



ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ

**ΔΙΑΤΜΗΜΑΤΙΚΟ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑ ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΩΝ ΣΠΟΥΔΩΝ
ΔΟΜΟΣΤΑΤΙΚΟΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΚΑΙ ΑΝΑΛΥΣΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ**

ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΗ ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

**ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΤΗΣ ΕΠΙΡΡΟΗΣ ΠΟΙΟΤΗΤΑΣ
ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ ΣΤΗΝ ΜΕΤΕΛΑΣΤΙΚΗ
ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ ΑΠΟ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟ
ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ**

Ευθυμία Α. Ανδρίτσου

ΕΠΙΒΛΕΠΩΝ : **Εμμανουήλ Βουγιούκας, Λέκτορας Ε.Μ.Π.**

ΑΘΗΝΑ - ΟΚΤΩΒΡΙΟΣ 2015

ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΗ ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

**ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΤΗΣ ΕΠΙΡΡΟΗΣ ΠΟΙΟΤΗΤΑΣ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ ΣΤΗΝ
ΜΕΤΕΛΑΣΤΙΚΗ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ ΑΠΟ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟ
ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ**

Ευθυμία Α. Ανδρίτσου

Α.Μ.: 11021347

ΕΠΙΒΛΕΠΩΝ : **Εμμανουήλ Βουγιούκας, Λέκτορας Ε.Μ.Π.**

Οκτώβριος 2015

ΠΕΡΙΛΗΨΗ

Το πρώτο κεφάλαιο περιέχει μια εισαγωγική, ιστορική αναδρομή της σεισμικής τρωτότητας των υφιστάμενων κτιρίων με βάση τους αντισεισμικούς κανονισμούς. Αναφέρονται οι κατασκευαστικές δυσχέρειες με βάση τις πρακτικές του κάθε κανονισμού που ήταν σε ισχύ τη δεδομένη περίοδο.

Το δεύτερο κεφάλαιο περιγράφει τις βασικές παραμέτρους του Κανονισμού Επεμβάσεων καθώς και του Ευρωκώδικα 8 Μέρος 3, κατά την προσομοίωση, την ανάλυση και τον έλεγχο ενός υφισταμένου κτιρίου. Περιγράφονται αναλυτικά, οι κύριες σχέσεις υπολογισμού των παραμορφωσιακών μεγεθών αντοχής (γωνία στροφής χορδής διαρροής και αστοχίας) που υιοθετούνται από κάθε κανονισμό και γίνεται σύγκριση και αντιπαράθεση των κύριων διατάξεων του ΚΑΝ.ΕΠΕ και του Ευρωκώδικα 8_Μέρος 3, με επισήμανση στις τυχόν διαφορές τους και στην πρακτική εφαρμογή τους.

Στο τρίτο κεφάλαιο γίνεται η διερεύνηση της επιρροής ποιότητας σκυροδέματος στην ανελαστική συμπεριφορά τυπικής ορθογωνικής διατομής ακολουθώντας τις διατάξεις που ορίζει ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. Χρησιμοποιήθηκαν οι ποιότητες C12, C16, C20, C25 και μία ακραία τιμή C50 προκειμένου να μελετηθεί το σκελετικό διάγραμμα της υπό μελέτη διατομής.

Στο τέταρτο κεφάλαιο επιλύεται ένα επίπεδο πλαίσιο τριών ορόφων με χρήση του προγράμματος SAP 2000 προκειμένου να διερευνηθεί η επιρροή της ποιότητας του σκυροδέματος σε επίπεδο κατασκευής.

Στο πέμπτο κεφάλαιο επαναλαμβάνεται η ίδια διαδικασία που ακολουθήθηκε στο προηγούμενο κεφάλαιο για επίπεδα πλαίσια έξι και εννέα ορόφων προκειμένου να ελέγξουμε την συμπεριφορά τους βελτιώνοντας και πάλι την θλιπτική αντοχή του σκυροδέματος.

ABSTRACT

In the present master thesis the research of concrete quality influence in the inelastic behavior of reinforced concrete structures is performed. Initially, a comparison and evaluation of Eurocode 8 _Part 3 (EC-8: EN1998-3_June2005, Part 3: Assessment and Retrofitting of Buildings) and Greek retrofitting code named KAN.EPE. is performed. A further consideration is the research of concrete quality influence on the rectangular cross section based on the specifications of KAN.EPE. for C12 to an extreme value C50. Furthermore, a simulation of generic frames of three, six and nine floors is performed for each concrete quality, in order to perform nonlinear static analysis in SAP2000 program.

The first chapter contains an introduction of the history of seismic vulnerability of existing buildings based on seismic regulations. References to construction difficulties based on the practices of each regulation that was in effect at that time are made.

The second chapter describes the basic parameters of the Greek retrofitting code KAN.EPE. and Eurocode 8 Part during simulation, analysis and control of an existing building. The main relations calculating the resistance values of deformation which they are adopted by each regulation, are described. Furthermore, a comparison and evaluation of Eurocode 8 _Part 3 and Greek retrofitting code KAN.EPE. is performed marked on any differences in their practical application.

In the third chapter the research of the influence of the concrete quality on inelastic behavior of typical rectangular cross section following the provisions laid down in KAN.EPE. is performed. The qualities of C12, C16, C20, C25 and an extreme quality of C50 were used in order to study the skeletal diagram of the cross section.

In the fourth chapter, a simulation of a generic frame of three floors is performed, using the program SAP2000, in an attempt to study the influence of concrete quality at the level of a structure.

In the fifth chapter, the same procedure as in the previous chapter, is repeating by improving the compressive strength of concrete, of generic frames of six and nine floors, in order to check their behavior and export conclusions for all types of structures.

ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ

Η παρούσα διπλωματική εργασία εκπονήθηκε στα πλαίσια του διατμηματικού προγράμματος μεταπτυχιακών σπουδών «Δομοστατικός Σχεδιασμός και Ανάλυση των Κατασκευών» το διδακτικό έτος 2013/2014 υπό την επίβλεψη του λέκτορα Εμμανουήλ Βουγιούκα.

Θα ήθελα να ευχαριστήσω θερμά τον κ. Βουγιούκα για την εμπιστοσύνη και συμπαράσταση που μου έδειξε. Επίσης, θα ήθελα να ευχαριστήσω τον υποψήφιο διδάκτορα κ. Νικόλαο Ζυγούρη για την πολύτιμη καθοδήγηση του, την ενθάρρυνση και το άριστο κλίμα καθ' όλη τη διάρκεια της συνεργασίας μας.

Τέλος, θα ήθελα να ευχαριστήσω τα αγαπημένα μου πρόσωπα που με στήριξαν στη προσπάθειά μου.

Πίνακας περιεχομένων

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1	10
ΕΙΣΑΓΩΓΗ.....	10
1.1 Ισχύοντες κανονισμοί προ του 1984	11
1.1.1 Χαρακτηριστικά κτιρίων και βασικές αδυναμίες	12
1.2 Ισχύοντες κανονισμοί μετά του 1984.....	13
1.3 Συμπέρασμα.....	14
1.4 Σύγχρονες μέθοδοι σχεδιασμού και ανάλυσης - η εξέλιξη μεθόδων σχεδιασμού ...	15
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2	17
<i>ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΤΩΝ ΚΑΝΟΝΙΣΜΩΝ ΕΚ8_3 ΚΑΙ ΚΑΝ.ΕΠΕ. ΓΙΑ ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ.....</i>	<i>17</i>
2.1 Εισαγωγή.....	17
2.2 Στόχοι σεισμικής αποτίμησης και ενίσχυσης κατά τους σύγχρονους κανονισμούς	18
2.2.1 Ανίσωση ασφαλείας και συντελεστές ασφαλείας υλικών.....	18
2.3 Η έννοια της πλαστιμότητας	20
2.4 Προσομοίωση ανελαστικής συμπεριφοράς δομικών μελών φορέα σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ.....	23
2.4.1 Υπολογισμός γωνίας στροφής χορδής διαρροής, θ_y	26
2.4.2 Υπολογισμός οριακής γωνίας στροφής χορδής $\theta_u - \theta_{rl}$	30
2.4.3 Υπολογισμός ροπής διαρροής M_y (Οριακή αντοχή M_u).....	32
2.4.4 Υπολογισμός διατμητικής αντοχής στοιχείου	33
2.5 Προσομοίωση ανελαστικής συμπεριφοράς δομικών μελών φορέα σύμφωνα με τον ΕΚ8_3.....	36

2.5.1 Υπολογισμός Γωνίας Στροφής Διαρροής θ_y	36
2.5.2 Υπολογισμός Γωνίας Στροφής Αστοχίας θ_u	38
2.5.3 Υπολογισμός διατμητικής αντοχής στοιχείου	39
2.6 Τα βασικά βήματα υπολογισμού της υπερωθητικής ανάλυσης σύμφωνα με τους δυο κανονισμούς.....	41
2.7 Ανάλυση βημάτων διαγράμματος ροής	44
2.7.1 Βήμα 1: Ελαστική και αδρανειακή διακριτοποίηση	44
2.7.2 Βήμα 2 : Επιλογή οριακής κατάστασης - στάθμης επιτελεστικότητας για την αποτίμηση φέροντος οργανισμού	51
2.7.2.1 Η έννοια της πλαστικής άρθρωσης	51
2.7.3 Βήμα 3 : Επιλογή μεθόδου ανάλυσης και προϋποθέσεις εφαρμογής.....	58
2.7.4 Βήμα 4 : Αποτίμηση δομικών στοιχείων.....	64
2.8 Υπολογισμός παραμορφωσιακών μεγεθών.....	73
2.9 Συγκρίσεις και συμπεράσματα επί ΚΑΝ.ΕΠΕ και ΕΚ8.....	77
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3	78
ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΤΗΣ ΕΠΙΡΡΟΗΣ ΠΟΙΟΤΗΤΑΣ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ ΣΤΗΝ ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑ ΟΡΘΟΓΩΝΙΚΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ.....	78
3.1 Συμπεριφορά ορθογωνικής διατομής με βάση τον ΚΑΝ.ΕΠΕ	78
3.1.1 Περίπτωση 1: Διατομή μόνο με εφελκόμενο οπλισμό χωρίς αξονική δύναμη .	79
3.1.2 Περίπτωση 2: Διατομή με ίδιο εφελκόμενο και θλιβόμενο οπλισμό χωρίς αξονική($A_{s1}=A_{s2}$)	86
3.1.3 Περίπτωση 3: Διατομή με ίδιο εφελκόμενο και θλιβόμενο οπλισμό με τιμή ανηγμένης αξονικής $vd=0.1$	90
3.1.4 Περίπτωση 4: Διατομή με ίδιο εφελκόμενο και θλιβόμενο οπλισμό με ανηγμένη αξονική $vd=0.2$	93

3.1.5 Περίπτωση 5: Διατομή με εφελκούμενο και θλιβόμενο οπλισμό με ανηγμένη αξονική $\nu_d=0.5$	96
3.1.6 Περίπτωση 6: Διατομή με εφελκούμενο και θλιβόμενο οπλισμό με ανηγμένη αξονική $\nu_d=0.75$	99
3.1.7 Περίπτωση 7: Διατομή με εφελκούμενο και θλιβόμενο οπλισμό με ανηγμένη αξονική $\nu_d=1.00$	102
3.2 Συμπεράσματα.....	105
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4	110
ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΤΗΣ ΕΠΙΡΡΟΗΣ ΠΟΙΟΤΗΤΑΣ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ ΣΤΗΝ ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑ ΕΠΙΠΕΔΟΥ ΠΛΑΙΣΙΟΥ 3 ΟΡΟΦΩΝ	110
4.1 Περιγραφή πλαισίου – Φέρων οργανισμός.....	110
4.2 Προκαταρκτική ελαστική στατική ανάλυση ($q=1$)	113
4.3 Κύρια ελαστική στατική ανάλυση	113
4.3.1 Απλοποιημένη φασματική ανάλυση	113
4.3.1.1 Θεωρητικό υπόβαθρο	113
4.3.2 Προσομοίωση και εφαρμογή μεθόδου στο SAP2000.....	114
4.3.2.1 Καθορισμός φάσματος σχεδιασμού.....	114
4.3.2.2 Υπολογισμός ισοδύναμων σεισμικών φορτίων	116
4.3.2.3 Εισαγωγή δεδομένων στο SAP2000	117
4.4 Παράμετροι μη γραμμικής στατικής ανάλυσης.....	129
4.5 Αποτελέσματα στατικής ανελαστικής ανάλυσης.....	129
4.6 Προσδιορισμός σημείου επιτελεστικότητας	138
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5	143

ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΤΗΣ ΕΠΙΡΡΟΗΣ ΠΟΙΟΤΗΤΑΣ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ ΣΤΗΝ ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑ ΕΠΙΠΕΔΩΝ ΠΛΑΙΣΙΩΝ 6 ΚΑΙ 9 ΟΡΟΦΩΝ.....	143
5.1 Εισαγωγή	143
5.2 Αποτελέσματα στατικής ανελαστικής ανάλυσης.....	145
5.3 Προσδιορισμός σημείων επιτελεστικότητας.....	153
5.4 Συμπεράσματα.....	160
ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ.....	162

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1

ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Η Ελλάδα είναι μία από τις πιο σεισμογενείς χώρες στον κόσμο, αφού από άποψη σεισμικότητας κατέχει την πρώτη θέση στην Ευρώπη και την έκτη σε παγκόσμιο επίπεδο. Τις τελευταίες δεκαετίες έχει πληγεί επανειλημμένως από ισχυρούς σεισμούς, που είχαν ως αποτέλεσμα την απώλεια εκατοντάδων ανθρώπινων ζωών, καθώς και σημαντικές οικονομικές και κοινωνικές επιπτώσεις. Οι ανθρώπινες και υλικές απώλειες οφείλονται στην πλειονότητα τους σε αστοχίες κτιρίων που σχεδιάστηκαν ανεπαρκώς έναντι των σεισμικών δράσεων. Για το λόγο αυτό, κύριο μέλημα των μελετητών οφείλει να είναι η θωράκιση των κατασκευών έναντι των οριζόντιων δράσεων.

Σημαντικό πρόβλημα στη χώρα μας αποτελεί το γεγονός ότι το μεγαλύτερο ποσοστό των υφιστάμενων κτιρίων μελετήθηκαν και κατασκευάστηκαν πριν το 1984 και κυρίως στις δεκαετίες του '60 και '70, όπου επικρατούσε έντονη ανοικοδόμηση κυρίως στα αστικά κέντρα.

Την εποχή εκείνη ίσχυε ο «Αντισεισμικός Κανονισμός του 1959», ο οποίος στην ουσία αντανάκλούσε τις γνώσεις περασμένων δεκαετιών ('20 -'30) και συμπληρώθηκε το 1984 με πρόσθετες διατάξεις. Το γεγονός αυτός έχει σαν αποτέλεσμα τα κτίρια αυτά να υστερούν σημαντικά από πλευράς σεισμικής επάρκειας, συγκριτικά με τα σύγχρονα κτίρια. Ωστόσο, η πλήρης αντικατάσταση όλων αυτών των κατασκευών με νέες, δομημένες σύμφωνα με τους σύγχρονους αντισεισμικούς κανονισμούς, είναι αδύνατη κυρίως λόγω οικονομικών, αλλά και κοινωνικών παραγόντων.

Έτσι, η ανάγκη επεμβάσεων σε υφιστάμενες κατασκευές με ελλείψεις ή ανεπάρκειες, οδήγησε στη σύνταξη σχετικών κανονισμών με στόχο τη θεσμοθέτηση κριτηρίων για την αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας των υφιστάμενων αυτών κτιρίων, καθώς και κανόνες εφαρμογής για τον αντισεισμικό σχεδιασμό τους. Στο πλαίσιο αυτό κινείται και ο Ελληνικός Κανονισμός Επεμβάσεων.

Στις μέρες μας σε ευρωπαϊκό επίπεδο, το πεδίο των ενισχύσεων και της αποτίμησης της φέρουσας ικανότητας των κατασκευών καλύπτεται από το Μέρος 3 του Ευρωκώδικα 8, το οποίο αποτελεί το ισχύον θεσμικό πλαίσιο. Ο συγκεκριμένος Κανονισμός έχει ως στόχο να θέσει κριτήρια αφενός για την αξιολόγηση της

σεισμικής συμπεριφοράς υφιστάμενων μεμονωμένων κτιρίων και αφετέρου για το σχεδιασμό των μέτρων ενίσχυσης. Επιπλέον, περιγράφει την προσέγγιση για την επιλογή των απαραίτητων μέτρων επέμβασης.

Το αντικείμενο της αποτίμησης της φέρουσας ικανότητας των κτιρίων σε σεισμικές δράσεις και του σχεδιασμού επεμβάσεων καλύπτεται και από άλλα σύγχρονα κανονιστικά κείμενα όπως οι αμερικάνικες οδηγίες της FEMA και του ATC.

Στόχος της παρούσας εργασίας, είναι η παραμετρική διερεύνηση της επιρροής ποιότητας σκυροδέματος στην μετελαστική συμπεριφορά αρχικά μιας τυπικής ορθογωνικής διατομής και έπειτα σε επίπεδο κατασκευής, ενός τριώροφου επίπεδου πλαισίου (και έπειτα 6-όροφου και 9-όροφου) οπλισμένου σκυροδέματος.

1.1 Ισχύοντες κανονισμοί προ του 1984

Ο αντισεισμικός σχεδιασμός εισήχθη στην Ελλάδα με τη θέσπιση του πρώτου Αντισεισμικού Κανονισμού το 1959 (Βασιλικό Διάταγμα της 19/26.2.1959). Προ του 1959 είχαν εφαρμοστεί σε ορισμένες περιοχές της χώρας που είχαν πληγεί από σεισμούς, μια σειρά από αντισεισμικά μέτρα, τα οποία κωδικοποίησε ο Κανονισμός του 1959. Ωστόσο, η θέσπιση του Αντισεισμικού Κανονισμού το 1959 δε σήμαινε ότι οι κατασκευές που σχεδιάστηκαν με αυτόν, ιδίως οι πολυώροφες από οπλισμένο σκυρόδεμα διέθεταν σημαντική αντοχή σε σεισμό.

Το παραπάνω, συνέβη διότι ο αντισεισμικός αυτός Κανονισμός αντανάκλουσε γνώση της δεκαετίας του 1920-30 και αφορούσε περισσότερο σε μονώροφες κατασκευές παρά πολυκατοικίες. Η ανάλυση και ο έλεγχος σε σεισμικά φορτία βασιζόνταν στο μοντέλο του μονώροφου (ανάλυση κατά Α. Ρουσόπουλο «Διανομή οριζοντίων δυνάμεων υπό άκαμπτου πλακός εις ολόσωμους εν τω χώρω φορείς. Περιπτώσεις σεισμικών δυνάμεων. Διανομή και δίαιτα αυτών.» 1932) και αναφέρεται στον κανονισμό του 1959 με το όνομα «ακριβής ελληνική μέθοδος», εφαρμόσθηκε χωρίς επαρκή αιτιολόγηση και στα πολυώροφα κτίρια. Έτσι, ο έλεγχος γινόταν για κάθε όροφο ξεχωριστά, με θεώρηση ελαστικής στήριξης για τα υποστυλώματα, χωρίς να λαμβάνεται υπόψη η πλαισιακή λειτουργία και η συμμετοχή των δοκών στην ανάληψη της σεισμικής έντασης.

Οι χαμηλοί σεισμικοί συντελεστές που είχαν υιοθετηθεί κατά τις περιοχές με βάση αυτόν τον κανονισμό, είχαν ως επακόλουθο, οι σεισμικές δράσεις που λαμβάνονταν

κατά την ανάλυση να είναι αρκετά μειωμένες έως ανύπαρκτες. Το γεγονός αυτό, σε συνδυασμό με την απουσία ισχυρής σεισμικής δραστηριότητας για μεγάλο χρονικό διάστημα, άρα τη μη συνειδητοποίηση του σεισμικού κινδύνου από τους μηχανικούς και τους πολίτες, είχε σαν αποτέλεσμα την ανέγερση πολλών πολυκατοικιών, των οποίων ο αντισεισμικός σχεδιασμός ήταν ελλιπής και πρακτικά είχε εκφυλιστεί σε ένα απλό έλεγχο περιμετρικών δοκών. Επιπλέον, ο ποιοτικός έλεγχος ήταν πρακτικά ανύπαρκτος, γεγονός που είχε πρόσθετες δυσμενείς συνέπειες στη σεισμική αντοχή των κτιρίων της περιόδου εκείνης.

Για τη διαστασιολόγηση του οπλισμένου σκυροδέματος παρέμενε σε ισχύ ο Κανονισμός του 1954 ο οποίος ήταν απλή μετάφραση του αντίστοιχου Γερμανικού του 1936 (DIN 1045) και δεν περιελάμβανε διατάξεις για την κατασκευαστική διαμόρφωση και λεπτομέρειες όπλισης μελών με στόχο τη τοπική πλαστιμότητα. Ο κανονισμός αυτός δηλαδή, ήταν προσανατολισμένος αποκλειστικά σε κατασκευές που καλούνται να αναλάβουν κυρίως κατακόρυφα φορτία. Η ίδια αντίληψη, αυτή της ανάληψης μόνο των κατακόρυφων φορτίων, κυριαρχούσε και στη μόρφωση του δομικού συστήματος.

Ως αποτέλεσμα, τα κτίρια οπλισμένου σκυροδέματος πολύ σπάνια διέθεταν ένα σαφώς ορισμένο δομικό σύστημα ανάληψης των οριζόντιων δυνάμεων και στις δύο οριζόντιες διευθύνσεις.

1.1.1 Χαρακτηριστικά κτιρίων και βασικές αδυναμίες

Τα κτίρια οπλισμένου σκυροδέματος που σχεδιάστηκαν και κατασκευάστηκαν στο διάστημα που περιγράφεται προηγουμένως, δεν μπορούν να χαρακτηρισθούν σε καμία περίπτωση ως ασφαλείς αντισεισμικές κατασκευές. Και αυτό διότι την περίοδο εκείνη, έννοιες όπως η ανελαστική συμπεριφορά, η πλαστιμότητα, ο ικανοτικός σχεδιασμός, κλπ ήταν παντελώς άγνωστες στους μηχανικούς. Οι έννοιες αυτές άρχισαν να εισάγονται στην Ελληνική βιβλιογραφία μετά τους πρώτους καταστροφικούς σεισμούς (Θεσσαλονίκη 1978, Αλκυονίδες 1981) που έπληξαν μεγάλα αστικά κέντρα και προκάλεσαν καταρρεύσεις πολυκατοικιών.

Όπως είναι γνωστό, η γενική συμπεριφορά ενός δομικού συστήματος εξαρτάται από τη συμπεριφορά των επιμέρους δομικών στοιχείων που συνθέτουν το φέροντα οργανισμό του. Στη συνέχεια παρατίθενται τα κύρια χαρακτηριστικά των δομικών

μελών οπλισμένου σκυροδέματος σχεδιασμένων με βάση τους παλιούς κανονισμούς:

- Ανεπαρκώς αγκυρωμένοι ή ακόμα και ανοικτοί συνδετήρες σε γωνία 90ο , γεγονός που τους εμπόδιζε να αναπτύξουν τη συνολική εφελκυστική τους αντοχή.
- Ιδιαίτερα χαμηλά ποσοστά διαμήκους και εγκάρσιου οπλισμού, που μεν για τους πρώτους οφειλόταν κυρίως στη μέθοδο ανάλυσης και στις χαμηλές σεισμικές δράσεις σχεδιασμού, ψευδοστατική ανάλυση με ομοιόμορφη κατανομή οριζόντιων σεισμικών δυνάμεων καθ' ύψος του κτιρίου ε^*W , όπου ε σεισμικός συντελεστής $\varepsilon=0.0416$, για τους συνδετήρες δε, οφειλόταν επιπλέον στην απουσία ελέγχων περίσφιγξης και στις ελλειπείς κατασκευαστικές διατάξεις.
- Ανεπαρκείς λεπτομέρειες κατασκευαστικής όπλισης κυρίως σε ότι έχει να κάνει με τον εγκάρσιο οπλισμό.
- Χαμηλές αντοχές σκυροδέματος (B120 ή B160), καθώς και ανομοιομορφία στην κατανομή της ποιότητας του σκυροδέματος στα διάφορα τμήματα του φορέα.
- Χαμηλές αντοχές χάλυβα(St I), με ευρεία χρήση λείου οπλισμού με άγκιστρα.
- Φτωχές αγκυρώσεις διαμήκους οπλισμού και ανεπαρκή μήκη ματίσματος που πολλές φορές γινόταν εντός κρίσιμων περιοχών.
- Διαστασιολόγηση με βάση τις επιτρεπόμενες τάσεις και μόνον έναντι κατακόρυφων φορτίων, απουσία ικανοτικού σχεδιασμού δοκών - υποστυλωμάτων σε κάμψη και διάτμηση.
- Τήρηση μικρών επικαλύψεων με συνέπεια την έντονη ενανθράκωση του σκυροδέματος και διάβρωση των οπλισμών.
- Θεμελιώσεις επιφανειακές, όλων των τύπων, ανάλογα με την αντοχή του εδάφους.
- Πλάκες μικρού πάχους (8-12cm).

1.2 Ισχύοντες κανονισμοί μετά του 1984

Η αναθεώρηση του Αντισεισμικού Κανονισμού με τις Πρόσθετες Διατάξεις του 1984 οδήγησε σε ουσιαστική αναβάθμιση της αντισεισμικής προστασίας. Οι Πρόσθετες

Διατάξεις εισήγαγαν για πρώτη φορά όλα σχεδόν τα κύρια χαρακτηριστικά των σύγχρονων Κανονισμών, όπως τον Ικανοτικό Σχεδιασμό υποστυλωμάτων σε κάμψη, την κατασκευαστική διαμόρφωση και τις λεπτομέρειες όπλισης μελών για λόγους τοπικής πλαστιμότητας, τον έλεγχο των βλαβών στον οργανισμό πλήρωσης και τον υπολογισμό των επιρροών 2ας τάξεως, κλπ. Επιπλέον, σε συνδυασμό και με την είσοδο στην καθημερινή μελετητική πρακτική του Η/Υ και των προγραμμάτων (στατικής) ανάλυσης στο χώρο, έθεσαν τέρμα στο πρόβλημα της ανεπαρκούς προσομοίωσης και των προσεγγιστικών μεθόδων ανάλυσης πολυωρόφων κτιρίων για τη σεισμική δράση. Οι αλλαγές αυτές ήλθαν σε μία χρονική στιγμή που η κοινότητα των Πολιτικών Μηχανικών, αλλά και ο μέσος πολίτης στη χώρα, είχαν αναπτύξει αυξημένη συναίσθηση της σοβαρότητας του σεισμικού κινδύνου. Ως τελικό αποτέλεσμα, η σεισμική τρωτότητα των κτιρίων Οπλισμένου Σκυροδέματος που σχεδιάσθηκαν και κατασκευάσθηκαν μετά το 1984 είναι, κατά μέσο όρο, πολύ μικρότερη.

Το 1995, η ριζική αναθεώρηση του Αντισεισμικού Κανονισμού και του Κανονισμού για τη Μελέτη και Κατασκευή Έργων από Σκυρόδεμα, επέφεραν μία εξαιρετική βελτίωση της αντισεισμικής προστασίας και ασφάλειας που προσφέρουν οι κατασκευές Οπλισμένου Σκυροδέματος. Παρά τις κάποιες ελλείψεις τους (που οδήγησαν στις αναθεωρήσεις του 1999-2000), οι Κανονισμοί του 1995 ανταποκρίνονταν για πρώτη φορά πλήρως στα διεθνή πρότυπα και στο σύγχρονο επίπεδο της γνώσης. Βεβαίως η βελτίωση της ασφάλειας με τους Κανονισμούς του 1995 συνοδεύεται από σημαντική αύξηση του κόστους του δομικού συστήματος. Όμως τόσο το αυξημένο κόστος, όσο και το αυξημένο επίπεδο ασφάλειας που παρέχεται στους χρήστες των έργων και στην περιουσία τους (ιδιωτική ή δημόσια), είναι πλέον συμβατά με το κατά κεφαλήν εισόδημα, το βιοτικό επίπεδο αλλά και τη (χρηματική) αξία της ανθρώπινης ζωής στη χώρα μας.

1.3 Συμπέρασμα

Από την παραπάνω αναδρομή προκύπτει το συμπέρασμα πως δεδομένου ότι ένα πολύ μεγάλο ποσοστό του οικιστικού πλούτου της χώρας έχει κτισθεί πριν το 1985, ο βασικός σεισμικός κίνδυνος για την ανθρώπινη ζωή και για τις περιουσίες στην Ελλάδα προέρχεται από τα κτίρια αυτά. Ο σεισμός του Αιγίου το 1995, που ήταν ο πρώτος ισχυρός σεισμός που έπληξε αστική περιοχή όπου συνυπήρχαν και οι τρεις γενιές κτιρίων, επιβεβαίωσε το γεγονός αυτό: οι μετά το 1984 κατασκευές, είχαν,

παρά το μεγαλύτερο κατά μέσο όρο αριθμό ορόφων και τη συχνή διαμόρφωση του ισογείου σε Pilotis, πολύ καλύτερη συμπεριφορά απ' αυτές του μεταξύ 1959 και 1984 διαστήματος, οι οποίες, με τη σειρά τους, συμπεριφέρθηκαν κάπως καλύτερα από τις προ του 1959. Όμως παρά το γεγονός ότι ο σεισμικός κίνδυνος προέρχεται από τις παλαιότερες κατασκευές, που έγιναν είτε χωρίς, είτε με στοιχειώδη αντισεισμικό σχεδιασμό, η έμφαση της Αντισεισμικής Τεχνολογίας στη χώρα μας εξακολουθεί να εστιάζεται στις σημερινές και τις μελλοντικές νέες κατασκευές.

Η κατάσταση, από απόψεως προέλευσης του σεισμικού κινδύνου, είναι παρόμοια παγκοσμίως: Μέχρι τη δεκαετία του '50 για την Αμερική ή του '60 για την Ευρώπη, δεν είχαν θεσμοθετηθεί διατάξεις αντισεισμικού σχεδιασμού στους κανονισμούς και οι κατασκευές όφειλαν την τυχόν αντοχή τους σε οριζόντιες δράσεις στον ενδεχόμενο σχεδιασμό τους έναντι ανέμου. Διατάξεις που ανταποκρίνονται στις σημερινές αντιλήψεις και απαιτήσεις για τον αντισεισμικό σχεδιασμό εμφανίσθηκαν ουσιαστικά για πρώτη φορά στα μέσα της δεκαετίας του '70 στις ΗΠΑ ή του '80 στην Ευρώπη. Έτσι λοιπόν παντού οι παλαιότερες κατασκευές, που κατασκευάσθηκαν χωρίς αντισεισμικό σχεδιασμό ή σύμφωνα με κανονισμούς εντελώς ανεπαρκείς για τα σημερινά δεδομένα, αποτελούν την κύρια πηγή του σεισμικού κινδύνου.

1.4 Σύγχρονες μέθοδοι σχεδιασμού και ανάλυσης - Η εξέλιξη μεθόδων σχεδιασμού

Η βασική ιδέα όλων των μεθόδων σεισμικού σχεδιασμού και αποτίμησης είναι η σύγκριση μεταξύ κάποιου μεγέθους «απαίτησης» το οποίο επιβάλλεται από το σεισμό στην κατασκευή και του αντίστοιχου μεγέθους «ικανότητας» της κατασκευής να αντισταθεί. Οι παραδοσιακές μέθοδοι σχεδιασμού χαρακτηρίζουν την απαίτηση και την ικανότητα ως δύναμη, και συνήθως χρησιμοποιούν την τέμνουσα βάση. Κατά τους πρώτους κανονισμούς, θεωρείτο ότι οι σεισμικές επιταχύνσεις παράγουν δυνάμεις ανάλογες με τη μάζα της κατασκευής.

Αναγνωρίστηκε επίσης, ότι ορισμένα κτίρια αυξάνουν το μέγεθος ικανότητας τους βάσει των χαρακτηριστικών του δομικού συστήματος και των υλικών του. Οι σύγχρονες μέθοδοι σχεδιασμού και αποτίμησης χρησιμοποιούν τις μετακινήσεις αντί για τις δυνάμεις, ως μεγέθη για τη σύγκριση της απαίτησης και της ικανότητας μίας

κατασκευής. Αυτή η προσέγγιση, περιλαμβάνει τη θεώρηση της πλαστιμότητας της κατασκευής.

Μέθοδοι Ανάλυσης

Ανάλογα με το επίπεδο γνώσης που επιτυγχάνεται, σε συνδυασμό με την εκπλήρωση ορισμένων προϋποθέσεων κανονικότητας, προσδιορίζεται η επιτρεπόμενη μέθοδος ανάλυσης για κατασκευές από οπλισμένο σκυρόδεμα. Οι μέθοδοι ανάλυσης που προβλέπονται είναι:

Γραμμικές ελαστικές μέθοδοι:

- Μέθοδος ανάλυσης οριζόντιας φόρτισης

- Ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης

Μη γραμμικές μέθοδοι:

- Μη γραμμική στατική ανάλυση (pushover)

- Μη γραμμική ανάλυση χρονοϊστορίας (δυναμική)

Οι ελαστικές μέθοδοι ανάλυσης υιοθετούν την παραδοσιακή γραμμική σχέση έντασης παραμόρφωσης για τα δομικά στοιχεία της κατασκευής, με κατάλληλες τροποποιήσεις των μετακινήσεων και των κριτηρίων επιτελεστικότητας, έτσι ώστε να λαμβάνεται υπόψη η πιθανότητα εκδήλωσης μη γραμμικής συμπεριφοράς για το σεισμό σχεδιασμού. Οι ελαστικές μέθοδοι μπορούν μεν να δώσουν μια καλή εικόνα της ελαστικής συμπεριφοράς της κατασκευής μέχρι το σημείο της πρώτης διαρροής, αλλά δεν μπορούν να προβλέψουν την ανακατανομή των εντάσεων που θα συμβεί κατά τη διάρκεια της προοδευτικής διαρροής των δομικών στοιχείων του φορέα.

Οι ανελαστικές μέθοδοι ανάλυσης σκοπεύουν στο ρεαλιστικότερο προσδιορισμό της σεισμικής απόκρισης των κατασκευών, λαμβάνοντας υπόψη τις ανακατανομές των εσωτερικών εντάσεων λόγω των προκαλούμενων βλαβών (πλαστικοποιήσεων), δηλαδή λόγω της εισόδου της κατασκευής στην ανελαστική περιοχή.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2

ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΤΩΝ ΚΑΝΟΝΙΣΜΩΝ ΕΚ8_3 ΚΑΙ ΚΑΝ.ΕΠΕ. ΓΙΑ ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

2.1 Εισαγωγή

Οι ελαστικές μέθοδοι ανάλυσης επικεντρώνονται στην περιγραφή της γραμμικής-ελαστικής συμπεριφοράς των μελών του φορέα μέχρι τη διαρροή αυτών. Όμως ο φορέας ακόμη και αν ένας κάποιος αριθμός των μελών του έχει διαρρεύσει βρίσκεται σε θέση να αναλάβει επιπλέον σεισμικά φορτία μέσω των παραμορφώσεων των μελών, μέχρι βέβαια αυτά να αστοχήσουν. Δηλαδή, η πλαστιμότητα (ικανότητα μη γραμμικής-ελαστικής παραμόρφωσης του φορέα) είναι καθοριστικός παράγοντας του σχεδιασμού και αποτίμησης νέων φορέων και της αποτίμησης ή/και ανασχεδιασμού των υφιστάμενων, με ή χωρίς βλάβες.

Με τις σύγχρονες αντισεισμικές αντιλήψεις και κανονισμούς είναι δυνατόν να υπολογιστεί η πλαστιμότητα του κάθε μέλους του φορέα (τοπικοί δείκτες συμπεριφοράς m) καθώς και του φορέα ως σύνολο (καθολικός δείκτης συμπεριφοράς q), εκφρασμένη είτε με όρους δυνάμεων-μετακινήσεων είτε ροπών-παραμορφώσεων (γωνίες στροφής χορδής). Ειδικότερα επιδιωκόμενο είναι όταν ο φορέας διαρρεύσει και τελικώς αστοχήσει, η ανελαστική συμπεριφορά των μελών του να χαρακτηρίζεται πρώτα από τη διαρροή υπό κάμψη (πλάστιμη συμπεριφορά) και κατόπιν υπό τέμνουσα (ψαθυρή συμπεριφορά).

Σκόπιμη είναι η επεξήγηση των όρων «αποτίμηση» και «ανασχεδιασμός». Ο στόχος της αποτίμησης νέας ή υφιστάμενης κατασκευής είναι η εκτίμηση της διαθέσιμης φέρουσας ικανότητάς (Φ.Ι.) της μέσω των προκαθορισμένων από τους κανονισμούς κριτηρίων (στάθμες επιτελεστικότητας), καθώς και ο έλεγχος ικανοποίησης των ελάχιστων υποχρεωτικών απαιτήσεων φέρουσας ικανότητας που επιβάλλονται από τους κανονισμούς. Με τον όρο «ανασχεδιασμός» νοείται η δομητική επέμβαση που πρέπει να γίνει στον υφιστάμενο φορέα για την αποκατάσταση (επισκευή) της φέρουσας ικανότητάς του, εφόσον με την αποτίμηση εκτιμηθεί ως ανεπαρκής (βλάβες, απώλεια Φ.Ι.) ή για την αύξηση (ενίσχυση) της φέρουσας ικανότητάς του.

Η αποτίμηση και ο ανασχεδιασμός των φορέων γίνονται με στόχο την επίτευξη των επονομαζόμενων σταθμών επιτελεστικότητας σύμφωνα με τους ισχύοντες κανονισμούς. Δηλαδή καθορίζεται εξαρχής η επιθυμητή συμπεριφορά του φορέα, το όριο δηλαδή των επιτρεπόμενων ανελαστικών παραμορφώσεων που αναπτύσσονται

στα δομικά στοιχεία όταν το κτήριο υπόκειται στη σεισμική δράση για την οποία γίνεται ο σχεδιασμός ή η αποτίμηση/ανασχεδιασμός.

Στη συνέχεια του κεφαλαίου, ακολουθεί περιγραφή των διατάξεων και απαιτήσεων των δυο βασικών κανονισμών που χρησιμοποιούνται στην Ελλάδα για την αποτίμηση και ανασχεδιασμό των υφιστάμενων φορέων, του Κανονισμού Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ) και του Ευρωκώδικα 8_3.

2.2 Στόχοι σεισμικής αποτίμησης και ενίσχυσης κατά τους σύγχρονους κανονισμούς

Η αποτίμηση της σεισμικής φέρουσας ικανότητας και συμπεριφοράς υφισταμένων κατασκευών βασίζεται στη σύγκριση ενός μεγέθους έντασης S_d που προκαλεί ο σεισμός στο στατικό φορέα (ένα είδος “ζήτησης”) με το αντίστοιχο μέγεθος αντοχής ή αντίστασης R_d που διαθέτει ο στατικός φορέας έναντι της συγκεκριμένης “ζήτησης” (ως “ικανότητα”). Αν η σεισμική ένταση (“ζήτηση”) S_d υπερβεί την αντίστοιχη αντίσταση (“ικανότητα”) R_d , το συμπέρασμα της αποτίμησης είναι ότι υπάρχει ανεπάρκεια. Κατά κανόνα η σύγκριση “ζήτησης” - “ικανότητας” γίνεται στη στάθμη των επιμέρους δομικών μελών (δοκών, υποστυλωμάτων, τοιχωμάτων), στα σημεία όπου αυτά συνδέονται με άλλα μέλη (άκρα μέλους), ή και ενδιάμεσα των σημείων αυτών, όπου είναι κρισιμότερο.

Το θεσμικό πλαίσιο για την αποτίμηση ή ενίσχυση υφισταμένων κτιρίων στην Ευρώπη καθορίζεται από το Μέρος 3 του Ευρωκώδικα 8: “Αποτίμηση και Ενίσχυση Κτιρίων” (στην τελική του μορφή ως Ευρωπαϊκό Πρότυπο), και συγκεκριμένα για την χώρα μας από τον Κανονισμό Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.) που λειτουργεί κυρίως συμπληρωματικά στον Ευρωκώδικα.

Τόσο ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. όσο και ο Ευρωκώδικας 8 – Μέρος 3, εισάγουν για την αποτίμηση ή ενίσχυση υφισταμένων κτιρίων την έννοια των «στόχων αποτίμησης και ενίσχυσης». Οι στόχοι αυτοί συνίστανται στην ικανοποίηση μίας ή περισσότερων από τρεις δυνατές «στάθμες επιτελεστικότητας» (επιθυμητής συμπεριφοράς) υπό αντίστοιχους σεισμούς.

2.2.1 Ανίσωση ασφαλείας και συντελεστές ασφαλείας υλικών

Παρατίθενται τα κριτήρια ελέγχου της ανίσωσης ασφαλείας, κατά την αποτίμηση ή τον ανασχεδιασμό, σε όρους εντατικών ή παραμορφωσιακών μεγεθών ανάλογα

- με την μέθοδο ανάλυσης που χρησιμοποιείται
- με τον αναμενόμενο τρόπο αστοχίας (πλάστιμο ή ψαθυρό)

και τα κριτήρια αυτά ποικίλλουν και δίνονται για κάθε στάθμη επιτελεστικότητας ξεχωριστά.

Η βασική μορφή της ανίσωσης ασφαλείας είναι η εξής

$$S_d < R_d, \text{ με}$$

$$S_d = \gamma_{sd} \cdot S (S_k \cdot \gamma_f)$$

$$R_d = (1 / \gamma_{Rd}) \cdot R (R_k / \gamma_m)$$

όπου S_d , R_d οι τιμές σχεδιασμού (και επανελέγχου) των εντατικών/παραμορφωσιακών μεγεθών που προκαλούνται από τις δράσεις και των αντίστοιχων διαθέσιμων αντιστάσεων, και S_k , R_k οι αντιπροσωπευτικές τιμές των δράσεων και ιδιοτήτων των υλικών αντίστοιχα.

Οι γ_f & γ_m είναι οι επιμέρους συντελεστές ασφαλείας για τις δράσεις και τις ιδιότητες των υλικών, με τους οποίους λαμβάνονται υπόψη οι ενδεχόμενες δυσμενείς αποκλίσεις των αντίστοιχων μεταβλητών από τις αντιπροσωπευτικές τιμές και συναρτώνται με τη Σ.Α.Δ.

Τέλος, γ_{sd} , γ_{Rd} : Οι επιμέρους συντελεστές ασφαλείας με τους οποίους λαμβάνονται υπόψη οι αυξημένες (σε σχέση με το σχεδιασμό νέων κτιρίων) αβεβαιότητες των προσομοιωμάτων, μέσω των οποίων εκτιμώνται οι συνέπειες των δράσεων και οι κάθε είδους αντιστάσεις, αντιστοίχως.

Ανάλογα με το αν ο έλεγχος ασφαλείας γίνεται σε όρους δυνάμεων ή παραμορφώσεων, διαμορφώνεται και ο ορισμός της «αντιπροσωπευτικής τιμής».

Εάν ο έλεγχος ασφαλείας γίνεται σε όρους εντατικών μεγεθών («δυνάμεων»), οι ιδιότητες των υφιστάμενων υλικών συγκεκριμένου δομικού στοιχείου αντιπροσωπεύονται με τις μέσες τιμές τους μειωμένες κατά μία τυπική απόκλιση, οι δε ιδιότητες των προστιθέμενων υλικών αντιπροσωπεύονται με τις χαρακτηριστικές τους τιμές που προβλέπονται από τους οικείους Κανονισμούς.

Εάν ο έλεγχος ασφαλείας γίνεται σε όρους παραμορφωσιακών μεγεθών (μετακινήσεων, στροφών κ.λπ.), οι ιδιότητες των υλικών αντιπροσωπεύονται γενικώς με τις μέσες τιμές τους.

Επιτρέπεται αποτίμηση και ανασχεδιασμός υφιστάμενων δομικών στοιχείων με βάση αντιπροσωπευτικές (δηλαδή μέσες) τιμές αντοχών (για το σκυρόδεμα και το χάλυβα των σιδηροπλισμών) που δεν συμπίπτουν με τις κατηγορίες υλικών (κλάσεις αντοχών) των Κανονισμών.

Επισημαίνεται ότι τόσο ο ΚΑΝΕΠΕ όσο και ο Ευρωκώδικας 8 – Μέρος 3 οδηγούν σε οικονομικότερα συμπεράσματα για την αποτίμηση ή την ενίσχυση υφισταμένων κτιρίων όταν η ανάλυση είναι ανελαστική.

Η αντίσταση των μελών (“ικανότητα”) R_d καθώς και η σεισμική ένταση των μελών (“ζήτηση”) S_d μπορούν να εκφραστούν είτε σε όρους δυνάμεων είτε σε όρους παραμορφώσεων. Η αντίσταση R_d ποσοτικοποιείται μέσω σχέσεων που παρουσιάζονται παρακάτω, ενώ η ένταση S_d μέσω ανάλυσης. Οι επιτρεπόμενες κατά περίπτωση μέθοδοι ανάλυσης για την αποτίμηση ή την ενίσχυση ενός κτιρίου εξαρτώνται από την εκπλήρωση ορισμένων προϋποθέσεων κανονικότητας του κτιρίου καθώς και από τη στάθμη αξιοπιστίας των διαθέσιμων δεδομένων. Οι μέθοδοι ανάλυσης που προβλέπονται είναι:

- Ελαστική (ισοδύναμη) στατική ανάλυση, υπό αυστηρές προϋποθέσεις κανονικότητας του κτιρίου και ανεξαρτήτως της αξιοπιστίας των δεδομένων,
- Ελαστική δυναμική ανάλυση, υπό κάπως λιγότερο αυστηρές προϋποθέσεις κανονικότητας του κτιρίου, ανεξαρτήτως της αξιοπιστίας των δεδομένων,
- Ανελαστική στατική ανάλυση, χωρίς σημαντικές προϋποθέσεις κανονικότητας του κτιρίου και με τουλάχιστον επαρκή αξιοπιστία δεδομένων, και
- Ανελαστική δυναμική ανάλυση (ανάλυση χρονοϊστορίας), χωρίς προϋποθέσεις κανονικότητας του κτιρίου και με ικανοποιητική αξιοπιστία δεδομένων.

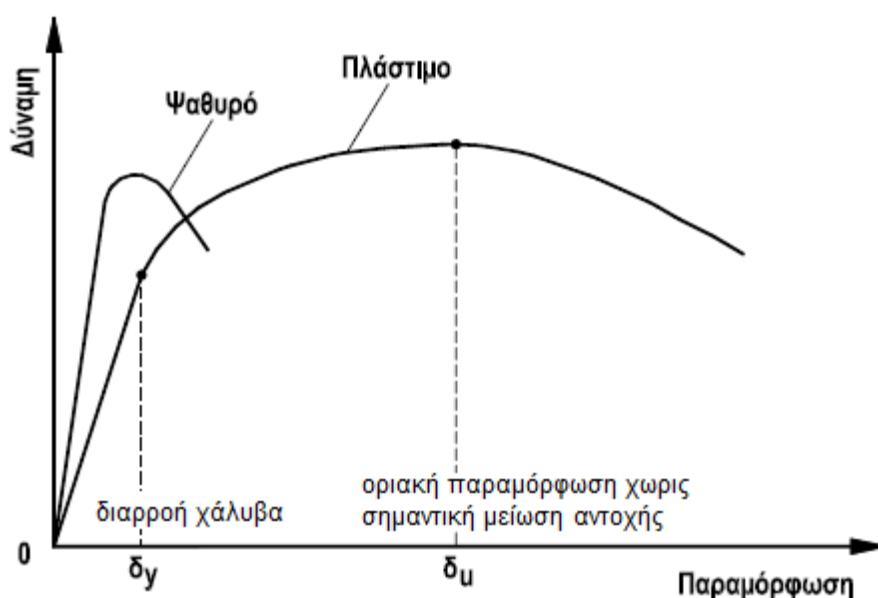
Συγκεκριμένα, κατά τον Ευρωκώδικα 8 – Μέρος 3, ελαστική ανάλυση δεν επιτρέπεται εάν η μέγιστη τιμή του λόγου έντασης προς αντίσταση S_d / R_d σε όλο το κτίριο είναι πάνω από 2.5 φορές την ελάχιστη (εξάιρεση οι θέσεις όπου $S_d / R_d < 1$), ενώ κατά τον ΚΑΝΕΠΕ η ελαστική ανάλυση δεν επιτρέπεται εάν η μέγιστη τιμή του λόγου S_d / R_d σε όλο το κτίριο είναι πάνω από 2.5.

2.3 Η έννοια της πλαστιμότητας

Επειδή επιτρέπεται η λειτουργία της κατασκευής σε κατάσταση αστοχίας και επειδή η σεισμική φόρτιση είναι επιβαλλόμενη παραμόρφωση και όχι επιβαλλόμενη φόρτιση,

στο σχεδιασμό των φορέων υπεισέρχονται και παραμορφωσιακά μεγέθη του φορέα σε κατάσταση αστοχίας, η πλαστιμότητα.

Ένα υλικό είναι πλάστιμο εάν μπορεί να αντέξει μεγάλες παραμορφώσεις κατά τη φόρτισή του (π.χ. λάστιχο). Για μέλη και κατασκευές από οπλισμένο σκυρόδεμα, πλαστιμότητα είναι η ικανότητα τους να παραμορφώνονται πέραν του ορίου διαρροής, δηλαδή μεγάλες σχετικά παραμορφώσεις, χωρίς σημαντική μείωση της αντοχής τους. Ένα ψαθυρό υλικό (π.χ. κιμωλία) ή μια ψαθυρή κατασκευή αστοχούν απότομα (δηλαδή χωρίς προειδοποίηση της επικείμενης αστοχίας) μόλις αναλάβουν το μέγιστο φορτίο τους. Επομένως υπάρχει αυξημένος κίνδυνος απώλειας ζωής κατά την κατάρρευση ψαθυρών κατασκευών.



Σχήμα 2.1 Τυπικά διαγράμματα δύναμης – παραμόρφωσης μελών με πλάστιμη ή ψαθυρή συμπεριφορά

Για το πλάστιμο μέλος που δίνεται στο Σχ. 2.1, δ_γ είναι η παραμόρφωση διαρροής που αντιστοιχεί στη διαρροή του χάλυβα και δ_μ είναι η οριακή παραμόρφωση που αναπτύσσεται χωρίς σημαντική μείωση της αντοχής. Η Δύναμη μπορεί να είναι φορτίο, ροπή ή τάση, ενώ η παραμόρφωση μπορεί να είναι επιμήκυνση, καμπυλότητα, βέλος ή στροφή.

Ο πιο συνήθης τρόπος ορισμού/μέτρησης της πλαστιμότητας είναι ο «δείκτης πλαστιμότητας» μ , και χρησιμοποιείται ευρέως. Ορίζεται ως $\mu = \delta_\mu / \delta_\gamma$ (δείκτης

πλαστιμότητας μετακινήσεων), ή σε κάποια άλλη μορφή του φ_u / φ_y , θ_u / θ_y (δείκτης πλαστιμότητας καμπυλοτήτων). Ο παραπάνω ορισμός εν γένει αναφέρονται σε μονοτονική φόρτιση μέχρι αστοχίας. Κύκλοι φορτίσεως και ταχύτητα φορτίσεως, αν και επηρεάζουν την πλαστιμότητα, δεν λαμβάνονται συνήθως υπόψη στους ορισμούς.

Δομικά στοιχεία όπως πλάκες, υπόγεια και θεμελίωσή τους, δευτερεύουσες δοκοί (όχι πάνω σε υποστυλώματα), κόμβοι στους οποίους δεν συντρέχουν κατακόρυφα στοιχεία, θεωρούνται δομικά στοιχεία χωρίς αυξημένες απαιτήσεις πλαστιμότητας ασχέτως αν ανήκουν σε φορείς με ή χωρίς αυξημένες απαιτήσεις πλαστιμότητας. Η πλαστιμότητα μπορεί να αναφέρεται είτε σε όλη την κατασκευή ή μόνο σε τμήμα της. Το μέγεθος του δείκτη πλαστιμότητας θα διαφέρει σε κάθε περίπτωση:

Υλικό: π.χ. σκυρόδεμα $\mu=1-2$

Διατομή: π.χ. διατομή ελαφρά οπλισμένη $\mu=10-20$

Δοκός ή Υποσύλωμα: συνήθως μικρότερο μ . Κίνδυνος αστοχίας της συνάφειας ή διάτμησης ή επιβάρυνση από ετερόσημους κύκλους φόρτισης.

Κατασκευή: μ μπορεί να είναι μεγάλο. Εξαρτάται από τη θέση των πλαστικών αρθρώσεων και τη συμπεριφορά των κόμβων.

Η σπουδαιότητα της πλαστιμότητας σε μια κατασκευή σε σεισμική περιοχή είναι προφανής από την στιγμή που αυτή είναι απαραίτητη για την ασφαλή ανελαστική απόκριση της κατασκευής. Η εισαγωγή διατάξεων για την επίτευξη πλαστιμότητας στους ισχύοντες Αντισεισμικούς Κανονισμούς, έγινε ουσιαστικά μετά από τροποποίηση των παλαιότερων Κανονισμών που ακολούθησε τους καταστρεπτικούς σεισμούς της δεκαετίας του '80, αποτελώντας ένα σημαντικό βήμα για την εξέλιξή τους και την αποδέσμευσή τους εν μέρει από τις μη ορθολογιστικές ελαστικές επιλύσεις λειτουργίας βάσει των επιτρεπομένων τάσεων. Με βάση την τρέχουσα φιλοσοφία του ΕΑΚ (2000), ένας πλαστικός φορέας είναι ένας φορέας που επιτρέπεται να έχει μειωμένη αντοχή, έχει αυξημένη όμως ικανότητα απορρόφησης σεισμικής ενέργειας μέσω μετελαστικών παραμορφώσεων σε ελεγχόμενα σημεία – κρίσιμες περιοχές. Υπό αυτή την προϋπόθεση επιτρέπεται μείωση του μεγίστου σεισμικού φορτίου, βάσει του συντελεστή συμπεριφοράς q , αλλά με την συνακόλουθη υποχρέωση να τηρηθούν μια σειρά ελέγχων και κατασκευαστικών

διατάξεων, όπως, π.χ. ικανοτικοί έναντι διάτμησης, ικανοτικοί έλεγχοι κόμβων και περιορισμοί των ρ_{min} , V_d .

Στη συνέχεια ακολουθεί αναλυτική περιγραφή των διατάξεων και απαιτήσεων των δυο βασικών κανονισμών που χρησιμοποιούνται στην Ελλάδα για την αποτίμηση και ανασχεδιασμό των υφιστάμενων φορέων, του Κανονισμού Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ) και του Ευρωκώδικα 8.

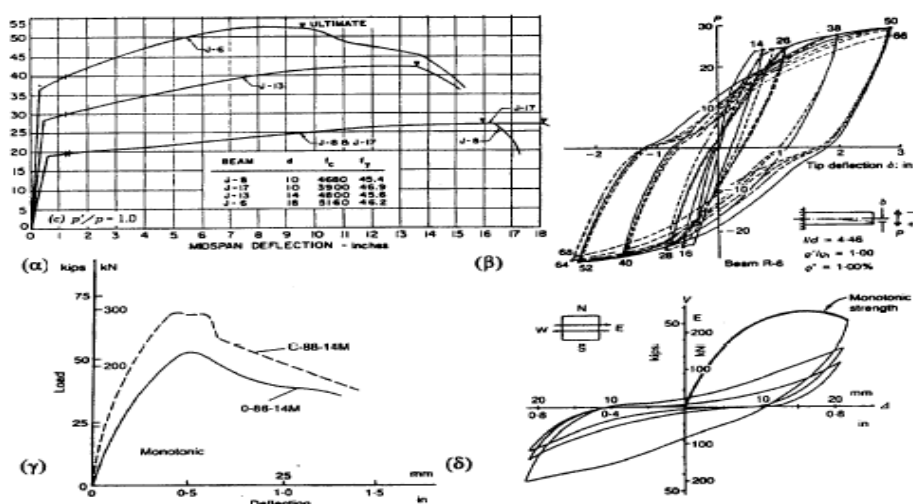
Κατόπιν γίνεται πρακτική εφαρμογή των δύο κανονισμών στον υπό μελέτη φορέα, με απώτερο στόχο τη σύγκριση των αποτελεσμάτων που εξάγονται από την εφαρμογή των δυο κανονισμών, ΚΑΝ.ΕΠΕ και EC-8 και την αξιολόγηση αυτών.

Η αποτίμηση των φορέων μπορεί να γίνει με μια πληθώρα αναλύσεων, ελαστικών και ανελαστικών (περαιτέρω αναφορά θα γίνει στις ακόλουθες παραγράφους), όμως στα πλαίσια της παρούσας μεταπτυχιακής διπλωματικής η μέθοδος ανάλυσης που θα εφαρμοστεί είναι η ανελαστική μη-γραμμική μέθοδος σταδιακής εξώθησης ή ανελαστική στατική μέθοδος ή εν συντομία ανάλυση pushover.

2.4 Προσομοίωση ανελαστικής συμπεριφοράς δομικών μελών φορέα σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ.

Η μηχανική συμπεριφορά ενός δομικού στοιχείου, μιας κρίσιμης περιοχής δομικού στοιχείου, ή μιας συνδέσεως στοιχείων (κόμβου), περιγράφεται μέσω ενός διαγράμματος εντατικού μεγέθους «F» συναρτήσεως της παραμόρφωσης ή σχετικής μετακίνησης «δ». Το είδος, η διεύθυνση και τα υπόλοιπα χαρακτηριστικά του μεγέθους F επιλέγονται έτσι ώστε να χαρακτηρίζουν το κύριο μέρος της έντασης την οποία προκαλεί η σεισμική δράση στο στοιχείο, στην κρίσιμη περιοχή ή στην σύνδεση. Η παραμόρφωση δ επιλέγεται έτσι ώστε σε συνδυασμό με το εντατικό μέγεθος F, να εκφράζει την ενέργεια παραμόρφωσης του στοιχείου, της κρίσιμης περιοχής ή της σύνδεσης.

Διερεύνηση της επιρροής ποιότητας σκυροδέματος στην μεταλαστική συμπεριφορά κατασκευών από οπλισμένο σκυρόδεμα



Σχήμα 2.2 Διαγράμματα δύναμης- μετατόπισης, F-δ υπό α) Πλάστιμη συμπεριφορά μονοτονικής έντασης β) Πλάστιμη συμπεριφορά ανακυκλιζόμενης έντασης γ) Ψαθυρή συμπεριφορά μονοτονικής έντασης δ) Ψαθυρή συμπεριφορά ανακυκλιζόμενης έντασης

Σύμφωνα με τον ΚΑΝΕ.ΠΕ. (§7.1) η μηχανική συμπεριφορά περιγράφεται από την περιβάλλουσα των εξασθενημένων αποκρίσεων F, μετά από τη πλήρως ανακυκλιζόμενη επιβαλλόμενη παραμόρφωση $\pm\delta$, μέχρι και την απώλεια της ικανότητας του δομικού στοιχείου, της κρίσιμης περιοχής ή της σύνδεσης να φέρει τα φορτία βαρύτητας. Η απώλεια της φέρουσας ικανότητας ή αντίστασης έναντι κατακόρυφων φορτίων σηματοδοτεί το τελικό στάδιο της αστοχίας του στοιχείου. Αυτή συμβαίνει σε τιμές της παραμόρφωσης δ πολύ πέραν από αυτές που προκαλούν απώλεια ή ουσιαστική μείωση της αντίστασης του στοιχείου έναντι της σεισμικής έντασης. Συνήθως λαμβάνονται υπόψη τρεις πλήρεις ανακυκλίσεις σε κάθε επιβαλλόμενη παραμόρφωση δ (Διάγραμμα 2.1 β). Οι απλοί κανόνες για τον υπολογισμό της σεισμικής απόκρισης με ψευδο-ελαστικές μεθόδους προϋποθέτουν δι-γραμμική περιβάλλουσα καμπύλη συνολικών δυνάμεων-μετακινήσεων F-δ του δομήματος με τον οιονεί ελαστικό κλάδο να φθάνει μέχρι τη διαρροή.

