

Η ρυτίδωση του κορμού στις θέσεις συγκεντρώμενων φορτίων, μπορεί να αποτελέσει σημαντικό πρόβλημα τόσο σε γραμμικά, όσο και σε επιφανειακά στοιχεία για τους παρακάτω λόγους:

- Δεν είναι πρακτική η τοποθέτηση νευρώσεων στη θέση των συγκεντρωμένων φορτίων
- Η λυγηρότητα του κορμού (λόγος ύψους προς πάχους) είναι συνήθως μεγάλη
- Ο κορμός είναι συχνά κεκλιμένος
- Η συναρμογή κορμού-πέλματος, όπου εφαρμόζεται η δύναμη, έχει μια ακτίνα συναρμογής προκαλώντας εκκεντρότητα στη φόρτιση

Οι διατομές ψυχρής διαμόρφωσης είναι λόγω τοπικού λυγισμού συνήθως κατηγορίας 4 ή το πολύ 3. Εκτός αυτού, η ολκιμότητα του υλικού, είναι λόγω της ψυχρής παραμόρφωσης, μειωμένη, ώστε να μην επιτρέπεται πλαστικός σχεδιασμός. Εξάλλου, τα ανελαστικά περιθώρια αντοχής είναι μικρά. Οι κανονισμοί δίνουν όμως ένα περιθώριο εξάντλησης της ανελαστικής αντοχής στην εφελκυόμενη περιοχή καμπτομένων στοιχείων. Οι κατασκευές από λεπτότοιχα στοιχεία δεν έχουν ικανότητα απορρόφησης ενέργειας στην περίπτωση σεισμού και πρέπει να μελετώνται με συντελεστή συμπεριφοράς q=1. Όμως, λόγω ελαφρότητας και μεγάλων περιθωρίων αντοχής, ο ανωτέρω περιορισμός δεν επηρεάζει καθόλου τη οικονομικότητα των κατασκευών αυτών.

Τέλος, λόγω του μικρού πάχους των τοιχωμάτων, η εφαρμογή των συνήθων μεθόδων σύνδεσης (κοχλίωση, συγκόλληση τόξου κλπ.) είναι δυνατή αλλά όχι συνήθης. Έτσι, εφαρμόζονται ειδικές μέθοδοι σύνδεσης, τόσο με μηχανικά μέσα, όσο και με συγκόλληση, οι οποίες ταιριάζουν στις λεπτότοιχες διατομές.

## 2.4.2. Συμπεριφορά και αντοχή μελών

Η συμπεριφορά μελών επηρεάζεται ως γνωστόν από φαινόμενα καθολικής αστάθειας, τα οποία υποβιβάζουν την αντοχή τους. Οι αστάθειες αυτές χαρακτηρίζονται από το γεγονός ότι κατά τη διάρκεια της φόρτισης οι διατομές υπόκεινται σε παραμορφώσεις στερεού σώματος (ως διαφράγματα), συνιστώμενες εν γένει από μετατοπίσεις περί τους κύριους άξονες και στροφές. Οι καθολικές αστάθειες χαρακτηρίονται από το γενικό όρο λυγισμός. Ανάλογα με τη θέση της διατομής στην παραμορφωμένη κατάσταση, διακρίνονται διάφορες μορφές λυγισμού:

- Καμπτικός λυγισμός (Flexural Buckling), όπου οι διατομές υπόκεινται μόνο σε μετατοπίσεις περί τους κύριους άξονες.
- Στρεπτικός λυγισμός (Torsional Buckling), όπου οι διατομές υπόκεινται σε καθαρές στροφές.
- Στρεπτοκαμπτικός λυγισμός (Flexural Torsional- Lateral Torsional), όπου οι διατομές υπόκεινται ταυτόχρονα σε μετατοπίσεις περί τους κύριους άξονες και στροφές. Διακρίνονται, ανάλογα με τη φόρτιση, δύο είδη στρεπτοκαμπτικού λυγισμού. Το πρώτο είδος αφορά λυγισμό μελών υπό θλίψη και κάμψη, ενώ το δεύτερο αφορά λυγισμό μελών υπό καθαρή κάμψη.

## 2.4.2.1.Καμπτικός Λυγισμός (Flexural Buckling)

Τα προβλήματα της ευστάθειας παρουσιάζονται σε περίπτωση θλιβόμενων μελών. Από την αντοχή των υλικών γνωρίζουμε ότι όταν μία ευθύγραμμη ράβδος πρισματικής διατομής θλίβεται αξονικά, η αύξηση της φορτίσεως μέχρι κάποιας συγκεκριμένης κρίσιμης τιμής προκαλεί συνεχώς αυξανόμενη αξονική βράχυνση. Επίσης, είναι γνωστό ότι όταν μία ελαστική ράβδος έχει λυγηρότητα μεγαλύτερη κάποιας ορισμένης (ελάχιστης) τιμής, η ένταση αυτή βρίσκεται εντός ελαστικής περιοχής και η αξονική βράχυνση είναι ανάλογη της φόρτισης. Εάν η φόρτιση υπερβεί την προαναφερθείσα κρίσιμη τιμή, η ράβδος εγκαταλείπει την ευθύγραμμη μορφή αξονικής παραμόρφωσης λαμβάνοντας μία ελαφρώς καμπυλομένη μορφή (λόγω κάμψεως). Η συμπεριφορά αυτή της ράβδου ονομάζεται καμπτικός λυγισμός, ο οποίος πραγματοποιείται ως προς τον κύριο άξονα της διατομής με την μικρότερη ροπή αδρανείας και ως εκ τούτου με τη μεγαλύτερη λυγηρότητα.

Οι βασικές παραδοχές της γραμμικής θεωρίας ελαστικής ευστάθειας για ελαστικά συστήματα, αποτελούμενα από ράβδους με πρισματική διατομή και ευθύγραμμο άξονα είναι οι ακόλουθες:

- Το υλικό από το οποίο είναι κατασκευασμένο το ελαστικό σύστημα είναι ομογενές ισότροπο και γραμμικώς ελαστικό, ακολουθώντας έτσι το νόμο του Hooke.
- 2. Το διάγραμμα τάσεως-ανηγμένης παραμορφώσεως θεωρείται ταυτόσημο τόσο για τη θλίψη όσο και για τον εφελκυσμό.
- 3. Επίπεδες διατομές κάθετες στον απαραμόρφωτο άξονα της ράβδου προ της κάμψεως παραμένουν επίπεδες και μετά την κάμψη και στον παραμορφωμένο άξονα αυτής (παραδοχή Bernoulli)
- 4. Τα εξωτερικά εγκάρσια φορτία ενεργούν επί επιπέδου διερχόμενου από το κέντρο διατμήσεως της διατομής και παράλληλου προς τον κύριο άξονα αδρανείας αυτής.
- 5. Οι συνιστώσες των μετακινήσεων κατά τον άξονα της ράβδου και εγκαρσίως προς αυτόν είναι μικρές, σε σύγκριση με τις διαστάσεις της διατομής
- 6. Η επιρροή της διατμητικής παραμόρφωσης επί του βέλους κάμψης αμελείται.

7. Τα κρίσιμα φορτία λυγισμού υπολογίζονται θεωρώντας ότι η στατική παραμόρφωση οφείλεται μόνο στην κάμψη, αμελώντας τυχούσα αξονική παραμόρφωση που προηγήθηκε.

#### 2.4.2.2.Στρεπτικός Αυγισμός (Torsional Buckling)

Ο στρεπτικός λυγισμός αποτελεί μία μορφή αστάθειας όπου η τιμή του κρίσιμου φορτίου είναι μικρότερη από την τιμή του φορτίου του καμπτικού λυγισμού, για το ίδιο επιβαλλόμενο αξονικό θλιπτικό φορτίο. Το υποστύλωμα ισορροπεί σε μία ελαφρώς παραμορφωμένη κατάσταση, με τον αρχικά ευθύγραμμο άξονα του στύλου να παραμένει ευθύγραμμος και μετά την στρεπτική παραμόρφωση του υποστυλώματος. Η μορφή αυτή αστοχίας έχει διαφορετική εφαρμογή ανάλογα με το είδος της διατομής που υπόκειται σε αυτήν. Έτσι, οι διατομές με έναν άξονα συμμετρίας, όπως προαναφέρθηκε, είναι πιο επιρρεπείς στο στρεπτικό λυγισμό από τις διπλά συμμετρικές διατομές. Στις μονοσυμμετρικές διατομές το κέντρο βάρος της διατομής δεν συμπίπτει με το κέντρο διάτμησης καθώς επίσης και το τελευταίο δεν συμπίπτει με το κέντρο στροφής της διατομής. Επομένως, ο κίνδυνος αστοχίας από στρεπτικό λυγισμό αφορά κυρίως τις ανοικτές διατομής καθότι έχουν πολύ μικρή δυστρεψία. Μία τέτοια μορφή λυγισμού συνδέεται με τη στρέψη, το κρίσιμο ελαστικό φορτίο λυγισμού εξαρτάται τόσο από τη δυστρεψία κατά Saint-Venant όσο και από τη δυστρεψία στρέβλωσης.

#### 2.4.2.3. Στρεπτοκαμπτικός Λυγισμός (Torsional Flexural Buckling)

Ο στρεπτοκαμπτικός λυγισμός είναι ένα είδος ελαστικής αστάθειας κατά το οποίο η κάμψη ενός αξονικά θλιβόμενου υποστυλώματος περί τον ισχυρό άξονα συνοδεύεται και από στρέψη. Δηλαδή οι διατομές των θλιβόμενων ή καμπτόμενων μελών στα οποία μπορεί να εμφανιστεί ο στρεπτοκαμπτικός λυγισμός, υπόκεινται σε στροφή περί το κέντρο διάτμησης και ταυτόχρονα μετατοπίζονται σε σχέση με τον αρχικά ευθύγραμμο διαμήκη άξονα, ο οποίος παύει πλέον να είναι ευθύγραμμος και παραμορφώνεται. Χαρακτηριστικό αυτών των περιπτώσεων αστοχίας είναι ότι το κρίσιμο φορτίο λυγισμόυ που συνδυάζει την καμπτική και στρεπτική παραμόρφωση της διατομής είναι πολύ μικρότερο από το κρίσιμο φορτίο καμπτικού λυγισμού Euler συνήθως, αν και την τελική και σημαντικότερη επιρροή στη σύγκριση των δύο αυτών τιμών την έχει η γεωμετρία της διατομής του στύλου.

#### 2.4.2.4. Τοπικός Λυγισμός-Λυγισμός με στρέβλωση της διατομής

Εκτός από τον καθολικό λυγισμό οι διατομές ψυχρής διαμόρφωσης εμφανίζουν πολύ συχνά μορφές τοπικού λυγισμού, όπου οι διατομές δεν μένουν απαραμόρφωτες ως διαφράγματα, αλλά παραμορφώνονται τοπικά. Ανάλογα με τις παραμορφώσεις της διατομής, διακρίνονται δύο είδη τοπικού λυγισμού:

- Τοπικός λυγισμός (Local Buckling). Τα τοιχώματα της διατομής υπόκεινται σε πλακοειδείς παραμορφώσεις (κύρτωση). Το γενικό σχήμα της διατομής παραμένει αμετάβλητο, δεδομένου ότι οι εσωτερικές ακμές μένουν απαραμόρφωτες, αποτελώντας σημεία στήριξης των πλακοειδών στοιχείων. Κατ' εξαίρεση, οι εξωτερικές ακμές μπορούν να μετατοπίζονται. Ως ακμές ονομάζονται οι ευθείες τομής των επίπεδων στοιχείων της διατομής (πέλματα, κορμός, ενισχύσεις), αλλά και οι θέσεις των ενισχύσεων ενός τοιχώματος της διατομής.
- Λυγισμός με στρέβλωση της διατομής (Distorsional Buckling). Τα τοιχώματα της διατομής στρεβλώνονται, λόγω μετατοπίσεων των εσωτερικών ακμών. Ο τοπικός λυγισμός έχει μικρό μήκος κύματος, ίδιας τάξης μεγέθους με το πλάτος του στοιχείου. Έτσι, ο κίνδυνος τοπικού λυγισμού δεν εξαρτάται από

το μήκος της ράβδου αλλά, από τα πολύ μικρότερα, πλάτη των τοιχωμάτων της διατομής.

Η εξέταση του τοπικού λυγισμού οδηγεί σε προσδιορισμό ενεργών διατομών. Με βάση τη γραμμική θεωρία ευστάθειας προσδιορίζονται κρίσιμες τάσεις σ<sub>cr</sub> και ανηγμένες λυγηρότητες, οι οποίες χρησιμεύουν ως τιμές αναφοράς για προσδιορισμό των κρίσιμων τάσεων. Οι οριακές τάσεις βρίσκονται από κατάλληλες καμπύλες κύρτωσης ή καμπύλες λυγισμού ( για λυγισμό με στρέβλωση διατομής), με τις οποίες λαμβάνονται υπόψη οι επιρροές της μη γραμμικής συμπεριφοράς του υλικού και των ατελειών. Ο υπολογισμός δεν γίνεται με μειωμένες οριακές τάσεις και πλήρεις διατομές, αλλά με τάσεις μέχρι το όριο διαρροής και μειωμένες ενεργές διατομές. Ο λόγος των ιδιοτήτων της ενεργού προς την πλήρη διατομή εκφράζεται με το

συντελεστή  $\beta_A$ , ο οποίος ανάλογα με τις συνθήκες φόρτισης δίνεται από:  $\beta_A = \frac{A_{eff}}{A_G}$ .

Ο συνδυασμός καθολικού και τοπικού λυγισμού γίνεται με τροποποίηση της ανηγμένης λυγηρότητας:  $\overline{\lambda_{\kappa}} = \sqrt{\frac{f_y}{\sigma_{cr}}}$ . Η τελική ανηγμένη λυγηρότητα είναι μειωμένη σε σχέση με την παραπάνω σχέση και εκφράζεται από τη σχέση:  $\overline{\lambda} = \overline{\lambda_{\kappa}} \sqrt{\beta_{\Lambda}}$ . Η λυγηρότητα της ράβδου από την παραπάνω σχέση χρησιμεύει ως τιμή αναφοράς για προσδιορισμό των μειωτικών συντελεστών λυγισμού  $\chi$  από κατάλληλες καμπύλες λυγισμού, οι οποίες εφαρμοζόμενοι στο όριο διαρροής δίνουν τις οριακές τάσεις. Τα οριακά εντατικά μεγέθη σχεδιασμού προκύπτουν από πολλαπλασιασμό των οριακών

#### 2.4.2.5. Παραδοχές

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 3, μέρος 1.3 (EN 1993-1-3) κατά την περιγραφή διατομών υποκείμενων σε τοπικό λυγισμό ή σε λυγισμό με στρέβλωση διατομής, λαμβάνονται υπόψη τα εξής:

εφαρμογή των επιμέρους συντελεστών ασφαλείας έναντι αστάθειας γ<sub>M1</sub>.

- Η επίδραση του τοπικού λυγισμού και του λυγισμού με στρέβλωση της διατομής πρέπει να λαμβάνονται υπόψη στον προσδιορισμό της αντοχής και της δυσκαψίας μελών και φύλλων ψυχρής ελάσεως.
- Η επίδραση του τοπικού λυγισμού μπορεί να λαμβάνεται υπόψη χρησιμοποιώντας τις ιδιότητες της ενεργού διατομής, οι οποίες στηρίζονται στα ενεργά πλάτη
- Η πιθανή μετατόπιση του κέντρου βάρους της ενεργού ως προς την πλήρη διατομή, λαμβάνεται υπόψη
- 4. Στον υπολογισμό της αντοχής έναντι τοπικού λυγισμού, το όριο διαρροής fy πρέπει να λαμβάνεται ίσο με το όριο διαρροής του βασικού υλικού fyb όταν υπολογίζονται τα ενεργά πλάτη των θλιβόμενων στοιχείων
- 5. Για έλεγχους στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας το ενεργό πλάτος ενός θλιβόμενου στοιχείου πρέπει να βασίζεται στη θλιπτική τάση σ<sub>com,Ed,ser</sub> του στοιχείου, υπό τα φορτία λειτουργικότητας
- Ο λυγισμός με στρέβλωση της διατομής λαμβάνεται υπόψη αν αποτελεί τον κρίσιμο μηχανισμό αστοχίας

2.4.2.6. Επίπεδα στοιχεία χωρίς ενισχύσεις

Η κρίσιμη τάση λυγισμού δίνεται από τον τύπο:  $\sigma_{cr} = \left(\frac{\pi t}{b_p}\right)^2 \frac{EK_{\sigma}}{12(1-v^2)}$ 

Όπου:  $b_p$  το θεωρητικό πλάτος

- t το πάχος της πλάκας
- ν ο λόγος του Poisson

 $K_{\sigma}$ ο αντίστοιχος συντελεστής κύρτωσης από τους πίνακες, που εξαρτάται από τη μορφή του διαγράμματος των τάσεων

Η ανηγμένη λυγηρότητα προσδιόριζεται από τη σχέση  $\overline{\lambda_p} = \sqrt{\frac{f_y}{\sigma_{cr}}}$  οπότε βρίσκουμε:

$$\overline{\lambda_p} = \sqrt{\frac{f_y}{\sigma_{cr}}} = \frac{b}{t} \sqrt{\frac{12(1-\nu^2)f_y}{\pi^2 E K_{\sigma}}} = 1,052 \frac{b_p}{t} \sqrt{\frac{f_y}{E K_{\sigma}}}, \text{ sponses Korresing kurrences}$$

από πίνακες.

Ο μειωτικός συντελεστής υπολογίζεται ως εξής:

• Av 
$$\overline{\lambda_p} > 0,673$$
 tóte  $\rho = \frac{1}{\overline{\lambda_p}} (1 - \frac{0,22}{\overline{\lambda_p}})$ 

• Av 
$$\overline{\lambda_p} \leq 0,673$$
 tóte  $\rho=1$ 

2.5. Υπολογισμός φορτίου αντοχής διατομής ψυχρής έλασης με βάση τον EC3 Για τον υπολογισμό του φορτίου αντοχής ενός υποστυλώματος αποτελούμενο από λεπτότοιχη διατομή ψυχρής ελάσεως ακολουθήθηκε η διαδικασία που περιγράφεται παρακάτω. Επισημαίνεται ότι η επιρροή στρογγυλευμένων γωνίων παραλείπεται διότι θεωρούμε τη διατομή μας να αποτελείται από γραμμικά στοιχεία. Δηλαδή, r=0.

• Υπολογισμός γεωμετρικών στοιχείων διατομής

 $A_{\!_G}=2bt+(h\!-\!2t)t$ , το εμβαδόν της διατομής, όπου

hείναι το ύψος της διατομής

b το πλάτος της διατομής

t είναι το πάχος της διατομής

 $y_{G} = \frac{b^{2}t + \frac{t}{2}(h - 2t)t}{A_{G}},$ το κέντρο βάρος της διατομής

$$\begin{split} I_z &= 2\frac{tb^3}{12} + 2bt(\frac{b}{2} - y_G)^2 + \frac{(h - 2t)t^3}{12} + (h - 2t)t(y_G - \frac{t}{2})^2 \\ I_y &= 2\frac{bt^3}{12} + 2bt(\frac{h}{2} - \frac{t}{2})^2 + \frac{t(h - 2t)^3}{12} \text{ or ranks adraneias we prostous div aboves.} \end{split}$$

Προσδιορισμός της ενεργού διατομής

Υπολογίζεται το ενεργό πλάτος της διατομής από τους τύπους:  $\overline{\lambda_{\rho\pi}} = 1,052 \frac{b}{t} \sqrt{\frac{f_{yb}}{E\kappa_{\sigma}}}$ ,

 $\rho = (1 - \frac{0,22}{\overline{\lambda_{\rho}}}) \frac{1}{\overline{\lambda_{\rho}}}$  ελέγχοντας εάν  $\overline{\lambda_{\rho\pi}} > 0,673$  αλλιώς  $\rho_{\pi} = 1$ . Θεωρώντας

ομοιόμορφη κατανομή τάσης, δηλαδή:  $\sigma_1 = \sigma_2$ , έχουμε:  $k_\sigma = 0,43$  (απλά στηριζόμενο στοιχείο εξωτερικά). Τελικά,  $b_{eff} = p_\pi b$ . Αντίστοιχα για τον κορμό με τη διαφορά ότι  $k_\sigma = 4$  (διπλά στηριζόμενο στοιχείου εσωτερικά) υπολογίζουμε το ενεργό ύψος κορμού,  $h_{eff} = p_\kappa h$ ,  $h_{eff,1} = h_{eff,2} = \frac{h_{eff}}{2}$ .

 $A_{\rm eff}=2b_{\rm eff}t+2(h_{\rm eff,1}-t)t$ , το εμβαδόν της ενεργού διατομής

 $y'_{G} = \frac{b_{e\!f\!f}^{2}t + t^{2}(h_{e\!f\!f,1} - t)}{A_{e\!f\!f}}$  το νέο κέντρο βάρους και η μετακίνηση αρχικού κέντρου βάρους:  $e_{N,y} = y_{G} - y'_{G}$ .

