

**ΤΕΙ ΠΑΤΡΑΣ**  
**ΣΧΟΛΗ ΤΕΧΝΟΛΟΓΙΚΩΝ ΕΦΑΡΜΟΓΩΝ**  
**ΤΜΗΜΑ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΕΡΓΩΝ ΥΠΟΔΟΜΗΣ**

**ΠΤΥΧΙΑΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ**

**ΠΡΟΜΕΛΕΤΗ ΜΕΤΑΛΛΙΚΗΣ ΠΕΖΟΓΕΦΥΡΑΣ**

**ΣΠΟΥΔΑΣΤΗΣ: ΕΙΡΗΝΗ ΙΣΚΟΥ**

**ΕΠΟΠΤΕΥΩΝ ΚΑΘΗΓΗΤΗΣ: ΝΙΚΟΣ ΚΑΘΡΕΠΤΑΣ**

**ΠΑΤΡΑ ΙΟΥΝΙΟΣ 2013**

Θα ήθελα να ευχαριστήσω τον επιβλέποντα καθηγητή μου Δρ. Ν. Καθρέπτα για την ενδιαφέρουσα επιλογή του θέματος της πτυχιακής μου εργασίας, για τη συνεχή καθοδήγησή του καθώς και την ψυχολογική ώθηση που μου προσέφερε για την ολοκλήρωσή της.

## ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

<b>1.</b>	<b>ΠΕΡΙΛΗΨΗ .....</b>	<b>1</b>
<b>2.</b>	<b>ΕΙΣΑΓΩΓΗ</b>	
	2.1 Γέφυρες – Ορισμός .....	2
	2.2 Ιστορικά Στοιχεία .....	2
<b>3.</b>	<b>ΜΕΤΑΛΛΙΚΕΣ ΓΕΦΥΡΕΣ</b>	
	3.1.α Βάθρα .....	4
	3.1.β Εφέδρανα .....	4
	3.1.γ Κατάστρωμα .....	5
	3.1.δ Κύριες δοκοί .....	5
	3.1.ε Σύνδεσμοι .....	5
	3.1.ζ Αντιανέμιος σύνδεσμος .....	6
	3.1.η Εγκάρσιος σύνδεσμος .....	6
	3.1.θ Σύνδεσμοι μηκίδων .....	6
	3.1.ι Σύνδεσμοι τροχοπέδησης .....	7
	3.2 Κατηγορίες σιδηρών γεφυρών .....	9
	3.3 Στοιχεία για τις κυριότερες μεταλλικές γέφυρες .....	16
	3.3.α Απλές γέφυρες .....	16
	3.3.β Κρεμαστές γέφυρες .....	18
	3.3.γ Τοξωτές γέφυρες .....	20
	3.3.δ Κινητές γέφυρες .....	23
	3.4 Καταστροφές σιδηρών γεφυρών .....	26
	3.5 Πλεονεκτήματα – Μειονεκτήματα .....	26

<b>4. ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΙ</b>	
4.1 Υπολογισμοί δικτύματος .....	29
I. Φορτία .....	31
II. Αντιδράσεις .....	32
III. Εσωτερικές δυνάμεις ράβδων .....	37
4.2 Επίλυση δικτύματος μέσω Η/Υ .....	61
4.3 Επιλογή διατομών δικτύματος .....	71
4.3.α Υπολογισμός διατομών σε φαινόμενο λυγισμού με τη μέθοδο των συντελεστών .....	72
4.3.β Έλεγχος λυγισμού των διατομών με βάση τον ΕΥΡΟΚΩΔΙΚΑ 3.	79
4.3.γ Έλεγχος των διατομών σε κάθε δυνατή καταπόνηση .....	83
4.4 Επιλογή διατομών εγκάρσιων δοκών και διαδοκίδων καταστρώματος .....	98
4.5 Υπολογισμός κοχλιώσεων .....	108
4.6 Υπολογισμοί συγκολλήσεων των ράβδων του δικτύματος .....	117
<b>5. ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ</b> .....	127
<b>6. ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ</b> .....	130

## **1. ΠΕΡΙΛΗΨΗ**

Το θέμα της πτυχιακής εργασίας είναι η προμελέτη Μεταλλικής Πεζογέφυρας. Στόχος της εργασίας είναι η μόρφωση και μελέτη μεταλλικής πεζογέφυρας με συνολικό μήκος 32,00μ και πλάτος καταστρώματος 2,00μ. Η γέφυρα μορφώνεται με δυο ανοίγματα, αριστερό άνοιγμα 20,00μ και δεξιό 12,00μ, ώστε να στηρίζεται τόσο σε ακρόβαθρα, όσο και σε ένα μεσόβαθρο.

Η εργασία χωρίζεται σε τρία μέρη.

Στο πρώτο μέρος (εισαγωγή) αναφέρονται ορισμοί και ιστορικά στοιχεία για τις γέφυρες.

Στο δεύτερο μέρος αναφέρονται βασικά θεωρητικά στοιχεία για τα μέρη, τους τύπους, τις κατηγορίες των γεφυρών κ.λ.π., καθώς και ορισμοί.

Το τρίτο μέρος περιλαμβάνει την ανάλυση και τα αποτελέσματα του φορέα. Αναλυτικότερα υπολογίζονται οι εσωτερικές δυνάμεις των ράβδων των δικτυωμάτων με τη μέθοδο των κόμβων, επιλύονται τα δικτυώματα μέσω Η/Υ, επιλέγονται οι διατομές των δικτυωμάτων, των εγκάρσιων δοκών και των διαδοκίδων καταστρώματος αφού γίνουν όλοι οι απαραίτητοι έλεγχοι.

Για την περάτωση της εργασίας αυτής απαιτήθηκαν γνώσεις σχεδίασης μέσω Η/Υ, γνώσεις υπολογισμού κατασκευών και μεταλλικών κατασκευών. Τα προγράμματα που χρησιμοποιήθηκαν είναι τα εξής : AUTOCAD 2004, TRUSS, WORD 2003, EXCEL 2003.

## **2. ΕΙΣΑΓΩΓΗ**

### **2.1. ΓΕΦΥΡΕΣ**

ΟΡΙΣΜΟΣ : Γέφυρα είναι το τεχνικό κατασκεύασμα πάνω από ποτάμια, χαράδρες, δρόμους και άλλα φυσικά ή τεχνητά εμπόδια, ώστε να επιτυγχάνεται η σύνδεση των δύο αντίθετων μεριών (όχθες κ.λπ.) με σκοπό την διευκόλυνση της συγκοινωνίας.

- Η διάκρισή τους γίνεται:
  - A. ανάλογα με το υλικό κατασκευής τους (ξύλινες, μεταλλικές κ.λπ.)
  - B. ανάλογα με τη στατική λειτουργία (τοξωτές, κρεμαστές, κινητές κ.λπ.)
  - Γ. ανάλογα με τη χρήση τους (οδογέφυρες, σιδηροδρομικές, κ.λπ.)
  - Δ. ανάλογα με το εμπόδιο που υπερπηδούν (γέφυρες ποταμών κ.λπ.)

### **2.2. ΙΣΤΟΡΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ**

Τα υλικά που χρησιμοποιήθηκαν στην αρχή της γεφυροποιίας ήταν το ξύλο και η πέτρα. Σημαντικές ξύλινες γέφυρες, είχαν κατασκευαστεί στην προ-χριστιανική αρχαιότητα πάνω σε μεγάλα ποτάμια όπως ο Δούναβης, ο Ρήνος κ.α. Οι αρχαιότερες πέτρινες γέφυρες ήταν αιγυπτιακές και χτίστηκαν στην περίοδο 2700-2200 π.Χ. Στην Κνωσό επίσης, έχουν βρεθεί ελάχιστα ίχνη που αποδεικνύουν ότι είχε χτιστεί μεγάλη γέφυρα (εννέα ανοίγματα και δέκα βάθρα). Μεγάλες σε μήκος γέφυρες είχαν κατασκευάσει οι Ρωμαίοι στην Ισπανία π.χ. στον ποταμό Γκουαντιάνο έχτισαν γέφυρα μήκους 792 μ. με 60 τόξα.

Πραγματική επανάσταση όμως στην κατασκευή των γεφυρών έχουμε τον 18ο αιώνα όπου έχουμε την κατασκευή της πρώτης μεταλλικής γέφυρας. Η ανάπτυξη της τεχνολογίας, η ανάγκη κατασκευής γεφυρών με μεγαλύτερα ανοίγματα και η αύξηση των απαιτήσεων του ανθρώπου σε μετακινήσεις κ.λπ. είχε αποτέλεσμα την χρησιμοποίηση κραμάτων σιδήρου στην κατασκευή σιδηρών γεφυρών. Η επαναστατική εξέλιξη της βιομηχανίας του σιδήρου, δίνει τη δυνατότητα μαζικής παραγωγής του απαραίτητου υλικού, σε διαφορετικές

ποιότητες και μορφές συνεχώς βελτιούμενες (χυτοσίδηρος, πολτοπαγής ή ρευστοπαγής σίδηρος, χάλυβες υψηλής αντοχής). Επίσης οι μέθοδοι κατασκευής, υπολογισμού και ανάλυσης των μεταλλικών κατασκευών συνεχώς βελτιώνονται διευκολύνοντας την εφαρμογή τους.

Η πρώτη στον κόσμο οδική γέφυρα, από χυτοσίδηρο, κατασκευάστηκε στην Αγγλία (1776-1779). Αποτελείται από 5 τοξωτούς φορείς, με ανοίγματα 30.50 μέτρα ύψος τόξου 12 μέτρα και πλάτος γέφυρας 7.30 μέτρα. Η πρώτη στον κόσμο σιδηρά σιδηροδρομική γέφυρα κατασκευάστηκε επίσης στην Αγγλία το 1824, με κύριες δοκούς χυτοσιδηρές αμφίκυρτης μορφής, ανοίγματος 3.80 μέτρα.

Στις αρχές 20ου αιώνα, με την ανακάλυψη του σκυροδέματος ξεκινάει μια νέα εποχή για την γεφυροποιία. Το σκυρόδεμα (απλό, οπλισμένο, προεντεταμένο) χρησιμοποιείται ευρύτατα στην κατασκευή γεφυρών. Αυτό οφείλεται στο γεγονός ότι είναι φτηνότερο από το σίδηρο και έχει ευκολότερη κατασκευή. Έτσι έχουμε μια τεχνικά αρτιότερη και οικονομικά βέλτιστη λύση στο πρόβλημα της γεφυροποιίας. Τις τελευταίες δεκαετίες έχουμε συνδυασμό των δύο μεθόδων κατασκευής (μεταλλικές και από μπετόν) με αποτέλεσμα να αξιοποιούμε τις ιδιότητές τους κατά τον καλύτερο δυνατό τρόπο (σύμμεικτες κατασκευές).

### **3. ΜΕΤΑΛΛΙΚΕΣ ΓΕΦΥΡΕΣ**

#### **3.1. ΤΑ ΚΥΡΙΟΤΕΡΑ ΤΜΗΜΑΤΑ ΜΙΑΣ ΜΕΤΑΛΛΙΚΗΣ ΓΕΦΥΡΑΣ**

##### **3.1.α. ΒΑΘΡΑ**

Κατασκευάσματα πάνω στα οποία στηρίζονται τα υπόλοιπα τμήματα της γέφυρας και μεταφέρουν τις κατακόρυφες και οριζόντιες αντιδράσεις της γέφυρας στο έδαφος, μέσω των εφεδράνων. Διακρίνονται σε ακρόβαθρα (κατασκευάζονται μεταξύ επιχώματος και ανοίγματος της γέφυρας) και σε μεσόβαθρα (κατασκευάζονται ενδιάμεσα του ανοίγματος της γέφυρας).

Τα βάθρα αποτελούνται κυρίως από τρία μέρη το θωράκιο, το κορμό και το θεμέλιο. Είναι προτιμότερο να κατασκευάζονται από οπλισμένο σκυρόδεμα, στην περίπτωση ποταμών όπου έχουμε μεγάλη ροή νερού, πρέπει να κατασκευάζονται σύμφωνα με την διεύθυνση του νερού ώστε να μην δέχονται μεγάλες πιέσεις. Τα μεταλλικά βάθρα είναι συνήθως δικτυωτά, εδραζόμενα στο κάτω άκρο των σε θεμελίωση οπλισμένου σκυροδέματος ή σπανιότερα σε έδραση από λιθοποιία.

##### **3.1.β. ΕΦΕΔΡΑΝΑ**

Είναι ειδικές κατασκευές, με προορισμό να μεταφέρουν όλες τις δυνάμεις που ενεργούν στη γέφυρα στα βάθρα. Εξασφαλίζουν τις στροφές και μετατοπίσεις μεταξύ ανωδομής και υποδομής. Διακρίνονται σε :

- Σταθερά (αναλαμβάνουν οριζόντια και κατακόρυφα φορτία οποιασδήποτε διεύθυνσης)
- Κινητά (αναλαμβάνουν κατακόρυφα φορτία. Διακρίνονται σε κινητά προς μία διεύθυνση και σε κινητά προς δύο διευθύνσεις )

Στις γέφυρες από χάλυβα, τα εφέδρανα είναι κατασκευασμένα από χυτοσίδηρο ή ειδικό χυτοχάλυβα ή σφυρήλατο βελτιωμένο χάλυβα. Επιδιώκεται η χρήση σφυρήλατου χάλυβα για τους κυλίνδρους και χυτοχάλυβα για τα χυτά



κομμάτια. Τα εφέδρανα τοποθετούνται στα σημεία στήριξης όλων των δοκών επί των βάθρων.

### **3.1.γ. ΚΑΤΑΣΤΡΩΜΑ**

Είναι το κεντρικό μέρος της γέφυρας από το οποίο περνούν τα τροχοφόρα και οι πεζοί (συμπεριλαμβάνει και τα πεζοδρόμια). Διακρίνεται στο επίστρωμα και στις δοκούς καταστρώματος. Η κατασκευή του επιστρώματος γίνεται ανάλογα με τη χρήση της γέφυρας. Π.χ. στις οδοφόρες αποτελείται από το οδόστρωμα και την φέρουσα πλάκα (από σκυρόδεμα ή μεταλλικά ελάσματα), στις σιδηροδρομικές από τους στρωτήρες, οι οποίοι στηρίζονται σε κύριες δοκούς και τις σιδηροτροχιές.

Οι δοκοί του καταστρώματος είναι οι μηκίδες (παράλληλες προς τις κύριες δοκούς) και οι διαδοκίδες (κάθετοι προς τις κύριες δοκούς) οι οποίες μεταφέρουν τα φορτία στις κύριες δοκούς. Το κατάστρωμα δέχεται απ' ευθείας τα κινητά φορτία της γέφυρας και τα μεταβιβάζει στις κύριες δοκούς.

### **3.1.δ. ΚΥΡΙΕΣ ΔΟΚΟΙ (ΚΥΡΙΟΙ ΦΟΡΕΙΣ)**

Παραλαμβάνουν και μεταφέρουν όλα τα φορτία της γέφυρας (μόνιμα και κινητά) μέσω των εφεδράνων στα βάθρα. Υπό την έννοια αυτή, στους κύριους φορείς ανήκει και το σύστημα καλωδίων (ευθύγραμμων ή όχι) και των αντίστοιχων πυλώνων (των κρεμαστών γεφυρών), μέσω των οποίων γίνεται η μεταφορά των φορτίων της γέφυρας στα βάθρα ή την θεμελίωση.

### **3.1.ε. ΣΥΝΔΕΣΜΟΙ**

Είναι επίπεδοι φορείς (δικτυακοί ή πλαισιωτοί), με προορισμό αφενός μεν να παραλάβουν τα οριζόντια φορτία που επενεργούν στην γέφυρα και αφετέρου, σε συνεργασία με τα υπόλοιπα στοιχεία της γέφυρας (κύριοι φορείς κ.λπ.), να συνδέσουν έναν ενιαίο και ευσταθή φορέα στον χώρο. Διακρίνονται στους κύριους συνδέσμους (αντιανέμιος και εγκάρσιος) και στους δευτερεύοντες (μηκίδων και τροχοπέδησης).

### **3.1.ζ. ANTIANEMΙΟΣ ΣΥΝΔΕΣΜΟΣ**

Είναι οριζόντιο δικτύωμα με θεωρητικό άνοιγμα συνήθως ίσο προς το άνοιγμα των κυρίων δοκών, με πέλματα τα πέλματα των κυρίων δοκών, ορθοστάτες τις υπάρχουσες διαδοκίδες (όταν ο αντιανέμιος γίνεται στο επίπεδο του καταστρώματος) και διαγώνιους, πρόσθετες ράβδους διατομής L ή J ή δικτυωτές (για μεγαλύτερα ανοίγματα). Χρησιμεύει για να αναλαμβάνει τα οριζόντια φορτία που ενεργούν κάθετα στον άξονα της γέφυρας (ανεμοπίεση, πλευρική κρούση, φυγόκεντρος δύναμη). Σε περίπτωση συμπαγών καταστρωμάτων, αυτά χρησιμεύουν και ως αντιανέμιοι σύνδεσμοι.

### **3.1.η. ΕΓΚΑΡΣΙΟΣ ΣΥΝΔΕΣΜΟΣ**

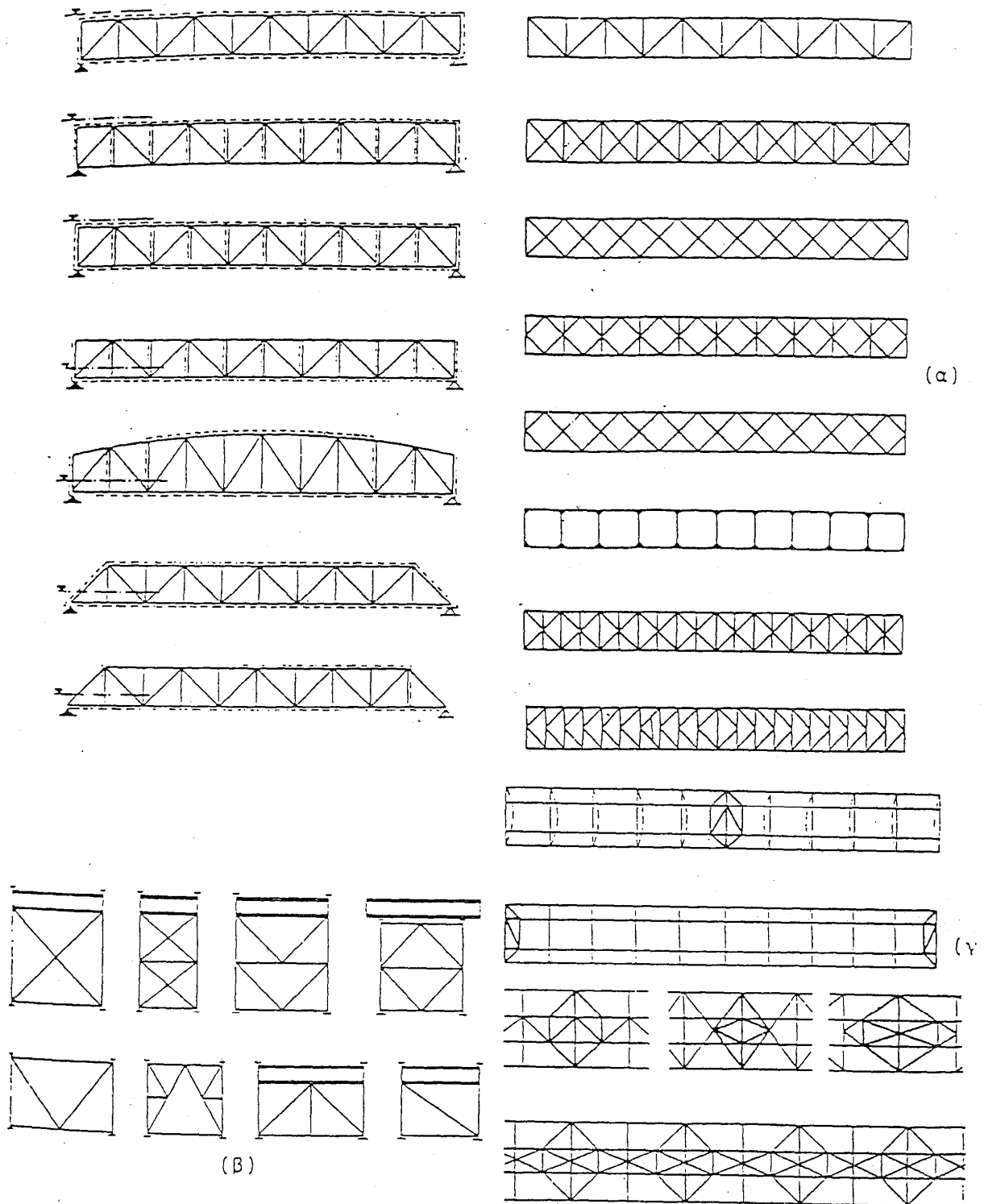
Είναι κατακόρυφο δικτύωμα (για άνω διάβαση) ή πλαίσιο (ανοικτό άνω ή κάτω, ή κλειστό), τοποθετημένο κάθετα προς το επίπεδο των κύριων δοκών. Χρησιμεύει για την εγκάρσια σύνδεση των κύριων δοκών με σκοπό την δημιουργία ευσταθούς χωρικού φορέα, αλλά και για την ανάληψη και μεταφορά των δυνάμεων του άνω αντιανέμιου συνδέσμου στα εφέδρανα. Επιπλέον, για περίπτωση γεφυρών κάτω διάβασης, οι εγκάρσιοι σύνδεσμοι αποτρέπουν τον κίνδυνο λυγισμού του άνω θλιβόμενου πέλματος των κυρίων δοκών (δικτυωτών ή ολόσωμων). Η λύση δικτυωτού εγκάρσιου συνδέσμου είναι απλούστερη και οικονομικότερη έναντι του πλαισιωτού και προτιμάται, όταν μπορεί να εφαρμοσθεί.

### **3.1.θ. ΣΥΝΔΕΣΜΟΙ ΜΗΚΙΔΩΝ**

Ο δευτερεύων αυτός σύνδεσμος κατασκευάζεται στις σιδηροδρομικές γέφυρες με ανοικτό κατάστρωμα. Είναι οριζόντιο δικτύωμα με πέλματα τις μηκίδες και άνοιγμα ίσο με το μήκος των μηκίδων (απόσταση των διαδοκίδων μεταξύ τους). Παραλαμβάνει τις οριζόντιες πλευρικές κρούσεις των συρμών και μέσω των διαδοκίδων τις μεταφέρει στον αντιανέμιο σύνδεσμο.

### **3.1.ι. ΣΥΝΔΕΣΜΟΙ ΤΡΟΧΟΠΕΔΗΣΗΣ**

Και ο σύνδεσμος αυτός κατασκευάζεται στις σιδηροδρομικές γέφυρες με ανοικτό κατάστρωμα. Είναι αμφιέριστο οριζόντιο δικτύωμα ανοίγματος όσο το μήκος της διαδοκίδας και διατάσσεται με βασικό στοιχείο μια διαδοκίδα. Τοποθετείται στο μέσο ή στα άκρα της γέφυρας και παραλαμβάνει τις δυνάμεις τροχοπέδησης ή εκκίνησης των συρμών, τις οποίες μεταφέρει στις κύριες δοκούς, υπό μορφή αξονικών δυνάμεων.



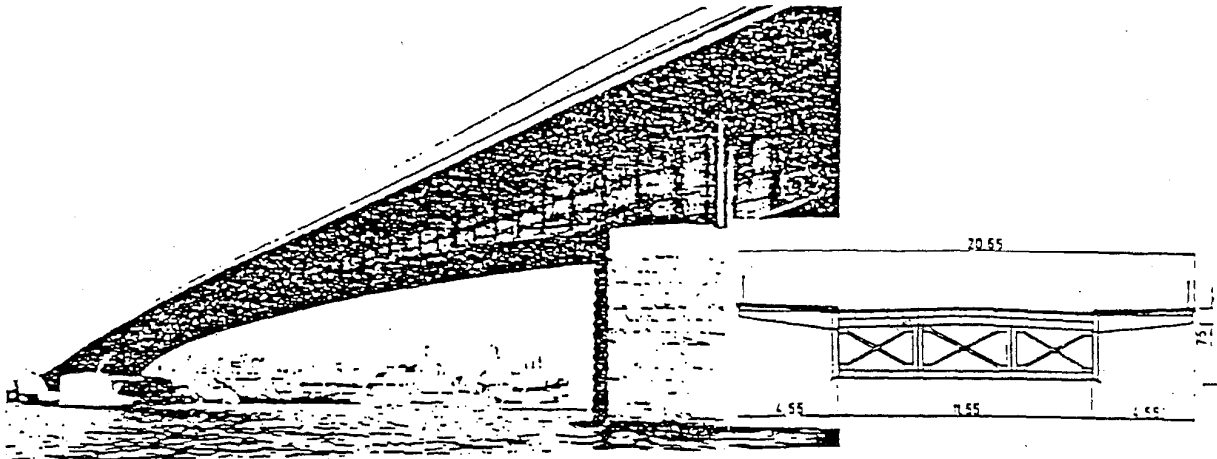
Θέση κυρίων συνδέσμων και αντιανέμοι σύνδεσμοι (α), εγκάρσιοι σύνδεσμοι (β), σύνδεσμοι μηκίδων και τροχοπέδησης (γ).

### **3.2. ΚΑΤΗΓΟΡΙΕΣ ΣΙΔΗΡΩΝ ΓΕΦΥΡΩΝ**

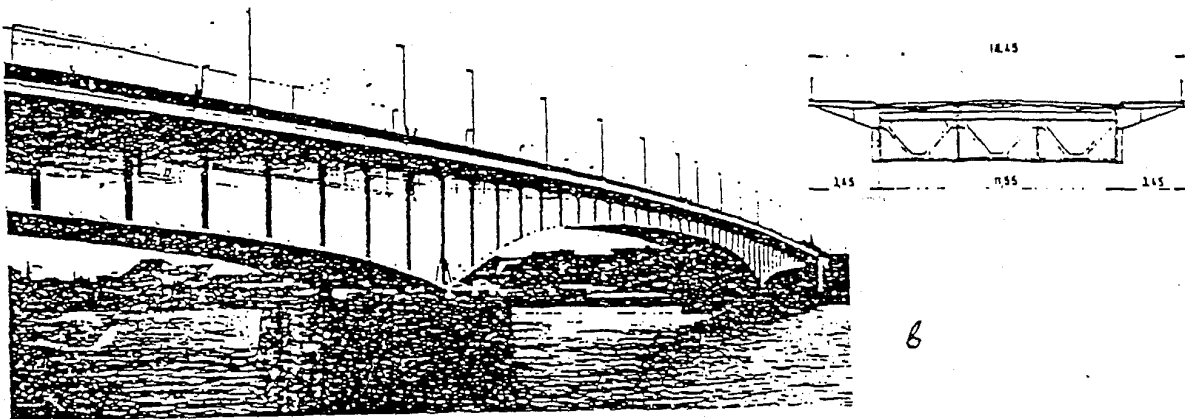
Ανάλογα με τον εκάστοτε παράγοντα, οι σιδηρές γέφυρες μπορούν να ταξινομηθούν σε διάφορες κατηγορίες, ανεξάρτητες μεταξύ τους, οι κυριότερες από τις οποίες είναι οι ακόλουθες:

1. Προορισμός (οδικές, σιδηροδρομικές, μικτές, πεζογέφυρες κ.λπ.).
2. Στατική μορφή κυρίων δοκών (αμφιέριστες, πλαισιωτές, τοξωτές κ.λπ.).
3. Μόρφωση κυρίων δοκών (ισοστατικές ή υπερστατικές εσωτερικά , ολόσωμες πρότυπες, σύνθετες ή κιβωτοειδείς V, N, K κ.λπ.).
4. Θέση καταστρώματος (άνω, μέσης και κάτω διάβασης).
5. Αριθμός καταστρωμάτων (μονώροφες, διώροφες).
6. Είδος συνδέσεως (ηλωτές, κοχλιωτές, συγκολλητές).
7. Λοξότητα (ορθές, λοξές).
8. Γεωμετρική χάραξη άξονα (ευθύγραμμες ή καμπύλες, οριζόντιες ή κεκλιμένες).
9. Διάρκεια χρήσης (μόνιμες, προσωρινές, λυόμενες).
10. Κινητότητα (σταθερές και κινητές π.χ. κυλιόμενες, κατακόρυφα ανυψούμενες).

Είναι ευνόητο ότι κάθε γέφυρα εντάσσεται σε όλες τις παραπάνω κατηγορίες. Έτσι μία γέφυρα μπορεί να είναι οδική, αμφιέριστη, δικτυωτή, κάτω διάβασης, μονώροφη, κοχλιωτή, ορθή, ευθύγραμμη, οριζόντια, μόνιμη και σταθερή.



α



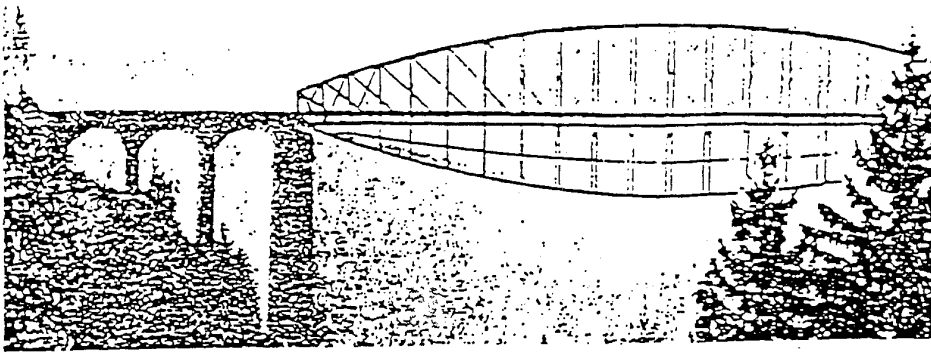
β

Σχ.1 Ολόσωμες σιδηρές γέφυρες στον Ρήνο (Γερμανία 1946-48)

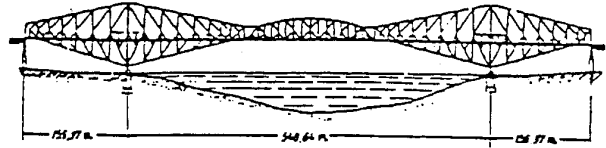
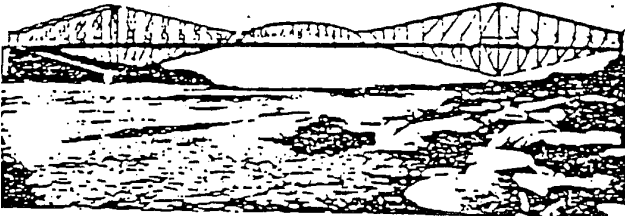


(α)

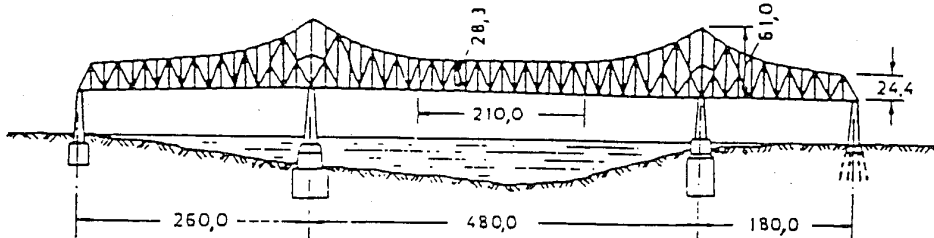
Σχ.2 Δικτυωτή γέφυρα Tonogawa (α) (Ιαπωνία 1972)



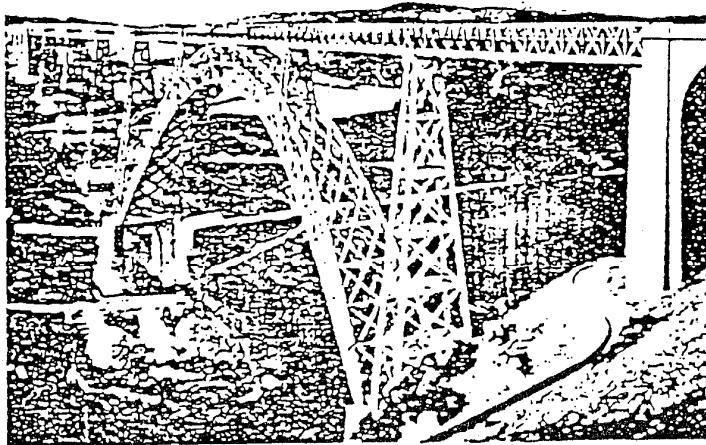
Σιδηροδρομική γέφυρα Trisanna (Αυστρία 1884)



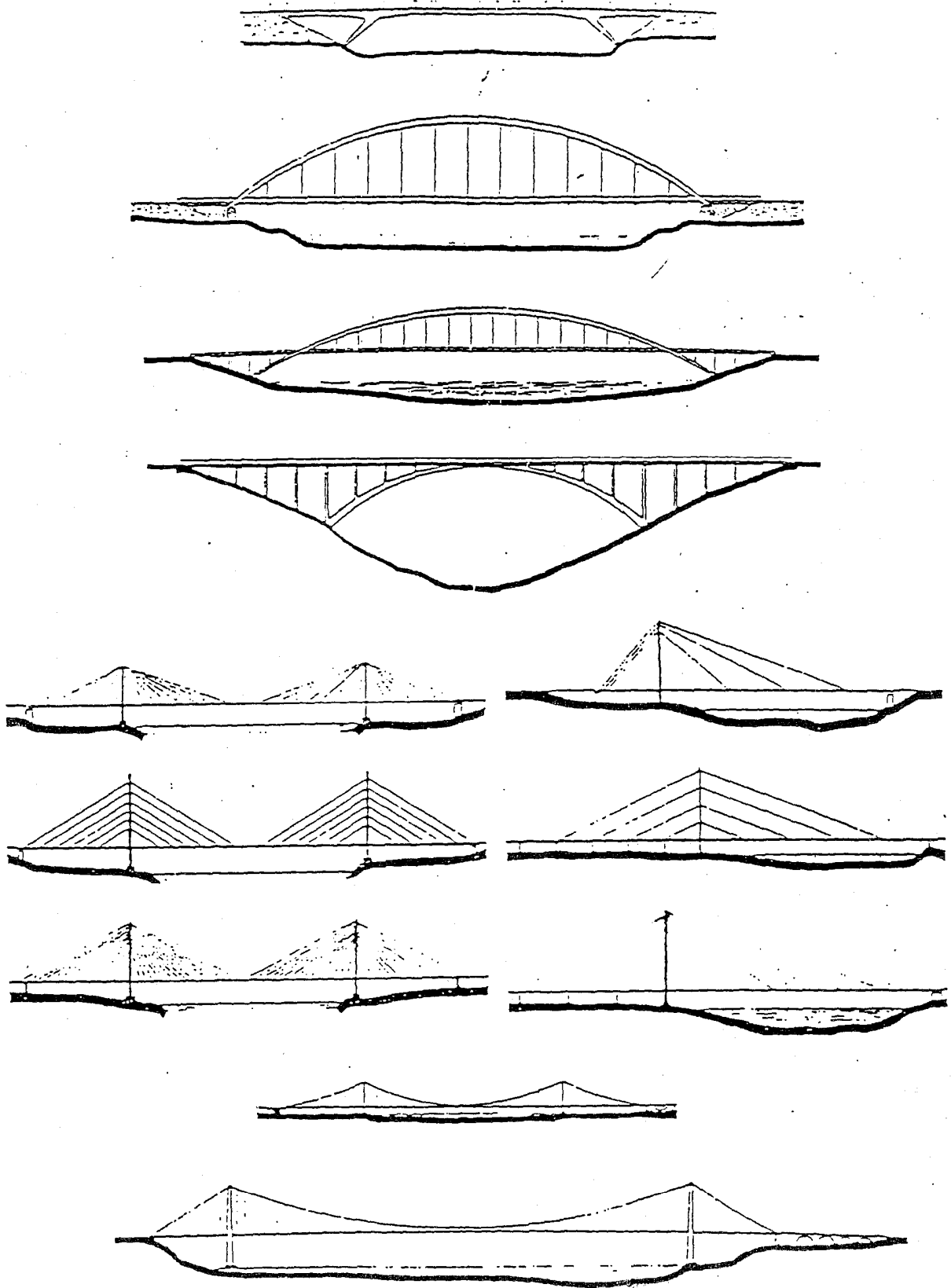
Γέφυρα Quebec (Καναδάς 1900-17)



Οδική γέφυρα New Orleans στον Mississippi (USA 1958)

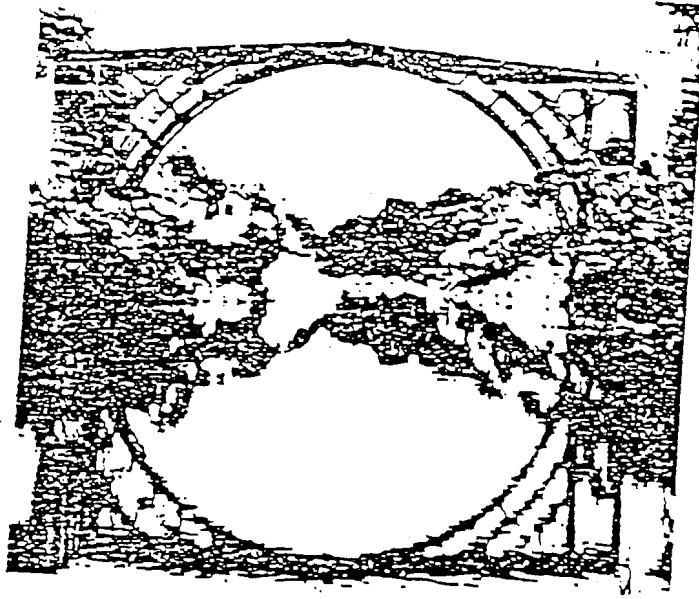


Σιδηροδρομική γέφυρα Garabit (Γαλλία 1880-84)

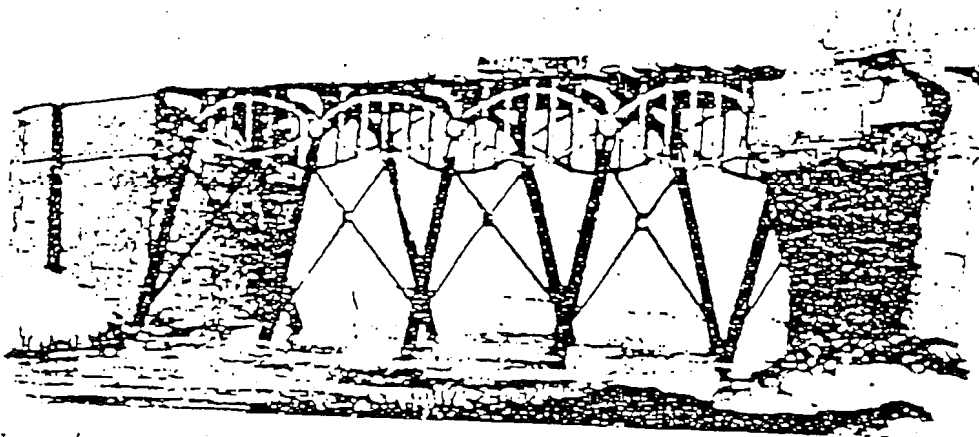


Σχ. 4 Στατικές μορφές γεφυρών

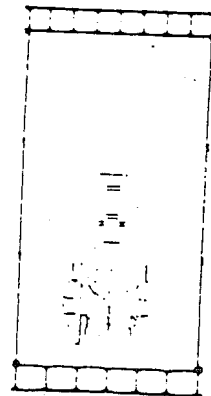
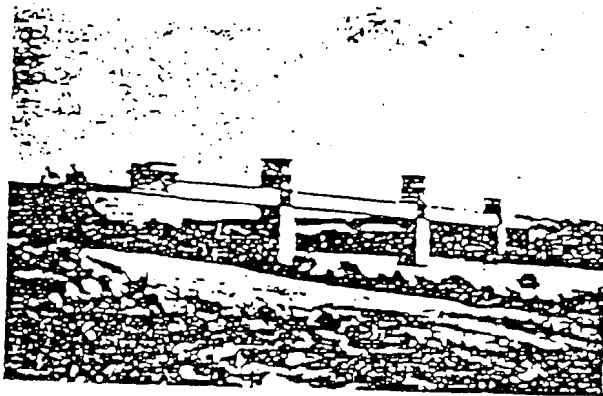




