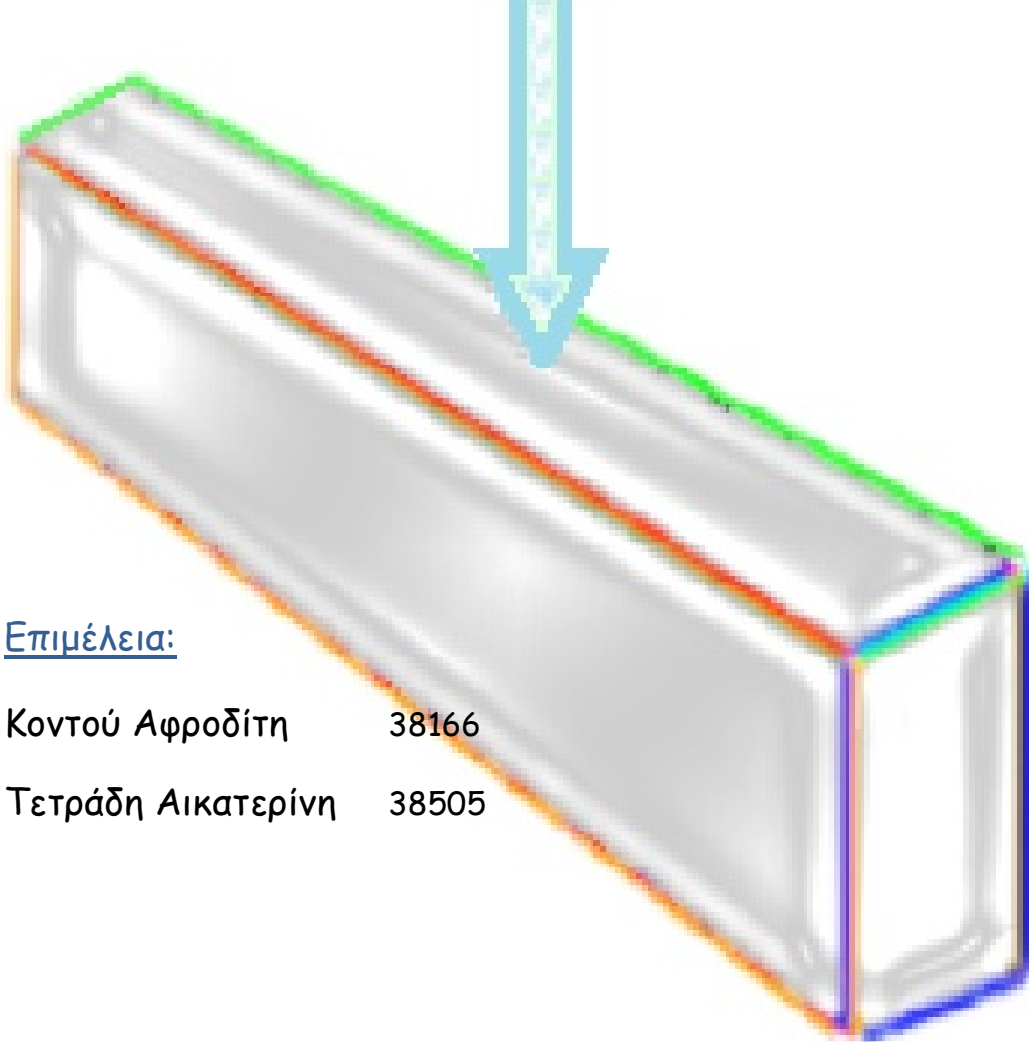


ΠΤΥΧΙΑΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

Διερεύνηση και ανάπτυξη λογισμικού για τη μη γραμμική συμπεριφορά δοκών Ω.Σ. σύμφωνα με τους Ευρωκώδικες 2 και 8



Επιμέλεια:

Κοντού Αφροδίτη 38166

Τετράδη Αικατερίνη 38505

Επιβλέποντες καθηγητές :

Ρεπαπής Κων/νος

Κωτσοβός Δημήτριος

ΑΘΗΝΑ
ΙΟΥΛΙΟΣ 2013

Εισαγωγή

Δομή

Περιεχόμενα

1.1 Εισαγωγή

Θέμα της διπλωματικής εργασίας αποτελεί "Διερεύνηση και ανάπτυξη λογισμικού για την μη γραμμική συμπεριφορά δοκών ωπλισμένου σκυροδέματος σύμφωνα με τους Ευρωκωδικες 2 και 8". Στην παρούσα εργασία επεξεργαστήκαμε δεδομένα μιας σειράς πειραμάτων που πραγματοποιήθηκαν το 1982 από τους Hughes and Speirs. Η επεξεργασία των δεδομένων έγινε με στόχο τη διερεύνηση της συμπεριφοράς μιας σειράς αμφιέριστων δοκών ορθογωνικής διατομής ωπλισμένου σκυροδέματος στην επιβολή καμπτικών και διατμητικών φορτίων. Η διερεύνηση έγινε σύμφωνα με τον Ελληνικό Κανονισμό Ωπλισμένου Σκυροδέματος και τον Ευρωκώδικα 2.


Σκοπός μας ήταν η σύγκριση της δικής μας, θεωρητικής προσέγγισης, με την πειραματική των Hughes and Speirs, καθώς και η σύγκριση των αποτελεσμάτων σύμφωνα με τους παραπάνω κανονισμούς. Η μέθοδος υπολογισμού που ακολουθήσαμε ήταν η ανάλυση και ο έλεγχος του σχεδιασμού των παραπάνω δοκών, και η αυτοματοποίηση της διαδικασίας μέσω του προγράμματος Excel.

1.2 Δομή

Η εργασία αποτελείται από:

- Την θεωρητική ανάλυση των πειραμάτων στο Excel
- Το θεωρητικό ανάπτυγμα

Η ανάλυση των πειραμάτων αναπτύσσεται με άξονα την πορεία που διαγράφει ο σχεδιασμός δοκών ορθογωνικής διατομής έναντι κάμψης και διάτμησης, έχοντας ως δεδομένα τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά καθώς και τις λεπτομέρειες σπλισμού των υπό εξέταση δοκών. Έχοντας πλήρη γνώση της διαστασιολόγησης των δοκών οι έλεγχοι, ιδίως σε διάτμηση, γίνονται για λόγους επαλήθευσης, σε αντίθεση με τους καμπτικούς ελέγχους, οι οποίοι γίνονται κανονικά. Παρουσιάζεται αναλυτικά η πορεία των υπολογισμών με επεξηγήσεις ή σχολιασμούς.

Η θεωρία αναπτύσσεται γύρω από τη μορφολογία του Excel, παραθέτοντας τα απαιτούμενα θεωρητικά κεφάλαια για την πλαισίωσή του. Όπου παρατίθεται μέρος της διαδικασίας του Excel υπάρχει το σύμβολο  για να διαφοροποιείται από το υπόλοιπο κείμενο.

Στην έντυπη μορφή της πτυχιακής παρατίθεται το σύνολο των υπολογισμών που πραγματοποιήθηκαν στο Excel, ενώ στην ηλεκτρονική μορφή υπάρχει υπερσύνδεση η οποία παραπέμπει στο αρχείο με τους παραπάνω υπολογισμούς.



Υπολογιστικά φύλλα Excel:

1.3 Περιεχόμενα

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1

ΕΙΣΑΓΩΓΗ ΔΟΜΗ ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

1.1	ΕΙΣΑΓΩΓΗ	2
1.2	ΔΟΜΗ.....	2
1.3	ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ	4

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2

ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΔΟΚΩΝ ΣΥΜΦΩΝΑ ΜΕ ΕΚΩΣ ΚΑΙ ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑ

2.1	ΔΟΚΟΣ	6
2.2	ΟΡΙΑΚΕΣ ΚΑΤΑΣΤΑΣΕΙΣ.....	8
2.2.1	Οριακές καταστάσεις αστοχίας	9
2.2.2	Οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας.....	10
2.3	ΔΟΚΟΙ ΣΕ ΑΚΡΑΙΕΣ ΚΑΤΑΣΤΑΣΕΙΣ.....	11
2.3.1	Δοκός σε κατάσταση λειτουργίας.....	11
2.3.2	Δοκός σε κατάσταση αστοχίας	12
2.3.2.1	Αντοχή σε κάμψη.....	13
2.3.2.2	Αντοχή σε διάτμηση.....	13
2.4	ΕΠΙΔΡΑΣΗ ΤΗΣ ΠΕΡΙΣΦΙΓΓΗΣ	14
2.5	ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΔΟΚΩΝ ΣΥΜΦΩΝΑ ΜΕ ΕΚΩΣ/ΕΑΚ ΚΑΙ EC2/EC8.....	18
2.5.1	Ο Αντισεισμικός Κανονισμός.....	18
2.5.2	Ο Αντισεισμικός Κανονισμός για τις δοκούς	20
2.5.3	Ικανοτικός σχεδιασμός σε διάτμηση δοκών & υποστυλωμάτων ΚΤ Μ ή Υ.....	21
2.5.4	Κατασκευαστικές Διατάξεις σύμφωνα με τον EC8 & Σύγκριση με ΕΑΚ / ΕΚΩΣ. 22	
2.5.5	Διαστασιολόγηση σε Τέμνουσα Δοκών σύμφωνα με τον EC8 & Σύγκριση με ΕΑΚ/ΕΚΩΣ	26

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3

ΒΛΑΒΕΣ ΣΕ ΔΟΚΟΥΣ ΑΠΟ ΩΠΛΙΣΜΕΝΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ

3.1	ΒΛΑΒΕΣ	29
3.1.1	Καμπτικές βλάβες.....	30
3.1.2	Διατμητικές βλάβες.....	32
3.2	ΒΛΑΒΕΣ ΚΑΙ Η ΑΝΤΙΜΕΤΩΠΙΣΗ ΤΟΥΣ ΣΥΜΦΩΝΑ ΜΕ ΤΟΝ ΚΑΝΕΤΠΕ.....	35
3.2.1	Βλάβες σύμφωνα με τον ΚΑΝΕΤΠΕ.....	35
3.2.2	Αποτίμηση κτιρίων με βλάβες	36

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4

ΑΝΑΠΤΥΞΗ ΛΟΓΙΣΜΙΚΟΥ ΓΙΑ ΤΗ ΜΗ ΓΡΑΜΜΙΚΗ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑ ΔΟΚΩΝ Ω.Σ.

4.1	ΚΑΜΠΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ	40
4.2	ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΒΕΛΟΥΣ ΚΑΜΨΗΣ	48
4.3	ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ	56

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5

ΠΕΙΡΑΜΑ ΔΕΔΟΜΕΝΑ ΚΑΙ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ

5.1	ΔΕΔΟΜΕΝΑ ΠΕΙΡΑΜΑΤΟΣ.....	68
5.2	ΣΥΝΟΨΗ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ ΘΕΩΡΗΤΙΚΗΣ ΚΑΙ ΠΕΙΡΑΜΑΤΙΚΗΣ ΠΡΟΣΕΓΓΙΣΗΣ.....	70
5.2.1	Αποτίμηση φέρουσας ικανότητας	70
5.2.1.1	Καμπτική αντοχή.....	70
5.2.1.2	Διατμητική αντοχή.....	72
5.2.2	Υπολογισμός μετατόπισης στις οριακές καταστάσεις	73
5.3	ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ.....	74
5.3.1	Σύγκριση των καμπτικών ροπών	74
5.3.2	Σύγκριση των μετατοπίσεων λόγω κάμψης	76
5.3.3	Σύγκριση των διάτμητικών δράσεων.....	79

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6

ΤΡΟΠΟΙ ΕΠΙΣΚΕΥΗΣ ΚΑΙ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ ΔΟΚΩΝ

6.1	ΕΝΤΟΠΙΣΜΟΣ-ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ.....	82
6.2	Η ΕΝΑΛΛΑΚΤΙΚΗ ΤΩΝ ΕΠΕΜΒΑΣΕΩΝ.....	83
6.3	Η ΕΠΙΛΟΓΗ ΤΗΣ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ	85
6.3.1	Καμπτική ενίσχυση με πρόσθετες στρώσεις σκυροδέματος.....	86
6.3.2	Καμπτική ενίσχυση με επικολλητά φύλλα από χάλυβα ή ινοπλισμένα πολυμερή...	87
6.3.3	Διατμητική ενίσχυση με εξωτερικά στοιχεία	88
6.3.4	Ενίσχυση με μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος.....	89

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 7

ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

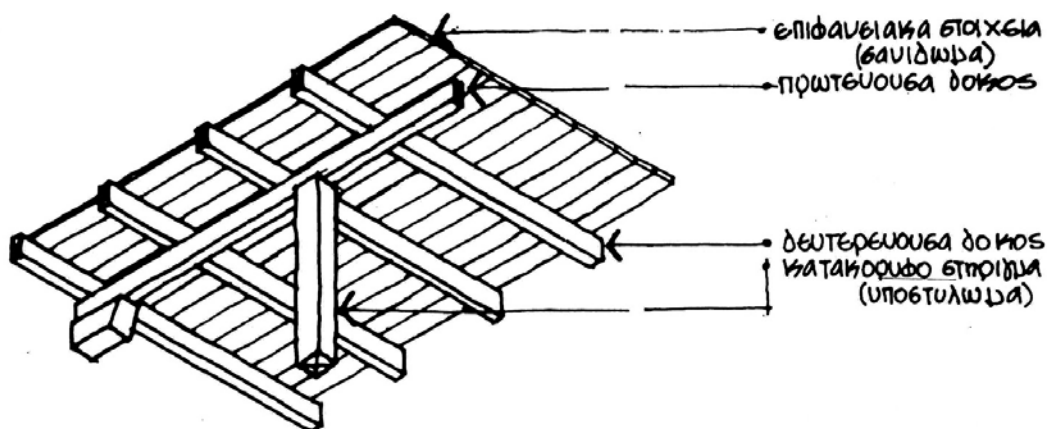
7.1	ΕΞΑΓΩΓΗ ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΩΝ	91
	Βιβλιογραφία.....	92

Σχεδιασμός Δοκών σύμφωνα με ΕΚΩΣ και Ευρωκώδικα

2.1 Δοκός

Δοκός ονομάζεται ένα οριζόντιο ή κεκλιμένο δομικό στοιχείο που εκτείνεται σε απόσταση μεταξύ ενός ή περισσότερων στηρίξεων, το οποίο έχει έναν ευθύγραμμο άξονά συμμετρίας. Το κυριότερο χαρακτηριστικό της δοκού είναι ότι το μήκος της είναι αισθητά μεγαλύτερο από τις άλλες της διαστάσεις. Μια δοκός μπορεί να καταπονείται από οριζόντια αλλά και κατακόρυφα φορτία.

Τα είδη των δοκών ποικίλουν ανάλογα με την χρήση τους. Μπορεί να είναι κύριες(πρωτεύουσες) ή δευτερεύουσες δοκοί, καδρόνια, τεγίδες ή ελκυστήρες.



Εικόνα 2.1: Αξονομετρικό σκαρίφημα που δείχνει τη χρήση της πρωτεύουσας και δευτερεύουσας δοκού.

Οι τρεις πιο βασικοί τύποι των δοκών είναι:

A. η αμφιέρειστη, που στηρίζεται και στα δύο άκρα,

B. η μονοπροέχουσα, που στηρίζεται σε δύο σημεία, και το ένα άκρο της προεξέχει,

Γ. ο πρόβολος, που στηρίζεται στο ένα άκρο, με το άλλο άκρο να προεξέχει ελεύθερο,

Δ. η αμφιπροέχουσα δοκός, που στηρίζεται σε δύο σημεία και τα δύο άκρα της προεξέχουν,

Ε. η δοκός Gerber, που στηρίζεται σε τρία σημεία και έχει μια ελεύθερη άρθρωση.



Αμφιέρειστη
δοκός



Μονοπροέχουσα
δοκός



Πρόβολος



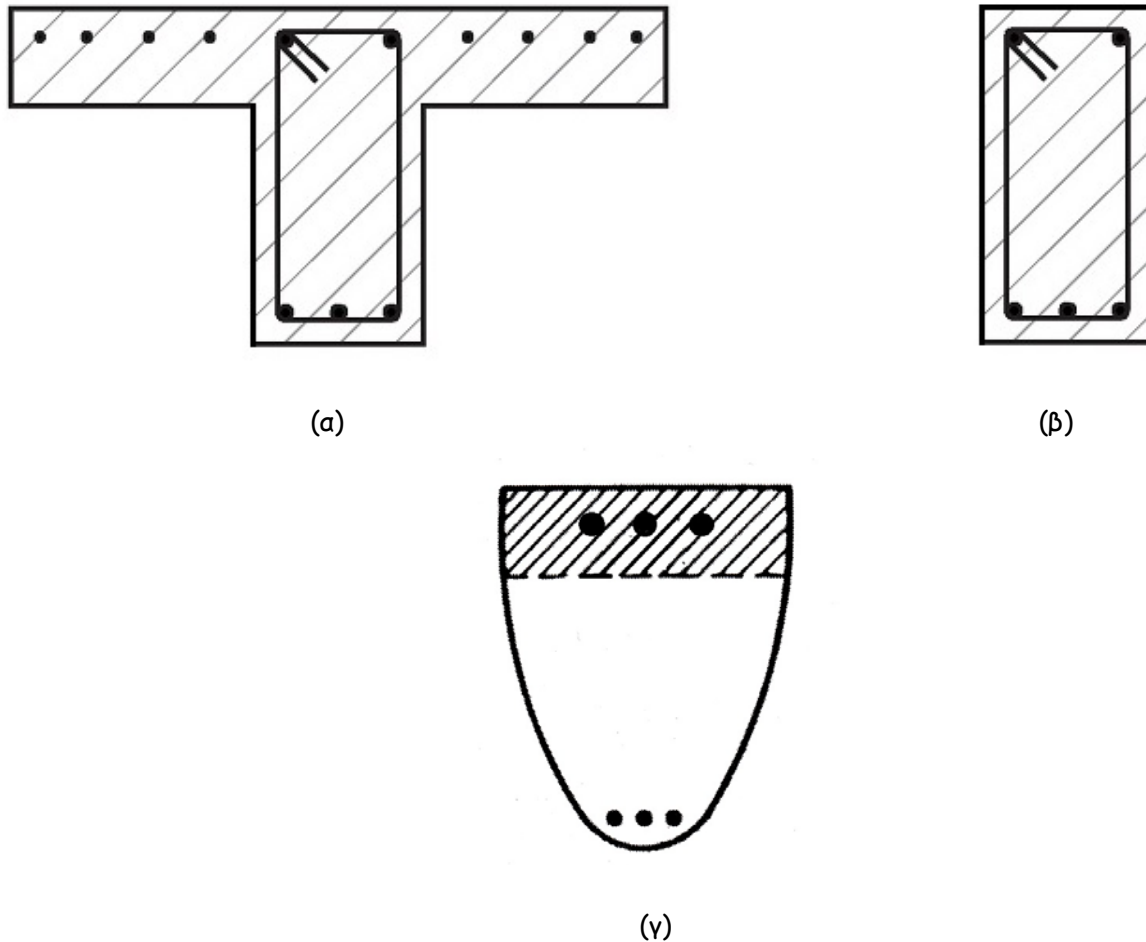
Αμφιπροέχουσα
δοκός



Δοκός Gerber

Εικόνα 2.2: Τύποι δοκών.

Επίσης οι δοκοί μπορούν να κατηγοριοποιηθούν συναρτήσει της μορφής τους. Οι συνηθέστερες μορφές δοκών είναι η πλακοδοκός, η ορθογωνική διατομή και η ελεύθερης μορφής (εικόνα 2.3).



Εικόνα 2.3: Συνηθέστερες μορφές δοκών: Πλακοδοκός (α), Ορθογωνική (β) και Ελεύθερης μορφής (γ).

2.2 Οριακές καταστάσεις

Όταν μια κατασκευή ή ένα τμήμα της παύει να είναι κατάλληλο για χρήση, τότε λέμε πως το δομικό μας στοιχείο βρίσκεται σε μια ακραία κατάσταση, η οποία ονομάζεται οριακή κατάσταση. Τέτοιες καταστάσεις μπορούν να οφείλονται είτε σε εξάντληση της αντοχής, είτε σε μείωση της λειτουργικότητας του.

Οι οριακές καταστάσεις διακρίνονται σε:

A. Οριακή κατάσταση αστοχίας: η κατάσταση η οποία σχετίζεται με την κατάρρευση ή αστοχία μιας κατασκευής ή ενός δομικού στοιχείου.

B. Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας: η κατάσταση η οποία σχετίζεται με την εξασφάλιση της καλής λειτουργίας και διάρκειας ζωής του στοιχείου.

Έστω ότι έχουμε έναν φορέα από οπλισμένο σκυρόδεμα ο οποίος φέρει συγκεντρωμένα φορτία, των οποίων η τιμή αυξάνεται σταδιακά πολλαπλασιαζόμενη με έναν συντελεστή ασφαλείας γ . Κατά τα διαδοχικά βήματα αύξησης των φορτίων ο φορέας διέρχεται από δύο χαρακτηριστικές καταστάσεις.

Σε πρώτη φάση για μια τιμή του $\gamma = \gamma_{\text{λειτουργικότητας}}$, ο φορέας χάνει την απαιτούμενη λειτουργικότητα του χωρίς να αστοχήσει (οριακή κατάσταση λειτουργικότητας). Στη φάση αυτή αναπτύσσονται τριχοειδείς ρωγμές μεγαλύτερου εύρους από το επιτρεπτό και συνεπώς το σκυρόδεμα παύει να προστατεύει τους οπλισμούς από την οξείδωση ή παρουσιάζει βέλη κάμψης μεγαλύτερα από τα επιτρεπτά με αποτέλεσμα να εμφανίζονται ρηγματώσεις στις τοιχοποιίες. Στη συνέχεια για μία τιμή του $\gamma = \gamma_{\text{αστοχίας}} > \gamma_{\text{λειτουργικότητας}}$, ο φορέας αστοχεί λόγω υπέρβασης της φέρουσας ικανότητας του (οριακή αστοχία) και καταρρέει.

Στόχος του σχεδιασμού των κατασκευών είναι η διασφάλιση, με ορισμένες αποδεκτές πιθανότητες, ότι η κατασκευή δεν θα βρεθεί σε οριακή κατάσταση, ώστε να μην ανταποκρίνεται πια στα κριτήρια λειτουργικότητας και φέρουσας ικανότητας, τα οποία έχουν τεθεί εκ των προτέρων από τον κανονισμό σκυροδέματος.

2.2.1 Οριακές καταστάσεις αστοχίας

Ως οριακές καταστάσεις αστοχίας χαρακτηρίζονται εκείνες οι οποίες σχετίζονται με κατάρρευση ή με άλλες μορφές κατασκευαστικής αστοχίας οι οποίες μπορούν να θέσουν σε κίνδυνο την ασφάλεια των χρηστών.

Οι οριακές καταστάσεις αστοχίας είναι οι:

1. Απώλεια στατικής ισορροπίας ενός στοιχείου ή ενός συνόλου της κατασκευής θεωρούμενης ως στερεού σώματος (ανατροπή ή ολίσθηση).
2. Μετατροπή φορέα σε μηχανισμό.
3. Εξάντληση της αντοχής ή υπερβολική παραμόρφωση κρίσιμων διατομών
 - α. έναντι ορθών εντατικών μεγεθών (ροπή κάμψης, αξονική δύναμη).
 - β. έναντι διατμητικών δράσεων (συνάφεια αγκύρωσης, τέμνουσα, στρέψη, διάτρηση).
4. Λυγισμός
5. Κόπωση
6. Πυρκαγιά

Στην οριακή κατάσταση αστοχίας τα φορτία (G, Q) προσαυξάνονται με έναν συντελεστή ασφαλείας γ_{RD} .

2.2.2 Οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας

Οι οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας χαρακτηρίζουν τα όρια πέρα από τα οποία δεν εκπληρώνονται οι λειτουργικές απαιτήσεις που προβλέπονται από τον κανονισμό.

Οι οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας είναι:

1. Παραμορφώσεις ή βέλη κάμψης.
2. Ρηγμάτωση του σκυροδέματος από εφελκυσμό.
3. Μικρορηγμάτωση του σκυροδέματος από σύνθλιψη.

Σε αυτή την φάση του σχεδιασμού, τα φορτία δεν προσαυξάνονται με κάποιον συντελεστή ασφαλείας.

2.3 Δοκοί σε ακραίες καταστάσεις

2.3.1 Δοκός σε κατάσταση λειτουργίας

Στη δοκό με την αύξηση του φορτίου αναπτύσσονται εφελκυστικές και διατμητικές τάσεις που υπερβαίνουν την εφελκυστική και διατμητική, αντίστοιχα, αντοχή του σκυροδέματος, κατά συνέπεια η δοκός αρχίζει να ρηγματώνεται, παρά την τοποθέτηση του οπλισμού.

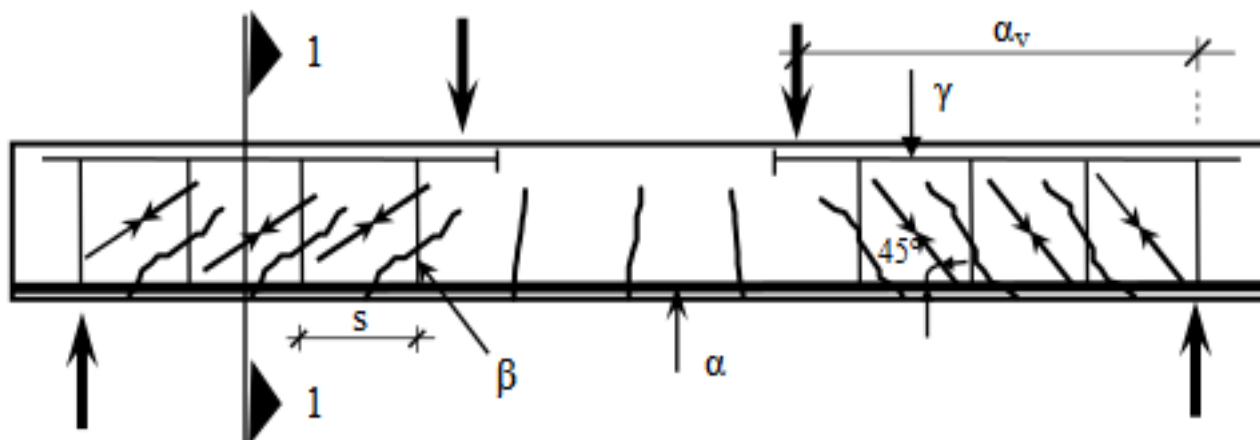
Λόγω της πολύ μικρής τιμής της εφελκυστικής αντοχής του σκυροδέματος, οι καμπτικές ρωγμές εμφανίζονται για πολύ μικρή στάθμη του φορτίου (μικρό ποσοστό της φέρουσας ικανότητας της δοκού). Με την αύξηση του φορτίου, όμως, οι αρχικά αόρατες ρωγμές διευρύνονται και για στάθμη φορτίου 30% περίπου της φέρουσας ικανότητας γίνονται ορατές.

Με περαιτέρω αύξηση του φορτίου και μέχρι τη στάθμη 50 έως 60% της φέρουσας ικανότητας, το άνοιγμα και το μήκος των ρωγμών παραμένουν περίπου σταθερά (λόγω και της ενδεχόμενης εμφάνισης νέων ρωγμών). Πέρα από τη στάθμη αυτή, περαιτέρω αύξηση του φορτίου επιταχύνει το ρυθμό εξέλιξης των ρωγμών με συνέπεια την αστοχία της δοκού.

Η κατάσταση της δοκού στη στάθμη 50 έως 60% της φέρουσας ικανότητας που αντιστοιχεί στο φορτίο λειτουργίας της δοκού περιγράφεται ως οριακή κατάσταση λειτουργικότητας και, όπως αναφέρθηκε στην προηγούμενη ενότητα, χαρακτηρίζεται από ελεγχόμενη ρηγμάτωση.

Όπως φαίνεται και στην εικόνα 2.4, οι ρωγμές που είναι:

- κάθετες στις εφελκυστικές τάσεις ακολουθούν τη διεύθυνση των θλιπτικών τάσεων
- στο καμπτόμενο τμήμα της δοκού (τμήμα μεταξύ των δύο σημειακών φορτίων), είναι κάθετες στον κεντροβαρικό άξονα της δοκού (**καμπτικές ρωγμές**),
- ενώ στα διατμητικά μήκη είναι διαγώνιες με κλίση περίπου 45° .



Εικόνα 2.4: Ρηγμάτωση δοκού από καμπτικές και διατμητικές τάσεις.

Στις δοκούς από ωπλισμένο σκυρόδεμα δεν παρουσιάζονται προβλήματα από πλευράς αστοχίας λόγω της εισαγωγής σκυροδεμάτων και χαλύβων υψηλής αντοχής, σε αντίθεση με ότι αφορά τις παραμορφώσεις.

Με τον όρο παραμόρφωση εννοούνται μια σειρά από διαφορετικά μεγέθη, όμως η έμφαση του κανονισμού δίνεται στα βέλη κάμψης.

