



ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

ΔΙΑΤΜΗΜΑΤΙΚΟ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑ ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΩΝ ΣΠΟΥΔΩΝ
«ΔΟΜΟΣΤΑΤΙΚΟΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΚΑΙ ΑΝΑΛΥΣΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ»

**Ανάπτυξη νομογραφημάτων, πινάκων και άλλων
εργαλείων υποστήριξης μελετών ΚΑΝ.ΕΠΕ**

ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΗ ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

της

ΓΑΒΡΙΑΚΗ ΑΙΚΑΤΕΡΙΝΗΣ

Επιβλέπων : Εμμανουήλ Βουγιούκας
Λέκτορας Ε.Μ.Π.

Αθήνα, Μάιος 2013

Πρόλογος

Η παρούσα διπλωματική εργασία εκπονήθηκε στα πλαίσια του διατμηματικού προγράμματος μεταπτυχιακών σπουδών «Δομοστατικός Σχεδιασμός και Ανάλυση των Κατασκευών» το διδακτικό έτος 2012/2013 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.

Περίληψη

Η παρούσα διπλωματική εργασία ασχολείται με την διερεύνηση του Κανονισμού Επεμβάσεων υφιστάμενων κατασκευών. Σκοπός της εργασίας είναι η διαμόρφωση ενός εύχρηστου και πολύτιμου εγχειριδίου με λογικά διαγράμματα και νομογραφήματα καθώς και ενός προγράμματος εισαγωγής πλαστικών αρθρώσεων κατά την προσομοίωση της υφιστάμενης κατασκευής στο πρόγραμμα πεπερασμένων στοιχείων. Συμπληρωματικά, τα παραπάνω εφαρμόζονται στην αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας ενός υφισταμένου κτιρίου.

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 κατά την προσομοίωση, την ανάλυση και τον έλεγχο ενός υφισταμένου κτιρίου.

Το τρίτο κεφάλαιο αναλύει την έννοια της πλαστικής άρθρωσης και περιλαμβάνει προσεγγιστικά διαγράμματα- νομογραφήματα για τον προσδιορισμό του διαγράμματος ροπών-καμπυλοτήτων.

Το τέταρτο κεφάλαιο περιλαμβάνει διαγράμματα ροής της διαδικασίας διαχείρισης ενός υφισταμένου κτιρίου.

Το πέμπτο κεφάλαιο εμπεριέχει το εγχειρίδιο του προγράμματος ΚΑΝ.ΕΠΕ. Το πρόγραμμα στοχεύει στην εύκολη πρόσβαση δεδομένων και την ενσωμάτωση του ελληνικού κανονισμού επεμβάσεων στο πρόγραμμα πεπερασμένων στοιχείων SAP. Με τη χρήση του προγράμματος γίνεται άμεση η αλλαγή και ενίσχυση μελών.

Στο έκτο κεφάλαιο επιλύεται ένα υφιστάμενο κτίριο με χρήση του προγράμματος SAP και του συμπληρωματικού προγράμματος ΚΑΝ.ΕΠΕ που δημιουργήθηκε στα πλαίσια της παρούσας διπλωματικής εργασίας.

Abstract

This diploma thesis focuses on the Greek retrofitting code of existing buildings (KAN.EPE). The objective is the development of a practical and helpful manual of flowcharts and nomograms and a program in Fortran that cooperates with the finite element program, SAP in order to introduce the plastic hinges in the simulation of an existing building. Furthermore, as an example of the methodology-flowcharts and the program, this thesis concerns the assessment of seismic behavior and capacity of an existing building in Athens and investigates/examines the potential need of some parts of the structure to be strengthened.

More specifically, the first chapter contains an introduction of the history of seismic vulnerability of existing buildings based on seismic regulations. Refer to construction difficulties based on the practices of each regulation that was in effect at that time.

The second chapter is an overview of the Greek retrofitting code named KAN.EPE. The chapter describes the basic parameters of regulation interventions during simulation, analysis and control of an existing building. In order to ensure that any building is able to resist the design earthquake, there is this code integrated, based on specific performance criteria. Those are the basic principle of the nonlinear static (Pushover) Analysis that identifies the target point (base reaction-top displacement) in order to assess the capacity of the building.

The third chapter analyzes the meaning of ductility in existing building and the importance in the plastic hinges. The chapter contains approximately charts-nomograms for determining the moment-rotation plot.

The fourth chapter contains flowcharts and tables for the management process of an analysis of an existing building.

The fifth chapter contains the manual of the program KANEPE. The program aims to easy data access and integrates the Greek retrofitting code in the finite element program, SAP. Using this program, it is possible to directly change and strengthening members.

The sixth chapter is an application of the thesis methodology on an existing building. It contains an analytical description of an existing building and how exactly it is simulated in SAP2000 and the program KAN.EPE that it is created as part of this thesis. Materials' properties, sections' shape and characteristics, the applied loads and the design spectrum are defined, too.

Keywords: «KAN.EPE, flowcharts, nomograms, program kanepe, Nonlinear Static (Pushover) Analysis

Πίνακας περιεχομένων

1	Εισαγωγή.....	1
1.1	Σεισμική τρωτότητα υφιστάμενων κατασκευών στην Ελλάδα.....	2
1.1.1	Οι προ του 1984 κατασκευές.....	2
1.1.2	Οι μετά το 1984 κατασκευές.....	3
1.1.3	Συμπέρασμα.....	4
1.2	Οι δυσχέρειες της αποτίμησης και σεισμικής ενίσχυσης υφισταμένων κατασκευών.....	5
2	Κανονισμός επεμβάσεων.....	7
2.1	Στάθμες επιτελεσματικότητας για την αποτίμηση φέροντος οργανισμού.....	8
2.2	Στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων (Σ.Α.Δ.).....	10
2.3	Κύρια και δευτερεύοντα στοιχεία.....	11
2.4	Μέθοδοι ανάλυσης-Προϋποθέσεις εφαρμογής.....	12
2.4.1	Προϋποθέσεις εφαρμογής ελαστικής στατικής ανάλυσης.....	13
2.4.2	Προϋποθέσεις εφαρμογής ελαστικής δυναμικής ανάλυσης.....	14
2.4.3	Προϋποθέσεις εφαρμογής ανελαστικής στατικής ανάλυσης.....	14
2.4.4	Προϋποθέσεις εφαρμογής ανελαστικής δυναμικής ανάλυσης.....	15
2.5	Η ανίσωση ασφαλείας & οι συντελεστές ασφαλείας.....	15
2.5.1	Ανίσωση ασφαλείας.....	15
2.5.2	Συντελεστές ασφαλείας.....	17
2.6	Συντελεστής συμπεριφοράς q.....	20
2.7	Δυσκαμψίες.....	22
2.8	Διαφραγματική λειτουργία.....	24
2.9	Δείκτης ανεπάρκειας.....	24
2.10	Μορφολογική κανονικότητα.....	25
2.11	Τα κριτήρια ελέγχου της ανίσωσης ασφαλείας.....	26
2.12	Ανελαστική στατική ανάλυση- Εξιδανικευμένη καμπύλη δύναμης-μετακίνησης-Υπολογισμός στοχευμένης μετακίνησης.....	29
3	Η έννοια της πλαστιμότητας – Νομογραφήματα προσδιορισμού διαγραμμάτων ροπών -καμπυλοτήτων.....	33

3.1	Η έννοια της πλαστιμότητας.....	34
3.2	Η έννοια της πλαστικής άρθρωσης.....	35
3.3	Διάγραμμα ροπών – καμπυλοτήτων (κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ)	38
3.3.1	Υπολογισμός γωνίας στροφής χορδής διαρροής, θ_y	40
3.3.2	Υπολογισμός οριακής γωνίας στροφής χορδής θ_u - θ_{pl}	43
3.3.3	Υπολογισμός ροπής διαρροής M_y (Οριακή αντοχή M_u).....	45
3.3.4	Υπολογισμός διατμητικής αντοχής στοιχείου	46
3.4	Νομογραφήματα	49
3.4.1	Διαγράμματα υπολογισμού $(1/r) d$ και ξ	49
3.4.2	Διαγράμματα υπολογισμού M_y	63
3.4.3	Διαγράμματα υπολογισμού γωνίας στροφής κατά τη διαρροή, θ_y	74
3.4.4	Διαγράμματα υπολογισμού θ_{um}^{pl} – Τελικός υπολογισμός θ_u	79
3.4.5	Αξιοπιστία διαγραμμάτων – Σύγκριση τιμών τυχούσας διατομής	80
3.4.6	Συμπεράσματα.....	83
4	Συνοπτικοί πίνακες – Διαγράμματα ροής ανάπτυξης μελέτης ΚΑΝ.ΕΠΕ.....	85
4.1	Πίνακας διαδικασία μελέτης υφιστάμενης κατασκευής	85
4.2	Διαγράμματα ροής.....	88
4.2.1	Διάγραμμα ροής διαδικασίας μελέτης υφιστάμενης κατασκευής.....	88
4.2.2	Λογικό διάγραμμα υπολογισμού διαγράμματος ροπών - καμπυλοτήτων.....	90
5	Εγχειρίδιο προγράμματος ΚΑΝ.ΕΠΕ.....	92
5.1	Λαμβανόμενα αρχεία.....	92
5.1.1	IN-DATA -Γενικευμένο σύστημα.....	93
5.1.2	IN-DATA -Στοιχεία δεδομένων των διατομών.....	94
5.2	Διαδικασία εκτέλεσης.....	97
5.2.1	Το κυρίως πρόγραμμα	98
5.2.2	Υπό-ρουτίνες	98
5.3	Εξερχόμενα αρχεία	100
5.3.1	Αρχεία ελέγχου	100
5.3.2	Αρχεία SAP	106
5.4	Επαλήθευση προγράμματος.....	109

6	Αποτίμηση υφισταμένου κτιρίου-Εφαρμογή διαγραμμάτων και προγράμματος ΚΑΝ.ΕΠΕ.....	113
6.1	Αντικείμενο της μελέτης.....	113
6.2	Περιγραφή κτιρίου- Φέρων οργανισμός.....	113
6.3	Υλικά	115
6.3.1	<i>Ποιότητα Σκυροδέματος.....</i>	<i>115</i>
6.3.2	<i>Ποιότητα Χάλυβα</i>	<i>116</i>
6.4	Οπλισμοί διατομών	116
6.4.1	<i>Οπλισμοί υποστυλωμάτων.....</i>	<i>116</i>
6.4.2	<i>Οπλισμοί δοκών</i>	<i>118</i>
6.5	Προσομοίωση	121
6.6	Ανάλυση.....	123
6.6.1	<i>Στατική – μη γραμμική ανάλυση(Push over)</i>	<i>124</i>
6.7	Αποτίμηση της ικανότητας του κτιρίου	126
6.7.1	<i>Υπολογισμός στοχευμένης μετακίνησης δ_r.....</i>	<i>126</i>

1

Εισαγωγή

Σε μια ιδιαίτερα σεισμογενή περιοχή του κόσμου, όπως η Ελλάδα, κύριο μέλημα του μελετητή μηχανικού είναι η θωράκιση των κατασκευών έναντι οριζόντιων δράσεων. Οι σύγχρονοι αντισεισμικοί κανονισμοί έχουν φτάσει ένα πολύ καλό επίπεδο, με αποτέλεσμα τα νέα κτίρια, όπως έδειξαν οι πρόσφατοι σεισμοί, να έχουν ξεκάθαρα καλύτερη συμπεριφορά σε σχέση με τα παλαιότερα (στη συντριπτική τους πλειοψηφία κτίρια από οπλισμένο σκυρόδεμα που μελετήθηκαν και οικοδομήθηκαν στην Ελλάδα τουλάχιστον έως τα τέλη της δεκαετίας του 1970).

Τα παλαιότερα κτίρια όμως είναι αυτά που αποτελούν την μεγάλη πλειοψηφία (της τάξης του 70%) του οικιστικού πλούτου της χώρας, και κατά συνέπεια και τη μεγαλύτερη πηγή κινδύνου από το σεισμό. Ένας σημαντικός αριθμός από τα κτίρια αυτά, κατά τη διάρκεια σεισμών που έχουν συμβεί στο διάστημα από την κατασκευή τους έως σήμερα, έχουν υποστεί μικρότερης ή μεγαλύτερης έκτασης βλάβες. Η φυσική φθορά που υφίσταται μία κατασκευή με το χρόνο, εφόσον δεν υπάρχει πρόνοια για κατάλληλη συντήρηση και ενδεχομένως ενίσχυσή της, μειώνει την αντοχή της κατασκευής για την ανάληψη σεισμικών φορτίων. Κατά συνέπεια, ένας προοδευτικά αυξανόμενος αριθμός υφιστάμενων κατασκευών, διαπιστώνεται ότι χρήζουν επεμβάσεων για την ανάληψη σεισμικών φορτίων.

Ως «Αποτίμηση Σεισμικής Συμπεριφοράς» ορίζεται η ποσοτική εκτίμηση και ο έλεγχος της επάρκειας μιας συγκεκριμένης κατασκευής έναντι μιας συγκεκριμένης στάθμης σεισμικής δράσης. Το αποτέλεσμα της αποτίμησης δεν είναι απλώς ένα ναι ή όχι για την ανάγκη ενίσχυσης. Ακόμα και όταν η κατασκευή είναι προφανώς ανεπαρκής και χρειάζεται ενίσχυση, μία λεπτομερής αποτίμηση αποτελεί απαραίτητο πρώτο στάδιο ενός καλού ανασχεδιασμού (δηλ. μιας καλής μελέτης της ενίσχυσης), γιατί μέσω αυτής εντοπίζονται τα

πλέον τρωτά σημεία και τμήματα της κατασκευής και καθοδηγείται ο μελετητής στην επιλογή του είδους και της έκτασης της ενίσχυσης.

«Ενίσχυση» είναι η αναβάθμιση της αντοχής της κατασκευής σε εξωτερικές δράσεις (στη συγκεκριμένη περίπτωση σεισμό), σε σύγκριση με το επίπεδο του αρχικού σχεδιασμού της και για καθορισμένη στάθμη επιτελεσματικότητας (επιθυμητή συμπεριφορά της κατασκευής για την αντίστοιχη σεισμική δράση σχεδιασμού). Υφιστάμενες κατασκευές που ενδεχόμενα θα εμφανίσουν σεισμικές βλάβες ή και φθορές από το χρόνο, είναι πολύ πιθανόν να είναι εντελώς ανεπαρκείς από απόψεως αντισεισμικού σχεδιασμού σύμφωνα με τις σημερινές αντιλήψεις, γνώσεις και απαιτήσεις ασφαλείας. Έτσι, κατά κανόνα η επισκευή συνοδεύεται και από σεισμική ενίσχυση.

1.1 Σεισμική τρωτότητα υφιστάμενων κατασκευών στην Ελλάδα

1.1.1 Οι προ του 1984 κατασκευές

Ο αντισεισμικός σχεδιασμός εισήχθη στην Ελλάδα για πρώτη φορά μαζί με τον πρώτο Αντισεισμικό Κανονισμό το 1959. Προ του 1959 είχε αναπτυχθεί σε ορισμένες πολύ σεισμικές περιοχές της χώρας, όπως τα Επτάνησα, κάποια εμπειρική παράδοση Αντισεισμικής Τεχνολογίας και ορισμένοι τουλάχιστον τύποι κατασκευών χαρακτηρίζονταν από κάποια στοιχεία αντισεισμικής προστασίας. Από την άλλη πλευρά, η θέσπιση Αντισεισμικού Κανονισμού το 1959 δεν σήμαινε ότι οι κατασκευές που σχεδιάστηκαν μ' αυτόν, ιδίως οι πολυώροφες από οπλισμένο σκυρόδεμα, διέθεταν ικανοποιητική αντοχή σε σεισμό. Το βασικό νέο στοιχείο που εισήγαγε στο σχεδιασμό των κατασκευών οπλισμένου σκυροδέματος ο Αντισεισμικός Κανονισμός του 1959 ήταν η απαίτηση υπολογισμού και διαστασιολόγησης για οριζόντιες δυνάμεις ανάλογες των μαζών της κατασκευής και ο καθορισμός του μεγέθους των δυνάμεων αυτών ανάλογα με τη θεωρούμενη σεισμικότητα της περιοχής και τον τύπο του εδάφους. Για τη διαστασιολόγηση του οπλισμένου σκυροδέματος παρέμεινε σε ισχύ ο Κανονισμός του 1954, ο οποίος ήταν απλή μετάφραση του αντίστοιχου Γερμανικού του 1936 και δεν περιελάμβανε διατάξεις για κατασκευαστική διαμόρφωση και λεπτομέρειες όπλισης μελών με στόχο την τοπική πλαστιμότητα. Ο Κανονισμός αυτός δηλαδή ήταν προσανατολισμένος αποκλειστικά σχεδόν σε κατασκευές που καλούνται να αναλάβουν μόνο 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 οριζοντίων δυνάμεων και στις δύο οριζόντιες διευθύνσεις. Αντίθετα συχνά χαρακτηρίζονταν από όπλιση των πλακών μόνο στη μία οριζόντια διεύθυνση και στήριξή τους σε δοκούς παράλληλες στην

άλλη διεύθυνση, με αποτέλεσμα το κτίριο να διαθέτει σαφές πλαισιακό σύστημα μόνο στη μία διεύθυνση ενώ στην άλλη τα υποστυλώματά του να λειτουργούν ουσιαστικά σαν κατακόρυφοι πρόβολοι. Πολύ συχνά επίσης η θέση των δοκών και των υποστυλωμάτων καθοριζόταν απόλυτα από την αρχιτεκτονική διάταξη, με αποτέλεσμα το δομικό σύστημα να κυριαρχείται από έμμεσες στηρίξεις δοκών επί άλλων δοκών και να χαρακτηρίζεται από σχεδόν πλήρη απουσία πλήρων πλαισίων.

Δομικά συστήματα με τα παραπάνω χαρακτηριστικά μπορεί να είναι επαρκή για τη μεταφορά των κατακόρυφων φορτίων στο έδαφος, έχουν όμως προβληματική σεισμική συμπεριφορά και απαιτούν αρκετά προσεκτική και αξιόπιστη μαθηματική προσομοίωση και χρήση μεθόδων (κατά προτίμηση δυναμικής) ανάλυσης κατασκευών στο χώρο με H/Y. Ελλείπει όμως κατάλληλων υπολογιστικών μεθόδων και εργαλείων, είχε επικρατήσει τότε στην Ελληνική μελετητική πρακτική ένας προσεγγιστικός τρόπος υπολογισμού της σεισμικής έντασης στα μέλη του δομικού συστήματος (ανάλογα με τις ελαστικές δυσκαμψίες τους, θεωρώντας τα πακτωμένα στις στάθμες των ορόφων), ο οποίος οδηγούσε σε λανθασμένη εκτίμηση της κατανομής της σεισμικής τέμνουσας ορόφου στα μέλη, υποεκτιμώντας ή υπερεκτιμώντας την κατά περίπτωση.

Οι επιπτώσεις των αστοχιών του προσομοιώματος και του τρόπου ανάλυσης που χρησιμοποιούνταν για τον αντισεισμικό σχεδιασμό κτιρίων οπλισμένου σκυροδέματος μετά το 1959 θα μειωνόταν ουσιαστικά αν τα μέλη διέθεταν μεγάλη τοπική πλαστιμότητα, που θα επέτρεπε την ανακατανομή της σεισμικής έντασης από τα περισσότερο βεβαρημένα σημεία στα λιγότερο. Όμως τα κτίρια που σχεδιάστηκαν και κατασκευάστηκαν με τον Κανονισμό του 1959 εκτιμάται ότι διαθέτουν τοπική πλαστιμότητα που ισοδυναμεί περίπου με συντελεστή συμπεριφοράς μεταξύ 1.5 και 2.0. Το συμπέρασμα είναι ότι, εκτός αν διαθέτουν σημαντικές υπεραντοχές, π.χ. λόγω καλής ποιότητας τοιχοπληρώσεων με πυκνή και κανονική διάταξη σε κάτοψη και χωρίς πολλά και μεγάλα ανοίγματα, τα κτίρια Οπλισμένου Σκυροδέματος που σχεδιάστηκαν με τον Αντισεισμικό Κανονισμό του 1959 χαρακτηρίζονται από υψηλή σεισμική τρωτότητα.

1.1.2 Οι μετά το 1984 κατασκευές

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 $2^{\alpha\varsigma}$ 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 σχεδιάστηκαν και κατασκευάστηκαν 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.

1.1.3 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.

1.2 Οι δυσχέρειες της αποτίμησης και σεισμικής ενίσχυσης υφισταμένων κατασκευών

Παρά το γεγονός ότι σε όλες τις σεισμικές περιοχές του κόσμου ο σεισμικός κίνδυνος προέρχεται κυρίως από παλαιότερες κατασκευές, η έρευνα και η εκπαίδευση στην Αντισεισμική Τεχνολογία, καθώς και το σύνολο σχεδόν της δραστηριότητας σε εθνικό ή υπερεθνικό επίπεδο για σύνταξη σχετικών κανονισμών και προδιαγραφών εξακολουθεί να επικεντρώνεται στις νέες κατασκευές. Σε εθνικό επίπεδο το συνολικό κόστος της ενίσχυσης των παλαιότερων κατασκευών που κρίνονται επικίνδυνες είναι τόσο μεγάλο σε σύγκριση με το Ακαθάριστο Εθνικό Προϊόν μιας σειсмоγενούς χώρας όπως η Ελλάδα, που η Πολιτεία προτιμά να αγνοεί το πρόβλημα, περιμένοντας ουσιαστικά ότι αυτό θα λυθεί χάρη στη φυσική φθορά των κατασκευών. Η στάση αυτή μπορεί να είναι βέλτιστη από κοινωνικό-οικονομική άποψη εάν η μέση περίοδος επανάλιψης μετρίων έως ισχυρών σεισμών είναι μικρότερη από την αναμενόμενη απομένουσα διάρκεια ζωής των παλαιών κατασκευών.

Οι λόγοι για τους οποίους η Πολιτεία αλλά και ο μέσος πολίτης προτιμούν να παραβλέπουν το πρόβλημα είναι πολλοί, με κύριο την απροθυμία ή αδυναμία του μέσου ιδιώτη και ιδιοκτήτη να καταβάλει το οικονομικό αντίτιμο της αυξημένης ασφαλείας. Το πρόβλημα του κόστους αυτού είναι δυσεπίλυτο και ενδεχομένως ευαίσθητο από πολιτική άποψη καθώς αν τεθεί ανοικτά το θέμα της ανεπαρκούς ασφάλειας των παλαιότερων κατασκευών, ο μεν μέσος πολίτης θα απαιτεί από την Πολιτεία να αναλάβει μεγάλο μέρος του οικονομικού κόστους της λύσης του καθόσον αυτή είχε θεσμοθετήσει τους Κανονισμούς με τους οποίους οι κατασκευές αυτές είχαν κριθεί στο παρελθόν σαν ασφαλείς, η δε Πολιτεία δεν θα είναι σε θέση να το αναλάβει. Χαρακτηριστικό είναι ότι ενώ σ' ένα νέο κτίριο το πρόσθετο κόστος της σεισμικής ασφάλειας είναι σχεδόν αμελητέο σε σύγκριση με το συνολικό (5% το πολύ), το συνολικό κόστος της ενίσχυσης μιας υφιστάμενης κατασκευής, άμεσο (κόστος μελέτης, υλικών και εργασιών) και έμμεσο (οικονομικές επιπτώσεις της διακοπής χρήσης της κατασκευής), είναι τόσο μεγάλο, που ενδέχεται η καθαίρεση και η ανακατασκευή να είναι οικονομικότερη από την ενίσχυση.

Για τους λόγους αυτούς δεν συνηθίζεται, υπό κανονικές συνθήκες, η σεισμική ενίσχυση παλαιότερων κατασκευών, εκτός αν αυτές έχουν μεγάλη σπουδαιότητα (όπως κτίρια

νοσοκομείων, σχολείων, ή δημόσια κτίρια που χρειάζεται να λειτουργούν πλήρως κατά τη διάρκεια και μετά το σεισμό, κλπ.). Έτσι κατά κανόνα τη σεισμική ενίσχυση έρχεται να προκαλέσει ένα έκτακτο γεγονός, όπως η αλλαγή και αναβάθμιση χρήσης (η οποία, ούτως ή άλλως επιβάλλει διακοπή της λειτουργίας) ή, συνήθως για την Ελλάδα, ένας ισχυρός σεισμός που προκαλεί βλάβες που χρειάζεται να επισκευασθούν.

Πέρα από τους ανωτέρω οικονομικοπολιτικούς λόγους που αποθαρρύνουν την ενίσχυση παλαιότερων κατασκευών, υπάρχουν και αντικίνητρα καθαρά τεχνικής φύσης. Κατ' αρχήν, η σεισμική αποτίμηση και ενίσχυση υφισταμένων κατασκευών είναι πολύ δυσκολότερο τεχνικό πρόβλημα από τον αντισεισμικό σχεδιασμό νέων κατασκευών. Τα τεχνικής φύσεως προβλήματα είναι περισσότερο έντονα για τις κατασκευές Οπλισμένου Σκυροδέματος, οι οποίες χαρακτηρίζονται από μεγαλύτερη ποικιλία στις μορφές, τη δομική γεωμετρία και τον τρόπο συμπεριφοράς και αστοχίας σε σεισμό. Δεύτερον, η διεθνής επιστημονική κοινότητα της Αντισεισμικής Τεχνολογίας άρχισε να ασχολείται με το πρόβλημα των υφισταμένων κατασκευών πολύ πιο πρόσφατα απ' ότι μ' αυτό του σχεδιασμού νέων. Επιπλέον η σχετικά σύντομη ιστορία των κατασκευών Οπλισμένου Σκυροδέματος και η συνεχής εξέλιξη των Κανονισμών για το Σχεδιασμό τους, δεν έχουν επιτρέψει τη συγκέντρωση επαρκούς εμπειρίας για τη συμπεριφορά αυτού του τύπου των κατασκευών σε πραγματικούς σεισμούς, όπως μάλιστα αυτή επηρεάζεται από τον τρόπο αντισεισμικού σχεδιασμού τους.

2

Κανονισμός επεμβάσεων

Η ανάγκη επεμβάσεων σε υφιστάμενες κατασκευές με ελλείψεις ή ανεπάρκειες, οδήγησε στη σύνταξη ενός σχετικού κανονισμού με στόχο τη θεσμοθέτηση κριτηρίων για την αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας των υφισταμένων αυτών δομημάτων, καθώς και κανόνων εφαρμογής για τον αντισεισμικό ανασχεδιασμό τους. Για τον σκοπό αυτόν, υπό την αιγίδα του ΟΑΣΠ, τον Οκτώβριο του 2000 άρχισε να εκπονείται ερευνητικό έργο, το οποίο μετουσιώθηκε τον Ιανουάριο του 2003 στο πρώτο σχέδιο (Σχέδιο 0) κειμένου του Κανονισμού Επεμβάσεων (ΚΑΝΕΠΕ). Το επόμενο σχέδιο (Σχέδιο 1) του Κανονισμού εκδόθηκε τον Φεβρουάριο του 2004 και το αμέσως επόμενο σχέδιο του Κανονισμού (σχέδιο 2) εκδόθηκε τον Νοέμβριο του 2005. Το τελικό σχέδιο, με βάση το οποίο εκπονήθηκε η παρούσα εργασία, είναι το τελικό σχέδιο του Κανονισμού (σχέδιο 3) που εκδόθηκε τον Φεβρουάριο του 2009.

Ο Κανονισμός Επεμβάσεων καθορίζει τα κριτήρια αποτίμησης της φέρουσας ικανότητας υφιστάμενης κατασκευής, τις ελάχιστες υποχρεωτικές απαιτήσεις φέρουσας ικανότητας ανασχεδιασμένων δομημάτων ή μελών τους, τους τρόπους με τους οποίους μπορεί να γίνει η επέμβαση, καθώς και τη συσχέτιση του κανονισμού αυτού με άλλους κανονισμούς (υλικών, φορτίσεων, κλπ). Ο ΚΑΝΕΠΕ αναφέρεται κυρίως σε κτίρια με φέροντα οργανισμό από οπλισμένο σκυρόδεμα (με ή χωρίς βλάβες), ενώ δεν καλύπτει έργα «υψηλής σεισμικής διακινδύνευσης» (για τα έργα αυτά η απαιτούμενη στάθμη προστασίας θα καθορίζεται από ειδικές συμπληρωματικές διατάξεις). Τέλος, η εφαρμογή του προϋποθέτει άτομα που διαθέτουν τις απαραίτητες εξειδικευμένες τεχνικές γνώσεις και τα σχετικά προσόντα, ώστε να υπάρχει εξασφάλιση έναντι κακοτεχνιών ή σφαλμάτων λόγω απειρίας, τα οποία αποτελούν σημαντική αιτία αστοχίας στις κατασκευές.

2.1 Στάθμες επιτελεστικότητας για την αποτίμηση φέροντος οργανισμού

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 «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 του φέροντος οργανισμού ορίζονται ως εξής:

- «Άμεση χρήση μετά τον σεισμό» (Α). Είναι μια κατάσταση κατά την οποία αναμένεται ότι καμία λειτουργία του δομήματος δεν διακόπτεται κατά τη διάρκεια και μετά το σεισμό σχεδιασμού, εκτός ενδεχομένως από δευτερευούσης σημασίας λειτουργίες. Ενδέχεται να παρουσιαστούν μερικές τριχοειδείς ρωγμές (κυρίως καμπτικού χαρακτήρα) στον φέροντα οργανισμό.
- «Προστασία ζωής» (Β). Είναι μια κατάσταση κατά την οποία κατά το σεισμό σχεδιασμού αναμένεται να παρουσιαστούν επισκευάσιμες βλάβες στον φέροντα οργανισμό του κτιρίου, χωρίς όμως να συμβεί θάνατος ή σοβαρός τραυματισμός ατόμων εξαιτίας των βλαβών αυτών και χωρίς να συμβούν ουσιώδεις βλάβες στην οικοσκευή ή στα αποθηκευόμενα στο κτίριο υλικά.
- «Οιονεί κατάρρευση» (Γ). Είναι μια κατάσταση κατά την οποία κατά το σεισμό σχεδιασμού αναμένεται να παρουσιαστούν εκτεταμένες σοβαρές (μη επισκευάσιμες κατά πλειονότητα) βλάβες στον φέροντα οργανισμό, ο οποίος όμως έχει ακόμη την ικανότητα να φέρει τα κατακόρυφα φορτία (κατά, και για ένα διάστημα μετά, το σεισμό), χωρίς πάντως να διαθέτει άλλο ουσιαστικό περιθώριο ασφαλείας έναντι ολικής ή μερικής κατάρρευσης. Ο όρος «μη επισκευάσιμες βλάβες» αναφέρεται σε σοβαρές βλάβες, έναντι των οποίων απαιτείται ενίσχυση (και όχι απλή επισκευή) ή αντικατάσταση ή υποκατάσταση του δομικού στοιχείου ή του δομήματος στο σύνολό του. Είναι προφανές ότι στην κατάσταση αυτή δεν αποκλείονται τραυματισμοί ορισμένων ατόμων λόγω βλαβών ή πτώσης στοιχείων του δευτερεύοντος οργανισμού ή αντικειμένων.

Η σχετική πρόβλεψη των παραπάνω κανονισμών υπηρετείται με τον ακόλουθο πίνακα (Πιν. 2.1). Σε περίπτωση δύο στόχων επανελέγχου τα δυνατά ζεύγη είναι Β1 και Α2 ή Γ1 και Β2. Ενδεικτικά αναφέρεται ότι για νέα δομήματα προβλέπεται στόχος σχεδιασμού Β1. Τα επίπεδα σεισμικής διέγερσης (δηλαδή η σφοδρότητα του σεισμού σχεδιασμού) ορίζονται με

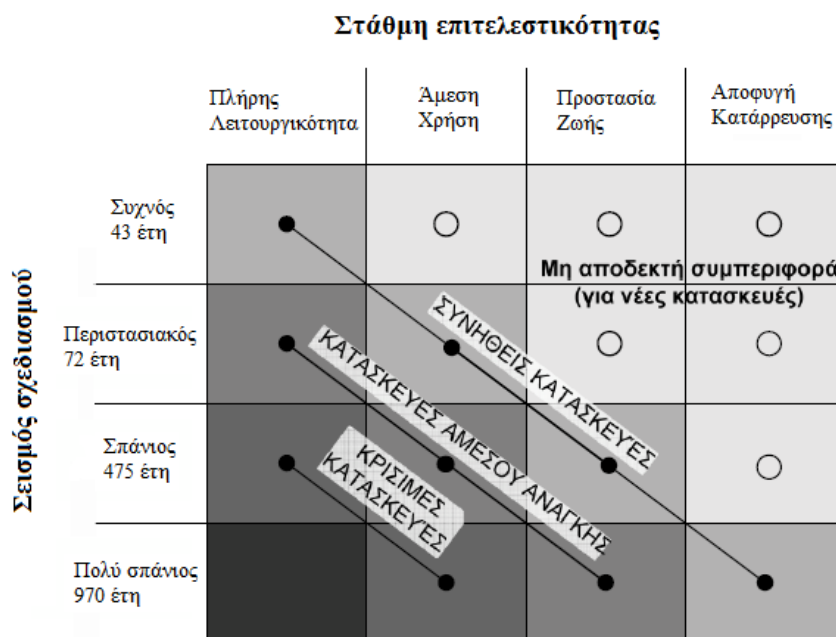
βάση την πιθανότητα υπέρβασης ορισμένης τιμής εδαφικής επιτάχυνσης (ανάλογα με τη σεισμική επικινδυνότητα της περιοχής) σε ορισμένο χρονικό διάστημα που αντιστοιχεί στη διάρκεια ζωής του δομήματος. Η υιοθέτηση στόχου αποτίμησης ή ανασχεδιασμού με πιθανότητα υπέρβασης της σεισμικής δράσης 50% οδηγεί εν γένει σε πιο συχνές, πιο εκτεταμένες και πιο έντονες βλάβες έναντι ενός αντίστοιχου στόχου με πιθανότητα υπέρβασης της σεισμικής δράσης 10%. Η σχέση μεταξύ της περιόδου επαναφοράς T_m και της πιθανότητας υπέρβασης p σε t χρόνια δίνεται από κατά Poisson:

$$T_m = -\frac{t}{\ln(1-p)}$$

Πιθανότητα υπέρβασης σεισμικής δράσης εντός του συμβατικού χρόνου ζωής των 50 ετών	Στάθμη επιτελεστικότητας φέροντος οργανισμού		
	Άμεση χρήση μετά τον σεισμό	Προστασία ζωής	Αποφυγή οιονεί κατάρρευσης
10%	A1	B1	Γ1
50%	A2	B2	Γ2

Πίνακας 2.1 Στάθμες επιτελεστικότητας φέροντος οργανισμού

Πρακτικά, η πιθανότητα υπέρβασης 50% (μέγιστη ανεκτή) σε 50 έτη αντιστοιχεί σε μέση περίοδο επαναφοράς 72 ετών ενώ η πιθανότητα υπέρβασης 10% σε 50 έτη αντιστοιχεί σε μέση περίοδο επαναφοράς περίπου 475 ετών.



Πίνακας 2.2 Επιτρεπτές στάθμες επιτελεστικότητας φέροντος οργανισμού με βάση τον σεισμό σχεδιασμού

2.2 Στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων (Σ.Α.Δ.)

Με βάση τη §3 του ΚΑΝ.ΕΠΕ, πριν από την εκπόνηση οποιασδήποτε μελέτης αποτίμησης ή ανασχεδιασμού απαιτείται η διερεύνηση και τεκμηρίωση του υφισταμένου δομήματος σε επαρκή έκταση και βάθος, ώστε να καταστούν όσο το δυνατόν πιο αξιόπιστα τα δεδομένα που θα χρησιμοποιηθούν. Τα απαιτούμενα στοιχεία αντλούνται από διαθέσιμα δημόσια ή ιδιωτικά αρχεία, σχετικές υπεύθυνες και αξιόπιστες πληροφορίες, καθώς και από επί τόπου διερευνήσεις και ελέγχους. Συνοπτικά ακολουθούνται τα παρακάτω στάδια:

- Η αποτύπωση τόσο του φέροντος οργανισμού, όσο και του οργανισμού πλήρωσης που ενδεχομένως θα ληφθεί υπόψη στη μελέτη. Η αποτύπωση κατά κανόνα γίνεται παράλληλα και υποβοηθείται από την αντίστοιχη αρχιτεκτονική αποτύπωση. Στοχεύει στη σύνταξη κατασκευαστικών σχεδίων που περιλαμβάνουν την ακριβή μορφολογία του δομικού συστήματος, τις γεωμετρικές διαστάσεις και τις διατομές των δομικών στοιχείων, το είδος και την κατάσταση των υλικών.
- Η σύνταξη του ιστορικού της εξεταζόμενης κατασκευής, στο οποίο καταγράφονται πληροφορίες σχετικά με το χρόνο και τις φάσεις κατασκευής, καθώς και τους αντίστοιχους κανονισμούς που ίσχυαν τότε, μεταγενέστερες επεμβάσεις ή αλλαγές χρήσης, βλάβες ή φθορές που εμφανίστηκαν στο παρελθόν και τον τρόπο αποκατάστασής τους και έκτακτες δράσεις (π.χ. σεισμούς, πυρκαγιές, προσκρούσεις, επιδράσεις γειτονικών κατασκευών) που καταπόνησαν την κατασκευή και τη συμπεριφορά της σε αυτές.
- Καταγραφή τυχόν βλαβών και κακοτεχνιών των στοιχείων. Επιβάλλεται εξέταση ενδεχόμενης λήψης άμεσων μέτρων επέμβασης, όπως π.χ. υποστυλώσεις, αντιστηρίξεις, απομάκρυνση ετοιμόρροπων στοιχείων ή και απαγόρευση χρήσης τμημάτων ή του συνόλου του δομήματος αναλόγως της έντασης και την έκτασης των βλαβών.
- Σύνταξη προγράμματος επί τόπου ή και εργαστηριακών δοκιμών και διερευνήσεων που αποβλέπουν στη συγκέντρωση χρήσιμων στοιχείων για την προσδιορισμό της φέρουσας ικανότητας των στοιχείων. Το πρόγραμμα περιλαμβάνει τουλάχιστον έναν ελάχιστο απαιτούμενο αριθμό διερευνήσεων, όπως π.χ. διερευνητικές τομές, πυρηνοληψίες, κρουσιμετρήσεις κ.τ.λ.

Οι παράγοντες που διερευνώνται είναι κυρίως οι εξής:

- Αφανή στοιχεία (π.χ. μορφολογία ανωδομής και θεμελίωσης, λεπτομέρειες όπλισης, τρόπος δόμησης τοιχοπληρώσεων, πάχη επιστρώσεων κ.α.).
- Μηχανικά χαρακτηριστικά υλικών δόμησης. Προκειμένου για έργα από οπλισμένο σκυρόδεμα, ενδιαφέρουν κυρίως ο προσδιορισμός της θλιπτικής αντοχής του σκυροδέματος και η αναγνώριση της κατηγορίας του χάλυβα, από τα οποία προκύπτουν όλα τα απαραίτητα μηχανικά χαρακτηριστικά, όπως το μέτρο ελαστικότητας του σκυροδέματος ή το όριο διαρροής των ράβδων οπλισμού.
- Έδαφος θεμελίωσης. Απαιτείται τουλάχιστον η κατάταξη του εδάφους σε μια από τις κατηγορίες που προδιαγράφει ο ΕΑΚ2000/2003. Οι απαιτούμενες διερευνήσεις ξεκινούν από απλή οπτική παρατήρηση και μπορεί να φτάνουν ως και στη διεξαγωγή πλήρους εδαφοτεχνικής έρευνας, ειδικά σε περιπτώσεις που υπάρχουν ενδείξεις κακής συμπεριφοράς της θεμελίωσης.
- Άλλοι παράγοντες, όπως π.χ. το φυσικό περιβάλλον, η γειτνίαση με άλλα δομήματα ή υπόγεια έργα, η λειτουργία μηχανημάτων κ.τ.λ.

Συνεπώς, η στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων που αφορούν δράσεις ή αντιστάσεις εκφράζει την επάρκεια των πληροφοριών περί του υφισταμένου κτιρίου και λαμβάνεται υπόψη κατά την αποτίμηση και τον ανασχεδιασμό. Διακρίνονται τρεις στάθμες οι οποίες αντιστοιχούν στα επίπεδα γνώσης 1 έως 3 του ΕΚ8-3(§3.3) και η επιλογή της κατάλληλης δεν είναι αναγκαστικώς ενιαία για ολόκληρο το κτίριο.

- i. «Υψηλή»
- ii. «Ικανοποιητική»
- iii. «Ανεκτή»

Η τελική στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων προσδιορίζεται με βάση τα μηχανικά χαρακτηριστικά του σκυροδέματος (§3.7.1), του χάλυβα (§3.7.2), των τοίχων πλήρωσης (§3.7.3) καθώς και των γεωμετρικών δεδομένων (§3.7.4).

Ο χαρακτηρισμός των δεδομένων είναι πολύ σημαντικός για την επιλογή των κατάλληλων συντελεστών ασφαλείας γ_f για ορισμένες δράσεις με αβέβαιες τιμές και των κατάλληλων συντελεστών γ_m για τα δεδομένα των υφιστάμενων υλικών καθώς και για τον προσδιορισμό της κατάλληλης μεθόδου ανάλυσης αποτίμησης και ανασχεδιασμού του κτιρίου.

2.3 Κύρια και δευτερεύοντα στοιχεία

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' ό,τι τα πρωτεύοντα. Συνεπώς, μια τυχόν αστοχία δευτερεύοντος στοιχείου που δεν είναι καθοριστικής σημασίας για την ευστάθειά 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.

2.4 Μέθοδοι ανάλυσης-Προϋποθέσεις εφαρμογής

Η εκπόνηση οποιασδήποτε μελέτης αποτίμησης ή ανασχεδιασμού προϋποθέτει την εφαρμογή μίας (τουλάχιστον) μεθόδου αντισεισμικού υπολογισμού. Ο ΚΑΝΕΠΕ (§2.4.3.3) προτείνει τις εξής μεθόδους:

- Ελαστική (ισοδύναμη) στατική ανάλυση με καθολικό (q) ή τοπικούς (m) δείκτες συμπεριφοράς ή πλαστιμότητας (ΚΑΝ.ΕΠΕ. §5.5). Αντιστοιχεί στη «μέθοδο ανάλυσης οριζόντιας φόρτισης» του ΕΚ8-1. Οι έλεγχοι γίνονται σε όρους δυνάμεων και οι τιμές ιδιοτήτων των υλικών είναι οι μέσες τιμές τους, μειωμένες κατά μια τυπική απόκλιση
- Ελαστική δυναμική ανάλυση με καθολικό (q) ή τοπικούς (m) δείκτες συμπεριφοράς (ΚΑΝ.ΕΠΕ. §5.6). Αντιστοιχεί στην «ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης» του ΕΚ8-1
- Ανελαστική στατική ανάλυση (ΚΑΝ.ΕΠΕ. §5.7) Οι έλεγχοι γίνονται σε όρους παραμορφώσεων και ως τιμές ιδιοτήτων των υλικών θεωρούνται οι μέσες τιμές τους

- Ανελαστική δυναμική ανάλυση (ανάλυση χρονοϊστορίας) (ΚΑΝ.ΕΠΕ. §5.8).

Σε εντελώς ειδικές περιπτώσεις, και μόνο για την αποτίμηση υφισταμένου δομήματος, επιτρέπεται να χρησιμοποιηθούν και άλλες προσεγγιστικές ή εμπειρικές μέθοδοι. Η επιλογή της κατάλληλης κάθε φορά μεθόδου γίνεται με βάση τη σπουδαιότητα και τις τυχόν βλάβες ή φθορές του δομήματος, καθώς και τα διαθέσιμα δεδομένα για τις διατομές και τις αντοχές των δομικών στοιχείων. Επιπλέον, η επιλογή της μεθόδου επαφίεται στην κρίση του μελετητή και επηρεάζεται και από κάποιες προϋποθέσεις που θα πρέπει να τηρούνται για κάθε μέθοδο. Οι προϋποθέσεις αυτές σχετίζονται κυρίως με τη Σ.Α.Δ. και την κανονικότητα ή μη του εξεταζόμενου φορέα

2.4.1 Προϋποθέσεις εφαρμογής ελαστικής στατικής ανάλυσης

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

Προϋποθέσεις **ελαστικής στατικής ανάλυσης** (ΚΑΝ.ΕΠΕ §5.5.2) (Στ.ε. Β,Γ)

Αυτός ο τύπος ανάλυσης μπορεί να εφαρμοστεί σε κτίρια η απόκριση των οποίων σε κάθε κύρια διεύθυνση δεν επηρεάζεται σημαντικά από τις συμβολές ιδιομορφών ταλάντωσης υψηλότερων από την θεμελιώδη ιδιομορφή (ΕΚ8-1-§4.3.3.2)

- i. $\lambda \leq 2.5$ για όλα τα κύρια στοιχεία
- ii. $T_0 < 4T_c$ ή 2 sec, όπου T_0 η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος του κτιρίου
- 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

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

2.4.2 Προϋποθέσεις εφαρμογής ελαστικής δυναμικής ανάλυσης

Αρχικά οι παρακάτω προϋποθέσεις δεν είναι απαραίτητες για στάθμη επιτελεστικότητας A.

Η εφαρμογή της ελαστικής δυναμικής μεθόδου επιτρέπεται κατά ΕΚ8-1-§4.3.3.3, 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 δρωσών 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.

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

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

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

2.4.3 Προϋποθέσεις εφαρμογής ανελαστικής στατικής ανάλυσης

Η ανελαστική στατική ανάλυση δεν εφαρμόζονται στη στάθμη επιτελεστικότητας A ενώ συνιστάται να διασφαλίζεται τουλάχιστον «ικανοποιητική» ΣΑΔ (ΚΑΝ.ΕΠΕ §5.7.2)

Εφαρμόζεται σε κτίρια όπου η επιρροή των ιδιομορφών της παραπάνω δυναμικής ανάλυσης δεν είναι σημαντική. Για τον έλεγχο αυτής της προϋπόθεσης απαιτείται μια αρχική δυναμική ελαστική ανάλυση όπου θα συνεκτιμώνται οι ιδιομορφές οι οποίες συνεισφέρουν τουλάχιστον το 90% της συνολικής μάζας.

Κατόπιν θα γίνεται δεύτερη δυναμική ελαστική ανάλυση με βάση μόνο την πρώτη ιδιομορφή. Η επιρροή των ανωτέρων ιδιομορφών μπορεί να θεωρείται σημαντική όταν η τέμνουσα σε κάθε όροφο που προκύπτει από την πρώτη ανάλυση υπερβαίνει το 130% της δεύτερης.

Στη περίπτωση που η επιρροή των ιδιομορφών είναι σημαντική η ανελαστική δυναμική ανάλυση μπορεί να εφαρμόζεται σε συνδυασμό με μια συμπληρωματική δυναμική ελαστική ανάλυση (§5.6 ανεξαρτήτων των λοιπών προϋποθέσεων της). Στη περίπτωση αυτή, διεξάγονται όλοι οι έλεγχοι και με τις δύο μεθόδους, με αύξηση 25% των τιμών στα κριτήρια ελέγχου και των 2 μεθόδων (q αυξημένο κατά 25% στη μέθοδο καθολικού δείκτη συμπεριφοράς, m αυξημένο κατά 25% στη μέθοδο επιμέρους δεικτών πλαστιμότητας)

2.4.4 Προϋποθέσεις εφαρμογής ανελαστικής δυναμικής ανάλυσης

Ως προϋπόθεση για την εφαρμογή της μεθόδου συνιστάται η επαρκής εμπειρία και εξειδίκευση του Πολιτικού Μηχανικού (KAN.ΕΠΕ §5.8.1)

2.5 Η ανίσωση ασφαλείας & οι συντελεστές ασφαλείας

2.5.1 Ανίσωση ασφαλείας

Σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ(§4) (και τον Ευρωκώδικα 8 – Μέρος 3), τα κριτήρια ελέγχου της κάθε στάθμης επιτελεσματικότητας για την αποτίμηση ή την ενίσχυση υφισταμένων κτιρίων έχουν τη μορφή της ανίσωσης ασφαλείας, η οποία έχει τη γενική μορφή που προβλέπεται στον ΕΑΚ2000 και στον ΕΚΟΣ 2000:

$$S_d < R_d$$

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

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

S_d Οι τιμές σχεδιασμού και επανέλεγχου των εντατικών ή παραμορφωσιακών μεγεθών που προκαλούνται από τις δράσεις

R_d Η τιμή σχεδιασμού και επανέλεγχου των διαθέσιμων αντίστοιχων αντιστάσεων

R_k Οι αντιπροσωπευτικές τιμές ιδιοτήτων υλικών που διαμορφώνουν τις αντιστάσεις

S_k Οι αντιπροσωπευτικές τιμές των βασικών και τυχηματικών δράσεων

$$S_k = G_k \pm E_d + \sum \Psi_{2,i} Q_{k,i}$$

G_k Οι μόνιμες δράσεις (χαρακτηριστική τιμή),

E_d Η σεισμική δράση που επιλέγεται ως αντίστοιχη της υπόψη «στάθμης επιτελεσματικότητας» (π.χ. ορίζοντας την πιθανότητα υπέρβασης σε 50 χρόνια) και περιλαμβάνει το συντελεστή σπουδαιότητας γ_1

$Q_{k,i}$ Η χαρακτηριστική τιμή της μεταβλητής δράσης i

$\Psi_{2,i}$ Η τιμή του συντελεστή συνδυασμού για μακροχρόνια (“οιονεί μόνιμη”) τιμή της μεταβλητής δράσης i .

γ_f, γ_m Οι επιμέρους συντελεστές ασφαλείας για τις δράσεις και τις ιδιότητες των υλικών

γ_{sd}, γ_{Rd} Οι επιμέρους συντελεστές ασφαλείας με τους οποίους λαμβάνονται υπόψη οι αυξημένες αβεβαιότητες των προσομοιωμάτων

- Βασικές Δράσεις (§4.4.1)

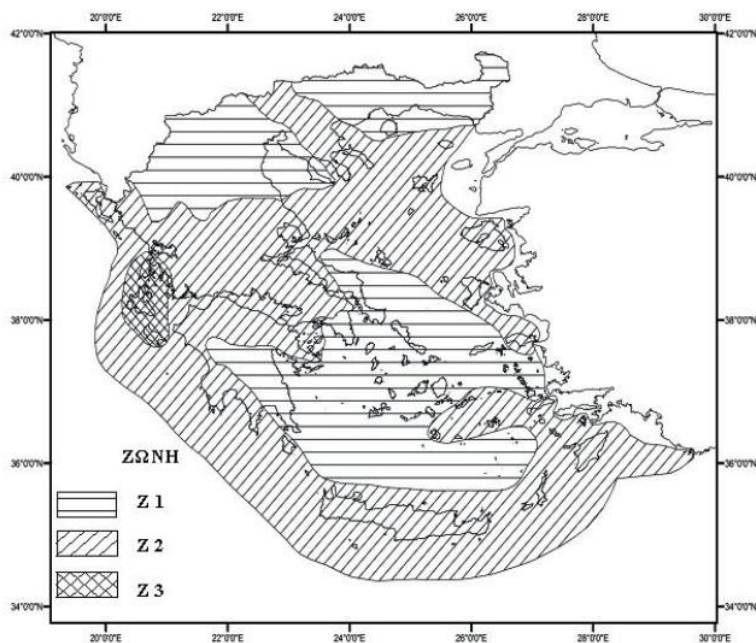
Λαμβάνονται υπόψη όλες οι βασικές δράσεις, η ενδεχόμενη συνεργία τους και ο απαιτούμενος συνδυασμός τους. Επίσης λαμβάνονται υπόψη οι επιμέρους συντελεστές ασφαλείας γ_f που προβλέπονται από τους σύγχρονους κανονισμούς με εξαίρεση την §4.5.2

- Τυχηματικές δράσεις (σεισμός)

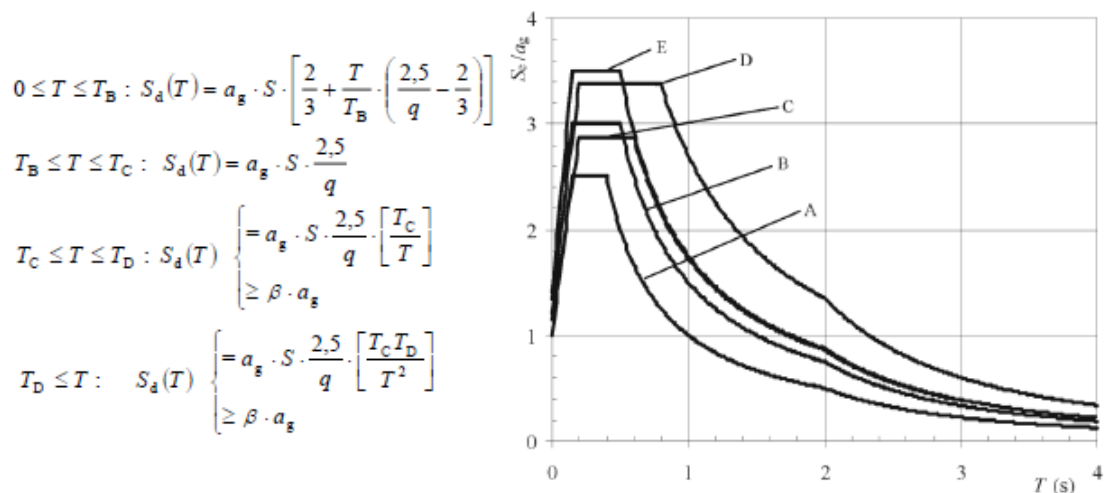
Κατά την αποτίμηση και ανασχεδιασμό εξετάζεται κυρίως η σεισμική δράση με χρήση του φάσματος απόκρισης σε όρους επιτάχυνσης κατά ΕΚ8-1. Για πιθανότητα υπερβάσεως 10% εντός του συμβατικού χρόνου των 50 ετών λαμβάνεται υπόψη ολόκληρη η σεισμική δράση του ΕΚ8-1 ενώ για πιθανότητα υπερβάσεως 50% εντός του συμβατικού χρόνου των 50 ετών λαμβάνεται υπόψη το 60% της σεισμικής δράσεως. (Παράρτημα Π4.2)

Σε περίπτωση εφαρμογής γραμμικών μεθόδων ανάλυσης χρησιμοποιούνται τα τροποποιημένα «φάσματα σχεδιασμού» $S_d(T)$ ενώ σε περίπτωση μη γραμμικών τα ομαλοποιημένα «ελαστικά φάσματα» $S_e(T)$. Η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος εκτιμάται μέσω ιδιομορφικής ανάλυσης κατάλληλου προσομοιώματος του κτιρίου ή προσεγγιστικά επιτρέπεται η χρήση της μεθόδου Rayleigh-Ritz.

Σύμφωνα με το εθνικό παράρτημα του ΕΚ8-1, σε όλες τις σεισμικές ζώνες στην Ελλάδα εφαρμόζεται οριζόντιο φάσμα ελαστικής απόκρισης Τύπου 1. Το φάσμα σχεδιασμού εξαρτάται από τη κατηγορία του εδάφους, τη σεισμική ζώνη και τη κατηγορία σπουδαιότητας το εξεταζόμενου κτιρίου. Σε κάθε σεισμική ζώνη ορίζεται μια τιμή αναφοράς a_{gR} της μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης σε έδαφος κατηγορίας Α, η οποία αντιστοιχεί στην τιμή αναφοράς της περιόδου επαναφοράς $T_{NCR}=475$ έτη.