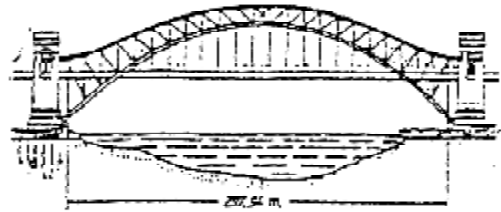
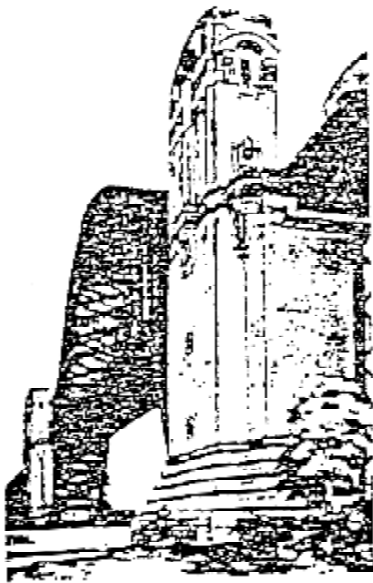
Η πρώτη σιδηρά οδική γέφυρα (Scalbrookdale 1776-79)



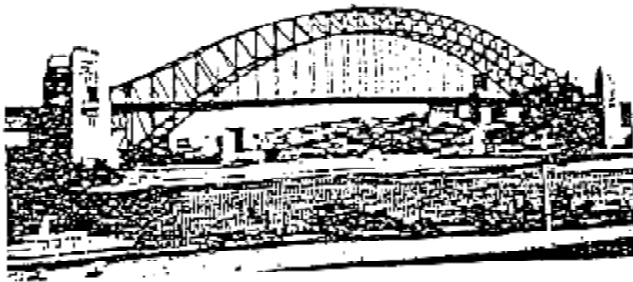
Η πρώτη σιδηρά σιδηροδρομική γέφυρα (γραμμή Stockton-Darlington 1824)



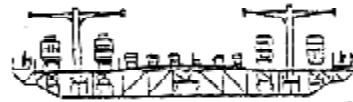
Σιδηροδρομική γέφυρα Britannia (1846-50)



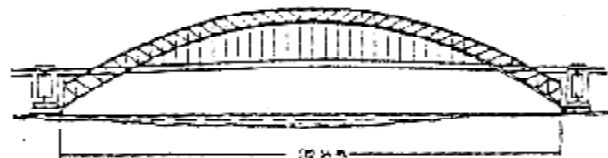
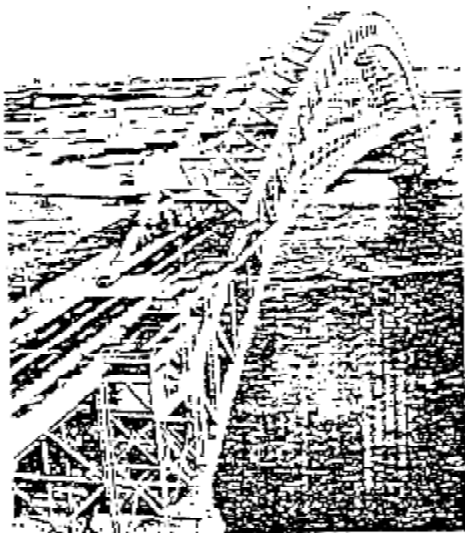
Γέφυρα Hell Gate (N.York 1917)



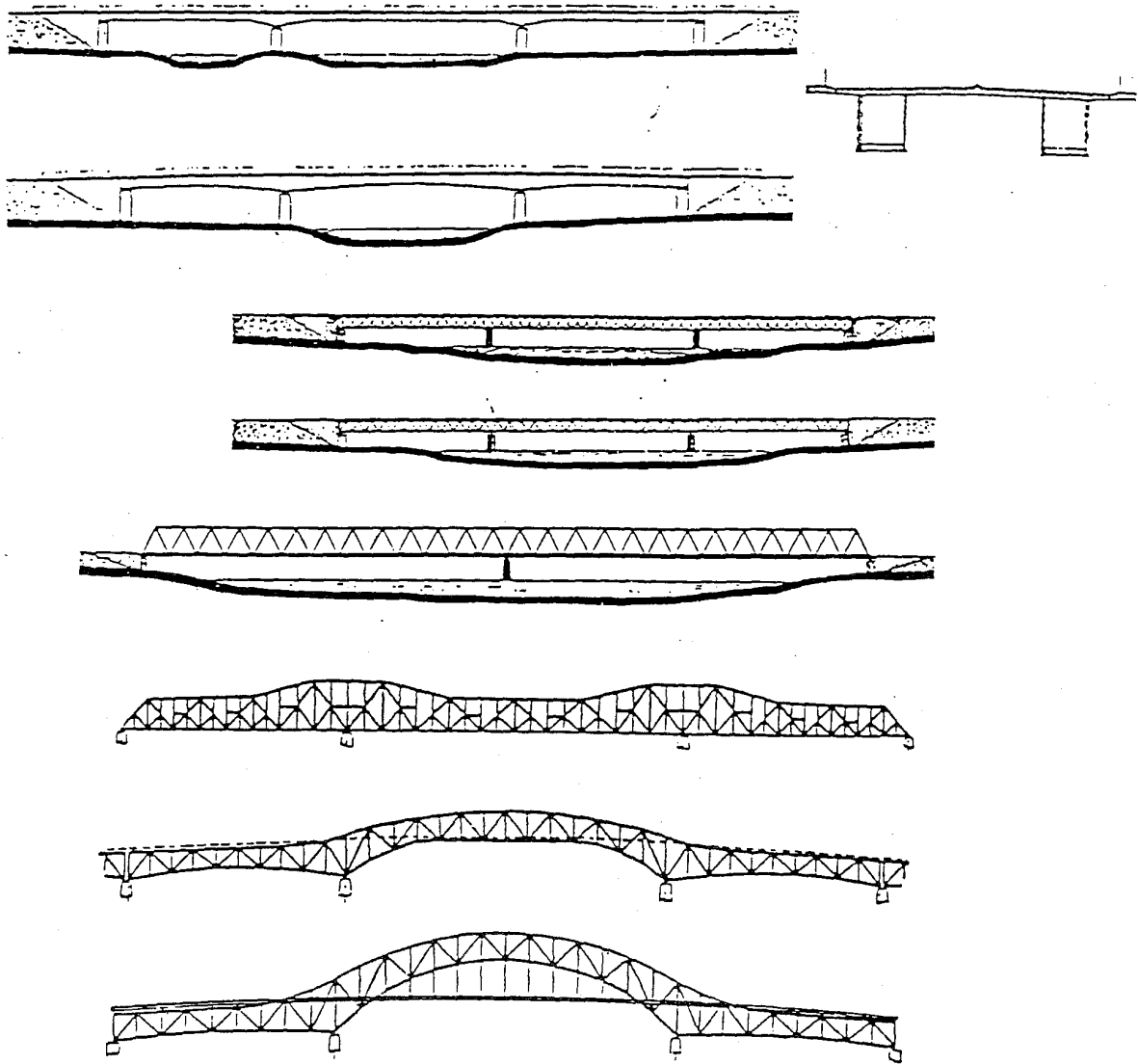
Γέφυρα του Sydney (Αυστραλία 1932)



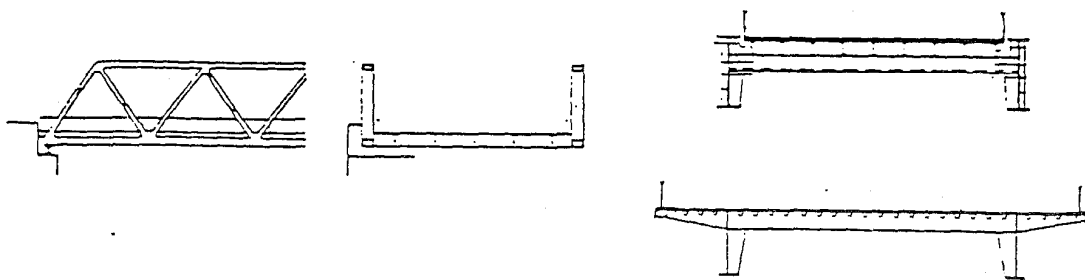
Διατομή



Γέφυρα Bayonne στον ποταμό Kill van Kull (N.York 1931)



Σχ. 4 Ολόσωμες και δικτυωτές κύριες δοκοί



Σχ. 5 .Γέφυρες κάτω και άνω διάβασης

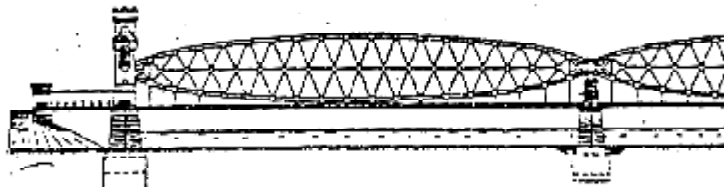
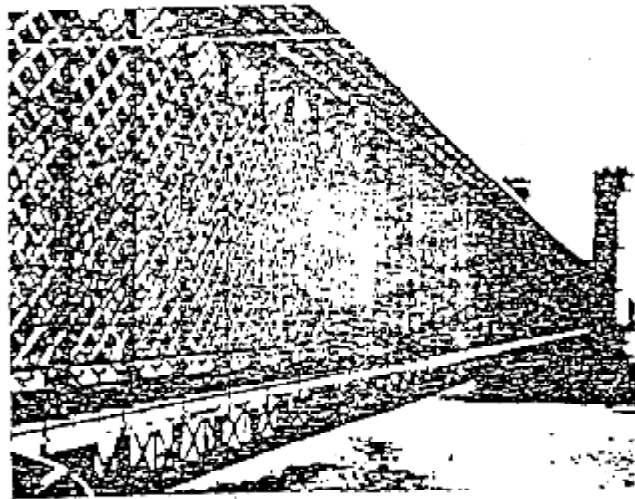
### **3.3. ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΓΙΑ ΤΙΣ ΚΥΡΙΟΤΕΡΕΣ ΜΕΤΑΛΛΙΚΕΣ ΓΕΦΥΡΕΣ**

#### **3.3.α. ΑΠΛΕΣ ΓΕΦΥΡΕΣ**

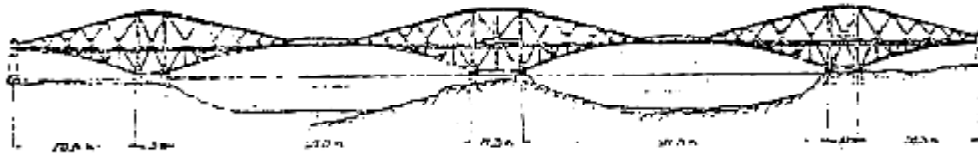
Στηρίζονται σε δύο ή περισσότερα στηρίγματα στα οποία δεν εξασκούνται οριζόντιες δυνάμεις. Για ανοίγματα 20-40 μέτρα κατασκευάζονται με παράλληλα πέλματα σαν ολόσωμοι δοκοί. Για μεγαλύτερα ανοίγματα χρησιμοποιούνται δικτύωματα πολλαπλού συστήματος με ορθοστάτες και διαγώνιους. Για ανοίγματα μεγαλύτερα των 60 μέτρων, οι γέφυρες κατασκευάζονται με το άνω ή κάτω πέλμα καμπύλο ή και τα δύο καμπύλα (ημιπαραβολικά δικτύωματα). Για πολύ μεγάλα ανοίγματα χρησιμοποιούνται τα δικτύωματα με προβόλους που εφεύρε ο Gerber το 1866.

Παραδείγματα σιδηρών γεφυρών :

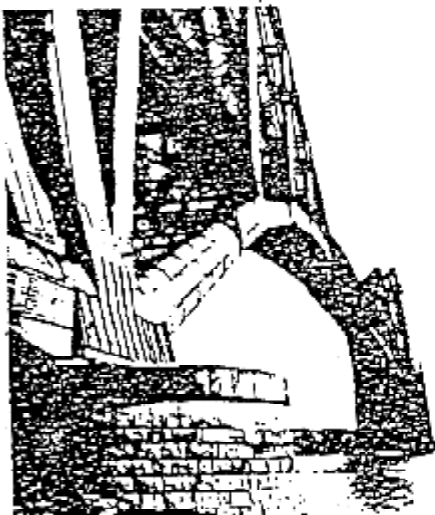
- Η σιδηροδρομική γέφυρα Firth of Forth (1883-90), διπλής τροχιάς, κατασκευάστηκε με κύριες ράβδους σωληνωτής διατομής (μέγιστη διάμετρος 3.66 m) από ρευστοπαγή χάλυβα. Το ελεύθερο άνοιγμα μεταξύ των βάθρων είναι 521 m, ενώ το ύψος του δικτύωματος παρά τα βάθρα είναι 105 m. Το ύψος αυτό γίνεται 12.50 m στο σημείο στήριξης του ενδιάμεσου αμφιέριστου τμήματος. Ο φορέας είναι δικτυωτή δοκός Gerber, όπου τα ογκώδη δικτύωματα ξεκινούν από τα βάθρα υπό μορφή προβόλου και προς τις δυο κατευθύνσεις, στηρίζουν στο άκρο τους αμφιέριστα μεσαία δικτύωματα, τα οποία μεταφέρθηκαν με πλωτά μέσα επί τόπου. Ο δικτυωτός φορέας φαρδαίνει προς τη βάση, έτσι ώστε να αυξηθεί η ευστάθειά του.
- Η γέφυρα Quebec (1900-1917), στον Καναδά είναι του ίδιου τύπου με τη γέφυρα του Forth (συνεχής δικτυωτή δοκός με αρθρώσεις) με το μεγαλύτερο μέχρι σήμερα μεσαίο άνοιγμα για δικτυωτές δοκούς (595 m).
- Η οδοφόρος γέφυρα New Orleans στον Mississippi (USA, 1958), ενώ είναι πολύ μεταγενέστερη βασίζεται στην ιδέα με την Forth και την Quebec, έχει μεσαίο άνοιγμα 480 m.



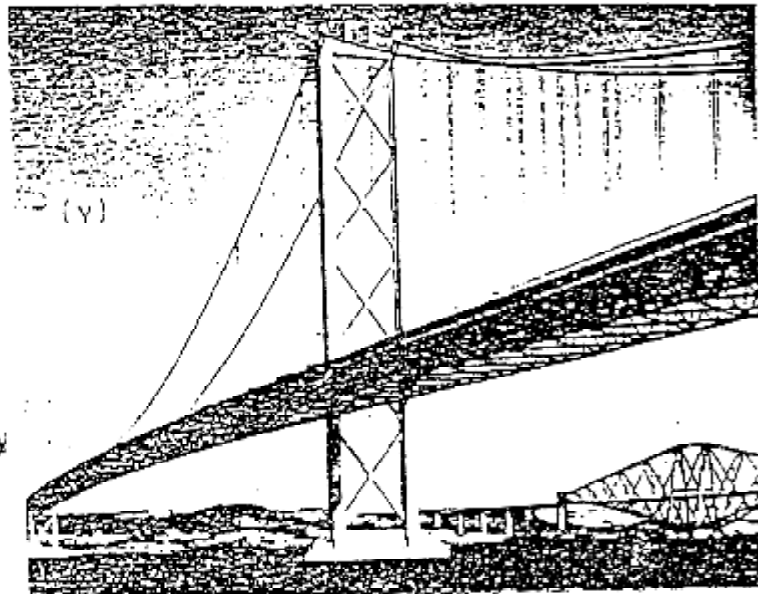
Παλιά και νέα σιδηροδρομική γέφυρα στο Dirschau της Γερμανίας (1851-55)



(α)



(β)



(γ)

Σιδηροδρομική γέφυρα Firth of Forth (1883-90)

### **3.3.β. ΚΡΕΜΑΣΤΕΣ ΓΕΦΥΡΕΣ**

Οι γέφυρες αυτές προτιμώνται για πολύ μεγάλα ανοίγματα. Το κατάστρωμά τους κρέμεται από χαλύβδινα καλώδια. Τα καλώδια αυτά έχουν συνδεθεί με πύργους στήριξης που χτίζονται σε κατάλληλα μέρη (δεν στηρίζονται δηλαδή πάνω στα βάθρα).

Οι κρεμαστές γέφυρες ενισχύονται με αλυσίδες συνδεδεμένες μεταξύ τους με διαγώνιες ράβδους. Είναι επίσης ελαφρότερες από τις άλλες, εύκολης τοποθέτησης και από αισθητικής πλευράς ικανοποιητικές. Τις κρεμαστές γέφυρες μπορούμε να τις διακρίνουμε σε τέσσερις κατηγορίες :

1. Απλές γέφυρες εύκαμπτες.

Μικρές γέφυρες για πεζούς στις οποίες η ανάρτηση του καταστρώματος γίνεται μόνον από αλυσίδες (σιδερένια ελάσματα) μη συνδεδεμένα μεταξύ τους.

2. Γέφυρες άκαμπτες.

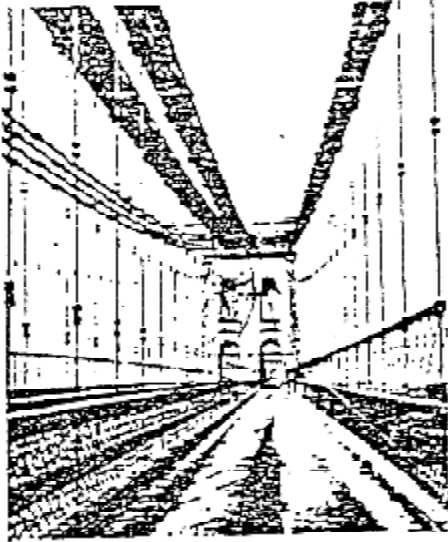
Στις γέφυρες αυτές οι διάφορες αλυσίδες είναι συνδεδεμένες μεταξύ τους με διαγώνιους, επιπλέον το κατάστρωμα είναι κατασκευασμένο από δικτυωτούς δοκούς.

3. Γέφυρες με άκαμπτους φορείς.

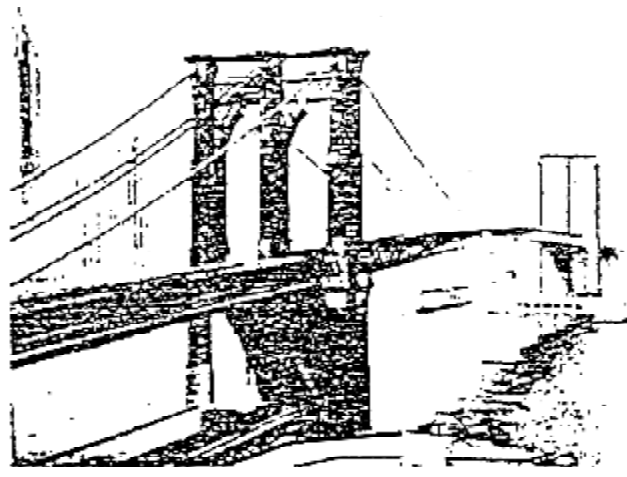
Συνδυασμός απλής κρεμαστής γέφυρας και άκαμπτου φορέα (άκαμπτων δοκών) που συγκρατείται από τα καλώδια, μέσω αναρτημένων τενόντων.

4. Γέφυρες με τύπους συνδυασμένων δοκών που λειτουργούν σαν ανεστραμμένα τόξα με ή χωρίς αρθρώσεις.

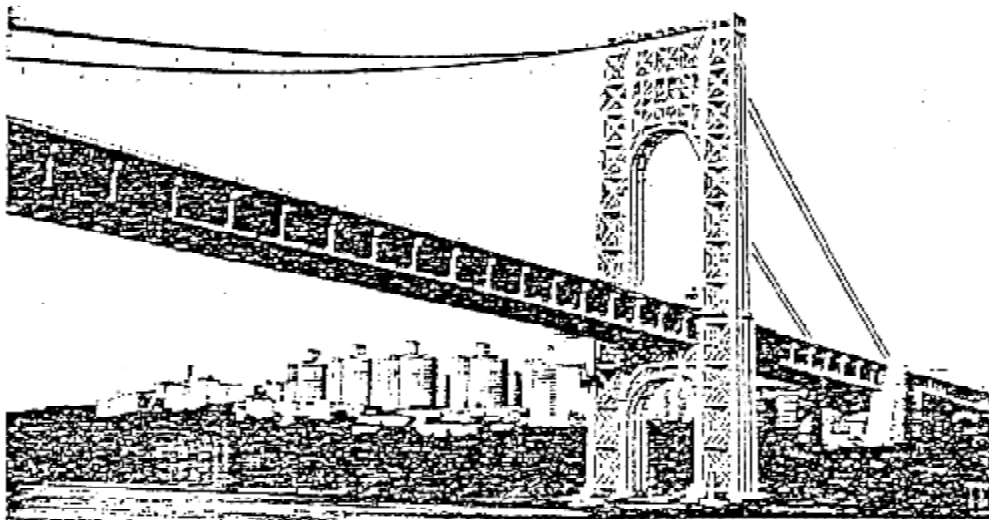
Ο τύπος αυτός της γέφυρας εξισώνει μια γέφυρα μεταλλική ευθύγραμμη άνοιγμα 150 μ. και μία τοξωτή μέχρι άνοιγμα 200 μ. Τα καλώδια αποτελούνται από δέσμες νημάτων (συρμάτων) χάλυβα.



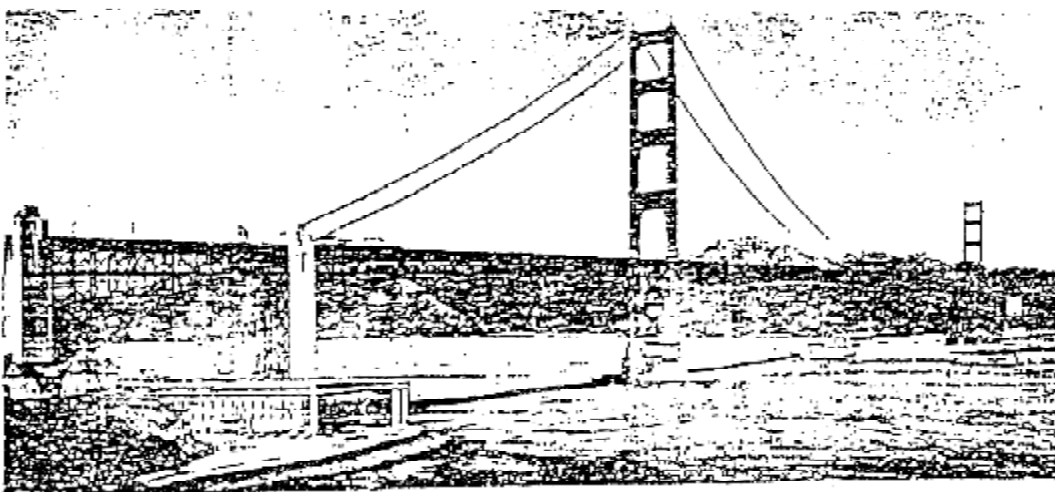
Γέφυρα Μενάι  
(Αγγλία 1819-26)



Σχ.1.14. Γέφυρα Brooklyn (1870-83)



Γέφυρα G.Washington (N.York 1927-31)



Γέφυρα Golden Gate (San Francisco 1933-37)

Παραδείγματα σιδηρών γεφυρών :

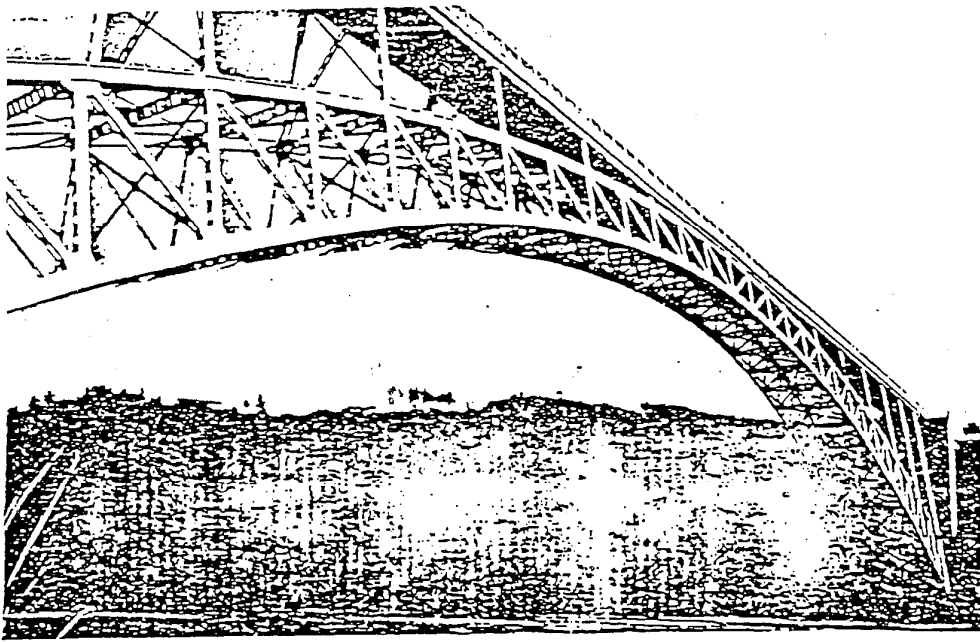
Από τα πρώτα δείγματα, των κρεμαστών γεφυρών είναι η γέφυρα Menai (1918-26). Με καλώδια ανάρτησης άλυσο από σφυρήλατο σίδηρο (αμφιαρθρώτα ελάσματα μήκους 3 m με ειδική διαμόρφωση στα άκρα για την μεταξύ τους σύνδεση μέσω βλήτρων Φ76). Η γέφυρα είχε άνοιγμα 177 m και πλάτος 9 m, ήταν δε ανηρτημένη από 4 άλυσους των τεσσάρων λεπίδων η κάθε μια.

Η γέφυρα Brooklyn (1870-83) επί του East river με κύριο άνοιγμα 488 m και δυο πλευρικά 284 m, η γέφυρα G. Washington με διάμετρο κάθε καλωδίου 76 cm (σύνθεση 26.474 συρμάτων), καθώς και η γέφυρα Golden Gate στο San Francisco (1933-37) με κύριο άνοιγμα 1280 m, πλάτος 18.30 m, ύψος πυλώνων 227.50 m και διάμετρο κάθε καλωδίου 93 cm (με 27.512 σύρματα), είναι μερικά δείγματα παλαιών γεφυρών.

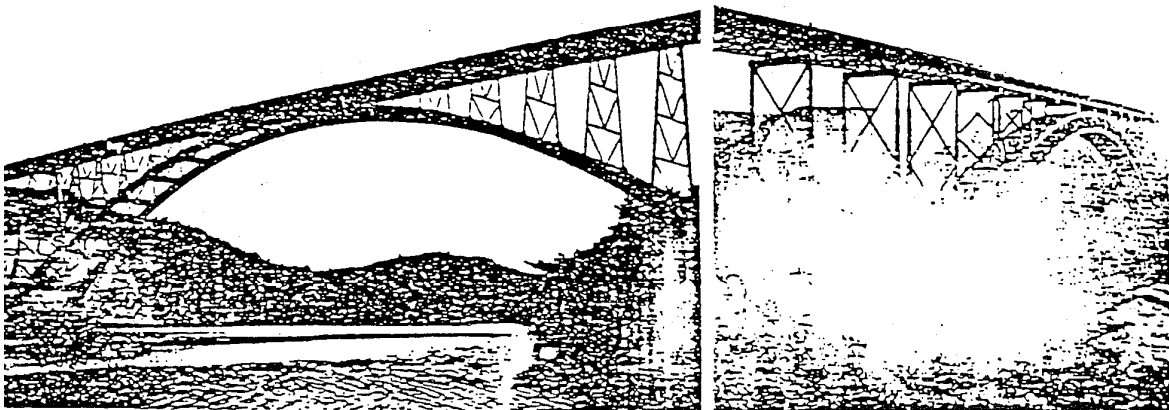
### **3.3.γ. ΤΟΞΩΤΕΣ ΓΕΦΥΡΕΣ**

Οι γέφυρες αυτές εξασκούν οριζόντιες ωθήσεις στα στηρίγματά τους. Διακρίνονται σε γέφυρες χωρίς αρθρώσεις, με δυο αρθρώσεις και με τρεις αρθρώσεις. Με σκοπό να εξαλειφθούν οι δυσχέρειες που προέρχονται από τις υποχωρήσεις των στοιχείων του σκελετού κατά τη διάρκεια της κατασκευής μεγάλων γεφυρών και για να αποφευχθούν οι αοριστίες των στηρίξεων και δεσμών των ράβδων εφοδιάζονται οι ασπίδες των τόξων με αρθρώσεις.



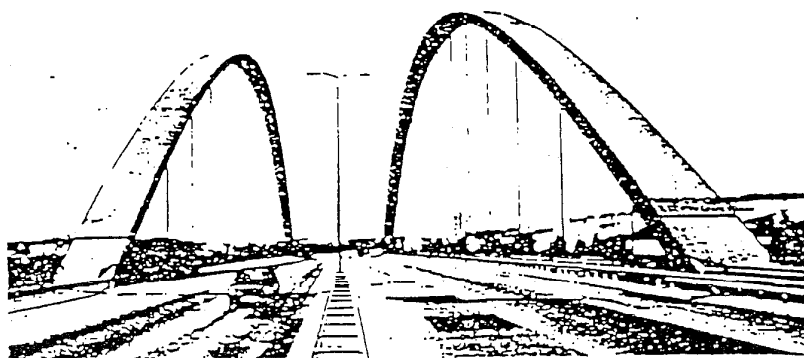


(β)



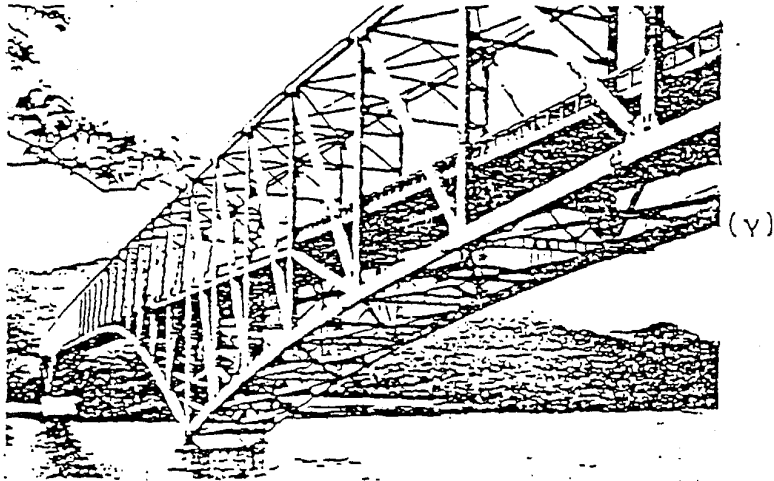
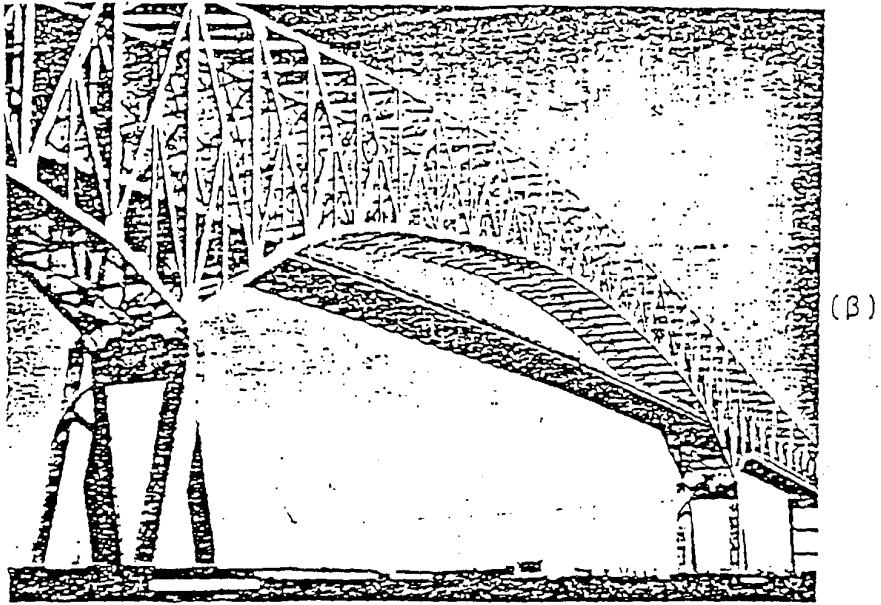
(γ)

(δ)

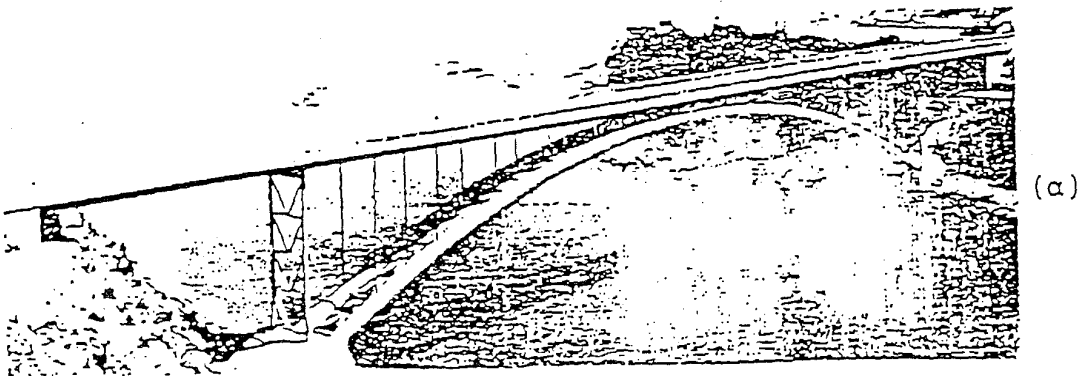


(ε)

Τοξωτές γέφυρες: (β) Saikai (Ιαπωνία 1955), (γ) Matoya (Ιαπωνία),  
 (δ) New River Gorge (USA), (ε) Schwabelweis (Regensburg 1982)



.Δικτυωτές γέφυρες:(β) Francis Scott Key (USA 1978) και (γ) Ku-  
roposeto (Ιαπωνία 1974)



.Τοξωτές γέφυρες:(α) Matsushima (Ιαπωνία).

### **3.3.δ. ΚΙΝΗΤΕΣ ΓΕΦΥΡΕΣ**

Οι κινητές γέφυρες διακρίνονται σε τρεις κατηγορίες :

#### 1. Σταθερής υποδομής.

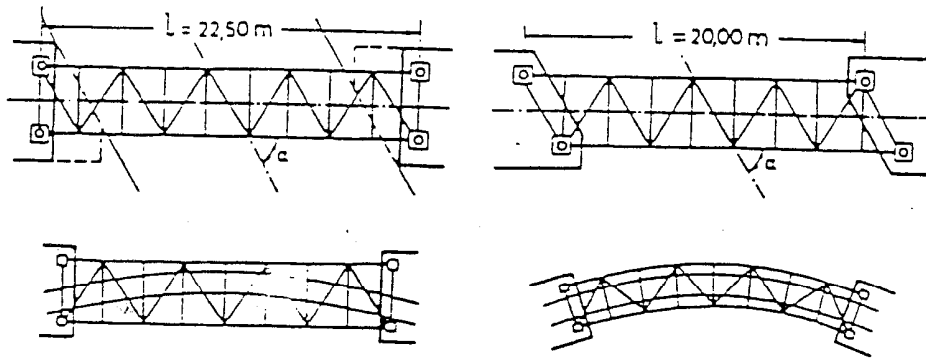
Στην κατηγορία αυτή ανήκουν οι ανυψούμενες, οι κυλιόμενες και οι περιστρεφόμενες γέφυρες, περί κατακόρυφο άξονα και οριζόντιο. Στις κινητές γέφυρες η υποδομή (βάθρα) παραμένει σταθερή, ενώ η επιδομή (φορέας, κατάστρωμα γέφυρας) μετακινείται, είτε ανυψούμενη ολόκληρη κάθετα προς τον άξονά της, είτε μετακινείται οριζόντια στο οριζόντιο επίπεδο, είτε κάθετα προς τον άξονα της γέφυρας, είτε κατά την διεύθυνση του άξονά της, είτε στρέφεται περί κατακόρυφο και οριζόντιο άξονα.

#### 2. Κινητής υποδομής.

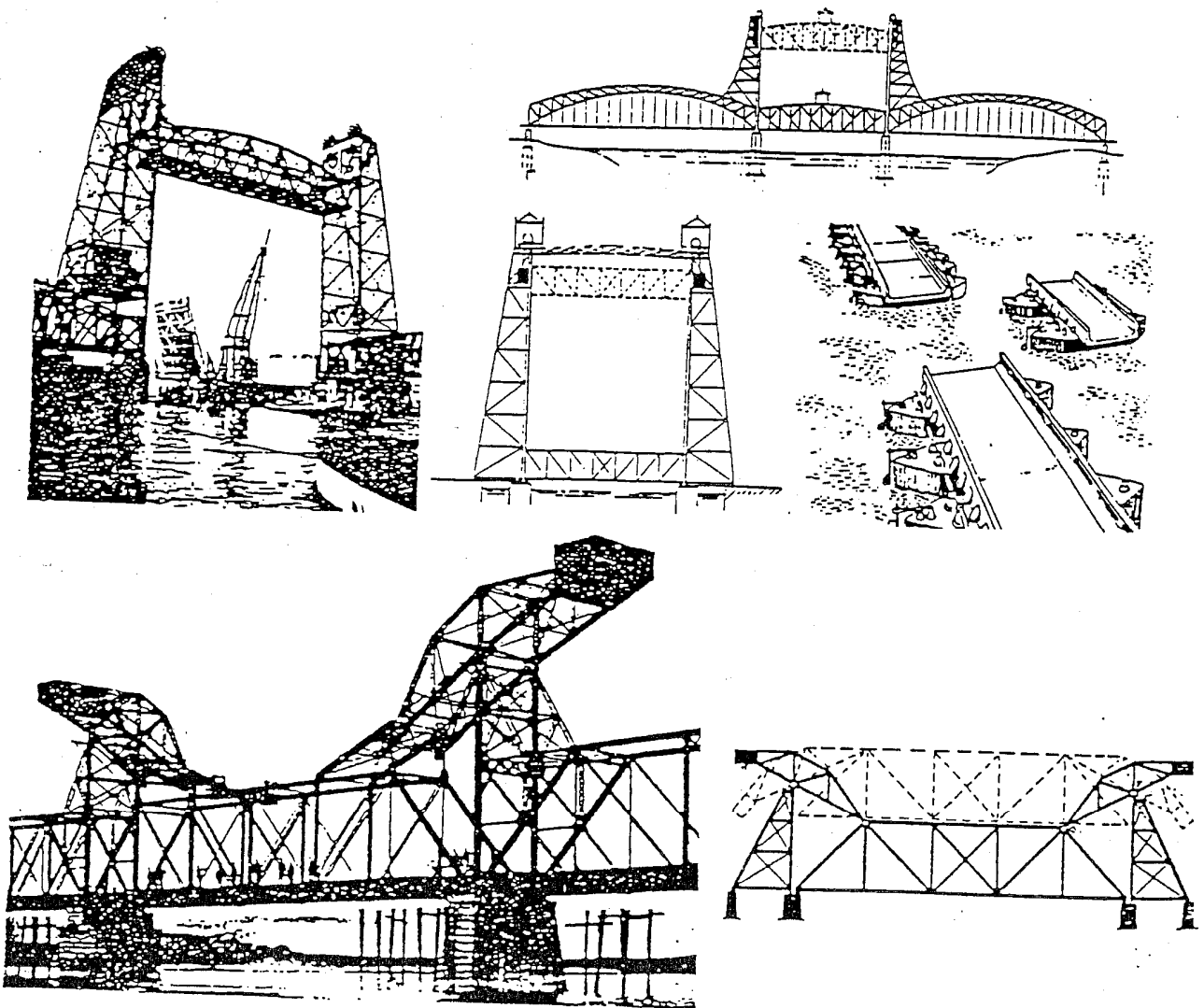
Στην κατηγορία αυτή ανήκουν οι πλωτές γέφυρες, οι οποίες χρησιμοποιούνται όταν θέλουμε να γεφυρώσουμε ένα μεγάλο ποτάμι προσωρινά. Η υποδομή τους αποτελείται από σχεδίες ή βάρκες (ξύλινες ή μεταλλικές) ή πλωτήρες τους οποίους αγκυρώνουμε σε ανάλογες αποστάσεις μεταξύ τους και σε όλο το πλάτος του ποταμού. Πάνω στη βάρκα τοποθετούμε μια μικρή σχάρα από εγκάρσιες διαδοκίδες και πάνω σ' αυτή τοποθετούμε δύο δοκούς κατά μήκος της βάρκας. Πάνω σ' αυτούς τοποθετούμε τους κυρίως φορείς, οι οποίοι είναι ξύλινες δοκοί που υποβαστάζουν το κατάστρωμα της γέφυρας.

