



---

ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ ΘΕΣΣΑΛΙΑΣ  
ΤΜΗΜΑ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ

**ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ**

---

**ΟΔΗΓΙΕΣ ΓΙΑ ΤΗΝ ΑΝΤΙΜΕΤΩΠΙΣΗ  
ΟΡΙΣΜΕΝΩΝ ΠΡΟΒΛΗΜΑΤΩΝ ΣΤΙΣ  
ΣΥΝΔΕΣΕΙΣ ΠΛΑΙΣΙΩΤΩΝ  
ΧΑΛΥΒΔΙΝΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ**

Φοιτητής: Μανούσος Κοτσυφάκης

Υπεύθυνος Καθηγητής: Δημήτριος Σοφιανόπουλος  
Δρ. Πολιτικός Μηχανικός ΕΜΠ

ΒΟΛΟΣ 2001



**ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ ΘΕΣΣΑΛΙΑΣ  
ΒΙΒΛΙΟΘΗΚΗ & ΚΕΝΤΡΟ ΠΛΗΡΟΦΟΡΗΣΗΣ  
ΕΙΔΙΚΗ ΣΥΛΛΟΓΗ «ΓΚΡΙΖΑ ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ»**

Αριθ. Εισ.: 1742/1  
Ημερ. Εισ.: \_\_\_\_\_  
Δωρεά: Συγγραφέα  
Ταξιθετικός Κωδικός: ΠΤ -- ΠΜ  
2001  
ΚΟΤ

ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ  
ΘΕΣΣΑΛΙΑΣ



004000062981

# ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

Σκοπός – Περιεχόμενο.....	1
<b>1 ΠΡΑΚΤΙΚΟΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΚΑΙ ΛΕΠΤΟΜΕΡΕΙΕΣ ΕΔΡΑΣΕΩΝ</b>	
<b>ΜΕΤΑΛΛΙΚΩΝ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ.....</b>	<b>3</b>
1.1 Εισαγωγή.....	3
1.1.1 Πρόλογος.....	3
1.1.2 Σκοπός.....	3
1.1.3 Επιμέρους θέματα.....	4
1.2 Οδηγίες σχεδιασμού για υλικά και κατεργασία.....	4
1.2.1 Δομικός χάλυβας.....	5
1.2.1.1 Κοιλίες αγκύρωσης και περικόχλια.....	5
1.2.1.2 Πλάκες έδρασης.....	6
1.2.2 Σχεδιασμός πλακών έδρασης στη φάση κατεργασίας.....	7
1.2.2.1 Σχέσεις κόστους υλικού – εργασίας.....	7
1.2.2.2 Συγκολλήσεις.....	7
1.2.2.3 Διαστάσεις των πλακών έδρασης.....	8
1.3 Σχεδιαστικές οδηγίες σε σχέση με την ανέγερση.....	9
1.3.1 Κοιλίες αγκύρωσης.....	9
1.3.1.1 Τοποθέτηση αγκυριών σε λανθασμένη θέση.....	10
1.3.1.2 Περιστροφή της διάταξης αγκυριών κατά 90 μοίρες.....	11
1.3.1.3 Αγκύρια τοποθετημένα πιο χαμηλά ή πιο ψηλά.....	11
1.3.1.4 Υποστυλώματα κοντά σε τοιχοποιίες.....	11
1.3.2 Δακτύλιοι (ροδέλες).....	12
1.3.3 Οριζοντίωση πλακών έδρασης.....	12
1.4 Οδηγίες για το σχεδιασμό πλακών έδρασης.....	12
1.4.1 Σχεδιασμός για προσωρινά φορτία.....	12
1.4.2 Σχεδιασμός για φορτία βαρύτητας και άλλα κατακόρυφα φορτία.....	13
1.4.3 Σχεδιασμός για φορτία βαρύτητας σε συνδυασμό με φορτία ανύψωσης.....	14
1.4.4 Σχεδιασμός για συνδυασμό φορτίων βαρύτητας και τεμνουσών.....	15
1.4.5 Σχεδιασμός για συνδυασμό αξονικών, τεμνουσών και ροπών.....	16
1.4.6 Σχεδιασμός για ροπές λόγω σεισμού.....	18
1.5 Βιβλιογραφία.....	19
<b>2 ΣΥΓΚΟΛΛΗΤΕΣ ΣΥΝΔΕΣΕΙΣ ΠΛΑΙΣΙΩΝ ΡΟΠΗΣ</b>	
<b>ΜΕ ΤΙΣ ΕΛΑΧΙΣΤΕΣ ΠΑΡΑΜΕΝΟΥΣΕΣ ΤΑΣΕΙΣ.....</b>	<b>21</b>
2.1 Εισαγωγή.....	21
2.1.1 Σκοπός.....	21
2.1.2 Διάρθρωση.....	22
2.2 Χρησιμοποιούμενοι όροι.....	22
2.3 Γενική αναφορά και περιγραφή του προβλήματος.....	22
2.3.1 Αίτια εμφάνισης παραμένουσων τάσεων και παραμορφώσεων.....	23
2.3.2 Παραμένουσες τάσεις σε επιμέρους στοιχεία.....	25
2.3.3 Παραμένουσες τάσεις σε συνδέσεις.....	26
2.4 Περιορισμοί μελών.....	30
2.5 Προτεινόμενη λύση.....	32
2.5.1 Περιγραφή και κύρια χαρακτηριστικά.....	32
2.5.2 Πλεονεκτήματα και μειονεκτήματα.....	33
2.6 Βιβλιογραφία.....	33

<b>3</b>	<b>ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΣΥΝΔΕΣΕΩΝ ΧΑΛΥΒΔΙΝΩΝ ΠΛΑΙΣΙΩΝ ΜΕ ΔΟΚΟΥΣ ΜΕΙΩΜΕΝΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ</b>	40
3.1	Πλαίσια με δυνατότητα σημαντικών ανελαστικών παραμορφώσεων	40
3.2	Περιγραφή του συστήματος ειδικών πλαισίων ροπής (SMF)	43
3.3	Προϊστορία συνδέσεων με δοκούς μειωμένης διατομής	45
3.4	Ιστορική αναδρομή της ανάπτυξης και διάδοσης των RBS	46
3.4.1	Αρχική έρευνα	46
3.5	Συνοπτική περιγραφή πειραματικών αποτελεσμάτων	48
3.6	Διαδικασία σχεδιασμού συνδέσεων με μειωμένη διατομή δοκού σε ειδικά πλαίσια ροπής	48
3.7	Σχεδιασμός δοκού μειωμένης διατομής	49
3.8	Διαστάσεις μείωσης της διατομής της δοκού	49
3.9	Περιγραφή της διαδικασίας σχεδιασμού	53
3.10	Αριθμητική εφαρμογή	59
3.11	Βιβλιογραφία	62
<b>4</b>	<b>ΚΑΤΑΣΚΕΥΑΣΤΙΚΕΣ ΛΕΠΤΟΜΕΡΕΙΕΣ ΓΙΑ ΤΗΝ ΑΥΞΗΣΗ ΤΗΣ ΠΛΑΣΤΙΜΟΤΗΤΑΣ (ΟΛΚΙΜΟΤΗΤΑΣ) ΤΩΝ ΣΥΝΔΕΣΕΩΝ</b>	64
4.1	Εισαγωγή - Σκοπός	64
4.2	Ορισμός ολκιμότητας (πλαστιμότητας)	64
4.3	Μηχανισμός ανάπτυξης παραμένουσων τάσεων	69
4.4	Χαρακτηριστικά παραδείγματα	71
4.4.1	1 <sup>ο</sup> Παράδειγμα	71
4.4.2	2 <sup>ο</sup> Παράδειγμα	73
4.5	Συμπέρασμα	75
4.6	Βιβλιογραφία	76

## ΣΚΟΠΟΣ - ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΟ

Η παρούσα Διπλωματική Εργασία επιχειρεί να συμβάλει στην αντιμετώπιση ορισμένων προβλημάτων, τα οποία ανακύπτουν κατά το σχεδιασμό, ανάλυση και υλοποίηση των συνδέσεων σε χαλύβδινα πλαίσια. Βασιζόμενο σε θεμελιώδεις έννοιες της Αντοχής των Υλικών, σε αποτελέσματα εκτεταμένων πειραμάτων, αλλά και στη διεθνή εμπειρία και πρακτική, το παρόν σύγγραμμα προσφέρει συγκεκριμένες οδηγίες και παραθέτει τεκμηριωμένες μεθόδους για τη βέλτιστη κατασκευαστική διαμόρφωση και συμπεριφορά μερικών χαρακτηριστικών τύπων συνδέσεων, οι οποίες χρησιμοποιούνται σε ευρεία κλίμακα.

Αναλυτικότερα, η όλη εργασία απαρτίζεται απο τέσσερα (4) επί μέρους Κεφάλαια, το περιεχόμενο των οποίων έχει ως εξής:

Στο 1<sup>ο</sup> Κεφάλαιο θίγονται τα σπουδαιότερα προβλήματα ανάλυσης και σχεδιασμού των εδράσεων μεταλλικών υποστηλωμάτων και παρέχονται οδηγίες για την αντιμετώπιση τους, τόσο σε επίπεδο μελέτης όσο και κατασκευής, με γνώμονα τις ισχύουσες διατάξεις και τους κανόνες της τεχνικής, που έχουν εφαρμογή για το εν λόγω θεμελιώδες στοιχείο των μεταλλικών κατασκευών και ιδιαίτερα των χαλύβδινων πλαισίων.

Στη συνέχεια το Κεφάλαιο 2 αναφέρεται διαζοδικά στο πρόβλημα παραμένουσων τάσεων σε συγκολλητές συνδέσεις δοκών - στύλων χαλύβδινων πλαισίων με βαρεά μέλη (πλαισίων ροπής). Μετά απο λεπτομερή ανάπτυξη των αιτιών εμφάνισης παραμένουσων τάσεων και των ευπαθών σημείων των σχετικών συνδέσεων, προτείνεται μια συγκεκριμένη μορφή συγκολλητής σύνδεσης, η οποία εξασφαλίζει την ανάπτυξη ελάχιστων τέτοιων τάσεων και τεκμηριώνεται η κατασκευαστική διαμόρφωσή της.

Το 3<sup>ο</sup> Κεφάλαιο αφορά τον σχεδιασμό συνδέσεων δοκών - στύλων χαλύβδινων πλαισίων με το χαρακτηριστικό μειωμένης διατομής δοκού, που σχετίζονται με τη δυνατότητα σημαντικών ανελαστικών παραμορφώσεων, η οποία είναι αναγκαία για την ασφαλή ανάλειαση σεισμικών δράσεων. Μετά απο εκτενή αναφορά στη χρήση, εξέλιξη και πειραματική επιβεβαίωση της εξαιρετικής συμπεριφοράς αυτού του είδους των συνδέσεων, παρατίθεται μια απλουστευμένη αλλά ιδιαίτερα ακριβής μεθοδολογία (διαδικασία) προκαταρκτικού υπολογισμού των, που συνοδεύεται απο αριθμητικό παράδειγμα.

Τέλος, στο Κεφάλαιο 4 εξηγούνται οι λόγοι για τους οποίους η αστοχία συγκολλητών συνδέσεων δοκών - στύλων χαλύβδινων πλαισίων σχετίζεται με μη όλκιμη συμπεριφορά (ψαθυρά θραύση) και προτείνονται οδηγίες για την εξάλειαση τους και ανάπτυξη επαρκούς πλαστιμότητας στο είδος αυτό των συνδέσεων.

Θα ήθελα σε αυτό το σημείο να ευχαριστήσω πολύ τον υπεύθυνο καθηγητή κ.Δημήτρη Σοφιανόπουλο για την υπερπολύτιμη βοήθειά του και τις συμβουλές του. Επίσης θα ήθελα να ευχαριστήσω και την οικογένειά μου για την υπομονή που έδειξε όλα αυτά τα χρόνια. Τους αφιερώνω αυτή τη Διπλωματική Εργασία.

Με τιμή  
Μάνος Κοτσυφάκης

## **ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1 : ΠΡΑΚΤΙΚΟΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΚΑΙ ΛΕΠΤΟΜΕΡΕΙΕΣ ΕΔΡΑΣΕΩΝ ΜΕΤΑΛΛΙΚΩΝ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ**

### **1.1 Εισαγωγή**

#### **1.1.1 Πρόλογος**

Οι εδράσεις των υποστυλωμάτων αποτελούν ένα από τα πλέον θεμελιώδη στοιχεία μιας μεταλλικής κατασκευής. Παρόλο το γεγονός αυτό ο σχεδιασμός τους δεν τυγχάνει της δέουσας προσοχής από τους μηχανικούς, με άμεσο αποτέλεσμα την σπατάλη υλικού και εργατικών καθώς και την μη εξασφάλιση επαρκούς ευστάθειας στο στάδιο ανέγερσης των υποστυλωμάτων.

Οι εν λόγω εδράσεις εξυπηρετούν τους ακόλουθους δύο βασικούς σκοπούς:

α. Μεταφέρουν τα φορτία του στύλου στο φέρον μέλος ή την θεμελίωση. Στα φορτία αυτά συγκαταλέγονται αξονικές δυνάμεις λόγω βαρύτητας, ροπές και τέμνουσες, καθώς και πιθανές δυνάμεις ανύψωσης.

β. Σε συνθήκες ανέγερσης επιτρέπουν στο υποστύλωμα να συμπεριφέρεται προσωρινά ως κατακόρυφος πρόβολος, μετά την αρχική μερική αποσύνδεση από τους μηχανισμούς ανύψωσης, και να δύναται με ασφάλεια να αναλάβει ανεμοπίεση και διάφορα άλλα προσωρινά φορτία ανέγερσης.

Στην διεθνή πρακτική και μετά από εκτεταμένες έρευνες διαπιστώθηκε ότι μεγάλο μέρος μελετών, που αφορούν εδράσεις μεταλλικών υποστυλωμάτων, σχετίζονται με ορισμένα κοινά προβλήματα. Τα σπουδαιότερα από αυτά αφορούν μη τυποποιημένες διαστάσεις των επί μέρους στοιχείων της έδρασης (με αποτέλεσμα την δυσκολία κατασκευής και ανέγερσης), την χρήση υλικών που είναι δυσεύρετα, την αστάθεια των στύλων στη φάση ανέγερσης και την σπατάλη υλικού και εργατικών με προφανή αντίκτυπο στην διάρκεια και το κόστος του αντίστοιχου έργου. Το παρόν Κεφάλαιο αναφέρεται στα προβλήματα αυτά και προτείνει σαφείς πρακτικές μεθόδους και οδηγίες για την αποφυγή τους.

#### **1.1.2 Σκοπός**

Ο σκοπός του Κεφαλαίου είναι η παροχή πρακτικών οδηγιών για μηχανικούς, μελετητές και κατασκευαστές, σχετικά με το σχεδιασμό και τις λεπτομέρειες των εδράσεων μεταλλικών υποστυλωμάτων. Παρέχονται συνεπώς συμβουλές για την αντιμετώπιση κοινών προβλημάτων, που συχνά εμφανίζονται κατά τον σχεδιασμό, την παραγωγή - κατεργασία και την ανέγερση, τα περισσότερα των οποίων, παρόλη την απλότητα τους, συνήθως παραβλέπονται.

Κατά κοινή ομολογία, η πραγματική συμπεριφορά ειδικά των πλακών έδρασης σε μεταλλικά πλαίσια υπό σεισμικά φορτία είναι εξαιρετικά δυσχερές να προβλεφθεί και ακόμη δεν είναι πλήρως κατανοητή. Ο μηχανικός αναγκάζεται ως ένα βαθμό λόγω του γεγονότος αυτού να δράσει κατά την κρίση του, ώστε να επιτευχθεί το επιθυμητό επίπεδο λειτουργικότητας της όλης μεταλλικής κατασκευής. Το παρόν Κεφάλαιο σκοπεύει εκτός άλλων να επιστήσει την προσοχή του μηχανικού της καθημερινής πράξης στην πιο αποτελεσματική αντιμετώπιση και εμπειριστατωμένη μελέτη των εδράσεων, ιδιαίτερα όταν αναλαμβάνουν μεγάλες ροπές, οπότε κάποιας μορφής διαρροή (σε κάποιο από τα στοιχεία που αποτελούν την έδραση) χρειάζεται για να εξασφαλιστεί η απαραίτητη συμπεριφορά της όλης κατασκευής.

Θεωρείται φυσικά δεδομένο ότι υφίσταται επαρκής εξοικείωση του μηχανικού με τις Ευρωπαϊκές διατάξεις σχετικά με τις συνδέσεις στα έργα από χάλυβα καθώς με τις ελάχιστες απαιτήσεις για την καλή εκτέλεση της βιομηχανικής κατεργασίας και ανέγερσης σιδηρών δομικών έργων, όπως αυτές αναλυτικά διατυπώνονται στο Κεφάλαιο 7 του EC3. Το περιεχόμενο του παρόντος Κεφαλαίου θεωρείται αναπόσπαστο (και πρέπει να λαμβάνεται υπόψη σε συνδυασμό) με τις ως άνω διατάξεις και απαιτήσεις.

### **1.1.3 Επιμέρους θέματα**

Το περιεχόμενο του Κεφαλαίου αυτού εστιάζεται στην πρακτική πλευρά του σχεδιασμού και των λεπτομερειών των εδράσεων μεταλλικών στύλων και ειδικότερα στα σημεία εκείνα, που έχουν άμεσο αντίκτυπο στην οικονομία του σχετικού έργου. Αναλυτικότερα, η παράγραφος 1.2 ασχολείται με κατασκευαστικά θέματα, η παράγραφος 1.3 με θέματα ανέγερσης και ορθής τοποθέτησης των αγκυρίων, ενώ στην παράγραφο 1.4 θίγονται θέματα σχεδιασμού πλακών έδρασης καθώς και άκαμπτων - ημιάκαμπτων εδράσεων σε συνδυασμό με φορτία λόγω ανέμου και σεισμού.

## **1.2 Οδηγίες σχεδιασμού για υλικά και κατεργασία**

Ο μηχανικός της καθημερινής πράξης καλείται να επιλέξει ανάμεσα σε μια πληθώρα υλικών που υπάρχουν τόσο για τις πλάκες έδρασης όσο και για τους κοχλίες αγκύρωσης. Παρά ταύτα πολλά από τα υλικά των προδιαγραφών είναι ιδιαίζόντως δυσεύρετα στο εμπόριο και μερικές φορές η χρήση κάποιων από αυτά δεν είναι σύμφωνη με τους κανόνες της τεχνικής. Επιπρόσθετα, η συμβατότητα μεταξύ των υλικών των στοιχείων μιας έδρασης δεν εξασφαλίζεται, ενώ πολλές φορές έχει παρατηρηθεί σπατάλη υλικού συγκόλλησης αλλά και ουσιαστική αδυναμία υλοποίησης μερικών συγκολλήσεων. Στην τρέχουσα παράγραφο



παρέχονται οδηγίες για την σωστή χρήση - συνδυασμό των υλικών και προτείνονται κατασκευαστικές λεπτομέρειες, που εξασφαλίζουν ευκολία και οικονομία.

### 1.2.1 Δομικός χάλυβας

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 3, για εν θερμώ ελατό χάλυβα προδιαγράφονται πέντε (5) ονομαστικές κατηγορίες - ποιότητες, από τις οποίες οι τρεις πρώτες, όπως εμφανίζονται στον Πίνακα 1.1 που ακολουθεί, πρέπει να χρησιμοποιούνται. Η χρήση χαλύβων υψηλής αντοχής (Κανονιστικό Παράρτημα D του EC3, χάλυβες ποιότητας S420 και S460) πρέπει να αποφεύγεται κυρίως για λόγους υψηλού κόστους αλλά και μειωμένης συμβατότητας. Συνιστάται η χρήση χάλυβα της ίδιας ποιότητας για όλα τα μεταλλικά μέρη της βάσης έδρασης και η έρευνα των τοπικών συνθηκών της αγοράς πριν την απόφαση χρήσης κάποιας συγκεκριμένης ποιότητας δομικού χάλυβα.

Πίνακας 1.1 Ονομαστικές τιμές αντοχής διαρροής  $f_y$  και οριακής εφελκυστικής αντοχής  $f_u$  για δομικούς χάλυβες, σύμφωνα με τα Ευρωπαϊκά Πρότυπα EN 10025 ή prEN10113

Ονομαστική Κατηγορία Χάλυβα	Πάχος t (mm)			
	t ≤ 40 mm		40 mm < t ≤ 100 (63) mm	
	$f_y$ (N/mm <sup>2</sup> )	$f_u$ (N/mm <sup>2</sup> )	$f_y$ (N/mm <sup>2</sup> )	$f_u$ (N/mm <sup>2</sup> )
EN 10025 <sup>a*</sup>				
Fe 360	235	360	215	340
Fe 430	275	430	255	410
Fe 510	355	510	335	490
prEN 10113 <sup>a**</sup>				
Fe E 275	275	390	255	370
Fe E 355	355	490	335	470

<sup>a</sup>Annex B, Reference Standards, B.2 Definitions, B.2.1 Reference Standard 1 : «Weldable structural Steel»

\* European Standard EN 10025 'Hot rolled products of non-alloy structural steel – Technical delivery conditions'

\*\* European Standard prEN 10013 'Hot rolled products in weldable fine grain structural steels'

#### 1.2.1.1 Κοιλίες αγκύρωσης και περικόχλια

Γενικότερα στις κατασκευές από χάλυβα, σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 3, οι χρησιμοποιούμενοι κοιλίες, περικόχλια και δακτύλιοι (ροδέλες) πρέπει να συμφωνούν με το Πρότυπο Αναφοράς 3 (Κανονιστικό Παράρτημα Β). Πιο συγκεκριμένα για μη προφορτιζόμενους κοιλίες ισχύουν οι ακόλουθοι συνδυασμοί:

(1) Κοιλίες κατά EN24014, EN24016, EN24017 ή EN24018, περικόχλια κατά EN24032, EN24034 ή ISO 7413, δακτύλιοι κατά ISO 7089, ISO 7090 ή ISO 7091.

(2) Κοχλίες κατά ISO 7411, περικόχλια κατά ISO 4775, δακτύλιοι κατά ISO 7415 ή ISO 7416.

(3) Κοχλίες κατά ISO 7412, περικόχλια κατά ISO 7414, δακτύλιοι κατά ISO 7415 ή ISO 7416.

ενώ για προφορτιζόμενους κοχλίες προδιαγράφεται ο ακόλουθος συνδυασμός:

Κοχλίες κατά ISO 7412, περικόχλια κατά ISO 4775, δακτύλιοι κατά ISO 7415 ή ISO 7416.

Πέραν των προηγουμένων, σύμφωνα με τα Ευρωπαϊκά πρότυπα υφίστανται επτά (7) συνήθεις κατηγορίες κοχλιών, τα χαρακτηριστικά των οποίων δίνονται στον Πίνακα 1.2. που έπεται. Από αυτούς για εδράσεις μεταλλικών υποστυλωμάτων συνιστάται η χρήση κοινών κοχλιών υψηλής αντοχής κατηγορίας 8.8 και 10.9, καθόσον στην περίπτωση αυτή δεν είναι εφικτή η προφόρτιση και οι συνδέσεις μέσω τέτοιων κοχλιών λειτουργούν και ως τριβής (friction-type) αλλά και ως άντυγας (bearing type), οπότε δύναται να αναλάβουν με ασφάλεια τόσο στατικά όσο και δυναμικά φορτία. Για τις κατηγορίες των κοχλιωτών συνδέσεων, την κατανομή των δυνάμεων στα μέσα σύνδεσης, την αντοχή σχεδιασμού των κοχλιών και ιδιαίτερα για την αντοχή κοχλιών υψηλής αντοχής σε συνδέσεις ανθεκτικές σε ολίσθηση (χαρακτηριστικό των εδράσεων) μπορεί κανείς να ανατρέξει στις παραγράφους 6.5.3., 6.5.4., 6.5.5. και 6.5.8. του EC3 αντίστοιχα.

Πίνακας 1.2 Ονομαστικές τιμές της αντοχής διαρροής  $f_{yb}$  και της εφελκυστικής αντοχής αστοχίας  $f_{ub}$  για κοχλίες.

Κατηγορία Κοχλία	4.6	4.8	5.6	5.8	6.8	8.8	10.9
$f_{yb}$ (N/mm <sup>2</sup> )	240	320	300	400	480	640	900
$f_{ub}$ (N/mm <sup>2</sup> )	400	400	500	500	600	800	1000

### 1.2.1.2 Πλάκες έδρασης

Από πλευράς επιλογής υλικού, ισχύουν τα όσα αναφέρθηκαν στην παράγραφο 1.2.1. του παρόντος και ανάλογα με το πάχος της εκάστοτε πλάκας πρέπει να λαμβάνεται υπ' όψη το περιεχόμενο του Πίνακα 1.1. Επιπρόσθετα, σαν γενικούς κανόνες σχεδιασμού πρέπει κανείς να αναφέρει ότι οι διαστάσεις τους πρέπει να έχουν λόγο 2/3 έως 1, ενώ το πάχος τους να κυμαίνεται μεταξύ 15 και 30 (σπάνια 40) mm.

## **1.2.2 Σχεδιασμός πλακών έδρασης στη φάση καταργασίας**

Εκτός περιπτώσεων πολύ μεγάλων υποστυλωμάτων, οι εδράσεις των οποίων υλοποιούνται μέσω πλακών ιδιαίτερα μεγάλων διαστάσεων (πολύ υψηλά κτίρια), οι πλάκες έδρασης συνήθως συγκολλούνται στο στύλο σε χώρο εργοστασιακό πριν την μεταφορά και ανέγερση. Με εξαίρεση συγκολλήσεων πλήρους διεΐσδυσης και συνδέσεων υπό γωνία, το κάτω άκρο του στύλου πρέπει να κοπεί εντελώς κάθετα στον άξονα του, για να εξασφαλίζεται πλήρης επαφή μεταξύ στύλου και (πλήρως επίπεδης) πλάκας έδρασης. Πριν μερικά χρόνια, η κοπή γινόταν με μηχανήματα φρεζαρίσματος, ενώ σήμερα επιτυγχάνεται με χρήση εξοπλισμού ψυχρής κοπής, που εξασφαλίζουν πλήρη επιπεδότητα και απόλυτη επαφή με την πλάκα έδρασης.

### **1.2.2.1 Σχέσεις κόστους υλικού-εργασίας**

Μια συνήθης έκφραση των κατασκευαστών έργων από χάλυβα είναι “το υλικό είναι φθηνότερο από τα εργατικά”. Αν επιλεγεί πιο παχιά πλάκα έδρασης τότε δεν θα χρειαστούν πρόσθετα ενισχυτικά ελάσματα, η σύνδεση των οποίων είναι ιδιαίτερα δύσκολη και χρονοβόρα (απαιτεί υπερβολικό αριθμό ημερομισθίων σε σχέση με το βάρος της), οπότε τελικά η έδραση θα είναι οικονομικότερη και αρχιτεκτονικά - αισθητικά πιο αποδεκτή.

### **1.2.2.2 Συγκολλήσεις**

Πρωταρχικό μέλημα του μελετητή μηχανικού πρέπει να είναι ο βέλτιστος συνδυασμός - ταίριασμα του πάχους της πλάκας έδρασης με αυτό των πελμάτων του στύλου. Τούτο διότι με τον τρόπο αυτό αποφεύγονται ανεπιθύμητα φαινόμενα στρέβλωσης κατά την διάρκεια των συγκολλήσεων, που εμφανίζονται συνήθως όταν αυτές είναι βαρέως τύπου (πλήρους ή μερικής διεΐσδυσης). Επιπρόσθετα επιβάλλεται ο περιορισμός των διαστάσεων των συγκολλήσεων και η χρήση εξωραφών αντί εσωραφών πλήρους διεΐσδυσης, αφού οι τελευταίες απαιτούν περισσότερα εργατικά (λόγω ανάγκης πλάγιας κοπής του τελειώματος του στύλου) και εκτεταμένη επιθεώρηση. Είναι γενικότερα πιο οικονομική η χρήση μεγαλύτερου μήκους εξωραφών (παρόλη την σχετική σπατάλη ηλεκτροδίων) παρά εσωραφών ως άνω.

Πέραν αυτών, πρέπει να αποφεύγονται περιμετρικές συγκολλήσεις. Εξωραφές γύρω από τα άκρα των πελμάτων του στύλου και στην περιοχή συναρμογής πελμάτων - κορμού μπορεί να οδηγήσουν σε ρηγματώσεις λόγω μεγάλων παραμενουσών τάσεων στις συγκολλήσεις, οπότε θα απαιτηθούν επιπλέον εργασίες επισκευής. Οι εξωραφές αυτές πρέπει

να σταματούν περί τα 1.3 cm από τις προαναφερθείσες περιοχές, όπως φαίνεται και στο Σχήμα 1.1.

Οι λεπτομέρειες σχεδιασμού των συγκολλήσεων πρέπει να μελετώνται με γνώμονα την σαφήνεια - καθαρότητα και την δυνατότητα προσέγγισης του εξοπλισμού συγκόλλησης. Τέλος πρέπει να λαμβάνεται υπόψη το γεγονός ότι οι προφορτιζόμενοι κοχλίες υψηλής αντοχής δεν συγκολλούνται, καθώς οποιοδήποτε είδος συγκόλλησης επηρεάζει δυσμενώς την αντοχή τους.

### **1.2.2.3 Διαστάσεις των πλακών έδρασης**

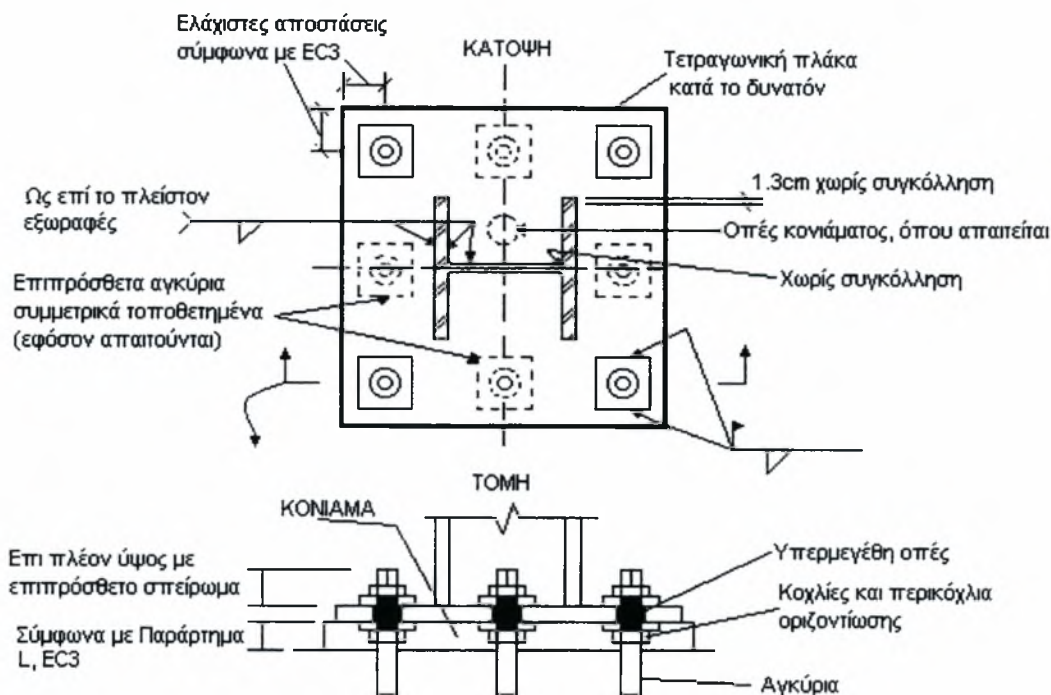
Όπου είναι δυνατόν, πρέπει οι διαστάσεις της πλάκας βάσης και του καννάβου των κοχλιών αγκύρωσης να είναι συμμετρικές και κατά τις δύο διαστάσεις. Αυτό θα εμποδίσει την συγκόλληση της πλάκας βάσης να κατασκευαστεί με περιστροφή κατά 90 μοίρες από το σωστό προσανατολισμό. Η διπλή συμμετρία στην κάτοψη, όσον αφορά την θέση των κοχλιών, επιτρέπει την ομαλή κατανομή των τάσεων κάτω από την πλάκα έδρασης, με αποτέλεσμα να υφίσταται δυνατότητα ανάληψης και φορτίων εκτός κυρίων αξόνων.

Ακόμα όσο είναι δυνατόν πρέπει να χρησιμοποιούνται κοχλίες ίδιας διαμέτρου, προς αποφυγή οπών διαφόρων διαστάσεων, το αυτό δε ισχύει και για τις οπές εξαερισμού του κονιάματος επαφής μεταξύ πλάκας έδρασης και σκυροδέματος θεμελίωσης.

Προφανώς, οι διαστάσεις των πλακών έδρασης πρέπει να πληρούν τις απαιτήσεις των κανονισμών για τις ελάχιστες αποστάσεις οπών κοχλιών και διατομής στύλου από τα άκρα τους (λαμβάνοντας υπόψη και τις διάφορες κατασκευαστικές ή άλλες ανοχές).