Συνεπώς, η προσέγγιση της πραγματικής καμπύλης F-δ μέσω ενός πολυγραμμικού διαγράμματος είναι γενικώς επαρκής για τις ανάγκες του σχεδιασμού. Ο πρώτος ευθύγραμμος κλάδος εκτείνεται από την αρχή των αξόνων μέχρι τη συμβατική (ή ενεργό) «διαρροή» του στοιχείου, ενώ ακολούθως, η καμπύλη λαμβάνεται οριζόντια μέχρι την παραμόρφωση αστοχίας δεδομένου αξιόπιστης πλαστιμότητας των κρίσιμων περιοχών. Ως παραμόρφωση αστοχίας δ_u ορίζεται η τιμή που αντιστοιχεί

σε απόκριση F μειωμένη κατά 20% έναντι της μέγιστης καθώς εξ ορισμού «αστοχία» μπορεί να θεωρηθεί μια απότομη μείωση της αντίστασης ίσης περίπου με το 20% της μέγιστης τιμής της F . Μετά την παραμόρφωση αστοχίας μειώνεται σημαντικά η απόκριση του στοιχείου σε ένταση λόγω σεισμικής δράσης υπό αυξανόμενη παραμόρφωση δ , αλλά συνήθως δεν μηδενίζεται. Η απόκριση αυτή που ονομάζεται απομένουσα αντίσταση F_{res} μπορεί να θεωρηθεί περίπου σταθερή μέχρι την παραμόρφωση που προκαλεί απώλεια της αντίστασης έναντι φορτίων βαρύτητας. Η τιμή της απομένουσας αντίστασης ενδιαφέρει μόνον για λόγους προσομοίωσης της ανελαστικής απόκρισης πλάστιμων στοιχείων.

Όταν καθοριστική της ανελαστικής συμπεριφοράς είναι η κάμψη κατάλληλα μεγέθη F και δ είναι η ροπή κάμψης M και η καμπυλότητα ($1/r$) ενώ όταν καθοριστική είναι η διάτμηση κατάλληλα μεγέθη είναι η τέμνουσα δύναμη V και η γωνιακή παραμόρφωση γ . Συγκεκριμένα, στα στοιχεία οπλισμένου σκυροδέματος οι καμπτικές παραμορφώσεις συνυπάρχουν με τις διατμητικές και με τις στροφές των ακραίων διατομών λόγω εξόλκευσης των οπλισμών στην αγκύρωση πέραν του άκρου του στοιχείου. Γι' αυτό η καταλληλότερη επιλογή F και δ είναι η ροπή M και η γωνία στροφής χορδής θ στα άκρα του στοιχείου, όπου η θ περιλαμβάνει το σύνολο των καμπτικών και διατμητικών παραμορφώσεων καθώς και τη στροφή των άκρων λόγω εξόλκευσης οπλισμού.

Τα προγράμματα του εμπορίου προσφέρουν τη δυνατότητα πραγματοποίησης της ανελαστικής στατικής ανάλυσης (pushover) με διάφορους τρόπους. Το πιο σύνηθες προσομοίωμα της ανελαστικής συμπεριφοράς δομικών στοιχείων, το οποίο χρησιμοποιείται και από το SAP2000 είναι το προσομοίωμα συγκεντρωμένης πλαστικότητας ή σημειακών πλαστικών αρθρώσεων. Το προσομοίωμα ενός δομικού μέλους θεωρείται ότι συντίθεται από ελαστικά στοιχεία που στα άκρα τους ορίζονται σημειακά στροφικά ελατήρια (ορισμός θέσεων πιθανών πλαστικών αρθρώσεων-hinges), τα οποία ακολουθούν έναν ανελαστικό νόμο $M-\theta$ που καθορίζεται από το χρήστη. Τα ελατήρια αυτά θεωρείται ότι ενεργοποιούνται μετά τη διαρροή του στοιχείου, μετά δηλαδή το σχηματισμό πλαστικής άρθρωσης. Βάσει της παραμόρφωσης των πλαστικών αρθρώσεων έκαστου στοιχείου και της σύγκρισης αυτής με την παραμόρφωση αντοχής, σύμφωνα με τα κριτήρια επιτελεστικότητας που θέτουν οι κανονισμοί, γίνεται η αποτίμηση του φορέα και κρίνεται αν είναι απαραίτητος ο ανασχεδιασμός του ή όχι.

Απαραίτητο είναι λοιπόν να διαμορφωθεί ο νόμος M- θ για κάθε δομικό στοιχείο και απαιτείται ο υπολογισμός της στροφής διαρροής, της στροφής αστοχίας, της ροπής διαρροής και της ροπής αστοχίας έκαστης διατομής στοιχείου.

Από το SAP2000 υπολογίζεται απευθείας ο νόμος ροπών-καμπυλοτήτων (M_y , M_u , φ_y , φ_u) έκαστης διατομής δομικού στοιχείου, καθώς και οι παραμορφώσεις που προκαλούνται από τις σεισμικές δράσεις. Όμως ο υπολογισμός των παραμορφωσιακών μεγεθών αντοχής από το μηχανικό πρέπει να προηγηθεί, ώστε τα αντίστοιχα μεγέθη R_d (θ_y , θ_u γωνίες στροφής χορδής διαρροής και αστοχίας) να δοθούν στο πρόγραμμα ώστε να πραγματοποιηθεί η αποτίμηση του φορέα. Το παρόν κεφάλαιο βασίζεται εκτενώς στο Κεφάλαιο 7 του ΚΑΝ.ΕΠΕ και δίνονται αναλυτικά όλες οι απαραίτητες σχέσεις για τον υπολογισμό των παραμορφωσιακών μεγεθών αντοχής κάθε διατομής δοκού και υποστυλώματος ή τοιχώματος, οι οποίες με τη σειρά τους θα περαστούν σε κατάλληλο αρχείο Excel.

2.4.1 Υπολογισμός γωνίας στροφής χορδής διαρροής, θ_y

Στο Σχήμα 2.1, όσον αναφορά την παραμόρφωση, το μέγεθος που υιοθετείται απαιτείται να είναι αντίστοιχου έργου με τη ροπή, ώστε το εμβαδόν της καμπύλης που προκύπτει να εκφράζει την ενέργεια που καταναλώνεται μέσω των ανελαστικών παραμορφώσεων στη συγκεκριμένη θέση του μέλους. Όπως έχει ήδη αναφερθεί, η ακριβέστερη προσέγγιση της συμπεριφοράς επιβάλλει να λαμβάνεται υπόψη η καμπτο-διατμητική φύση του φαινομένου, δηλαδή η συνύπαρξη καμπτικών και διατμητικών παραμορφώσεων, καθώς και η εξόλκευση των ράβδων οπλισμού (ΚΑΝ.ΕΠΕ §7.2.2). Στον κανονισμό επεμβάσεων, ως παραμόρφωση στη θεωρητική καμπύλη συμπεριφοράς των μελών χρησιμοποιείται η τιμή της γωνίας στροφής χορδής, δηλαδή της γωνίας μεταξύ της χορδής που συνδέει τα δύο άκρα με την εφαπτομένη στην υπόψη θέση του μέλους στην παραμορφωμένη κατάσταση.



Σχήμα 2.3 Γωνία στροφής χορδής

Αρχικά, για τον προσδιορισμό της στροφής διαρροής, θυ απαιτείται ο υπολογισμός της αντίστοιχης καμπυλότητας διαρροής $(1/r)_y$, η οποία για διατομή οπλισμένου σκυροδέματος υπολογίζεται από τις παρακάτω σχέσεις του παραρτήματος 7Α του ΚΑΝ.ΕΠΕ. (Το παράρτημα ισχύει για ορθογωνικές διατομές καθώς και για διατομές Γ, Τ, Π στις οποίες η θλιβόμενη ζώνη έχει σταθερό πλάτος b):

Αν η διαρροή της διατομής οφείλεται σε διαρροή του εφελκυσμένου οπλισμού, τότε:

$$(1/r)_y = \frac{f_y}{E_s(1-\xi_y)d}, \quad (\text{ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ 7Α ΚΑΝΕΠΕ, Α.1})$$

Αν η διαρροή της διατομής οφείλεται σε μη-γραμμικότητα του θλιβόμενου σκυροδέματος (για παραμόρφωση της ακραίας θλιβόμενης ίνας πέραν του $\epsilon_c \approx 1.8f_c/E_c$), τότε:

$$(1/r)_y = \frac{\epsilon_c}{\xi_y d} \approx \frac{1.8f_c}{E_c \xi_y d}, \quad (\text{ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ 7Α ΚΑΝΕΠΕ, Α.2})$$

Τελικά ως καμπυλότητα διαρροής $(1/r)_y$ λαμβάνεται η μικρότερη των τιμών από τις εξ. (Α.1), (Α.2). Το ύψος της θλιβόμενης ζώνης στη διαρροή, ξ_y ανηγμένο στο στατικό ύψος d, είναι:

$$\xi_y = (\alpha^2 A^2 + 2\alpha B)^{\frac{1}{2}} - \alpha A, \quad (\text{ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ 7Α ΚΑΝΕΠΕ Α.3})$$

όπου $\alpha = E_s/E_c$ και τα A, B προσδιορίζονται από τις κατωτέρω εξ. (Α.4) ή (Α.5), εάν η διαρροή ελέγχεται από τον εφελκυσμένο οπλισμό ή από το θλιβόμενο σκυρόδεμα αντίστοιχα:

I. Διαρροή λόγω θραύση εφελκυσμένου χάλυβα:

$$A = \rho + \rho' + \rho_v + \frac{N}{bdf_y},$$

$$B = \rho + \rho'\delta' + 0,5\rho_v(1 + \delta') + \frac{N}{bdf_y}. \quad (\text{ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ 7Α ΚΑΝΕΠΕ, Α.4})$$

II. Διαρροή λόγω παραμορφώσεων σκυροδέματος:

$$A = \rho + \rho' + \rho_v - \frac{N}{\epsilon_c E_s b d} \approx \rho + \rho' + \rho_v - \frac{N}{1.8abd f_c},$$

$$B = \rho + \rho'\delta' + 0,5\rho_v(1 + \delta'). \quad (\text{ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ 7Α ΚΑΝΕΠΕ, Α.5})$$

Όπου (στις παραπάνω εξισώσεις (A.4) και (A.5)):

ρ, ρ', ρ_n : Τα ποσοστά του εφελκόμενου, του θλιβόμενου και του μεταξύ τους κατανεμημένου οπλισμού αντίστοιχα (ανηγμένα στο bd)

N : Αξονικό φορτίο (θετικό σε θλίψη, μηδενικό στην περίπτωση των δοκών).

$\delta' = d'/d$: η απόσταση από το κέντρο του θλιβόμενου οπλισμού μέχρι την ακραία θλιβόμενη ίνα και d το στατικό ύψος

f_c : Η αντοχή του σκυροδέματος

f_y : Η τάση διαρροής του χάλυβα

E_s, E_c : Τα μέτρα ελαστικότητας χάλυβα και σκυροδέματος αντίστοιχα

ξ_y : Το ύψος θλιβόμενης ζώνης στη διαρροή ανηγμένο στο στατικό ύψος

Η συμβολή της κάμψης στην παραμόρφωση διαρροής μπορεί να εκτιμηθεί με βάση την τιμή της καμπυλότητας διαρροής, $(1/r)_y$. Εάν οι παραμορφώσεις « δ » αναφέρονται στο σύνολο του μήκους $L_s = \alpha_s \cdot d$ στο άκρο δομικού στοιχείου (π.χ. όταν ως δ χρησιμοποιείται η γωνία στροφής χορδής θ), τότε στη φάση της καμπτικής διαρροής το τμήμα της θy που οφείλεται στην κάμψη, μπορεί να ληφθεί ίσο με $(1/r)_y (L_s + \alpha_v z) / 3$, όπου ο όρος $\alpha_v z$ εκφράζει την επιρροή του «μήκους μετάθεσης» των ροπών κάμψης σε αυτές. Στην τιμή αυτή της θy (λόγω κάμψης) χρειάζεται να προστεθεί η συμβολή των διατμητικών παραμορφώσεων, καθώς και η συμβολή της στροφής της ακραίας διατομής λόγω εξόλκευσης του τμήματος των ράβδων πέραν της ακραίας διατομής του στοιχείου. Η εξόλκευση του τμήματος των ράβδων πέραν της διατομής στήριξης είναι ανάλογη της μήκυνσης του χάλυβα στη διαρροή, και του μήκους που απαιτείται για την αγκύρωση των ράβδων.

Ο υπολογισμός της τιμής της γωνίας στροφής χορδής στην καμπτική διαρροή της κρίσιμης περιοχής ενός μέλους μπορεί να προσδιορίζεται με χρήση των ακόλουθων εκφράσεων (KAN.ΕΠΕ §7.2.2):

Για δοκούς ή υποστυλώματα:

$$\theta_y = (1/r)_y \frac{L_s + \alpha_v z}{3} + 0,0014 \left(1 + 1,5 \frac{h}{L_s} \right) + \frac{(1/r)_y d_b f_y}{8\sqrt{f_c}} \quad (\S 7.2.2 \text{ ΚΑΝΕΠΕ, } \Sigma.2)$$

Για τοιχώματα:

$$\theta_y = (1/r)_y \frac{L_s + \alpha_v z}{3} + 0,0013 + \frac{(1/r)_y d_b f_y}{8\sqrt{f_c}} \quad (\S 7.2.2 \text{ ΚΑΝΕΠΕ, } \Sigma.3)$$

Όπου:

$(1/r)_y$: Η καμπυλότητα διαρροής

L_s : Το μήκος διάτμησης ($=M/V$ στην ακραία διατομή του στοιχείου), δηλαδή η απόσταση της ακραίας διατομής από το σημείο μηδενισμού των ροπών

α_v : Ο συντελεστής αν ισούται με 1 εάν η τέμνουσα που προκαλεί λοξή ρηγμάτωση του στοιχείου (διατμητική ρηγμάτωση), VR_1 , υπολείπεται της τιμής της τέμνουσας κατά την καμπτική διαρροή, $V_{Mu} = M_y / L_s$, και με 0 αν είναι μεγαλύτερη ($VR_1 > V_{Mu}$). Η τέμνουσα V_{R1} κατά ευρωκώδικα (§6.2.2)

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} \cdot k(100\rho_1 f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d$$

Όπου

$$C_{Rd,c} = 0,18/\gamma_c, k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2, d(mm), \rho_1 = \frac{A_{s1}}{b_w d} \leq 0,02, k_1 = 0,15,$$

$$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c < 0,2f_{cd}(Mpa).$$

z : Ο μοχλοβραχίονας των εσωτερικών δυνάμεων ($\approx 0.9d$)

d_b : Η μέση διάμετρος ράβδου του εφελκυσμένου οπλισμού

f_y : Η τάση διαρροής του χάλυβα του εφελκυσμένου οπλισμού, σε MPa

f_c : Η αντοχή του σκυροδέματος, σε MPa

h : Το ύψος της διατομής

Όπως έχει ήδη αναφερθεί, στις Εξ. (Σ.2), (Σ.3) ο 1ος όρος εκφράζει τη συμβολή των καμπτικών παραμορφώσεων, ο 2ος όρος τις μέσες διατμητικές παραμορφώσεις στο μήκος L_s , ενώ ο 3ος όρος εκφράζει την επιρροή της εξόλκευσης του τμήματος των ράβδων πέραν της ακραίας διατομής του στοιχείου.

2.4.2 Υπολογισμός οριακής γωνίας στροφής χορδής θ_u - θ_{pl}

Σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ (§7.2.4.1), η διαθέσιμη οριακή γωνία στροφής χορδής θ_u στο άκρο δομικού στοιχείου πρέπει να υπολογίζεται λαμβάνοντας υπόψη, υπέρ της ασφαλείας, όλες τις υπεισερχόμενες πηγές αβεβαιότητας. Είναι δυνατή η εμπειρική εκτίμηση της διαθέσιμης τιμής της γωνίας στροφής χορδής στοιχείων Ο/Σ συναρτήσει των γεωμετρικών και μηχανικών χαρακτηριστικών των στοιχείων και των οπλισμών τους, με τη βοήθεια εμπειρικών σχέσεων ή πινάκων, καθώς και η χρήση συντηρητικών αναλυτικών μεθόδων αποδεκτών στη διεθνή βιβλιογραφία.

Ο ΚΑΝ.ΕΠΕ για τη γωνία στροφής χορδής κατά την αστοχία δοκών ή υποστυλωμάτων που έχουν διαστασιολογηθεί και κατασκευασθεί με τις μετά το 1985 αντιλήψεις για αντισεισμικές κατασκευές προτείνει την εξής σχέση:

$$\theta_{um} = 0,016 \cdot 0,3^v \left[\frac{\max(0,01; \omega')}{\max(0,01; \omega)} f_c \right]^{0,025} (a_s)^{0,35} \cdot 25^{\left(\alpha \rho_s \frac{f_{yw}}{f_c} \right)} \cdot (1,25^{100 \rho_d}).$$

(§7.2.4.1 ΚΑΝΕΠΕ, Σ.8α)

Για τη μέση τιμή του πλάστιμου τμήματος της μέσης γωνίας στροφής χορδής κατά την αστοχία του στοιχείου:

$$\theta_{um}^{pl} = \theta_u - \theta_y = 0,0145 \cdot 0,25^v \left[\frac{\max(0,01; \omega')}{\max(0,01; \omega)} \right]^{0,03} (f_c)^{0,2} (a_s)^{0,35} \cdot 25^{\left(\alpha \rho_s \frac{f_{yw}}{f_c} \right)} \cdot (1,275^{100 \rho_d}).$$

(§7.2.4 ΚΑΝΕΠΕ, Σ.8β)

όπου:

a_s : Ο λόγος διάτμησης, $M/Vh=Ls/h$

ω' , ω : Το μηχανικό ποσοστό εφελκόμενου και θλιβόμενου οπλισμού (ο διαμήκης οπλισμός μεταξύ εφελκόμενου και θλιβόμενου πέλματος θεωρείται ως εφελκόμενος)

v : Η ανηγμένη αξονική δύναμη ως προς τις διαστάσεις της διατομής: $N/bhfc$ (bh = πλάτος θλιβόμενης ζώνης)

ρ_s : Το γεωμετρικό ποσοστό εγκάρσιου οπλισμού παράλληλα στη διεύθυνση της φόρτισης. $A_{sh}/b_w s$

ρ_d : Το γεωμετρικό ποσοστό τυχόντος δισδιαγώνιου οπλισμού

f_{yw} , f_c : Οι αντοχές χάλυβα συνδετήρων και σκυροδέματος αντίστοιχα (σε MPa)

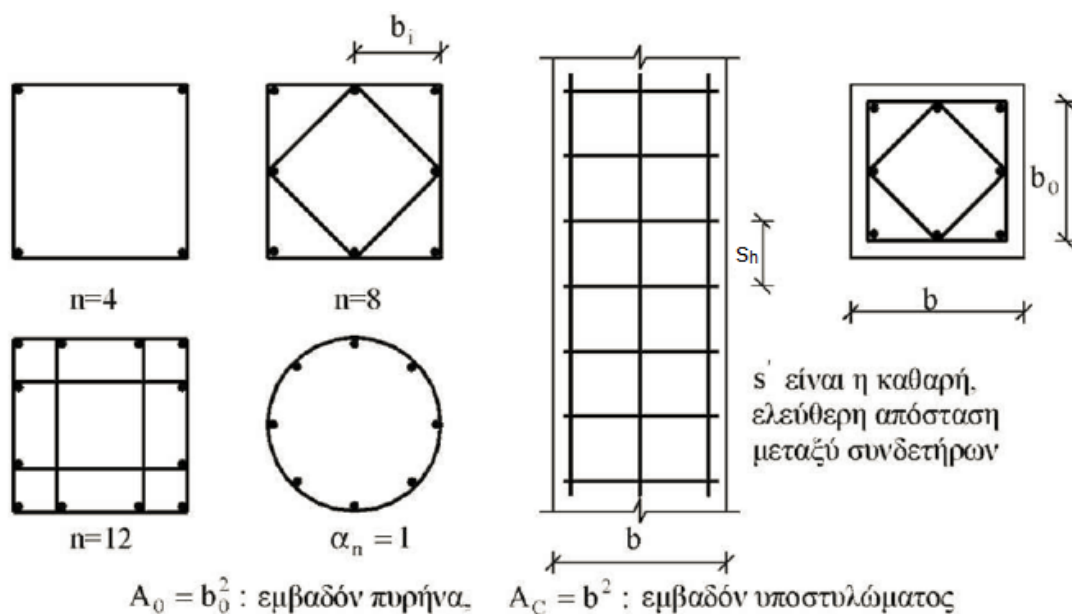
α: Ο συντελεστής αποδοκότητας της περίσφιξης που λαμβάνεται ίσος με μηδέν όταν οι συνδετήρες δεν κλείνουν με άγκιστρο προς το εσωτερικό του σκυροδέματος ($\geq 135^\circ$ στις γωνίες και $\geq 90^\circ$ στο ενδιάμεσο των πλευρών). Εναλλακτικά από ΚΑΝ.ΕΠΕ (Σ.7α)

$$\alpha = \alpha_n \cdot \alpha_s$$

$$\alpha_s = \left(1 - \frac{s_h}{2b_c}\right) \left(1 - \frac{s_h}{2h_c}\right)$$

$$\alpha_n = 1 - \sum_i^n \frac{b_i^2}{6 \cdot A_0} = 1 - \frac{\sum b_i^2}{6 \cdot b_c h_c}$$

Όπου n ο αριθμός «κορυφών» συνδετήρων ή «κόμβων» με εγκάρσιους συνδέσμους που συγκρατούν διαμήκεις ράβδους, b_i η απόσταση μεταξύ διαδοχικών «κορυφών» ή «κόμβων», s_h η καθαρή ελεύθερη απόσταση μεταξύ συνδετήρων και b_c , h_c (με $h_c < 1.5 \div 2 b_c$) οι διαστάσεις της διατομής του πυρήνα.



Σχήμα 2.4 Χαρακτηριστικά περίσφιξης (ΕΚΩΣ 2000)

Εν τέλει, η τιμή της γωνίας πλαστικής στρώσης κατά την αστοχία, θ_u προκύπτει από το άθροισμα της γωνίας κατά τη διαρροή, θ_y και της μέσης πλαστικής γωνίας στρώσης κατά την αστοχία και αποτελεί τη τιμή που τοποθετείται στο διάγραμμα ροπών καμπυλοτήτων κατά την αστοχία.

$$\theta_u = \theta_{um}^{pl} + \theta_y$$

Για τοιχώματα που έχουν διαστασιολογηθεί και κατασκευασθεί με τις μετά το 1985 αντιλήψεις για αντισεισμικές κατασκευές το 2ο μέλος της εξίσωσης (Σ.8α) χρειάζεται να πολλαπλασιαστεί επί 0.58. Σε στοιχεία που έχουν διαστασιολογηθεί και κατασκευασθεί με βάση τα ισχύοντα στην Ελλάδα προ του 1985 και με χρήση λείων χαλύβων, το 2ο μέλος της Εξ. (Σ.8α) χρειάζεται να πολλαπλασιαστεί επί 0.95.

2.4.3 Υπολογισμός ροπής διαρροής M_y (Οριακή αντοχή M_u)

Για μέλη οπλισμένου σκυροδέματος το μέγεθος έντασης που επιλέγεται συνήθως είναι η ροπή M , η οποία μπορεί να είναι η μέγιστη ροπή που αντιστοιχεί στην καμπτική ή τη διατμητική αστοχία στις κρίσιμες περιοχές του στοιχείου. Δεδομένου ότι στον ΚΑΝ.ΕΠΕ. προτείνεται η υιοθέτηση οριζόντιου μετελαστικού κλάδου στο πολυγραμμικό διάγραμμα έντασης – παραμόρφωσης που περιγράφει την συμπεριφορά των δομικών μελών, ουσιαστικά απαιτείται ο προσδιορισμός της τιμής της ροπής M_y που αντιστοιχεί στη θεωρητική διαρροή της κρίσιμης διατομής. Η ροπή διαρροής M_y μπορεί να λαμβάνεται ίση με την οριακή αντοχή (για το οπλισμένο σκυρόδεμα, όπως αυτή υπολογίζεται κατά τις διατάξεις του ΕΚΩΣ 2000), με χρήση όμως των μέσων τιμών της αντοχής των υλικών, αντί των τιμών σχεδιασμού (ΚΑΝ.ΕΠΕ, παράγραφος 7.2.1).

Εναλλακτικά, στο Παράρτημα 7Α του ΚΑΝ.ΕΠΕ παρέχεται για τον υπολογισμό της ροπής διαρροής ενός στοιχείου συναρτήσεως της καμπυλότητας διαρροής $(1/r)_y$, η παρακάτω σχέση:

$$\frac{M_y}{bd^3} = (1/r)_y \left\{ E_c \frac{\xi_y^2}{2} \left(0,5(1 + \delta') - \frac{\xi_y}{3} \right) + \left[(1 - \xi_y)\rho + (\xi_y - \delta')\rho' + \frac{\rho_y}{6}(1 - \delta') \right] \cdot 1 - \delta' E_s \right\}.$$

(ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ 7Α ΚΑΝΕΠΕ, Α.6)

Στην περίπτωση των πλακοδοκών, η ροπή αστοχίας (ή διαρροής) για εφελκυσμό στην παρειά της πλάκας πρέπει θεωρητικά να υπολογίζεται προσμετρώντας και τους παράλληλους στη δοκό οπλισμούς της πλάκας οι οποίοι βρίσκονται μέσα στο συνεργαζόμενο σε εφελκυσμό πλάτος, και είναι επαρκώς αγκυρωμένοι πέραν της διατομής στήριξης της δοκού, ώστε να είναι ακριβέστερος ο υπολογισμός της καμπτικής αντοχής της κάθε διατομής. Σε διαφορετική περίπτωση είναι πιθανό

στοιχεία με ψαθυρή συμπεριφορά να θεωρηθούν ως πλάστιμα ή να διαταραχθεί η πραγματική ιεραρχία αστοχιών σε κόμβους δοκών - υποστυλωμάτων. Το συνεργαζόμενο σε εφελκυσμό πλάτος της πλάκας σε κάθε πλευρά του κορμού μπορεί να ληφθεί ίσο με το ένα τέταρτο του ανοίγματος της δοκού ή με το μισό της απόστασης μέχρι την πρώτη παράλληλη δοκό, όποιο είναι μικρότερο.

2.4.4 Υπολογισμός διατμητικής αντοχής στοιχείου

Σύμφωνα με τη §7.1.2.6 του ΚΑΝ.ΕΠΕ τα δομικά στοιχεία διακρίνονται σε πλάστιμα και ψαθυρά. Αν η διαθέσιμη τιμή του δείκτη πλαστιμότητας $\mu\delta = \delta/\delta_y$ ενός δομικού στοιχείου, μιας κρίσιμης περιοχής στοιχείου, ή μιας συνδέσεως στοιχείων ξεπερνά ένα ορισμένο όριο, η συμπεριφορά χαρακτηρίζεται ως πλάστιμη. Διαφορετικά, η συμπεριφορά χαρακτηρίζεται ως ψαθυρή. Η διάκριση αυτή είναι καθοριστικής σημασίας για τη διαδικασία αποτίμησης και ανασχεδιασμού, καθώς επηρεάζει τον προσδιορισμό των διαγραμμάτων M-θ (ή γενικότερα F- δ) ως προς τις τιμές τους (αφού στα ψαθυρά στοιχεία η αντοχή και η παραμόρφωση διαρροής λαμβάνονται μειωμένες) και τον έλεγχο των κριτηρίων αποδοχής, καθώς στα ψαθυρά στοιχεία η ανίσωση ασφαλείας εκφράζεται σε όρους δυνάμεων, ενώ στα πλάστιμα σε όρους παραμορφώσεων.

Ένα δομικό στοιχείο από οπλισμένο σκυρόδεμα χαρακτηρίζεται ψαθυρό αν συντρέχει έστω μία από τις παρακάτω προϋποθέσεις (§7.1.2.6.α):

- Η τιμή του διαθέσιμου δείκτη πλαστιμότητας σχετικών μετακινήσεων, $\mu\delta$ ή $\mu\theta$, ή δείκτη πλαστιμότητας καμπυλοτήτων, $\mu 1/r$, είναι μικρότερη από την οριακή τιμή 2 ή 3 αντίστοιχα
- Ο λόγος διάτμησης $\alpha_s = M/(Vh)$ του στοιχείου είναι μικρότερος του 2
- Η διατμητική αστοχία προηγείται της καμπτικής. Για να διαπιστωθεί κάτι τέτοιο απαιτείται η σύγκριση της τέμνουσας δύναμης που αντιστοιχεί στην καμπτική διαρροή $V_{Mu} = M_y/L_S$ με την τέμνουσα αντοχής V_R και να ισχύει $V_{Mu} > V_R$.

Στα ψαθυρά δομικά στοιχεία η αντοχή και η παραμόρφωση διαρροής πολλαπλασιάζονται με το λόγο V_R/V_{Mu} , ενώ η πλαστική γωνία στροφής στο άκρο του στοιχείου μετά την εξάντληση της διατμητικής αντοχής λαμβάνεται ίση με το 40% της

αντίστοιχης γωνίας στροφής χορδής στην καμπτική διαρροή:

$$\theta_y = (V_R/V_{Mu})\theta_{γκάμψης}, \quad \theta_{pl} = 0.4\theta_{γκάμψης}, \quad M_y = (V_R/V_{Mu}) \cdot M_{γκάμψης}$$

Η τέμνουσα αντοχής V_R υπολογίζεται λαμβάνοντας υπόψη το ενδεχόμενο εξασθένησης της λόγω ανακύκλισης των παραμορφώσεων. Η εξασθένηση αυτή οφείλεται στο συνδυασμό πολλών μηχανισμών, όπως (§7.2.4.2):

- Η λειοτρίβηση των επιφανειών των ρωγμών και η εξασθένηση του μηχανισμού αλληλοεμπλοκής αδρανών.
- Η διεύρυνση των ρωγμών με τη συσσώρευση ανελαστικών παραμορφώσεων (μήκυνσης) στους συνδετήρες και με τη μείωση των τάσεων συνάφειας κατά μήκος τους, λόγω της ανακύκλισης, και η επακόλουθη εξασθένηση του μηχανισμού αλληλοεμπλοκής αδρανών.
- Η εξασθένηση της δράσης βλήτρου (των διαμήκων οπλισμών) με την ανακύκλιση της έντασης.
- Η ανάπτυξη διαμπερών καμπτικών ρωγμών με την ανακύκλιση, και η μείωση της αντοχής σε τέμνουσα της θλιβόμενης ζώνης.

Όταν δεν διατίθεται ένα ακριβέστερο προσομοίωμα, η εξασθένηση της αντοχής σε τέμνουσα επιτρέπεται να εκτιμάται με εμπειρικές μεθόδους όπως αυτές του Παραρτήματος 7Γ του ΚΑΝ.ΕΠΕ.

Σύμφωνα με το παράρτημα, η διατμητική αντοχή, V_R , ενός δομικού στοιχείου οπλισμένου σκυροδέματος (υποστυλώματος, δοκού, τοιχώματος) το οποίο υποβάλλεται σε ανακυκλιζόμενες παραμορφώσεις μειώνεται ανάλογα με το μέγεθος του πλαστικού τμήματος της απαιτούμενης γωνίας στροφής χορδής στη διατομή της μέγιστης ροπής. Αν το μέγεθος αυτό αναχθεί στο μέγεθος της γωνίας στροφής χορδής στη διαρροή στο ίδιο σημείο, προκύπτει $\mu_{θpl} = \mu_{\theta} - 1$. Το πλαστικό τμήμα του απαιτούμενου δείκτη πλαστιμότητας γωνίας στροφής χορδής $\mu_{θpl} = \mu_{\theta} - 1$, ισούται με το λόγο του πλαστικού μέρους της μέγιστης τιμής της γωνίας στροφής χορδής (συνολική γωνία μείον γωνία στην διαρροή) προς την υπολογιζόμενη γωνία στροφής στην διαρροή θ_y (υποκεφάλαια ΚΑΝ.ΕΠΕ. 2.1.1,2.1.2).

Η διατμητική αντοχή δομικού στοιχείου, όπως αυτή καθορίζεται από τη διαρροή των συνδετήρων, μειώνεται με την τιμή του μ_{θ} ως εξής (μονάδες MN και m)(Γ1):

$$V_R = \frac{h-x}{2L_s} \cdot \min(N; 0,55A_c f_c) + \left(1 - 0,05 \min(5, \mu_{\theta}^{pl})\right) \cdot [0,16 \max(0,5; 100\rho_{tot}) \cdot 1 - 0,16 \min(5; \alpha S A_c f_c + V_w),$$

όπου:

h : Ύψος διατομής

x : Ύψος της θλιβόμενης ζώνης ($x = d \cdot \xi_y$)

ξ_y : Ύψος της θλιβόμενης ζώνης ανηγμένο στο στατικό ύψος d

N : Αξονικό φορτίο σε MN (θετικό για θλίψη-μηδενικό για εφελκυσμό)

A_s : Ο λόγος διάτμησης ($=L_s/h$)

L_s : Ο λόγος M/V στην ακραία διατομή του στοιχείου, δηλαδή η απόσταση της ακραίας διατομής από το σημείο μηδενισμού των ροπών (2.1.1)

A_c : Η επιφάνεια σκυροδέματος, ίση με $b_w d$ σε διατομές με ορθογωνικό κορμό πάχους b_w και στατικό ύψος d

f_c : Η θλιπτική αντοχή σκυροδέματος σε MPa

ρ_{tot} : Το συνολικό ποσοστό διαμήκους οπλισμού (εφελκυσμένου, θλιβόμενου και ενδιάμεσου)

V_w : Η συμβολή εγκάρσιου οπλισμού στη διατμητική αντοχή

Η V_w για διατομές με ορθογωνικό κορμό πάχους b_w ισούται με:

$$V_w = \rho_w b_w z f_{yw}, \text{ (ΚΑΝΕΠΕ 7Γ.2. \& \Gamma3 για κυκλικές διατομές)}$$

όπου:

ρ_w : Το ποσοστό του εγκάρσιου οπλισμού

z : Ο μοχλοβραχίονας εσωτερικών δυνάμεων (ίσος με $d-d'$ σε υποστυλώματα, δοκούς και τοιχώματα διατομής T ή H, ή με $0.8h$ σε τοιχώματα ορθογωνικής διατομής)

f_{yw} : Η τάση διαρροής του εγκάρσιου οπλισμού

Η διατμητική αντοχή V_R υποστυλώματος με λόγο διάτμησης $as \leq 2,0$ δεν μπορεί να ξεπεράσει την οριακή τιμή που αντιστοιχεί σε θλιπτική αστοχία του σκυροδέματος κατά τη διαγώνιο του στοιχείου $V_{R,max}$, η οποία υπό ανακυκλιζόμενες μεταλαστικές παραμορφώσεις, μειώνεται με το μέγεθος του πλαστικού τμήματος του δείκτη πλαστιμότητας μετακινήσεων $\mu_{\theta} = \mu_{\theta} - 1$, ως εξής (μονάδες MN και m):

$$V_{R,max} = \frac{4}{7} \cdot \left(1 - 0.02 \min(5; \mu_{\theta}^{pl})\right) \cdot \left(1 + 1,35 \frac{N}{A_c f_c}\right) \cdot (1 + 0.45(100 \rho_{tot})) \cdot \sqrt{\min(40; f_c)} \cdot b_w \cdot z \cdot \sin 2\delta, \quad (\text{ΚΑΝΕΠΕ 7Γ.5.})$$

όπου:

δ : η γωνία της διαγωνίου του στοιχείου ως προς τον άξονά του ($\tan \delta = h/2L_s = 0.5/as$)

2.5 Προσομοίωση ανελαστικής συμπεριφοράς δομικών μελών φορέα σύμφωνα με τον ΕΚ8_3

Ο Ευρωκώδικας 8 (EC8: EN1998-3_June2005) αποτελεί μέρος του ομώνυμου συνόλου κανονισμών (Eurocodes 0-9) που φιλοδοξούν να καθιερωθούν σταδιακά σε όλες τις χώρες της Ε.Ε με στόχο την υιοθέτηση μιας διεθνούς, κοινής αντίληψης όσον αφορά την οικοδόμηση των έργων πολιτικού μηχανικού. Στη συγγραφική τους ομάδα συμμετείχαν αρκετοί Έλληνες καθηγητές Πολυτεχνείων και ορισμένοι από αυτούς συμμετείχαν και στη συγγραφή του Κανονισμού Επεμβάσεων. Αυτό συνεπάγεται ότι αρκετές από τις διατάξεις του Ευρωκώδικα συμπίπτουν με τις αντίστοιχες του ΚΑΝ.ΕΠΕ και μάλιστα συστήνεται πρώτα η αναλυτική εμβάθυνση στον ΚΑΝ.ΕΠΕ κι έπειτα στον Ευρωκώδικα για κάποιον μη εξοικειωμένο με το αντικείμενο της αποτίμησης και επεμβάσεων κτηρίων, καθότι κάποια σημεία της θεωρίας παρουσιάζονται πολύ πιο αναλυτικά στον ΚΑΝ.ΕΠΕ, ενώ ο EC8 ακολουθεί περισσότερο τη φιλοσοφία ενός συνοπτικού εγχειριδίου.

2.5.1 Υπολογισμός γωνίας στροφής διαρροής θ_y

Για τη γωνία στροφής διαρροής θ_y ορίζονται στο Παράρτημα Α.3.2.4, EC8 για δοκούς/υποστυλώματα και για τοιχώματα δύο διαφορετικές σχέσεις, συνολικά τέσσερις σχέσεις υπολογισμού. Τελικώς χρησιμοποιούνται οι ακόλουθες σχέσεις, οι οποίες είναι σχεδόν πανομοιότυπες με τις αντίστοιχες που ορίζονται από τον ΚΑΝ.ΕΠΕ.

- Για δοκούς ή υποστυλώματα:

$$\theta_y = \varphi_y \frac{L_v + \alpha_v z}{3} + 0,0014 \left(1 + 1,5 \frac{h}{L_v} \right) + \frac{\varepsilon_y}{d-d'} \frac{d_b l f_y}{6\sqrt{f_c}} \quad (\text{Σχέση A.1a, Παρ. A EC8})$$

ή

$$\theta_y = \varphi_y \frac{L_v + \alpha_v z}{3} + 0,0014 \left(1 + 1,5 \frac{h}{L_v} \right) + \frac{\varphi_y d_b l f_y}{8\sqrt{f_c}} \quad (\text{Σχέση A.10b, Παρ. A EC8})$$

- Για τοιχώματα:

$$\theta_y = \varphi_y \frac{L_v + \alpha_v z}{3} + 0,0013 + \frac{\varepsilon_y}{d-d'} \frac{d_b l f_y}{6\sqrt{f_c}} \quad (\text{Σχέση A.1a, Παρ. A EC8})$$

ή

$$\theta_y = \varphi_y \frac{L_v + \alpha_v z}{3} + 0,0013 + \frac{\varphi_y d_b l f_y}{8\sqrt{f_c}} \quad (\text{Σχέση A.11b, Παρ. A EC8})$$

Όπου οι παράμετροι των ανωτέρω σχέσεων ορίζονται ως εξής:

- h (m) : το ύψος της διατομής
- (1/r)_y ή φ_y : η καμπυλότητα διαρροής του δομικού στοιχείου
- f_y και f_c (MPa): μέσες τιμές αντοχών σκυροδέματος και χάλυβα αντίστοιχα, όπως εξάγονται σύμφωνα με την §5.3.2 του παρόντος ($\gamma_m = 1.20$)
- d_b (m) : η (μέση) διάμετρος του εφελκόμενου οπλισμού διατομής
- z (m) : εσωτερικός μοχλοβραχίονας δυνάμεων, λαμβάνεται ως $h-2 \cdot d_1 = d-d_1$ για δοκούς ή υποστυλώματα, και $0.8h$ για τοιχώματα
- α_v : συντελεστής που ισούται με 1 αν αναμένεται ψαθυρή αστοχία ($V_{RD1} < VM_y = M_y/L_v$), αλλιώς ισούται με 0 (πλάσιμη αστοχία).

- L_v (m) : το μήκος που ισούται με το λόγο M/V στην ακραία διατομή του στοιχείου. Θα χρησιμοποιηθούν οι σταθερές τιμές $L_v=L_s$ που ορίζονται στην §§7.2.2.ε ΚΑΝ.ΕΠΕ.

2.5.2 Υπολογισμός γωνίας στροφής αστοχίας θ_u

Για τη γωνία στροφής αστοχίας θ_u και τη διαθέσιμη πλαστική γωνία στροφής $\theta_{u,pl}$ ορίζονται στο Παράρτημα Α.3.2.2, EC8 σχέσεις παρόμοιες με τις αντίστοιχες (Σ.8α, Σ.8β) ΚΑΝ.ΕΠΕ. Στην ίδια παράγραφο ορίζεται και ένας δεύτερος τρόπος για τον υπολογισμό της γωνίας στροφής αστοχίας χωρίς να απαιτείται λεπτομερής υπολογισμός των ποσοστών οπλισμού. Έπειτα υπολογίζεται κατά τα γνωστά η πλαστική γωνία στροφής $\theta_{u,pl} = \theta_u - \theta_y$. Η πρώτη σχέση παρόμοια με του ΚΑΝ.ΕΠΕ. είναι η ακόλουθη:

$$\bullet \quad \theta_{um} = \frac{1}{\gamma_{el}} * 0,016 \cdot 0,3^{\nu} \left[\frac{\max(0,01; \omega')}{\max(0,01; \omega)} f_c \right]^{0,025} (L_v/h)^{0,35} \cdot 25 \left(\alpha \rho_s \frac{f_{yw}}{f_c} \right).$$

(1,25^{100ρd}) (Σχέση Α.1, Παρ. Α EC8)

Για την δεύτερη σχέση υπολογισμού της θ_u πρώτα απαιτείται η εύρεση του μήκους L_{pl} και έπειτα ακολουθεί η σχέση για τον υπολογισμό της θ_u :

$$\bullet \quad L_{pl} = 0,1 * L_v + 0,17 * h + 0,24 \frac{d_b L f_y}{\sqrt{f_c}} \quad (\text{Σχέση Α.5, Παρ. Α EC8})$$

$$\bullet \quad \theta_{um} = \frac{1}{\gamma_{el}} * (\theta_y + (\varphi_u - \varphi_y) * L_{pl} * \left(1 - 0,5 * \frac{L_{pl}}{L_v}\right)) \quad (\text{Σχέση Α.4, Παρ. Α EC8})$$

Όπου οι νέες παράμετροι που υπεισέρχονται στον υπολογισμό των ανωτέρω σχέσεων ορίζονται ως εξής:

- φ_y και φ_u : οι καμπυλότητες διαρροής και αστοχίας του δομικού στοιχείου

- γ_{el} = συντελεστής που για τη χρήση της σχέσης Α.5 για τον υπολογισμό του L_{pl} για τα πρωτεύοντα δομικά στοιχεία ισούται με 1.80 και για τα δευτερεύοντα ίσος με 1.00.

2.5.3 Υπολογισμός διατμητικής αντοχής στοιχείου

Σύμφωνα με τον EC8 - Μέρος 3, όπως και στον ΚΑΝ.ΕΠΕ., για να ληφθεί υπόψη η μείωση της διατμητικής αντοχής λόγω ανακυκλιζόμενης έντασης, προτείνεται σχέση εκτίμησης της εξασθένησης αυτής συναρτήσει του απαιτούμενου για τον ανασχεδιασμό δείκτη πλαστιμότητας.

Η μείωση του πλαστικού τμήματος της γωνίας στροφής χορδής στο άκρο του μήκους διάτμησης, ανηγμένο στη γωνία στροφής χορδής στη διαρροή θ_y δίνεται από τον τύπο:

$$\mu_{\theta,pl} = \mu_{\theta} - 1$$

όπου $\mu_{\theta,pl}$ το πλαστικό τμήμα του δείκτη πλαστιμότητας μετακινήσεων.

Η διατμητική αντοχή μειώνεται σύμφωνα με την τιμή του πλαστικού τμήματος του δείκτη πλαστιμότητας σε όρους στροφής χορδής σύμφωνα με την παρακάτω σχέση:

- $$V_R = 1/\gamma_{el} \left[\frac{h-x}{2L_v} \cdot \min(N; 0,55A_c f_c) + \left(1 - 0,05 \min(5, \mu_{\theta}^{pl}) \right) \cdot \left[0,16 \max(0,5; 100\rho_{tot}) \cdot \left(1 - 0,16 \min(5; L_v/h) \right) A_c \sqrt{f_c} + V_w \right] \right]$$

(Σχέση A.12 , Παρ. A EC8)

όπου:

h: ύψος διατομής (ίσο με τη διάμετρο D για κυκλικές διατομές)

x: ύψος της θλιβόμενης ζώνης

N: αξονικό φορτίο (θετικό για θλίψη, μηδενικό για εφελκυσμό)

Ls: μήκος διάτμησης

A_c: επιφάνεια σκυροδέματος, ίση με bwd σε διατομές με ορθογωνικό κορμό πάχους bw και στατικό ύψος d, ή με πDc /4 σε κυκλικές διατομές, όπου Dc είναι η διάμετρος του πυρήνα της διατομής εντός των συνδετήρων

f_c: αντοχή σκυροδέματος (MPa).

ρ_{tot}: συνολικό ποσοστό διαμήκους οπλισμού (εφελκυσμένου, θλιβόμενου και ενδιάμεσου).

V_w: συμβολή εγκάρσιου οπλισμού στη διατμητική αντοχή, ίση με :

σε διατομές με ορθογωνικό κορμό πάχους bw: $V_w = \rho * w * bw * z * f_{yw} V_w$

(Σχέση A.13 , Παρ. A EC8)

σε κυκλικές διατομές διαμέτρου D :
$$V_w = \frac{\pi}{2} * \frac{A_{sw}}{2} * z * f_{yw} * (D - 2c)$$

(Σχέση A.14 ,Παρ. A EC8)

όπου:

ρ_w : ποσοστό του εγκάρσιου οπλισμού,

z : μοχλοβραχίονας εσωτερικών δυνάμεων (ίσος με $d-d'$ σε υποστυλώματα, δοκούς και τοιχώματα διατομής T ή H, ή με $0.8h$ σε τοιχώματα ορθογωνικής διατομής) και

f_{yw} : τάση διαρροής του εγκάρσιου οπλισμού

A_{sw} : εμβαδό διατομής ενός κυκλικού συνδετήρα

s : η απόσταση μεταξύ των συνδετήρων

c : η επικάλυψη του οπλισμού

Κατά τον EK8_3 η διατμητική αντοχή, V_R , τοιχώματος δεν μπορεί να ξεπεράσει την οριακή τιμή που αντιστοιχεί σε αστοχία του κορμού σε λοξή θλίψη, $V_{R,max}$, η οποία, υπό ανακυκλιζόμενες παραμορφώσεις, ελαστικές ή μετελαστικές, δίνεται από τη σχέση:

- $$V_{R,max} = \frac{0.85 \cdot (1 - 0.06 \min(5; \mu_{\theta}^{\rho l}))}{\gamma_{el}} \cdot \left(1 + 1.8 \min\left(0.15; \frac{N}{A_c f_c}\right)\right) \cdot (1 + 0.25 \max(1.75; 100 \rho_{tot})) \cdot \left(1 - 0.2 \min\left(2; \frac{L_v}{h}\right)\right) \sqrt{f_c} \cdot b_w * z,$$
 (Σχέση A.15 ,Παρ. A EC8)

σε μονάδες: MN, m

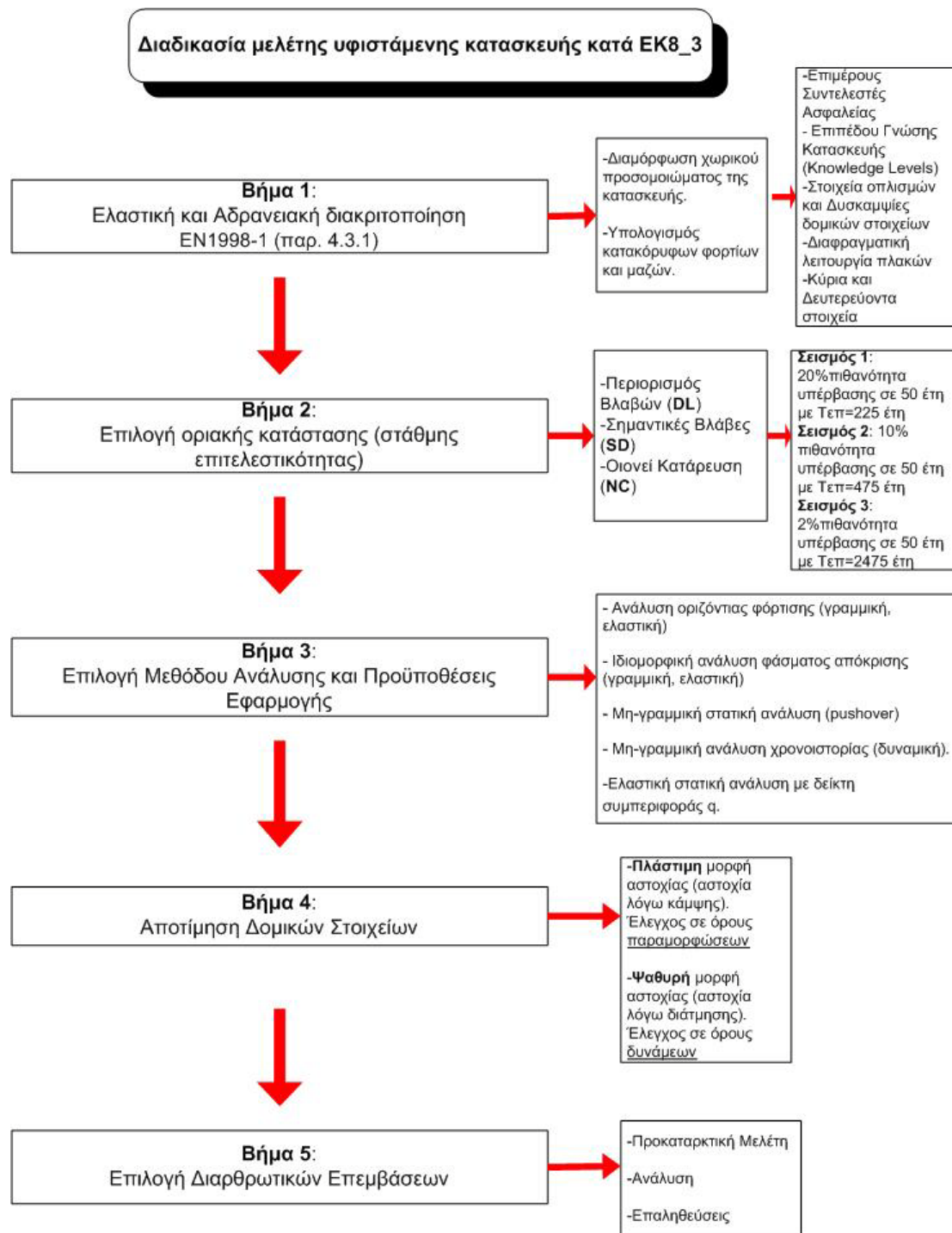
Για $\mu_{\theta}, \rho l = 0$ υπολογίζεται η τιμή της $V_{R,max}$ πριν την καμπτική διαρροή .

Για κοντά υποστυλώματα με λόγο διάτμησης $L_s/h \leq 2.0$ η διατμητική αντοχή V_R δεν μπορεί να ξεπεράσει την οριακή τιμή που αντιστοιχεί σε θλιπτική αστοχία του σκυροδέματος κατά τη διαγώνιο του στοιχείου, $V_{R,max}$, η οποία υπό ανακυκλιζόμενες μετελαστικές παραμορφώσεις μειώνεται με το μέγεθος του πλαστικού τμήματος του δείκτη πλαστιμότητας γωνίας στροφής χορδής, όπως αυτός ορίστηκε στη σχέση (2.19) .

- $V_{R,max} = \frac{4}{7} \cdot \left(1 - 0.02 \min(5; \mu_{\theta}^{pl})\right) \cdot \left(1 + 1,35 \frac{N}{Ac f_c}\right) \cdot (1 + 0.45(100 \rho_{tot})) \cdot \sqrt{\min(40; f_c)} \cdot b_w \cdot z \cdot \sin 2\delta,$ (Σχέση A.16 ,Παρ. A EC8)

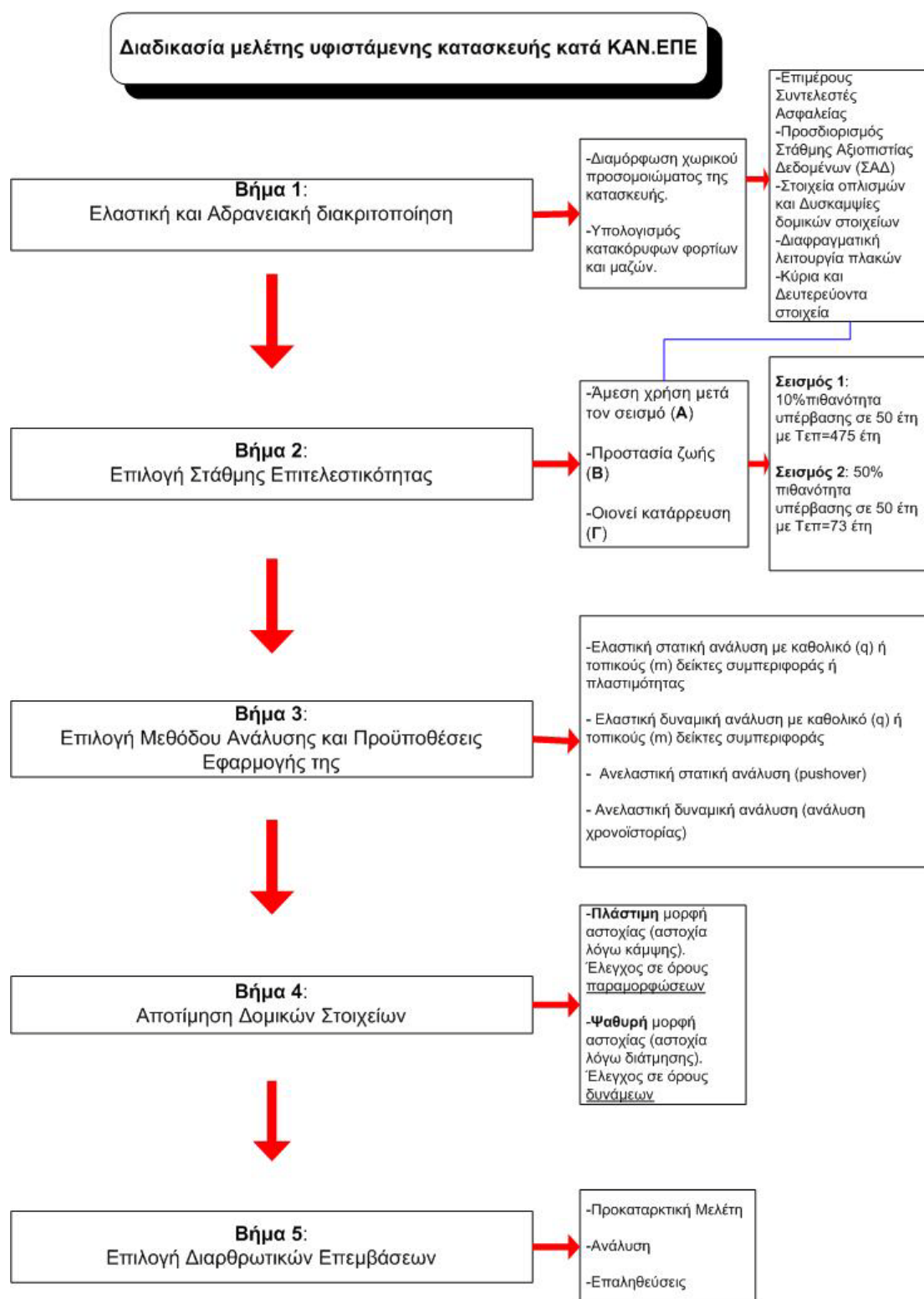
2.6 Τα βασικά βήματα υπολογισμού της υπερωθητικής ανάλυσης σύμφωνα με τους δυο κανονισμούς

Στην παρούσα παράγραφο θα γίνει περιγραφή των βημάτων που απαιτούνται προκειμένου να γίνει η ανάλυση της κατασκευής με τη εφαρμογή της υπερωθητικής ανάλυσης. Θα παρουσιαστούν αρχικά δύο συνοπτικά διαγράμματα ροής των απαραίτητων υπολογισμών σύμφωνα με τον ΕΚ8_3 και σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. και εν συνεχεία τα βήματα των συγκεκριμένων διαγραμμάτων θα αναλυθούν προκειμένου να δοθούν επιπλέον διευκρινήσεις επ' αυτών. Η κεντρική ιδέα επί της οποίας στηρίζεται η υπερωθητική ανάλυση είναι η συσχέτιση της ανελαστικής απόκρισης του υπό ανάλυση κτιρίου, το οποίο είναι ένας πολυβάθμιος ταλαντωτής, με την απόκριση ενός «ισοδύναμου» μονοβάθμιου ταλαντωτή. Επομένως γίνεται η βασική παραδοχή ότι η απόκριση του μελετώμενου πολυβάθμιου συστήματος εξαρτάται από μία και μόνη ιδιομορφή (την πρώτη) για την οποία γίνεται επιπλέον και η παραδοχή ότι παραμένει αμετάβλητη κατά τη διάρκεια της σεισμικής επιπόνησης ανεξαρτήτως της διαφοροποίησης που υφίσταται η δυναμική συμπεριφορά της κατασκευής λόγω των διαδοχικών πλαστικοποιήσεων διαφόρων μελών της. Η όλη διαδικασία υπολογισμού της υπερωθητικής ανάλυσης επηρεάζεται από τη βασική αυτή παραδοχή. Τα βήματα της διαδικασίας αυτής σε πολύ γενικές γραμμές δίνονται από τα διαγράμματα ροής των επόμενων σχημάτων:



Σχήμα 2.5 Γενικό διάγραμμα ροής των απαιτούμενων υπολογισμών σύμφωνα με τον ΕΚ8_Μέρος 3

Διερεύνηση της επιρροής ποιότητας σκυροδέματος στην μεταλαστική συμπεριφορά κατασκευών από οπλισμένο σκυρόδεμα



Σχήμα 2.6 Γενικό διάγραμμα ροής των απαιτούμενων υπολογισμών σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ.

2.7 Ανάλυση βημάτων διαγράμματος ροής

2.7.1 Βήμα 1: Ελαστική και αδρανειακή διακριτοποίηση

Το πρώτο βήμα της διαδικασίας συνίσταται στην ελαστική και αδρανειακή διακριτοποίηση της υπό μελέτη κατασκευής. Πρόκειται στην ουσία για τη διαμόρφωση του χωρικού προσομοιώματος της κατασκευής καθώς και τον υπολογισμό των κατακόρυφων φορτίων και των μαζών της. Σύμφωνα με τον EN1998-1 (παρ. 4.3.1) θα πρέπει να προσομοιώνεται και η θεμελίωση όπως και η ενδοσιμότητα του εδάφους. Οδηγίες για την ορθή ελαστική και αδρανειακή διακριτοποίηση δίνονται στον EN1998-1 (παρ. 4.3.1).

Οι επιμέρους συντελεστές ασφαλείας που χρησιμοποιούνται σε κάθε κανονισμό για το προσομοίωμα της κατασκευής, τις δράσεις, τις ιδιότητες υλικών και το προσομοίωμα ανάλυσης (μόνο για τον ΚΑΝ.ΕΠΕ.) παρουσιάζονται στον πίνακα που ακολουθεί.

ΕΠΙΜΕΡΟΥΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ				ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑΣ 8_ΜΕΡΟΣ_3	ΚΑΝΕ.ΕΠΕ
Προσομοίωμα κατασκευής γ_{Rd}				πρωτεύοντα 1.5 σε όρους θ_u 1.8 σε όρους θ_u,pl	εξαρτάται από την Στ.επιτελ., τη ΣΑΔ & το είδος ανάλυσης
				Δευτερεύοντα ή αν η ανάλυση: ελαστική 1.0	
Δράσεις	Μόνιμες γ_g	συνδυασμός	Βασικός	1.35	
			Τυχαίος	1.0	
	Μεταβλητές γ_q		Βασικός	1.5	
			Τυχαίος	1.0	

Ιδιότητες των υλικών	KL1 ανεκτή	CF=1.35	$\gamma_m = 1,20$	
	KL2 ικανοποιητική	CF=1.20	$\gamma_m = 1,00$ ή συνιστάται $\gamma_m = 1,10$	
	KL3 Υψηλή	CF=1.00	$\gamma_m = 1,00$	
Προσομοίωμα ανάλυσης μόνο για KAN.ΕΠΕ γ_{sd}			Σ.επιτ.:Α	1.0
			Σ.επιτ.:Β	1.1
			Σ.επιτ.:Γ	1.2

Πίνακας 2.1 Οι τιμές των Επιμέρους Συντελεστών Ασφαλείας σύμφωνα με τους δύο κανονισμούς

* για Στάθμη επιτελεστικότητας Α και Β, ή Γ (μεταλαστική ανάλυση, χρήση α): $\gamma_{Rd} = 1,0$

για Στάθμη επιτελεστικότητας Β ή Γ, (ελαστική ανάλυση, χρήση m)

για πρωτεύοντα στοιχεία: - για ΣΑΔ «Υψηλή»: $\gamma_{Rd} = 1,25$

- για ΣΑΔ «Ικανοποιητική»: $\gamma_{Rd} = 1,40$

-για ΣΑΔ«Ανεκτή»: $\gamma_{Rd} = 1,50$

για δευτερεύοντα στοιχεία: $\gamma_{Rd} = 1,0$

για ανελαστική ανάλυση

Για στάθμη Β :

Για πρωτεύοντα και δευτερεύοντα, σε όρους θ_u : $\gamma_{Rd} = 1,50$

Για πρωτεύοντα και δευτερεύοντα, σε όρους θ_{up1} : $\gamma_{Rd} = 1,80$

Για τοιχοπληρώσεις, σε όρους γ ή ε : $\gamma_{Rd} = 1,30$ για άοπλες ή 1,2 για οπλισμένες

Για στάθμη Γ :

Για πρωτεύοντα φέροντα στοιχεία : γ_{Rd} όπως πριν (§ 4.3.β1)

Για δευτερεύοντα φέροντα στοιχεία : $\gamma_{Rd} = 1,00$

Για τοιχοπληρώσεις, σε όρους γ ή ε : $\gamma_{Rd} = 1,00$

** Οι τιμές στον πίνακα ισχύουν για υφιστάμενα υλικά και όταν ο έλεγχος ασφαλείας γίνεται σε όρους παραμορφωσιακών μεγεθών (ανελαστικές μέθοδοι ανάλυσης, αντιπροσωπευτική τιμή ίση με τη μέση τιμή), οι επιμέρους συντελεστές ασφαλείας για τις ιδιότητες υλικών.