#### 3. Λυόμενες μεταλλικές γέφυρες.

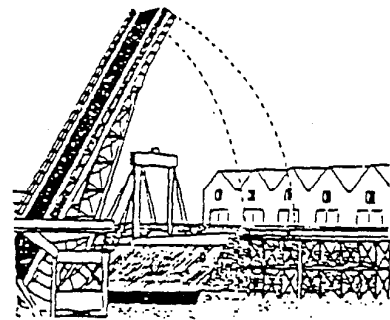
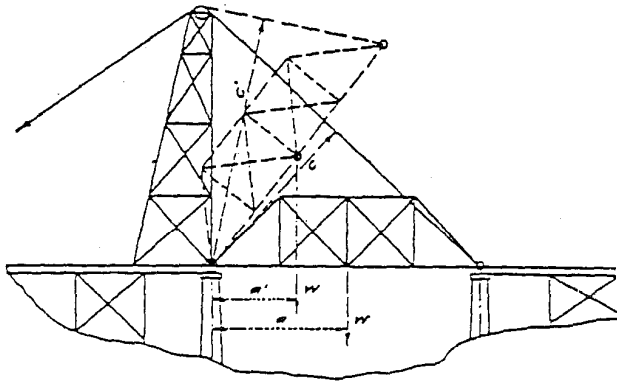
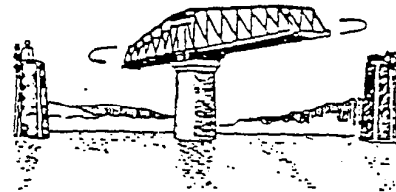
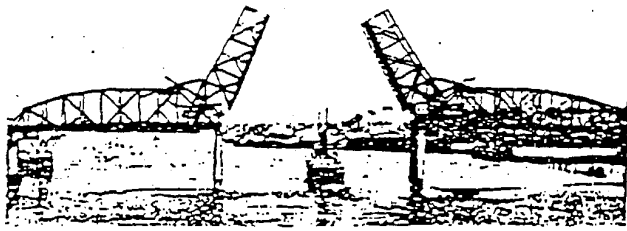
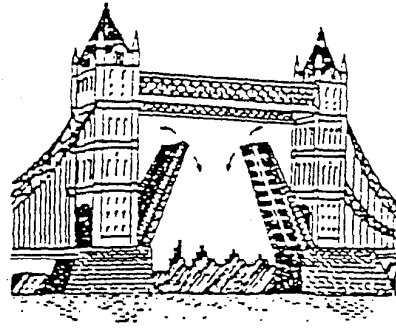
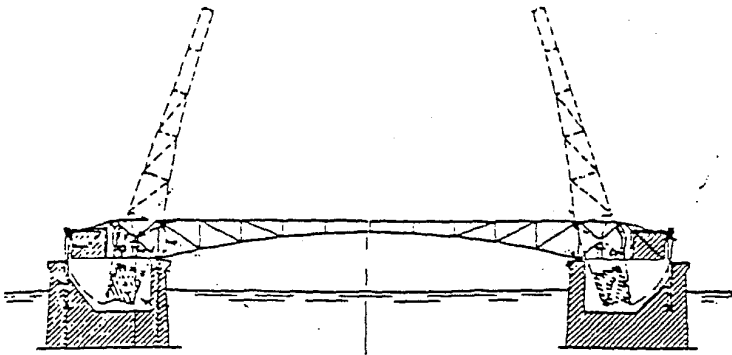
Στην κατηγορία αυτή ανήκουν οι πολεμικές γέφυρες. Οι γέφυρες αυτές αποτελούνται από ράβδους ή φατνώματα, τα οποία μεταφέρονται λυμένα και συναρμολογούνται στον τόπο του έργου με κοχλιοφόρους ήλους με ή χωρίς βλήτρα. Παράλληλα με τη συναρμολόγηση του δικτυώματος γίνεται και η συναρμολόγηση των βάθρων. Οι λυόμενες μεταλλικές γέφυρες είναι ταχείας τοποθετήσεως.



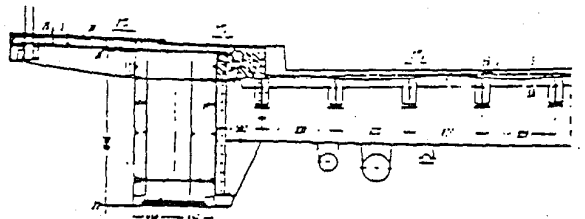
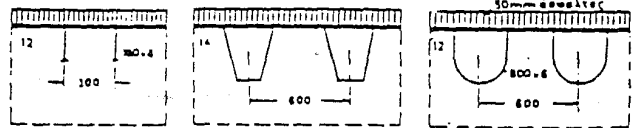
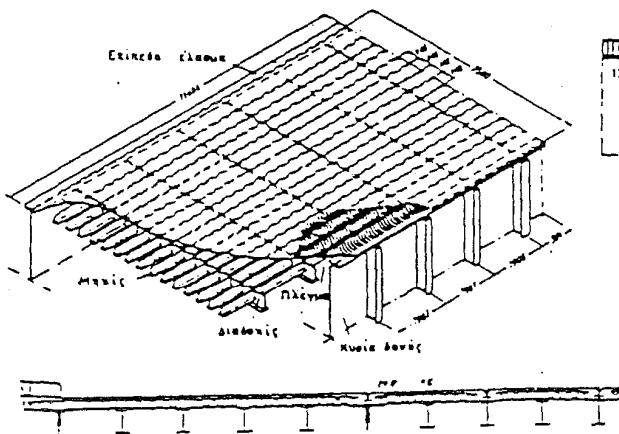
Ορθές, λοξές και καμπύλες γέφυρες



Κινητές γέφυρες (συνεχίζεται)



Κινητές γέφυρες



Κατάστρωμα γεφυρών

### **3.4. ΚΑΤΑΣΤΡΟΦΕΣ ΣΙΔΗΡΩΝ ΓΕΦΥΡΩΝ**

Οι κυριότερες αιτίες καταστροφής γεφυρών είναι οι ακόλουθες :

1. Λανθασμένος υπολογισμός ή μόρφωση (λυγισμός, δυναμική φόρτιση).
2. Αμέλεια ή προφανή σφάλματα (παραλήψεις στην κατασκευή).
3. Κακή συντήρηση (σκωρίαση).
4. Κακή ποιότητα υλικού.
5. Υπερφόρτωση (πέραν του φορτίου υπολογισμού).
6. Πρόσκρουση οχημάτων ή πλοίων.
7. Εκτροχίαση σιδηροδρομικών συρμών.
8. Απρόβλεπτες μετακινήσεις εδάφους θεμελίωσης.
9. Σεισμός - άνεμος - χιόνι.
10. Πλημμύρα - πυρκαγιά.
11. Πόλεμος.

### **3.5. ΠΛΕΟΝΕΚΤΗΜΑΤΑ - ΜΕΙΟΝΕΚΤΗΜΑΤΑ**

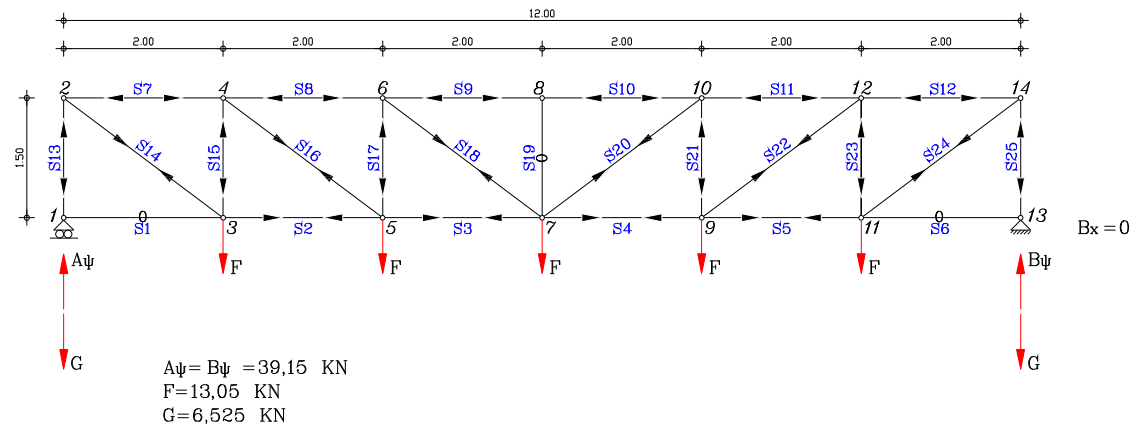
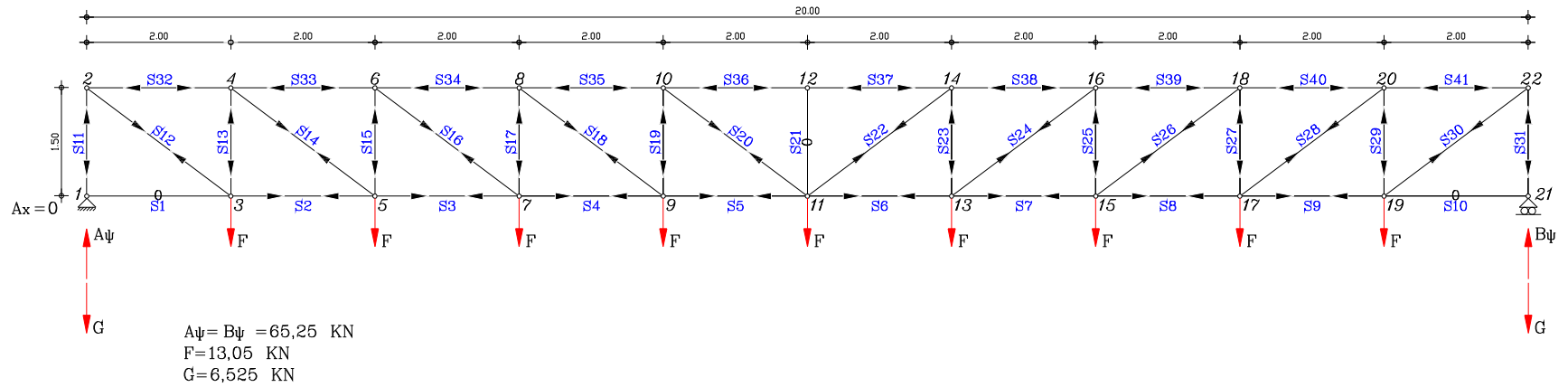
Τα κυριότερα πλεονεκτήματα των σιδηρών γεφυρών, απορρέουν από τις ιδιότητες του χάλυβα που χρησιμοποιείται και είναι τα παρακάτω :

1. Υψηλή αντοχή (λεπτές διατομές, μικρό ίδιο βάρος, οικονομία υλικού και χώρου).
2. Ολκιμότητα (εκτεταμένη παραμόρφωση χωρίς αστοχία).
3. Ομοιομορφία υλικού (επιστάμενοι έλεγχοι κατά την παραγωγή).
4. Μεγάλη διάρκεια ζωής (απεριόριστη για τακτική συντήρηση).
5. Τροποποίηση ή ενίσχυση υπάρχουσών γεφυρών (για αύξηση ωφέλιμου φορτίου).
6. Επαναχρησιμοποίηση υλικού.
7. Ευκολία κατασκευής.
8. Δυνατότητα ζεύξης μεγάλων ανοιγμάτων (άνω και των 1500 m).
9. Άριστα αισθητικά αποτελέσματα.

Σαν κυριότερο μειονέκτημα αναφέρεται η σκωρίαση, η οποία αποτελεί

την «Αχίλλειο πτέρνα» γενικά των σιδηρών κατασκευών. Αυτό συνεπάγεται αύξηση του κόστους συντήρησης έναντι άλλων υλικών.

ΔΙΚΤΥΩΜΑ ΠΕΖΟΓΕΦΥΡΑΣ  
(ΣΥΝΟΛΙΚΟΥ ΑΝΟΙΓΜΑΤΟΣ 32μ)





## **4. ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΙ**

### **4.1. ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΙ ΔΙΚΤΥΩΜΑΤΟΣ**

**I. ΦΟΡΤΙΑ**

**II. ΑΝΤΙΔΡΑΣΕΙΣ**

**III. ΕΣΩΤΕΡΙΚΕΣ ΔΥΝΑΜΕΙΣ ΡΑΒΔΩΝ**

**ΘΕΜΑ : ΜΕΛΕΤΗ ΜΕΤΑΛΛΙΚΗΣ ΠΕΖΟΓΕΦΥΡΑΣ**

- **αριστερό άνοιγμα :** μήκους 20,00 m  
πλάτους 2,00 m  
ποιότητα χάλυβα St 37  
**επιτρεπόμενες τάσεις :**  
 $\sigma_{\text{επιτρ.}} = 24,00 \text{ KN/cm}^2$   
 $T_{\text{επιτρ.}} = 0,80 \times \sigma_{\text{επιτρ.}} = 19,20 \text{ KN/cm}^2$
  
- **δεξιό άνοιγμα :** μήκους 12,00 m  
πλάτους 2,00 m  
ποιότητα χάλυβα St 37  
**επιτρεπόμενες τάσεις :**  
 $\sigma_{\text{επιτρ.}} = 24,00 \text{ KN/cm}^2$   
 $T_{\text{επιτρ.}} = 0,80 \times \sigma_{\text{επιτρ.}} = 19,20 \text{ KN/cm}^2$

## I. ΦΟΡΤΙΑ

Επιλέγουμε την δυσμενέστερη φόρτιση βάσει της οποίας θα γίνει ο υπολογισμός του δικτύωματος της πεζογέφυρας.

### Βάρος πεζογέφυρας + κινητό φορτίο :

$$G = \gamma_G \times G_k + \gamma_Q \times Q_k = 1,35 \times 1,50 + 1,50 \times 3,00 = \mathbf{6,525 \text{ KN/m}^2}$$

Όπου  $\gamma_G$  : συντελεστής ασφαλείας για μόνιμα φορτία

$\gamma_Q$  : συντελεστής ασφαλείας για μεταβλητά φορτία

$G_k$  : χαρακτηριστική τιμή των μόνιμων δράσεων

$Q_k$  : χαρακτηριστική τιμή των μεταβλητών δράσεων

## II. ΑΝΤΙΔΡΑΣΕΙΣ

**αριστερό άνοιγμα :** Οι αντιδράσεις του δικτυώματος θα είναι :

$$\Sigma F_x = 0 \Rightarrow A_x = B_\psi = 0$$

$$\dots \Sigma M_A = 0 \Rightarrow G_{ολ} \times 10,00 - B_\psi \times 20,00 = 0 \Rightarrow B_\psi = 130,50 \times 10,00 / 20,00$$

$$\Rightarrow B_\psi = \mathbf{65,25 \text{ KN}}$$

$$\Sigma F_\psi = 0 \Rightarrow A_\psi + B_\psi = G_{ολ} \Rightarrow$$

$$A_\psi = 130,50 - 65,25 \Rightarrow$$

$$A_\psi = \mathbf{65,25 \text{ KN}}$$

Το φορτίο των 130,50 KN που παραλαμβάνει το αριστερό άνοιγμα μεταφέρεται στους κάτω κόμβους όπου διαμοιράζεται ως εξής :

Οι κόμβοι **3, 5, 7, 9, 11, 13, 15, 17, 19** δέχονται φορτίο

$$F = 130,50 / 10 \Rightarrow \mathbf{F = 13,05 \text{ KN}}$$

Λόγω της επιφάνειας επιρροής φορτίου στους ακραίους κόμβους **1** και **21**, όπου έχουμε τις στηρίξεις, η δύναμη είναι :

$$G = F / 2 \Rightarrow G = 13,05 / 2 \Rightarrow G = \mathbf{6,525 \text{ KN}}$$

**δεξιό άνοιγμα :** Οι αντιδράσεις του δικτυώματος θα είναι :

$$\Sigma F_x = 0 \Rightarrow A_x = B_\psi = 0$$

$$\dots\dots\Sigma M_A = 0 \Rightarrow G_{ολ.} \times 6,00 - B_\psi \times 12,00 = 0 \Rightarrow B_\psi = 78,30 \times 6,00 / 12,00 \Rightarrow$$

$$B_\psi = \mathbf{39,15 \text{ KN}}$$

$$\Sigma F_\psi = 0 \Rightarrow A_\psi + B_\psi = G_{ολ.} \Rightarrow$$

$$A_\psi = 78,30 - 39,15 \Rightarrow$$

$$A_\psi = \mathbf{39,15 \text{ KN}}$$

Το φορτίο των 78,30 KN που παραλαμβάνει το αριστερό άνοιγμα μεταφέρεται στους κάτω κόμβους όπου διαμοιράζεται ως εξής :

Οι κόμβοι **3, 5, 7, 9, 11**, δέχονται φορτίο

$$F = 78,30 / 6 \Rightarrow \mathbf{F = 13,05 \text{ KN}}$$

Λόγω της επιφάνειας επιρροής φορτίου στους ακραίους κόμβους **1** και **14**, όπου έχουμε τις στηρίξεις, η δύναμη είναι :

$$G = F / 2 \Rightarrow G = 13,05 / 2 \Rightarrow \mathbf{G = 6,525 \text{ KN}}$$

### 2.2.2.2. Συνδυασμοί δράσεων

(1) Για κάθε φορτική κατάσταση, οι τιμές σχεδιασμού  $E_d$ , για αποτελέσματα δράσεων θα προσδιορίζονται από τους κανόνες συνδυασμού των δράσεων με τιμές σχεδιασμού από τον πίνακα 2.1.

Πίνακας 2.1 Τιμές σχεδιασμού δράσεων για χρήση στους συνδυασμούς δράσεων				
Κατάσταση σχεδιασμού	Μόνιμες δράσεις $G_A$	Μεταβλητές δράσεις $Q_A$		Τυχηματικές δράσεις $A_d$
		Κύρια μεταβλητή δράση	Συνοδεύουσες μεταβλητές δράσεις	
Επιμένουσες και μεταβατικές	$Y_G G_K$	$Y_Q Q_K$	$\Psi_0 Y_Q Q_K$	
Τυχηματικές (αν δεν ορίζεται διαφορετικά αλλού)	$Y_{GA} G_K$	$\Psi_1 Q_K$	$\Psi_2 Q_K$	$Y_{AA} A_K$ (αν το $A_{\Pi}$ δεν ορίζεται απευθείας)

(2) Οι τιμές σχεδιασμού που δίνονται στον πίνακα 2.1 θα συνδυάζονται χρησιμοποιώντας τους ακόλουθους κανόνες (που δίνονται σε συμβολική μορφή):<sup>1</sup>

\* Επιμένουσες και μεταβατικές καταστάσεις σχεδιασμού πλην εκείνων που σχετίζονται με την κόπωση (θεμελιώδεις συνδυασμοί).

$$\sum_I g_{G,I} G_{k,I} - g_{Q,1} \cdot Q_{k,1} - \sum_{i>1} g_{Q,i} \cdot \Psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (2.9)$$

\* Τυχηματικές καταστάσεις σχεδιασμού (αν δεν ορίζεται διαφορετικά αλλού) :

$$\sum_I g_{GA,I} G_{k,I} + A_d + \Psi_{11} \cdot Q_{k,1} - \sum_{i>1} \Psi_{zi} \cdot Q_{k,i} \quad (2.10)$$

Όπου :

<sup>1</sup> Λεπτομερείς κανόνες σχεδιασμού δράσεων δίδονται στο ENY 1991, Ευρωκώδικας.

- $G_{k,I}$  είναι οι χαρακτηριστικές τιμές των μονίμων δράσεων  
 $Q_{k,I}$  είναι η χαρακτηριστική τιμή μιας των μεταβλητών δράσεων  
 $Q_{k,i}$  είναι οι χαρακτηριστικές τιμές των άλλων μεταβλητών δράσεων  
 $A_d$  είναι η τιμή σχεδιασμού (καθορισμένη) της τυχηματικής δράσης  
 $Y_{G,I}$  είναι ο επιμέρους συντελεστής ασφαλείας για τις μόνιμες δράσεις  $G_{k,j}$   
 $Y_{GA,j}$  είναι όπως ο  $Y_{G,j}$  αλλά για τυχηματικές καταστάσεις σχεδιασμού  
 $Y_{Q,i}$  είναι ο επιμέρους συντελεστής ασφάλειας για τη μεταβλητή δράση  $Q_{k,I}$   
 Και  $\Psi_0, \Psi_1, \Psi_2$  είναι παράγοντες που ορίζονται στη 2.2.2.3.

- (3) Συνδυασμοί για τυχηματικές καταστάσεις σχεδιασμού είτε περιλαμβάνουν μια συγκεκριμένη τυχηματική δράση  $A$  ή αναφέρονται σε κατάσταση μετά το τυχηματικό γεγονός ( $A=0$ ). Αν δεν ορίζεται διαφορετικά, θα χρησιμοποιείται η τιμή

$$Y_{GA} = 1.0$$

- (4) Στις εκφράσεις (2.9) και (2.10) θα χρησιμοποιούνται και έμμεσες δράσεις όπου αρμόζει.
- (5) Για κόπωση δείτε Κεφάλαιο 9.
- (6) Τα ίδια βάρη κάποιων φερόντων ή μη φερόντων στοιχείων, ασχέτων μεταξύ τους και κατασκευασμένων από διαφορετικά υλικά θα αντιμετωπίζονται ως διαφορετικές μόνιμες δράσεις.
- (7) Το ίδιο βάρος ενός ομογενούς δομήματος θα αντιμετωπίζεται ως μία ορισμένη μόνιμη δράση που αποτελείται από χωριστά δυσμενή και ευμενή μέρη.
- (8) Τα ίδια βάρη ουσιωδώς παρόμοιων τμημάτων ενός δομήματος (ή ουσιωδώς ομοιόμορφων μη φερόντων στοιχείων) μπορούν επίσης να αντιμετωπίζονται ως ξεχωριστά δυσμενή και ευμενή μέρη μιας ορισμένης μόνιμης δράσης.
- (9) Για κτίρια, οι ειδικοί επιμέρους συντελεστές ασφαλείας που δίνονται στο 2.3.3.1(3) έχουν εφαρμογή στα δυσμενή και ευμενή μέρη κάθε μιας μόνιμης δράσης, όπως αντιμετωπίζεται στο 2.3.2.3.(2).

- (10) Για κτίρια, οι κανονικοί επιμέρους συντελεστές ασφαλείας που δίνονται στη 2.3.3.1(1) εφαρμόζονται στις μόνιμες δράσεις πλην εκείνης της περίπτωσης (9).
- (11) Για μόνιμες δράσεις με μικρά όρια μεταβολής ή πολύ καλά ελεγχόμενες, μικρότεροι λόγοι επιμέρους συντελεστών ασφαλείας μπορεί να χρησιμοποιηθούν στα αλλά τμήματα του Ευρωκώδικα 3.
- (12) Όπου αβεβαιότητα στην τιμή μιας γεωμετρικής διάστασης επηρεάζει σημαντικά τον στατικό έλεγχο, η διάσταση αυτή θα εισάγεται στον έλεγχο αυτό με την πιο δυσμενή τιμή που θα μπορούσε λογικά να πάρει.

### 2.3.3. Επιμέρους συντελεστές ασφαλείας για οριακές καταστάσεις αστοχίας

#### 2.3.3.1. Επιμέρους συντελεστές ασφαλείας για κτίρια

- (1) Για επιμένουσες και μεταβατικές καταστάσεις σχεδιασμού θα χρησιμοποιούνται οι επιμέρους συντελεστές ασφαλείας του πίνακα 2.2.

Πίνακας 2.2. Επιμέρους συντελεστές ασφαλείας δράσεων σε κτίρια για επιμένουσες και μεταβατικές καταστάσεις σχεδιασμού			
	Μόνιμες δράσεις ( $Y_G$ )	Μεταβλητές δράσεις ( $Y_Q$ )	
		Κύρια μεταβλητή δράση	Συνοδευουσες μεταβλητές δράσεις
Ευμενές αποτέλεσμα $Y_{Fint}$	1.0*	- **	- **
Δυσμενές αποτέλεσμα $Y_{F....}$	1.35*	1.5	1.5

\* Βλέπε επίσης 2.3.3.1(3)

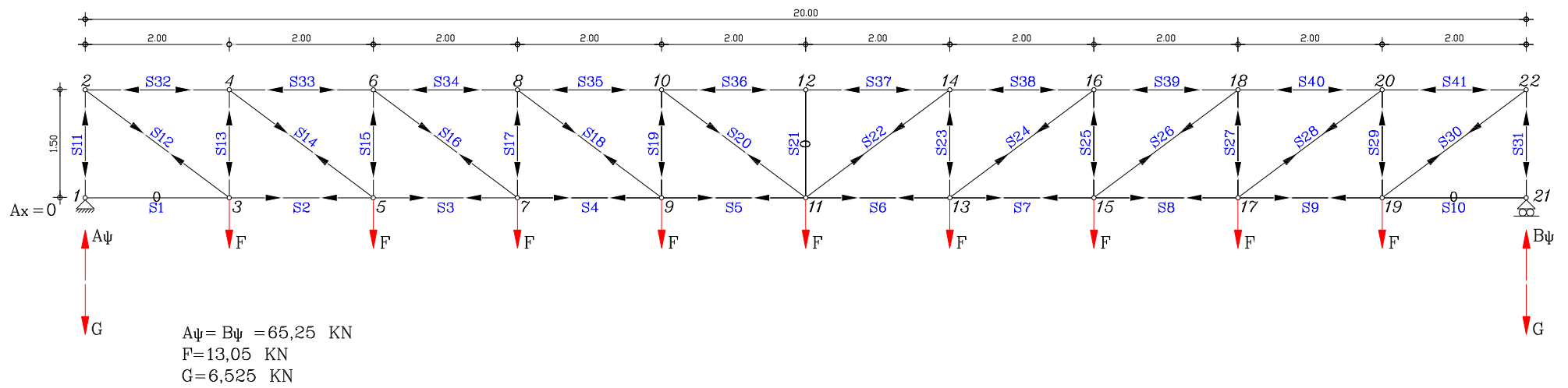
\*\* Βλέπε Ευρωκώδικα 1, σε κανονικές περιπτώσεις για κτίρια  $Y_{Qinf} = 0$ .

- (2) Για τυχηματικές καταστάσεις σχεδιασμού για τις οποίες εφαρμόζεται η (2.10), οι επιμέρους συντελεστές ασφαλείας για μεταβλητές δράσεις λαμβάνονται ίσοι προς 1.0.
- (3) Όπου σύμφωνα με την 2.3.2.3.(2) μια ορισμένη μόνιμη δράση απαιτείται να θεωρηθεί ως αποτελούμενη από ευμενή και δυσμενή μέρη, το ευμενές μέρος μπορεί, εναλλακτικά, να πολλαπλασιασθεί με :

$$Y_{G.inf} = 1.1$$

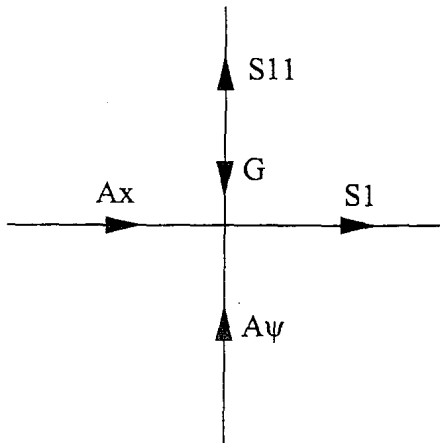


ΑΡΙΣΤΕΡΟ ΑΝΟΙΓΜΑ ΤΟΥ ΔΙΚΤΥΩΜΑΤΟΣ



III.1. ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΤΩΝ ΕΣΩΤΕΡΙΚΩΝ ΔΥΝΑΜΕΩΝ ΤΩΝ ΡΑΒΔΩΝ  
ΤΟΥ ΑΡΙΣΤΕΡΟΥ ΑΝΟΙΓΜΑΤΟΣ ΤΟΥ ΔΙΚΤΥΩΜΑΤΟΣ

**ΚΟΜΒΟΣ 1**



$$\Sigma F_x = 0$$

$$A_x = S1$$

$$\boxed{S1 = 0 \text{ KN}}$$

$$\Sigma F_y = 0$$

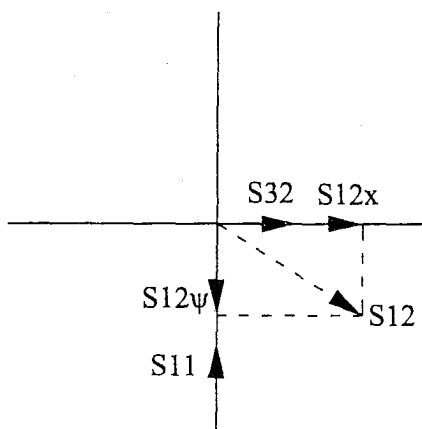
$$S11 + A_\psi - G = 0$$

$$S11 = G - A_\psi$$

$$S11 = 6,525 - 65,25$$

$$\boxed{S11 = -58,725 \text{ KN}}$$

**ΚΟΜΒΟΣ 2**



$$\Sigma F_y = 0$$

$$S11 - S12_\psi = 0$$

$$S11 = S12 * \eta\mu 37^\circ$$

$$S12 = 58,725 / 0,6$$

$$\boxed{S12 = +97,875 \text{ KN}}$$

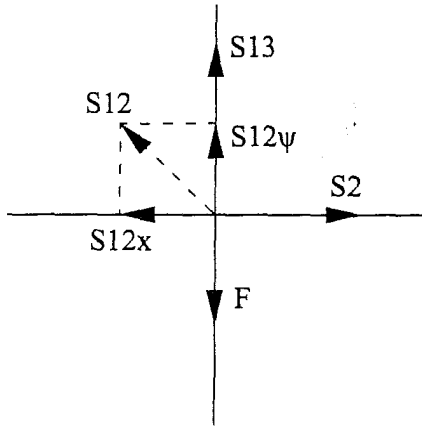
$$\Sigma F_x = 0$$

$$S32 + S12_x = 0$$

$$S32 + S12 * \sigma\upsilon\nu 37^\circ = 0$$

$$S32 = -97,875 * 0,8$$

$$\boxed{S32 = -78,30 \text{ KN}}$$

**KOMBOΣ 3**

$$\Sigma F_x = 0$$

$$S12_x = S2$$

$$S12 * \sigma\upsilon\nu 37^\circ = S2$$

$$S2 = 0,8 * 97,875$$

$$\boxed{S2 = + 78,30 \text{ KN}}$$

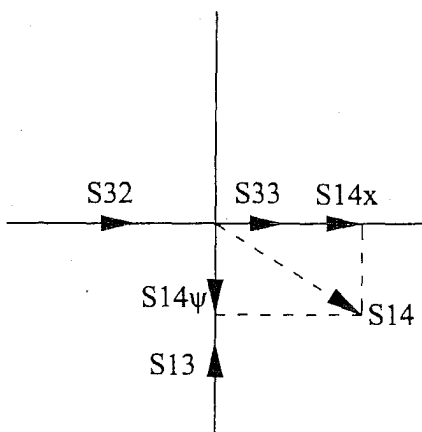
$$\Sigma F_\psi = 0$$

$$S13 + S12_\psi - F = 0$$

$$S13 = F - S12 * \eta\mu 37^\circ$$

$$S13 = 13,05 - (97,875 * 0,6)$$

$$\boxed{S13 = - 45,675 \text{ KN}}$$

**KOMBOΣ 4**

$$\Sigma F_\psi = 0$$

$$S13 - S14_\psi = 0$$

$$S13 = S14 * \eta\mu 37^\circ$$

$$S14 = 45,675 / 0,6$$

$$\boxed{S14 = + 76,125 \text{ KN}}$$

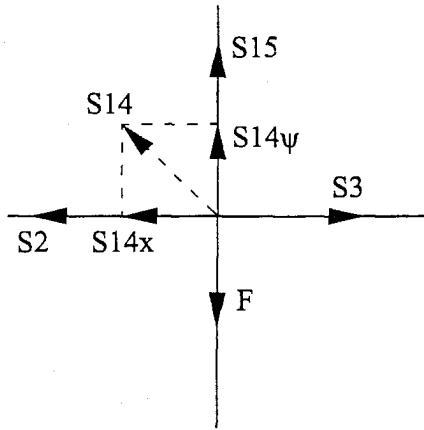
$$\Sigma F_x = 0$$

$$S32 + S14_x + S33 = 0$$

$$S32 + S14 * \sigma\upsilon\nu 37^\circ + S33 = 0$$

$$S33 = (- 76,125 * 0,8) - 78,30$$

$$\boxed{S33 = - 139,20 \text{ KN}}$$

**KOMBOΣ 5**

$$\Sigma F_x = 0$$

$$S14_x - S2 = S3$$

$$S14 * \sigma\upsilon\nu 37^\circ + S2 = S3$$

$$S3 = 0,8 * 76,125 + 78,30$$

$$\boxed{S3 = + 139,20 \text{ KN}}$$

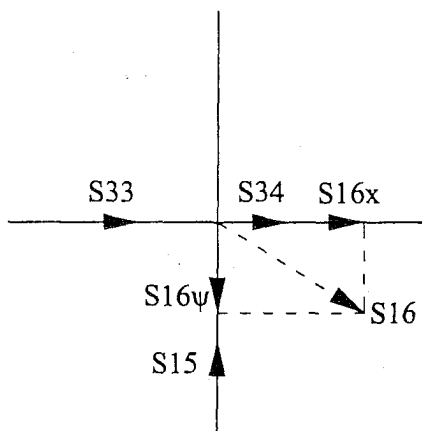
$$\Sigma F_\psi = 0$$

$$S15 + S14_\psi - F = 0$$

$$S15 = F - S14 * \eta\mu 37^\circ$$

$$S15 = 13,05 - (76,125 * 0,6)$$

$$\boxed{S15 = - 32,625 \text{ KN}}$$

**KOMBOΣ 6**

$$\Sigma F_\psi = 0$$

$$S15 - S16_\psi = 0$$

$$S15 = S16 * \eta\mu 37^\circ$$

$$S16 = 32,625 / 0,6$$

$$\boxed{S16 = + 54,375 \text{ KN}}$$

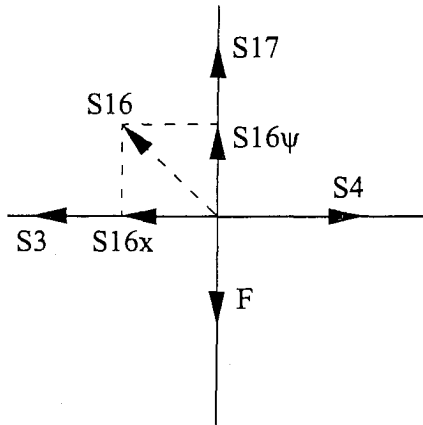
$$\Sigma F_x = 0$$

$$S33 + S16_x + S34 = 0$$

$$S33 + S16 * \sigma\upsilon\nu 37^\circ + S34 = 0$$

$$S34 = (- 54,375 * 0,8) - 139,20$$

$$\boxed{S34 = - 182,70 \text{ KN}}$$

**KOMBOΣ 7**

$$\Sigma F_x = 0$$

$$S16_x + S3 = S4$$

$$S16 * \sigma\upsilon\nu 37^\circ + S3 = S4$$

$$S4 = 0,8 * 54,375 + 139,20$$

$$\boxed{S4 = + 182,70 \text{ KN}}$$

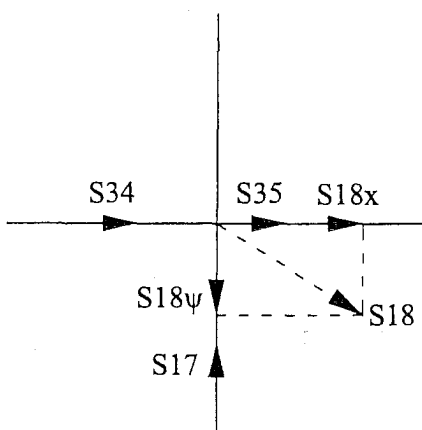
$$\Sigma F_\psi = 0$$

$$S17 + S16_\psi - F = 0$$

$$S17 = F - S16 * \eta\mu 37^\circ$$

$$S17 = 13,05 - (54,375 * 0,6)$$

$$\boxed{S17 = - 19,575 \text{ KN}}$$

**KOMBOΣ 8**

$$\Sigma F_\psi = 0$$

$$S17 - S18_\psi = 0$$

$$S17 = S18 * \eta\mu 37^\circ$$

$$S18 = 19,575 / 0,6$$

$$\boxed{S18 = + 32,625 \text{ KN}}$$

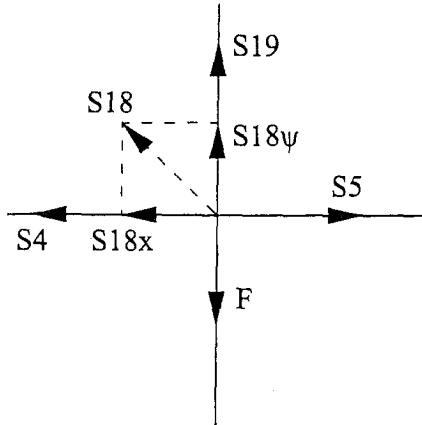
$$\Sigma F_x = 0$$

$$S35 + S18_x + S34 = 0$$

$$S35 + S18 * \sigma\upsilon\nu 37^\circ + S34 = 0$$

$$S35 = (- 32,625 * 0,8) - 182,70$$

$$\boxed{S35 = - 208,80 \text{ KN}}$$

**KOMBOΣ 9**

$$\Sigma F_x = 0$$

$$S18_x + S4 = S5$$

$$S18 * \sigma\upsilon\nu 37^\circ + S4 = S5$$

$$S5 = 0,8 * 32,625 + 182,70$$

$$\boxed{S5 = + 208,80 \text{ KN}}$$

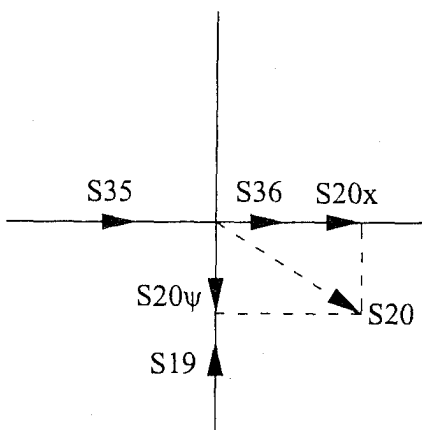
$$\Sigma F_y = 0$$

$$S19 + S18_\psi - F = 0$$

$$S19 = F - S18 * \eta\mu 37^\circ$$

$$S19 = 13,05 - (32,625 * 0,6)$$

$$\boxed{S19 = - 6,525 \text{ KN}}$$

**KOMBOΣ 10**

$$\Sigma F_y = 0$$

$$S19 - S20_\psi = 0$$

$$S19 = S20 * \eta\mu 37^\circ$$

$$S20 = 6,525 / 0,6$$

$$\boxed{S20 = + 10,875 \text{ KN}}$$

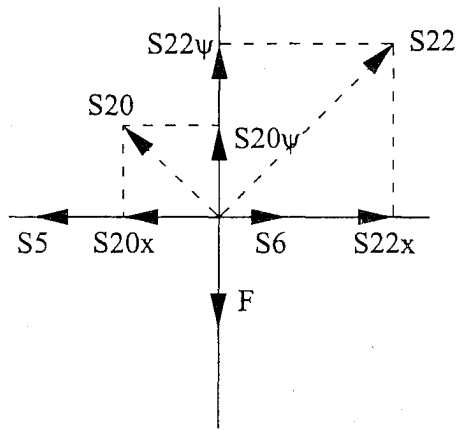
$$\Sigma F_x = 0$$

$$S35 + S20_x + S36 = 0$$

$$S35 + S20 * \sigma\upsilon\nu 37^\circ + S36 = 0$$

$$S36 = (- 10,875 * 0,8) - 208,80$$

$$\boxed{S36 = - 217,50 \text{ KN}}$$

**KOMBOΣ 11**

$$\Sigma F_{\psi} = 0$$

$$S20_{\psi} + S22_{\psi} - F = 0$$

$$S22 * \eta\mu 37^{\circ} = F - S20 * \eta\mu 37^{\circ}$$

$$S22 = 13,05 - (10,875 * 0,6) / 0,6$$

$$\boxed{S22 = + 10,875 \text{ KN}}$$

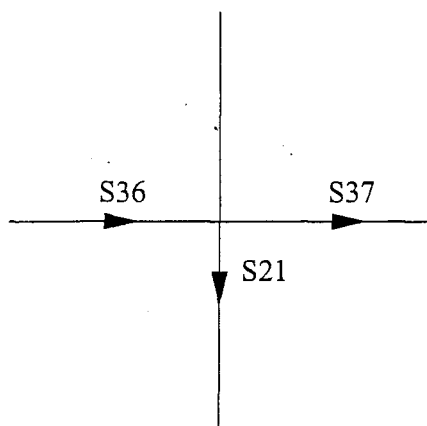
$$\Sigma F_x = 0$$

$$S22_x + S6 = S5 + S20_x$$

$$S22 * \sigma\upsilon\nu 37^{\circ} + S6 = S5 + S20 * \sigma\upsilon\nu 37^{\circ}$$