Σχήμα 2.1 Οι σεισμικές ζώνες στον Ελλαδικό χώρο



Σχήμα 2.2 Το φάσμα του σεισμικού σχεδιασμού

Το συνιστώμενο φάσμα ελαστικής απόκρισης τύπου 1 για κατηγορίες εδάφους A έως E (5% απόσβεση) και εξισώσεις του φάσματος σχεδιασμού.

- Αντιστάσεις (§4.4.3)

Για τις αντιστάσεις του κάθε δομικού στοιχείου, ο έλεγχος ασφαλείας γίνεται με ιδιότητες των υλικών και προσδιορίζονται ανάλογα με την μέθοδο ελέγχου και τον τύπο αστοχίας (επομένως και από τη φύση του ελεγχόμενου κρίσιμου μεγέθους).

Εάν ο έλεγχος ασφαλείας γίνεται σε όρους παραμορφωσιακών μεγεθών, οι αντιπροσωπευτικές τιμές ιδιοτήτων υλικών είναι οι μέσες τιμές. Εάν ο έλεγχος ασφαλείας γίνεται σε όρους εντατικών μεγεθών, οι ιδιότητες των προστιθέμενων υλικών αντιπροσωπεύονται με τις χαρακτηριστικές τους τιμές κατά τους Κανονισμούς, ενώ οι ιδιότητες υλικών των υφιστάμενων δομικών στοιχείων αντιπροσωπεύονται με τις μέσες τιμές τους μειωμένες κατά μία τυπική απόκλιση.

2.5.2 Συντελεστές ασφαλείας

- Για το προσομοίωμα (§4.5.1)

Λαμβάνονται υπόψη οι συντελεστές ασφαλείας γ_{sd} και γ_{Rd} και χρησιμοποιούνται για διόρθωση τυχόν αβεβαιότητες του προσομοιώματος ανάλυσης.

γ_{sd} Ο επιμέρους συντελεστής ασφαλείας λαμβάνει υπόψη τις αυξημένες (σε σχέση με το σχεδιασμό νέων κτιρίων) αβεβαιότητες των προσομοιωμάτων μέσω των οποίων εκτιμώνται οι συνέπειες των δράσεων. Όταν οι σεισμικές δράσεις αναλαμβάνονται σχεδόν πλήρως από νέο φέροντα οργανισμό, λαμβάνεται $\gamma_{sd} = 1.0$. Όταν οι σεισμικές δράσεις αναλαμβάνονται κυρίως από το υφιστάμενο φέροντα οργανισμό και δεν γίνονται παραμετρικές διερευνήσεις και έλεγχοι για να εκτιμηθεί η ενδεχόμενη ευαισθησία έναντι μεταβαλλόμενων τιμών ορισμένων παραμέτρων, η τιμή του γ_{sd}

εξαρτάται από την σοβαρότητα και έκταση των βλαβών ή / και επεμβάσεων (ανεξάρτητα από τη μέθοδο ανάλυσης), ως εξής:

Σοβαρές και εκτεταμένες βλάβες ή και επεμβάσεις	Ελαφρές και τοπικές βλάβες ή / και επεμβάσεις	Χωρίς βλάβες ή επεμβάσεις
$\gamma_{sd}=1.20$	$\gamma_{sd}=1.10$	$\gamma_{sd}=1.00$

Πίνακας 2.3 Η τιμή του συντελεστή ασφαλείας γ_{sd}

Στη περίπτωση ελαστικών μεθόδων και για αποτίμηση υφιστάμενης κατασκευής επιτρέπεται η επαύξηση του συντελεστή γ_{sd} κατά 0.15 δηλαδή $\gamma_{sd,ελ} = \gamma_{sd} + 0.15$.

γ_{Rd} Ο επιμέρους συντελεστής ασφαλείας έναντι αβεβαιότητας αντιστάσεων, που λαμβάνει υπόψη τις αυξημένες (σε σχέση με το σχεδιασμό νέων κτιρίων) αβεβαιότητες των προσομοιωμάτων μέσω των οποίων εκτιμώνται οι αντιστάσεις. Η τιμή του γ_{Rd} εξαρτάται από το ποιο προσομοίωμα αντιστάσεων χρησιμοποιείται.

- Για τις δράσεις (§4.5.2)

γ_f, γ_g Ο επιμέρους συντελεστής ασφαλείας για τις δράσεις διαχωρίζεται σε μεταβλητές και μόνιμες. Οι μεταβλητές δράσεις γ_f εκλέγεται σύμφωνα με ΕΚ2. Αντίθετα ο συντελεστής για τις μόνιμες δράσεις γ_g υφισταμένου κτιρίου εξαρτάται από τη στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων

Σ.Α.Δ. Υφισταμένων στοιχείων	Βασικούς συνδυασμούς και δυσμενείς επιρροές	Υπόλοιπες περιπτώσεις συνδυασμών (Τυχηματική δράση)
Ανεκτή	1.50	1.20
Ικανοποιητική	1.35	1.10
Υψηλή	1.20	1.00

Πίνακας 2.4 Η τιμή του συντελεστή ασφαλείας γ_g

Για νέα στοιχεία χρησιμοποιούνται οι καθιερωμένες κατά ΕΚ.

- Για τις ιδιότητες των υλικών (§4.5.3)

γ_m Οι επιμέρους συντελεστές ασφαλείας για τις ιδιότητες των υλικών, μέσω των οποίων λαμβάνονται υπόψη οι ενδεχόμενες δυσμενείς αποκλίσεις απ' τις αντιπροσωπευτικές τιμές.

Η τιμές τους εξαρτώνται και από τη μέθοδο ελέγχου και τον τύπο αστοχίας.

Έλεγχος σε όρους παραμορφώσεων (§4.5.3.3)

Εάν 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 υλικά των υφιστάμενων δομικών στοιχείων

Σ.Α.Δ. Υφισταμένων στοιχείων	γ_m
Ανεκτή	1.20
Ικανοποιητική	1.10
Υψηλή	1.00

Πίνακας 2.5 Η τιμή του συντελεστή ασφαλείας γ_m

Για υλικά των προστιθέμενων δομικών στοιχείων

Για προστιθέμενα υλικά μπορεί να ληφθεί υπόψη $\gamma_m=1.15$ για κανονική διατομή και προσπελασιμότητα ή $\gamma_m=1.25$ για μειωμένη διατομή ή προσπελασιμότητα ανεξαρτήτως του αν τα υλικά καλύπτονται ή όχι από κανονισμούς.

Έλεγχος σε όρους εντατικών μεγεθών

Εάν ο έλεγχος ασφαλείας γίνεται σε όρους εντατικών μεγεθών (ελαστικοί μέθοδοι ανάλυσης, αντιπροσωπευτική τιμή ίση με τη μέση μέγ. 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. Υφισταμένων στοιχείων	ΕΚ	Πιθανή τιμή γ_c	Πιθανή τιμή γ_s	Άοπλες 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 2.6 Οι τιμές των συντελεστών ασφαλείας γ_c, γ_s

Για υλικά των προστιθέμενων δομικών στοιχείων (§4.5.3.2)

- Νέα υλικά που καλύπτονται από τους ισχύοντες κανονισμούς
Χρησιμοποιούνται επιμέρους συντελεστές γ'_m μεγαλύτεροι των καθιερωμένων με βάση τη προσπελασιμότητα της θέσης επέμβασης.
Αν η διατομή των προστιθέμενων υλικών και η προσπελασιμότητα της θέσης όπου αυτά προστίθενται είναι συνήθης:

$$\gamma_c = 1.05 \times 1.50 = 1.575, \quad \gamma_s = 1.05 \times 1.15 = 1.2075.$$

Αν η διατομή των προστιθέμενων υλικών είναι μειωμένη ή / και η προσπέλαση της θέσης όπου αυτά προστίθενται είναι δυσχερής:

$$\gamma_c = 1.2 \times 1.50 = 1.8, \quad \gamma_s = 1.2 \times 1.15 = 1.38.$$

- Νέα υλικά τα οποία δεν καλύπτονται από τους ισχύοντες κανονισμούς
Λαμβάνεται υπόψη η διαθέσιμη πείρα από τη χρήση από τη χρήση των υλικών και οι πρόσθετες αβεβαιότητες κατά κρίση του μηχανικού (ινοπλιμένα πολυμερή §8)

2.6 Συντελεστής συμπεριφοράς q

Κατά την αποτίμηση (ΚΑΝ.ΕΠΕ §4.6.2, §2.4.5)

- Έλεγχος αν το υφιστάμενο δόμημα έχει σχεδιαστεί με τους σύγχρονους κανονισμούς και τη λογική του δείκτη συμπεριφοράς. Επάρκεια Κανονισμών
- Έλεγχος κατά πόσο το υφιστάμενο δόμημα παρουσιάζει ουσιώδεις βλάβες και φθορές σε πρωτεύοντα δομικά στοιχεία ($r_R < 0.75$)
- Έλεγχος κανονικότητας, υπεραντοχών και «μαλακών» ορόφων
- Το πλήθος των δομικών στοιχείων που αναμένονται πλαστικές αρθρώσεις
- Έλεγχος των τρόπων αστοχίας (πλάστιμοι ή ψαθυροί)
- Έλεγχος τοπικής πλαστιμότητας στις κρίσιμες περιοχές
- Προσδιορισμός διαθέσιμων επικουρικών και βοηθητικών μηχανισμών αντισεισμικής συμπεριφοράς

Κανονισμός μελέτης	Ευμενής παρουσία ή απουσία τοιχοπληρώσεων		Δυσμενής παρουσία τοιχοπληρώσεων	
	Ουσιώδεις βλάβες σε πρωτεύοντα στοιχεία		Ουσιώδεις βλάβες σε πρωτεύοντα στοιχεία	
	Όχι	Ναι	Όχι	Ναι
1995<...	3	2.3	2.3	1.7
1985<...<1995	2.3	1.7	1.7	1.3
...<1985	1.7	1.3	1.3	1.1

Πίνακας 2.7 Η τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς q με βάση τη χρονολογία και την υφιστάμενη κατάσταση του κτιρίου κατά την αποτίμηση

Για δομήματα όπου το 50% της συνολικής μάζας βρίσκεται στο 1/3 του ύψους οι τιμές του πίνακα πολλαπλασιάζονται με 2/3 (αλλά με $q' > 1$).

Κατά τον ανασχεδιασμό (§4.6.3)

Σε περίπτωση διάταξης νέων φορέων ή αναβάθμισης υφιστάμενων μπορούν να χρησιμοποιηθούν οι αντίστοιχες τιμές q των σύγχρονων Κανονισμών ($q' = q$) (EC8 §5.2.2.2)

Ο νέος σκελετός θεωρείται επαρκής αν:

- Υπάρχουν τουλάχιστον 2 μη-συνεπίπεδα και σταθερά καθ ύψος νέα στοιχεία προς 2 κάθετες μεταξύ τους κατευθύνσεις αναλόγως του μεγέθους, γεωμετρίας και κανονικότητας
- Ο λόγος των νέων στοιχείων $V_R/V_S \geq 0.75$ σε κάθε όροφο και προς κάθε κατεύθυνση. Αν $0.6 \leq V_R/V_S \leq 0.75$ $q'=4/5q$ και $\gamma_{sd}=1.1$
- Οι συνδέσεις των νέων στοιχείων με τον υφιστάμενο φέροντα οργανισμό να αποκρίνονται οιονεί ελαστικώς (για σχεδιασμό με $\gamma_{sd}=1.35$)
- Οι θεμελιώσεις των νέων στοιχείων σε συνεργασία με τα υφιστάμενα πέδιλα να αποκρίνονται οιονεί ελαστικώς (για σχεδιασμό με $\gamma_{sd}=1.35$)

Συμπερασματικά σε περίπτωση αποκατάστασης των βλαβών (μηχανικών χαρακτηριστικών) και ευμενούς τοιχοπλήρωσης του κτιρίου μπορεί να χρησιμοποιηθεί μεγαλύτερος συντελεστής συμπεριφοράς στον ανασχεδιασμό από την αποτίμηση.

Με βάση τη στάθμη επιτελεστικότητας (q^*/q') (§4.6.1)

Συστήματα	Στάθμη επιτελεστικότητας		
	Άμεση χρήση μετά τον σεισμό (Α)	Προστασία ζωής (Β)	Αποφυγή κατάρρευσης (Γ)
Ψαθιρά	0.8 $1 < q^* < 1.5$	1	1.2
	0.6	1	1.4
Πλάστημα	0.4 $1 < q^* < 1.5$	1	1.6

Πίνακας 2.8 Η τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς q με βάση τη στάθμη επιτελεστικότητας κατά τον ανασχεδιασμό

Σε κτίρια στα οποία η επιρροή των ιδιομορφών του είναι σημαντική, συνιστάται εφαρμογή στατικής ανελαστικής ανάλυσης σε συνδυασμό με δυναμική ελαστική ανάλυση. Στη περίπτωση αυτή όταν εφαρμόζεται η μέθοδος του ενιαίου δείκτη συμπεριφοράς q , αυτός επιτρέπεται να λαμβάνεται αυξημένος κατά 25% σε σχέση με τις τιμές του προβλεπόμενου.

Εναλλακτικά (ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ 4.2)

Ο ενιαίος δείκτης συμπεριφοράς q διαμορφώνεται από το γινόμενο δύο παραγόντων υπεραντοχής q_u και πλαστιμότητας q_π , $q = q_u \cdot q_\pi$

Προσδιορισμός παράγοντος υπεραντοχής, q_u

$q_u = V_u/V_1$ (τέμνουσα βάσης που οδηγεί σε γενικευμένη διαρροή πολλών δομικών στοιχείων προς τη δύναμη που οδηγεί σε διαρροή του πρώτου δομικού στοιχείου).

Για τον προσδιορισμό του μπορεί να γίνει χρήση των διατάξεων του ΕΚ 8-1 με το λόγο V_u/V_1 να παρουσιάζεται ως α_u/α_1 ή η χρήση του παρακάτω πίνακα σε περίπτωση ελλειπών στοιχείων.

	Σύστημα	$q_u (= V_u/V_1)$	
		Ναι	Όχι
1	Συστήματα ανεστραμμένου εκκρεμούς ή στρεπτικώς ευαίσθητα	1,00	
	Συστήματα τοιχείων ή πλασίων	Κανονικότητα σε κάτοψη	
2	<u>Συστήματα τοιχείων</u>		
2.1	Μόνον 2 μη-συζευγμένα τοιχεία ανά διεύθυνση, ασχέτως πλήθους ορόφων	1,00	1,00
2.2	Περισσότερα των 2 μη-συζευγμένα τοιχεία ανά διεύθυνση, ασχέτως πλήθους ορόφων	1,10	1,05
2.3	Οποιαδήποτε συζευγμένα ή μικτά συστήματα (ισοδύναμα τοιχεία, >50%)	1,20	1,10
3	<u>Συστήματα πλασίων</u>		
3.1	$\eta = 1$ (η : αριθμός ορόφων, πάνω από το υπόγειο αν υπάρχει)	1,10	1,05
3.2	$\eta \geq 2$, δίστυλα	1,20	1,10
3.3	$\eta \geq 2$, πολύστυλα ή μικτά συστήματα (ισοδύναμα πλαίσια, >50%)	1,30	1,15

Πίνακας 2.9 Η τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς q με βάση το σύστημα του υφιστάμενου κτιρίου

*Οι τιμές του πίνακα ισχύουν για κτίρια μελετημένα και κατασκευασμένα με σύγχρονους κανονισμούς. Για παλαιότερα κτίρια απαιτείται προσαρμογή με κατάλληλο συντελεστή

- Για χάλυβα St. I ή S200, $f_t/f_y \approx 1.4$, $\epsilon_u \approx 10 \div 12\% \rightarrow \lambda = 1.1$
- Για χάλυβες $f_{yk} = 400$ ή 500 MPa, $f_t/f_y \leq 1.1$, $\epsilon_u \leq 5\% \rightarrow \lambda = 0.9$

Ανεξαρτήτων όλων συνίσταται $1 \leq q_u \leq 1.5$

Προσδιορισμός παράγοντος πλαστιμότητας q_π

Ο παράγων πλαστιμότητας, q_π ισούται με τον λόγο της οριακής παραμόρφωσης αστοχίας ως προς την παραμόρφωση γενικευμένης διαρροής, έναρξης δημιουργίας μηχανισμού $q_\pi = \delta_i/\delta_u$.

2.7 Δυσκαμψίες

Η δυστημψία και η δυστένεια των δομικών στοιχείων θα εκτιμώνται κατά την κλασική μηχανική. Σχετικώς για κτίρια από οπλισμένο σκυρόδεμα, επιτρέπεται χρήση των τιμών $0.4 E_c \cdot A_w$ και $E_c \cdot A_g$ αντιστοίχως, όπου

- $A_g = \eta$ συνολική διατομή του δομικού στοιχείου (μόνον το σκυρόδεμα)
- $A_w = \mu$ (μόνον η (ορθογωνική) διατομή του κορμού του στοιχείου (για τις πλακοδοκούς)

Για ανελαστικές μεθόδους ανάλυσης (§7.2.3)

Σε κάθε περίπτωση, η δυσκαμψία εκτιμάται με βάση τα πραγματικά χαρακτηριστικά του δομικού στοιχείου, καθώς και την καταπόνηση υπό σεισμό, με μέσες τιμές ιδιοτήτων των υλικών. Γενικώς χρησιμοποιείται η επιβατική τιμή δυσκαμψίας στη διαρροή του δομικού στοιχείου.

Η ενεργός δυσκαμψία του μήκους L_s στοιχείου ισούται με:

$K = M_y \cdot L_s / 3 \cdot \theta_y$, όπου M_y και θ_y η τιμή της ροπής και της γωνίας στροφής χορδής στη διαρροή της ακραίας διατομής του στοιχείου (Παράρτημα 7^A, §7.2.2). Η εξίσωση αυτή εφαρμόζεται ακόμα και αν η διατμητική αστοχία του στοιχείου προηγείται της καμπτικής διαρροής του άκρου του.

Όσον αναφορά τη τιμή του L_s προσεγγιστικά, μπορεί να λαμβάνεται σταθερή και ως εξής:

- Ίση με το μισό του καθαρού του ανοίγματος σε περίπτωση δοκού που συνδέεται και στα δύο άκρα με κατακόρυφα στοιχεία.
- Ίση με ολόκληρο το καθαρό άνοιγμα σε περίπτωση δοκού που συνδέεται μόνο στο ένα άκρο με κατακόρυφο στοιχείο.
- Ίση με το μισό του καθαρού ύψους μεταξύ δοκών με τις οποίες το στοιχείο συνδέεται μονολιθικά μέσα στο υπόψη επίπεδο κάμψης σε περίπτωση υποστυλώματος.
- Ίση με το μισό της απόστασης της διατομής βάσης ορόφου από την κορυφή του στοιχείου στο κτίριο σε περίπτωση τοιχώματος.

Η ενεργός δυσκαμψία K του συνολικού μήκους του στοιχείου μπορεί να λαμβάνεται ίση με τον μέσο όρο των τιμών που υπολογίζονται με τον παραπάνω τύπο στις δύο ακραίες διατομές το στοιχείο. Αν οι διατομές αυτές έχουν μη-συμμετρικό σχήμα ή σπλισμό (δηλαδή διαφορετικό για θετική ή αρνητική ροπή κάμψης), λαμβάνονται οι μέσοι όροι των τιμών K από την παραπάνω εξίσωση για τις δύο φορές της κάμψης (θετική ή αρνητική)

Για ελαστικές μεθόδους ανάλυσης (§4.4.1.4), (§7.1.2.2γ)

Στην περίπτωση εφαρμογής γραμμικών μεθόδων με χρήση του ενιαίου δείκτη συμπεριφοράς q ή των τοπικών δεικτών πλαστιμότητας m , οπότε γενικώς οι έλεγχοι γίνονται σε όρους δυνάμεων, η δυσκαμψία μπορεί να εκτιμάται ως ποσοστό αυτής του σταδίου I. Όταν δεν διατίθενται ακριβέστερα στοιχεία, μπορούν να χρησιμοποιηθούν τιμές δυσκαμψίας κατά τον παρακάτω πίνακα

A/α	Δομικό στοιχείο	Δυσκαμψία
1.1	Υποστώλωμα εσωτερικό	0,8*($E_c I_g$)
1.2	Υποστώλωμα περιμετρικό	0,6*($E_c I_g$)
2.1	Τοίχωμα, μή - ρηγματωμένο	0,7*($E_c I_g$)
2.2	Τοίχωμα, ρηγματωμένο (1)	0,5*($E_c I_g$)
3	Δοκός (2)	0,4*($E_c I_g$)

Πίνακας 2.10 Οι τιμές της δυσκαμψίας των διαφόρων δομικών στοιχείων για τη περίπτωση ελαστικών μεθόδων ανάλυσης

Για πλακοδοκούς μορφής Γ ή Τ, επιτρέπεται να ληφθεί υπόψη $I_g = (1.5 \text{ ή } 2.0) I_w$, αντιστοίχως, όπου I_w είναι η ροπή αδράνειας της ορθογωνικής διατομής του κορμού μόνον. Συνεπώς στο προσομοίωση τοποθετούνται ορθογωνικοί δοκοί με μειωμένη δυσκαμψία.

2.8 Διαφραγματική λειτουργία

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

2.9 Δείκτης ανεπάρκειας

Ο δείκτης ανεπάρκειας (ΚΑΝ.ΕΠΕ §5.5.1.1) είναι απαραίτητος για την επιλογή της μεθόδου ανάλυσης. Προκειμένου να προσδιοριστεί το μέγεθος και η κατανομή των απαιτήσεων ανελαστικής συμπεριφοράς στα πρωτεύοντα φέροντα στοιχεία του φορέα ανάληψης των σεισμικών δράσεων, απαιτείται μια προκαταρκτική ελαστική ανάλυση με χρήση του

φάσματος σχεδιασμού και συντελεστή συμπεριφοράς $q=1$. Ο υπολογισμός του δείκτη ανεπάρκειας του κάθε στοιχείου γίνεται σε όρους ροπών με βάση τη σχέση $\lambda=S_E/R_m$. Απαιτείται πρωταρχική ελαστική φασματική ανάλυση με φάσμα σχεδιασμού και $q=1$ και σεισμικούς συνδυασμούς

$$G+\psi_2 \cdot Q \pm E_x \pm 0.3 \cdot E_y$$

$$G+\psi_2 \cdot Q \pm 0.3 \cdot E_x \pm E_y$$

Ενώ η αντίσταση υπολογίζεται με βάση τις μέσες τιμές των αντοχών των υλικών. Το τελικό S_E αντιστοιχεί στα M_2 και M_3 της μέγιστης τιμής των παραπάνω 8 συνδυασμών κάθε κύριας διατομής. Αντίστοιχα, η $R_m = M_y$ και υπολογίζεται κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ παράρτημα 7Α για $\max(N, M_2, M_3)$.

Το λόγοι $\lambda = M_2 / M_y$ και $\lambda = M_3 / M_y$ θα υπολογίζονται τόσο για αποτίμηση όσο και για τον ανασχεδιασμό σε κάθε κύριο στοιχείο.

Οι λόγοι λ , πέραν του ότι μπορούν να χρησιμοποιηθούν για τον ορισμό της κανονικότητας, δίνουν και μια πρώτη εικόνα της αντίστασης του κτιρίου σε σεισμό. Στην περίπτωση των κατακόρυφων στοιχείων που επιπονούνται σε διαξονική κάμψη με αξονική δύναμη, ο λόγος είναι ευχερέστερο να υπολογίζεται ως ο λόγος του απαιτούμενου διαμήκους οπλισμού που προκύπτει με βάση τις ροπές και τις αξονικές δυνάμεις προς τον αντίστοιχο υπάρχοντα.

2.10 Μορφολογική κανονικότητα

Το πεδίο εφαρμογής των παραπάνω μεθόδων ανάλυσης εξαρτάται από τα μορφολογικά χαρακτηριστικά του κτιρίου, τα οποία επηρεάζουν τη συμπεριφορά του υπό σεισμικές δράσεις. Το κτίριο θεωρείται ως μορφολογικά κανονικό όταν ικανοποιούνται οι αναφερόμενες στον ΕΚ8-1-§4.2.3 (κανονικότητα σε κάτοψη και όψη). Ειδικότερα, για τα υφιστάμενα κτίρια μπορούν εναλλακτικά να ικανοποιούνται όλες οι παρακάτω συνθήκες (ΚΑΝ.ΕΠΕ §5.5.1.2)

- Κανένας επιμέρους φορέας ανάληψης σεισμικών δράσεων δεν διακόπτεται καθ' ύψος ούτε συνεχίζει σε διαφορετικό φάτνωμα
- Κανένας επιμέρους φορέας ανάληψης σεισμικών δράσεων δεν συνεχίζει στον γειτονικό όροφο σε εκτός επιπέδου εσοχή
- Το κτίριο δεν περιλαμβάνει όροφο του οποίου ο μέσος δείκτης ανεπάρκειας $\overline{\lambda}_k$ υπερβαίνει το 150% του μέσου δείκτη ανεπάρκειας ενός γειτονικού (υποκείμενου ή υπερκείμενου) ορόφου.

Μέσος δείκτης ανεπάρκειας»:
$$\bar{\lambda}_k = \frac{\sum_1^n \lambda_i V_{Si}}{\sum_1^n V_{Si}}$$

$\bar{\lambda}_k \leq 1.5\bar{\lambda}_{k+1}$, $\bar{\lambda}_k \leq 1.5\bar{\lambda}_{k-1}$. Ο όροφος που δεν πληρείται ονομάζεται καμπτοδιατμητικώς ασθενής.

- Το κτίριο δεν περιλαμβάνει όροφο του οποίου, για μια δεδομένη διεύθυνση της σεισμικής δράσης, το πηλίκο του λόγου λ που βρίσκεται στη μια πλευρά του ορόφου, προς τον αντίστοιχο λόγο στοιχείου που βρίσκεται σε οποιαδήποτε άλλη πλευρά υπερβαίνει το 1.5. Ο κανόνας αυτός αφορά ορόφους των οποίων το υπερκείμενο διάφραγμα δεν είναι ευπαράμορφο εντός του επιπέδου του. Συνεπώς, δεν περιλαμβάνει στρεπτικώς ασθενή όροφο.

2.11 Τα κριτήρια ελέγχου της ανίσωσης ασφαλείας

Ανάλογα με τη μέθοδο ανάλυσης και τον αναμενόμενο τρόπο αστοχίας διαμορφώνεται η εξίσωση ασφαλείας σε όρους εντατικών ή παραμορφωσιακών μεγεθών.

- Στάθμης επιτελεστικότητας «Άμεση χρήση μετά τον σεισμό»

Στη στάθμη επιτελεστικότητας A «Άμεση χρήση μετά τον σεισμό», ο φέρων οργανισμός αναμένεται να έχει σχεδόν οιονεί-ελαστική συμπεριφορά και να μη αναπτύξει μετελαστικές παραμορφώσεις (σχεδόν σε κανένα δομικό στοιχείο) ή έντονες βλάβες. Έτσι, για τη στάθμη αυτή η γενική ανίσωση ασφαλείας $S_d < R_d$ ελέγχεται σε όρους εντατικών μεγεθών με:

S_d την τιμή σχεδιασμού του εντατικού μεγέθους, με: S_k : τιμή του εντατικού μεγέθους από την ελαστική ανάλυση για το σεισμικό συνδυασμό δράσεων της και ο γ_{sd} κατά τα ανωτέρω (KAN.ΕΠΕ §4.5.1)

R_d : τιμή σχεδιασμού αντίστασης σε όρους εντατικών μεγεθών, υπολογισμένη χωρίς συντελεστές ασφαλείας υλικού γ_m και με μέσες τιμές ιδιοτήτων των υλικών (KAN.ΕΠΕ §4.5.3 και §7, §8)

Εναλλακτικά για τους πλάστιμους τρόπους αστοχίας (μόνον), στην περίπτωση που γίνεται ανελαστική ανάλυση ο έλεγχος της ανίσωσης ασφαλείας μπορεί να γίνει σε όρους παραμορφωσιακών μεγεθών με:

S_d : τιμή σχεδιασμού του παραμορφωσιακού μεγέθους με

S_k : τιμή του παραμορφωσιακού μεγέθους από την ανελαστική ανάλυση για το σεισμικό συνδυασμό δράσεων και γ_{sd} κατά τα ανωτέρω,

R_d η τιμή του παραμορφωσιακού αυτού μεγέθους κατά την διαρροή, θ_y υπολογισμένη χωρίς συντελεστές γ_{Rd} και με τις μέσες τιμές ως αντιπροσωπευτικές τιμές ιδιοτήτων των υλικών.

Εφόσον η απαίτηση είναι για ελαστική συμπεριφορά, οι δύο εναλλακτικοί τρόποι ελέγχου (σε όρους παραμορφώσεων ή σε όρους εντατικών μεγεθών) είναι ισοδύναμοι. Ειδικά για την αντίσταση σε όρους τέμνουσας δύναμης η τιμή του γ_{Rd} ισούται με τη μονάδα κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ.

$$F_d \leq F_y \Rightarrow \theta_d \leq \theta_y$$

Στη στάθμη επιτελεστικότητας A δεν επιτρέπεται η διάκριση των φερόντων στοιχείων σε πρωτεύοντα και δευτερεύοντα (§2.4.3.4)

- Στάθμης επιτελεστικότητας «Προστασία ζωής»

Στην ενδιάμεση στάθμη επιτελεστικότητας (B), «Προστασία ζωής», όλα τα στοιχεία του φέροντος οργανισμού επιτρέπεται να αναπτύξουν σημαντικές και εκτεταμένες ανελαστικές παραμορφώσεις, αλλά τα πρωτεύοντα στοιχεία πρέπει να διαθέτουν επαρκή και αξιόπιστα περιθώρια ασφαλείας έναντι ενδεχομένης εξάντλησης των διαθέσιμων παραμορφώσεων αστοχίας τους.

Στη βασική περίπτωση που η ανάλυση είναι ανελαστική, η γενική ανίσωση ασφαλείας, ελέγχεται ως εξής:

Για πλαστικούς τρόπους αστοχίας και συμπεριφοράς, ο έλεγχος γίνεται σε όρους παραμορφωσιακών μεγεθών με: S_d = παραμορφωσιακό μέγεθος από την ανάλυση με γ_{sd} κατά τα ανωτέρω, και R_d = τιμή σχεδιασμού μίας συντηρητικής εκτίμησης της διαθέσιμης παραμόρφωσης, που υπολογίζεται με βάση τις μέσες τιμές ιδιοτήτων των υλικών και με κατάλληλο συντελεστή γ_{Rd} , κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ

$$R_d = \delta_d = 0.5(\theta_y + \theta_u) / \gamma_{Rd} \text{ σε πρωτεύοντα στοιχεία}$$

$$R_d = \delta_d = \theta_u / \gamma_{Rd} \text{ σε δευτερεύοντα στοιχεία}$$

$$\delta_d = \theta_u / \gamma_{Rd} \text{ για τοιχοπληρώσεις}$$

Η τιμή του γ_{Rd} πρέπει να είναι τέτοια ώστε η τιμή της R_d να αντιστοιχεί σε μέση τιμή μείον μια τυπική απόκλιση. Αν ως δ δομικών στοιχείων χρησιμοποιείται η γωνία στροφής χορδής θ , η δε τιμή της θ_u κατά την αστοχία υπολογίζεται από την εξίσωση (Σ.8α – ΚΑΝ.ΕΠΕ §7) μπορεί να χρησιμοποιηθεί τιμή του γ_{Rd} ίση με $\gamma_{Rd}=1.5$. Αν ως δ δομικών στοιχείων χρησιμοποιείται η πλαστική γωνία στροφής, ενώ η τιμή της κατά την αστοχία, θ_u^{pl} , υπολογίζεται από την εξίσωση (Σ.8β – ΚΑΝ.ΕΠΕ §7) μπορεί να ληφθεί $\gamma_{Rd}=1.8$.

Για ψαθυρούς τρόπους αστοχίας, η γενική ανίσωση ασφαλείας, ελέγχεται σε όρους εντατικών μεγεθών, με: S_d = εντατικό μέγεθος από την (ανελαστική) ανάλυση, με γ_{sd} κατά τα ανωτέρω, και R_d = τιμή σχεδιασμού της αντοχής σε όρους δυνάμεων, υπολογισμένη με τις αντιπροσωπευτικές τιμές ιδιοτήτων των υλικών και συντελεστές ασφαλείας γ_{Rd} και γ_m κατά τα ανωτέρω (όπως και στα κριτήρια ελέγχου στάθμης επιτελεσματικότητας «Άμεση χρήση μετά το σεισμό» ή «Περιορισμός βλαβών»).

- Στάθμης επιτελεσματικότητας «Αποφυγή κατάρρευσης»

Στη επιτελεσματικότητας (Γ), «Αποφυγή κατάρρευσης», ο φέρων οργανισμός αναπτύσσει μεγάλες μετελαστικές παραμορφώσεις και επιτρέπεται να φθάσει ακόμη και σε εξάντληση των διαθέσιμων παραμορφώσεων αστοχίας, για πολλά δομικά στοιχεία, βεβαίως χωρίς να καταρρεύσει υπό τα φορτία βαρύτητας. Προφανώς, δεν επιτρέπεται να ξεπεραστεί η διαθέσιμη παραμόρφωση αστοχίας των πρωτεύοντων και των ενδεχομένων κατακορύφων δευτερευόντων στοιχείων του φέροντος οργανισμού, ενώ για τα οριζόντια δευτερεύοντα στοιχεία επιτρέπονται, γενικώς, υπερβάσεις.

Ο έλεγχος γίνεται όπως ακριβώς και στα κριτήρια ελέγχου της στάθμης επιτελεσματικότητας «Προστασία ζωής» με τη διαφορά ότι για πλάστιμους τρόπους αστοχίας η τιμή σχεδιασμού της διαθέσιμης παραμόρφωσης R_d στον έλεγχο σε όρους παραμορφωσιακών μεγεθών είναι:

$$R_d = \delta_d = \theta_u / \gamma_{Rd} \text{ σε πρωτεύοντα στοιχεία}$$

$$R_d = \delta_d = \theta_u \text{ με } \gamma_{Rd} = 1 \text{ σε δευτερεύοντα στοιχεία}$$

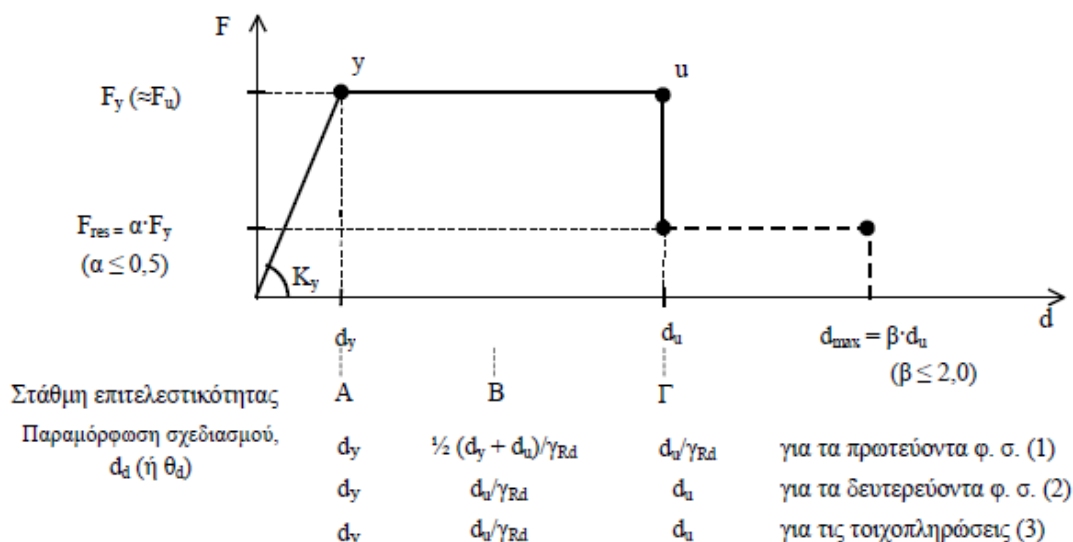
$$\delta_d = \theta_u \text{ με } \gamma_{Rd} = 1 \text{ για τοιχοπληρώσεις}$$

	Στ.Ε.	Α	Β			Γ	
	Στοιχεία		Κύρια	Δευτερεύοντα	Τοιχοπληρώσεις	Κύρια	Λοιπά
Αντιστάσεις Ανελαστικής ανάλυσης	Κριτήριο	θ_y / γ_{Rd}	$0.5(\theta_y + \theta_u) / \gamma_{Rd}$ ή $\theta_{pl} / \gamma_{Rd}$	θ_u / γ_{Rd}	θ_u / γ_{Rd}	θ_u / γ_{Rd}	θ_u / γ_{Rd}
	γ_{Rd}	1	1.5 ή 1.8	1	1.3 άοπλες 1.2 οπλισμένες	1.5 ή 1.8	1

Πίνακας 2.11 Τα κριτήρια ελέγχου της ανίσωσης ασφαλείας σε περίπτωση ανελαστικής ανάλυσης

Σκελετικό Διάγραμμα Συμπεριφοράς

Συνοπτικά τα κριτήρια ελέγχου των σταθμών επιτελεσματικότητας αποδίδονται στο ακόλουθο διάγραμμα σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ (Παράρτημα 4.4)



Σχήμα 2.3 Διάγραμμα συμπεριφοράς επιμέρους σταθμών επιτελεστικότητας

2.12 Ανελαστική στατική ανάλυση- Εξιδανικευμένη καμπύλη δύναμης-μετακίνησης-Υπολογισμός στοχευμένης μετακίνησης

Η στατική ανελαστική ανάλυση, γνωστή και ως ανάλυση pushover, αν και δεν είναι μια νέα μέθοδος, δεν έχει συμπεριληφθεί ξανά σε ελληνικό κανονισμό, με αποτέλεσμα να είναι σχετικά άγνωστη στην πλειοψηφία των μελετητών μηχανικών. Παρόλα αυτά γνωρίζει τα τελευταία χρόνια ευρεία εφαρμογή στην αποτίμηση και τον ανασχεδιασμό υφιστάμενων κτιρίων, γεγονός που αποδίδεται στο συνδυασμό της ακριβέστερης προσέγγισης της συμπεριφοράς των μελών μέσω των προσομοιωμάτων που έχουν αναπτυχθεί για τις ανελαστικές αναλύσεις, με την απλότητα της έκφρασης της σεισμικής έντασης με μία οριζόντια φόρτιση με κατανομή ανάλογη με τις αδρανειακές δυνάμεις, η οποία αυξάνεται σταδιακά και μέχρι την κρίσιμη μετακίνηση του δομήματος, η οποία καθορίζεται από την στοχευόμενη στάθμη επιτελεστικότητας.

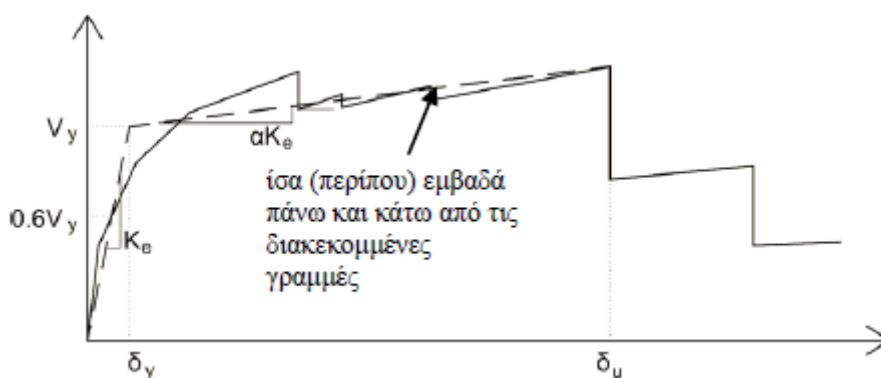
Κύριος στόχος της ανελαστικής στατικής ανάλυσης είναι η εκτίμηση του μεγέθους των ανελαστικών παραμορφώσεων που θα αναπτυχθούν στα δομικά στοιχεία όταν το κτίριο υπόκειται στη σεισμική δράση για την οποία γίνεται η αποτίμηση ή ο ανασχεδιασμός και η σύγκρισή τους με τις επιτρεπόμενες τιμές που προσδιορίζονται με βάση τη στοχευόμενη στάθμη επιτελεστικότητας και τις ικανότητες των μελών που προκύπτουν από τα προσομοιώματα για τη συμπεριφορά τους.

Τα οριζόντια στατικά φορτία εφαρμόζονται στη στάθμη κάθε διαφράγματος (πλάκα ορόφου). Τα κατακόρυφα φορτία του σεισμικού συνδυασμού $G+0.3Q$ συνδυάζονται με τα οριζόντια φορτία σύμφωνα με τον σεισμικό συνδυασμό του ΕΚ-8. Δηλαδή αφού επιλεγεί η σεισμική δράση αποτίμησης (με βάση τη στάθμη επιτελεστικότητας), εφαρμόζεται στον φορέα ως οριζόντιο φορτίο στις στάθμες των ορόφων ακολουθώντας δύο τουλάχιστον ειδών κατανομές (§5.7.3.3).

- «Ομοιόμορφη» κατανομή, βασισμένη σε οριζόντια φορτία ανάλογα ως προς τη μάζα κάθε ορόφου ανεξάρτητα από τη στάθμη του.
- «Ιδιομορφική» κατανομή, ανάλογη προς οριζόντια φορτία συμβατά προς την κατανομή οριζοντίων φορτίων στην υπό εξέταση διεύθυνση, όπως προκύπτει από την ελαστική ανάλυση.

Η εφαρμογή αυτή των σεισμικών δυνάμεων ακολουθεί της εφαρμογής των κατακόρυφων δυνάμεων του σεισμικού συνδυασμού και αυξάνεται μονοτονικά μέχρι να μην μπορεί να φέρει ο φορέας τα κατακόρυφα φορτία του, δηλαδή όταν σημειωθεί ραγδαία πτώση της αντοχής του. Αυτή η πορεία μετατροπής του υπερστατικού και πλάστιμου φορέα σε κινηματικό μηχανισμό καταγράφεται στην καμπύλη αντίστασης του κτιρίου.

Η μη- γραμμική σχέση δύναμης μετακίνησης που συνδέει την τέμνουσα βάσης και τη μετακίνηση του κόμβου ελέγχου αντικαθίσταται από μια εξιδανικευμένη καμπύλη για τον υπολογισμό της ισοδύναμης πλευρικής δυσκαμψίας K_e και της αντίστοιχης δύναμης διαρροής V_y του κτιρίου. Η εξιδανικευμένη καμπύλη αντίστασης συνιστάται να είναι διγραμμική με κλίση του πρώτου κλάδου K_e και κλίση του δεύτερου κλάδου ίση με αK_e .



Σχήμα 2.4 Εξιδανίκευση μιας καμπύλης αντίστασης της κατασκευής με διγραμμική καμπύλη

Η ισοδύναμη πλευρική δυσκαμψία K_e προκύπτει ως η επιβατική δυσκαμψία που αντιστοιχεί σε δύναμη ίση προς το 60% της δύναμης διαρροής V_y . Συνεπώς η πρωτογενής και η εξιδανικευμένη καμπύλη τέμνονται για $V=0.6V_y$ και $\delta=\delta_u$. Η ανηγμένη κλίση (α) του δεύτερου κλάδου προσδιορίζεται από μια ευθεία που διέρχεται από το σημείο της πραγματικής μη-γραμμικής καμπύλης αντίστασης που αντιστοιχεί στη μετακίνηση αστοχίας

δ_i , πέραν της οποίας παρατηρείται σημαντική μείωση της αντοχής του φορέα. Σε κάθε περίπτωση η προκύπτουσα τιμή της α πρέπει να είναι θετική και να μην ξεπερνά το 0.10.

Η ισοδύναμη κυριαρχούσα ιδιοπερίοδος στη θεωρούμενη διεύθυνση T_e θα εκτιμάται με βάση την εξιδανικευμένη καμπύλη αντίστασης

$$T_e = T \sqrt{\frac{K_0}{K_e}} \text{ όπου}$$

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

Πάνω στην καμπύλη αντίστασης προσδιορίζεται η στοχευμένη μετακίνηση (KAN.ΕΠΕ §5.7.4.2) της κορυφής του κτιρίου που δίνει η σεισμική απαίτηση πάνω στο κτίριο. Για τον υπολογισμό της στοχευμένης μετακίνησης δ_i της κορυφής του κτιρίου ο ΚΑΝ.ΕΠΕ έμμεσα χρησιμοποιεί ισοδύναμο μονοβάθμιο σύστημα (SDOF) αλλά με διαφορετική διαδικασία από αυτήν του ΕΚ8-1 Παράρτημα Β, με την μέθοδο των συντελεστών (fema 356).

Κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ η στοχευόμενη μετακίνηση δ_i θα υπολογίζεται συνεκτιμώντας κατάλληλα όλους τους παράγοντες από τους οποίους επηρεάζεται η μετακίνηση ενός ανελαστικά αποκρινόμενου κτιρίου. Αν δεν χρησιμοποιείται ακριβέστερη προσέγγιση, η στοχευόμενη μετακίνηση δ_i επιτρέπεται να υπολογιστεί από τον παρακάτω τύπο

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

T_e η ισοδύναμη κυριαρχούσα ιδιοπερίοδος στη θεωρούμενη διεύθυνση.

S_e η φασματική ψευδοεπιτάχυνση από το ελαστικό φάσμα σχεδιασμού

C_0 διορθωτικός συντελεστής μέσω του οποίου λαμβάνεται υπόψη η διαφορά της φασματικής μετακίνησης του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος από την αντίστοιχη μετακίνηση του κόμβου ελέγχου του πραγματικού φορέα.

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

C_2 διορθωτικός συντελεστής μέσω του οποίου λαμβάνεται υπόψη η επιρροή της ανακύκλισης της φόρτισης στην αντοχή και δυσκαμψία του φορέα.

C_3 διορθωτικός συντελεστής μέσω του οποίου λαμβάνεται υπόψη η 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 2.12 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 $R = C_m (S_e/g)/(V_y/W)$ 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 2.13 Οι τιμές του διορθωτικού συντελεστή C_1

Στάθμη επιτελεστικότητας	$T \leq 0.1s$		$T \geq T_c$	
	Φορέας τύπου 1*	Φορέας τύπου 2	Φορέας τύπου 1	Φορέας τύπου 2
C_2				
Άμεση χρήση μετά τον σεισμό	1.0	1.0	1.0	1.0
Προστασία ζωής	1.3	1.0	1.1	1.0
Αποφυγή οιονεί 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 2.14 Οι τιμές του διορθωτικού συντελεστή C_2

	$\theta < 0.1^*$	$\theta \geq 0.1$
C_3	1.0	$1+5(\theta-0.1)/T$

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

Πίνακας 2.15 Οι τιμές του διορθωτικού συντελεστή C_3

Εναλλακτικά μπορεί να χρησιμοποιηθεί και η διαδικασία του ΕΚ8-1 Παράρτημα Β

Αφού προσδιοριστεί η στοχευμένη μετακίνηση δ_i της κορυφής του κτιρίου συγκρίνεται η σεισμική απαίτηση σε όρους στροφής χορδής στην αστοχία θ_u που εφαρμόζεται λόγω της παραμόρφωσης των στοιχείων για την δεδομένη δ_i της κορυφής του κτιρίου, με την αντίστοιχη διαθέσιμη στροφή χορδής στην αστοχία θ_u (η ανίσωση ασφαλείας σε όρους παραμορφώσεων για τα πλάσιμα στοιχεία και σε όρους δυνάμεων για τα ψαθυρά).

3

Η έννοια της πλαστιμότητας – Νομογραφήματα προσδιορισμού διαγραμμάτων ροπών - καμπυλοτήτων

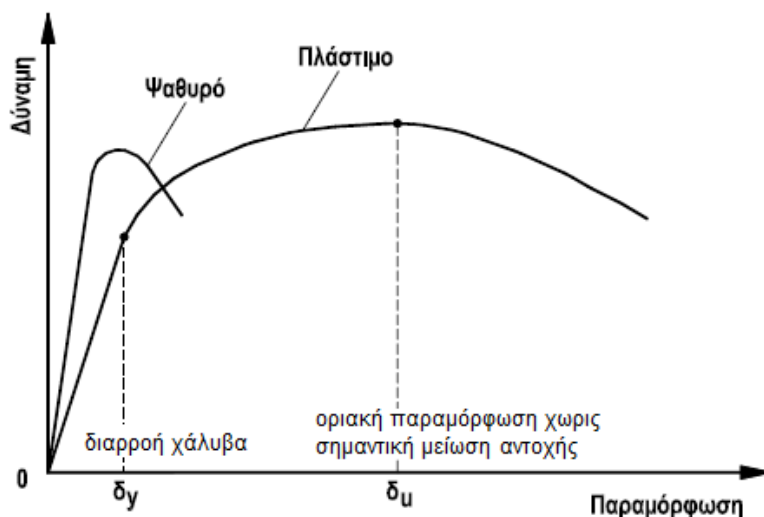
Κατά την δεκαετία του '60, μετά την εμφάνιση και χρήση των ψηφιακών υπολογιστών, έγιναν πολύ ακριβείς υπολογισμοί φασμάτων απόκρισης με βάση αξιόπιστα επιταχυνσιογραφήματα ισχυρών σεισμών. Από την μελέτη των στοιχείων αυτών προέκυψε ότι οι αναπτυσσόμενες σεισμικές δυνάμεις μπορεί να είναι 3-4 φορές μεγαλύτερες από τις δυνάμεις σχεδιασμού. Αυτό σημαίνει εκτεταμένη είσοδο της κατασκευής στην πλαστική περιοχή συμπεριφοράς, μεγάλες πλαστικές (ανελαστικές) παραμορφώσεις και συνακόλουθες βλάβες σε φέροντα και μη φέροντα στοιχεία, όπως άλλωστε παρατηρείται έπειτα από ισχυρούς σεισμούς. Αλλά και καταρρεύσεις κτιρίων παρατηρούνται όταν ο φέρων σκελετός δεν μπορεί να υποστεί χωρίς θραύση τις μεγάλες ανελαστικές παραμορφώσεις ή υπάρχουν κακοτεχνίες.

Στην αναζήτηση της βέλτιστης λύσης ενίσχυσης της κατασκευής παρατηρούνται δύο κατευθύνσεις. Η πρώτη είναι η ενίσχυση της κατασκευής ως σύνολο έτσι ώστε να μειωθεί η ένταση στα αδύναμα στοιχεία της κατασκευής σε επίπεδα χαμηλότερα από τα ανεκτά όρια αντοχής του και η δεύτερη είναι ενίσχυση μεμονωμένων στοιχείων της κατασκευής προς αύξησης αντοχής ή άλλων ελλειπόντων χαρακτηριστικών, όπως η πλαστιμότητα.

3.1 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.



Σχ. 3.1 Τυπικά διαγράμματα δύναμης – παραμόρφωσης μελών με πλάστιμη ή ψαθυρή συμπεριφορά

Για το πλάστιμο μέλος που δίνεται στο Σχ. 3.1, δ_y είναι η παραμόρφωση διαρροής που αντιστοιχεί στη διαρροή του χάλυβα και δ_u 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 $\mu = \delta_u / \delta_y$ (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 ωπλισμένη $\mu=10-20$

Δοκός ή Υποστύλωμα: 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 πλάστιμος φορέας είναι ένας φορέας που επιτρέπεται να έχει μειωμένη αντοχή, έχει αυξημένη όμως ικανότητα απορρόφησης σεισμικής ενέργειας μέσω μεταελαστικών 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

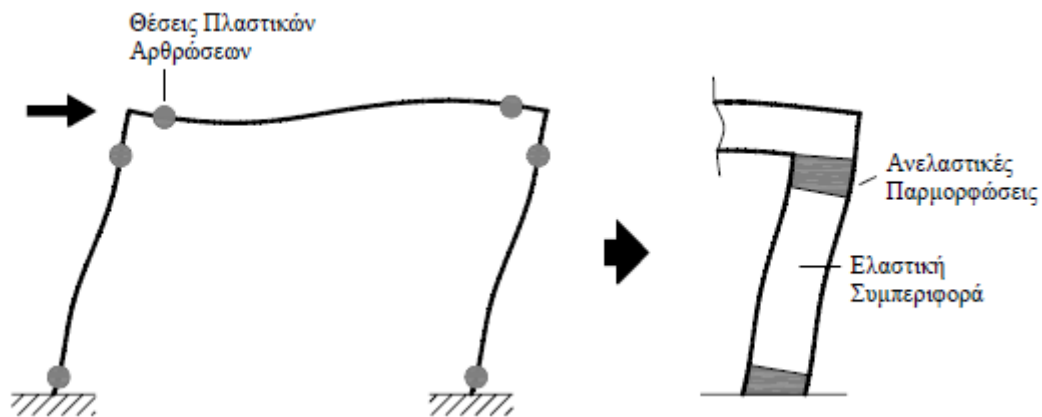
3.2 Η έννοια της πλαστικής άρθρωσης

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 (Σχ. 3.2).



