

ΟΑΣΠ

Τελική έκθεση ερευνητικού προγράμματος:

**ΒΑΘΜΟΝΟΜΗΣΗ ΜΕ ΠΙΘΑΝΟΤΙΚΕΣ ΜΕΘΟΔΟΥΣ
ΤΩΝ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΩΝ ΙΚΑΝΟΤΙΚΗΣ ΜΕΓΕΘΥΝΣΗΣ
ΚΑΙ ΤΗΣ ΑΠΑΙΤΟΥΜΕΝΗΣ ΠΛΑΣΤΙΜΟΤΗΤΑΣ ΓΙΑ ΚΑΤΑΣΚΕΥΕΣ
ΑΠΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ ΚΑΙ ΞΥΛΟ**

ΕΝΟΤΗΤΑ 2 «Σχεδιασμός νέων κατασκευών»

Αθήνα, 10 Ιουλίου 2003

Περιεχόμενα

ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ	2
1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ	7
2 ΙΣΤΟΡΙΚΟ ΤΟΥ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑΤΟΣ	10
3 ΙΚΑΝΟΤΙΚΟΣ ΕΛΕΓΧΟΣ ΚΟΜΒΩΝ	13
3.1 Ικανοτικός έλεγχος μεμονωμένων κόμβων	15
3.1.1 Γενικά	15
3.1.2 Εξίσωση αστοχίας	16
3.1.3 Διαδικασία	18
3.1.4 Παραδοχές	19
3.1.5 Αποτελέσματα	20
3.2 Τροποποίηση των συντελεστών ικανοτικής μεγέθυνσης	30
3.2.1 Γενικά	30
3.2.2 Διαδικασία	30
3.2.3 Παραδοχές	40
3.2.4 Αποτελέσματα	42
3.2.5 Υπολογισμός του συντελεστή ικανοτικής μεγέθυνσης	43
3.3 Ικανοτικός έλεγχος κόμβων σε φορείς από Ω.Σ.	48
3.3.1 Γενικά	48
3.3.2 Αποτελέσματα	62
3.3.3 Συμπεράσματα	66
4 ΠΙΘΑΝΟΤΙΚΗ ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΙΚΑΝΟΤΙΚΟΥ ΕΛΕΓΧΟΥ ΤΕΜΝΟΥΣΑΣ	67
4.1 Πιθανοτική διερεύνηση ικανοτικού ελέγχου τέμνουσας δοκών	67
4.1.1 Γενικά	67
4.1.2 Δράσεις	67
4.1.3 Αντοχές	69
4.1.4 Διαδικασία	71
4.1.5 Εφαρμογές	73
4.1.6 Αποτελέσματα	81

4.2	Πιθανοτική διερεύνηση ικανοτικού ελέγχου τέμνουσας υποστυλωμάτων	87
4.2.1	Γενικά.....	87
4.2.2	Προσομοιώσεις για την εύρεση της τέμνουσας αντοχής λόγω θλίψης του κορμού σκυροδέματος (V_{R2})	87
4.2.3	Προσομοιώσεις για την εύρεση της τέμνουσας αντοχής λόγω συνδετήρων και αόπλου σκυροδέματος (V_{R3})	89
4.2.4	Πορεία ελέγχου για την ικανοτική τέμνουσα σε υποστύλωμα	90
4.2.5	Περιπτώσεις διερευνήσεων	95
4.2.6	Διαδικασία σχεδιασμού των υποστυλωμάτων με βάση τον Ικανοτικό έλεγχο	95
4.2.7	Διαδικασία προσομοίωσης.....	99
4.2.8	Αποτελέσματα.....	99
5	ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΜΕ ΠΙΘΑΝΟΤΙΚΕΣ ΜΕΘΟΔΟΥΣ ΤΗΣ ΑΠΟΚΡΙΣΗΣ ΦΟΡΕΩΝ ΑΠΟ ΩΠΛΙΣΜΕΝΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ ΥΠΟ ΣΤΑΔΙΑΚΩΣ ΑΥΞΑΝΟΜΕΝΗ ΟΡΙΖΟΝΤΙΑ ΣΤΑΤΙΚΗ ΦΟΡΤΙΣΗ.....	104
5.1	Γενικά.....	104
5.2	Τυχαίες μεταβλητές.....	105
5.2.1	Φορτία	106
5.2.2	Σκυρόδεμα.....	109
5.2.3	Χάλυβας	113
5.2.4	Διαστάσεις.....	114
5.2.5	Αντοχή έναντι τέμνουσας.....	115
5.3	Μέθοδοι προσομοίωσης.....	119
5.4	Μέθοδος Monte Carlo- Latin Hypercube Sampling	120
5.4.1	Η απλή Monte Carlo μέθοδος	120
5.4.2	Η Monte Carlo μέθοδος κάνοντας χρήση της μεθόδου Latin hypercube sampling(LHS).....	121
5.5	Μη γραμμική ανάλυση φορέων από ωπλισμένο σκυρόδεμα υπό σταδιακώς αυξανόμενη στατική φόρτιση.....	124
5.6	Εύρεση της αντοχής ενός φορέα με βάση τη μέθοδο του φάσματος μετακινήσεων.....	135
5.7	Κατανομή της οριζόντιας στατικής φόρτισης - Κριτήρια αστοχίας.....	135

5.8	Μεθοδολογία υπολογισμού της πιθανοτικής κατανομής της αντοχής φορέων από ωπλισμένο σκυρόδεμα.....	136
5.9	Εφαρμογές.....	137
5.9.1	Εξεταζόμενοι φορείς.....	137
5.9.2	Αποτελέσματα.....	137
5.9.3	Συμπεράσματα.....	143
6	ΦΕΡΟΥΣΑ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑ ΚΟΜΒΩΝ ΕΥΛΙΝΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ ΥΠΟ ΕΝΑΛΛΑΣΣΟΜΕΝΗ ΦΟΡΤΙΣΗ.....	145
6.1	Εισαγωγή.....	145
6.2	Διαδικασία των δοκιμών.....	145
6.3	Συμπεράσματα.....	147
7	ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ- ΠΡΟΤΑΣΕΙΣ.....	192
7.1	Ικανοτικός έλεγχος κόμβων.....	192
7.2	Ικανοτικός έλεγχος σε τέμνουσα.....	193
7.2.1	Ικανοτικός έλεγχος σε τέμνουσα δοκών.....	193
7.2.2	Ικανοτικός έλεγχος σε τέμνουσα υποστυλωμάτων.....	193
	ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ.....	195
	ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ 1 - ΔΗΜΙΟΥΡΓΙΑ ΔΕΙΓΜΑΤΩΝ ΚΑΝΟΝΙΚΗΣ ΚΑΤΑΝΟΜΗΣ ΜΕ ΣΥΓΚΕΚΡΙΜΕΝΗ ΣΥΣΧΕΤΙΣΗ.....	197
	ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ 2 -ΠΡΟΓΡΑΜΜΑ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΥ ΤΗΣ ΑΝΤΙΣΤΑΣΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΑΠΟ ΩΠΛΙΣΜΕΝΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ.....	199
	Π.2.1 Περιγραφή.....	199
	Π.2.2 Εγχειρίδιο χρήσεως.....	201
	Π.2.3 Διαδικασία υπολογισμού των εσωτερικών δυνάμεων μιας διατομής από οπλισμένο σκυρόδεμα.....	202
	Π.2.4 Πρόγραμμα υπολογισμού της αντίστασης διατομής από οπλισμένο σκυρόδεμα.....	215
	ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ 3- ΑΝΑΛΥΣΗ ΜΕ ΤΗ ΜΕΘΟΔΟ ΤΟΥ ΦΑΣΜΑΤΟΣ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΩΝ.....	219
	ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ 4 – ΠΕΙΡΑΜΑΤΙΚΑ ΔΕΔΟΜΕΝΑ 17 ΕΡΓΑΣΙΩΝ ΓΙΑ ΤΗΝ ΠΕΡΙΣΦΙΓΞΗ... ..	224
	ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ 5 ΑΝΑΚΟΙΝΩΣΕΙΣ – ΔΗΜΟΣΙΕΥΣΕΙΣ.....	243
	ABSTRACT.....	244

1	INTRODUCTION.....	244
2	METHODOLOGY.....	245
2.1	Capacity design of the beam-column joints.....	245
2.2	246
2.2	Shear capacity design of beams.....	249
3	ASSUMPTIONS.....	252
3	RESULTS.....	254
3.1	Capacity design of beam-column joints.....	254
3.2	Shear capacity design of beams.....	259
4	CONCLUSIONS.....	261
	RELIABILITY BASED NONLINEAR STATIC ANALYSIS OF REINFORCED CONCRETE FRAMES.....	262
1	INTRODUCTION.....	262
2	METHODOLOGY.....	262
2.1	Random variables.....	262
2.2	Modeling and method for structural analysis.....	265
2.3	Probabilistic simulation.....	266
2.4	Examined buildings.....	266
3	RESULTS.....	267
4	CONCLUSIONS.....	270
5	ACKNOWLEDEMENTS.....	271
6	REFERENCES.....	271
1	ΕΙΣΑΓΩΓΗ.....	272
2	ΔΙΑΔΙΚΑΣΙΑ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΥ ΤΗΣ ΠΙΘΑΝΟΤΗΤΑΣ ΜΗ ΙΚΑΝΟΠΟΙΗΣΕΩΣ ΤΟΥ ΙΚΑΝΟΤΙΚΟΥ ΕΛΕΓΧΟΥ.....	273
2.1	Ικανοτικός έλεγχος κόμβων.....	273
2.2	Ικανοτικός έλεγχος σε τέμνουσα για δοκούς.....	275
2.3	Ικανοτικός έλεγχος σε τέμνουσα για υποστυλώματα.....	277
3	ΠΑΡΑΔΟΧΕΣ.....	277

4	ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ.....	278
4.1	Ικανοτικός έλεγχος κόμβου.....	278
4.2	Ικανοτικός τέμνουσας δοκών.....	282
4.3	Ικανοτικός τέμνουσας υποστυλωμάτων.....	282
5	ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ.....	285
6	ΑΝΑΦΟΡΕΣ-ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ.....	285

1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Το παρόν κείμενο αποτελεί την τελική έκθεση προόδου του ερευνητικού προγράμματος με τίτλο: «ΒΑΘΜΟΝΟΜΗΣΗ ΜΕ ΠΙΘΑΝΟΤΙΚΕΣ ΜΕΘΟΔΟΥΣ ΤΩΝ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΩΝ ΙΚΑΝΟΤΙΚΗΣ ΜΕΓΕΘΥΝΣΗΣ ΚΑΙ ΤΗΣ ΑΠΑΙΤΟΥΜΕΝΗΣ ΠΛΑΣΤΙΜΟΤΗΤΑΣ ΓΙΑ ΚΑΤΑΣΚΕΥΕΣ ΑΠΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ ΚΑΙ ΞΥΛΟ». Το πρόγραμμα αυτό ανατέθηκε από τον ΟΑΣΠ στο Εργαστήριο Ω.Σ./ΕΜΠ με Επιστημονικό Υπεύθυνο τον Κων/νο Τρέζο, στο πλαίσιο προγραμμάτων εφαρμοσμένης έρευνας στους τομείς Αντισεισμικού Σχεδιασμού και Προστασίας. Το παρόν πρόγραμμα εντάσσεται στην 2^η ενότητα «Σχεδιασμός νέων κατασκευών». Η έκθεση αυτή υποβάλλεται στο τέλος του 32^{ου} μήνα, η συνολική διάρκεια του προγράμματος είναι 32 μήνες (ύστερα από την έγκριση 8μηνης παρατάσεως).

Η σύνθεση της ερευνητικής ομάδας, για τις μέχρι σήμερα εργασίες της, είναι η εξής:

- Κων/νος Τρέζος, Επ. Καθ. ΕΜΠ, Επιστημονικός Υπεύθυνος
- Ελισσαίος Κατσαραγάκης, Λέκτορας ΕΜΠ
- Μύρων Σπιθάκης, Υποψήφιος Διδάκτορας
- Γιώργος Θώμος, Μεταπτυχιακός Σπουδαστής, Υποψήφιος Διδάκτορας

Τέλος, στις εργασίες τις ομάδας συνέβαλαν, μέσω των Διπλωματικών-τους Εργασιών, οι μεταπτυχιακές σπουδάστριες κ.κ. Χρυσή Ελπίδα Αδάμη και Ελένη Μελαγράκη καθώς και ο σπουδαστής κ. Ευρώτας Νικολακόπουλος.

Την ευθύνη της συντάξεως των κεφαλαίων της εκθέσεως αυτής είχαν αντιστοίχως τα εξής μέλη της ερευνητικής ομάδας:

- Κεφ. 1 Κων/νος Γ. Τρέζος
- Κεφ. 2 Κων/νος Γ. Τρέζος
- Κεφ. 3 Κων/νος Γ. Τρέζος, Γ. Θώμος
- Κεφ. 4. Κων/νος Γ. Τρέζος, Γ. Θώμος και Ελ Μελαγράκη
- Κεφ. 5. Κων/νος Γ. Τρέζος, Γεώργιος Θώμος, Ελ. Μελαγράκη
- Κεφ. 6 Ελισσαίος Κατσαραγάκης, Μύρων Σπιθάκης
- Κεφ. 7 Κων/νος Γ. Τρέζος, Γ. Θώμος
- Παράρτημα 1 Γεώργιος Θώμος
- Παράρτημα 2 Γεώργιος Θώμος
- Παράρτημα 3 Κων/νος Γ. Τρέζος και Γεώργιος Θώμος
- Παράρτημα 4 Κων/νος Γ. Τρέζος και Γεώργιος Θώμος

Η παρούσα τελική έκθεση αποτελεί συνέχεια των προηγούμενων εκθέσεων στις οποίες προστέθηκαν νέα κεφάλαια και παράγραφοι (τα νέα στοιχεία αναφέρονται στην συνέχεια). Το

παρόν κείμενο περιλαμβάνει επτά κεφάλαια και πέντε παραρτήματα. Τα κεφάλαια 1 και 2 είναι εισαγωγικά. Τα κεφάλαια 3 έως 5 καλύπτουν το αναλυτικό σκέλος του προγράμματος το οποίο αναφέρεται στο επίπεδο ασφαλείας στοιχείων από Ω.Σ., ενώ το κεφάλαιο 6 καλύπτει το πειραματικό σκέλος του προγράμματος το οποίο αναφέρεται στην σεισμική συμπεριφορά ξυλίνων κόμβων. Τέλος στο κεφάλαιο 7 γίνεται μια σύνοψη των κυριότερων συμπερασμάτων. Ειδικότερα, η διάρθρωση του κειμένου της παρούσης εκθέσεως είναι η εξής:

Στο **Κεφ. 2** γίνεται μια σύντομη αναφορά στο ιστορικό του προγράμματος και περιγράφονται συνοπτικά οι φάσεις και το χρονοδιάγραμμα του προγράμματος (πρόκειται στην ουσία για μια περίληψη της σχετικής συμβάσεως που υπογράφηκε μεταξύ του ΟΑΣΠ και του ΕΜΠ). Στο **Κεφ. 3** διερευνάται η πιθανότητα μη ικανοποίησης του ικανοτικού ελέγχου κόμβων από Ω.Σ.. Ειδικότερα στην **παράγραφο §3.1** εξετάζονται μεμονωμένοι κόμβοι, μορφής σταυρού. Οι κόμβοι αυτοί διαστασιολογούνται σύμφωνα με τον ΕΑΚ 2000 και στην συνέχεια υπολογίζεται η πιθανότητα μη ικανοποίησης του ικανοτικού ελέγχου κόμβου (το άθροισμα των ροπών αντοχής των υποστυλωμάτων να είναι μικρότερο του αθροίσματος των ροπών αντοχής των δοκών). Στην **παράγραφο §3.2** αξιοποιούνται τα αποτελέσματα της παραγράφου 3.1 και διερευνώνται οι παράμετροι που επηρεάζουν τον δείκτη ασφαλείας ενός κόμβου. Στην **παράγραφο §3.3** εξετάζονται **διάφοροι τύποι φορέων** (δεκατρείς συνολικά τύποι). Ο κάθε ένας τύπος διαστασιολογείται σύμφωνα με τον ΝΕΚΩΣ 1995 και τον ΕΑΚ2000. Η διαστασιολόγηση γίνεται με εμπορικό πρόγραμμα της αγοράς. Ακολουθώντας, υπολογίζεται, για κάθε έναν κόμβο εκάστου φορέα, η πιθανότητα μη ικανοποίησης του ικανοτικού ελέγχου κόμβου. Στο **Κεφ. 4** εξετάζεται η πιθανότητα μη ικανοποίησης του ικανοτικού ελέγχου τέμνουσας σε δοκούς και υποστυλώματα από Ω.Σ.. Ειδικότερα στην **παράγραφο §4.1** εξετάζονται **μεμονωμένες δοκοί** οι οποίες έχουν διαστασιολογηθεί έναντι τέμνουσας με βάση τις απαιτήσεις του ικανοτικού ελέγχου και στην συνέχεια γίνεται διερεύνηση της πιθανότητας μη ικανοποίησης του ικανοτικού ελέγχου της τέμνουσας. Στην **παράγραφο §4.2** επαναλαμβάνεται η ίδια διαδικασία για υποστυλώματα. Στο **Κεφ. 5** αναπτύσσεται μια διαδικασία για τον υπολογισμό της συναρτήσεως κατανομής της πλαστιμότητας σε όρους καμπυλοτήτων και μετακινήσεων καθώς και του δείκτη συμπεριφοράς, προκειμένου να υπολογισθούν οι αντίστοιχες πιθανότητες υπερβάσεως των μεγεθών αυτών. Στο **Κεφ. 6** περιγράφονται τα πειράματα σε ξυλίνους κόμβους υπό εναλλασσόμενη ένταση (συνδέσεις με ήλους ή βλήτρα) καθώς και μια αναλυτική διερεύνηση της επιρροής της καθεμιάς από τις βασικές μεταβλητές που καθορίζουν την φέρουσα ικανότητα των συνδέσμων τύπου βλήτρου βάσει του Ευρωκώδικα 5.

Για τις ανάγκες του αναλυτικού μέρους του προγράμματος έχουν συνταχθεί προγράμματα ηλεκτρονικού υπολογιστή τα οποία περιγράφονται στα παραρτήματα. Στο παράρτημα 1 παρατίθεται η διαδικασία προσομοίωσης δειγμάτων με συγκεκριμένη συσχέτιση (και όχι ανεξαρτήτων που είναι η συνήθης πρακτική). Στο Παράρτημα 2 παρατίθεται το πρόγραμμα για τον υπολογισμό της ροπής αντιστάσεως μια διατομής. Στο Παράρτημα 3 περιγράφεται συνοπτικά η

μέθοδος των επιβαλλομένων μετατοπίσεων η οποία χρησιμοποιήθηκε στο κεφάλαιο 5. Στο Παράρτημα 4 παρατίθενται τα πειραματικά δεδομένα των 17 εργασιών που χρησιμοποιήθηκαν για τον προσδιορισμό των πιθανοτικών χαρακτηριστικών της περισφίξεως. Τέλος στο Παράρτημα 5 παρατίθενται αντίγραφα των εργασιών που προέκυψαν από το παρόν ερευνητικό πρόγραμμα και οι οποίες εργασίες ανακοινώθηκαν σε διεθνή συνέδρια. Ειδικότερα παρουσιάζονται οι ανακοινώσεις:

- «*Reliability Based Calibration of the Greek Seismic Code*», Workshop on Reliability Based Code Calibration, Joint Committee on Structural Safety (JCSS), Swiss Federal Institute of Technology, ETH Zurich, Switzerland, March 21-22, 2002
- «*Reliability Based Nonlinear Static Analysis of Reinforced Concrete Frames*», *fib* 2003 Symposium: Concrete Structures in Seismic Regions. Athens, May 6-9, 2003
- «*Πιθανοτική διερεύνηση του επιπέδου ασφαλείας των ικανοτικών ελέγχων του Ε.Α.Κ.2000 και Ε.Κ.Ω.Σ.2000*», 14^ο Πανελλήνιο Συνέδριο Σκυροδέματος, Κως, 15-17 Οκτωβρίου 2003

Η πρόοδος του προγράμματος είναι σύμφωνη με το σχετικό χρονοδιάγραμμα και την εγκριθείσα παράταση. Το έργο ολοκληρώθηκε και οι στόχοι του προγράμματος καλύφθηκαν.

2 Ιστορικό του προγράμματος

Το πρόγραμμα έχει **σκοπό** να διερευνήσει και να βαθμονομήσει, με πιθανοτικές μεθόδους, το επίπεδο ασφαλείας που παρέχεται στις κατασκευές από τις τιμές των συντελεστών συμπεριφοράς καθώς και από τους συντελεστές ικανοτικής μεγέθυνσης του ΕΑΚ. Εξετάζονται κατασκευές από ωπλισμένο σκυρόδεμα και κατασκευές από ξύλο. Η διερεύνηση που αφορά κατασκευές από σκυρόδεμα είναι αναλυτική ενώ η διερεύνηση που αφορά κατασκευές από ξύλο είναι πειραματική και αναφέρεται σε μεμονωμένους κόμβους υπό ανακυκλιζόμενη φόρτιση.

Στο **αναλυτικό** σκέλος του προγράμματος γίνεται η διερεύνηση του επιπέδου ασφαλείας που παρέχεται στις κατασκευές Ω.Σ. από τον δείκτη συμπεριφοράς και από τους δείκτες ικανοτικής μεγέθυνσης του ΕΑΚ. Η διερεύνηση γίνεται με πιθανοτικές μεθόδους: από την απαίτηση η πιθανότητα αστοχίας να είναι σταθερή (και ανεξάρτητη από το είδος του δομικού συστήματος, από τον βαθμό υπερστατικότητας, από την στάθμη της αξονικής δυνάμεως και από όλες τις άλλες βασικές μεταβλητές που επηρεάζουν την ασφάλεια του έργου), υπολογίζονται οι συντελεστές συμπεριφοράς καθώς και οι συντελεστές ικανοτικής μεγέθυνσης για τις διάφορες περιπτώσεις που θα εξετασθούν. Αν απαιτηθεί, θα τροποποιηθούν καταλλήλως ο συντελεστής συμπεριφοράς και οι συντελεστές ικανοτικής μεγέθυνσης ώστε να επιτυγχάνεται ενιαίος βαθμός ασφαλείας των κατασκευών.

Στο **πειραματικό** σκέλος του προγράμματος μελετάται πειραματικώς η συμπεριφορά διαφόρων τύπων ξυλίνων κόμβων υπό εναλλασσόμενη ή ανακυκλιζόμενη ένταση προκειμένου να προταθούν ρεαλιστικότεροι (και όχι τόσο συντηρητικοί) συντελεστές συμπεριφοράς ξυλίνων κατασκευών.

Σύμφωνα με την σχετική σύμβαση το πρόγραμμα περιλαμβάνει **έξι φάσεις**:

1^η Φάση: Επιλογή και διαστασιολόγηση τυπικών κτιρίων. Θα εξετασθούν διάφοροι τύποι κατασκευών, οι οποίοι θα διαστασιολογηθούν με βάση τις διατάξεις του ΕΑΚ. Κύριες παράμετροι στην διερεύνηση αυτή θα είναι ο βαθμός υπερστατικότητας της κατασκευής, το είδος του δομικού συστήματος και το επίπεδο της περισφίξεως.

2^η Φάση: Πιθανοτική ανάλυση κτιρίων από Ωπλισμένο Σκυρόδεμα. Οι βασικές μεταβλητές που υπεισέρχονται στον σχεδιασμό των κατασκευών θα θεωρηθούν ως τυχαίες μεταβλητές. Θα χρησιμοποιηθούν σύγχρονα προσομοιώματα για την απόδοση της περισφίξεως, θα υπολογισθεί η συνάρτηση κατανομής της πλαστιμότητας σε όρους καμπυλοτήτων και οι συναρτήσεις κατανομής των ροπών αντοχής. Θα διερευνηθεί η πιθανότητα της υπερβάσεως, σε μια διατομή, της καμπυλότητας, που αντιστοιχεί στον χρησιμοποιούμενο συντελεστή συμπεριφοράς. Στην συνέχεια θα εξετασθεί η πιθανότητα της ταυτόχρονης υπερβάσεως της καμπυλότητας αστοχίας σε όλες τις διατομές. Η πιθανότητα αυτή εξαρτάται, εκτός από τις επιμέρους πιθανότητες των μεμονωμένων διατομών, και από τον βαθμό συσχέτισεως που έχουν τα γεγονότα μεταξύ τους (ο βαθμός συσχέτισεως των γεγονότων αυτών είναι, κατά περίπτωση, άλλοτε πολύ μικρός και άλλοτε πολύ μεγάλος). Ανάλογα θα γίνουν και για τους ικανοτικούς ελέγχους κάμψεως και διατμήσεως: θα ΟΑΣΠ / Τελική έκθεση προόδου / Βαθμονόμηση με πιθανοτικές μεθόδους / 10

υπολογισθεί η πιθανότητα η καμπτική αντοχή των υποστυλωμάτων να είναι μικρότερη της καμπτικής αντοχής των δοκών καθώς και η πιθανότητα η ικανοτική τέμνουσα να υπερβεί την τέμνουσα αντοχής μιας διατομής.

3^η Φάση: Παραμετρικές διερευνήσεις κτιρίων από Ωπλισμένο Σκυρόδεμα. Αφού προσδιορισθεί ο τρόπος με τον οποίο κάθε μεταβλητή επηρεάζει την πιθανότητα αστοχίας, θα επιδιωχθεί η επίτευξη ενιαίας πιθανότητας αστοχίας τροποποιώντας τις βασικές μεταβλητές. Τα ίδια θα γίνουν και για τους ικανοτικούς ελέγχους κάμψεως και διατμήσεως: θα επιδιωχθεί η επίτευξη κοινής πιθανότητας αστοχίας τροποποιώντας κατάλληλα τους συντελεστές ικανοτικής μεγέθυνσης.

4^η Φάση: Πειραματική διερεύνηση ξυλίνων κόμβων υπό εναλλασσόμενη ή ανακυκλιζόμενη δράση. Θα δοκιμασθούν, σε ανακυκλιζόμενη φόρτιση, ξύλινοι κόμβοι με τις εξής μηχανικές συνδέσεις: ήλοι, βίδες, βλήτρα, γόμφοι και διατμητικά ενθέματα. Σε κάθε δοκιμή θα καταγράφονται οι σχέσεις εντάσεως παραμορφώσεως. Θα διερευνηθούν: η δυνατότητα αναλήψεως φορτίου, η παραμορφωσιμότητα του κόμβου, οι επιπτώσεις από την συμπεριφορά και την αστοχία του κόμβου στα συνδεόμενα μέλη, και τέλος η απορρόφηση ενέργειας. Θα ληφθεί υπόψη η διαφορετική συμπεριφορά του ξύλου παράλληλα και κάθετα προς τις ίνες του.

5^η Φάση: Παραμετρικές διερευνήσεις ξυλίνων κόμβων. Θα προταθούν προσομοιώματα συμπεριφοράς των ξυλίνων κόμβων. Χρησιμοποιώντας πιθανοτικές μεθόδους, θα επιδιωχθεί η επίτευξη ενιαίου επιπέδου ασφαλείας στα διάφορα συνδεόμενα μέλη και συνδέσεις.

6^η Φάση: Αξιολόγηση - προτάσεις Με βάση τα αποτελέσματα των αναλύσεων θα τεκμηριωθούν οι τιμές των συντελεστών ικανοτικής μεγέθυνσης του ΕΑΚ για στοιχεία από σκυρόδεμα και θα προταθούν τιμές που θα εξασφαλίζουν ενιαίο επίπεδο ασφαλείας. Αντίστοιχα, από το πειραματικό μέρος για το ξύλο, θα προκύψουν οδηγίες για τον σχεδιασμό ξυλίνων κατασκευών και τις επισκευές ξυλίνων κατασκευών με σεισμικές βλάβες. Οι τιμές που θα προταθούν θα εντάσσονται στην λογική και στο πλαίσιο (code format) των κανονισμών (σκυροδέματος, ξύλου και αντισεισμικού), ενδεχομένως όμως θα είναι αναλυτικότερες αν έτσι επιτυγχάνεται οικονομία στις κατασκευές πάντα για τον ίδιο βαθμό ασφαλείας.

Το **αρχικό χρονοδιάγραμμα** του προγράμματος (χωρίς την παράταση) φαίνεται στον επόμενο πίνακα:

Δραστηριότητα	Διάρκεια σε μήνες																													
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24						
Επιλογή και διαστασιολόγηση τυπικών κτιρίων από Ω.Σ.	■																													
Πιθανοτική ανάλυση κτιρίων από Ω.Σ.			■																											
Παραμετρικές διερευνήσεις κτιρίων από Ω.Σ.								■																						
Πειραματικό μέρος		■																												
Παραμετρικές διερευνήσεις ξυλίνων κατασκευών														■																
Αξιολόγηση προτάσεις																					■									
Ενδιάμεσες εκθέσεις προόδου								●										●												
Τελική έκθεση																								●						

3 Ικανοτικός έλεγχος κόμβων

Οι σύγχρονοι αντισεισμικοί κανονισμοί θεωρούν ότι κατά την απόκριση μιας κατασκευής στον σεισμό σχεδιασμού, μπορεί να γίνει αποδεκτός ο σχηματισμός ενός ελαστοπλαστικού μηχανισμού σε αυτήν. Ο τελευταίος όμως θα πρέπει να εξασφαλίζει ένα ελάχιστο επίπεδο αντοχής στα επιμέρους φέροντα στοιχεία-της (ικανότητα παραμόρφωσης του φορέα χωρίς να παρουσιάζονται σημαντικές απώλειες αντοχής) και, ταυτόχρονα, να παρέχει την δυνατότητα απορρόφησης της σεισμικής ενέργειας, δηλαδή να διασφαλίζει επαρκή πλαστιμότητα. Η κατανάλωση της σεισμικής ενέργειας σε φορείς από ωπλισμένο σκυρόδεμα πραγματοποιείται, μεταξύ των άλλων, και στις πλαστικές αρθρώσεις. Οι θέσεις ανάπτυξης αυτών προκαθορίζονται με τα κριτήρια του ικανοτικού σχεδιασμού των κανονισμών.

Το κεφάλαιο αυτό επικεντρώνεται σε αυτό που στον ΕΑΚ ονομάζεται «Αποφυγή Σχηματισμού Μηχανισμού Ορόφου» (§4.1.4.1) (το οποίο έχει επικρατήσει να λέγεται και «Ικανοτικός Έλεγχος Κόμβων»). Σε κτίρια που αποτελούνται από πλαισιωτούς φορείς, αυτός ο μηχανισμός θα πρέπει να μην εμφανίζεται. Σε περιπτώσεις όπου δεν γίνεται κάποιος ακριβέστερος υπολογισμός, αυτό επιτυγχάνεται με την αποφυγή δημιουργίας πλαστικών αρθρώσεων στα υποστυλώματα και την πρόβλεψη ως πιθανών θέσεων πλαστικών αρθρώσεων στις δοκούς. Για τον σκοπό αυτό, τα υποστυλώματα οπλίζονται βάσει των ροπών του ικανοτικού σχεδιασμού M_{CD} και για αξονική δύναμη όπως αυτή προκύπτει από τον σεισμικό συνδυασμό των δράσεων:

$$S_d = G_k + P_{\infty} \pm E + \sum \psi_2 Q_{ki}$$

G_k : μόνιμες δράσεις (χαρακτηριστική τιμή)

P_{∞} : προένταση μετά τις χρόνιες απώλειες

E : σεισμός σχεδιασμού

Q_{ki} : χαρακτηριστική τιμή της μεταβλητής δράσης i

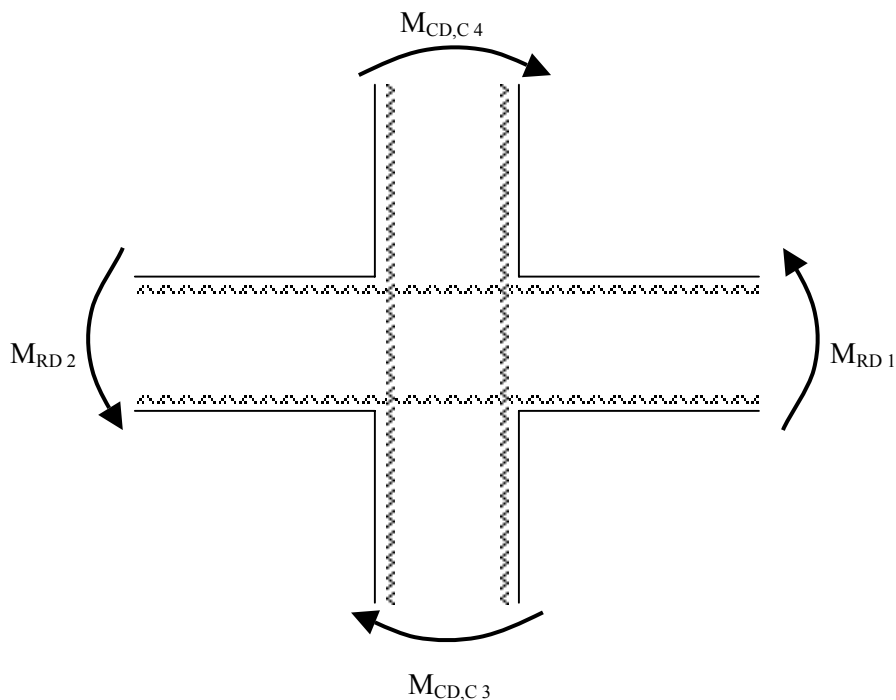
ψ_2 : συντελεστής συνδυασμού για μακροχρόνιες μεταβλητές δράσεις

Σε έναν κόμβο επίπεδου πλαισίου -όπως αυτός του σχήματος 3.1- η ροπή του ικανοτικού σχεδιασμού στα άκρα των υποστυλωμάτων $M_{CD,c}$ κατά την διεύθυνση του επίπεδου πλαισίου μπορεί να υπολογισθεί από την μέγιστη ροπή των υποστυλωμάτων M_{Ec} , στην ίδια θέση και κατεύθυνση, όπως αυτή προκύπτει από την ανάλυση για την σεισμική δράση, μέσω της σχέσης:

$$M_{CD,c} = \alpha_{CD} M_{Ec} \quad (1)$$

όπου α_{CD} είναι ο συντελεστής ικανοτικής μεγέθυνσης του κόμβου, κοινός για τα δύο υποστυλώματα του κόμβου, λαμβανόμενος ίσος με

$$\alpha_{CD} = \gamma_{RD} \frac{\sum M_{Rd}}{|\sum M_{Eb}|}$$



Σχήμα 3.1 Κόμβος μορφής σταυρού. Ροπές αντοχής όπως ενεργοποιούνται από τη σεισμική δράση

με

$\gamma_{RD} = 1,40$ συντελεστής για την μετατροπή της υπολογιστικής αντοχής των δοκών στην πιθανή μέγιστη τιμή της

$\sum M_{Rd}$ το άθροισμα των τελικών ροπών αντοχής των δοκών του κόμβου του πλαισίου με την φορά που ενεργοποιούνται από την σεισμική δράση που προκαλεί την ροπή M_{Ec}

$\sum M_{Eb}$ το άθροισμα των ροπών των ιδίων δοκών, όπως προκύπτουν από την ανάλυση για την ίδια σεισμική δράση που προκαλεί την M_{Ec} .

Ετσι, με βάση τις διαστάσεις και τελικούς οπλισμούς των δοκών, επιλέγονται οι οπλισμοί των υποστλωμάτων. Στην συνέχεια γίνεται η πιθανοτική ανάλυση του κόμβου. Συγκεκριμένα, όλες οι βασικές μεταβλητές που υπεισέρχονται στον σχεδιασμό θεωρούνται ως τυχαίες μεταβλητές και αναζητείται η πιθανότητα το άθροισμα των ροπών αντοχής των δοκών να είναι μεγαλύτερο από το άθροισμα των ροπών αντοχής των υποστλωμάτων:

$$p_{f,CD1} = P(M_{B1} + M_{B2} > M_{C1} + M_{C2})$$

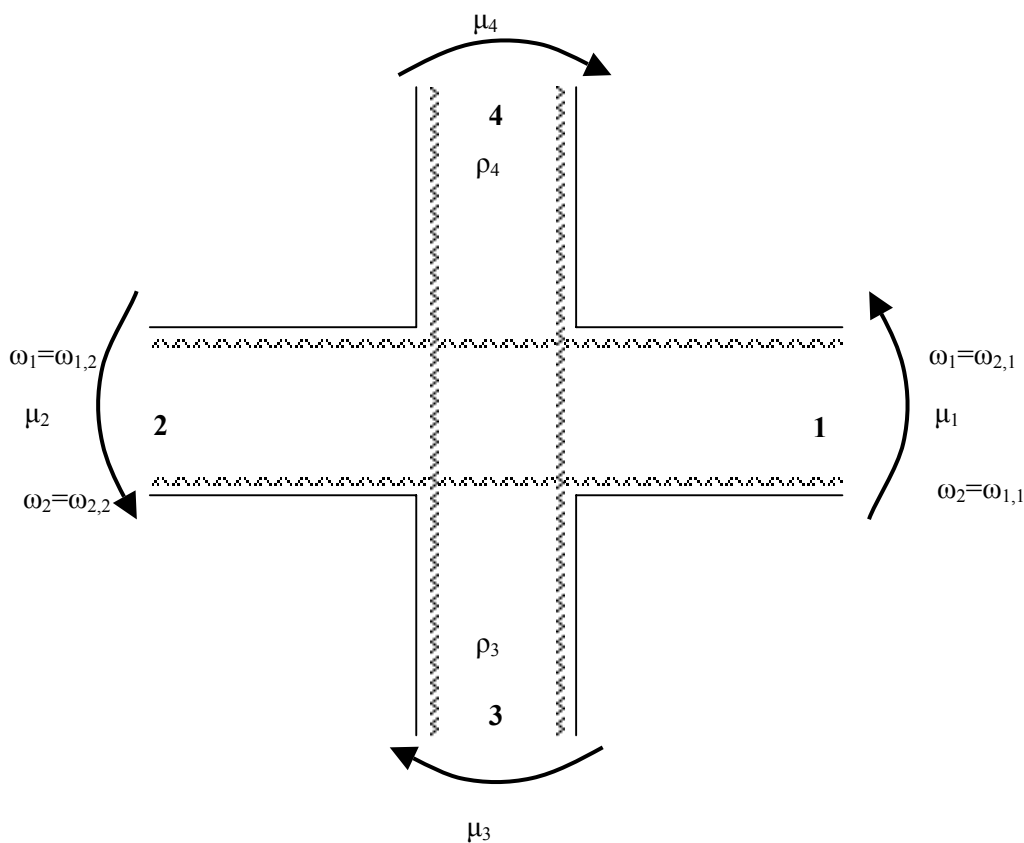
Στις επόμενες παραγράφους γίνεται διερεύνηση της μεταβολής της πιθανότητας αυτής συναρτήσει των διαφόρων παραμέτρων. Ειδικότερα στις παραγράφους 3.1 και 3.2 μελετώνται μεμονωμένοι

κόμβοι ενώ στην παράγραφο 3.3 μελετώνται φορείς οι οποίοι έχουν διαστασιολογηθεί με βάση τους κανονισμούς και στην συνέχεια υπολογίζεται η πιθανότητα $p_{i,CDI}$ για όλους τους κόμβους του καθενός φορέα.

3.1 Ικανοτικός έλεγχος μεμονωμένων κόμβων

3.1.1 Γενικά

Εξετάζονται κόμβοι μορφής σταυρού. (βλ σχήμα 3.2). Με τους δείκτες 1 και 2 συμβολίζονται οι δοκοί δεξιά και αριστερά αντιστοίχως, ενώ με τους δείκτες 3 και 4 συμβολίζονται το κάτω και άνω υποστυλώμα αντιστοίχως. Σε πρώτη φάση γίνεται η παραδοχή (η οποία είναι συνήθης στην πράξη) ότι οι άνω οπλισμοί των εκατέρωθεν δοκών είναι οι ίδιοι (δηλαδή $\omega_{1,2}=\omega_{2,1}=\omega_1$), ομοίως και για τους κάτω οπλισμούς (δηλαδή $\omega_{2,2}=\omega_{1,1}=\omega_2$).



Σχήμα 3.2 Κόμβος μορφής σταυρού. Ονομασία μελών.

Εξετάστηκαν τρεις κατηγορίες κόμβων ανάλογα με τις διαστάσεις των μελών:

- ΚΟΜΒΟΣ Ι: Υποστυλώματα 30×30 και Δοκοί $25/40$
- ΚΟΜΒΟΣ ΙΙ: Υποστυλώματα 40×40 και Δοκοί $25/40$
- ΚΟΜΒΟΣ ΙΙΙ: Υποστυλώματα 40×40 και Δοκοί $30/60$

Εξετάζονται τρεις τιμές της ανηγμένης αξονικής δυνάμεως: $v=0.10, 0.25$ και 0.40 . Συγκεκριμένα εξετάστηκαν οι εξής συνδυασμοί αξονικών δυνάμεων του άνω (δείκτης 4) και κάτω (δείκτης 3) υποστυλώματος (θεωρείται ότι το κάτω υποστύλωμα θα έχει μεγαλύτερη αξονική δύναμη $v_3 \geq v_4$)

- **A** $v_3=0.10$ και $v_4=0.10$
- **B** $v_3=0.25$ και $v_4=0.10$
- **C** $v_3=0.25$ και $v_4=0.25$
- **D** $v_3=0.40$ και $v_4=0.10$
- **E** $v_3=0.40$ και $v_4=0.25$
- **F** $v_3=0.40$ και $v_4=0.40$

Για κάθε κόμβο εξετάζονται τρεις περιπτώσεις οπλίσεως των δοκών:

- ΤΥΠΟΣ ΟΠΛΙΣΕΩΣ ΔΟΚΩΝ 1: $A_{s,ανω} = A_{s,κάτω} = 3\Phi 14$ (ως ελάχιστος κατασκευαστικός οπλισμός, ανεξαρτήτως διαστάσεων δοκού)
- ΤΥΠΟΣ ΟΠΛΙΣΕΩΣ ΔΟΚΩΝ 2: $A_{s,ανω} = \rho_{max}/2$ και $A_{s,κάτω} = \rho_{max}/4$
- ΤΥΠΟΣ ΟΠΛΙΣΕΩΣ ΔΟΚΩΝ 3: $A_{s,ανω} = \rho_{max}$ και $A_{s,κάτω} = \rho_{max}/2$

με ρ_{max} το μέγιστο ποσοστό οπλισμού που επιτρέπεται από τον κανονισμό:

$$\rho_{max} = 0,65 \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \frac{\rho'}{\rho} + 0,0015 \leq \frac{7}{f_{yd}}$$

Τέλος εξετάστηκαν τρεις περιπτώσεις οπλίσεως των υποστυλωμάτων: $\rho=1\%, 2.5\%$ και 4% . Συγκεκριμένα εξετάστηκαν οι εξής συνδυασμοί οπλίσεως άνω (δείκτης 4) και κάτω (δείκτης 3) υποστυλώματος (θεωρείται ότι το κάτω υποστύλωμα θα έχει μεγαλύτερο γεωμετρικό ποσοστό οπλισμού $\rho_3 \geq \rho_4$):

- ΤΥΠΟΣ ΟΠΛΙΣΕΩΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ 1: $\rho_3=1.0\%, \rho_4=1.0\%$
- ΤΥΠΟΣ ΟΠΛΙΣΕΩΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ 2: $\rho_3=2.5\%, \rho_4=1.0\%$
- ΤΥΠΟΣ ΟΠΛΙΣΕΩΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ 3: $\rho_3=2.5\%, \rho_4=2.5\%$
- ΤΥΠΟΣ ΟΠΛΙΣΕΩΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ 4: $\rho_3=4.0\%, \rho_4=1.0\%$
- ΤΥΠΟΣ ΟΠΛΙΣΕΩΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ 5: $\rho_3=4.0\%, \rho_4=2.5\%$
- ΤΥΠΟΣ ΟΠΛΙΣΕΩΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ 6: $\rho_3=4.0\%, \rho_4=4.0\%$

Σε αυτές θεωρείται ότι το κάτω υποστύλωμα θα έχει μεγαλύτερη αξονική δύναμη ($v_3 \geq v_4$) καθώς και μεγαλύτερο γεωμετρικό ποσοστό οπλισμού ($\rho_3 \geq \rho_4$).

3.1.2 Εξίσωση αστοχίας

Ως αστοχία θεωρείται όταν το άθροισμα των ροπών αντοχής M_1 και M_2 των δοκών 1 και 2 είναι μεγαλύτερο από το άθροισμα των ροπών αντοχής M_3 και M_4 των υποστυλωμάτων 3 και 4, δηλαδή η εξίσωση ασφαλείας γράφεται:

$$M_1 + M_2 = M_3 + M_4$$

Προκειμένου να εργαζόμαστε με αδιάστατα μεγέθη των ροπών αντοχής, μετασχηματίζουμε την εξίσωση ως εξής:

$$\frac{M_1}{b_1 h_1^2 b_2 h_2^2 b_3 h_3^2 b_4 h_4^2 f_{cd}} + \frac{M_2}{b_1 h_1^2 b_2 h_2^2 b_3 h_3^2 b_4 h_4^2 f_{cd}} = \frac{M_3}{b_1 h_1^2 b_2 h_2^2 b_3 h_3^2 b_4 h_4^2 f_{cd}} + \frac{M_4}{b_1 h_1^2 b_2 h_2^2 b_3 h_3^2 b_4 h_4^2 f_{cd}} \leftrightarrow$$

$$\leftrightarrow \mu_1 \frac{1}{b_2 h_2^2 b_3 h_3^2 b_4 h_4^2} + \mu_2 \frac{1}{b_1 h_1^2 b_3 h_3^2 b_4 h_4^2} = \mu_3 \frac{1}{b_1 h_1^2 b_2 h_2^2 b_4 h_4^2} + \mu_4 \frac{1}{b_1 h_1^2 b_2 h_2^2 b_3 h_3^2} \leftarrow \frac{\times b_1 h_1^2 b_2 h_2^2}{\times b_1 h_1^2 b_2 h_2^2}$$

$$\leftrightarrow \mu_1 \frac{b_1 h_1^2}{b_3 h_3^2 b_4 h_4^2} + \mu_2 \frac{b_2 h_2^2}{b_3 h_3^2 b_4 h_4^2} = \mu_3 \frac{1}{b_4 h_4^2} + \mu_4 \frac{1}{b_3 h_3^2}$$

Συμβολίζοντας:

$$\delta_1 = \frac{b_1 h_1^2}{b_3 h_3^2 b_4 h_4^2}, \delta_2 = \frac{b_2 h_2^2}{b_3 h_3^2 b_4 h_4^2}, \delta_3 = \frac{1}{b_4 h_4^2} \text{ και } \delta_4 = \frac{1}{b_3 h_3^2}$$

η εξίσωση ασφαλείας γράφεται:

$$\mu_1 \delta_1 + \mu_2 \delta_2 = \mu_3 \delta_3 + \mu_4 \delta_4$$

Στην σχέση αυτή με μ_i συμβολίζεται η ανηγμένη ροπή αντοχής του μέλους i : $\mu_i = \frac{M}{b_i h_i^2 f_{cd}}$

Η πιθανότητα αστοχίας ορίζεται ως:

$$p_f = P[\mu_3 \delta_3 + \mu_4 \delta_4 \leq \mu_1 \delta_1 + \mu_2 \delta_2]$$

$$\text{ή } p_f = P[\mu_3 \delta_3 + \mu_4 \delta_4 - \mu_1 \delta_1 - \mu_2 \delta_2 \leq 0] = P[Z \leq 0]$$

$$\text{με } Z = \mu_3 \delta_3 + \mu_4 \delta_4 - \mu_1 \delta_1 - \mu_2 \delta_2$$

Σε μητρωϊκή μορφή η σχέση αυτή γράφεται ως $Z = \delta^T \mu$, όπου δ^T είναι ο ανάστροφος του πίνακα δ .

Όπου:

$$\delta^T = [-\delta_1 \quad -\delta_2 \quad \delta_3 \quad \delta_4] \text{ και } \mu = \begin{bmatrix} \mu_1 \\ \mu_2 \\ \mu_3 \\ \mu_4 \end{bmatrix}$$

Η μέση τιμή, η διασπορά και η τυπική απόκλιση του μεγέθους Z προκύπτουν ως ακολούθως:

$$Z_m = \delta^T \mu$$

$$\text{Var}(Z) = \delta^T \mathbf{D}_\sigma \rho \mathbf{D}_\sigma \delta$$

$$\sigma_Z = \sqrt{\text{Var}(Z)}$$

όπου

$$\rho = \begin{bmatrix} \rho_{11} & \rho_{12} & \rho_{13} & \rho_{14} \\ \rho_{21} & \rho_{22} & \rho_{23} & \rho_{24} \\ \rho_{31} & \rho_{32} & \rho_{33} & \rho_{34} \\ \rho_{41} & \rho_{42} & \rho_{43} & \rho_{44} \end{bmatrix} \quad \text{είναι το μητρώο συσχετίσεως}$$

D_σ είναι ένας διαγώνιος πίνακας, του οποίου τα διαγώνια στοιχεία είναι οι τυπικές αποκλίσεις των $\mu_1, \mu_2, \mu_3, \mu_4$. Δηλαδή

$$D_\sigma = \begin{bmatrix} \sigma_{\mu 1} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & \sigma_{\mu 2} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & \sigma_{\mu 3} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \sigma_{\mu 4} \end{bmatrix}$$

Για το μητρώο συσχετίσεως ρ κάνουμε τις εξής παραδοχές:

- είναι συμμετρικό: $\rho_{ij} = \rho_{ji}$
- Οι συσχετίσεις μεταξύ των ροπών αντοχής του πάνω υποστυλώματος και των δοκών είναι μηδενικές: $\rho_{14} = \rho_{24} = 0$ καθώς τα στοιχεία αυτά δεν έχουν τίποτα κοινό (σκυρόδεμα, χάλυβα ή διαστάσεις)
- οι συσχετίσεις μεταξύ των ροπών αντοχής των δοκών και του κάτω υποστυλώματος ρ_{13}, ρ_{23} αναμένεται να είναι μη μηδενικές στην περίπτωση που σκυροδετούνται ταυτόχρονα. Η τιμή τους μεταβάλλεται ανάλογα με το μέγεθος της αξονικής δυνάμεως του κάτω υποστυλώματος και του ποσοστού οπλισμού στις δοκούς: αναμένονται μικρές τιμές των ρ_{13}, ρ_{23} για μικρές αξονικές δυνάμεις στο υποστυλόμεμα και για μεγάλα γεωμετρικά ποσοστά οπλισμού στις δοκούς
- συσχέτιση μεταξύ των ροπών αντοχής των υποστυλωμάτων υφίσταται λόγω του κοινού χάλυβα. Συνεπώς η συσχέτιση ρ_{34} θα εξαρτάται από τις αξονικές δυνάμεις που θα εμφανίζονται στα υποστυλώματα και τα γεωμετρικά ποσοστά οπλισμού. Για μικρές αξονικές και μεγάλα ποσοστά οπλισμού αναμένονται υψηλές τιμές της εν λόγω συσχετίσεως.

Αν, όπως αποδεικνύεται, τα $\mu_1, \mu_2, \mu_3, \mu_4$ ακολουθούν κανονική κατανομή, τότε το Z θα ακολουθεί και αυτό κανονική κατανομή ως άθροισμα κανονικών κατανομών.

Το $U = (Z - Z_m) / \sigma_m$ θα ακολουθεί την τυποποιημένη κανονική κατανομή με μέση τιμή 0 και τυπική απόκλιση 1 (μονάδες m^{-3}). Τότε η εξίσωση αστοχίας τροποποιείται ως εξής:

$$p_f = P[Z \leq 0] = P\left[\frac{Z - Z_m}{\sigma_Z} \leq -\frac{Z_m}{\sigma_Z}\right] = P[U \leq -\beta] = \text{Erf}^{-1}(-\beta)$$

Όπου $\text{Erf}^{-1}(-\beta)$ είναι η αντίστροφη της τυποποιημένης κανονικής κατανομής και $\beta = Z_m / \sigma_Z$. Καθώς η πιθανότητα αστοχίας p_f είναι άμεσα συνδεδεμένη με τον δείκτη ασφαλείας β , ο τελευταίος χρησιμοποιείται πολλές φορές αντί της πιθανότητας αστοχίας.

3.1.3 Διαδικασία

Εξετάζονται δύο περιπτώσεις:

1. Στην πρώτη περίπτωση εξετάζονται όλοι οι δυνατοί συνδυασμοί διαστάσεων δοκών, υποστυλωμάτων, οπλισμών και αξονικών δυνάμεων ανεξαρτήτως αν όλοι αυτοί οι συνδυασμοί ικανοποιούν την απαίτηση για αποφυγή σχηματισμού μηχανισμού ορόφου ή, αντιθέτως, αν το υπερκαλύπτουν κατά πολύ. Για κάθε συνδυασμό υπολογίζονται με την μέθοδο της προσομοιώσεως οι ροπές αντοχής μ_i (συνάρτηση κατανομής, μέση τιμή μ_{im} και τυπική απόκλιση σ_i). Παράλληλα υπολογίζεται και το μητρώο συσχετίσεως ρ . Τέλος, από την εξίσωση αστοχίας, υπολογίζεται ο δείκτης ασφαλείας β για τον υπό εξέταση κόμβο. Συγκεντρωτικά αποτελέσματα δίνονται στην παράγραφο 3.1.5 (1 έως 5).
2. Στην δεύτερη περίπτωση αναζητούνται εκείνες οι λύσεις που ικανοποιούν οριακά την απαίτηση του ΕΑΚ. Με δεδομένη την όπλιση των δοκών, υπολογίζονται οι ροπές αντοχής-τους με βάση τον κανονισμό (λαμβάνοντας υπόψη τους συντελεστές ασφαλείας των υλικών). Από την απαίτηση του ΕΑΚ τα υποστυλώματα θα πρέπει να αναπτύσσουν ροπή αντοχής μεγαλύτερη ή ίση από $\sum M_{CD} \geq \alpha_{CD} \sum M_{Ec} = \gamma_{RD} \frac{\sum M_{RD}}{|\sum M_{Eb}|} \sum M_{Ec}$.

Επειδή στην παράγραφο αυτή εξετάζονται μεμονωμένοι κόμβοι και άρα δεν υπολογίζονται τα μεγέθη M_{Ec} και M_{Eb} , υποθέτουμε ότι:

$$\frac{\sum M_{Ec}}{|\sum M_{Eb}|} = \alpha$$

Για το «α» θεωρήθηκαν δύο τιμές: $\alpha=1.0$ και $\alpha=1.4$.

Για δεδομένες αξονικές δυνάμεις v_3 και v_4 και δεδομένο γεωμετρικό ποσοστό οπλισμού του άνω (αντιστ. κάτω) υποστυλώματος ρ_4 (αντιστ. ρ_3) αναζητείται το γεωμετρικό ποσοστό οπλισμού ρ_3 του κάτω (αντιστ. άνω) υποστυλώματος ρ_3 (αντιστ. ρ_4) έτσι ώστε να ικανοποιείται η απαίτηση:

$$\sum M_{CD} \geq \alpha \gamma_{RD} \sum M_{RD}$$

με $\gamma_{RD}=1.4$.

Με δεδομένα πλέον τα $v_3, v_4, \rho_3, \rho_4, \omega_1, \omega_2$ υπολογίζεται και πάλι η πιθανότητα αστοχίας p_f ή ο δείκτης ασφαλείας «β». Συγκεντρωτικά αποτελέσματα φαίνονται στην παρ. 3.1.5 (6 έως 9)

3.1.4 Παραδοχές

Οι βασικές μεταβλητές οι οποίες καθορίζουν την ροπή αντοχής μιας διατομής είναι τυχαίες μεταβλητές. Οι συναρτήσεις κατανομής και οι αντίστοιχες παράμετροι φαίνονται στον επόμενο πίνακα.

Πίνακας 3.1 Συναρτήσεις κατανομής και παράμετροι των βασικών μεταβλητών

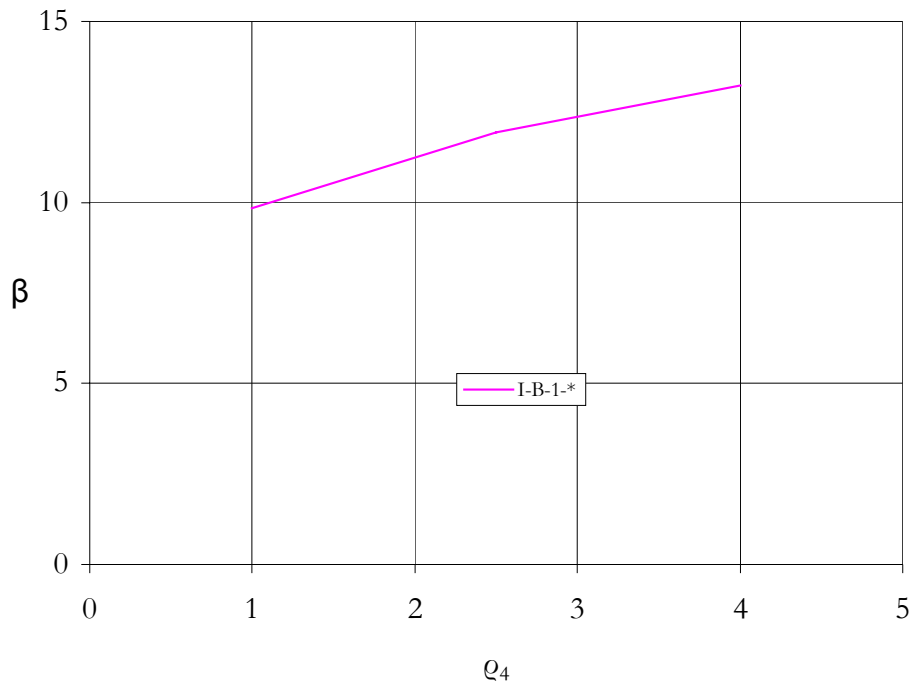
Μεταβλητή	Συνάρτηση Κατανομής	Μέση Τιμή	Συντελεστής Μεταβλητότητας
Αντοχή σκυροδέματος $\frac{f_c}{f_{cd}}$	Κανονική	1,99	15%
Οριο διαρροής χάλυβα $\frac{f_y}{f_{yd}}$	Κανονική	1,25	5%
Εμβαδόν οπλισμού $\frac{A_{s1}}{A_{s1,nom}}, \frac{A_{s2}}{A_{s2,nom}}$	Κανονική	1	2,5%
Στατικό ύψος διατομής $\frac{d}{d_{nom}}$	Κανονική	1	2,5%
Επικάλυψη οπλισμού $\frac{d_l}{d_{l,nom}}$	Κανονική	1	2,5%
Πλάτος διατομής $\frac{b}{b_{nom}}$	Κανονική	1	2,5%

3.1.5 Αποτελέσματα

Υπόμνημα συμβολισμών: Κάθε μια από τις περιπτώσεις που παρουσιάζεται χαρακτηρίζεται με έναν κωδικό αριθμό i-j-k-l όπου:

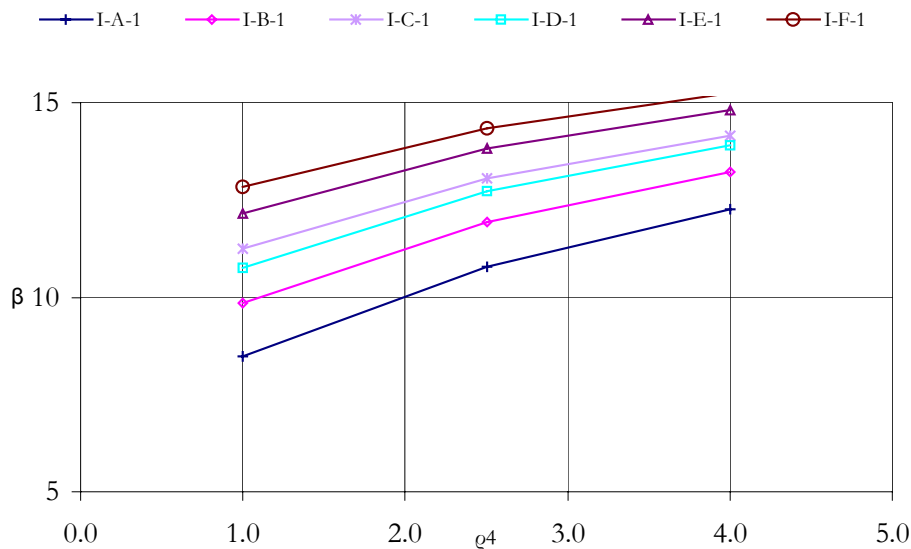
- i= I, II, III εκφράζει τις διαστάσεις του κόμβου (βλ. παρ. 3.1.1)
- j= A, B, C, D, E, F εκφράζει τους συνδυασμούς αξονικών δυνάμεων (βλ. παρ. 3.1.1)
- k= 1, 2, 3 εκφράζει τον τύπο οπλίσεως της δοκού (βλ. παρ. 3.1.1)
- l= 1, 2, 3, 4, 5, 6 εκφράζει τον συνδυασμό οπλίσεως των υποστυλωμάτων (βλ. παρ. 3.1.1)

1. Από τις επιλύσεις που πραγματοποιήθηκαν, παρατηρήθηκε ότι ο δείκτης ασφαλείας β είναι αύξουσα συνάρτηση του ποσοστού του διαμήκους οπλισμού των υποστυλωμάτων. Αυτό συμβαίνει, καθώς με την αύξηση των ρ_3, ρ_4 αυξάνει και η ροπή αντοχής των υποστυλωμάτων, με αποτέλεσμα να αυξάνει και ο όρος της αντοχής στην εξίσωση αστοχίας. Αυτό συνεπάγεται την μείωση της πιθανότητας αστοχίας και συνεπώς την αύξηση του δείκτη ασφαλείας. Η μεταβολή στο επίπεδο ασφαλείας είναι πιο έντονη για μεταβολές $\Delta\rho_L$ στις μικρές τιμές του ρ_L .



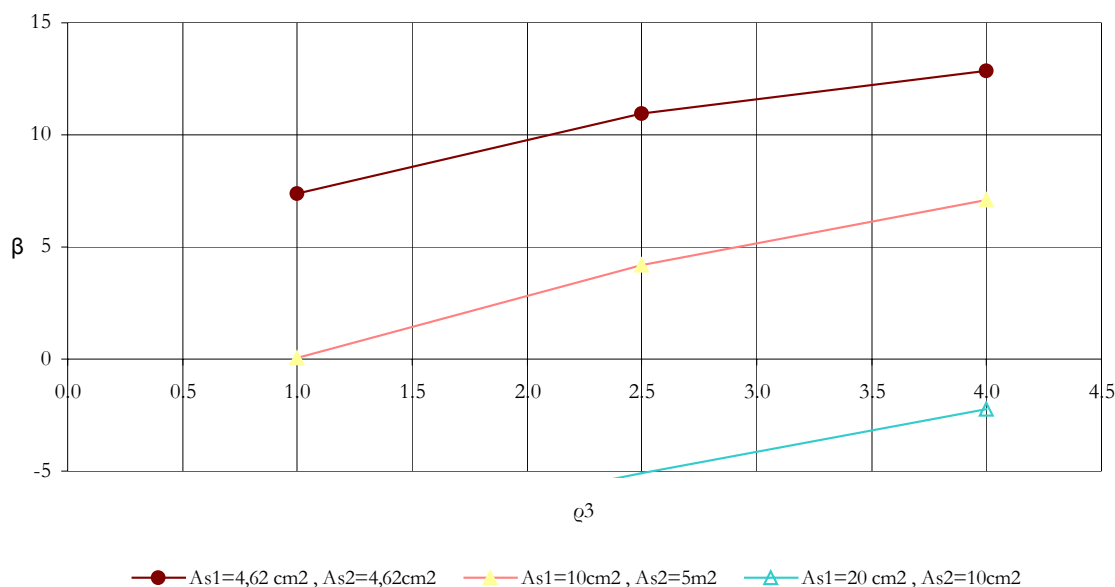
Σχήμα 3.3 Μεταβολή του δείκτη ασφαλείας β συναρτήσει του ρ_4 για κόμβο τύπου I, συνδυασμού B δυνάμεων, όπλιση δοκών τύπου 1 και $\rho_3=4\%$

2. Την ίδια επίδραση στον δείκτη ασφαλείας β , είχε και η αύξηση του θλιπτικού φορτίου στα υποστυλώματα. Αυτό συμβαίνει επειδή θεωρήθηκαν αξονικές δυνάμεις μέχρι $\nu=0.4$ για τις οποίες αυξάνεται η ροπή αντοχής (βλ διάγραμμα αλληλεπιδράσεως). Για τις μεγάλες τιμές του αξονικού φορτίου, η επίδραση που έχει ο διαμήκης οπλισμός των υποστυλωμάτων στον δείκτη ασφαλείας, μικραίνει.



Σχήμα 3.4 Μεταβολή του δείκτη ασφαλείας β συναρτήσει του ρ_4 για: κόμβο τύπου I, διάφορους συνδυασμούς των αξονικών φορτίων A, B, C, D, E, F, όπλιση δοκών τύπου 1 και $\rho_3=4\%$.

3. Αύξηση του γεωμετρικού ποσοστού του διαμήκους οπλισμού των δοκών, συνεπάγεται αύξηση της αντίστοιχης ροπής αντοχής, με αποτέλεσμα ο όρος της «δράσης» στην εξίσωση αστοχίας να αυξάνεται σε σχέση με την «αντοχή» με αποτέλεσμα την μείωση της ασφαλείας.



Σχήμα 3.5 Μεταβολή του δείκτη ασφαλείας β συναρτήσει του ρ_3 για: κόμβο τύπου I, συνδυασμό F αξονικών δυνάμεων, για διάφορους τύπους όπλισης των δοκών 1, 2, 3, και $\rho_4=1\%$

4. Επίδραση των διαστάσεων του κόμβου: Αύξηση των διαστάσεων των υποστυλωμάτων είχε αποτέλεσμα την αύξηση του επιπέδου ασφαλείας β (από KOMBO I σε KOMBO II). Αύξηση των διαστάσεων των δοκών είχε αποτέλεσμα την μείωση του επιπέδου ασφαλείας β (από KOMBO II σε KOMBO III). Τα αποτελέσματα αυτής της επίδρασης φαίνονται στον παρακάτω πίνακα:

Πίνακας 3.2 Επίδραση των διαστάσεων του κόμβου στον δείκτη ασφαλείας « β »

Τύπος οπλίσεως δοκών	KOMBOΣ I		KOMBOΣ II		KOMBOΣ III	
	min β	max β	min β	max β	min β	max β
1	-0.329	15.236	11.949	19.514	5.734	17.779
2	-6.168	10.943	5.666	17.708	-7.549	9.427
3	-11.679	2.282	-3.684	13.035	-12.433	0.45

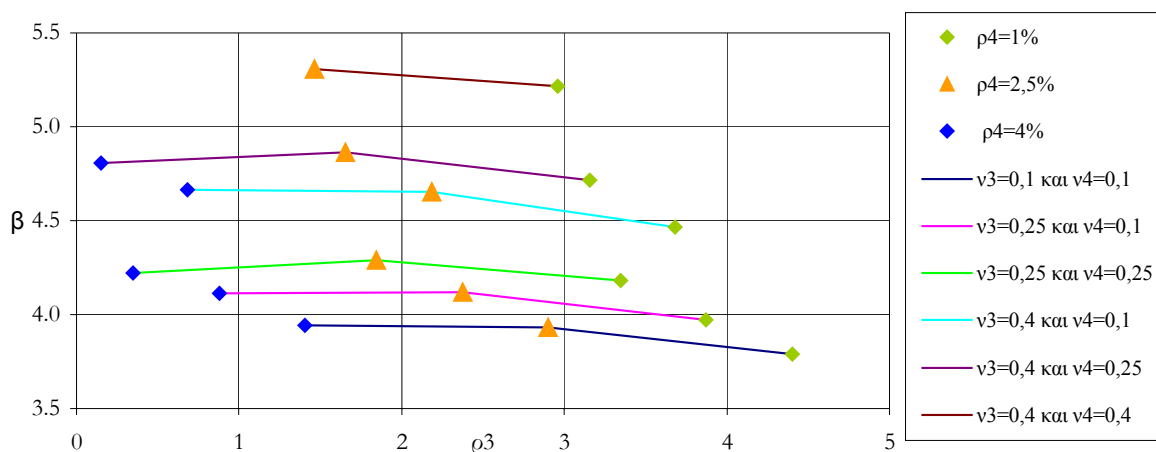
5. Συσχετίσεις μεταξύ των ροπών αντοχής: Η συσχέτιση ρ_{12} μεταξύ των εκατέρωθεν δοκών ήταν της τάξεως του 0.85 και όχι ίση με την μονάδα, όπως θα ήταν αναμενόμενο. Η απόκλιση οφείλεται στο ότι ο εφελκόμενος χάλυβας της μιας διατομής ήταν ο θλιβόμενος της άλλης (και αντιστρόφως). Αυτό είχε ως αποτέλεσμα την μείωση της συσχέτισεως ανάμεσα στα δυο στοιχεία. Η συσχέτιση ρ_{14} (ρ_{24}) μεταξύ πάνω υποστυλώματος και δοκών προέκυψε μηδενική. Η συσχέτιση ρ_{34} ανάμεσα στα δυο υποστυλώματα, όπως ήταν αναμενόμενο εξαρτάται από το

μέγεθος της αξονικής δύναμης και το ποσοστό του διαμήκους οπλισμού. Παρατηρήθηκε λοιπόν αύξηση της συσχέτισης για αύξηση του διαμήκους οπλισμού και για μείωση του αξονικού φορτίου, όπως φαίνεται και στον παρακάτω πίνακα:

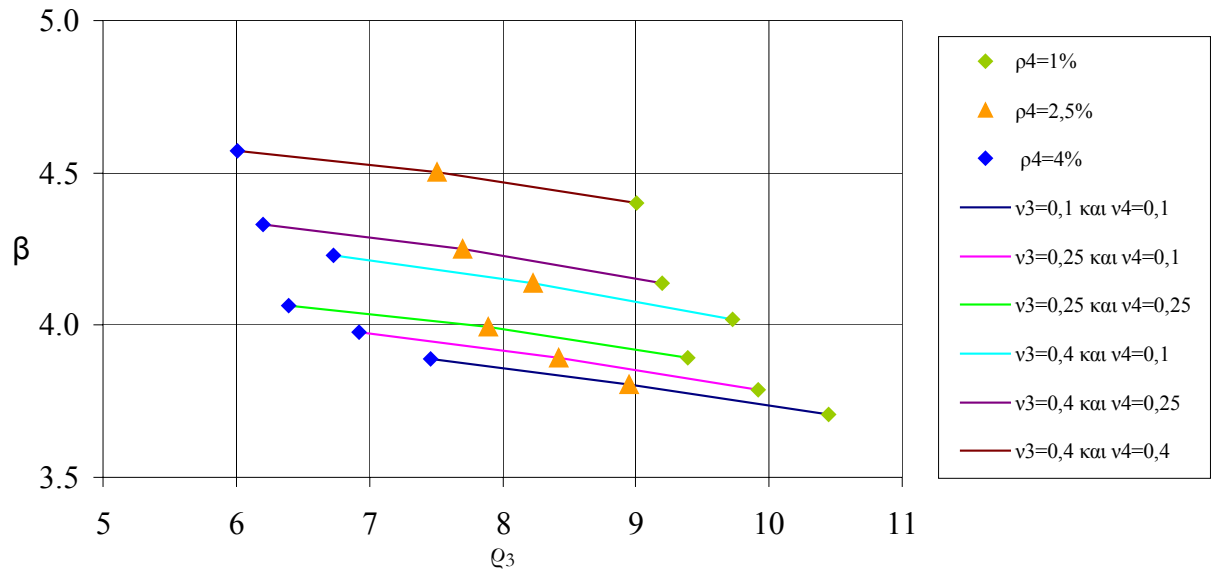
Πίνακας 3.3 Μεταβολή του συντελεστή συσχέτισης ρ_{34} των ροπών αντοχής άνω και κάτω υποστυλώματος για: κόμβο τύπου I, για αξονική δύναμη του κάτω υποστυλώματος $v_3=0.25$ και δύο τιμές της αξονικής δύναμης του άνω υποστυλώματος $v_4=0.10$ και 0.25 , για τύπο 3 οπλίσεως των δοκών και για τύπους οπλίσεως υποστυλωμάτων 1 έως 6

Τύπος οπλίσεως υποστυλωμάτων	Συντελεστής συσχέτισης ρ_{34}	
	ρ_3 %	ρ_4 %
1	1.00	1.00
2	2.50	1.00
3	2.50	2.50
4	4.00	1.00
5	4.00	2.50
6	4.00	4.00

6. Στο Σχήμα 3.6 φαίνονται τα σημεία τα οποία ικανοποιούν οριακώς την απαίτηση του κανονισμού (βλ παρ. 3.1.3 περίπτωση 2), για $\alpha=1.0$ και για όπλιση δοκών τύπου 2. Στο σχήμα 3.7 φαίνονται τα αντίστοιχα αποτελέσματα για όπλιση δοκών τύπου 3. Από τα σχήματα προκύπτει ότι η επίδραση της μεταβολής του διαμήκους οπλισμού του κάτω υποστυλώματος (ρ_3) είναι σχετικά μικρή (οι καμπύλες είναι σχεδόν οριζόντιες). Σημαντικότερη είναι η επίδραση της αξονικής δυνάμεως των υποστυλωμάτων: αυξανόμενης της αξονικής δυνάμεως αυξάνεται ο δείκτης ασφαλείας «β».

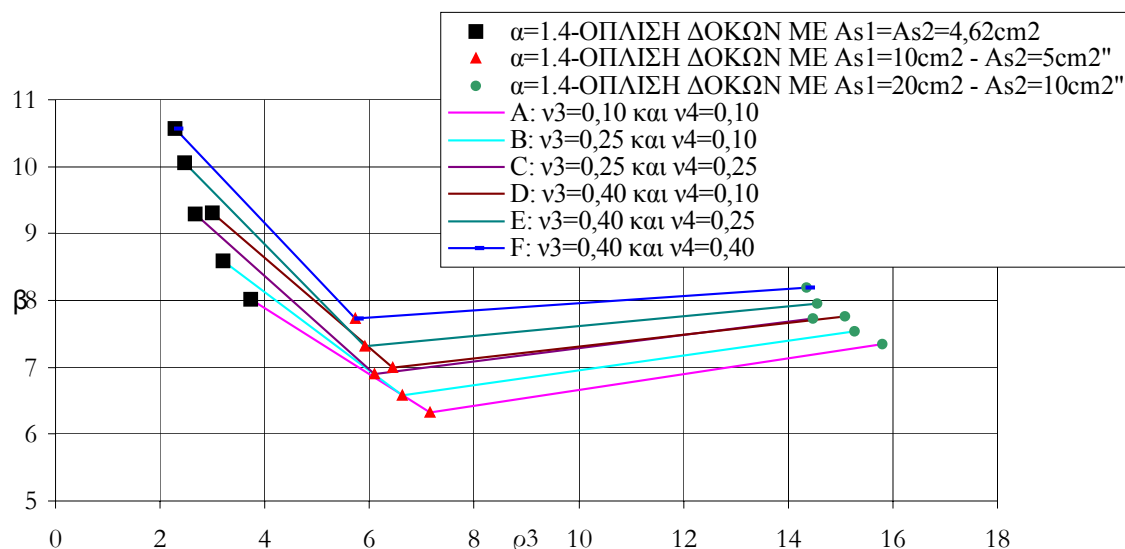


Σχήμα 3.6 Επίπεδο ασφαλείας β συναρτήσει του ρ_3 για: κόμβο τύπου I, συνδυασμούς αξονικών δυνάμεων από A έως F, για τύπο όπλισης των δοκών 1.



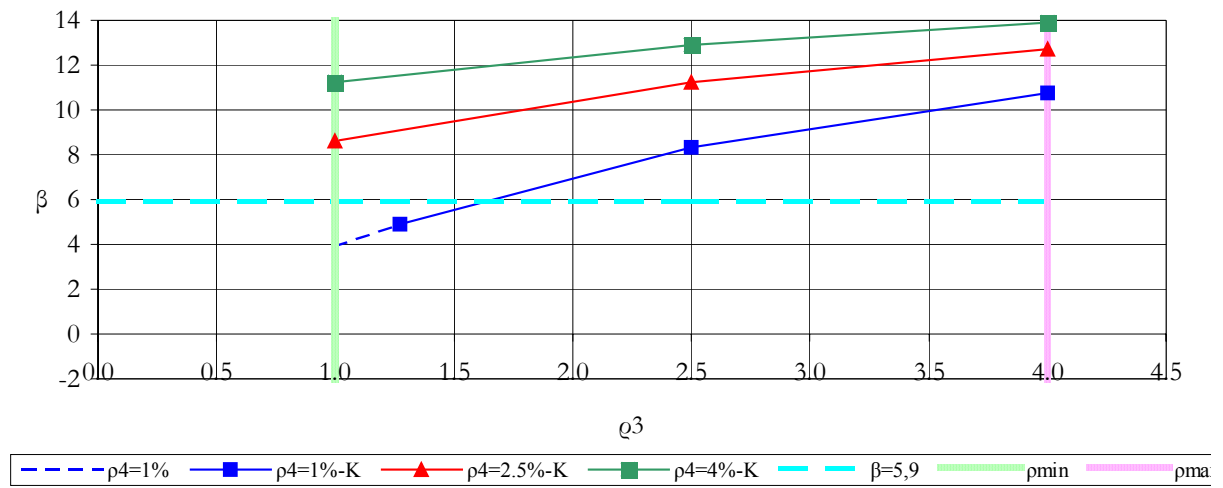
Σχήμα 3.7. Επίπεδο ασφαλείας β συναρτήσει του ρ_3 για: κόμβο τύπου I, συνδυασμούς αξονικών δυνάμεων από A έως F, για τύπο 3 οπλίσεως δοκών 3.

- Αύξηση των διαστάσεων των υποστυλωμάτων αυξάνει και το επίπεδο ασφαλείας β . Πιο πολλές περιπτώσεις κόμβων πλέον ικανοποιούν το κριτήριο ασφαλείας. Για Κόμβο τύπου I, με $\nu_3=0.40 / \nu_4=0.40$ και για τύπο 3 οπλίσεως δοκών προκύπτει $\beta=5.218$. Για τον Κόμβο II για τα ίδια αξονικά φορτία και όπλιση δοκών, το αντίστοιχο β προέκυψε ίσο με 5.588. Αύξηση των διαστάσεων των δοκών μειώνει το επίπεδο ασφαλείας β . Για Κόμβο τύπου II, με $\nu_3=0.40 / \nu_4=0.40$ και για τύπο 3 οπλίσεως δοκών προκύπτει $\beta=5.588$. Για Κόμβο τύπου III για τα ίδια αξονικά φορτία και όπλιση δοκών, το αντίστοιχο β προέκυψε ίσο με 4.288.
- Οι προηγούμενες περιπτώσεις 6, 7 και 8 έχουν προκύψει για $\alpha=1.0$ (οι δοκοί οπλίστηκαν με τον ακριβώς απαιτούμενο οπλισμό όπως προέκυψε από την ανάλυση και δεν τοποθετήθηκε επιπλέον οπλισμός) (βλ. παρ. 3.1.3 περίπτωση 2). Η αύξηση του συντελεστή « α » από $\alpha=1.0$ σε $\alpha=1.4$ έχει ως αποτέλεσμα την αύξηση των απαιτήσεων σε διαμήκη οπλισμό των υποστυλωμάτων με αποτέλεσμα να αυξάνεται ο δείκτης ασφαλείας « β ». Στο παρακάτω σχήμα 3.6 παρατηρούμε ότι η μεταβολή του δείκτη ασφαλείας β είναι λιγότερο έντονη για μεγάλες τιμές των γεωμετρικών ποσοστών του διαμήκους οπλισμού των δοκών.



Σχήμα 3.8 Μεταβολή του δείκτη ασφαλείας β συναρτήσει του ρ_3 για: κόμβο τύπου I, συνδυασμούς αξονικών δυνάμεων από Α έως F, και συντελεστή $\alpha=1.4$

9. Ενιαίο επίπεδο ασφαλείας. Στον επόμενο πίνακα 3.4 φαίνονται τα αποτελέσματα επιλύσεων, για κόμβο τύπου I, για διάφορες τιμές των ρ_3 , ρ_4 (χωρίς τον περιορισμό $\rho_3 > \rho_4$) για τους συνδυασμούς των φορτίων $v_3=v_4=0.10$, $v_3=0.40$ και $v_4=0.10$, $v_3=v_4=0.40$, και για τύπο 1 οπλισέως δοκών. Στον ίδιο πίνακα με έντονα γράμματα φαίνονται και οι περιπτώσεις που ικανοποιούν οριακά τις απαιτήσεις του κανονισμού (βλ. παρ. 3.1.3 περίπτωση 2, με $\alpha=1$). Στα επόμενα σχήματα 3.7 και 3.8 φαίνεται ενδεικτικώς ο γραφικός τρόπος με τον οποίο υπολογίζεται το απαιτούμενο ρ_3 προκειμένου να επιτευχθεί ένα επιθυμητό επίπεδο ασφαλείας (στο σχήμα 3.7 για την καμπύλη με $\rho_4=1\%$ και για σκοπούμενο δείκτη ασφαλείας $\beta=5.9$ προκύπτει $\rho_3=1.65\%$). Στο ίδιο σχήμα οι άλλες καμπύλες θα απαιτούσαν οπλισμό λιγότερο από τον ελάχιστο $\rho_{\min}=1\%$ ενώ στο σχήμα 3.8 για καμμία καμπύλη δεν υπάρχει ποσοστό ρ_3 μικρότερο από το μέγιστο δυνατό $\rho_{\max}=4\%$). Στον πίνακα 3.5 εμφανίζονται συγκριτικά τα αρχικά ποσοστά οπλισμού των υποστυλωμάτων καθώς και εκείνα που απαιτούνται προκειμένου να επιτευχθεί (ενδεικτικώς) δείκτης ασφαλείας $\beta=5.9$ για διάφορους συνδυασμούς αξονικών δυνάμεων και τύπους οπλισέως των δοκών.



Σχήμα 3.9 Επίπεδο ασφαλείας β συναρτήσει του ρ^3 για: κόμβο τύπου I, συνδυασμό D αξονικών δυνάμεων, για τύπο 1 οπλίσεως των δοκών.

Πίνακας 3.4 Τιμές του δείκτη ασφαλείας β για περίπτωση κόμβου τύπου I, για τύπο 1 οπλίσεως δοκών (4.62cm^2 άνω και κάτω) και για ποσοστά διαμήκους οπλισμού των υποστυλωμάτων από 1 έως 4%

Α/Α	Αξονικές δυνάμεις		Ποσοστά διαμήκους οπλισμού		β
	v3	v4	$\rho_3 \%$	$\rho_4 \%$	
1	0.10	0.10	1.00	1.00	-0.329
2	0.10	0.10	1.00	2.50	5.438
3	0.10	0.10	1.00	4.00	8.701
4	0.10	0.10	2.50	1.00	5.333
5	0.10	0.10	2.50	2.50	8.821
6	0.10	0.10	2.50	4.00	10.899
7	0.10	0.10	4.00	1.00	8.477
8	0.10	0.10	4.00	2.50	10.792
9	0.10	0.10	4.00	4.00	12.262
10	0.10	0.10	1.99	1.00	3.781
11	0.10	0.10	0.49	2.50	3.782
12	0.40	0.10	1.00	1.00	3.882
13	0.40	0.10	1.00	2.50	8.638
14	0.40	0.10	1.00	4.00	11.225
15	0.40	0.10	2.50	1.00	8.344
16	0.40	0.10	2.50	2.50	11.247
17	0.40	0.10	2.50	4.00	12.905
18	0.40	0.10	4.00	1.00	10.754
19	0.40	0.10	4.00	2.50	12.713
20	0.40	0.10	4.00	4.00	13.906
21	0.40	0.10	1.27	1.00	4.915
22	0.40	0.40	1.00	1.00	7.399
23	0.40	0.40	1.00	2.50	11.074
24	0.40	0.40	1.00	4.00	13.042
25	0.40	0.40	2.50	1.00	10.955
26	0.40	0.40	2.50	2.50	13.195
27	0.40	0.40	2.50	4.00	14.443
28	0.40	0.40	4.00	1.00	12.838
29	0.40	0.40	4.00	2.50	14.348
30	0.40	0.40	4.00	4.00	15.236
31	0.40	0.40	0.56	1.00	5.859

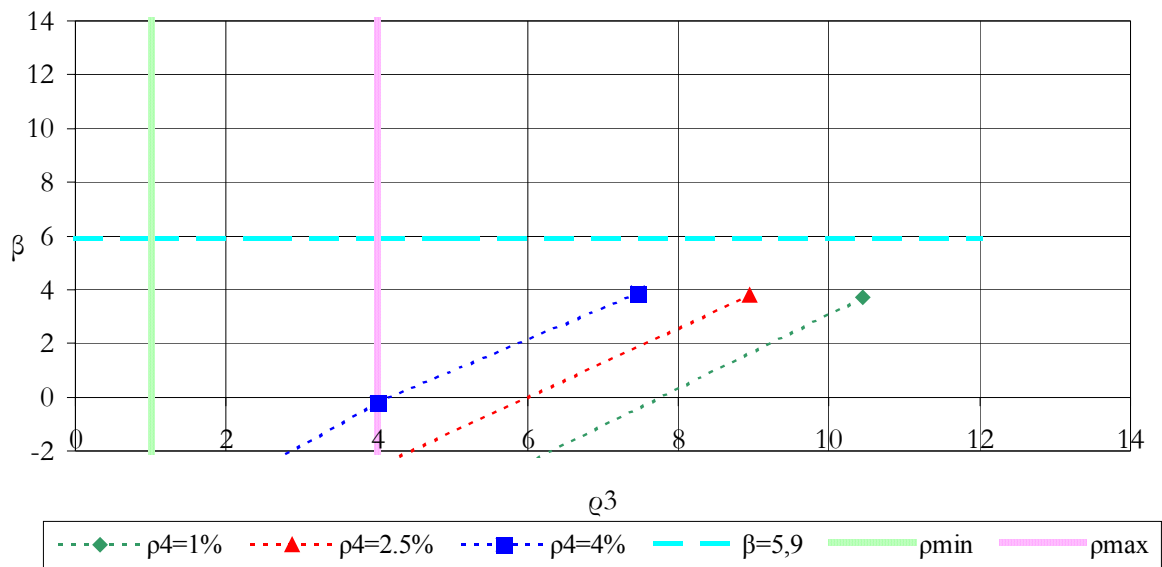
Πίνακας 3.5 Μεταβολή του ποσοστού ρ_3 προκειμένου να επιτευχθεί δείκτης ασφαλείας $\beta=5.9$
(Οι δείκτες ασφαλείας που αντιστοιχούν στα αρχικά ποσοστά οπλισμού φαίνονται στον Πίνακα 3.4)

ΚΟΜΒΟΣ ΤΥΠΟΥ I

α/α	v3	v4	ΟΠΛΙΣΜΟΣ ΔΟΚΩΝ		ΟΠΛΙΣΜΟΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ			
			ΑΝΩ (cm ²)	ΚΑΤΩ (cm ²)	Αρχικές τιμές		Τελικές τιμές για $\beta=5.9$	
					ρ_3 %	ρ_4 %	ρ_3 %	ρ_4 %
1	0.10	0.10	4.62	4.62	1.99	1.00	2.69	1.00
2	0.10	0.10	4.62	4.62	0.49	2.50	1.22	2.50
3	0.10	0.10	4.62	4.62	<min	4.00	<min	4.00
4	0.40	0.10	4.62	4.62	1.27	1.00	1.62	1.00
5	0.40	0.10	4.62	4.62	<min	2.50	<min	2.50
6	0.40	0.10	4.62	4.62	<min	4.00	<min	4.00
7	0.40	0.40	4.62	4.62	0.56	1.00	0.58	1.00
8	0.40	0.40	4.62	4.62	<min	2.50	<min	2.50
9	0.40	0.40	4.62	4.62	<min	4.00	<min	4.00
10	0.10	0.10	10.00	5.00	4.40	1.00	>max	1.00
11	0.10	0.10	10.00	5.00	2.90	2.50	3.02	2.50
12	0.10	0.10	10.00	5.00	1.41	4.00	1.88	4.00
13	0.40	0.10	10.00	5.00	3.68	1.00	>max	1.00
14	0.40	0.10	10.00	5.00	2.18	2.50	2.91	2.50
15	0.40	0.10	10.00	5.00	0.69	4.00	1.37	4.00
16	0.40	0.40	10.00	5.00	2.96	1.00	3.36	1.00
17	0.40	0.40	10.00	5.00	1.46	2.50	1.80	2.50
18	0.40	0.40	10.00	5.00	<min	4.00	<min	4.00
19	0.10	0.10	20.00	10.00	10.45	1.00	>max	1.00
20	0.10	0.10	20.00	10.00	8.95	2.50	>max	2.50
21	0.10	0.10	20.00	10.00	7.46	4.00	>max	4.00
22	0.10	0.10	20.00	10.00	9.73	1.00	>max	1.00
23	0.10	0.10	20.00	10.00	8.23	2.50	>max	2.50
24	0.10	0.10	20.00	10.00	6.73	4.00	>max	4.00
25	0.10	0.10	20.00	10.00	9.01	1.00	>max	1.00
26	0.10	0.10	20.00	10.00	7.51	2.50	>max	2.50
27	0.10	0.10	20.00	10.00	6.01	4.00	>max	4.00

ΚΟΜΒΟΣ ΤΥΠΟΥ II

28	0.10	0.10	10.00	5.00	0.68	1.00	1.05	1.00
29	0.10	0.10	20.00	10.00	1.79	1.00	2.00	1.00
30	0.25	0.10	10.00	5.00	1.98	1.00	2.35	1.00
31	0.25	0.25	20.00	10.00	2.51	1.00	2.85	1.00
32	0.40	0.10	20.00	10.00	2.18	1.00	3.08	1.00
33	0.40	0.25	10.00	5.00	2.70	1.00	3.50	1.00
34	0.40	0.40	20.00	10.00	3.23	1.00	4.15	1.00



Σχήμα 3.10 Επίπεδο ασφαλείας β συναρτήσει του ρ_3 για: κόμβο τύπου I, συνδυασμό Α αξονικών δυνάμεων, για όπλιση δοκών με 20cm^2 άνω και 10cm^2 κάτω.

3.2 Τροποποίηση των συντελεστών ικανοτικής μεγέθυνσης

3.2.1 Γενικά

Στην παράγραφο 3.1 εξετάστηκαν μεμονωμένοι κόμβοι μορφής σταυρού και διερευνήθηκε η ασφάλεια που παρέχει ο ικανοτικός σχεδιασμός. Από τα αποτελέσματα της παραγράφου αυτής παρατηρήθηκε πως η ασφάλεια που παρέχει ο ικανοτικός σχεδιασμός κόμβων δεν είναι ενιαία για όλους του κόμβους ενός κτιρίου αλλά εξαρτάται από τα χαρακτηριστικά των υποστυλωμάτων και των δοκών που συντρέχουν στον κόμβο.

Τα όσα ακολουθούν έχουν ως στόχο την ενδεχόμενη τροποποίηση του τρόπου υπολογισμού του συντελεστή ικανοτικής μεγέθυνσης α_{CD} προκειμένου ο ικανοτικός σχεδιασμός να προσφέρει ενιαίο επίπεδο ασφάλειας (κοινή πιθανότητα ασφαλείας ή δείκτης ασφαλείας β). Πιο συγκεκριμένα προτείνεται ένας τρόπος υπολογισμού του *συντελεστή για την μετατροπή της υπολογιστικής αντοχής των δοκών στην πιθανή μέγιστη τιμή-της γ_{Rd}* (ο συντελεστής γ_{Rd} θα ονομάζεται, για συντομία, στη συνέχεια ως συντελεστής υπεραντοχής δοκών) έτσι ώστε να επιτυγχάνεται για όλους του κόμβους ενιαίο επίπεδο ασφάλειας όπως αυτό εκφράζεται από τον δείκτη ασφαλείας β (ο συντελεστής ικανοτικής μεγέθυνσης α_{CD} είναι ανάλογος του συντελεστή υπεραντοχής δοκών γ_{Rd}).

3.2.2 Διαδικασία

Προκειμένου να καθοριστεί ο τρόπος με τον οποίο επηρεάζεται η πιθανότητα μη ικανοποίηση του ικανοτικού σχεδιασμού από τα χαρακτηριστικά των υποστυλωμάτων και των δοκών ενός κόμβου, 400 μεμονωμένοι κόμβοι επιλέχθηκαν με τέτοιο τρόπο ώστε να καλυφθούν οι περισσότερες πιθανές περιπτώσεις. Για τους κόμβους αυτούς υπολογίσθηκε η πιθανότητα μη ικανοποίησης του ικανοτικού σχεδιασμού. Πιο συγκεκριμένα εξετάστηκαν:

- Υποστυλώματα με διαστάσεις από 0.30/0.30 έως 0.60/0.60
- Δοκοί με διαστάσεις από 0.25/0.40 έως 0.30/0.60
- Ανηγμένη αξονική δύναμη υποστυλωμάτων $v = \frac{N}{b \cdot h \cdot f_{cd}}$ από 0.00 έως 0.38
- Βαθμός περίσφιγξης α_{ω} από 0.1 έως 0.43
- Συνεργαζόμενο πλάτος δοκών b_{eff} από 0.55 m έως 1.25 m.
- Συντελεστής υπεραντοχής δοκών γ_{Rd} από 0.3 έως 3.2

Το πώς συνδυάζονται οι πιο πάνω περιπτώσεις φαίνεται στον επόμενο πίνακα:

Πίνακας 3.6 Εξεταζόμενοι κόμβοι

Υποστυλώματα			Δοκοί		Συντελεστής υπεραντοχής δοκών γ_{Rd}	Αριθμός κόμβων
Διαστάσεις (m)	Αξονική δύναμη «N»	Περίσφιγξη α_{ω}	Διαστάσεις (m)	b_{eff} (m)		
0.30/0.30	0.00 0.13 0.21 0.29 0.38	0.18	0.25/0.40 0.25/0.60	1.25	0.3,...,3.2 (οχτώ τιμές)	80
0.40/0.40	0.00 0.05 0.12 0.25 0.35	0.14, 0.43	0.25/0.50	0.80	0.3,...,3.2 (οχτώ τιμές)	80
0.50/0.50	0.00 0.07 0.11 0.20 0.29	0.12	0.25/0.45	1.05	0.3,...,3.2 (οχτώ τιμές)	160
		0.12	0.25/0.40	1.05		
		0.35	0.25/0.45	0.55		
		0.21	0.25/0.40	1.45		
0.60/0.60	0.00 0.07 0.11 0.20 0.27	0.10	0.25/0.40 0.25/0.60	1.25	0.3,...,3.2 (οχτώ τιμές)	80
						400

Πρέπει να σημειωθεί πως για αρκετούς από του πιο πάνω κόμβους δεν πληρούνται οι ελάχιστες απαιτήσεις του κανονισμού(αναλυτικά τα χαρακτηριστικά του κάθε κόμβου και οι αντίστοιχες υπολογισμένες τιμές του «β» φαίνονται στον πίνακα 3.7). Προκειμένου να μελετηθεί η μεταβολή της πιθανότητας μη ικανοποίησης του ικανοτικού σχεδιασμού κόμβου συναρτήσει του γ_{Rd} σχεδιάστηκαν και εξετάστηκαν κόμβοι με διάφορους συντελεστές υπεραντοχής γ_{Rd} .

Πίνακας 3.7 Εξεταζόμενοι κόμβοι

α/α	ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ				ΔΟΚΟΙ				ΙΚΑΝ. ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ			β
	$v_{col,up}$	$v_{col,down}$	h_c (m)	α_{ω}	$\rho_{tens,left}$	$\rho_{tens,right}$	h_b (m)	b_{eff} (m)	γ_{rd}	$\rho_{col,up}$	$\rho_{col,down}$	
1	0.00	0.00	0.40	0.14	0.00493	0.00246	0.50	0.80	0.54	0.00393	0.00393	-6.91
2	0.00	0.00	0.40	0.14	0.00493	0.00246	0.50	0.80	0.77	0.00565	0.00565	-2.64
3	0.00	0.00	0.40	0.14	0.00493	0.00246	0.50	0.80	1.04	0.00770	0.00770	0.92
4	0.00	0.00	0.40	0.14	0.00493	0.00246	0.50	0.80	1.35	0.01005	0.01005	3.78
5	0.00	0.00	0.40	0.14	0.00493	0.00246	0.50	0.80	1.70	0.01272	0.01272	6.20
6	0.00	0.00	0.40	0.14	0.00493	0.00246	0.50	0.80	2.08	0.01571	0.01571	7.93
7	0.00	0.00	0.40	0.14	0.00493	0.00246	0.50	0.80	2.49	0.01901	0.01901	9.36
8	0.00	0.00	0.40	0.14	0.00493	0.00246	0.50	0.80	2.94	0.02262	0.02262	10.87
9	0.00	0.00	0.50	0.12	0.00821	0.00547	0.45	1.05	0.47	0.00251	0.00251	-7.97
10	0.00	0.00	0.50	0.12	0.00821	0.00547	0.45	1.05	0.66	0.00362	0.00362	-4.17
11	0.00	0.00	0.50	0.12	0.00821	0.00547	0.45	1.05	0.90	0.00493	0.00493	-0.54
12	0.00	0.00	0.50	0.12	0.00821	0.00547	0.45	1.05	1.17	0.00643	0.00643	2.60
13	0.00	0.00	0.50	0.12	0.00821	0.00547	0.45	1.05	1.47	0.00814	0.00814	5.14
14	0.00	0.00	0.50	0.12	0.00821	0.00547	0.45	1.05	1.81	0.01005	0.01005	6.99
15	0.00	0.00	0.50	0.12	0.00821	0.00547	0.45	1.05	2.19	0.01216	0.01216	8.72
16	0.00	0.00	0.50	0.12	0.00821	0.00547	0.45	1.05	2.59	0.01448	0.01448	10.14
17	0.00	0.00	0.50	0.12	0.01078	0.00770	0.40	1.05	0.44	0.00251	0.00251	-8.53

18	0.00	0.00	0.50	0.12	0.01078	0.00770	0.40	1.05	0.63	0.00362	0.00362	-4.54
19	0.00	0.00	0.50	0.12	0.01078	0.00770	0.40	1.05	0.86	0.00493	0.00493	-0.92
20	0.00	0.00	0.50	0.12	0.01078	0.00770	0.40	1.05	1.11	0.00643	0.00643	2.22
21	0.00	0.00	0.50	0.12	0.01078	0.00770	0.40	1.05	1.40	0.00814	0.00814	4.88
22	0.00	0.00	0.50	0.12	0.01078	0.00770	0.40	1.05	1.73	0.01005	0.01005	6.87
23	0.00	0.00	0.50	0.12	0.01078	0.00770	0.40	1.05	2.08	0.01216	0.01216	8.28
24	0.00	0.00	0.50	0.12	0.01078	0.00770	0.40	1.05	2.46	0.01448	0.01448	9.82
25	0.00	0.00	0.40	0.43	0.00493	0.00246	0.50	0.80	0.54	0.00393	0.00393	-6.62
26	0.00	0.00	0.40	0.43	0.00493	0.00246	0.50	0.80	0.77	0.00565	0.00565	-2.48
27	0.00	0.00	0.40	0.43	0.00493	0.00246	0.50	0.80	1.04	0.00770	0.00770	1.07
28	0.00	0.00	0.40	0.43	0.00493	0.00246	0.50	0.80	1.35	0.01005	0.01005	4.00
29	0.00	0.00	0.40	0.43	0.00493	0.00246	0.50	0.80	1.70	0.01272	0.01272	6.21
30	0.00	0.00	0.40	0.43	0.00493	0.00246	0.50	0.80	2.08	0.01571	0.01571	8.29
31	0.00	0.00	0.40	0.43	0.00493	0.00246	0.50	0.80	2.49	0.01901	0.01901	9.35
32	0.00	0.00	0.40	0.43	0.00493	0.00246	0.50	0.80	2.94	0.02262	0.02262	10.60
33	0.00	0.00	0.50	0.35	0.00821	0.00547	0.45	0.55	0.47	0.00251	0.00251	-7.91
34	0.00	0.00	0.50	0.35	0.00821	0.00547	0.45	0.55	0.67	0.00362	0.00362	-3.89
35	0.00	0.00	0.50	0.35	0.00821	0.00547	0.45	0.55	0.90	0.00493	0.00493	-0.13
36	0.00	0.00	0.50	0.35	0.00821	0.00547	0.45	0.55	1.17	0.00643	0.00643	2.87
37	0.00	0.00	0.50	0.35	0.00821	0.00547	0.45	0.55	1.48	0.00814	0.00814	5.35
38	0.00	0.00	0.50	0.35	0.00821	0.00547	0.45	0.55	1.82	0.01005	0.01005	7.36
39	0.00	0.00	0.50	0.35	0.00821	0.00547	0.45	0.55	2.20	0.01216	0.01216	8.79
40	0.00	0.00	0.50	0.35	0.00821	0.00547	0.45	0.55	2.60	0.01448	0.01448	10.02
41	0.00	0.00	0.50	0.21	0.01078	0.00770	0.40	1.45	0.44	0.00251	0.00251	-8.37
42	0.00	0.00	0.50	0.21	0.01078	0.00770	0.40	1.45	0.63	0.00362	0.00362	-4.64
43	0.00	0.00	0.50	0.21	0.01078	0.00770	0.40	1.45	0.85	0.00493	0.00493	-1.05
44	0.00	0.00	0.50	0.21	0.01078	0.00770	0.40	1.45	1.11	0.00643	0.00643	2.12
45	0.00	0.00	0.50	0.21	0.01078	0.00770	0.40	1.45	1.40	0.00814	0.00814	4.60
46	0.00	0.00	0.50	0.21	0.01078	0.00770	0.40	1.45	1.72	0.01005	0.01005	6.83
47	0.00	0.00	0.50	0.21	0.01078	0.00770	0.40	1.45	2.08	0.01216	0.01216	8.25
48	0.00	0.00	0.50	0.21	0.01078	0.00770	0.40	1.45	2.45	0.01448	0.01448	9.54
49	0.00	0.00	0.30	0.18	0.00616	0.00462	0.40	1.25	0.42	0.00698	0.00698	-8.85
50	0.00	0.00	0.30	0.18	0.00616	0.00462	0.40	1.25	0.59	0.01005	0.01005	-5.52
51	0.00	0.00	0.30	0.18	0.00616	0.00462	0.40	1.25	0.80	0.01368	0.01368	-2.22
52	0.00	0.00	0.30	0.18	0.00616	0.00462	0.40	1.25	1.04	0.01787	0.01787	0.63
53	0.00	0.00	0.30	0.18	0.00616	0.00462	0.40	1.25	1.30	0.02262	0.02262	2.98
54	0.00	0.00	0.30	0.18	0.00616	0.00462	0.40	1.25	1.57	0.02793	0.02793	5.08
55	0.00	0.00	0.30	0.18	0.00616	0.00462	0.40	1.25	1.83	0.03379	0.03379	6.57
56	0.00	0.00	0.30	0.18	0.00616	0.00462	0.40	1.25	2.12	0.04021	0.04021	7.92
57	0.00	0.00	0.30	0.18	0.00226	0.00151	0.60	1.25	0.51	0.00698	0.00698	-7.08
58	0.00	0.00	0.30	0.18	0.00226	0.00151	0.60	1.25	0.72	0.01005	0.01005	-3.67
59	0.00	0.00	0.30	0.18	0.00226	0.00151	0.60	1.25	0.98	0.01368	0.01368	-0.36
60	0.00	0.00	0.30	0.18	0.00226	0.00151	0.60	1.25	1.27	0.01787	0.01787	2.23
61	0.00	0.00	0.30	0.18	0.00226	0.00151	0.60	1.25	1.58	0.02262	0.02262	4.69
62	0.00	0.00	0.30	0.18	0.00226	0.00151	0.60	1.25	1.91	0.02793	0.02793	6.22
63	0.00	0.00	0.30	0.18	0.00226	0.00151	0.60	1.25	2.23	0.03379	0.03379	7.21
64	0.00	0.00	0.30	0.18	0.00226	0.00151	0.60	1.25	2.59	0.04021	0.04021	9.62
65	0.00	0.00	0.60	0.10	0.01901	0.01521	0.40	1.25	0.29	0.00175	0.00175	-11.46
66	0.00	0.00	0.60	0.10	0.01901	0.01521	0.40	1.25	0.42	0.00251	0.00251	-8.46
67	0.00	0.00	0.60	0.10	0.01901	0.01521	0.40	1.25	0.57	0.00342	0.00342	-5.60
68	0.00	0.00	0.60	0.10	0.01901	0.01521	0.40	1.25	0.74	0.00447	0.00447	-2.32
69	0.00	0.00	0.60	0.10	0.01901	0.01521	0.40	1.25	0.93	0.00565	0.00565	0.53
70	0.00	0.00	0.60	0.10	0.01901	0.01521	0.40	1.25	1.14	0.00698	0.00698	2.96

71	0.00	0.00	0.60	0.10	0.01901	0.01521	0.40	1.25	1.38	0.00845	0.00845	5.03
72	0.00	0.00	0.60	0.10	0.01901	0.01521	0.40	1.25	1.64	0.01005	0.01005	6.69
73	0.00	0.00	0.60	0.10	0.00718	0.00513	0.60	1.25	0.35	0.00175	0.00175	-10.56
74	0.00	0.00	0.60	0.10	0.00718	0.00513	0.60	1.25	0.49	0.00251	0.00251	-7.52
75	0.00	0.00	0.60	0.10	0.00718	0.00513	0.60	1.25	0.67	0.00342	0.00342	-4.32
76	0.00	0.00	0.60	0.10	0.00718	0.00513	0.60	1.25	0.87	0.00447	0.00447	-1.23
77	0.00	0.00	0.60	0.10	0.00718	0.00513	0.60	1.25	1.10	0.00565	0.00565	1.62
78	0.00	0.00	0.60	0.10	0.00718	0.00513	0.60	1.25	1.35	0.00698	0.00698	3.95
79	0.00	0.00	0.60	0.10	0.00718	0.00513	0.60	1.25	1.63	0.00845	0.00845	5.94
80	0.00	0.00	0.60	0.10	0.00718	0.00513	0.60	1.25	1.94	0.01005	0.01005	7.47
81	0.19	0.30	0.40	0.14	0.00493	0.00246	0.50	0.80	1.22	0.00393	0.00393	3.41
82	0.19	0.30	0.40	0.14	0.00493	0.00246	0.50	0.80	1.41	0.00565	0.00565	6.29
83	0.19	0.30	0.40	0.14	0.00493	0.00246	0.50	0.80	1.62	0.00770	0.00770	8.45
84	0.19	0.30	0.40	0.14	0.00493	0.00246	0.50	0.80	1.86	0.01005	0.01005	10.17
85	0.19	0.30	0.40	0.14	0.00493	0.00246	0.50	0.80	2.14	0.01272	0.01272	11.32
86	0.19	0.30	0.40	0.14	0.00493	0.00246	0.50	0.80	2.45	0.01571	0.01571	12.10
87	0.19	0.30	0.40	0.14	0.00493	0.00246	0.50	0.80	2.78	0.01901	0.01901	13.62
88	0.19	0.30	0.40	0.14	0.00493	0.00246	0.50	0.80	3.15	0.02262	0.02262	13.38
89	0.04	0.07	0.40	0.14	0.00493	0.00246	0.50	0.80	0.75	0.00393	0.00393	-4.18
90	0.04	0.07	0.40	0.14	0.00493	0.00246	0.50	0.80	0.97	0.00565	0.00565	-0.46
91	0.04	0.07	0.40	0.14	0.00493	0.00246	0.50	0.80	1.24	0.00770	0.00770	2.76
92	0.04	0.07	0.40	0.14	0.00493	0.00246	0.50	0.80	1.54	0.01005	0.01005	5.39
93	0.04	0.07	0.40	0.14	0.00493	0.00246	0.50	0.80	1.87	0.01272	0.01272	7.31
94	0.04	0.07	0.40	0.14	0.00493	0.00246	0.50	0.80	2.24	0.01571	0.01571	8.85
95	0.04	0.07	0.40	0.14	0.00493	0.00246	0.50	0.80	2.62	0.01901	0.01901	10.51
96	0.04	0.07	0.40	0.14	0.00493	0.00246	0.50	0.80	3.02	0.02262	0.02262	11.77
97	0.33	0.38	0.40	0.14	0.00493	0.00246	0.50	0.80	1.34	0.00393	0.00393	6.96
98	0.33	0.38	0.40	0.14	0.00493	0.00246	0.50	0.80	1.51	0.00565	0.00565	8.95
99	0.33	0.38	0.40	0.14	0.00493	0.00246	0.50	0.80	1.71	0.00770	0.00770	10.33
100	0.33	0.38	0.40	0.14	0.00493	0.00246	0.50	0.80	1.95	0.01005	0.01005	12.18
101	0.33	0.38	0.40	0.14	0.00493	0.00246	0.50	0.80	2.22	0.01272	0.01272	13.03
102	0.33	0.38	0.40	0.14	0.00493	0.00246	0.50	0.80	2.52	0.01571	0.01571	14.08
103	0.33	0.38	0.40	0.14	0.00493	0.00246	0.50	0.80	2.85	0.01901	0.01901	14.54
104	0.33	0.38	0.40	0.14	0.00493	0.00246	0.50	0.80	3.21	0.02262	0.02262	15.41
105	0.09	0.14	0.40	0.14	0.00493	0.00246	0.50	0.80	0.96	0.00393	0.00393	-1.40
106	0.09	0.14	0.40	0.14	0.00493	0.00246	0.50	0.80	1.18	0.00565	0.00565	1.86
107	0.09	0.14	0.40	0.14	0.00493	0.00246	0.50	0.80	1.43	0.00770	0.00770	4.67
108	0.09	0.14	0.40	0.14	0.00493	0.00246	0.50	0.80	1.71	0.01005	0.01005	6.91
109	0.09	0.14	0.40	0.14	0.00493	0.00246	0.50	0.80	2.01	0.01272	0.01272	8.90
110	0.09	0.14	0.40	0.14	0.00493	0.00246	0.50	0.80	2.34	0.01571	0.01571	11.24
111	0.09	0.14	0.40	0.14	0.00493	0.00246	0.50	0.80	2.69	0.01901	0.01901	12.28
112	0.09	0.14	0.40	0.14	0.00493	0.00246	0.50	0.80	3.07	0.02262	0.02262	12.64
113	0.18	0.23	0.50	0.12	0.00821	0.00547	0.45	1.05	1.33	0.00251	0.00251	4.25
114	0.18	0.23	0.50	0.12	0.00821	0.00547	0.45	1.05	1.50	0.00362	0.00362	7.05
115	0.18	0.23	0.50	0.12	0.00821	0.00547	0.45	1.05	1.70	0.00493	0.00493	8.86
116	0.18	0.23	0.50	0.12	0.00821	0.00547	0.45	1.05	1.92	0.00643	0.00643	11.24
117	0.18	0.23	0.50	0.12	0.00821	0.00547	0.45	1.05	2.17	0.00814	0.00814	12.46
118	0.18	0.23	0.50	0.12	0.00821	0.00547	0.45	1.05	2.44	0.01005	0.01005	13.38
119	0.18	0.23	0.50	0.12	0.00821	0.00547	0.45	1.05	2.74	0.01216	0.01216	14.20
120	0.18	0.23	0.50	0.12	0.00821	0.00547	0.45	1.05	3.06	0.01448	0.01448	14.83
121	0.05	0.09	0.50	0.12	0.00821	0.00547	0.45	1.05	0.82	0.00251	0.00251	-3.50
122	0.05	0.09	0.50	0.12	0.00821	0.00547	0.45	1.05	1.01	0.00362	0.00362	-0.22
123	0.05	0.09	0.50	0.12	0.00821	0.00547	0.45	1.05	1.24	0.00493	0.00493	2.91

124	0.05	0.09	0.50	0.12	0.00821	0.00547	0.45	1.05	1.50	0.00643	0.00643	5.53
125	0.05	0.09	0.50	0.12	0.00821	0.00547	0.45	1.05	1.79	0.00814	0.00814	7.63
126	0.05	0.09	0.50	0.12	0.00821	0.00547	0.45	1.05	2.11	0.01005	0.01005	9.20
127	0.05	0.09	0.50	0.12	0.00821	0.00547	0.45	1.05	2.46	0.01216	0.01216	10.97
128	0.05	0.09	0.50	0.12	0.00821	0.00547	0.45	1.05	2.84	0.01448	0.01448	12.08
129	0.27	0.30	0.50	0.12	0.00821	0.00547	0.45	1.05	1.50	0.00251	0.00251	8.19
130	0.27	0.30	0.50	0.12	0.00821	0.00547	0.45	1.05	1.66	0.00362	0.00362	10.31
131	0.27	0.30	0.50	0.12	0.00821	0.00547	0.45	1.05	1.84	0.00493	0.00493	12.23
132	0.27	0.30	0.50	0.12	0.00821	0.00547	0.45	1.05	2.05	0.00643	0.00643	13.54
133	0.27	0.30	0.50	0.12	0.00821	0.00547	0.45	1.05	2.28	0.00814	0.00814	15.10
134	0.27	0.30	0.50	0.12	0.00821	0.00547	0.45	1.05	2.54	0.01005	0.01005	15.44
135	0.27	0.30	0.50	0.12	0.00821	0.00547	0.45	1.05	2.83	0.01216	0.01216	16.31
136	0.27	0.30	0.50	0.12	0.00821	0.00547	0.45	1.05	3.15	0.01448	0.01448	16.93
137	0.09	0.12	0.50	0.12	0.00821	0.00547	0.45	1.05	0.99	0.00251	0.00251	-1.16
138	0.09	0.12	0.50	0.12	0.00821	0.00547	0.45	1.05	1.18	0.00362	0.00362	1.95
139	0.09	0.12	0.50	0.12	0.00821	0.00547	0.45	1.05	1.40	0.00493	0.00493	4.63
140	0.09	0.12	0.50	0.12	0.00821	0.00547	0.45	1.05	1.66	0.00643	0.00643	6.96
141	0.09	0.12	0.50	0.12	0.00821	0.00547	0.45	1.05	1.94	0.00814	0.00814	8.87
142	0.09	0.12	0.50	0.12	0.00821	0.00547	0.45	1.05	2.25	0.01005	0.01005	10.62
143	0.09	0.12	0.50	0.12	0.00821	0.00547	0.45	1.05	2.59	0.01216	0.01216	11.86
144	0.09	0.12	0.50	0.12	0.00821	0.00547	0.45	1.05	2.94	0.01448	0.01448	12.75
145	0.18	0.23	0.50	0.12	0.01078	0.00770	0.40	1.05	1.27	0.00251	0.00251	3.83
146	0.18	0.23	0.50	0.12	0.01078	0.00770	0.40	1.05	1.43	0.00362	0.00362	6.15
147	0.18	0.23	0.50	0.12	0.01078	0.00770	0.40	1.05	1.62	0.00493	0.00493	8.50
148	0.18	0.23	0.50	0.12	0.01078	0.00770	0.40	1.05	1.83	0.00643	0.00643	9.87
149	0.18	0.23	0.50	0.12	0.01078	0.00770	0.40	1.05	2.06	0.00814	0.00814	11.77
150	0.18	0.23	0.50	0.12	0.01078	0.00770	0.40	1.05	2.32	0.01005	0.01005	12.84
151	0.18	0.23	0.50	0.12	0.01078	0.00770	0.40	1.05	2.61	0.01216	0.01216	13.97
152	0.18	0.23	0.50	0.12	0.01078	0.00770	0.40	1.05	2.92	0.01448	0.01448	14.67
153	0.05	0.09	0.50	0.12	0.01078	0.00770	0.40	0.55	0.78	0.00251	0.00251	-3.66
154	0.05	0.09	0.50	0.12	0.01078	0.00770	0.40	0.55	0.97	0.00362	0.00362	-0.33
155	0.05	0.09	0.50	0.12	0.01078	0.00770	0.40	0.55	1.19	0.00493	0.00493	2.80
156	0.05	0.09	0.50	0.12	0.01078	0.00770	0.40	0.55	1.44	0.00643	0.00643	5.03
157	0.05	0.09	0.50	0.12	0.01078	0.00770	0.40	0.55	1.71	0.00814	0.00814	7.46
158	0.05	0.09	0.50	0.12	0.01078	0.00770	0.40	0.55	2.02	0.01005	0.01005	9.26
159	0.05	0.09	0.50	0.12	0.01078	0.00770	0.40	0.55	2.36	0.01216	0.01216	10.70
160	0.05	0.09	0.50	0.12	0.01078	0.00770	0.40	0.55	2.72	0.01448	0.01448	11.91
161	0.27	0.30	0.50	0.12	0.01078	0.00770	0.40	0.55	1.44	0.00251	0.00251	8.16
162	0.27	0.30	0.50	0.12	0.01078	0.00770	0.40	0.55	1.58	0.00362	0.00362	9.41
163	0.27	0.30	0.50	0.12	0.01078	0.00770	0.40	0.55	1.76	0.00493	0.00493	11.57
164	0.27	0.30	0.50	0.12	0.01078	0.00770	0.40	0.55	1.96	0.00643	0.00643	13.24
165	0.27	0.30	0.50	0.12	0.01078	0.00770	0.40	0.55	2.18	0.00814	0.00814	13.97
166	0.27	0.30	0.50	0.12	0.01078	0.00770	0.40	0.55	2.43	0.01005	0.01005	14.72
167	0.27	0.30	0.50	0.12	0.01078	0.00770	0.40	0.55	2.71	0.01216	0.01216	15.64
168	0.27	0.30	0.50	0.12	0.01078	0.00770	0.40	0.55	3.02	0.01448	0.01448	16.65
169	0.09	0.12	0.50	0.12	0.01078	0.00770	0.40	0.55	0.95	0.00251	0.00251	-1.29
170	0.09	0.12	0.50	0.12	0.01078	0.00770	0.40	0.55	1.13	0.00362	0.00362	1.78
171	0.09	0.12	0.50	0.12	0.01078	0.00770	0.40	0.55	1.34	0.00493	0.00493	4.40
172	0.09	0.12	0.50	0.12	0.01078	0.00770	0.40	0.55	1.58	0.00643	0.00643	6.96
173	0.09	0.12	0.50	0.12	0.01078	0.00770	0.40	0.55	1.86	0.00814	0.00814	8.63
174	0.09	0.12	0.50	0.12	0.01078	0.00770	0.40	0.55	2.16	0.01005	0.01005	10.40
175	0.09	0.12	0.50	0.12	0.01078	0.00770	0.40	0.55	2.48	0.01216	0.01216	11.82
176	0.09	0.12	0.50	0.12	0.01078	0.00770	0.40	0.55	2.82	0.01448	0.01448	12.42

177	0.19	0.30	0.40	0.43	0.00493	0.00246	0.50	0.80	1.22	0.00393	0.00393	4.29
178	0.19	0.30	0.40	0.43	0.00493	0.00246	0.50	0.80	1.41	0.00565	0.00565	6.77
179	0.19	0.30	0.40	0.43	0.00493	0.00246	0.50	0.80	1.62	0.00770	0.00770	8.65
180	0.19	0.30	0.40	0.43	0.00493	0.00246	0.50	0.80	1.86	0.01005	0.01005	9.94
181	0.19	0.30	0.40	0.43	0.00493	0.00246	0.50	0.80	2.14	0.01272	0.01272	11.08
182	0.19	0.30	0.40	0.43	0.00493	0.00246	0.50	0.80	2.45	0.01571	0.01571	12.13
183	0.19	0.30	0.40	0.43	0.00493	0.00246	0.50	0.80	2.78	0.01901	0.01901	13.16
184	0.19	0.30	0.40	0.43	0.00493	0.00246	0.50	0.80	3.15	0.02262	0.02262	13.29
185	0.04	0.07	0.40	0.43	0.00493	0.00246	0.50	0.80	0.75	0.00393	0.00393	-4.02
186	0.04	0.07	0.40	0.43	0.00493	0.00246	0.50	0.80	0.97	0.00565	0.00565	-0.33
187	0.04	0.07	0.40	0.43	0.00493	0.00246	0.50	0.80	1.24	0.00770	0.00770	2.95
188	0.04	0.07	0.40	0.43	0.00493	0.00246	0.50	0.80	1.54	0.01005	0.01005	5.66
189	0.04	0.07	0.40	0.43	0.00493	0.00246	0.50	0.80	1.87	0.01272	0.01272	7.61
190	0.04	0.07	0.40	0.43	0.00493	0.00246	0.50	0.80	2.24	0.01571	0.01571	8.79
191	0.04	0.07	0.40	0.43	0.00493	0.00246	0.50	0.80	2.62	0.01901	0.01901	10.70
192	0.04	0.07	0.40	0.43	0.00493	0.00246	0.50	0.80	3.02	0.02262	0.02262	11.16
193	0.33	0.38	0.40	0.43	0.00493	0.00246	0.50	0.80	1.34	0.00393	0.00393	7.61
194	0.33	0.38	0.40	0.43	0.00493	0.00246	0.50	0.80	1.51	0.00565	0.00565	9.62
195	0.33	0.38	0.40	0.43	0.00493	0.00246	0.50	0.80	1.71	0.00770	0.00770	10.48
196	0.33	0.38	0.40	0.43	0.00493	0.00246	0.50	0.80	1.95	0.01005	0.01005	11.76
197	0.33	0.38	0.40	0.43	0.00493	0.00246	0.50	0.80	2.22	0.01272	0.01272	12.45
198	0.33	0.38	0.40	0.43	0.00493	0.00246	0.50	0.80	2.52	0.01571	0.01571	13.60
199	0.33	0.38	0.40	0.43	0.00493	0.00246	0.50	0.80	2.85	0.01901	0.01901	14.06
200	0.33	0.38	0.40	0.43	0.00493	0.00246	0.50	0.80	3.21	0.02262	0.02262	14.39
201	0.09	0.14	0.40	0.43	0.00493	0.00246	0.50	0.80	0.96	0.00393	0.00393	-1.11
202	0.09	0.14	0.40	0.43	0.00493	0.00246	0.50	0.80	1.18	0.00565	0.00565	2.06
203	0.09	0.14	0.40	0.43	0.00493	0.00246	0.50	0.80	1.43	0.00770	0.00770	4.95
204	0.09	0.14	0.40	0.43	0.00493	0.00246	0.50	0.80	1.71	0.01005	0.01005	7.21
205	0.09	0.14	0.40	0.43	0.00493	0.00246	0.50	0.80	2.01	0.01272	0.01272	9.09
206	0.09	0.14	0.40	0.43	0.00493	0.00246	0.50	0.80	2.34	0.01571	0.01571	10.64
207	0.09	0.14	0.40	0.43	0.00493	0.00246	0.50	0.80	2.69	0.01901	0.01901	11.36
208	0.09	0.14	0.40	0.43	0.00493	0.00246	0.50	0.80	3.07	0.02262	0.02262	12.05
209	0.18	0.23	0.50	0.35	0.00821	0.00547	0.45	0.55	1.34	0.00251	0.00251	5.45
210	0.18	0.23	0.50	0.35	0.00821	0.00547	0.45	0.55	1.51	0.00362	0.00362	7.68
211	0.18	0.23	0.50	0.35	0.00821	0.00547	0.45	0.55	1.71	0.00493	0.00493	9.92
212	0.18	0.23	0.50	0.35	0.00821	0.00547	0.45	0.55	1.93	0.00643	0.00643	11.62
213	0.18	0.23	0.50	0.35	0.00821	0.00547	0.45	0.55	2.18	0.00814	0.00814	12.47
214	0.18	0.23	0.50	0.35	0.00821	0.00547	0.45	0.55	2.45	0.01005	0.01005	13.31
215	0.18	0.23	0.50	0.35	0.00821	0.00547	0.45	0.55	2.75	0.01216	0.01216	13.83
216	0.18	0.23	0.50	0.35	0.00821	0.00547	0.45	0.55	3.08	0.01448	0.01448	14.08
217	0.05	0.09	0.50	0.35	0.00821	0.00547	0.45	0.55	0.82	0.00251	0.00251	-3.03
218	0.05	0.09	0.50	0.35	0.00821	0.00547	0.45	0.55	1.02	0.00362	0.00362	0.25
219	0.05	0.09	0.50	0.35	0.00821	0.00547	0.45	0.55	1.25	0.00493	0.00493	3.34
220	0.05	0.09	0.50	0.35	0.00821	0.00547	0.45	0.55	1.51	0.00643	0.00643	5.96
221	0.05	0.09	0.50	0.35	0.00821	0.00547	0.45	0.55	1.80	0.00814	0.00814	7.92
222	0.05	0.09	0.50	0.35	0.00821	0.00547	0.45	0.55	2.12	0.01005	0.01005	9.60
223	0.05	0.09	0.50	0.35	0.00821	0.00547	0.45	0.55	2.48	0.01216	0.01216	10.62
224	0.05	0.09	0.50	0.35	0.00821	0.00547	0.45	0.55	2.86	0.01448	0.01448	11.51
225	0.27	0.30	0.50	0.35	0.00821	0.00547	0.45	0.55	1.51	0.00251	0.00251	9.90
226	0.27	0.30	0.50	0.35	0.00821	0.00547	0.45	0.55	1.66	0.00362	0.00362	11.86
227	0.27	0.30	0.50	0.35	0.00821	0.00547	0.45	0.55	1.85	0.00493	0.00493	12.29
228	0.27	0.30	0.50	0.35	0.00821	0.00547	0.45	0.55	2.05	0.00643	0.00643	13.12
229	0.27	0.30	0.50	0.35	0.00821	0.00547	0.45	0.55	2.29	0.00814	0.00814	14.10