$$S6 = (0,8 * 10,875) + 208,80 - (0,8 * 10,875)$$

$$\boxed{S6 = + 208,80 \text{ KN}}$$

**KOMBOΣ 12**

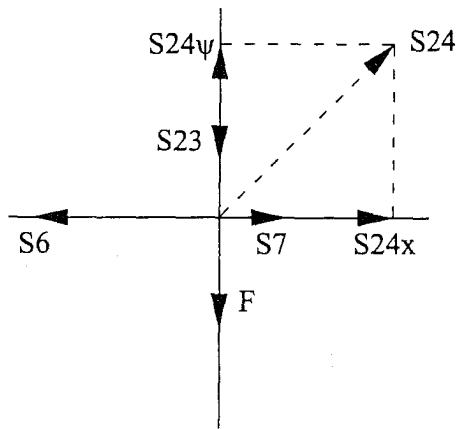
$$\Sigma F_x = 0$$

$$S36 + S37 = 0$$

$$\boxed{S37 = - 217,50 \text{ KN}}$$

$$\Sigma F_{\psi} = 0$$

$$\boxed{S21 = 0 \text{ KN}}$$

**KOMBOΣ 13**

$$\Sigma F_{\psi} = 0$$

$$S24_{\psi} - S23 - F = 0$$

$$S24 * \eta\mu 37^{\circ} = F + S23$$

$$S24 = 13,05 + 6,525 / 0,6$$

$$\boxed{S24 = + 32,625 \text{ KN}}$$

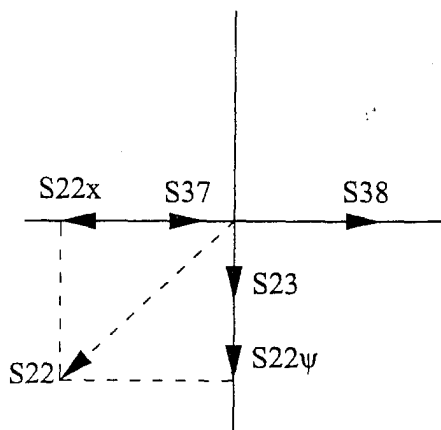
$$\Sigma F_x = 0$$

$$S24_x + S7 = S6$$

$$S24 * \sigma\upsilon\nu 37^{\circ} + S7 = S6$$

$$S7 = - (0,8 * 32,625) + 208,80$$

$$\boxed{S7 = + 182,70 \text{ KN}}$$

**KOMBOΣ 14**

$$\Sigma F_x = 0$$

$$S22_x = S37 + S38$$

$$S22 * \sigma\upsilon\nu 37^{\circ} = S37 + S38$$

$$S38 = 0,8 * 10,875 - 217,50$$

$$\boxed{S38 = - 208,80 \text{ KN}}$$

$$\Sigma F_{\psi} = 0$$

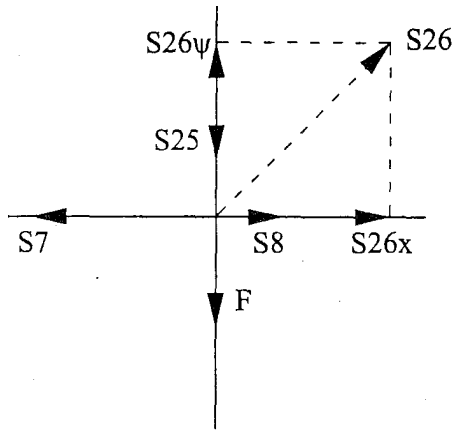
$$S23 + S22_{\psi} = 0$$

$$S23 = - S22 * \eta\mu 37^{\circ}$$

$$S23 = - (10,875 * 0,6)$$

$$\boxed{S23 = - 6,525 \text{ KN}}$$



**KOMBOΣ 15**

$$\Sigma F_{\psi} = 0$$

$$S26_{\psi} - S25 - F = 0$$

$$S26 * \eta\mu 37^{\circ} = F + S25$$

$$S26 = 13,05 + 19,575 / 0,6$$

$$\boxed{S26 = + 54,375 \text{ KN}}$$

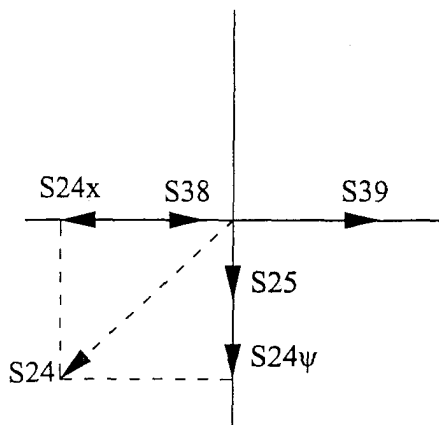
$$\Sigma F_x = 0$$

$$S26_x + S8 = S7$$

$$S26 * \sigma\upsilon\nu 37^{\circ} + S8 = S7$$

$$S8 = - (0,8 * 54,375) + 182,70$$

$$\boxed{S8 = + 139,20 \text{ KN}}$$

**KOMBOΣ 16**

$$\Sigma F_x = 0$$

$$S24_x = S39 + S38$$

$$S24 * \sigma\upsilon\nu 37^{\circ} = S39 + S38$$

$$S39 = 0,8 * 32,625 - 208,80$$

$$\boxed{S39 = - 182,70 \text{ KN}}$$

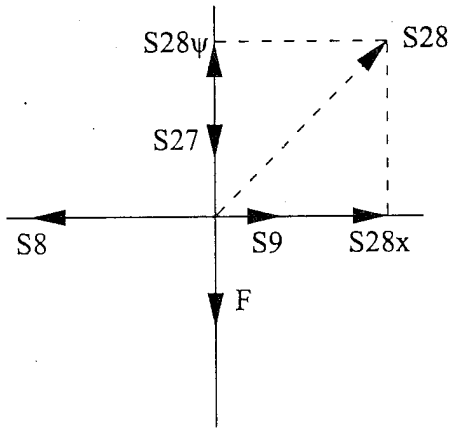
$$\Sigma F_{\psi} = 0$$

$$S25 + S24_{\psi} = 0$$

$$S25 = - S24 * \eta\mu 37^{\circ}$$

$$S25 = - (32,625 * 0,6)$$

$$\boxed{S25 = - 19,575 \text{ KN}}$$

**KOMBOΣ 17**

$$\Sigma F_{\psi} = 0$$

$$S28_{\psi} - S27 - F = 0$$

$$S28 * \eta\mu 37^{\circ} = F + S27$$

$$S28 = 13,05 + 32,625 / 0,6$$

$$\boxed{S28 = + 76,125 \text{ KN}}$$

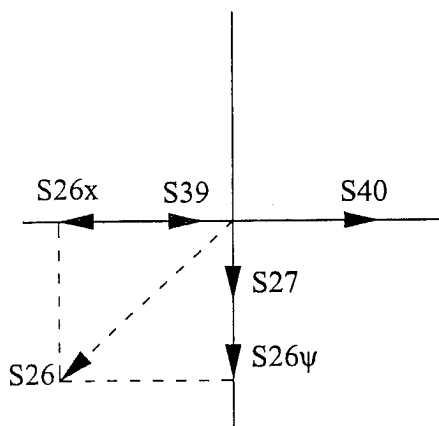
$$\Sigma F_x = 0$$

$$S28_x + S9 = S8$$

$$S28 * \sigma\upsilon\nu 37^{\circ} + S9 = S8$$

$$S9 = - (0,8 * 76,125) + 139,20$$

$$\boxed{S9 = + 78,30 \text{ KN}}$$

**KOMBOΣ 18**

$$\Sigma F_x = 0$$

$$S26_x = S39 + S40$$

$$S26 * \sigma\upsilon\nu 37^{\circ} = S39 + S40$$

$$S40 = 0,8 * 54,375 = 182,70$$

$$\boxed{S40 = -139,20 \text{ KN}}$$

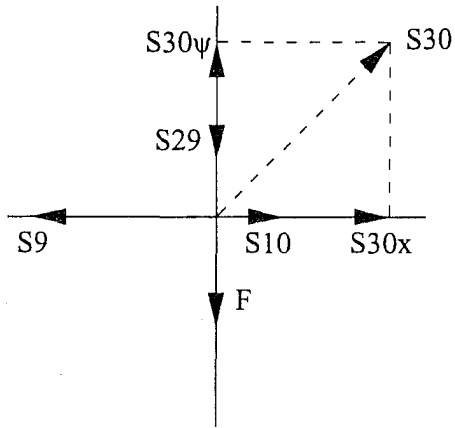
$$\Sigma F_{\psi} = 0$$

$$S27 + S26_{\psi} = 0$$

$$S27 = - S26 * \eta\mu 37^{\circ}$$

$$S27 = - (54,375 * 0,6)$$

$$\boxed{S27 = - 32,625 \text{ KN}}$$

**KOMBOΣ 19**

$$\Sigma F_{\psi} = 0$$

$$S30_{\psi} - S29 - F = 0$$

$$S30 * \eta\mu 37^{\circ} = F + S29$$

$$S30 = 13,05 + 45,675 / 0,6$$

$$\boxed{S30 = + 97,875 \text{ KN}}$$

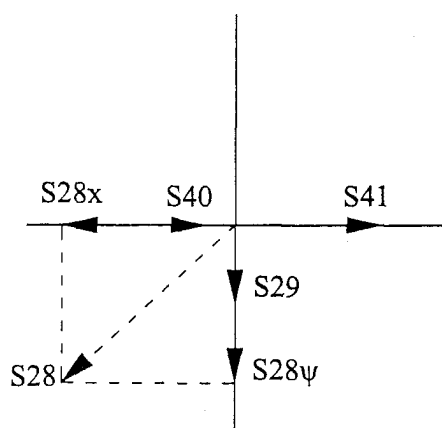
$$\Sigma F_x = 0$$

$$S30_x + S10 = S9$$

$$S30 * \sigma\upsilon\nu 37^{\circ} + S10 = S9$$

$$S10 = - (0,8 * 97,875) + 78,30$$

$$\boxed{S10 = 0 \text{ KN}}$$

**KOMBOΣ 20**

$$\Sigma F_x = 0$$

$$S28_x = S41 + S40$$

$$S28 * \sigma\upsilon\nu 37^{\circ} = S41 + S40$$

$$S41 = 0,8 * 76,125 - 139,20$$

$$\boxed{S41 = - 78,30 \text{ KN}}$$

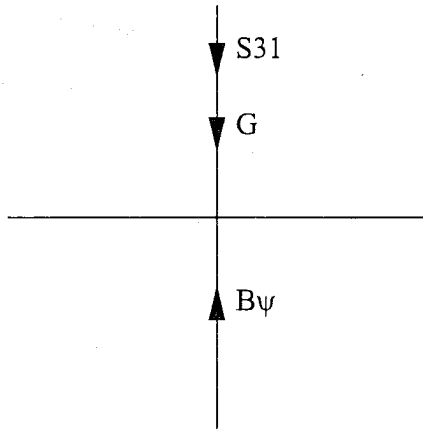
$$\Sigma F_{\psi} = 0$$

$$S29 + S28_{\psi} = 0$$

$$S29 = - S28 * \eta\mu 37^{\circ}$$

$$S29 = - (76,125 * 0,6)$$

$$\boxed{S29 = - 45,675 \text{ KN}}$$

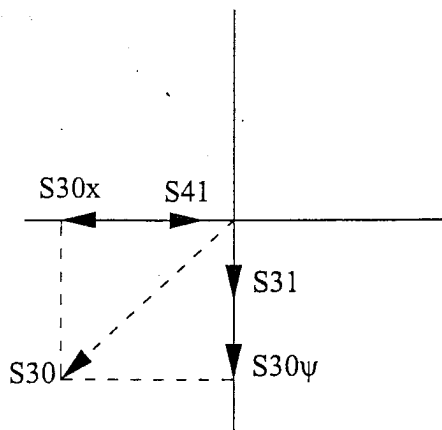
**KOMBOΣ 21**

$$\Sigma F_{\psi} = 0$$

$$S31 - B_{\psi} + G = 0$$

$$S31 = 6,525 - 65,25$$

$$\boxed{S31 = - 58,725 \text{ KN}}$$

**KOMBOΣ 22**

$$\Sigma F_{\psi} = 0$$

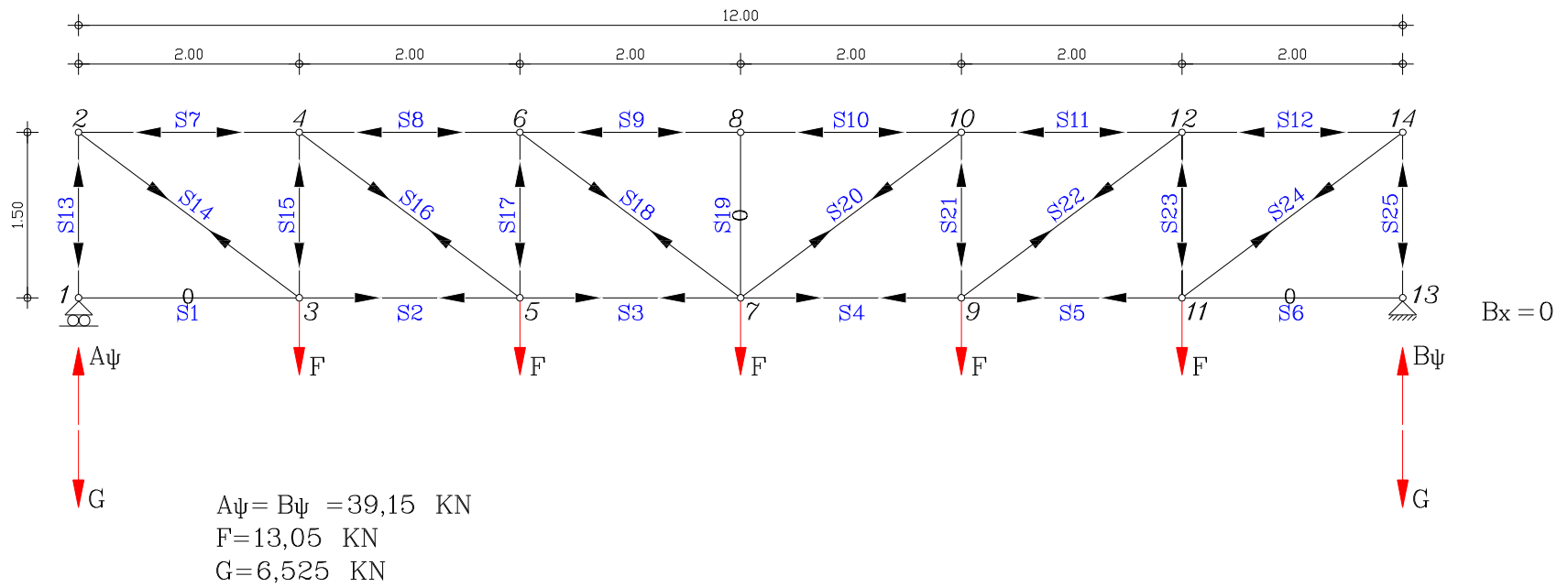
$$S31 + S30_{\psi} = 0$$

$$S31 = - S30 * \eta\mu 37^{\circ}$$

$$S31 = - (97,875 * 0,6)$$

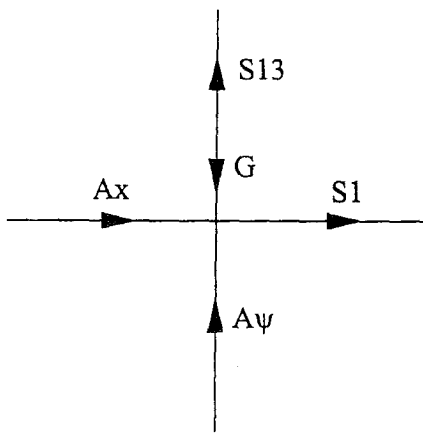
$$\boxed{S31 = - 58,725 \text{ KN}}$$

## ΛΕΞΙΟ ΑΝΟΙΓΜΑ ΤΟΥ ΔΙΚΤΥΩΜΑΤΟΣ



III.2 ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΤΩΝ ΕΣΩΤΕΡΙΚΩΝ ΔΥΝΑΜΕΩΝ ΤΩΝ ΡΑΒΔΩΝ  
ΤΟΥ ΔΕΞΙΟΥ ΑΝΟΙΓΜΑΤΟΣ ΤΟΥ ΔΙΚΤΥΩΜΑΤΟΣ

**ΚΟΜΒΟΣ 1**



$$\Sigma F_x = 0$$

$$A_x = S1$$

$$\boxed{S1 = 0 \text{ KN}}$$

$$\Sigma F_y = 0$$

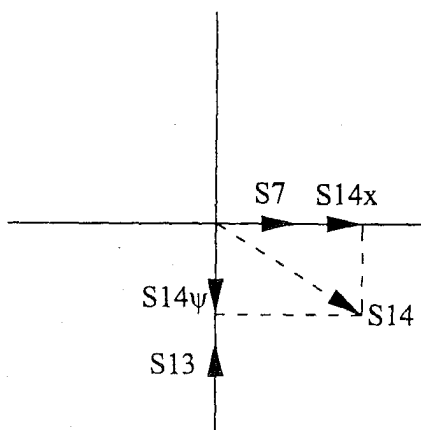
$$S13 + A_{\psi} - G = 0$$

$$S13 = G - A_{\psi}$$

$$S13 = 6,525 - 39,15$$

$$\boxed{S13 = - 32,625 \text{ KN}}$$

**ΚΟΜΒΟΣ 2**



$$\Sigma F_y = 0$$

$$S13 - S14_{\psi} = 0$$

$$S13 = S14 * \eta\mu 37^{\circ}$$

$$S14 = 32,625 / 0,6$$

$$\boxed{S14 = + 54,375 \text{ KN}}$$

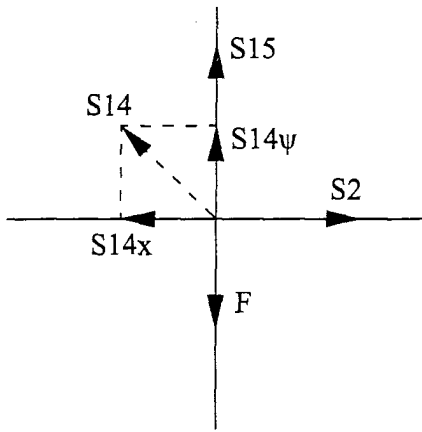
$$\Sigma F_x = 0$$

$$S7 + S14_x = 0$$

$$S7 + S14 * \sigma\upsilon\nu 37^{\circ} = 0$$

$$S7 = - 54,375 * 0,8$$

$$\boxed{S7 = - 43,50 \text{ KN}}$$

**KOMBOΣ 3**

$$\Sigma F_x = 0$$

$$S14_x = S2$$

$$S14 * \sigma\upsilon\nu 37^\circ = S2$$

$$S2 = 0,8 * 54,375$$

$$\boxed{S2 = + 43,50 \text{ KN}}$$

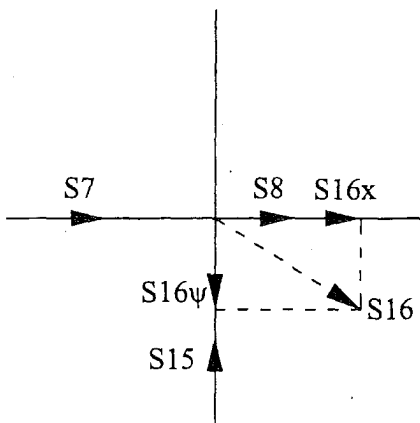
$$\Sigma F_\psi = 0$$

$$S15 + S14_\psi - F = 0$$

$$S15 = F - S14 * \eta\mu 37^\circ$$

$$S15 = 13,05 - (54,375 * 0,6)$$

$$\boxed{S15 = - 19,575 \text{ KN}}$$

**KOMBOΣ 4**

$$\Sigma F_\psi = 0$$

$$S15 - S16_\psi = 0$$

$$S15 = S16 * \eta\mu 37^\circ$$

$$S16 = 19,575 / 0,6$$

$$\boxed{S16 = + 32,625 \text{ KN}}$$

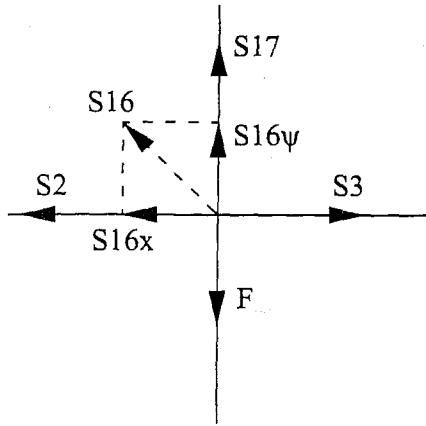
$$\Sigma F_x = 0$$

$$S7 + S16_x + S8 = 0$$

$$S7 + S16 * \sigma\upsilon\nu 37^\circ + S8 = 0$$

$$S8 = - (32,625 * 0,8) - 43,50$$

$$\boxed{S8 = - 69,60 \text{ KN}}$$

**KOMBOΣ 5**

$$\Sigma F_x = 0$$

$$S16_x - S2 = S3$$

$$S16 * \sigma\upsilon\nu 37^\circ + S2 = S3$$

$$S3 = 0,8 * 32,625 + 43,50$$

$$\boxed{S3 = + 69,60 \text{ KN}}$$

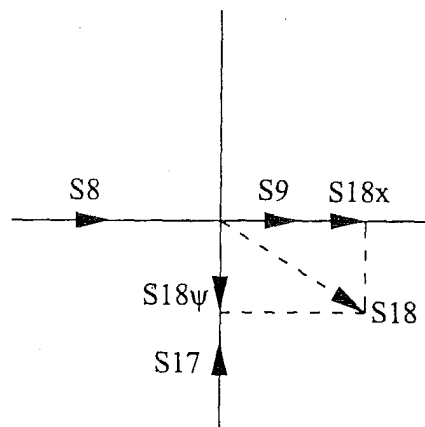
$$\Sigma F_\psi = 0$$

$$S17 + S16_\psi - F = 0$$

$$S17 = F - S16 * \eta\mu 37^\circ$$

$$S17 = 13,05 - (32,625 * 0,6)$$

$$\boxed{S17 = - 6,525 \text{ KN}}$$

**KOMBOΣ 6**

$$\Sigma F_\psi = 0$$

$$S17 - S18_\psi = 0$$

$$S17 = S18 * \eta\mu 37^\circ$$

$$S18 = 6,525 / 0,6$$

$$\boxed{S18 = + 10,875 \text{ KN}}$$

$$\Sigma F_x = 0$$

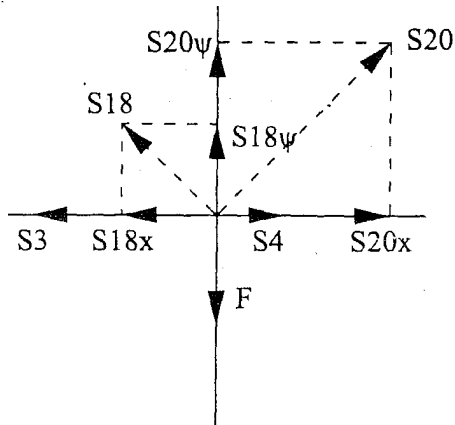
$$S9 + S18_x + S8 = 0$$

$$S9 + S18 * \sigma\upsilon\nu 37^\circ + S8 = 0$$

$$S9 = - (10,875 * 0,8) - 69,60$$

$$\boxed{S9 = - 78,30 \text{ KN}}$$



**KOMBOΣ 7**

$$\Sigma F_{\psi} = 0$$

$$S20_{\psi} + S18_{\psi} - F = 0$$

$$S20 * \eta\mu 37^{\circ} = F - S18 * \eta\mu 37^{\circ}$$

$$S20 = 13,05 - (10,875 * 0,6) / 0,6$$

$$\boxed{S20 = + 10,875 \text{ KN}}$$

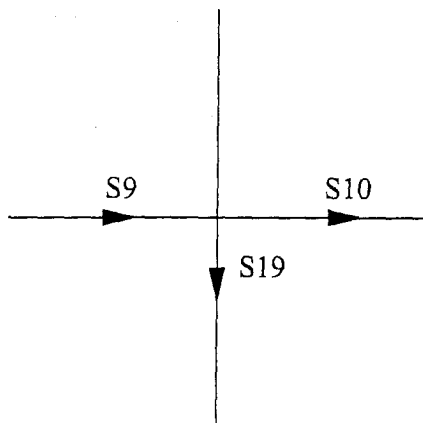
$$\Sigma F_x = 0$$

$$S20_x + S4 = S3 + S18_x$$

$$S20 * \sigma\upsilon\nu 37^{\circ} + S4 = S3 + S18 * \sigma\upsilon\nu 37^{\circ}$$

$$S4 = (0,8 * 10,875) + 69,60 - (0,8 * 10,875)$$

$$\boxed{S4 = + 69,60 \text{ KN}}$$

**KOMBOΣ 8**

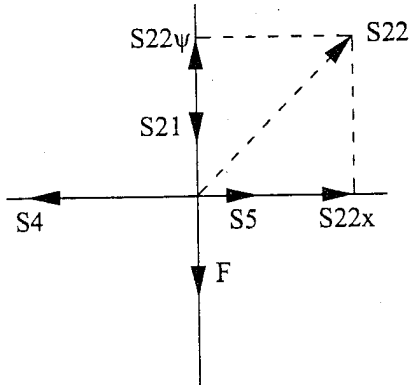
$$\Sigma F_x = 0$$

$$S9 + S10 = 0$$

$$\boxed{S10 = - 78,30 \text{ KN}}$$

$$\Sigma F_{\psi} = 0$$

$$\boxed{S19 = 0 \text{ KN}}$$

**KOMBOΣ 9**

$$\Sigma F_{\psi} = 0$$

$$S22_{\psi} - S21 - F = 0$$

$$S22 * \eta\mu 37^{\circ} = F + S21$$

$$S22 = 13,05 + 6,525 / 0,6$$

$$\boxed{S22 = + 32,625 \text{ KN}}$$

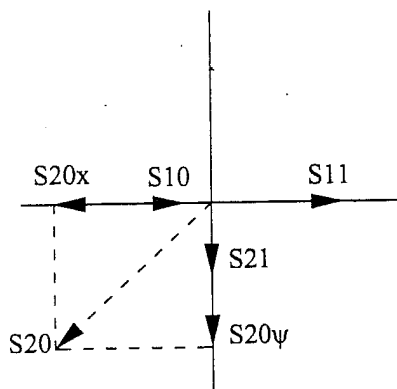
$$\Sigma F_x = 0$$

$$S22_x + S5 = S4$$

$$S22 * \sigma\upsilon\nu 37^{\circ} + S5 = S4$$

$$S5 = - (0,8 * 32,625) + 69,60$$

$$\boxed{S5 = + 43,50 \text{ KN}}$$

**KOMBOΣ 10**

$$\Sigma F_x = 0$$

$$S20_x = S10 + S11$$

$$S20 * \sigma\upsilon\nu 37^{\circ} = S10 + S11$$

$$S11 = 0,8 + 10,875 - 78,30$$

$$\boxed{S11 = - 69,60 \text{ KN}}$$

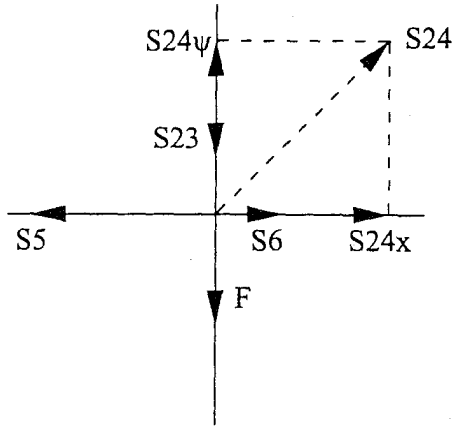
$$\Sigma F_{\psi} = 0$$

$$S21 + S20_{\psi} = 0$$

$$S21 = - S20 * \eta\mu 37^{\circ}$$

$$S21 = - (10,875 * 0,6)$$

$$\boxed{S21 = - 6,525 \text{ KN}}$$

**KOMBOΣ 11**

$$\Sigma F_{\psi} = 0$$

$$S24_{\psi} - S23 - F = 0$$

$$S24 * \eta\mu 37^{\circ} = F + S23$$

$$S24 = 13,05 + 19,575 / 0,6$$

$$\boxed{S24 = + 54,375 \text{ KN}}$$

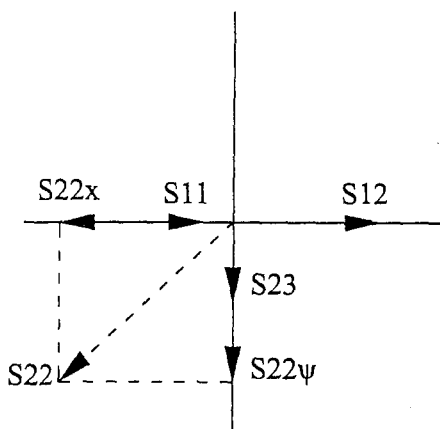
$$\Sigma F_x = 0$$

$$S24_x + S6 = S5$$

$$S24 * \sigma\upsilon\nu 37^{\circ} + S6 = S5$$

$$S6 = - (0,8 * 54,375) + 43,50$$

$$\boxed{S6 = 0 \text{ KN}}$$

**KOMBOΣ 12**

$$\Sigma F_x = 0$$

$$S22_x = S12 + S11$$

$$S22 * \sigma\upsilon\nu 37^{\circ} = S12 + S11$$

$$S12 = 0,8 * 32,625 - 69,60$$

$$\boxed{S12 = - 43,50 \text{ KN}}$$

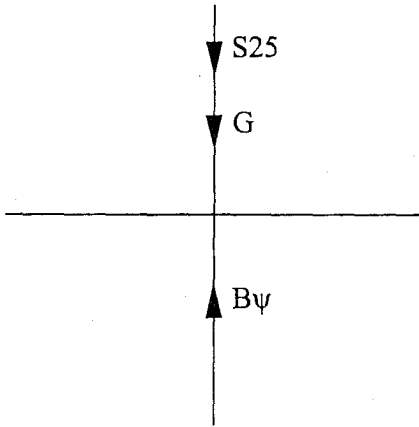
$$\Sigma F_{\psi} = 0$$

$$S23 + S22_{\psi} = 0$$

$$S23 = - S22 * \eta\mu 37^{\circ}$$

$$S23 = - (32,625 * 0,6)$$

$$\boxed{S23 = - 19,575 \text{ KN}}$$

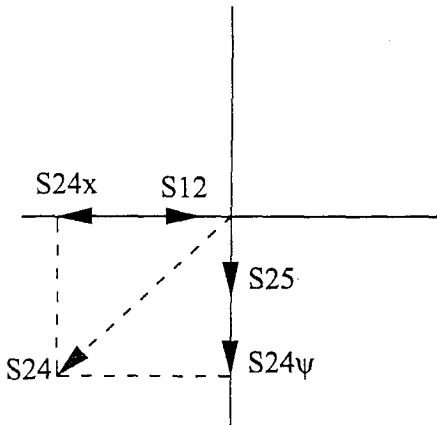
**KOMBOΣ 13**

$$\Sigma F_{\psi} = 0$$

$$S25 - B_{\psi} + G = 0$$

$$S25 = 6,525 - 39,15$$

$$\boxed{S25 = - 32,625 \text{ KN}}$$

**KOMBOΣ 14**

$$\Sigma F_{\psi} = 0$$

$$S25 + S24_{\psi} = 0$$

$$S25 = - S24 * \eta\mu 37^{\circ}$$

$$S25 = - (54,375 * 0,6)$$

$$\boxed{S25 = - 32,625 \text{ KN}}$$

**ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΤΩΝ ΡΑΒΔΩΝ ΤΟΥ ΑΡΙΣΤΕΡΟΥ ΑΝΟΙΓΜΑΤΟΣ  
ΤΟΥ ΔΙΚΤΥΩΜΑΤΟΣ**

**(ΣΥΝΟΠΤΙΚΟΣ ΠΙΝΑΚΑΣ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ)**

<b>ΡΑΒΔΟΣ</b>	<b>ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ (+) (KN)</b>	<b>ΘΛΙΨΗ (-) (KN)</b>	<b>ΜΗΚΟΣ (m)</b>
<b>S1</b>	0	0	2,00
<b>S2</b>	78,30		2,00
<b>S3</b>	139,20		2,00
<b>S4</b>	182,70		2,00
<b>S5</b>	208,80		2,00
<b>S6</b>	208,80		2,00
<b>S7</b>	182,70		2,00
<b>S8</b>	139,20		2,00
<b>S9</b>	78,30		2,00
<b>S10</b>	0	0	2,00
<b>S11</b>		58,725	1,50
<b>S12</b>	97,875		2,50
<b>S13</b>		45,675	1,50
<b>S14</b>	76,125		2,50
<b>S15</b>		32,625	1,50
<b>S16</b>	54,375		2,50
<b>S17</b>		19,575	1,50
<b>S18</b>	32,625		2,50
<b>S19</b>		6,525	1,50
<b>S20</b>	10,875		2,50
<b>S21</b>	0	0	1,50

<b>S22</b>	10,875		2,50
<b>S23</b>		6,525	1,50
<b>S24</b>	32,625		2,50
<b>S25</b>		19,575	1,50
<b>S26</b>	54,375		2,50
<b>S27</b>		32,625	1,50
<b>S28</b>	76,125		2,50
<b>S29</b>		45,675	1,50
<b>S30</b>	97,875		2,50
<b>S31</b>		58,725	1,50
<b>S32</b>		78,30	2,00
<b>S33</b>		139,20	2,00
<b>S34</b>		182,70	2,00
<b>S35</b>		208,80	2,00
<b>S36</b>		217,50	2,00
<b>S37</b>		217,50	2,00
<b>S38</b>		208,80	2,00
<b>S39</b>		182,70	2,00
<b>S40</b>		139,20	2,00
<b>S41</b>		78,30	2,00

**ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΤΩΝ ΡΑΒΔΩΝ ΤΟΥ ΔΕΞΙΟΥ ΑΝΟΙΓΜΑΤΟΣ  
ΤΟΥ ΔΙΚΤΥΩΜΑΤΟΣ**

**(ΣΥΝΟΠΤΙΚΟΣ ΠΙΝΑΚΑΣ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ)**

<b>ΡΑΒΔΟΣ</b>	<b>ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ (+) (KN)</b>	<b>ΘΛΙΨΗ (-) (KN)</b>	<b>ΜΗΚΟΣ (m)</b>
<b>S1</b>	0	0	2,00
<b>S2</b>	43,50		2,00
<b>S3</b>	69,60		2,00
<b>S4</b>	69,60		2,00
<b>S5</b>	43,50		2,00
<b>S6</b>	0	0	2,00
<b>S7</b>		43,50	2,00
<b>S8</b>		69,60	2,00
<b>S9</b>		78,30	2,00
<b>S10</b>		78,30	2,00
<b>S11</b>		69,60	2,00
<b>S12</b>		43,50	2,00
<b>S13</b>		32,625	1,50
<b>S14</b>	54,375		2,50
<b>S15</b>		19,575	1,50
<b>S16</b>	32,625		2,50
<b>S17</b>		6,525	1,50
<b>S18</b>	10,875		2,50
<b>S19</b>	0	0	1,50
<b>S20</b>	10,875		2,50
<b>S21</b>		6,525	1,50

<b>S22</b>	32,625		2,50
<b>S23</b>		19,575	1,50
<b>S24</b>	54,375		2,50
<b>S25</b>		32,625	1,50



**4.2. ΕΠΙΛΥΣΗ ΤΟΥ ΔΙΚΤΥΩΜΑΤΟΣ**  
**ΜΕΣΩ ΤΟΥ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑΤΟΣ**  
**“TRUSS”**

## TRUSS : Πρόγραμμα Η/Υ ελαστικής ανάλυσης Επίπεδων Δικτυωμάτων

(Διδασκαλία Κόντονη, 1995)

### *Μορφή αρχείου δεδομένων (DATA FILE)*

---

Τίτλος

Πλήθος κόμβων, Πλήθος μελών, Μέτρο ελαστικότητας E

Αριθμός κόμβου, συντεταγμένη-x, συντεταγμένη-y, συνθήκες στήριξης (δύο ακέραιοι \*)

-

-

Αριθμός μέλους κόμβος αρχής, κόμβος τέλους, Εμβαδόν διατομής A

-

-

Πλήθος περιπτώσεων φόρτισης

Αριθμός περίπτωσης φόρτισης, πλήθος φορτιζόμενων κόμβων.

Αριθμός φορτιζόμενου κόμβου, H, V.

-

(\*\*)

-

(\*\*)

Αριθμός περίπτωσης φόρτισης, πλήθος φορτιζόμενων κόμβων

(\*\*)

Αριθμός φορτιζόμενου κόμβου, H, V

(\*\*)

-

(\*\*)

Αριθμός περίπτωσης φόρτισης, πλήθος φορτιζόμενων κόμβων

(\*\*)

Αριθμός φορτιζόμενου κόμβου, H, V

(\*\*)

-

(\*\*)

---

**Σημειώσεις :**

\* (δύο ακέραιοι που να δηλώνουν τους περιορισμούς του κόμβου για μετακίνηση κατά x- και y- διεύθυνση : δώστε 0 εάν περιορισμένος και 1 εάν μη περιορισμένος).

\*\* (αν υπάρχει).