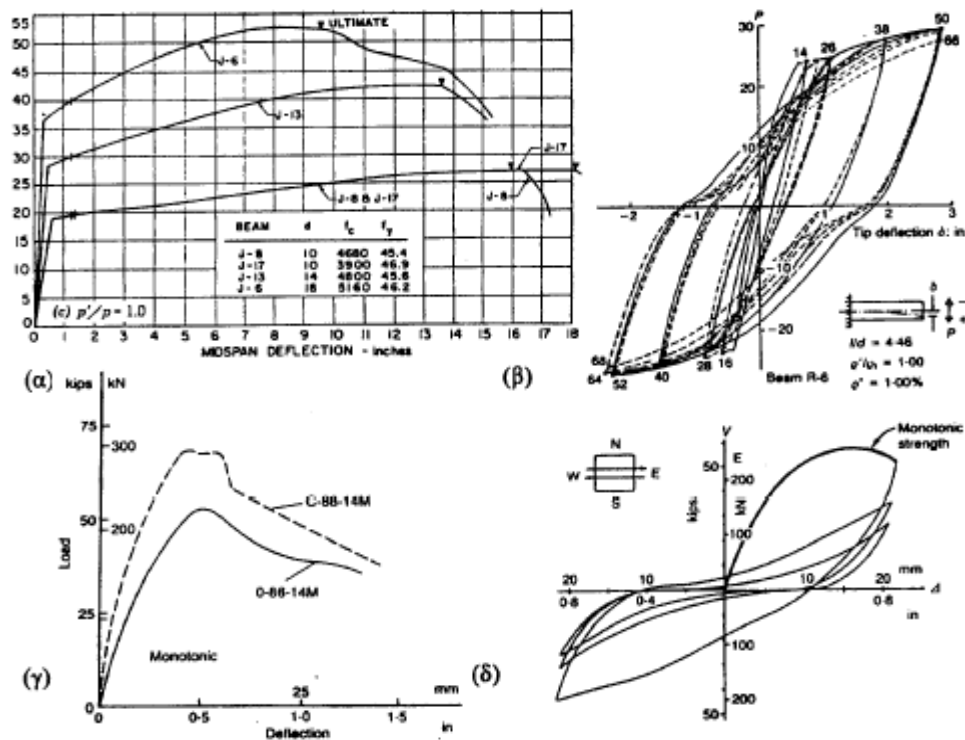
Σχήμα 3.2 Θέσεις πιθανών πλαστικών αρθρώσεων σε μέλη απλής κατασκευής υπό σεισμική ένταση

Στη λογική των πλαστικών αρθρώσεων βασίζεται η ανάπτυξη των προσομοιωμάτων συμπεριφοράς μελών τα οποία έχουν συμπεριληφθεί στα Κανονιστικά Σχέδια για την αποτίμηση και τις επεμβάσεις σε υφιστάμενα κτίρια. Δεδομένου ότι θεωρητικά οι ανελαστικές παραμορφώσεις συγκεντρώνονται σε μικρού μήκους περιοχές στα άκρα των δομικών στοιχείων, για τις ανάγκες της ανάλυσης απαιτείται ο εντοπισμός αυτών των περιοχών στο μαθηματικό προσομοίωμα του κτιρίου και η περιγραφή της συμπεριφοράς τους. Για τις ανάγκες της προσομοίωσης τελικώς υιοθετείται ένα πολυγραμμικό διάγραμμα, με αρχικό ελαστικό κλάδο που εκτείνεται για μέλη σκυροδέματος μέχρι τη θεωρητική διαρροή της κρίσιμης διατομής και στη συνέχεια έναν ευθύγραμμο κλάδο που εκφράζει την ανελαστική απόκριση και εκτείνεται μέχρι τη θεωρητική αστοχία του μέλους, η οποία αντιστοιχεί σε απότομη πτώση της φέρουσας ικανότητας μεγαλύτερη του 20% της αρχικής. Τα προσομοιώματα συμπεριφοράς που έχουν αναπτυχθεί παρέχουν εκφράσεις που καθιστούν δυνατό τον υπολογισμό των ζευγών έντασης – παραμόρφωσης που απαιτούνται για την κατασκευή των ανωτέρω διαγραμμάτων. Ειδικά για καμπτόμενα μέλη ιδιαίτερα διαδεδομένη είναι η περιγραφή της συμπεριφοράς σε όρους ροπών M – καμπυλοτήτων $(1/r)$, καθώς με γνωστούς τους νόμους σ - ϵ των υλικών είναι σχετικά απλή η κατασκευή του διαγράμματος M - $(1/r)$ μέχρι την αστοχία και για σταθερή τιμή της αξονικής δύναμης. Ωστόσο σε μέλη οπλισμένου σκυροδέματος η καμπυλότητα χάνει το φυσικό της νόημα μετά τη ρηγμάτωση, λόγω της διακριτής φύσης της ρηγμάτωσης και του γεγονότος ότι ο λυγισμός των ράβδων και η θλιπτική αστοχία του απερίσφικτου ή του περισφιγμένου σκυροδέματος συμβαίνουν σ' ένα πεπερασμένο μήκος του μέλους. Επιπλέον είναι σκόπιμο στις τιμές της παραμόρφωσης να λαμβάνεται υπόψη η συνύπαρξη καμπτικών και διατμητικών παραμορφώσεων, αλλά και φαινόμενα όπως η εξόλκευση των ράβδων οπλισμού. Για το σκοπό αυτό, στα σύγχρονα προσομοιώματα συμπεριφοράς στοιχείων οπλισμένου σκυροδέματος χρησιμοποιούνται

μεγέθη όπως η γωνία στροφής πλαστικής άρθρωσης θρι και η γωνία στροφής χορδής, τα οποία καλύπτουν τις ανωτέρω απαιτήσεις.

3.3 Διάγραμμα ροπών – καμπυλοτήτων (κατά 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» συναρτήσει 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.

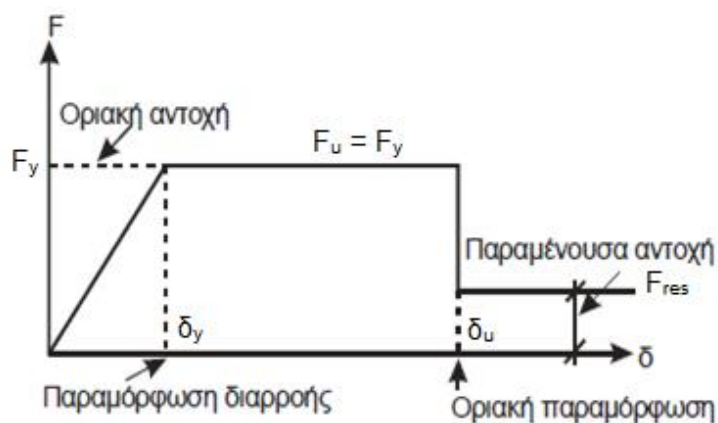


Σχήμα 3.3 Διαγράμματα δύναμης- μετατόπισης, F-δ υπό α) Πλάσטיμη συμπεριφορά μονοτονικής έντασης β) Πλάσטיμη συμπεριφορά ανακυκλιζόμενης έντασης γ) Ψαθυρή συμπεριφορά μονοτονικής έντασης δ) Ψαθυρή συμπεριφορά ανακυκλιζόμενης έντασης

Σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. (§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 $F-\delta$ του δομήματος με τον οιονει ελαστικό κλάδο να φθάνει μέχρι τη διαρροή.

Συνεπώς, η προσέγγιση της πραγματικής καμπύλης $F-\delta$ 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 πλαστικών στοιχείων.



Σχήμα 3.4 Ιδεατή καμπύλη εντατικού μεγέθους « F » συναρτήσει της παραμόρφωσης ή σχετικής μετακίνησης « δ »

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.

3.3.1 Υπολογισμός γωνίας στροφής χορδής διαρροής, θ_y

Στο διάγραμμα 3.1, 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 (KAN.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 (Σχ. 2.1).



Σχήμα 3.5 Γωνία στροφής χορδής

Αρχικά, για τον προσδιορισμό της στροφής διαρροής, θ_y 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 εφελκόμενου 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 $\varepsilon_c \approx 1.8f_c/E_c$), τότε:

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

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:

$$\xi_y = \sqrt{\alpha^2 A^2 + 2\alpha B} - \alpha A \quad (\text{ΚΑΝΕΠΕ Α.3})$$

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 εφελκόμενο οπλισμό ή από το θλιβόμενο σκυρόδεμα αντίστοιχα:

I. Διαρροή λόγω θραύση εφελκόμενου 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:

$$A = \rho + \rho' + \rho_v - \frac{N}{\varepsilon_c E_s b d} \approx \rho + \rho' + \rho_v - \frac{N}{1.8\alpha b d f_c}$$

$$B = \rho + \rho'\delta' + 0.5\rho_v(1+\delta') \quad (\text{ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ 7Α ΚΑΝΕΠΕ, Α.5})$$

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

ρ, ρ', ρ_v 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).

$\delta' = d'/d$ 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 θ_y που οφείλεται στην κάμψη, μπορεί να ληφθεί ίσο με $(1/r)_y(L_s + a_v z)/3$, όπου ο όρος $a_v z$ εκφράζει την επιρροή του «μήκους μετάθεσης» των ροπών κάμψης σε αυτές. Στην τιμή αυτή της θ_y (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 (ΚΑΝ.ΕΠΕ §7.2.2):

- Για δοκούς ή υποστυλώματα:

$$\theta_y = (1/r)_y \frac{L_s + a_v z}{3} + 0.0014 \left(1 + 1.5 \frac{h}{L_s}\right) + \frac{(1/r)_y d_b f_y}{8\sqrt{f_c}} \quad (\S 7.2.2 \text{ ΚΑΝΕΠΕ, } \Sigma 2)$$

- Για τοιχώματα:

$$\theta_y = (1/r)_y \frac{L_s + a_v z}{3} + 0.0013 + \frac{(1/r)_y d_b f_y}{8\sqrt{f_c}} \quad (\S 7.2.2 \text{ ΚΑΝΕΠΕ, } \Sigma 3)$$

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

a_v Ο συντελεστής αν ισούται με 1 εάν η τέμνουσα που προκαλεί λοξή ρηγμάτωση του στοιχείου (διατμητική ρηγμάτωση), $VR1$, υπολείπεται της τιμής της τέμνουσας κατά την καμπτική διαρροή, $VMu = My/Ls$, και με 0 αν είναι μεγαλύτερη ($VR1 > VMu$). Η τέμνουσα $VR1$ κατά ευρωκώδικα (§6.2.2)

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

Όπου

$$C_{Rd,c} = 0.18/\gamma_c, \quad k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2, \quad d(\text{mm}), \quad \rho_1 = \frac{A_{sl}}{b_w d} \leq 0.02, \quad k_1 = 0.15$$

$$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c < 0.2f_{cd} \text{ (MPa)}$$

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

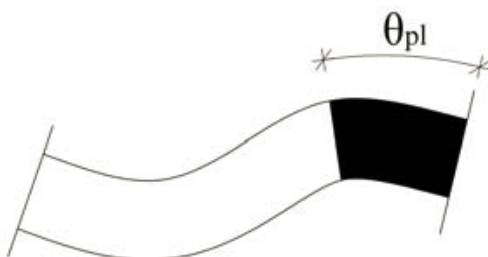
d_b Η μέση διάμετρος ράβδου του εφελκυσμένου οπλισμού

f_y	Η τάση διαρροής του χάλυβα του εφελκόμενου 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 1^{ος} όρος εκφράζει τη συμβολή των καμπτικών παραμορφώσεων, ο 2^{ος} όρος τις μέσες διατμητικές παραμορφώσεις στο μήκος L_s , ενώ ο 3^{ος} όρος εκφράζει την επιρροή της εξόλκευσης του τμήματος των ράβδων πέραν της ακραίας διατομής του στοιχείου.

3.3.2 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.



Σχήμα 3.6 Γωνία στροφής πλαστικής άρθρωσης

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:

$$\theta_{um} = 0.016 \cdot (0.3)^v \left[\frac{\max(0.01, \omega)}{\max(0.01, \omega)} f_c \right]^{0.225} (\alpha_s)^{0.35} 25^{(ap_s \frac{f_{yw}}{f_c})} (1.25^{100\rho_d}) \quad (\S 7.2.4 \text{ ΚΑΝΕΠΕ}, \Sigma.8\alpha)$$

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

$$\theta_{um}^{pl} = \theta_u - \theta_y = 0.0145 \cdot (0.25)^v \left[\frac{\max(0.01, \omega)}{\max(0.01, \omega)} \right]^{0.3} (f_c)^{0.2} (\alpha_s)^{0.35} 25^{(ap_s \frac{f_{yw}}{f_c})} (1.275^{100\rho_d})$$

όπου:

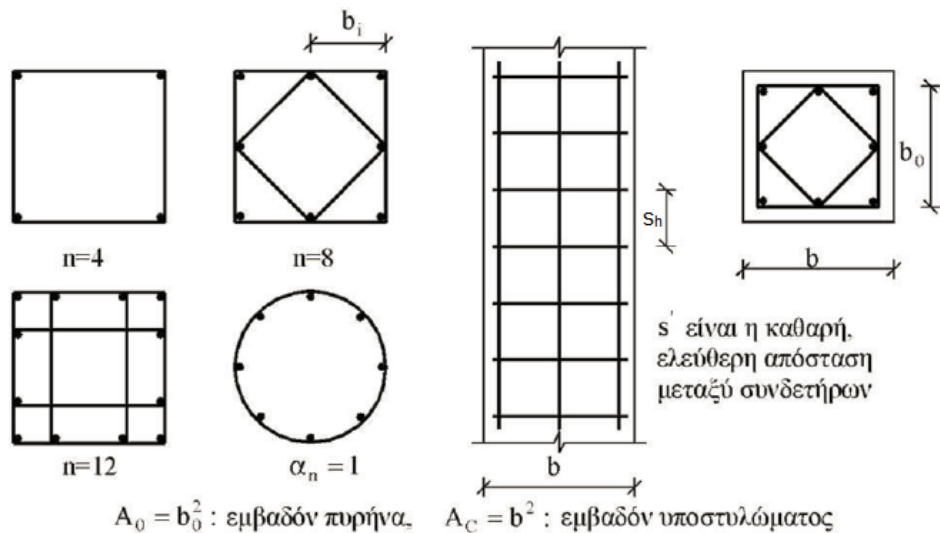
- α_s Ο λόγος διάτμησης, $M/V_h=L_s/h$
- ω', ω Το μηχανικό ποσοστό εφελκόμενου και θλιβόμενου οπλισμού (ο διαμήκης οπλισμός μεταξύ εφελκόμενου και θλιβόμενου πέλματος θεωρείται ως εφελκόμενος)
- ν Η ανηγμένη αξονική δύναμη ως προς τις διαστάσεις της διατομής: $N/b_h f_c$ ($b_h =$ πλάτος θλιβόμενης ζώνης)
- ρ_s Το γεωμετρικό ποσοστό εγκάρσιου οπλισμού παράλληλα στη διεύθυνση της φόρτισης. $A_{sh}/b_w s_h$
- ρ_d Το γεωμετρικό ποσοστό τυχόντος δισδιαγώνιου οπλισμού
- f_{yw}, f_c Οι αντοχές χάλυβα συνδετήρων και σκυροδέματος αντίστοιχα (σε MPa)
- α Ο συντελεστής αποδοτικότητας 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 3.7 Χαρακτηριστικά περίσφιγξης (ΕΚΩΣ 2000)

Εν τέλει, η τιμή της γωνίας πλαστικής στροφής κατά την αστοχία, θ_u προκύπτει από το άθροισμα της γωνίας κατά τη διαρροή, θ_y και της μέσης πλαστικής γωνίας στροφής 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.

3.3.3 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 συναρτήσει της καμπυλότητας διαρροής $(1/r)_y$, η παρακάτω σχέση:

$$\frac{M_y}{bd^3} = (1/r)_y \left\{ E_c \frac{\xi_y^2}{2} \left(0.5(1 + \delta') - \frac{\xi_y}{3} \right) + \left[(1 - \xi_y)\rho + (\xi_y - \delta')\rho' + \frac{\rho_v}{6}(1 - \delta') \right] \cdot (1 - \delta') \frac{E_s}{2} \right\}$$

(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 - υποστλωμάτων. 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.

3.3.4 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, μ_δ ή μ_θ , 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 ($\theta_y=(V_R/V_{Mu}) \theta_{γκάμψης}$, $\theta_{pl} = 0.4 \theta_{γκάμψης}$, $M_y=(V_R/V_{Mu}) \cdot M_{γκάμψης}$).

Η τέμνουσα αντοχής V_R υπολογίζεται λαμβάνοντας υπόψη το ενδεχόμενο εξασθένησής 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 $\mu_{\theta}^{pl} = \mu_{\theta} - 1$. Το πλαστικό τμήμα του απαιτούμενου δείκτη πλαστιμότητας γωνίας στροφής χορδής $\mu_{\theta}^{pl} = \mu_{\theta} - 1$, 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 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}^{pl} ως εξής (μονάδες MN και m)(Γ1):

$$V_R = \frac{h-x}{2L_s} \min(N; 0.55A_c f_c) + (1 - 0.05 \min(5; \mu_\theta^{pl})) \left[0.16 \max(0.5; 100\rho_{tot}) (1 - 0.16 \min(5; \alpha_s)) \sqrt{f_c} A_c + V_w \right]$$

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)
α_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:

$$V_w = \rho_w \cdot b_w \cdot z \cdot f_{yw} \quad (\text{KANΕΠΙΕ 7Γ.2. \& Γ3 για κυκλικές διατομές})$$

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 $\alpha_s \leq 2,0$ 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 μετελαστικές παραμορφώσεις, μειώνεται με το μέγεθος του πλαστικού τμήματος του δείκτη πλαστιμότητας μετακινήσεων, $\mu_\theta^{pl} = \mu_\theta - 1$, ως εξής (μονάδες MN και m):

$$V_{R,max} = \frac{4}{7} (1 - 0.02 \min(5; \mu_\theta^{pl})) \left(1 + 1.35 \frac{N}{A_c f_c} \right) (1 + 0.45 (100\rho_{tot})) \sqrt{\min(40; f_c)} b_w z \sin 2\delta$$

(KANΕΠΙΕ 7Γ.5.)

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

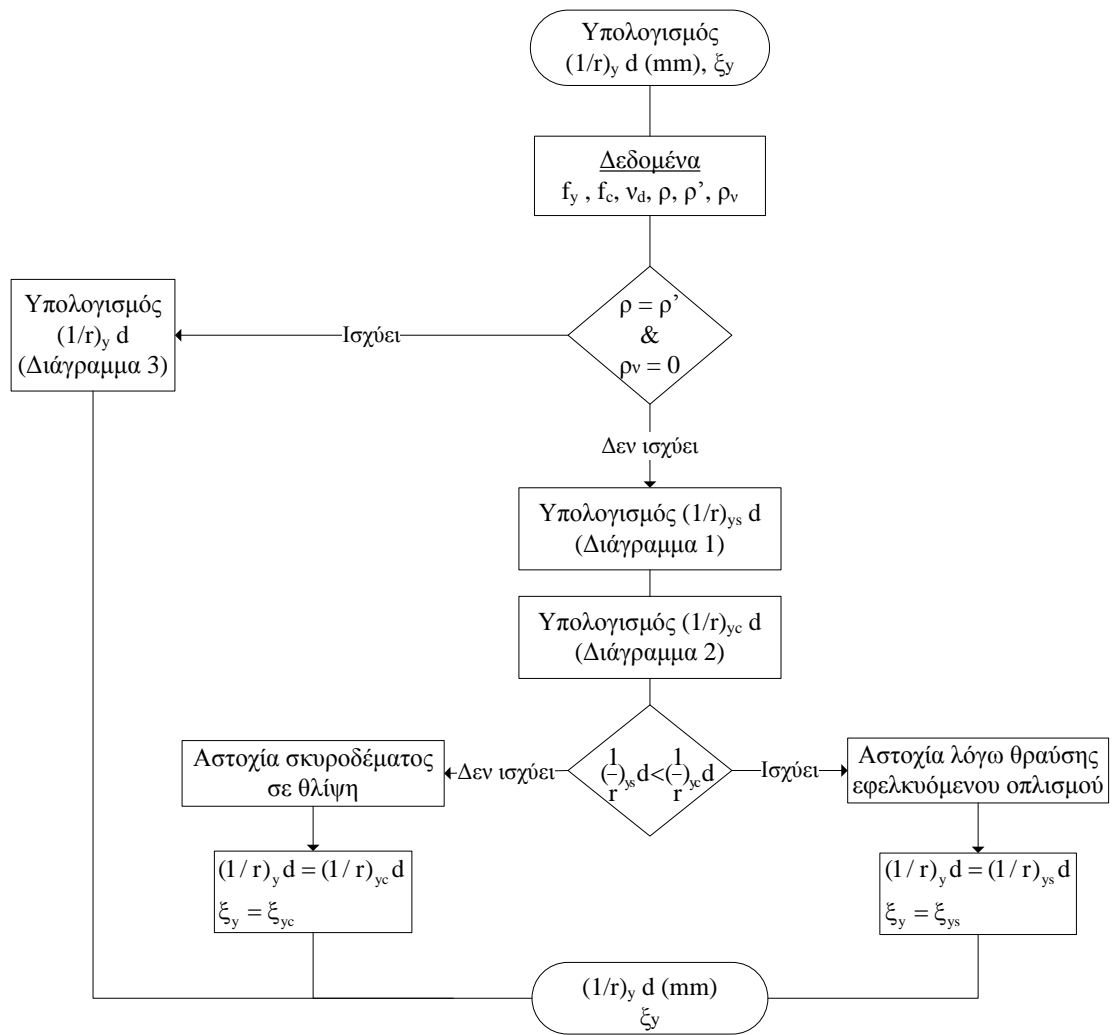
3.4 Νομογραφήματα

Στο παρόν υποκεφάλαιο επιδιώκεται η δημιουργία αδιάστατων διαγραμμάτων που προσδίδουν άμεσα τις τελικές τιμές για τη διαμόρφωση του διαγράμματος ροπών – καμπυλοτήτων απλοποιώντας τις παραπάνω πολύπλοκες σχέσεις (§3.3). Με τη χρήση γραμμικής παλινδρόμησης ελαχίστων τετραγώνων επιλέγονται συναρτήσεις πολύωνυμικού τύπου που απεμπλέκουν της τελικής εξαρτημένης μεταβλητής από τις ανεξάρτητες σε σκοπό την απεικόνιση της.

3.4.1 Διαγράμματα υπολογισμού $(1/r)$ d και ξ

Αρχικά για το προσδιορισμό της γωνίας στροφής είναι απαραίτητο το γινόμενο του δείκτη καμπυλότητας επί του στατικού ύψους της διατομής, $(1/r)_y \cdot d$, και το ύψος θλιβόμενης ζώνης κατά τη διαρροή ανηγμένο στο στατικό ύψος d , ξ_y . Θεωρείται δεδομένη η ανηγμένη αξονική δύναμη $v_d = N / (b \cdot d \cdot f_c)$ και τα ποσοστά του εφελκόμενου (ρ), θλιβόμενου (ρ') και του μεταξύ τους κατανεμημένου οπλισμού (ρ_v) επίσης ανηγμένα ως προς τις διαστάσεις της διατομής, $b \cdot d$. Στις αντοχές του εφελκόμενου οπλισμού και του σκυροδέματος, f_y και f_c αντίστοιχα, δεν έχουν ληφθεί υπόψη οι συντελεστές ασφαλείας που ποικίλουν σύμφωνα με την κατάσταση του υπάρχοντος κτιρίου (KAN.ΕΠΕ §4.5.3.2). Τα διαγράμματα καλύπτουν διατομές οπλισμού τύπου S220, S400, S500 και ποιότητας σκυροδέματος C12, C16, C20, C25 σε όλους τους δυνατούς συνδυασμούς τους. Επίσης προσεγγιστικά θεωρείται η τιμή $\delta' = d'/d = 0.1$.

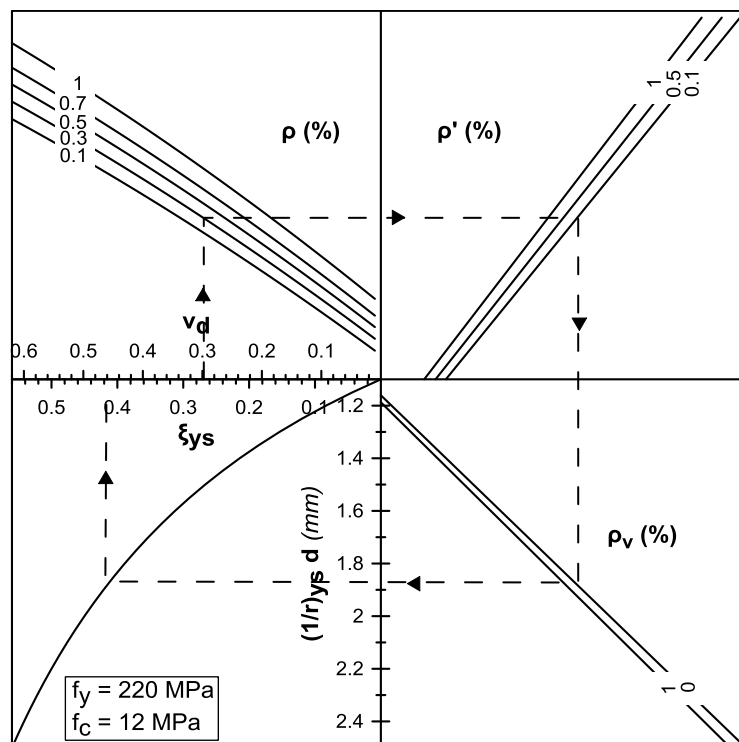
Όπως έχει ήδη αναφερθεί για τον προσδιορισμό του τελικού δείκτη καμπυλότητας πρέπει να είναι γνωστός ο τρόπος αστοχίας της διατομής. Συνεπώς είναι απαραίτητος ο υπολογισμός του δείκτη καμπυλότητας κατά τη διαρροή που οφείλεται σε αστοχία λόγω θραύσης εφελκόμενου οπλισμού και λόγω αστοχίας σκυροδέματος σε θλίψη και να επιλεγεί η μικρότερη τιμή. Όπως αποτυπώνεται και στο λογικό διάγραμμα που ακολουθεί (Σχ.3.8) με δεδομένα v_d , ρ , ρ' , ρ_v και με το κατάλληλο διάγραμμα συνδυασμού αντοχών f_y και f_c λαμβάνεται μια τιμή $(1/r)_{ys} \cdot d$ για αστοχία λόγω θραύσης εφελκόμενου οπλισμού από το διάγραμμα μορφής 1 και μια τιμή $(1/r)_{yc} \cdot d$ για αστοχία σκυροδέματος σε θλίψη από το διάγραμμα μορφής 2. Η μικρότερη τιμή αποτελεί τον τελικό δείκτη καμπυλότητας και προσδιορίζει τον τελικό τύπο αστοχίας. Κατά συνέπεια, και το τελικό ξ_y είναι αυτό που αντιστοιχεί στο διάγραμμα με τη μικρότερη τιμή του δείκτη καμπυλότητας. Στη περίπτωση στύλου όπου ο εφελκόμενος και ο θλιβόμενος οπλισμός είναι ίσος και δεν υπάρχει ενδιάμεσος οπλισμός ($\rho = \rho'$, $\rho_v = 0$) προβλέπονται ξεχωριστά διαγράμματα με τις πραγματικές τιμές για όλους τους πιθανούς συνδυασμούς αντοχών χάλυβα και σκυροδέματος.



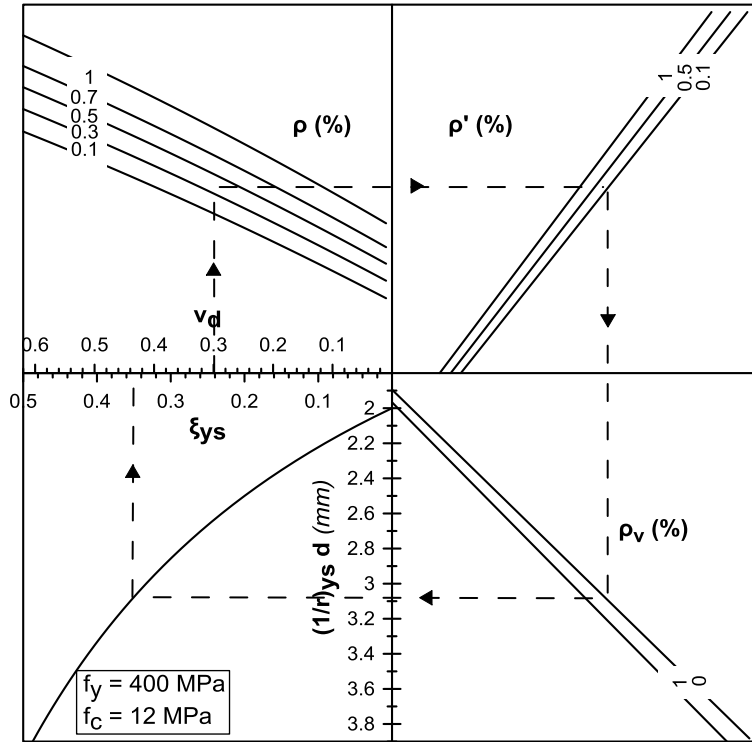
Σχήμα 3.8 Λογικό διάγραμμα υπολογισμού των $(1/r)_y \cdot d$ και ξ_y με βάση τα νομογραφήματα

3.4.1.1 Διαγράμματα υπολογισμού $(1/r)_{ys} \cdot d$ και ξ_{ys} κατά την αστοχία λόγω εφελκυσμένου οπλισμού

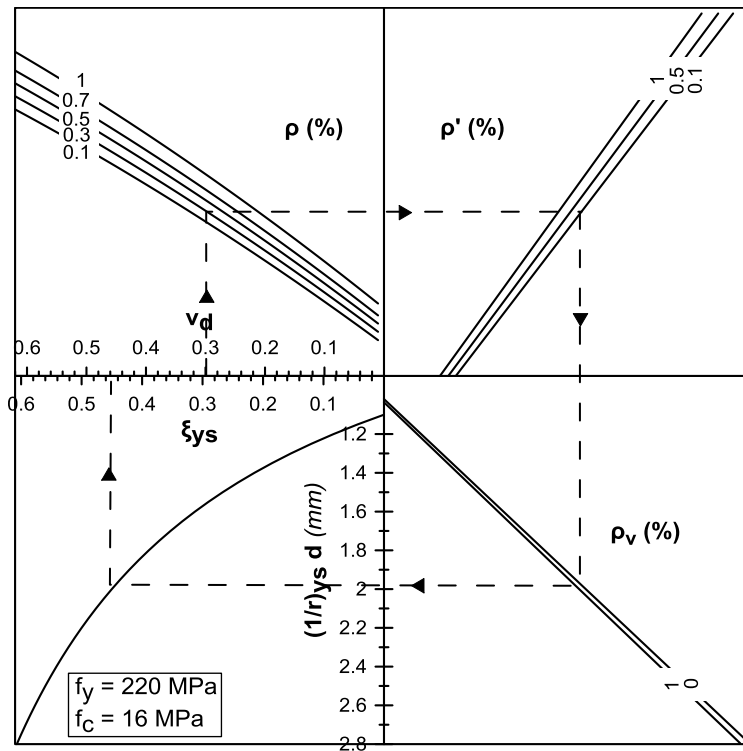
Η μεθοδολογία της διαμόρφωση των διαγραμμάτων βασίζεται στη σκέψη ανεξαρτητοποίησης κάθε επιμέρους μεταβλητής (v_d , ρ , ρ' , ρ_v) από τις σχέσεις (§3.3.1) που τελικά αποδίδουν το $(1/r)_{ys}$. Η δημιουργία δηλαδή μιας συνάρτησης της μορφής $(1/r)_{ys} \cdot d = g(\rho_v) \cdot f(\rho') \cdot j(\rho) \cdot k(v_d)$ η οποία θα λειτουργεί για διάφορες τιμές του v_d από 0 έως 0.6, και ποσοστά οπλισμού από 0.1 έως 1% και θα αποτυπώνεται γραφικά. Οι συναρτήσεις επιλέχθηκαν πολυωνομικές δευτέρου βαθμού και το σφάλμα κρίθηκε ικανοποιητικό όπως θα αναλυθεί παρακάτω. Το τελικό διάγραμμα αποτελείται από 4 άξονες όπου στην πάνω πλευρά του x_1 αποτυπώνονται οι τιμές της ανηγμένης αξονικής v_d στον y_1 το γινόμενο $j(\rho) \cdot k(v_d)$, στον x_2 το γινόμενο $f(\rho') \cdot j(\rho) \cdot k(v_d)$, στον y_2 το γινόμενο $g(\rho_v) \cdot f(\rho') \cdot j(\rho) \cdot k(v_d)$ όπου αποτελεί και τη ζητούμενη τιμή $(1/r)_{ys} \cdot d$ ενώ στην κάτω πλευρά του x_1 αποτυπώνονται οι τιμές του ξ_{ys} . Αντίστοιχα στο 1^ο τεταρτημόριο επιλέγεται το ποσοστό του εφελκυσμένου οπλισμού (ρ), στο 2^ο του θλιβόμενου (ρ') και στο 3^ο του ενδιάμεσου ποσοστιαίου ανηγμένου οπλισμού (ρ_v).



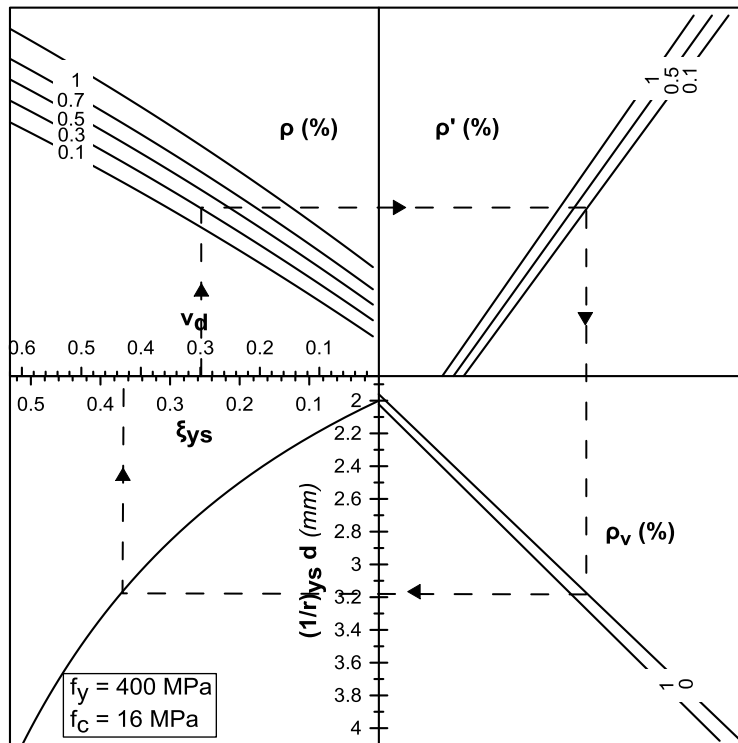
Διάγραμμα 3.1 Υπολογισμός $(1/r)_{ys} \cdot d$ και ξ_{ys} για δεδομένα v_d , ρ , ρ' , ρ_v κατά την αστοχία λόγω θραύσης εφελκυσμένου οπλισμού ($f_y=220\text{MPa}$, $f_c=12 \text{ MPa}$)



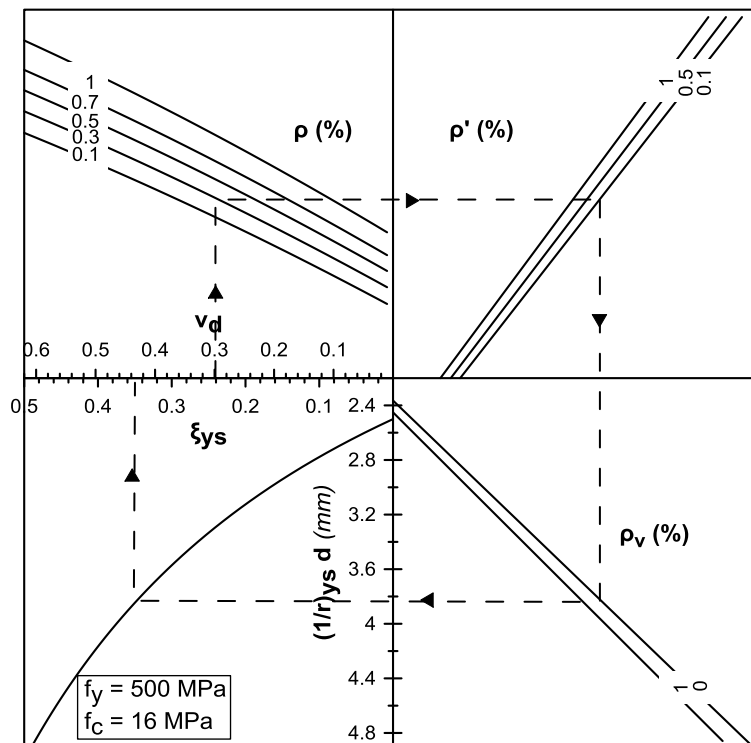
Διάγραμμα 3.2 Υπολογισμός $(1/r)_{ys} d$ και ξ_{ys} για δεδομένα ν_d , ρ , ρ' , ρ_v κατά την αστοχία λόγω θραύσης εφελκόμενου οπλισμού ($f_y=400\text{MPa}$, $f_c=12\text{MPa}$)



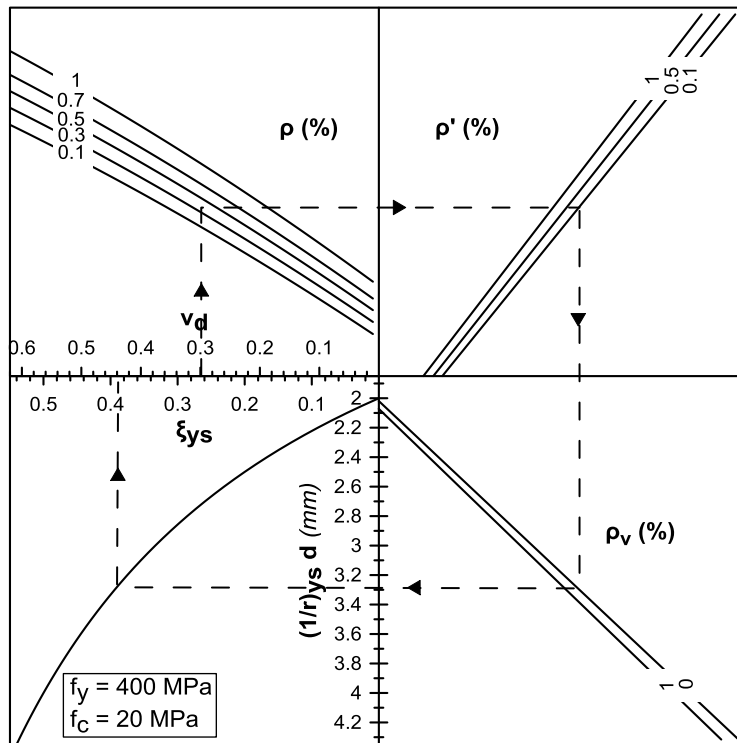
Διάγραμμα 3.3 Υπολογισμός $(1/r)_{ys} d$ και ξ_{ys} για δεδομένα ν_d , ρ , ρ' , ρ_v κατά την αστοχία λόγω θραύσης εφελκόμενου οπλισμού ($f_y=220\text{MPa}$, $f_c=16\text{MPa}$)



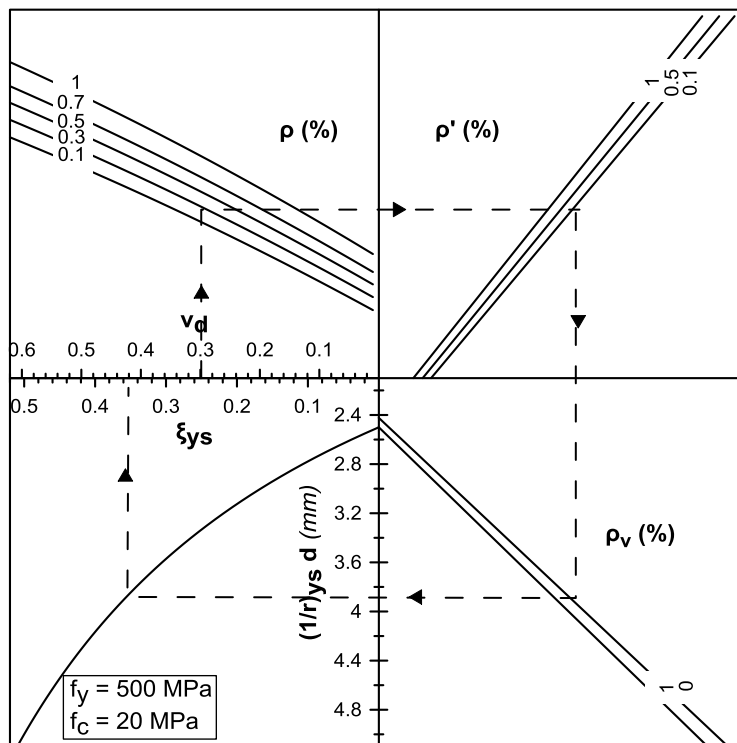
Διάγραμμα 3.4 Υπολογισμός $(1/r)_{ys} d$ και ξ_{ys} για δεδομένα v_d, ρ, ρ', ρ_v κατά την αστοχία λόγω θραύσης εφελκόμενου οπλισμού ($f_y=400\text{MPa}$, $f_c=16\text{MPa}$)



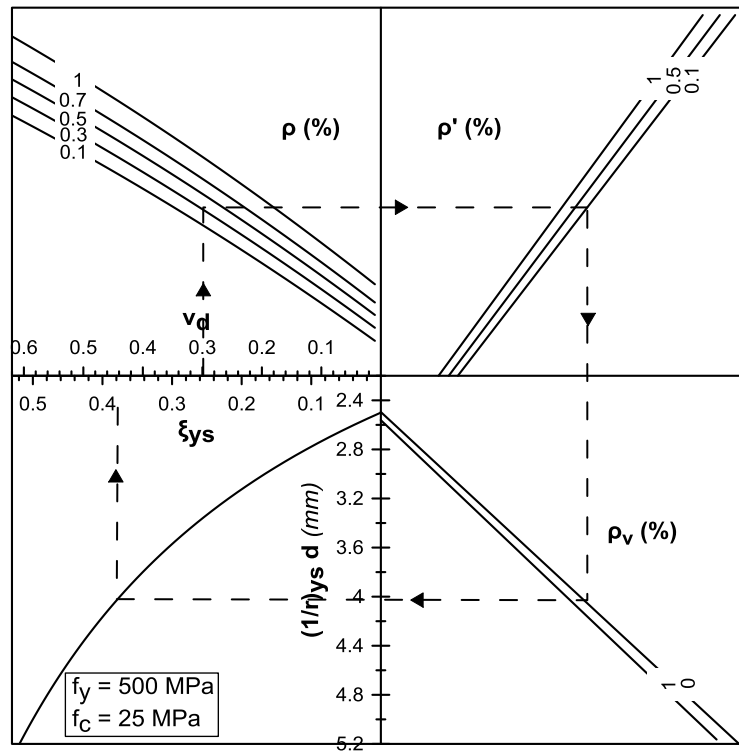
Διάγραμμα 3.5 Υπολογισμός $(1/r)_{ys} d$ και ξ_{ys} για δεδομένα v_d, ρ, ρ', ρ_v κατά την αστοχία λόγω θραύσης εφελκόμενου οπλισμού ($f_y=500\text{MPa}$, $f_c=16\text{MPa}$)



Διάγραμμα 3.6 Υπολογισμός $(1/r)_{ys} d$ και ξ_{ys} για δεδομένα v_d, ρ, ρ', ρ_v κατά την αστοχία λόγω θραύσης εφελκυσμένου οπλισμού ($f_y=400\text{MPa}$, $f_c=20\text{ MPa}$)



Διάγραμμα 3.7 Υπολογισμός $(1/r)_{ys} d$ και ξ_{ys} για δεδομένα v_d, ρ, ρ', ρ_v κατά την αστοχία λόγω θραύσης εφελκυσμένου οπλισμού ($f_y=500\text{MPa}$, $f_c=20\text{ MPa}$)

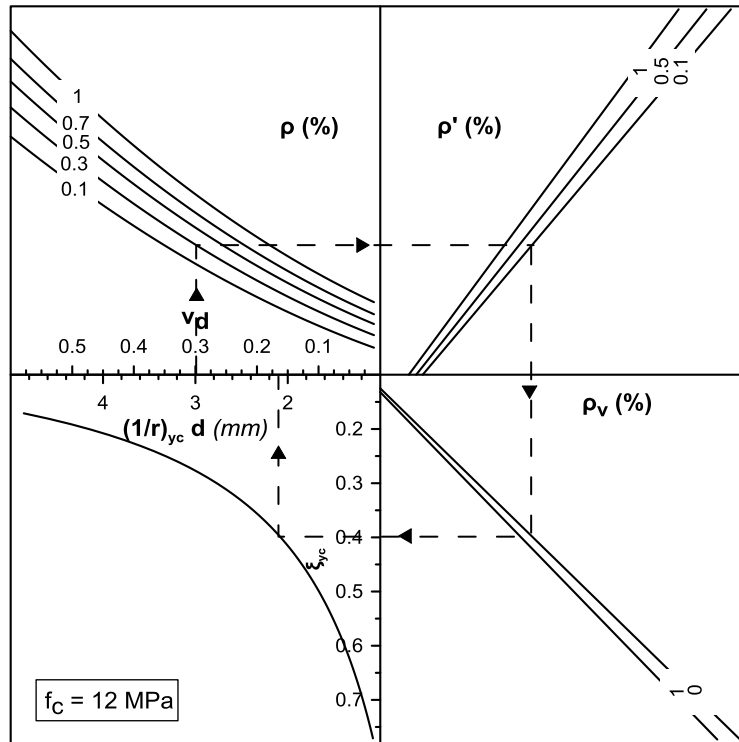


Διάγραμμα 3.8 Υπολογισμός $(1/r)_{ys} \cdot d$ και ξ_{ys} για δεδομένα v_d , ρ , ρ' , ρ_v κατά την αστοχία λόγω θραύσης εφελκυσμένου οπλισμού ($f_y=500\text{MPa}$, $f_c=25\text{MPa}$)

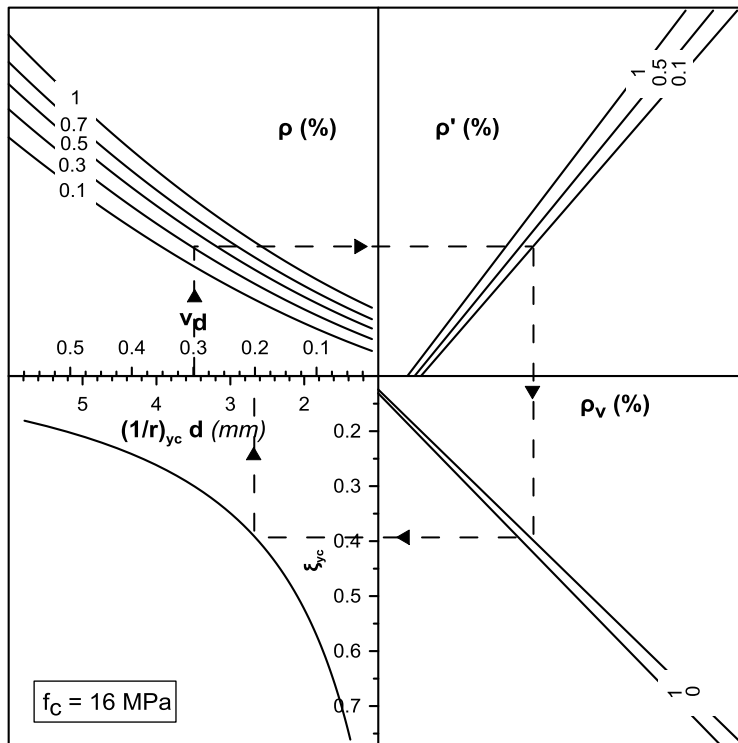
3.4.1.2 Διαγράμματα υπολογισμού $(1/r)_{yc} \cdot d$ και ξ_{yc} κατά την αστοχία σκυροδέματος σε θλίψη

Η μεθοδολογία διαμόρφωσης των διαγραμμάτων αστοχίας σκυροδέματος σε θλίψη είναι ίδια με του παραπάνω υποκεφαλαίου, με τη διαφορά ότι τώρα επιδιώκεται η ανεξαρτητοποίηση στο θλιβόμενο ύψος ξ_{yc} για καθαρά μαθηματικούς λόγους ελαχιστοποίησης του σφάλματος της μεθόδου. Οι ανεξάρτητες μεταβλητές παραμένουν οι v_d , ρ , ρ' , ρ_v ενώ εξαρτημένη η ξ_{yc} . Η συνάρτηση της μορφής $\xi_{yc} = g(\rho_v) \cdot f(\rho') \cdot j(\rho) \cdot k(v_d)$ λειτουργεί για διάφορες τιμές του v_d από 0 έως 0.6, και ποσοστά οπλισμού από 0.1 έως 1% ενώ μέσω της σχέσης (§3.3.1) το διάγραμμα καταλήγει στον επιθυμητό δείκτη καμπυλότητας. Το τελικό διάγραμμα αποτελείται από 4 άξονες όπου στην πάνω πλευρά του x_1 αποτυπώνονται οι τιμές της ανηγμένης αξονικής v_d στον y_1 το γινόμενο $j(\rho) \cdot k(v_d)$, στον x_2 το γινόμενο $f(\rho') \cdot j(\rho) \cdot k(v_d)$, στον y_2 το γινόμενο $g(\rho_v) \cdot f(\rho') \cdot j(\rho) \cdot k(v_d)$ όπου αποτελεί και τη ζητούμενη τιμή ξ_{yc} ενώ στην κάτω πλευρά του x_1 αποτυπώνονται οι τιμές του $(1/r)_{yc} \cdot d$. Αντίστοιχα στο 1^ο τεταρτημόριο επιλέγεται το ποσοστό του εφελκυσμένου οπλισμού (ρ), στο 2^ο του θλιβόμενου (ρ') και στο 3^ο του ενδιάμεσου ποσοστιαίου ανηγμένου οπλισμού (ρ_v).

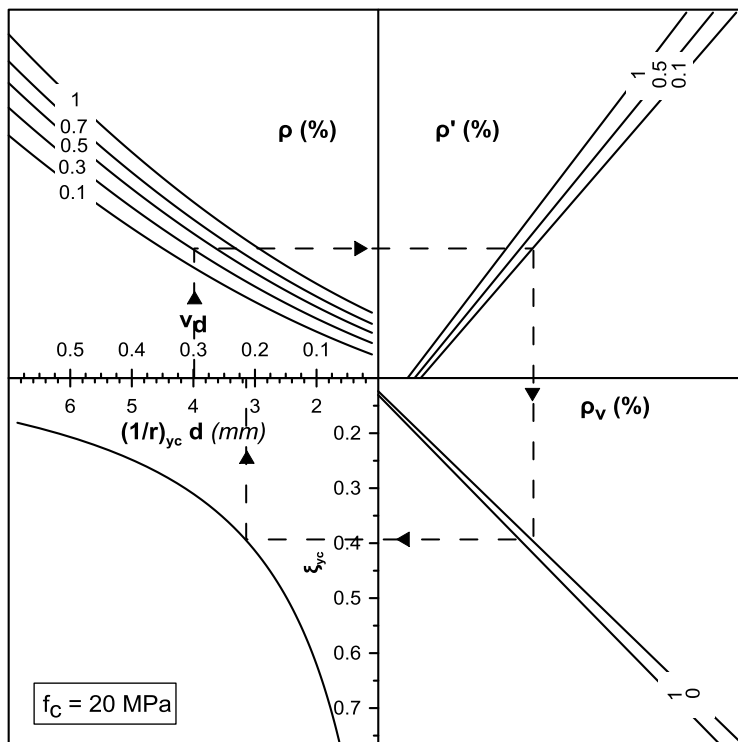
Αξιοσημείωτο είναι το γεγονός ότι ο δείκτης καμπυλότητας $(1/r)_{yc}$ και το ανηγμένο θλιβόμενο ύψος ξ_{yc} είναι ανεξάρτητα του τύπου του εφελκόμενου οπλισμού. Όπως παρατηρείται και από τις σχέσεις (§2.1.1), η αντοχή του χάλυβα f_y δεν λαμβάνεται υπόψιν και το μέτρο ελαστικότητας του χάλυβα παραμένει σταθερό $E_s = 200000 \text{ MPa}$ σε αντίθεση με του σκυροδέματος που ποικίλει ανάλογα την ποιότητα του. Κατά συνέπεια αρκεί η δημιουργία τεσσάρων διαγραμμάτων για τις τέσσερις ποιότητες σκυροδέματος C12, C16, C20, C25.