230	0.27	0.30	0.50	0.35	0.00821	0.00547	0.45	0.55	2.56	0.01005	0.01005	14.84
231	0.27	0.30	0.50	0.35	0.00821	0.00547	0.45	0.55	2.85	0.01216	0.01216	15.44
232	0.27	0.30	0.50	0.35	0.00821	0.00547	0.45	0.55	3.17	0.01448	0.01448	15.59
233	0.09	0.12	0.50	0.35	0.00821	0.00547	0.45	0.55	1.00	0.00251	0.00251	-0.62
234	0.09	0.12	0.50	0.35	0.00821	0.00547	0.45	0.55	1.19	0.00362	0.00362	2.42
235	0.09	0.12	0.50	0.35	0.00821	0.00547	0.45	0.55	1.41	0.00493	0.00493	5.17
236	0.09	0.12	0.50	0.35	0.00821	0.00547	0.45	0.55	1.66	0.00643	0.00643	7.56
237	0.09	0.12	0.50	0.35	0.00821	0.00547	0.45	0.55	1.95	0.00814	0.00814	9.23
238	0.09	0.12	0.50	0.35	0.00821	0.00547	0.45	0.55	2.26	0.01005	0.01005	10.36
239	0.09	0.12	0.50	0.35	0.00821	0.00547	0.45	0.55	2.60	0.01216	0.01216	11.72
240	0.09	0.12	0.50	0.35	0.00821	0.00547	0.45	0.55	2.96	0.01448	0.01448	12.19
241	0.18	0.23	0.50	0.21	0.01078	0.00770	0.40	1.45	1.26	0.00251	0.00251	3.99
242	0.18	0.23	0.50	0.21	0.01078	0.00770	0.40	1.45	1.43	0.00362	0.00362	6.02
243	0.18	0.23	0.50	0.21	0.01078	0.00770	0.40	1.45	1.61	0.00493	0.00493	8.09
244	0.18	0.23	0.50	0.21	0.01078	0.00770	0.40	1.45	1.82	0.00643	0.00643	10.07
245	0.18	0.23	0.50	0.21	0.01078	0.00770	0.40	1.45	2.06	0.00814	0.00814	11.56
246	0.18	0.23	0.50	0.21	0.01078	0.00770	0.40	1.45	2.31	0.01005	0.01005	12.82
247	0.18	0.23	0.50	0.21	0.01078	0.00770	0.40	1.45	2.60	0.01216	0.01216	13.66
248	0.18	0.23	0.50	0.21	0.01078	0.00770	0.40	1.45	2.91	0.01448	0.01448	14.21
249	0.05	0.09	0.50	0.21	0.01078	0.00770	0.40	1.45	0.78	0.00251	0.00251	-4.17
250	0.05	0.09	0.50	0.21	0.01078	0.00770	0.40	1.45	0.96	0.00362	0.00362	-0.83
251	0.05	0.09	0.50	0.21	0.01078	0.00770	0.40	1.45	1.18	0.00493	0.00493	2.29
252	0.05	0.09	0.50	0.21	0.01078	0.00770	0.40	1.45	1.42	0.00643	0.00643	4.87
253	0.05	0.09	0.50	0.21	0.01078	0.00770	0.40	1.45	1.70	0.00814	0.00814	7.13
254	0.05	0.09	0.50	0.21	0.01078	0.00770	0.40	1.45	2.01	0.01005	0.01005	8.77
255	0.05	0.09	0.50	0.21	0.01078	0.00770	0.40	1.45	2.34	0.01216	0.01216	10.14
256	0.05	0.09	0.50	0.21	0.01078	0.00770	0.40	1.45	2.70	0.01448	0.01448	11.12
257	0.27	0.30	0.50	0.21	0.01078	0.00770	0.40	1.45	1.42	0.00251	0.00251	7.73
258	0.27	0.30	0.50	0.21	0.01078	0.00770	0.40	1.45	1.57	0.00362	0.00362	9.78
259	0.27	0.30	0.50	0.21	0.01078	0.00770	0.40	1.45	1.74	0.00493	0.00493	11.38
260	0.27	0.30	0.50	0.21	0.01078	0.00770	0.40	1.45	1.94	0.00643	0.00643	12.46
261	0.27	0.30	0.50	0.21	0.01078	0.00770	0.40	1.45	2.17	0.00814	0.00814	13.52
262	0.27	0.30	0.50	0.21	0.01078	0.00770	0.40	1.45	2.41	0.01005	0.01005	13.77
263	0.27	0.30	0.50	0.21	0.01078	0.00770	0.40	1.45	2.69	0.01216	0.01216	14.93
264	0.27	0.30	0.50	0.21	0.01078	0.00770	0.40	1.45	2.99	0.01448	0.01448	15.60
265	0.09	0.12	0.50	0.21	0.01078	0.00770	0.40	1.45	0.94	0.00251	0.00251	-1.80
266	0.09	0.12	0.50	0.21	0.01078	0.00770	0.40	1.45	1.12	0.00362	0.00362	1.25
267	0.09	0.12	0.50	0.21	0.01078	0.00770	0.40	1.45	1.33	0.00493	0.00493	3.95
268	0.09	0.12	0.50	0.21	0.01078	0.00770	0.40	1.45	1.57	0.00643	0.00643	6.74
269	0.09	0.12	0.50	0.21	0.01078	0.00770	0.40	1.45	1.84	0.00814	0.00814	8.48
270	0.09	0.12	0.50	0.21	0.01078	0.00770	0.40	1.45	2.14	0.01005	0.01005	9.99
271	0.09	0.12	0.50	0.21	0.01078	0.00770	0.40	1.45	2.46	0.01216	0.01216	11.03
272	0.09	0.12	0.50	0.21	0.01078	0.00770	0.40	1.45	2.79	0.01448	0.01448	12.24
273	0.17	0.25	0.30	0.18	0.00616	0.00462	0.40	1.25	0.68	0.00698	0.00698	-5.36
274	0.17	0.25	0.30	0.18	0.00616	0.00462	0.40	1.25	0.82	0.01005	0.01005	-2.33
275	0.17	0.25	0.30	0.18	0.00616	0.00462	0.40	1.25	0.98	0.01368	0.01368	0.38
276	0.17	0.25	0.30	0.18	0.00616	0.00462	0.40	1.25	1.17	0.01787	0.01787	2.88
277	0.17	0.25	0.30	0.18	0.00616	0.00462	0.40	1.25	1.39	0.02262	0.02262	4.76
278	0.17	0.25	0.30	0.18	0.00616	0.00462	0.40	1.25	1.62	0.02793	0.02793	6.94
279	0.17	0.25	0.30	0.18	0.00616	0.00462	0.40	1.25	1.88	0.03379	0.03379	8.26
280	0.17	0.25	0.30	0.18	0.00616	0.00462	0.40	1.25	2.17	0.04021	0.04021	9.40
281	0.25	0.33	0.30	0.18	0.00616	0.00462	0.40	1.25	0.72	0.00698	0.00698	-4.06
282	0.25	0.33	0.30	0.18	0.00616	0.00462	0.40	1.25	0.85	0.01005	0.01005	-1.30

283	0.25	0.33	0.30	0.18	0.00616	0.00462	0.40	1.25	1.01	0.01368	0.01368	1.29
284	0.25	0.33	0.30	0.18	0.00616	0.00462	0.40	1.25	1.20	0.01787	0.01787	3.63
285	0.25	0.33	0.30	0.18	0.00616	0.00462	0.40	1.25	1.41	0.02262	0.02262	5.48
286	0.25	0.33	0.30	0.18	0.00616	0.00462	0.40	1.25	1.64	0.02793	0.02793	6.88
287	0.25	0.33	0.30	0.18	0.00616	0.00462	0.40	1.25	1.90	0.03379	0.03379	8.17
288	0.25	0.33	0.30	0.18	0.00616	0.00462	0.40	1.25	2.18	0.04021	0.04021	9.11
289	0.08	0.17	0.30	0.18	0.00616	0.00462	0.40	1.25	0.60	0.00698	0.00698	-6.25
290	0.08	0.17	0.30	0.18	0.00616	0.00462	0.40	1.25	0.76	0.01005	0.01005	-3.46
291	0.08	0.17	0.30	0.18	0.00616	0.00462	0.40	1.25	0.94	0.01368	0.01368	-0.63
292	0.08	0.17	0.30	0.18	0.00616	0.00462	0.40	1.25	1.14	0.01787	0.01787	1.79
293	0.08	0.17	0.30	0.18	0.00616	0.00462	0.40	1.25	1.36	0.02262	0.02262	4.09
294	0.08	0.17	0.30	0.18	0.00616	0.00462	0.40	1.25	1.60	0.02793	0.02793	5.49
295	0.08	0.17	0.30	0.18	0.00616	0.00462	0.40	1.25	1.86	0.03379	0.03379	7.39
296	0.08	0.17	0.30	0.18	0.00616	0.00462	0.40	1.25	2.15	0.04021	0.04021	9.05
297	0.33	0.42	0.30	0.18	0.00616	0.00462	0.40	1.25	0.74	0.00698	0.00698	-2.68
298	0.33	0.42	0.30	0.18	0.00616	0.00462	0.40	1.25	0.87	0.01005	0.01005	-0.21
299	0.33	0.42	0.30	0.18	0.00616	0.00462	0.40	1.25	1.03	0.01368	0.01368	2.15
300	0.33	0.42	0.30	0.18	0.00616	0.00462	0.40	1.25	1.22	0.01787	0.01787	4.28
301	0.33	0.42	0.30	0.18	0.00616	0.00462	0.40	1.25	1.43	0.02262	0.02262	6.14
302	0.33	0.42	0.30	0.18	0.00616	0.00462	0.40	1.25	1.66	0.02793	0.02793	7.36
303	0.33	0.42	0.30	0.18	0.00616	0.00462	0.40	1.25	1.91	0.03379	0.03379	8.48
304	0.33	0.42	0.30	0.18	0.00616	0.00462	0.40	1.25	2.19	0.04021	0.04021	9.47
305	0.17	0.25	0.30	0.18	0.00226	0.00151	0.60	1.25	0.82	0.00698	0.00698	-3.14
306	0.17	0.25	0.30	0.18	0.00226	0.00151	0.60	1.25	1.00	0.01005	0.01005	-0.21
307	0.17	0.25	0.30	0.18	0.00226	0.00151	0.60	1.25	1.20	0.01368	0.01368	2.31
308	0.17	0.25	0.30	0.18	0.00226	0.00151	0.60	1.25	1.43	0.01787	0.01787	4.49
309	0.17	0.25	0.30	0.18	0.00226	0.00151	0.60	1.25	1.69	0.02262	0.02262	6.19
310	0.17	0.25	0.30	0.18	0.00226	0.00151	0.60	1.25	1.98	0.02793	0.02793	7.93
311	0.17	0.25	0.30	0.18	0.00226	0.00151	0.60	1.25	2.29	0.03379	0.03379	8.98
312	0.17	0.25	0.30	0.18	0.00226	0.00151	0.60	1.25	2.64	0.04021	0.04021	10.13
313	0.25	0.33	0.30	0.18	0.00226	0.00151	0.60	1.25	0.87	0.00698	0.00698	-1.58
314	0.25	0.33	0.30	0.18	0.00226	0.00151	0.60	1.25	1.04	0.01005	0.01005	0.94
315	0.25	0.33	0.30	0.18	0.00226	0.00151	0.60	1.25	1.24	0.01368	0.01368	3.33
316	0.25	0.33	0.30	0.18	0.00226	0.00151	0.60	1.25	1.46	0.01787	0.01787	5.29
317	0.25	0.33	0.30	0.18	0.00226	0.00151	0.60	1.25	1.72	0.02262	0.02262	7.03
318	0.25	0.33	0.30	0.18	0.00226	0.00151	0.60	1.25	2.00	0.02793	0.02793	8.66
319	0.25	0.33	0.30	0.18	0.00226	0.00151	0.60	1.25	2.31	0.03379	0.03379	9.70
320	0.25	0.33	0.30	0.18	0.00226	0.00151	0.60	1.25	2.66	0.04021	0.04021	10.78
321	0.08	0.17	0.30	0.18	0.00226	0.00151	0.60	1.25	0.73	0.00698	0.00698	-4.37
322	0.08	0.17	0.30	0.18	0.00226	0.00151	0.60	1.25	0.93	0.01005	0.01005	-1.43
323	0.08	0.17	0.30	0.18	0.00226	0.00151	0.60	1.25	1.15	0.01368	0.01368	1.34
324	0.08	0.17	0.30	0.18	0.00226	0.00151	0.60	1.25	1.39	0.01787	0.01787	3.51
325	0.08	0.17	0.30	0.18	0.00226	0.00151	0.60	1.25	1.66	0.02262	0.02262	5.77
326	0.08	0.17	0.30	0.18	0.00226	0.00151	0.60	1.25	1.95	0.02793	0.02793	7.41
327	0.08	0.17	0.30	0.18	0.00226	0.00151	0.60	1.25	2.27	0.03379	0.03379	8.65
328	0.08	0.17	0.30	0.18	0.00226	0.00151	0.60	1.25	2.62	0.04021	0.04021	9.19
329	0.33	0.42	0.30	0.18	0.00226	0.00151	0.60	1.25	0.90	0.00698	0.00698	-0.35
330	0.33	0.42	0.30	0.18	0.00226	0.00151	0.60	1.25	1.06	0.01005	0.01005	2.04
331	0.33	0.42	0.30	0.18	0.00226	0.00151	0.60	1.25	1.26	0.01368	0.01368	4.11
332	0.33	0.42	0.30	0.18	0.00226	0.00151	0.60	1.25	1.48	0.01787	0.01787	6.02
333	0.33	0.42	0.30	0.18	0.00226	0.00151	0.60	1.25	1.74	0.02262	0.02262	7.39
334	0.33	0.42	0.30	0.18	0.00226	0.00151	0.60	1.25	2.02	0.02793	0.02793	9.06
335	0.33	0.42	0.30	0.18	0.00226	0.00151	0.60	1.25	2.33	0.03379	0.03379	9.86

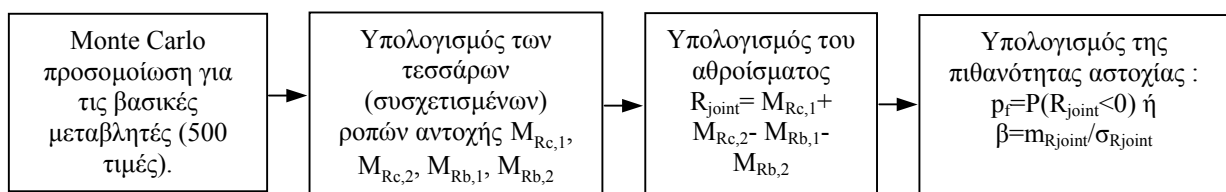
336	0.33	0.42	0.30	0.18	0.00226	0.00151	0.60	1.25	2.67	0.04021	0.04021	11.42
337	0.08	0.10	0.60	0.10	0.01901	0.01521	0.40	1.25	0.73	0.00175	0.00175	-5.29
338	0.08	0.10	0.60	0.10	0.01901	0.01521	0.40	1.25	0.85	0.00251	0.00251	-2.65
339	0.08	0.10	0.60	0.10	0.01901	0.01521	0.40	1.25	0.99	0.00342	0.00342	-0.02
340	0.08	0.10	0.60	0.10	0.01901	0.01521	0.40	1.25	1.15	0.00447	0.00447	2.54
341	0.08	0.10	0.60	0.10	0.01901	0.01521	0.40	1.25	1.34	0.00565	0.00565	4.78
342	0.08	0.10	0.60	0.10	0.01901	0.01521	0.40	1.25	1.54	0.00698	0.00698	6.69
343	0.08	0.10	0.60	0.10	0.01901	0.01521	0.40	1.25	1.76	0.00845	0.00845	8.31
344	0.08	0.10	0.60	0.10	0.01901	0.01521	0.40	1.25	2.00	0.01005	0.01005	9.71
345	0.13	0.15	0.60	0.10	0.01901	0.01521	0.40	1.25	0.89	0.00175	0.00175	-2.56
346	0.13	0.15	0.60	0.10	0.01901	0.01521	0.40	1.25	1.00	0.00251	0.00251	-0.18
347	0.13	0.15	0.60	0.10	0.01901	0.01521	0.40	1.25	1.14	0.00342	0.00342	2.23
348	0.13	0.15	0.60	0.10	0.01901	0.01521	0.40	1.25	1.30	0.00447	0.00447	4.60
349	0.13	0.15	0.60	0.10	0.01901	0.01521	0.40	1.25	1.47	0.00565	0.00565	6.34
350	0.13	0.15	0.60	0.10	0.01901	0.01521	0.40	1.25	1.67	0.00698	0.00698	8.30
351	0.13	0.15	0.60	0.10	0.01901	0.01521	0.40	1.25	1.88	0.00845	0.00845	9.70
352	0.13	0.15	0.60	0.10	0.01901	0.01521	0.40	1.25	2.11	0.01005	0.01005	11.26
353	0.17	0.19	0.60	0.10	0.01901	0.01521	0.40	1.25	1.02	0.00175	0.00175	-0.08
354	0.17	0.19	0.60	0.10	0.01901	0.01521	0.40	1.25	1.14	0.00251	0.00251	2.10
355	0.17	0.19	0.60	0.10	0.01901	0.01521	0.40	1.25	1.27	0.00342	0.00342	4.20
356	0.17	0.19	0.60	0.10	0.01901	0.01521	0.40	1.25	1.42	0.00447	0.00447	6.34
357	0.17	0.19	0.60	0.10	0.01901	0.01521	0.40	1.25	1.58	0.00565	0.00565	8.33
358	0.17	0.19	0.60	0.10	0.01901	0.01521	0.40	1.25	1.76	0.00698	0.00698	9.93
359	0.17	0.19	0.60	0.10	0.01901	0.01521	0.40	1.25	1.96	0.00845	0.00845	11.36
360	0.17	0.19	0.60	0.10	0.01901	0.01521	0.40	1.25	2.17	0.01005	0.01005	13.03
361	0.23	0.25	0.60	0.10	0.01901	0.01521	0.40	1.25	1.17	0.00175	0.00175	3.25
362	0.23	0.25	0.60	0.10	0.01901	0.01521	0.40	1.25	1.27	0.00251	0.00251	5.53
363	0.23	0.25	0.60	0.10	0.01901	0.01521	0.40	1.25	1.39	0.00342	0.00342	7.14
364	0.23	0.25	0.60	0.10	0.01901	0.01521	0.40	1.25	1.53	0.00447	0.00447	8.93
365	0.23	0.25	0.60	0.10	0.01901	0.01521	0.40	1.25	1.68	0.00565	0.00565	10.46
366	0.23	0.25	0.60	0.10	0.01901	0.01521	0.40	1.25	1.85	0.00698	0.00698	11.98
367	0.23	0.25	0.60	0.10	0.01901	0.01521	0.40	1.25	2.04	0.00845	0.00845	13.10
368	0.23	0.25	0.60	0.10	0.01901	0.01521	0.40	1.25	2.25	0.01005	0.01005	13.97
369	0.08	0.10	0.60	0.10	0.00718	0.00513	0.60	1.25	0.86	0.00175	0.00175	-3.89
370	0.08	0.10	0.60	0.10	0.00718	0.00513	0.60	1.25	1.00	0.00251	0.00251	-1.31
371	0.08	0.10	0.60	0.10	0.00718	0.00513	0.60	1.25	1.17	0.00342	0.00342	1.36
372	0.08	0.10	0.60	0.10	0.00718	0.00513	0.60	1.25	1.36	0.00447	0.00447	3.73
373	0.08	0.10	0.60	0.10	0.00718	0.00513	0.60	1.25	1.57	0.00565	0.00565	5.93
374	0.08	0.10	0.60	0.10	0.00718	0.00513	0.60	1.25	1.81	0.00698	0.00698	7.85
375	0.08	0.10	0.60	0.10	0.00718	0.00513	0.60	1.25	2.07	0.00845	0.00845	9.51
376	0.08	0.10	0.60	0.10	0.00718	0.00513	0.60	1.25	2.36	0.01005	0.01005	10.59
377	0.13	0.15	0.60	0.10	0.00718	0.00513	0.60	1.25	1.05	0.00175	0.00175	-1.11
378	0.13	0.15	0.60	0.10	0.00718	0.00513	0.60	1.25	1.18	0.00251	0.00251	1.27
379	0.13	0.15	0.60	0.10	0.00718	0.00513	0.60	1.25	1.35	0.00342	0.00342	3.64
380	0.13	0.15	0.60	0.10	0.00718	0.00513	0.60	1.25	1.53	0.00447	0.00447	6.01
381	0.13	0.15	0.60	0.10	0.00718	0.00513	0.60	1.25	1.74	0.00565	0.00565	7.89
382	0.13	0.15	0.60	0.10	0.00718	0.00513	0.60	1.25	1.97	0.00698	0.00698	9.55
383	0.13	0.15	0.60	0.10	0.00718	0.00513	0.60	1.25	2.22	0.00845	0.00845	10.91
384	0.13	0.15	0.60	0.10	0.00718	0.00513	0.60	1.25	2.49	0.01005	0.01005	11.85
385	0.17	0.19	0.60	0.10	0.00718	0.00513	0.60	1.25	1.21	0.00175	0.00175	1.49
386	0.17	0.19	0.60	0.10	0.00718	0.00513	0.60	1.25	1.34	0.00251	0.00251	3.74
387	0.17	0.19	0.60	0.10	0.00718	0.00513	0.60	1.25	1.49	0.00342	0.00342	5.61
388	0.17	0.19	0.60	0.10	0.00718	0.00513	0.60	1.25	1.67	0.00447	0.00447	7.83

389	0.17	0.19	0.60	0.10	0.00718	0.00513	0.60	1.25	1.87	0.00565	0.00565	9.62
390	0.17	0.19	0.60	0.10	0.00718	0.00513	0.60	1.25	2.08	0.00698	0.00698	10.61
391	0.17	0.19	0.60	0.10	0.00718	0.00513	0.60	1.25	2.31	0.00845	0.00845	12.16
392	0.17	0.19	0.60	0.10	0.00718	0.00513	0.60	1.25	2.56	0.01005	0.01005	13.26
393	0.23	0.25	0.60	0.10	0.00718	0.00513	0.60	1.25	1.38	0.00175	0.00175	5.14
394	0.23	0.25	0.60	0.10	0.00718	0.00513	0.60	1.25	1.50	0.00251	0.00251	7.04
395	0.23	0.25	0.60	0.10	0.00718	0.00513	0.60	1.25	1.64	0.00342	0.00342	8.55
396	0.23	0.25	0.60	0.10	0.00718	0.00513	0.60	1.25	1.80	0.00447	0.00447	10.50
397	0.23	0.25	0.60	0.10	0.00718	0.00513	0.60	1.25	1.98	0.00565	0.00565	11.71
398	0.23	0.25	0.60	0.10	0.00718	0.00513	0.60	1.25	2.18	0.00698	0.00698	13.48
399	0.23	0.25	0.60	0.10	0.00718	0.00513	0.60	1.25	2.41	0.00845	0.00845	14.56
400	0.23	0.25	0.60	0.10	0.00718	0.00513	0.60	1.25	2.65	0.01005	0.01005	14.73

Για τους έτσι οπλισμένους κόμβους, εφαρμόζεται η διαδικασία της παραγράφου 3.1 και υπολογίζεται ο δείκτης ασφαλείας «β». Ειδικότερα:

- Καθορίζονται οι συναρτήσεις κατανομής των βασικών μεταβλητών (βλ. παραδοχές παρ. 3.1.4)
- Γίνονται παραδοχές για τις συσχετίσεις (πλήρης συσχέτιση: $\rho=1$) των βασικών μεταβλητών που υπεισέρχονται στην διαμόρφωση των ροπών αντοχής των μελών που συντρέχουν σε κάθε κόμβο (κοινή ή όχι αντοχή σκυροδέματος, κοινή ή όχι αντοχή του χάλυβα):
 - ο α) Η αντοχή των οπλισμών του άνω και κάτω υποστυλώματος είναι ίδια
 - ο β) Η αντοχή των οπλισμών των δυο εκατέρωθεν δοκών είναι ίδια.
 - ο γ) Η αντοχή του σκυροδέματος του κάτω υποστυλώματος και των δυο δοκών είναι ίδια
 - ο δ) Στην περίπτωση που κάποια ράβδος οπλισμού διαπερνά τον κόμβο και ανήκει σε δύο διατομές, θεωρείται πως η μεταβολή του εμβαδού της κατά το μήκος της είναι αμελητέα και επομένως λαμβάνεται η ίδια τιμή για τον υπολογισμό των ροπών αντοχής και των δυο διατομών.
- Με την διαδικασία της προσομοίωσης (Monte Carlo) δημιουργούνται δείγματα μεγέθους $n=500$ για κάθε μια βασική μεταβλητή.
- Στην συνέχεια υπολογίζονται οι ροπές αντοχής κάθε διατομής. Σχηματίζεται έτσι ένα δείγμα $n=500$ τετράδων ($M_{Rb,1}$, $M_{Rb,2}$, $M_{Rc,1}$, $M_{Rc,2}$) των ροπών αντοχής των μελών που συντρέχουν στον κόμβο.
- Ακολούθως υπολογίζεται η πιθανότητα: $p_{f,κοιμβ} = P(M_{Rb,1} + M_{Rb,2} > M_{Rc,1} + M_{Rc,2})$ από την οποία υπολογίζεται ο αντίστοιχος δείκτης ασφαλείας $\beta = -Erf^{-1}(p_{f,κοιμβ})$.

Σχηματικά η διαδικασία υπολογισμού του επιπέδου ασφαλείας για έναν κόμβο φαίνεται στο παρακάτω σχήμα 3.11:



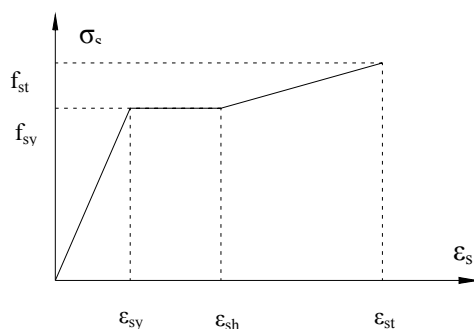
Σχήμα 3.11 Διαδικασία υπολογισμού του επιπέδου ασφαλείας

Η πιο πάνω μεθοδολογία εφαρμόζεται αυτόματα κάνοντας χρήση ενός προγράμματος το οποίο δημιουργήθηκε σε γλώσσα προγραμματισμού Visual Basic, και το οποίο χρησιμοποιεί το πρόγραμμα Excel για την εισαγωγή των δεδομένων και την εξαγωγή των αποτελεσμάτων. Μετά τη διαστασιολόγηση των φορέων εισάγονται στο πρόγραμμα τα απαραίτητα δεδομένα για όλους τους κόμβους και εξάγεται για κάθε έναν από αυτούς η πιθανότητα μη ικανοποίησης του ικανοτικού σχεδιασμού κόμβου καθώς και άλλες παράμετροι οι οποίες χρησιμοποιούνται για την στατιστική επεξεργασία των αποτελεσμάτων.

3.2.3 Παραδοχές

Οι παραδοχές βασίζονται στο εγχειρίδιο του Joint Committee on Structural Safety (JCSS): «Probabilistic Model Code» (JCSS 2000). Ειδικότερα:

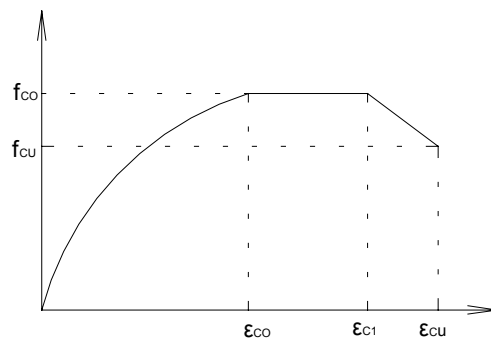
- Όλες οι τυχαίες μεταβλητές ακολουθούν κανονικές κατανομές.
- Διατομή οπλισμού A_s : Μέση τιμή: $A_{s,m}=A_{s,nom}$. Συντελεστής διασποράς : 0.02
- Διαστάσεις διατομής: Μέση τιμή: $X_m=X_{nom}$. Τυπική απόκλιση: $4mm+0.006X_m$
- Απόσταση του κέντρου της διατομής του χάλυβα από το άκρο της διατομής: Μέση τιμή $d_m = h'_{nom} + A_{s,nom} / 2$, όπου h'_{nom} η ονομαστική τιμή της επικάλυψης. Τυπική απόκλιση: 5 mm
- Απόσταση του κέντρου της διατομής του χάλυβα από το άκρο της διατομής για τον άνω οπλισμό δοκού: Μέση τιμή: $d_m = h'_{nom} + A_{s,nom} / 2 + 5$ mm. Τυπική απόκλιση: 10 mm
- Διάγραμμα τάσεων – παραμορφώσεων του χάλυβα:



Σχήμα 3.12 Διάγραμμα τάσεων – παραμορφώσεων του χάλυβα

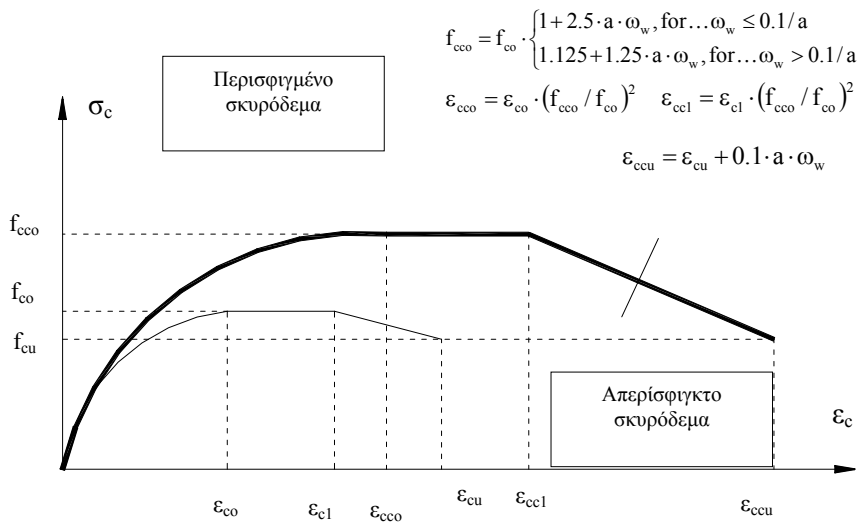
- Μέτρο ελαστικότητας του χάλυβα (Χαρακτηριστική τιμή: $E_{sk}=200$ GPa) : Μέση τιμή: $E_{sm} = \frac{E_{sk}}{1 - 1.64 \cdot Cov_{Es}}$. Συντελεστής διασποράς (Cov_{Es})= 0.03

- Οριο διαρροής χάλυβα f_{sy} (χαρακτηριστική τιμή $f_{sy,k}=500\text{MPa}$ για χάλυβα S500) :
Μέση τιμή: $f_{sy,m} = \frac{f_{sy,k}}{1-1.64 \cdot Cov_{f_{sy}}}$. Συντελεστής διασποράς ($Cov_{f_{sy}}$)=0.05
- Οριο θραύσεως f_{st} : Μέση τιμή: $f_{stm}=1.15 f_{sym}$. Συντελεστής διασποράς = 0.06, συντελεστής συσχέτισης με f_{sy} : $\rho_{f_{sy},f_{st}}=0.85$ (βλ Παράρτ. 1 για τρόπο δημιουργίας συσχετισμένων δειγμάτων)
- Παραμόρφωση διαρροής ϵ_{sy} : Προκύπτει από τη σχέση: $\epsilon_{sy} = \frac{f_{sy}}{E_s}$
- Παραμόρφωση κρατύνσεως ϵ_{sh} : Θεωρείται διπλάσια της παραμόρφωσης διαρροής: $\epsilon_{sh}=2\epsilon_{sy}$
- Παραμόρφωση θραύσεως ϵ_{st} : Μέση τιμή: $\epsilon_{stm}=0.1$. Συντελεστής διασποράς: 0.06
- Διάγραμμα τάσεων – παραμορφώσεων μή περισφιγμένου σκυροδέματος:



Σχήμα 3.13 Διάγραμμα τάσεων – παραμορφώσεων μή περισφιγμένου σκυροδέματος

- Μέγιστη θλιπτική αντοχή f_{co} (χαρακτηριστική τιμή $f_{co,k}=20\text{MPa}$ για σκυρόδεμα C20/25) : Μέση τιμή: $f_{co,m} = \frac{f_{co,k}}{1-1.64 \cdot Cov_{f_{co}}}$, Συντελεστής διασποράς ($Cov_{f_{co}}$)=0.06
- Παραμένουσα αντοχή για την μέγιστη παραμόρφωση: $f_{cu}=0.85f_{co}$
- Παραμόρφωση πέρατος παραβολικού κλάδου: $\epsilon_{co}=0.002$
- Μέγιστη παραμόρφωση υπό το μέγιστο φορτίο: $\epsilon_{c1}=0.0035$
- Παραμόρφωση αστοχίας: $\epsilon_{cu}=0.0005$
- Διάγραμμα τάσεων – παραμορφώσεων περισφιγμένου σκυροδέματος:
 - Η τροποποίηση του διαγράμματος τάσεων-παραμορφώσεων του σκυροδέματος λόγω περισφίξεως φαίνεται στο σχήμα 3.14 [Τάσιος 1988]. Οι τιμές του τροποποιημένου διαγράμματος προκύπτουν από τις τυχαίες μεταβλητές που περιγράφηκαν πιο πάνω.

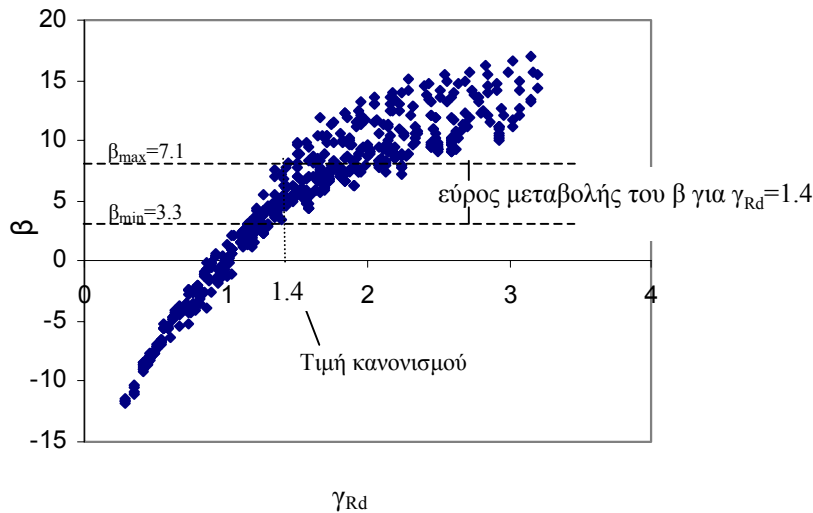


Σχήμα 3.14 Διάγραμμα τάσεων – παραμορφώσεων περισφιγμένου σκυροδέματος

- $f_{cco} = f_{co} \cdot \begin{cases} 1 + 2.5 \cdot a \cdot \omega_w, & \text{για } \dots \omega_w \leq 0.1/a \\ 1.125 + 1.25 \cdot a \cdot \omega_w, & \text{για } \dots \omega_w > 0.1/a \end{cases}$
- $\varepsilon_{cco} = \varepsilon_{co} \cdot (f_{cco} / f_{co})^2$
- $\varepsilon_{cc1} = \varepsilon_{c1} \cdot (f_{cco} / f_{co})^2$
- $\varepsilon_{ccu} = \varepsilon_{cu} + 0.1 \cdot a \cdot \omega_w$

3.2.4 Αποτελέσματα

Στο σχήμα 3.15 παρουσιάζονται οι τιμές του δείκτη ασφαλείας «β» που προέκυψαν μετά τις αντίστοιχες προσομοιώσεις για τους 400 κόμβους του πίνακα 3.6, συναρτήσει του συντελεστή υπεραντοχής δοκών που χρησιμοποιήθηκε στον ικανοτικό σχεδιασμό.



Σχήμα 3.15 Δείκτης ασφαλείας «β» συναρτήσει του γ_{Rd}

Από το πιο πάνω σχήμα φαίνεται πως όσο αυξάνεται το γ_{Rd} αυξάνεται η διασπορά του β . Για τους κόμβους που σχεδιάστηκαν με τον συντελεστή υπεραντοχής δοκών που προτείνεται από τον Ελληνικό Αντισεισμικό Κανονισμό ($\gamma_{Rd}=1.4$) η διασπορά του «β» που προέκυψε είναι σημαντική καθώς η ελάχιστη τιμή του «β» που παρατηρήθηκε είναι $\beta_{\min}= 3.3$ και η μέγιστη $\beta_{\max}= 7.1$.

3.2.5 Υπολογισμός του συντελεστή ικανοτικής μεγέθυνσης

Προκειμένου να επιτευχθεί ένα ενιαίο επίπεδο ασφαλείας για κάθε είδους κόμβου και ο δείκτης ασφαλείας «β» να είναι σταθερός και ίσος με μια επιθυμητή τιμή β_{target} , απαιτείται ο συντελεστής υπεραντοχής δοκών γ_{Rd} να μην είναι σταθερός αλλά να υπολογίζεται βάσει των χαρακτηριστικών του εκάστοτε κόμβου. Για να γίνει αυτό εφικτό είναι απαραίτητη η γνώση της σχέσης του δείκτη ασφαλείας «β» συναρτήσει του συντελεστή υπεραντοχής δοκών γ_{Rd} και των λοιπών χαρακτηριστικών των υποστυλωμάτων και των δοκών του κόμβου.

Οι ικανοτικές ροπές υπολογίζονται από τη σχέση (βλ. § 3):

$$M_{CD,c} = \alpha_{CD} \cdot M_{Ec}, \quad \text{όπου} \quad \alpha_{CD} = \gamma_{Rd} \cdot \frac{\sum M_{Rd}}{|\sum M_{Eb}|} \quad \text{ή}$$

$$M_{CD,c} = \gamma_{Rd} \cdot \frac{\sum M_{Rd}}{|\sum M_{Eb}|} \cdot M_{Ec} \quad (\text{A})$$

Η πιθανότητα μη ικανοποίησης του ικανοτικού σχεδιασμού έχει ήδη οριστεί ως:

$p_f = P(M_{R,c,1} + M_{R,c,2} < M_{R,b,1} + M_{R,b,2}) = \text{Erf}(-\beta)$. Αν αγνοηθεί, προς στιγμή, η συσχέτιση που υπάρχει ανάμεσα στις τέσσερις πιο πάνω ροπές αντοχής (στη συνέχεια θα ληφθεί υπόψη), η πιο πάνω σχέση μπορεί να γραφεί ως:

$$\beta = \frac{(M_{R,c,1})_m + (M_{R,c,2})_m - (M_{R,b,1})_m - (M_{R,b,2})_m}{\sqrt{\sigma_{R,c,1}^2 + \sigma_{R,c,2}^2 + \sigma_{R,b,1}^2 + \sigma_{R,b,2}^2}} \quad (B)$$

όπου $(M_{R,c,1})_m$, $(M_{R,c,2})_m$, $(M_{R,b,1})_m$, $(M_{R,b,2})_m$ οι μέσες τιμές των ροπών αντοχής των τεσσάρων διατομών του κόμβου και $\sigma_{R,c,1}$, $\sigma_{R,c,2}$, $\sigma_{R,b,1}$, $\sigma_{R,b,2}$ οι αντίστοιχες τυπικές αποκλίσεις. Γράφοντας τη σχέση (A) για τα δύο υποστυλώματα (άνω και κάτω) και θεωρώντας πως η τελική ροπή αντοχής είναι ίση με αυτήν που υπολογίστηκε ($M_{Rd,c} = M_{CD,c}$), τότε από τη (B) προκύπτει :

$$\beta = \frac{\frac{(M_{R,c,1})_m + (M_{R,c,2})_m}{M_{Rd,c,1} + M_{Rd,c,2}} \cdot \frac{M_{Rd,c,1} + M_{Rd,c,2}}{M_{Rd,b,1} + M_{Rd,b,2}} - \frac{(M_{R,b,1})_m + (M_{R,b,2})_m}{M_{Rd,b,1} + M_{Rd,b,2}}}{\frac{\sqrt{\sigma_{R,c,1}^2 + \sigma_{R,c,2}^2 + \sigma_{R,b,1}^2 + \sigma_{R,b,2}^2}}{M_{Rd,b,1} + M_{Rd,b,2}}}, \quad \text{ο παρονομαστής του}$$

κλάσματος μπορεί να γραφεί:

$$\begin{aligned} \frac{\sqrt{\sigma_{R,c,1}^2 + \sigma_{R,c,2}^2 + \sigma_{R,b,1}^2 + \sigma_{R,b,2}^2}}{M_{Rd,b,1} + M_{Rd,b,2}} &\approx \sqrt{\frac{2 \cdot \left(\frac{\sigma_{R,c,1} + \sigma_{R,c,2}}{2}\right)^2 + 2 \cdot \left(\frac{\sigma_{R,b,1} + \sigma_{R,b,2}}{2}\right)^2}{(M_{Rd,b,1} + M_{Rd,b,2})^2}} = \\ &= \sqrt{\frac{2 \cdot \left(\frac{\sigma_{R,c,1} + \sigma_{R,c,2}}{2}\right)^2 + 2 \cdot \left(\frac{\sigma_{R,b,1} + \sigma_{R,b,2}}{2}\right)^2}{(M_{Rd,b,1} + M_{Rd,b,2})^2}} = \\ &= \sqrt{\frac{(\sigma_{R,c,1} + \sigma_{R,c,2})^2 \cdot (M_{Rd,c,1} + M_{Rd,c,2})^2}{2 \cdot (M_{Rd,c,1} + M_{Rd,c,2})^2 \cdot (M_{Rd,b,1} + M_{Rd,b,2})^2} + \frac{(\sigma_{R,b,1} + \sigma_{R,b,2})^2}{2 \cdot (M_{Rd,b,1} + M_{Rd,b,2})^2}} \end{aligned}$$

Οπότε προκύπτει:

$$\beta = \frac{a \cdot \gamma_{Rd} - b}{\sqrt{c \cdot \gamma_{Rd}^2 + d}} \quad (Γ)$$


$$\text{όπου} \quad a = \frac{(M_{R,c,1})_m + (M_{R,c,2})_m}{M_{Rd,c,1} + M_{Rd,c,2}}, \quad b = \frac{(M_{R,b,1})_m + (M_{R,b,2})_m}{M_{Rd,b,1} + M_{Rd,b,2}}, \quad c \approx \frac{(\sigma_{R,c,1} + \sigma_{R,c,2})^2}{2 \cdot (M_{Rd,c,1} + M_{Rd,c,2})^2},$$

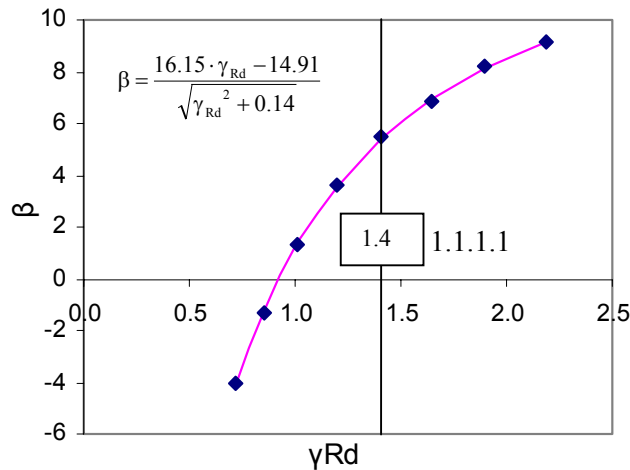
$$d \approx \frac{(\sigma_{R,b,1} + \sigma_{R,b,2})^2}{2 \cdot (M_{Rd,b,1} + M_{Rd,b,2})^2}$$

Οι συντελεστές a, b, c και d εξαρτώνται από τις παραμέτρους των κόμβων (αξονική δύναμη, διαστάσεις, ποσοστό οπλισμού κ.τ.λ.). Επίσης εξαρτώνται και από τις συσχετίσεις μεταξύ των τεσσάρων ροπών αντοχής, κάτι το οποίο αγνοήθηκε στην αναζήτηση της πιο πάνω σχέσης.

Στον πίνακα 3.8 παρουσιάζεται, για έναν κόμβο μορφής σταυρού με συγκεκριμένες διαστάσεις και συγκεκριμένο οπλισμό δοκών, ο ικανοτικός σχεδιασμός για 8 διαφορετικές τιμές του συντελεστή υπεραντοχής δοκών γ_{Rd} . Για κάθε ικανοτικό σχεδιασμό υπολογίζεται ο αντίστοιχος δείκτης ασφαλείας «β». Η μεταβολή του «β» συναρτήσει του γ_{Rd} φαίνεται στο σχήμα 3.16.

Πίνακας 3.8 Παράδειγμα κόμβου

Δοκοί	Υποστυλώματα	Ικανοτικός σχεδιασμός με γ_{Rd} :	Υποστυλώματα-απαιτούμενος οπλισμός (cm^2)	Δείκτης ασφαλείας β
25/40 $b_{eff}=1m$ Άνω οπλισμός: 3Φ14 Κάτω οπλισμός: 3Φ14	30/30 Συνδετήρες: Φ8/10 μορφής:  Αξονική δύναμη: $v_{\acute{a}\nu\omega}=-0.25$ $v_{\acute{k}\acute{\alpha}\tau\omega}=-0.33$	0.72	6.28	-4.06
		0.85	9.05	-1.30
		1.01	12.32	1.29
		1.20	16.08	3.63
		1.40	20.36	5.48
		1.64	25.13	6.88
		1.90	30.41	8.17
		2.18	36.19	9.11



Σχήμα 3.16 Δείκτης ασφαλείας «β» συναρτήσει του γ_{Rd} για τον κόμβο του πίνακα 3.8

Η μέθοδος των ελαχίστων τετραγώνων χρησιμοποιήθηκε για την εύρεση της σχέσης μεταξύ του «β» και γ_{Rd} για τον συγκεκριμένο κόμβο. Προέκυψε η σχέση $\beta = \frac{16.15 \cdot \gamma_{Rd} - 14.91}{\sqrt{\gamma_{Rd}^2 + 0.14}}$ ($R^2=99.96\%$).

Με βάση τα παραπάνω, και γενικεύοντας ώστε να ληφθούν υπόψη και οι συσχετίσεις μεταξύ των βασικών μεταβλητών, προέκυψε, με τη μέθοδο των ελαχίστων τετραγώνων (**μή γραμμική ανάλυση**) στους 400 κόμβους του πίνακα 3.6, η παρακάτω σχέση (Δ). Στη σχέση αυτή οι συντελεστές b,c και d έχουν θεωρηθεί σταθεροί, ενώ η επιρροή των βασικών μεταβλητών έχει ενσωματωθεί στο συντελεστή a.

$$\beta = \frac{a \cdot \gamma_{Rd} - 18.78}{\sqrt{\gamma_{Rd}^2 + 1.38}}, \quad (R^2=0.988) \quad (\Delta)$$

$$a = 21.44 + 9.87 \cdot v^2 + 8.95 \cdot v + 30.32 \cdot \rho_{tens} - 0.14 \cdot \alpha \cdot \omega_w - 0.15 \cdot \frac{b_{eff}}{b_b} - 2.07 \cdot \frac{h_b}{h_c}$$

Όπου,

v , μέσος όρος των ανηγμένων αξονικών δυνάμεων των δυο υποστυλωμάτων [$v=0.5(v_1+v_2)$]

ρ_{tens} , μέσος όρος των γεωμετρικών ποσοστών των εφελκυσμένων οπλισμών των δυο δοκών
[$\rho_{\text{tens}}=0.5(\rho_{\text{tens,right}} + \rho_{\text{tens,left}})$]

α , συντελεστής αποδοτικότητας περισφίξεως

ω_w , μηχανικό ογκομετρικό ποσοστό οπλισμού περισφίξεως

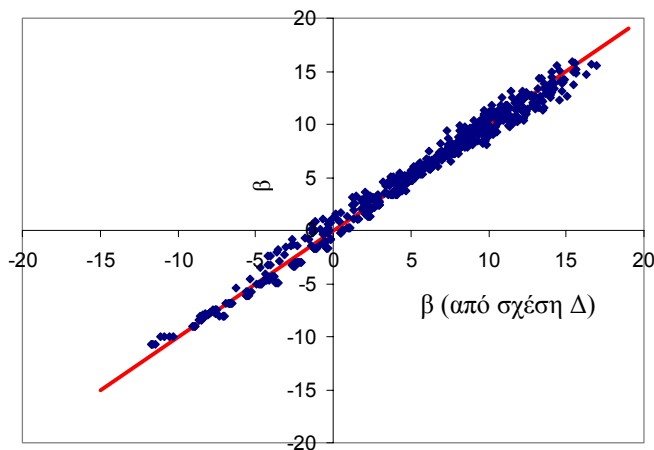
b_b , πλάτος δοκών

b_{eff} , συνεργαζόμενο πλάτος δοκών

h_b , ύψος δοκών

h_c , ύψος διατομής υποστυλωμάτων

Στο σχήμα 3.17, οι τιμές του δείκτη ασφαλείας «β» όπως προκύπτουν από την προσομοίωση συγκρίνονται με τις τιμές του «β» που προκύπτουν από την σχέση Δ. Παρατηρείται μια πολύ καλή σύμπτωση.



Σχήμα 3.17 Τιμές του «β» υπολογισμένες από προσομοίωση (άξονας y) και από την σχέση Δ (άξονας x)

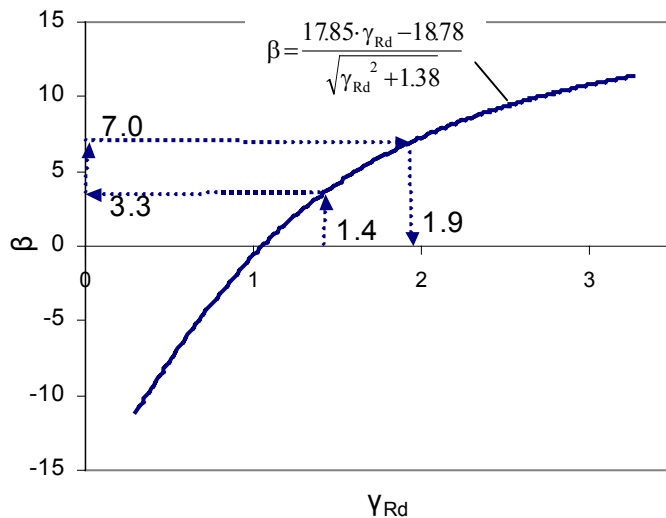
Χρησιμοποιώντας την σχέση (Δ) είναι δυνατό να τροποποιηθεί ο τρόπος υπολογισμού του συντελεστή ικανοτικής μεγέθυνσης. Για να επιτευχθεί αυτό πρέπει να αποφασιστεί η επιθυμητή τιμή του δείκτη ασφαλείας β. Για να γίνει κατανοητός ο τρόπος με τον οποίο μπορεί να χρησιμοποιηθεί η σχέση Δ παρουσιάζεται ένα παράδειγμα ικανοτικού σχεδιασμού κόμβου θεωρώντας, αυθαίρετα, πως ο επιθυμητός δείκτης ασφαλείας είναι ίσο με $\beta=7$. Από τα δεδομένα του κόμβου (πίνακας 3.9) υπολογίζεται ο συντελεστής α της σχέσης Δ:

$a = 21.44 + 9.87 \cdot 0.12 + 8.95 \cdot 0.12 + 30.32 \cdot 0.00189 - 0.14 \cdot 0.18 - 0.15 \cdot 5 - 2.07 \cdot 2 = 17.85$, οπότε:

$\beta = \frac{17.85 \cdot \gamma_{Rd} - 18.78}{\sqrt{\gamma_{Rd}^2 + 1.38}}$. Η σχέση αυτή παρουσιάζεται στο σχήμα 3.18

Πίνακας 3.9 Παράδειγμα ικανοτικού σχεδιασμού κόμβου με επιθυμητό «β»

Δεδομένες παράμετροι του κόμβου			
ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ			
διαστάσεις	V_{up}	V_{down}	$a\omega_w$
30/30	0.08	0.16	0.18
ΔΟΚΟΙ			
διαστάσεις	$\rho_{tens,l}$	$\rho_{tens,r}$	
25/60($b_{eff}=1.25m$)	0.00226	0.00151	



Σχήμα 3.18 Μεταβολή του «β» συναρτήσει του γ_{Rd} για τον κόμβο του πίνακα 3.9

Από το σχήμα 3.12 φαίνεται πως αν ο ικανοτικός σχεδιασμός γίνει με συντελεστή υπεραντοχής δοκών $\gamma_{Rd}=1.4$ ο δείκτης ασφαλείας που θα προκύψει θα είναι ίσος με $\beta=3.3$. Επειδή η επιθυμητή τιμή του «β» είναι 7.0, ο ικανοτικός σχεδιασμός πρέπει να γίνει με συντελεστή υπεραντοχής δοκών ίσο με $\gamma_{Rd}=1.9$. Η διαφορά που προκύπτει για τον απαιτούμενο οπλισμό κάμψης των υποστυλωμάτων χρησιμοποιώντας τις δυο διαφορετικές αυτές τιμές των συντελεστών υπεραντοχής δοκών είναι σημαντική. Με $\gamma_{Rd}=1.4$ τα υποστυλώματα πρέπει να οπλισθούν με 8Φ16 ενώ με $\gamma_{Rd}=1.9$ πρέπει να οπλισθούν με 8Φ20 (αύξηση 57%).

Το πιο πάνω παράδειγμα αναφέρθηκε ως ένδειξη για το πώς μπορεί να επιτευχθεί ενιαίο επίπεδο ασφαλείας. Η σχέση (Δ) δεν αποτελεί μια πρόταση τροποποίησης του ικανοτικού σχεδιασμού καθώς δεν έχουν γίνει όλες οι δυνατές διερευνήσεις έτσι ώστε να είναι εφικτή η ενσωμάτωσή της στο κείμενο του κανονισμού. Αυτό θα γίνει στην επόμενη φάση του προγράμματος. Άλλωστε κατά την εφαρμογή του ικανοτικού σχεδιασμού, το επίπεδο ασφαλείας επηρεάζεται από τις κανονιστικές διατάξεις του κανονισμού (π.χ. ελάχιστο ποσοστό οπλισμού, ελάχιστη απόσταση οπλισμών) οι οποίες και πρέπει να ληφθούν υπόψη. Στην επόμενη παράγραφο εξετάζεται διεξοδικά η επιρροή των κανονιστικών διατάξεων στο επίπεδο ασφαλείας του ικανοτικού σχεδιασμού.

3.3 Ικανοτικός έλεγχος κόμβων σε φορείς από Ω.Σ.

3.3.1 Γενικά

Εξετάσθηκαν δύο βασικοί τύποι κτιρίων (Φορέας 1 και 7) και παραλλαγές αυτών (συνολικά δεκατρείς τύποι πλαισιωτών φορέων). Οι παραλλαγές αναφέρονται στην δημιουργία εσοχών (φορείς 2, 4, 6, 8 και 10), στην προσθήκη τοιχωμάτων (φορείς 3 και 5), στην ύπαρξη φυτευτών υποστυλωμάτων (φορέας 9) καθώς και στην μεταβολή των διαστάσεων των υποστυλωμάτων και των δοκών των κτιρίων (φορείς 11, 12, και 13). Τα σκαριφήματα των φορέων φαίνονται στα επόμενα σχήματα περιγραφής των φορέων.

Οι φορείς διαστασιολογήθηκαν και οπλίστηκαν με βάση τον ΝΕΚΩΣ 1995 και τον ΕΑΚ 2000. Ο υπολογισμός έγινε με το πρόγραμμα NEXT.

Για οικονομία χώρου, στα φύλλα περιγραφής των φορέων αναφέρονται μόνον:

- από τα αποτελέσματα των επιλύσεων: η μέγιστη τέμνουσα βάσεως, η μέγιστη μετακίνηση κορυφής και οι τρεις πρώτες ιδιοπερίοδοι της κατασκευής,
- από την όπλιση: οι οπλισμοί των υποστυλωμάτων.

Για τους έτσι οπλισμένους φορείς, και για κάθε έναν κόμβο χωριστά, εφαρμόζεται η διαδικασία της παραγράφου 3.1, βάσει των παραδοχών της παραγράφου 3.2.3 και υπολογίζεται ο δείκτης ασφαλείας «β».

Φορέας 1.

Περιγραφή φορέα : πενταόροφο κτίριο από οπλισμένο σκυρόδεμα. Τα κατακόρυφα στοιχεία αποτελούνται μόνο από υποστυλώματα τετραγωνικής διατομής.

Παράμετροι: ζώνη II, έδαφος Β, $q=3.5$, σπουδαιότητα Σ2, $\theta=1$, $K_{εδ}=\infty$

Υλικά: σκυρόδεμα C20/25, χάλυβας S500

Αποτελέσματα επιλύσεως

Μέγιστη τέμνουσα βάσεως : 1121.8 kN

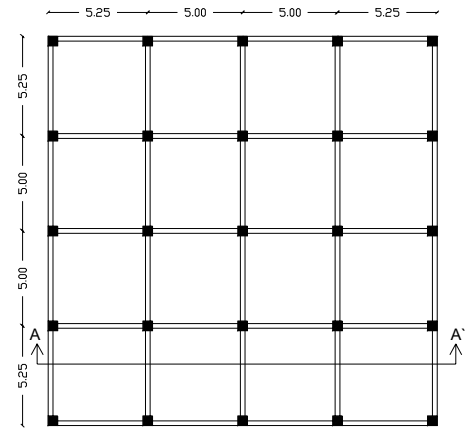
Μέγιστη μετακίνηση κορυφής: 9.35 cm

Ιδιοπερίοδοι: T1= 0.832sec

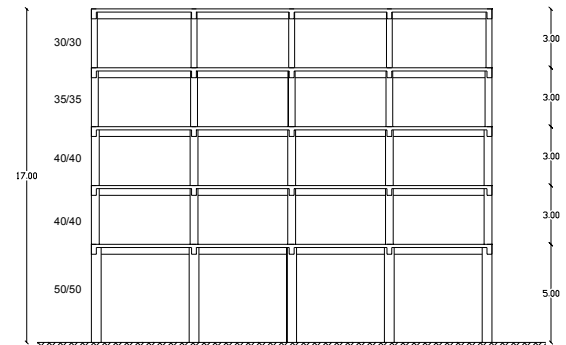
T2= 0.818sec

T3= 0.691sec

Όροφος	Τυπική όπλιση υποστυλωμάτων		
	Γωνιακά	Περιμετρικά	Εσωτερικά
ισόγειο	4Φ25+4Φ16	4Φ25+4Φ16	4Φ25+4Φ16
1 ^{ος}	4Φ20+4Φ14	4Φ20+4Φ18	4Φ20+4Φ14
2 ^{ος}	4Φ20+4Φ14	4Φ20+4Φ20	4Φ20+4Φ14
3 ^{ος}	4Φ18+4Φ14	4Φ25+4Φ20	4Φ20+2Φ20
4 ^{ος}	4Φ14+4Φ14	4Φ14+4Φ14	4Φ14+4Φ14



Δοκοί 25/50 πάχος πλακών 16cm



Φορέας 2.

Περιγραφή φορέα : πενταόροφο κτίριο από οπλισμένο σκυρόδεμα. Τα κατακόρυφα στοιχεία αποτελούνται μόνο από υποστρώματα τετραγωνικής διατομής. Εσοχή στους δυο τελευταίους ορόφους.

Παράμετροι: ζώνη II, έδαφος Β, $q=3.5$, σπουδαιότητα Σ2, $\theta=1$, $K_{εδ}=\infty$

Υλικά: σκυρόδεμα C20/25, χάλυβας S500

3.3.1.1.1 Αποτελέσματα επιλύσεως

Μέγιστη τέμνουσα βάρσεως : 956.69 kN

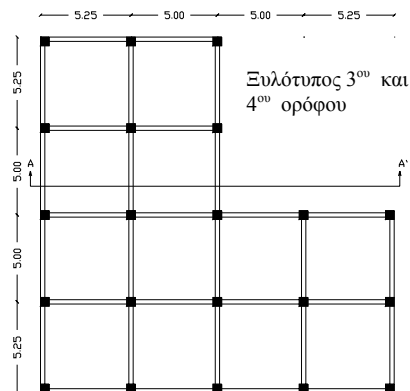
Μέγιστη μετακίνηση κορυφής: 9.33 cm

Ιδιοπερίοδοι: T1= 0.769sec

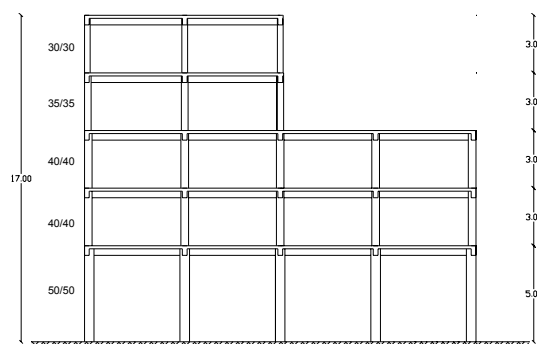
T2= 0.761sec

T3= 0.640sec

Οροφος	Τυπική όπλιση υποστρωμάτων		
	Γωνιακά	Περιμετρικά	Εσωτερικά
ισόγειο	4Φ25+4Φ16	4Φ25+4Φ16	4Φ25+4Φ16
1 ^{ος}	4Φ20+4Φ14	4Φ20+4Φ20	4Φ20+4Φ14
2 ^{ος}	4Φ20+4Φ14	4Φ20+4Φ20	4Φ20+4Φ14
3 ^{ος}	4Φ18+4Φ14	4Φ25+4Φ20	4Φ25+4Φ16
4 ^{ος}	4Φ14+4Φ14	4Φ14+4Φ14	4Φ14+4Φ14



Δοκοί 25/50 πάχος πλακών 16 cm



Φορέας 3.

Περιγραφή φορέα : πενταόροφο κτίριο από οπλισμένο σκυρόδεμα. Τα κατακόρυφα στοιχεία αποτελούνται από υποστυλώματα τετραγωνικής διατομής και τοιχία μόνο στις γωνίες.

Παράμετροι: ζώνη II, έδαφος Β, $q=3.5$, σπουδαιότητα Σ2, $\theta=1$, $K_{εδ}=\infty$

Υλικά: σκυρόδεμα C20/25, χάλυβας S500

3.3.1.1.2 Αποτελέσματα επιλύσεως

Μέγιστη τέμνουσα βάσεως : 1274.75 kN

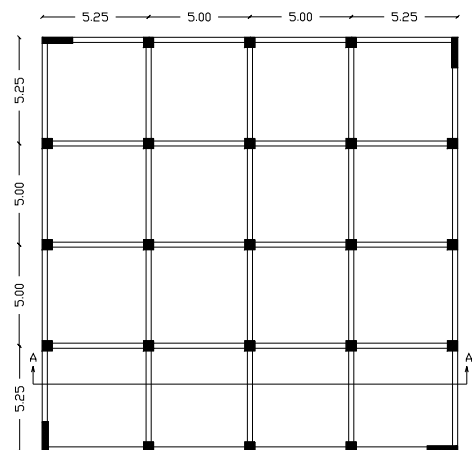
Μέγιστη μετακίνηση κορυφής: 7.45 cm

Ιδιοπερίοδοι: T1= 0.734sec

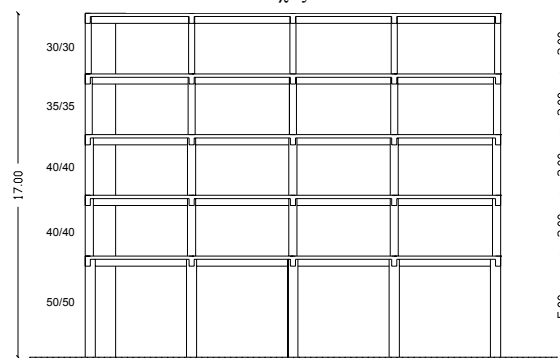
T2= 0.726sec

T3= 0.571sec

Όροφος	Τυπική όπλιση υποστυλωμάτων		
	Γωνιακά	Περιμετρικά	Εσωτερικά
ισόγειο	6Φ25+12Φ20+2Φ14	4Φ25+4Φ16	4Φ25+4Φ16
1 ^{ος}	8Φ20+4Φ14	4Φ20+4Φ14	4Φ20+4Φ14
2 ^{ος}	8Φ20+4Φ14	4Φ20+4Φ18	4Φ20+4Φ14
3 ^{ος}	8Φ20+4Φ14	4Φ25+4Φ18	4Φ20+4Φ18
4 ^{ος}	8Φ20+4Φ14	4Φ14+4Φ14	4Φ14+4Φ14



Δοκοί 25/50 πάχος πλακών 16 cm



Φορέας 4.

Περιγραφή φορέα : πενταόροφο κτίριο από οπλισμένο σκυρόδεμα. Τα κατακόρυφα στοιχεία αποτελούνται από υποστύλωμα τετραγωνικής διατομής και τοιχία μόνο στις γωνίες. Εσοχή στους δυο τελευταίους ορόφους.

Παράμετροι: ζώνη II, έδαφος B, $q=3.5$, σπουδαιότητα Σ2, $\theta=1$, $K_{εδ}=\infty$

Υλικά: σκυρόδεμα C20/25, χάλυβας S500

Αποτελέσματα επιλύσεως

Μέγιστη τέμνουσα βάσεως : 1093.97 kN

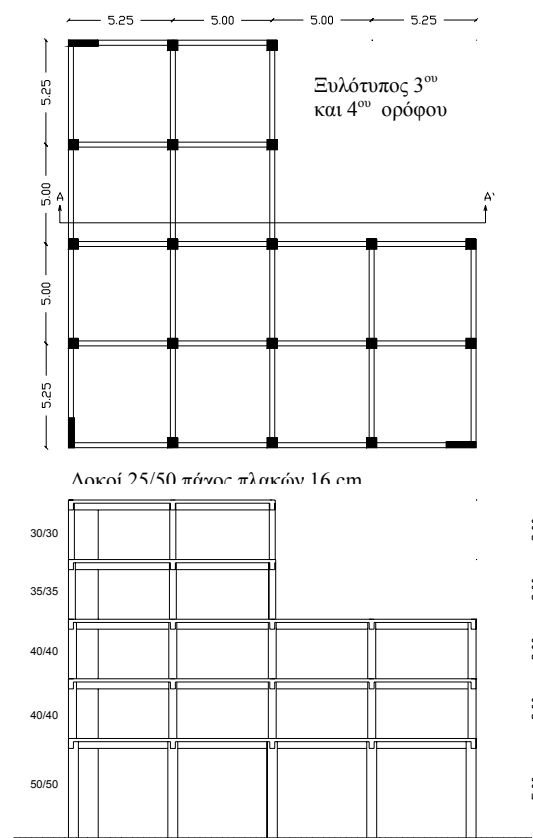
Μέγιστη μετακίνηση κορυφής: 7.76 cm

Ιδιοπερίοδοι: T1= 0.699sec

T2= 0.672sec

T3= 0.512sec

Όροφος	Τυπική όπλιση υποστυλωμάτων		
	Γωνιακά	Περιμετρικά	Εσωτερικά
ισόγειο	10Φ25+2Φ18	4Φ25+4Φ16	4Φ25+4Φ16
1ος	8Φ20+4Φ14	4Φ20+4Φ14	4Φ20+4Φ14
2ος	8Φ20+4Φ14	4Φ20+4Φ16	4Φ20+4Φ14
3ος	8Φ20+4Φ14	4Φ25+4Φ18	4Φ25+4Φ16
4ος	8Φ20+4Φ14	4Φ14+4Φ14	4Φ14+4Φ14



Φορέας 5.

Περιγραφή φορέα : πενταόροφο κτίριο από οπλισμένο σκυρόδεμα. Τα κατακόρυφα στοιχεία αποτελούνται από υποστυλώματα τετραγωνικής διατομής και περιμετρικά τοιχία.

Παράμετροι: ζώνη II, έδαφος Β, $q=3.5$, σπουδαιότητα Σ2, $\theta=1$, $K_{εδ}=\infty$

Υλικά: σκυρόδεμα C20/25, χάλυβας S500

Αποτελέσματα επιλύσεως

Μέγιστη τέμνουσα βάσεως : 1610 kN

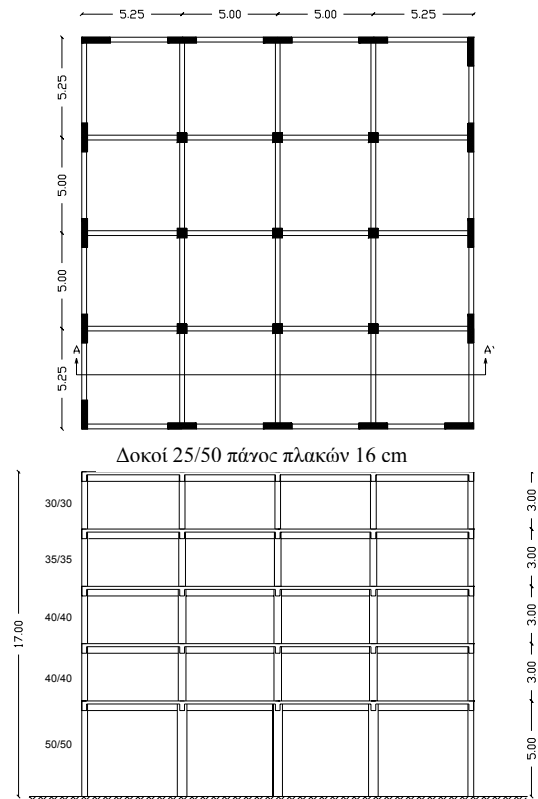
Μέγιστη μετακίνηση κορυφής: 3.96 cm

Ιδιοπερίοδοι: $T_1= 0.535\text{sec}$

$T_2= 0.528\text{sec}$

$T_3= 0.366\text{sec}$

Όροφος	Τυπική όπλιση υποστυλωμάτων		
	Γωνιακά	Περιμετρικά	Εσωτερικά
ισόγειο	4Φ25+4Φ20+ 2Φ16+2Φ14	8Φ20+4Φ14	4Φ25+4Φ16
1 ^{ος}	8Φ20+4Φ14	8Φ20+4Φ14	4Φ20+4Φ14
2 ^{ος}	8Φ20+4Φ14	8Φ20+4Φ14	4Φ20+4Φ18
3 ^{ος}	8Φ20+4Φ14	8Φ20+4Φ14	4Φ14+4Φ14
4 ^{ος}	8Φ20+4Φ14	8Φ20+4Φ14	4Φ14+4Φ14



Φορέας 6.

Περιγραφή φορέα : πενταόροφο κτίριο από οπλισμένο αποτελούνται από υποστυλώματα τετραγωνικής διατομής τελευταίους ορόφους.

Παράμετροι: ζώνη II, έδαφος B, $q=3.5$, σπουδαιότητα Σ2, I

Υλικά: σκυρόδεμα C20/25, χάλυβας S500

Αποτελέσματα επιλύσεως

Μέγιστη τέμνουσα βάσεως : 1399.67 kN

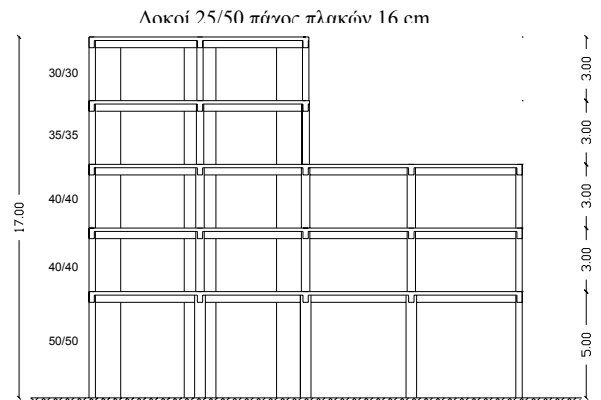
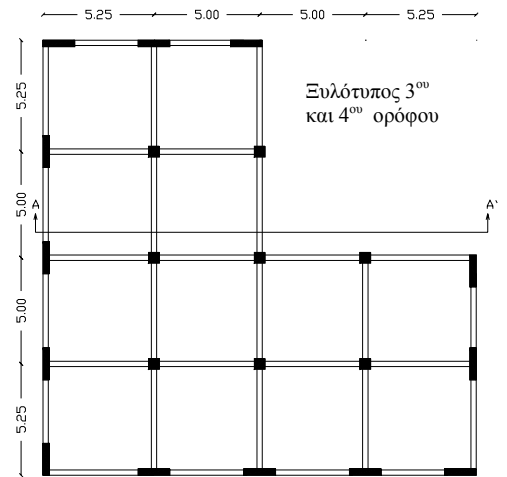
Μέγιστη μετακίνηση κορυφής: 3.50 cm

Ιδιοπερίοδοι: T1= 0.507sec

T2= 0.494sec

T3= 0.332sec

Όροφος	Τυπική όπλιση υποστυλωμάτων		
	Γωνιακά	Περιμετρικά	Εσωτερικά
ισόγειο	10Φ20+2Φ14	8Φ20+4Φ14	4Φ25+4Φ16
1 ^{ος}	8Φ20+4Φ14	8Φ20+4Φ14	4Φ20+4Φ18
2 ^{ος}	8Φ20+4Φ14	8Φ20+4Φ14	4Φ20+4Φ18
3 ^{ος}	8Φ20+4Φ14	8Φ20+4Φ14	4Φ16+4Φ14
4 ^{ος}	8Φ20+4Φ14	8Φ20+4Φ14	4Φ14+4Φ14



Φορέας 7.

Περιγραφή φορέα : οκταόροφο κτίριο από οπλισμένο σκυρόδεμα. Τα κατακόρυφα στοιχεία αποτελούνται από υποστυλώματα τετραγωνικής διατομής.

Παράμετροι: ζώνη ΙΙΙ, έδαφος Β, $q=3.5$, σπουδαιότητα Σ2, $\theta=1$, $K_{εδ}=\infty$

Υλικά: σκυρόδεμα C20/25, χάλυβας S500

Αποτελέσματα επιλύσεως

Μέγιστη τέμνουσα βάσεως : 2351.91 kN

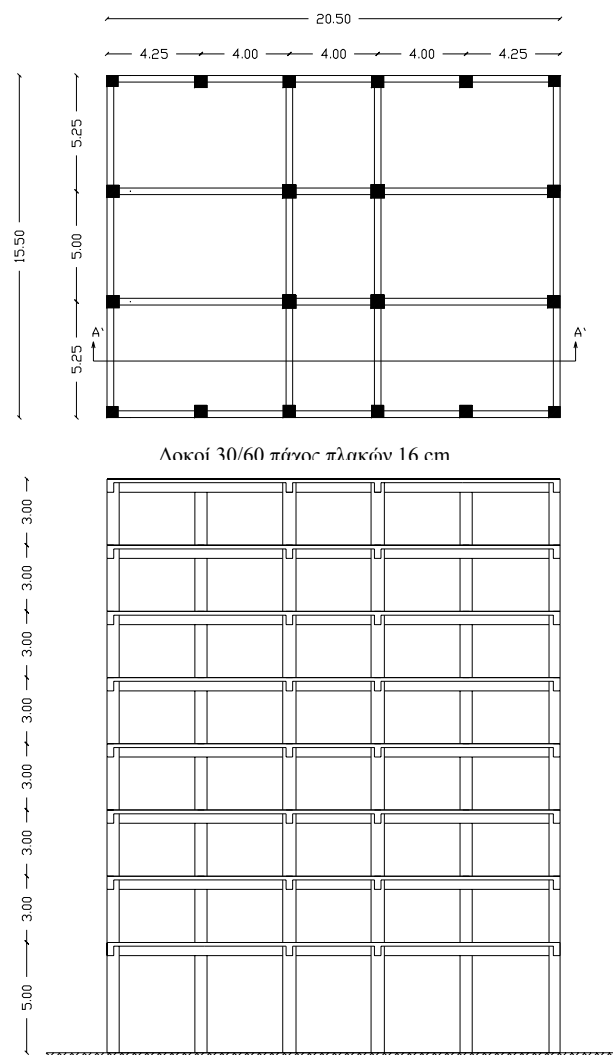
Μέγιστη μετακίνηση κορυφής: 13.05 cm

Ιδιοπερίοδοι: T1= 0.971sec

T2= 0.850sec

T3= 0.752sec

Οροφος	Τυπική όπλιση υποστυλωμάτων		
	Γωνιακά	Περιμετρικά	Εσωτερικά
ισόγειο	12Φ25+4Φ16	12Φ25+8Φ18	12Φ20+8Φ20
1 ^{ος}	4Φ25+4Φ25	12Φ20+8Φ20	4Φ25+8Φ18
2 ^{ος}	4Φ25+4Φ20	4Φ25+8Φ25	4Φ25+8Φ18
3 ^{ος}	4Φ25+4Φ16	4Φ25+8Φ20	4Φ25+8Φ18
4 ^{ος}	4Φ25+4Φ16	4Φ25+8Φ20	4Φ25+8Φ18
5 ^{ος}	4Φ25+4Φ16	4Φ25+8Φ16	4Φ25+8Φ18
6 ^{ος}	4Φ25+4Φ16	4Φ25+8Φ16	4Φ25+8Φ18
7 ^{ος}	4Φ25+4Φ16	4Φ25+8Φ16	4Φ25+8Φ18



Φορέας 8.

Περιγραφή φορέα : οκτάοροφο κτίριο από οπλισμένο σκυρόδεμα. Τα κατακόρυφα στοιχεία αποτελούνται από υποστυλώματα τετραγωνικής διατομής. Εσοχή στους τρεις τελευταίους ορόφους.

Παράμετροι: ζώνη ΙΙΙ, έδαφος Β, $q=3.5$, σπουδαιότητα Σ2, $\theta=1$, $K_{εδ}=\infty$

Υλικά: σκυρόδεμα C20/25, χάλυβας S500

Αποτελέσματα επιλύσεως

Μέγιστη τέμνουσα βάσεως : 2297.19 kN

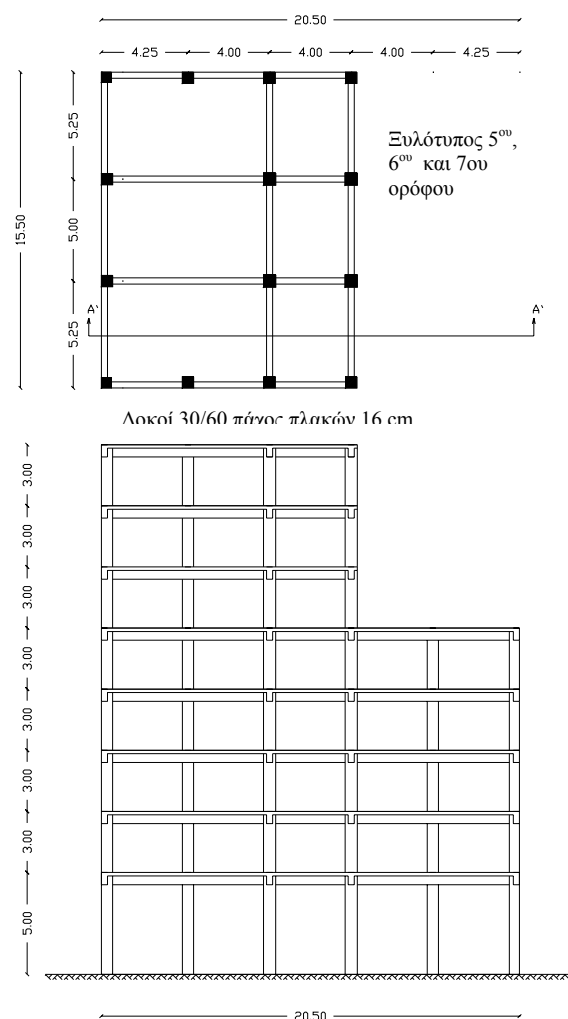
Μέγιστη μετακίνηση κορυφής: 14.57 cm

Ιδιοπερίοδοι: T1= 0.959sec

T2= 0.759sec

T3= 0.679sec

Οροφος	Τυπική όπλιση υποστυλωμάτων		
	Γωνιακά	Περιμετρικά	Εσωτερικά
ισόγειο	12Φ20+4Φ14	4Φ25+8Φ25	4Φ25+8Φ25
1 ^{ος}	4Φ25+4Φ18	4Φ25+8Φ25	4Φ25+8Φ20
2 ^{ος}	4Φ25+4Φ18	4Φ25+8Φ25	4Φ25+8Φ18
3 ^{ος}	4Φ25+4Φ18	4Φ25+8Φ18	4Φ25+8Φ18
4 ^{ος}	4Φ25+4Φ18	4Φ25+8Φ25	4Φ25+8Φ18
5 ^{ος}	4Φ25+4Φ18	4Φ25+8Φ18	4Φ25+8Φ18
6 ^{ος}	4Φ25+4Φ18	4Φ25+8Φ20	4Φ25+8Φ18
7 ^{ος}	4Φ25+4Φ18	4Φ25+8Φ16	4Φ25+8Φ18



Φορέας 9.

Περιγραφή φορέα : οκταόροφο κτίριο από οπλισμένο σκυρόδεμα. Τα κατακόρυφα στοιχεία αποτελούνται από υποστυλώματα τετραγωνικής διατομής. Τέσσερα από τα υποστυλώματα φυτεύονται στις δοκούς του ισογείου.

Παράμετροι: ζώνη ΙΙΙ, έδαφος Β, $q=3.5$, σπουδαιότητα Σ2, $\theta=1$, $K_{εδ}=\infty$

Υλικά: σκυρόδεμα C20/25, χάλυβας S500

Αποτελέσματα επιλύσεως

Μέγιστη τέμνουσα βάσεως : 2303.45 kN

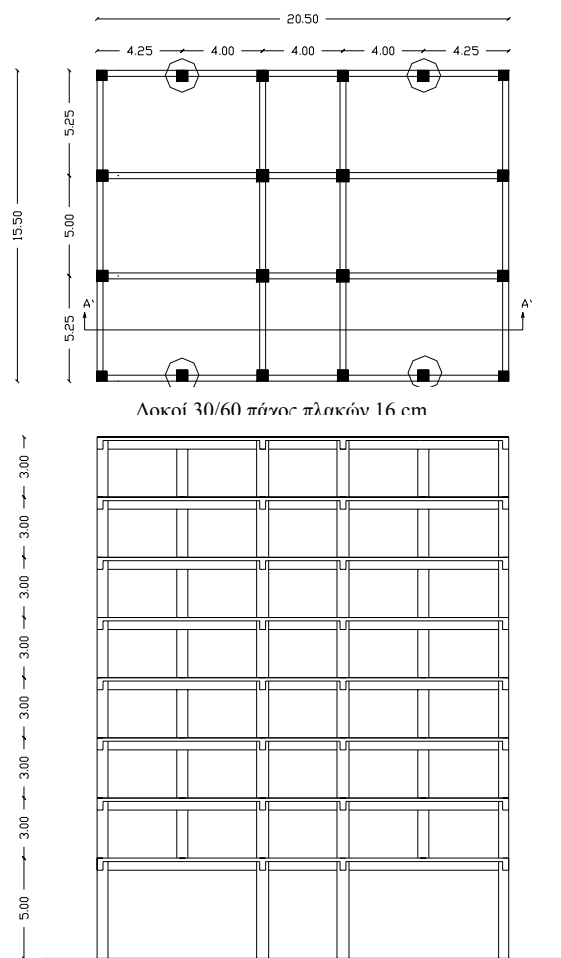
Μέγιστη μετακίνηση κορυφής: 16.91 cm

Ιδιοπερίοδοι: T1= 0.995sec

T2= 0.894sec

T3= 0.790sec

Όροφος	Τυπική όπλιση υποστυλωμάτων		
	Γωνιακά	Περιμετρικά	Εσωτερικά
ισόγειο	12Φ25+4Φ25	12Φ25+8Φ25	12Φ20+12Φ25
1 ^{ος}	4Φ25+4Φ25	12Φ20+8Φ20	4Φ25+8Φ18
2 ^{ος}	4Φ25+4Φ20	4Φ25+8Φ25	4Φ25+8Φ18
3 ^{ος}	4Φ25+4Φ16	4Φ25+8Φ25	4Φ25+8Φ18
4 ^{ος}	4Φ25+4Φ16	4Φ25+8Φ18	4Φ25+8Φ18
5 ^{ος}	4Φ25+4Φ16	4Φ25+8Φ16	4Φ25+8Φ18
6 ^{ος}	4Φ25+4Φ16	4Φ25+8Φ18	4Φ25+8Φ18
7 ^{ος}	4Φ25+4Φ16	4Φ25+8Φ16	4Φ25+8Φ18



Φορέας 10.

Περιγραφή φορέα : οκταόροφο κτίριο από οπλισμένο σκυρόδεμα. Τα κατακόρυφα στοιχεία αποτελούνται από υποστυλώματα τετραγωνικής διατομής. Τέσσερα από τα υποστυλώματα φυτεύονται στις δοκούς του ισόγειου. Εσοχή στους τρεις τελευταίους ορόφους.

Παράμετροι: ζώνη ΙΙΙ, έδαφος Β, $q=3.5$, σπουδαιότητα Σ2, $\theta=1$, $K_{εδ}=\infty$

Υλικά: σκυρόδεμα C20, χάλυβας S500

Αποτελέσματα επιλύσεως

Μέγιστη τέμνουσα βάσεως : 2225.81 kN

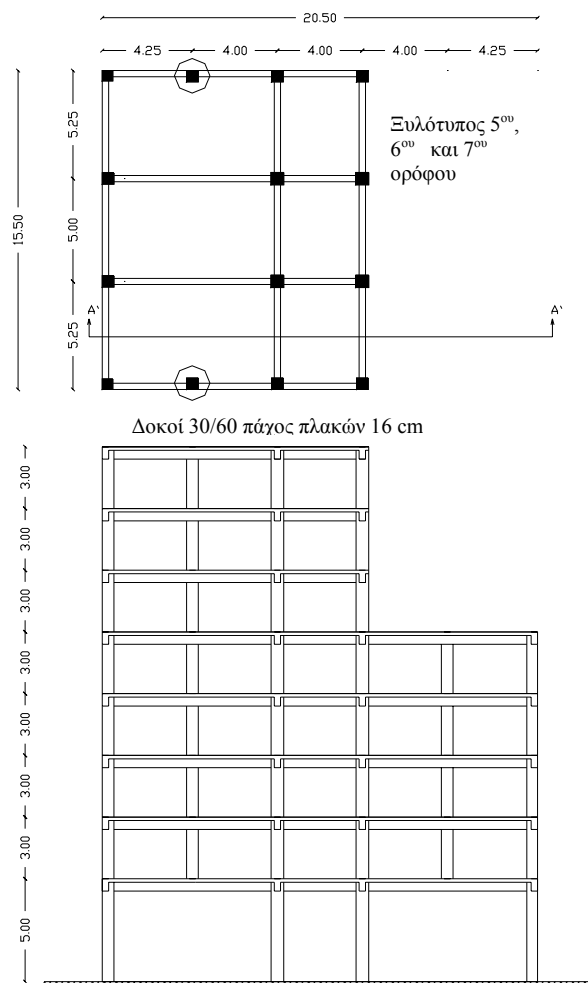
Μέγιστη μετακίνηση κορυφής: 15.10 cm

Ιδιοπερίοδοι: T1= 0.901sec

T2= 0.807sec

T3= 0.658sec

Όροφος	Τυπική όπλιση υποστυλωμάτων		
	Γωνιακά	Περιμετρικά	Εσωτερικά
ισόγειο	12Φ25+4Φ16	12Φ25+8Φ18	12Φ20+8Φ16
1 ^{ος}	4Φ25+4Φ20	4Φ25+8Φ25	4Φ25+8Φ18
2 ^{ος}	4Φ25+4Φ18	4Φ25+8Φ25	4Φ25+8Φ18
3 ^{ος}	4Φ25+4Φ16	4Φ25+8Φ18	4Φ25+8Φ18
4 ^{ος}	4Φ25+4Φ16	4Φ25+8Φ25	4Φ25+8Φ18
5 ^{ος}	4Φ25+4Φ16	4Φ25+8Φ18	4Φ25+8Φ18
6 ^{ος}	4Φ25+4Φ16	4Φ25+8Φ20	4Φ25+8Φ18
7 ^{ος}	4Φ25+4Φ16	4Φ25+8Φ16	4Φ25+8Φ18



Φορέας 11.

Περιγραφή φορέα : πενταόροφο κτίριο από οπλισμένο σκυρόδεμα. Τα κατακόρυφα στοιχεία αποτελούνται μόνο από υποστυλώματα τετραγωνικής διατομής. Η μορφή του φορέα είναι όμοια με αυτή του φορέα 1 με τη διαφορά ότι έχουν μικρύνει οι διαστάσεις των υποστυλωμάτων και των δοκών.

Παράμετροι: ζώνη II, έδαφος Β, $q=3.5$, σπουδαιότητα Σ2, $\theta=1$, $K_{εδ}=\infty$

Υλικά: σκυρόδεμα C20/25, χάλυβας S500

Αποτελέσματα επιλύσεως

Μέγιστη τέμνουσα βάσεως : 965.5 kN

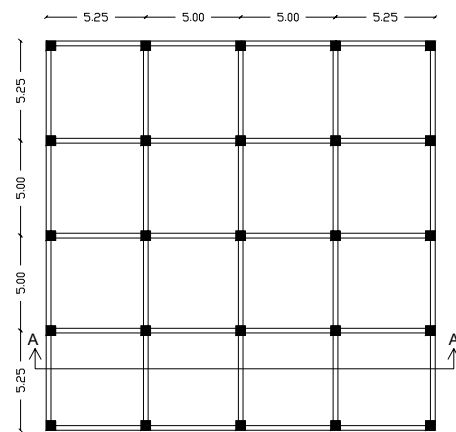
Μέγιστη μετακίνηση κορυφής: 12.25 cm

Ιδιοπερίοδοι: $T_1= 1.064\text{sec}$

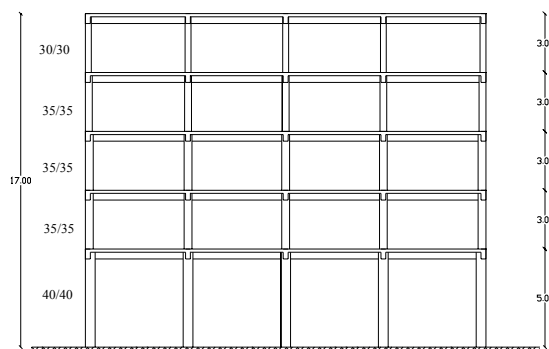
$T_2= 1.046\text{sec}$

$T_3= 0.880\text{sec}$

Οροφος	Τυπική όπλιση υποστυλωμάτων		
	Γωνιακά	Περιμετρικά	Εσωτερικά
ισόγειο	4Φ20+4Φ18	4Φ20+4Φ20	4Φ20+4Φ14
1 ^{ος}	4Φ18+4Φ14	4Φ20+4Φ20	4Φ20+4Φ16
2 ^{ος}	4Φ18+4Φ14	4Φ20+4Φ20	4Φ20+4Φ16
3 ^{ος}	4Φ18+4Φ14	4Φ25+4Φ16	4Φ20+4Φ16
4 ^{ος}	4Φ14+4Φ14	4Φ14+4Φ14	4Φ14+4Φ14



Δοκοί 25/45 πάχος πλακών 16cm



Φορέας 12.

Περιγραφή φορέα : πενταόροφο κτίριο από οπλισμένο σκυρόδεμα. Τα κατακόρυφα στοιχεία αποτελούνται μόνο από υποστυλώματα τετραγωνικής διατομής. Εσοχή στους δυο τελευταίους ορόφους. Η μορφή του φορέα είναι όμοια με αυτή του φορέα 2 με τη διαφορά ότι έχουν μικρύνει οι διαστάσεις των υποστυλωμάτων και των δοκών.

Παράμετροι: ζώνη II, έδαφος Β, $q=3.5$, σπουδαιότητα Σ2, $\theta=1$, $K_{εδ}=\infty$

Υλικά: σκυρόδεμα C20/25, χάλυβας S500

3.3.1.1.3 Αποτελέσματα επιλύσεως

Μέγιστη τέμνουσα βάσεως : 762.3 kN

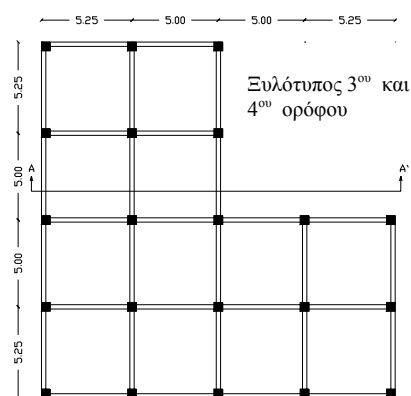
Μέγιστη μετακίνηση κορυφής: 10.73 cm

Ιδιοπερίοδοι: $T_1= 1.050\text{sec}$

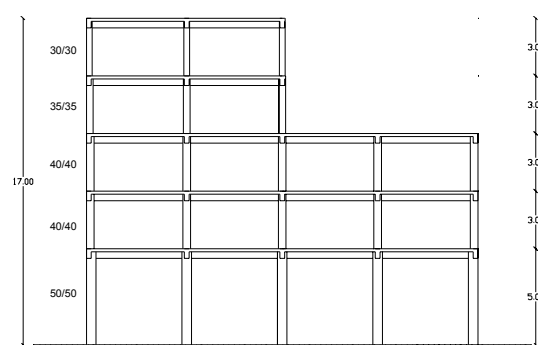
$T_2= 1.0391\text{sec}$

$T_3= 0.869\text{sec}$

Όροφος	Τυπική όπλιση υποστυλωμάτων		
	Γωνιακά	Περιμετρικά	Εσωτερικά
ισόγειο	4Φ20+4Φ14	4Φ20+4Φ20	4Φ20+4Φ18
1 ^{ος}	4Φ18+4Φ14	4Φ20+4Φ20	4Φ20+4Φ20
2 ^{ος}	4Φ18+4Φ14	4Φ20+4Φ14	4Φ18+4Φ14
3 ^{ος}	4Φ18+4Φ14	4Φ20+4Φ20	4Φ20+4Φ18
4 ^{ος}	4Φ14+4Φ14	4Φ14+4Φ14	4Φ14+4Φ14



Δοκοί 25/45 πάχος πλακών 16 cm



Φορέας 13.

Περιγραφή φορέα : οκταόροφο κτίριο από οπλισμένο σκυρόδεμα. Τα κατακόρυφα στοιχεία αποτελούνται από υποστύλωματα τετραγωνικής διατομής. Η μορφή του φορέα είναι όμοια με αυτή του φορέα 7 με τη διαφορά ότι έχουν μικρύνει οι διαστάσεις των υποστυλωμάτων και των δοκών.

Παράμετροι: ζώνη ΙΙΙ, έδαφος Β, $q=3.5$, σπουδαιότητα Σ2, $\theta=1$, $K_{εδ}=\infty$

Υλικά: σκυρόδεμα C20/25, χάλυβας S500

Αποτελέσματα επιλύσεως

Μέγιστη τέμνουσα βάσεως : 1711.0 kN

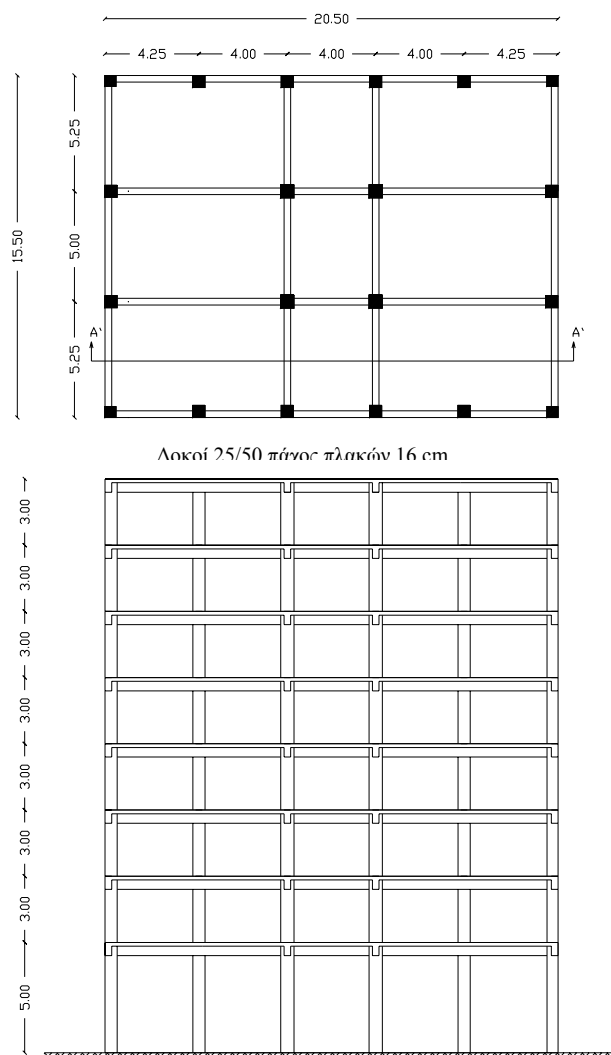
Μέγιστη μετακίνηση κορυφής: 19.20 cm

Ιδιοπερίοδοι: T1= 1.267sec

T2= 1.148sec

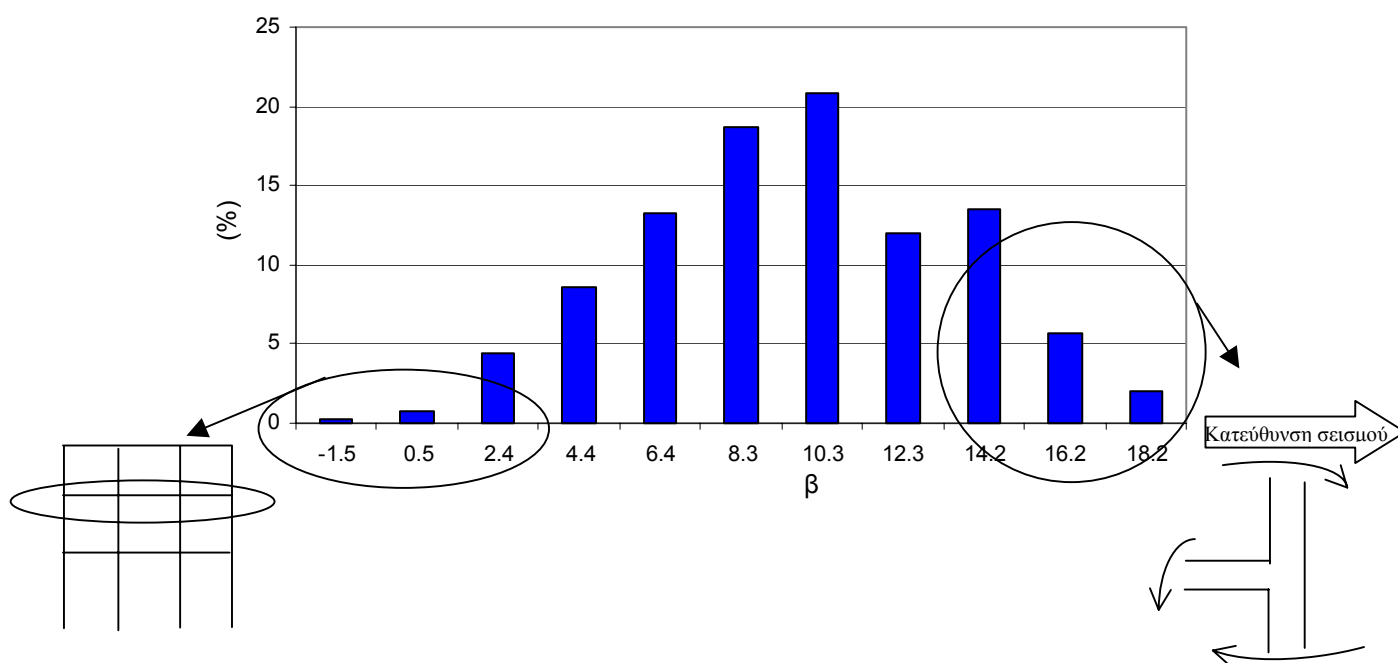
T3= 1.006sec

Οροφος	Τυπική όπλιση υποστυλωμάτων		
	Γωνιακά	Περιμετρικά	Εσωτερικά
ισόγειο	12Φ25+4Φ16	12Φ25+4Φ20	12Φ25+4Φ25
1 ^{ος}	12Φ20+4Φ14	12Φ20+4Φ16	4Φ25+8Φ18
2 ^{ος}	4Φ25+4Φ20	12Φ20+4Φ14	4Φ20+8Φ18
3 ^{ος}	4Φ25+4Φ20	12Φ20+4Φ14	4Φ20+8Φ18
4 ^{ος}	4Φ20+4Φ20	4Φ25+4Φ25	4Φ20+8Φ18
5 ^{ος}	4Φ20+4Φ16	4Φ25+4Φ25	4Φ20+8Φ18
6 ^{ος}	4Φ20+4Φ14	4Φ20+8Φ20	4Φ20+8Φ18
7 ^{ος}	4Φ20+4Φ14	4Φ20+4Φ16	4Φ20+8Φ18



3.3.2 Αποτελέσματα

Στο σχήμα 3.19 παρουσιάζεται η κατανομή του δείκτη ασφαλείας β για του κόμβους των 13 κτιρίων της §3.3.1 (περίπου 1200 κόμβοι). Οι κόμβοι των κτιρίων διαστασιολογήθηκαν σύμφωνα με τις απαιτήσεις του ΕΑΚ2000, δηλαδή με συντελεστή υπεραντοχής $\gamma_{RD}=1.4$. Όπως φαίνεται και από το σχήμα η διακύμανση του β είναι ιδιαίτερα μεγάλη. Οι μικρές τιμές του β αντιστοιχούν σε κόμβους προτελευταίων ορόφων και είναι φυσικό να είναι μικρές καθώς τα υποστυλώματα του τελευταίου ορόφου εξαιρούνται από τον ικανοτικό σχεδιασμό. Οι μεγάλες τιμές του β αντιστοιχούν σε κόμβους της περιμέτρου των κτιρίων και για εξεταζόμενη σεισμική κατεύθυνση κάθετη στην περίμετρο. Σε αυτές της περιπτώσεις, ο οπλισμός των υποστυλωμάτων προκύπτει από τον ικανοτικό σχεδιασμό για σεισμική κατεύθυνση παράλληλη με την περίμετρο. Έτσι, όταν εξετάζεται το επίπεδο ασφάλειας του ικανοτικού σχεδιασμού κάθετα στην περίμετρο, οι τιμές του β που προκύπτουν, είναι μεγάλες καθώς ο κόμβος, κατ' αυτή τη διεύθυνση αποτελείται από δύο υποστυλώματα και μόνο μία δοκό.



Σχήμα 3.19 Κατανομή του δείκτη ασφαλείας β για τους κόμβους των 13 κτιρίων (1200κόμβοι)

Η διαστασιολόγηση των κτιρίων έγινε με χρήση του προγράμματος Next. Το πρόγραμμα υπολογίζει τέσσερις συντελεστές ικανοτικής μεγέθυνσης: δύο για κάθε σεισμική διεύθυνση. Η όπλιση των υποστυλωμάτων μπορεί να προκύψει με οποιονδήποτε από τους τέσσερις αυτούς συντελεστές. Η πιθανότητα μη ικανοποίησης του ικανοτικού σχεδιασμού αφορά τον έλεγχο των ροπών αντοχής κατά μία σεισμική κατεύθυνση. Εάν ο οπλισμός κάμψης των υποστυλωμάτων προκύψει από τον ικανοτικό σχεδιασμό **μιας άλλης σεισμικής κατεύθυνσης**, η πιθανότητα μη ικανοποίησης του ικανοτικού σχεδιασμού που θα προκύψει, είναι ανεξάρτητη από τον ικανοτικό σχεδιασμό της εξεταζόμενης κατεύθυνσης. Η τιμή της πιθανότητας αυτής είναι μικρή, σε σχέση με αυτή που θα προέκυπτε αν η εξεταζόμενη κατεύθυνση συνέπιπτε με την κατεύθυνση που ΟΑΣΠ / Τελική έκθεση προόδου / Βαθμονόμηση με πιθανοτικές μεθόδους / 62

αντιστοιχεί στον συντελεστή ικανοτικής μεγέθυνσης που καθορίζει την όπλιση των υποστυλωμάτων.

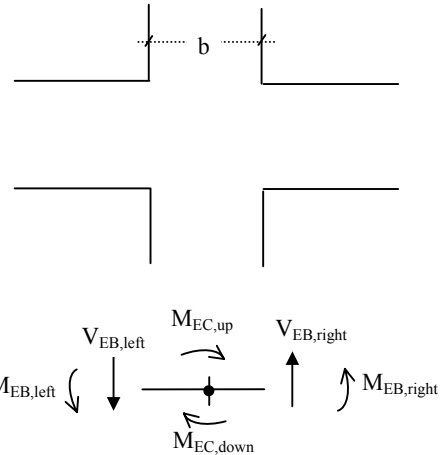
Εκτός από την εξεταζόμενη κατεύθυνση του σεισμού, επίσης ο δείκτης ασφαλείας «β» επηρεάζεται και από τον κόμβο από τον οποίο προκύπτουν οι οπλισμοί των υποστυλωμάτων. Η όπλιση ενός υποστυλώματος (ενιαίος οπλισμός κάμψης σε όλο το ύψος του) μπορεί να προκύψει από τον ικανοτικό σχεδιασμό είτε του άνω κόμβου του υποστυλώματος είτε του κάτω. Όταν ένα από τα δύο υποστυλώματα ενός κόμβου έχει διαστασιολογηθεί με τον συντελεστή ικανοτικής μεγέθυνσης άλλου κόμβου, η εξεταζόμενη πιθανότητα μη ικανοποίησης του ικανοτικού σχεδιασμού του συγκεκριμένου κόμβου δεν μπορεί να συσχετιστεί με τον συντελεστή ικανοτικής μεγέθυνσης του κόμβου αυτού. Η τιμή της πιθανότητας αυτής είναι επίσης μικρή, σε σχέση με αυτή που θα προέκυπτε αν ο οπλισμός κάμψης και των δυο υποστυλωμάτων προερχόταν από τον ικανοτικό σχεδιασμό του εξεταζόμενου κόμβου.

Τα παραπάνω δύο ενδεχόμενα δεν παρουσιάζονται ως εξαιρέσεις κατά την εφαρμογή του ικανοτικού σχεδιασμού, αλλά είναι η συνήθης περίπτωση. Στις περιπτώσεις που η όπλιση των υποστυλωμάτων συμβαίνει με έναν από τους δύο αυτού τρόπους, ή και με τους δύο ταυτόχρονα, η πιθανότητα μη ικανοποίησης του ικανοτικού σχεδιασμού μεταβάλλεται με έναν μη συστηματικό τρόπο και η τιμή του δείκτη ασφαλείας β εμφανίζει μεγάλες διακυμάνσεις. Για να γίνει κατανοητό πόσο σπάνιο είναι να εμφανιστούν σε ένα κτίριο κόμβοι των οποίων τα υποστυλώματα έχουν διαστασιολογηθεί με ικανοτικό σχεδιασμό ίδιας σεισμικής κατεύθυνσης με την εξεταζόμενη κατεύθυνση και από τον ίδιο και μόνο κόμβο παρουσιάζεται αριθμητικά η πιθανότητα εμφάνισής τους ως εξής: $1/4$ (επειδή είναι τέσσερις οι συντελεστές ικανοτικής μεγέθυνσης, δυο σε κάθε διεύθυνση) * $1/2$ (η πιθανότητα το άνω υποστυλώμα του κόμβου να οπλιστεί λόγω του ικανοτικού σχεδιασμού του εξεταζόμενου κόμβου) * $1/2$ (η πιθανότητα το κάτω υποστυλώμα του κόμβου να οπλιστεί λόγω του ικανοτικού σχεδιασμού του εξεταζόμενου κόμβου) = $1/16$. Δηλαδή μόνο σε έναν από τους 16 κόμβους δεν εφαρμόζεται ο ικανοτικός σχεδιασμός με ένα από του δύο πιο πάνω τρόπους. Αν συνυπολογίσουμε και τις περιπτώσεις των κόμβων όπου η όπλιση των υποστυλωμάτων προκύπτει από τις κανονιστικές απαιτήσεις του ΕΚΩΣ2000 (ελάχιστη απόσταση ράβδων, ελάχιστο ποσοστό οπλισμού) γίνεται φανερό πως οι περιπτώσεις των κόμβων που η όπλιση των υποστυλωμάτων προκύπτει «καθαρά» από τον ικανοτικό σχεδιασμό είναι ελάχιστες.

Από τους 1200, περίπου, κόμβους των 13 εξετασθέντων κτιρίων, μόνο σε 10 κόμβους η όπλιση των υποστυλωμάτων προέκυψε από τον ικανοτικό σχεδιασμό του συγκεκριμένου κόμβου και για την εξεταζόμενη κατεύθυνση! Μάλιστα ακόμη και για αυτούς τους κόμβους παρατηρήθηκε πως ο δείκτης ασφαλείας β επηρεάζεται από παράγοντα μή σχετιζόμενο με τον ικανοτικό σχεδιασμό: Οι ικανοτικές ροπές των υποστυλωμάτων υπολογίζονται από τη σχέση:

$$M_{CD,c} = \alpha_{CD} M_{Ec} \quad , \text{όπου} \quad \alpha_{CD} = \gamma_{RD} \frac{\sum M_{Rd}}{\left| \sum M_{Eb} \right|} \quad \text{ή}$$

$$M_{CD,c} = \gamma_{RD} \frac{\sum M_{Rd}}{\left| \sum M_{Eb} \right|} M_{Ec} \quad . \quad \text{Το πρόγραμμα Next}$$

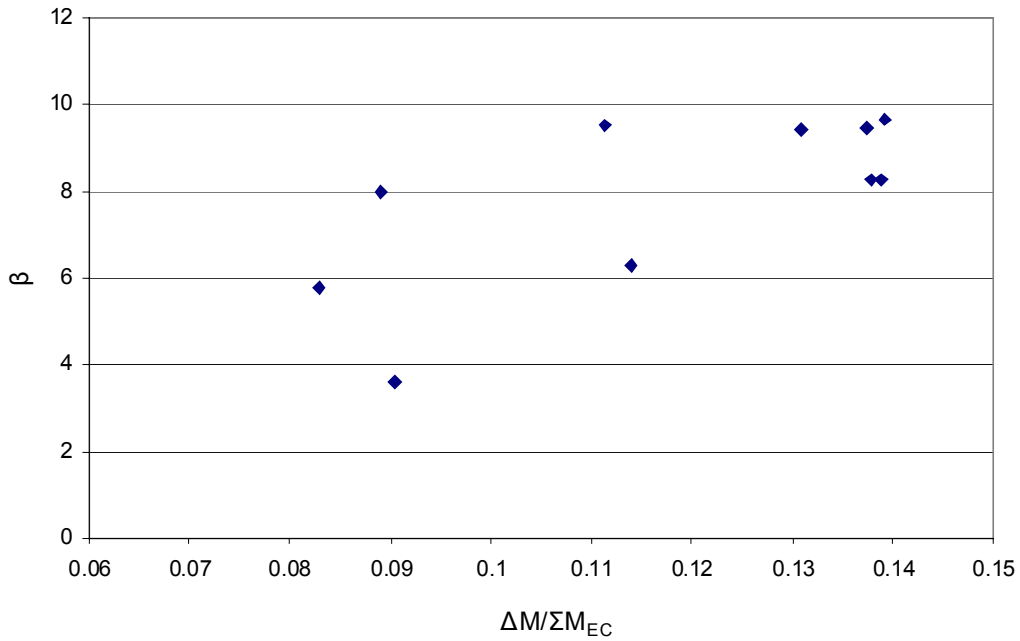


χρησιμοποιεί, για τον υπολογισμό του συντελεστή ικανοτικής μεγέθυνσης, τις ροπές παρειάς. Οι αντίστοιχες ροπές των υποστυλωμάτων M_{EC} υπολογίζονται στον άξονα του κόμβου. Έτσι, στον υπολογισμό του α_{CD} εισέρχεται ο λόγος $\frac{M_{Ec}}{\left| \sum M_{Eb} \right|}$ ο οποίος εξαρτάται από το μέγεθος της τέμνουσας στις παρειές της δοκού καθώς και

από το πλάτος του υποστυλώματος: Το άθροισμα των σεισμικών ροπών στο κέντρο του κόμβου είναι ίσο με

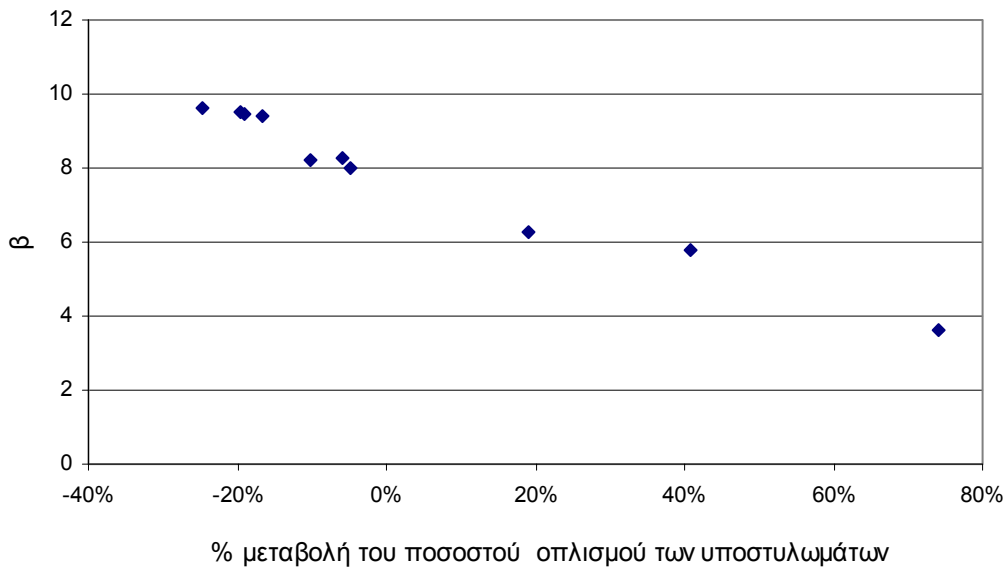
$$\left| \sum M_{Eb} \right|_{\text{κέντρο}} = \left| \sum M_{Eb} \right| + V_{EB,left} \cdot b/2 + V_{EB,right} \cdot b/2 = \left| \sum M_{Ec} \right| \quad . \quad \text{Ενώ το άθροισμα των}$$

σεισμικών ροπών των δοκών στο κέντρο του κόμβου είναι ανεξάρτητο των διαστάσεων του υποστυλώματος και της τέμνουσας των δοκών, χρησιμοποιείται, για τον ικανοτικό σχεδιασμό, το άθροισμα των σεισμικών ροπών στις παρειές των δοκών. Με αυτόν τον τρόπο εισάγεται ο παράγοντας $\Delta M = V_{EB,left} \cdot b/2 + V_{EB,right} \cdot b/2$ στον ικανοτικό σχεδιασμό ο οποίος επηρεάζει τον δείκτη ασφαλείας β . Μάλιστα όσο πιο μεγάλος είναι ο όρος ΔM τόσο πιο μεγάλος είναι ο αναμενόμενος δείκτης ασφαλείας β του κόμβου αφού ο συντελεστής α_{CD} μεγαλώνει. Πράγματι από το διάγραμμα που ακολουθεί για τους 10 προαναφερθέντες κόμβους παρατηρείται μια τάση αύξησης του β όσο πιο μεγάλος είναι ο όρος ΔM , σε σχέση με τον όρο $\sum M_{EC}$ (σχ.3.20).



Σχήμα 3.20 Μεταβολή του δείκτη ασφαλείας «β» συναρτήσει του $\Delta M / \Sigma M_{EC}$ για 10 κόμβους

Στο πιο κάτω διάγραμμα παρουσιάζεται η απαιτούμενη μεταβολή των οπλισμών κάμψης των υποστυλωμάτων των κόμβων προκειμένου να επιτευχθεί ενιαίος δείκτης ασφαλείας, ίσος με τη μέση τιμή του δείκτη ασφαλείας β των 10 αυτών κόμβων ($\beta=7.82$).



Σχήμα 3.21 Μεταβολή του ποσοστού οπλισμού των υποστυλωμάτων των 10 κόμβων προκειμένου να επιτευχθεί ενιαίο επίπεδο ασφαλείας ($\beta=7.82$)

3.3.3 Συμπεράσματα

Στην §3.2 παρουσιάστηκε μια μεθοδολογία τροποποίησης του συντελεστή ικανοτικής μεγέθυνσης προκειμένου να επιτυγχάνεται ενιαίο επίπεδο ασφαλείας για κάθε είδους κόμβο. Με τον τρόπο αυτό, λαμβάνοντας υπόψη τους οπλισμούς των δοκών, την αξονική δύναμη και τον βαθμό περισφίξεως των υποστυλωμάτων επιτυγχάνεται ένα πιο ομοιόμορφο επίπεδο ασφαλείας του ικανοτικού ελέγχου των κόμβων. Βέβαια, όπως φάνηκε στην συνέχεια (παρ. 3.3), στην πράξη οι οπλισμοί των μελών που συντρέχουν σε έναν κόμβο δεν προκύπτουν κατ' ανάγκη από τον ικανοτικό έλεγχο του υπόψη κόμβου, ενώ παράλληλα άλλες κατασκευαστικές διατάξεις επηρεάζουν την όπλιση των μελών. Τα δύο αυτά γεγονότα έχουν συνέπεια να αλλοιώνεται το επίπεδο ασφαλείας. Στην επόμενη φάση του προγράμματος θα εξετασθεί η επίπτωση αυτή στο επίπεδο ασφαλείας των κόμβων. Συγκεκριμένα, οι ίδιοι φορείς που εξετάστηκαν στα προηγούμενα θα διαστασιολογηθούν και πάλι χρησιμοποιώντας τις προτεινόμενες τιμές για τον συντελεστή ικανοτικής μεγέθυνσης¹ και θα υπολογισθούν εκ νέου οι πιθανότητες μη ικανοποίησης του ικανοτικού ελέγχου των κόμβων.

¹ Υπό την προϋπόθεση ότι θα είναι εφικτή η κατάλληλη τροποίηση των εμπροικών προγραμμάτων με τα οποία διαστασιολογούνται τα κτίρια.

4 Πιθανοτική διερεύνηση ικανοτικού ελέγχου τέμνουσας

4.1 Πιθανοτική διερεύνηση ικανοτικού ελέγχου τέμνουσας δοκών

4.1.1 Γενικά

Κατά τον ικανοτικό έλεγχο τέμνουσας ελέγχεται αν οι μέγιστες τέμνουσες που μπορούν να αναπτυχθούν σε ένα μέλος από ωπλισμένο σκυρόδεμα όταν στα άκρα του σχηματισθούν πλαστικές προκαλούν ή όχι αστοχία από τέμνουσα στο μέλος αυτό. Σκοπός του ελέγχου αυτού είναι να ιεραρχήσει τις ενδεχόμενες αστοχίες, ειδικότερα να προηγηθεί η καμπτική αστοχία της διατμητικής.

Κατ' αναλογία με το τον ικανοτικό έλεγχο των κόμβων (Κεφ. 3), στο κεφάλαιο αυτό εξετάζεται το επίπεδο ασφαλείας που ο ΕΑΚ προσδίδει στις κατασκευές. Ειδικότερα στην παράγραφο 4.1 εξετάζεται ο ικανοτικός έλεγχος τέμνουσας μεμονωμένων μελών και υπολογίζεται η αντίστοιχη πιθανότητα μη ικανοποίησως,

4.1.2 Δράσεις

Ως δράσεις θεωρούνται οι ικανοτικές τέμνουσες. Η ικανοτική τέμνουσα αποτελείται από δυο τμήματα:

- την υπερστατική τέμνουσα V_1, V_2 : οφείλεται στην δημιουργία πλαστικών αρθρώσεων στις ακραίες διατομές της δοκού. Σε αυτές τις διατομές θεωρείται ότι αναπτύσσονται ροπές ίσες με τις ροπές αντοχής, οι οποίες αντισταθμίζονται από την εν λόγω τέμνουσα δύναμη.
- την ισοστατική τέμνουσα V_0 : η δοκός θα συμπεριφέρεται ως αμφιέριστη λόγω της δημιουργίας πλαστικών αρθρώσεων στα άκρα της. Για την εξισορρόπηση της εξωτερικής φόρτισης (μόνιμα και ωφέλιμα φορτία) στο δομικό στοιχείο θα αναπτυχθεί ένα ζεύγος διατμητικών δυνάμεων, που ονομάζονται ισοστατικές τέμνουσες. Καθώς ο έλεγχος γίνεται τη στιγμή του σεισμού, ο συντελεστής συνδυασμού για τα ωφέλιμα φορτία θα ληφθεί ίσος με τη μονάδα ($\psi=1,0$). Για αυτά επίσης θα ληφθεί η μέση τιμή που αντιστοιχεί στον έναν χρήση.

Θα χρησιμοποιηθούν και πάλι τα ανηγμένα μεγέθη $v = \frac{V}{bhf_{cd}}$.

Η τέμνουσα του ικανοτικού ελέγχου στην κάθε διατομή θα προκύψει ίση με:

$$V_{\max} = \max(V_0 + V_1, V_0 + V_2)$$

$$V_{\min} = \min(V_0 + V_1, V_0 + V_2)$$

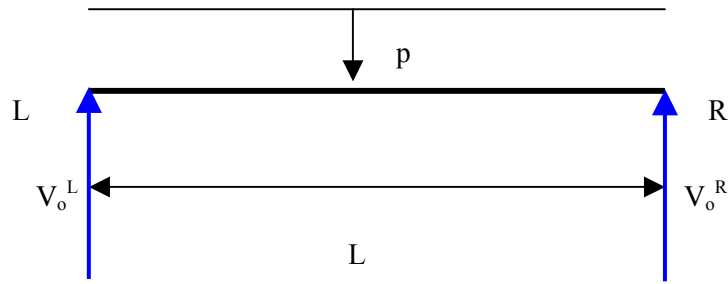
Σχηματικά, οι δράσεις που θα αναπτυχθούν στα άκρα της δοκού θα είναι οι :

- V_0 λόγω $G+Q$:

$$V_0 = p * L / 2 = (g_{\text{tot}} + q) * L / 2 \Rightarrow$$

$$\Rightarrow u_0 = \frac{V_0}{b^n h^n f_{cd}} = (g_{\text{tot}} + q) * L * \frac{1}{2b^n h^n f_{cd}}, \text{ όπου τα μεγέθη } g_{\text{tot}}, q \text{ και } L \text{ είναι τυχαίες}$$

μεταβλητές.



Σχήμα 4.1 Τέμνουσες λόγω ομοιόμορφης φόρτισης

- V_1 λόγω ανάπτυξης ροπών-στις ακραίες διατομές- ίσων με τις «δεξιόστροφες ροπές αντοχής»

$$V_1^R = -V_1^L = \frac{M_{L+} + M_{R-}}{L + b} \Rightarrow$$

$$\Rightarrow u_1^R = -u_1^L = \frac{V_1^L}{b^n h^n f_{cd}} = (\mu_{L+} + \mu_{R-}) * \frac{h^n}{L + b}$$

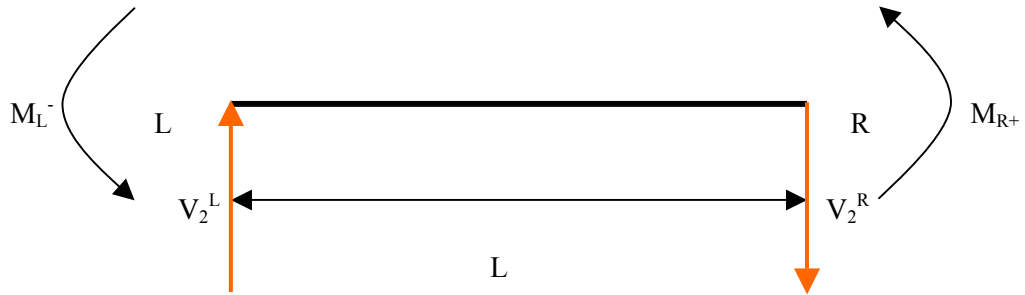


Σχήμα 4.2 Τέμνουσες λόγω ανάπτυξης ροπών-στις ακραίες διατομές- ίσων με τις «δεξιόστροφες ροπές αντοχής»

- V_2 λόγω ανάπτυξης ροπών-στις ακραίες διατομές- ίσων με τις «αριστερόστροφες ροπές αντοχής»

$$V_2^L = -V_2^R = \frac{M_{R+} + M_{L-}}{L + b} \Rightarrow$$

$$\Rightarrow u_2^L = -u_2^R = \frac{V_2^L}{b^n h^n f_{cd}} = (\mu_{R+} + \mu_{L-}) * \frac{h^n}{L + b}$$



Σχήμα 4.3 Τέμνουσες λόγω ανάπτυξης ροπών-στις ακραίες διατομές- ίσων με τις «αριστερόστροφες ροπές αντοχής»

4.1.3 Αντοχές

Υπολογισμός της μέσης τιμής της τέμνουσας αντοχής λόγω θλίψης του κορμού

Για γραμμικά στοιχεία (δοκοί και υποστυλώματα) η έκφραση του παραπάνω μεγέθους δίδεται από την σχέση $V_{R2} = 0.5v f_c b 0.9d$ (ΕΚΩΣ), όπου $v = 0.7 - \frac{f_{ck}}{200} \geq 0.5$. Ο έλεγχος για τον λοξό θλιπτήρα γίνεται με την δρώσα τέμνουσα στην παρειά του στοιχείου.