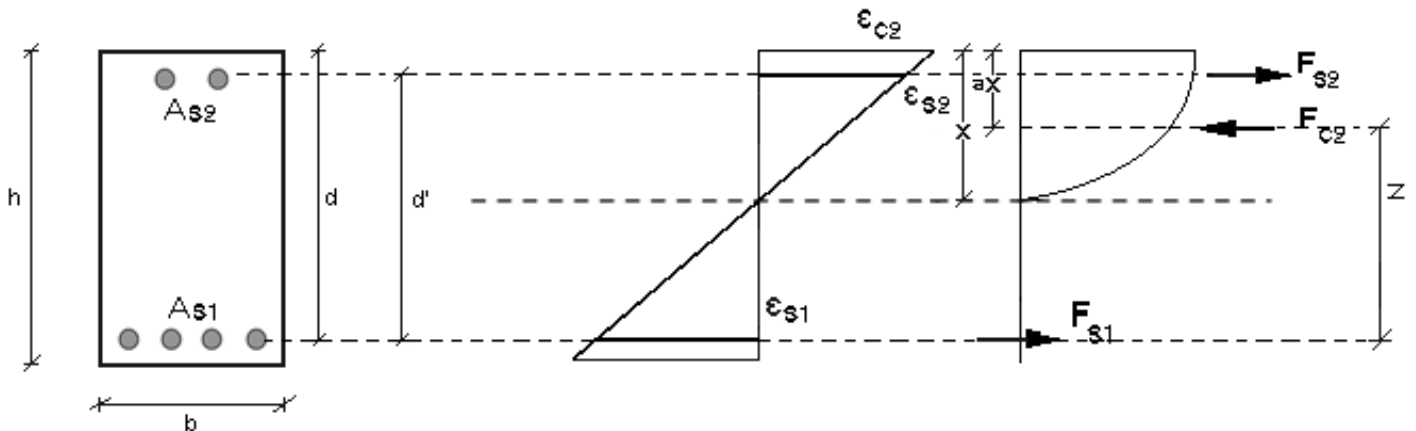
Σύμφωνα με τον κανονισμό το πρόβλημα των βελών κάμψης αντιμετωπίζεται με τη θέσπιση μιας μέγιστης τιμής λυγηρότητας των οριζόντιων στοιχείων, ώστε να μην απαιτείται περαιτέρω έλεγχος. Εάν η μέγιστη λυγηρότητα δεν είναι δυνατόν να τηρηθεί τότε απαιτείται η εκτίμηση του βέλους κάμψης.

2.3.2 Δοκός σε κατάσταση αστοχίας

Η κατάσταση της δοκού λίγο πριν αστοχήσει, περιγράφεται ως οριακή κατάσταση αστοχίας και συνήθως χαρακτηρίζεται από την ύπαρξη τόσο κεκλιμένων όσο και καμπτικών ρωγμών, το εύρος των οποίων έχει μέγεθος της τάξης χιλιοστών, ενώ το μήκος τους εκτείνεται σχεδόν μέχρι το θλιβόμενο πέλαμα.

2.3.2.1 Αντοχή σε κάμψη

Αντοχή σε κάμψη είναι η αντοχή που παρουσιάζουν τα δοκίμια όταν υποβάλλονται σε καμπτική καταπόνηση από φορτίο κάθετο προς τον άξονά τους. Ο υπολογισμός της καμπτικής αντοχής μιας διατομής υπολογίζεται με βάση την ισορροπία δυνάμεων και ροπών που αναπτύσσονται στην εξεταζόμενη διατομή του φορέα (Εικόνα 2.5).

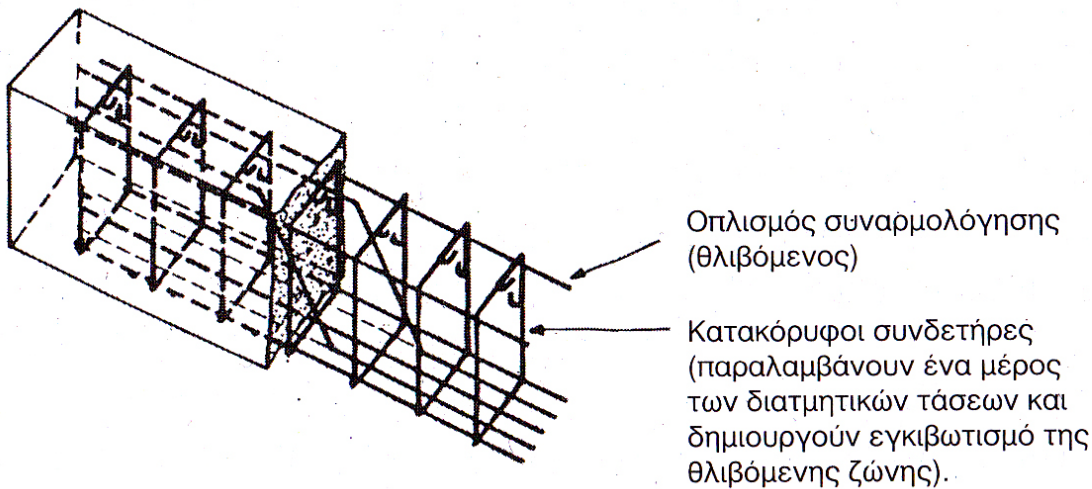
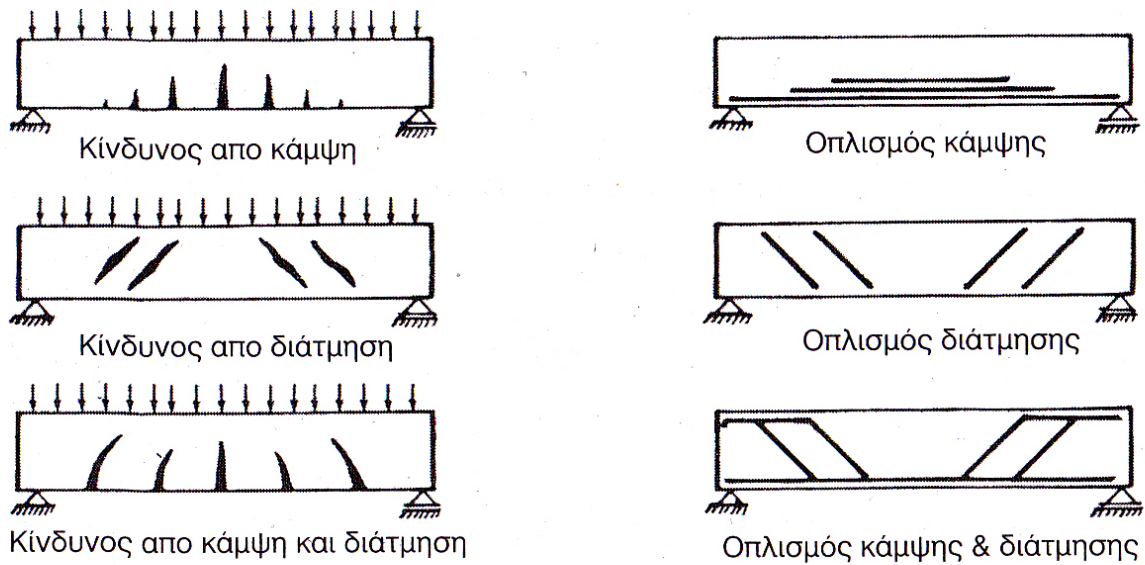


Εικόνα 2.5: Οι εσωτερικές δυνάμεις που αναπτύσσονται σε μια ορθογωνική διατομή.

2.3.2.2 Αντοχή σε διάτμηση

Αντοχή σε διάτμηση είναι η αντοχή που παρουσιάζουν τα δοκίμια όταν υποβάλλονται σε ψαλιδισμό ή σε ολίσθηση της διατομής στο επίπεδο όπου επενεργεί η δύναμη. Ο υπολογισμός της διατμητικής αντοχής μιας διατομής υπολογίζεται με βάση τον έλεγχο σε λοξή θλίψη κορμού και με τον έλεγχο του εφελκυστικού οπλισμού διάτμησης.

Οι κίνδυνοι που προκαλούνται από την αστοχία σε κάμψη και διάτμηση αποφεύγεται με την τοποθέτηση οπλισμών εφελκυσμού, θλίψης όπως και συνδετήρων, όπως φαίνεται στην εικόνα 2.6.



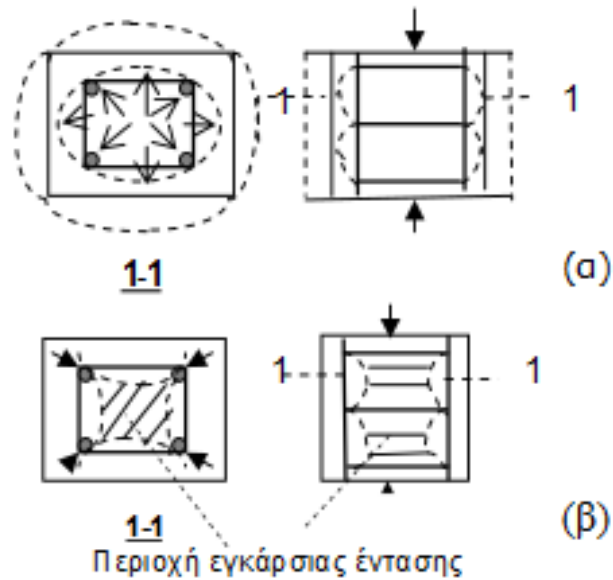
(γ) Αμφιέριστη δοκός σε κάμψη και διάτμηση

Εικόνα 2.6: Χαρακτηριστικές εντατικές καταστάσεις, αναμενόμενες γραμμές θραύσης και τυπικές διατάξεις του οπλισμού.

2.4 Επίδραση της περίσφιγξης

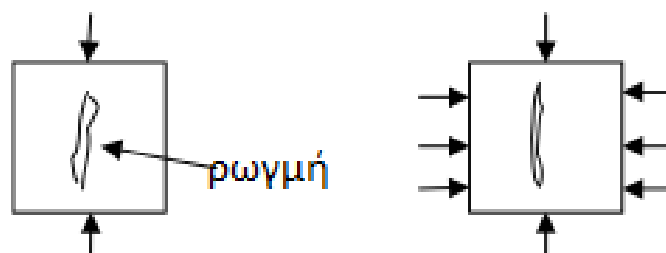
Όταν ασκούνται μεγάλες θλιπτικές τάσεις σε στοιχεία σκυροδέματος προκαλούνται εγκάρσιες παραμορφώσεις με αποτέλεσμα το σκυρόδεμα να πιέζει τους συνδετήρες, οι οποίοι ως αντίδραση ασκούν μια περίσφιγξη στο σκυρόδεμα στη θλιβόμενη περιοχή των δοκιμίων. Το σκυρόδεμα τείνει να διογκωθεί (εικόνα 2.7) όμως οι συνδετήρες αντιστέκονται και θέτουν μέρος της θλιβόμενης διατομής του σκυροδέματος υπό εγκάρσια θλιπτική ένταση. Όπως φαίνεται και στην εικόνα 2.8 με

αυτό τον τρόπο καθίσταται πιο δύσκολο το άνοιγμα των ρωγμών λόγω της θλιπτικής έντασης. Η διαδικασία αυτή αυξάνει την αντοχή και τη μέγιστη παραμόρφωση των δοκών.



(α) Διαγραμμισμένη επιφάνεια διογκωμένη λόγω του θλιπτικού φορτίου
 (β) Διαγραμμισμένη επιφάνεια υπό εγκάρσια θλιψη λόγω της αντίστασης των συνδετήρων στη διογκωση

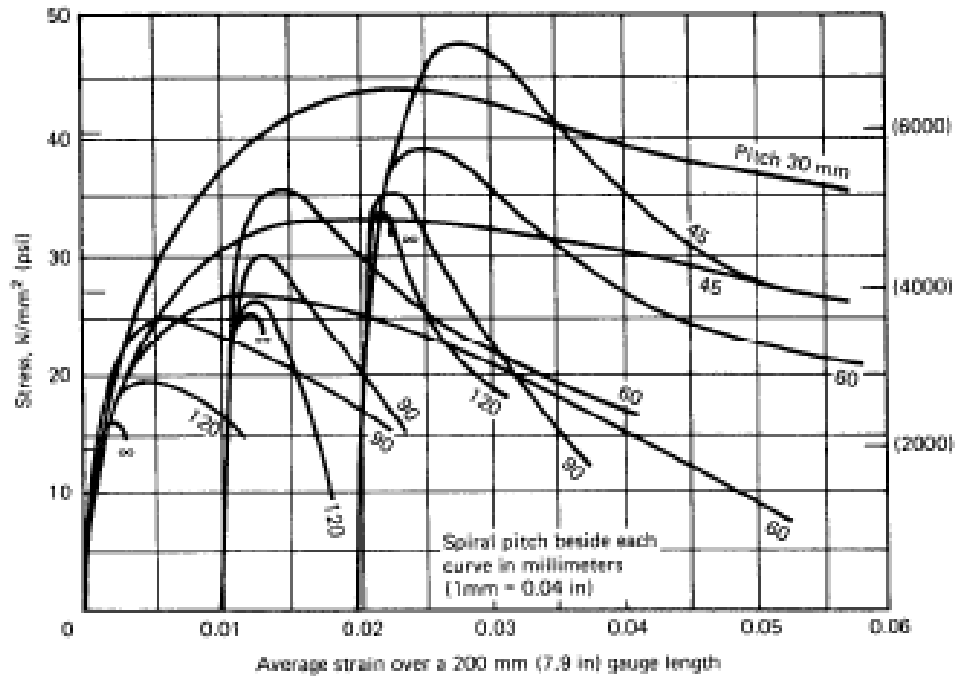
Εικόνα 2.7 : Διόγκωση του σκυροδέματος και επίδραση των συνδετήρων.



Εικόνα 2.8 : Η ευνοϊκή δράση της ανάπτυξης εγκάρσιων τάσεων λόγω των συνδετήρων.

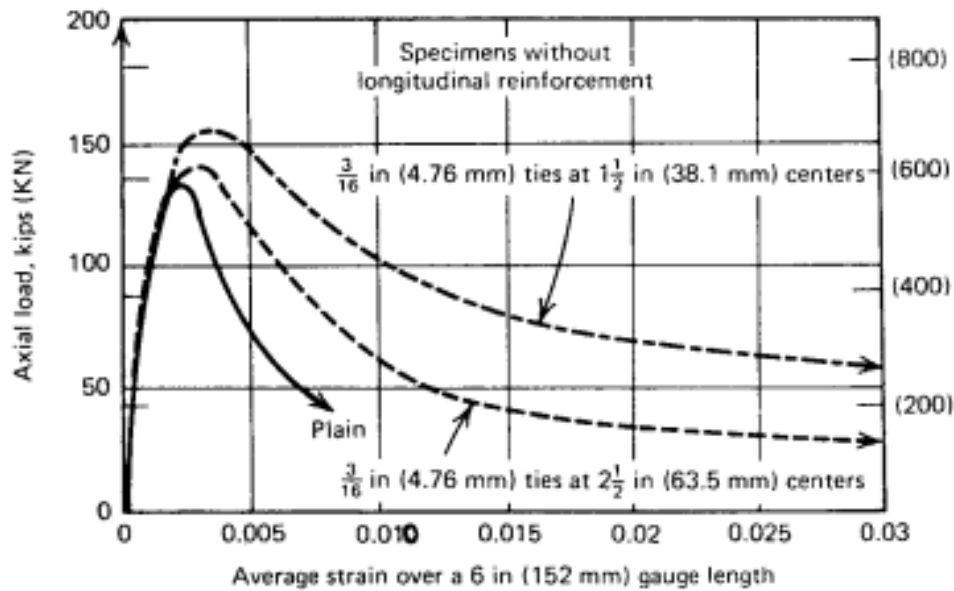
Πολλά πειράματα έχουν δείξει ότι η περίσφιγξη με συνδετήρες μπορεί να βελτιώσει σημαντικά τα χαρακτηριστικά των διαγραμμάτων τάσεων-παραμορφώσεων του σκυροδέματος.

Στην εικόνα 2.9 φαίνονται οι καμπύλες $\sigma - \epsilon$, από πειράματα των Iyengar, Desayi & Reddy, για 3 περιπτώσεις κυλινδρικών δοκιμών σκυροδέματος περισφιγμένων με κυκλική σπείρα. Κάθε περίπτωση αντιστοιχεί σε διαφορετική αντοχή σκυροδέματος. Η αύξηση στην αντοχή και στην πλαστιμότητα είναι πολύ μεγαλύτερη με αύξηση του ποσοστού της περίσφιξης.



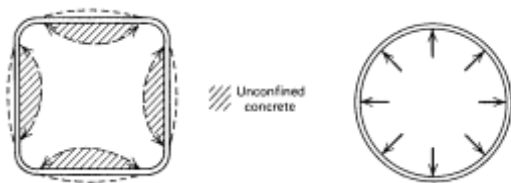
Εικόνα 2.9 : Καμπύλες σ - ϵ κυλινδρικών δοκιμών με κυκλικές σπείρες.

Στην Εικόνα 2.10 δίνονται καμπύλες φορτίου - παραμόρφωσης, από πειράματα των Bertero & Felippa, σε πρισματικά δοκίμια σκυροδέματος με διάφορα ποσοστά τετράγωνων συνδετήρων. Παρατηρείται μεγάλη αύξηση κυρίως στην πλαστιμότητα με αύξηση του ποσοστού των συνδετήρων.



Εικόνα 2.10 : Καμπύλες σ - ϵ πρισματικών δοκιμών με συνδετήρες.

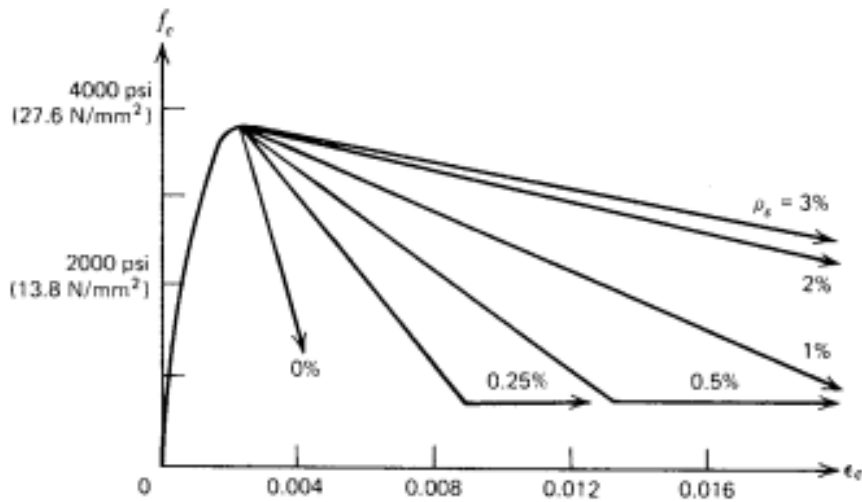
Η περίσφιγξη με κυκλική σπείρα οπλισμού, παρέχει μια συνεχή πίεση γύρω από την περίμετρο. Η περίσφιγξη με ορθογωνική σπείρα παρέχει πίεση κυρίως στις γωνίες και πολύ μικρή πίεση κατά μήκος των ευθύγραμμων ενδιάμεσων τμημάτων, με αποτέλεσμα να υπάρχει αποτελεσματική περίσφιγξη στο σκυρόδεμα μόνο στις γωνίες και στην κεντρική περιοχή της διατομής (εικόνα 2.11).



Εικόνα 2.11 : Περίσφιγξη διατομών με ορθογωνική και κυκλική σπείρα.

Από τα παραπάνω συμπεραίνεται ότι η κυκλική σπείρα είναι πιο αποδοτική από την ορθογωνική σπείρα, και αυτή με τη σειρά της από τους μεμονωμένους συνδετήρες.

Η επιρροή του ποσοστού των συνδετήρων στην οριακή παραμόρφωση του σκυροδέματος, και επομένως και στην πλαστιμότητα, δίνεται στην εικόνα 2.12 (πείραμα Kent & Park).



Εικόνα 2.12 : Επίρροή του ποσοστού των συνδετήρων στην καμπύλη σκυροδέματος σ-ε.

2.5 Αντισεισμικός σχεδιασμός δοκών σύμφωνα με ΕΚΩΣ/ΕΑΚ και EC2/EC8

2.5.1 Ο Αντισεισμικός Κανονισμός

Ο Αντισεισμικός Κανονισμός ασχολείται με απαιτήσεις επιτελεστικότητας, δηλαδή κριτήρια συμμόρφωσης. Αυτά είναι:

α. Η 1^η στάθμη επιτελεστικότητας 'Προστασία Ζωής'. Η οποία ασχολείται με φορείς συνήθους σημασίας και το πώς αυτοί ανταποκρίνονται σε μία σεισμική δράση με μέση περίοδο επανάληψης τα 475 χρόνια. Έχει δηλαδή Κριτήρια Συμμόρφωσης για:

- Διαστασιολόγηση μελών για αντοχή σε αστοχία
- Κατασκευαστική Διαμόρφωση/ Όπλιση για τοπική πλαστιμότητα.

β. Η 2^η στάθμη επιτελεστικότητας 'Περιορισμός Βλαβών'. Η οποία ασχολείται με φορείς συνήθους σημασίας και το πώς αυτοί ανταποκρίνονται σε μία σεισμική δράση με μέση περίοδο επανάληψης τα 95 χρόνια.(~50% της δράσης των 475 χρόνων.) Έχει δηλαδή Κριτήριο Συμμόρφωσης για:

- Κτίρια: Περιορισμός δηλαδή της σχετικής μετακίνησης ορόφων.

γ. Η 3^η στάθμη επιτελεστικότητας 'Αποφυγή Κατάρρευσης'. Η οποία

ασχολείται με μια εξαιρετικά σπάνια σεισμική δράση(Σεισμού σχεδιασμού 475χρόνια).

Έχει δηλαδή Κριτήριο Συμμόρφωση για:

- Ικανοτικό Σχεδιασμό, στοχεύει δηλαδή στην επαρκή πλαστιμότητα του φορέα ως σύνολο.

Ανεξαρτήτως υλικού υπάρχουν δυο Κατηγορίες Πλαστιμότητας (ΚΤ) φορέων που σχεδιάζονται για πλαστιμότητα και κατανάλωση ενέργειας ($q > 1.5$):

η Υψηλή (Υ):	γενικώς $q > 4$	δηλαδή ΚΤ Υ
η Μέση (Μ):	$1.5 < q < 4$	δηλαδή ΚΤ Μ και ποσοτικά χαλαρότεροι κανόνες τοπικής πλαστιμότητας & υλικών (ολκιμότητας χάλυβα)

Και υπάρχει και ο Σχεδιασμός χωρίς κατανάλωση μηχανικής ενέργειας και πλαστιμότητα, με Κατηγορία Πλαστιμότητας:

Χαμηλή (Χ)	$q \leq 1.5$	δηλαδή ΚΤ Χ με $q \leq 1.5$ λόγω υπεραντοχής (Σχεδιασμός κατά EC2 - EC7). Χρησιμοποιείται μόνο για χαμηλή σεισμικότητα και ανωδομή σεισμικά μονωμένων κτιρίων. Δεν επιτρέπεται στην Ελλάδα σε φορείς σκυροδέματος.
------------	--------------	--

Στον Αντισεισμικό κανονισμό γίνεται μια διάκριση των δομικών στοιχείων σε:

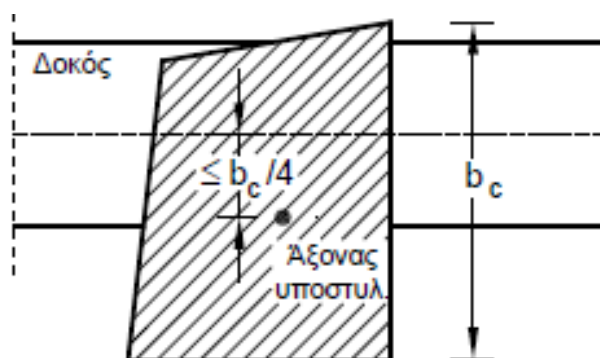
- Πρωτεύοντα ή Κύρια:
 - Δηλαδή αυτά που είναι κρίσιμα για την αντίσταση σε σεισμό.
- Δευτερεύοντα, ανάλογα με:
 - Τη συνεισφορά τους στις κατακόρυφες δράσεις.
 - Τη συνεισφορά τους έναντι σεισμικών δράσεων, ασήμαντη ή αναξιόπιστη.
 - Το αν η δυσκαμψία & η αντοχή τους αγνοούνται στην ανάλυση για τις σεισμικές δράσεις
 - Το αν η συνολική δυσκαμψία τους $\leq 15\%$ συνολικής δυσκαμψίας πρωτευόντων στοιχείων.

- Το αν ελέγχονται για τυχόν παραμορφώσεις που μπορεί να προκαλέσει ο σεισμός σχεδιασμού.

2.5.2 Ο Αντισεισμικός Κανονισμός για τις δοκούς

Οι δοκοί από ωπλισμένο σκυρόδεμα υπάγονται στα πρωτεύοντα στοιχεία. Για τις δοκούς ισχύουν οι εξής γεωμετρικοί περιορισμοί:

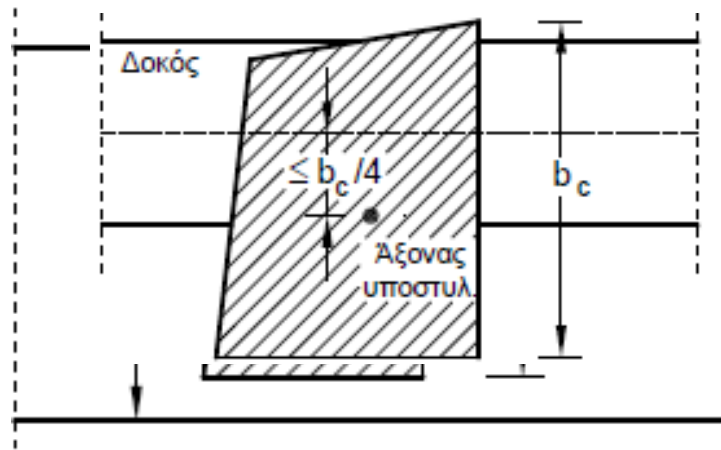
- ✓ Η μέγιστη εκκεντρότητα, δηλαδή η απόσταση μεταξύ άξονα δοκού και άξονα υποστυλώματος $\leq b_c/4$.



Εικόνα 2.13: Μέγιστη εκκεντρότητα δοκού.

- ✓ Μέγιστο πλάτος $b_w \leq \min(b_c + h_w, 2b_c)$, όπου b_c = μέγιστη διάσταση διατομής υποστυλώματος κάθετα στον άξονα της δοκού και h_w = ύψος δοκού.
- ✓ Ειδικά για δοκούς που φέρουν φυτευτά υποστυλώματα:
 - Καμία εκκεντρότητα μεταξύ άξονα δοκού και άξονα υποστυλώματος
 - Η δοκός πρέπει να στηρίζεται σε τουλάχιστον δύο άμεσες στηρίξεις (υποστυλώματα ή τοιχώματα)
 - Δεν επιτρέπονται φυτευτά τοιχώματα
- ✓ Πρόσθετες διατάξεις μόνο για ΚΤΥ
 - Ελάχιστο πλάτος: $b_w \geq 200$ mm

- $h_w/b_w \leq 3,5$ (οδηγεί σε μέγιστο ύψος δοκού: $\max h_w=0.875$ m για $b_w=0.25$ m)



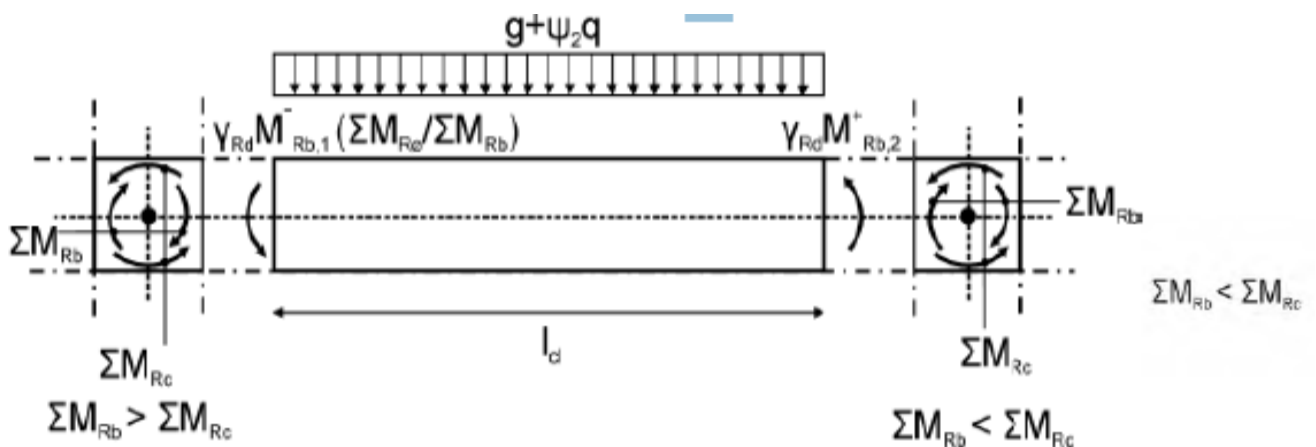
Εικόνα 2.14 : Ελάχιστες διαστάσεις δοκού.