Μερικές φορές - λανθασμένα - οι μελετητές θεωρούν ότι η τυπική διάταξη έδρασης δύναται να καλύψει όλες τις συνθήκες του σχετικού έργου. Και τούτο καθώς ομάδες στύλων διαφορετικών διατομών απαιτούν πλάκες έδρασης επίσης διαφορετικών διαστάσεων. Έτσι θεωρείται σαν πιο οικονομική η υιοθέτηση μιας «τυπικής» έδρασης μεγαλύτερων διαστάσεων, ώστε να καλύπτει περισσότερες της μιας ομάδες στύλων, παρά η πρόβλεψη συγκεκριμένης πλάκας έδρασης για κάθε διατομή στύλου. Όσο μικρότερος είναι ο αριθμός ίδιων - από πλευράς σχεδιασμού και λεπτομερειών - πλακών έδρασης, τόσο πιο οικονομική η κατασκευή, παρόλη την πιθανή αύξηση σε απαιτούμενο υλικό. Αυτό είναι δεδομένο επειδή με την προτεινόμενη λύση μειώνεται αφ' ενός μεν η δαπάνη σε εργασία γραφείου για την σχεδίαση - διαστασιολόγηση κάθε μεμονωμένης έδρασης, αφ' ετέρου δε ελαχιστοποιείται το κόστος κοπής και κατεργασίας στο εργοστάσιο, λόγω απαίτησης μικρού αριθμού όμοιων διατάξεων. Επί πλέον είναι βέβαιο ότι κατά την φάση ανέγερσης το πλήθος των

εφαρμοζόμενων διαφορετικών λεπτομερειών τοποθέτησης αγκυρίων πιθανότατα θα οδηγήσει σε σύγχυση, σε αντίθεση με τις προτεινόμενες λεπτομέρειες του Σχήματος 1.1.



Σχήμα 1.1

### 1.3 Σχεδιαστικές οδηγίες σε σχέση με την ανέγερση

Οι πλάκες έδρασης και οι κοχλίες αγκύρωσης (όπως και οι λεπτομέρειες της όλης διάταξης) πρέπει να σχεδιάζονται έτσι ώστε να δύνανται να φέρουν με ασφάλεια και τα φορτία που αναπτύσσονται κατά την ανέγερση. Αν δοθεί η δέουσα προσοχή στην σχεδίαση των λεπτομερειών, μπορεί να αποφευχθούν αποτελεσματικά πολλά προβλήματα, που συνήθως ανακύπτουν κατά τη διάρκεια της ανέγερσης.

#### 1.3.1 Κοχλίες αγκύρωσης

Η σωστή τοποθέτηση των κοχλιών αγκύρωσης είναι προφανώς μια δύσκολη εργασία, και ως εκ τούτου πολλά λάθη μπορούν να συμβούν, όταν δεν υπάρχει κατά την ανέγερση ο απαιτούμενος έλεγχος ποιότητας - επίβλεψη, ή ακόμα όταν η μελέτη εφαρμογής είναι ασαφής. Η λανθασμένη τοποθέτηση αγκυρίων οφείλεται σε διάφορους λόγους και τυπικά ένα από τα παρακάτω μπορεί να συμβεί.

### **1.3.1.1 Τοποθέτηση αγκυριών σε λανθασμένη θέση**

Αποτελεί δυστυχώς πολύ συνηθισμένο πρόβλημα, αφού η σωστή θέση ενός κοχλία μπορεί να απέχει από αυτή που τελικά τοποθετείται μέχρι και 5 cm. Σε άλλες περιπτώσεις μόνο ένας κοχλίας βρίσκεται σε λάθος θέση (σε σχέση με τους υπόλοιπους), ενώ έχει παρατηρηθεί και λανθασμένη τοποθέτηση ολόκληρης της διάταξης των αγκυριών μιας έδρασης. Κατά τον σχεδιασμό υπάρχουν πολλοί τρόποι να αποφευχθεί το ανεπιθύμητο αυτό γεγονός.

(α) Η καλύτερη μέθοδος για να αποφευχθεί η λανθασμένη τοποθέτηση των κοχλιών αγκύρωσης συνίσταται στην εξασφάλιση από τον κατασκευαστή της σωστής και σταθερής θέσης των αγκυριών τόσο σε οριζόντιο όσο και σε κατακόρυφο επίπεδο. Ο επιπρόσθετος έλεγχος από ανεξάρτητο φορέα επίβλεψης πολλακίς έχει οδηγήσει στην ανακάλυψη των σφαλμάτων τοποθέτησης και στην διόρθωση τους πριν την ανέγερση, ιδιαίτερα σε έργα με πολλές και ποικίλες εδράσεις, που εκτείνονται σε μεγάλη επιφάνεια οριζοντιογραφικά. Επίσης ο εκάστοτε κατασκευαστής πρέπει να διαθέτει μια μήτρα από γαλβανισμένη λαμαρίνα για κάθε βάση έδρασης. Τυπικά οι εργολάβοι μεταλλικών κατασκευών διαθέτουν μόνο μια μεταλλική μήτρα για κάθε είδος πλάκας έδρασης, από την οποία κατόπιν κατασκευάζουν αντίγραφα από κόντρα-πλακέ, με προφανή δυσμενή αποτελέσματα για την σωστή τοποθέτηση των αγκυριών.

Οι κοχλίες αγκύρωσης επιβάλλεται να είναι άκαμπτα στερεωμένοι, τόσο στην κορυφή όσο και στη βάση τους, για να μην είναι δυνατή η μετακίνηση τους ή η απώλεια της κατακόρυφου κατά την σκυροδέτηση του θεμελίου. Μερικές φορές τα αγκύρια συνδέονται στη βάση τους με μεταλλικές πλάκες, ιδιαίτερα σε μεγάλων διαστάσεων θεμελιώσεις.

(β) Συνιστάται οι πλάκες έδρασης να φέρουν υπερμεγέθεις οπές με την ακόλουθη ονομαστική ανοχή:

3 mm για κοχλίες M12

4 mm για κοχλίες M14 έως M22

6 mm για κοχλίες M24 και

8mm για κοχλίες M27 και μεγαλύτερους

Οι οπές αυτές θα καλύπτονται με δακτυλίους συγκόλλησης (που συγκολλούνται επί τόπου στην πλάκα) από σκληρυμένο χάλυβα, διαμέτρου λίγο μεγαλύτερης αυτής του κοχλία (κατά περίπου 2mm). Το επιπλέον κόστος λόγω των δακτυλίων αυτών είναι αμελητέο, αν συγκριθεί με αυτό που πιθανώς απαιτηθεί για διορθώσεις θέσεων αγκυριών επί τόπου ή προκύψει λόγω καθυστερήσεων στο έργο.

### **1.3.1.2 Περιστροφή της διάταξης αγκυριών κατά 90 μοίρες**

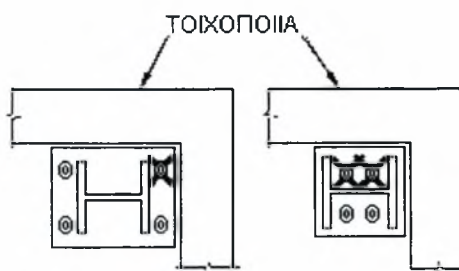
Όπως προαναφέρθηκε, τέτοιο φαινόμενο συνήθως συμβαίνει όταν οι κατά x και y διαστάσεις της διάταξης των αγκυριών (σε κάτοψη) δεν διαθέτουν συμμετρία, αποφεύγεται δε με την κατά το δυνατόν χρήση διατάξεων διπλής συμμετρίας.

### **1.3.1.3 Αγκύρια τοποθετημένα πιο χαμηλά ή πιο ψηλά**

Η πρόβλεψη επιπλέον προεξοχών στους κοχλίες αγκύρωσης αποτελεί στοιχείο, το οποίο μπορεί να λειτουργήσει θετικά σε περίπτωση που τα αγκύρια τοποθετηθούν χαμηλότερα από την προβλεπόμενη θέση τους. Πάντως υπάρχουν και μέθοδοι αύξησης του μήκους ενός κοχλία αγκύρωσης, σε περίπτωση που έχουν προδιαγραφεί κοχλίες τέτοιας ποιότητας, που μπορεί να συγκολληθούν. Σε τέτοια περίπτωση, όταν ένας κοχλίας έχει τοποθετηθεί χαμηλά, μπορεί να συγκολληθεί στην κορυφή του μια σιδηρά ράβδος. Σε περίπτωση δε που μεταξύ άνω άκρου του κοχλία και του περικοχλίου υφίσταται κενό (κοιλότητα), τούτο μπορεί να πληρωθεί με υλικό συγκόλλησης, εφόσον φυσικά η ποιότητα των υλικών των στοιχείων αυτών το επιτρέπει. Πέραν αυτών, ο μελετητής συνιστάται όπως προδιαγράψει ο κοχλίας αγκύρωσης να διαθέτει σπείρωμα σε μήκος μεγαλύτερο του απαιτούμενου, οπότε σε περίπτωση «υψηλά» τοποθετημένου κοχλία, το περικόχλιο μπορεί να βιδωθεί μέχρι τη βάση έδρασης, χωρίς την ανάγκη επιπρόσθετων δακτυλίων.

### **1.3.1.4 Υποστυλώματα κοντά σε τοιχοποιίες**

Ένα άλλο πρόβλημα που συχνά παρουσιάζεται είναι η ύπαρξη κοχλιών, οι οποίοι είναι απροσπέλαστοι, λόγω του γεγονότος ότι ο στύλος βρίσκεται πολύ κοντά σε τοιχοποιία. Τούτο συνήθως παρουσιάζεται όταν μια σειρά κοχλιών είναι τοποθετημένη μεταξύ των πελμάτων του στύλου, προς την πλευρά του τοίχου ή κάποιος κοχλίας βρίσκεται κοντά στη γωνία τομής δύο τοίχων, όπως χαρακτηριστικά φαίνεται στο Σχήμα 1.2. Μια τέτοια κατάσταση πρέπει να τύχει ιδιαίτερου σχεδιασμού στην διάταξη των κοχλιών ή στην θέση των στηρίξεων της κατασκευής, κατά περίπτωση.



Σχήμα 1.2

### **1.3.2 Δακτύλιοι (ροδέλες)**

Αν χρησιμοποιηθούν προεντεταμένοι κοχλίες υψηλής αντοχής (που δεν ενδείκνυται, όπως έχει ήδη αναφερθεί προηγούμενα) τότε πρέπει να ακολουθηθούν οι προδιαγραφές της παραγράφου 7.5.5 του EC3, όσον αφορά τους αντίστοιχους δακτυλίους.

### **1.3.3 Οριζοντίωση πλακών έδρασης**

Αυτή συνιστάται να υλοποιείται μέσω ειδικών περικοχλίων οριζοντίωσης, που τίθενται στην απο κάτω πλευρά των πλακών έδρασης (Σχήμα 1.1) και πέραν της κύριας χρησιμότητας τους, λειτουργούν και ως στοιχεία σταθεροποίησης και ανάληψης των φορτίων κατά την φάση ανέγερσης.

### **1.4 Οδηγίες για το σχεδιασμό πλακών έδρασης**

Το περιεχόμενο της παρούσας παραγράφου δεν ασχολείται με το να υποδείξει μεθόδους υπολογισμού πλακών έδρασης, αλλά κύρια με το να καταδείξει ποια στοιχεία πρέπει να λάβει περισσότερο υπόψη του ο μελετητής κατά τον σχεδιασμό και την διάταξη των λεπτομερειών των πλακών αυτών.

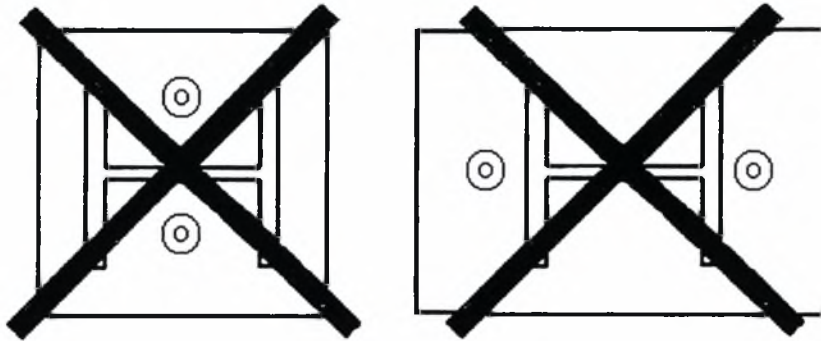
Η όλη διάταξη μιας πλάκας έδρασης μεταλλικού υποστυλώματος πρέπει να σχεδιαστεί κατά τρόπο, που να εξασφαλίζει την ασφαλή και ταυτόχρονα λειτουργική μεταφορά όλων των δυνάμεων (αξονικών, τεμνουσών και ροπών) που δρουν στη βάση του στύλου πάνω στη θεμελίωση. Το μέγεθος και ο συνδυασμός των εντατικών αυτών μεγεθών αποτελούν τις βασικές παραμέτρους σχεδιασμού των πλακών έδρασης. Η συνηθέστερη και απλούστερη περίπτωση είναι αυτή κατά την οποία στην έδραση δρουν αποκλειστικά κατακόρυφα φορτία λόγω ίδιου βάρους της ανωδομής, ενώ σε πλαίσια οι δράσεις στη βάση του στύλου περιλαμβάνουν τόσο τεμνουσες δυνάμεις όσο και καμπτικές ροπές (κύριες και πολλάκις δευτερεύουσες, σχετικά με τους άξονες του στύλου). Οι υποπαράγραφοι που ακολουθούν ασχολούνται με θέματα που αφορούν πλάκες έδρασης σε σχέση με μεμονωμένα φορτία ή συνδυασμούς φορτίων.

#### **1.4.1 Σχεδιασμός για προσωρινά φορτία**

Η πρωταρχική επιθυμητή λειτουργία μιας πλάκας έδρασης συνίσταται στην προσωρινή υποστήριξη του στύλου έναντι ανατροπής λόγω προσωρινών φορτίων ανέμου, σεισμού ή ανέγερσης και στην προστασία του έναντι κραδασμών και δονήσεων μέχρι την τελική ανέγερση - συναρμολόγηση και των οριζοντίων στοιχείων (δοκών) της όλης μεταλλικής κατασκευής. Προς τούτο πρέπει να μελετάται η πλάκα έδρασης και για τα



προσωρινά αυτά φορτία, και συγχρόνως να αποφεύγονται μη ασφαλείς διατάξεις κοχλιών αγκύρωσης, όπως αυτές φαίνονται στο Σχήμα 1.3. Αναλυτικότερα δεν θα πρέπει να τοποθετούνται κοχλίες μικρής διαμέτρου σε κοντινές μεταξύ τους αποστάσεις, να μην υφίστανται μόνο δύο κοχλίες στη διάταξη και οι πλάκες έδρασης να είναι ικανοποιητικού πάχους.



Σχήμα 1.3

#### 1.4.2 Σχεδιασμός για φορτία βαρύτητας και άλλα κατακόρυφα φορτία

Η αξονική αντοχή σχεδιασμού μιας πλάκας έδρασης που υπόκειται μόνο σε αξονικά φορτία, δηλαδή δεν αποτελεί στοιχείο έδρασης κάποιου πλαισίου (όπου αναπτύσσονται στην βάση και ροπές κάμψης και αξονικές δυνάμεις) δίδεται από την έκφραση (κατά EC3)

$$N_{Rd} = A_{eff} f_j \quad (1)$$

όπου  $A_{eff}$  είναι η ενεργός επιφάνεια της πλάκας έδρασης, κάτω από την οποία θεωρείται ότι αναπτύσσεται ομοιόμορφη θλιπτική τάση, λόγω του αξονικού φορτίου, σύμφωνα με το Σχήμα 1.4. Η επιφάνεια αυτή ισούται με

$$A_{eff} = [\min(b; b_c + 2c)] \times [\min(a; h_c + 2c)] - \{ \max[\min(b; b_c + 2c) - t_w - 2c; 0] \} \times \{ \max(h_c - 2t_f - 2c; 0) \} \quad (2)$$

Στην ανωτέρω έκφραση, οι διάφοροι παράγοντες έχουν ως εξής:

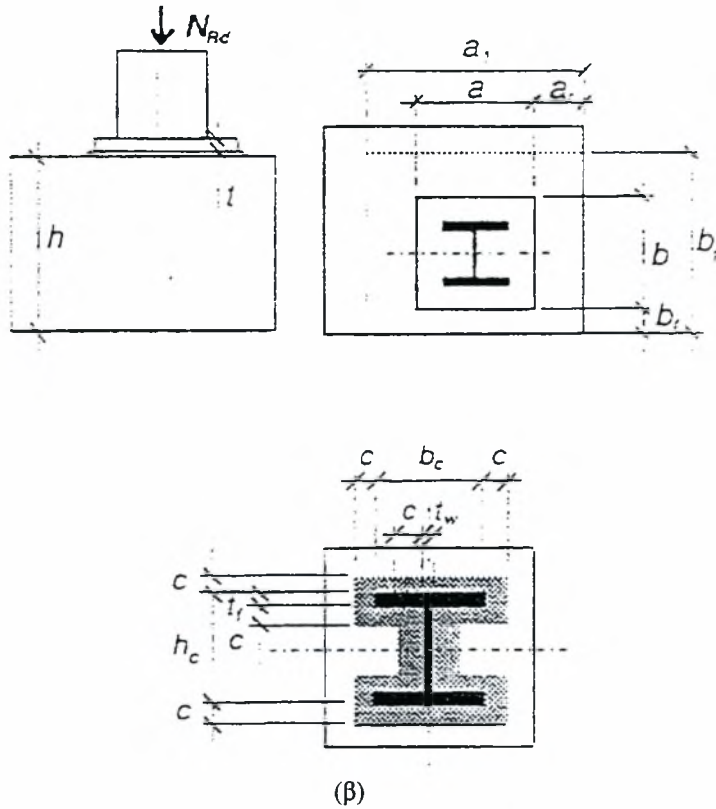
$$a_l = \begin{cases} a + 2a_r \\ 5a \\ a + h \\ 5b_l \end{cases}, \quad a_l \geq a, \quad b_l = \begin{cases} b + 2b_r \\ 5b \\ b + h \\ 5a_l \end{cases}, \quad b_l \geq b \quad (3\alpha)$$

$$k_j = \sqrt{\frac{a_l b_l}{ab}}, \quad f_j = \frac{0.67 k_j f_{ck}}{\gamma_c}, \quad c = t \sqrt{\frac{f_y}{3 f_j \gamma_{M0}}} \quad (3\beta)$$

όπου

- t : το πάχος της πλάκας έδρασης
- $f_y$  : η τάση διαρροής του υλικού της πλάκας έδρασης

- $f_{ck}$  : η χαρακτηριστική αντοχή κυλίνδρου του σκυροδέματος του θεμελίου  
 $\gamma_c$  : ο αντίστοιχος συντελεστής ασφαλείας του σχετικού κανονισμού  
 $k_j$  : ο καλούμενος συντελεστής συγκέντρωσης  
 $f_j$  : η φέρουσα ικανότητα του κόμβου  
 $c$  : το πρόσθετο πλάτος



Σχήμα 1.4. Φέρουσα επιφάνεια έδρασης μεταλλικού στύλου υπό αξονική φόρτιση

Αντίστοιχα, το εγχειρίδιο σιδηρών κατασκευών του Αμερικανικού Ινστιτούτου (AISC Manual of Steel Construction) παρέχει μια διαδικασία εκ δύο βημάτων, για τον υπολογισμό αξονικά θλιβόμενων πλακών βάσης. Στο πρώτο βήμα υπολογίζεται η απαιτούμενη επιφάνεια της πλάκας και στο δεύτερο το απαιτούμενο πάχος αυτής. Για περισσότερες λεπτομέρειες μπορεί κανείς να ανατρέξει στην σχετική βιβλιογραφία.

### 1.4.3 Σχεδιασμός για φορτία βαρύτητας σε συνδυασμό με φορτία ανύψωσης

Όταν υφίστανται φορτία ανύψωσης, τα οποία συνήθως εμφανίζονται σε πλαίσια με συστήματα ακαμψίας (κεντρικά ή έκκεντρα), απαιτείται περαιτέρω έλεγχος των κοχλιών αγκύρωσης και των πλακών βάσης, πιθανώς δε και αύξηση των διαστάσεων τους. Όταν τα φορτία αυτά είναι μεγάλα, μπορεί να χρειαστεί να προστεθούν και ενισχυτικές πλάκες, που

συγκολλούνται στα πέλματα του στύλου και να τοποθετηθούν μακρύτερα αγκύρια (πάνω από την πλάκα έδρασης) συμβιβαστά με τις ενισχυτικές πλάκες. Παρά ταύτα είναι μάλλον πιο οικονομικό να εφαρμοστεί μια παχύτερη πλάκα έδρασης παρά να προστεθούν ενισχύσεις, που απαιτούν υψηλά εργατικά. Τα αγκύρια πρέπει να είναι επαρκώς ενσωματωμένα εντός του σκυροδέματος της θεμελίωσης, ώστε να αναπτύσσεται πλήρως η εφελκυστική αντοχή τους και να αποκλειστούν φαινόμενα αποκόλλησης των (pull-out), λόγω αστοχίας διατμητικού κώνου του σκυροδέματος (shear cone failure). Η λεπτομέρεια αυτή καθίσταται ακόμα πιο κρίσιμη για πλαίσια που υπόκεινται σε ανεμοπίεση ή/και σεισμικά φορτία, όπου αστοχία της έδρασης θα είχε ως αποτέλεσμα την κατάρρευση - ανατροπή λόγω ανύψωσης και την απώλεια της πλευρικής ευστάθειας του πλαισίου. Η όλη συνεπώς διάταξη της έδρασης πρέπει να εξασφαλίζει επαρκή αντοχή, έτσι ώστε η πιθανή διαρροή - αστοχία λόγω σεισμικών ή άλλων δυναμικών φορτίων να εμφανιστεί σε άλλα δομικά στοιχεία της συνολικής κατασκευής.

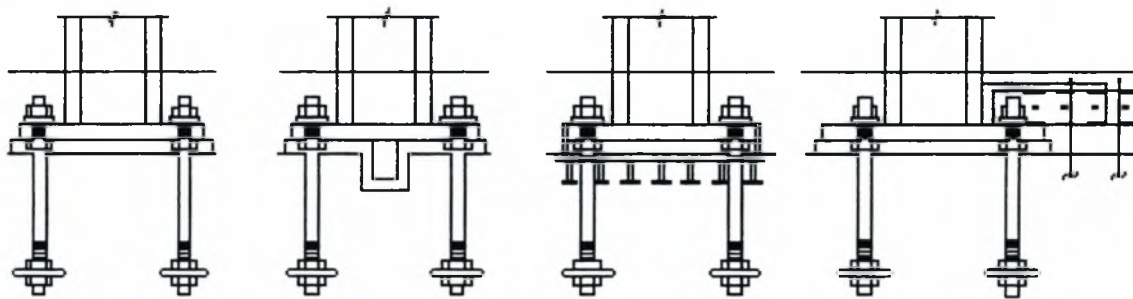
#### **1.4.4 Σχεδιασμός για συνδυασμό φορτίων βαρύτητας και τεμνουσών**

Όταν στην βάση ενός στύλου συνδέεται κάποια διαγώνια εν γένει ράβδος ενίσχυσης, αλλά και σε ορισμένες άλλες ειδικές περιπτώσεις, η οριζόντια συνιστώσα της δύναμης που αναπτύσσεται στη ράβδο αυτή εισάγει τέμνουσα στην έδραση, η οποία πρέπει να αναλαμβάνεται με ασφάλεια από την όλη διάταξη. Για την ομαλή και ασφαλή μεταβίβαση της ως άνω τέμνουσας δύναμης στη θεμελίωση προτείνονται οι ακόλουθες μέθοδοι:

- (α) Μέσω των κοχλιών αγκύρωσης (Σχήμα 1.5α)
- (β) Μέσω διατμητικής κλείδας, που συγκολλάται κάτω από την πλάκα έδρασης και προσθέτει επιπλέον πρόσφυση αυτής με το σκυρόδεμα θεμελίωσης (Σχήμα 1.5β).
- (γ) Μέσω ενσωματωμένης διατμητικής πλάκας. Αυτή συγκολλάται επιτόπου στις πλευρές της πλάκας έδρασης και φέρει διατμητικούς συνδέσμους που ενσωματώνεται στο σκυρόδεμα της θεμελίωσης (Σχήμα 1.5γ)
- (δ) Μέσω ενσωματωμένης διατμητικής δοκού. Αυτή φέρει διατμητικούς συνδέσμους ή ήλους συγκολλημένους στην κάτω πλευρά της και συνδέεται είτε με την πλάκα έδρασης είτε με ενισχυτικά ελάσματα του στύλου. Οι σύνδεσμοι αυτοί μεταφέρουν την τέμνουσα στην πλάκα σκυροδέματος και από αυτή στο θεμέλιο της έδρασης μέσω βλήτρων (Σχήμα 1.5δ).

Από τις παραπάνω μεθόδους, εκ των οποίων οι (β) - (δ) τυγχάνουν εκτεταμένης εφαρμογής στις ΗΠΑ, συνιστάται η μέθοδος (γ), που βασίζεται σε τεχνική που κατά κόρον εφαρμόζεται στα καταστρώματα σιδηρών γεφυρών επί μακρόν. Για τα ελληνικά δεδομένα η

τεχνολογία αυτή είναι εντελώς νέα, η διεθνής εμπειρία όμως έχει καταδείξει την αξία και την λειτουργικότητα της.



α) ΚΟΧΛΙΕΣ ΑΓΚΥΡΩΣΗΣ

β) ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗ ΚΛΕΙΔΑ

γ) ΕΝΣΩΜΑΤΩΜΕΝΗ ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗ ΠΛΑΚΑ

δ) ΕΝΣΩΜΑΤΩΜΕΝΗ ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗ ΔΟΚΟ

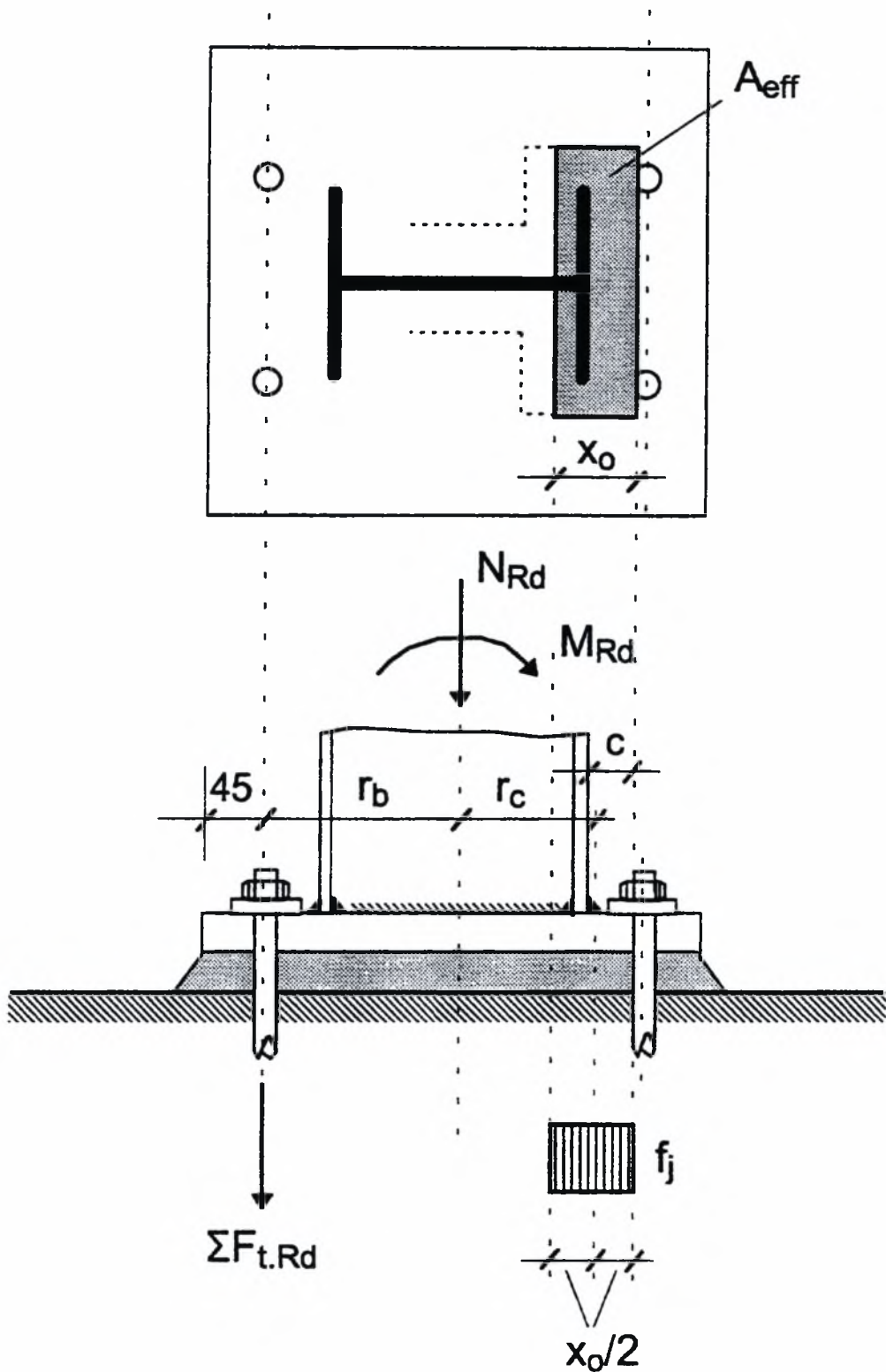
Σχήμα 1.5

#### 1.4.5 Σχεδιασμός για συνδυασμό αξονικών, τεμνουσών και ροπών

Ο Ευρωκώδικας 3 και συγκεκριμένα του Παράρτημα L αυτού δίδουν κατευθυντήριες οδηγίες για τον υπολογισμό εδράσεων μόνο σε περίπτωση κατακόρυφου αξονικού φορτίου και απλά παραπέμπει στο Παράρτημα J (Κόμβοι σε δομικά πλαίσια) για σύνθετες δράσεις. Όμως η πιο συνηθισμένη εντατική κατάσταση στην βάση ενός μεταλλικού υποστυλώματος αποτελείται από συνδυασμένη δράση ροπής και αξονικής δύναμης. Με την απλοποιητική παραδοχή ομοιόμορφης κατανομής θλιπτικών τάσεων κάτω από την αντίστοιχη περιοχή της πλάκας έδρασης, ίσων με  $f_j$  (από την εξίσωση 3) και αν  $\Sigma F_{T,Rd}$  η εφελκυστική αντοχή των κοχλιών αγκύρωσης, σύμφωνα με το Σχήμα 1.6, ισχύουν οι ακόλουθες εξισώσεις στατικής ισοροπίας:

$$N_{Rd} = A_{eff} f_j - \Sigma F_{T,Rd} \quad (4\alpha)$$

$$M_{Rd} = \Sigma F_{T,Rd} \cdot r_b + A_{eff} f_j r_c \quad (4\beta)$$



Σχήμα 1.6. Ενεργός επιφάνεια βάσης έδρασης υπό αξονική δύναμη και ροπή

Οι εξισώσεις αυτές ισχύουν ανεξάρτητα του συνδυασμού τιμών  $M$ ,  $N$  αλλά και του αν η ροπή  $M$  δρά κατά τον ισχυρό ή τον ασθενή άξονα του υποστυλώματος. Με βάση τις

εξισώσεις αυτές ο έλεγχος επάρκειας της βάσης έδρασης πραγματοποιείται με την χάραξη των λεγόμενων καμπύλων αλληλεπίδρασης ( $M_{Rd}, N_{Rd}$ ), που συνήθως επιτυγχάνεται με τον υπολογισμό ορισμένων χαρακτηριστικών συνδυασμών (M, N), που αντιστοιχούν σε κάποιες ειδικά επιλεγμένες θέσεις του ουδέτερου άξονα της βάσης. Αν το σημείο που αντιστοιχεί στον συνδυασμό των δράσεων σχεδιασμού ( $M_{Sd}, N_{Sd}$ ) βρίσκεται εσωτερικά της καμπύλης (προς την πλευρά των αξόνων) η έδραση επαρκεί, ενώ στην αντίθετη περίπτωση απαιτείται είτε επανασχεδίαση είτε ενίσχυση αυτής. Μια εξαιρετική πραγματεία για τις βάσεις μεταλλικών υποστυλωμάτων γενικότερα, με πληθώρα άμεσα εφαρμοζόμενων Πινάκων, αναλυτικό Τυπολόγιο και πολύ καλές μεθόδους υπολογισμού, αποτελεί το σύγγραμμα του διακεκριμένου Τσέχου ερευνητή Fr. Wald (Column bases, Prague 1995).