Στην περίπτωση που στο δομικό στοιχείο εφαρμόζεται και κάποιο αξονικό φορτίο, χρησιμοποιείται

εναλλακτικά η απομειωμένη τιμή $V_{R2}^{res} = 1.67V_{R2} \left(1 - \frac{\sigma_{cp}^{eff}}{f_c} \right) < V_{R2}$, όπου:

$$\sigma_{cp}^{eff} = \frac{N - f_y A_S 2}{A_c} \Rightarrow \frac{\sigma_c^{eff}}{f_c} = \frac{N}{b h f_c} - \frac{f_y A_S 2}{b h f_c} = v \frac{f_{cd}}{f_c} - \omega_{\Theta \Lambda}$$

$$\omega = \frac{f_y A_S}{f_c b h} = \frac{\frac{f_y}{f_{yd}} \frac{A_S}{A_S^{nom}}}{\frac{f_c}{f_{cd}} \frac{b}{b} \frac{h}{h}} = \frac{\frac{f_y}{f_{yd}} \frac{A_S}{A_S^{nom}}}{\frac{f_c}{f_{cd}} \frac{b}{b} \frac{d + d_1}{d^n + d_1^n}} \omega_d = \frac{\frac{f_y}{f_{yd}} \frac{A_S}{A_S^{nom}}}{\frac{f_c}{f_{cd}} \frac{b}{b^n} \frac{d/d^n + d_1/d_1^n}{1 + d_1^n/d^n}} \omega_d$$

Στο πρόγραμμα χρησιμοποιούνται και πάλι τα ανηγμένα μεγέθη, δηλαδή:

$$v_{R2} = \frac{V_{R2}}{b^n h^n f_{cd}} = \frac{1}{2} v \frac{f b 0.9 d}{f_{cd} b^n h^n} = \frac{1}{2} v \frac{f_c}{f_{cd}} \frac{b}{b^{nom}} 0.9 \frac{d}{d^{nom}} = \frac{1}{2} 0.9 v \frac{f_c}{f_{cd}} \frac{b}{b^n} \frac{d}{d^n + d_1^n} = 0.45 v \frac{f_c}{f_{cd}} \frac{b}{b^n} \frac{d/d^n}{1 + d_1^n/d^n}$$

$$M_E v = \begin{cases} 0.7 - \frac{f_{ck}}{200}, & \text{για } f_{ck} \leq 40 \text{ MPa} \\ 0.5, & \text{για } f_{ck} > 40 \text{ MPa} \end{cases}$$

Οι τιμές για τα μεγέθη $\frac{b}{b^n}, \frac{d}{d^n}$ θα ληφθούν από την διαδικασία της προσομοίωσης

Ο όρος $\frac{f_c}{f_{cd}}$ λαμβάνεται υπόψη χωρίς την ύπαρξη του φθιτού κλάδου

Επικουρικοί Μηχανισμοί Παραλαβής Τέμνουσας V_c

Η διατμητική δύναμη που μπορούν να παραλάβουν οι επικουρικοί μηχανισμοί (δράση βλήτρου, αρηγμάτωτο σκυρόδεμα, αλληλεμπλοκή των αδρανών) δίδεται από την παρακάτω έκφραση:

$$V_c = [\tau_R \kappa(1,20 + 40\rho_1) + 0,15\sigma_{cp}] b d$$

σε ανηγμένη μορφή

$$\begin{aligned} v_c &= \frac{V_c}{b^n h^n f_{cd}} = \frac{1}{f_{cd}} [\tau_R \kappa(1,20 + 40\rho_1) + 0,15\sigma_{cp}] \frac{b}{b^n} \frac{d}{h^n} = \\ &= \left[\frac{\tau_R}{f_{cd}} \kappa(1,20 + 40\rho_1) + 0,15 \frac{\sigma_{cp}}{f_{cd}} \right] \frac{b}{b^n} \frac{d}{h^n} = \left[\frac{\tau_R}{f_{cd}} \kappa(1,20 + 40\rho_1) + 0,15 \frac{\sigma_{cp}}{f_{cd}} \right] \frac{b}{b^n} \frac{d/d^n}{1 + d_1^n/d^n} \end{aligned}$$

Οι επιμέρους όροι της τελευταίας εξίσωσης θεωρούνται ως τυχαίες μεταβλητές, που ακολουθούν τις κάτωθι κατανομές:

- $\frac{\tau_R}{f_{cd}}$: Από τον Κανονισμό Σκυροδέματος προκύπτει ότι $\tau_{Rd} = \frac{f_{ct0,05}}{6}$. Η τιμή σχεδιασμού με την χαρακτηριστική τιμή συνδέονται μέσω της σχέσης:

$$\tau_{Rd} = \frac{\tau_{Rk}}{\gamma_c} = \frac{\tau_{Rk}}{1,5} = \frac{f_{ct0,05}}{6} \Rightarrow \tau_{Rk} = 1,5\tau_{Rd} = \frac{1}{4} f_{ct0,05} = \frac{f_{ctk}}{4} \Rightarrow \tau_{RM} = \frac{f_{ctM}}{4}$$

Από εμπειρική σχέση του ΕΚΩΣ προκύπτει ότι $f_{ctM} = 0,3f_{ck}^{2/3}$ (οι αντοχές σε ΜΡα)

Από τα παραπάνω λοιπόν συνάγεται ότι $\tau_{RM} = \frac{0,3}{4} f_{ck}^{2/3}$

Όμως $f_{ck} = f_{cM} (1 - 1,64 \text{cov } f_c) = f_{cM} \left(1 - 1,64 * \frac{15}{100} \right) = 0,754 f_{cM}$ οπότε:

$$\begin{aligned} \tau_{RM} &= \frac{0,3}{4} (0,754)^{2/3} f_{cM}^{2/3} \Rightarrow \frac{\tau_{RM}}{f_{cd}} = \frac{0,3}{4} (0,754)^{2/3} \frac{f_{cM}^{2/3}}{f_{cd}} \Rightarrow \\ &\Rightarrow \frac{\tau_{RM}}{f_{cd}} = \frac{0,3}{4} (0,754)^{2/3} \frac{f_{cM}^{2/3}}{f_{cd}^{2/3}} \frac{1}{f_{cd}^{1/3}} \end{aligned}$$

Ενδεικτικά για ένα σκυρόδεμα ποιότητας C25 θα ισχύει ότι:

$$\frac{\tau_{RM}}{f_{cd}} = \frac{0,3}{4} (0,754)^{2/3} \frac{f_{cM}^{2/3}}{f_{cd}^{2/3}} \frac{1}{f_{cd}^{1/3}} = 0,0243 \left(\frac{f_{cM}}{f_{cd}} \right)^{2/3}$$

- Το φαινόμενο της κλίμακας στην διατμητική αντοχή της διατομής. Από πειράματα έχει προκύψει ότι το ύψος της δοκού επηρεάζει την αντοχή της σε διάτμηση. Από την γραμμική παλινδρόμηση πειραματικών αποτελεσμάτων σε δοκούς ύψους 200 mm, έχει προκύψει ότι το φαινόμενο κλίμακας μπορεί να ληφθεί υπόψη σε δοκούς με μεγαλύτερο ύψος μέσω ενός συντελεστή k . Αυτός ακολουθεί κανονική κατανομή με μέση τιμή που συναρτάται από το στατικό ύψος της δοκού $k=0.9d^{-0.3874}$ και συντελεστή μεταβλητότητας ίσο με 5%.
- Επίδραση του διαμήκους Οπλισμού (Δράση Βλήτρου) στην διατμητική αντοχή. Η συμβολή του εφελκόμενου οπλισμού – μέσω της δράσης βλήτρου του οπλισμού και της ανακατανομής των τάσεων στην γειτονική περιοχή του- στην διατμητική αντοχή ενός δομικού στοιχείου δίδεται από την έκφραση $1.2+40\rho_l$. Από τη γραμμική παλινδρόμηση στα πειραματικά αποτελέσματα (Bulletin D'Information No 126, σελ 196) σε 150 δοκούς χωρίς οπλισμό διάτμησης, εξάγεται ότι η μέση τιμή της συμμετοχής του διαμήκους οπλισμού στην διατμητική αντοχή δίδεται από τη $m(\rho_l)= 1.2+40\rho_l$ και ο συντελεστής μεταβλητότητας $\text{con}(1.2+40\rho_l)=5\%$.
- Τάση λόγω των αξονικών φορτίων (και της προέντασης αν υπάρχει) (η θλίψη λαμβάνεται με θετικό πρόσημο). Με τον όρο αυτό συνυπολογίζεται η ευνοϊκή επίδραση της θλιπτικής δύναμης στην αύξηση της διατμητικής αντοχής. Ισχύει ότι $\sigma_{cp} = \frac{N}{bh} = v f_{cd} \Rightarrow \frac{\sigma_{cp}}{f_{cd}} = v$.

4.1.4 Διαδικασία

Θεωρείται η δοκός LR μήκους L . Αυτή είναι οπλισμένη έναντι κάμψης αριστερά με οπλισμούς ω_1 , ω_2 και δεξιά με ω_3 , ω_4 , όπως φαίνεται στο σχήμα. Από τα παραπάνω συνάγεται ότι οι δράσεις με τις οποίες θα γίνει ο έλεγχος έναντι λοξής θλίψης του σκυροδέματος θα είναι οι:

Αριστερά: $u_s^{LMAX} = u_0^L + u_2^L$ (αναπτύσσεται όταν εφελκείται ο οπλισμός ω_1) και $u_s^{LMIN} = u_0^L - u_1^L$ (αναπτύσσεται όταν εφελκείται ο οπλισμός ω_2)

Δεξιά: $u_s^{RMAX} = u_0^R + u_1^R$ (αναπτύσσεται όταν εφελκείται ο οπλισμός ω_3) και $u_s^{RMIN} = u_0^R - u_2^R$ (αναπτύσσεται όταν εφελκείται ο οπλισμός ω_4).

Υπολογίζεται η v_{R2} από τις παραπάνω σχέσεις. Αυτή είναι κοινή για όλες τις περιπτώσεις ελέγχου, καθώς εξαρτάται από τις διαστάσεις της διατομής και τα χαρακτηριστικά της αντοχής του σκυροδέματος του υπό εξέταση στοιχείου. Εκτιμώνται επίσης και οι απομειωμένες τιμές της

αντοχής του λοξού θλιπτήρα $v_{R2}^{res1} = 1,67 v_{R2} (1 - v \frac{f_c}{f_{cd}} + \omega_2)$, $v_{R2}^{res2} = 1,67 v_{R2} (1 - v \frac{f_c}{f_{cd}} + \omega_1)$,

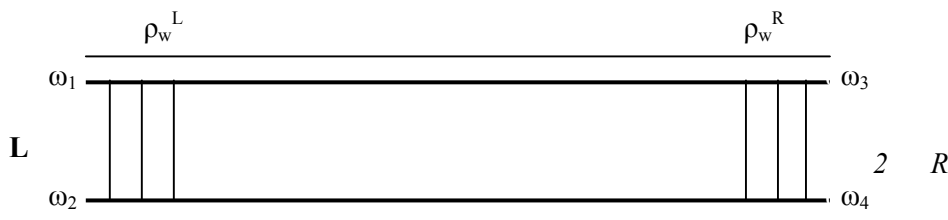
$v_{R2}^{res3} = 1,67 v_{R2} (1 - v \frac{f_c}{f_{cd}} + \omega_4)$ και $v_{R2}^{res4} = 1,67 v_{R2} (1 - v \frac{f_c}{f_{cd}} + \omega_3)$. Επιλέγεται η μικρότερη

τιμή από τα δυο μεγέθη αντοχής για κάθε περίπτωση. Ελέγχεται η ικανοποίηση της ανισότητας $v_s^{ελεγχου} < v_{R2}^{final}$ (ο έλεγχος γίνεται στην παρειά του δομικού στοιχείου) και υπολογίζονται

- ο συντελεστής ασφαλείας β , ο οποίος προκύπτει ίσος με $\beta = \frac{\mu_{v_{R2}^{final}} - \mu_{v_s^{ελεγχου}}}{\sqrt{\sigma_{v_{R2}^{final}}^2 + \sigma_{v_s^{ελεγχου}}^2}}$

- η πιθανότητα αστοχίας P_f για τον συγκεκριμένο τύπο αστοχίας ($P_f = \text{Erf}(-\beta)$)
- ο συντελεστής συσχέτισης μεταξύ $v_s^{\text{ελέγχου}}$ και v_{R2}^{final} (πρακτικά μηδενικός)
- τα στατιστικά στοιχεία (μέση τιμή και τυπική απόκλιση) για τα μεγέθη $v_s^{\text{ελέγχου}}$, v_{R2}^{final}
- έλεγχος προσαρμογής χ^2 για τα $v_s^{\text{ελέγχου}}$, v_{R2}^{final} (αν ακολουθούν δηλαδή κανονική κατανομή με μέση τιμή και τυπική απόκλιση όπως αυτά προέκυψαν από το βήμα 4)
- ιστογράμματα για $v_s^{\text{ελέγχου}}$, v_{R2}^{final}

Έπειτα ακολουθεί η εξέταση για την επάρκεια του οπλισμού διάτμησης. Στοιχεία που υπόκεινται σε ανακυκλιζόμενη φόρτιση (σεισμική) εμφανίζουν λοξές διαδιαγώνιες ρωγμές. Αυτές προκαλούν μια σημαντική χαλάρωση του δικτύωματος Moersch, καθώς αποδιοργανώνουν το σκυρόδεμα και ελαττώνουν σημαντικά την συμβολή των λοιπών μηχανισμών παραλαβής τέμνουσας. Για τον λόγο αυτό ο όρος V_{cd} στις κρίσιμες περιοχές των δοκών και των υποστλωμάτων μειώνεται. Στις δοκούς λαμβάνεται $V_{R1} = 0.3V_{cd}$ και στα υποστλώματα $V_{R1} = 0.9V_{cd}$.



Σχήμα 4.4 Συμβολισμοί για τον εγκάρσιο και το διαμήκη οπλισμό της δοκού

Υπολογίζεται η συμβολή των λοιπών μηχανισμών παραλαβής τέμνουσας σύμφωνα με τα παραπάνω. Εκτιμώνται τέσσερις τιμές ανάλογα με το ποιες ίνες εφελκύνονται. Υπολογίζεται ο συντελεστής ζ για τις διατομές ελέγχου. Αυτός ορίζεται από τον λόγο της ελάχιστης προς την μέγιστη αναπτυσσόμενη τέμνουσα (με τα πρόσημά τους). Ορίζονται λοιπόν τα $\zeta_L = \frac{u^{LMIN}}{u^{LMAX}}$ και

$\zeta_R = \frac{u^{RMIN}}{u^{RMAX}}$. Εξετάζονται οι περιπτώσεις που το ζ λαμβάνει τιμές μεγαλύτερες από $-0,5$ ή για ζ

τέτοιο ώστε $V_s = 4.5(2+\zeta)\tau_R b d$. Ελέγχεται αν η δρώσα τέμνουσα μπορεί να παραληφθεί από τους επικουρικούς μηχανισμούς παραλαβής τέμνουσας και από τον υπάρχοντα οπλισμό διάτμησης. Εξετάζεται αν ικανοποιούνται οι κάτωθι ανισότητες :

$$v_{R3}^1 \geq v_{s,d}^{LMAX}$$

$$v_{R3}^2 \geq v_{s,d}^{LMIN}$$

$$v_{R3}^3 \geq v_{s,d}^{RMAX}$$

$$v_{R3}^4 \geq v_{s,d}^{RMIN}$$

$$\text{με } v_{R3}^i = v_{R1}^i + v_w^i \text{ και } v_w^i = \left(\frac{A_{sw}}{s} \right)^{\text{cal}} \frac{0,9df_{yw}}{b^n h^n f_{cd}} = \left(\frac{A_{sw}}{s} \right)^{\text{cal}} \frac{A_{sw}}{A_{sw, \text{nom}}} \frac{0,9 \frac{d}{d_{\text{nom}}} \frac{f_{yw}}{f_{yd}}}{\frac{s}{s_{\text{nom}}} \left(1 + \frac{d_{l, \text{nom}}}{d_{\text{nom}}} \right)} \frac{f_{yd}}{f_{cd}}. \Sigma \epsilon$$

αυτή τη σχέση, οι όροι $\frac{A_{sw}}{A_{sw, \text{nom}}}$ και $\frac{s}{s_{\text{nom}}}$, θεωρούνται τυχαίες μεταβλητές που ακολουθούν κανονική κατανομή με μέση τιμή ίση με 1 και συντελεστή μεταβλητότητας ίσο με 0,025.

Υπολογίζονται έπειτα τα:

- ο συντελεστής ασφαλείας β , ο οποίος προκύπτει ίσος με $\beta = \frac{\mu_{v_{R3}^{\text{final}}} - \mu_{v_s^{\text{ελεγχου}}}}{\sqrt{\sigma_{v_{R3}^{\text{final}}}^2 + \sigma_{v_s^{\text{ελεγχου}}}^2}}$
- η πιθανότητα αστοχίας P_f για τον συγκεκριμένο τύπο αστοχίας ($P_f = \text{Erf}(-\beta)$)
- ο συντελεστής συσχέτισης μεταξύ $v_s^{\text{ελεγχου}}$ και v_{R2}^{final} (πρακτικά μηδενικός)
- τα στατιστικά στοιχεία (μέση τιμή και τυπική απόκλιση) για τα μεγέθη $v_s^{\text{ελεγχου}}$, v_{R2}^{final}
- έλεγχος προσαρμογής X^2 για τα $v_s^{\text{ελεγχου}}$, v_{R2}^{final} (αν ακολουθούν δηλαδή κανονική κατανομή με μέση τιμή και τυπική απόκλιση όπως αυτά προέκυψαν από το βήμα 4)
- ιστογράμματα για $v_s^{\text{ελεγχου}}$, v_{R2}^{final}

4.1.5 Εφαρμογές

Ελέγχονται οι δυο δοκοί μήκους $L=4+b$ m της παρ. 3.1, δηλαδή οι Δ1 25/40 και Δ2 30/60. Αυτές οπλίζονται έναντι κάμψεως όπως φαίνεται στον παρακάτω πίνακα :

Πίνακας 4.1 Τύποι οπλίσεως διατομών έναντι κάμψεως δοκών.

Διατομή: Δ1 25/40			Διατομή: Δ2 30/60		
Τύπος οπλίσεως	ΑΝΩ	ΚΑΤΩ	Τύπος οπλίσεως	ΑΝΩ	ΚΑΤΩ
			0	4.62 cm ²	4.62 cm ²
1	4.62 cm ²	4.62 cm ²	1	5.77 cm ²	5.77 cm ²
2	10.06 cm ²	5.03 cm ²	2	18.11 cm ²	9.06 cm ²
3	20.12 cm ²	10.06 cm ²	3	36.22 cm ²	18.11 cm ²
4	20.12 cm ²	20.12 cm ²	4	36.22 cm ²	36.22 cm ²

(ο τύπος οπλίσεως 2 αντιστοιχεί σε $\rho_{\text{max}}/2$ άνω και $\rho_{\text{max}}/4$ κάτω, ο τύπος 3 αντιστοιχεί σε ρ_{max} άνω και $\rho_{\text{max}}/2$ κάτω, ο τύπος 4 αντιστοιχεί σε ρ_{max} άνω και κάτω).

Εξετάζονται λοιπόν οι ακόλουθες περιπτώσεις:

Πίνακας 4.2 Κωδικοί οπλίσεως δοκών

Κωδικός οπλίσεως δοκού	Τύπος οπλίσεως διατομής (βλ. Πίνακα 4.1)	
	Αριστερό άκρο	Δεξί άκρο
0-0	0	0
0-2	0	2
0-3	0	3
1-1	1	1
1-2	1	2
1-3	1	3
2-2	2	2
2-3	2	3
3-3	3	3
4-4	4	4

Υπολογίζονται οι ροπές αντοχής των διατομών.

Σε κάθε εξεταζόμενη δοκό θεωρούνται διάφορα γεωμετρικά ποσοστά εγκάρσιου οπλισμού ρ_w . Το εύρος των τιμών του ρ_w κυμαίνεται μεταξύ ρ_w^{MIN} έως μια τιμή στην οποία θα είναι εφικτή η τοποθέτηση των συνδετήρων. Από τον Κανονισμό του Σκυροδέματος προκύπτει το ελάχιστο ποσοστό ρ_w^{MIN} ίσο με 0,0013 για υλικά C25 και S400. Αυτό αντιστοιχεί σε

3.25cm² για την Δ1 25/40 (ή Φ8/30[□])

3.9cm²/m για την Δ1 30/60 (ή Φ8/26[□])

για τα «μέγιστα» ισχύει ότι

12cm²/m για την Δ1 25/40 (ή Φ8/8^{5□})

17.4cm²/m για την Δ1 30/60 (ή Φ8/5^{5□})

Λαμβάνονται υπόψη και οι απαιτήσεις για επαρκή πλαστιμότητα στις κρίσιμες διατομές των δοκών, όπως ο κανονισμός τις θέτει στην παράγραφο §18.3.2. Δηλαδή με ελάχιστη διάμετρο

συνδετήρων ίση με 8 mm προκύπτει η μέγιστη απόσταση τους ίση με $s_{\text{MAX}} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{1}{3} h \\ 10\Phi_L^{\text{MIN}} \\ 20\Phi_w \\ 200\text{mm} \end{array} \right\}$.

Για τις δυο δοκούς και για $\Phi_L^{\text{MIN}} = 14\text{mm}$ προκύπτει το γεωμετρικό ποσοστό του εγκάρσιου οπλισμού ίσο με 3,08 ‰ για την δοκό 1 και ίσο με 2,38 ‰ για την δοκό 2.

Το βήμα μεταβολής του εγκάρσιου οπλισμού είναι $\rho_w=0.0005$.

Πίνακας 4.3 Κωδικός αριθμός ποσοστού εγκάρσιου οπλισμού

k	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
ρ_w (%)	1.3	1.8	2.3	2.8	3.3	3.8	4.3	4.8	5.3	5.8

Από τις επιλύσεις προέκυψε για κάθε περίπτωση –μέσω των εξισώσεων αστοχίας- οι συντελεστές ασφαλείας έναντι λοξής ρηγμάτωσης και των μηχανισμών παραλαβής της τέμνουσας για τα δυο άκρα της δοκού. Παρατίθενται τα διαγράμματα ρ_w - β .

Έπειτα για κάθε δοκό υπολογίστηκε –μέσω των αντιστοίχων διατάξεων των κανονισμών-το απαιτούμενο ποσοστό του εγκάρσιου οπλισμού. Πρέπει να διευκρινιστεί ότι ακόμη και στην περίπτωση όπου κρινόταν απαραίτητη η χρήση και δισδιαγώνιου οπλισμού, τοποθετήθηκαν συνδετήρες. Για αυτό το ποσοστό εκτιμήθηκε ο συντελεστής β (αντιστοιχεί στο επίπεδο ασφαλείας που δέχεται ο κανονισμός). Όλα τα αποτελέσματα των επιλύσεων βρίσκονται στον παρακάτω πίνακα:

ΥΠΟΜΝΗΜΑ: Κωδικός (βλ 2 ^η στήλη πίνακα 4.4) ΔI-ij-k	
l=1,2	Δοκός διαστάσεων 25/40 και 30/60 αντιστοίχως
i=0,1,2,3,4	Τύπος οπλίσεως αριστερής διατομής (βλ. Πιν. 4.1)
j=0,1,2,3,4	Τύπος οπλίσεως δεξιάς διατομής (βλ. Πιν. 4.1)
k=1-10	Κωδικός οπλίσεως έναντι διατμήσεως (βλ. Πιν. 4.3)

Πίνακας 4.4 Δείκτης ασφαλείας για διάφορους συνδυασμούς διαμήκους και εγκάρσιου οπλισμού. Δοκός 25/40. (με έντονα γράμματα συμβολίζονται οι περιπτώσεις οι οποίες ικανοποιούν οριακώς τον κανονισμό)

α/α ΚΩΔΙΚΟΣ		ΓΕΩΜΕΤΡΙΚΑ ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ								ΔΕΙΚΤΗΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ β			
		b h		Διαμήκης οπλισμός				Εγκάρσιος οπλισμός		Θλίψη κορμού V_{R2}		Εφελκυσμός συνδετήρων V_{R3}	
				αριστερό άκρο		δεξιό άκρο							
				$\omega_{αρ,ανο}$	$\omega_{αρ,κατο}$	$\omega_{δεξ,ανο}$	$\omega_{δεξ,κατο}$	$\rho_{wl/R}$	συνδετήρες	$\beta_{αρ}$	$\beta_{δεξ}$	$\beta_{αρ}$	$\beta_{δεξ}$
1	Δ1-11-1	0.25	0.40	0.096	0.096	0.096	0.096	0.0013	Φ8/30 [□]	5.517	5.517	0.303	0.303
2	Δ1-11-2	0.25	0.40	0.096	0.096	0.096	0.096	0.0018	Φ8/17 ^{5□}	5.517	5.517	2.617	2.617
3	Δ1-11-K	0.25	0.40	0.096	0.096	0.096	0.096	0.0021	Φ8/19[□]	5.517	5.517	3.926	3.926
4	Δ1-11-3	0.25	0.40	0.096	0.096	0.096	0.096	0.0023	Φ8/14 [□]	5.517	5.517	4.475	4.475
5	Δ1-11-4	0.25	0.40	0.096	0.096	0.096	0.096	0.0028	Φ8/12 [□]	5.517	5.517	5.950	5.950
6	Δ1-11-5	0.25	0.40	0.096	0.096	0.096	0.096	0.0033	Φ8/10 ^{5□}	5.517	5.517	7.123	7.123
7	Δ1-11-6	0.25	0.40	0.096	0.096	0.096	0.096	0.0038	Φ8/9 ^{5□}	5.517	5.517	8.064	8.064
8	Δ1-11-7	0.25	0.40	0.096	0.096	0.096	0.096	0.0043	Φ8/9 [□]	5.517	5.517	8.828	8.828
9	Δ1-11-8	0.25	0.40	0.096	0.096	0.096	0.096	0.0048	Φ8/8 ^{5□}	5.517	5.517	9.455	9.455
10	Δ1-12-1	0.25	0.40	0.096	0.096	0.210	0.105	0.0013	Φ8/8 ^{5□}	5.503	5.374	0.092	-1.423
11	Δ1-12-2	0.25	0.40	0.096	0.096	0.210	0.105	0.0018	Φ8/8 ^{5□}	5.503	5.374	2.408	0.832
12	Δ1-12-K-L	0.25	0.40	0.096	0.096	0.210	0.105	0.0023	Φ8/18[□]	5.503	5.374	4.167	4.167
13	Δ1-12-3	0.25	0.40	0.096	0.096	0.210	0.105	0.0023	Φ8/18 [□]	5.503	5.374	4.278	2.724
14	Δ1-12-K-R	0.25	0.40	0.096	0.096	0.210	0.105	0.0027	Φ8/15[□]	5.503	5.374	4.278	3.893
15	Δ1-12-4	0.25	0.40	0.096	0.096	0.210	0.105	0.0028	Φ8/15 [□]	5.503	5.374	5.771	4.284
16	Δ1-12-5	0.25	0.40	0.096	0.096	0.210	0.105	0.0033	Φ8/15 [□]	5.503	5.374	6.963	5.565
17	Δ1-12-6	0.25	0.40	0.096	0.096	0.210	0.105	0.0038	Φ8/15 [□]	5.503	5.374	7.921	6.619
18	Δ1-12-7	0.25	0.40	0.096	0.096	0.210	0.105	0.0043	Φ8/15 [□]	5.503	5.374	8.699	7.491
19	Δ1-12-8	0.25	0.40	0.096	0.096	0.210	0.105	0.0048	Φ8/15 [□]	5.503	5.374	9.339	8.218
20	Δ1-13-1	0.25	0.40	0.096	0.096	0.420	0.210	0.0013	Φ8/15 [□]	5.365	5.111	-2.246	-3.846
21	Δ1-13-2	0.25	0.40	0.096	0.096	0.420	0.210	0.0018	Φ8/15 [□]	5.365	5.111	0.177	-1.786
22	Δ1-13-3	0.25	0.40	0.096	0.096	0.420	0.210	0.0023	Φ8/15 [□]	5.365	5.111	2.200	0.048
23	Δ1-13-K-L	0.25	0.40	0.096	0.096	0.420	0.210	0.0028	Φ8/15[□]	5.365	5.111	3.707	
24	Δ1-13-4	0.25	0.40	0.096	0.096	0.420	0.210	0.0028	Φ8/15 [□]	5.365	5.111	3.859	1.646
25	Δ1-13-5	0.25	0.40	0.096	0.096	0.420	0.210	0.0033	Φ8/15 [□]	5.365	5.111	5.212	3.021
26	Δ1-13-K-R	0.25	0.40	0.096	0.096	0.420	0.210	0.0036	Φ8/11[□]	5.365	5.111		3.720
27	Δ1-13-6	0.25	0.40	0.096	0.096	0.420	0.210	0.0038	Φ8/11 [□]	5.365	5.111	6.320	4.200
28	Δ1-13-7	0.25	0.40	0.096	0.096	0.420	0.210	0.0043	Φ8/11 [□]	5.365	5.111	7.233	5.209
29	Δ1-13-8	0.25	0.40	0.096	0.096	0.420	0.210	0.0048	Φ8/11 [□]	5.365	5.111	7.991	6.074
30	Δ1-22-1	0.25	0.40	0.210	0.105	0.210	0.105	0.0013	Φ8/11 [□]	5.360	5.360	-1.607	-1.607
31	Δ1-22-2	0.25	0.40	0.210	0.105	0.210	0.105	0.0018	Φ8/11 [□]	5.360	5.360	0.657	0.657
32	Δ1-22-3	0.25	0.40	0.210	0.105	0.210	0.105	0.0023	Φ8/11 [□]	5.360	5.360	2.562	2.562
33	Δ1-22-K	0.25	0.40	0.210	0.105	0.210	0.105	0.0028	Φ8/15[□]	5.360	5.360	4.109	4.109
34	Δ1-22-4	0.25	0.40	0.210	0.105	0.210	0.105	0.0028	Φ8/15 [□]	5.360	5.360	4.137	4.137
35	Δ1-22-5	0.25	0.40	0.210	0.105	0.210	0.105	0.0033	Φ8/15 [□]	5.360	5.360	5.433	5.433

Πίνακας 4.4 (συνχ.) Δείκτης ασφαλείας για διάφορους συνδυασμούς διαμήκους και εγκάρσιου σπλισμού. Δοκός 25/40 (με έντονα γράμματα συμβολίζονται οι περιπτώσεις οι οποίες ικανοποιούν οριακώς τον κανονισμό).

α/α ΚΩΔΙΚΟΣ		ΓΕΩΜΕΤΡΙΚΑ ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ								ΔΕΙΚΤΗΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ β			
		b h		Διαμήκης σπλισμός				Εγκάρσιος σπλισμός		Θλίψη κορμού V_{R2}		Εφελκυσμός συνδετήρων V_{R3}	
				αριστερό άκρο		δεξιό άκρο							
				$\omega_{αρ,ανο}$	$\omega_{αρ,κατο}$	$\omega_{δεξ,ανο}$	$\omega_{δεξ,κατο}$	$\rho_{wl/R}$	συνδετήρες	$\beta_{αρ}$	$\beta_{δεξ}$	$\beta_{αρ}$	$\beta_{δεξ}$
36	Δ1-22-6	0.25	0.4	0.210	0.105	0.210	0.105	0.0038	Φ8/15 [□]	5.360	5.360	6.500	6.500
37	Δ1-22-7	0.25	0.4	0.210	0.105	0.210	0.105	0.0043	Φ8/15 [□]	5.360	5.360	7.384	7.384
38	Δ1-22-8	0.25	0.4	0.210	0.105	0.210	0.105	0.0048	Φ8/15 [□]	5.360	5.360	8.121	8.121
39	Δ1-23-1	0.25	0.4	0.21	0.105	0.42	0.21	0.0013	Φ8/15 [□]	5.222	5.098	-3.62	-3.996
40	Δ1-23-2	0.25	0.4	0.21	0.105	0.42	0.21	0.0018	Φ8/15 [□]	5.222	5.098	-1.327	-1.932
41	Δ1-23-3	0.25	0.4	0.21	0.105	0.42	0.21	0.0023	Φ8/15 [□]	5.222	5.098	0.661	-0.092
42	Δ1-23-4	0.25	0.4	0.21	0.105	0.42	0.21	0.0028	Φ8/15 [□]	5.222	5.098	2.347	1.515
43	Δ1-23-K-L	0.25	0.4	0.21	0.105	0.42	0.21	0.0033	Φ8/12^{5□}	5.222	5.098	3.644	3.644
44	Δ1-23-5	0.25	0.4	0.21	0.105	0.42	0.21	0.0033	Φ8/12 ^{5□}	5.222	5.098	3.764	2.901
45	Δ1-23-K-R	0.25	0.4	0.21	0.105	0.42	0.21	0.0037	Φ8/11[□]	5.222	5.098	3.89	3.89
46	Δ1-23-6	0.25	0.4	0.21	0.105	0.42	0.21	0.0038	Φ8/11 [□]	5.222	5.098	4.952	4.089
47	Δ1-23-7	0.25	0.4	0.21	0.105	0.42	0.21	0.0043	Φ8/11 [□]	5.222	5.098	5.949	5.107
48	Δ1-23-8	0.25	0.4	0.21	0.105	0.42	0.21	0.0048	Φ8/11 [□]	5.222	5.098	6.792	5.981
49	Δ1-33-1	0.25	0.4	0.42	0.21	0.42	0.21	0.0013	Φ8/30 [□]	4.959	4.959	-5.502	-5.502
50	Δ1-33-2	0.25	0.4	0.42	0.21	0.42	0.21	0.0018	Φ8/17 ^{5□}	4.959	4.959	-3.49	-3.49
51	Δ1-33-3	0.25	0.4	0.42	0.21	0.42	0.21	0.0023	Φ8/14 [□]	4.959	4.959	-1.654	-1.654
52	Δ1-33-4	0.25	0.4	0.42	0.21	0.42	0.21	0.0028	Φ8/12 [□]	4.959	4.959	-0.016	-0.016
53	Δ1-33-5	0.25	0.4	0.42	0.21	0.42	0.21	0.0033	Φ8/10 ^{5□}	4.959	4.959	1.424	1.424
54	Δ1-33-6	0.25	0.4	0.42	0.21	0.42	0.21	0.0038	Φ8/9 ^{5□}	4.959	4.959	2.68	2.68
55	Δ1-33-K	0.25	0.4	0.42	0.21	0.42	0.21	0.0042	Φ8/9[□]	4.959	4.959	3.554	3.554
56	Δ1-33-7	0.25	0.4	0.42	0.21	0.42	0.21	0.0043	Φ8/9 [□]	4.959	4.959	3.771	3.771
57	Δ1-33-8	0.25	0.4	0.42	0.21	0.42	0.21	0.0048	Φ8/8 ^{5□}	4.959	4.959	4.718	4.718
58	Δ1-44-1	0.25	0.4	0.42	0.42	0.42	0.42	0.0013	Φ8/8 ^{5□}	4.675	4.675	-7.89	-7.89
59	Δ1-44-2	0.25	0.4	0.42	0.42	0.42	0.42	0.0018	Φ8/8 ^{5□}	4.675	4.675	-6.068	-6.068
60	Δ1-44-3	0.25	0.4	0.42	0.42	0.42	0.42	0.0023	Φ8/8 ^{5□}	4.675	4.675	-4.34	-4.34
61	Δ1-44-4	0.25	0.4	0.42	0.42	0.42	0.42	0.0028	Φ8/8 ^{5□}	4.675	4.675	-2.74	-2.74
62	Δ1-44-5	0.25	0.4	0.42	0.42	0.42	0.42	0.0033	Φ8/8 ^{5□}	4.675	4.675	-1.281	-1.281
63	Δ1-44-6	0.25	0.4	0.42	0.42	0.42	0.42	0.0038	Φ8/8 ^{5□}	4.675	4.675	0.034	0.034
64	Δ1-44-7	0.25	0.4	0.42	0.42	0.42	0.42	0.0043	Φ8/8 ^{5□}	4.675	4.675	1.21	1.21
65	Δ1-44-8	0.25	0.4	0.42	0.42	0.42	0.42	0.0048	Φ8/8 ^{5□}	4.675	4.675	2.258	2.258
66	Δ1-44-9	0.25	0.4	0.42	0.42	0.42	0.42	0.0053	Φ8/8 ^{5□}	4.675	4.675	3.191	3.191
67	Δ1-44-K	0.25	0.4	0.42	0.42	0.42	0.42	0.0054	Φ8/7^{5□}	4.675	4.675	3.323	3.323
68	Δ1-44-10	0.25	0.4	0.42	0.42	0.42	0.42	0.0058		4.675	4.675	4.02	4.02

Πίνακας 4.5 Δείκτης ασφαλείας για διάφορους συνδυασμούς διαμήκους και εγκάρσιου οπλισμού. Δοκός 30/60 (με έντονα γράμματα συμβολίζονται οι περιπτώσεις οι οποίες ικανοποιούν οριακώς τον κανονισμό).

α/α ΚΩΔΙΚΟΣ		ΓΕΩΜΕΤΡΙΚΑ ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ								ΔΕΙΚΤΗΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ β			
		b h		Διαμήκης οπλισμός				Εγκάρσιος οπλισμός		Θλίψη κορμού V_{R2}		Εφελκυσμός συνδετήρων V_{R3}	
				αριστερό άκρο		δεξιό άκρο							
				$\omega_{αρ,ανο}$	$\omega_{αρ,κατο}$	$\omega_{δεξ,ανο}$	$\omega_{δεξ,κατο}$	$\rho_{wl/R}$	συνδετήρες	$\beta_{αρ}$	$\beta_{δεξ}$	$\beta_{αρ}$	$\beta_{δεξ}$
1	Δ2-00-1	0.3	0.6	0.054	0.054	0.054	0.054	0.0013	Φ8/26 [□]	5.723	5.723	3.702	3.702
2	Δ2-00-K	0.3	0.6	0.054	0.054	0.054	0.054	0.0014	Φ8/24[□]	6.723	5.724	3.978	3.978
3	Δ2-00-2	0.3	0.6	0.054	0.054	0.054	0.054	0.0018	Φ8/18 ^{5□}	7.723	5.725	6.003	6.003
4	Δ2-00-3	0.3	0.6	0.054	0.054	0.054	0.054	0.0023	Φ8/14 ^{5□}	8.723	5.726	7.659	7.659
5	Δ2-00-4	0.3	0.6	0.054	0.054	0.054	0.054	0.0028	Φ8/12 [□]	9.723	5.727	8.869	8.869
6	Δ2-00-5	0.3	0.6	0.054	0.054	0.054	0.054	0.0033	Φ8/10 [□]	10.723	5.728	9.769	9.769
7	Δ2-00-6	0.3	0.6	0.054	0.054	0.054	0.054	0.0038	Φ8/8 ^{5□}	11.723	5.729	10.459	10.459
8	Δ2-00-7	0.3	0.6	0.054	0.054	0.054	0.054	0.0043	Φ8/7 ^{5□}	12.723	5.730	10.99	10.99
9	Δ2-00-8	0.3	0.6	0.054	0.054	0.054	0.054	0.0048	Φ8/7 [□]	13.723	5.731	11.431	11.431
10	Δ2-02-1	0.3	0.6	0.054	0.054	0.21	0.105	0.0013	Φ8/7 [□]	5.62	5.426	1.359	-1.543
11	Δ2-02-2	0.3	0.6	0.054	0.054	0.21	0.105	0.0018	Φ8/7 [□]	5.62	5.426	3.888	0.914
12	Δ2-02-K-L	0.3	0.6	0.054	0.054	0.21	0.105	0.0019	Φ8/17^{5□}	5.62	5.426	4.233	
13	Δ2-02-3	0.3	0.6	0.054	0.054	0.21	0.105	0.0023	Φ8/17 ^{5□}	5.62	5.426	5.791	2.925
14	Δ2-02-K-R	0.3	0.6	0.054	0.054	0.21	0.105	0.0025	Φ8/13^{5□}	5.62	5.426		3.6
15	Δ2-02-4	0.3	0.6	0.054	0.054	0.21	0.105	0.0028	Φ8/13 ^{5□}	5.62	5.426	7.223	4.546
16	Δ2-02-5	0.3	0.6	0.054	0.054	0.21	0.105	0.0033	Φ8/13 ^{5□}	5.62	5.426	8.317	5.851
17	Δ2-02-6	0.3	0.6	0.054	0.054	0.21	0.105	0.0038	Φ8/13 ^{5□}	5.62	5.426	9.167	6.909
18	Δ2-02-7	0.3	0.6	0.054	0.054	0.21	0.105	0.0043	Φ8/13 ^{5□}	5.62	5.426	9.841	7.773
19	Δ2-02-8	0.3	0.6	0.054	0.054	0.21	0.105	0.0048	Φ8/13 ^{5□}	5.62	5.426	10.384	8.487
20	Δ2-03-1	0.3	0.6	0.054	0.054	0.42	0.21	0.0013	Φ8/13 ^{5□}	5.415	5.035	-2.62	-5.518
21	Δ2-03-2	0.3	0.6	0.054	0.054	0.42	0.21	0.0018	Φ8/13 ^{5□}	5.415	5.035	0.066	-3.432
22	Δ2-03-3	0.3	0.6	0.054	0.054	0.42	0.21	0.0023	Φ8/13 ^{5□}	5.415	5.035	2.254	-1.542
23	Δ2-03-K-L	0.3	0.6	0.054	0.054	0.42	0.21	0.0026	Φ8/13[□]	5.415	5.035	3.339	
24	Δ2-03-4	0.3	0.6	0.054	0.054	0.42	0.21	0.0028	Φ8/13 [□]	5.415	5.035	4.007	0.132
25	Δ2-03-5	0.3	0.6	0.054	0.054	0.42	0.21	0.0033	Φ8/13 [□]	5.415	5.035	5.409	1.594
26	Δ2-03-6	0.3	0.6	0.054	0.054	0.42	0.21	0.0038	Φ8/13 [□]	5.415	5.035	6.538	2.86
27	Δ2-03-K-R	0.3	0.6	0.054	0.054	0.42	0.21	0.0040	Φ8/8[□]	5.415	5.035		3.207
28	Δ2-03-7	0.3	0.6	0.054	0.054	0.42	0.21	0.0043	Φ8/8 [□]	5.415	5.035	7.456	3.954
29	Δ2-03-8	0.3	0.6	0.054	0.054	0.42	0.21	0.0048	Φ8/8 [□]	5.415	5.035	8.21	4.9
30	Δ2-11-1	0.3	0.6	0.067	0.067	0.067	0.067	0.0013	Φ8/8 [□]	5.67	5.670	2.54	2.54
31	Δ2-11-K	0.3	0.6	0.067	0.067	0.067	0.067	0.0016	Φ8/21^{5□}	6.67	5.671	3.865	3.865
32	Δ2-11-2	0.3	0.6	0.067	0.067	0.067	0.067	0.0018	Φ8/21 ^{5□}	7.67	5.672	4.957	4.957
33	Δ2-11-3	0.3	0.6	0.067	0.067	0.067	0.067	0.0023	Φ8/21 ^{5□}	8.67	5.673	6.735	6.735
34	Δ2-11-4	0.3	0.6	0.067	0.067	0.067	0.067	0.0028	Φ8/21 ^{5□}	9.67	5.674	8.053	8.053
35	Δ2-11-5	0.3	0.6	0.067	0.067	0.067	0.067	0.0033	Φ8/21 ^{5□}	10.67	5.675	9.048	9.048

Πίνακας 4.5 (συνχ) Δείκτης ασφαλείας για διάφορους συνδυασμούς διαμήκους και εγκάρσιου σπλισμού. Δοκός 30/60.

α/α	ΚΩΔΙΚΟΣ	ΓΕΩΜΕΤΡΙΚΑ ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ							ΔΕΙΚΤΗΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ β				
		b	h	Διαμήκης σπλισμός				ρ _{wl/R}	συνδετήρες	Θλίψη κορμού V _{R2}		Εφέλκυσμός συνδετήρων V _{R3}	
				αριστερό άκρο		δεξιό άκρο				β _{αρ}	β _{δεξ}	β _{αρ}	β _{δεξ}
				ω _{αρ,ανω}	ω _{αρ,κατω}	ω _{δεξ,ανω}	ω _{δεξ,κατω}						
36	Δ2-11-6			0.067	0.067	0.067	0.067	0.0038	Φ8/21 ^{5□}	11.67	5.676	9.816	9.816++ +
37	Δ2-11-7	0.3	0.6	0.067	0.067	0.067	0.067	0.0043	Φ8/21 ^{5□}	12.67	5.677	10.421	10.421
38	Δ2-11-8	0.3	0.6	0.067	0.067	0.067	0.067	0.0048	Φ8/21 ^{5□}	13.67	5.678	10.907	10.907
39	Δ2-12-1	0.3	0.6	0.067	0.067	0.21	0.105	0.0013	Φ8/21 ^{5□}	5.594	5.4	0.868	-1.976
40	Δ2-12-2	0.3	0.6	0.067	0.067	0.21	0.105	0.0018	Φ8/21 ^{5□}	5.594	5.4	3.418	0.49
41	Δ2-12-K-L	0.3	0.6	0.067	0.067	0.21	0.105	0.0019	Φ8/17[□]	5.594	5.4	4.172	4.172
42	Δ2-12-3	0.3	0.6	0.067	0.067	0.21	0.105	0.0023	Φ8/17 [□]	5.594	5.4	5.36	2.522
43	Δ2-12-K-R	0.3	0.6	0.067	0.067	0.21	0.105	0.0026	Φ8/13[□]	5.594	5.4	3.553	3.553
44	Δ2-12-4	0.3	0.6	0.067	0.067	0.21	0.105	0.0028	Φ8/13 [□]	5.594	5.4	6.835	4.171
45	Δ2-12-5	0.3	0.6	0.067	0.067	0.21	0.105	0.0033	Φ8/13 [□]	5.594	5.4	7.969	5.505
46	Δ2-12-6	0.3	0.6	0.067	0.067	0.21	0.105	0.0038	Φ8/13 [□]	5.594	5.4	8.855	6.591
47	Δ2-12-7	0.3	0.6	0.067	0.067	0.21	0.105	0.0043	Φ8/13 [□]	5.594	5.4	9.56	7.481
48	Δ2-12-8	0.3	0.6	0.067	0.067	0.21	0.105	0.0048	Φ8/13 [□]	5.594	5.4	10.129	8.218
49	Δ2-13-1	0.3	0.6	0.067	0.067	0.42	0.21	0.0013	Φ8/13 [□]	5.388	5.009	-2.965	-5.775
50	Δ2-13-2	0.3	0.6	0.067	0.067	0.42	0.21	0.0018	Φ8/13 [□]	5.388	5.009	-0.306	-3.709
51	Δ2-13-3	0.3	0.6	0.067	0.067	0.42	0.21	0.0023	Φ8/13 [□]	5.388	5.009	1.883	-1.828
52	Δ2-13-K-L	0.3	0.6	0.067	0.067	0.42	0.21	0.0027	Φ8/12^{5□}	5.388	5.009	3.296	3.296
53	Δ2-13-4	0.3	0.6	0.067	0.067	0.42	0.21	0.0028	Φ8/12 ^{5□}	5.388	5.009	3.653	-0.155
54	Δ2-13-5	0.3	0.6	0.067	0.067	0.42	0.21	0.0033	Φ8/12 ^{5□}	5.388	5.009	5.078	1.311
55	Δ2-13-6	0.3	0.6	0.067	0.067	0.42	0.21	0.0038	Φ8/12 ^{5□}	5.388	5.009	6.232	2.587
56	Δ2-13-K-R	0.3	0.6	0.067	0.067	0.42	0.21	0.0041	Φ8/8[□]	5.388	5.009	3.173	3.173
57	Δ2-13-7	0.3	0.6	0.067	0.067	0.42	0.21	0.0043	Φ8/8 [□]	5.388	5.009	7.174	3.693
58	Δ2-13-8	0.3	0.6	0.067	0.067	0.42	0.21	0.0048	Φ8/8 [□]	5.388	5.009	7.952	4.652
59	Δ2-22-1	0.3	0.6	0.21	0.105	0.21	0.105	0.0013	Φ8/8 [□]	5.322	5.322	-3.155	-3.155
60	Δ2-22-2	0.3	0.6	0.21	0.105	0.21	0.105	0.0018	Φ8/8 [□]	5.322	5.322	-0.684	-0.684
61	Δ2-22-3	0.3	0.6	0.21	0.105	0.21	0.105	0.0023	Φ8/8 [□]	5.322	5.322	1.4	1.4
62	Δ2-22-4	0.3	0.6	0.21	0.105	0.21	0.105	0.0028	Φ8/8 [□]	5.322	5.322	3.122	3.122
63	Δ2-22-K	0.3	0.6	0.21	0.105	0.21	0.105	0.003	Φ8/11[□]	5.322	5.322	3.788	3.788
64	Δ2-22-5	0.3	0.6	0.21	0.105	0.21	0.105	0.0033	Φ8/11 [□]	5.322	5.322	4.537	4.537
65	Δ2-22-6	0.3	0.6	0.21	0.105	0.21	0.105	0.0038	Φ8/11 [□]	5.322	5.322	5.701	5.701
66	Δ2-22-7	0.3	0.6	0.21	0.105	0.21	0.105	0.0043	Φ8/11 [□]	5.322	5.322	6.663	6.663
67	Δ2-22-8	0.3	0.6	0.21	0.105	0.21	0.105	0.0048	Φ8/11 [□]	5.322	5.322	7.467	7.467
68	Δ2-23-1	0.3	0.6	0.21	0.105	0.42	0.21	0.0013	Φ8/11 [□]	5.117	4.932	-5.757	-6.496
69	Δ2-23-2	0.3	0.6	0.21	0.105	0.42	0.21	0.0018	Φ8/11 [□]	5.117	4.932	-3.418	-4.477

Πίνακας 4.5 (συνχ) Δείκτης ασφαλείας για διάφορους συνδυασμούς διαμήκους και εγκάρσιου σπλισμού. Δοκός 30/60.

α/α	ΚΩΔΙΚΟΣ	ΓΕΩΜΕΤΡΙΚΑ ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ								ΔΕΙΚΤΗΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ β			
		Διαμήκης σπλισμός						ρ _{wl/R}	συνδετήρες	Θλίψη κορμού V _{R2}		Εφελκυσμός συνδετήρων V _{R3}	
		αριστερό άκρο			δεξιό άκρο					β _{αρ}	β _{δεξ}	β _{αρ}	β _{δεξ}
		ω _{αρ,ανω}	ω _{αρ,κατω}										
70	Δ2-23-3	0.3	0.6	0.21	0.105	0.42	0.21	0.0023	Φ8/11 [□]	5.117	4.932	-1.336	-2.617
71	Δ2-23-4	0.3	0.6	0.21	0.105	0.42	0.21	0.0028	Φ8/11 [□]	5.117	4.932	0.47	-0.941
72	Δ2-23-5	0.3	0.6	0.21	0.105	0.42	0.21	0.0033	Φ8/11 [□]	5.117	4.932	2.015	0.544
73	Δ2-23-K-L	0.3	0.6	0.21	0.105	0.42	0.21	0.0038	Φ8/9[□]	5.117	4.932	3.23	3.23
74	Δ2-23-6	0.3	0.6	0.21	0.105	0.42	0.21	0.0038	Φ8/9 [□]	5.117	4.932	3.33	1.847
75	Δ2-23-7	0.3	0.6	0.21	0.105	0.42	0.21	0.0043	Φ8/9 [□]	5.117	4.932	4.447	2.987
76	Δ2-23-K-R	0.3	0.6	0.21	0.105	0.42	0.21	0.0045	Φ8/7^{5□}	5.117	4.932	3.359	3.359
77	Δ2-23-8	0.3	0.6	0.21	0.105	0.42	0.21	0.0048	Φ8/7 ^{5□}	5.117	4.932	5.4	3.982
78	Δ2-23-9	0.3	0.6	0.21	0.105	0.42	0.21	0.0053	Φ8/7 ^{5□}	5.117	4.932	6.216	4.852
79	Δ2-23-10	0.3	0.6	0.21	0.105	0.42	0.21	0.0058	Φ8/7 ^{5□}	5.117	4.932	6.919	5.614
80	Δ2-33-1	0.3	0.6	0.42	0.21	0.42	0.21	0.0013	Φ8/7 ^{5□}	4.726	4.726	-8.048	-8.048
81	Δ2-33-2	0.3	0.6	0.42	0.21	0.42	0.21	0.0018	Φ8/7 ^{5□}	4.726	4.726	-6.21	-6.21
82	Δ2-33-3	0.3	0.6	0.42	0.21	0.42	0.21	0.0023	Φ8/7 ^{5□}	4.726	4.726	-4.465	-4.465
83	Δ2-33-4	0.3	0.6	0.42	0.21	0.42	0.21	0.0028	Φ8/7 ^{5□}	4.726	4.726	-2.848	-2.848
84	Δ2-33-5	0.3	0.6	0.42	0.21	0.42	0.21	0.0033	Φ8/7 ^{5□}	4.726	4.726	-1.373	-1.373
85	Δ2-33-6	0.3	0.6	0.42	0.21	0.42	0.21	0.0038	Φ8/7 ^{5□}	4.726	4.726	-0.04	-0.04
86	Δ2-33-7	0.3	0.6	0.42	0.21	0.42	0.21	0.0043	Φ8/7 ^{5□}	4.726	4.726	1.144	1.144
87	Δ2-33-8	0.3	0.6	0.42	0.21	0.42	0.21	0.0048	Φ8/7 ^{5□}	4.726	4.726	2.203	2.203
88	Δ2-33-K	0.3	0.6	0.42	0.21	0.42	0.21	0.0052	Φ8/7^{5□}	4.726	4.726	2.957	2.957
89	Δ2-33-9	0.3	0.6	0.42	0.21	0.42	0.21	0.0053	Φ8/7 ^{5□}	4.726	4.726	3.144	3.144
90	Δ2-33-10	0.3	0.6	0.42	0.21	0.42	0.21	0.0058	Φ8/7 ^{5□}	4.726	4.726	3.981	3.981
91	Δ2-44-1	0.3	0.6	0.42	0.42	0.42	0.42	0.0013	Φ8/7 ^{5□}	4.303	4.303	-10.15	-10.15
92	Δ2-44-2	0.3	0.6	0.42	0.42	0.42	0.42	0.0018	Φ8/7 ^{5□}	4.303	4.303	-8.867	-8.867
93	Δ2-44-3	0.3	0.6	0.42	0.42	0.42	0.42	0.0023	Φ8/7 ^{5□}	4.303	4.303	-7.207	-7.207
94	Δ2-44-4	0.3	0.6	0.42	0.42	0.42	0.42	0.0028	Φ8/7 ^{5□}	4.303	4.303	-5.796	-5.796
95	Δ2-44-5	0.3	0.6	0.42	0.42	0.42	0.42	0.0033	Φ8/7 ^{5□}	4.303	4.303	-4.454	-4.454
96	Δ2-44-6	0.3	0.6	0.42	0.42	0.42	0.42	0.0038	Φ8/7 ^{5□}	4.303	4.303	-3.194	-3.194
97	Δ2-44-7	0.3	0.6	0.42	0.42	0.42	0.42	0.0043	Φ8/7 ^{5□}	4.303	4.303	-2.022	-2.022
98	Δ2-44-8	0.3	0.6	0.42	0.42	0.42	0.42	0.0048	Φ8/7 ^{5□}	4.303	4.303	-0.94	-0.94
99	Δ2-44-9	0.3	0.6	0.42	0.42	0.42	0.42	0.0053	Φ8/7 ^{5□}	4.303	4.303	0.055	0.055
100	Δ2-44-10	0.3	0.6	0.42	0.42	0.42	0.42	0.0058	Φ8/7 ^{5□}	4.303	4.303	0.966	0.966
101	Δ2-44-11	0.3	0.6	0.42	0.42	0.42	0.42	0.0063	Φ8/7 ^{5□}	4.303	4.303	1.798	1.798
102	Δ2-44-13	0.3	0.6	0.42	0.42	0.42	0.42	0.0068	Φ8/7 ^{5□}	4.303	4.303	2.559	2.559
103	Δ2-44-K	0.3	0.6	0.42	0.42	0.42	0.42	0.007	Φ8/7^{5□}	4.303	4.303	2.773	2.773

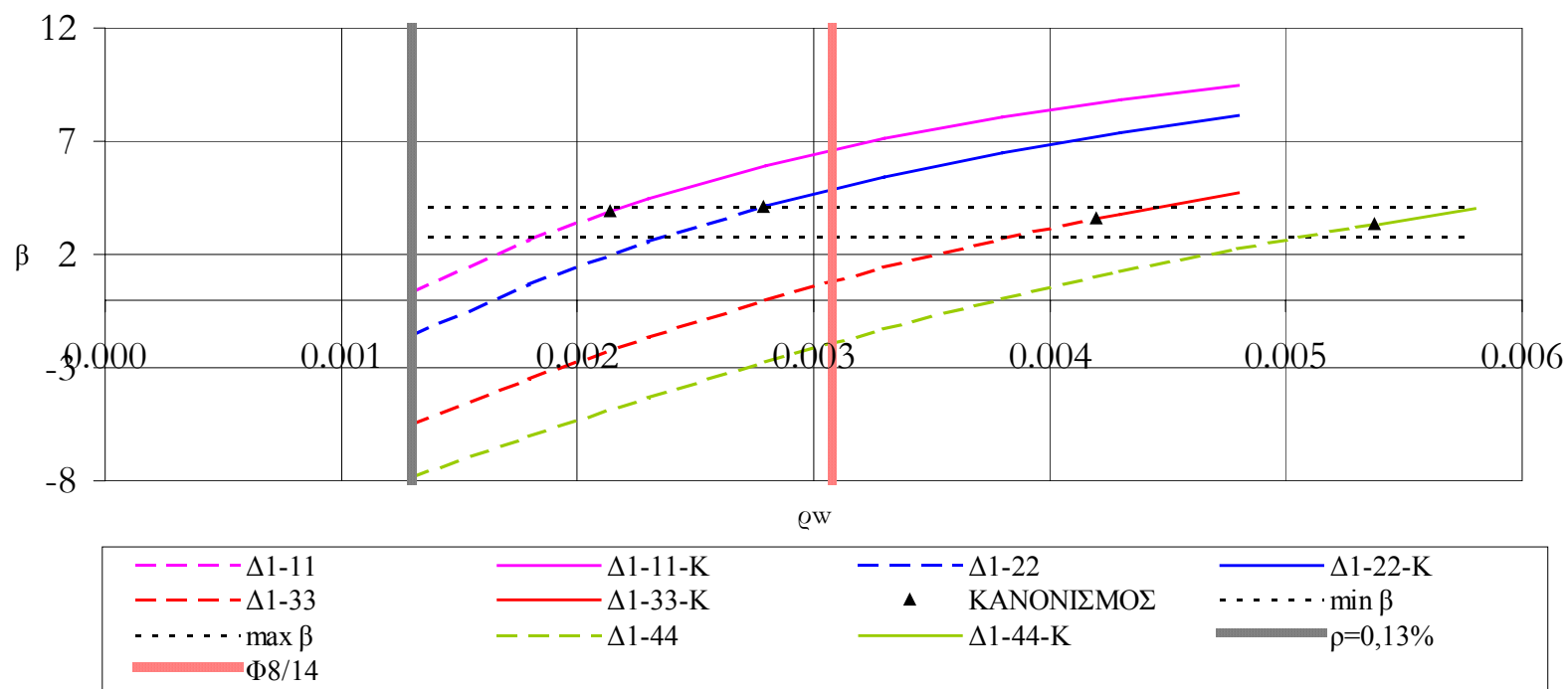
4.1.6 Αποτελέσματα

Στα επόμενα τέσσερα σχήματα 4.1 έως 4.4, παρουσιάζεται μεταβολή του δείκτη ασφαλείας β για υπέρβαση της τέμνουσας αντοχής V_{R3} συναρτήσει του ποσοστού του εγκαρσίου οπλισμού ρ_w . Προφανώς η μεταβολή αυτή είναι αύξουσα. Το διακεκομμένο τμήμα της καμπύλης υποδηλώνει ότι με το αντίστοιχο ρ_w δεν ικανοποιείται ο Κανονισμός ενώ αντιθέτως με συνεχή καμπύλη υποδηλώνεται ότι υπερκαλύπτονται οι απαιτήσεις του Κανονισμού. Τα μαύρα διαχωριστικά σημεία στις καμπύλες είναι τα σημεία για τα οποία ικανοποιείται **ακριβώς** η απαίτηση του κανονισμού. Στα σχήματα 4.1 και 4.2 παρουσιάζονται τα αποτελέσματα για δοκό 25/40, ενώ στα σχήματα 4.3 και 4.4 τα αποτελέσματα για δοκό 30/60 (Στα σχ. 4.1 και 4.3 οι οπλισμοί των δοκών είναι οι ίδιοι στο αριστερό και δεξί άκρο, ενώ στα σχ. 4.2 και 4.4 οι οπλισμοί των δύο άκρων είναι διαφορετικοί μεταξύ-τους).

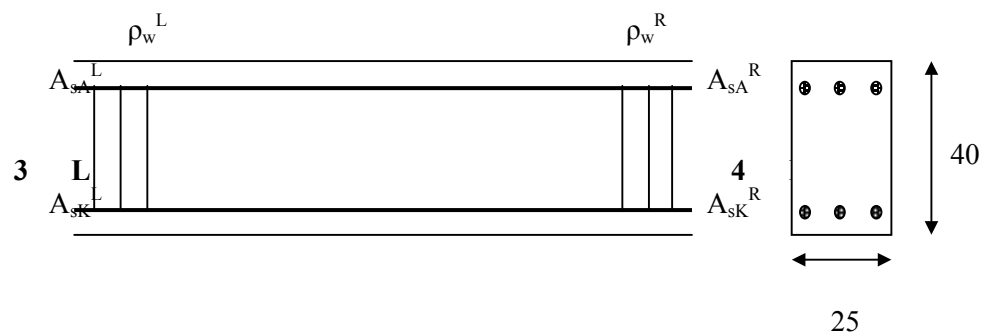
Από τα σχήματα 4.1 έως 4.4 παρατηρούμε τα εξής:

- Αν οι δοκοί οπλισθούν με το ίδιο ποσοστό εγκαρσίου οπλισμού, τότε, ευλόγως, οι δοκοί με τον μεγαλύτερο καμπτικό οπλισμό έχουν μικρότερη ασφάλεια.
- Τα σημεία που ικανοποιούν **ακριβώς** τις απαιτήσεις του Κανονισμού θα έπρεπε να βρίσκονται πάνω σε μια οριζόντια ευθεία προκειμένου να έχουμε ενιαία ασφάλεια. Το εύρος των τιμών του συντελεστή β για τα σημεία του κανονισμού, για τις δυο δοκούς με τους ίδιους οπλισμούς δεξιά και αριστερά (σχ. 4.1 και 4.3) είναι: για την $\Delta 1$ $\beta=3.3$ έως 4.1, για την $\Delta 2$ $\beta=2.8$ έως 4.0. Δηλαδή παρατηρείται μεγαλύτερο εύρος τιμών για την μεγάλων διαστάσεων δοκό (οφείλεται στο ότι η όπλιση έναντι κάμψης στην δοκό $\Delta 1$ δεν έχει πραγματοποιηθεί με τον ελάχιστο οπλισμό, όπως στην αντίστοιχη περίπτωση της δοκού $\Delta 2$). Ανάλογα αποτελέσματα προκύπτουν και για τις δοκούς με διαφορετικούς οπλισμούς δεξιά και αριστερά (σχ. 4.2 και 4.4) (τα όρια είναι από $3.2 < \beta < 4.2$).

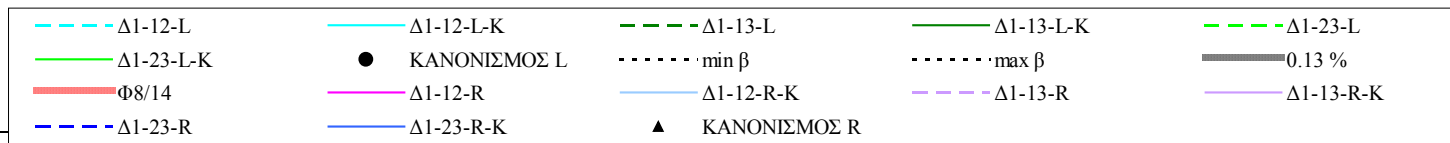
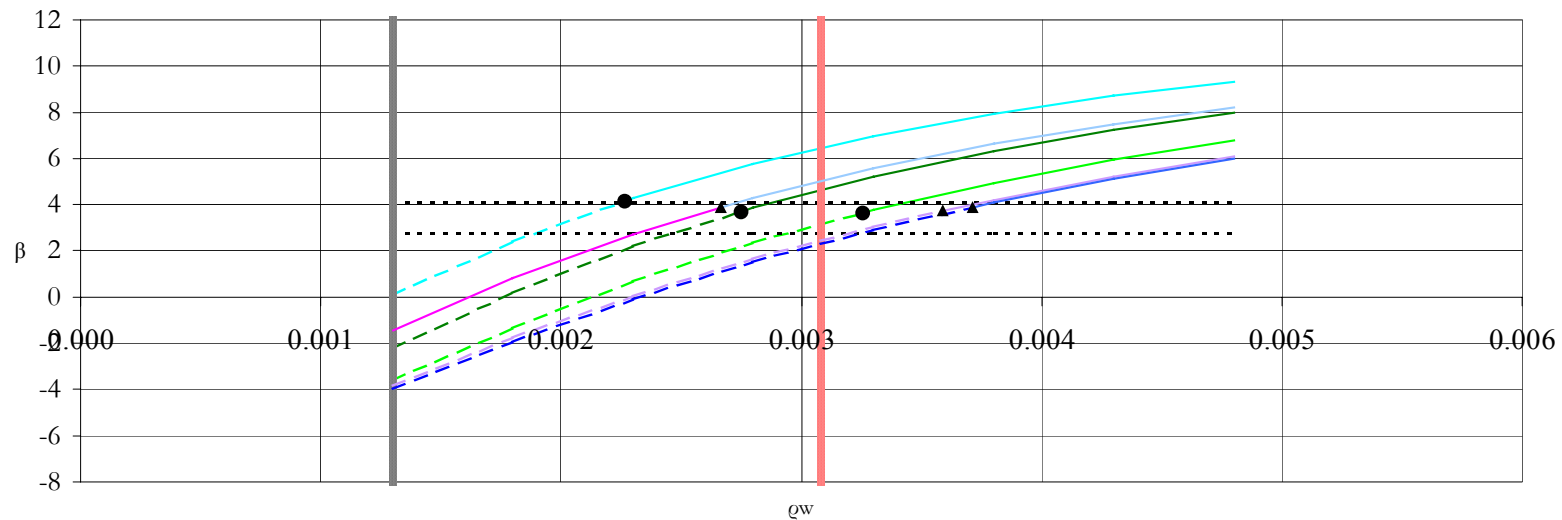
Προκειμένου να εξετασθεί η επίδραση που έχει το επίπεδο ασφαλείας, στον τρόπο οπλίσεως έναντι τέμνουσας, εξετάστηκαν οι δύο ακραίες καταστάσεις που οδηγούν στο ελάχιστο $\beta_{\min}=2.8$ και στο μέγιστο $\beta_{\max}=4.1$. Συγκεκριμένα, για κάθε δοκό αναζητήθηκε εκείνο το ποσοστό ρ_w για το οποίο επιτυγχάνεται επίπεδο ασφαλείας β_{\min} (αντ. β_{\max}). Τα αποτελέσματα συνοψίζονται στον Πίνακα 4.6, στον οποίο: στις στήλες με την ένδειξη «*Αρχική κατάσταση*» φαίνονται οι συνδετήρες που απαιτούνται κατά τον Κανονισμό καθώς και το αντίστοιχο β . Στις επόμενες δύο περιοχές με τις ενδείξεις $\beta_{\min}=2.8$ και $\beta_{\max}=4.1$ εμφανίζονται οι απαιτούμενοι συνδετήρες προκειμένου να επιτευχθεί ο αντίστοιχος δείκτης ασφαλείας. Για παράδειγμα: για την δοκό 25/40 με οπλισμό κάμψεως 4.62cm^2 πάνω και κάτω, δεξιά και αριστερά, απαιτούνται συνδετήρες $\Phi 8/185$ με τους οποίους επιτυγχάνεται $\beta=3.9$. Προκειμένου να επιτευχθεί επίπεδο ασφαλείας $\beta=2.8$ (ή $\beta=4.1$) απαιτούνται συνδετήρες $\Phi 8/215$ (ή $\Phi 8/180$). Η μέγιστη μεταβολή του ρ_w μεταξύ των δύο ακραίων τιμών $\beta_{\min}=2.8$ και $\beta_{\max}=4.1$ είναι της τάξεως του 20%.



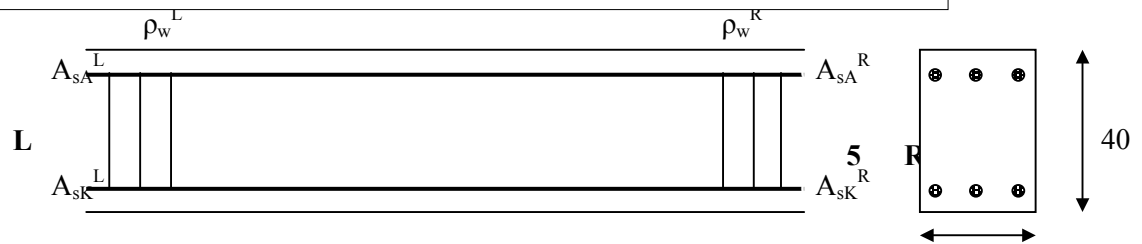
$A_s^L = A_s^R$	A1/Δ1	A2/Δ2	A3/Δ3	A4/Δ4
A_{sA} (cm ²)	4,62	10,06	20,12	20,12
A_{sK} (cm ²)	4,62	5,03	10,06	20,12



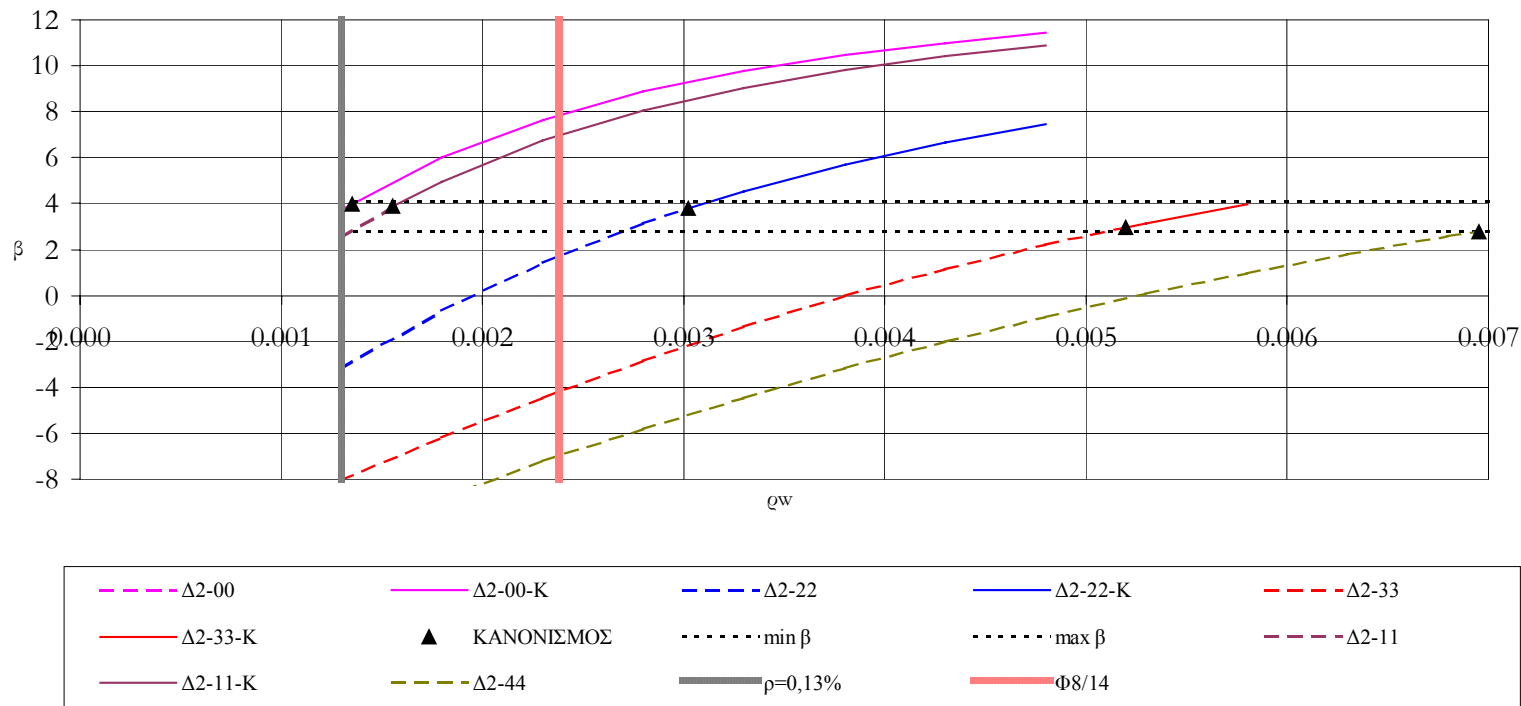
Σχήμα 4.5 : Επίπεδο ασφαλείας $\beta(v_{R3})$ συναρτήσει του εγκάρσιου οπλισμού για διάφορους τύπους καμπτικής όπλισης της δοκού, δοκός Δ1 25/40, ίδιος οπλισμός κάμψης αριστερά και δεξιά



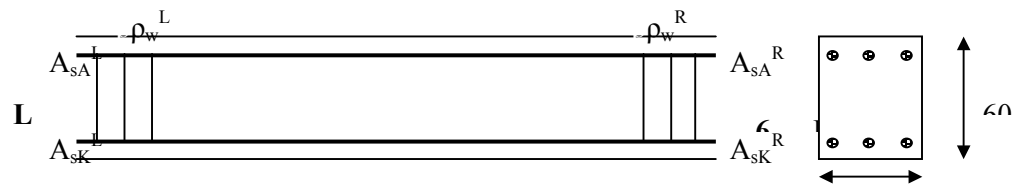
$A_s^L \neq A_s^R$	A1/Δ2	A1/Δ3	A2/Δ3
A_{sA} (cm ²)	4,62/10,06	4,62/20,12	10,06/20,12
A_{sK} (cm ²)	4,62/5,03	4,62/10,06	5,03/10,06



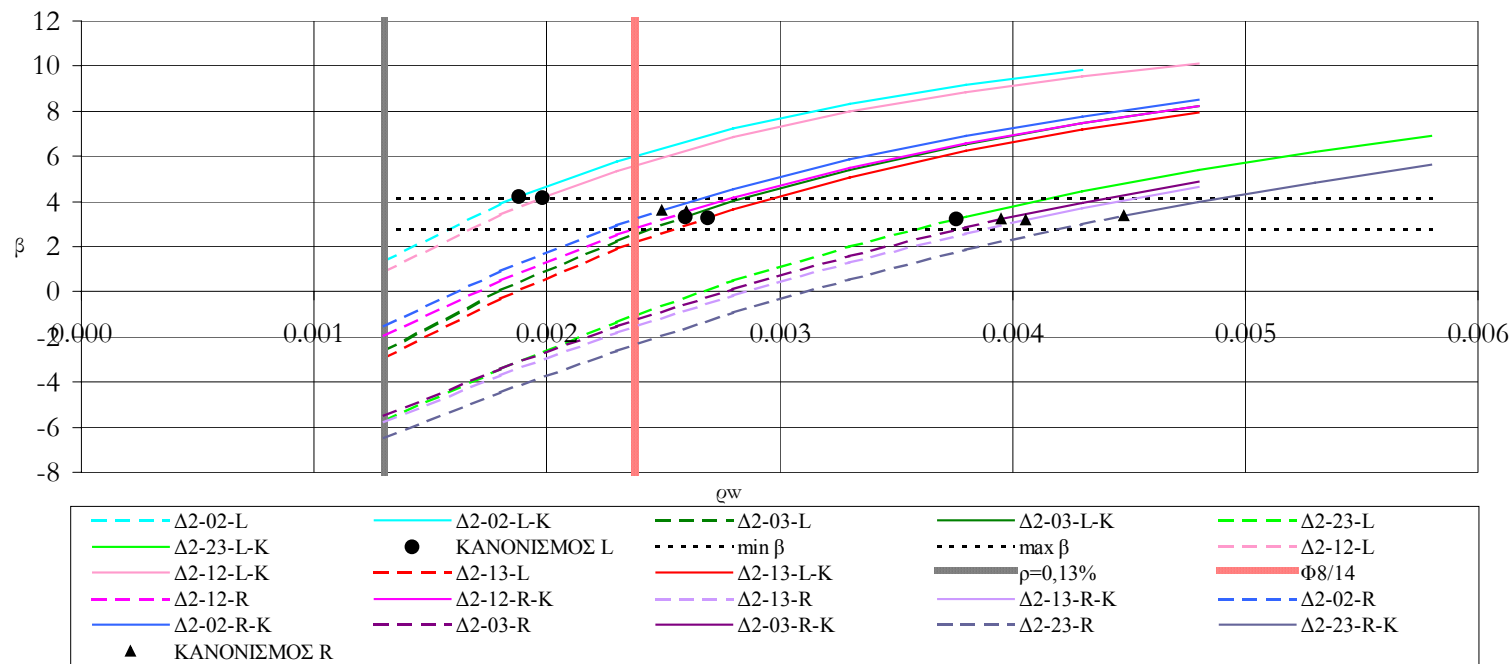
Σχήμα 4.6 Επίπεδο ασφαλείας $\beta(v_{R3})$ συναρτήσει του εγκάρσιου οπλισμού για διάφορους τύπους καμπτικής όπλισης της δοκού, δοκός Δ1 25/40, διαφορετικός οπλισμός κάμψης αριστερά και δεξιά.



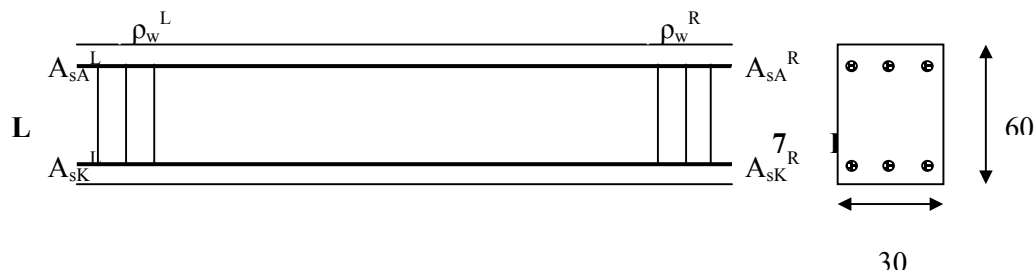
$A_s^L = A_s^R$	A0/Δ0	A1/Δ1	A2/Δ2	A3/Δ3	A4/Δ4
A_{sA} (cm ²)	4,62	5,77	18,11	36,22	36,22
A_{sK} (cm ²)	4,62	5,77	9,06	18,11	36,22



Σχήμα 4.7 Επίπεδο ασφαλείας $\beta(v_{R3})$ συναρτήσεως του εγκάρσιου οπλισμού για διάφορους τύπους καμπτικής όπλισης της δοκού, δοκός Δ2 25/40, ίδιος οπλισμός κάμψης αριστερά και δεξιά



$A_s^L \neq A_s^R$	A0/Δ2	A0/Δ3	A2/Δ3	A1/Δ2	A1/Δ3
A_{sA} (cm ²)	4,62/18,11	4,62/36,22	18,11/36,22	5,77/18,11	5,77/36,22
A_{sK} (cm ²)	4,62/9,06	4,62/18,11	9,06/18,11	5,77/9,06	5,77/18,11



Σχήμα 4.8 Επίπεδο ασφαλείας $\beta(v_{R3})$ συναρτήσεως του εγκάρσιου οπλισμού για διάφορους τύπους καμπτικής όπλισης της δοκού, δοκός Δ2 25/40, διαφορετικός οπλισμός κάμψης αριστερά και δεξιά

Πίνακας 4.6 Μεταβολή του ποσοστού του εγκάρσιου οπλισμού για ενιαίο επίπεδο ασφαλείας ($\beta=2.8$ και 4.1) και σύγκριση με τα ποσοστά εγκάρσιου οπλισμού όπως προκύπτουν από τον Κανονισμό

ΔΟΚ ΟΣ	Διαμήκης οπλισμός (βλ Πιν4.1)	Αρχική κατάσταση				β	Ενιαίος δείκτης $\beta=2.8$				Ενιαίος δείκτης $\beta=4.1$			
		ρ_w (‰)		A_{sw}/s (cm ² /m)			ρ_w (‰)		A_{sw}/s (cm ² /m)		ρ_w (‰)		A_{sw}/s (cm ² /m)	
		Αρ	Δεξ	Αρ	Δεξ		Αρ	Δεξ	Αρ	Δεξ	Αρ	Δεξ	Αρ	Δεξ
25/40	11	2.1	2.1	Φ8/18 ^s	Φ8/18 ^s	3.9	1.85	1.85	Φ8/21 ^s	Φ8/21 ^s	2.19	2.19	Φ8/18	Φ8/18
25/40	22	2.8	2.8	Φ8/14 ^s	Φ8/14 ^s	4.1	2.36	2.36	Φ8/17	Φ8/17	2.79	2.79	Φ8/14 ^s	Φ8/14 ^s
25/40	33	4.2	4.2	Φ8/9 ^s	Φ8/9 ^s	3.6	3.88	3.88	Φ8/10 ^s	Φ8/10 ^s	4.54	4.54	Φ8/9	Φ8/9
25/40	44	5.4	5.4	Φ8/7 ^s	Φ8/7 ^s	3.3	5.12	5.12	Φ8/8	Φ8/8	5.85	5.85	Φ8/7	Φ8/7
25/40	12	2.3	2.7	Φ8/17 ^s	Φ8/15	3.9	1.92	2.33	Φ8/21	Φ8/17	2.25	2.72	Φ8/17 ^s	Φ8/14 ^s
25/40	13	2.8	3.6	Φ8/14 ^s	Φ8/11 ^s	3.7	2.47	3.25	Φ8/16	Φ8/12 ^s	2.88	3.80	Φ8/14	Φ8/10 ^s
25/40	23	3.3	3.7	Φ8/12 ^s	Φ8/11	3.9	2.96	3.25	Φ8/13 ^s	Φ8/12 ^s	3.43	3.80	Φ8/11 ^s	Φ8/10 ^s
30/60	0	1.4	1.4	Φ8/24 ^s	Φ8/24 ^s	4.0	1.11	1.11	Φ8/30	Φ8/30	1.31	1.31	Φ8/24	Φ8/24
30/60	11	1.6	1.6	Φ8/21 ^s	Φ8/21 ^s	3.9	1.36	1.36	Φ8/24 ^s	Φ8/24 ^s	1.63	1.63	Φ8/20 ^s	Φ8/20 ^s
30/60	22	3.0	3.0	Φ8/11	Φ8/11	3.8	2.72	2.72	Φ8/12	Φ8/12	3.13	3.13	Φ8/10 ^s	Φ8/10 ^s
30/60	33	5.2	5.2	Φ8/6 ^s	Φ8/6 ^s	3.0	5.08	5.08	Φ8/6 ^s	Φ8/6 ^s	5.90	5.90	Φ8/5 ^s	Φ8/5 ^s
30/60	44	7.0	7.0	Φ12/11	Φ12/11	2.8	6.95	6.95	Φ12/11	Φ12/11	8.00	8.00	Φ12/9 ^s	Φ12/9 ^s
30/60	2	1.9	2.5	Φ8/17 ^s	Φ8/13 ^s		1.59	2.27	Φ8/21	Φ8/14 ^s	1.83	2.66	Φ8/18	Φ8/12 ^s
30/60	3	2.6	4.0	Φ8/13	Φ8/8 ^s		2.46	3.76	Φ8/13 ^s	Φ8/9	2.81	4.34	Φ8/12	Φ8/7 ^s
30/60	12	2.0	2.6	Φ8/17	Φ8/13		1.68	2.39	Φ8/20	Φ8/14	1.98	2.74	Φ8/17	Φ8/12
30/60	13	2.7	4.1	Φ8/12 ^s	Φ8/8		2.54	3.85	Φ8/13	Φ8/8 ^s	2.93	4.45	Φ8/11 ^s	Φ8/7 ^s
30/60	23	3.8	4.5	Φ8/9	Φ8/7 ^s		3.59	4.21	Φ8/9 ^s	Φ8/8	4.11	4.85	Φ8/8	Φ8/7

4.2 Πιθανοτική διερεύνηση ικανοτικού ελέγχου τέμνουσας υποστυλωμάτων

4.2.1 Γενικά

Κατ' αναλογία με το τον ικανοτικό έλεγχο σε τέμνουσα των δοκών (Κεφ. 4.1), στο κεφάλαιο αυτό εξετάζεται το επίπεδο ασφαλείας που ο ΕΑΚ προσδίδει στις κατασκευές. Ειδικότερα εξετάζεται ο ικανοτικός έλεγχος τέμνουσας μεμονωμένων υποστυλωμάτων και υπολογίζεται η αντίστοιχη πιθανότητα μή ικανοποίησης του ικανοτικού σχεδιασμού. Στη συνέχεια εντοπίζονται οι παράμετροι που επηρεάζουν την πιθανότητα αυτή και προτείνονται τροποποιήσεις του ικανοτικού σχεδιασμού σε τέμνουσα των υποστυλωμάτων.

4.2.2 Προσομοιώσεις για την εύρεση της τέμνουσας αντοχής λόγω θλίψης του κορμού σκυροδέματος (V_{R2})

4.2.2.1 Προσομοίωση θλιπτικής αντοχής σκυροδέματος f_c/f_{cd}

Έγινε προσομοίωση, της τυχαίας μεταβλητής f_c/f_{cd} δηλαδή της θλιπτικής αντοχής του σκυροδέματος f_c προς την ονομαστική της τιμή f_{cd} . Ο λόγος f_c/f_{cd} θεωρήθηκε ότι έχει συντελεστή μεταβλητότητας $\text{cov}(f_c/f_{cd})=15\%$. Η μέση τιμή προκύπτει αν θεωρήσουμε ότι η χαρακτηριστική αντοχή του σκυροδέματος f_{ck} έχει πιθανότητα υποσκέλισης 5% (δηλαδή η πιθανότητα να έχει το σκυρόδεμα αντοχή μικρότερη από αυτή που δίνεται ως η χαρακτηριστική αντοχή του είναι 5%). Επίσης ο συντελεστής ασφαλείας του σκυροδέματος με τον οποίο διαιρείται η χαρακτηριστική του τιμή για να προκύψει η τιμή σχεδιασμού θεωρείται ίσος με $\gamma_c=1,5$.

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{f_{ck}}{1,5} \Rightarrow 1,5f_{cd} = f_{ck} \Rightarrow 1,5f_{cd} = f_{cm} + z * \sigma$$

$$\Rightarrow 1,5f_{cd} = f_{cm} * (1 + z * \frac{\sigma}{f_{cm}}) \Rightarrow 1,5 * f_{cd} = f_{cm} * (1 - 1,64 * \text{cov}(f_c / f_{cd}))$$

$$\Rightarrow \frac{f_{cm}}{f_{cd}} = \frac{1,5}{1 - 1,64 * \text{cov}(f_c / f_{cd})} = \frac{1,5}{1 - 1,64 * 0,15} = 1,99$$

4.2.2.2 Προσομοίωση θλιπτικής και εφελκυστικής αντοχής χάλυβα f_{yk}/f_{yd}

Έγινε προσομοίωση, της τυχαίας μεταβλητής f_y/f_{yd} δηλαδή της αντοχής του χάλυβα f_y προς την ονομαστική της τιμή f_{yd} . Ο λόγος f_y/f_{yd} θεωρήθηκε ότι έχει συντελεστή μεταβλητότητας $\text{cov}(f_{yk}/f_{yd})= 5\%$. Η μέση τιμή προκύπτει αν θεωρήσουμε ότι η χαρακτηριστική αντοχή του χάλυβα f_{yk} έχει πιθανότητα υποσκέλισης 5% (δηλαδή η πιθανότητα να έχει ο χάλυβας αντοχή μικρότερη από αυτή που δίνεται ως η χαρακτηριστική αντοχή του είναι 5%). Επίσης ο

συντελεστής ασφαλείας του σκυροδέματος με τον οποίο διαιρείται η χαρακτηριστική του τιμή για να προκύψει η τιμή σχεδιασμού θεωρείται ίσος με $\gamma_s=1,15$.

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{f_{yk}}{1,15} \Rightarrow 1,15f_{yd} = f_{yk} \Rightarrow 1,15f_{yd} = f_{ym} + z * \sigma$$

$$\Rightarrow 1,15f_{yd} = f_{ym} * (1 + z * \frac{\sigma}{f_{ym}}) \Rightarrow 1,15 * f_{yd} = f_{ym} * (1 - 1,64 * \text{cov}(f_y / f_{yd}))$$

$$\Rightarrow \frac{f_{ym}}{f_{yd}} = \frac{1,15}{1 - 1,64 * \text{cov}(f_y / f_{yd})} = \frac{1,15}{1 - 1,64 * 0,05} = 1,25$$

4.2.2.3 Προσομοίωση μήκους δοκού L

Το μήκος της δοκού L θεωρείται ως μια τυχαία μεταβλητή που ακολουθεί κανονική κατανομή με μέση τιμή $L_{nom}=4m$ και συντελεστή μεταβλητότητας $\text{cov}L=0,025$. Από τα παραπάνω προκύπτει ότι η τυπική απόκλιση της προσομοίωσης του μήκους της δοκού είναι $\sigma_L=4*0,025=0,1$.

4.2.2.4 Προσομοίωση του στατικού ύψους της διατομής d/d_{nom}

Ο λόγος d/d_{nom} θεωρείται σαν μία τυχαία μεταβλητή που ακολουθεί κανονική κατανομή με μέση τιμή 1 και συντελεστή μεταβλητότητας 2,5%. Από τα παραπάνω προκύπτει ότι η τυπική απόκλιση του d/d_{nom} είναι ίση με $1*0,025=0,025$.

4.2.2.5 Προσομοίωση της επικάλυψης του οπλισμού d_1/d_{1nom}

Ο λόγος d_1/d_{1nom} θεωρείται σαν μία τυχαία μεταβλητή που ακολουθεί κανονική κατανομή με μέση τιμή 1 και συντελεστή μεταβλητότητας 2,5%. Από τα παραπάνω προκύπτει ότι η τυπική απόκλιση του d_1/d_{1nom} είναι ίση με $1*0,025=0,025$.

4.2.2.6 Προσομοίωση του πλάτους της διατομής b/b_{nom}

Ο λόγος b/b_{nom} θεωρείται σαν μία τυχαία μεταβλητή που ακολουθεί κανονική κατανομή με μέση τιμή 1 και συντελεστή μεταβλητότητας 2,5%. Από τα παραπάνω προκύπτει ότι η τυπική απόκλιση του b/b_{nom} είναι ίση με $1*0,025=0,025$.

4.2.2.7 Προσομοίωση του εφελκόμενου και του θλιβόμενου οπλισμού A_{s1}/A_{s1nom} και A_{s2}/A_{s2nom} .

Οι λόγοι A_{s1}/A_{s1nom} και A_{s2}/A_{s2nom} θεωρούνται τυχαίες μεταβλητές που ακολουθούν κανονική κατανομή με μέση τιμή 1 και συντελεστή μεταβλητότητας 2,5%. Από τα παραπάνω προκύπτει ότι η τυπική απόκλιση του A_{s1}/A_{s1nom} και A_{s2}/A_{s2nom} είναι ίση με $1*0,025=0,025$. Ως A_{s1}/A_{s1n} έχει θεωρηθεί η προσομοίωση των οπλισμών που έχουν τοποθετηθεί στην αριστερή πλευρά του υποστυλώματος και ως A_{s2}/A_{s2n} έχει θεωρηθεί η προσομοίωση των οπλισμών που έχουν τοποθετηθεί στην δεξιά πλευρά του υποστυλώματος.

4.2.3 Προσομοιώσεις για την εύρεση της τέμνουσας αντοχής λόγω συνδετήρων και αόπλου σκυροδέματος (V_{R3})

4.2.3.1 Προσομοίωση εφελκόμενου διαμήκους οπλισμού ($1,2+40*\rho_l$)

Το ποσοστό του διαμήκους οπλισμού ρ_l είναι ίσο με: $\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w * d}$. Επίσης ισχύει ότι:

$$\omega = \frac{A_s * f_{yd}}{A_c * f_{cd}} \Rightarrow A_s = \frac{\omega * A_c * f_{cd}}{f_{yd}}$$

Από τα παραπάνω προκύπτει ότι: $1,2+40\rho_l = 1,2+40*\frac{\omega * f_{cd}}{f_{yd}}$. Άρα η μέση τιμή της

$$\text{προσομοίωσης θα είναι: } 1,2+40 * m\omega * \frac{m(f_c / f_{cd}) * f_{cd}}{m(f_y / f_{yd}) * f_{yd}}$$

όπου $m(f_c / f_{cd})$ είναι η μέση τιμή της προσομοίωσης του λόγου f_c / f_{cd} , $m(f_y / f_{yd})$ είναι η μέση τιμή της προσομοίωσης του λόγου f_y / f_{yd} και η μέση τιμή του ω υπολογίζεται ως εξής:

$$\begin{aligned} \omega &= \frac{A_s * f_y}{A_c * f_c} = \frac{(A_s / A_{s_n}) * A_{s_n} * (f_y / f_{yd}) * f_{yd}}{(b / b_n) * b_n * (h / h_n) * h_n * (f_c / f_{cd}) * f_{cd}} = \\ &= \frac{(A_s / A_{s_n}) * (f_y / f_{yd}) * \omega_d}{(b / b_n) * (d + d_l) / (d_n + d_{l_n}) * (f_c / f_{cd})} = \\ &= \frac{(A_s / A_{s_n}) * (f_y / f_{yd}) * \omega_d}{(b / b_n) * (d / d_n + d_l / d_{l_n} * d_{l_n} / d_n) / (1 + d_{l_n} / d_n) * (f_c / f_{cd})} = \end{aligned}$$

οπότε η μέση τιμή του ω , $m\omega$ είναι ίση με:

$$m\omega = \frac{m(A_s / A_{s_n}) * m(f_y / f_{yd}) * \omega_d}{m(b / b_n) * m(f_c / f_{cd}) * (m(d / d_n) + m(d_l / d_{l_n}) * (d_{l_n} / d_n)) / (1 + d_{l_n} / d_n)}$$

Αντικαθιστώντας το $m\omega$ βρίσκουμε τη μέση τιμή της προσομοίωσης του $1,2+40*\rho_l$. Ο συντελεστής μεταβλητότητας λαμβάνεται ίσος με: $\text{cov}(1,2+40*\rho_l) = 0,05$. Επίσης κατά την

προσομοίωση, λαμβάνεται υπόψη η απαίτηση, σύμφωνα με την οποία πρέπει να είναι $\rho_1 \leq 0,02 \Rightarrow 1,2 + 40 \cdot \rho_1 \leq 2$.

4.2.3.2 Προσομοίωση οπλισμού συνδετήρων A_{sw}/A_{swn}

Ο λόγος του εμβαδού των συνδετήρων προς την ονομαστική τους τιμή, ακολουθεί μια κανονική κατανομή με μέση τιμή 1 και συντελεστή μεταβλητότητας 0,025.

4.2.3.3 Προσομοίωση αποστάσεων συνδετήρων s_w/s_{wn}

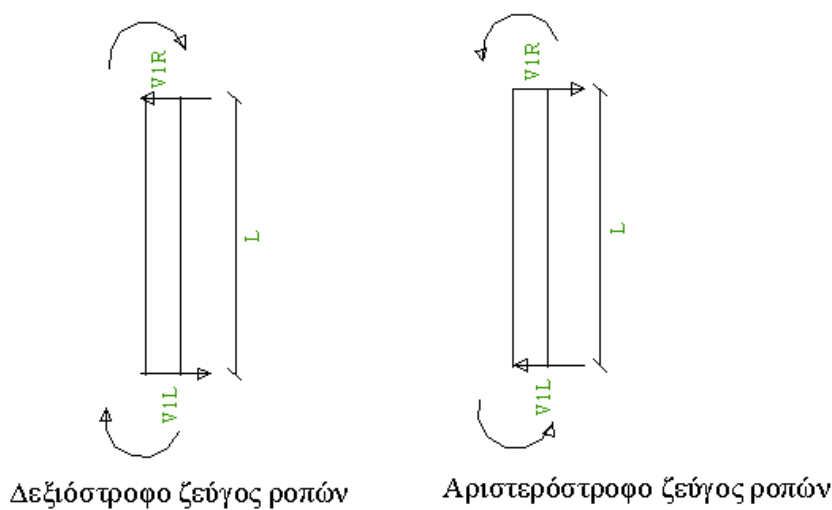
Ο λόγος της απόστασης των συνδετήρων προς την ονομαστική της τιμή, ακολουθεί μια κανονική κατανομή με μέση τιμή 1 και συντελεστή μεταβλητότητας 0,025.

4.2.4 Πορεία ελέγχου για την ικανοτική τέμνουσα σε υποστύλωμα

4.2.4.1 Θεώρηση ως τέμνουσας αντοχής της τέμνουσας λόγω θλίψης κορμού (V_{R2})

Στο υποστύλωμα, δεν ασκείται ισοστατική τέμνουσα. Ασκούνται μόνο οι τέμνουσες από τον ικανοτικό έλεγχο. Για τους ελέγχους θα χρησιμοποιηθούν τα ανηγμένα μεγέθη της τέμνουσας u_1, u_2

$$\text{όπου } u = \frac{V}{b_{nom} * h_{nom} * fcd}$$



Σχήμα 4.9. Δεξιόστροφο και αριστερόστροφο ζεύγος ροπών

Υπολογισμός τέμνουσας λόγω δεξιόστροφου ζεύγους ροπής αντοχής

$$V_{1r-} - V_{1l} = \frac{M_{r-} + M_{l+}}{L + b} \Rightarrow u_{1r} = -u_{1l} = \frac{V_{1i}}{b_n * h_n * f_{cd}} = \frac{M_{r-} + M_{l+}}{(L + b) * b_n * h_n * f_{cd}} =$$
$$(\mu_{1+} + \mu_{r-}) * \frac{h_n}{(L + b)}$$

Τέμνουσα λόγω αριστερόστροφου ζεύγους ροπής αντοχής

$$V_{2l=} - V_{2r} = \frac{M_{r+} + M_{l-}}{L + b} \Rightarrow u_{2l} = -u_{2r} = \frac{V_{2r}}{b_n * h_n * f_{cd}} = \frac{M_{r+} + M_{l-}}{(L + b) * b_n * h_n * f_{cd}} =$$
$$(\mu_{l-} + \mu_{r+}) * \frac{h_n}{(L + b)}$$

Υπολογισμός συνολικής τέμνουσας που δρα στην δεξιά διατομή της δοκού λόγω δεξιόστροφου ζεύγους ροπών.

Η συνολική τέμνουσα θα είναι ίση με $+u_1$.

Υπολογισμός συνολικής τέμνουσας που δρα στην δεξιά διατομή της δοκού λόγω αριστερόστροφου ζεύγους ροπών.

Η συνολική τέμνουσα θα είναι ίση με $-u_2$.

Υπολογισμός συνολικής τέμνουσας που δρα στην αριστερή διατομή της δοκού λόγω αριστερόστροφου ζεύγους ροπών.

Η συνολική τέμνουσα θα είναι ίση με $+u_2$.

Υπολογισμός συνολικής τέμνουσας που δρα στην αριστερή διατομή της δοκού λόγω δεξιόστροφου ζεύγους ροπών.

Η συνολική τέμνουσα θα είναι ίση με $-u_1$.

Υπολογισμός τέμνουσας αντοχής λόγω θλίψης κορμού (V_{R2}).

Μετά τον υπολογισμό της τέμνουσας δράσης κάθε διατομής για κάθε περίπτωση ζεύγους ροπών, γίνεται ο υπολογισμός της τέμνουσας αντοχής με βάση τη σχέση του ΕΚΩΣ. Η τέμνουσα αντοχής δίνεται από τη σχέση:

$$V_{R2} = 0,5 * v * f_c * b * 0,9 * d, \text{ όπου } v = 0,7 - f_{ck}/200 \text{ για } f_{ck} \leq 40 \text{MPa}$$

$$0,5 \quad \text{για } f_{ck} > 40 \text{MPa}$$

Η οποία σε ανηγμένη μορφή μετατρέπεται ως εξής:

$$V_{r2} = \frac{V_{r2}}{b_n * h_n * f_{cd}} = \frac{0,5 * v * f_c * 0,9 * d * b}{b_n * h_n * f_{cd}} = 0,5 * 0,9 * v * \frac{f_c}{f_{cd}} * \frac{b}{b_n} * \frac{d}{d_n + d_{ln}} = 0,5 * 0,9 * v * \frac{f_c}{f_{cd}} * \frac{b}{b_n} * \frac{d/d_n}{1 + d_{ln}/d_n}$$

Υπολογισμός απομειωμένης τέμνουσας αντοχής λόγω θλίψης κορμού (VR2,res).

Στην περίπτωση που στο δομικό στοιχείο εφαρμόζεται και αξονικό φορτίο, όπως συνήθως συμβαίνει στα υποστυλώματα, χρησιμοποιείται ο τύπος:

$$V_{R2,res} = 1,67 * V_{R2} * \left(1 - \frac{\sigma_{cp,eff}}{f_c}\right) < V_{R2}, \text{ όπου}$$

$$\sigma_{cp,eff} = \frac{N - f_y * A_{s2}}{A_c} \Rightarrow \frac{\sigma_{cp,eff}}{f_c} = \frac{N}{b * h * f_c} - \frac{f_y * A_{s2}}{b * h * f_c} = v \frac{f_{cd}}{f_c} - \omega$$

Το ποσοστό του θλιβόμενου οπλισμού ω υπολογίζεται ως εξής:

$$\omega = \frac{f_y * A_s}{f_c * b * h} = \frac{\frac{f_y}{f_{yd}} * \frac{A_s}{A_{s_{nom}}}}{\frac{f_c}{f_{cd}} * \frac{b}{b_{nom}} * \frac{h}{h_{nom}}} * \frac{f_{yd} * A_{s_{nom}}}{f_{cd} * b_{nom} * h_{nom}} = \frac{\frac{f_y}{f_{yd}} * \frac{A_s}{A_{s_{nom}}}}{\frac{f_c}{f_{cd}} * \frac{b}{b_{nom}} * \frac{d + d_{ln}}{d_{nom} + d_{ln}}} * \omega_d =$$

$$= \frac{\frac{f_y}{f_{yd}} * \frac{A_s}{A_{s_{nom}}}}{\frac{f_c}{f_{cd}} * \frac{b}{b_{nom}} * \frac{d/d_{nom} + d_{ln}/d_{nom} * d_{ln}/d_{nom}}{1 + d_{ln}/d_{nom}}} * \omega_d$$

Επομένως η ανηγμένη απομειωμένη τέμνουσα αντοχής θα είναι:

$$V_{R2,res} = 1,67 * \left(0,5 * 0,9 * v * \frac{f_c}{f_{cd}} * \frac{b}{b_n} * \frac{d/d_n}{1 + d_{ln}/d_n}\right) * \left(1 - v * \frac{f_{cd}}{f_c} + \omega\right)$$

Υπολογισμός τελικής τέμνουσας αντοχής με την οποία θα γίνει ο έλεγχος

Η τέμνουσα με την οποία θα γίνει τελικά ο έλεγχος θα είναι:

$$V_{\tau} = \min\{V_{r2}, V_{r2,res}\}$$

Σχηματισμός διαφοράς ελέγχου

Από την τελική τέμνουσα αντοχής αφαιρείται η αντίστοιχη τέμνουσα δράσης και υπολογίζεται η πιθανότητα αστοχίας συναρτήσει του $\beta = \text{Erf}(-P_f)$

$$P_f = P(V_s > V_r)$$

4.2.4.2 Θεώρηση ως τέμνουσας αντοχής της τέμνουσας λόγω συνδετήρων και αόπλου σκυροδέματος (V_{R3})

Υπολογισμός του λόγου σ_{cp}/f_{cd}

Ο λόγος $\frac{\sigma_{cp}}{f_{cd}}$ ισούται με: $\frac{\sigma_{cp}}{f_{cd}} = \frac{N}{b * h * f_{cd}} = v$, δηλαδή ισούται με το ανηγμένο αξονικό φορτίο.

Υπολογισμός του λόγου τ_R/f_{cd}

Από τον ΕΚΩΣ (πίνακες 2.1 και 11.1) προκύπτει ότι $\tau_{Rd} = \frac{f_{ct0,05}}{6}$. Η τιμή σχεδιασμού συνδέεται με τη χαρακτηριστική τιμή μέσω της σχέσης:

$$\tau_{Rd} = \frac{\tau_{Rk}}{\gamma_c} = \frac{\tau_{Rk}}{1,5} \Rightarrow \frac{f_{ct0,05}}{6} = \frac{\tau_{Rk}}{1,5} \Rightarrow \tau_{Rk} = \frac{1,5}{6} * f_{ct0,05} = \frac{1}{4} * f_{ct0,05} = \frac{1}{4} * f_{ctk}$$

οπότε $\tau_{Rm} = \frac{f_{ctm}}{4}$ και από πίνακα 2.1 ΕΚΩΣ $f_{ctm} = 0,3 * f_{ck}^{2/3}$

όπου f_{ctm} η μέση τιμή της εφελκυστικής αντοχής του σκυροδέματος και f_{ck} η χαρακτηριστική αντοχή του σκυροδέματος.

Οπότε προκύπτει ότι $\tau_{Rm} = \frac{0,3}{4} * f_{ck}^{2/3}$

Όμως $f_{ck} = f_{cm} + z * \sigma = f_{cm} (1 - 1,64 * \text{cov}(f_c)) = f_{cm} (1 - 1,64 * 0,15) = 0,754 * f_{cm}$. Άρα:

$$\tau_{Rm} = \frac{0,3}{4} * 0,754 * f_{cm}^{2/3} \Rightarrow \frac{\tau_{Rm}}{f_{cd}} = \frac{0,3}{4} * 0,754 * \left(\frac{f_{cm}}{f_{cd}}\right)^{2/3} * \left(\frac{1}{f_{cd}}\right)^{1/3}$$

Υπολογισμός της τέμνουσας αντοχής της διατομής χωρίς οπλισμό διάτμησης

Η διατμητική δύναμη που μπορούν να παραλάβουν οι επικουρικοί μηχανισμοί (δράση βλήτρου, αρηγμάτωτο σκυρόδεμα, αλληλεμπλοκή των αδρανών) δίδεται από την παρακάτω έκφραση: $V_c = [\tau_R * \kappa * (1,2 + 40 * \rho_l) + 0,15 * \sigma_{cp}] * b * d$

όπου ρ_l το ποσοστό του εφελκυσμένου οπλισμού

Και σε ανηγμένη μορφή:

$$v_c = \frac{V_c}{b_{nom} * h_{nom} * f_{cd}} = \frac{1}{f_{cd}} * [\tau_R * \kappa * (1,2 + 40 * \rho_l) + 0,15 * \sigma_{cp}] * \frac{b}{b_{nom}} * \frac{d}{h_{nom}} =$$

$$= \left[\frac{\tau_R}{f_{cd}} * k * (1,2 + 40 * \rho_l) + 0,15 * \frac{\sigma_{cp}}{f_{cd}} \right] * \frac{b}{b_{nom}} * \frac{d}{h_{nom}} =$$

$$= \left[\frac{\tau_R}{f_{cd}} * k * (1,2 + 40 * \rho_l) + 0,15 * \frac{\sigma_{cp}}{f_{cd}} \right] * \frac{b}{b_{nom}} * \frac{d/d_{nom}}{1 + d_l/d_{nom}} =$$

όπου το k δίνεται από τη σχέση: $k = 1,6 - \frac{d}{d_n} * d_n$

Υπολογισμός της τέμνουσας αντοχής της διατομής V_{R1}

Ως τέμνουσα αντοχής τελικά λαμβάνεται το 90% της V_c . $V_{R1} = 0,9V_c$.

Υπολογισμός υπάρχοντος οπλισμού διάτμησης ρ_w

Θεωρήθηκε ίδιο ποσοστό συνδετήρων στην πάνω και στην κάτω πλευρά του υποστυλώματος. Το ποσοστό τοποθετήθηκε μετά από σχεδιασμό των υποστυλωμάτων με βάση τον κανονικό έλεγχο του ΕΑΚ.

Υπολογισμός της τέμνουσας αντοχής συνδετήρων V_w

Η τέμνουσα αντοχής συνδετήρων με βάση τον ΕΚΩΣ είναι ίση με: $V_w = \frac{A_{s_w}}{s} * 0,9 * d * f_y$

Και στην αδιάστατη μορφή της είναι:

$$V_w = \frac{V_w}{b_n * h_n * f_{cd}} = \frac{\frac{A_{s_w}}{s} * 0,9 * d * \frac{f_y}{f_{cd}} * f_{yd}}{b_n * h_n * f_{cd}} = \frac{\frac{A_{s_w}}{A_{s_n}} * A_{s_n}}{\frac{S_w}{S_n} * S_n} * \frac{1}{b_n} * 0,9 * \frac{d}{h_n} * \frac{f_y}{f_{cd}} * \frac{f_{yd}}{f_{cd}}$$

$$= \frac{\frac{A_{s_w}}{A_{s_n}} * \frac{A_{s_n}}{S_n} * \frac{1}{b_n} * 0,9 * \frac{d/d_n}{1 + d_l/d_n} * \frac{f_y}{f_{cd}} * \frac{f_{yd}}{f_{cd}}}{\frac{S_w}{S_n}}$$

Υπολογισμός της τελικής τέμνουσας αντοχής

Τελικά η ανηγμένη τέμνουσα αντοχής με την οποία γίνεται ο έλεγχος ισούται με το άθροισμα των V_{R1} και V_w .

Σηματοπισμός διαφοράς ελέγχου

Από την τελική τέμνουσα αντοχής αφαιρείται η αντίστοιχη τέμνουσα δράσης και υπολογίζεται η πιθανότητα αστοχίας συναρτήσει του $\beta = \text{Erf}(-P_f)$

$$P_f = P(V_s > V_r)$$

4.2.5 Περιπτώσεις διερευνήσεων

Οι περιπτώσεις υποστυλωμάτων που διερευνήθηκαν, περιλαμβάνουν υποστυλώματα διατομής 25x25, 40x40, 60x60, 80x80, 100x100 που σπλίζονται με διαμήκη σπλισμό ίσο με $\rho=1\%$, 2%, 3%, 4% και δέχονται ανηγμένη αξονική δύναμη ίση με $\nu=0.1, 0.2, 0.3, 0.4, 0.5, 0.6$. Επίσης χρησιμοποιήθηκαν τέσσερις διαφορετικές τιμές για τον συντελεστή $\gamma_{Rd}=1.0, 1.4, 1.8, 2.0$. Το σύνολο των περιπτώσεων που εξετάστηκαν παρουσιάζονται στον πίνακα 4.6

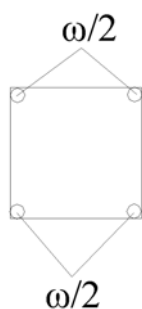
Πίνακας 4.6. Εξεταζόμενα υποστυλώματα

Διαστάσεις (b)	25/25, 40/40, 60/60, 80/80 και 100/100
Ανηγμένες αξονικές δυνάμεις (ν)	0.1, 0.2, 0.3, 0.4, 0.5, 0.6
Ποσοστά διαμήκους σπλισμού (ρ)	1%, 2%, 3%, 4%
Τιμές συντελεστή γ_{Rd}	1.0, 1.4, 1.8, 2.0
Σύνολο:	5x6x4x4=480 περιπτώσεις

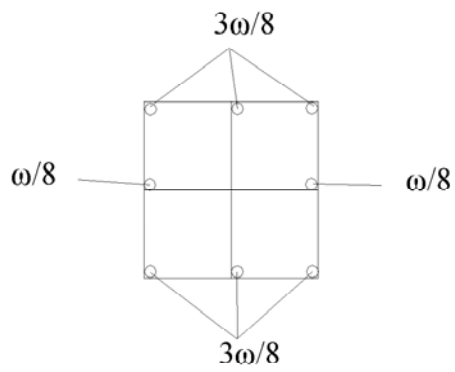
Για κάθε μια από τις παραπάνω περιπτώσεις, εξετάστηκαν οι τέσσερις υποπεριπτώσεις που αντιστοιχούν στους συνδυασμούς: υπολογισμός με ή χωρίς κατασκευαστικές διατάξεις και θεώρηση ή μή του όρου $0,9V_{R1}$ στον υπολογισμό των συνδετήρων. Δηλαδή συνολικά εξετάστηκαν $4 \times 480 = 1920$ περιπτώσεις.

4.2.6 Διαδικασία σχεδιασμού των υποστυλωμάτων με βάση τον Ικανοτικό έλεγχο

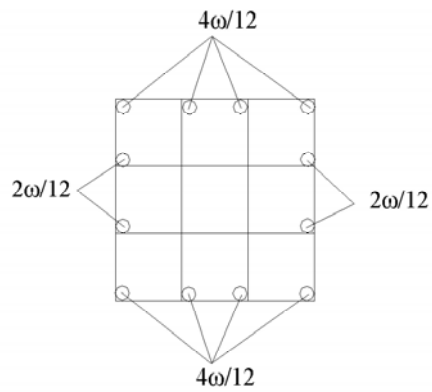
Αρχικά καθορίζονται οι διαστάσεις της διατομής, B,H το μήκος του υποστυλώματος L, το ποσοστό του διαμήκους σπλισμού ω , και η ανηγμένη αξονική δύναμη ν . Επίσης καθορίζεται η διάμετρος των συνδετήρων, ο αριθμός των τμήσεων και ο συντελεστής γ_{Rd} με τον οποίο υπολογίζεται η τέμνουσα κατά τον ικανοτικό έλεγχο. Οι περιπτώσεις των υποστυλωμάτων που εξετάζονται καθώς και η διάταξη των συνδετήρων και του διαμήκους σπλισμού σε καθεμία από αυτές φαίνονται παρακάτω.



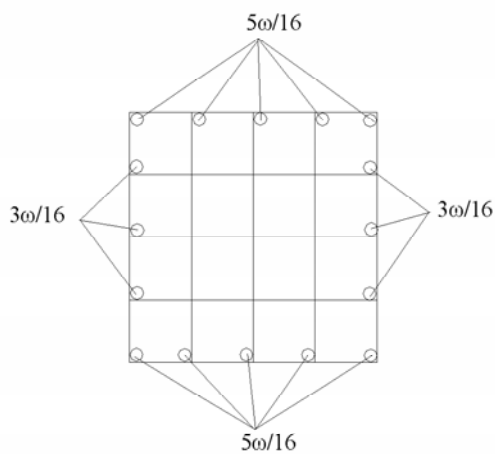
Σχήμα 4.10. Υποστύλωμα 25x25 με δίτητους συνδετήρες



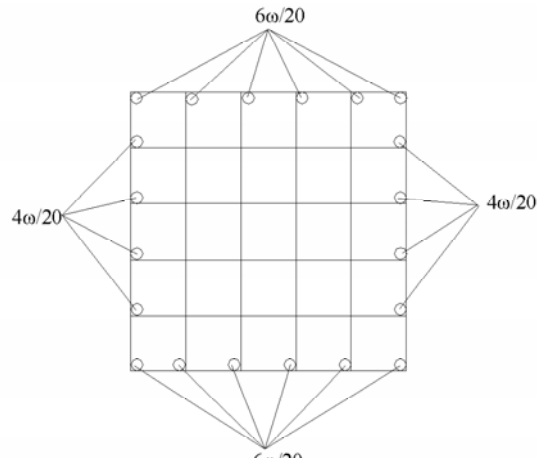
Σχήμα 4.11. Υποστύλωμα 40x40 με τρίμητους συνδετήρες



Σχήμα 4.12. Υποστύλωμα 60x60 με τετράμητους συνδετήρες



Σχήμα 4.13_Υποστύλωμα 80x80 με πεντάμητους συνδετήρες



Σχήμα 4.14. Υποστύλωμα 100x100 με εξάτητους συνδετήρες

Υπολογισμός τέμνουσας δράσης ικανοτικού ελέγχου

Η τέμνουσα δράσης με βάση τον ικανοτικό έλεγχο υπολογίζεται από τον τύπο:

$$V_{sd} = \frac{M_{Rc1} + M_{RC2}}{L_c} * \gamma_{Rd}$$

Υπολογισμός V_{rd2}

Η τέμνουσα αντοχής V_{rd2} υπολογίζεται με βάση τη σχέση:

$$V_{Rd2} = 0,5 * v * f_{cd} * 0,9 * b * d \quad \text{όπου } v = \begin{cases} 0,7 - f_{ck}/200 & \text{για } f_{ck} \leq 40 \text{MPa} \\ 0,5 & \text{για } f_{ck} > 40 \text{MPa} \end{cases}$$

Υπολογισμός απομειωμένης τέμνουσας αντοχής $V_{rd2,res}$

$$V_{Rd2,res} = 1,67 * V_{Rd2} * \left(1 - \frac{\sigma_{cpeff}}{f_c}\right) < V_{Rd2}, \quad \text{όπου } \sigma_{cpeff} = \frac{N - f_{yk} / \gamma_s * A_{s2}}{A_c}$$

Έλεγχος λοξού θλιπτήρα σκυροδέματος της διατομής

Αν $V_{sd} > V_{rd2}$ τότε οι διαστάσεις της διατομής δεν επαρκούν και ο έλεγχος σταματάει.

Υπολογισμός αντοχής διατομής σκυροδέματος χωρίς οπλισμό διάτμησης

Υπολογίζεται η V_{rd1} που είναι σύμφωνα με τον κανονισμό ίση με:

$$V_{rd1} = \left[\tau_{Rd} * k * (1,2 + 40 * \rho_1) + 0,15 * \sigma_{cp} \right] * b_w * d$$

όπου $k = 1,6 - d$

$\tau_{Rd} = 0,3 \text{MPa}$ για C25

$$1,2 + 40 * \rho_1 = 1,2 + 40 * \frac{A_s}{b_w * d}$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N}{b * h}$$

Έλεγχος διατομής σκυροδέματος χωρίς οπλισμό διάτμησης

Αν $V_{sd} < V_{rd1}$ τότε τοποθετείται ο ελάχιστος οπλισμός, διαφορετικά συνεχίζεται ο έλεγχος. Η μέγιστη απόσταση των ράβδων δίνεται από τη σχέση $S_{max} = \min\{0.5 * b, 0.1\}$

Υπολογισμός συνδετήρων

$$V_w = V_{sd} - 0,9 * V_{rd1}$$

$$V_w = \frac{A_{sw}}{s} * 0,9 * d * f_{yd}$$

Από τη δεύτερη σχέση υπολογίζεται το $\frac{A_{sw}}{s}$ από όπου υπολογίζεται η απόσταση των συνδετήρων S_{cal} για δίτμητους συνδετήρες διαμέτρου $\Phi 10$ ή $\Phi 12$. Η απόσταση αυτή ελέγχεται με την μέγιστη απόσταση κατά τον κανονισμό που είναι ίση με:

$$S_{max} = \min\{S_{cal}, 0.5 * b, 0.1\}$$

Έλεγχος ογκομετρικού ποσοστού περίσφιγξης

Υπολογίζεται αρχικά το ογκομετρικό ποσοστό περίσφιγξης όπως αυτό διαμορφώνεται με βάση τους συνδετήρες που τοποθετήθηκαν. Το ποσοστό δίνεται από τη σχέση

$$\omega_{wd} = \frac{\text{όγκος κλειστών συνδετήρων}}{\text{όγκος σκυροδέματος πυρήνα}} * \frac{f_{yd}}{f_{cd}}$$

Αυτό το ποσοστό δεν πρέπει να είναι μικρότερο από ένα ελάχιστο ογκομετρικό ποσοστό που υπολογίζεται για $s/b=0,5$ και που δίνεται από τη σχέση:

$$\omega_{wd} = \frac{1}{a} * \left(0,85 * v_d * \left(0,35 * \frac{A_c}{A_o} + 0,15 \right) - 0,0035 \right) \geq 0,10$$

όπου :

a : συντελεστής αποδοτικότητας περίσφιγξης εξαρτώμενος από τη διάταξη των συνδετήρων,

$$a = \alpha_n * \alpha_s,$$

$$\alpha_n = 1 - 8 / (3 * n),$$

n ο αριθμός των «κορυφών» συνδετήρων ή «κόμβων» με εγκάρσιους συνδέσμους που συγκρατούν διαμήκεις ράβδους

$$\alpha_s = (1 - s / (2 * b))^2$$

s η καθαρή ελεύθερη απόσταση μεταξύ συνδετήρων

b το πλάτος της διατομής του πυρήνα

A_c: το εμβαδό ολόκληρης της διατομής του υποστρώματος

A_o: το εμβαδό της διατομής του περισιγμένου σκυροδέματος «πυρήνας»

$$v_d = \frac{N_{sd}}{A_c * f_{cd}}, \text{ ανηγμένο αξονικό φορτίο που σε κάθε περίπτωση οφείλει να ικανοποιεί τη}$$

συνθήκη $v_d \leq 0,65$.

N_{sd}=η τιμή σχεδιασμού του μέγιστου θλιπτικού φορτίου υπό τον σεισμικό συνδυασμό των δράσεων

Εάν η απόσταση των συνδετήρων που μέχρι τώρα έχουν τοποθετηθεί είναι τέτοια ώστε να μην ικανοποιεί την παραπάνω απαίτηση, τότε η απόσταση των συνδετήρων μεταβάλλεται έτσι ώστε το ογκομετρικό ποσοστό των συνδετήρων να αποκτήσει τουλάχιστον την ελάχιστη τιμή που θέτει ο κανονισμός.

4.2.7 Διαδικασία προσομοιώσεως

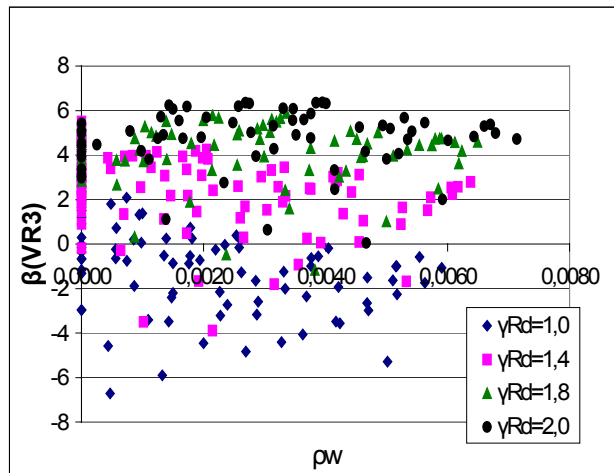
Ακολούθως γίνεται προσομοίωση των «n» βασικών μεταβλητών. Για την κάθε n-άδα τιμών των βασικών μεταβλητών υπολογίζεται το περιθώριο ασφαλείας (αντοχή μείον δράση). Η διαδικασία επαναλαμβάνεται N_{sim} φορές ώστε να δημιουργηθεί ένα ικανοποιητικό δείγμα ώστε να προσδιορισθεί η συνάρτηση κατανομής και ακολούθως η πιθανότητα αστοχίας.