Για τα προστιθέμενα υλικά, μπορεί να ληφθεί υπόψη

$\gamma_m = 1,15$ για κανονική (συνήθη) διατομή και προσπελασιμότητα ή

$\gamma_m = 1,25$ για μειωμένη διατομή ή προσπελασιμότητα, ανεξαρτήτως του αν τα υλικά καλύπτονται ή όχι από Κανονισμούς.

Εάν ο έλεγχος ασφαλείας γίνεται σε όρους εντατικών μεγεθών (ελαστικοί μέθοδοι ανάλυσης, αντιπροσωπευτική τιμή ίση με τη μέση μείον μία τυπική απόκλιση), οι επιμέρους συντελεστές ασφαλείας για τις ιδιότητες υλικών λαμβάνονται ως εξής:

Για τα υλικά των υφιστάμενων δομικών στοιχείων (§4.5.3.1)

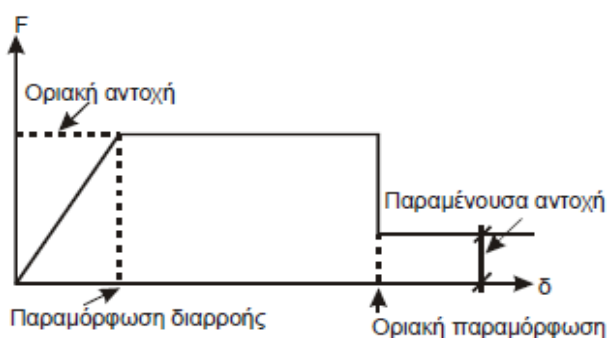
Σ.Α.Δ. Υφιστάμενων στοιχείων	ΕΚ	Πιθανή τιμή γ_c	Πιθανή τιμή γ_s	Άσπλες τοιχοπληρώσεις
Ανεκτή	Αυξημένες	1.65	1.25	2.50
Ικανοποιητική	Ναι	1.5	1.15	2.00
Υψηλή	μειωμένες	1.35	1.05	1.50

Πίνακας 2.2 Οι τιμές των συντελεστών ασφαλείας γ_c και γ_s κατά τον ΚΑΝ.ΕΠΕ.

ΕΝΕΡΓΗ ΕΛΑΣΤΙΚΗ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ

Σύμφωνα με τον ΚΑΝΕΠΕ αλλά και τον Ευρωκώδικα 8 – Μέρος 3 η μηχανική συμπεριφορά ενός δομικού στοιχείου περιγράφεται μέσω ενός διαγράμματος εντατικού μεγέθους F που χαρακτηρίζει το κύριο μέρος της έντασης που προκαλεί η σεισμική δράση στο στοιχείο, συναρτήσει της παραμόρφωσης ή σχετικής μετακίνησης δ , η οποία επιλέγεται έτσι ώστε, σε συνδυασμό με το εντατικό μέγεθος F , να εκφράζει την ενέργεια παραμόρφωσης του στοιχείου. Επειδή στα στοιχεία οπλισμένου σκυροδέματος οι καμπτικές παραμορφώσεις συνυπάρχουν με τις διατμητικές και με τις στροφές των ακραίων διατομών λόγω ολίσθησης των οπλισμών από την αγκύρωση πέραν του άκρου του στοιχείου, η καταλληλότερη επιλογή F και δ είναι η ροπή M και η γωνία στροφής χορδής θ στα άκρα του στοιχείου, όπου η θ περιλαμβάνει το σύνολο των καμπτικών και διατμητικών παραμορφώσεων, καθώς και τη στροφή των άκρων λόγω ολίσθησης των οπλισμών από την αγκύρωση.

Σύμφωνα με τον ΚΑΝΕΠΕ αλλά και τον Ευρωκώδικα 8 – Μέρος 3, είναι γενικώς επαρκής η προσέγγιση της πραγματικής καμπύλης F - δ μέσω ενός πολυγραμμικού διαγράμματος με τον πρώτο ευθύγραμμο κλάδο να παρακάμπτει τη ρηγμάτωση και να εκτείνεται από την αρχή των αξόνων μέχρι τη διαρροή του στοιχείου (τα στοιχεία είναι κατά κανόνα ήδη ρηγματωμένα από προγενέστερες δράσεις, σεισμικές ή μη), μετά την οποία η καμπύλη F - δ μπορεί να λαμβάνεται περίπου οριζόντια (Σχήμα).



Σχήμα 2.7 Ιδεατή καμπύλη εντατικού μεγέθους « F » συναρτήσει της παραμόρφωσης ή σχετικής μετακίνησης « δ »

Η δυσκαμψία των φερόντων στοιχείων λαμβάνεται με μειωτικό συντελεστή ώστε να ληφθεί υπόψη το φαινόμενο της ρηγμάτωσης. Έτσι, σύμφωνα με τον ΚΑΝΕΠΕ και

τον Ευρωκώδικα 8 – Μέρος 3, η ανάλυση του δομικού συστήματος πρέπει να χρησιμοποιεί οιονεί ελαστική δυσκαμψία K που ορίζεται και υπολογίζεται ως η επιβατική (τέμνουσα) δυσκαμψία του μέλους μέχρι τη διαρροή του. Στον παρακάτω πίνακα φαίνεται ο υπολογισμός των δυσκαμψιών κατά τον Ευρωκώδικα και τον ΚΑΝ.ΕΠΕ ανάλογα με το είδος ανάλυσης.

ΕΙΔΟΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ	ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑΣ 8_ΜΕΡΟΣ_3	ΚΑΝ.ΕΠΕ.		
Ανελαστική ανάλυση	$K_{eff}=My \cdot L_v / 3 \cdot \theta y$ EK8_3 A.3.2.4(5)	$K_{eff}=My \cdot L_s / 3 \cdot \theta y$		
Ελαστική ανάλυση	0,5*($E_c \cdot I_g$) EK8_1 4.3.1	Δομικό Στοιχείο	Υποστύλωμα εσωτερικό	0,8*($E_c \cdot I_g$)
			Υποστύλωμα περιμετρικό	0,6*($E_c \cdot I_g$)
			Τοίχωμα μη-ρηγματωμένο	0,7*($E_c \cdot I_g$)
			Τοίχωμα ρηγματωμένο	0,5*($E_c \cdot I_g$)
			Δοκός	0,4*($E_c \cdot I_g$)

Πίνακας 2.3 Οι τιμές δυσκαμψίας ανάλογα με το είδος ανάλυσης σύμφωνα με τους δύο κανονισμούς

Από τον παραπάνω πίνακα στην σχέση του EK8_3 ως L_v ορίζεται το άνοιγμα διάτμησης το οποίο μπορεί να λαμβάνεται ίσο με το μισό του μήκους του στοιχείου. Η σχέση θα πρέπει να εφαρμόζεται με τα δεδομένα και των δύο άκρων του στοιχείου και να λαμβάνεται ως ενεργός δυσκαμψία η μέση τιμή.

Στη σχέση του ΚΑΝ.ΕΠΕ. το L_s ορίζεται με διαφορετικό τρόπο βάσει των ακόλουθων περιπτώσεων:

1. Σε δοκούς που συνδέονται και στα δύο τους άκρα με κατακόρυφα στοιχεία το L_s μπορεί να λαμβάνεται ίσο με το μισό του καθαρού ανοίγματος.
2. Σε δοκούς που συνδέονται με κατακόρυφο στοιχείο μόνον στο ένα άκρο τους το L_s μπορεί να λαμβάνεται ίσο με το σύνολο του καθαρού ανοίγματος.
3. Σε υποστυλώματα το L_s μπορεί να λαμβάνεται ως το μισό του καθαρού ύψους μεταξύ των δοκών με τις οποίες συνδέεται μέσα στο θεωρούμενο επίπεδο της κάμψης.
4. Στα τοιχώματα το L_s μπορεί να λαμβάνεται σε κάθε όροφο διαφορετικό και ίσο με το μισό της απόστασης της διατομής βάσης ορόφου από την κορυφή του τοιχώματος στο κτίριο.

Η ενεργός δυσκαμψία για το συνολικό μήκος της στοιχείου μπορεί να λαμβάνεται ίση με τον μέσο όρο των τιμών που υπολογίζονται από την σχέση για τις δύο ακραίες διατομές του.

Σε περίπτωση μάλιστα που η διατομή του στοιχείου έχει μη συμμετρικό σχήμα ή/και οπλισμό θα λαμβάνονται οι μέσοι όροι των τιμών του K_{eff} για δύο φορές της κάμψης (θετική ή αρνητική). Επομένως για στοιχεία με μη συμμετρικές διατομές η τελική τιμή της ενεργού δυσκαμψίας θα προκύπτει από τον μέσο όρο τεσσάρων τιμών, δηλαδή δύο τιμών σε καθεμία από τις δύο ακραίες διατομές.

ΔΙΑΦΡΑΓΜΑΤΙΚΗ ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΑ

Οι εντός επιπέδου παραμορφώσεις του διαφράγματος υπό την επίδραση των διανεμημένων σεισμικών αδρανειακών δράσεων και των αντιδράσεων των

κατακόρυφων στοιχείων που συνδέονται με το διάφραγμα, οφείλουν να λαμβάνονται υπόψη κατά τον υπολογισμό των σχέσεων που συνδέουν τις μετακινήσεις των κατακόρυφων στοιχείων. Τα διαφράγματα συνεπώς κατατάσσονται σε δύο κατηγορίες, ευπαραμόρφωτα και απαραμόρφωτα (ΚΑΝ.ΕΠΕ §5.4.6). Ένα διάφραγμα θα χαρακτηρίζεται ως απαραμόρφωτο όταν η μέγιστη εντός του επιπέδου του οριζόντια παραμόρφωση κατά μήκος του διαφράγματος είναι μικρότερη του μισού του μέσου σχετικού βέλους των κατακόρυφων φορέων του υποκείμενου ορόφου με βάση τα ισοδύναμα στατικά φορτία.

Στη συνήθη περίπτωση των συστημάτων πλακών – δοκών από οπλισμένο σκυρόδεμα, το αντίστοιχο διάφραγμα επιτρέπεται να θεωρείται απαραμόρφωτο στο επίπεδο του χωρίς αναλυτικό υπολογισμό με την προϋπόθεση η γεωμετρία και η αντοχή του μπορεί να θεωρηθούν ικανοποιητικές.

Εάν δεν γίνεται λεπτομερέστερη θεώρηση, ένα διάφραγμα από οπλισμένο σκυρόδεμα μπορεί να θεωρείται ως απαραμόρφωτο εάν πληρούνται τα ακόλουθα κριτήρια

- Παρουσία ουσιωδών περιμετρικών δοκών, απουσία έντονων μεταβολών πάχους και διατομών ή ασυνεχειών στη διάταξη δοκών ή/και πλακών
- Δεν πρόκειται για συστήματα συμπαγών πλακών χωρίς δοκούς ή με έμμεσες στηρίξεις
- Οι ανισοσταθμίες μέσα στον ίδιο όροφο δεν είναι έντονες
- Η μορφή της κάτοψης είναι συμπαγής
- Δεν υπάρχουν μεγάλα κενά μέσα στο διάφραγμα, ιδίως στην περιοχή μεγάλων τοιχωμάτων.

ΚΥΡΙΑ ΚΑΙ ΔΕΥΤΕΡΕΥΟΝΤΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ

Οι επιμέρους φορείς του φέροντος οργανισμού ενός κτιρίου καθώς και τα μεμονωμένα δομικά στοιχεία που επηρεάζουν τη δυσκαμψία και την κατανομή της έντασης στο κτίριο διακρίνονται σε κύρια (πρωτεύοντα) και δευτερεύοντα. Ο

διαχωρισμός σε κύρια και δευτερεύοντα στοιχεία εντοπίζεται στον ΚΑΝ.ΕΠΕ (§2.4.3.4-§5.1.2-§5.4.3) καθώς και στον Ευρωκώδικα (ΕΚ 8-1,§4.2.2). Ως κύρια εν γένει χαρακτηρίζονται τα στοιχεία που συμβάλλουν στην αντοχή και ευστάθεια του κτιρίου υπό σεισμικά φορτία ενώ όλα τα υπόλοιπα θεωρούνται δευτερεύοντα. Η βασική συνέπεια του χαρακτηρισμού ενός φέροντος στοιχείου ως δευτερεύοντος είναι ότι για τα στοιχεία αυτά ισχύουν διαφορετικά κριτήρια επιτελεστικότητας, επιτρέπεται δηλαδή να υποστούν μεγαλύτερες μετακινήσεις και βλάβες απ ότι τα πρωτεύοντα. Συνεπώς, μια τυχόν αστοχία δευτερεύοντος στοιχείου που δεν είναι καθοριστικής σημασίας για την ευστάθειας του κτιρίου υπό σεισμικές δράσεις δεν θα οδηγήσει στο συμπέρασμα ότι το κτίριο δεν είναι επαρκές. Για στάθμη επιτελεστικότητας Α καθώς και για τοιχοπληρώσεις που δεν φέρουν κατακόρυφα φορτία, αυτή η διάκριση δεν επιτρέπεται.

Αντίθετα, η διάκριση των στοιχείων σε κύρια και δευτερεύοντα είναι σκόπιμη στις ακόλουθες περιπτώσεις:

- Σε έναν καταρχήν και γενικώς επαρκή φορέα υπάρχουν μεμονωμένα στοιχεία που είναι πρακτικώς αδύνατο να πληρούν τα κριτήρια επιτελεστικότητας χωρίς όμως η αδυναμία αυτή να συνεπάγεται αναπόφευκτη αδυναμία του φορέα
- Κατά τον ανασχεδιασμό του κτιρίου, χρησιμοποιούνται νέοι φορείς οι οποίοι σχεδιάζονται για να αναλάβουν το σύνολο σχεδόν των σεισμικών δράσεων. Ο υφιστάμενος (πριν από την επέμβαση) φορέας μπορεί να χαρακτηριστεί τότε ως δευτερεύων.

2.7.2 Βήμα 2: Επιλογή οριακής κατάστασης - στάθμης επιτελεστικότητας για την αποτίμηση φέροντος οργανισμού

2.7.2.1 Η έννοια της πλαστικής άρθρωσης

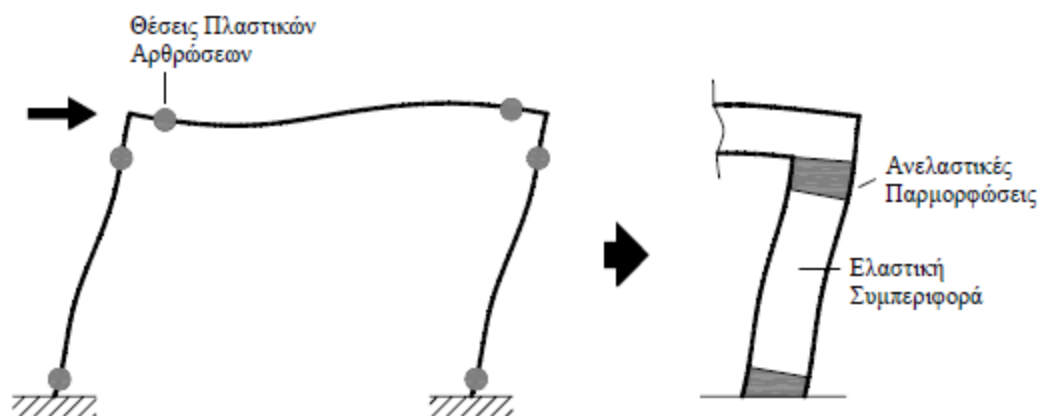
Η συμπεριφορά μιας κατασκευής που αποκρίνεται ελαστικά σε μία εξωτερική δράση περιγράφεται με ακρίβεια από την ελαστική θεωρία. Συνεπώς, είναι δυνατή η κατασκευή λεπτομερών μαθηματικών προσομοιωμάτων, βάσει των οποίων προβλέπεται η συμπεριφορά κατασκευών, με την προϋπόθεση βέβαια ότι θα παραμείνουν ελαστικές. Είναι γνωστό ότι οι νέες κατασκευές δεν αναμένεται να

συμπεριφερθούν ελαστικά, ιδιαίτερα για σεισμικές φορτίσεις αντίστοιχες με τον ισχυρό σεισμό βάσει του οποίου γίνεται ο σχεδιασμός τους. Αντίθετα, αποτέλεσμα της απόκρισης και προϋπόθεση κατά τον σχεδιασμό είναι η ανάπτυξη σημαντικών ανελαστικών παραμορφώσεων στα μέλη, οι οποίες συμβάλουν στην «κατανάλωση» της ενέργειας που εισάγεται στην κατασκευή μέσω της σεισμικής διέγερσης. Αντίστοιχα, είναι σκόπιμο και στην αποτίμηση υφιστάμενων κτιρίων πριν ή μετά την επέμβαση να λαμβάνεται υπόψη η δυνατότητα του υπό μελέτη κτιρίου να «καταναλώνει» ενέργεια μέσω των ανελαστικών παραμορφώσεων των μελών, ώστε να προκύψουν ακριβέστερα συμπεράσματα για την ικανότητά του.

Όσον αφορά τις ελαστικές μεθόδους, η ανελαστική συμπεριφορά των μελών της κατασκευής λαμβάνεται υπόψη έμμεσα μέσω της υιοθέτησης του δείκτη συμπεριφοράς q . Στις ανελαστικές αναλύσεις απαιτείται η άμεση προσομοίωση της συμπεριφοράς των δομικών στοιχείων σε όλο το φάσμα της απόκρισής τους. Κατά την επιβολή μιας αυξανόμενης έντασης σε μία κατασκευή, τα μέλη της σταδιακά διαρρέουν και αναπτύσσουν ανελαστικές παραμορφώσεις. Η εμφάνιση των διαρροών συνδέεται με την αντοχή των μελών και την σχέση της με την αντίστοιχη ένταση σε διάφορες θέσεις κατά μήκος του μέλους. Προφανώς, δεδομένου ότι η κατανομή των εντατικών μεγεθών κατά μήκος των δοκών και υποστυλωμάτων ενός κτιρίου που καταπονείται από τα κατακόρυφα φορτία του και τη δράση του σεισμού είναι γνωστή, είναι δυνατόν να εντοπιστούν οι θέσεις όπου αναμένεται να αναπτυχθούν ανελαστικές παραμορφώσεις. Οι θέσεις αυτές εντοπίζονται στα άκρα (παρειές) των δοκών και στην κορυφή και βάση των υποστυλωμάτων. Μάλιστα, αρχικά ένα μέλος μπορεί να θεωρηθεί ότι διαρρέει στην ακραία διατομή του, όταν η μέγιστη τιμή της έντασης στο εν λόγω σημείο ξεπεράσει την αντίστοιχη αντοχή. Στη συνέχεια, περαιτέρω αύξηση της έντασης οδηγεί σε υπέρβαση της αντοχής σε μεγαλύτερο τμήμα της ακραίας περιοχής του μέλους, όπου επεκτείνεται η ανάπτυξη των ανελαστικών παραμορφώσεων. Η λογική που παρουσιάστηκε αποτυπώνεται και στο σχεδιασμό νέων κατασκευών με την ύπαρξη κρίσιμων περιοχών σε δοκούς και υποστυλώματα, οι οποίες εκτείνονται σε συγκεκριμένες αποστάσεις από τα άκρα (παρειές) των μελών και για τις οποίες λαμβάνονται αυξημένα μέτρα, ώστε να αντιμετωπιστούν οι αντίστοιχα αυξημένες απαιτήσεις παραμόρφωσης τους σε ακραίες περιπτώσεις σεισμικής έντασης (πύκνωση συνδετήρων).

Συνεπώς, ένα μέλος μιας συνήθους κατασκευής που υποβάλλεται σε σεισμική φόρτιση αναμένεται να αναπτύξει ανελαστικές παραμορφώσεις σε περιοχές πεπερασμένου μήκους κοντά στα άκρα του. Πέραν των περιοχών αυτών η

συμπεριφορά του μέλους εξακολουθεί να είναι ελαστική, οπότε περιγράφεται από τις αρχές της αντίστοιχης θεωρίας. Οι πεπερασμένου μήκους περιοχές στα άκρα ενός μέλους στα οποία αναπτύσσονται ανελαστικές παραμορφώσεις καλούνται πλαστικές αρθρώσεις (Σχήμα 2.8).



Σχήμα 2.8 Θέσεις πιθανών πλαστικών αρθρώσεων σε μέλη απλής κατασκευής υπό σεισμική ένταση

Η μεθοδολογία των σταθμών επιτελεστικότητας εφαρμόζεται κυρίως για τον έλεγχο και την ενίσχυση υφιστάμενων κατασκευών και αποτελεί τον βασικό κορμό των διεθνών κανονισμών επεμβάσεων.

Στα πλαίσια του ΚΑΝ.ΕΠΕ (§2.2.1-2.2.2) όπως και στον Ευρωκώδικα 8 (Μέρος 3-§2.1(2)) για την εξυπηρέτηση ευρύτερων κοινωνικό-οικονομικών αναγκών, θεσπίζονται διάφορες «οριακές καταστάσεις» ή (κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ.) «στάθμες επιτελεστικότητας», δηλαδή στοχευόμενες συμπεριφορές, υπό δεδομένους αντίστοιχους σεισμούς σχεδιασμού. Οι στόχοι αποτίμησης ή ανασχεδιασμού αποτελούν συνδυασμούς αφενός μιας στάθμης επιτελεστικότητας και αφετέρου μιας σεισμικής δράσης, με δεδομένη «ανεκτή πιθανότητα υπέρβασης κατά την τεχνική διάρκεια ζωής του κτιρίου» (σεισμός σχεδιασμού). Οι στάθμες επιτελεστικότητας ορίζονται ως εξής:

A. Άμεση χρήση μετά το σεισμό AX- Περιορισμός βλαβών (Damage Limitation) DL

Όσον αφορά στο φέροντα οργανισμό (στάθμη Α), το επίπεδο βλαβών είναι τέτοιο, ώστε καμία λειτουργία να μη διακόπτεται κατά τη διάρκεια και μετά το σεισμό σχεδιασμού, εκτός ενδεχομένως από σπάνιες δευτερεύουσας σημασίας λειτουργίες. Ενδεχομένως μπορεί να εμφανιστούν μερικές πολύ αραιές τριχοειδείς ρωγμές καμπτικού χαρακτήρα. Όσον αφορά στα μη φέροντα στοιχεία (στάθμη α), επιτρέπονται μικρές μόνο βλάβες, οι οποίες δεν επηρεάζουν τις βασικές λειτουργίες. Οι προσβάσεις και τα συστήματα ασφαλείας (πχ κλιμακοστάσια, πόρτες, ανελκυστήρες, κλπ) πρέπει να παραμένουν σε λειτουργία, εκτός εάν υπάρχει γενική διακοπή ηλεκτροδότησης στην περιοχή, η οποία να τα επηρεάζει.

Στον Ευρωκώδικα 8-Μέρος 3, ως πρώτη στάθμη επιτελεστικότητας χρησιμοποιείται η Οριακή κατάσταση περιορισμού βλαβών (Limit state of Damage Limitation), η οποία δεν ταυτίζεται ακριβώς με τη στάθμη Άμεση χρήση, αλλά αναφέρεται σε λίγο μεγαλύτερες βλάβες. Για το σχεδιασμό συνήθων κατασκευών, η στάθμη Άμεση χρήση συνδυάζεται με σεισμική διέγερση με περίοδο επανάληψης 72 χρόνια (50% υπέρβασης σε 50 χρόνια) ενώ η στάθμη Περιορισμού βλαβών με σεισμική διέγερση με περίοδο επανάληψης 225 χρόνια (20% πιθανότητα υπέρβασης σε 50 χρόνια).

B. Προστασία ζωής ΠΖ - Σημαντικές βλάβες (Significant-Damage) SD

Στο φέροντα οργανισμό (στάθμη Β) αναμένεται να εμφανιστούν βλάβες, οι οποίες είναι επισκευάσιμες και δεν αποτελούν αιτία απώλειας της στατικής ευστάθειας της κατασκευής ή σοβαρού τραυματισμού ατόμων ή σημαντικών ζημιών σε αντικείμενα που βρίσκονται στην κατασκευή. Όσον αφορά στα μη φέροντα στοιχεία (στάθμη β), αναμένονται βλάβες, οι οποίες όμως δεν αποτελούν κίνδυνο για άτομα εντός ή εκτός της κατασκευής, είτε λόγω πτώσης αντικειμένων, είτε λόγω δευτερογενών αιτιών.

Η στάθμη αυτή στον Ευρωκώδικα 8-3 αναφέρεται ως Οριακή κατάσταση σημαντικών βλαβών (Limit state of significant damage). Σύμφωνα με αυτήν, ο φορέας έχει υποστεί σημαντικές βλάβες, διαθέτει ορισμένη εναπομένουσα πλευρική αντοχή και δυσκαμψία, και τα κατακόρυφα στοιχεία είναι σε θέση να αντέξουν τα κατακόρυφα φορτία. Ο φορέας μπορεί να αντέξει μετασεισμούς μέτριας έντασης, ωστόσο η επισκευή του φορέα πιθανόν να είναι αντιοικονομική.

Γ. Οιονεί κατάρρευση OK- Οιονεί κατάρρευση (Near Collapse) NC

Σε αυτή την κατάσταση ο φορέας (στάθμη Γ) έχει υποστεί σοβαρή ζημιά, με χαμηλή εναπομένουσα πλευρική αντοχή και δυσκαμψία, αν και τα κατακόρυφα στοιχεία είναι ακόμα σε θέση να αντέχουν κατακόρυφα φορτία. Τα περισσότερα μη φέροντα στοιχεία έχουν καταρρεύσει και υπάρχουν μεγάλες μόνιμες σχετικές παραμορφώσεις ορόφων. Ο φορέας λίγο απέχει από την κατάρρευση και πιθανόν δε θα επιβίωνε σε άλλο σεισμό, ακόμα και μέτριας έντασης.

Οι οριακές καταστάσεις του Ευρωκώδικα 8 που ισοδυναμούν με τις στάθμες επιτελεστικότητας του ΚΑΝ.ΕΠΕ. του φέροντος οργανισμού συνοψίζονται στον παρακάτω πίνακα.

ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑΣ 8_ΜΕΡΟΣ_3	ΚΑΝΕ.ΕΠΕ
Περιορισμός βλαβών (Damage Limitation)- DL	Άμεση χρήση μετά το σεισμό ΑΧ
Σημαντικές βλάβες (Significant-Damage)- SD	Προστασία ζωής ΠΖ
Οιονεί κατάρρευση (Near Collapse)- NC	Οιονεί κατάρρευση OK

Πίνακας 2.4 Οι οριακές καταστάσεις – στάθμες επιτελεστικότητας σύμφωνα με τους δύο κανονισμούς

Οι οριακές καταστάσεις που περιγράφηκαν πιο πάνω συσχετίζονται με επίπεδα σεισμικής διέγερσης που αντιστοιχούν σε σεισμούς με συγκεκριμένες περιόδους επαναφοράς. Οι περίοδοι επαναφοράς δίνονται στα αντίστοιχα Εθνικά Προσαρτήματα.

Αφού καθοριστεί ο επιθυμητός στόχος σεισμικής ικανότητας, μπορεί στη συνέχεια να γίνει η αποτίμηση μιας υφιστάμενης κατασκευής ή ο ανασχεδιασμός της ή ο σχεδιασμός μιας νέας κατασκευής.

Στον πίνακα που ακολουθεί φαίνονται οι στόχοι σχεδιασμού σύμφωνα με τις στάθμες επιτελεστικότητας και τις περιόδους επανάληψης του Ευρωκώδικα 8. Ενδεικτικά

αναφέρεται ότι ο συνήθης σχεδιασμός με τους σύγχρονους αντισεισμικούς κανονισμούς αντιστοιχεί σε στόχο σχεδιασμού B2.

ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑΣ 8_ΜΕΡΟΣ_3	ΣΤΑΘΜΗ ΕΠΙΤΕΛΕΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ			
		(Α) Περιορισμός βλαβών (DL)	(Β) Σημαντικές βλάβες (SD)	(Γ) Οιονεί κατάρρευση (NC)
	ΣΕΙΣΜΟΣ 1 (20%πιθανότητα υπέρβασης σε 50 έτη, Π.Ε. 225 έτη)	A1	B1	Γ1
	ΣΕΙΣΜΟΣ 2 (10% πιθανότητα υπέρβασης σε 50 έτη, Π.Ε. 475 έτη)	A2	B2	Γ2
ΣΕΙΣΜΟΣ 3 (2% πιθανότητα υπέρβασης σε 50 έτη, Π.Ε. 2475 έτη)	A3	B3	Γ3	

Πίνακας 2.5 Στόχοι αποτίμησης και ανασχεδιασμού

Παρατηρούμε ότι ορίζονται γενικώς 9 συνδυασμοί σταθμών επιτελεστικότητας – σεισμών σχεδιασμού. Ωστόσο οι συνδυασμοί B1, Γ1 και Γ2 είναι μη αποδεκτοί και δεν λαμβάνονται υπόψη. Οι συνδυασμοί που είναι στην κύρια διαγώνιο του πίνακα (δηλ. οι A1, B2, Γ3) αντιστοιχούν στον βασικό στόχο που πρέπει να εκπληρούται για το σχεδιασμό των συνήθων νέων κατασκευών, και μπορεί να θεωρηθεί ότι αντικατοπτρίζουν την συμβατική αντισεισμική φιλοσοφία των σύγχρονων κανονισμών. Οι συνδυασμοί A2, B3 αντιστοιχούν σε σχεδιασμό με μεγαλύτερο επίπεδο ασφάλειας το οποίο θα μπορούσε να είναι το ζητούμενο σε κατασκευές που είναι μεγάλης σημασίας (π.χ. υψηλή κατηγορία σπουδαιότητας του EN1998-1) και επομένως δεν τίθεται θέμα υψηλού κόστους για την σχεδίαση ή την επανασχεδίαση

τους. Τέλος ο στόχος Α3 που απαιτεί την εμφάνιση ελαχίστων βλαβών σε έναν πολύ μεγάλο σεισμό είτε μπορεί να είναι πρακτικά ανέφικτος σε κάποιες περιπτώσεις είτε σε κάποιες άλλες να είναι απαγορευτικός λόγω υπέρμετρου κόστους.

Επομένως: ο έλεγχος ή όχι της εκπλήρωσης των κριτηρίων συμπεριφοράς που αντιστοιχούν σε καθεμία από τις παραπάνω τρεις στάθμες επιτελεσματικότητας θα πρέπει να γίνει θέτοντας ως απαίτηση την προκύπτουσα απαίτηση από τον αντίστοιχο σεισμό.

Οι στόχοι αποτίμησης και ανασχεδιασμού που εισάγει ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. αφορούν στον φέροντα οργανισμό και όχι στον μη φέροντα οργανισμό, και δίνονται στον ακόλουθο πίνακα.

ΚΑΝ.ΕΠΕ	Πιθανότητα υπέρβασης σεισμικής δράσης εντός του συμβατικού χρόνου ζωής των 50 ετών	Στάθμη επιτελεσματικότητας φέροντος οργανισμού		
		Άμεση χρήση μετά τον σεισμό ΑΧ	Προστασία ζωής ΠΖ	Αποφυγή οιονεί κατάρρευσης ΟΚ
	Σεισμός 1 :10%	A1	B1	Γ1
	Σεισμος 2 : 50%	A2	B2	Γ2

Πίνακας 2.6 Στόχοι αποτίμησης και ανασχεδιασμού

(Να σημειωθεί εδώ ότι ο ΚΑΝ.ΕΠΕ., στον ορισμό των σεισμικών διεγέρσεων αποτίμησης και ανασχεδιασμού, δε δίνει περίοδο επαναφοράς σε έτη αλλά πιθανότητα υπέρβασης της σεισμικής διέγερσης σε 50 έτη. Επειδή όμως οι σχέσεις από τις οποίες επιτυγχάνεται η συσχέτιση του a_{gR} με το επίπεδο του σεισμού

απαιτούν την περίοδο επαναφοράς, χρησιμοποιούμε την ακόλουθη σχέση: $T_R=1/[1-(1-P_L)^{1/L}]$. Από την σχέση αυτή βρίσκουμε ότι ένας σεισμός που έχει πιθανότητα υπέρβασης 10% σε 50 χρόνια, έχει περίοδο επαναφοράς $T_R=1/[1-(1-0.1)^{1/50}]=475$ έτη, ενώ ένας σεισμός που έχει πιθανότητα υπέρβασης 50% σε 50 χρόνια, έχει περίοδο επαναφοράς $T_R=1/[1-(1-0.5)^{1/50}]=72.6\approx 73$ έτη).

2.7.3 Βήμα 3: Επιλογή μεθόδου ανάλυσης και προϋποθέσεις εφαρμογής

1.Οριζόντια φόρτιση ή ελαστική στατική ανάλυση με δείκτη α

ΠΡΟΫΠΟΘΕΣΕΙΣ	ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑΣ 8_ΜΕΡΟΣ_3	ΚΑΝΕ.ΕΠΕ
Οριζόντια φόρτιση ή ελαστική στατική ανάλυση με δείκτη α	Ισχύει για όλα τα ΚΛ(ΞΣΑΔ)	
	$T_1 \leq$	$4T_C=2,4 \text{ sec}$ και $2,0 \text{ sec}$
	Πρέπει να πληρούν τα κριτήρια κανονικότητας καθ' ύψος	
	$\rho_{\max}/\rho_{\min} \leq 2,5$	

Πίνακας 2.7 Προϋποθέσεις ελαστικής στατικής ανάλυσης

Για τις ελαστικές μεθόδους δεν τίθενται προϋποθέσεις εφαρμογής σχετιζόμενες με τη στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων.

Από παράγραφο 4.3.3.2 του ΕΚ8_1 η εφαρμογή της στατικής ελαστικής μεθόδου επιτρέπεται σε κτίρια των οποίων η απόκριση δεν επηρεάζεται σημαντικά από ιδιομορφές ανώτερες της θεμελιώδους σε κάθε κύρια διεύθυνση .Η απαίτηση πληρούται όταν ικανοποιούνται οι εξής συνθήκες:

- έχουν θεμελιώδεις ιδιοπεριόδους T_1 στις δύο κύριες διευθύνσεις οι οποίες είναι μικρότερες από τις ακόλουθες τιμές:

$$T_1 \leq \begin{cases} 4T_c = 2,4 \text{ sec} \\ 2,0 \text{ sec} \end{cases}$$

- πληρούν τα κριτήρια κανονικότητας καθ' ύψος.

Στον ΕΚ8_ Μέρος 3 παρατίθεται και η εξής συνθήκη:

Ορίζοντας ως $\rho_i = D_i / C_i$ το λόγο ανεπάρκειας του στοιχείου που ορίζεται ως ο λόγος της απαιτούμενης ροπής κάμψης D_i όπως αυτή προκύπτει από την ανάλυση για το σεισμικό συνδυασμό προς την αντίστοιχη ροπή κάμψης C_i του i -οστού πλάστιμου πρωτεύοντος στοιχείου του κτιρίου και ως ρ_{\max} και ρ_{\min} τη μέγιστη και την ελάχιστη τιμή του ρ_i αντίστοιχα, ανάμεσα σε όλα τα πλάστιμα πρωτεύοντα στοιχεία του κτιρίου με $\rho_i > 1$ ο λόγος $\rho_{\max} / \rho_{\min}$ δεν ξεπερνά την μέγιστη επιτρεπόμενη τιμή 2,5.

Ειδικότερα για τα κτίρια της χώρας μας, από ΚΑΝ.ΕΠΕ, ισχύουν τα εξής:

Για Στάθμη Επιτελεστικότητας Α η ελαστική στατική ανάλυση μπορεί να εφαρμοστεί χωρίς προϋποθέσεις ενώ δεν τίθενται προϋποθέσεις εφαρμογής σχετιζόμενες με ΣΑΔ.

Οι προϋποθέσεις **ελαστικής στατικής ανάλυσης** στάθμη επιτελεστικότητας Β ή Γ (ΚΑΝ.ΕΠΕ §5.5.2) είναι:

- i. $\lambda \leq 2.5$ για όλα τα κύρια στοιχεία
- ii. $T_0 < 4T_c$ ή 2 sec,

- iii. Ο λόγος της οριζόντιας διάστασης σε έναν όροφο προς την αντίστοιχη διάσταση σε έναν γειτονικό όροφο δεν υπερβαίνει το 1.5 (εξαιρούνται ο τελευταίος όροφος και το προσαρτήματα)
- iv. Το κτίριο δεν παρουσιάζει έντονα ασύμμετρη κατανομή της δυσκαμψίας σε κάτοψη σε οποιονδήποτε όροφο
- v. Το κτίριο σε καθ' ύψος τομή δεν παρουσιάζει ασύμμετρη κατανομή της μάζας ή της δυσκαμψίας (όχι σε επαρκή μικτά συστήματα)
- vi. Το κτίριο διαθέτει σύστημα ανάληψης σεισμικών δράσεων σε δύο περίπου κάθετες μεταξύ τους διευθύνσεις.
- vii. Τήρηση κριτηρίων μορφολογικής κανονικότητας
- viii. Σε περίπτωση που δεν υπάρχουν ουσιώδεις βλάβες, επιτρέπεται για την αποτίμηση και μόνον η εφαρμογή της μεθόδου ακόμα κι αν δεν πληρούνται τα i,iii,iv,v των παραπάνω προϋποθέσεων. Όμως οι συντελεστές ασφαλείας προσομοιώματος γ_{sd} (§4.5.1) αυξάνονται κατά 0.15.

T_1 : θεμελιώδης ιδιοπερίοδος που πρέπει να ικανοποιεί και στις δύο κύριες οριζόντιες διευθύνσεις και τις δύο συνθήκες,

T_c : η περίοδος στο όριο μεταξύ της περιοχής σταθερής φασματικής επιτάχυνσης και αυτής της σταθερής φασματικής ταχύτητας

Για να θεωρείται ένα κτίριο **κανονικό καθ' ύψος**, πρέπει να πληροί όλες τις παρακάτω προϋποθέσεις:

(1) Τα κατακόρυφα δομικά στοιχεία (π.χ., τα τοιχώματα και τα πλαίσια σε κτίριο οπλισμένου σκυροδέματος) πρέπει να συνεχίζονται χωρίς διακοπή μέχρι την κορυφή του αντίστοιχου τμήματος της κάτοψης.

(2) Η μάζα των ορόφων και η δυσκαμψία των δομικών στοιχείων τους πρέπει να είναι η ίδια σ' όλους τους ορόφους ή να μειώνεται ομαλά από τη βάση προς την κορυφή.

(3) Σε πλαίσιακά δομικά συστήματα, να μην υπάρχει έντονη ανομοιομορφία υπεραντοχής έναντι οριζοντίων δράσεων (λόγος αντοχής προς σεισμική τέμνουσα ορόφου υπό το σεισμό σχεδιασμού) μεταξύ διαδοχικών ορόφων.

(4) Κάθε εσοχή ορόφου από τον αμέσως κατώτερο να μην ξεπερνά το 10% της παράλληλης ολικής διάστασης του αμέσως κατωτέρου ορόφου.

(5) Αν οι εσοχές στις δύο απέναντι πλευρές του κτιρίου στην υπόψη διεύθυνση δεν είναι συμμετρικές, η συνολική εσοχή του τελευταίου ορόφου ως προς τη βάση του κτιρίου να μην ξεπερνά το 30% της παράλληλης διάστασης της κάτοψης στη βάση.

(6) Αν οι εσοχές αφορούν μία μόνο στάθμη στο κάτω 15% του ύψους του κτιρίου, να μην ξεπερνά συνολικά (και προς τις δύο πλευρές του κτιρίου) το 50% της κάτοψης στη βάση.

2. Προϋποθέσεις δυναμικής φασματικής (ελαστικής) μεθόδου

ΠΡΟΫΠΟΘΕΣΕΙΣ	ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑΣ 8_ΜΕΡΟΣ_3	ΚΑΝΕ.ΕΠΕ
Δυναμική φασματική μέθοδος (ελαστική)	Εφαρμογή σε κατασκευές που δεν ισχύουν οι προϋποθέσεις της ελαστικής στατικής ανάλυσης	
	Το άθροισμα των δρωσών ιδιομορφικών μαζών για τις ιδιομορφές που λαμβάνονται υπόψη είναι τουλάχιστον το 90% της συνολικής μάζας του φορέα.	
	Λαμβάνονται υπόψη όλες οι ιδιομορφές με δρώσεις	
	ιδιομορφικές μάζες μεγαλύτερες από το 5% της συνολικής μάζας.	
	$\rho_{max}/\rho_{min} \leq 2,5$	

Πίνακας 2.8 Προϋποθέσεις δυναμικής ελαστικής μεθόδου

Η δυναμική φασματική μέθοδος εφαρμόζεται σε κτίρια που δεν μπορεί να εφαρμοστεί η ελαστική στατική μέθοδος. (Παράγραφος 4.3.3.3 από ΕΚ8_1) δηλαδή όταν δεν ικανοποιούνται οι συνθήκες της στατικής ανάλυσης ($T_0 < 4T_c$ ή 2 sec, κανονικότητα)

και όταν λαμβάνεται υπόψη η απόκριση όλων των ιδιομορφών ταλάντωσης που συμβάλλουν σημαντικά στη συνολική απόκριση. Πρακτικά αυτό σημαίνει,

- i. Το άθροισμα των δρυσών ιδιομορφικών μαζών για τις ιδιομορφές που λαμβάνονται υπόψη είναι τουλάχιστον το 90% της συνολικής μάζας του φορέα.
- ii. Λαμβάνονται υπόψη όλες οι ιδιομορφές με δρώσες ιδιομορφικές μάζες μεγαλύτερες από το 5% της συνολικής μάζας.

Από ΕΚ8_3 προστίθεται και η συνθήκη (1) που περιγράφηκε προηγουμένως όταν δηλαδή ο λόγος ρ_{max}/ρ_{min} δεν ξεπερνά την μέγιστη επιτρεπόμενη τιμή 2,5.

Συγκεκριμένα για ΚΑΝ.ΕΠΕ οι παραπάνω προϋποθέσεις δεν είναι απαραίτητες για στάθμη επιτελεστικότητας Α.

Ειδικότερα για τα κτίρια της χώρας μας κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ (§5.6.1)

- i. Για όλα τα κύρια στοιχεία πρέπει $\lambda < 2.5$

Ανεξαρτήτως της ισχύος του (iii) αλλά υπό την προϋπόθεση ότι δεν υπάρχουν ουσιώδεις βλάβες επιτρέπεται για τους σκοπούς μόνον αποτίμησης η εφαρμογή της δυναμικής ελαστικής μεθόδου. Στη περίπτωση αυτή, οι συντελεστές ασφαλείας προσομοιώματος γ_{sd} (§4.5.1) αυξάνονται κατά 0.15.

3. Προϋποθέσεις εφαρμογής ανελαστικής στατικής ανάλυσης (υπερωθητική pushover)

ΠΡΟΫΠΟΘΕΣΕΙΣ	ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑΣ 8_ΜΕΡΟΣ_3 *	ΚΑΝ.ΕΠΕ
Ανελαστική στατική ανάλυση (pushover)	Στάθμη Αξιοπιστίας Δεδομένων τουλάχιστον ικανοποιητική	
	Εφαρμογή σε κτίρια στα οποία η επιρροή των ανώτερων ιδιομορφών δεν είναι σημαντική**	
	Όταν η επιρροή των ανώτερων ιδιομορφών είναι σημαντική η υπερωθητική ανάλυση μπορεί να εφαρμοστεί μόνον σε συνδυασμό με μια συμπληρωματική ελαστική δυναμική ανάλυση***	

Πίνακας 2.9 Προϋποθέσεις ανελαστικής στατικής μεθόδου (pushover)

*ΟΕΝ1998_ Μέρος 3 παραπέμπει στα κείμενα των Εθνικών Προσαρτημάτων. Έτσι για τον Ελληνικό χώρο λαμβάνουμε τις σχετικές οδηγίες από τον ΚΑΝ.ΕΠΕ.

Συνιστάται η εφαρμογή της υπερωθητικής ανάλυσης να γίνεται όταν τα δεδομένα της κατασκευής είναι γνωστά με τουλάχιστον ικανοποιητική στάθμη αξιοπιστίας.

**Η υπερωθητική ανάλυση θα πρέπει να εφαρμόζεται σε κτίρια στα οποία η επιρροή των ανώτερων ιδιομορφών δεν είναι σημαντική. Για να διερευνηθεί η ισχύς ή όχι της προϋπόθεσης αυτής θα πρέπει να γίνεται πάντα μια ελαστική δυναμική ανάλυση κατά την οποία θα λαμβάνονται υπόψη τόσες ιδιομορφές όσες είναι απαραίτητες ώστε να ενεργοποιείται τουλάχιστον το 90% της μάζας. Κατόπιν θα πρέπει να γίνεται και μια δεύτερη ελαστική δυναμική ανάλυση στην οποία θα λαμβάνεται υπόψη μόνον η πρώτη ιδιομορφή. Η επιρροή των ανώτερων ιδιομορφών θεωρείται σημαντική όταν η τέμνουσα που προκύπτει σε κάθε όροφο από την πρώτη δυναμική ανάλυση είναι μεγαλύτερη από το 130% εκείνης που προκύπτει από τη δεύτερη δυναμική ανάλυση. Για τις αναλύσεις αυτές θα πρέπει να γίνει χρήση του ελαστικού φάσματος σχεδιασμού του EN1998-1 (δηλ. με $q=1$).

***Όταν η επιρροή των ανώτερων ιδιομορφών είναι σημαντική η υπερωθητική ανάλυση μπορεί να εφαρμοστεί μόνον σε συνδυασμό με μια συμπληρωματική ελαστική δυναμική ανάλυση. Σε μια τέτοια περίπτωση όλοι οι απαιτούμενοι έλεγχοι επιτελεσματικότητας θα διεξάγονται και με τις δύο μεθόδους και επιτρέπεται η αύξηση κατά 25% των τιμών των παραμέτρων που υπεισέρχονται στα κριτήρια ελέγχου των δύο μεθόδων.

4. Προϋποθέσεις εφαρμογής ανελαστικής δυναμικής ανάλυσης

ΠΡΟΫΠΟΘΕΣΕΙΣ	ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑΣ 8_ΜΕΡΟΣ_3 *	ΚΑΝ.ΕΠΕ
--------------	----------------------------	---------

<p>Ανελαστική δυναμική ανάλυση (χρονοϊστορία)</p>	<p>Εφαρμογή σε κατασκευές οι οποίες δεν πληρούν τα κριτήρια εφαρμογής της μεθόδου ανάλυσης οριζόντιας φόρτισης</p>	<p>Συνιστάται η επαρκής εμπειρία και εξειδίκευση του Πολιτικού Μηχανικού</p>
--	--	--

Πίνακας 2.10 Προϋποθέσεις δυναμικής ανελαστικής μεθόδου

Στο σημείο αυτό ο EN1998-3, αναγνωρίζοντας την αδυναμία της υπερωθητικής ανάλυσης η οποία βάσει της διατύπωσής της δεν μπορεί να λάβει υπόψη την επιρροή ανώτερων ιδιομορφών, προτείνει για κατασκευές οι οποίες δεν πληρούν το α) κριτήριο εφαρμοσιμότητας της μεθόδου ανάλυσης οριζόντιας φόρτισης που δίνεται στην παράγραφο 4.3.3.2.1(2) του EN1998-1, να εκτελείται ανάλυση «χρονοϊστορίας» (time-history analysis).

Κατά τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. ως προϋπόθεση για την εφαρμογή της μεθόδου συνιστάται η επαρκής εμπειρία και εξειδίκευση του Πολιτικού Μηχανικού (ΚΑΝ.ΕΠΕ §5.8.1).

2.7.4 Βήμα 4: Αποτίμηση δομικών στοιχείων

Ισχύει η γνωστή σχέση της ανίσωσης ασφαλείας

$$S_d = \gamma_{sd} \cdot S (S_k \cdot \gamma_f) \leq R_d = (1/ \gamma_{Rd}) \cdot R (R_k \cdot \gamma_m) \quad (\text{Σχέση 1, Κεφάλαιο 4 ΚΑΝ.ΕΠΕ})$$

με τη θεμελιώδη διαφορά ότι ο Ευρωκώδικας 8 κάνει χρήση αποκλειστικά των παραμορφωσιακών μεγεθών (γωνία στροφής χορδής θ) για την πραγματοποίηση των ελέγχων σε πλάστιμα μέλη. Ο έλεγχος πλάστιμης και ψαθυρής συμπεριφοράς πραγματοποιείται, χωρίς όμως να γίνεται κάποια τροποποίηση στα παραμορφωσιακά μεγέθη όπως στον ΚΑΝ.ΕΠΕ.

Οπότε παρουσιάζονται υπό μορφή πίνακα τα κριτήρια επιτελεστικότητας και η αντίστοιχη ανίσωση ασφαλείας κατά Ευρωκώδικα 8 και παρατίθενται και οι αντίστοιχες σχέσεις ΚΑΝ.ΕΠΕ προς σύγκριση.

Έλεγχος Ασφαλείας κατά ΕΚ8_3

ΕΚ8_3				
ΣΤΟΧΕΙΑ		ΠΕΡΙΟΡΙΣΜΟΣ ΒΛΑΒΩΝ	ΣΗΜΑΝΤΙΚΕΣ ΒΛΑΒΕΣ	ΟΙΟΝΕΙ ΚΑΤΑΡΡΕΥΣΗ
Πλάστιμα	πρωτεύοντα	$\theta_{sd}^{(1)} \leq \theta_y^{(2)}$	$\theta_{sd}^{(1)} \leq 0.75 \theta_{u,m-\sigma}^{(3)}$	$\theta_{sd}^{(1)} \leq \theta_{u,m-\sigma}^{(3)}$
Πλάστιμα	δευτερεύοντα		$\theta_{sd}^{(1)} \leq 0.75 \theta_{u,m}^{(4)}$	$\theta_{sd}^{(1)} \leq \theta_{u,m}^{(4)}$
Ψαθυρά πρωτεύοντα		$V_{sd}^{(5)} \leq V_{Rd,EC2},^{(6)} V_{sd}^{(5)} \leq V_{Rd,EC8}^{(7)}/1.15$		
Ψαθυρά δευτερεύοντα		$V_{sd}^{(5)} \leq V_{Rm,EC2},^{(8)} V_{sd}^{(5)} \leq V_{Rm,EC8}^{(9)}$		

Πίνακας 2.11 Έλεγχος ασφαλείας κατά τον ΕΚ8_3

όπου:

$\theta_{sd}^{(1)}$: γωνία στροφής χορδής από ανάλυση

$\theta_y^{(2)}$: γωνία στροφής χορδής στη διαρροή (εξ. Α10b, Α11b παρ. Α.3.2.4)

⁽³⁾ $\theta_{u,m-\sigma}$: μέση τιμή μείον μια τυπική απόκλιση της γωνίας στροφής χορδής στην αστοχία, ίση με $\theta_{u,m} / 1.5$ και $\theta_{u,m}$ (από την εξ. Α.1, παρ.Α.3.2.2), ή με $\theta_y + \theta_{u,m}^{pl} / 1.8$, με $\theta_{u,m}^{pl}$ (εξ. Α.3 παρ. Α3.2.2)

⁽⁴⁾ $\theta_{u,m}$: μέση (αναμενόμενη) τιμή της γωνίας στροφής χορδής στην αστοχία, που υπολογίζεται από την εξ. (3.14), ή ως $\theta_{u,m} = \theta_y + \theta_{u,m}^{pl}$, με $\theta_{u,m}^{pl}$

⁽⁵⁾ $V_{sd} = V_{CD}$: τέμνουσα από Ικανοτικό Σχεδιασμό, αν για τη στάθμη «Σημαντικές βλάβες» ή «Οιονεί Κατάρρευση» η ανάλυση είναι ελαστική. Διαφορετικά: $V_{sd} = V_{E,max}$: τέμνουσα από ανάλυση.

⁽⁶⁾ $V_{Rd,EC2}$: διαμητική αντοχή για μονοτονική ένταση κατά τον Ευρωκώδικα 2, υπολογισμένη με βάση τις μέσες τιμές αντοχής των υλικών, διαιρεμένες με επιμέρους συντελεστές γ_m υλικών και με το συντελεστή αξιοπιστίας που εξαρτάται από την ποσότητα και αξιοπιστία των διαθέσιμων στοιχείων.

⁽⁷⁾ $V_{Rd,EC8}$: διαμητική αντοχή για ανακυκλιζόμενη ένταση κατά τον Ευρωκώδικα 8 – Μέρος 3, (εξ. Α.12) υπολογισμένη με βάση τις μέσες τιμές αντοχής των υλικών, διαιρεμένες με επιμέρους συντελεστές γ_m υλικών και με το συντελεστή αξιοπιστίας που εξαρτάται από την ποσότητα και αξιοπιστία των διαθέσιμων στοιχείων.

Διερεύνηση της επιρροής ποιότητας σκυροδέματος στην μεταλαστική συμπεριφορά κατασκευών από οπλισμένο σκυρόδεμα

⁽⁸⁾ Όπως στο ανωτέρω ⁽⁶⁾, αλλά υπολογισμένη με βάση τις μέσες τιμές αντοχής των υλικών.

⁽⁹⁾ Όπως στο ανωτέρω ⁽⁷⁾, αλλά υπολογισμένη με βάση τις μέσες τιμές αντοχής των υλικών

Συγκεκριμένα για τον έλεγχο διατμητικής αστοχίας και στάθμη επιτελεστικότητας οιονεί κατάρρευση ισχύει ο πίνακας που ακολουθεί.

ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗ ΑΣΤΟΧΙΑ	ΟΙΟΝΕΙ ΚΑΤΑΡΡΕΥΣΗ	
Δοκοί Υποστυλώματα (L _v /h)>2	V _{sd} <min {V _R ; V _{Rd,s} ; V _{Rd,max} }	
Υποστυλώματα (L _v /h)<2	M _{sd} <M _y	V _{sd} <min {V _R ; V _{R,max} (μΔπl=0); V _{Rd,s} ; V _{Rd,max} }
	M _{sd} >M _y	V _{sd} <min {V _R ; V _{R,max} (μΔπl=(θ _{um,pl} - θ _y)/θ _y); V _{Rd,s} ; V _{Rd,max} }
Τοιχώματα	M _{sd} <M _y	V _{sd} <min {V _R ; V _{R,max} (μΔπl=0); V _{Rd,s} ; V _{Rd,max} }
	M _{sd} >M _y	V _{sd} <min {V _R ; V _{R,max} (μΔπl=(θ _{um,pl} - θ _y)/θ _y); V _{Rd,s} ; V _{Rd,max} }

Πίνακας 2.12 Έλεγχος διατμητικής αστοχίας κατά τον ΕΚ8_3

Όπου: V_R από την σχέση (Α.12) του ΕΝ1998-3,

V_{R,max} από την σχέση (Α.16) του ΕΝ1998- 3 για τα κοντά υποστυλώματα,

V_{R,max} από την σχέση (Α.15) του ΕΝ1998-3 για τα τοιχώματα,

V_{Rd,s} από τη σχέση (6.8) του ΕΝ1992-1-1,

V_{Rd,max} από τη σχέση (6.9) του ΕΝ1992-1-1.

Έλεγχος Ασφαλείας κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ.

ΚΑΝ.ΕΠΕ

ΣΤΟΧΕΙΑ	ΣΧΕΔΟΝ ΠΛΗΡΗΣ ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΚΟΤΗΤΑ ΣΤΟ ΣΕΙΣΜΟ	ΠΡΟΣΤΑΣΙΑ ΖΩΗΣ ΕΝΟΙΚΩΝ	ΟΙΟΝΕΙ ΚΑΤΑΡΡΕΥΣΗ
Πλάστιμα πρωτεύοντα	$\theta_{sd}^{(1)} \leq \theta_y^{(2)}$	$\theta_{sd}^{(1)} \leq 0.5(\theta_y + \theta_{u,m-\sigma})_{m-\sigma}^{(3)}$	$\theta_{sd}^{(1)} \leq \theta_{u,m-\sigma}^{(4)}$
Πλάστιμα δευτερεύοντα		$\theta_{sd}^{(1)} \leq 0.75 \theta_{u,m,\sigma}^{(4)}$	$\theta_{sd}^{(1)} \leq \theta_{u,m}^{(5)}$
Ψαθυρά πρωτεύοντα	$V_{sd}^{(5)} \leq V_{Rd,EC8}^{(7)}$		
Ψαθυρά δευτερεύοντα			

Πίνακας 2.13 Έλεγχος ασφαλείας κατά τον ΚΑΝ.ΕΠΕ.

όπου:

⁽¹⁾ θ_{sd} : γωνία στροφής χορδής από την ανάλυση, επί γ_{sd}

⁽²⁾ θ_y : γωνία στροφής χορδής στη διαρροή (§7.2.2 ΚΑΝΕΠΕ, Σ.2,Σ.3)

⁽³⁾ $0.5(\theta_y + \theta_{u,m-\sigma})_{m-\sigma}$: μέση τιμή μείον μια τυπική απόκλιση του μέσου όρου της γωνίας στροφής χορδής στη διαρροή και στην αστοχία, ίση με το μέσο όρο της γωνίας στροφής χορδής στη διαρροή (κατά τις εξ. από §7.2.2 ΚΑΝΕΠΕ, Σ.2,Σ.3) και στην αστοχία κατά τις εξ. (από §7.2.4 ΚΑΝΕΠΕ, Σ.8α) ή (§7.2.4 ΚΑΝΕΠΕ, Σ.8β), διαιρεμένο με 1.5.

⁽⁴⁾ $\theta_{u,m-\sigma}$: μέση τιμή μείον μια τυπική απόκλιση της γωνίας στροφής χορδής στην αστοχία, ίση με $\theta_{u,m} / 1.5$ αν η $\theta_{u,m}$ υπολογίζεται από την εξ. (3.14), ή με $\theta_y + \theta_{u,m}^{pl} / 1.8$, αν εφαρμόζεται η εξ. (από §7.2.4 ΚΑΝΕΠΕ, Σ.8β).

⁽⁵⁾ $\theta_{u,m}$: μέση (αναμενόμενη) τιμή της γωνίας στροφής χορδής στην αστοχία, που υπολογίζεται από την εξ. (§7.2.4 ΚΑΝΕΠΕ, Σ.8α), ή ως $\theta_{u,m} = \theta_y + \theta_{u,m}^{pl}$, με θ_y κατά τις εξ. (§7.2.2 ΚΑΝΕΠΕ, Σ.2,Σ.3) και $\theta_{u,m}^{pl}$ από την εξ. (§7.2.4 ΚΑΝΕΠΕ, Σ.8β)

Διερεύνηση της επιρροής ποιότητας σκυροδέματος στην μεταλαστική συμπεριφορά κατασκευών από οπλισμένο σκυρόδεμα

⁽⁶⁾ $V_{Sd} = V_{CD}$: τέμνουσα από Ικανοτικό Σχεδιασμό, αν για τη στάθμη «Προστασίας ζωής ενοίκων» ή «Οιονεί Κατάρρευση» η ανάλυση είναι ελαστική. Διαφορετικά: $V_{Sd} = V_{E,max}$: τέμνουσα από ανάλυση.