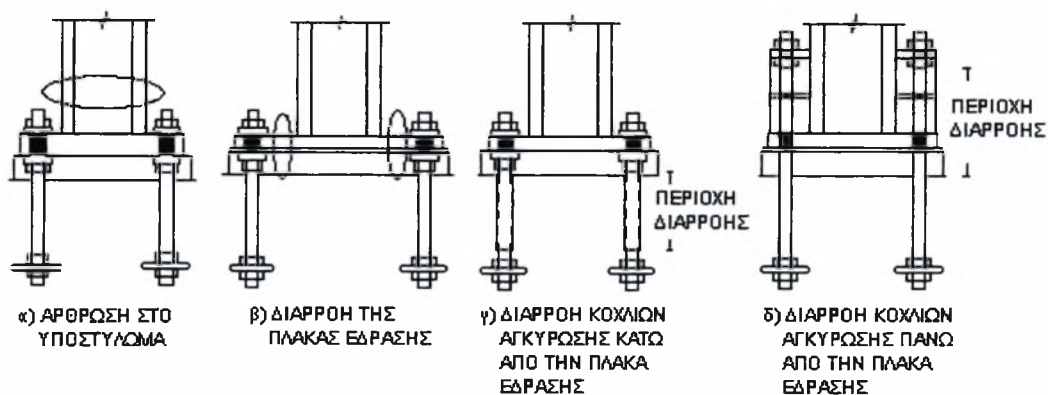
#### **1.4.6 Σχεδιασμός για ροπές λόγω σεισμού**

Δυστυχώς η πραγματική συμπεριφορά πλακών εδράσεων υπό σεισμικά φορτία δεν είναι ακόμη πλήρως αντιληπτή, οι δε Κώδικες αλλά και η σχετική μέχρι στιγμής έρευνα δίδουν περιορισμένες οδηγίες σχεδιασμού. Ο μηχανικός συνεπώς πρέπει να βασιστεί στην κρίση του κατά περίπτωση, πρέπει πάντως να ληφθούν υπόψη και οι ακόλουθες επισημάνσεις:

(α) Η συμπεριφορά των εδράσεων, όπως άλλωστε και όλων των κόμβων στα δομικά πλαίσια είναι ουσιαστικά ημιάκαμπτη, δηλαδή υφίσταται πάντοτε στροφική ικανότητα και η στροφική δυσκαμψία είναι πεπερασμένη. Με βάση αυτή τη θεώρηση βασικό μέλημα του μελετητή είναι ο περιορισμός της στροφικής ικανότητας της βάσης, καθώς αν τούτο επιτευχθεί, θα περιοριστούν στο ελάχιστο οι κίνδυνοι λόγω μετάθεσης και ως εκ τούτου ανεπιθύμητης ανακατανομής της έντασης.

(β) Ο σχεδιασμός θα πρέπει να αποτρέπει την πιθανότητα δημιουργίας πλαστικής άρθρωσης στην πλάκα έδρασης και να γίνεται με γνώμονα τις τέσσερις πιθανές μορφές αστοχίας, όπως αυτές παρουσιάζονται στο Σχήμα 1.7.

(γ) Η ανάλυση των πλαισίων να είναι πλήρως συμβατή με τις παραδοχές για την πλαστιμότητα και την δυσκαμψία των εδράσεων των στύλων και εφόσον υπάρχουν τα απαραίτητα μέσα, αυτή να βασίζεται σε μοντέρνες υπολογιστικές μεθόδους, που λαμβάνουν υπόψη τους ημιάκαμπτους κόμβους.



Σχήμα 1.7

### 1.5 Βιβλιογραφία

1. AISC Manual of Steel Construction, LRFD Design, Volumes I and II, Second Edition 1994.
2. Beaulieu, D., Samson, G., Picard, A., *A study on the stabilizing action of a simple column base connection*. Proceedings of the 3<sup>rd</sup> International Colloquium on the Stability of Metal Structures, SSR-C-ECCS-NCER Joint Committee, Toronto, Canada, May 1983, pp. 21-36.
3. DeWolf, J. T. and Sarisley, E. F., Column Base Plates with Axial Loads and Moments. *Journal of Structural Engineering, ASCE*, 1980, **106**(11), 2167-2184.
4. DeWolf, J. T., Axially Loaded Column Base Plates. *Journal of the Structural Division, ASCE*, 1978, **104**(5), 781-794.
5. DeWolf, J. T., Ricker, D. T., *Base Plates, Steel Design Guide, Series 1*. AISC 1990.
6. Ermopoulos, J. Ch. and Michaltsos, G. T., Analytical Modelling of Stress Distribution under Column Base Plates. *Journal of Constructional Steel Research*, 1998, **46**(1-3), 246.
7. Ermopoulos, J. Ch. and Stamatopoulos, G. N., Analytical Modelling of Column-base Plates under Cyclic Loading. *Journal of Constructional Steel Research*, 1996, **40**(3), 225-238.
8. Ermopoulos, J. Ch. and Stamatopoulos, G. N., Mathematical Modelling of Column Base Plate Connections. *Journal of Constructional Steel Research*, 1996, **36**(2), 79-100.
9. Honeck, W. C., Westphal, D., *Practical Design and Detailing of Steel Column Base Plates*, SSEC Publication, July 1999.
10. Iványi, M., Full-scale tests of steel frame with semi-rigid connections. *Engineering Structures*, 2000, **22**(2), 168-179.

11. Jaspart, J. P. and Vandegans, D., Application of the component method to column bases. *Journal of Constructional Steel Research*, 1998, **48**(2-3), 89-106.
12. Kontoleon, M. J., Mistakidis, E. S., Baniotopoulos, C. C. and Panagiotopoulos, P. D., Parametric analysis of the structural response of steel base plate connections. *Computers & Structures*, 1999, **71**(1), 87-103.
13. Picard, A., Beaulieu, D., Behaviour of a simple column base connection. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 1985, **12**(1), 126-136
14. Picard, A., Beaulieu, D., *Column base plate connections: State of the Art*. Workshop on Connections and the Behavior, Strength and Design of Steel Structures, ENS, Cachan, France, May 25-27, 1987.
15. Picard, A., Beaulieu, D., Perusse, B., Rotational restraint of a simple column base connection. *Canadian Journal of Civil Engineering*, **14**(1), 49-57.
16. Putkey, J., *Common Steel Erection Problems and Suggested Solutions*. SSEC Publication, December 1993.
17. Thambiratnam, D. P. and Paramasivam, P., Base Plates under Axial Loads and Moments. *Journal of Structural Engineering, ASCE*, 1998, **112**(5), 1166-181.
18. Wald, F., *Column Bases*. Ediční středisko ČVUT, Prague, Czech Republic, 1996.



## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2: ΣΥΓΚΟΛΛΗΤΕΣ ΣΥΝΔΕΣΕΙΣ ΠΛΑΙΣΙΩΝ ΡΟΠΗΣ ΜΕ ΤΙΣ ΕΛΑΧΙΣΤΕΣ ΠΑΡΑΜΕΝΟΥΣΕΣ ΤΑΣΕΙΣ

### 2.1 Εισαγωγή

#### 2.1.1 Σκοπός

Σκοπός του Κεφαλαίου αυτού είναι η διεξοδική αναφορά στο πρόβλημα των παραμενουσών τάσεων σε συγκολλητές συνδέσεις πλαισίων ροπής, με βαρέα σιδηρά μέλη. Μετά από εκτεταμένη αναφορά στο πρόβλημα αυτό, προτείνονται λύσεις για την ριζική κατά το δυνατόν αντιμετώπιση του.

Στον σύγχρονο σχεδιασμό και την πρακτική κατασκευής συγκολλήσεων παράγονται παραμένουσες τάσεις από :

- Περιορισμούς στις συνδέσεις - κόμβους και
- Περιορισμούς συνδεομένων μελών, κατά την διάρκεια ανέγερσης - συγκόλλησης αυτών, θεωρουμένων ως στοιχείων διαδοχικών επιπέδων - ορόφων και διαγωνίων συνδέσμων ακαμψίας.

Στην επιστήμη των σιδηρών κατασκευών γενικότερα, παραμένουσες ορίζονται οι τάσεις, οι οποίες παραμένουν σε ένα μέλος από χάλυβα, μετά την διαμόρφωση του ως έτοιμο προϊόν. Οι εσωτερικές αυτές τάσεις αναπτύσσονται λόγω πλαστικών παραμορφώσεων, οι οποίες στην περίπτωση του δομικού χάλυβα οφείλουν την προέλευση τους σε διάφορες πηγές όπως :

- α) *ανομοιόμορφη ψύξη*, που συμβαίνει μετά την εν θερμώ έλαση πρότυπων διατομών
- β) *συγκόλληση*, όπου επίσης οφείλονται σε ανομοιόμορφη ψύξη
- γ) *μηχανική κατεργασία*, όπως εν ψυχρώ έλαση, κάμψη κλπ.
- δ) *διάνοιξη οπών ή κοπή ελασμάτων* (εν ψυχρώ ή με φλόγα οξυγόνου)

Στις συγκολλητές συνδέσεις - κόμβους των πλαισίων ροπής οι παραμένουσες τάσεις έχουν ως **κύριο αίτιο** το γεγονός ότι λόγω διαφόρων περιορισμών **δεν δίδεται η δυνατότητα ανεμπόδιστης συστολής των συγκολλήσεων.**

Η προτεινόμενη στο εν λόγω Κεφάλαιο μορφή σύνδεσης βασίζεται σε σχεδιαστική αντίληψη σύμφωνα με την οποία:

- Μειώνονται στο ελάχιστο οι παραμένουσες τάσεις σε κόμβους και συνδέσεις
- Απομακρύνει την πιθανότητα ανάπτυξης τέτοιων τάσεων λόγω περιορισμού μελών και
- Συντείνει ώστε η πιθανή πλαστική άρθρωση να δημιουργηθεί εκτός της σύνδεσης.

### 2.1.2 Διάρθρωση

Το περιεχόμενο του παρόντος Κεφαλαίου διαρθρώνεται ως εξής:

- Αναφέρεται στους όρους που χρησιμοποιούνται
- Αναλύει το πρόβλημα των παραμενουσών τάσεων
- Περιγράφει την προτεινόμενη λύση
- Εξετάζει τα πλεονεκτήματα και τα μειονεκτήματα αυτής και
- Εξάγονται χρήσιμα συμπεράσματα

### 2.2 Χρησιμοποιούμενοι όροι

Οι επιμέρους παράγραφοι του Κεφαλαίου αυτού κάνουν χρήση των ακόλουθων όρων, οι οποίοι παρατίθενται τόσο στα Ελληνικά, όσο και σύμφωνα με την Αγγλική - διεθνώς παραδεκτή - περιγραφή τους:

**Περιορισμός συστατικού (*component restraint*)** : Περιορισμός λόγω της δυσκαμψίας ενός ή περισσότερων βασικών συστατικών (στοιχείων) μιας σύνδεσης - κόμβου.

**Σύνδεση (*connection*)** : Πλήρης συναρμολόγηση, η οποία αποτελείται από διάφορα στοιχεία, που συνθέτουν - μορφώνουν την ένωση.

**Περιορισμός μέλους (*member restraint*)** : Περιορισμός σε ένα ακραίο μέλος μιας σύνδεσης, όπου η εγγενής δυσκαμψία απαιτεί όπως η συστολή της συγκόλλησης απορροφηθεί από το υλικό (μέταλλο) του μέλους αυτού.

**Περιορισμός (*restraint*)** : Αντίσταση της σύνδεσης ή ενός στοιχείου της έναντι παραμορφώσεων λόγω συστολών συγκολλήσεων.

**Συστολή (*shrinkage*)** : Μείωση του μεγέθους μιας συγκόλλησης λόγω ψύξης.

**Ανηγμένη παραμόρφωση (*strain*)** : Μετατόπιση λόγω μεταβολής των επιβαλλόμενων εντατικών μεγεθών.

**Τάση (*stress*)** : Δύναμη ανά μονάδα επιφάνειας

**Θερμική ανάταξη (*thermal upsetting*)** : Μόνιμη διαστολή κάθετα στο πρόσωπο μιας συγκόλλησης, όταν περιορίζεται η διαστολή ενός στοιχείου.

### 2.3 Γενική αναφορά και περιγραφή του προβλήματος

Η παράγραφος αυτή αναφέρεται στις αιτίες και στις θέσεις εμφάνισης παραμενουσών τάσεων (αλλά και παραμορφώσεων) στις συνήθεις συγκολλητές συνδέσεις.

### 2.3.1 Αίτια εμφάνισης παραμένουσων τάσεων και παραμορφώσεων

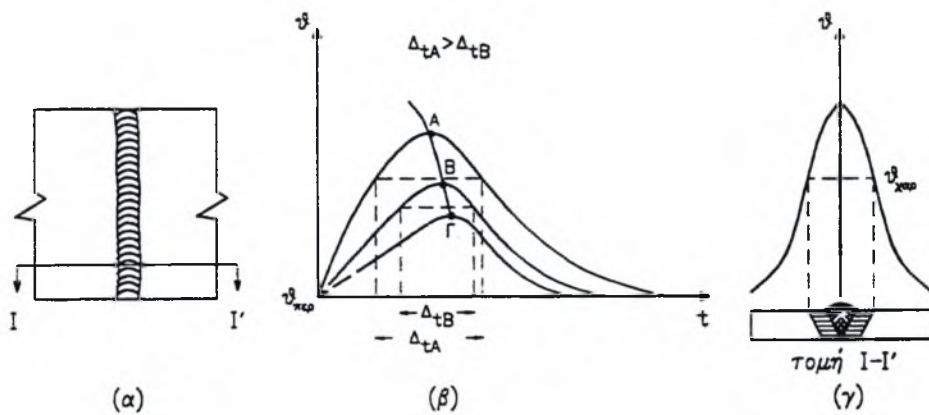
Η *συστολή* κατά μήκος και εγκάρσια της ραφής, η οποία παρατηρείται λόγω ψύξης της είναι το **κύριο αίτιο** πρόκλησης ανεπιθύμητων *εσωτερικών παραμενουσών τάσεων* αλλά και *παραμορφώσεων*. Τέτοιες ανεπιθύμητες καταστάσεις μπορούν να αμβλυνθούν με προθέρμανση των υπό συγκόλληση ελασμάτων ή αναθέρμανση και βραδεία ψύξη των συγκολλημένων μερών με κατάλληλη διαδοχή των συγκολλήσεων, με εκτέλεση ραφών από μέσα προς τα έξω, με προκαμπύλωση των υπό συγκόλληση ελασμάτων κατά διεύθυνση αντίθετη της αναμενόμενης παραμόρφωσης κλπ. Υπάρχουν διάφορες τεχνικές στα εργοστάσια μεταλλικών κατασκευών για τον υπολογισμό και στη συνέχεια την πραγματοποίηση του αναγκαίου μεγέθους της προκαμπύλωσης. Για την περίπτωση βεβαίως πελμάτων μεγάλου πάχους δεν είναι δυνατόν να δοθεί αρχική παραμόρφωση. Μπορεί όμως τότε να επιτευχθεί το ίδιο αποτέλεσμα με την βοήθεια αυτόματων συσκευών ηλεκτροσυγκόλλησης.

Πέρα των ανωτέρω, η *συστολή* από συγκόλληση κατά την *διαμήκη* διεύθυνση μπορεί να προκαλέσει την δημιουργία αρχικής καμπυλότητας σε επίπεδα ελάσματα. Η παραμένουσα αυτή παραμόρφωση μπορεί να αντιμετωπιστεί με κατασκευή τμηματικών ραφών με συμμετρική διάταξη και στη συνέχεια με συμπλήρωση των κενών με ανάλογες ραφές. Επίσης σε άλλες περιπτώσεις μπορεί να αποφευχθούν ή να αμβλυνθούν σημαντικά ενδεχόμενες δυσμορφίες σχήματος (λόγω συγκολλήσεων) αν ακολουθηθεί η κατάλληλη διαδοχή συγκολλήσεων, έτσι ώστε τυχόν παραμορφώσεις που δημιουργούνται από μία συγκόλληση να αναιρούνται από την επόμενη, ώστε να αποκαθίσταται η γεωμετρία της σύνδεσης.

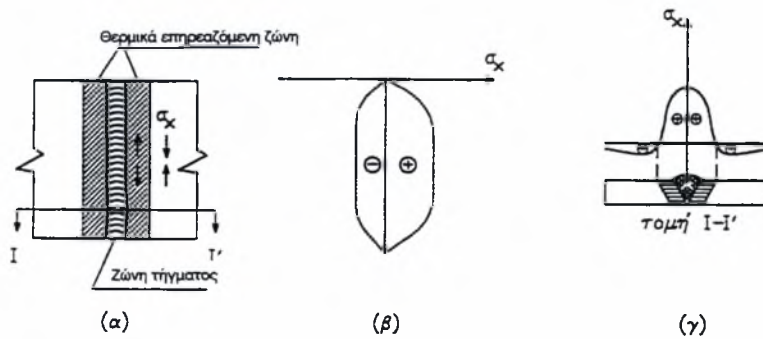
Υπενθυμίζεται στο σημείο αυτό ότι *οι παραμένουσες τάσεις* στις ραφές συγκολλήσεως είναι **πάντοτε εφελκυστικές** και πλησιάζουν περίπου το μέγεθος της τάσης διαρροής. Μακράν της ραφής η κατανομή και το μέγεθος των παραμενουσών τάσεων είναι συνάρτηση του ύψους της αρχικής θερμοκρασίας. Επομένως, όσο χαμηλότερη είναι η θερμοκρασία αυτή, τόσο μικρότερο είναι το μέγεθος των παραμενουσών τάσεων. Η μείωση αυτή πάντως μπορεί να πραγματοποιηθεί και με αύξηση της ταχύτητας συγκόλλησης, προς την κατεύθυνση δε αυτή στρέφεται η σύγχρονη έρευνα στην τεχνική των συγκολλήσεων. Εξάλλου, μείωση της συστολής μπορεί ακόμα να επιτευχθεί με μείωση του μεταλλικού υλικού συγκόλλησης, με χρήση διακεκριμένων ραφών, με κατάλληλη προετοιμασία των προς συγκόλληση επιφανειών, με συμμετρική διάταξη ραφών κλπ.<sup>1</sup>

<sup>1</sup> Okerblom, N.O. "The calculations of deformations of welded metal structures". Mashgiz, Moscow 1955.

Πρακτικά, οι παραμένουσες τάσεις οφείλονται στους διαφορετικούς θερμικούς κύκλους των σημείων (ανισοθερμία) και στην συνθετότητα των κατασκευών. Οι εγκάρσιες ιδιαίτερα τέτοιες τάσεις οφείλονται στην ανισοθερμία της ζώνης τήξεως, όπως αναπαρίσταται στο Σχήμα 2.1. Οι παραμένουσες τάσεις δεν επηρεάζουν την στατική συμπεριφορά των συνδέσεων, παίζουν όμως σημαντικό ρόλο στη δυναμική συμπεριφορά και σε προβλήματα αστάθειας, όπου μειώνουν αισθητά την φέρουσα ικανότητα τους. Παρόλα αυτά είναι αναπόφευκτες και δεν υπάρχει κάποια μέθοδος που να τις εξαλείφει ή να τις περιορίζει δραστικά.



(1)



(2)

Σχήμα 2.1 Θερμική κατανομή συγκόλλησης (1) και Διαμήκεις - εγκάρσιες τάσεις σε συγκόλληση (2)

Για τον περιορισμό τους πάντως χρησιμοποιούνται διάφορες, γενικές ως επί το πλείστον μέθοδοι, όπως η *γενική αποτατική ανόπτηση*, η *τοπική αποτατική ανόπτηση*, η *εξίσωση τάσεων σε χαμηλή θερμοκρασία* και η *σφυρηλασία*.

Η *ανόπτηση* συνίσταται στην θέρμανση του μετάλλου ολικά (γενική ανόπτηση) ή μόνο της περιοχής της συγκόλλησης (τοπική ανόπτηση). Οι διάφοροι μεταλλουργικοί μετασχηματισμοί που πραγματοποιούνται κατά την διάρκειά της, έχουν σαν αποτέλεσμα την ανακούφιση του μετάλλου από τις εσωτερικές τάσεις. Κατά *την εξίσωση τάσεων σε χαμηλή θερμοκρασία*, θερμαίνονται δύο ζώνες πλάτους 15 cm εκατέρωθεν της συγκόλλησης, ενώ η *καθεαυτού συγκόλληση διατηρείται σε θερμοκρασία περιβάλλοντος*. Με τον τρόπο αυτό παραμορφώνεται πλαστικά και ανακουφίζεται. Η *σφυρηλασία* τέλος στηρίζεται στην πρόκληση πλαστικών παραμορφώσεων και πρέπει να γίνεται εν ψυχρώ, ενώ είναι προφανές ότι δεν είναι εύκολα ελέγξιμο το μέγεθος των εν λόγω παραμορφώσεων.

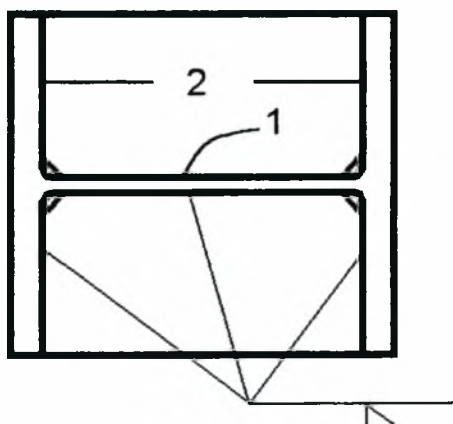
Ειδικότερα σε βαρέα συγκολλητά μέλη, που φέρουν ευμεγέθεις συγκολλήσεις οι παραμένουσες τάσεις οφείλονται κυρίως στον περιορισμό της συστολής τους και κατά δεύτερο λόγο στην θερμική ανάταξη.

### 2.3.2 Παραμένουσες τάσεις σε επιμέρους στοιχεία

Τα επί μέρους συγκολλητά στοιχεία, που εμφανίζουν αυξημένες παραμένουσες τάσεις λόγω συγκολλήσεων είναι οι μεταλλικές πλάκες και ιδιαίτερα:

#### A. Πλάκες αποκατάστασης συνέχειας

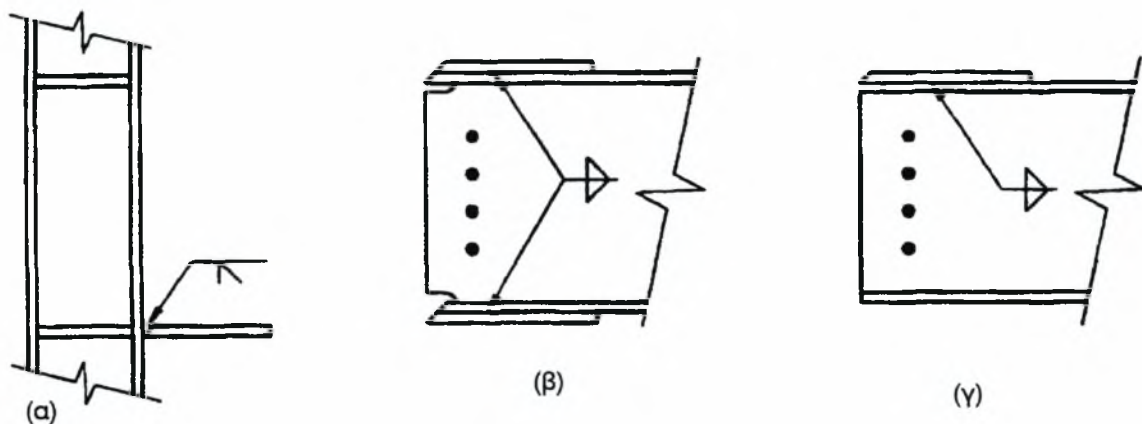
Αυτές συνήθως προσαρτώνται στον κορμό και τα πέλματα των στύλων και συνδέονται με εσωραφές, σύμφωνα με το Σχήμα 2.2. Μετρίου ή μεγάλου μεγέθους παραμένουσες τάσεις μπορεί να αναπτυχθούν κατά την συγκόλληση της πλάκας (ελάσματος) στα πέλματα, ανάλογα με το πάχος του πέλματος. Συνιστάται να εκτελείται πρώτα η συγκόλληση με τον κορμό.



Σχήμα 2.2

## Β. Πλάκες επικάλυψης

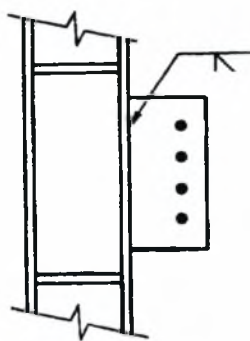
Ανάλογα με τον τύπο της σύνδεσης, οι πλάκες επικάλυψης προσαρτώνται στο πέλαμα του στύλου με εσωραφές (Σχήμα 2.3α) ή στο πέλαμα (ή τα πέλαματα) της δοκού με εξωραφές (ως σε Σχήματα 2.3.β και 2.3.γ, οι πλάκες είναι φαρδύτερες των πελμάτων της δοκού). Εδώ οι παραμένουσες τάσεις που αναπτύσσονται είναι γενικά μικρού μεγέθους.



Σχήμα 2.3

## Γ. Διατμητικές πλάκες

Αυτές συνήθως συνδέονται με τα πέλαμα του στύλου μέσω εσωραφών πλήρους διεισδύσεως, όπως φαίνεται και στο Σχήμα 2.4. Εν συνεχεία αυτές συνδέονται με τον κορμό της δοκού είτε με συγκόλληση είτε με κοχλίωση. Και εδώ το μέγεθος των παραμενουσών τάσεων παραμένει χαμηλό.



Σχήμα 2.4

### 2.3.3 Παραμένουσες τάσεις σε συνδέσεις

Οι συνδέσεις δοκών - υποστυλωμάτων αποτελούνται από επιτόπου συγκολλήσεις και πιθανές κοχλιώσεις που δρουν ταυτόχρονα. Στο παρόν Κεφάλαιο θεωρούμε ότι οι κοχλίες, τα τυχόν ειδικά τεμάχια (όπως σφήνες, λεπτά ελάσματα προσωρινής υποστήριξης, ράβδοι

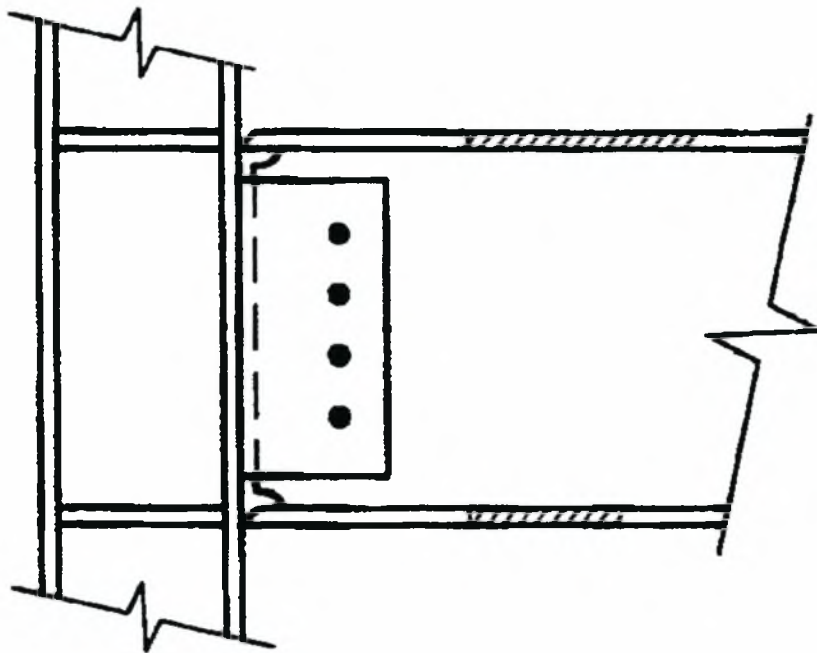
προσαρμογής κλπ.) και η αλληλουχία των συγκολλήσεων προσδίδουν εξωτερικούς περιορισμούς στα επιμέρους συγκολλητά συστατικά της σύνδεσης.

Στην τρέχουσα διεθνή πρακτική, οι συγκολλητές συνδέσεις ροπής περιλαμβάνουν:

- Πέλματα δοκών που συγκολλούνται απ' ευθείας στους στύλους
- Πλάκες επικάλυψης πάνω στη δοκό που συγκολλούνται στο στύλο
- Συνδυασμό πλακών επικάλυψης και πελμάτων δοκού που συγκολλούνται στο στύλο
- Σύνδεση του κορμού της δοκού με διατμητική πλάκα

Οι παραμένουσες τάσεις στις συνδέσεις αυτές διαφέρουν, όπως αναλύεται στη συνέχεια.

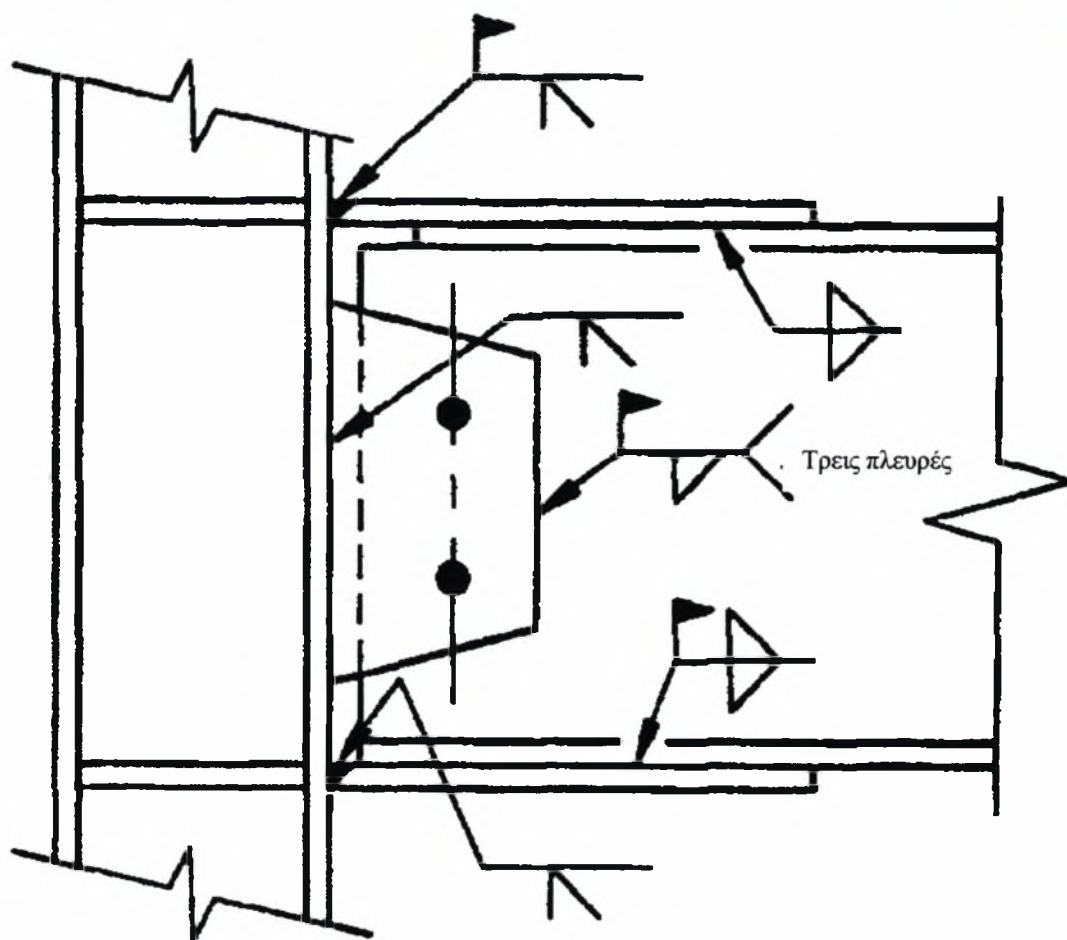
#### **A. Πέλματα δοκών**



Σχήμα 2.5

Ακόμα και σήμερα υφίστανται απ' ευθείας συγκολλήσεις άνω και κάτω πελμάτων δοκών με το στύλο (με αυτή την αλληλουχία), ιδιαίτερα σε συνδέσεις με μειωμένη διατομή δοκών (reduced beam section) και χωρίς απαιτήσεις αντισεισμικότητας. Τόσο στο άνω (πρώτα συγκολλούμενο πέλμα) όσον και στο κάτω αναπτύσσονται υψηλές παραμένουσες τάσεις λόγω εξωτερικά επιβαλλόμενων περιορισμών στα επί μέρους στοιχεία (Σχήμα 2.5)

## B. Πλάκες επικάλυψης δοκού



Σχήμα 2.6

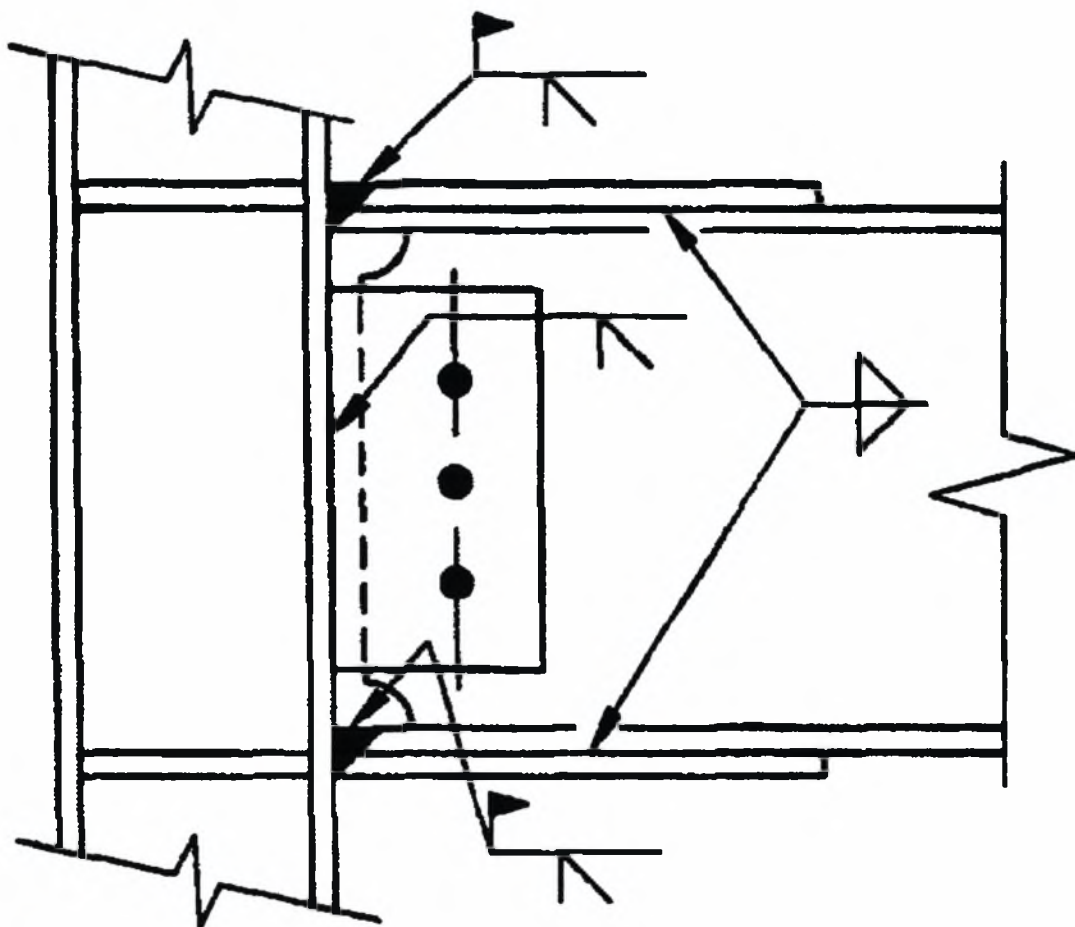
Σύμφωνα με το Σχήμα 2.6, η πλέον ενδεδειγμένη λύση χρησιμοποιεί μια κάτω πλάκα επικάλυψης, η οποία συγκολλάται πρώτη στο πέλμα του στύλου και μια άνω πλάκα επικάλυψης, η οποία εν συνεχεία συγκολλάται στο άνω πέλμα της δοκού. Οι συγκολλήσεις αυτές γίνονται στο εργοστάσιο, ενώ επιτόπου ακολουθούν πρώτα εσωραφή την άνω πλάκας επικάλυψης με το πέλμα του στύλου και κατόπιν εξωραφή της πλάκας του κάτω πέλματος με αυτό της δοκού. Στη ως άνω πρακτική εμφανίζονται χαμηλές παραμένουσες τάσεις ακριβώς λόγω σωστής αλληλουχίας των συγκολλήσεων.