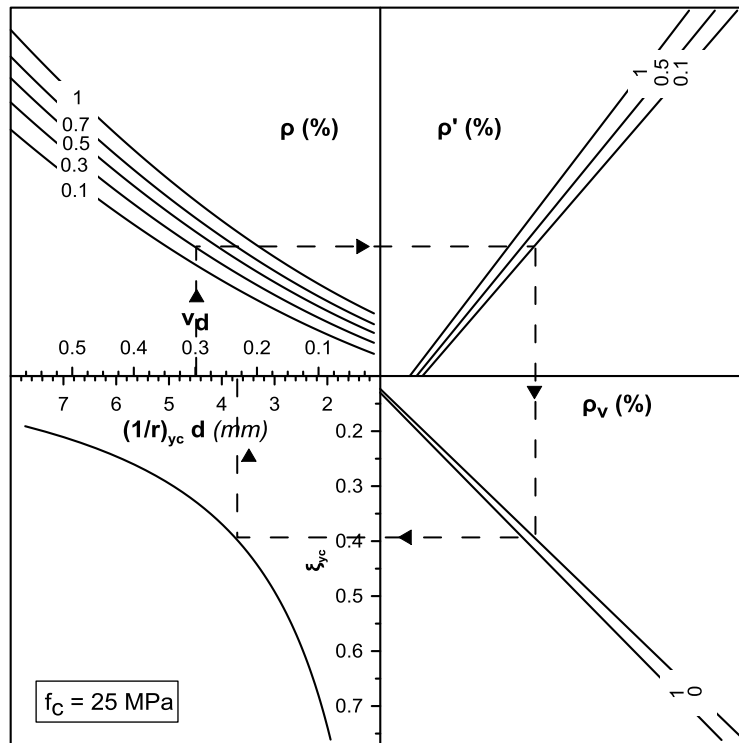
Διάγραμμα 3.9 Υπολογισμός $(1/r)_{yc} d$ και ξ_{yc} για δεδομένα ν_d , ρ , ρ' , ρ_v κατά την αστοχία σκυροδέματος σε θλίψη ($f_c=12 \text{ MPa}$)



Διάγραμμα 3.10 Υπολογισμός $(1/r)_{yc} d$ και ξ_{yc} για δεδομένα v_d , ρ , ρ' , ρ_v κατά την αστοχία σκυροδέματος σε θλίψη ($f_c=16 \text{ MPa}$)



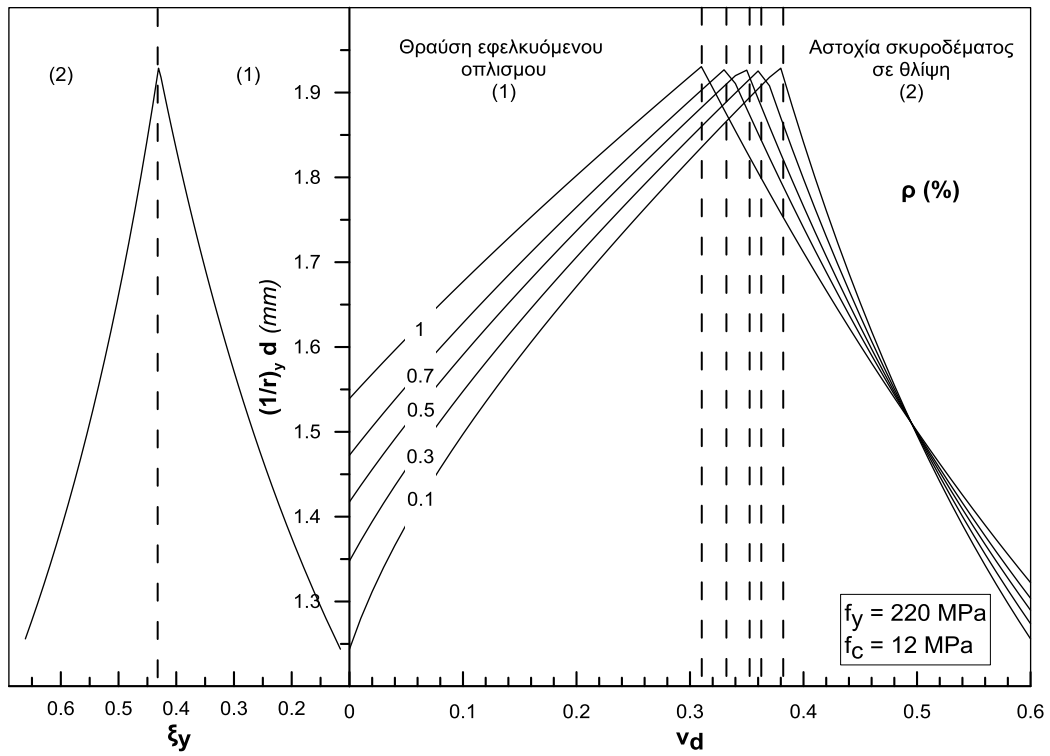
Διάγραμμα 3.11 Υπολογισμός $(1/r)_{yc} d$ και ξ_{yc} για δεδομένα v_d , ρ , ρ' , ρ_v κατά την αστοχία σκυροδέματος σε θλίψη ($f_c=20 \text{ MPa}$)



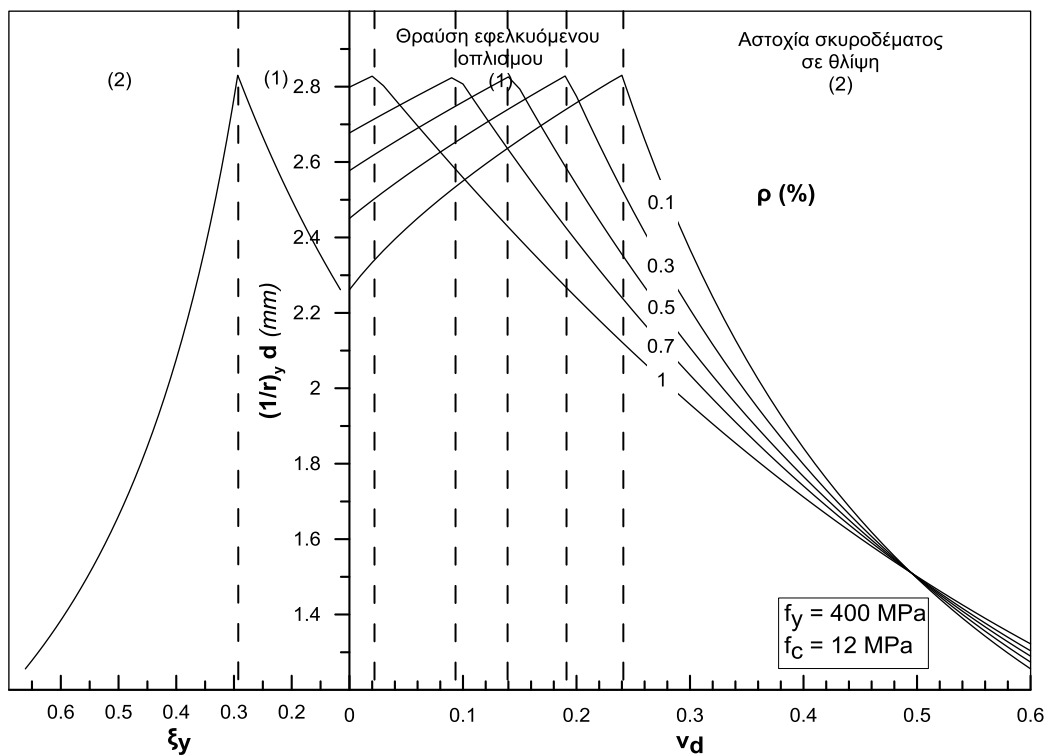
Διάγραμμα 3.12 Υπολογισμός $(1/r)_{yc} d$ και ξ_{yc} για δεδομένα ν_d , ρ , ρ' , ρ_v κατά την αστοχία σκυροδέματος σε θλίψη ($f_c=25$ MPa)

3.4.1.3 Διαγράμματα υπολογισμού $(1/r)_y d$ και ξ_y στη περίπτωση $\rho = \rho'$ & $\rho_v = 0$

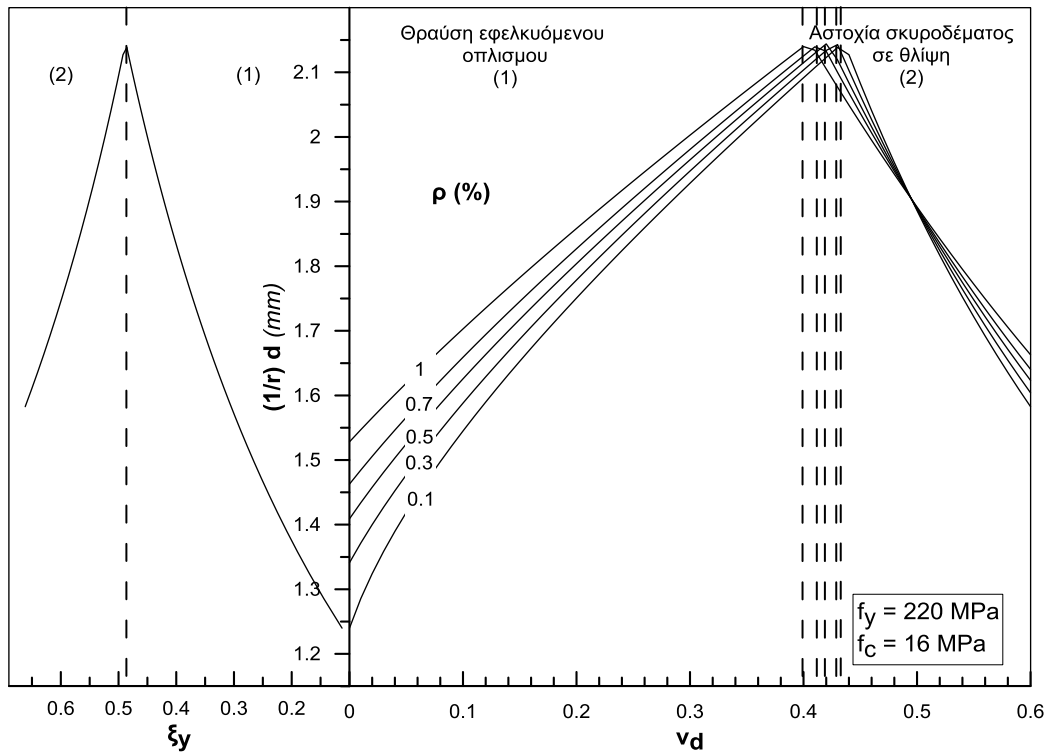
Στη περίπτωση στύλου όπου ο εφελκόμενος και ο θλιβόμενος οπλισμός είναι ίσος και δεν υπάρχει ενδιάμεσος οπλισμός τα διαγράμματα είναι απλοποιημένα και δεν χρειάζεται προσεγγιστική μέθοδος αποτύπωσης τους. Συνεπώς, τα διαγράμματα αυτού του τύπου είναι πιστή γραφική απεικόνιση των σχέσεων (§3.3.1) και οι τιμές που προκύπτουν αληθείς με μηδενικό σφάλμα. Ο τελικός δείκτης καμπυλότητας επί το στατικό ύψος $(1/r)_y d$ προκύπτει απευθείας από το διάγραμμα για δεδομένη τιμή ανηγμένης αξονικής δύναμης ενώ ανάλογα με τη περιοχή που ανήκει το $(1/r)_y d$ ((1) για αστοχία λόγω θραύσης εφελκόμενου οπλισμού, (2) για αστοχία σκυροδέματος σε θλίψη) επιλέγεται και το ανηγμένο θλιβόμενο ύψος ξ_y .



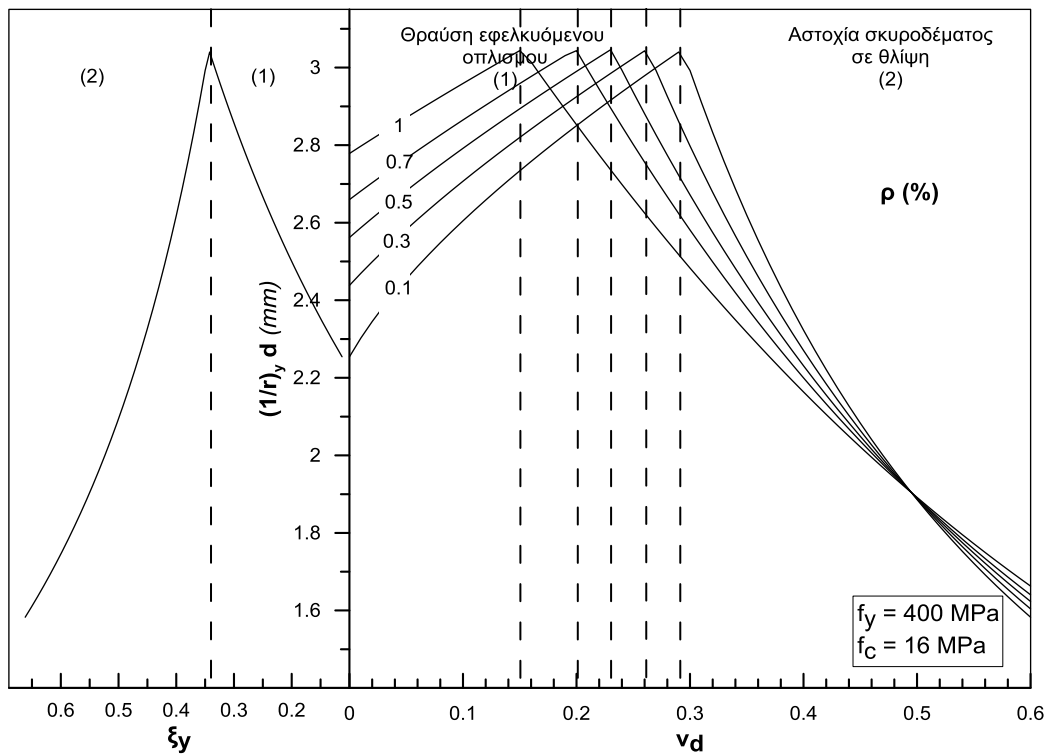
Διάγραμμα 3.13 Υπολογισμός $(1/r)_y d$ και ξ_y για δεδομένα ν_d , $\rho=r'$ και $\rho_v=0$ ($f_y=220\text{MPa}$, $f_c=12 \text{ MPa}$)



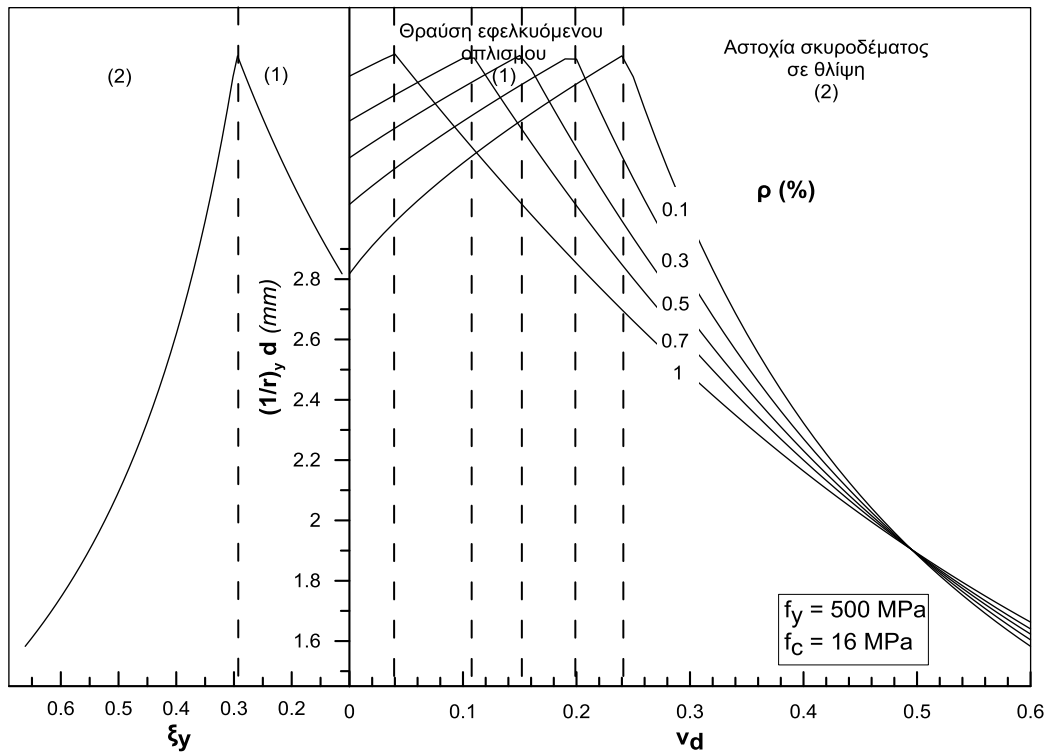
Διάγραμμα 3.14 Υπολογισμός $(1/r)_y d$ και ξ_y για δεδομένα ν_d , $\rho=r'$ και $\rho_v=0$ ($f_y=400\text{MPa}$, $f_c=12 \text{ MPa}$)



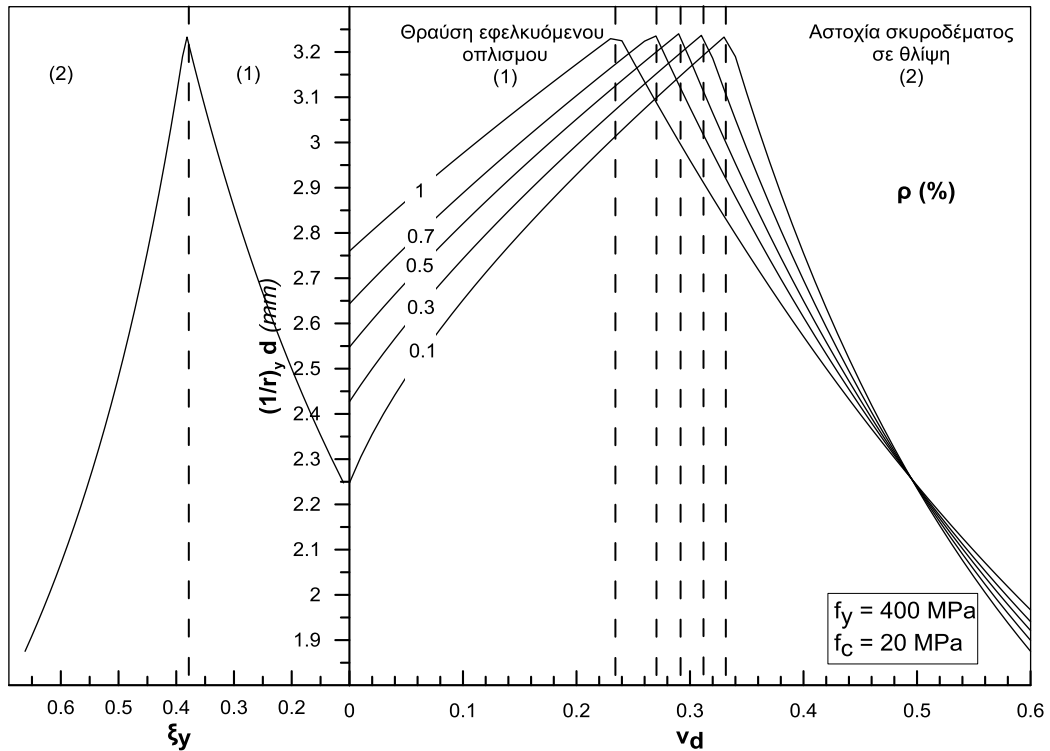
Διάγραμμα 3.15 Υπολογισμός $(1/r)_y d$ και ξ_y για δεδομένα ν_d , $\rho=\rho'$ και $\rho_v=0$ ($f_y=220\text{MPa}$, $f_c=16 \text{ MPa}$)



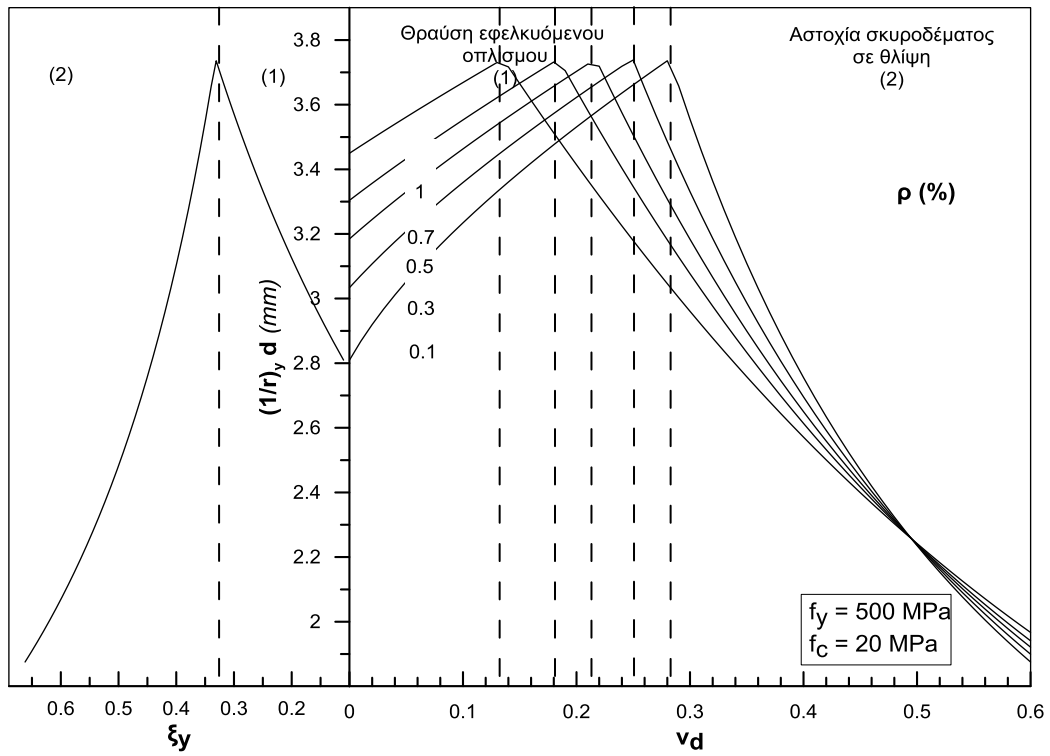
Διάγραμμα 3.16 Υπολογισμός $(1/r)_y d$ και ξ_y για δεδομένα ν_d , $\rho=\rho'$ και $\rho_v=0$ ($f_y=400\text{MPa}$, $f_c=16 \text{ MPa}$)



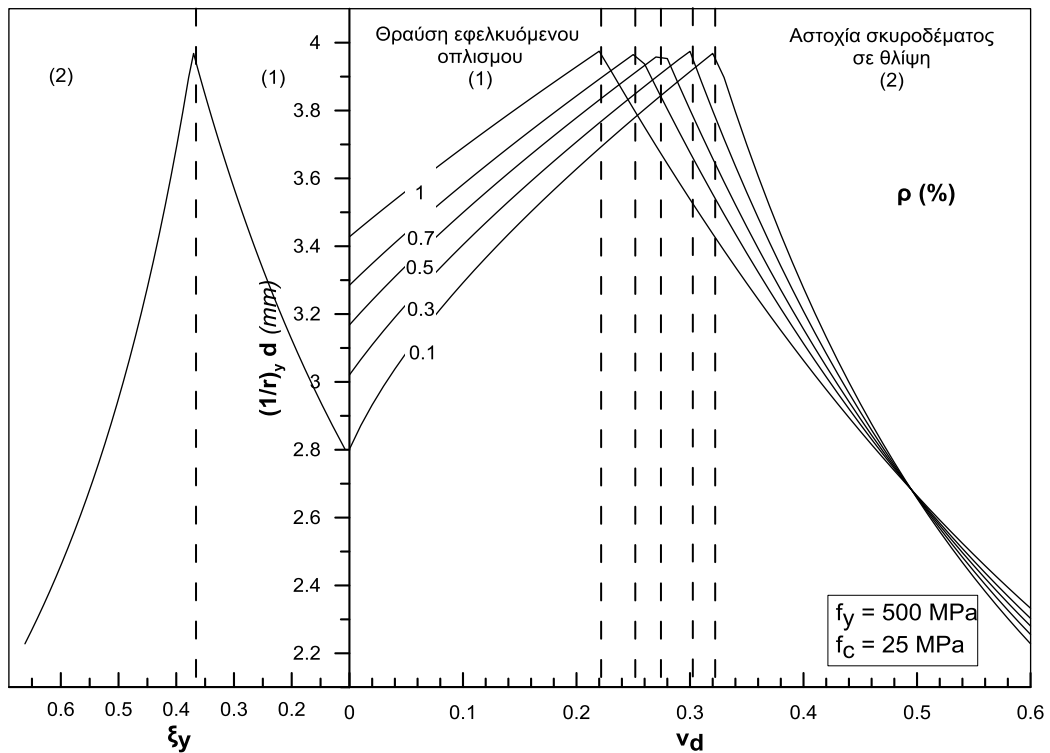
Διάγραμμα 3.17 Υπολογισμός $(1/r)_y d$ και ξ_y για δεδομένα v_d , $\rho=\rho'$ και $\rho_v=0$ ($f_y=500\text{MPa}$, $f_c=16 \text{ MPa}$)



Διάγραμμα 3.18 Υπολογισμός $(1/r)_y d$ και ξ_y για δεδομένα v_d , $\rho=\rho'$ και $\rho_v=0$ ($f_y=400\text{MPa}$, $f_c=20 \text{ MPa}$)



Διάγραμμα 3.19 Υπολογισμός $(1/r)_y d$ και ξ_y για δεδομένα v_d , $\rho=\rho'$ και $\rho_v=0$ ($f_y=500$ MPa, $f_c=20$ MPa)

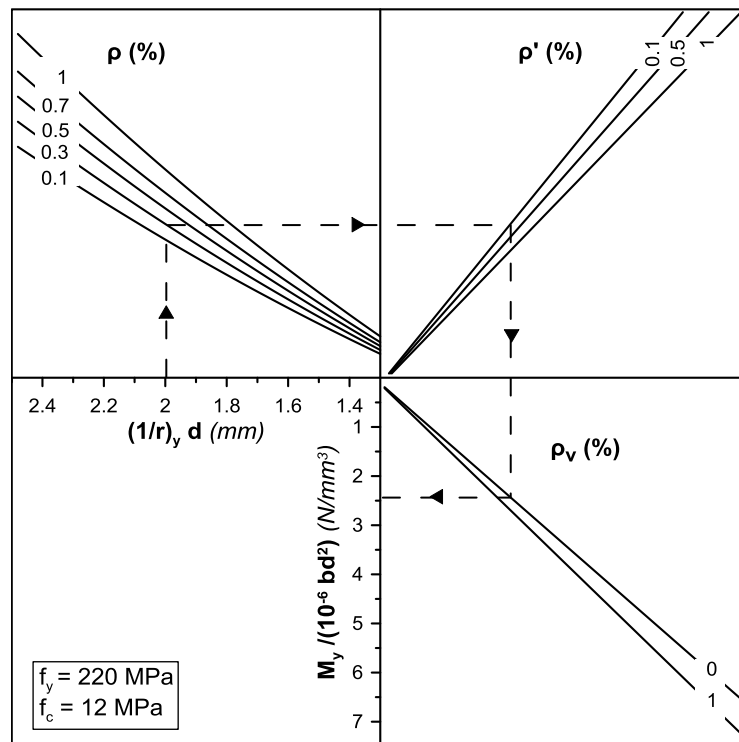


Διάγραμμα 3.20 Υπολογισμός $(1/r)_y d$ και ξ_y για δεδομένα v_d , $\rho=\rho'$ και $\rho_v=0$ ($f_y=500$ MPa, $f_c=25$ MPa)

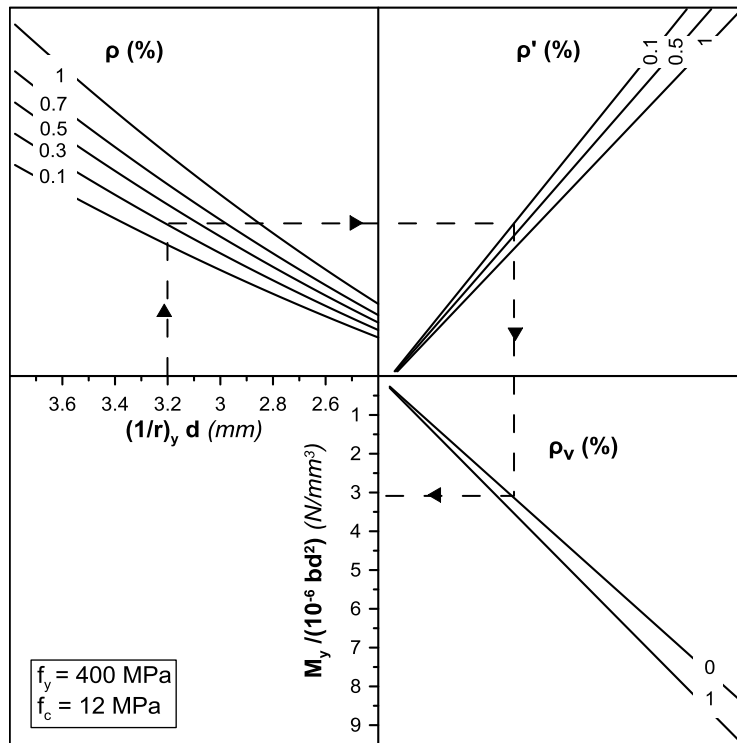
3.4.2 Διαγράμματα υπολογισμού M_y

Διατηρώντας την ίδια μεθοδολογία (πολυωνομική προσέγγιση ελαχίστων τετραγώνων) με τα παραπάνω διαγράμματα προσδιορίζεται η ροπή κατά τη διαρροή, M_y . Με βάση τον τρόπο αστοχίας (που έχει προσδιοριστεί από τα παραπάνω διαγράμματα (§3.4.1)) και τις προβλεπόμενες αντοχές χάλυβα και σκυροδέματος επιλέγεται το κατάλληλο διάγραμμα υπολογισμού της ροπής διαρροής για δεδομένη τιμή του δείκτη καμπυλότητας επί του στατικού ύψους της διατομής, $(1/r)_y \cdot d$ (που έχει επίσης παραληφθεί από τα παραπάνω διαγράμματα (§3.4.1)), και ποσοστών οπλισμού ρ , ρ' , ρ_v . Όπως έχει ήδη αναφερθεί η τιμή δ' θεωρείται ίση με 0.1 προσεγγιστικά.

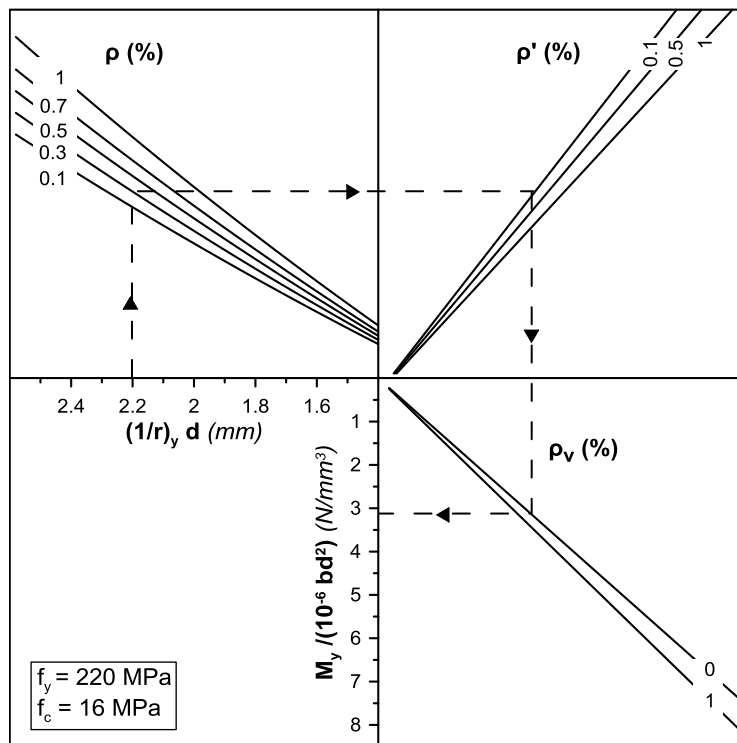
3.4.2.1 Διαγράμματα υπολογισμού M_y κατά την αστοχία λόγω εφελκόμενου οπλισμού



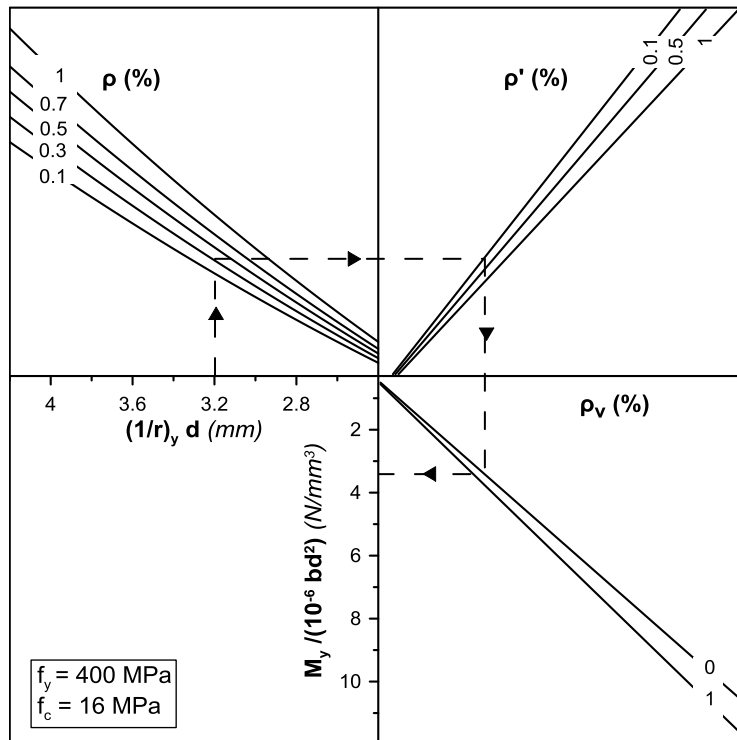
Διάγραμμα 3.21 Υπολογισμός M_y για δεδομένα $(1/r)_y$, ρ , ρ' , ρ_v κατά την αστοχία λόγω θραύσης εφελκόμενου οπλισμού ($f_y=220$ MPa, $f_c=12$ MPa)



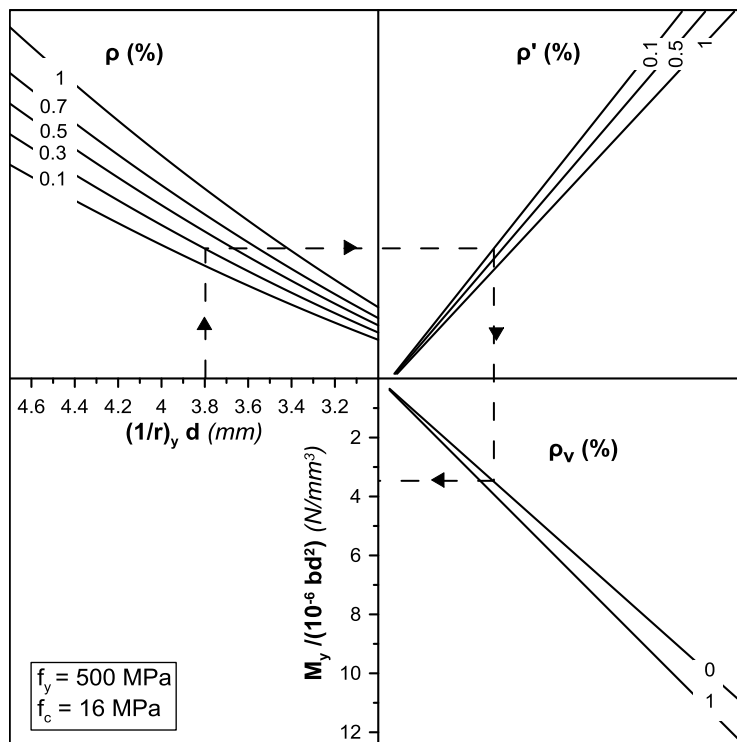
Διάγραμμα 3.22 Υπολογισμός M_y για δεδομένα $(1/r)_y$, ρ , ρ' , ρ_v κατά την αστοχία λόγω θραύσης εφελκόμενου οπλισμού ($f_y=400\text{MPa}$, $f_c=12\text{MPa}$)



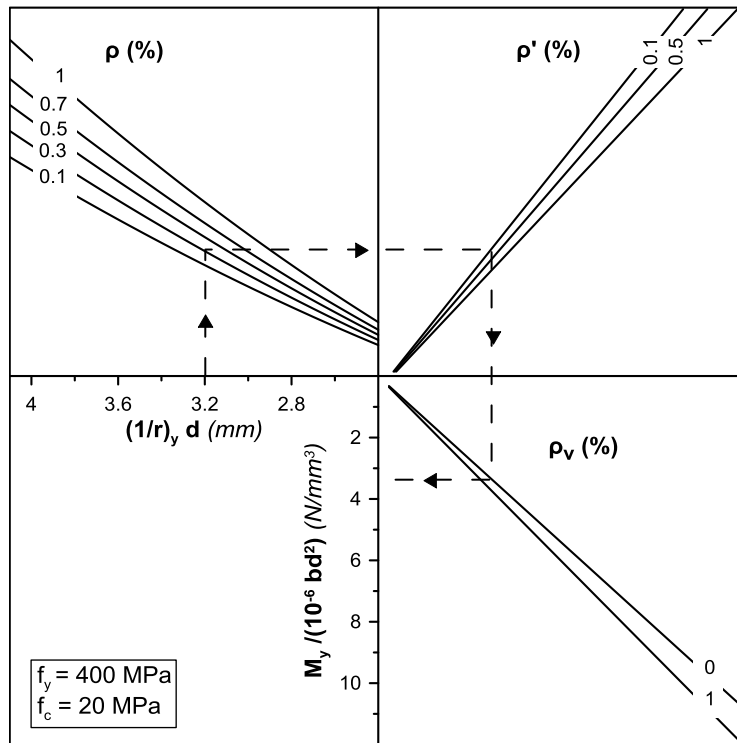
Διάγραμμα 3.23 Υπολογισμός M_y για δεδομένα $(1/r)_y$, ρ , ρ' , ρ_v κατά την αστοχία λόγω θραύσης εφελκόμενου οπλισμού ($f_y=220\text{MPa}$, $f_c=16\text{MPa}$)



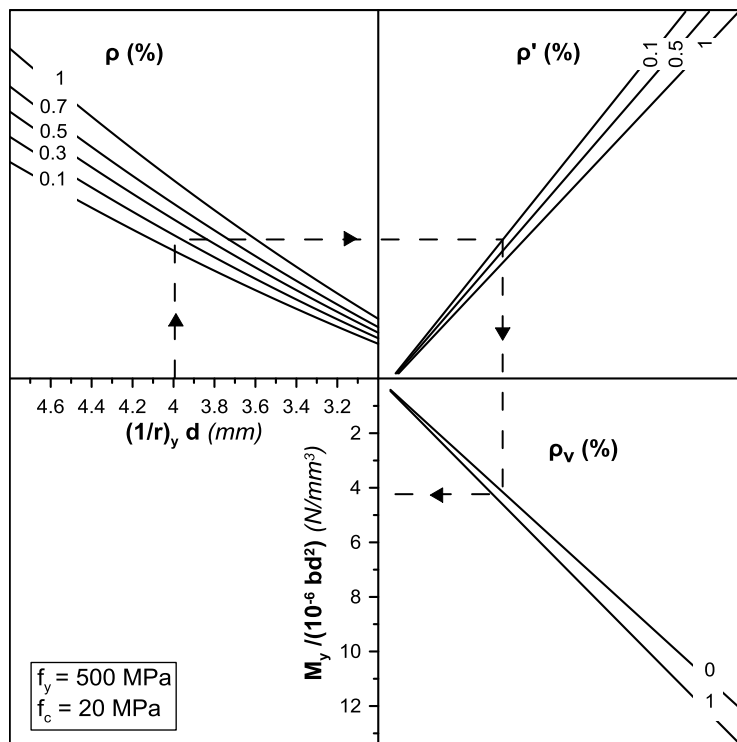
Διάγραμμα 3.24 Υπολογισμός M_y για δεδομένα $(1/r)_y$, ρ , ρ' , ρ_v κατά την αστοχία λόγω θραύσης εφελκυσμένου οπλισμού ($f_y=400\text{MPa}$, $f_c=16\text{MPa}$)



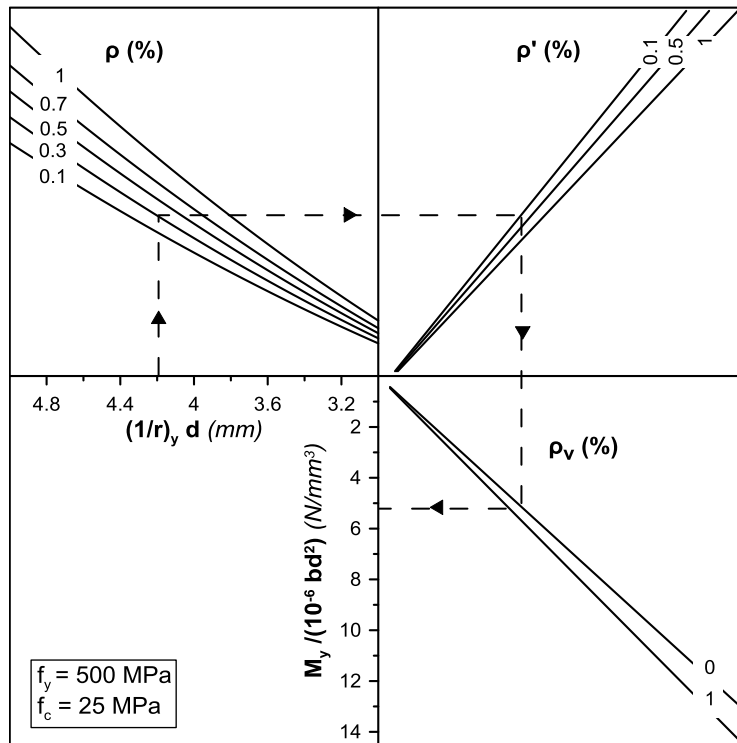
Διάγραμμα 3.25 Υπολογισμός M_y για δεδομένα $(1/r)_y$, ρ , ρ' , ρ_v κατά την αστοχία λόγω θραύσης εφελκυσμένου οπλισμού ($f_y=500\text{MPa}$, $f_c=16\text{MPa}$)



Διάγραμμα 3.26 Υπολογισμός M_y για δεδομένα $(1/r)_y$, ρ , ρ' , ρ_v κατά την αστοχία λόγω θραύσης εφελκυσμένου οπλισμού ($f_y=400\text{MPa}$, $f_c=20\text{MPa}$)



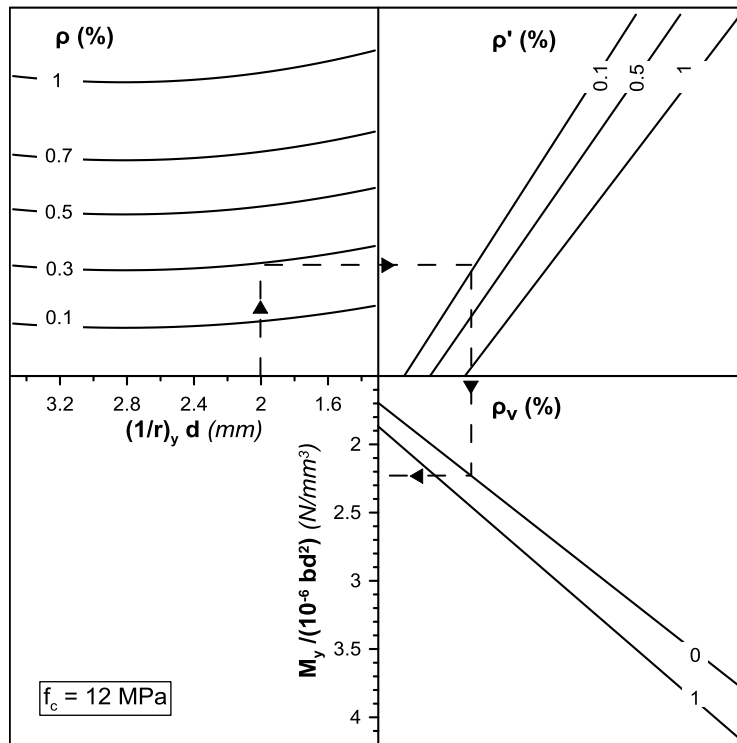
Διάγραμμα 3.27 Υπολογισμός M_y για δεδομένα $(1/r)_y$, ρ , ρ' , ρ_v κατά την αστοχία λόγω θραύσης εφελκυσμένου οπλισμού ($f_y=500\text{MPa}$, $f_c=20\text{MPa}$)



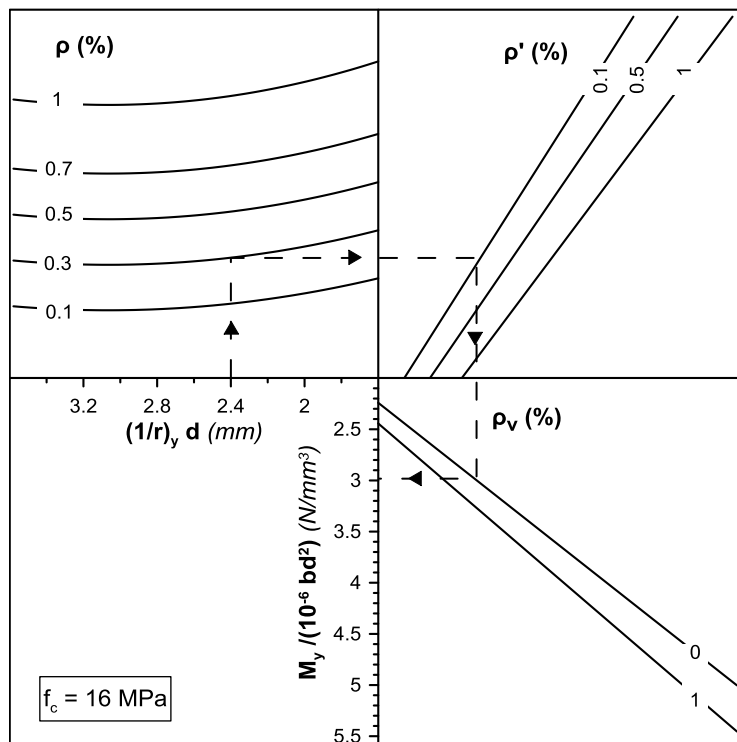
Διάγραμμα 3.28 Υπολογισμός M_y για δεδομένα $(1/r)_y$, ρ , ρ' , ρ_v κατά την αστοχία λόγω θραύσης εφελκόμενου οπλισμού ($f_y=500\text{MPa}$, $f_c=25\text{MPa}$)

3.4.2.2 Διαγράμματα υπολογισμού M_y κατά την αστοχία σκυροδέματος σε θλίψη

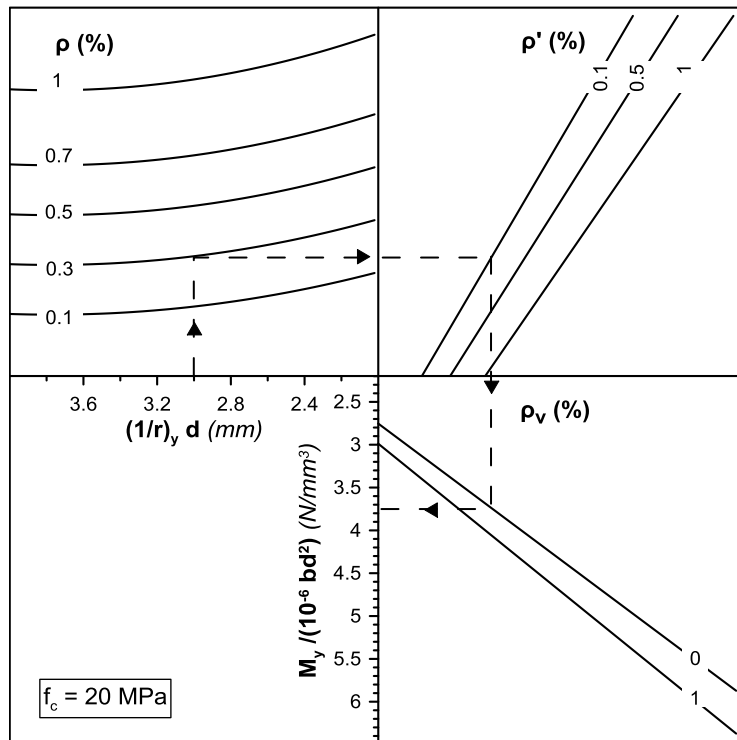
Όσον αναφορά τα διαγράμματα ροπής διαρροής λόγω αστοχίας σκυροδέματος, για άλλη μια φορά δεν επηρεάζει καθόλου ο τύπος του εφελκόμενου οπλισμού. Συνεπώς ακολουθούν 4 διαγράμματα. Επίσης παρατηρείται μικρή η επιρροή της καμπυλότητας.



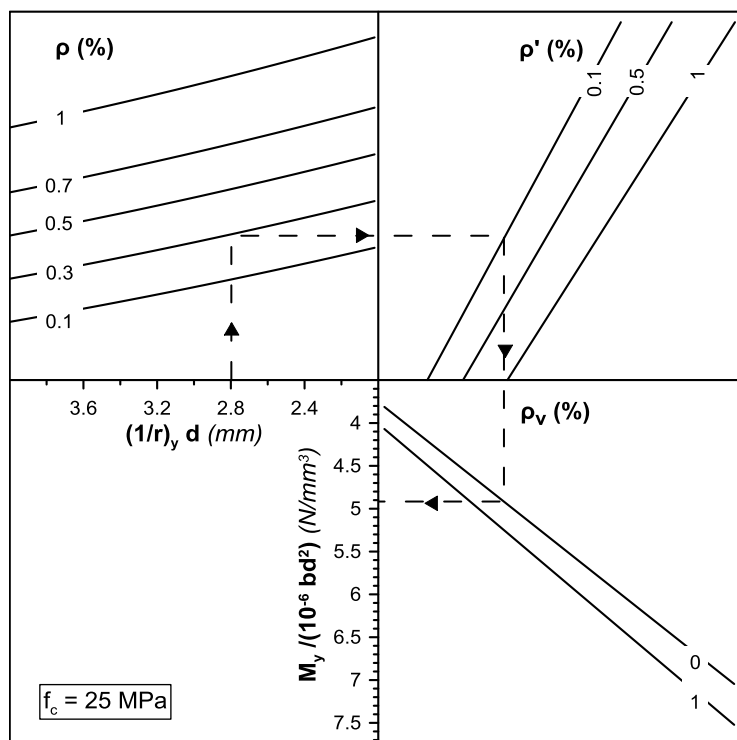
Διάγραμμα 3.29 Υπολογισμός M_y για δεδομένα $(1/r)_y$, ρ , ρ' , ρ_v κατά την αστοχία σκυροδέματος σε θλίψη ($f_c=12$ MPa)



Διάγραμμα 3.30 Υπολογισμός M_y για δεδομένα $(1/r)_y$, ρ , ρ' , ρ_v κατά την αστοχία σκυροδέματος σε θλίψη ($f_c=16$ MPa)



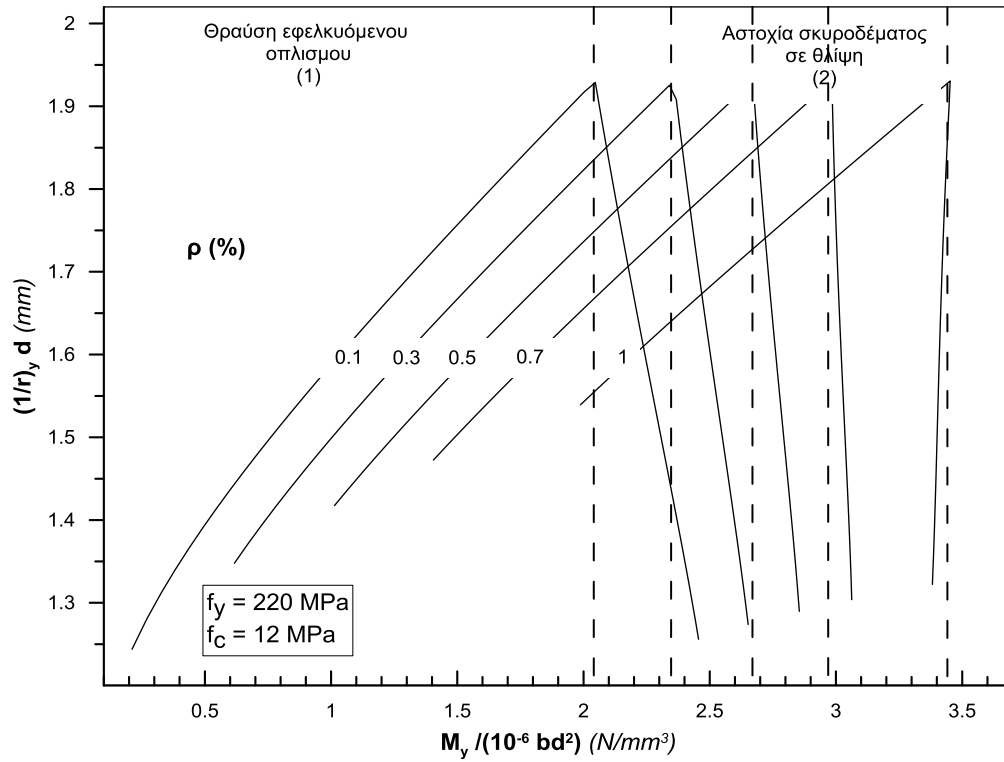
Διάγραμμα 3.31 Υπολογισμός M_y για δεδομένα $(1/r)_y$, ρ , ρ' , ρ_v κατά την αστοχία σκυροδέματος σε θλίψη ($f_c=20$ MPa)



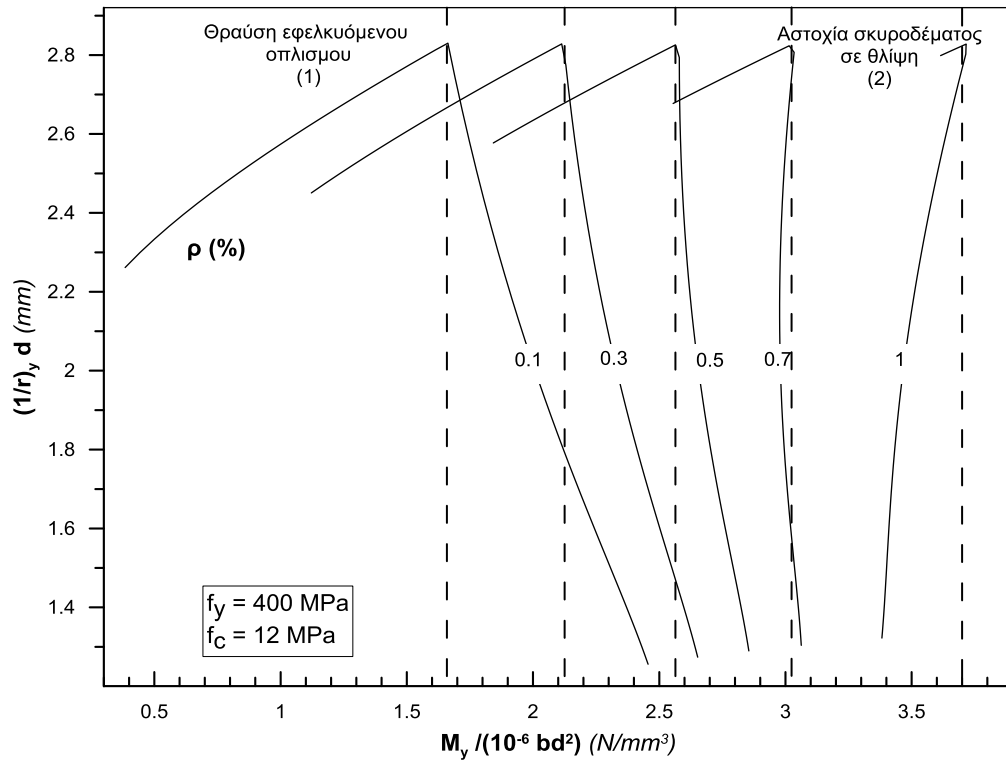
Διάγραμμα 3.32 Υπολογισμός M_y για δεδομένα $(1/r)_y$, ρ , ρ' , ρ_v κατά την αστοχία σκυροδέματος σε θλίψη ($f_c=25$ MPa)

3.4.2.3 Διαγράμματα υπολογισμού M_y στη περίπτωση $\rho=\rho'$ & $\rho_v=0$

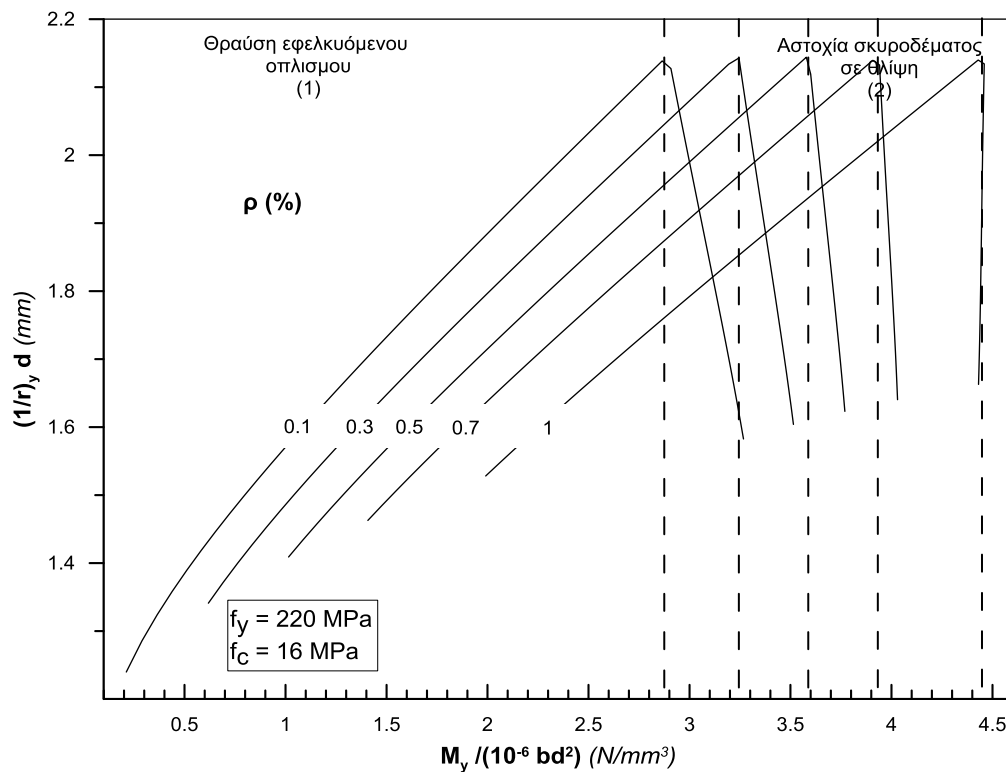
Στα παρακάτω διαγράμματα αποτυπώνονται οι τελικές τιμές της ροπής διαρροής με βάση τις πραγματικές τιμές της σχέσης (§3.4.3).