⁽⁷⁾ $V_{Rd,EC8}$: διατμητική αντοχή για ανακυκλιζόμενη ένταση κατά τον ΚΑΝΕΠΕ, εξ. από Παράρτημα 7Γ, 7Γ.5. του ΚΑΝ.ΕΠΕ, υπολογισμένη με βάση τις μέσες τιμές αντοχής των υλικών, διαιρεμένες με επιμέρους συντελεστές γ_m υλικών.

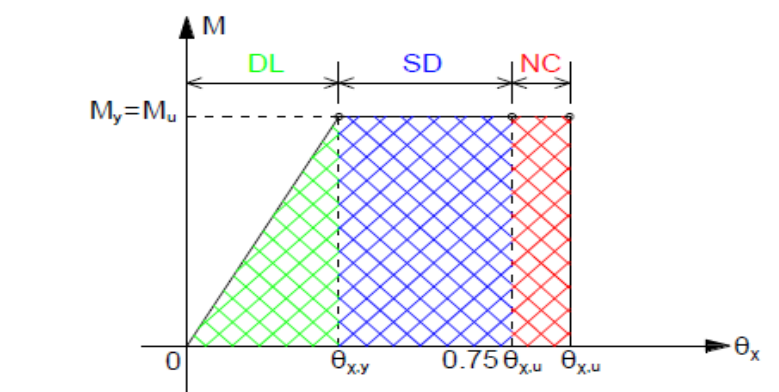
Δύο σημαντικές διαφοροποιήσεις που προκύπτουν από τους τύπους και τους ελέγχους που επιβάλλουν οι δύο κανονισμοί είναι οι εξής:

α. Στη στάθμη «Προστασία Ζωής» χρησιμοποιείται ο μέσος όρος των γωνιών διαρροής και αστοχίας, έναντι των $\frac{3}{4}$ της γωνίας αστοχίας της στάθμης «Σημαντικές Βλάβες».

β. Στον ΚΑΝ.ΕΠΕ υπεισέρχεται ο συντελεστής $\gamma_{Rd} = 1.80$ στην ανίσωση ελέγχου, ενώ στον EC8 είναι απλούστερες οι σχέσεις. Βέβαια, όπως φαίνεται και στην επόμενη παράγραφο, στον EC8 για τον υπολογισμό της θ_u υπεισέρχεται ένας συντελεστής $\gamma_{el} = 1.80$

Σε διαγραμματική μορφή ο έλεγχος ασφαλείας για τους δύο κανονισμούς φαίνεται παρακάτω:

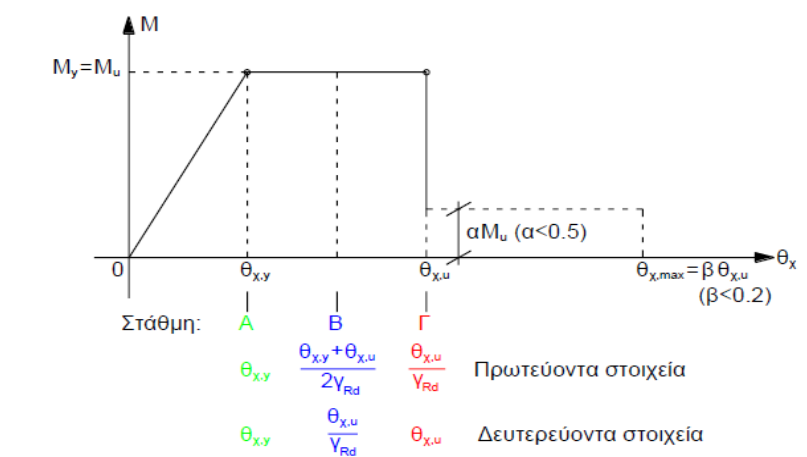
➤ ΚΑΤΑ ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑ 8



Σχήμα 2.9 Διαγραμματική μορφή του ελέγχου ασφαλείας κατά τον ΕΚ8_3

➤ ΚΑΤΑ ΚΑΝΕ.ΕΠΕ.

Διερεύνηση της επιρροής ποιότητας σκυροδέματος στην μεταλαστική συμπεριφορά κατασκευών από οπλισμένο σκυρόδεμα



Σχήμα 2.10 Διαγραμματική μορφή του ελέγχου ασφαλείας κατά τον ΚΑΝ.ΕΠΕ.

Στα πλαίσια της σύγκρισης και αξιολόγησης των δύο κανονισμών, θα γίνει εφαρμογή του ελέγχου πλαστικής/ψαθυρής συμπεριφοράς τόσο κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ όσο και κατά EC8 (ορίζονται ελαφρώς διαφορετικές σχέσεις υπολογισμού διαμητικής αντοχής V_{Rd1} δομικών μελών), και κατόπιν ο υπολογισμός των παραμορφωσιακών μεγεθών θ_y , θ_u και ο καθορισμός των κριτηρίων επιτελεστικότητας κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ και EC8.

Κατόπιν παρουσιάζονται με τη μορφή συγκριτικού πίνακα όλα τα δεδομένα, έλεγχοι και τύποι που επιβάλλονται από ΚΑΝ.ΕΠΕ και EC8, τα οποία θα εισαχθούν σε κατάλληλο φύλλο Excel προκειμένου να υπολογιστούν τα παραμορφωσιακά μεγέθη θ_y , θ_u , θ_{pl} που απαιτούνται για την εκτέλεση της ανελαστικής ανάλυσης.

Συγκριτικός Πίνακας με τους τύπους των δύο κανονισμών

<p>Γωνία στροφής χορδής κατά την αστοχία</p>	<p>θ_{um}</p>
<p>ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑΣ 8_ΜΕΡΟΣ_3</p>	$\theta_{um} = \frac{1}{\gamma_{el}} * 0,016 \cdot 0,3^{\nu} \left[\frac{\max(0,01; \omega')}{\max(0,01; \omega)} f_c \right]^{0,025} (Lv/h) 0,35 \cdot 25 \alpha \rho_s f_y \omega f_c \cdot 1,25100 \rho d. \quad (1)$ <p>ή</p> $\theta_{um} = \frac{1}{\gamma_{el}} * (\theta_y + (\varphi_u - \varphi_y) * Lpl * (1 - 0.5 * \frac{Lpl}{Lv}))$

	(2)
ΚΑΝΕ.ΕΠΕ	$\theta_{um} = 0,016 \cdot 0,3^v \left[\frac{\max(0,01; \omega')}{\max(0,01; \omega)} f_c \right]^{0,025} (a_s)^{0,35} \cdot 25^{\left(\alpha \rho_s \frac{f_{yw}}{f_c} \right)} \cdot (1,25^{100} \rho_d).$
μέση τιμή του πλάστιμου τμήματος της μέσης γωνίας στροφής χορδής κατά την αστοχία του στοιχείου	θ_{um}^{pl}
ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑΣ 8_ΜΕΡΟΣ_3	$\theta_{um}^{pl} = \theta_u - \theta_y = \frac{1}{\gamma_{el}} * 0,0145 \cdot 0,25^v \left[\frac{\max(0,01; \omega')}{\max(0,01; \omega)} \right]^{0,3} (f_c)^{0,2} (L_v/h) 0,35 \cdot 25^{\alpha \rho_s f_{yw} f_c} \cdot 1,275^{100} \rho_d.$
ΚΑΝΕ.ΕΠΕ	$\theta_{um}^{pl} = \theta_u - \theta_y = 0,0145 \cdot 0,25^v \left[\frac{\max(0,01; \omega')}{\max(0,01; \omega)} \right]^{0,03} (f_c)^{0,2} (a_s)^{0,35} \cdot 25^{\left(\alpha \rho_s \frac{f_{yw}}{f_c} \right)} \cdot (1,275^{100} \rho_d).$
γωνία στροφής χορδής στην καμπτική διαρροή της κρίσιμης περιοχής μέλους	θ_y για Δοκούς / Υποστυλώματα
ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑΣ 8_ΜΕΡΟΣ_3	$\theta_y = \varphi_y \frac{L_v + \alpha_v z}{3} + 0,0014 \left(1 + 1,5 \frac{h}{L_v} \right) + \frac{\varepsilon_y}{d - d'} \frac{d_{bl} f_y}{6 \sqrt{f_c}}$ <p style="text-align: center;">ή</p>

	$\theta_y = \varphi_y \frac{L_v + \alpha_v z}{3} + 0,0014 \left(1 + 1,5 \frac{h}{L_v} \right) + \frac{\varphi_y d_{bl} f_y}{8\sqrt{f_c}}$
ΚΑΝΕ.ΕΠΕ	$\theta_y = (1/r)_y \frac{L_s + \alpha_v z}{3} + 0,0014 \left(1 + 1,5 \frac{h}{L_s} \right) + \frac{(1/r)_y d_b f_y}{8\sqrt{f_c}}$
γωνία στροφής χορδής στην καμπτική διαρροή της κρίσιμης περιοχής μέλους	θ_y για Τοιχώματα
ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑΣ 8_ΜΕΡΟΣ_3	$\theta_y = \varphi_y \frac{L_v + \alpha_v z}{3} + 0,0013 + \frac{\varepsilon_y}{d - d'} \frac{d_{bL} f_y}{6\sqrt{f_c}}$ <p style="text-align: center;">ή</p> $\theta_y = \varphi_y \frac{L_v + \alpha_v z}{3} + 0,0013 + \frac{\varphi_y d_{bL} f_y}{8\sqrt{f_c}}$
ΚΑΝΕ.ΕΠΕ	$\theta_y = (1/r)_y \frac{L_s + \alpha_v z}{3} + 0,0013 + \frac{(1/r)_y d_b f_y}{8\sqrt{f_c}}$
διατμητική αντοχή δομικού στοιχείου	V_R
	$V_R = 1/\gamma_{el} \left[\frac{h-x}{2L_v} \cdot \min(N; 0,55A_c f_c) + (1 - \right.$

ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑΣ 8_ΜΕΡΟΣ_3	$0,05 \min(5, \mu_{\theta}^{pl}) \cdot [0,16 \max(0,5; 100\rho_{tot}) \cdot (1 - 0,16 \min(5; Lv/h)) A_c \sqrt{f_c} + V_w]$
ΚΑΝΕ.ΕΠΕ	$V_R = \frac{h-x}{2L_S} \cdot \min(N; 0,55A_c f_c) + (1 - 0,05 \min(5, \mu_{\theta}^{pl})) \cdot [0,16 \max(0,5; 100\rho_{tot}) \cdot 1 - 0,16 \min 5; \alpha S A_c f_c + V_w]$
διατμητική αντοχή δομικού στοιχείου	V_R για Τοιχώματα
ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑΣ 8_ΜΕΡΟΣ_3	$V_{R,max} = \frac{0,85 \cdot (1 - 0,06 \min(5; \mu_{\theta}^{pl}))}{\gamma_{el}} \cdot (1 + 1,8 \min(0,15; \frac{N}{A_c f_c})) \cdot (1 + 0,25 \max(1,75; 100\rho_{tot})) \cdot (1 - 0,2 \min(2; \frac{Lv}{h})) \sqrt{f_c} \cdot bw \cdot z$
ΚΑΝΕ.ΕΠΕ	
διατμητική αντοχή δομικού στοιχείου	V_R για Κοντά Υποστυλώματα
ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑΣ 8_ΜΕΡΟΣ_3	$V_{R,max} = \frac{4}{7} \cdot (1 - 0,02 \min(5; \mu_{\theta}^{pl})) \cdot (1 + 1,35 \frac{N}{A_c f_c}) \cdot (1 + 0,45(100\rho_{tot})) \cdot \sqrt{\min(40; f_c)} \cdot b_w \cdot z \cdot \sin 2\delta$
ΚΑΝΕ.ΕΠΕ	

Πίνακας 2.14 Συγκριτική Παρουσίαση Ελέγχων και Σχέσεων κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ και Ευρωκώδικα 8

! Στον ΚΑΝ.ΕΠΕ, το μήκος διάτμησης L_v , ορίζεται με διαφορετικό τρόπο. Άρα και στη περίπτωση που φαίνεται ότι ο τύπος είναι ίδιος μπορεί στο ίδιο δομικό στοιχείο να χρησιμοποιείται διαφορετικό μήκος διάτμησης επομένως να προκύπτει και διαφορετικό αποτέλεσμα

Από τον πίνακα 2.14 παρατηρούμε ότι:

- Για τη γωνία στροφής αστοχίας θ_u και τη διαθέσιμη πλαστική γωνία στροφής $\theta_{u,pl}$ ορίζονται στο Παράρτημα Α.3.2.2, EC8 σχέσεις παρόμοιες με τις αντίστοιχες (Σ.8α, Σ.8β) ΚΑΝ.ΕΠΕ. Όμως στην ίδια παράγραφο ορίζεται και ένας απλούστερος τρόπος για τον υπολογισμό της γωνίας στροφής αστοχίας (σχέση 2 από πίνακα 3.14) χωρίς να απαιτείται λεπτομερής υπολογισμός των ποσοστών οπλισμού. Έπειτα υπολογίζεται κατά τα γνωστά η πλαστική γωνία στροφής $\theta_{u,pl} = \theta_u - \theta_y$.
- Σε περίπτωση ψαθυρής συμπεριφοράς ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. προτείνει απομείωση των στοιχείων σε

$$\theta_y' = \theta_y \cdot V_R \cdot L_s / M_y = \theta_y \cdot V_R / V_{my}$$

$$\theta_{pl} = 0.4 \cdot \theta_y \text{ και}$$

$$M_y' = M_y \cdot V_R / V_{my}$$

Αντιθέτως, στον ΕΚ8_3 σε περίπτωση ψαθυρής αστοχίας, δεν γίνεται κάποια τροποποίηση των παραμορφωσιακών μεγεθών θ_y , θ_{pl} , M_y .

Να σημειωθεί εδώ ότι τα καθαρά μεγέθη θ_u , θ_{pl} των ΚΑΝ.ΕΠΕ και EC8 είναι μη συγκρίσιμα: πρέπει πρώτα να υπεισέλθει στον ΚΑΝ.ΕΠΕ ο συντελεστής ασφαλείας $\gamma_{Rd} = 1.80$ στον υπολογισμό των θ_{pl} , ο οποίος στον EC8 υπεισέρχεται κατευθείαν στον υπολογισμό της θ_u ($\gamma_{el} = 1.80$).

2.8 Υπολογισμός παραμορφωσιακών μεγεθών

Στη συνέχεια σε φύλλα του προγράμματος excel ορίστηκε η διαδικασία εφαρμογής των σχέσεων και ελέγχων του ΚΑΝ.ΕΠΕ και του Ευρωκώδικα 8 που αναλύθηκαν προηγουμένως για μια ορθογωνική διατομή που έχει μόνο εφελκόμενο οπλισμό προς σύγκριση των δύο κανονισμών.

Παρατίθενται τα αρχεία Excel που δημιουργήθηκαν για τον υπολογισμό των παραμορφωσιακών μεγεθών της διατομής. Βάσει των αποτελεσμάτων θα γίνει και μια προκαταρκτική σύγκριση μεταξύ ΚΑΝ.ΕΠΕ και EC8.

Επίσης, σε πρόγραμμα προσομοίωσης όπως το SAP2000, η τοποθέτηση των δεδομένων των σταθμών επιτελεστικότητας στο πρόγραμμα σύμφωνα με τους δύο κανονισμούς είναι όπως παρουσιάζεται στον πίνακα 2.15.

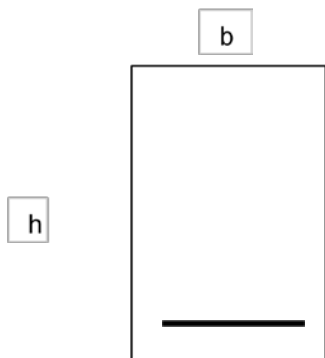
Στάθμες Επιτελεστικότητας	ΚΑΝ.ΕΠΕ.	ΕΚ8_3
Άμεση Χρήση μετά Σεισμό	0	0
Προστασία Ζωής	$0.5 (\theta_u + \theta_y) / \gamma_{Rd}$	$0.75 \theta_u$
Οιονεί Κατάρρευση	θ_u / γ_{Rd}	θ_u

Πίνακας 2.15 Εισαγωγή Δεδομένων Κριτηρίων Επιτελεστικότητας στο SAP κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ και EC8

Διερεύνηση της επιρροής ποιότητας σκυροδέματος στην μεταλαστική συμπεριφορά κατασκευών από οπλισμένο σκυρόδεμα

**Υπολογισμός Σκελετικού Διαγράμματος Συμπεριφοράς Διατομής με Βάση τον ΚΑΝ.ΕΠΕ.
Ορθογωνική Διατομή με εφελκόμενο οπλισμό χωρίς αξονική**

Χάλυβας			Σκυρόδεμα		
Αντοχή διαμήκου χάλυβα	f_y (MPa)	220,0		b_f (mm)	200
Αντοχή χάλυβα συνδετήρων	f_{yw} (MPa)	220,0		h (mm)	500
Συντελεστής Ασφαλείας	γ_s	1,00		b_w (mm)	200
Μέτρο Ελαστικότητας	E_s (MPa)	210000		d' (mm)	45
Μέγιστη διάμετρος οπλισμού	d_b (mm)	14,00		d (mm)	455
Σκυρόδεμα				δ'	0,099
Αντοχή	f_c (MPa)	12,00		L_s (mm)	3000
Συντελεστής Ασφαλείας	γ_c	1,00		a_s	6,00
Μέτρο Ελαστικότητας	E_c (MPa)	25787		a_n	0,00
Λόγος Μέτρων Ελαστικότητας	α	8,14	Εντακτικά Μεγέθη διατομής		
Οπλισμός διατομής				N (kN)	0,00
Άνω Διαμήκης	$A_{s,top}$ (mm ²)	0	Ροπή M		
Κάτω Διαμήκης	$A_{s,bot}$ (mm ²)	462		ρ	0,51%
Διαμήκης Οπλισμός κορμού	A_{sv} (mm ²)	0		ρ'	0,00%
συντελεστής ράβδων		1		ρ_n	0,00%
Εγκάρσιος Οπλισμός				ω	9,31%
Συντελεστής περίσφυξης	α	0,10		ω'	0,00%
Εγκάρσιος Οπλισμός κορμού	A_{sh} (mm ²)	101	Χάλυβας Σκυρόδεμα		
			A	0,005076923	0,005076923
απόσταση συνδετήρων	sh (mm)	200	B	0,005076923	0,005076923
Γεωμ.ποσοστό εγκάρσιου	ρ_s	0,25%	ξ_y	0,24916993	0,24916993
Δισδιαγώνιος Οπλισμός			(1/r) _y	0,003066552	0,007388333
Γεωμ.ποσοστό δισδιαγώνιου	ρ_d	0,00%	Κρίσιμο υλικό: Χάλυβας		
			ξ_y	0,249	
			(1/r) _y	0,00307	
			M_y (kNm)	42,41	
			θ_y	0,00516	
			K (Mpa)	8222,24	
			θ_{um}	0,03058	
			$\theta_{um}(\rho_l)$	0,02203	
			θ_u	0,02719	
			$\mu\theta$	5,930	
			V_{rmax}	29,75	
			V_w (kN)	45,55	
			V_R (kN)	38,56	
			V_{tu}	14,14	
			Αστοχία	Πλάστιμη	
			Τελικές τιμές		
			M_y	42,41	
			θ_y	0,00516	
			θ_u	0,02719	
			V_R (kN)	38,56	

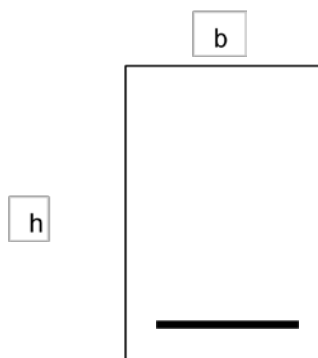


Πίνακας 2.16 Υπολογισμός των παραμορφωσιακών μεγεθών ορθογωνικής διατομής κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ.

Διερεύνηση της επιρροής ποιότητας σκυροδέματος στην μεταλαστική συμπεριφορά κατασκευών από οπλισμένο σκυρόδεμα

Υπολογισμός Σκελετικού Διαγράμματος Συμπεριφοράς Διατομής με Βάση τον ΕΚ8_3 Ορθογωνική Διατομή με εφελκόμενο οπλισμό χωρίς αξονική

Χάλυβας			Σκυρόδεμα		
Αντοχή διαμήκους χάλυβα	f_y (MPa)	220,0		b_f (mm)	200
Αντοχή χάλυβα συνδετήρων	f_{yw} (MPa)	220,0		h (mm)	500
Συντελεστής Ασφαλείας	γ_s	1,00		b_w (mm)	200
Μέτρο Ελαστικότητας	E_s (MPa)	210000		d' (mm)	45
Μέγιστη διάμετρος οπλισμού	d_b (mm)	14,00		d (mm)	455
Σκυρόδεμα				δ'	0,099
Αντοχή	f_c (MPa)	12,00		L_s (mm)	3000
Συντελεστής Ασφαλείας	γ_c	1,00		a_s	6,00
Μέτρο Ελαστικότητας	E_c (MPa)	25787		a_n	0,00
Λόγος Μέτρων Ελαστικότητας	α	8,14			
Οπλισμός διατομής				N (kN)	0,00
Άνω Διαμήκης	$A_{s,top}$ (mm ²)	0	Ροπή M		
Κάτω Διαμήκης	$A_{s,bot}$ (mm ²)	462		ρ	0,51%
Διαμήκης Οπλισμός κορμού	A_{sv} (mm ²)	0		ρ'	0,00%
συντελεστής ράβδων		1		ρ_n	0,00%
Εγκάρσιος Οπλισμός				ω	9,31%
Συντελεστής περίσφυξης	α	0,10		ω'	0,00%
Εγκάρσιος Οπλισμός κορμού	A_{sh} (mm ²)	101		Χάλυβας	Σκυρόδεμα
			A	0,0050769	0,0050769
απόσταση συνδετήρων	sh (mm)	200	B	0,0050769	0,0050769
Γεωμ. ποσοστό εγκάρσιου	ρ_s	0,25%	ξ_y	0,2491699	0,2491699
Δισδιαγώνιος Οπλισμός			(1/r) _y	0,0030666	0,0073883
Γεωμ. ποσοστό δισδιαγώνιου	ρ_d	0,00%		Κρίσιμο υλικό:	Χάλυβας
				ξ_y	0,249
				(1/r) _y	0,00307
				M_y (kNm)	42,41
				θ_y	0,00516
				K (Mpa)	8222,24
				θ_{um}	0,02118
				$\theta_{um}(\rho_l)$	0,01272
				θ_u	0,01788
				$\mu\theta$	4,107
				V_{rmax}	30,95
				V_w (kN)	45,55
				V_R (kN)	36,71
				V_{mu}	14,14
				V_{Rd1}	49,75
				Αστοχία	Πλάστιμη
Τελικές τιμές					
				M_y	42,41
				θ_y	0,00516
				θ_u	0,01788
				V_R (kN)	38,56



Πίνακας 2.17 Υπολογισμός των παραμορφωσιακών μεγεθών ορθογωνικής διατομής κατά ΕΚ8_3

Συγκριτικά για την τυπική ορθογωνική διατομή προκύπτουν λοιπόν σύμφωνα με ΚΑΝ.ΕΠΕ και ΕΚ8.

	Γωνία διαρροής θ_y	Γωνία αστοχίας θ_u	«Προστασία Ζωής» $0.5 (\theta_u + \theta_y) / \gamma_{Rd} /$ $0.75 \theta_u$	«Οιονεί Κατάρρευση» $\theta_u + \theta_y / \gamma_{Rd} / \theta_u$
ΚΑΝ.ΕΠΕ.	0,00515737	0,03058	0,01	0,0199
ΕΚ8_3	0,00515712	0,02118	0,016	0,0212

Πίνακας 2.18 Παραμορφωσιακά μεγέθη ορθογωνικής διατομής κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ και EC8

2.9 Συγκρίσεις και συμπεράσματα επί ΚΑΝ.ΕΠΕ και ΕΚ8

Μια πολύ βασική παρατήρηση που προκύπτει από τη σύγκριση των μεγεθών γωνίας στροφής διαρροής και αστοχίας είναι ότι οι γωνίες διαρροής θ_y γενικά συμπίπτουν (αποκλίσεις στο 7ο-8ο δεκαδικό ψηφίο) κάτι το οποίο αναμένεται από την ομοιότητα των αντίστοιχων σχέσεων ΚΑΝ.ΕΠΕ και EC8. Εντούτοις όμως, για τις τιμές της γωνίας αστοχίας θ_u παρατηρείται ότι η σχέση του EC8 που χρησιμοποιείται έναντι της σχέσης του ΚΑΝ.ΕΠΕ, υπερεκτιμά τη γωνία αστοχίας σε σχέση με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ, εν μέρει λόγω της απευθείας εισαγωγής του συντελεστή ασφαλείας $\gamma_{el}=1.80$ στην εξίσωση. Βέβαια, και ο ΚΑΝ.ΕΠΕ επιβάλλει χρήση συντελεστή ασφαλείας $\gamma_{Rd}=1.80$ για τον υπολογισμό των τελικών παραμορφωσιακών μεγεθών αντοχής.

Τελικώς, οι προκύπτουσες τιμές της γωνίας αστοχίας θ_u κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ προκύπτουν ολίγον μικρότερες σε σχέση με τον EC8 (η διαφορά τους είναι μόλις 0,006). Συμπεραίνουμε ότι οι έλεγχοι παραμορφώσεων (σε όρους στροφής χορδής) της Στάθμης Επιτελεστικότητας "Προστασίας Ζωής" του ΚΑΝΕΠΕ προέκυψαν δυσμενέστεροι των αντίστοιχων ελέγχων της Στάθμης Επιτελεστικότητας "Σημαντικής Βλάβης" του EC8 γεγονός που σημαίνει ότι όταν ένα υφιστάμενο δομικό σύστημα μελετάται με βάση τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. και πληροί τα κριτήρια των σταθμών επιτελεστικότητας του ελληνικού κανονισμού, θα σημαίνει ότι πληροί και τους ελέγχους του ΕΚ8 για τον ίδιο σεισμό.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3

ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΤΗΣ ΕΠΙΡΡΟΗΣ ΠΟΙΟΤΗΤΑΣ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ ΣΤΗΝ ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑ ΟΡΘΟΓΩΝΙΚΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ

3.1 Συμπεριφορά ορθογωνικής διατομής με βάση τον ΚΑΝ.ΕΠΕ

Αρχικά, θα μελετήσουμε το σκελετικό διάγραμμα μιας τυπικής ορθογωνικής διατομής, με διαστάσεις 20/50 για τιμές σκυροδέματος C12, C16, C20, C25 επιλέγοντας και μια ακραία ποιότητα σκυροδέματος την C50 για την εξαγωγή ορθότερων συμπερασμάτων.

Οι περιπτώσεις που θα εξετάσουμε και θα συγκρίνουμε στο τέλος θα είναι:

1. Διατομή μόνο με εφελκόμενο οπλισμό χωρίς αξονική
2. Διατομή με ίδιο εφελκόμενο και θλιβόμενο οπλισμό χωρίς αξονική
3. Διατομή με ίδιο εφελκόμενο και θλιβόμενο οπλισμό με τιμές ανηγμένης αξονικής $\nu_d=0.1, 0.2, 0.5, 0.75, 1.00$.

Η πλαστιμότητα των δομικών στοιχείων όμως, με βάση τις σχέσεις του ΚΑΝ.ΕΠΕ., εξαρτάται και από άλλους παράγοντες οι οποίοι και επιδρούν στο διάγραμμα ροπών – καμπυλοτήτων. Για αυτό τον λόγο εκτός από την επίδραση της αξονικής δύναμης θα εξετάσουμε κατά πόσο επηρεάζουν το διάγραμμα και τα εξής μεγέθη:

- 1) Η εφελκυστική αντοχή του χάλυβα για ποιότητες S220, S400, S500
- 2) Τα ποσοστά του διαμήκους εφελκόμενου και θλιβόμενου οπλισμού ρ, ρ'
- 3) Οι διαστάσεις h, b και η επικάλυψη d'

Διαμορφώθηκε σε φύλλαexcel πίνακας με όλα τα απαραίτητα στοιχεία που χρειάζονται προκειμένου να χρησιμοποιηθούν στους τύπους του ΚΑΝ.ΕΠΕ. για υπολογισμό ροπής κάμψης και γωνίας στροφής χορδής προς διαμόρφωση του σκελετικού διαγράμματος.

Αρχικά, θεωρήθηκε στη τυπική διατομή διαμήκης οπλισμός άνω και κάτω 3Φ14, και ο εγκάρσιος οπλισμός Φ8/200, ποιότητας χάλυβα S220. Επίσης, το μέτρο ελαστικότητας του σκυροδέματος υπολογίστηκε από την σχέση $E_c = 9,5 * (f_{ck}+8)^{1/3}$ ενώ του χάλυβα τέθηκε $E_s=210$ GPa.

Οι συντελεστές ασφαλείας του σκυροδέματος και του χάλυβα τέθηκαν ίσοι με 1,00.

Παρακάτω παρατίθεται ο πίνακας που διαμορφώθηκε στο πρόγραμμα excel, για την πρώτη περίπτωση που θα εξεταστεί, με όλους τους απαραίτητους υπολογισμούς χρησιμοποιώντας τις σχέσεις υπολογισμού από το κεφάλαιο 7 του ΚΑΝ.ΕΠΕ.

Για κάθε εξεταζόμενη περίπτωση τα κελιά που έχουν πράσινο χρώμα χρήζουν σε κάθε περίπτωση ανάλογης τροποποίησης για να προκύψουν τα ανάλογα συμπεράσματα.

3.1.1 Περίπτωση 1: Διατομή μόνο με εφελκυσμένο οπλισμό χωρίς αξονική δύναμη

Αρχικά, εξετάζουμε την περίπτωση για μια ορθογωνική διατομή τυπικής δοκού, που διαθέτει μόνο εφελκυσμένο οπλισμό, χωρίς αξονική δύναμη και ποιότητα σκυροδέματος C12 (Πίνακας 3.1) για να προκύψει το διάγραμμα ροπών κάμψης και γωνιών στροφής (Σχήμα 3.1).

Η διατομή έχει τα εξής χαρακτηριστικά:

$$b=200 \text{ mm } h=500 \text{ mm } L=3000 \text{ mm}$$

$$v_d=0$$

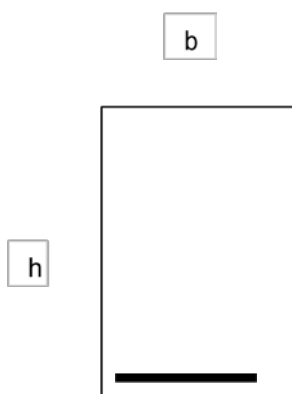
$$\rho=0,51\%$$

Διερεύνηση της επιρροής ποιότητας σκυροδέματος στην μεταλαστική συμπεριφορά κατασκευών από οπλισμένο σκυρόδεμα

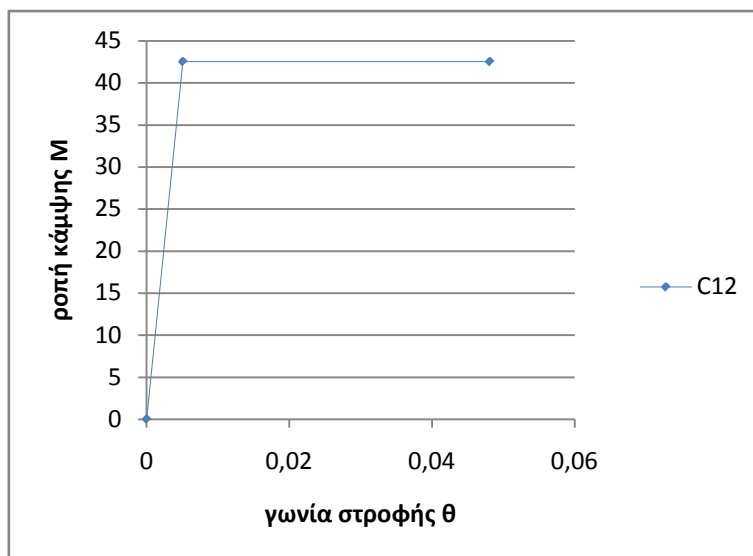
Υπολογισμός Σκελετικού Διαγράμματος Συμπεριφοράς Διατομής με Βάση τον ΚΑΝ.ΕΠΕ.

Ορθογωνική Διατομή με εφελκόμενο οπλισμό χωρίς αξονική

Χάλυβας					
Αντοχή διαμήκου χάλυβα	f_y (MPa)	220,0		b_f (mm)	200
Αντοχή χάλυβα συνδετήρων	f_{yw} (MPa)	220,0		h (mm)	500
Συντελεστής Ασφαλείας	γ_s	1,00		b_w (mm)	200
Μέτρο Ελαστικότητας	E_s (MPa)	210000		d' (mm)	45
Μέγιστη διάμετρος οπλισμού	d_b (mm)	14,00		d (mm)	455
Σκυρόδεμα				δ'	0,099
Αντοχή	f_c (MPa)	12,00		L_s (mm)	3000
Συντελεστής Ασφαλείας	γ_c	1,00		a_s	6,00
Μέτρο Ελαστικότητας	E_c (MPa)	25787		a_n	0,00
Λόγος Μέτρων Ελαστικότητας	α	8,14	Εντατικά Μεγέθη διατομής		
Οπλισμός διατομής				N (kN)	0,00
Άνω Διαμήκης	$A_{s,top}$ (mm ²)	0	Ροπή M		
Κάτω Διαμήκης	$A_{s,bot}$ (mm ²)	462		ρ	0,51%
Διαμήκης Οπλισμός κορμού	A_{sv} (mm ²)	0		ρ'	0,00%
συντελεστής ράβδων		1		ρ_v	0,00%
Εγκάρσιος Οπλισμός				ω	9,31%
Συντελεστής περίσφυξης	α	0,10		ω'	0,00%
Εγκάρσιος Οπλισμός κορμού	A_{sh} (mm ²)	101	Χάλυβας		
			A	0,005076923	0,005076923
απόσταση συνδετήρων	sh (mm)	200	B	0,005076923	0,005076923
Γεωμ. ποσοστό εγκάρσιου	ρ_s	0,25%	ξ_y	0,24916993	0,24916993
Δισδιαγώνιος Οπλισμός			(1/r) _y	0,003066552	0,007388333
Γεωμ. ποσοστό δισδιαγώνιου	ρ_d	0,00%	Κρίσιμο υλικό: Χάλυβας		
			ξ_y	0,249	
			(1/r) _y	0,00307	
			M_y (kNm)	42,41	
			θ_y	0,00516	
			K (Mpa)	8222,24	
			θ_{um}	0,03058	
			$\theta_{um}(pl)$	0,02203	
			θ_u	0,02719	
			$\mu\theta$	5,930	
			V_{rmax}	29,75	
			V_w (kN)	45,55	
			V_R (kN)	38,56	
			V_{mu}	14,14	
			Αστοχία	Πλάσιμη	
			Τελικές τιμές		
			M_y	42,41	
			θ_y	0,00516	
			θ_u	0,02719	
			V_R (kN)	38,56	



Πίνακας 3.1 Επίλυση τυπικής ορθογωνικής διατομής για C12



Σχήμα 3.1 Σκελετικό διάγραμμα ροπών κάμψης-γωνιών στροφής για C12

Η ίδια διαδικασία ακολουθείται και για τις ποιότητες σκυροδέματος C16, C20, C25, C50, διαμορφώνοντας κάθε φορά τον πίνακα στο excel προκειμένου να δημιουργηθούν τα διαγράμματα ροπών κάμψης και στροφών για κάθε ποιότητα αντίστοιχα.

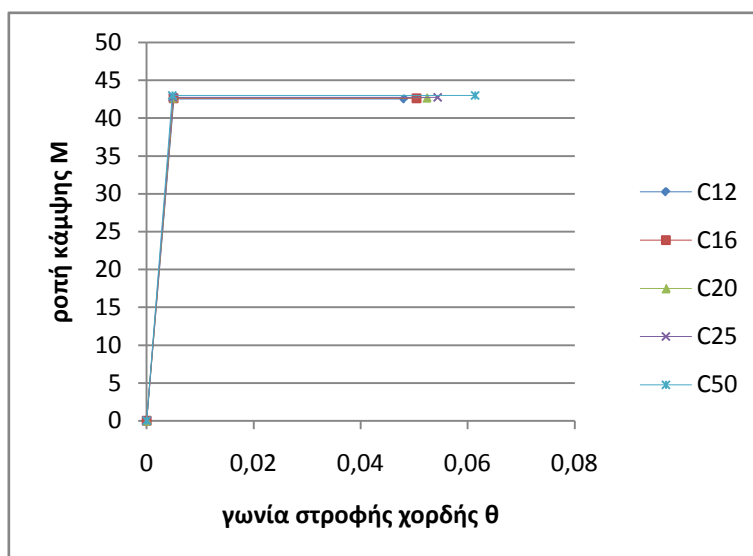
Για κάθε περίπτωση που διαφοροποιούμε την ποιότητα σκυροδέματος, η διατομή ελέγχεται και έναντι διατμητικής αστοχίας προκειμένου, σε περίπτωση που προηγείται, να γίνονται οι απαιτούμενες απομειώσεις, σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ.

Στον πίνακα 3.2 που ακολουθεί παρουσιάζονται οι τιμές που προκύπτουν για όλες τις ποιότητες και στη συνέχεια διαμορφώθηκε ένα ενιαίο διάγραμμα (σχήμα 3.2) ώστε να γίνει η σύγκριση των αποτελεσμάτων.

	C12		C16		C20		C25		C50	
	θ	M	θ	M	θ	M	θ	M	θ	M
	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
θ_y	0,0052	42,4051	0,0051	42,5042	0,0050	42,5863	0,0050	42,6722	0,0048	42,9543
θ_u	0,0272	42,4051	0,0304	42,5042	0,0333	42,5863	0,0365	42,6722	0,0493	42,9543

Πίνακας 3.2 Τιμές των ροπών αντοχής και γωνιών στροφής για C12÷C50

Διερεύνηση της επιρροής ποιότητας σκυροδέματος στην μεταλαστική συμπεριφορά κατασκευών από οπλισμένο σκυρόδεμα

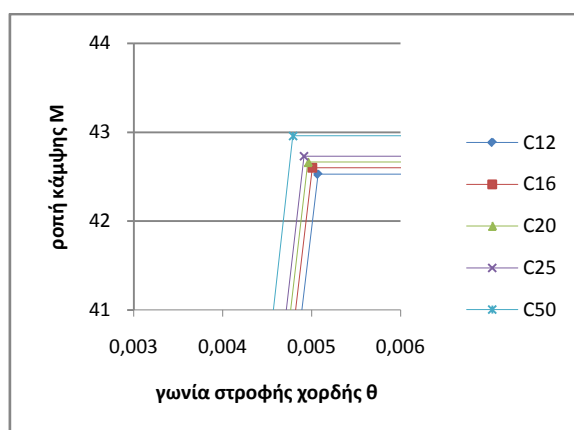


Σχήμα 3.2 Σκελετικό διάγραμμα ορθογωνικής διατομής για C12÷C50 με χάλυβα S220

Από το πίνακα 3.2 αλλά και από το σχήμα 4.2, εύκολα διαπιστώνουμε ότι όσο βελτιώνεται η ποιότητα σκυροδέματος τόσο αυξάνεται και η γωνία στροφής αστοχίας θ_u . Μάλιστα, για την ποιότητα C50 η αύξηση της θ_u είναι περίπου της τάξης του 2% από ότι ήταν στη C12.

Μεγεθύνοντας και τους άξονες του διαγράμματος (σχήμα 3.3) συμπεραίνουμε ακόμα, ότι βελτιώνοντας την αντοχή σκυροδέματος αυξάνεται και η ροπή αντοχής της διατομής M_y , ενώ η γωνία στροφής της διαρροής θγελαττώνεται, κατά ένα βέβαια πολύ μικρό ποσοστό.

Επίσης, για όλες τις ποιότητες, η αστοχία επέρχεται λόγω θραύσης εφελκυόμενου οπλισμού, ενώ έγινε και έλεγχος για τις ποιότητες χάλυβα S400, S500 και αποδείχτηκε ότι η αστοχία προέκυπτε ξανά πλάστιμη.



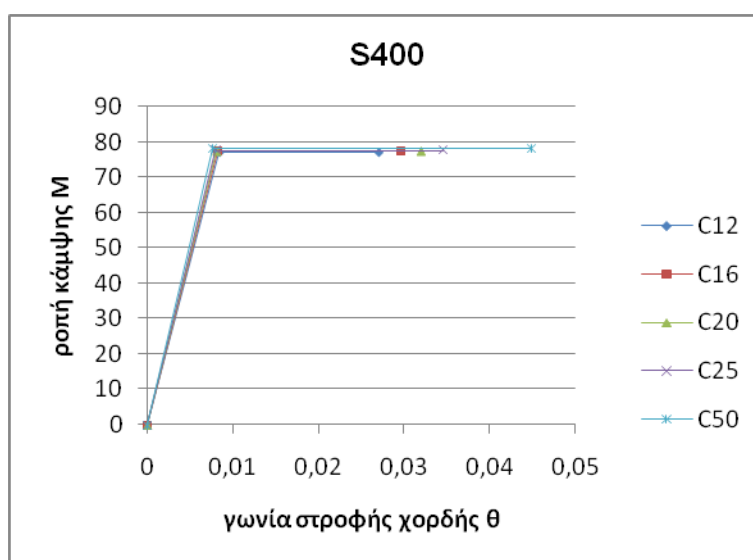
Σχήμα 3.3 Μεγέθυνση των αξόνων του σκελετικού διαγράμματος

Διερεύνηση της επιρροής ποιότητας σκυροδέματος στην μεταλαστική συμπεριφορά κατασκευών από οπλισμένο σκυρόδεμα

Επαναλαμβάνοντας την ίδια διαδικασία για ποιότητα χάλυβα S400 και στη συνέχεια για S500 προκύπτουν τα εξής αποτελέσματα:

S400	C12		C16		C20		C25		C50	
	θ	M	θ	M	θ	M	θ	M	θ	M
	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
$\theta\gamma$	0,008	77,100	0,008	77,280	0,008	77,430	0,008	77,586	0,008	78,10
$\theta\mu$	0,027	77,100	0,030	77,280	0,032	77,430	0,034	77,586	0,045	78,10

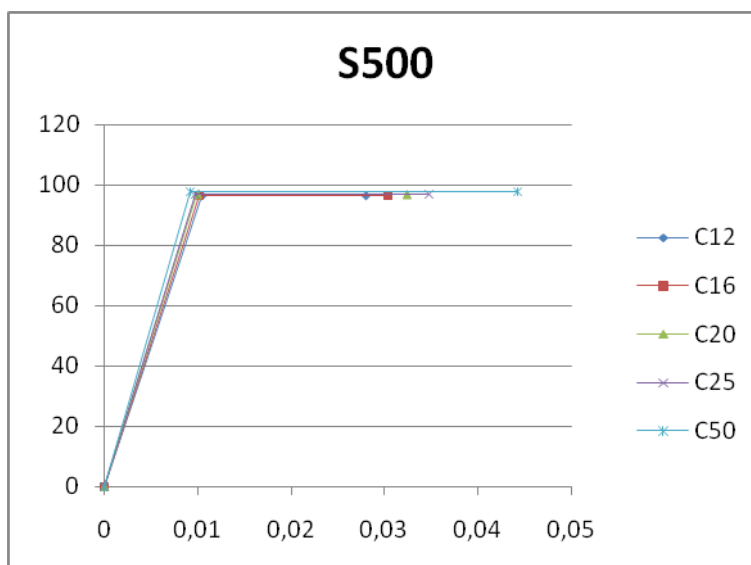
Πίνακας 3.3 Τιμές των ροπών αντοχής και γωνιών στροφής για C12÷C50



Σχήμα 3.4 Σκελετικό διάγραμμα ορθογωνικής διατομής για C12÷C50 με χάλυβα S400

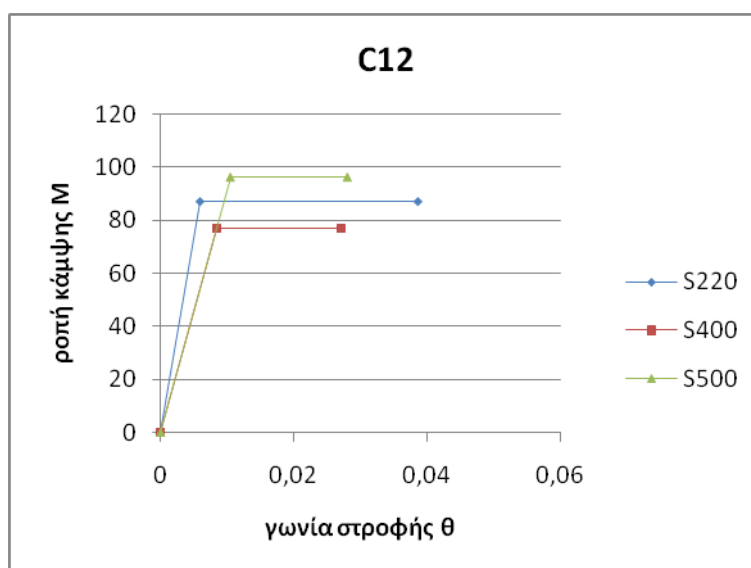
S500	C12		C16		C20		C25		C50	
	θ	M	θ	M	θ	M	θ	M	θ	M
	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
$\theta\gamma$	0,010	96,375	0,010	96,600	0,010	96,787	0,010	96,982	0,009	97,62
$\theta\mu$	0,028	96,375	0,030	96,600	0,032	96,787	0,035	96,982	0,044	97,62

Πίνακας 3.4 Τιμές των ροπών αντοχής και γωνιών στροφής για C12÷C50



Σχήμα 3.5 Σκελετικό διάγραμμα ορθογωνικής διατομής για C125 με χάλυβα S500

Το παρακάτω διάγραμμα (Σχήμα 3.6) παρουσιάζει μεγάλο ενδιαφέρον, καθώς παρατηρούμε ότι για την χαμηλότερη εφελκυστική αντοχή χάλυβα (S220), η διατομή φτάνει γρηγορότερα στην διαρροή αλλά καθυστερεί να φτάσει στην αστοχία σε σχέση με τις άλλες δύο αντοχές του χάλυβα. Μάλιστα για την ποιότητα χάλυβα S400 παρατηρείται ότι εμφανίζει και την μικρότερη ροπή αντοχής όπως επίσης και ότι φτάνει γρηγορότερα στην αστοχία (με μικρή διαφορά βέβαια από τον S500).



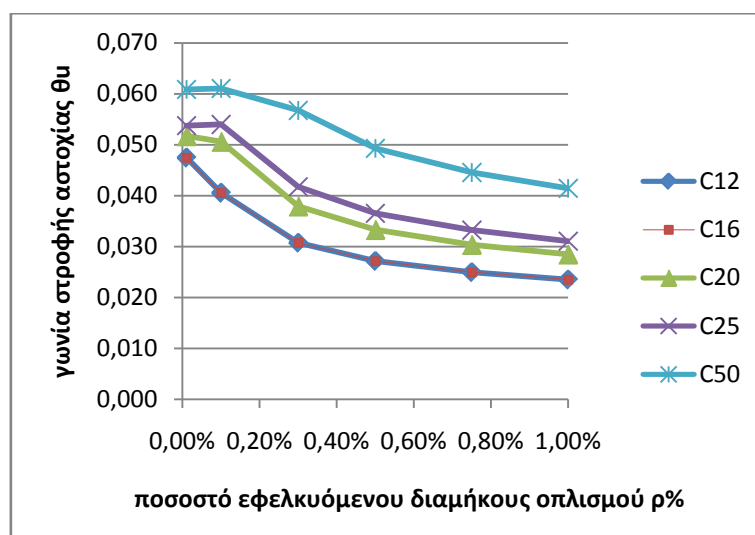
Σχήμα 3.6 Σκελετικό διάγραμμα ορθογωνικής διατομής για S220, S400, S500

Ένας ακόμα παράγοντας που εξετάζεται είναι και η επίδραση του ποσοστού του εφελκόμενου διαμήκους οπλισμού ρ στο διάγραμμα ροπήν - καμπυλοτήτων.

Αφού η αρχική τιμή ήταν $\rho=0,5\%$ εξετάστηκαν ορισμένες μεσαίες τιμές αλλά και ακραίες για να εξαχθούν συμπεράσματα. Δηλαδή, οι τιμές που χρησιμοποιήθηκαν ήταν : $\rho= 0,01\%$, $0,1\%$, $0,3\%$, $0,75\%$ και 1% . Τα αποτελέσματα φαίνονται στον πίνακα 4.5 και στο σχήμα 3.7.

$\rho\%$	0,01%	0,10%	0,30%	0,50%	0,75%	1,00%
θ_u						
C12	0,047	0,041	0,03074	0,027	0,025	0,024
C16	0,050	0,046	0,03455856	0,030	0,028	0,026
C20	0,052	0,051	0,03794228	0,033	0,030	0,028
C25	0,054	0,054	0,04174154	0,037	0,033	0,031
C50	0,061	0,061	0,05674456	0,049	0,045	0,041

Πίνακας 3.5 Τιμές γωνιών στροφής αστοχίας θ_u για διαφορετικά ποσοστά οπλισμών



Σχήμα 3.7 Διάγραμμα θ_u με ποσοστό εφελκόμενου οπλισμού ρ .

Από το σχήμα 3.7 διαπιστώνεται ότι, με την αύξηση του ποσοστού του διαμήκους εφελκόμενου οπλισμού για μία συγκεκριμένη τιμή αντοχής σκυροδέματος, έχουμε μείωση της γωνίας στροφής αστοχίας θ_u και μάλιστα να είναι απότομη στο τμήμα του $\rho=0,1\%$ σε $\rho=0,3\%$ για ποιότητες σκυροδέματος C20 και C25.

Τέλος, τροποποιώντας και τις διαστάσεις της αρχικής διατομής για ποιότητα σκυροδέματος C12, συμπεραίνουμε τα εξής:

Διερεύνηση της επιρροής ποιότητας σκυροδέματος στην μεταλαστική συμπεριφορά κατασκευών από οπλισμένο σκυρόδεμα

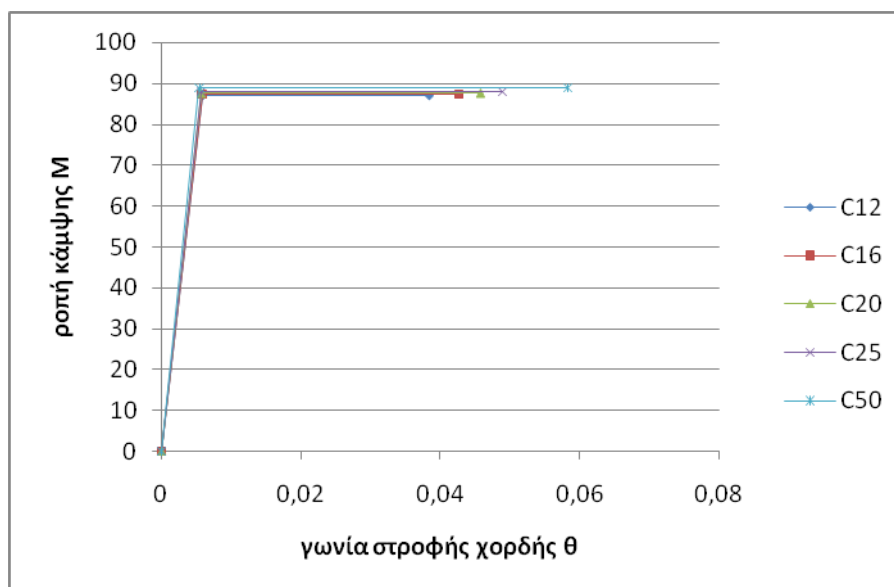
Αυξάνοντας το πλάτος της διατομής b την επικάλυψη d' , η ροπή κάμψης M_y μειώνεται (σχεδόν στο μισό), όπως επίσης και η γωνία στροφής διαρροής θ_y και αστοχίας θ_u .

Αυξάνοντας το ύψος της διατομής h , η ροπή κάμψης $M_{y\tau\omega\rho\alpha}$ αυξάνεται ενώ οι θ_y και θ_u μειώνονται.

3.1.2 Περίπτωση 2: Διατομή με ίδιο εφελκυσμένο και θλιβόμενο οπλισμό χωρίς αξονική ($A_{s1}=A_{s2}$)

S220	C12		C16		C20		C25		C50	
	θ	M	θ	M	θ	M	θ	M	θ	M
	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
θ_y	0,005	42,527	0,005	42,601	0,005	42,664	0,005	42,730	0,005	42,959
θ_u	0,048	42,527	0,050	42,601	0,052	42,664	0,054	42,730	0,061	42,959

Πίνακας 3.6 Τιμές των ροπών αντοχής και γωνιών στροφής για C12÷C50



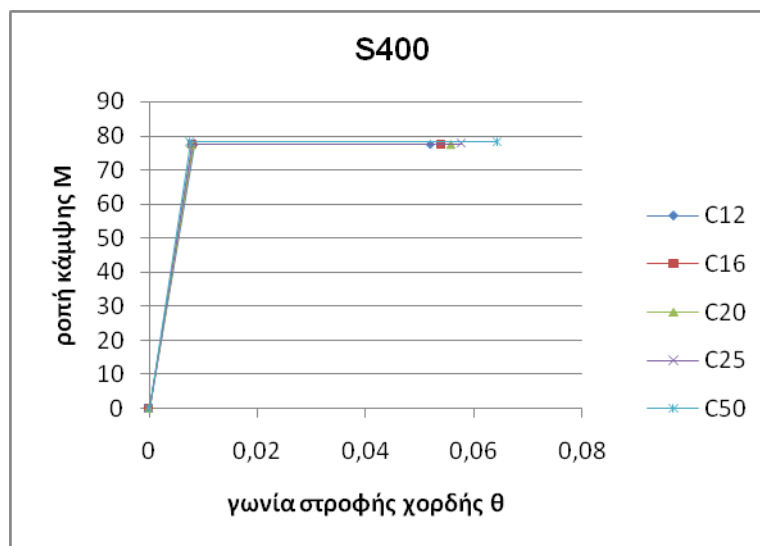
Σχήμα 3.8 Σκελετικό διάγραμμα ορθογωνικής διατομής για C12÷C50

Διαφοροποιώντας την αντοχή του χάλυβα σε S400 αρχικά και έπειτα σε S500 προκύπτουν τα εξής:

Διερεύνηση της επιρροής ποιότητας σκυροδέματος στην μεταλαστική συμπεριφορά κατασκευών από οπλισμένο σκυρόδεμα

S400	C12		C16		C20		C25		C50	
	θ	M	θ	M	θ	M	θ	M	θ	M
	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
θ_{γ}	0,008	77,322	0,008	77,456	0,008	77,570	0,008	77,692	0,008	78,107
θ_u	0,052	77,322	0,054	77,456	0,056	77,570	0,058	77,692	0,064	78,107

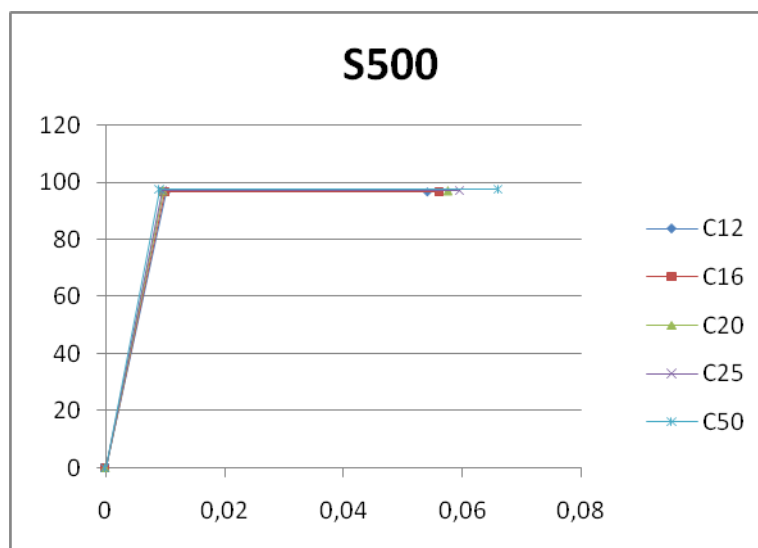
Πίνακας 3.7 Τιμές των ροπών αντοχής και γωνιών στρωφής για S400



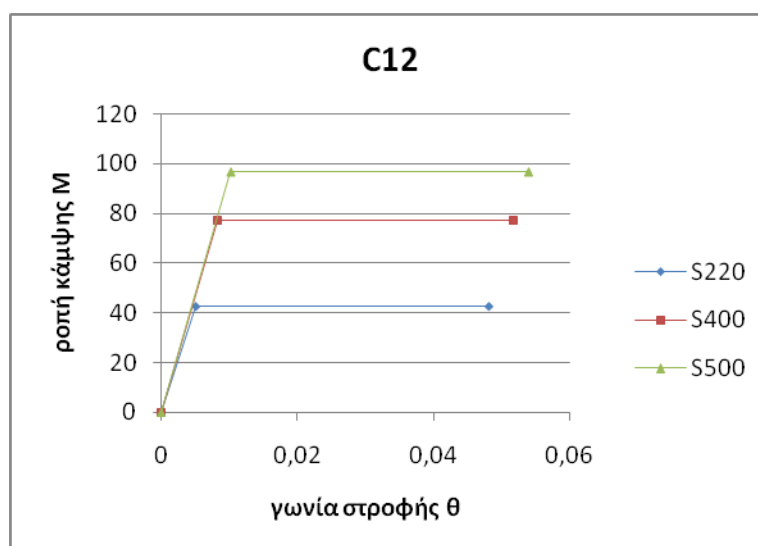
Σχήμα 3.9 Σκελετικό διάγραμμα ορθογωνικής διατομής για S400

S500	C12		C16		C20		C25		C50	
	θ	M	θ	M	θ	M	θ	M	θ	M
	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
θ_{γ}	0,010	96,653	0,010	96,821	0,010	96,963	0,010	97,114	0,009	97,634
θ_u	0,054	96,653	0,056	96,821	0,058	96,963	0,059	97,114	0,066	97,634

Πίνακας 3.8 Τιμές των ροπών αντοχής και γωνιών στρωφής για S500



Σχήμα 3.10 Σκελετικό διάγραμμα ορθογωνικής διατομής για S500



Σχήμα 3.11 Σύγκριση του σκελετικού διαγράμματος ορθογωνικής διατομής για S220, S400, S500

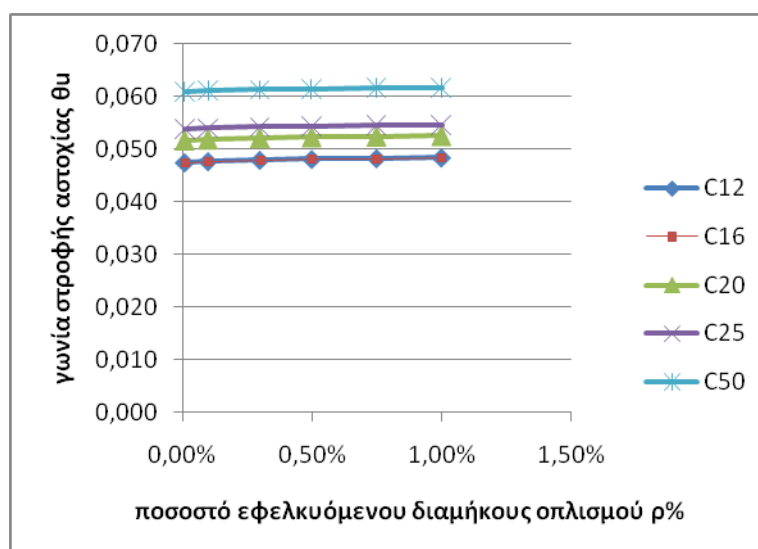
Από το σχήμα 3.11 αντιλαμβανόμαστε ότι ο χάλυβας S400, στη περίπτωση που υπάρχει και θλιβόμενος οπλισμός, παρουσιάζει καλύτερη συμπεριφορά από ότι όταν δεν υπήρχε (περίπτωση 1) και ότι ο χάλυβας S500 φτάνει σε αστοχία αργότερα από τον S220 και S400.

Σχετικά με την μείωση και την αύξηση του διαμήκους οπλισμού, προκύπτει ότι η γωνία στροφής αστοχίας θ_u παραμένει ανεπηρέαστη όπως φαίνεται παρακάτω:

Διερεύνηση της επιρροής ποιότητας σκυροδέματος στην μεταλαστική συμπεριφορά κατασκευών από οπλισμένο σκυρόδεμα

$\rho\%$	0,01%	0,10%	0,30%	0,50%	0,75%	1,00%
	θ_u					
C12	0,047	0,048	0,048	0,048	0,048	0,048
C16	0,050	0,050	0,050	0,050	0,051	0,051
C20	0,052	0,052	0,052	0,052	0,052	0,053
C25	0,054	0,054	0,054	0,054	0,054	0,055
C50	0,061	0,061	0,061	0,061	0,062	0,062

Πίνακας 3.9 Τιμές γωνιών στροφής αστοχίας θ_u για διαφορετικά ποσοστά οπλισμών



Σχήμα 3.12 Διάγραμμα θ_u με ποσοστό διαμήκους οπλισμού ρ , ρ' .