Καθολικός (καμπτικός) λυγισμός

$$\begin{split} i_{y} &= \sqrt{\frac{I_{y}}{A_{G}}}, i_{z} = \sqrt{\frac{I_{z}}{A_{G}}} \text{ oι ακτίνες αδρανείας της διατομής} \\ \lambda_{y} &= \frac{L}{i_{y}}, \lambda_{z} = \frac{L}{i_{z}} \text{ oι λυγηρότητες ως προς κάθε άξονα} \\ \lambda_{1} &= \pi \sqrt{\frac{E}{f_{y}}}, \eta \lambda_{0} \gamma \eta \rho \dot{0} \tau \eta \tau \alpha \alpha \alpha \phi \rho \rho \dot{\alpha} \varsigma \end{split}$$

$$\overline{\lambda_{y}} = \frac{\lambda_{y}}{\lambda_{1}} \sqrt{\beta_{\alpha}} , \overline{\lambda_{z}} = \frac{\lambda_{z}}{\lambda_{1}} \sqrt{\beta_{\alpha}} \text{ or anyymétres luyhróthies, ópen } \beta_{\alpha} = \frac{A_{e\!f\!f}}{A_{G}}$$

Χρησιμοποιώντας καμπύλη λυγισμού *c* που σημαίνει συντελεστή ατελειών *α*=0,49, βρίσκουμε τους μειωτικούς συντελεστές ως προς κάθε άξονα με τους παρακάτω τύπους:  $\varphi = 0.5 \left[1+0.49(\overline{\lambda}-0,2)+\overline{\lambda^2}\right], \chi = \frac{1}{\varphi + \sqrt{\varphi^2 - \overline{\lambda^2}}}$ . Τελικά, η αντοχή έναντι

καμπτικού λυγισμού για κάθε άξονα δίνεται από τη σχέση:  $N_{b,Rd}^{y,z} = \frac{\chi_{y,z}A_{e\!f\!f}f_{yb}}{\gamma_M}$ .

Οι ανωτέρω σχέσεις αποτελούν τη βάση των ευρωπαϊκών καμπύλων λυγισμού. Η σύγκριση με τα πειραματικά αποτελέσματα οδήγησε στον προσδιορισμό του όρου ατελειών α και παρατίθεται στον παρακάτω πίνακα. Στον ίδιο πίνακα δίνεται και η τιμή του αρχικού βέλους καμπυλότητας για αναλύσεις με τη θεωρία δεύτερης τάξης.

• Στρεπτικός Λυγισμός

$$y_{M} = y_{G}(1 + \frac{A_{G}h^{2}}{4I_{y}}), \text{ το σημείο M είναι το κέντρο διάτμησης της διατομής}$$

$$I_{w} = \frac{h^{2}b^{3}t}{2}(\frac{1}{3} - \frac{h^{2}bt}{8I_{y}}), \eta \text{ αντίσταση καμπύλωσης (σταθερά στρέβλωσης)}$$

$$I_{t} = \frac{1}{3}t^{3}(2b+h), \qquad \eta \text{ σταθερά στρέψης (στρεπτική σταθερά)}$$

$$i_{M}^{2} = i_{y}^{2} + i_{z}^{2} + y_{M}^{2}, \qquad \eta \text{ πολική ακτίνα αδρανείας ως προς το κέντρο διάτμησης M}$$

$$\sigma_{Cr,T} = \frac{N_{Cr,T}}{A_{G}} = \frac{1}{A_{G}i_{M}^{2}}(GI_{t} + \frac{\pi^{2}EI_{w}}{l_{t}^{2}}), \eta \text{ κρίσιμη τάση στρεπτικού λυγισμού}$$

$$\overline{\lambda_{T,LT}} = \sqrt{\frac{f_{yb}}{\sigma_{Cr}}}\beta_{\alpha}, \qquad \eta \text{ ανηγμένη λυγηρότητα έναντι στρεπτικού λυγισμού απ' όπου ματροδιατίζαταν, το ευτορή άντηση στρεπτικού λυγισμού απ' όπου$$

υπολογίζεται ο μειωτικός συντελεστής και προσδιορίζεται η αντοχή έναντι στρεπτικού λυγισμού.

- Στρεπτοκαμπτικός λυγισμός
- $i_p = \sqrt{i_y^2 + i_z^2}$ , η πολική ακτίνα αδρανείας
- $\sigma_{cr,z} = \frac{\pi^2 E I_z}{A_G l^2}$ , η κρίσιμη τάση καμπτικού λυγισμού περί τον άξονα z

$$\beta = 1 - (\frac{y_M}{i_p})^2$$

$$\sigma_{cr,TF} = \frac{1}{2\beta} \bigg[ (\sigma_{cr,z} + \sigma_{cr,T}) - \sqrt{(\sigma_{cr,z} + \sigma_{cr,T})^2 - 4\beta\sigma_{cr,z}\sigma_{cr,T}} \bigg], \quad \eta \quad \text{ krisimm tash}$$
  
στρεπτοκαμπτικού λυγισμού. Τελικά, η κρίσιμη τάση είναι:  $\sigma_{cr} = \min \big\{ \sigma_{cr,T}; \sigma_{cr,TF} \big\}.$ 

 $\overline{\lambda_{T,LT}} = \sqrt{\frac{f_{yb}}{\sigma_{Cr}}} \beta_{\alpha}, \quad \eta \quad \text{ανηγμένη λυγηρότητα έναντι στρεπτοκαμπτικού λυγισμού, από την οποία υπολογίζεται ο μειωτικός συντελεστής <math>\chi_{T,LT}$  και προσδιορίζεται η αντοχή της διατομής έναντι στρεπτοκαμπτικό λυγισμό.

 $N_{b,Rd}^{FT} = \frac{\chi_{T,LT} A_{e\!f\!f} f_{yb}}{\gamma_{\rm M}},$ η αντοχής της διατομής έναντι στρεπτοκαμπτικό λυγισμό.

Τελικά, το αξονικό φορτίο αντοχής είναι το:  $N_{b,Rd} = \min\left\{N_{Rd}; N_{b,Rd}^y; N_{b,Rd}^z; N_{b,Rd}^{FT}\right\}$ .

 Επιρροή μετατόπισης του κεντροβαρικού άξονα ( Έλεγχος σε θλίψηκάμψη)

$$\Delta M_{z,sd} = N_{sd} e_{N,z}$$

• Προσδιορισμός ενεργού διατομής (κάμψη περί τον z)

Σύμφωνα με τη μετατόπιση του Κ.Β. κατά y, το αξονικό θλιπτικό φορτίο ασκείται στη διατομή έκκεντρα ως προς το Κ.Β. της ενεργού διατομής, όπως προέκυψε από την πλήρως θλιβόμενη διατομή μέσω εκκεντρότητας  $e_{N,z}$  (δυσμενής περίπτωση). Η κάμψη της διατομής περί τον άξονα z-z (κατά την ίδια διεύθυνση ασκείται και η δευτερογενής ροπή  $\Delta M_z$ ) δίνει διάγραμμα τάσεων τέτοιο ώστε να εφελκύεται ο κορμός και να θλίβονται τα άκρα των πελμάτων.

Ο κορμός εφόσον εφελκύεται, όλο το τμήμα του είναι ενεργό. Για τον προσδιορισμό του ενεργού τμήματος των πελμάτων έχουμε:

$$\begin{split} \psi &= \frac{\sigma_2}{\sigma_1} = \frac{-y_G}{b - y_G} \ (\text{ προκύπτει από όμοια τρίγωνα}) \text{ και } \kappa_\sigma = 0,57 - 0,21\psi + 0,07\psi^2 \,. \\ \hline \lambda_\rho &> 0,673 \text{, όπου ελέγχοντας εάν } \overline{\lambda_\rho} > 0,673 \text{ τότε } \rho = (1 - \frac{0,22}{\lambda_\rho}) \frac{1}{\lambda_\rho} \text{, αλλιώς } \rho = 1. \\ b_{eff}^{'} &= \rho b_c \text{, όπου } b_c = b_\rho - y_G \text{ και } b_{eff} = b_t + b_{eff}^{'} \,. \\ A_{eff} &= 2b_{eff}t + (h - 2t)t \text{, το εμβαδόν της ενεργού διατομής} \end{split}$$

 $y_{G,eff} = \frac{b_{eff}^2 t + (h-2t)\frac{t^2}{2}}{A_{eff}}$ , η θέση του κέντρου βάρους της απομειωμένης διατομής.

$$\begin{split} I_{z,eff} &= 2\frac{tb_{eff}^3}{12} + 2b_{eff}t(\frac{b_{eff}}{2} - y_{G,eff})^2 + \frac{(h-2t)t^3}{12} + (h-2t)t(y_{G,eff} - \frac{t}{2})^2.\\ W_{eff,z,com} &= \frac{I_{z,eff}}{y_{max,com}} , \text{ ónou: } y_{max, com} = b - y_{G, eff} \end{split}$$

• Έλεγχος διατομής

$$\begin{aligned} & \frac{N_{sd}}{\chi_{y}N_{Rk} / \gamma_{M1}} + k_{yy} \frac{M_{y,sd} + \Delta M_{y,sd}}{\chi_{LT}M_{y,Rk} / \gamma_{M1}} + k_{yz} \frac{M_{z,sd} + \Delta M_{z,sd}}{M_{z,Rk} / \gamma_{M1}} \leq 1 \\ & \frac{N_{sd}}{\chi_{z}N_{Rk} / \gamma_{M1}} + k_{zy} \frac{M_{y,sd} + \Delta M_{y,sd}}{\chi_{LT}M_{y,Rk} / \gamma_{M1}} + k_{zz} \frac{M_{z,sd} + \Delta M_{z,sd}}{M_{z,Rk} / \gamma_{M1}} \leq 1 \end{aligned}$$

Οι επιρροές του τοπικού λυγισμού, με ή και χωρίς στρέβλωση της διατομής, λαμβάνονται υπόψη, όπως και στις αντίστοιχες εξισώσεις αλληλεπίδρασης ελέγχου

των διατομών, με δύο τροποποιήσεις: πρώτον με εισαγωγή της ενεργού διατομής, ξεχωριστά για θλίψη και κάμψη, και δεύτερον λαμβάνοντας υπόψη την επιρροή της μετατόπισης του κέντρου άξονα της ενεργού διατομής σε σχέση με την πλήρη διατομή. Για διατομές ανοικτές χωρίς πλευρική εξασφάλιση εισάγεται ο μειωτικός συντελεστής  $\chi_{LT}$  του στρεπτοκαμπτικού λυγισμού καθώς και πρόσθετοι παράμετροι  $C_{mLT}$  που λαμβάνουν υπόψη την επιρροή της θλιπτικής δύναμης στο στρεπτοκαμπτικό λυγισμό.

Επειδή αναζητούμε το αξονικό φορτίο αντοχής, θεωρούμε στις ανωτέρω ανισότητες ότι  $N_{sd} = N_{b,Rd}$  και το  $\leq 1$  το θέτουμε οριακά να ισούται με I για να βρεθεί το όριο της N. Για καθαρή θλίψη και διατομή συμμετρική ως προς τον άξονα y-y ισχύει:  $M_{y,sd} = M_{z,sd} = \Delta M_{y,sd} = 0$ . Είναι φανερό ότι η δεύτερη από τις παραπάνω ανισότητες είναι δυσμενέστερη αφού αναφέρεται στον ασθενή άξονα της διατομής και συνεπώς εάν ικανοποιείται αυτή θα ικανοποιείται και η πρώτη. Συνεπώς, βάσει

των παραπάνω απλουστεύσεων αρκεί:  $\frac{N_{sd}}{\chi_z N_{Rk} \ / \ \gamma_{M1}} + \frac{k_{zz} \Delta M_{z,sd}}{M_{z,Rk} \ / \ \gamma_{M1}} \leq 1.$ 

$$\mu_{z} = \frac{1 - \frac{N_{sd}}{N_{cr,z}}}{1 - \chi_{z} \frac{N_{sd}}{N_{cr,z}}}, \quad \acute{o}\pi ov : N_{cr,z} = \frac{\pi^{2} E I_{z}}{(Kl)^{2}}, \quad N_{Rk} = A_{eff} f_{yb} \quad \kappaon \quad M_{z,Rk} = W_{eff,z,com} f_{yb}$$

Για σταθερή ροπή κάμψης (ψ=1) λαμβάνουμε από τον πίνακα:  $C_{mz} = \psi_z = 0,79 + 0,21\psi_i + 0,36(\psi_i - 0,33)\frac{N_{sd}}{N_{cr,z}} \qquad k_{zz} = C_{mz}\frac{\mu_z}{1 - \frac{N_{sd}}{N_{cr,z}}}$ 

# Κεφάλαιο 3: Υπολογισμός φορτίου αντοχής αμφιαρθρωτών σύνθετων υποστυλωμάτων με αναλυτικές μεθόδους

Σε αυτό το κεφάλαιο θα παρουσιαστεί ο υπολογισμός του φορτίου αντοχής ενός σύνθετου, αμφιαρθρωτού υποστυλώματος με ράβδους δικτύωσης που συντίθεται από πρότυπες διατομές UPN αλλά και η διαδικασία που ακολουθείται στην περίπτωση χρησιμοποίησης λεπτότοιχων διατομών (ψυχρής διαμόρφωσης).

# 3.1. Διατομή UPN κατηγορίας :<br/>1 ή 2

3.1.1.Καθολικός λυγισμός περί τον άξονα x-x (εκτός του επιπέδου του υποστυλώματος)

• Υπολογισμός λυγηρότητας υποστυλώματος:

 $\lambda_x = \frac{H}{i_x}$  όπου H σε αυτή την περίπτωση έχουμε το μισό ύψος του υποστυλώματος

καθώς έχουμε θεωρήσει δέσμευση στο μέσον του, επιδιώκοντας να είναι κρίσιμος ο λυγισμός εντός του επιπέδου του σύνθετου υποστυλώματος όπου και δεν εφαρμόζεται δέσμευση και το υποστύλωμα λυγίζει με όλο το μήκος του.

• Υπολογισμός ανηγμένης λυγηρότητας:

$$\overline{\lambda_x} = \frac{\lambda_x}{\lambda_1}, \text{ όπου } \lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{\mathrm{E}}{f_y}} \text{ και είναι η λυγηρότητα αναφοράς.}$$

Υπολογισμός μειωτικού συντελεστή χ

Aπό τους τύπους  $\varphi_{\chi} = 0,5 \left[1+0,49(\overline{\lambda_{\chi}}-0,2)+\overline{\lambda_{\chi}^2}\right]$  και  $\chi = \frac{1}{\varphi + \sqrt{\varphi^2 - \overline{\lambda^2}}}$ , όπου

α=0,49 (συντελεστής ατελειών) επειδή αναφερόμαστε σε καμπύλη λυγισμού c

• Υπολογισμός αντοχής περί τον άξονα x-x

$$N_{x,b,Rd} = \frac{\chi_x 2A_{ch}f_y}{1,0}$$

3.1.2.Καθολικός λυγισμός περί τον άξονα z-z (εντός του επιπέδου του υποστυλώματος)

Υπολογισμός ροπής αδρανείας σύνθετης διατομής

$$I_{eff} = 0.5A_{ch}h_0^2 + 2I_{ch}$$
 óπου

A<sub>ch</sub> το εμβαδόν ενός πρότυπου ελάσματος

 $h_0$ η κεντροβαρική απόσταση μεταξύ των δύο πρότυπων ελασμάτων

 $I_{ch}$ η κεντροβαρική ροπή αδρανείας ενός ελάσματος ως προς τον ασθενή άξονα

• Υπολογισμός διατμητικής δυσκαμψίας

$$S_v = \frac{nEA_dah_0^2}{2d^3}$$
, όπου

n είναι ο αριθμός των επιπέδων των δικτυωμάτων

Ε το μέτρο ελαστικότητας του χάλυβα

 $A_d$  το εμβαδόν μίας ράβδου δικτύωσης

α το μήκος του φατνώματος

d το μήκος μίας ράβδου δικτύωσης

Υπολογισμός φορτίο λυγισμού Euler

$$\begin{split} N_{cr} = & \frac{\pi^2 E I_{eff}}{\left(KL\right)^2}, \, \text{όπου} \\ & K = I \, \text{επειδή πρόκειται για αμφιαρθρωτό υποστύλωμα} \end{split}$$

*L* μήκος του υποστυλώματος

Υπολογισμός κρίσιμου φορτίου καθολικού λυγισμού

$$\overline{N_{cr}} = \frac{N_{cr}}{1 + \frac{N_{cr}}{S_{v}}}$$

• Υπολογισμός ανηγμένης λυγηρότητας

$$\overline{\lambda_z} = \sqrt{\frac{2A_{ch}f_y}{\overline{N_{cr}}}}$$
, όπου f<sub>y</sub> είναι το όριο διαρροής του χάλυβα

Υπολογισμός μειωτικού συντελεστή χ

Χρησιμοποιώντας τους ίδιους τύπους όπως και προηγουμένως, με καμπύλη λυγισμού cβρίσκουμε τον μειωτικό συντελεστή  $\chi$ 

Υπολογισμός αντοχής περί τον άξονα x-x

$$N_{z,b,Rd} = \frac{\chi_z 2A_{ch} f_y}{1,0}$$

• Επιλογή φορτίου αντοχής για περαιτέρω έλεγχο έναντι τοπικού λυγισμού  $N_{Ed} = \min \left\{ N_{x,b,Rd}; N_{z,b,Rd} \right\}$ 

3.1.3.Τοπικός λυγισμός

Υπολογισμός αρχικής ατέλειας

$$e_0 = \frac{L}{500}$$

Υπολογισμός δρώσας ροπής και δύναμης μεμονωμένου μέλους

$$M_{Ed} = \frac{N_{Ed}e_0}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr}}}, N_{ch,Ed} = \frac{N_{Ed}}{2} + \frac{M_{Ed}}{h_0}$$

• Υπολογισμός αντοχής μεμονωμένου μέλους

 $\lambda_z = \frac{Ka}{i_z}$ , αρχικά υπολογίζουμε τη λυγηρότητα του φατνώματος όπου

α είναι το μήκος του φατνώματος

K=1 αφού θεωρούμε ότι έχουμε άρθρωση από κόμβο σε κόμβου του φατνώματος (δικτύωμα)

 $i_z$ είναι η ακτίνα αδρανείας του πρότυπου ελάσματος ως προς τον ασθενή άξονα

Στη συνέχεια υπολογίζουμε τον μειωτικό συντελεστή χ και την αντοχή ενός μεμονωμένου μέλους από τον τύπο:  $N_{b,Rd} = \frac{\chi A_{ch} f_y}{1}$ 

Έπειτα, ελέγχουμε εάν  $N_{b,Rd} \ge N_{ch,Ed}$ . Εάν ισχύει τότε το φορτίο αντοχής του υποστυλώματος P ισούται με  $N_{Ed}$ . Αλλιώς, αν  $N_{b,Rd} < N_{ch,Ed}$  τότε στον τύπο υπολογισμού της δρώσας δύναμης μεμονωμένου μέλους εξισώνουμε το φορτίο με την υπολογιστική αντοχή του μεμονωμένου μέλους και λύνουμε τη δευτεροβάθμια που προκύπτει βρίσκοντας το φορτίο αντοχής  $N_{ch,Ed} = \frac{N_{Ed}}{2} + \frac{M_{Ed}}{h_0} = N_{b,Rd}$ . Τελικά,

βρίσκουμε το φορτίο αντοχής Ρ του υποστυλώματος.

3.1.4. Έλεγχος διαγωνίου

• Υπολογισμός ανηγμένης λυγηρότητας διαγωνίου

$$λ_v = \frac{K_v l_d}{i_v}$$
, όπου:

la μήκος της διαγωνίου

*i<sub>v</sub>* η ακτίνα αδρανείας του γωνιακού ως προς τον ασθενή κύριο άξονα Υπολογισμός μειωτικού συντελεστή χ και αντοχής γωνιακού

$$N_{d,b,Rd} = \frac{\chi_v A_d f_y}{1,0}$$

• Υπολογισμός δρώσας δύναμης διαγωνίου

$$W_{Ed} = \pi \frac{M_{Ed}}{KH}, N_{d,Ed} = \frac{V_{Ed}}{2\cos \varphi},$$
όπου

Η είναι το μήκος του υποστυλώματος

 $\varphi$ είναι η γωνία που σχηματίζει η διαγώνιος με τη οριζόντια

• Έλεγχος επάρκειας διαγωνίου  $N_{d,b,Rd} \ge N_{d,Ed}$ .

3.2. Διατομή UPN κατηγορίας: 3-4 (λεπτότοιχη διατομή ψυχρής διαμόρφωσης) Η διαδικασία που θα ακολουθηθεί στην περίπτωση ενός σύνθετου υποστυλώματος που αποτελείται από λεπτότοιχη διατομή (κατηγορίας 4) είναι συνυφασμένη με το μεμονωμένο φορτίο (N<sub>ch,Ed</sub>) που μπορεί να δεχθεί κάθε μέλος. Το φορτίο αυτό αφορά τον έλεγχο του τοπικού λυγισμού του σύνθετου υποστυλώματος. Η διαδικασία που περιγράφεται παραπάνω για τους ελέγχους του καθολικού (καμπτικού) λυγισμού και για τους δύο άξονες του σύνθετου υποστυλώματος είναι ίδια τόσο για την λεπτότοιχη διατομή, όσο και για τη διατομή κατηγορίας 1.

Η ιδιαιτερότητα του προσδιορισμόυ του φορτίου αντοχής P σύνθετου υποστυλώματος από λεπτότοιχες διατομές έγκειται στο γεγονός ότι πρέπει να ακολουθήσουμε μία διαδικασία με ανάποδη λογική από αυτή που χρησιμοποιήσαμε προηγούμενα. Σε αυτή την περίπτωση γνωρίζουμε εκ των προτέρων το φορτίο μεμονωμένου μέλους και θα αναζητήσουμε αντίστροφα το φορτίο αντοχής N<sub>Ed</sub> εφόσον ανεξαρτήτως του φορτίου αντοχής που θα προσδιοριζόταν από τους ελέγχους καθολικού λυγισμού ( εντός και εκτός επιπέδου του συνθ. υποστυλώματος) καθώς και του τοπικού λυγισμού του συνθ. υποστυλώματος, καθοριστικότερος παράγοντας είναι το μέγιστο φορτίο που μπορεί να αναλάβει το μεμονωμένο μέλος θεωρούμενο ως αμφιαρθρωτό υποστύλωμα μήκους ενός φατνώματος και το οποίο περιορίζεται από πλακοειδείς τοπικούς λυγισμούς λεπτότοιχης διατομής.