2.5.3 Ικανοτικός σχεδιασμός σε διάτμηση δοκών & υποστυλωμάτων ΚΤΠ Μ ή Υ

Ικανοτική τέμνουσα από ισορροπία, υπό τις ροπές που αναπτύσσονται όταν γίνουν πλαστικές αρθρώσεις γύρω από κόμβους άκρων (σε δοκούς ή υποστυλώματα, όπου συμβούν πρώτα)

Για δοκούς: $M_{i,d} = M_{Rb,I} \min(1, \Sigma M_{Rc} / \Sigma M_{Rb})$

$\max V_{i,d}(x) = [\gamma_{Rd} * (M_{Rd,bi} - \min(1, \Sigma M_{Rd,c} / \Sigma M_{Rd,b})_i + M_{Rd,bj} + \min(1, \Sigma M_{Rd,c} / \Sigma M_{Rd,b})_j] / l_{cl} + V_{g+\psi q, o}(x)$



Εικόνα 2.15 Διάγραμμα εντατικής κατάστασης δοκού..

$$\min V_{i,d}(x) = -[V_{Rd} * (M_{Rd,bi} - \min(1, \frac{\sum M_{Rd,c}}{\sum M_{Rd,b}})_i + M_{Rd,bj} + \min(1, \frac{\sum M_{Rd,c}}{\sum M_{Rd,b}})_j) / l_{cl} + V_{g+\psi,q,o}(x)]$$

- για ΚΤ Μ $\gamma_{Rd}=1.0$,
- για ΚΤ Υ $\gamma_{Rd}=1.2$ & αντιστροφή προσήμου V λαμβάνεται υπόψιν μέσω:

$$\zeta_i = \min V_{i,d}(x_i) / \min V_{i,d}(x_i)$$

2.5.4 Κατασκευαστικές Διατάξεις σύμφωνα με τον EC8 & Σύγκριση με ΕΑΚ / ΕΚΩΣ

	ΕΑΚ – ΕΚΩΣ 2000	ΕΚ8 ΚΠ Υ	ΕΚ8 ΚΠ Μ	ΕΚ8 ΚΠ Χ
μήκος κρίσιμ. περιοχής	$2h_w$	$1.5h_w$	h_w	
<i>Διαμήκειες ράβδοι (L):</i>				
ρ_{min}	$0.5f_{ctm}/f_{yd}$	$0.5f_{ctm}/f_{yk}$		0.13%, $0.26f_{ctm}/f_{yk}$
ρ_{max} , κρίσιμες περιοχές	$0.65(f_{cd}/f_{yd})\rho'/\rho + 0.0015 < 7/f_{yd}$	$\rho' + 0.0018f_{cd}/(\mu\psi\varepsilon_{sy,d}f_{yd})^{(1)}$		4%
$A_{s,min}$, άνω & κάτω	$2\Phi 12$ (226mm ²)	$2\Phi 14$ (308mm ²)	-	-
$A_{s,min}$, άνω-άνοιγμα	$0.25A_{s,άνω-στηρίζεις}$	$0.25A_{s,άνω-στηρίζεις}$	-	-
$A_{s,min}$, κρίσιμ. περ. κάτω	$0.5A_{s,άνω}$	$0.5A_{s,άνω}^{(2)}$	-	-
$A_{s,min}$, στηρίζεις κάτω	-	$0.25A_{s,κάτω-άνοιγμα}$	-	-
d_{bL}/h_c - ράβδοι που διαπερνούν εσωτερικό κόμβο ⁽³⁾	-	$\leq \frac{6.25(1+0.8v_d)}{(1+0.75\frac{\rho'}{\rho_{max}})} \frac{f_{ctm}}{f_{yd}}$	$\leq \frac{7.5(1+0.8v_d)}{(1+0.5\frac{\rho'}{\rho_{max}})} \frac{f_{ctm}}{f_{yd}}$	-
d_{bL}/h_c - ράβδοι που αγκυρώνονται σε εξωτερικό κόμβο ⁽³⁾	-	$\leq 6.25(1+0.8v_d) \frac{f_{ctm}}{f_{yd}}$	$\leq 7.5(1+0.8v_d) \frac{f_{ctm}}{f_{yd}}$	-
<i>Εγκάρσιες ράβδοι (w):</i>				
εκτός κρίσιμ. περιοχών				
απόσταση s_w	$Av V_{Ed} < V_{Rd2}/5: s_w \leq 0.8d, 0.3m$ $αν V_{Rd2}/5 < V_{Ed} < 2V_{Rd2}/3: s_w \leq 0.6d, 0.3m$ $αν 2V_{Rd2}/3 < V_{Ed}: s_w \leq 0.3d, 0.2m$	$0.75d$		
ποσοστό $\rho_w \geq$	0.0011 (S500, C25-C35)		$0.08(f_{yk}(MPa))^{1/2}/f_{yk}(MPa)$	
εντός κρίσιμ. περιοχών				
διάμετρος $d_{bw} \geq$	$8mm$	$6mm$		-
απόσταση $s_w \leq$	$10d_{bL}, \frac{h_w}{3}, 20d_{bw}, 200mm$	$6d_{bL}, \frac{h_w}{4}, 24d_{bw}, 175mm$	$8d_{bL}, \frac{h_w}{4}, 24d_{bw}, 225mm$	-

Εικόνα 2.16: Κατασκευαστικός πίνακας

Σύμφωνα με τον **ΕΑΚ/ΕΚΩΣ 2000**:

για μήκος κρίσιμης περιοχής $2h_w$:

❖ σε διαμήκειες ράβδους(L) έχουμε:

$$\rho_{\min} = 0.5f_{ctm}/f_{yd}$$

$$\rho_{\max, \text{ κρίσιμες περιοχές}} = 0.65(f_{cd}/f_{yd})\rho'/\rho + 0.0015 < 7/f_{yd}$$

για $A_{s,\min}$, άνω & κάτω έχουμε $2\Phi 12$ (226mm^2)

για $A_{s,\min}$, άνω-άνοιγμα έχουμε $0.25A_{s,\text{άνω-στηρίξεις}}$

για $A_{s,\min}$, κρίσ. περ. κάτω έχουμε $0.5A_{s,\text{άνω}}$

❖ σε εγκάρσιες ράβδους(w) έχουμε:

➤ εκτός κρίσιμων περιοχών:

για απόσταση s_w :

• αν $V_{Ed} < V_{Rd2}/5$ ΤΟΤΕ $s_w \leq 0.8d, 0.3\text{m}$

• αν $V_{Rd2}/5 < V_{Ed} < 2V_{Rd2}/3$ ΤΟΤΕ $s_w \leq 0.6d, 0.3\text{m}$

• αν $2V_{Rd2}/3 < V_{Ed}$ ΤΟΤΕ $s_w \leq 0.3d, 0.2\text{m}$

ποσοστό $\rho_w \geq 0.0011$ (S500, C25-C35)

➤ εντός κρίσιμων περιοχών:

διάμετρος $d_{bw} \geq 8\text{mm}$

απόσταση $s_w \leq 10d_{bL}, h_w/3, 20d_{bw}, 200\text{mm}$

Σύμφωνα με τον **Ευρωκώδικα 8 (ΚΤ Υ)**:

για μήκος κρίσιμης περιοχής $1.5h_w$:

❖ σε διαμήκειες ράβδους(L) έχουμε:

$$\rho_{\min} = 0.5f_{ctm}/f_{yk}$$

$$\rho_{\max, \text{ κρίσιμες περιοχές}} = \rho' + 0.0018f_{cd}/(\mu_f \varepsilon_{sy,d} f_{yd})^{(1)}$$

για $A_{s,\min}$, άνω & κάτω έχουμε $2\Phi 14$ (308mm^2)

για $A_{s,\min}$, άνω-άνοιγμα έχουμε $0.25A_{s,\text{άνω-στηρίξεις}}$

για $A_{s,\min}$, κρίσ. περ. κάτω έχουμε $0.5A_{s,\text{άνω}}^{(2)}$

για $A_{s,min}$, στηρίξεις κάτω έχουμε $0.25A_{s,κάτω-άνοιγμα}$
 d_{bL}/h_c :

- ράβδοι που διαπερνούν εσωτερικό κόμβο⁽³⁾:

$$d_{bL}/h_c \leq [6,25(1+0,8v_d)]/(1+0,75\rho'/\rho_{max}) * f_{ctm}/f_{yd}$$

- ράβδοι που αγκυρώνονται σε εξωτερικό κόμβο⁽³⁾:

$$d_{bL}/h_c \leq 6,25(1+0,8v_d) * f_{ctm}/f_{yd}$$

❖ σε εγκάρσιες ράβδους(w) έχουμε:

- εκτός κρίσιμων περιοχών:

$$\text{για απόσταση } s_w = 0.75d$$

$$\text{ποσοστό } \rho_w \geq 0.08(f_{yk})^{1/2}/f_{yk} \quad (f_{yk} \text{ σε Mpa})$$

- εντός κρίσιμων περιοχών:

$$\text{διάμετρος } d_{bw} \geq 6\text{mm}$$

$$\text{απόσταση } s_w \leq 6d_{bL}, h_w/4, 24d_{bw}, 175\text{mm}$$

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8 (ΚΤ Μ):

για μήκος κρίσιμης περιοχής h_w :

❖ σε διαμήκειες ράβδους(L) έχουμε:

$$\rho_{min} = 0.5f_{ctm}/f_{yk}$$

$$\rho_{max, \text{ κρίσιμες περιοχές}} = \rho' + 0.0018f_{cd}/(\mu_{\phi} \epsilon_{sy,d} f_{yd})^{(1)}$$

$$\text{για } A_{s,min}, \text{ κρις. περ. κάτω} \quad \text{έχουμε} \quad 0.5A_{s,άνω}^{(2)}$$

$$\text{για } A_{s,min}, \text{ στηρίξεις κάτω} \quad \text{έχουμε} \quad 0.25A_{s,κάτω-άνοιγμα}$$

d_{bL}/h_c :

- ράβδοι που διαπερνούν εσωτερικό κόμβο⁽³⁾:

$$d_{bL}/h_c \leq [7,5(1+0,8v_d)]/(1+0,5\rho'/\rho_{max}) * f_{ctm}/f_{yd}$$

- ράβδοι που αγκυρώνονται σε εξωτερικό κόμβο⁽³⁾:

$$d_{bL}/h_c \leq 7,5(1+0,8v_d) * f_{ctm}/f_{yd}$$

❖ σε εγκάρσιες ράβδους(w) έχουμε:

- εκτός κρίσιμων περιοχών:

για απόσταση $s_w = 0.75d$

ποσοστό $\rho_w \geq 0.08(f_{yk})^{1/2}/f_{yk}$ (f_{yk} σε Μρα)

➤ εντός κρίσιμων περιοχών:

διάμετρος $d_{bw} \geq 6\text{mm}$

απόσταση $s_w \leq 8d_{bL}, h_w/4, 24d_{bw}, 225\text{mm}$

Σύμφωνα με τον **Ευρωκώδικα 8 (ΚΤ Χ)**:

για μήκος κρίσιμης περιοχής h_w :

❖ σε διαμήκεις ράβδους(L) έχουμε:

$\rho_{\min} = 13\%, 0.26f_{ctm}/f_{yk}$

$\rho_{\max, \text{ κρίσιμες περιοχές}} = 4\%$

❖ σε εγκάρσιες ράβδους(w) έχουμε:

➤ εκτός κρίσιμων περιοχών:

για απόσταση $s_w = 0.75d$

ποσοστό $\rho_w \geq 0.08(f_{yk})^{1/2}/f_{yk}$ (f_{yk} σε Μρα)

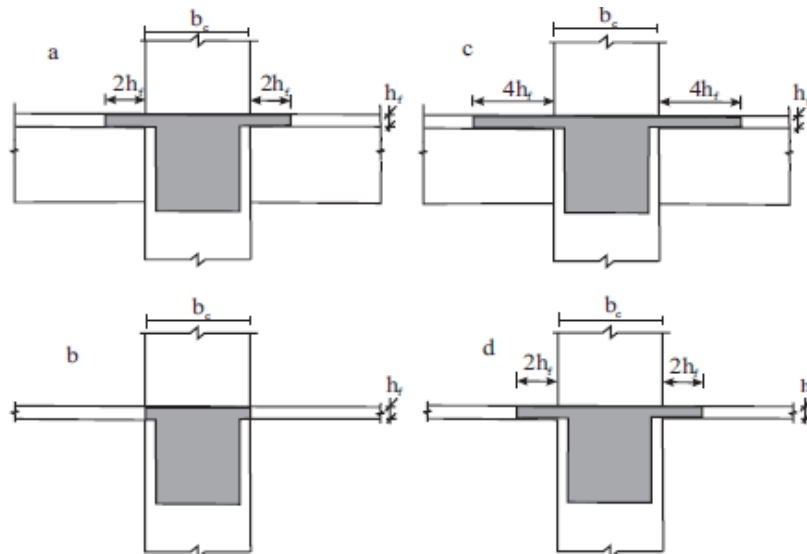
Υποσημειώσεις Πίνακα με Κανόνες Κατασκευαστικής Διαμόρφωσης για Δοκούς κατά Ευρωκώδικα 8:

(1) EC 8: μ_ϕ = πλαστιμότητα καμπυλοτήτων που αντιστοιχεί στη βασική τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς q_0

(2) EC 8: επιπρόσθετα θλιβόμενου οπλισμού στη στήριξη για οριακή κατάσταση αστοχίας σε κάμψη.

(3) d_{bL} = διάμετρος ράβδου, h_c = ύψος διατομής υποστυλώματος, v_d =ανηγμένο αξονικό φορτίο υποστυλώματος.

Γενική σημείωση: Στον υπολογισμό των ροπών αντοχής των δοκών πρέπει να λαμβάνεται υπόψη και ο οπλισμός της πλάκας που βρίσκεται μέσα στο συνεργαζόμενο πλάτος b_{eff} , εφόσον επεκτείνεται πέραν των παρειών του υποστυλώματος σε μήκος μεγαλύτερο του μήκους αγκύρωσης



Εικόνα 2.17: Συνεργαζόμενο πλάτος b_{eff}

2.5.5 Διαστασιολόγηση σε Τέμνουσα Δοκών σύμφωνα με τον EC8 & Σύγκριση με ΕΑΚ / ΕΚΩΣ

	ΕΑΚ – ΕΚΩΣ 2000	ΕΚ8 ΚΠ Υ	ΕΚ8 ΚΠ Μ	ΕΚ8 ΚΠ Χ
<i>Σχεδιασμός σε τέμνουσα</i>				
V_{Ed} , για σεισμό:	$1.2 \frac{\sum M_{Rb}}{l_c} \pm V_{o,g+\psi_2q}$	$1.2 \frac{\sum M_{Rb}}{l_c} \pm V_{o,g+\psi_2q}^{(4)}$	$\frac{\sum M_{Rb}}{l_c} \pm V_{o,g+\psi_2q}^{(4)}$	Από ανάλυση
V_{Rd} εκτός κρισίμων περιοχών	$V_{Rd} = 0.9b_w d \rho_w f_{ywd} + V_{cd} (\theta = 45^\circ)$ $V_{cd} = V_{Rd1}$	Ω_5 σε ΕΚ2: $V_{Rd} = 0.9b_w d \rho_w f_{ywd} \cot \theta$, $22^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$ $V_{cd} = 0$		
V_{Rd} σε κρίσ. περιοχές:	$V_{Rd} = 0.9b_w d \rho_w f_{ywd} + V_{cd}$ $(\theta = 45^\circ) V_{cd} = 0.3V_{Rd1}^{(5)}$	$V_{Rd} = 0.9b_w d \rho_w f_{ywd}$ $(\theta = 45^\circ) V_{cd} = 0$	Ω_5 σε ΕΚ 2: $V_{Rd} = 0.9b_w d \rho_w f_{ywd} \cot \theta$ $22^\circ \leq \theta \leq 45^\circ V_{cd} = 0$	
Αν $\zeta \equiv V_{Emin}/V_{Emax} < -0.5$ σε κρίσ. περιοχές: λοξές ράβδοι υπό γωνία $\pm \alpha$ ως προς άξονα της δοκού, με διατομή A_s /κατεύθυνση:	(i) αν $^{(5)}$ $2.25 > V_{Emax}/(2+\zeta)f_{ctd}b_w d > 1.125$ $A_s = 0.5V_{Emax}/f_{yd} \cos \alpha$ & συνδετήρες για $0.5V_{Emax}$. (ii) αν $V_{Emax}/(2+\zeta)f_{ctd}b_w d > 2.25$ $A_s = V_{Emax}/f_{yd} \cos \alpha$	$A_v^{(6)}$ $V_{Emax}/(2+\zeta)f_{ctd}b_w d > 1$: $A_s = 0.5V_{Emax}/f_{yd} \cos \alpha$, συνδετήρες για $0.5V_{Emax}$	-	

Εικόνα 2.18: Πίνακας τέμνουσας

Σύμφωνα με τον ΕΑΚ/ΕΚΩΣ 2000:

$$V_{Ed}, \text{ για σεισμό: } 1.2 \cdot \Sigma M_{Rb} / l_c \pm V_{o,g} + \psi_2 \cdot q$$

$$V_{Rd} \text{ εκτός κρίσιμων περιοχών: } V_{Rd} = 0.9 \cdot b_w \cdot \rho_w \cdot f_{ywd} + V_{cd}$$

$$\text{όπου } \theta = 45^\circ$$

$$V_{cd} = V_{Rd}$$

$$V_{Rd} \text{ σε κρίσιμες περιοχές: } V_{Rd} = 0.9 \cdot b_w \cdot \rho_w \cdot f_{ywd} + V_{cd}$$

$$\text{όπου } \theta = 45^\circ$$

$$V_{cd} = 0.3 V_{Rd1}^{(5)}$$

Αν $\zeta \equiv V_{Emin} / V_{Emax} < -0.5$ σε κρίσιμες περιοχές:

λοξές ράβδοι υπό γωνία $\pm \alpha$ ως προς άξονα της δοκού, με διατομή A_s /κατεύθυνση:

$$(i) \text{ αν }^{(5)} \quad 2.25 > V_{Emax} / ((2+\zeta) f_{ctd} b_w d) > 1.125 \quad \text{τότε}$$

$$A_s = 0.5 V_{Emax} / f_{yd} \cos \alpha \quad \& \quad \text{συνδετήρες για } 0.5 V_{Emax}.$$

$$(ii) \text{ αν } \quad V_{Emax} / ((2+\zeta) f_{ctd} b_w d) > 2.25 \quad \text{τότε}$$

$$A_s = V_{Emax} / f_{yd} \cos \alpha$$

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8 (ΚΤ Υ):

$$V_{Ed}, \text{ για σεισμό: } 1.2 \cdot \Sigma M_{Rb} / l_c \pm V_{o,g} + \psi_2 \cdot q$$

$$V_{Rd} \text{ εκτός κρίσιμων περιοχών: } V_{Rd} = 0.9 b_w \cdot \rho_w \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta \quad (\Omega_2 \text{ σε EC2})$$

$$\text{όπου } 22^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$$

$$V_{cd} = 0$$

$$V_{Rd} \text{ σε κρίσιμες περιοχές: } V_{Rd} = 0.9 \cdot b_w \cdot \rho_w \cdot f_{ywd}$$

$$\text{όπου } \theta = 45^\circ$$

$$V_{cd} = 0$$

Αν $\zeta \equiv V_{Emin} / V_{Emax} < -0.5$ σε κρίσιμες περιοχές:

λοξές ράβδοι υπό γωνία $\pm \alpha$ ως προς άξονα της δοκού, με διατομή A_s /κατεύθυνση:

$$\text{Αν }^{(6)} \quad 2.25 > V_{Emax} / ((2+\zeta) f_{ctd} b_w d) > 1 \quad \text{τότε}$$

$$A_s = 0.5 V_{Emax} / f_{yd} \cos \alpha \quad \& \quad \text{συνδετήρες για } 0.5 V_{Emax}.$$

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8 (ΚΤ Μ):

V_{Ed} , για σεισμό:	$\Sigma M_{Rb}/l_c \pm V_{0,g} + \psi_2 * q$	
V_{Rd} εκτός κρίσιμων περιοχών:	$V_{Rd} = 0.9 b_w d \rho_w f_{ywd} \cot \theta$	(Ως σε EC2)
	όπου $22^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$	
	$V_{cd} = 0$	
V_{Rd} σε κρίσιμες περιοχές:	$V_{Rd} = 0.9 b_w d \rho_w f_{ywd} \cot \theta$	(Ως σε EC2)
	όπου $22^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$	
	$V_{cd} = 0$	

Υποσημειώσεις

(4) EC 8: Αν στον κόμβο είναι $\Sigma M_{Rb} > \Sigma M_{Rc}$, αντί $M_{Rb} : M_{Rb} (\Sigma M_{Rc} / \Sigma M_{Rb})$

(5) $V_{E_{max}}$, $V_{E_{min}}$ = αλγεβρικά μέγιστη και ελάχιστη τιμή της τέμνουσας V_{Ed} όπως προκύπτει από το \pm . $V_{E_{max}}$ = η απολύτως μεγαλύτερη των δύο τιμών, θεωρούμενη θετική. Το πρόσημο της $V_{E_{min}}$ καθορίζεται ανάλογα με το αν είναι ομόσημη με τη $V_{E_{max}}$.

Βλάβες σε δοκούς από ωπλισμένο σκυρόδεμα

3.1 Βλάβες

Κυριότερες μορφές αστοχίας και οι αντίστοιχες βλάβες

Οι κυριότερες μορφές αστοχίας σε μια δοκό είναι

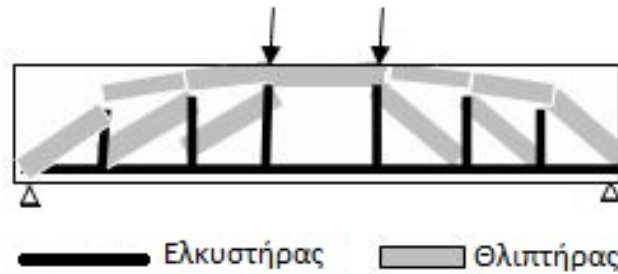
- α. η κάμψη και
- β. η διάτμηση.

Οι συχνότερες τρόποι αναγνώρισης βλαβών σε δοκούς είναι:

- α. η απλή ρηγμάτωση
- β. η έντονη ρηγμάτωση δοκού χωρίς αποδιοργάνωση του σκυροδέματος.
- γ. η έντονη ρηγμάτωση δοκού με τοπική αποδιοργάνωση του σκυροδέματος.
- δ. η πλήρης αποδιοργάνωση του σκυροδέματος τμήματος της δοκού

Ανάλογα με την περιοχή της δοκού που παρατηρούμε την αστοχία, έχουμε και τις αντίστοιχες ρηγματώσεις.

Ένας φορέας μπορεί να θεωρηθεί σύνθεση των θλιβόμενων και εφελκυσόμενων περιοχών του, ως ένα σύστημα θλιπτήρων και ελκυστήρων, προσομοιωμένος με δικτύωμα. Για φορέα με καμπτική και διατμητική καταπόνηση το ισοδύναμο δίκτυωμα φαίνεται στην εικόνα 3.1.



Εικόνα 3.1 : Φυσικό προσομοίωμα για καμπτική και διατμητική καταπόνηση.

3.1.1 Καμπτικές βλάβες

Καμπτικές ρωγμές ενδέχεται να εμφανιστούν εγκάρσια στο κάτω πέλμα της δοκού καθώς και μεγάλου πλάτους ρωγμές στην περιοχή της μέγιστης ροπής κάμψης (κρίσιμη διατομή). Στην πρώτη περίπτωση κύριο αίτιο είναι η ύπαρξη κάποιου σεισμού, ενώ στη δεύτερη η δράση κατακόρυφων φορτίων.

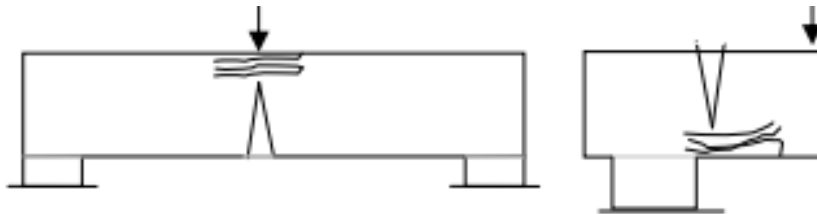
Σε αμφιέρειστο φορέα με συμμετρική φόρτιση κρίσιμη διατομή είναι αυτή στο μέσον του ανοίγματος, όπως φαίνεται στην εικόνα 3.2.

Σε φορέα με περισσότερα από ένα ανοίγματα (μονοπροέχοντα, αμφιπροέχοντα και συνεχή) εκτός από τις θέσεις με τη μέγιστη ροπή κάμψης στα ανοίγματα του φορέα (κρίσιμες διατομές για θετική ροπή), ρωγμές εμφανίζονται και στις παρειές των στηρίξεων του φορέα, όπως φαίνεται στην εικόνα 3.3, οι οποίες αποτελούν κρίσιμες διατομές του φορέα για αρνητική ροπή. Αυτές που βρίσκονται κοντά στις στηρίξεις και εντοπίζονται στο κάτω πέλμα, οφείλονται κυρίως στην ανεπαρκή αγκύρωση και ολίσθηση του οπλισμού της περιοχής. Αντίθετα αν βρίσκονται στο άνω πέλμα οφείλονται σε μακροχρόνιες ή σεισμικές δράσεις.

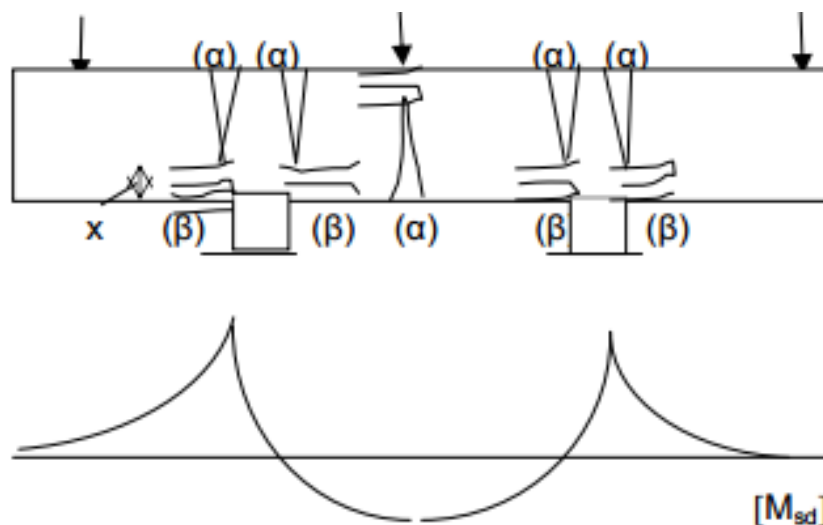
Οι ρωγμές εμφανίζονται:

- ✓ κάθετα στους ελκυστήρες όταν υπερβούμε την εφελκυστική αντοχή του σκυροδέματος
- ✓ κατά μήκος των θλιπτήρων όταν υπερβούμε την θλιπτική αντοχή του σκυροδέματος

Στην εικόνα 3.2 φαίνονται οι θέσεις και η μορφολογία των ρωγμών των διαμήκων ελκυστήρων και θλιπτήρων για αμφιέρειστη δοκό και πρόβολο φορέα και στην εικόνα 3.3 για αμφιπρόεχοντα φορέα.



Εικόνα 3.2: Θέσεις και μορφολογία καμπτικών ρωγμών για αμφιέρειστη δοκό και πρόβολο φορέα.



Εικόνα 3.3: Θέσεις και μορφολογία καμπτικών ρωγμών αμφιπρόεχοντα φορέα.

Οι ρωγμές που οφείλονται σε αστοχία του διαμήκους ελκυστήρα του σκυροδέματος, ρωγμές (α), έχουν διακριτά χείλη, ενώ οι ρωγμές αστοχίας του διαμήκους θλιπτήρα, ρωγμές (β), ακολουθούν τη μορφή της σύνθλιψης του σκυροδέματος. Και οι δύο τύποι ρωγμών εκτείνονται σε όλο το πλάτος του φορέα (είναι διαμπερείς).

Η εμφάνιση των ρωγμών (β) σηματοδοτεί και την αστοχία του φορέα, ενώ οι ρωγμές (α), επειδή η εφελκυστική αντοχή του σκυροδέματος είναι πολύ μικρή,

εμφανίζονται για πολύ μικρά φορτία.

Για τα φορτία λειτουργίας οι ρωγμές (α) δεν διακρίνονται με γυμνό οφθαλμό. Αν οι ρωγμές (α) είναι σαφώς διακριτές, αυτό σημαίνει ότι η παραμόρφωση του εφελκυσμένου χάλυβα είναι σημαντική, και ενδέχεται ο φορέας να πλησιάζει στην αστοχία του.

Στην καμπτική αστοχία συνυπάρχουν οι ρωγμές (α) και οι ρωγμές (β) καθώς στην καμπτική αντοχή συμβάλλουν τόσο ο ελκυστήρας όσο και ο θλιπτήρας.

Για να εκτιμηθεί το περιθώριο ασφάλειας που έχει ο φορέας για να μην αστοχήσει μπορεί κανείς:

- ✓ Να μετρήσει την απόσταση της κορυφής της ρωγμής από το θλιβόμενο πέλμα του φορέα που είναι το βάθος x της θλιβόμενης ζώνης και να τη συγκρίνει με την τιμή του x κατά την αστοχία, που είναι της τάξεως του $0,25d$. Αυτό προκύπτει θεωρώντας $\epsilon_c = 3,5\text{‰}$, $\epsilon_s = 10\text{‰}$ και $x = d \cdot \epsilon_c / (\epsilon_c + \epsilon_s)$.
- ✓ Να εκτιμήσει την παραμόρφωση ϵ_s του εφελκυσμένου χάλυβα μετρώντας το συνολικό άνοιγμα των ρωγμών στην κρίσιμη διατομή του φορέα και διαιρώντας το με το μήκος της περιοχής αυτής. Αν η τιμή της ϵ_s πλησιάζει την παραμόρφωση θραύσεως του χάλυβα, της τάξεως του 80 έως 100%, τότε ο φορέας κινδυνεύει να καταρρεύσει, όχι απλά να αστοχήσει, και πρέπει να ληφθούν άμεσα μέτρα αποφόρτισης για την προστασία των χρηστών.