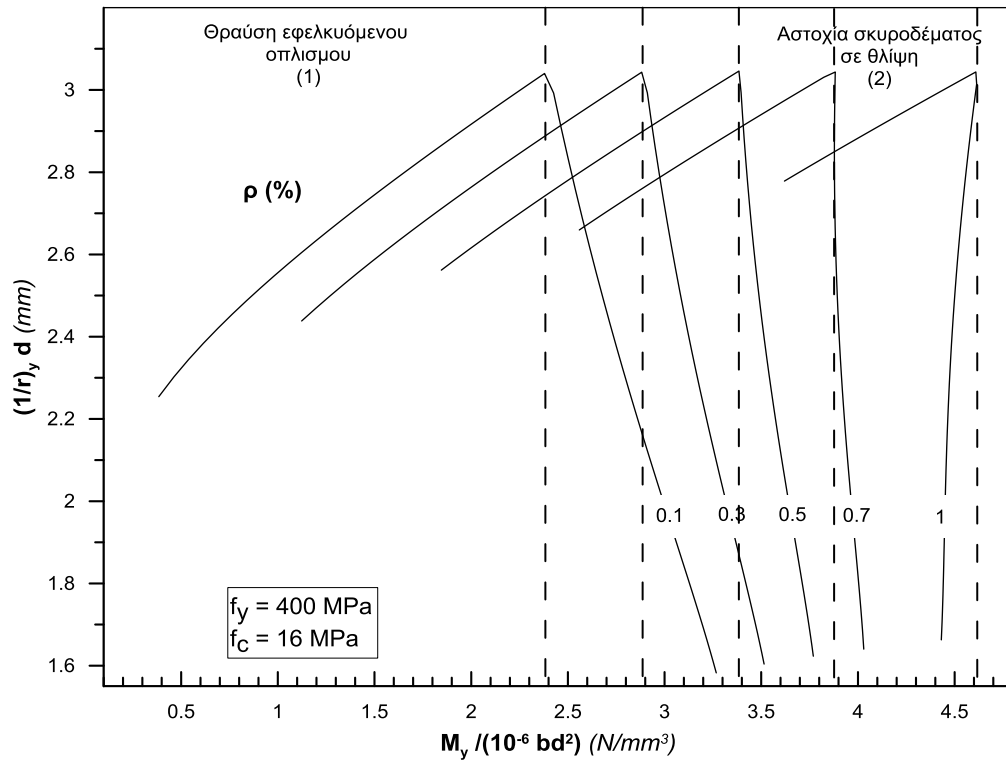
Διάγραμμα 3.33 Υπολογισμός M_y για δεδομένα v_d , $\rho=\rho'$ και $\rho_v=0$ ($f_y=220$ MPa, $f_c=12$ MPa)



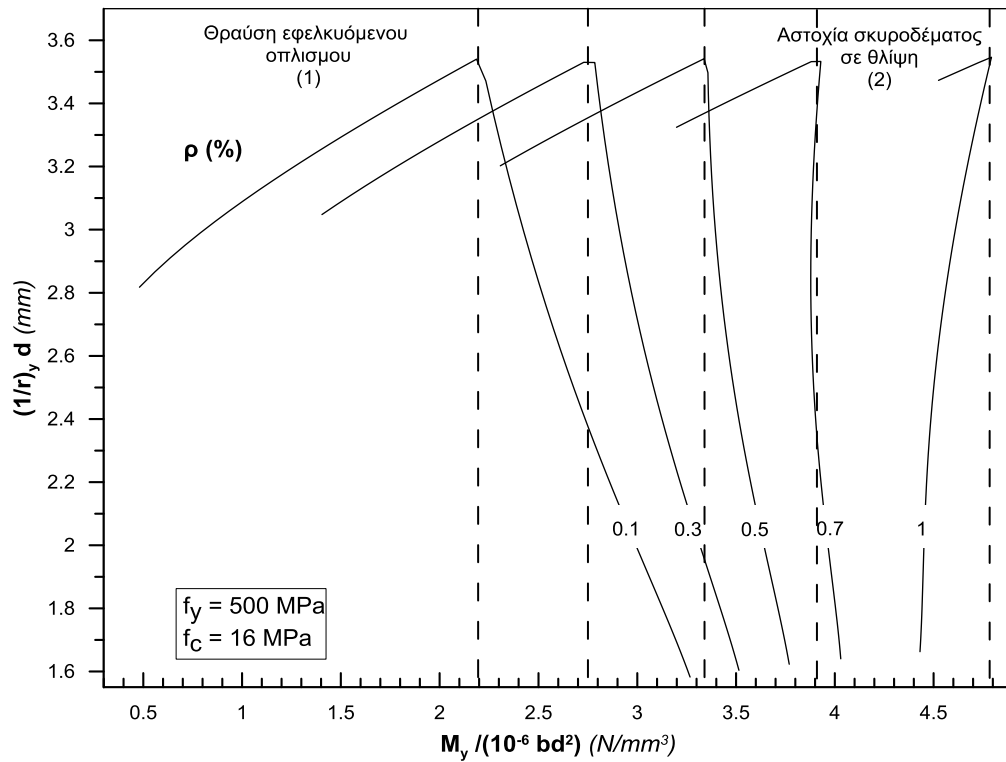
Διάγραμμα 3.34 Υπολογισμός M_y για δεδομένα v_d , $\rho=\rho'$ και $\rho_v=0$ ($f_y=400\text{MPa}$, $f_c=12\text{MPa}$)



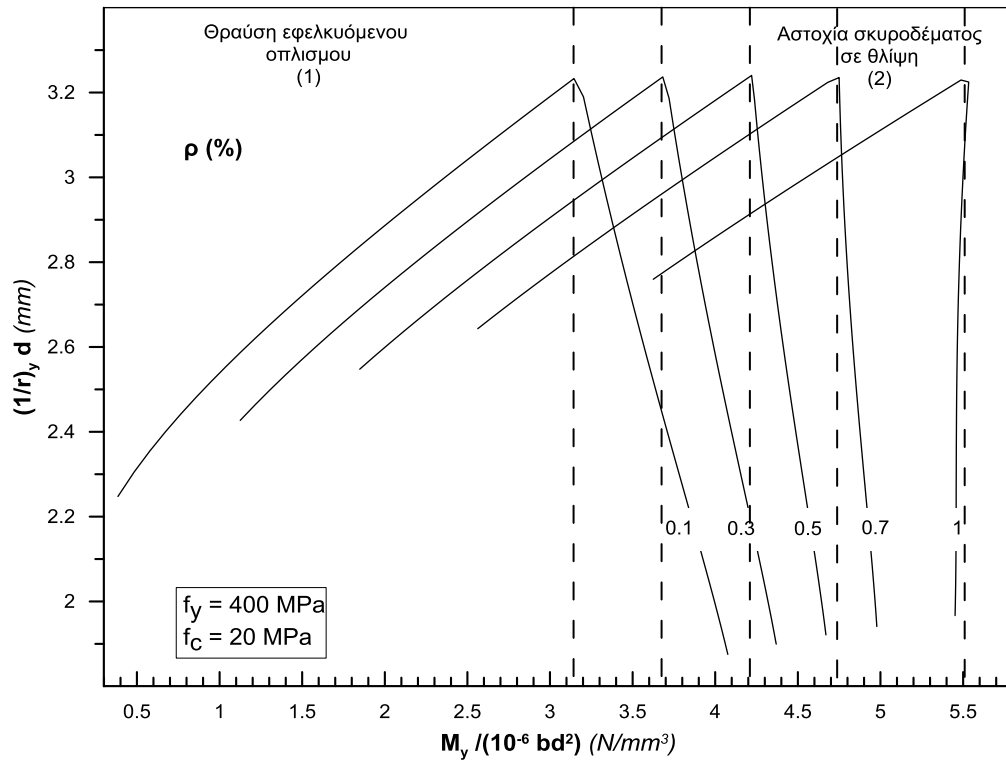
Διάγραμμα 3.35 Υπολογισμός M_y για δεδομένα v_d , $\rho=\rho'$ και $\rho_v=0$ ($f_y=220\text{MPa}$, $f_c=16\text{MPa}$)



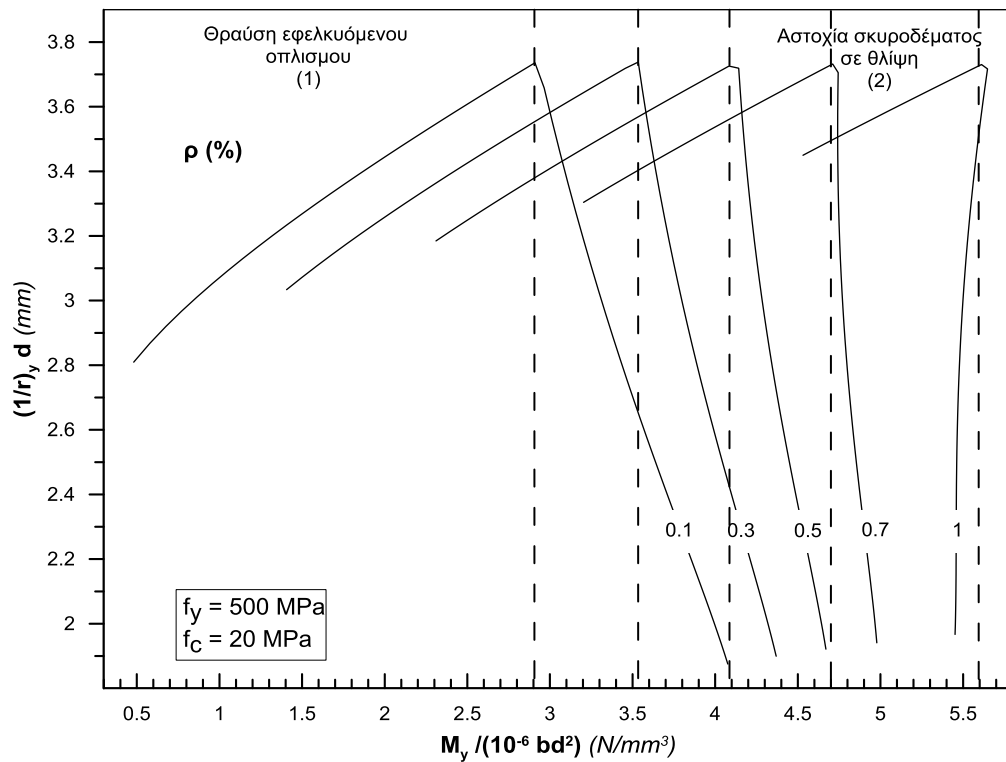
Διάγραμμα 3.36 Υπολογισμός M_y για δεδομένα ν_d , $\rho = \rho'$ και $\rho_v = 0$ ($f_y = 400$ MPa, $f_c = 16$ MPa)



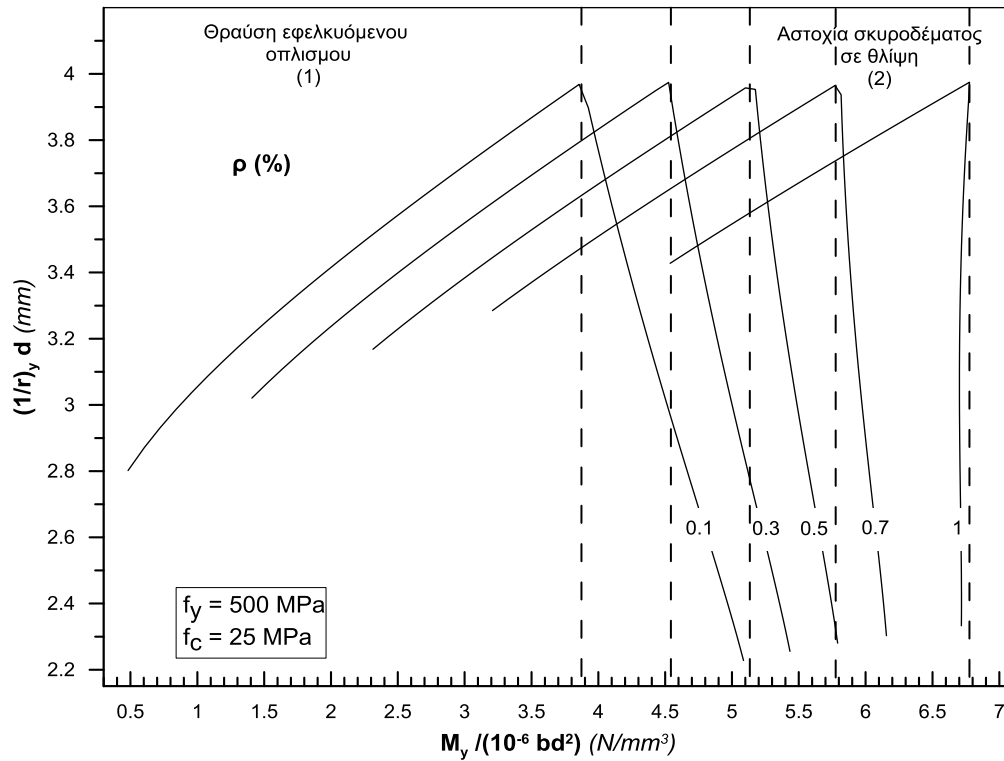
Διάγραμμα 3.37 Υπολογισμός M_y για δεδομένα ν_d , $\rho = \rho'$ και $\rho_v = 0$ ($f_y = 500$ MPa, $f_c = 16$ MPa)



Διάγραμμα 3.38 Υπολογισμός M_y για δεδομένα v_d , $\rho=\rho'$ και $\rho_v=0$ ($f_y=400\text{MPa}$, $f_c=20 \text{ MPa}$)



Διάγραμμα 3.39 Υπολογισμός M_y για δεδομένα v_d , $\rho=\rho'$ και $\rho_v=0$ ($f_y=500\text{MPa}$, $f_c=20 \text{ MPa}$)



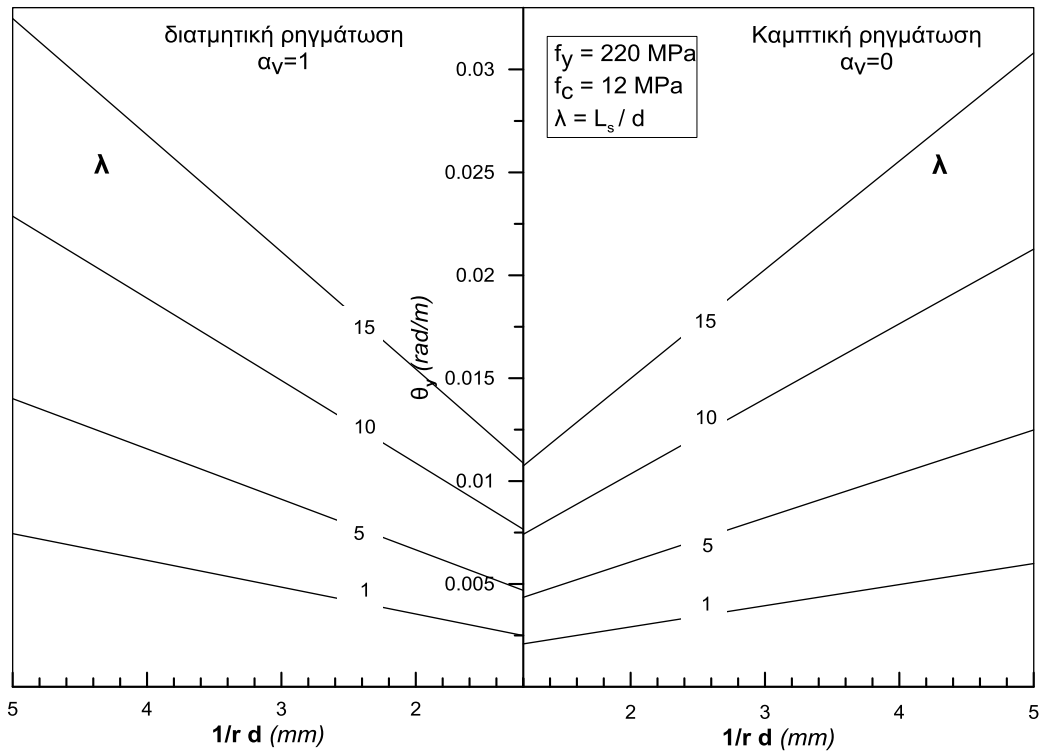
Διάγραμμα 3.40 Υπολογισμός M_y για δεδομένα v_d , $\rho=\rho'$ και $\rho_v=0$ ($f_y=500\text{MPa}$, $f_c=25\text{MPa}$)

3.4.3 Διαγράμματα υπολογισμού γωνίας στροφής κατά τη διαρροή, θ_y

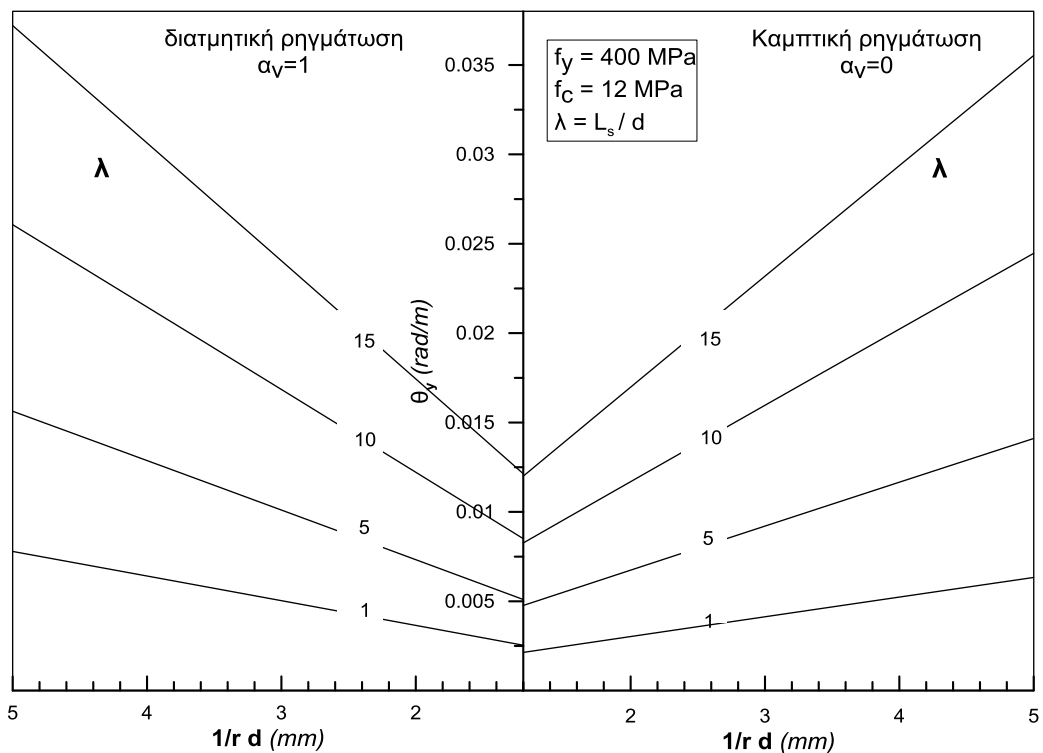
Για την γραφική αποτύπωση της γωνίας στροφής κατά τη διαρροή, θ_y συναρτήσεως της καμπυλότητας επί του στατικού ύψους $(1/r) d$ (mm) κρίθηκε απαραίτητος ο σχηματισμός μιας βοηθητικής μεταβλητής λ ίση με L_s / d και της τιμής d_s/L_s η οποία πήρε προσεγγιστικά σταθερή τιμή 0.01 καθώς η επιρροή της ήταν ελάχιστη στη τελική τιμή (§3.3.2).

Όπως έχει ήδη αναφερθεί (§3.3.4) είναι απαραίτητός ο χαρακτηρισμός της διατομής ως πλάστιμος ή ψαθυρός, κατά πόσο δηλαδή η αστοχία οφείλεται σε διατμητική ρηγμάτωση ή καμπτική διαρροή. Συνεπώς αν $V_{R1} > V_{Mu} = M_y/L_s$ ο συντελεστής α_v ισούται με 0 και η γωνία θ_y προκύπτει από τη δεξιά πλευρά του παρακάτω διαγράμματος. Εναλλακτικά παίρνει τη τιμή $\alpha_v = 1$ και το θ_y προκύπτει από την αριστερή πλευρά.

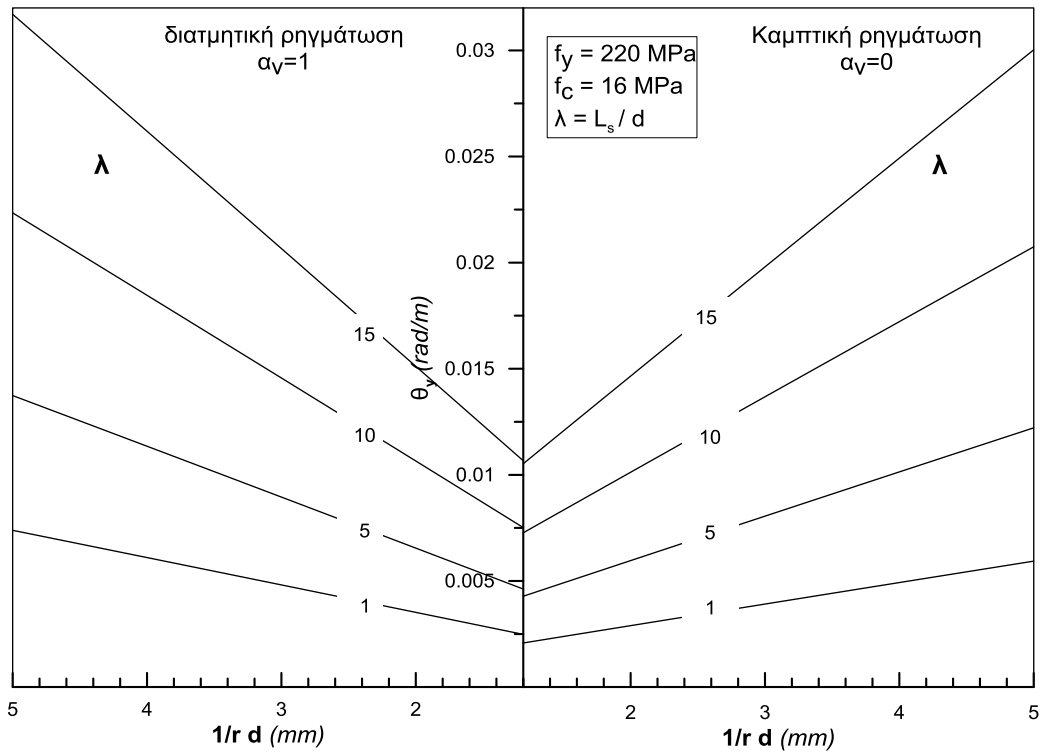
Τα παρακάτω διαγράμματα ισχύουν σε περίπτωση δοκών και υποστρωμάτων καθώς στη περίπτωση τοιχωμάτων ο τύπος υπολογισμού της γωνίας διαφοροποιείται. Θα μπορούσε όμως να χρησιμοποιηθεί στα πλαίσια χρήσης μιας αδρομερούς τάξης μεγέθους αφού η διαφοροποίηση του τύπου δεν είναι μεγάλη.



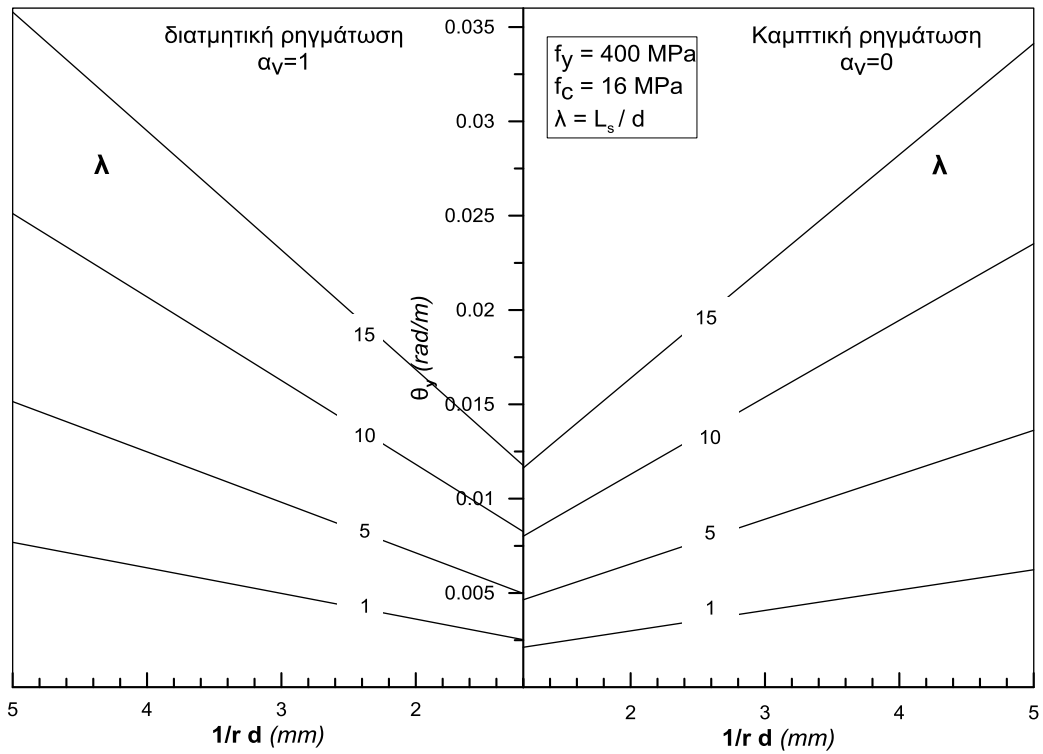
Διάγραμμα 3.41 Υπολογισμός θ_y για δεδομένα $(1/r)d$ και $\lambda=L_s/d$ ($f_y=220\text{MPa}$, $f_c=12\text{MPa}$)



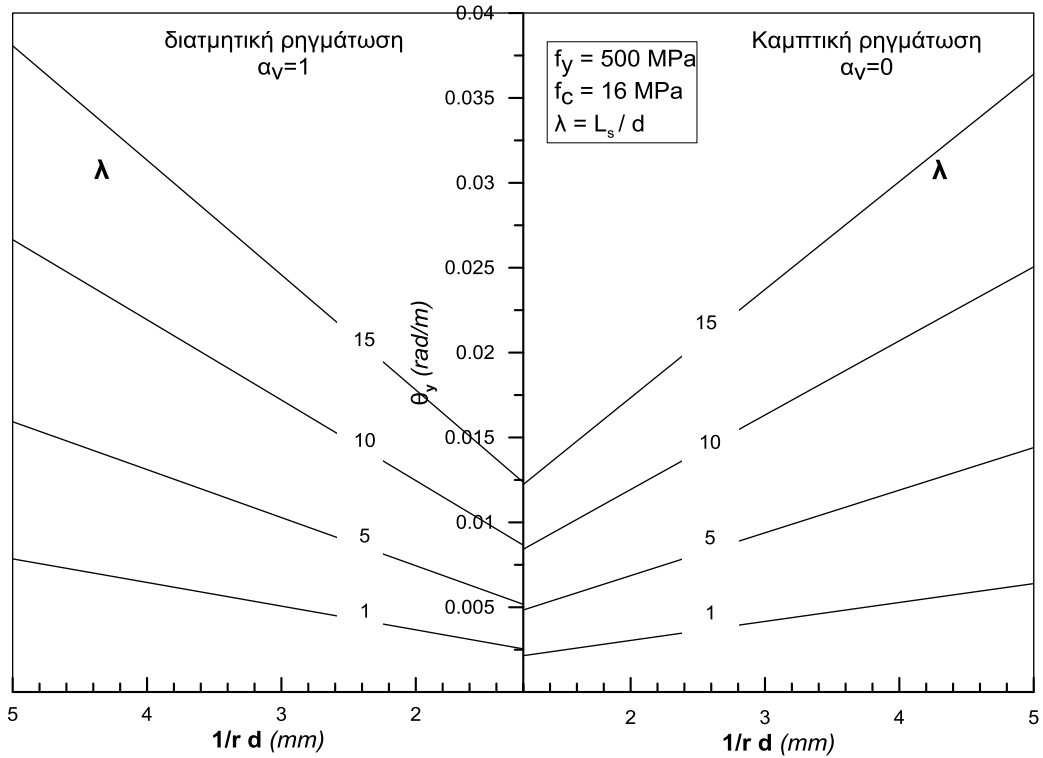
Διάγραμμα 3.42 Υπολογισμός θ_y για δεδομένα $(1/r)d$ και $\lambda=L_s/d$ ($f_y=400\text{MPa}$, $f_c=12\text{MPa}$)



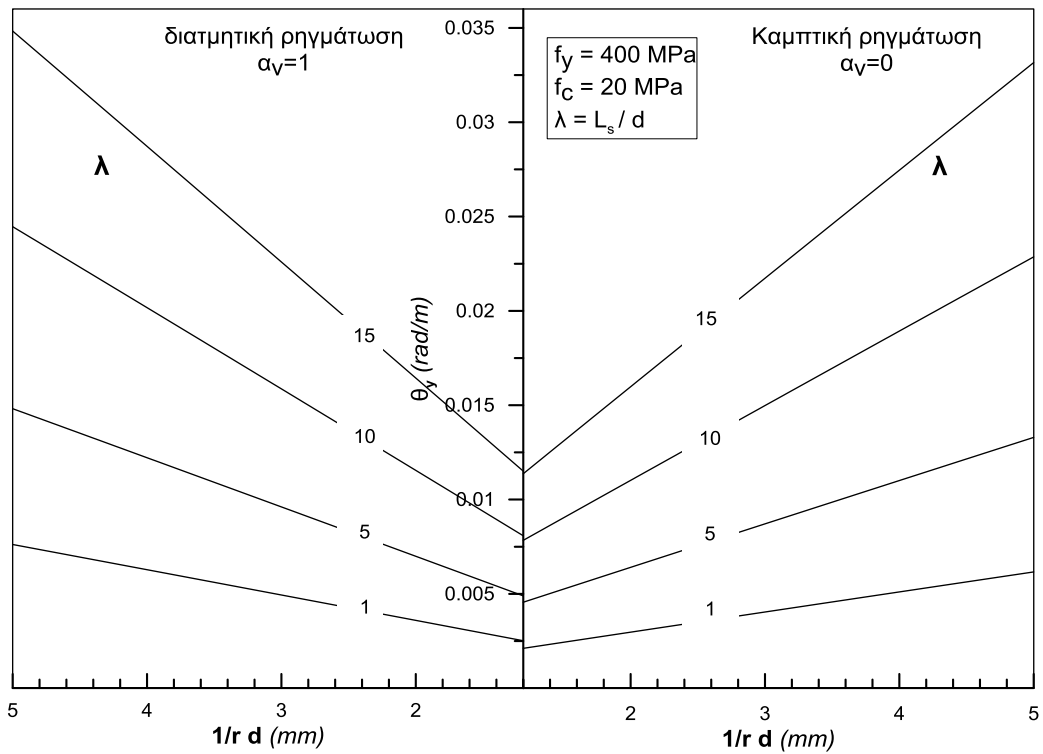
Διάγραμμα 3.43 Υπολογισμός θ_y για δεδομένα $(1/r)d$ και $\lambda=L_s/d$ ($f_y=220\text{MPa}$, $f_c=16 \text{ MPa}$)



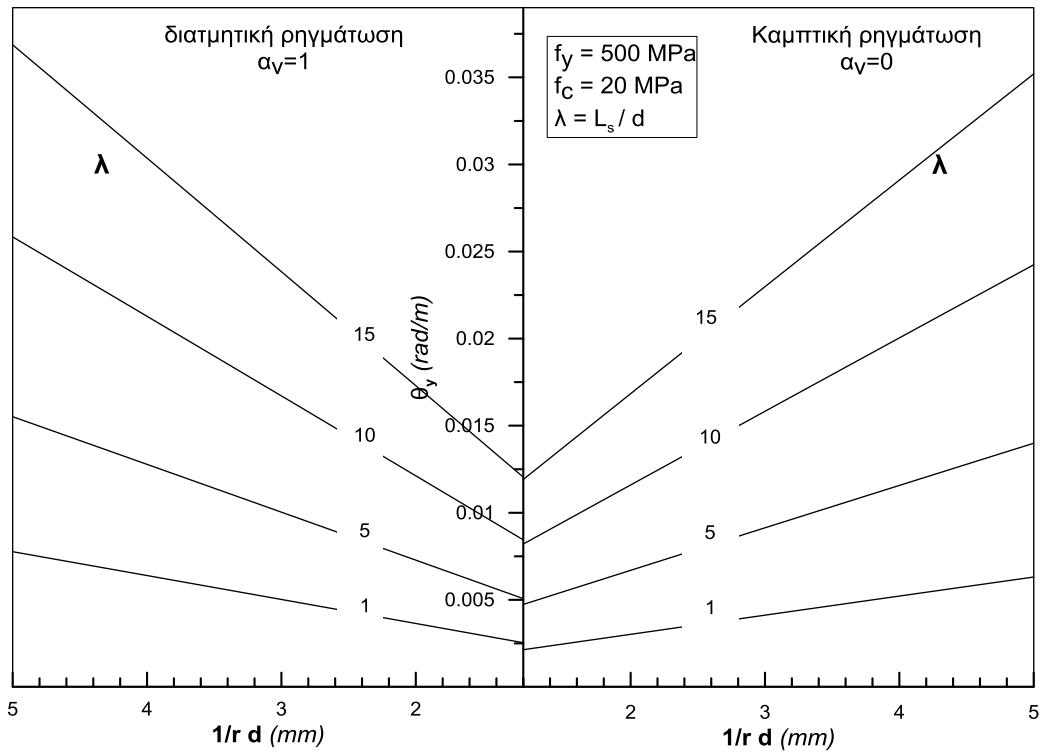
Διάγραμμα 3.44 Υπολογισμός θ_y για δεδομένα $(1/r)d$ και $\lambda=L_s/d$ ($f_y=400\text{MPa}$, $f_c=16 \text{ MPa}$)



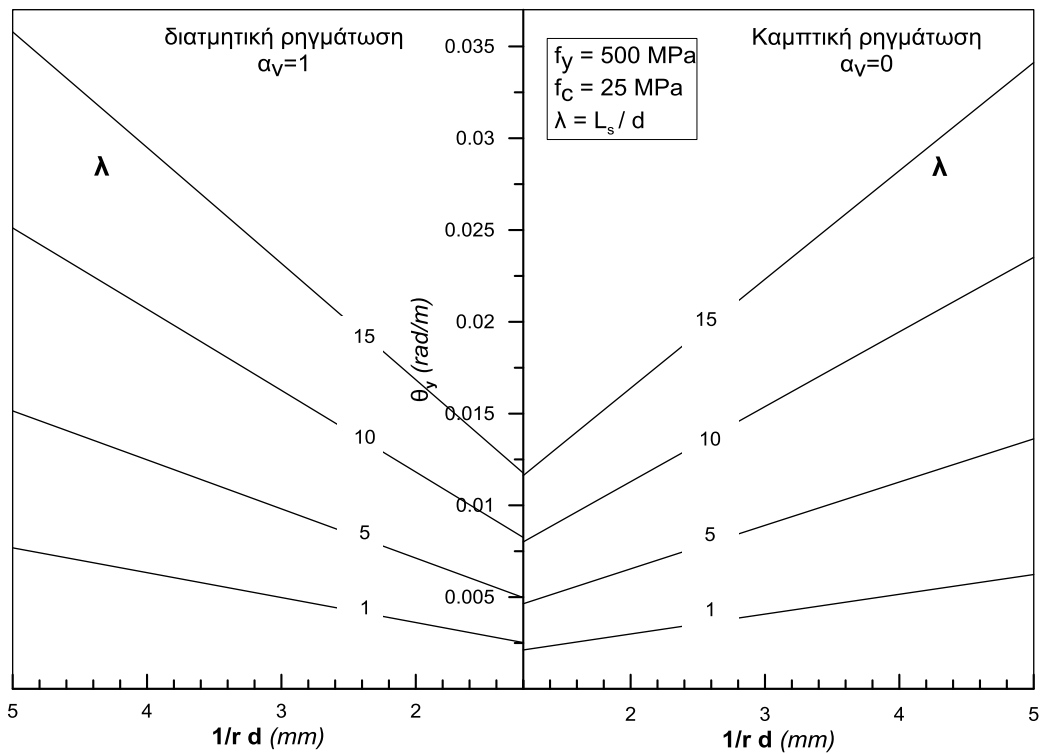
Διάγραμμα 3.45 Υπολογισμός θ_y για δεδομένα $(1/r)d$ και $\lambda=L_s/d$ ($f_y=500\text{MPa}$, $f_c=16\text{MPa}$)



Διάγραμμα 3.46 Υπολογισμός θ_y για δεδομένα $(1/r)d$ και $\lambda=L_s/d$ ($f_y=400\text{MPa}$, $f_c=20\text{MPa}$)



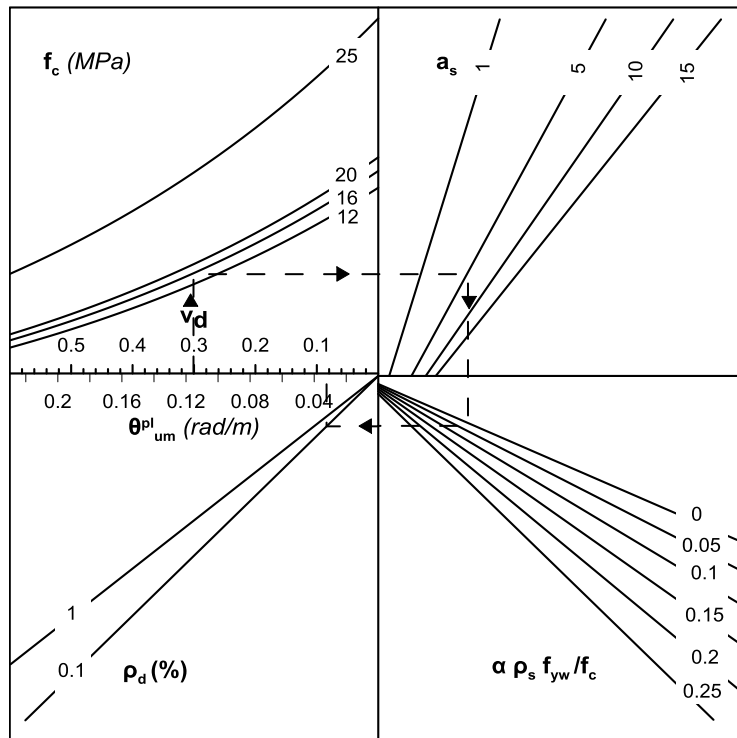
Διάγραμμα 3.47 Υπολογισμός θ_y για δεδομένα $(1/r)d$ και $\lambda=L_s/d$ ($f_y=500\text{MPa}$, $f_c=20\text{ MPa}$)



Διάγραμμα 3.48 Υπολογισμός θ_y για δεδομένα $(1/r)d$ και $\lambda=L_s/d$ ($f_y=500\text{MPa}$, $f_c=25\text{ MPa}$)

3.4.4 Διαγράμματα υπολογισμού θ_{um}^{pl} – Τελικός υπολογισμός θ_u

Εν τέλει, για το σχηματισμό του διαγράμματος ροπών - καμπυλοτήτων είναι απαραίτητη η γωνία πλαστικής στροφής κατά την αστοχία, θ_u η οποία προκύπτει από το άθροισμα της γωνίας κατά τη διαρροή, θ_y και της μέσης πλαστικής γωνίας στροφής κατά την αστοχία (§3.3.4). Η θ_{um}^{pl} είναι η πιο περίπλοκη τιμή καθώς επηρεάζεται από 10 εξαρτημένες μεταβλητές v_d , f_c , a_s , α , ρ_s , f_{yw} , ω , ω' και ρ_d . Προκύπτει όμως και η πιο απλή στην γραφική αποτύπωση καθώς αποτελείται από γινόμενο συναρτήσεων και κατά συνέπεια δεν είναι απαραίτητη η μέθοδος της γραμμικής παλινδρόμησης. Το τελικό διάγραμμα αποτελείται από 4 άξονες όπου στην πάνω πλευρά του x_1 αποτυπώνονται οι τιμές της ανηγμένης αξονικής v_d , στον y_1 το γινόμενο $0.0145 \cdot (0.25)^v (f_c)^{0.2}$, στον x_2 το γινόμενο $0.0145 \cdot (0.25)^v (f_c)^{0.2} (\alpha_s)^{0.35}$, στον y_2 το γινόμενο $0.0145 \cdot (0.25)^v (f_c)^{0.2} (\alpha_s)^{0.35} 25^{(a\rho_s f_{yw}/f_c)}$ και στη κάτω πλευρά του x_1 η ζητούμενη τιμή θ_{um}^{pl} . Αντίστοιχα στο 1^ο τεταρτημόριο επιλέγεται η αντοχή του σκυροδέματος C12, C16, C20, C25 (σε MPa), στο 2^ο η τιμή $\alpha_s = L_s/h$, στο 3^ο το σύνολο $a\rho_s f_{yw}/f_c$, ενώ στο 4^ο το ποσοστό ποσοστιαίου ανηγμένου δισδιαγώνιου οπλισμού (ρ_d). Λόγω απλοποίηση του διαγράμματος θεωρήθηκε $\omega = \omega'$, σε αντίθετη περίπτωση η τελική τιμή πρέπει να πολλαπλασιαστεί με $\left[\frac{\max(0.01, \omega')}{\max(0.01, \omega)} \right]^{0.3}$ (πχ. 1.23 σε περίπτωση $\omega' = 2\omega$).

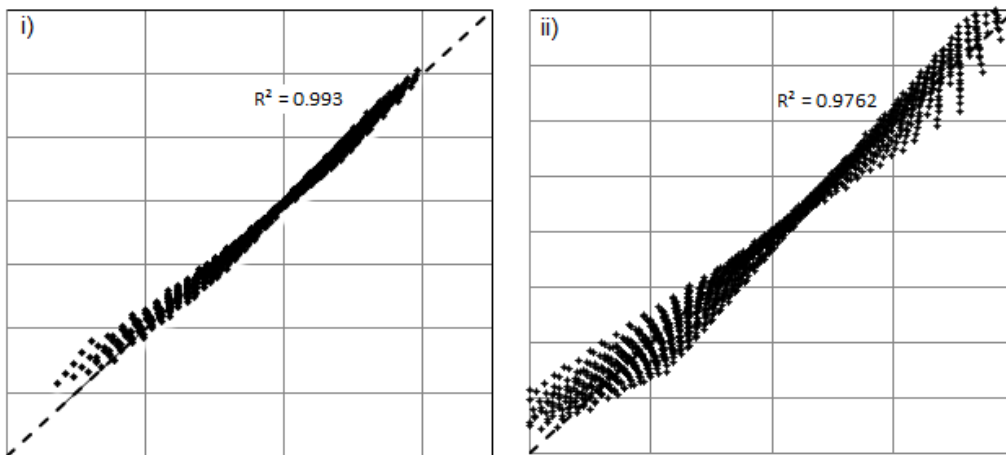


Διάγραμμα 3.49 Υπολογισμός θ_{um}^{pl} για δεδομένα f_c , a_s , α , ρ_s , f_{yw} και ρ_d

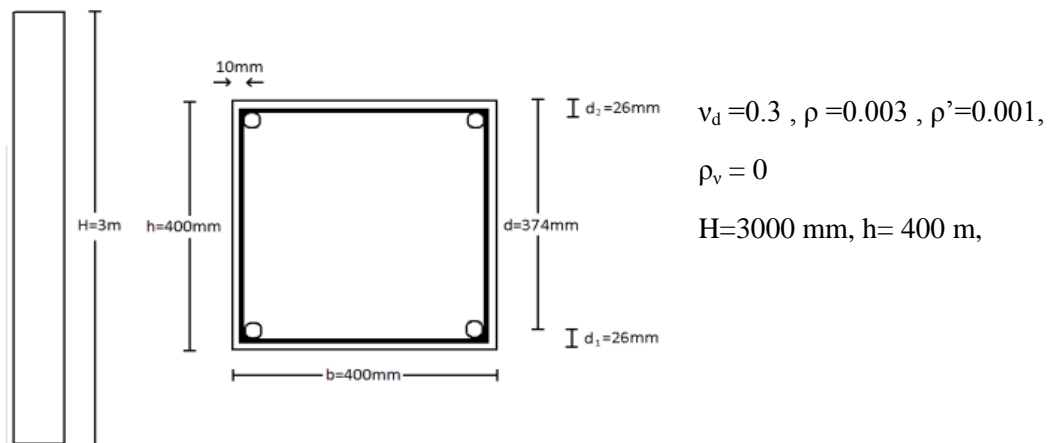
Η τελική τιμή προκύπτει από το άθροισμα των τιμών των διαγραμμάτων §3.4.3 και §3.4.4.

3.4.5 Αξιοπιστία διαγραμμάτων – Σύγκριση τιμών τυχούσας διατομής

Η γραμμική παλινδρόμηση που ακολουθήθηκε ως μέθοδος στα παραπάνω διαγράμματα παρουσίασε πολύ μικρή διασπορά. Το μέσο πλήθος των τιμών ήταν 2000 και εμφανίστηκε αρκετά μεγαλύτερη διασπορά στα διαγράμματα αστοχίας λόγω σκυροδέματος σε σχέση με του χάλυβα εξαιτίας της μορφής των εξισώσεων. Βασική επιδίωξη ήταν η τιμή R^2 κάθε διαγράμματος να είναι πάνω από 0.97 όπου $R^2 = 1 - \frac{\sum (y_i - f_i)^2}{\sum (y_i - \bar{y})^2}$. Στα παρακάτω αντιπροσωπευτικά διαγράμματα, ως y ορίζεται ο λόγος των προσεγγιστικών προς των πραγματικών τιμών, ενώ η f συνάρτηση με διακεκομμένη γραμμή είναι η $y=x$.



Σχήμα 3.9 Γραφική απεικόνιση αξιοπιστίας της μεθόδου εκπόνησης των διαγραμμάτων όταν επέλθει αστοχία i) λόγω θραύσης εφελκυσμένου οπλισμού ii) σκυροδέματος σε θλίψη. Ακολούθως, επιλέχθηκε ως εφαρμογή μια τυπική ορθογωνική διατομή υποστυλώματος. Συγκρίνονται οι τιμές των διαγραμμάτων και οι πραγματικές για τις μεταβλητές $(1/r)_y \cdot d$, ξ_y , $M_y / (10^{-6} \cdot b \cdot d^2)$, θ_y , θ_u . Η διατομή έχει τα εξής χαρακτηριστικά:



Σχήμα 3.9 Παράδειγμα τυπικής ορθογωνικής διατομής

Ως μήκος διάτμησης στο υποστύλωμα θεωρείται το ήμισυ του ύψους της δοκού

$$H=3000\text{mm} \rightarrow L_s=1500\text{ mm}$$

$$d_1 = d_2 = c + \Phi 8 + \frac{\Phi 16}{2} = 10 + 8 + 8 = 26\text{mm}$$

$$d = h - d_1 = 400 - 26 = 374\text{mm}$$

$d/d=0.07$ (Τα διαγράμματα είναι διαμορφωμένα προσεγγιστικά για $d/d=0.1$ αλλά η επιρροή στο τελικό αποτέλεσμα είναι μηδαμινή)

f_y (MPa)	f_c (MPa)	Τιμές διαγράμματος				Πραγματικές τιμές	
		Θραύση εφελκόμενου οπλισμού		Αστοχία σκυροδέματος σε θλίψη			
		$(1/r)_y \cdot d$ (mm)	ξ_y	$(1/r)_y \cdot d$ (mm)	ξ_y	$(1/r)_y \cdot d$ (mm)	ξ_y
220	12	1.87	0.41	2.10	0.40	1.88	0.41
400	12	3.07	0.35	2.10	0.40	2.11	0.39
220	16	1.98	0.45	2.66	0.39	1.97	0.44
400	16	3.18	0.37	2.66	0.39	2.68	0.39
500	16	3.83	0.35	2.66	0.39	2.68	0.39
400	20	3.27	0.39	3.17	0.39	3.19	0.39
500	20	3.93	0.36	3.17	0.39	3.19	0.39
500	25	4.04	0.38	3.79	0.39	3.82	0.39

Πίνακας 3.1 Προσεγγιστικές και πραγματικές τιμές $(1/r)_y \cdot d$ (mm) και ξ_y για $\nu_d = 0.3$, $\rho = 0.003$, $\rho' = 0.001$, $\rho_v = 0$

f_y (MPa)	f_c (MPa)	Τρόπος αστοχίας	Τιμές διαγράμματος		Πραγματικές τιμές	
			$(1/r)_y \cdot d$ (mm)	$M_y / (10^{-6} b \cdot d^2)$ (N/mm ³)	$(1/r)_y \cdot d$ (mm)	$M_y / (10^{-6} b \cdot d^2)$ (N/mm ³)
220	12	Θραύση εφελκ. οπλισμού	1.87	2.08	1.88	2.06
400	12	Αστοχία σκυρ. σε θλίψη	2.10	2.26	2.11	2.18
220	16	Θραύση εφελκ. οπλισμού	1.98	2.53	1.97	2.50
400	16	Αστοχία σκυρ. σε θλίψη	2.66	3.00	2.68	2.87
500	16	Αστοχία σκυρ. σε θλίψη	2.66	3.00	2.68	2.87
400	20	Αστοχία σκυρ. σε θλίψη	3.17	3.73	3.19	3.55
500	20	Αστοχία σκυρ.	3.17	3.73	3.19	3.55

		σε θλίψη				
500	25	Αστοχία σκυρ. σε θλίψη	3.79	4.75	3.82	4.39

Πίνακας 3.2 Προσεγγιστικές και πραγματικές τιμές M_y για δεδομένο $(1/r)_y \cdot d$

$\lambda = L_s/d = 4$, $d_b/L_s = 0.01$ (Βοηθητικές τιμές διαγραμμάτων)

f_y (MPa)	f_c (MPa)	Τιμές διαγράμματος			Πραγματικές τιμές		
		$(1/r)_y \cdot d$ (mm)	θ_y (rad/m) $a_v=1$	θ_y (rad/m) $a_v=0$	$(1/r)_y \cdot d$ (mm)	θ_y (rad/m) $a_v=1$	θ_y (rad/m) $a_v=0$
220	12	1.88	0.0056	0.0050	1.88	0.0057	0.0051
400	12	2.10	0.0066	0.0060	2.11	0.0067	0.0061
220	16	1.98	0.0057	0.0051	1.97	0.0058	0.0052
400	16	2.66	0.0078	0.0070	2.68	0.0078	0.0070
500	16	2.66	0.0081	0.0073	2.68	0.0081	0.0073
400	20	3.17	0.0088	0.0079	3.19	0.0087	0.0078
500	20	3.17	0.0092	0.0082	3.19	0.0091	0.0081
500	25	3.79	0.0104	0.0093	3.82	0.0102	0.0091

Πίνακας 3.3 Προσεγγιστικές και πραγματικές τιμές θ_y για δεδομένο $(1/r)_y \cdot d$ και $\lambda=4$

Για τον υπολογισμό της πλαστικής γωνίας στροφής με βάση τα διαγράμματα είναι απαραίτητος ο προσδιορισμός των παρακάτω βοηθητικών μεταβλητών. Στη παρούσα περίπτωση δεν υπάρχουν πραγματικές και προσεγγιστικές τιμές καθώς το διάγραμμα αποτυπώνει την εξίσωση υπολογισμού με πλήρη ακρίβεια.

$$\alpha_s = \frac{L_s}{h} = \frac{1500}{400} = 3.75$$

$$\alpha = \alpha_n \cdot \alpha_s = \left(1 - \frac{s_h}{2b_c}\right) \left(1 - \frac{s_h}{2h_c}\right) \left(1 - \frac{\sum b_i^2}{6b_c h_c}\right) = \left(1 - \frac{300}{2 \cdot 380}\right)^2 \left(1 - \frac{4 \cdot 400^2}{6 \cdot 400^2}\right) = 0.37 \cdot 0.333 = 0.12$$

$$\rho_s = \frac{A_{sh}}{b \cdot s_h} = \frac{113.1}{400 \cdot 300} = 0.001$$

$$\alpha \rho_s f_{yw} / f_c = 0.12 \cdot 0.001 \cdot 220 / f_c = 0.0264 / f_c$$

$$\rho_d = 0$$

Επειδή ο εφελκόμενος και ο θλιβόμενος οπλισμός δεν είναι ίσοι χρειάζεται να

$$\text{πολλαπλασιάσουμε με τον διορθωτικό συντελεστή } \left[\frac{\max(0.01, \omega')}{\max(0.01, \omega)} \right]^{0.3} = \left(\frac{0.001}{0.004} \right)^{0.3} = 0.65$$

f_c (MPa)	$\alpha \rho_s \frac{f_{yw}}{f_c}$	θ_{um}^{pl} (rad/m)
12	0.0022	0.0166
16	0.0017	0.0175
20	0.0013	0.0183
25	0.0011	0.0191

Πίνακας 3.4 Οι τιμές θ_{um}^{pl} για $\nu_d=0.3$, $\alpha_s=3.75$, $\rho_d=0$, $f_{yw}=220$ MPa, $\alpha=0.12$

Τελικώς, η συνολική γωνία στροφής προκύπτει από το άθροισμα της θ_y και της θ^{pl} . Η τιμή της πλαστικής γωνίας στροφής είναι η πραγματική, συνεπώς το μόνο σφάλμα που μεταφέρεται από το άθροισμα των 2 τιμών είναι της γωνίας στη διαρροή.

f_y (MPa)	f_c (MPa)	Τιμές διαγράμματος		Πραγματικές τιμές	
		θ_u (rad/m) $a_v=1$	θ_u (rad/m) $a_v=0$	θ_u (rad/m) $a_v=1$	θ_u (rad/m) $a_v=0$
220	12	0.0222	0.0216	0.0223	0.0217
400	12	0.0232	0.0226	0.0233	0.0227
220	16	0.0232	0.0226	0.0233	0.0227
400	16	0.0253	0.0245	0.0253	0.0245
500	16	0.0256	0.0248	0.0256	0.0248
400	20	0.0271	0.0262	0.0270	0.0261
500	20	0.0275	0.0265	0.0274	0.0264
500	25	0.0295	0.0284	0.0293	0.0282

Πίνακας 3.5 Προσεγγιστικές και πραγματικές τιμές γωνίας στροφής αστοχίας, θ_u

Παρατηρείται ότι οι διαφορές των τιμών είναι πολύ μικρές, τόσο που η σύγκριση τους ή η διαμόρφωση συγκριτικών διαγραμμάτων είναι περιττή. Πρέπει να τονιστεί όμως ότι οι διαφορές είναι τόσο μικρές επειδή η διατομή που επιλύθηκε είναι τυπική και πάνω σε αυτή βασίστηκε η προσεγγιστική μέθοδος διαμόρφωσης των διαγραμμάτων. Σε ακραίες περιπτώσεις οι αποκλίσεις είναι μεγαλύτερες όπως φαίνεται και στο σχήμα 3.9.