Έτσι, από τους προηγούμενους ελέγχους μίας λεπτότοιχης διατομής (Κεφάλαιο 2) έχουμε προσδιορίσει το φορτίο αντοχής της λεπτότοιχης διατομής ελέγχοντας τη ξεχωριστά ως αμφιαρθρωτό, υποστύλωμα του οποίου το μήκος είναι ίσο με το μήκος του εκάστοτε φατνώματος από το οποίο συντίθεται το σύνθετο υποστύλωμα. Με άλλα λόγια, εάν το σύνθετο υποστύλωμα είναι μήκους *6m* και αποτελείται από έξι φατνώματα των 100cm τότε στον έλεγχους της μεμονωμένης διατομής του ενός πρότυπου ελάσματος θα θεωρήσουμε μήκος υποστυλώματος ίσο με 100cm.Στη συνέχεια πραγματοποιώντας τους ελέγχους έναντι καθολικού, στρεπτικού, στρεπτικού βρίσκουμε το αξονικό φορτίο αντοχής της μεμονωμένης διατομής. Έπειτα, εξισώνουμε το φορτίο αυτό με το φορτίο αντοχής μεμονωμένης διατομής στον έλεγχο του τοπικού λυγισμού του σύνθετου υποστυλώματος. Δηλαδή, έχουμε:

$$N_{ch,Ed} = N_{b,Rd} = \frac{N_{Ed}}{2} + \frac{\frac{N_{Ed}e_0}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr}}}}{h_0}, \text{ or } 0$$

 $N_{b,Rd}$  το αξονικό φορτίο αντοχής της λεπτότοιχης διατομής (από Κεφ.2)

N<sub>ch,Ed</sub> το φορτίο του μεμονωμένου μέλους

Από την παραπάνω σχέση προκύπτει μία δευτερεύουσα εξίσωση ως προς  $N_{Ed}$  η οποία όταν λυθεί δίνει το φορτίο αντοχής του σύνθετου υποστυλώματος. Τελικά, αφού ελεγχθεί και η επάρκεια της διαγωνίου του υποστυλώματος με έλεγχο όπως περιγράφεται και παραπάνω, προκύπτει το φορτίο αντοχής του σύνθετου υποστυλώματος P.

# Κεφάλαιο 4:Υπολογισμός κρίσιμου φορτίου με χρήση προγράμματος πεπερασμένων στοιχείων (ADINA)

# 4.1 Γενικά

Η μέθοδος των πεπερασμένων στοιχείων αποτελεί σήμερα τη σημαντικότερη μέθοδο της υπολογιστικής μηχανικής. Η αξία της μεθόδου έγκειται στη δυνατότητά της να παρουσιάζεται ως ένα ενιαίο εργαλείο για τη στατική και δυναμική, γραμμική και μηγραμμική ανάλυση των κατασκευών από ραβδωτούς, επιφανειακούς και χωρικούς φορείς καθώς και συνδυασμός τους, για τυχαία γεωμετρία, φόρτιση και συνοριακές συνθήκες.

Στην παρούσα εργασία η επίλυση και η ανάλυση των προς εξέταση υποστυλωμάτων πραγματοποιήθηκε με το πρόγραμμα πεπερασμένων στοιχείων ADINA 9.0., το οποίο επιτρέπει στο χρήστη την προσομοίωση της συμπεριφοράς μίας κατασκευής. Το ADINA 9.0. είναι ένα πρόγραμμα πεπερασμένων στοιχείων ικανό να δημιουργήσει τόσο το δίκτυο των στοιχείων κατά την προεπεξεργασία του φορέα, καθώς όσο και να διευκολύνει την επεξεργασία των αποτελεσμάτων της ανάλυσης. Η ανάλυση γίνεται με τη διαίρεση του φορέα σε μικρότερα στοιχεία τα οποία συνδέονται με κόμβους. Η παραπάνω διαδικασία ονομάζεται διακριτοποίηση του φορέα (mesh density).

Η πορεία που ακολουθείται είναι η εξής:

- 1. Δημιουργία της γεωμετρίας του φορέα (solid modeling)
- 2. Καθορισμός υλικών και τύπου στοιχείων των μελών του φορέα
- 3. Δημιουργία δικτύου πεπερασμένων στοιχείων από κόμβους και στοιχεία (mesh generation)
- 4. Εφαρμογή φορτίων και επιβολή συνοριακών συνθηκών (loads & constraints)
- 5. Ανάλυση φορέα
- 6. Παρουσίαση αποτελεσμάτων

Στη συνέχεια παρουσιάζεται η διαδικασία μοντελοποιήσης και διεξαγωγής αποτελεσμάτων στο πρόγραμμα ADINA 9.0.

4.2 Περιγραφή προσομοίωσης ενός φορέα με το πρόγραμμα ADINA με γραμμικά στοιχεία για τον προσδιορισμό του φορτίου αντοχής P

4.2.1.Ανάλυση σύνθετου υποστυλώματος διατομής U με ράβδους δικτύωσης με χρήση γραμμικών στοιχείων (beam elements)

Θεωρούμε ένα σύνθετο, αμφιαρθρωτό υποστύλωμα ύψους L=8m, αποτελούμενο από δύο διατομές UPN300, με διαστάσεις h=300mm, b=100mm,  $t_w=10mm$  και  $t_f=16mm$ , με έξι φατνώματα από ράβδους δικτύωσης αποτελούμενα από γωνιακά L40.4 με h=b=40mm και t=4mm και το οποίο φορτίζεται με κατακόρυφο φορτίο.

Degrees of Freedom	23
Master Degrees of Freedom ( Selected = Active )	ОК
✓ X-Translation ✓ Y-Translation □ Z-Translation	Cancel
	Help
Ovalization/Warping DOF at Pipe Element Nodes:	None
Default Number of DOF Associated with Shell Midsurface Nodes:	Automatic 💌

Σχ. 4.1. Προσδιορισμός ενεργών βαθμών ελευθερίας

Σε αυτό το παράδειγμα η ανάλυση θα γίνει μέσω ραβδωτών μελών (beam elements) και συνεπώς το πρόβλημα είναι δισδιάστατο και έτσι από τη διαδρομή : Control -> Degrees of Freedom... ορίζουμε τους ενεργούς βαθμούς ελευθερίας (βλ. Σχήμα 4.1.).

Βήμα 1°: Ορίζουμε τη γεωμετρία του φορέα. Από το μενού Geometry  $\rightarrow$ Points... (εικονίδιο <sup>\*</sup>), πληκτρολογούμε τις συντεταγμένες των σημείων που μας ενδιαφέρουν για να προκύψει το σύνθετο υποστύλωμα (βλ. Σχήμα4.2.). Αξίζει να σημειωθεί πως το πρόγραμμα λειτουργεί κεντροβαρικά, γεγονός που παίζει ρόλο στην τοποθέτηση των αξόνων των πρότυπων ελασμάτων. Επίσης, πρέπει να υπολογιστούν και τα σημεία συνάντησηςτων πρότυπων ελασμάτων με τις ράβδους δικτύωσης για το σχηματισμό των φατνωμάτων.

Στη συνέχεια από τη διαδρομή Geometry →Lines →Define... ορίζω τα ευθύγραμμα τμήματα που αποτελούν τα φατνώματα του σύνθετου υποστυλώματος καθώς και τις ράβδους δικτύωσης (βλ. Σχήμα 4.3.).



Σχ.4.2. Προσδιορισμός γεωμετρίας υποστυλώματος

*Βήμα* 2°: Ορίζουμε το υλικό του φορέα. Από τη διαδρομή: *Model* → *Materials* → *Elastic* → *Isotropic*... (εικονίδιο  $\boxed{\mathbf{M}}$ ), ορίζουμε τις σταθερές του υλικού: Μέτρο ελαστικότητας :  $E=2,1x \ 10^8 \ kN/m^2$  και λόγος Poisson : v=0,3, όπως φαίνεται στο σχήμα 4.4.

Define Line	23
Add Delete Copy Save Discard	ок
Delete Points When Line is Deleted	Cancel
Line Number: T P Type: Straight	Help
Point 1: T	
Point 2: 2	

Σχ.4.3. Ορισμός ευθυγράμμων τμημάτων

*Βήμα 3<sup>o</sup>:* Από τη διαδρομή : *Model* → *Cross-Sections*... (εικονίδιο <sup>II</sup>) επιλέγουμε *U*beam και ορίζουμε τις διαστάσεις για να προκύψει η διατομή *UPN300*. Για την ανάλυση του υποστυλώματος προτείνεται να επιλεχθεί *Standard Beam* όπως φάινεται στο σχήμα 4.5.

Define Isotropic Linear Elastic Material	23
Add Delete Copy Save Discard	Put MDB
*** For ALL elements except fluid elements ***	
Material Number: 1	
Description:	
steel-elastic	
Young's Modulus ( > 0 ) 210000000	
Poisson's Ratio ( -1.0 < NU < 0.5 ) 0.3	ок
Density ( >= 0 )	Cancel
Coef. of Thermal Expansion ( >= 0 )	Help

Σχ.4.4. Ορισμός υλικού

Define Cross Section	23
Add Delete Copy Save Discard	OK Cancel
Section Number: 1  Type: U-Beam	Help
Please see Help for orientation of beam cross section Dimensions	✓ Standard Beam
Width W:         0.1         Thickness T1:         0.01           Height H:         0.3         Thickness T2:         0.016	
Torsional Rigidity Factor * : 1 Shear Area Factors *	* for elastic
s: 0 t: 0	beam only
s: 0 t: 0	
Numerical Integration for beam with plastic material         Along W:       0         Along H:       0	
Through T1: 0 Through T2: 0 Through T2: 0	

Σχ.4.5. Ορισμός διατομής υποστυλώματος

Βήμα 4°: Ορίζουμε τις ομάδες πεπερασμένων στοιχείων του φορέα από τη διαδρομή :

Meshing  $\rightarrow$  Element Groups...( εικονίδιο (Ε)). Στην επιλογή Type επιλέγουμε τα επιθυμητά element groups. Συνεπώς, επιλέγουμε Beam για τα πέλματα του υποστυλώματος και Truss για τις ράβδους δικτύωσης. Στην περίπτωση του Truss element πρέπει να διπλασιαστεί το εμβαδόν του ενός γωνιακού ούτως ώστε να προσομοιωθεί η δικτύωση των ράβδων δικτύωσης και στις δύο όψεις του υποστυλώματος. Αυτό είναι εφικτό διότι η ράβδος δικτύωσης συμμετέχει στο πρόβλημα μόνο με το εμβαδόν της. Έτσι, στην επιλογή Default Section Area συμπληρώνουμε : 0.000616 m<sup>2</sup>. Στα Beam elements έχουμε ως Default Cross Section τη διατομή που ορίσαμε προηγουμένως.

*Βήμα* 5<sup>o</sup>: Διακριτοποιούμε το φορέα από τη διαδρομή : Meshing → Mesh Density → Line ... επιλέγουμε ως "Method" "Use Number of Divisions" (σχήμα 4.6.)

και χωρίζουμε το φορέα έτσι ώστε το Maximum Element Edge Length να είναι το ίδιο σε όλα τα τμήματα. Σημειώνεται ότι τα Truss elements δεν πρέπει να χωριστούν.



Σχ.4.6. Διακριτοποίηση φορέα

Bήμα 6°: Στη συνέχεια σχηματίζουμε το δίκτυο πεπερασμένων στοιχείων από τη διαδρομή: Meshing  $\rightarrow$  Create Mesh  $\rightarrow$  Line... (εικονίδιο  $\boxed{M}$ )

Mesh Lines Basic Nodal O	ntions		22
Туре: В	eam 👤	Lines to be Meshed	
Element Group: Nodes per Eleme Vector X: 0 Y: 0 Z: 0	+ 1 ant: 2 Auxiliary Point: 18 P Vector System: Skew -	Line {p}           1         1           2         2           3         3           4         4           5         5           6         6           7         8           9         10	Auto Import Export Clear Del Row Ins Row
A	oply OK	Cancel Help	

Σχ.4.7. Δημιουργία δικτύου πεπερασμένων στοιχείων



Σχ. 4.8. Προσδιορισμός Auxiliary Point

Όπως φαίνεται από το σχήμα 4.7. είναι απαραίτητος ο προσδιορισμός ενός βοηθητικού σημείου (*Auxiliary Point*) για τη δημιουργία *Beam elements*. Στο σχήμα 4.8. φαίνεται πως καθορίζεται το τοπικό σύστημα συντεταγμένων μίας *U-Beam* δοκού ούτως ώστε να προκύψει ο σωστός προσανατολισμός για το σύνθετο υποστύλωμα.

Στη συνέχεια αφού ορίσουμε τα πρότυπα ελάσματα του σύνθετου υποστυλώματος και επίλεξουμε ως current element group το Truss από την ίδια διαδρομή όπως προηγουμένως ορίζουμε τα πεπερασμένα στοιχεία των ράβδων δικτύωσης.

Βήμα 7°: Ορίζουμε τις συνοριακές συνθήκες από τη διαδρομή Model  $\rightarrow$  Boundary Conditions  $\rightarrow$  Define Fixity..., όπως υποδεικνύεται και στο σχήμα 4.9.

Define Fixity	23
Add Delete Co	py Save Discard
Fixity Name: KATW-ARTHRV	VSI
Fixed Degrees of Freedom—	
✓ X-Translation	✓ X-Rotation
✓ Y-Translation	✓ Y-Rotation
Z-Translation	Z-Rotation
☑ Ovalization	🗖 Beam Warp
Fluid Potential	Temperature
Pore Fluid Pressure	☐ Voltage
0K Ca	ancel Help

Σχ.4.9. Προσδιορισμός συνοριακών συνθηκών

Apply Fixity		<u></u>
Save	Discard	Help OK
		Cancel
Apply to:	Points 🔹	
Default Fivil	11	
ALL	<u>r.</u>	Define
Auto	Import Export	t Class Del Rom Line Rom L
Auto		
{p}: press	S'' key to subtract, marc	quee pick allowed
	Point {p}	Fixity
1	16	KATW-ARTHRWSI
2	17	PANW-ARTHRWSI
3		
4		
5		
6		
7		
8		
8		
8 9 10		

Σχ.4.10. Εφαρμογή συνοριακών συνθηκών

Έτσι, επειδή θέλουμε να σχηματίσουμε ένα αμφιαρθρωτό υποστύλωμα ορίζουμε άρθρωσεις με τη διαφορά όμως ότι η άρθρωση στο πάνω μέρος του υποστυλώματος θα φέρει και το φορτίο επόμενως πρέπει να είναι ανοικτός ο συγκεκριμένος βαθμός ελευθερίας. Συνεπώς, στην πάνω άρθρωση είναι δεσμευμένη μόνο η μετακίνηση κατά τον x άξονα.Οι δύο αυτές συνοριακές συνθήκες εφαρμόζονται σε δύο σημεία στο κέντρο βάρους της σύνθετης διατομής του υποστυλώματος για να αποφευχθεί η δημιουργία έκκεντρης φόρτισης. Από τη διαδρομή: *Model* → *Boundary Conditions* → *Apply Fixity*...(εικονίδιο Στη συνέχεια πρέπει να συνδέσουμε τα σημεία που βρίσκονται εκτός διατομής με τη διατομή του υποστυλώματος μέσω άκαμπτων συνδέσμων (Rigid Links) από τη διαδρομή Model -> Constraints -> Rigid Links... όπου ως Master Points επιλέγονται τα σημεία στα οποία έχουν επιβληθεί οι συνοριακές συνθήκες και ως Slave Points επιλέγονται τα σημεία που θέλουμε να δεσμεύσουμε μέσω άκαμπτων συνδέσμων.

fine Rigid Links		
Add Delete	Copy 9	Gave Discard OK
		Cancel
Rigid Link Set:  1	-	Help
Slave		Master
Entity Type: Point	-	Entity Type: Point 💌
Entity #: 1	P	Entity #: 16 P
Body #:	T P	Body #:
Additional Slave Entities Point {p} 1 8 2 3 4 5 6 6 7 7 8 9 9 4 5 6 6 9 9 6 6 6 6 6 6 6 6 6 6 6 6 6 6 6	Auto Import Export Clear Del Row Ins Row	Displacements: Default  Slave Constrained DOF: 123456 Constrained Degrees of Freedom (DOF) Constrained Degrees of Freedom (DOF) Slave DOF constrained DOF Slave DOF constrained only if corresponding master DOF is free Bigid Link from Slave to Master Node:

Σχ.4.11. Δημιουργία Rigid Links

Για να ενεργοποιηθούν οι άκαμπτοι σύνδεσμοι πρέπει να δημιουργηθούν nodes εκεί που βρίσκονται οι στηρίξεις. Οπότε, από τη διαδρομή *Meshing* →*Create Mesh*→*Points* επιλέγουμε το άνω και κάτω άκρο του υποστυλώματος.

*Βήμα 8°*:Ορίζουμε τις συνθήκες φόρτισης που θέλουμε να επιβάλλουμε. Από τη διαδρομή *Model* →*Loading* →*Apply*...(εικονίδιο <sup>3</sup>) επιλέγουμε την εντολή *Define*... όπου ορίζουμε τη φόρτιση των 75kN και πατάμε OK, όπως φαίνεται στο σχήμα 4.12.

Define Concentrated Force	23		
Add Delete Copy Save Discard			
When applied on line/edge, surface/face or node set, the fu will be applied on each node on the geometry or node set.	ll force		
Concentrated Force Number: 1			
Magnitude: 75			
Force Direction	ОК		
	Cancel		
X:  0 Y:  1 2:  0	Help		

Σχ.4.12. Προσδιορισμός συνθηκών φόρτισης

Στη συνέχεια, ορίζουμε το σημείο όπου θα εφαρμοστεί η φόρτιση. Συγκεκριμένα εφαρμόζεται στο *Point #17*.

*Βήμα 9°:* Επιλέγουμε το είδος της ανάλυσης. Θέλουμε να υπολογίσουμε τις 3 πρώτες ιδιομορφές λυγισμού του υποστυλώματος. Από τη διαδρομή: *Control* → *Analysis* 

Assumptions  $\rightarrow$  Kinematics... επιλέγουμε την εντολή: "Displacements/Rotations"-"Large" και από το μενού "Analysis Type" επιλέγουμε: "Linearized Buckling".

Από την εντολή "Analysis Options" (εικονίδιο (2)), ορίζουμε 3 ιδιομορφές, μέγιστο αριθμό επαναλήψεων ανά ιδιομορφή 1000 και Method of Generating Starting Vectors θέτουμε Standard που δίνει αποτελεσμάτα πιο κοντινά στην κλασικό φορτίο λυγισμού.

Linearized Buckling	X
Buckling Loads/Modes	Bathe Subspace Iteration
Number of Buckling Loads/Modes: 3	Maximum Number of Iterations per Eigenpair: 1000
Number of Buckling Modes to be Printed: 3	Number of Iteration Vectors Used Simultaneously: Default 💌
Buckling Analysis Method	Convergence Tolerance: Default 💌
Classical     C Secant	Method of Generating Starting Vectors
Output Settings	
Output Intermediate Solution Information	
OK Close	Number of User-Provided Starting Vectors: 0

Σχ.4.13. Επιλογές ανάλυσης

*Βήμα* 10°: Από το μενού Solution → Data File/Run... (εικονίδιο ), συμπληρώνουμε το όνομα που θέλουμε να έχει το αρχείο μας (\*.dat) και πατώντας "Save" αρχίζει η διαδικασία επίλυσης του φορέα. Μετά την ολοκλήρωση της επίλυσης από το pulldown μενού "Program Module" διαλέγουμε το "Post-Processing". Ανοίγουμε το αντίστοιχο Porthole File (\*.por) και με τη βοήθεια των εντολών "Previous Solution", "Next Solution", "First Solution" και "Last Solution" (εικονίδια

**Κ •• • • •**) μπορούμε να δούμε τις ιδιομορφές που ζητήσαμε. Στα σχήματα που ακολουθούν φαίνονται οι 2 πρώτες ιδιομορφές καθώς και ο μεγεθυντικός συντελεστής *acr* (LOAD FAC) για κάθε περίπτωση.



Πατώντας το εικονίδιο 🏙 βλέπουμε και το φορτίο λυγισμού που αντιστοιχεί σε κάθε ιδιομορφή.

4.2.2.Μη-Γραμμική Ανάλυση Υλικού και Γεωμετρίας με Αρχικές Ατέλειες (GMNIA) *Βήμα 1°:* Ορίζουμε διγραμμικό υλικό για το υποστύλωμα χωρίς κράτυνση. Η διαδρομή που ακολουθείται είναι: *Model*→*Materials*→*Plastic*→*Bilinear*..., όπως φαίνεται στο σχήμα 4.16.

Define Bilinear Elastic-Plast	ic Material		23
Add Delete	Copy Sa	ve Discard Put MDB	ок
*** For truss, 2-D solid, 3-D solid, beam, iso-beam, shell and pipe elements ***			Cancel
Material Number: 2 💌 Graph			Help
Basic Strain Rate Effect	s		1
Description: steel-plastic			
Young's Modulus:	210000000	Max. Allowable Effective Plastic Strain:	0
Poisson's Ratio:	0.3	Mean Coef. of Thermal Expansion:	0
Initial Yield Stress:	235000	Reference Temperature:	0
Density:	0	Strain Hardening	
Strain Hardening Modulus:	0	Type: Isotropic - Mixed Hardening Parameters - XM-INF: X0: E 0 0 0	TA:

Σχ. 4.16. Ορισμός διγραμμικού υλικού χωρίς κράτυνση

Στη συνέχεια επίλεγουμε το διγραμμικό αυτό υλικό ως *Default Material* σ'όλα τα *Elements Group* που έχουμε δημιουργήσει, όπως φαίνεται στο σχήμα 5.17.

Βήμα 2°: Επιλογή μεθόδου ανάλυσης.

Η παρούσα ανάλυση θα γίνει με χρήση του αλγορίθμου "Collapse Analysis". Ο αλγόριθμος "Collapse" ανήκει στην ομάδα αλγορίθμων που χρησιμοποιούν τη μέθοδο "arc-length" για την επίλυση εντόνως μη-γραμμικών προβλημάτων προσδιορίζοντας καθοδικούς δρόμους ισορροπίας. Από το μενού "Analysis Type" επιλέγεται η "Collapse Analysis". Από το μενού "Analysis Options" ορίζουμε σ'έναν κόμβο αναφοράς (εδώ ο κόμβος 454) μία αρχική μετατόπιση της τάξης των 10<sup>-5</sup> m κατά X-Translation και επιλέγεται η ρύθμιση "Continue after Critical Point is Reached" καθώς και η μέγιστη τιμή της επιτρεπόμενης μετακίνησης (βλ. σχήμα 4.18).