3.1.2 Διατμητικές βλάβες

Οι διατμητικές βλάβες, που είναι και οι πιο σοβαρές, εμφανίζονται μετά από την ύπαρξη κάποιας ισχυρής σεισμικής δόνησης, στην περιοχή των στηρίξεων.

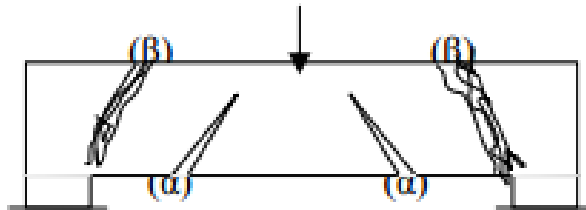
Οι κρίσιμες διατομές για τις διατμητικές ρωγμές είναι στην περιοχή με την μεγαλύτερη δρώσα τέμνουσα, με την προϋπόθεση ότι η τέμνουσα αντοχή παραμένει σταθερή σε όλο το μήκος του φορέα.

Στις συνήθεις περιπτώσεις που η περιοχή αυτή είναι στις στηρίξεις του φορέα η

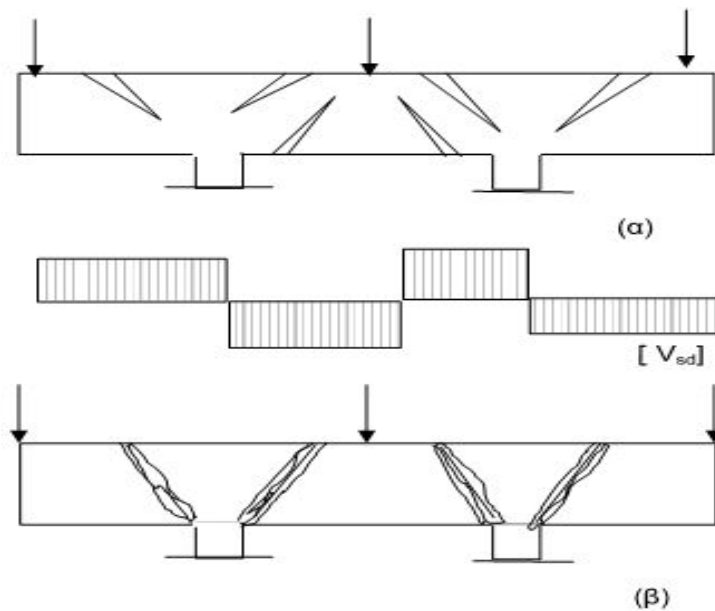
κρίσιμη διατομή για τον λοξό θλιπτήρα είναι στην παρειά της στήριξης και όχι στη θέση της θεωρητικής στήριξης γιατί εκεί είναι μεγαλύτερη η διατομή και κατά συνέπεια μεγαλύτερη είναι και η αντοχή σε τέμνουσα.

Για τον λοξό ελκυστήρα η κρίσιμη διατομή είναι σε απόσταση z ($z = 0,9d$) από την παρειά της στήριξης, γιατί, όπως φαίνεται από το φυσικό προσομοίωμα στην εικόνα 3.1 αναπτύσσεται λοξός ελκυστήρας κοντά στη στήριξη.

Στην εικόνα 3.4 φαίνονται οι θέσεις και η μορφολογία των ρωγμών (α), των λοξών ελκυστήρων, και (β) των θλιπτήρων για αμφιέρειστο φορέα και στην εικόνα 3.5 για αμφιπροέχοντα φορέα. Η μορφή των δύο αυτών τύπων ρωγμών είναι όμοια με αυτή των καμπτικών.



Εικόνα 3.4: Μορφολογία και πιθανές θέσεις διατμητικών ρωγμών για αμφιέρειστο φορέα.



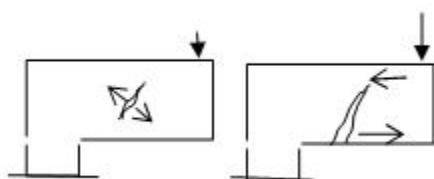
Εικόνα 3.5: Μορφολογία και πιθανές θέσεις διατμητικών ρωγμών για αμφιπροέχοντα φορέα.

Λόγω της κλίσης των λοξών ελκυστήρων και θλιπτήρων οι ρωγμές αυτές είναι κεκλιμένες. Ακολουθούν τη διεύθυνση των λοξών θλιπτήρων και, γι' αυτό, έχουν κλίση προς τις στηρίξεις.

- ✓ Οι ρωγμές (α) εμφανίζονται για πολύ μικρά φορτία
- ✓ Οι ρωγμές (β) εμφανίζονται μόνον σε φορείς με ανεπαρκές πλάτος.

Στην διατμητική αστοχία εμφανίζονται ή οι ρωγμές (α) ή οι ρωγμές (β) καθώς η διατμητική αντοχή αντιστοιχεί σε αστοχία ή του θλιπτήρα ή του ελκυστήρα.

Οι λοξές ρωγμές (α) ξεκινούν στο μέσο σχεδόν του ύψους, στις θέσεις με την μέγιστη διατμητική τάση (για δοκό ορθογωνικής διατομής ακριβώς στο μέσον του ύψους) και με κλίση προς τις στηρίξεις. Με την αύξηση της επιπόνησης προεκτείνονται προς τα πέλματα του φορέα διευρυνόμενες προς το εφελκυτόμενο πέλμα λόγω της εφελκυστικής δράσης του διαμήκους ελκυστήρα και κλείνοντας προς το θλιβόμενο πέλμα λόγω της θλιπτικής δράσης του διαμήκους θλιπτήρα (εικόνα 3.6). Γι αυτό το λόγο οι ρωγμές αυτές, όπως και οι καμπτικές, στα ανοίγματα των φορέων είναι ανοικτές προς τα κάτω ενώ στην περιοχή των στηρίξεων ανοικτές προς τα πάνω.



Εικόνα 3.6: Εξέλιξη διατμητικών ρωγμών (α).

Η εξέλιξη των διατμητικών ρωγμών είναι πολύ γρήγορη, η διατμητική αστοχία είναι ιδιαίτερα φαθυρή κι έτσι συνήθως διατμητική ρηγμάτωση εμφανίζεται σε μία μόνο από τις κρίσιμες διατομές κι ας ασκείται σε όλες η ίδια δρώσα τέμνουσα.

Η πρώτη ρωγμή που θα εμφανιστεί σε μία από τις κρίσιμες διατομές θα εξελιχθεί τόσο γρήγορα και θα φθάσει σε αστοχία και δεν θα επιτρέψει να εμφανιστούν άλλες ρωγμές στις υπόλοιπες κρίσιμες θέσεις.

3.2 Βλάβες και η αντιμετώπιση τους σύμφωνα με τον ΚΑΝΕΤΠΕ.

3.2.1 Βλάβες σύμφωνα με τον ΚΑΝΕΤΠΕ

Ο Κανονισμός καλύπτει τον έλεγχο, την επισκευή ή ενίσχυση και τον αντισεισμικό ανασχεδιασμό υφισταμένων δομημάτων που έχουν υποστεί βλάβες.

➤ Με τον όρο «βλάβη», νοείται κάθε αλλοίωση ή απομείωση της γεωμετρίας ή των μηχανικών χαρακτηριστικών των στοιχείων του φέροντος οργανισμού ή των τοιχοπληρώσεων. Στις βλάβες, συμπεριλαμβάνονται γενικώς και οι φθορές, π.χ. λόγω φυσικοχημικών δράσεων.

➤ Οι βλάβες υφισταμένου δομήματος μπορεί να οφείλονται σε οποιοσδήποτε δράσεις του παρελθόντος, προβλεπόμενες ή όχι από τους Κανονισμούς.

➤ Για κτίρια με βλάβες, η καταγραφή τους συμπληρώνει την αποτύπωση του φέροντος οργανισμού.

➤ Καταγράφονται και λαμβάνονται καταλλήλως υπόψη και οι κακοτεχνίες που προκαλούν αλλοίωση της γεωμετρίας ή των χαρακτηριστικών των στοιχείων του φέροντος οργανισμού, η οποία μπορεί να οδηγήσει σε μείωση της φέρουσας ικανότητας ή/και της λειτουργικότητας, της ανθεκτικότητας κ.λπ.

➤ Σχετικώς, καταγράφονται και αξιολογούνται καταλλήλως και οι ενδεχόμενες βλάβες των τοιχοπληρώσεων

➤ Ανάλογα με την ένταση και έκταση των βλαβών εξετάζεται η ανάγκη λήψεως άμεσων μέτρων επέμβασης.

Τα άμεσα μέτρα επέμβασης μπορεί να είναι:

- Άμεση κατεδάφιση τμημάτων που ενδέχεται να καταρρεύσουν
- Απομάκρυνση χαλαρών ή επικρεμάμενων στοιχείων
- Μείωση ή /και αφαίρεση μεγάλων φορτίων
- Υποσύλωση έναντι κατακορύφων φορτίων
- Αντιστήριξη έναντι οριζοντίων φορτίων
- Απαγόρευση χρήσης του κτιρίου (ολόκληρου ή τμημάτων του).

Η επιλογή των προσωρινών επείγοντων μέτρων εξαρτάται από διάφορους παράγοντες όπως:

- Ο τύπος και η χρήση του κτιρίου, σε συνδυασμό με το μέγεθος και τη σπουδαιότητά του.
- Το είδος της βλάβης
- Τα διαθέσιμα μέσα (προσωπικό, εξοπλισμός κ.λ.π.)
- Ο βαθμός του επείγοντος της κατάστασης
- Η πιθανή εξέλιξη των βλαβών
- Η αναμενόμενη συμπεριφορά κατά τους μετασεισμούς
- Το κόστος των επεμβάσεων.

Ως βλάβες νοούνται:

- Σημαντικές παραμορφώσεις ή αποκλίσεις
- Ρηγματώσεις ή αποκολλήσεις
- Τοπικές αστοχίες και θραύσεις
- Απομειώσεις διατομών, απολεπίσεις και αποφλοιώσεις
- Διάβρωση οπλισμών ή προσβολή σκυροδέματος

Η ένταση και έκταση των βλαβών, αλλά και των κακοτεχνιών, συνδέονται άμεσα με την απομένουσα φέρουσα ικανότητα και τα διαθέσιμα περιθώρια ασφαλείας ή πλαστιμότητας των βλαβέντων δομικών στοιχείων και του δομήματος ως συνόλου.

Αλλαγές χρώματος, διάρρηξη - εκτίναξη του σκυροδέματος, διαρροές, σκουριά, ρωγμές ή υπερβολικές παραμορφώσεις, μπορούν να είναι ενδείξεις σοβαρής βλάβης. Αν υπάρχουν υπόνοιες σοβαρής βλάβης, είναι αναγκαία η συνδρομή εμπειρογνώμονα για να αναλυθεί η αιτία, να αποτιμηθούν οι βλάβες και να δοθούν οδηγίες για την επέμβαση, αν χρειάζεται.

3.2.2 Αποτίμηση κτιρίων με βλάβες

Η αποτίμηση υφιστάμενων δομημάτων ακολουθεί τα εξής βήματα:

- Συλλογή στοιχείων (έρευνα του ιστορικού του δομήματος)
- Ανάλυση, και
- Έλεγχος οριακών καταστάσεων.

Όταν ο υφιστάμενος φέρων οργανισμός προβλέπεται να συμμετάσχει στη διαμόρφωση του ανασχεδιαζόμενου φορέα για την ανάληψη μόνον κατακορύφων φορτίων, η αποτίμησή του μπορεί να γίνεται με βάση απλές, πάντως συντηρητικές, μεθόδους.

Όταν, αντίθετα, ο υφιστάμενος φέρων οργανισμός προβλέπεται να συμμετάσχει στη διαμόρφωση του ανασχεδιαζόμενου φορέα για την ανάληψη τόσο κατακορύφων όσο και σεισμικών φορτίων, πρέπει να γίνεται αποτίμησή του με βάση τις παρακάτω αρχές:

- i) Η αποτίμηση γίνεται με αναλυτικές μεθόδους. Ειδικώς στα δομήματα για τα οποία διατίθεται εγκεκριμένη μελέτη (η οποία έχει εφαρμοσθεί) και τα οποία δεν παρουσιάζουν βλάβες, η αποτίμηση μπορεί να γίνει βάσει των περιεχομένων της εγκεκριμένης μελέτης.
- ii) Τα προσομοιώματα που θα χρησιμοποιηθούν για την αποτίμηση μπορεί να αντιπροσωπεύουν το σύνολο του δομήματος ή επί μέρους στοιχεία. Είναι δυνατόν να χρησιμοποιούνται διαφορετικά προσομοιώματα, ανάλογα με το είδος των επιβαλλομένων δράσεων. Γενικώς, το είδος των προσομοιωμάτων πρέπει να καθορίζεται ανάλογα με τις μεθόδους υπολογισμού που θα εφαρμοσθούν.
- iii) Η ακρίβεια των χρησιμοποιούμενων μεθόδων, συνιστάται να είναι συμβατή με την ακρίβεια των δεδομένων.
- iv) Η χρήση εμπειρικών-αναλυτικών ή αμιγώς εμπειρικών μεθόδων επιτρέπεται μόνον στις περιπτώσεις που καλύπτονται από σχετικές ειδικές διατάξεις εκδιδόμενες από τη δημόσια Αρχή.
- v) Στις περιπτώσεις δομημάτων που ήδη παρουσιάζουν βλάβες ή φθορές, η εφαρμοζόμενη μέθοδος αποτίμησης οφείλει να μπορεί να ερμηνεύσει κατά αδρομερή προσέγγιση τόσο τη μορφή όσο και τη θέση των ουσιωδών αυτών βλαβών. Σε δομήματα μεγάλης σημασίας, στα οποία έχουν διαπιστωθεί βλάβες, ενδέχεται να απαιτηθούν παραμετρικές αναλύσεις προκειμένου να επιτευχθεί η ερμηνεία των βλαβών κατά μορφή και θέση.
- vi) Σε πολλές περιπτώσεις ενδέχεται να είναι χρήσιμη ή/και αναγκαία μια ταχεία εκτίμηση της απώλειας της φέρουσας ικανότητας ενός δομήματος που έχει υποστεί βλάβες ή φθορές. Η εκτίμηση αυτή μπορεί να γίνεται ανάλογα με την ένταση και έκταση των βλαβών σύμφωνα με δόκιμες (ακριβείς ή προσεγγιστικές) μεθόδους

Ανάπτυξη λογισμικού για τη μη γραμμική συμπεριφορά δοκών Ω.Σ.

Για την αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας των δοκιμίων του παραπάνω πειράματος χρησιμοποιήσαμε το πρόγραμμα excel.

Υπολογίσαμε την αντοχή του κάθε δοκιμίου σε κάμψη και σε διάτμηση και συγκρίναμε αυτά τα αποτελέσματα με τα πειραματικά, υπολογίζοντας τις αποκλίσεις από αυτά.

Οι αντοχές του κάθε δοκιμίου υπολογίστηκαν σε ξεχωριστά φύλλα (ΔΑ, ΔΒ, ΔC, ΔD και ΔΕ). Το κάθε ένα από αυτά τα φύλλα περιέχει έναν πίνακα με τα δεδομένα του κάθε δοκιμίου. Τα πεδία του πίνακα που είναι χρωματισμένα με κίτρινο είναι αυτά που πρέπει να εισάγει ο χρήστης για τον υπολογισμό των αντοχών.

Για παράδειγμα, όπως φαίνεται στην εικόνα 4.1, ο χρήστης εισάγει το μήκος της δοκού (L) σε m και το πρόγραμμα το μετατρέπει σε cm για να είναι εύκολη η διεξαγωγή των πράξεων που θα ακολουθήσουν.

Μήκος Δοκού : L=	270	cm	=	2,7	m
------------------	-----	----	---	-----	---

Εικόνα 4.1: εισαγωγή του μήκους της δοκού και μετατροπή μονάδων.

- Ακολουθεί παράθεση του αντίστοιχου μέρους του excel.



L	Εφελκόμενος οπλισμός	Θλιβόμενος οπλισμός	Ποσοστό συνολικού Οπλισμού	Ποσοστό συνδετήρων	Φορτίο Θραύσης
(m)	A_{st} (mm ²)	A_{sc} (mm ²)	ρ (%)	ρ_v (%)	P (kN)
2.7	56.52	56.52	0.28	0.17	9.6

Μήκος Δοκού : L=		270	cm =	2,7	m
Ποιότητα σκυροδέματος	C	45	→ f_{ck} =	45	Mpa
Ποιότητα Χάλυβα	S	460	→ f_{yk} =	460	Mpa
Ράβδοι εφελκόμενου οπλισμού(n_1)		2	διατομής	Φ	6
Διατομή εφελκόμενου οπλισμού(ϕ_1)		0,6	cm =	0,006	m
Ράβδοι Θλιβόμενου οπλισμού(n_2)		2	διατομής	Φ	6
Διατομή Θλιβόμενου οπλισμού(ϕ_2)		0,6	cm =	0,006	m
Τμήσεις Διατμητικού οπλισμού(n)		2	διατομής	Φ	4
Διατομή συνδετήρων οπλισμού(ϕ)		0,4	cm =	0,004	m
Ύψος Διατομής	H=	20	cm =	0,2	m
Επικάλυψη	c=	2,5	cm =	0,025	m
Πλάτος Διατομής	b=	10	cm =	0,1	m
Στατικό Ύψος : H-c =	d=	17,5	cm =	0,175	m
Ποσοστό εφελκόμενου και θλιβόμενου οπλισμού	ρ =	0,28	% =	0,0028	
Ποσοστό διατμητικού οπλισμού (συνδετήρων)	ρ_v =	0,17	% =	0,0017	
Μέτρο Ελαστικότητας Σκυρ/τος	E_c =	32000	Mpa =	32000000,00	Kpa
Μέτρο Ελαστικότητας Χάλυβα	E_s =	206000	Mpa =	206000000,0	Kpa
Πειραματικό Συγκεντρωμένο Κατακόρυφο Φορτίο	P =	9,6	KN =	9600	N
Αξονικό Φορτίο	N_{sd} =	0	KN =	0	N
Συντελεστής Ασφαλείας Σκυρ/τος	γ_c =	1			
Συντελεστής Ασφαλείας Χάλυβα	γ_s =	1			



4.1 Καμπτική Αντοχή

Για την αντοχή σε κάμψη στην κατάσταση αστοχίας ακολουθήσαμε την εξής διαδικασία:

Αρχικά θεωρήσαμε $\epsilon_{c2}=3,5$ και $\epsilon_{s1}=20$ (στοιχεία που επίσης πρέπει να εισάγει ο χρήστης) και σύμφωνα με αυτές τις τιμές και με όμοια τρίγωνα υπολογίζουμε:

$$\begin{aligned} \text{το ύψος της θλιβόμενης ζώνης } x &= (\epsilon_{c2}/(\epsilon_{c2}+\epsilon_{s1})) * d \\ \text{και την παραμόρφωση του εφελκόμενου χάλυβα } \epsilon_{s2} &= (\epsilon_{c2}/x) * (x-c) \end{aligned}$$

Ακολουθεί ο υπολογισμός της θλιπτικής δύναμης του σκυροδέματος και της εφελκυστικής δύναμης του χάλυβα, θλιβόμενου και εφελκόμενου. Για τη δύναμη του σκυροδέματος χρησιμοποιείται ο γνωστός τύπος

$$F_c = a * x * 0,85 * f_{cd} * b$$

και για τους χάλυβες ελέγχεται αν έχουν υπερβεί το όριο διαρροής μέσω της συνθήκης $\epsilon_{s1} \text{ ή } \epsilon_{s2} > \epsilon_y$ και επιλέγεται ο κατάλληλος για την κάθε περίπτωση τύπος.

Αν έχει υπερβεί το όριο διαρροής τότε
διαφορετικά

$$\begin{aligned} F_{s1,2} &= \epsilon_s * E * A_s \\ F_{s1,2} &= A_s * 2 * f_{yd} \end{aligned}$$

Οι παραπάνω δράσεις χρησιμοποιούνται για τον υπολογισμό της συνισταμένης

$$\Sigma F = F_c - F_{s1} + F_{s2}$$

Αν αυτή είναι ίση με το "0" τότε έχουμε και τις τελικές τιμές των παραμορφώσεων, διαφορετικά υπάρχει ένα κελί που ενημερώνει το χρήστη πως η δοκός δεν ισορροπεί, όπως φαίνεται και στην εικόνα 4.2.

$\Sigma F = F_c - F_{s1} + F_{s2} =$	$\rightarrow \Sigma F =$	56,36	KN	ΔΕΝ ΙΣΟΡΡΟΠΕΙ
--------------------------------------	--------------------------	-------	----	----------------------

Εικόνα 4.2: Το πρόγραμμα ενημερώνει το χρήστη για την ύπαρξη ή μη ισορροπίας της δοκού



Υπολογισμός Θλιβόμενης Ζώνης x

Έστω ότι αστοχούν το σκυρόδεμα και ο εφελκόμενος χάλυβας.
Παίρνουμε τις οριακές ανηγμένες παραμορφώσεις:

$$\epsilon_{c2} = 3,5 \text{ ‰} = 0,0035$$

$$\epsilon_{s1} = 20 \text{ ‰} = 0,02$$

Από όμοια τρίγωνα προκύπτουν:

$$x = (\epsilon_{c2} / (\epsilon_{c2} + \epsilon_{s1})) * d = 0,026 \text{ m}$$

$$\epsilon_{s2} = (\epsilon_{c2} / x) * (x - c) = 0,143 \text{ ‰} = 0,000143$$

Υπολογισμός Θλιπτικής Δύναμης Σκυροδέματος

Βρίσκουμε τη δύναμη σκυροδεμάτος στη θλιβόμενη ζώνη

Από το διάγραμμα τάσεων προκύπτει ότι η F_c είναι :

$$F_c = a * x * 0,85 * f_{cd} * b \rightarrow F_c = 80704,79 \text{ N}$$
$$\rightarrow F_c = 80,70 \text{ KN}$$

όπου x η θλιβόμενη ζώνη

Υπολογισμός Εφελκυστικής Δύναμης Εφελκόμενου Χάλυβα

Ο χάλυβας έχει υπερβεί το όριο Διαρροής. Οπότε $\sigma = \sigma_y = f_{yd}$.

$$F_{s1} = A_{s1} * f_{yd} \rightarrow F_{s1} = 26012,39 \text{ N} = 26,01 \text{ KN}$$

Υπολογισμός Εφελκυστικής Δύναμης Θλιβόμενου Χάλυβα

Ο χάλυβας έχει υπερβεί το όριο Διαρροής. Οπότε $\sigma = \sigma_y = f_{yd}$.

$$F_{s2} = \epsilon_{s2} * E * A_s \rightarrow F_{s2} = 1664,15 \text{ N} = 1,66 \text{ KN}$$

Έλεγχος Ισορροπίας Δυνάμεων

$$\Sigma F = F_c -$$

$$F_{s1} + F_{s2} = \rightarrow \Sigma F = 56,36 \text{ KN} \quad \text{ΔΕΝ ΙΣΟΡΡΟΠΕΙ}$$

Αφού η δοκός δεν ισορροπεί θα πρέπει να βρούμε τις τιμές των ϵ_{c2} και ϵ_{s1} για τις οποίες θα ισορροπήσει. Αυτό το πετυχαίνουμε με τη βοήθεια της Solver.

Στον ΕΚΩΣ οι επιτρεπτές τιμές για τις ανοιγμένες παραμορφώσεις είναι:

$$0 \leq \epsilon_{c2} \leq 3,5$$
$$0 \leq \epsilon_{s1} \leq 20$$

Οπότε εκεί θα κυμανθούν οι τιμές για να έχουμε σύγκλιση 0.

Αστοχεί σε εφελκυσμό, οπότε μείωσε το ϵ_{c2}

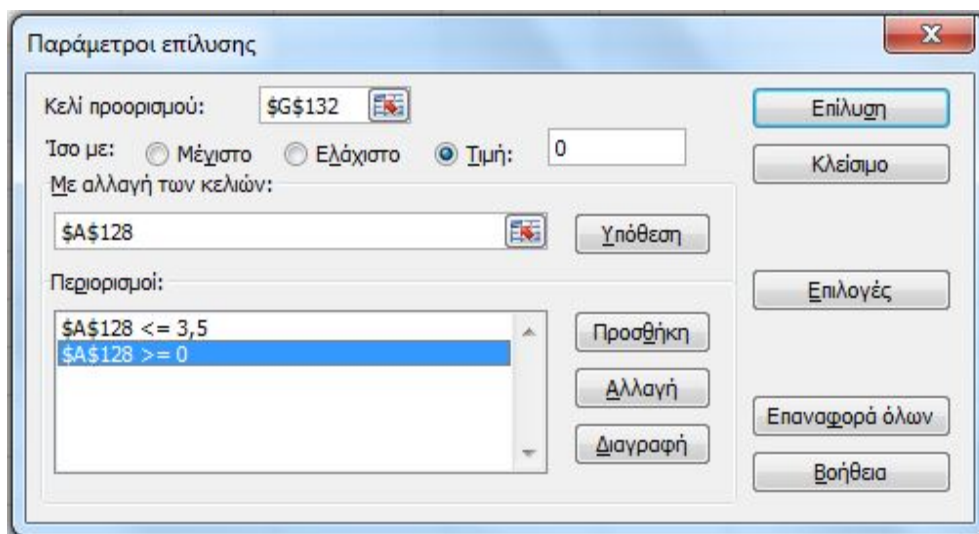


Ανάλογα με το ποια δράση είναι μεγαλύτερη, F_c ή F_{s1} , αν δηλαδή αστοχεί σε εφελκυσμό ή σε θλίψη, θα πρέπει να μειώσουμε το ϵ_{c2} ή το ϵ_{s1} αντίστοιχα. Ακολουθεί ένας συγκεντρωτικός πίνακας (εικόνα 4.3) στον οποίο έχουμε συμπεριλάβει όλες τις παραμέτρους που επηρεάζουν την συνισταμένη.

	A	B	C	D	E	F	G	H
126	ϵ_{c2} (‰)	ϵ_{s1} (‰)	ϵ_{s2} (‰)	Ύψος θλιβόμ. ζώνης x (m)	Δύναμη σκυροδ. F_c (kN)	Εμβαδό χάλυβα A_{s1} (cm ²)	Εμβαδό χάλυβα A_{s2} (cm ²)	
127								
128	1,97	20,00	-1,17	0,0157	39,65	0,57	0,57	
129								
130	Παραμ. Χάλυβα διαρροής ϵ_{sk} (‰)		σ_{s1} (MPa)	σ_{s2} (MPa)	Δύναμη χάλυβα F_{s1} (kN)	Δύναμη χάλυβα F_{s2} (kN)	Σύγκλιση	OK
131								
132	2,23		460,00	-241,11	26,01	-13,63	0,00	

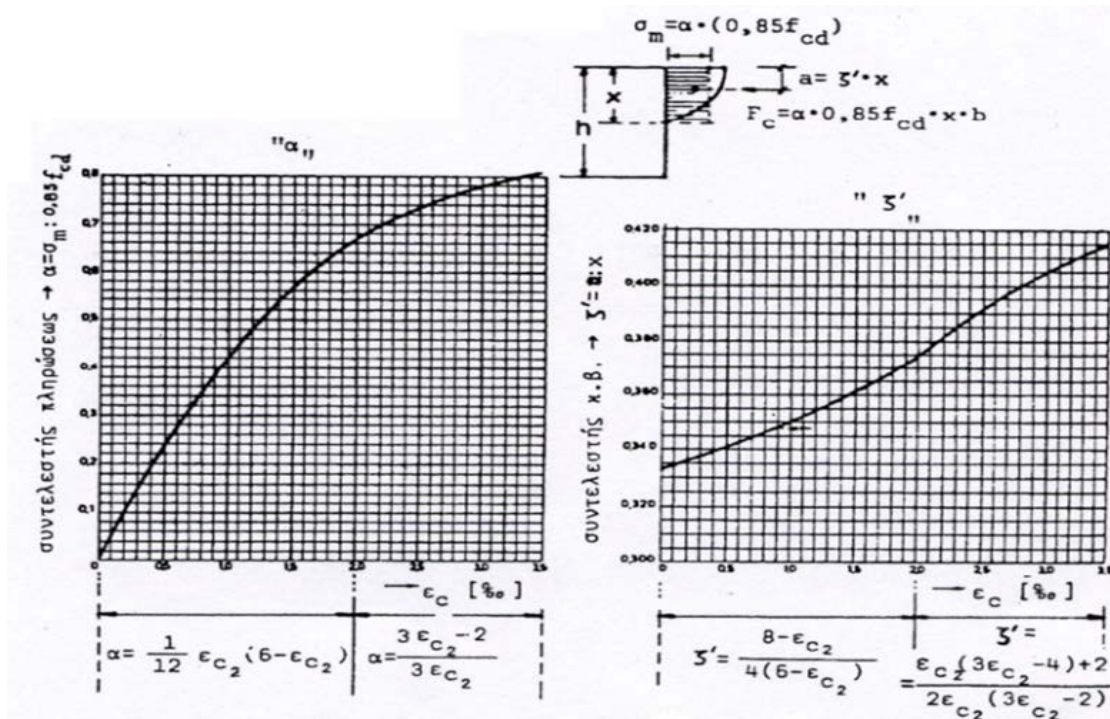
Εικόνα 4.3: Πίνακας που χρησιμοποιείται για τη διευκόλυνση της εφαρμογής solver.

Όπως φαίνεται και στην εικόνα 4.4 απαιτούμε μέσα από τη solver (Επίλυση) να μηδενιστεί η Σύγκλιση των δράσεων αλλάζοντας την τιμή της παραμόρφωσης του σκυροδέματος και κατά συνέπεια όλων των τιμών του πίνακα.