4.2.8 Αποτελέσματα

Η μεταβολή του δείκτη ασφαλείας «β» συναρτήσει του γεωμετρικού ποσοστού των συνδετήρων για τις διάφορες τιμές του συντελεστή γ_{Rd} φαίνεται στο σχήμα 4.15. Τα αποτελέσματα δείχνουν ότι για μικρές τιμές του γ_{Rd} (=1.0) έχουμε τη μεγαλύτερη διακύμανση του επιπέδου ασφαλείας με το συντελεστή «β» να παίρνει και αρνητικές τιμές. Καθώς αυξάνει η τιμή του γ_{Rd} , το εύρος της διακύμανσης μειώνεται, και οι τιμές του «β» παρουσιάζονται πιο αυξημένες (Σχήμα 4.15). Η αύξηση του συντελεστή γ_{Rd} έχει αποτέλεσμα την αύξηση της τέμνουσας δράσης με την οποία γίνεται ο σχεδιασμός άρα και την επίτευξη μεγαλύτερης ασφάλειας.

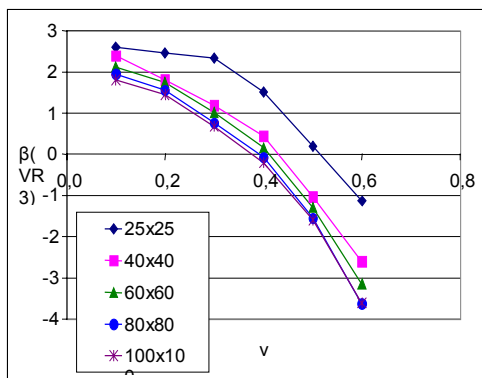
Τα αποτελέσματα των επιλύσεων στην περίπτωση που δεν λαμβάνονται υπόψη οι κατασκευαστικές διατάξεις του κανονισμού και δεν συνυπολογίζεται ο όρος V_{R1} στην συνολική διατμητική αντοχή της διατομής V_{R3} δείχνουν ότι:

- Όσο μεγαλώνει η αξονική δύναμη μειώνεται το επίπεδο ασφαλείας (Σχήμα 4.16(1)). Το γεγονός αυτό οφείλεται στο ότι όσο μεγαλώνει η αξονική δύναμη τόσο μεγαλώνει και η απόσταση μεταξύ της μέσης ροπής (από την οποία υπολογίζεται η δρώσα

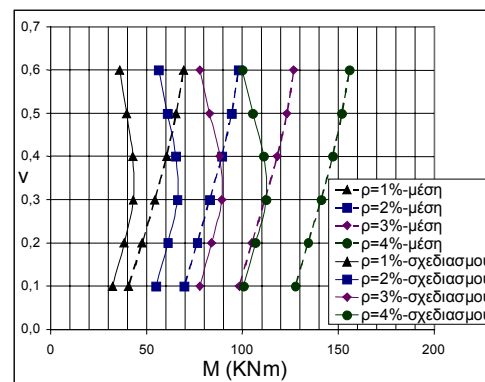


τέμνουσα) από την ροπή σχεδιασμού (από την οποία έχουν προκύψει οι συνδετήρες και άρα η τέμνουσα αντοχής). (βλ διάγραμμα αλληλεπιδράσεως στο Σχ. 4.16(2)).

Σχήμα 4.15. Μεταβολή του δείκτη ασφαλείας «β» συναρτήσει του γεωμετρικού ποσοστού των συνδετήρων ρ_w για διάφορες τιμές γ_{Rd} (χωρίς εφαρμογή των κατασκευαστικών διατάξεων και με συνυπολογισμό του όρου $0,9V_{R1}$).



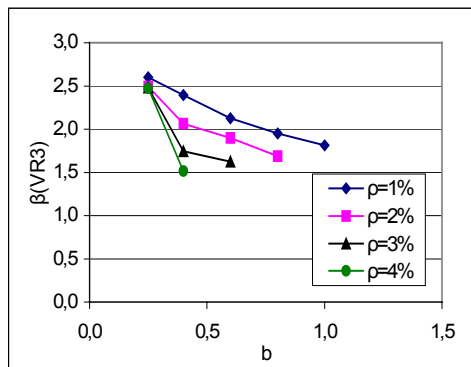
(1) Μεταβολή του δείκτη ασφαλείας «β» συναρτήσει της αξονικής δύναμης «ν».



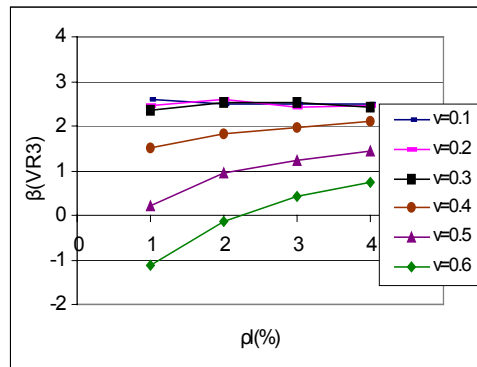
(2) Σχέση ροπής αντοχής (μέσης και σχεδιασμού) συναρτήσει της αξονικής δύναμης για υποστύλωμα διαστάσεων 25x25

Σχήμα 4.16. Επίδραση αξονικής δύναμης στο επίπεδο ασφαλείας της διατομής

- Η αύξηση των διαστάσεων, φαίνεται να επιδρά μειωτικά στο επίπεδο ασφαλείας της διατομής. Η αύξηση των διαστάσεων επιφέρει αύξηση των δράσεων στην διατομή πολύ μεγαλύτερη από την αντίστοιχη αύξηση των αντοχών, με αποτέλεσμα τη μείωση του επιπέδου ασφαλείας. (Σχ. 4.17(1)). Η αύξηση του διαμήκους οπλισμού της διατομής, δεν φαίνεται να έχει μια ομοιόμορφη επίδραση στο επίπεδο ασφαλείας της διατομής, αφού με την αύξηση του διαμήκους οπλισμού, αυξάνονται ταυτόχρονα και οι δράσεις και οι αντοχές.(Σχ. 4.17(2))



(1) Μεταβολή του δείκτη ασφαλείας «β» συναρτήσει της διαστάσεως b του υποστυλώματος.



(2) Μεταβολή του δείκτη ασφαλείας «β» συναρτήσει του διαμήκους οπλισμού, για διάφορες τιμές αξονικών

Σχήμα 4.17. Επίδραση διαστάσεων και διαμήκους οπλισμού στον δείκτη ασφαλείας «β». (Δεν περιλαμβάνονται τα σημεία που απορρίφθηκαν από τον έλεγχο $V_{sd} < V_{Rd2}$ κατά τον σχεδιασμό.)

Από τα παραπάνω, είναι φανερό πως το επίπεδο ασφαλείας σε κάθε περίπτωση υποστυλώματος δεν είναι ενιαίο, αλλά εξαρτάται από τις διαστάσεις της διατομής, την αξονική δύναμη που ασκείται σε αυτήν και το ποσοστό του διαμήκους οπλισμού. Για την επίτευξη ενιαίου επιπέδου ασφαλείας, ο σχεδιασμός θα έπρεπε να γίνεται με τη χρήση διαφορετικού συντελεστή γ_{Rd} , ο οποίος να εξαρτάται από όλα τα μεγέθη που προαναφέρθηκαν. Μια σχέση που προέκυψε από μη γραμμική παλινδρόμηση των αποτελεσμάτων είναι η εξής:

$$\beta = \frac{\left[(a_1 \cdot v^2 + a_2 \cdot v - 90,46 \cdot b^{0,012} + 97,93) \cdot \gamma_{Rd} - 9 \right]}{\sqrt{\gamma_{Rd}^2 - 0,46}}, \quad (R^2=0.982) \quad (4.1)$$

με $a_1 = -1,41 \cdot \rho_1^2 + 11,38 \cdot \rho_1 - 26,05$ και $a_2 = 0,41 \cdot \rho_1^2 - 3,60 \cdot \rho_1 + 6,7$, όπου ρ_1 το ποσοστό του διαμήκους οπλισμού, «v» η ανηγμένη αξονική δύναμη και b η διάσταση της διατομής σε m. Ενδεικτικά αναφέρεται ότι αν για την επίτευξη ενιαίου βαθμού ασφαλείας ο συντελεστής γ_{Rd} πρέπει να αυξηθεί από 1.4 σε 2.0 σε ένα υποστυλώμα 80×80 με ανηγμένη αξονική $v=0.1$ και

διαμήκη οπλισμό $\rho=1\%$, αυτό θα είχε συνέπεια την πύκνωση των συνδετήρων από 5Φ8/10 σε 5Φ8/6.

Η σχέση 4.1 φαίνεται κατάλληλη για τον καθορισμό ενός διαφορετικού τρόπου υπολογισμού της ικανοτικής τέμνουσας των υποστυλωμάτων. Πρέπει όμως να ληφθεί υπόψη ότι η σχέση 4.1 προέκυψε με συγκεκριμένες παραδοχές για τα προσομοιώματα των τυχαίων μεταβλητών που υπεισέρχονται στον ικανοτικό έλεγχο. Η θεώρηση διαφορετικών προσομοιωμάτων θα έδινε ενδεχομένως διαφορετικά αποτελέσματα όσον αφορά το μέγεθος «β». Δηλαδή η θεώρηση διαφορετικών προσομοιωμάτων θα τροποποιούσε την σχέση 4.1 ως εξής:

$$\beta + k = \frac{[(a_1 \cdot v^2 + a_2 \cdot v - 90,46 \cdot b^{0,012} + 97,93) \cdot \gamma_{Rd} - 9]}{\sqrt{\gamma_{Rd}^2 - 0,46}} \quad (4.2)$$

όπου k σταθερά που εξαρτάται από τις παραδοχές για τα προσομοιώματα των τυχαίων μεταβλητών.

Επειδή η επιρροή του ποσοστού του διαμήκους οπλισμού στη σχέση 4.2 είναι μικρή για λόγους απλότητας μπορεί να τροποποιηθεί ως

$$\beta + k = \frac{[(-9.83 \cdot v^2 + 1.22 \cdot v + 0.65 \cdot b^{-0.89} + 7.10) \cdot \gamma_{Rd} - 9.30]}{\sqrt{\gamma_{Rd}^2 - 0,36}}, \quad (R^2=0.959) \quad (4.3)$$

Θεωρώντας ως βάση για την τροποποίηση του ικανοτικού ελέγχου σε τέμνουσα των υποστυλωμάτων το επίπεδο ασφαλείας ενός υποστυλώματος (πρότυπο) με χαρακτηριστικά : $b=0.5$, $v=0.2$, $\gamma_{Rd}=1.4$ ($\beta=1.68+k$), μπορεί να επιτευχθεί ενιαίο επίπεδο ασφαλείας χρησιμοποιώντας για κάθε περίπτωση υποστυλώματος τον κατάλληλο συντελεστή γ_{Rd} έτσι ώστε να προκύπτει επίπεδο ασφαλείας γι' αυτό ίσο με το επίπεδο ασφαλείας του πρότυπου υποστυλώματος.

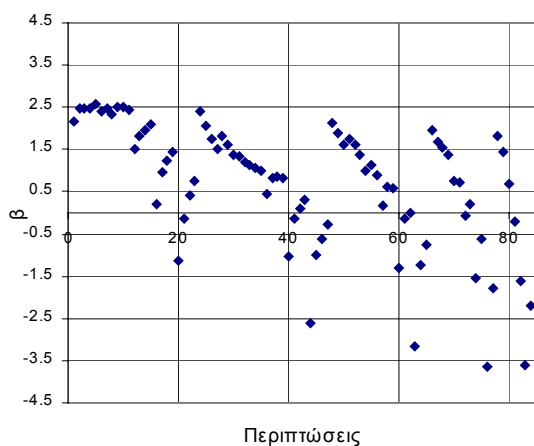
Στον πίνακα 4.7 παρουσιάζονται οι τιμές του γ_{Rd} που πρέπει να χρησιμοποιηθούν για κάθε περίπτωση υποστυλώματος ώστε να επιτευχθεί ένα σχετικά ενιαίο επίπεδο ασφαλείας. Οι τιμές του πίνακα προέκυψαν χρησιμοποιώντας τη σχέση 4.3 και το πρότυπο υποστυλώμα που περιγράφηκε πιο πάνω.

Πίνακας 4.7. Τιμές του γ_{Rd} για ενοποίηση του επιπέδου ασφαλείας του ικανοτικού ελέγχου σε τέμνουσα των υποστυλωμάτων

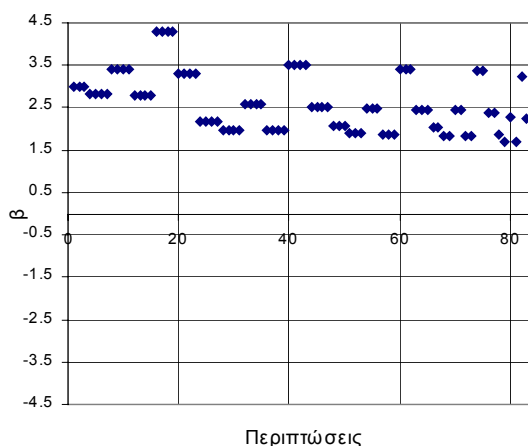
b(m) \ v	v ≤ 0.20	0.20 < v ≤ 0.40	0.40 < v ≤ 0.65
0.25 < b ≤ 0.50	1.40	1.64	2.81
0.50 < b ≤ 0.75	1.49	1.76	3.17
0.75 < b ≤ 1.00	1.54	1.83	3.39

Η τιμή κάθε περιοχής του πίνακα είναι αυτή που αντιστοιχεί στη δυσμενέστερη περίπτωση της περιοχής αυτής. Για παράδειγμα η τιμή 1.76 αντιστοιχεί στην τιμή του γ_{Rd} που πρέπει να χρησιμοποιηθεί για ένα υποστύλωμα με χαρακτηριστικά $\nu=0.4$, $b=0.75$ ώστε να προκύψει για αυτό το ίδιο επίπεδο ασφαλείας με το πρότυπο υποστύλωμα. Χρησιμοποιώντας την τιμή 1.76 για ένα υποστύλωμα διαφορετικό που ανήκει στην συγκεκριμένη περιοχή θα προκύψει μεγαλύτερη τιμή του «β».

Στο σχήμα 4.18 τα υποστυλώματα τα οποία είχαν σχεδιαστεί σύμφωνα με τον ισχύοντα κανονικό έλεγχο τέμνουσας ($\gamma_{Rd}=1.4$, βλ. σχ.4.15) επανασχεδιάστηκαν χρησιμοποιώντας τον πίνακα 4.7 για την επιλογή του συντελεστή γ_{Rd} . Όπως φαίνεται από το σχήμα 4.18(2) όλα τα υποστυλώματα παρουσιάζουν ένα σχετικά ενιαίο και ικανοποιητικό επίπεδο ασφαλείας.



(1) Υποστυλώματα σχεδιασμένα σύμφωνα με τον κανονισμό ($\gamma_{Rd}=1.4$)



(2) Υποστυλώματα σχεδιασμένα χρησιμοποιώντας τον πίνακα 4.7 (γ_{Rd} από τον πίνακα 4.7)

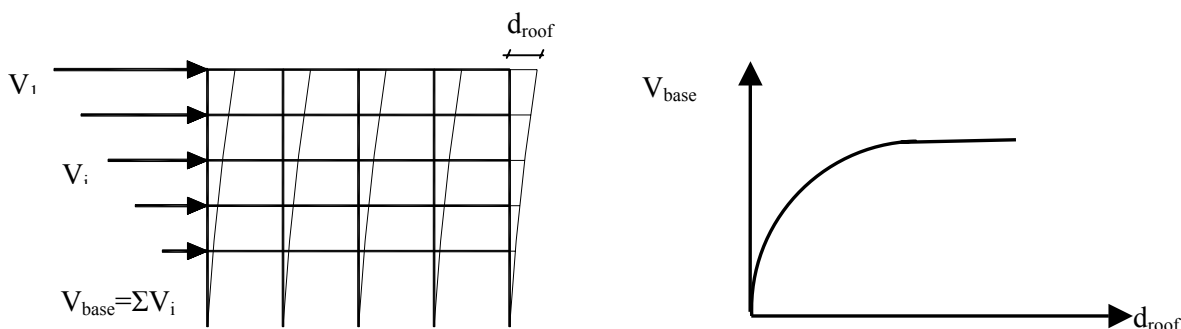
Σχήμα 4.18. Ενοποίηση του επιπέδου ασφαλείας χρησιμοποιώντας διαφορετικές τιμές για τον συντελεστή γ_{Rd}

5 Διερεύνηση με πιθανοτικές μεθόδους της απόκρισης φορέων από ωπλισμένο σκυρόδεμα υπό σταδιακώς αυξανόμενη οριζόντια στατική φόρτιση

5.1 Γενικά

Η πιο βασική μέθοδος πρόβλεψης της σεισμικής συμπεριφοράς φορέων από ωπλισμένο σκυρόδεμα αποτελεί η μη γραμμική, εν χρόνω ολοκλήρωση, ανάλυση. Εναλλακτική μέθοδο αποτελεί η μη γραμμική ανάλυση υπό σταδιακώς αυξανόμενη οριζόντια φόρτιση. Το πλεονέκτημα της μεθόδου αυτής είναι ο μικρός απαιτούμενος υπολογιστικός χρόνος. Η πιθανοτική αποτίμηση της συμπεριφοράς των κατασκευών βασίζεται κυρίως σε δειγματολογικές μεθόδους, στις οποίες το μέγεθος των δειγμάτων αποτελεί σημαντικό παράγοντα αποτελεσματικότητας της αποτίμησης. Η μη γραμμική ανάλυση υπό σταδιακώς αυξανόμενη οριζόντια φόρτιση, λόγω της υπολογιστικής ταχύτητας που προσφέρει, μπορεί να χρησιμοποιηθεί στην πιθανοτική αποτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς κατασκευών από ωπλισμένο σκυρόδεμα με ιδιαίτερη αποτελεσματικότητα.

Η απόκριση ενός φορέα, μετά από μια προσδιοριστική μη γραμμική ανάλυση υπό σταδιακώς αυξανόμενη οριζόντια φόρτιση περιγράφεται, συνοπτικά, από την καμπύλη του σχήματος 5.1, η οποία δείχνει τη μεταβολή της συνολικής τέμνουσας βάσης του φορέα συναρτήσει της μετατόπισης της κορυφής του.

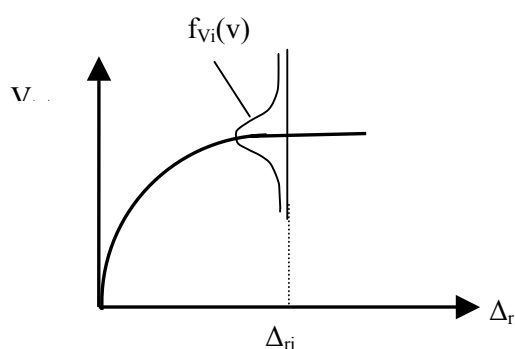


Σχήμα 5.1. Καμπύλη συμπεριφοράς φορέα από ωπλισμένο σκυρόδεμα υπό την επίδραση οριζόντιας φόρτισης, σταδιακώς αυξανόμενης.

Ο ATC40 [Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings,1996] προτείνει μια μεθοδολογία μέσω της οποίας προσδιορίζεται η απόκριση του φορέα, βάσει της καμπύλης συμπεριφοράς του φορέα του σχήματος 5.1 και του ελαστικού φάσματος επιταχύνσεων του εξεταζόμενου σεισμού. Πιο συγκεκριμένα, η καμπύλη συμπεριφοράς μετατρέπεται σε

φασματική καμπύλη διατιθέμενων μετακινήσεων και το ελαστικό φάσμα επιταχύνσεων σε φασματική καμπύλη σεισμικώς απαιτούμενων μετακινήσεων και η απόκριση του φορέα προσδιορίζεται μέσω της τομής των δυο καμπυλών.

Τα δεδομένα ενός φορέα από ωπλισμένο σκυρόδεμα αποτελούν τυχαίες μεταβλητές. Συνεπώς και η απόκριση του φορέα, όπως και αν αυτή εκφράζεται (π.χ. μέγιστη τέμνουσα βάσης του φορέα), αποτελεί επίσης τυχαία μεταβλητή. Έτσι, η καμπύλη του σχήματος 5.1 μετά από μια πιθανοτική ανάλυση (προσομοίωση των τυχαίων μεταβλητών) θα έχει τη μορφή του σχήματος 5.2. Δηλαδή για μια δεδομένη μετατόπιση η αναπτυσσόμενη τέμνουσα θα είναι μια τυχαία μεταβλητή. Η συνάρτηση $V_{tot}(\Delta_r)$ που περιγράφει την μεταβολή της τέμνουσας βάσης V_{tot} συναρτήσει της μετατόπισης της κορυφής του φορέα Δ_r αποτελεί μια στοχαστική ανέλιξη.



Σχήμα 5.2. Καμπύλη συμπεριφοράς μετά από πιθανοτική προσομοίωση

Μετά από μια πιθανοτική μη γραμμική ανάλυση μπορούμε να έχουμε όλα τα αποτελέσματα σε πιθανοτική μορφή (καθένα από τα μεγέθη που προκύπτουν από την ελαστοπλαστική ανάλυση περιγράφεται από μια πιθανοτική κατανομή). Κάτι τέτοιο μπορεί να φανεί ιδιαίτερα χρήσιμο όπως θα φανεί πιο κάτω.

5.2 Τυχαίες μεταβλητές

Προσομοιώματα των τυχαίων μεταβλητών μιας κατασκευής υπάρχουν αρκετά στην βιβλιογραφία [Ditlevsen O. & Madsen H.O. 1996, Melcher Robert E., 1999]. Στην παρούσα εργασία έχουν υιοθετηθεί τα προσομοιώματα που προτείνονται στο εγχειρίδιο της επιτροπής “Joint Committee on Structural Safety”: Probabilistic Model Code [2001]. Ορισμένα από αυτά είναι ιδιαίτερα λεπτομερή και δύσκολο να ενσωματωθούν αυτούσια σε ένα πρόγραμμα μη γραμμικής ανάλυσης. Έτσι, για τις περιπτώσεις που κρίθηκε απαραίτητο, έγιναν ορισμένες απλοποιήσεις.

5.2.1 Φορτία

5.2.1.1 Ωφέλιμα φορτία

Τα ωφέλιμα φορτία των ορόφων ενός κτιρίου διαχωρίζονται με βάση τη διάρκεια επιβολής τους σε *μόνιμα ωφέλιμα φορτία* (sustained loads) και *παροδικά φορτία* (intermittent loads).

Τα ωφέλιμα φορτία μιας περιοχής A η οποία ανήκει σε έναν όροφο περιγράφονται μέσω μιας στοχαστικής ανέλιξης της μορφής:

$$W(x,y)=m+V+U(x,y) \quad (5.1)$$

Όπου:

m : η μέση τιμή των φορτίων

V : κανονική κατανομή με μέση τιμή 0. Περιγράφει την μεταβολή των φορτίων από όροφο σε όροφο ή από διαμέρισμα σε διαμέρισμα

$U(x,y)$: στοχαστική ανέλιξη με μέση τιμή 0. Περιγράφει τη μεταβολή των φορτίων μέσα στην εξεταζόμενη περιοχή A .

Αν S , η δράση που προκαλούν τα φορτία της επιφάνειας A πάνω σε ένα μέλος της κατασκευής τότε:

$$S = \int_A W(x, y) \cdot i(x, y) \cdot dA \quad (5.2)$$

$i(x,y)$: συνάρτηση η οποία περιγράφει τον τρόπο επιρροής των φορτίων πάνω στο συγκεκριμένο μέλος.

Ένα ισοδύναμο ομοιόμορφο φορτίο q το οποίο θα προκαλεί την ίδια δράση με το $W(x,y)$ πάνω στο μέλος της κατασκευής μπορεί να βρεθεί από τη σχέση 5.2:

$$q = \frac{\int_A W(x, y) \cdot i(x, y) \cdot dA}{\int_A i(x, y) \cdot dA} \quad (5.3)$$

Η τιμή του φορτίου q εξαρτάται τόσο από τη μορφή της στοχαστικής ανέλιξης $w(x,y)$ όσο και από τη συνάρτηση $i(x,y)$. Οι προτεινόμενες τιμές των στατιστικών παραμέτρων της μεταβλητής q , όπως προκύπτει από την επίλυση της σχέσης 3, αναφέρονται κυρίως στο μόνιμο τμήμα των ωφελίμων φορτίων. Για το παροδικό τμήμα των ωφελίμων φορτίων τα στατιστικά δεδομένα είναι ελάχιστα και γι' αυτό από το εγχειρίδιο του JCSS προτείνεται η εφαρμογή της εκθετικής κατανομής με μέση τιμή

$$E[q_{int}] = \mu_{qint} (=0.3 \text{ kN/m}^2 \text{ για συνήθη κτίρια}). \quad (5.4)$$

Για το μόνιμο τμήμα των ωφελίμων φορτίων προτείνεται η εφαρμογή της Γάμα κατανομής με παραμέτρους

$$E[q_{sust}] = k/\mu_u \quad (5.5)$$

$$\text{Var}[q_{sust}] = k/\mu_u, \text{ όπου} \quad (5.6)$$

$$E[q_{sust}] = m \quad (5.7)$$

$$\text{Var}[q_{sust}] = \sigma_v^2 + \sigma_u^2 \cdot \frac{A_0}{A} \cdot \kappa \quad (5.8)$$

A_0 : επιφάνεια αναφοράς (=20m² για συνήθη κτίρια)

κ : συντελεστής που εξαρτάται από τη γεωμετρική μορφή της στοχαστική ανέλιξης $W(x,y)$

Οι τιμές που προτείνονται από το εγχειρίδιο του JCSS για τις παραμέτρους της κατανομής του μονίμου τμήματος των ωφελίμων φορτίων, για συνήθη κτίρια, είναι: $m=0.3 \text{ kN/m}^2$, $\sigma_v=0.15 \text{ kN/m}^2$, $\sigma_u=0.3 \text{ kN/m}^2$

Στη παρούσα εργασία η σχέση 5.8 έχει απλοποιηθεί ως εξής:

$$\text{Var}[q_{sust}] = \sigma_v^2 + \sigma_u^2 = 0.1125 \text{ kN/m}^2 \quad (5.9)$$

Δηλαδή έχει αγνοηθεί η επιρροή της επιφάνειας A στη διασπορά του φορτίου q_{sust} . Στην πραγματικότητα, όσο μεγαλύτερη είναι η επιφάνεια A τόσο μικρότερες τιμές της διασποράς του φορτίου q_{sust} παρατηρούνται.

Το πλήθος των τυχαίων μεταβλητών έχει θεωρηθεί ίσο με τον αριθμό των ορόφων για το κάθε τμήμα των ωφελίμων φορτίων (μόνιμο και παροδικό). Δηλαδή αν N ο αριθμός των ορόφων χρησιμοποιούνται $2N$ τυχαίες μεταβλητές. Αυτές οι $2N$ τυχαίες μεταβλητές έχουν θεωρηθεί πως έχουν μηδενική συσχέτιση μεταξύ τους. Το συνολικό κινητό φορτίο του ορόφου i , $q_{tot,i}$ προσδιορίζεται από το άθροισμα των φορτίων:

$$q_{tot,i} = q_{sut,i} + q_{int,i}, \quad i:=1 \text{ έως } N \quad (5.10)$$

5.2.1.2 Ιδια βάρη

Η μεταβλητότητα του ιδίου βάρους μιας κατασκευής οφείλεται τόσο στη διασπορά της πυκνότητας των υλικών όσο και στη διασπορά του όγκου των μελών της. Η μεταβλητότητα αυτή παρατηρείται:

- Μεταξύ διαφορετικών σημείων που ανήκουν στο ίδιο μέλος.
- Μεταξύ διαφορετικών μελών που ανήκουν στο ίδιο κτίριο.
- Μεταξύ διαφορετικών κτιρίων

Η JCSS προτείνει για την περιγραφή της πυκνότητας των δομικών υλικών (σκυρόδεμα, χάλυβα, ξύλο, τοιχοποιία) την κανονική κατανομή. Προτείνει για την συσχέτιση που αφορά την πυκνότητα δυο σημείων που ανήκουν στο ίδιο μέλος και απέχουν απόσταση Δr :

$$P(\Delta r) = \rho_0 + (1 - \rho_0) \exp\{-(\Delta r/d)^2\} \quad (5.11)$$

Όπου:

ρ_0 : συσχέτιση μεταξύ της πυκνότητας για δυο ιδιαίτερα απομακρυσμένα σημεία που ανήκουν στο ίδιο μέλος ($=0.85$)

d : μήκος συσχέτισεως ($=10m$ για δοκούς και υποστυλώματα, $6m$ για πλάκες)

Μεταξύ δύο σημείων που ανήκουν σε διαφορετικά στοιχεία αλλά στο ίδιο κτίριο, η πυκνότητα προτείνεται να είναι συσχετισμένη με συντελεστή συσχέτισεως $\rho_m = 0.7$. Μάλιστα, αν V ο συντελεστής διασποράς της πυκνότητας κάποιου υλικού, τότε προτείνεται η μείωση της διασποράς για την πυκνότητα που αφορά στοιχεία που ανήκουν στο ίδιο κτίριο σε $V\rho_m$.

Ο όγκος ενός μέλους προσδιορίζεται από τις διαστάσεις του. Αυτές είναι τυχαίες μεταβλητές. Για την περιγραφή τους προτείνεται η κανονική κατανομή. Μάλιστα, όσον αφορά τη μεταβλητότητά τους μέσα σε κάθε μέλος ή τη μεταβλητότητά τους από μέλος σε μέλος προτείνεται παρόμοιος χειρισμός με αυτόν που παρουσιάστηκε για τον προσδιορισμό της πυκνότητας.

Είναι φανερό πως η προσομοίωση του ίδιου βάρους μιας κατασκευής υιοθετώντας όλες τις πιο πάνω προτάσεις, είναι ιδιαίτερα πολύπλοκη και απαιτεί πολύ μεγάλο πλήθος τυχαίων μεταβλητών. Έτσι το προσομοίωμα που χρησιμοποιήθηκε για τα ίδια βάρη μιας κατασκευής είναι το εξής:

$$G_i = G_{o,i} \cdot Y_g, \quad i := 1 \text{ έως Τον αριθμό των φορτισμένων κόμβων του φορέα} \quad (5.12)$$

$$g_i = g_{o,i} \cdot Y_g, \quad i := 1 \text{ έως Τον αριθμό των δοκών του φορέα} \quad (5.13)$$

Όπου G_i η τιμή του φορτίου που επιβάλλεται στον κόμβο i (αφορά τις αντιδράσεις των εγκαρσίων δοκών καθώς και το ίδιο βάρος του άνω υποστυλώματος) και g_i η τιμή του φορτίου που κατανέμεται στη δοκό i του φορέα (αφορά τα ίδια βάρη των πλακών εκατέρωθεν της δοκού).

$G_{o,i}$ (ή $g_{o,i}$) είναι μια τυχαία μεταβλητή που ακολουθεί την κανονική κατανομή με μέση τιμή την ονομαστική τιμή του φορτίου $G_{i,nom}$ (ή $g_{j,nom}$) και συντελεστή διασποράς 0.04 . Αυτή η τυχαία μεταβλητή λαμβάνει υπόψη την μεταβλητότητα του όγκου των μελών του φορέα που προκαλούν το φορτίο G_i (ή g_j).

Y_g είναι μια τυχαία μεταβλητή η οποία αντιπροσωπεύει, για το σύνολο της κατασκευής, την διασπορά της πυκνότητας των υλικών του δομήματος. Ακολουθεί

λογαριθμοκανονική κατανομή με μέση τιμή 1 και συντελεστή διασποράς ίση με 0.028. Η τιμή αυτή προσδιορίστηκε βάσει αυτών που αναφέρθηκαν πιο πάνω για την διασπορά της πυκνότητας των υλικών ($V \cdot \rho_m = 0.04 \cdot 0.7 = 0.028$).

5.2.2 Σκυρόδεμα

5.2.2.1 Απερίσφιγκτο σκυρόδεμα

Το προσομοίωμα, το οποίο προτείνεται από το εγχειρίδιο της επιτροπής JCSS για τον προσδιορισμό των ιδιοτήτων του σκυροδέματος αναφέρεται σε ένα σημείο i το οποίο ανήκει σε μια κατασκευή j . Η θλιπτική αντοχή $f_{c,ij}$ προσδιορίζεται ως εξής:

$$f_{c,ij} = \alpha(t, \tau) \cdot f_{co,ij}^\lambda \cdot Y_{1,j} \quad (5.14)$$

$$f_{co,ij} = \exp(U_{ij} \Sigma_j + M_j) \quad (5.15)$$

Όπου:

$\alpha(t, \tau)$: προσδιοριστική συνάρτηση η οποία λαμβάνει υπόψη την ηλικία του σκυροδέματος t και την διάρκεια της φόρτισης τ .

$$\alpha(t, \tau) = \alpha_1(\tau) \cdot \alpha_2(t) \quad (5.16)$$

$$\alpha_1(\tau) = \alpha_3(\infty) + [1 - \alpha_3(\infty)] \cdot \exp(-a_\tau \cdot \tau) \text{ με } \alpha_3(\infty) \approx 0.8 \text{ και } a_\tau \approx 0.04 \quad (5.17)$$

$$\alpha_2(t) = a + b \cdot \ln(t) \quad (5.18)$$

Στις περισσότερες περιπτώσεις μπορεί να χρησιμοποιηθεί $\alpha_1(\tau) = 0.8$. Οι συντελεστές a και b εξαρτώνται από τα χημικά χαρακτηριστικά του τσιμέντου και από τις συνθήκες του περιβάλλοντος. Υπό φυσιολογικές συνθήκες $a = 0.6$ και $b = 0.12$.

$f_{co,ij}$: τυχαία μεταβλητή που ακολουθεί λογαριθμοκανονική κατανομή, ανεξάρτητη της $Y_{1,j}$ με λογαριθμικές παραμέτρους M_j και Σ_j

$U_{1,j}$: τυχαία μεταβλητή που ακολουθεί την τυποποιημένη κανονική κατανομή, αντιπροσωπεύει την μεταβλητότητα της αντοχής του σκυροδέματος μέσα στην κατασκευή j .

$Y_{1,j}$: τυχαία μεταβλητή που ακολουθεί λογαριθμοκανονική κατανομή, αντιπροσωπεύει τη μεταβλητότητα της αντοχής του σκυροδέματος από κατασκευή σε κατασκευή. Η μεταβλητότητα αυτή αφορά τις διαφορετικές συνθήκες σκυροδέτησης και συντήρησης του σκυροδέματος.

λ : τυχαία μεταβλητή που ακολουθεί λογαριθμοκανονική κατανομή με μέση τιμή 0.96 και συντελεστή διασποράς 0.005. Επειδή η τιμή του συντελεστή διασποράς είναι ιδιαίτερα μικρή η JCSS θεωρεί επαρκές την προσδιοριστική εκτίμηση του συντελεστή λ .

Το προσομοίωμα για τη θλιπτική αντοχή του σκυροδέματος έχει χρησιμοποιηθεί στην παρούσα εργασία έχει ως εξής:

$$f_{c,ij} = f_{co,ij} \cdot Y_{1,j} \quad (5.19)$$

Δηλαδή έχει απλοποιηθεί σε σύγκριση με τη σχέση (15) ως προς την χρονική συνάρτηση $\alpha(t,\tau)$ και την μεταβλητή λ . Η τυχαία μεταβλητή $Y_{1,j}$ ακολουθεί λογαριθμοκανονική κατανομή με μέση τιμή 1 και συντελεστή διασποράς 0.06.

Η τυχαία μεταβλητή $f_{co,ij}$ έχει θεωρηθεί ότι ακολουθεί κανονική κατανομή με μέση τιμή που προκύπτει από την χαρακτηριστική τιμή $[P(f_{co,ij} < f_{co,k}) = 5\%]$ της θλιπτικής τιμής του σκυροδέματος και τυπική απόκλιση που αντιστοιχεί σε συντελεστή διασποράς $Cov_{fco,ij} = 0.15$:

$$f_{co,ij,m} = f_{co,ij,k} / (1 - 1.64 \cdot Cov_{fco,ij}) \quad (5.20)$$

$$\sigma_{fco,ij} = f_{co,ij,m} \cdot Cov_{fco,ij} \quad (5.21)$$

Η τυχαία μεταβλητή $Y_{1,j}$ έχει θεωρηθεί ότι ακολουθεί λογαριθμοκανονική κατανομή με μέση τιμή $\mu_{Y_{1,j}} = 1$ και συντελεστή διασπορά $Cov_{Y_{1,j}} = 0.06$.

Η εφαρμογή της πιο πάνω προσομοίωσης, εξαρτάται από τον καθορισμό του πλήθους των «διαφορετικών κατασκευών» j . Ως «διαφορετική κατασκευή» νοείται μια διαφορετική σκυροδέτηση. Δηλαδή όσες είναι οι διαφορετικές σκυροδετήσεις με τις οποίες κατασκευάζεται ένα κτίριο τόσες είναι και οι τυχαίες μεταβλητές $Y_{1,j}$. Για ένα κτίριο N ορόφων στο οποίο οι σκυροδετήσεις γίνονται ανά όροφο (τα υποστυλώματα σκυροδετούνται την ίδια μέρα με την πλάκα και τις δοκούς του ορόφου) το πλήθος των τυχαίων μεταβλητών $Y_{1,j}$ θα είναι N , ενώ για ένα κτίριο στο οποίο οι δοκοί και οι πλάκες ενός ορόφου σκυροδετούνται διαφορετική μέρα από ότι τα υποστυλώματα το πλήθος των τυχαίων μεταβλητών $Y_{1,j}$ θα είναι $2 \cdot N$. Το πλήθος των τυχαίων μεταβλητών $f_{co,ij}$ είναι ίσο με τον αριθμό των δοκών και των υποστυλωμάτων του κτιρίου. Δηλαδή έχει θεωρηθεί πως η θλιπτική αντοχή του σκυροδέματος μεταξύ δύο σημείων που ανήκουν στο ίδιο μέλος είναι πλήρως συσχετισμένη.

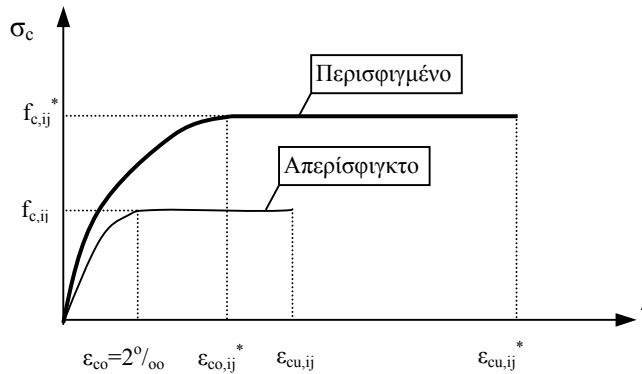
Η παραμόρφωση ϵ_{co} (βλέπε σχήμα 5.3) δεν έχει θεωρηθεί τυχαία μεταβλητή καθώς η επιρροή της στη μη γραμμική ανάλυση ενός φορέα είναι αμελητέα. Η παραμόρφωση αστοχίας του σκυροδέματος $\epsilon_{cu,ij}$ και το μέτρο ελαστικότητας του σκυροδέματος $E_{c,ij}$ προκύπτουν από τις σχέσεις:

$$E_{c,ij} = 10.5 \cdot f_{c,ij}^{1/3} \cdot Y_{2,j} \quad (5.22)$$

$$\epsilon_{u,ij} = 6 \cdot 10^{-3} \cdot f_{c,ij}^{-1/6} \cdot Y_{3,j} \quad (5.23)$$

Όπου $Y_{2,j}$, $Y_{3,j}$ τυχαίες μεταβλητές που ακολουθούν λογαριθμοκανονική κατανομή με μέσες τιμές 1 και συντελεστές διασποράς 0.15. Αντιπροσωπεύουν, όπως και η $Y_{1,j}$, τη

μεταβλητότητα των αντίστοιχων ιδιοτήτων του σκυροδέματος από όροφο σε όροφο λόγω των διαφορετικών συνθηκών σκυροδέτησης και συντήρησης του σκυροδέματος.



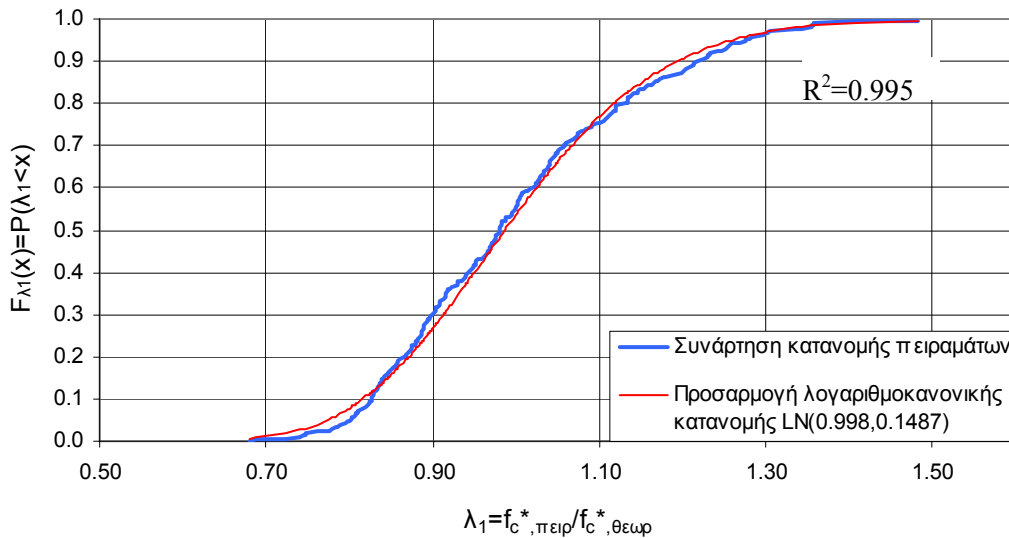
Σχήμα 5.3. Διάγραμμα τάσης παραμόρφωση του σκυροδέματος

5.2.2.2 Περισφιγμένο σκυροδέμα

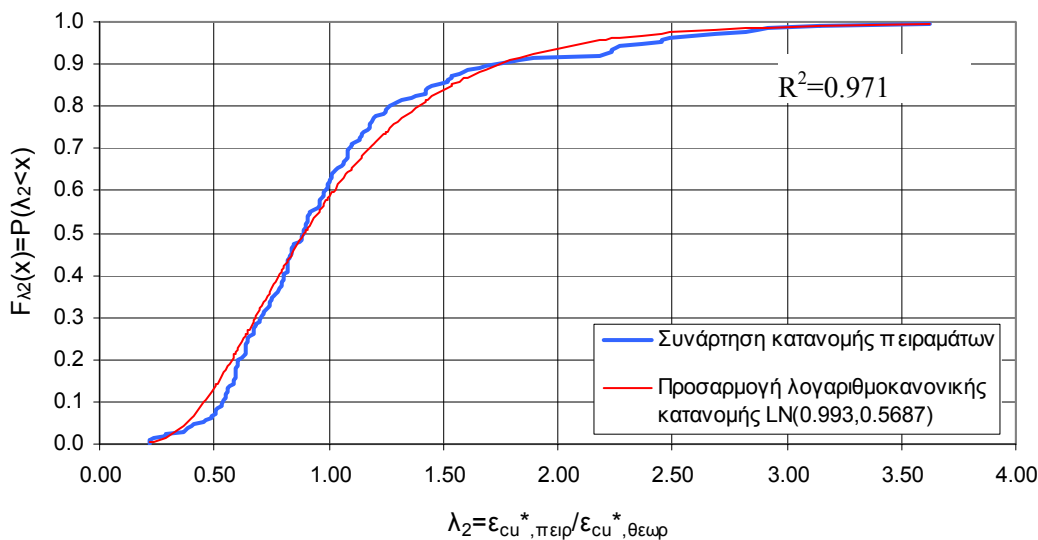
Προκειμένου να προσδιορισθεί ένα πιθανοτικό προσομοίωμα για τις ιδιότητες του περισφιγμένου σκυροδέματος έγινε μια στατιστική επεξεργασία των πειραματικών αποτελεσμάτων 17 συνολικά εργασιών [Sheikh et al. (1980), Mander et al. (1988), Razvi et al. (1989), Issa et al. (1994), Ahmad et al. (1982), Sun et al. (1996), Yong et al. (1988), Scott et al. (1982), Cusson et al. (1994), Nagashima et al. (1992), Moelhe et al. (1985), Nishiyama et al. (1993), Sugano et al. (1988), Razvi et al. (1996), Iyengar et al. (1970), Sargin et al. (1971), Martinez et al. (1984), βλ. Παράρτημα 4] που στόχο είχαν τον καθορισμό ενός προσδιοριστικού προσομοιώματος περιγραφής των ιδιοτήτων του περισφιγμένου σκυροδέματος. Με βάση το προσδιοριστικό προσομοίωμα [Tassios et al. (1994)] υπολογίστηκε η θεωρητική τιμή της αντοχής του περισφιγμένου σκυροδέματος $f_{c,θεωρ}^*$ καθώς και η παραμόρφωση αστοχίας $\epsilon_{cu,θεωρ}^*$ ακολούθως σχηματίστηκαν οι αντίστοιχοι λόγοι λ_1 και λ_2 με τις πειραματικές τιμές.

Στο σχήμα 5.4 φαίνεται η συνάρτηση κατανομής του λόγου λ_1 της πειραματικής τιμής της θλιπτικής αντοχής του περισφιγμένου σκυροδέματος προς την αντίστοιχη θεωρητική όπως αυτή υπολογίζεται από το προσδιοριστικό προσομοίωμα των Tassios et al, ενώ στο σχήμα 5.5 φαίνεται η συνάρτηση κατανομής του λόγου λ_2 της πειραματικής τιμής της παραμόρφωσης αστοχίας του περισφιγμένου σκυροδέματος προς την αντίστοιχη θεωρητική. Οι κατανομές αυτές υπολογίστηκαν χρησιμοποιώντας το σύνολο των πειραματικών αποτελεσμάτων και των 16 εργασιών. Στα ίδια σχήματα έχουν σχεδιαστεί οι καλύτερα προσαρμοζόμενες λογαριθμοκανονικές συναρτήσεις κατανομών των λόγων αυτών ενώ φαίνονται και οι τιμές των συντελεστών γραμμικής παλινδρομής (R²). Δεν

υπολογίστηκε η αντίστοιχη συνάρτηση κατανομής που αφορά την παραμόρφωση ε_{co}^* καθώς διαπιστώθηκε πως η μέτρησή της γινόταν με διαφορετικό τρόπο από εργασία σε εργασία.



Σχήμα 5.4. Αθροιστική συνάρτηση κατανομής του λόγου λ_1 της πειραματικής τιμής της θλιπτικής αντοχής του περισφιγμένου σκυροδέματος προς την αντίστοιχη θεωρητική



Σχήμα 5.5. Αθροιστική συνάρτηση κατανομής του λόγου λ_2 της πειραματικής τιμής της παραμόρφωσης αστοχίας του περισφιγμένου σκυροδέματος προς την αντίστοιχη θεωρητική.

Βάσει αυτής της στατιστικής επεξεργασίας και θεωρώντας αυθαίρετη τιμές για το συντελεστή διασποράς της παραμόρφωσης ε_{co}^* , το προσδιοριστικό προσομοίωμα των Tassios et al. μετατράπηκε σε πιθανοτικό ως εξής:

$$f_{c,ij}^* = Y_{conf,1} \cdot f_{c,ij} \cdot \begin{cases} 1 + 2.5 \cdot \alpha \cdot \omega_w, \text{for } \dots \omega_w \leq 0.1/\alpha \\ 1.125 + 1.25 \cdot \alpha \cdot \omega_w, \text{for } \dots \omega_w > 0.1/\alpha \end{cases} \quad (5.24)$$

$$\varepsilon_{co,ij}^* = Y_{conf,2} \cdot \varepsilon_{co} \cdot \left(f_{c,ij}^* / f_{c,ij} \right)^2 \quad (5.25)$$

$$\varepsilon_{cu,ij}^* = Y_{conf,3} \cdot \left(\varepsilon_{cu,ij} + 0.1 \cdot \alpha \cdot \omega_w \right) \quad (5.26)$$

όπου

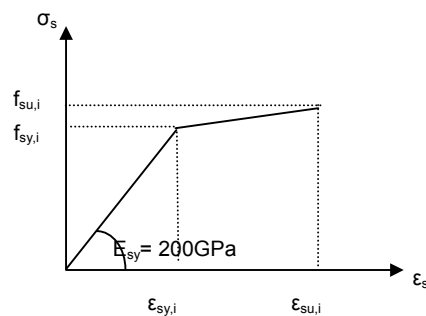
$Y_{conf,1}$ ($=\lambda_1$) $Y_{conf,2}$, $Y_{conf,3}$ ($=\lambda_2$) τυχαίες μεταβλητές που ακολουθούν την λογαριθμοκανονική κατανομή με μέση τιμή 1 και συντελεστές διασποράς 0.15 (≈ 0.1487 βλ σχ 5.4), 0.10 και 0.50 (≈ 0.5687 βλ σχ 5.5) αντίστοιχα.

α : Συντελεστής αποδοτικότητας περισφίξεως [Tassios et al.(1994)]

ω_w : ογκομετρικό μηχανικό ποσοστό του εγκάρσιου σπλισμού.

5.2.3 Χάλυβας

Από τις ιδιότητες του χάλυβα αυτές που έχουν θεωρηθεί ως τυχαίες μεταβλητές είναι η τάση διαρροής $f_{sy,i}$, η τάση αστοχίας $f_{su,i}$, η παραμόρφωση διαρροής $\varepsilon_{sy,i}$ και αστοχίας $\varepsilon_{su,i}$ (βλ.σχήμα 5.6)



Σχήμα 5.6. Διάγραμμα τάσης παραμόρφωση του χάλυβα.

Τα πιθανοτικά προσομοιώματα περιγραφής των ιδιοτήτων του χάλυβα που προτείνονται από το εγχειρίδιο της επιτροπής JCSS λαμβάνουν υπόψη την προέλευση του χάλυβα. Πιο συγκεκριμένα λαμβάνεται υπόψη η μεταβλητότητα των ιδιοτήτων του χάλυβα από εργοστάσιο σε εργοστάσιο παραγωγής, από παρτίδα σε παρτίδα παραγωγής και η μεταβλητότητα που παρατηρείται μέσα σε μια συγκεκριμένη παρτίδα παραγωγής ενός συγκεκριμένου εργοστασίου παραγωγής. Για να ενσωματωθούν αυτούσια τα προσομοιώματα αυτά πρέπει να είναι γνωστή η προέλευση της κάθε ράβδου σπλισμού του δομήματος.

Τα προσομοιώματα αυτά απλοποιήθηκαν ως εξής: οι ιδιότητες του χάλυβα για τις ράβδους που ανήκουν στο ίδιο μέλος θεωρούνται πλήρως συσχετισμένες ενώ η συσχέτιση μεταξύ των ιδιοτήτων του χάλυβα ράβδων που ανήκουν σε διαφορετικά μέλη έχει θεωρηθεί ίση με μηδέν. Έτσι το πλήθος των τυχαίων μεταβλητών για κάθε μία από τις ιδιότητες του χάλυβα είναι όσα και τα μέλη του κάθε κτιρίου (άθροισμα δοκών και υποστυλωμάτων). Η τάση διαρροής $f_{sy,i}$ έχει θεωρηθεί πως ακολουθεί κανονική κατανομή με μέση τιμή που προκύπτει από την χαρακτηριστική τιμή [$P(f_{sy,i} < f_{sy,k}) = 5\%$] της τάσης διαρροής του χάλυβα και τυπική απόκλιση που αντιστοιχεί σε συντελεστή διασποράς $Cov_{f_{sy,i}} = 0.05$:

$$f_{sy,i,m} = f_{sy,k} / (1 - 1.64 \cdot Cov_{f_{sy,i}}) \quad (5.27)$$

$$\sigma_{f_{sy,i}} = f_{sy,m} \cdot Cov_{f_{sy,i}} \quad (5.28)$$

Η παραμόρφωση αστοχίας του χάλυβα $\epsilon_{su,i}$ έχει θεωρηθεί πως ακολουθεί κανονική κατανομή με μέση τιμή 0.1 και συντελεστή διασποράς 0.1

Η τάση αστοχίας του χάλυβα $f_{su,i}$ και η παραμόρφωση διαρροής $\epsilon_{sy,i}$ έχουν θεωρηθεί πλήρως συσχετισμένες με την τάση διαρροή:

$$f_{su,i} = 1.15 \cdot f_{sy,i} \quad (5.29)$$

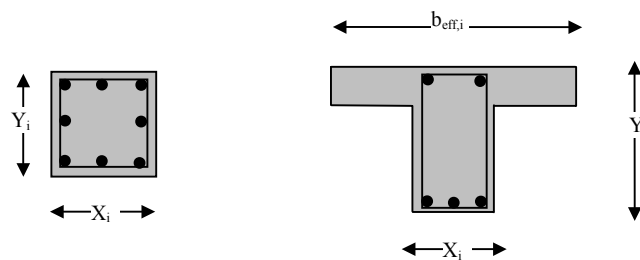
$$\epsilon_{sy,i} = f_{sy,i} / E_{sy} \quad (5.30)$$

5.2.4 Διαστάσεις

Οι διαστάσεις του φορέα που έχουν θεωρηθεί ως τυχαίες μεταβλητές είναι οι διαστάσεις των διατομών κάθε μέλους (υποστυλώματα, δοκοί) καθώς και η επιφάνεια των ράβδων οπλισμού. Τα προσομοιώματα που έχουν χρησιμοποιηθεί για αυτές τις τυχαίες μεταβλητές είναι αυτούσια αυτά που προτείνονται από το εγχειρίδιο της επιτροπής JCSS. Η διάσταση X_i (Y_i ή $b_{eff,i}$) της διατομής του μέλους i (βλέπε σχήμα 5.7) έχει θεωρηθεί πως ακολουθεί την κανονική κατανομή με μέση τιμή την ονομαστική της τιμή $X_{i,nom}$ και τυπική απόκλιση:

$$\sigma_{X_i} = 4\text{mm} + 0.006 \cdot X_{i,nom} \quad (5.31)$$

Οι διαστάσεις αυτές έχουν θεωρηθεί πλήρως συσχετισμένες κατά μήκος του κάθε μέλους.



Σχήμα 5.7. Διαστάσεις υποστυλωμάτων και δοκών οι οποίες έχουν θεωρηθεί ως τυχαίες μεταβλητές

Η επιφάνεια $A_{s,i}$ κάθε ράβδου οπλισμού του κτιρίου έχει θεωρηθεί ως μια ανεξάρτητη τυχαία μεταβλητή που ακολουθεί την κανονική κατανομή με μέση τιμή την ονομαστική της τιμή $A_{s,i,nom}$ και συντελεστή διασποράς 0.02.

5.2.5 Αντοχή έναντι τέμνουσας

Η αβεβαιότητες έναντι αντοχής σε τέμνουσα κάθε μέλους λαμβάνεται υπόψη εισάγοντας τρεις τυχαίες μεταβλητές $Y_{VR2,i}$, $Y_{VRw,i}$, $Y_{VRc,i}$ στις σχέσεις υπολογισμού της αντοχής σε τέμνουσα όπως αυτές καθορίζονται από τον Ελληνικό Κανονισμό Ωπλισμένου σκυροδέματος.

$$V_{R2,i} = 0.835 \cdot v \cdot f_{c,ij} \cdot b_{w,i} \cdot z_i \cdot (1 - \sigma_{op,eff,i} / f_{c,ij}) \cdot Y_{VR2,i} \quad (5.32)$$

$$V_{Rw,i} = A_{sw,i} / s_i \cdot 0.9 \cdot d_i \cdot f_{yw,i} \cdot Y_{VRw,i} \quad (5.33)$$

$$V_{Rc,i} = [T_{R,i} \cdot k_i \cdot (1.2 + 40\rho_{l,i}) + 0.15 \cdot \sigma_{op,i}] \cdot Y_{VRc,i} \quad (5.34)$$

Επειδή για τις προαναφερθείς αβεβαιότητες δεν υπάρχουν πειραματικά δεδομένα που να βοηθούν, στον προσδιορισμό κάποιας πιθανοτικής κατανομής που να τις περιγράφει, όπως στην περίπτωση των αβεβαιοτήτων των προσομοιωμάτων της περισφίξεως, αυθαίρετα θεωρήθηκε πως οι τυχαίες μεταβλητές $Y_{VR2,i}$, $Y_{VRw,i}$ και $Y_{VRc,i}$ ακολουθούν την λογαριθμοκανονική κατανομή με μέση τιμή 1 και συντελεστή διασποράς 0.1.

Συνοπτικά οι τυχαίες μεταβλητές περιγράφονται στον πίνακα 5.1.

Πίνακας 5.1. Τυχαίες μεταβλητές

ΤΥΧΑΙΑ ΜΕΤΑΒΛΗΤΗ	ΠΛΗΘΟΣ ΤΥΧΑΙΩΝ ΜΕΤΑΒΛΗΤΩΝ	ΚΑΤΑΝΟΜΗ	ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ	ΣΧΟΛΙΑ
ΦΟΡΤΙΑ				
<i>Ωφέλιμα φορτία</i>				
Συνεχόμενα φορτία ($q_{sust,i}$)	N	Γάμμα	$E[q_i]=0.3 \text{ kN/m}^2$, $\text{Var}[q_i]=0.1125 \text{ kN}^2/\text{m}^4$	$i=1 \dots N$. Όπου N ο αριθμός των ορόφων του κτιρίου
Περιοδικά φορτία ($q_{int,i}$)	N	Εκθετική	$E[p_i]=0.30 \text{ kN/m}^2$	$i=1 \dots N$. Όπου N ο αριθμός των ορόφων του κτιρίου
<i>Ίδια βάρη</i>				
Y_g . Αντιπροσωπεύει για το σύνολο της κατασκευής τη διασπορά της πυκνότητας των υλικών του δομήματος	1	Λογαριθμοκανονική	$E[Y_g]=1$, $\text{Cov}[Y_g]=0.028$	
$G_{o,i}$. Αφορά τις αντιδράσεις των εγκαρσίων δοκών καθώς και το ίδιο βάρος του άνω υποστυλώματος. Λαμβάνει υπόψη την μεταβλητότητα του όγκου των μελών που προκαλούν το συγκεντρωμένο φορτίο G_i	n_k	Κανονική	$E[G_{o,i}] = G_{i,nom}$, $\text{Cov}[G_{o,i}] = 0.04$	$i=1 \dots n_k$. Όπου n_k ο αριθμός των φορτιζόμενων κόμβων του φορέα. Η τιμή του φορτίου λόγω ίδιου βάρους κάθε κόμβου προκύπτει από τον πολλαπλασιασμό $Y_g \cdot G_{o,i}$
Ίδιο βάρος δοκών $g_{o,i}$. Αφορά τα ίδια βάρη της πλάκας που κείται αριστερά και δεξιά της δοκού καθώς και το ίδιο βάρος της δοκού. Λαμβάνει υπόψη την μεταβλητότητα του όγκου των μελών που προκαλούν τη φόρτιση g_i .	n_b	Κανονική	$E[g_{o,i}] = g_{i,nom}$, $\text{Cov}[g_{o,i}] = 0.04$	$i=1 \dots n_b$. Όπου n_b ο αριθμός των δοκών του φορέα. Η τιμή του ίδιου βάρους κάθε δοκού προκύπτει από τον πολλαπλασιασμό $Y_g \cdot g_{o,i}$
ΔΙΑΣΤΑΣΕΙΣ				
Διαστάσεις διατομών μελών X_i Y_i $b_{eff,i}$	$2 \cdot (n_b + n_c)$ $2 \cdot (n_b + n_c)$ n_b	Κανονική	$E[X_i] = X_{i,nom}$, $\sigma_{x_i} = 4\text{mm} + 0.006 \cdot X_{i,nom}$ (ίδιες παράμετροι και για Y_i και $b_{eff,i}$)	Όπου n_b , n_c ο αριθμός των δοκών και των υποστυλωμάτων του φορέα αντίστοιχα. Για κάθε υποστυλώμα χρησιμοποιούνται 2 τυχαίες μεταβλητές, μία για το πλάτος και μία για το ύψος της διατομής. Για τις δοκούς χρησιμοποιείται μία επιπλέον τυχαία μεταβλητή για ο συνεργαζόμενο πλάτος $b_{eff,i}$
Εμβαδόν ράβδων οπλισμού A_{si}	n_r	Κανονική	$E[A_{si}] = A_{si,nom}$, $\text{Cov}[A_{si}] = 0.02$	Όπου n_r το πλήθος των ράβδων των δοκών και των υποστυλωμάτων του κτιρίου
ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ				
Y_{1j} . Αντιπροσωπεύει για το σύνολο της κάθε σκυροδέτησης τη μεταβλητότητα της θλιπτικής αντοχής του σκυροδέματος $f_{c,ij}$	n_i	Λογαριθμοκανονική	$E[Y_{1j}] = 1$, $\text{Cov}[Y_{1j}] = 0.06$	Όπου n_i το πλήθος των σκυροδετήσεων με τις οποίες κατασκευάζεται το κτίριο
Y_{2j} . Αντιπροσωπεύει για το σύνολο της κάθε σκυροδέτησης τη μεταβλητότητα του μέτρου ελαστικότητας σκυροδέματος $E_{c,ij}$	n_i	Λογαριθμοκανονική	$E[Y_{2j}] = 1$, $\text{Cov}[Y_{2j}] = 0.15$	Όπου n_i το πλήθος των σκυροδετήσεων με τις οποίες κατασκευάζεται το κτίριο. $E_{c,ij} = 10.5 \cdot f_{c,ij}^{1/3} \cdot Y_{2j}$
Y_{3j} . Αντιπροσωπεύει για το σύνολο της κάθε σκυροδέτησης τη μεταβλητότητα της παραμόρφωσης αστοχίας του σκυροδέματος $\epsilon_{cu,ij}$	n_i	Λογαριθμοκανονική	$E[Y_{3j}] = 1$, $\text{Cov}[Y_{3j}] = 0.15$	Όπου n_i το πλήθος των σκυροδετήσεων με τις οποίες κατασκευάζεται το κτίριο. $\epsilon_{cu,ij} = 6 \cdot 10^{-3} \cdot f_{c,ij}^{-1/6} \cdot Y_{3j}$

Θλιπτική αντοχή σκυροδέματος $f_{co,ij}$	$n_b + n_c$	Κανονική	$E[f_{co,ij}] = f_{co,ij,k} / (1 - 1.64 \cdot Cov[f_{co,ij}])$, $Cov[f_{co,ij}] = 0.15$	Όπου n_b, n_c ο αριθμός των δοκών και των υποστυλωμάτων του φορέα αντίστοιχα. Η θλιπτική αντοχή του σκυροδέματος προκύπτει από τον πολλαπλασιασμό $f_{c,ij} = Y_{1,i} \cdot f_{co,ij}$
$Y_{conf,1}$. Αντιπροσωπεύει τη μεταβλητότητα του προσομοιώματος υπολογισμού της θλιπτικής αντοχής του περισφιγμένου σκυροδέματος $f_{c,ij}$	n_c	Λογαριθμοκανονική	$E[Y_{conf,1}] = 1, Cov[Y_{conf,1}] = 0.15$	Όπου n_c ο αριθμός των υποστυλωμάτων του φορέα. $f_{c,ij}^* = Y_{conf,1} \cdot f_{c,ij} \cdot \begin{cases} 1 + 2.5 \cdot \alpha \cdot \omega_w, & \text{for } \dots \omega_w \leq 0.1 / \alpha \\ 1.125 + 1.25 \cdot \alpha \cdot \omega_w, & \text{for } \dots \omega_w > 0.1 / \alpha \end{cases}$
$Y_{conf,2}$. Αντιπροσωπεύει τη μεταβλητότητα του προσομοιώματος υπολογισμού της παραμόρφωσης του περισφιγμένου σκυροδέματος $\epsilon_{co,ij}$	n_c	Λογαριθμοκανονική	$E[Y_{conf,2}] = 1, Cov[Y_{conf,2}] = 0.10$	Όπου n_c ο αριθμός των υποστυλωμάτων του φορέα. $\epsilon_{co,ij}^* = Y_{conf,2} \cdot \epsilon_{co,ij} \cdot (f_{c,ij}^* / f_{c,ij})^2$
$Y_{conf,3}$. Αντιπροσωπεύει τη μεταβλητότητα του προσομοιώματος υπολογισμού της παραμόρφωσης αστοχίας του περισφιγμένου σκυροδέματος $\epsilon_{cu,ij}^*$	n_c	Λογαριθμοκανονική	$E[Y_{conf,3}] = 1, Cov[Y_{conf,3}] = 0.50$	Όπου n_c ο αριθμός των υποστυλωμάτων του φορέα. $\epsilon_{cu,ij}^* = Y_{conf,3} \cdot (\epsilon_{cu,ij} + 0.1 \cdot \alpha \cdot \omega_w)$
ΧΑΛΥΒΑΣ				
Τάση διαρροής του χάλυβα $f_{s,i}$	$n_b + n_c$	Κανονική	$E[f_{s,i}] = f_{s,i,k} / (1 - 1.64 \cdot Cov[f_{s,i}])$, $Cov[f_{s,i}] = 0.05$	
Παραμόρφωση αστοχίας του χάλυβα $\epsilon_{su,i}$	$n_b + n_c$	Κανονική	$E[\epsilon_{su,i}] = 0.1$ $Cov[\epsilon_{su,i}] = 0.1$	
Διάγραμμα τάσεων παραμόρφωσης σκυροδέματος			Διάγραμμα τάσεων παραμόρφωσης χάλυβα	
ΑΝΤΟΧΗ ΕΝΑΝΤΙ ΤΕΜΝΟΥΣΑΣ				
$Y_{VR2,i}, Y_{VRw,i}, Y_{VRc,i}$ - Τυχαίες μεταβλητές μέσω των οποίων λαμβάνονται υπόψη οι αβεβαιότητες υπολογισμού της αντοχής έναντι τέμνουσας κάθε μέλους	$n_b + n_c$	Λογαριθμοκανονική	$E[Y_{VR2,i}] = 1, Cov[Y_{VR2,i}] = 0.10$ $E[Y_{VRw,i}] = 1, Cov[Y_{VRw,i}] = 0.10$ $E[Y_{VRc,i}] = 1, Cov[Y_{VRc,i}] = 0.10$	$V_{R2,i} = 0.835 \cdot v \cdot f_{c,ij} \cdot b_{w,i} \cdot Z_i \cdot (1 - \sigma_{cp,eff,i} / f_{c,ij}) \cdot Y_{VR2,i}$ $V_{RW,i} = A_{sw,i} / S_i \cdot 0.9 \cdot d_i \cdot f_{yw,i} \cdot Y_{VRw,i}$ $V_{Rc,i} = [T_{R,i} \cdot k_i \cdot (1.2 + 40 \rho_i) + 0.15 \cdot \sigma_{cp,i}] \cdot Y_{VRc,i}$

5.3 Μέθοδοι προσομοίωσης

Το βασικό πρόβλημα που τίθεται σε προβλήματα αξιοπιστίας των κατασκευών είναι η εύρεση της πιθανότητας αστοχίας της κατασκευής. Με την έννοια «αστοχία» νοείται, κατά περίπτωση, κάθε ανεπιθύμητη κατάσταση που μπορεί να βρεθεί η κατασκευή. Η κατασκευή παρουσιάζει χαρακτηριστικά που αντιστέκονται στην αστοχία και χαρακτηριστικά που συμβάλλουν σε αυτή. Στην απλή περίπτωση που η αντίσταση της κατασκευής προσδιορίζεται από μία τυχαία μεταβλητή R και η δράση που προκαλεί την αστοχία από επίσης μία τυχαία μεταβλητή S , η πιθανότητα αστοχίας προσδιορίζεται από την σχέση:

$$P_f = P(R \leq S) = P(R - S \leq 0) = P[G(R - S) \leq 0]. \quad (5.35)$$

Ο υπολογισμός της πιο πάνω πιθανότητας έχει ως εξής:

$$P_f = \int_{-\infty}^{+\infty} F_R(t) \cdot f_S(t) dt = \int_{-\infty}^{+\infty} \int_{-\infty}^s f_R(r) \cdot f_S(s) dr ds, \quad (5.36)$$

όπου $F_R(t)$ η συνάρτηση κατανομής της R και $f_R(r), f_S(t)$ η συνάρτηση πυκνότητας πιθανότητας της R και S αντίστοιχα.

Γενικότερα, όταν η έκφραση $R - S$ δεν προσδιορίζεται μόνο από δύο τυχαίες μεταβλητές, αλλά από n , η σχέση (5.36) γίνεται:

$$P_f = P[G(X) \leq 0] = \int_{G(X) \leq 0} f_X(x) dx, \quad (5.37)$$

όπου X n -διαστάσεων διάνυσμα των τυχαίων μεταβλητών και $f_X(x)$ η συνάρτηση πυκνότητας πιθανότητας του διανύσματος X :

$$f_X(x) = \prod_{i=1}^n f_{x_i}(x_i). \quad (5.38)$$

Η συνάρτηση $G(X)$ ονομάζεται οριακή συνάρτηση.

Ο υπολογισμός της σχέσης (5.38) μπορεί να επιτευχθεί με τρεις τρόπους

1. Με απευθείας αριθμητική ολοκλήρωση ή υπολογισμό του ολοκληρώματος της σχέσης (3) αναλυτικά. Τέτοιοι υπολογισμοί είναι σε λίγες περιπτώσεις εφικτοί καθώς, συνήθως, η συνάρτηση $G(X)$ είναι πολύπλοκη και μη ολοκληρώσιμη
2. Προσεγγίζοντας τις επιμέρους κατανομές της $G(X)$ με κανονικές κατανομές. Σε περίπτωση που οι R και S της σχέσης 5.35 είναι κανονικές κατανομές ο υπολογισμός της πιθανότητας αστοχίας είναι ιδιαίτερα εύκολος:

$$P_f = \text{Erf} \left(- \frac{\mu_R - \mu_S}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}} \right) \quad (5.39)$$

όπου Erf η αντίστροφη συνάρτηση της τυποποιημένης κανονικής κατανομής.

Η πιο πάνω αρχή αποτελεί τη βάση των μεθοδολογιών First Order Reliability Method και Second Order Reliability Method.

3. Με μεθόδους προσομοίωσης. Πρόκειται για μεθόδους που βασίζονται στη δημιουργία με τεχνητό τρόπο δειγμάτων των τυχαίων μεταβλητών. Ο υπολογισμός της πιθανότητας αστοχίας επιτυγχάνεται με στατιστική επεξεργασία της υπολογισμένης, βάσει των δειγμάτων των τυχαίων μεταβλητών, οριακής συνάρτησης $G(X)$. Μερικές από αυτές είναι οι Monte Carlo (η Monte Carlo μέθοδος αποτελεί τη βάση και για τις υπόλοιπες μεθόδους) , Latin Hypercube Sampling, Importance Sampling, Directional Simulation, Directional Simulation with Importance Sampling.

5.4 Μέθοδος Monte Carlo- Latin Hypercube Sampling

Στην περίπτωση της έρευνάς μας, αντικείμενο αναζήτησης αποτελεί η κατανομή διάφορων μεγεθών της απόκρισης φορέων από ωπλισμένο σκυρόδεμα υπό την επίδραση στατικής οριζόντιας φόρτισης, και όχι μόνο η εξέταση κάποιας μεμονωμένης πιθανότητας αστοχίας. Δηλαδή πρέπει να είναι δυνατός ο υπολογισμός της πιθανοτικής κατανομής διάφορων μεγεθών που προκύπτουν από την μη γραμμική ανάλυση. Κάτι τέτοιο μπορεί να επιτευχθεί με μεθόδους προσομοίωσης. Πιο συγκεκριμένα έχει χρησιμοποιηθεί η Monte Carlo μέθοδος σε συνδυασμό με την τεχνική της Latin Hypercube Sampling.

Η τεχνική αυτή αποτελεί μια τεχνική δημιουργίας δείγματος τυχαίων μεταβλητών και χρησιμοποιείται για την εφαρμογή της μεθόδου Monte Carlo.

5.4.1 Η απλή Monte Carlo μέθοδος

Έστω $g(X_1, X_2, \dots, X_n)$ μια συνάρτηση η οποία εξαρτάται από n τυχαίες μεταβλητές και F_{x_i} , $i=1 \dots n$ οι αντίστοιχες n συναρτήσεις κατανομής των τυχαίων μεταβλητών. Αναζητείται η κατανομή της συνάρτησης $g(X_1, X_2, \dots, X_n)$.

Αρχικά, για κάθε τυχαία μεταβλητή, δημιουργούνται N τυχαίοι αριθμοί μεταξύ του 0 και του 1 ($u_{i,j}$, $i=1 \dots n$, $j=1 \dots N$). Στη συνέχεια από του N τυχαίους αριθμούς, δημιουργούνται, για κάθε τυχαία μεταβλητή, N αριθμοί έτσι ώστε να ακολουθούν την αντίστοιχη πιθανοτική κατανομή: $x_{ij}=F_{x_i}^{-1}(u_{i,j})$. Υπολογίζονται N τιμές της συνάρτησης g : $g(x_{1j}, x_{2j}, \dots, x_{nj})$, $j=1 \dots N$, από όπου και προσδιορίζεται η πιθανοτική κατανομή της συνάρτησης.

5.4.2 Η Monte Carlo μέθοδος κάνοντας χρήση της μεθόδου Latin hypercube sampling(LHS)

Η LHS είναι μια τεχνική δειγματοληψίας με την οποία για να επιτευχθεί μια συγκεκριμένη ακρίβεια στην προσομοίωση απαιτείται μικρότερος αριθμός προσομοιώσεων N από ότι στην απλή εφαρμογή της μεθόδου Monte Carlo.

Η διαφοροποίηση της μεθόδου αφορά την δημιουργία των N τυχαίων αριθμών μεταξύ του 0 και του 1. Το διάστημα μεταξύ του 0 και του 1 χωρίζεται σε N διαστήματα $\left(\frac{j-1}{N}, \frac{j}{N}\right)$

$j=1\dots N$. Από κάθε ένα διάστημα λαμβάνεται τυχαία μία τιμή $u_{i,j}$. Έτσι έχουμε για κάθε τυχαία μεταβλητή, N αριθμούς μεταξύ του 0 και του 1 καταταγμένους με αύξουσα σειρά: $u_{i,1} < u_{i,2} < \dots < u_{i,N}$. Αυτοί οι αριθμοί ανακατατάσσονται με τυχαίο τρόπο: $u_{i,j} = u_{i,R_{ij}}$, όπου R_{ij} , N τυχαίοι ακέραιοι αριθμοί μεταξύ του 1 και του N καταταγμένοι με τυχαίο τρόπο. Στη συνέχεια, όπως και στην απλή μέθοδο Monte Carlo, από του N τυχαίους αριθμούς δημιουργούνται για κάθε τυχαία μεταβλητή, N αριθμοί έτσι ώστε να ακολουθούν την αντίστοιχη πιθανοτική κατανομή: $x_{ij} = F_{x_i}^{-1}(u_{i,j})$. Υπολογίζονται N τιμές της συνάρτησης g : $g(x_{1j}, x_{2j}, \dots, x_{nj})$, $j=1\dots N$, από όπου και προσδιορίζεται η πιθανοτική κατανομή της συνάρτησης. Λεπτομερώς η μέθοδος περιγράφεται από τους Ayyub B.M, και Lai K-L (1989) καθώς και από τους Nowak A.S. και Collins K.R (2000).

Παράδειγμα: $g(X_1, X_2) = X_1 + X_2$, όπου $X_1 \sim N(10, 2)$, $X_2 \sim N(20, 5)$

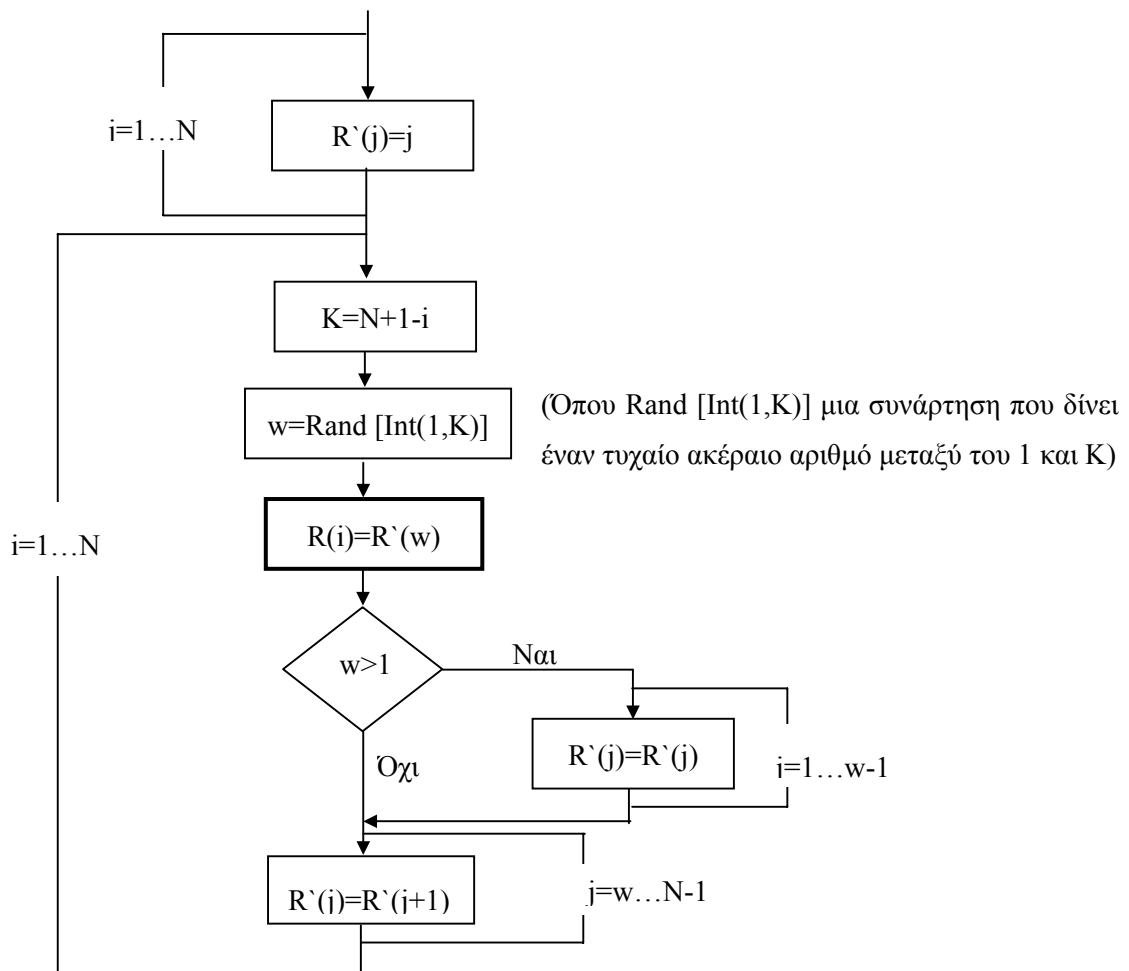
Πίνακας 5.2. Προσομοίωση με την απλή Monte Carlo μέθοδο

j	$u_{ij}(0,1)$	$x_{ij}=F_{x_1}^{-1}(u_{ij})$	$u_{2j}(0,1)$	$x_{2j}=F_{x_2}^{-1}(u_{2j})$	$x_{1j}+x_{2j}$
1	0.287	8.873	0.760	23.529	32.402
2	0.508	10.039	0.537	20.462	30.501
3	0.454	9.770	0.526	20.320	30.090
4	0.109	7.534	0.466	19.573	27.107
5	0.371	9.340	0.368	18.317	27.657
6	0.070	7.049	0.613	21.435	28.484
7	0.147	7.899	0.697	22.581	30.480
8	0.175	8.128	0.002	5.370	13.498
9	0.083	7.227	0.072	12.696	19.924
10	0.700	11.048	0.683	22.387	33.435

Πίνακας 5.3. Προσομοίωση με Monte Carlo- LHS

j	$u_{1j}(0,1)$	$u_{1j} = u_{1j}/10+(j-1)/10$	R_{1j}	$u_{1,R_{1j}}$	$x_{1j} = F_{x_1}^{-1}(u_{1,R_{1j}})$	$u_{2j}(0,1)$	$u_{2j} = u_{2j}/10+(j-1)/10$	R_{2j}	$u_{2,R_{2j}}$	$x_{2j} = F_{x_2}^{-1}(u_{2,R_{2j}})$	$x_{1j} + x_{2j}$
1	0.102	0.010	2	0.177	7.463	0.207	0.021	5	0.481	15.919	23.383
2	0.768	0.177	8	0.750	11.463	0.432	0.143	10	0.967	19.142	30.605
3	0.692	0.269	5	0.420	11.003	0.529	0.253	2	0.143	20.358	31.361
4	0.543	0.354	1	0.010	10.218	0.171	0.317	4	0.317	15.257	25.476
5	0.201	0.420	9	0.858	8.324	0.811	0.481	3	0.253	24.403	32.728
6	0.368	0.537	3	0.269	9.323	0.646	0.565	9	0.886	21.876	31.199
7	0.557	0.656	10	0.988	10.288	0.950	0.695	8	0.741	28.230	38.519
8	0.497	0.750	4	0.354	9.986	0.414	0.741	7	0.695	18.908	28.894
9	0.585	0.858	6	0.537	10.429	0.864	0.886	6	0.565	25.495	35.924
10	0.879	0.988	7	0.656	12.342	0.669	0.967	1	0.021	22.190	34.532

Για την τυχαία κατάταξη των ακέραιων αριθμών μεταξύ του 1 και του N δημιουργήθηκε η ρουτίνα που φαίνεται στο σχήμα 5.8. Στον πίνακα R(i) ,i=1...N αποθηκεύονται N ακέραιοι αριθμοί με τυχαίο τρόπο.



Σχήμα 5.8. Ρουτίνα για τη τυχαία κατάταξη N ακέραιων αριθμών

Ο προγραμματισμός της πιο πάνω ρουτίνας σε γλώσσα Visual Basic φαίνεται πιο κάτω. Στην συγκεκριμένη ρουτίνα N(=arte) ακέραιοι αριθμοί αποθηκεύονται στον πίνακα R(i), $i=1 \dots arte$ με τυχαίο τρόπο.

Dim R(), R1(), arte	Randomize	End If
Sub combine(arte, R())	w = Int((k - 1 + 1) * Rnd() + 1)	For j = w To arte - i
ReDim R1(arte), R(arte)	R(i) = R1(w)	R1(j) = R1(j + 1)
For i = 1 To arte	If w > 1 Then	Next j
R1(i) = i	For j = 1 To w - 1	Next i
Next i	R1(j) = R1(j)	End Sub
For i = 1 To arte	Next j	
k = arte + 1 - i		

5.5 Μη γραμμική ανάλυση φορέων από ωπλισμένο σκυρόδεμα υπό σταδιακώς αυξανόμενη στατική φόρτιση.

Σε περιπτώσεις εξέτασης προβλημάτων αξιοπιστίας των κατασκευών πρέπει να αποφεύγονται οι προσεγγιστικές λύσεις των προβλημάτων, καθώς οι αβεβαιότητες της κάθε προσέγγισης μπορούν να επηρεάσουν τη πιθανοτική κατανομή του εξεταζόμενου προβλήματος. Εφόσον η απόκριση φορέων από ωπλισμένο σκυρόδεμα εξετάζεται με πιθανοτικό τρόπο επιβάλλεται η ανάγκη για μέγιστη δυνατή ακρίβεια κατά τους υπολογισμούς της μη γραμμικής ανάλυσης.

Σε μια πρώτη φάση επιλέχθηκε το πρόγραμμα SAP2000 για την υλοποίηση της ελαστοπλαστικής ανάλυσης. Ο τρόπος που το πρόγραμμα αυτό προσομοιώνει την ελαστοπλαστική συμπεριφορά των μεμονωμένων στοιχείων είναι η συγκεντρωμένη πλαστιμότητα (plastic hinges). Η μέθοδος χρησιμοποιείται και από άλλα προγράμματα και έχει χρησιμοποιηθεί σε διάφορες ερευνητικές εργασίες όπως έχει διαπιστωθεί μετά από μελέτη της διεθνούς βιβλιογραφίας. Έχει όμως ορισμένα βασικά μειονεκτήματα όσον αφορά την επιδιωκόμενη ακρίβεια, τουλάχιστον έτσι όπως χρησιμοποιείται από τα διάφορα προγράμματα. Τα μειονεκτήματα αυτά είναι: i) δεν λαμβάνεται υπόψη η μεταβολή της πλαστιμότητας των υποστυλωμάτων λόγω της μεταβολής της αξονικής δύναμης ii) για να εφαρμοστεί η μέθοδος πρέπει να είναι γνωστό το μήκος της πλαστικής περιοχής κάθε κρίσιμης διατομής iii) πρέπει να καθοριστεί εξ αρχής η τιμή του μέτρου ελαστικότητας του σκυροδέματος το οποίο θα χρησιμοποιηθεί για τον προσδιορισμό της ακαμψίας του κάθε μέλους από της αρχή της επιβολής της στατικής φόρτισης έως τη διαρροή του μέλους (δηλαδή δεν λαμβάνεται υπόψη η μεταβολή της ακαμψίας του κάθε μέλους κατά τη διάρκεια της ελαστοπλαστικής ανάλυσης).

Για τους προαναφερθέντες λόγους εγκαταλείφθηκε η ιδέα της χρησιμοποίησης του προγράμματος SAP2000. Καταλήξαμε στο πρόγραμμα drain2dx στο οποίο υπάρχει η δυνατότητα χρησιμοποίησης πεπερασμένων στοιχείων μορφής λωρίδων (fiber elements). Το πλεονέκτημα των πεπερασμένων αυτών στοιχείων είναι ότι αποφεύγονται και τα τρία μειονεκτήματα που αναφέρθηκαν πιο πάνω.

Πιο κάτω παρουσιάζονται μέσω ενός παραδείγματος οι διαφορές που προκύπτουν μετά από χρησιμοποίηση μεμονωμένων στοιχείων συγκεντρωμένης πλαστιμότητας και πεπερασμένων στοιχείων μορφής λωρίδων. για την προσομοίωση ενός φορέα από ωπλισμένο σκυρόδεμα

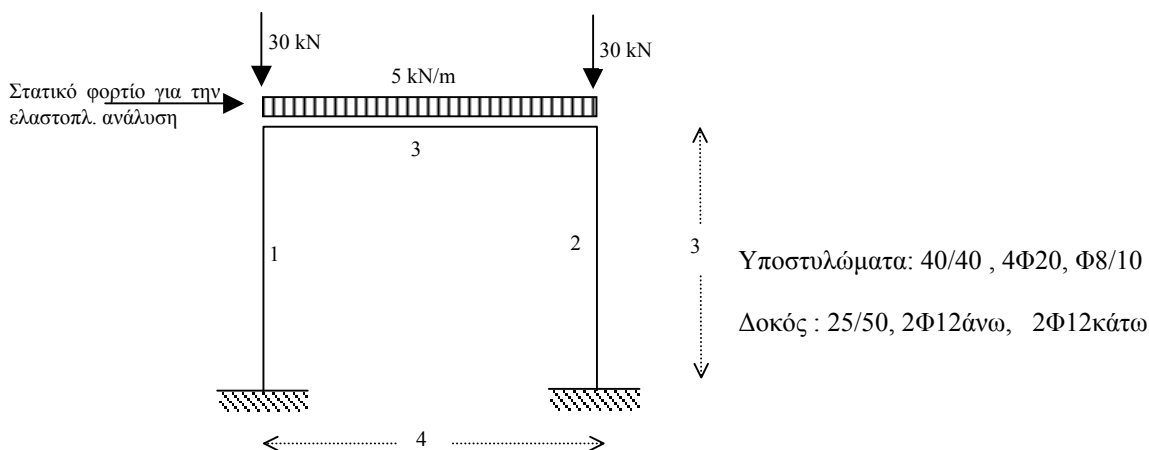
Ο φορέας που φαίνεται στο σχήμα 5.9 αναλύθηκε με 4 διαφορετικούς τρόπους προκειμένου να βρεθεί η ελαστοπλαστική συμπεριφορά του υπό σταδιακώς αυξανόμενο οριζόντιο στατικό φορτίο:

A) Χρησιμοποιώντας το πρόγραμμα SAP2000, με προσομοίωση της δοκού με στοιχείο συγκεντρωμένης πλαστιμότητας στα άκρα του (M3) και των υποστυλωμάτων με στοιχεία συγκεντρωμένης πλαστιμότητας στα άκρα, λαμβάνοντας υπόψη την επιρροή της αξονικής δύναμης στην μεταβολή των τιμών των ροπών στα διαγράμματα ροπών-στροφών μέσω του διαγράμματος αλληλοεπιδράσεως (PMM).

Β) Χρησιμοποιώντας το πρόγραμμα drain2dx, προσομοιώνοντας τα στοιχεία του φορέα όπως στην περίπτωση Α

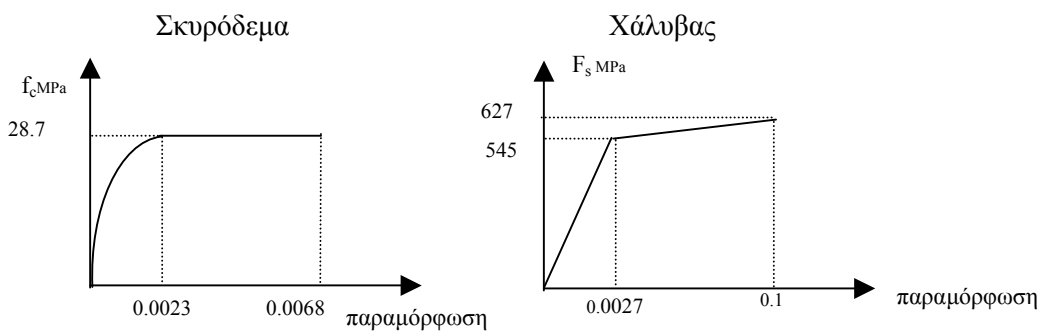
Γ) Χρησιμοποιώντας το πρόγραμμα drain2dx, προσομοιώνοντας την δοκό όπως στην περίπτωση Γ, ενώ τα υποστυλώματα με στοιχεία λουρίδων (Element15, fiber element)

Δ) Χρησιμοποιώντας το πρόγραμμα drain2dx, μοντελοποιώντας τα υποστυλώματα και τη δοκό με στοιχεία λουρίδων (Element15, fiber element)



Σχήμα 5.9. Χαρακτηριστικά του φορέα

Ιδιότητες υλικών:



Σχήμα 5.10. Παραδοχές για τις ιδιότητες των υλικών του φορέα

Οι τιμές για την διαρροή και την αστοχία του διαγράμματος ροπών-καμπυλοτήτων για τις διατομές του φορέα φαίνονται πιο κάτω:

Πίνακας 5.4. Καμπυλότητες και ροπές διαρροής και αστοχίας

	διαρροή		αστοχία	
	M_y (kNm)	$1/r_y$ (m^{-1})	M_u (kNm)	$1/r_u$ (m^{-1})
Υποστύλωμα (N=-40kN)	120.38	0.0088	142.90	0.27611
Δοκός	58.00	0.007	66.70	0.13

Το SAP2000 δέχεται ως δεδομένο για την περιγραφή της συμπεριφοράς των πλαστικών αρθρώσεων διάγραμμα ροπών-στροφών και όχι διάγραμμα ροπών-καμπυλοτήτων. Οπότε χρειάζεται η μετατροπή των καμπυλοτήτων σε στροφές. Με δεδομένη τη σχέση:

$$\theta = \int (1/r) dx, \quad (5.40)$$

προκύπτει :

$$\theta_y = \frac{(1/r)_y \cdot l}{2} \quad \text{και} \quad (5.41)$$

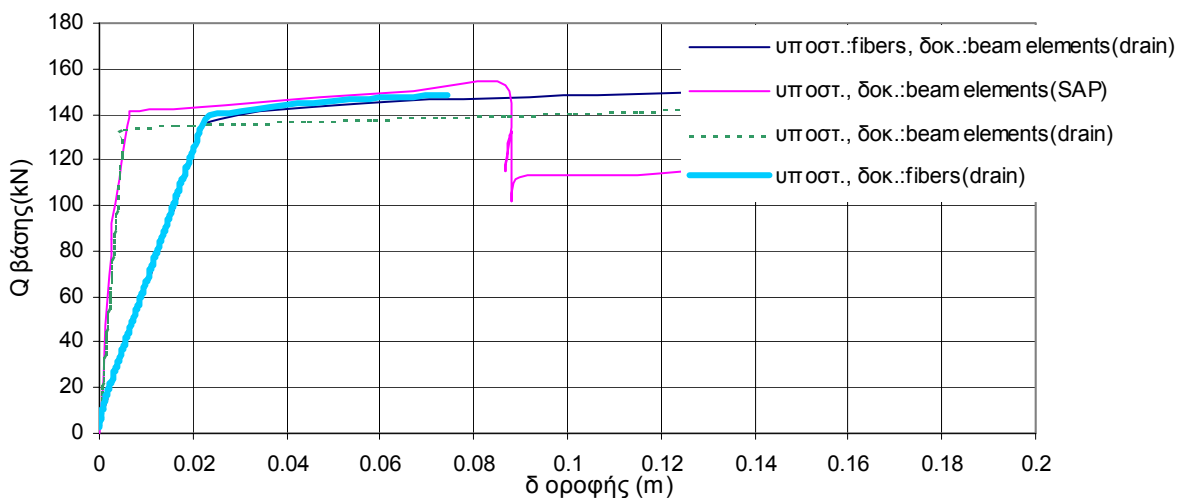
$$\theta_u = \theta_y + [(1/r)_u - (1/r)_y] \cdot l_p \quad (5.42)$$

Οι τιμές του πίνακα 5.4 μετατρέπονται, με την παραδοχή ότι $l_p=0.5h$, ως εξής:

Πίνακας 5.5. Στροφές και ροπές διαρροής και αστοχίας

	διαρροή		αστοχία	
	M_y (kNm)	θ_y	M_u (kNm)	θ_u
Υποστύλωμα(N=-40kN)	120.38	0.0132	142.90	0.0666
Δοκός	58.00	0.0140	66.70	0.0447

Στο σχήμα 5.10 φαίνονται οι καμπύλες συμπεριφοράς όπως προκύπτουν από τις τέσσερις διαφορετικές αναλύσεις.

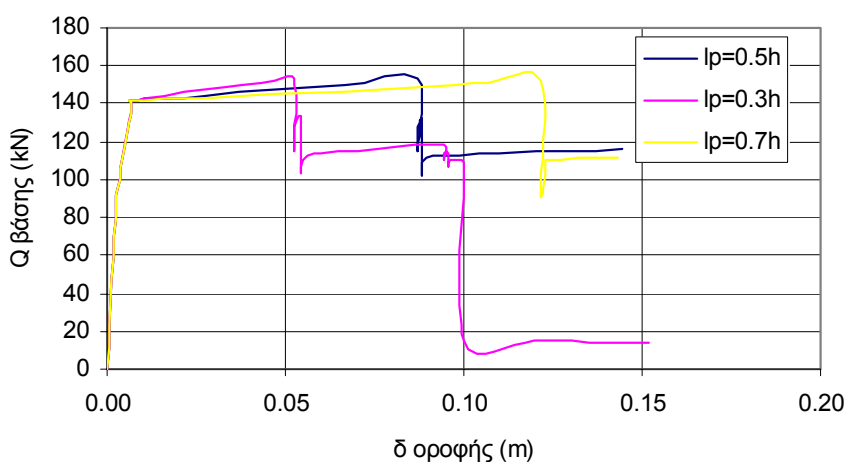


Σχήμα 5.10. Καμπύλες συμπεριφοράς για τις τέσσερις διαφορετικές αναλύσεις

- Χρησιμοποιώντας τα στοιχεία «fibers» του drain για τα υποστυλώματα είναι φανερό πως ο φορέας παρουσιάζεται πιο εύκαμπτος. Αυτό είναι λογικό να συμβαίνει καθώς οι διατομές, για την περίπτωση που χρησιμοποιούνται στοιχεία συγκεντρωμένης πλαστιμότητας στα άκρα, διαθέτουν μέχρι να διαρρέυσουν ακαμψία ίση με $(EI)_0$. Αντίθετα, με τη μέθοδο των λουριδίων υπολογίζεται σε κάθε βήμα της ανάλυσης η ακαμψία που διαθέτει η κάθε διατομή η οποία μικραίνει όσο η διατομή πλησιάζει στο σημείο διαρροής της καθώς το εφαπτομενικό μέτρο ελαστικότητας του διαγράμματος τάσεων-παραμόρφωσης του σκυροδέματος μικραίνει. Για να είχαμε σύμπτωση στις δυο καμπύλες θα έπρεπε να χρησιμοποιήσουμε στην περίπτωση της συγκεντρωμένης πλαστιμότητας μια αρχική τιμή ακαμψία μικρότερη, π.χ. $(EI)=0.5(EI)_0$.
- Οι διαφορές των δύο καμπυλών που αναφέρονται στον ίδιο τρόπο αντιμετώπισης του προβλήματος (συγκεντρωμένες πλαστιμότητες στα άκρα) αλλά χρησιμοποιούνται τα δυο προγράμματα drain2dx και SAP2000, είναι σχετικά μικρές και οφείλονται σε πιθανώς μικρά λάθη που έγιναν κατά τη διαδικασία μεταφοράς των δεδομένων από το ένα πρόγραμμα στο άλλο. Το drain2dx δεν χρησιμοποιεί κάποιο νόμο αστοχίας των διατομών, δηλαδή οι διατομές μετά τη διαρροή τους συνεχίζουν να αποκρίνονται με μια σταθερή ακαμψία. Αυτό έχει ως συνέπεια η καμπύλη συμπεριφοράς που δημιουργείται μετά τη διαρροή όλων των διατομών να συνεχίζει με σταθερή κλίση μέχρι το άπειρο. Το SAP2000 σταματά την ελαστοπλαστική ανάλυση όταν μια από τις διατομές ξεπεράσει μια συγκεκριμένη γωνία στροφής, η οποία δίνεται ως δεδομένο του προγράμματος, και στη συνέχεια δημιουργεί μια καινούρια καμπύλη συμπεριφοράς για το φορέα που προκύπτει μετά την εισαγωγή στη διατομή που αστόχησε μιας πλαστική άρθρωση πολύ μικρής ακαμψίας. Με αυτό τον τρόπο δημιουργείται μια περιβάλλουσα καμπυλών συμπεριφοράς με αποτέλεσμα την «εικονική» πτώσης της καμπύλης συμπεριφοράς.
- Οι αναλύσεις που έγιναν χρησιμοποιώντας τη μέθοδο των λουριδίων για την προσομοίωση των στοιχείων του φορέα δίνουν μια εικόνα πιο εύκαμπτης συμπεριφοράς για τον φορέα. Η μοναδική διαφορά μεταξύ των δυο περιπτώσεων, στις οποίες χρησιμοποιείται η μέθοδος των λουριδίων, είναι ότι στη μία εξ αυτών προσομοιώνονται όλα τα μέλη του φορέα με «fiber elements» και επιπλέον ότι έχει δοθεί σε αυτή την περίπτωση ως κριτήριο αστοχίας για όλες τις διατομές η μέγιστη παραμόρφωση του σκυροδέματος (για τα υποστυλώματα ελέγχεται μόνο η περιοχή της διατομής που βρίσκεται εντός των συνδετήρων καθώς η αστοχία της επικάλυψης δεν σημαίνει και αστοχία της διατομής).
- Στις δυο περιπτώσεις που χρησιμοποιήθηκε ένα από τα κριτήρια αστοχίας (A και Δ) παρατηρούμε μια εντελώς διαφορετική συμπεριφορά όσον αφορά την πλαστιμότητα την οποία δείχνει ότι διαθέτει ο φορέας. Αυτό είναι επακόλουθο τριών λόγων:
 - α) Όπως αναφέρθηκε και πιο πάνω στην περίπτωση που χρησιμοποιούνται στοιχεία συγκεντρωμένης πλαστιμότητας στα άκρα ο φορέας δείχνει πιο εύκαμπτος με αποτέλεσμα ο φορέας να διαρρέει υπό μικρότερες επιβαλλόμενες μετατοπίσεις και συνεπώς μικρότερες στροφές των διατομών (ως δεδομένο για τις διατομές είναι το εύρος

της πλαστικής περιοχής του διαγράμματος ροπών-στροφών και όχι η τιμή της στροφής διαρροής).

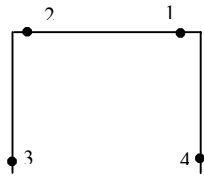
β) Το μήκος της πλαστικής αρθρώσεως το οποίο χρησιμοποιείται προκειμένου να καθοριστεί η μέγιστη επιτρεπτή στροφή (θ_u) της κάθε κρίσιμου διατομής είναι καθοριστικό για τον προσδιορισμό της πλαστιμότητας των διατομών και συνεπώς καθοριστικό για τον προσδιορισμό της πλαστιμότητας ολόκληρου του φορέα. Η καμπύλη του σχήματος 5.10 η οποία έχει δημιουργηθεί με το πρόγραμμα SAP2000 έχει προκύψει θεωρώντας $I_p=0.5h$. Στο σχήμα 5.11 φαίνονται επιπλέον δύο καμπύλες οι οποίες έχουν προκύψει για τον ίδιο φορέα θεωρώντας όμως $I_p=0.3h$ και $I_p=0.7h$.



Σχήμα 5.11. Καμπύλες συμπεριφοράς για διάφορα μήκη πλαστικών αρθρώσεων

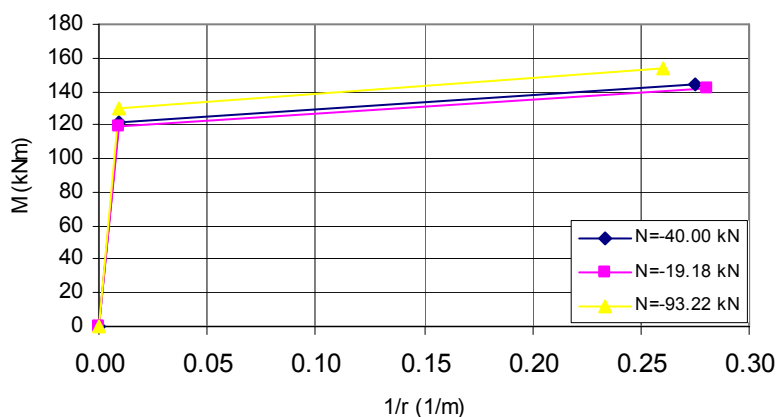
Όπως φαίνεται από το σχήμα 5.11, η πλαστιμότητα του φορέα επηρεάζεται περίπου αναλογικά με την μεταβολή του μήκους της πλαστικής άρθρωσης.

γ) Όταν χρησιμοποιούνται στοιχεία συγκεντρωμένης πλαστιμότητας στα άκρα δεν είναι δυνατό να ληφθεί κατά την πορεία των υπολογισμών της ελαστοπλαστικής συμπεριφοράς η επιρροή της μεταβολής της αξονικής δύναμης στην διαθέσιμη πλαστιμότητα των διατομών. Στον συγκεκριμένο φορέα οι διαθέσιμες πλαστιμότητες οι οποίες δόθηκαν ως δεδομένες στο πρόγραμμα είναι αυτές που προκύπτουν από τα αρχικά κατακόρυφα φορτία ($N=-40$ kN). Η πορεία των πλαστικών αρθρώσεων για την ανάλυση με τη μέθοδο των λουρίδων (drain2dx) και με στοιχεία συγκεντρωμένης πλαστιμότητας στα άκρα (SAP2000) είναι όμοια (σχήμα 5.12).



Σχήμα 5.12. Σειρά εμφάνισης των πλαστικών αρθρώσεων

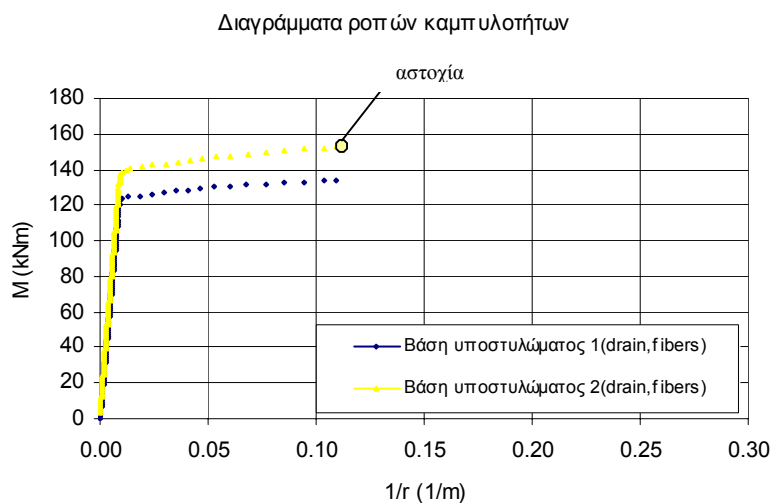
Η διαφορά που παρατηρείται αφορά τον τρόπο αστοχίας του φορέα. Για την προσομοίωση με στοιχεία συγκεντρωμένης πλαστιμότητας η αστοχία του φορέα προέρχεται από την αστοχία στην βάση του υποστυλώματος 1 ενώ για την προσομοίωση με τη μέθοδο των λουρίδων από αστοχία στη βάση του υποστυλώματος 2. Κατά την αστοχία του υποστυλώματος 1 (SAP2000) η αξονική δύναμη του υποστυλώματος 1 είναι ίση με $N_1=19.18$ kN και του υποστυλώματος 2 ίση με $N_2=93.22$ kN. Στο σχήμα 5.13 φαίνονται τα διαγράμματα ροπών καμπυλοτήτων για τις αξονικές αυτές σε σύγκριση με την αρχική αξονική δύναμη των υποστυλωμάτων ($N=-40$ kN). Το υποστυλώμα 2 διαθέτει μεγαλύτερη αντοχή έναντι κάμψεως, αλλά μικρότερη πλαστιμότητα εφόσον η καμπυλότητα αστοχίας $(1/r)_u$ έχει μικρύνει.



Σχήμα 5.13. Διαγράμματα τοπών καμπυλοτήτων για τα υποστυλώματα του φορέα και για αξονικές δυνάμεις 19.18,40.00 και 93.22 kN.

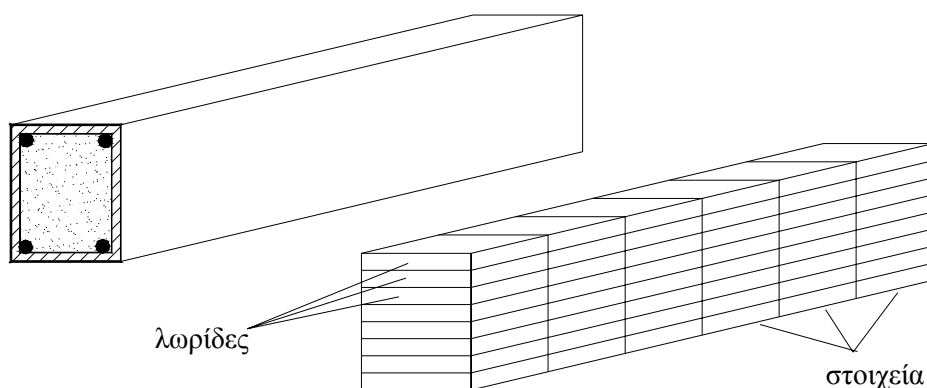
Η μείωση αυτή της πλαστιμότητας δεν λαμβάνεται υπόψη και γι' αυτό αστοχεί το υποστυλώμα 1 το οποίο διαθέτει μικρότερη αντοχή έναντι κάμψεως (μεγαλύτερη όμως πλαστιμότητα η οποία όμως δεν λαμβάνεται υπόψη). Αντιθέτως με τη μέθοδο των λουρίδων (drain2dx) η επιρροή της αξονικής δύναμης στην πλαστιμότητα των διατομών λαμβάνεται υπόψη και συνεπώς η αστοχία, όπως είναι και φυσικό, προέρχεται από αστοχία του υποστυλώματος 2. Στο σχήμα 5.14 φαίνονται τα διαγράμματα των ροπών

καμπυλοτήτων όπως αυτά διαμορφώνονται κατά την πορεία της ελαστοπλαστικής ανάλυσης κάνοντας χρήση τη μέθοδο των λουρίδων (drain2dx).



Σχήμα 5.14. Διαγράμματα ροπών καμπυλοτήτων όπως διαμορφώνονται κατά την πορεία της ελαστοπλαστικής ανάλυσης κάνοντας χρήση της μεθόδου των λουρίδων (drain2dx).

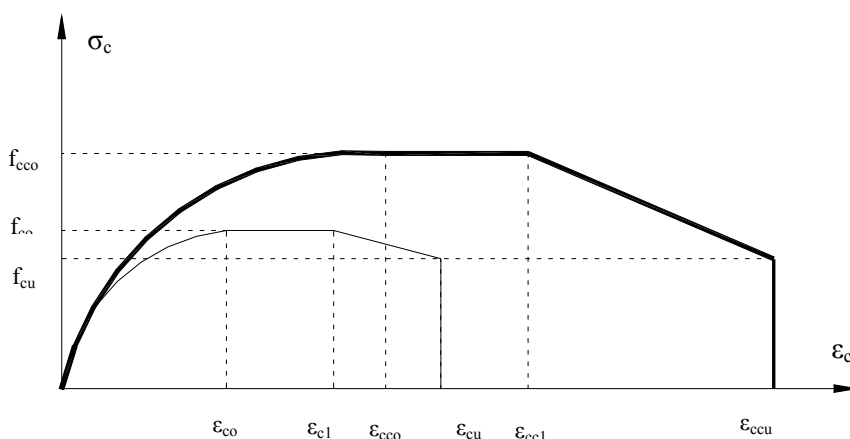
Στο σχήμα 5.15 φαίνεται ο χωρισμός ενός υποστρώματος ή μιας δοκού σε λωρίδες και στοιχεία: κατά τη εγκάρσια διεύθυνση το μέλος χωρίζεται σε λωρίδες (fibers) ενώ κατά την διαμήκη σε στοιχεία (segments). Η κάθε λουρίδα, μέσα στο μήκος του κάθε στοιχείου μπορεί να έχει ξεχωριστές ιδιότητες ανάλογα με το αν αντιστοιχεί σε περισφιγμένο ή απερίσφιγκτο σκυρόδεμα ή χάλυβα. Κάθε λουρίδα μπορεί να έχει διαφορετικές ιδιότητες μέσα σε κάθε ένα από τα διαμήκη στοιχεία. Στην εργασία αυτή τα υποστρώματα προσομοιώθηκαν με έξι στοιχεία και 25 με 35 λωρίδες ανάλογα με τον αριθμό των διαμηκών ράβδων οπλισμού. Τα δοκάρια χωρίστηκαν κατά μήκος σε 12 στοιχεία και καθ' ύψος σε 25 έως 35 λωρίδες.



Σχήμα 5.15. Προσομοίωση ενός μέλος ωπλισμένου σκυροδέματος χρησιμοποιώντας στοιχεία λωρίδων (fiber elements)

Η χρησιμοποίηση των συγκεκριμένων στοιχείων προσφέρει ένα επιπλέον πλεονέκτημα όσον αφορά την πιθανοτική προσομοίωση των τυχαίων μεταβλητών. Και αυτό γιατί υπάρχει η δυνατότητα καθορισμού διαφορετικών ιδιοτήτων μέσα στον χώρο του κάθε μέλους του φορέα κάτι το οποίο συμβαίνει και στην πραγματικότητα. Για παράδειγμα, αν θεωρήσουμε πως η θλιπτική αντοχή του σκυροδέματος είναι μια τυχαία μεταβλητή που ακολουθεί κανονική κατανομή $N(f_{ct,m},s)$ για την κορυφή του υποστυλώματος ενώ για την βάση του $N(f_{cb,m},s)$, όπου $f_{ct,m} < f_{cb,m}$, χρησιμοποιώντας τα πεπερασμένα στοιχεία μορφή λωρίδων υπάρχει η δυνατότητα προσομοίωσης και της ενδιάμεσης περιοχής του υποστυλώματος προσδίδοντας σε κάθε λωρίδα (fiber) σκυροδέματος που αντιστοιχεί σε διαφορετικό στοιχείο (segment) ιδιότητες κατανομής της μορφής $N_i [f_{cb,m} - (f_{cb,m} - f_{ct,m})/n, s]$ όπου n ο αριθμός των στοιχείων.

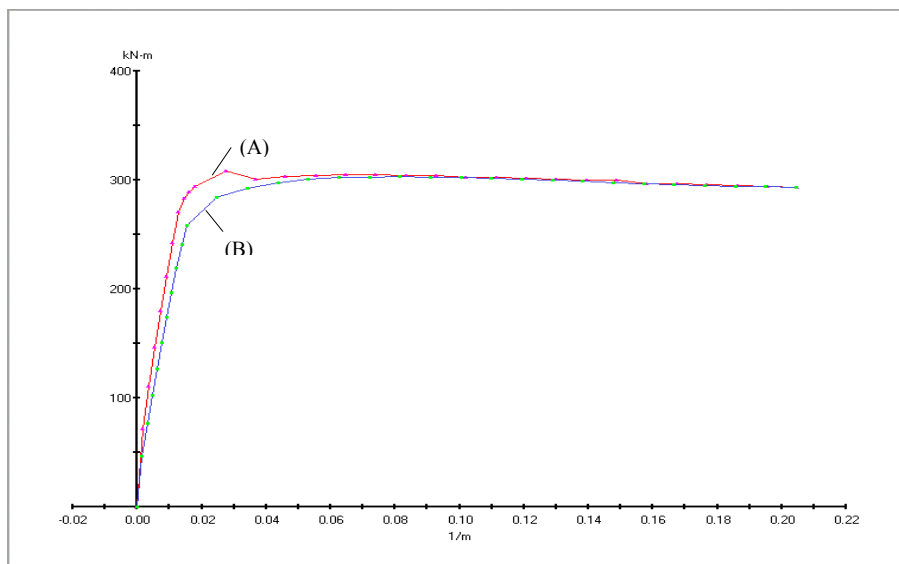
Ένα πρόβλημα του προγράμματος είναι το εξής. Παρόλο που θεωρητικά υπάρχει η δυνατότητα από το πρόγραμμα να λαμβάνεται υπόψη ο φθιτός κλάδος του διαγράμματος τάσεων παραμόρφωσης του σκυροδέματος, στην πράξη για να επιτευχθεί αυτό πρέπει το βήμα προσαύξησης του στατικού φορτίου να είναι πολύ μικρό, πράγμα το οποίο οδηγεί σε καθυστέρηση των υπολογισμών. Μάλιστα όσο πιο μεγάλη είναι η κλίση της πτώσης στο διάγραμμα τόσο η απαίτηση για χρόνο υπολογισμού αυξάνει. Το γεγονός αυτό δημιουργεί ένα πρόβλημα στον τρόπο προσομοίωσης της συμπεριφοράς του απερίσφιγτου σκυροδέματος των υποστυλωμάτων. Στο σχήμα 5.16 φαίνεται η μορφή του διαγράμματος τάσεων - παραμόρφωσης για το περισφιγμένο και το απερίσφιγτο σκυρόδεμα. Μόλις η παραμόρφωση του απερίσφιγτου σκυροδέματος φτάσει την τιμή ϵ_{cu} το απερίσφιγτο μέρος της διατομής στην οποία αντιστοιχεί αστοχεί. Από το σημείο αυτό και μετά υπάρχει μόνο το περισφιγμένο σκυρόδεμα το οποίο και συνεχίζει να παραμορφώνεται. Αυτή ακριβώς η συμπεριφορά δεν μπορεί να προσομοιωθεί με τα στοιχεία λωρίδων του `drain2dx` καθώς δεν μπορεί να ληφθεί υπόψη η απότομη πτώση μετά το ϵ_{cu} του διαγράμματος.



Σχήμα 5.16. Διάγραμμα τάσεων – παραμορφώσεων σκυροδέματος

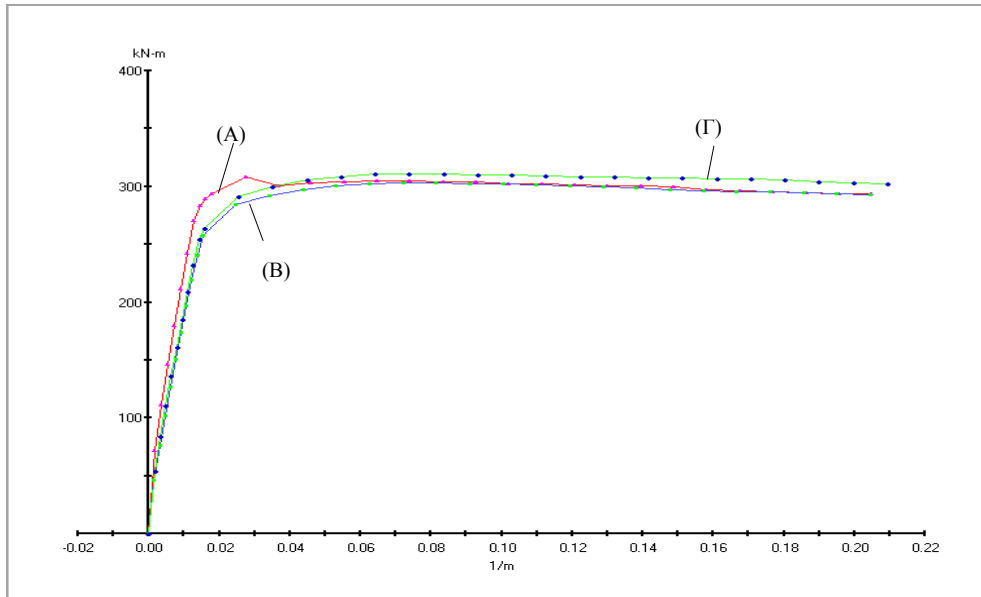
Για να αντιμετωπιστεί το πρόβλημα εξετάστηκε η επιρροή της αγνόησης του απερίσφιγτου σκυροδέματος στα αποτελέσματα της ελαστοπλαστικής ανάλυσης. Στο σχήμα 5.17 φαίνεται το

διάγραμμα ροπών καμπυλοτήτων (καμπύλη Α) για ένα υποστύλωμα 40/40, με διαμήκη οπλισμό 8Φ24, εγκάρσιο Φ10/10 τρίμητο και αξονική δύναμη 500kN. Το σκυρόδεμα είναι C20/25 και τα διαγράμματα τάσεων παραμόρφωσης για το περισφιγμένο και το απερίσφιγτο σκυρόδεμα έχουν ληφθεί από το μοντέλο των Mander et al.(1988). Στο ίδιο διάγραμμα φαίνεται το διάγραμμα ροπών καμπυλοτήτων αγνοώντας το απερίσφιγτο σκυρόδεμα (καμπύλη Β).



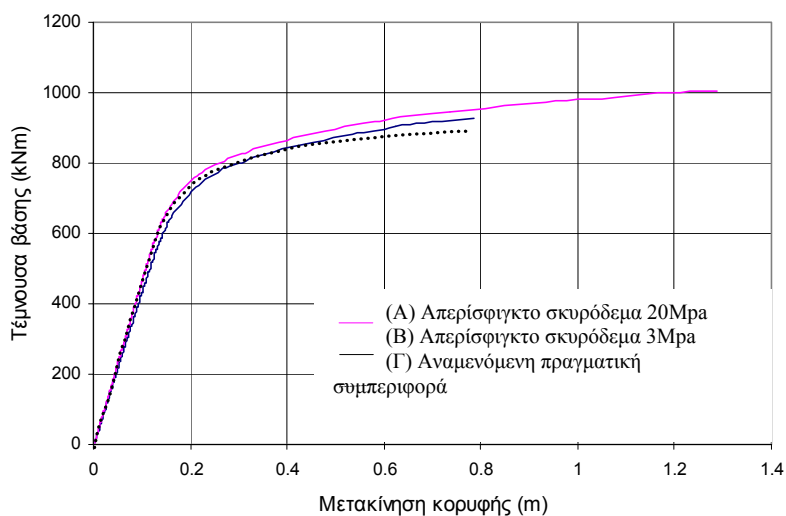
Σχήμα 5.17. Διάγραμμα ροπών καμπυλοτήτων αγνοώντας το απερίσφιγτο σκυρόδεμα

Από το σχήμα 5.17 παρατηρούμε πως παρόλο που τα δυο διαγράμματα έχουν την ίδια κατάληξη (η καμπυλότητα και η ροπή αστοχίας είναι ίδια) υπάρχει μια διαφορά στην αρχική δυσκαμψία της διατομής και στην μέγιστη ροπή που εμφανίζουν τα δυο διαγράμματα. Στο σχήμα 5.18 έχει προστεθεί ένα επιπλέον διάγραμμα ροπών καμπυλοτήτων (καμπύλη Γ) το οποίο αντιστοιχεί σε απερίσφιγτο σκυρόδεμα αντοχής 3 MPa (αντί για 20 MPa) το οποίο επίσης υπολογίζεται βάσει του μοντέλου των Mander et al.(1988) με τη διαφορά ότι μετά την παραμόρφωση ϵ_{co} η τάση παραμένει σταθερή έως το άπειρο.



Σχήμα 5.18. Διάγραμμα ροπών καμπυλοτήτων αγνοώντας το απερίσφιγτο σκυρόδεμα ή θεωρώντας μικρότερη αντοχή για αυτό.

Η λύση αυτή φαίνεται ότι είναι μια καλύτερη προσέγγιση της πραγματικότητας. Στο σχήμα 5.19 φαίνεται η καμπύλη τέμνουσας βάσης – μετακίνησης κορυφής για ένα 5όροφο φορέα. Το απερίσφιγτο σκυρόδεμα έχει προσομοιωθεί με δύο τρόπους. Για την καμπύλη Α το απερίσφιγτο σκυρόδεμα θεωρήθηκε 20 MPa αντοχής με σταθερή τιμή της τάσης μετά την παραμόρφωση ϵ_{co} , ενώ για την καμπύλη Β το απερίσφιγτο σκυρόδεμα θεωρήθηκε 3 MPa αντοχής με, επίσης, σταθερή τιμή της τάσης μετά την παραμόρφωση ϵ_{co} . Με διακεκομμένη γραμμή (καμπύλη Γ) φαίνεται η αναμενόμενη πραγματική συμπεριφορά του φορέα, η οποία σχεδιάστηκε γραφικά (η αρχική ακαμψία θα είναι ίδια με αυτή της πάνω γραμμής ενώ η κατάληξη της, όσον αφορά την μέγιστη παραμόρφωση και την τέμνουσα βάσης του φορέα, θα είναι περίπου ίδια με την κάτω γραμμή). Συγκρίνοντας λοιπόν την καμπύλη Γ με την καμπύλη Β παρατηρούμε πως επιτυγχάνεται μια αρκετά καλή προσέγγιση της αναμενόμενης πραγματικής κατάστασης.

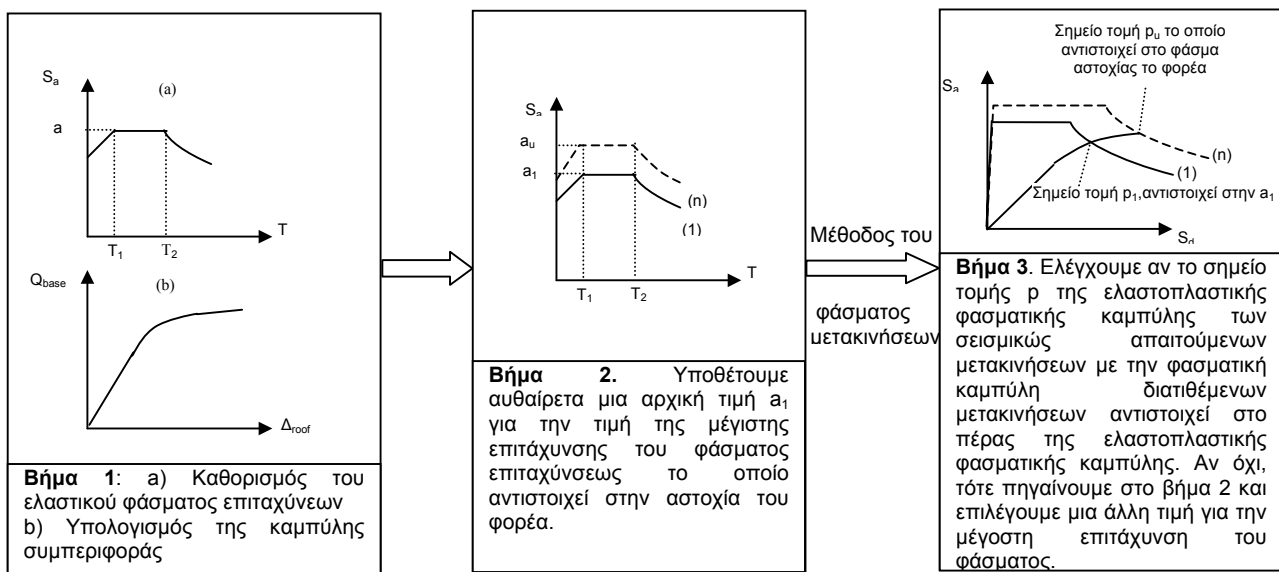


Σχήμα 5.19. Καμπύλη συμπεριφοράς 5όροφου φορέα από ωπλισμένου κάλοντας δυο διαφορετικές θεωρήσεις για την αντοχή του απερίσφιγκτου σκυροδέματος.