**Σχόλιο :**

Επίσης, το παρόν πρόγραμμα H/Y ρωτάει κατά την εκτέλεσή του, αν επιθυμούμε να έχουμε συνδυασμούς των περιπτώσεων φόρτισης. Αν απαντήσουμε καταφατικά, το πρόγραμμα H/Y μας ρωτάει με τι συντελεστή να πολλαπλασιάσει κάθε μία από τις περιπτώσεις φόρτισης.

```

-----
----- EDUCATIONAL COMPUTER PROGRAM -----
----- COMPUTER-AIDED STRUCTURAL ANALYSIS -----
----- 1995-2001 -----
-----
PLANE TRUSS LINEAR ELASTIC ANALYSIS
-----
(ARITHMETIC IS SINGLE PRECISION)
THE DATA WILL BE READ FROM FILE-GEFYRA_A
-----
*** METALLIKH PEZOGEFYRA - ARISTERO ANOIGMA ***
-----

```

ELASTIC MODULUS = .2100E+09

JOINT AND MEMBER DATA ( 22 JOINTS 41 MEMBERS)

NODE X-ORDINATE Y-ORDINATE CONSTRAINTS

1	.000	.000	0	0
2	.000	1.500	1	1
3	2.000	.000	1	1
4	2.000	1.500	1	1
5	4.000	.000	1	1
6	4.000	1.500	1	1
7	6.000	.000	1	1
8	6.000	1.500	1	1
9	8.000	.000	1	1
10	8.000	1.500	1	1
11	10.000	.000	1	1
12	10.000	1.500	1	1
13	12.000	.000	1	1
14	12.000	1.500	1	1
15	14.000	.000	1	1
16	14.000	1.500	1	1
17	16.000	.000	1	1
18	16.000	1.500	1	1
19	18.000	.000	1	1
20	18.000	1.500	1	1
21	20.000	.000	1	0
22	20.000	1.500	1	1

MEMBER	CONNECTION	SECTION-AREA	LENGTH
1	1 TO 3	.28500E-02	.20000E+01
2	3 TO 5	.28500E-02	.20000E+01
3	5 TO 7	.28500E-02	.20000E+01
4	7 TO 9	.28500E-02	.20000E+01
5	9 TO 11	.28500E-02	.20000E+01
6	11 TO 13	.28500E-02	.20000E+01
7	13 TO 15	.28500E-02	.20000E+01
8	15 TO 17	.28500E-02	.20000E+01
9	17 TO 19	.28500E-02	.20000E+01
10	19 TO 21	.28500E-02	.20000E+01
11	1 TO 2	.27900E-02	.15000E+01
12	2 TO 3	.75800E-03	.25000E+01
13	3 TO 4	.27900E-02	.15000E+01
14	4 TO 5	.75800E-03	.25000E+01
15	5 TO 6	.27900E-02	.15000E+01
16	6 TO 7	.75800E-03	.25000E+01
17	7 TO 8	.27900E-02	.15000E+01

18	8	TO	9	.75800E-03	.25000E+01
19	9	TO	10	.27900E-02	.15000E+01
20	10	TO	11	.75800E-03	.25000E+01
21	11	TO	12	.27900E-02	.15000E+01
22	11	TO	14	.75800E-03	.25000E+01
23	13	TO	14	.27900E-02	.15000E+01
24	13	TO	16	.75800E-03	.25000E+01
25	15	TO	16	.27900E-02	.15000E+01
26	15	TO	18	.75800E-03	.25000E+01
27	17	TO	18	.27900E-02	.15000E+01
28	17	TO	20	.75800E-03	.25000E+01
29	19	TO	20	.27900E-02	.15000E+01
30	19	TO	22	.75800E-03	.25000E+01
31	21	TO	22	.27900E-02	.15000E+01
32	2	TO	4	.28500E-02	.20000E+01
33	4	TO	6	.28500E-02	.20000E+01
34	6	TO	8	.28500E-02	.20000E+01
35	8	TO	10	.28500E-02	.20000E+01
36	10	TO	12	.28500E-02	.20000E+01
37	12	TO	14	.28500E-02	.20000E+01
38	14	TO	16	.28500E-02	.20000E+01
39	16	TO	18	.28500E-02	.20000E+01
40	18	TO	20	.28500E-02	.20000E+01
41	20	TO	22	.28500E-02	.20000E+01

-----  
THERE ARE 1 LOAD CASES

IN LOAD-SET 1 THERE ARE 11 LOADED JOINTS

LOAD-SET	JOINT	X-FORCE	Y-FORCE
1	1	.00000E+00	-.65250E+01
1	3	.00000E+00	-.13050E+02
1	5	.00000E+00	-.13050E+02
1	7	.00000E+00	-.13050E+02
1	9	.00000E+00	-.13050E+02
1	11	.00000E+00	-.13050E+02
1	13	.00000E+00	-.13050E+02
1	15	.00000E+00	-.13050E+02
1	17	.00000E+00	-.13050E+02
1	19	.00000E+00	-.13050E+02
1	21	.00000E+00	-.65250E+01

-----  
\*\*\* METALLIKH PEZOGEFYRA - ARISTERO ANOIGMA \*\*\*  
-----

DEGREE OF FREEDOM = 41  
WIDTH OF THE BAND = 8  
TERMS IN K-MATRIX = 328  
NO. OF LOAD CASES = 1

JOINT	LOAD-SET	X-MOVEMENT	Y-MOVEMENT
1	1	.00000E+00	.00000E+00
2	1	.47968E-02	-.15034E-03
3	1	-.25582E-08	-.91079E-02
4	1	.45351E-02	-.92248E-02
5	1	.26164E-03	-.16915E-01
6	1	.40700E-02	-.16999E-01
7	1	.72678E-03	-.22880E-01
8	1	.34595E-02	-.22930E-01
9	1	.13373E-02	-.26613E-01
10	1	.27618E-02	-.26630E-01
11	1	.20350E-02	-.27884E-01

12	1	.20350E-02	-.27884E-01
13	1	.27327E-02	-.26613E-01
14	1	.13082E-02	-.26630E-01
15	1	.33432E-02	-.22880E-01
16	1	.61049E-03	-.22930E-01
17	1	.38083E-02	-.16915E-01
18	1	-.78490E-08	-.16999E-01
19	1	.40700E-02	-.91079E-02
20	1	-.46515E-03	-.92248E-02
21	1	.40700E-02	.00000E+00
22	1	-.72679E-03	-.15034E-03

MEMBER	LOAD-SET	BAR-TENSION	AXIAL-STRESS	MEMBER-ENDS	
1	1	-.76553E-03	-.26861E+00	1	3
2	1	.78296E+02	.27472E+05	3	5
3	1	.13919E+03	.48840E+05	5	7
4	1	.18269E+03	.64102E+05	7	9
5	1	.20879E+03	.73260E+05	9	11
6	1	.20879E+03	.73260E+05	11	13
7	1	.18269E+03	.64102E+05	13	15
8	1	.13919E+03	.48840E+05	15	17
9	1	.78296E+02	.27472E+05	17	19
10	1	.22119E-04	.77610E-02	19	21
11	1	-.58723E+02	-.21048E+05	1	2
12	1	.97871E+02	.12912E+06	2	3
13	1	-.45673E+02	-.16370E+05	3	4
14	1	.76122E+02	.10042E+06	4	5
15	1	-.32623E+02	-.11693E+05	5	6
16	1	.54373E+02	.71732E+05	6	7
17	1	-.19574E+02	-.70158E+04	7	8
18	1	.32624E+02	.43039E+05	8	9
19	1	-.65237E+01	-.23382E+04	9	10
20	1	.10875E+02	.14347E+05	10	11
21	1	-.85768E-03	-.30741E+00	11	12
22	1	.10875E+02	.14347E+05	11	14
23	1	-.65243E+01	-.23384E+04	13	14
24	1	.32623E+02	.43039E+05	13	16
25	1	-.19574E+02	-.70157E+04	15	16
26	1	.54373E+02	.71732E+05	15	18
27	1	-.32623E+02	-.11693E+05	17	18
28	1	.76121E+02	.10042E+06	17	20
29	1	-.45673E+02	-.16370E+05	19	20
30	1	.97870E+02	.12912E+06	19	22
31	1	-.58722E+02	-.21047E+05	21	22
32	1	-.78297E+02	-.27473E+05	2	4
33	1	-.13919E+03	-.48840E+05	4	6
34	1	-.18269E+03	-.64102E+05	6	8
35	1	-.20879E+03	-.73260E+05	8	10
36	1	-.21749E+03	-.76312E+05	10	12
37	1	-.21749E+03	-.76312E+05	12	14
38	1	-.20879E+03	-.73260E+05	14	16
39	1	-.18269E+03	-.64102E+05	16	18
40	1	-.13919E+03	-.48840E+05	18	20
41	1	-.78296E+02	-.27472E+05	20	22

JOINT	LOAD-SET	HORIZ-FORCE	VERT-FORCE
1	1	.76553E-03	.58723E+02
2	1	-.68665E-04	.38147E-05
3	1	.00000E+00	-.13050E+02

4	1	-.15259E-03	.11826E-03
5	1	-.34332E-04	-.13050E+02
6	1	-.27466E-03	.37384E-03
7	1	.76294E-04	-.13049E+02
8	1	-.25940E-03	.41962E-04
9	1	-.32425E-04	-.13051E+02
10	1	-.91553E-04	.11549E-02
11	1	-.39101E-04	-.13049E+02
12	1	-.91553E-04	-.85768E-03
13	1	.13733E-03	-.13050E+02
14	1	.00000E+00	.96273E-03
15	1	.30518E-04	-.13050E+02
16	1	.00000E+00	.22697E-03
17	1	-.21362E-03	-.13049E+02
18	1	-.30518E-04	.26703E-03
19	1	.22125E-03	-.13050E+02
20	1	.38147E-04	.10681E-03
21	1	.22119E-04	.58722E+02
22	1	.76294E-05	-.38147E-05

-----  
-----  
THE RUN IS COMPLETE AND YOUR RESULTS ARE IN THE FILE-GEFYRA\_A.OUT  
REMEMBER THAT YOUR DATA IS STORED IN FILE-GEFYRA\_A  
BUT NOW YOU MUST CHECK THAT THE RESULTS ARE VALID  
-----

```

-----
----- EDUCATIONAL COMPUTER PROGRAM -----
----- COMPUTER-AIDED STRUCTURAL ANALYSIS -----
----- 1995-2001 -----
-----

```

PLANE TRUSS LINEAR ELASTIC ANALYSIS

```

-----
(ARITHMETIC IS SINGLE PRECISION)
THE DATA WILL BE READ FROM FILE-GEFYRA_D
-----

```

\*\*\* METALLIKH PEZOGEFYRA - DEXIO ANOIGMA \*\*\*

ELASTIC MODULUS = .2100E+09

JOINT AND MEMBER DATA ( 14 JOINTS 25 MEMBERS)

NODE X-ORDINATE Y-ORDINATE CONSTRAINTS

1	.000	.000	1	0
2	.000	1.500	1	1
3	2.000	.000	1	1
4	2.000	1.500	1	1
5	4.000	.000	1	1
6	4.000	1.500	1	1
7	6.000	.000	1	1
8	6.000	1.500	1	1
9	8.000	.000	1	1
10	8.000	1.500	1	1
11	10.000	.000	1	1
12	10.000	1.500	1	1
13	12.000	.000	0	0
14	12.000	1.500	1	1

MEMBER	CONNECTION	SECTION-AREA	LENGTH
1	1 TO 3	.28500E-02	.20000E+01
2	3 TO 5	.28500E-02	.20000E+01
3	5 TO 7	.28500E-02	.20000E+01
4	7 TO 9	.28500E-02	.20000E+01
5	9 TO 11	.28500E-02	.20000E+01
6	11 TO 13	.28500E-02	.20000E+01
7	2 TO 4	.28500E-02	.20000E+01
8	4 TO 6	.28500E-02	.20000E+01
9	6 TO 8	.28500E-02	.20000E+01
10	8 TO 10	.28500E-02	.20000E+01
11	10 TO 12	.28500E-02	.20000E+01
12	12 TO 14	.28500E-02	.20000E+01
13	1 TO 2	.27900E-02	.15000E+01
14	2 TO 3	.75800E-03	.25000E+01
15	3 TO 4	.27900E-02	.15000E+01
16	4 TO 5	.75800E-03	.25000E+01
17	5 TO 6	.27900E-02	.15000E+01
18	6 TO 7	.75800E-03	.25000E+01
19	7 TO 8	.27900E-02	.15000E+01
20	7 TO 10	.75800E-03	.25000E+01
21	9 TO 10	.27900E-02	.15000E+01
22	9 TO 12	.75800E-03	.25000E+01
23	11 TO 12	.27900E-02	.15000E+01
24	11 TO 14	.75800E-03	.25000E+01
25	13 TO 14	.27900E-02	.15000E+01



-----  
 THERE ARE 1 LOAD CASES

IN LOAD-SET 1 THERE ARE 7 LOADED JOINTS  
 LOAD-SET JOINT X-FORCE Y-FORCE  
 1 1 .00000E+00 -.65250E+01  
 1 3 .00000E+00 -.13050E+02  
 1 5 .00000E+00 -.13050E+02  
 1 7 .00000E+00 -.13050E+02  
 1 9 .00000E+00 -.13050E+02  
 1 11 .00000E+00 -.13050E+02  
 1 13 .00000E+00 -.65250E+01  
 -----

\*\*\* METALLIKH PEZOGEFYRA - DEXIO ANOIGMA \*\*\*  
 -----

DEGREE OF FREEDOM = 25  
 WIDTH OF THE BAND = 8  
 TERMS IN K-MATRIX = 200  
 NO. OF LOAD CASES = 1

JOINT	LOAD-SET	X-MOVEMENT	Y-MOVEMENT
1	1	-.75588E-03	.00000E+00
2	1	.26165E-03	-.83524E-04
3	1	-.75588E-03	-.28635E-02
4	1	.11629E-03	-.29136E-02
5	1	-.61052E-03	-.47367E-02
6	1	-.11629E-03	-.47534E-02
7	1	-.37794E-03	-.53869E-02
8	1	-.37794E-03	-.53869E-02
9	1	-.14536E-03	-.47367E-02
10	1	-.63959E-03	-.47534E-02
11	1	.87778E-10	-.28635E-02
12	1	-.87217E-03	-.29136E-02
13	1	.00000E+00	.00000E+00
14	1	-.10175E-02	-.83525E-04

MEMBER	LOAD-SET	BAR-TENSION	AXIAL-STRESS	MEMBER-ENDS
1	1	-.40843E-05	-.14331E-02	1 3
2	1	.43500E+02	.15263E+05	3 5
3	1	.69599E+02	.24421E+05	5 7
4	1	.69599E+02	.24421E+05	7 9
5	1	.43500E+02	.15263E+05	9 11
6	1	-.26268E-04	-.92167E-02	11 13
7	1	-.43500E+02	-.15263E+05	2 4
8	1	-.69599E+02	-.24421E+05	4 6
9	1	-.78299E+02	-.27473E+05	6 8
10	1	-.78299E+02	-.27473E+05	8 10
11	1	-.69599E+02	-.24421E+05	10 12
12	1	-.43500E+02	-.15263E+05	12 14
13	1	-.32625E+02	-.11693E+05	1 2
14	1	.54374E+02	.71734E+05	2 3
15	1	-.19575E+02	-.70160E+04	3 4
16	1	.32625E+02	.43041E+05	4 5
17	1	-.65248E+01	-.23386E+04	5 6
18	1	.10875E+02	.14347E+05	6 7
19	1	-.17653E-03	-.63271E-01	7 8
20	1	.10875E+02	.14347E+05	7 10
21	1	-.65248E+01	-.23387E+04	9 10
22	1	.32625E+02	.43041E+05	9 12

23	1	-.19575E+02	-.70161E+04	11	12
24	1	.54375E+02	.71734E+05	11	14
25	1	-.32625E+02	-.11693E+05	13	14

---

JOINT	LOAD-SET	HORIZ-FORCE	VERT-FORCE
1	1	.40843E-05	.32625E+02
2	1	-.38147E-05	.38147E-05
3	1	-.76294E-05	-.13050E+02
4	1	.57220E-05	.66757E-04
5	1	.19073E-05	-.13050E+02
6	1	.47684E-05	.12302E-03
7	1	-.22888E-04	-.13050E+02
8	1	.00000E+00	-.17653E-03
9	1	.38147E-05	-.13050E+02
10	1	-.20027E-04	.25272E-04
11	1	.00000E+00	-.13050E+02
12	1	.45776E-04	.15259E-04
13	1	-.26268E-04	.32625E+02
14	1	.15259E-04	.00000E+00

---

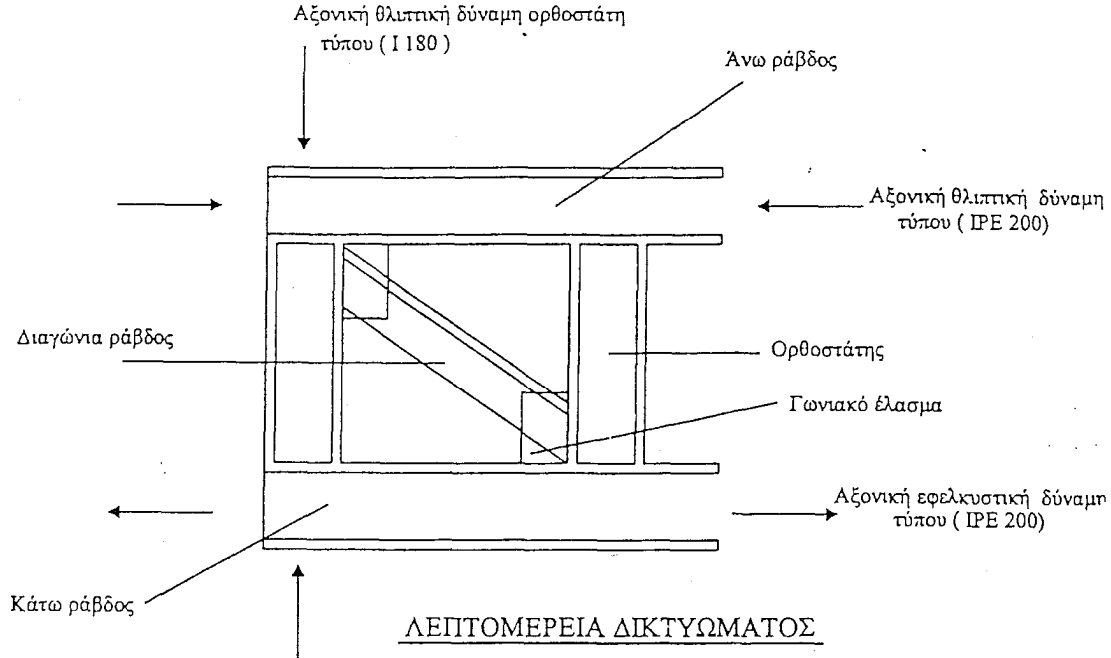
THE RUN IS COMPLETE AND YOUR RESULTS ARE IN THE FILE-GEFYRA\_D.OUT  
 REMEMBER THAT YOUR DATA IS STORED IN FILE-GEFYRA\_D  
 BUT NOW YOU MUST CHECK THAT THE RESULTS ARE VALID

---

**4.3. ΕΠΙΛΟΓΗ ΔΙΑΤΟΜΩΝ ΤΩΝ ΡΑΒΔΩΝ ΤΟΥ ΔΙΚΤΥΩΜΑΤΟΣ**  
**ΚΑΙ ΕΛΕΓΧΟΣ ΑΥΤΩΝ**  
**ΣΕ ΚΑΘΕ ΔΥΝΑΤΗ ΚΑΤΑΠΟΝΗΣΗ**

**4.3.α**

ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΔΙΑΤΟΜΩΝ ΣΕ ΦΑΙΝΟΜΕΝΟ ΛΥΓΙΣΜΟΥ  
ΜΕ ΤΗ ΜΕΘΟΔΟ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΩΝ  $\omega$



ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΤΟΥ ΑΡΙΣΤΕΡΟΥ ΑΝΟΙΓΜΑΤΟΣ ΤΩΝ 20 m

Σύμφωνα με τη μέθοδο αυτή το θλιπτικό φορτίο  $P$  πολλαπλασιάζεται με κατάλληλο συντελεστή, που είναι πάντα μεγαλύτερος της μονάδος και που ονομάζεται **συντελεστής  $\omega$**  ή **συντελεστής λυγισμού** και το αποτέλεσμα που προκύπτει διαιρείται με το εμβαδό  $F'$  της διατομής.

*Ο συντελεστής  $\omega$  εξαρτάται από τη λυγηρότητα του στύλου και από το υλικό που αυτός είναι κατασκευασμένος, ενώ είναι ανεξάρτητος από το είδος φόρτισης που δέχεται ο στύλος.*

Επομένως η κρίσιμη τάση λυγισμού  $\sigma_k$  είναι  $\sigma_k = \omega * P / F'$

Επειδή θέλουμε την δυσμενέστερη περίπτωση παίρνουμε το μέγιστο θλιπτικό φορτίο που εφαρμόζεται σε ράβδο. Αν υπολογίσουμε για το μέγιστο θλιπτικό φορτίο για μια διατομή π.χ. **IPE 200** ότι η κρίσιμη τάση λυγισμού  $\sigma_k$   $\leq$   $\sigma_{επ.}$  τότε δεν είναι απαραίτητο να υπολογίσουμε την κρίσιμη τάση λυγισμού για τις υπόλοιπες θλιπτικές δυνάμεις αφού για τη διατομή αυτή ικανοποιείται η

συνθήκη αντοχής.

Η μέγιστη θλιπτική δύναμη είναι στις ράβδους  $S_{36}$  και  $S_{37}$  με τιμή  $S_{35} = S_{37} = -217,50 \text{ KN}$ .

Το ανηγμένο μήκος λυγισμού για αμφιαρθρωτή ράβδο είναι  $l_k = L = 2 \text{ m}$ .

Ελέγχουμε ως προς τη δυσμενέστερη ακτίνα αδρανείας  $i_y$ , δηλαδή, ως προς τη διεύθυνση που αναμένεται να λυγίσει ο στύλος.

Ο λόγος  $\lambda$  (που είναι καθαρός αριθμός), μας παρέχει ένα μέτρο της ευαισθησίας της ράβδου στο λυγισμό, και ονομάζεται **βαθμός λυγηρότητας** ή **λυγηρότητα της ράβδου**.

$$\lambda = l_k / i_{\min}$$

Για να βρούμε τα στοιχεία χρησιμοποιούμε υψίκορμα δοκάρια τύπου I σειρά **IPE 200**.

Από τον πίνακα της σελίδας (86) για τον παραπάνω τύπο δοκαριών, προκύπτουν τα εξής :

$$F' = 28,5 \text{ cm}^2 \text{ και } i_y = 2,24 \text{ cm}$$

Επομένως η λυγηρότητα είναι  $\lambda = l_k / i_{\min} \Rightarrow 200 \text{ cm} / 2,24 \text{ cm} \Rightarrow \lambda = 89,28$ . Το  $\omega$  είναι συνάρτηση του  $\lambda$ . Για  $\lambda = 89,28$  από τον πίνακα της σελίδας (78) υπολογίζουμε  $\omega = 1,51$ .

Για  $\omega = 1,51$  η κρίσιμη τάση λυγισμού  $\sigma_k = 1,51 * 217,50 \text{ (KN)} / 28,5 \text{ (cm}^2) \Rightarrow \sigma_k = 11,52 \text{ KN / cm}^2 \text{ } \leq 24 \text{ KN / cm}^2$ .

Όπου  $\sigma_{\text{επ}} = 24 \text{ KN / cm}^2$ .

Συνεπώς ικανοποιείται η συνθήκη αντοχής.

### ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΤΟΥ ΔΕΞΙΟΥ ΑΝΟΙΓΜΑΤΟΣ ΤΩΝ 12 m

Για λόγους ομοιομορφίας επιλέγω την ίδια σειρά υψίκορμων δοκαριών **IPE 200**. Η μέγιστη θλιπτική δύναμη είναι στις ράβδους  $S_9$  και  $S_{10}$  με τιμή  $S_9 = S_{10} = -78,30 \text{ KN}$ .

Επομένως η λυγηρότητα είναι  $\lambda = i_{\min} \Rightarrow \lambda = 200 \text{ cm} / 2,24 \text{ cm} \Rightarrow \lambda =$

**89,28.** Το  $\omega$  είναι συνάρτηση του  $\lambda$ . Για  $\lambda = 89,28$  από τον πίνακα της σελίδας (78) υπολογίζουμε  $\omega = 1,51$ .

Για  $\omega = 1,51$  η κρίσιμη τάση λυγισμού  $\sigma_k = 1,51 * 78,30 \text{ (KN)} / 28,5 \text{ (cm}^2\text{)} \Rightarrow \sigma_k = 4,148 \text{ KN / cm}^2 \text{ } \leq 24 \text{ KN / cm}^2$ .

Όπου  $\sigma_{\text{επ.}} = 24 \text{ KN / cm}^2$ .

Συνεπώς ικανοποιείται η συνθήκη αντοχής.

### ΟΡΘΟΣΤΑΤΕΣ

Για τους ορθοστάτες επιλέγουμε στενά δοκάρια τύπου I σειράς **I 180**.

• Για το **αριστερό** άνοιγμα των 20 μέτρων

Η μέγιστη θλιπτική δύναμη είναι στις ράβδους  $S_{11}$  και  $S_{31}$  με τιμή  $S_{11} = S_{31} = - 58,725 \text{ KN}$ .

Το ύψος του ορθοστάτη είναι 1,5 m. Επομένως  $l_k = L = 1,5 \text{ m} = 150 \text{ cm}$ .

Ελέγχουμε ως προς τη δυσμενέστερη ακτίνα αδρανείας  $i_y$ , δηλαδή, ως προς τη διεύθυνση που αναμένεται να λυγίσει ο στύλος.

Από τον πίνακα της σελίδας (85) για τον παραπάνω τύπο δοκαριών, προκύπτουν τα εξής :

$$\boxed{F' = 27,9 \text{ cm}^2} \text{ και } \boxed{i_y = 1,71 \text{ cm}}$$

Επομένως η λυγηρότητα είναι  $\lambda = l_k \cdot i_{\min} \Rightarrow \lambda = 150 \text{ cm} / 1,71 \text{ cm} \Rightarrow \lambda = 87,70$ . Το  $\omega$  είναι συνάρτηση του  $\lambda$ . Για  $\lambda = 87,70$  από τον πίνακα της σελίδας (78) υπολογίζουμε  $\omega = 1,50$ .

Η κρίσιμη τάση λυγισμού  $\sigma_k$  είναι  $\sigma_k = \omega * P / F'$ .

Για  $\omega = 1,50$  η κρίσιμη τάση λυγισμού  $\sigma_k = 1,50 * 58,725 \text{ (KN)} / 27,9 \text{ (cm}^2\text{)} \Rightarrow \sigma_k = 3,157 \text{ KN / cm}^2 \text{ } \leq 24 \text{ KN / cm}^2$ .

Όπου  $\sigma_{\text{επ.}} = 24 \text{ KN / cm}^2$ .

Συνεπώς ικανοποιείται η συνθήκη αντοχής.

• Για το δεξιό άνοιγμα των 12 μέτρων

Η μέγιστη θλιπτική δύναμη είναι στις ράβδους  $S_{13}$  και  $S_{25}$  με τιμή  $S_{13} = S_{25} = - 32,625 \text{ KN}$ .

Το ύψος του ορθοστάτη είναι 1,5 m. Επομένως  $l_k = L = 1,5 \text{ m} = 150 \text{ cm}$ .

Ελέγχουμε ως προς τη δυσμενέστερη ακτίνα αδρανείας  $i_y$ , δηλαδή, ως προς τη διεύθυνση που αναμένεται να λυγίσει ο στύλος.

Από τον πίνακα της σελίδας (85) για τον παραπάνω τύπο δοκαριών, προκύπτουν τα εξής:

$$\boxed{F' = 27,9 \text{ cm}^2} \text{ και } \boxed{i_y = 1,71 \text{ cm}}$$

Επομένως η λυγηρότητα είναι  $\lambda = l_k / i_{\min.} \Rightarrow \lambda = 150 \text{ cm} / 1,71 \text{ cm} \Rightarrow \lambda = 87,70$ . Το  $\omega$  είναι συνάρτηση του  $\lambda$ . Για  $\lambda = 87,70$  από τον πίνακα της σελίδας (78) υπολογίζουμε  $\omega = 1,50$ .

Η κρίσιμη τάση λυγισμού  $\sigma_k$  είναι  $\sigma_k = \omega * P / F'$ .

Για  $\omega = 1,50$  η κρίσιμη τάση λυγισμού  $\sigma_k = 1,50 * 32,625 \text{ (KN)} / 27,9 \text{ (cm}^2) \Rightarrow \sigma_k = 1,754 \text{ KN / cm}^2 \leq 24 \text{ KN / cm}^2$ .

Όπου  $\sigma_{\text{επ.}} = 24 \text{ KN / cm}^2$ .

Συνεπώς ικανοποιείται η συνθήκη αντοχής.

## ΕΛΑΣΜΑΤΑ

Για τα ελάσματα επιλέγουμε ισοσκελή γωνιακά τύπου L διαστάσεων **40x40x5**.

- Για το **αριστερό** άνοιγμα των 20 μέτρων

Τα ελάσματα καταπονούνται από αξονική εφελκυστική δύναμη.

Η μέγιστη εφελκυστική δύναμη είναι στις ράβδους  $S_{12}$  και  $S_{30}$  με τιμή  $S_{12} = S_{30} = + 97,875 \text{ KN}$ . Πρέπει η αναπτυσσόμενη τάση  $\sigma = P / F'$  εντός του υλικού, να είναι μικρότερη ή το πολύ ίση από την επιτρεπόμενη τάση, πρέπει δηλαδή να ικανοποιείται η συνθήκη αντοχής, που είναι :

$$\sigma = P / F \leq \sigma_{\text{επ.}}$$

Από τον πίνακα της σελίδας (87) για τον παραπάνω τύπο ελασμάτων, προκύπτουν τα εξής :

$$F' = 3,79 \text{ cm}^2$$

$$\sigma = P / F' \Rightarrow \sigma = 97,875 \text{ (KN)} / 2 * 3,79 \text{ (cm}^2) \Rightarrow \sigma = 12,911 \text{ KN} / \text{cm}^2 \leq 24 \text{ KN/cm}^2$$

$$\text{Όπου } \sigma_{\text{επ.}} = 24 \text{ KN} / \text{cm}^2$$

Συνεπώς ικανοποιείται η συνθήκη αντοχής.

- Για το **δεξιό** άνοιγμα των 12 μέτρων

Τα ελάσματα καταπονούνται από αξονική εφελκυστική δύναμη.

Η μέγιστη εφελκυστική δύναμη είναι στις ράβδους  $S_{14}$  και  $S_{24}$  με τιμή  $S_{14} = S_{24} = + 54,375 \text{ KN}$ . Πρέπει η αναπτυσσόμενη τάση  $\sigma = P / F'$  εντός του υλικού, να είναι μικρότερη ή το πολύ ίση από την επιτρεπόμενη τάση, πρέπει δηλαδή να ικανοποιείται η συνθήκη αντοχής, που είναι :

$$\sigma = P / F' \leq \sigma_{\text{επ.}}$$

Από τον πίνακα της σελίδας (87) για τον παραπάνω τύπο ελασμάτων, προκύπτουν τα εξής :



$$\boxed{F' = 3,79 \text{ cm}^2}$$

$$\sigma = P / F' \quad P \sigma = 54,375 \text{ (KN)} / 2 * 3,79 \text{ (cm}^2) \Rightarrow \sigma = 7,173 \text{ KN} / \text{cm}^2 \leq 24 \text{ KN/cm}^2$$

$$\text{Όπου } \sigma_{\text{επ.}} = 24 \text{ KN} / \text{cm}^2$$

Συνεπώς ικανοποιείται η συνθήκη αντοχής

Συντελεστές Λυγισμού  $\omega$  για μονομελείς θλιβόμενες σωληνωτές ράβδους, κυκλικής ή ορθογωνικής διατομής.

	$\lambda$	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	$\lambda$
Πίνακας 1α για St 33 & St 37	20	1,00	1,00	1,00	1,00	1,01	1,01	1,01	1,02	1,02	1,02	20
	30	1,03	1,03	1,04	1,04	1,04	1,05	1,05	1,05	1,06	1,06	30
	40	1,07	1,07	1,08	1,08	1,09	1,09	1,10	1,10	1,11	1,11	40
	50	1,12	1,13	1,13	1,14	1,15	1,15	1,16	1,17	1,17	1,18	50
	60	1,19	1,20	1,20	1,21	1,22	1,23	1,24	1,25	1,26	1,27	60
	70	1,28	1,29	1,30	1,31	1,32	1,33	1,24	1,35	1,37	1,37	70
	80	1,39	1,40	1,41	1,42	1,44	1,46	1,47	1,48	1,50	1,51	80
	90	1,53	1,54	1,56	1,58	1,59	1,61	1,63	1,64	1,66	1,68	90
	100	1,70	1,73	1,76	1,79	1,83	1,87	1,90	1,94	1,97	2,01	100
	110	2,05	2,08	2,12	2,16	2,20	2,23	συνέχεια όπως στο DIN 4114, Πίνακας 1				
Πίνακας 2α για St 52	20	1,02	1,02	1,02	1,03	1,03	1,03	1,04	1,04	1,05	1,05	20
	30	1,05	1,06	1,06	1,07	1,07	1,08	1,08	1,09	1,10	1,10	30
	40	1,11	1,11	1,12	1,13	1,13	1,14	1,15	1,16	1,16	1,17	40
	50	1,18	1,19	1,20	1,21	1,22	1,23	1,24	1,25	1,26	1,27	50
	60	1,28	1,30	1,31	1,32	1,33	1,35	1,36	1,38	1,39	1,41	60
	70	1,42	1,44	1,46	1,47	1,49	1,51	1,53	1,55	1,57	1,59	70
	80	1,62	1,66	1,71	1,75	1,79	1,83	1,88	1,92	1,97	2,01	80
	90	2,05	Συνέχεια όπως στο DIN 4114, Πίνακας 2									

**4.3.β ΕΛΕΓΧΟΣ ΛΥΓΙΣΜΟΥ ΤΩΝ ΔΙΑΤΟΜΩΝ**  
**ΜΕ ΒΑΣΗ ΤΟΝ ΕΥΡΟΚΩΔΙΚΑ 3**

• Για το **αριστερό** άνοιγμα των 20 μέτρων

Επιλέγουμε διατομή **IPE 200 ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ 3**.

Σύμφωνα με τον ΕΥΡΟΚΩΔΙΚΑ 3 η αντοχή σχεδιασμού σε λυγισμό προκύπτει ως εξής :

$$\mathbf{N_{bRD} = x * \beta_A * (A * f_y) / \gamma_{M1}}$$

$$e = \left( \frac{235}{f_y} \right)^{0,5} \Rightarrow e = \left( \frac{235}{240} \right)^{0,5} = 0,99$$

**όπου όριο διαρροής  $f_y = 240 \text{ N / mm}^2$**

$$\lambda_1 = 93,9 * \varepsilon = 93,9 * 0,99 = 92,96$$

$$I = \frac{1}{i} \Rightarrow I = \frac{2,00 * 100}{2,24} \Rightarrow I = 89,28$$

$$\bar{I} = \left( \frac{I}{I_1} \right) * (b_A)^{0,5} = \left( \frac{89,28}{92,96} \right) * (1,0)^{0,5} = 0,96$$

Από τους ακόλουθους πίνακες προκύπτει ότι  $\beta_A = 1,0$  επειδή έχουμε καμπύλη λυγισμού b.

Επομένως ο συντελεστής ατελειών είναι  $\alpha = 0,34$ ,

Ο μερικός συντελεστής  $\gamma_M = 1,10$  και ο μειωτικός συντελεστής  $x = 0,6291$ .

$$\text{Άρα } N_{bRD} = x * \beta_A * (A * f_y) / \gamma_{M1} \Rightarrow N_{bRD} = 0,6291 * 1,0 * (28,5 * 24) / 1,10 \Rightarrow \mathbf{N_{bRD} = 391,2 \text{ KN}}$$

Η μέγιστη θλιπτική δύναμη εφαρμόζεται στις ράβδους  $S_{36} = S_{37} = 217,5 \text{ KN}$ .

Με βάση τα παραπάνω καταλήγουμε στο συμπέρασμα ότι ικανοποιείται η

συνθήκη αντοχής αφού  $P = 217,5 \text{ KN} < N_{bRD} = 391,2 \text{ KN}$ .

Όπου P το θλιπτικό φορτίο.

• Για το δεξιό άνοιγμα των 12 μέτρων.

Επιλέγουμε διατομή **IPE 200 ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ 3**.

Σύμφωνα με τον ΕΥΡΟΚΩΔΙΚΑ 3 η αντοχή σχεδιασμού σε λυγισμό προκύπτει ως εξής :

$$N_{bRD} = \chi * \beta_A * (A * f_y) / \gamma_{M1}$$

$$e = \left( \frac{235}{f_y} \right)^{0,5} \Rightarrow e = \left( \frac{235}{240} \right)^{0,5} = 0,99$$

όπου όριο διαρροής  $f_y = 240 \text{ N} / \text{mm}^2$

$$I_1 = 93,9 * e = 93,9 * 0,99 = 92,96$$

$$I = \frac{1}{i} \Rightarrow I = \frac{(2,00 * 100)}{2,24} \Rightarrow I = 89,28$$

$$\bar{I} = \left( \frac{I}{I_1} \right) * (b_A)^{0,5} = \left( \frac{89,28}{92,96} \right) * (1,0)^{0,5} = 0,96$$

Από τους ακόλουθους πίνακες προκύπτει ότι  $\beta_A=1,0$  επειδή έχουμε καμπύλη λυγισμού b.

Επομένως ο συντελεστής ατελειών είναι  $\alpha = 0,34$ ,

Ο μερικός συντελεστής  $\gamma_M = 1,10$  και ο μειωτικός συντελεστής  $\chi = 0,6291$ .

$$\text{Άρα } N_{bRD} = \chi * \beta_A * (A * f_y) / \gamma_{M1} \Rightarrow N_{bRD} = 0,6291 * 1,0 * (28,5 * 24) / 1,10 \Rightarrow N_{bRD} = 391,2 \text{ KN}.$$

Η μέγιστη θλιπτική δύναμη εφαρμόζεται στις ράβδους  $S_9 = S_{10} = 78,30 \text{ KN}$ .

Με βάση τα παραπάνω καταλήγουμε στο συμπέρασμα ότι ικανοποιείται η συνθήκη αντοχής αφού  $P = 78,30 \text{ KN} < N_{bRD} = 391,2 \text{ KN}$ .

Όπου P το θλιπτικό φορτίο

## ΟΡΘΟΣΤΑΤΕΣ

• Για το **αριστερό** άνοιγμα των 20 μέτρων

Επιλέγουμε διατομή **I 180 ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ 3**.

Σύμφωνα με τον ΕΥΡΟΚΩΔΙΚΑ 3 η αντοχή σχεδιασμού σε λυγισμό προκύπτει ως εξής :

$$\boxed{N_{bRD} = x * \beta_A * (A * f_y) / \gamma_{M1}}$$

$$e - \left( \frac{235}{f_y} \right)^{0,5} \Rightarrow e = \left( \frac{235}{240} \right)^{0,5} = 0,99$$

**όπου όριο διαρροής  $f_y = 240 \text{ N / mm}^2$**

$$I_1 = 93,9 * e = 93,9 * 0,99 = 92,96$$

$$I = \frac{1}{i} \Rightarrow I = \frac{(1.50 * 100)}{1,71} \Rightarrow I = 87,72$$

$$\bar{I} = \left( \frac{I}{I_1} \right) * (b_A)^{0,5} = \left( \frac{87,72}{92,96} \right) * (1,0)^{0,5} = 0,944$$

Από τους ακόλουθους πίνακες προκύπτει ότι  $\beta_A = 1,0$  επειδή έχουμε καμπύλη λυγισμού b.

Επομένως ο συντελεστής ατελειών είναι  $\alpha = 0,34$ .