Define Element Group		23
Add Delete Copy Save	Discard Set	ок
Group Mumber:		Cancel
	beam	Help
Basic Advanced		
Description: pelmata		
Element Sub-Type C 2-D C 3-D Stiffness Definition C Use Material and Cross Section Default Material: 2	Displacements: Default Bolt Options Bolt #: 0 Load: 0	•
Default Cross Section: 1 🗾 🗾	Element Result Output	
C Use Moment-Curvature Rigidity	Result Type: Stresses/Strain	-
Rigidity:	Number of Section Points: 2	
Thermal Material: 1	Print: Default 💌 Save: De	fault 💌

Σχ. 4.17. Επιλογή διγραμμικού υλικού για το φορέα

Collapse Analysis	23
Prescribed Displacement for the First Solution Step	
C Point C Node Label #: 454 P	
Degree of Freedom: X-Translation	
Displacement: 1e-005	
Maximum Displacement	
Max. Incremental Displacement Factor (Alpha): 3	
Maximum Allowed Displacement: 2	
Solution Options	
Continue after First Critical Point is Reached	
Print the Reference Load Vector	
Temperature Load: Constant	
Maximum Subdivisions Allowed: 10 Cancel	

Σχ.4.18. Επιλογές ανάλυσης

Defir	ne Impei	rfection			23
	Save	Discard			ОК
Init	ial Condit	tion Tupe: Node		-	Cancel
		Inde			
	Auto	Import E	xport	Clear De	Row Ins Row
		Buckling Mode #	Node #	Direction	Displacement
	1	1	454	X-Translation	0.016
	2	2	227	X-Translation	0.001636
	3				
	4				
	5				
	6				
	7				
	8				
	9				
	10				
	10				

Σχ.4.19. Ορισμός γεωμετρικής ατέλειας

Βήμα 3°: Από τη διαδρομή Model →Initial Conditions →Imperfection... ορίζουμε ένα συνδυασμό ατελειών. Αρχικά, τοποθετούμε στον κόμβο που βρίσκεται στο μέσον του υποστυλώματος την ατέλεια που υποδεικνύει ο κανονισμός (L/500), όπως απεικονίζεται στο σχήμα 4.19. και επιλέγουμε την ιδιομορφή βάσει της οποίας θέλουμε να λυγίσει το υποστύλωμα καθώς και στον πιο απομακρυσμένο κόμβο όπως προέκυψε από τη 2<sup>η</sup> ιδιομορφή της ανάλυσης όπου εκδηλώνεται τοπικός λυγισμός.

efine Time Function					23
Add Delete Copy Save	Discard		Н	elp	ΟΚ
Time Function Number: 1 Graph					Cancel
Function Multiplier: Constant (=1.0)	Auto.		Import	Export	
Function Parameters	Clea	ar	DelRow	Ins Row	
0			Time	Valu	e
0	1	0.0		0.0	
	2	1.0		1.0	
0	4				
0	5				
lo lo	6				
0	8				
,	9				
	10	1			

Σχ.4.20. Ορισμός συνάρτησης χρόνου επιβολής φορτίου

Define Time	Step	23
Add	Delete Copy	Save Discard Set
Time Step 1	Name: DEFAULT	•
Auto	. Import Ex	Del Row Ins Row
	Number of Steps	Constant Magnitude
1	100	0.01
2		
3		
4		
5		
6		
7		
8		
9		
10		
	ОК	Cancel Help

Σχ.4.21. Ορισμός 100 χρονικών βημάτων (steps)

Βήμα 4°: Για να μπορέσουμε να δημιουργήσουμε το δρόμο ισορροπίας του υποστυλώματος εφαρμόζουμε σταδιακά το φορτίο σε 100 χρονικά βήματα ίσης διάρκειας έτσι ώστε στο χρονικό σημείο 0.00 ο φορέας να είναι αφόρτιστος και στο χρονικό σημείο 1.00 να έχει εφαρμοστεί ολόκληρο το φορτίο. Οι διαδικασίες αυτές πραγματοποιούνται από τις διαδρομές Control  $\rightarrow$ Time Function και Control  $\rightarrow$ Time Step (βλέπε σχήματα 4.20 και 4.21).

Bήμα 5°: Στη συνέχεια πραγματοποιούμε την επίλυση της ανάλυσης όπως προηγουμένως από τη διαδρομή Solution  $\rightarrow$ Data File/Run...(εικονίδιο ) όπου θα ζητηθεί από το χρήστη να επιλέξει και το αρχείο μορφής "\*.mds" που περιέχει τα σχήματα των ιδιομορφών που θα χρησιμοποιηθούν ως αρχικές ατέλειες. Το αρχείο "\*.mds" προέρχεται απο τη LBA ανάλυση που έχει προηγηθεί των μη γραμμικών αναλύσεων. Αφότου ολοκληρωθεί η ανάλυση αλλάζοντας το module του προγράμματος από "ADINA-Structures" σε "Post-Processing" ανοίγουμε το αντίστοιχο αρχείο μορφής "\*.por".

*Βήμα 6°:* Από τη διαδρομή *Definitions* → *Model Point* → *Node*... επιλέγουμε ένα χαρακτηριστικό σημείο του φορέα για τη δημιουργία του δρόμου ισορροπίας. Στη συγκεκριμένη περίπτωση επίλεγεται ένας κόμβος που βρίσκεται στο μέσον του

υποστύλωματος που αναμένεται να έχει και την μέγιστη παραμόρφωση.Το σημείο αυτό ορίζεται στο πεδίο: *Node#* του σχήματος 4.22.

Add Delete Copy S	ave Discard
Model Point Name: 454	•
Node #: 454 P	
Substructure: 0	ОК
Reuse: 1	Cancel

Σχ.4.22. Επιλογή αντιπροσωπευτικού κόμβου

Βήμα 7°: Από τη διαδρομή Graph → Response Curve (Model Point)... γίνεται η δημιουργία του δρόμου ισορροπίας. Αυτό γίνεται σε διαγράμμα με τιμές μετακίνησης στον οριζόντιο άξονα X και τιμές φορτίο στον κατακόρυφο άξονα Y. Έτσι, στο τμήμα "X Coordinate" στο πεδίο "Variable" επιλέγεται η μετακίνηση ("displacement") και στο επόμενο πεδίο συγκεκριμένα η επιθυμητή μετακίνηση "X-DISPLACEMENT" επειδή το "Model Point" #454 έχει μετακινηθεί στον άξονα των X. Στο τμήμα "Y Coordinate" στο πεδίο "Variable" επιλέγεται ο χρόνος ("Time") και στο επόμενο πεδίο η επιλογή "LAMBDA". Πρέπει να τονιστεί ότι η μεταβλητή "LAMBDA" είναι ο φορτικός συντελεστής που προκύπτει σε κάθε βήμα της ανάλυσης. Για τον υπολογισμό του φορτίου πρέπει αυτός ο συντελεστής να πολλαπλασιαστεί με το φορτίο αναφοράς με το οποίο πραγματοποιήθηκε η ανάλυση.

× Coordinate		- Graph Attributes		
Variable: Displacement		Plot Name:		-
X-DISPLACEMENT	-	Graph Style:		<b>.</b>
Model Point: 454		X-Axis:	DEFAULT_X	<b>.</b>
Result Control: DEFAULT		Y-Axis:	DEFAULT_Y	<b>.</b>
Smoothing Technique: DEFAULT 💌		Curve Depiction:	DEFAULT	<b>.</b>
Y Coordinate		Graph Depiction:	DEFAULT	<b>.</b>
Variable: Time		Subframe:	DEFAULT	<b>.</b>
LAMBDA	-	Besponse Bange		
Model Point: 454		ricsponse ridinge.	IDEIAGEI	<u> </u>
Result Control: DEFAULT 💌				Help
Consulting Taskainus DEFAULT				Пор

Σχ.4.23. Παράμετροι δημιουργίας δρόμου ισορροπίας

Με την ολοκήρωση της επιλογής των παραμέτρων για τη δημιουργία του δρόμου ισορροπίας επιλέγεται "Apply" και προκύπτει δρόμος ισορροπίας ο οποίος είναι καθοδικός.Η εξαγωγή των δεδομένων του δρόμου ισορροπίας σε αρχείο μορφής ".txt" για περαιτέρω επεξεργασία με άλλα λογισμικά γίνεται στη διαδρομή Graph →List... πατώντας στην επιλογή "Export..." και αποθηκευόντάς το. 4.3 Περιγραφή προσομοίωσης ενός φορέα με το πρόγραμμα ADINA με επιφανειακά στοιχεία για προσδιορισμό φορτίου αντοχής P

4.3.1.Ανάλυση σύνθετου υποστυλώματος διατομής U με ράβδους δικτύωσης με χρήση επιφανειακών στοιχείων (shell elements)

Όπως προηγουμένως έχουμε ένα αμφιαρθρωτό υποστύλωμα ύψους 8m το οποίο αποτελείται από διατομές UPN300 και ράβδους δικτύωσης από γωνιακά L40.4.

Η ανάλυση θα γίνει μέσω επιφανειακών μελών (shell elements) και συνεπώς το πρόβλημα είναι τρισδιάστατο και έτσι είναι ενεργοί όλοι οι βαθμοί ελευθερίας.

Η διαδικασία ορισμού υλικού είναι ίδια με προηγουμένως βλ.βήμα 2°.

Βήμα 1°:Ορίζουμε τις ομάδες πεπερασμένων στοιχείων από τη διαδρομή: Meshing →Element Groups...(εικονίδιο .....). Επειδή το πάχος του κορμού και το πάχος των πελμάτων μίας διατομής U είναι διαφορετικά θα χρησιμοποιηθούν δύο διαφορετικά "element groups", ένα για τον κορμό και ένα για τα πέλματα. Σε κάθε "element group" επιφανειακών πεπερασμένων στοιχείων ορίζεται το υλικό στην επιλογή: "Default Material" και το επιθυμητό πάχος των επιφανειακών στοιχείων στο: "Default Element Thickness" όπως φαίνεται και στο σχήμα 4.24.

Define Element Group		23
Add Delete Copy Save D	iscard Set	ок
Group Number: 1 Type: Sh		ancel
Basic Advanced 3D-Shell		
Description: kormos		
Default Material:	Kinematic Formulation	[
Default Element Thickness: 0.01	Displacements: Default	-
Number of Layers: 1	Strains: Default	- I
Thermal Material: 1	Incompatible Modes: Default (for 4-node elements only)	-
Element Result Output	Integration through Shell Thicknes	s
<ul> <li>Stresses/Strains</li> <li>Nodal Forces</li> </ul>	Integration Type: Gauss	-
Print: Default 💌 Save: Default 💌	Integration Order: Default 💌	

Σχ. 4.24. Ορισμός ομάδας πεπερασμένων στοιχείων τύπου "Shell"

Έτσι, για τον κορμό θα ορίσουμε μία ομάδα πεπερασμένων τύπου "Shell" με πάχος 0.01m και μία ίδια ομάδα για τα πέλματα με πάχος 0.016m. Τέλος, θα ορίσουμε και μία ομάδα περασμένων τύπου "Truss" (δικτύωμα) όπως και προηγουμένως με τη διαφορά ότι σε αυτή την περίπτωση χρειαζόμαστε το εμβαδόν της μίας διαγωνίου διότι στη συγκεκριμένη περίπτωση γίνεται να προσδιοριστούν οι ράβδοι δικτύωσης και στις δύο όψεις του υποστυλώματος. Συνεπώς, στο "Default Section Area" συμπληρώνουμε 0.000308 m<sup>2</sup>, όπως φαίνεται στο σχήμα 4.25.

Define Element Group			23
Add Delete	Copy Save	Discard Set	ОК
Group Number: 3	💌 Туре	Truss	Cancel Help
Basic Advanced			
Description: ravdos			
Default Material:	1	Element Sub-Type	
Default Section Area:	0.000308	General 3D     Axis	ymmetric
Displacements:	Default 💌	Element Result Output	
Thermal Material:	1	Print: Default 💌 Save:	Default 💌
All elements in this	group have Gaps		
Default Gap Width:	0		

Σχ.4.25. Ορισμός ομάδας πεπερασμένων στοιχείων τύπου "Truss"

*Βήμα*  $2^{\circ}$ : Ορίζουμε τη γεωμετρία του φορέα. Από τη διαδρομή *Geometry*  $\rightarrow$ *Points*...(εικονίδιο<sup>μ\*</sup>) δημιουργούμε τα σημεία προκειμένου να σχηματιστούν οι δύο διατομές UPN300.

Έπειτα από τη διαδρομή Geometry  $\rightarrow$ Lines  $\rightarrow$ Define... ορίζουμε τα ευθύγραμμα τμήματα που συνθέτουν τις δύο διατομές UPN300.Η γεωμετρία του φορέα έχει προσδιοριστεί ούτως ώστε όταν δημιουργηθεί το δίκτυο των πεπερασμένων στοιχείων με την εφαρμογή των παχών των "Shell Elements" να σχηματιστούν οι επιθυμητές διατομές. Για αυτό το λόγο τα σημεία και οι γραμμές που απαρτίζουν τις αρχικές διατομές (πριν τη διαδικασία σχηματισμού επιφανειών) έχουν υπολογιστεί όπως φαίνεται και στο Σχ.4.26 με τρόπο που προβλέπει την μεταγενέστερη εφαρμογή του πάχους σε κάθε γραμμή.



Σχ.4.26. Αρχική Γεωμετρία φορέα για προσδιορισμός των διατομών

Το ότι χωρίσαμε τη διατομή σε δύο τμήματα μέσω του κεντροβαρικού της άξονα έγινε επειδή θέλουμε οι ράβδοι δικτύωσης να εντοπίζονται στο κέντρο βάρους κάθε

διατομής κάτι που πρέπει να προβλεφθεί από την αρχή της προσομοίωσης και να εμφανίζεται και η κεντροβαρική απόσταση των πελμάτων όπως απαιτεί και ο Ευρωκώδικας-*EC3*.

Μέχρι στιγμής μέσω των σημείων και των γραμμών δημιουργήθηκε μία μοναδική διατομή του σύνθετου υποστυλώματος στο επίπεδο x-y, εφόσον επιλέχθηκε ότι ο διαμήκης άξονας θα είναι ο z. Για να δημιουργηθεί το τρισδιάστατο υποστύλωμα πρέπει από τις γραμμές να δημιουργηθούν επιφάνειες. Έτσι, από τη διαδρομή:

Geometry  $\rightarrow$ Surfaces  $\rightarrow$ Define...( εικονίδιο  $\square$ ) ανοίγει η καρτέλα του σχήματος 4.27. Στην επιλογή "type" επιλέγεται το "Extruded" που σημαίνει ότι δίνοντας ως γενέτειρες γραμμές τις γραμμές 1 έως 5, αυτές θα επεκταθούν κατά z=1.3333mδημιουργώντας το πρώτο φάτνωμα του φορέα. Η διαδικασία επαναλαμβάνεται μέχρι να σχηματιστούν όλα τα φατνώματα και από τις δύο μεριές (πρότυπες διατομές) του σύνθετου υποστυλώματος προσέχοντας κάθε φορά να δίνονται οι σωστές γενέτειρες γραμμές ανά φάτνωμα. Τέλος, λόγω γεωμετρίας του φορέα για τη δημιουργία δύο εκ των φατνωμάτων πρέπει να επεκταθούν ως προς τον διαμήκη άξονα κατά z=0.6666665m (1.33333/2), δηλαδή το μισό μήκος. Μετά τον σχηματισμό των επιφανειών δημιουργούμε και τις γραμμές που αποτελούν τις ράβδους δικτύωσης.

Add       Delete       Copy       Save       Discard       OK         Delete Lines/Points when Surface is Deleted       Eancel       Help         Surface Number:       1       P       Type:       Extruded       Help         Initial Line:       1       P       Type:       Extrusion Direction       Defined by:       Vector       Line       P         Additional Initial Lines       1       P       Defined by:       Vector       Line       P         Auto       Import       Export       Defined by:       Vector       Line       P         Vector       X:       0       Y:       0       Z:       1.33333         Number of Mesh Subdivisions:       1       Coincidence Checking       Coincidence Checking       Coincidence Checking         7       8       9       9       P       Check Coincidence       Tolerance:       1e-005	Define Surface
10	Add Delete Copy Save Discard OK   Delete Lines/Points when Surface is Deleted Cancel Help   Surface Number: 1 P Type: Extrusion Direction   Initial Line: 1 P Extrusion Direction   Additional Initial Lines (p): press ''S'' key to subtract, marquee pick allowed OK   Auto Import Export   Clear Del Row Ins Row   1 2 3   4 5   5 6   7 7   8 9   10 0   Output:

Σχ.4.27. Καρτέλα ορισμού επιφανειών

Βήμα 3°: Διακριτοποιούμε τις γραμμές που αποτελούν το φορέα. Από τη διαδρομή: Meshing →Mesh Density →Line....Στην επιλογή "Method" επιλέχθηκε "Use Number of Divisions". Χρήζει ιδιαίτερης προσοχής το γεγονός ότι ο φορέας αποτελείται από πολλές διαφορετικού μήκους γραμμές, οι οποίες πρέπει να διαχωριστούν κατά τέτοιο τρόπο ώστε να έχουν το ίδιο "Maximum Element Edge Length". Οι γραμμές που θα αποτελέσουν στοιχεία δικτυώματος "Truss" δεν πρέπει να διακριτοποιηθούν.

Επισημαίνεται ότι για μία σωστή αλλά και ταυτόχρονα εύχρηστη ανάλυση και επεξεργασία του φορέα το δίκτυο που θα δημιουργηθεί να είναι επαρκώς πυκνό αλλά χωρίς να διακριτοποιηθεί σε υπερβολικό βαθμό και να οδηγήσει στη δημιουργία πολύ μεγάλων και ακατάλληλων για εργασία αρχείων.

Βήμα 4°: Στη συνέχεια δημιουργούμε το δίκτυο πεπερασμένων στοιχείων. Στην καρτέλα "Element Groups" επιλέγεται ο αριθμός του "element group" και έπειτα το

"Set". Η δημιουργία των πεπερασμένων στοιχείων γίνεται ακολουθώντας τη διαδρομή: Meshing  $\rightarrow$ Create Mesh  $\rightarrow$ Surface.... Η διαδικασία εφαρμογής των πεπερασμένων στοιχείων θα γίνει για τα "Surfaces" που συνιστούν τον κορμό αλλά και για εκείνα των πελμάτων. Έπειτα από τη διαδρομή: Meshing  $\rightarrow$ Create Mesh  $\rightarrow$ Line... θα γίνει η διακριτοποίηση των ράβδων δικτύωσης με "Truss" ομάδα πεπερασμένων στοιχείων.

Βήμα 5°: Ορίζουμε τις συνοριακές συνθήκες από τη διαδρομή: Model  $\rightarrow$ Boundary Conditions  $\rightarrow$ Define Fixity... Επομένως με την ίδια λογική όπως και στην περίπτωση των γραμμικών στοιχείων θα χρειαστεί να δημιουργήσουμε δύο αρθρώσεις με τη διαφορά όμως ότι σ' αυτή την περίπτωση το πρόβλημα μας είναι τρισδιάστατο. Επίσης, επιλέγουμε να είναι δεσμευμένη και η στροφή κατά τον διαμήκη άξονα. Για τον σχηματισμό της πάνω άρθρωσης δεσμεύονται οι μετακινήσεις κατά X,Ytranslation και η Z-Rotation ενώ η μετακίνηση κατά Z είναι ελεύθερη για να ασκηθεί το αξονικά θλιβόμενο φορτίο (βλ. Σχήμα 4.28.).

Define Fixity	
Add Delete Copy Save Discard	
Fixity Name: KATW-ARTHRWSI	
Fixed Degrees of Freedom	
✓ X-Translation	C X-Rotation
✓ Y-Translation	Y-Rotation
Z-Translation	Z-Rotation
✓ Ovalization	🗖 Beam Warp
Fluid Potential	Temperature
Pore Fluid Pressure	☐ Voltage
OK Cancel Help	

Σχ.4.28. Προσδιορισμός συνοριακών συνθηκών

Στην περίπτωση τον γραμμικών στοιχείων λόγω των περιορισμών που έθετε ο ορισμός του φορέα στο επίπεδο η μετακίνηση του υποστυλώματος εκτός του επιπέδου ήταν εξασφαλισμένη. Για να είναι τα αποτελέσματα ανάμεσα στις δύο μεθόδους (beam-shell elements) συγκρίσιμα μεταξύ τους πρέπει και στην περίπτωση της προσομοίωσης με επιφανειακά στοιχεία να εξασφαλιστεί ότι η μετακίνηση εκτός του επιπέδου του υποστυλώματος δεν είναι κρίσιμη και είτε θα αστοχήσει καθολικά εντός του επιπέδου του υποστυλώματος (X translation) είτε τοπικά. Με την ίδια λογική έχει γίνει και κατά τον υπολογισμό του υποστυλώματος κατά την εκτός του επιπέδου διεύθυνση καθιστώντας κρίσιμο τον λυγισμό εντός του επιπέδου του φορέα.

Έτσι, δεσμεύτηκαν οι κόμβοι (nodes) που αποτελούν τα πέλματα των διατομών του υποστυλώματος στο μέσον του υποστυλώματος κατά *Y-translation* δημιουργώντας μία ακόμα συνοριακή συνθήκη δεσμεύοντας μόνο αυτή την μετακίνηση.

Έπειτα από τη διαδρομή: Model →Boundary Conditions → Apply Fixity...γίνεται η εφαρμογή των δύο αρθρώσεων σε δύο σημεία που βρίσκονται στο κέντρο βάρους της σύνθετης διατομής.