Εικόνα 4.4: Εφαρμογή της solver στα δεδομένα του πίνακα της εικόνας4.1.

Καταλήγουμε επομένως σε νέες τιμές για τα ϵ_{c2} ή το ϵ_{s1} και με αυτές υπολογίζουμε τα α , ζ' , με τη βοήθεια των εξισώσεων που φαίνονται στο κάτω μέρος του διαγράμματος 1.



Διάγραμμα 1: Συντελεστές α , ζ' .

Τέλος πρέπει να βρούμε ποια είναι η τιμή της καμπτικής αντοχής στην κατάσταση αστοχίας και να τη συγκρίνουμε με την πειραματική. Επίσης υπολογίζουμε και το θεωρητικό φορτίο αστοχίας.

Η θεωρητική ροπή προκύπτει από τον τύπο
το θεωρητικό φορτίο
και η πειραματική ροπή

$$M_u = F_c \cdot (d-a) + F_{s2} \cdot (d-c),$$

$$P_u = 4 \cdot M_u / L$$

$$M_{sd} = P \cdot L / 4, \quad \text{όπου}$$

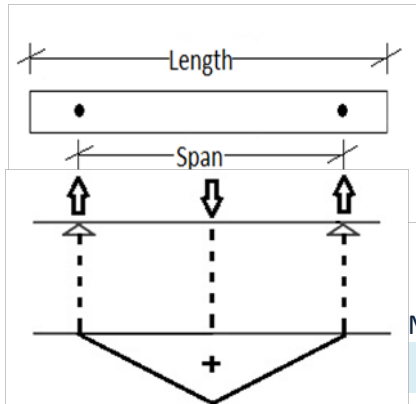
P είναι το φορτίο θραύσης (βλέπε Δεδομένα Πειράματος εικόνας 4.1.2). Η απόκλιση τους υπολογίζεται ποσοστιαία: $(M_u - M_{sd}) / M_{sd}$. Θεωρούμε πως συγκλίνουν εφόσον η διαφορά τους δεν ξεπερνά το 5%.



Επομένως για τη νέα τιμή του ϵ_{c2}
έχουμε:

ϵ_{c2} (‰)	a	ζ'
1,97	0,661	0,374

Υπολογισμός Καμπτικής Αντοχής σε κατάσταση αστοχίας



Θεωρητική ροπή αντίστασης σε κατάσταση αστοχίας

$$M_u = F_c \cdot (d-a) + F_{s2} \cdot (d-c) \rightarrow M_u = 4,66 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$a = \zeta' \cdot x = 0,006 \text{ m}$$

$$M_u = P_u \cdot L / 4 \rightarrow P_u = 4 M_u / L = 6,90 \text{ KN}$$

Πειραματική ροπή αντίστασης σε κατάσταση αστοχίας

$$M_{sd} = P \cdot L / 4 = 6,48 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

Διάγραμμα ροπών

Απόκλιση Πειραματικής και Θεωρητικής Ροπής

$$(M_u - M_{sd}) / M_{sd} = 28,08\% \quad \text{Δεν υπάρχει σύγκλιση}$$



Με τον ίδιο τρόπο υπολογίζεται και η **αντοχή σε κάμψη στην κατάσταση διαρροής (M_y)** με τη μόνη διαφορά πως η παραμόρφωση του θλιβόμενου χάλυβα ισούται με την παραμόρφωση διαρροής του χάλυβα. Επομένως, εκ των δύο παραμορφώσεων, η solver αλλάζει αναγκαστικά το ϵ_{c2} .



ϵ_{c2} (%)	ϵ_{s1} (%)	ϵ_{s2} (%)	Υψος θλιβόμ. ζώνης x (m)	Δύναμη σκυροδ. F_c (KN)	Εμβαδό χάλυβα A_{s1} (cm ²)	Εμβαδό χάλυβα A_{s2} (cm ²)
0,47	2,23	0,08	0,030	25,05	0,57	0,57

Παραμ. Χάλυβα διαρροής ϵ_y (%)	σ_{s1} (MPa)	σ_{s2} (MPa)	Δύναμη χάλυβα F_{s1} (KN)	Δύναμη χάλυβα F_{s2} (KN)	Σύγκλιση	OK
2,23	460,00	16,98	26,01	0,96	0,00	
ϵ_{c2} (%)	a	ζ'				
	0,47	0,216	0,340			

Ροπή αντίστασης σε κατάσταση Διαρροής

$$M_y = F_c \cdot (d-a) + F_{s2} \cdot (d-c) \rightarrow M_y = 4,27 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$a = \zeta' \cdot x = 0,010 \text{ m}$$

$$M_y = P \cdot L / 4 \rightarrow P_y = 4M_y / L = 6,33 \text{ KN}$$

Πειραματική ροπή αντίστασης σε κατάσταση Διαρροής

Από το πειραματικό διάγραμμα $P_{y,\pi} = 7,32 \text{ KN}$

$$M_{y,\pi} = P_{y,\pi} \cdot L / 4 = 4,94 \text{ KN} \cdot \text{m}$$



Παρόμοια υπολογίζεται και η **αντοχή σε κάμψη στην κατάσταση ρηγμάτωσης**. Η διαδικασία και η μεθοδολογία παραμένουν ίδιες, προστίθενται όμως κάποιες παράμετροι στον πίνακα της εικόνας 4.1 της προηγούμενης ενότητας. Αυτό συμβαίνει διότι έχουμε και μία ακόμη παραμόρφωση, την ϵ_{ct} η οποία υπολογίζεται με τον εξής τρόπο:

Σύμφωνα με τους πίνακες 2.1 και 2.2 του ΕΚΩΣ (εικόνα 4.5 εδώ) , ανάλογα με την ποιότητα του σκυροδέματός μας, επιλέγεται από το πρόγραμμα αυτόματα η τιμή της εφελκυστικής αντοχής f_{ctm} (Μρα) καθώς και του επιβατικού μέτρου ελαστικότητας E_{cm} (Γρα).

f_{ck}	12	16	20	25	30	35	40	45	50
$f_{ctk0.05}$	1.10	1.30	1.50	1.80	2.00	2.20	2.50	2.70	2.90
f_{ctm}	1.60	1.90	2.20	2.60	2.90	3.20	3.50	3.80	4.10
$f_{ctk0.95}$	2.00	2.50	2.90	3.30	3.80	4.20	4.60	4.90	5.30
E_{cm}	26	27.5	29	30.5	32	33.5	35	36	37

Εικόνα 4.5: Τιμές για f_{ctm} και E_{cm} .

Από τον πίνακα του ΕΚΩΣ, υπολογίζουμε την παραμόρφωση ϵ_{ct} ($\epsilon_{ct}=f_{ctm}/E_{cm}$) και με σταθερή αυτή και την παραμόρφωση του σκυροδέματος ϵ_{c2} υπολογίζουμε με όμοια τρίγωνα τα

$$x=(\epsilon_{c2} * h)/(\epsilon_{ct} + \epsilon_{c2}),$$

$$\epsilon_{s2} = \epsilon_{c2} * (x - c) / x$$

Και $\epsilon_{s1} = \epsilon_{ct} * (d - x) / (h - x).$

Σε αυτήν την περίπτωση η solver αλλάζει την τιμή του ϵ_{c2} για να έχουμε μηδενική σύγκλιση και υπολογίζουμε με τα νέα δεδομένα την M_T .



Ποιότητα σκυροδέματος C	45	→ $f_{ck} =$	45	Mpa		
		→ $f_{ctm} =$	3,8	Mpa =	3800	Kpa
		→ $E_{cm} =$	36	Gpa =	36000	Kpa

$$\epsilon_{c1} = \epsilon_{ct} = \quad f_{ctm}/E_{cm} = \quad 105,56 \quad = \quad 0,11 \quad \%$$

Έστω ότι αστοχεί το σκυρόδεμα. Παίρνουμε την οριακή ανηγμένη παραμόρφωση:

$$\begin{aligned} \epsilon_{ct} &= \quad 0,11 \quad \% = \quad 0,00011 \\ \epsilon_{c2} &= \quad 3,5 \quad \% = \quad 0,0035 \end{aligned}$$

Από όμοια τρίγωνα προκύπτουν:

$$\begin{aligned} x &= \quad (\epsilon_{c2} * h) / (\epsilon_{ct} + \epsilon_{c2}) = \quad 0,194 \quad m \\ \epsilon_{s2} &= \quad \epsilon_{c2} * (x - c) / x = \quad 3,049 \quad \% = \quad 0,003049 \\ \epsilon_{s1} &= \quad \epsilon_{ct} * (d - x) / (h - x) = \quad -0,032 \quad \% = \quad -0,000032 \end{aligned}$$

$\epsilon_{c1} = \epsilon_{ct} (\%)$	$\epsilon_{c2} (\%)$	$\epsilon_{s1} (\%)$	$\epsilon_{s2} (\%)$	Ύψος θλιβόμ. ζώνης x (m)	Δύναμη σκυροδ. F_c (KN)	Εμβαδό χάλυβα $A_{s1} (cm^2)$
0,11	0,022	0,124	0,006	0,034	1,39	0,57

Εμβαδό χάλυβα $A_{s2} (cm^2)$	Παραμ. χάλυβα διαρροής $\epsilon_y (\%)$	σ_{s1} (MPa)	σ_{s2} (MPa)	Δύναμη χάλυβα F_{s1} (KN)	Δύναμη χάλυβα F_{s2} (KN)
0,57	2,23	25,60	1,16	1,45	0,07

Σύγκλιση	OK
0,00	

ϵ_{c2} (‰)	a	ζ'
0,02	0,011	0,334

Ροπή αντίστασης σε κατάσταση Ρηγμάτωσης

$$M_t = F_c \cdot (d - a) + F_{s2} \cdot (d - c) \rightarrow M_t = 0,24 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$a_1 = \zeta'_1 \cdot x = 0,011 \text{ m}$$

$$M_t = P_t \cdot L / 4$$

$$\rightarrow P_t = 4M_t / L = 0,35 \text{ KN}$$

Πειραματική ροπή αντίστασης σε κατάσταση Ρηγμάτωσης

Από το πειραματικό διάγραμμα

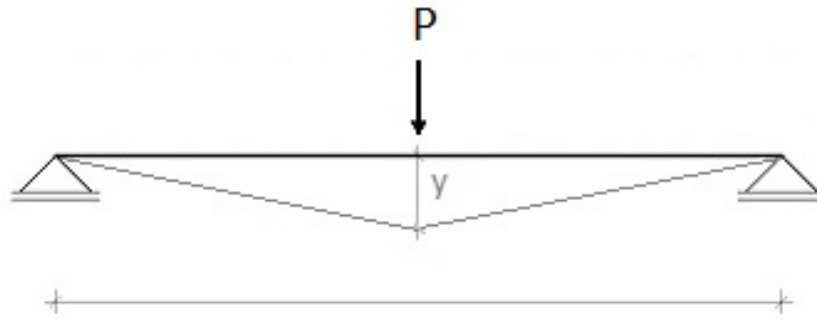
$$P_{t,\pi} = 3,32 \text{ KN}$$

$$M_{t,\pi} = P_{t,\pi} \cdot L / 4 = 2,24 \text{ KN} \cdot \text{m}$$



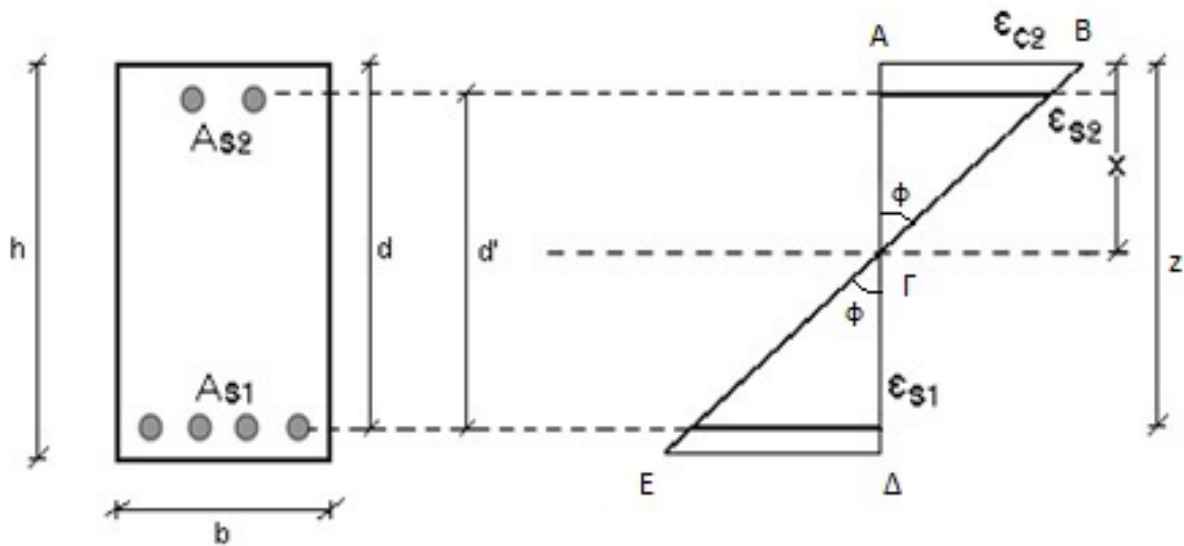
4.2 Υπολογισμός Βέλους κάμψης

Στην οριακή κατάσταση αστοχίας αφότου βρούμε πως εντείνεται το κάθε δοκάρι, επόμενο βήμα είναι να εξασφαλίσουμε και την ικανοποιητική συμπεριφορά του στην κατάσταση αυτή. Το μέγεθος με το οποίο μετράμε την μετατόπιση είναι το βέλος κάμψης y (εικόνα 4.6), με μονάδα μέτρησης τα mm.



Εικόνα 4.6: Βέλος κάμψης αμφιέριστης δοκού.

Το πρώτο πράγμα που υπολογίζουμε στην κατάσταση αστοχίας είναι η καμπυλότητα. Η οποία συμβολίζεται με το γράμμα ϕ και τη βρίσκουμε μέσω γεωμετρικής επίλυσης από το διάγραμμα κατανομής τάσεων-ανηγμένων παραμορφώσεων (εικόνα 4.7).



Εικόνα 4.7: Διάγραμμα κατανομής τάσεων-ανηγμένων παραμορφώσεων.

Χρησιμοποιούμε τον τριγωνομετρικό τύπο της εφαπτομένης στα τρίγωνα ABΓ για να βρούμε την εφαπτομένη της γωνίας ϕ , και κατ' επέκταση την ίδια τη γωνία ϕ .

Από το τρίγωνο ABΓ έχουμε:

$$\tan\phi = \varepsilon_{c2}/x \rightarrow \phi = \tan^{-1}(\varepsilon_{c2}/x)$$

Η καμπυλότητα αναφέρεται στην συγκεκριμένη τομή που κάναμε στο δοκίμιο, οπότε για να βρούμε το βέλος κάμψης στο σύνολο της διατομής, θα περιοριστούμε στην περιοχή αστοχίας της δοκού.

Θα πάμε λοιπόν στην περιοχή της πλαστικής άρθρωσης και θα ορίσουμε μια περιοχή αστοχίας μήκους d που θα βρίσκεται στο μέσο της δοκού και θα έχει εκατέρωθεν του μέσου της, απόσταση $d/2$.

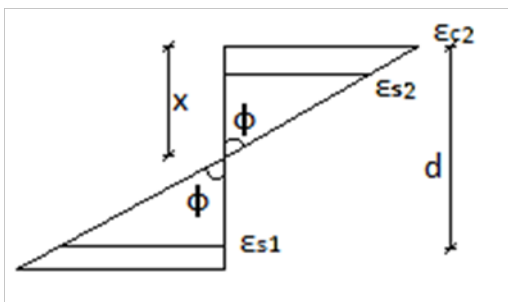
Επομένως η στροφή της δοκού, που θα μας βοηθήσει να βρούμε την μετατόπιση y , είναι: $\theta = d \cdot \phi$

Άρα το βέλος κάμψης, δηλαδή η μετατόπιση στο μέσο της διατομής θα είναι:

$$y = L/2 \cdot \tan \theta$$



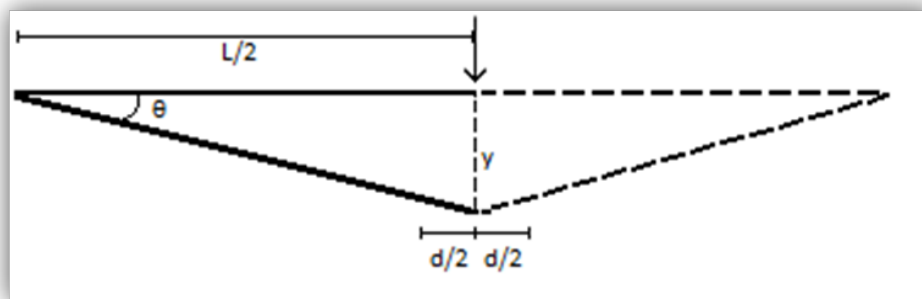
Υπολογισμός Βέλους Κάμψης στην κατάσταση αστοχίας



$$\tan \phi = \epsilon_{c2}/x \rightarrow$$

$$\phi = \tan^{-1}(\epsilon_{c2}/x) \rightarrow$$

Καμπυλότητα $\phi = 0,125 \text{ rad}$



Το μήκος της δοκού που αστοχεί είναι $d/2$ εκατέρωθεν του μέσου της επομένως:

στροφή $\theta = d \cdot \phi \rightarrow \theta = 0,022 \text{ rad}$

η μετατόπιση στο μέσον της διατομής είναι:

$$y = L/2 \cdot \tan\theta \rightarrow y = 0,030 \text{ m}$$

$$\rightarrow y = 29,51 \text{ mm}$$

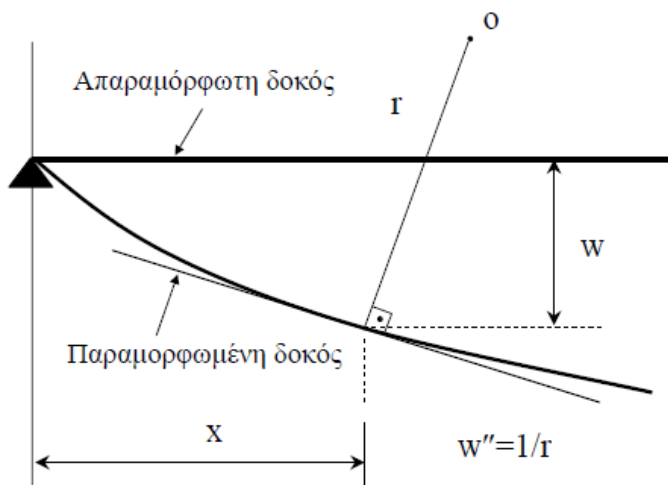


Στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας το βέλος κάμψης της δοκού σε ένα σημείο κατά μήκος του άξονά της όπως φαίνεται στην εικόνα 4.8, βρίσκεται από τη σχέση:

$$w'' = 1/r, \quad \text{όπου } w \text{ το βέλος κάμψης,}$$

η οποία παράγωγος είναι ίδια του βέλους κάμψης στη θέση αυτή είναι ίση με την καμπυλότητα της δοκού στην ίδια θέση, άρα έχουμε:

$$w = 1/r, \quad \text{όπου } 1/r \text{ εκφράζει την καμπυλότητα της δοκού στην περιοχή του στοιχειώδους τμήματος}$$



Εικόνα 4.8: Βέλος κάμψης w .

Επειδή μέχρι και την οριακή κατάσταση λειτουργικότητας η δοκός θεωρείται ότι συμπεριφέρεται γραμμικά, έχουμε:

$$1/r = (\epsilon_s + \epsilon_c)/d = \epsilon_c/\gamma$$

Επειδή όμως ισχύει:

$$\epsilon_c = \sigma_c/E_c \quad \text{και} \quad \sigma_c = M_y/I,$$

η καμπυλότητα μπορεί να εκφραστεί και με τη μορφή:

$$1/r = M/(E_c I)$$

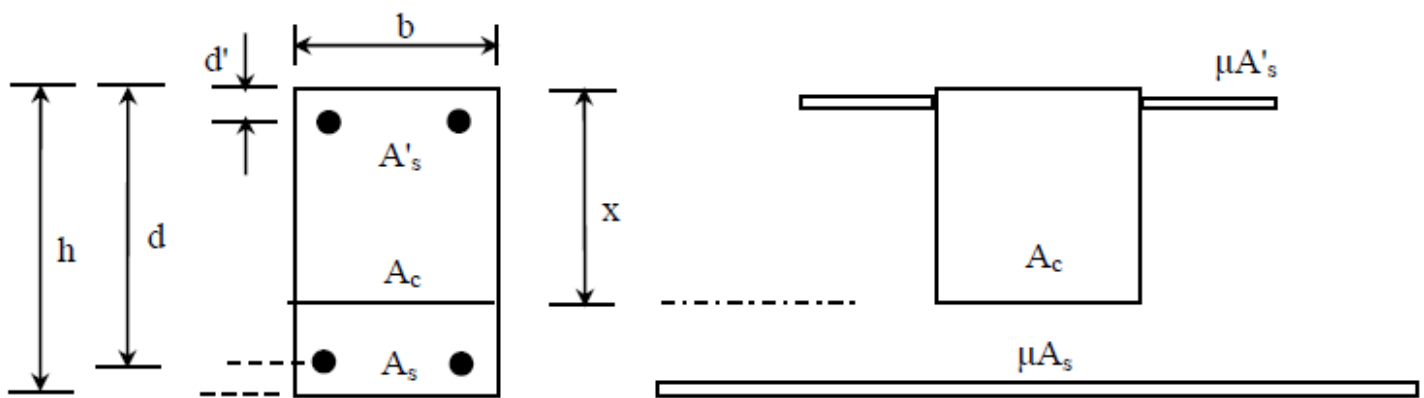
Στην κατάσταση διαρροής που έχουμε περάσει την ελαστική περιοχή θεωρούμε τη διατομή μας ρηγματωμένη, οπότε θα έχουμε:

$$M = P_y * L^3 / 48$$

Άρα:
$$1/r = P_y * L^3 / (48 * I_{cr} * E_c)$$

Δηλαδή
$$w = P_y * L^3 / (48 * I_{cr} * E_c),$$

όπου στη ρηγματωμένη διατομή έχουμε ροπή αδράνειας I_{cr} :



Ρηγματωμένη διατομή

Ισοδύναμη διατομή

Εικόνα 4.9: Ρηγματωμένη, Ισοδύναμη διατομή.

$$I_{cr} = (1/3 * (x/d)^3 + \mu * \rho * (1 - x/d)^2 + \mu * \rho * \nu * (x/d - d'/d)^2) * (b * d^3)$$

Και

$$x/d = -\mu \cdot (\rho + \rho_v) + \sqrt{(\mu^2 \cdot (\rho + \rho_v)^2 + 2 \cdot \mu \cdot (\rho + \rho_v) \cdot (d'/d))}$$

όπου $\mu = E_s/E_c$



Υπολογισμός Βέλους Κάμψης στην κατάσταση Διαρροής

η μετατόπιση στο μέσον της διατομής είναι:

- $w = P_y \cdot L^3 / (48 \cdot I_{cr} \cdot E_c) = 0,011 \quad \text{m}$

Ροπή αδράνειας ρηγματωμένης διατομής

- $I_{cr} = (1/3 \cdot (x/d)^3 + \mu \cdot \rho \cdot (1-x/d)^2 + \mu \cdot \rho_v \cdot (x/d - d'/d)^2) \cdot (b \cdot d^3) = 0,000007537 \quad \text{m}^4$

- $x/d = -\mu \cdot (\rho + \rho_v) + \sqrt{(\mu^2 \cdot (\rho + \rho_v)^2 + 2 \cdot \mu \cdot (\rho + \rho_v) \cdot (d'/d))} \rightarrow$

- $x/d = 0,17$

- $d' = c = 0,025 \quad \text{m}$

- $\mu = E_s/E_c = 6,44$



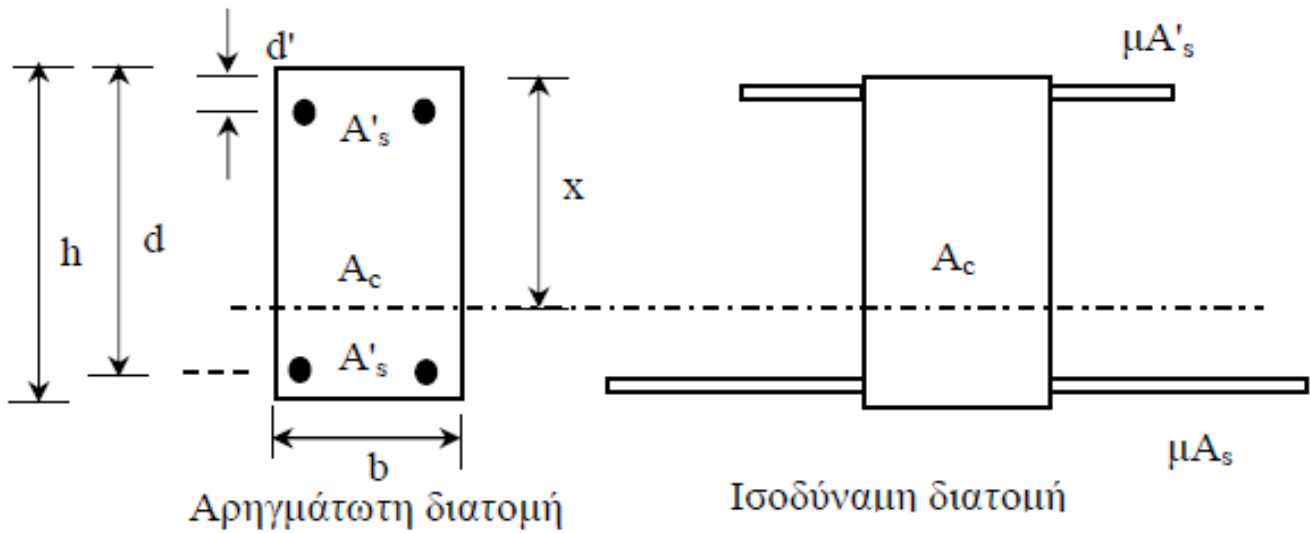
Στην κατάσταση ρηγμάτωσης που βρισκόμαστε ακόμα στην ελαστική περιοχή θεωρούμε τη διατομή μας αρηγμάτωση (εικόνα 4.2.4), οπότε θα έχουμε:

$$M = P_t \cdot L^3 / 48$$

Άρα: $1/r = P_t \cdot L^3 / (48 \cdot J_g \cdot E_c)$

Δηλαδή $w = P_t \cdot L^3 / (48 \cdot J_g \cdot E_c)$,

όπου στην αρηγμάτωση έχουμε ροπή αδράνειας J_g :



Εικόνα 4.10: Αρηγμάτωση, Ισοδύναμη διατομή.

$$J_g = b \cdot h^3 / 12 + b \cdot h \cdot (x - h/2)^2 + \mu \cdot A_{s2} \cdot (x - d')^2 + \mu \cdot A_{s1} \cdot (d - x)^2$$

Και

$$A_c \cdot (x - h/2) + \mu \cdot A_{s2} \cdot (x - d') = \mu \cdot A_{s1} \cdot (d - x) \rightarrow$$

$$x = (\mu \cdot A_{s1} + A_c \cdot h/2 + \mu \cdot A_{s2} \cdot d') / (A_c + \mu \cdot A_{s2} \cdot d' + \mu \cdot A_{s1})$$

$$\text{όπου } \mu = E_s / E_c$$



Υπολογισμός Βέλους Κάμψης στην κατάσταση Ρηγμάτωσης

η μετατόπιση στο μέσον της διατομής είναι:

- $w = P_t \cdot L^3 / (48 \cdot J_g \cdot E_c) = 0,000064 \text{ m}$

Ροπή αδράνειας αρηγμάτωσης διατομής

- $J_g = b \cdot h^3 / 12 + b \cdot h \cdot (x - h/2)^2 + \mu \cdot A_{s2} \cdot (x - d')^2 + \mu \cdot A_{s1} \cdot (d - x)^2 = 0,000071 \text{ m}^4$

- $$A_c \cdot (x-h/2) + \mu \cdot A_{s2} \cdot (x-d') = \mu \cdot A_{s1} \cdot (d-x) \rightarrow$$

$$x = (\mu \cdot A_{s1} + A_c \cdot h/2 + \mu \cdot A_{s2} \cdot d') / (A_c + \mu \cdot A_{s2} \cdot d' + \mu \cdot A_{s1}) \rightarrow$$

$$x = 0,10 \quad m$$
- $$\mu = E_s / E_c = 6,44 \quad m$$



Μετά την διεξαγωγή των υπολογισμών των βελών κάμψης έχουμε φτιάξει δύο συγκεντρωτικούς πίνακες, για τις θεωρητικές και τις πειραματικές τιμές. Ο πίνακας αυτός δείχνει τις τρεις καταστάσεις που διερευνούμε με τα αντίστοιχα βέλη τους και τα φορτία.

Τα παραπάνω απεικονίζονται στο διάγραμμα που παριστά και τις δύο μεθόδους τις οποίες και συγκρίνει.