Ο μερικός συντελεστής  $\gamma_M = 1,10$  και ο μειωτικός συντελεστής  $x = 0,6291$ .

$$\text{Άρα } N_{bRD} = x * \beta_A * (A * f_y) / \gamma_{M1} \Rightarrow N_{bRD} = 0,6291 * 1,0 * (27,9 * 24) / 1,10 \Rightarrow N_{bRD} = \mathbf{382,89 \text{ KN}}.$$

Η μέγιστη θλιπτική δύναμη εφαρμόζεται στις ράβδους  $S_{11} = S_{31} = 58,72 \text{ KN}$ .

Με βάση τα παραπάνω καταλήγουμε στο συμπέρασμα ότι ικανοποιείται η συνθήκη αντοχής αφού  $P = 58,72 \text{ KN} < N_{bRD} = 391,2 \text{ KN}$ .

Όπου P το θλιπτικό φορτίο

• Για το δεξιό άνοιγμα των 12 μέτρων

Επιλέγουμε διατομή **I 180 ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ 3**.

Σύμφωνα με τον ΕΥΡΟΚΩΔΙΚΑ 3 η αντοχή σχεδιασμού σε λυγισμό προκύπτει ως εξής :

$$\mathbf{N_{bRD} = x * \beta_A * (A * f_y) / \gamma_{M1}}$$

$$e = \left( \frac{235}{f_y} \right)^{0,5} \Rightarrow e = \left( \frac{235}{240} \right)^{0,5} = 0,99$$

**όπου όριο διαρροής  $f_y = 240 \text{ N / mm}^2$**

$$I_1 = 93,9 * e = 93,9 * 0,99 = 92,96$$

$$I = \frac{1}{i} \Rightarrow I = \frac{(1,50 * 100)}{1,71} \Rightarrow I = 87,72$$

$$\bar{I} = \left( \frac{I}{I_1} \right) * (b_A)^{0,5} = \left( \frac{87,72}{92,96} \right) * (1,0)^{0,5} = 0,944$$

Από τους ακόλουθους πίνακες προκύπτει ότι  $\beta_A = 1,0$  επειδή έχουμε καμπύλη λυγισμού b.

Επομένως ο συντελεστής ατελειών είναι  $\alpha = 0,34$ .

Ο μερικός συντελεστής  $\gamma_M = 1,10$  και ο μειωτικός συντελεστής  $x = 0,6291$ .

$$\text{Άρα } N_{bRD} = x * \beta_A * (A * f_y) / \gamma_{M1} \Rightarrow N_{bRD} = 0,6291 * 1,0 * (27,9 * 24) / 1,10 \Rightarrow \mathbf{N_{bRD} = 382,89 \text{ KN}}$$

Η μέγιστη θλιπτική δύναμη εφαρμόζεται στις ράβδους  $S_{13} = S_{25} = 32,625 \text{ KN}$ .

Με βάση τα παραπάνω καταλήγουμε στο συμπέρασμα ότι ικανοποιείται η συνθήκη αντοχής αφού  $\mathbf{P = 32,625 \text{ KN} < N_{bRD} = 391,2 \text{ KN}}$ .

Όπου P το θλιπτικό φορτίο.

#### **4.3.γ.ΕΛΕΓΧΟΣ ΤΩΝ ΔΙΑΤΟΜΩΝ ΣΕ ΚΑΘΕ ΔΥΝΑΤΗ ΚΑΤΑΠΟΝΗΣΗ**

##### **ΕΛΕΓΧΟΣ ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΥ ΚΑΤΩ ΠΕΛΜΑΤΟΣ ΔΙΚΤΥΩΜΑΤΟΣ**

Η μέγιστη εφελκυστική δύναμη παρουσιάζεται στις ράβδους S5, S6 με τιμή : **S5 = S6 = 208.80 KN m**

Για να αντέχει η διατομή (IPE 200) πρέπει η τάση που αναπτύσσεται πάνω στις ράβδους, να είναι μικρότερη από την επιτρεπόμενη τάση (24 KN / cm<sup>2</sup>).

$$\sigma_{\text{πραγμ}} = 208.80 / 28.50 \text{ KN/cm}^2 \text{ \& \sigma_{\text{επ}} = 24 KN/cm}^2$$

$$7.32 \text{ \& 24 KN/cm}^2, \text{ που ισχύει.}$$

##### **ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΘΛΙΨΗ ΠΑΝΩ ΠΕΛΜΑΤΟΣ ΓΙΑ ΑΝΟΙΓΜΑ 20 m**

Η μέγιστη τιμή της δυσμενέστερης φόρτισης παρουσιάζεται στις ράβδους S36, S37 με τιμή : **S36 = S37 = 217500 N**

Από τον ευρωκώδικα η αντοχή σχεδιασμού σε θλίψη είναι :

$$N_{\text{crd}} = A * F_y / \gamma_{\text{md}} = 28.50 * 24 / 1.10 = 621.80 \text{ KN}$$

Άρα επειδή S36 = S37 = 217.50 < N<sub>crd</sub>, προκύπτει ότι η διατομή αντέχει σε θλίψη.

$$\sigma_{\text{πραγμ}} = P / F = 217500 / 26.50 = 7631.50 \text{ N/cm}^2 = 7.63 \text{ KN/cm}^2 < 24 \text{ KN/cm}^2$$

##### **ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΘΛΙΨΗ ΓΙΑ ΤΟΝ ΟΡΘΟΣΤΑΤΗ (1180)**

##### **ΓΙΑ ΑΝΟΙΓΜΑ 20 m**

Η μέγιστη τιμή της δυσμενέστερης φόρτισης παρουσιάζεται στις ράβδους S11, S31 με τιμή : **S11 = S31 = 58725 N**.

Από τον ευρωκώδικα η αντοχή σχεδιασμού σε θλίψη είναι :

$$N_{\text{crd}} = A * F_y / \gamma_{\text{m}} = 27.90 * 24 / 1.10 = 608.70 \text{ KN}$$

Άρα επειδή  $S_{11} = S_{31} = 58725 < N_{crd}$  , προκύπτει ότι η διατομή αντέχει.  
 **$\sigma_{πραγμ} = P / F = 58725 / 27.90 = 2104.80 \text{ N/cm}^2 = 2.10 \text{ KN/cm}^2 < 24 \text{ KN/cm}^2$**

**ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΘΛΙΨΗ ΠΛΑΝΩ ΠΕΛΜΑΤΟΣ ΓΙΑ ΑΝΟΙΓΜΑ 12 m**

Η μέγιστη τιμή της δυσμενέστερης φόρτισης παρουσιάζεται στις ράβδους S9, S10 με τιμή :  **$S9 = S10 = 78300 \text{ N}$**  (για τύπο σιδηρού δοκού 1200).

Από τον ευρωκώδικα η αντοχή σχεδιασμού σε θλίψη είναι :

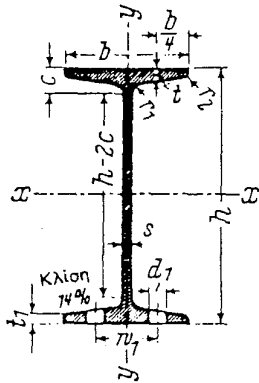
$$N_{crd} = A * F_y / \gamma_m = 28.50 * 24 / 1.10 = 621.80 \text{ KN}$$

Άρα επειδή  $S9 = S10 = 78300 < N_{crd}$  , προκύπτει ότι η διατομή αντέχει.  
 **$\sigma_{πραγμ} = P / F = 78300 / 28.50 = 2747.30 \text{ N/cm}^2 = 2.747 \text{ KN/cm}^2 < 24 \text{ KN/cm}^2$**

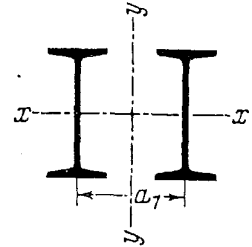


# Στενά Δοκάρια Ι

I- ΣΕΙΡΑ



Συνήθη Μήκη  
για ύψη διατομών κάτω από 300 χιλ.....8 ως 16 μ.  
για ύψη διατομών πάνω από 300 χιλ.....8 ως 18 μ.



Για την αξονική απόσταση  $a_1$  βλ. DIN 55 928 ,Μέρος 2 (σελ. 88 )  
για λόγους αντιδιαβρωτικής προστασίας.

$r_1$  = πάχος πέλματος στο  
άκρο, πριν αρχίσει  
η στρογγύλευση

Παράπλευρη Επιφάνεια U βλ. σελ. 55  
Για τα  $W_{pl}$ ,  $M_{pl}$ ,  $N_{pl}$ ,  $Q_{pl}$ ,  $S_x$ ,  $J_D$ ,  $C_M$  βλ. σελ. 59 - 63

Συμβολισμοί κατά DIN 1080  
Τεύχος 1 (Εκδ. Ιούν. 1976)  
Τεύχος 4 (Εκδ. Μάρτ. 1980)

ΣΥΜΒΟΛΙΣΜΟΣ	Διαστάσεις σε χιλιοστά								F cm <sup>2</sup>	G kg/m	Για τον άξονα κάμψης						s <sub>x</sub> cm	Οπές πέλματος κατά DIN 997 Εκδ. Οκτ. 1970*)	
	h	b	s	t	r <sub>1</sub>	c	h-2c	l <sub>1</sub>			x-x			y-y				d <sub>1</sub> mm	w <sub>1</sub> mm
											J <sub>x</sub> cm <sup>4</sup>	W <sub>x</sub> cm <sup>3</sup>	i <sub>x</sub> cm	J <sub>y</sub> cm <sup>4</sup>	W <sub>y</sub> cm <sup>3</sup>	i <sub>y</sub> cm			
	[ ]	[ ]	[ ]	[ ]	[ ]	[ ]	[ ]	[ ]	A	[ ]	[ ]	[ ]	[ ]	[ ]	[ ]	[ ]	[ ]	[ ]	
I	Στενά δοκάρια με κεκλιμένα εσωτερικώς πέλματα. Σειρά Ι (έλαση εν θερμώ) κατά DIN 1025, Μέρος 1, έκδοση Οκτώβρης 1963.																		
80	80	42	3,9	5,9	2,3	10,5	59	4,4	7,57	5,94	77,8	19,5	3,20	6,29	3,00	0,91	6,84	6,4	22
100	100	50	4,5	6,8	2,7	12,5	75	5,0	10,6	8,34	171	34,2	4,01	12,2	4,88	1,07	8,57	6,4	28
120	120	58	5,1	7,7	3,1	14	92	5,7	14,2	11,1	328	54,7	4,81	21,5	7,41	1,23	10,3	8,4	32
140	140	66	5,7	8,6	3,4	15,5	109	6,3	18,2	14,3	573	81,9	5,61	35,2	10,7	1,40	12,0	11	34
160	160	74	6,3	9,5	3,8	17,5	125	6,9	22,8	17,9	935	117	6,40	54,7	14,8	1,55	13,7	11	40
180	180	82	6,9	10,4	4,1	19	142	7,5	27,9	21,9	1450	161	7,20	81,3	19,8	1,71	15,5	13**)	44
200	200	90	7,5	11,3	4,5	20,5	159	8,2	33,4	26,2	2140	214	8,00	117	26,0	1,87	17,2	13	48
220	220	98	8,1	12,2	4,9	22	176	8,8	39,5	31,1	3060	278	8,80	162	33,1	2,02	18,9	13	52
240	240	106	8,7	13,1	5,2	24	192	9,4	46,1	36,2	4250	354	9,59	221	41,7	2,20	20,6	17   13	56
260	260	113	9,4	14,1	5,6	26	208	10,2	53,3	41,9	5740	442	10,4	288	51,0	2,32	22,3	17	60
280	280	119	10,1	15,2	6,1	27,5	225	11,0	61,0	47,9	7590	542	11,1	364	61,2	2,45	24,0	17	60
300	300	125	10,8	16,2	6,5	29,5	241	11,8	69,0	54,2	9800	653	11,9	451	72,2	2,56	25,7	21   17	64
320	320	131	11,5	17,3	6,9	31	258	12,7	77,7	61,0	12510	782	12,7	555	84,7	2,67	27,4	21   17	70
340	340	137	12,2	18,3	7,3	33	274	13,5	86,7	68,0	15700	923	13,5	674	98,4	2,80	29,1	21	74
360	360	143	13,0	19,5	7,8	35	290	14,5	97,0	76,1	19610	1090	14,2	818	114	2,90	30,7	23   21	76
380	380	149	13,7	20,5	8,2	37	306	15,3	107	84,0	24010	1260	15,0	975	131	3,02	32,4	23   21	82
400	400	155	14,4	21,6	8,6	38,5	323	16,2	118	92,4	29210	1460	15,7	1160	149	3,13	34,1	23	86
425	425	163	15,3	23,0	9,2	41	343	-	132	104	36970	1740	16,7	1440	176	3,30	36,2	25   23	88
450	450	170	16,2	24,3	9,7	43,5	363	18,4	147	115	45850	2040	17,7	1730	203	3,43	38,4	25   23	94
475	475	178	17,1	25,6	10,3	45,5	384	-	163	128	56480	2380	18,6	2090	235	3,60	40,4	28   25	96   100
500	500	185	18,0	27,0	10,8	48	404	20,5	179	141	68740	2750	19,6	2480	268	3,72	42,4	28	100
550	550	200	19,0	30,0	11,9	52,5	445	-	212	166	99180	3610	21,6	3490	349	4,02	46,8	28	110
600	600	215	21,6	32,4	13,0	57,5	485	-	254	199	139000	4630	23,4	4670	434	4,30	50,9	28	120

Οι διατομές I 380, 425, 475, 550 και 600 δεν κατασκευάζονται πλέον. Οι τιμές στους πίνακες χρησιμοποιούνται για υπολογισμούς ελέγχου σε κατασκευές που ήδη υπάρχουν.

\*) Αν δίνονται περισσότερες τιμές για τα  $d_1$ ,  $w_1$  να ληφθεί υπόψη η διευκρίνιση της σελ. 11.

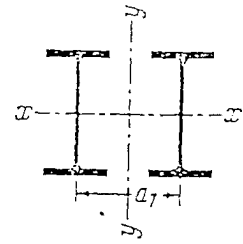
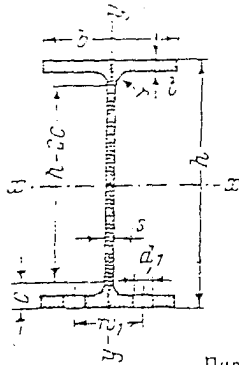
\*\*\*) Δεν χρησιμοποιούνται εδώ οι Κοχλίες των Κανονισμών για συνδέσεις HV.

# Υψίκορμα Δοκάρια Ι

Ι ΡΕ-ΣΕΙΡΑ

Συνήθη Μήκη

για ύψη διατομών κάτω από 300 χιλ.....8 ως 16 μ.  
για ύψη διατομών πάνω από 300 χιλ.....8 ως 18 μ.



Για την αξονική απόσταση  $a_1$  βλ. DIN 55 928 Μέρος 2 (σελ.85)  
για λόγους αντιδιαβρωτικής προστασίας.

Παράπλευρη Επιφάνεια U βλ. σελ. 55  
Για τα  $W_{pl}$ ,  $M_{pl}$ ,  $N_{pl}$ ,  $Q_{pl}$ ,  $S_x$ ,  $J_D$ ,  $C_{M1}$  βλ. σελ. 59 - 63

Συμβολισμοί κατά DIN 1080  
Τεύχος 1 (Εκδ. Ιουλ. 1976)  
Τεύχος 4 (Εκδ. Μάρτ. 1980)

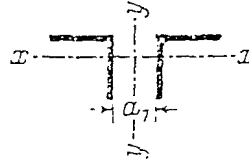
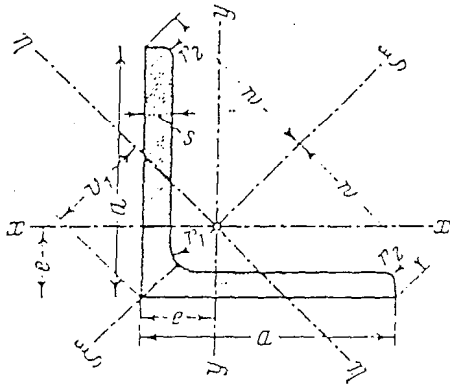
ΣΥΜΒΟΛΙΣΜΟΙ	Διαστάσεις σε χιλιοστά							F cm <sup>2</sup>	G kg/m	Για τον άξονα κάμψης						$s_x$ cm	Οπές πελμάτων κατά DIN 997 Εκδ. Οκτ. 1970*)	
	h	b	s	t	c	h-2c	x-x			y-y			$d_1$ mm	$w_1$ mm				
							$J_x$ cm <sup>4</sup>			$W_x$ cm <sup>3</sup>	$i_x$ cm	$J_y$ cm <sup>4</sup>			$W_y$ cm <sup>3</sup>		$i_y$ cm	
	$I_s$		$I_g$		A		$I_y$			$W_y$		$i_z$		$s_y$				
Ι Ρ Ε	Υψίκορμα δοκάρια Ι με παράλληλα πέλματα. Σειρά Ι Ρ Ε (έλαση εν θερμώ), κατά DIN 1025 Μέρος 5, έκδοση Μάρτιος 1965. Η σειρά Ι Ρ Ε αντιστοιχεί στους Ευρωπαϊκούς κανονισμούς EURONRM 19 - 57																	
80	80	46	3,8	5,2	5	10,2	59	7,64	6,00	80,1	20,0	3,24	8,49	3,69	1,05	6,9	8,4	26
100	100	55	4,1	5,7	7	12,7	74	10,3	8,10	171	34,2	4,07	15,9	5,79	1,24	8,6	8,4	30
120	120	64	4,4	6,3	7	13,3	93	13,2	10,4	318	53,0	4,90	27,7	8,65	1,45	10,5	8,4	36
140	140	73	4,7	6,9	7	13,9	112	16,4	12,9	541	77,3	5,74	44,9	12,3	1,65	12,3	11	40
160	160	82	5,0	7,4	9	16,4	127	20,1	15,8	869	109	6,58	68,3	16,7	1,84	14,0	13**)	44
180	180	91	5,3	8,0	9	17,0	146	23,9	18,8	1320	146	7,42	101	22,2	2,05	15,8	13	50
200	200	100	5,6	8,5	12	20,5	159	28,5	22,4	1940	194	8,26	142	28,5	2,24	17,6	13	56
220	220	110	5,9	9,2	12	21,2	177	33,4	26,2	2770	252	9,11	205	37,3	2,48	19,4	17	60
240	240	120	6,2	9,8	15	24,8	190	39,1	30,7	3890	324	9,97	284	47,3	2,69	21,2	17	68
270	270	135	6,6	10,2	15	25,2	219	45,9	36,1	5790	429	11,2	420	62,2	3,02	23,9	21   17	72
300	300	150	7,1	10,7	15	25,7	248	53,8	42,2	8360	557	12,5	604	80,5	3,35	26,6	23	80
330	330	160	7,5	11,5	18	29,5	271	62,6	49,1	11770	713	13,7	788	98,5	3,55	29,3	25   23	86
360	360	170	8,0	12,7	18	30,7	298	72,7	57,1	16270	904	15,0	1040	123	3,79	31,9	25	90
400	400	180	8,6	13,5	21	34,5	331	84,5	66,3	23130	1160	16,5	1320	146	3,95	35,4	28   25	96
450	450	190	9,4	14,6	21	35,6	378	98,8	77,6	33740	1500	18,5	1680	176	4,12	39,7	28	106
500	500	200	10,2	16,0	21	37,0	426	116	90,7	43200	1930	20,4	2140	214	4,31	43,9	28	110
550	550	210	11,1	17,2	24	41,2	467	134	106	67120	2440	22,3	2670	254	4,45	48,2	28	120
600	600	220	12,0	19,0	24	43,0	514	156	122	92080	3070	24,3	3390	308	4,66	52,4	28	120
Ι Ρ Ε ο Ι Ρ Ε ν	Υψίκορμα δοκάρια εκτός Κανονισμών																	
180 ο	182	92	5,0	9,0	9	18,0	146	27,1	21,3	1510	165	7,45	117	25,5	2,08	15,9	13	50
200 ο	202	102	5,2	9,5	12	21,5	159	32,0	25,1	2210	219	8,32	169	33,1	2,30	17,7	13	56
220 ο	222	112	6,6	10,2	12	22,2	177	37,4	29,4	3130	282	9,15	240	42,8	2,53	19,5	17	62
240 ο	242	122	7,0	10,8	15	25,8	190	43,7	34,3	4370	361	10,0	329	53,9	2,74	21,3	17	68
270 ο	274	136	7,5	12,2	15	27,2	219	53,8	42,3	6950	507	11,4	514	75,5	3,09	24,2	21   17	72
300 ο	304	152	8,0	12,7	15	27,7	248	62,8	49,3	9990	658	12,6	746	98,1	3,45	26,9	23	80
330 ο	334	162	8,5	13,5	18	31,5	271	72,6	57,0	13910	833	13,8	960	119	3,64	29,5	25   23	86
360 ο	364	172	9,2	14,7	18	32,7	298	84,1	66,0	19050	1050	15,1	1250	146	3,86	32,1	25	90
400 ο	404	182	9,7	15,5	21	36,5	331	96,4	75,7	26750	1320	16,7	1560	172	4,03	35,6	28   25	96
400 ν	408	182	10,6	17,5	21	38,5	331	107	84,0	30140	1480	16,8	1770	194	4,06	35,8	28   25	98
450 ο	456	192	11,0	17,6	21	38,6	378	118	92,4	40920	1790	18,7	2090	217	4,21	40,0	28	106
450 ν	460	194	12,4	19,6	21	40,6	378	132	104	46200	2010	18,7	2400	247	4,26	39,8	28	106
500 ο	506	202	12,0	19,0	21	40,0	426	137	107	57780	2280	20,6	2620	260	4,38	44,2	28	110
500 ν	514	204	14,2	23,0	21	44,0	426	164	129	70720	2750	20,8	3270	321	4,46	44,7	28	110
550 ο	556	212	12,7	20,2	24	44,2	467	156	123	79160	2850	22,5	3220	304	4,55	48,5	28	120
550 ν	566	216	17,1	25,2	24	49,2	467	202	159	102300	3620	22,5	4260	395	4,59	48,7	28	120
600 ο	610	224	15,0	24,0	24	48,0	514	197	154	118300	3880	24,5	4520	404	4,79	52,9	28	120
600 ν	613	228	18,0	23,0	24	52,0	514	234	184	141600	4580	24,6	5570	489	4,88	53,2	28	120
Ι Ρ Ε Σ	Ειδικά προαύ. υψίκορμα Ι εκτός Κανονισμών																	
750	750	230	15	24	27	52,0	646	222	174	196200	5230	29,7	4900	426	4,70	64,6	28	120
Ι Ρ Ε 500, 550, 600 και Ι Ρ Ε Σ 750 με λίγο μεγαλύτερα ύψη. Ι Ρ Ε Σ 750 επίσης με μικρότερα ύψη παραδοτέα.																		

\*) Αν δίνονται περισσότερες τιμές για την  $d_1$  να ληφθεί υπόψη η διευκρίνιση της σελίδας 11.

\*\*) Δεν χρησιμοποιούνται εδώ οι κοχλίες των κανονισμών για συνδέσεις ΗV.

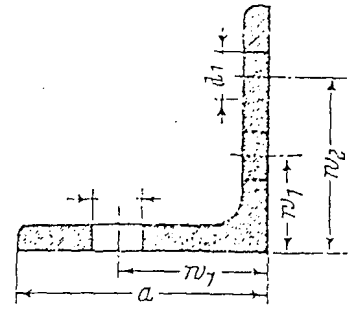
# Ισοσκελή Γωνιακά L

Συνήθη Μήκη 6 ως 12 μ.



Για κάθε απόσταση  $a_1$ , η Κύρια Ροπή Αδρανείας ως προς τον άξονα  $y-y$  είναι μεγαλύτερη από την Κύρια Ροπή Αδρανείας ως προς τον άξονα  $x-x$ .

Για την  $a_1$  να ληφθεί υπόψη το DIN 55 928, Μέρος 2 (σελ. 83) για λόγους αντιδιαβρωτικής προστασίας.



$i_y = i_{min}$  (για ένα γωνιακό)

Παράπλευρη Επιφάνεια U βλ. σελ. 55

Συμβολισμοί κατά DIN 1080 Τεύχος 1 (Εκδ. Ιούν. 1976) Τεύχος 4 (Εκδ. Μάρτ. 1980)

\*1) Προτιμώμενες γωνίες ( 17 τον αριθμό)

Να αποφεύγονται διαστάσεις μέσα σε παρενθέσεις ( 7 γωνίες)

Διαστάσεις σε χιλιοστά		A	G	Αποστάσεις Αξόνων			Για τον άξονα κάμψης						Ορές κελμάτων κατά DIN 997 Εκδ. Οκτ. 1970				
a	s			r <sub>1</sub>	r <sub>2</sub>	e	w	v <sub>1</sub>	x-x = y-y		ξ-ξ		η-η		σ <sub>1</sub>	w <sub>1</sub>	
Συμβολισμός		cm <sup>2</sup>	kg/m	cm	cm	cm	I <sub>x</sub> =I <sub>y</sub>	W <sub>x</sub> =W <sub>y</sub>	i <sub>x</sub> =i <sub>y</sub>	I <sub>ξ</sub>	i <sub>ξ</sub>	I <sub>η</sub>	W <sub>η</sub>	i <sub>η</sub>	mm	mm	
		A					I <sub>y</sub> =I <sub>z</sub>	W <sub>y</sub> =W <sub>z</sub>	i <sub>y</sub> =i <sub>z</sub>	I <sub>η</sub>	i <sub>η</sub>	I <sub>ξ</sub>	W <sub>ξ</sub>	i <sub>ξ</sub>			
<b>L</b> Ισοσκελή Γωνιακά Ελάσματα με στρογγυλεμένες γωνίες, έλαση εν θερμώ, DIN 1028, Οκτ. 1976 Ο ΕΥΡΟΝΟΡΜ 56 παρεκκλίνει κατάπ. ατο το DIN 1028.																	
20 x 3 *)	3,5	2	1,12	0,88	0,60	1,41	0,85	0,39	0,28	0,59	0,62	0,74	0,15	0,18	0,37	4,3	12
25 x 3 *)	3,5	2	1,42	1,12	0,73	1,77	1,03	0,79	0,45	0,75	1,27	0,95	0,31	0,30	0,47	6,4	15
4			1,85	1,45	0,76		1,08	1,01	0,58	0,74	1,61	0,93	0,40	0,37	0,47		
30 x 3 *)	5	2,5	1,74	1,36	0,84	2,12	1,18	1,41	0,65	0,90	2,24	1,14	0,57	0,48	0,57	8,4	17
4			2,27	1,78	0,89		1,24	1,81	0,86	0,89	2,85	1,12	0,76	0,61	0,58		
(5)			2,78	2,18	0,92		1,30	2,16	1,04	0,88	3,41	1,11	0,91	0,70	0,57		
35 x 4 *)	5	2,5	2,67	2,10	1,00	2,47	1,41	2,96	1,18	1,05	4,68	1,33	1,24	0,88	0,68	11	18
5			3,28	2,57	1,04		1,47	3,56	1,45	1,04	5,63	1,31	1,49	1,01	0,67		
40 x 4 *)	6	3	3,08	2,42	1,12	2,83	1,58	4,48	1,56	1,21	7,09	1,52	1,86	1,18	0,78	11	22
5			3,79	2,97	1,16		1,64	5,43	1,91	1,20	8,64	1,51	2,22	1,35	0,77		
45 x 4 *)	7	3,5	3,49	2,74	1,23	3,18	1,75	6,43	1,97	1,36	10,2	1,71	2,68	1,53	0,88	13	25
5 *)			4,30	3,38	1,28		1,81	7,83	2,43	1,35	12,4	1,70	3,25	1,80	0,87		
50 x 5 *)	7	3,5	4,80	3,77	1,40	3,54	1,98	11,0	3,05	1,51	17,4	1,90	4,59	2,32	0,98	13	30
6			5,69	4,47	1,45		2,04	12,8	3,61	1,50	20,4	1,89	5,24	2,57	0,96		
δ *)			6,56	5,15	1,49		2,11	14,8	4,15	1,49	23,1	1,88	6,02	2,85	0,96		
7																	
(55 x 6)	8	4	6,31	4,95	1,56	3,89	2,21	17,3	4,40	1,66	27,4	2,08	7,24	3,28	1,07	17	30
60 x 5	9	4	5,82	4,57	1,64	4,24	2,32	19,4	4,45	1,82	30,7	2,30	8,03	3,46	1,17	17	35
δ *)			6,91	5,42	1,69		2,39	22,8	5,29	1,82	36,1	2,29	9,43	3,95	1,17		
3			9,03	7,09	1,77		2,50	29,1	6,88	1,80	46,1	2,26	12,1	4,84	1,15		
65 x 7	9	4,5	8,70	6,83	1,85	4,60	2,62	33,4	7,19	1,96	53,0	2,47	13,8	5,27	1,25	21	35

Οι αποστάσεις μεταξύ των οπών στα Ισοσκελή Γωνιακά δίνονται στο DIN 999, Έκδοση Οκτώβρ. 1970

## 5.5 Αντοχή μελών σε λυγισμό

### 5.5.1 Θλιβόμενα μέλη

#### 5.5.1.1 Αντοχή σε λύγισμα

(1) Η αντοχή σχεδιασμού σε λυγισμό ενός θλιβομένου μέλους θα λαμβάνεται ίση με :

$$* N_{bRd} = \chi \beta_A A f_y / \gamma_{M1} \quad (5.45)$$

όπου  $\beta_A = 1$  για κατηγορία διατομών 1, 2 ή 3

$\beta_A = A_{eN} / A$  για κατηγορία διατομών 4

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

(2) Για χαλύβδινα μέλη θερμής έλασης με διατομές τις συνήθως χρησιμοποιούμενες για θλιβόμενα μέλη, η αντίστοιχη μορφή λυγισμού είναι γενικά ο «καμπτικός» λυγισμός.

(3) Σε ορισμένες περιπτώσεις μπορεί να προεξάρχουν ο «στρεπτικός» ή ο «στρεπτοκαμπτικός» λυγισμός. Αναφορά μπορεί να γίνεται στο ENV 1993-1-3 Ευρωκώδικας 3 : Μέρος 1.3).

#### 5.5.1.2 Μέλη σταθερής διατομής

(1) Για σταθερή αξονική θλίψη σε μέλη με σταθερή διατομή, η τιμή του  $\chi$  για την ανάλογη αδιάστατη λυγηρότητα  $\lambda$ , μπορεί να προσδιορίζεται από τη σχέση :

$$x = \frac{1}{j + [j^2 - \bar{I}^2]^{0.5}} \quad \text{αλλά } x \leq 1 \quad (5.46)$$

όπου  $j = 0,5[1 + a(\bar{I} - 0,2) + \bar{I}^2]$

$a$  είναι συντελεστής ατελειών

$$\bar{I} = [b_A A f_y / N_{cr}]^{0.5} = (I / I_1) [b_A]^{0.5}$$

$\lambda$  είναι η λυγηρότητα για την αντίστοιχη μορφή λυγισμού

$$I_1 = p [E / f_g]^{0.5} = 93,9e$$

$$e = [235 / f_f]^{0,5} \quad (f_f \text{ σε N/mm}^2)$$

και  $N_{cr}$  είναι το ελαστικό κρίσιμο φορτίο για την αντίστοιχη μορφή λυγισμού.

\*(2) Ο συντελεστής ατελειών  $a$  που αντιστοιχεί στην ανάλογη καμπύλη λυγισμού θα λαμβάνεται από τον πίνακα 5.5.1.

<b>Πίνακας 5.5.1. Συντελεστές ατελειών</b>				
Καμπύλη λυγισμού	a	b	c	d
Συντελεστής ατελειών	0,21	0,34	0,49	0,76

(3) Τιμές του μειωτικού συντελεστή  $\chi$  για την αλόγιστη αδιάστατη λυγηρότητα  $\bar{I}$  μπορεί να λαμβάνονται από τον πίνακα 5.5.2.

(4) Εναλλακτικά, μέλη με σταθερή διατομή μπορεί να ελέγχονται με ανάλυση δευτέρας τάξεως, βλέπε 5.5.1.3(4) και 5.5.1.3(5).

### 5.5.1.3 Μέλη μεταβλητής διατομής

(1) Μέλη μεταβλητής διατομής και μέλη με αλλαγές της διατομής κατά μήκος αυτών μπορεί να ελέγχονται με ανάλυση δευτέρας τάξεως, βλέπε (4) και (6).

(2) Εναλλακτικά, απλοποιημένες μέθοδοι ανάλυσης μπορεί να βασίζονται σε τροποποιήσεις της βασικής διαδικασίας για μέλη σταθερής διατομής.

(3) Καμμία μέθοδος δεν προτιμάται. Κάθε αναγνωρισμένη μέθοδος μπορεί να χρησιμοποιηθεί, με την προϋπόθεση ότι μπορεί να αποδεικνύεται ότι είναι συντηρητική.

(4) Η ανάλυση δευτέρας τάξεως ενός μέλους πρέπει να συμπεριλαμβάνει την κατάλληλη ισοδύναμη αρχική καμπυλότητα που δίνεται στο σχήμα 5.5.1 αντίστοιχα με τη σχετική καμπύλη λυγισμού, ανάλογα με τη μέθοδο ανάλυσης και τον τύπο ελέγχου της διατομής.

(5) Οι ισοδύναμες αρχικές καμπυλότητες που δίνονται στο σχήμα 5.5.1 θα

χρησιμοποιούνται επίσης όπου είναι αναγκαίο (σύμφωνα με την 5.2.4.5) για να συμπεριληφθούν οι ατέλειες μελών κατά τη συνολική ανάλυση.

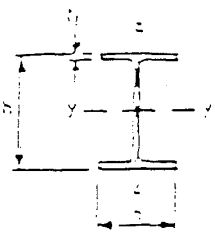
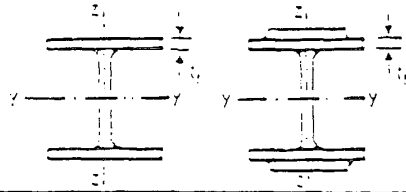
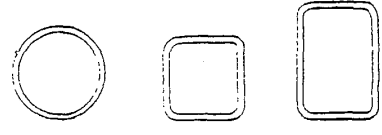
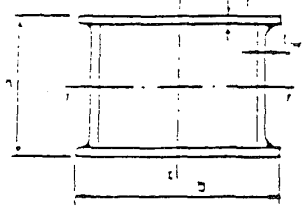
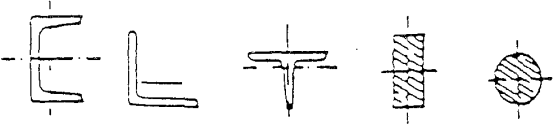
- (5) Όταν χρησιμοποιούνται ατέλειες που δίνονται στο σχήμα 5.5.1, οι αντοχές των διατομών θα πρέπει να ελέγχονται όπως καθορίστηκε στην 5.4, χρησιμοποιώντας το  $\gamma_{M1}$  αντί του  $\gamma_{M0}$ .

#### **5.5.1.4 Καμπτικός λυγισμός**

- (1) Για καμπτικό λύγισμα η κατάλληλη καμπύλη θα προσδιορίζεται από τον πίνακα 5.5.3.
- (2) Διατομές που δεν περιλαμβάνονται στον πίνακα 5.5.3 θα πρέπει να κατατάσσονται ανάλογα.

Πίνακας 5.5.2 Μειωτικοί συντελεστές  $\chi$ 

I	Καμπύλη λογισμού			
	a	B	c	d
0,2	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000
0,3	0,9775	0,9641	0,9491	0,9235
0,4	0,9528	0,9261	0,8973	0,8504
0,5	0,9243	0,8842	0,8430	0,7793
0,6	0,8900	0,8371	0,7854	0,7100
0,7	0,8477	0,7838	0,7247	0,6431
0,8	0,7957	0,7245	0,6622	0,5797
0,9	0,7339	0,6612	0,5998	0,5208
1,0	0,6656	0,5970	0,5399	0,4671
1,1	0,5960	0,5352	0,4842	0,4189
1,2	0,5300	0,4781	0,4338	0,3762
1,3	0,4703	0,4259	0,3888	0,3385
1,4	0,4179	0,3817	0,3492	0,3055
1,5	0,3724	0,3422	0,3145	0,2766
1,6	0,3332	0,3079	0,2842	0,2512
1,7	0,2994	0,2781	0,2577	0,2289
1,8	0,2702	0,2521	0,2345	0,2093
1,9	0,2449	0,2294	0,2141	0,1920
2,0	0,2229	0,2095	0,1962	0,1766
2,1	0,2036	0,1920	0,1803	0,1630
2,2	0,1867	0,1765	0,1662	0,1508
2,3	0,1717	0,1628	0,1537	0,1399
2,4	0,1585	0,1506	0,1425	0,1302
2,5	0,1467	0,1397	0,1325	0,1214
2,6	0,1362	0,1299	0,1234	0,1134
2,7	0,1267	0,1211	0,1153	0,1062
2,8	0,1182	0,1132	0,1079	0,0997
2,9	0,1105	0,1060	0,1012	0,0937
3,0	0,1036	0,0994	0,0951	0,0882

Πίνακας 5.5.3 Επιλογή της καμπύλης λυγισμού <span style="float: right;">77</span>			
Διατομή	Όρια	Λυγισμός περί άξονα	Καμπύλη λυγισμού
Πρότυπες διατομές I 	$h/b > 1,2:$ $t_f \leq 40\text{mm}$	y-y z-z	a b
	$40\text{mm} < t_f \leq 100\text{mm}$	y-y z-z	b c
	$h/b \leq 1,2:$ $t_f \leq 100\text{mm}$	y-y z-z	b c
	$t_f > 100\text{mm}$	y-y z-z	d d
Συγκολλητές διατομές I 	$t_f \leq 40\text{mm}$	y-y z-z	b c
	$t_f > 40\text{mm}$	y-y z-z	c d
Κοίλες διατομές 	εν θερμώ έλαση	οποιοδήποτε	a <del>*</del>
	Ελατές εν ψυχρώ με χρήση $\epsilon_{yb}^*)$	οποιοδήποτε	b
	Ελατές εν ψυχρώ με χρήση $\epsilon_{ya}^*)$	οποιοδήποτε	c
Συγκολλητές κιβωτοειδείς διατομές 	γενικά (εκτός των κατωτέρω	οποιοδήποτε	b
	μεγάλα πάχη ραφής και $b/t_f < 30$ $h/t_w < 30$	y-y z-z	c c
U-, L-, T- και συμπαγείς διατομές 		οποιοδήποτε	c

\*) βλέπε 5.5.1.4(4) και σχήμα 5.5.2



Διατομή		Μέθοδος συνολικής ανάλυσης				
Μέθοδος ελέγχου της αντοχής	Τύπος διατομής και άξονας	Ελαστική ή Ακαμπτη-Πλαστική ή Ελαστική-Ιδανικά πλαστική	Ελαστο-πλαστική (μέθοδος πλαστικής ζώνης)			
Ελαστική [5.4.8.2]	Οιοσδήποτε	$a(\bar{\lambda} - 0.2)k_y W_{pl} / A$	-			
Γραμμική πλαστική [5.4.8.1.(12)]	Οιοσδήποτε	$a(\bar{\lambda} - 0.2)k_y W_{pl} / A$	-			
Μη γραμμική πλαστική [5.4.8.1(1) έως (11)]	I-διατομή άξονας yy	$133a(\bar{\lambda} - 0.2)k_y W_{pl} / A$	$a(\bar{\lambda} - 0.2)k_y W_{pl} / A$			
	I-διατομή άξονας zz	$2.0k_y e_{eff} / \epsilon$	$k_y e_{eff} / \epsilon$			
	Ορθογωνική κοίλη διατομή	$133a(\bar{\lambda} - 0.2)k_y W_{pl} / A$	$a(\bar{\lambda} - 0.2)k_y W_{pl} / A$			
	Κυκλική κοίλη διατομή	$1.5k_y e_{eff} / \epsilon$	$k_y e_{eff} / \epsilon$			
$k_y = (1 - k_\delta) + 2k_\delta \bar{\lambda}$ αλλά $k_y \geq 1.0$						
Καμπύλη λυγισμού	$a$	$e_{eff}$	$k_\delta$			
			$\gamma_{M1} = 1.05$	$\gamma_{M1} = 1.10$	$\gamma_{M1} = 1.15$	$\gamma_{M1} = 1.20$
	0.21	l / 600	0.12	0.23	0.33	0.42
	0.34	l / 380	0.08	0.15	0.22	0.28
	0.49	l / 270	0.06	0.11	0.16	0.20
	0.75	l / 180	0.04	0.08	0.11	0.14
Μέλη μεταβλητής διατομής:						
Χρησιμοποιείται η τιμή του $W_{pl}$ ή $W_{pl}$ στο κέντρο του μήκους λυγισμού $l$						
Σχήμα 5.5.1. Τιμές σχεδιασμού της ισοδυναμικής αρχικής καμπυλότητας $e_{eff}$						

## 5. Έσχατες οριακές καταστάσεις

### 5.1. Βάσεις

#### 5.1.1. Γενικά

(1) Χαλύβδινες κατασκευές και στοιχεία τους πρέπει να διαστασιολογούνται έτσι ώστε να ικανοποιούνται οι βασικές απαιτήσεις σχεδιαστού για την έσχατη οριακή κατάσταση που δίνονται στο κεφάλαιο 2.