## Γ. Πλάκες επικάλυψης δοκού και πέλματα

Ένα εναλλακτικό είδος διαδικασίας σύνδεσης, που φαίνεται στο Σχήμα 2.7, ακολουθεί τα εξής βήματα: Κατ' αρχήν συγκολλούνται στο εργοστάσιο άνω και κάτω πλάκες επικάλυψης στο αντίστοιχο πέλμα της δοκού μέσω εξωραφών και στη συνέχεια συγκολλούνται επιτόπου τόσο οι πλάκες όσο και τα πέλματα της δοκού πάνω στους



στύλους. Η διαδικασία αυτή συνδέεται με ανάπτυξη μετρίων και αρκετές φορές μεγάλων παραμενουσών τάσεων και **δεν συνιστάται** καθώς - πέρα της δύσκολης εφαρμογής της - σχετίζεται με ασυνέχειες στις επαφές μεταξύ πλακών επικάλυψης και των πελμάτων της δοκού.



Σχήμα 2.7

#### Δ. Κορμοί δοκών

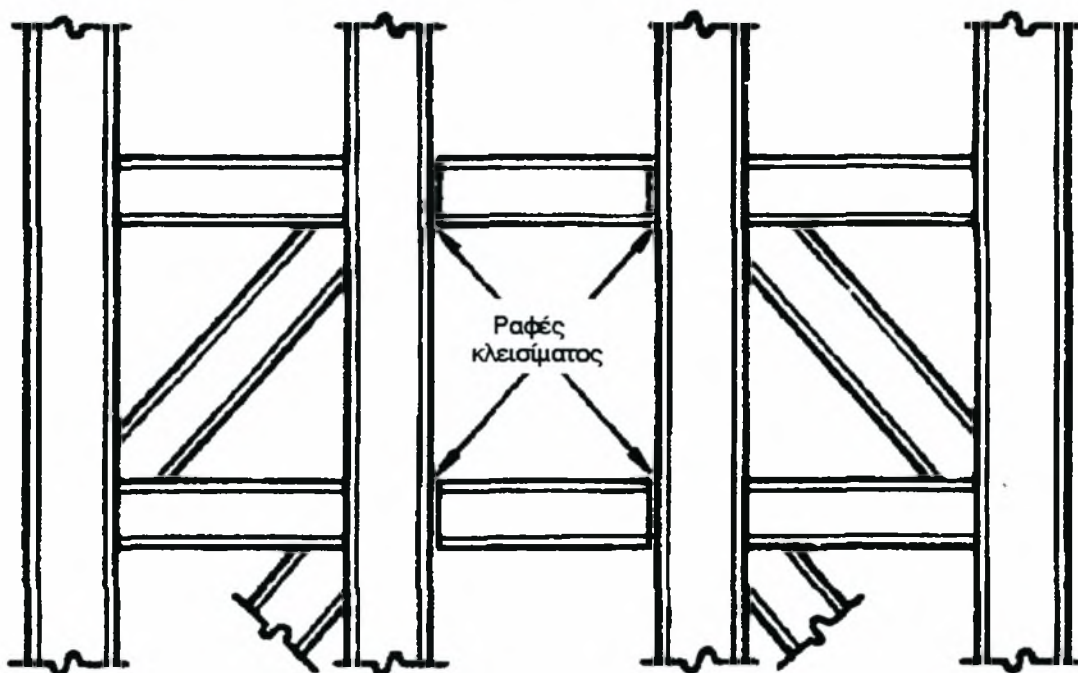
Αυτοί δύνανται να συνδεθούν με τους στύλους με τους ακόλουθους τρεις τρόπους:

1. Κοχλίωση μέσω διατμητικής πλάκας
2. Εξωραφή μέσω διατμητικής πλάκας και
3. Απ' ευθείας εσωραφή με το πέλμα του στύλου.

Η λύση Νο. 2 σχετίζεται με μικρού μεγέθους παραμένουσες τάσεις, σε αντίθεση με τις 1 και 3 που λόγω εξωτερικών περιορισμών το μέγεθος των τάσεων αυτών είναι μεγάλο.

## 2.4 Περιορισμοί μελών

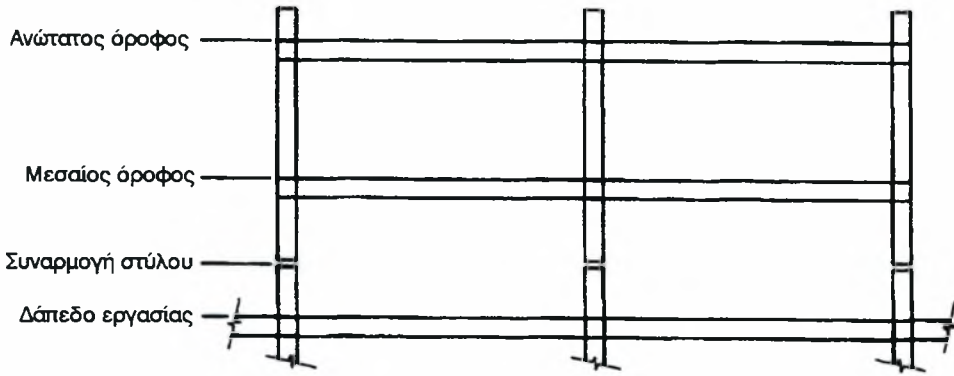
Όπως φαίνεται και στο Σχήμα 2.8, ένα χαρακτηριστικό παράδειγμα περιορισμού μελών είναι η συγκόλληση δοκών μεταξύ δύο δύσκαμπτων ενισχυμένων πλευρών, οι οποίες προσδίδουν στις ραφές κλεισίματος (closing welds) των δοκών αυτών μεγάλους περιορισμούς, με αποτέλεσμα ανάπτυξη υψηλών παραμενουσών τάσεων.



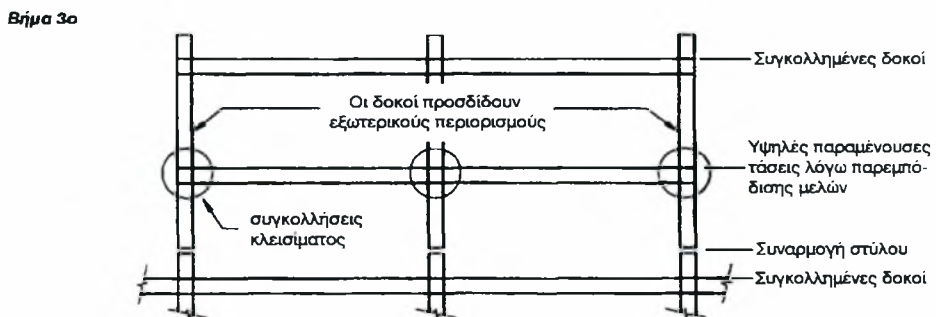
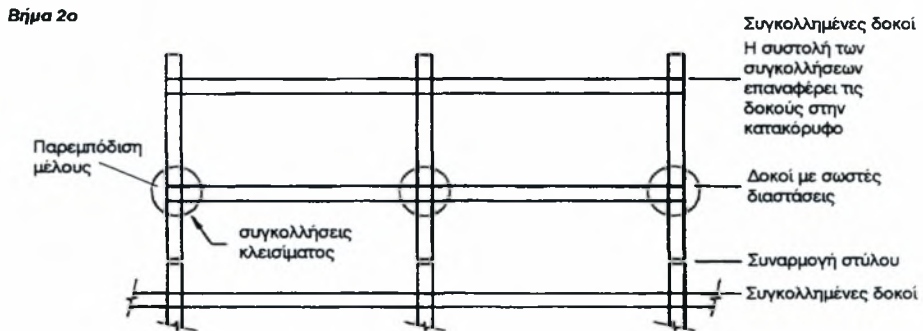
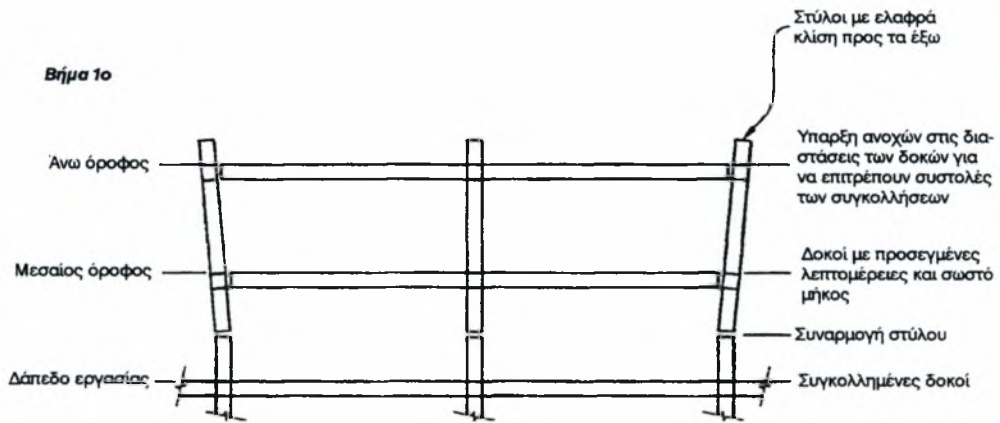
Σχήμα 2.8

Ένα άλλο παρόμοιο παράδειγμα περιορισμού μέλους - που εστιάζεται η προσοχή της παρούσας παραγράφου - συμβαίνει λόγω τη μεθόδου ανέγερσης που ακολουθείται για ένα τυπικό διώροφο (σε σχέση με το εκάστοτε δάπεδο εργασίας) μεταλλικό κτίριο. Αυτός ο τύπος περιορισμού αποτελεί σημαντικό πρόβλημα από τότε που άρχισαν να εφαρμόζονται συγκολλητές συνδέσεις ροπής μεταξύ ευμεγέθων ισχυρών μελών, ανεξάρτητα αν το γεγονός αυτό έχει αναγνωρισθεί ή όχι.

Στο Σχήμα 2.9 που ακολουθεί, φαίνεται μια τυπική διάταξη διώροφης μεταλλικής ανωδομής, όπου οι συναρμογές των στύλων απέχουν περίπου 1.5 m από το δάπεδο εργασίας. Τα εργατοτεχνικό προσωπικό σε τέτοιες περιπτώσεις πρώτα συνδέει - ανεγείρει τους στύλους, κατόπιν τις δοκούς του μεσαίου ορόφου και τέλος τις δοκούς του ανώτερου ορόφου.



Σχήμα 2.9



Σχήμα 2.10

Η αλληλουχία συγκολλήσεων που πιθανόν να ακολουθηθεί είναι είτε συγκόλληση - κατασκευή του μεσαίου ορόφου και μετά του ανώτερου είτε αντίθετα. Και στις δύο εναλλακτικές λύσεις το πρόβλημα των παραμενουσών τάσεων παραμένει, λόγω μεγάλων περιορισμών των οριζόντιων μελών. Στο Σχήμα 2.10 παρουσιάζεται η διαδικασία συγκόλλησης του άνω ορόφου πρώτα.

## **2.5 Προτεινόμενη λύση**

### **2.5.1 Περιγραφή και κύρια χαρακτηριστικά**

Η λύση που προτείνεται και παρουσιάζεται στο Σχήμα 2.11 (στο τέλος του παρόντος Κεφαλαίου) αποφεύγει την ανάπτυξη παραμενουσών τάσεων λόγω μεγάλου μεγέθους εσωραφών, οι οποίες λόγω εξωτερικών περιορισμών δεν δύνανται να συσταθούν ανεμπόδιστα. Η λύση αυτή σχετίζεται με **μη απ' ευθείας συγκόλληση** των πελμάτων και του κορμού της δοκού επί του πέλματος του στύλου. Αντίθετα, **τα πέσματα της δοκού** συγκολλούνται μέσω εξωραφών σε **πλάκες επικάλυψης**, οι οποίες είναι ήδη **συγκολλημένες στο πέσμα του στύλου**. Η διαδικασία αυτή έχει σαν αποτέλεσμα την ελαχιστοποίηση των παραμενουσών τάσεων καθώς :

- Οι πλάκες επικάλυψης και η διατμητική πλάκα κορμού συγκολλούνται με εσωραφές στο πέσμα του στύλου χωρίς περιορισμούς μελών ή άλλους εξωτερικούς περιορισμούς, οπότε αναπτύσσονται πολύ μικρές παραμένουσες τάσεις. Παρόμοιο ευεργετικό αποτέλεσμα έχουν οι εξωραφές μεταξύ πλακών επικάλυψης και πελμάτων της δοκού.
- Η σύνδεση μεταξύ του κορμού της δοκού και της διατμητικής πλάκας πρακτικά σχετίζεται με αμελητέες παραμένουσες τάσεις. Αν μεν η σύνδεση αυτή πραγματοποιηθεί κοχλιωτή, οι εν λόγω τάσεις είναι προφανώς μηδενικές, αν δε μορφωθεί μέσω εξωραφών (πλάκας και κορμού της δοκού) οι τάσεις αυτές είναι πολύ μικρού μεγέθους.
- Οι ενισχυτικές πλάκες στο στύλο αποτελούν αίτιο ανάπτυξης παραμενουσών τάσεων, μεγέθους πάντως μικρότερου αυτού των συνήθων απ' ευθείας συγκολλητών συνδέσεων δοκών - υποστλωμάτων σε πλαίσια ροπής.

Στο σημείο αυτό πρέπει να αναφερθεί ότι παρόμοιες λύσεις (χωρίς να ενδιαφέρονται πάντως για το σημείο εμφάνισης πλαστικής άρθρωσης) έχουν προταθεί και στο παρελθόν, χαρακτηριστικά παραδείγματα των οποίων παρουσιάζονται στο Σχήμα 2.12(α-δ). Επιπρόσθετα δε πειράματα στο Πανεπιστήμιο του Berkeley, California (Earthquake

Engineering Research Center) που πραγματοποιούνται σε διάφορους τύπους συγκολλητών συνδέσεων ροπής, προκρίνουν λύσεις παρόμοιες με αυτή που προτείνεται στο παρόν Κεφάλαιο, όσον αφορά την μείωση των παραμενουσών τάσεων (Σχήμα 2.13 με αγγλική ορολογία προς σύγκριση).

### **2.5.2 Πλεονεκτήματα και μειονεκτήματα**

Τα παρακάτω πλεονεκτήματα και μειονεκτήματα προέκυψαν από σύγκριση της προτεινόμενης λύσης με άλλες συνδέσεις που χρησιμοποιούνται στην σύγχρονη πρακτική.

#### **Πλεονεκτήματα:**

- Ελάχιστες παραμένουσες τάσεις
- Ευκολία κατασκευής λόγω ορολογικής αλληλουχίας
- Καμία αλλαγή στις αποστάσεις μεταξύ στύλων λόγω συστολών των συγκολλήσεων
- Ευκολία στην ανέγερση
- Δυνατότητα εναλλακτικών μορφών σύνδεσης και συνέχειας συγκολλήσεων
- Ουδεμία ανάγκη ειδικής κατεργασίας ή κοπής των επιμέρους στοιχείων

#### **Μειονεκτήματα:**

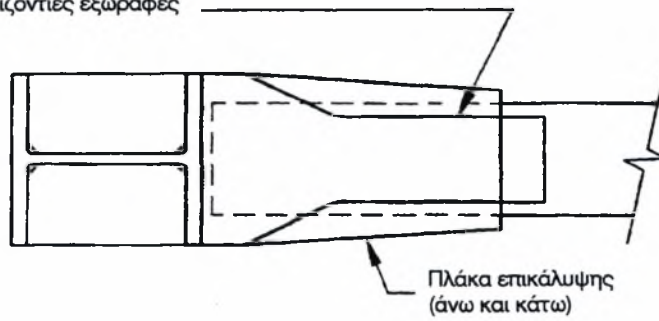
- Επιπλέον υλικό (λόγω κυρίως των πλακών επικάλυψης) και ανάγκη πιο προσεκτικής μεταφοράς και αποθήκευσης των στύλων, καθώς οι κάτω πλάκες επικάλυψης συγκολλούνται στο εργοστάσιο.

### **2.6 Βιβλιογραφία**

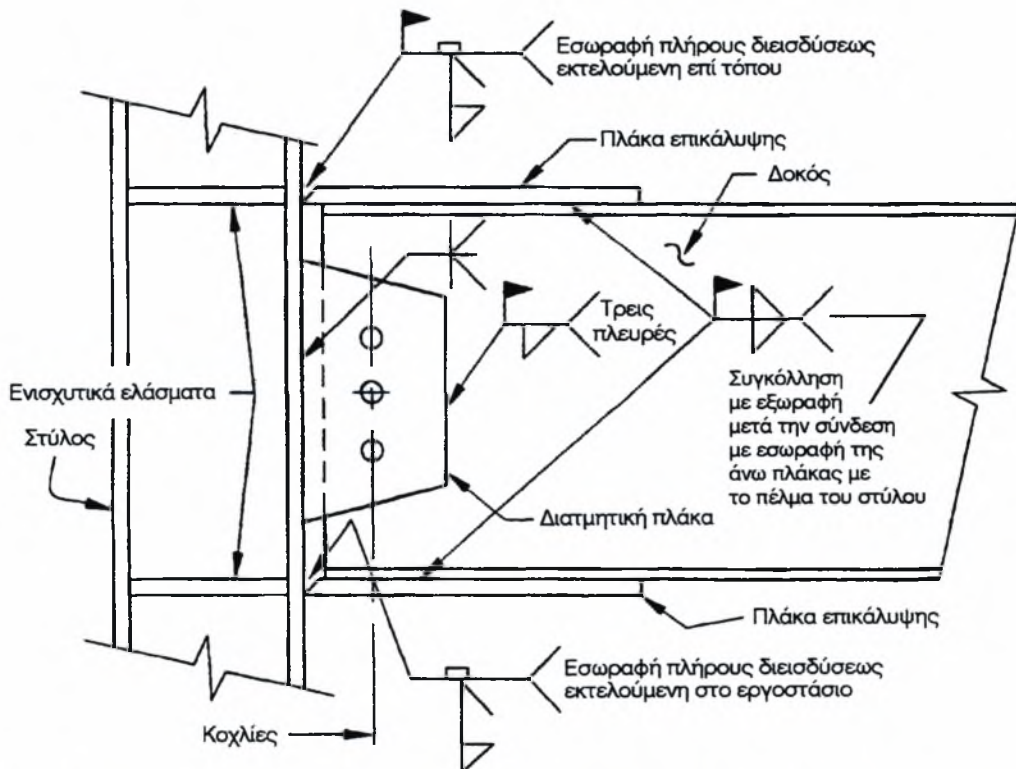
1. “Commentary on Highly Restrained Welded Connections,” AISC Engineering Journal, AISC, Chicago, Third Quarter, 1973, p.61-73.
2. Structural Welding Code-Steel D1.1-98, AWS, Miami, 1998, Annex XI.
3. Manual of Steel Construction: Allowable Stress Design, 9<sup>th</sup> ed, AISC, Chicago, 1989.
4. Manual of Steel Construction: Load and Resistance Factor Design for Structural Steel Buildings, 2<sup>nd</sup> Edition, AISC, Chicago, 1994.
5. Manual of Steel Construction: Volume II Connections, ASD/LRFD, First ed., AISC, Chicago, 1992.
6. Preece, F. Robert and Collin, Alvaro I., “Structural Steel Construction in the ‘90s,” Steel TIPS, Structural Steel Education Council, Walnut Creek, September 1991.
7. Blodgett, Omer W., “Design of Welded Structures,” The James F. Lincoln Arc Welding Foundation, Cleveland, June 1966.

8. “Steel Moment Frame Advisory No.3,” SAC Joint Venture, Sacramento, 1995.
9. “Steel Construction Update: Successful Test of Welded Steel Beam – Column Moment Connection,” Forell/Elsesser Engineers, Inc., Structural Engineers, San Francisco, 1995.
10. Putkey, James J., “Common Steel Erection Problems and Suggested Solutions”, Steel TIPS, Structural Steel Educational Council, Moraga, December 1993.
11. Κουνάδης, Α, Ν. , “Σιδηρές κατασκευές, Τόμος Ι : Συμπεριφορά και ανάλυση. Συνδέσεις, Μέσα Συνδέσεως, Συγκολλήσεις”, Εκδόσεις ΕΜΠ, 1988.
12. Λιγνός, Ξενοφών, «Σημειώσεις Τεχνολογίας Συγκολλήσεων», ΕΜΠ, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών, Τομέας Δομοστατικής, Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών, 1997.

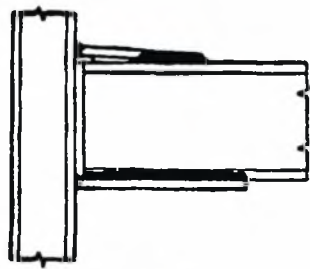
Εναλλακτική μορφή άνω πλάκας επικάλυψης  
για οριζόντιες εξωραφές



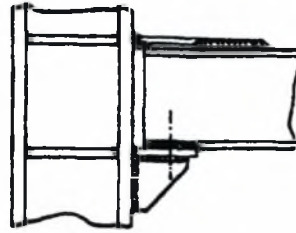
**ΚΑΤΟΨΗ**



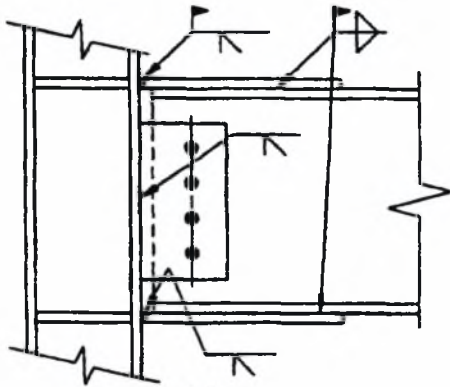
Σχήμα 2.11 Προτεινόμενη μορφή συγκολλητής σύνδεσης δοκού - στύλου με ελάχιστες παραμένουσες τάσεις.



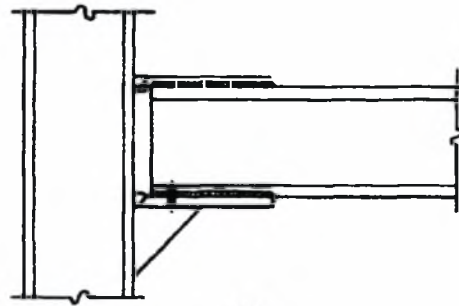
(α)



(β)



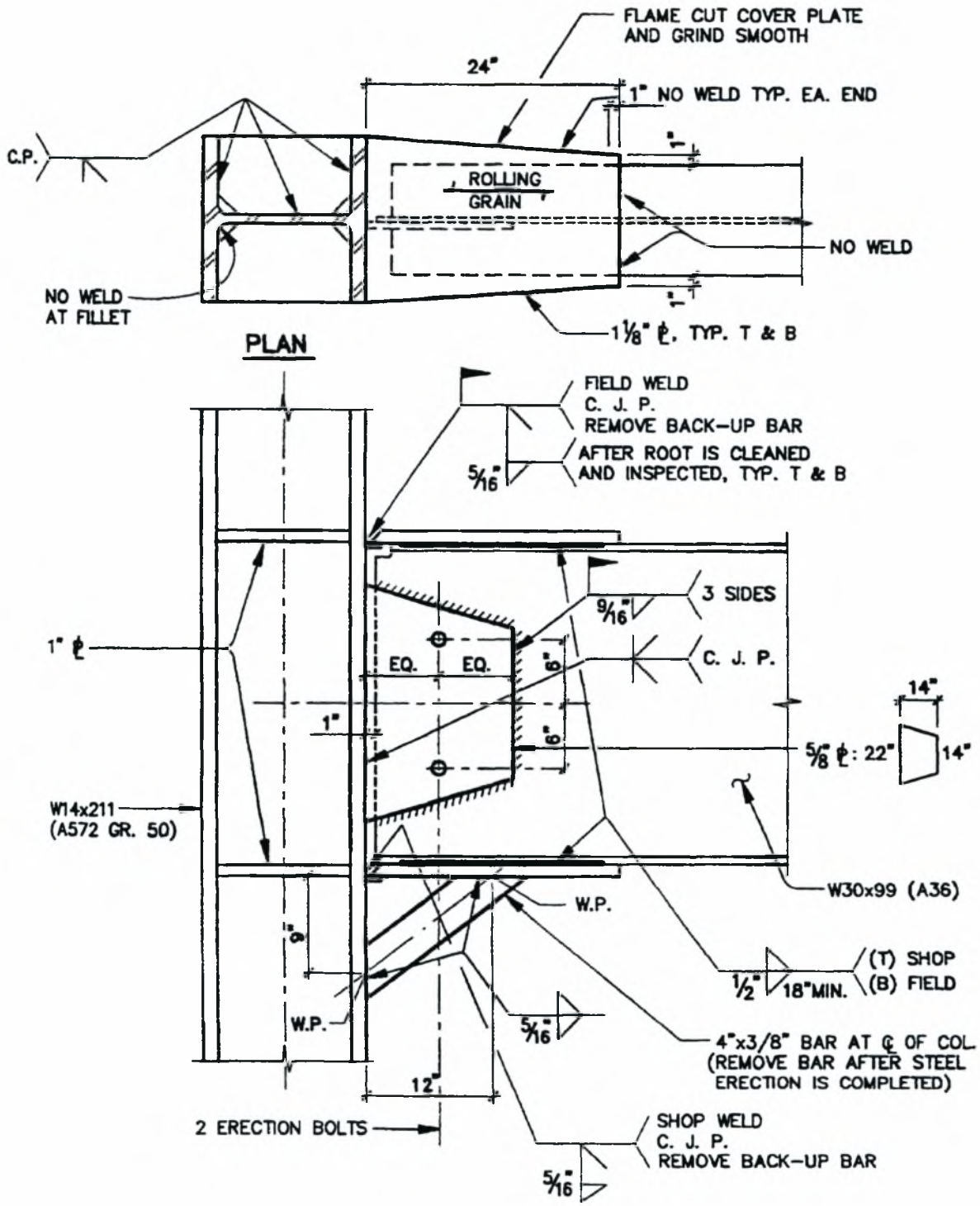
(γ)



(δ)

Σχήμα 2.12 Εναλλακτικές μορφές συνδέσεων





Σχήμα 2.13 Μορφή σύνδεσης με χαμηλές παραμένουσες τάσεις (πειραματική διάταξη)  
 (για την κατανόηση των συμβόλων παρατίθενται σχετικοί πίνακες της American  
 Welding Society)

Welding Symbol Chart for AWS A2.4-98, pages 106 and 107.