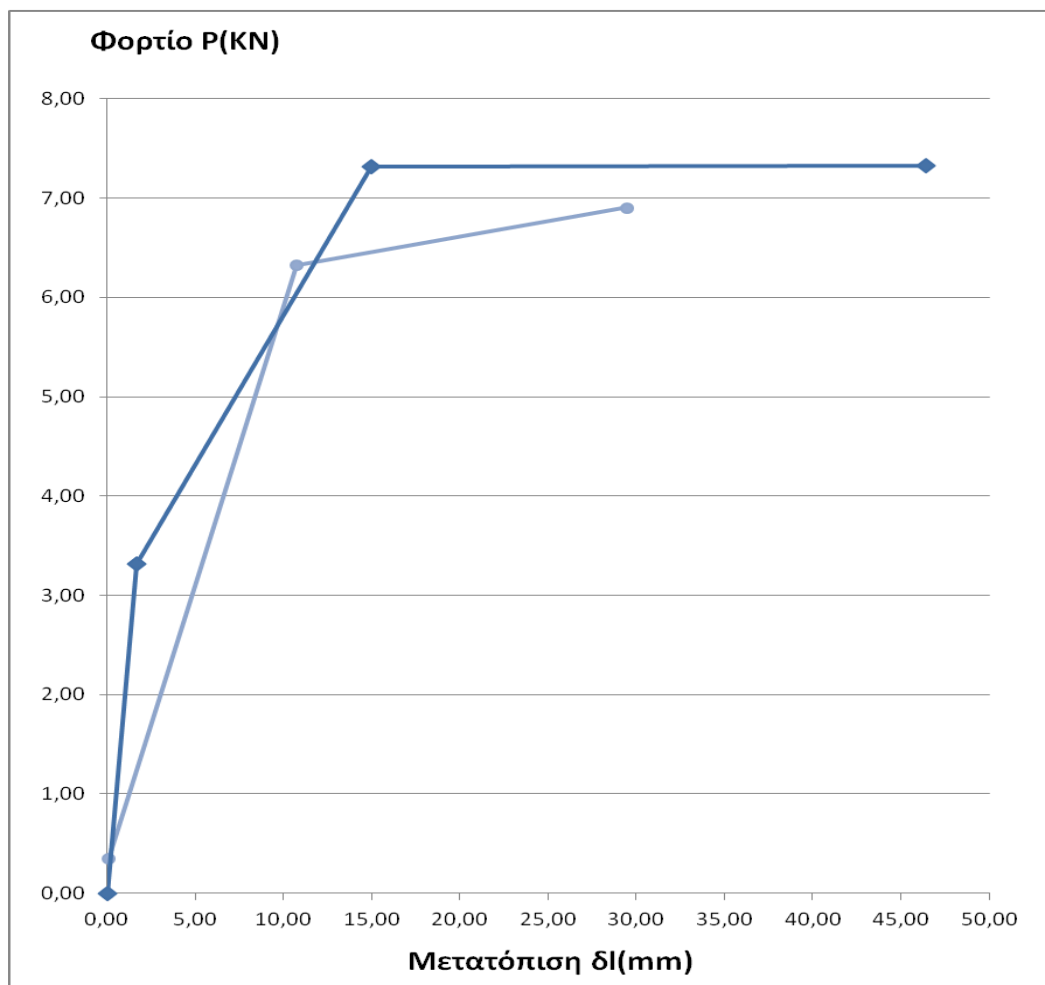
Διαγράμματα φορτίου-μετατόπισης

Θεωρητικές τιμές

Κατάσταση	Αφόρτιστο	Ρηγμάτωση	Διαρροή	Αστοχία
Μετατόπιση δl(mm)	0,00	0,064	10,75	29,51
Φορτίο P(KN)	0,00	0,35	6,33	6,90

Πειραματικές τιμές

Κατάσταση	Αφόρτιστο	Ρηγμάτωση	Διαρροή	Αστοχία
Μετατόπιση δl(mm)	0,00	1,67	15,00	46,40
Φορτίο P(KN)	0,00	3,32	7,32	7,33



4.3 Διατμητική Αντοχή

Οι διαδικασίες που ακολουθούμε για τον υπολογισμό της διατμητικής αντοχής του εκάστοτε δοκιμίου είναι δύο, σύμφωνα με τον ΕΚΩΣ και σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 2. Σκοπός μας είναι να υπολογίσουμε τις δύο αντοχές και να τις συγκρίνουμε μεταξύ τους.

Η μεθοδολογία δε διαφέρει ιδιαίτερα στους δύο κανονισμούς, αλλάζουν όμως οι τύποι και οι ονομασίες των δράσεων και των αντοχών.

Εμείς έχουμε έτοιμα δοκίμια και επομένως δεν είναι απαραίτητη η διεξαγωγή των ελέγχων διαστασιολόγησης και απαίτησης διατμητικού σπλισμού, θα το

πραγματοποιήσουμε όμως για λόγους επαλήθευσης.

Αρχικά υπολογίζουμε την τιμή της τέμνουσας,

- $V_{Rd2} = 0,5 \cdot v \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot 0,9 \cdot d,$

για τον ΕΚΩΣ,
με συνθήκη $V_{sd} \leq V_{Rd2}$

- $V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) / (1 + \cot^2 \theta)$

για τον EC2,
με $V_{Ed} \leq V_{Rd,max}$

και ελέγχουμε αν ισχύει η συνθήκη που προβλέπει ο κάθε κανονισμός. Με τον τρόπο αυτό επαληθεύουμε εάν το δοκίμιο μας έχει όντως τις διαστάσεις που απαιτούνται για να αντέξει σε διάτμηση (κορμός b_w και γωνία θλιπτήρων θ).

Ακολουθεί η αντοχή,

- $V_{Rd1} = [T_{Rd} \cdot k \cdot (1,20 + 40 \cdot \rho_l) + 0,15 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d$

για τον ΕΚΩΣ
με συνθήκη $V_{sd} \leq V_{Rd1}$

- $V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d$

για τον EC2
με $V_{Ed} \leq V_{Rd,c}$

την οποία χρησιμοποιούμε για να ελέγξουμε αν απαιτείται επιπλέον διατμητικός οπλισμός ή αν αρκεί ο ελάχιστος που προβλέπει ο κανονισμός (εικόνα 4.11 και 4.12).

Αν ισχύουν οι παραπάνω ανισώσεις τότε κρατάμε αυτόν τον οπλισμό που επιλέξαμε. Διαφορετικά επιλύουμε την ανίσωση ως εξίσωση για να βρούμε τον ελάχιστο απαιτούμενο οπλισμό.

Σκυρόδεμα	S 220	S 400	S 500
C12 – C20	0.0016	0.0009	0.0007
C25 – C35	0.0024	0.0013	0.0011
C40 – C50	0.0030	0.0016	0.0013

Εικόνα 4.11: Ελάχιστα ποσοστά οπλισμού σύμφωνα με τον ΕΚΩΣ

Σκυρόδεμα	C16	C20	C25	C30	C35	C40	C45	C50	C55	C60	C70	C80	C90
$\rho_{w,min}$ (‰)	0.64	0.72	0.80	0.88	0.95	1.01	1.07	1.13	1.19	1.24	1.34	1.43	1.52

Εικόνα 4.12: Ελάχιστα ποσοστά οπλισμού σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 2

Αν τελικά απαιτείται επιπλέον οπλισμός τότε επιλέγουμε μια διατομή διατμητικού οπλισμού και την απόσταση των συνδετήρων μεταξύ τους, και με τον παρακάτω έλεγχο βλέπουμε αν επαρκούν.

Σύμφωνα με τον ΕΚΩΣ:

- Πρέπει $V_{sd} \leq V_{Rd3}$ όπου
 $V_{Rd3} = V_{wd} + V_{cd}$

Επομένως:

$$V_{sd} \leq V_{Rd3} \rightarrow V_{sd} \leq V_{cd} + V_{wd} \rightarrow V_{sd} \leq V_{Rd1} + V_{wd}$$

❖ V_{cd} Η τέμνουσα που παραλαμβάνεται από το σκυρόδεμα

α) Χωρίς σεισμό: $V_{cd} = V_{Rd1}$

β) Με σεισμό:

- > Εκτός κρίσιμης περιοχής: $V_{cd} = V_{Rd1}$
- > Εντός κρίσιμης περιοχής:

i) Στοιχεία κυρίως καμπτόμενα:

$$V_d = N_d / (A_c * f_{cd}) > -0,10$$

$$V_{cd} = 0,30 * V_{Rd1} \quad \text{για δοκούς/ υποστηλώματα}$$

$$V_{cd} = 0,25 * V_{Rd1} \quad \text{για τοιχώματα}$$

ii) Στοιχεία κυρίως θλιβόμενα:

$$V_d = N_d / (A_c * f_{cd}) \leq -0,10$$

$$V_{cd} = 0,90 * V_{Rd1} \quad \text{για δοκούς/ υποστηλώματα}$$

$$V_{cd} = 0,70 * V_{Rd1} \quad \text{για τοιχώματα}$$

❖ V_{wd} Η τέμνουσα που παραλαμβάνεται από τους συνδετήρες

$$V_{wd} = (A_s/s) * f_{ywd} * 0,9 * d * (1 + \arctan(a)) * \sin a$$

Όπου a : η γωνία που σχηματίζουν οι συνδετήρες με το επίπεδο

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 2:

Η αντοχή σε τέμνουσα λαμβάνεται ως η μικρότερη τιμή που προκύπτει από τις σχέσεις:

$$V_{Rd} = V_{Rd,s} + V_{ccd} + V_{td} = A_{sw}/s * z * f_{yw} * (\cot\theta + \cot\alpha) * \sin a$$

$$V_{Rd,max} = a_{cw} * b_w * z * v_1 * f_{cd} * (\cot\theta + \cot\alpha) / (1 + \cot^2\theta)$$

Όπου:

$V_{Rd,s}$: η τέμνουσα που αναλαμβάνει ο οπλισμός διάτμησης (στη διαρροή του)

V_{ccd} : η διατμητική συνιστώσα της δύναμης στη θλιβόμενη περιοχή, για θλιβόμενη κεκλιμένη χορδή

V_{td} : η διατμητική συνιστώσα της δύναμης στον εφελκυσμένο οπλισμό, για εφελκυσμένη κεκλιμένη χορδή

Η μέγιστη ενεργός διατομή του οπλισμού διάτμησης $A_{sw,max}$ για $\cot\theta=1$ προκύπτει από στη σχέση:

$$(A_{sw,max} * f_{ywd}) / (b_w * s) \leq \frac{1}{2} * a_{cw} * v_1 * f_{cd} / \sin a$$

όπου:

A_{sw} : εμβαδόν διατομής οπλισμού διάτμησης

s : απόσταση συνδετήρων

f_{ywd} : τιμή σχεδιασμού ορίου διαρροής οπλισμού διάτμησης

v_1 : δείκτης μείωσης της αντοχής για σκυρόδεμα ρηγματωμένο λόγω διάτμησης

a_{cw} : συντελεστής που λαμβάνει υπόψη την εντατική κατάσταση στη θλιβόμενη διαγώνιο

Η γωνία θ που σχηματίζουν οι λοξοί θλιπτήρες του σκυροδέματος με τον κάθετο προς την διεύθυνση της τέμνουσας άξονα της δοκού ,δεν πρέπει να ξεπερνά τα παρακάτω όρια:

$$1 < \cot\theta < 2,5$$

Στην δική μας εργασία γνωρίζοντας τον οπλισμό και επαληθεύοντας μέσω των παραπάνω ανισώσεων, συνεχίζουμε υπολογίζοντας τις δράσεις,

- $V_{wd} = (A_s/s) * f_{ywd} * 0,9 * d * (1 + \arctan\alpha) * \sin\alpha$ για τον ΕΚΩΣ

- $V_{Rd,s} = A_{sw}/s * z * f_{yw} * (\cot\theta + \cot\alpha) * \sin\alpha$ για τον EC2

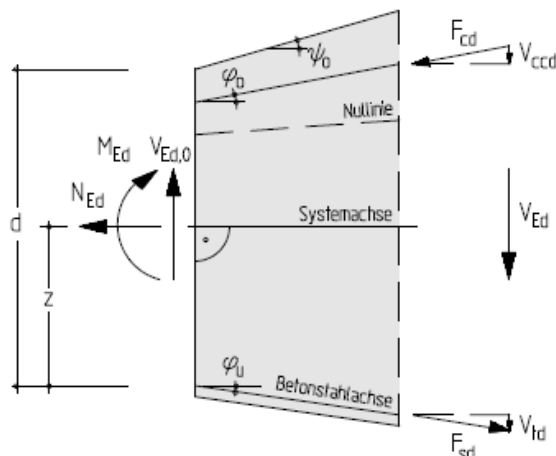
Και

- $V_{cd} = V_{Rd1}$ για τον ΕΚΩΣ

- V_{ccd} και V_{td} , για τον EC2

οι οποίες στην περίπτωση μας είναι μηδενικές επειδή δεν έχουμε κεκλιμένους συνδετήρες.

Όπου A_s ή A_{sw} εμείς τοποθετήσαμε τα εμβαδά των συνδετήρων που χρησιμοποιήθηκαν στις δοκούς του πειράματος, όπως αναφέρεται στα δεδομένα, και καταλήξαμε στη διατμητική αντοχή της δοκού,



Εικόνα 4.13: Διατμητικές δράσεις σε λοξούς συνδετήρες.

- $V_{Rd3} = V_{wd} + V_{cd}$

για τον ΕΚΩΣ

με συνθήκη $V_{sd} \leq V_{Rd3}$

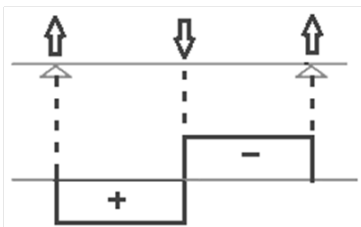
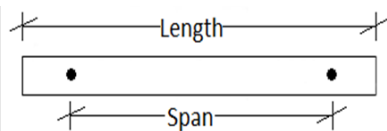
- $V_{Rd} = V_{Rd,s} + V_{ccd} + V_{td}$

για τον EC2

με συνθήκη $V_{Ed} \leq V_{Rd}$



ΑΝΤΟΧΗ ΣΕ ΤΕΜΝΟΥΣΑ



Διάγραμμα τεμνουσών

$$V_{sd} = Q = P/2 = 4,8 \text{ KN}$$

ΕΚΩΣ

Υπολογισμός V_{Rd2}

Οι διαστάσεις του κορμού πρέπει να είναι τέτοιες ώστε να ικανοποιείται η σχέση:

$$V_{sd} \leq V_{Rd2} \text{ (παρειά)}$$

$$V_{Rd2} = 0,5 \cdot v \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot 0,9 \cdot d = 168,328 \text{ KN}$$

όπου $v = 0,7 \cdot f_{ck} / 200 > 0,5$
 $v = 0,475$

άρα $V_{Rd2} = 168,33 \text{ KN}$ } $V_{sd} = 4,8 \text{ KN} \leq V_{Rd2}$

Επομένως, όντως δεν χρειάζεται εκ νέου διαστασιολόγηση της δοκού

Υπολογισμός V_{Rd1}

Η τιμή σχεδιασμού της αντοχής σε τέμνουσα υπολογίζεται ως εξής:

$$V_{sd} \leq V_{Rd1}$$

(για $x=d$)

$$V_{Rd1} = [\tau_{Rd} \cdot k \cdot (1,20 + 40 \cdot \rho_l) + 0,15 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d$$

$$k = 1,60 - d \quad m$$

f_{ck}	12	16	20	25	30	35	40	45	50
τ_{Rd}	0.18	0.22	0.26	0.30	0.34	0.37	0.41	0.44	0.48

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} \quad \left\{ \begin{array}{l} \rho_l: \text{ποσοστό εφελκόμενου σπλισμού} \\ A_{sl}: \text{εμβαδό εφελκόμενου σπλισμού} \\ b_w: \text{το πλάτος διατομής στην εφελκόμενη ζώνη} \end{array} \right.$$

$$\sigma_{cp} = \frac{ABS(N_{sd})}{A_c} \quad \sigma_{cp}: \text{η ορθή τάση λόγω αξονικής δύναμης στη διατομή}$$

$$A_c = b_w \cdot h$$

$$V_{Rd1} = 14,59 \quad KN$$

όπου $\tau_{Rd} = 0,44 \quad Mpa$ (πίνακας 8.1)

$$k = 1,60 - d = 1,425 \geq 1 \rightarrow k = 1,425$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} = 0,00323 \leq 2\% \rightarrow \rho_l = 0,00323$$

$$\sigma_{cp} = \frac{ABS(N_{sd})}{A_c} = 0 \quad Mpa$$

άρα $V_{Rd1} = 14,59 \quad KN$

$$V_{sd} = 4,8 \quad KN \quad \left. \vphantom{V_{sd}} \right\} \quad V_{sd} \leq V_{Rd1}$$

Όντως δεν απαιτείται επιπλέον διατμητικός σπλισμός

Υπολογισμός V_{Rd3}

Ο σπλισμός έναντι τεμνουσών θα υπολογίζεται από τη συνθήκη:

$$V_{sd} \leq V_{Rd3}$$

(για

$x=d$)

$$V_{Rd3} = V_{wd} + V_{cd}$$

όπου V_{cd} συμβολή λοιπών μηχανισμών παραλλαβής τέμνουσας
 V_{wd} συμβολή διατμητικού σπλισμού

☀ Η τέμνουσα που παραλαμβάνεται από το σκυρόδεμα V_{cd} :

Χωρίς σεισμό:

$$V_{cd} = V_{Rd1}$$

$$V_{cd} = 14,59 \text{ KN}$$

		ο σπλισμός μας είναι:				
Φ	4	/	15	cm =	0,15	m
→	$\Phi_w =$	4	mm			

☀ Η τέμνουσα που παραλαμβάνεται από τους συνδετήρες V_{wd} :

$$V_{wd} = (A_s/s) * f_{ywd} * 0,9 * d * (1 + \arctan(a)) * \sin(a)$$

όπου a : γωνία που σχηματίζουν οι συνδετήρες με το επίπεδο

Για κατακόρυφους συνδετήρες, δηλαδή $a=90^\circ$ ισχύει:

$$V_{wd} = (A_s/s) * f_{ywd} * 0,9 * d = 12,32 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 4,8 \text{ KN}$$

$$V_{Rd3} = V_u = V_{cd} + V_{wd} = 26,90 \text{ KN} \quad V_{sd} \leq V_{Rd3}$$

Όντως η διατομή δεν αστοχεί σε διάτμηση

Ευρωκώδικας 2

Αντοχή σε τέμνουσα στοιχείου με σπλισμό διάτμησης:

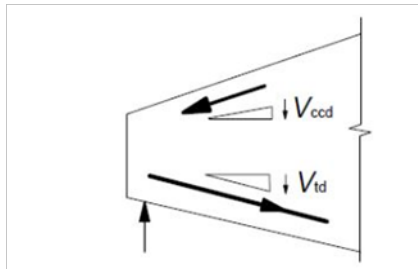
$$V_{Rd} = V_{Rd,s} + V_{ccd} + V_{td}$$

όπου

$V_{Rd,s}$: η τέμνουσα που αναλαμβάνει ο οπλισμός διάτμησης (στη διαρροή του)

V_{ccd} : η διατμητική συνιστώσα της δύναμης στη θλιβόμενη περιοχή, για θλιβόμενη κεκλιμένη χορδή

V_{td} : η διατμητική συνιστώσα της δύναμης στον εφελκόμενο οπλισμό, για εφελκόμενη κεκλιμένη χορδή



Υπολογισμός $V_{Rd,max}$

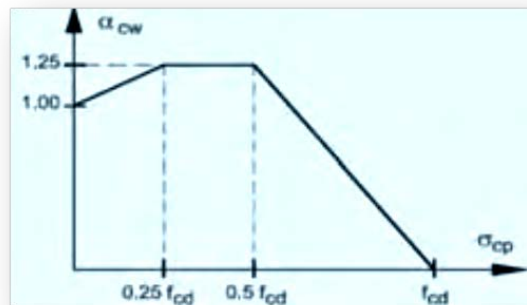
$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} * b_w * z * v_1 * f_{cd} * (\cot\theta + \cot\alpha) / (1 + \cot^2\theta) \text{ και } v_{Rd,max} = \alpha_{cw} b_w z v_1 f_{cd} / (\cot\theta + \tan\theta) \text{ για } \alpha=90^\circ$$

v_1 : δείκτης μείωσης αντοχής σκυροδέματος ρηγματωμένου από διάτμηση

$$v_1 = v = 0,6 * (1 - f_{ck}/250)$$

α_{cw} : συντελεστής για συνεκτίμηση εντατικής κατάστασης στο θλιβόμενο πέλμα

$$\begin{aligned} \alpha_{cw} &= 1 && \text{για μη προεντεταμένες κατασκευές} \\ &= (1 + \sigma_{cp}/f_{cd}) && \text{για } 0 < \sigma_{cp} \leq -0,25 * f_{cd} \\ &= 1,25 && \text{για } 0,25 * f_{cd} < \sigma_{cp} \leq 0,5 * f_{cd} \\ &= 2,5 * (1 - \sigma_{cp}/f_{cd}) && \text{για } 0,5 f_{cd} < \sigma_{cp} < -1,0 * f_{cd} \end{aligned}$$



		Ο οπλισμός είναι:	
Φ	4	/	15
→	Φ _w =	4	mm

$$cm = 0,15 \quad m$$

$$z = 0,9 \cdot d = 0,1575 \text{ m}$$

$$\alpha_{cw} = 1$$

$$v_1 = 0,49$$

Η γωνία θ που σχηματίζουν οι λοξοί θλιπτήρες του σκυροδέματος με τον κάθετο προς την διεύθυνση της τέμνουσας άξονα της δοκού, δεν πρέπει να ξεπερνά τα παρακάτω όρια: $1 < \cot\theta < 2,5$

Για να βρούμε την γωνία θ των θλιπτήρων της διατομής μας εξισώνουμε το $V_{Rd,max}$ με το V_{Ed}

$$V_{Ed} = \alpha_{cw} b_w z n_1 f_{cd} / (\cot\theta + \tan\theta) \rightarrow V_{Ed} = \alpha_{cw} b_w z n_1 f_{cd} / (\sin\theta \cdot \cos\theta) \rightarrow$$

$$V_{Ed} = \alpha_{cw} b_w z n_1 f_{cd} / (\sin 2\theta / 2) \rightarrow \sin 2\theta / 2 = \alpha_{cw} b_w z n_1 f_{cd} / V_{Rd,max} = 0,07$$

$$\rightarrow \sin 2\theta = 0,145 \rightarrow 2\theta = 0,146 \text{ rad} \rightarrow \theta = 0,0729 \text{ rad}$$

$$\rightarrow \cot\theta = 13,69 > 2,5 \quad \text{Άρα έχουμε} \quad \cot\theta = 2,5$$

$$\rightarrow \theta = 0,381 \text{ rad} = 21,80^\circ$$

$$\alpha = 90^\circ = 1,57 \text{ rad}$$

$$V_{Rd,max} = 120,24 \text{ KN} = 120243,10 \text{ N}$$

$$V_{Ed} = 4,8 \text{ KN} = 4800 \text{ N}$$

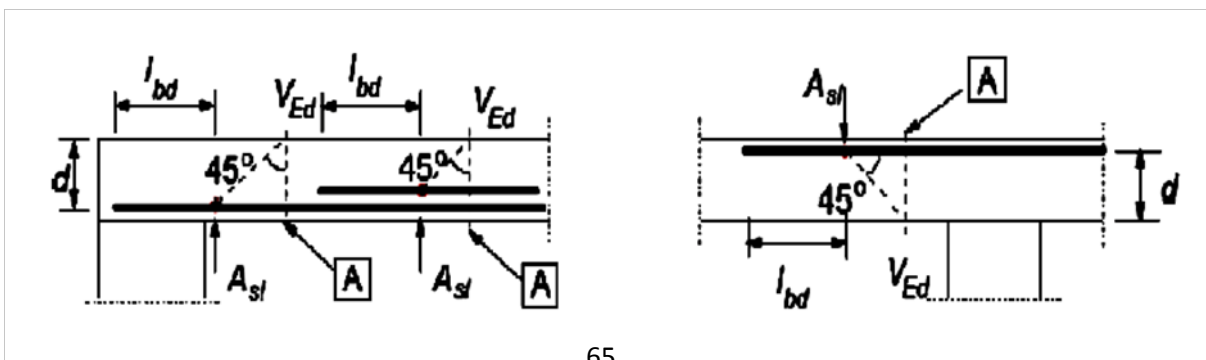
$$\text{Επομένως} \quad V_{Rd,max} \geq V_{Ed}$$

Επομένως, όντως δεν χρειάζεται εκ νέου διαστασιολόγηση της δοκού

Υπολογισμός $V_{Rd,c}$

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d$$

όπου: A_{sl} : το εμβαδόν του εφελκόμενου οπλισμού που εκτείνεται σε απόσταση $\geq (l_{bd} + d)$ πέρα από τη θεωρούμενη διατομή (A).



N_{Ed} : η αξονική δύναμη στη διατομή [σε N] ($N_{Ed} > 0$ για θλίψη). Η επιρροή των επιβεβλημένων παραμορφώσεων στη N_E μπορεί να αγνοείται.

A_c : το εμβαδόν της διατομής του σκυροδέματος [mm^2]

Άρα

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} * k * (100 * \rho_l * f_{ck})^{1/3} + k_1 * \sigma_{cp}] * b_w * d$$

$V_{Rd,c}$ σε [N]
 f_{ck} σε MPa

$$k = 1 + \sqrt{200/d} \leq 2 \quad \rightarrow \quad k = 2,07 > 2 \quad \rightarrow \quad k = 2,00$$

$$\rho_l = A_{sl} / (b_w * d) \leq 0,02 \quad \rightarrow \quad \rho_l = 0,003 \leq 0,02 \quad \rightarrow \quad \rho_l = 0,003$$

όπου: $[b_w, d$ σε mm]

$$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c < 0,2 * f_{cd} \quad \rightarrow \quad \sigma_{cp} = 0,00 \text{ N/m}^2 = 0,00 \text{ MPa} < 0,2 * f_{cd}$$

Με βάση το Ελληνικό Εθνικό Προσάρτημα:

$$C_{Rd,c} = 0,18 / \gamma_c \quad \rightarrow \quad C_{Rd,c} = 0,18$$

$$k_1 = 0,15$$

$$V_{Rd,c} = 30,54 \text{ KN} = 30536,28 \text{ N}$$

Η ελάχιστη τιμή του $V_{Rd,c}$ είναι:

$$V_{Rd,c} \geq (v_{min} + k_1 * \sigma_{cp}) * b_w * d$$

Με βάση το Ελληνικό Εθνικό Προσάρτημα:

$$\rightarrow (v_{min} + k_1 * \sigma_{cp}) * b_w * d = (0,035 * k^{3/2} * f_{ck}^{1/2} + 0,15 * \sigma_{cp}) * b_w * d = 11,62 \text{ KN}$$

$$\rightarrow (v_{min} + k_1 * \sigma_{cp}) * b_w * d = 11621,37 \text{ N}$$

$$\text{Άρα ισχύει} \quad V_{Rd,c} \geq (v_{min} + k_1 * \sigma_{cp}) * b_w * d$$

$$\text{Επίσης} \quad V_{Rd,c} \geq V_{Ed}$$

Όντως, δεν απαιτείται επιπλέον διατμητικός σπλισμός

Υπολογισμός $V_{Rd,s}$

$$V_{Rd,s} = A_{sw}/s * z * f_{ywd} * (\cot\theta + \cot\alpha) * \sin\alpha$$

A_{sw} : εμβαδόν της διατομής του σπλισμού διάτμησης

s : απόσταση συνδετήρων

f_{ywd} : τιμή σχεδιασμού του ορίου διαρροής του σπλισμού διάτμησης

Άρα

$$f_{ywd} = f_{yd} = 460,00 \text{ Mpa}$$

$$V_{Rd,s} = 30,79 \text{ KN} = 30791,25 \text{ N}$$

Θα συγκρίνουμε τα δύο μεγέθη $V_{Rd,max}$ και $V_{Rd,s}$ και η διατμητική αντοχή θα είναι η μικρότερη.

$$V_{Rd,max} \geq V_{Rd,s}$$

Επομένως η διατμητική αντοχή είναι:

$$V_{Rd} = V_{Rd,s} + V_{cdd} + V_{td} = 30,79 \text{ KN} = 30791,25 \text{ N}$$

Αφού V_{cdd} και $V_{td} = 0$



Κάθε φορά που απαιτείται κάποιος έλεγχος, στην περίπτωση μας επαλήθευση, έχουμε μια συνάρτηση IF η οποία αν αληθεύει εμφανίζει την επιθυμητή φορά ανίσωσης και αν δεν αληθεύει, την αντίθετη.

Ταυτόχρονα σε κάποιο κελί από κάτω εμφανίζει το αντίστοιχο μήνυμα προς τον χρήστη και τον ειδοποιεί σχετικά με την ανίσωση, πχ: «Επομένως, όντως δεν χρειάζεται εκ νέου διαστασιολόγηση της δοκού».

Δεδομένα και Αποτελέσματα

5.1 Δεδομένα πειράματος

Στην παρούσα εργασία η προσοχή επικεντρώνεται στην διερεύνηση της συμπεριφοράς μιας σειράς αμφιέριστων δοκών ΟΣ των οποίων η συμπεριφορά έχει μελετηθεί πειραματικά από τους Hughes and Speirs (1982).