Όπως και προηγουμένως πρέπει να συνδέσουμε τα γεωμετρικά αυτά σημεία που έχουν τις συνοριακές συνθήκες με τη διατομή του σύνθετου υποστυλώματος μέσω άκαμπτων συνδέσμων. Από τη διαδρομή: Model ->Constraints- ->Rigid Links...όπου εμφανίζεται η ίδια καρτέλα όπως και προηγουμένως. Στην επιλογή "Master" ορίζεται το γεωμετρικό σημείο εφαρμογής της συνοριακής συνθήκης και ως "Slave" στην επιλογή "Entity type" επιλέγεται "Line" και όχι "Point" που είχε επιλεγεί στο παράδειγμα των γραμμικών ορίζονται οι γραμμές που απαρτίζουν τη διατομή στήριξης.

Τέλος, από τη διαδρομή *Meshing* →*Create Mesh*→*Points* διακριτοποιούνται τα σημεία στήριξης ώστε να ολοκληρωθεί η δημιουργία των άκαμπτων στοιχείων.

Στη συνέχεια η διαδικασία είναι ίδια με τα βήματα 8,9,10 που προηγήθηκαν κατά την περιγραφή του μοντέλου με τα γραμμικά στοιχεία. Έτσι, προκύπτουν οι επιθυμητές ιδιομορφές που θα χρησιμοποιηθούν για την εξαγωγή δρόμου ισορροπίας στο επόμενο βήμα και να προκύψει φορτίο αντοχής του φορέα.

4.3.2.Μη-Γραμμική Ανάλυση Υλικού και Γεωμετρίας με Αρχικές Ατέλειες (GMNIA) Τα βήματα 1-7 είναι ίδια με προηγουμένως. Έτσι, η διαδικασίας εξαγωγής του δρόμου ισορροπίας και στη συνέχεια η δυνατότητα για περαιτέρω επεξεργασία με άλλα προγράμματα ακολουθούν την ίδια λογική.
# Κεφάλαιο 5: Παρουσίαση Αποτελεσμάτων

Στο παρόν κεφάλαιο θα παρουσιαστούν τα αποτελέσματα από τις μεθόδους που περιγράφηκαν στα προηγούμενα κεφάλαια για την εξαγωγή φορτίο αντοχής σύνθετου υποστυλώματος. Αυτές περιλαμβάνουν τον Ευρωκώδικα 3 και χρήση του προγράμματους πεπερασμένων στοιχείων ADINA με γραμμικά και επιφανειακά στοιχεία.

Επισημαίνεται ότι και για τις δύο κατηγορίες διατομών που χρησιμοποιήθηκαν, επιλέχθηκαν τέσσερα ύψη υποστυλώματος (H=6,8,10,12m) και έξι αποστάσεις πελμάτων (h=30,35,40,45,50,55cm).

5.1. Σύνθετα υποστυλώματα από πρότυπα ελάσματα κατηγορίας 1

Σε αυτή την ενότητα θα εξεταστούν σύνθετα υποστυλώματος αποτελούμενα από διατομές UPN300 και ράβδους δικτύωσης από γωνιακά L40.4. Σε αυτή την κατηγορία διατομών, εκτός από το φορτίο αντοχής, έχουν υπολογιστεί και τα κρίσιμα φορτία του καθολικού λυγισμού, το κρίσιμο φορτίο τοπικού λυγισμού.

 $\overline{N}_{cr}^{\kappa \alpha \theta} = \frac{N_{cr}}{1 + \frac{N_{cr}}{s_v}}$  το κρίσιμο φορτίο καθολικού λυγισμού

 $\overline{N}_{cr}^{\tau o \pi} = \pi^2 rac{E I_{eff}}{(KL)^2}$  το κρίσιμο φορτίο τοπικού λυγισμού

το φορτίο αντοχής

Р

Η διαδικασία που θα ακολουθείται είναι η ίδια σε όλες τις περιπτώσεις που θα εξεταστούν σε αυτό το κεφάλαιο και είναι η εξής:

- Θα παρατίθενται σε διάγραμμα τα κρίσιμα φορτία καθολικού λυγισμού των τριών μεθόδων και ενδεικτικά ορισμένες χαρακτηριστικές ιδιομορφές από την Linearized Buckling (LBA) για απόσταση πελμάτων h=40cm.
- Θα παρατίθενται σε διάγραμμα και σε πίνακα τα φορτία αντοχής των τριών μεθόδων εκ των οποίων τα φορτία μέσω του προγράμματος πεπερασμένων στοιχείων έχουν προκύψει, όπως έχει αναλυθεί σε προηγούμενο κεφάλαιο, από μη- γραμμική ανάλυση υλικού και φορέα με αρχικές ατέλειες (GMNIA).
- Θα γίνεται σύγκριση μεταξύ των μεθόδων αναφορικά με το σημείο αλλαγής της κρίσιμης μορφής αστοχίας.
- Θα δίνονται σε μορφή πίνακα τα αποτελέσματα φορτίου αντοχής και μετακίνησης διαρροής υποστυλώματος που αφορούν τη μη-γραμμικότητα του υλικού (δρόμος ισορροπίας) και θα γίνεται σχολιασμός των αποτελεσμάτων.

# 5.1.1. Υποστύλωμα ύψους 6m

Για το συγκεκρίμενο ύψους υποστυλώματος επιλέχθηκαν ενδεικτικά οι παρακάτω αντιπροσωπευτικές ιδιόμορφες των σχημάτων 5.1 και 5.2 για απόσταση πελμάτων του σύνθετου υποστυλώματος ίση με: h=40cm. Έτσι, φαίνονται οι ιδιομορφές καθολικού λυγισμού για ADINA-Shell και ADINA-Beam αντίστοιχα, όπου παρατηρείται ότι και στις δύο μεθόδους ο λυγισμός πραγματοποιείται εντός του επιπέδου του υποστυλώματος. Οι ιδιομορφές αυτές δίνουν μεγεθυντικό συντελεστή acr (LOAD FAC) ίσο με: 156.8 και 168.7 αντίστοιχα οι οποίοι πολλαπλασιασμένοι με το φορτίο επιβολής Q=80kN οδηγούν στο κρίσιμο φορτίο καθολικού λυγισμού ίσο με: 12546kN και 13494kN αντίστοιχα.



Σχ.5.1. Καθολικός λυγισμός (Shell)



Στο σχ. 5.3. φαίνεται σε διάγραμμα η σύγκριση των κρίσιμων φορτίων καθολικού λυγισμού κάθε μεθόδο ανάλογα με την απόσταση των πελμάτων. Στην περίπτωση των κρίσιμων φορτίων καθολικού λυγισμού ( $\overline{N}_{cr}$ ) παρατηρείται μεγάλη ταύτιση των τριών μεθόδων καθώς τα φορτία που προκύπτουν είναι πολύ κοντά και η μέγιστη απόκλιση δεν ξεπερνάει το 8% και οι μέσες αποκλίσεις ανάμεσα σε EC3-Beam και EC3-Shell είναι: 5,7% και 1,9% αντίστοιχα.



Σχ.5.3. Σύγκριση κρίσιμου φορτίου καθολικού (καμπτικού) λυγισμού ανάλογα με την απόσταση των πελμάτων με τις 3 μεθόδους

Όπως φαίνεται στον πίνακα 5.1. που ακολουθεί το φορτίο αντοχής που προκύπτει από τον Ευρωκώδικα είναι σε κάθε περίπτωση ελαφρώς μικρότερο από το αντίστοιχο του προγράμματος πεπερασμένων για εύρος απόστασης πελμάτων από: 30*cm* έως 45*cm*. Κρίθηκε σκόπιμο σε αυτό το σημείο να εξεταστεί η αντοχή του σύνθετου

υποστυλώματος στο σημείο όπου και η μέθοδος των γραμμικών στοιχείων θα εμφανίσει ως κρίσιμη μορφή αστοχίας, τοπικό λυγισμό. Κάτι τέτοιο συμβαίνει για απόσταση πελμάτων μετά το επιλεγμένο εξεταζόμενο εύρος και συγκεκριμένα για h=61cm.Η απόκλιση ανάμεσα στις μεθόδους EC3-Beam κυμαίνεται από: 4,6 έως 16,9%, ενώ στις EC3-Shell είναι από: 4,4 έως 12,5%. Παρατηρούμε ότι η μέγιστη διαφορά ανάμεσα στις μεθόδους εντοπίζεται στην περίπτωση όπου στη μέθοδο ADINA-Beam, κρίσιμη μορφή αστοχίας είναι ο τοπικός λυγισμός για απόσταση πελμάτων μεγαλύτερη των 50cm, που έχει ως αποτελέσμα σημαντική μείωση του φορτίου αντοχή του σύνθετου υποστυλώματος.

απόσταση	Ρ-φορτίο αντοχής σε kN					
πελμάτων		μέθοδος				
h ( se cm)	EC3	ADINA-Beam	ADINA-Shell			
30	2131	2352,8	2278,2			
35	2281	2450,9	2413,1			
40	2357	2517	2465,2			
45	2388	2526	2497,6			
50	2410	2548,5	2168,3			
55	2427	2563,4	2172,8			
60	2441	2557,9	2176,4			
65	2452	2097,6	2179,7			

Πίνακας 5.1. Σύγκριση φορτίου αντοχής με τις 3 μεθόδους

Στο σχ. 5.4. παρουσιάζεται σε μορφή διαγράμματος η σύγκλιση των μεθόδων αναφορικά με το φορτίο αντοχής του σύνθετου υποστυλώματος, όπου πιστοποιούνται τα παραπάνω. Στο διάστημα 30-45cm η σύγκλιση των EC3-Shell κυμαίνεται στο 5%, ενώ όταν αλλάζει η κρίσιμη μορφή αστοχίας από τον καθολικό σε τοπικό λυγισμό, έχει ως αποτελέσμα η απόκλιση να αυξηθεί κατα 6% περίπου, λόγω μείωσης της προκύπτουσας αντοχής. Αναφορικά με τη μέθοδο EC3-Beam η μέση απόκλιση ισούται με: 6,2% για το διάστημα 30-60cm, ενώ σημειώνει αύξηση κατά 10% για την περίπτωση των 65cm. Συνεπώς, και για τις δύο μεθόδους του προγράμματος όταν επικρατούσα μορφή αστοχίας είναι ο τοπικός λυγισμός, προκύπτει αντοχή μικρότερη και από εκείνη του Ευρωκώδικα.



Σχ.5.4. Σύγκριση φορτίου αντοχής ανάλογα με την απόσταση των πελμάτων με τις 3 μεθόδους

Άξιζει να αναφερθεί το σημείο στο οποίο αλλάζει η κρίσιμη μορφή αστοχίας για κάθε μέθοδο εξαγωγής φορτίου αντοχής του σύνθετου υποστυλώματος. Έτσι,

παρατηρούμε ότι το σημείο αλλαγής στον EC3 είναι για απόσταση πελμάτων: h=38cm, όπου πάυει να είναι κρισιμότερος ο καθολικός λυγισμός εντός επιπέδου και αντίθετα το φορτίο αντοχής να εξαρτάται από τον έλεγχο έναντι τοπικού λυγισμού. Για την μέθοδο ADINA-Shell το αντίστοιχο σημείο αλλαγής εντοπίζεται για h=46cm, ενώ για τη μέθοδο ADINA-Beam παρατηρείται για h=61cm, όπως αναφέρθηκε και παραπάνω.

Στον πίνακα 5.2. που ακολουθεί επιβεβαιώνεται και από τις δύο μεθόδους του προγράμματος πεπερασμένων στοιχείων η ολόενα και αυξανόμενη δυσκαμψία του σύνθετου υποστυλώματος όσο μεγαλώνει και η απόσταση των πελμάτων, αποτέλεσμα που είναι αναμενόμενο καθώς η αύξηση αυτή οφείλεται στην άυξηση της ροπής αδρανείας καθώς και στο μεγαλύτερο φορτίο αντοχής. Η μικρή απόκλιση των δύο μεθόδων επιβεβαιώνεται και από τη σύγκλιση των μετακινήσεων διαρροής που προκύπτει από την πολύ μικρή απόκλιση της τάξης του 6,6%.

μέθοδος	ADINA-Beam				ADINA-S	hell
απόσταση πελμάτων	Φορτίο	Μετακ.	Δυσκαμψία	Φ ορτίο	Μετακ.	Δυσκαμψία
σε cm	σε kN	σε m	σε kN/m	σε kN	σε m	σε kN/m
30	2352,8	0,00559	648,76	2278,2	0,00703	569,27
35	2450,9	0,00388	794,78	2413,1	0,00451	731,47
40	2517	0,00291	930,03	2465,2	0,00318	880,47
45	2526	0,00236	1034,57	2497,6	0,00248	1003,54
50	2548,5	0,00201	1126,02	2168,3	0,00202	1036,06
55	2563,4	0,00179	1196,69	2172,9	0,00183	1089,67
60	2557,9	0,00162	1256,56	2176,4	0,00164	1151,99
65	2097,6	0,00145	1202,76	2179,7	0,00147	1217,70

Πίνακας 5.2. Φορτίο αντοχής- μετακίνηση διαρροής και δυσκαμψία υποστυλωμάτος

## 5.1.2. Υποστύλωμα ύψους 8m

Στα σχήματα 5.5. και 5.6. που ακολουθούν παρουσιάζονται οι ιδιομορφές του τοπικού λυγισμού για τις μεθόδους ADINA-Shell και ADINA-Beam αντίστοιχα. Ο μεγεθυντικός συντελεστής acr (LOAD FAC) για κάθε μέθοδο ισούται με: 149 και



192.2, ο οποίος πολλαπλασιαζόμενος με το φορτίο επιβολής Q=78kN για επιφανειακά στοιχεία και Q=75kN για γραμμικά στοιχεία δίνει τα φορτία τοπικού λυγισμού: 11623kN και 14418kN.

Στη συνέχεια παρουσιάζεται το διάγραμμα του σχ. 5.7. όπου συγκρίνεται το κρίσιμο φορτίο του καθολικού (καμπτικού) λυγισμού για τις τρεις μεθόδους όπου οι μέσες αποκλίσεις ανάμεσα σε EC3-Beam και EC3-Shell είναι 5,9% και 3% αντίστοιχα.



Σχ.5.7. Σύγκριση κρίσιμου φορτίου καθολικού (καμπτικού) λυγισμού ανάλογα με την απόσταση των πελμάτων με τις 3 μεθόδους

Στον πίνακα 5.3. που ακολουθεί παρουσιάζεται το φορτίο αντοχής του σύνθετου υποστυλώματος με τις τρεις μεθόδους. Στο συγκεκριμένο υποστύλωμα η μέση απόκλιση είναι: 12,5% για τη μέθοδο EC3-Beam και 12,9% για τη μέθοδο EC3-Shell, με μέγιστες αποκλίσεις της τάξης του 21,4% και 23,3% για κάθε μέθοδο αντίστοιχα. Παρατηρείται λοιπόν μία σημαντική διαφοροποιήση στην αντογή του υποστυλώματος για την περίπτωση της μεθόδου ADINA-Shell, για h=55cm, όπου κρίσιμη μορφή αστοχίας είναι ο τοπικός λυγισμός. Έτσι, ενώ, η απόκλιση κυμαίνεται από: 7%-13%, αυξάνεται σημαντικά και παρουσιάζει το μέγιστο των 23,3% στο σημείο αυτό για τις μεθόδους EC3-Shell. Ομοίως και για τη μέθοδο EC3-Beam παρατηρείται αύξηση της μέσης απόκλισης του διαστήματος 30-55cm κατά 10,3% σημειώνοντας, έτσι, το μέγιστο της τάξης του: 21,4%. Διαπιστώνεται ότι για την περίπτωση όπου αλλάζει η κρίσιμη μορφή αστοχίας το φορτίο αντοχής του προγράμματος πεπερασμένων στοιχείων δίνει φορτία αντοχής μικρότερα από εκείνα του κανονισμού, παρουσιάζοντας ευδιάκριτη πτώση στην αντοχή του υποστυλώματος.

απόσταση	Ρ-φορτίο αντοχής σε kN				
πελμάτων	μέθοδος				
h(σεcm)	EC3	ADINA-Beam	ADINA-Shell		
30	1803	2109	2072		
35	2023	2318	2212		
40	2120	2346	2280		
45	2166	2387	2389		
50	2198	2495	2367		
55	2262	2467	1834,5		
60	2240	1844,7	1837,1		

Πίνακας 5.3. Σύγκριση φορτίου αντοχής με τις 3 μεθόδους

Στο σχήμα 5.8. παρουσιάζεται και σε μορφή διαγραμμάτος τα παραπάνω αποτελέσματα για την αμεσότερη ταυτοποίησή τους.



Σχ.5.8. Σύγκριση φορτίου αντοχής ανάλογα με την απόσταση των πελμάτων με τις 3 μεθόδους

Τέλος, το σημείο αλλαγής της κρίσιμης μορφής αστοχίας για τον Ευρωκώδικα είναι για απόσταση πελμάτων h=37cm, όπου κρισιμότερος είναι ο τοπικός λυγισμός και μέσω του ελέγχου έναντι τοπικού λυγισμού εξάγεται το φορτίο αντοχής του υποστυλώματος. Αντίθετα, στη μέθοδο ADINA-Shell παρατηρείται για h=51cm, όπου λαμβάνουμε ως πρώτη ιδιομορφή, και ταυτόχρονη πιο κρίσιμη, εκείνη του τοπικού λυγισμού αντί για καθολικό που εμφανιζόταν προηγούμενα. Στη μέθοδο ADINA-Beam το αντίστοιχο σημείο αλλαγής κρίσιμης μορφής αστοχίας από καθολικό σε τοπικό λυγισμό, απαντάται για h=56cm.

Στον πίνακα 5.4. φαίνονται τα φορτία αντοχής και οι μετακινήσεις διαρροής που αντιστοιχούν.Οι μετακινήσεις που προκύπτουν έχουν μέση απόκλιση: 12,3%. Επίσης, η διαφορά που προκύπτει από την μεταβολή από καθολικό σε τοπικό λυγισμό για την περίπτωση των επιφανειακών στοιχείων, έχει ως αποτελέσμα να μειωθεί η δυσκαμψία παρά την αύξηση της απόστασης των πελμάτων του σύνθετου υποστυλώματος από 50 σε 55cm, ενώ θα έπρεπε να σημειωθεί το αντίθετο με αύξηση της τελευταίας. Ομοίως και για την περίπτωση των γραμμικών στοιχείων για αύξηση από 55 σε 60cm, λόγω της μεγάλης μείωσης του φορτίου αντοχής.

μέθοδος		ADINA-B	eam	ADINA-Shell		
απόσταση πελμάτων	Φορτίο	Μετακ.	Δυσκαμψία	Φορτίο	Μετακ.	Δυσκαμψία
σε cm	σε kN	σε m	σε kN/m	σε kN	σε m	σε kN/m
30	2109	0,01819	340,50	2072	0,01605	359,30
35	2318	0,01237	432,88	2212	0,01154	437,81
40	2346	0,00839	528,79	2280	0,00764	546,29
45	2387	0,00629	616,03	2389	0,00553	657,27
50	2495	0,0037	821,17	2367	0,00435	737,66
55	2467	0,00331	863,32	1834,5	0,00394	682,36
60	1844,7	0,003	784,16	1837,1	0,0033	746,12

Πίνακας 5.4.	Φορτίο	αντοχής-	μετακίνηση	διαρροής και	δυσκαμψία	υποστυλωμάτος
2	,	1012		11 12	4 /	1 2

## 5.1.3. Υποστύλωμα ύψους 10m

Τα παρακάτω σχήματα 5.9. και 5.10. αναπαριστούν χαρακτηριστικές ιδιομορφές του υποστυλώματος. Συγκεκριμένα, στο σχήμα 5.9. απεικονίζεται η 2<sup>η</sup> ιδιομορφή του σύνθετου υποστυλώματος με μεγεθυντικό συντελεστή *acr* ίσο με: *122.1* ενώ στο σχήμα 5.10. φαίνεται η 3<sup>η</sup> ιδιομορφή με συντελεστή: *156.1*, οι πολλαπλασιάζομενοι με το φορτίο επιβολής δίνουν φορτία: *9765kN* κσι *12491kN*. Επισημαίνεται ότι ο μεγεθυντικός συντελεστής του στρεπτικού λυγισμού είναι σχεδόν διπλάσιος εκείνου της κρίσιμης ιδιομορφής γεγονός που καθιστά τον στρεπτικό λυγισμό μη-κρίσιμο τύπο αστοχίας των συγκεκριμένων διατομών.



Σχ.5.9. Στρεπτικός λυγισμός (Shell)

Σχ.5.10. Τοπικός λυγισμός (Shell)

Στο σχήμα 5.11. παρουσιάζεται το κρίσιμο φορτίο καθολικού λυγισμού όπου παρατηρείται μεγάλη ταύτιση μεταξύ των τριών μεθόδων καθώς οι αποκλίσεις κυμαίνονται από: 1,7%-4,1% για EC3-Beam και από: 2,2%-3,3% για EC3-Shell.



Σχ.5.11. Σύγκριση κρίσιμου φορτίου καθολικού (καμπτικού) λυγισμού ανάλογα με την απόσταση των πελμάτων με τις 3 μεθόδους

Έπειτα, ακολουθεί το αντίστοιχο διάγραμμα όπου γίνεται σύγκριση μεταξύ των φορτίων αντοχής των τριών μεθόδων. Έτσι, στο σχήμα 5.12. βλέπουμε τη σύγκλιση των μεθόδων ανάλογα με την απόσταση των πελμάτων, όπου παρατηρείται μία ολοένα και αυξανόμενη σύγκλιση των αποτελεσμάτων μετά τις πρώτες δύο τιμές του h.