3.4.6 Συμπεράσματα

Με βάση τις παραπάνω σχέσεις του κανονισμού (KAN.ΕΠΕ §7) είναι εμφανής η επίδραση κάποιων βασικών μεγεθών στη πλαστιμότητα δοκών και υποστυλωμάτων. Τα μεγέθη αυτά είναι:

- Η αξονική δύναμη

- Οι αντοχές του χάλυβα (εγκάρσιου και διαμήκους οπλισμού) και του σκυροδέματος f_y , f_c και τα μέτρα ελαστικότητας αυτών E_s , E_c
- Τα ποσοστά εφελκόμενου και θλιβόμενου διαμήκους, εγκάρσιου και διαδιαγώνιου οπλισμού ρ , ρ' , ρ_s , ρ_d
- Οι διαστάσεις μέλους h , b και επικάλυψη d'
- Ο συντελεστής αποδοτικότητας της περισφιγξης

Δευτερευόντως η πλαστιμότητα επηρεάζεται από το μήκος διάτμησης L_s ή το λόγο διάτμησης α_s .

Παρατίθεται συνοπτικός πίνακας όπου παρουσιάζεται η επίδραση της αύξησης κάθε επιμέρους παράγοντα στις μεταβλητές. Με δεδομένη την αύξηση κάθε επιμέρους μεταβλητού χαρακτηριστικού (v , f_y , f_c , ρ και ρ') αποτυπώνεται η αύξηση (\uparrow), μείωση (\downarrow) ή ανεπηρέαστη (\leftrightarrow) τάση των ξ_y , $(1/r)_y$, θ_y , M_y και θ_u .

Μεταβλητό χαρακτηριστικό	Κρίσιμο Υλικό	ξ_y	$(1/r)_y$	θ_y	M_y	θ_u
Ανηγγμένη αξονική δύναμη, $v \uparrow$	Χάλυβας	\uparrow	\uparrow	\uparrow	\uparrow	\downarrow
	Σκυρόδεμα	\uparrow	\downarrow	\downarrow	\uparrow	\downarrow
Αντοχή χάλυβα, $f_y \uparrow$	Χάλυβας	\downarrow	\uparrow	\uparrow	\uparrow	\uparrow
	Σκυρόδεμα	\leftrightarrow	\leftrightarrow	\uparrow	\leftrightarrow	\uparrow
Αντοχή σκυροδέματος, $f_c \uparrow$	Χάλυβας	\uparrow	\uparrow	\downarrow	\uparrow	\uparrow
	Σκυρόδεμα	\leftrightarrow	\uparrow	\uparrow	\uparrow	\uparrow
Ποσοστό εφελκόμενου διαμήκους οπλισμού, $\rho \uparrow$	Χάλυβας*	\uparrow	\uparrow	\uparrow	\uparrow	\downarrow
	Σκυρόδεμα	\uparrow	\downarrow	\downarrow	\uparrow^{**}	\downarrow
Ποσοστό θλιβόμενου διαμήκους οπλισμού, $\rho' \uparrow$	Χάλυβας	\downarrow	\downarrow	\downarrow	\leftrightarrow	\uparrow
	Σκυρόδεμα	\downarrow	\uparrow	\uparrow	\uparrow	\uparrow
Συντελεστής αποδοτικότητας περισφιγξης, $\alpha \uparrow$	Χάλυβας	\leftrightarrow	\leftrightarrow	\leftrightarrow	\leftrightarrow	\uparrow
	Σκυρόδεμα	\leftrightarrow	\leftrightarrow	\leftrightarrow	\leftrightarrow	\uparrow

Πίνακας 3.6 Η επίδραση της αύξησης κάθε επιμέρους παράγοντα στις μεταβλητές που επιδρούν στο διάγραμμα ροπών καμπυλοτήτων

*Για μεγάλα ποσοστά οπλισμού δεν κρίνεται ποτέ ο χάλυβας υλικό αστοχίας

** Για ποσοστό οπλισμού $\rho > 0.7\%$ παρατηρείται μείωση της M_y με την αύξηση του οπλισμού.

4

Συνοπτικοί πίνακες – Διαγράμματα ροής ανάπτυξης μελέτης ΚΑΝ.ΕΠΕ

Βασικός σκοπός της παρούσας εργασίας είναι η διερεύνηση του κανονισμού ενισχύσεων και διαμόρφωση βασικών «βημάτων» για την αντιμετώπιση μιας υφιστάμενης κατασκευής. Οι παρακάτω έννοιες που αναφέρονται συνοπτικά, έχουν αναλυθεί επισταμένως στο κεφάλαιο 2 της παρούσας διπλωματικής εργασίας.

4.1 Πίνακας διαδικασία μελέτης υφιστάμενης κατασκευής

Με τη πρώτη επαφή ενός δομοστατικού μηχανικού με ένα υφιστάμενο κτίριο οφείλει να διαχειριστεί και να πάρει αποφάσεις για μια σειρά ερωτημάτων που θέτει ο ΚΑΝ.ΕΠΕ όσον αφορά κυρίως τη στάθμη επιτελεστικότητας, τη στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων, τη επιλογή της μεθόδου ανάλυσης και τον τρόπο ενίσχυσης. Ακολουθεί πίνακας με τα βασικά βήματα του σωστού συλλογισμού και αντίστοιχες παραπομπές στις παραγράφους του ΚΑΝ.ΕΠΕ.

Βήμα	Περιγραφή	Σχετ. Παράγραφοι ΚΑΝ.ΕΠΕ
1 ^ο	Επιλογή στάθμης επιτελεστικότητας	§2.2
2 ^ο	Προσδιορισμός στάθμης αξιοπιστίας δεδομένων	§3.6
3 ^ο	Ορισμός κύριων και δευτερευόντων στοιχείων	§2.4.3.4, §5.1.2
4 ^ο	Προκαταρκτική ελαστική Ανάλυση (Στατική ή δυναμική)	
	Η ανάλυση εκτελείται για $q=1$	§2.4.3.3(στ)
	Φάσμα σχεδιασμού κατά ΕΚ8-1	§4.4.1.3, §5.5.4
	Δυσκαμψίες	§4.4.1.4
	Ως τιμές ιδιοτήτων των υλικών χρησιμοποιούνται οι μέσες τιμές f_{cm} , f_{ym} με $\gamma_m=1$	§5.5.1.1 §5.1.4
	Συντελεστές ασφαλείας γ_{sd} , γ_{Rd} , γ_f	§4.5
	Συνδυασμοί δράσεων	§4.4.2
5 ^ο	Προσδιορισμός «δείκτη ανεπάρκειας» λ	
	Με χρήση των αποτελεσμάτων της παραπάνω ανάλυσης	§5.5.1.1
	(N_d, M_2, M_3)	§5.5.1.2
	$\lambda = S_E / R_m$ για κάθε κύριο στοιχείο όπου $S_E = M_2$ και M_3 και	
	$R_m = M_y$ είτε μέσω του προγράμματος ή	ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ 7 ^Α
	Ορθότερα, M_y (μέσω ΚΑΝ.ΕΠΕ)	
6 ^ο	Διερεύνηση Μορφολογικής Κανονικότητας	§5.5.1.2
	Προϋποθέσεις τήρησης	ΕΚ 8-1
7 ^ο	Επιλογή μεθόδου ανάλυσης	
	Έλεγχος λ -Μορφολογικής κανονικότητας και λοιπών προϋποθέσεων ελαστικών μεθόδων (Αν πληρούνται δεν είναι απαραίτητη η χρήση ανελαστικών μεθόδων)	§5.5.2, §5.6.1 §2.4.3.3(στ)
	Αν δεν πληρούνται επιλέγονται ανελαστικές μέθοδοι και ελέγχονται οι προϋποθέσεις τους	§5.7.2, §5.8.1
8 ^ο	Ισοδύναμη ελαστική στατική ανάλυση	§5.5
	(Εφόσον τηρούνται οι προϋποθέσεις –βήμα 7 ^ο)	
	Μέθοδος q	

Δείκτη συμπεριφοράς q	§4.6
Δυσκαμψίες	§4.4.1.4
Ως τιμές ιδιοτήτων των υλικών χρησιμοποιούνται οι μέσες τιμές -1 τυπική απόκλιση	§4.4.3
Συντελεστές ασφαλείας γ_{Sd} , γ_{Rd} , γ_f , γ_m	§4.5
Έλεγχος της ανίσωσης σε όρους εντατικών μεγεθών (Προσδιορισμός δείκτη ανεπάρκειας)	ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ 9 ^A
Μέθοδος m	
Δείκτη συμπεριφοράς $q=1$	
Ενεργές δυσκαμψίες (στη διαρροή), K	§7.2.3, §7.2.2
(M_y, θ_y)	ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ 7 ^A
Ως τιμές ιδιοτήτων των υλικών χρησιμοποιούνται οι μέσες τιμές με $\gamma_m=1$	§4.4.3
Συντελεστές ασφαλείας γ_{Sd} , γ_{Rd} , γ_f	§4.5
Έλεγχος της ανίσωσης σε όρους εντατικών μεγεθών (Προσδιορισμός δείκτη ανεπάρκειας)	
9^ο Ελαστική Δυναμική Ανάλυση	§5.6
(Εφόσον τηρούνται οι προϋποθέσεις –βήμα 7 ^ο)	
Εφαρμόζεται με ίδια δεδομένα της στατικής ανάλογα τη μέθοδο (q ή m) <u>αλλά</u>	
Λαμβάνονται υπόψη όλες οι σημαντικές ιδιομορφές	
(άθροισμα δρώσων ιδιομορφικών μαζών >0.9 και όλες οι ιδιομορφές με δρώσες μάζες $>5\%$ της συνολικής μάζας)	§5.6.3.2
(Προσδιορισμός δείκτη ανεπάρκειας)	EK8-1
10^ο Ανελαστική στατική ανάλυση (Pushover)	§5.7
(Εφόσον τηρούνται οι προϋποθέσεις –βήμα 7 ^ο)	
Ενεργές δυσκαμψίες (στη διαρροή), K	§7.2.3
Πλαστικές αρθρώσεις (M_y, θ_{pl})	§5.7.3.1 (ε), §7
Στοχευμένη μετακίνηση δ_i	§5.7.4.2
Έλεγχος της ανίσωσης σε όρους παραμορφώσεων για τα πλάστιμα στοιχεία και σε όρους δυνάμεων για τα ψαθυρά	§9.3.1

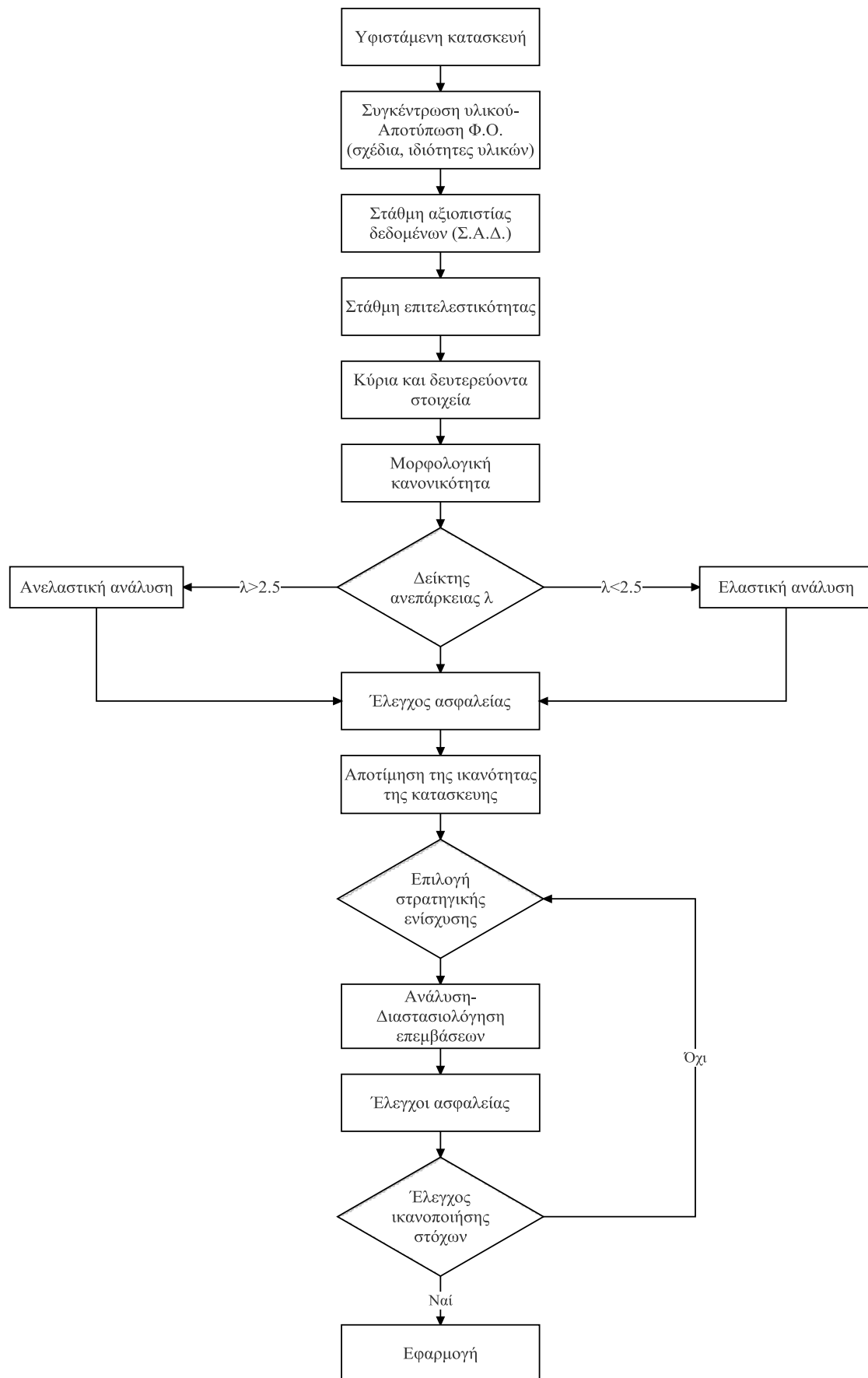
11°	Αποτίμηση της ικανότητας της κατασκευής	§2.1.4
	Έλεγχοι ασφαλείας	§9
12°	Επιλογή στρατηγικής ενίσχυσης	§2.3.3
	Για αύξηση αντοχής, δυσκαμψίας, παραμόρφωσης	
13°	Διαστασιολόγηση επεμβάσεων	§8
14°	Έλεγχος ικανοποίησης στάθμης επιτελεστικότητας	
15°	Εφαρμογή	

Πίνακας 4.1 Πίνακας διαδικασίας μελέτης υφιστάμενης κατασκευής

4.2 Διαγράμματα ροής

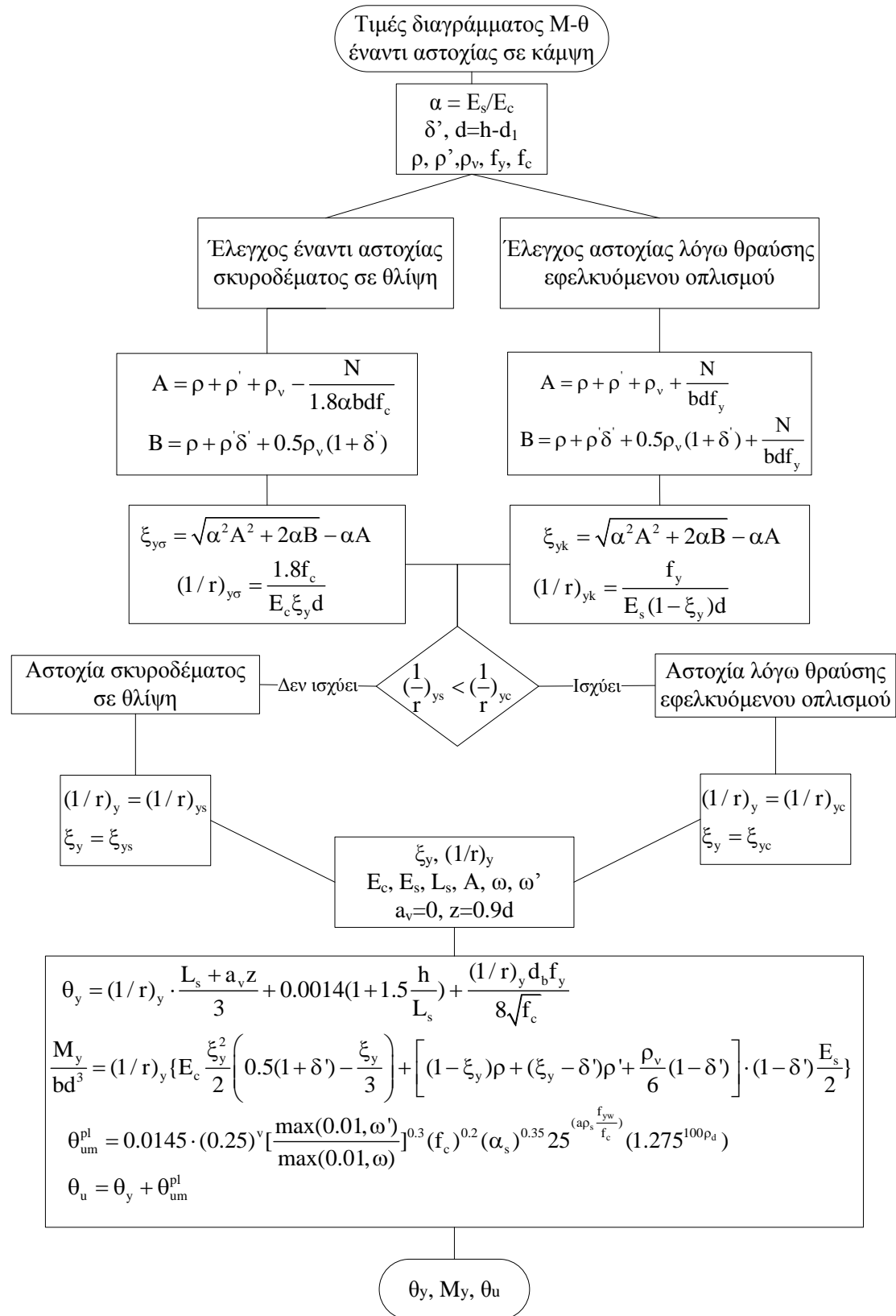
4.2.1 Διάγραμμα ροής διαδικασίας μελέτης υφιστάμενης κατασκευής

Ο παραπάνω πίνακας με τα απαιτούμενα βήματα αντιμετώπισης μιας μελέτης υφισταμένου κτιρίου μπορεί να αποτυπωθεί γραφικά με το παρακάτω διάγραμμα ροής.

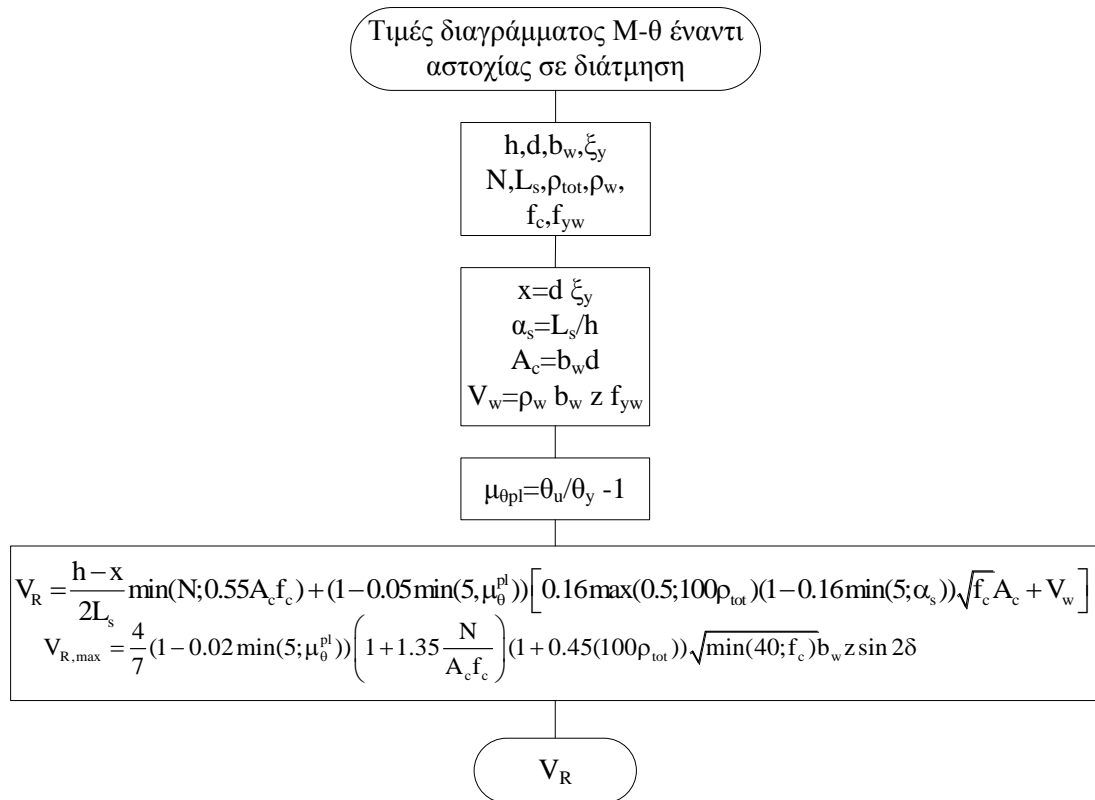


Σχήμα 4.1 Διάγραμμα ροής διαδικασίας μελέτης υφιστάμενης κατασκευής

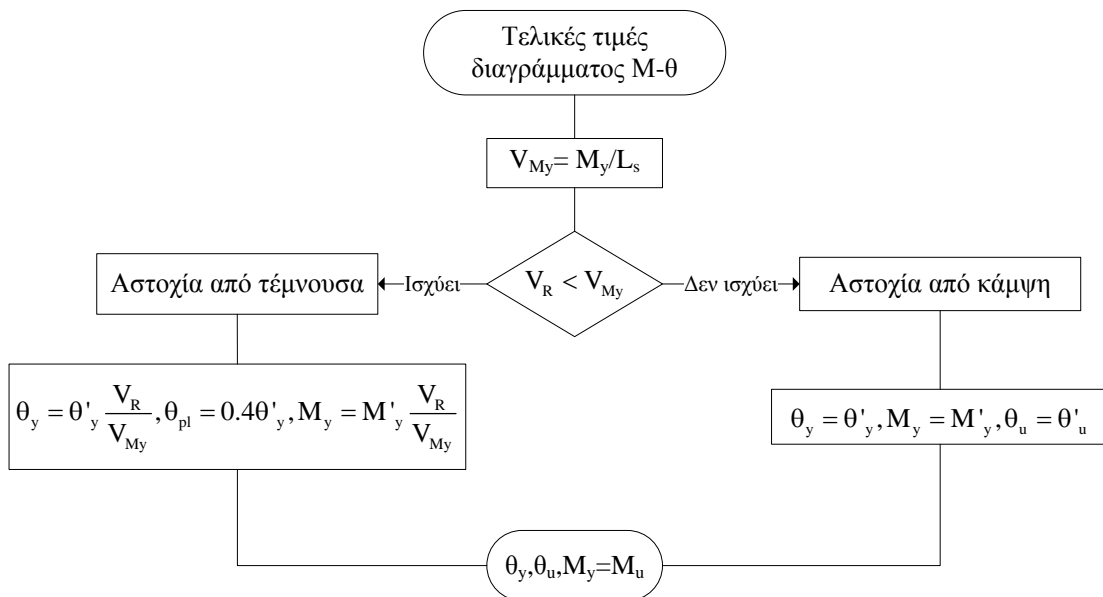
4.2.2 Λογικό διάγραμμα υπολογισμού διαγράμματος ροπών - καμπυλοτήτων



Σχήμα 4.2 Λογικό διάγραμμα υπολογισμού θ_y, M_y, θ_u



Σχήμα 4.3 Λογικό διάγραμμα υπολογισμού V_R



Σχήμα 4.4 Τελικές τιμές διαγράμματος ροπών καμπυλοτήτων θ_y, θ_u, M_y

5

Εγχειρίδιο προγράμματος ΚΑΝ.ΕΠΕ

Το παρόν εγχειρίδιο αποβλέπει στη κατανόηση και χρήση του προγράμματος ΚΑΝΕΠΕ, το οποίο λειτουργεί συμπληρωματικά του προγράμματος πεπερασμένων στοιχείων SAP. Το SAP εκτελεί ανελαστική στατική ανάλυση (Pushover) με την προϋπόθεση ότι για κάθε δοκό και υποστύλωμα εισάγονται τα απαραίτητα στοιχεία των πλαστικών αρθρώσεων (διάγραμμα ροπών-καμπυλοτήτων) και οι δυσκαμψίες στη διαρροή. Κρίθηκε απαραίτητη η διαμόρφωση προγράμματος στη γλώσσα προγραμματισμού Fortran που θα αυτοματοποιεί τον όγκο των εργασιών και κυρίως θα απλοποιεί τη πρόσβαση και παραμετροποίηση των δεδομένων.

Το πρόγραμμα ουσιαστικά:

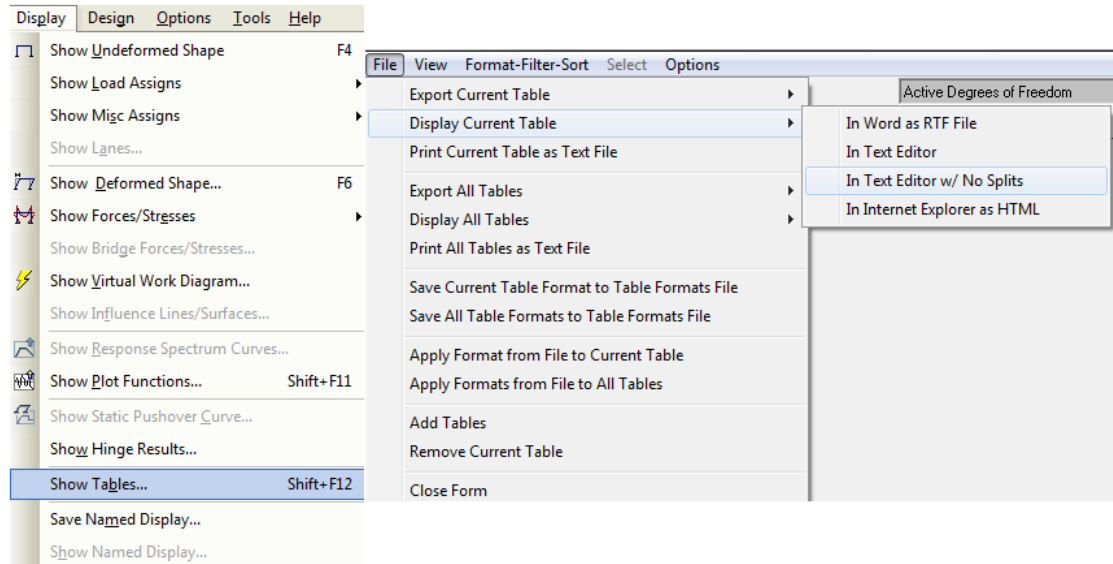
- Ελέγχει τη καμπτική ή διατμητική αστοχία κάθε μέλους δοκού και υποστυλώματος ($V_{My}, V_{Rd,1}$)
- Υπολογίζει τα απαραίτητα στοιχεία της πλαστικής άρθρωσης ($M_y, \theta_y, \theta_{pl}$)
- Εισάγει την αντίστοιχη πλαστική άρθρωση
- Υπολογίζει και εισάγει τον λόγο της δυσκαμψίας στη διαρροή προς της αρνημάτωτης του κάθε μέλους K_y/K .

5.1 Λαμβανόμενα αρχεία

Για τη χρήση του προγράμματος απαιτούνται δύο λαμβανόμενα αρχεία, το ένα από το SAP και το άλλο από το χρήστη.

- Το αρχείο IN-SAP.txt εξάγεται από το SAP μετά από μια πρωταρχική ανάλυση του φορέα και περιέχει τα βασικά μορφολογικά χαρακτηριστικά και εντατικά μεγέθη του φορέα των δοκών και υποστυλωμάτων για τον καθορισμένο συνδυασμό φόρτισης, G+PSI*Q στη προκειμένη.

Display → Show Tables (OK) → File → Display all tables → In Text Editor w/no splits



Σχήμα 5.1 Διαδικασία εξαγωγής του IN-SAP από το πρόγραμμα SAP

- Το αρχείο IN-DATA.txt περιέχει για κάθε διατομή τα απαραίτητα δεδομένα για τον υπολογισμό του διαγράμματος ροπών καμπυλοτήτων. Συγκεκριμένα, υπάρχουν κάποιες τιμές στο πρόγραμμα που λαμβάνονται από το γενικευμένο σύστημα (sys) χάριν ευκολίας ενώ οι υπόλοιπες πρέπει να λαμβάνονται για κάθε επιμέρους στοιχείο.

5.1.1 IN-DATA -Γενικευμένο σύστημα

Το γενικευμένο σύστημα αποτελείται από τα βασικά στοιχεία της κατασκευής που συνήθως είναι κοινά σε όλες τις διατομές.

sys	iprt	LComb	iSap	f _c	f _y	f _{yw}	γ _c	γ _s	EC	γ _{Rd}
-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----
	2	G+PSI*Q	1	10.E3	220.E3	220.E3	1.00	1.00	.249E8	1.80

Όπου

iprt Καθορίζει τη μορφή των δεδομένων του αρχείου OUT.txt. Λαμβάνεται τιμή μηδενική (0) στη περίπτωση που επιθυμούνται μόνο τα τελικά αποτελέσματα σε πινακοποιημένη μορφή, (1) για τη προβολή και κάποιων βασικών ενδιάμεσων τιμών, (2) για πλήρη επεξήγηση της διαδικασίας εύρεσης των

τιμών και εμφάνιση των στοιχείων εισαγωγής (λειτουργεί για έλεγχο του προγράμματος) (βλέπε εξερχόμενα αρχεία)

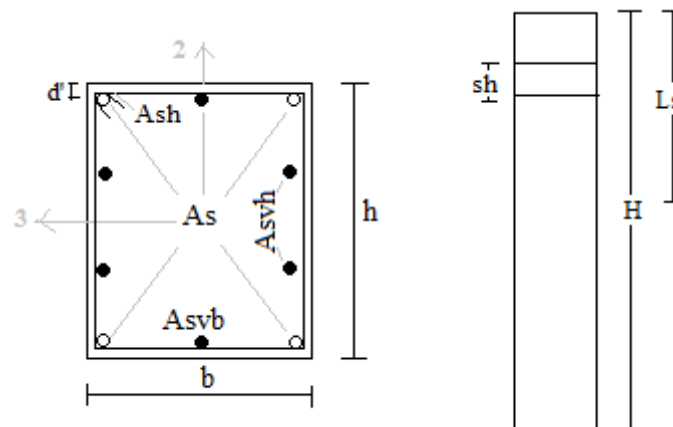
LComb	Προσδιορίζει τον συνδυασμό φόρτισης εισαγωγής των εντατικών μεγεθών από το αρχείο IN-SAP. Στη περίπτωση της ανελάστικής ανάλυσης ο συνδυασμός φόρτισης είναι $G+PSI*Q$
iSap	Καθορίζει τον τρόπο λήψης της αξονικής δύναμης. Για τη τιμή (1) λαμβάνει τη τιμή από το αρχείο IN-SAP όπως προκύπτει από το SAP, για τη τιμή (0) από το IN-DATA όπως έχει οριστεί από το χρήστη
f_c	Η θλιπτική αντοχή του σκυροδέματος (σε kPa)
f_y	Η εφελκυστική αντοχή του διαμήκους οπλισμού (σε kPa)
f_{yw}	Η εφελκυστική αντοχή του εγκάρσιου οπλισμού (σε kPa)
γ_c	Ο συντελεστής ασφαλείας του σκυροδέματος
γ_s	Ο συντελεστής ασφαλείας του χάλυβα
E_c	Το μέτρο ελαστικότητας του σκυροδέματος (σε kPa)
γ_{Rd}	Ο συντελεστής ασφαλείας του ελέγχου ασφαλείας

5.1.2 IN-DATA -Στοιχεία δεδομένων των διατομών

Τα στοιχεία ανάλογα τον τύπο τους, υποστυλώματα ή δοκοί, λαμβάνουν διαφορετικά στοιχεία όπως αποτυπώνονται παρακάτω.

5.1.2.1 Υποστυλώματα

Το πρόγραμμα προς το παρόν προβλέπει μόνο ορθογωνικές διατομές



Σχήμα 5.2 Διατομή υποστυλώματος με τους βασικούς συμβολισμούς του προγράμματος

col	st	mem	b(m)	h(m)	As	Asvb	Asvh	As _h	s _h (m)	d'(m)	db(mm)	L _s (m)	α
-----	----	-----	------	------	----	------	------	-----------------	--------------------	-------	--------	--------------------	---

Όπου

Col	Χαρακτηριστικό πρόθεμα που αναγνωρίζει το πρόγραμμα και κατατάσσει τα στοιχεία στη περίπτωση των υποστυλωμάτων												
st	Η στάθμη του υποστυλώματος (IS,A,B κτλ)												
mem	Το όνομα του υποστυλώματος απαραίτητως όπως έχει οριστεί στο πρόγραμμα πεπερασμένων στοιχείων SAP (label του προγράμματος)												
b	Το πλάτος της διατομής (σε m)												
h	Το ύψος της διατομής (σε m)												
A _s	Ο συνολικός ακραίος διαμήκης οπλισμός (σε cm ²)												
A _{svb}	Ο ενδιάμεσος διαμήκης οπλισμός μίας πλευράς ως προς το πλάτος b (σε cm ²)												
A _{svh}	Ο ενδιάμεσος διαμήκης οπλισμός μίας πλευράς ως προς το ύψος h (σε cm ²)												
A _{sh}	Ο εγκάρσιος οπλισμός - συνδετήρων (σε cm ²)												
s _h	Η καθαρή ελεύθερη απόσταση μεταξύ συνδετήρων (σε m)												
d'	Η τιμή $d' = c_{(επικάλυψη)} + \Phi_{\text{συνδετήρα}} + \frac{\Phi_{\text{οπλισμού}}}{2}$ (σε m)												
d _b	Η τιμή της μέσης διαμέτρου ράβδου του εφελκόμενου οπλισμού (σε mm)												
L _s	Το μήκος διάτμησης όπου στη περίπτωση υποστυλώματος λαμβάνεται ίσο με το μισό ύψος του (σε m)												
α	Ο συντελεστής αποδοτικότητας της περίσφιξης (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,												

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

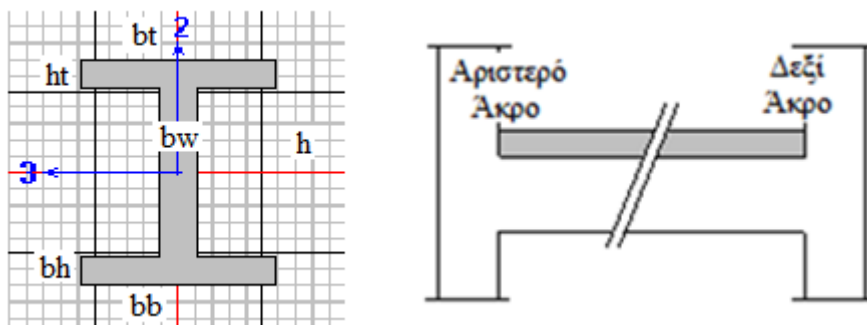
$$\alpha_s = \left(1 - \frac{s_h}{2b_c}\right) \left(1 - \frac{s_h}{2h_c}\right)$$

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

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

5.1.2.2 Δοκοί

Όσον αναφορά τις δοκούς προβλέπεται η περίπτωση ορθογωνικής διατομής, πλακοδοκού ή και ανεστραμμένης δοκού. Για το λόγο αυτό η γενική μορφή της διατομής είναι I με τη προοπτική ότι μηδενίζοντας τις τιμές και των δύο ή κάποιου επιμέρους πέλματος να λαμβάνεται η επιθυμητή διατομή. Επίσης, προβλέπεται προφανώς διαφορετικός οπλισμός σε δεξί και αριστερό άκρο και άνω και κάτω της διατομής.

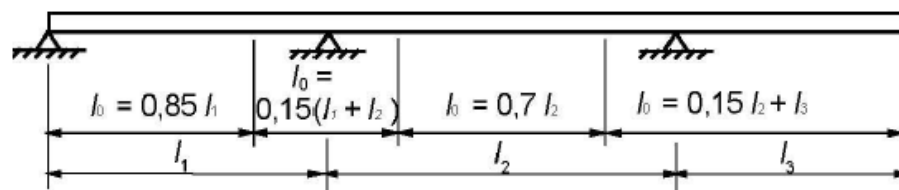


Σχήμα 5.3 Διατομή δοκού με τους βασικούς συμβολισμούς του προγράμματος

st mem bt(m) ht(m) bw(m) h(m) bb(m) hb(m) Aslt Aslb Asrt Asrb Ash sh d' db Ls α
 bea-----+-----+-----+-----+-----+-----+-----+-----+-----+-----+-----+-----+-----+-----+-----+-----+

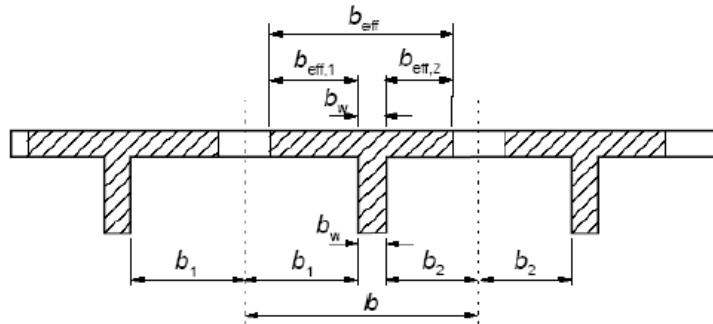
Τα σύμβολα st, mem, h, A_{sh} , S_h , d' , α ταυτίζονται με των υποστυλωμάτων και δεν χρήζουν περαιτέρω επεξήγησης. Τα υπόλοιπα επεξηγούνται ως εξής:

- bea Χαρακτηριστικό πρόθεμα που αναγνωρίζει το πρόγραμμα και κατατάσσει τα στοιχεία στη περίπτωση των δοκών
- bt Το συνεργαζόμενο πλάτος της δοκού σε περίπτωση πλακοδοκού όπως προβλέπεται από τον ευρωκώδικα §5.3.2.1 (σε m)



$$b_{\text{eff}} = \sum b_{\text{eff},i} + b_w \leq b \text{ όπου,}$$

$$b_{\text{eff},i} = 0.2b_i + 0.1l_0 \leq 0.2l_0$$



Σχήμα 5.4 Απεικόνιση συνεργαζόμενου πλάτους δοκού

ht	Το πάχος της πλάκας του άνω πέλματος σε περίπτωση πλακοδοκού (σε m)
b _w	Το πλάτος της δοκού (σε m)
bb	Το συνεργαζόμενο πλάτος του κάτω πέλματος σε περίπτωση ανεστραμμένης δοκού (σε m)
hb	Το πάχος της πλάκας του κάτω πέλματος σε περίπτωση ανεστραμμένης δοκού (σε m)
A _{slt}	Ο άνω διαμήκης οπλισμός του αριστερού άκρου (σε cm ²)
A _{slb}	Ο κάτω διαμήκης οπλισμός του αριστερού άκρου (σε cm ²)
A _{srt}	Ο άνω διαμήκης οπλισμός του δεξιού άκρου (σε cm ²)
A _{srb}	Ο κάτω διαμήκης οπλισμός του αριστερού άκρου (σε cm ²)
L _s	Το μήκος διάτμησης όπου λαμβάνεται ίσο με το μισό του καθαρού του ανοίγματος σε περίπτωση δοκού που συνδέεται και στα δύο άκρα με κατακόρυφα στοιχεία ή ίση με ολόκληρο το καθαρό άνοιγμα σε περίπτωση δοκού που συνδέεται μόνο στο ένα άκρο με κατακόρυφο στοιχείο (σε m).

Οι τιμές f_c , f_y , f_{yw} , γ_c , γ_s , E_c (χαρακτηριστικά των υλικών) λαμβάνονται από το γενικευμένο σύστημα, σταθερές για όλες τις διατομές εκτός αν διαφοροποιηθεί η τιμή τους από τα στοιχεία δεδομένων κάποιας επιμέρους διατομής.

Αντίστοιχα για $iSap=0$ η τιμή της αξονικής δύναμης N (σε kN) λαμβάνεται από τα στοιχεία δεδομένων των διατομών.

N f_c f_y γ_c γ_s E_c f_{yw}
 -+-----+-----+-----+-----+-----+-----+

5.2 Διαδικασία εκτέλεσης

Το πρόγραμμα KANEPE ουσιαστικά λαμβάνει τις παραπάνω απαραίτητες τιμές από τα δύο αρχεία IN-SAP και IN-DATA και χρησιμοποιώντας τις σχέσεις του ΚΑΝ.ΕΠΕ §7 υπολογίζει τα στοιχεία για τη διαμόρφωση του διαγράμματος ροπών-καμπυλοτήτων.

Συγκεκριμένα, το πρόγραμμα αποτελείται από το κυρίως πρόγραμμα και από υπορουτίνες που καλούνται από το πρόγραμμα όποτε είναι απαραίτητο.

5.2.1 Το κυρίως πρόγραμμα

Το πρόγραμμα είναι έτσι δομημένο ώστε κάθε ενέργεια να εκτελείται σε διαφορετική υπό-ρουτίνα. Συνεπώς, το κυρίως πρόγραμμα λειτουργεί ως κορμός που καλεί τις επιμέρους υπό-ρουτίνες. Συγκεκριμένα, το κυρίως πρόγραμμα ανοίγει όλα τα λαμβανόμενα και εξερχόμενα αρχεία και διαβάζει το γενικό σύστημα (System Data), τα υποστυλώματα (col) και τις δοκούς (bea) καλώντας τις αντίστοιχες υπορουτίνες Read_System, Read_Cols, Read_Beams. Τέλος, καλεί τις υπορουτίνες Write_Sap και Write_Tables για να δημιουργηθούν τα εξερχόμενα αρχεία.

5.2.2 Υπό-ρουτίνες

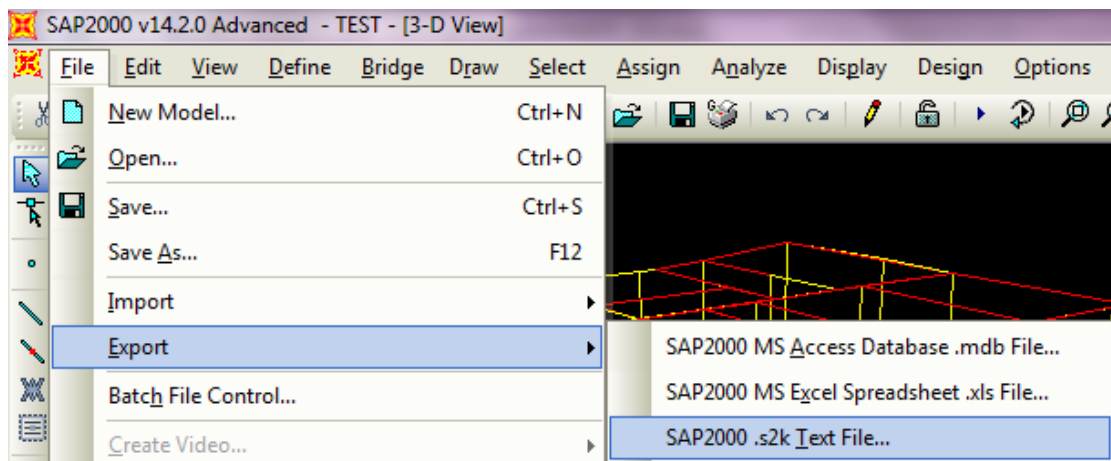
Το πρόγραμμα αποτελείται από 14 υπορουτίνες. Αναλυτικά,

Read_System	Η υπό-ρουτίνα διαβάζει όλες τις τιμές του γενικευμένου συστήματος
Read_Beams	Η υπό-ρουτίνα διαβάζει όλες τις εισερχόμενες τιμές των δοκών και των τιμών που υπολογίζονται από τις ακόλουθες υπό-ρουτίνες καλώντας τις (K_0 , M_y , a_v , θ_{eta_y} , K_y , $\theta_{eta_{upl}}$, V_R) και διαμορφώνει τη μορφή των εξερχόμενων αρχείων. Η διαδικασία εφαρμόζεται για τη περίπτωση εφελκυσμού αριστερά και δεξιά σε άνω και κάτω πέλμα.
Read_Cols	Η υπό-ρουτίνα διαβάζει όλες τις εισερχόμενες τιμές των υποστυλωμάτων και των τιμών που υπολογίζονται από τις ακόλουθες υπό-ρουτίνες καλώντας τις (K_0 , M_y , a_v , θ_{eta_y} , K_y , $\theta_{eta_{upl}}$, V_R) και διαμορφώνει τη μορφή των εξερχόμενων αρχείων. Η διαδικασία εφαρμόζεται για τη διεύθυνση 2 και 3 στη κορυφή και τον πόδα του υποστυλώματος.
Sap_Axial_Forces	Η υπό-ρουτίνα διαβάζει την αξονική δύναμη από το λαμβανόμενο αρχείο IN-Sap.
Calc_M _y	Η υπό-ρουτίνα υπολογίζει τη ροπή στη διαρροή, M_y (kNm) όπως προβλέπεται κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ (Παράρτημα 7 ^Α). Η τιμή αναλύεται στη §2.1.3 της παρούσας διπλωματικής
Calc_a _v	Η υπό-ρουτίνα υπολογίζει τη τιμή a_v που είναι απαραίτητη για τον υπολογισμό του θ_y . (ΚΑΝ.ΕΠΕ §7.2.2, ΕΚ §6.2.2). Η τιμή αναλύεται στη §2.1.1 της παρούσας διπλωματικής

Calc_THETAy	Η υπό-ρουτίνα υπολογίζει τη γωνία στροφής θ_y (ΚΑΝΕΠΕ §7.2.2). Η τιμή αναλύεται στη §2.1.1 της παρούσας διπλωματικής
Calc_THETAupl	Η υπό-ρουτίνα υπολογίζει τη γωνία στροφής θ_{pl} (ΚΑΝΕΠΕ §7.2.2). Η τιμή αναλύεται στη §2.1.2 της παρούσας διπλωματικής
Calc_Ky	Η υπό-ρουτίνα υπολογίζει τη δυσκαμψία της διατομής στη διαρροή κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ (§7.2.3), $K_y = M_y \cdot L_s / 3 \cdot \theta_y$. Ως τελική τιμή δυσκαμψίας λαμβάνεται ο μέσος όρος των επιμέρους. Η τιμή αναλύεται στη §1.1.7 της παρούσας διπλωματικής.
Calc_K0	Η υπό-ρουτίνα υπολογίζει τη δυσκαμψία της αρυγμάτωτης διατομής $E \cdot I_0$, με βάση τη γεωμετρία της διατομής
Calc_VR	Η υπό-ρουτίνα υπολογίζει τη τιμή της ανελαστικής τέμνουσας κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ (Παράρτημα 7Γ). Η τιμή αναλύεται στη §2.1.4 της παρούσας διπλωματικής
Write_Sap	Η υπό-ρουτίνα σχηματίζει συνολικά 6 απαραίτητους πίνακες που εισάγονται στο SAP για τη διαμόρφωση των πλαστικών αρθρώσεων. Στη περίπτωση καμπτικής αστοχίας (πλάστιμη συμπεριφορά) λαμβάνονται οι αυτούσιες τιμές των θ_{pl} και M_y ενώ στη περίπτωση διατμητικής αστοχίας (ψαθυρή συμπεριφορά) λαμβάνονται τα $0.4 \theta_{pl}$ και $(V_R / V_{Mu}) \cdot M_y$. Επίσης διαμορφώνει τον πίνακα που μειώνει τις δυσκαμψίες κατά K_y / K_0 .
Write_Tables	Η υπό-ρουτίνα σχηματίζει πίνακες που ελέγχουν το κριτήριο πλάστιμης ή ψαθυρής συμπεριφοράς και το καταγράφει για κάθε διατομή.

«Τρέχοντας» το πρόγραμμα λαμβάνεται ένα αρχείο .exe που με την εκτέλεση του εξάγονται τα απαραίτητα αρχεία σχηματισμού πλαστικών αρθρώσεων σε δοκούς και υποστυλώματα καθώς και η δυσκαμψία στη διαρροή. Ήδη από το πρόγραμμα SAP υπάρχει ένα αρχείο .s2k που περικλείει όλα τα στοιχεία του φορέα.

File → Export → SAP200.s2kTextFile



Σχήμα 5.5 Διαδικασία εξαγωγής του αρχείου .s2k από το πρόγραμμα SAP

Αυτά τα αρχεία (x-Sap) αντιγράφονται στο υπάρχον αρχείο .s2k του SAP το οποίο είναι πλέον έτοιμο να αναλύσει ανελαστικά το κτίριο.

5.3 Εξερχόμενα αρχεία

Το πρόγραμμα τελικώς εξάγει πέντε αρχεία για προσωπική χρήση και έλεγχο των αποτελεσμάτων και τρία απαραίτητα αρχεία που επικολλούνται στο SAP για την εκτέλεση της Pushover.

5.3.1 Αρχεία ελέγχου

- Το αρχείο OUT.txt εμφανίζει τα απαραίτητα στοιχεία του διαγράμματος ροπών καμπυλοτήτων σε μορφή ανάλογης της τιμής του $iprt$ του αρχείου IN-DATA.