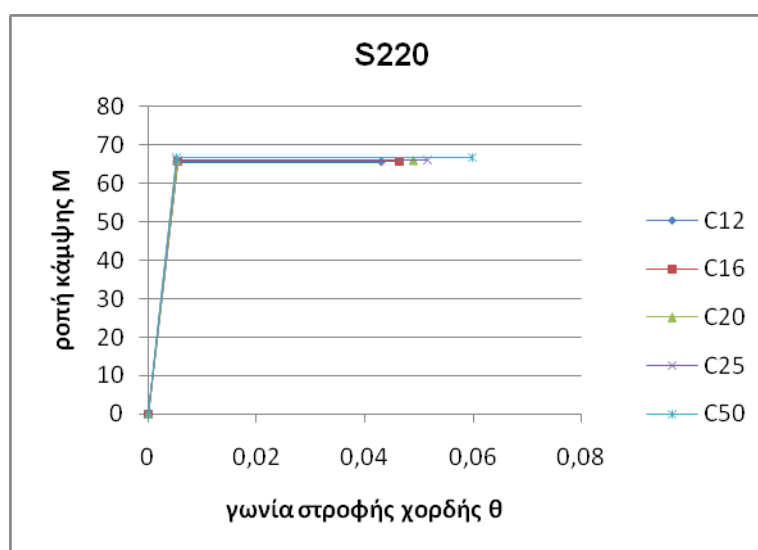
Σε αυτή την περίπτωση όπου υπάρχει πλέον και θλιβόμενος οπλισμός αυξάνοντας το πλάτος b , η καμπτική ροπή M_y θα αυξηθεί αυτή τη φορά (ελάχιστα βέβαια) ενώ οι γωνίες στροφής θ_y , θ_u μειώνονται.

Με την αύξηση του ύψους h τα μεγέθη M_y , θ_y , θ_u παρουσιάζουν την ίδια συμπεριφορά όπως και στην περίπτωση 1.

3.1.3 Περίπτωση 3: Διατομή με ίδιο εφελκόμενο και θλιβόμενο οπλισμό με τιμή ανηγμένης αξονικής $νd=0.1$

S220	C12		C16		C20		C25		C50	
	θ	M	θ	M	θ	M	θ	M	θ	M
	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
$\theta\gamma$	0,006	65,547	0,005	65,740	0,005	65,904	0,005	66,080	0,005	66,68
$\theta\mu$	0,043	65,547	0,046	65,740	0,049	65,904	0,052	66,080	0,060	66,68

Πίνακας 3.10 Τιμές των ροπών αντοχής και γωνιών στροφής για C12÷C50

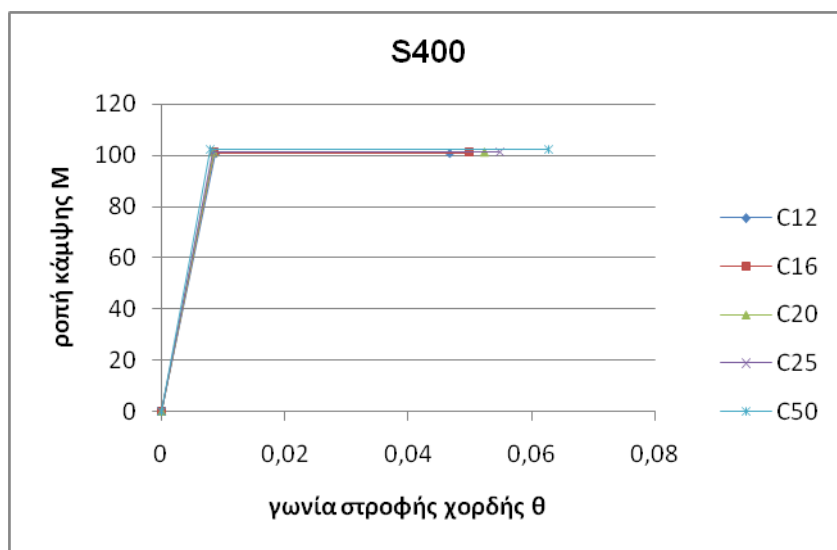


Σχήμα 3.13 Σκελετικό διάγραμμα ορθογωνικής διατομής για C12÷C50

S400	C12		C16		C20		C25		C50	
	θ	M	θ	M	θ	M	θ	M	θ	M
	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
$\theta\gamma$	0,009	100,779	0,009	101,027	0,008	101,237	0,008	101,462	0,008	102,233
$\theta\mu$	0,047	100,779	0,050	101,027	0,052	101,237	0,055	101,462	0,063	102,233

Πίνακας 3.11 Τιμές των ροπών αντοχής και γωνιών στροφής για S400

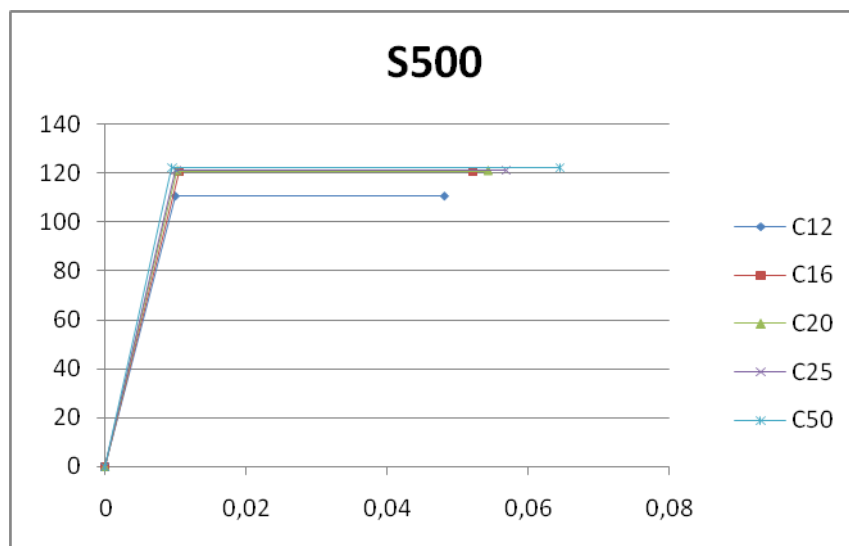
Διερεύνηση της επιρροής ποιότητας σκυροδέματος στην μεταλαστική συμπεριφορά κατασκευών από οπλισμένο σκυρόδεμα



Σχήμα 3.14 Σκελετικό διάγραμμα ορθογωνικής διατομής για S400

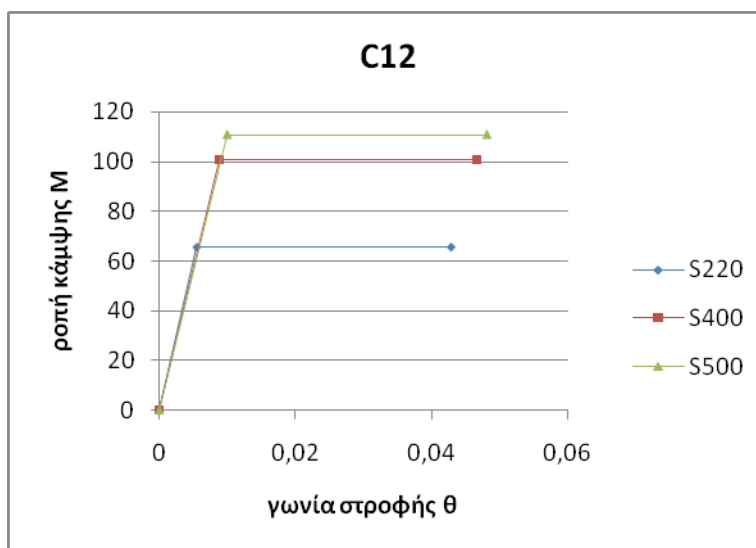
S500	C12		C16		C20		C25		C50	
	θ	M	θ	M	θ	M	θ	M	θ	M
	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
θ_y	0,010	110,708	0,010	120,506	0,010	120,744	0,010	120,997	0,010	121,866
θ_u	0,048	110,708	0,052	120,506	0,054	120,744	0,057	120,997	0,065	121,866

Πίνακας 3.12 Τιμές των ροπών αντοχής και γωνιών στροφής για S500



Σχήμα 3.15 Σκελετικό διάγραμμα ορθογωνικής διατομής για S500

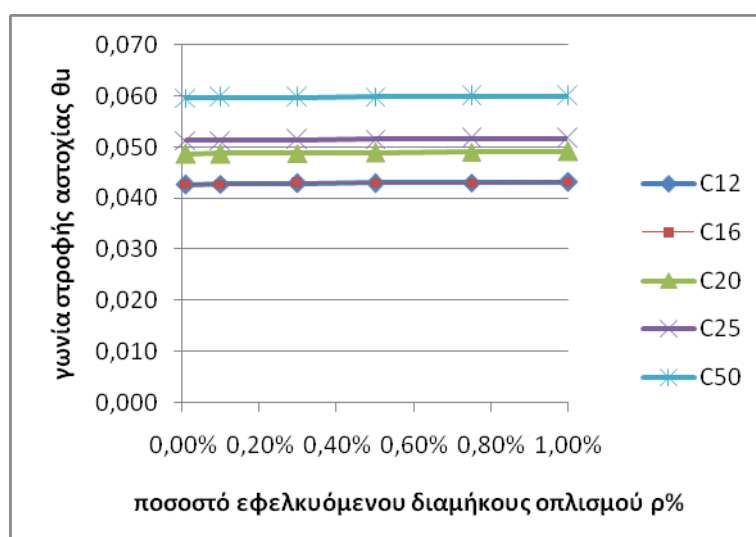
Διερεύνηση της επιρροής ποιότητας σκυροδέματος στην μεταλαστική συμπεριφορά κατασκευών από οπλισμένο σκυρόδεμα



Σχήμα 3.16 Σύγκριση του σκελετικού διαγράμματος ορθογωνικής διατομής για S220, S400, S500

ρ%	0,01%	0,10%	0,30%	0,50%	0,75%	1,00%
	θ_υ					
C12	0,043	0,043	0,043	0,043	0,043	0,043
C16	0,046	0,046	0,046	0,046	0,046	0,047
C20	0,049	0,049	0,049	0,049	0,049	0,049
C25	0,051	0,051	0,051	0,052	0,052	0,05175
C50	0,060	0,060	0,060	0,060	0,060	0,060

Πίνακας 3.13 Τιμές γωνιών στροφής αστοχίας θ_υ για διαφορετικά ποσοστά οπλισμών



Σχήμα 3.17 Διάγραμμα θ_υ με ποσοστό διαμήκους οπλισμού ρ, ρ

Διερεύνηση της επιρροής ποιότητας σκυροδέματος στην μεταλαστική συμπεριφορά κατασκευών από οπλισμένο σκυρόδεμα

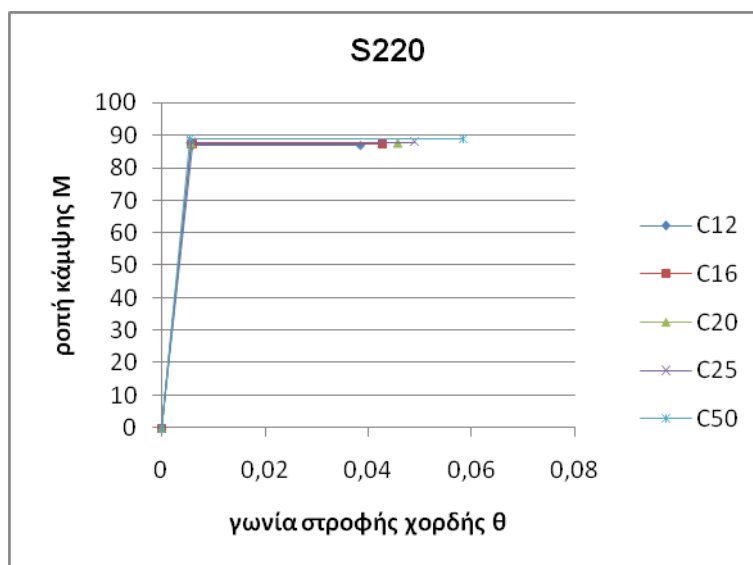
Στη περίπτωση 3, όπου πλέον υπάρχει και η επίδραση της αξονικής δύναμης ($\nu_d=0.1$), αυξάνοντας το πλάτος b της διατομής, παρατηρείται και αύξηση της M_y αλλά πλέον και της κρίσιμης γωνίας στροφής αστοχίας θ_u .

Η θ_y μειώνεται και πάλι ενώ με την αύξηση του ύψους h παρατηρείται ίδια συμπεριφορά στα εξεταζόμενα μεγέθη όπως και στις προηγούμενες περιπτώσεις.

3.1.4 Περίπτωση 4: Διατομή με ίδιο εφελκυσμένο και θλιβόμενο οπλισμό με ανηγμένη αξονική $\nu_d=0.2$

S220	C12		C16		C20		C25		C50	
	θ	M	θ	M	θ	M	θ	M	θ	M
	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
θ_y	0,006	86,965	0,006	87,296	0,006	87,577	0,006	87,879	0,005	88,918
θ_u	0,039	86,965	0,043	87,296	0,046	87,577	0,049	87,879	0,058	88,918

Πίνακας 3.14 Τιμές των ροπών αντοχής και γωνιών στροφής για C12÷C50

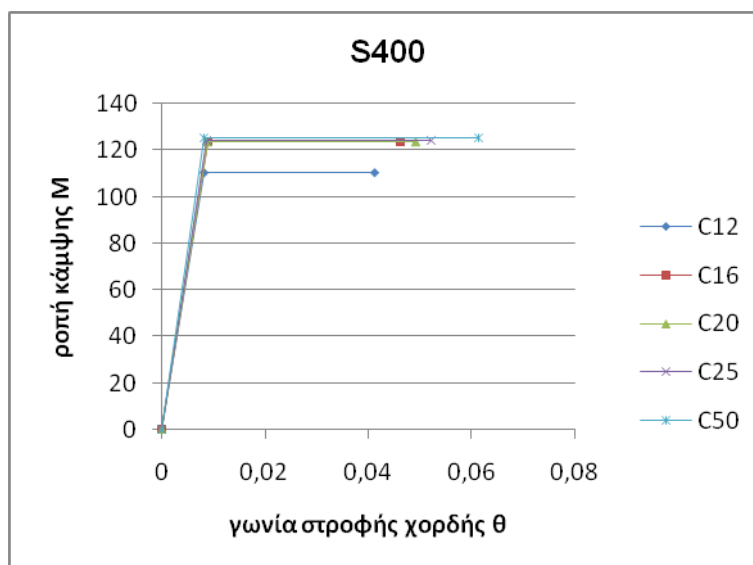


Σχήμα 3.18 Σκελετικό διάγραμμα ορθογωνικής διατομής για C12÷C50

S400	C12		C16		C20		C25		C50	
	θ	M	θ	M	θ	M	θ	M	θ	M
	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
θ_y	0,008	110,512	0,009	123,558	0,009	123,877	0,009	124,218	0,008	125,390
θ_u	0,041	110,512	0,046	123,558	0,049	123,877	0,052	124,218	0,061	125,390

Πίνακας 3.15 Τιμές των ροπών αντοχής και γωνιών στροφής για S400

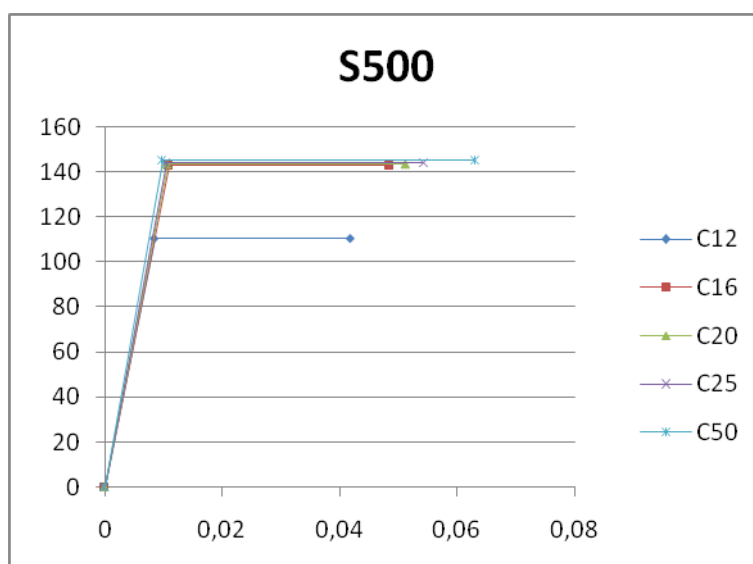
Διερεύνηση της επιρροής ποιότητας σκυροδέματος στην μεταλαστική συμπεριφορά κατασκευών από οπλισμένο σκυρόδεμα



Σχήμα 3.19 Σκελετικό διάγραμμα ορθογωνικής διατομής για S400

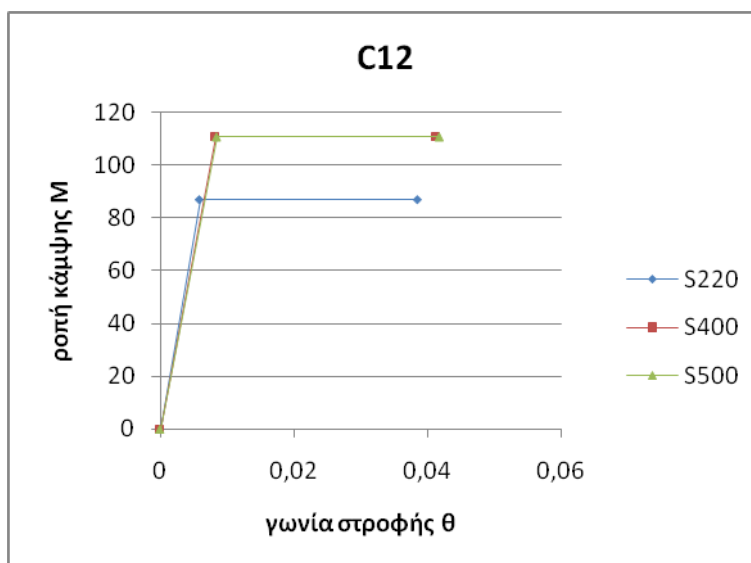
S500	C12		C16		C20		C25		C50	
	θ	M	θ	M	θ	M	θ	M	θ	M
	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
θ_{γ}	0,008	110,512	0,011	143,194	0,011	143,661	0,010	144,027	0,010	145,286
θ_{μ}	0,042	110,512	0,048	143,194	0,051	143,661	0,054	144,027	0,063	145,286

Πίνακας 3.16 Τιμές των ροπών αντοχής και γωνιών στροφής για S500



Σχήμα 3.20 Σκελετικό διάγραμμα ορθογωνικής διατομής για S500

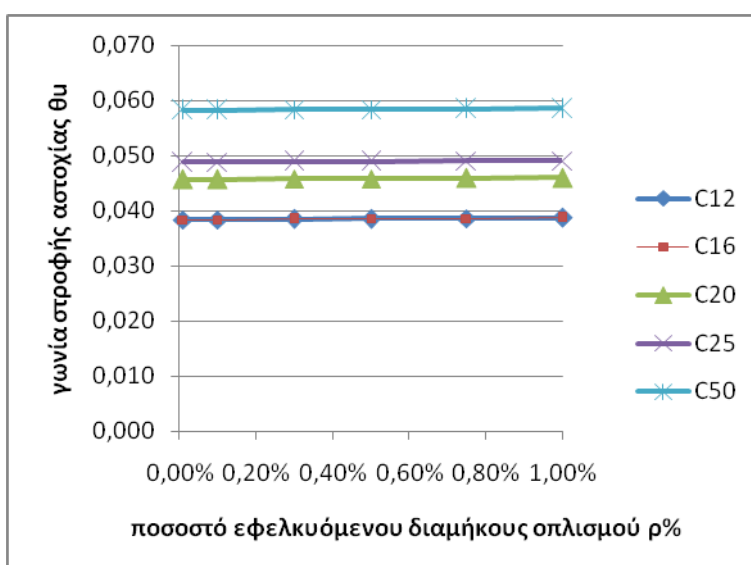
Διερεύνηση της επιρροής ποιότητας σκυροδέματος στην μεταλαστική συμπεριφορά κατασκευών από οπλισμένο σκυρόδεμα



Σχήμα 3.21 Σύγκριση του σκελετικού διαγράμματος ορθογωνικής διατομής για S220, S400, S500

$\rho\%$	0,01%	0,10%	0,30%	0,50%	0,75%	1,00%
	θ_u					
C12	0,038	0,038	0,038	0,039	0,039	0,039
C16	0,042	0,043	0,043	0,043	0,043	0,043
C20	0,046	0,046	0,046	0,046	0,046	0,046
C25	0,049	0,049	0,049	0,049	0,049	0,049
C50	0,058	0,058	0,058	0,058	0,058	0,059

Πίνακας 3.17 Τιμές γωνιών στροφής αστοχίας θ_u για διαφορετικά ποσοστά οπλισμών



Σχήμα 3.22 Διάγραμμα θ_u με ποσοστό διαμήκου οπλισμού ρ , ρ' .

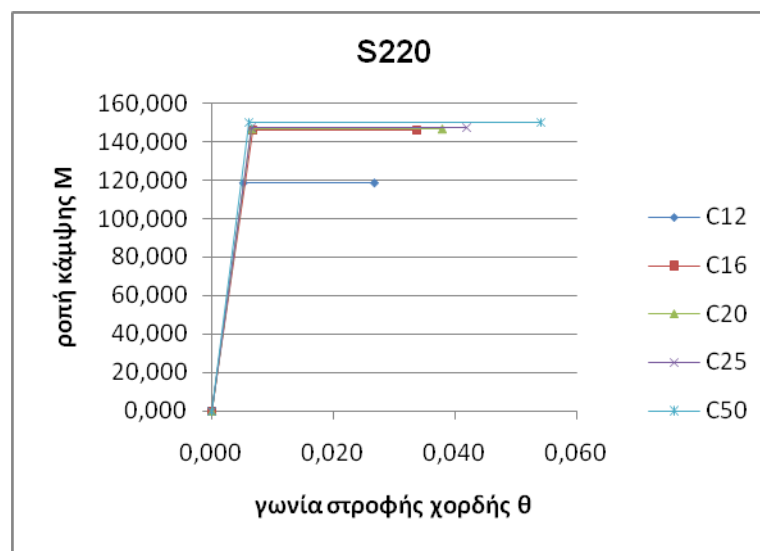
Διερεύνηση της επιρροής ποιότητας σκυροδέματος στην μεταλαστική συμπεριφορά κατασκευών από οπλισμένο σκυρόδεμα

Τέλος, αυξάνοντας τις διαστάσεις b και h της διατομής τα συμπεράσματα που προκύπτουν είναι ανάλογα της περίπτωσης 3.

3.1.5 Περίπτωση 5: Διατομή με εφελκυσμένο και θλιβόμενο οπλισμό με ανηγμένη αξονική $vd=0.5$

S220	C12		C16		C20		C25		C50	
	θ	M	θ	M	θ	M	θ	M	θ	M
	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
$\theta\gamma$	0,005	118,710	0,007	146,208	0,007	146,865	0,006	147,572	0,006	150,046
$\theta\upsilon$	0,027	118,710	0,034	146,208	0,038	146,865	0,042	147,572	0,054	150,046

Πίνακας 3.18 Τιμές των ροπών αντοχής και γωνιών στροφής για C12÷C50

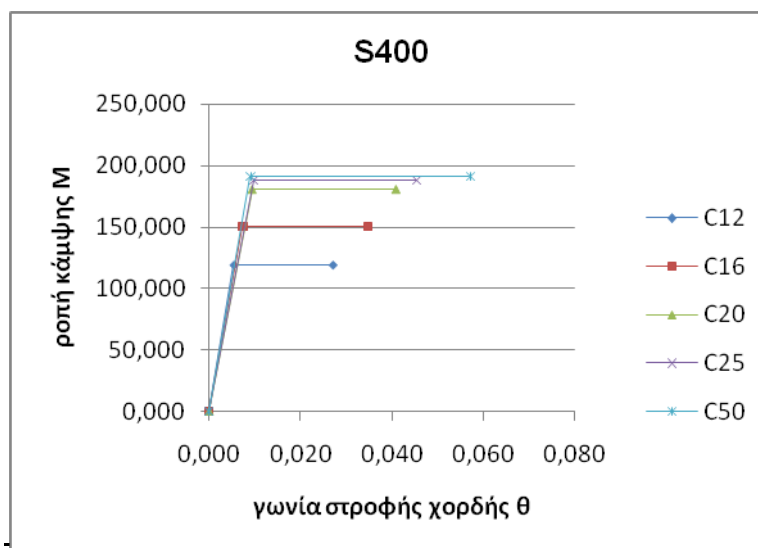


Σχήμα 3.23 Σκελετικό διάγραμμα ορθογωνικής διατομής για C12÷C50

S400	C12		C16		C20		C25		C50	
	θ	M	θ	M	θ	M	θ	M	θ	M
	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
$\theta\gamma$	0,005	118,710	0,007	150,715	0,009	181,009	0,010	188,158	0,009	190,682
$\theta\upsilon$	0,027	118,710	0,035	150,715	0,041	181,009	0,045	188,158	0,057	190,682

Πίνακας 3.19 Τιμές των ροπών αντοχής και γωνιών στροφής για S400

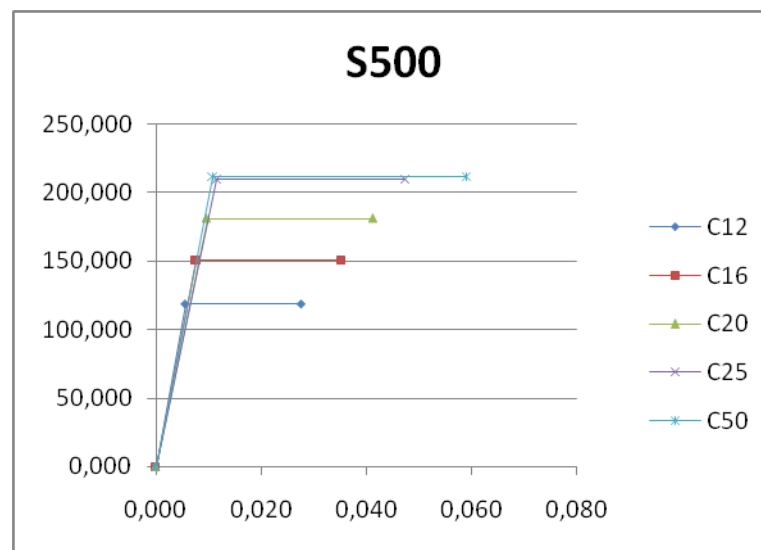
Διερεύνηση της επιρροής ποιότητας σκυροδέματος στην μεταλαστική συμπεριφορά κατασκευών από οπλισμένο σκυρόδεμα



Σχήμα 3.24 Σκελετικό διάγραμμα ορθογωνικής διατομής για S400

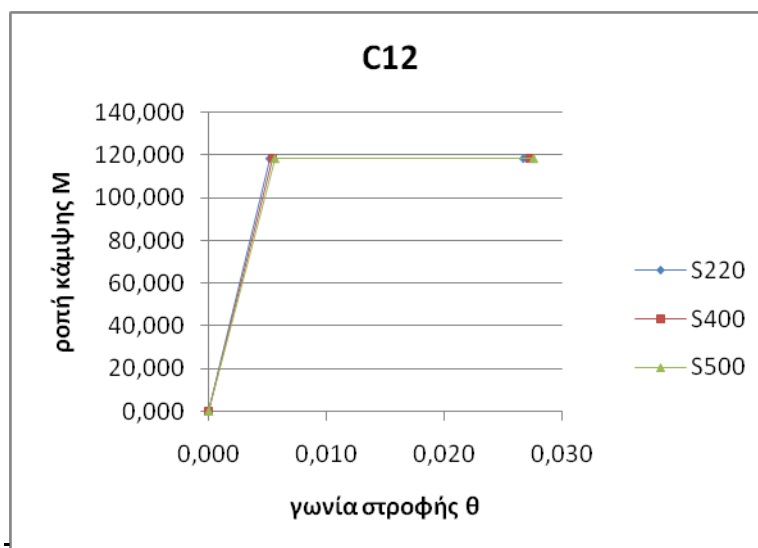
S500	C12		C16		C20		C25		C50	
	θ	M	θ	M	θ	M	θ	M	θ	M
	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
θ_y	0,006	118,710	0,008	150,715	0,010	181,009	0,012	209,309	0,011	211,880
θ_u	0,028	118,710	0,035	150,715	0,041	181,009	0,047	209,309	0,059	211,880

Πίνακας 3.20 Τιμές των ροπών αντοχής και γωνιών στροφής για S500



Σχήμα 3.25 Σκελετικό διάγραμμα ορθογωνικής διατομής για S500

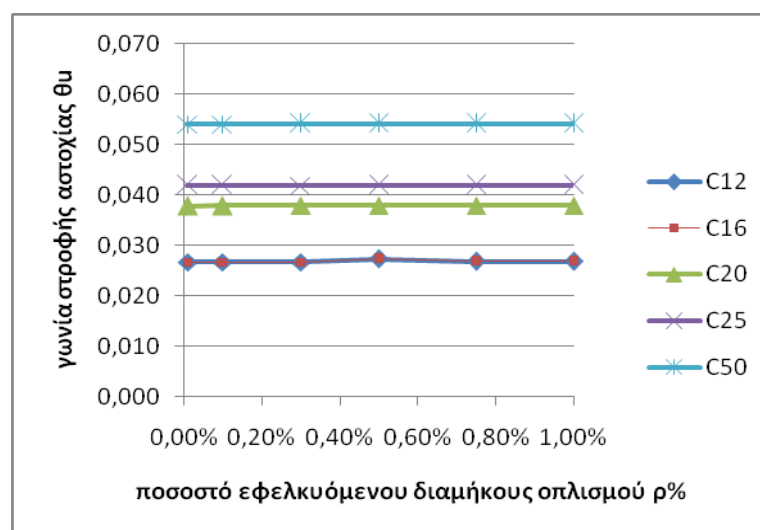
Διερεύνηση της επιρροής ποιότητας σκυροδέματος στην μεταλαστική συμπεριφορά κατασκευών από οπλισμένο σκυρόδεμα



Σχήμα 3.26 Σύγκριση του σκελετικού διαγράμματος ορθογωνικής διατομής για S220, S400, S500

ρ%	0,01%	0,10%	0,30%	0,50%	0,75%	1,00%
	θ_u					
C12	0,027	0,027	0,027	0,027	0,027	0,027
C16	0,034	0,034	0,034	0,034	0,034	0,034
C20	0,038	0,038	0,038	0,038	0,038	0,038
C25	0,042	0,042	0,042	0,042	0,042	0,042
C50	0,054	0,054	0,054	0,054	0,054	0,054

Πίνακας 3.21 Τιμές γωνιών στροφής αστοχίας θ_u για διαφορετικά ποσοστά οπλισμών



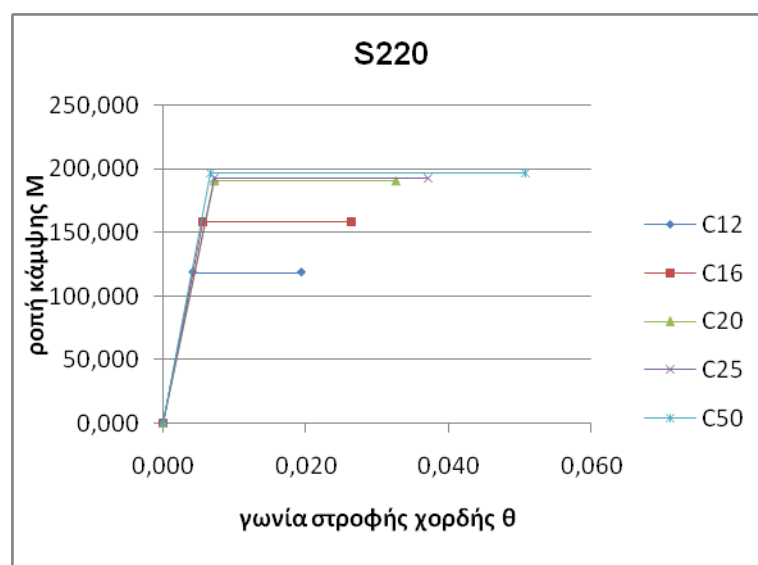
Σχήμα 3.27 Διάγραμμα θ_u με ποσοστό διαμήκους οπλισμού ρ, ρ'.

Στη περίπτωση 5 αυξάνοντας το ύψος h της διατομής, αυξάνεται τώρα και η κρίσιμη γωνία στροφής αστοχίας θ_u , ενώ όλα τα άλλα μεγέθη έχουν ανάλογη συμπεριφορά όπως και στην προηγούμενη περίπτωση.

3.1.6 Περίπτωση 6: Διατομή με εφελκυσμένο και θλιβόμενο οπλισμό με ανηγμένη αξονική $vd=0.75$

S220	C12		C16		C20		C25		C50	
	θ	M	θ	M	θ	M	θ	M	θ	M
	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
θ_y	0,004	118,622	0,006	158,196	0,007	190,705	0,007	193,155	0,007	196,831
θ_u	0,019	118,622	0,026	158,196	0,033	190,705	0,037	193,155	0,051	196,831

Πίνακας 3.22 Τιμές των ροπών αντοχής και γωνιών στροφής για C12÷C50

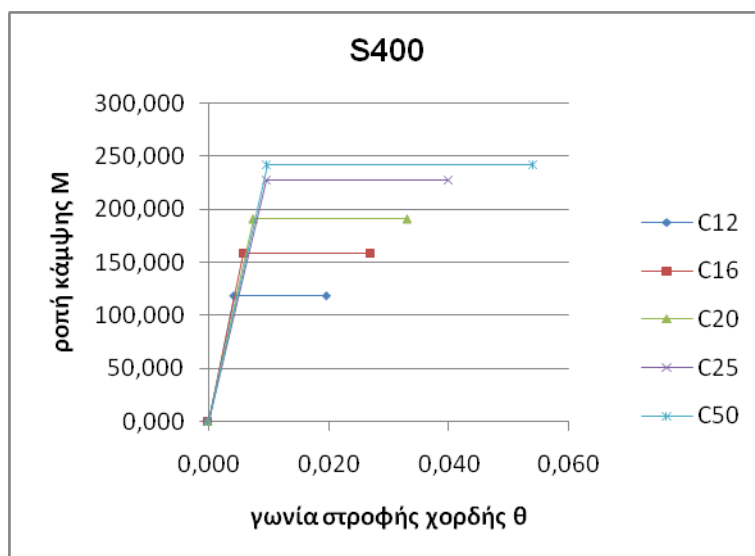


Σχήμα 3.28 Σκελετικό διάγραμμα ορθογωνικής διατομής για C12÷C50

S400	C12		C16		C20		C25		C50	
	θ	M	θ	M	θ	M	θ	M	θ	M
	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
θ_y	0,004	118,622	0,006	158,196	0,008	190,705	0,010	227,793	0,010	241,625
θ_u	0,020	118,622	0,027	158,196	0,033	190,705	0,040	227,793	0,054	241,625

Πίνακας 3.23 Τιμές των ροπών αντοχής και γωνιών στροφής για S400

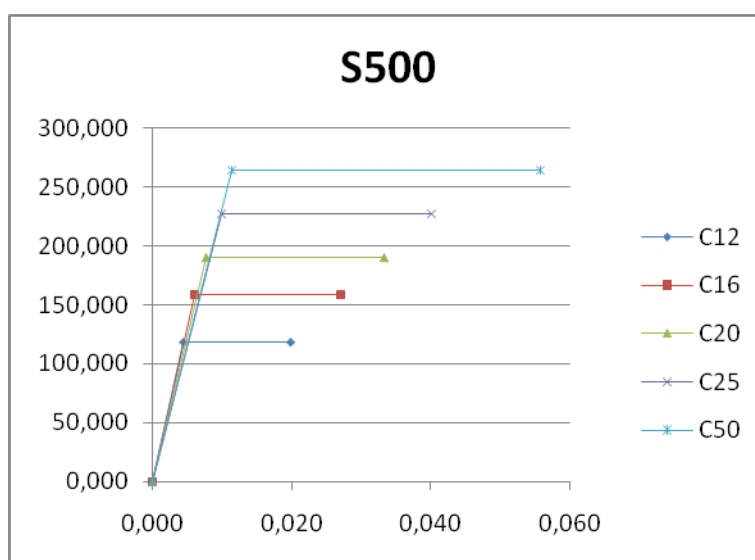
Διερεύνηση της επιρροής ποιότητας σκυροδέματος στην μεταλαστική συμπεριφορά κατασκευών από οπλισμένο σκυρόδεμα



Σχήμα 3.29 Σκελετικό διάγραμμα ορθογωνικής διατομής για S400

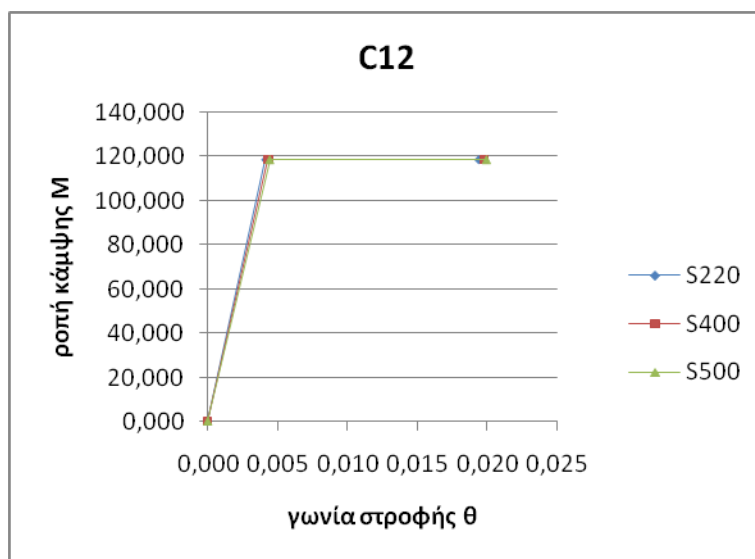
S500	C12		C16		C20		C25		C50	
	θ	M	θ	M	θ	M	θ	M	θ	M
	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
θ_{γ}	0,004	118,622	0,006	158,196	0,008	190,705	0,010	227,793	0,011	264,219
θ_u	0,020	118,622	0,027	158,196	0,033	190,705	0,040	227,793	0,056	264,219

Πίνακας 3.24 Τιμές των ροπών αντοχής και γωνιών στροφής για S500



Σχήμα 3.30 Σκελετικό διάγραμμα ορθογωνικής διατομής για S500

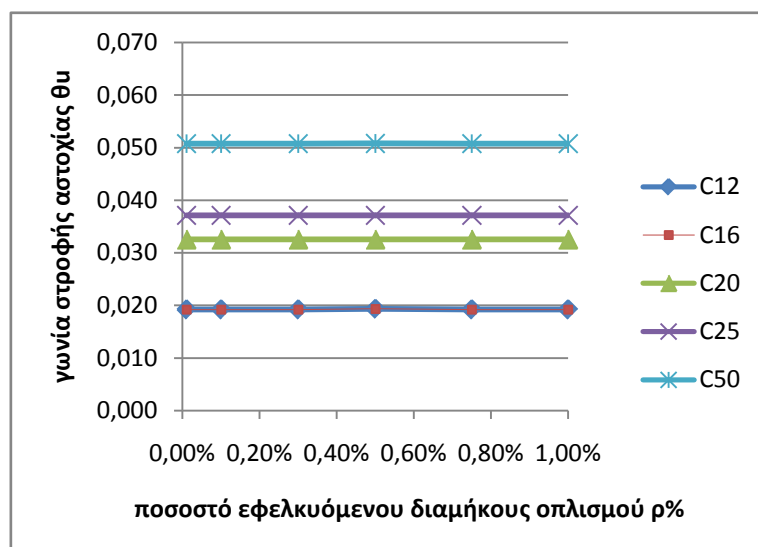
Διερεύνηση της επιρροής ποιότητας σκυροδέματος στην μεταλαστική συμπεριφορά κατασκευών από οπλισμένο σκυρόδεμα



Σχήμα 3.31 Σύγκριση του σκελετικού διαγράμματος ορθογωνικής διατομής για S220, S400, S500

ρ%	0,01%	0,10%	0,30%	0,50%	0,75%	1,00%
	θ_u					
C12	0,019	0,019	0,019	0,019	0,019	0,019
C16	0,026	0,026	0,026	0,026	0,026	0,026
C20	0,033	0,033	0,033	0,033	0,033	0,033
C25	0,037	0,037	0,037	0,037	0,037	0,037
C50	0,051	0,051	0,051	0,051	0,051	0,051

Πίνακας 3.25 Τιμές γωνιών στροφής αστοχίας θ_u για διαφορετικά ποσοστά οπλισμών ρ & ρ'



Σχήμα 3.32 Διάγραμμα θ_u με ποσοστό διαμήκου οπλισμού ρ, ρ'

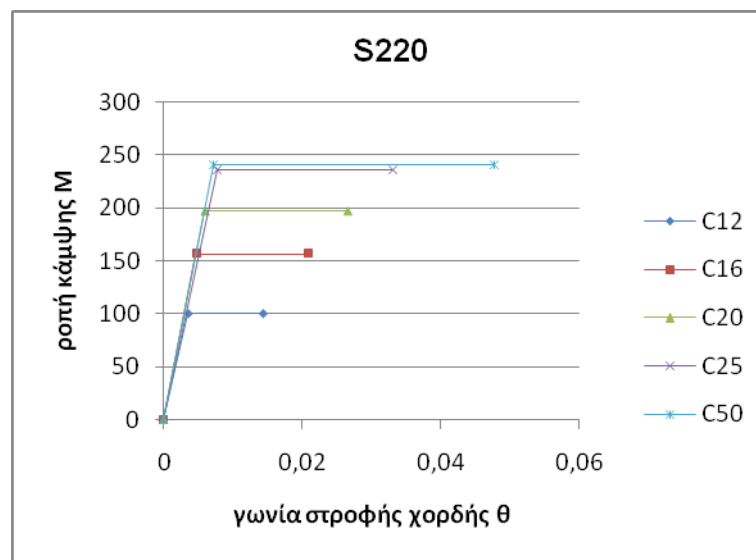
Διερεύνηση της επιρροής ποιότητας σκυροδέματος στην μεταλαστική συμπεριφορά κατασκευών από οπλισμένο σκυρόδεμα

Με την αύξηση των διαστάσεων της διατομής η συμπεριφορά είναι ανάλογη της περίπτωσης 5.

3.1.7 Περίπτωση 7: Διατομή με εφελκυσμένο και θλιβόμενο οπλισμό με ανηγμένη αξονική $vd=1.00$

S220	C12		C16		C20		C25		C50	
	θ	M	θ	M	θ	M	θ	M	θ	M
	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
θ_y	0,004	100,009	0,005	156,663	0,006	196,881	0,008	236,282	0,007	241,11
θ_u	0,014	100,009	0,021	156,663	0,027	196,881	0,033	236,282	0,048	241,11

Πίνακας 3.26 Τιμές των ροπών αντοχής και γωνιών στροφής για C12÷C50

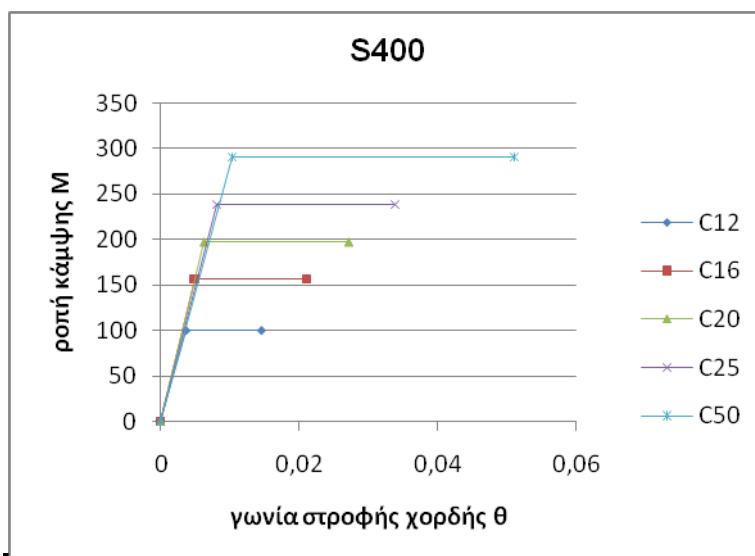


Σχήμα 3.33 Σκελετικό διάγραμμα ορθογωνικής διατομής για C12÷C50

S400	C12		C16		C20		C25		C50	
	θ	M	θ	M	θ	M	θ	M	θ	M
	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
θ_y	0,0037	100,0093	0,0049	156,6630	0,0063	196,8812	0,0081	237,9786	0,0103	290,27
θ_u	0,0146	100,0093	0,0211	156,6630	0,0270	196,8812	0,0337	237,9786	0,0510	290,27

Πίνακας 3.27 Τιμές των ροπών αντοχής και γωνιών στροφής για S400

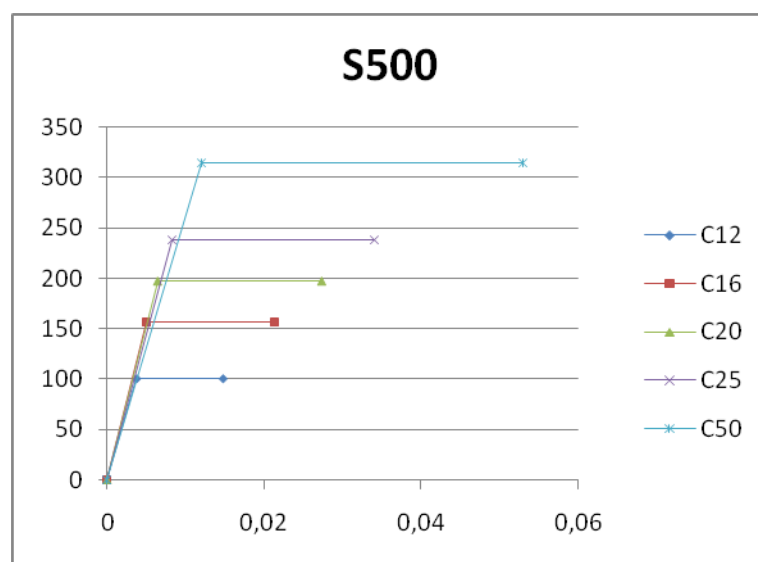
Διερεύνηση της επιρροής ποιότητας σκυροδέματος στην μεταλαστική συμπεριφορά κατασκευών από οπλισμένο σκυρόδεμα



Σχήμα 3.34 Σκελετικό διάγραμμα ορθογωνικής διατομής για S400

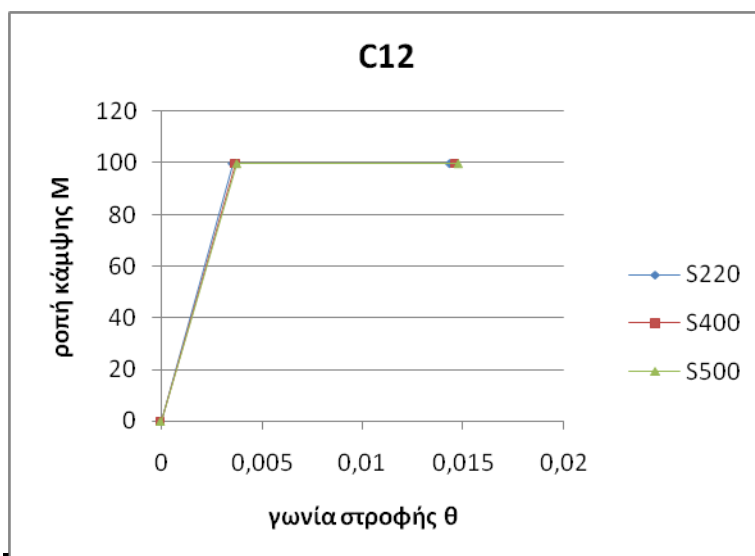
S500	C12		C16		C20		C25		C50	
	θ	M	θ	M	θ	M	θ	M	θ	M
	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
$\theta\gamma$	0,004	100,009	0,005	156,663	0,006	196,881	0,008	237,979	0,012	314,40
$\theta\mu$	0,015	100,009	0,021	156,663	0,027	196,881	0,034	237,979	0,053	314,40

Πίνακας 3.28 Τιμές των ροπών αντοχής και γωνιών στροφής για S500



Σχήμα 3.35 Σκελετικό διάγραμμα ορθογωνικής διατομής για S500

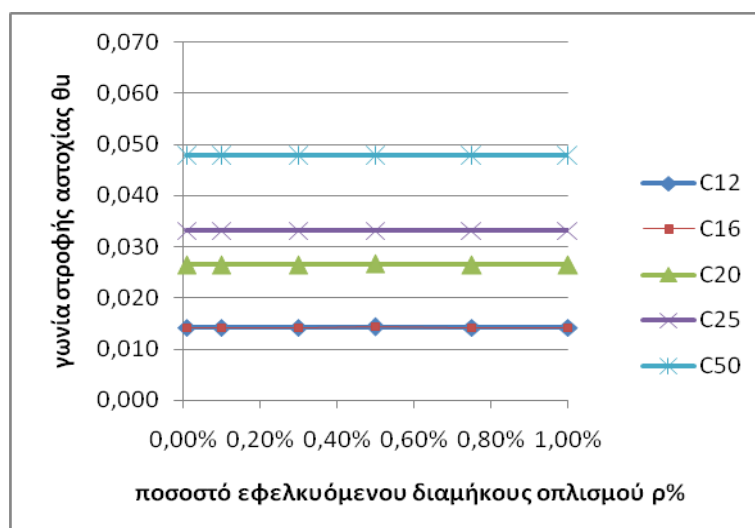
Διερεύνηση της επιρροής ποιότητας σκυροδέματος στην μεταλαστική συμπεριφορά κατασκευών από οπλισμένο σκυρόδεμα



Σχήμα 3.36 Σύγκριση του σκελετικού διαγράμματος ορθογωνικής διατομής για S220, S400, S500

$\rho\%$	0,01%	0,10%	0,30%	0,50%	0,75%	1,00%
θ_u						
C12	0,014	0,014	0,014	0,014	0,014	0,014
C16	0,021	0,021	0,021	0,021	0,021	0,021
C20	0,026	0,026	0,026	0,027	0,026	0,026
C25	0,033	0,033	0,033	0,033	0,033	0,033
C50	0,048	0,048	0,048	0,048	0,048	0,048

Πίνακας 3.29 Τιμές γωνιών στροφής αστοχίας θ_u για διαφορετικά ποσοστά οπλισμών ρ & ρ'



Σχήμα 3.37 Διάγραμμα θ_u με ποσοστό διαμήκους οπλισμού ρ , ρ' .

Τέλος, με την αύξηση των διαστάσεων της διατομής η συμπεριφορά είναι και πάλι ανάλογη των προηγούμενων περιπτώσεων, όπου υπάρχει και η επιρροή της αξονικής δύναμης, αλλά αξίζει να αναφέρουμε μόνο ότι, αυξάνοντας το πλάτος b της διατομής, η αστοχία που προέκυψε ήταν ψαθυρή και όχι πλάστιμη, όπως ήταν σε όλες τις προηγούμενες περιπτώσεις.

3.2 Συμπεράσματα

Με βάση τις αναλύσεις που έγιναν λοιπόν παρουσιάζονται σε μορφή πίνακα, η επίδραση της αύξησης κάθε επιμέρους παράγοντα στις μεταβλητές M_y , θ_y , θ_u , για κάθε εξεταζόμενη περίπτωση ξεχωριστά:

Περίπτωση 1 Μόνο A_{s1} & $v=0$		Συμπεριφορά	Ροπή Κάμψης M_y	Γωνία στροφής διαρροής θ_y	Γωνία στροφής αστοχίας θ_u
Αύξηση αντοχής σκυροδέματος f_c		πλάστιμη	↑	-	↑
Αύξηση αντοχής χάλυβα f_s	S400	πλάστιμη	↑	-	↑
	S500	πλάστιμη	↑	-	↑
Αύξηση ποσοστού εφελκυσμένου διαμήκους οπλισμού ρ		πλάστιμη	↑	↑	↓
Αύξηση πλάτους b / επικάλυψης d' της διατομής		πλάστιμη	↓	↓	↓
Αύξηση ύψους h διατομής		πλάστιμη	↑	↓	↓

Πίνακας 3.30 Επίδραση κάθε επιμέρους παράγοντα στις μεταβλητές M_y , θ_y , θ_u

Διερεύνηση της επιρροής ποιότητας σκυροδέματος στην μεταλαστική συμπεριφορά κατασκευών από οπλισμένο σκυρόδεμα

Περίπτωση 2 $As1=As2, \nu=0$		Συμπεριφορά	Ροπή Κάμψης M_y	Γωνίαστροφής διαρροής θ_y	Γωνία στροφής αστοχίας θ_u
Αύξηση αντοχής σκυροδέματος f_c		πλάστιμη	↑	-	↑
Αύξηση αντοχής χάλυβα f_s	S400	πλάστιμη	↑	-	↑
	S500	πλάστιμη	↑	-	↑
Αύξηση ίδιου ποσοστού διαμήκους οπλισμού ρ και ρ'		πλάστιμη	↑	-	-
Αύξηση πλάτους b / επικάλυψης d' της διατομής		πλάστιμη	↑	↓	↓
Αύξηση ύψους h διατομής		πλάστιμη	↑	↓	↓

Πίνακας 3.31 Επίδραση κάθε επιμέρους παράγοντα στις μεταβλητές M_y , θ_y , θ_u

Περίπτωση 3 $As1=As2, \nu=0.1$		Συμπεριφορά	Ροπή Κάμψης M_y	Γωνίαστροφής διαρροής θ_y	Γωνία στροφής αστοχίας θ_u
Αύξηση αντοχής σκυροδέματος f_c		πλάστιμη	↑	-	↑
Αύξηση αντοχής χάλυβα f_s	S400	πλάστιμη	↑	-	↑
	S500	πλάστιμη	↑	-	↑
Αύξηση ίδιου ποσοστού διαμήκους οπλισμού ρ και ρ'		πλάστιμη	↑	-	-
Αύξηση πλάτους b / επικάλυψης d' της		πλάστιμη	↑	↓	↑

Διερεύνηση της επιρροής ποιότητας σκυροδέματος στην μεταλαστική συμπεριφορά κατασκευών από οπλισμένο σκυρόδεμα

διατομής				
Αύξηση ύψους h διατομής	πλάστιμη	↑	↓	↓

Πίνακας 3.32 Επίδραση κάθε επιμέρους παράγοντα στις μεταβλητές M_y , θ_y , θ_u

Περίπτωση 4 $A_{s1}=A_{s2}$, $\nu=0.2$		Συμπεριφορά	Ροπή Κάμψης M_y	Γωνίαστροφής διαρροής θ_y	Γωνία στροφής αστοχίας θ_u
Αύξηση αντοχής σκυροδέματος f_c		πλάστιμη	↑	-	↑
Αύξηση αντοχής χάλυβα f_s	S400	πλάστιμη	↑	-	↑
	S500	πλάστιμη	↑	-	↑
Αύξηση ίδιου ποσοστού διαμήκους οπλισμού ρ και ρ'		πλάστιμη	↑	-	-
Αύξηση πλάτους b / επικάλυψης d' της διατομής		πλάστιμη	↑	↓	↑
Αύξηση ύψους h διατομής		πλάστιμη	↑	↓	↓

Πίνακας 3.33 Επίδραση κάθε επιμέρους παράγοντα στις μεταβλητές M_y , θ_y , θ_u

Περίπτωση 5 $A_{s1}=A_{s2}$, $\nu=0.5$		Συμπεριφορά	Ροπή Κάμψης M_y	Γωνίαστροφής διαρροής θ_y	Γωνία στροφής αστοχίας θ_u
Αύξηση αντοχής σκυροδέματος f_c		πλάστιμη	↑	↑ ↓	↑
Αύξηση αντοχής χάλυβα f_s	S400	πλάστιμη	↑	↑ ↓	↑
	S500	πλάστιμη	↑	↑	↑

Διερεύνηση της επιρροής ποιότητας σκυροδέματος στην μεταλαστική συμπεριφορά κατασκευών από οπλισμένο σκυρόδεμα

Αύξηση ίδιου ποσοστού διαμήκους οπλισμού $\rho_{καίρ'}$	πλάστιμη	↑	-	-
Αύξηση πλάτους b / επικάλυψης d' της διατομής	πλάστιμη	↑	↑	↑
Αύξηση ύψους h διατομής	πλάστιμη	↑	↓	↑

Πίνακας 3.34 Επίδραση κάθε επιμέρους παράγοντα στις μεταβλητές M_y , θ_y , θ_u

Περίπτωση 6 As1=As2, $\nu=0.75$		Συμπεριφορά	Ροπή Κάμψης M_y	Γωνίαστροφής διαρροής θ_y	Γωνία στροφής αστοχίας θ_u
Αύξηση αντοχής σκυροδέματος f_c		πλάστιμη	↑	↑ -	↑
Αύξηση αντοχής χάλυβα f_s	S400	πλάστιμη	↑	↑	↑
	S500	πλάστιμη	↑	↑	↑
Αύξηση ίδιου ποσοστού διαμήκους οπλισμού $\rho_{καίρ'}$		πλάστιμη	↑	-	-
Αύξηση πλάτους b / επικάλυψης d' της διατομής		πλάστιμη	↑	↑	↑
Αύξηση ύψους h διατομής		πλάστιμη	↑	↑	↑

Πίνακας 3.35 Επίδραση κάθε επιμέρους παράγοντα στις μεταβλητές M_y , θ_y , θ_u

Διερεύνηση της επιρροής ποιότητας σκυροδέματος στην μεταλαστική συμπεριφορά κατασκευών από οπλισμένο σκυρόδεμα

Περίπτωση 7 As1=As2, ν=1.00		Συμπεριφορά	Ροπή Κάμψης My	Γωνίαστροφής διαρροής θy	Γωνία στροφής αστοχίας θu
Αύξηση αντοχής σκυροδέματος fc		πλάστιμη	↑	↑	↑
Αύξηση αντοχής χάλυβα fs	S400	πλάστιμη	↑	↑	↑
	S500	πλάστιμη	↑	↑	↑
Αύξηση ίδιου ποσοστού διαμήκους οπλισμού ρ και ρ'		πλάστιμη	↑	-	-
Αύξηση πλάτους b / επικάλυψης d' της διατομής		ψαθυρή	↑	↑	↑
Αύξηση ύψους h διατομής		πλάστιμη	↑	↑	↑

Πίνακας 3.36 Επίδραση κάθε επιμέρους παράγοντα στις μεταβλητές My, θy, θu

Επίσης εξετάσαμε και το ενδεχόμενο να έχουμε διαφορετικά ποσοστά εφελκυσμένου και θλιβόμενου οπλισμού αυξάνοντας εναλλάξ το ένα ή το άλλο και προέκυψαν τα εξής:

As1≠As2, ν≠0		Συμπεριφορά	Ροπή Κάμψης My	Γωνίαστροφής διαρροής θy	Γωνία στροφής αστοχίας θu
Αύξηση μόνο εφελκυσμένου διαμ ήκους οπλισμού ρ%		πλάστιμη	↑	-	↓
Αύξηση μόνο θλιβόμενου διαμ ήκους οπλισμού ρ'%		πλάστιμη	-	-	↑

Πίνακας 3.30 Επίδραση διαφορετικού ρ και ρ' στις μεταβλητές My, θy, θu

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4

ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΤΗΣ ΕΠΙΡΡΟΗΣ ΠΟΙΟΤΗΤΑΣ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ ΣΤΗΝ ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑ ΕΠΙΠΕΔΟΥ ΠΛΑΙΣΙΟΥ 3 ΟΡΟΦΩΝ

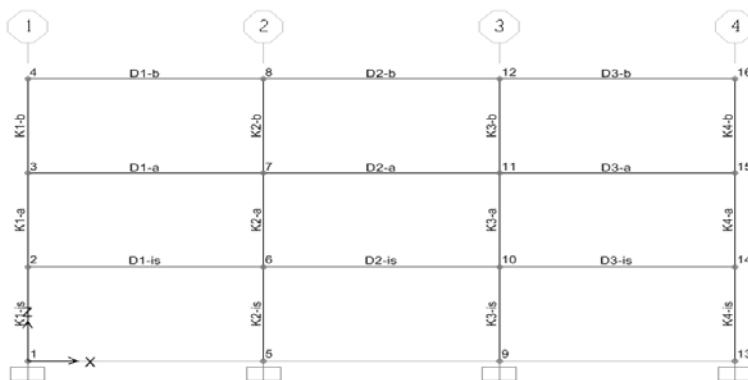
4.1 Περιγραφή πλαισίου – φέρων οργανισμός

Στο παρόν κεφάλαιο θα γίνει μία παραμετρική μελέτη προς διερεύνηση της δυναμικής απόκρισης επίπεδων πρότυπων πλαισίων, για διαφορετική ποιότητα σκυροδέματος.