(2) Ο μερικός συντελεστής ασφάλειας  $Y_M$  πρέπει να λαμβάνεται ως ακολούθως:

- αντοχή διατομής Κατηγορίας 1, 2 ή 3<sup>2</sup>  $Y_{M0} = 1.1$
- αντοχή διατομής Κατηγορίας 4<sup>3</sup>  $Y_{M1} = 1.1$
- αντοχή μέλους σε λυγισμό  $Y_{M1} = 1.1$
- αντοχή καθαρής διατομής σε θέση με οπές κοχλιών  $Y_{M2} = 1.25$
- αντοχή συνδέσεων βλέπε Κεφάλαιο 5

#### 5.1.2. Σχεδιασμός πλαισίων

(1) Πλαίσια πρέπει να ελέγχονται για :

- αντοχή διατομών (5.4)
- αντοχή μελών (5.5)
- αντοχή συνδέσεων (Κεφάλαιο 6)
- ευστάθεια πλαισίου (5.2.5)
- στατική ισορροπία (2.3.2.4)

(2) Όταν ελέγχεται η αντοχή διατομών και μελών ενός πλαισίου, κάθε μέλος μπορεί να εξετάζεται σαν απομονωμένο από το πλαίσιο, με δυνάμεις και ροπές εφαρμοσμένες στο κάθε άκρο του όπως προσδιορίζονται από την ανάλυση του πλαισίου. Οι συνθήκες στήριξης σε κάθε άκρο πρέπει να προσδιορίζονται θεωρώντας το μέλος ως μέρος του πλαισίου και πρέπει να είναι συνεπείς με τον τύπο της ανάλυσης (βλέπε 5.2.1 και 5.2.2) και τον

<sup>2</sup> Για ταξινόμηση διατομών βλέπε 5.3

<sup>3</sup> Για ταξινόμηση διατομών βλέπε 5.3

τρόπο αστοχίας (βλέπε 5.2.6).

### 5.1.3. Εφελκυόμενα μέλη

(1) Εφελκυόμενα μέλη πρέπει να ελέγχονται για :

- αντοχή διατομών (5.4.3)

### 5.1.4. Θλιβόμενα μέλη

(2) Θλιβόμενα μέλη πρέπει να ελέγχονται για :

- αντοχή διατομών (5.4.4)
- αντοχή σε λυγισμό (5.5.1)

### 5.1.5. Δοκοί

(1) Μέλη υποκείμενα σε κάμψη πρέπει να ελέγχονται για :

(2) Σε συνδέσεις κατηγορίας C υπολογισμένων να ανθίστανται σε ολίσθηση κατά την οριακή κατάσταση αστοχίας (βλέπε 6.5.3.1), η πλαστική αντίσταση σχεδιαστού της καθαρής διατομής στις οπές συνδέσμων  $N_{net,Rd}$  δεν θα υπερβαίνει την τιμή :

$$N_{net,Rd} = A_{net}f_y / Y_{M0} \quad (5.14)$$

(3) Για γωνιακά συνδεόμενα μέσω του ενός σκέλους, βλέπε επίσης 6.5.2.3 και 6.6.10. Παρόμοια θεώρηση θα γίνεται σε άλλους τύπους διατομών που συνδέονται μέσω προεξεχόντων σκελών όπως είναι οι διατομές T και C.

(4) Όπου απαιτείται πλάστιμη συμπεριφορά, η πλαστική αντίσταση σχεδιασμού  $N_{pt,Rd}$  θα είναι μικρότερη της οριακής αντίστασης αστοχίας της καθαρής διατομής στις οπές συνδέσμων  $N_{u,Rd}$  δηλ.

$$N_{u,Rd} \geq N_{pt,Rd} \quad (5.15)$$

Αυτό ικανοποιείται εάν :

$$0.9(A_{net} / A) \geq (f_y / f_u) (Y_{M2} / Y_{M0})$$

#### 5.4.4. Θλίψη

(1) Για μέλη υπό αξονική θλίψη, η τιμή σχεδιασμού της θλιπτικής δύναμης  $N_{sd}$  σε

κάθε διατομή θα ικανοποιεί τη σχέση:

$$N_{sd} \leq N_{c,Rd} \quad (5.16)$$

όπου  $N_{c,Rd}$  είναι η θλιπτική αντίσταση σχεδιασμού της διατομής που θα λαμβάνεται ως η μικρότερη από:

(α) την πλαστική αντίσταση σχεδιασμού της πλήρους διατομής

$$N_{pt,Rd} = Af_y / Y_{MO}$$

(β) την αντίσταση σχεδιασμού για τοπικό λύγισμα της πλήρους διατομής

$$N_{T,Rd} = A_{eff}f_y / Y_{M1}$$

όπου  $A_{eff}$  είναι η ενεργός επιφάνεια της διατομής, βλέπε 5.3.5.

(2) Η θλιπτική αντίσταση σχεδιασμού της διατομής  $N_{c,Rd}$  μπορεί να προσδιορίζεται ως εξής:

\* Διατομές κατηγορίας 1, 2, 3  $N_{c,Rd} = Af_y / Y_{MO}$

Διατομές κατηγορίας 4  $N_{c,Rd} = A_{eff}f_y / Y_{M1}$

(3) Στην περίπτωση μη συμμετρικών διατομών κατηγορίας 4, θα χρησιμοποιείται η μέθοδος που δίνεται στην 5.4.8.3 για την πρόβλεψη της πρόσθετης ροπής  $\Delta M$  εξ αιτίας της εκκεντρότητας του κεντροβαρικού άξονα της ενεργού διατομής, βλέπε 5.3.5.(7).

(4) Επί πλέον, θα ελέγχεται η αντίσταση σε λυγισμό του μέλους, βλέπε 5.5.1.

ΠΙΝΑΚΑΣ 1 : Συντελεστές Λυγισμού  $\omega$  για St 33 & St 37

DIN 4114

$\lambda$	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	$\lambda$
20	1.04	1.04	1.04	1.05	1.05	1.06	1.06	1.07	1.07	1.08	20
30	1.08	1.09	1.09	1.10	1.10	1.11	1.11	1.12	1.13	1.13	30
40	1.14	1.14	1.15	1.16	1.16	1.17	1.18	1.19	1.19	1.20	40
50	1.21	1.22	1.23	1.23	1.24	1.25	1.26	1.27	1.28	1.29	50
60	1.30	1.31	1.32	1.33	1.34	1.35	1.36	1.37	1.39	1.40	60
70	1.41	1.42	1.44	1.45	1.46	1.48	1.49	1.50	1.52	1.53	70
80	1.55	1.56	1.58	1.59	1.61	1.62	1.64	1.66	1.68	1.69	80
90	1.71	1.73	1.74	1.76	1.78	1.80	1.82	1.84	1.86	1.88	90
100	1.90	1.92	1.94	1.96	1.98	2.00	2.02	2.05	2.07	2.09	100
110	2.11	2.14	2.16	2.18	2.21	2.23	2.27	2.31	2.35	2.39	110
120	2.43	2.47	2.51	2.55	2.60	2.64	2.68	2.72	2.77	2.81	120
130	2.85	2.90	2.94	2.99	3.03	3.08	3.12	3.17	3.22	3.26	130
140	3.31	3.36	3.41	3.45	3.50	3.55	3.60	3.65	3.70	3.75	140
150	3.80	3.85	3.90	3.95	4.00	4.06	4.11	4.16	4.22	4.27	150
160	4.32	4.38	4.43	4.49	4.54	4.60	4.65	4.71	4.77	4.82	160
170	4.88	4.94	5.00	5.05	5.11	5.17	5.23	5.29	5.35	5.41	170
180	5.47	5.53	5.59	5.66	5.72	5.78	5.84	5.91	5.97	6.03	180
190	6.10	6.16	6.23	6.29	6.36	6.42	6.49	6.55	6.62	6.69	190
200	6.75	6.82	6.89	6.96	7.03	7.10	7.17	7.24	7.31	7.38	200
210	7.45	7.52	7.59	7.66	7.73	7.81	7.88	7.95	8.03	8.10	210
220	8.17	8.25	8.32	8.40	8.47	8.55	8.63	8.70	8.78	8.86	220
230	8.93	9.01	9.09	9.17	9.25	9.33	9.41	9.49	9.57	9.65	230
240	9.73	9.81	9.89	9.97	10.05	10.14	10.22	10.30	10.39	10.47	240
250	10.55	Δεν χρειάζεται παρεμβολή για ενδιάμεσες τιμές									

ΠΙΝΑΚΑΣ 2 : Συντελεστές Λυγισμού  $\omega$  για St 52

DIN 4114

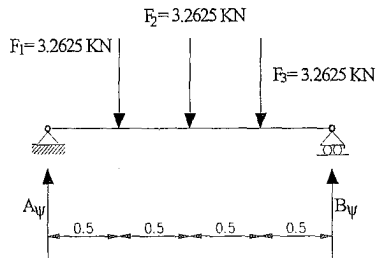
$\lambda$	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	$\lambda$
20	1.06	1.06	1.07	1.07	1.08	1.08	1.09	1.09	1.10	1.11	20
30	1.11	1.12	1.12	1.13	1.14	1.15	1.15	1.16	1.17	1.18	30
40	1.19	1.19	1.20	1.21	1.22	1.23	1.24	1.25	1.26	1.27	40
50	1.28	1.30	1.31	1.32	1.33	1.35	1.36	1.37	1.39	1.40	50
60	1.41	1.43	1.44	1.46	1.48	1.49	1.51	1.53	1.54	1.56	60
70	1.58	1.60	1.62	1.64	1.66	1.68	1.70	1.72	1.74	1.77	70
80	1.79	1.81	1.83	1.86	1.88	1.91	1.93	1.95	1.98	2.01	80
90	2.05	2.10	2.14	2.19	2.24	2.29	2.33	2.38	2.43	2.48	90
100	2.53	2.58	2.64	2.69	2.74	2.79	2.85	2.90	2.95	3.01	100
110	3.06	3.12	3.18	3.23	3.29	3.35	3.41	3.47	3.53	3.59	110
120	3.65	3.71	3.77	3.83	3.89	3.96	4.02	4.09	4.15	4.22	120
130	4.28	4.35	4.41	4.48	4.55	4.62	4.69	4.75	4.82	4.89	130
140	4.96	5.04	5.11	5.18	5.25	5.33	5.40	5.47	5.55	5.62	140
150	5.70	5.78	5.85	5.93	6.01	6.09	6.16	6.24	6.32	6.40	150
160	6.48	6.57	6.65	6.73	6.81	6.90	6.98	7.06	7.15	7.23	160
170	7.32	7.41	7.49	7.58	7.67	7.76	7.85	7.94	8.03	8.12	170
180	8.21	8.30	8.39	8.48	8.58	8.67	8.76	8.86	8.95	9.05	180
190	9.14	9.24	9.34	9.44	9.53	9.63	9.73	9.83	9.93	10.03	190
200	10.13	10.23	10.34	10.44	10.54	10.65	10.75	10.85	10.96	11.06	200
210	11.17	11.28	11.38	11.49	11.60	11.71	11.82	11.93	12.04	12.15	210
220	12.26	12.37	12.48	12.60	12.71	12.82	12.94	13.05	13.17	13.28	220
230	13.40	13.52	13.63	13.75	13.87	13.99	14.11	14.23	14.35	14.47	230
240	14.59	14.71	14.83	14.96	15.08	15.20	15.33	15.45	15.58	15.71	240
250	15.83	Δεν χρειάζεται παρεμβολή για ενδιάμεσες τιμές									

**4.4. ΕΠΙΛΟΓΗ ΔΙΑΤΟΜΩΝ ΕΓΚΑΡΣΙΩΝ ΔΟΚΩΝ**  
**ΚΑΙ ΔΙΑΔΟΚΙΔΩΝ ΤΟΥ ΚΑΤΑΣΤΡΩΜΑΤΟΣ**

**ΕΛΕΓΧΟΣ ΤΩΝ ΕΓΚΑΡΣΙΩΝ ΔΟΚΩΝ**  
**ΚΑΙ ΔΙΑΔΟΚΙΔΩΝ ΤΟΥ ΚΑΤΑΣΤΡΩΜΑΤΟΣ**  
**ΣΕ ΚΑΜΨΗ ΚΑΙ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ**

**ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ ΤΗΣ ΕΓΚΑΡΣΙΑΣ ΔΟΚΟΥ**  
**ΤΟΥ ΚΑΤΑΣΤΡΩΜΑΤΟΣ**

Για την εγκάρσια δοκό επιλέγουμε διατομή **IPE 160**.



$$\Sigma F_x = 0 \Rightarrow A_x = 0$$

$$\Sigma F_y = 0 \Rightarrow A_\psi + B_\psi = F_1 + F_2 + F_3$$

$$\Rightarrow A_\psi + B_\psi = 9,7875 \text{ KN}$$

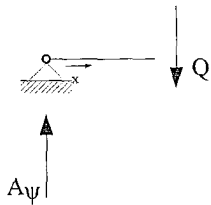
$$\Sigma M_B = 0$$

$$\Rightarrow A_\psi * 2 = F_1 * 1,5 + F_2 * 1 + F_3 * 0,5$$

$$\Rightarrow A_\psi = 4,8937 \text{ KN}$$

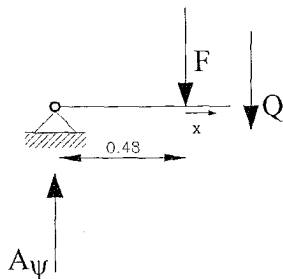
$$\Rightarrow B_\psi = 4,8937 \text{ KN}$$

**ΤΟΜΗ Ι**



$$\Sigma F_y = 0 \Rightarrow A_\psi = Q = 4,8937 \text{ KN}$$

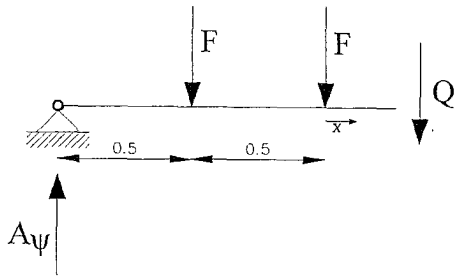
**ΤΟΜΗ ΙΙ**



$$\Sigma F_y = 0 \Rightarrow A_\psi - Q - F_1 = 0 \Rightarrow$$

$$Q = A_\psi - F_1 \Rightarrow$$

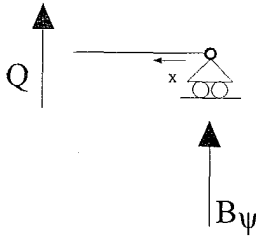
$$Q = 1,6312 \text{ KN}$$

**TOMH III**

$$\Sigma F_{\psi} = 0 \Rightarrow A_{\psi} - Q - F_1 - F_2 = 0$$

$$\Rightarrow Q = A_{\psi} - F_1 - F_2 \Rightarrow$$

$$Q = - 1,6312 \text{ KN}$$

**TOMH IV**

$$\Sigma F_{\psi} - 0 \Rightarrow B_{\psi} - Q = 0$$

$$\Rightarrow Q - B_{\psi} \Rightarrow Q = - 4,8937 \text{ KN}$$

Από τον πίνακα της σελίδας (86) προκύπτει ότι η επιφάνεια διάτμησης είναι:  $F' = 20,1 \text{ cm}^2$

Από τα παραπάνω προκύπτει ότι

$$Q_{\max} = 4,8937 \text{ KN}$$

$$T_{\text{πραγμ.}} = Q / F' \Rightarrow$$

$$T_{\text{πραγμ.}} = 4,8937 \text{ (KN)} / 20,1 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$\Rightarrow T_{\text{πραγμ.}} = \mathbf{0,2435 \text{ KN / cm}^2}$$

$$T_{\text{επιτρ.}} = \mathbf{0,8} * \sigma_{\text{επιτρ.}} \Rightarrow$$

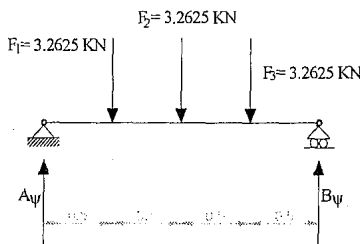
$$T_{\text{επιτρ.}} = 0,8 * 24 \text{ KN/cm}^2 = \mathbf{19,20 \text{ KN/cm}^2}$$

**Άρα ικανοποιείται η συνθήκη αντοχής αφού  $T_{\text{πραγμ.}} \leq T_{\text{επιτρ.}}$ .**



**ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΚΑΜΨΗ ΤΗΣ ΕΓΚΑΡΣΙΑΣ ΔΟΚΟΥ**  
**ΤΟΥ ΚΑΤΑΣΤΡΩΜΑΤΟΣ**

Για την εγκάρσια δοκό επιλέγουμε διατομή **IPE 160**.



$$\Sigma F_x = 0 \Rightarrow A_x = 0$$

$$\Sigma F_\psi = 0 \Rightarrow A_\psi + B_\psi = F_1 + F_2 + F_3$$

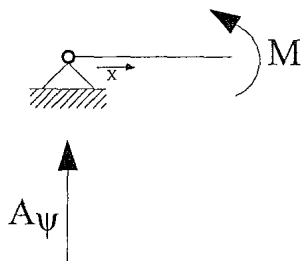
$$\Rightarrow A_\psi + B_\psi = 9,7875 \text{ KN}$$

$$+ \Sigma MB = 0$$

$$\Rightarrow A_\psi * 2 = F_1 * 1,5 + F_2 * 1 + F_3 * 0,5$$

$$\Rightarrow A_\psi = 4,8937 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow B_\psi = 4,8937 \text{ KN}$$



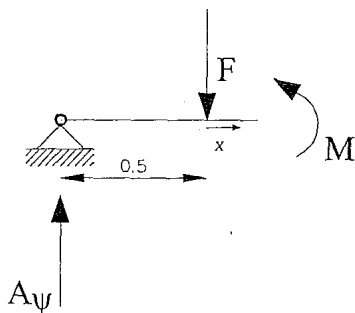
**ΤΟΜΗ Ι**

$$\Sigma M_x = 0 \Rightarrow M_x - A_\psi * x = 0 \Rightarrow$$

$$\text{για } x = 0 \Rightarrow M_x = 0$$

$$\text{για } x = 0,5 \Rightarrow M_x = 2,4468 \text{ KNm}$$

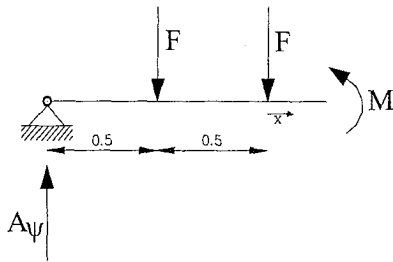
**ΤΟΜΗ ΙΙ**



$$\Sigma M_x = 0 \Rightarrow M_x - A_\psi (0,5+x) + F_1 * x = 0 \Rightarrow$$

$$\text{για } x = 0 \Rightarrow M_x = 2,4468 \text{ KNm}$$

$$\text{για } x = 0,5 \Rightarrow M_x = 3,2624 \text{ KNm}$$

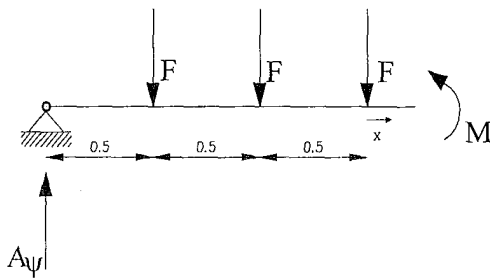
**TOMH III**

$$\Sigma M_x = 0 \Rightarrow$$

$$M_x - A_\psi (1,0+x) + F_2 * x + F_1(0,5+x) = 0$$

$$\Rightarrow \text{για } x = 0 \Rightarrow M_x = 3,2624 \text{ KN}$$

$$\text{για } x = 0,5 \Rightarrow M_x = 2,4468 \text{ KNm}$$

**TOMH IV**

$$\Sigma M_x = 0 \Rightarrow$$

$$M_x - A_\psi (1,5+x) + F_3 * x + F_2 (0,5+x) + F_1 (1+x) = 0$$

$$\Rightarrow \text{για } x = 0 \Rightarrow M_x = 2,4468 \text{ KN}$$

$$\text{για } x = 0,5 \Rightarrow M_x = 0 \text{ KNm}$$

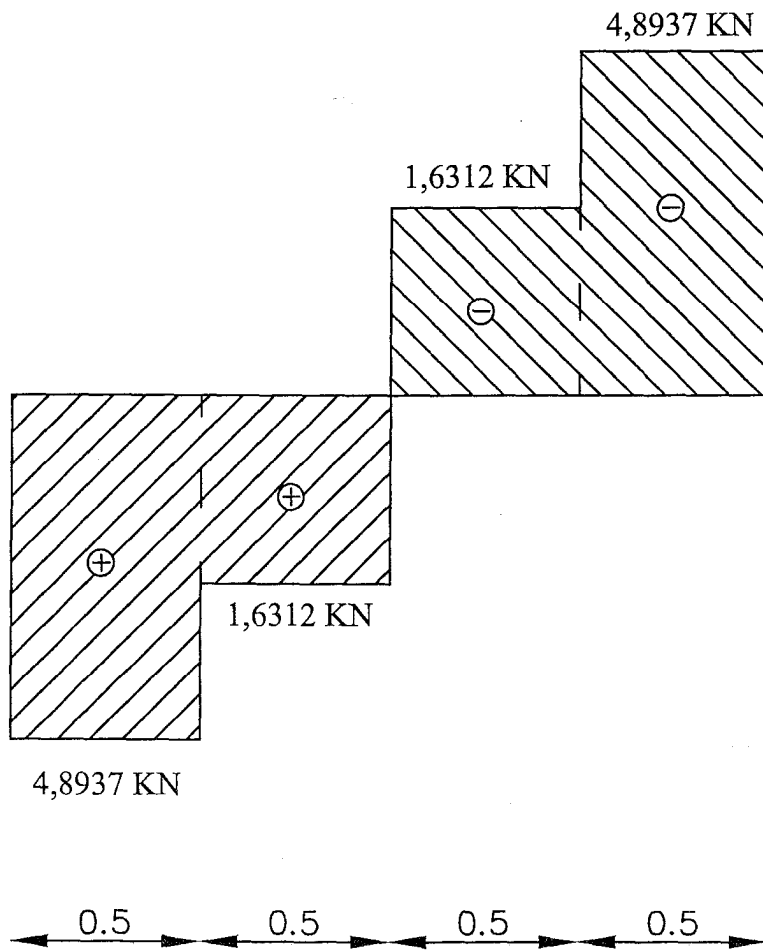
Έχουμε επιλέξει διατομή **IPE 160**. Από τα παραπάνω προκύπτει ότι  $M_{\max} = 3,2624 \text{ KNm}$ . Επομένως  $\sigma_{\text{πρ.}} = M / W \Rightarrow \sigma_{\text{πρ.}} = 3,2624 (\text{KNm}) * 100 / 16,7 (\text{cm}^3) \Rightarrow \sigma_{\text{πρ.}} = 19,53 \text{ KN/cm}^2$ .

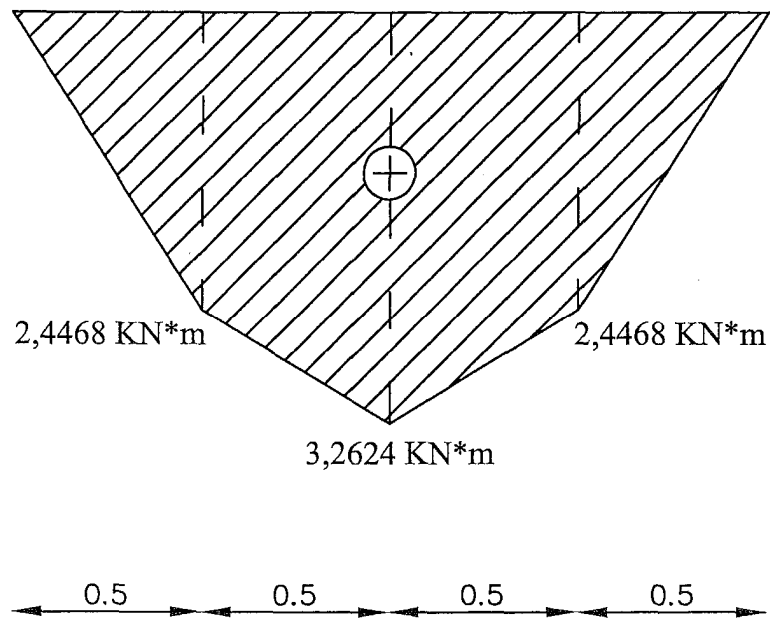
Όπου  $W$  η πλαστική ροπή αντίστασης η οποία προκύπτει από τον πίνακα της σελίδας (86).

$$\sigma_{\text{πρ.}} = 19,53 \text{ KN/cm}^2 \quad \text{ξ} \quad 24 \text{ KN/cm}^2$$

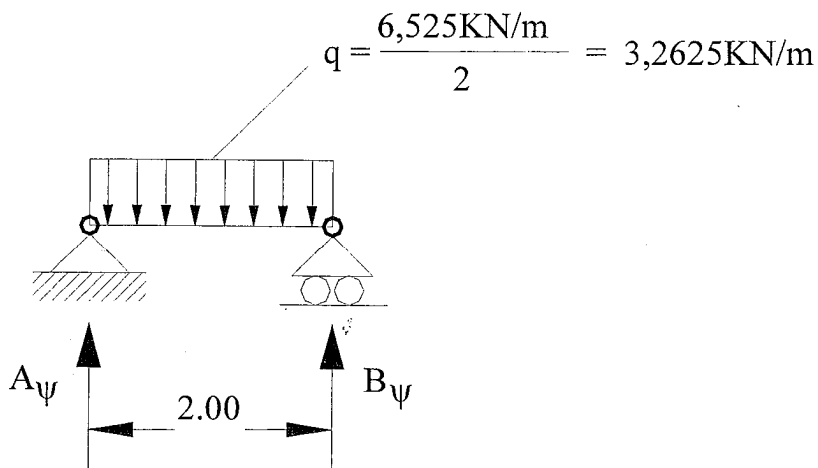
$$\text{Όπου } \sigma_{\text{επ.}} = 24 \text{ KN/cm}^2$$

Άρα ικανοποιείται η συνθήκη αντοχής.

**ΔΙΑΓΡΑΜΜΑ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ Q****ΚΛΙΜΑΚΑ 1:20**

**ΔΙΑΓΡΑΜΜΑ ΡΟΠΗΣ Μ****ΚΛΙΜΑΚΑ 1:20**

**ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ ΤΗΣ ΔΙΑΔΟΚΙΑΣ**  
**ΤΟΥ ΚΑΤΑΣΤΡΩΜΑΤΟΣ**



Για την διαδοκίδα επιλέγουμε διατομή **IPE 120**.

$$Q = \frac{q \cdot l}{2} = \frac{3,2625 \cdot 2,0}{2} = 3,2625 \text{ KN}$$

Από τον πίνακα της σελίδας (86) προκύπτει ότι η επιφάνεια διατομής είναι:

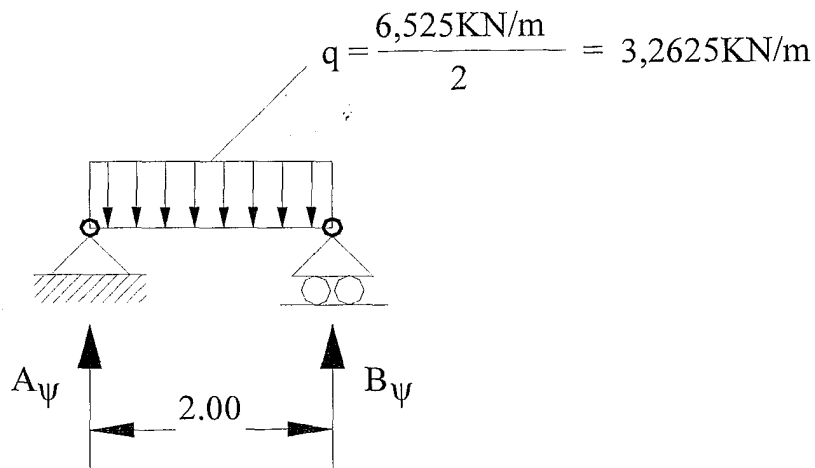
$$\boxed{F' = 13,2 \text{ cm}^2}$$

$$T_{\text{πραγμ.}} = \frac{Q}{F'} = 3,2625 \text{ KN} / 13,2 \text{ cm}^2 \Rightarrow T_{\text{πραγμ.}} = 0,247 \text{ KN/cm}^2$$

$$T_{\text{επιτρ.}} = 0,8 \cdot \sigma_{\text{επιτρ.}} = 0,8 \cdot 24 \text{ KN/cm}^2 \Rightarrow T_{\text{επιτρ.}} = 19,20 \text{ KN/cm}^2$$

Επομένως  $T_{\text{πραγμ.}} < T_{\text{επιτρ.}}$  οπότε ικανοποιείται η συνθήκη αντοχής.

**ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΚΑΜΨΗ ΤΗΣ ΔΙΑΔΟΚΙΑΣ**  
**ΤΟΥ ΚΑΤΑΣΤΡΩΜΑΤΟΣ**



Για την διαδοκίδα επιλέγουμε διατομή **IPE 120**

$$M = q * l^2 / 8 \Rightarrow M = 3,2625 \text{ (KN)/(cm)} * (2,0)^2 \text{ (cm}^2) / 8 \Rightarrow M = 1,6312 \text{ KN} * \mathbf{m}$$

Από τον πίνακα της σελίδας (86) προκύπτει ότι η επιφάνεια διατομής είναι:

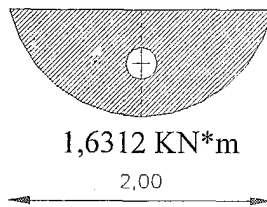
$$\mathbf{W = 8,65 \text{ cm}^2}$$

$$s = \frac{M}{W} = \frac{1,6312 * 100}{8,65} = 18,857 \text{ KN / cm}^2$$

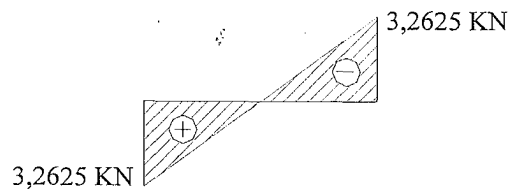
$$\sigma_{\text{επιτρ.}} = \mathbf{24 \text{ KN/cm}^2}$$

Επομένως  $s \leq \sigma_{\text{επιτρ.}}$ , οπότε ικανοποιείται η συνθήκη αντοχής.

**ΔΙΑΓΡΑΜΜΑ ΡΟΠΗΣ Μ**  
**ΚΛΙΜΑΚΑ 1:20**



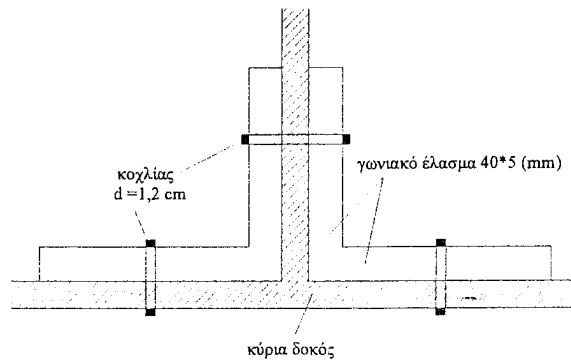
**ΔΙΑΓΡΑΜΜΑ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ Q**  
**ΚΛΙΜΑΚΑ 1:20**



**4.5. ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΙ ΚΟΧΛΙΩΣΕΩΝ**  
**ΕΓΚΑΡΣΙΑΣ ΔΟΚΟΥ ΜΕ ΔΙΑΔΟΚΙΑ**



## Κοχλιώσεις



Για να συνδέσουμε την κύρια δοκό με την διαδοκίδα του καταστρώματος χρησιμοποιούμε γωνιακά ελάσματα διαστάσεων 40\*40\*5 (mm). Για την σύνδεση χρησιμοποιούμε την μικρότερη διατομή κοχλία M12 και εξετάζουμε την αντοχή του.

### Έλεγχος διάτμησης κοχλιών

Πρέπει  $T_{\text{πραγμ.}} < T_{\text{επιτρ.}}$

Όπου  $T_{\text{επιτρ.}} = 126 \text{ N/mm}^2$

(όπως προκύπτει από τον ακόλουθο πίνακα)

$$T_{\text{πραγμ.}} = S / F * n$$

Όπου  $n$  : αριθμός κοχλιών = 1 κοχλίας

$S$  : δύναμη διαδοκίδας = 3,2625 KN

$F$  : διατομή κοχλία =  $\pi * d^2/4 = 3,14 * 12^2/4(\text{mm}^2) = 113,04 \text{ mm}^2$

$$T_{\text{πραγμ.}} = S / F * n = 3262,5 / 113,04 * 10$$

$$T_{\text{πραγμ.}} = 28,86 \text{ N/mm}^2$$

Πρέπει  $T_{\text{πραγμ.}} < T_{\text{επιτρ.}} \hat{U} 28,86 \text{ N/mm}^2 < 126 \text{ N/mm}^2$

**Άρα αντέχει.**

### Έλεγχος σύνθλιψης της αντύγας

Πρέπει  $\sigma_{\text{πραγμ.}} < \sigma_{\text{επιτρ.}}$ . Όπου  $\sigma_{\text{επιτρ.}} = 24 \text{ KN/cm}^2$

$$\sigma_{\text{πραγμ.}} = Q / F$$

όπου Q : δύναμη διαδοκίδας = 3,2625 KN

$$F : \text{διατομή κοχλία} = d * t = 1,2 * 5 \text{ (cm}^2\text{)} = 6,00 \text{ cm}^2$$

d : διάμετρος κοχλία

t : πάχος ελάσματος

$$\sigma_{\text{πραγμ.}} = 3,2625 / 6,00 \Leftrightarrow \sigma_{\text{πραγμ.}} = \mathbf{0.544 \text{ KN/cm}^2}$$

Πρέπει  $\sigma_{\text{πραγμ.}} < \sigma_{\text{επιτρ.}}$   $\hat{U}$   $\mathbf{0.544 \text{ KN/cm}^2 < 24,00 \text{ KN/cm}^2}$

**Άρα αντέχει.**

ΠΙΝΑΚΑΣ 7 : Επιτρεπόμενες Τάσεις σε  $N/mm^2$  για Δομικά Στοιχεία

Σειρά	ΕΙΔΗ ΤΑΣΕΩΝ		St 37		St 52			
			Φόρτιση H	HZ	Φόρτιση H	HZ		
1	Θλίψη και θλίψη από κάμψη, εφόσον απαιτείται έλεγχος ευστάθειας κατά DIN 4114, Μέρος 1 & 2 και DAST - Ri. 012 (επ. σD)		140	160	210	240		
2	Εφελκυσμός και εφελκυσμός από κάμψη Θλίψη και θλίψη από κάμψη (επ. σ)		160	180	230	270		
3	Διάτμηση (επ. τ)		92	104	139	156		
4	Σύνθλιψη άνωτος οπών (επ. σ) ή για πόχη υλικού $\geq 3$ mm, για συνδέσεις :	SL	Συνήθεις κοχλίες ( DIN 7990), υψηλής αντοχής ( DIN 6914) ή κοχλίες βυθισμένης κεφαλής ( DIN 7969) Τζόγος οπής $0,3 \text{ χιλ.} < \Delta d \leq 2$ χιλιοστά - χωρίς προένταση		280	320	420	480
5		SL	Κοχλίες υψηλής αντοχής (DIN 6914) Τζόγος οπής $0,3 \text{ mm} < \Delta d \leq 2 \text{ mm}$ Χωρίς Προένταση : $\geq 0,5 \cdot F_v$ $F_v$ βλ. Πίνακα 9, Στήλη 2		380	430	570	645
6		SLP	Ήλοι (DIN 124 & DIN 302), Εφαρμοσμένοι Κοχλίες ( DIN 7968) Τζόγος οπής $\Delta d \leq 0,3 \text{ mm}$ - Χωρίς Προένταση		320	360	480	540
7		SLP	Εφαρμοσμένοι κοχλίες υψηλής αντοχής. Τζόγος οπής $\Delta d \leq 0,3 \text{ mm}$ Χωρίς προένταση : $\geq 0,5 F_v$ $F_v$ βλέπε Πίνακα 9, στήλη 2		420	470	630	710
8		GV GVP	Κοχλίες υψηλής αντοχής. Χάρη (τζόγος) οπής $0,3 \text{ mm} \leq \Delta d \leq 2 \text{ mm}$ Εφαρμοσμένοι κοχλίες υψηλής αντοχής. Τζόγος οπών $\Delta d \leq 0,3 \text{ mm}$ Προένταση : $1,0 F_v$ $F_v$ βλέπε Πίνακα 9, Στήλη 2		480	540	720	810

ΠΙΝΑΚΑΣ 8 : Μέγιστες Επιτρεπόμενες Τέμνουσες Δυνάμεις (επ.  $Q_{SL}$  & επ.  $Q_{SLP}$ ) σε kN, ανά Κοχλία ή Ήλο και για διατμητική επιφάνεια κάθετη στον άξονα του Κοχλία ή του Ήλου. Επιτρεπόμενες Τάσεις σε  $N/mm^2$  για Κοχλίες και Ήλους σε Συνδέσεις SL/SLP.