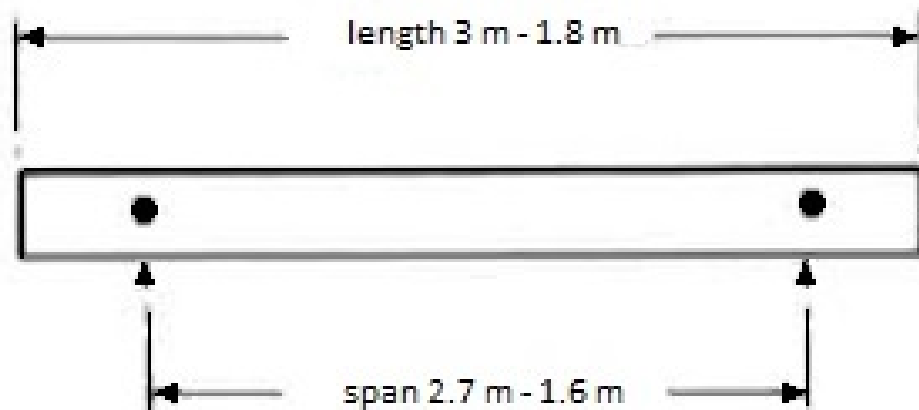
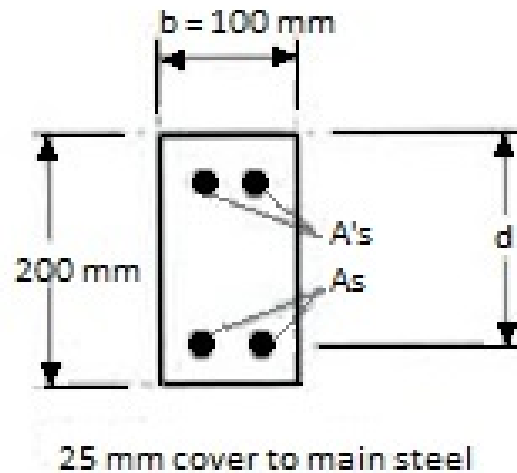
Οι λεπτομέρειες οπλισμού των υπό εξέταση δοκών, 16ο Συνέδριο Σκυροδέματος, ΤΕΕ, ΕΤΕΚ, 21-23/10/ 2009, Πάφος, Κύπρος 4, καθώς και τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά παρουσιάζονται στην εικόνα 5.1 και 5.2 αντιστοίχως.

Το μέτρο ελαστικότητας (E_s), η τάση διαρροής (f_y) και η τάση αστοχίας (f_u) του χάλυβα είναι 206 GPa, 460 MPa και 560 MPa, αντιστοίχως. Τέλος, η αντοχή του σκυροδέματος σε μοναξονική θλίψη και εφελκυσμό μετρήθηκαν 45 MPa και 3 MPa αντιστοίχως. Κατά την επιβολή συγκεντρωμένου στατικού φορτίου στο μέσο του ανοίγματός τους, όλα τα δοκίμια (Α έως Ε) χαρακτηρίζονται από πλάστιμη συμπεριφορά, ενώ τα διαγράμματα φορτίου-μετατόπισης για κάθε δοκίμιο απεικονίζονται στην εικόνα 5.3.

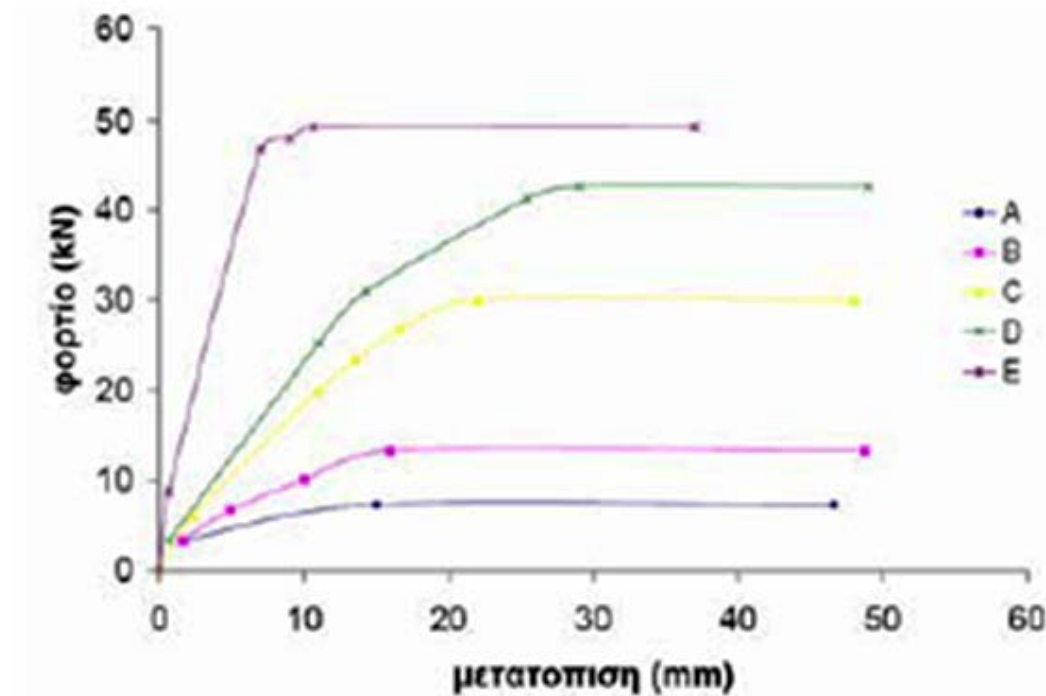
Δοκίμιο	Μήκος	Εφελκυσόμενος οπλισμός	Θλιβόμενος οπλισμός	Ποσοστό συνολικού Οπλισμού	Ποσοστό συνδετήρων	Φορτίο Θραύσης
	L	A_{st}	A_{sc}	ρ	ρ_v	P
	(m)	(mm ²)	(mm ²)	(%)	(%)	(kN)
A	2.7	56.52	56.52	0.28	0.17	9.6
B	2.7	100.48	56.52 – 100.48	0.5	0.21 – 0.38	15
C	2.7	226.08	56.52 – 100.48	1.13	0.12 – 0.21	29
D	2.7	401.92	56.52- 226.08	2	0.14 – 0.21	46
E	1.6	226.08	56.52	0.5	0.20	55

Εικόνα 5.1 Γεωμετρικά χαρακτηριστικά, φορτίσεις και λεπτομέρειες όπλισης των δοκών.

Όλα τα δοκίμια είχαν ύψος κατά μέσο όρο 200 mm, και πάχος 100 mm. Τα εμβαδά του εφελκυσμένου χάλυβα A_{s1} , του θλιβόμενου χάλυβα A_{s2} και το πλήθος των συνδετήρων ποικίλουν, με το ποσοστό του εφελκυσμένου χάλυβα να κυμαίνεται από 0,28% έως 2,01%.



Εικόνα 5.2 Γεωμετρικά χαρακτηριστικά και λεπτομέρειες όπλισης των δοκών.



Εικόνα 5.3 Διαγράμματα φορτίου-μετατόπισης στο μέσο του ανοίγματος των δοκών.

5.2 Σύνοψη αποτελεσμάτων θεωρητικής και πειραματικής προσέγγισης

5.2.1 Αποτίμηση φέρουσας ικανότητας

5.2.1.1 Καμπτική αντοχή

Στην κατάσταση αστοχίας, διαρροής και ρηγμάτωσης, οι καμπτικές αντοχές των 5 δοκιμίων φαίνονται στους παρακάτω πίνακες. Όπου οι ροπές (αντοχές) είναι σε kNm.

	Δοκίμιο Α	
	Θεωρητική	Πειραματική
Αστοχία	4,66	6,84
Διαρροή	4,27	4,94
Ρηγματώση	0,24	2,24

	Δοκίμιο Β	
	Θεωρητική	Πειραματική
Αστοχία	7,93	10,13
Διαρροή	7,43	8,99
Ρηγματώση	0,41	2,24

	Δοκίμιο C	
	Θεωρητική	Πειραματική
Αστοχία	16,77	19,58
Διαρροή	16,11	20,25
Ρηγματώση	0,92	4,05

	Δοκίμιο D	
	Θεωρητική	Πειραματική
Αστοχία	28,78	31,05
Διαρροή	27,81	28,81
Ρηγματώση	1,64	2,24

	Δοκίμιο E	
	Θεωρητική	Πειραματική
Αστοχία	16,77	22,00
Διαρροή	16,08	19,20
Ρηγματώση	0,93	3,20

Πίνακες 1 έως 5: Καμπτικές αντοχές δοκιμών στις τρεις οριακές καταστάσεις.

5.2.1.2 Διατμητική αντοχή

Οι διατμητικές αντοχές των 5 δοκιμών σύμφωνα με τον ΕΚΩΣ και τον Ευρωκώδικα 2 φαίνονται στους παρακάτω πίνακες. Οι δράσεις είναι σε ΚΝ.

Δοκίμιο Α		
	Θεωρητική	Πειραματική
ΕΚΩΣ	26,90	4,80
EC2	30,79	4,80

Δοκίμιο Β		
	Θεωρητική	Πειραματική
ΕΚΩΣ	30,9	7,50
EC2	38,04	7,50

Δοκίμιο C		
	Θεωρητική	Πειραματική
ΕΚΩΣ	34,05	14,50
EC2	38,04	14,50

Δοκίμιο D		
	Θεωρητική	Πειραματική
ΕΚΩΣ	37,16	23,00
EC2	38,04	23,00

Δοκίμιο E		
	Θεωρητική	Πειραματική
ΕΚΩΣ	33,33	27,50
EC2	36,23	27,50

Πίνακες 6 έως 10: Διατμητικές αντοχές δοκιμών σύμφωνα με ΕΚΩΣ και EC2 .

5.2.2 Υπολογισμός μετατόπισης στις οριακές καταστάσεις

Οι μετατοπίσεις των 5 δοκιμών στις 3 οριακές καταστάσεις εμφανίζονται στους παρακάτω πίνακες.

Δοκίμιο Α				
Θεωρητικές τιμές				
Κατάσταση	Αφόρτιστο	Ρηγμάτωση	Διαρροή	Αστοχία
Μετατόπιση δl(mm)	0,00	0,064	10,75	29,51
Φορτίο Ρ(KN)	0,00	0,35	6,33	6,90
Πειραματικές τιμές				
Κατάσταση	Αφόρτιστο	Ρηγμάτωση	Διαρροή	Αστοχία
Μετατόπιση δl(mm)	0,00	1,67	15,00	46,40
Φορτίο Ρ(KN)	0,00	3,32	7,32	7,33

Δοκίμιο Β				
Θεωρητικές τιμές				
Κατάσταση	Αφόρτιστο	Ρηγμάτωση	Διαρροή	Αστοχία
Μετατόπιση δl(mm)	0,00	0,107	11,33	30,41
Φορτίο Ρ(KN)	0,00	0,61	11,00	11,74
Πειραματικές τιμές				
Κατάσταση	Αφόρτιστο	Ρηγμάτωση	Διαρροή	Αστοχία
Μετατόπιση δl(mm)	0,00	1,67	16,00	48,67
Φορτίο Ρ(KN)	0,00	3,32	13,32	13,32

Δοκίμιο C				
Θεωρητικές τιμές				
Κατάσταση	Αφόρτιστο	Ρηγμάτωση	Διαρροή	Αστοχία
Μετατόπιση δl(mm)	0,00	0,244	12,70	27,61
Φορτίο Ρ(KN)	0,00	1,37	23,86	24,85
Πειραματικές τιμές				
Κατάσταση	Αφόρτιστο	Ρηγμάτωση	Διαρροή	Αστοχία
Μετατόπιση δl(mm)	0,00	2,33	22,00	48,00
Φορτίο Ρ(KN)	0,00	6,00	30,00	30,00

Δοκίμιο D				
Θεωρητικές τιμές				
Κατάσταση	Αφόρτιστο	Ρηγμάτωση	Διαρροή	Αστοχία
Μετατόπιση δl (mm)	0,00	0,349	14,38	20,62
Φορτίο P(KN)	0,00	2,43	41,19	42,64
Πειραματικές τιμές				
Κατάσταση	Αφόρτιστο	Ρηγμάτωση	Διαρροή	Αστοχία
Μετατόπιση δl (mm)	0,00	0,67	29,00	49,03
Φορτίο P(KN)	0,00	3,32	42,68	42,68

Δοκίμιο E				
Θεωρητικές τιμές				
Κατάσταση	Αφόρτιστο	Ρηγμάτωση	Διαρροή	Αστοχία
Μετατόπιση δl (mm)	0,00	0,080	8,62	15,72
Φορτίο P(KN)	0,00	2,31	40,21	41,92
Πειραματικές τιμές				
Κατάσταση	Αφόρτιστο	Ρηγμάτωση	Διαρροή	Αστοχία
Μετατόπιση δl (mm)	0,00	0,67	9,20	37,00
Φορτίο P(KN)	0,00	8,00	48,00	48,00

Πίνακες 11 έως 15: Μετατοπίσεις δοκιμών για πειραματική και θεωρητική προσέγγιση.

5.3 Σύγκριση αποτελεσμάτων

5.3.1 Σύγκριση των καμπτικών ροπών

Στην κάμψη δεν παρατηρούμε διαφορές στα αποτελέσματα μας ανάμεσα στους δύο κανονισμούς ΕΚΩΣ και Ευρωκώδικα, επομένως η σύγκριση που κάνουμε περιορίζεται μόνο μεταξύ των θεωρητικών και πειραματικών τιμών.

Αν οι αποκλίσεις μεταξύ πειραματικών και θεωρητικών είναι > 5%, θεωρούμε ότι δεν υπάρχει σύγκλιση.

Αστοχία

A. $(M_u - M_{sd})/M_{sd} =$	28.08%	Δεν υπάρχει σύγκλιση
B. $(M_u - M_{sd})/M_{sd} =$	21.72%	Δεν υπάρχει σύγκλιση
C. $(M_u - M_{sd})/M_{sd} =$	14.33%	Δεν υπάρχει σύγκλιση
D. $(M_u - M_{sd})/M_{sd} =$	7.30%	Δεν υπάρχει σύγκλιση
E. $(M_u - M_{sd})/M_{sd} =$	23.78%	Δεν υπάρχει σύγκλιση

Διαρροή

A. $(M_y - M_{y,\pi})/M_{y,\pi} =$	13.59%	Δεν υπάρχει σύγκλιση
B. $(M_y - M_{y,\pi})/M_{y,\pi} =$	17.40%	Δεν υπάρχει σύγκλιση
C. $(M_y - M_{y,\pi})/M_{y,\pi} =$	20.46%	Δεν υπάρχει σύγκλιση
D. $(M_y - M_{y,\pi})/M_{y,\pi} =$	3.48%	OK
E. $(M_y - M_{y,\pi})/M_{y,\pi} =$	16.23%	Δεν υπάρχει σύγκλιση

Ρηγμάτωση

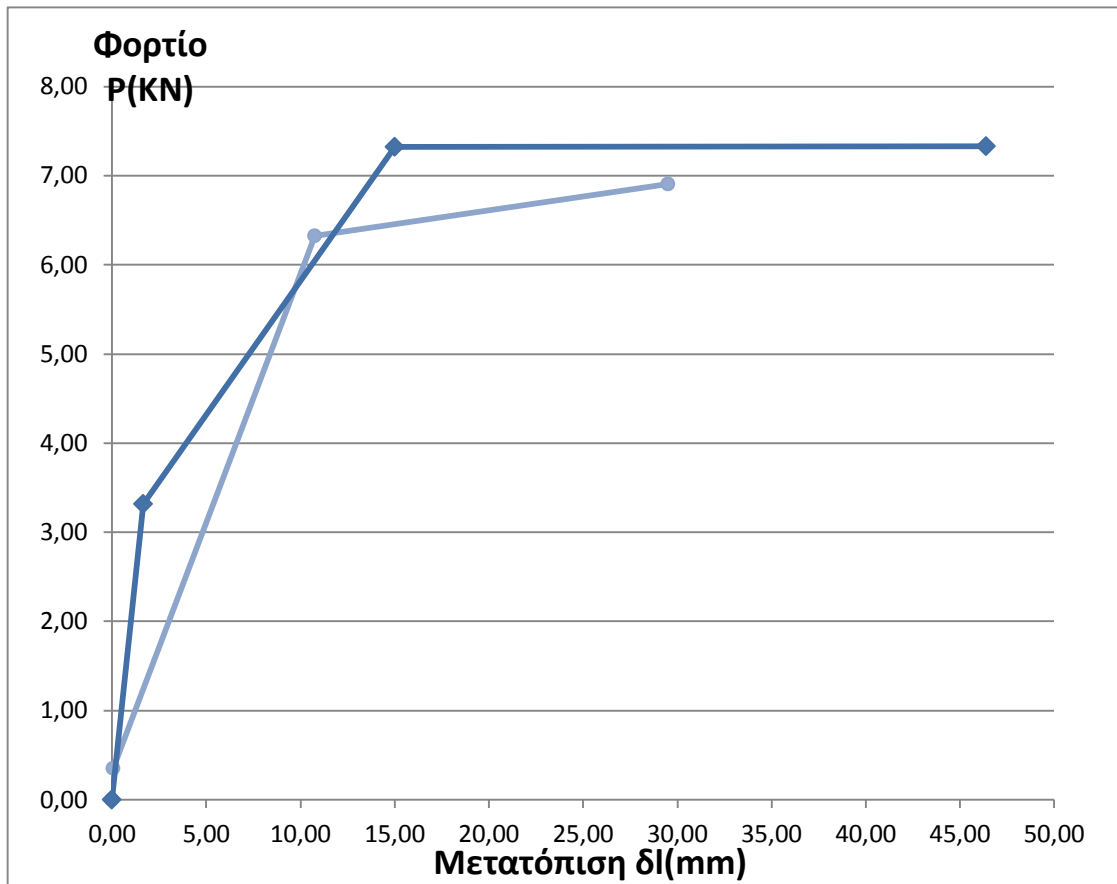
A. $(M_t - M_{t,\pi})/M_{t,\pi} =$	89.43%	Δεν υπάρχει σύγκλιση
B. $(M_t - M_{t,\pi})/M_{t,\pi} =$	81.48%	Δεν υπάρχει σύγκλιση
C. $(M_t - M_{t,\pi})/M_{t,\pi} =$	77.17%	Δεν υπάρχει σύγκλιση
D. $(M_t - M_{t,\pi})/M_{t,\pi} =$	26.87%	Δεν υπάρχει σύγκλιση
E. $(M_t - M_{t,\pi})/M_{t,\pi} =$	71.09%	Δεν υπάρχει σύγκλιση

Οι διαφορές μεταξύ των τιμών οφείλονται κυρίως στο γεγονός ότι οι πειραματικές διαδικασίες εμπεριέχουν αστάθμητους παράγοντες οι οποίοι επηρεάζουν τα αποτελέσματα. Τέτοιοι παράγοντες μπορεί να είναι είτε οι συνθήκες διεξαγωγής των πειραμάτων που πιθανόν να διαφέρουν από τις ιδεατές, είτε ο ανθρώπινος παράγοντας ή και άλλοι. Από την άλλη, στις θεωρητικές διαδικασίες υπάρχει ο κίνδυνος των υπολογιστικών λαθών τα οποία εντοπίζονται δύσκολα. Στη διαρροή και την αστοχία οι αποκλίσεις είναι αρκετά μικρές, ενώ στη ρηγμάτωση είναι μεγάλες λόγω του μικρού εύρους των τιμών.

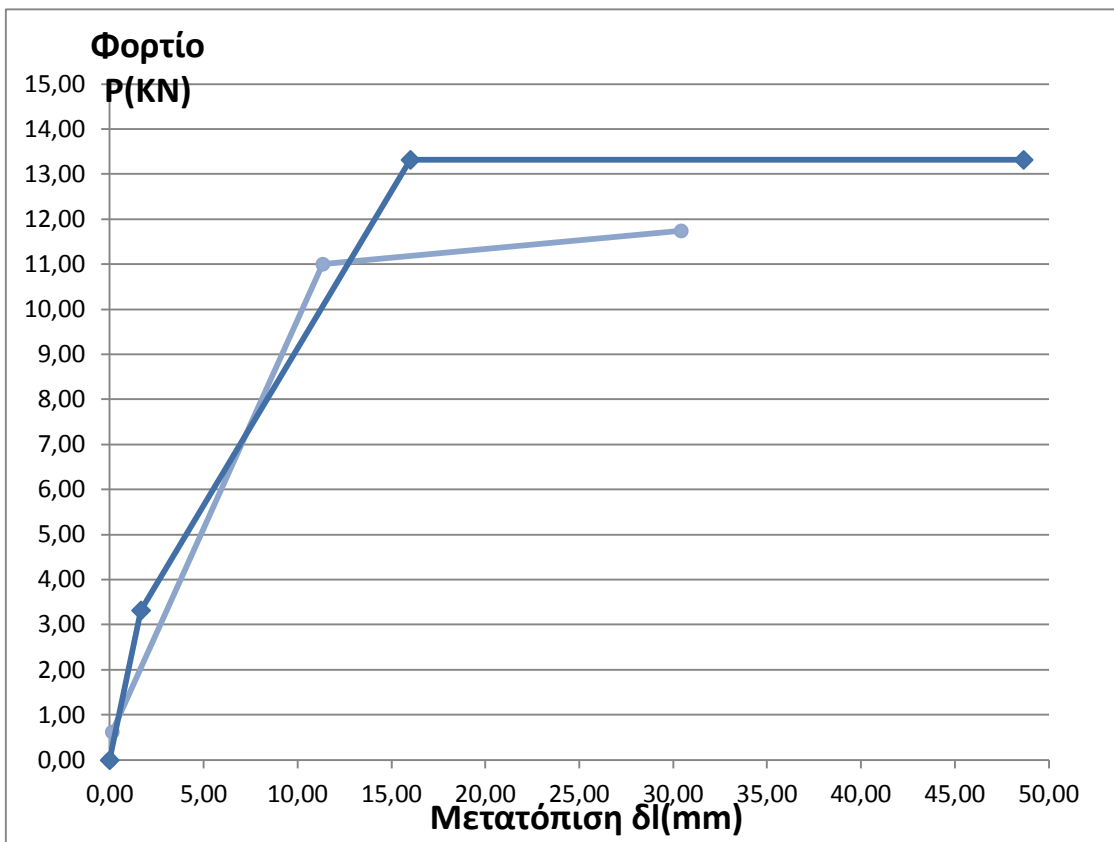
5.3.2 Σύγκριση των μετατοπίσεων λόγω κάμψης

Όπως φαίνεται και στους πίνακες 11 έως 15 καθώς και στα παρακάτω διαγράμματα, οι θεωρητικές τιμές της μετατόπισης σε κατάσταση διαρροής καθώς και στην κατάσταση ρηγμάτωσης είναι πολύ κοντά με τις αντλιχτοιχες πειραματικές.

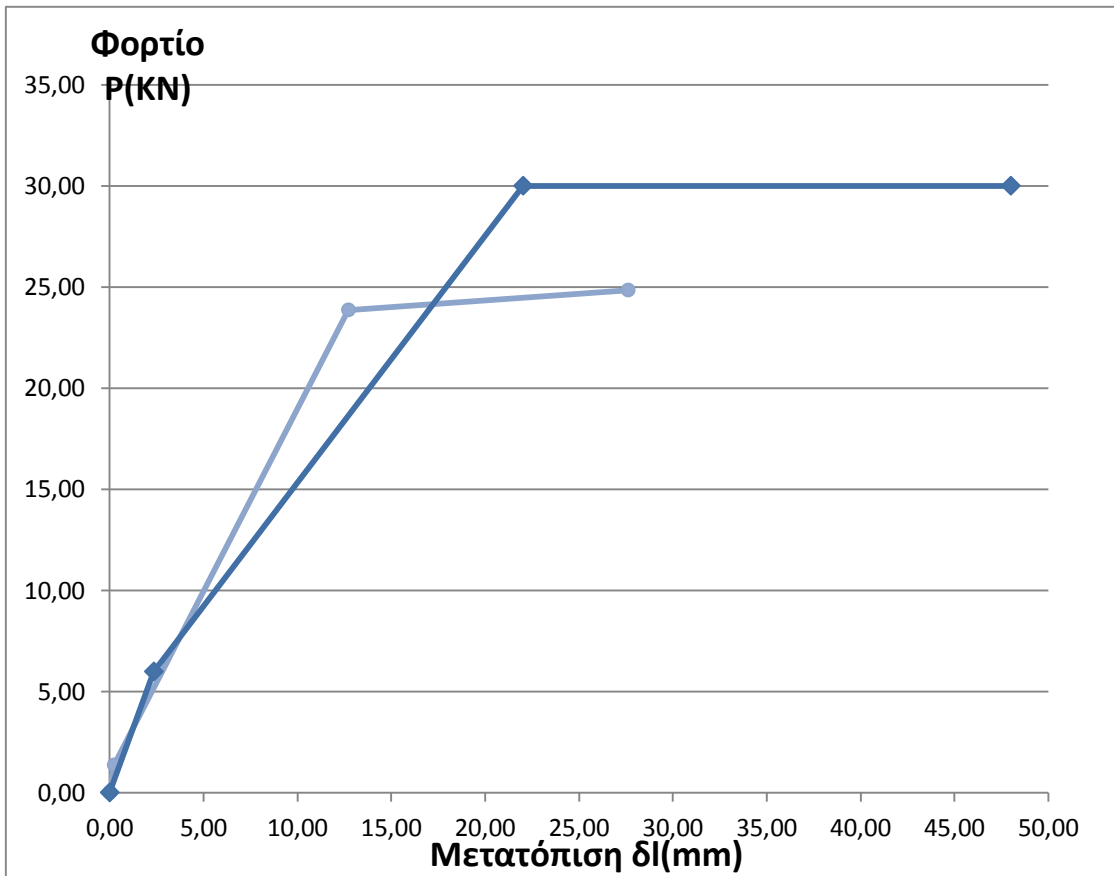
Αντίθετα στην κατάσταση αστοχίας παρατηρούμε απόκλιση των τιμών αυτών. Αυτό οφείλεται στην διαφορετική προσέγγιση της υπολογιστικής διαδικασίας, καθώς στην περίπτωση αυτή ακολουθήσαμε μια γεωμετρική και κατά συνέπεια προσεγγιστική μέθοδο. Οι αποκλίσεις στα φορτία κυμαίνονται σε σχετικά αποδεκτά επίπεδα.