Σχ.5.12. Σύγκριση φορτίου αντοχής ανάλογα με την απόσταση των πελμάτων με τις 3 μεθόδους

Στον πίνακα 5.5. διαπιστώνουμε ότι το εύρος της απόκλισης του φορτίου αντοχής για τη μέθοδο *EC3-Beam* κυμαίνεται από: 8,5% έως 16,9% ενώ για τη μέθοδο *EC3-Shell* από: 5,9% έως 13,8%. Όπως επισημάνθηκε και προηγουμένως από το σχ.5.12 και σε συνδυασμό με το σχ.5.13. παρατηρούμε ότι η παρατηρούμενη απόκλιση από h=40cm

απόσταση	Ρ-φορτίο αντοχής σε kN				
πελμάτων	μέθοδος				
h ( σε cm)	EC3	ADINA-Beam	ADINA-Shell		
30	1568	1887	1818		
35	1825	2104	2074		
40	2011	2255	2181		
45	2129	2331	2262		
50	2176	2379	2322		
55	2210	2415	2360		

Πίνακας 5.5. Σύγκριση φορτίου αντοχής με τις 3 μεθόδους

και έπειτα πέφτει αισθητά και από το 16,9% για h=30cm πηγαίνει στο 8,5% σε μεγαλύτερες αποστάσεις για τα μεν γραμμικά στοιχεία, ενώ, για τα δε επιφανειακά, από το 13,8% πέφτει στο 5,9% για h=45cm.

Αναφορικά με το σημείο αλλαγής κρίσιμης μορφής αστοχίας επισημαίνεται ότι για τον EC3 εντοπίζεται για h=44cm ενώ και για τις δύο μεθόδους του προγράμματος πεπερασμένων στοιχείων στο συγκεκριμένο εύρος απόστασης πελμάτων δεν παρατηρείται αλλαγή από καθολικό σε τοπικό λυγισμό, καθότι το σημείο αυτό υπολογίζεται για την μέθοδο Beam για h=69cm και για την μέθοδο Shell για h=61cm.

Στον πίνακα 5.6 που ακολουθεί παρουσιάζονται τα φορτία αντοχής και η μετακίνηση διαρροής στην οποία αντιστοιχεί. Παρατηρείται ταύτιση τόσο των μετακινήσεων, όσο και των δυσκαμψιών όπου η μέση απόκλιση των μετακινήσεων ισούται με: 3,4%. Επιβεβαιώνουμε έτσι και ότι όσο αυξάνεται η απόσταση των πελμάτων τόσο μεγαλύτερη δυσκαμψία έχει το υποστύλωμα, και συνεπώς, και καλύτερη συμπεριφορά.

μέθοδος		ADINA-B	eam	ADINA-Shell		hell
απόσταση	Φορτίο	Μετακ.	Δυσκαμψία	Φορτίο	Μετακ.	Δυσκαμψία
πελμάτων σε cm	σε kN	σε m	σε kN/m	σε kN	σε m	σε kN/m
30	1887	0,03205	242,65	1818	0,03129	241,04
35	2104	0,02039	321,23	2074	0,02155	310,23
40	2255	0,01371	405,56	2181	0,01459	386,63
45	2331	0,00973	489,46	2262	0,00961	485,16
50	2379	0,00775	554,05	2322	0,00805	537,07
55	2415	0,00622	623,11	2360	0,00617	618,46

Πίνακας 5.6. Φορτίο αντοχής- μετακίνηση διαρροής και δυσκαμψία υποστυλωμάτος

# 5.1.4. Υποστύλωμα ύψους 12m

Στα σχήματα 5.13 και 5.14. που ακολουθούν παρατηρούμε ότι στο σύνθετο υποστύλωμα των 12m κρίσιμη μορφή λυγισμού είναι ο καθολικός λυγισμός που έχει μεγεθυντικό συντελεστή ίσο με 51.85 και στην ιδιομορφική ανάλυση στο εξεταζόμενο εύρος αποστάσεως πελμάτων δεν εμφανίζεται ως κρίσιμος ο τοπικός λυγισμός. Ενδεικτικά η 3<sup>n</sup> ιδιομορφή έχει συντελεστή σχεδόν διπλάσιο του καθολικού και ίσο με: 111.3, οι οποίοι δίνουν φορτία, πολλαπλασιαζόμενοι με το φορτίο επιβολής Q=80kN, 4148kN και 8904kN αντίστοιχα.





Σχ.5.14. 3<sup>η</sup> ιδιομορφή λυγισμού

Στο σχήμα 5.15 παρατίθενται το διάγραμμα με τη σύγκριση των κρίσιμων καθολικών φορτίων των τριών μεθόδων. Η σύγκλιση κρίνεται ικανοποιητική αφού η μέση απόκλιση για EC3-Beam είναι: 1,7% και για EC3-Shell: 2,8%, με μέγιστες απόκλισεις της τάξης του 2,6% και 3,4% αντίστοιχα.



Σχ.5.15. Σύγκριση κρίσιμου φορτίου καθολικού (καμπτικού) λυγισμού ανάλογα με την απόσταση των πελμάτων με τις 3 μεθόδους

Στη συνέχεια στο σχ. 5.16. παρουσιάζεται το διάγραμμα με τη σύγκριση των φορτίων αντοχής, όπου παρατηρούμε η μέγιστη σύγκλιση παρατηρείται για απόσταση πελμάτων h=50cm, όπου για τις μεθόδους EC3-Shell η απόκλιση είναι της τάξης του 4%.



Σχ.5.16. Σύγκριση φορτίου αντοχής ανάλογα με την απόσταση των πελμάτων με τις 3 μεθόδους

Στον πίνακα 5.7. παρουσιάζονται οι αποκλίσεις των μεθόδων σε ποσοστά %. Για τη μέθοδο *EC3-Beam* οι αποκλίσεις κυμαίνονται από: 6,9% έως 15,9% και μέση 11,5% και για τη μέθοδο *EC3-Shell* από: 4% έως 13,1% με μέση απόκλιση 10%.

απόσταση	Ρ-φορτίο αντοχής σε kN				
πελμάτων	μέθοδος				
h(σεcm)	EC3	ADINA-Beam	ADINA-Shell		
30	1331	1519	1532		
35	1609	1913	1845		
40	1825	2100	2071		
45	1988	2269	2209		
50	2111	2299	2200		
55	2173	2334	2361		

Πίνακας 5.7. Σύγκριση φορτίου αντοχής με τις 3 μεθόδους

Αναφορικά με το σημείο αλλαγής της κρίσιμης μορφής αστοχίας συμπεραίνουμε ότι ο EC3 αλλάζει σε τοπικό λυγισμό για h=52cm, ενώ οι μέθοδοι των πεπερασμένων στοιχείων δεν εμφανίζουν κάποια διαφοροποίση στο εξεταζόμενο εύρος απόστασης πελμάτων και έχουν καθολικό λυγισμό, ως τον πλέον κρίσιμο μηχανισμό αστοχίας. Εκτιμάται ότι το αντίστοιχο σημείο αλλαγής σε τοπικό λυγισμό για τη μέθοδο Beam εμφανίζεται για h=87cm, ενώ για τη μέθοδο Shell για h=82cm.

Τέλος, στον πίνακα 5.8. παρακάτω παρατίθενται τα φορτία αντοχής με τις δύο μεθόδους του προγράμματος πεπερασμένων στοιχείων καθώς και η μετακίνηση διαρροής που αντιστοιχούν. Παρατηρούμε, λοιπόν, ταύτιση των μετακινήσεων που προκύπτουν από τις δύο μεθόδους, καθώς η προκύπτουσα μέση απόκλιση είναι της τάξης του 2,8%. Αυτό συντελεί προφανώς και στη ταύτιση των δυσκαμψιών του υποστυλώματος ανάλογα με την απόσταση των πελμάτων, που όπως διαπιστώνουμε και από τον πίνακα κρίνεται ικανοποιητική.

μέθοδος	ADINA-Beam				ADINA-S	hell
απόσταση	Φορτίο	Φορτίο Μετακ. Δυσκαμψία		Φορτίο	Μετακ.	Δυσκαμψία
πελμάτων σε cm	σε kN	σεm	σε kN/m	σε kN	σε m	σε kN/m
30	1599	0,05598	169,01	1532	0,05674	164,32
35	1913	0,03677	228,09	1845	0,03674	224,09
40	2100	0,02446	293,01	2071	0,02565	284,15
45	2269	0,01734	361,74	2209	0,01775	352,78
50	2299	0,01261	426,98	2200	0,01226	423,61
55	2334	0,0099	485,55	2361	0,01041	476,24

Πίνακας 5.8. Φορτίο αντοχής- μετακίνηση διαρροής και δυσκαμψία υποστυλωμάτος

5.2. Σύνθετα υποστυλώματα από πρότυπα ελάσματα κατηγορίας 3 ή 4 Σε αυτή την ενότητα θα εξεταστούν σύνθετα υποστυλώματος αποτελούμενα από λεπτότοιχες διατομές με ενιαίο ύψος και πλάτος διατομής με πάχος: 1,5mm, 3mm και 6mm και ράβδους δικτύωσης από γωνιακά L30.3.

Επισημαίνεται ότι το φορτίο αντοχής για την περίπτωση του Ευρωκώδικα (EC3) προκύπτει από τους ελέγχους έναντι καμπτικού (καθολικού), στρεπτικού ή στρεπτοκαπτικού λυγισμού. Αντίθετα, ο έλεγχος έναντι θλίψης-κάμψης κρίθηκε πολύ συντηρητικός για τον υπολογισμό του φορτίου αντοχής της διατομής καθώς απομείωνε αισθητά την αντοχή της λεπτότοιχης διατομής και παρουσίαζε σημαντικές αποκλίσεις με το πρόγραμμα πεπερασμένων στοιχείων καθιστώντας έτσι τη σύγκριση τους αδόκιμη, εφόσον απ' ότι φαίνεται από το αποτελέσματα το ADINA αγνοεί την επίδραση του τελευταίου ελέγχου.

## 5.2.1. Διατομή #200.100.6.

Η διαδικασία που θα ακολουθηθεί για την παρουσιάση αυτού του πάχους διατομής για τα τέσσερα υπάρχοντα ύψη υποστυλωμάτων είναι η εξής:

- Θα παρουσιάζονται ορισμένες χαρακτηριστικές ιδιομορφές της ιδιομορφικής ανάλυσης.
- Θα παρατίθενται σε διάγραμμα και σε πίνακα τα φορτία αντοχής των δύο (EC3-Shell) μεθόδων εκ των οποίων τα φορτία μέσω του προγράμματος πεπερασμένων στοιχείων έχουν προκύψει, όπως έχει αναλυθεί σε προηγούμενο κεφάλαιο, από μη- γραμμική ανάλυση υλικού και φορέα με αρχικές ατέλειες (GMNIA).
- Θα δίνονται σε μορφή πίνακα τα αποτελέσματα φορτίου αντοχής και μετακίνησης διαρροής υποστυλώματος που αφορούν τη μη-γραμμικότητα του υλικού (δρόμος ισορροπίας) και θα γίνεται σχολιασμός των αποτελεσμάτων.

Τέλος, επισημαίνεται ότι το φορτίο αντοχής του σύνθετου υποστυλώματος, σύμφωνα με τον υπολογισμό του κατά τον Ευρωκώδικα 3, περιορίζεται λόγω της μεμονωμένης αντοχής της λεπτότοιχης διατομής, όπως προκύπτει από τον κρισιμότερο έλεγχο, για τα εξεταζόμενα μήκη φατνωμάτων, έναντι στρεπτοκαμπτικού λυγισμού. Η ατέλεια που χρησιμοποιήθηκε για τη συγκεκριμένη διατομή, με πάχος t=6mm, στο πρόγραμμα πεπερασμένων για τη μη-γραμμική ανάλυση και για την εξαγωγή φορτίου αντοχής είναι: L/500.

#### 5.2.1.1. Υποστύλωμα ύψους 6m

Στο συγκεκριμένο υποστυλώμα η μέθοδος των επιφανειακών στοιχείων υπέδειξε για όλες τις εξεταζόμενες αποστάσεις πελμάτων ως κρίσιμη μορφή αστοχίας: τον πλακοειδή (τοπικό) λυγισμό από τον οποίο είναι ευάλωτες οι λεπτότοιχες διατομές και σε κανένα σημείο δεν εμφανίστηκε καθολικός λυγισμός. Συνεπώς, η άμεση σύγκριση του με τη μέθοδο των γραμμικών σημείων, όπου εμφανίζεται μόνο καθολικός λυγισμός, κρίθηκε περιττή καθώς παρατηρείται μεγάλη απόκλιση στα φορτία αντοχής των δύο μεθόδων. Αυτό απορρέει από το γεγονός ότι η μέθοδος των γραμμικών πεπερασμένων στοιχείων (*Beam*) δεν γίνεται να λάβει υπόψη την ανάλυση της μεμονωμένης διατομής και τις αστοχίες που χαρακτηρίζουν τις λεπτότοιχες διατομές.



Σχ.5.17. 1<sup>η</sup> ιδιομορφή

Σχ.5.18. Τοπικός- πλακοειδής λυγισμός

Στο σχήμα 5.17. παρατηρούμε την 1<sup>η</sup> ιδιομορφή του σύνθετου υποστυλώματος για απόσταση πελμάτων h=40cm όπου ο μεγεθυντικός συντελεστής ισούται με: 59,53 και το φορτίο στο οποίο αντιστοιχεί αυτή η ιδιομορφή ισούται με: 2381,2κN, αφού το φορτίο επιβολής είναι: Q=40kN. Στο σχήμα 5.18 παρουσιάζεται σε λεπτομέρεια η μορφή αυτή λυγισμού, που είναι χαρακτηριστική των λεπτότοιχων διατομών.

Στον πίνακα 5.9. και στο σχήμα 5.19 παρουσιάζονται τα αποτελέσματα της σύγκρισης των φορτίων αντοχής που προκύπτουν από τις δύο μεθόδους (EC3-Shell) για ένα συγκεκριμένο εύρος απόστασης πελμάτων του σύνθετου υποστυλώματος. Παρατηρείται ικανοποιητική σύγκλιση των δύο μεθόδων καθώς η μέση απόκλιση των μεθόδων είναι: 3,4% με μέγιστη απόκλιση που δεν ξεπερνάει το 6%.

απόσταση	Ρ-φορτίο αντοχής σε kN			
πελμάτων	μέθοδος			
h(σεcm)	EC3	ADINA-Shell		
30	955,8	984,7		
35	985,9	985,6		
40	1004,5	981,1		
45	1017,0	978,4		
50	1026,2	971,9		
55	1033,2	980,7		

Πίνακας 5.9.





Για το συγκεκριμένο υποστύλωμα ο πλακοειδής-τοπικός λυγισμός είναι η κρίσιμη μορφή αστοχίας για τις εξεταζόμενες αποστάσεις πελμάτων από το πρόγραμμα πεπαρασμένων στοιχείων, ενώ για τον Ευρωκώδικα το φορτίο προκύπτει από τον έλεγχο έναντι στρεπτοκαμπτικού λυγισμού.

Στον πίνακα 5.10. που ακολουθεί παρουσιάζονται τα φορτία αντοχής και οι μετακινήσεις διαρροής που αντιστοιχούν, καθώς και η δυσκαμψία του σύνθετου υποστυλώματος, η οποία αυξάνεται με την αύξηση της απόστασης των πελμάτων, όπως αναμένεται.

μέθοδος	ADINA-Shell			
απόσταση	Φορτίο	Μετακ.	Δυσκαμψία	
πελμάτων σε cm	σε kN	σε m	σε kN/m	
30	984,7	0,00817	347,17	
35	985,6	0,0072	369,98	
40	981,1	0,0061	401,04	
45	978,4	0,0049	446,85	
50	971,9	0,0048	449,98	
55	980,7	0,0046	461,73	

Πίνακας 5.10. Φορτίο αντοχής- μετακίνηση διαρροής και δυσκαμψία υποστυλωμάτος

#### 5.2.1.2. Υποστύλωμα ύψους 8m

Στο σχ.5.20 παρουσιάζεται η 1<sup>η</sup> ιδιομορφή του σύνθετου υποστυλώματος όπου για απόσταση πελμάτων h=30cm είναι καθολικού λυγισμού, ενώ για όλες τις υπόλοιπες απόστασεις αντιπροσωπευτική κρίσιμη ιδιομορφή είναι εκείνη του σχ.5.21. του τοπικού, δηλαδή, λυγισμού. Η συγκεκριμένη είναι για απόσταση πελμάτων h=40cm. Οι μεγεθυντικοί συντελεστές είναι: 54.63 και 66.92 αντίστοιχα, που πολλαπλασιάζομενοι με το φορτίο επιβολής Q=35kN, δίνουν φορτία: 1912kN και 2342kN αντίστοιχα.



Σχ.5.20. Καθολικός λυγισμός

Σχ.5.21. Πλακοειδής-τοπικός λυγισμός

Στον πίνακα 5.11 και στο σχήμα 5.22. που ακολουθούν παρουσιάζονται τα αποτελέσματα της σύγκρισης των φορτίων αντοχής.

Πίνακας	5.11.	
---------	-------	--

απόσταση	Ρ-φορτίο αντοχής σε kN		
πελμάτων	μέθοδος		
h (σε cm)	EC3 ADINA-Shell		
30	775,5	1182	
35	818,2	818,9	
40	843,4 876,4		
45	859,9	859,5	
50	871,6	855,1	
55	880,3	857,6	



Σχ.5.22. Σύγκριση φορτίου αντοχής ανάλογα με

την απόσταση των πελμάτων με τις 2 μεθόδους

Από τα παραπάνω παρατηρείται μία μεγάλη διαφορά στα φορτία που προέκυψαν από τον Ευρωκώδικα και από το πρόγραμμα πεπερασμένων για την περιπτώση όπου

κρίσιμη μορφή λυγισμού για το ADINA-Shell είναι ο καθολικός λυγισμός, για h=30cm. Η απόκλιση αυτή ανέρχεται στο: 34,4%, ενώ για τις υπόλοιπες αποστάσεις πελμάτων η μέση απόκλιση είναι μόλις: 1,7%. Από αυτό συμπεραίνουμε ότι όταν αποφεύγεται ο τοπικός (πλακοειδής) λυγισμός, ως μορφή αστοχίας, τότε το σύνθετο υποστύλωμα έχει σημαντικά μεγαλύτερη αντοχή και, συνεπώς, και καλύτερη συμπεριφορά.

Η απόκλιση του κρίσιμου καθολικού φορτίου ανάμεσα στις δύο μεθόδους ανέρχεται στο: 2,6%.

Συγκρίνοντας, το υποστύλωμα, για h=30cm, ως διατομή κατηγορίας 1, αγνοώντας δηλαδή τους περιορισμούς που θέτει η θεώρηση του ως λεπτότοιχο, και επειδή προκύπτει ως κρίσιμη η αντοχή ως προς τον λυγισμό εντός του επιπέδου του υποστυλώματος, έχοντας δεσμεύσει το λυγισμό εκτός του επιπέδου, όπως προέκυψε από την ιδιομορφική του ανάλυση, έχουμε αντοχή από EC3 ίση με: 960kN. Έτσι, η απόκλιση με το πρόγραμμα πεπερασμένων πέφτει στο: 18,8%.

Στον πίνακα 5.12. που ακολουθεί παρουσιάζονται τα φορτία αντοχής με τις αντίστοιχες μετακινήσεις διαρροής. Παρατηρούμε, λοιπόν, ότι η δυσκαμψία αυξάνεται με την αύξηση της απόστασης των πελμάτων, παρά την κατά πολύ μεγαλύτερη αντοχή που συναντάμε για h=30cm, συγκριτικά με τις αντοχές που προκύπτουν για τις υπόλοιπες αποστάσεις.

μέθοδος	ADINA-Shell		
απόσταση	Φορτίο	Μετακ.	Δυσκαμψία
πελμάτων σε cm	σε kN	σε m	σε kN/m
30	1182	0,02611	212,77
35	818,9	0,014	241,85
40	823,2	0,01202	261,70
45	859,5	0,0119	268,75
50	855,1	0,0107	282,69
55	857,6	0,0097	297,34

Πίνακας 5.12. Φορτίο αντοχής- μετακίνηση διαρροής και δυσκαμψία υποστυλωμάτος

Αξίζει να αναφερθεί ότι για h=30cm η μέθοδος ADINA-Beam δίνει αποτελέσματα πολύ κοντινά με εκείνα της ADINA-Shell, καθώς εμφανίζουν την ίδια μορφή αστοχίας. Η μέθοδος ADINA-Beam, για το εξεταζόμενο εύρος της απόστασης των πελμάτων εμφανίζει μόνο καμπτικό λυγισμό, ως κρίσιμη μορφή αστοχίας. Έτσι, από τα γραμμικά στοιχεία έχουμε φορτίο αντοχής: 1146,1kN, ενώ από τα επιφανειακά: 1182kN, σύγκλιση της τάξεως του: 97%. Επίσης, παρατηρείται παρόμοια σύγκλιση και στις μετακινήσεις διαρροής των δύο μεθόδων του προγράμματος πεπερασμένων στοιχείων, αφού οι μετακίνησεις εμφανίζουν διαφορά μικρότερη των 2mm.

## 5.2.1.3. Υποστύλωμα ύψους 10m

Οι ιδιομορφές που προέκυψαν για το συγκεκριμένο υποστυλώμα είναι παρόμοιες με τις παραπάνω. Συγκεκριμένα, καθολικός λυιγσμός απαντάται για h=30 και h=35cm, όπως παρατέθηκε στο σχήμα 5.20., ενώ για τις υπόλοιπες αποστάσεις πελμάτων έχουμε πλακοειδή λυγισμό, όπως περιγράφεται στο σχήμα 5.21.

Στο σχήμα 5.23. και στον πίνακα 5.13. παρουσιάζονται τα φορτία αντοχής του υποστυλώματος ανάλογα με την απόσταση των πελμάτων συγκρίνοντας τις δύο

μεθόδους. Παρατηρούμε ότι, για h=30cm και h=35cm, όπου εμφανίζεται καθολικός λυγισμός, υπάρχει μεγάλη απόκλιση ανάμεσα στον EC3 και στο ADINA-Shell. Η απόκλιση αυτή ανέρχεται στο: 27% και 32,9% αντίστοιχα.