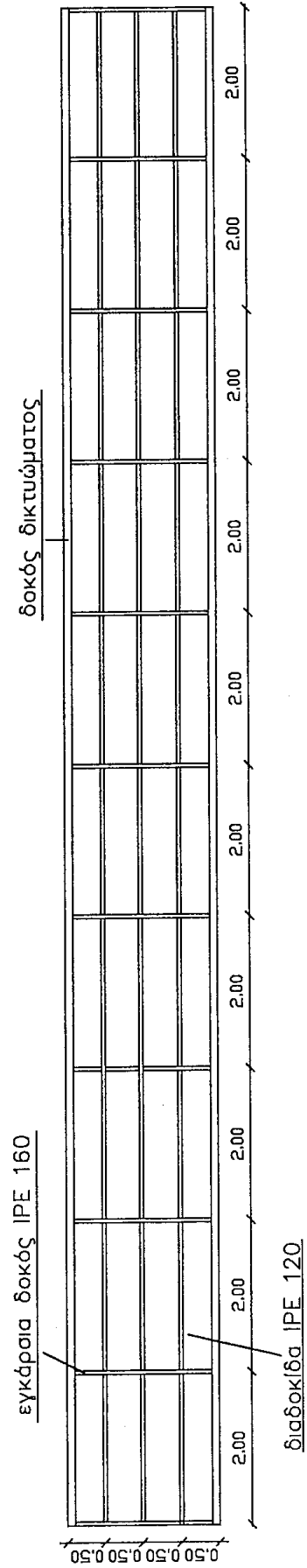
Σειρά	Μέγιστος Κοχλία	SL-Συνδέσεις Συνήθεις Κοχλίες (DIN 7990) Κοχλίες Υψηλής Αντοχής (DIN 6914) Κοχλίες Βυθισμένης Κεφαλής (DIN 7969) Τζόγος οπών $0,3 \text{ mm} < \Delta d \leq 2 \text{ mm}^1$						SLP- Συνδέσεις Εφαρμοσμένοι Κοχλίες (DIN 7968) Ήλοι (DIN 124 και DIN 302) Τζόγος οπών $\Delta d \leq 0,3 \text{ mm}$							
		Διατμητική Επιφάν. $\frac{\pi d^2}{4}$	DIN 7990 DIN 7969 4.6 <sup>2)</sup> Φόρτιση		DIN 7990 DIN 7969 5.6 <sup>2)</sup> Φόρτιση		DIN 6914 10.9 <sup>2)</sup> Φόρτιση		Διατμητική Επιφάν. $\frac{\pi d^2}{4}$	Εφαρμ. Κοχλίες 4.6 <sup>2)</sup> Ήλοι St 38 Φόρτιση		Εφαρμ. Κοχλίες 5.6 <sup>2)</sup> Ήλοι St 44 Φόρτιση		Εφαρμ. Κοχλίες 10.9 <sup>2)</sup> Φόρτιση	
			H	HZ	H	HZ	H	HZ		H	HZ	H	HZ	H	HZ
		mm <sup>2</sup>	kN	kN	kN	kN	kN	kN	mm <sup>2</sup>	kN	kN	kN	kN	kN	kN
1	M 12	113	12,7	14,2	19,2	21,5	27,0	30,5	133	18,6	21,3	27,9	31,9	37,0	42,5
2	M 16	201	22,5	25,3	34,1	38,2	48,5	54,5	227	31,8	36,3	47,7	54,5	63,5	72,5
3	M 20	314	35,2	39,6	53,4	59,7	75,5	85,0	346	48,4	55,4	72,2	83,0	97,0	111,0
4	M 22	380	42,6	47,9	64,6	72,2	91,0	102,5	415	58,1	66,4	87,2	99,6	116,5	133,0
5	M 24	452	50,6	57,0	76,8	85,9	108,5	122,0	491	68,7	78,6	103,1	117,8	137,5	157,0
6	M 27	573	64,2	72,2	97,4	108,9	137,5	154,5	616	86,2	98,6	129,4	147,8	172,5	197,0
7	M 30	707	79,2	89,1	120,2	134,3	169,5	191,0	755	105,7	120,8	158,6	181,2	211,5	241,5
8	M 36	1018	114,0	128,3	173,1	193,4	244,5	275,0	1075	150,6	172,0	225,8	258,0	301,1	344,0
9	Ψαλλίδισμός επ. $\tau_d$ ( $N/mm^2$ )	112	126	168	192	240	270	-	140	160	210	240	280	320	
10	Σύνθλιψη άνωτος οπών επ. σ <sub>1</sub> ( $N/mm^2$ )	280	320	420 <sup>3)</sup>	470 <sup>3)</sup>	')	')	-	320	360	480 <sup>3)</sup>	540 <sup>3)</sup>	')	')	

- 1) Για συνδέσεις και χτυπήματα σε πλαίσια με πλευρική μεταθετότητα πρέπει  $\Delta d \leq 1 \text{ mm}$  (βλέπε 97.2.1.1 στον Κανονισμό).
- 2) Για τις κατηγορίες αντοχής των Κοχλιών ισχύει το DIN ISO 898, Μέρος 1 (βλέπε σελίδα 73).
- 3) Για συνδέσεις σε δομικά στοιχεία από St 37 να χρησιμοποιούνται οι ελάχιστες επιτρεπόμενες τιμές του Πίνακα 7, Σειρές 4 ως 8
- 4) Εδώ ισχύουν οι Επιτρεπόμενες Τάσεις επ. σ<sub>1</sub> του συνδεόμενου στοιχείου.

ΚΑΤΟΨΗ ΚΑΤΑΣΤΡΩΜΑΤΟΣ ΤΟΥ ΑΡΙΣΤΕΡΟΥ ΑΝΟΙΓΜΑΤΟΣ

ΤΗΣ ΠΕΖΟΓΕΦΥΡΑΣ

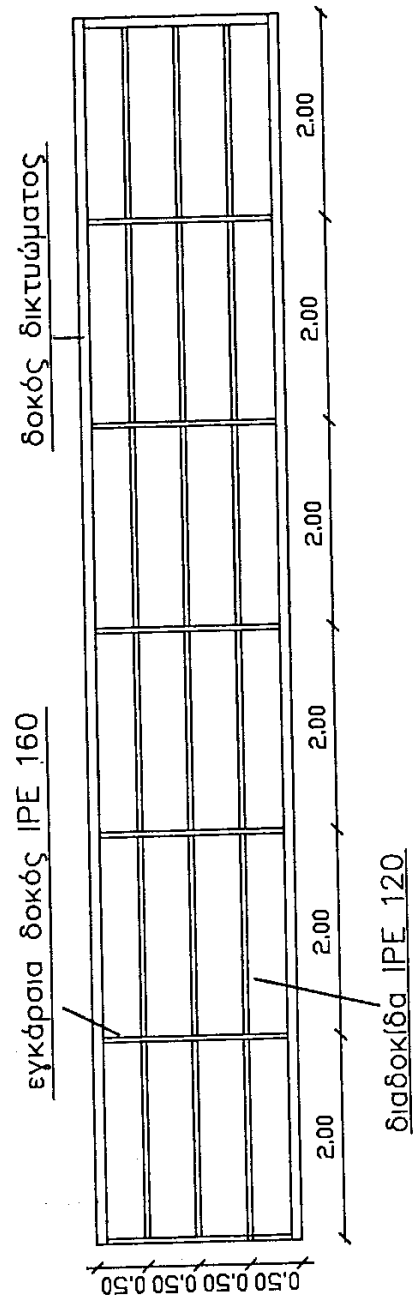
ΚΛΙΜΑΚΑ 1 : 100



ΚΑΤΟΨΗ ΚΑΤΑΣΤΡΩΜΑΤΟΣ ΤΟΥ ΔΕΞΙΟΥ ΑΝΟΙΓΜΑΤΟΣ

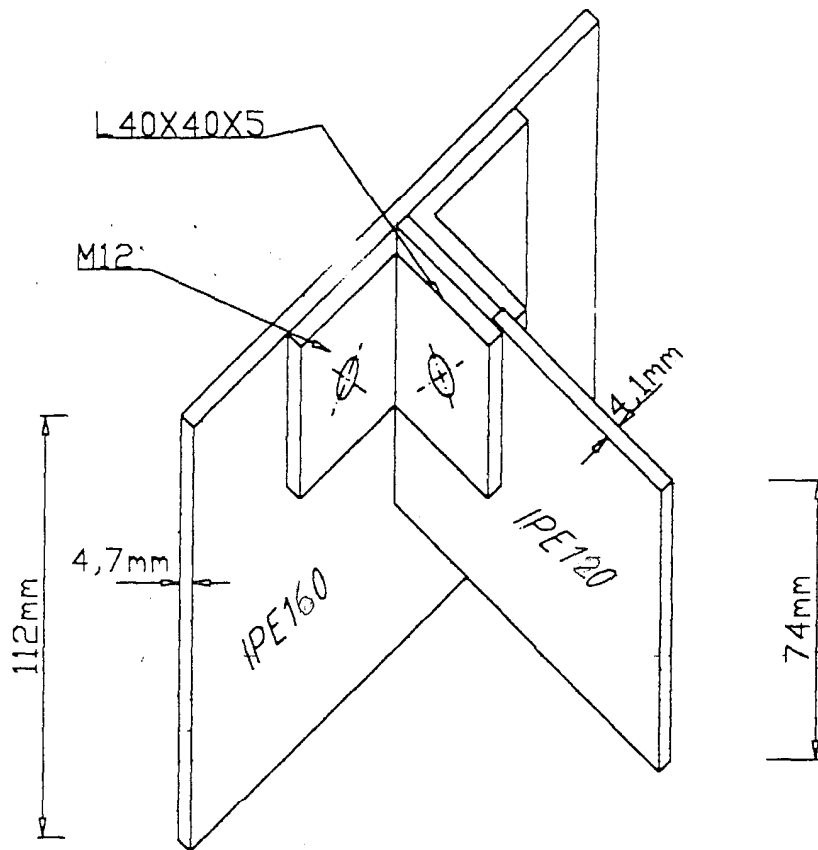
ΤΗΣ ΠΕΖΟΓΕΦΥΡΑΣ

ΚΛΙΜΑΚΑ 1:100

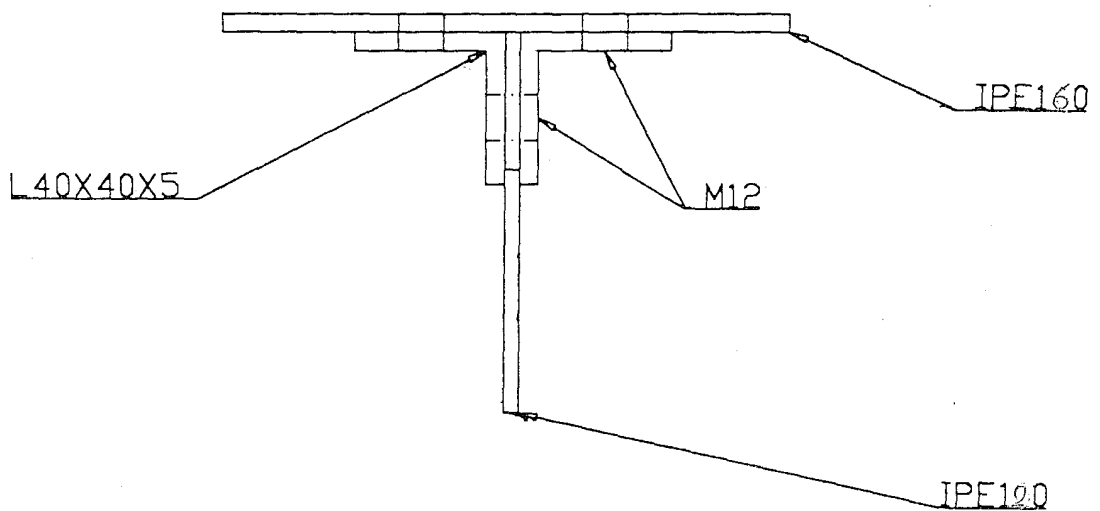


ΣΤΥΝΔΕΣΗ ΚΟΡΜΩΝ

ΚΑ. 1:2



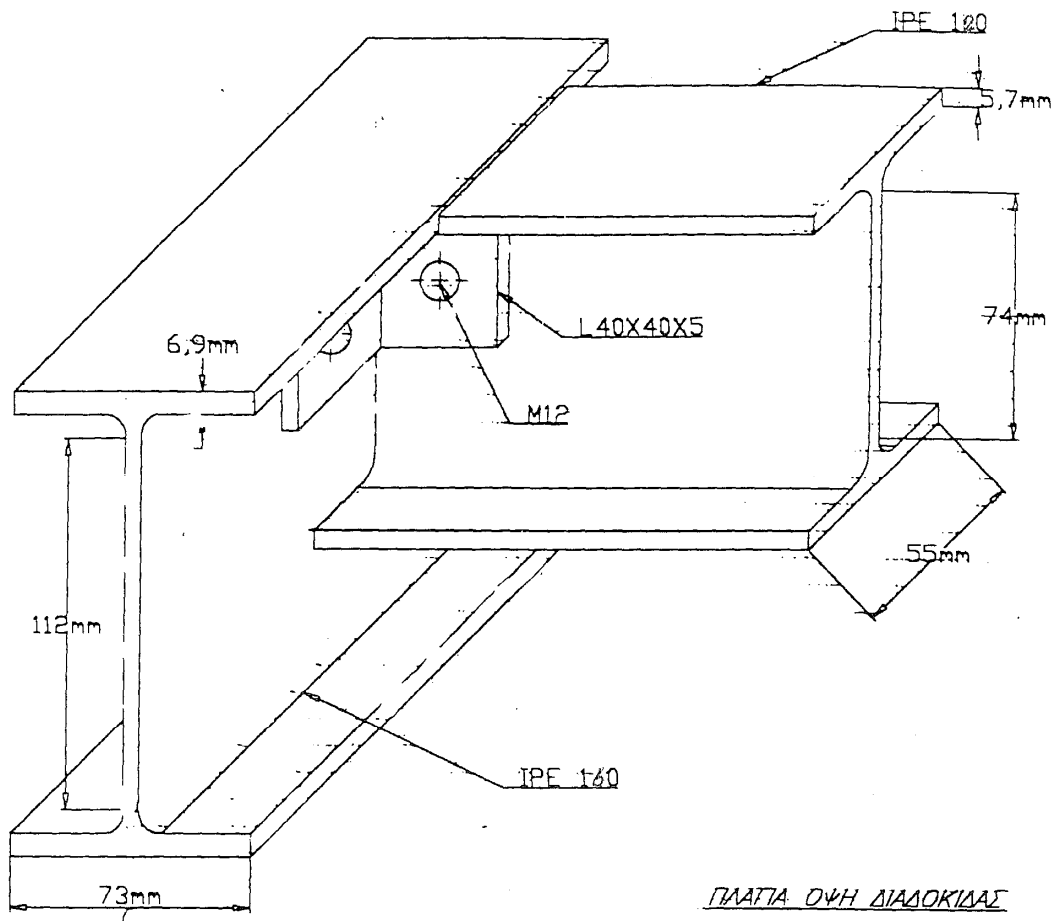
ΚΑΤΟΨΗ ΣΤΥΝΔΕΣΗΣ



ΣΤΗΝΔΕΣΗ ΚΤΡΙΑΣ ΔΟΚΟΥ (ΙΡΕ 160) ΜΕ ΔΙΑΔΟΚΙΔΑ (ΙΡΕ 120),

ΜΕΣΩ ΓΩΝΙΑΚΟΥ ΕΛΑΣΜΑΤΟΣ L 40X40X5

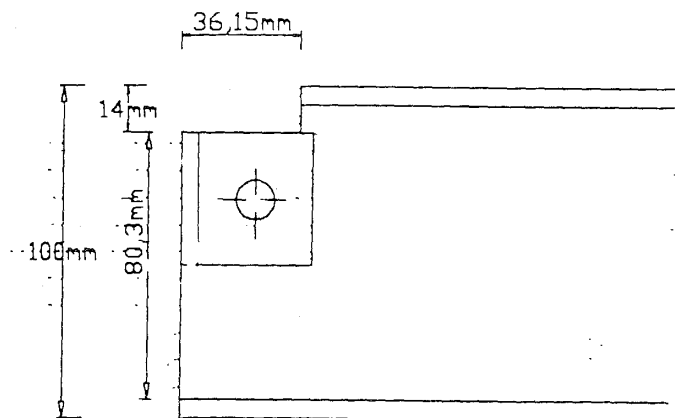
ΚΑ. 1.2



ΠΛΑΓΙΑ ΟΥΨΗ ΔΙΑΔΟΚΙΔΑΣ

ΚΟΨΙΜΟ ΔΙΑΔΟΚΙΔΑΣ ΓΙΑ ΤΗΝ  
ΣΤΗΝΔΕΣΗ ΤΗΣ, ΜΕ ΤΗΝ ΚΤΡΙΑ  
ΔΟΚΟ.

Η ΣΤΗΝΔΕΣΗ ΓΙΝΕΤΑΙ ΜΕ ΚΟΧΛΙΕΣ  
ΔΙΑΜΕΤΡΟΥ 12mm (M12).





**4.6. ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΙ ΣΥΓΚΟΛΛΗΣΕΩΝ**  
**ΤΩΝ ΡΑΒΔΩΝ ΤΟΥ ΔΙΚΤΥΩΜΑΤΟΣ**

- **Διαγώνια ράβδος με ορθοστάτη και κάτω ράβδο δικτυώματος.**

Για να ενώσουμε την διαγώνια ράβδο με την κάτω ράβδο και τον ορθοστάτη του δικτυώματος χρησιμοποιώ (λαπάτσα) 20\*20\* 10(cm), που συγκαλείται σε αυτά έτσι ώστε να μπορεί συνδεθεί πάνω της η διαγώνια ράβδος.

### **Υπολογισμοί:**

Πάχος εξωραφής α:

$$\alpha = 0,7 * t_{\min} = 0,7 * 10,4 = 7,28 \text{ mm}$$

όπου  $t_{\min}$  : πάχος ελάσματος για ορθοστάτη τύπου 1180.

Το μήκος της ραφής  $\lambda = 2 * 20 = 40 \text{ cm}$

όπου 20 cm το μήκος της ραφής πολλαπλασιαζόμενο επί δυο, λόγω των δύο πλευρών της λαπάτσας που πρέπει να συγκολληθούν.

$$\text{Η διατομή της ραφής } f_{\text{ραφής}} = \alpha * \lambda = 0,728 * 40 = 29,12 \text{ cm}^2$$

- Για το **αριστερό** άνοιγμα της γέφυρας των 20 m η μέγιστη εφελκυστική δύναμη της διαγώνιας ράβδου είναι η  **$S_{12} = 97,875 \text{ KN}$**

$$S_{12x} = S_{12} * \text{συν}\varphi = 97,875 * \text{συν}37^\circ = 78,3 \text{ KN} \quad \text{και}$$

$$S_{12y} = S_{12} * \eta\mu\varphi = 97,875 * \eta\mu37^\circ = 58,725 \text{ KN}$$

Οι **εμφανιζόμενες διατμητικές τάσεις** στις εξωραφές είναι :

$$\sigma_x = S_{12x} / F_{\text{ραφής}} = 78,3 / 29,12 = 2,689 \text{ KN/cm}^2$$

$$\sigma_y = S_{12y} / F_{\text{ραφής}} = 58,725 / 29,12 = 2,017 \text{ KN/cm}^2$$

**Η διατμητική αντοχή** της ραφής  $f_{vwd}$  υπολογίζεται από την σχέση :

$$f_{vwd} = \frac{f_u / 3^{1/2}}{b_w * Y_{MW}} - \frac{36/1,73}{0,8 * 1,25} \Leftrightarrow f_{vwd} = 20,81 \text{ KN/cm}^2$$

όπως προκύπτει από τους ακόλουθους πίνακες :

εφελκυστική αντοχή μέλους  $f_u = 37 \text{ KN/cm}^2$

συντελεστής συσχέτισεως  $\beta_w = 0.81$  και συντελεστής ασφαλείας  $\gamma_{Mw} = 1.25$

§ Έλεγχος ραφής για το αριστερό άνοιγμα των 20m

$$\sigma_x = 2,689 \text{ KN/cm}^2 \leq T_{\text{επιτρ.}} = f_{vwd} = 20,81 \text{ KN/cm}^2$$

$$\sigma_y = 2,017 \text{ KN/cm}^2 \leq \tau_{\text{επιτρ.}} = f_{vwd} = 20,81 \text{ KN/cm}^2$$

**Άρα οι εξωραφές αντέχουν.**

- Για το **δεξιό** άνοιγμα της γέφυρας 12 m η μέγιστη εφελκυστική δύναμη της διαγώνιας ράβδου είναι η  $S_{14} = 54,375 \text{ KN}$

$$S_{14X} = S_{14} * \text{συνφ} = 54.375 * \text{συν}37^\circ = 45.82 \text{ KN}$$

$$S_{14Y} = S_{14} * \text{ημφ} = 54,375 * \text{ημ}37^\circ = 32,72 \text{ KN}$$

**Οι εμφανιζόμενες διατμητικές τάσεις** στις εξωραφές είναι

$$\sigma_x = S_{14x} / f_{\text{ραφής}} = 45,82 / 29,12 = 1,573 \text{ KN/cm}^2$$

$$\sigma_y = S_{14y} / f_{\text{ραφής}} = 32,72 / 29,12 = 1,124 \text{ KN/cm}^2$$

§ Έλεγχος ραφής για το δεξιό άνοιγμα των 12m

$$\sigma_x = 1,573 \text{ KN/cm}^2 \leq T_{\text{επιτρ.}} = f_{vwd} = 20,81 \text{ KN/cm}^2$$

$$\sigma_y = 1,124 \text{ KN/cm}^2 \leq T_{\text{επιτρ.}} = f_{vwd} = 20,81 \text{ KN/cm}^2$$

**Άρα οι εξωραφές αντέχουν.**

### 6.6.5 Πάχος ραφής

- (1) Το πάχος  $a$  εξωραφής είναι ίσο με το ύψος του εγγεγραμμένου ισοσκελούς τριγώνου μέχρι την ρίζα της (Σχ. 6.6.6).
- (2) Το ελάχιστο πάχος εξωραφής είναι 3mm.
- (3) Κατά τον υπολογισμό της φέρουσας ικανότητας εξωραφής αυξημένης διείσδυσης επιτρέπεται να ληφθεί υπόψη ένα αυξημένο πάχος ραφής κατά τον υπολογισμό (Σχ. 6.6.7), υπό την προϋπόθεση ότι αποδεικνύεται πειραματικά ότι επιτυγχάνεται η αυξημένη διείσδυση πέραν της θεωρητικής ρίζας με την επιλεγείσα μέθοδο συγκολλήσεως.
- (4) Εάν μια εξωραφή εκτελείται με μέθοδο υπό κονίαν συγκόλλησης, επιτρέπεται να αυξάνεται το πάχος της ραφής κατά 20% ή 2mm (καθοριστική η μικρότερη τιμή) χωρίς έλεγχο της διαδικασίας εκτέλεσης.

#### 6.6.5.3 Οριακή δύναμη ανά μονάδα μήκους

- (1) Η οριακή δύναμη εξωραφής ανά μονάδα μήκους προσδιορίζεται είτε με την παρακάτω εκτιθέμενη μέθοδο, είτε εναλλακτικώς με την βοήθεια του Παραρτήματος Μ.
- (2) Η αντοχή εξωραφής θεωρείται επαρκής, όταν σε κάθε σημεία του μήκους της η συνισταμένη όλων των δρώντων δυνάμεων ανά μονάδα μήκους που μεταφέρονται μέσω της ραφής δεν ξεπερνά την οριακή δύναμη  $F_{W.RD}$ .
- (3) Ανεξαρτήτως του τρόπου εκτέλεσης η οριακή, δύναμη ανά μονάδα μήκους υπολογίζεται από την σχέση

$$F_{W.Rd} = f_{vW.d}a \quad (6.14)$$

όπου  $f_{vW.d}$  είναι η διατμητική αντοχή της ραφής.

- (4) Η διατμητική αντοχή της ραφής  $f_{vw.d}$  υπολογίζεται από την σχέση

$$f_{vw.d} = \frac{f_u / \sqrt{3}}{b_w \cdot Y_{Mw}} \quad (6.15)$$

οπού  $f_u$  = εφελκυστική αντοχή του ασθενέστερου συνδεομένου μέλους,

$\beta_w$  = συντελεστής συσχέτισεως.

- (5) Οι τιμές συντελεστή συσχέτισεως  $\beta_w$  λαμβάνεται ως εξής :

Ποιότητα χάλυβα	Εφελκυστική αντοχή $f_u$	Συντελεστής συσχετίσεως $\beta_w$
EN 10025 :		
Fe 360	360 N/mm <sup>2</sup>	0,8
Fe 430	430 N/mm <sup>2</sup>	0,85
Fe 510	510 N/mm <sup>2</sup>	0,9
prEN 10113 :		
Fe E 275	390 N/mm <sup>2</sup>	0,8
Fe E 355	490 N/mm <sup>2</sup>	0,9

(5) Για ενδιάμεσες τιμές  $f_u$ , η τιμή του συντελεστή  $\beta_w$  προσδιορίζεται με γραμμική παρεμβολή.

## 6.6.6 Φέρουσα ικανότητα εσωραφών

### 6.6.6.1 Εσωραφές πλήρους διείσδυσης

(1) Η φέρουσα ικανότητα εσωραφής πλήρους διείσδυσης λαμβάνεται ίση προς την αντοχή του ασθενέστερου των συνδεομένων μελών, υπό τον όρο ότι έχει χρησιμοποιηθεί κατάλληλο ηλεκτρόδιο (ή άλλα πρόσθετα υλικά συγκόλλησης) στα οποία δοκίμια εφελκυσμού αποτελούμενα μόνο από τα πρόσθετα υλικά συγκόλλησης διαθέτουν κατώτερες τιμές εφελκυστικής αντοχής τουλάχιστον ίσες με τις αντίστοιχες τιμές του μητρικού υλικού.

### 6.6.6.2 Εσωραφές μερικής διείσδυσης

- (1) Η φέρουσα ικανότητα εσωραφών μερικής διείσδυσης προσδιορίζεται όπως των εξωραφών αυξημένης διείσδυσης σύμφωνα με την παρ. 6.6.5.
- (2) Το πάχος λαιμού εσωραφής μερικής διείσδυσης λαμβάνεται ίσο με το βάθος της διείσδυσης που μπορεί να επιτυγχάνεται συνεχώς.
- (3) Το πάχος της ραφής που μπορεί να επιτυγχάνεται συνεχώς επιτρέπεται να προσδιορίζεται με δοκιμές της μεθόδου συγκόλλησης.

- (4) Εάν η προετοιμασία της ραφής αντιστοιχεί σε μία ραφή U, V, J ή HV (Σχ. 6.6.8) τότε τα πάχος της ραφής λαμβάνεται ίσο με το πάχος της προετοιμασίας μείον 2 mm εάν δεν δικαιολογείται μέσω δοκιμών της μεθόδου μεγαλύτερη τιμή.

### **6.6.6.3 Συνδέσεις T**

- (1) Η αντοχή μιας σύνδεσης T αποτελούμενης από αμφίπλευρες εσωραφές μερικής διείσδυσης ενισχυμένες με εξωραφές επιτρέπεται να προσδιορίζεται όπως για εσωραφή πλήρους διείσδυσης (παρ. 6.6.6.1), εάν το συνολικό πάχος της ραφής εκτός του μη συγκολλημένου διακένου δεν είναι μικρότερο από το πάχος  $t$  του ελάσματος κορμού, με την προϋπόθεση ότι το μη συγκολλημένο διάκενο δεν είναι μεγαλύτερο από  $t/5$  ή 3 mm (καθοριστική ή μικρότερη τιμή), βλ. Σχ. 6.6.9 (α).

## 6. Συνδέσεις υποκειμένες σε στατική φόρτιση

### 6.1. Βάσεις

#### 6.1.1. Γενικά

(1) Όλες οι συνδέσεις πρέπει να έχουν αντοχή σχεδιασμού τέτοια ώστε η κατασκευή να παραμένει λειτουργική και να μπορεί να ικανοποιεί τις βασικές απαιτήσεις σχεδιασμού που δίδονται στο Κεφάλαιο 2.

(2) Ο μερικός συντελεστής ασφαλείας  $Y_M$  θα λαμβάνεται ως ακολούθως :

- αντοχή κοχλιών  $Y_{Mb} = 1.25$
- αντοχή ήλων  $Y_{Mr} = 1.25$
- αντοχή πείρων  $Y_{Mp} = 1.25$
- \*αντοχή συγκολλήσεων  $Y_{Mw} = 1.25$
- αντοχή σε ολίσθηση  $Y_{Ms}$  βλέπε 6.5.8.1
- αντοχή κόμβων δικτυωτών δοκών  
από κοιλοδοκούς :  $Y_{Mj}$  βλέπε Παράρτημα Κ
- αντοχές μελών και διατομών :  
 $Y_{M0}, Y_{M1}$  και  $Y_{M2}$   $Y_{M2}$  βλέπε 5.1.1

(3) Συνδέσεις που καταπονούνται σε κόπωση πρέπει επίσης να ικανοποιούν τις απαιτήσεις του Κεφαλαίου 9.

#### 6.1.2. Εφαρμοζόμενες δυνάμεις και ροπές

(1) Οι δυνάμεις και ροπές που εφαρμόζονται στις συνδέσεις στην οριακή κατάσταση αστοχίας, πρέπει να καθορίζονται με καθολική ανάλυση σύμφωνα με το Κεφάλαιο 5.

(2) Οι παραπάνω δυνάμεις και ροπές θα περιλαμβάνουν:

- επιρροές δευτέρας τάξεως,
- επιρροή των ατελειών, βλέπε 5.2.4,
- επιρροή της ευκαμψίας της σύνδεσης στην περίπτωση των ημιάκαμπτων συνδέσεων, βλέπε 6.9.

### **6.1.3. Αντοχή των συνδέσεων**

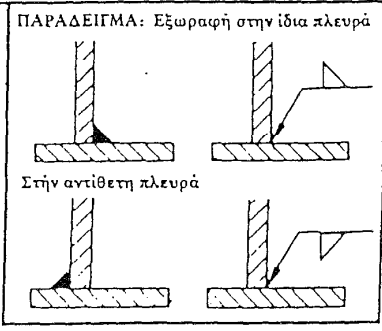
- (1) Η αντοχή μιας σύνδεσης θα καθορίζεται με βάση τις αντοχές των μεμονωμένων κοχλιών, ήλων και συγκολλήσεων.
- (2) Κατά τον υπολογισμό της σύνδεσης θα εφαρμόζεται γενικώς γραμμική - ελαστική ανάλυση. Εναλλακτικά, μπορεί να εφαρμοστεί μη γραμμική ανάλυση της σύνδεσης εφόσον λαμβάνονται υπόψη τα χαρακτηριστικά φόρτισης - παραμόρφωσης όλων των στοιχείων της σύνδεσης.
- (3) Εάν το προσομοίωμα του υπολογισμού βασίζεται σε γραμμές διαρροής, η επάρκειά του πρέπει να αποδεικνύεται με βάση φυσικές δοκιμές.

### **6.1.4. Παραδοχές υπολογισμού**

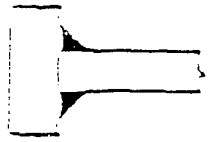
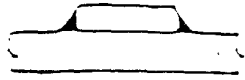





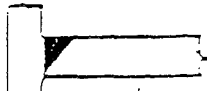
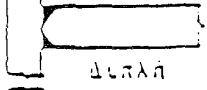
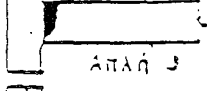
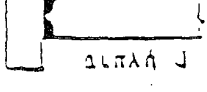


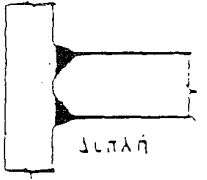
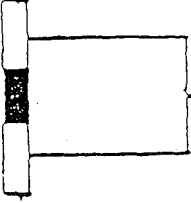
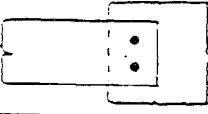
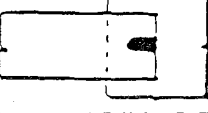
- (1) Οι συνδέσεις πρέπει να υπολογίζονται κατανέμοντας τις εσωτερικές δυνάμεις και ροπές με οποιοδήποτε λογικό τρόπο, με την προϋπόθεση ότι :



ΟΝΟΜΑΣΙΑ		ΑΠΕΙΚΟΝΙΣΗ	ΣΥΜΒΟΛΟ	ΟΝΟΜΑΣΙΑ	ΑΠΕΙΚΟΝΙΣΗ	ΣΥΜΒΟΛΟ	
ΒΑΣΙΚΑ ΣΥΜΒΟΛΑ ΣΥΚΚΟΛΗΣΕΩΝ	I - Εσωραφή			ΣΥΝΘΕΤΟΙ ΣΥΜΒΟΛΙΣΜΟΙ	Διπλή εσωραφή V (ραφή - X)		X
	V - Εσωραφή		∇		Διπλή εσωραφή HV (ραφή - K)		K
	HV - Εσωραφή		∇		Διπλή εσωραφή HY (K-ραφή καρμού)		K
	HY - Εσωραφή		∇		Εσωραφή V με διαμήκη οπίσθια ραφή		
	Διαμήκης οπίσθια ραφή		∪		Εξωραφή με κοίλη εξωτερική επιφάνεια		
	Σημειακή		○		Διπλή εξωραφή		
	Εσωραφή με λοξές πλευρές		∇				
	Εξωραφή		∇				
ΠΡΟΣΘΕΤΑ ΣΥΜΒΟΛΑ	Κοίλη εξωτ. επιφάνεια ραφής			Εξωραφή			
	Επίπεδη εξωτ. επιφάνεια ραφής						
	Κυρτή εξωτ. επιφάνεια ραφής						
ΣΥΜΠΛΗΡΩΜΑΤΙΚΑ ΣΥΜΒΟΛΑ	Περιμετρική Συγκόλληση		Συμβολισμός στοιχείων συγκόλλησης	Γραμμή αναφοράς		Διχάλα	
	Συγκόλληση στο Εργοτάξιο			Βέλος			



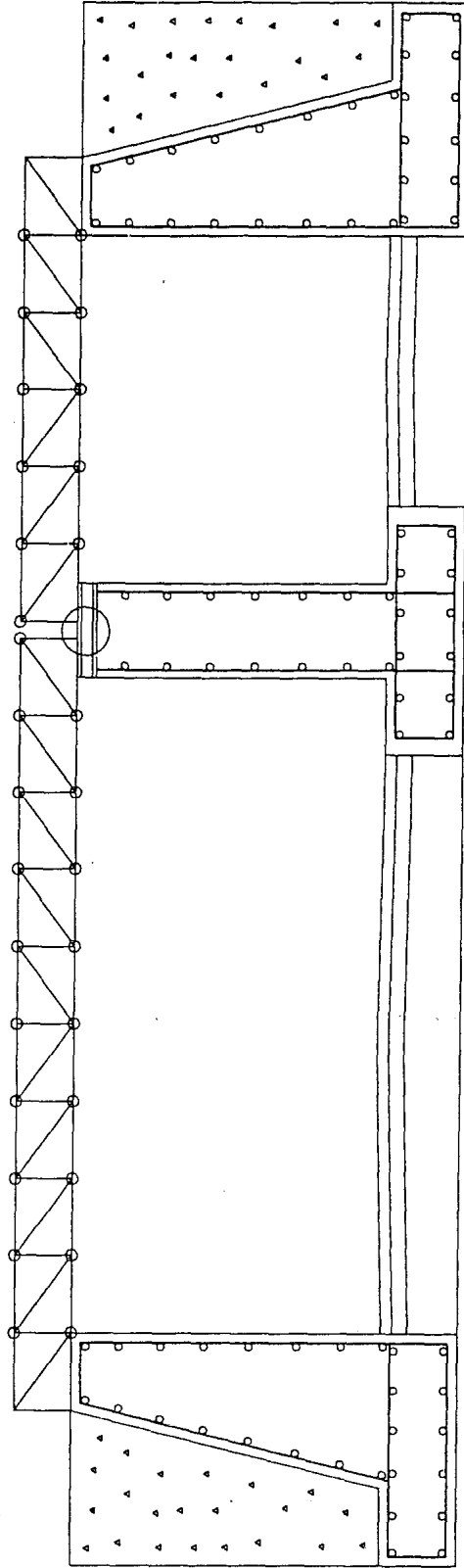
Πίνακας 6.6.1 Κοινά τύποι συγκολλητών συνδέσεων

Τύπος συγκολλητής	Τύπος σύνδεσης		
	Εξωραφή	Σύνδεση μορφής ταυ	Σύνδεση Επικάλυψης
Εξωραφή			
ραφή διακενου			οπής 
Εξωραφή πλήρους διείσδυσης	 Απλή V  Διπλή V  Απλή U  Διπλή U	 Απλή  Διπλή  Απλή J  Διπλή J	
Εξωραφή μερικής διείσδυσης	 Διπλή V  Διπλή U	 Διπλή	
Συγκόλληση οπής ή σχισμής			 
ψευδοεξωραφές	βλ. Σχήματα 6.6.3. και 6.6.4.		

**5. ПАРАРТНМА**

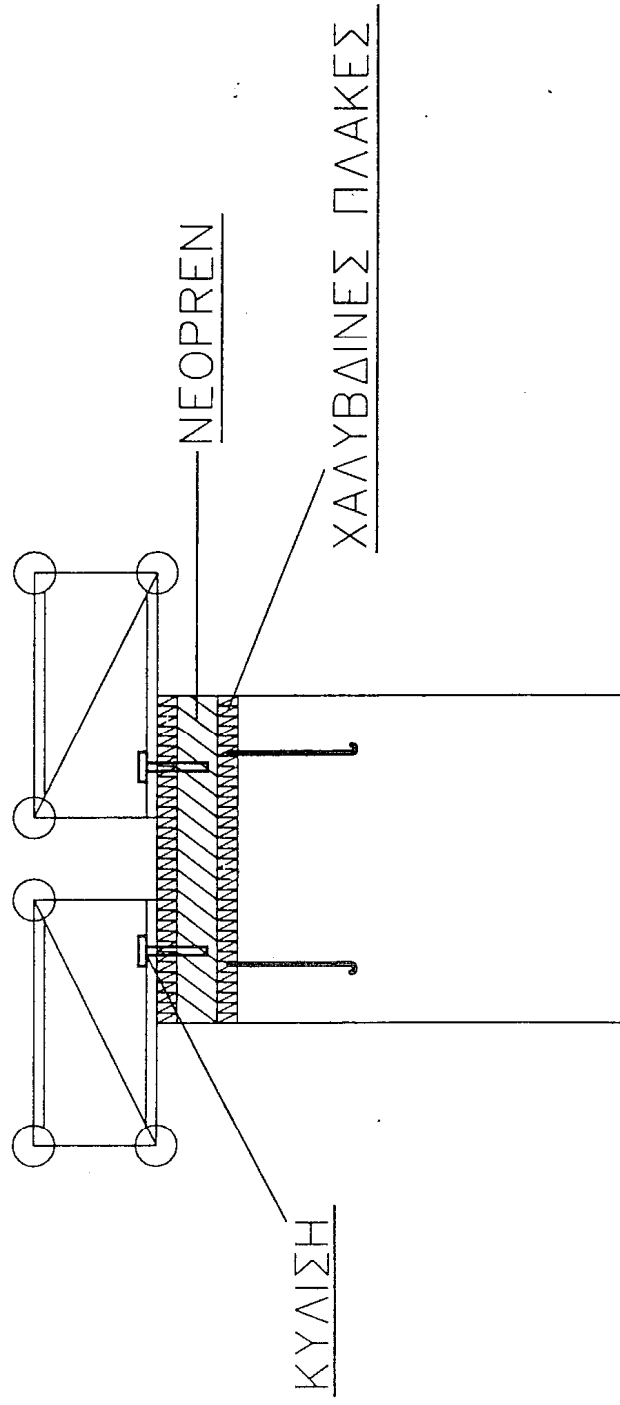
ΚΑΤΑ ΠΛΑΤΟΣ ΤΟΜΗ ΠΕΖΟΓΕΦΥΡΑΣ  
ΜΕ ΤΟΝ ΣΙΔΗΡΟ ΟΠΛΙΣΜΟ ΤΩΝ ΒΑΘΡΩΝ

ΚΛΙΜΑΚΑ 1:200



ΚΑΤΑΣΚΕΥΑΣΤΙΚΗ ΛΕΠΤΟΜΕΡΕΙΑ ΜΕΣΑΙΟΥ ΒΑΘΟΥΣ

ΚΛΙΜΑΚΑ 1:200



## **6. ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ**

1. Θ. Γεωργόπουλος «Υπολογισμός κατασκευών»
2. Δ. – Π. Κοντονή «Υπολογισμός Κατασκευών με Η/Υ»
3. Π. Α. Βουθούνης «Τεχνική Μηχανική – Αντοχή των υλικών»
4. Ευρωκώδικας 3
5. Κ. Οικονόμου «Τεχνικά έργα οδοποιίας»
6. Γρ. Φουρναράκος «Σιδηρές Κατασκευές»
7. Γρ. Φούντας «Διατομές Σιδηροδοκών»
8. Ν. Καθρέπτας «Μεταλλικές κατασκευές – Σημειώσεις»