Η πλειονότητα των κατασκευών πολιτικού μηχανικού εμφανίζουν δυναμικά χαρακτηριστικά με κατανεμημένες μάζες και στοιχεία δυσκαμψίας στο χώρο, η διακριτοποίηση των οποίων καταλήγει τελικά σε συστήματα πολλών βαθμών ελευθερίας. Στην παρούσα εργασία, θα περιοριστούμε στη μελέτη πολυβάθμιων συστημάτων – κατασκευών με συγκεντρωμένες μάζες, τα οποία εκτελούν μόνο μεταφορικές κινήσεις, εντός του επιπέδου τους. Επομένως, οι τυπικές κατασκευές που εντάσσονται σε αυτήν την κατηγορία είναι τα επίπεδα πλαίσια.

Αρχικά, η μελέτη θα γίνει σε ένα επίπεδο τετράστυλο πλαίσιο τριών σταθμών το οποίο θα είναι θεωρητικά ένα εσωτερικό πλαίσιο ενός τυχαίου κτιρίου στο οποίο επαναλαμβάνεται το ίδιο πλαίσιο ανά 4 m περίπου.

Για την μόρφωση και την επίλυση του μαθηματικού προσομοιώματος, το οποίο φαίνεται στην παρακάτω εικόνα (Σχήμα 4.1), με σκοπό την αποτίμηση του τυχαίου δομήματος που επιλέξαμε (τον έλεγχο των δοκών και των στύλων) σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. χρησιμοποιείται το πρόγραμμα προσομοίωσης SAP2000.



Σχήμα 4.1 Επίπεδο πλαίσιο προς μελέτη

Σκοπός της μελέτης

Θα γίνει μία παραμετρική μελέτη αρχικά του υπόψη πλαισίου που περιγράφηκε προηγουμένως, για ποιότητες σκυροδέματος C12, C16, C20, C25 και C50 με ποιότητα χάλυβα S220, προκειμένου να ελέγξουμε εάν η ποιότητα σκυροδέματος επηρεάζει τις κατασκευές από οπλισμένο σκυρόδεμα στη μεταλαστική συμπεριφορά τους.

Διατομές φέροντος οργανισμού

Για το υπό μελέτη πλαίσιο επιλέχθηκε κάθε υποστύλωμα να είναι διαστάσεων 30x30 cm ενώ όλες οι δοκοί να είναι ορθογωνικής διατομής διαστάσεων 20x50 cm.

Φορτία

Προκειμένου να μην ασχοληθούμε με επίλυση πλακών θεωρήσαμε ότι οι πλάκες μεταφέρουν στις δοκούς τα εξής φορτία:

- Μόνιμα 20 KN/m
- Κινητά 8 KN/m
- Ενώ θα ληφθούν υπόψη τα ίδια βάρη των δοκών και των υποστυλωμάτων αυτόματα από το πρόγραμμα.

Διαστάσεις

Ύψος ισογείου 3,00 m

Ύψος τυπικού ορόφου 3,00 m

Αποστάσεις μεταξύ των υποστυλωμάτων 6,00m

Οπλισμοί Δοκών

Στον Πίνακα 4.1 παρουσιάζονται οι οπλισμοί των δοκών του υπό μελέτη πλαισίου, ενώ ο εγκάρσιος οπλισμός που χρησιμοποιήθηκε για όλα τα οριζόντια στοιχεία είναι Φ8/200.

Διερεύνηση της επιρροής ποιότητας σκυροδέματος στην μεταλαστική συμπεριφορά κατασκευών από οπλισμένο σκυρόδεμα

	Στάθμη	b (m)	h (m)	Στήριξη Αριστερά		Στήριξη Δεξιά	
				Άνω As ₁ (cm ²)	Κάτω As ₂ (cm ²)	Άνω As ₁ (cm ²)	Κάτω As ₂ (cm ²)
Δ1-is	Ισόγειο	0.20	0.50	4.62	6.16	9.24	6.16
Δ2-is	Ισόγειο	0.20	0.50	9.24	6.16	9.24	6.16
Δ3-is	Ισόγειο	0.20	0.50	9.24	6.16	4.62	6.16
Δ1-a	Α όροφος	0.20	0.50	4.62	6.16	9.24	6.16
Δ2-a	Α όροφος	0.20	0.50	9.24	6.16	9.24	6.16
Δ3-a	Α όροφος	0.20	0.50	9.24	6.16	4.62	6.16
Δ1-b	Β όροφος	0.20	0.50	4.62	6.16	9.24	6.16
Δ2-b	Β όροφος	0.20	0.50	9.24	6.16	9.24	6.16
Δ3-b	Β όροφος	0.20	0.50	9.24	6.16	4.62	6.16

Πίνακας 4.1 Οπλισμοί Δοκών

Οπλισμοί Υποστυλωμάτων

Στον Πίνακα 4.2 παρουσιάζονται οι οπλισμοί (διαμήκεις) των υποστυλωμάτων του υπό μελέτη πλαισίου, ενώ ο εγκάρσιος οπλισμός που χρησιμοποιήθηκε για όλα τα κατακόρυφα στοιχεία είναι Φ8/200.

	Στάθμη	b (m)	h (m)	As(cm ²)
K1-is	Ισόγειο	0.30	0.30	8.04
K2-is	Ισόγειο	0.30	0.30	8.04
K3-is	Ισόγειο	0.30	0.30	8.04
K1-a	Α όροφος	0.30	0.30	8.04

K2-a	A όροφος	0.30	0.30	8.04
K3-a	A όροφος	0.30	0.30	8.04
K1-b	B όροφος	0.30	0.30	8.04
K2-b	B όροφος	0.30	0.30	8.04
K3-b	B όροφος	0.30	0.30	8.04

Πίνακας 4.2 Οπλισμοί Υποστυλωμάτων

4.2 Προκαταρκτική ελαστική στατική ανάλυση ($q=1$)

Δεδομένου ότι ο φορέας του κτηρίου που μελετάται είναι ένα επίπεδο πλαίσιο, δεν έχει νόημα να ελεγχθεί η εφαρμογή των μεθόδων αποτίμησης. Συνεπώς παραλείπεται η προκαταρκτική ελαστική ανάλυση ($q=1$).

4.3 Κύρια ελαστική στατική ανάλυση

4.3.1 Απλοποιημένη φασματική ανάλυση

4.3.1.1 Θεωρητικό υπόβαθρο

Στην απλοποιημένη φασματική μέθοδο (Α.Φ.Μ.) ή ισοδύναμη στατική ανάλυση, εφαρμόζουμε ανεστραμμένη τριγωνική κατανομή οριζόντιων σεισμικών φορτίσεων που εφαρμόζονται στα κέντρα βάρους του έκαστου ορόφου-διαφράγματος. Προκύπτει από τη δυναμική φασματική μέθοδο με τη χρήση της θεμελιώδους ιδιομορφής για κάθε διεύθυνση σεισμικής διέγερσης T_x , T_y . Ακολουθεί μια συνοπτική περιγραφή της μεθόδου υπολογισμού των ισοδύναμων στατικών φορτίων με τα οποία προσομοιώνεται η σεισμική δράση σύμφωνα με την §3.5.2 του ΕΑΚ.

1. Αφού υπολογιστεί η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος μεταφορικής κίνησης κατά τις διευθύνσεις x και y (§ 3.1.2) προσδιορίζεται η φασματική επιτάχυνση σχεδιασμού και στις δύο διευθύνσεις με τη βοήθεια του φάσματος σχεδιασμού του ΕΑΚ.

2. Υπολογίζεται το συνολικό μέγεθος των σεισμικών φορτίων (τέμνουσα βάση) για την κύρια διεύθυνση σεισμικής διέγερσης V_0 όπου

$$V_0 = R_d(T) \cdot \sum M \quad \text{Σχέση 4.1}$$

όπου M η συνολική ταλαντούμενη μάζα ($G+0.3Q$).

3. Η καθ' ύψος κατανομή των σεισμικών φορτίων για κανονικά κτήρια σύμφωνα με τις §3.5.2, (Σχέση 4.1) του ΕΑΚ μπορεί να γίνει με τη χρήση της απλοποιητικής Σχέσης 4.1

$$F_i = (V_0 - V_H) \cdot \frac{m_i \cdot z_i}{\sum_j m_i \cdot z_i} \quad \text{Σχέση 4.2}$$

m_i η συγκεντρωμένη μάζα στη στάθμη i

z_i η απόσταση της στάθμης i από τη βάση

$$V_H = 0.07 \cdot T \cdot V_0 (\leq 0.25 \cdot V_0) \quad \text{Σχέση 4.3}$$

είναι μια πρόσθετη δύναμη που εφαρμόζεται στην κορυφή του κτηρίου όταν $T \geq 1.0$ sec

N ο αριθμός των ορόφων

4.3.2 Προσομοίωση και εφαρμογή μεθόδου στο SAP2000

Η απλοποιημένη φασματική μέθοδος εφαρμόστηκε στο πλαίσιο που περιγράφηκε στην αρχή του παρόντος κεφαλαίου, υπολογίζοντας τα ισοδύναμα στατικά φορτία με «το χέρι» και την εισαγωγή τους στο πρόγραμμα SAP2000.

4.3.2.1 Καθορισμός φάσματος σχεδιασμού

Εφόσον η ελαστική ανάλυση γίνεται με τη μέθοδο του καθολικού δείκτη συμπεριφοράς q , το συνολικό οριζόντιο φορτίο (τέμνουσα βάση) σε μία διεύθυνση του κτηρίου θα υπολογίζεται με βάση την §2.3.1 του ΕΑΚ. με βάση το φάσμα

σχεδιασμού οριζόντιων επιταχύνσεων του σεισμού που καθορίζεται από τις παρακάτω εξισώσεις :

$$R_d(T) = \begin{cases} \gamma_I \cdot A \cdot \left[1 + \frac{T}{T_1} \cdot \left(\frac{\eta \cdot \theta \cdot \beta_o}{q} - 1 \right) \right] & \text{για } 0 \leq T < T_1 \\ \gamma_I \cdot A \cdot \frac{\eta \cdot \theta \cdot \beta_o}{q} & \text{για } T_1 \leq T \leq T_2 \\ \gamma_I \cdot A \cdot \frac{\eta \cdot \theta \cdot \beta_o}{q} \cdot \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & \text{για } T_2 < T \end{cases} \quad \text{Σχέση 4.4}$$

όπου:

A= α·g μέγιστη οριζόντια σεισμική επιτάχυνση του εδάφους,

g επιτάχυνση της βαρύτητας,

γ_I συντελεστής σπουδαιότητας του κτιρίου,

q συντελεστής συμπεριφοράς της κατασκευής,

η διορθωτικός συντελεστής για ποσοστό απόσβεσης 5%,

θ συντελεστής επιρροής της θεμελίωσης,

T₁ και T₂ χαρακτηριστικές περίοδοι του φάσματος,

β_o= 2,5 συντελεστής φασματικής ενίσχυσης και

A, B, Γ, Δ κατηγορία εδάφους.

Τα χαρακτηριστικά του φάσματος σχεδιασμού που θεωρήθηκαν είναι τα εξής:

- Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας: II → A = 0,24·g
- Κατηγορία σπουδαιότητας: Σ2 → γ_I = 1,0
- Συντελεστής συμπεριφοράς: q = 3,0
- Ποσοστό απόσβεσης ζ(%) = 5
- Κατηγορία εδάφους: B → θ = 1,0, T₁ = 0,15sec, T₂ = 0,50sec.

4.3.2.2 Υπολογισμός ισοδύναμων σεισμικών φορτίων

Για τον υπολογισμό των "ισοδύναμων" σεισμικών φορτίων, η διαδικασία που ακολουθήθηκε είναι η εξής:

- Από την ιδιομορφική ανάλυση, προέκυψε η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος κατά την διεύθυνση x του πλαισίου, η οποία παρουσιάζεται στον Πίνακα 4.3.
- Στη συνέχεια, υπολογίστηκε η φασματική επιτάχυνση $R_d(T)$, κάνοντας χρήση της παραπάνω σχέσης (Σχέση 5.6).
- Για τον υπολογισμό της τέμνουσας βάσης από την Σχέση 4.1, υπολογίστηκε αρχικά η μάζα κάθε ορόφου (σε Mgr) διαιρώντας τη συνολική αξονική δύναμη (σε kN) ανά όροφο που αντιστοιχεί στο συνδυασμό $G+0,3Q$ με την επιτάχυνση της βαρύτητας. Επειδή η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος προέκυψε μεγαλύτερη του 1,0 sec υπολογίστηκε και η πρόσθετη δύναμη V_H .

$T_{\text{θεμελ.}}$ (sec)	$\Phi d(T)$ (m/sec ²)	V_o (KN)	V_H (KN)
1,02	1,22	354,58	25,32

Πίνακας 4.3 Θεμελιώδεις Ιδιομορφές, Φασματικές Επιταχύνσεις και Τέμνουσα Βάσης

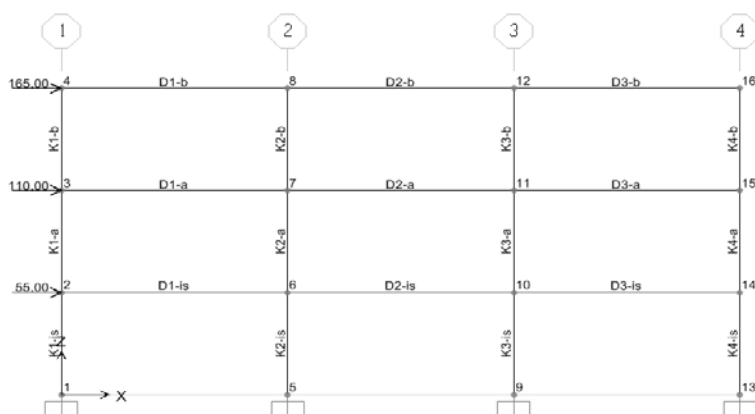
- Σύμφωνα με την Σχέση 4.2 και χρησιμοποιώντας τα δεδομένα του πίνακα που ακολουθεί (Πίνακας 4.4), υπολογίστηκε η καθ' ύψος κατανομή των σεισμικών φορτίων F_i .

z_i (m)	m_i (Mgr)	$m_i * z_i$	F_i (KN)
9	96,9	872,1	165
6	96,9	581,4	110
3	96,9	290,7	55
	$\Sigma m_j * z_j$	1744,2	

Πίνακας 4.4 Υπολογισμός Οριζόντιων Σεισμικών Φορτίων Έκαστου Ορόφου κατά την Απλοποιημένη Φασματική Μέθοδο

4.3.2.3 Εισαγωγή δεδομένων στο SAP2000

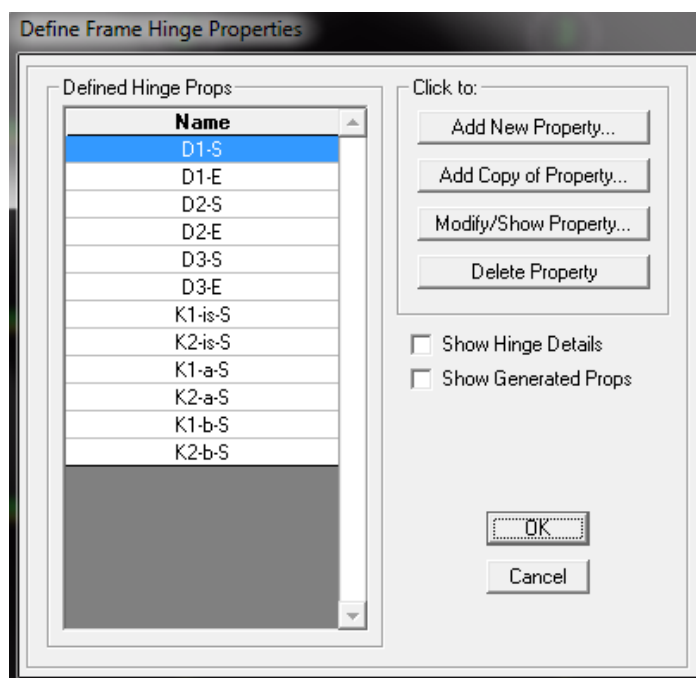
Οι σεισμικές δυνάμεις ορίστηκαν στο SAP2000 επιλέγοντας κάθε αριστερό κόμβο του πλαισίου καθορίζοντας την τιμή του οριζόντιου σεισμικού φορτίου έκαστου ορόφου όπως φαίνεται και στο Σχήμα 4.2.



Σχήμα 4.2 Κατανομή των σεισμικών φορτίων καθ' ύψος

Κατόπιν ακολουθεί η διαδικασία εισαγωγής στο πρόγραμμα SAP2000 των κατάλληλων πλαστικών αρθρώσεων (Π.Α) για κάθε διατομή δοκού και υποστυλώματος: Define → Section Properties → Hinge Properties.

Συνολικά ορίζονται οι παρακάτω νόμοι πλαστικής άρθρωσης:



Σχήμα 4.3 Σύνολο εισαγόμενων νόμων πλαστικής άρθρωσης στο πλαίσιο

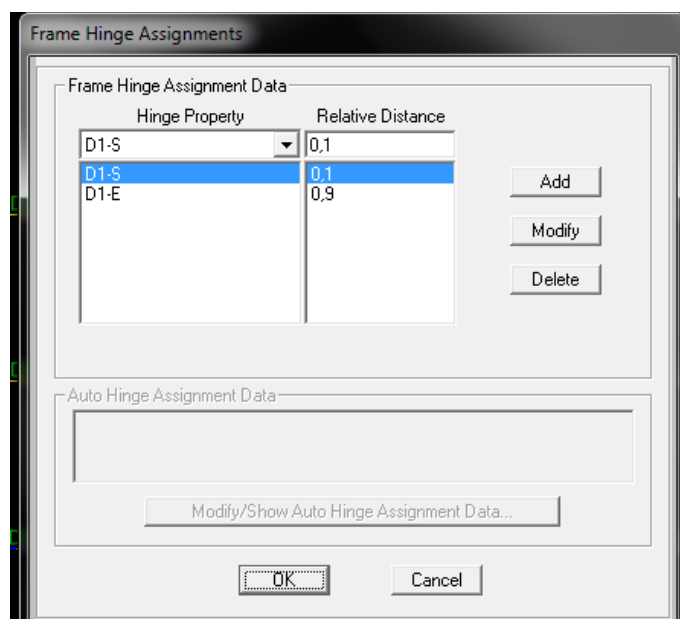
Το πρόγραμμα πεπερασμένων στοιχείων SAP εκτελεί ανελαστική στατική ανάλυση με την προϋπόθεση ότι για κάθε δοκό και υποστυλώμα εισάγονται τα απαραίτητα στοιχεία των πλαστικών αρθρώσεων (διάγραμμα ροπών - καμπυλοτήτων).

Ο ικανοτικός σχεδιασμός επιτρέπει τον σχηματισμό των πλαστικών αρθρώσεων στα άκρα των δοκών αλλά και στη βάση των υποστυλωμάτων που καταλήγουν στη θεμελίωση. Όμως για την αποπεράτωση της Pushover ανάλυσης θεωρούνται ως πιθανά σημεία σχηματισμού των πλαστικών αρθρώσεων και τα εξής:

- Σημεία όπου οι ροπές είναι μέγιστες.
- Σημεία όπου εφαρμόζονται συγκεντρωμένα φορτία.
- Συνδέσεις.
- Σημεία μηδενισμού τεμνουσών σε δοκούς με διανεμημένο φορτίο.

Συνεπώς απαιτείται πλαστική άρθρωση στη βάση και κορυφή κάθε υποστυλώματος και στα δύο άκρα (δεξιά και αριστερά) κάθε δοκού.

Αφού επιλεγθεί έκαστο δομικό στοιχείο, με τη διαδικασία Assign → Frame → Hinges, θα οριστούν τα άκρα του ως πιθανά σημεία πλαστικής άρθρωσης, δηλώνοντας 0,1 και 0,9 στο πεδίο "Relative Distance" όπως φαίνεται στο σχήμα 4.4.



Σχήμα 4.4 Ορισμός άκρων δομικού στοιχείου, ως πιθανά σημεία σχηματισμού πλαστικής άρθρωσης

Τα διαγράμματα $M-\theta$ των στοιχείων που απαιτούνται στις πλαστικές αρθρώσεις περιλαμβάνουν μόνο τον πλαστικό κλάδο (δηλαδή $\theta_y=0$) και δίδεται ελαστοπλαστικό διάγραμμα έως την $\theta_{pl} - M_y$ ($M_y=M_u$) καθώς και ο κλάδος παραμένουσας αντίστασης $0.25M_y$ ευθύγραμμος έως $5\theta_{pl}$ για τις δοκούς και έως $2\theta_{pl}$ για τα υποστυλώματα (παραδοχή γιατί ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. δεν αναφέρει ενδεικτικές τιμές). Για τις δοκούς και τα υποστυλώματα επιλέγονται αρθρώσεις τύπου M3, καθώς το πλαίσιο είναι επίπεδο, οπότε κρίσιμη είναι η αστοχία από κάμψη (ροπή κατά τον τοπικό άξονα SAP 3).

Σε φύλλα του excel επιλύεται κάθε διατομή των δομικών στοιχείων του υπό μελέτη πλαισίου, βάσει των σχέσεων του ΚΑΝ.ΕΠΕ., προκειμένου να εισαχθούν οι τιμές στο πρόγραμμα προσομοίωσης. Παρακάτω, παρατίθεται ο πίνακας 4.5 που διαμορφώθηκε για τον υπολογισμό των απαραίτητων στοιχείων προς δημιουργία των πλαστικών αρθρώσεων. Προτού, γίνει η εισαγωγή των παραμορφωσιακών μεγεθών στο πρόγραμμα προσομοίωσης είναι απαραίτητος και ο έλεγχος διατμητικής αστοχίας αν προηγείται έναντι της καμπτικής.

Σύμφωνα με τη §7.1.2.6 του ΚΑΝ.ΕΠΕ. τα δομικά στοιχεία διακρίνονται σε πλάστιμα και ψαθυρά. Αν η διαθέσιμη τιμή του δείκτη πλαστιμότητας $\mu_{\delta}=\delta_u/\delta_y$ ενός δομικού στοιχείου, μιας κρίσιμης περιοχής στοιχείου, ή μιας συνδέσεως στοιχείων ξεπερνά ένα ορισμένο όριο, η συμπεριφορά χαρακτηρίζεται ως πλάστιμη. Διαφορετικά, η

Διερεύνηση της επιρροής ποιότητας σκυροδέματος στην μετελαστική συμπεριφορά κατασκευών από οπλισμένο σκυρόδεμα

συμπεριφορά χαρακτηρίζεται ως ψαθυρή. Η διάκριση αυτή είναι καθοριστικής σημασίας για τη διαδικασία αποτίμησης και ανασχεδιασμού, καθώς επηρεάζει τον προσδιορισμό των διαγραμμάτων M-θ ως προς τις τιμές τους (αφού στα ψαθυρά στοιχεία η αντοχή και η παραμόρφωση διαρροής λαμβάνονται μειωμένες) και τον έλεγχο των κριτηρίων αποδοχής, καθώς στα ψαθυρά στοιχεία η ανίσωση ασφαλείας εκφράζεται σε όρους δυνάμεων, ενώ στα πλάστιμα σε όρους παραμορφώσεων.

Από τον έλεγχο προέκυψε ότι όλες οι δοκοί του πλαισίου έχουν πλάστιμη συμπεριφορά συνεπώς δεν χρειάζεται καμία απομείωση των παραμορφωσιακών μεγεθών που θα εισαχθούν στο SAP2000.

Υπολογισμός Σκελετικού Διαγράμματος Συμπεριφοράς Δοκού με Βάση τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. (κεφ.7)								
Χάλυβας			Σκυρόδεμα			Γεωμετρικά Στοιχεία Διατομής		
Αντοχή διαμήκους χάλυβα	f_y (MPa)	220,0	Αντοχή	f_c (MPa)	12,00	Πλάτος	b_f (mm)	200
Αντοχή χάλυβα συνδετήρων	f_{yw} (MPa)	220,0	Συντελεστής Ασφαλείας	γ_c	1,00	Ύψος διατομής	h (mm)	500
Συντελεστής Ασφαλείας	γ_s	1,00	Μέτρο Ελαστικότητας	E_c (MPa)	25787	πλάτος κορμού	b_w (mm)	200
Μέτρο Ελαστικότητας	E_s (MPa)	210000	Λόγος Μέτρων Ελαστικότητας	α	8,14		d' (mm)	45
Μέγιστη διάμετρος οπλισμού	d_b (mm)	14,00				Στατικό Ύψος Διατομής	d (mm)	455
						Λόγος d'/d	δ'	0,099
						Μήκος Διάτμησης	L_s (mm)	3000
						Λόγος Διάτμησης (L_s/h)	a_s	6,00
						Λόγος μετάθεσης	a_n	0,00

Εντακτικά Μεγέθη διατομής		
Αξονική Δύναμη	N (kN)	0,00

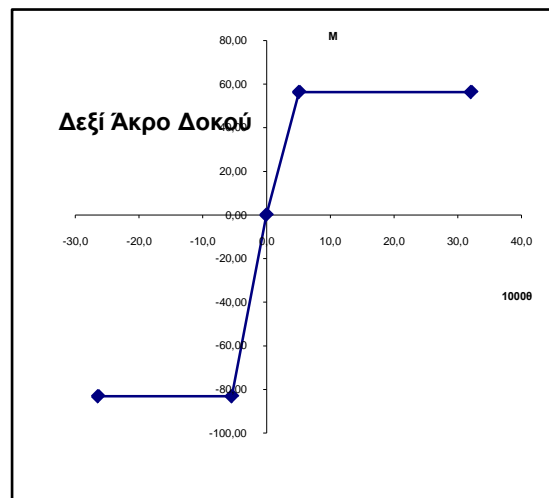
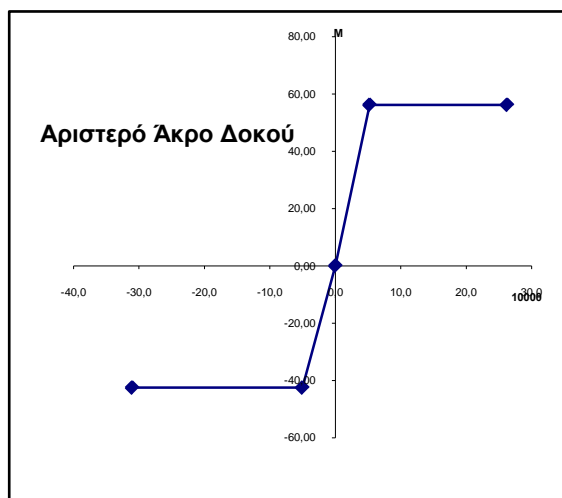
Οπλισμός Αριστερού Άκρου		
Άνω Διαμήκης	$A_{s,top}$ (mm ²)	462
Κάτω Διαμήκης	$A_{s,bot}$ (mm ²)	616
Διαμήκης Οπλισμός κορμού	A_{sv} (mm ²)	0
συντελεστής ράδων		1
Εγκάρσιος Οπλισμός		
Συντελεστής περίσφυξης	α	0,10
Εγκάρσιος Οπλισμός κορμού	A_{sh} (mm ²)	101
απόσταση συνδετήρων	sh (mm)	200
Γεωμ.ποσοστό εγκάρσιου	ρ_s	0,25 %
Δισδιαγώνιος Οπλισμός		
Γεωμ.ποσοστό δισδιαγώνιου	ρ_d	0,00 %

Οπλισμός Δεξιού Άκρου		
Άνω Διαμήκης	$A_{s,top}$ (mm ²)	924
Κάτω Διαμήκης	$A_{s,bot}$ (mm ²)	616
Διαμήκης Οπλισμός κορμού	A_{sv} (mm ²)	0
Εγκάρσιος Οπλισμός		
Συντελεστής περίσφυξης	α	0,10
Εγκάρσιος Οπλισμός κορμού	A_{sh} (mm ²)	101
απόσταση συνδετήρων	sh (mm)	200
Γεωμ.ποσοστό εγκάρσιου	ρ_s	0,25%
Δισδιαγώνιος Οπλισμός		
Γεωμ.ποσοστό δισδιαγώνιου	ρ_d	0,00%

Αριστερό Άκρο				Δεξί Άκρο			
Ροπή M(-)		Ροπή M(+)		Ροπή M(-)		Ροπή M(+)	
ρ	0,51%	ρ	0,68%	ρ	1,02%	ρ	0,68%
ρ'	0,68%	ρ'	0,51%	ρ'	0,68%	ρ'	1,02%
ρ_n	0,00%	ρ_n	0,00%	ρ_n	0,00%	ρ_n	0,00%

Διερεύνηση της επιρροής ποιότητας σκυροδέματος στην μεταλαστική συμπεριφορά κατασκευών από οπλισμένο σκυρόδεμα

	ω	9,31%		ω	12,41%		ω	18,62%		ω	12,41%	
	ω'	12,41%		ω'	9,31%		ω'	12,41%		ω'	18,62%	
	Χάλυβας	Σκυρόδεμα		Χάλυβας	Σκυρόδεμα		Χάλυβας	Σκυρόδεμα		Χάλυβας	Σκυρόδεμα	
A	0,011846154	0,011846154	A	0,011846154	0,011846154	A	0,016923077	0,016923077	A	0,016923077	0,016923077	
B	0,005746407	0,005746407	B	0,007271344	0,007271344	B	0,010823331	0,010823331	B	0,007773457	0,007773457	
ξγ	0,224309514	0,224309514	ξγ	0,260932469	0,260932469	ξγ	0,304084779	0,304084779	ξγ	0,243762378	0,243762378	
(1/r) _y	0,002968271	0,008207188	(1/r) _y	0,003115357	0,007055275	(1/r) _y	0,003308534	0,006054069	(1/r) _y	0,003044623	0,007552233	
K _o =0,21	Κρίσιμο υλικό:	Χάλυβας	Κρίσιμο υλικό:	Χάλυβας	Κρίσιμο υλικό:	Χάλυβας	Κρίσιμο υλικό:	Χάλυβας	Κρίσιμο υλικό:	Χάλυβας	Κρίσιμο υλικό:	Χάλυβας
	ξγ	0,224	ξγ	0,261	ξγ	0,304	ξγ	0,244	ξγ	0,244	ξγ	0,244
	(1/r) _y	0,00297	(1/r) _y	0,00312	(1/r) _y	0,00331	(1/r) _y	0,00304	(1/r) _y	0,00304	(1/r) _y	0,00304
	M _y (kNm)	42,55	M _y (kNm)	56,18	M _y (kNm)	83,16	M _y (kNm)	56,34	M _y (kNm)	56,34	M _y (kNm)	56,34
	θ _y	0,00505	θ _y	0,00521	θ _y	0,00543	θ _y	0,00513	θ _y	0,00513	θ _y	0,00513
	K (Mpa)	8428,37	K (Mpa)	10779,33	K (Mpa)	15325,88	K (Mpa)	10975,77	K (Mpa)	10975,77	K (Mpa)	10975,77
	θ _{um}	0,05390	θ _{um}	0,04736	θ _{um}	0,04612	θ _{um}	0,05535	θ _{um}	0,05535	θ _{um}	0,05535
	θ _{um} (pl)/γ _{rd}	0,02600	θ _{um} (pl)/γ _{rd}	0,02100	θ _{um} (pl)/γ _{rd}	0,02100	θ _{um} (pl)/γ _{rd}	0,02700	θ _{um} (pl)/γ _{rd}	0,02700	θ _{um} (pl)/γ _{rd}	0,02700
	θ _u	0,03105	θ _u	0,02621	θ _u	0,02643	θ _u	0,03213	θ _u	0,03213	θ _u	0,03213
	μθ	10,67730	μθ	9,08660	μθ	8,49892	μθ	10,78283	μθ	10,78283	μθ	10,78283
	V _{rmax}	37,06945	V _{rmax}	37,06945	V _{rmax}	42,59360	V _{rmax}	42,59360	V _{rmax}	42,59360	V _{rmax}	42,59360
	V _w (kN)	45,55100	V _w (kN)	45,55100	V _w (kN)	45,55100	V _w (kN)	45,55100	V _w (kN)	45,55100	V _w (kN)	45,55100
	V _R (kN)	44,01196	V _R (kN)	44,01196	V _R (kN)	48,23283	V _R (kN)	48,23283	V _R (kN)	48,23283	V _R (kN)	48,23283
	V _{mu}	14,18260	V _{mu}	18,72585	V _{mu}	27,72065	V _{mu}	18,77956	V _{mu}	18,77956	V _{mu}	18,77956
V _{Rd1}	153,80199	V _{Rd1}	153,80199	V _{Rd1}	153,80199	V _{Rd1}	153,80199	V _{Rd1}	153,80199	V _{Rd1}	153,80199	
Αστοχία	Πλάστιμη	Αστοχία	Πλάστιμη	Αστοχία	Πλάστιμη	Αστοχία	Πλάστιμη	Αστοχία	Πλάστιμη	Αστοχία	Πλάστιμη	



1000*θ	M
-31,05	-42,55
-5,05	42,55
0	0
5,21	56,18
26,21	56,18

1000*θ	M
-26,43	-83,16
-5,43	83,16
0,00	0
5,13	56,34
32,13	56,34

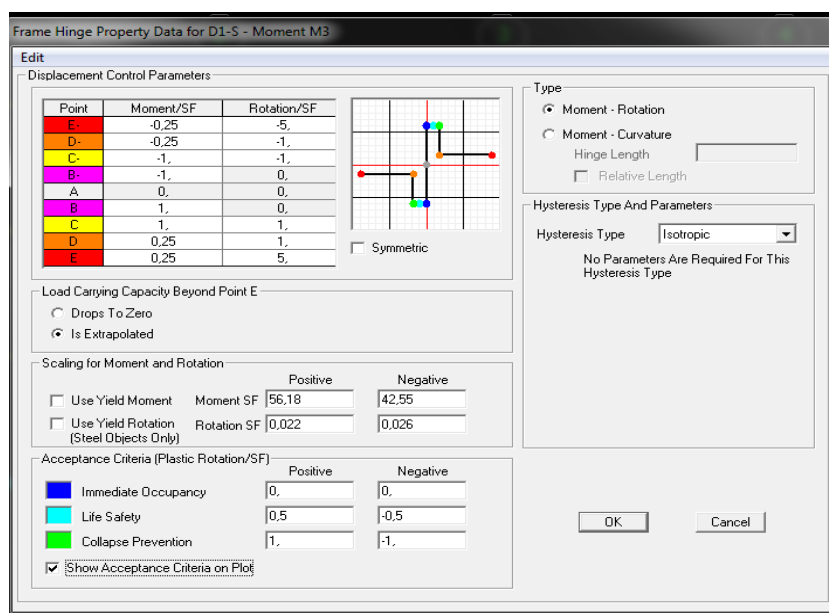
Πίνακας 4.5 Επίλυση Δοκού D1-ιστου πλαισίου στο Excel

Διερεύνηση της επιρροής ποιότητας σκυροδέματος στην μεταλαστική συμπεριφορά κατασκευών από οπλισμένο σκυρόδεμα

Στα σχήματα 4.5 και 4.6 παρουσιάζεται η εισαγωγή των παραμορφωσιακών μεγεθών στο αριστερό και δεξί άκρο της δοκού D1-is αντίστοιχα, βάσει των τιμών που προέκυψαν από την επίλυση στο excel (πίνακας 4.5).

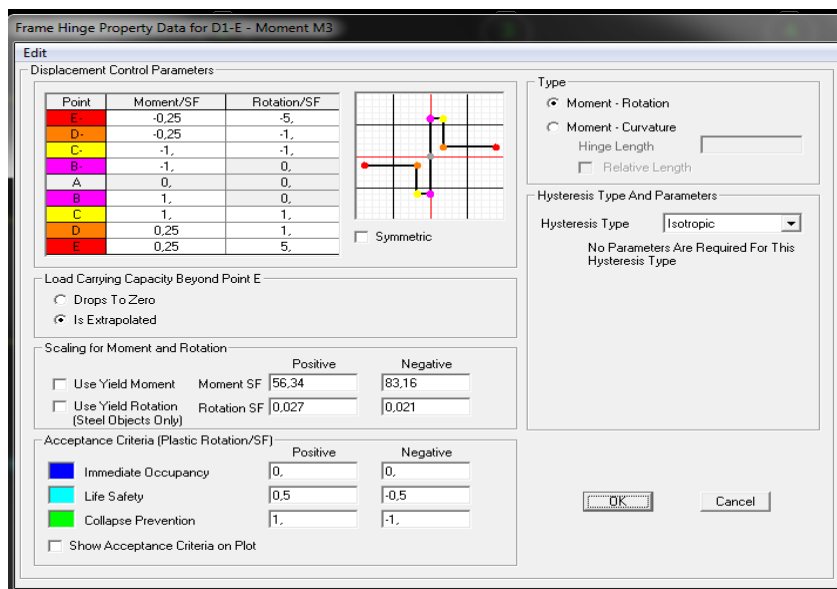
Στο πρόγραμμα εισήχθησαν και τα αντίστοιχα κριτήρια αποδοχής που, σύμφωνα με το κεφάλαιο 9 του ΚΑΝΕΠΕ, εκφράζονται ως ποσοστά εξάντλησης της διαθέσιμης πλαστικής στροφής (0% για τη στάθμη επιτελεστικότητας «Άμεση Χρήση», 50% για τη στάθμη επιτελεστικότητας «Προστασία Ζωής» και 100% για τη στάθμη επιτελεστικότητας «Αποφυγή Κατάρρευσης»).

Κατά τη διάρκεια της ανελαστικής στατικής ανάλυσης, κάθε φορά που η στροφή κάποιας διατομής υπερβαίνει την επιτρεπτή τιμή για κάθε στάθμη επιτελεστικότητας, η υπόψη πλαστική άρθρωση εμφανίζεται στην οθόνη με το αντίστοιχο χρώμα (μπλε για την «Άμεση Χρήση», γαλάζιο για την «Προστασία Ζωής» και πράσινο για την «Αποφυγή Κατάρρευσης»). Έτσι, είναι δυνατός ο άμεσος και εποπτικός έλεγχος για την ύπαρξη τυχόν ανεπαρκειών των δομικών στοιχείων του εξεταζόμενου πλαισίου.



Σχήμα 4.5 Εισαγωγή παραμορφωσιακών μεγεθών στο SAP στο αριστερό άκρο της δοκού D1-is

Διερεύνηση της επιρροής ποιότητας σκυροδέματος στην μετελαστική συμπεριφορά κατασκευών από οπλισμένο σκυρόδεμα



Σχήμα 4.6 Εισαγωγή παραμορφωσιακών μεγεθών στο SAP στο δεξί άκρο της δοκού D1-is

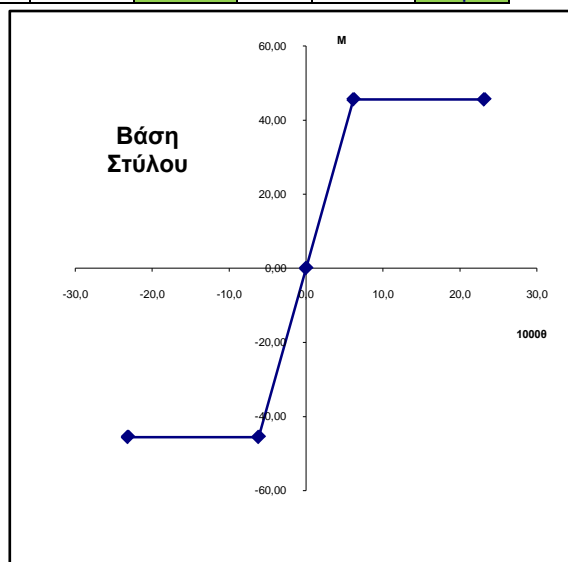
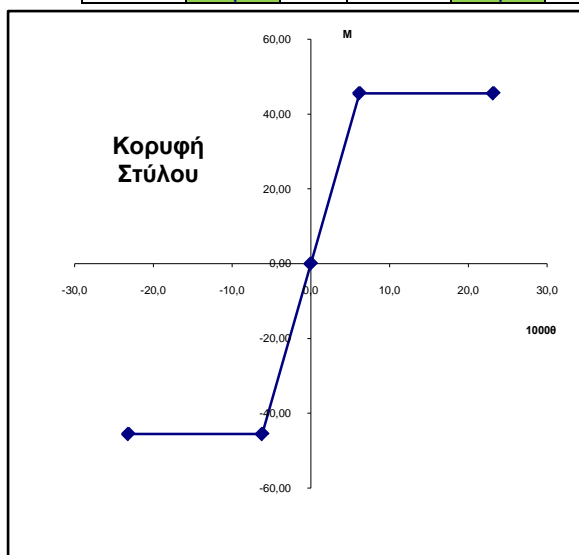
Ανάλογη διαδικασία ακολουθείται και για τα υποστυλώματα του πλαισίου, διαμορφώνοντας, αρχικά, το αρχείο του excel με τα χαρακτηριστικά του κάθε υποστυλώματος και αφού διαπιστώνεται το είδος αστοχίας (σε όλα τα υποστυλώματα η καμπτική αστοχία προηγείται έναντι της διατμητικής), εισάγονται έπειτα οι τιμές των παραμορφωσιακών μεγεθών στο SAP. Παρακάτω τίθεται ενδεικτικά, ο πίνακας του υποστυλώματος του ισογείου K1-is.

Διερεύνηση της επιρροής ποιότητας σκυροδέματος στην μεταλαστική συμπεριφορά κατασκευών από οπλισμένο σκυρόδεμα

Υπολογισμός Σκελετικού Διαγράμματος Συμπεριφοράς Στύλου K1-is (M33) με Βάση των ΚΑΝ.ΕΠΕ. (κεφ.7)													
Χάλυβας			Σκυρόδεμα			Γεωμετρικά Στοιχεία Διατομής							
Ανοχή διαμήκου χάλυβα	f_y (MPa)	220,0	Ανοχή	f_c (MPa)	12,00	Πλάτος	b_f (mm)	300					
Ανοχή χάλυβα συνδετήρων	f_{yw} (MPa)	220,0	Συντελεστής Ασφαλείας	γ_c	1,00	Ύψος διατομής	h (mm)	300					
Συντελεστής Ασφαλείας	γ_s	1,00	Μέτρο Ελαστικότητας	E_c (MPa)	25.787	πλάτος κορμού	b_w (mm)	300					
Μέτρο Ελαστικότητας	E_s (MPa)	210.000	Λόγος Μέτρων Ελαστικότητας	α	8,14		d' (mm)	46					
Μέγιστη διάμετρος οπλισμού	d_b (mm)	16,00				Στατικό Ύψος Διατομής	d (mm)	254					
						Λόγος d'/d	δ'	0,181					
						Μήκος Διάτμησης	L_s (mm)	1500					
						Λόγος Διάτμησης (L_s/h)	a_s	5,00					
						Λόγος μετάθεσης	a_n	0,00					
Εντατικά Μεγέθη διατομής													
Αξονική Δύναμη Κεφαλής	N (kN)	229,32											
Αξονική Δύναμη Βάσης	N (kN)	229,32											
Οπλισμός Κεφαλής						Οπλισμός Βάσης							
Άνω Διαμήκης	$A_{s,top}$ (mm ²)	402				Άνω Διαμήκης	$A_{s,top}$ (mm ²)	402					
Κάτω Διαμήκης	$A_{s,bot}$ (mm ²)	402				Κάτω Διαμήκης	$A_{s,bot}$ (mm ²)	402					
Διαμήκης Οπλισμός κορμού	A_{sv} (mm ²)	0				Διαμήκης Οπλισμός κορμού	A_{sv} (mm ²)	0					
συντελεστής ράβδων		1,00											
Εγκάρσιος Οπλισμός													
Συντελεστής περισφυγής	α	0,10											
Εγκάρσιος Οπλισμός κορμού	A_{sh} (mm ²)	50											
απόσταση συνδετήρων	sh (mm)	200											
Γεωμ.ποσοστό εγκάρσιου	ρ_s	0,08 %											
Δισδιαγώνιος Οπλισμός													
Γεωμ.ποσοστό δισδιαγώνιου	ρ_d	0,00 %											
			Κελ			17406,203							
Κεφαλή υποστυλώματος					Βάση υποστυλώματος								
Ροπή M(-)		Ροπή M(+)		Ροπή M(-)		Ροπή M(+)							
ρ	0,53%	ρ	0,53%	ρ	0,53%	ρ	0,53%	ρ	0,53%				
ρ'	0,53%	ρ'	0,53%	ρ'	0,53%	ρ'	0,53%	ρ'	0,53%				
ρ_n	0,00%	ρ_n	0,00%	ρ_n	0,00%	ρ_n	0,00%	ρ_n	0,00%				
ω	9,67%	ω	9,67%	ω	9,67%	ω	9,67%	ω	9,67%				
ω'	9,67%	ω'	9,67%	ω'	9,67%	ω'	9,67%	ω'	9,67%				
	Χάλυβας	Σκυρόδεμα		Χάλυβας	Σκυρόδεμα		Χάλυβας	Σκυρόδεμα					
A	0,024230494	0,006557408		A	0,024230494	0,006557408	A	0,024230494	0,006557408				
B	0,019910325	0,006231012		B	0,019910325	0,006231012	B	0,019910325	0,006231012				
ξ_y	0,405354718	0,37641522		ξ_y	0,405354718	0,37641522	ξ_y	0,405354718	0,37641522				
(1/r) _y	0,006936042	0,008760978		(1/r) _y	0,006936042	0,008760978	(1/r) _y	0,006936042	0,008760978				
Κο=0,212	Κρίσιμο υλικό:	Χάλυβας		Κρίσιμο υλικό:	Χάλυβας		Κρίσιμο υλικό:	Χάλυβας					
	ξ_y	0,405		ξ_y	0,405		ξ_y	0,405					
	(1/r) _y	0,00694		(1/r) _y	0,00694		(1/r) _y	0,00694					
	M_y (kNm)	45,57		M_y (kNm)	45,57		M_y (kNm)	45,57					
	θ_y	0,00617		θ_y	0,00617		θ_y	0,00617					
	K (Mpa)	3693,19		K (Mpa)	3693,19		K (Mpa)	3693,19					
	θ_{um}	0,03825		θ_{um}	0,03825		θ_{um}	0,03825					

Διερεύνηση της επιρροής ποιότητας σκυροδέματος στην μεταλαστική συμπεριφορά κατασκευών από οπλισμένο σκυρόδεμα

θ _{um} (pl)	0,01700	θ _{um} (pl)	0,01700	θ _{um} (pl)	0,01700	θ _{um} (pl)	0,01700
θ _u	0,02317	θ _u	0,02317	θ _u	0,02317	θ _u	0,02317
μθ	6,20113	μθ	6,20113	μθ	6,20113	μθ	6,20113
V _{rmax}	32,46552	V _{rmax}	32,46552	V _{rmax}	32,46552	V _{rmax}	32,46552
V _w (kN)	11,44000	V _w (kN)	11,44000	V _w (kN)	11,44000	V _w (kN)	11,44000
V _R (kN)	31,53661	V _R (kN)	31,53661	V _R (kN)	31,53661	V _R (kN)	31,53661
V _{mu}	30,37778	V _{mu}	30,37778	V _{mu}	30,37778	V _{mu}	30,37778
V _{Rd1}	173,59550	V _{Rd1}	173,59550	V _{Rd1}	173,59550	V _{Rd1}	173,59550
Αστοχία	Πλάστιμη	Αστοχία	Πλάστιμη	Αστοχία	Πλάστιμη	Αστοχία	Πλάστιμη

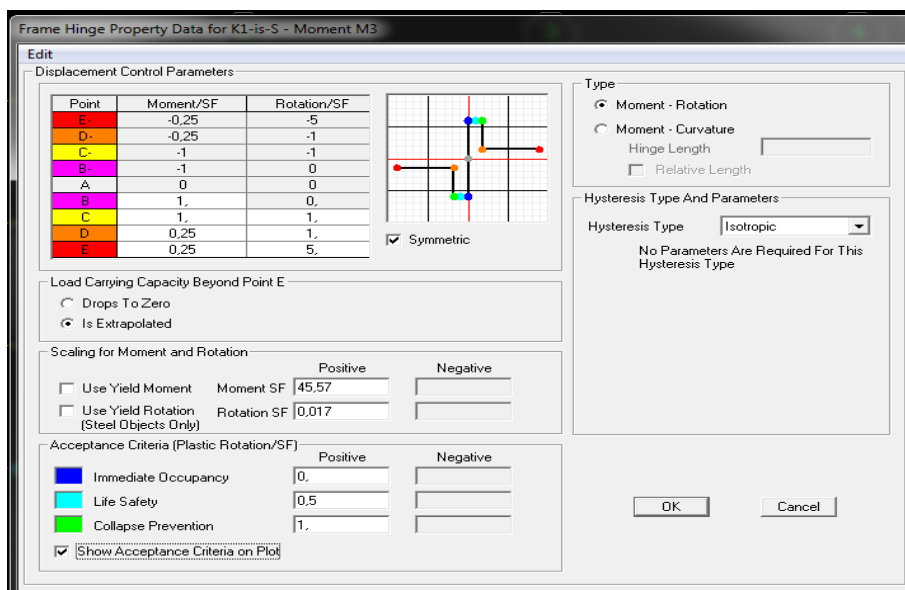


1000*θ	M
-23,169	-45,57
-6,169	-45,57
0,000	0
6,169	45,57
23,169	45,57

1000*θ	M
-23,169	-45,57
-6,169	-45,57
0,000	0
6,169	45,57
23,169	45,57

Πίνακας 4.6 Επίλυση Υποστυλώματος K1-is του πλαισίου στο Excel

Διερεύνηση της επιρροής ποιότητας σκυροδέματος στην μεταλαστική συμπεριφορά κατασκευών από οπλισμένο σκυρόδεμα



Σχήμα 4.7 Εισαγωγή παραμορφωσιακών μεγεθών στο SAP στη βάση και στην κορυφή του στύλου K1-is

Συνοπτικά, οι τιμές των μεταβλητών M_y και θ_{pl} ρηπου εισήχθησαν στο πρόγραμμα προσομοίωσης, παρουσιάζονται στον παρακάτω πίνακα 4.7 :

HingeName	AssignHinge	$M_y(+)$ KNm	$\theta_{pl}(+)$	$M_y(-)$ KNm	$\theta_{pl}(-)$
D1-aH1	D1-S	56,18	0,045	42,55	0,052
D1-aH2	D1-E	56,34	0,054	83,16	0,044
D1-bH1	D1-S	56,18	0,045	42,55	0,052
D1-bH2	D1-E	56,34	0,054	83,16	0,044
D1-isH1	D1-S	56,18	0,045	42,55	0,052
D1-isH2	D1-E	56,34	0,054	83,16	0,044
D2-aH1	D2-S	56,34	0,054	83,16	0,044
D2-aH2	D2-E	56,34	0,054	83,16	0,044
D2-bH1	D2-S	56,34	0,054	83,16	0,044
D2-bH2	D2-E	56,34	0,054	83,16	0,044
D2-isH1	D2-S	56,34	0,054	83,16	0,044
D2-isH2	D2-E	56,34	0,054	83,16	0,044
D3-aH1	D3-S	56,34	0,054	83,16	0,044

Διερεύνηση της επιρροής ποιότητας σκυροδέματος στην μεταλαστική συμπεριφορά κατασκευών από οπλισμένο σκυρόδεμα

D3-aH2	D3-E	56,18	0,045	42,55	0,052
D3-bH1	D3-S	56,34	0,054	83,16	0,044
D3-bH2	D3-E	56,18	0,045	42,55	0,052
D3-isH1	D3-S	56,34	0,054	83,16	0,044
D3-isH2	D3-E	56,18	0,045	42,55	0,052
K1-aH1	K1-a-S	37,53	0,041	37,53	0,041
K1-aH2	K1-a-S	37,53	0,041	37,53	0,041
K1-bH1	K1-b-S	29,01	0,044	29,01	0,044
K1-bH2	K1-b-S	29,01	0,044	29,01	0,044
K1-isH1	K1-is-S	45,57	0,038	45,57	0,038
K1-isH2	K1-is-S	45,57	0,038	45,57	0,038
K2-aH1	K2-a-S	54,74	0,034	54,74	0,034
K2-aH2	K2-a-S	54,74	0,034	54,74	0,034
K2-bH1	K2-b-S	38,64	0,04	38,64	0,04
K2-bH2	K2-b-S	38,64	0,04	38,64	0,04
K2-isH1	K2-is-S	58,74	0,028	58,74	0,028
K2-isH2	K2-is-S	58,74	0,028	58,74	0,028
K3-aH1	K2-a-S	54,74	0,034	54,74	0,034
K3-aH2	K2-a-S	54,74	0,034	54,74	0,034
K3-bH1	K2-b-S	38,64	0,04	38,64	0,04
K3-bH2	K2-b-S	38,64	0,04	38,64	0,04
K3-isH1	K2-is-S	58,74	0,028	58,74	0,028
K3-isH2	K2-is-S	58,74	0,028	58,74	0,028
K4-aH1	K1-a-S	37,53	0,041	37,53	0,041
K4-aH2	K1-a-S	37,53	0,041	37,53	0,041
K4-bH1	K1-b-S	29,01	0,044	29,01	0,044
K4-bH2	K1-b-S	29,01	0,044	29,01	0,044
K4-isH1	K1-is-S	45,57	0,038	45,57	0,038
K4-isH2	K1-is-S	45,57	0,038	45,57	0,038

Πίνακας 4.7 Εισαγωγή των τιμών M_y και θ_{pl} στο πρόγραμμα SAP 2000

Διερεύνηση της επιρροής ποιότητας σκυροδέματος στην μετελαστική συμπεριφορά κατασκευών από οπλισμένο σκυρόδεμα

Στο πρόγραμμα εισήχθησαν και οι λόγοι δυσκαμψίας στη διαρροή προς την ενεργό δυσκαμψία, όπως υπολογίστηκαν στα φύλλα του excel.

Όπως αναφέρθηκε σε προηγούμενο κεφάλαιο η ενεργός δυσκαμψία του μήκους L_s στοιχείου ισούται με:

$$K = M_y L_s / 3\theta_y,$$

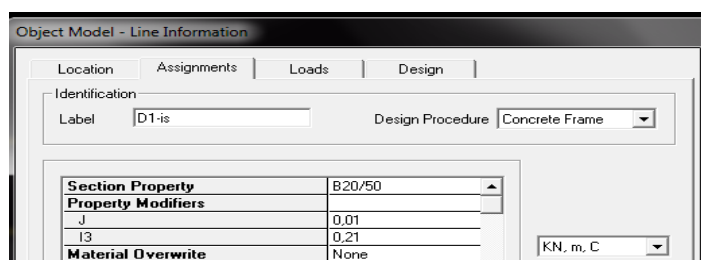
όπου M_y και θ_y η τιμή της ροπής και της γωνίας στροφής χορδής αντίστοιχα στη διαρροή της ακραίας διατομής του στοιχείου.

Η ενεργός δυσκαμψία K του συνολικού μήκους του στοιχείου λαμβάνεται ίση με τον μέσο όρο των τιμών που υπολογίζονται από την παραπάνω εξίσωση στις δύο ακραίες διατομές του στοιχείου. Όσες διατομές έχουν μη-συμμετρικό σχήμα ή οπλισμό (δοκοί), λαμβάνονται οι μέσοι όροι των τιμών του K από την εξίσωση για τις δύο φορές της κάμψης (θετική ή αρνητική).

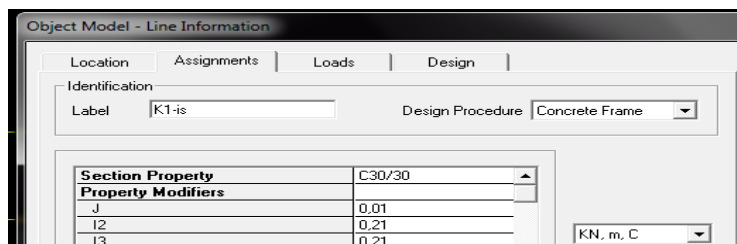
Συνεπώς, υπολογίζονται οι δυσκαμψίες ως ποσοστό της δυσκαμψίας της ορθογωνικής διατομής με ακαμψία:

$$K_{ορθ} = E_c \cdot I_y = E_c \cdot b \cdot h^3 / 12$$

Στη περίπτωση των δοκών μεταβάλλεται μόνο ο συντελεστής στη διεύθυνση 3 (σχήμα 4.6) ενώ στην περίπτωση των υποστυλωμάτων μεταβάλλονται οι συντελεστές στις διευθύνσεις 2 και 3 (σχήμα 4.7).



Σχήμα 4.8 Οι δυσκαμψίες τυπικής δοκού D1-is όπως εισάγονται στο SAP



Σχήμα 4.9 Οι δυσκαμψίες υποστυλώματος K1-is όπως εισάγονται στο SAP

4.4 Παράμετροι μη γραμμικής στατικής ανάλυσης

Η πραγματοποίηση της μη γραμμικής στατικής ανάλυσης στοχεύει στην ανάπτυξη της καμπύλης πλευρικής οριακής ώθησης (pushover) , το γνωστό διάγραμμα τέμνουσας βάσης – μετατόπισης οροφής, υπό την επιβολή των κατακόρυφων φορτίων και ακολούθως την εφαρμογή οριζόντιας μονοτονικά αυξανόμενης δράσης.

Η διαδικασία στο SAP2000 συνοψίζεται στα επόμενα βήματα:

I) Ορισμός μη γραμμικής στατικής φόρτισης από το συνδυασμό $G+0.3Q$ (αρχικές συνθήκες, κατάσταση απαραμόρφωτου φορέα)

II) Ορισμός πλευρικής φόρτισης η οποία αυξάνεται στατικά και μη γραμμικά και συνεχίζει από το τέλος της προηγούμενης φορτιστικής κατάστασης. Η κατανομή των οριζόντιων φορτίων πρέπει να πραγματοποιείται με δυο τουλάχιστον τρόπους, σύμφωνα με τους κανονισμούς. Η μια επιλογή είναι η ιδιομορφική ή τύπου ιδιομορφική και η δεύτερη η ομοιόμορφη καθ' ύψος.

Στην παρούσα επιλέχθηκε η ιδιομορφική κατανομή κατά την 1η ιδιομορφή (MPA, Modal Pushover Analysis). Επιπλέον ακολουθείται να γίνει η εφαρμογή του φορτίου μέχρι μια συγκεκριμένη μετατόπιση (μεγάλη τιμή ανάλογη με το ύψος του φορέα) και κόμβο ελέγχου στην οροφή του πλαισίου. Ιδιαίτερη προσοχή πρέπει να δοθεί στις παραμέτρους ελέγχου για την ακρίβεια της λύσης προκειμένου να αποφευχθούν αριθμητικές αστάθειες και να ληφθεί μια ολοκληρωμένη επίλυση.

Για αυτό ορίστηκε ως μέθοδος αποφόρτισης των πλαστικών αρθρώσεων η χρήση της τέμνουσας δυσκαμψίας και παράλληλα εκλέχθηκαν (κατόπιν δοκιμών) οι κατάλληλες τιμές μέγιστου αριθμού βημάτων για την εύρεση λύσης. Τέλος αμελούνται τα φαινόμενα 2ας τάξεως, τα οποία υπενθυμίζουμε ότι συμβάλλουν με γεωμετρικό τρόπο στη μη γραμμικότητα της απόκρισης των κτιρίων (Geometric Non linearity Parameters).