Όπως και προηγουμένως, υπολογίζουμε το φορτίο αντοχής που θα προέκυπτε, εάν ήταν διατομή κατηγορίας 1, έχοντας ως κρίσιμη μορφή λυγισμού, αυτή που υποδεικνύει η ιδιομορφική ανάλυση του στοιχείου. Συνεπώς, με καμπτικό-καθολικό λυγισμό, εντός του επιπέδου του υποστυλώματος, προκύπτει φορτίο αντοχής: 784kN και 948kN για h=30cm και h=40cm αντίστοιχα. Η απόκλιση τότε είναι: 19,9% και 19% αντίστοιχα, προσεγγίζοντας, ικανοποιητικά, την αντοχή του προγράμματος. Επίσης, παρατηρούμε ότι υπάρχει μεγάλη σύγκλιση με τη μέθοδο των γραμμικών στοιχείων αφού η μέση απόκλιση των δύο μεθόδων (Beam-Shell) ισούται με: 1,8%., κάτι αναμενόμενο αφού σημειώνεται η ίδια μορφή αστοχίας και από τις δύο μεθόδους. Παρόμοια σύγκλιση παρατηρείται και στις αντίστοιχες μετακινήσεις διαρροής των δύο μεθόδων με απόκλιση μόλις στο: 5,3%.

Η μέση απόκλιση του κρίσιμου καθολικού φορτίου ανάμεσα στις δύο μεθόδους είναι: 0,84%. Για το εύρος απόστασης πελμάτων 40-55cm η μέση απόκλιση των δύο μεθόδων είναι: 3,4%.

Πίνακας 5.13.

απόσταση	Ρ-φορτίο αντοχής σε kN		
πελμάτων	μέθοδος		
h(σε cm)	EC3 ADINA-She1		
30	714,6	978,2	
35	784,5	1169,7	
40	825,1	836,4	
45	850,7	850,5	
50	868,2	824,7	
55	880,9	824,9	



Σχ.5.23. Σύγκριση φορτίου αντοχής ανάλογα με

την απόσταση των πελμάτων με τις 2 μεθόδους

Στον πίνακα 5.14. που ακολουθεί παρουσίαζονται τα φορτία αντοχής και οι αντίστοιχες μετακινήσεις διαρροής. Παρατηρείται μία αναμενόμενη αύξηση της δυσκαμψίας του υποστυλώματος όσο αυξάνεται και η απόσταση των πελμάτων, παρά τις μεγαλύτερες αντοχές που έχουμε για h=30cm και h=35cm.

Πίνακας 5.14. Φορτίο αντοχής- μετακίνηση διαρροής και δυσκαμψία υποστυλωμάτος

μέθοδος	ADINA-Shell		
απόσταση	Φορτίο	Μετακ.	Δυσκαμψία
πελμάτων σε cm	σε kN	σε m	σε kN/m
30	978,2	0,05465	133,79
35	1169,7	0,03386	185,86
40	836,4	0,01337	250,12
45	850,5	0,01098	278,31
50	824,7	0,01077	276,72
55	824,9	0,00922	299,11

### 5.2.1.4. Υποστύλωμα ύψους 12m

Σε αυτό το υποστυλώμα έχουμε, για αποστάσεις πελμάτων από 30cm έως 45cm, καθολικό λυγισμό ως προς τον άξονα x-x όπως φαίνεται στο σχ.5.20., και τοπικός παρατηρείται μόνο για h=50cm και h=55cm (πβ.σχ.5.21.).

Στο σχήμα 5.24. και στον πίνακα 5.15. παρουσιάζονται τα φορτία αντοχής του υποστυλώματος ανάλογα με την απόσταση των πελμάτων συγκρίνοντας τις δύο μεθόδους. Για το εύρος 30-45cm υπάρχει μεγάλη απόκλιση στις αντοχές των δύο μεθόδων, καθώς διαφέρει η κρίσιμη μορφή αστοχίας για την εξαγωγή του εκάστοτε φορτίου.Η απόκλιση σε αυτό το διάστημα κυμαίνεται από: 18,9% έως 34,5%, με μέση 27,7%. Αντίθετα για τις εναπομείνουσες αποστάσεις η μέση απόκλιση όπως φαίνεται και από το διάγραμμα μόλις που ξεπερνάει το 10%.



απόσταση	Ρ-φορτίο αντοχής σε kN			
πελμάτων	μέθοδος			
h(σεcm)	EC3 ADINA-She			
30	633,5	781,6		
35	734,2	991,8		
40	796,2	1158,5		
45	835	1274,6		
50	860,9	775		
55	879,1	806		



Σχ.5.24. Σύγκριση φορτίου αντοχής ανάλογα με

την απόσταση των πελμάτων με τις 2 μεθόδους

Η μέση απόκλιση του κρίσιμου καθολικού φορτίου ανάμεσα στις δύο μεθόδους είναι 0,35%.

Συγκρίνοντας τα φορτία αντοχής και τις αντίστοιχες μετακινήσεις διαρροής, για εύρος αποστάσεων πελμάτων 30-45cm, για τις μεθόδους του προγράμματος πεπερασμένων παρατηρείται σύγκλιση μεγάλου βαθμού. Για τα φορτία αντοχής η απόκλιση είναι ίση με:1,18% και για τις μετακινήσεις ισούται με: 2,57%. Αυτό οφείλεται στο γεγονός ότι εμφανίζεται η ίδια μορφή αστοχίας τόσο για τη μέθοδο των γραμμικών όσο και για τη μέθοδο των επιφανειακών στοιχείων.



Σχ.5.25. Σύγκριση φορτίου αντοχής με θεώρηση ίδιας κρίσιμης μορφής αστοχίας και για τις 2 μεθόδους

Με τη θεώρηση ότι το φορτίο αντοχής προκύπτει από τον εντός του επιπέδου καμπτικό λυγισμό του σύνθετου υποστυλώματος, και για τον EC3, ούτως ώστε να χρησιμοποιούμε και για τις δύο μεθόδους την ίδια μορφή κρίσιμης αστοχίας, έχουμε αποκλίσεις από 17,4% έως 19,4%, αυξάνοντας αισθητά τη σύγκλιση ανάμεσα στις μεθόδους, όπως φαίνεται και από το διάγραμμα του σχήματος 5.25.

Στον πίνακα 5.16. που ακολουθεί παρουσιάζονται τα φορτία αντοχής και οι αντίστοιχες μετακινήσεις διαρροής καθώς και οι προκύπτουσες δυσκαμψίες του υποστυλώματος. Όπως βλέπουμε όσο αυξάνεται η απόσταση των πελμάτων τόσο μειώνεται η μετακίνηση διαρροής, που είναι αναμενόμενο καθώς βελτιώνεται η συμπεριφορά του υποστυλώματος και αυξάνεται η δυσκαμψία του.

μέθοδος	ADINA-Shell		
απόσταση	Φορτίο	Μετακ.	Δυσκαμψία
πελμάτων σε cm	σεkN	σεm	σε kN/m
30	781,6	0,09679	89,86
35	991,8	0,06373	124,75
40	1158,5	0,04303	164,08
45	1274,6	0,03014	205,64
50	775	0,01152	259,37
55	806	0,00863	305,61

Πίνακας 5.16. Φορτίο αντοχής- μετακίνηση διαρροής και δυσκαμψία υποστυλωμάτος

Στους πίνακες 5.17. και 5.18. που ακολουθούν έχουν υπολογιστεί τα φορτία για τον ολόσωμο φορέα του σύνθετου υποστυλώματος, για μορφή αστοχίας του καθολικού και του τοπικού λυγισμού, καθώς και τα φορτία για τον μονομελή φορέα του σύνθετου υποστυλώματος, δηλαδή θεωρώντας ως ανεξάρτητο αμφιαρθρωτό υποστύλωμα ένα φάτνωμα του υποστυλώματος. Έτσι, έχουν γίνει οι έλεγχοι για H=6,8,10,12m ενώ για τα αντίστοιχα φατνώματα οι υπολογισμοί έγιναν για ύψη από 100cm έως 133,333cm. Οι παρακάτω υπολογισμοί έγιναν με τη μέθοδο του προγράμματος πεπερασμένων στοιχείων.

Από τα αποτελέσματα επιβεβαιώνεται ότι το πρόγραμμα αγνοεί την επίδραση της μετατόπισης του κέντρου βάρους της διατομής για τον υπολογισμό του φορτίου της μονομελούς, όπως αναφέρθηκε και στην αρχή της ενότητας. Η θεώρηση αυτή του Ευρωκώδικα κρίνεται λοιπόν ως συντηρητική και υπέρ της ασφαλείας. Παρατηρείται μία ικανοποιητική σύγκλιση για το φορτίο αντοχής της μονομελούς ανάμεσα στις δύο μεθόδους. Εκτός αυτών, ενώ για τον υπολογισμό της αντοχής του σύνθετου υποστυλώματος, έγινε θεώρηση του φατνώματος ως αμφιαρθρωτό υποστύλωμα, κάτι τέτοιο δεν ισχύει και για τη μέθοδο του ADINA, καθώς φαίνεται οτι οι ράβδοι δικτύωσης προσφέρουν πρόσθετη δυσκαμψία, μεταβάλλοντας την αναμενόμενη εικόνα της αμφιαρθρωτής θεώρησης.

Επομένως, για τη μέθοδο του Ευρωκώδικα το φορτίο αντοχής της μονομελούς προκύπτει από τον έλεγχο έναντι στρεπτοκαμπτικού λυγισμού, ενώ για το ADINA από τοπικό λυγισμό. Η απόκλιση ανάμεσα στα δύο φορτία είναι 9,2%. Τέλος, διαπιστώνουμε ότι η μικρή διαφορά ανάμεσα στα φορτία του τοπικού του σύνθετου υποστυλώματος και του καθολικού του μονομελούς οφείλεται πιθανώς στο ότι στον έλεγχο του τοπικού λυγισμού του σύνθετου υποστυλώματος η επιρροή του τοπικού λυγισμού των λεπτότοιχων, με τη θεώρηση των ενεργών διατομών, δεν λήφθηκε υπόψη.

μέθο	δος			
φορ	έας	Σύνθετο υποστύλωμα Μονομελής		
μορφή αα αντοχή	ποχίας- σε kN	καθολικός τοπικός		τοπικός
	H=6m		978,4	540,9
+-6mm	H=8m	1182	753,8	396,3
t=omm	H=10m	1169,7	795,6	454,1
	H=12m	1158,5	813,2	459,1

Πίνακας 5.17.

Πίνακας	5.	18.
---------	----	-----

μέθ	οδος	EC3					
φορ	ρέας	Σύνθετο υποστυλώμα		Μονομελής			
μορφή α αντοχή	ιστοχίας- j σε kN	καθολικός	τοπικός	καθολικός στρεπτικός στρεπτο- επιρροή καμπτικός μετατόπισης			επιρροή μετατόπισης ΚΒ
	H=6m	1294,8	696,2	647,2	601,3	557,3	352
+-6	H=8m	948,8	670,1	596,6	537,6	473	328
1-omm	H=10m	947,9	686,5	609,6	553,6	494	334,5
	H=12m	939,1	696,2	617,3	563,1	506,7	338

### 5.2.2. Διατομή #200.100.3.

Η διαδικασία που θα ακολουθηθεί για την παρουσιάση αυτού του πάχους διατομής για τα τέσσερα υπάρχοντα ύψη υποστυλωμάτων είναι η εξής:

- Θα παρατίθενται σε διάγραμμα και σε πίνακα τα φορτία αντοχής των τριών μεθόδων εκ των οποίων τα φορτία μέσω του προγράμματος πεπερασμένων στοιχείων έχουν προκύψει, όπως έχει αναλυθεί σε προηγούμενο κεφάλαιο, από μη- γραμμική ανάλυση υλικού και φορέα με αρχικές ατέλειες (GMNIA).
- Θα δίνονται σε μορφή πίνακα τα αποτελέσματα φορτίου αντοχής και μετακίνησης διαρροής υποστυλώματος που αφορούν τη μη-γραμμικότητα του υλικού (δρόμος ισορροπίας) και θα σχολιάζονται τα αποτελέσματα.

Για το συγκεκριμένο πάχος διατομής, t=3mm, το πρόγραμμα πεπερασμένων στοιχείων με επιφανειακά στοιχεία δίνει για όλες τις αποστάσεις πελμάτων και όλα τα ύψη υποστυλώματος την ίδια μορφή αστοχίας όπως προκύπτει από την ιδιομορφική του ανάλυση. Συνεπώς, δεν υπάρχει κάποιο σημείο αλλαγής του κρίσιμου τύπου αστοχίας, σε όλο το εξεταζόμενο εύρος απόστασης πελμάτων και ύψους σύνθετου υποστυλώματος. Τέλος, η σύγκριση περιορίζεται στις μεθόδους EC3-Shell, εφόσον η μέθοδος με τα γραμμικά στοιχεία (ADINA-Beam), δε λαμβάνει υπόψη τον πλακοειδήτοπικό λυγισμό των λεπτότοιχων διατομών. Έτσι, κρίσιμη μορφή αστοχίας για τη μέθοδο των γραμμικών στοιχείων αποτελεί ο καμπτικός λυγισμός εντός του επιπέδου του υποστυλώματος, και επομένως το φορτίο αντοχής που προκύπτει από αυτή τη μέθοδο είναι αδόκιμο να τεθεί υπό άμεση σύγκριση με τις άλλες δύο μεθόδους.

Στο σχήμα 5.26. παρουσιάζεται ενδεικτικά η ιδιομορφή για ύψος υποστυλώματος 8m και απόσταση πελμάτων h=40cm, με μεγεθυντικό συντελεστή 28.76, ο οποίος πολλαπλασιαζόμενος με το φορτίο επιβολής Q=10kN, δίνει φορτίο της ιδιομορφής ίσο με: 287,6 $\kappa$ N.



Σχ.5.26. 1η ιδιομορφή- πλακοειδής-τοπικός λυγισμός για t=3mm

#### 5.2.2.1. Υποστύλωμα ύψους 6m

Στο σχήμα 5.27. και στον πίνακα 5.19. που ακολουθούν παρουσιάζεται η σύγκριση του φορτίου αντοχής ανάλογα με την απόσταση των πελμάτων για τις μεθόδους EC3-Shell. Παρατηρείται μία πολύ ικανοποιητική ταύτιση των αποτελεσμάτων των δύο μεθόδων για το εξεταζόμενο εύρος, καθώς η σύγκλιση τους κυμαίνεται σε πολύ υψηλά επίπεδα. Συγκεκριμένα, η σύγκλιση τους κυμαίνεται από: 94,4% έως 100%, με μέση απόκλιση στο 2,2%.

Όπως και προηγούμενα, η μορφή αστοχίας για τη μέθοδο των επιφανειακών στοιχείων είναι ο πλακοειδής λυγισμός, ενώ για τον Ευρωκώδικα, το φορτίο αντοχής, προκύπτει από τον περιορισμό που θέτουν οι έλεγχοι της λεπτότοιχης διατομής, στον προσδιορισμό της αντοχής του μεμονωμένου μέλους.

Πίνακας	5.	19.
---------	----	-----

ατόσταση	Ρ-φορτίο αντοχής σε kN			
πελμάτων	μέθοδος			
h(oscm)	EC3	ADINA-Sheii		
30	317,1	327,4		
35	326,1	345,3		
40	332,1	341,7		
45	336,5	333,3		
50	339,8	339,9		
55	342,4	340,4		



Σχ.5.27. Σύγκριση φορτίου αντοχής ανάλογα με

#### την απόσταση των πελμάτων με τις 2 μεθόδους

Στον πίνακα 5.20. προσδιορίζεται η δυσκαμψία του σύνθετου υποστυλώματος, από το φορτίο αντοχής και την μετακίνηση διαρροής που του αντιστοιχεί. Έτσι, επιβεβαιώνεται και η αναμενόμενη αύξηση της δυσκαμψίας, όσο αυξάνουμε και την απόσταση των πελμάτων του υποστυλώματος, εφόσον συντελεί σε αυτό το φαινόμενο η αύξηση της ροπής αδρανείας.

μέθοδος	ADINA-Shell		
απόσταση	Φορτίο	Μετακ.	Δυσκαμψία
πελμάτων σε cm	σε kN	σε m	σε kN/m
30	327,4	0,00645	225,35
35	345,3	0,00602	239,54
40	341,7	0,006	238,68
45	333,3	0,00568	242,17
50	339,9	0,00533	252,60
55	340,3	0,00507	259,02

Πίνακας 5.20. Φορτίο αντοχής- μετακίνηση διαρροής και δυσκαμψία υποστυλωμάτος

#### 5.2.2.2. Υποστύλωμα ύψους 8m

Στον πίνακα 5.22. και στο σχήμα 5.28. παρουσιάζονται τα αποτελέσματα της σύγκρισης του φορτίου αντοχής με τις δύο μεθόδους. Η απόκλιση τους κυμαίνεται από: 3,6% έως 9,6%, με μέση απόκλιση: 5,8%.

Στον πίνακα 5.21. επιβεβαιώνεται η ορθή συμπεριφορά του υποστυλώματος, με την παρατηρούμενη αύξησης της δυσκαμψίας, με αύξηση της απόστασης των πελμάτων.

μέθοδος	ADINA-Beam		
απόσταση	Φορτίο	Μετακ.	Δυσκαμψία
πελμάτων σε cm	σε kN	σε m	σε kN/m
30	615,1	0,02438	158,84
35	653,6	0,01369	218,50
40	681,9	0,00892	276,46
45	699,6	0,00616	337
50	693,6	0,00477	381,33
55	707,6	0,0039	425,95

Πίνακας 5.21. Φορτίο αντοχής- μετακίνηση διαρροής και δυσκαμψία υποστυλωμάτος

Πίνακας 5.22.

απόσταση	P-φορτίο αντοχής σε kN		
πελμάτων	μέθοδος		
h ( σε cm)	EC3	ADINA-Sheii	
- 30	269,6	298,2	
35	281,5	303,2	
40	289,4	305,2	
45	295	311,9	
50	299,1	310,3	
55	302,4	314,8	



Σχ.5.28. Σύγκριση φορτίου αντοχής ανάλογα με

την απόσταση των πελμάτων με τις 2 μεθόδους

#### 5.2.2.3. Υποστύλωμα ύψους 10m

Στον πίνακα 5.23. και στο σχήμα 5.29. που ακολουθούν παρουσιάζονται το φορτίο αντοχής του σύνθετου υποστυλώματος για το εξεταζόμενο εύρος απόστασεως πελμάτων. Συμπεραίνουμε, πως και για αυτό το ύψος η σύγκλιση των μεθόδων είναι ικανοποιητική, καθώς η μέση απόκλιση είναι μόλις 4,2% με μέγιστο να παρατηρείται για h=30cm με απόκλιση 9%. Τέλος, στον πίνακα 5.24. παρουσίαζονται τα ίδια φορτία αντοχής με τη μέθοδο των επιφανειακών στοιχείων, καθώς και οι μετακινήσεις διαρροής στην οποίες αντιστοιχούν. Έτσι, υπολογίζεται η δυσκαμψία του σύνθετου υποστυλώματος, και επιβεβαιώνεται η θεωρητική βελτίωση της συμπεριφοράς του υποστυλώματος με την αύξηση της απόστασης που τοποθετούνται οι δύο διατομές, για το σχηματισμό του σύνθετου υποστυλώματος, εφόσον η δυσκαμψία ολοένα και αυξάνεται.



Πίνακας 5.23.

ατάσταση

πελμάτων

h (σε cm)

30

35

40

45

50

55

Σχ. 5.29. Σύγκριση φορτίου αντοχής ανάλογα με

την απόσταση των πελμάτων με τις 2 μεθόδους

μέθοδος	ADINA-Sheff		
απόσταση	Φopτio	Μετοκ	Δυσκαμγία
πελμάτων σε cm	σε kN	σε <u>m</u>	σε kN/m
30	281,8	0,01697	128,87
35	286	0,01281	149,44
40	300,2	0,01196	158,44
45	288,9	0,01004	169,62
50	292,5	0,0096	174,55
55	298	0,00771	194,97

Πίνακας 5.24. Φορτίο αντοχής- μετακίνηση διαρροής και δυσκαμψία υποστυλωμάτος

#### 5.2.2.4. Υποστύλωμα ύψους 12m

Στον πίνακα 5.25. και στο σχήμα 5.30. που ακολουθούν, παρουσιάζονται τα αποτελέσματα της μη-γραμμικής ανάλυσης και του ευρωκώδικα αναφορικά με το φορτίο αντοχής του σύνθετου υποστυλώματος. Μέγιστη απόκλιση παρατηρείται για h=30cm, με 11,8%, ενώ η μέση απόκλιση ανέρχεται στο 5,5%. Ελάχιστη απόκλιση εμφανίζεται στο h=40cm με 1,1%.

IIIVULUC J.2J.
----------------

απόσταση	Ρ-φορτίο αντοχής σε kN		
πελμάταν	μέθοδος		
h ( σε cm)	EC3 ADINA-Sheii		
30	236,3	264,5	
35	260,3	268,4	
40	275,8	268,9	
45	286,4	277,2	
50	294,1	282,6	
55	300	281,1	



Σχ.5.30. Σύγκριση φορτίου αντοχής ανάλογα με την απόσταση των πελμάτων με τις 2 μεθόδους

Στον πίνακα 5.26. παρουσιάζονται τα φορτία αντοχής και οι αντίστοιχες μετακινήσεις διαρροής, καθώς και η δυσκαμψία του υποστυλώματος. Όσο αυξάνεται η απόσταση των πελμάτων τόσο μικραίνει η μετακίνηση διαρροής και αυξάνεται το φορτίο αντοχής, με αποτελέσμα να αυξάνεται και η δυσκαμψία.