Basic Welding Symbols and Their Location Significance								
Location Significance	Fillet	Plug or Slot	Spot or Projection	Stud	Seam	Beak or Backing	Surfacing	Edge
Arrow Side								
Other Side				Not Used			Not Used	
Both Sides		Not Used	Not Used	Not Used	Not Used	Not Used	Not Used	
No Arrow Side or Other Side Significance	Not Used	Not Used		Not Used		Not Used	Not Used	Not Used
Location Significance	Groove							Scarf for Brazed Joint
	Square	V	Bevel	U	J	Flare-V	Flare-Bevel	
Arrow Side								
Other Side								
Both Sides								
No Arrow Side or Other Side Significance		Not Used	Not Used	Not Used	Not Used	Not Used	Not Used	Not Used

Supplementary Symbols				Location of Elements of a Welding Symbol	
Weld-All-Around	Field Weld	Melt-Thru	Conceivable Insert		<p>Depth of Bevel; Size or Strength for Certain Welds</p> <p>Specification, Process, or Other Reference</p> <p>Tail (May Be Omitted When Reference is Not Used)</p> <p>Weld Symbol</p> <p>Elements in This Area Remain As Shown When Tail and Arrow are Reversed</p> <p>Weld Symbols Shall Be Contained Within the Length of the Reference Line</p>
Backing/Spacer (Rectangular)	Contour		<p>Finishing Symbol</p> <p>Contour Symbol</p> <p>Groove Weld Size</p> <p>Depth of Bevel; Size or Strength for Certain Welds</p> <p>Specification, Process, or Other Reference</p> <p>Tail (May Be Omitted When Reference is Not Used)</p> <p>Weld Symbol</p> <p>Elements in This Area Remain As Shown When Tail and Arrow are Reversed</p> <p>Weld Symbols Shall Be Contained Within the Length of the Reference Line</p>		
Backing	Flush or Flat	Convex			
Basic Joints					
Identification of Arrow Side and Other Side Joint				<p>Reference Line</p> <p>Number of Spot, Seam, Stud, Plug, Slot, or Projection Welds</p> <p>(N)</p> <p>BOTH SIDES</p> <p>OTHER SIDE</p> <p>Arrow Connecting Reference Line to Arrow Side Member of Joint or Arrow Side of Joint</p>	
Butt Joint		Corner Joint		<p>Letter Designations</p> <p>Where letter designations are to be included in the tail of the welding symbol, reference is made to Table 1, Letter Designations of Welding and Allied Processes and Their Variations, of AWS A2.4-98.</p> <p>American Welding Society 550 N.W. LeJeune Road Miami, Florida 33126</p>	
T-Joint	Lap Joint	Edge Joint		<p>Arrow Side of Joint</p> <p>Other Side of Joint</p>	

Πίνακας 1 Συμβολισμοί συγκολλήσεων της AWS (συνεχίζεται)

### Typical Welding Symbols

<p style="text-align: center;"><b>Double-Fillet Welding Symbol</b></p>	<p style="text-align: center;"><b>Chain Intermittent Fillet Welding Symbol</b></p>	<p style="text-align: center;"><b>Staggered Intermittent Fillet Welding Symbol</b></p>
<p style="text-align: center;"><b>Plug Welding Symbol</b></p>	<p style="text-align: center;"><b>Back Welding Symbol</b></p>	<p style="text-align: center;"><b>Backing Welding Symbol</b></p>
<p style="text-align: center;"><b>Spot Welding Symbol</b></p>	<p style="text-align: center;"><b>Stud Welding Symbol</b></p>	<p style="text-align: center;"><b>Seam Welding Symbol</b></p>
<p style="text-align: center;"><b>Square-Groove Welding Symbol</b></p>	<p style="text-align: center;"><b>V-Groove Welding Symbol</b></p>	<p style="text-align: center;"><b>Double-Bevel-Groove Welding Symbol</b></p>
<p style="text-align: center;"><b>Symbol with Backgouging</b></p>	<p style="text-align: center;"><b>Flare-V-Groove Welding Symbol</b></p>	<p style="text-align: center;"><b>Flare-Bevel-Groove Welding Symbol</b></p>
<p style="text-align: center;"><b>Multiple Reference Lines</b></p>	<p style="text-align: center;"><b>Complete Joint Penetration</b></p>	<p style="text-align: center;"><b>Edge Welding Symbol</b></p>
<p style="text-align: center;"><b>Flash or Upset Welding Symbol</b></p>	<p style="text-align: center;"><b>Melt-Thru Symbol</b></p>	<p style="text-align: center;"><b>Joint with Backing</b></p>
<p style="text-align: center;"><b>Joint with Spacer</b></p>	<p style="text-align: center;"><b>Flush Contour Symbol</b></p>	<p style="text-align: center;"><b>Convex Contour Symbol</b></p>
<p style="text-align: center;"><b>With Modified Groove Weld Symbol</b></p> <p style="text-align: center;">Double-Bevel Groove</p>	<p style="text-align: center;"><b>Flush Contour Symbol</b></p>	<p style="text-align: center;"><b>Convex Contour Symbol</b></p>

## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3 : ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΣΥΝΔΕΣΕΩΝ ΧΑΛΥΒΔΙΝΩΝ ΠΛΑΙΣΙΩΝ ΜΕ ΔΟΚΟΥΣ ΜΕΙΩΜΕΝΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ

### 3.1 Πλαίσια με δυνατότητα σημαντικών ανελαστικών παραμορφώσεων

Σε περιοχές υψηλής σεισμικής επικινδυνότητας οι δομικές κατασκευές και ιδιαίτερα τα χαλύβδινα πλαίσια πρέπει να μελετώνται και να σχεδιάζονται με τέτοιο τρόπο, ώστε να λαμβάνονται υπόψη οι επιρροές της απόκρισης τους πέραν του ελαστικού ορίου. Όταν μάλιστα τα ανωτέρω συνδυάζονται με την ανάγκη ικανοποίησης ιδιαίτερων αρχιτεκτονικών απαιτήσεων (όπως κάλυψη εκτεταμένων χώρων χωρίς εσωτερικά κατακόρυφα φέροντα στοιχεία, μεγάλα ανοίγματα και ελεύθερα ύψη) τότε το σύστημα χαλύβδινων πλαισίων, εφόσον επιλεγεί, πρέπει να διαθέτει τα ακόλουθα δύο χαρακτηριστικά :

- α. Συνδέσεις (κόμβους) με αυξημένη ικανότητα απορρόφησης ενέργειας
- β. Μεγάλη πλαστιμότητα, που ισοδυναμεί με δυνατότητα σημαντικών ανελαστικών παραμορφώσεων

Απο πλευράς Ελληνικών κανονισμών, δεν υφίσταται την παρούσα στιγμή Ειδικός Κανονισμός για να καλύψει τον Αντισεισμικό Σχεδιασμό χαλύβδινων κατασκευών. Μέχρι τη σύνταξη και ισχύ ενός τέτοιου κειμένου, ο μηχανικός πρέπει να συνδυάσει για τη μελέτη χαλύβδινων αντισεισμικών πλαισίων, αφ' ενός μεν τις αντίστοιχες προβλέψεις του Ευρωκώδικα 3, αφ' ετέρου δε τους Ειδικούς Κανόνες Εφαρμογής για Φέροντα Στοιχεία από Χάλυβα, που περιγράφονται συνοπτικά (με συχνές αναφορές στο κυρίως κείμενο) στο Παράρτημα Γ του Ελληνικού Αντισεισμικού Κανονισμού. Αναλυτικότερα και προκειμένου να καταστεί αντιληπτός ο επιμερισμός και η γενικότητα των ισχύοντων διατάξεων, ο EC3 συνιστά όπως η μελέτη και ο σχεδιασμός πλαισίων από χάλυβα ακολουθεί τις προβλέψεις-διατάξεις των ακόλουθων παραγράφων και Παραρτημάτων (για το πλήρες κείμενο ο αναγνώστης δύναται να ανατρέξει στις μνημονευθείσες υποπαραγράφους του EC3):

#### 5.2. : Υπολογισμός δυνάμεων και ροπών, με το ακόλουθο περιεχόμενο

- 5.2.1. : Καθολική ανάλυση
- 5.2.2. : Υποθέσεις σχεδιασμού
- 5.2.3. : Κατασκευαστικά συστήματα
- 5.2.4. : Θεώρηση ατελειών
- 5.2.5. : Ευστάθεια πλευρικής μετατόπισης
- 5.2.6. : Ευστάθεια πλαισίων
- 5.2.7. : Απαιτήσεις υποστηλωμάτων για πλαστική ανάλυση

#### Παράρτημα Ε : Μήκος λυγισμού θλιβόμενων μελών

Παράρτημα Η : Προσομοίωση των οικοδομικών κατασκευών για την ανάλυση

Παράρτημα J : Κόμβοι σε δομικά πλαίσια

Επιπρόσθετα, το Παράρτημα Γ του ΕΑΚ, όσον αφορά τα πλαίσια και τις συνδέσεις προβλέπει συνοπτικά τα ακόλουθα :

- Οι συνδέσεις σε περιοχές πλαστικών αρθρώσεων πρέπει να διαθέτουν επαρκή υπεραντοχή, ώστε η διαρροή να περιορίζεται στα πλάστιμα μέλη και οι σχετικοί έλεγχοι θα χρησιμοποιούν την ανώτερη τιμή της τάσης διαρροής του ασθενέστερου (πιθανού πλάστιμου) μέλους.
- Συνδέσεις κοντά σε πλαστικές αρθρώσεις, που έχουν υλοποιηθεί με εσωραφές πλήρους διεϊσδυσης, θεωρούνται ότι ικανοποιούν το ανώτερο κριτήριο (υπεραντοχής).
- Θα πρέπει  $R_d \geq 1.20R_{fy}$ , όπου  $R_d$  η οριακή αντοχή μιας σύνδεσης και  $R_{fy}$  η αντοχή διαρροής του πλάστιμου μέλους, όταν πρόκειται περί κοχλιωτών ή συγκολλητών συνδέσεων με εξωραφές. Στις πρώτες καθοριστική θεωρείται η αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας των οπών και όχι η αστοχία σε διάτμηση των κοχλίων.
- Πρέπει να εφαρμόζονται οι γενικοί κανόνες αποφυγής σχηματισμού μηχανισμού ορόφου.
- Για τις δοκούς
  - Πρέπει να ελέγχονται έναντι πλευρικού καμπτικού ή στρεπτοκαμπτικού λυγισμού, με τη θεώρηση ανάπτυξης (καμπτικής) πλαστικής άρθρωσης σε ένα εκ των άκρων τους
  - Πρέπει να ικανοποιούνται οι σχέσεις που ακολουθούν, για να υφίσταται εξασφάλιση της ελάχιστης απαιτούμενης αντοχής και επαρκούς πλαστιμότητας στροφής στις θέσεις πλαστικών αρθρώσεων :

$$M_s / M_{pd} \leq 1.00 \quad (1.a)$$

$$N_s / N_{pd} \leq 0.15 \quad (1.β)$$

$$(V_o + V_M) / V_{pd} \leq 0.50 \quad (1.γ)$$

όπου

$M_s, N_s$  : μέγιστη ροπή και αντίστοιχη αξονική δύναμη, όπως προκύπτουν από τους σεισμικούς συνδυασμούς

$N_{pd}, M_{pd}, V_{pd}$  : οριακές υπολογιστικές αντοχές της διατομής στη θέση πλαστικής άρθρωσης (αξονικής, ροπής και τέμνουσας αντίστοιχα)

$V_o$  : η τέμνουσα της δοκού στη θέση της πλαστικής άρθρωσης, θεωρούμενη ως αμφιέριστη

$V_M = (M_{RA} + M_{RB})/l$  : η τέμνουσα που αντιστοιχεί στην οριακή καμπτική αντοχή των άκρων της δοκού (υπολογισμένη με την ανώτερη τιμή της τάσης διαρροής)

$l$  : το άνοιγμα της δοκού

- Οι συνδέσεις της δοκού στους στύλους πρέπει να ικανοποιούν τα κριτήρια υπεραντοχής (ως ανωτέρω), με θεώρηση της οριακής αντοχής σε κάμψη  $M_{pd}$  (της διατομής πλαστικής άρθρωσης) και τέμνουσα ίση με  $V_o + V_M$ .

- Για τους στύλους

- Έλεγχος σε κάμψη με ορθή δύναμη
- Ικανοποίηση της συνθήκης

$$V/V_{pd} \leq 0.50 \quad (2)$$

για τη δυσμενέστερη τέμνουσα του στύλου από τους σεισμικούς συνδυασμούς

- Σε κόμβο σύνδεσης δοκού με υποστήλωμα, η τέμνουσα δύναμη φατώματος κορμού, που περιβάλλεται και από τις 4 πλευρές από πέλματα συνδεόμενων στοιχείων ή επεκτάσεις τους, αρκεί :

$$V/V_{pd} \leq 1.00 \quad (3)$$

- Συνδέσεις επέκτασης των στύλων πρέπει να σχεδιάζονται με αντοχή μεγαλύτερη εκείνη των συνδεόμενων στοιχείων.

Καθίσταται συνεπώς εντελώς προφανές ότι η προσπάθεια ικανοποίησης όλων των ανωτέρω κριτηρίων σχεδιασμού δύναται κάλλιστα να οδηγήσει σε σύγκριση, χονδροειδή σφάλματα ή/και σε παράλειψη μερικών λόγω ανάγκη ταχύτητας ή δυσνότητας περιεχομένου. Πέραν δε των επισημάνσεων αυτών, δεν υφίσταται σαφής και ευρέως αποδεκτή κατάταξη των πιθανών δομικών συστημάτων εκ χαλύβδινων πλαισίων σε σχέση με τη δυνατότητα ικανοποίησης των (ούτως ή άλλως συγκεχυμένων) απαιτήσεων αντισεισμικού σχεδιασμού.

Σε αντίθεση με τις εν Ελλάδα ισχύουσες σχετικές διατάξεις και σε συνδυασμό με τον LRFD (Load and Resistance Factored Design), ο Αμερικάνικος Κανονισμός Αντισεισμικού Σχεδιασμού και Προστασίας Κτιριακών Κατασκευών από Χάλυβα (τελευταία αναθεωρηθήσα έκδοση: 15/4/1997-AISC-Seismic Provisions for Structural Steel Buildings) περιλαμβάνουν την ακόλουθη κατάταξη, όσον αφορά χαλύβδινα δομικά συστήματα (Structural Steel Systems) μέσω πλαισίων ροπής χωρίς ενισχύσεις (moment frame system).

Ειδικά πλαίσια ροπής (Special Moment Frames: SMF)

Ενδιάμεσα πλαίσια ροπής (Intermediate Moment Frame: IMF)

Συνήθη πλαίσια ροπής (Ordinary Moment Frame: OMF)

Ειδικά δικτυωτά πλαίσια ροπής (Special Truss Moment Frames: STMF)

Για κάθε ένα απο τα τέσσερα (4) αυτά είδη πλαισίων ροπής υπάρχει εκτενής, τεκμηριωμένη, πλήρως αντιληπτή και εύχρηστη αναφορά στις απαιτήσεις αντισεισμικού σχεδιασμού των αντίστοιχων συνδέσεων δοκών - υποστηλωμάτων, της διατμητικής ζώνης (κορμού δοκού παράλληλου προς τον κορμό του στύλου - panel zone), των περιορισμών στις εφαρμοστέες διαστάσεις και σχετικές αποστάσεις, τις πλάκες συνέχειας και τις ενισχύσεις των συνδέσεων, καθώς και των καμπτικών στηρίξεων των δοκών.

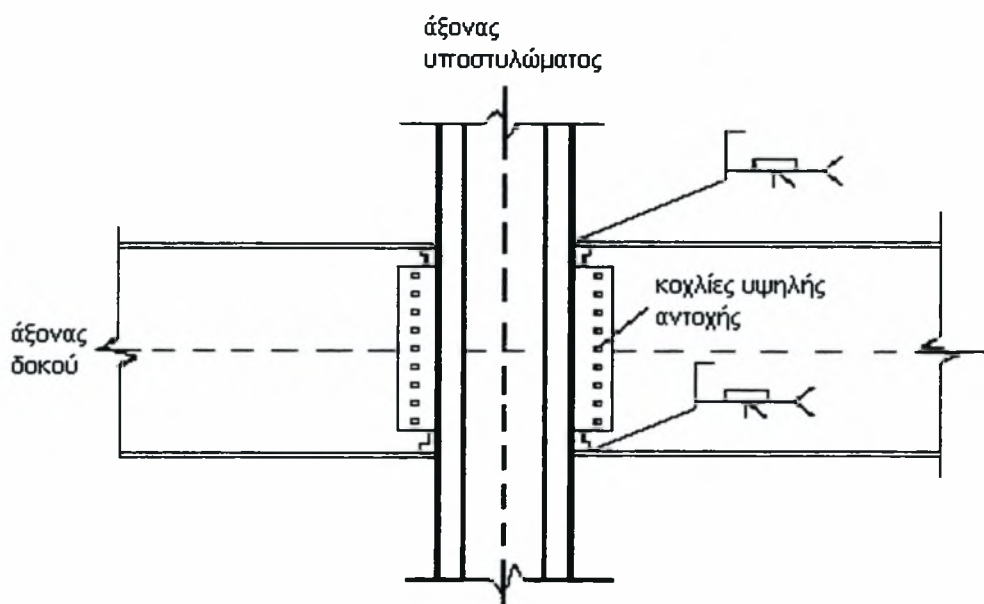
Ειδικότερα, τα SMF αναμένεται να αναλάβουν σημαντικές ανελαστικές παραμορφώσεις υπο τα σεισμικά φορτία σχεδιασμού, τάξεως μεγαλύτερης των 0.04 rad γωνιακής κατακόρυφης μετατόπισης, λαμβανομένων υπόψη και των φαινομένων P-Δ. Ενώ μέχρι πρότινος θεωρείτο ότι οι ανελαστικές στροφές σε πλαίσια ροπής συμβαίνουν σε «αρθρώσεις» δοκού ή στύλου, εκτεταμένες πρόσφατες θεωρητικές και πειραματικές μελέτες κατέδειξαν ότι οι ανελαστικές γωνιακές παραμορφώσεις - στροφές είναι συνδυασμός καμπτικών παραμορφώσεων στις «αρθρώσεις» και διατμητικών παραμορφώσεων στα φατνώματα των κορμών, εκτός αν οι κορμοί των στύλων έχουν ασυνήθιστα μεγάλο πάχος. Η συνεισφορά της λεγόμενης διατμητικής ζώνης στις ανελαστικές στροφές θεωρείται ευεργετική, υπο τις ακόλουθες προϋποθέσεις:

- Η εν λόγω στροφή δεν επιφέρει στρέβλωση των πελμάτων του στύλου στις θέσεις συγκόλλησης τους με τα πέλαμα των δοκών
- Δεν λαμβάνει χώραν ανεπανόρθωτη - γενική - βλάβη στους στύλους
- Δεν συμβαίνει τοπικά λυγισμός σε κανένα στοιχείο των συνδεόμενων μελών.

### 3.2 Περιγραφή του συστήματος ειδικών πλαισίων ροπής (SMF)

Το σύστημα αυτό αποτελείται τυπικά απο πλαίσια με πλατύπελμες δοκούς και υποστηλώματα, οι συνδέσεις δε των πελμάτων της εκάστοτε δοκού με αυτά του αντίστοιχου στύλου πραγματοποιούνται μέσω εσωραφών πλήρους διεισδύσης. Στο Σχήμα 3.1 φαίνεται μια χαρακτηριστική λεπτομέρεια σύνδεσης SMF, που εφαρμοζόταν κατά κόρον πριν το σεισμό του Northridge (1994). Η κοινή πρακτική πριν το συγκεκριμένο συμβάν, πέραν της ανωτέρω περιγραφής της συγκόλλησης των πελμάτων, συνέδεε (μέσω συγκόλλησης ή κοχλίωσης) τον κορμό της δοκού με «διατμητική» πλάκα (shear plate). Ιστορικά, ο σχεδιασμός τέτοιας μορφής κόμβων, συνδέεται με την παραδοχή ότι η μεν διατμητική δύναμη (τέμνουσα) της δοκού μεταφέρεται στο στύλο μέσω της σύνδεσης του κορμού της δοκού, η δε ροπή μέσω των πελμάτων της δοκού. Πρόσφατες έρευνες όμως [Lee 1997] κατέδειξαν ότι η παραδοχή αυτή απέχει πολύ απο την πραγματική συμπεριφορά μιας τέτοιου είδους SMF σύνδεσης. Για τον ορθολογικό σχεδιασμό SMF συνδέσεων, πρέπει ο μελετητής

να θέσει ως αντικειμενικό σκοπό όχι μόνο την ικανοποίηση κριτηρίων ικανότητας ανάληψης φορτίων αλλά και παραμορφώσεων. Η σύνδεση πρέπει να διαθέτει αντοχή μεγαλύτερη από αυτήν της δοκού (με την έννοια επαρκούς δυνατότητας ανάληψης των φορτίων που μεταβιβάζονται στην σύνδεση μέσω της δοκού), έτσι ώστε να ελαχιστοποιείται η πιθανότητα ψαθυρής αστοχίας εντός της σύνδεσης. Παράλληλα όμως απαιτείται και ιδιαίτερη ικανότητα ανελαστικών παραμορφώσεων για να εξασφαλίζεται επαρκής πλαστιμότητα σε προκαθορισθείσες θέσεις, λόγω κύριων σεισμικών επιπονήσεων.



Σχήμα 3.1 Ενδεικτική λεπτομέρεια σύνδεσης ειδικού πλαισίου ροπής (SMF) σε χρήση πριν το σεισμό του Northridge (1994).

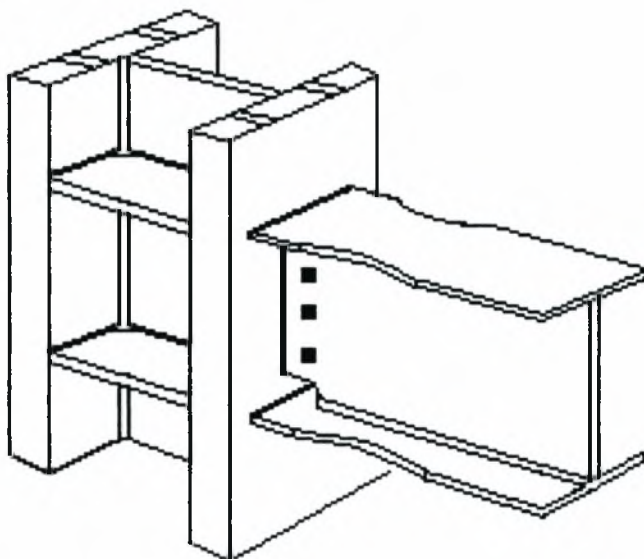
Μετά τα προβλήματα που παρουσιάστηκαν σε συνδέσεις SMF μετά το σεισμό του Northridge, η φιλοσοφία σχεδιασμού τους επαναπροσανατολίστηκε, έτσι ώστε η σύνδεση να παραμένει ονομαστικά ελαστική στην παρεία του υποστηλώματος και η ανελαστική παραμόρφωση (δηλαδή δημιουργία πλαστικής άρθρωσης) να λάβει χώρα σε διατομή της δοκού, μακριά από τη σύνδεση.

Στις SMF συνδέσεις, πριν το σεισμό του Northridge, ο σχεδιασμός αποσκοπούσε στη δημιουργία πλαστικής άρθρωσης μακριά από το πέλαμα της δοκού, με ενίσχυση ενός περιορισμένου τμήματος της δοκού πλησίον του στύλου. Αυξάνοντας με τον τρόπο αυτό την αντοχή της δοκού στην ανωτέρω περιοχή, η πλαστική άρθρωση τείνει να μορφωθεί στην γειτονιά της εν λόγω ενίσχυσης. Μειονέκτημα της μεθόδου αυτής είναι το αυξημένο κόστος υλικού και εργατικών, καθώς και το γεγονός ότι απαιτούνται συγκολλήσεις που υλοποιούνται δύσκολα (και αντιοικονομικά) και παρουσιάζουν δυσκολία στην επιθεώρησή τους.



### 3.3 Προϊστορία συνδέσεων με δοκούς μειωμένης διατομής

Ένας άλλος τύπος σύνδεσης, που αναπτύχθηκε με σκοπό την δημιουργία της πλαστικής άρθρωσης (και έναρξη ανελαστικής παραμόρφωσης) σε σημείο μακράν του επιπέδου επαφής δοκού - στύλου είναι η σύνδεση RBS (Reduced Beam Section) - με δοκό μειωμένης διατομής - που κοινώς ονομάζεται και σύνδεση «οστού κυνός» (“dog bone”). Αυτού του είδους η σύνδεση βασίζεται στην επιλεκτική αφαίρεση υλικού απο τα πέλματα της δοκού στην γειτονιά του κόμβου (συνήθως και απο τα δύο πέλματα), με σκοπό την μείωση της διατομής της και συνεπώς την ελάττωση της ροπής αντοχής της σε καθορισμένη πεπερασμένη περιοχή. Υφίστανται διάφορες μορφές κοπής (δηλαδή μείωση του υλικού πελμάτων - απότμηση), όπως η συνεχής, η βαθμιαία (tapered), η ακτινική (ή κυκλική - radius) και άλλες. Στο Σχήμα 3.2 φαίνεται μια τυπική RBS σύνδεση ακτινικής κοπής.



Σχήμα 3.2 Σύνδεση με δοκό μειωμένης διατομής (RBS) ακτινικής κοπής (radius cut).

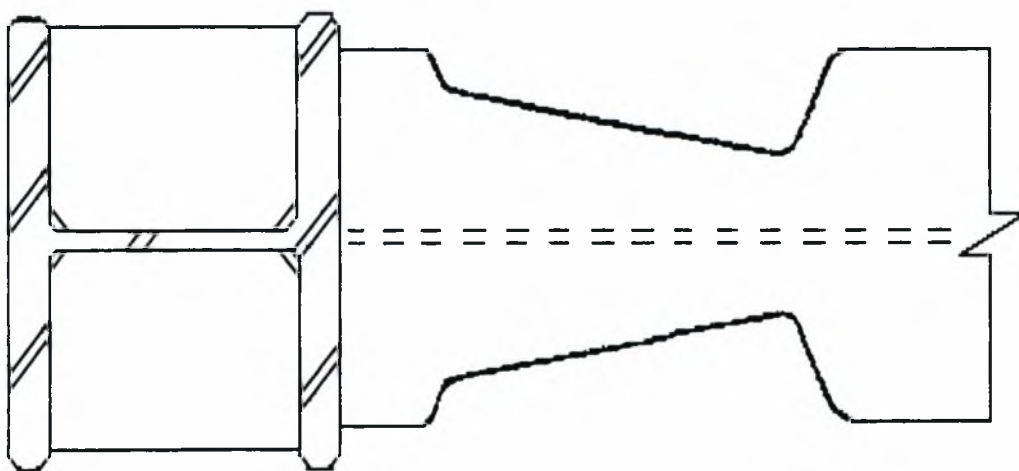
Το σχήμα, το μέγεθος και η θέση της μειωμένης διατομής επηρεάζουν την συμπεριφορά της σύνδεσης. Διάφορα σχήματα έχουν πειραματικά ελεγχθεί, τα αποτελέσματα δε των πειραμάτων αυτών αναφέρονται διεξοδικά στη σχετική βιβλιογραφία [Plumier 1997, Chen 1996, Engelhardt 1997, Tremblay 1997, Popov 1998]. Παρόλο που η μείωση της διατομής της δοκού ουσιαστικά μειώνει και τη φέρουσα ικανότητα της, όπως θα δειχθεί κατωτέρω η επιρροή της στην καθολική καμπτική αντοχή και δυσκαμψία των πλαισίων SMF είναι αμελητέα.

### 3.4 Ιστορική αναδρομή της ανάπτυξης και διάδοσης των RBS

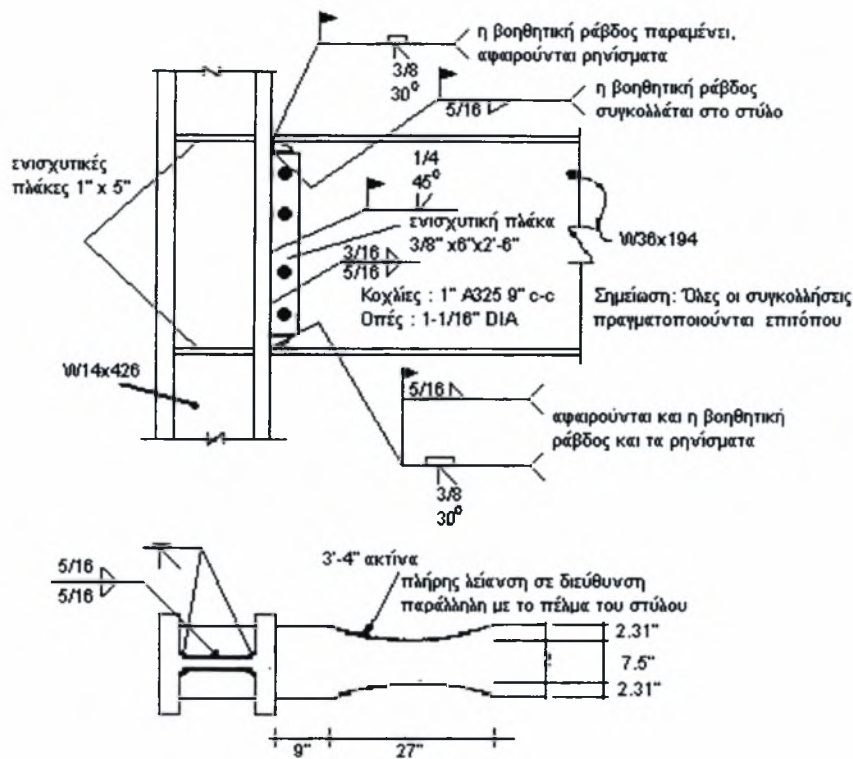
#### 3.4.1 Αρχική έρευνα

Ένας σημαντικός όγκος έρευνας και πειραμάτων επί των συνδέσεων RBS έχει ήδη ολοκληρωθεί και επιπρόσθετες μελέτες σχετικά βρίσκονται σε εξέλιξη. Τα πειράματα, που πραγματοποιήθηκαν με επιτυχία, αφορούσαν τη συμπεριφορά RBS συνδέσεων συνεχούς, βαθμιαίας και ακτινικής κοπής.

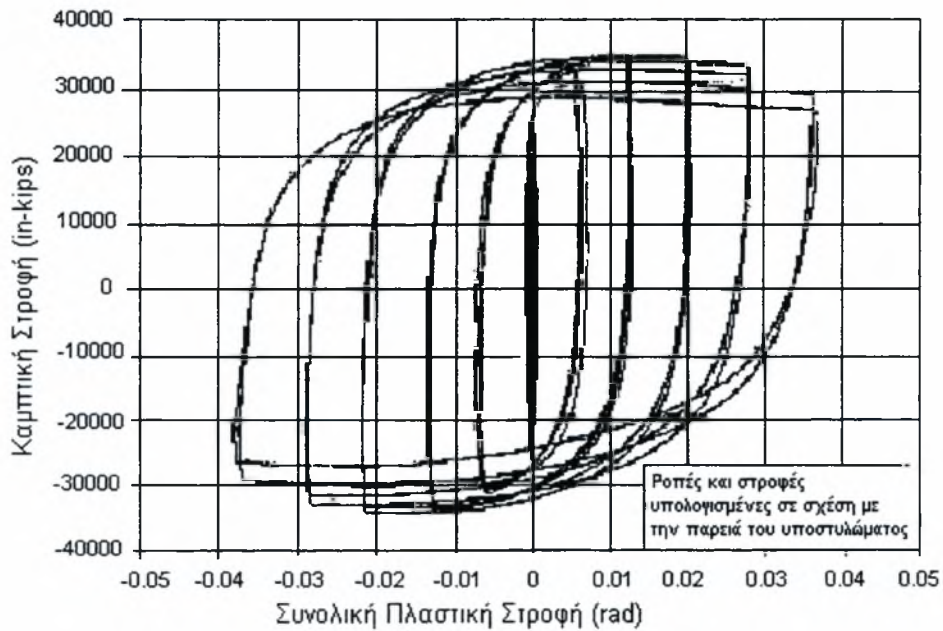
Η βαθμιαία κοπή, που απεικονίζεται στο Σχήμα 3.3 επινοήθηκε με σκοπό η μείωση της διατομής να είναι ανάλογη του τρόπου μεταβολής της ροπής λόγω σεισμού στην περιοχή του ενδιαφέροντος, ώστε να προκύψει κατά το δυνατόν ομοιόμορφη διαρροή στην μειωμένη διατομή. Παρά ταύτα, η συγκέντρωση τάσεων στα σημεία έναρξης και τερματισμού της κοπής μπορεί να οδηγήσουν σε θραύση, γεγονός που επιβεβαιώθηκε πειραματικά, τόσο στο συγκεκριμένο είδος RBS, όσο και σε αυτό συνεχούς κοπής. Αντίθετα, η σύνδεση με δοκό μειωμένης διατομής μέσω ακτινικής κοπής ελαχιστοποιεί την συγκέντρωση τάσεων, μειώνοντας έτσι την πιθανότητα αστοχίας εντός της περιοχής της μειωμένης διατομής [Engelhardt 1996]. Πέραν αυτού, η ακτινική κοπή υλοποιείται εύκολα και κατανέμει τις ανελαστικές παραμορφώσεις καθ' όλο το εύρος της ανωτέρω περιοχής. Όπως φαίνεται στο Σχήμα 3.4α πρέπει κανείς να παρατηρήσει ότι στις πειραματικές διατάξεις υπήρξε σημαντική βελτίωση τόσο στην ποιότητα των συγκολλήσεων, όσο και των υπόλοιπων βοηθητικών στοιχείων υλοποίησης των RBS συνδέσεων, ιδία ακτινικής κοπής, οι οποίες γενικότερα παρουσιάζουν εξαιρετική απόκριση, όπως φαίνεται στην χαρακτηριστική καμπύλη μιας τυπικής πειραματικής διάταξης του Σχήμα 3.4β.



Σχήμα 3.3 Κάτοψη σύνδεσης πλαισίου ροπής (SMF) με δοκό μειωμένης διατομής (RBS) βαθμιαίας κοπής (tapered cut).



α) Λεπτομέρεια εργαστηριακής διάταξης



β) Συμπεριφορά της διάταξης

Σχ. 3.4 Παράδειγμα συμπεριφοράς εργαστηριακής διάταξης RBS σύνδεσης ακτινικής κοπής.

### **3.5 Συνοπτική περιγραφή πειραματικών αποτελεσμάτων**

Στην παρούσα υποπαράγραφο παρατίθεται συνοπτική περιγραφή των σπουδαιότερων συμπερασμάτων που εξάγονται από τα αποτελέσματα 43 πειραμάτων συνδέσεων ειδικών πλαισίων ροπής με δοκούς μειωμένης διατομής, εκ των οποίων 27 με RBS ακτινικής κοπής. Από τις τελευταίες, οι 14 χρησιμοποιούσαν την «συγκολλητή λεπτομέρεια» (με απ' ευθείας συγκόλληση του κορμού της δοκού με το πέλμα του στύλου μέσω εσωραφών πλήρους διείσδυσης) και οι 13 την «κοχλιωτή λεπτομέρεια» (με χρήση προεντεταμένων κοχλιών υψηλής αντοχής). Πάντως, οι διαφορές στην καθολική συμπεριφορά των δύο (2) αυτών λεπτομερειών RBS σύνδεσης ακτινικής, κοπής δεν ήταν σημαντικές. Τα συμπεράσματα που μπορεί κανείς να αντλήσει από τα 43 προαναφερθέντα πειράματα (σύμφωνα με τον AISC: Steel Design Guide Series Twelve, [Cross, et.al. 1999] ) έχουν ως εξής :

- Η RBS σύνδεση ακτινικής κοπής παρουσιάζει την ικανότητα μεγάλων πλαστικών στροφών, που κυμαίνονται από 0.029 μέχρι των 0.05 rad.
- Από τα προαναφερθέντα 27 πειράματα, μόνο σε ένα παρατηρήθηκε θραύση στην περιοχή της σύνδεσης (αφού όμως είχε ήδη παρουσιάσει πλαστική στροφή 0.038rad). Στα περισσότερα απ' αυτά η αντοχή της όλης διάταξης μειωνόταν σταδιακά λόγω τοπικού ή/και στρεπτοκαμπτικού λυγισμού και εν τέλει η διαδικασία τερματιζόταν λόγω περιορισμών στον όλο εξοπλισμό ή διάταξη. Υπήρξαν πάντως και ορισμένα, όπου οι συνδέσεις φορτίστηκαν πολύ πέραν του ορίου τοπικού λυγισμού των πελμάτων και τελικά επήλθε θραύση στην περιοχή της μειωμένης διατομής της δοκού λόγω κόπωσης (από επαναλαμβανόμενη - κυκλική φόρτιση).
- Τα υπόλοιπα είδη κοπής, όπου αυτά χρησιμοποιήθηκαν στις πειραματικές διατάξεις παρουσίασαν ουσιαστικά μειονεκτήματα σε σχέση με την ακτινική, ιδίως δε μικρότερες ανελαστικές παραμορφώσεις, χαμηλότερη αντοχή και μη προβλέψιμη επέκταση της διαρροής.

Πολλά πειράματα συνεχίζουν να πραγματοποιούν σχετικά με RBS συνδέσεις και γενικότερα το όλο θέμα είναι άκρως ενδιαφέρον και ανοικτό, σίγουρα δε στο εγγύς μέλλον πολλές επιστημονικές εργασίες σχετικές με αυτό θα εμφανιστούν στη διεθνή βιβλιογραφία.

### **3.6 Διαδικασία σχεδιασμού συνδέσεων με μειωμένη διατομή δοκού σε ειδικά πλαίσια ροπής**

Το περιεχόμενο της τρέχουσας παραγράφου, που αποτελεί και τον αντικειμενικό σκοπό του παρόντος Κεφαλαίου, επικεντρώνεται στην παροχή συστάσεων για το σχεδιασμό νέων συνδέσεων δοκών - υποστηλωμάτων μέσω δοκών μειωμένης διατομής ακτινικής κοπής.