Το πέρας των καμπυλών συμπεριφοράς του σχήματος 5.19 έχουν προσδιοριστεί από την πρώτη αστοχία ενός από τα μέλη του φορέα.

5.6 Εύρεση της αντοχής ενός φορέα με βάση τη μέθοδο του φάσματος μετακινήσεων

Η μέθοδος του φάσματος μετακινήσεων (Παράρτημα 3) αφορά την εύρεση της συμπεριφοράς ενός φορέα από ωπλισμένο σκυρόδεμα υπό την επίδραση ενός συγκεκριμένου μεγέθους σεισμικού φάσματος επιταχύνσεων. Για ένα σεισμικό φάσμα επιταχύνσεων δεδομένης μορφής είναι δυνατό να υπολογιστεί το μέγεθος του που αντιστοιχεί στην αντοχή ενός κτιρίου, θεωρώντας πως το σημείο τομής p της ελαστοπλαστικής φασματικής καμπύλης των σεισμικώς απαιτούμενων μετακινήσεων με την φασματική καμπύλη διατιθέμενων μετακινήσεων αντιστοιχεί στο πέρας της ελαστοπλαστικής φασματικής καμπύλης. Στο σχήμα 5.20 φαίνονται τα βήματα μέσω των οποίων υπολογίζεται η τιμή της μέγιστης επιτάχυνσης του φάσματος επιταχύνσεως το οποίο αντιστοιχεί στην αστοχία του φορέα.



Σχήμα 5.20. Βήματα μέσω των οποίων υπολογίζεται η τιμή της μέγιστης επιτάχυνσης του φάσματος επιταχύνσεως το οποίο αντιστοιχεί στην αστοχία του φορέα.

5.7 Κατανομή της οριζόντιας στατικής φόρτισης - Κριτήρια αστοχίας

Η κατανομή της οριζόντιας στατικής φόρτισης η οποία επιβάλλεται σταδιακώς αυξανόμενη σε ένα φορέα προκειμένου να υπολογιστεί η ελαστοπλαστική του συμπεριφορά, υπολογίζεται βάσει των μαζών του κάθε ορόφου και της 1^{ns} ιδιομορφής:

$$F_{x,j} = \frac{w_j \cdot \varphi_j}{\sum_{i=1}^N w_i \cdot \varphi_i} \quad (5.43)$$

όπου

$F_{x,j}$, η οριζόντια δύναμη που εφαρμόζεται στο επίπεδο του ορόφου j

w_j , η μάζα του ορόφου j

φ_j , το πλάτος του φάσματος για τον όροφο j

N , οι όροφοι του κτιρίου

Το πέρας της καμπύλης συμπεριφοράς, ή αλλιώς το κριτήριο αστοχίας ενός φορέα προσδιορίζεται από την πρώτη αστοχία ενός εκ των μελών του φορέα. Πιο συγκεκριμένα ως αστοχία ενός μέλους θεωρείται όταν σε μία εκ των λουρίδων του μέλους που αντιστοιχεί σε περισφιγμένο σκυρόδεμα ξεπεραστεί η παραμόρφωση αστοχίας του περισφιγμένου σκυροδέματος ή όταν σε μία εκ των λουρίδων του μέλους που αντιστοιχεί σε ράβδο οπλισμού ξεπεραστεί η παραμόρφωση αστοχίας του χάλυβα. Επίσης ως αστοχία του φορέα θεωρείται όταν σε ένα εκ των μελών του φορέα ξεπεραστεί η αντοχή του σε τέμνουσα. Η αστοχία του απερίσφιγκτου σκυροδέματος δεν θεωρείται ως αστοχία του μέλους.

5.8 Μεθοδολογία υπολογισμού της πιθανοτικής κατανομής της αντοχής φορέων από ωπλισμένο σκυρόδεμα.

Συνδυάζοντας τα όσα αναφέρθηκαν στις προηγούμενες παραγράφους είναι δυνατός ο προσδιορισμός μιας μεθοδολογίας μέσω της οποίας υπολογίζεται η πιθανοτική κατανομή της αντοχής ενός φορέα από ωπλισμένο σκυρόδεμα. Η μεθοδολογία αυτή περιγράφεται πιο κάτω σε έξι βήματα.

- i. Δημιουργία δειγμάτων των τυχαίων μεταβλητών του κτιρίου χρησιμοποιώντας την τεχνική δειγματοληψίας LHS. Δοκιμάζοντας διάφορα μεγέθη δειγμάτων βρέθηκε πως η προσομοίωση προσφέρει ικανοποιητική ακρίβεια χρησιμοποιώντας 100 τιμές για κάθε δείγμα.
- ii. Υπολογισμός των 100 ελαστοπλαστικών καμπυλών συμπεριφοράς του κτιρίου όπως αυτές προκύπτουν μετά την εφαρμογή της μεθόδου Monte Carlo.
- iii. Καθορισμός του τέλους κάθε καμπύλης εφαρμόζοντας τα κριτήρια αστοχίας.
- iv. Υπολογισμός για κάθε ελαστοπλαστική καμπύλη συμπεριφοράς και για καθορισμένης μορφής σεισμικού φάσματος επιταχύνσεων της τιμής της μέγιστης επιτάχυνσης του φάσματος a_u το οποίο αντιστοιχεί στην αστοχία του φορέα.
- v. Υπολογισμός της πιθανοτικής κατανομής, βάσει του προκύπτοντος δείγματος μεγέθους 100, της επιτάχυνσης a_u (ή οποιουδήποτε άλλου αποτελέσματος που προκύπτει από τις ελαστοπλαστικές αναλύσεις).

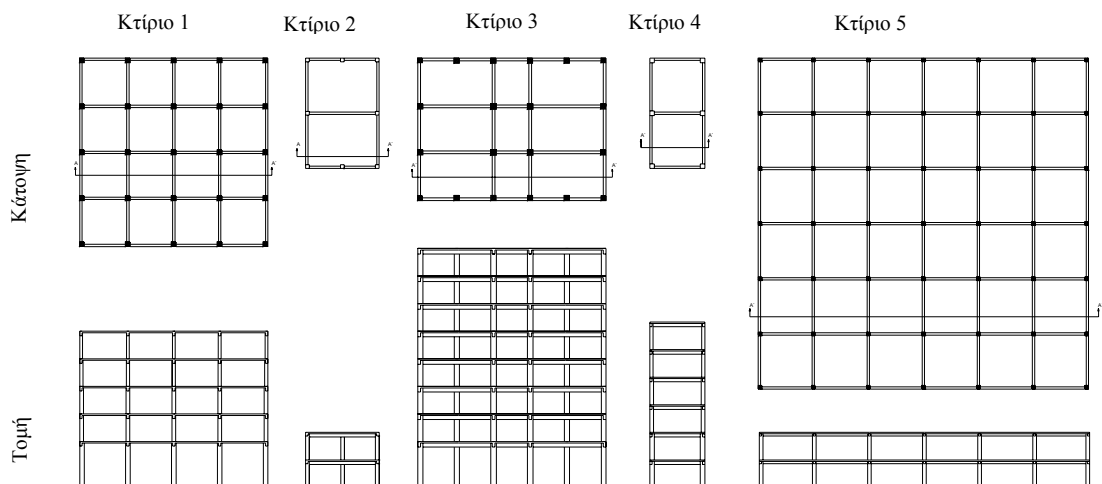
Η μεθοδολογία εφαρμόζεται με τη χρήση κατάλληλου προγράμματος το οποίο δημιουργήθηκε σε γλώσσα προγραμματισμού Visual Basic. Τα δεδομένα του φορέα, η μορφή της στατικής φόρτισης και οι παραδοχές για τις πιθανοτικές κατανομές των τυχαίων μεταβλητών εισάγονται σε κατάλληλα διαμορφωμένο αρχείο του Excel. Στη συνέχεια δημιουργούνται τα δείγματα των βασικών μεταβλητών τα οποία και εισάγονται σε N αρχεία εισόδου του προγράμματος drain2dx, τα οποία δημιουργούνται αυτόματα. Με το πρόγραμμα drain2dx γίνονται N αναλύσεις και παράγονται N αρχεία εξόδου (αυτόματα με batch file) από όπου και υπολογίζεται η κατανομή για το μέγεθος της απόκρισης του φορέα που μας ενδιαφέρει. Στο πρόγραμμα έχει ενσωματωθεί η μέθοδος του φάσματος μετακινήσεων, κατάλληλα τροποποιημένη, ώστε να εφαρμόζεται με πιθανοτικό τρόπο και να υπολογίζεται η πιθανοτική κατανομή της επιτάχυνσης a_u .

5.9 Εφαρμογές

Η μεθοδολογία εύρεσης υπολογισμού της πιθανοτικής κατανομής της αντοχής φορέων από ωπλισμένο σκυρόδεμα. εφαρμόστηκε για οκτώ διαφορετικούς φορείς με σκοπό τη διερεύνηση της διασποράς της απόκρισής τους καθώς και τον προσδιορισμό των παραμέτρων που επηρεάζουν τη διασπορά αυτή.

5.9.1 Εξεταζόμενοι φορείς.

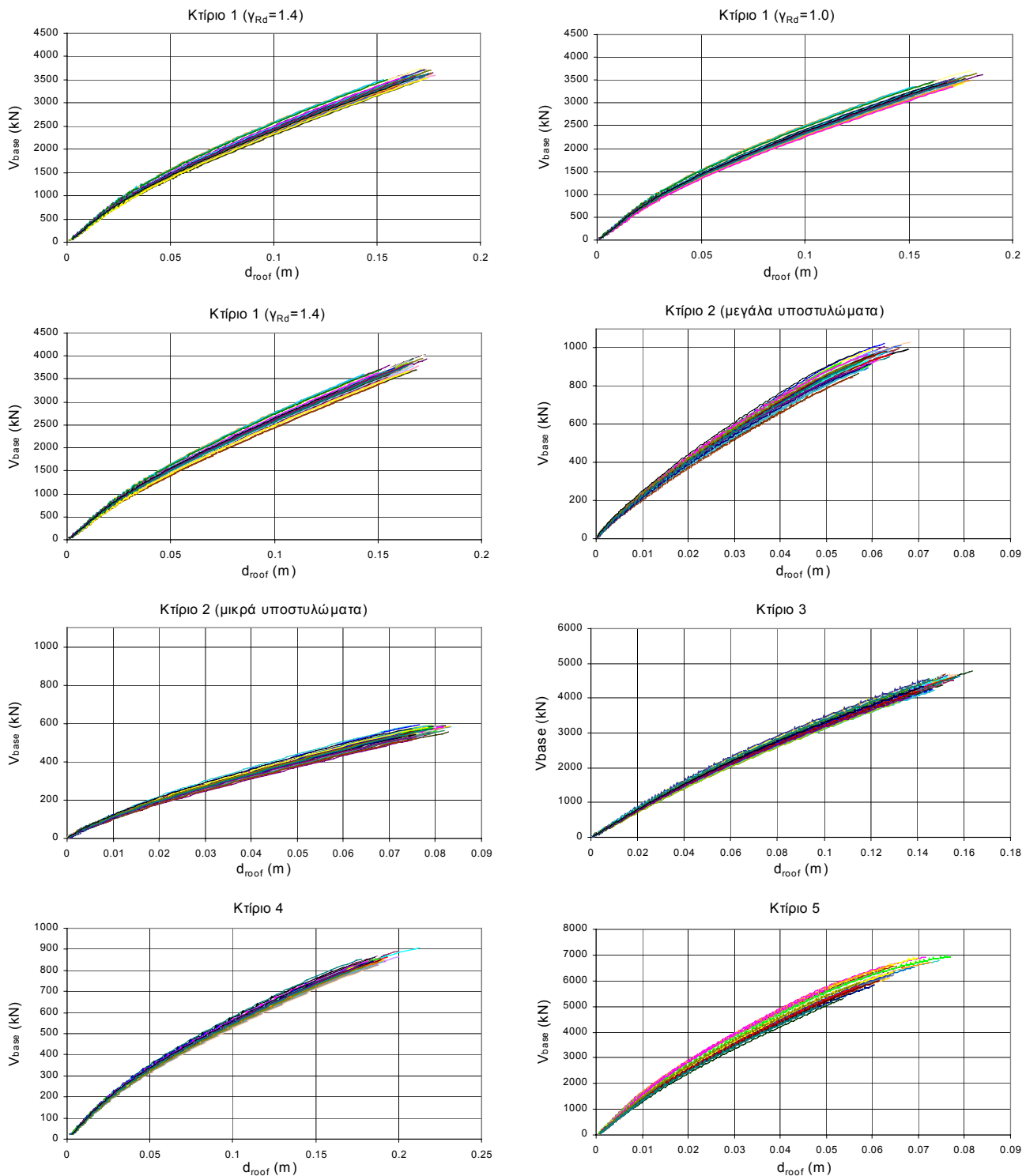
Εξετάστηκαν πέντε τύποι κτιρίων από ωπλισμένο σκυρόδεμα (σχήμα 5.21). Τα κτίρια αυτά σχεδιάστηκαν σύμφωνα με τον Ελληνικό Κανονισμό Ωπλισμένου Σκυροδέματος και τον Ελληνικό Αντισεισμικό Κανονισμό με σεισμικές παραμέτρους: $a=0.16g$ (εκτός του κτιρίου 3, $a=0.24g$), $\beta_0=2.5$, $q=3.5$, $T_1=0.16$, $T_2=0.6$, $\gamma=1$. Το κτίριο 1 σχεδιάστηκε τρεις φορές, με τρεις διαφορετικές τιμές για τον συντελεστή ασφαλείας γ_{Rd} του ικανοτικού έλεγχου των κόμβων: $\gamma_{Rd}=1.0$, 1.4 και 2.0 . Τα υπόλοιπα κτίρια σχεδιάστηκαν με την τιμή για τον συντελεστή γ_{Rd} που προτείνεται από τον Ελληνικό Αντισεισμικό Κανονισμό, $\gamma_{Rd}=1.4$. Το κτίριο 2 σχεδιάστηκε δύο φορές χρησιμοποιώντας διαφορετικές διαστάσεις για τα υποστυλώματα (**α**: με μεγάλα υποστυλώματα και μικρό ποσοστό οπλισμού και **β**: με μικρά υποστυλώματα και μεγάλο ποσοστό οπλισμού). Για τα κτίρια 2, 3, 5 οι διαστάσεις των υποστυλωμάτων παραμένουν σταθερές σε όλους τους ορόφους ενώ για τα κτίρια 1 και 4 οι διαστάσεις των υποστυλωμάτων στους ψηλότερους ορόφους μικραίνουν.



Σχήμα 5.21. Εξεταζόμενοι τύποι κτιρίων

5.9.2 Αποτελέσματα

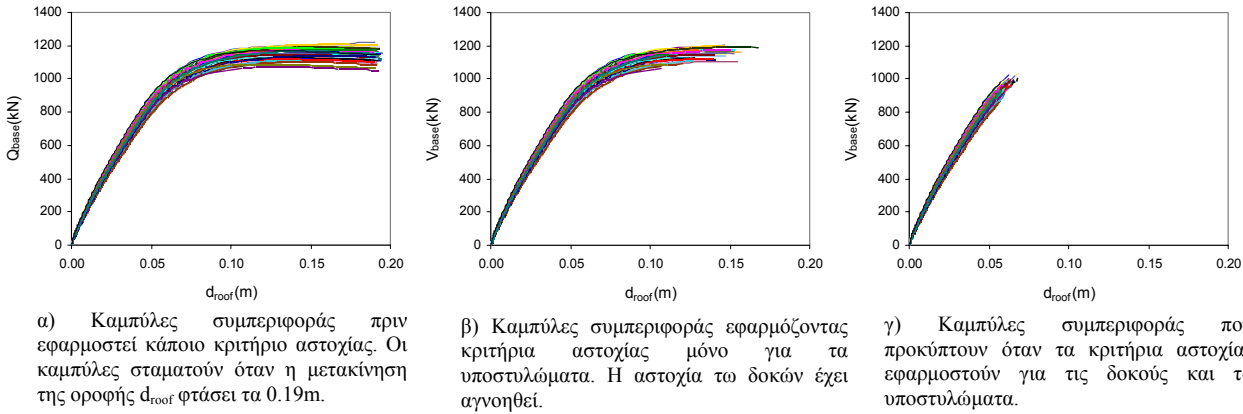
Στο σχήμα 5.22 φαίνονται οι καμπύλες συμπεριφοράς των εξεταζόμενων κτιρίων (100 καμπύλες για κάθε κτίριο) όπως αυτές προκύπτουν μετά την εφαρμογή των κριτηρίων αστοχίας.



Σχήμα 5.22. Καμπύλες συμπεριφορά των κτιρίων

Η αστοχία ενός κτιρίου έχει θεωρηθεί ότι συμβαίνει όταν στο πρώτο μέλος (υποστύλωμα ή δοκός) του κτιρίου ξεπεραστεί η αντοχή του σε τέμνουσα ή κάμψη. Αυτή η παραδοχή για την αστοχία του κτιρίου είναι συντηρητική καθώς στις περισσότερες περιπτώσεις, λόγω της εφαρμογής του ικανοτικού ελέγχου κατά τον σχεδιασμό των κτιρίων, περιμένουμε η πρώτη αστοχία να εμφανιστεί σε δοκό, πράγμα το οποίο δεν σημαίνει κατ' ανάγκη κατάρρευση του κτιρίου. Αν η αστοχία των δοκών δεν θεωρηθεί πως αντιστοιχεί σε αστοχία του κτιρίου και το πέρας της καμπύλης συμπεριφορά καθορίζεται από την πρώτη

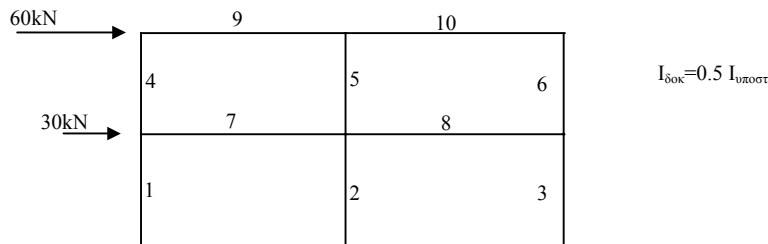
αστοχία που συμβαίνει σε κάποιο υποστυλόμεμα τότε η μορφή των καμπυλών συμπεριφοράς θα είναι πιο πλάστιμη. Στο σχήμα 5.23 εμφανίζονται οι καμπύλες συμπεριφοράς για το κτίριο 2 (με μεγάλα υποστυλώματα) όπως αυτές προσδιορίζονται εφαρμόζοντας τα κριτήρια αστοχίας για όλα τα μέλη και εφαρμόζοντας τα κριτήρια αστοχίας μόνο για τα υποστυλώματα, αγνοώντας την αστοχία των δοκών.



Σχήμα 5.23. Καμπύλες συμπεριφοράς για το κτίριο 2 (με μεγάλα υποστυλώματα) εφαρμόζοντας διαφορετικά κριτήρια αστοχίας.

Στις περισσότερες περιπτώσεις η αστοχία προήλθε, όπως ήταν αναμενόμενο, από την αστοχία δοκών. Εξαιρέση αποτελεί το κτίριο 2 (με μικρά υποστυλώματα) στο οποίο η αστοχία προκλήθηκε στις 80 από τις 100 αναλύσεις από την αστοχία υποστυλωμάτων. Δηλαδή σε ένα ποσοστό 80% δεν λειτούργησε ο ικανοτικός σχεδιασμός των κόμβων. Για το κτίριο αυτό τα υποστυλώματα έχουν σχεδιαστεί με ποσοστό διαμήκους οπλισμού περίπου ίσο με το μέγιστο επιτρεπτό από τον ΕΚΩΣ ($\rho_{\text{max}}=4\%$) και με ανηγμένη αξονική δύναμη σχεδιασμού επίσης περίπου ίση με την μέγιστη επιτρεπτή ($\nu_d=0.65$). Με τέτοια χαρακτηριστικά τα υποστυλώματα δεν διαθέτουν δυνατότητα πλάστιμης συμπεριφοράς. Έτσι παρόλο που τα υποστυλώματα διαθέτουν μεγαλύτερη αντοχή έναντι των δοκών αστοχούν πρώτα καθώς οι δοκοί, σε αντίθεση με τα υποστυλώματα, μετά τη διαρροή τους έχουν την ικανότητα να παραμορφώνονται χωρίς να αστοχούν. Για να γίνει κατανοητή η μη ικανοποίηση του ικανοτικού σχεδιασμού των κόμβων λόγω έλλειψης δυνατότητας πλάστιμης συμπεριφοράς των υποστυλωμάτων, παρουσιάζεται πιο κάτω ένα παράδειγμα:

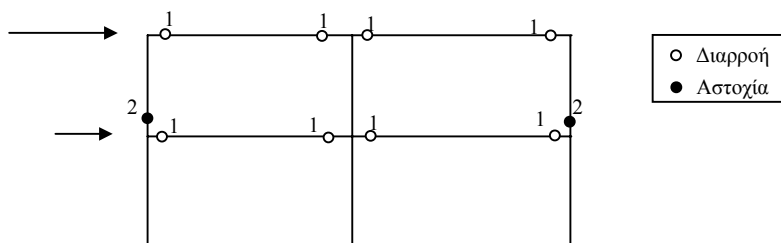
Ο φορέας του σχήματος 5.24 σχεδιάζεται για την σεισμική ισοδύναμη στατική φόρτιση που φαίνεται στο σχήμα. Εφαρμόζεται ο ικανοτικός έλεγχος των κόμβων και στη συνέχεια ο φορέας αναλύεται μη γραμμικά με οριζόντια σταδιακώς αυξανόμενη φόρτιση ίδιας μορφής με τη σεισμική φόρτιση. Οι δοκοί θεωρείται πως σχεδιάζονται χωρίς κάποια υπεραντοχή και πως διαθέτουν δυνατότητα στροφής πενταπλάσια της στροφής διαρροής τους χωρίς τη δυνατότητα ανάληψης κάποιας επιπλέον έντασης. Τα υποστυλώματα θεωρείται πως σχεδιάζονται επίσης χωρίς κάποια υπεραντοχή σύμφωνα με τον ικανοτικό έλεγχο των κόμβων αλλά χωρίς τη δυνατότητα μετελαστικής συμπεριφοράς.



Σχήμα 5.24. Περιγραφή του φορέα- σεισμική φόρτιση.

Πίνακας 5.5. Σεισμικές ροπές- ροπές σχεδιασμού

Μέλη	Υποστυλώματα				Μέλη	Δοκοί			
	Σεισμικές ροπές(kNm)		Ροπές σχεδιασμού(kNm)			Σεισμικές ροπές(kNm)		Ροπές σχεδιασμού(kNm)	
	Κάτω	Πάνω	Κάτω	Πάνω		Αριστερά	Δεξιά	Αριστερά	Δεξιά
1	67.11	17.04	90.60	23.86	7	35.17	33.60	35.17	33.60
2	72.72	28.98	98.17	40.57	8	33.60	35.17	33.6	35.17
3	67.11	17.04	90.60	23.86	9	27.53	25.23	27.53	25.23
4	18.13	27.53	25.38	38.54	10	25.23	27.53	25.23	27.53
5	38.22	25.23	53.51	35.32					
6	18.13	27.53	25.38	38.54					



Σχήμα 5.25. Μορφή αστοχίας του φορέα

Η αστοχία του φορέα, όπως προκύπτει μετά από τη μη γραμμική ανάλυση του φορέα υπό σταδιακώς αυξανόμενη φόρτιση έχει ως εξής (σχήμα 5.25). Αρχικά διαρρέουν τα άκρα των δοκών (για συνολική οριζόντια φόρτιση 90 kN). Στη συνέχεια αυξάνοντας την οριζόντια φόρτιση στα 103 kN, η ροπή που

προκύπτει για τα υποστυλώματα 4 και 6 ισοδυναμεί με την ροπή αστοχίας των υποστυλωμάτων αυτών ενώ οι δοκοί συνεχίζουν να παραμορφώνονται χωρίς να έχουν ξεπεράσει τη μέγιστη στρόφη που μπορούν να αναλάβουν. Έτσι η αστοχία του φορέα προκαλείται λόγω αστοχίας των υποστυλωμάτων, κάτι το οποίο είναι ασυμβίβαστο με την λογική του ικανοτικού σχεδιασμού των κόμβων ο οποίος εφαρμόστηκε κατά τον σχεδιασμό του φορέα.

Στον πίνακα 5.6 φαίνονται οι μέσες τιμές και οι συντελεστές διασποράς για τα εξής μεγέθη των κτιρίων: α) Την επιτάχυνση αστοχίας a_u . Αντιστοιχεί στην μέγιστη επιτάχυνση του φάσματος επιταχύνσεως (διαιρεμένη με $\beta_o=2.5$), ίδιας μορφής με αυτό το φάσμα που χρησιμοποιήθηκε για τον σχεδιασμό του κτιρίου, με το οποίο το κτίριο αστοχεί). β) Την τέμνουσα βάσης που αντιστοιχεί στο τελευταίο σημείο της καμπύλης συμπεριφοράς $V_{base,u}$. γ) Την μετακίνηση οροφής που αντιστοιχεί στο τελευταίο σημείο της καμπύλης συμπεριφοράς $d_{roof,u}$. Στον ίδιο πίνακα παρουσιάζονται οι συντελεστές συσχετίσεων μεταξύ των μεγεθών a_u και $V_{base,u}$ καθώς και οι συντελεστές συσχετίσεων μεταξύ των μεγεθών a_u και $d_{roof,u}$.

Πίνακας 5.6. Μέσες τιμές και συντελεστές διασποράς για τα μεγέθη a_u , $V_{base,u}$, $d_{roof,u}$ και συντελεστές συσχετίσεων.

	Κτίρια							
	1 ($\gamma_{Rd}=1.4$)	1 ($\gamma_{Rd}=1.0$)	1 ($\gamma_{Rd}=2.0$)	2 (μεγάλα υποστυλώ ματα)	2 (μικρά υποστυλ ώματα)	3	4	5
$E[a_u]$ (g)	0.275	0.284	0.267	0.427	0.333	0.281	0.451	0.360
$Cov[a_u]$	0.053	0.054	0.056	0.107	0.041	0.071	0.064	0.180
$E[V_{base,u}]$ (kN)	3472	3391	3638	934	565	4287	832	6130
$Cov[V_{base,u}]$	0.041	0.039	0.048	0.048	0.028	0.050	0.032	0.081
$E[d_{roof,u}]$ (m)	0.162	0.165	0.155	0.058	0.078	0.141	0.181	0.061
$Cov[d_{roof,u}]$	0.059	0.060	0.066	0.071	0.038	0.060	0.053	0.118
$\rho(a_u, V_{base,u})$	0.969	0.974	0.961	0.937	0.807	0.984	0.942	0.963
$\rho(a_u, d_{roof,u})$	0.824	0.851	0.845	0.895	0.545	0.904	0.878	0.951

Από τον πίνακα 5.6 φαίνεται πως η τιμή του συντελεστή συσχετίσεως $\rho(a_u, V_{base,u})$ είναι μεγαλύτερη από την τιμή του συντελεστή $\rho(a_u, d_{roof,u})$ για όλα τα κτίρια. Οι τιμές των συντελεστών αυτών παρουσιάζονται μειωμένες για την περίπτωση που το ποσοστό του διαμήκους σπλισμού των υποστυλωμάτων είναι μεγάλο (μικρά υποστυλώματα).

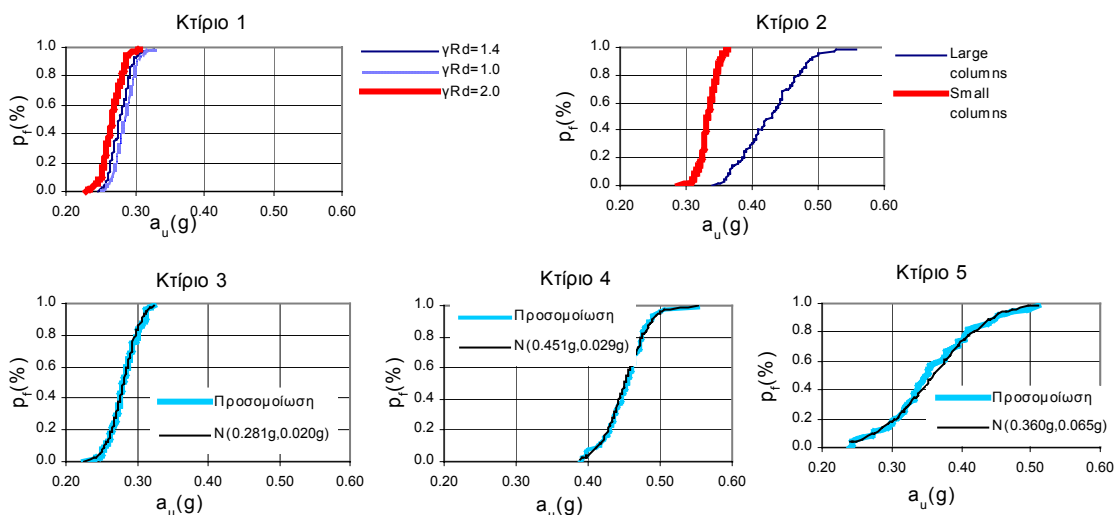
Ο συντελεστής διασποράς της επιτάχυνσης αστοχίας $Cov[a_u]$ των κτιρίων κυμαίνεται από 0.053 έως 0.180. Ορισμένες από τις παραμέτρους που επηρεάζουν τη διασπορά τη επιτάχυνσης αστοχίας των κτιρίων έχουν εντοπιστεί και παρουσιάζονται συνοπτικά πιο κάτω:

- i. Όσο περισσότεροι είναι οι όροφοι του κτιρίου τόσο μικρότερες παρουσιάζονται οι τιμές του συντελεστή διασποράς $Cov[a_u]$. Για παράδειγμα το κτίριο 1 ($\gamma_{Rd}=1.4$) ($Cov[a_u]=0.053$) σε σχέση με το κτίριο 2 ($Cov[a_u]=0.107$) έχει περισσότερους ορόφους.
- ii. Ο βαθμός υπερστατικότητας του κάθε ορόφου αυξάνει τη διασπορά της επιτάχυνσης αστοχίας. Για παράδειγμα το κτίριο 2 ($Cov[a_u]=0.107$) όπως και το κτίριο 5 ($Cov[a_u]=0.180$) έχουν τον ίδιο αριθμό ορόφων, όμως το κτίριο 5 παρουσιάζει μεγαλύτερη υπερστατικότητα σε κάθε όροφο.

iii. Αν σε κάποιο κτίριο οι αστοχίες εμφανίζονται συγκεντρωμένες σε κάποιο όροφο (μαλακός όροφος) τότε η διασπορά της επιτάχυνσης αστοχίας αυξάνει. Για παράδειγμα παρόλο που το κτίριο 3 ($Cov[a_u]=0.071$) έχει πιο πολλούς ορόφους από το κτίριο 1 ($\gamma_{Rd}=1.4$) ($Cov[a_u]=0.053$) παρουσιάζει μεγαλύτερη διασπορά της επιτάχυνσης αστοχίας. Το κτίριο 3 έχει ίδιες διατομές υποστυλωμάτων σε όλους τους ορόφους. Έτσι τα υποστυλώματα των υψηλότερων ορόφων υπεροπλίζονται λόγω των κατασκευαστικών απαιτήσεων (ελάχιστο ποσοστό οπλισμό) με αποτέλεσμα να διαθέτουν μια υπεραντοχή έναντι των υποστυλωμάτων των δυο πρώτων ορόφων. Οπότε οι διαρροές των υποστυλωμάτων καθώς και οι αστοχίες εμφανίζονται μόνο στους δυο πρώτους ορόφους (κυρίως στον πρώτο).

iv. Μία άλλη παράμετρος που επηρεάζει τη διασπορά της επιτάχυνσης αστοχίας των κτιρίων αποτελεί η δυνατότητα μετελαστικής συμπεριφοράς. Από το σχήμα 5.23(α) φαίνεται πως για μεγαλύτερες μετακινήσεις η διασπορά της τέμνουσας βάσης (το κατακόρυφο εύρος του νέφους των καμπυλών) αυξάνει. Και επειδή η τέμνουσα βάσης αστοχίας $V_{base,u}$ είναι συσχετισμένη με την επιτάχυνση αστοχίας a_u (βλ. πίνακα 5.6) η διασπορά της επιτάχυνσης αστοχίας θα αυξάνει επίσης. Δηλαδή όσο πιο πλάσιμη είναι η συμπεριφορά ενός κτιρίου τόσο μεγαλύτερη είναι η διασπορά της απόκρισής του.

Στο σχήμα 5.26 φαίνονται για όλα τα κτίρια οι αθροιστικές συναρτήσεις κατανομών της επιτάχυνσης αστοχίας όπως αυτές έχουν προκύψει από τις προσομοιώσεις. Ειδικότερα για τα κτίρια 3,4 και 5 έχουν σχεδιαστεί οι κανονικές κατανομές με μέσες τιμές και τυπικές αποκλίσεις ίσες με αυτές που έχουν προκύψει από την προσομοίωση.



Σχήμα 5.26. Αθροιστικές συναρτήσεις κατανομών της επιτάχυνσης αστοχία a_u .

Όπως φαίνεται από το σχήμα 5.26 η κανονική κατανομή μπορεί να προσεγγίσει αρκετά καλά την κατανομή της επιτάχυνσης αστοχίας. Προσεγγίζοντας την κατανομή της επιτάχυνσης αστοχίας με την κανονική κατανομή είναι δυνατός ο υπολογισμός της χαρακτηριστικής τιμής (πιθανότητα υπέρβασης

95%) της επιτάχυνσης αστοχίας $a_{u,k}$. Στον πίνακα 5.7 οι τιμές $a_{u,k}$ συγκρίνονται με τις επιταχύνσεις αστοχίας $a_{u,ik}$ οι οποίες έχουν προκύψει μετά από προσδιοριστικές μη γραμμικές αναλύσεις χρησιμοποιώντας χαρακτηριστικές τιμές για τις ποιότητες των υλικών και μέσες τιμές για τις υπόλοιπες μεταβλητές των κτιρίων.

Πίνακας 5.7. Σύγκριση των χαρακτηριστικών τιμών της επιτάχυνσης αστοχίας $a_{u,k}$ με τις τιμές της επιτάχυνσης αστοχίας οι οποίες έχουν προκύψει χρησιμοποιώντας χαρακτηριστικές τιμές για τις αντοχές των υλικών

	Κτίρια							
	1 ($\gamma_{Rd}=1.4$)	1 ($\gamma_{Rd}=1.0$)	1 ($\gamma_{Rd}=2.0$)	2 (μεγάλα υποστ.)	2 (μικρά υποστ.)	3	4	5
$a_{u,k}$ (g)	0.255	0.259	0.242	0.352	0.311	0.249	0.404	0.251
$a_{u,ik}$ (g)	0.248	0.258	0.248	0.376	0.338	0.257	0.430	0.330

Όπως φαίνεται από τον πίνακα 5.7 οι διαφορές μεταξύ των τιμών της χαρακτηριστικής τιμής της επιτάχυνσης αστοχίας $a_{u,k}$ και των τιμών που προκύπτουν χρησιμοποιώντας χαρακτηριστικές τιμές για τις ποιότητες των υλικών και μέσες τιμές για τις υπόλοιπες μεταβλητές των κτιρίων $a_{u,ik}$ είναι μικρές.

5.9.3 Συμπεράσματα

Οι εφαρμογές που παρουσιάστηκαν στις προηγούμενες παραγράφους έγιναν με κύριο σκοπό τη διερεύνηση της διασποράς της απόκρισης που παρουσιάζουν οι κατασκευές από ωπλισμένο σκυρόδεμα όταν επιβάλλονται σε σεισμικά φορτία. Εκ των αποτελεσμάτων φάνηκε ότι η διασπορά της αντοχής των κτιρίων έχει μεγάλες διακυμάνσεις. Κατά τον σχεδιασμό μιας κατασκευής χρησιμοποιούνται συντελεστές ασφαλείας για την αντοχή των υλικών καθώς και για τα επιβαλλόμενα φορτία με σκοπό την αντιμετώπιση κάποιας πιθανής δυσμενούς απόκρισης της κατασκευής. Θεωρητικά όταν η διασπορά της αντοχής του κτιρίου είναι μεγάλη θα πρέπει να χρησιμοποιούνται και μεγαλύτεροι συντελεστές ασφαλείας. Από τις εφαρμογές που έγιναν προέκυψαν και επισημάνθηκαν οι παράμετροι (αριθμός ορόφων, υπερστατικότητα κάθε ορόφου κ.λ.π.) που επηρεάζουν τη διασπορά αυτή. Αυτές θα μπορούσαν να χρησιμοποιηθούν ποιοτικά για την εκτίμηση διαφορετικών τιμών για τους συντελεστές ασφαλείας που χρησιμοποιούνται για τον σχεδιασμό των κατασκευών ανάλογα με τα επιμέρους χαρακτηριστικά του κάθε κτιρίου.

Αξιοσημείωτο είναι το γεγονός ότι για τα κτίρια που εξετάστηκαν, οι διαφορές μεταξύ των τιμών της χαρακτηριστικής επιτάχυνσης αστοχίας $a_{u,k}$ και της επιτάχυνσης αστοχίας $a_{u,ik}$ η οποία προκύπτει μετά από μία ανάλυση χρησιμοποιώντας χαρακτηριστικές τιμές για τις ποιότητες των υλικών και μέσες τιμές για τις υπόλοιπες μεταβλητές είναι σχετικά μικρές. Αυτό σημαίνει πως ο υπολογισμός της χαρακτηριστικής τιμής της επιτάχυνσης αστοχίας ενός κτιρίου από ωπλισμένο σκυρόδεμα μπορεί να γίνει προσεγγιστικά χωρίς προσομοιώσεις, με μια μονάχα μη γραμμική ανάλυση χρησιμοποιώντας χαρακτηριστικές τιμές για τις αντοχές των υλικών και μέσες τιμές για τις υπόλοιπες μεταβλητές του κτιρίου.

Ένα επίσης σημαντικό αποτέλεσμα που προέκυψε από τις εφαρμογές που έγιναν είναι ότι ο ικανοτικός έλεγχος των κόμβων μπορεί να μην ικανοποιηθεί, δηλαδή να αστοχήσουν τα υποστυλώματα πριν εμφανιστεί κάποια αστοχία δοκού, σε κτίρια με υποστυλώματα που διαθέτουν μεγάλο ποσοστό διαμήκους οπλισμού ($\rho=4\%$) και είναι σχεδιασμένα με ανηγμένη αξονική δύναμη κοντά στα επιτρεπτά όρια από τον ΕΚΩΣ ($\nu_d=0.65$). Ο λόγος που ο ικανοτικός σχεδιασμός των κόμβων δεν ικανοποιείται σε τέτοια κτίρια είναι ότι τα υποστυλώματα, σε αντίθεση με τις δοκούς, δεν διαθέτουν δυνατότητα για επαρκή μετελαστική συμπεριφορά. Ο ικανοτικός σχεδιασμός των κόμβων έτσι όπως αυτός περιγράφεται στον υπάρχοντα ελληνικό αντισεισμικό κανονισμό (ΕΑΚ2000) απαιτεί τα υποστυλώματα που συντρέχουν σε έναν κόμβο να διαθέτουν κάποια υπεραντοχή έναντι των δοκών που συντρέχουν στον ίδιο κόμβο και δεν απαιτεί τίποτα για την πλαστιμότητα των υποστυλωμάτων συγκριτικά με αυτή που διαθέτουν οι δοκοί. Αν ο ικανοτικός σχεδιασμός εμπλουτιζόταν με έναν έλεγχο με τον οποίο θα εξασφαλιζόταν ότι τα υποστυλώματα ενός κόμβου θα διαθέτουν, εκτός από αντοχή, και μεγαλύτερη πλαστιμότητα έναντι των δοκών που συντρέχουν στον ίδιο κόμβο τότε η πιθανότητα μη ικανοποίησης του ικανοτικού σχεδιασμού λόγω έλλειψης δυνατότητας των υποστυλωμάτων για μετελαστική συμπεριφορά θα μειώνονταν.

Όπως φάνηκε από την εξέταση του κτιρίου 1, το οποίο σχεδιάστηκε χρησιμοποιώντας τρεις διαφορετικές τιμές για τον συντελεστή ασφαλείας γ_{Rd} (=1.0, 1.4 και 2.0), η αύξηση του συντελεστή γ_{Rd} δεν σημαίνει κατ' ανάγκη και αύξηση της αντοχής του κτιρίου. Μάλιστα για μεγαλύτερες τιμές του γ_{Rd} προέκυψαν μικρότερες τιμές της μέσης τιμής της επιτάχυνσης αστοχίας $E[a_u]$. Και για τις τρεις περιπτώσεις χρησιμοποιήθηκαν ίδιες διατομές υποστυλωμάτων. Οπότε μεγαλύτερες τιμές του συντελεστή ασφαλείας γ_{Rd} απαίτησαν την αύξηση του ποσοστού οπλισμού των υποστυλωμάτων. Η αύξηση του συντελεστή ασφαλείας γ_{Rd} οδήγησε συνολικά για τα κτίρια σε μεγαλύτερες τιμές της μέσης τιμής της τέμνουσας βάσης $E[V_{base,u}]$ (βλ. πίνακα 5.6) αλλά σε μικρότερες τιμές της μέσης τιμής της μετακίνησης οροφής $E[d_{roof,u}]$. Επειδή η τέμνουσα βάση και η μετακίνηση οροφής που αντιστοιχούν στη αστοχία του κτιρίου είναι παράγοντες που επηρεάζουν και οι δυο την αντοχή του παρουσιάστηκε τον παράδοξο αποτέλεσμα να σχεδιάζεται ένα κτίριο με μεγαλύτερες τιμές του συντελεστή ασφαλείας γ_{Rd} και η αντοχή του ελαφρώς να μειώνεται. Σαν συμπέρασμα που προκύπτει από την συγκεκριμένη εφαρμογή είναι ότι η τιμή του γ_{Rd} δεν παίζει τόσο σημαντικό ρόλο στην απόκριση ενός κτιρίου όταν οι διαστάσεις των υποστυλωμάτων παραμένουν σταθερές και δεν αυξάνεται η πλαστιμότητά τους.

6 ΦΕΡΟΥΣΑ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑ ΚΟΜΒΩΝ ΞΥΛΙΝΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ ΥΠΟ ΕΝΑΛΛΑΣΣΟΜΕΝΗ ΦΟΡΤΙΣΗ

6.1 Εισαγωγή

Έγιναν δοκιμές ξυλίνων κόμβων υπό μονοτονική και εναλλασσόμενη φόρτιση. Η μορφή των κόμβων και τα υλικά που χρησιμοποιήθηκαν περιγράφονται παρακάτω και από τα στοιχεία αυτά υπολογίστηκε η φέρουσα ικανότητα των κόμβων υπό μονοτονική φόρτιση, βάσει του Κανονισμού (Ευρωκώδικας 5).

Μορφή κόμβων. Διαμορφώθηκαν κόμβοι μορφής σταυρού, για προσομοίωση της συνδέσεως δοκού υποστυλώματος, μονότμητοι (σύνδεση δοκού-υποστυλώματος), δίτμητοι (σύνδεση δοκού-διδύμου υποστυλώματος), μονότμητοι και δίτμητοι με μεταλλική πλάκα (διαμόρφωση ενισχύσεως ή επισκευής μονότμητου ή δίτμητου κόμβου). Τα συνδεόμενα ξύλα ήταν διαστάσεων 12/12/5 cm.

Ξύλο. Ξυλεία κωνοφόρων, κατηγορίας C 24, χαρακτηριστικής πυκνότητας $\rho_k = 350 \text{ kg/m}^3$. Διαστάσεις συνδεομένων ξύλων 5/12 cm.

Μηχανικοί σύνδεσμοι. Βλήτρα, κατηγορίας 4,6 ($f_{u,k} = 400 \text{ MPa}$), διαμέτρου $d=8 \text{ mm}$. Η διάταξη των βλήτρων έγινε βάσει των απαιτήσεων ελαχίστων αποστάσεων του Κανονισμού (EC 5).

Μεταλλική πλάκα ενισχύσεως/επισκευής. Χαλύβδινη πλάκα, διαστάσεων 12/12 mm, πάχους 3 mm, τοποθετούμενη στην εξωτερική πλευρά του κόμβου..

Φόρτιση. Μέσω υδραυλικών γρύλλων.

6.2 Διαδικασία των δοκιμών

Οι δοκιμές έγιναν σε κόμβους των οποίων η μορφή, η φόρτιση και η μετρητική διάταξη περιγράφονται στην 1^η Έκθεση του παρόντος Ερευνητικού Προγράμματος. Για γην σύνδεση των κόμβων χρησιμοποιήθηκαν χαλύβδινα βλήτρα.

Κατασκευάστηκαν 8 κόμβοι, 5 μονόμητοι και 3 δίμητοι. Κάθε ένας από αυτούς τους κόμβους φορτίστηκε σε 4 κύκλους εναλλασσομένης φορτίσεως, στις στάθμες $\pm P/4$, $\pm P/2$, $\pm 3P/4$, P , όπου P το υπολογιστικό φορτίο αστοχίας του κόμβου. Μετά την δοκιμή των κόμβων εφαρμόστηκαν οι ακόλουθες μέθοδοι επισκευής/ενισχύσεως: και οι κόμβοι δοκιμάστηκαν εκ νέου, με την ίδια διαδικασία φορτίσεων:

Επανασύσφιγξη των βλήτρων. Έγινε επαναφορά του κόμβου στην αρχική του ορθογωνικότητα, με αναίρεση των παραμενουσών παραμορφώσεων και επανασύσφιγξη των βλήτρων της συνδέσεως, τα οποία είχαν χαλαρώσει κατά την προηγούμενη δοκιμή.

Προσθήκη μεταλλικής πλάκας. Μετά την δοκιμή, αφαιρέθηκαν τα περικόχλια των βλήτρων μιας μονομητης και μιας δίμητης συνδέσεως και τοποθετήθηκε η μεταλλική πλάκα, που περιγράφεται πιο πάνω. Ακολούθως επανατοποθετήθηκαν και επανασυσφίγηκαν τα περικόχλια, με ροπή του ίδιου μεγέθους που είχε εφαρμοσθεί κατά την αρχική κατασκευή του κόμβου.

Επανασύσφιγξη μεταλλικής πλάκας. Μετά την δοκιμή των κόμβων με τις μεταλλικές πλάκες, έγινε επαναφορά του κόμβου, με αναίρεση των παραμενουσών παραμορφώσεων και επανασύσφιγξη της μεταλλικής πλάκας.

Στον πίνακα 6.2 παρουσιάζονται συνοπτικώς τα δοκίμα και τα αποτελέσματα των αντιστοιχών δοκιμών και στα διαγράμματα που ακολουθούν παρουσιάζονται διαγράμματα επιβαλλομένης δυνάμεως-μετακινήσεως και ροπής-στροφής του κόμβου.

6.3 Συμπεράσματα

Οι δοκιμές και τα αντίστοιχα αποτελέσματά τους συνοψίζονται στον Πίν. 6.2. Λόγω του μικρού αριθμού των δοκιμών και του πλήθους και της φύσεως των εμπλεκόμενων παραμέτρων (αβεβαιότητες γεωμετρίας τοποθετήσεως, μεγέθους διαμέτρου διατήσεως, τοπικής κλίσεως των ινών του ξύλου, συσφίξεως, κλπ) δεν έγινε πιθανοτική επεξεργασία των αποτελεσμάτων..

Από τα αποτελέσματα των δοκιμών προκύπτουν τα εξής συμπεράσματα.

- α. Παρατηρείται διασπορά των αποτελεσμάτων, ιδίως των παραμορφώσεων (βλ. διαγράμματα αποτελεσμάτων των δοκιμών) η οποία μπορεί να αποδοθεί στην επιρροή της συσφίξεως των βλήτρων και στην αντίστοιχη διαφοροποίηση της αναπτυσσομένης μεταξύ των συνδεομένων μελών τριβής, η οποία δρα ευμενώς στην φέρουσα ικανότητα του κόμβου.
- β. Η διαπιστούμενη κατά τις δοκιμές φέρουσα ικανότητα των κόμβων είναι περίπου η ίδια για μονοτονική ή εναλλασσόμενη φόρτιση. Η μετρούμενη φέρουσα ικανότητα είναι υψηλή συγκρινόμενη με την υπολογιστική τιμή που προκύπτει με εφαρμογή του Κανονισμού για τις μονοτονικές φορτίσεις. Σημειώνεται πάντως ότι η πειραματική αυτή τιμή επιτυγχάνεται με υψηλές τιμές παραμορφώσεων, στιγμιαίες και μόνιμες. Ως συμπέρασμα πάντως κρατείται ότι, οι τιμές της υπολογιστικής φέρουσας ικανότητας, κατά τον Κανονισμό, των κόμβων με μηχανικούς συνδέσμους, μπορούν να εφαρμόζονται για τον υπολογισμό υπό σεισμικές δράσεις, με την επιφύλαξη ως προς το μέγεθος των αναπτυσσομένων παραμορφώσεων σε υψηλές στάθμες φορτίσεως (Βλ. Παρακάτω, δ)
- γ. Η παραμορφωσιμότητα του κόμβου, δηλαδή το γεγονός ότι οι συνδέσεις με μηχανικούς συνδέσμους εμφανίζουν ολίσθηση και δημιουργούν ελαστικές πακτώσεις, πρέπει να λαμβάνεται σοβαρώς υπόψη κατά τον υπολογισμό των ξυλίνων κατασκευών. Στοιχεία για τον υπολογισμό αυτής της παραμορφωσιμότητας (ολίσθηση, στροφή) δίδονται στον Κανονισμό με την εισαγωγή του «μέτρου ολισθήσεως του συνδέσμου», K_{ser} (mm/N).
- δ. Οι μόνιμες παραμορφώσεις των κόμβων μεγαλώνουν με την αύξηση των κύκλων της φορτίσεως, παραμένουν πάντως μικρές για στάθμες φορτίσεως περίπου έως το 75% της υπολογιστικής αντοχής.
- ε. Η συμπεριφορά των δίτητων κόμβων υπό εναλλασσόμενη φόρτιση είναι καλύτερη εκείνης των μονότητων, καθώς στους τελευταίους παρατηρείται έντονη η επιρροή της χαλαρώσεως. Η καλύτερη αυτή συμπεριφορά των δίτητων κόμβων πρέπει να αποδοθεί στην επιρροή των τριβών στις διεπιφάνειες των συνδεομένων ξύλων, μια ευμενής επιρροή η οποία δεν λαμβάνεται υπόψη στις υπολογιστικές σχέσεις του Κανονισμού.
- στ. Η απλή επανασύσφιξη των κόμβων που έχουν υποστεί σεισμική καταπόνηση μπορεί να αποτελέσει μια αποτελεσματική μέθοδο επισκευής τέτοιων κόμβων και ανακτήσεως της αρχικής φέρουσας ικανότητάς τους, με την προϋπόθεση ότι δεν έχουν σημειωθεί βλάβες στο ξύλο ή στα μέσα συνδέσεως.

- ζ. Η προσθήκη, εξωτερικώς του κόμβου, μιας μεταλλικής πλάκας αυξάνει αισθητά την φέρουσα ικανότητα του κόμβου.
- η. Ο σχεδιασμός ενός κόμβου πρέπει να γίνεται με ιδιαίτερη επιμέλεια, με έμφαση στην τήρηση των απαιτήσεων του Κανονισμού ως προς τις ελάχιστες αποστάσεις μεταξύ των συνδέσμων και από τα άκρα των ξύλων. Επίσης, για τις περιπτώσεις συνδέσεων με βλήτρα και γόμφους, πρέπει να λαμβάνεται με προσοχή υπόψιν η μεταβολή της αντοχής της άντυγας των συνδεομένων ξύλων συνστρήσει της γωνίας που σχηματίζει η διαβιβαζόμενη μέσω των συνδέσμων δύναμη με τις ίνες του ξύλου.
- θ. Η κατασκευή πρέπει να γίνεται με επιμέλεια, τόσο ως προς την τήρηση του σχεδίου της διατάξεως της συνδέσεως, όσο και ως προς την επιμελημένη διάτρηση των οπών διελεύσεως των συνδέσμων.
- ι. Ως προς τον δείκτη συμπεριφοράς, q , προτείνεται ελαφρά τροποποίηση των τιμών που δίδονται στον ΕΑΚ (Πίν. 2.6), σύμφωνα με τον ακόλουθο Πίνακα 6.1.

Πίν. 6.1. Μέγιστες τιμές Συντελεστή Συμπεριφοράς q

Ολόσωμοι φορείς με πλήρεις πακτώσεις	1,0
Δικτυώματα μόνο με συγκολλήσεις, ολόσωμοι φορείς με ημιάκαμπτες εδράσεις, φορείς με λίγες συνδέσεις με μηχανικούς συνδέσμους*	1,5
Φορείς με συνδέσεις με μηχανικούς συνδέσμους*	2,5
Πετάσματα με μηχανικούς συνδέσμους.	3,5

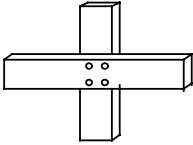

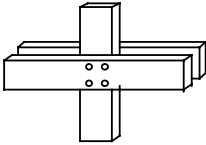

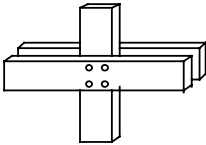
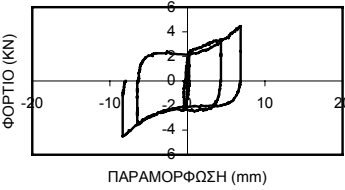
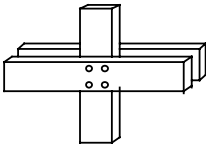
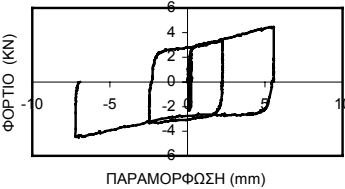
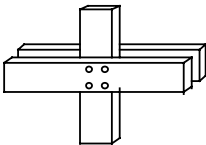
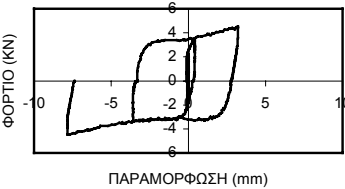
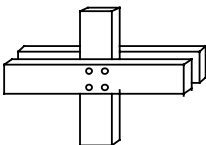
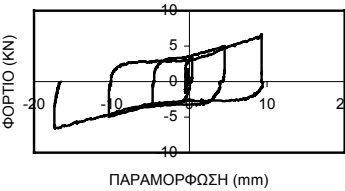
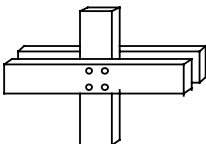
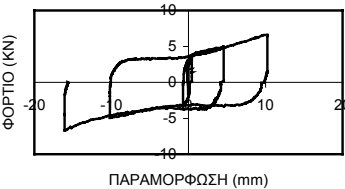
Ως «μηχανικοί σύνδεσμοι νοούνται οι ήλοι, οι κοχλίες, τα βλήτρα.

Γενικώς, επιβεβαιώνεται αξιοσημείωτα καλή συμπεριφορά των κόμβων με μηχανικούς συνδέσμους έναντι εναλλασσομένης φορτίσεως καθώς και η αποτελεσματικότητα των απλών μεθόδων που εφαρμόστηκαν για την επισκευή των κόμβων.

Πίνακας 6.1 Δοκίμια και συνοπτικά αποτελέσματα των αντίστοιχων δοκιμών

<u>ΔΟΚΙΜΙΟ</u>	<u>ΤΥΠΟΣ ΔΟΚΙΜΙΟΥ</u>	<u>ΔΙΑΓΡΑΜΜΑ</u>
1α : ΔΙΤΜΙΤΟΣ ΚΟΜΒΟΣ		
1β : ΔΙΤΜΙΤΟΣ ΚΟΜΒΟΣ ΜΕ ΕΠΑΝΑΣΥΣΦΙΓΗ		
2α : ΜΟΝΟΤΜΗΤΟΣ ΚΟΜΒΟΣ		
2β : ΜΟΝΟΤΜΗΤΟΣ ΚΟΜΒΟΣ ΜΕ ΕΠΑΝΑΣΥΣΦΙΓΗ		
3α : ΜΟΝΟΤΜΗΤΟΣ ΚΟΜΒΟΣ		
3β : ΜΟΝΟΤΜΗΤΟΣ ΚΟΜΒΟΣ ΜΕ ΕΠΑΝΑΣΥΣΦΙΓΗ		
3γ : ΜΟΝΟΤΜΗΤΟΣ ΚΟΜΒΟΣ ΜΕ ΜΕΤΑΛΛΙΚΗ ΠΛΑΚΑ		

Πίνακας 6.1 Δοκίμια και συνοπτικά αποτελέσματα των αντίστοιχων δοκιμών (συνχ.)

<u>ΔΟΚΙΜΙΟ</u>	<u>ΤΥΠΟΣ ΔΟΚΙΜΙΟΥ</u>	<u>ΓΡΑΦΙΚΗ ΠΑΡΑΣΤΑΣΗ</u>
3δ : ΜΟΝΟΤΜΗΤΟΣ ΚΟΜΒΟΣ ΜΕ ΜΕΤΑΛΛΙΚΗ ΠΛΑΚΑ ΚΑΙ ΕΠΑΝΑΣΥΣΦΙΓΗ		
4α : ΔΙΤΜΙΤΟΣ ΚΟΜΒΟΣ		
4β : ΔΙΤΜΙΤΟΣ ΚΟΜΒΟΣ ΜΕ ΕΠΑΝΑΣΥΣΦΙΓΗ		
5α : ΔΙΤΜΙΤΟΣ ΚΟΜΒΟΣ		
5β : ΔΙΤΜΙΤΟΣ ΚΟΜΒΟΣ ΜΕ ΕΠΑΝΑΣΥΣΦΙΓΗ		
5γ : ΔΙΤΜΙΤΟΣ ΚΟΜΒΟΣ ΜΕ ΜΕΤΑΛΛΙΚΗ ΠΛΑΚΑ		
5δ : ΔΙΤΜΙΤΟΣ ΚΟΜΒΟΣ ΜΕ ΜΕΤΑΛΛΙΚΗ ΠΛΑΚΑ ΚΑΙ ΕΠΑΝΑΣΥΣΦΙΓΗ		

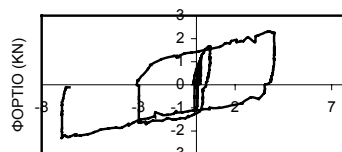
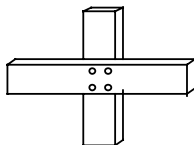
Πίνακας 6.1 τα δοκίμια και συνοπτικά αποτελέσματα των αντίστοιχων δοκιμών(συνχ.)

ΔΟΚΙΜΙΟ

ΤΥΠΟΣ ΔΟΚΙΜΙΟΥ

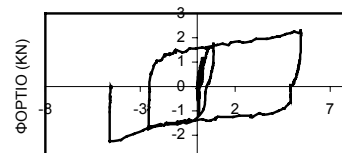
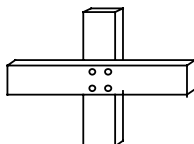
ΓΡΑΦΙΚΗ ΠΑΡΑΣΤΑΣΗ

6α : ΜΟΝΟΤΜΗΤΟΣ ΚΟΜΒΟΣ



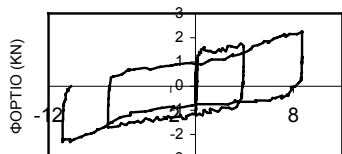
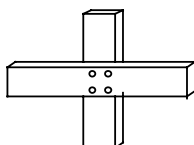
ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΗ (mm)

6β : ΜΟΝΟΤΜΗΤΟΣ ΚΟΜΒΟΣ
ΜΕ ΕΠΑΝΑΣΥΣΦΙΓΗ



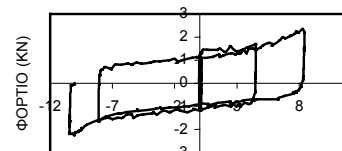
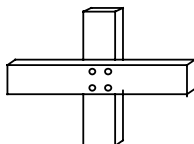
ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΗ (mm)

7α : ΜΟΝΟΤΜΗΤΟΣ ΚΟΜΒΟΣ



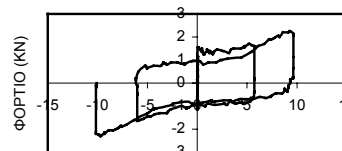
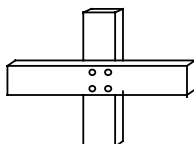
ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΗ (mm)

7β : ΜΟΝΟΤΜΗΤΟΣ ΚΟΜΒΟΣ
ΜΕ ΕΠΑΝΑΣΥΣΦΙΓΗ



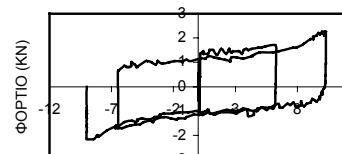
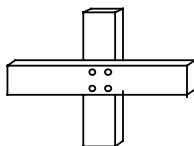
ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΗ (mm)

8α : ΜΟΝΟΤΜΗΤΟΣ ΚΟΜΒΟΣ



ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΗ (mm)

8β : ΜΟΝΟΤΜΗΤΟΣ ΚΟΜΒΟΣ
ΜΕ ΕΠΑΝΑΣΥΣΦΙΓΗ

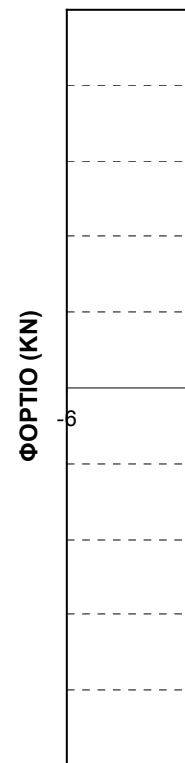
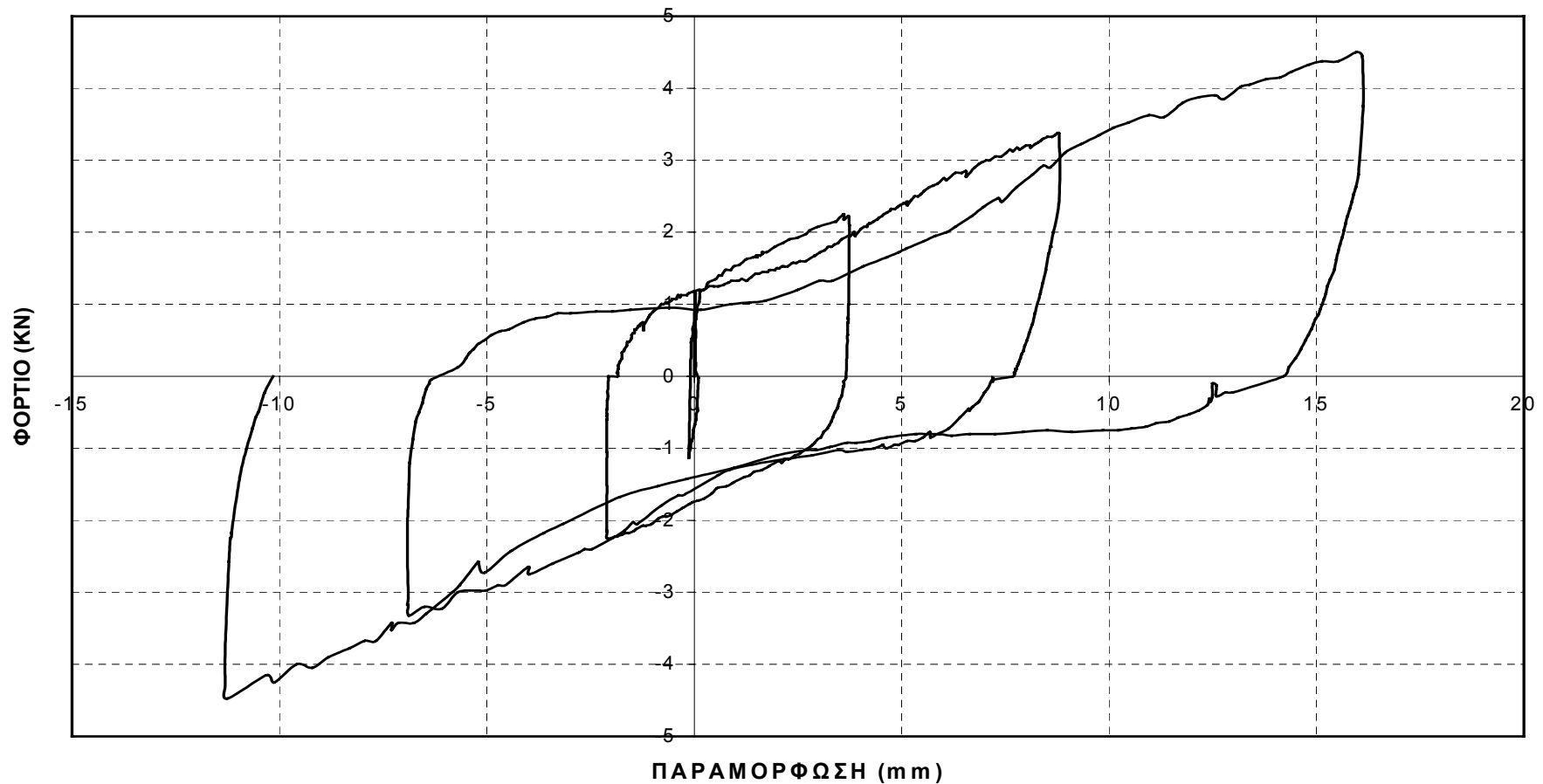


ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΗ (mm)

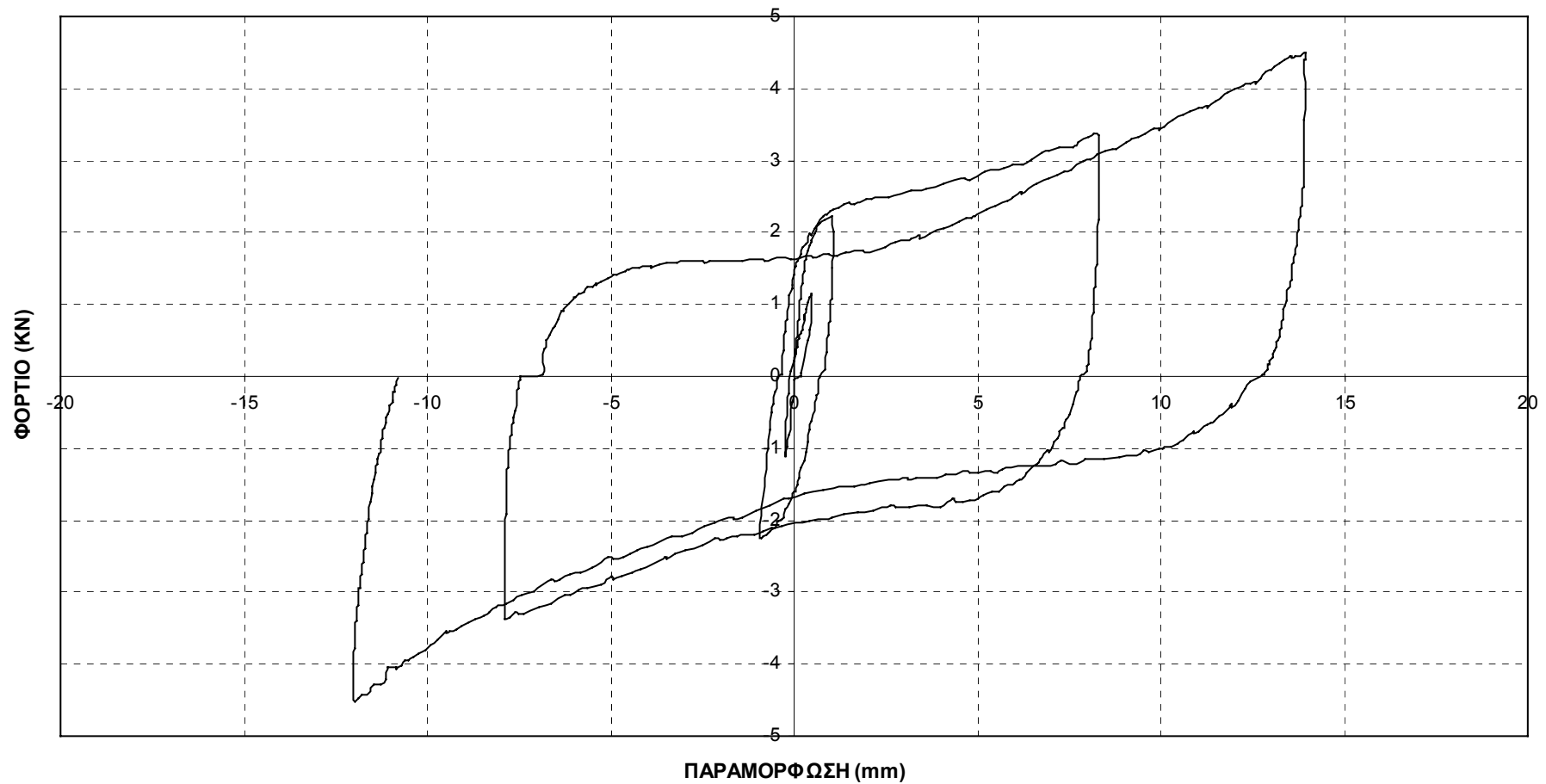
ΤΑ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΤΩΝ ΔΟΚΙΜΩΝ

Διαγράμματα φορτίου-μετατοπίσεως, ροπής-στροφής

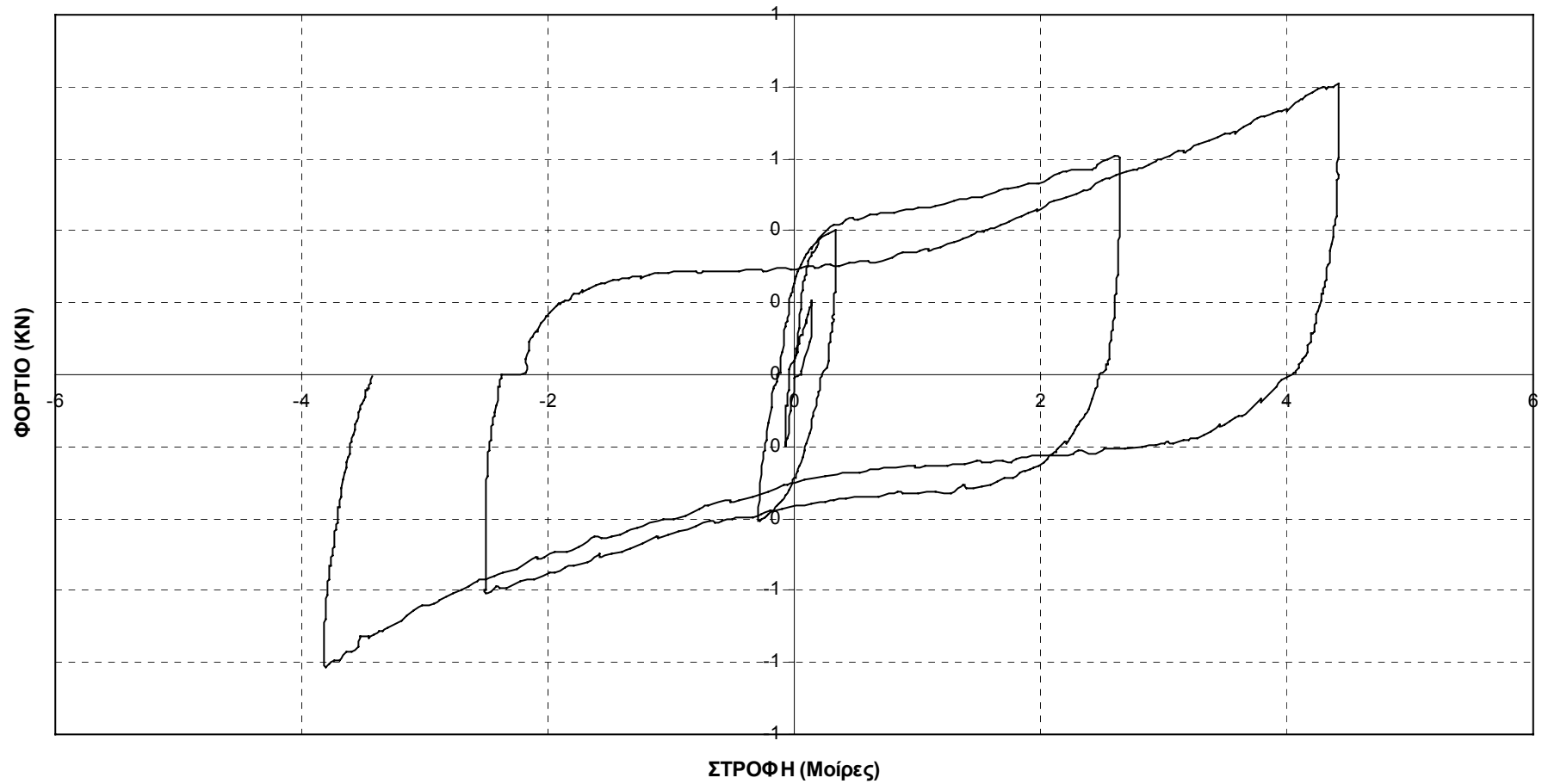
ΔΟΚΙΜΙΟ 1α- ΔΙΤΜΗΤΟΣ ΚΟΜΒΟΣ ΜΟΡΦΗΣ ΣΤΑΥΡΟΥ
ΒΕΛΟΜΕΤΡΟ 1



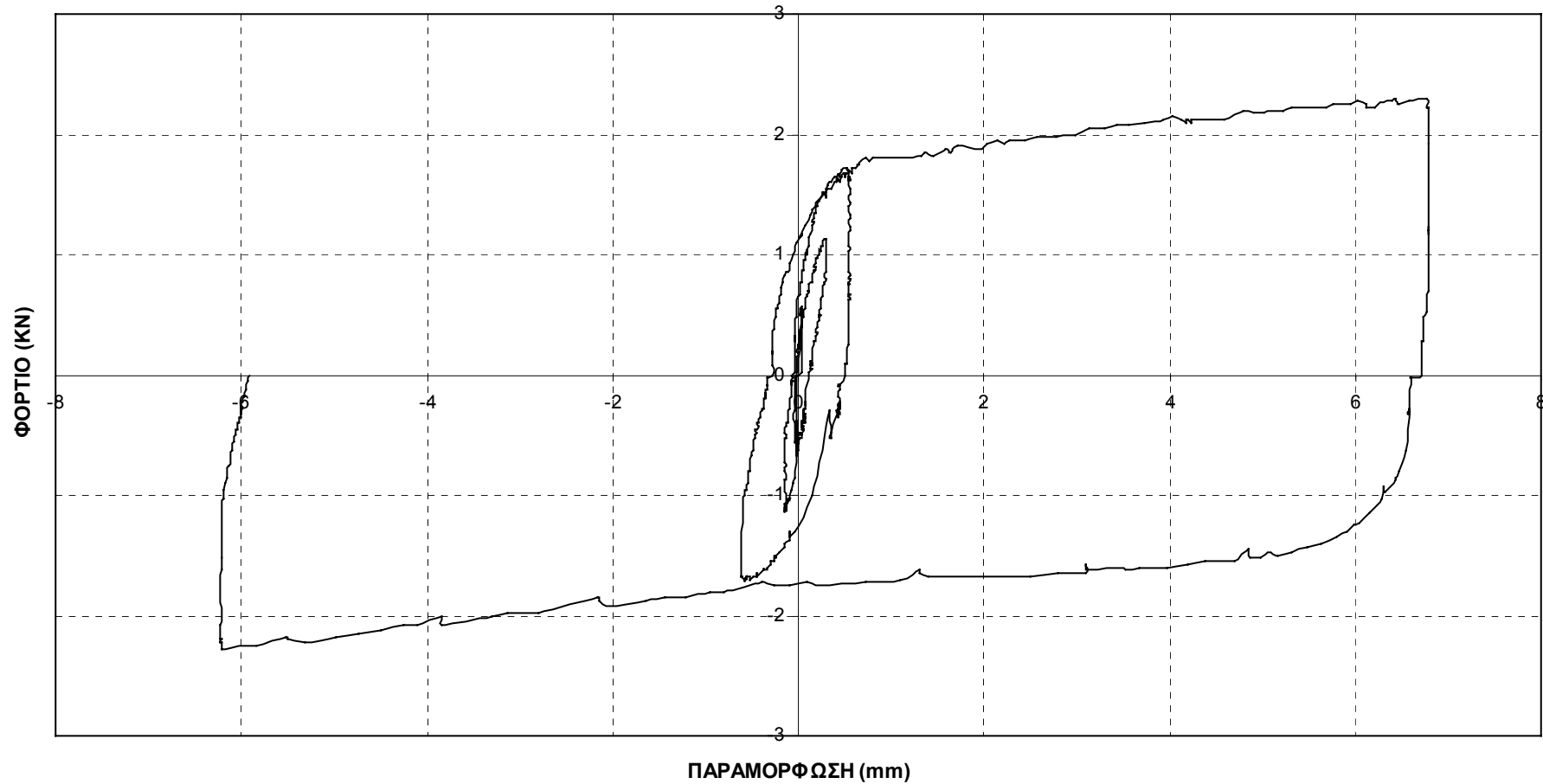
**ΔΟΚΙΜΙΟ 1β - ΕΠΙΣΚΕΥΗ ΔΙΤΜΗΤΟΥ ΚΟΜΒΟΥ ΜΟΡΦΗΣ ΣΤΑΥΡΟΥ ΜΕ ΕΠΑΝΑΣΥΣΦΙΞΗ ΒΛΗΤΡΩΝ
- ΒΕΛΟΜΕΤΡΟ 1**



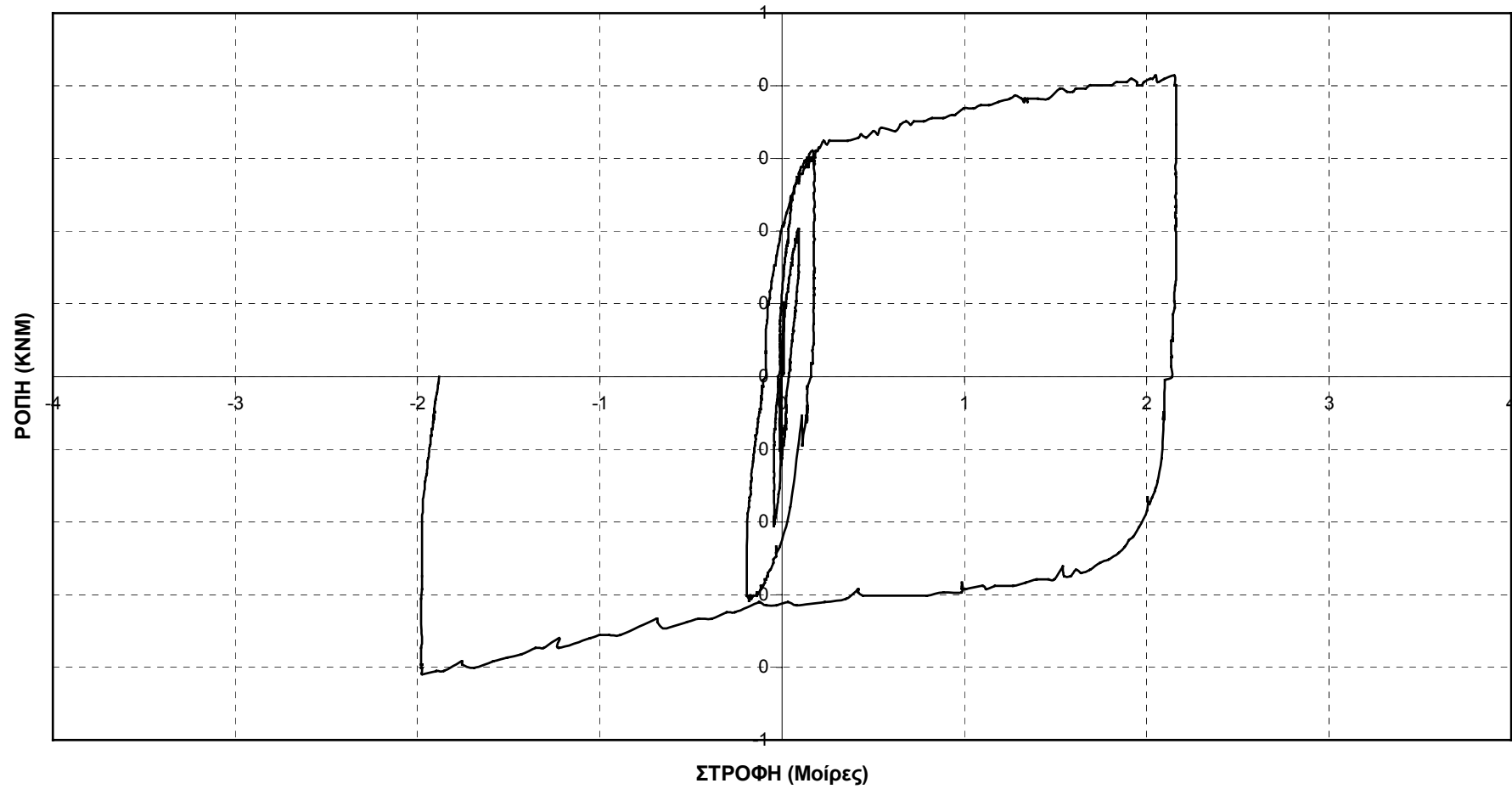
**ΔΟΚΙΜΙΟ 1β - ΕΠΙΣΚΕΥΗ ΔΙΤΜΗΤΟΥ ΚΟΜΒΟΥ ΜΟΡΦΗΣ ΣΤΑΥΡΟΥ ΜΕ ΕΠΑΝΑΣΥΣΦΙΞΗ ΒΛΗΤΡΩΝ
- ΒΕΛΟΜΕΤΡΟ 1**



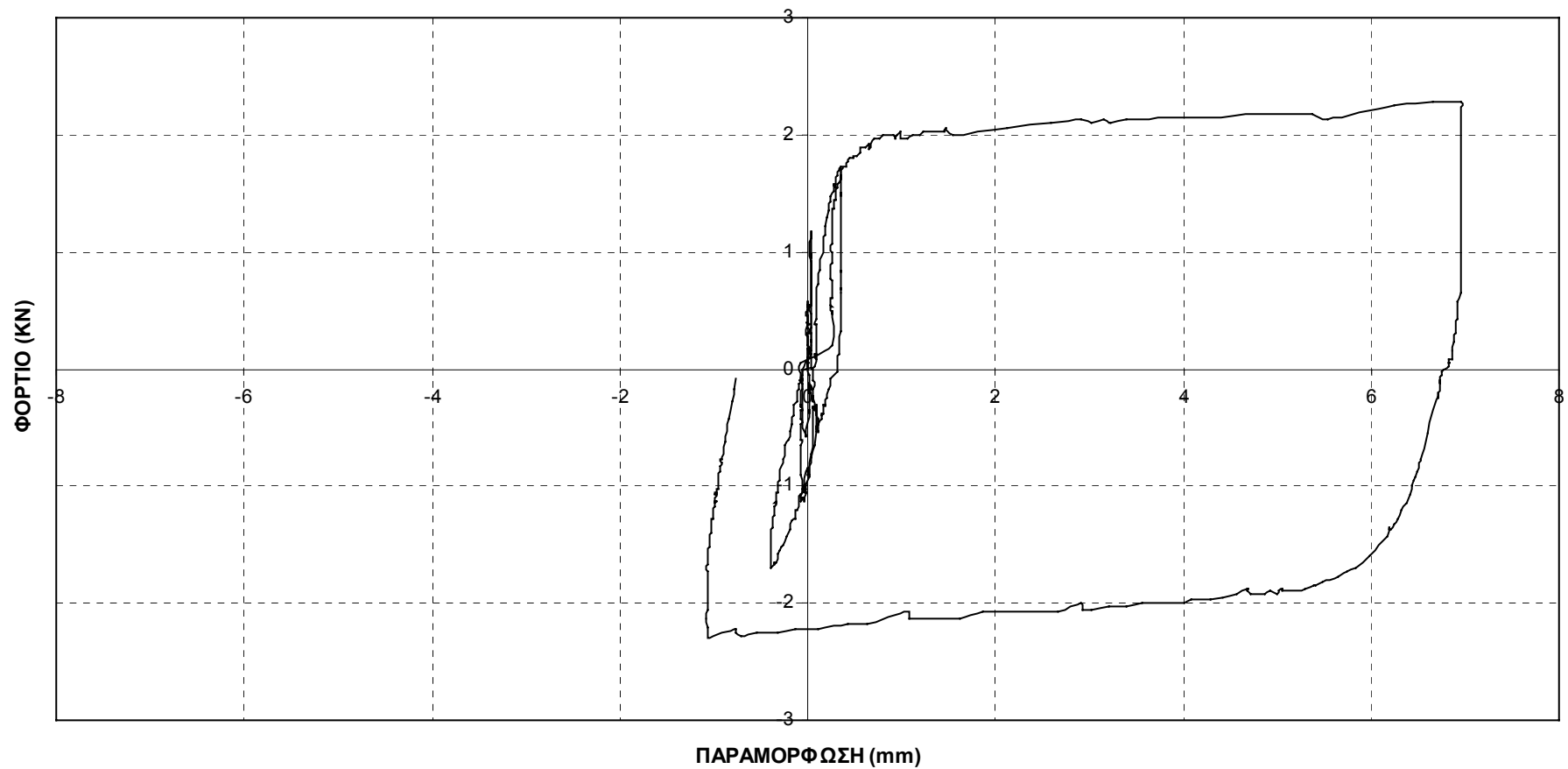
ΔΟΚΙΜΙΟ 2α - ΜΟΝΟΤΜΗΤΟΣ ΚΟΜΒΟΣ ΜΟΡΦΗΣ ΣΤΑΥΡΟΥ
-ΒΕΛΟΜΕΤΡΟ 1



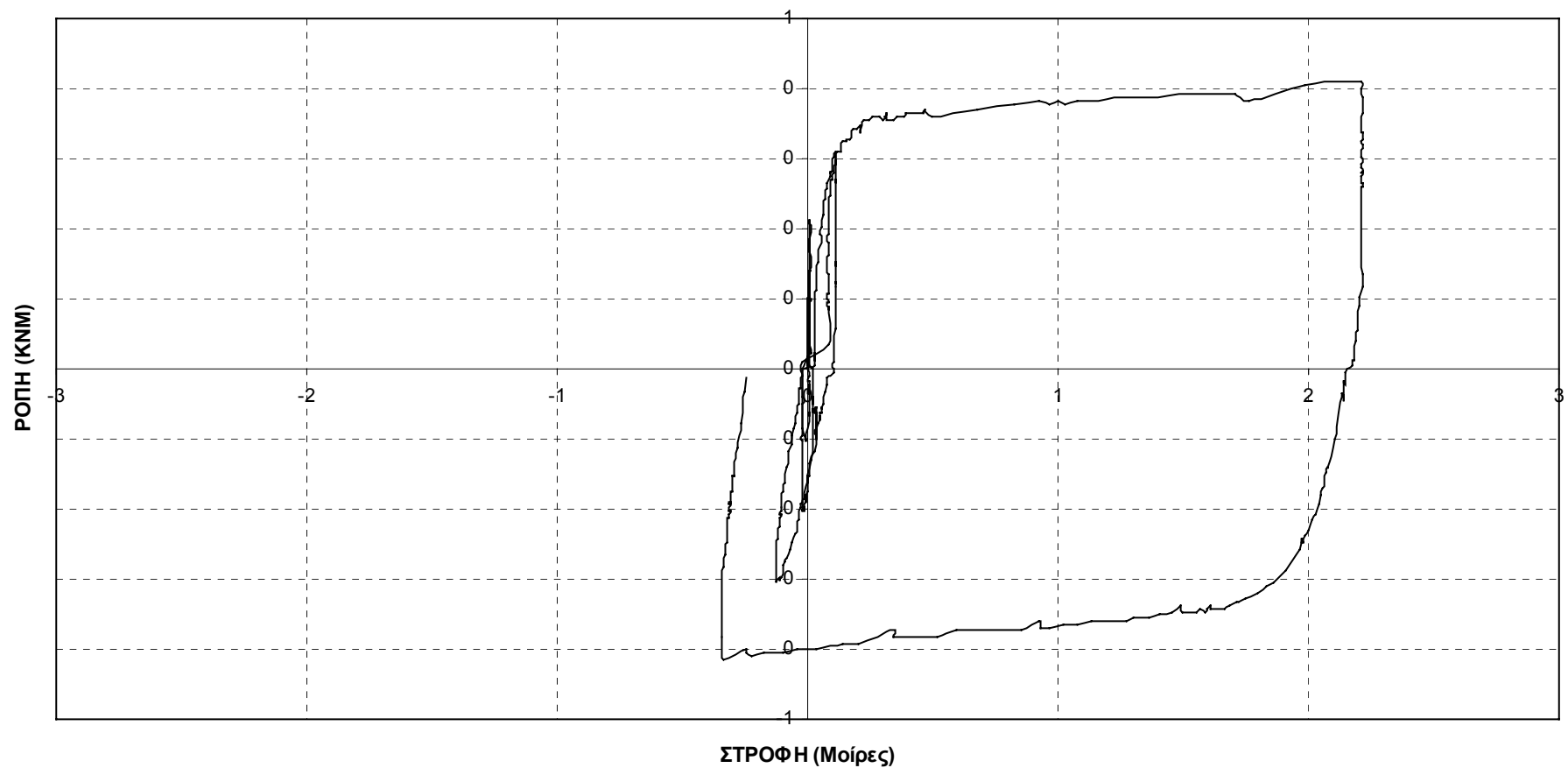
ΔΟΚΙΜΙΟ 2α - ΜΟΝΟΤΜΗΤΟΣ ΚΟΜΒΟΣ ΜΟΡΦΗΣ ΣΤΑΥΡΟΥ
-ΒΕΛΟΜΕΤΡΟ 1



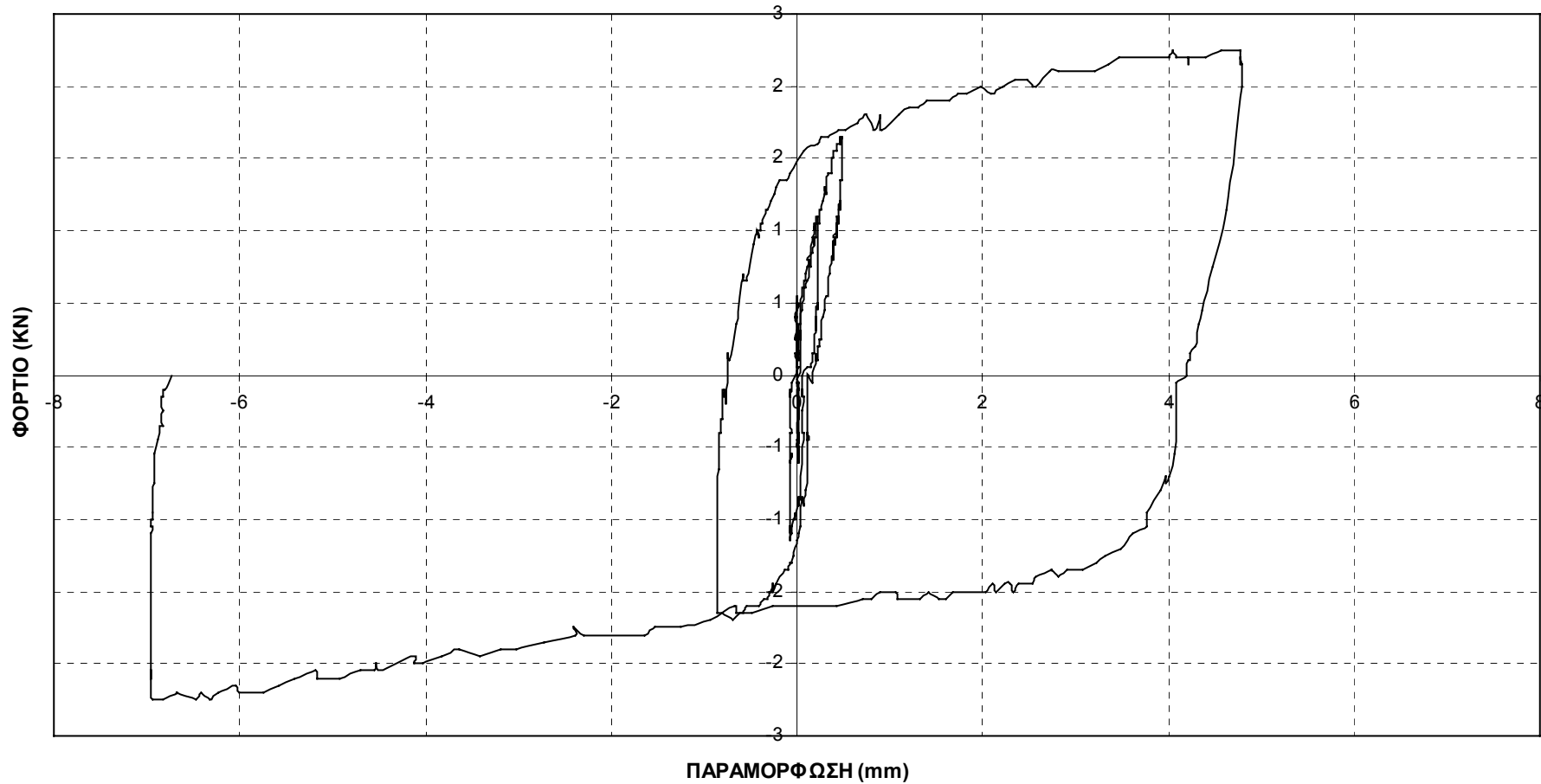
**ΔΟΚΙΜΙΟ 2β - ΕΠΙΣΚΕΥΗ ΜΟΝΟΤΜΗΤΟΥ ΚΟΜΒΟΥ ΜΟΡΦΗΣ ΣΤΑΥΡΟΥ ΜΕ ΕΠΑΝΑΣΥΣΦΙΞΗ
ΒΛΗΤΡΩΝ
- ΒΕΛΟΜΕΤΡΟ 1**



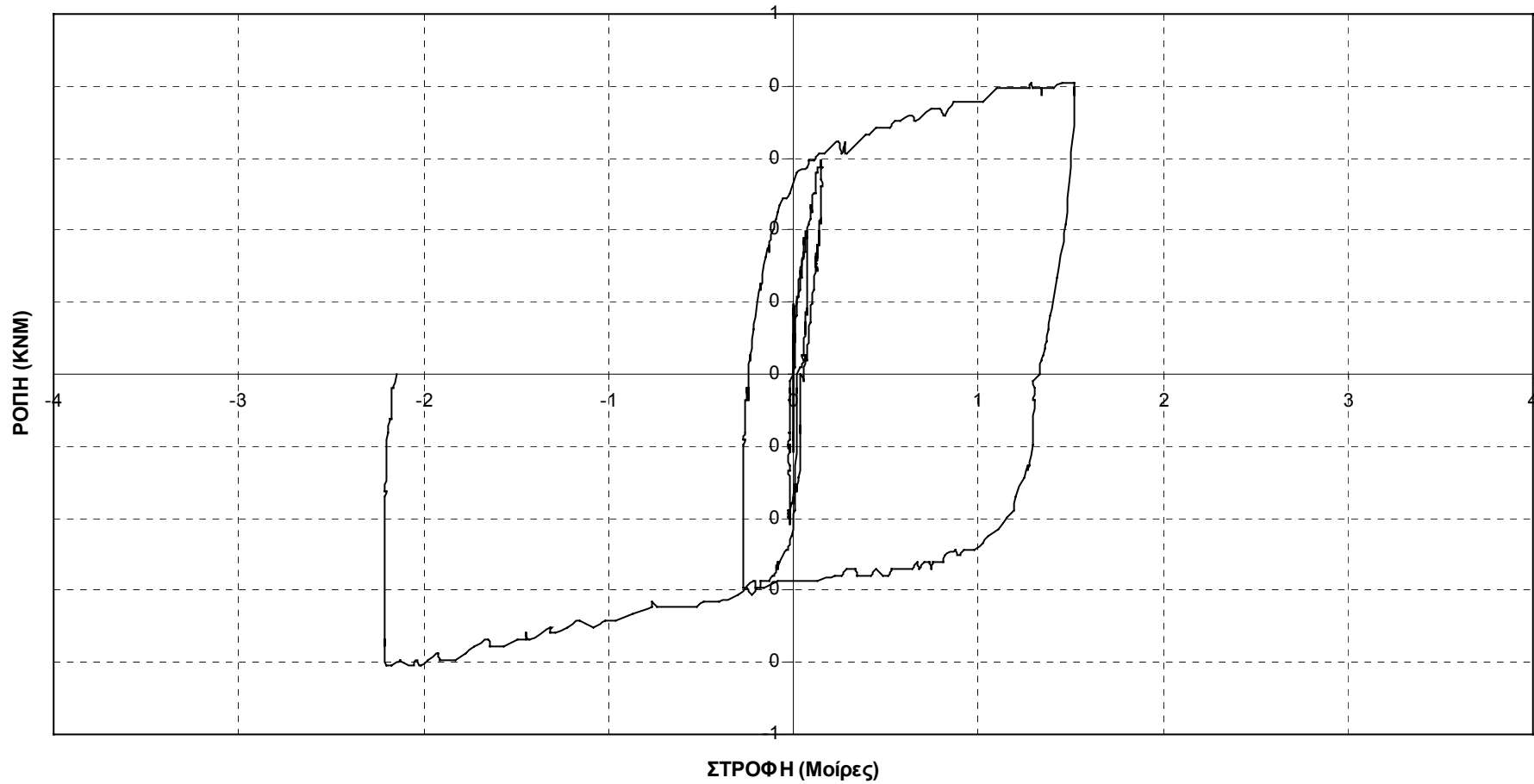
**ΔΟΚΙΜΙΟ 2β - ΕΠΙΣΚΕΥΗ ΜΟΝΟΤΜΗΤΟΥ ΚΟΜΒΟΥ ΜΟΡΦΗΣ ΣΤΑΥΡΟΥ ΜΕ ΕΠΑΝΑΣΥΣΦΙΞΗ
ΒΛΗΤΡΩΝ
- ΒΕΛΟΜΕΤΡΟ 1**



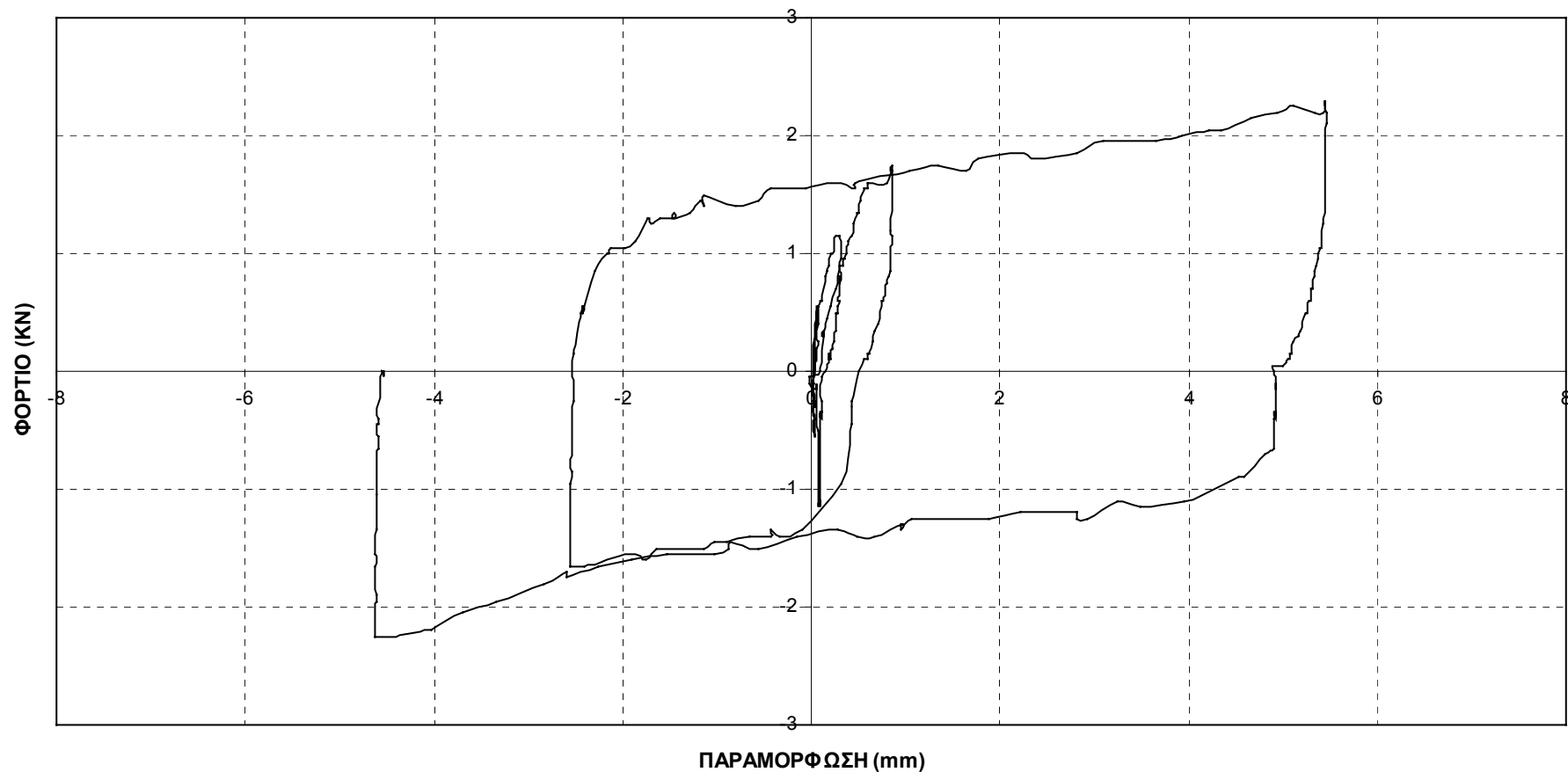
ΔΟΚΙΜΙΟ 3α- ΜΟΝΟΤΜΗΤΟΣ ΚΟΜΒΟΣ ΜΟΡΦΗΣ ΣΤΑΥΡΟΥ
-ΒΕΛΟΜΕΤΡΟ 1



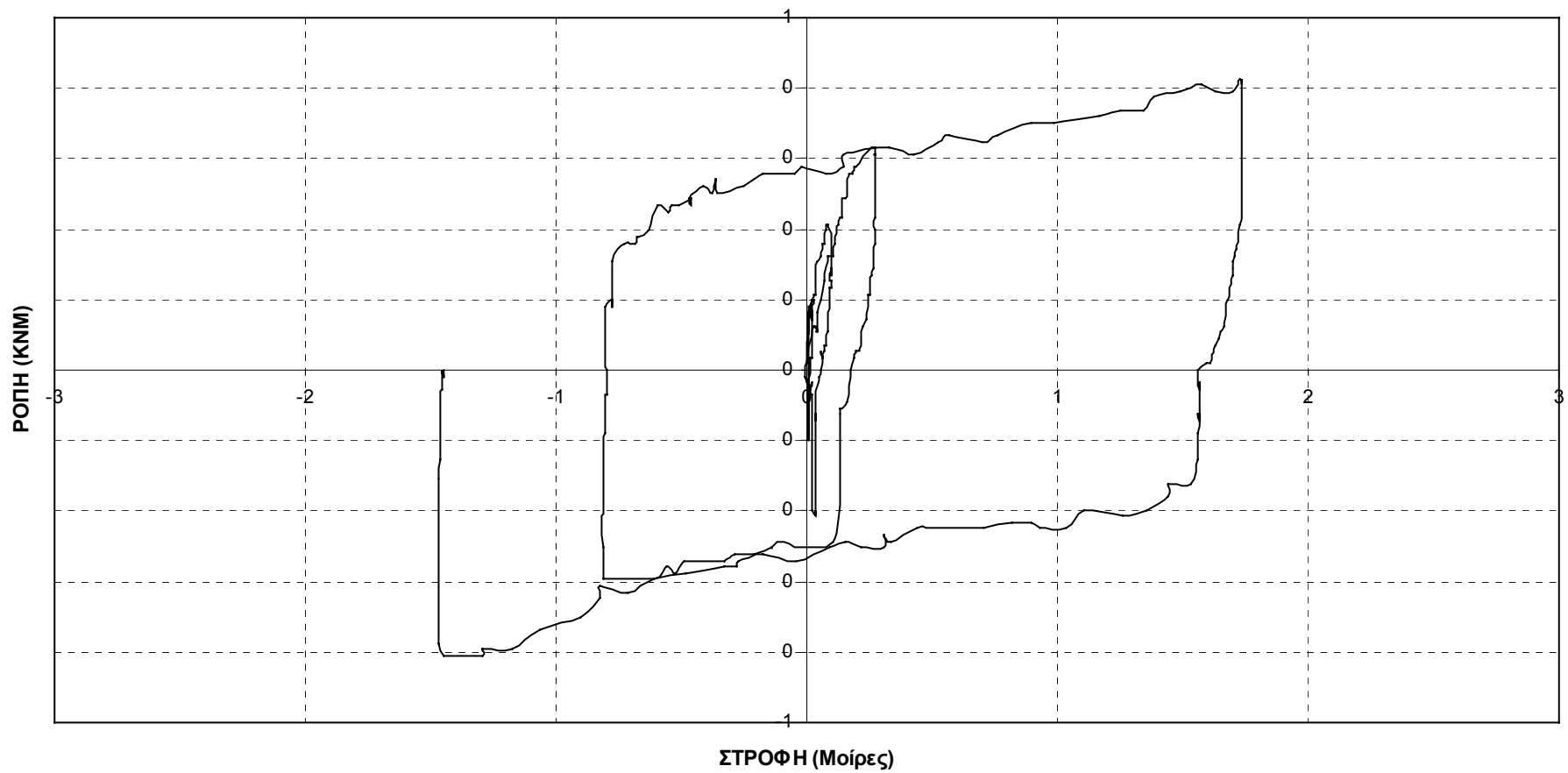
ΔΟΚΙΜΙΟ 3α- ΜΟΝΟΤΜΗΤΟΣ ΚΟΜΒΟΣ ΜΟΡΦΗΣ ΣΤΑΥΡΟΥ
-ΒΕΛΟΜΕΤΡΟ 1



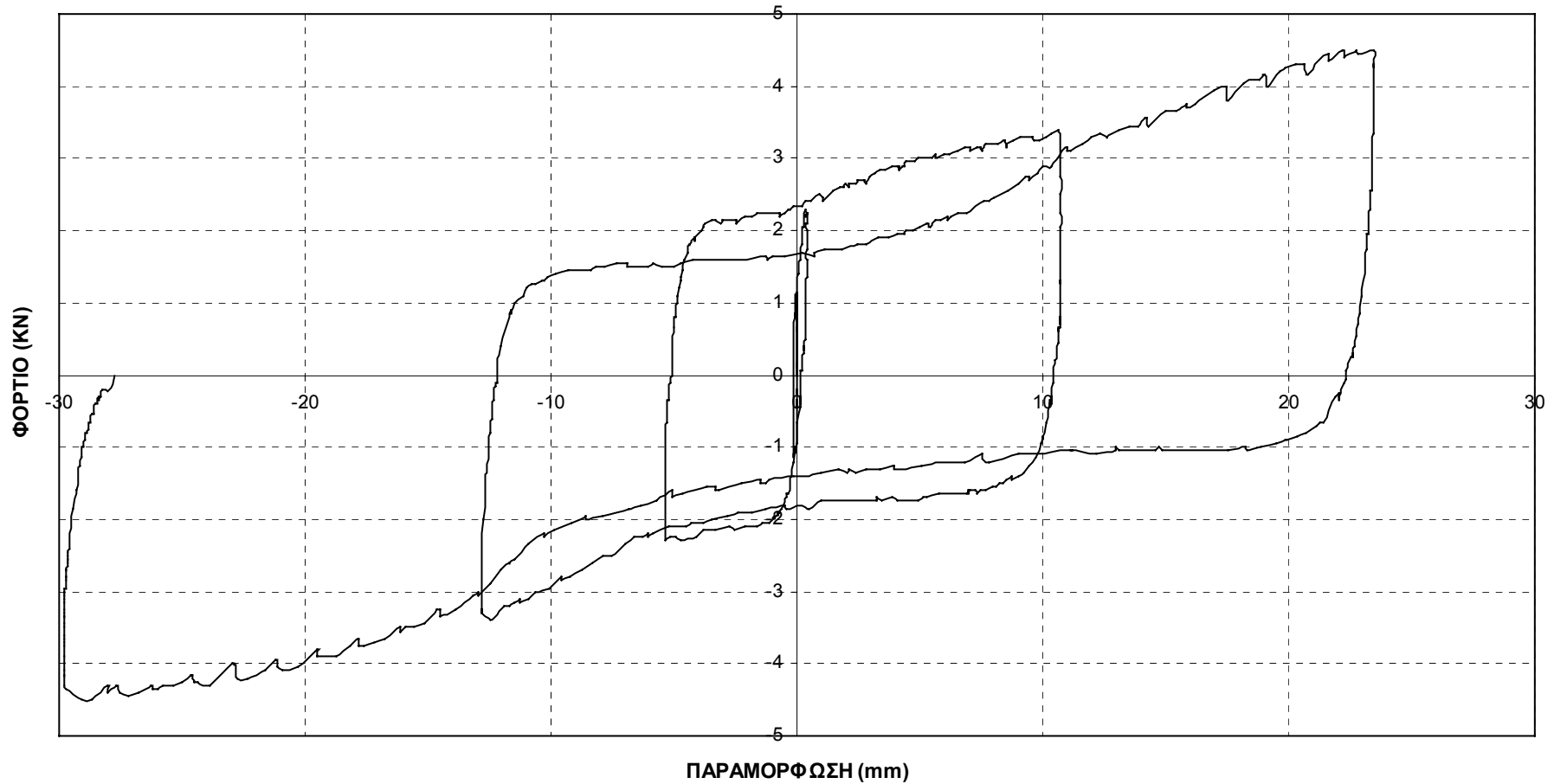
**ΔΟΚΙΜΙΟ 3β - ΕΠΙΣΚΕΥΗ ΜΟΝΟΤΜΗΤΟΥ ΚΟΜΒΟΥ ΜΟΡΦΗΣ ΣΤΑΥΡΟΥ ΜΕ ΕΠΑΝΑΣΥΣΦΙΞΗ
ΒΛΗΤΡΩΝ
- ΒΕΛΟΜΕΤΡΟ 1**



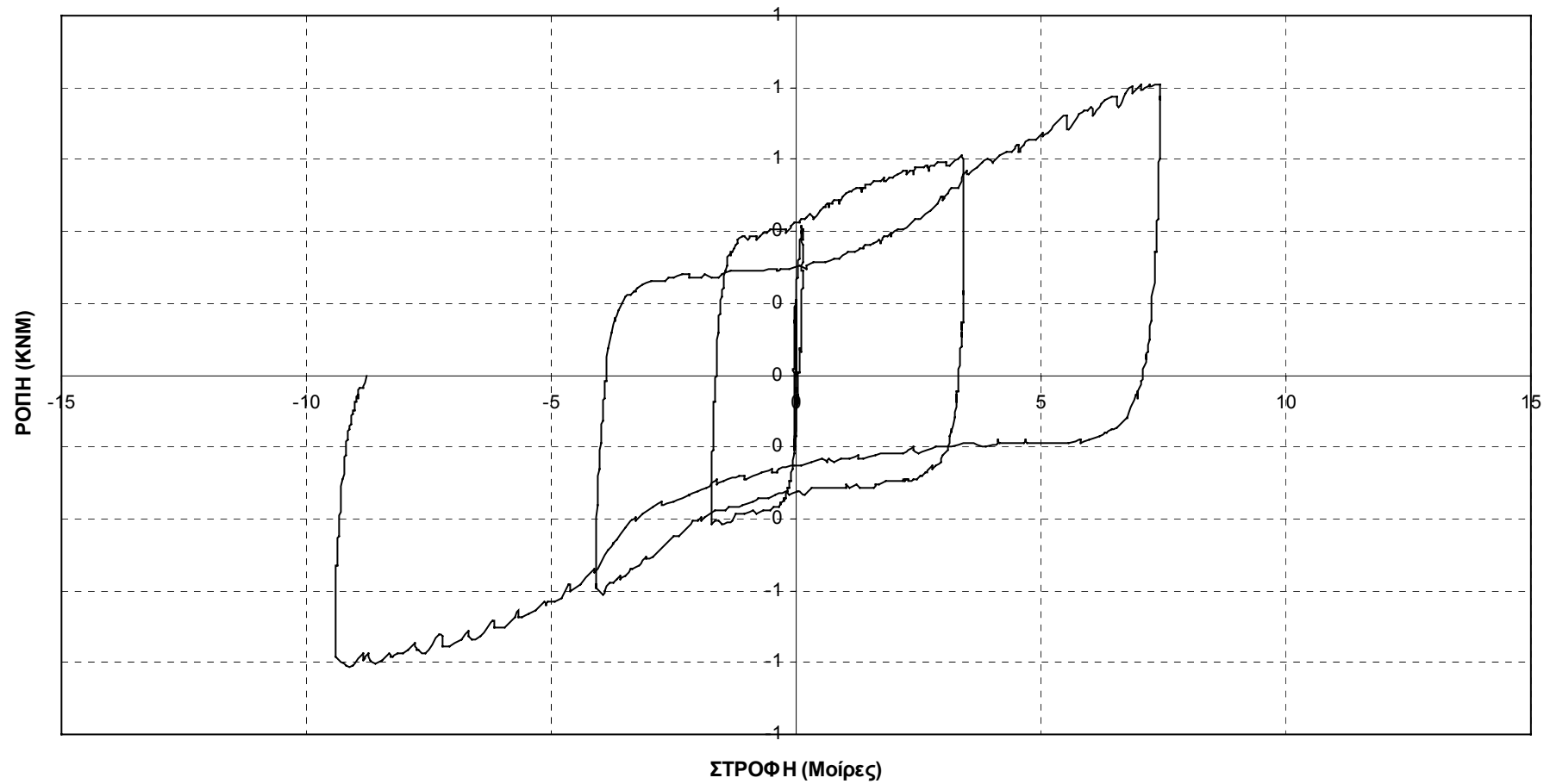
**ΔΟΚΙΜΙΟ 3β - ΕΠΙΣΚΕΥΗ ΜΟΝΟΤΜΗΤΟΥ ΚΟΜΒΟΥ ΜΟΡΦΗΣ ΣΤΑΥΡΟΥ ΜΕ ΕΠΑΝΑΣΥΣΦΙΞΗ
ΒΛΗΤΡΩΝ
- ΒΕΛΟΜΕΤΡΟ 1**



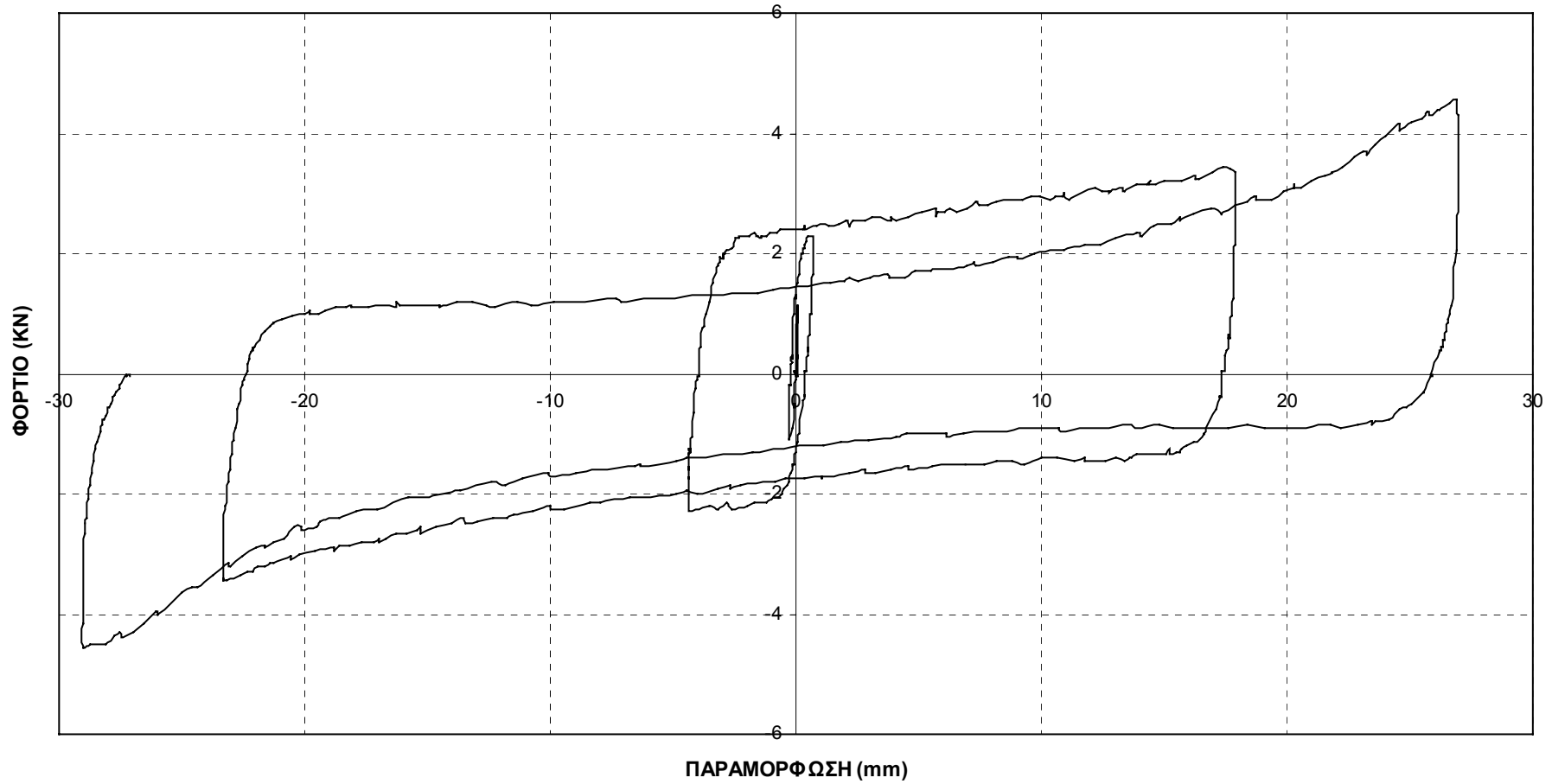
**ΔΟΚΙΜΙΟ 3γ- ΜΟΝΟΤΜΗΤΟΣ ΚΟΜΒΟΣ ΜΟΡΦΗΣ ΣΤΑΥΡΟΥ
ΜΕ ΜΕΤΑΛΛΙΚΗ ΠΛΑΚΑ -- ΒΕΛΟΜΕΤΡΟ 1**



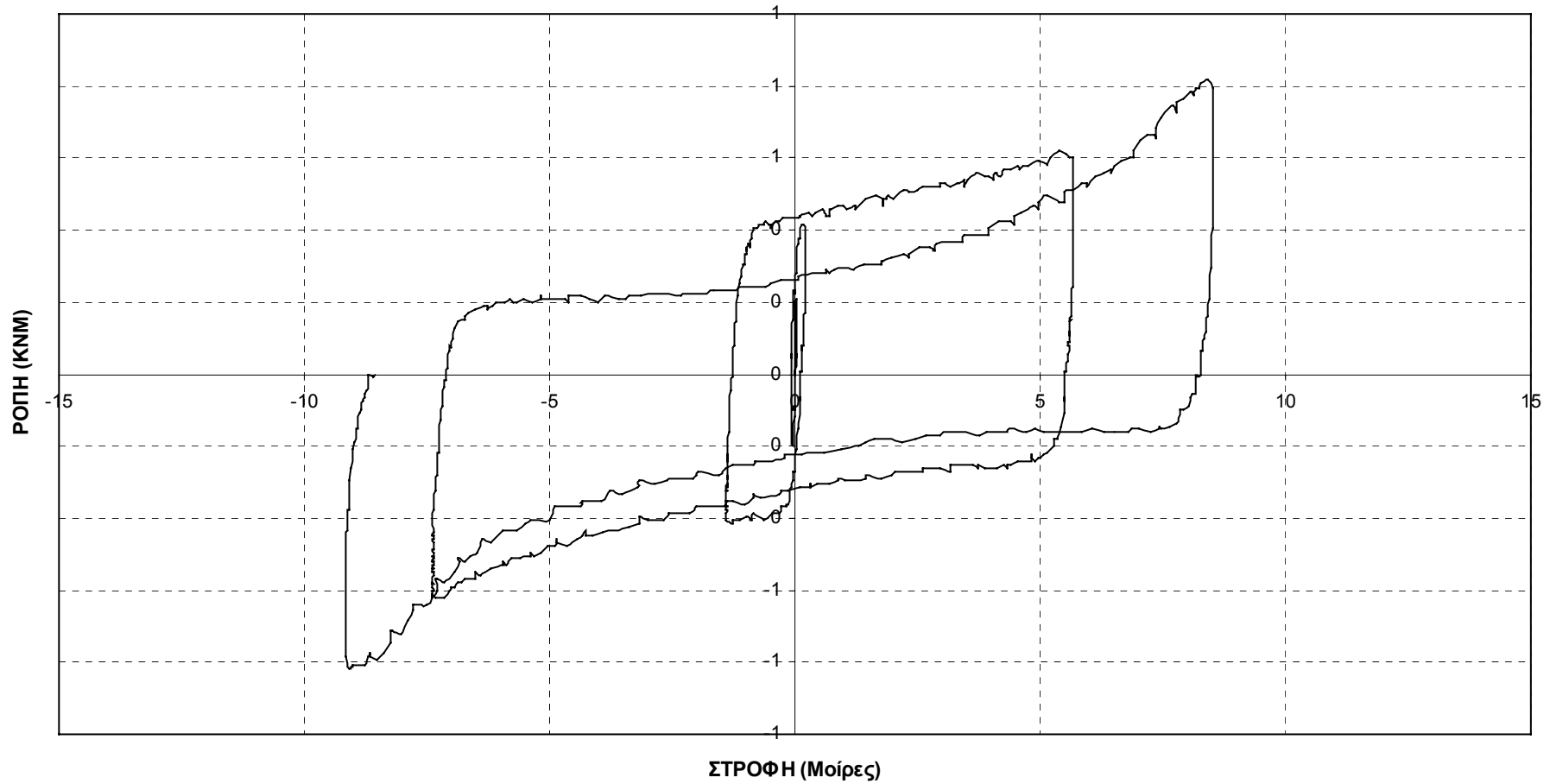
**ΔΟΚΙΜΙΟ 3γ- ΜΟΝΟΤΜΗΤΟΣ ΚΟΜΒΟΣ ΜΟΡΦΗΣ ΣΤΑΥΡΟΥ
ΜΕ ΜΕΤΑΛΛΙΚΗ ΠΛΑΚΑ -- ΒΕΛΟΜΕΤΡΟ 1**