Για $iprt=0$

member= K1-A b= .30 h= .30 dd= .03 N= 121.13							
	My	ξ_y	ϕ_y	θ_y	$\theta_{u,p1}$	QVMu	VR
Top 2	43.07	.34877	.00626	.00589	.01643	26.92	24.53
Top 3	43.07	.34877	.00626	.00589	.01643	26.92	24.53
Bottom2	43.07	.34877	.00626	.00589	.01643	26.92	24.53
Bottom3	43.07	.34877	.00626	.00589	.01643	26.92	24.53
mean Ky2= 3898.988		- Ky2/Ko2 = .232					
mean Ky3= 3898.988		- Ky3/Ko3 = .232					
member= D1-IS bt= 1.50 hst= .12 bw= .20 hs= .45 bb= .00 hsb= .00 dd= .03							
	My	ξ_y	ϕ_y	θ_y	$\theta_{u,p1}$	VMu	VR
Left	Top	26.55	.19913	.00327	.00436	.02110	14.05
	Bottom	27.64	.08421	.00286	.00405	.02110	14.63
Right	Top	54.42	.27784	.00363	.00463	.01689	28.79
	Bottom	27.63	.08364	.00286	.00405	.02636	14.62
mean Ky= 4961.919		- Ky/Ko = .061					

Σχήμα 5.6 Οι τελικές τιμές τυπικού υποστρώματος και πλακοδοκού για $i_{prt}=0$
Για $i_{prt}=1$

```

+-----+
member=      κ1-A  b=      .30 h=      .30 dd=      .03 N= 121.13
+-----+

```

```

Υπολογισμός Γεωμετρικών χαρακτηριστικών Διατομής
No      b      t      Ai      Ii
+-----+
1      .00      .00      .00000  .00000
2      .30      .30      .09000  .00068
3      .00      .00      .00000  .00000
A=      .900E-01 - I=      .675E-03 - y=      .150 - Κο=      .168E+05

```

```

Υπολογισμός Γεωμετρικών χαρακτηριστικών Διατομής
No      b      t      Ai      Ii
+-----+
1      .00      .00      .00000  .00000
2      .30      .30      .09000  .00068
3      .00      .00      .00000  .00000
A=      .900E-01 - I=      .675E-03 - y=      .150 - Κο=      .168E+05

```

Υπολογισμός Ροπής M_{y2} στην κορυφή του στύλου

```

Υπολογισμός Ροπής My ΚΑΝΕΠΕ παράρτημ 7A
Steel: A= .0220074 B= .0152475 ξy= .349 φy= .00626
Conc : A= .0048663 B= .0084499 ξy= .331 φy= .00808
ξy= .34877 φy= .00626 My= 43.07

```

```

===> DEBUGING - Υπολογισμός av
As= .00 bw= .30 d= .27 γc= 1.00
CRdc= .1800000 k= 1.8606630 ρl= .0057037 fck= 10000.00
scrp= 1.50 N= 121.13 Vr1= 66.64
My= 43.07 Ls= 1.60 νmu= 26.92 av= .00

```

```

Εκτίμηση γωνίας στροφής χορδής ΚΑΝΕΠΕ παρ.7.2.2
Συμβολή καμπτικών παραμορφώσεων .00334 56.63%
Μέσες Διατμητικές παραμορφώσεις .00179 30.44%
Επιρροή εξόλκευσης ράβδων .00076 12.93%
Final θy = .00589

```

```

Εκτίμηση γωνίας στροφής στην αστοχία ΚΑΝΕΠΕ παρ.7.2.4
ω= .2091 ωd= .1255 Final θu = .0164

```

```

Υπολογισμός Διατμητικής Αντοχής VR ΚΑΝΕΠΕ παρ.7A
Qvw= .01 QVR= 24.53

```

Υπολογισμός Ροπής M_{y3} στην κορυφή του στύλου

```

Υπολογισμός Ροπής My ΚΑΝΕΠΕ παράρτημ 7A
Steel: A= .0220074 B= .0152475 ξy= .349 φy= .00626
Conc : A= .0048663 B= .0084499 ξy= .331 φy= .00808
ξy= .34877 φy= .00626 My= 43.07

```

```

===> DEBUGING - Υπολογισμός av
As= .00 bw= .30 d= .27 γc= 1.00
CRdc= .1800000 k= 1.8606630 ρl= .0057037 fck= 10000.00
scrp= 1.50 N= 121.13 Vr1= 66.64
My= 43.07 Ls= 1.60 νmu= 26.92 av= .00

```

```

Εκτίμηση γωνίας στροφής χορδής ΚΑΝΕΠΕ παρ.7.2.2
Συμβολή καμπτικών παραμορφώσεων .00334 56.63%
Μέσες Διατμητικές παραμορφώσεις .00179 30.44%
Επιρροή εξόλκευσης ράβδων .00076 12.93%
Final θy = .00589

```

```

Εκτίμηση γωνίας στροφής στην αστοχία ΚΑΝΕΠΕ παρ.7.2.4
ω= .2091 ωd= .1255 Final θu = .0164

```

```

Υπολογισμός Διατμητικής Αντοχής VR ΚΑΝΕΠΕ παρ.7A
Qvw= .01 QVR= 24.53

```

Υπολογισμός Ροπής M_{y2} στον πόδα του στύλου

Υπολογισμός Ροπής M_{y3} στον πόδα του στύλου

	My	ξy	φy	θy	θu, ρl	Qνmu	VR
Top 2	43.07	.34877	.00626	.00589	.01643	26.92	24.53
Top 3	43.07	.34877	.00626	.00589	.01643	26.92	24.53
Bottom2	43.07	.34877	.00626	.00589	.01643	26.92	24.53
Bottom3	43.07	.34877	.00626	.00589	.01643	26.92	24.53

```

mean ky2= 3898.988 - ky2/ko2 = .232
mean ky3= 3898.988 - ky3/ko3 = .232

```

Read axial force from Sap

```

+=====+
member=      D1-IS bt=  1.50 hst=  .12 bw=  .20 hs=  .45 bb=  .00 hsb=  .00 dd=  .03
+=====+

```

Υπολογισμός Γεωμετρικών Χαρακτηριστικών Διατομής

No	b	t	A1	I1
1	1.50	.12	.18000	.00022
2	.20	.33	.06600	.00060
3	.00	.00	.00000	.00000

A= .246E+00 - I= .326E-02 - y= .330 - ko= .812E+05

Υπολογισμός Ροπής My - εφέλκυσμός άνω πέλμα Αριστερά

Υπολογισμός Ροπής My ΚΑΝΕΠΕ παράρτημ 7Α

Steel: A= .0073333 B= .0039286 ξy= .199 φy= .00327
 Conc : A= .0073333 B= .0039286 ξy= .199 φy= .00864
 ξy= .19913 φy= .00327 My= 26.55

====> DEBUGING - Υπολογισμός av

AS= .00 bw= .20 d= .42 γc= 1.00
 CRdc= .1800000 k= 1.6900660 ρl= .0036667 fck= 10000.00
 σcp= .00 N= .00 Vr1= 39.40
 My= 26.55 Ls= 1.89 VMu= 14.05 av= .00

Εκτίμηση γωνίας στροφής χορδής ΚΑΝΕΠΕ παρ.7.2.2

Συμβολή καμπτικών παραμορφώσεων .00206 47.27%
 Μέσες Διατμητικές παραμορφώσεις .00190 43.59%
 Επιρροή εξόλκευσης ράβδων .00040 9.14%
 Final θy = .00436

Εκτίμηση γωνίας στροφής στην αστοχία ΚΑΝΕΠΕ παρ.7.2.4

ω= .0807 wd= .0807 Final θu = .0211

Υπολογισμός Διατμητικής Αντοχής VR ΚΑΝΕΠΕ παρ.7Α

QVw= .02 QVR= 19.68

Υπολογισμός Ροπής My - εφέλκυσμός κάτω πέλμα Αριστερά

Υπολογισμός Ροπής My ΚΑΝΕΠΕ παράρτημ 7Α

Steel: A= .0009778 B= .0005238 ξy= .084 φy= .00286
 Conc : A= .0009778 B= .0005238 ξy= .084 φy= .02044
 ξy= .08421 φy= .00286 My= 27.64

====> DEBUGING - Υπολογισμός av

AS= .00 bw= .20 d= .42 γc= 1.00
 CRdc= .1800000 k= 1.6900660 ρl= .0036667 fck= 10000.00
 σcp= .00 N= .00 Vr1= 39.40
 My= 27.64 Ls= 1.89 VMu= 14.63 av= .00

Εκτίμηση γωνίας στροφής χορδής ΚΑΝΕΠΕ παρ.7.2.2

Συμβολή καμπτικών παραμορφώσεων .00180 44.49%
 Μέσες Διατμητικές παραμορφώσεις .00190 46.91%
 Επιρροή εξόλκευσης ράβδων .00035 8.60%
 Final θy = .00405

Εκτίμηση γωνίας στροφής στην αστοχία ΚΑΝΕΠΕ παρ.7.2.4

ω= .0108 wd= .0108 Final θu = .0211

Υπολογισμός Διατμητικής Αντοχής VR ΚΑΝΕΠΕ παρ.7Α

QVw= .02 QVR= 51.22

Υπολογισμός Ροπής My - εφέλκυσμός άνω πέλμα Δεξιά

Υπολογισμός Ροπής My ΚΑΝΕΠΕ παράρτημ 7Α

Steel: A= .0113690 B= .0079643 ξy= .278 φy= .00363
 Conc : A= .0113690 B= .0079643 ξy= .278 φy= .00619
 ξy= .27784 φy= .00363 My= 54.42

====> DEBUGING - Υπολογισμός av

AS= .00 bw= .20 d= .42 γc= 1.00
 CRdc= .1800000 k= 1.6900660 ρl= .0077024 fck= 10000.00
 σcp= .00 N= .00 Vr1= 50.47
 My= 54.42 Ls= 1.89 VMu= 28.79 av= .00

Εκτίμηση γωνίας στροφής χορδής ΚΑΝΕΠΕ παρ.7.2.2

Συμβολή καμπτικών παραμορφώσεων .00228 49.39%
 Μέσες Διατμητικές παραμορφώσεις .00190 41.07%
 Επιρροή εξόλκευσης ράβδων .00044 9.54%
 Final θy = .00463

Εκτίμηση γωνίας στροφής στην αστοχία ΚΑΝΕΠΕ παρ.7.2.4

ω= .1695 wd= .0807 Final θu = .0169

Υπολογισμός Διατμητικής Αντοχής VR ΚΑΝΕΠΕ παρ.7Α

QVw= .02 QVR= 23.90

Υπολογισμός Ροπής My - εφέλκυσμός κάτω πέλμα Δεξιά

Υπολογισμός Ροπής My ΚΑΝΕΠΕ παράρτημ 7Α

Steel: A= .0015159 B= .0005622 ξy= .084 φy= .00286
 Conc : A= .0015159 B= .0005622 ξy= .084 φy= .02058
 ξy= .08364 φy= .00286 My= 27.63

```

====> DEBUGING - Υπολογισμός av
AS= .00 bw= .20 d= .42 γc= 1.00
CRdc= .1800000 k= 1.6900660 ρl= .0036667 fck= 10000.00
σcp= .00 N= .00 Vr1= 39.40
My= 27.63 Ls= 1.89 VmU= 14.62 av= .00

```

```

Εκτίμηση γωνίας στροφής χορδής ΚΑΝΕΠΕ παρ.7.2.2
Συμβολή κομπτικών παραμορφώσεων .00180 44.47%
Μέσες Διατμητικές παραμορφώσεις .00190 46.93%
Επιρροή εξόλκευσης ραβδών .00035 8.59%
Final θy = .00405

```

```

Εκτίμηση γωνίας στροφής στην αστοχία ΚΑΝΕΠΕ παρ.7.2.4
ω= .0108 ωd= .0226 Final θu = .0264

```

```

Υπολογισμός Διατμητικής Αντοχής VR ΚΑΝΕΠΕ παρ.7Α
QVw= .02 QVR= 51.22

```

		My	ξy	φy	θy	θu,ρl	VmU	VR
Left	Top	26.55	.19913	.00327	.00436	.02110	14.05	19.68
	Bottom	27.64	.08421	.00286	.00405	.02110	14.63	51.22
Right	Top	54.42	.27784	.00363	.00463	.01689	28.79	23.90
	Bottom	27.63	.08364	.00286	.00405	.02636	14.62	51.22

mean ky= 4961.919 - ky/ko = .061

Σχήμα 5.7 Οι ενδιάμεσες και οι τελικές τιμές τυπικού υποστυλώματος και πλακοδοκού για $i_{prt}=1$

Για $i_{prt}=2$

```

-----
member= K1-A b= .30 h= .30 dd= .03 N= 121.13
-----
AS= .0006160 ASvb= .0001540 ASvh= .0001540 ASh= .0000560 sh= .300 dd= .030
Fc= 10000.000 fy= 220000.000 γc= 1.000 γs= 1.000 Ec= .249E+08 fγw= 220000.000 db= .014 Ls= 1.600 α= .140
-----
Υπολογισμός Γεωμετρικών Χαρακτηριστικών Διατομής
No b t Ai Ii
-----
1 .00 .00 .00000 .00000
2 .30 .30 .09000 .00068
3 .00 .00 .00000 .00000
A= .900E-01 - I= .675E-03 - γ= .150 - ko= .168E+05
-----
Υπολογισμός Γεωμετρικών Χαρακτηριστικών Διατομής
No b t Ai Ii
-----
1 .00 .00 .00000 .00000
2 .30 .30 .09000 .00068
3 .00 .00 .00000 .00000
A= .900E-01 - I= .675E-03 - γ= .150 - ko= .168E+05
-----
Υπολογισμός Ροπής My2 στην κορυφή του στύλου
-----
Υπολογισμός Ροπής My ΚΑΝΕΠΕ παρ.7Α
Steel: A= .0220074 B= .0152475 γy= .349 φy= .00626
Conc: A= .0048663 B= .0084499 γy= .331 φy= .00808
γy= .34877 φy= .00626 My= 43.07
-----
====> DEBUGING - Υπολογισμός Ροπής My ΚΑΝΕΠΕ παρ. 7Α
b= .30 h= .30 d= .27
ASt= .0004620 ASc= .0004620 ASv= .0003080 ASh= .0000560 sh= .300 dd= .030 δd= .111
Fc= 10000.000 fy= 220000.000 γc= 1.000 γs= 1.000 Ec= .249E+08 fγw= 220000.000 db= .014 Ls= 1.600 a= 8.032
ρ= .0057037 ρd= .0057037 ρv= .004
-----
====> DEBUGING - Υπολογισμός av
AS= .00 bw= .30 d= .27 γc= 1.00
CRdc= .1800000 k= 1.8606630 ρl= .0057037 fck= 10000.00
σcp= 1.50 N= 121.13 Vr1= 66.64
My= 43.07 Ls= 1.60 VmU= 26.92 av= .00
-----
Εκτίμηση γωνίας στροφής χορδής ΚΑΝΕΠΕ παρ.7.2.2
Συμβολή κομπτικών παραμορφώσεων .00334 56.63%
Μέσες Διατμητικές παραμορφώσεις .00179 30.44%
Επιρροή εξόλκευσης ραβδών .00076 12.93%
Final θy = .00589
-----
====> DEBUGING - Γωνία στροφής χορδής ΚΑΝΕΠΕ παρ.7.2.2
φy= .0062559 Ls= 1.6000000 av= .0000000 z = .2430000 h= .300 fy= 220000.000 fck= 10000.000
-----
Εκτίμηση γωνίας στροφής στην αστοχία ΚΑΝΕΠΕ παρ.7.2.4
ω= .2091 ωd= .1255 Final θu = .0164
-----
====> DEBUGING - Γωνία στροφής αστοχία ΚΑΝΕΠΕ παρ.7.2.2
v= .1345911 fck= 10000.000 γc= 1.000 γs= 220000.000 γc= 1.000
Ls= 1.600 h= .300
TMP1= .0120 TMP2= 1.3597 TMP3= 1.7966 TMP4= 1.0062 TMP5= 1.0000
-----
Υπολογισμός Διατμητικής Αντοχής VR ΚΑΝΕΠΕ παρ.7Α
QVw= .01 QVR= 24.53
-----
====> DEBUGING - Υπολογισμός Διετμ. Αντοχής VR παρ.7Α
b= .30 h= .30 d= .27 dd= .030
ASt= .0004620 ASc= .0004620 ASv= .0003080 ASh= .0000560 sh= .300
Fc= 10000.000 γc= 1.000 fγw= 220000.000 γs= 1.000 Ls= 1.600 Ac= .081 μθupl= 2.789 ρw= .001 QVw= .010
TMP11= .0643 TMP12= .1211 TMP21= .7500 TMP31= .2434 TMP32= .0512
QVRmax= 44.061
TMP101= .5143 TMP102= 1.2019 TMP201= 1.6844 TMP301= 3.1623TMP302= .0134
-----
Υπολογισμός Ροπής My3 στην κορυφή του στύλου
-----
Υπολογισμός Ροπής My ΚΑΝΕΠΕ παρ.7Α
Steel: A= .0220074 B= .0152475 γy= .349 φy= .00626
Conc: A= .0048663 B= .0084499 γy= .331 φy= .00808
γy= .34877 φy= .00626 My= 43.07
-----
====> DEBUGING - Υπολογισμός Ροπής My ΚΑΝΕΠΕ παρ. 7Α
b= .30 h= .30 d= .27
ASt= .0004620 ASc= .0004620 ASv= .0003080 ASh= .0000560 sh= .300 dd= .030 δd= .111
Fc= 10000.000 fy= 220000.000 γc= 1.000 γs= 1.000 Ec= .249E+08 fγw= 220000.000 db= .014 Ls= 1.600 a= 8.032
ρ= .0057037 ρd= .0057037 ρv= .004
-----
====> DEBUGING - Υπολογισμός av
AS= .00 bw= .30 d= .27 γc= 1.00
CRdc= .1800000 k= 1.8606630 ρl= .0057037 fck= 10000.00
σcp= 1.50 N= 121.13 Vr1= 66.64
My= 43.07 Ls= 1.60 VmU= 26.92 av= .00
-----
Εκτίμηση γωνίας στροφής χορδής ΚΑΝΕΠΕ παρ.7.2.2
Συμβολή κομπτικών παραμορφώσεων .00334 56.63%
Μέσες Διατμητικές παραμορφώσεις .00179 30.44%
Επιρροή εξόλκευσης ραβδών .00076 12.93%
Final θy = .00589

```

====> DEBUGING - Γωνία στρόφιξης χορδής ΚΑΝΕΠΕ παρ.7.2.2
φy= .0062559 Ls= 1.6000000 av=.0000000 z = .2430000 h= .300 fy= 220000.000 fc= 10000.000

Εκτίμηση γωνίας στρόφιξης στην ατοχία ΚΑΝΕΠΕ παρ.7.2.4
ω= .2091 ωd= .1259 Final θu = .0164

====> DEBUGING - Γωνία στρόφιξης ατοχία ΚΑΝΕΠΕ παρ.7.2.2
v= .1345911 fc= 10000.000 ys= 1.000 fy= 220000.000 γc= 1.000
Ls= 1.600 h= .300
TMP1= .0120 TMP2= 1.3597 TMP3= 1.7966 TMP4= 1.0062 TMP5= 1.0000

Υπολογισμός Διακτιμητικής Αντοχής VR ΚΑΝΕΠΕ παρ.7Α
QVw= .01 QVR= 24.53

====> DEBUGING - Υπολογισμός Διακτιμ. Αντοχής VR παρ.7Α
b= .30 h= .27 dd= .030
Ast= .0004620 Asc= .0004620 Asv= .0003080
Ash= .0000560 sh= .300
fc= 10000.000 γc= 1.000 fyw= 220000.000 γs= 1.000 Ls= 1.600 Ac= .081 μθυρl= 2.789 ρw= .001 QVw= .010
TMP11= .0643 TMP12= .1211 TMP21= .7500 TMP31= .2434 TMP32= .0512
QVRmax= 44.061
TMP101= .5143 TMP102= 1.2019 TMP201= 1.6844 TMP301= 3.1623 TMP302= .0134

Υπολογισμός Ροπής My2 στον πόδα του στύλου

Υπολογισμός Ροπής My3 στον πόδα του στύλου

	My	Σy	φy	θy	θu,ρl	QVMu	VR
Top 2	43.07	.34877	.00626	.00589	.01643	26.92	24.53
Top 3	43.07	.34877	.00626	.00589	.01643	26.92	24.53
Bottom2	43.07	.34877	.00626	.00589	.01643	26.92	24.53
Bottom3	43.07	.34877	.00626	.00589	.01643	26.92	24.53

mean Ky2= 3898.988 - Ky2/Ko2 = .232
mean Ky3= 3898.988 - Ky3/Ko3 = .232

Read axial force from sap

member= d1-IS bt= 1.50 hst= .12 bw= .20 hs= .45 bb= .00 hsb= .00 dd= .03
As1t= .0003080 As1b= .0003080 Asrt= .0006470 Asrb= .0003080 Ash= .0000560 sh= .300 dd= .030
fc= 10000.000 fy= 220000.000 γc= 1.000 γs= 1.000 Ec= .249E+08 fyw= .220E+06 db= .014 Ls= 1.890 α= .000

Υπολογισμός Γεωμετρικών Χαρακτηριστικών Διατομής

No	b	t	A1	I1
1	1.50	.12	.18000	.00022
2	.20	.33	.06600	.00060
3	.00	.00	.00000	.00000

A= .246E+00 - I= .326E-02 - γ= .330 - Ko= .812E+05

Υπολογισμός Ροπής My - εφελκυσμός άνω πέλμα Αριστερά

Υπολογισμός Ροπής My ΚΑΝΕΠΕ περάστημ 7Α
Steel: A= .0073333 B= .0039286 Σy= .199 φy= .00327
conc : A= .0073333 B= .0039286 Σy= .199 φy= .00864
Σy= .19913 φy= .00327 My= 26.55

====> DEBUGING - Υπολογισμός Ροπής My ΚΑΝΕΠΕ παρ. 7Α
b= .20 h= .42
Ast= .0003080 Asc= .0003080 Asv= .0000000 Ash= .0000560 sh= .300 dd= .030 δd= .071
fc= 10000.000 fy= 220000.000 γc= 1.000 γs= 1.000 Ec= .249E+08 fyw= 220000.000 db= .014 Ls= 1.890 a= 8.032
ρ= .0036667 ρd= .0036667 ρv= .000

====> DEBUGING - Υπολογισμός av
As= .00 bn= .20 d= .42 γc= 1.00
CRDc= .1800000 k= 1.6900660 ρl= .0036667 fck= 10000.00
scr= .00 N= .00 Vr1= 39.40
My= 26.55 Ls= 1.89 VMu= 14.05 av= .00

Εκτίμηση γωνίας στρόφιξης χορδής ΚΑΝΕΠΕ παρ.7.2.2
Συμβολή καμπτικών παραμορφώσεων .00206 47.27%
Μέσες διακτιμητικές παραμορφώσεις .00190 43.59%
Επιρροή εξολκευσης ραβδών .00040 9.14%
Final θy = .00436

====> DEBUGING - Γωνία στρόφιξης χορδής ΚΑΝΕΠΕ παρ.7.2.2
φy= .0032702 Ls= 1.8900000 av=.0000000 z = .3780000 h= .450 fy= 220000.000 fc= 10000.000

Εκτίμηση γωνίας στρόφιξης στην ατοχία ΚΑΝΕΠΕ παρ.7.2.4
ω= .0807 ωd= .0807 Final θu = .0211

====> DEBUGING - Γωνία στρόφιξης χορδής ΚΑΝΕΠΕ παρ.7.2.2
φy= .0028599 Ls= 1.8900000 av=.0000000 z = .3780000 h= .450 fy= 220000.000 fc= 10000.000

Εκτίμηση γωνίας στρόφιξης στην ατοχία ΚΑΝΕΠΕ παρ.7.2.4
ω= .0108 ωd= .0108 Final θu = .0211

====> DEBUGING - Γωνία στρόφιξης ατοχία ΚΑΝΕΠΕ παρ.7.2.2
v= .0000000 fc= 10000.000 ys= 1.000 fy= 220000.000 γc= 1.000
Ls= 1.890 h= .450
TMP1= .0145 TMP2= 1.5849 TMP3= 1.6525 TMP4= 1.0000 TMP5= 1.0000

Υπολογισμός Διακτιμητικής Αντοχής VR ΚΑΝΕΠΕ παρ.7Α
QVw= .02 QVR= 51.22

====> DEBUGING - Υπολογισμός Διακτιμ. Αντοχής VR παρ.7Α
b= 1.50 h= .45 d= .42 dd= .030
Ast= .0003080 Asc= .0003080 Asv= .0000000
Ash= .0000560 sh= .300
fc= 10000.000 γc= 1.000 fyw= 220000.000 γs= 1.000 Ls= 1.890 Ac= .630 μθυρl= 5.209 ρw= .000 QVw= .016
TMP11= .1097 TMP12= .0000 TMP21= .7500 TMP31= .0800 TMP32= .6535
QVRmax= 233.185
TMP101= .5143 TMP102= 1.0000 TMP201= 1.0440 TMP301= 3.1623 TMP302= .1373

Υπολογισμός Ροπής My - εφελκυσμός άνω πέλμα δεξιά

Υπολογισμός Ροπής My ΚΑΝΕΠΕ περάστημ 7Α
Steel: A= .0113690 B= .0079643 Σy= .278 φy= .00363
conc : A= .0113690 B= .0079643 Σy= .278 φy= .00619
Σy= .27784 φy= .00363 My= 54.42

====> DEBUGING - Υπολογισμός Ροπής My ΚΑΝΕΠΕ παρ. 7Α
b= .20 h= .42
Ast= .0006470 Asc= .0003080 Asv= .0000000 Ash= .0000560 sh= .300 dd= .030 δd= .071
fc= 10000.000 fy= 220000.000 γc= 1.000 γs= 1.000 Ec= .249E+08 fyw= 220000.000 db= .014 Ls= 1.890 a= 8.032
ρ= .0077024 ρd= .0036667 ρv= .000

====> DEBUGING - Υπολογισμός av
As= .00 bn= .20 d= .42 γc= 1.00
CRDc= .1800000 k= 1.6900660 ρl= .0077024 fck= 10000.00
scr= .00 N= .00 Vr1= 50.47
My= 54.42 Ls= 1.89 VMu= 28.79 av= .00


```

Εκτίμηση γωνίας στροφής χορδής ΚΑΝΕΠΕ παρ.7.2.2
  Συμβολή καμπτικών παραμορφώσεων .00228 49.39%
  Μέσες Διατμητικές παραμορφώσεις .00190 41.07%
  Επιρροή εξόλκευσης ραβδών .00044 9.54%
  Final θy = .00463

====> DEBUGING - Γωνία στροφής χορδής ΚΑΝΕΠΕ παρ.7.2.2
φy= .0036267 Ls= 1.8900000 av= .0000000 z = .3780000 h= .450 fy= 220000.000 fc= 10000.000

Εκτίμηση γωνίας στροφής στην αστοχία ΚΑΝΕΠΕ παρ.7.2.4
ω= .1695 ωd= .0807 Final θu = .0169

====> DEBUGING - Γωνία στροφής αστοχία ΚΑΝΕΠΕ παρ.7.2.2
v= .0000000 fc= 10000.000 γs= 1.000 Fy= 220000.000 γc= 1.000
Ls= 1.890 h= .450
TMP1= .0145 TMP2= 1.2685 TMP3= 1.6525 TMP4= 1.0000 TMP5= 1.0000

Υπολογισμός Διατμητικής Αντοχής VR ΚΑΝΕΠΕ παρ.7A
QVw= .02 QVR= 23.90

====> DEBUGING - Υπολογισμός Διατμ. Αντοχής VR παρ.7A
b= .20 h= .45 d= .42 dd= .030
Ast= .0006470 Asc= .0003080 Asv= .0000000
Ash= .0000560 sh= .300
Fc= 10000.000 γc= 1.000 Fyw= 220000.000 γs= 1.000 Ls= 1.890 Ac= .084 μθυr1= 3.650 ρw= .001 QVw= .016
TMP11= .0882 TMP12= .0000 TMP21= .7500 TMP31= .1819 TMP32= .0871
QVrmax= 45.017
TMP101= .5143 TMP102= 1.0000 TMP201= 1.5116 TMP301= 3.1623TMP302= .0183

Υπολογισμός Ροπής My - εφέλκυσμος κάτω πέλμα δεξιά
-----
Υπολογισμός Ροπής My ΚΑΝΕΠΕ παρ.7A
Steel: A= .0015159 B= .0005622 ξy= .084 φy= .00286
Conc : A= .0015159 B= .0005622 ξy= .084 φy= .02058
ξy= .08364 φy= .00286 My= 27.63

====> DEBUGING - Υπολογισμός Ροπής My ΚΑΝΕΠΕ παρ. 7A
b= 1.50 h= .45 d= .42
Ast= .0003080 Asc= .0006470 Asv= .0000000 Ash= .0000560 sh= .300 dd= .030 δd= .071
Fc= 10000.000 Fy= 220000.000 γc= 1.000 γs= 1.000 Ec= .249E+08 Fyw= 220000.000 db= .014 Ls= 1.890 a= 8.032
ρ= .0004889 ρd= .0010270 ρv= .000

====> DEBUGING - Υπολογισμός av
As= .00 bW= .20 d= .42 γc= 1.00
CRdc= .1800000 kc= 1.6900660 ρl= .0036667 Fck= 10000.00
σcp= .00 N= .00 Vr1= 39.40
My= 27.63 Ls= 1.89 Vmu= 14.62 av= .00

Εκτίμηση γωνίας στροφής χορδής ΚΑΝΕΠΕ παρ.7.2.2
  Συμβολή καμπτικών παραμορφώσεων .00180 44.47%
  Μέσες Διατμητικές παραμορφώσεις .00190 46.93%
  Επιρροή εξόλκευσης ραβδών .00035 8.59%
  Final θy = .00405

====> DEBUGING - Γωνία στροφής χορδής ΚΑΝΕΠΕ παρ.7.2.2
φy= .0028581 Ls= 1.8900000 av= .0000000 z = .3780000 h= .450 fy= 220000.000 fc= 10000.000

Εκτίμηση γωνίας στροφής στην αστοχία ΚΑΝΕΠΕ παρ.7.2.4
ω= .0108 ωd= .0226 Final θu = .0264

====> DEBUGING - Γωνία στροφής αστοχία ΚΑΝΕΠΕ παρ.7.2.2
v= .0000000 fc= 10000.000 γs= 1.000 Fy= 220000.000 γc= 1.000
Ls= 1.890 h= .450
TMP1= .0145 TMP2= 1.9802 TMP3= 1.6525 TMP4= 1.0000 TMP5= 1.0000

Υπολογισμός Διατμητικής Αντοχής VR ΚΑΝΕΠΕ παρ.7A
QVw= .02 QVR= 51.22

====> DEBUGING - Υπολογισμός Διατμ. Αντοχής VR παρ.7A
b= 1.50 h= .45 d= .42 dd= .030
Ast= .0003080 Asc= .0006470 Asv= .0000000
Ash= .0000560 sh= .300
Fc= 10000.000 γc= 1.000 Fyw= 220000.000 γs= 1.000 Ls= 1.890 Ac= .630 μθυr1= 6.511 ρw= .000 QVw= .016
TMP11= .1098 TMP12= .0000 TMP21= .7500 TMP31= .0800 TMP32= .6535
QVrmax= 238.594
TMP101= .5143 TMP102= 1.0000 TMP201= 1.0682 TMP301= 3.1623TMP302= .1373

```

		My	ξy	φy	θy	θu,pl	Vmu	VR
Left	Top	26.55	.19913	.00327	.00436	.02110	14.05	19.68
	Bottom	27.64	.08421	.00286	.00405	.02110	14.63	51.22
Right	Top	54.42	.27784	.00363	.00463	.01689	28.79	23.90
	Bottom	27.63	.08364	.00286	.00405	.02636	14.62	51.22

mean ky= 4961.919 - ky/ko = .061

Σχήμα 5.8 Οι τιμές τυπικού υποστυλώματος και πλακοδοκού για $i_{prt}=2$

- Τα αρχεία x-Bms και x-CIs περιέχουν όλες τις εισερχόμενες και εξερχόμενες τιμές σε κατακόρυφες στήλες
- Τα αρχεία x-Bms-Tbl και x-CIs-Tbl καταγράφουν τη συμπεριφορά κάθε μέλους, καμπτική ή διατμητική.

Στυλος	Διατομή	Μθ	Vr	Vmu	Συμπεριφορά	
K1-A	Κεφαλή	43.07	24.53	26.92	Ψαθυρή	
		43.07	24.53	26.92	Ψαθυρή	
	Πόδας	43.07	24.53	26.92	Ψαθυρή	
		43.07	24.53	26.92	Ψαθυρή	
Δοκός	Στήριξη	Λειτουργία	Μθ	Vr	Vmu	Συμπεριφορά
D1-IS	Αριστερά	-	26.55	19.68	14.05	πλαστική
		+	27.64	51.22	14.63	πλαστική
	Δεξιά	-	54.42	23.90	28.79	Ψαθυρή
		+	27.63	51.22	14.62	πλαστική

Σχήμα 5.9 Ο τύπος αστοχίας των διατομών

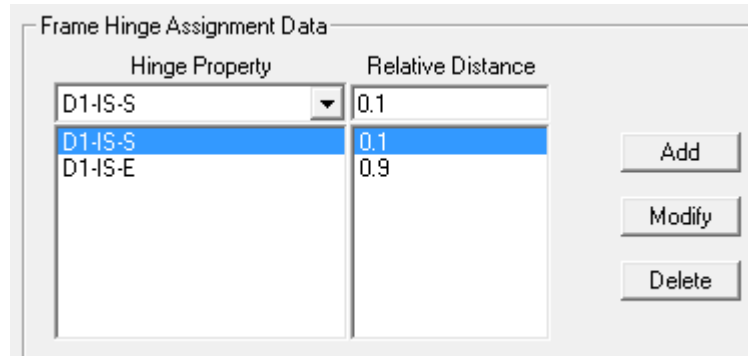
5.3.2 Αρχεία SAP

- Τα αρχεία x-Sap-Hinges, x-Sap-HMmbrs και x-Sap-Stifns είναι τα αρχεία που επικολλούνται στο υπάρχον αρχείο του SAP .s2k για τον σχηματισμό των πλαστικών αρθρώσεων. Το πρώτο περιέχει τα βασικά χαρακτηριστικά όλων των αρθρώσεων όπως τον τύπο, τις τιμές των θ_{pl} και M_y , τα κριτήρια επιτελεστικότητας και τη μορφή του διαγράμματος. Στη περίπτωση των υποστυλωμάτων απαιτούνται πλαστικές αρθρώσεις στη κορυφή και στη βάση και στις 2 διευθύνσεις, δηλαδή 4 συνολικά αρθρώσεις ανά μέλος ενώ στη περίπτωση των δοκών αρκούν 2 αρθρώσεις μια δεξιά και μία αριστερά. Η σχέση έντασης - παραμόρφωσης κάθε πλαστικού στοιχείου στη περιοχή των πλαστικών αρθρώσεων συμπεριλαμβάνεται στο προσομοίωμα μέσω πλήρων καμπυλών μονότονης φόρτισης μέχρι αστοχίας, οι οποίες περιλαμβάνουν τη φάση εξασθένισης της αντίστασης του πλαστικού στοιχείου καθώς και την παραμένουσα αντίσταση του. 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 $2\theta_{pl}$. Ο τύπος της πλαστικής άρθρωσης ορίζεται ανάλογα με το είδος καταπόνησης κάθε δομικού στοιχείου. Στις δοκούς όλες οι πλαστικές αρθρώσεις είναι τύπου M3 ενώ στα υποστυλώματα εισάγονται διπλές αρθρώσεις τύπου M2 και M3 για κάθε διεύθυνση. Επίσης αποδεσμεύεται η αλληλεπίδραση M_2-M_3 καθώς το λάθος που εισάγεται είναι πολύ μικρό στην πολυσύνθετη και εκτεταμένη μοντελοποίηση.
- Το δεύτερο αρχείο περιέχει τα στοιχεία που ταυτίζουν τη κάθε άρθρωση με το κατάλληλο μέλος και τη τοποθετούν αντίστοιχα σε απόσταση 0.1 από την αρχή του και 0.9 από το τέλος του.

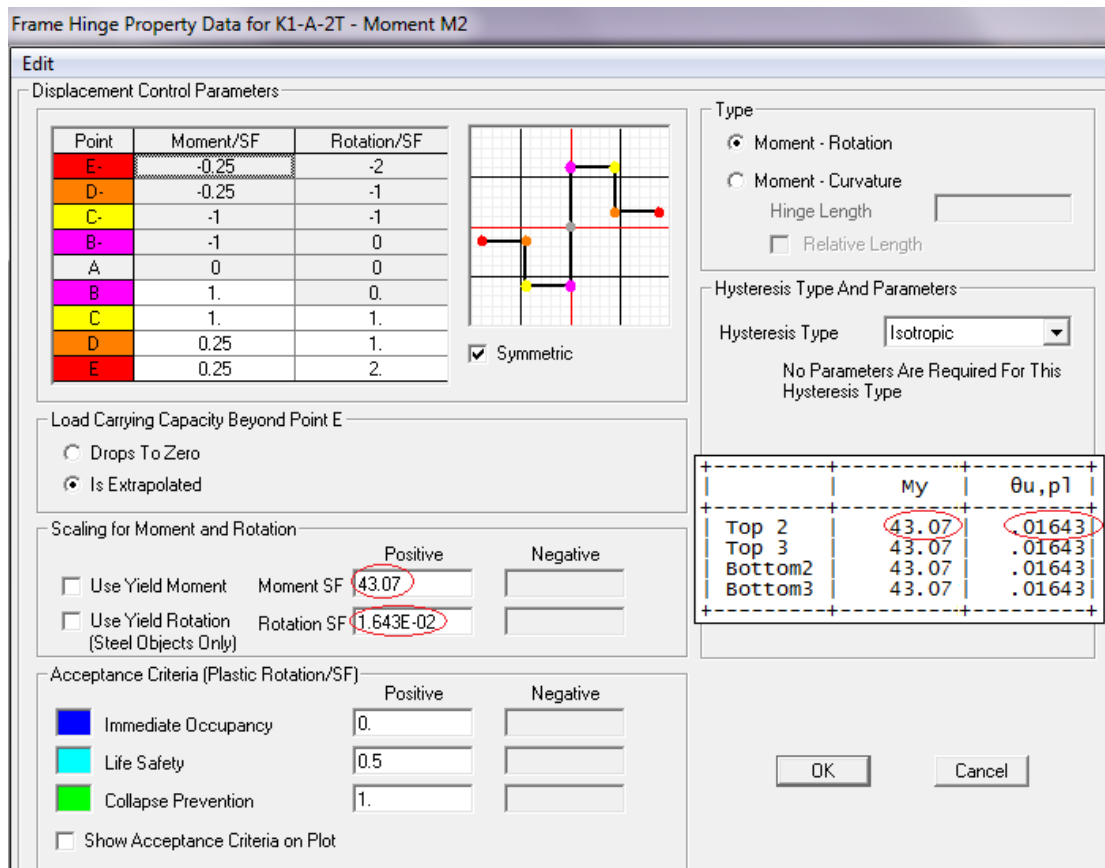
Frame Hinge Assignment Data

Hinge Property	Relative Distance
K1-A-2T	0.1
K1-A-2T	0.1
K1-A-3T	0.1
K1-A-2B	0.9
K1-A-3B	0.9

Add
Modify
Delete



Σχήμα 5.10 Η αυτόματη εισαγωγή των πλαστικών αρθρώσεων



Frame Hinge Property Data for D1-IS-S - Moment M3

Edit

Displacement Control Parameters

Point	Moment/SF	Rotation/SF
E-	-0.25	-2.
D-	-0.25	-1.
C-	-1.	-1.
B-	-1.	0.
A	0.	0.
B	1.	0.
C	1.	1.
D	0.25	1.
E	0.25	2.

Symmetric

Type

Moment - Rotation

Moment - Curvature

Hinge Length

Relative Length

Hysteresis Type And Parameters

Hysteresis Type

No Parameters Are Required For This Hysteresis Type

Load Carrying Capacity Beyond Point E

Drops To Zero

Is Extrapolated

Scaling for Moment and Rotation

Use Yield Moment

Moment SF Positive: Negative:

Use Yield Rotation (Steel Objects Only)

Rotation SF Positive: Negative:

Acceptance Criteria (Plastic Rotation/SF)

Immediate Occupancy

Positive: Negative:

Life Safety

Positive: Negative:

Collapse Prevention

Positive: Negative:

Show Acceptance Criteria on Plot

OK Cancel

		My	$\theta_u, p1$
Left	Top	26.55	.02110
	Bottom	27.64	.02110
Right	Top	54.42	.01689
	Bottom	27.63	.02636

Frame Hinge Property Data for D1-IS-E - Moment M3

Edit

Displacement Control Parameters

Point	Moment/SF	Rotation/SF
E-	-0.25	-2.
D-	-0.25	-1.
C-	-1.	-1.
B-	-1.	0.
A	0.	0.
B	1.	0.
C	1.	1.
D	0.25	1.
E	0.25	2.

Symmetric

Type

Moment - Rotation

Moment - Curvature

Hinge Length

Relative Length

Hysteresis Type And Parameters

Hysteresis Type

No Parameters Are Required For This Hysteresis Type

Load Carrying Capacity Beyond Point E

Drops To Zero

Is Extrapolated

Scaling for Moment and Rotation

Use Yield Moment

Moment SF Positive: Negative:

Use Yield Rotation (Steel Objects Only)

Rotation SF Positive: Negative:

Acceptance Criteria (Plastic Rotation/SF)

Immediate Occupancy

Positive: Negative:

Life Safety

Positive: Negative:

Collapse Prevention

Positive: Negative:

Show Acceptance Criteria on Plot

OK Cancel

		My	$\theta_u, p1$
Left	Top	26.55	.02110
	Bottom	27.64	.02110
Right	Top	54.42	.01689
	Bottom	27.63	.02636

Σχήμα 5.11 Οι πλαστικές αρθρώσεις όπως εισάγονται αυτόματα στο SAP

- Το αρχείο x-Sap-Stifns περιέχει τους λόγους της δυσκαμψίας στη διαρροή προς την ενεργό

Στη περίπτωση των υποστυλωμάτων επηρεάζονται οι συντελεστές στη 2 και 3 διεύθυνση

Label	K1-A	Design Procedure	Cc
Section Property	C30X30		
Property Modifiers			
J	0.01		
I2	0.23		
I3	0.23		
mean ky2=	3898.988	- ky2/ko2 =	.232
mean ky3=	3898.988	- ky3/ko3 =	.232

Σχήμα 5.12 Οι δυσκαμψίες τυπικού υποστυλώματος όπως εισάγονται αυτόματα στο SAP
Στη περίπτωση των δοκών μεταβάλλεται μόνο ο συντελεστής στη διεύθυνση 3

Label	D1-1S	Design Procedure	Cc
Section Property	BT20X45X150		
Property Modifiers			
J	0.01		
I3	0.06		
mean ky=	4961.919	- ky/ko =	.061

Σχήμα 5.13 Οι δυσκαμψίες τυπικής δοκού όπως εισάγονται αυτόματα στο SAP

Η τιμή της δυσκαμψίας υπολογίζεται ως μέσο όρο των τιμών των επιμέρους δυσκαμψιών άνω κάτω δεξιά και αριστερά της δοκού.

5.4 Επαλήθευση προγράμματος

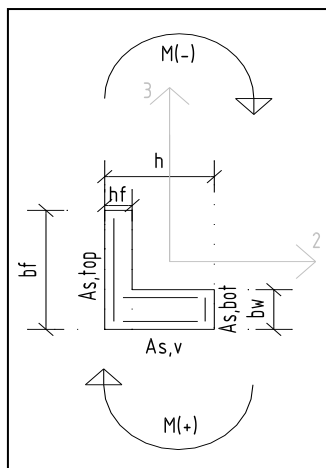
Το πρόγραμμα ΚΑΝΕΠΕ προφανώς επαληθεύτηκε για τυχόν λάθη ως προς τα αποτελέσματα του και για τον τρόπο εισαγωγής τους στο πρόγραμμα SAP. Για το δεύτερο σκέλος εισαγωγής των αποτελεσμάτων η επαλήθευση παρουσιάζεται παράλληλα με την περιγραφή των εξερχόμενων αρχείων στο παραπάνω κεφάλαιο 5.3.2 της παρούσας διπλωματικής εργασίας. Όσον αφορά το πρώτο σκέλος, διαμορφώθηκαν αρχεία στο πρόγραμμα Excel για υποστυλώματα και δοκούς που υπολογίζουν τις ίδιες τιμές με το πρόγραμμα και ελέγχεται η ορθότητα τους.

Για την επαλήθευση του προγράμματος επιλύθηκε υφιστάμενη κατασκευή με 19 υποστυλώματα και 22 δοκούς το οποίο αναλύεται στο κεφάλαιο 6. Ενδεικτικά, παρατίθενται

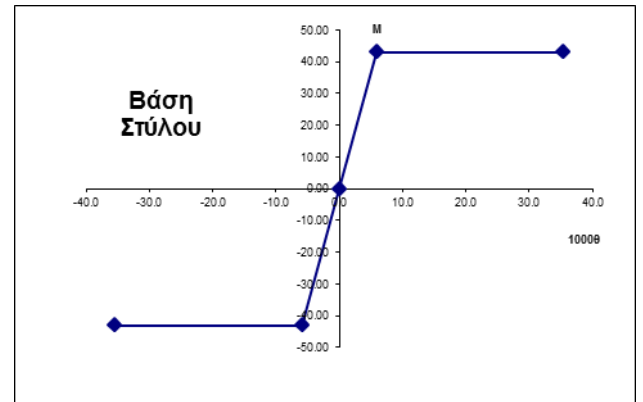
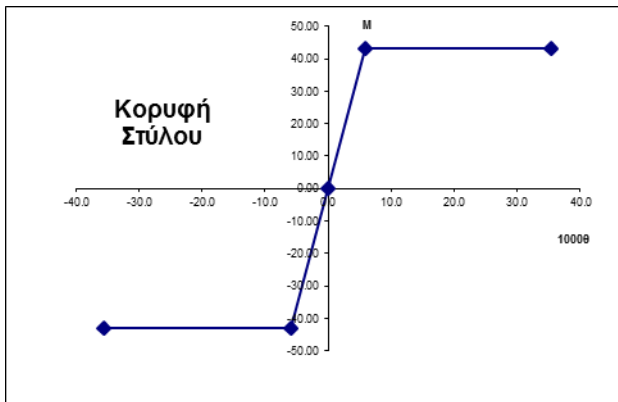
εδώ τα αρχεία Excel μόνο ενός υποστυλώματος (K1-A) και μίας δοκού (D1-ΙΣ) τα οποία είναι και οι τυπικές διατομές που αναλύονται στο κεφάλαιο 5.3.2.

**Υπολογισμός Σκελετικού Διαγράμματος Συμπεριφοράς Δοκού με Βάση τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. (κεφ.7)
Στύλος K1-A (M2,M3)**

Χάλυβας			Σκυρόδεμα			Γεωμετρικά Στοιχεία Διατομής					
Αντοχή διαμήκου χάλυβα	fy (MPa)	220.0	Αντοχή	fc (MPa)	10.00	Πλάτος	bf (mm)	300			
Αντοχή χάλυβα συνδετήρων	fyw (MPa)	220.0	Συντελεστής Ασφαλείας	γc	1.00	Ύψος διατομής	h (mm)	300			
Συντελεστής Ασφαλείας	γs	1.00	Μέτρο Ελαστικότητας	Ec (MPa)	24,900	πλάτος κορμού	bw (mm)	300			
Μέτρο Ελαστικότητας	Es (MPa)	200,000	Λόγος Μέτρων Ελαστικότητας	α	8.03		d' (mm)	30			
Μέγιστη διάμετρος οπλισμού	db (mm)	14.00				Στατικό Ύψος Διατομής	d (mm)	270			
						Λόγος d'/d	δ'	0.111			
Εντατικά Μεγέθη διατομής						Οπλισμός Βάσης					
Αξονική Δύναμη Κεφαλής	N (kN)	121.13				Ανω Διαμήκης	As,top (mm2)	462			
Αξονική Δύναμη Βάσης	N (kN)	121.13				Κάτω Διαμήκης	As,bot (mm2)	462			
						Διαμήκης Οπλισμός κορμού	Asv (mm2)	308			
Οπλισμός Κεφαλής						Εγκάρσιος Οπλισμός					
Ανω Διαμήκης	As,top (mm2)	462				Συντελεστής περίσφυξης	α	0.14			
Κάτω Διαμήκης	As,bot (mm2)	462				Εγκάρσιος Οπλισμός κορμού	Ash (mm2)	154			
Διαμήκης Οπλισμός κορμού	Asv (mm2)	308				απόσταση συνδετήρων	sh (mm)	300			
συντελεστής ράβδων		1.00				Γεωμ.ποσοστό εγκάρσιου	ρs	0.17%			
Εγκάρσιος Οπλισμός											
Συντελεστής περίσφυξης	α	0.14				Δισδιαγώνιος Οπλισμός					
Εγκάρσιος Οπλισμός κορμού	Ash (mm2)	56				Γεωμ.ποσοστό δισδιαγώνιου	ρd	0.00%			
απόσταση συνδετήρων	sh (mm)	300									
Γεωμ.ποσοστό εγκάρσιου	ρs	0.06%									
Δισδιαγώνιος Οπλισμός											
Γεωμ.ποσοστό δισδιαγώνιου	ρd	0.00%									
Κεφαλή υποστυλώματος					Βάση υποστυλώματος						
Ροπή M(-)			Ροπή M(+)			Ροπή M(-)			Ροπή M(+)		
	ρ	0.57%		ρ	0.57%		ρ	0.57%		ρ	0.57%
	ρ'	0.57%		ρ'	0.57%		ρ'	0.57%		ρ'	0.57%
	ρν	0.38%		ρν	0.38%		ρν	0.38%		ρν	0.38%
	ω	20.91%		ω	20.91%		ω	20.91%		ω	20.91%
	ω'	12.55%		ω'	12.55%		ω'	12.55%		ω'	12.55%
	Χάλυβας	Σκυρόδεμα		Χάλυβας	Σκυρόδεμα		Χάλυβας	Σκυρόδεμα		Χάλυβας	Σκυρόδεμα
A	0.022007295	0.004866471	A	0.022007295	0.004866471	A	0.022007295	0.004866471	A	0.022007295	0.004866471
B	0.01524735	0.008449931	B	0.01524735	0.008449931	B	0.01524735	0.008449931	B	0.01524735	0.008449931
ξy	0.348766084	0.331411205	ξy	0.348766084	0.331411205	ξy	0.348766084	0.331411205	ξy	0.348766084	0.331411205
(1/r)y	0.00625593	0.008078713	(1/r)y	0.00625593	0.008078713	(1/r)y	0.00625593	0.008078713	(1/r)y	0.00625593	0.008078713
	Κρίσιμο υλικό:	Χάλυβας		Κρίσιμο υλικό:	Χάλυβας		Κρίσιμο υλικό:	Χάλυβας		Κρίσιμο υλικό:	Χάλυβας
	ξy	0.349		ξy	0.349		ξy	0.349		ξy	0.349
	(1/r)y	0.00626		(1/r)y	0.00626		(1/r)y	0.00626		(1/r)y	0.00626
	My (kNm)	43.07		My (kNm)	43.07		My (kNm)	43.07		My (kNm)	43.07
	θy	0.00589		θy	0.00589		θy	0.00589		θy	0.00589
	Ky (Mpa)	3898.97		Ky (Mpa)	3898.97		Ky (Mpa)	3898.97		Ky (Mpa)	3898.97
	Keff (Mpa)	16807.50		Keff (Mpa)	16807.50		Keff (Mpa)	16807.50		Keff (Mpa)	16807.50
	Ky/Keff	0.2320		Ky/Keff	0.2320		Ky/Keff	0.2320		Ky/Keff	0.2320
	θum	0.03681		θum	0.03681		θum	0.03681		θum	0.03681
	θum(pl)	0.02957		θum(pl)	0.02957		θum(pl)	0.02957		θum(pl)	0.02957

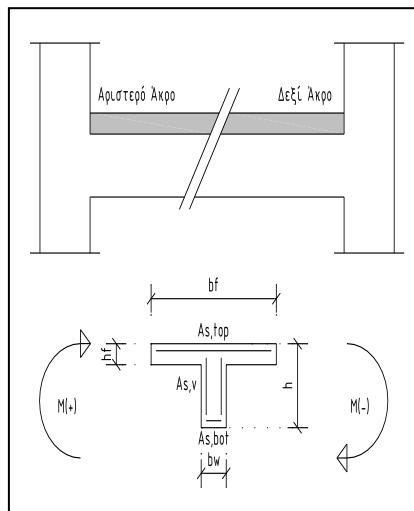


θ _{um(pl)/γRd}	0.01643	θ _{um(pl)/γRd}	0.01643	θ _{um(pl)/γRd}	0.01643	θ _{um(pl)/γRd}	0.01643
θ _u	0.03547	θ _u	0.03547	θ _u	0.03547	θ _u	0.03547
Συμπεριφορά	Ψαθυρή	Συμπεριφορά	Ψαθυρή	Συμπεριφορά	Ψαθυρή	Συμπεριφορά	Ψαθυρή
V _{mu} (kN)	26.92	V _{mu} (kN)	26.92	V _{mu} (kN)	26.92	V _{mu} (kN)	26.92
VR(kN)	24.53	VR(kN)	24.53	VR(kN)	24.53	VR(kN)	24.53



Σχήμα 5.14 Επαλήθευση του υποστυλώματος K1-A βάση του αρχείου Excel

Υπολογισμός Σκελετικού Διαγράμματος Συμπεριφοράς Δοκού με Βάση τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. (κεφ.7) Δοκός Δ1-ΙΣ								
Χάλυβας			Σκυρόδεμα			Γεωμετρικά Στοιχεία Διατομής		
Αντοχή διαμήκους χάλυβα	f_y (MPa)	220.0	Αντοχή	f_c (MPa)	10.00	Πλάτος	b_f (mm)	1500
Αντοχή χάλυβα συνδετήρων	f_{yw} (MPa)	220.0	Συντελεστής Ασφαλείας	γ_c	1.00	Ύψος διατομής	h (mm)	450
Συντελεστής Ασφαλείας	γ_s	1.00	Μέτρο Ελαστικότητας	E_c (MPa)	24900	πλάτος κορμού	b_w (mm)	200
Μέτρο Ελαστικότητας	E_s (MPa)	200000	Λόγος Μέτρων Ελαστικότητας	α	8.03		d' (mm)	30
Μέγιστη διάμετρος οπλισμού	d_b (mm)	14.00				Στατικό Ύψος Διατομής	d (mm)	420
						Λόγος d'/d	δ'	0.071
Εντατικά Μεγέθη διατομής						Μήκος Διάτμησης	L_s (mm)	1890
Αξονική Δύναμη	N (kN)	0.00				Μήκος Διάτμησης, κάτω	L_{s2} (mm)	1890
						Λόγος Διάτμησης (L_s/h)	a_s	4.20
						Λόγος μετάθεσης	a_v	0.00
						Πάχος πλάκας	h_f (mm)	120
						Οπλισμός Δεξιού Άκρου		
						Άνω Διαμήκης	$A_{s,top}$ (mm ²)	647
						Κάτω Διαμήκης	$A_{s,bot}$ (mm ²)	308
						Διαμήκης Οπλισμός κορμού	A_{sv} (mm ²)	0
						Εγκάρσιος Οπλισμός		
						Συντελεστής περίσφυξης	α	0.00
						Εγκάρσιος Οπλισμός κορμού	A_{sh} (mm ²)	56
						απόσταση συνδετήρων	sh (mm)	300
						Γεωμ.ποσοστό εγκάρσιου	ρ_s	0.09%
						Δισδιαγώνιος Οπλισμός		
						Γεωμ.ποσοστό δισδιαγώνιου	ρ_d	0.00%



Αριστερό Άκρο					Δεξί Άκρο						
Ροπή M(-)			Ροπή M(+)		Ροπή M(-)			Ροπή M(+)			
	ρ	0.37%		ρ	0.05%		ρ	0.77%		ρ	0.05%
	ρ'	0.37%		ρ'	0.05%		ρ'	0.37%		ρ'	0.10%
	ρv	0.00%		ρv	0.00%		ρv	0.00%		ρv	0.00%
	ω	8.07%		ω	1.08%		ω	16.95%		ω	1.08%
	ω'	8.07%		ω'	1.08%		ω'	8.07%		ω'	2.26%
	Χάλυβας	Σκυρόδεμα		Χάλυβας	Σκυρόδεμα		Χάλυβας	Σκυρόδεμα		Χάλυβας	Σκυρόδεμα
A	0.007333333	0.007333333	A	0.000977778	0.000977778	A	0.011369048	0.011369048	A	0.001515873	0.001515873
B	0.003928571	0.003928571	B	0.00052381	0.00052381	B	0.007964286	0.007964286	B	0.000562245	0.000562245
ξy	0.199126907	0.199126907	ξy	0.084213135	0.084213135	ξy	0.277842539	0.277842539	ξy	0.083638163	0.083638163
(1/r)y	0.00327024	0.008643585	(1/r)y	0.002859888	0.020438265	(1/r)y	0.003626699	0.006194769	(1/r)y	0.002858093	0.020578768
Μέση δυσκαμψία 0.061	Κρίσιμο ύλικό:	Χάλυβας	Κρίσιμο ύλικό:	Χάλυβας	Κρίσιμο ύλικό:	Χάλυβας	Κρίσιμο ύλικό:	Χάλυβας	Κρίσιμο ύλικό:	Χάλυβας	
	ξy	0.199	ξy	0.084	ξy	0.278	ξy	0.084	ξy	0.084	
	(1/r)y	0.00327	(1/r)y	0.00286	(1/r)y	0.00363	(1/r)y	0.00286	(1/r)y	0.00286	
	My (kNm)	26.55	My (kNm)	27.64	My (kNm)	54.42	My (kNm)	27.63	My (kNm)	27.63	
	θy	0.00436	θy	0.00405	θy	0.00463	θy	0.00405	θy	0.00405	
	Ky (Mpa)	3837.37	Ky (Mpa)	4300.13	Ky (Mpa)	7410.49	Ky (Mpa)	4299.69	Ky (Mpa)	4299.69	
	Keff (Kpa)	81168.20	Keff (Mpa)	81168.20	Keff (Mpa)	81168.20	Keff (Mpa)	81168.20	Keff (Mpa)	81168.20	
	Ky/Keff	0.0473	Ky/Keff	0.0530	Ky/Keff	0.0913	Ky/Keff	0.0530	Ky/Keff	0.0530	
	θum	0.04439	θum	0.04439	θum	0.03756	θum	0.05245	θum	0.05245	
	$\theta um(pl)$	0.03798	$\theta um(pl)$	0.03798	$\theta um(pl)$	0.03039	$\theta um(pl)$	0.04745	$\theta um(pl)$	0.04745	
	$\theta um(pl)/\gamma Rd$	0.02110	$\theta um(pl)/\gamma Rd$	0.02110	$\theta um(pl)/\gamma Rd$	0.01689	$\theta um(pl)/\gamma Rd$	0.02636	$\theta um(pl)/\gamma Rd$	0.02636	
	θu	0.04233	θu	0.04203	θu	0.03502	θu	0.05150	θu	0.05150	
	Συμπεριφορά	Πλάστιμη	Συμπεριφορά	Πλάστιμη	Συμπεριφορά	Ψαθυρή	Συμπεριφορά	Πλάστιμη	Συμπεριφορά	Πλάστιμη	
Vmu (kN)	14.05	Vmu (kN)	14.63	Vmu (kN)	28.79	Vmu (kN)	14.62	Vmu (kN)	14.62		
VR(kN)	19.68	VR(kN)	51.22	VR(kN)	23.90	VR(kN)	51.22	VR(kN)	51.22		
M3(kNm)	100	M3(kNm)	100	M3(kNm)	100	M3(kNm)	100	M3(kNm)	100		
MR(kNm)	25.61328	MR(kNm)	25.61328	MR(kNm)	53.80452	MR(kNm)	25.61328	MR(kNm)	25.61328		
λ	3.904224683	λ	3.904224683	λ	1.858579911	λ	3.904224683	λ	3.904224683		

Αριστερό Άκρο Δοκού

Δεξί Άκρο Δοκού

Σχήμα 5.15 Επαλήθευση της δοκού Δ1-ΙΣ βάση του αρχείου Excel

6

Αποτίμηση υφισταμένου κτιρίου-Εφαρμογή διαγραμμάτων και προγράμματος ΚΑΝ.ΕΠΕ

6.1 Αντικείμενο της μελέτης

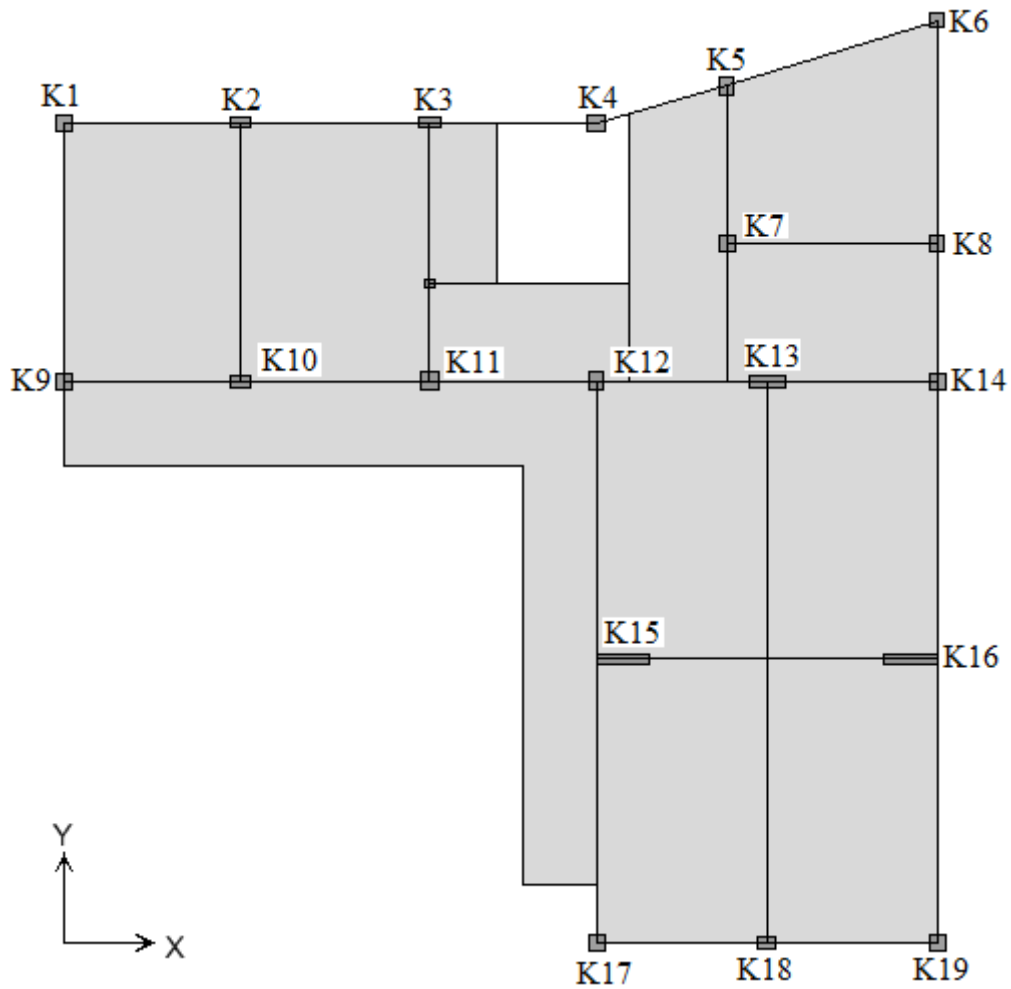
Το παρόν παράρτημα αφορά τη μελέτη αποτίμησης υφισταμένου κτιρίου που στεγάζεται στην Αθήνα. Η παρούσα μελέτη επισυνάπτεται ως εφαρμογή του προγράμματος ΚΑΝΕΠΕ και των διαγραμμάτων ροής που δημιουργήθηκαν στη παρούσα διπλωματική.