Η επιρροή καθολικά σημαντικών παραμέτρων σχεδιασμού όπως η συμμετοχή της διατμητικής ζώνης, η τέμνουσα της δοκού και η εκτροπή (οριζόντια μετακίνηση) του χαλύβδινου πλαισίου συζητώνται λεπτομερώς και η όλη προτεινόμενη μεθοδολογία συνδυάζεται τόσο με τα υφιστάμενα πειραματικά αποτελέσματα όσο με τη θεωρητική τεκμηρίωση των διαφορών ελέγχων. Παρόλη την έλλειψη σχετικών διατάξεων και εξειδικευμένων εφαρμογών στον EC3, λαμβάνεται μέριμνα εναρμονισμού των λύσεων που προτείνονται με τις ισχύουσες στον Ελλαδικό χώρο διατάξεις και με τους αντίστοιχους κανόνες εφαρμογής.

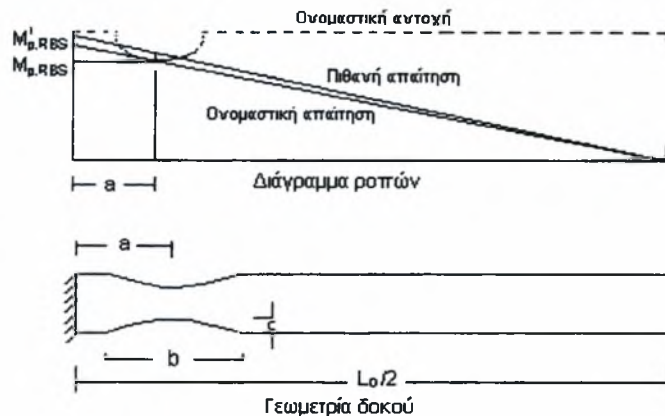
### **3.7 Σχεδιασμός δοκού μειωμένης διατομής**

Μετά την εύρεση του μεγέθους (απο πλευράς διαστάσεων και διατομών) των δοκών και των στύλων του εκάστοτε SMF πλαισίου, ακολουθεί η διαδικασία σχεδιασμού της μείωσης της διατομής της δοκού (σε κάθε σύνδεση) στα πέλματα. Αυτή προφανώς πρέπει να βασίζεται στην ικανοποίηση όλων των ισχύοντων κριτηρίων σχεδιασμού για την ελάχιστη διατομή της δοκού (μετά τη μείωση) για όλους τους προβλεπόμενους συνδυασμούς φόρτισης. Ακολουθεί ο καθολικός έλεγχος του πλαισίου, που απαιτείται καθώς αφ' ενός μεν μειώνεται η ροπή αντοχής των δοκών λόγω της (απο)κοπής (χωρίς συνήθως ανάγκη αύξησης της πλήρους διατομής της), αφ' ετέρου δε επειδή μειώνεται η δυσκαμψία του πλαισίου. Η τελευταία αυτή μείωση - συνήθως μικρή - μπορεί να επηρεάσει τη δυνατότητα ικανοποίησης των ορίων πλευρικής μετατόπισης των πλαισίων. Μια σημαντική πρόσφατη εργασία [Grubbs 1997] κατέδειξε ότι για μεγάλη γκάμα πλαισίων, η μέση μείωση της ελαστικής δυσκαμψίας ήταν 6-7%, για 50% μείωση της διατομής των πελμάτων των δοκών, ενώ για 40% τέτοιας μείωσης, η δυσκαμψία του πλαισίου ελαττώνεται κατά 4-5%.

### **3.8 Διαστάσεις μείωσης της διατομής της δοκού**

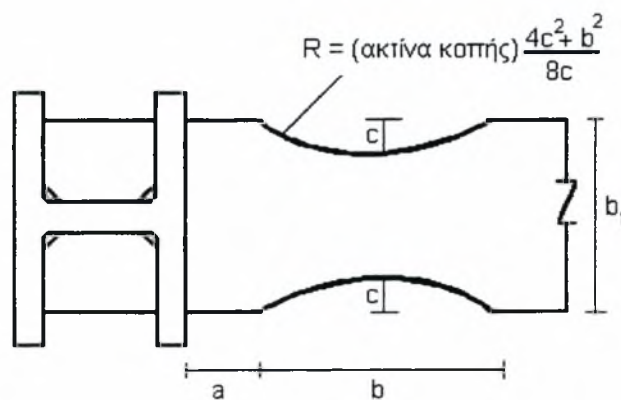
Η θέση και οι διαστάσεις της μειωμένης διατομής υπαγορεύουν τα μεγέθη των τάσεων που θα αναπτυχθούν στη σύνδεση μεταξύ πελμάτων δοκού και στύλου. Το διάγραμμα ροπών λόγω σεισμού στην περιοχή της μείωσης φαίνεται στο Σχήμα 3.5 όπου επίσης καταγράφονται η ονομαστική ικανότητα, η πιθανή απαίτηση και η ονομαστική απαίτηση αντοχής σε ροπή της δοκού μειωμένης διατομής. Εδώ  $M_{P,RBS}^*$  είναι η μέγιστη αναμενόμενη τιμή της ροπής στην παρεία του πέλματος του στύλου, όταν έχει επέλθει διαρροή στην περιοχή της μειωμένης διατομής, καθώς και κράτυνση λόγω σεισμικών φορτίων και ιδίου βάρους. Η τιμή

της  $M_{P,RBS}^+$  επηρεάζεται απ'ευθείας απο την πιθανή απαίτηση και τη θέση της μείωσης. Στο εξής η  $M_{P,RBS}^+$  θα αναφέρεται ως  $M_f$ .



Σχήμα 3.5 Διάγραμμα ροπών και γεωμετρία της δοκού στην περιοχή μειωμένης διατομής.

Ο κατ' εξοχήν στόχος για τον υπολογισμό των διαστάσεων της κοπής - μείωσης της διατομής της δοκού είναι ο περιορισμός της μέγιστης ροπής της δοκού, που θα αναπτυχθεί στην παρειά του στύλου, σε τιμές μεταξύ 0.85-1.00 της πλαστικής ροπής της (πλήρους διατομής) δοκού. Έτσι ουσιαστικά μειώνονται οι τάσεις στις συγκολλήσεις των πελμάτων της δοκού σε μέγεθος περίπου ίδιο με την τάση διαρροής του υλικού της δοκού, με αποτέλεσμα η πιθανότητα αστοχίας σε αυτή καθεαυτή την σύνδεση να ελαχιστοποιείται (ο αναγνώστης για μια πλέον λεπτομερή συγκριτική αναφορά επί του θέματος μπορεί να ανατρέξει στις εργασίες [Popov, Stephen 1972, Tsai, Popov 1998, Engelhardt, Husain 1993] ).



Σχήμα 3.6 Γεωμετρία μειωμένης διατομής δοκού ακτινικής κοπής.

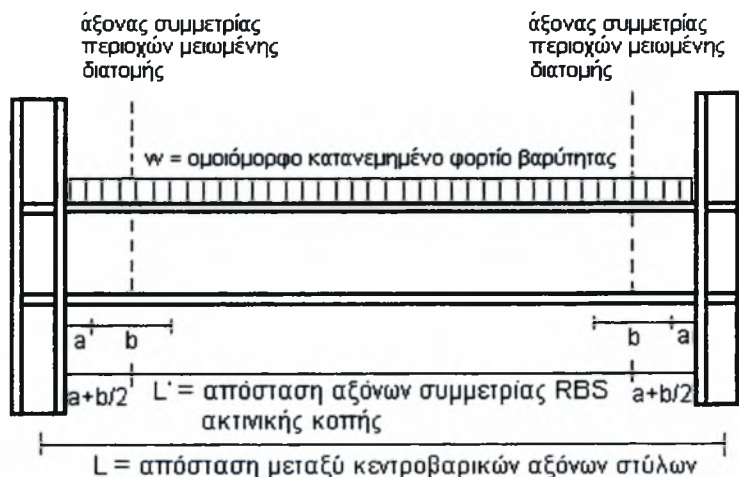
Η διαδικασία που περιγράφεται λεπτομερώς στη συνέχεια θεωρεί ότι η ακτινικής κοπής μειωμένη διατομή της δοκού έχει επιβληθεί και στα δύο πέλατα αυτής και ότι το υλικό κατασκευής της δοκού είναι τουλάχιστον Fe360. Στο Σχήμα 3.6 μπορεί κανείς να

παρατηρήσει την γεωμετρία μιας μειωμένης διατομής δοκού ακτινικής κοπής, ενώ το Σχήμα 3.7 αναπαριστά όψη μιας τέτοιας δοκού, απο στύλο σε στύλο του πλαισίου. Η ποσότητα υλικού των πελμάτων της δοκού που αφαιρούνται υπολογίζεται ως ο όρος  $(2c/b_f) \times 100$  (ποσοστό απότμησης πέλματος), όπου  $b_f$  το πλάτος του πέλματος της πλήρους δοκού.

Πιο συγκεκριμένα, οι διαστάσεις  $a, b$  πρέπει να εκλέγονται αρκούντως μικρές, ώστε να ελαχιστοποιείται η αύξηση της ροπής που αναπτύσσεται μεταξύ της πλαστικής άρθρωσης (που δημιουργείται στην περιοχή μείωσης) και της παρειάς του πέλματος του υποστηλώματος. Παρά ταύτα, η διάσταση  $a$  πρέπει να επιτρέπει ομοιόμορφη κατανομή των τάσεων που αναπτύσσονται στην περιοχή μειωμένης διατομής κατά μήκος του πλάτους του πέλματος στην παρειά του στύλου. Παρόμοια, η διάσταση  $b$  πρέπει να επιλέγεται αρκετά ευμεγέθης, προς αποφυγή υπερβολικών ανελαστικών παραμορφώσεων εντός της περιοχής μειωμένης διατομής δοκού. Με βάση αποτελέσματα παρελθόντων πειραμάτων, συνιστώνται στα ακόλουθα όρια των  $a, b$ :

$$0.5b_f \leq a \leq 0.75b_f \text{ και } 0.65d \leq b \leq 0.85d$$

όπου  $b_f$  και  $d$  είναι το πλάτος πέλματος και το ύψος της διατομής της δοκού.

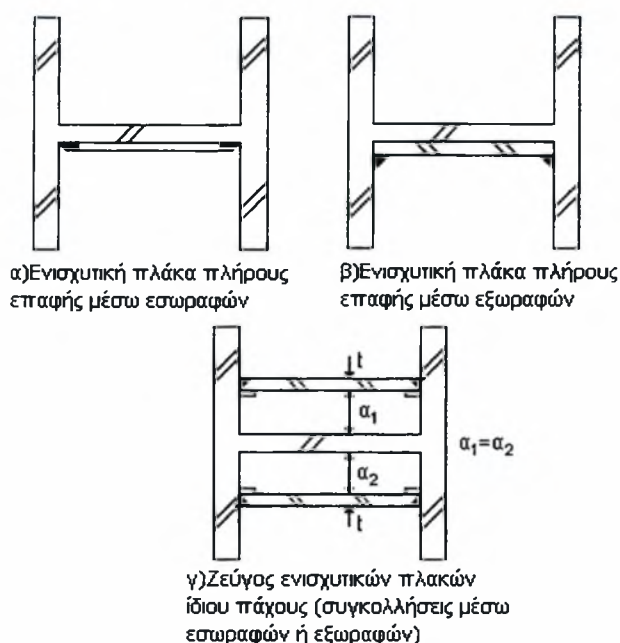


Σχήμα 3.7 Όψη δοκού RBS ακτινικής κοπής, απο στύλο σε στύλο.

Η απομένουσα για επιλογή διάσταση είναι το λεγόμενο βάθος κοπής  $c$ . Η τιμή του  $c$  αποτελεί κύρια παράμετρο ελέγχου της μέγιστης ροπής, που αναπτύσσεται στην περιοχή μειωμένης διατομής της δοκού και κατά συνέπεια επηρεάζει τη μέγιστη ροπή στην παρειά του υποστηλώματος. Με βάση και τις ανωτέρω επισημάνσεις για τα όρια των υπολοίπων διαστάσεων ( $a, b$ ) και προκειμένου να μην υπερβαίνει το 50% της πλήρους διατομής πελμάτων, η συνιστώμενη τιμή του  $c$  είναι  $\leq 0.25b_f$ .

Σύμφωνα με όλα τα παραπάνω, επιλέγονται κατ' αρχήν οι τιμές των  $a, b, c$  και υπολογίζεται η ροπή στην παρειά του στύλου, η οποία ελέγχεται έναντι των ήδη εκτεθέντων ορίων. Πιθανώς να απαιτηθεί κάποια διόρθωση στις εν λόγω διαστάσεις, μέχρι την τελική του επιλογή, σύμφωνα και με τα υπόλοιπα κριτήρια σχεδιασμού.

Το πρώτο εκ των κριτηρίων αφορά το λεγόμενο «ικανοτικό έλεγχο» ή «ισχυρό στύλο-ασθενή δοκό» (Strong Column - Weak Beam), ο οποίος σκοπεύει στον περιορισμό των ανελαστικών μετατοπίσεων (παραμορφώσεων) των στύλων εκτός της διατμητικών τους ζωνών, προς αποφυγή διαρροής του στύλου και απώλειας ευστάθειας της πλαισιωτής κατασκευής.



Σχήμα. 3.7' Ενισχυτικά ελάσματα κορμού - στύλου μέσω εσωραφών ή εξωραφών

Το δεύτερο - εξίσου σπουδαίο - κριτήριο είναι αυτό της «διατμητικής ζώνης» (panel zone), η οποία υπόκειται σε ισχυρότατες τέμνουσες δυνάμεις, όταν εξαντλείται η αντοχή της δοκού, ώστε να δύναται να αναλάβει επαρκώς τουλάχιστον το 80% των τεμνουσών δυνάμεων, που σχετίζονται με την ροπή  $M_f$  (ως άνω). Το κριτήριο αυτό μπορεί να ικανοποιηθεί μέσω δύο μεθόδων σχεδιασμού. Η πρώτη εξ' αυτών προβλέπει την χρήση διατομής στύλου με πέλμα ικανού πάχους, ώστε να δύναται να ανθίσταται με τη μέγιστη αναπτυσσόμενη τέμνουσα, ενώ η δεύτερη προσδίδει ικανή διατμητική αντίσταση με ενισχύσεις μέσω πλακών (double plates) σε μια ή και τις δύο πλευρές του κορμού του στύλου, σύμφωνα με την διάταξη του του Σχήμα 3.7'. Η πρώτη λύση προτιμάται από τη δεύτερη, η οποία μειονεκτεί σε κόστος υλικού και εργατικών.



Ο τελευταίος έλεγχος είναι αυτός της τέμνουσας της δοκού. Η μέγιστη τέμνουσα στη δοκό αναπτύσσεται στη διατομή της δοκού μεταξύ της μειωμένης περιοχής και της παρειάς του στύλου, όπου προστίθενται οι τέμνουσες λόγω σεισμού και φορτίων βαρύτητας. Στη διατομή αυτή, η δοκός πρέπει να διαθέτει επαρκή αντοχή έναντι τέμνουσας, μετά τη δημιουργία πλαστικής άρθρωσης στην περιοχή της μειωμένης διατομής.

### 3.9 Περιγραφή της διαδικασίας σχεδιασμού

#### Βήμα 1<sup>ο</sup>: Επιλογή διαστάσεων a,b,c.

Αυτές γίνονται με τα ήδη αναφερθέντα όρια

$$0.5b_f \leq a \leq 0.75b_f \quad (1)$$

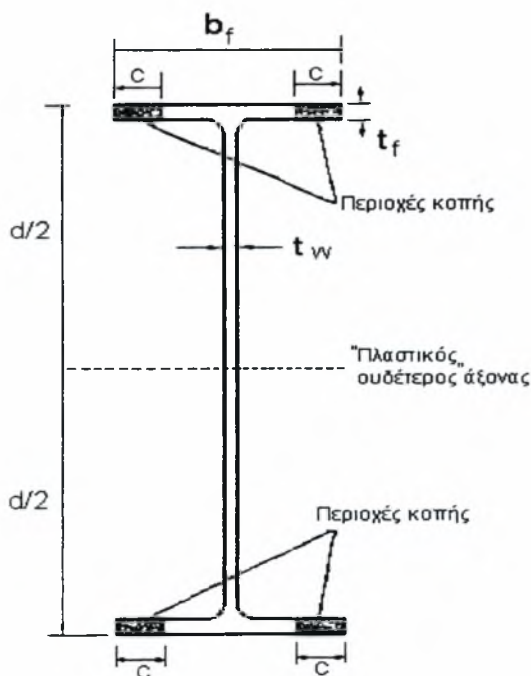
$$0.65d \leq b \leq 0.85d \quad (2)$$

$$c \leq 0.25b_f \quad (3)$$

#### Βήμα 2<sup>ο</sup>: Υπολογισμός της πλαστικής ροπής αντίστασης της δοκού στη διατομή με τη μέγιστη μείωση ( $W_{pl}^{RBS}$ ).

Σύμφωνα με τη γεωμετρία της διατομής της δοκού με τη μέγιστη μείωση που φαίνεται στο Σχήμα 3.8, ισχύει ότι:

$$W_{pl}^{RBS} = W_{pl}^b - 2ct_f(d - t_f) \quad (4)$$



Σχήμα 3.8 Όψη δοκού στην διατομή με τη μέγιστη μείωση.

Βήμα 3<sup>ο</sup>: Υπολογισμός της αναμενόμενης τάσης διαρροής της δοκού.

Αυτή υπολογίζεται με βάση τη σχέση:

$$\sigma_{ye} = R_y \cdot \sigma_y \quad (5)$$

όπου  $\sigma_{ye}$  η αναμενόμενη τάση διαρροής,  $\sigma_y$  η ελάχιστη προκαθορισμένη (απο το εν χρήσει υλικό) τάση διαρροής και  $R_y$  συντελεστής ίσος με 1.50 για χάλυβα ποιότητας Fe360 και 1.10 για χάλυβες ανώτερης ποιότητας.

Βήμα 4<sup>ο</sup>: Υπολογισμός της μέγιστης αναμενόμενης ροπής στο μέσο της περιοχής μειωμένης διατομής της δοκού.

Δίδεται απο τη σχέση:

$$M_{RBS} = 1.15 W_{pl}^{RBS} \cdot \sigma_{ye} \quad (6)$$

με τις  $W_{pl}^{RBS}$ ,  $\sigma_{ye}$  να έχουν υπολογιστεί σε προηγούμενα βήματα. Ο συντελεστής 1.15 στη σχέση (6) τίθενται για να ληφθεί υπόψη η κράτυνση, η δε τιμή του έχει προκύψει απο πειράματα σε RBS συνδέσεις.

Βήμα 5<sup>ο</sup>: Υπολογισμός της τέμνουσας στα μέσα των μειωμένων διατομών της δοκού και στα δύο άκρα της.

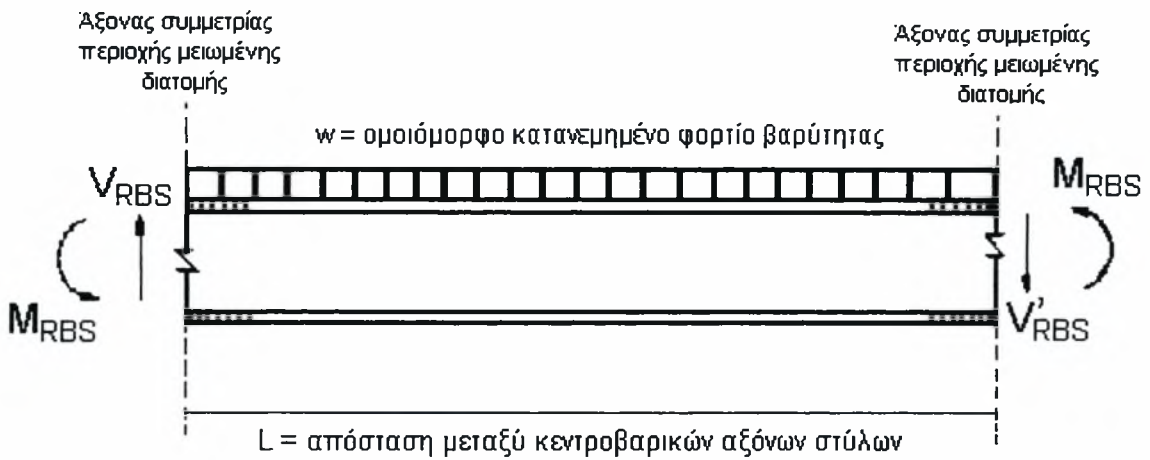
Η τιμή της εν λόγω τέμνουσας δύναμης υπολογίζεται μέσω του διαγράμματος ελευθέρου σώματος της δοκού - ενός ειδικού πλαισίου ροπής - μεταξύ των μέσων των δύο περιοχών μειωμένης διατομής στα άκρα αυτής, όπως φαίνεται στο Σχήμα 3.9 ως ακολούθως:

$$V_{RBS} = \frac{2M_{RBS}}{L'} + \frac{w \cdot L'}{2} \quad (7\alpha)$$

$$V_{RBS} = \frac{2M_{RBS}}{L'} - \frac{w \cdot L'}{2} \quad (7\beta)$$

(w ομοιόμορφο κατανεμημένο φορτίο λόγω φορτίων βαρύτητας επί της δοκού)

Σε περίπτωση ιδιαζόντων μεγάλων φορτίων βαρύτητας υπάρχει πιθανότητα η πλαστική άρθρωση (σε ένα απο τα δύο άκρα) να εμφανιστεί εσωτερικότερα, οπότε οι ανωτέρω εξισώσεις δέον όπως τροποποιηθούν κατάλληλα.



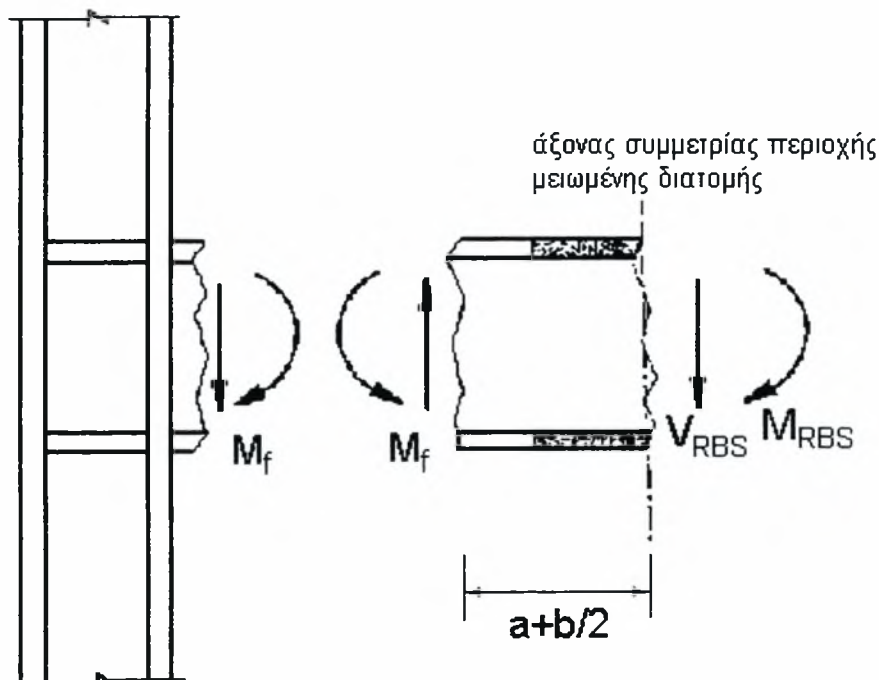
Σχήμα 3.9 Διάγραμμα ελευθέρου σώματος δοκού RBS μεταξύ αξόνων μειωμένης διατομής.

Βήμα 6<sup>ο</sup>: Υπολογισμός της μέγιστης αναμενόμενης τιμής της ροπής στην παρειά του στύλου.

Παρατηρώντας το διάγραμμα ελευθέρου σώματος στο Σχήμα 3.10, προκύπτει εύκολα ότι

$$M_f = M_{RBS} + V_{RBS} \left( a + \frac{b}{2} \right) \quad (8)$$

Για λόγους απλούστευσης των υπολογισμών, στην εξίσωση (8) έχουν αμεληθεί τα φορτία βαρύτητας δοκού μεταξύ στύλου και μικρότερης διατομής της δοκού, χωρίς σημαντικά (ουσιαστικά αμελητέο) σφάλμα.



Σχήμα 3.10 Διάγραμμα ελευθέρου σώματος μεταξύ άξονα RBS και παρειάς στύλου.

### Βήμα 7<sup>ο</sup>: Υπολογισμός της πλαστικής ροπής της δοκού.

Προφανώς

$$M_{pl} = W_{pl}^b \cdot \sigma_{ye} \quad (9)$$

### Βήμα 8<sup>ο</sup>: Έλεγχος $M_f$ .

Πρέπει όμως

$$0.85 \leq \frac{M_f}{M_{pl}} \leq 1.00 \quad (10)$$

Αν η σχέση (10) δεν ικανοποιείται, πρέπει να γίνει αλλαγή των διαστάσεων  $c$  ή/και  $a, b$  και να επαναληφθεί η διαδικασία των βημάτων 2 έως 8. Πρέπει στο σημείο αυτό πάντως να αναφερθεί ότι η περιγραφείσα διαδικασία για λόγους σχεδιαστικής ευκολίας είναι απλουστευτική, βασιζόμενη σε πλέον λεπτομερείς και διεξοδικές αναλύσεις και πειραματικά αποτελέσματα. Ο πραγματικός μηχανισμός μεταφοράς δυνάμεων και η κατανομή-ανάπτυξη τάσεων και παραμορφώσεων (λόγω των δεσμεύσεων που προκαλούνται από την όλη σύνδεση στο πέλαμα του στύλου) είναι ιδιαίτερα περίπλοκα. Για περισσότερες πληροφορίες επί του θέματος προσφέρεται η βιβλιογραφική ανάλυση του Lee [et.al. 1997].

### Βήμα 9<sup>ο</sup>: Έλεγχος ισχυρού στύλου - ασθενούς δοκού («ικανοτικός»).

Προς αποφυγή διαρροής στο στύλο, πριν την έναρξη πλαστικοποίησης της δοκού, θα πρέπει να ικανοποιείται η σχέση:

$$\frac{\sum W_{pl}^c (\sigma_{yc} - f_a)}{\sum M_c} > 1.00 \quad (11)$$

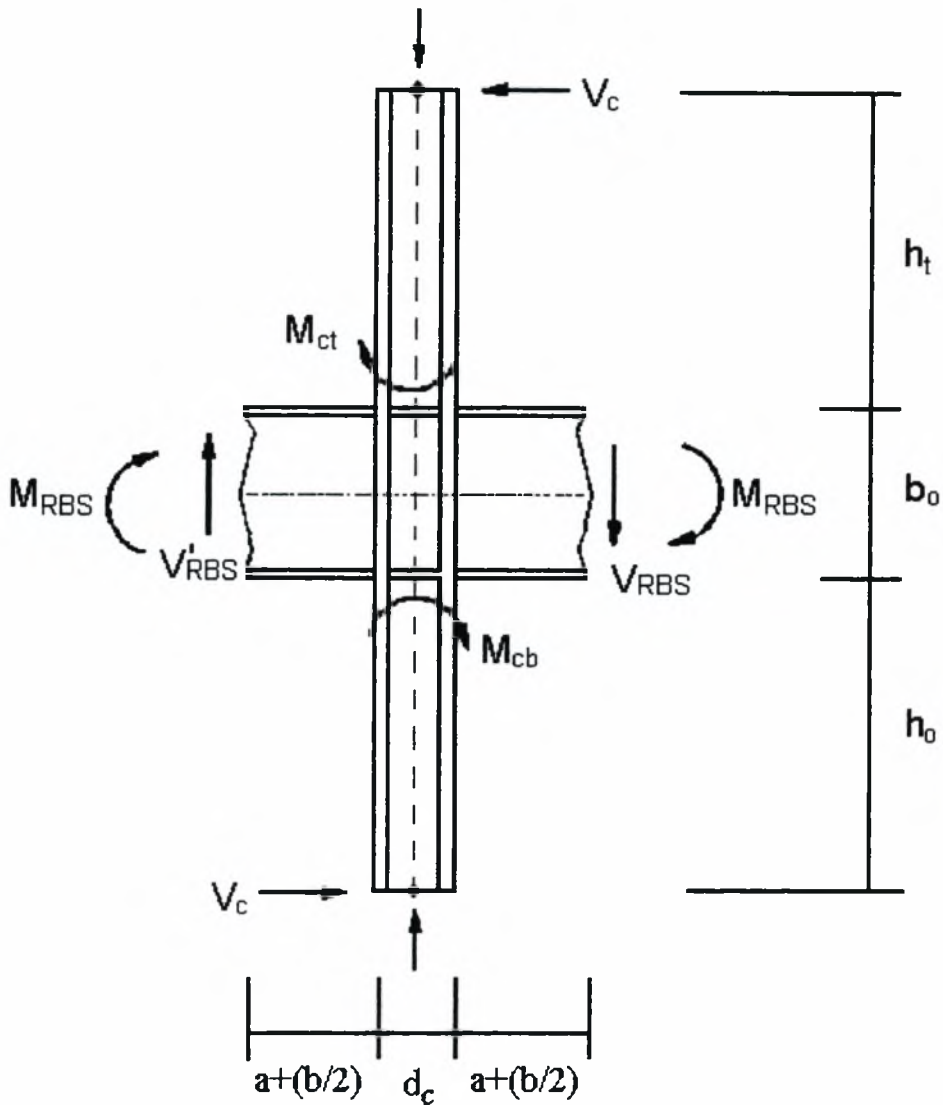
όπου

$W_{pl}^c$  : η πλαστική ροπή αντίστασης της διατομής του στύλου πάνω και κάτω από τη σύνδεση

$\sigma_{yc}$  : ελάχιστη προκαθορισμένη τάση διαρροής του στύλου

$f_a$  : τάση λόγω αξονικής δύναμης στο στύλο πάνω και κάτω από τη σύνδεση

$\sum M_c$  : το άθροισμα των ροπών του στύλου στην κορυφή και τη βάση της διατμητικής ζώνης, που αντιστοιχεί στην ανάπτυξη της  $M_{RBS}$  στο μέσο της περιοχής μειωμένης διατομής της δοκού που συνδέεται με τον εν λόγω στύλο.



Σχήμα 3.11 Διάγραμμα ελευθέρου σώματος δοκών - σύνδεσης - στύλων για τον υπολογισμό του  $\Sigma M_c$ .

Στο Σχήμα 3.11 φαίνεται το διάγραμμα ελευθέρου σώματος, το οποίο χρησιμεύει για τον υπολογισμό των ροπών του στύλου, προκειμένου να ελεγχθεί η ισχύς ή όχι της εξίσωσης (10). Οι τομές στις δοκούς πραγματοποιούνται στα μέσα της περιοχής μειωμένης διατομής, ενώ στους στύλους στα θεωρούμενα σημεία καμπής (που συνήθως λαμβάνονται στο μέσο του ύψους του στύλου πάνω και κάτω από τη σύνδεση). Σύμφωνα με το διάγραμμα αυτό, η τιμή της  $\Sigma M_c$  υπολογίζεται συνδυάζοντας τις ακόλουθες σχέσεις:

$$\sum M_c = M_{ct} + M_{cb} \quad (12)$$

$$M_{ct} = V_c \cdot h_t, \quad M_{cb} = V_c \cdot h_b \quad (13)$$

$$V_c = \frac{\sum M_{RBS} + (V_{RBS} + V'_{RBS}) \left( \frac{d_c}{2} + a + \frac{b}{2} \right)}{h_t + d_b + h_b} \quad (14)$$

Οι παραπάνω υπολογισμοί είναι εξαιρετικά ακριβείς για αρχικό σχεδιασμό, παρόλο που θεωρούν την ίδια τιμή της τέμνουσας του στύλου πάνω και κάτω από τη σύνδεση. Εφόσον ικανοποιείται ο έλεγχος της εξίσωσης (10), και μετά το πέρας όλων των υπολοίπων ελέγχων, ο μελετητής επανέρχεται και επανεξετάζει την ισχύ του τρέχοντος κριτηρίου υπολογίζοντας τις ακριβείς τιμές των τεμνουσών, στο τελικό στάδιο ελέγχου.

#### Βήμα 10<sup>ο</sup>: Έλεγχος διατμητικής ζώνης.

Απαιτείται όπως η εν λόγω ζώνη διαθέτει επαρκή αντοχή ώστε να αναλάβει την τέμνουσα τη ζώνης αυτής υπολογίζεται ως εξής:

$$M'_f = M_{RBS} + V'_{RBS} \cdot \left( a + \frac{b}{2} \right) \quad (15)$$

$$\sum M_f = M_f + M'_f \quad (16)$$

$$V_{pz} = \frac{0.8 \cdot \sum M_f}{0.95 \cdot d_b} - 0.8 \cdot V_c \quad (17)$$

με την  $M_f$  να υπολογίζεται από τη σχέση (8), ενώ η  $M'_f$  είναι η μέγιστη αναμενόμενη ροπή στην απέναντι παρειά του στύλου (όπου τα φορτία βαρύτητας είναι αντίρροπα με τα σεισμικά).