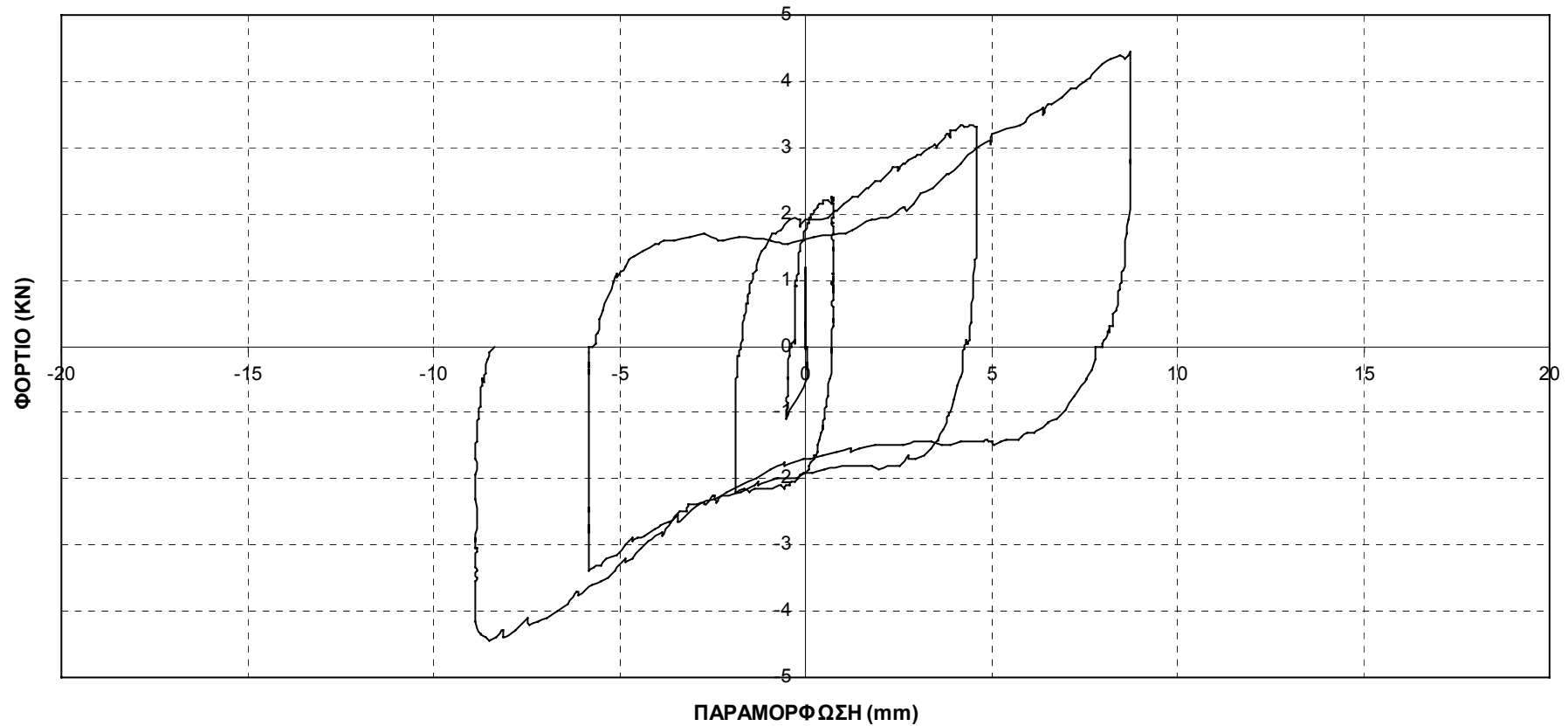
**ΔΟΚΙΜΙΟ 35- ΜΟΝΟΤΜΗΤΟΣ ΚΟΜΒΟΣ ΜΟΡΦΗΣ ΣΤΑΥΡΟΥ
ΜΕ ΜΕΤΑΛΛΙΚΗ ΠΛΑΚΑ ΚΑΙ ΕΠΑΝΑΣΥΣΦΙΞΗ -- ΒΕΛΟΜΕΤΡΟ 1**



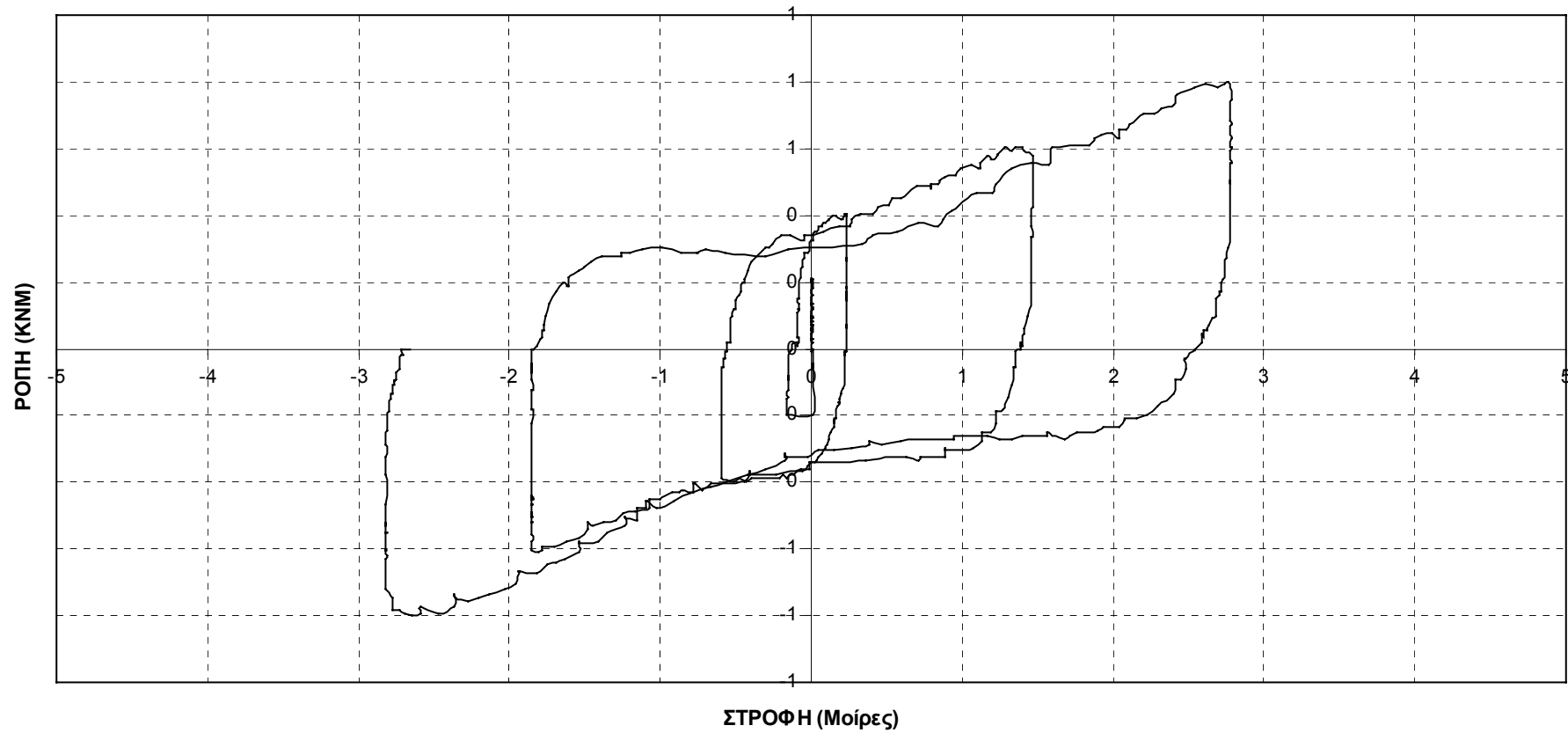
**ΔΟΚΙΜΙΟ 35- ΜΟΝΟΤΜΗΤΟΣ ΚΟΜΒΟΣ ΜΟΡΦΗΣ ΣΤΑΥΡΟΥ
ΜΕ ΜΕΤΑΛΛΙΚΗ ΠΛΑΚΑ ΚΑΙ ΕΠΑΝΑΣΥΣΦΙΞΗ -- ΒΕΛΟΜΕΤΡΟ 1**



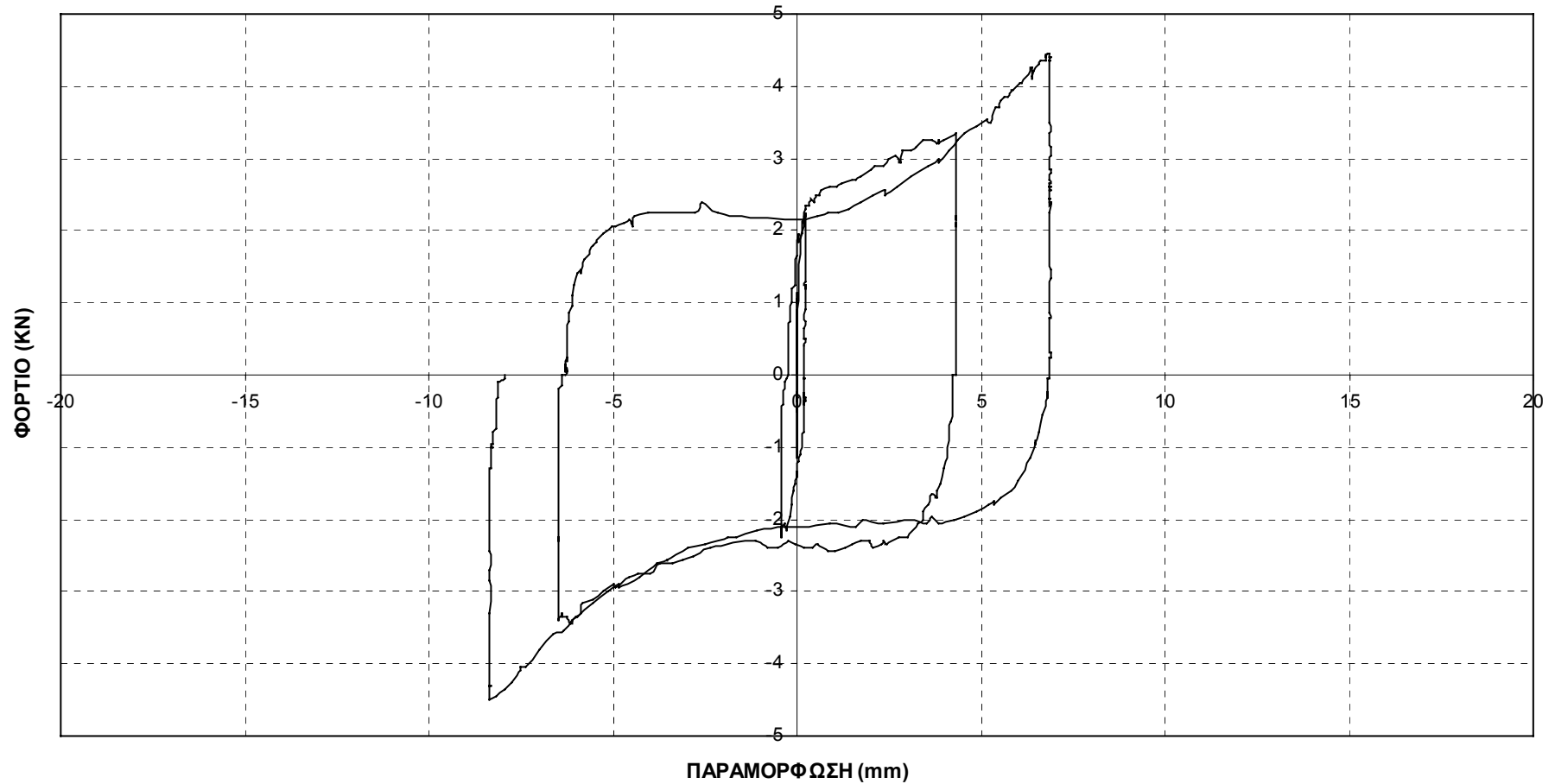
**ΔΟΚΙΜΙΟ 4α- ΔΙΤΜΗΤΟΣ ΚΟΜΒΟΣ ΜΟΡΦΗΣ ΣΤΑΥΡΟΥ
- ΒΕΛΟΜΕΤΡΟ 1**



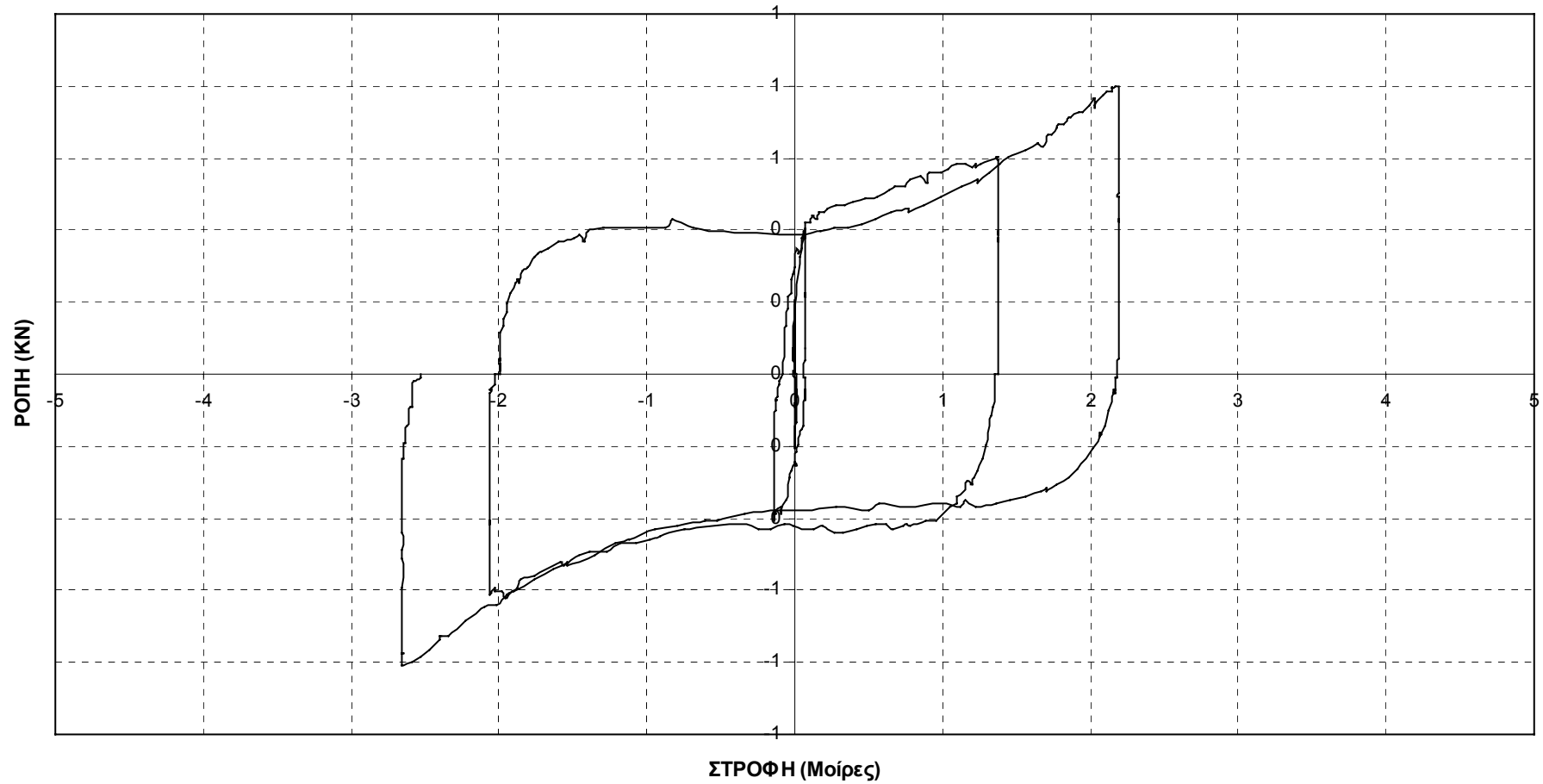
**ΔΟΚΙΜΙΟ 4α- ΔΙΤΜΗΤΟΣ ΚΟΜΒΟΣ ΜΟΡΦΗΣ ΣΤΑΥΡΟΥ
- ΒΕΛΟΜΕΤΡΟ 1**



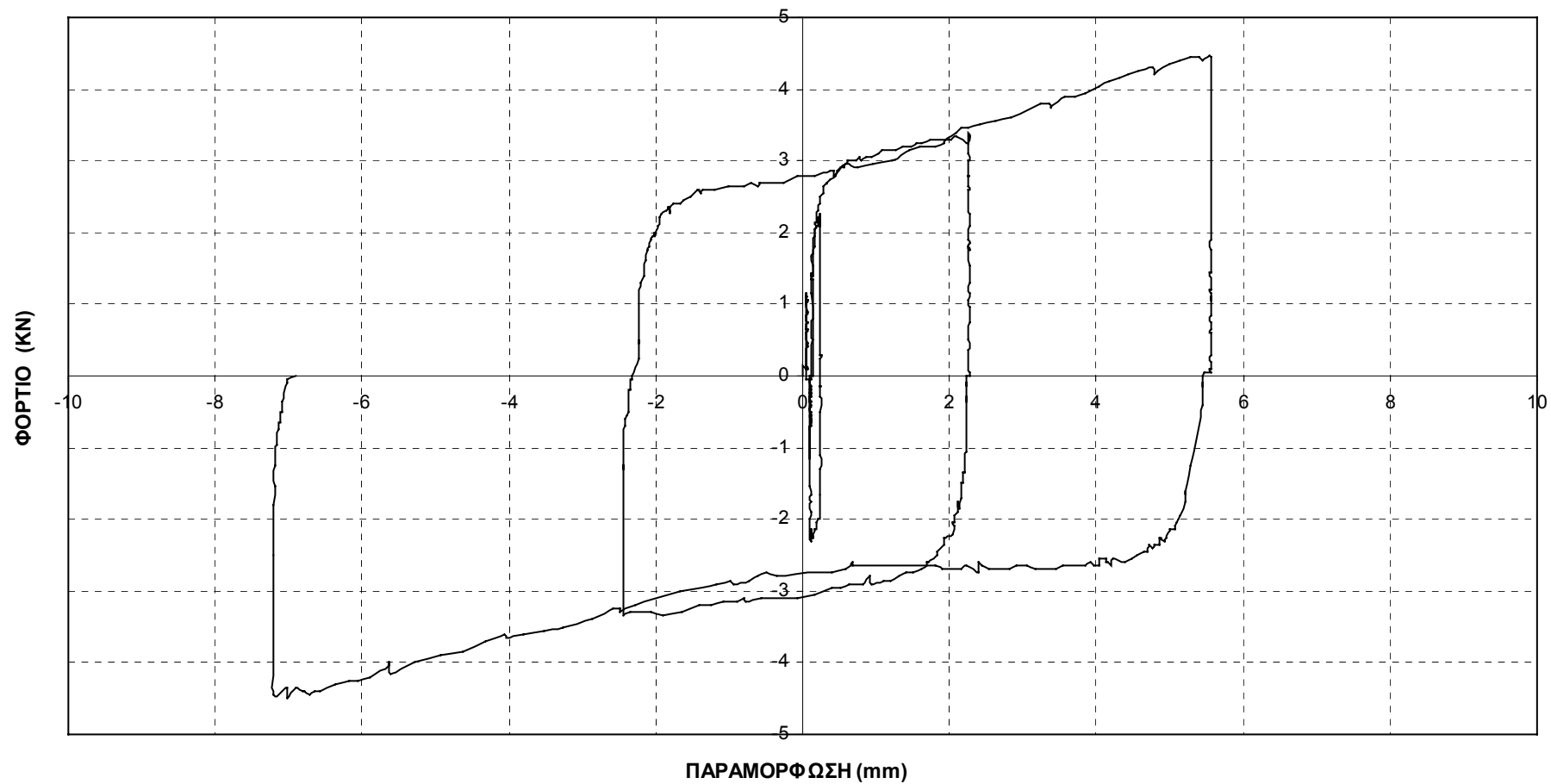
**ΔΟΚΙΜΙΟ 4β - ΔΙΤΜΗΤΟΥ ΚΟΜΒΟΥ ΜΟΡΦΗΣ ΣΤΑΥΡΟΥ ΜΕ ΕΠΑΝΑΣΥΣΦΙΞΗ ΒΛΗΤΡΩΝ
- ΒΕΛΟΜΕΤΡΟ 1**



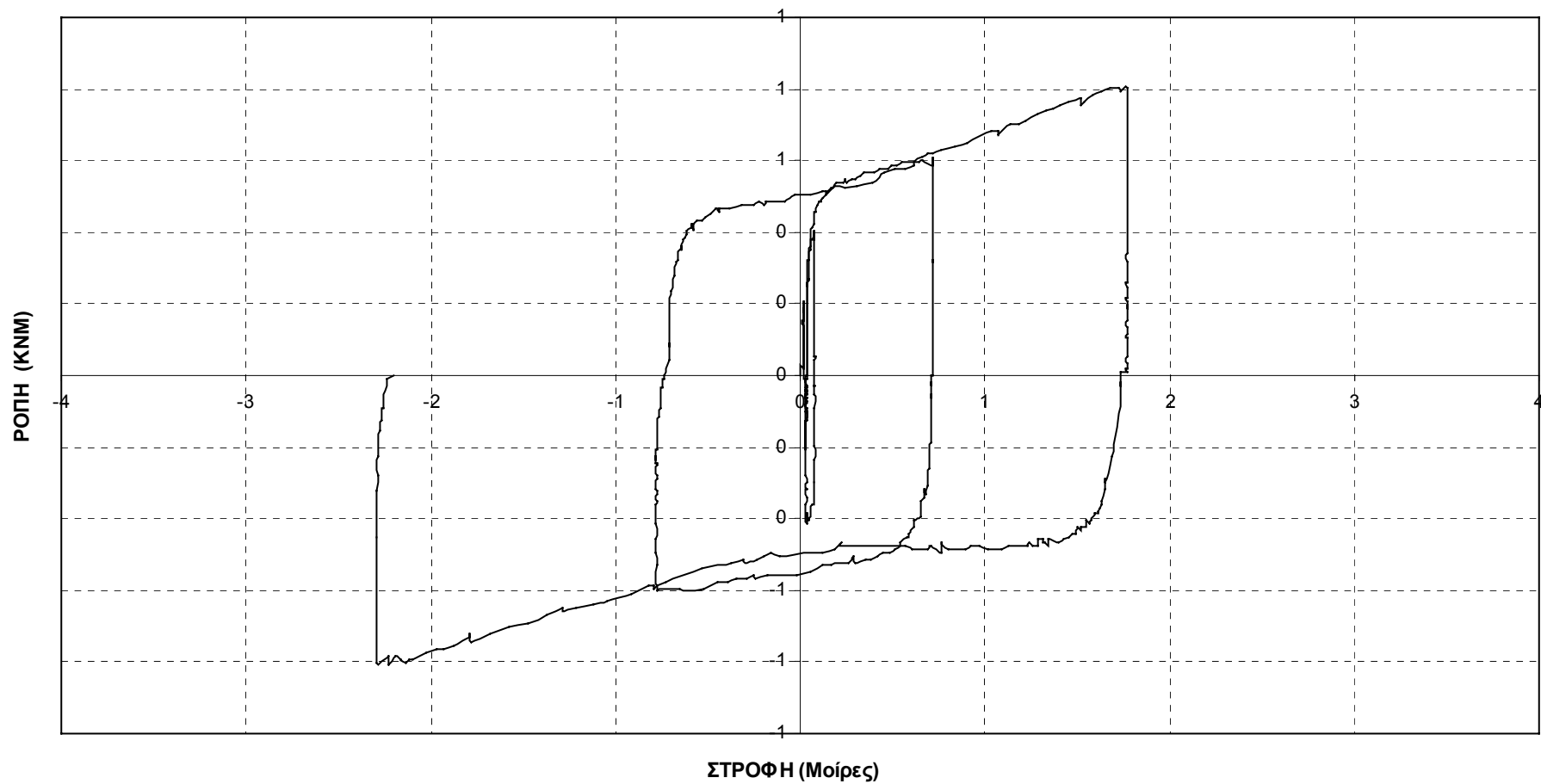
**ΔΟΚΙΜΙΟ 4β - ΔΙΤΜΗΤΟΥ ΚΟΜΒΟΥ ΜΟΡΦΗΣ ΣΤΑΥΡΟΥ ΜΕ ΕΠΑΝΑΣΥΣΦΙΞΗ ΒΛΗΤΡΩΝ
- ΒΕΛΟΜΕΤΡΟ 1**



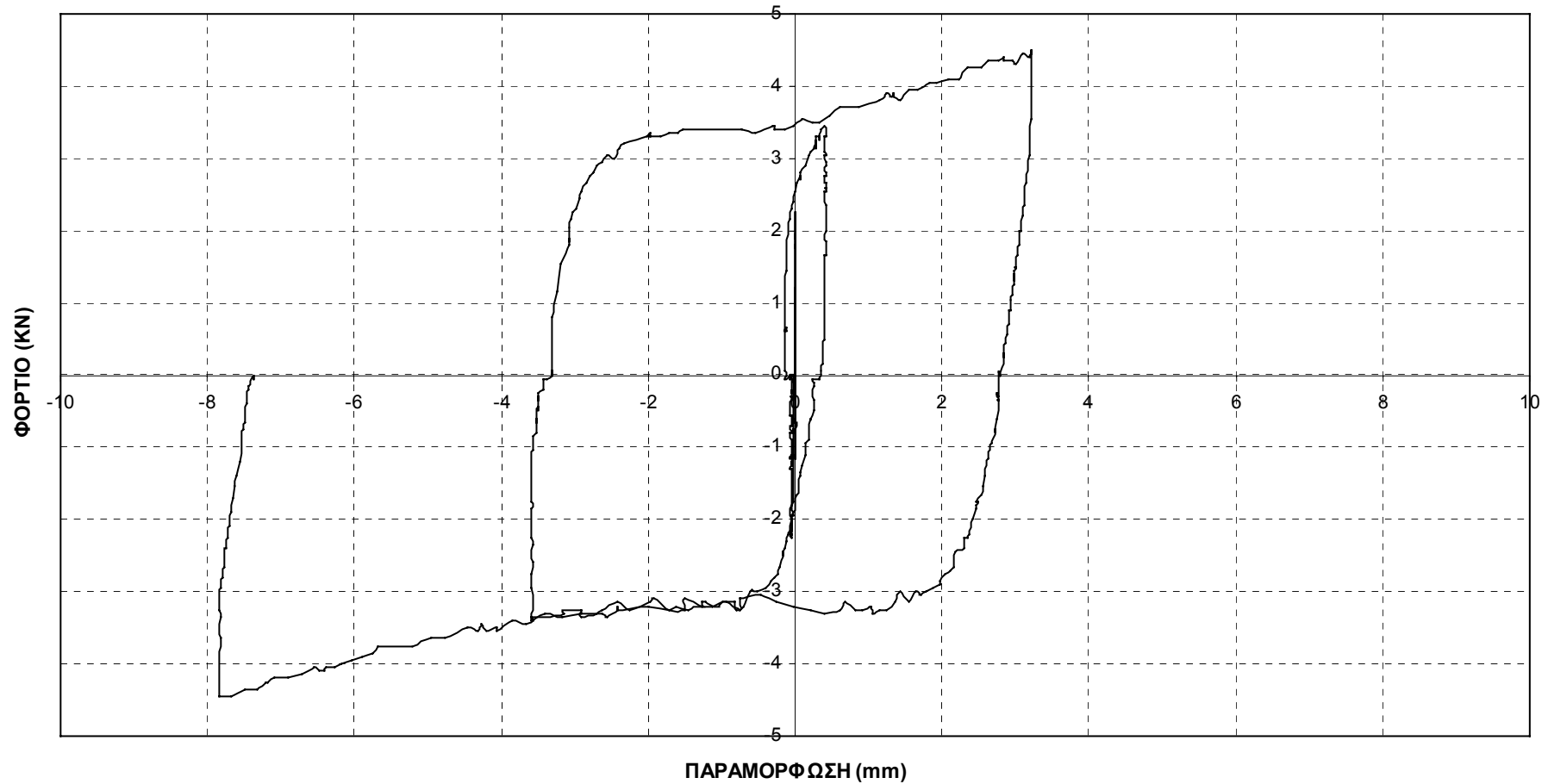
**ΔΟΚΙΜΙΟ 5α - ΔΙΤΜΗΤΟΣ ΚΟΜΒΟΣ ΜΟΡΦΗΣ ΣΤΑΥΡΟΥ
- ΒΕΛΟΜΕΤΡΟ 1**



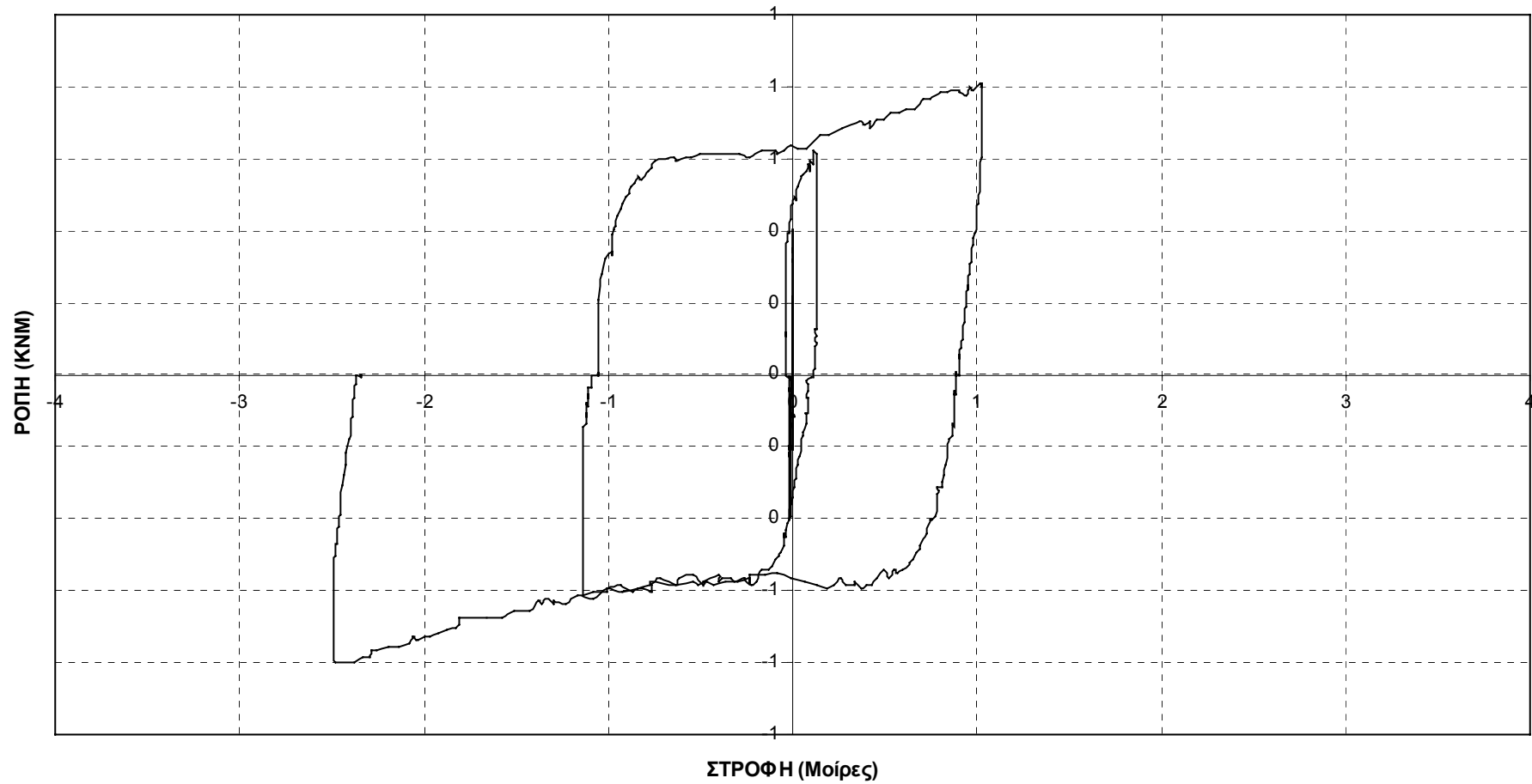
**ΔΟΚΙΜΙΟ 5α - ΔΙΤΜΗΤΟΣ ΚΟΜΒΟΣ ΜΟΡΦΗΣ ΣΤΑΥΡΟΥ
- ΒΕΛΟΜΕΤΡΟ 1**



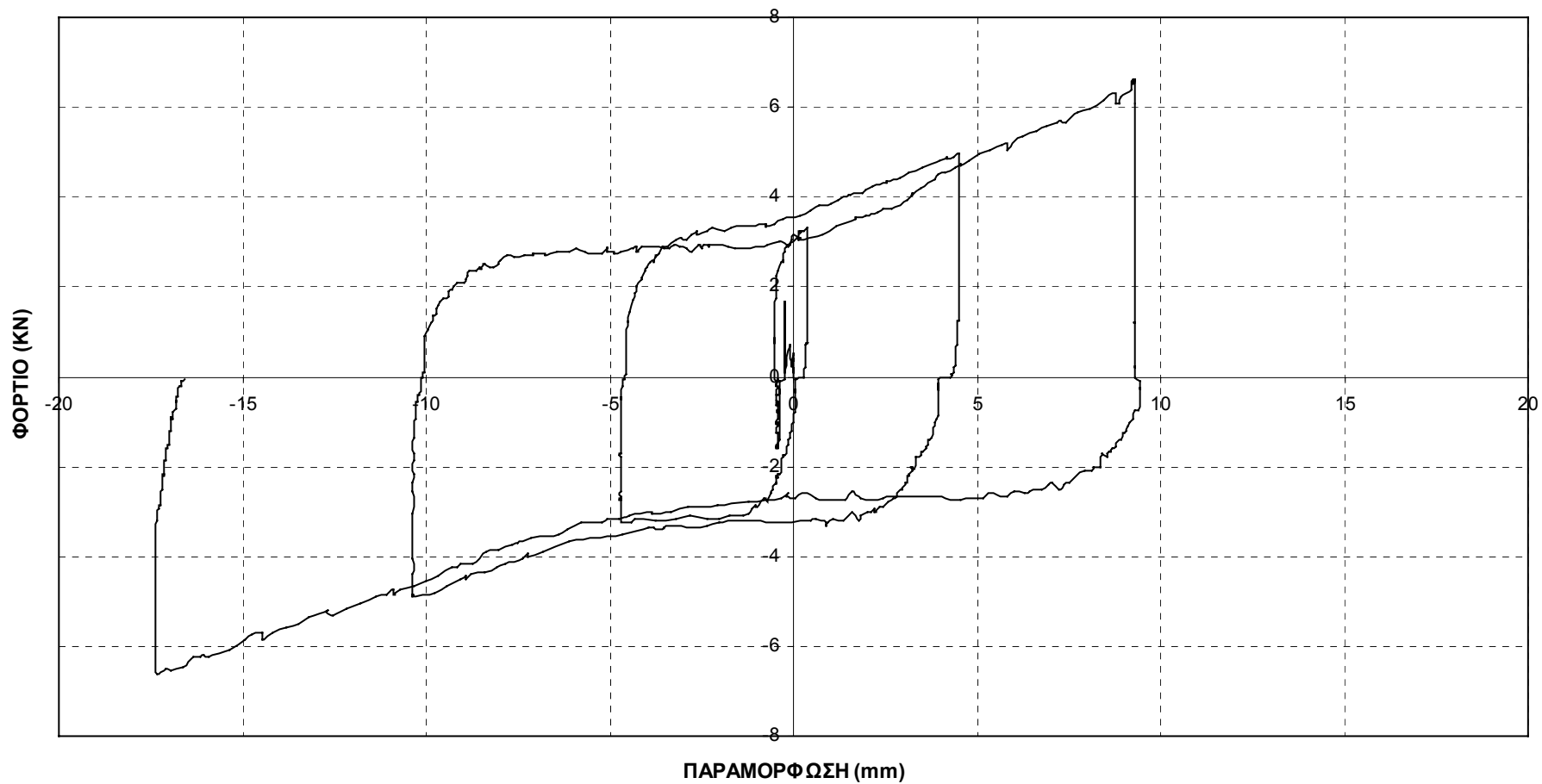
**ΔΟΚΙΜΙΟ 5β - ΔΙΤΜΗΤΟΥ ΚΟΜΒΟΥ ΜΟΡΦΗΣ ΣΤΑΥΡΟΥ ΜΕ ΕΠΑΝΑΣΥΣΦΙΞΗ ΒΛΗΤΡΩΝ
- ΒΕΛΟΜΕΤΡΟ 1**



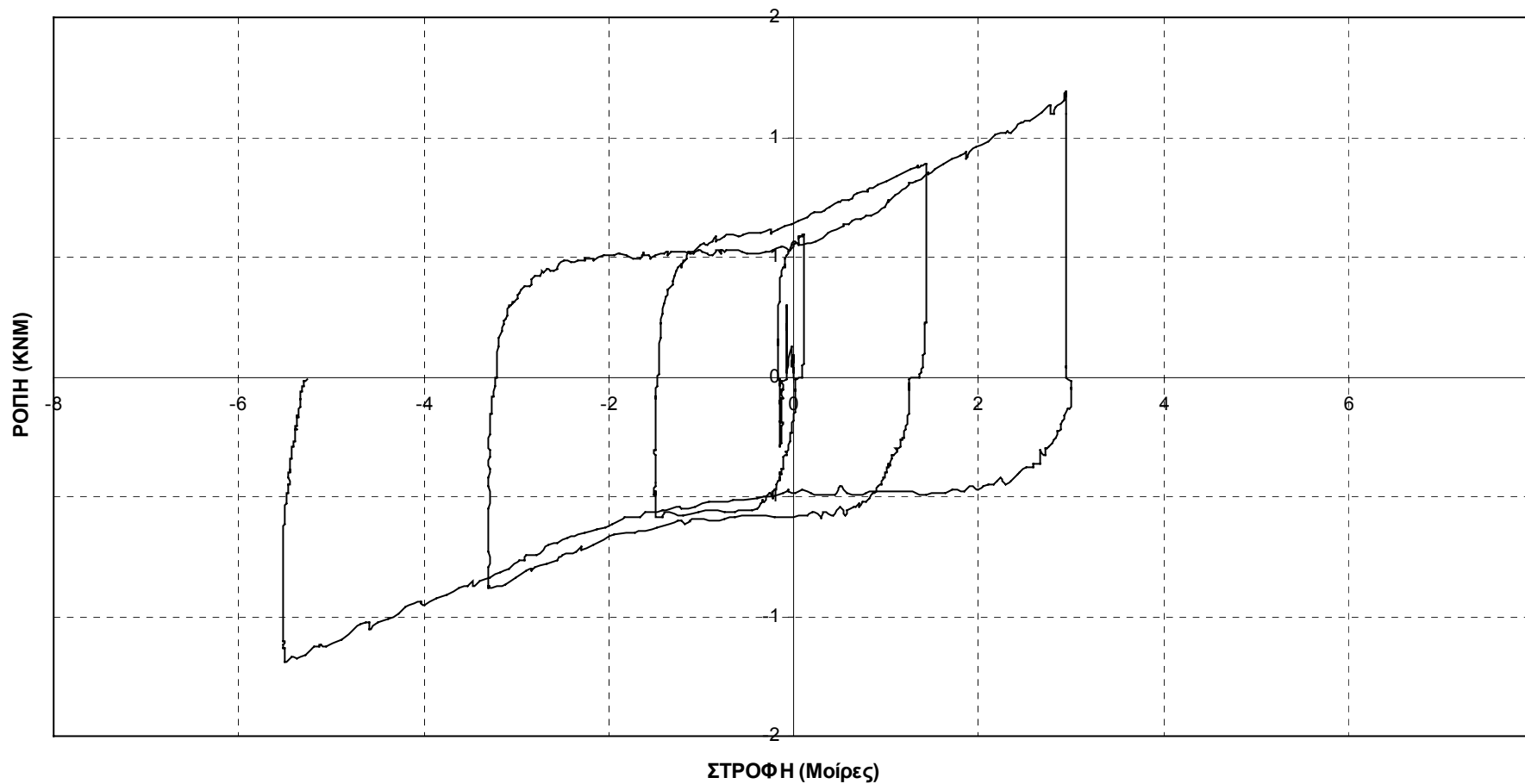
**ΔΟΚΙΜΙΟ 5β - ΔΙΤΜΗΤΟΥ ΚΟΜΒΟΥ ΜΟΡΦΗΣ ΣΤΑΥΡΟΥ ΜΕ ΕΠΑΝΑΣΥΣΦΙΞΗ ΒΛΗΤΡΩΝ
- ΒΕΛΟΜΕΤΡΟ 1**



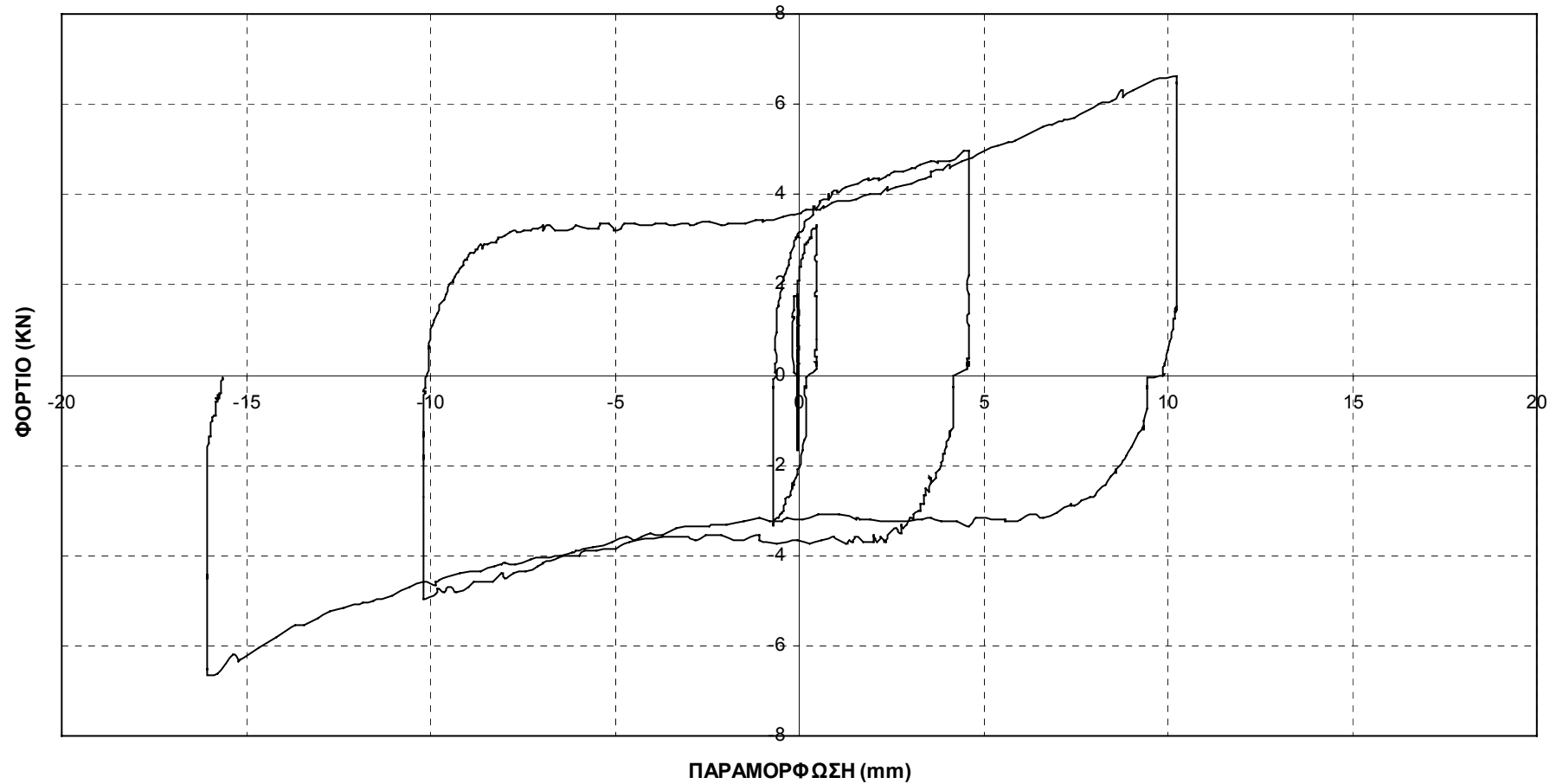
**ΔΟΚΙΜΙΟ 5γ- ΔΙΤΜΗΤΟΣ ΚΟΜΒΟΣ ΜΟΡΦΗΣ ΣΤΑΥΡΟΥ
ΜΕ ΜΕΤΑΛΛΙΚΗ ΠΛΑΚΑ -- ΒΕΛΟΜΕΤΡΟ 1**



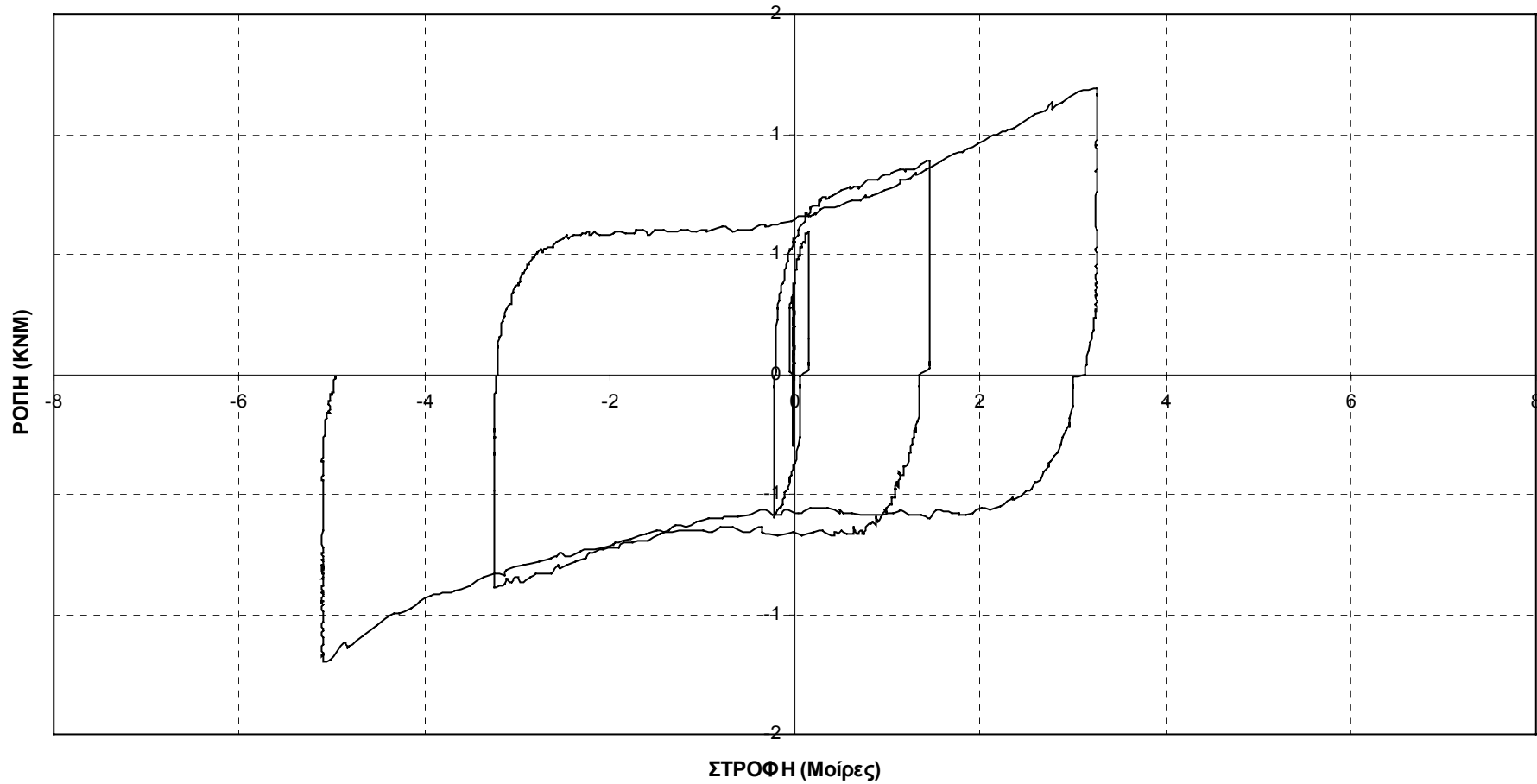
**ΔΟΚΙΜΙΟ 5γ- ΔΙΤΜΗΤΟΣ ΚΟΜΒΟΣ ΜΟΡΦΗΣ ΣΤΑΥΡΟΥ
ΜΕ ΜΕΤΑΛΛΙΚΗ ΠΛΑΚΑ -- ΒΕΛΟΜΕΤΡΟ 1**



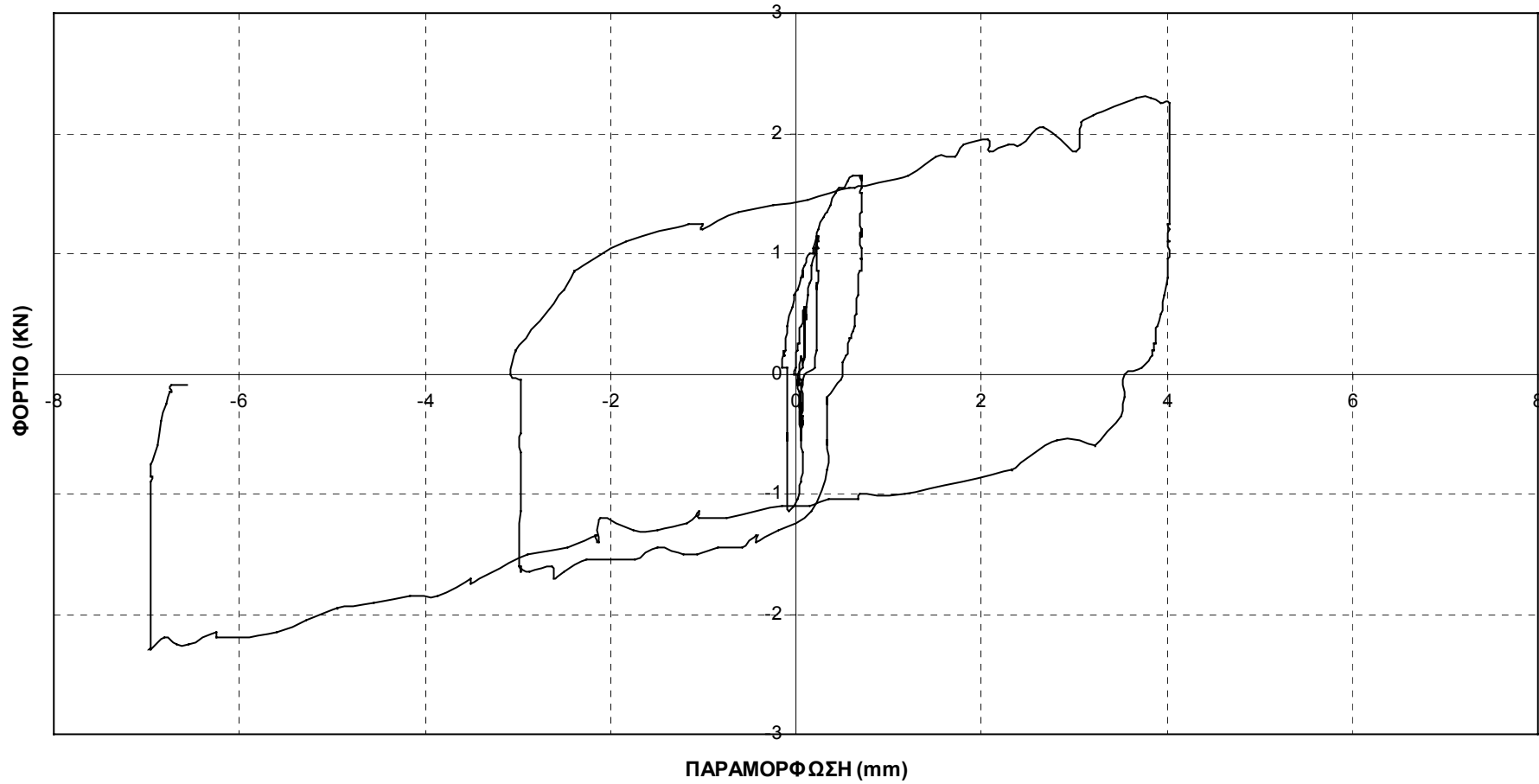
**ΔΟΚΙΜΙΟ 55- ΜΟΝΟΤΜΗΤΟΣ ΚΟΜΒΟΣ ΜΟΡΦΗΣ ΣΤΑΥΡΟΥ
ΕΠΙΣΚΕΥΗ ΜΕ ΜΕΤΑΛΛΙΚΗ ΠΛΑΚΑ ΚΑΙ ΕΠΑΝΑΣΥΣΦΙΞΗ-- ΒΕΛΟΜΕΤΡΟ 1**



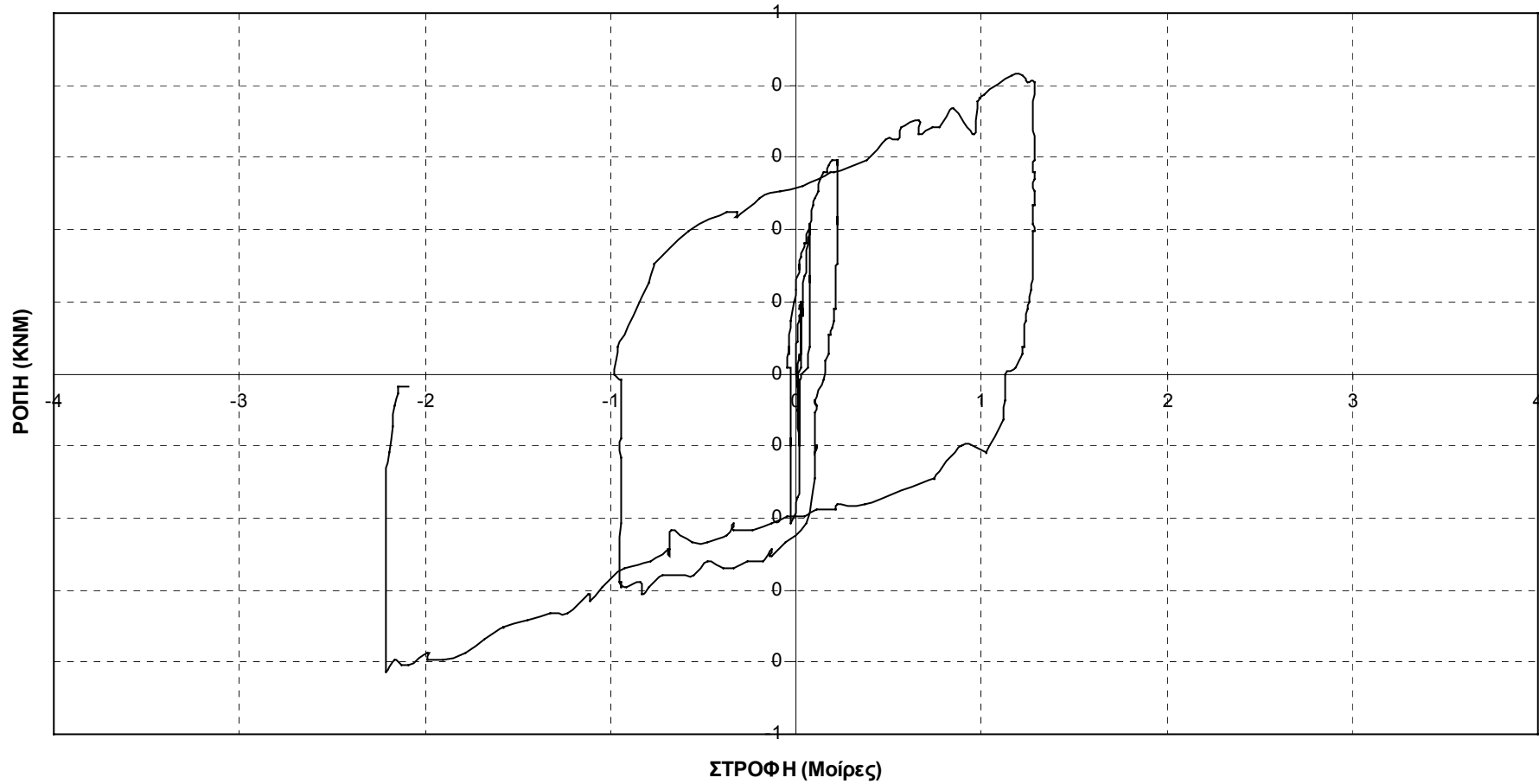
**ΔΟΚΙΜΙΟ 55- ΜΟΝΟΤΜΗΤΟΣ ΚΟΜΒΟΣ ΜΟΡΦΗΣ ΣΤΑΥΡΟΥ
ΕΠΙΣΚΕΥΗ ΜΕ ΜΕΤΑΛΛΙΚΗ ΠΛΑΚΑ ΚΑΙ ΕΠΑΝΑΣΥΣΦΙΞΗ-- ΒΕΛΟΜΕΤΡΟ 1**



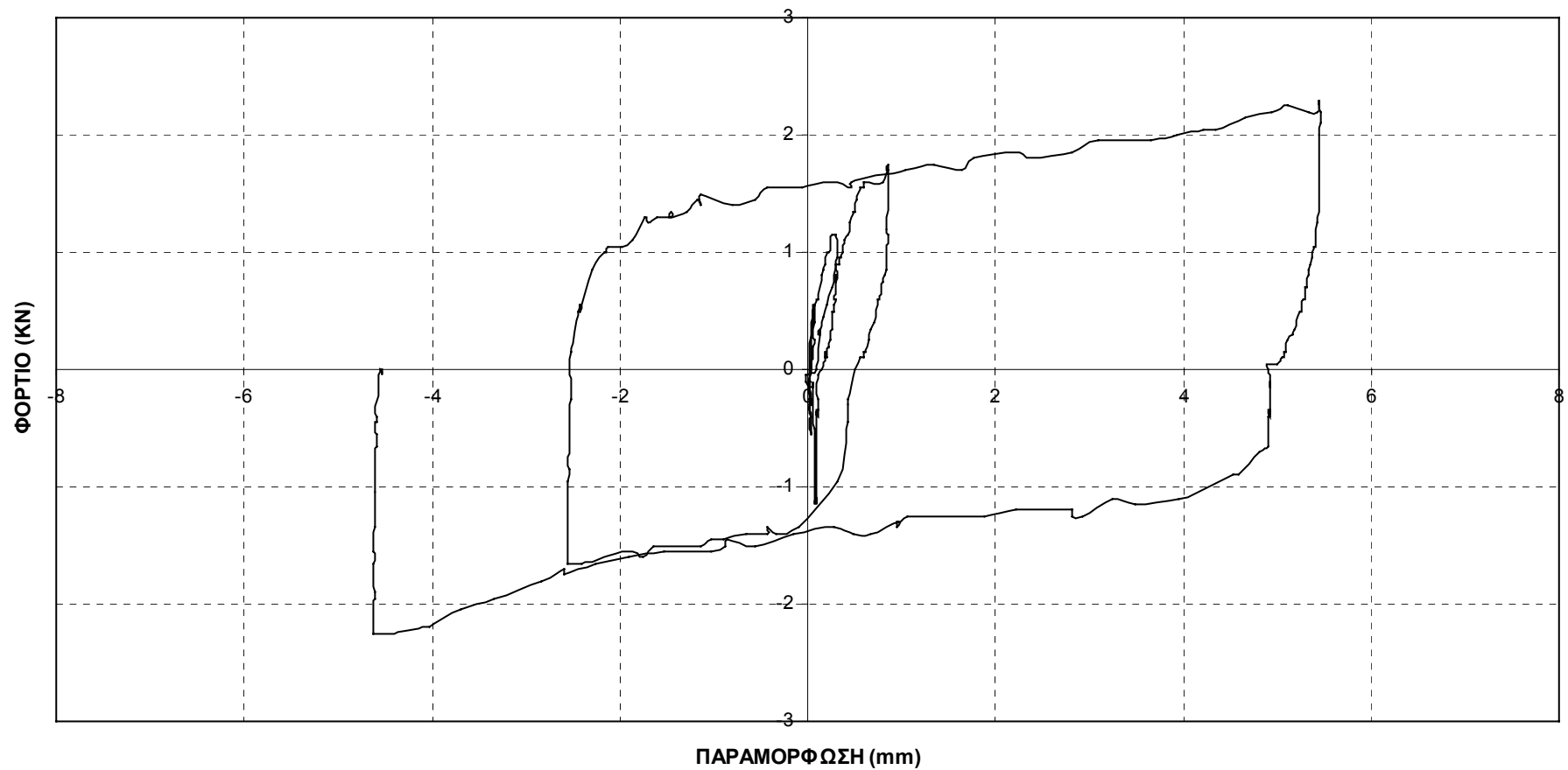
**ΔΟΚΙΜΙΟ 6α - ΜΟΝΟΤΜΗΤΟΣ ΚΟΜΒΟΣ ΜΟΡΦΗΣ ΣΤΑΥΡΟΥ
- ΒΕΛΟΜΕΤΡΟ 1**



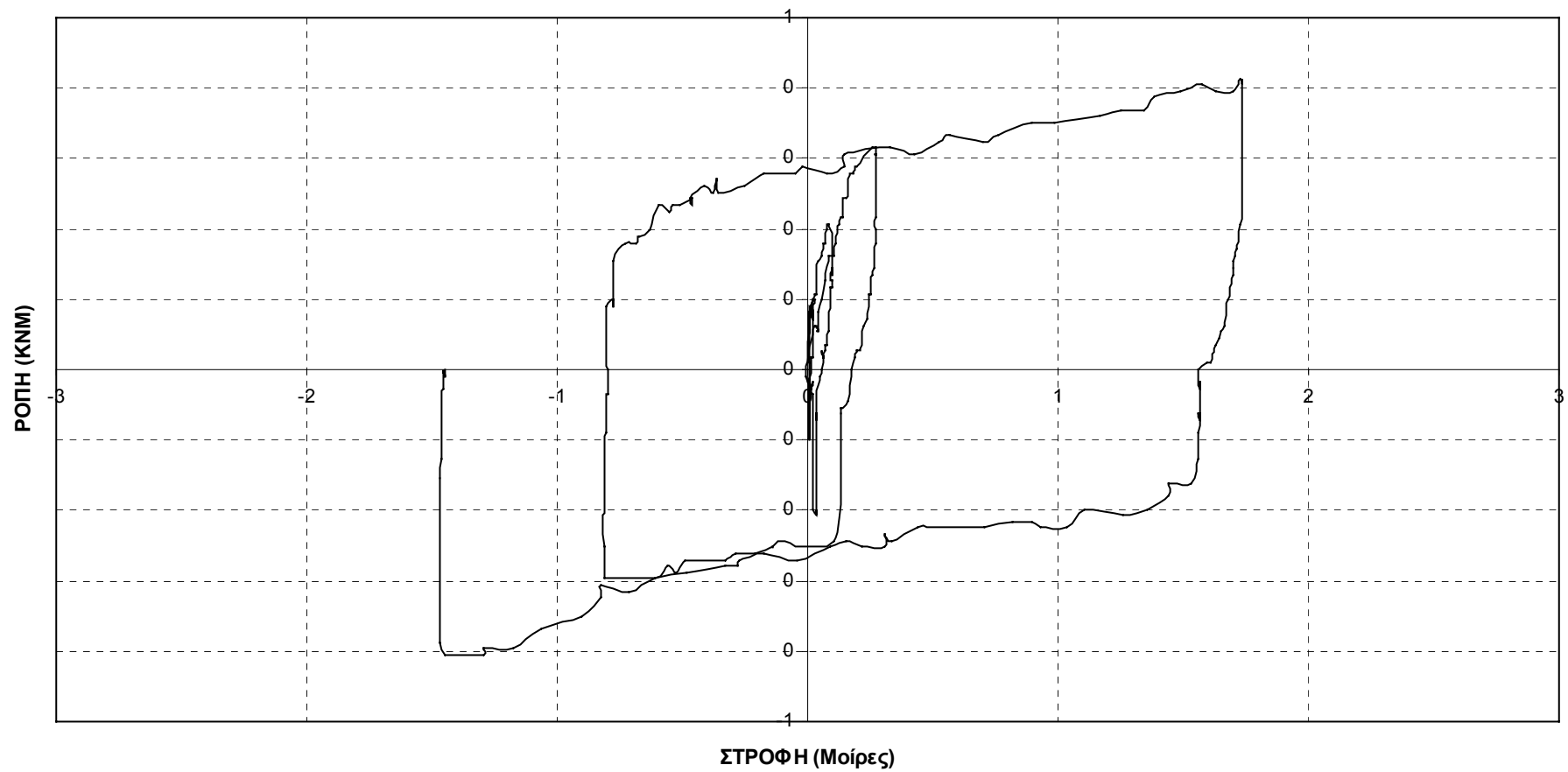
**ΔΟΚΙΜΙΟ 6α - ΜΟΝΟΤΜΗΤΟΣ ΚΟΜΒΟΣ ΜΟΡΦΗΣ ΣΤΑΥΡΟΥ
- ΒΕΛΟΜΕΤΡΟ 1**



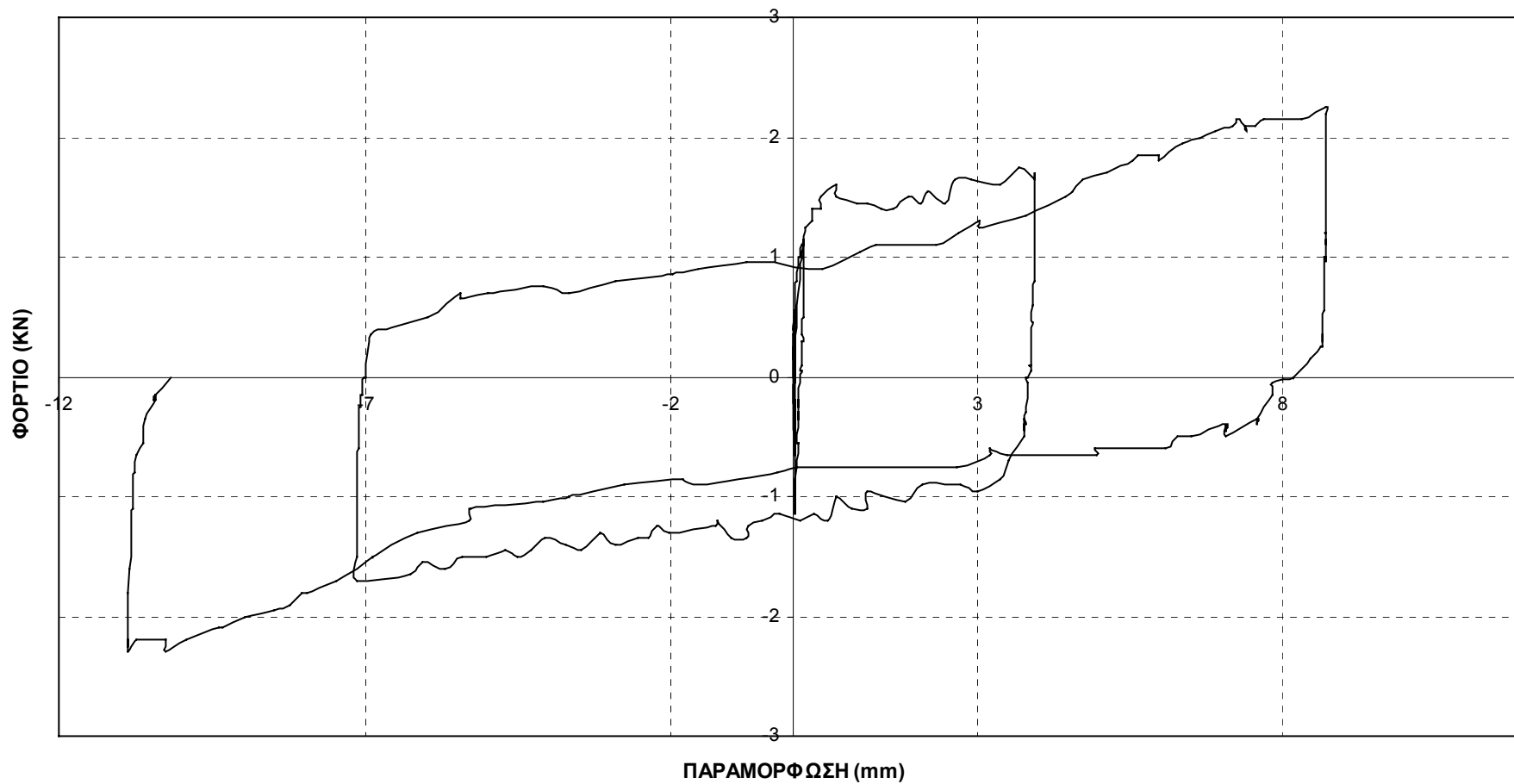
**ΔΟΚΙΜΙΟ 6β - ΕΠΙΣΚΕΥΗ ΜΟΝΟΤΜΗΤΟΥ ΚΟΜΒΟΥ ΜΟΡΦΗΣ ΣΤΑΥΡΟΥ ΜΕ ΕΠΑΝΑΣΥΣΦΙΞΗ
ΒΛΗΤΡΩΝ
- ΒΕΛΟΜΕΤΡΟ 1**



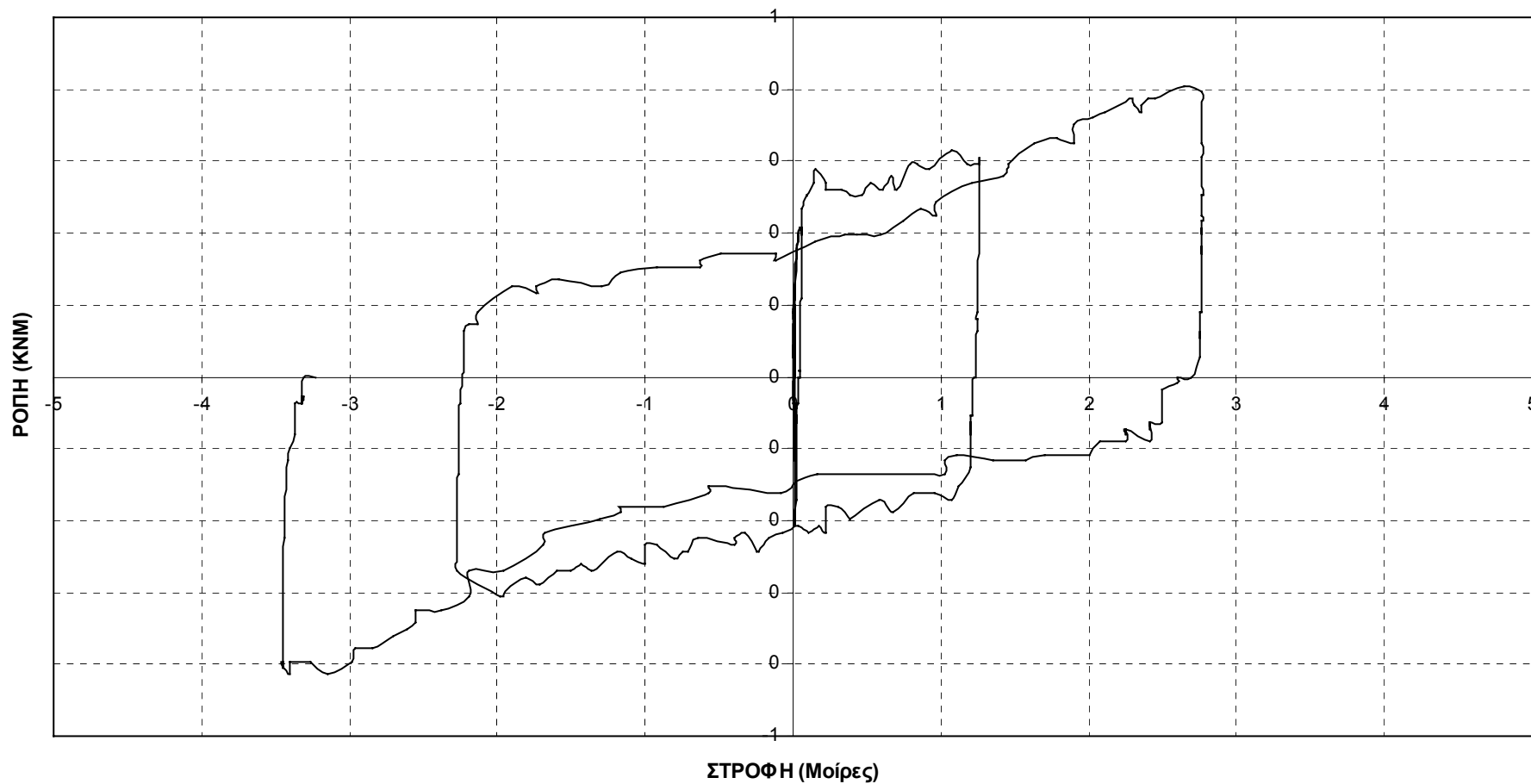
**ΔΟΚΙΜΙΟ 6β - ΕΠΙΣΚΕΥΗ ΜΟΝΟΤΜΗΤΟΥ ΚΟΜΒΟΥ ΜΟΡΦΗΣ ΣΤΑΥΡΟΥ ΜΕ ΕΠΑΝΑΣΥΣΦΙΞΗ
ΒΛΗΤΡΩΝ
- ΒΕΛΟΜΕΤΡΟ 1**



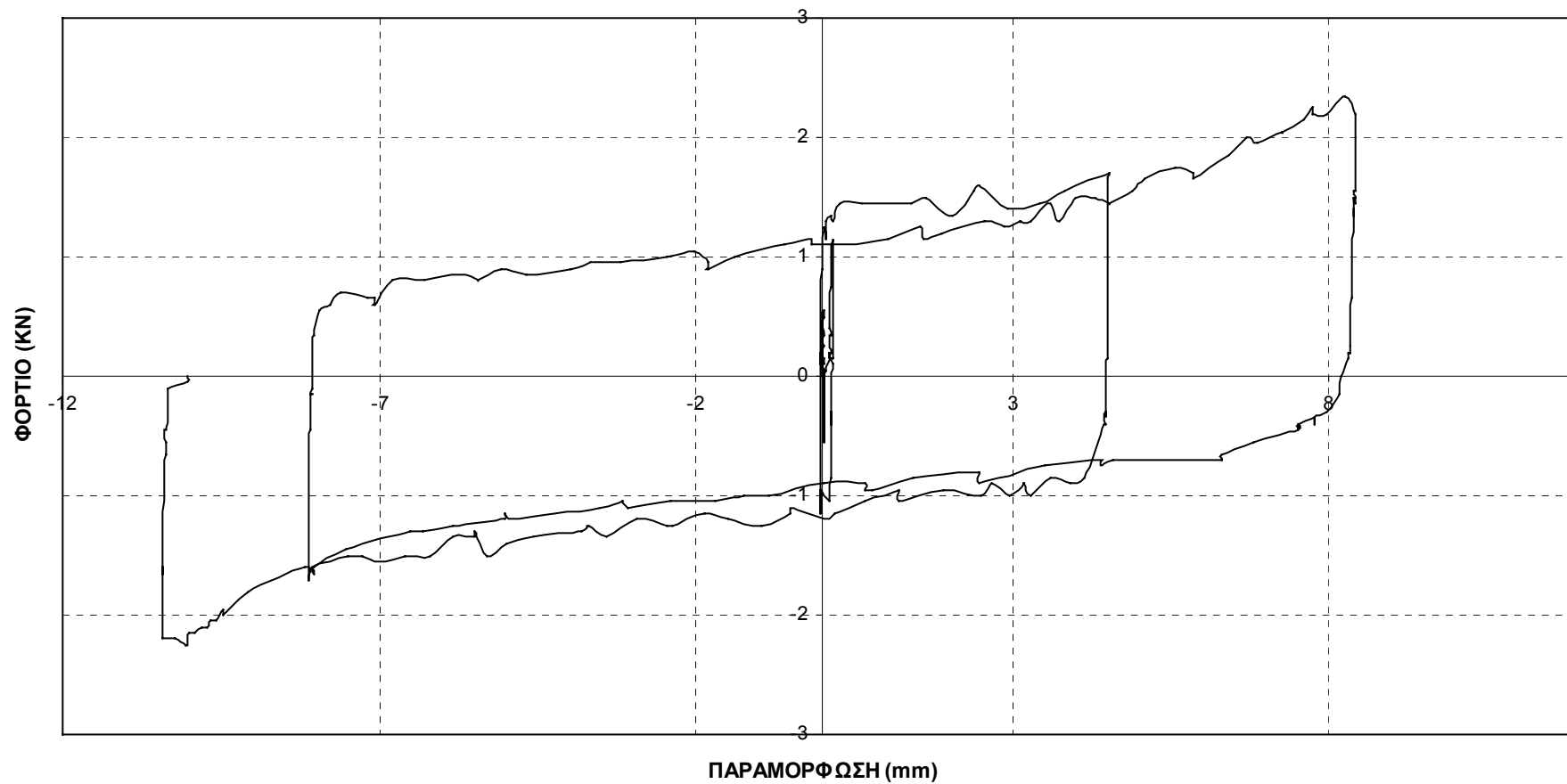
ΔΟΚΙΜΙΟ 7α - ΜΟΝΟΤΜΗΤΟΣ ΚΟΜΒΟΣ ΜΟΡΦΗΣ ΣΤΑΥΡΟΥ
- ΒΕΛΟΜΕΤΡΟ 1



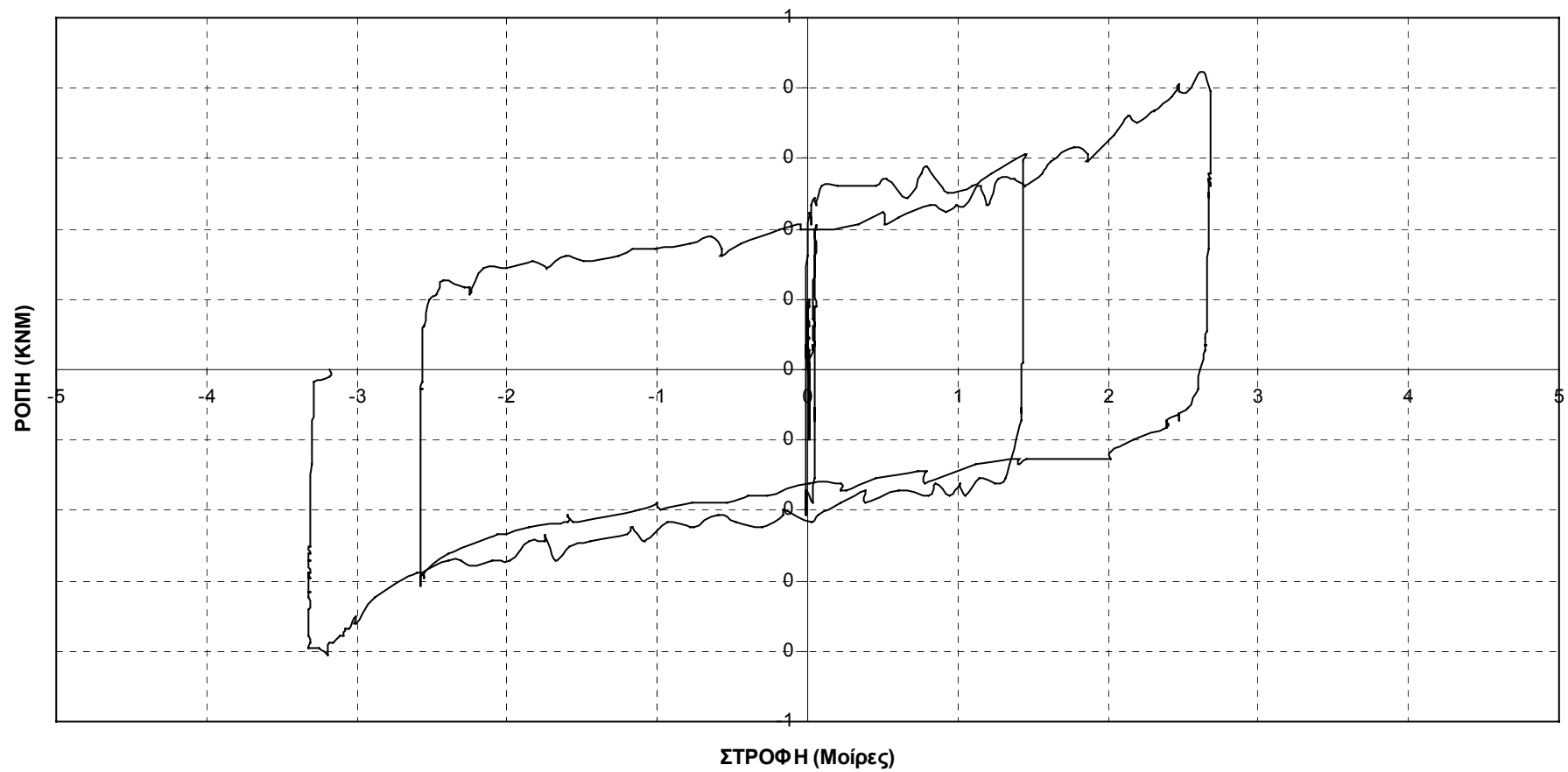
**ΔΟΚΙΜΙΟ 7α - ΜΟΝΟΤΜΗΤΟΣ ΚΟΜΒΟΣ ΜΟΡΦΗΣ ΣΤΑΥΡΟΥ
- ΒΕΛΟΜΕΤΡΟ 1**



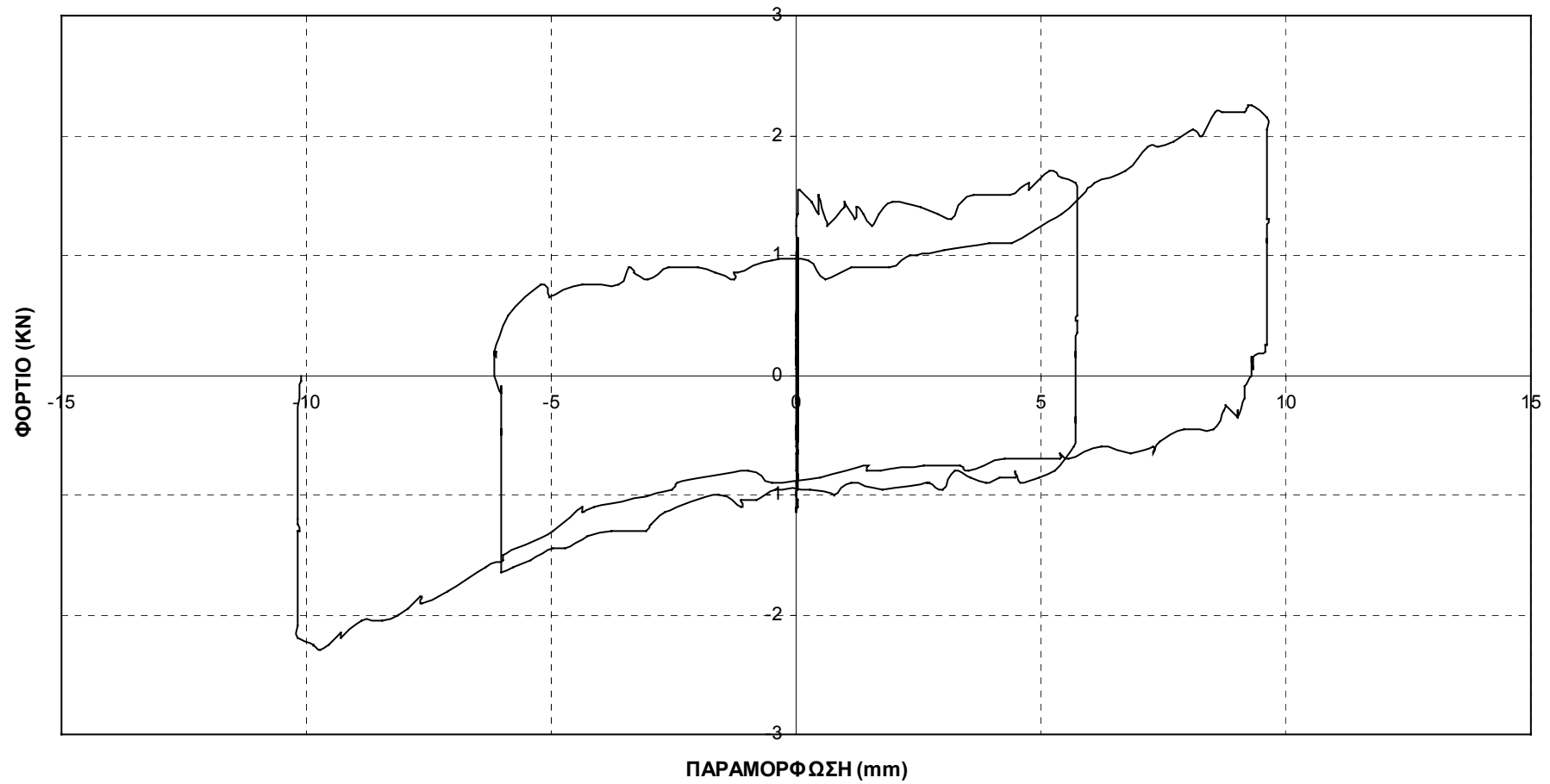
ΔΟΚΙΜΙΟ 7β - ΕΠΙΣΚΕΥΗ ΜΟΝΟΤΜΗΤΟΥ ΚΟΜΒΟΥ ΜΟΡΦΗΣ ΣΤΑΥΡΟΥ ΜΕ ΕΠΑΝΑΣΥΣΦΙΞΗ
ΒΛΗΤΡΩΝ
- ΒΕΛΟΜΕΤΡΟ 1



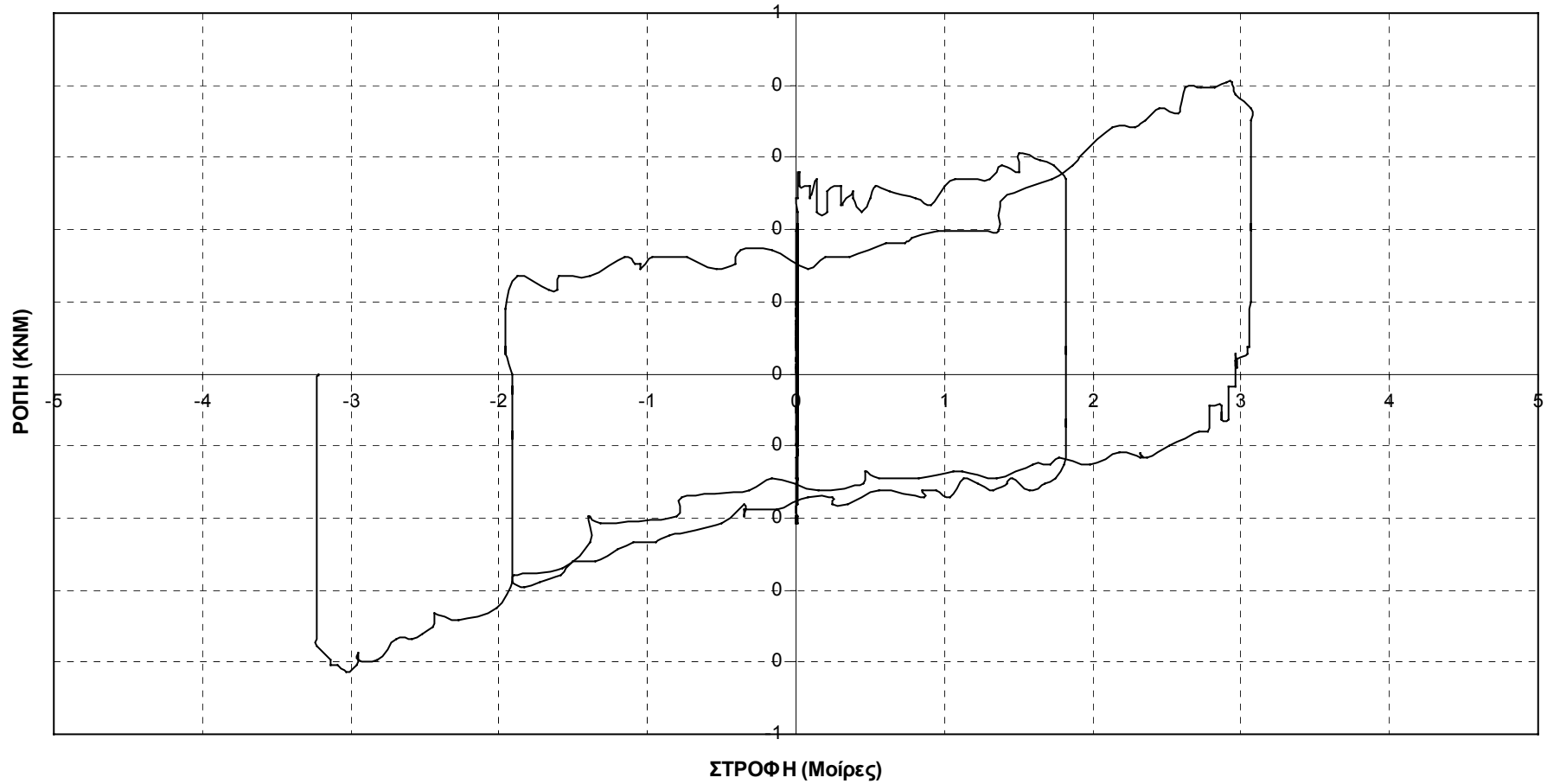
**ΔΟΚΙΜΙΟ 7β - ΕΠΙΣΚΕΥΗ ΜΟΝΟΤΜΗΤΟΥ ΚΟΜΒΟΥ ΜΟΡΦΗΣ ΣΤΑΥΡΟΥ ΜΕ ΕΠΑΝΑΣΥΣΦΙΞΗ
ΒΛΗΤΡΩΝ
- ΒΕΛΟΜΕΤΡΟ 1**



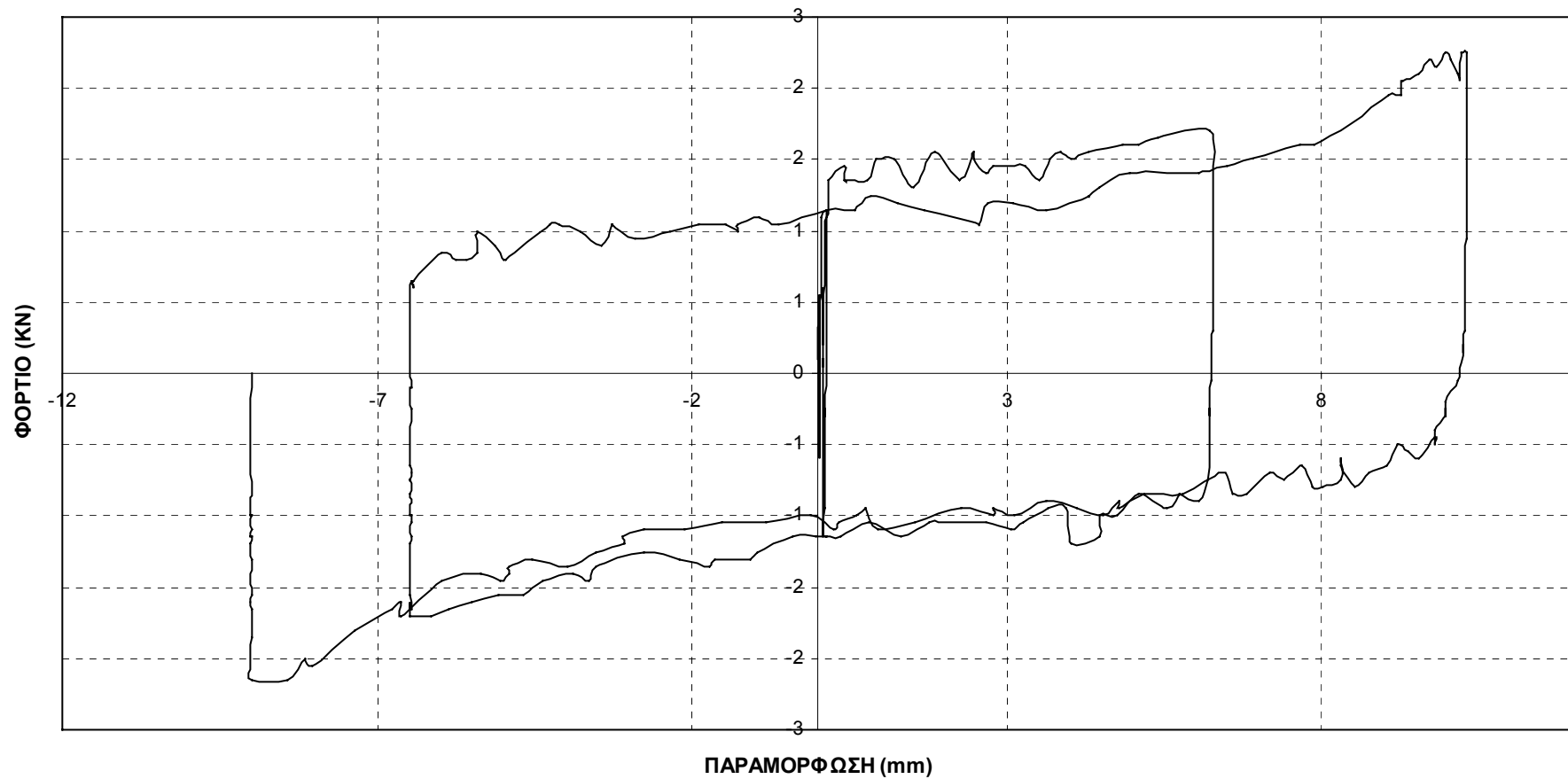
**ΔΟΚΙΜΙΟ 8α - ΜΟΝΟΤΜΗΤΟΣ ΚΟΜΒΟΣ ΜΟΡΦΗΣ ΣΤΑΥΡΟΥ
- ΒΕΛΟΜΕΤΡΟ 1**



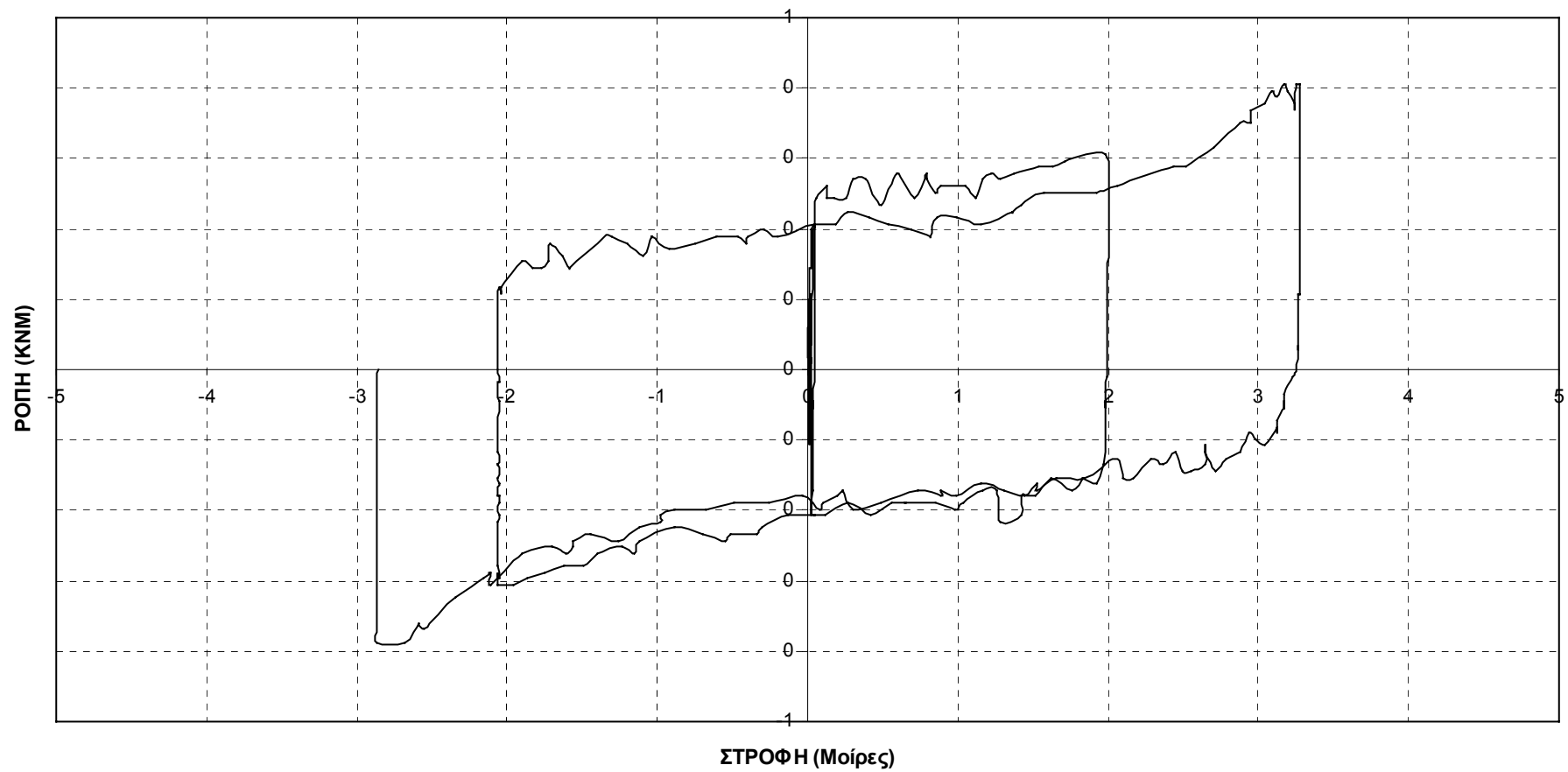
**ΔΟΚΙΜΙΟ 8α- ΜΟΝΟΤΜΗΤΟΣ ΚΟΜΒΟΣ ΜΟΡΦΗΣ ΣΤΑΥΡΟΥ
- ΒΕΛΟΜΕΤΡΟ 1**



**ΔΟΚΙΜΙΟ 8β - ΕΠΙΣΚΕΥΗ ΜΟΝΟΤΜΗΤΟΥ ΚΟΜΒΟΥ ΜΟΡΦΗΣ ΣΤΑΥΡΟΥ ΜΕ ΕΠΑΝΑΣΥΣΦΙΞΗ
ΒΛΗΤΡΩΝ
- ΒΕΛΟΜΕΤΡΟ 1**



**ΔΟΚΙΜΙΟ 8β - ΕΠΙΣΚΕΥΗ ΜΟΝΟΤΜΗΤΟΥ ΚΟΜΒΟΥ ΜΟΡΦΗΣ ΣΤΑΥΡΟΥ ΜΕ ΕΠΑΝΑΣΥΣΦΙΞΗ
ΒΛΗΤΡΩΝ
- ΒΕΛΟΜΕΤΡΟ 1**



7 Συμπεράσματα- προτάσεις

7.1 Ικανοτικός έλεγχος κόμβων

Τα υποστυλώματα που σχεδιάζονται με τους ισχύοντες κανονισμούς (ΕΑΚ2000, ΕΚΩΣ2000) είναι πρακτικά απίθανο να εμφανίσουν μικρότερη καμπτική αντοχή από τις δοκούς που συντρέχουν σε κοινούς κόμβους. Για την περίπτωση που ο ικανοτικός σχεδιασμός ενός κόμβου δεν επηρεάζεται από τις διάφορες κατασκευαστικές διατάξεις (βλ. § 3.2.4) η πιθανότητα η καμπτική αντοχή των υποστυλωμάτων να είναι μικρότερη από την καμπτική αντοχή των δοκών κυμαίνεται από $4.8 \cdot 10^{-4}$ έως $6.3 \cdot 10^{-13}$.

Στην § 3.2.5 παρουσιάσαμε ένα διαφορετικό τρόπο υπολογισμού των ικανοτικών ροπών ώστε η πιθανότητα μη ικανοποίησης του ικανοτικού σχεδιασμού να είναι ενιαία για κάθε περίπτωση κόμβου. Στην § 3.3.2 παρουσιάστηκαν οι κατασκευαστικές διατάξεις που επηρεάζουν τον δείκτη ασφαλείας του ικανοτικού σχεδιασμού. Λόγω των κατασκευαστικών διατάξεων το επίπεδο ασφαλείας αυξάνει με μη συστηματικό τρόπο. Κρίνεται, λοιπόν μη σκόπιμη η τροποποίηση του τρόπου υπολογισμού των ικανοτικών ροπών των υποστυλωμάτων καθώς σε μια τέτοια περίπτωση αυτό που θα επιτυγχανόταν θα ήταν η εξασφάλιση για κάθε κόμβο ενός ενιαίου ελαχίστου επιπέδου ασφαλείας και όχι συνολικά για κάθε κόμβο το ίδιο επίπεδο ασφαλείας.

Στο κεφάλαιο 5 εξετάστηκε με πιθανοτικό τρόπο η ελαστοπλαστική συμπεριφορά φορέων από ωπλισμένο σκυρόδεμα. Από τα αποτελέσματα των διερευνήσεων που διεξήχθησαν (§ 5.9) προέκυψε πως η δυνατότητα πλάστιμης συμπεριφοράς των υποστυλωμάτων επηρεάζει ιδιαίτερα την συνολική αντοχή των κτιρίων. Μάλιστα σε περιπτώσεις κτιρίων που η πλαστιμότητα των υποστυλωμάτων ήταν μικρότερη της πλαστιμότητας των δοκών εμφανίστηκαν αστοχίες υποστυλωμάτων πριν την αστοχία δοκών. Σε μια τέτοια περίπτωση, παρόλο που οι δοκοί διαρρέουν πριν τα υποστυλώματα, η πρόωγη αστοχία των υποστυλωμάτων έχει ως συνέπεια την μείωση της συνολικής αντοχής του κτιρίου καθώς δεν υπάρχει η δυνατότητα απορρόφησης ενέργειας από τις δοκούς μέσω της εξάντλησης της πλαστικής τους συμπεριφοράς. Στο ίδιο κεφάλαιο έγιναν κάποιες εφαρμογές προκειμένου να εξεταστεί η επιρροή του συντελεστή γ_{Rd} του ικανοτικού σχεδιασμού των κόμβων στην αντοχή των κτιρίων. Εκ των αποτελεσμάτων φάνηκε πως η αύξηση του συντελεστή γ_{Rd} , αν υλοποιείται μονάχα με αύξηση του ποσοστού του διαμήκους οπλισμού των υποστυλωμάτων (δηλαδή μείωση της πλαστιμότητας για τα υποστυλώματα), δεν σημαίνει κατ' ανάγκη και αύξηση της αντοχής του κτιρίου.

Με βάση τα όσα αναφέρθηκαν πιο πάνω για τον ικανοτικό σχεδιασμό των κόμβων και πρόθεση για το σχεδιασμό ενός κτιρίου από ωπλισμένο σκυρόδεμα την εξάντληση των αντοχών κάθε μέλους του πριν την κατάρρευσή του, προτείνουμε την τροποποίηση του ικανοτικού σχεδιασμού των κόμβων ως εξής:

Τα υποστυλώματα ενός κόμβου να σχεδιάζονται κάνοντας χρήση δύο κριτηρίων: α) Οι ροπές σχεδιασμού τους να προκύπτουν από την ισχύουσα σχέση 4.5 του ΕΑΚ2000 β) Τα υποστυλώματα να έχουν τουλάχιστο την ίδια δυνατότητα μεταλαστικής συμπεριφοράς με τις δοκούς που συντρέχουν στον ίδιο κόμβο.

Σημειώνεται πως δεν προτείνουμε κάποιο συγκεκριμένο τρόπο ελέγχου της δυνατότητας για μετελαστική συμπεριφορά των στοιχείων από ωπλισμένο σκυρόδεμα προκειμένου να ποσοτικοποιηθεί το προτεινόμενο (β) κριτήριο καθώς κάτι τέτοιο δεν έχει αποτελέσει αντικείμενο διερεύνησης της παρούσας εργασίας.

7.2 Ικανοτικός έλεγχος σε τέμνουσα

7.2.1 Ικανοτικός έλεγχος σε τέμνουσα δοκών

Στην § 4.1 εξετάστηκαν διάφορες τύποι δοκών με σκοπό να διερευνηθεί το επίπεδο ασφαλείας που παρέχει ο ικανοτικός έλεγχος σε τέμνουσα. Παρουσιάστηκαν οι παράγοντες που επηρεάζουν το επίπεδο ασφαλείας και εξετάστηκε το μέγεθος της επιρροής αυτής. Η πιθανότητα μη ικανοποίησης του ικανοτικού σχεδιασμού, με την έννοια ότι η αστοχία της δοκού οφείλεται σε διατμητική αντοχή και όχι σε καμπτική, για τις περιπτώσεις που εξετάστηκαν κυμαίνεται από $2.6 \cdot 10^{-3}$ έως $2.1 \cdot 10^{-5}$. Πρόκειται για μια διακύμανση σχετικά μικρή καθώς η τροποποίηση του ποσοστού των συνδετήρων που απαιτείται προκειμένου να αποκτήσουν όλες οι δοκοί κοινό επίπεδο ασφαλείας είναι πρακτικά ασήμαντη (βλ. § 4.1.3).

Ο ικανοτικός έλεγχος σε διάτμηση παρέχει, λοιπόν, ένα σχετικά ενιαίο επίπεδο ασφαλείας. Το μέγεθος του επιπέδου ασφαλείας είναι επίσης ικανοποιητικό. Άρα δεν υπάρχει λόγος κατά τη γνώμη μας να τροποποιηθεί ο ισχύων ικανοτικός έλεγχος σε διάτμηση για τις δοκούς.

7.2.2 Ικανοτικός έλεγχος σε τέμνουσα υποστυλωμάτων

Σε αντίθεση με τον ικανοτικό έλεγχο σε τέμνουσα των δοκών ο ικανοτικός έλεγχος σε τέμνουσα των υποστυλωμάτων δεν παρέχει ούτε ικανοποιητικό επίπεδο ασφαλείας ούτε ενιαία ασφάλεια για κάθε τύπου υποστυλώματος (βλ. § 4.2.7).

Από τα αποτελέσματα των διερευνήσεων φάνηκε πως το επίπεδο ασφαλείας επηρεάζεται δυσμενώς με την αύξηση της αξονικής δύναμης και των διαστάσεων της διατομής του υποστυλώματος. Επίσης το ποσοστό του διαμήκους ωπλισμού επηρεάζει το επίπεδο ασφαλείας αλλά με ανομοιόμορφο τρόπο.

Χρειάζεται λοιπόν να τροποποιηθεί ο ικανοτικός έλεγχος σε τέμνουσα των υποστυλωμάτων προκειμένου να παρέχει αυξημένο και ενιαίο επίπεδο ασφαλείας. Ο πίνακας 4.7 μπορεί να χρησιμοποιηθεί για τον σκοπό αυτό. Δηλαδή **ο ικανοτικός έλεγχος σε τέμνουσα να παραμείνει ως έχει με τη διαφορά ότι η τιμή του γ_{Rd} να μην είναι σταθερή και ίση με 1.4 αλλά να λαμβάνεται από τον πίνακα 4.7.**

ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

Ayyub B.M, Lai K-L: Structural reliability assessment using Latin Hypercube Sampling, Proceeding of the 5th international conference on structural safety and reliability, San Francisco, vol.2, 1177-84,1989

Benjamin J.R., Cornell C.A.: Probability and statistics for engineers, McGraw-Hill, 1970

California seismic safety commission, Applied Technology Council (ATC40): Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings, 1996

CEB-FIP Model Code 1990, Bul. d' information No 203,204 and 205, 1991

CEN, ENV 1998-1-3 : EC8 Design provisions for earthquake resistance of structures,1994

CEN, Eurocode 2. :EC2 Design of concrete structures:, ENV 1992-1-1-1/3,CEN, 1991

CEN, Eurocode 8.: EC8 Design provisions for earthquake resistance of structures, ENV 1998-1-1-1/3,CEN, 1994

CEN, Justification note 3.7 CEB Bulletin 189, 1988

Chryssanthopoulos M.K., Dymiotis C., Kappos A.J.: Probabilistic evaluation of behavior factors in EC8-designed R/C frames, Engineering Structures, vol22, 1028-41,2000

Ditlevsen O., Madsen H.O.: Structural reliability methods, John Wiley & Sons, Chichester, 1996

Ekwueme C., Hart G.: Structural reliability characterisation of precast concrete, The structural design of tall buildings, Vol. 3, No 1, March 1994, 13-35.

Ellingwood Israel , and Corotis: Reliability-based code formulations for reinforced concrete buildings, J. Structural Engineering, ASCE, 113(10), 1987

Ghobarah A., El-Attar M., Aly N.M., Evaluation of retrofit strategies for reinforced concrete columns: a case study, Engineering Structures, vol22, 490-501,2000

Hedman O., Losberg A.: Disign of concrete structures with regard to shear force, Bulletin d' information CEB 146

Kappos A.J.: Analytical prediction of the collapse earthquake for R/C buildings: Suggested methodology, Earthquake eng. struct. dyn. 20. 167-176, 1991

Mander J.B., Priestley M.J.N., Park R.,Fellow, ASCE: Theoretical stress-strain model for confined concrete, Journal of Structural Engineering, Vol. 114, No. 8, August, 1998

Melcher Robert E.: Structural reliability analysis and prediction, John Wiley & Sons, Chichester, 1999

Mirza S.A, McGrecor J.C.: Variability of mechanical properties of reinforcing bars, J. Structural Engineering, ASCE, 105(5), 1979

Nowak A.S., Collins K.R.: Reliability of structures, McGraw-Hill, 2000

Paulay T., Priestley M.J.N.: Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings, John Wiley and Sons Inc., 1992

Petrou M.F, C.G Trezos: Reliability of reinforced concrete columns, ISOPE conference, Edinburgh, 1991

Tassios T.P , Vintzileou E., Chronopoulos M.: Confinement of R.C. columns for a given ductility factor, 10th European Conf.on Earthquake Engin.,Vienna, 1994

Trezos C.G.: Reliability consideration of the confinement of R.C. columns for ductility, LRC/NTUA Report.1995.

Trezos C.G., Thomos G.C.: Reliability based calibration of the Greek seismic code, JCSS workshop on reliability based code calibration, Zurich, 2001

Trezos C.G.: Reliability consideration of the structural response of reinforced concrete structures under seismic conditions, 11th European Conf. on Earthquake Engin. Paris, 1998

Vintzileou E., Plainis P., Trezos C.: Posterior estimation of the maximum seismic shear in a Kalamata building, 9th Greek Concrete Conf., Kalamata Greece 1990,pp 295-302.(In greek)

Μάνος Αθανάσιος: Πιθανοτική διερεύνηση του ικανοτικού σχεδιασμού σε τέμνουσα δύναμη. Διπλωματική εργασία, Ιούλιος 2000

Τρέζος Κ.Γ.: Σημειώσεις για το μάθημα «Αξιοπιστία των κατασκευών», 1998

ΥΠΕΧΩΔΕ, Ελληνικός Κανονισμός Ωπλισμένου Σκυροδέματος, 2000

ΥΠΕΧΩΔΕ,, Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός, 2000

Παράρτημα 1 - Δημιουργία δειγμάτων κανονικής κατανομής με συγκεκριμένη συσχέτιση

Η εφαρμογή της μεθόδου Monte Carlo απαιτεί τη δημιουργία δειγμάτων τυχαίων μεταβλητών. Σε πολλές περιπτώσεις δυο μεταβλητές είναι συσχετισμένες μεταξύ τους. Όταν είναι πλήρως συσχετισμένες (συντελεστής συσχέτισεως 1 ή -1) τότε οι δημιουργία των αντίστοιχων δειγμάτων τους είναι απλή καθώς το δείγμα της μιας τυχαίας μεταβλητής προκύπτει από το δείγμα της άλλης με έναν απλό πολλαπλασιασμό. Παρακάτω παρουσιάζεται μια διαδικασία δημιουργίας δειγμάτων κανονικής κατανομής η οποία βρίσκει εφαρμογή και για περιπτώσεις που συντελεστής συσχέτισεως είναι διάφορος του 1 ή -1.

Έστω X_1, X_2 οι τυχαίες μεταβλητές των οποίων θέλουμε να δημιουργήσουμε δείγματα πλήθους n και $N_1(m_1, \sigma_1), N_2(m_2, \sigma_2)$ αντίστοιχα οι κατανομές τους. Αυτά τα δείγματα θέλουμε να είναι συσχετισμένα μεταξύ τους με συντελεστή συσχέτισεως ίσο με ρ_{12} . Ακολουθούμε την εξής διαδικασία:

Δημιουργούμε δύο ανεξάρτητα δείγματα πλήθους n τυποποιημένης κανονικής κατανομής $X_1 \sim [N_1(0,1)]$, $X_2 \sim [N_2(0,1)]$

Χρησιμοποιώντας τα δύο αυτά δείγματα τυποποιημένης κανονικής κατανομής μπορούμε να δημιουργήσουμε τα συσχετισμένα δείγματα από τις σχέσεις:

$$X_1(i) = X_1'(i) \cdot \sigma_1 + m_1, \quad i=1 \text{ έως } n$$

$$X_2(i) = [(1-\rho_{12}^2)^{0.5} \cdot X_2'(i) + \rho_{12} \cdot X_1'(i)] \cdot \sigma_2 + m_2, \quad i=1 \text{ έως } n$$

Απόδειξη:

Καταρχάς για να ακολουθεί το δεύτερο δείγμα τη κανονική κατανομή $N_2(m_2, \sigma_2)$ θα πρέπει ο όρος $[(1-\rho_{12}^2)^{0.5} \cdot X_2'(i) + \rho_{12} \cdot X_1'(i)]$ να δημιουργεί μια τυποποιημένη κανονική κατανομή. Σε περίπτωση που αυτό ισχύει αρκεί να αποδειχτεί ότι το δείγμα που δημιουργείται από αυτό τον όρο είναι συσχετισμένο με συντελεστή συσχέτισεως ρ_{12} με το δείγμα της κατανομής $X_1 \sim [N_1(0,1)]$.

Ο όρος $[(1-\rho_{12}^2)^{0.5} \cdot X_2'(i) + \rho_{12} \cdot X_1'(i)]$ δημιουργεί προφανώς μια τυποποιημένη κανονική κατανομή αφού ως άθροισμα δυο ανεξάρτητων κανονικών κατανομών ισχύει ότι ο μέσος όρος είναι ίσος με το άθροισμα των μέσων όρων δηλαδή $(1-\rho_{12}^2)^{0.5} \cdot 0 + \rho_{12} \cdot 0 = 0$ και τυπική απόκλιση ίση με την τετραγωνική ρίζα του αθροίσματος των τετραγώνων των τυπικών αποκλίσεων $[(1-\rho_{12}^2)^{0.5}]^2 + \rho_{12}^2 = 1$.

Έστω X_0 τη τυχαία μεταβλητή που προκύπτει από τον όρο $[(1-\rho_{12}^2)^{0.5} \cdot X_2'(i) + \rho_{12} \cdot X_1'(i)]$. Αρκεί να δείξουμε πως η συντελεστής συσχέτισεως μεταξύ των μεταβλητών X_1' και X_0 είναι ίσος με ρ_{12} .

$$\rho_{X_1', X_0} = \frac{E(X_1' \cdot X_0) - E(X_1') \cdot E(X_0)}{\sigma_{X_1'} \cdot \sigma_{X_0}} = \frac{E(X_1' \cdot X_0) - 0 \cdot 0}{1 \cdot 1} = E(X_1' \cdot X_0) =$$

$$1/n \cdot \sum_{i=1}^n [(1-\rho_{12}^2)^{0.5} \cdot X_2'(i) \cdot X_1'(i) + \rho_{12} \cdot X_1'(i)^2] = (1-\rho_{12}^2)^{0.5} \cdot 1/n \cdot \sum_{i=1}^n [X_2'(i) \cdot X_1'(i)] + \rho_{12} \cdot 1/n \cdot \sum_{i=1}^n X_1'(i)^2 =$$

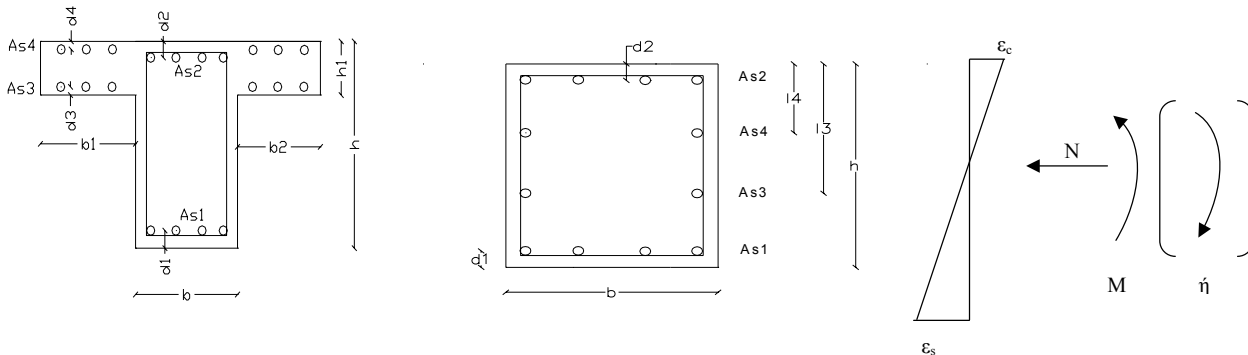
$$\left(1 - \rho_{12}^2\right)^{0.5} \cdot \left[1/n \cdot \sum_{i=1}^n X_2(i) \cdot \left[1/n \cdot \sum_{i=1}^n X_2(i)\right] + \rho_{12} \cdot 1/n \cdot \sum_{i=1}^n X_1(i)\right]^2 = \left(1 - \rho_{12}^2\right)^{0.5} \cdot E[X_2] \cdot E[X_2] + \rho_{12} \cdot \sigma_{X_1} =$$

$$\left(1 - \rho_{12}^2\right)^{0.5} \cdot 0 \cdot 0 + \rho_{12} \cdot 1 = \rho_{12}$$

Παράρτημα 2 -Πρόγραμμα υπολογισμού της αντίστασης διατομής από ωπλισμένο σκυρόδεμα

Π.2.1 Περιγραφή

Πρόκειται για ένα κώδικα- επιλυτή ο οποίος δημιουργήθηκε σε γλώσσα προγραμματισμού Visual Basic και ο οποίος έχει τη δυνατότητα εύρεσης της εντατικής- παραμορφωσιακής κατάστασης διατομών τύπου μορφής πλακοδοκού ή ορθογωνικής (διατομές (α) και (β) αντιστ.).

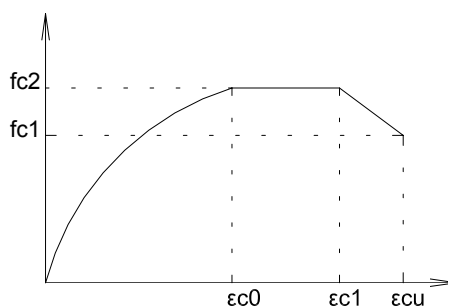


Διατομή (α)

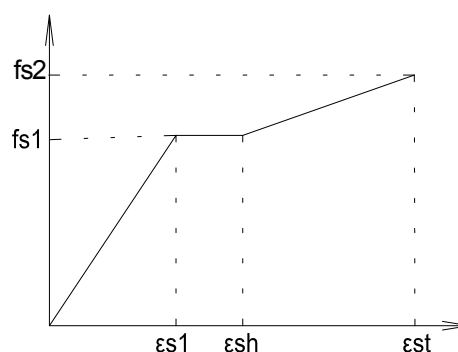
Διατομή (β)

Η επίλυση γίνεται με χρήση μιας επαναληπτικής διαδικασίας στις γνωστές παραδοχές υπολογισμού διατομών υπό ορθή ένταση (στην επιπεδότητα της διατομής, στην ισοδυναμία των εσωτερικών δυνάμεων, στην αγνόηση των διατμητικών παραμορφώσεων και της σχετικής ολίσθησης μεταξύ σκυροδέματος και χάλυβα).

Διάγραμμα τάσεων-παραμορφώσεων σκυροδέματος



Διάγραμμα τάσεων παραμορφώσεως-χάλυβα



Τα διαγράμματα τάσεων παραμορφώσεων για το σκυρόδεμα και τον χάλυβα, που μπορούν να χρησιμοποιηθούν, είναι αυτά που φαίνονται στο πιο πάνω σχήμα. Προφανώς δίνοντας τις κατάλληλες τιμές στα σημεία που καθορίζουν τη μορφή τους μπορούμε να καταλήξουμε στα διαγράμματα που προτείνει ο Ε.Κ.Ω.Σ. Επιλέχθηκε η πιο πάνω μορφή των διαγραμμάτων προκειμένου να προσεγγίσουμε

με μεγαλύτερη ακρίβεια την παραμόρφωση της διατομής υπό κάμψη και παραμετρικά να διερευνήσουμε την επιρροή της κράτυνσης του χάλυβα και της περίσφιγξης των υποστυλωμάτων μέσω της μεταβολής του διαγράμματος τάσεων παραμορφώσεων του σκυροδέματος.

Με δεδομένα τα διαγράμματα τάσεων παραμορφώσεων για το σκυρόδεμα και τον χάλυβα, τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά της διατομής και ένα εκ των : παραμόρφωση σκυροδέματος (ϵ_c), παραμόρφωση χάλυβα (ϵ_s), υπολογίζεται το δεύτερο μέγεθος (ή ϵ_s ή ϵ_c)

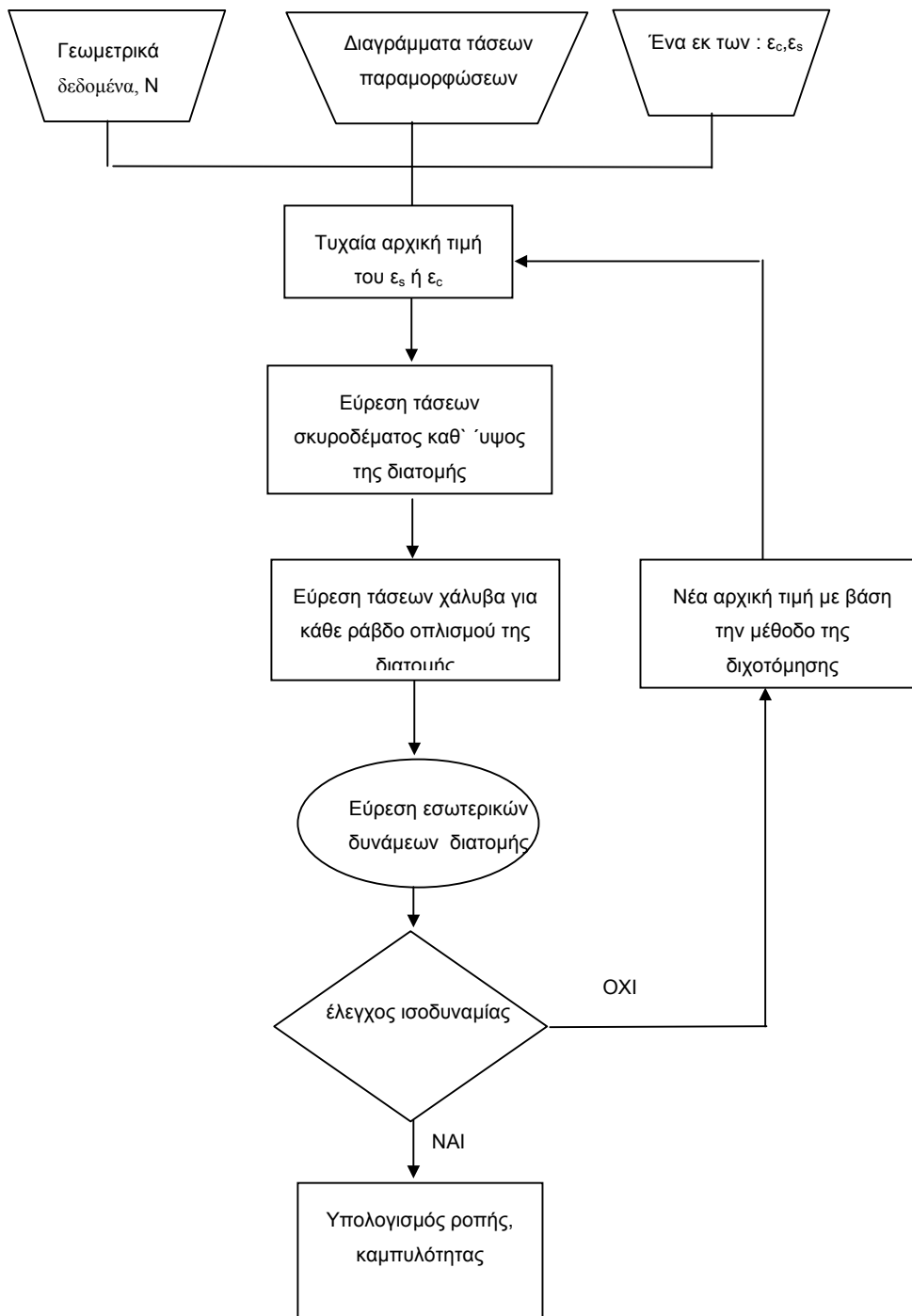
Έτσι για παράδειγμα αν θέλουμε να υπολογίσουμε τη ροπή διαρροής για μια διατομή αρκεί ως δεδομένα να δώσουμε την παραμόρφωση διαρροής του χάλυβα ($\epsilon_s = \epsilon_{sy}$) και την αξονική δύναμη N . Εξάγεται από τον κώδικα η παραμόρφωση ϵ_c του σκυροδέματος και κατά συνέπεια η ροπή διαρροής της διατομής μέσω της ροπής που δημιουργούν οι εσωτερικές δυνάμεις του σκυροδέματος και του οπλισμού.

Το διάγραμμα ροής της λειτουργίας του κώδικα του προγράμματος φαίνεται στην επόμενη σελίδα. Στην παράγραφο Π2.3 παρουσιάζεται αναλυτικά η διαδικασία υπολογισμού των εσωτερικών δυνάμεων μιας διατομής από οπλισμένο σκυρόδεμα η οποία καταπονείται σε μονοαξονική κάμψη συναρτήσει των παραμορφώσεων των άκρων της. Ο κώδικας του προγράμματος βασίζεται στις σχέσεις που εξάγονται από την πιο πάνω διαδικασία και παρουσιάζεται αναλυτικά στην παρ. 2.3.