μέθοδος	ADINA-Shell		
απόσταση	Φορτίο	Μετακ. σε	Δυσκαμψία
πελμάτων σε cm	σεkN	m	σε kN/m
30	264,5	0,02002	114,94
35	268,4	0,01089	156,99
40	268,9	0,00911	171,81
45	277,2	0,00873	178,19
50	282,6	0,007587	193,00
55	281,1	0,00723	197,18

Πίνακας 5.26. Φορτίο αντοχής- μετακίνηση διαρροής και δυσκαμψία υποστυλωμάτος

## 5.2.3. Διατομή #200.100.1,5.

Η διαδικασία που θα ακολουθηθεί για την παρουσιάση αυτού του πάχους διατομής για τα τέσσερα υπάρχοντα ύψη υποστυλωμάτων είναι η εξής:

- Θα παρατίθενται σε διάγραμμα και σε πίνακα τα φορτία αντοχής των τριών μεθόδων εκ των οποίων τα φορτία μέσω του προγράμματος πεπερασμένων στοιχείων έχουν προκύψει, όπως έχει αναλυθεί σε προηγούμενο κεφάλαιο, από μη- γραμμική ανάλυση υλικού και φορέα με αρχικές ατέλειες (GMNIA).
- Θα δίνονται σε μορφή πίνακα τα αποτελέσματα φορτίου αντοχής και μετακίνησης διαρροής υποστυλώματος που αφορούν τη μη-γραμμικότητα του υλικού (δρόμος ισορροπίας) και θα σχολιάζονται τα αποτελέσματα.

Ομοίως με προηγουμένως, θα παρουσιαστεί η κρίσιμη μορφή λυγισμού που είναι η ίδια για όλο το εύρος απόστασης πελμάτων, και αφορά τον τοπικό λυγισμό. Η ιδιομορφή που ακολουθεί στο σχήμα 5.31. αφορά το σύνθετο υποστυλώμα ύψους 8m, απόσταση πελμάτων h=40cm και για πάχος διατομής t=1,5mm. Το φορτίο της



Σχ.5.31. Ιη ιδιομορφή- πλακοειδής-τοπικός λυγισμός για t=3mm

συγκεκριμένης ιδιομορφής ισούται με:35,5kN καθώς το φορτίο επιβολής είναι:0,5kN, και ο μεγεθυντικός συντελεστής ισούται με:70.96.

#### 5.2.3.1. Υποστύλωμα ύψους 6m

Στον πίνακα 5.27. και στο σχήμα 5.32. που ακολουθούν παρουσιάζονται τα φορτία αντοχής του υποστυλώματος, κάνοντας σύγκριση ανάμεσα στις δύο μεθόδους. Παρατηρούμε ότι ο Ευρωκώδικας είναι πιο συντηρητικός από το πρόγραμμα πεπερασμένων στοιχείων, καθώς προκύπτουν φορτία που παρουσιάζουν μέση, σχεδόν σταθερή, απόκλιση της τάξης του 20,8%. Η διακύμανση των αποτελεσμάτων είναι από 19,8% έως 23,4%.



απόσταση	Ρ-φορτίο αντοχής σε kN		
πελμάτων	μέθοδος		
h ( os cm)	EC3	ADINA-Sheii	
30	92,4	120,7	
35	94,6	118,3	
40	96,1	121,2	
45	97,2	121,2	
50	98,1	122,8	
55	98	123,6	





Στον πίνακα 5.28. πέρα από το φορτίο αντοχής έχει προσδιοριστεί και η μετακίνηση διαρροής, και η προκύπτουσα δυσκαμψία.

μέθοδος	ADINA-Shell		
απόσταση	Φορτίο	Μετακ.	Δυσκαμψία
πελμάτων σε cm	σε kN	σε m	σε kN/m
30	120,7	0,00594	142,55
35	118,3	0,0043	165,87
40	121,5	0,00412	171,73
45	121,2	0,0037	180,99
50	122,8	0,0029	205,78
55	123,6	0,00221	236,49

Πίνακας 5.28. Φορτίο αντοχής- μετακίνηση διαρροής και δυσκαμψία υποστυλωμάτος

#### 5.2.3.2. Υποστύλωμα ύψους 8m

Στον πίνακα 5.29. και στο σχήμα 5.33. που ακολουθούν παρουσιάζεται η σύγκριση των δύο μεθόδων αναφορικά με το φορτίο αντοχής. Η μέση απόκλιση ισούται με: 18,8% και το εύρος των αποκλίσεων είναι: 16,7% έως 20,2%.

Στον πίνακα 5.30. παρουσιάζονται τα φορτίο αντοχής που προέκυψαν από τη μέθοδο των επιφανειακών στοιχείων καθώς και οι μετακινήσεις διαρροής του σύνθετου υποστυλώματος. Επίσης, μπορεί να συγκριθεί και η δυσκαμψία που αντιστοιχεί για κάθε απόσταση πελμάτων και η οποία έχει μία αναμενόνεμη, ανοδική τάση.

Πίνακας 5.29.

απόσταση	P-φορτίο ανταχής σε kN		
πελμάτων	μέθοδος		
h ( 02 cm)	EC3	ADINA-Sheii	
30	82,8	106,6	
35	85,6 109,6		
40	87,5	113,7	
45	89	109,1	
50	90	109,4	
55	91	110,7	



Σχ.5.33. Σύγκριση φορτίου αντοχής ανάλογα με

την απόσταση των πελμάτων με τις 2 μεθόδους

μέθοδος	ADINA-Shell		
απόσταση	Φορτίο	Μετακ.	Δυσκαμψία
πελμάτων σε cm	σεkN	σε m	σε kN/m
30	106,6	0,01102	98,35
35	109,6	0,0082	115,61
40	113,7	0,00665	130,76
45	109,1	0,0061	133,77
50	109,4	0,00419	161,59
55	110,7	0,00402	165,94

Πίνακας 5.30. Φορτίο αντοχής- μετακίνηση διαρροής και δυσκαμψία υποστυλωμάτος

#### 5.2.3.3. Υποστύλωμα ύψους 10m

Στο σχήμα 5.34. και στον πίνακα 5.31. φαίνεται η σύγκριση ανάμεσα στις δύο μεθόδους για το φορτίο αντοχής του σύνθετου υποστυλώματος. Η μέθοδος του Ευρωκώδικα και εδώ παράγει φορτίο κατά μέσο όρο 20,4% μικρότερο από το αντίστοιχο της μεθόδου του προγράμματος πεπερασμένων στοιχείων. Η μεγαλύτερη διαφορά παρατηρείται για h=30cm με απόκλιση 24,3%.

Πίνακας 5.31.

ແດ່ອານອາງ	P-φορτίο αντοχής σε kN		
πελμάτων	μέθοδος		
h(σεcm)	EC3 ADINA-Sheft		
30	79,5	105	
35	83,3 106,2		
40	85,9 106,1		
45	87,8	109,2	
50	89,2	108	
55	90,4	113,9	





Στον πίνακα 5.32. παρουσιάζονται και οι αντίστοιχες μετακινήσεις διαρροής και η δυσκαμψία του σύνθετου υποστυλώματος.

μέθοδος	ADINA-Shell		
απόσταση	Φορτίο	Μετακ.	Δυσκαμψία
πελμάτων σε cm	σε kN	σε m	σε kN/m
30	105	0,01147	95,68
35	106,2	0,00853	111,60
40	106,1	0,00641	128,62
45	109,2	0,00615	133,28
50	108	0,00406	163,10
55	113,9	0,00347	181,18

Πίνακας 5.32. Φορτίο αντοχής- μετακίνηση διαρροής και δυσκαμψία υποστυλωμάτος

#### 5.2.3.4. Υποστύλωμα ύψους 12m

Στον πίνακα 5.33. και στο σχήμα 5.35. παρουσιάζονται τα αποτελέσματα της σύγκρισης των δύο μεθόδων για το φορτίο αντοχής. Για το συγκεκριμένο ύψος παρατηρείται μία ελαφρώς μεγαλύτερη διακύμανση στην απόκλιση των φορτίων, από 13,6% έως 24,6%, με την μέση απόκλιση να ανέρχεται στο 19,1%.

Πίνακας 5.33.

απόσταση	Ρ-φορτίο αντοχής σε kN		
πελμάτων	μέθοδος		
h(σε cm)	EC3	ADINA-Shefi	
30	75,4	100	
35	80,3	101,6	
40	83,6	106,1	
45	86	103, 1	
50	87,8	106,2	
55	89,2	103, 3	



Σχ.5.35. Σύγκριση φορτίου αντοχής ανάλογα με

#### την απόσταση των πελμάτων με τις 2 μεθόδους

Στον πίνακα 5.34. φαίνονται οι μετακινήσεις διαρροής που προέκυψαν από τη μηγραμμική ανάλυση του φορέα (GMNIA) και με την εξαγωγή του καθοδικού δρόμου ισορροπίας του υποστυλώματος. Υπολογίζονται και οι δυσκαμψίες αναλόγως με την απόσταση των πελμάτων, που παρουσιάζουν μία αυξανόμενη τάση, όπως και προβλέπεται.

μέθοδος	ADINA-Shell		
απόσταση	Φορτίο	Μετακ. σε	Δυσκαμψία
πελμάτων σε cm	σε kN	m	σε kN/m
30	100	0,014676	82,55
35	101,6	0,00918	105,20
40	106,1	0,007397	119,76
45	103,1	0,007179	119,84
50	106,2	0,004711	150,14
55	103,3	0,003667	167,84

Πίνακας 5.34. Φορτίο αντοχής- μετακίνηση διαρροής και δυσκαμψία υποστυλωμάτος

# Κεφάλαιο 6: Συμπεράσματα

Μετά τις αναλύσεις των σύνθετων υποστυλωμάτων που πραγματοποιήθηκαν στο προηγούμενο κεφάλαιο και τη σύγκριση των αποτελεσμάτων τους, προέκυψαν ορισμένα ενδιαφέροντα συμπεράσματα, τα οποία κρίθηκε σκόπιμο να παρουσιαστούν στο παρόν κεφάλαιο.

6.1. Διατομή κατηγορίας 1

• Σύγκριση αποτελεσμάτων του ADINA με τα αντίστοιχα του Ευρωκώδικα

Συγκρίνοντας τα αποτελέσματα του Ευρωκώδικα με τα αντίστοιχα του προγράμματος πεπερασμένων συμπεραίνεται ότι το φορτίο αντοχής που προκύπτει από τον Ευρωκώδικα είναι, κατά κανόνα, μικρότερο. Επίσης, πολύ σημαντικό ρόλο στην αντοχή του σύνθετου υποστυλώματος, στην περίπτωση των γραμμικών και επιφανειακών στοιχείων, διαδραματίζει η μορφή της κρίσιμης αστοχίας, καθώς παρατηρήθηκε μεγάλη πτώση στην αντοχή του υποστυλώματος, όταν άλλαξε η αστογία από καθολικό σε τοπικό λυγισμό. Η μέγιστη πτώση ισούται με 23%, συγκρινόμενη με την αντοχή που αναμενόταν να προκύψει από το πρόγραμμα για τη συγκεκριμένη μέθοδο, ενώ είναι ακόμα πιο χαμηλή και από την αντίστοιχη του Ευρωκώδικα, αποτελώντας την εξαίρεση στο ότι ο τελευταίος δίνει συντηρητικότερο φορτίο. Έτσι, σε αυτό το σημείο, παρατηρούνται αντοχές μικρότερες έως και κατά 19% από εκείνες του Ευρωκώδικα, καθιστώντας έτσι σαφές ότι ο τοπικός λυγισμός, κατά το σχεδιασμό σύνθετων υποστυλώματων, πρέπει να αποφεύγεται. Τέλος, εφόσον ο EC3 δίνει φορτίο αντοχής από τον έλεγχο σε τοπικό λυγισμό του μεμονωμένου μέλους είναι σημαντικός ο εντοπισμός του σημείου αλλαγής της κρίσιμης μορφής αστοχίας, από καθολικό σε τοπικό λυγισμό.Η αλλαγή αυτή

πραγματοποιείται στην περιοχή όπου ο λόγος:  $\frac{\overline{\lambda_{\kappa\alpha\theta}}}{\overline{\lambda_{ron}}}$  γίνει ίσος με: 1,45. Ο λόγος αυτός

αναφερέται στις εντός του επιπέδου του υποστυλώματος λυγηρότητες, όπου στον αριθμητή είναι εκείνη του καθολικού λυγισμού, ενώ στον παρανομαστή η αντίστοιχη του τοπικού.

 Σύγκριση αποτελεσμάτων για τις δύο μεθόδους του προγράμματος πεπερασμένων στοιχείων (Beam-Shell)

Για όλα τα ύψη του σύνθετου υποστυλώματος παρατηρήθηκε ότι το φορτίο αντοχής που προκύπτει από τη μέθοδο των επιφανειακών στοιχείων είναι πάντα μικρότερο από το αντίστοιχο που προέκυψε από τη μέθοδο των γραμμικών, κάτι που αναμένεται καθώς η επεξεργασία του υποστυλώματος με τη μέθοδο των επιφανειακών δίνει τη δυνατότητα στο πρόγραμμα να το αναλύσει με περισσότερη ακρίβεια, καθώς η διατομή εξετάζεται σε όλα τα τμήματα που συνίσταται, ενώ στα γραμμικά στοιχέια αναλύεται ως ενιαίο σύνολο. Τέλος, η αλλαγή της κρίσιμης μορφής αστοχίας, παρατηρείται σε διαφορετικό σημείο για κάθε μέθοδο. Η σύγκλιση των δύο μεθόδων κρίνεται ικανοποιητική, όχι μόνο όσον αφορά το φορτίο αντοχής του υποστυλώματος, αλλά και αναφορικά με τις μετακινήσεις διαρροής, γεγονός που αποδεικνύει την επαρκή ταύτιση των δύο μεθόδων του προγράμματος πεπερασμένων στοιχείων. 6.2. Διατομή κατηγορίας 3 ή 4

• <u>Σύγκριση αποτελεσμάτων του ADINA με τα αντίστοιχα του Ευρωκώδικα</u>

Από τα αποτελέσματα του Κεφαλαίου 5 συμπεραίνουμε ότι είναι επιθυμητό να προκύπτει καθολικός λυγισμός ως κρίσιμη μορφή αστοχίας καθώς παρατηρείται μία αύξηση της τάξης του 20-33% έναντι του αναμενόμενου φορτίο αντοχής που θα προέκυπτε στην περίπτωση του πλακοειδούς λυγισμού, από τη μέθοδο του ADINA. Το φορτίο αντοχής αυτό είναι κατά 19-34% μεγαλύτερο από το αντίστοιχο του Ευρωκώδικα, όπου διέφερε η μορφή αστοχίας, ενώ όταν ο Ευρωκώδικας και το ADINA έχουν την ίδια μορφή αστοχίας είναι σχεδόν σταθερά στο 18%. Επίσης, παρατηρείται, ότι το πάχος της διατομής διαδραματίζει σημαντικό ρόλο στη σύγκλιση των μεθόδων. Αυτό φαίνεται επειδή η μέση απόκλιση για τη διατομή των 6mm ισούται με: 11,1% και για τη διατομή των 3mm είναι: 4,4% ενώ για τη διατομή των 1,5mm κυμαίνεται στο 20%. Συνεπώς, το ADINA, παράγει παραπλήσια αποτελέσματα με τον Ευρωκώδικα για ένα συγκεκριμένο εύρος πάχους λεπτότοιχων διατομών.

Εκτός αυτών, συμπεραίνουμε ότι ο έλεγχος έναντι θλίψης-κάμψης, που οφείλεται στην μετάτοπιση του κέντρου βάρους της ενεργού διατομής σε σχέση με την πλήρη, ενώ πρέπει να ληφθεί υπόψη από τον Ευρωκώδικα, κρίνεται ότι αγνοείται από το πρόγραμμα πεπερασμένων στοιχείων, καθώς τα φορτία που προκύπτουν από τον Ευρωκώδικα με χρήση του παραπάνω ελέγχου είναι σημαντικά μειωμένα συγκριτικά με τα αντίστοιχα του ADINA. Έτσι, καταλήξαμε στο ότι η επιρροή του τοπικού λυγισμού με το ADINA ενσωματώνει μόνο τη θεώρηση της ενεργού διατομής και για αυτό το λόγο κρίθηκε σκόπιμο, για τα φορτία που προέκυψαν από τον Ευρωκώδικα, να μη συμπεριληφθεί και ο έλεγχος της μετατόπισης του K.B.(έλεγχος σε θλίψηκάμψη) καθώς παράγει φορτία κατά πολύ μικρότερα από τα αντίστοιχα του ADINA

Επιπλέον, καταλήγουμε στο ότι ο σχεδιασμός σύνθετων υποστυλώματων από λεπτότοιχες διατομές, μάλλον, κρίνεται ασύμφορος καθώς, το φορτίο αντοχής που προκύπτει περιορίζεται σε σημαντικό βαθμό από αστοχία που δεν είναι χαρακτηριστική των σύνθετων υποστυλώματων. Όπως έχει ήδη επισημανθεί η αστοχία αυτή προέρχεται από τον μεμονώμενο έλεγχο της λεπτότοιχης διατομής, με τον προσδιορισμό της ενεργούς διατομής, και τις αντοχές έναντι στρεπτοκαμπτικού ή στρεπτικού λυγισμού. Έτσι, η οικονομία που μπορεί να επιτευχθεί από την εξοικονόμηση υλικού δεν αξιοποιείται στο βέλτιστο βαθμό, και σε συνδυασμό με το γεγονός ότι στο σύνθετο υποστύλωμα απαιτούνται συγκολλήσεις για το σχηματισμό των δικτυώσεων συντελούν στην επιλογή μίας εναλλακτικής διατομής, πιθανόν κοίλου-κλειστού σχήματος, που δεν είναι ευάλωτες έναντι στρεπτικού και στρεπτοκαμπτικού λυγισμού.

 Σύγκριση αποτελεσμάτων για τις δύο μεθόδους του προγράμματος πεπερασμένων στοιχείων (Beam-Shell)

Η σύγκριση ανάμεσα στις δύο μεθόδους του προγράμματος πεπερασμένων στοιχείων περιορίζεται μόνο στις περιπτώσεις όπου η μέθοδος των επιφανειακών στοιχείων υπέδειξε ως κρίσιμη μορφή αστοχίας, τον καθολικό λυγισμό. Αυτό οφείλεται στο ότι το πρόγραμμα για την περίπτωση των γραμμικών στοιχείων δεν μπορεί να ανάλυσει με τέτοιο τρόπο τη διατομή του σύνθετου υποστυλώματος ώστε να υπολογίσει τις αστοχίες που οφείλονται σε τοπικό-πλακοειδή λυγισμό της διατομής και εμφανίζει σταθερά ως κρίσιμη μορφή αστοχίας τον εντός του επιπέδου του υποστυλώματος καθολικό λυγισμό. Έτσι, όταν υπάρχει ταύτιση της αστοχίας επισημάνθηκε μεγάλη σύγκλιση για τα εξαγόμενα φορτία αντοχής ανάμεσα στις δύο μεθόδους αφού η μέση απόκλιση δε ξεπερνάει το 3%. Η ανωτέρω σύγκλιση επεκτείνεται και για τις αντίστοιχες μετακινήσεις διαρροής.

## **6.3**. Γενικά

Οι διαφορές των μεθόδων του Ευρωκώδικα και του ADINA μπορεί να οφείλονται στο γεγονός ότι για την προσομοίωση των στηρίξεων του υποστυλώματος χρησιμοποιήθηκαν άκαμπτοι σύνδεσμοι (Rigid Links). Εκτός αυτού, παρότι οι ατέλειες που χρησιμοποιήθηκαν προσεγγίζουν ικανοποιητικά τις κανονιστικές διατάξεις, εξακολουθεί να υπάρχει μία αβεβαιότητα ως προς την ακρίβειά τους. Όλα αυτά συντελούν, ώστε ο Ευρωκώδικας να είναι αρκετά συντηρητικός και να λειτουργεί υπέρ της ασφαλείας. Τέλος, ενώ θεωρείται ως αμφιαρθρωτό το μονομελές υποστύλωμα ενός φατνώματος, κάτι τέτοιο δεν επιβαιώνεται ακριβώς από το ADINA, διότι πιθανώς στον υπολογισμό του φορτίου οι ράβδοι δικτύωσης προσδίδουν μία πρόσθετη δυσκαμψία και συντελούν σε μεγαλύτερη αντοχή. Ενώ, όταν έγινε ανεξάρτητος υπολογισμός του φατνώματος με τη μέθοδο του ADINA, η αντοχή προσομοιάζει ικανοποιητικά την αντοχή που προκύπτει από τον Ευρωκώδικα, ως αμφιαρθρωτό, δηλαδή, υποστύλωμα.

# ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

- Μιχάλτσος Γ. (2008), « Ελαφρές μεταλλικές κατασκευές: Μέθοδοι υπολογισμού», Εκδόσεις Συμεών, Αθήνα.
- Βάγιας Ι.Κ., Dubina D. (2004), «Σιδηρές κατασκευές από λεπτότοιχες διατομές ψυχρής διαμόρφωσης», Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
- Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ. (2005), «Σχεδιασμός δομικών έργων από χάλυβα με βάση τα τελικά κείμενα των Ευρωκώδικων», Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
- Κουνάδης Α.Ν. (1997), «Γραμμική Θεωρία ελαστικής ευστάθειας», Εκδόσεις Συμεών, Αθήνα.
- 5) Κουνάδης Α.Ν. (1991), «Σιδηρές Κατασκευές: Συμπεριφορά και Ανάλυσις», Εκδόσεις Συμεών, Αθήνα.
- 6) Ευρωκώδικας 3, Σχεδιασμός Μεταλλικών Κατασκευών (ENV 1993).
- Βαρδουλάκης Ι. (1999), « Τεχνική Μηχανική ΙΙ», Εκδόσεις Συμμετρία, Αθήνα.
- Ζέρντης Μ., Κολλιάρος Α., (2013), « Μελέτη ευστάθειας μελών από λεπτότοιχες διατομές υπό αξονική θλίψη», Διπλωματική εργασία, Σχολή Πολιτικών Μηχανικών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα.
- 9) ADINA System Online Manuals, ADINA R&D, Inc.
- 10) Dimopoulos C.A., Gantes C.J., (2012), « Comparison of alternative algorithms for buckling analysis of slender steel structures».
- 11) Δικτυακοί τόποι.