6.2 Περιγραφή κτιρίου- Φέρων οργανισμός

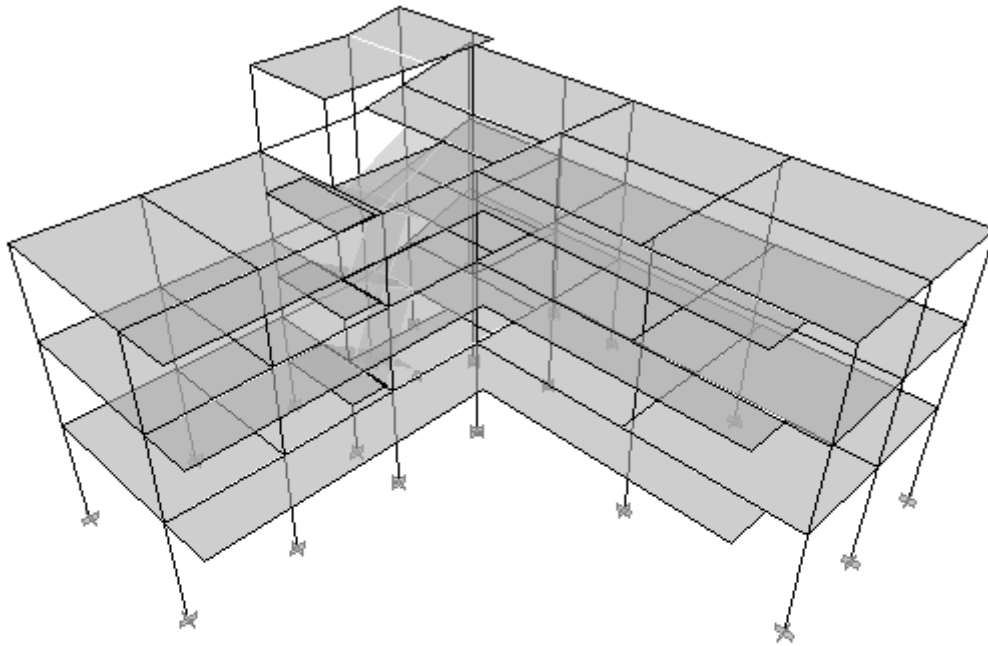
Το υπάρχον κτίριο αποτελείται από τρεις υπέργειες στάθμες (Ισόγειο, Α' και Β' όροφος) και έχει χρήση εκπαιδευτηρίου (δημοτικού σχολείου). Κατασκευάστηκε σε δύο φάσεις, το ισόγειο και ο Α' όροφος περί το 1964 ενώ ο Β' όροφος προστέθηκε το 1982. Η χρονική διαφοροποίηση της κατασκευής είναι εμφανής καθώς στη προσθήκη ορισμένες διατομές των φερόντων στοιχείων είναι μεγαλύτερες και τα υλικά καλύτερης αντοχής.

Από την μελέτη των εγκεκριμένων σχεδίων της στατικής μελέτης του κτιρίου, διαπιστώθηκε ότι ο φέρων οργανισμός του είναι πλαισιακός φορέας με παντελή έλλειψη ισχυρών κατακόρυφων στοιχείων δυσκαμψίας (τοιχιών). Τα οριζόντια στοιχεία ανάληψης δυνάμεων είναι πλακοδοκοί ενώ τα κατακόρυφα υποστυλώματα. Η διάταξη του φέροντα οργανισμού του κτιρίου είναι κανονική χωρίς της ύπαρξη φυτευτών υποστυλωμάτων, μεγάλων εκκεντροτήτων ή άλλων παρόμοιων στοιχείων, εξαίρεση σε αυτό μπορεί να αποτελέσει το σχήμα του, το οποίο είναι μορφής Γ, χωρίς όμως τα σκέλη του (μήκος επί μέρους τμημάτων)

να είναι τόσο μεγάλα ώστε να δημιουργούνται σημαντικά προβλήματα. Οι πλάκες του κτιρίου είναι συμπαγείς, έχουν γενικά μικρό πάχος (12-15εκ.) και εδράζονται περιμετρικά σε δοκούς (μικρών σχετικών ανοιγμάτων).



Σχήμα 6.1 Κάτοψη τυπικού ορόφου υφιστάμενου κτιρίου



Σχήμα 6.2 Τρισδιάστατη απεικόνιση του υφισταμένου κτιρίου

6.3 Υλικά

Για τον προσδιορισμό των μηχανικών χαρακτηριστικών και ιδιοτήτων των υλικών του φέροντος οργανισμού πραγματοποιήθηκαν επί τόπου έλεγχοι. Βασικοί έλεγχοι είναι η λήψη δοκιμών σκυροδέματος (πυρήνες), η ακτινογράφιση-μαγνητογράφιση, οι κρουσιμετρήσεις, οι εξολκεύσεις ήλων και οι υπερηχοσκοπήσεις. Από τον έλεγχο της γεωμετρίας και της θέσης των στοιχείων του φέροντα οργανισμού προέκυψε ότι υπήρξαν αποκλίσεις από την αρχική μελέτη αλλά όχι τόσο σημαντικές (μικρές μετακινήσεις στοιχείων) ώστε αυτή να θεωρηθεί αναξιόπιστη.

6.3.1 Ποιότητα Σκυροδέματος

Με βάση την επίσημη τεχνική έκθεση του ελέγχου αντοχής του κτιρίου, παρατηρήθηκε πολύ χαμηλή μέση τιμή αντοχής του σκυροδέματος (ειδικά στο ισόγειο υπολογίστηκε περίπου $f_{cm}=10\text{MPa}$). Αναλυτικά, η μέση θλιπτική αντοχή του σκυροδέματος για τα στοιχεία του Φ.Ο. εκτιμάται ότι είναι :

- Για το ισόγειο η μέση αντοχή του σκυροδέματος είναι $f_{cm}=10$ MPa
- Για τον Α' όροφο η μέση αντοχή του σκυροδέματος είναι $f_{cm}=15$ MPa
- Για τον Β' όροφο η μέση αντοχή του σκυροδέματος είναι $f_{cm}=19$ MPa

6.3.2 Ποιότητα Χάλυβα

Από μακροσκοπικές παρατηρήσεις και από τις παραδοχές για τους οπλισμούς στα εγκεκριμένα σχέδια των ξυλοτύπων της άδειας, της προκύπτει ότι ο χάλυβας που έχει χρησιμοποιηθεί έχει ως εξής :

Στο ισόγειο και τον Α' όροφο :

- Διαμήκης οπλισμός StI (S220)
- Εγκάρσιος οπλισμός (συνδετήρες) StI (S220)

Στο Β' όροφο :

- Διαμήκης οπλισμός StIII (S400) και
- Εγκάρσιος οπλισμός (συνδετήρες) StI (S220)

6.4 Οπλισμοί διατομών

Από τους παραπάνω ελέγχους και κυρίως με αποκαλύψεις του οπλισμού προέκυψε ότι οι διάμετροι των ράβδων οπλισμού οι οποίες χρησιμοποιήθηκαν είναι σημαντικά μικρότερες από αυτές που προέβλεπε η αρχική μελέτη. Συνεπώς, οι τελικοί οπλισμοί των διατομών είναι οι ακόλουθη. Ο εγκάρσιος οπλισμός είναι Φ6/200 σε όλα τα κατακόρυφα στοιχεία.

6.4.1 Οπλισμοί υποστυλωμάτων

Στύλος	Όροφος	LBbel	b(m)	h(m)	Διαμήκης Οπλισμός
K1	ΙΣ	K1-IS	0.35	0.35	8Φ16
K2	ΙΣ	K2-IS	0.25	0.45	4Φ16
K3	ΙΣ	K3-IS	0.25	0.5	4Φ16
K4	ΙΣ	K4-IS	0.37	0.4	Φ16
K5	ΙΣ	K5-IS	0.44	0.3	4Φ16
K6	ΙΣ	K6-IS	0.3	0.3	4Φ16
K7	ΙΣ	K7-IS	0.35	0.35	8Φ16
K8	ΙΣ	K8-IS	0.35	0.3	4Φ16
K9	ΙΣ	K9-IS	0.35	0.35	8Φ16
K10	ΙΣ	K10-IS	0.25	0.45	4Φ14
K11	ΙΣ	K11-IS	0.4	0.4	8Φ14
K12	ΙΣ	K12-IS	0.4	0.3	8Φ16

K13	ΙΣ	K13-IS	0.25	0.8	8Φ16
K14	ΙΣ	K14-IS	0.35	0.35	4Φ16
K15	ΙΣ	K15-IS	0.25	1.2	8Φ16
K16	ΙΣ	K16-IS	0.25	1.2	8Φ16
K17	ΙΣ	K17-IS	0.35	0.35	8Φ16
K18	ΙΣ	K18-IS	0.25	0.4	4Φ16
K19	ΙΣ	K19-IS	0.35	0.35	8Φ16
K1	A	K1-A	0.3	0.3	8Φ14
K2	A	K2-A	0.25	0.3	4Φ16
K3	A	K3-A	0.25	0.3	4Φ16
K4	A	K4-A	0.25	0.35	4Φ14
K5	A	K5-A	0.44	0.3	4Φ14
K6	A	K6-A	0.3	0.3	4Φ14
K7	A	K7-A	0.3	0.3	4Φ16
K8	A	K8-A	0.35	0.3	4Φ14
K9	A	K9-A	0.3	0.3	8Φ14
K10	A	K10-A	0.25	0.25	4Φ14
K11	A	K11-A	0.3	0.3	4Φ14
K12	A	K12-A	0.3	0.25	4Φ16
K13	A	K13-A	0.25	0.6	8Φ14
K14	A	K14-A	0.35	0.35	4Φ14
K15	A	K15-A	0.25	1.2	8Φ16
K16	A	K16-A	0.25	1.2	8Φ16
K17	A	K17-A	0.3	0.3	8Φ14
K18	A	K18-A	0.25	0.3	4Φ14
K19	A	K19-A	0.3	0.3	8Φ14
K1	B	K1-B	0.3	0.3	8Φ14
K2	B	K2-B	0.25	0.3	4Φ14
K3	B	K3-B	0.25	0.3	4Φ14
K4	B	K4-B	0.25	0.35	4Φ14
K5	B	K5-B	0.44	0.3	4Φ14
K6	B	K6-B	0.3	0.3	4Φ20
K7	B	K7-B	0.3	0.3	4Φ16
K8	B	K8-B	0.35	0.3	4Φ14
K9	B	K9-B	0.3	0.3	8Φ14
K10	B	K10-B	0.25	0.3	4Φ14
K11	B	K11-B	0.3	0.3	4Φ16
K12	B	K12-B	0.4	0.3	4Φ14
K13	B	K13-B	0.25	0.6	8Φ14
K14	B	K14-B	0.35	0.35	4Φ14
K15	B	K15-B	0.25	1.2	12Φ14+14Φ10
K16	B	K16-B	0.25	1.2	12Φ16+4Φ10

K17	B	K17-B	0.3	0.3	8Φ14
K18	B	K18-B	0.25	0.3	4Φ14
K19	B	K19-B	0.3	0.3	8Φ14

Πίνακας 6.1 Οπλισμοί υποστυλωμάτων

6.4.2 Οπλισμοί δοκών

Το συνεργαζόμενο πλάτος b_{eff} των πλακοδοκών βασίζεται στην απόσταση l_0 μεταξύ των σημείων μηδενισμού της ροπής. Οι τελικές τιμές του συνεργαζόμενου πλάτους στρογγυλοποιήθηκαν. (ΕΚ 5.3.2.1)

$$b_{eff} = \sum b_{eff,i} + b_w \leq b \text{ όπου}$$

$$b_{eff,i} = 0.2b_i + 0.1l_0 \leq 0.2l_0 \text{ και } b_{eff,i} \leq b_i$$

Παρατηρείται ότι οι δοκοί ισογείου και α ορόφου που πραγματοποιήθηκαν την ίδια χρονική περίοδο έχουν ακριβώς τις ίδιες διαστάσεις και οπλισμό. Ο εγκάρσιος οπλισμός είναι Φ6/200 σε όλα τα οριζόντια στοιχεία.

	Στάθμη	b(m)	b_{eff} (m)	h(m)	Στήριξη Αριστερά		Στήριξη Δεξιά	
					Άνω A_{s1} (cm ²)	Κάτω A_{s2} (cm ²)	Άνω A_{s1} (cm ²)	Κάτω A_{s2} (cm ²)
Δ1	ΙΣ	0.20	1.50	0.45	3.08	3.08	6.47	3.08
Δ2	ΙΣ	0.20	1.50	0.45	6.47	2.26	6.47	2.26
Δ3	ΙΣ	0.20	1.25	0.45	6.47	2.26	9.11	6.16
Δ4	ΙΣ	0.20	1.00	0.50	9.11	6.03	0.00	14.07
Δ4	ΙΣ	0.20	1.00	0.50	0.00	14.07	9.83	6.03
Δ4'	ΙΣ	0.20	1.75	0.50	9.83	2.26	2.26	2.26
Δ12'	ΙΣ	0.20	1.50	0.50	5.09	2.01	5.09	4.02
Δ5	ΙΣ	0.20	1.50	0.45	4.18	2.26	6.06	2.26
Δ6	ΙΣ	0.20	1.50	0.45	6.50	1.57	6.50	1.57
Δ7	ΙΣ	0.20	1.25	0.45	6.50	2.26	4.52	2.26
Δ8	ΙΣ	0.20	1.25	0.60	6.03	4.02	0.00	10.05
Δ8	ΙΣ	0.20	1.25	0.60	0.00	10.05	0.00	10.05
Δ8	ΙΣ	0.20	1.25	0.60	0.00	10.05	11.37	4.02
Δ9	ΙΣ	0.20	1.50	0.60	11.37	2.26	2.26	2.26
Δ10	ΙΣ	0.25	1.50	0.85	28.43	12.72	0.00	28.43
Δ10	ΙΣ	0.25	1.50	0.85	0.00	28.43	28.43	12.72
Δ11	ΙΣ	0.20	1.50	0.45	2.26	2.26	5.65	2.26
Δ12	ΙΣ	0.20	1.50	0.45	5.65	2.26	2.26	2.26
Δ14	ΙΣ	0.20	1.75	0.70	8.04	6.03	8.04	6.03
Δ14'	ΙΣ	0.20	1.75	0.65	12.72	8.04	12.72	8.04

Δ15	Σ	0.20	1.00	0.80	10.18	10.18	0.00	22.90
Δ15	Σ	0.20	1.25	0.80	0.00	22.90	12.72	10.18
Δ18	Σ	0.20	1.00	0.80	12.72	12.72	0.00	25.45
Δ18	Σ	0.20	1.25	0.80	0.00	25.45	12.72	12.72
Δ19	Σ	0.20	1.25	0.55	3.39	2.26	10.81	2.26
Δ20	Σ	0.20	1.40	0.55	10.81	2.26	3.39	2.26
Δ16	Σ	0.20	2.25	0.55	10.18	7.63	25.45	7.63
Δ17	Σ	0.20	2.25	0.55	25.45	7.63	10.18	7.63
Δ21	Σ	0.20	2.25	0.55	10.18	7.63	25.45	7.63
Δ22	Σ	0.20	2.25	0.55	25.45	7.63	10.18	7.63
Δ23	Σ	0.20	2.25	0.90	4.62	3.08	9.24	3.08
Δ24	Σ	0.20	2.00	0.90	11.50	3.08	6.79	2.26
Δ25	Σ	0.20	1.00	0.90	6.79	2.26	7.92	2.26
Δ26	Σ	0.20	2.00	0.90	7.92	2.26	3.39	2.26
Δ1	A	0.20	1.50	0.45	3.08	3.08	6.47	3.08
Δ2	A	0.20	1.50	0.45	6.47	2.26	6.47	2.26
Δ3	A	0.20	1.25	0.45	6.47	2.26	9.11	6.16
Δ4	A	0.20	1.00	0.50	9.11	6.03	0.00	14.07
Δ4	A	0.20	1.00	0.50	0.00	14.07	9.83	6.03
Δ4'	A	0.20	1.75	0.50	9.83	2.26	2.26	2.26
Δ12'	A	0.20	1.50	0.50	5.09	2.01	5.09	4.02
Δ5	A	0.20	1.50	0.45	4.18	2.26	6.06	2.26
Δ6	A	0.20	1.50	0.45	6.50	1.57	6.50	1.57
Δ7	A	0.20	1.25	0.45	6.50	2.26	4.52	2.26
Δ8	A	0.20	1.25	0.60	6.03	4.02	0.00	10.05
Δ8	A	0.20	1.25	0.60	0.00	10.05	0.00	10.05
Δ8	A	0.20	1.25	0.60	0.00	10.05	11.37	4.02
Δ9	A	0.20	1.50	0.60	11.37	2.26	2.26	2.26
Δ10	A	0.25	1.50	0.85	28.43	12.72	0.00	28.43
Δ10	A	0.25	1.50	0.85	0.00	28.43	28.43	12.72
Δ11	A	0.20	1.50	0.45	2.26	2.26	5.65	2.26
Δ12	A	0.20	1.50	0.45	5.65	2.26	2.26	2.26
Δ14	A	0.20	1.75	0.70	8.04	6.03	8.04	6.03
Δ14'	A	0.20	1.75	0.65	12.72	8.04	12.72	8.04
Δ15	A	0.20	1.00	0.80	12.72	10.18	0.00	22.90
Δ15	A	0.20	1.25	0.80	0.00	22.90	12.72	10.18
Δ18	A	0.20	1.00	0.80	12.72	12.72	0.00	25.45
Δ18	A	0.20	1.25	0.80	0.00	25.45	12.72	12.72
Δ19	A	0.20	1.25	0.55	3.39	2.26	10.81	2.26
Δ20	A	0.20	1.40	0.55	10.81	2.26	3.39	2.26
Δ16	A	0.20	2.25	0.55	10.18	7.63	25.45	7.63
Δ17	A	0.20	2.25	0.55	25.45	7.63	10.18	7.63
Δ21	A	0.20	2.25	0.55	10.18	7.63	25.45	7.63

Δ22	A	0.20	2.25	0.55	25.45	7.63	10.18	7.63
Δ23	A	0.20	2.25	0.90	4.62	3.08	9.24	3.08
Δ24	A	0.20	2.00	0.90	11.50	3.08	6.79	2.26
Δ25	A	0.20	1.00	0.90	6.79	2.26	7.92	2.26
Δ26	A	0.20	2.00	0.90	7.92	2.26	3.39	2.26
Δ1	B	0.20	1.50	0.50	2.36	1.57	4.71	1.57
Δ2	B	0.20	1.50	0.50	4.71	1.57	4.71	1.57
Δ3	B	0.20	1.25	0.50	4.71	1.57	6.97	7.70
Δ4	B	0.20	1.00	0.60	6.97	1.57	0.00	3.08
Δ4	B	0.20	1.00	0.60	0.00	7.70	6.97	3.08
Δ4'	B	0.20	1.75	0.60	6.97	3.08	2.36	1.57
Δ12'	B	0.20	1.50	0.50	4.62	3.08	4.62	3.08
Δ5	B	0.20	1.50	0.50	3.39	2.26	6.53	1.57
Δ6	B	0.20	1.50	0.50	6.53	1.57	2.36	1.57
Δ7	B	0.20	1.25	0.50	5.40	2.26	2.26	2.26
Δ8	B	0.20	1.25	0.60	4.62	3.08	0.00	7.70
Δ8	B	0.20	1.25	0.60	0.00	7.70	0.00	7.70
Δ8	B	0.20	1.25	0.60	0.00	7.70	6.16	3.08
Δ9	B	0.20	1.50	0.60	8.51	1.57	2.36	1.57
Δ10	B	0.30	1.50	0.70	21.99	18.85	0.00	15.71
Δ10	B	0.30	1.50	0.70	0.00	15.71	21.99	18.85
Δ11	B	0.20	1.50	0.50	2.36	1.57	4.71	1.57
Δ12	B	0.20	1.50	0.50	4.71	1.57	2.36	1.57
Δ14	B	0.20	1.75	0.60	6.03	4.02	6.03	4.02
Δ14'	B	0.20	1.75	0.60	12.57	9.42	12.57	9.42
Δ15	B	0.25	1.00	0.80	12.57	9.42	0.00	21.99
Δ15	B	0.25	1.25	0.80	0.00	21.99	9.42	9.42
Δ18	B	0.20	1.00	0.60	9.42	9.42	0.00	18.85
Δ18	B	0.20	1.25	0.60	0.00	18.85	9.42	9.42
Δ19	B	0.20	1.25	0.60	3.39	2.26	9.05	2.26
Δ20	B	0.20	1.40	0.60	9.05	2.26	3.39	2.26
Δ16	B	0.25	2.25	0.60	6.03	4.02	12.06	8.04
Δ17	B	0.25	2.25	0.60	12.06	8.04	6.03	4.02
Δ21	B	0.30	2.25	0.60	9.42	6.28	18.85	12.57
Δ22	B	0.30	2.25	0.60	18.85	12.57	9.42	6.28
Δ23	B	0.20	2.25	0.70	3.39	2.26	6.79	2.26
Δ24	B	0.20	2.00	0.70	6.79	2.26	5.65	2.26
Δ25	B	0.20	1.00	0.70	5.65	3.93	5.65	3.93
Δ26	B	0.20	2.00	0.70	5.65	2.26	3.39	2.26

Πίνακας 6.2 Οπλισμοί δοκών

6.5 Προσομοίωση

Για την μόρφωση και την επίλυση του μαθηματικού προσομοιώματος με σκοπό την αποτίμηση του υφιστάμενου δομήματος (τον έλεγχο των δοκών και των στύλων) σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. χρησιμοποιείται το πρόγραμμα SAP συνδυαστικά με το πρόγραμμα ΚΑΝΕΠΕ.

Στάθμη επιτελεστικότητας φέροντος οργανισμού* ¹	Προστασία ζωής (B)
Πιθανότητα υπέρβασης σεισμού	10%
Στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων	Ικανοποιητική
Κύρια στοιχεία	Όλα
Συντελεστές Ασφαλείας	
Δράσεων	
βασικός συνδυασμός	$\gamma_g = 1.35$
	$\gamma_q = 1.5$
τυχηματικός συνδυασμός	$\gamma_g = 1.1$
	$\gamma_q = 0.5$
Χωρίς βλάβες	$\gamma_{sd} = 1$
Υλικών	
Μέσες τιμές υλικών	$\gamma_m = 1$
Μέσες τιμές υλικών μείον μία τυπική απόκλιση	$\gamma_c = 1.5$
	$\gamma_s = 1.15$
Αντοχές –Μέτρο ελαστικότητας Υλικών* ²	
Σκυροδέματος	
Ισογείου	$f_c = 10 \text{ MPa}, E_c = 22 \text{ GPa}$
Α ορόφου	$f_c = 15 \text{ MPa}, E_c = 24.85 \text{ GPa}$
Β ορόφου	$f_c = 19 \text{ MPa}, E_c = 26.67 \text{ GPa}$
Χάλυβα	
Διαμήκους ισογείου	$f_y = 220 \text{ MPa}, E_s = 200 \text{ GPa}$
Διαμήκους α ορόφου	$f_y = 220 \text{ MPa}, E_s = 200 \text{ GPa}$
Διαμήκους β ορόφου	$f_y = 400 \text{ MPa}, E_s = 200 \text{ GPa}$
Εγκάρσιου	$f_{yw} = 220 \text{ MPa}, E_s = 200 \text{ GPa}$
Συντελεστής συμπεριφοράς q	
Για δείκτη ανεπάρκειας	$q = 1$
Για ελαστικές μεθόδους-αποτίμηση	$q = 1.7$
Για ανελαστικές μεθόδους	$q = 1$
Δυσκαμψίες	
Ελαστικές μεθόδους	
Υποστυλώματα εσωτερικά	$0.8 E_c I_g$
Υποστυλώματα περιμετρικά	$0.6 E_c I_g$
Πλακοδοκούς	$0.7 E_c I_g$
Ανελαστικές μεθόδους	
Ενεργός δυσκαμψία	$K = M_y \cdot L_s / 3 \cdot \theta_y$
Φορτία* ³	

Μόνιμα	
I.B. οπλισμένου σκυροδέματος	$g=25 \text{ kN/m}^3$
Επικάλυψη (ισογείου, α', β' ορόφου)	$g=1.5 \text{ kN/m}^2$
Επικάλυψη (τελευταίου ορόφου)	$g=2.3 \text{ kN/m}^2$
Τοιχοπληρώσεις	
Οροφής ισογείου	
Μπατικός	$3.6 \cdot (3.2-0.5)=9.7 \text{ kN/m}$
Δρομικός	$2.1 \cdot (3.2-0.5)=5.7 \text{ kN/m}$
Οροφής α' ορόφου	
Μπατικός	$3.6 \cdot (3.2-0.5)=9.7 \text{ kN/m}$
Δρομικός	$2.1 \cdot (3.2-0.5)=5.7 \text{ kN/m}$
Οροφής β' ορόφου	
Μπατικός	$3.6 \cdot (2.7-0.5)=7.9 \text{ kN/m}$
Περιμετρικά	5 kN/m
Εξώστες περιμετρικά	5 kN/m
Κινητά	
Πλάκες Αιθουσών	$q=3.5 \text{ kN/m}^2$
Πλάκες Διαδρόμων-κοινόχρηστων χώρων	$q= 5 \text{ kN/m}^2$
Πλάκες Γραφείων	$q= 2 \text{ kN/m}^2$
Βατού δώματος	$q= 2 \text{ kN/m}^2$
Σεισμική φόρτιση	
Οριζόντιο φάσμα ελαστικής απόκρισης	Τύπου 1
Κατηγορία εδάφους	Κατηγορία C ($S=1.15$)
	I ($\alpha=0.16g$)
Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας	$T_B=0.2, T_C=0.6, T_D=2.5$
	Z1 ($\alpha_{gR}= 0.16g$)
Συντελεστής σπουδαιότητας	III ($\gamma_I=1.20$)
$S_e (T)$	$\alpha_g \cdot \gamma_I \cdot S \cdot \eta \cdot 2.5=$ $=0.16 \cdot 1.2 \cdot 1.2 \cdot 1 \cdot 2.5=0.576g$
Συνδυασμοί φορτίσεων	
Βασικός συνδυασμός	$1.35G+1.5Q$
Τυχηματικοί συνδυασμοί	$1.1G+0.5Q$
ACC1	$1.1G+0.5Q +E_x + 0.3E_y$
ACC2	$1.1G+0.5Q +E_x - 0.3E_y$
ACC3	$1.1G+0.5Q -E_x + 0.3E_y$
ACC4	$1.1G+0.5Q -E_x - 0.3E_y$
ACC5	$1.1G+0.5Q +0.3E_x + E_y$
ACC6	$1.1G+0.5Q +0.3E_x - E_y$
ACC7	$1.1G+0.5Q -0.3E_x +E_y$
ACC8	$1.1G+0.5Q -0.3E_x - E_y$
Διαφραγματική λειτουργία ανά όροφο* ⁴	Απαραμόρφωτες πλάκες
Αδρανειακή διακριτοποίηση* ⁵	$1.1G+0.5Q$

*¹ Η μελέτη της φέρουσας ικανότητας του κτιρίου θα γίνει με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. θεωρώντας ως στάθμη επιτελεστικότητας «Προστασίας Ζωής» και σεισμό με πιθανότητα υπέρβασης **10% σε διάρκεια 50 ετών**.

*² Το μέτρο ελαστικότητας κατά Ευρωκώδικα 2 (§3.1.3) προκύπτει από τον τύπο:

$$\text{Ισόγειο: } E_{cm}=22 \cdot (f_{cm}/10)^{0.3} = 22 \cdot (1)^{0.3} = 22 \text{ MPa}$$

$$\text{Α' όροφος: } E_{cm}=22 \cdot (f_{cm}/10)^{0.3} = 22 \cdot (1.5)^{0.3} = 24.85 \text{ MPa}$$

$$\text{Β' όροφος: } E_{cm}=22 \cdot (f_{cm}/10)^{0.3} = 22 \cdot (1.9)^{0.3} = 26.67 \text{ MPa}$$

*³ Τα φορτία που καλείται να φέρει το κτίριο διακρίνονται σε κατακόρυφα (μόνιμα, επικαλύψεις, κινητά φορτία) και σε οριζόντια σεισμικά φορτία. Άλλες φορτίσεις όπως ανεμοφόρτιση, χιόνι κ.λ.π. αμελούνται δεδομένου ότι δεν είναι κρίσιμα για το συγκεκριμένο κτίριο. Λαμβάνεται σεισμική επιτάχυνση και συντελεστής σπουδαιότητας όπως προβλέπεται στον ΕΑΚ.

*⁴ Σε όλους τους ορόφους λόγω της ύπαρξης πλακών από οπλισμένο σκυρόδεμα εξασφαλίζεται η διαφραγματική λειτουργία, την οποία την επιβάλλουμε δεσμεύοντας κινηματικά όλους τους κόμβους της στάθμης αυτής. Η δέσμευση γίνεται μόνο για τις δύο μετακινήσεις κατά τους οριζόντιους άξονες (U_x και U_y) καθώς και την περιστροφή περί τον κατακόρυφο άξονα (R_z).

*⁵ Η μάζα και η μαζική ροπή αδράνειας θεωρήθηκαν συγκεντρωμένες στα κέντρα βάρους (γεωμετρικά κέντρα) των ορόφων (διαφράγματα), με τρεις ελευθερίες κίνησης (δύο μεταφορικές κατά τις διευθύνσεις x και y και μία στροφική γύρω από τον άξονα z). Σημειώνεται ότι η μάζα κάθε ορόφου υπολογίστηκε βάσει των αξονικών δυνάμεων των υποστυλωμάτων των ορόφων για την κατάσταση $1.1G+0.5Q$ ($\psi_{2i}=0.5$ για σχολεία βάσει ΕΑΚ2000/2003), όπου 1.1 πρόσθετος συντελεστής ασφαλείας λόγω αβεβαιοτήτων στον προσδιορισμό των μόνιμων φορτίων (Στάθμη Αξιοπιστίας Δεδομένων «Ικανοποιητική») (ΚΑΝ.ΕΠΕ §4.5.2)

Στην ανάλυση, οι τοιχοποιίες αμελούνται όσον αφορά την συνεισφορά τους στην παραλαβή των οριζοντίων δυνάμεων.

Η προσομοίωση της θεμελίωσης έγινε θεωρώντας ότι το κτίριο είναι πακτωμένο στην βάση του.

6.6 Ανάλυση

Η μελέτη αποτίμησης της φέρουσας ικανότητας του κτιρίου γίνεται με σκοπό να ελεγχθεί εάν το κτίριο είναι ικανό να φέρει με «ασφάλεια» (να προκαλούνται αποδεκτές βλάβες) τα

σεισμικά φορτία τα οποία προβλέπουν οι κανονισμοί οι οποίοι βρίσκονται σε ισχύ την παρούσα χρονική στιγμή.

Αρχικά εκτελείται προκαταρκτική ελαστική στατική ανάλυση με $q=1$ και δυσκαμψίες όπως προβλέπεται για ελαστικές μεθόδους. Ο δείκτης ανεπάρκειας προκύπτει από τη σύγκριση των εντατικών μεγεθών S_E (M_2 και M_3) των δράσεων του σεισμικού συνδυασμού με την αντίστοιχη διαθέσιμη αντίσταση του στοιχείου R_m υπολογισμένης με μέσες τιμές αντοχών των υλικών (χωρίς συντελεστές ασφαλείας $\gamma_m=1$). Από την ανάλυση αυτή, οι δείκτης ανεπάρκειας παρουσίασαν πολύ μεγάλες τιμές και κρίθηκε όπως είναι αναμενόμενο η ενίσχυση του κτιρίου. Επίσης αποκλείστηκαν οι ελαστικές μέθοδοι λόγω μη τήρησης των προϋποθέσεων χρήσης κατά ΚΑΝΕΠΕ ($\lambda > 2.5$).

6.6.1 Στατική – μη γραμμική ανάλυση (Push over)

Με τη χρήση της παρούσας μεθόδου, ο έλεγχος της φέρουσας ικανότητας των μελών του φέροντα οργανισμού του κτιρίου, γίνεται σε όρους παραμορφώσεων. Με βάση τα γεωμετρικά στοιχεία, και τον οπλισμό της κάθε διατομής υπολογίζεται η ικανότητα του κάθε μέλους σε στροφή, καθώς επίσης και η αντοχή του σε τέμνουσα. Το προσομοίωμα κατά τη ανελαστική στατική ανάλυση υποβάλλεται σε οριζόντια φορτία κατανεμημένα κατά τρόπο ανάλογο προς τις αδρανειακές δυνάμεις του σεισμού, τα οποία αυξάνονται μονότονα μέχρις ότου κάποιο δομικό στοιχείο δεν είναι πλέον σε θέση να φέρει τα κατακόρυφα φορτία του. Από την ανάλυση αυτή προκύπτει η καμπύλη αντίστασης του κτιρίου, η οποία εν γένει χαράσσεται σε όρους τέμνουσας βάσης-μετακίνησης χαρακτηριστικού σημείου του κτιρίου που λαμβάνεται στην κορυφή του κτιρίου. Η καμπύλη αυτή αποτελεί τη βάση για όλους τους απαιτούμενους ελέγχους ικανοποίησης των κριτηρίων επιτελεστικότητας.

Αρχικά ελέγχονται οι προϋποθέσεις χρήσης της ανελαστικής στατικής ανάλυσης. Στη προκειμένη περίπτωση η στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων θεωρείται ικανοποιητική και η επιρροή των ανωτέρων ιδιομορφών δεν είναι σημαντική καθώς η πρώτη ιδιομορφή ενεργοποιεί το 84% της μάζας.

Η προσομοίωση του φορέα θα γίνει με δυσκαμψίες στοιχείων στην διαρροή όπως εισάχθηκαν στο SAP με τη βοήθεια του προγράμματος ΚΑΝΕΠΕ (κεφάλαιο 5). Στο πρόγραμμα ΚΑΝΕΠΕ εισάγονται οι γεωμετρικές διαστάσεις όλων των μελών και ο οπλισμός τους. Με βάση αυτά τα στοιχεία υπολογίζεται το διάγραμμα $M-\theta$ (αντίσταση) καθώς επίσης και η ισοδύναμη ενεργός δυσκαμψία η οποία λαμβάνεται υπόψη στην ανάλυση. Η τελική ιδιοπερίοδος της πρώτης ιδιομορφής υπολογίστηκε $T=1.65$ sec.

Πλαστικές αρθρώσεις- Fortran

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.

Η σχέση έντασης - παραμόρφωσης κάθε πλάστιμου στοιχείου στη περιοχή των πλαστικών αρθρώσεων συμπεριλαμβάνεται στο προσομοίωμα μέσω πλήρων καμπυλών μονότονης φόρτισης μέχρι αστοχίας, οι οποίες περιλαμβάνουν τη φάση εξασθένισης της αντίστασης του πλάστιμου στοιχείου καθώς και την παραμένουσα αντίσταση του. 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 $2\theta_{pl}$.

Ο τύπος της πλαστικής άρθρωσης ορίζεται ανάλογα με το είδος καταπόνησης κάθε δομικού στοιχείου. Όλες οι πλαστικές αρθρώσεις είναι τύπου M3 ενώ στα υποστυλώματα εισάγονται διπλές αρθρώσεις τύπου M2 και M3 για κάθε διεύθυνση. Λαμβάνοντας αυτή τη παραδοχή στα υποστυλώματα, θεωρείται σταθερό το επίπεδο αξονικής δύναμης λόγω του τυχηματικού συνδυασμού με το σκεπτικό ότι η μέση τιμή των αξονικών δυνάμεων που εισάγεται στα υποστυλώματα σε κάθε φορά της ανακύκλισης κυμαίνεται κοντά στο επίπεδο τιμής του τυχηματικού συνδυασμού.

Επίσης αποδεσμεύεται η αλληλεπίδραση M_2-M_3 καθώς το λάθος που εισάγεται είναι πολύ μικρό στην πολυσύνθετη και εκτεταμένη μοντελοποίηση.

Τελικώς, οι πλαστικές αρθρώσεις διαμορφώθηκαν στο SAP με χρήση προγράμματος στη γλώσσα προγραμματισμού Fortran προς αυτοματοποίηση του όγκου των εργασιών και κυρίως για να είναι εύκολη η πρόσβαση και παραμετροποίηση των δεδομένων (κεφάλαιο 6).

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

επιτελεστικότητα «Προστασία Ζωής» και 100% για τη στάθμη επιτελεστικότητα «Αποφυγή Κατάρρευσης»). Κατά τη διάρκεια της ανελαστικής στατικής ανάλυσης, κάθε φορά που η στροφή κάποιας διατομής υπερβαίνει την επιτρεπτή τιμή για κάθε στάθμη επιτελεστικότητα, 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 της εξεταζόμενης κατασκευής.

Ο φορέας προφορτίζεται με μια ανελαστική στατική ανάλυση η οποία αφορά τα κατακόρυφα φορτία του σεισμικού συνδυασμού (1.1G+0.5Q) σε ένα βήμα με μηδενικές αρχικές συνθήκες και αγνοώντας φαινόμενα δευτέρας τάξεως. Κατόπιν ο ήδη προφορτισμένος φορέας με τα φορτία του τυχηματικού συνδυασμού υποβάλλεται στους 8 ποσοστιαίους συνδυασμούς $\pm E_x \pm 0.3E_y$ και $\pm E_y \pm 0.3E_x$. Ο ΚΑΝ.ΕΠΕ απαιτεί τουλάχιστον δύο επιλύσεις με δύο διαφορετικές καθ' ύψος κατανομές φορτίων:

- Ομοιόμορφη κατανομή με δυνάμεις ορόφων μονότονα αυξάνουσες
- Ιδιομορφική κατανομή με δυνάμεις ορόφων μονότονα αυξάνουσες (Η αναλογία της ιδιομορφικής κατανομής προκύπτει από ιδιομορφική ανάλυση και από την κανονικοποίηση της 1^{ης} ιδιομορφής ως προς την μετακίνηση του 2^{ου} ορόφου ή από την αναλογία των τεμνουσών των ορόφων λόγω της 1^{ης} ιδιομορφής)

Στη παρούσα εργασία, απλοποιητικά, έγινε επίλυση μόνο με μία ιδιομορφική κατανομή φορτίων ανά διεύθυνση. Συγκεκριμένα χρησιμοποιήθηκαν η φόρτιση E_x για τη διεύθυνση x με κατανομή φορτίων βάσει της 1^{ης} ιδιομορφής και η φόρτιση E_y για τη διεύθυνση y με κατανομή φορτίων βάσει της 2^{ης} ιδιομορφής. Επισημάνεται ότι αγνοείται η τυχηματική στρέψη και εκκεντρότητες.

6.7 Αποτίμηση της ικανότητας του κτιρίου

6.7.1 Υπολογισμός στοχευμένης μετακίνησης δ_i

Σαν κόμβο ελέγχου του κτιρίου θεωρείται το κέντρο μάζας του 3^{ου} ορόφου όπως υπολογίστηκε από το πρόγραμμα Etabs. Τοποθετήθηκε κόμβος ελέγχου στο σημείο αυτό σε κάθε όροφο ο οποίος δεσμεύτηκε ως προς τη κατακόρυφη διεύθυνση και από το διάφραγμα του κάθε ορόφου.

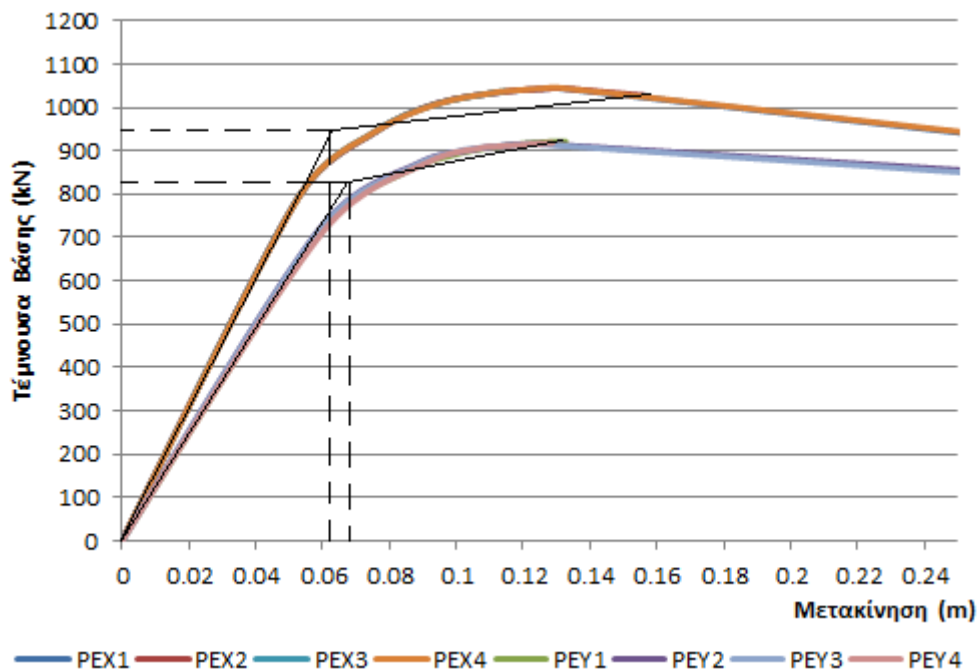
Όροφος	Κόμβος	X του κέντρου μάζας (m)	Y του κέντρου μάζας (m)	Z του κέντρου μάζας (m)
B όροφος	CM1	12.23	11.28	10.10

A όροφος	CM2	12.37	11.32	6.90
Ισόγειο	CM3	12.37	11.33	3.70

Πίνακας 6.3 Οι συντεταγμένες του κόμβου ελέγχου του κτιρίου ανά όροφο

Βασικός στόχος είναι η παρακολούθηση ανελαστικοποίησης του φορέα μέχρι τη μετακίνηση του κόμβου ελέγχου έως 1.5 φορά την στοχευμένη μετακίνηση η οποία επειδή αρχικά είναι άγνωστη ορίζεται πολύ μεγάλη.

Με το πέρας της Pushover λαμβάνεται για κάθε κατανομή και για κάθε ποσοστιαίο συνδυασμό σεισμού μια καμπύλη αντίστασης του φορέα ως σύνολο. Συγκρίνοντας τες, προκύπτει δυσμενέστερη η ιδιομορφική κατά y καθώς εμφανίζει μικρότερη δύναμη διαρροής και μεγαλύτερη παραμόρφωση διαρροής. Συνεπώς επιλέγεται αυτή ως δυσμενέστερη και διγραμμοποιείται κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ.



Σχήμα 6.3 Καμπύλη αντίστασης της Pushover για τους πιθανούς σεισμικούς συνδυασμούς

Παρατηρείται μεγαλύτερη δύναμη και μετακίνηση στην x διεύθυνση με μέγιστη τιμή στον συνδυασμό $P_0+E_x-0.3E_y$ ($1.1G+0.5Q+E_x-0.3E_y$).

Η πρωτογενής καμπύλη αντίστασης V-δ εξιδανικεύεται σε μια διγραμμική καμπύλη βάσει της προσεγγιστικής εξίσωσης του εμβαδού μεταξύ των δύο καμπυλών και του άξονα των μετακινήσεων για μετακίνηση από 0 ως δ_u .

Προκύπτει δύναμη διαρροής $V_y=950$ kN και μετακίνηση κορυφής του κτιρίου $\delta=0.062$ για τη περίπτωση σεισμού στη διεύθυνση x και διαρροής $V_y=820$ kN και μετακίνηση κορυφής του κτιρίου $\delta=0.068$ για τη περίπτωση σεισμού στη διεύθυνση y. Η κλίση του 2^{ου} κλάδου

είναι θετική και μικρότερη του 10% οπότε είναι συμβατή με τις υπόλοιπες παραδοχές της μεθόδου εκτίμησης του δ_t .

Η τιμή της ισοδύναμης κυριαρχούσας ιδιοπεριόδου T_e προκύπτει ίδια με την θεμελιώδη ιδιοπερίοδο του κτιρίου $T=1.65$ sec (όπως υπολογίστηκε από ιδιομορφική ανάλυση για δυσκαμψίες στη διαρροή) καθώς η αρχική-αρηγμάτωση δυσκαμψία K_0 και η ισοδύναμη δυσκαμψία K_e όπως φαίνεται από τη διγραμμικοποιημένη καμπύλη αντίστασης είναι ίδιες

$$T_e = T \sqrt{\frac{K_0}{K_e}} = 1.65 \text{ sec}$$

Η στοχευμένη μετακίνηση του κόμβου ελέγχου

$$C_0 = 1.3 \text{ (Αριθμός ορόφων 3)}$$

$$C_1 = 1 \text{ (} T_e = 1.65 > T_c = 0.5 \text{ sec)}$$

$$C_2 = 1.1 \text{ (Για στάθμη επιτελεστικότητας προστασία ζωής, Φορέα τύπου 1 και } T > T_c)$$

$$(\text{=1.0 για άμεση χρήση μετά το σεισμό, =1.2 για αποφυγή κατάρρευσης})$$

$$C_3 = 1.0 \text{ (κτίρια από Ο/Σ)}$$

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

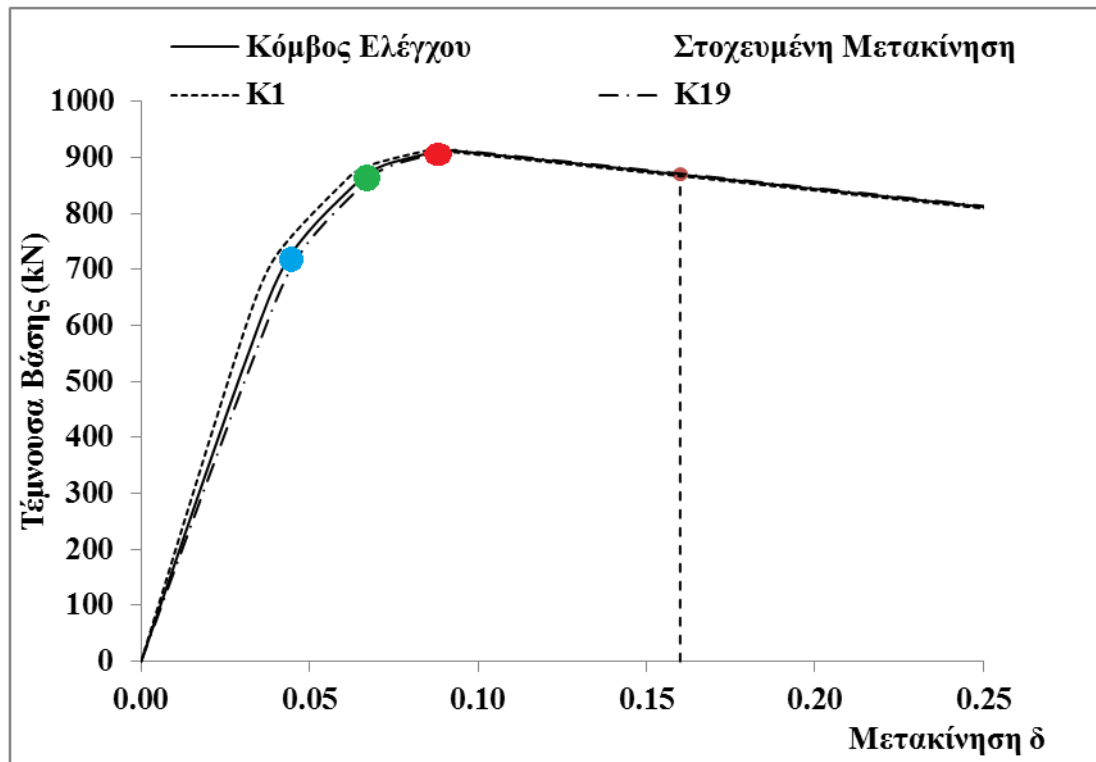
$$S_e(T_e) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2.5 \cdot (T_c/T) = 0.16 \cdot 1.2 \cdot 1.2 \cdot 1 \cdot 2.5 \cdot (0.5/1.65) = 0.15g = 1.5 \text{ m/sec}^2$$

Συνεπώς,

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 C_3 (T_e^2 / 4\pi^2) S_{e(T)} = 1.3 \times 1 \times C_2 \times 1 (T_e^2 / 4\pi^2) \times S_e$$

Για στάθμη επιτελεστικότητας προστασία ζωής:

$$\delta_t = 1.3 \times 1 \times 1.1 \times 1 (1.92^2 / 4\pi^2) \times 1.5 = 0.16 \text{ m}$$



Σχήμα 6.4 Τελική καμπύλη αντίστασης

Η αποτίμηση της κατασκευής πραγματοποιείται στο κόμβο ελέγχου, δηλαδή στο Κ.Β. του 3^{ου} ορόφου για το βήμα όπου η μετακίνηση του είναι ίση με τη στοχευμένη μετακίνηση δ_i που έχει ήδη υπολογιστεί. Ελέγχεται η ικανότητα παραμόρφωσης (πλαστικές γωνίες στροφής θ_{pl}) των πλαστικών στοιχείων του φορέα σε σχέση με την απαίτηση που επιβάλλει ο σεισμός. Εκτελώντας ανελαστική στατική ανάλυση για όλους τους σεισμικούς συνδυασμούς και θέτοντας την δ_i ως μετακίνηση στην οποία τερματίζεται η Pushover παρατηρείται ότι η μετακίνηση του κόμβου στο τελευταίο βήμα της ανάλυσης προκύπτει μικρότερη από την στοχευμένη για στάθμη επιτελεστικότητας «προστασία ζωής». Συνεπώς, έχει σχηματιστεί μηχανισμός και το κτίριο έχει καταρρεύσει πριν φτάσει την επιθυμητή τιμή 0.16 m. Η αποτίμηση ολοκληρώνεται με τη μη επάρκεια του υφιστάμενου κτιρίου και την αναγκαιότητα ενίσχυσης του για την επιθυμητή στάθμη επιτελεστικότητας και το σεισμό σχεδιασμού.

Βιβλιογραφία

1. Ο.Α.Σ.Π. (2011) «Κανονισμός επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ), Τελικό εναρμονισμένο κείμενο»
2. Ο.Α.Σ.Π. (2006) «Ελληνικός Κανονισμός Ωπλισμένου Σκυροδέματος» (ΕΚΩΣ2000)
3. Ο.Α.Σ.Π. (2006) «Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός» (ΕΑΚ2000)
4. Ευρωκώδικας 8 (2005) «Αντισεισμικός κανονισμός, Μέρος 3: Αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας και ενίσχυσης κτιρίων», EN 1998-3:2005
5. Σπυράκος Κ. (2004), «Ενίσχυση Κατασκευών για Σεισμικά Φορτία», Εκδ. Τεχνικό Επιμελητήριο Ελλάδος
6. Δρίτσος Σ. (2012) «Αποτίμηση και Επεμβάσεις σε Υφιστάμενες κατασκευές με βάση τον Ευρωκώδικα 8 και τον ΚΑΝ.ΕΠΕ», Ημερίδα: «Κανονισμός Επεμβάσεων»
7. Δρίτσος Σ. (2007) «Ενισχύσεις-Επισκευές κατασκευών από οπλισμένο σκυρόδεμα»
8. Φαρδής Ν. (2007) «Μάθημα οπλισμένου σκυροδέματος- Μέρος Ι»
9. Γιαννόπουλος Π.Ι. «Πλαστιμότητα κατασκευών από οπλισμένο σκυρόδεμα»
10. Paulay T., Priestley M.J.N. (1992) «Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings»
11. M.Z. Cohn, Paolo Riva (1991) «Flexural ductility of structural concrete sections»
12. Stanley C. Woodson (1985) «Effects of shear stirrup details on ultimate capacity and tensile membrane behavior of reinforced concrete slabs»
13. D.Celarec, M. Dolsek (2013) «The impact of modeling uncertainties on the seismic performance assessment of reinforced concrete frame buildings»
14. Τσαμπρας Γ. (2010) « SAP2000, Ανάλυση & Σχεδιασμός κατασκευών με πεπερασμένα στοιχεία»
15. Manual SAP2000
16. Παναγιωτάκος Γ. (2012) «Παράδειγμα εφαρμογής ΚΑΝΕΠΕ»