Με βάση τον κώδικα υπολογισμού της έντασης μιας διατομής από οπλισμένο σκυρόδεμα η οποία καταπονείται σε μονοαξονική κάμψη και με τις κατάλληλες μετατροπές δημιουργήθηκαν τα εξής προγράμματα:

- i. Πρόγραμμα υπολογισμού της ροπής διαρροής και της αντίστοιχης καμπυλότητας για μια διατομή από οπλισμένο σκυρόδεμα
- ii. Πρόγραμμα υπολογισμού της ροπής αστοχίας και της αντίστοιχης καμπυλότητας για μια διατομή από οπλισμένο σκυρόδεμα
- iii. Πρόγραμμα υπολογισμού του διαγράμματος αλληλεπίδρασης της αξονικής με την ροπή αστοχίας ή/και με την ροπή διαρροής
- iv. Πρόγραμμα υπολογισμού του διαγράμματος ροπών καμπυλοτήτων.

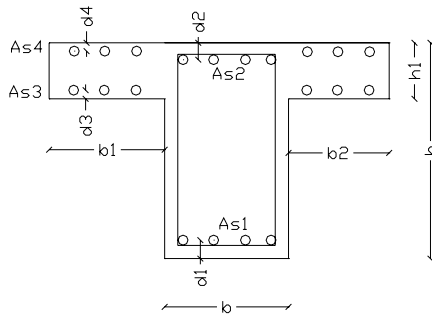
Διάγραμμα ροής προγράμματος υπολογισμού αντίστασης διατομής από οπλισμένο σκυρόδεμα



Π2.2 Εγχειρίδιο χρήσεως

Προκειμένου να υπολογισθούν τα εσωτερικά μεγέθη μιας διατομής από οπλισμένο σκυρόδεμα έχουν δημιουργηθεί σε γλώσσα προγραμματισμού Visual Basic τα πιο κάτω προγράμματα. Τα προγράμματα αυτά αναφέρονται στα γεωμετρικά χαρακτηριστικά της πιο κάτω διατομής. Για τον υπολογισμό της αντίστασης ενός υποστυλώματος με τέσσερις σειρές οπλισμών αρκεί ο προσδιορισμός των κατάλληλων

γεωμετρικών δεδομένων ώστε να προκύψει η επιθυμητή διατομή. Για παράδειγμα μια διατομή 40x40 με 4 σειρές οπλισμών μπορεί να προσδιοριστεί ως εξής: $b=0.4\text{m}$, $h=0.4\text{m}$, $b_1=0$, $b_2=0$, $d_1=0.03\text{m}$, $d_2=0.03\text{m}$, $h_1=h=0.4\text{m}$, $d_3=0.4/3=0.13\text{m}$, $d_4=0.13\text{m}$



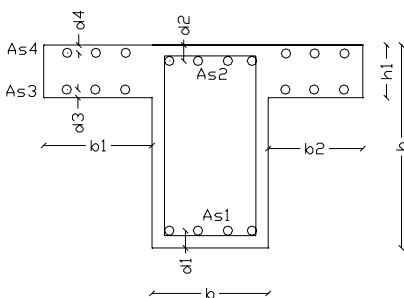
- M_{yk} ,για την εύρεση της ροπής διαρροής ,όταν εφελκύνονται οι κάτω ίνες της διατομής
- M_{ya} ,για την εύρεση της ροπής διαρροής ,όταν εφελκύνονται οι άνω ίνες της διατομής
- M_{uk} (κάνοντας χρήση και των προγραμμάτων M_{uk1} και M_{uk2}) για την εύρεση της ροπής αστοχίας όταν εφελκύνονται οι κάτω ίνες της διατομής
- M_{ua} (κάνοντας χρήση και των προγραμμάτων M_{ua1} και M_{ua2}) για την εύρεση της ροπής αστοχίας όταν εφελκύνονται οι άνω ίνες της διατομής

Για την καλύτερη κατανόηση των προγραμμάτων αυτών γίνεται παραπομπή στο αρχείο του Excel moment.xls. Σε αυτό το αρχείο έχουν ενσωματωθεί τα πιο πάνω προγράμματα και έχει δημιουργηθεί ένα εύχρηστο πρόγραμμα υπολογισμού της αντίστασης μιας διατομής από οπλισμένο σκυρόδεμα.

Π.2.3 Διαδικασία υπολογισμού των εσωτερικών δυνάμεων μιας διατομής από οπλισμένο σκυρόδεμα

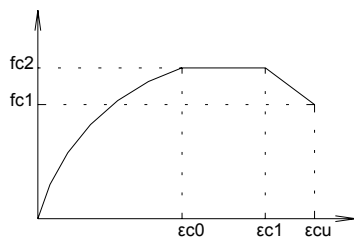
Παρακάτω υπολογίζονται κατά την κάμψη μιας πλακοδοκού οι εσωτερικές δυνάμεις που αναπτύσσονται στο σκυρόδεμα και στον οπλισμό (με τις κατάλληλες μετατροπές των γεωμετρικών δεδομένων οι σχέσεις είναι κατάλληλες και για ένα ορθογώνιο υποστύλωμα με τέσσερις σειρές οπλισμών).

Εξεταζόμενη διατομή:

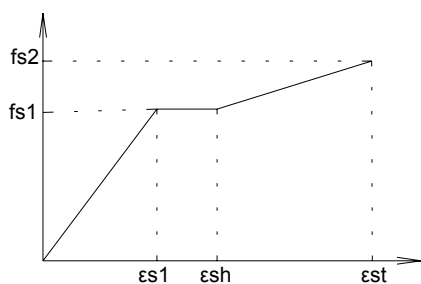


Σχήμα Π.2.1

Διαγράμματα τάσεων παραμορφώσεων σκυροδέματος και χάλυβα:



Σχήμα Π.2.2 Διάγραμμα τάσεων-παραμορφώσεων σκυροδέματος



Σχήμα Π.2.3 Διάγραμμα τάσεων παραμορφώσεων χάλυβα

Οι σχέσεις που περιγράφουν την τάση συναρτήσει της παραμορφώσεως για το σκυρόδεμα είναι οι ακόλουθες (βλέπε σχήμα Π.2.2):

$$0 \leq \varepsilon \leq \varepsilon_{c0} \quad f_c = \frac{-f_{c1}}{\varepsilon_{c0}} \cdot (\varepsilon - \varepsilon_{c0})^2 + f_{c1}$$

$$\varepsilon_{c0} < \varepsilon < \varepsilon_{c1} \quad f_c = f_{c1}$$

$$\varepsilon_{c1} \leq \varepsilon \leq \varepsilon_{cu} \quad f_c = \frac{f_{c2} - f_{c1}}{\varepsilon_{cu} - \varepsilon_{c1}} \cdot \varepsilon + \frac{f_{c1} \cdot \varepsilon_{cu} - f_{c2} \cdot \varepsilon_{c1}}{\varepsilon_{cu} - \varepsilon_{c1}} \quad \text{ή}$$

$$f_c = \alpha \cdot \varepsilon + \beta \quad \text{με} \quad \alpha = \frac{f_{c2} - f_{c1}}{\varepsilon_{cu} - \varepsilon_{c1}} \quad \text{και} \quad \beta = \frac{f_{c1} \cdot \varepsilon_{cu} - f_{c2} \cdot \varepsilon_{c1}}{\varepsilon_{cu} - \varepsilon_{c1}}$$

Οι σχέσεις που περιγράφουν την τάση συναρτήσει της παραμορφώσεως για τον χάλυβα είναι οι ακόλουθες (βλέπε σχήμα Π.2.3):

$$0 \leq \varepsilon_s \leq \varepsilon_{s1} \quad f_s = \frac{f_{s1}}{\varepsilon_{s1}} \cdot \varepsilon_s$$

$$\varepsilon_{s1} < \varepsilon_s < \varepsilon_{sh} \quad f_s = f_{s1}$$

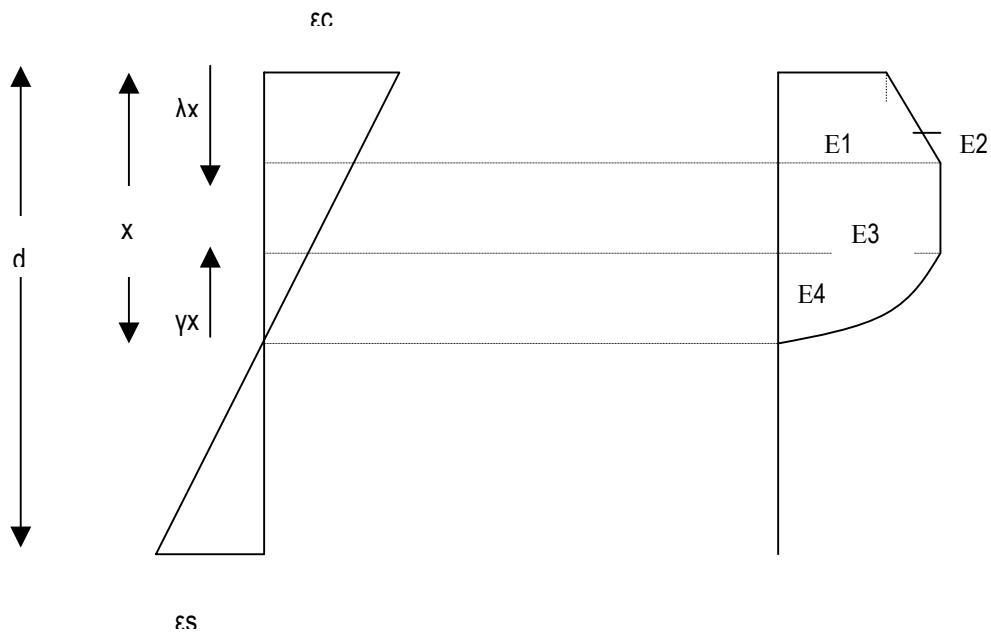
$$\varepsilon_{sh} \leq \varepsilon_s \leq \varepsilon_{st} \quad f_s = \frac{f_{s2} - f_{s1}}{\varepsilon_{st} - \varepsilon_{sh}} \cdot \varepsilon_s + \frac{f_{s1} \cdot \varepsilon_{st} - f_{s2} \cdot \varepsilon_{sh}}{\varepsilon_{st} - \varepsilon_{sh}} \quad \eta$$

$$f_s = \alpha \cdot \varepsilon_s + \beta \quad \alpha = \frac{f_{s2} - f_{s1}}{\varepsilon_{st} - \varepsilon_{sh}} \quad \text{και} \quad \beta = \frac{f_{s1} \cdot \varepsilon_{st} - f_{s2} \cdot \varepsilon_{sh}}{\varepsilon_{st} - \varepsilon_{sh}}$$

Η δύναμεις που αναπτύσσονται στον χάλυβα προκύπτουν πολλαπλασιάζοντας την τάση f_s με το εμβαδόν του αντίστοιχου χάλυβα (A_{s1}, A_{s2}, A_{s3} ή A_{s4})

Η ανάλυση που ακολουθεί έχει ως σκοπό την εύρεση της θλιπτικής δύναμης του σκυροδέματος και το σημείο εφαρμογής αυτής για την πλακοδοκό του σχήματος Π.2.1 για τις διάφορες περιπτώσεις παραμορφωσιακής κατάστασης στις οποίες μπορεί να βρεθεί.

1η περίπτωση: $\epsilon c1 < \epsilon c < \epsilon cu$



Σχήμα Π.2.4

λx : τυχαία απόσταση από το πάνω τμήμα της πλακοδοκού $\lambda < 1$

γx : τυχαία απόσταση από το σημείο μηδενισμού των παραμορφώσεων $\gamma < 1$

$$\frac{\epsilon c}{x} = \frac{\epsilon c1}{x - \lambda} \quad \epsilon c \cdot x - \epsilon c \cdot \lambda = x \cdot \epsilon c1 \quad \lambda = \frac{\epsilon c - \epsilon c1}{\epsilon c} \cdot x$$

$$\frac{\epsilon c \gamma}{\gamma} = \frac{\epsilon c}{x} \quad \epsilon c \gamma = \frac{\epsilon c}{x} \cdot \gamma$$

$$\text{για } x - \frac{\epsilon c - \epsilon c1}{\epsilon c} \cdot x \leq \gamma \leq x \quad f_c = \alpha \cdot \frac{\epsilon c}{x} \cdot \gamma + \beta$$

$$\text{για } x - \frac{\epsilon c - \epsilon c0}{\epsilon c} \cdot x < \gamma < x - \frac{\epsilon c - \epsilon c1}{\epsilon c} \cdot x \quad f_c = f_{c1}$$

$$\text{για } 0 \leq \gamma \leq x - \frac{\epsilon c - \epsilon c0}{\epsilon c} \cdot x \quad f_c = -\frac{f_{c1}}{\epsilon c0^2} \cdot \left(\frac{\epsilon c}{x} \cdot \gamma - \epsilon c0 \right)^2 + f_{c1}$$

Οπότε τα εμβαδά του σχήματος Π.2.4 προκύπτουν ως εξής:

$$E1 = \left(\frac{\epsilon_C - \epsilon_{C1}}{\epsilon_C} \cdot x \right) \cdot (\alpha \cdot \epsilon_C + \beta)$$

$$E2 = \frac{1}{2} \cdot \frac{\epsilon_C - \epsilon_{C1}}{\epsilon_C} \cdot x \cdot \alpha \cdot (\epsilon_{C1} - \epsilon_C)$$

$$E3 = fc1 \cdot \frac{\epsilon_{C1} - \epsilon_{CO}}{\epsilon_C} \cdot x$$

$$E4 = \int_0^{x - \frac{\epsilon_C - \epsilon_{CO}}{\epsilon_C} \cdot x} \left[-\frac{fc1}{\epsilon_{CO}^2} \cdot \left(\frac{\epsilon_C}{x} \cdot \gamma - \epsilon_{CO} \right)^2 + fc1 \right] d\gamma = \frac{2}{3} \cdot \frac{fc1}{\epsilon_C} \cdot x \cdot \epsilon_{CO}$$

Τα αντίστοιχα κέντρα βάρους των εμβადών αυτών ως προς το σημείο μηδενισμού των θλιπτικών τάσεων προκύπτουν ως εξής:

$$X1 = x - \frac{1}{2} \cdot \frac{\epsilon_C - \epsilon_{C1}}{\epsilon_C} \cdot x$$

$$X2 = x - \frac{2}{3} \cdot \frac{\epsilon_C - \epsilon_{C1}}{\epsilon_C} \cdot x$$

$$X3 = x - \frac{1}{2} \cdot \frac{\epsilon_{C1} - \epsilon_{CO}}{\epsilon_C} \cdot x - \frac{\epsilon_C - \epsilon_{C1}}{\epsilon_C} \cdot x$$

$$X4 = \frac{\int_0^{x - \frac{\epsilon_C - \epsilon_{CO}}{\epsilon_C} \cdot x} \left[-\frac{fc1}{\epsilon_{CO}^2} \cdot \left(\frac{\epsilon_C}{x} \cdot \gamma - \epsilon_{CO} \right)^2 + fc1 \right] \cdot \gamma \cdot d\gamma}{\int_0^{x - \frac{\epsilon_C - \epsilon_{CO}}{\epsilon_C} \cdot x} \left[-\frac{fc1}{\epsilon_{CO}^2} \cdot \left(\frac{\epsilon_C}{x} \cdot \gamma - \epsilon_{CO} \right)^2 + fc1 \right] d\gamma} = \frac{\frac{5}{12} \cdot \frac{fc1}{\epsilon_C^2} \cdot \epsilon_{CO}^2 \cdot x^2}{\frac{2}{3} \cdot \frac{fc1}{\epsilon_C} \cdot x \cdot \epsilon_{CO}} = \frac{5}{8} \cdot \frac{\epsilon_{CO} \cdot x}{\epsilon_C}$$

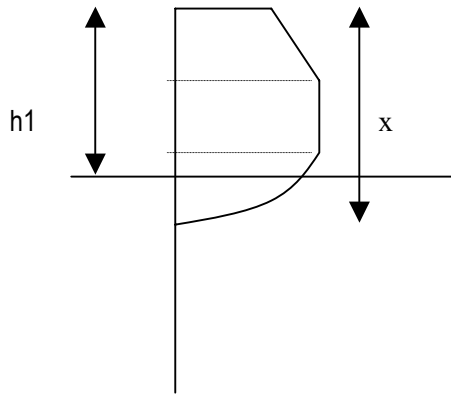
Η συνολική θλιπτική δύναμη του σκυροδέματος καθώς και το σημείο εφαρμογής αυτής(ως προς την πάνω παρειά της πλακοδοκού) προκύπτει ανάλογα με το ύψος h1.

Για $x < h1$

$$F_c = (E1 + E2 + E3 + E4) \cdot (b + b1 + b2)$$

$$X_{κβ} = x - \frac{x1 \cdot E1 + x2 \cdot E2 + x3 \cdot E3 + x4 \cdot E4}{E1 + E2 + E3 + E4}$$

Για $\frac{\epsilon_c - \epsilon_{co}}{\epsilon_c} \cdot x \leq h_1 \leq x$



$E_1' = E_1$

$E_2' = E_2$

$E_3' = E_3$

$$E_4' = \int_{x-h_1}^{x - \frac{\epsilon_c - \epsilon_{co}}{\epsilon_c} \cdot x} \left[-\frac{fc_1}{\epsilon_{co}^2} \cdot \left(\frac{\epsilon_c}{x} \cdot \gamma - \epsilon_{co} \right)^2 + fc_1 \right] d\gamma$$

$$E_4' = \frac{fc_1}{\epsilon_c} \cdot x \cdot \epsilon_{co}$$

$$\left[\frac{1}{3} \frac{fc_1}{x^2} \cdot \frac{\left(-3 \cdot \epsilon_c^3 \cdot x \cdot h_1^2 + 3 \cdot \epsilon_c^2 \cdot x^3 \cdot \epsilon_{co} + 3 \cdot \epsilon_c^3 \cdot x^2 \cdot h_1 - 6 \cdot \epsilon_c^2 \cdot x^2 \cdot h_1 \cdot \epsilon_{co} + \epsilon_c^3 \cdot h_1^3 + \epsilon_{co}^3 \cdot x^3 - \epsilon_c^3 \cdot x^3 + 3 \cdot \epsilon_c^2 \cdot h_1^2 \cdot \epsilon_{co} \cdot x \right)}{\left(\epsilon_{co}^2 \cdot \epsilon_c \right)} \right]$$

$X_1' = X_1$

$X_2' = X_2$

$X_3' = X_3$

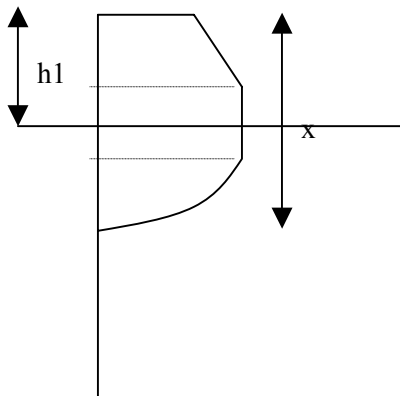
$$X_4' = \frac{\int_{x-h_1}^{x - \frac{\epsilon_c - \epsilon_{co}}{\epsilon_c} \cdot x} \left[-\frac{fc_1}{\epsilon_{co}^2} \cdot \left(\frac{\epsilon_c}{x} \cdot \gamma - \epsilon_{co} \right)^2 + fc_1 \right] \cdot \gamma \, d\gamma}{\int_{x-h_1}^{x - \frac{\epsilon_c - \epsilon_{co}}{\epsilon_c} \cdot x} \left[-\frac{fc_1}{\epsilon_{co}^2} \cdot \left(\frac{\epsilon_c}{x} \cdot \gamma - \epsilon_{co} \right)^2 + fc_1 \right] d\gamma}$$

$$X4' = \frac{\left[\frac{5}{12} \cdot \frac{fc1}{\epsilon c^2} \cdot \epsilon c o^2 \cdot x^2 + \frac{1}{12} \cdot fc1 \cdot \epsilon c \cdot (-x + h1)^3 \cdot \frac{(-3 \cdot x \cdot \epsilon c + 3 \cdot \epsilon c \cdot h1 + 8 \cdot x \cdot \epsilon c o)}{(x^2 \cdot \epsilon c o^2)} \right]}{E4'}$$

$$F_c = (E1 + E2 + E3) \cdot (b + b1 + b2) + E4 \cdot b + E4' \cdot (b1 + b2)$$

$$X_{\kappa\beta} = x - \left[\frac{(X1 \cdot E1 + X2 \cdot E2 + X3 \cdot E3) \cdot (b + b1 + b2) + X4 \cdot E4 \cdot b + X4' \cdot E4' \cdot (b1 + b2)}{F_c} \right]$$

$$\text{Για } \frac{\epsilon c - \epsilon c1}{\epsilon c} \cdot x \leq h1 \leq \frac{\epsilon c - \epsilon c o}{\epsilon c} \cdot x$$



$$E1' = E1$$

$$E2' = E2$$

$$E3' = F_{c1} \cdot \left[\frac{\epsilon c1 - \epsilon c o}{\epsilon c} \cdot x - \left(\frac{\epsilon c - \epsilon c o}{\epsilon c} \cdot x - h1 \right) \right] = F_{c1} \cdot \left(h1 - \frac{\epsilon c - \epsilon c1}{\epsilon c} \cdot x \right)$$

$$X1' = X1$$

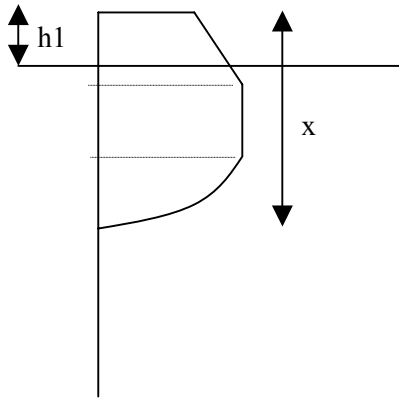
$$X2' = X2$$

$$X3' = x - h1 + \frac{1}{2} \cdot \left(h1 - \frac{\epsilon c - \epsilon c1}{\epsilon c} \cdot x \right)$$

$$F_c = (E1 + E2) \cdot (b + b1 + b2) + (E3 + E4) \cdot b + E3' \cdot (b1 + b2)$$

$$X_{\kappa\beta} = x - \frac{(X1 \cdot E1 + X2 \cdot E2) \cdot (b + b1 + b2) + (X3 \cdot E3 + X4 \cdot E4) \cdot b + E3' \cdot X3' \cdot (b1 + b2)}{F_c}$$

$$\text{Για } 0 < h_1 < \frac{\epsilon_c - \epsilon_{c1}}{\epsilon_c} \cdot x$$



$$E1' = (\alpha \cdot \epsilon_c + \beta) \cdot h_1$$

$$E2' = \frac{1}{2} \cdot h_1 \cdot \left(\beta - \frac{\alpha \cdot \epsilon_c \cdot h_1}{x} \right)$$

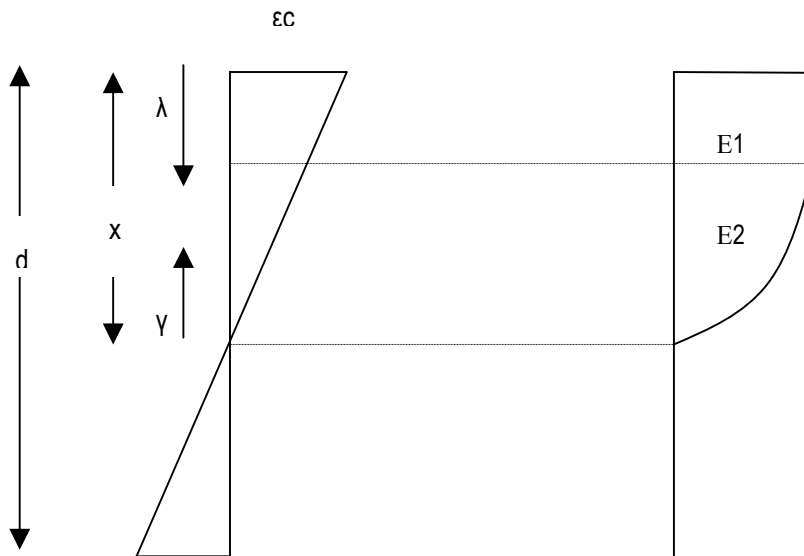
$$X1' = x - \frac{h_1}{2}$$

$$X2' = x - \frac{2}{3} \cdot h_1$$

$$F_c = (E1 + E2 + E3 + E4) \cdot b + (E1' + E2') \cdot (b1 + b2)$$

$$X_{κβ} = x - \frac{(X1 \cdot E1 + X2 \cdot E2 + X3 \cdot E3 + X4 \cdot E4) \cdot b + (X1' \cdot E1' + X2' \cdot E2') \cdot (b1 + b2)}{F_c}$$

2^η περίπτωση: $\epsilon_{c0} < \epsilon_c < \epsilon_{c1}$



Σχήμα Π.2.5

Για $x - \frac{\epsilon_c - \epsilon_{c0}}{\epsilon_c} \cdot x \leq \gamma \leq x$ $f_c = f_{c1}$

Για $0 \leq \gamma < x - \frac{\epsilon_c - \epsilon_{c0}}{\epsilon_c} \cdot x$ $f_c = -\frac{f_{c1}}{\epsilon_{c0}^2} \cdot \left(\frac{\epsilon_c \cdot \gamma}{x} - \epsilon_{c0} \right)^2 + f_{c1}$

Οπότε τα εμβαδά του σχήματος 5 προκύπτουν ως εξής:

$$E1 = f_{c1} \cdot \frac{\epsilon_c - \epsilon_{c0}}{\epsilon_c} \cdot x$$

$$E2 = \frac{2}{3} \cdot f_{c1} \cdot x \cdot \frac{\epsilon_{c0}}{\epsilon_c}$$

Τα αντίστοιχα κέντρα βάρους των εμβαδών αυτών ως προς το σημείο μηδενισμού των θλιπτικών τάσεων προκύπτουν ως εξής:

$$X1 = x - \frac{1}{2} \cdot \frac{\epsilon_c - \epsilon_{c0}}{\epsilon_c} \cdot x$$

$$X2 = \frac{5}{8} \cdot \frac{\epsilon_{c0}}{\epsilon_c} \cdot x$$

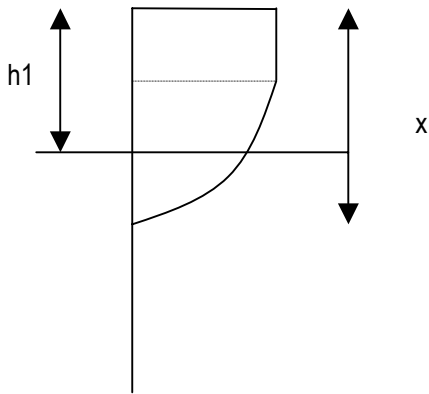
Η συνολική θλιπτική δύναμη του σκυροδέματος καθώς και το σημείο εφαρμογής αυτής (ως προς την πάνω παρειά της πλακοδοκού) προκύπτει ανάλογα με το ύψος $h1$.

Για $x < h1$

$$F_c = (E_1 + E_2) \cdot (b + b_1 + b_2)$$

$$X_{κβ} = x - \frac{X_1 \cdot E_1 + X_2 \cdot E_2}{E_1 + E_2}$$

$$\text{Για } \frac{\epsilon_C - \epsilon_{CO}}{\epsilon_C} \cdot x \leq h_1 \leq x$$



$$E_1' = E_1$$

$$E_2' = \int_{x-h_1}^{x - \frac{\epsilon_C - \epsilon_{CO}}{\epsilon_C} \cdot x} \left[-\frac{f_{c1}}{\epsilon_{CO}^2} \cdot \left(\frac{\epsilon_C}{x} \cdot \gamma - \epsilon_{CO} \right)^2 + f_{c1} \right] d\gamma$$

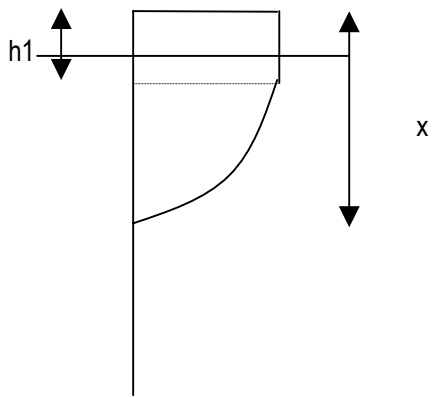
$$X_1' = X_1$$

$$X_2' = \frac{\int_{x-h_1}^{x - \frac{\epsilon_C - \epsilon_{CO}}{\epsilon_C} \cdot x} \left[-\frac{f_{c1}}{\epsilon_{CO}^2} \cdot \left(\frac{\epsilon_C}{x} \cdot \gamma - \epsilon_{CO} \right)^2 + f_{c1} \right] \cdot \gamma d\gamma}{\int_{x-h_1}^{x - \frac{\epsilon_C - \epsilon_{CO}}{\epsilon_C} \cdot x} \left[-\frac{f_{c1}}{\epsilon_{CO}^2} \cdot \left(\frac{\epsilon_C}{x} \cdot \gamma - \epsilon_{CO} \right)^2 + f_{c1} \right] d\gamma}$$

$$F_c = (E_1 + E_2) \cdot b + (E_1' + E_2') \cdot (b_1 + b_2)$$

$$X_{κβ} = x - \frac{(X_1 \cdot E_1 + X_2 \cdot E_2) \cdot b + (X_1' \cdot E_1' + X_2' \cdot E_2') \cdot (b_1 + b_2)}{F_c}$$

$$\text{Για } 0 < h_1 < \frac{\epsilon_C - \epsilon_{CO}}{\epsilon_C} \cdot x$$



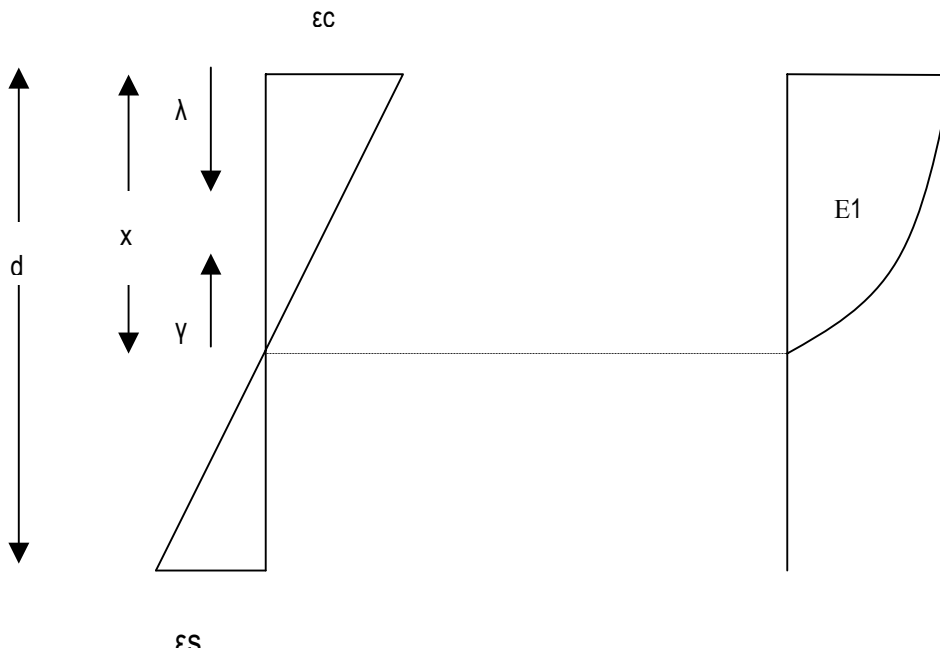
$$E1' = fc1 \cdot h1$$

$$X1' = x - \frac{h1}{2}$$

$$Fc = (E1 + E2) \cdot b + E1' \cdot (b1 + b2)$$

$$X_{κβ} = x - \left[\frac{(E1 \cdot X1 + E2 \cdot X2) \cdot b + E1' \cdot X1' \cdot (b1 + b2)}{Fc} \right]$$

3^η περίπτωση: $\epsilon c < \epsilon c_0$



Σχήμα Π.2.6

Για $0 \leq \gamma \leq x$
$$f_c = -\frac{f_{c1}}{\epsilon c_0^2} \cdot \left(\frac{\epsilon c}{x} \cdot \gamma - \epsilon c_0 \right)^2 + f_{c1}$$

Οπότε τα εμβαδόν του σχήματος Π.2.6 προκύπτει ως εξής:

$$E1 = \int_0^x -\frac{f_{c1}}{\epsilon c_0^2} \cdot \left(\frac{\epsilon c}{x} \cdot \gamma - \epsilon c_0 \right)^2 + f_{c1} d\gamma$$

$$E1 = \frac{1}{3} \cdot f_{c1} \cdot x \cdot \frac{(-\epsilon c^3 + 3 \cdot \epsilon c^2 \cdot \epsilon c_0 + \epsilon c_0^3)}{(\epsilon c_0^2 \cdot \epsilon c)} - \frac{1}{3} \cdot \frac{f_{c1}}{\epsilon c} \cdot x \cdot \epsilon c_0$$

Τα αντίστοιχο κέντρο βάρους των εμβαδού αυτού ως προς το σημείο μηδενισμού των θλιπτικών τάσεων προκύπτει ως εξής:

$$X1 = \frac{\int_0^x \left[-\frac{fc1}{\epsilon c o^2} \cdot \left(\frac{\epsilon c}{x} \cdot \gamma - \epsilon c o \right)^2 + fc1 \right] \cdot \gamma \, d\gamma}{\int_0^x -\frac{fc1}{\epsilon c o^2} \cdot \left(\frac{\epsilon c}{x} \cdot \gamma - \epsilon c o \right)^2 + fc1 \, d\gamma}$$

$$X1 = \frac{1}{12} \cdot fc1 \cdot \epsilon c \cdot x^2 \cdot \frac{(-3 \cdot \epsilon c + 8 \cdot \epsilon c o)}{\left[\epsilon c o^2 \cdot \left[\frac{1}{3} \cdot fc1 \cdot x \cdot \frac{(-\epsilon c^3 + 3 \cdot \epsilon c^2 \cdot \epsilon c o + \epsilon c o^3)}{(\epsilon c o^2 \cdot \epsilon c)} - \frac{1}{3} \cdot \frac{fc1}{\epsilon c} \cdot x \cdot \epsilon c o \right] \right]}$$

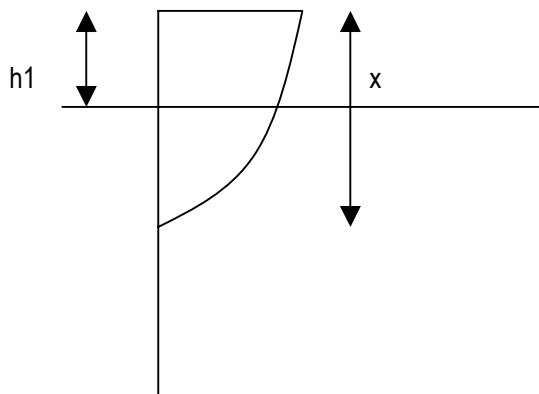
Η συνολική θλιπτική δύναμη του σκυροδέματος καθώς και το σημείο εφαρμογής αυτής(ως προς την πάνω παρειά της πλακοδοκού) προκύπτει ανάλογα με το ύψος h1.

Για $x < h1$

$$Fc = E1 \cdot (b + b1 + b2)$$

$$X_{κβ} = x - X1$$

Για $0 < h1 < x$



$$E1' = \int_{x-h1}^x -\frac{fc1}{\epsilon c o^2} \cdot \left(\frac{\epsilon c}{x} \cdot \gamma - \epsilon c o \right)^2 + fc1 \, d\gamma$$

$$E1' = \frac{1}{3} \cdot fc1 \cdot x \cdot \frac{(-\epsilon c^3 + 3 \cdot \epsilon c^2 \cdot \epsilon c o + \epsilon c o^3)}{(\epsilon c o^2 \cdot \epsilon c)}$$

$$\left[\frac{1}{3} \cdot \frac{fc1}{x^2} \cdot \frac{(-3 \cdot \epsilon c^3 \cdot x \cdot h1^2 + 3 \cdot \epsilon c^2 \cdot x^3 \cdot \epsilon c o + 3 \cdot \epsilon c^3 \cdot x^2 \cdot h1 - 6 \cdot \epsilon c^2 \cdot x^2 \cdot h1 \cdot \epsilon c o + \epsilon c^3 \cdot h1^3 + \epsilon c o^3 \cdot x^3 - \epsilon c^3 \cdot x^3 + 3 \cdot \epsilon c^2 \cdot h1^2 \cdot \epsilon c o \cdot x)}{(\epsilon c o^2 \cdot \epsilon c)} \right]$$

$$X1' = \frac{\int_{x-h1}^x \left[-\frac{fc1}{\varepsilon c0^2} \left(\frac{\varepsilon c}{x} \cdot \gamma - \varepsilon c0 \right)^2 + fc1 \right] \cdot \gamma \, d\gamma}{\int_{x-h1}^x -\frac{fc1}{\varepsilon c0^2} \left(\frac{\varepsilon c}{x} \cdot \gamma - \varepsilon c0 \right)^2 + fc1 \, d\gamma}$$

$$X1' = \frac{\left[\frac{1}{12} \cdot fc1 \cdot \varepsilon c \cdot x^2 \cdot \frac{(-3 \cdot \varepsilon c + 8 \cdot \varepsilon c0)}{\varepsilon c0^2} + \frac{1}{12} \cdot fc1 \cdot \varepsilon c \cdot (-x + h1)^3 \cdot \frac{(-3 \cdot x \cdot \varepsilon c + 3 \cdot \varepsilon c \cdot h1 + 8 \cdot x \cdot \varepsilon c0)}{(x^2 \cdot \varepsilon c0^2)} \right]}{E1'}$$

$$F_c = E1 \cdot b + E1' \cdot (b1 + b2)$$

$$X_{k\beta} = x - \left[\frac{E1 \cdot X1 \cdot b + E1' \cdot X1' \cdot (b1 + b2)}{F_c} \right]$$

Π.2.4 Πρόγραμμα υπολογισμού της αντίστασης διατομής από οπλισμένο σκυρόδεμα

Πιο κάτω φαίνεται ο κώδικας του προγράμματος υπολογισμού της εντατικής κατάστασης διατομής κατά τη διαρροή του εφελκόμενου χάλυβα. Τα αποτελέσματα που εξάγονται είναι η ροπή διαρροής, η καμπυλότητα διαρροής και η παραμόρφωση του σκυροδέματος

Dim H, B, H1, B1, B2, D1, D2, D3, D4, AS1, AS2, AS3, AS4, FC1, FC2, EC0, EC1, ECU, FS1, FS2, ES1, ESH, EST, NSD

Sub Myk(H, B, H1, B1, B2, D1, D2, D3, D4, AS1, AS2, AS3, AS4, FC1, FC2, EC0, EC1, ECU, FS1, FS2, ES1, ESH, EST, NSD, **MY, R1, EC**)

'apotelesmata My,R1,EC(Ροπή διαρροής, καμπυλότητα διαρροής, παραμόρφωση σκυροδέματος

If H1 = 0 Then B1 = 0

If H1 = 0 Then B2 = 0

10 ESS = ES1

PAR1 = 0.000000001

PAR2 = ECU

PAR3 = (PAR1 + PAR2) / 2

12

For k = 1 To 3

If k = 1 Then EC = PAR1

If k = 2 Then EC = PAR2

If k = 3 Then EC = PAR3

X11 = (B * H * H / 2 + H1 * (B1 + B2) * (H - H1 / 2)) / (B * H + H1 * (B1 + B2))

x = EC * (H - D1) / (EC + ESS)

AA = (FC2 - FC1) / (ECU - EC1)

BB = (FC1 * ECU - FC2 * EC1) / (ECU - EC1)

If EC > ECU Then GoTo 1100

If EC > EC1 And EC <= ECU Then GoTo 30

20 GoTo 110

30 X1 = x - 0.5 * (EC - EC1) * x / EC

X2 = x - 2 / 3 * (EC - EC1) * x / EC

x3 = x - 0.5 * (EC1 - EC0) * x / EC - (EC - EC1) * x / EC

X4 = 5 / 12 * FC1 * EC0 * EC0 * x * x / (EC * EC)

$E1 = (EC - EC1) * x / EC * (AA * EC + BB)$
 $E2 = 0.5 * ((EC - EC1) * x / EC) * AA * (EC1 - EC)$
 $E3 = FC1 * (EC1 - EC0) * x / EC$
 $E4 = 2 / 3 * FC1 * x * EC0 / EC$
 If $x < H1$ Or $H1 = 0$ Then GoTo 40
 GoTo 50
 $40 \text{ XKB} = x - (X1 * E1 + X2 * E2 + x3 * E3 + X4) / (E1 + E2 + E3 + E4)$
 $\text{FCALL} = (E1 + E2 + E3 + E4) * (B1 + B2 + B)$
 50 If $H1 < x$ And $H1 > (x - (EC - EC0) * x / EC)$ Then GoTo 60
 GoTo 70
 $60 \text{ E4H} = E4 - (-1 / 3 * FC1 / (x \wedge 2) * (EC \wedge 3 * (x - H1) \wedge 3 - 3 * EC \wedge 2 * (x - H1) \wedge 2 * EC0 * x - EC0 \wedge 3 * x \wedge 3) / (EC0 \wedge 2 * EC) - FC1 * x * EC0 / (3 * EC))$
 $\text{X4H} = (X4 - 1 / 12 * FC1 * EC * (x - H1) \wedge 3 * (-3 * x * EC + 3 * EC * H1 + 8 * EC0 * x) / (EC0 \wedge 2 * x \wedge 2)) / \text{E4H}$
 $\text{FCALL} = (E1 + E2 + E3 + E4) * B + (E1 + E2 + E3 + \text{E4H}) * (B1 + B2)$
 $\text{XKB} = x - ((X1 * E1 + X2 * E2 + x3 * E3 + X4) * B + (X1 * E1 + X2 * E2 + x3 * E3 + \text{E4H} * \text{X4H}) * (B1 + B2)) / \text{FCALL}$
 70 If $H1 \leq ((EC - EC0) * x / EC)$ And $H1 \geq ((EC - EC1) * x / EC)$ Then GoTo 80
 GoTo 90
 $80 \text{ E3H} = (H1 - (EC - EC1) * x / EC) * FC1$
 $\text{X3H} = x - H1 + 0.5 * (H1 - (EC - EC1) * x / EC)$
 $\text{FCALL} = (E1 + E2 + E3 + E4) * B + (E1 + E2 + \text{E3H}) * (B1 + B2)$
 $\text{XKB} = x - ((X1 * E1 + X2 * E2 + x3 * E3 + X4) * B + (E1 * X1 + E2 * X2 + \text{E3H} * \text{X3H}) * (B1 + B2)) / \text{FCALL}$
 90 If $H1 < ((EC - EC1) * x / EC)$ And $H1 > 0$ Then GoTo 100
 GoTo 300
 $100 \text{ E1H} = (AA * EC + BB) * H1$
 $\text{E2H} = 0.5 * H1 * (AA * EC / x * (-H1) + BB)$
 $\text{X1H} = x - H1 / 2$
 $\text{X2H} = x - 2 / 3 * H1$
 $\text{FCALL} = (E1 + E2 + E3 + E4) * B + (\text{E1H} + \text{E2H}) * (B1 + B2)$
 $\text{XKB} = x - ((X1 * E1 + X2 * E2 + x3 * E3 + X4) * B + (\text{X1H} * \text{E1H} + \text{X2H} * \text{E2H}) * (B1 + B2)) / \text{FCALL}$
 110 If $EC > EC0$ And $EC < EC1$ Then GoTo 120
 GoTo 180
 $120 \text{ E1} = FC1 * (EC - EC0) / EC * x$
 $\text{E2} = 2 / 3 * FC1 * x * EC0 / EC$
 $\text{X1} = x - 0.5 * (EC - EC0) / EC * x$
 $\text{X2} = 5 / 12 * FC1 / (EC * EC) * EC0 \wedge 2 * x \wedge 2$
 If $x < H1$ Or $H1 = 0$ Then GoTo 130
 GoTo 140
 $130 \text{ FCALL} = (E1 + E2) * (B + B2 + B1)$
 $\text{XKB} = x - (X1 * E1 + X2) / (E1 + E2)$
 140 If $H1 \geq (EC - EC0) * x / EC$ And $H1 \leq x$ Then GoTo 150
 GoTo 160
 $150 \text{ E2H} = E2 - (-1 / 3 * FC1 / (x * x) * (EC \wedge 3 * (x - H1) \wedge 3 - 3 * EC \wedge 2 * (x - H1) \wedge 2 * EC0 * x - EC0 \wedge 3 * x \wedge 3) / (EC0 \wedge 2 * EC) - FC1 * x * EC0 / (3 * EC))$
 $\text{X2H} = (X2 - 1 / 12 * FC1 * EC * (x - H1) \wedge 3 * (-3 * x * EC + 3 * EC * H1 + 8 * EC0 * x) / (EC0 \wedge 2 * x \wedge 2)) / \text{E2H}$
 $\text{FCALL} = (E1 + E2) * B + (\text{E1} + \text{E2H}) * (B1 + B2)$
 $\text{XKB} = x - ((X1 * E1 + X2) * B + (\text{E1} * X1 + \text{E2H} * \text{X2H}) * (B1 + B2)) / \text{FCALL}$
 160 If $H1 > 0$ And $H1 < (EC - EC0) * x / EC$ Then GoTo 170
 GoTo 300
 $170 \text{ E1H} = FC1 * H1$
 $\text{X1H} = x - H1 / 2$
 $\text{FCALL} = (E1 + E2) * B + \text{E1H} * (B1 + B2)$
 $\text{XKB} = x - ((\text{E1} * X1 + X2) * B + \text{E1H} * \text{X1H} * (B1 + B2)) / \text{FCALL}$


```

180 If EC < EC0 Then GoTo 190
GoTo 300
190 E1 = (-1 / 3 * FC1 / (x ^ 2) * (EC ^ 3 * x ^ 3 - 3 * EC ^ 2 * x ^ 2 * EC0 * x - EC0 ^ 3 * x ^ 3) / (EC0
^ 2 * EC) - FC1 * x * EC0 / (3 * EC))
X1 = -1 / 12 * FC1 * EC * x ^ 3 * (3 * EC * x - 8 * EC0 * x) / (EC0 ^ 2 * x ^ 2)
If x < H1 Or H1 = 0 Then GoTo 200
GoTo 210
200 FCALL = E1 * (B + B2 + B1)
XKB = x - X1 / E1
210 If H1 > 0 And H1 < x Then GoTo 220
GoTo 300
220 E1H = E1 - (-1 / 3 * FC1 / (x * x) * (EC ^ 3 * (x - H1) ^ 3 - 3 * EC ^ 2 * (x - H1) ^ 2 * EC0 * x -
EC0 ^ 3 * x ^ 3) / (EC0 ^ 2 * EC) - FC1 * x * EC0 / (3 * EC))
X1H = (X1 - 1 / 12 * FC1 * EC * (x - H1) ^ 3 * (-3 * x * EC + 3 * EC * H1 + 8 * EC0 * x) / (EC0 ^ 2 * x
^ 2)) / E1H
FCALL = E1 * B + E1H * (B1 + B2)
XKB = x - (X1 * B + X1H * E1H * (B1 + B2)) / FCALL
300 EE = FS1 / ES1
EST = FS2 * ESH / (EST - ESH))
NS1 = AS1 * FS1 / 10
ES2 = Abs((x - D2) * EC / x)
If ES2 > ES1 And ES2 < ESH Then NS2 = AS2 * FS1 / 10
If ES2 = ES1 Then NS2 = AS2 * FS1 / 10
If ES2 < ES1 Then NS2 = AS2 * ES2 * EE / 10
If ES2 > ESH And ES2 < EST Then NS2 = AS2 / 10 * ((FS2 - FS1) / (EST - ESH) * ES2 + (FS1 * EST -
FS2 * ESH) / (EST - ESH))
If (x - D2) * EC / x < 0 Then NS2 = -NS2
ES3 = Abs((x - (H1 - D3)) * EC / x)
If ES3 > ES1 And ES3 < ESH Then NS3 = AS3 * FS1 / 10
If ES3 = ES1 Then NS3 = AS3 * FS1 / 10
If ES3 < ES1 Then NS3 = AS3 * ES3 * EE / 10
If ES3 > ESH And ES3 <= EST Then NS3 = AS3 / 10 * ((FS2 - FS1) / (EST - ESH) * ES3 + (FS1 * EST
- FS2 * ESH) / (EST - ESH))
If (x - (H1 - D3)) * EC / x < 0 Then NS3 = -NS3
ES4 = Abs((x - D4) * EC / x)
If ES4 > ES1 And ES4 < ESH Then NS4 = AS4 * FS1 / 10
If ES4 = ES1 Then NS4 = AS4 * FS1 / 10
If ES4 < ES1 Then NS4 = AS4 * ES4 * EE / 10
If ES4 > ESH And ES4 < EST Then NS4 = AS4 / 10 * ((FS2 - FS1) / (EST - ESH) * ES4 + (FS1 * EST -
FS2 * ESH) / (EST - ESH))
If (x - D4) * EC / x < 0 Then NS4 = -NS4
SN = NS2 + NS3 + NS4 + FCALL - NS1 - NSD
If SN < 0.1 And SN > -0.1 Then GoTo 1000
If k = 1 Then SN1 = SN
If k = 2 Then sn2 = SN
If k = 3 Then SN3 = SN
Next k
If SN1 * SN3 < 0 Then
PAR1 = PAR1
PAR2 = PAR3
PAR3 = (PAR1 + PAR3) / 2
Else
PAR1 = PAR3
PAR2 = PAR2
PAR3 = (PAR3 + PAR2) / 2
End If
GoTo 12

```

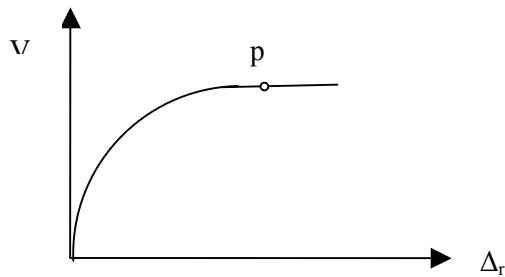
```
GoTo 10
1000
MY = Abs(FCALL * (H - X11 - XKB)) + Abs(NS1 * (X11 - D1)) + Abs(NS2 * (H - X11 - D2)) +
Abs(NS3 * (H - X11 - (H1 - D3))) + Abs(NS4 * (H - X11 - D4))
R1 = (EC + ESS) / (H - D1)
EC=EC
1100
2000
End Sub
```

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ 3- ΑΝΑΛΥΣΗ ΜΕ ΤΗ ΜΕΘΟΔΟ ΤΟΥ ΦΑΣΜΑΤΟΣ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΩΝ

Η μέθοδος αφορά την αναζήτηση της συμπεριφοράς ενός φορέα από ωπλισμένο σκυρόδεμα υπό την επίδραση ενός συγκεκριμένου σεισμού ο οποίος προσδιορίζεται μέσω ενός φάσματος επιταχύνσεων. Η μέθοδος βασίζεται στο κεφάλαιο 8 (Nonlinear static analysis procedures) του αμερικάνικου εγχειριδίου ATC40 “Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings”.

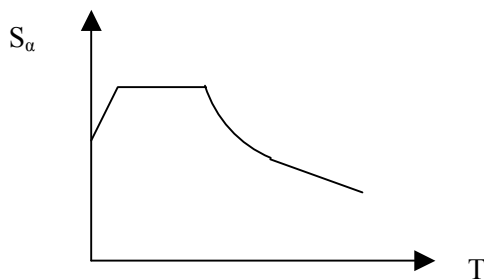
Δεδομένα της μέθοδο είναι:

- a) Η καμπύλη συμπεριφοράς του φορέα. Πρόκειται για ένα διάγραμμα που έχει προκύψει μέσω μιας μη γραμμικής ανάλυσης υπό την επίδραση στατικής σταδιακώς αυξανόμενης φόρτισης και περιγράφει τη μεταβολή της συνολικής τέμνουσας βάσης του κτιρίου συναρτήσει της μεταβολής της οριζόντιας μετακίνησης της οροφής του (σχήμα Π.3.1).



Σχήμα Π.3.1 Καμπύλη συμπεριφοράς

- b) Ελαστικό φάσμα επιταχύνσεων. Χρησιμοποιείται το φάσμα σχεδιασμού για απόσβεση $\zeta=5\%$ όπως καθορίζεται στον Ελληνικό Αντισεισμικό Κανονισμό (σχήμα Π.3.2)



Σχήμα Π.3.2.Ελαστικό φάσμα επιταχύνσεων

Η μέθοδος έχει ως στόχο την εύρεση της απόκριση της κατασκευής υπό την επίδραση του συγκεκριμένου σεισμού. Η απόκριση αυτή προσδιορίζεται από μια τέμνουσα βάσης του κτιρίου και από την αντίστοιχη μετακίνηση οροφής του κτιρίου, δηλαδή από ένα σημείο p της καμπύλης συμπεριφοράς. Αν το σημείο p (βλέπε σχήμα Π.3.1) βρεθεί, τότε έχουμε την πλήρη εικόνα της συμπεριφοράς του φορέα. Δηλαδή την μέγιστη τέμνουσα που θα ασκηθεί στο φορέα, την μετακίνηση της κορυφής του καθώς και οποιαδήποτε άλλη πληροφορία η οποία προσδιορίζεται μέσω της μη γραμμικής ανάλυσης που έχει προηγηθεί.

Η μέθοδος είναι επαναληπτική και παρουσιάζεται στα παρακάτω βήματα:

Βήμα 1: Μετατρέπουμε την καμπύλη συμπεριφοράς σε φασματική καμπύλη διατιθέμενων μετακινήσεων. Αντιστοιχούμε τα ζεύγη (V, Δ_r) σε ζεύγη (S_a, S_d) : επιτάχυνση αντίστοιχου μονοβάθμιου ταλαντωτή, S_d : μετακίνησης βάσης) (σχήμα Π.3.3). Η μετατροπή αυτή γίνεται μέσω των πιο κάτω σχέσεων:

$$S_a = \frac{V}{W \cdot \alpha_1}, \quad S_d = \frac{\Delta_r}{PF_1 \cdot \phi_{\text{roof},1}}$$

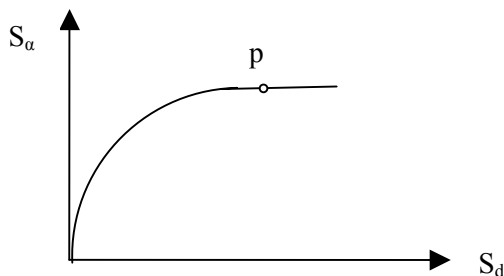
$$\text{όπου: } PF_1 = \frac{\left(\sum_{i=1}^N (w_i \cdot \phi_{i1}) / g \right)}{\left(\sum_{i=1}^N (w_i \cdot \phi_{i1}^2) / g \right)}, \quad \alpha_1 = \frac{\left(\sum_{i=1}^N (w_i \cdot \phi_{i1}) / g \right)^2}{\left(\sum_{i=1}^N w_i / g \right) \cdot \left(\sum_{i=1}^N (w_i \cdot \phi_{i1}^2) / g \right)}$$

W : συνολικό κατακόρυφο φορτίο του δομήματος

N : αριθμός σταθμών

w_i : κατακόρυφο φορτίο στάθμης i

ϕ_{i1} : εύρος της 1^{ης} ιδιομορφής στη στάθμη i

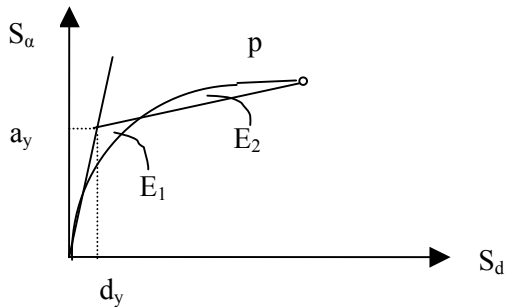


Σχήμα Π.3.3. Φασματική καμπύλη διατιθέμενων μετακινήσεων

Βήμα 2 : Σε αυτό το βήμα αρχίζει η επαναληπτική διαδικασία εύρεσης του σημείου p . Η φασματική καμπύλη διατιθέμενων μετακινήσεων αποτελείται από ζεύγη σημείων πλήθους έστω N . Θεωρούμε αρχικά, αυθαίρετα, ως το σημείο p το $N^{\text{οστό}}$ σημείο της καμπύλης.

Βήμα 3 : Διγραμμικοποίηση της φασματικής καμπύλης διατιθέμενων μετακινήσεων. Η διγραμμικοποίηση γίνεται με τέτοιο τρόπο ώστε τα εμβαδά E_1 και E_2 του σχήματος Π.3.4 να είναι ίσα.

Δηλαδή αναζητούμε ένα σημείο (a_y, d_y) το οποίο να κείται στην εφαπτόμενη γραμμή στην αρχή της φασματικής καμπύλης διατιθέμενων μετακινήσεων και να ικανοποιεί την πιο πάνω συνθήκη. Η εύρεση του σημείου αυτού είναι εύκολη και πραγματοποιείται μέσω μιας επαναληπτικής διαδικασίας.

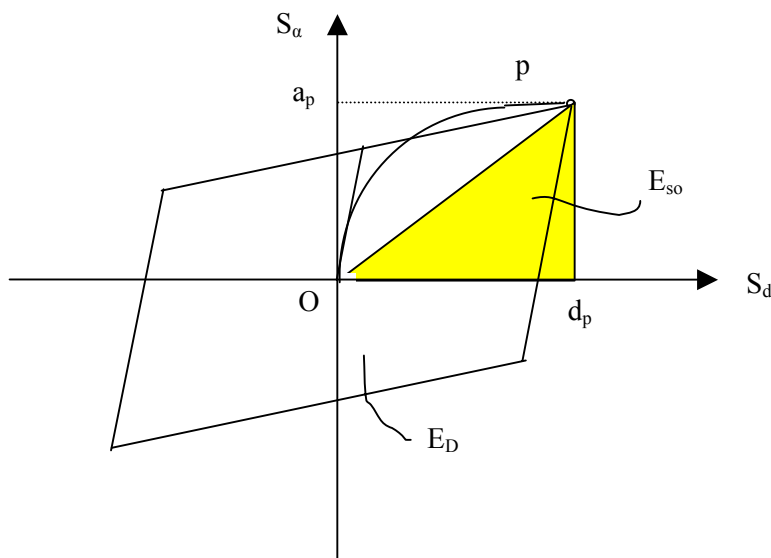


Σχήμα Π.3.4 Διγραμμικοποίηση της φασματικής καμπύλης διατιθέμενων μετακινήσεων

Βήμα 4 : Εύρεση της ισοδύναμης υστερητικής απόσβεσης. Υπολογίζεται μέσω από τη σχέση (βλέπε

σχήμα Π.3.5): $\zeta_{eq} = \frac{1}{4 \cdot \pi} \cdot \frac{E_D}{E_{so}} \cdot \kappa$. Από τη γεωμετρία του σχήματος προκύπτει ότι

$$\zeta_{eq} = \frac{2}{\pi} \cdot \frac{a_y \cdot d_p - d_y \cdot a_p}{a_p \cdot d_p} \cdot \kappa$$



Σχήμα Π.3.5 Εύρεση της ισοδύναμης υστερητικής απόσβεσης

Ο συντελεστής κ λαμβάνεται από τον πίνακα 8-1 του κεφαλαίου 8 του ATC40 [1996] θεωρώντας τύπο κατασκευής για τις κατασκευές που σχεδιάζονται με τον ΕΑΚ2000 τον τύπο Α. Ο πίνακας έχει ως εξής:

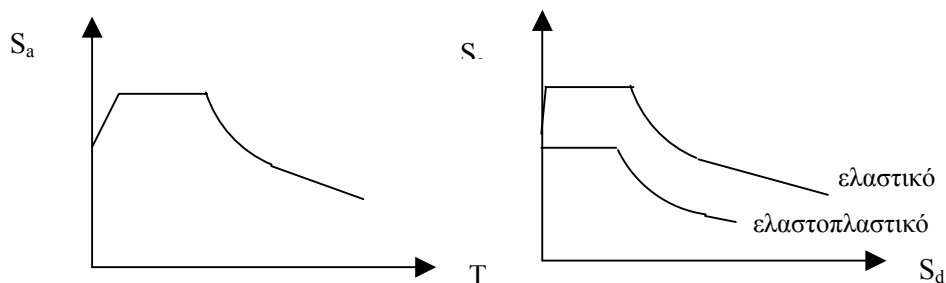
Πίνακας Π.3.1: Συντελεστής μείωσης υστερητικής απόσβεσης. ATC40 [1996]

Τύπος κατασκευής	$\zeta_o \left(= \frac{2}{\pi} \cdot \frac{a_y \cdot d_p - d_y \cdot a_p}{a_p \cdot d_p} \right)$	κ
Τύπος Α	<16.25	1.0
	>16.25	$1.13 - \frac{0.51 \cdot (a_y \cdot d_p - d_y \cdot a_p)}{a_p \cdot d_p}$
Τύπος Β	<25	0.67
	>25	$0.845 - \frac{0.446 \cdot (a_y \cdot d_p - d_y \cdot a_p)}{a_p \cdot d_p}$
Τύπος Γ	Για οποιαδήποτε τιμή	0.33

Η συνολική απόσβεση για το δόμημα θα είναι $\zeta'_{eq} = \zeta_{eq} + 5$, (%)

Βήμα 5 : Μετατροπή του ελαστικού φάσματος επιταχύνσεων σε φασματική καμπύλη σεισμικώς απαιτούμενων μετακινήσεων λαμβάνοντας υπόψη τη συνολική απόσβεση.

Το ελαστικό φάσμα μετατρέπεται κάνοντας χρήση της σχέσης $S_d = \frac{S_a \cdot T^2}{4 \cdot \pi^2}$



Σχήμα Π.3.6. Μετατροπή του ελαστικού φάσματος επιταχύνσεων σε φασματική καμπύλη σεισμικώς απαιτούμενων μετακινήσεων

Το ελαστοπλαστικό φάσμα προκύπτει με τον ίδιο τρόπο με τη διαφορά ότι αρχικά την τιμή του οριζόντιου κλάδου του φάσματος επιταχύνσεων διαιρείται με B_s ενώ στη σχέση που περιγράφει τον καθοδικό κλάδο εισάγεται ο συντελεστής B_L στον όρο $(T_2/T)^{2/3}$ ως εξής: $(T_2/T / B_L)^{2/3}$

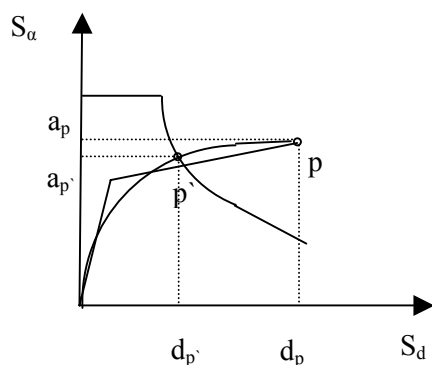
Οπου : $B_s = \frac{3.11}{4.72 - \ln \zeta'_{eq}}$ και $B_L = \frac{4.02}{5.63 - \ln \zeta'_{eq}}$, οι τιμές των συντελεστών περιορίζονται βάσει

του πίνακα 8-2 του κεφαλαίου 8 του ATC40 ο οποίος έχει ως εξής:

Πίνακας Π.3.2 Μέγιστες τιμές των συντελεστών B_s , B_L . ATC40 [1996]

Τύπος κατασκευής	$\max B_s$	$\max B_L$
Τύπος Α	3.00	2.00
Τύπος Β	2.27	1.79
Τύπος Γ	0.56	1.49

Βήμα 6 : Έλεγχος ισορροπίας. Σχεδιάζουμε στους ίδιους άξονες την ελαστοπλαστική φασματική καμπύλη σεισμικώς απαιτούμενων μετακινήσεων και την φασματική καμπύλη διατιθέμενων μετακινήσεων και βρίσκουμε το σημείο τομής τους p' (βλέπε σχήμα Π.3..7).



Σχήμα Π.3.7. Έλεγχος ισορροπίας

Θεωρούμε πως έχουμε σύγκλιση των σημείων p και p' όταν $0.95d_p < d_p' < 1.05d_p$. Αν δεν συμβαίνει αυτό πηγαίνουμε στο βήμα 2 και κάνουμε τα ίδια για το $N-1$ σημείο της φασματικής καμπύλης των διατιθέμενων μετακινήσεων. Συνεχίζουμε την ίδια διαδικασία μέχρι να επιτύχουμε σύγκλιση. Αν τελειώσει η επαναληπτική διαδικασία χωρίς να βρούμε λύση και τα ενδιάμεσα βήματα δείχνουν πως οι ελαστοπλαστικές φασματικές καμπύλες των σεισμικώς απαιτούμενων μετακινήσεων δεν τέμνονται με τις αντίστοιχες φασματικές καμπύλες των διατιθέμενων μετακινήσεων προφανώς το δόμημα καταρρέει υπό την επίδραση του συγκεκριμένου σεισμού.

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ 4 – ΠΕΙΡΑΜΑΤΙΚΑ ΔΕΔΟΜΕΝΑ 17 ΕΡΓΑΣΙΩΝ ΓΙΑ ΤΗΝ ΠΕΡΙΣΦΙΓΞΗ

Πίνακας Π4.1 Πειραματικά δεδομένα

Specimen	f_c	Yield	$\alpha\omega$	Arrangement	$exp.f_c^*$	$exp.\epsilon_{co}^*$	$exp.\epsilon_{cu}^*$
	(MPa)	stress(MPa)		of hoops	(MPa)		
1. Sheikh et. Al. (1980)							
(2A1-1)	31.90	482.3	0.064	B1	37.60	0.0044	
(2A1H-2)	31.40	265.3	0.036	B1	39.60	0.0055	
(4C1-3)	30.90	551.2	0.093	G	37.40	0.0045	0.0081
(4C1H-4)	31.20	281.1	0.047	G	37.40	-	-
(4C6-5)	29.80	482.3	0.264	G	49.10	0.0150	
(4C6H-6)	29.10	265.3	0.149	G	44.60	0.0080	
(4A3-7)	34.80	503.0	0.118	B1	44.50	0.0046	0.0081
(4A4-8)	34.70	516.8	0.141	B1	47.50	0.0057	0.0130
(4A5-9)	34.40	355.5	0.121	B1	42.30	0.0050	
(4A6-10)	34.60	458.9	0.179	B1	45.30	0.0100	0.0240
(4C3-11)	34.60	458.9	0.121	G	43.90	0.0051	0.0129
(4C4-12)	34.70	723.5	0.240	G	50.60	0.0090	
(4A1-13)	26.60	516.8	0.083	B1	34.60	0.0045	0.0114
(2A5-14)	26.80	447.9	0.196	B1	36.90	0.0070	
(2A6-15)	26.90	482.3	0.242	B1	39.60	0.0080	
(2C1-16)	27.60	654.6	0.123	G	37.60	0.0056	0.0157
(2C5-17)	28.00	458.9	0.212	G	38.00	0.0071	
(2C6-18)	28.10	516.8	0.300	G	47.80	0.0250	
(4B3-19)	28.40	458.9	0.148	D1	40.60	0.0061	0.0108
(4B4-20)	29.50	516.8	0.200	D1	44.80	0.0080	0.0212
(4B6-21)	30.20	482.3	0.247	D1	46.50	0.0140	
(4D3-22)	30.20	458.9	0.135	E	43.50	0.0055	0.0124
(4D4-23)	30.50	516.8	0.201	E	47.00	0.0076	0.0236
(4D6-24)	30.50	482.3	0.244	E	49.70	0.0080	
2.- Mander et. al. (1988)							
(a)	28.00	310.0	0.208	H	38.00	0.0080	-
(b)	31.00	340.0	0.206	H	48.00	0.0042	-
(c)	33.00	340.0	0.194	H	47.00	0.0058	-
(1-1)	28.00	340.0	0.290	H	51.00	0.0073	-

(1-2)	28.00	340.0	0.168	H	46.00	0.0050	0.0243
(1-3)	28.00	340.0	0.107	H	40.00	0.0040	0.0071
(1-4)	28.00	320.0	0.060	H	36.00	0.0033	0.0061
(1-5)	28.00	320.0	0.220	H	47.00	0.0065	0.0574
(1-6)	28.00	307.0	0.196	H	46.00	0.0058	0.0574
(2-7)	31.00	340.0	0.206	H	52.00	0.0057	0.0537
(2-8)	27.00	340.0	0.237	H	49.00	0.0058	0.0436
(2-9)	31.00	340.0	0.206	H	52.00	0.0054	0.0536
(2-10)	27.00	340.0	0.237	H	50.00	0.0064	-
(2-11)	27.00	340.0	0.237	H	54.00	0.0045	0.0354
(2-12)	31.00	340.0	0.330	H	52.00	0.0056	0.0429
3.- Razvi et al. (1989)							
(3a)	32.00	373.0	0.080	A1	40.00	0.0030	
(3b)	32.00	373.0	0.080	A1	38.40	0.0030	0.0258
(4a)	32.00	373.0	0.030	A1	33.30	0.0030	0.0071
(6a)	39.00	373.0	0.068	A1	51.90	0.0040	
(6b)	39.00	373.0	0.068	A1	51.10	0.0040	
(7a)	39.00	373.0	0.025	A1	43.30	0.0030	0.0137
(7b)	39.00	373.0	0.025	A1	44.80	0.0030	0.0163
(15a)	29.00	373.0	0.033	A1	35.10	0.0030	0.0113
(15b)	29.00	373.0	0.033	A1	31.60	0.0030	
(16a)	29.00	373.0	0.088	A1	38.00	0.0040	0.0385
(16b)	29.00	373.0	0.088	A1	38.00	0.0040	0.0444
4.- Issa et. al.(1994)							
(A-1)	56.50	289.4	0.136	H	75.25	0.0030	0.00480
(A-2)	56.50	372.1	0.128	H	75.30	0.0033	0.00800
(A-3)	56.50	289.4	0.060	H	61.20	0.0026	0.00526
(A-4)	56.50	372.1	0.066	H	72.41	0.0028	0.00614
(B-1)	82.68	585.7	0.224	H	103.01	0.0058	0.0149
(B-2)	82.68	585.7	0.140	H	88.45	0.0055	0.0102
(B-3)	82.68	585.7	0.098	H	84.43	0.0043	0.0075
(B-4)	82.68	585.7	0.072	H	80.15	0.0031	0.0063
(C-1)	54.43	372.1	0.208	H	96.77	0.0042	0.0177
(C-2)	54.43	372.1	0.130	H	80.76	0.0035	0.0470
(C-3)	54.43	372.1	0.091	H	74.46	0.0028	0.0093

(C-4)	54.43	372.1	0.067	H	72.60	0.0032	0.0059
(D-1)	61.32	372.1	0.185	H	96.08	0.0041	-
(D-2)	61.32	372.1	0.116	H	95.76	0.0041	0.0132
(D-3)	61.32	372.1	0.081	H	84.36	0.0040	0.0089
(D-4)	61.32	372.1	0.060	H	72.26	0.0038	0.0051
(E-1)	37.89	372.1	0.299	H	75.85	0.0040	0.0416
(E-2)	37.89	372.1	0.187	H	66.76	0.0031	0.0175
(E-3)	37.89	372.1	0.130	H	52.89	0.0028	0.0361
(E-4)	37.89	372.1	0.097	H	53.38	0.0026	0.0066
5.- Ahmad et. al.(1982)							
(NW I-1)	20.67	413.4	0.085	H	21.50	0.0022	0.0027
(NW I-2)	20.67	413.4	0.079	H	21.22	0.0021	0.0025
(NW I-3)	20.67	413.4	0.104	H	22.67	0.0023	0.0030
(NW II-1)	26.18	413.4	0.237	H	31.56	0.0032	0.0245
(NW II-2)	26.18	413.4	0.443	H	38.93	0.0102	0.0311
(NW III-1)	37.90	413.4	0.111	H	39.62	0.0025	0.0053
(NW III-2)	37.90	413.4	0.164	H	42.03	0.0031	0.0075
(NW III-3)	37.90	413.4	0.306	H	47.54	0.0050	0.0344
(NW IV-1)	51.68	413.4	0.081	H	53.05	0.0030	0.0045
(NW IV-2)	51.68	413.4	0.120	H	55.12	0.0039	0.0083
(NW V-1)	65.46	413.4	0.095	H	68.97	0.0035	0.0061
(NW V-2)	65.46	413.4	0.177	H	73.03	0.0040	0.0170
(NW VI-1)	52.23	1433.1	0.075	H	55.81	0.0040	0.0057
(NW VI-2)	52.23	1116.2	0.368	H	59.94	0.0051	0.0240
(LW VII-1)	39.55	413.4	0.157	H	38.72	0.0035	0.0054
LW VIII-1)	31.63	413.4	0.367	H	34.04	0.0035	0.0185
(LW VIII-2)	31.63	413.4	0.197	H	32.38	0.0033	0.0055
6.- Sun et. al. (1996)							
(HA6-20)	51.50	1025.0	0.206	A2	62.70	0.0055	-
(HA6-30)	51.50	1025.0	0.129	A2	58.40	0.0043	0.0200
(HA6-40)	51.50	1025.0	0.091	A2	55.10	0.0040	0.0088
(HB6-35)	51.50	1025.0	0.367	B1	72.40	0.0101	-
(HB6-50)	51.50	1025.0	0.235	B1	67.90	0.0128	-
(HB6-70)	51.50	1025.0	0.147	B1	58.70	0.0065	0.0337
(HA10-35)	53.60	872.0	0.194	A2	69.80	0.0043	-

(HA10-47)	53.60	872.0	0.134	A2	66.40	0.0050	0.0260
(HA10-60)	53.60	872.0	0.097	A2	65.80	0.0043	-
(HB10-60)	52.00	872.0	0.342	B1	84.50	0.0169	-
(HB10-80)	52.00	872.0	0.223	B1	73.10	0.0086	0.0369
(HB10-100)	52.00	872.0	0.154	B1	67.30	0.0063	-
(NA6-20)	52.90	342.0	0.067	A2	58.40	0.0038	0.0073
(NA6-30)	52.90	342.0	0.042	A2	58.90	0.0038	0.0059
(NA10-47)	52.90	344.0	0.054	A2	62.50	0.0043	-
(NB6-35)	53.40	342.0	0.119	B1	66.30	0.0053	0.0267
(NB6-50)	53.40	342.0	0.076	B1	63.30	0.0044	-
(NB10-75)	53.40	344.0	0.096	B1	66.10	0.0049	0.0277
(NC6-30)	52.50	342.0	0.127	C	65.30	0.0047	0.0226
(NC6-43)	52.50	342.0	0.082	C	63.40	0.0042	-
(NC10-70)	52.50	344.0	0.095	C	63.10	0.0049	-
(ND6-47)	52.90	342.0	0.132	D1	66.60	0.0049	0.0400
(ND6-70)	52.90	342.0	0.076	D1	62.70	0.0041	-
(NE6-40)	52.90	342.0	0.139	D2	67.00	0.0056	0.0311
(NE6-60)	52.90	342.0	0.082	D2	66.60	0.0041	0.0171
(NBM-60)	52.90	344.0	0.104	B1	67.90	0.0058	0.0215
(NBM-75)	52.90	344.0	0.075	B1	61.70	0.0047	-
(NCM-60)	52.50	344.0	0.097	C	63.50	0.0043	-
(NCM-75)	52.50	344.0	0.071	C	61.90	0.0039	-
7.- Yong et. Al.(1988)							
(AC 1-3)	88.53	496.1	0.050	B1	98.94	0.0051	0.0076
(BC 1-3)	83.43	496.1	0.019	B1	101.49	0.0049	0.0070
(CC 1-3)	88.40	496.1	0.010	B1	90.88	0.0034	0.0042
(DC 1-3)	84.40	496.1	0.002	B1	83.02	0.0030	0.0033
(NC 1-3)	83.58	496.1	0.021	B1	90.81	0.0042	0.0064
(LC 1-3)	89.71	496.1	0.005	B2	88.95	0.0033	0.0034
8.- Scott et. Al.(1982)							
(U-2)	25.30	309.0	0.144	E	31.37	0.0052	0.0223
(U-3)	25.30	309.0	0.144	E	38.96	0.0040	0.0215
(U-6)	25.30	309.0	0.126	B1	30.87	0.0044	0.0213
(U-7)	25.30	309.0	0.126	B2	38.96	0.0038	0.0200
(U-12)	24.80	309.0	0.105	E	38.44	0.0030	0.0149

(U-13)	24.80	309.0	0.150	E	40.92	0.0040	0.0203
(U-14)	24.80	296.0	0.166	E	41.42	0.0045	0.0273
(U-15)	24.80	296.0	0.244	E	46.13	0.0055	-
(U-17)	24.80	309.0	0.086	B1	36.70	0.0040	0.0174
(U-18)	24.80	309.0	0.120	B1	39.68	0.0025	0.0236
(U-19)	24.80	296.0	0.135	B1	40.18	0.0035	0.0262
(U-20)	24.80	296.0	0.198	B1	43.40	0.0040	-
(U-22)	24.20	309.0	0.108	E	34.12	0.0028	-
(U-23)	24.20	309.0	0.150	E	36.06	0.0030	-
(U-24)	24.20	309.0	0.177	E	37.99	0.0035	-
(U-25)	24.20	309.0	0.261	E	43.32	0.0040	-
9.- Cusson et. al.(1994)							
(1A)	95.40	410.0	0.030	A1	96.38	0.0033	0.0048
(1B)	95.40	392.0	0.071	B1	102.01	0.0048	0.0098
(1C)	95.40	392.0	0.087	E	98.44	0.0047	0.0094
(1D)	100.40	392.0	0.111	D1	109.19	0.0057	0.0122
(1D1)	100.40	392.0	0.111	D1	120.87	0.0060	-
(2A)	96.40	392.0	0.021	A1	88.65	0.0034	0.0048
(2B)	96.40	414.0	0.048	B1	89.26	0.0035	0.0048
(2C)	96.40	414.0	0.058	E	95.94	0.0036	0.0059
(2D)	96.40	414.0	0.079	D1	95.38	0.0040	0.0085
(3A)	98.10	410.0	0.011	A1	78.84	0.0034	0.0044
(3B)	98.10	410.0	0.039	B1	83.52	0.0034	0.0047
(3C)	98.10	410.0	0.047	E	87.28	0.0035	0.0050
(3D)	98.10	410.0	0.063	D1	90.26	0.0046	0.0065
(4A)	93.10	410.0	0.031	A1	91.18	0.0033	0.0050
(4B)	93.10	392.0	0.073	B1	97.38	0.0047	0.0111
(4C)	93.10	392.0	0.090	E	100.15	0.0047	0.0113
(4D)	93.10	392.0	0.119	D1	105.61	0.0064	0.0173
(5A)	99.90	705.0	0.050	A1	94.15	0.0034	0.0075
(5B)	99.90	770.0	0.133	B1	88.78	0.0047	0.0116
(5C)	99.90	770.0	0.164	E	104.46	0.0068	0.0151
(5D)	99.90	770.0	0.219	D1	121.24	0.0097	0.0224
(6B)	115.90	715.0	0.153	B1	116.13	0.0096	0.0180
(6D)	113.60	680.0	0.170	D1	119.82	0.0089	0.0211

(7B)	75.90	715.0	0.234	B1	101.22	0.0156	0.0309
(7D)	67.90	680.0	0.284	D1	95.07	0.0155	0.0276
(8B)	52.60	715.0	0.337	B1	84.65	0.0321	0.0438
(8D)	55.60	680.0	0.347	D1	86.02	0.0287	0.0436
10.- Nagashima et. al.(1992)							
(HH08LA)	118.50	1414.2	0.113	D1	125.18	0.0044	0.0082
(HH10LA)	118.50	1414.2	0.146	D1	124.87	0.0037	0.0095
(HH13LA)	118.50	1414.2	0.198	D1	134.10	0.0055	0.0144
(HH15LA)	118.50	1394.0	0.221	D1	129.48	0.0089	0.0217
(HH20LA)	120.40	1394.0	0.295	D1	151.10	0.0171	0.0283
(HL06LA)	120.40	822.5	0.083	D1	120.49	0.0043	0.0083
(HL08LA)	120.40	822.5	0.113	D1	135.80	0.0038	0.0085
(LL05LA)	61.50	822.5	0.126	D1	70.18	0.0036	0.0131
(LL08LA)	61.50	822.5	0.222	D1	80.88	0.0076	0.0208
(LH08LA)	61.50	1414.2	0.217	D1	72.32	0.0057	0.0235
(LH13LA)	61.50	1414.2	0.382	D1	87.30	0.0116	0.0330
(HH13MA)	120.40	1414.2	0.195	D1	134.35	0.0048	0.0109
(HH13HA)	120.40	1414.2	0.195	D1	131.70	0.0042	0.0140
(LL08MA)	61.50	822.5	0.222	D1	81.13	0.0090	0.0189
(LL08HA)	61.50	822.5	0.222	D1	79.47	0.0099	0.0236
(LH15LA)	62.80	1394.0	0.417	D1	90.40	0.0223	0.0400
(HH13LB)	120.40	1414.2	0.203	E	134.27	0.0064	0.0129
(HH13LD)	120.40	1414.2	0.176	F	130.70	0.0038	0.0120
(LL08LB)	62.80	822.5	0.227	B3	83.97	0.0070	0.0174
(LL08LD)	62.80	822.5	0.196	E	78.74	0.0041	0.0246
(HH13LC)	120.40	1414.2	0.260	F	130.21	0.0036	0.0118
(LL08LC)	62.80	822.5	0.298	B3	76.13	0.0040	0.0169
(HH13MSA)	120.40	1414.2	0.195	D1	132.23	0.0038	0.0121
(HH13HSA)	120.40	1414.2	0.195	D1	137.49	0.0044	0.0186
(LL08MSA)	62.80	822.5	0.217	D1	80.49	0.0104	0.0223
(LL08HSA)	62.80	822.5	0.217	D1	82.06	0.0091	0.0237
11.-Moelhe et al.(1985)							
A1	38.00	440.0	0.1451	B1	44.1	0.0062	
A2	38.00	440.0	0.1451	B1	45.47	0.0062	
B1	38.00	440.0	0.1273	C	44.1	0.0063	

B2	38.00	440.0	0.1273	C	44.1	0.0066	
C1	38.00	440.0	0.1273	C	43.41	0.0048	0.0431
C2	38.00	440.0	0.1273	C	44.79	0.0047	0.0460
D2	38.00	440.0	0.0424	A2	42.03	0.0046	0.0184
12.- Nishiyama et al.(1993)							
1	108.7	813.0	0.203	D1	146.00	0.0081	0.0179
2	108.7	813.0	0.203	D1	148.00	0.0070	0.0136
3	108.7	813.0	0.203	D1	145.00	0.0070	
4	108.7	813.0	0.130	D1	123.00	0.0060	0.0088
5	108.7	813.0	0.090	D1	121.00	0.0041	0.0080
6	108.7	813.0	0.090	D1	129.80	0.0030	0.0079
7	108.7	813.0	0.090	D1	120.00	0.0050	0.0100
8	108.7	840.0	0.093	D1	120.00	0.0042	0.0084
9	113.2	462.0	0.111	D1	133.00	0.0069	0.0100
10	113.2	462.0	0.111	D1	133.00	0.0059	0.0110
11	113.2	462.0	0.071	D1	122.00	0.0048	0.0081
12	113.2	462.0	0.049	D1	116.00	0.0049	0.0069
13	113.2	462.0	0.049	D1	115.00	0.0050	0.0070
14	113.2	481.0	0.051	D1	114	0.0040	0.0063
13.-Sugano et al.(1988)							
1	35.30	849.0	0.213	D1	51.03	0.0018	0.0265
2	35.30	849.0	0.487	D1	60.05	0.0163	
3	68.00	321.1	0.068	D1	99.25	0.0030	0.0097
4	68.00	849.0	0.164	D1	100.35	0.0028	0.0197
5	68.00	1388.2	0.242	D1	102.52	0.0027	0.0225
6	86.10	849.0	0.151	D1	95.47	0.0022	0.0114
7	86.10	1388.2	0.258	D1	102.52	0.0090	0.0220
14.-Razvi et al. (1996)							
CS-1	124.0	400.00	0.027	A1	121.21	0.0031	0.0035
CS-2	124.0	570.00	0.050	C	121.21	0.0030	0.0079
CS-3	124.0	570.00	0.059	D1	128.58	0.0030	0.0089
CS-4	124.0	1000.00	0.088	C	123.31	0.0050	0.0125
CS-5	124.0	1000.00	0.043	D1	122.26		
CS-6	124.0	400.00	0.014	C	115.94	0.0032	0.0042
CS-7	124.0	400.00	0.013	D1	114.89		

CS-8	124.0	400.00	0.045	C	118.04	0.0061	0.0084
CS-9	124.0	400.00	0.039	D1	133.86	0.0032	0.0084
CC-8	124.0	660.00	0.035	H	123.32		
CC-9	124.0	400.00	0.029	H	128.59		
CC-10	124.0	400.00	0.084	H	134.29	0.0051	0.0117
CC-11	124.0	660.00	0.042	H	126.43	0.0032	0.0057
CC-12	124.0	1000.00	0.091	H	127.53	0.0032	0.0105
15.-Iyengar et al. (1970)							
1,2,4,30	17.30	318.7	0.489	H	44.56	0.0231	
1,2,4,45	17.30	318.7	0.308	H	33.44	0.0200	
1,2,4,60	17.30	318.7	0.218	H	26.88	0.0122	0.0423
1,2,4,120	17.30	318.7	0.082	H	19.38	0.0056	0.0129
1,1.5,3,60	27.30	318.7	0.138	H	35.94	0.0039	0.0197
1,1.5,3,90	27.30	318.7	0.056	H	30.00	0.0031	0.0089
1,1.5,3,120	27.30	318.7	0.052	H	26.13	0.0025	0.0049
1,1,2,45	34.40	318.7	0.155	H	48.13	0.0078	0.0268
1,1,2,60	34.40	318.7	0.109	H	39.38	0.0047	0.0162
1,1,2,90	34.40	318.7	0.064	H	35.31	0.0028	0.0066
1,1,2,120	34.40	318.7	0.042	H	34.06	0.0017	0.0034
1,2,4,30	29.30	627.6	0.225	H	34.50	0.0130	0.0358
1,2,4,45	29.30	627.6	0.137	H	32.50	0.0048	0.0142
1,2,4,60	29.30	627.6	0.093	H	27.00	0.0045	0.0076
1,1.5,3,30	33.80	627.6	0.174	H	39.25	0.0048	0.0133
1,1.5,3,45	33.80	627.6	0.106	H	35.50	0.0042	0.0127
1,1.5,3,60	33.80	627.6	0.071	H	33.00	0.0036	0.0094
1,1,2,30	37.90	627.6	0.137	H	41.50	0.0067	0.0261
1,1,2,45	37.90	627.6	0.083	H	37.75	0.0036	0.0097
1,1,2,60	37.90	627.6	0.056	H	37.00	0.0030	0.0048
16.-Sargin et al. (1971)							
RC-1	34.50	305.0	0.095	A1	47.27	0.0085	
RC-2	37.70	305.0	0.033	A1	44.86	0.0036	
RC-3	36.70	305.0	0.009	A1	33.03	0.0026	
RC-4	22.80	450.5	0.145	A1	30.10	0.0090	
RC-5	25.00	450.5	0.051	A1	35.00	0.0069	
RC-6	20.40	450.5	0.031	A1	19.18	0.0024	

RC-7	26.50	450.5	0.012	A1	26.77	0.0036	
RC-8	26.20	305.0	0.012	A1	28.82	0.0032	
RC-9	21.20	305.0	0.059	A1	26.08	0.0067	
RC-10	23.10	305.0	0.054	A1	31.65	0.0090	
RC-11	23.10	305.0	0.054	A1	32.11	0.0052	
RC-12	20.50	305.0	0.030	A1	22.96	0.0058	
RC-13	17.90	450.5	0.208	A1	25.42	0.0148	
RC-14	17.00	450.5	0.036	A1	21.25	0.0058	
RC-15	17.00	305.0	0.214	A1	31.79	0.0189	
RC-16	16.90	305.0	0.078	A1	27.38	0.0121	
RC-17	16.80	305.0	0.035	A1	22.18	0.0080	
RC-18	16.80	305.0	0.016	A1	20.50	0.0048	
RC-19	17.00	389.0	0.273	A1	26.35	0.0130	
RC-20	18.10	389.0	0.054	A1	23.53	0.0043	
RC-21	21.00	305.0	0.173	A1	36.75	0.0215	
RC-22	20.70	305.0	0.175	A1	37.67	0.0230	
RC-23	20.60	305.0	0.064	A1	32.34	0.0093	
RC-24	20.60	305.0	0.029	A1	28.02	0.0057	
RC-25	20.70	305.0	0.013	A1	26.91	0.0050	
RC-26	17.10	305.0	0.035	A1	21.72	0.0070	
RC-27	17.10	305.0	0.035	A1	22.40	0.0039	
RC-28	18.60	285.0	0.269	A1	21.95	0.0040	
RC-29	28.40	305.0	0.022	A1	40.61	0.0059	
RC-30	31.40	305.0	0.040	A1	37.68	0.0029	
RC-31	21.90	258.0	0.344	A1	27.38	0.0080	
17.-Martinez et al. (1984)							
NC161-1	22.08	380.0	0.169	H	28.06	0.0095	
NC161-2	22.08		0.169	H	27.70	0.0079	
NC161-3	22.08		0.169	H	28.52	0.0090	
NC162-1	23.48	380.0	0.315	H	37.43	0.0144	
NC162-2	23.48	380.0	0.315	H	36.86	0.0150	
NC162-3	23.48	380.0	0.315	H	36.87	0.0145	
NC163-1	20.79	380.0	0.540	H	44.04	0.0241	
NC163-2	20.79	380.0	0.540	H	44.52	0.0281	
NC163-3	20.79	380.0	0.540	H	45.04	0.0285	

NC164-1	50.16	380.0	0.160	H	65.61	0.0071	
NC164-2	50.16	380.0	0.160	H	63.00	0.0070	
NC164-3	50.16	380.0	0.160	H	63.84	0.0065	
NC165-1	46.58	414.0	0.377	H	76.13	0.0110	
NC165-2	46.58	414.0	0.377	H	76.42	0.0103	
NC165-3	46.58	414.0	0.377	H	75.94	0.0113	
NC166-1	50.17	414.0	0.565	H	96.34	0.0152	
NC166-2	50.17	414.0	0.565	H	95.00	0.0161	
NC166-3	50.17	414.0	0.565	H	94.54	0.0155	
NC167-1	67.37	380.0	0.185	H	95.89	0.0050	
NC167-2	67.37	380.0	0.185	H	94.80	0.0052	
NC167-3	67.37	380.0	0.185	H	88.50	0.0045	
NC168-1	68.61	414.0	0.424	H	113.64	0.0085	
NC168-2	68.61	414.0	0.424	H	120.74	0.0087	
NC168-3	68.61	414.0	0.424	H	119.61	0.0088	
NC169-1	68.10	414.0	0.634	H	138.29	0.0090	
NC169-2	68.10	414.0	0.634	H	144.73	0.0095	
NC169-3	68.10	414.0	0.634	H	131.52	0.0076	

Πίνακας Π4.2 Σύγκριση πειραματικών δεδομένων με τις τιμές που προβλέπει το προσομοίωμα των Tassios et al (1994)

Πρόβλεψη τιμών σύμφωνα με το προσομοίωμα των Tassios et al(1994)								
fc (MPa)	Yield stress(MPa)	αω	exp.fc* (MPa)	exp.εcu* (MPa)	f _{cθεωρ} * (MPa)	ε _{cuθεωρ} * (MPa)	λ ₁ = exp.fc*/f _{cθεωρ} *	λ ₂ = exp.εcu*/ε _{cuθεωρ} *
20.67	413.4	0.079	21.22	0.0025	24.74	0.0115	0.86	0.22
20.67	413.4	0.085	21.50	0.0027	25.04	0.0121	0.86	0.22
20.67	413.4	0.104	22.67	0.0030	25.94	0.0140	0.87	0.21
84.40	496.1	0.002	83.02	0.0033	84.77	0.0030	0.98	1.09
89.71	496.1	0.005	88.95	0.0034	90.83	0.0033	0.98	1.01
34.40	318.7	0.042	34.06	0.0034	37.99	0.0075	0.90	0.46
124.0	400.00	0.027	121.21	0.0035	132.40	0.0054	0.92	0.65
88.40	496.1	0.010	90.88	0.0042	90.63	0.0039	1.00	1.08
124.0	400.00	0.014	115.94	0.0042	128.46	0.0041	0.90	1.02

98.10	410.0	0.011	78.84	0.0044	100.74	0.0039	0.78	1.13
51.68	413.4	0.081	53.05	0.0045	62.19	0.0112	0.85	0.40
98.10	410.0	0.039	83.52	0.0047	107.55	0.0066	0.78	0.70
96.40	392.0	0.021	88.65	0.0048	101.37	0.0049	0.87	0.98
56.50	289.4	0.136	75.25	0.00480	73.15	0.0166	1.03	0.29
95.40	410.0	0.030	96.38	0.0048	102.67	0.0059	0.94	0.82
96.40	414.0	0.048	89.26	0.0048	107.94	0.0076	0.83	0.63
37.90	627.6	0.056	37.00	0.0048	43.18	0.0088	0.86	0.55
27.30	318.7	0.052	26.13	0.0049	30.83	0.0086	0.85	0.56
98.10	410.0	0.047	87.28	0.0050	109.56	0.0075	0.80	0.67
93.10	410.0	0.031	91.18	0.0050	100.37	0.0059	0.91	0.85
61.32	372.1	0.060	72.26	0.0051	70.49	0.0090	1.03	0.57
56.50	289.4	0.060	61.20	0.00526	64.95	0.0090	0.94	0.58
37.90	413.4	0.111	39.62	0.0053	47.89	0.0144	0.83	0.37
39.55	413.4	0.157	38.72	0.0054	52.26	0.0190	0.74	0.28
31.63	413.4	0.197	32.38	0.0055	43.35	0.0230	0.75	0.24
124.0	660.00	0.042	126.43	0.0057	137.11	0.0069	0.92	0.82
52.23	1433.1	0.075	55.81	0.0057	62.04	0.0106	0.90	0.54
54.43	372.1	0.067	72.60	0.0059	63.60	0.0098	1.14	0.60
96.40	414.0	0.058	95.94	0.0059	110.47	0.0086	0.87	0.68
52.90	342.0	0.042	58.90	0.0059	58.48	0.0073	1.01	0.81
28.00	320.0	0.060	36.00	0.0061	32.20	0.0094	1.12	0.64
65.46	413.4	0.095	68.97	0.0061	80.98	0.0125	0.85	0.49
56.50	372.1	0.066	72.41	0.00614	65.82	0.0097	1.10	0.64
82.68	585.7	0.072	80.15	0.0063	97.65	0.0101	0.82	0.62
113.2	481.0	0.051	114	0.0063	127.63	0.0078	0.89	0.80
83.58	496.1	0.021	90.81	0.0064	87.91	0.0049	1.03	1.29
98.10	410.0	0.063	90.26	0.0065	113.53	0.0091	0.80	0.71
34.40	318.7	0.064	35.31	0.0066	39.93	0.0098	0.88	0.67
37.89	372.1	0.097	53.38	0.0066	47.06	0.0130	1.13	0.51
113.2	462.0	0.049	116.00	0.0069	127.07	0.0076	0.91	0.90
83.43	496.1	0.019	101.49	0.0070	87.30	0.0047	1.16	1.48
113.2	462.0	0.049	115.00	0.0070	127.07	0.0076	0.91	0.92
32.00	373.0	0.030	33.30	0.0071	34.37	0.0063	0.97	1.12
28.00	340.0	0.107	40.00	0.0071	35.25	0.0141	1.13	0.50

52.90	342.0	0.067	58.40	0.0073	61.77	0.0098	0.95	0.74
37.90	413.4	0.164	42.03	0.0075	50.40	0.0197	0.83	0.38
99.90	705.0	0.050	94.15	0.0075	112.40	0.0078	0.84	0.96
82.68	585.7	0.098	84.43	0.0075	102.90	0.0127	0.82	0.59
88.53	496.1	0.050	98.94	0.0076	99.51	0.0078	0.99	0.97
29.30	627.6	0.093	27.00	0.0076	36.10	0.0127	0.75	0.60
108.7	813.0	0.090	129.80	0.0079	133.16	0.0117	0.97	0.67
124.0	570.00	0.050	121.21	0.0079	139.53	0.0077	0.87	1.03
56.50	372.1	0.128	75.30	0.00800	72.60	0.0159	1.04	0.50
108.7	813.0	0.090	121.00	0.0080	133.16	0.0117	0.91	0.68
30.90	551.2	0.093	37.40	0.0081	38.05	0.0126	0.98	0.64
34.80	503.0	0.118	44.50	0.0081	44.26	0.0151	1.01	0.54
113.2	462.0	0.071	122.00	0.0081	133.32	0.0098	0.92	0.82
118.50	1414.2	0.113	125.18	0.0082	150.01	0.0140	0.83	0.59
51.68	413.4	0.120	55.12	0.0083	65.91	0.0151	0.84	0.55
120.40	822.5	0.083	120.49	0.0083	145.50	0.0110	0.83	0.75
124.0	400.00	0.039	133.86	0.0084	136.21	0.0066	0.98	1.27
108.7	840.0	0.093	120.00	0.0084	133.97	0.0120	0.90	0.70
124.0	400.00	0.045	118.04	0.0084	137.80	0.0071	0.86	1.18
96.40	414.0	0.079	95.38	0.0085	115.37	0.0107	0.83	0.79
120.40	822.5	0.113	135.80	0.0085	152.51	0.0140	0.89	0.60
108.7	813.0	0.130	123.00	0.0088	139.95	0.0157	0.88	0.56
51.50	1025.0	0.091	55.10	0.0088	63.26	0.0122	0.87	0.72
27.30	318.7	0.056	30.00	0.0089	31.12	0.0091	0.96	0.98
124.0	570.00	0.059	128.58	0.0089	142.14	0.0085	0.90	1.04
61.32	372.1	0.081	84.36	0.0089	73.66	0.0111	1.15	0.81
54.43	372.1	0.091	74.46	0.0093	66.77	0.0122	1.12	0.76
33.80	627.6	0.071	33.00	0.0094	39.83	0.0105	0.83	0.90
95.40	392.0	0.087	98.44	0.0094	116.26	0.0116	0.85	0.82
118.50	1414.2	0.146	124.87	0.0095	154.89	0.0173	0.81	0.55
37.90	627.6	0.083	37.75	0.0097	45.73	0.0115	0.83	0.84
68.00	321.1	0.068	99.25	0.0097	79.56	0.0098	1.25	0.99
95.40	392.0	0.071	102.01	0.0098	112.28	0.0099	0.91	0.99
108.7	813.0	0.090	120.00	0.0100	133.16	0.0117	0.90	0.85
113.2	462.0	0.111	133.00	0.0100	143.06	0.0138	0.93	0.72

82.68	585.7	0.140	88.45	0.0102	107.45	0.0168	0.82	0.61
124.0	1000.00	0.091	127.53	0.0105	152.18	0.0118	0.84	0.89
28.40	458.9	0.148	40.60	0.0108	37.22	0.0183	1.09	0.59
120.40	1414.2	0.195	134.35	0.0109	164.78	0.0222	0.82	0.49
113.2	462.0	0.111	133.00	0.0110	143.06	0.0138	0.93	0.80
93.10	392.0	0.073	97.38	0.0111	109.98	0.0101	0.89	1.10
29.00	373.0	0.033	35.10	0.0113	31.37	0.0067	1.12	1.69
93.10	392.0	0.090	100.15	0.0113	113.96	0.0118	0.88	0.96
86.10	849.0	0.151	95.47	0.0114	113.11	0.0180	0.84	0.63
26.60	516.8	0.083	34.60	0.0114	32.09	0.0117	1.08	0.97
99.90	770.0	0.133	88.78	0.0116	128.97	0.0161	0.69	0.72
124.0	400.00	0.084	134.29	0.0117	150.04	0.0111	0.90	1.06
120.40	1414.2	0.260	130.21	0.0118	174.58	0.0287	0.75	0.41
120.40	1414.2	0.176	130.70	0.0120	161.95	0.0203	0.81	0.59
120.40	1414.2	0.195	132.23	0.0121	164.78	0.0222	0.80	0.54
100.40	392.0	0.111	109.19	0.0122	126.85	0.0139	0.86	0.88
30.20	458.9	0.135	43.50	0.0124	39.08	0.0169	1.11	0.73
124.0	1000.00	0.088	123.31	0.0125	151.37	0.0115	0.81	1.09
33.80	627.6	0.106	35.50	0.0127	42.50	0.0139	0.84	0.91
34.60	458.9	0.121	43.90	0.0129	44.15	0.0154	0.99	0.84
120.40	1414.2	0.203	134.27	0.0129	166.04	0.0230	0.81	0.56
17.30	318.7	0.082	19.38	0.0129	20.83	0.0119	0.93	1.08
34.70	516.8	0.141	47.50	0.0130	45.17	0.0175	1.05	0.74
61.50	822.5	0.126	70.18	0.0131	78.90	0.0157	0.89	0.83
61.32	372.1	0.116	95.76	0.0132	77.85	0.0146	1.23	0.91
33.80	627.6	0.174	39.25	0.0133	45.38	0.0207	0.86	0.64
108.7	813.0	0.203	148.00	0.0136	149.87	0.0230	0.99	0.59
39.00	373.0	0.025	43.30	0.0137	41.46	0.0058	1.04	2.36
120.40	1414.2	0.195	131.70	0.0140	164.78	0.0222	0.80	0.63
29.30	627.6	0.137	32.50	0.0142	37.97	0.0171	0.86	0.83
118.50	1414.2	0.198	134.10	0.0144	162.64	0.0225	0.82	0.64
24.80	309.0	0.105	38.44	0.0149	31.16	0.0140	1.23	1.06
82.68	585.7	0.224	103.01	0.0149	116.17	0.0253	0.89	0.59
99.90	770.0	0.164	104.46	0.0151	132.87	0.0192	0.79	0.79
27.60	654.6	0.123	37.60	0.0157	35.29	0.0157	1.07	1.00

34.40	318.7	0.109	39.38	0.0162	43.38	0.0142	0.91	1.14
39.00	373.0	0.025	44.80	0.0163	41.46	0.0058	1.08	2.82
62.80	822.5	0.298	76.13	0.0169	94.01	0.0328	0.81	0.51
65.46	413.4	0.177	73.03	0.0170	88.13	0.0207	0.83	0.82
52.90	342.0	0.082	66.60	0.0171	63.71	0.0113	1.05	1.52
93.10	392.0	0.119	105.61	0.0173	118.64	0.0148	0.89	1.17
24.80	309.0	0.086	36.70	0.0174	30.15	0.0121	1.22	1.43
62.80	822.5	0.227	83.97	0.0174	88.44	0.0257	0.95	0.68
37.89	372.1	0.187	66.76	0.0175	51.49	0.0220	1.30	0.80
54.43	372.1	0.208	96.77	0.0177	75.41	0.0239	1.28	0.74
108.7	813.0	0.203	146.00	0.0179	149.87	0.0230	0.97	0.77
115.90	715.0	0.153	116.13	0.0180	152.58	0.0180	0.76	1.00
38.00	440.0	0.0424	42.03	0.0184	42.03	0.0075	1.00	2.45
31.63	413.4	0.367	34.04	0.0185	50.07	0.0400	0.68	0.46
120.40	1414.2	0.195	137.49	0.0186	164.78	0.0222	0.83	0.84
61.50	822.5	0.222	81.13	0.0189	86.25	0.0252	0.94	0.75
68.00	849.0	0.164	100.35	0.0197	90.44	0.0194	1.11	1.02
27.30	318.7	0.138	35.94	0.0197	35.40	0.0172	1.02	1.14
25.30	309.0	0.126	38.96	0.0200	32.45	0.0161	1.20	1.24
51.50	1025.0	0.129	58.40	0.0200	66.27	0.0161	0.88	1.25
24.80	309.0	0.150	40.92	0.0203	32.55	0.0185	1.26	1.10
61.50	822.5	0.222	80.88	0.0208	86.25	0.0252	0.94	0.82
113.60	680.0	0.170	119.82	0.0211	151.92	0.0197	0.79	1.07
29.50	516.8	0.200	44.80	0.0212	40.55	0.0234	1.10	0.91
25.30	309.0	0.126	30.87	0.0213	32.45	0.0161	0.95	1.32
52.90	344.0	0.104	67.90	0.0215	66.38	0.0135	1.02	1.59
25.30	309.0	0.144	38.96	0.0215	33.02	0.0179	1.18	1.20
118.50	1394.0	0.221	129.48	0.0217	166.07	0.0248	0.78	0.87
86.10	1388.2	0.258	102.52	0.0220	124.63	0.0287	0.82	0.77
25.30	309.0	0.144	31.37	0.0223	33.01	0.0179	0.95	1.25
62.80	822.5	0.217	80.49	0.0223	87.71	0.0247	0.92	0.90
99.90	770.0	0.219	121.24	0.0224	139.70	0.0247	0.87	0.91
68.00	1388.2	0.242	102.52	0.0225	97.07	0.0272	1.06	0.83
52.50	342.0	0.127	65.30	0.0226	67.43	0.0158	0.97	1.43
61.50	1414.2	0.217	72.32	0.0235	85.89	0.0247	0.84	0.95

24.80	309.0	0.120	39.68	0.0236	31.62	0.0155	1.25	1.52
30.50	516.8	0.201	47.00	0.0236	41.96	0.0235	1.12	1.00
61.50	822.5	0.222	79.47	0.0236	86.25	0.0252	0.92	0.94
62.80	822.5	0.217	82.06	0.0237	87.71	0.0247	0.94	0.96
52.23	1116.2	0.368	59.94	0.0240	82.78	0.0399	0.72	0.60
34.60	458.9	0.179	45.30	0.0240	46.67	0.0212	0.97	1.13
28.00	340.0	0.168	46.00	0.0243	37.38	0.0202	1.23	1.20
26.18	413.4	0.237	31.56	0.0245	37.22	0.0272	0.85	0.90
62.80	822.5	0.196	78.74	0.0246	86.06	0.0226	0.91	1.09
32.00	373.0	0.080	38.40	0.0258	38.41	0.0114	1.00	2.27
53.60	872.0	0.134	66.40	0.0260	69.31	0.0165	0.96	1.57
37.90	627.6	0.137	41.50	0.0261	49.10	0.0169	0.85	1.54
24.80	296.0	0.135	40.18	0.0262	32.09	0.0170	1.25	1.54
35.30	849.0	0.213	51.03	0.0265	49.11	0.0246	1.04	1.08
53.40	342.0	0.119	66.30	0.0267	67.99	0.0149	0.98	1.79
34.40	318.7	0.155	48.13	0.0268	45.38	0.0189	1.06	1.42
24.80	296.0	0.166	41.42	0.0273	33.04	0.0201	1.25	1.36
67.90	680.0	0.284	95.07	0.0276	100.51	0.0314	0.95	0.88
53.40	344.0	0.096	66.10	0.0277	66.16	0.0126	1.00	2.19
120.40	1394.0	0.295	151.10	0.0283	179.89	0.0322	0.84	0.88
75.90	715.0	0.234	101.22	0.0309	107.58	0.0263	0.94	1.18
26.18	413.4	0.443	38.93	0.0311	43.94	0.0478	0.89	0.65
52.90	342.0	0.139	67.00	0.0311	68.70	0.0170	0.98	1.83
61.50	1414.2	0.382	87.30	0.0330	98.52	0.0412	0.89	0.80
51.50	1025.0	0.147	58.70	0.0337	67.39	0.0178	0.87	1.90
37.90	413.4	0.306	47.54	0.0344	57.12	0.0339	0.83	1.02
27.00	340.0	0.237	54.00	0.0354	38.37	0.0272	1.41	1.30
29.30	627.6	0.225	34.50	0.0358	41.19	0.0259	0.84	1.38
37.89	372.1	0.130	52.89	0.0361	48.80	0.0163	1.08	2.21
52.00	872.0	0.223	73.10	0.0369	73.01	0.0254	1.00	1.45
29.00	373.0	0.088	38.00	0.0385	35.41	0.0123	1.07	3.14
52.90	342.0	0.132	66.60	0.0400	68.24	0.0163	0.98	2.45
62.80	1394.0	0.417	90.40	0.0400	103.41	0.0447	0.87	0.89
37.89	372.1	0.299	75.85	0.0416	56.79	0.0332	1.34	1.25
17.30	318.7	0.218	26.88	0.0423	24.17	0.0255	1.11	1.66

31.00	340.0	0.330	52.00	0.0429	47.66	0.0364	1.09	1.18
38.00	440.0	0.1273	43.41	0.0431	48.80	0.0160	0.89	2.69
27.00	340.0	0.237	49.00	0.0436	38.37	0.0272	1.28	1.60
55.60	680.0	0.347	86.02	0.0436	86.67	0.0378	0.99	1.15
52.60	715.0	0.337	84.65	0.0438	81.36	0.0368	1.04	1.19
29.00	373.0	0.088	38.00	0.0444	35.41	0.0123	1.07	3.62
38.00	440.0	0.1273	44.79	0.0460	48.80	0.0160	0.92	2.87
54.43	372.1	0.130	80.76	0.0470	70.10	0.0161	1.15	2.91
31.00	340.0	0.206	52.00	0.0536	42.86	0.0240	1.21	2.23
31.00	340.0	0.206	52.00	0.0537	42.86	0.0240	1.21	2.24
28.00	307.0	0.196	46.00	0.0574	38.36	0.0230	1.20	2.49
28.00	320.0	0.220	47.00	0.0574	39.20	0.0254	1.20	2.25
24.20	309.0	0.108	34.12		30.49	0.0143	1.12	
24.20	309.0	0.150	36.06		31.77	0.0186	1.13	
24.20	309.0	0.177	37.99		32.59	0.0213	1.17	
52.50	344.0	0.071	61.90		61.76	0.0102	1.00	
24.20	309.0	0.261	43.32		35.12	0.0296	1.23	
24.80	296.0	0.198	43.40		34.04	0.0233	1.27	
61.32	372.1	0.185	96.08		83.16	0.0215	1.16	
52.90	342.0	0.076	62.70		63.02	0.0107	0.99	
31.00	340.0	0.206	48.00		42.86	0.0240	1.12	
52.50	342.0	0.082	63.40		63.30	0.0113	1.00	
52.90	344.0	0.054	62.50		60.04	0.0085	1.04	
52.50	344.0	0.097	63.50		65.26	0.0128	0.97	
53.60	872.0	0.097	65.80		66.56	0.0128	0.99	
53.60	872.0	0.194	69.80		73.33	0.0225	0.95	
53.40	342.0	0.076	63.30		63.53	0.0107	1.00	
52.90	344.0	0.075	61.70		62.86	0.0106	0.98	
52.50	344.0	0.095	63.10		64.94	0.0126	0.97	
24.80	296.0	0.244	46.13		35.46	0.0279	1.30	
51.50	1025.0	0.206	62.70		71.20	0.0237	0.88	
33.00	340.0	0.194	47.00		45.13	0.0228	1.04	
100.40	392.0	0.111	120.87		126.85	0.0139	0.95	
52.00	872.0	0.154	67.30		68.50	0.0185	0.98	
27.00	340.0	0.237	50.00		38.37	0.0272	1.30	

28.00	340.0	0.290	51.00		41.65	0.0324	1.22	
28.00	310.0	0.208	38.00		38.78	0.0242	0.98	
51.50	1025.0	0.367	72.40		81.56	0.0398	0.89	
51.50	1025.0	0.235	67.90		73.04	0.0266	0.93	
52.00	872.0	0.342	84.50		80.70	0.0373	1.05	
20.40	450.5	0.031	19.18		21.96	0.0067	0.87	
36.70	305.0	0.009	33.03		37.48	0.0041	0.88	
31.40	305.0	0.040	37.68		34.52	0.0073	1.09	
29.00	373.0	0.033	31.60		31.37	0.0067	1.01	
32.00	373.0	0.080	40.00		38.41	0.0114	1.04	
26.20	305.0	0.012	28.82		26.98	0.0047	1.07	
26.50	450.5	0.012	26.77		27.31	0.0047	0.98	
37.70	305.0	0.033	44.86		40.81	0.0066	1.10	
17.10	305.0	0.035	22.40		18.61	0.0073	1.20	
18.60	285.0	0.269	21.95		27.18	0.0306	0.81	
39.00	373.0	0.068	51.10		45.65	0.0101	1.12	
39.00	373.0	0.068	51.90		45.65	0.0101	1.14	
18.10	389.0	0.054	23.53		20.53	0.0091	1.15	
31.90	482.3	0.064	37.60		37.03	0.0098	1.02	
67.37	380.0	0.185	88.50		91.37	0.0215	0.97	
16.80	305.0	0.016	20.50		17.48	0.0054	1.17	
67.37	380.0	0.185	95.89		91.37	0.0215	1.05	
20.70	305.0	0.013	26.91		21.39	0.0050	1.26	
34.40	355.5	0.121	42.30		43.90	0.0154	0.96	
67.37	380.0	0.185	94.80		91.37	0.0215	1.04	
23.10	305.0	0.054	32.11		26.21	0.0089	1.23	
31.40	265.3	0.036	39.60		34.22	0.0070	1.16	
20.60	305.0	0.029	28.02		22.08	0.0065	1.27	
17.00	450.5	0.036	21.25		18.52	0.0073	1.15	
20.50	305.0	0.030	22.96		22.01	0.0066	1.04	
28.40	305.0	0.022	40.61		29.93	0.0056	1.36	
38.00	440.0	0.1451	44.1		49.64	0.0178	0.89	
38.00	440.0	0.1451	45.47		49.64	0.0178	0.92	
38.00	440.0	0.1273	44.1		48.80	0.0160	0.90	
50.16	380.0	0.160	63.84		66.46	0.0191	0.96	

38.00	440.0	0.1273	44.1		48.80	0.0160	0.90	
21.20	305.0	0.059	26.08		24.31	0.0095	1.07	
25.00	450.5	0.051	35.00		28.16	0.0086	1.24	
17.10	305.0	0.035	21.72		18.61	0.0073	1.17	
26.80	447.9	0.196	36.90		36.71	0.0230	1.01	
108.7	813.0	0.203	145.00		149.87	0.0230	0.97	
50.16	380.0	0.160	63.00		66.46	0.0191	0.95	
50.16	380.0	0.160	65.61		66.46	0.0191	0.99	
28.00	458.9	0.212	38.00		38.93	0.0247	0.98	
68.10	414.0	0.634	131.52		130.62	0.0664	1.01	
22.08	380.0	0.169	27.70		29.51	0.0205	0.94	
16.80	305.0	0.035	22.18		18.28	0.0073	1.21	
21.90	258.0	0.344	27.38		34.06	0.0380	0.80	
26.90	482.3	0.242	39.60		38.40	0.0277	1.03	
29.10	265.3	0.149	44.60		38.15	0.0183	1.17	
30.50	482.3	0.244	49.70		43.61	0.0278	1.14	
68.61	414.0	0.424	113.64		113.53	0.0453	1.00	
34.50	305.0	0.095	47.27		42.66	0.0128	1.11	
68.61	414.0	0.424	120.74		113.53	0.0453	1.06	
68.61	414.0	0.424	119.61		113.53	0.0453	1.05	
22.08	380.0	0.169	28.52		29.51	0.0205	0.97	
22.80	450.5	0.145	30.10		29.77	0.0180	1.01	
23.10	305.0	0.054	31.65		26.21	0.0089	1.21	
34.70	723.5	0.240	50.60		49.43	0.0273	1.02	
68.10	414.0	0.634	138.29		130.62	0.0664	1.06	
20.60	305.0	0.064	32.34		23.88	0.0100	1.35	
22.08	380.0	0.169	28.06		29.51	0.0205	0.95	
68.10	414.0	0.634	144.73		130.62	0.0664	1.11	
46.58	414.0	0.377	76.42		74.35	0.0409	1.03	
46.58	414.0	0.377	76.13		74.35	0.0409	1.02	
46.58	414.0	0.377	75.94		74.35	0.0409	1.02	
16.90	305.0	0.078	27.38		20.18	0.0115	1.36	
17.00	389.0	0.273	26.35		24.93	0.0311	1.06	
30.20	482.3	0.247	46.50		43.31	0.0281	1.07	
23.48	380.0	0.315	37.43		35.67	0.0351	1.05	

23.48	380.0	0.315	36.87		35.67	0.0351	1.03	
17.90	450.5	0.208	25.42		24.78	0.0245	1.03	
29.80	482.3	0.264	49.10		43.36	0.0298	1.13	
23.48	380.0	0.315	36.86		35.67	0.0351	1.03	
50.17	414.0	0.565	96.34		91.89	0.0597	1.05	
50.17	414.0	0.565	94.54		91.89	0.0597	1.03	
50.17	414.0	0.565	95.00		91.89	0.0597	1.03	
35.30	849.0	0.487	60.05		61.20	0.0520	0.98	
17.00	305.0	0.214	31.79		23.66	0.0251	1.34	
17.30	318.7	0.308	33.44		26.13	0.0346	1.28	
21.00	305.0	0.173	36.75		28.16	0.0209	1.30	
20.70	305.0	0.175	37.67		27.82	0.0212	1.35	
17.30	318.7	0.489	44.56		30.04	0.0526	1.48	
20.79	380.0	0.540	44.04		37.42	0.0576	1.18	
28.10	516.8	0.300	47.80		42.15	0.0334	1.13	
20.79	380.0	0.540	44.52		37.42	0.0576	1.19	
20.79	380.0	0.540	45.04		37.42	0.0576	1.20	
124.0	400.00	0.013	114.89		127.94	0.0040	0.90	
124.0	1000.00	0.043	122.26		137.21	0.0069	0.89	
124.0	660.00	0.035	123.32		134.94	0.0062	0.91	
124.0	400.00	0.029	128.59		133.08	0.0056	0.97	

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ 5 Ανακοινώσεις – Δημοσιεύσεις

Reliability Based Calibration of the Greek Seismic Code²

C.G. Trezos, G.C. Thomos

Laboratory of Reinforced Concrete, National Technical University of Athens

Abstract

In the present study, the capacity design of beam-column joints and the shear capacity design of beams, as adopted in the Greek Seismic Code, are examined. The basic variables are considered as random and the probability of non-convenience (failure) is calculated. Parameters affecting this probability are examined and modification of the partial safety factors of the capacity design is proposed, in order to achieve uniformity of the safety level.

Keywords: Reliability, capacity design, partial safety factors, concrete structures

1 Introduction

The Greek Seismic Code, as most of the modern seismic codes for the design of earthquake resistant reinforced concrete structures, focuses on the ability of the structures to dissipate energy through large inelastic cyclic deformation without substantial reduction of resistance. In order for this to be achieved, the whole structure needs to exhibit a ductile behavior. The capacity design is one of the special demands of the Greek Seismic Code by which the ductile behavior of the structures is implemented.

The capacity design that is indicated by the Greek Seismic Code intends to ensure the controlled damage of the structure. It has two demands. The first one refers to beam-column joints and aims to prevent the formation of storey mechanism (by requiring beam failure before column failure). The second one aims to prevent the brittle shear failure of the building elements (beams, columns and walls). In this work, these two demands are examined from a probabilistic point of view.

For the beam-column joints of structures, the formation of the plastic hinges is forced to develop in beams rather than in columns. This is implemented by designing the columns in bending using the resisting

² Workshop on Reliability Based Code Calibration, το οποίο διοργάνωσε η Joint Committee on Structural Safety (JCSS) στο Swiss Federal Institute of Technology, ETH Zurich, Switzerland, March 21-22, 2002

moments of the beams bracing to the same joint. For the satisfaction of this criterion, partial safety factors are used which give the desirable overstrength to the columns. The shear capacity design of beams demands the formation of plastic hinges at the ends of the beams before shear failure appears. The shear design of beams is implemented by using the shear force induced by the plastic hinges formation at the ends of the beams. Like in the bending design of the columns, in the shear design partial safety factors are used too.

The parameters in the above calculations (dimensions, material properties, axial forces etc) are, in general, random variables. So, the capacity design is associated with a probability of non-compliance (probability of failure). For the beam-column joints, failure is considered as the event in which “*the sum of beam resisting moments is greater than the sum of column resisting moments in the same joint under consideration*”. For the shear, failure is considered as the event in which “*the sum of the isostatic shear force due to gravity loads plus the shear force induced from the formation of plastic hinges at the ends of the member is greater than the shear resistance of the considered member*”.

The aim of this paper is to examine the parameters affecting the safety level of the capacity design and, using reliability methods, to propose a modification of the partial safety factors of the Greek Seismic Code in order to achieve uniformity of the safety level.

2 Methodology

2.1 Capacity design of the beam-column joints

According to the Greek Seismic Code, a column must be designed by the equation:

$$M_{CD,c} = \gamma_{Rd} \cdot \frac{\sum M_{Rd}}{|\sum M_{Eb}|} \cdot M_{Ec} \quad (1)$$

where,

$\sum M_{Rd}$, the sum of beam resisting moments

$\sum M_{Eb}$, the sum of beam moments under seismic action

M_{Ec} , the moment of the column from the same seismic action

γ_{Rd} , partial safety factor (=1.4)

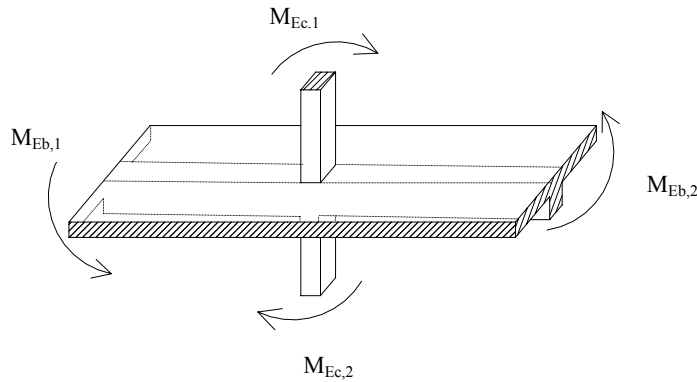


Figure 1. Interior joint. Moments under seismic action

In what follows, it is assumed that the final column resisting moments are equal to the moments calculated from the capacity design criterion:

$$M_{Rd,c} = M_{CD,c} \quad (2)$$

The probability of failure of the capacity design is considered as:

$$p_f = P(M_{R,c,1} + M_{R,c,2} < M_{R,b,1} + M_{R,b,2}) \quad (3)$$

In order to calculate the probability of failure of the capacity design of a beam-column joint, the Monte Carlo simulation is used. For each joint, the resisting moments are calculated using the simulated basic variables. The index β is calculated from the probability function of the sum $M_{Rd,c,1} + M_{Rd,c,2} - M_{Rd,b,1} - M_{Rd,b,2}$. Figure 2 shows the calculation steps.

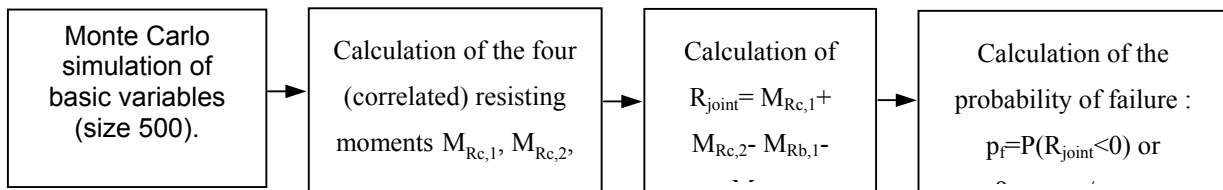


Figure 2. Methodology for calculating the probability of failure of the capacity design of beam-column joints.

It is found that the probability function of the resisting moments may be approximated by the normal distribution. The probability of failure is directly related to the safety index β :

$$p_f = P(M_{R,c,1} + M_{R,c,2} < M_{R,b,1} + M_{R,b,2}) = \text{Erf}(-\beta) \quad (3')$$

Large values of β correspond to small probability of failure. In the following, the safety index β is used instead of the probability of failure p_f , for alleviating the presentation.

In order to examine the influence of basic variables to the probability of failure of the beam-column joints criterion, 560 individual joints were examined. The geometric characteristics and other parameters are as follows:

- column dimensions from 0.30/0.30 to 0.60/0.60
- beam dimensions from 0.25/0.40 to 0.30/0.60
- reduced axial force $v = \frac{N}{b_{col} \cdot h_{col} \cdot f_{cd}}$ from 0.00 to 0.38 (positive for compression)
- confinement ratio $\alpha\omega_w$ from 0.1 to 0.43
- flange width of T-beams b_{eff} from 0.55 m to 1.25 m
- safety factor γ_{Rd} from 0.3 to 3.2

The examined joint configurations are summarized in table 1.

Table 1. Examined joint configurations

Columns			Beams		Safety factor γ_{Rd}	Number of joints
Dimensions (m)	Axial force (v)	Confinement $\alpha\omega_w$	Dimensions (m)	b_{eff} (m)		
0.30/0.30	0.00 0.13 0.21 0.29 0.38	0.18	0.25/0.40 0.25/0.60	1.25	0.3,...,3.2 (eight values)	80
0.40/0.40	0.00 0.05 0.12 0.25 0.35	0.14, 0.43	0.25/0.50	0.80	0.3,...,3.2 (eight values)	80
0.50/0.50	0.00 0.07 0.11 0.20 0.29	0.12, 0.35	0.25/0.40 0.25/0.45	0.55, 1.05	0.3,...,3.2 (eight values)	320
0.60/0.60	0.00 0.07 0.11 0.20 0.27	0.10	0.25/0.40 0.25/0.60	1.25	0.3,...,3.2 (eight values)	80
						560

It is noted that several of the above combinations do not comply with the minimum requirements and detailing provisions of the codes.