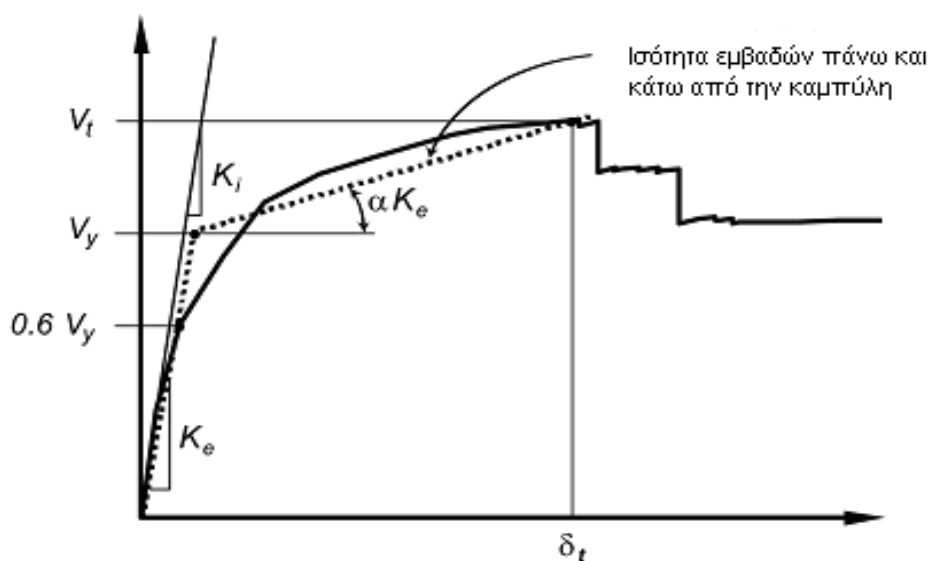
4.5 Αποτελέσματα στατικής ανελαστικής ανάλυσης

Από την εφαρμογή της ανελαστικής στατικής ανάλυσης παρουσιάζονται τα αποτελέσματα του υπό μελέτη τριώροφου πλαισίου για ποιότητα σκυροδέματος C12.

Συγκεκριμένα, παρουσιάζονται οι καμπύλες ικανότητας (σχέσεις τέμνουσας βάσης – μετακίνησης) για το πλαίσιο αρχικά για αντοχή σκυροδέματος C12 (Σχήμα 5.10) και έπειτα για όλες τις ποιότητες σκυροδέματος.

Η καμπύλη ικανότητας εξιδανικεύεται με μία διγραμμική καμπύλη κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ και υπολογίζονται οι δυνάμεις διαρροής, V_y και οι διαθέσιμες (μέγιστες) τιμές του δείκτη πλαστιμότητας παραμορφώσεων, $\mu_{du} = \delta_u / \delta_y$.

Σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ, οι δύο ευθείες που συνθέτουν τη διγραμμική καμπύλη μπορεί να προσδιορίζονται γραφικά, με κριτήριο την κατά προσέγγιση ισότητα των εμβαδών των χωρίων που προκύπτουν πάνω και κάτω από τις τομές της πραγματικής και της εξιδανικευμένης καμπύλης.



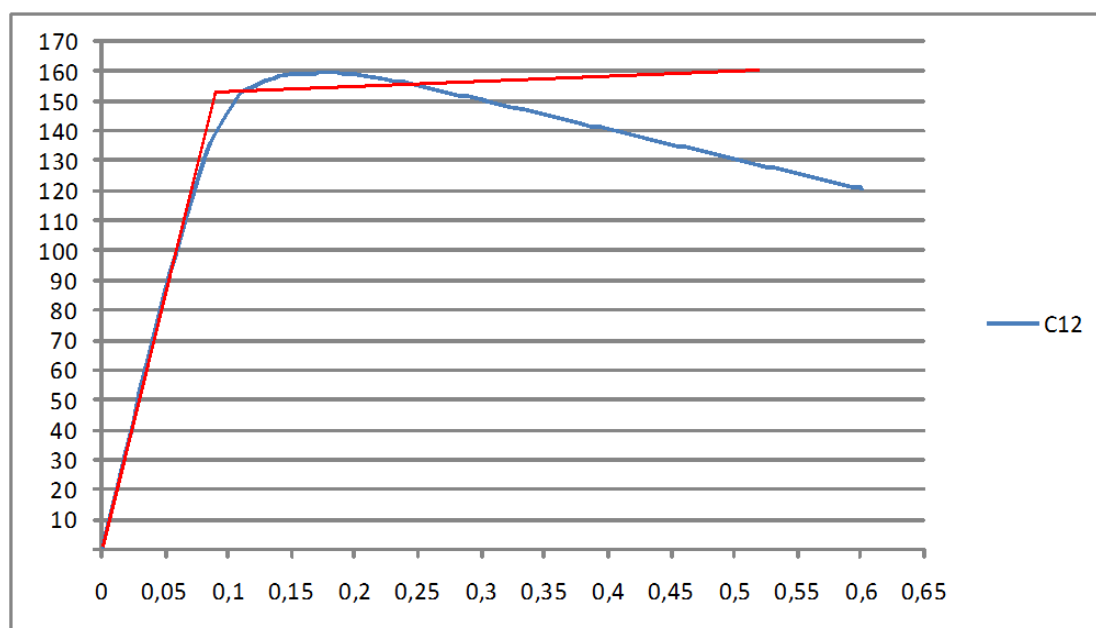
Σχήμα 4.10 Εξιδανίκευση της καμπύλης αντίστασης της κατασκευής με διγραμμική καμπύλη

Από το σχήμα 4.10, η ισοδύναμη πλευρική δυσκαμψία K_e προκύπτει ως η επιβατική δυσκαμψία που αντιστοιχεί σε δύναμη ίση προς το 60% της δύναμης διαρροής V_y , η οποία αντιστοιχεί στην τομή των ευθειών που προαναφέρθηκαν. Η ανηγμένη κλίση (α) του δεύτερου (μετελαστικού) κλάδου προσδιορίζεται από μια ευθεία που διέρχεται από το σημείο της (πραγματικής) μη-γραμμικής καμπύλης αντίστασης που αντιστοιχεί στη μετακίνηση αστοχίας δ_u , πέραν της οποίας παρατηρείται σημαντική μείωση της αντοχής του φορέα.

Πάντως ο μετελαστικός κλάδος μπορεί να λαμβάνεται με μικρή θετική κλίση για λόγους αριθμητικής ευστάθειας της ανάλυσης. Η δύναμη διαρροής V_y , δεν θα

λαμβάνεται μεγαλύτερη από τη μέγιστη τέμνουσα βάση που αντιστοιχεί σε οποιοδήποτε σημείο της (πραγματικής) μη γραμμικής καμπύλης αντίστασης του κτιρίου. Η καμπύλη αντίστασης, δηλαδή η σχέση ανάμεσα στην τέμνουσα βάση και την οριζόντια μετακίνηση του κόμβου ελέγχου (ΚΑΝ.ΕΠΕ. §5.7.3.2) θα υπολογίζεται για μετακινήσεις του κόμβου ελέγχου οι οποίες θα κυμαίνονται από μηδέν μέχρι και πέρα από την μετακίνηση για την οποία θα γίνει ο έλεγχος. Κατ' ελάχιστον, η καμπύλη θα χαράσσεται ως το 150% της στοχευόμενης μετακίνησης.

Ως αστοχία ορίζεται η σημαντική και συχνά απότομη μείωση της αντίστασης F υπό μονοτονικά αυξανόμενη παραμόρφωση, ή υπό ανακυκλιζόμενη παραμόρφωση. Υπό την έννοια αυτή μπορεί να θεωρηθεί ως αστοχία μια μείωση της αντίστασης ίση περίπου με το 20% της μέγιστης τιμής της. Ως παραμόρφωση αστοχίας *διεπομένως* ορίζεται εκείνη η τιμή που αντιστοιχεί σε απόκριση F μειωμένη κατά 20% έναντι της μέγιστης (ΚΑΝΕΠΕ, §7.1.2.4). Συνεπώς, εφαρμόζοντας τις αρχές του Κανονισμού, για αντοχή σκυροδέματος $f_c 12 \text{ MPa}$ προκύπτει η παρακάτω εικόνα.



Σχήμα 4.11 Καμπύλη αντίστασης τριώροφου πλαισίου για C12

Κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ η στοχευόμενη μετακίνηση δ_i υπολογίζεται συνεκτιμώντας κατάλληλα όλους τους παράγοντες από τους οποίους επηρεάζεται η μετακίνηση ενός ανελαστικά αποκρινόμενου κτιρίου. Η μετακίνηση-στόχος (δ_t) του κόμβου ελέγχου υπολογίζεται από την ακόλουθη σχέση (ΚΑΝ.ΕΠΕ. §5.7.4.2) :

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 C_3 (T_e / 4\pi^2) S_{e(T)}$$

όπου

$S_{e(T)}$: η ελαστική φασματική ψευδοεπιτάχυνση (από το φάσμα του ΕΚ 8-1) που αντιστοιχεί στην ισοδύναμη ιδιοπερίοδο της κατασκευής T_e (υπολογιζόμενη με βάση το σημείο καμπής του διαγράμματος δυνάμεων – μετακινήσεων του φορέα, όπως ορίζεται στην §5.7.3.4).

Δηλαδή: $S_e(T_e) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2.5 \cdot (T_c / T)$

C_0 : συντελεστής που συσχετίζει τη φασματική μετακίνηση του ισοδύναμου ελαστικού φορέα με δυσκαμψία K_e , με την πραγματική μετακίνηση δ_t της κορυφής του ελαστοπλαστικά αποκρινόμενου φορέα.

C_1 : συντελεστής μέσω του οποίου λαμβάνεται υπόψη η διαφορά της μέγιστης ανελαστικής μετακίνησης του φορέα από την αντίστοιχη ελαστική.

C_2 : συντελεστής μέσω του οποίου λαμβάνεται υπόψη η επιρροή του σχήματος του βρόχου υστέρησης στη μέγιστη μετακίνηση.

C_3 : συντελεστής που λαμβάνει υπόψη την επιρροή των φαινομένων 2ας τάξεως.

Αριθμός ορόφων κτιρίων	1	2	3	5	≥ 10
C_0	1.0	1.2	1.3	1.4	1.5

Πίνακας 4.8 Οι τιμές του διορθωτικού συντελεστή C_0

	$T \geq T_c^*$	$T < T_c$
C_1	1.0	$[1 + (R-1)T_c/T] / R^{*2}$

* T_c η τιμή στην οποία αρχίζει ο κατιών κλάδος του φάσματος απόκρισης

$^{*2}R = V_{el}/V_y$ ή $R = C_m (\Phi_e/g)/(V_y/W)$ όπου $C_m = 0.9$ για πλαίσια με τρεις και άνω ορόφους, 0.8 για κτίρια με τοιχώματα Ο/Σ με τρεις ή παραπάνω ορόφους και 1 στις λοιπές περιπτώσεις.

$V_y/W = 0.15$ για κτίρια με μικτό σύστημα και 0.1 για αμιγώς πλαίσιακό σύστημα.

Πίνακας 4.9 Οι τιμές του διορθωτικού συντελεστή C_1

Στάθμη επιτελεστικότητας	$T \leq 0.1s$		$T \geq T_c$	
C2	Φορέας		Φορέας	
	τύπου 1*	τύπου 2	τύπου 1	τύπου 2
Άμεση χρήση Μετάτονσεισμό	1.0	1.0	1.0	1.0
Προστασία ζωής	1.3	1.0	1.1	1.0
Αποφυγή οινεί κατάρρευσης	1.5	1.0	1.2	1.0

*Οι φορείς χαμηλής πλαστιμότητας προ του 1985 ή κτίρια που η καμπύλη αντίστασης τους χαρακτηρίζεται από διαθέσιμη πλαστιμότητα μετακινήσεων μικρότερη του 2, εναλλακτικά θεωρούνται φορείς τύπου 2.

Πίνακας 4.10 Οι τιμές του διορθωτικού συντελεστή C_2

	$\theta < 0.1^*$	$\theta \geq 0.1$
C3	1.0	$1 + 5(\theta - 0.1)/T$

*Για συνήθη κτίρια από ΟΣ και τοιχοποιία όπου θ ο δείκτης σχετικής μεταθετότητας

Πίνακας 4.11 Οι τιμές του διορθωτικού συντελεστή C_3

Η τιμή της ισοδύναμης κυριαρχούσας ιδιοπεριόδου T_e προκύπτει από την σχέση:

$$T_e = T \sqrt{\frac{K_0}{K_e}} = 1,02 \text{ sec}$$

όπου,

T: η ελαστική κυριαρχούσα ιδιοπερίοδος κατά τη θεωρούμενη διεύθυνση

K_0 : η ελαστική πλευρική δυσκαμψία

K_e : η ισοδύναμη πλευρική δυσκαμψία όπως υπολογίζεται από την εξιδανικευμένη καμπύλη V-δ.

Η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος του πλαισίου όπως υπολογίστηκε από ιδιομορφική

ανάλυση για δυσκαμψίες στη διαρροή είναι $T=1.02\text{sec}$

$K_0 = 1889,2\text{kN/m}$, η αντίστοιχη ελαστική πλευρική δυσκαμψία

$V_y = 155\text{kN}$,

$\delta_y = 0,10\text{m}$,

$$K_e = V_y/\delta_y = 1550\text{kN/m}$$

$$T_e = T \sqrt{\frac{K_0}{K_e}} = 1,02 \sqrt{\frac{1889,2}{1550}} = 1,13\text{sec.}$$

$C_0=1.3$ (Αριθμός ορόφων 3)

$C_1=1$ ($T_e= 1.13>T_c=0.5 \text{ sec}$)

$C_2=1.1$

$C_3=1.0$ (κτίρια από Ο/Σ)

Η φασματική επιτάχυνση για την ισοδύναμη κυριαρχούσα ιδιοπερίοδο T_e προκύπτει από το φάσμα του ΕΚ8-1

$$S_e(T_e)=ag \cdot S \cdot \eta \cdot 2.5 \cdot (T_c/T) = 0.24 \cdot g \cdot 1.2 \cdot 1.2 \cdot 1 \cdot 2.5 \cdot (0.5/1.13) = 0,38 = 3,8 \text{ m/sec}^2$$

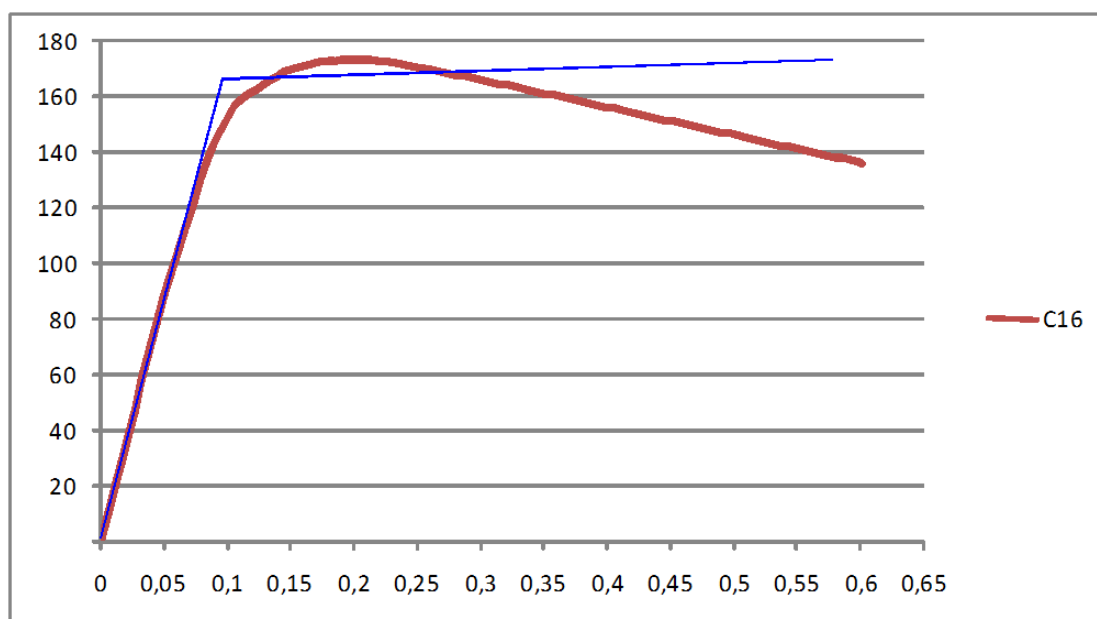
Συνεπώς, για στάθμη επιτελεστικότητας προστασία ζωής:

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 C_3 \frac{T_e^2}{4\pi^2} S_{e(T)} = 0,18 \text{ m}$$

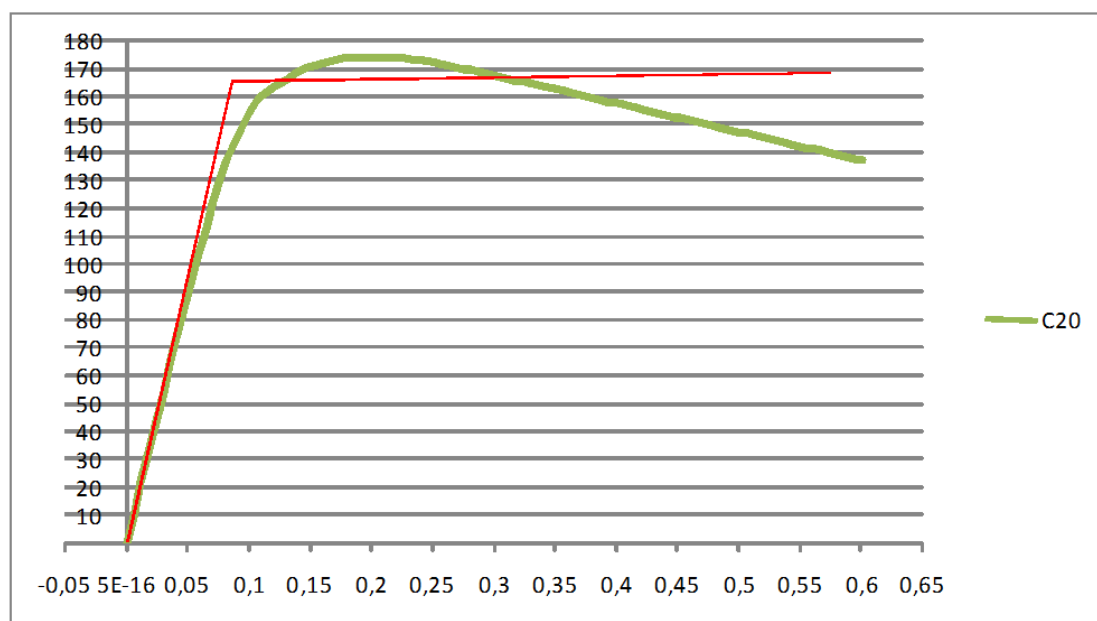
Όπως φαίνεται από το σχήμα 4.11, προκύπτει δύναμη διαρροής $V_y=155\text{KN}$ ($<V_{\max}$) και μετακίνηση κορυφής του κτιρίου $\delta_u=0.524\text{m}$ ($>150\%\delta_t$). Η κλίση του 2ου κλάδου είναι μικρότερη του 10% οπότε είναι συμβατή με τις υπόλοιπες παραδοχές της μεθόδου εκτίμησης του δ_t .

Η ίδια διαδικασία ακολουθήθηκε και για τις ποιότητες σκυροδέματος C16 ÷ C50 και παρακάτω παρουσιάζονται οι καμπύλες αντίστασης όλων των περιπτώσεων μαζί με τις διγραμμικοποιημένες καμπύλες, ενώ στο σχήμα 4.15 παρουσιάζονται όλες οι καμπύλες αντίστασης στο ίδιο διάγραμμα.

Διερεύνηση της επιρροής ποιότητας σκυροδέματος στην μεταλαστική συμπεριφορά κατασκευών από οπλισμένο σκυρόδεμα

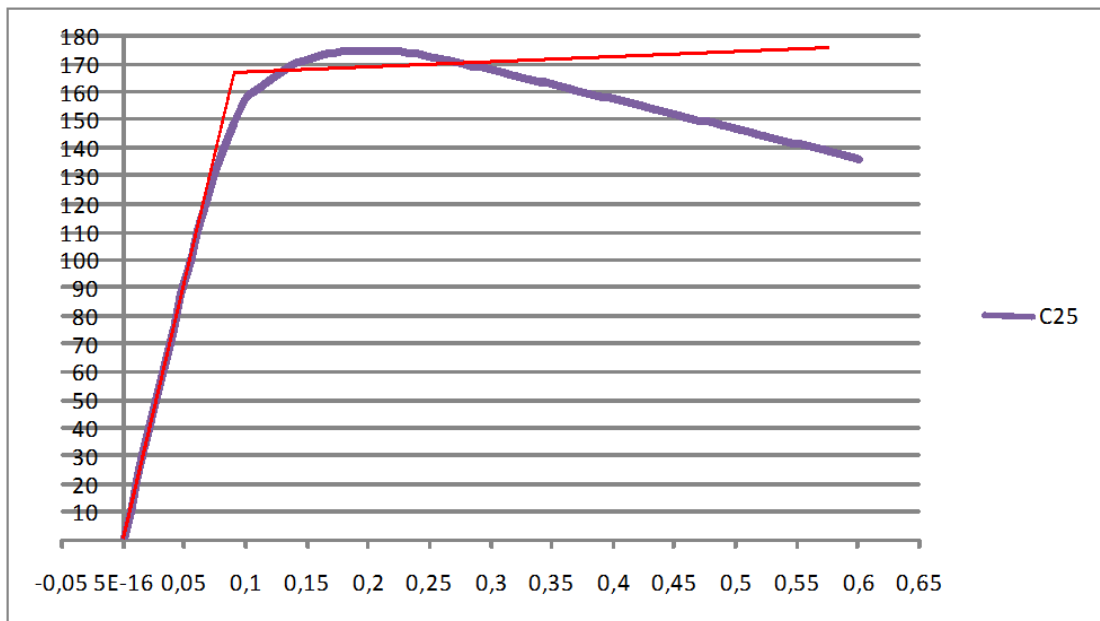


Σχήμα 4.11 Καμπύλη αντίστασης τριώροφου πλαισίου για C16

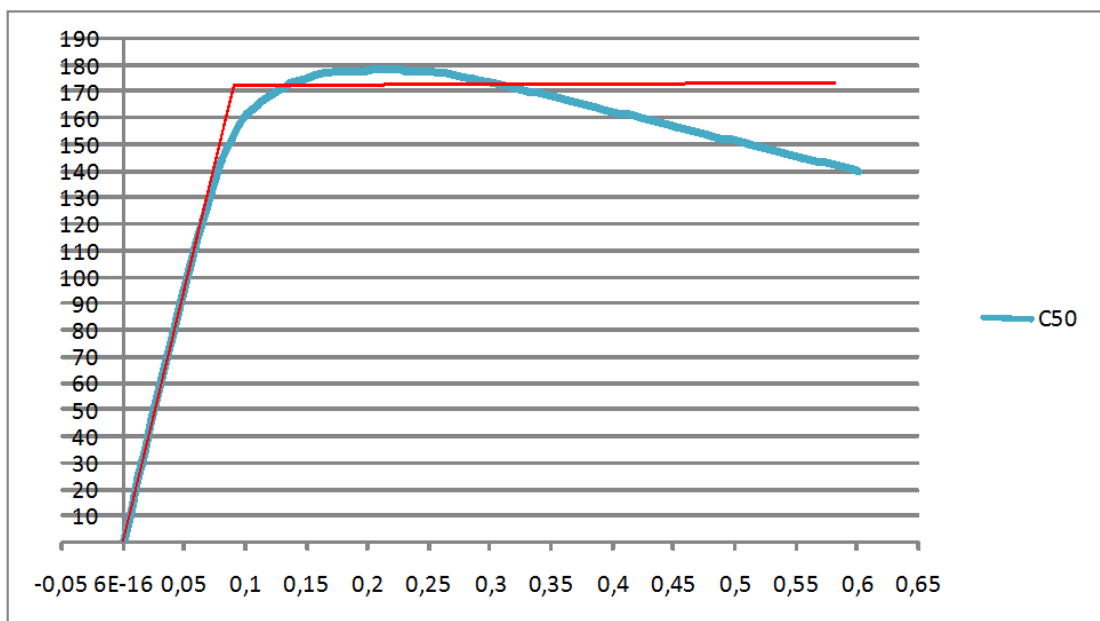


Σχήμα 4.12 Καμπύλη αντίστασης τριώροφου πλαισίου για C20

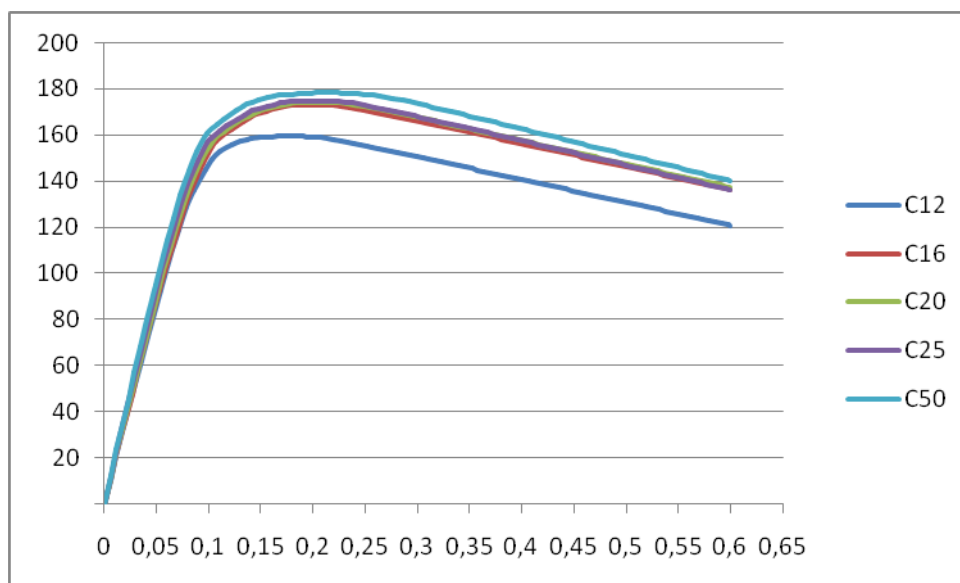
Διερεύνηση της επιρροής ποιότητας σκυροδέματος στην μεταλαστική συμπεριφορά κατασκευών από οπλισμένο σκυρόδεμα



Σχήμα 4.13 Καμπύλη αντίστασης τριώροφου πλαισίου για C25



Σχήμα 4.14 Καμπύλη αντίστασης τριώροφου πλαισίου για C50



Σχήμα 4.15 Καμπύλη αντίστασης τριώροφου πλαισίου για C12 ÷ C50

Παρατηρώντας τα σχήματα 4.11, 4.12, 4.13, 4.14, και 4.15 προκύπτουν ανάλογα συμπεράσματα που είχαν προκύψει και στο κεφάλαιο 4 όπου είχαν γίνει έλεγχοι σε επίπεδο ορθογωνικής διατομής.

Συγκεκριμένα, συμπεραίνουμε ότι αυξανόμενης της αντοχής του σκυροδέματος η τέμνουσα διαρροής V_y αυξάνεται, η μετακίνηση διαρροής δ_y μεταβάλλεται απειροελάχιστα, ενώ η μετακίνηση αστοχίας δ_u αυξάνεται.

Από τις διγραμμικοποιημένες καμπύλες αντίστασης των πλαισίων, υπολογίσαμε τον δείκτη πλαστιμότητας του κάθε πλαισίου, σε όρους μετακινήσεων, ως τον λόγο δ_u/δ_y , όπου και παρουσιάζεται στον επόμενο πίνακα.

Εύρεση πλαστιμότητας					
	C12	C16	C20	C25	C50
δ_u	0,524	0,573	0,575	0,58	0,582
δ_y	0,09	0,096	0,09	0,09	0,091
μ	5,8	6,0	6,4	6,4	6,4

Πίνακας 4.12 Δείκτης Πλαστιμότητας για κάθε αντοχή σκυροδέματος

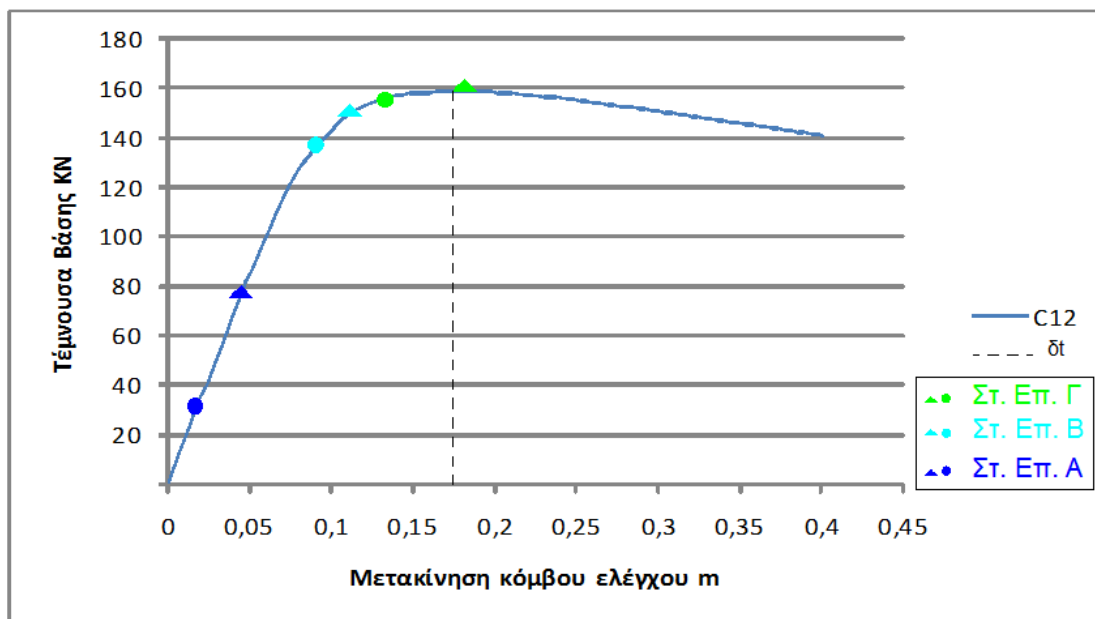
Από τον πίνακα 4.12, μεταβάλλοντας την αντοχή σκυροδέματος από C12 σε C16, διαπιστώνουμε ότι, ο δείκτης πλαστιμότητας αυξήθηκε κατά 0,2 φορές, ενώ στην συνέχεια η τιμή του δεν μεταβλήθηκε. Επομένως, συμπεραίνουμε ότι ο δείκτης πλαστιμότητας δεν επηρεάζεται από την αντοχή σκυροδέματος μιας κατασκευής, δηλαδή πρακτικά τα εξεταζόμενα πλαίσια απορροφούν το ίδιο ποσοστό σεισμικής ενέργειας και κατ' επέκταση εμφανίζουν παρόμοιο ποσοστό βλαβών.

4.6 Προσδιορισμός σημείου επιτελεστικότητας

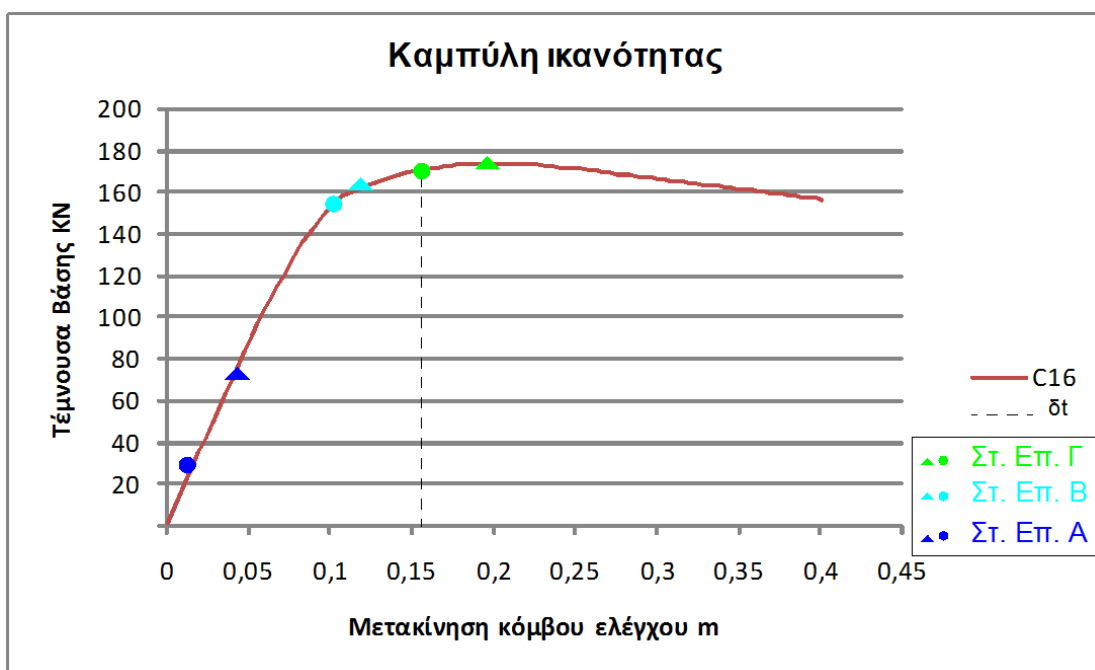
Με την εκτέλεση της στατικής ανελαστικής ανάλυσης, για κάθε αντοχή σκυροδέματος προσδιορίζονται πάνω στην καμπύλη ικανότητας, τα σημεία επιτελεστικότητας για την πρώτη δοκό (συμβολίζεται με το \triangle) και για το πρώτο υποστύλωμα (συμβολίζεται με \circ) που φτάνουν στην αντίστοιχη στάθμη. Στα σχήματα 4.16 έως και 4.20 φαίνονται τα σημεία επιτελεστικότητας και στον πίνακα 4.13 παρουσιάζονται συγκεντρωτικά σε ποιο βήμα εισέρχεται κάθε φορά το υποστύλωμα ή η δοκός, ανάλογα με την αντοχή του σκυροδέματος στην στάθμη Α, Β και Γ.

Συγκεκριμένα, με μπλε χρώμα συμβολίζεται η στάθμη επιτελεστικότητας Α (Άμεση Χρήση μετά το σεισμό), με γαλάζιο χρώμα η στάθμη Β (Σημαντικές Βλάβες - Προστασία Ζωής) και με πράσινο χρώμα η στάθμη επιτελεστικότητας Γ (Οιονεί Κατάρρευση). Επίσης, στο σχήμα 4.21, παρουσιάζεται η εικόνα που έχει το τριώροφο πλαίσιο όταν εισέρχεται το πρώτο υποστύλωμα στην στάθμη επιτελεστικότητας Γ και αντίστοιχα στο σχήμα 4.22 η εικόνα του πλαισίου για όταν εισέρχεται η πρώτη δοκός στην οιονεί κατάρρευση για την πρώτη εξεταζόμενη ποιότητα σκυροδέματος C12.

Διερεύνηση της επιρροής ποιότητας σκυροδέματος στην μεταλαστική συμπεριφορά κατασκευών από οπλισμένο σκυρόδεμα

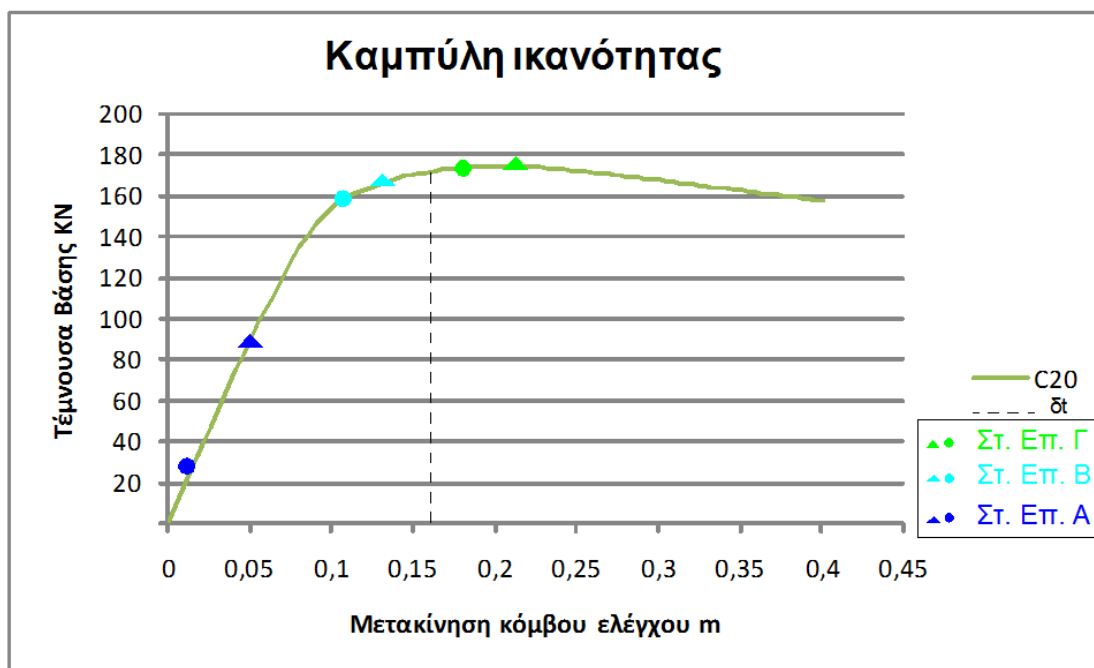


Σχήμα 4.16 Προσδιορισμός σημείων επιτελεστικότητας για την 1η δοκό και για το 1ο υποστύλωμα για C12

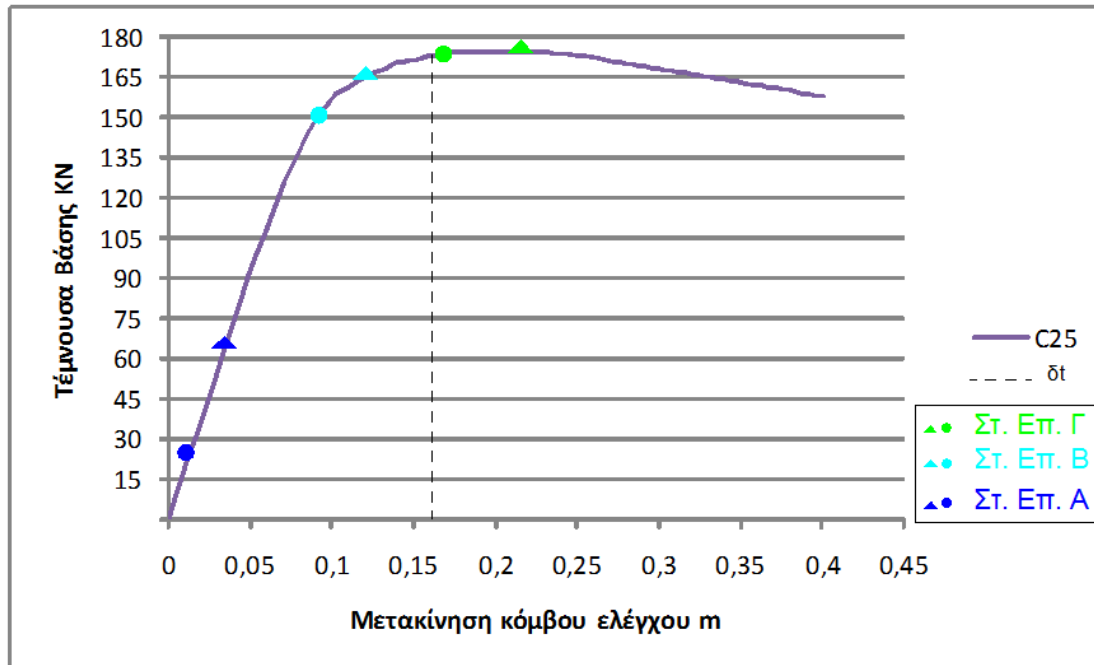


Σχήμα 4.17 Προσδιορισμός σημείων επιτελεστικότητας για την 1η δοκό και για το 1ο υποστύλωμα για C16

Διερεύνηση της επιρροής ποιότητας σκυροδέματος στην μεταλαστική συμπεριφορά κατασκευών από οπλισμένο σκυρόδεμα

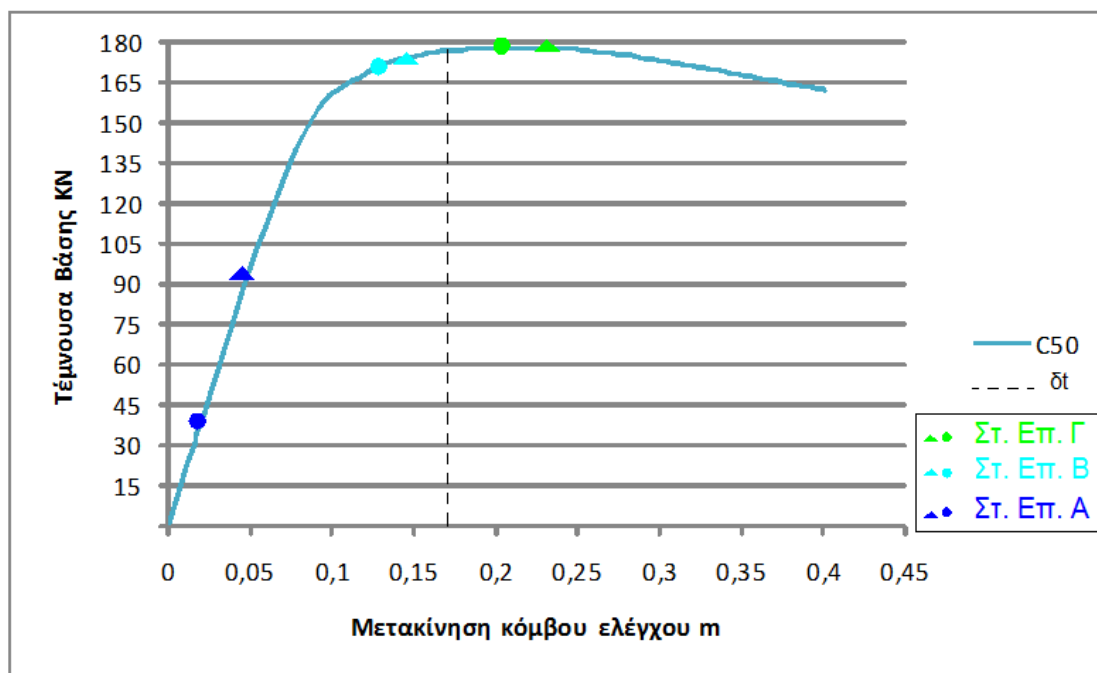


Σχήμα 4.18 Προσδιορισμός σημείων επιτελεστικότητας για την 1η δοκό και για το 1ο υποστύλωμα για C20

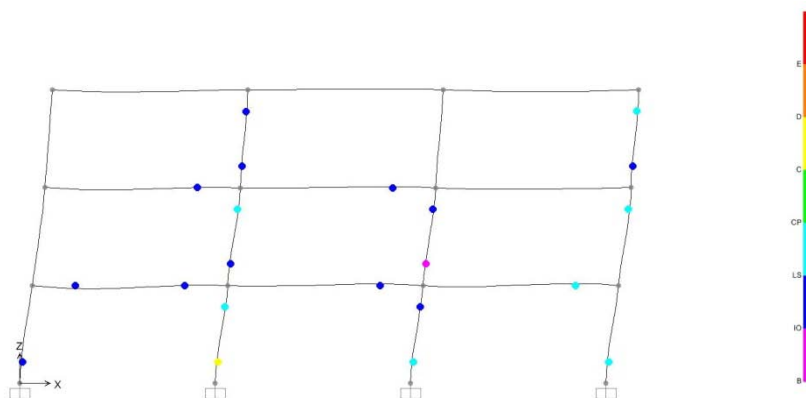


Σχήμα 4.19 Προσδιορισμός σημείων επιτελεστικότητας για την 1η δοκό και για το 1ο υποστύλωμα για C25

Διερεύνηση της επιρροής ποιότητας σκυροδέματος στην μεταλαστική συμπεριφορά κατασκευών από οπλισμένο σκυρόδεμα

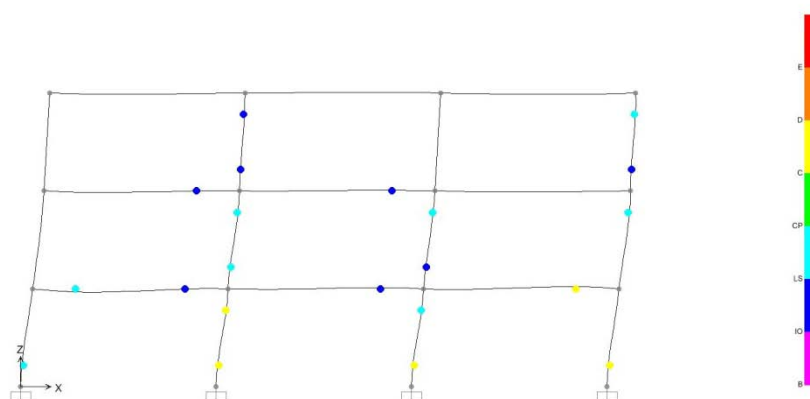


Σχήμα 4.20 Προσδιορισμός σημείων επιτελεστικότητας για την 1η δοκό και για το 1ο υποστύλωμα για C50



Σχήμα 4.21 Βήμα 33 της pushoverανάλυσης με το K2-ιστύλο να εισέρχεται στην στάθμη Γ για C12

Διερεύνηση της επιρροής ποιότητας σκυροδέματος στην μεταλαστική συμπεριφορά κατασκευών από οπλισμένο σκυρόδεμα



Σχήμα 4.22 Βήμα 43 της pushoverανάλυσης με την δοκό D3-ισνα εισέρχεται στην στάθμη Γ για C12

f _c	Δομικό στοιχείο	Στάθμες Επιτελεσματικότητας		
		A Άμεση Χρήση	B Σημαντικές Βλάβες	Γ Οιονεί Καταρρευση
		ΒΗΜΑ	ΒΗΜΑ	ΒΗΜΑ
C12	ΥΠ/ΜΑ	6	23	33
	ΔΟΚΟΣ	14	27	43
C16	ΥΠ/ΜΑ	6	24	38
	ΔΟΚΟΣ	14	29	50
C20	ΥΠ/ΜΑ	6	23	38
	ΔΟΚΟΣ	14	29	48
C25	ΥΠ/ΜΑ	5	24	40
	ΔΟΚΟΣ	14	29	51
C50	ΥΠ/ΜΑ	6	30	50
	ΔΟΚΟΣ	13	32	55

Πίνακας 4.13 Προσδιορισμός βήματος 1ης δοκού και 1ου στύλου με την είσοδο τους σε στάθμη επιτελεσματικότητας

Από τον συγκεντρωτικό πίνακα 4.13, διαπιστώνουμε ότι ουσιαστικά η είσοδος του 1ου υποστυλώματος και της 1ης δοκού σε στάθμη επιτελεσματικότητας πραγματοποιείται στο ίδιο βήμα της ανάλυσης για οποιαδήποτε αντοχή σκυροδέματος. Συμπεραίνουμε λοιπόν ότι, οι ακραίες διατομές ενός φορέα που εισέρχονται στην πλαστική περιοχή δεν εξαρτώνται από την αντοχή του σκυροδέματος.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5

ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΤΗΣ ΕΠΙΡΡΟΗΣ ΠΟΙΟΤΗΤΑΣ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ ΣΤΗΝ ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑ ΕΠΙΠΕΔΩΝ ΠΛΑΙΣΙΩΝ 6 ΚΑΙ 9 ΟΡΟΦΩΝ

5.1 Εισαγωγή

Στο παρόν κεφάλαιο θα πραγματοποιηθεί η ίδια διαδικασία που συνέβη και στο προηγούμενο κεφάλαιο, αυξάνοντας τον αριθμό ορόφων των εξεταζόμενων πλαισίων. Η διερεύνηση της επιρροής ποιότητας σκυροδέματος (από C12 έως C50), σε κατασκευές από οπλισμένο σκυρόδεμα στην μεταλαστική συμπεριφορά τους πραγματοποιήθηκε σε επίπεδα πρότυπα πλαίσια έξι καθώς και εννέα ορόφων.

Τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά των διατομών και οι ποσότητες οπλισμών διατηρήθηκαν ίδιες, όπως διαμορφώθηκε το τριώροφο πλαίσιο που αναλύθηκε στο προηγούμενο κεφάλαιο, προκειμένου στο τέλος να προβούμε και σε σύγκριση των τριών τύπων πρότυπων επίπεδων πλαισίων που επιλέχθηκαν.

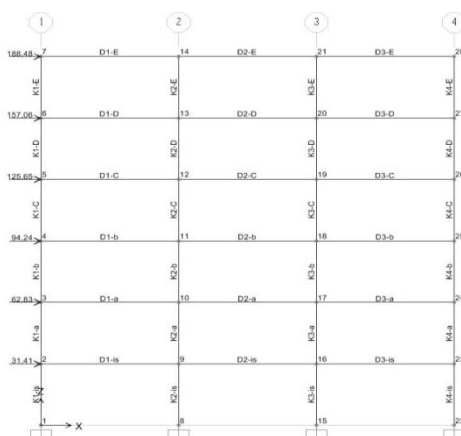
Αρχικά, για την εφαρμογή της ελαστικής στατικής ανάλυσης, όπως και στο τριώροφο πλαίσιο, χρησιμοποιήθηκε η απλοποιημένη φασματική μέθοδος, για τον υπολογισμό των ισοδύναμων στατικών οριζόντιων φορτίων προκειμένου να γίνει η εισαγωγή τους στο πρόγραμμα προσομοίωσης SAP2000.

Χρησιμοποιώντας τα δεδομένα που παρουσιάζονται στον παρακάτω πίνακα υπολογίστηκαν οι τιμές των οριζόντιων φορτίων κάθε πλαισίου που προέκυψαν από την σχέση 4.2 του κεφαλαίου 4 και στα σχήματα 5.1, 5.2 φαίνεται η εισαγωγή των υπολογιζόμενων σεισμικών δυνάμεων στο πρόγραμμα προσομοίωσης SAP2000.

	6-όροφο	9-όροφο
$T_{\text{θεμελ}}$ (sec)	2.08	2.97
$\Phi d(T)$ (m/sec ²)	0.759	0.598
V_o (KN)	772.09	1303.95
V_H (KN)	112.42	271.09

Πίνακας 5.1 Δεδομένα για τον υπολογισμό σεισμικών φορτίων

Διερεύνηση της επιρροής ποιότητας σκυροδέματος στην μεταλαστική συμπεριφορά κατασκευών από οπλισμένο σκυρόδεμα



Σχήμα 5.1 Κατανομή των σεισμικών φορτίων καθ' ύψος στο 6-όροφο πλαίσιο



Σχήμα 5.2 Κατανομή των σεισμικών φορτίων καθ' ύψος στο 9-όροφο πλαίσιο

Γενικώς, από τον πίνακα 5.1 παρατηρούμε ότι οι τιμές των ιδιοπεριόδων είναι σχετικά υψηλές για τα δεδομένα ύψη των πλαισίων, γεγονός που οφείλεται στην πολύ μειωμένη δυσκαμψία των μελών και στο ότι δεν εισήχθησαν τοιχοπληρώσεις στα επίπεδα πλαισίου.

Στα πρότυπα 6-όροφα και 9-όροφα πλαίσια ακολουθήθηκε η ίδια διαδικασία όπως περιγράφηκε στο κεφάλαιο 5 για την εφαρμογή της μη γραμμικής στατικής ανάλυσης με στόχο την ανάπτυξη της καμπύλης πλευρικής οριακής ώθησης (pushover), το γνωστό διάγραμμα τέμνουσας βάσης – μετατόπισης οροφής, υπό την επιβολή των

κατακόρυφων φορτίων και ακολούθως την εφαρμογή οριζόντιας μονοτονικά αυξανόμενης δράσης.

5.2 Αποτελέσματα στατικής ανελαστικής ανάλυσης

Από την εφαρμογή της ανελαστικής στατικής ανάλυσης παρουσιάζονται τα αποτελέσματα των υπό μελέτη επίπεδων πλαισίων έξι και εννέα ορόφων. Υπολογίστηκαν και οι στοχευόμενες μετακινήσεις σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. και παρουσιάζονται για κάθε πλαίσιο στους επόμενους πίνακες.

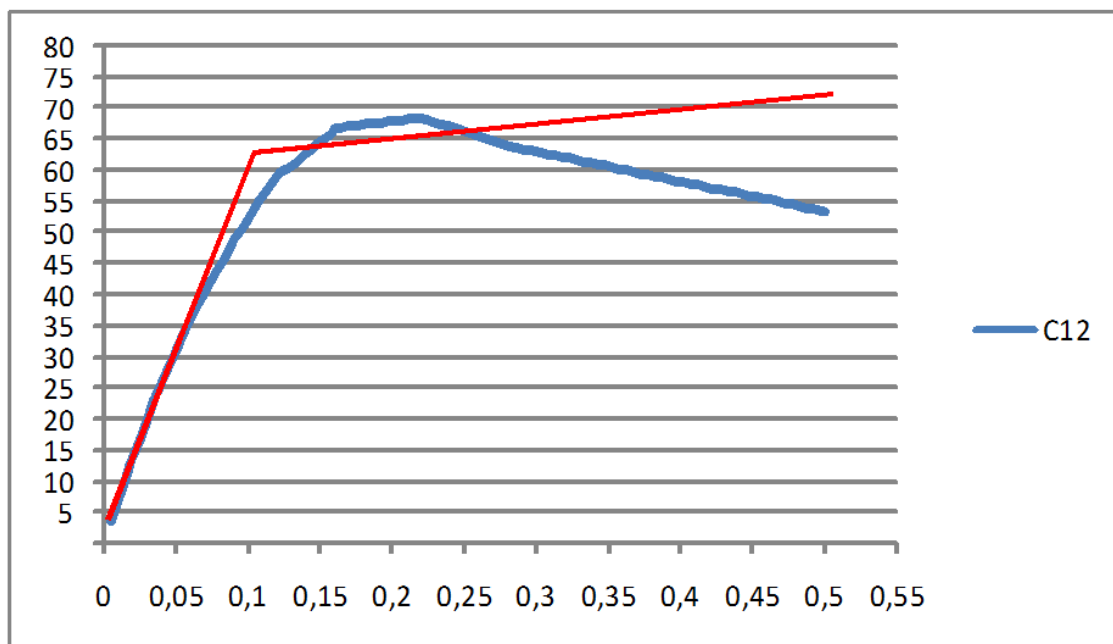
Εύρεση στοχευμένης μετακίνησης στο 6-όροφο πλαίσιο							
fc	C12	C16	C20	C25	C50	Co	1,45
Ko	1079	1060,4	943,5	967,25	987,58	C1	1
Ke	983,0508	981,1321	1031,25	1055,901	1087,5	C2	1,1
Te	2,18	2,16	1,99	1,99	1,98	C3	1
Se	1,98	2,00	2,17	2,17	2,18	Τθεμ	2,08
δt	0,38	0,38	0,35	0,35	0,35		

Πίνακας 5.2 Στοχευόμενη μετακίνηση για διάφορες fc στο 6-όροφο πλαίσιο

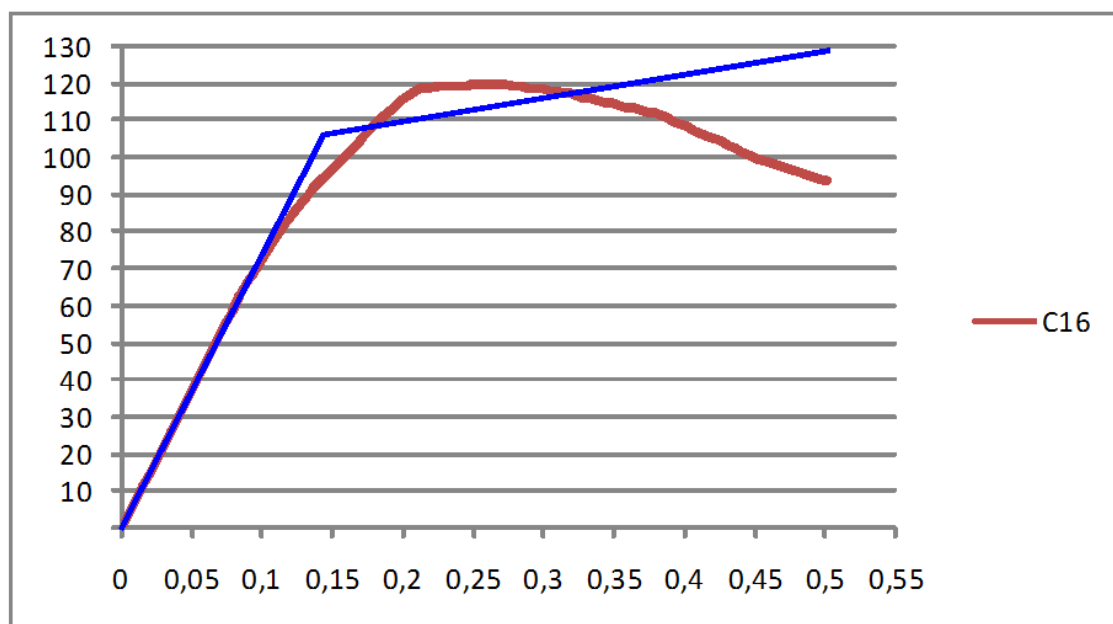
Εύρεση στοχευμένης μετακίνησης σε 9-όροφο πλαίσιο							
fc	C12	C16	C20	C25	C50	Co	1,45
Ko	684,50	719,60	691,40	752,87	571,80	C1	1
Ke	568,18	729,73	654,17	645,83	560,71	C2	1,1
Te	3,26	2,95	3,05	3,21	3,00	C3	1
Se	1,33	1,46	1,41	1,35	1,44	Τθεμ	2,97
δt	0,57	0,51	0,53	0,56	0,52		

Πίνακας 5.3 Στοχευόμενη μετακίνηση για διάφορες fc στο 9-όροφο πλαίσιο

Στη συνέχεια, παρουσιάζονται οι καμπύλες ικανότητας (σχέσεις τέμνουσας βάσης – μετακίνησης) κάθε πλαισίου για κάθε αντοχή σκυροδέματος.