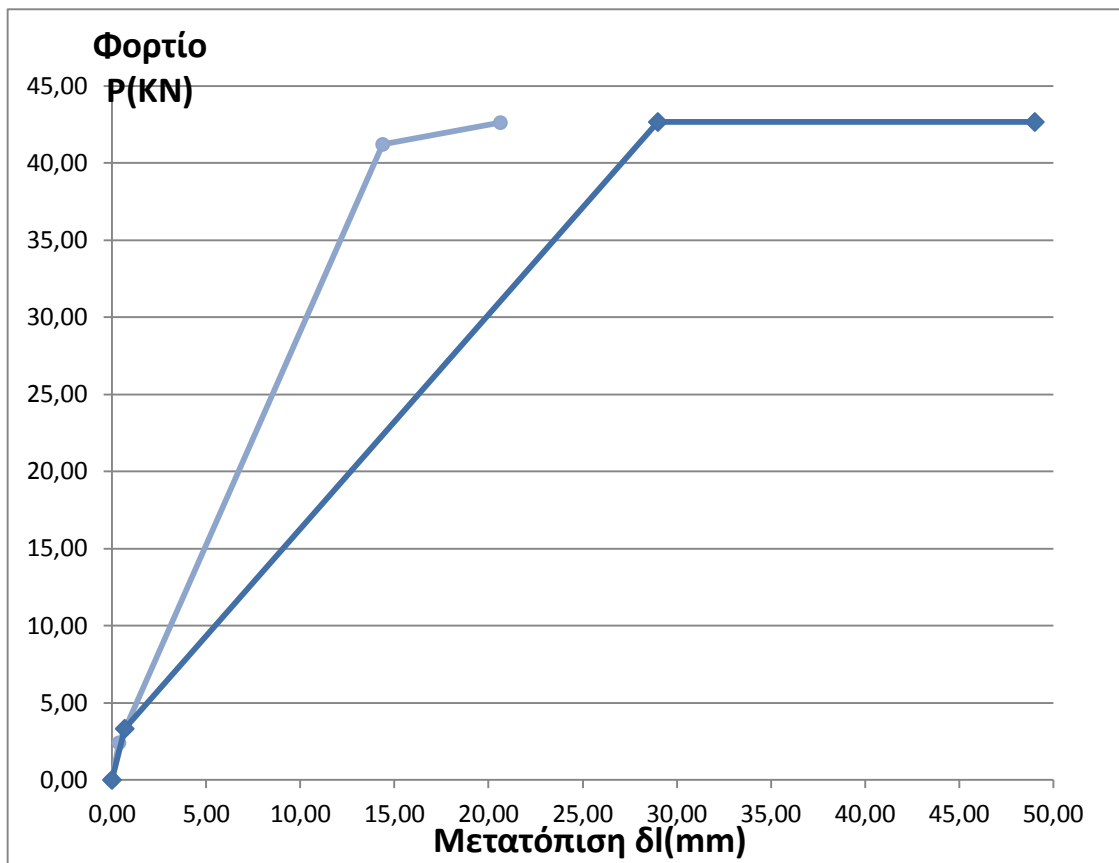
Εικόνα 5.4: Δοκίμιο Α



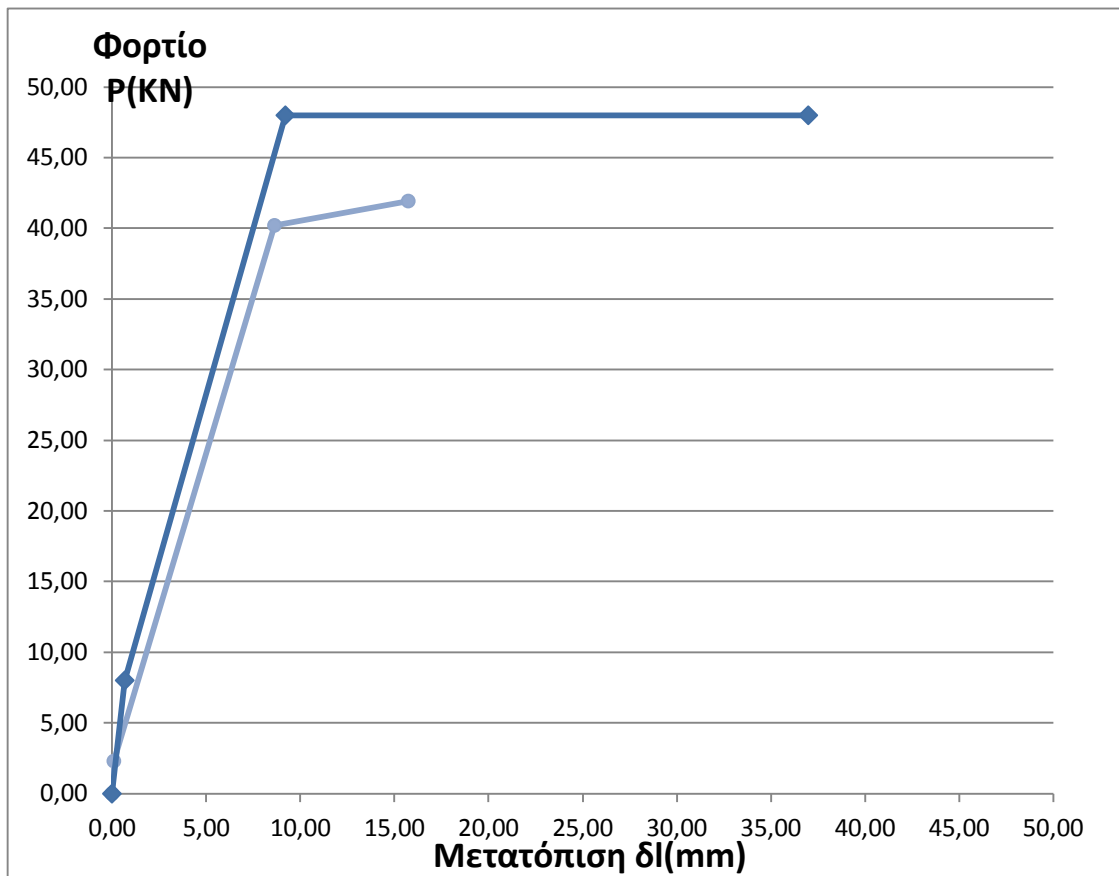
Εικόνα 5.5: Δοκίμιο Β



Εικόνα 5.6: Δοκίμιο C



Εικόνα 5.7: Δοκίμιο D

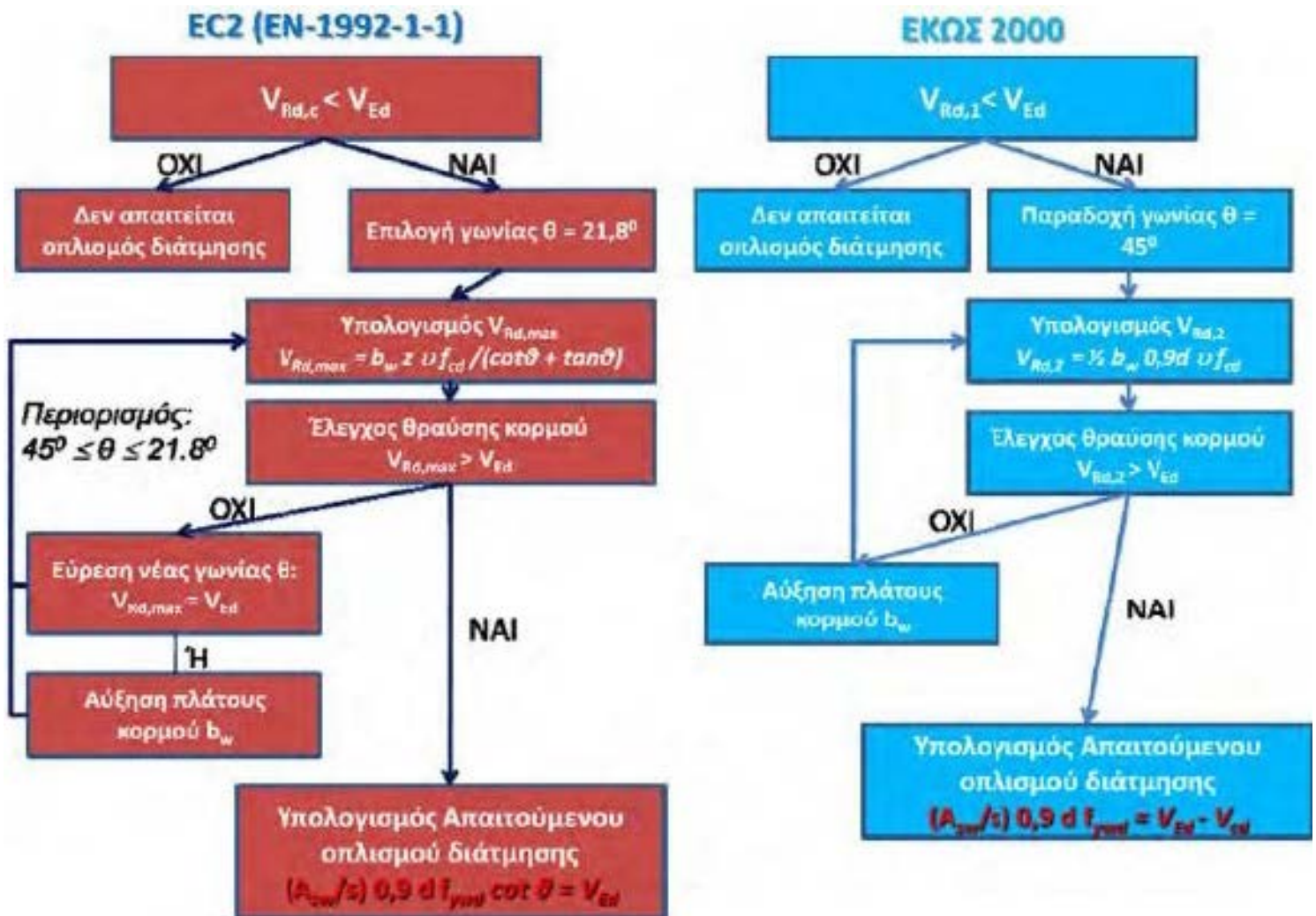


Εικόνα 5.8: Δοκίμιο E

5.3.3 Σύγκριση των διάτμητικών δράσεων

Οι απόκλιση των τιμών στη διάτμηση μεταξύ Ευρωκώδικα και ΕΚΩΣ είναι σχετικά μικρές και κυμαίνονται μεταξύ 2 και 3 ΚΝ (βλέπε 5.2.1.2.1 - 5.2.1.2.2). Σε όλες τις περιπτώσεις η σχεδιαστική διάτμητική αντοχή (πειραματική) είναι μικρότερη από τη θεωρητική, το οποίο σημαίνει ότι δεν υπάρχει αστοχία σε διάτμηση.

Αυτό οφείλεται στο γεγονός ότι οι δύο κανονισμοί δεν έχουν σημαντικές διαφορές, αλλά ότι και η διαδικασία που ακολουθούμε στον καθένα, παρότι διαφορετική έχει τον ίδιο σκελετό. Αυτό φαίνεται και στην εικόνα 6.3.1 (Καραγιάννης Χ.(2008).Σχεδιασμός κατασκευών με βάση τον EC2. Ημερίδα ΤΕΕ- Τμ. Αν. Μακεδ.)



Εικόνα 5.9: Διαφορές ΕΚΩΣ-Ευρωκώδικα στην διάτμηση.

Τέλος, ο διατμητικός οπλισμός μας είναι ένας δίτμητος συνδετήρας, ο οποίος δεν ασκεί καθόλου περίσφιγξη στις δοκούς.

Γενικά οι κατασκευές οπλισμένου σκυροδέματος είναι πολύ σύνηθες να παρουσιάσουν βλάβες κατά τη διάρκεια της ζωής τους.

Οι βλάβες στις κατασκευές δεν είναι δυνατό να αποφευχθούν ακόμη και αν γίνει ο αρτιότερος σχεδιασμός και η πληρέστερη μελέτη. Η φιλοσοφία των σύγχρονων κανονισμών, βλέπε ΕΚΩΣ, Ευρωκώδικας 2, Αντισεισμικός, ΚΑΝΕΠΕ, επιτρέπουν τις βλάβες ακόμη και στο φέροντα οργανισμό της κατασκευής, αρκεί να είναι περιορισμένες και επιδιορθώσιμες. Έτσι καθιστούν δυνατή αλλά και απαραίτητη την παρατήρηση και την ενδεδειγμένη επισκευή τους.

Η επισκευή των δομικών στοιχείων, αφορά τη διαδικασία επέμβασης με την οποία αποκαθίστώνται τα αρχικά χαρακτηριστικά ενός στοιχείου που έχει υποστεί βλάβη ή φθορά.

Η διαδικασία που ακολουθείται για την αυτοψία της βλάβης είναι αρχικά, να εντοπιστεί, ύστερα να καταγραφεί, έπειτα να διερευνηθούν τα αίτια που την προκάλεσαν και τέλος να γίνει αποτίμηση της επίδρασής της στην φέρουσα ικανότητά του εν λόγω δομικού στοιχείου καθώς και στην συνολική απόκριση του φορέα.

Επίσης ένας ακόμα καταλυτικός παράγοντας στην πορεία επισκευής ενός δομικού στοιχείου είναι και να εντοπίσουμε τον βαθμό στον οποίο έχει προχωρήσει η βλάβη.

6.1 Εντοπισμός-Αποτίμηση

Οι μέθοδοι αποτίμησης των υλικών των κατασκευών από σκυρόδεμα και από τοιχοποιία διακρίνονται σε δύο κατηγορίες:

- α) οπτικοί και
- β) ενόργανοι, οι οποίοι εκτελούνται είτε επί τόπου είτε στο εργαστήριο.

Οπτικοί έλεγχοι:

1. Προσεισμικός έλεγχος
2. Μετασεισμικός έλεγχος
3. Με χρήση μεγεθυντικού φακού

Ενόργανοι έλεγχοι

- ο Επί τόπου:

1. Πυρηνοληψία
2. Υπέρηχοι
3. Κρουσίμετρο
4. Εξόλκευση ήλου
5. Ραδιογραφικές μέθοδοι
6. Μαγνητικές μέθοδοι
7. Δυναμικός χάλυβας, καμπύλες πολώσεως
8. Υγρασία σκυροδέματος
9. Διαπερατότητα
10. Υπέρυθρη φωτογράφιση
11. Ραντάρ
12. Ενδοσκόπηση
13. Δοκιμή χαραγής, δοκιμή μικροθραυσμάτων
14. Μέθοδος επίπεδων γρύλων
15. Μέτρηση εύρους ρωγμών
16. Έλεγχος παραμορφώσεων
17. Δοκιμαστικές φορτίσεις Δυναμικές-Στατικές
18. Δοκιμές χάλυβα

ο Στο εργαστήριο είναι:

1. Αντοχή σε θλίψη
2. Αντοχή σε εφελκυσμό από διάρρηξη
3. Προσδιορισμός φαινόμενου βάρους
4. Προσδιορισμός υγρασίας δοκιμίων
5. Προσδιορισμός υδατοαπορροφητικότητας
6. Βαθμονόμηση εμμέσων μεθόδων: κρουσίμετρο, υπέρηχοι
7. Έλεγχος μάζας δομικού στοιχείου

6.2 Η εναλλακτική των Επεμβάσεων

Οι βασικότεροι λόγοι για τους οποίους γίνεται ο ανασχεδιασμός των κατασκευών είναι τρεις (3) :

I. Απαίτηση για συμμόρφωση με τους ισχύοντες κανονισμούς, είτε γιατί ο ιδιοκτήτης θέλει να αλλάξει τη χρήση της κατασκευής, είτε λόγω αλλαγών στους κανονισμούς, είτε για άλλους διάφορους λόγους.

II. Βελτίωση της σεισμικής κατά κύριο λόγο συμπεριφοράς της κατασκευής, έτσι ώστε να ελαχιστοποιηθεί ο κίνδυνος για τους ενοίκους ,αλλά και για ελαχιστοποίηση μελλοντικών βλαβών που θα στοιχίσουν αρκετά στον ιδιοκτήτη.

III. Αποκατάσταση των βλαβών ύστερα από κάποιο σεισμό και ενίσχυση για καλύτερη συμπεριφορά της κατασκευής σε πιθανή μελλοντική ένταση.

Ο ανασχεδιασμός είναι ένα σύνθετο πρόβλημα που έχει οικονομική, αρχιτεκτονική, ακόμα και κοινωνική διάσταση.

Η αρχιτεκτονική διάσταση του προβλήματος αφορά θέματα τόσο λειτουργικότητας όσο και αισθητικής. Το αποτέλεσμα θα πρέπει ταυτόχρονα να δημιουργεί αίσθημα ασφαλείας αλλά και να μην αλλοιώνει τους λειτουργικούς σκοπούς και την συνολική αισθητική της κατασκευής.

Όσον αφορά το οικονομικό σκέλος του προβλήματος, πρέπει να επιλεγεί μία λύση η οποία να είναι ωφέλιμη, χωρίς ωστόσο αυτό να επηρεάζει την ασφάλεια της κατασκευής.

Το κριτήριο για την αποδοχή μιας λύσης ανασχεδιασμού είναι τα μεγέθη έντασης επανασχεδιασμού της κατασκευής να είναι μικρότερα από τα αντίστοιχα μεγέθη αντοχής στα ενισχυμένα μέλη.

Αυτό σημαίνει ότι το δομικό στοιχείο ανασχεδιάζεται ώστε η φέρουσα ικανότητα του μετά την επέμβαση να ξεπερνάει την απαιτούμενη από τις κείμενες Κανονιστικές διατάξεις.

Η επέμβαση αυτή μπορεί να είναι:

- α) Επισκευή της κατασκευής,
- β) Ενίσχυση της κατασκευής,

Ως επισκευή ορίζεται ως «η διαδικασία επέμβασης σε μία κατασκευή με βλάβες, η οποία αποκαθιστά τα προ της βλάβης χαρακτηριστικά των στοιχείων της και επαναφέρει την κατασκευή στην αρχική της κατάσταση».

Ως ενίσχυση ορίζεται ως «η διαδικασία επέμβασης, σε μία κατασκευή, με ή χωρίς βλάβες, η οποία επαυξάνει τη φέρουσα ικανότητα του φορέα σε επίπεδο υψηλότερο από αυτό του αρχικού σχεδιασμού».

Η κρίσιμη απόφαση μεταξύ επισκευής ή ενίσχυσης βασίζεται σε ένα σύνολο παραγόντων. Ο αδιάψευστος όμως κριτής είναι η εικόνα των βλαβών της κατασκευής ύστερα από έναν ισχυρό σεισμό.

Μετά από καταστρεπτικούς σεισμούς ορίζεται από την πολιτεία ως απαιτούμενη φέρουσα ικανότητα της κατασκευής η προβλεπόμενη κατά τον χρόνο ανέγερσής της. Αυτό έχει σαν συνέπεια η επέμβαση να περιορίζεται στην επισκευή. Ο εκάστοτε ιδιοκτήτης έχει το δικαίωμα να αυξήσει την φέρουσα ικανότητα μέχρι το επίπεδο που προβλέπεται από του ισχύοντες κανονισμούς για νέες κατασκευές. Σε αυτή την περίπτωση πρόκειται για ενίσχυση.

Σύμφωνα με την ισχύουσα άποψη (Πενέλης,1999) :

- Σε κατασκευές με μικρές βλάβες τοπικού χαρακτήρα, η επέμβαση περιορίζεται σε επισκευή
- Σε κατασκευές με εκτεταμένες ή βαριές ζημιές, δηλαδή βλάβες γενικού χαρακτήρα, η επέμβαση περιλαμβάνει και την ενίσχυση της κατασκευής.

6.3 Η επιλογή της Ενίσχυσης

Για την επιλογή της καταλληλότερης μεθόδου και της επιμέρους κατασκευαστικής τεχνικής ακολουθείται η εξής διαδικασία.

Αρχικά αξιολογούνται οι εναλλακτικές διαδικασίες λαμβάνοντας υπόψη τις τοπικές συνθήκες του έργου και στη συνέχεια αξιολογούνται σημαντικοί παράγοντες όπως το κόστος και η διάρκεια της επέμβασης, η αναστολή της λειτουργίας του χώρου και η διαθεσιμότητα εξειδικευμένου προσωπικού.

Οι τεχνικές ενίσχυσης ανάλογα με το ποια αντοχή θέλουμε να αυξήσουμε διακρίνονται σε καμπτικού ή διατμητικού χαρακτήρα, άρα στοχεύουν σε:

- Αύξηση της καμπτικής αντοχής,

α. με πρόσθετες στρώσεις σκυροδέματος

β. με επικολλητά φύλα από χάλυβα ή ινοπλισμένα πολυμερή

- Αύξηση της διατμητικής αντοχής,

γ. με εξωτερικά στοιχεία

- Αύξηση και της καμπτικής και της διατμητικής αντοχής,

δ. με μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος

6.3.1 Καμπτική ενίσχυση με πρόσθετες στρώσεις σκυροδέματος

Χρησιμοποιείται για ισχυρές ενισχύσεις δοκών, περισσότερο στο εφελκόμενο πέλμα και λιγότερο στο θλιβόμενο πέλμα.

Το εφελκόμενο πέλμα το ενισχύουμε με εκτοξευόμενο σκυρόδεμα που καλύπτει τους νέους οπλισμούς, το θλιβόμενο πέλμα από την άλλη, ενισχύεται είτε με έγχυτο, είτε με εκτοξευόμενο σκυρόδεμα, ενώ η χρήση πρόσθετου οπλισμού δεν είναι υποχρεωτική.



Εικόνα 6.1: Δοκός και υποστύλωμα ενισχυμένα με πρόσθετες στρώσεις σκυροδέματος

Το νέο με το παλιό σκυρόδεμα συνεργάζονται με τη βοήθεια διατμητικών συνδέσμων που συνήθως είναι χαλύβδινα βλήστρα ή ηλεκτροσυγκολλήσεις νέων και παλιών ράβδων οπλισμού μέσω παρεμβλημάτων.

6.3.2 Καμπτική ενίσχυση με επικολλητά φύλλα από χάλυβα ή ινοπλισμένα πολυμερή

Χρησιμοποιείται κυρίως για την ενίσχυση δοκών όπου ο εφελκυσμένος οπλισμός είναι ανεπαρκής. Τα ελάσματα και τα υφάσματα επικολλούνται με τη χρήση ρητίνης. Όταν τα ελάσματα είναι χαλύβδινα τότε προτιμάται η χρήση βλήστρων.

Η ενίσχυση με επικολλητά φύλλα από χάλυβα ή ινοπλισμένα πολυμερή εκτός από καμπτική ενίσχυση συνεισφέρει και στην αύξηση της δυσκαμψίας και στη μείωση της πλαστιμότητας.

Παρόλα αυτά, η τεχνική αυτή έχει μία βασική αδυναμία που οφείλεται στην περιοχή αγκύρωσης των άκρων των φύλλων. Τα μειονεκτήματά της είναι η αστοχία στην ακραία περιοχή της δοκού που έχει ενισχυθεί με επικολλητά φύλλα και η μεγάλη πιθανότητα διάβρωσης του χάλυβα σε περίπτωση που τον χρησιμοποιήσουμε.

Για αυτόν τον λόγο η επιβολή της τεχνικής αυτής διέπεται από κάποιες κατασκευαστικές διατάξεις οι οποίες είναι :

- Τα ελάσματα ενίσχυσης να έχουν μικρό πάχος ώστε να αποφεύγεται η πρόωρη αστοχία στην διεπιφάνεια επικόλλησης τους.
- Οι στρώσεις για τα ελάσματα να μην ξεπερνούν τις τρεις (3) και για τα εύκαμπτα υφάσματα τις πέντε (5) εκτός αν προβλέπεται από τη μελέτη.
- Να αποφεύγονται οι ματίσεις του υλικού ενίσχυσης
- Το υλικό ενίσχυσης από τις ακμές της διατομής του σκυροδέματος να μην βρίσκεται σε απόσταση μεγαλύτερη από όσο είναι το πάχος της επικάλυψης του πλησιέστερου οπλισμού.
- Όταν χρησιμοποιούνται πολλές παράλληλες λωρίδες η απόσταση μεταξύ τους δεν πρέπει να υπερβαίνει το πενταπλάσιο του πάχους του στοιχείου και το $0,2$ του l_0 . l_0 είναι η απόσταση των σημείων μηδενισμού της ροπής κάμψης.
- Η κόλλα σύνδεσης να έχει πλαστική μορφή
- Η αγκύρωση του οπλισμού ενίσχυσης να γίνεται στη θλιβόμενη περιοχή
- Η αγκύρωση στα άκρα των ελασμάτων ή υφασμάτων να βελτιώνεται με χρησιμοποίηση εγκάρσιων λωρίδων ή αγκυρίων ειδικού τύπου



Εικόνα 6.2: Δοκός ενισχυμένη με επικολλητά φύλλα



Εικόνα 6.3: Δοκός και πλάκα ενισχυμένα με ινοπλισμένα πολυμερή

6.3.3 Διατμητική ενίσχυση με εξωτερικά στοιχεία

Όταν έχουμε ανεπάρκεια έναντι λοξής θλίψης του κορμού τότε προσθέτουμε νέες στρώσεις σκυροδέματος με τη μορφή κλειστού μανδύα.

Αν αυτό είναι ανέφικτο τότε προχωρούμε σε προσθήκη νέων στρώσεων σκυροδέματος ως «ανοικτή» ενίσχυση, η οποία πρέπει να καλύπτει τουλάχιστον τις τρεις (3) πλευρές του στοιχείου. Όταν έχουμε ανεπάρκεια του διατμητικού οπλισμού

τότε ενισχύουμε με μανδύες από οπλισμένο σκυρόδεμα ή με τεχνικές εξωτερικής περίσφιξης.

Στην δεύτερη τεχνική επιβάλλονται στοιχεία που περισφίγγονται στο υπό ενίσχυση στοιχείο αναλαμβάνοντας ρόλο οπλισμού διάτμησης.



Εικόνα 6.4: Δοκός και υποστύλωμα ενισχυμένα με εξωτερικά στοιχεία.

6.3.4 Ενίσχυση με μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος

Η τεχνική αυτή είναι η πλέον αποτελεσματική και οδηγεί σε αύξηση της διατμητικής και καμπτικής αντοχής. Περιλαμβάνει αύξηση της διατομής της δοκού με νέο σκυρόδεμα, νέους διαμήκεις οπλισμούς και συνδετήρες περιμετρικά του αρχικού στοιχείου.



Εικόνα 6.5: Δοκός και υποστύλωμα για ενίσχυση με μανδύα οπλισμένου σκυροδέματος

Συμπεράσματα

7.1 Εξαγωγή συμπερασμάτων

Σκοπός της εργασίας ήταν η διερεύνηση της μη γραμμικής συμπεριφοράς δοκών Ω.Σ. Στην εργασία αυτή δημιουργήθηκε λογισμικό σε φύλλα εργασίας του excel με το οποίο υπολογίστηκε αναλυτικά η μη γραμμική συμπεριφορά δοκών Ω.Σ. Στην συνέχεια επιλέχθηκαν δοκίμια δοκών Ω.Σ. τα οποία έχουν διερευνηθεί πειραματικά στο παρελθόν.

Με χρήση του λογισμικού που αναπτύχθηκε, προσδιορίστηκε η φέρουσα ικανότητα των δοκών αυτών σύμφωνα με τους υφιστάμενους κανονισμούς. Κάνοντας χρήση απλοποιητικών παραδοχών έγινε ο προσδιορισμός των καμπυλών ροπής - στροφής για τις κρίσιμες διατομές και στην συνέχεια της καμπύλης φορτίου - μετατόπισης που περιγράφει την μη γραμμική συμπεριφορά του φορέα μέχρι την αστοχία του.

Οι τιμές που προέκυψαν από τους παραπάνω υπολογισμούς συγκρίθηκαν με τις πειραματικές τιμές. Από την σύγκριση παρατηρήθηκαν διαφορές μεταξύ των αναλυτικών προβλέψεων και των πειραματικών αποτελεσμάτων κυρίως ως προς την πλαστιμότητα.

Εκ των αποτελεσμάτων κρίνεται πως ο τρόπος αστοχίας και η φέρουσα ικανότητα υπολογίζονται με ικανοποιητική ακρίβεια.

Ωστόσο, απαιτείται περαιτέρω έρευνα ώστε να υπάρχει μεγαλύτερη ακρίβεια στα αναλυτικά αποτελέσματα και ειδικότερα στον τρόπο υπολογισμού του βέλους κάμψης.

Βιβλιογραφία

Ελληνικός Κανονισμός Ωπλισμένου Σκυροδέματος 2000, ΕΚΩΣ 2000. (2001) Σύλλογος Πολιτικών Μηχανικών Ελλάδος

Δημήτριος Μ. Κωτσοβός, Διδάκτωρ Πολιτικός Μηχανικός. Σχεδιασμός δοκών οπλισμένου σκυροδέματος σύμφωνα με τους Ευρωκώδικες 2 και 8.

Ι.Γ.Χουλιάρης Αναπληρωτής Καθηγητής ΤΕΙ Λάρισας(2003) Κατασκευές Οπλισμένου Σκυροδέματος Σύμφωνα με τον ΕΚΟΣ 2000. Αθήνα: Εκδόσεις Παπασωτηρίου

Γεώργιος Πενέλης, Ομότιμος καθηγητής Α.Π.Θ. Ανδρέας Κάππος, Καθηγητής Α.Π.Θ. Χρήστος Ιγνατάκης, Καθηγητής Α.Π.Θ. Αναστάσιος Σέξτος, Επίκουρος καθηγητής Α.Π.Θ. (2009) Ευρωκώδικας 2:Σχεδιασμος φορέων από σκυρόδεμα μέρος 1-1: Γενικοί κανόνες και κανόνες για κτίρια Κεφάλαιο 6 Αριστοτέλειο Πανεπιστήμιο Θεσσαλονίκης Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών

Τσιούλου Ουρανία Θ. (2005). Αναλυτική εκτίμηση της συμπεριφοράς δοκών οπλισμένου σκυροδέματος, ενισχυμένων με νέες στρώσεις σκυροδέματος. Πάτρα

Χρήστος Ζερής, Δημήτριος μ. Κωτσοβός (2009), Επιρροή της ταχύτητας επιβολής φορτίου στη συμπεριφορά δοκών οπλισμένου σκυροδέματος, the effect of loading-rate on the structural response of reinforced concrete beams ,Πάφος, Κύπρος

Κορωναίος Αιμ. Γ. Καθηγητής Ε.Μ.Π., Πουλακος Γ. Ι. Αν. Καθηγητης Ε.Μ.Π. (2006). Τεχνικά υλικά τόμος 1. Αθήνα: Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο

Καλαιντζοπούλου Γαλήνη.(Μάρτιος 2011).Σύγκριση Ευρωκώδικα 2-1-1 με ΕΚΩΣ. Αθήνα: Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο.

Σφελιούρας Ιπποκράτης-Χρήστου Κωνσταντίνος (Ιούνιος 2009). Στατική επίλυση επίπεδων ισοστατικών φορεων. Θεσσαλονικη

Σεμινάριο Ευρωκωδίκων, ΤΕΕ, ΤΕΕ-τμ. Δ. Ελλάδας, Επιτροπή Ευρωκωδίκων, τ. Υπεχωδε, 3-5/12/2009, Πάτρα

ΚΑΝ.ΕΠΕ. 2012 Κανονισμός Επεμβάσεων .Ομάδα μελέτης για τη σύνταξη κανονισμού επεμβάσεων σε κτίρια από οπλισμένο σκυρόδεμα. Ομάδα εναρμόνισης του ΚΑΝ.ΕΠΕ. με τους Ευρωκωδικες Ο.Α.Σ.Π.

Γιάννης Ν. Ψυχάρης, Αν. Καθηγητής Ε.Μ.Π. Βασικές αρχές Ευρωκώδικα 8

Ντζέρος Γεώργιος.(2013) Αποτίμηση υφιστάμενης πλαισιακής κατασκευής οπλισμένου σκυροδέματος κατασκευασμένης προ του 1980 & ενίσχυσή της. Αθήνα:ΤΕΙ Περαιά, Πολιτικών Δομικών Έργων.

Σύγκριση Ευρωκώδικα 2 με ΕΚΩΣ. Επιρροή του κανονισμού στο σχεδιασμό στοιχείων οπλισμένου σκυροδέματος. 2012 Αθήνα:ΤΕΙ Περαιά, Πολιτικών Δομικών Έργων.

Π.Ι. Γιαννόπουλος. Πλαστιμότητα Κατασκευών από Ωπλισμένο Σκυρόδεμα.

Ρηγματώσεις και Αστοχίες. Διάγνωση και Αντιμετώπιση. (Διαδίκτυο)

http://www.metal.ntua.gr/uploads/4240/Kotsovos_KEF_3.pdf

<http://dspace.lib.ntua.gr/bitstream/123456789/5842/1/%CE%94%CE%B9%CF%80%CE%BB%CF%89%CE%BC%CE%B1%CF%84%CE%B9%CE%BA%CE%B7.pdf>

http://lp.wkfra.de/media/landingpages/schneider_bautabellen/leseproben_092010/BTI_Kap05_S71-76.pdf