In order to examine the influence of the detailing provisions (minimum reinforcement, maximum bar spacing etc) to the probability of failure of the capacity design, ten buildings (figure 3) were designed according to the Greek Codes. All the joints of these buildings (about 1200 joints) were examined and the probability of failure of each joint was calculated in the same way as in the case of individual joints.

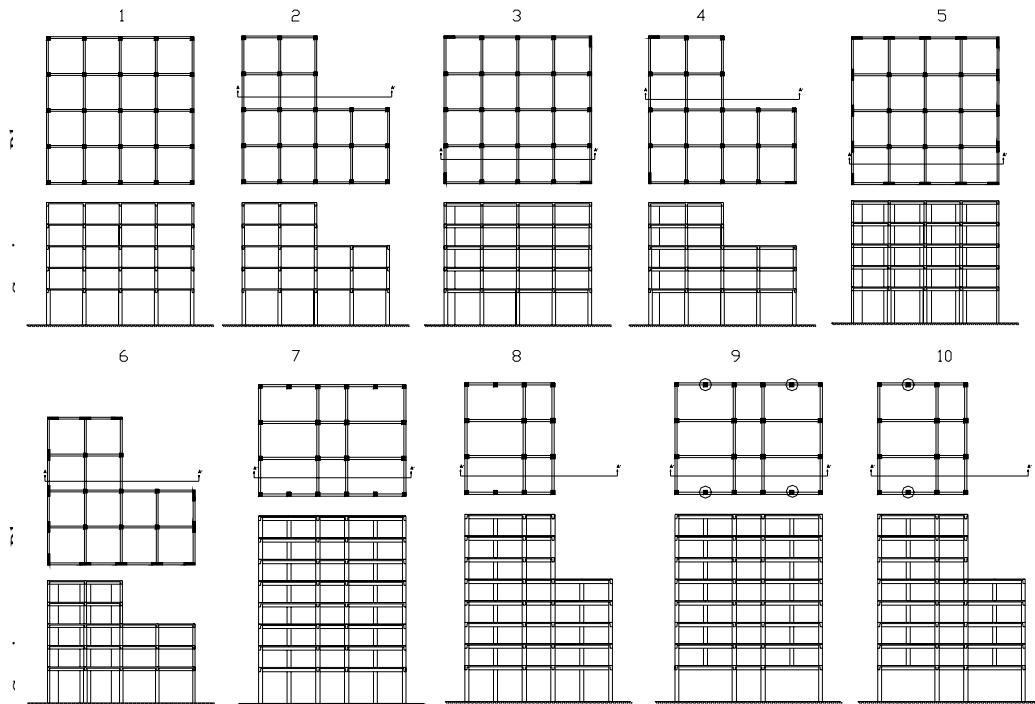


Figure 3. General layouts of the buildings

1.2 Shear capacity design of beams

The Greek Seismic Code, in order to ensure the plastic hinge formation at the ends of a frame member before the shear failure, demands the acting shear force to be calculated from capacity considerations. For a beam, the acting shear force is calculated from the equation (see figure 4):

$$V_{CD,b} = V_{0,b} + \gamma_{Rd} \cdot \frac{M_{Rd,b1} + M_{Rd,b2}}{\ell_b} \quad (4)$$

Where,

$V_{0,b}$ the isostatic shear force due to dead and live loads.

$M_{Rd,b1}, M_{Rd,b2}$ the resisting moments at the ends of the beam.

ℓ_b the length of the beam

γ_{Rd} partial safety factor (=1.2).

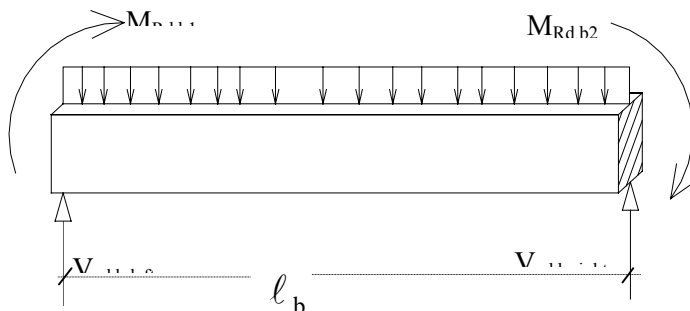


Figure 4. Isostatic beam under gravity loads, resisting moments and corresponding reactions

The probability of failure of the shear capacity design of beams is calculated from:

$$p_f = P \left[\min(V_{R2}, V_{R3}) < V_{0,b} + \frac{M_{R,b1} + M_{R,b2}}{\ell_b} \right] = \text{Erf}(-\beta) \quad (5)$$

Where ,

V_{R2} , the resisting shear force due diagonal compression failure of concrete

V_{R3} the resisting shear force due to the contribution of shear reinforcement (V_{Rw}) and concrete mechanisms (V_{Rc})

In order to examine the probability of failure of the shear capacity design of beams, 25 different beam configurations were examined (table 2). Fourteen different values of γ_{Rd} factors were used varying from 0.9 to 1.5. In total 350 cases were examined.

For the calculation of the probability of failure of the shear capacity design of beams, the Monte Carlo simulation is also used, and the probability of failure (and consequently the safety index β) is calculated from the probability function of the sum of the shear forces. Figure 5 shows the steps for this calculation.

Table 2. Beam configurations (bending reinforcement in cm²)

Beam 0.25/0.40					Beam 0.30/0.60				
Bending reinforcement (cm ²)					Bending reinforcement (cm ²)				
Left		Right			Left		Right		
No.	Top	bottom	top	bottom	No.	top	bottom	top	bottom
1	4.62	4.62	4.62	4.62	11	4.62	4.62	4.62	4.62
2	4.62	4.62	10.06	5.03	12	4.62	4.62	5.77	5.77
3	4.62	4.62	20.12	10.06	13	4.62	4.62	18.11	9.06
4	4.62	4.62	20.12	20.12	14	4.62	4.62	36.22	18.11
5	10.06	5.03	10.06	5.03	15	4.62	4.62	36.22	36.22
6	10.06	5.03	20.12	10.06	16	5.77	5.77	5.77	5.77
7	10.06	5.03	20.12	20.12	17	5.77	5.77	18.11	9.06
8	20.12	10.06	20.12	10.06	18	5.77	5.77	36.22	18.11
9	20.12	10.06	20.12	20.12	19	5.77	5.77	36.22	36.22
10	20.12	20.12	20.12	20.12	20	18.11	9.06	18.11	9.06
					21	18.11	9.06	36.22	18.11
					22	18.11	9.06	36.22	36.22
					23	36.22	18.11	36.22	18.11
					24	36.22	18.11	36.22	36.22
					25	36.22	36.22	36.22	36.22

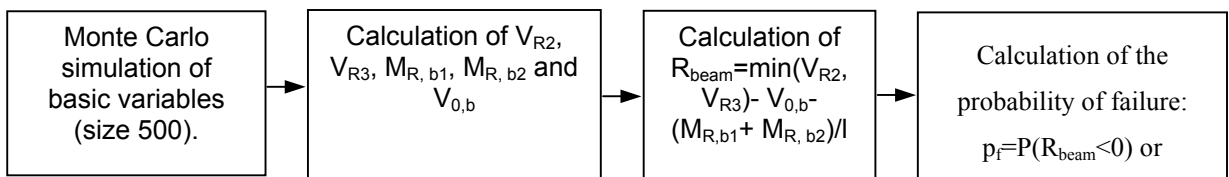


Figure 5. Methodology for calculating the probability of failure of the shear capacity design of beams.

3 Assumptions

The concrete and steel grades are C20/25 and S500, respectively. The stress– strains diagrams of the materials are shown in figure 6. For the design, the σ - ϵ diagrams given in the Greek Code were used (left column of figure 6). For the simulation the diagrams of the right column in figure 6 were used. The confinement was taken into account according to T.P. Tasios et al. 1994.

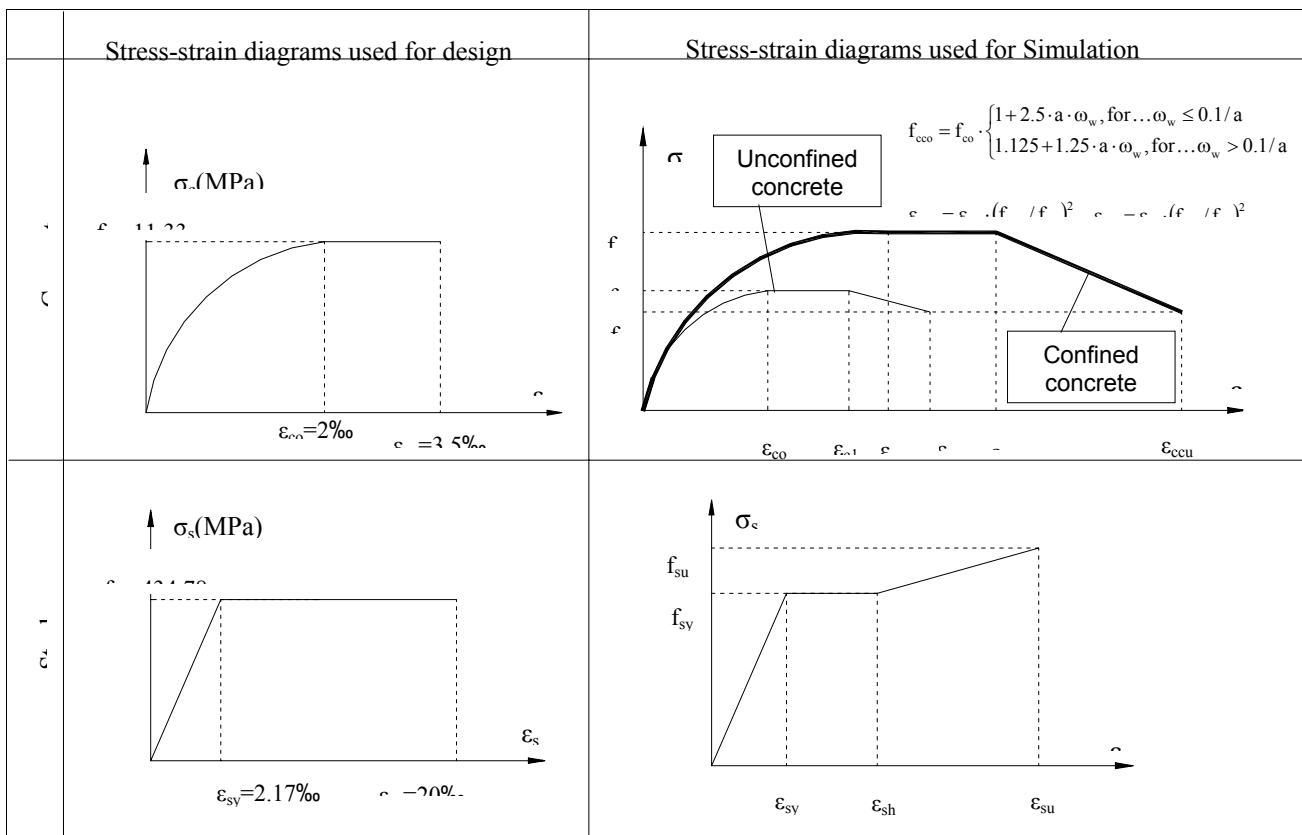


Figure 6. Stress– strain diagrams of concrete and steel

Table 3. Distributions of random variables

Variable	Mean value	Characteristic value (5%)	Standard deviation	Cov (%)	Distribution	Correlation
Concrete						
f_{co}	-	20 MPa	-	15	Normal	$\rho(f_{co}, f_{cu})=1$
f_{cu}	-	17 MPa	-	15	Normal	
ϵ_{co}	0.0020	-	-	0	Deterministic	
ϵ_{cl}	0.0035	-	-	0	Deterministic	
ϵ_{cu}	0.0050	-	-	0	Deterministic	
Steel						
f_{sy}	-	500 MPa	-	5	Normal	$\rho(f_{sy}, f_{sm})=0.85$
f_{su}	-	575 MPa	-	5	Normal	
E_s	-	200 GPa	-	3	Normal	
ϵ_{su}	-	0.1	-	6	Normal	
Dimensions	Nominal	-	4 mm + 0.006·Nominal	-	Normal	
Bar Area	Nominal	-	-	2	Normal	
Cover of steel in columns	Nominal	-	0.5 cm	-	Normal	
Cover of top steel in beams and slabs	Nominal +0.5 cm	-	1 cm	-	Normal	
Cover of bottom steel in beams and slabs	Nominal	-	0.5 cm	-	Normal	

The considerations of the random variables are based on JCSS Probabilistic Model Code. All variables are assumed to follow the normal distribution. Table 3 gives details of the assumed distributions.

For an interior joint with four bracing elements, the four resting moments are not independent random variables, since they have some variables in common. Thus, supposing the two beams and the lower

column are casted simultaneously, the concrete strengths of these elements have the same properties. The same is valid for the steel of the two adjacent beams. These correlations are also taken into account.

3 RESULTS

3.1 Capacity design of beam-column joints

In figure 7 the safety indexes β for the 560 joints of the table 1 are shown, as a function of the partial safety factor γ_{Rd} used for the design of columns.

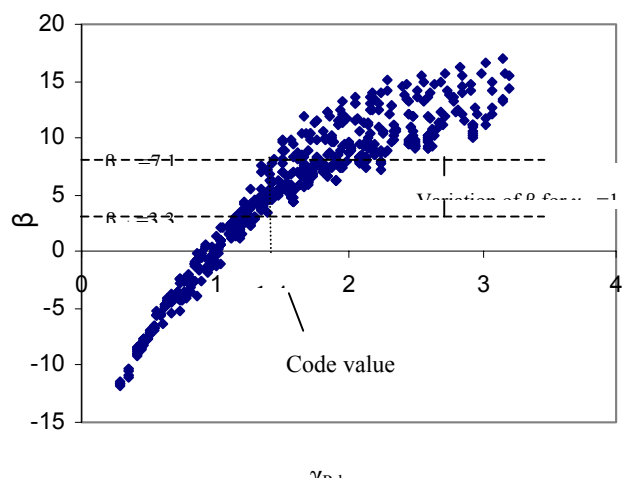


Figure 7. Safety index β as a function of γ_{Rd} (for the 560 individual joints).

For increasing values of γ_{Rd} , an increasing scatter of β is observed. For the code value of $\gamma_{Rd}=1.4$ the variation of the safety index β was significant as the minimum calculated value of the safety index β was $\beta_{\min}=3.3$ and the maximum $\beta_{\max}=7.1$.

In figure 8, the distribution of the safety index β for the joints of the 10 buildings of the figure 3 is shown. These joints are designed with $\gamma_{Rd}=1.4$. Small values of β ($\beta < 3.1$) correspond to the joints of the floor before the last, as the columns of the last floors are exempted of the capacity design. Large values of β ($\beta > 14$) correspond to joints that are normal to the perimeter of the buildings. For these joints, the determinative direction for the column reinforcement is parallel to the perimeter of the buildings. So, the capacity design in a direction normal to the perimeter of the building gives large values of β as, in addition, there are two columns and only one beam bracing to the joint.

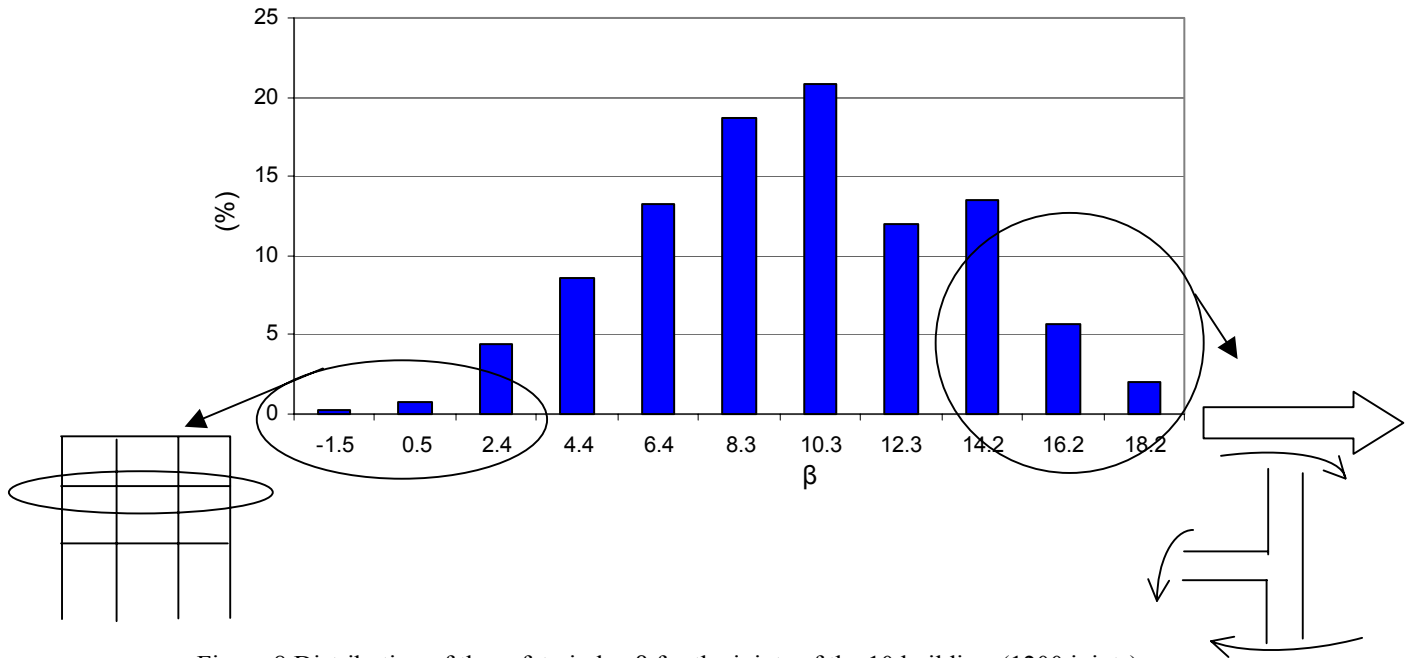


Figure 8. Distribution of the safety index β for the joints of the 10 buildings (1200 joints)

For a large number of joints of the ten buildings, the capacity design is not the determinative criterion for the column reinforcement as it is covered from detailing provisions such as minimum reinforcement, maximum bar spacing, etc. This is the reason why the safety index β of the joints in ten buildings has larger values and larger variation, compared to the variation of the individual joints (figure 7) ($\beta_{\min}=3.3$ to $\beta_{\max}=7.1$). So, although the calibration of the capacity design of the beam - column joints could offer a uniform safety level, compliance to other demands of the codes can increase this level in an unsystematic way.

In order to achieve a uniform safety level or a constant value of the safety index β , equal to a β_{target} , it is necessary to modify the partial safety factor γ_{Rd} . So, a relation that gives the safety index β as a function of the partial safety factor γ_{Rd} and the other parameters of the beam-column joints is needed. A simplified relation between β and γ_{Rd} , ignoring, for the moment, the correlations between the four resisting moments can be derived from equation 1 as follows:

$$p_f = P(M_{R,c,1} + M_{R,c,2} < M_{R,b,1} + M_{R,b,2}) = \text{Erf}(-\beta) \Rightarrow$$

$$\beta = \frac{(M_{R,c,1})_m + (M_{R,c,2})_m - (M_{R,b,1})_m - (M_{R,b,2})_m}{\sqrt{\sigma_{R,c,1}^2 + \sigma_{R,c,2}^2 + \sigma_{R,b,1}^2 + \sigma_{R,b,2}^2}} \quad (6)$$

Where $(M_{R,c,1})_m$, $(M_{R,c,2})_m$, $(M_{R,b,1})_m$, $(M_{R,b,2})_m$ are the mean values of the resisting moments of the bracing elements and $\sigma_{R,c,1}$, $\sigma_{R,c,2}$, $\sigma_{R,b,1}$, $\sigma_{R,b,2}$ the corresponding standard deviations.

Writing twice the equation (1) for the two columns and combining with (2) we have:

$$\gamma_{Rd} = \frac{M_{Rd,c,1} + M_{Rd,c,2}}{M_{Rd,b,1} + M_{Rd,b,2}} \quad (7)$$

From (6) and (7) it is concluded that:

$$\beta = \frac{a \cdot \gamma_{Rd} - b}{\sqrt{c \cdot \gamma_{Rd}^2 + d}} \quad (8)$$

$$\text{Where } a = \frac{(M_{R,c,1})_m + (M_{R,c,2})_m}{M_{Rd,c,1} + M_{Rd,c,2}}, \quad b = \frac{(M_{R,b,1})_m + (M_{R,b,2})_m}{M_{Rd,b,1} + M_{Rd,b,2}}, \quad c \approx \frac{\left(\frac{\sigma_{R,c,1}}{M_{Rd,c,1}} + \frac{\sigma_{R,c,2}}{M_{Rd,c,2}} \right)^2}{8},$$

$$d \approx \frac{\left(\frac{\sigma_{R,b,1}}{M_{Rd,b,1}} + \frac{\sigma_{R,b,2}}{M_{Rd,b,2}} \right)^2}{8}$$

The factors a, b, c and d depend on the joint parameters (axial force, dimensions, percentage of the reinforcement etc). Furthermore, the factors are also influenced by the correlations between the four elements, which have been ignored at the above equations.

Inspired from equation (8), an equation is proposed that gives the expected value of the safety index β as a function of the partial safety factor γ_{Rd} and the parameters of the joint:

$$\beta = \frac{a \cdot \gamma_{Rd} - 18.78}{\sqrt{\gamma_{Rd}^2 + 1.38}}, \quad (9)$$

$$a = 21.44 + 9.87 \cdot v_m^2 + 8.95 \cdot v_m + 30.32 \cdot \rho_{tens,m} - 0.14 \cdot \alpha \cdot \omega_w - 0.15 \cdot \frac{b_{eff}}{b_b} - 2.07 \cdot \frac{h_{beam}}{h_{column}}$$

Where,

v_m the mean axial force of the two columns of the joint [$v=0.5(v_{up}+v_{down})$]

$\rho_{tens,m}$ the mean geometric ratio of the tensile reinforcement of the beams
 [$\rho_{tens}=0.5(\rho_{t,beam,left} + \rho_{t,beam,right})$]

α , factor for the efficiency of the confinement

ω_w , volumetric mechanical ratio of the transverse reinforcement

b_b , width of the beam

b_{eff} , flange width of the beam

h_{beam} , height of beam section

h_{column} , height of column section

At the diagram of figure 9, the values of β calculated from the simulation are compared to the values of β calculated with the above relation.

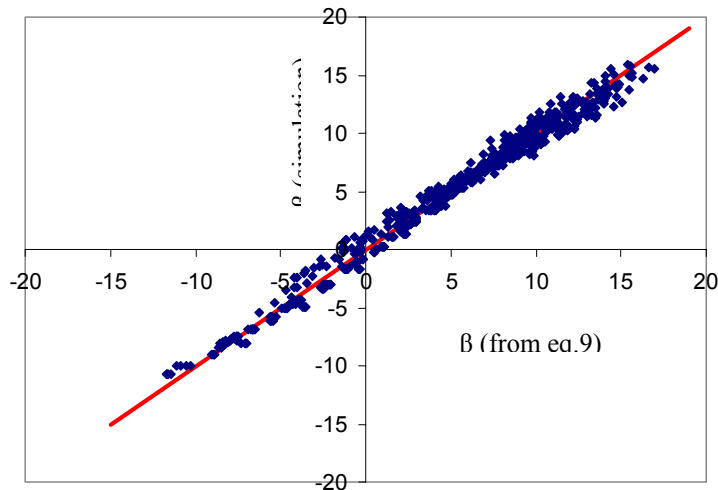


Figure 9. Values of β calculated from equation (10) and simulation.

Using the equation (9), it is possible to calculate the required γ_{Rd} for a given (desirable) safety index β . For example, from the parameters of the joint that are shown in table 4, the factor a of the equation (9) is

calculated: $a = 21.44 + 9.87 \cdot 0.12^2 + 8.95 \cdot 0.12 + 30.32 \cdot 0.00189 - 0.14 \cdot 0.18 - 0.15 \cdot 5 - 2.07 \cdot 2 = 17.85$

$$\text{and thus } \beta = \frac{17.85 \cdot \gamma_{Rd} - 18.78}{\sqrt{\gamma_{Rd}^2 + 1.38}}$$

Table 4. Example of joint-capacity design with desirable β

Given parameters of the joint			
COLUMNS			
dimensions	V_{up}	V_{down}	$\alpha\omega_w$
0.30/0.30	0.08	0.16	0.18
BEAMS			
dimensions	$\rho_{tens,l}$	$\rho_{tens,r}$	
0.25/0.60($b_{eff}=1.25m$)	0.00226	0.00151	

If the code value of $\gamma_{Rd} = 1.4$ is used in the capacity design then the resulting safety index is $\beta=3.3$. If a higher value of the safety index is desired, for example $\beta=7$, then the required value for the partial safety factor γ_{Rd} is 1.9. The resulting difference in the column reinforcement is significant: with $\gamma_{Rd} = 1.4$ the columns must be reinforced with 8 bars of diameter 16 mm, while when $\gamma_{Rd} = 1.9$ is used the columns must be reinforced with 8 bars of diameter 20 mm (57% increase).

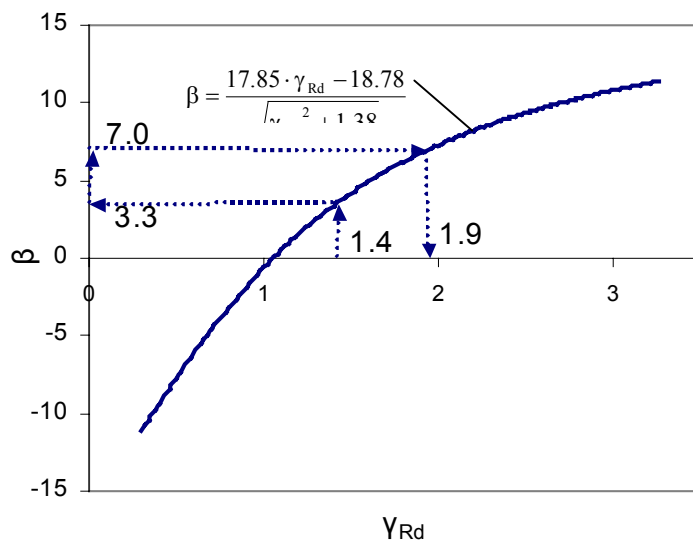


Figure 10. Safety index β as a function of γ_{Rd} for the special case of the joint of table 4.

3.2 Shear capacity design of beams

For the shear capacity design, the variation of the probability of failure of beams that were designed with the partial safety factor 1.2 was small ($\beta_{\min}=2.8$, $\beta_{\max}=4.1$) (Adami 2001).

In section (A) of table 5, the stirrups of the beams and the corresponding values of β are shown. In sections (B) and (C) of table 5, the spacing of stirrups is changed in order to achieve the minimum and the maximum value of β found in section (A) respectively.

Table 5. Variation of the stirrups spacing for achieving the minimum and the maximum value of β (Adami 2001).

Beam	Dimensions	First Simulation					Minimum safety level $\beta=2.8$				Maximum safety level $\beta=4.1$ (C)			
		(A)					(B)							
		ρ_w (‰)		Stirrup diameter and spacing		β	ρ_w (‰)		Stirrup diameter and spacing		ρ_w (‰)		Stirrup diameter and spacing	
Left	Right	Left	Right	Left	Right		Left	Right	Left	Right	Left	Right		
1	0.25/0.40	2.10	2.10	$\Phi 8/185$	$\Phi 8/185$	3.9	1.85	1.85	$\Phi 8/215$	$\Phi 8/215$	2.19	2.19	$\Phi 8/180$	$\Phi 8/180$
2	0.25/0.40	2.30	2.70	$\Phi 8/175$	$\Phi 8/150$	3.9	1.92	2.33	$\Phi 8/210$	$\Phi 8/170$	2.25	2.72	$\Phi 8/175$	$\Phi 8/145$
3	0.25/0.40	2.80	3.60	$\Phi 8/145$	$\Phi 8/115$	3.7	2.47	3.25	$\Phi 8/160$	$\Phi 8/125$	2.88	3.80	$\Phi 8/140$	$\Phi 8/105$
5	0.25/0.40	2.79	2.79	$\Phi 8/145$	$\Phi 8/145$	4.1	2.36	2.36	$\Phi 8/170$	$\Phi 8/170$	2.79	2.79	$\Phi 8/145$	$\Phi 8/145$
6	0.25/0.40	3.30	3.70	$\Phi 8/125$	$\Phi 8/110$	3.9	2.96	3.25	$\Phi 8/135$	$\Phi 8/125$	3.43	3.80	$\Phi 8/115$	$\Phi 8/105$
8	0.25/0.40	4.20	4.20	$\Phi 8/950$	$\Phi 8/95$	3.6	3.88	3.88	$\Phi 8/105$	$\Phi 8/105$	4.54	4.54	$\Phi 8/90$	$\Phi 8/90$
10	0.25/0.40	5.40	5.40	$\Phi 8/750$	$\Phi 8/75$	3.3	5.12	5.12	$\Phi 8/80$	$\Phi 8/80$	5.85	5.85	$\Phi 8/70$	$\Phi 8/70$
11	0.30/0.60	1.40	1.40	$\Phi 8/245$	$\Phi 8/245$	4.0	1.11	1.11	$\Phi 8/300$	$\Phi 8/300$	1.31	1.31	$\Phi 8/240$	$\Phi 8/240$
17	0.30/0.60	1.60	1.60	$\Phi 8/215$	$\Phi 8/215$	3.9	1.36	1.36	$\Phi 8/245$	$\Phi 8/245$	1.63	1.63	$\Phi 8/205$	$\Phi 8/205$
21	0.30/0.60	3.00	3.00	$\Phi 8/110$	$\Phi 8/110$	3.8	2.72	2.72	$\Phi 8/120$	$\Phi 8/120$	3.13	3.13	$\Phi 8/105$	$\Phi 8/105$
24	0.30/0.60	5.20	5.20	$\Phi 8/650$	$\Phi 8/65$	3.0	5.08	5.08	$\Phi 8/650$	$\Phi 8/650$	5.90	5.90	$\Phi 8/550$	$\Phi 8/550$
25	0.30/0.60	6.95	6.95	$\Phi 12/110$	$\Phi 12/110$	2.8	6.95	6.95	$\Phi 12/110$	$\Phi 12/110$	8.00	8.00	$\Phi 12/95$	$\Phi 12/95$

From the table above it can be seen that that the variation in stirrup's spacing is not significant. Effectively, beam 25 has the minimum β value ($\beta_{\min}=2.8$). In order for β value of this beam to be increased to the maximum value ($\beta_{\max}=4.1$), the spacing between the stirrups must decrease from 110mm to 95mm, which is a small change. For the other beams, the change of the spacing that is needed is smaller and, from the practical point of view, it is not worth trying.

For this reason it is thought by the authors that any modification of the partial safety factor of the shear capacity design of beams would not be necessary.

4 CONCLUSIONS

In the present study, the safety levels of the capacity design of the beam-column joints and of the shear capacity design of the beams have been examined. The basic variables have been considered as random and the probability of failure has been calculated for various occasions. The main results are:

- (1) For the capacity design of beam-column joints, a uniform safety level can be achieved by modifying the partial safety factor γ_{Rd} . This uniformity cannot be achieved for all joints of a building, as detailing provisions can increase the safety level in an unsystematic way.
- (2) The shear capacity design of the beams offers a satisfactory uniformity of the safety level.

ACKNOWLEDGEMENTS

This research is funded by the Greek Earthquake Planning and Protection Organization. The Greek State Scholarship's Foundation grants a scholarship to the second of the authors for his PhD studies. These financial supports are gratefully acknowledged.

REFERENCES

- Adami E., "*Probabilistic investigation of the safety level of the capacity design of the Greek Seismic Code*", Postgraduate Thesis: Design and Analysis of Structures (National Technical University of Athens)
- Christensen P.T., Baker M.J., "*Structural reliability theory and its application*", Springer – Verlag Berlin, Heidelberg, 1982
- JCSS, "*Probabilistic model code*", 2001
- Ministry of Public Works, "*Greek Seismic Code*", 2000
- Tassios T.P, Vintzileou E., Chronopoulos M., "*Confinement of R.C. columns for a given ductility factor*", 10th European Conf. on Earthquake Engin., Vienna, 1994
- Trezos C.G., '*Reliability consideration of the structural response of reinforced concrete structures under seismic conditions*' 11th European Conf. on Earthquake Engin., Paris, 1998

RELIABILITY BASED NONLINEAR STATIC ANALYSIS OF REINFORCED CONCRETE FRAMES³

C. G. TREZOS

G. C. THOMOS

Laboratory of Reinforced Concrete, National Technical University of Athens

Keywords: Reliability, LHS, non-linear static analysis, fiber elements, capacity design, concrete structures

1 INTRODUCTION

The prediction of seismic behavior of structures is greatly assisted by the nonlinear static analysis (push over analysis). This is particularly useful in the case of retrofitting existing concrete structures. In this type of analysis, the capacity curve of the structure is compared to the demand curve and the performance point is obtained. When calculating the capacity curve, the values of the material properties should be as close as possible to the «real» values, because any dispersion may alter the failure mechanism. In the practice, this is assumed to be satisfied by using the mean values of the material properties and not the design values, which are normally used in the conventional design of new structures.

The capacity curve depends on the strength of materials, the geometrical data and the deformation capacity of each structural element. Since all these basic variables, affecting the nonlinear response of the structure, are random variables, it results that the response has also a random character even for deterministic actions.

Various probabilistic studies ([1], [2]), have already dealt with the prediction of the behavior of reinforced concrete structures. In these, the analysis method that has been used is the nonlinear time history analysis whereas the frame elements have been modeled as elements that exhibit elasto-plastic response through the formation of plastic hinges at their ends. The present study follows a different procedure from the aforementioned investigations. Priority is given to the accuracy of the modeling of the frames rather than to the dynamic analysis of the structures. The frame elements are modeled as fiber elements. The basic variables of the buildings are considered as random and their spatial distribution is also taken into account. The pushover curve obtained by the nonlinear static analysis is combined with the reduced response spectrum to obtain the performance point as the intersection of the two curves (methodology proposed by ATC40 [3]).

The aim of this study is the examination of the probabilistic response of reinforced concrete structures under static non-linear analysis and more precisely the parameters affecting the variance of the response. Five types of representative buildings are examined.

2 METHODOLOGY

2.1 Random variables

Many models for the simulation of the random variables [4,5] have been suggested. In the present study, the models of the random variables that have been used are extracted from the handbook of

³ *fib* 2003 Symposium: Concrete Structures in Seismic Regions. Athens, May 6-9, 2003

the “Joint Committee on Structural Safety”, Probabilistic Model Code [6]. Some changes have been made in order to adapt them to the method of analysis

i. **Loads:**

Live loads: Live loads on floors, with respect to the variation in time, are divided into two components: the sustained loads and the intermittent loads. The sustained loads (q_{sust}) include the weight of furniture and heavy equipment. The intermittent loads (q_{int}) represent all kinds of live loads, the relative duration of which is fairly small as the gathering of people, or stacking of furniture during remodeling.

A Gamma distribution for the sustained loads has been used with parameters: $E[q_{sust}]=0.3 \text{ kN/m}^2$, $\text{Var}[q_{sust}]=0.1125 \text{ kN}^2/\text{m}^4$. Although the variation of sustained loads increases with the increase of the loaded area A , this effect is neglected in the present study. For the intermittent loads, there is a lack of data for the definition of their variance. So, the exponentially distribution has been used, with mean value $E[q_{int}]=0.3 \text{ kN/m}^2$. For a building with N floors, live loads are modeled using two random variables for each floor, in total $2N$ random variables:

$$q_{tot,i}=q_{sust,i}+q_{int,i}, \quad \text{for } i:=1 \text{ to } N \quad (1)$$

Dead loads: The self-weight of a structure may vary due to the variance of the weight density of the materials and the variance of the volume of the elements. The uniform distributed and concentrated loads have been modeled as the product of two random variables:

$$g_i=g_0 \cdot Y_g, \quad i:=1 \text{ to } N_{beams} \quad (2)$$

$$G_i=g_0 \cdot Y_G, \quad i:=1 \text{ to } N_{joints} \quad (3)$$

where:

g_0 represents the variability of the weight density. It is assumed to follow a lognormal distribution with a mean value of 1 and coefficient of variation of 0.04, and

Y_g (or Y_G) represents the variability of the elements surface (or volume). They are assumed to follow a normal distribution with mean values equal to their nominal values and a coefficient of variation of 0.03.

ii. **Material properties**

Unconfined concrete: The concrete’s properties depend on the casting, curing and hardening conditions. In this study, the placing of the concrete is assumed that takes place by one floor at a time. The models, for defining the concrete properties at a particular element i in a particular floor j , are (see figure 1):

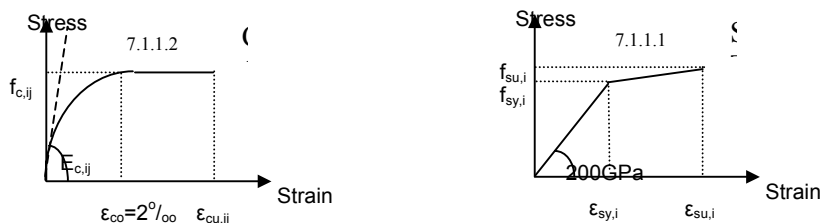


Fig. 1. Stress-strain diagrams

$$\text{Compressive strength: } f_{c,ij}=f_{co,ij} \cdot Y_{1,j} \quad (4)$$

$$\text{Modulus of elasticity: } E_{c,ij} = 10.5 \cdot f_{c,ij}^{1/3} \cdot Y_{2,j} \quad (5)$$

$$\text{Ultimate strain: } \varepsilon_{cu,ij} = 6 \cdot 10^{-3} \cdot f_{c,ij}^{-1/6} \cdot Y_{3,j} \quad (6)$$

in which

$f_{co,ij}$: normal variable with mean value which arise from the characteristic value of the compressive strength $f_{co,ij,k}$: $E[f_{co,ij}] = f_{co,ij,k} / (1 - 1.64 \cdot \text{Cov}[f_{co,ij}])$ and coefficient of variation: $\text{Cov}[f_{co,ij}] = 0.15$

$Y_{1,j}$, $Y_{2,j}$, $Y_{3,j}$: log-normal variables representing additional variations due to the special casting of floor j with mean values 1 and coefficients of variance 0.06, 0.15, 0.15 respectively.

Confined concrete: The model for the confinement was taken into account according to Tassios et al. 1994 [7]. This model has been converted to a probabilistic model by multiplying the related relation with random variables by which the uncertainties of the model are taken into account.

$$f_{c,ij}^* = Y_{conf,1} \cdot f_{c,ij} \cdot \begin{cases} 1 + 2.5 \cdot \alpha \cdot \omega_w, & \text{for } \dots \omega_w \leq 0.1/\alpha \\ 1.125 + 1.25 \cdot \alpha \cdot \omega_w, & \text{for } \dots \omega_w > 0.1/\alpha \end{cases} \quad (7)$$

$$\varepsilon_{co,ij}^* = Y_{conf,2} \cdot \varepsilon_{co,ij} \cdot \left(f_{c,ij}^* / f_{c,ij} \right)^2 \quad (8)$$

$$\varepsilon_{cu,ij}^* = Y_{conf,3} \cdot \left(\varepsilon_{cu,ij} + 0.1 \cdot \alpha \cdot \omega_w \right) \quad (9)$$

in which

$Y_{conf,1}$, $Y_{conf,2}$, $Y_{conf,3}$: lognormal variables representing additional variations due to the uncertainties of the model with a mean value of 1 and coefficients of variation 0.15, 0.10, 0.5 respectively.

$\varepsilon_{co,ij}$: 0.002 (deterministic value for the yield strain of the unconfined concrete)

α : factor for the efficiency of the confinement [7]

ω_w : volumetric mechanical ratio of the transverse reinforcement

Steel properties (see figure 1): Steel properties that have been considered as random variables are the yield stress $f_{sy,i}$ (normal variable with mean value which arises from the characteristic value of the yield stress: $E[f_{sy,i}] = f_{sy,i,k} / (1 - 1.64 \cdot \text{Cov}[f_{sy,i}])$, $\text{Cov}[f_{sy,i}] = 0.05$), the ultimate stress $f_{su,i}$ (which is assumed to be perfectly correlated with the yield stress, $f_{su,i} = 1.15 \cdot f_{sy,i}$) and the ultimate strain (normal distribution with mean value $E[\varepsilon_{su,i}] = 0.1$ and a coefficient of variation of $\text{Cov}[\varepsilon_{su,i}] = 0.1$

Steel properties as well as concrete properties are assumed to be constant throughout the element.

iii. Dimensions

Dimensions of cross-sections of members (beams, columns) are modeled as random variables that follow the normal distribution with mean values equal to the nominal values $E[X_i] = X_{i,nom}$ and standard deviations $\sigma_{X_i} = 4 \text{ mm} + 0.006 \cdot X_{i,nom}$. Areas of re-bars are assumed to be independent random variables with mean values equal to the nominal values $E[A_{s,i}] = A_{s,i,nom}$ and coefficient of variation $\text{Cov}[A_{s,i}] = 0.02$.

iv. Shear capacity

The uncertainties of shear capacity are taken into account by applying three random variables $Y_{VR2,i}$, $Y_{VRw,i}$, $Y_{VRc,i}$ into the relations provided by the Concrete Code [8]. These are supposed to be lognormal variables with a mean value of 1 and coefficient of variation of 0.10:

$$V_{R2,i} = 0.835 \cdot v \cdot f_{c,ij} \cdot b_{w,i} \cdot Z_i \cdot (1 - \sigma_{cp,eff,i} / f_{c,ij}) \cdot Y_{VR2,i} \quad (10)$$

$$V_{RW,i} = A_{sw,i} / s_i \cdot 0.9 \cdot d_i \cdot f_{yw,i} \cdot Y_{VRw,i} \quad (11)$$

$$V_{RC,i} = [T_{R,i} \cdot k_i \cdot (1.2 + 40 \rho_{l,i}) + 0.15 \cdot \sigma_{cp,i}] \cdot Y_{VRc,i} \quad (12)$$

where:

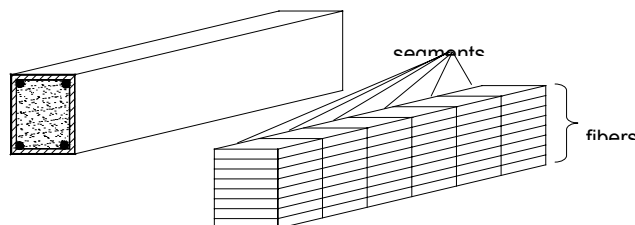
$V_{R2,i}$: resisting shear force due to diagonal compression failure of concrete

$V_{RW,i}$: resisting shear force due to the contribution of shear reinforcement

$V_{RC,i}$: resisting shear force due to concrete mechanisms

2.2 Modeling and method for structural analysis

The structures are analyzed using the drain2dx program. All members (columns and beams) are modeled as fiber elements. Each member is divided transversally into fibers and longitudinally into segments (Figure 2). This kind of finite element is chosen because it provides accuracy to the calculation of the nonlinear behavior of the structure. Moreover, it is suitable for a probabilistic analysis as members can be modeled by defining different material properties and dimensions through the element.



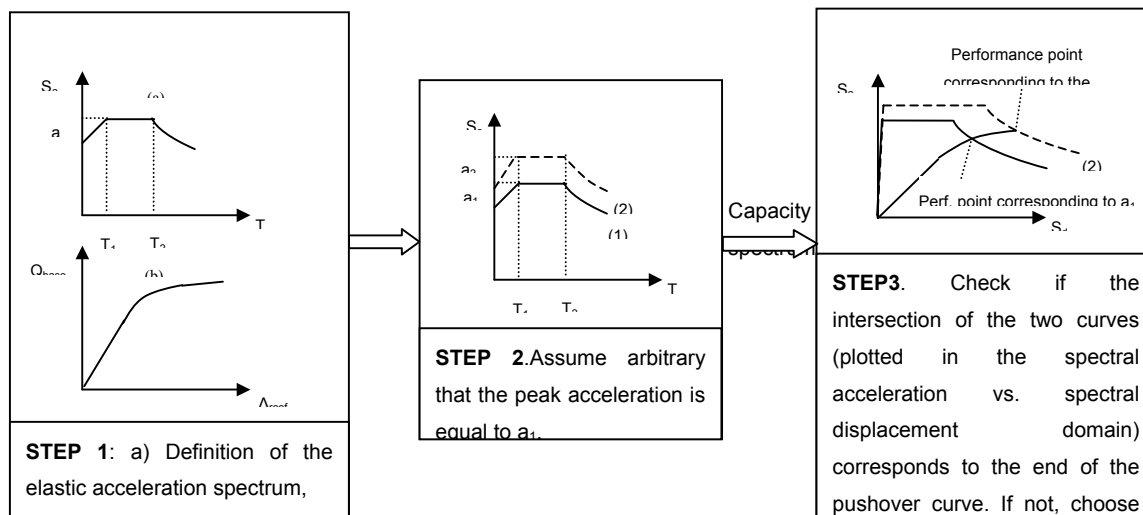
4.1.1.1.1.1 Fig. 2. Modelling of a reinforced concrete member using fiber elements

Each fiber into each segment corresponds to unconfined concrete, confined concrete or reinforcement and can have different properties and dimensions. At the present study, columns have been modeled by 6 segments and 25 to 35 fibers depending on the number of longitudinal bars. Beams are divided longitudinally into 12 segments and transversally into 25 to 35 fibers.

The structure capacity is represented by the behavior defined by static nonlinear analysis. The lateral force is applied to each floor in proportion to the product of the story masses and the first mode shape of the elastic model of the structure ($F_{x,j} = w_j \cdot \varphi_j / \sum_{j=1}^n w_j \cdot \varphi_j$). The basic output from the static nonlinear analysis is the pushover curve (base shear force versus roof displacement). The obtained pushover curve represents the capacity of the structure assuming that the fundamental mode of vibration is the predominant response of the structure.

The end of the pushover curve is defined by the failure of at least one member. Failure criteria of members are defined as the exceeding of the shear capacity or as the exceeding of the strain failure of the confined concrete or steel. The failure strains of the materials are checked into each fiber of the element.

The variability of the seismic motion is not examined in the present study. The main problem that is demonstrated here is the definition of the probabilistic distribution of the effective peak acceleration of the ultimate earthquake, for a given ground motion. Capacity spectrum method (ATC40, [3]) is a methodology by which the performance point is obtained given the capacity curve of the building and the response spectra of the motion. The performance point represents the condition by which the seismic capacity of the structure is equal to the seismic demand imposed on the structure by the specified ground motion. Considered that the performance point corresponds to the end of the pushover curve, the effective peak acceleration of the ultimate earthquake can be estimated using the capacity spectrum method. Figure 3 shows the calculation steps.



4.1.1.1.2 Fig. 3. Steps for the estimation of the peak acceleration of the ultimate earthquake

The methodology above is used in order to quantify the magnitude of the resistance of the structure for a known shape of elastic acceleration spectrum. In the present study, the examined frames are designed according to the Greek Seismic Code [9] and the peak acceleration refers to the elastic design spectrum of the code.

2.3 Probabilistic simulation

In order to calculate the distribution of the response of buildings, the Monte Carlo simulation is used. The simulation of the random variables is implemented using the technique of Latin Hypercube Sampling (LHS) [11]. The LHS is a selective sample technique by which, for a desirable accuracy level, the number of the sample size is quite smaller than the direct Monte Carlo simulation. It was found after testing the simulation with various sampling sizes that a sample size of 100 (100 analyses) offers an adequate accuracy level.

2.4 Examined buildings

Five types of buildings (figure 4) are examined. They are designed according to the Greek codes with seismic parameters: $a=0.16g$ (except for building 3, $a=0.24g$), $\beta_0=2.5$, $q=3.5$, $T_1=0.16$, $T_2=0.6$, $\gamma=1$. Building 1 was designed by using three different values of the partial safety factor for the capacity design of the joints: $\gamma_{Rd}=1.0$, 1.4 and 2.0. All the other buildings were designed by using the standard value of $\gamma_{Rd}=1.4$. Building 2 was designed twice using different dimensions each time for the columns (large columns with small amount of reinforcement and small columns with large amount of reinforcement). For buildings 2, 3 and 4, the sections of the columns are common for all floors.

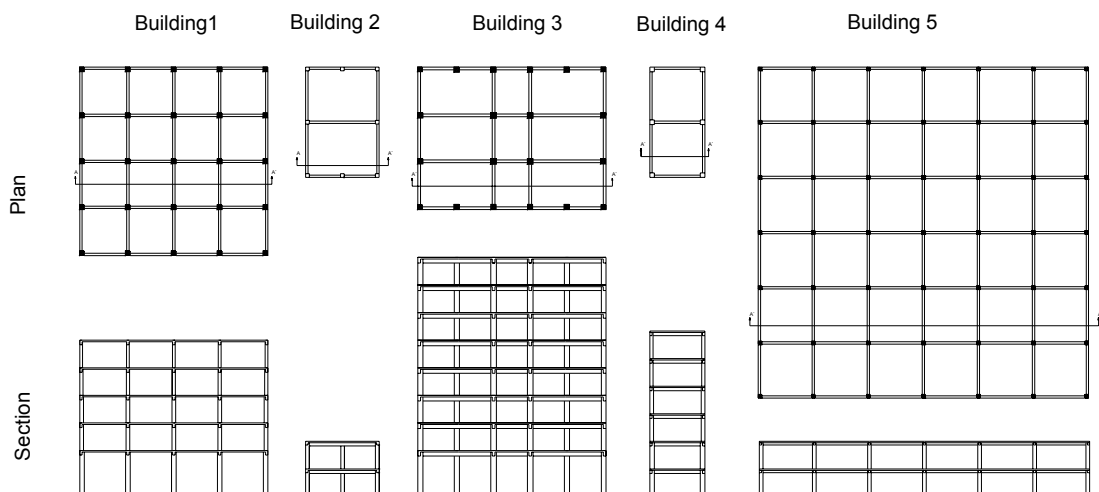


Fig. 4. General layouts of the buildings

The methodology can be summarized in the next six steps:

- i. Design of the building according to the Greek codes (§2.4)
- ii. Simulation of the random variables (size 100) of the building by using LHS method (§2.3, §2.1)
- iii. Calculation of the pushover curves by using drain2dx program (§2.2)
- iv. Definition of the ends of the pushover curves by applying failure criteria (§2.2).
- v. Estimation of the peak accelerations of the ultimate earthquake for the shape of the acceleration spectrum used in the design (§2.2).
- vi. Calculation of the probabilistic distribution of the peak acceleration (or any other result).

3 RESULTS

In figure 5, the pushover curves of the buildings (100 curves for each building) are shown, as they result after the appliance of the failure criteria. As failure is considered when the first element (beam or column) reaches its ultimate resistance in bending or in shear. Of course, for buildings for which the joint capacity criterion and the capacity design in shear have been applied, this is too conservative since, in almost all cases, failure will occur when the first beam fails in bending and this does not mean collapse of the building. Alternatively, if as failure is considered when the first column fails, then the more ductile diagrams of figure 7 are obtained.

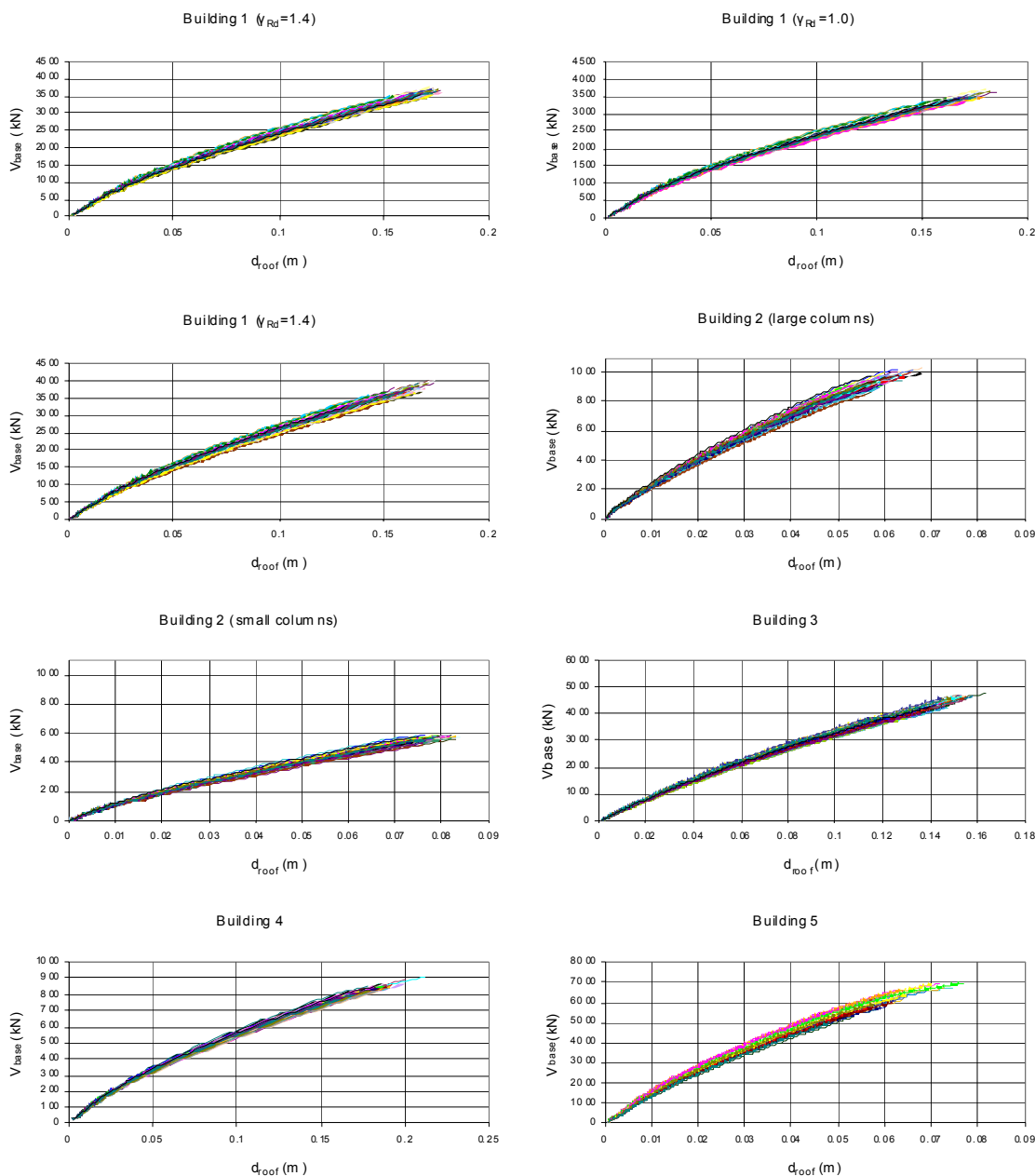


Fig. 5. Pushover curves of the buildings

Table 1 summaries mean values and coefficients of variation of the peak accelerations of the ultimate earthquake (a_u), the ultimate base shear force $V_{base,u}$ and the corresponding ultimate roof displacement $d_{roof,u}$. The correlation between peak accelerations of the ultimate earthquake with the ultimate base shear force $\rho_{a_u, V_{base,u}}$ and the ultimate roof displacement $\rho_{a_u, d_{roof,u}}$ are also shown in table 1. In figure 6 the cumulative distribution functions of the peak accelerations of the ultimate earthquake are shown for all five buildings. Especially for buildings 3, 4 and 5, the cumulative distribution functions of the Gauss (Normal) distribution have additionally been plotted (having the same mean value and standard deviation as the simulated).

From Table 1 it can be seen that the correlation between peak acceleration of the ultimate earthquake with the ultimate base shear force $\rho_{a_u, V_{base,u}}$ is greater than the correlation between peak

acceleration of the ultimate earthquake with the ultimate roof displacement $\rho_{a_u, d_{roof, u}}$ for all buildings. These correlations are smaller for highly reinforced columns (small column dimensions) compared to columns with small amount of reinforcement (large column dimensions)

Table1 Mean values and coefficients of variation of a_u , $V_{base, u}$ and $d_{roof, u}$ and correlations

	Building							
	1 ($\gamma_{Rd}=1.4$)	1 ($\gamma_{Rd}=1.0$)	1 ($\gamma_{Rd}=2.0$)	2 (large columns)	2 (small columns)	3	4	5
$E[a_u]$ (g)	0.275	0.284	0.267	0.427	0.333	0.281	0.451	0.360
$Cov[a_u]$	0.053	0.054	0.056	0.107	0.041	0.071	0.064	0.180
$E[V_{base, u}]$ (kN)	3472	3391	3638	934	565	4287	832	6130
$Cov[V_{base, u}]$	0.041	0.039	0.048	0.048	0.028	0.050	0.032	0.081
$E[d_{roof, u}]$ (m)	0.162	0.165	0.155	0.058	0.078	0.141	0.181	0.061
$Cov[d_{roof, u}]$	0.059	0.060	0.066	0.071	0.038	0.060	0.053	0.118
$\rho(a_u, V_{base, u})$	0.969	0.974	0.961	0.937	0.807	0.984	0.942	0.963
$\rho(a_u, d_{roof, u})$	0.824	0.851	0.845	0.895	0.545	0.904	0.878	0.951

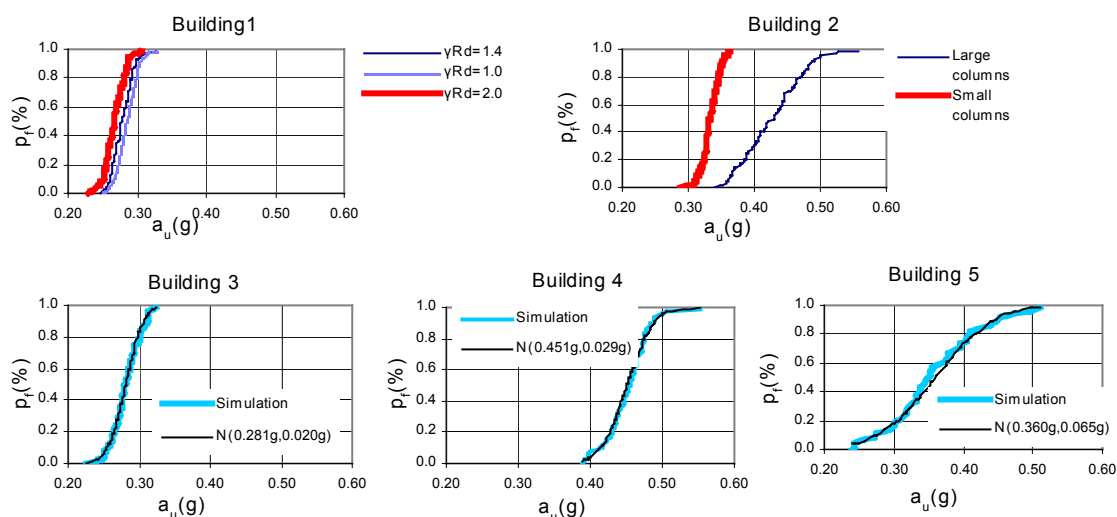
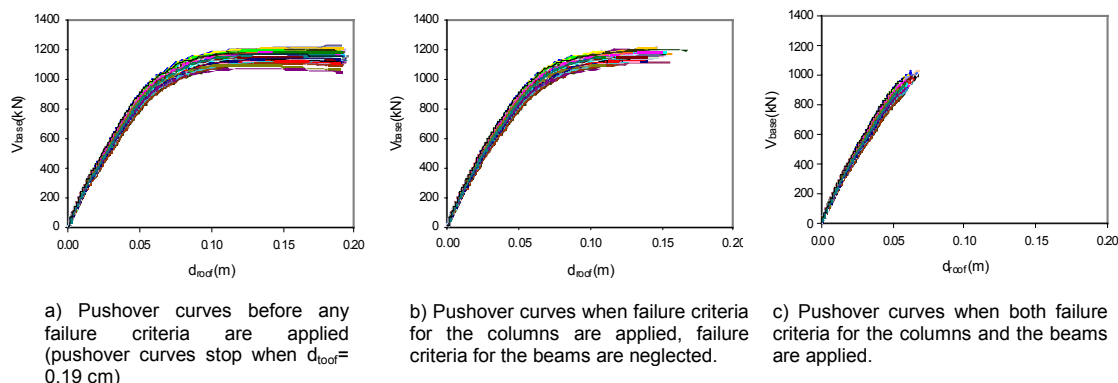


Fig. 6. Cumulative distribution functions of the peak acceleration of the ultimate earthquake. (For buildings 3, 4 and 5 the theoretical Gauss distributions have also been plotted).

In most cases the failure is due to moment failure of beams, except for building 2 (small and heavily reinforced columns) in which most of failures (more than 80%) are due to moment failure of columns, although the joint capacity criterion was applied to all buildings. This is due to the fact that this type of columns does not have adequate ductility.

The observed values of $\text{cov}[a_u]$ balance from 0.053 to 0.180 (see table 1). This variability is affected mainly by the following parameters: the degree of redundancy of each floor and the presence of soft story increase the coefficient of variation $\text{cov}[a_u]$, while the number of floors decreases the



coefficient of variation $\text{cov}[a_u]$. In figure 7, the pushover curves of building 2 (large columns) are presented before and after the appliance of the failure criteria. From these two graphs, it is concluded that for increasing values of d_{roof} the variance of $V_{\text{base},u}$ increases. Since $V_{\text{base},u}$ and a_u are highly correlated, this means that the higher the ductility of the structure the larger the variance of a_u is.

Fig. 7. Pushover curves of the building 2 (large columns) for different failure criteria

The characteristic value of the peak acceleration (5% fractile) $a_{u,k}$ can be calculated by approximating the distribution function of a_u by the normal distribution (as it can be seen in Fig. 6, where the normal distribution functions are plotted together with simulated functions). In table 2 the calculated values of $a_{u,k}$ are compared with the values of the peak acceleration of the ultimate earthquake $a_{u,fk}$ calculated after a deterministic analysis using characteristic values of the material strengths (concrete f_{ck} and steel f_{yk} strengths), while for all other basic variables the mean values have been used. As it can be seen, the characteristic values of the peak acceleration $a_{u,k}$ (after simulation) are close to the values $a_{u,fk}$ calculated using the characteristic values of the material properties.

Table 2 Comparison of the characteristic value of the peak ground acceleration $a_{u,k}$ with acceleration obtained using characteristic values of the material properties $a_{u,fk}$

	Building							
	1 ($\gamma_{Rd}=1.4$)	1 ($\gamma_{Rd}=1.0$)	1 ($\gamma_{Rd}=2.0$)	2 (large columns)	2 (small columns)	3	4	5
$a_{u,k}$ (g)	0.255	0.259	0.242	0.352	0.311	0.249	0.404	0.251
$a_{u,fk}$ (g)	0.248	0.258	0.248	0.376	0.338	0.257	0.430	0.330

4 CONCLUSIONS

In the present study the variance of the resistance of reinforced concrete structures has been examined using probabilistic analysis. The examined structures are collected in such way as to cover all range of parameters affecting the variance of the response (number of floors, number of spans, degree of redundancy etc). Although the number of the examined structures is small, some first results can be concluded: the variability of the response is mainly affected by the degree of redundancy of each floor and the presence of soft story (they increase the coefficient of variation $\text{cov}[a_u]$), while the number of floors decreases the coefficient of variation $\text{cov}[a_u]$. The higher the ductility of the structure the larger the variance of a_u is.

An other result is that the characteristic value of the peak acceleration $a_{u,k}$ (after simulation) is close to the value $a_{u,fk}$ calculated using the characteristic values of the material properties. That means in the case of an elastoplastic analysis the characteristic value of the response can be calculated, without performing simulations by using the characteristic values of the material properties.

It is also remarkable the fact that, in case of buildings with highly reinforced concrete columns (with percentage of reinforcement close to the maximum value of 4%), the capacity design of beam-column joints did not work, as most failures were due to moment failure of columns. This failure to satisfy the capacity design criterion is due to the lack of ductility of the columns although the resisting moments of columns satisfied the capacity design requirements of joints. From previous studies [12, 13] it has been pointed out that the safety level provided by the capacity design is not uniform and modifications of the partial safety factor of the capacity design have already been proposed. From the present study it comes out that the capacity design criterion of joints must not only focus to the resisting moments of columns (compared to the resisting moments of beams) but also to the ability of ductile behavior inelastic deformations of columns (compared to the ductile behavior of beams).

Another outcome that should be mentioned is that increasing the partial safety factor of the capacity design γ_{Rd} , does not necessarily increase the peak acceleration of the ultimate earthquake. In fact, as it has already been seen (table 1), higher γ_{Rd} values lead to higher maximum base shear forces but to smaller ultimate roof displacements (especially in the cases where higher γ_{Rd} values are satisfied only with increase of the reinforcement and without increasing the dimensions of the columns). Thus, it is not obvious if the peak acceleration of the ultimate earthquake will be higher or not.

5 ACKNOWLEDGEMENTS

This research is funded by the Greek Earthquake Planning and Protection Organization. The Greek State Scholarship's Foundation grants a scholarship to the second of the authors for his PhD studies. These financial supports are gratefully acknowledged.

6 REFERENCES

- [1] Chryssanthopoulos M.K., Dymiotis C., Kappos A.J.: Probabilistic evaluation of behavior factors in EC8- designed R/C frames, *Engineering Structures*, vol22, 1028-41,2000
- [2] Ghobarah A., El-Attar M., Aly N.M., Evaluation of retrofit strategies for reinforced concrete columns: a case study, *Engineering Structures*, vol22, 490-501,2000
- [3] California seismic safety commission, Applied Technology Council (ATC40): Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings, 1996
- [4] Ditlevsen O., Madsen H.O.: *Structural reliability methods*, John Wiley & Sons, Chichester, 1996
- [5] Melcher Robert E.: *Structural reliability analysis and prediction*, John Wiley & Sons, Chichester, 1999
- [6] JCSS: Probabilistic model code, 2001
- [7] Tassios T.P., Vintzileou E., Chronopoulos M.: Confinement of R.C. columns for a given ductility factor, 10th European Conf. on Earthquake Engin.Vienna, 1994
- [8] Ministry of Public Works, Greek Concrete Code, 2000
- [9] Ministry of Public Works, Greek Seismic Code, 2000
- [10] Kappos A.J.: Analytical prediction of the collapse earthquake for R/C buildings: Suggested methodology, *Earthquake eng. struct. dyn.* 20. 167-176, 1991
- [11] Ayyub B.M, Lai K-L. Structural reliability assessment using Latin Hypercube Sampling, *Proceeding of the 5th international conference on structural safety and reliability*, San Francisco, vol.2, 1177-84,1989
- [12] Trezos C.G.: Reliability consideration of the structural response of reinforced concrete structures under seismic conditions, 11th European Conf. on Earthquake Engin. Paris, 1998
- [13] Trezos C.G., Thomos G.C.: Reliability based calibration of the Greek seismic code, JCSS workshop on reliability based code calibration, Zurich, 2001

Πιθανοτική διερεύνηση του επιπέδου ασφαλείας των ικανοτικών ελέγχων του Ε.Α.Κ.2000 και Ε.Κ.Ω.Σ.2000⁴

Κ.Γ. Τρέζος, Γ.Κ. Θώμος, Ε.Ε. Μελαγράκη, Ε. Νικολακόπουλος
Εργαστήριο Ωπλισμένου Σκυροδέματος Ε.Μ.Π.

Λέξεις κλειδιά: Ικανοτικός σχεδιασμός, προσομοίωση Monte Carlo, αξιοπιστία, ωπλισμένο σκυρόδεμα

ΠΕΡΙΛΗΨΗ: Οι ικανοτικοί έλεγχοι σε κατασκευές από ωπλισμένο σκυρόδεμα, έχουν σκοπό να ιεραρχήσουν τις πιθανές μορφές αστοχίας, να εντοπίσουν τις ενδεχόμενες θέσεις βλαβών και τελικώς να προσδώσουν στην κατασκευή ικανότητα απορρόφησης σεισμικής ενέργειας. Οι διάφορες μεταβλητές που υπεισέρχονται στους ελέγχους αυτούς (αντοχή σκυροδέματος, όριο διαρροής και κράτυνση χάλυβα, γεωμετρικές διαστάσεις κλπ) έχουν τυχαίο χαρακτήρα με αποτέλεσμα σε κάθε έλεγχο να αντιστοιχεί μια πιθανότητα μη ικανοποίησεως. Το μέγεθος της πιθανότητας αυτής, ελέγχεται μέσω των αντίστοιχων συντελεστών ικανοτικής μεγέθυνσης. Με κριτήριο την πιθανότητα μη ικανοποίησεως των ικανοτικών ελέγχων (πιθανότητα αστοχίας) διερευνάται ο βαθμός ομοιογένειας της ασφάλειας που προσδίδουν στις κατασκευές οι ικανοτικοί έλεγχοι.

1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Οι σύγχρονοι αντισεισμικοί κανονισμοί αποδέχονται ότι, κατά την απόκριση μιας κατασκευής στον σεισμό σχεδιασμού, είναι δυνατόν να αναπτυχθεί ένας ελαστοπλαστικός μηχανισμός. Ο μηχανισμός όμως θα πρέπει να εξασφαλίζει ένα ελάχιστο επίπεδο αντοχής στα επιμέρους φέροντα στοιχεία της κατασκευής και, ταυτόχρονα, να παρέχει την δυνατότητα απορρόφησης της σεισμικής ενέργειας. Η κατανάλωση της σεισμικής ενέργειας πραγματοποιείται, μεταξύ των άλλων, και στις πλαστικές αρθρώσεις. Προκειμένου να υπάρχει η δυνατότητα ανάπτυξης των πλαστικών αρθρώσεων θα πρέπει αφενός μεν να μην αναπτυχθούν ψαθυρές αστοχίες και αφετέρου ο φορέας να συνεχίζει να φέρει τα κατακόρυφα φορτία. Αυτές οι δύο απαιτήσεις επιτυγχάνονται με τον ικανοτικό έλεγχο της τέμνουσας και τον ικανοτικό έλεγχο των κόμβων αντιστοίχως.

Επειδή οι μεταβλητές που υπεισέρχονται στον ικανοτικό σχεδιασμό είναι τυχαίες μεταβλητές, υπάρχει πιθανότητα οι ικανοτικοί έλεγχοι να μην ικανοποιηθούν. Ειδικότερα, για τον ικανοτικό έλεγχο των κόμβων, μη ικανοποίηση του ελέγχου θα έχουμε αν «το άθροισμα των ροπών αντοχής των υποστυλωμάτων είναι μικρότερο από το άθροισμα των ροπών αντοχής των δοκών». Ενώ για τον ικανοτικό έλεγχο σε διάτμηση ενός μέλους, μη ικανοποίηση του ικανοτικού ελέγχου θα έχουμε αν «το άθροισμα των ισοστατικών τεμνουσών δυνάμεων και των τεμνουσών δυνάμεων που αναπτύσσονται στα άκρα του μέλους από τον σχηματισμό των πλαστικών αρθρώσεων είναι μεγαλύτερο από την αντίστοιχη διατμητική αντοχή».

Σκοπός αυτής της εργασίας είναι η διερεύνηση του βαθμού ασφάλειας που προσδίδουν στις κατασκευές οι ικανοτικοί έλεγχοι. Ο βαθμός ασφάλειας ποσοτικοποιείται από την αντίστοιχη πιθανότητα μη ικανοποίησεως των ικανοτικών ελέγχων (πιθανότητα αστοχίας). Εξετάζονται οι παράγοντες που επηρεάζουν αυτήν την πιθανότητα αστοχίας και προτείνονται τροποποιήσεις του τρόπου υπολογισμού των συντελεστών ασφαλείας των ικανοτικών ελέγχων έτσι ώστε να επιτυγχάνεται ένα ενιαίο επίπεδο ασφαλείας.

⁴ 14^ο Πανελλήνιο Συνέδριο Σκυροδέματος, Κως, 15-17 Οκτωβρίου 2003

2 Διαδικασία υπολογισμού της πιθανότητας μη ικανοποίησης του ικανοτικού ελέγχου

2.1 Ικανοτικός έλεγχος κόμβων

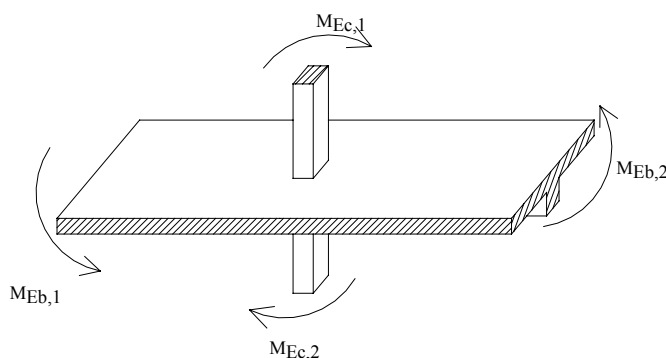
Σύμφωνα με τον Ελληνικό Αντισεισμικό Κανονισμό, τα υποστυλώματα σχεδιάζονται βάσει των ικανοτικών ροπών. Οι ροπές αυτές υπολογίζονται από την σχέση (1) (σχήμα 1):

$$M_{CD,c} = \alpha_{CD} \cdot M_{Ec} = \gamma_{Rd} \cdot \frac{\sum M_{Rd}}{|\sum M_{Eb}|} \cdot M_{Ec} \quad (1)$$

$\gamma_{Rd}=1.4$ συντελεστής μετατροπής της υπολογιστικής αντοχής των δοκών στην πιθανή μέγιστη τιμή της

$\sum M_{Rd}$ το άθροισμα των τελικών ροπών αντοχής των δοκών του κόμβου του πλαισίου με την φορά που ενεργοποιούνται από την σεισμική δράση που προκαλεί την ροπή M_{Ec}

$\sum M_{Eb}$ το άθροισμα των ροπών των ιδίων δοκών, όπως προκύπτουν από την σεισμική ανάλυση για την ίδια σεισμική δράση που προκαλεί την M_{Ec} .



Σχήμα 1. Κόμβος μορφής σταυρού- Σεισμικές ροπές

Σε ό,τι ακολουθεί, έχει θεωρηθεί ότι οι τελικές ροπές αντοχής των υποστυλωμάτων είναι ίσες με τις ροπές που υπολογίζονται από τη σχέση 1, δηλαδή:

$$M_{Rd,c} = M_{CD,c} \quad (2)$$

Η πιθανότητα μη ικανοποίησης του ικανοτικού ελέγχου προκύπτει από τη σχέση:

$$P_f = P(M_{R,c,1} + M_{R,c,2} - M_{R,b,1} - M_{R,b,2} < 0) \quad (3)$$

όπου η ποσότητα $M = M_{R,c,2} + M_{R,c,1} - M_{R,b,1} - M_{R,b,2}$ η οποία εκφράζει το περιθώριο ασφαλείας είναι και αυτή μια τυχαία μεταβλητή.

Για να υπολογιστεί αυτή η πιθανότητα, χρησιμοποιείται η μέθοδος Monte Carlo: για κάθε κόμβο, γίνεται προσομοίωση των βασικών μεταβλητών. Υπολογίζονται οι ροπές αντοχής και στην συνέχεια, από την πιθανοτική κατανομή της ποσότητας $M = M_{R,c,2} + M_{R,c,1} - M_{R,b,1} - M_{R,b,2}$ υπολογίζεται πλέον εύκολα η πιθανότητα μη ικανοποίησης του ικανοτικού ελέγχου του κόμβου.

Ισοδυνάμως, αντί της πιθανότητας αστοχίας p_f , εισάγεται η έννοια του δείκτη ασφαλείας «β» ο οποίος συνδέεται με την αντίστοιχη πιθανότητα με την σχέση:

$$p_f = \text{Erf}(-\beta) \quad (3')$$

όπου $\text{Erf}(\cdot)$ η αθροιστική συνάρτηση της τυποποιημένης κανονικής κατανομής (Gauss).

Για να μελετηθεί ο τρόπος με τον οποίο επηρεάζεται η πιθανότητα μη ικανοποίησης του ικανοτικού ελέγχου από τα χαρακτηριστικά των μελών που συντρέχουν σε έναν κόμβο, εξετάστηκε ένας μεγάλος αριθμός μεμονωμένων κόμβων. Οι κόμβοι επελέγησαν έτσι ώστε να καλύπτεται όλο το φάσμα των πιθανών περιπτώσεων. Πιο συγκεκριμένα εξετάστηκαν οι συνδυασμοί των περιπτώσεων που φαίνονται στον πίνακα 1, συνολικά 560 περιπτώσεις. Για κάθε μια περίπτωση υπολογίστηκε η πιθανότητα μη ικανοποίησης του ικανοτικού ελέγχου.

Πίνακας 1. Εξεταζόμενοι κόμβοι

Υποστυλώματα			Δοκοί		Συντελεστής υπεραντοχής δοκών γ_{Rd}	Αριθμός κόμβων
Διαστάσεις (m)	Αξονική δύναμη (v)	Περίσφιγξη α_{ω_w}	Διαστάσεις (m)	b_{eff} (m)		
0.30/0.30	0.00 0.13 0.21 0.29 0.38	0.18	0.25/0.40 0.25/0.60	1.25	0.3,...,3.2 (οκτώ τιμές)	80
0.40/0.40	0.00 0.05 0.12 0.25 0.35	0.14, 0.43	0.25/0.50	0.80	0.3,...,3.2 (οκτώ τιμές)	80
0.50/0.50	0.00 0.07 0.11 0.20 0.29	0.12	0.25/0.45	1.05	0.3,...,3.2 (οκτώ τιμές)	320
		0.12	0.25/0.40	1.05		
		0.35	0.25/0.45	0.55		
		0.21	0.25/0.40	1.45		
0.60/0.60	0.00 0.07 0.11 0.20 0.27	0.10	0.25/0.40 0.25/0.60	1.25	0.3,...,3.2 (οκτώ τιμές)	80

Ορισμένοι από τους συνδυασμούς του πίνακα 1 δεν ικανοποιούν τις ελάχιστες απαιτήσεις και τις κατασκευαστικές διατάξεις του Ελληνικού Κανονισμού Ωπλισμένου Σκυροδέματος. Προκειμένου να εξεταστεί ο τρόπος επιρροής των κατασκευαστικών διατάξεων (ελάχιστο ποσοστό οπλισμού, μέγιστη απόσταση των συνδετήρων κλπ) στη ομοιομορφία του επιπέδου ασφαλείας του ικανοτικού ελέγχου των κόμβων, εκτός από τους μεμονωμένους κόμβους, εξετάστηκαν και οι κόμβοι 10 κτιρίων (σχήμα 2) τα οποία σχεδιάστηκαν και οπλίστηκαν σύμφωνα με τους Ελληνικούς κανονισμούς (ΕΑΚ2000 & ΕΚΩΣ2000). Για όλους τους κόμβους των κτηρίων αυτών,

εφαρμόστηκε η ίδια διαδικασία και υπολογίστηκε η πιθανότητα μη ικανοποίησης του ικανοτικού ελέγχου.

2.2 Ικανοτικός έλεγχος σε τέμνουσα για δοκούς

Οι τέμνουσες σχεδιασμού των άκρων μιας δοκού σύμφωνα με τον ικανοτικό έλεγχο υπολογίζονται από τη σχέση (σχήμα 3):

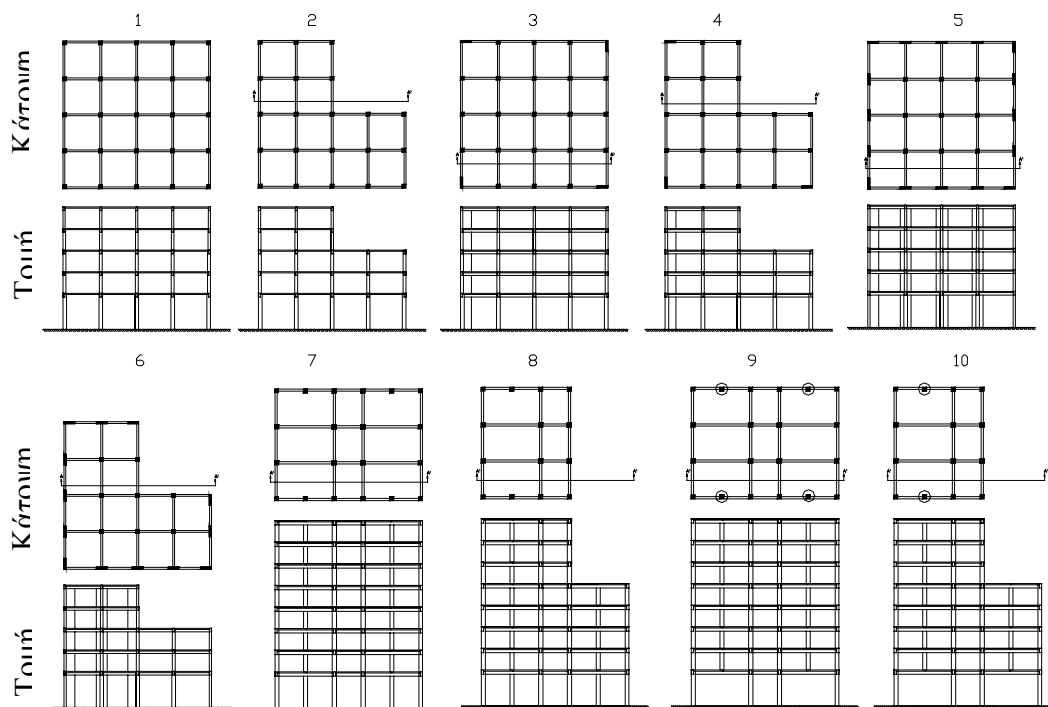
$$V_{CD,b} = V_{0,b} + \gamma_{Rd} \cdot \frac{M_{Rd,b1} + M_{Rd,b2}}{\ell_b} \quad (4)$$

$V_{0,b}$ η ισοστατική τέμνουσα, λόγω των μονίμων και κινητών φορτίων.

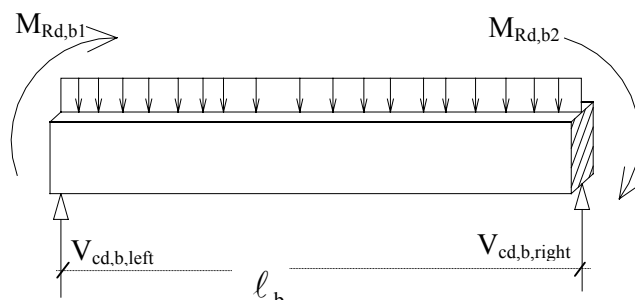
$M_{Rd,b1}, M_{Rd,b2}$ οι ροπές αντοχής των άκρων της δοκού που ενεργοποιούνται από τη σεισμική δράση.

ℓ_b το μήκος της δοκού

γ_{Rd} συντελεστής ασφαλείας (=1.2) που λαμβάνει υπόψη τις αβεβαιότητες του υπολογισμού των δράσεων



Σχήμα 2. Εξετασθέντα κτίρια



Σχήμα 3. Δοκός επιβαλλόμενη σε φορτία βαρύτητας, ροπές αντοχής, αντιδράσεις δοκού

Η πιθανότητα μη ικανοποίησης του ικανοτικού σχεδιασμού σε τέμνουσα για τις δοκούς υπολογίζεται από την σχέση:

$$p_f = P \left[\min(V_{R2}, V_{R3}) < V_{0,b} + \frac{M_{R,b1} + M_{R,b2}}{\ell_b} \right] = \text{Erf}(-\beta) \quad (5)$$

V_{R2} , Η αντοχή σε τέμνουσα λόγω της λοξής θλίψης του σκυροδέματος

V_{R3} Η αντοχή σε τέμνουσα λόγω του οπλισμού διατμήσεως (V_{Rw}) και της συνεισφοράς των λοιπών μηχανισμών του σκυροδέματος (V_{Rc})

Προκειμένου να διερευνηθεί το επίπεδο ασφαλείας του ικανοτικού ελέγχου σε διάτμηση των δοκών, εξετάστηκαν οι 25 περιπτώσεις δοκών που φαίνονται στον πίνακα 2 οι οποίες καλύπτουν το επιτρεπόμενο εύρος διακύμανσης του διαμήκους οπλισμού. Για κάθε μια από αυτές τις περιπτώσεις, ο σχεδιασμός σε διάτμηση των δοκών έγινε χρησιμοποιώντας διαφορετικές τιμές για τον συντελεστή ασφαλείας γ_{Rd} , από 0.9 έως 1.5. Συνολικά εξετάστηκαν 350 διαφορετικώς οπλισμένες δοκοί.

Πίνακας 2. Εξετασθείσες δοκοί

Δοκός 0.25/0.40					Δοκός 0.30/0.60				
Οπλισμός κάμψης (cm ²)					Οπλισμός κάμψης (cm ²)				
Αριστερά					Δεξιά				
A/α	Πάνω	Κάτω	Πάνω	Κάτω	A/α	Πάνω	Κάτω	Πάνω	Κάτω
1	4.62	4.62	4.62	4.62	11	4.62	4.62	4.62	4.62
2	4.62	4.62	10.06	5.03	12	4.62	4.62	5.77	5.77
3	4.62	4.62	20.12	10.06	13	4.62	4.62	18.11	9.06
4	4.62	4.62	20.12	20.12	14	4.62	4.62	36.22	18.11
5	10.06	5.03	10.06	5.03	15	4.62	4.62	36.22	36.22
6	10.06	5.03	20.12	10.06	16	5.77	5.77	5.77	5.77
7	10.06	5.03	20.12	20.12	17	5.77	5.77	18.11	9.06
8	20.12	10.06	20.12	10.06	18	5.77	5.77	36.22	18.11
9	20.12	10.06	20.12	20.12	19	5.77	5.77	36.22	36.22
10	20.12	20.12	20.12	20.12	20	18.11	9.06	18.11	9.06
					21	18.11	9.06	36.22	18.11
					22	18.11	9.06	36.22	36.22

					23	36.22	18.11	36.22	18.11
					24	36.22	18.11	36.22	36.22
					25	36.22	36.22	36.22	36.22

2.3 Ικανοτικός έλεγχος σε τέμνουσα για υποστυλώματα

Οι τέμνουσες σχεδιασμού των άκρων των υποστυλωμάτων υπολογίζονται όπως και στις δοκούς (βλ. σχέση 4) με τη διαφορά ότι δεν υπάρχει ο όρος της ισοστατικής τέμνουσας ($V_{0,b}$). Η τιμή του συντελεστή ασφαλείας γ_{Rd} ίση με 1.4.

Η πιθανότητα μή ικανοποίησης του ικανοτικού σχεδιασμού σε τέμνουσα για τα υποστυλώματα υπολογίζεται από την σχέση:

$$p_f = P \left[\min(V_{R2}, V_{R3}) < \frac{M_{R,c1} + M_{R,c2}}{\ell} \right] = \text{Erf}(-\beta) \quad (5)$$

Για την διερεύνηση του επιπέδου ασφαλείας του ικανοτικού ελέγχου σε τέμνουσα δύναμη στα υποστυλώματα, εξετάστηκαν οι 480 συνδυασμοί των περιπτώσεων που φαίνονται στον πίνακα 3.

Πίνακας 3. Εξεταζόμενα υποστυλώματα

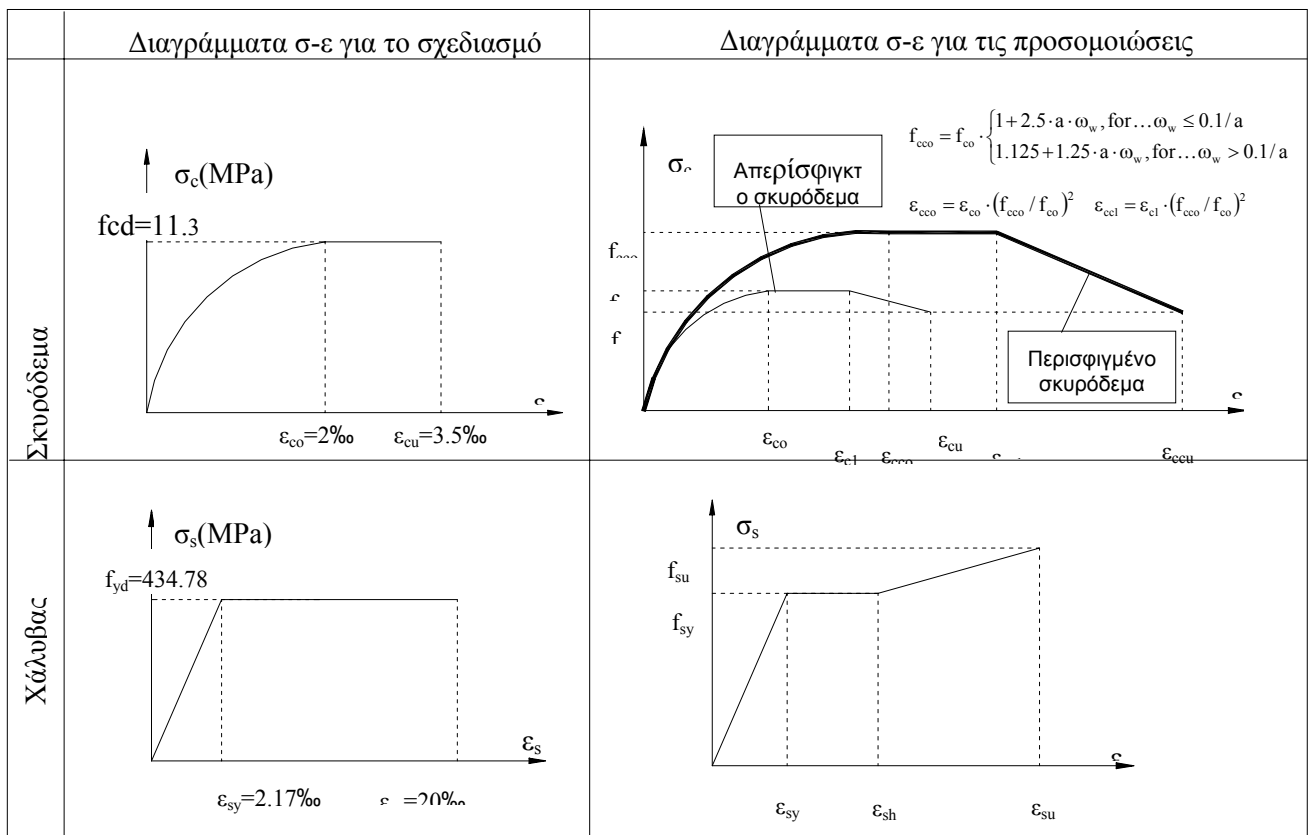
Διαστάσεις (b)	25/25, 40/40, 60/60, 80/80 και 100/100
Ανηγμένες αξονικές δυνάμεις (ν)	0.1, 0.2, 0.3, 0.4, 0.5, 0.6
Ποσοστά διαμήκουσ οπλισμού (ρ _l)	1%, 2%, 3%, 4%
Τιμές συντελεστή γ_{Rd}	1.0, 1.4, 1.8, 2.0
Σύνολο:	5x6x4x4=480 περιπτώσεις

Για κάθε μια από τις παραπάνω περιπτώσεις, εξετάστηκαν οι τέσσερις υποπεριπτώσεις που αντιστοιχούν στους συνδυασμούς: υπολογισμός με ή χωρίς κατασκευαστικές διατάξεις και θεώρηση ή μή του όρου $0,9V_{R1}$ στον υπολογισμό των συνδετήρων. Δηλαδή συνολικά εξετάστηκαν $4 \times 480 = 1920$ περιπτώσεις.

Για λόγους ακρίβειας, θεωρήθηκε απαραίτητο η προσομοίωση των τυχαίων μεταβλητών να γίνει με δείγμα μεγαλύτερου μεγέθους: $n=2000$, καθώς η διακύμανση των αποτελεσμάτων, χρησιμοποιώντας μέγεθος δείγματος 500 τιμών, δεν ήταν ικανοποιητική όπως ήταν στην περίπτωση των δοκών ή του ικανοτικού ελέγχου των κόμβων.

3 ΠΑΡΑΔΟΧΕΣ

Τα υλικά που χρησιμοποιήθηκαν είναι σκυρόδεμα C20/25 και χάλυβας S500. Τα διαγράμματα τάσεων - παραμορφώσεων των υλικών φαίνονται στο σχήμα 4. Για τον σχεδιασμό των μελών έχουν χρησιμοποιηθεί τα διαγράμματα όπως προτείνονται στον ΕΚΩΣ2000 χωρίς να λαμβάνεται υπόψη η περίσφιξη (αριστερή στήλη του σχήματος 4). Για τις προσομοιώσεις όμως, ελήφθη υπόψη η περίσφιξη χρησιμοποιώντας το προσομοίωμα που προτείνεται από τους T.P. Tasios et al. 1994, (δεξιά στήλη του σχήματος 4). Οι παραδοχές για τις τυχαίες μεταβλητές βασίζονται στο εγχειρίδιο της JCSS 2001: «Probabilistic Model Code» Στον πίνακα 3 φαίνονται οι κατανομές των τυχαίων μεταβλητών που έχουν χρησιμοποιηθεί.



Σχήμα 4. Διαγράμματα τάσεων παραμορφώσεων σ-ε για το σκυρόδεμα και τον χάλυβα

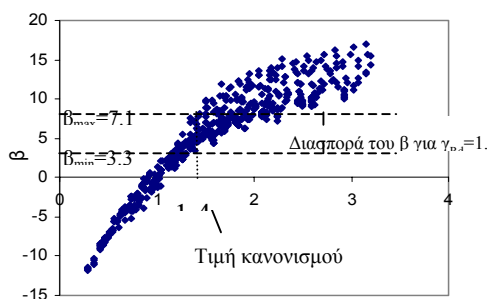
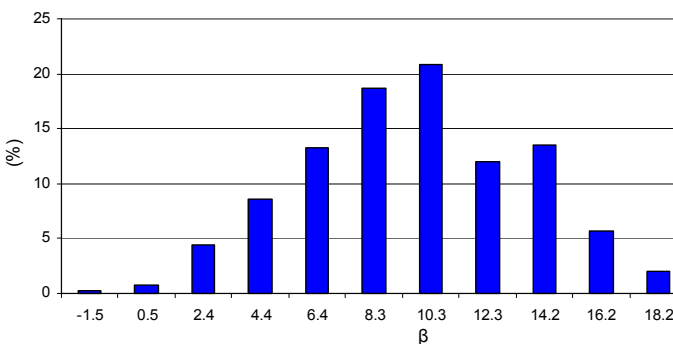
4 Αποτελέσματα

4.1 Ικανοτικός έλεγχος κόμβου

Στο σχήμα 5.1 παρουσιάζονται οι τιμές του συντελεστή β , που προέκυψαν μετά τις αντίστοιχες προσομοιώσεις για τους 560 κόμβους του πίνακα 1, συναρτήσει του συντελεστή υπεραντοχής των δοκών γ_{Rd} που χρησιμοποιήθηκε στον ικανοτικό σχεδιασμό.

Πίνακας 3. Κατανομές των τυχαίων μεταβλητών

Μεταβλητή	Μέση τιμή	Χαρακτηριστική τιμή (5%)	Τυπική απόκλιση	Con (%)	Κατανομή	Συσχέτιση
Σκυρόδεμα						
f_{co}	-	20 MPa	-	15	Κανονική	$\rho(f_{co}, f_{cu})=1$
f_{cu}	-	17 MPa	-	15	Κανονική	
ϵ_{co}	0.0020	-	-	0	Προσδιορισμική	
ϵ_{c1}	0.0035	-	-	0	Προσδιορισμική	
ϵ_{cu}	0.0050	-	-	0	Προσδιορισμική	
Χάλυβας						
f_{sy}	-	500 MPa	-	5	Κανονική	$\rho(f_{sy}, f_{sm})=0.85$
f_{su}	-	575 MPa	-	5	Κανονική	
E_s	-	200 GPa	-	3	Κανονική	
ϵ_{su}	-	0.1	-	6	Κανονική	
Διαστάσεις	Ονομαστική	-	4 mm + 0.006·Nominal	-	Κανονική	
Διατομή ράβδου οπλισμού	Ονομαστική	-	-	2	Κανονική	
Επικάλυψη σε υποστυλώματα	Ονομαστική	-	0.5 cm	-	Κανονική	
Επικάλυψη άνω οπλισμού δοκών	Ονομαστική +0.5 cm	-	1 cm	-	Κανονική	
Επικάλυψη κάτω οπλισμού δοκών	Ονομαστική	-	0.5 cm	-	Κανονική	

5.1 Δείκτης ασφαλείας «β» συναρτήσει του γ_{Rd} 5.2 Κατανομή του δείκτη ασφαλείας β για τους κόμβους των 10

Σχήμα 5. Αποτελέσματα για τον ικανοτικό έλεγχο των κόμβων

Από το σχήμα 5.1 φαίνεται πως όσο αυξάνεται το γ_{Rd} αυξάνεται η διασπορά του β . Για τους κόμβους που σχεδιάστηκαν με τον συντελεστή υπεραντοχής που προτείνεται στον Ελληνικό Αντισεισμικό Κανονισμό ($\gamma_{Rd}=1.4$) η διασπορά του « β » που προέκυψε είναι σημαντική καθώς η ελάχιστη τιμή του « β » που παρατηρήθηκε είναι $\beta_{min}=3.3$ και η μέγιστη $\beta_{max}=7.1$.

Στο σχήμα 5.2 παρουσιάζεται το ιστόγραμμα του δείκτη ασφαλείας β για του κόμβους των 10 κτιρίων (περίπου 1200 κόμβοι). Οι κόμβοι των κτιρίων διαστασιολογήθηκαν σύμφωνα με τις απαιτήσεις του ΕΑΚ2000, δηλαδή με συντελεστή ασφαλείας $\gamma_{Rd}=1.4$. Όπως φαίνεται και από το σχήμα η διακύμανση του β είναι ιδιαίτερα μεγάλη. Οι μικρές τιμές του β αντιστοιχούν σε κόμβους

προτελευταίων ορόφων και είναι φυσικό να είναι μικρές καθώς τα υποστυλώματα του τελευταίου ορόφου εξαιρούνται από τον ικανοτικό σχεδιασμό. Οι μεγάλες τιμές του β αντιστοιχούν σε κόμβους της περιμέτρου των κτιρίων και για εξεταζόμενη σεισμική κατεύθυνση κάθετη στην περίμετρο. Σε αυτές της περιπτώσεις, ο οπλισμός των υποστυλωμάτων προκύπτει από τον ικανοτικό σχεδιασμό για σεισμική κατεύθυνση παράλληλη με την περίμετρο. Έτσι, όταν εξετάζεται το επίπεδο ασφαλείας του ικανοτικού σχεδιασμού κάθετα στην περίμετρο, οι τιμές του β που προκύπτουν, είναι μεγάλες καθώς ο κόμβος, κατ' αυτή τη διεύθυνση αποτελείται από δύο υποστυλώματα και μόνο μία δοκό.

Για πολλούς από του κόμβους των 10 κτηρίων, κρίσιμο κριτήριο για την όπλιση των υποστυλωμάτων είναι οι κατασκευαστικές διατάξεις του ΕΚΩΣ και όχι ο ικανοτικός έλεγχος των κόμβων. Αυτός είναι ο λόγος που ο δείκτης ασφαλείας « β » παρουσιάζει τόσο μεγάλη διασπορά ($\beta_{\min}=-1.5$, $\beta_{\max}=18.2$) σε σύγκριση με τη διασπορά που παρουσιάζει για τους μεμονωμένους κόμβους ($\beta_{\min}=3.3$, $\beta_{\max}=7.1$). Έτσι, παρόλο που μια τροποποίηση του ικανοτικού σχεδιασμού θα προσέφερε ένα ενιαίο επίπεδο ασφαλείας, η εφαρμογή των κατασκευαστικών διατάξεων θα αύξανε το επίπεδο αυτό με μη συστηματικό τρόπο.

Προκειμένου να επιτευχθεί ένα ενιαίο επίπεδο ασφαλείας, δηλαδή για κάθε είδους κόμβο ο δείκτης ασφαλείας « β » να είναι σταθερός και ίσος με μια επιθυμητή τιμή β_{target} , απαιτείται ο συντελεστής υπεραντοχής δοκών γ_{Rd} να μην είναι σταθερός αλλά να υπολογίζεται βάσει των χαρακτηριστικών του εκάστοτε κόμβου. Για να γίνει αυτό εφικτό είναι απαραίτητη η γνώση της σχέσης του δείκτη ασφαλείας « β » συναρτήσει του συντελεστή υπεραντοχής γ_{Rd} και των λοιπών χαρακτηριστικών υποστυλωμάτων και δοκών του κόμβου. Αν αγνοηθεί, προς στιγμήν, η συσχέτιση που υπάρχει ανάμεσα στις τέσσερις ροπές αντοχής της σχέσεως 3 (στη συνέχεια θα ληφθεί υπόψη), η πιο πάνω σχέση μπορεί να γραφεί ως:

$$\beta = \frac{(M_{R,c,1})_m + (M_{R,c,2})_m - (M_{R,b,1})_m - (M_{R,b,2})_m}{\sqrt{\sigma_{R,c,1}^2 + \sigma_{R,c,2}^2 + \sigma_{R,b,1}^2 + \sigma_{R,b,2}^2}} \quad (7)$$

όπου $(M_{R,c,1})_m$, $(M_{R,c,2})_m$, $(M_{R,b,1})_m$, $(M_{R,b,2})_m$ οι μέσες τιμές των ροπών αντοχής των τεσσάρων διατομών του κόμβου και $\sigma_{R,c,1}$, $\sigma_{R,c,2}$, $\sigma_{R,b,1}$, $\sigma_{R,b,2}$ οι αντίστοιχες τυπικές αποκλίσεις. Γράφοντας τη σχέση 1 για τα δύο υποστυλώματα (άνω και κάτω) και θεωρώντας πως η τελική ροπή αντοχής είναι ίση με αυτήν που υπολογίστηκε (σχέση 2), τότε από τη σχέση 7 προκύπτει :

$$\gamma_{Rd} = \frac{M_{Rd,c,1} + M_{Rd,c,2}}{M_{Rd,b,1} + M_{Rd,b,2}} \quad (8)$$

Από τις σχέσεις 7 και 8 μετά από πράξεις προκύπτει:

$$\beta = \frac{a \cdot \gamma_{Rd} - b}{\sqrt{c \cdot \gamma_{Rd}^2 + d}} \quad (9)$$

όπου:

$$a = \frac{(M_{R,c,1})_m + (M_{R,c,2})_m}{M_{Rd,c,1} + M_{Rd,c,2}}, \quad b = \frac{(M_{R,b,1})_m + (M_{R,b,2})_m}{M_{Rd,b,1} + M_{Rd,b,2}}, \quad c \approx \frac{(\sigma_{R,c,1} + \sigma_{R,c,2})^2}{2 \cdot (M_{Rd,c,1} + M_{Rd,c,2})^2}, \quad d \approx \frac{(\sigma_{R,b,1} + \sigma_{R,b,2})^2}{2 \cdot (M_{Rd,b,1} + M_{Rd,b,2})^2}$$

Οι συντελεστές a, b, c και d εξαρτώνται από τις παραμέτρους των κόμβων (αξονική δύναμη, διαστάσεις, ποσοστό οπλισμού κ.τ.λ.). Επίσης επηρεάζονται από τις συσχετίσεις μεταξύ των τεσσάρων ροπών αντοχής, κάτι το οποίο αγνοήθηκε στην αναζήτηση της πιο πάνω σχέσης. Εμπνεόμενοι από την σχέση 9 και εφαρμόζοντας την μέθοδο των ελαχίστων τετραγώνων στα αποτελέσματα των 560 κόμβων προέκυψε η σχέση 10. Στη σχέση αυτή οι συντελεστές b,c και d έχουν τεθεί ως σταθεροί αριθμοί, ενώ η επιρροή όλων των παραμέτρων ενσωματώνεται στον συντελεστή a (σχέση 11). Με αυτόν τον τρόπο χάνεται λίγο η ακρίβεια αλλά η σχέση γίνεται αρκετά απλή.

$$\beta = \frac{a \cdot \gamma_{Rd} - 18.78}{\sqrt{\gamma_{Rd}^2 + 1.38}}, \quad (R^2=0.988) \quad (10)$$

$$a = 21.44 + 9.87 \cdot v^2 + 8.95 \cdot v + 30.32 \cdot \rho_{tens} - 0.14 \cdot \alpha \cdot \omega_w - 0.15 \cdot \frac{b_{eff}}{b_b} - 2.07 \cdot \frac{h_b}{h_c} \quad (11)$$

όπου: «v» ο μέσος όρος των ανηγμένων αξονικών δυνάμεων των δυο υποστυλωμάτων [$v=0.5(v_1+v_2)$], ρ_{tens} = μέσος όρος των γεωμετρικών ποσοστών των εφελκόμενων οπλισμών των δυο δοκών, α = συντελεστής αποδοτικότητας περισφίξεως, ω_w =μηχανικό ογκομετρικό ποσοστό οπλισμού περισφίξεως, b_b =πλάτος δοκών, b_{eff} = συνεργαζόμενο πλάτος δοκών, h_b =ύψος δοκών, h_c =ύψος διατομής υποστυλωμάτων.

Στο σχήμα 6, οι τιμές του δείκτη ασφαλείας «β» όπως προκύπτουν από την προσομοίωση συγκρίνονται με τις τιμές του «β» που προκύπτουν από την σχέση 10. Παρατηρείται μια πολύ καλή σύμπτωση. Προκειμένου να διατηρηθεί σταθερό το επίπεδο ασφαλείας και ίσο με την τιμή $\beta_{min}= 3.3$ ο συντελεστής γ_{Rd} πρέπει να κυμανθεί μεταξύ 0.8 και 1.4, ενώ τα αντίστοιχα όρια για επίπεδο ασφαλείας $\beta_{max}= 7.1$ είναι γ_{Rd} μεταξύ 1.0 και 2.1. Ενδεικτικά αναφέρεται ότι μια μεταβολή του γ_{Rd} από 1.4 σε 1.9, συνεπάγεται μια αύξηση στον οπλισμό ενός υποστυλώματος 30×30cm από 8Φ16 σε 8Φ20.

4.2 Ικανοτικός τέμνουσας δοκών

Στο πεδίο (Α) του πίνακα 4 φαίνονται οι συνδετήρες που προέκυψαν κατά τον ικανοτικό έλεγχο σε τέμνουσα των δοκών καθώς και οι αντίστοιχες τιμές του συντελεστή ασφαλείας «β». Η διασπορά του δείκτη ασφαλείας «β» είναι μικρή: από $\beta_{\min}=2.8$ έως $\beta_{\max}=4.1$ (Αδάμη 2001). Στα πεδία (Β) και (Γ) αλλάζουν οι αποστάσεις των συνδετήρων έτσι ώστε ο δείκτης ασφαλείας να είναι σταθερός και ίσος με την ελάχιστη τιμή $\beta_{\min}=2.8$ (πεδίο Β) και με την μέγιστη τιμή $\beta_{\max}=4.1$ (πεδίο Γ) αντιστοίχως που παρατηρήθηκε στο πεδίο (Α). Παρατηρούμε ότι η διαφορά στις αποστάσεις των συνδετήρων προκειμένου το επιθυμητό επίπεδο ασφαλείας να είναι το ελάχιστο (αποστάσεις του πεδίου Β) σε σύγκριση με τις αντίστοιχες αποστάσεις για το μέγιστο επίπεδο ασφαλείας (αποστάσεις του πεδίου Γ) είναι της τάξεως του 20%.

Πίνακας 4. Μεταβολή των αποστάσεων των συνδετήρων για να επιτευχθεί η ελάχιστη και η μέγιστη τιμή του «β» (Αδάμη 2001).

Δοκός	Διαστάσεις	Προσομοίωση (Α)					Ελάχιστο επίπεδο ασφαλείας $\beta=2.8$ (Β)				Μέγιστο επίπεδο ασφαλείας $\beta=4.1$ (Γ)			
		ρ_w (%)		Συνδετήρες		β	ρ_w (%)		Συνδετήρες		ρ_w (%)		Συνδετήρες	
		Αριστ.	Δεξιά	Αριστ.	Δεξιά		Αριστ.	Δεξιά	Αριστ.	Δεξιά	Αριστ.	Δεξιά	Αριστ.	Δεξιά
1	0.25/0.40	2.10	2.10	Φ8/185	Φ8/185	3.9	1.85	1.85	Φ8/215	Φ8/215	2.19	2.19	Φ8/180	Φ8/180
2	0.25/0.40	2.30	2.70	Φ8/175	Φ8/150	3.9	1.92	2.33	Φ8/210	Φ8/170	2.25	2.72	Φ8/175	Φ8/145
3	0.25/0.40	2.80	3.60	Φ8/145	Φ8/115	3.7	2.47	3.25	Φ8/160	Φ8/125	2.88	3.80	Φ8/140	Φ8/105
5	0.25/0.40	2.79	2.79	Φ8/145	Φ8/145	4.1	2.36	2.36	Φ8/170	Φ8/170	2.79	2.79	Φ8/145	Φ8/145
6	0.25/0.40	3.30	3.70	Φ8/125	Φ8/110	3.9	2.96	3.25	Φ8/135	Φ8/125	3.43	3.80	Φ8/115	Φ8/105
8	0.25/0.40	4.20	4.20	Φ8/950	Φ8/95	3.6	3.88	3.88	Φ8/105	Φ8/105	4.54	4.54	Φ8/90	Φ8/90
10	0.25/0.40	5.40	5.40	Φ8/750	Φ8/75	3.3	5.12	5.12	Φ8/80	Φ8/80	5.85	5.85	Φ8/70	Φ8/70
11	0.30/0.60	1.40	1.40	Φ8/245	Φ8/245	4.0	1.11	1.11	Φ8/300	Φ8/300	1.31	1.31	Φ8/240	Φ8/240
17	0.30/0.60	1.60	1.60	Φ8/215	Φ8/215	3.9	1.36	1.36	Φ8/245	Φ8/245	1.63	1.63	Φ8/205	Φ8/205
21	0.30/0.60	3.00	3.00	Φ8/110	Φ8/110	3.8	2.72	2.72	Φ8/120	Φ8/120	3.13	3.13	Φ8/105	Φ8/105
24	0.30/0.60	5.20	5.20	Φ8/650	Φ8/65	3.0	5.08	5.08	Φ8/650	Φ8/650	5.90	5.90	Φ8/550	Φ8/550
25	0.30/0.60	6.95	6.95	Φ12/110	Φ12/110	2.8	6.95	6.95	Φ12/110	Φ12/110	8.00	8.00	Φ12/95	Φ12/95

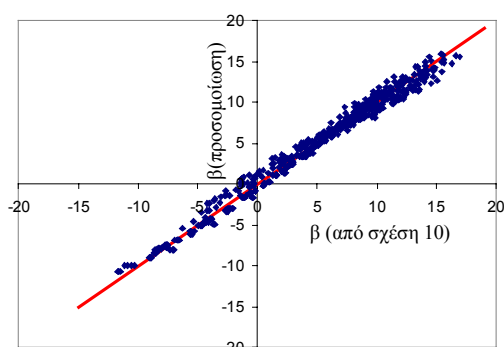
4.3 Ικανοτικός τέμνουσας υποστυλωμάτων

Η μεταβολή του δείκτη ασφαλείας «β» συναρτήσει του γεωμετρικού ποσοστού των συνδετήρων για τις διάφορες τιμές του συντελεστή γ_{Rd} φαίνεται στο σχήμα 7. Τα αποτελέσματα δείχνουν ότι

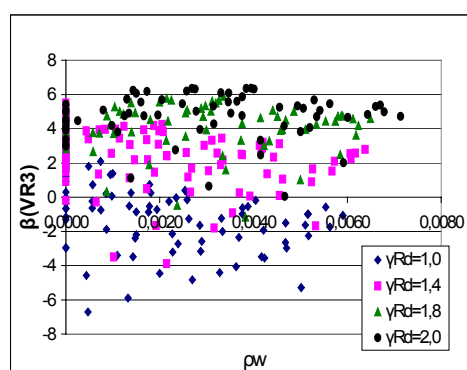
για μικρές τιμές του γ_{Rd} ($=1.0$) έχουμε τη μεγαλύτερη διακύμανση του επιπέδου ασφαλείας με το συντελεστή «β» να παίρνει και αρνητικές τιμές. Καθώς αυξάνει η τιμή του γ_{Rd} , το εύρος της διακύμανσης μειώνεται, και οι τιμές του «β» παρουσιάζονται πιο αυξημένες (Σχήμα 7). Η αύξηση του συντελεστή γ_{Rd} έχει αποτέλεσμα την αύξηση της τέμνουσας δράσης με την οποία γίνεται ο σχεδιασμός άρα και την επίτευξη μεγαλύτερης ασφαλείας.

Τα αποτελέσματα των επιλύσεων στην περίπτωση που δεν λαμβάνονται υπόψη οι κατασκευαστικές διατάξεις του κανονισμού και δεν συνυπολογίζεται ο όρος V_{R1} στην συνολική διατμητική αντοχή της διατομής V_{R3} δείχνουν ότι:

- Όσο μεγαλώνει η αξονική δύναμη μειώνεται το επίπεδο ασφαλείας (Σχήμα 8.1). Το γεγονός αυτό οφείλεται στο ότι όσο μεγαλώνει η αξονική δύναμη τόσο μεγαλώνει και η απόσταση μεταξύ της **μέσης ροπής** (από την οποία υπολογίζεται η δρώσα τέμνουσα) από την **ροπή σχεδιασμού** (από την οποία έχουν προκύψει οι συνδετήρες και άρα η τέμνουσα αντοχής). (βλ διάγραμμα αλληλεπίδρασης στο Σχ. 8.2).

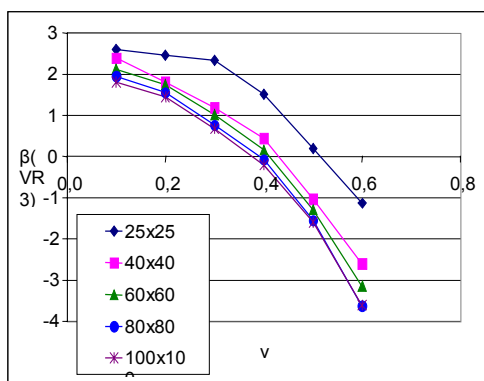


Σχήμα 6. Τιμές του «β» υπολογισμένες από προσομοίωση και από την σχέση 9

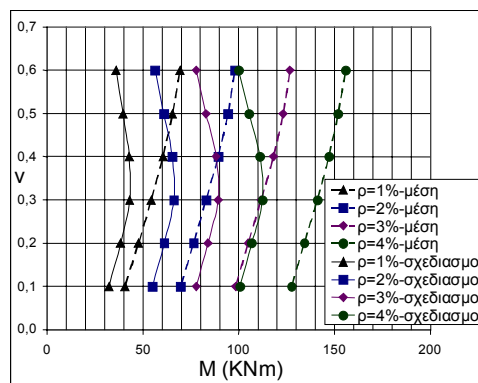


Σχήμα 7. Μεταβολή του δείκτη ασφαλείας «β» συναρτήσει του γεωμετρικού ποσοστού των συνδετήρων ρ_w για διάφορες τιμές γ_{Rd} (χωρίς εφαρμογή των κατασκευαστικών διατάξεων και με συνυπολογισμό του όρου $0,9V_{R1}$).

Η αύξηση των διαστάσεων, φαίνεται να επιδρά μειωτικά στο επίπεδο ασφαλείας της διατομής. Η αύξηση των διαστάσεων επιφέρει αύξηση των δράσεων στην διατομή πολύ μεγαλύτερη από την αντίστοιχη αύξηση των αντοχών, με αποτέλεσμα τη μείωση του επιπέδου ασφαλείας. (Σχ. 9.1). Η αύξηση του διαμήκους οπλισμού της διατομής, δεν φαίνεται να έχει μια ομοιόμορφη επίδραση στο επίπεδο ασφαλείας της διατομής, αφού με την αύξηση του διαμήκους οπλισμού, αυξάνονται ταυτόχρονα και οι δράσεις και οι αντοχές. (Σχ. 9.2)



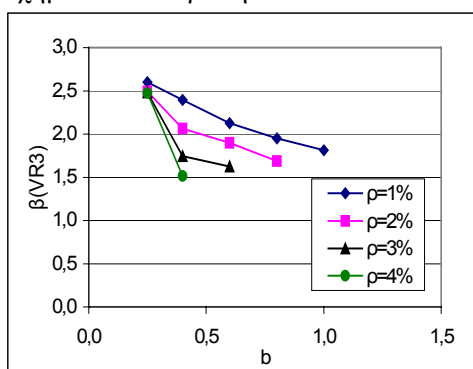
8.1 Μεταβολή του δείκτη ασφαλείας «β» συναρτήσει της αξονικής δύναμης «v».



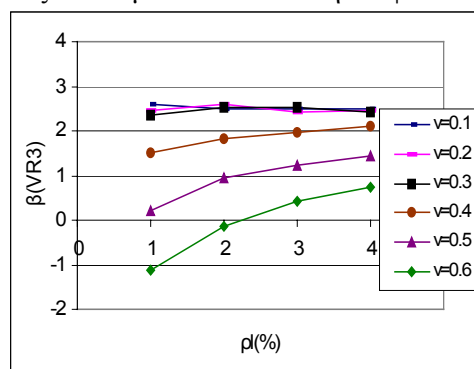
8.2 Σχέση ροπής αντοχής (μέσης και σχεδιασμού) συναρτήσει της αξονικής δύναμης για υποστυλώματα διαστάσεων 25x25

Σχήμα 8: Επίδραση αξονικής δύναμης στο επίπεδο ασφαλείας της διατομής

Σχήμα 9: Επίδραση διαστάσεων και διαμήκους οπλισμού στον δείκτη ασφαλείας «β». (Δεν



Σχήμα 9.1 Μεταβολή του δείκτη ασφαλείας «β» συναρτήσει της διαστάσεως b του υποστυλώματος, για διάφορα ποσοστά διαμήκους οπλισμού.



Σχήμα 9.2 Μεταβολή του δείκτη ασφαλείας «β» συναρτήσει του διαμήκους οπλισμού, για διάφορες τιμές αξονικών δυνάμεων

περιλαμβάνονται τα σημεία που απορρίφθηκαν από τον έλεγχο $V_{sd} < V_{Rd2}$ κατά τον σχεδιασμό.)

Από τα παραπάνω, είναι φανερό πως το επίπεδο ασφαλείας σε κάθε περίπτωση υποστυλώματος δεν είναι ενιαίο, αλλά εξαρτάται από τις διαστάσεις της διατομής, την αξονική δύναμη που ασκείται σε αυτήν και το ποσοστό του διαμήκους οπλισμού. Για την επίτευξη ενιαίου επιπέδου ασφαλείας, ο σχεδιασμός θα έπρεπε να γίνεται με τη χρήση διαφορετικού συντελεστή γ_{Rd} , ο οποίος να εξαρτάται από όλα τα μεγέθη που προαναφέρθηκαν. Μια σχέση που προέκυψε από στατιστική επεξεργασία των αποτελεσμάτων είναι η εξής:

$$\beta = \frac{\left[a_1 \cdot v^2 + a_2 \cdot v - 90,46 \cdot b^{0,012} + 97,93 \right] \cdot \gamma_{Rd} - 9}{\sqrt{\gamma_{Rd}^2 - 0,46}}, \quad (R^2=0.982) \quad (12)$$

με $a_1 = -1,41 \cdot \rho_1^2 + 11,38 \cdot \rho_1 - 26,05$ και $a_2 = 0,41 \cdot \rho_1^2 - 3,60 \cdot \rho_1 + 6,7$, όπου ρ_1 το ποσοστό του διαμήκους οπλισμού, «v» η ανηγμένη αξονική δύναμη και b η διάσταση της διατομής σε m. Ενδεικτικά αναφέρεται ότι αν για την επίτευξη ενιαίου βαθμού ασφαλείας ο συντελεστής γ_{Rd} πρέπει να αυξηθεί από 1.4 σε 2.0 σε ένα υποστυλώμα 80x80 με ανηγμένη αξονική $v=0.1$ και

διαμήκη οπλισμό $\rho=1\%$, αυτό θα είχε συνέπεια την πύκνωση των συνδετήρων από 5Φ8/10 σε 5Φ8/6.

5 Συμπερασματα

Στην εργασία αυτή διερευνήθηκαν οι παράμετροι οι οποίες επηρεάζουν την πιθανότητα να μην ικανοποιούνται οι ικανοτικοί έλεγχοι (ικανοτικός έλεγχος κόμβων και ικανοτικός έλεγχος τέμνουσας σε δοκούς και υποστυλώματα). Για τον σκοπό αυτό εξετάστηκαν στοιχεία τα οποία είχαν διαστασιολογηθεί με την εφαρμογή των ικανοτικών απαιτήσεων του ΕΑΚ2000 και θεωρώντας τις βασικές μεταβλητές ως τυχαίες μεταβλητές υπολογίστηκε η πιθανότητα να μην ικανοποιείται ο έλεγχος αυτός. Από τις διερευνήσεις προέκυψε ότι ο βαθμός ασφαλείας που προσδίδει ο κάθε ένας από τους ικανοτικούς ελέγχους δεν είναι σταθερός. Τις μεγαλύτερες διακυμάνσεις παρουσιάζει ο δείκτης ασφαλείας «β» του ικανοτικού ελέγχου των κόμβων. Στα αποτελέσματα των προσομοιώσεων προσαρμόστηκαν σχέσεις από τις οποίες είναι δυνατή η εκτίμηση του δείκτη ασφαλείας «β» (και κατά συνέπεια η πιθανότητα αστοχίας) συναρτήσει των τυχαίων μεταβλητών. Από τις σχέσεις αυτές προέκυψε ο τρόπος με τον οποίο επιδρά κάθε βασική μεταβλητή στον βαθμό ασφαλείας. Οι κυριότερες μεταβλητές που επηρεάζουν την πιθανότητα αστοχίας είναι: **α)** για τον ικανοτικό έλεγχο των κόμβων: η αξονική δύναμη των υποστυλωμάτων, το ποσοστό του εφελκόμενου οπλισμού των δοκών, η ποσότητα των συνδετήρων των υποστυλωμάτων, ο λόγος του στατικού ύψους των δοκών προς το στατικό ύψος των υποστυλωμάτων. Η ασφάλεια αυξάνει όσο αυξάνει η αξονική δύναμη και μειώνεται όσο αυξάνει το ύψος των δοκών σε σχέση προς το ύψος των υποστυλωμάτων, **β)** για τον ικανοτικό έλεγχο τέμνουσας σε υποστυλώματα: η αξονική δύναμη και οι διαστάσεις του υποστυλώματος. Ειδικότερα η αξονική δύναμη έχει διαφορετική επίδραση στους δύο προηγούμενους ελέγχους: η αύξηση της αξονικής δύναμης στον μεν ικανοτικό έλεγχο των κόμβων έχει συνέπεια την μείωση της πιθανότητας αστοχίας ενώ αντιθέτως στον ικανοτικό έλεγχο τέμνουσας στα υποστυλώματα έχει συνέπεια την αύξηση της πιθανότητας αστοχίας. Αυτό οφείλεται στο ότι καθώς αυξάνει η αξονική δύναμη η πραγματική ροπή αντοχής αυξάνει περισσότερο από ότι αυξάνει η ροπή σχεδιασμού (δεν είναι αναλογικές). Η μεγαλύτερη ροπή αντοχής των υποστυλωμάτων συνεπάγεται μεγαλύτερη ικανοτική τέμνουσα και άρα αύξηση της πιθανότητας να μην ικανοποιείται ο έλεγχος αυτός ενώ συμβαίνει το αντίθετο στον ικανοτικό έλεγχο των κόμβων.

6 Αναφορες-Βιβλιογραφια

Αδάμη Ε.,2001 *Πιθανοτική διερεύνηση του επιπέδου ασφαλείας των ικανοτικών ελέγχων του Ελληνικού Αντισεισμικού Κανονισμού*, Μεταπτ. διπλ. εργασία: Τομέας δομοστατικής Ε.Μ.Π.

Christensen P.T., Baker M.J.,1982 *Structural reliability theory and its application*, Springer – Verlag Berlin, Heidelberg

JCSS , 2001 *Probabilistic model code*

Tassios T.P, Vintzileou E., Chronopoulos M., 1994 *Confinement of R.C. columns for a given ductility factor*, 10th European Conference on Earthquake Engineering,Vienna

Trezos C.G., 1998 *Reliability consideration of the structural response of reinforced concrete structures under seismic conditions*, 11th European Conference on Earthquake Engineering, Paris

Τρέζος Κ.Γ.,2001 *Αξιοπιστία κατασκευών*

Υ.ΠΕ.Χ.Ω.Δ.Ε.,2000 *Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός (Ε.Α.Κ)*

Υ.ΠΕ.Χ.Ω.Δ.Ε.,2000 *Ελληνικός Κανονισμός Ωπλισμένου Σκυροδέματος (Ε.Κ.Ω.Σ.)*