Η τιμή της  $V_{pz}$  συγκρίνεται κατόπιν με τη διατμητική αντοχή της ζώνης, που ισούται με :

$$V = 0.55 \cdot \sigma_{yc} \cdot d_c \cdot t \cdot \left[ 1 + \frac{3 \cdot b_c \cdot t_{fc}^2}{d_b \cdot d_c \cdot t} \right] \quad (18)$$

όπου  $t$  το συνολικό πάχος της ζώνης (συμπεριλαμβανομένων τυχόν ενισχύσεων),  $b_c$  το πλάτος του πέλματος και  $t_{fc}$  το πάχος του πέλματος του στύλου.

#### Βήμα 11<sup>ο</sup>: Έλεγχος τέμνουσας δοκού.

Ο τελικός αυτός έλεγχος πρέπει να πραγματοποιηθεί προκειμένου να εξασφαλιστεί ότι η δοκός διαθέτει επαρκή αντοχή σε τέμνουσα, σε σχέση με σεισμικά φορτία και ίδια βάρη. Ο έλεγχος αυτός συνδυάζει την τέμνουσα της δοκού που σχετίζεται με την πλαστική ροπή εντός της περιοχής μειωμένης διατομής (εξίσωση (7α)) με το μέρος εκείνο των φορτίων ιδίου

βάρους που προσθέτουν τέμνουσα στην περιοχή της δοκού μεταξύ του μέσου της RBS και του πέλματος του στύλου, σύμφωνα με τη σχέση:

$$V_{RBS} + \frac{w(L-L')}{2} \quad (19)$$

### 3.10 Αριθμητική εφαρμογή

Για τις ανάγκες του παραδείγματος - αριθμητικής εφαρμογής - που ακολουθεί, θεωρούμε ένα τυπικό περιμετρικό πλαίσιο αντίστασης ροπής, που ανήκει στο φέροντα οργανισμό ενός κτιρίου γραφείων σε περιοχή υψηλής σεισμικής επικινδυνότητας. Η τυπική αξονική απόσταση μεταξύ δύο διαδοχικών στύλων λαμβάνεται ίση με  $L = 7.00m$ , ενώ το τυπικό ύψος ορόφου ίσο με  $H = 4.00m$ .

Οι στύλοι είναι διατομή HEM ( IPB<sub>v</sub> ) 700 και οι δοκοί HEA ( IPB<sub>1</sub> ) 600 με τα ακόλουθα γεωμετρικά χαρακτηριστικά :

ΣΤΥΛΟΣ ( HEM 700 )	ΔΟΚΟΣ ( HEA 600 )
$h_c = d_c = 716mm$	$h = d_b = 590mm$
$b_{fc} = 304mm$	$b_{fb} = 300mm$
$t_{wc} = 21mm$	$t_{wb} = 13mm$
$t_{fc} = 40mm$	$t_{fb} = 25mm$
$F_c = 383cm^2$	$F_b = 226cm^2$
$G_c = 301kg/m$	$G_b = 178kg/m$
$W_{elx}^c = 9198cm^3$	$W_{elx}^b = 4787cm^3$
$W_{plx}^c = 10540cm^3$	$W_{plx}^b = 5350cm^3$

Υποθέτουμε επίσης ότι το κατανεμημένο ομοιόμορφο φορτίο σχεδιασμού (απο το δυσμενέστερο συνδυασμό) μόνιμων και κινητών φορτίων επί της δοκού ισούται με  $w = 70kN/m$ . Υλικό : Fe 430.

#### Βήμα 1<sup>ο</sup>: Επιλογή διαστάσεων a,b,c.

Σύμφωνα με όσα έχουν αναφερθεί προηγούμενα θα πρέπει

$$0.5b_f \leq a \leq 0.75b_f \Leftrightarrow 0.50 \cdot 30 \leq a \leq 0.75 \cdot 30 \Leftrightarrow 15 \leq a \leq 22.5cm$$

και συνεπώς επιλέγουμε  $a = 18cm$

$$0.65d \leq b \leq 0.85d \Leftrightarrow 0.65 \cdot 59 \leq b \leq 0.85 \cdot 59 \Leftrightarrow 38.35 \leq b \leq 50.15$$

οπότε επιλέγουμε  $b = 44\text{cm}$

$$c \leq 0.25b_f \Rightarrow c = 6\text{cm}$$

και η σχετική ακτίνα κοπής υπολογίζεται απο τη σχέση

$$R = \frac{4c^2 + b^2}{8c} = \frac{4 \cdot 6^2 + 44^2}{8 \cdot 6} \Rightarrow R = 43.33\text{cm}$$

Βήμα 2<sup>ο</sup>: Υπολογισμός της πλαστικής ροπής αντίστασης της δοκού στη διατομή με τη μέγιστη μείωση ( $W_{pl}^{RBS}$ ).

$$W_{pl}^{RBS} = W_{pl}^b - 2ct_f(d - t_f) \Rightarrow W_{pl}^{RBS} = 5350 - 2 \cdot 6 \cdot 2.5 \cdot (59 - 2.5) \Rightarrow W_{pl}^{RBS} = 3655\text{cm}^3$$

Βήμα 3<sup>ο</sup>: Υπολογισμός της αναμενόμενης τάσης διαρροής της δοκού.

$$\sigma_{ye} = R_y \cdot \sigma_y \Rightarrow \sigma_{ye} = 1.10 \cdot 275 \Rightarrow \sigma_{ye} = 302.50\text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_y = 275\text{ N/mm}^2 \text{ (Πίνακας 3.1 EC3)}$$

Βήμα 4<sup>ο</sup>: Υπολογισμός της μέγιστης αναμενόμενης ροπής στο μέσο της περιοχής μειωμένης διατομής της δοκού.

$$M_{RBS} = 1.15W_{pl}^{RBS} \cdot \sigma_{ye} = 1.15 \cdot 3655 \cdot 302.5/100 \Rightarrow M_{RBS} = 1271.48\text{kNm}$$

Βήμα 5<sup>ο</sup>: Υπολογισμός της τέμνουσας στα μέσα των μειωμένων διατομών της δοκού και στα δύο άκρα της.

$$L' = L - d_c - 2\left(a + \frac{b}{2}\right) = 700 - 71.6 - 2\left(18 + \frac{44}{2}\right) = 548.40\text{cm} \Rightarrow L' = 5.484\text{m} \text{ οπότε}$$

$$V_{RBS} = \frac{2M_{RBS}}{L'} + \frac{w \cdot L'}{2} = \frac{2 \cdot 1271.48}{5.484} + \frac{70 \cdot 5.484}{2} = 463.7 + 191.94 \Rightarrow V_{RBS} = 655.64\text{kN}$$

$$V'_{RBS} = \frac{2M_{RBS}}{L'} - \frac{w \cdot L'}{2} = \frac{2 \cdot 1271.48}{5.484} - \frac{70 \cdot 5.484}{2} = 463.7 - 191.94 \Rightarrow V'_{RBS} = 271.16\text{kN}$$

Βήμα 6<sup>ο</sup>: Υπολογισμός της μέγιστης αναμενόμενης τιμής της ροπής στην παρειά του στύλου.

$$M_f = M_{RBS} + V_{RBS} \left(a + \frac{b}{2}\right) = 1271.48 + 655.64 \left(0.18 + \frac{0.44}{2}\right) \Rightarrow M_f = 1533.74\text{kN}$$



### Βήμα 7<sup>ο</sup>: Υπολογισμός της πλαστικής ροπής της δοκού.

$$M_{pl} = W_{pl}^b \cdot \sigma_{ye} = 5350 \cdot \frac{30.25}{100} \Rightarrow M_{pl} = 1618.38 kN$$

### Βήμα 8<sup>ο</sup>: Έλεγχος $M_f$ .

$$\frac{M_f}{M_{pl}} = \frac{1533.74}{1618.38} = 0.95 \quad (\text{άρα είναι σωστή η επιλογή των } a, b, c)$$

### Βήμα 9<sup>ο</sup>: Έλεγχος ισχυρού στύλου - ασθενούς δοκού («ικανοτικός»).

Για λόγους απλούστευσης, υποθέτουμε ότι τα σημεία καμπής στους στύλους εμφανίζονται στο μέσο του ύψους και καθώς επίσης ότι η εφελκυστική τάση (λόγω συνδυασμένης καταπόνησης απο μόνιμα, κινητά και σεισμικά φορτία) στους στύλους ισούται με το 20% της αντίστοιχης εφελκυστικής αντοχής, δηλαδή ότι  $f_a = 0.20 \cdot 430 = 86 N/mm^2$ . Μπορούμε στη συνέχεια να γράψουμε ότι

$$V_c = \frac{\sum M_{RBS} + (V_{RBS} + V'_{RBS}) \left( \frac{d_c}{2} + a + \frac{b}{2} \right)}{h_t + d_b + h_b} = \frac{2 \cdot 1271.48 + (655.64 + 271.16) \left( \frac{0.716}{2} + 0.18 + \frac{0.44}{2} \right)}{4.00} \Rightarrow$$

$$\Rightarrow V_c = 811.36 kN$$

$$M_{ct} = V_c \cdot h_t = 811.36(2 - 0.59)/2 = 572.00 kNm = M_{cb}$$

$$\sum M_c = M_{ct} + M_{cb} = 2 \cdot 572.10 = 1144.00 kNm$$

$$\frac{\sum W_{pl}^c (\sigma_{yc} - f_a)}{\sum M_c} = \frac{2 \cdot 10540(27.5 - 8.6)/100}{1144.00} = 3.48 > 1.00 \quad \text{άρα OK.}$$

### Βήμα 10<sup>ο</sup>: Έλεγχος διατμητικής ζώνης.

$$M'_f = M_{RBS} + V'_{RBS} \cdot \left( a + \frac{b}{2} \right) = 1271.48 + 271.16 \left( 0.18 + \frac{0.44}{2} \right) \Rightarrow M'_f = 1379.94 kNm$$

ενώ ήδη έχει βρεθεί ότι  $M_f = 1533.26 kN$ .

$$\text{Άρα } \sum M_f = M_f + M'_f = 1533.26 + 1379.94 \Rightarrow \sum M_f = 2913.20 kNm$$

Εν συνεχεία υπολογίζουμε την τιμή της  $V_{pz}$ , που ισούται με (Σχήμα 4.17)

$$V_{pz} = \frac{0.8 \cdot \sum M_f}{0.95 \cdot d_b} - 0.8 \cdot V_c = \frac{0.8 \cdot 2913.20}{0.95 \cdot 0.59} - 0.8 \cdot 811.36 \Rightarrow V_{pz} = 3508.91 kN$$

και τη διατμητική αντοχή της ζώνης, απο την έκφραση (18) ως εξής:

$$V = 0.55 \cdot \sigma_{yc} \cdot d_c \cdot t \cdot \left[ 1 + \frac{3 \cdot b_c \cdot t_{fc}^2}{d_b \cdot d_c \cdot t} \right] = 0.55 \cdot 235 \cdot 716 \cdot 21 \cdot \left[ 1 + \frac{3 \cdot 304 \cdot 40^2}{590 \cdot 716 \cdot 21} \right] \Rightarrow$$

$$\Rightarrow V = 2263.07 \text{ kN} < V_{pz}$$

οπότε απαιτούνται ενισχυτικές πλάκες στον κορμό του στύλου, το ελάχιστο πάχος των οποίων θα πρέπει να ισούται με  $t_{db}$ , που υπολογίζεται με βάση τη σχέση

$$\frac{(t_{wc} + 2t_{db})}{t_{wc}} \geq \frac{V_{pz}}{V} = 1.55 \Leftrightarrow t_{db} \geq 5.78 \text{ mm}$$

Τίθενται αμφίπλευρες ενισχυτικές πλάκες πάχους 6mm σε απόσταση  $a_1 = a_2 = 3.00 \text{ cm}$  (όπως Σχήμα 3.7'γ).

Βήμα 11<sup>ο</sup>: Έλεγχος τέμνουσας δοκού.

$$V_{RBS} + \frac{w(L-L')}{2} = 655.64 + \frac{70 \cdot (7 - 5.484)}{4} = 682.17 \text{ kN}$$

$$V_h = A_w \cdot \sigma_y = 13 \cdot (590 - 2 \cdot 25) \cdot 235 / 1000 \Rightarrow V_h = 1649.7 \text{ kN} > 682.17 \text{ kN}$$

### 3.11 Βιβλιογραφία

1. Chen, S.J., Yeh, C.H. and Chu, J.M, "Ductile Steel Beam-to-Column Connections for Seismic Resistance," *Journal of Structural Engineering*, Vol.122, No.11, November 1996, pp. 1292-1299.
2. Iwankiw, N.R., and Carter, C., "The Dogbone: A New Idea to Chew On," *Modern Steel Construction*, April 1996.
3. Zekioglu, A., Mozaffarian, H., and Uang, C.M., "Moment Frame Connection Development and Testing for the City of Hope National Medical Center," *Building to Last – Proceedings of Structures Congress XV*, ASCE, Portland, April 1997.
4. Zekioglu, A., Mozaffarian, H., Chang, K.L., Uang, C.M. and Noel, S., "Designing After Northridge," *Modern Steel Construction*, March 1997.
5. Engelhardt, M.D., Winneberger, T., Zekany, A.J. and Potyraj, T.J., "Experimental Investigation of Dogbone Moment Connections," *Proceedings; 1997 National Steel Construction Conference*, American Institute of Steel Construction, May 7-9, 1997, Chicago.
6. Engelhardt, M.D., Winneberger, T., Zekany, A.J. and Potyraj, T.J., "The Dogbone Connection, Part II," *Modern Steel Construction*, August 1996.

7. Popov, E.P., Yang, T.S. and Chang, S.P., "Design of Steel MRF Connections Before and After 1994 Northridge Earthquake," *International Conference on Advances in Steel in Steel Structures*, Hong Kong, December 11-14, 1996. Ακόμη στο: *Engineering Structures*, 20(12), 1030-1038, 1998.
8. Tremblay, R., Tchegotarev, N and Filiatrault, A., "Seismic Performance of RBS Connections for Steel Moment Resisting Frames: Influence of Loading Rate and Floor Slab." *Proceedings, Stessa '97*, August 4-7, 1997, Kyoto, Japan.
9. Plumier, A., "New Idea for Safe Structures in Seismic Zones," *IABSE Symposium – Mixed Structures Including New Materials*, Brussels, 1990.
10. Plumier, A., "The Dogbone: Back to the future," *Engineering Journal, American Institute of steel Construction, Inc.* 2<sup>nd</sup> Quarter 1997.
11. Uang, C.M., Unpublished preliminary test reports for SAC Phase 2 RBS tests, University of California at San Diego, December 1998 and February 1999.
12. Engelhardt, M.D. and Venti, M., unpublished preliminary test reports for SAC Phase 2 tests, University of Texas at Austin, 1999.
13. Fry, G., Unpublished preliminary test reports for SAC Phase 2 tests, Texas A & M University, 1999.

## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4: ΚΑΤΑΣΚΕΥΑΣΤΙΚΕΣ ΛΕΠΤΟΜΕΡΕΙΕΣ ΓΙΑ ΤΗΝ ΑΥΞΗΣΗ ΤΗΣ ΠΛΑΣΤΙΜΟΤΗΤΑΣ (ΟΛΚΙΜΟΤΗΤΑΣ) ΤΩΝ ΣΥΝΔΕΣΕΩΝ

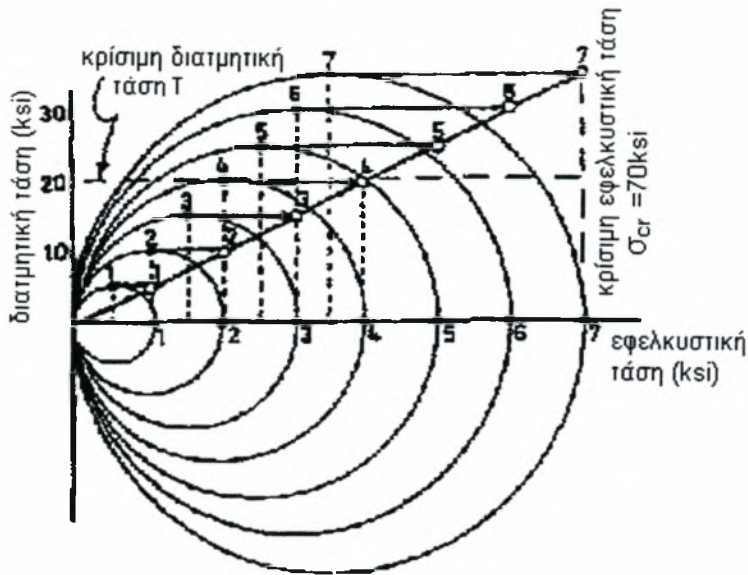
### 4.1 Εισαγωγή – Σκοπός

Η συνεχιζόμενη αύξηση των διαστάσεων και του πάχους των διατομών, που εφαρμόζονται στις κατασκευές από χάλυβα, έχει σαν αποτέλεσμα να παρουσιάζονται ιδιαίτερα προβλήματα στους μηχανικούς, τόσο στην καθημερινή πράξη όσο και σε θεωρητικό επίπεδο. Ειδικότερα, λόγω αύξησης του πάχους των διατομών των συνδεόμενων μελών, υφίσταται πλέον μεγάλη πιθανότητα ρηγματώσεων σε συγκολλητές συνδέσεις δοκών - υποστηλωμάτων. Λόγω του γεγονότος ότι η συστολή του υλικού συγκόλλησης παρεμποδίζεται κατά πάχος, πλάτος αλλά και μήκος, αναπτύσσεται τριαξονική εντατική κατάσταση, που πιθανά να αμβλύνει - περιορίζει την ολκιμότητα του κύριου υλικού κατασκευής (χάλυβα). Στο παρόν Κεφάλαιο εξηγούνται οι λόγοι που εμφανίζονται οι προαναφερθείσες ρηγματώσεις και παρέχονται οδηγίες για την αποφυγή τους, με βάση την υφιστάμενη κατασκευαστική εμπειρία σε συνδυασμό με ορισμένες θεμελιώδεις έννοιες και σχέσεις τάσεων - παραμορφώσεων της Αντοχής των Υλικών.

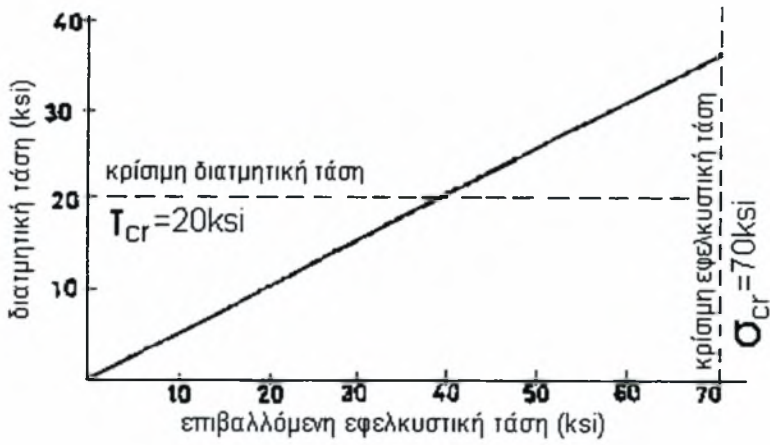
### 4.2 Ορισμός ολκιμότητας (πλαστιμότητας)

Ας θεωρήσουμε τον κύκλο του Mohr, που φαίνεται στο Σχήμα 4.1, για ένα υλικό ισότροπο και ομογενές, ο οποίος ως γνωστόν απεικονίζει γραφικά την σύνθετη καταπόνηση του υλικού. Η αντίστοιχη μέγιστη διατμητική τάση εμφανίζεται στην κορυφή κάθε κύκλου (συμπαγές κυκλικό σημείο). Αν τα σημεία αυτά μετατοπιστούν οριζόντια προς τα δεξιά, έτσι ώστε η τετμημένη της νέας θέσης να αντιστοιχεί στη μέγιστη εφελκυστική τάση, οι νέες θέσεις τους (ανοιχτά κυκλικά σημεία) ορίζουν μια ευθεία γραμμή, που αντιπροσωπεύει ένα απλό δοκίμιο σε εφελκυσμό.

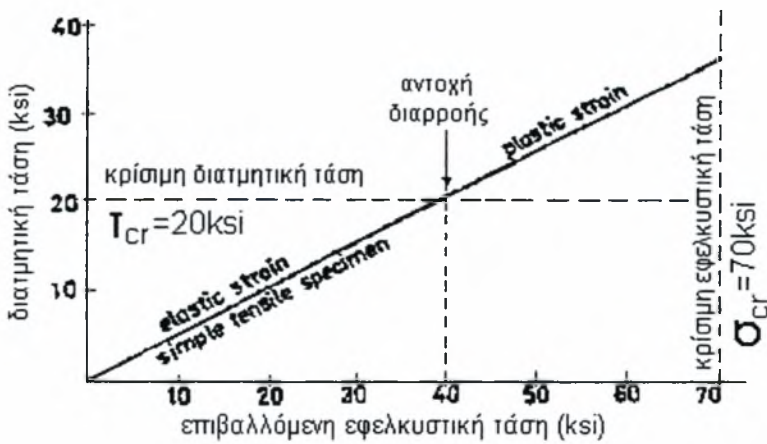
Αυτή η γραφική μέθοδος απεικόνισης της θεωρίας αστοχίας εισήχθη από τον Gensamer [1], ο οποίος χρησιμοποίησε ως βασικό σχήμα αυτό που εμφανίζεται στο Σχήμα 4.2. Επιπρόσθετα, όπως κανείς παρατηρεί στο Σχήμα 4.3, όπου ο οριζόντιος άξονας αντιπροσωπεύει την εφελκυστική τάση  $\sigma$  και ο κατακόρυφος την διατμητική  $\tau$ , η κρίσιμη  $\sigma$  ισούται με την τάση διαρροής σε εφελκυσμό. Για τις τιμές της  $\sigma$  μεγαλύτερες αυτών επέρχεται άμεση αστοχία με απορρόφηση μικρού ποσοστού ενέργειας, δηλαδή ψαθυρά θραύση.



Σχήμα 4.1

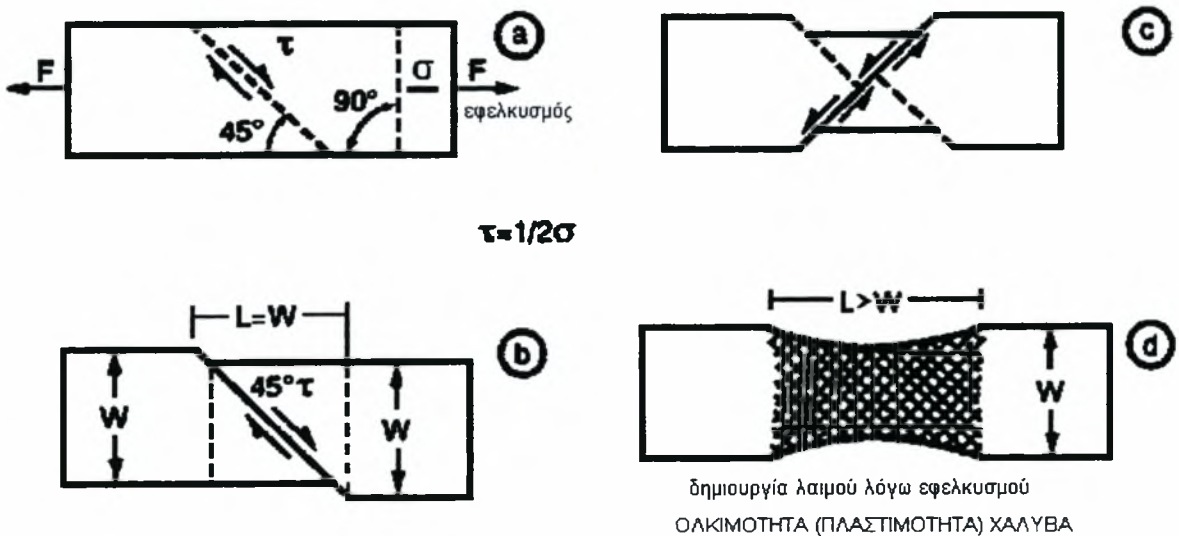


Σχήμα 4.2



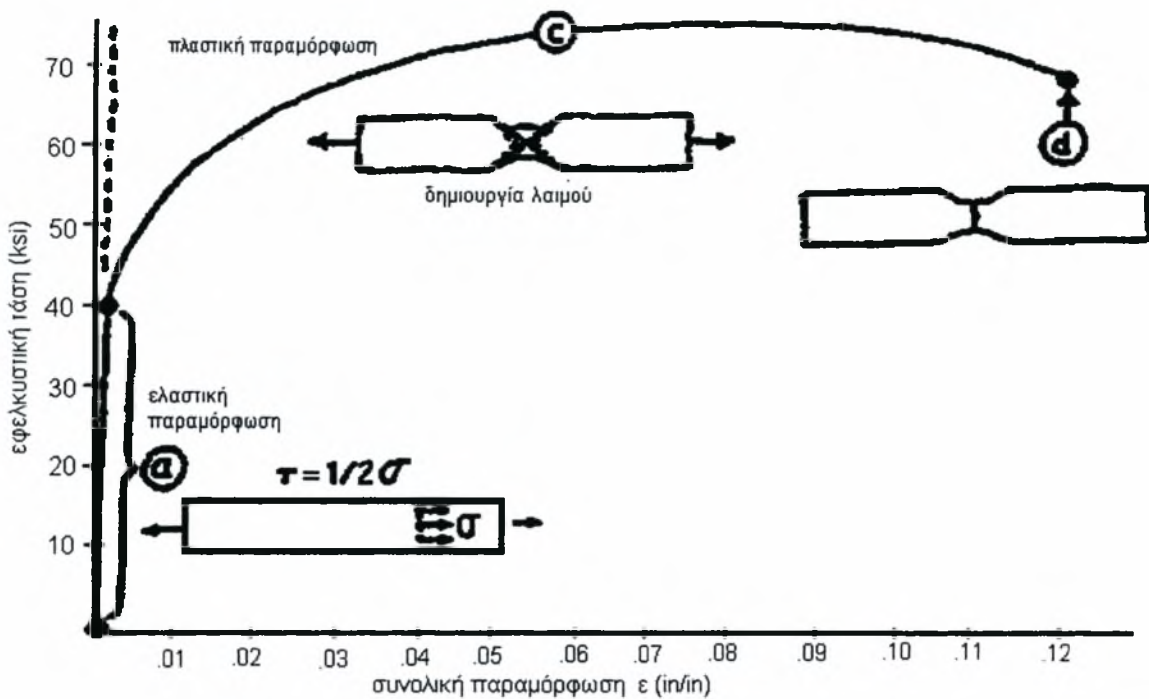
Σχήμα 4.3

Όπως είναι γνωστό [2,3] η μορφή θραύσης δοκιμίων εφελκυσμού αποτελεί χαρακτηριστικό γνώρισμα της συνεκτικότητας του υλικού του. Η όλκιμη θραύση γίνεται κατ' ολίσθηση, ενώ η ψαθυρή θραύση κατ' αποχωρισμό. Η πρώτη μορφή θραύσης συνοδεύεται από μεγάλες παραμορφώσεις (λαιμό, στένωση) και παρουσιάζει επιφάνεια ιδιαίτερα ανώμαλη, χονδρόκοκη και εστιγμένη. Αντίθετα, η δεύτερη μορφή θραύσης δεν δίδει καθόλου ή πολύ μικρές παραμορφώσεις και χαρακτηρίζεται από μάλλον στυλπή και λεπτόκοκη επιφάνεια. Σύμφωνα δε με τη θεωρία της **μέγιστης διατμητικής τάσης**, διαρροή υπο σύνθετη εντατική κατάσταση επέρχεται όταν η **μέγιστη διατμητική τάση** τείνει προς την **μέγιστη διατμητική τάση** διαρροής σώματος που καταπονείται σε **καθαρό εφελκυσμό**, δηλ.  $\tau_{cr} = 1/2 \sigma_r$ , ή γενικότερα ο λόγος μεταξύ των τάσεων διαρροής σε απλό εφελκυσμό  $\sigma_1$  και σε απλή διάτμηση, ισούται με δύο. Όταν λάβει χώρα υπέρβαση της  $\tau_{cr}$  αρχίζουν να εμφανίζονται πλαστικές παραμορφώσεις (Σχήμα 4.3) και η ολίσθηση κατά  $45^\circ$  οδηγεί σε όλκιμη θραύση, για το δοκίμιο, όπως αναπαρίσταται στο Σχήμα 4.4.



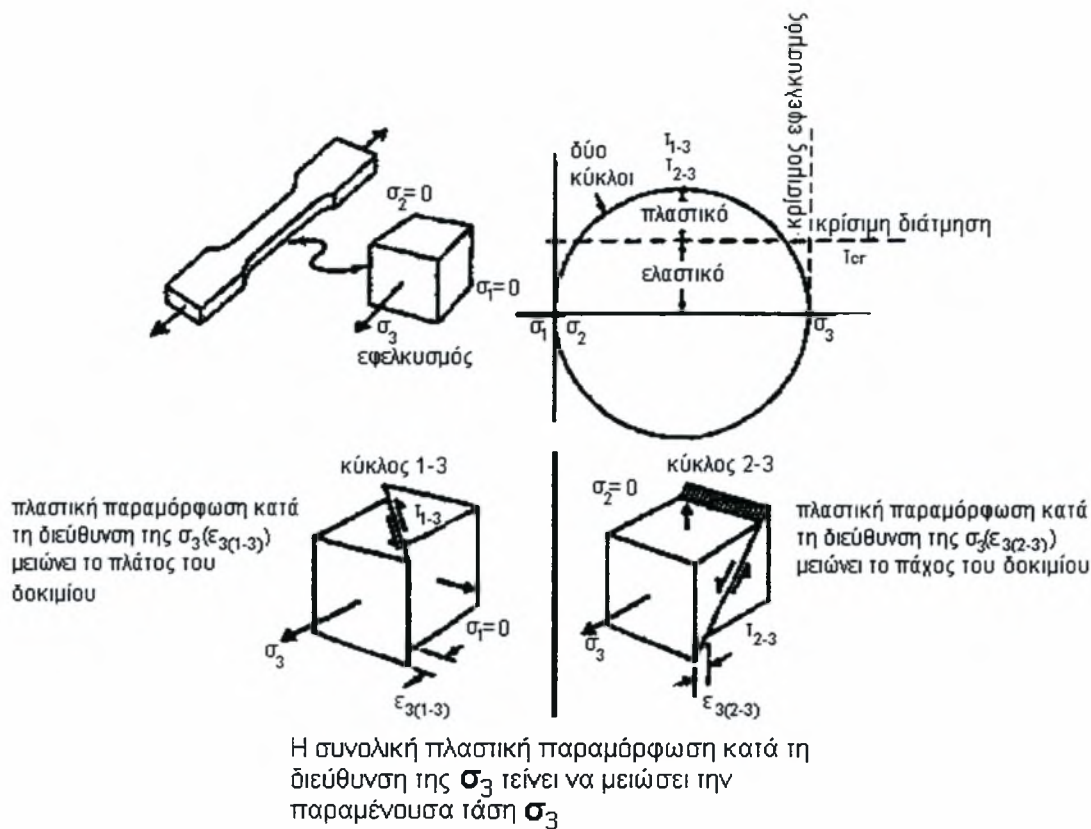
Σχήμα 4.4

Πέραν των ανωτέρω, σύμφωνα με το Σχήμα 4.5, όπου έχει χαραχθεί η καμπύλη τάσεων - παραμορφώσεων ενός δοκιμίου από χάλυβα σε εφελκυσμό, η περιοχή (a) κάτω από την τάση διαρροής καλύπτει τα μέρη των ελαστικών παραμορφώσεων, ενώ η περιοχή (c) σχετίζεται με πλαστικές παραμορφώσεις και δημιουργία λαιμού (στένωσης). Το σημείο (d) αντιστοιχεί στην αστοχία λόγω εφελκυσμού. Η ως άνω συνοπτική αναφορά ορίζει-καταδεικνύει την έννοια της όλκιμότητας - πλαστιμότητας ενός απλού χαλύβδινου δοκιμίου υπό καθαρό εφελκυσμό.