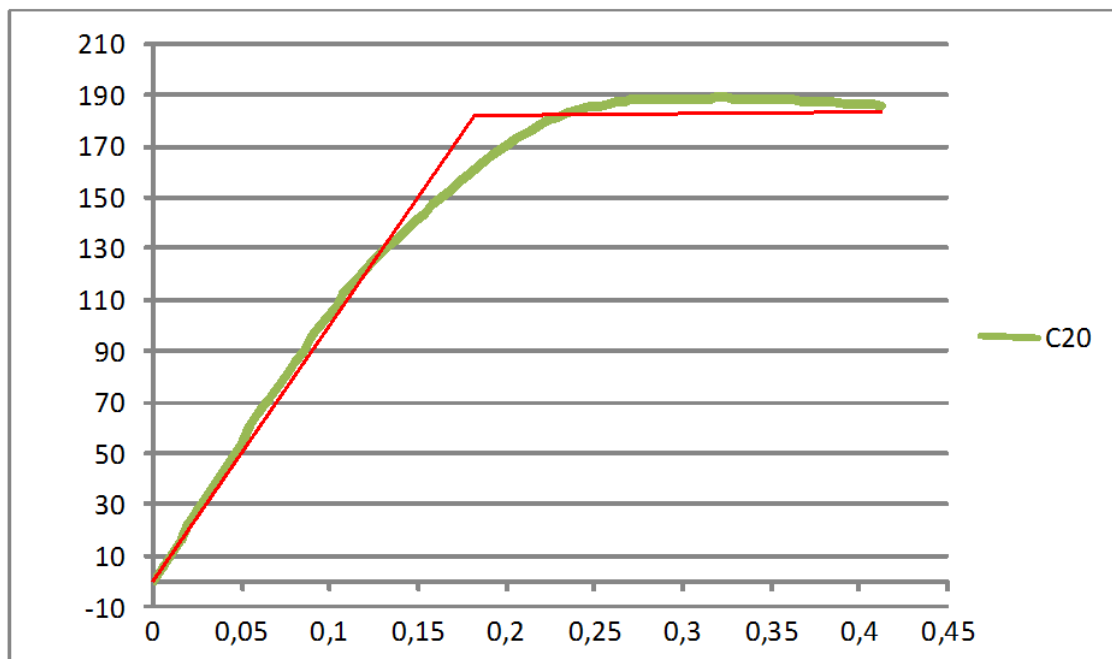


Σχήμα 5.3 Καμπύλη αντίστασης 6-όροφου πλαισίου για C12

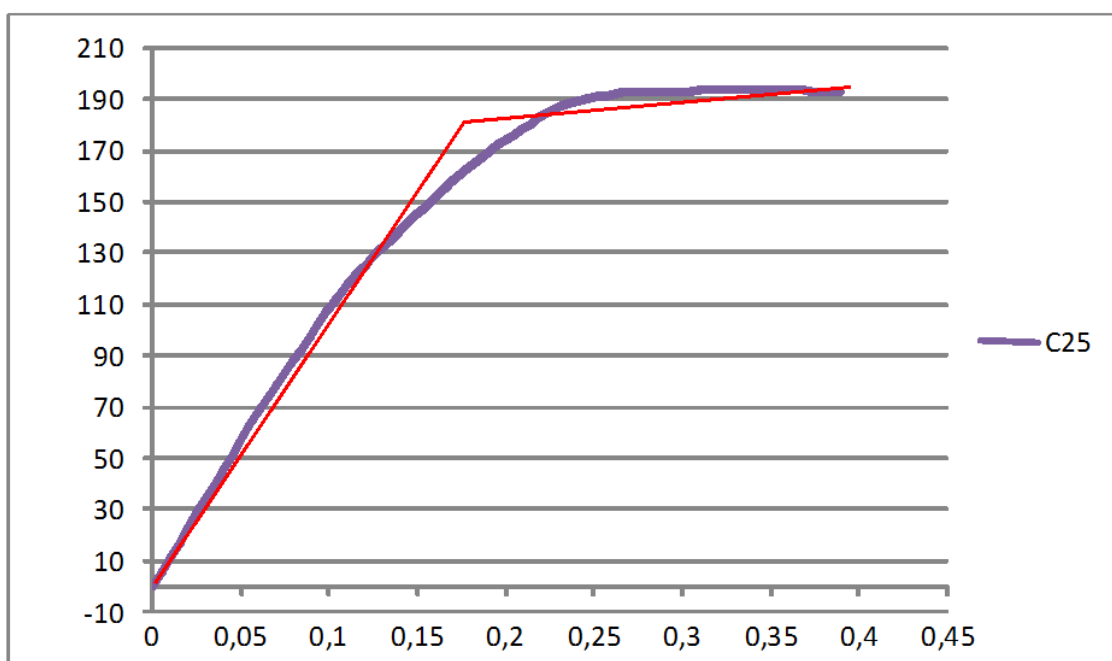


Σχήμα 5.4 Καμπύλη αντίστασης 6-όροφου πλαισίου για C16

Διερεύνηση της επιρροής ποιότητας σκυροδέματος στην μεταλαστική συμπεριφορά κατασκευών από οπλισμένο σκυρόδεμα

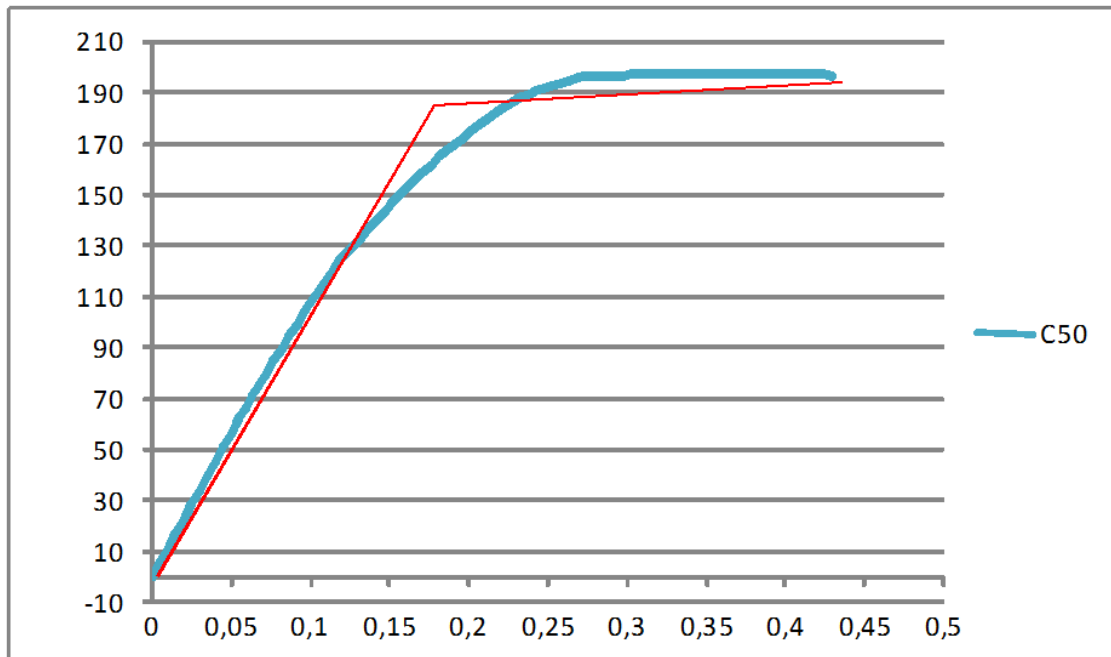


Σχήμα 5.5 Καμπύλη αντίστασης 6-όροφου πλαισίου για C20

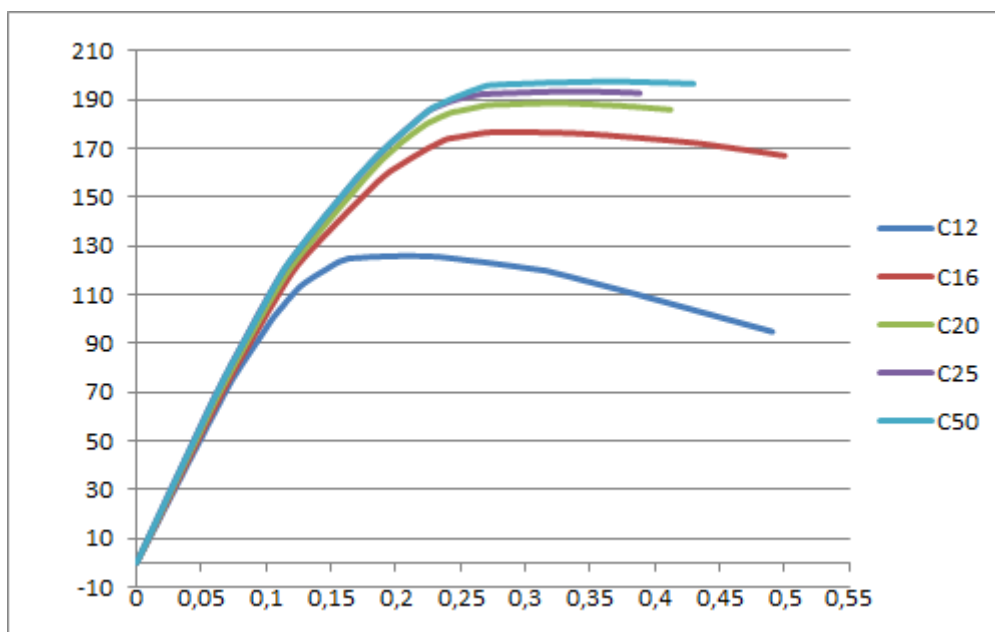


Σχήμα 5.6 Καμπύλη αντίστασης 6-όροφου πλαισίου για C25

Διερεύνηση της επιρροής ποιότητας σκυροδέματος στην μεταλαστική συμπεριφορά κατασκευών από οπλισμένο σκυρόδεμα

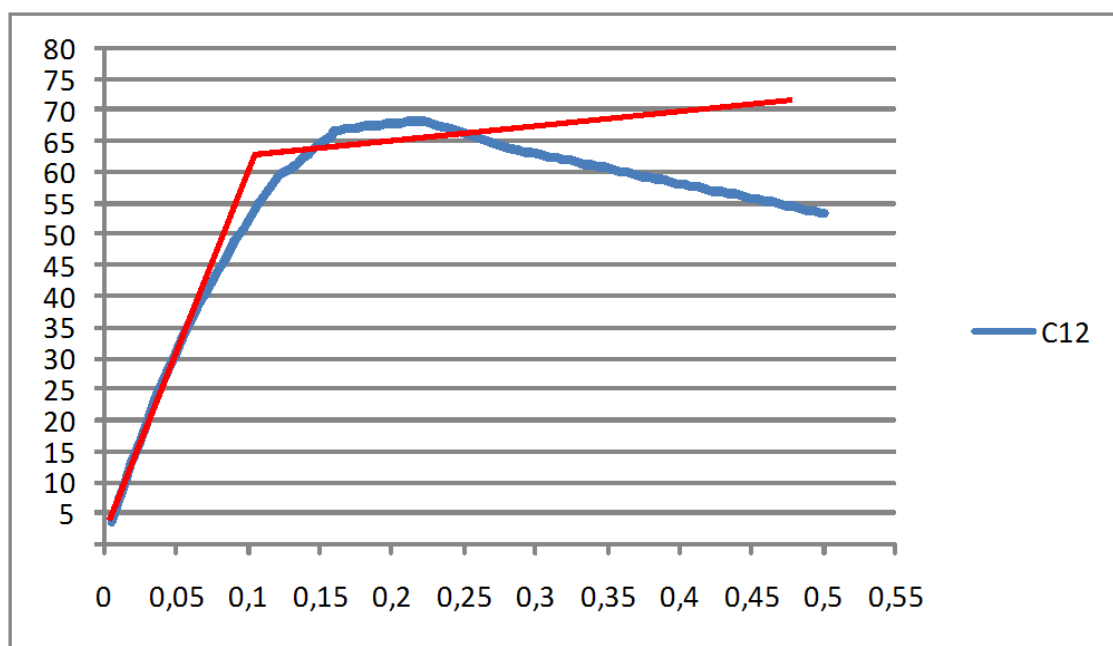


Σχήμα 5.7 Καμπύλη αντίστασης 6-όροφου πλαισίου για C50

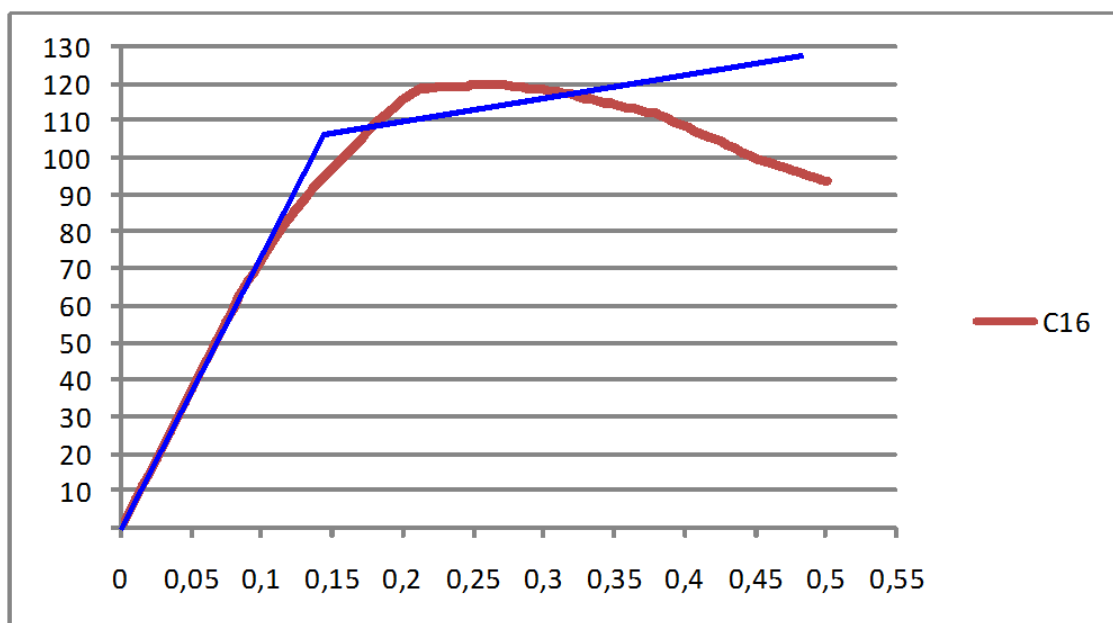


Σχήμα 5.8 Καμπύλες αντίστασης 6-όροφου πλαισίου για C12÷C50

Διερεύνηση της επιρροής ποιότητας σκυροδέματος στην μεταλαστική συμπεριφορά κατασκευών από οπλισμένο σκυρόδεμα

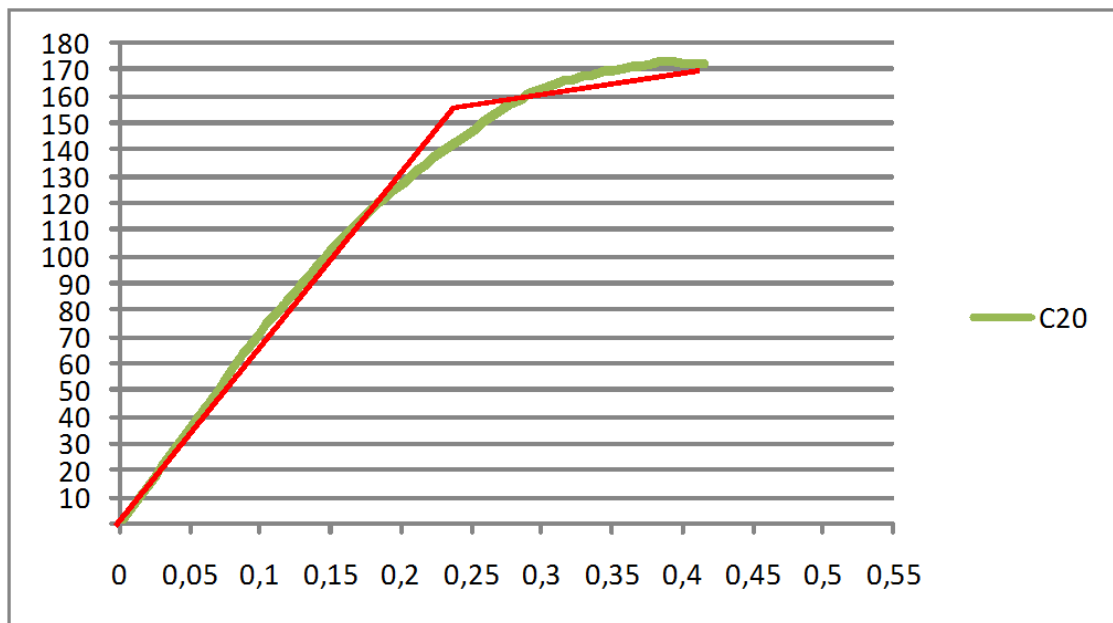


Σχήμα 5.9 Καμπύλη αντίστασης 9-όροφου πλαισίου για C12

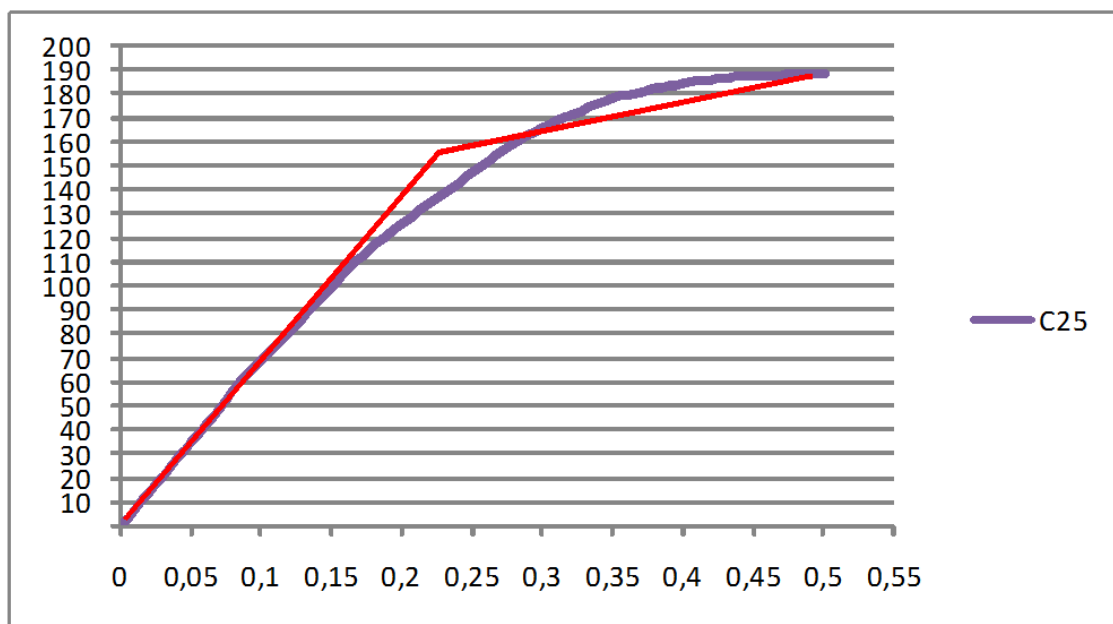


Σχήμα 5.10 Καμπύλη αντίστασης 9-όροφου πλαισίου για C16

Διερεύνηση της επιρροής ποιότητας σκυροδέματος στην μεταλαστική συμπεριφορά κατασκευών από οπλισμένο σκυρόδεμα

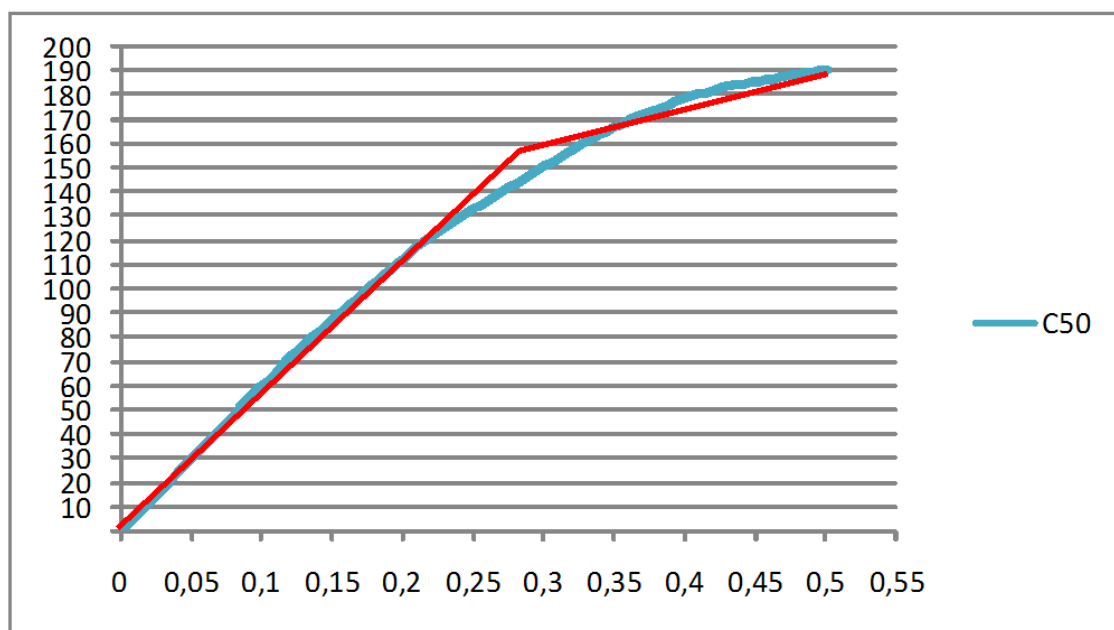


Σχήμα 5.11 Καμπύλη αντίστασης 9-όροφου πλαισίου για C20

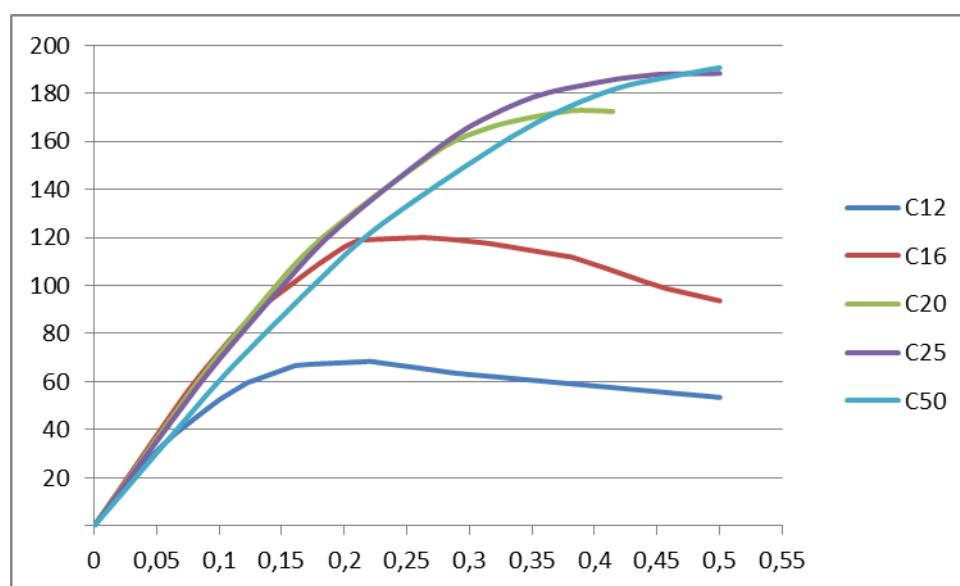


Σχήμα 5.12 Καμπύλη αντίστασης 9-όροφου πλαισίου για C25

Διερεύνηση της επιρροής ποιότητας σκυροδέματος στην μεταλαστική συμπεριφορά κατασκευών από οπλισμένο σκυρόδεμα



Σχήμα 5.13 Καμπύλη αντίστασης 9-όροφου πλαισίου για C50



Σχήμα 5.14 Καμπύλες αντίστασης 9-όροφου πλαισίου για C12÷C50

Από την διγραμμικοποίηση των καμπυλών αντίστασης κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ., υπολογίζουμε τις τιμές δ_y , δ_u , $\delta_{y,u}$, και τον δείκτη πλαστιμότητας του κάθε πλαισίου, σε όρους μετακινήσεων, ως τον λόγο δ_u/δ_y , όπου και παρουσιάζονται στους επόμενους πίνακες.

Εύρεση πλαστιμότητας 6-όροφο					
	C12	C16	C20	C25	C50
δu	0,44	0,48	0,41	0,38	0,43
δy	0,12	0,17	0,18	0,18	0,18
μ	4	3	2	2	2

Πίνακας 5.2 Δείκτης Πλαστιμότητας στο 6-όροφο πλαίσιο για κάθε αντοχή σκυροδέματος f_c

Εύρεση πλαστιμότητας 9-όροφο					
	C12	C16	C20	C25	C50
δu	0,5	0,5	0,41	0,5	0,5
δy	0,11	0,15	0,24	0,24	0,28
μ	5	3	2	2	2

Πίνακας 5.3 Δείκτης Πλαστιμότητας στο 9-όροφο πλαίσιο για κάθε αντοχή σκυροδέματος f_c

Παρεκκλίνοντας ελαφρώς από τη διαδικασία εξιδανίκευσης της καμπύλης που προτείνει ο ΚΑΝ.ΕΠΕ η διγραμμικοποίηση δεν πραγματοποιήθηκε με βάση τη στοχευόμενη μετακίνηση, αλλά με βάση τη μετακίνηση αστοχίας (μετακίνηση στην οποία παρατηρείται απώλεια της φέρουσας ικανότητας ίση περίπου με 20%).

Τέλος, όπως είναι προφανές, η κατασκευή της εξιδανικευμένης καμπύλης δεν έγινε μέχρι το 150% της στοχευόμενης μετακίνησης, καθώς δημιουργείται μηχανισμός για τιμές κοντά στην δt . Αυτό υποδεικνύει και την ανεπάρκεια του φορέα, καθώς δεν επιτυγχάνεται η στοχευόμενη μετακίνηση για όλες τις περιπτώσεις πλαισίων που αναλύθηκαν παραπάνω.

Από τις διγραμμικές καμπύλες που αφορούν το 6-όροφο πλαίσιο και από τα συγκεντρωτικά στοιχεία του πίνακα 5.2, συμπεραίνουμε τα εξής: με την αύξηση αντοχής της ποιότητας σκυροδέματος η μετακίνηση διαρροής αυξάνεται ελάχιστα

(σχεδόν αμετάβλητη), η μετακίνηση αστοχίας παρουσιάζει αρχικά αύξηση (από C12 σε C16) έπειτα μείωση (από C16 σε C25) και μετά ξανά μια μικρή αύξηση (από C25 σε C50) και τέλος η τέμνουσα διαρροής αυξάνεται.

Όσον αφορά το 9-όροφο πλαίσιο, τα αποτελέσματα που προκύπτουν διαφοροποιούνται λίγο. Συγκεκριμένα, με την αύξηση αντοχής του σκυροδέματος, η μετακίνηση διαρροής αυξάνεται πιο αισθητά, η μετακίνηση αστοχίας παραμένει ίδια για όλες τις περιπτώσεις εκτός από την αντοχή C20 που μειώνεται λίγο και τέλος η τέμνουσα διαρροής αυξάνεται.

Τέλος, ο δείκτης πλαστιμότητας και για τα δύο είδη πλαισίων μειώνεται αρχικά από C12 σε C16 ενώ στην συνέχεια παραμένει σταθερός. Η διαφοροποίηση των τιμών του δείκτη πλαστιμότητας σε 3-όροφο πλαίσιο με τις τιμές του δείκτη πλαστιμότητας σε 6-όροφο και σε 9-όροφο πλαίσιο, οφείλεται στο γεγονός ότι στα 6-όροφα και 9-όροφα πλαίσια η διγραμμική καμπύλη αντίστασης δεν μπορεί να φτάσει την στοχευόμενη μετακίνηση του κόμβου ελέγχου, υποδηλώνοντας την ανεπάρκεια των φορέων που επιλέχθηκαν προς διερεύνηση.

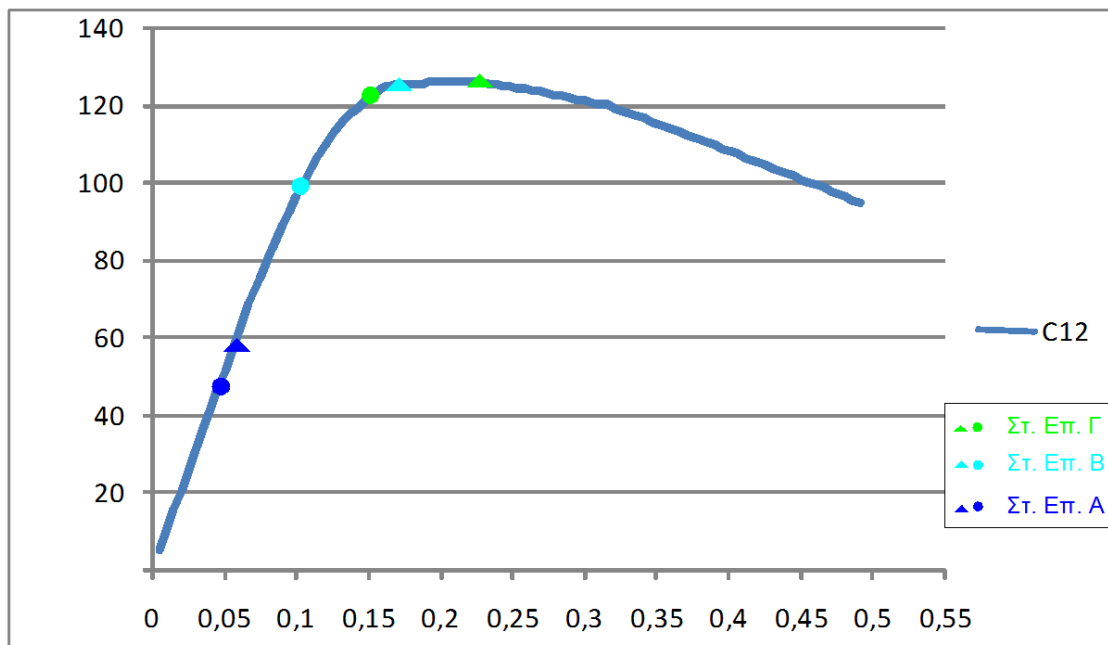
Από τα συγκεντρωτικά σχήματα 5.8 και 5.14, τα οποία παρουσιάζουν για κάθε πλαίσιο όλες τις καμπύλες αντίστασης για διαφορετική ποιότητα σκυροδέματος, συμπεραίνουμε ότι, η ικανότητα παραλαβής μέγιστης τέμνουσας βάσης αυξάνεται με την βελτίωση της θλιπτικής αντοχής σκυροδέματος γεγονός που υποδηλώνει την βελτίωση της συμπεριφοράς της κατασκευής.

5.3 Προσδιορισμός σημείων επιτελεστικότητας

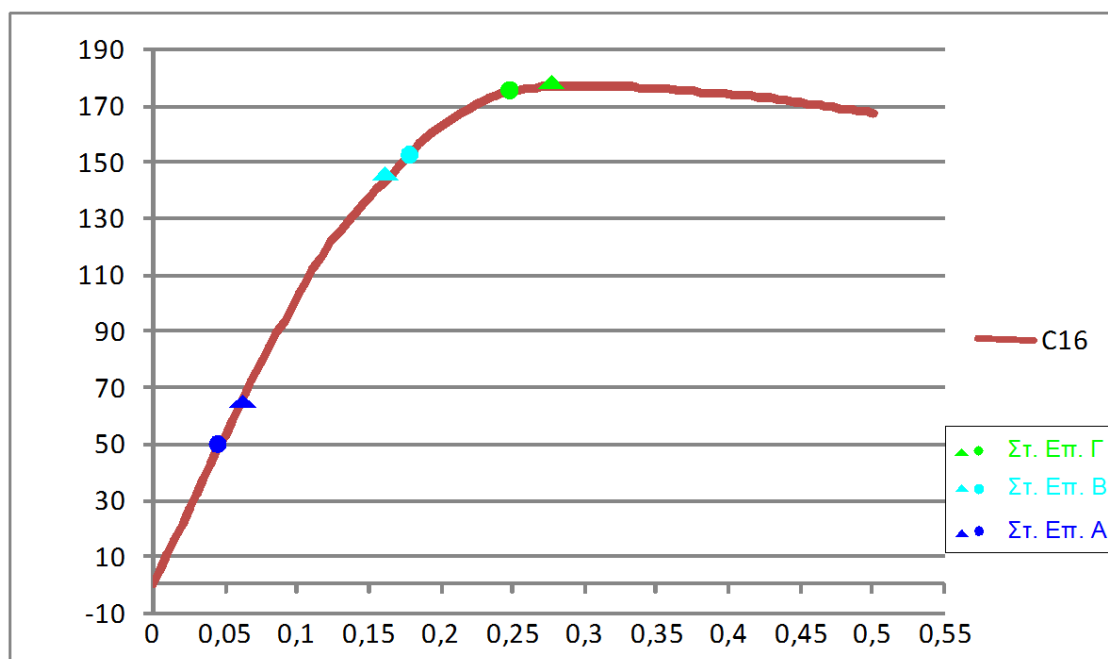
Με την εκτέλεση της στατικής ανελαστικής ανάλυσης, για κάθε αντοχή σκυροδέματος προσδιορίζονται πάνω στην καμπύλη ικανότητας, τα σημεία επιτελεστικότητας για την πρώτη δοκό (συμβολίζεται με το \triangle) και για το πρώτο υποστύλωμα (συμβολίζεται με \circ) που φτάνουν στην αντίστοιχη στάθμη. Στους πίνακες 5.4 και 5.5, παρουσιάζονται συγκεντρωτικά σε ποιο βήμα εισέρχεται κάθε φορά το υποστύλωμα ή η δοκός, ανάλογα με την αντοχή του σκυροδέματος στην στάθμη A, B και Γ για τα 6-όροφα και για τα 9-όροφα πλαίσια αντίστοιχα και στα σχήματα 5.15 έως και 5.19 φαίνονται τα σημεία επιτελεστικότητας.

Συγκεκριμένα, με μπλε χρώμα συμβολίζεται η στάθμη επιτελεστικότητας A (Άμεση Χρήση μετά το σεισμό), με γαλάζιο χρώμα η στάθμη B (Σημαντικές Βλάβες -

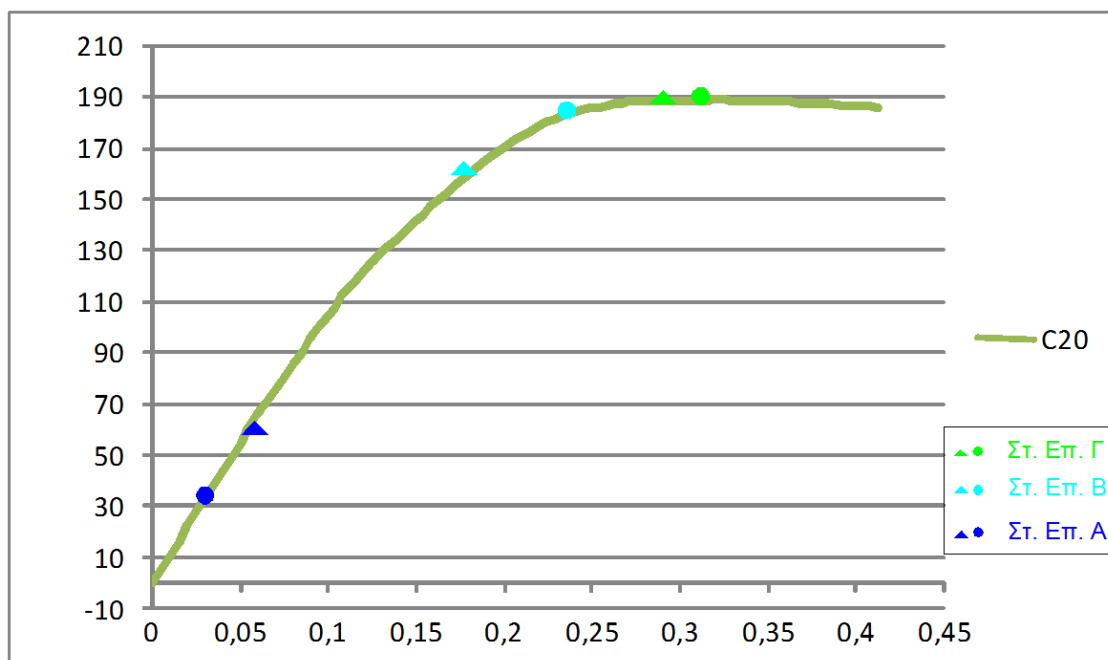
Προστασία Ζωής) και με πράσινο χρώμα η στάθμη επιτελεστικότητας Γ (Οιονεί Κατάρρευση).



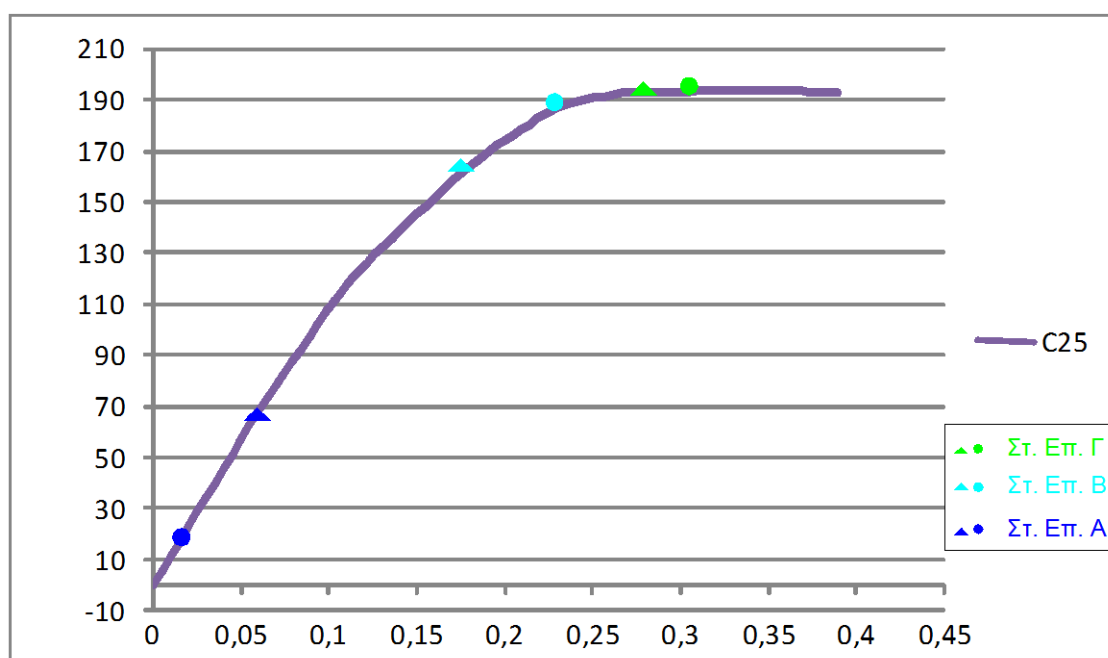
Σχήμα 5.15 Προσδιορισμός σημείων επιτελεστικότητας για την 1η δοκό και για το 1ο υποστύλωμα του 6-όροφου πλαισίου για C12



Σχήμα 5.16 Προσδιορισμός σημείων επιτελεστικότητας για την 1η δοκό και για το 1ο υποστύλωμα του 6-όροφου πλαισίου για C16

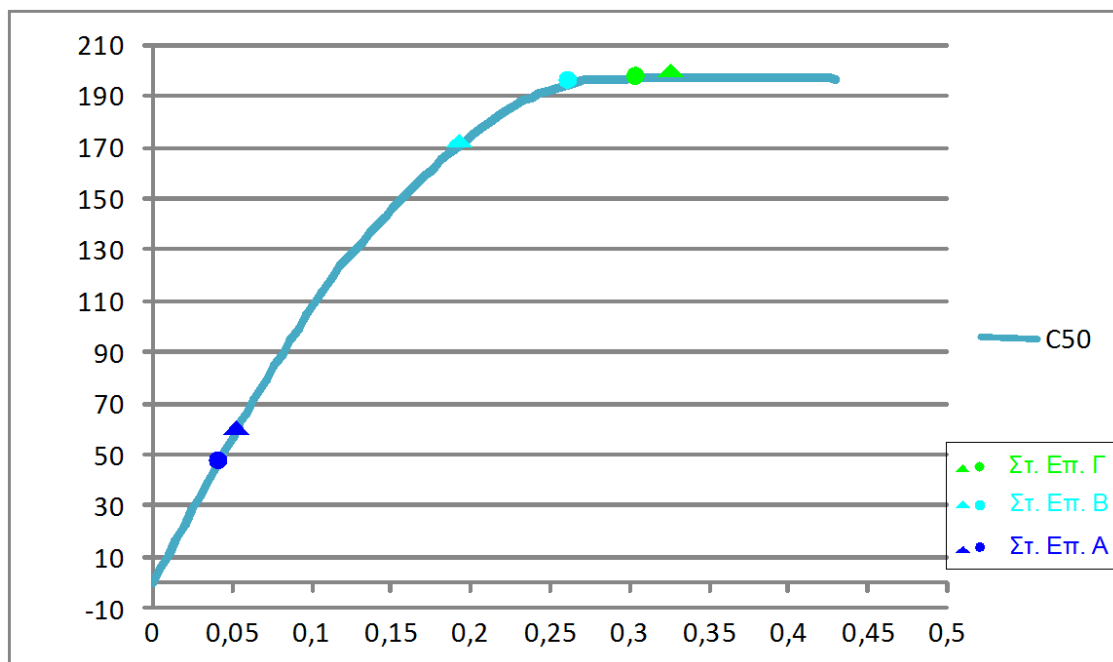


Σχήμα 5.17 Προσδιορισμός σημείων επιτελεστικότητας για την 1η δοκό και για το 1ο υποστύλωμα του 6-όροφου πλαισίου για C20



Σχήμα 5.18 Προσδιορισμός σημείων επιτελεστικότητας για την 1η δοκό και για το 1ο υποστύλωμα του 6-όροφου πλαισίου για C25

Διερεύνηση της επιρροής ποιότητας σκυροδέματος στην μεταλαστική συμπεριφορά κατασκευών από οπλισμένο σκυρόδεμα

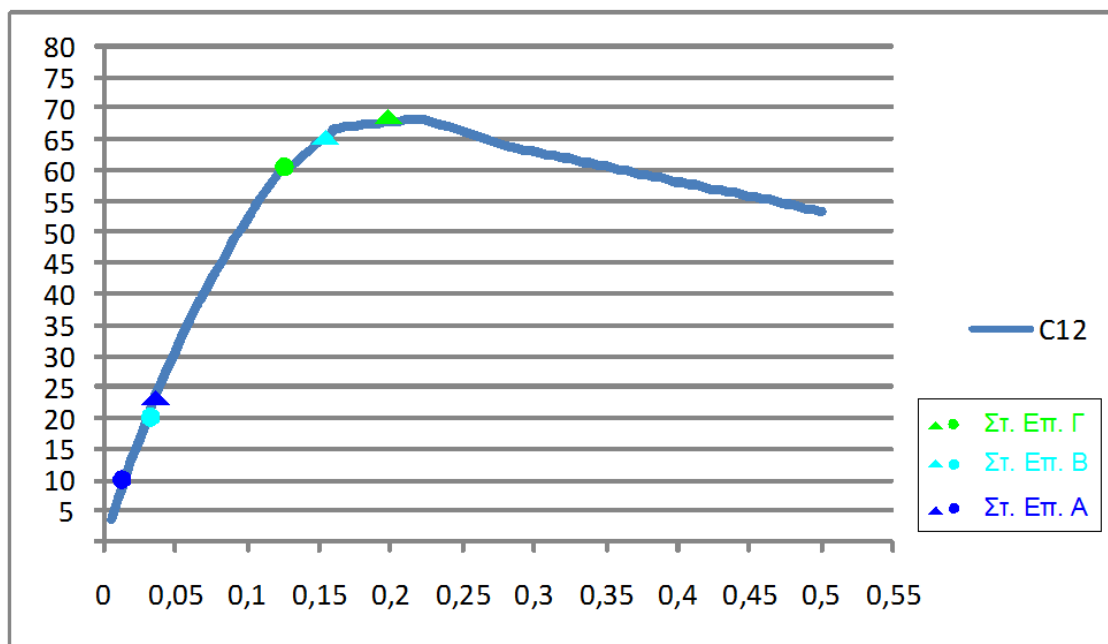


Σχήμα 5.19 Προσδιορισμός σημείων επιτελεστικότητας για την 1η δοκό και για το 1ο υποστύλωμα του 6-όροφου πλαισίου για C50

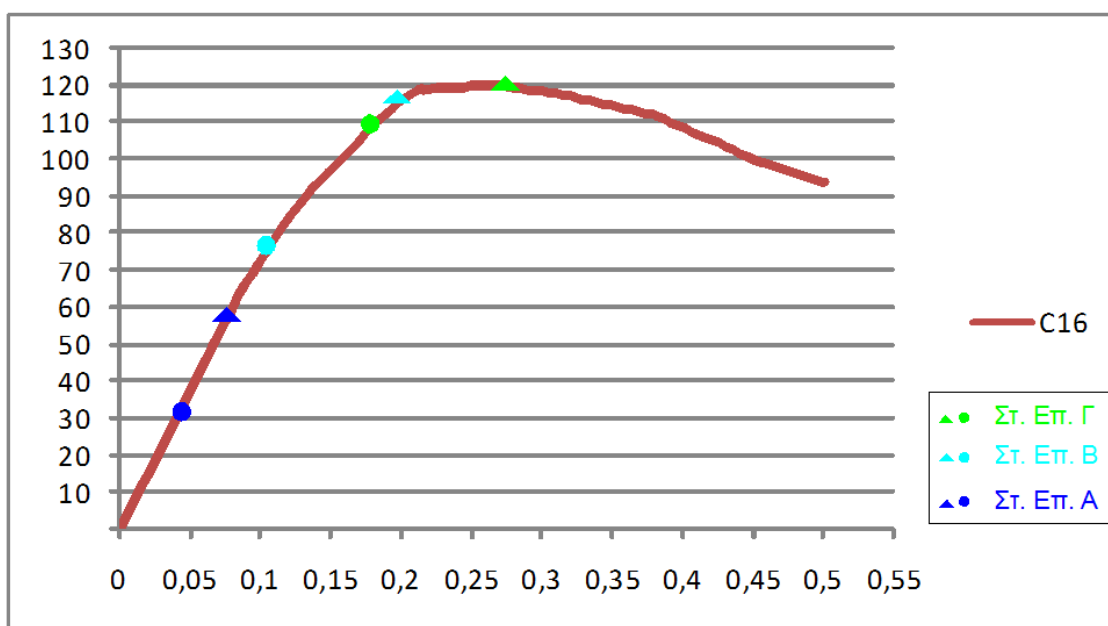
6-όροφο πλαίσιο				
fc	Δομικό στοιχείο	Στάθμες Επιτελεστικότητας		
		A Άμεση Χρήση	B Σημαντικές Βλάβες	Γ Οιονεί Καταρρευση
		ΒΗΜΑ	ΒΗΜΑ	ΒΗΜΑ
C12	ΥΠ/ΜΑ	10	22	28
	ΔΟΚΟΣ	15	31	46
C16	ΥΠ/ΜΑ	9	35	45
	ΔΟΚΟΣ	13	33	48
C20	ΥΠ/ΜΑ	7	43	58
	ΔΟΚΟΣ	13	34	52
C25	ΥΠ/ΜΑ	5	43	53
	ΔΟΚΟΣ	12	32	51
C50	ΥΠ/ΜΑ	10	49	55
	ΔΟΚΟΣ	13	36	58

Πίνακας 5.4 Προσδιορισμός βήματος 1ης δοκού και 1ου στύλου με την είσοδο τους σε στάθμη επιτελεστικότητας

Διερεύνηση της επιρροής ποιότητας σκυροδέματος στην μεταλαστική συμπεριφορά κατασκευών από οπλισμένο σκυρόδεμα

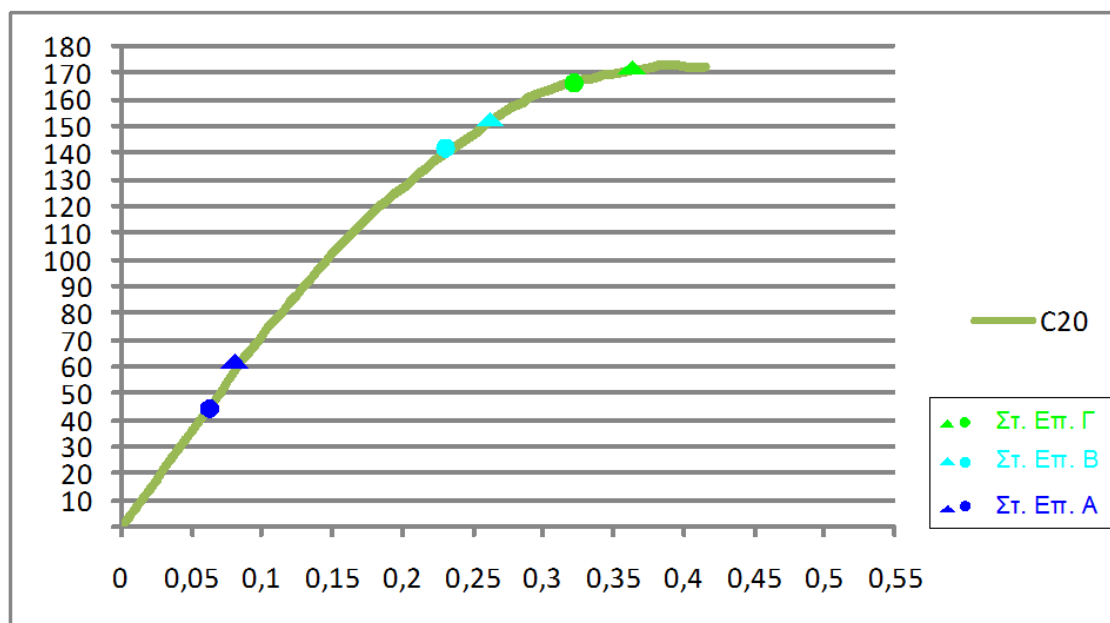


Σχήμα 5.20 Προσδιορισμός σημείων επιτελεστικότητας για την 1η δοκό και για το 1ο υποστύλωμα του 9-όροφου πλαισίου για C12

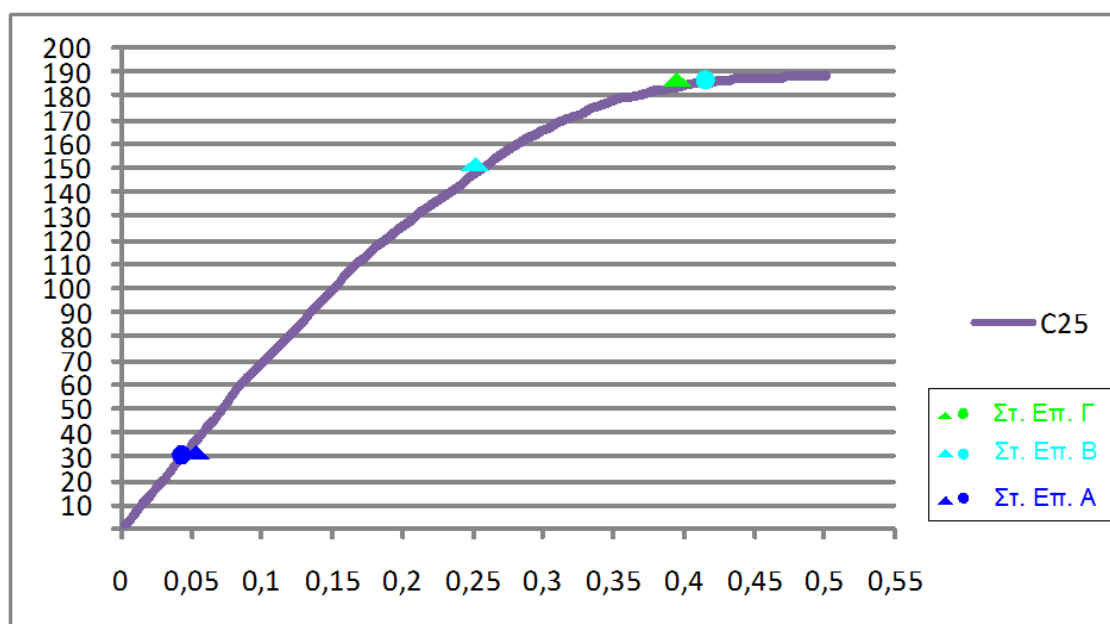


Σχήμα 5.21 Προσδιορισμός σημείων επιτελεστικότητας για την 1η δοκό και για το 1ο υποστύλωμα του 9-όροφου πλαισίου για C16

Διερεύνηση της επιρροής ποιότητας σκυροδέματος στην μεταλαστική συμπεριφορά κατασκευών από οπλισμένο σκυρόδεμα

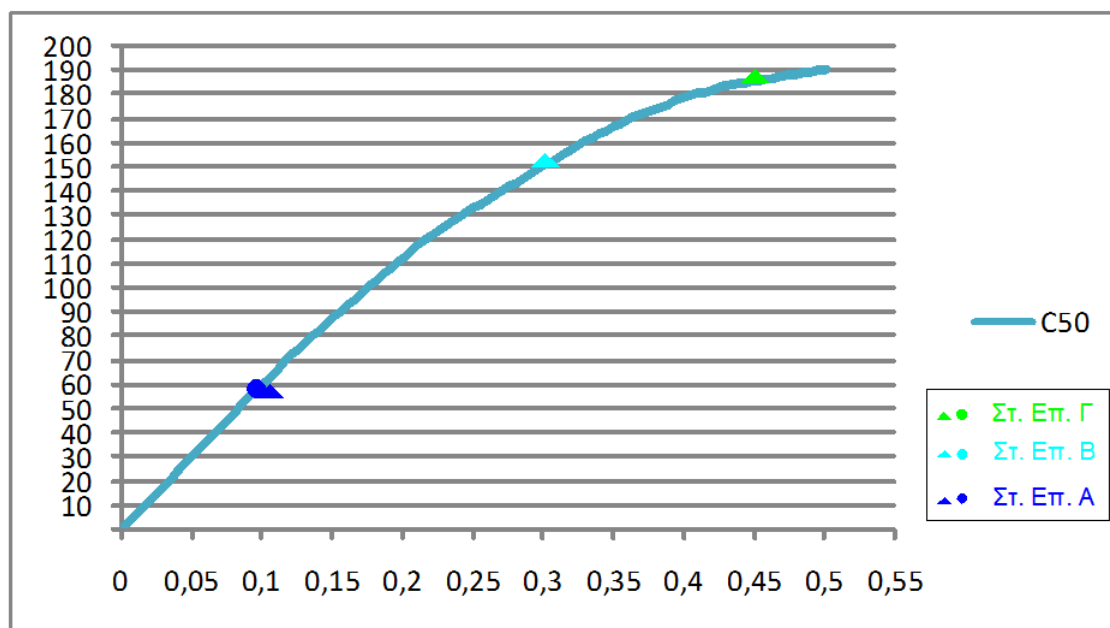


Σχήμα 5.22 Προσδιορισμός σημείων επιτελεστικότητας για την 1η δοκό και για το 1ο υποστύλωμα του 9-όροφου πλαισίου για C20



Σχήμα 5.23 Προσδιορισμός σημείων επιτελεστικότητας για την 1η δοκό και για το 1ο υποστύλωμα του 9-όροφου πλαισίου για C25

Διερεύνηση της επιρροής ποιότητας σκυροδέματος στην μεταλαστική συμπεριφορά κατασκευών από οπλισμένο σκυρόδεμα



Σχήμα 5.24 Προσδιορισμός σημείων επιτελεστικότητας για την 1η δοκό και για το 1ο υποστύλωμα του 9-όροφου πλαισίου για C50

9-όροφο πλαίσιο				
fc	Δομικό στοιχείο	Στάθμες Επιτελεστικότητας		
		A Άμεση Χρήση	B Σημαντικές Βλάβες	Γ Οιονεί Καταρρευση
		ΒΗΜΑ	ΒΗΜΑ	ΒΗΜΑ
C12	ΥΠ/ΜΑ	5	10	13
	ΔΟΚΟΣ	11	27	41
C16	ΥΠ/ΜΑ	10	24	32
	ΔΟΚΟΣ	16	36	50
C20	ΥΠ/ΜΑ	14	44	58
	ΔΟΚΟΣ	17	47	64
C25	ΥΠ/ΜΑ	9	78	-
	ΔΟΚΟΣ	17	49	75
C50	ΥΠ/ΜΑ	19	-	-
	ΔΟΚΟΣ	19	56	85

Πίνακας 5.5 Προσδιορισμός βήματος 1ης δοκού και 1ου στύλου με την είσοδο τους σε στάθμη επιτελεστικότητας

Από τον πίνακα 5.5, στο 9-όροφο πλαίσιο παρατηρούμε ότι για τις ποιότητες C25, C50 δεν ορίζεται σημείο επιτελεστικότητας που σημαίνει ότι ο φορέας είναι ανεπαρκής για τον στόχο αποτίμησης.

5.4 Συμπεράσματα

Από τους παραπάνω πίνακες και τα σχήματα που προέκυψαν από τις αναλύσεις, διαπιστώνουμε ότι, αυξάνοντας τον αριθμό ορόφων του πλαισίου και βελτιώνοντας την ποιότητα σκυροδέματος, το βήμα που εισέρχεται το πρώτο υποστύλωμα ή δοκός σε στάθμη επιτελεστικότητας μεγαλώνει, γεγονός που υποδηλώνει την αύξηση ικανότητας παραλαβής οριζόντιων φορτίων. Από το κεφάλαιο 5 όμως, στο 3-όροφο πλαίσιο το βήμα δεν μεγάλωνε όσο βελτιωνόταν η θλιπτική αντοχή σκυροδέματος. Δηλαδή, συμπεραίνουμε ότι στο 3-όροφο πλαίσιο, η μετελαστική του συμπεριφορά παρέμεινε ίδια για όλες τις εξεταζόμενες ποιότητες σκυροδέματος. Στο 6-όροφο πλαίσιο η μετελαστική του συμπεριφορά από C12 σε C16 βελτιώθηκε και έπειτα για τις ανώτερες ποιότητες, παρέμεινε στα ίδια επίπεδα. Τέλος στο 9-όροφο πλαίσιο, η μετελαστική συμπεριφορά του βελτιωνόταν από C12 έως και C20 και έπειτα παρέμεινε ίδια.

Συνεπώς, καταλήγουμε στο συμπέρασμα ότι, όσο αυξάνουμε τον αριθμό ορόφων μιας κατασκευής, με θλιπτική αντοχή f_c του σκυροδέματος να κυμαίνεται από C16 με C20 και άνω, η μετελαστική συμπεριφορά της είναι παρόμοια. Τούτο σημαίνει ότι για αποτίμηση υφιστάμενης κατασκευής, εφόσον δεν υπάρχουν σαφείς ενδείξεις αστοχίας, μπορούμε να χρησιμοποιούμε αντιπροσωπευτικές τιμές αντοχής υλικών ή τις παραδοχές της μελέτης κατασκευής του κτιρίου χωρίς να γίνουν εργαστηριακοί έλεγχοι αυτών και να προκύψουν αξιόπιστα αποτελέσματα.

Τέλος, αξίζει να αναφερθεί ότι και μετά τον ισχυρό σεισμό στην Κεφαλονιά τον Ιανουάριο του 2014, στο θεσμικό πλαίσιο που ψηφίστηκε για την αποκατάσταση των βλαβών σε κτίρια από οπλισμένο σκυρόδεμα, που έχουν πληγεί, ορίζει ότι για την τεκμηρίωση της αντοχής των υλικών και εφόσον δεν διατίθενται αξιόπιστα αποτελέσματα παλαιότερων ποιοτικών ελέγχων, ή δεν γίνεται διεύρυνση για τα χαρακτηριστικά τους, επιτρέπεται να χρησιμοποιούνται «ερήμην» αντιπροσωπευτικές τιμές αντοχής υλικών, τόσο για την αποτίμηση όσο και για τον ανασχεδιασμό (σε συνδυασμό πάντα με διαθέσιμες υπεύθυνες πληροφορίες ή/και άλλα αξιόπιστα στοιχεία). Γεγονός που υποδηλώνει και πάλι ότι ο εργαστηριακός έλεγχος για

Διερεύνηση της επιρροής ποιότητας σκυροδέματος στην μεταλαστική συμπεριφορά κατασκευών από οπλισμένο σκυρόδεμα

εξακρίβωση της ποιότητας σκυροδέματος σε αποτίμηση μιας υφιστάμενης κατασκευής, τίθεται πλέον μη απαραίτητος, αφού ορίζοντας μια αντιπροσωπευτική τιμή της θλιπτικής αντοχής του σκυροδέματος θα καταλήξουμε σε αξιόπιστα αποτελέσματα προκειμένου να προχωρήσουμε σε ανασχεδιασμό ή όχι του φορέα.

ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

- Ο.Α.Σ.Π. (2011) «Κανονισμός επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ), Τελικό εναρμονισμένο κείμενο»
- Ο.Α.Σ.Π. (2006) «Ελληνικός Κανονισμός Οπλισμένου Σκυροδέματος» (ΕΚΩΣ2000)
- Ο.Α.Σ.Π. (2006) «Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός» (ΕΑΚ2000)
- Ευρωκώδικας 8 (2005) «Αντισεισμικός κανονισμός, Μέρος 3: Αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας και ενίσχυσης κτιρίων», EN 1998-3:2005
- Σπυράκος Κ. (2004), «Ενίσχυση Κατασκευών για Σεισμικά Φορτία», Εκδ. Τεχνικό Επιμελητήριο Ελλάδος
- Δρίτσος Σ. (2012) «Αποτίμηση και Επεμβάσεις σε Υφιστάμενες κατασκευές με βάση τον Ευρωκώδικα 8 και τον ΚΑΝ.ΕΠΕ», Ημερίδα: «Κανονισμός Επεμβάσεων»
- Δρίτσος Σ. (2007) «Ενισχύσεις-Επισκευές κατασκευών από οπλισμένο σκυρόδεμα»
- Γιαννόπουλος Π.Ι. «Πλαστιμότητα κατασκευών από οπλισμένο σκυρόδεμα»
- Κουτάντου Ε., 2009. « Αποτίμηση και Ανασχεδιασμός Κτηρίου με Ελαστικές και Ανελαστικές Μεθόδους», Α.Π. Θ., Νοέμβριος 2009», Θεσσαλονίκη
- Ζηκίδη Β., 2012. «Αποτίμηση Ανελαστικής Συμπεριφοράς Πολυώροφου Κτηρίου από Οπλισμένο Σκυρόδεμα», Αθήνα
- Αντωνιάδου Μ., 2014 «Διερεύνηση της σεισμικής συμπεριφοράς και τρωτότητας προτύπων επίπεδων πλαισίων ω.σ. σχεδιασμένων με παλαιούς και σύγχρονους κανονισμούς», Αθήνα
- Τσαμπρας Γ. (2010) « SAP2000, Ανάλυση & Σχεδιασμός κατασκευών με πεπερασμένα στοιχεία»
- Manual SAP2000
- Παναγιωτάκος Γ. (2012) «Παράδειγμα εφαρμογής ΚΑΝΕΠΕ»
- Γαβριλάκη Αικ. 2013 «Ανάπτυξη νομογραφημάτων, πινάκων και άλλων εργαλείων υποστήριξης μελετών ΚΑΝ.ΕΠΕ»
- Αριθ. 1455/ΣΤ8 – ΦΕΚ Β 455 – 25.02.2014 «Καθορισμός ελαχίστων υποχρεωτικών απαιτήσεων για τη σύνταξη μελετών αποκατάστασης κτιρίων από οπλισμένο σκυρόδεμα, που έχουν υποστεί βλάβες από σεισμό και την έκδοση των σχετικών αδειών επισκευής. »