Σχήμα 4.5

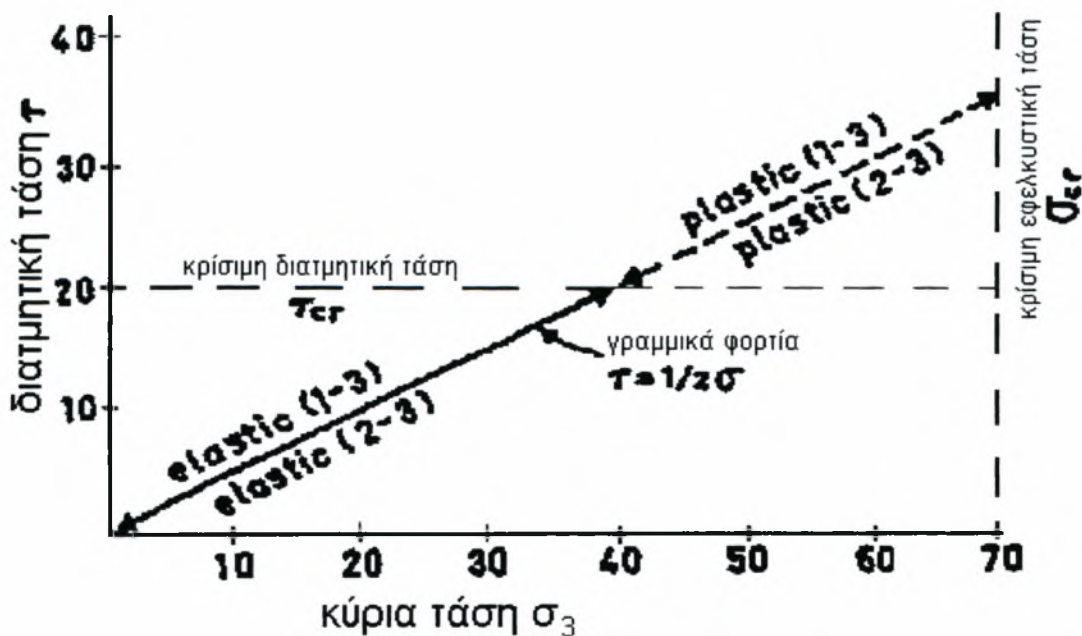
Η όλκιμη - ως άνω συμπεριφορά - ουσιαστικά οφείλεται στο γεγονός ότι κατά τον καθαρό εφελκυσμό (λόγω της  $\sigma_3$ ) αναπτύσσονται δύο διατμητικές τάσεις στο δοκίμιο, οι  $\tau_{1-3}$  και  $\tau_{2-3}$ , όπως φαίνεται στο Σχήμα 4.6α,β. Υφίστανται δύο κύκλοι (1-3) και (2-3), καθώς ο τρίτος κύκλος (1-2) έχει μηδενική ακτίνα και αντιστοιχεί σε σημείο. Οποιαδήποτε τιμή των τάσεων  $\tau_{1-3}$  ή  $\tau_{2-3}$  πέραν της κρίσιμης οδηγεί σε πλαστικές παραμορφώσεις. Παρατηρούμε ότι λόγω της ύπαρξης των δύο κύκλων, η συνολική πλαστική παραμόρφωση  $\epsilon_3$  (λόγω της  $\sigma_3$ ) ισούται με  $\epsilon_3 = \epsilon_{3(1-3)} + \epsilon_{3(2-3)} = 2\epsilon_{3(1-3)}$ . Το γεγονός αυτό, όπως θα δειχθεί παρακάτω, τείνει στη μείωση των παραμενουσών τάσεων λόγω συγκολλήσεων. Τέλος, στο Σχήμα 4.7, απεικονίζεται η συμπεριφορά του δοκιμίου σε καθαρό εφελκυσμό.



$$\epsilon_3 = \epsilon_{3(1-3)} + \epsilon_{3(2-3)}$$

απο  $\tau_{1-3}$      απο  $\tau_{2-3}$

Σχήμα 4.6



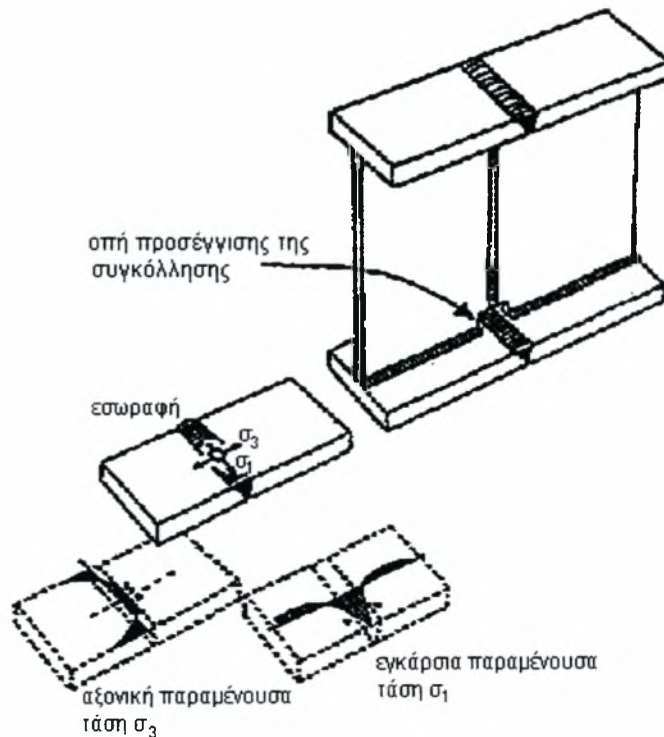
Σχήμα 4.7



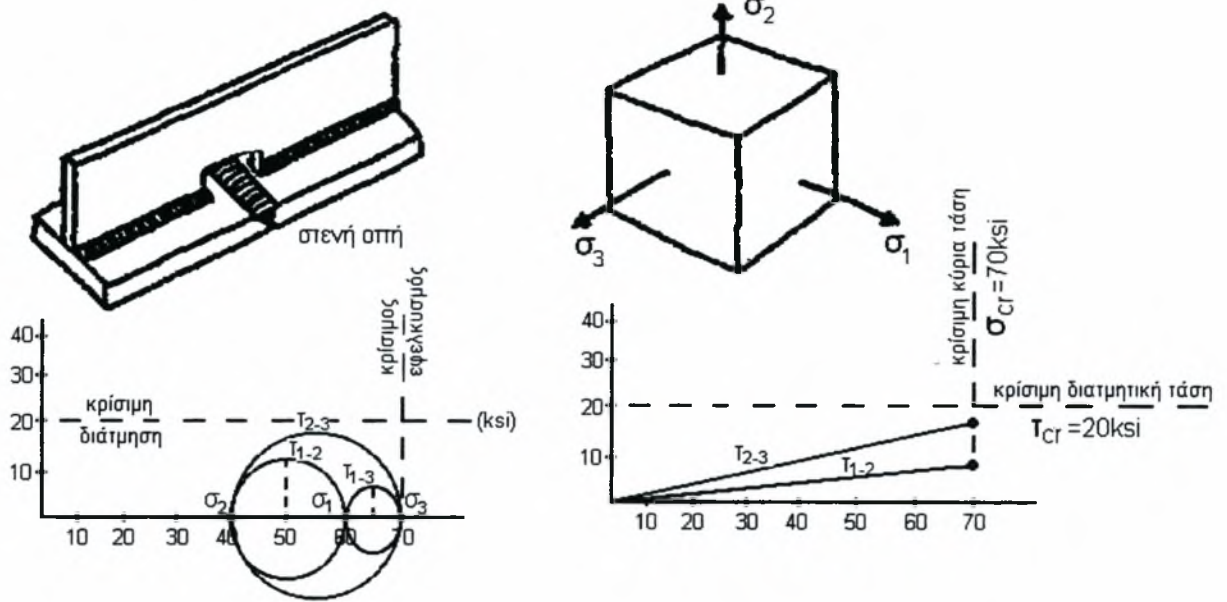
### 4.3 Μηχανισμός ανάπτυξης παραμένουσων τάσεων

Η περιοχή τερματισμού μιας συγκόλλησης σχετίζεται με δύο σημαντικές παραμένουσες τάσεις, όπως φαίνεται στο Σχήμα 4.8. Στην κατ' επέκταση (συνεπίπεδη) σύνδεση του πέλματος αναπτύσσεται παραμένουσα τάση κατά μήκος του πέλματος ( $\sigma_3$ ) καθώς και τάση εγκάρσια στο πέλμα ( $\sigma_1$ ). Η  $\sigma_3$  δρά εφελκυστικά στη διεύθυνση του κεντροβαρικού άξονα του πέλματος στο σημείο τερματισμού της οπής προσέγγισης της συγκόλλησης. Η εγκάρσια τάση  $\sigma_1$  δρά εφελκυστικά στην περιοχή της ζώνης συγκόλλησης και σε ένα μικρό τμήμα της γειτονικής πλάκας, κατόπιν μηδενίζεται και εν συνεχεία δρά θλιπτικά πέραν της γειτονικής πλάκας.

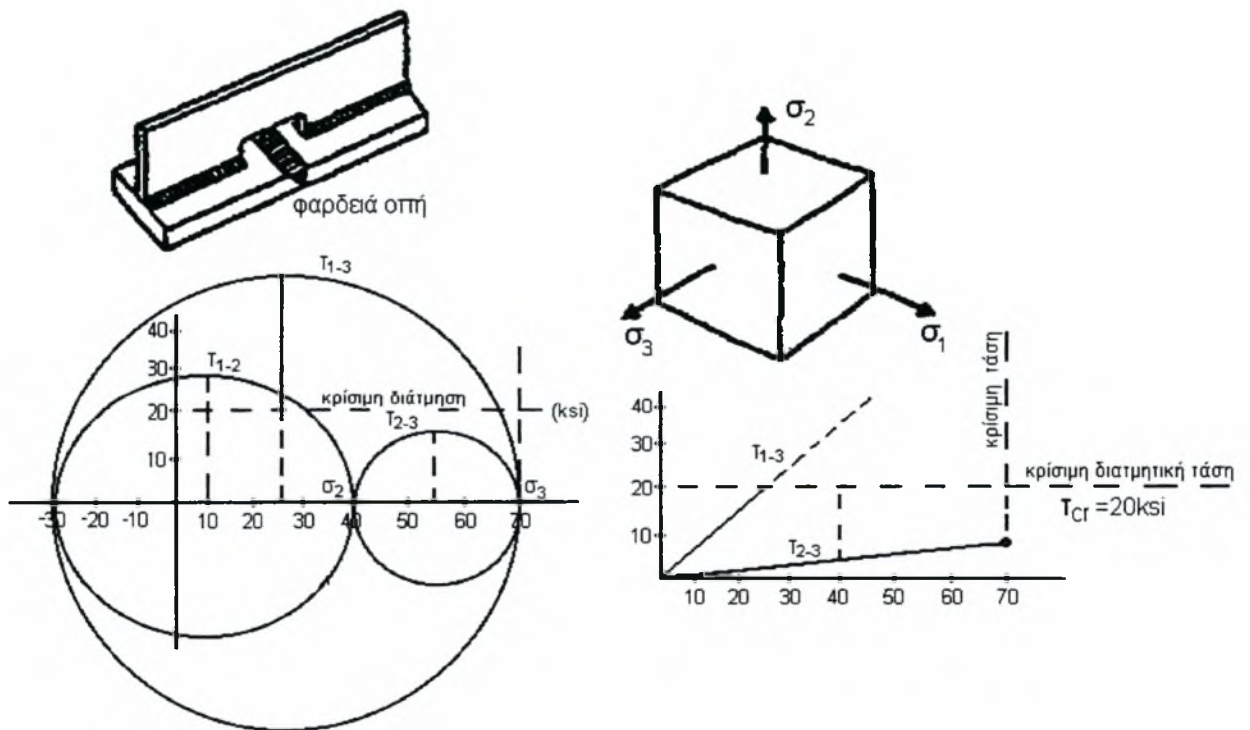
Ας θεωρήσουμε μια ενδεικτική λεπτομέρεια συγκόλλησης, σύμφωνα με το Σχήμα 4.9, η οποία διαθέτει στενή (περιορισμένου εύρους) οπή προσέγγισης και τις αναπτυσσόμενες σε αυτή παραμένουσες τάσεις ως άνω. Η οπή αυτή τερματίζεται σε σημεία όπου οι αμφοότερες οι  $\sigma_1$  και  $\sigma_3$  είναι εφελκυστικές. Καθόσον ο κορμός στην παρειά της οπής περιορίζει την παραμόρφωση στη διεύθυνση δια μέσου του πάχους της πλάκας πέλματος, η τάση κατά τη διεύθυνση  $\sigma_2$  μπορεί να αποκτήσει τιμή τέτοια που να μην είναι αμελητέα, ενώ οι αντίστοιχοι κύκλοι του Mohr γενικά θα έχουν μικρές διαστάσεις. Η πιθανότητα οι  $\tau_{2-3}$  και  $\tau_{1-3}$  να υπερβούν την κρίσιμη τιμή (της διατμητικής αστοχίας) είναι μηδαμινή, με αποτέλεσμα την μη εμφάνιση πλαστικών παραμορφώσεων και όλκιμης συμπεριφοράς.



Σχήμα 4.8



Σχήμα 4.9



Σχήμα 4.10

Σε περίπτωση όμως που το πλάτος της οπής προσέγγισης της συγκόλλησης καταστεί μεγαλύτερο, έτσι ώστε να τερματίζεται σε ζώνη όπου η εγκάρσια παραμένουσα τάση είναι πλέον θλιπτική, όπως στο Σχήμα 4.10, διαμορφώνεται ευμενής κατανομή των τάσεων στην ευρύτερη περιοχή της συγκόλλησης και μεγαλύτερη ολκιμότητα κατά τη διεύθυνση της  $\sigma_3$ . Η διατμητική τάση  $\tau_{1-3}$  λαμβάνει σημαντική τιμή, η δε κρίσιμη διατμητική τάση αναπτύσσεται για πολύ μικρότερες τιμές της αντίστοιχης εφελκυστικής τάσης ή του επιβαλλόμενου φορτίου. Το γεγονός αυτό εξασφαλίζει περισσότερο όλκιμη συμπεριφορά (πλαστιμότητα) κατά τη διεύθυνση της  $\sigma_3$ , μειώνοντας σημαντικά την πιθανότητα εγκάρσιων ρωγμών στο πέλαμα, στα σημεία τερματισμού της οπής προσέγγισης.

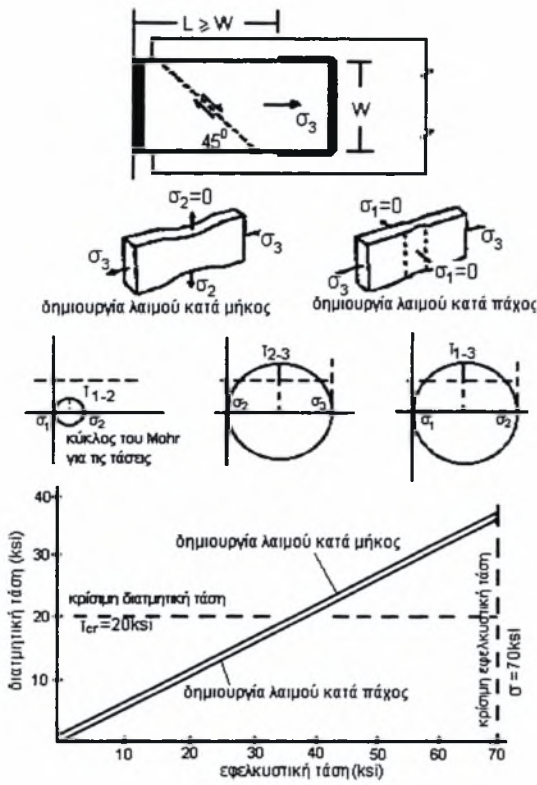
#### **4.4 Χαρακτηριστικά παραδείγματα**

##### **4.4.1 1° Παράδειγμα**

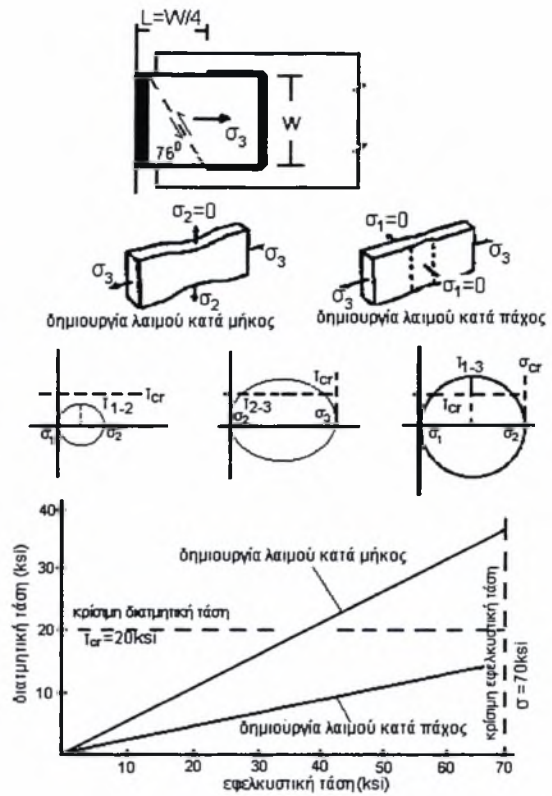
Θεωρούμε την अपαραμόρφωτη διατομή του Σχήματος 4.11, που προσομοιάζει προς το απλό δοκίμιο εφελκυσμού. Όταν δεν υφίσταται ένταση στις διευθύνσεις κάθετα με το πάχος και κατά πλάτος, οι αντίστοιχες τάσεις  $\sigma_1$  και  $\sigma_2$  ισούνται με μηδέν, οπότε οι σχετικοί κύκλοι Mohr αποκτούν τις μέγιστες διαστάσεις τους, οι δε διατμητικές τάσεις  $\tau_{2-3}$  και  $\tau_{1-3}$  λαμβάνουν τις μέγιστες τιμές τους. Και στις δύο αυτές περιπτώσεις, αυτές ισούνται με το ήμισυ της επιβαλλόμενης εφελκυστικής τάσης  $\sigma_3$ , οι δε αντίστοιχες γραφικές απεικονίσεις των γραμμών εφελκυσμού - διάτμησης φαίνονται στο κάτω μέρος του προαναφερθέντος σχήματος. Παρόλο που υπάρχουν δύο γραμμές, που αντιπροσωπεύουν ικανοποιητική ολκιμότητα (πλαστιμότητα) υφίσταται μια σημαντική διαφορά μεταξύ αυτών. Η μια γραμμική αντιπροσωπεύει δημιουργία δημιουργία λαιμού (στένωση) κατά πάχος, η δε άλλη κατά πλάτος. Παρόλο που οι αντίστοιχες παραμορφώσεις είναι ίδιες, η παραμόρφωση κατά πλάτος σχετίζεται με μεγαλύτερη επιμήκυνση - κίνηση του δοκιμίου.

Αντίθετα, στην περίπτωση του περιορισμένου δοκιμίου του Σχήματος 4.12 (όπου  $L = W/4$ ) η γωνία υπό την οποία αναπτύσσεται η μέγιστη διατμητική τάση είναι πλέον ίση με  $76^\circ$  και η τιμή της ισούται με  $\tau = 0.23\sigma_3$ . Οι δύο γραμμές εφελκυσμού - διάτμησης (των διατμητικών τάσεων  $\tau_{2-3}$  και  $\tau_{1-3}$ ) διαφέρουν σημαντικά. Τούτο διότι η γραμμή που βρίσκεται χαμηλότερα (για την διάτμηση κατά πλάτος) δεν αντιστοιχεί σε τιμή της διατμητικής τάσης, ικανής να υπερβεί την κρίσιμη τιμή, οπότε δεν συνδέεται με πλαστική διαρροή. Η γραμμή που βρίσκεται υψηλότερα και μεν καταδεικνύει ικανοποιητική πλαστική διαρροή, πλήν όμως σχετίζεται με δράση κατά πάχος, οπότε περιορισμένη ολκιμότητα, όπως

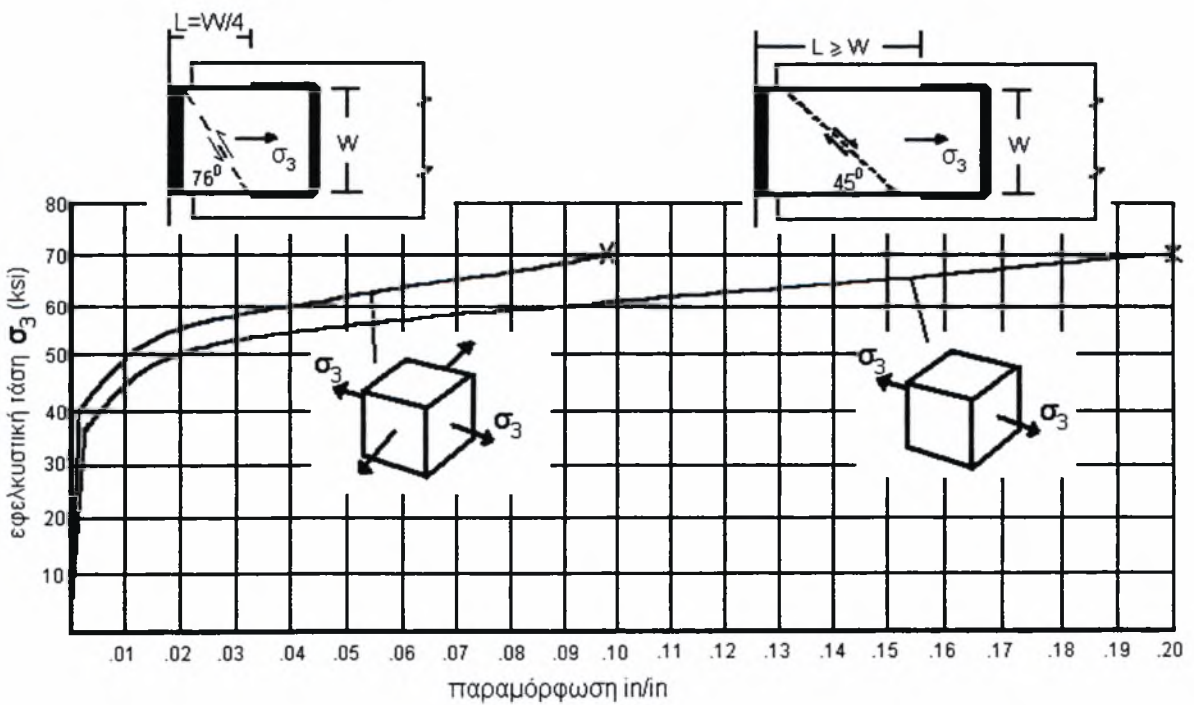
συγκριτικά παρουσιάζεται στο διάγραμμα τάσεων-παραμορφώσεων του Σχήματος 4.13, για τις δύο λεπτομέρειες που αναφέρθηκαν προηγουμένα.



Σχήμα 4.11



Σχήμα 4.12



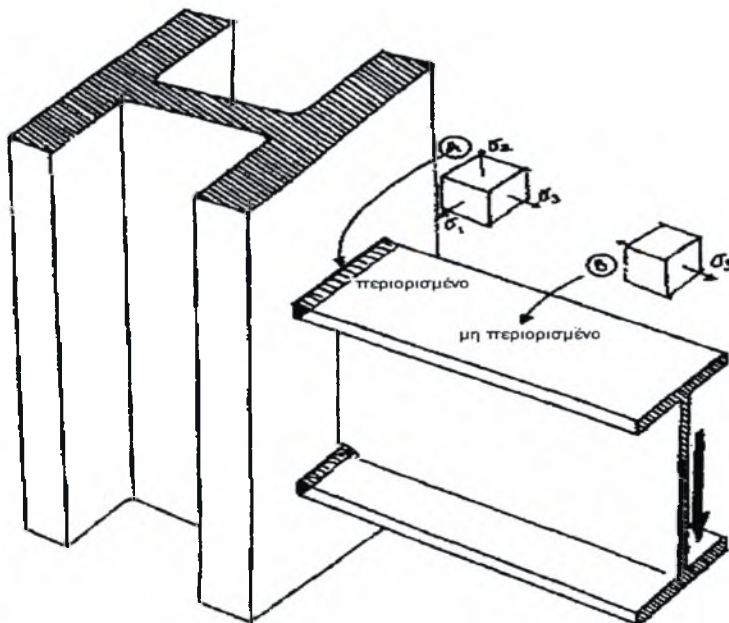
Σχήμα 4.13

#### 4.4.2 2<sup>ο</sup> Παράδειγμα

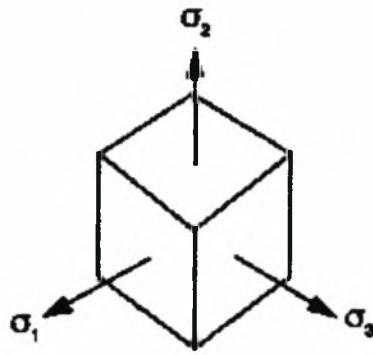
Είναι γενικώς αποδεκτό ότι η πιο συνήθης μορφή αστοχίας συγκολλήσεων μεταξύ πελμάτων δοκών - στήλων στους σχετικούς κόμβους είναι τύπου ψαθυρής θραύσης. Αναφερόμενοι στο Σχήμα 4.14, το υλικό του σημείου A (είτε ανήκει στο συνδεόμενο μέλος είτε στη συγκόλληση αυτή καθεαυτή) δεν μπορεί να παρουσιάσει όλκιμη συμπεριφορά, αντίστοιχη με εκείνη του δοκιμίου καθαρού εφελκυσμού. Τέτοιου είδους συμπεριφορά, δύναται να καταστεί εφικτή μόνο σε περίπτωση που το υλικό ολισθήσει διατμητικά. Προς τούτο πρέπει να πληρούνται οι ακόλουθες τέσσερις (4) συνθήκες

- Ανάπτυξη συνιστώσας διατμητικής τάσης ( $\tau$ ), σαν αποτέλεσμα της εξωτερικής φόρτισης
- Η υπέρβαση της κρίσιμης τιμής της διατμητικής τάσης να είναι μεγάλη, ώστε να επιτυγχάνεται ανάλογη αύξηση της όλκιμης συμπεριφοράς
- Η πλαστική διατμητική παραμόρφωση από την ως άνω τάση να δρά σε διεύθυνση που να ανακουφίζει εκείνη την τάση που τείνει να προκαλέσει ρηγμάτωση
- Να υφίσταται ικανοποιητικό μήκος μη παρεμποδιζόμενο στο συνδεόμενο μέλος, ώστε να είναι δυνατή η δημιουργία λαιμού (στένωση).

Αν δεν ικανοποιούνται οι δύο πρώτες συνθήκες, η όλκιμη συμπεριφορά αποκλείεται και δεν θα παρατηρηθεί σημείο διαρροής. Επιβάλλεται συνεπώς, ποιοτικά τουλάχιστον, να διερευνηθεί το ποσοστό επιρροής χρησιμοποίησης διαφόρων τύπων χάλυβα σε τέτοιου είδους συνδέσεις στην ανάπτυξη όλκιμης συμπεριφοράς. Τούτο δύναται να επιτευχθεί μέσω των σχέσεων που διέπουν τάσεις-παραμορφώσεις σε περίπτωση σύνθετης επιπόνησης [1,2] και δίνονται στο Σχήμα 4.15.



Σχήμα 4.14



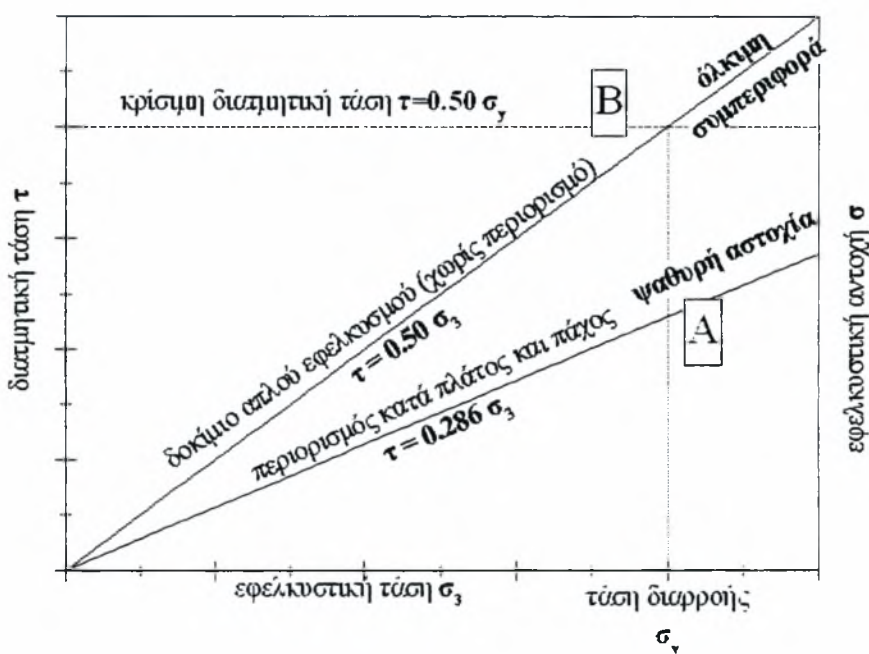
$\varepsilon_3 = \frac{1}{E} (\sigma_3 - \mu\sigma_2 - \mu\sigma_1)$ $\varepsilon_2 = \frac{1}{E} (-\mu\sigma_3 + \sigma_2 - \mu\sigma_1)$ $\varepsilon_1 = \frac{1}{E} (-\mu\sigma_3 - \mu\sigma_2 + \sigma_1)$
<p style="text-align: center;">αποδεικνύεται ότι</p> $\sigma_1 = \frac{E [\mu\varepsilon_3 + \mu\varepsilon_2 + (1-\mu)\varepsilon_1]}{(1+\mu)(1-2\mu)}$ $\sigma_2 = \frac{E [\mu\varepsilon_3 + (1+\mu)\varepsilon_2 + \mu\varepsilon_1]}{(1+\mu)(1-2\mu)}$ $\sigma_3 = \frac{E [(1-\mu)\varepsilon_3 + \mu\varepsilon_2 + \mu\varepsilon_1]}{(1+\mu)(1-2\mu)}$

Σχήμα 4.15

Θεωρώντας κατ' αρχήν ανεμπόδιο εφελκυσμό σ' ένα σημείο Β (Σχήμα 4.14) του πέλματος της δοκού υπό εφελκυστική τάση  $\sigma_3 = \sigma_A < \sigma_y$  (καθώς  $\sigma_1 = \sigma_2 = 0$ ), υπολογίζονται μέσω των σχέσεων αυτών οι τιμές των ανηγμένων παραμορφώσεων  $\varepsilon_1, \varepsilon_2, \varepsilon_3$  που ισούνται με  $\varepsilon_1 = -\frac{\mu\sigma_A}{E}, \varepsilon_2 = -\frac{\mu\sigma_A}{E}, \varepsilon_3 = \frac{\sigma_A}{E}$ , όπου  $\mu$  ο λόγος του Poisson και  $E$  το μέτρο ελαστικότητας του χάλυβα. Εδώ η διατμητική τάση  $\tau = \frac{\sigma_3}{2}$ . Για  $\varepsilon_1 = \varepsilon_2 = 0$  και  $\varepsilon_3 = \frac{\sigma_A}{E}$  (παρεμπόδιση και κατά πλάτος και κατά πάχος, σημείο Α) υπολογίζονται οι τιμές των τάσεων που αναπτύσσονται και βρίσκονται μέσω συμβολικών μαθηματικών ως  $\sigma_1 = \sigma_2 = \frac{\mu\sigma_A}{2\mu^2 + \mu - 1}, \sigma_3 = \frac{(\mu - 1)\sigma_A}{\mu^2 + 2\mu - 1}$ . Για  $\mu = 0.3$  ισχύει συνεπώς ότι  $\sigma_1 = \sigma_2 = 0.576923 \cdot \sigma_A$  και ο λόγος μεταξύ εφελκυστικής και διατμητικής τάσης  $R = \frac{\sigma_3 - \sigma_1}{2\sigma_3}$  βρίσκεται ίσος με  $0.285714 < 0.50$ . Οι υπολογισμοί αυτοί απεικονίζονται γραφικά κατά Gensamer στο Σχήμα 4.16. Είναι συνεπώς προφανές ότι αν

χρησιμοποιηθεί χάλυβας χαμηλότερης αντοχής, το μήκος της γραμμής που αντιστοιχεί σε όλκιμη συμπεριφορά αυξάνει (καθώς μειώνονται οι  $\sigma_y, \sigma$ ), ενώ δεν επηρεάζεται καθόλου η ψαθυρή μορφή αστοχίας, που συνεχίζει να είναι προεξάρχουσα για το χαρακτηριστικό σημείο B.

Ο επιτυχής σχεδιασμός μιας συγκολλητής σύνδεσης δοκού - στύλου απο πλευράς όλκιμότητας (πλαστιμότητας) επιβάλλει την έναρξη πλαστικής παραμόρφωσης της δοκού πριν την έναρξη ρηγματώσεων στην κρίσιμη διατομή περί της συγκόλλησης των πελμάτων, σύμφωνα και με τα ανωτέρω εκτεθέντα.



Σχήμα 4.16

#### 4.5 Συμπέρασμα

Για να είναι δυνατή η ανάπτυξη όλκιμης συμπεριφοράς, που είναι το κατ' εξοχήν υπερέχον στοιχείο του χάλυβα έναντι των υπολοίπων συνήθων δομικών υλικών, θα πρέπει οι εκάστοτε λεπτομέρειες κατασκευής να σχεδιάζονται κατά τέτοιο τρόπο, ώστε ανάλογα με τις εκάστοτε συνθήκες γεωμετρίας και φόρτισης, να αναπτύσσεται σημαντική διατμητική τάση, η οποία να υπερβαίνει την κρίσιμη τιμή πριν την εξάντληση της αντίστοιχης κρίσιμης ορθής τάσης. Έτσι μειώνονται οι πιθανότητες ανεπιθύμητης ψαθυρής αστοχίας και η λεπτομέρεια εμφανίζει πλαστικές παραμορφώσεις και χαρακτηρίζεται απο επαρκή πλαστιμότητα.

#### **4.6 Βιβλιογραφία**

1. Gensamer, M. “Strength of Metals under Combined Stresses”. American Society of Metals, 1941
2. Shanley, F.R., “Strength of Materials”, McGraw-Hill Book Co., 1957
3. Bjorhovde, Brozzetti, Alpsten and Tall. “Residual Stresses in Thick Welded Plates”, AWS Welding Journal, August 1972
4. Blodgett, Omer W., “Structural Details to Increase Ductility of Connections”, Structural Steel Educational Council AISC, April 1995



